

ISSN 1346-7328

国総研資料 第1286号

令和6年6月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.1286

June 2024

設計規模を超える高潮・高波に対する海岸堤防の粘り強い構造の要点

加藤史訓・姫野一樹・福原直樹

Essential Points to Construct Coastal Dike Resistant to Storm Surges and High Waves Larger than Design Levels

KATO Fuminori, HIMENO Kazuki, FUKUHARA Naoki

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

設計規模を超える高潮・高波に対する海岸堤防の粘り強い構造の要点

加藤史訓 *

姫野一樹 **

福原直樹 ***

Essential Points to Construct Coastal Dike Resistant to Storm Surges and
High Waves Larger than Design Levels

KATO Fuminori
HIMENO Kazuki
FUKUHARA Naoki

概要

本資料は、設計規模を超える高潮・高波によって生じる水理現象と海岸堤防の破壊現象、及びそれに対する構造上の工夫について、水理模型実験等から得られた要点をまとめたものである。

キーワード : 海岸堤防、粘り強い構造、高潮、高波、洗掘

Synopsis

This note is a summary of findings obtained from hydraulic model experiments etc. on hydraulic phenomena and failure phenomena of coastal dike caused by storm surges and high waves larger than design levels.

Key Words : Coastal Dike, Tenacious Structures, Storm
Surges, High Waves, Scouring

*	河川研究部海岸研究室長	Head of Coast Division, River Department
**	河川研究部海岸研究室主任研究官	Senior Researcher of Coast Division, River Department
***	河川研究部海岸研究室研究官	Researcher of Coast Division, River Department

目次

1. はじめに	1
1. 1 本資料の位置づけ	1
1. 2 粘り強い構造の定義とその効果	2
1. 3 設計外力に対する構造と粘り強い構造との関係	7
2. 設計規模を超える高潮・高波による水理現象と堤防の破壊現象	8
2. 1 設計規模を超える高潮・高波による水理現象の特徴	8
2. 1. 1 波力	9
2. 1. 2 越波による高流速	11
2. 1. 3 表法先での洗掘	13
2. 1. 4 裏法尻での洗掘	16
2. 1. 5 浸透と被覆工下圧力の上昇	18
2. 2 設計規模を超える高潮・高波による海岸堤防の破壊現象	20
2. 2. 1 破壊に至る素過程と破壊現象	20
2. 2. 2 波返工の破損	21
2. 2. 3 基礎工の不安定化	22
2. 2. 4 根留工の不安定化	23
2. 2. 5 堤体材料の吸い出し	24
2. 2. 6 表法被覆工の不安定化	26
2. 2. 7 裏法被覆工の不安定化	27
2. 2. 8 パイピング	28
3. 構造上の工夫の考え方と要点	29
3. 1 総説	29
3. 2 表法先の洗掘対策	31
3. 3 表法被覆工	44
3. 4 天端被覆工	46
3. 5 裏法被覆工	48
3. 6 裏法尻の洗掘対策	49
4. おわりに	57
謝辞	58
参考文献	59

研究担当者名簿

(研究期間：平成 27 年度～令和 5 年度)

所属	役職	氏名	担当期間	担当
河川研究部 海岸研究室	室長	諏訪 義雄	H27.4～H28.8	研究総括
	室長・主任研究官	加藤 史訓	H28.4～R6.3	研究総括、1 章～4 章
	主任研究官	竹下 哲也	H27.4～R1.6	2～3 章
	主任研究官	井樋世一郎	R3.4～R4.3	2～3 章
	主任研究官	姫野 一樹	H27.4～H28.3 R4.4～R6.3	1～4 章
	研究官	福原 直樹	H28.4～R2.3 R4.4～R6.3	1～4 章

1. はじめに

1. 1 本資料の位置づけ

2011年3月の東北地方太平洋沖地震では、東北地方の太平洋沿岸を中心に、津波による浸水被害が生じ、堤防等の海岸保全施設も多く被災した。その災害復旧においては、数十年から百数十年に一度程度来襲すると考えられる津波を海岸保全施設の設計対象に用いることが「設計津波の水位の設定方法等について」（2011年7月8日海岸省庁課長通知）により明確化され、その設計津波の水位を超える津波が越流しても堤防等が粘り強く効果を発揮することが「海岸堤防等の粘り強い構造及び耐震対策」（2011年12月15日海岸省庁課長通知）により求められた。その後、「海岸保全施設の技術上の基準について」の一部改正について」（2015年2月2日海岸省庁局長通知）により、設計津波の水位を超える津波だけでなく、設計高潮位を超える潮位または設計波を超える波浪の作用に対しても、海岸堤防等が粘り強く効果を発揮することが求められるようになった。

海岸省庁が設置した「気候変動を踏まえた海岸保全のあり方検討委員会」が2020年7月にまとめた提言には、海岸保全において今後実施していくべき具体的な対応方策の一つとして「粘り強い構造の堤防等の整備」が挙げられている。気候変動による平均海面水位の上昇や台風の強大化が予想されている中で、海岸堤防の粘り強い構造の必要性が増している。

国土交通省国土技術政策総合研究所では、津波が越流しても粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造についての成果を、国総研資料 No.646 及び No.1035、国総研技術速報 No.1 及び No.3、国総研プロジェクト研究報告第 52 号、土木学会論文集（鳩貝ら；2012、加藤ら；2013、2014）等で順次発表してきた。一方、設計高潮位を超える潮位または設計波を超える波浪の作用に対して粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造についても、土木学会論文集（姫野ら；2016、竹下ら；2017a、2018、福原ら；2018、2021、2023、井樋ら；2022）等で成果を発表してきた。

本資料は、設計規模を超える高潮・高波によって生じる水理現象と海岸堤防の破壊現象、及びそれに対する構造上の工夫の要点をまとめたものである。そのとりまとめにあたっては、「海岸保全施設の技術上の基準について」の一部改正について」（2015年2月2日海岸省庁局長通知）に記載された海岸堤防の粘り強い構造に関する規定との整合を図りつつ、これまでに発表した成果をもとに、設計規模を超える高潮・高波に対する海岸堤防の粘り強い構造の理解を容易にすることを意識した。

本資料では、2章において設計規模を超える高潮・高波によって生じる水理現象と堤防の破壊現象を説明し、3章において構造上の工夫の考え方と要点を示し、4章に全体の概要をまとめている。

1. 2 粘り強い構造の定義とその効果

2011年に発生した東日本大震災の以前においては、設計津波を超える津波や高潮、波浪が作用した状態での海岸堤防の機能や要求性能は定められていなかった。東日本大震災では、設計津波を超える津波が海岸堤防を越流することにより多くの海岸堤防が被災し、また、背後地に甚大な被害が発生した。

中央防災会議「東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会」は、津波対策を構築するにあたって、海岸堤防等の構造物により人命・財産を守ることを目指す比較的頻度の高い津波と、避難等のソフト対策を軸に何としても命を守ることを目指す最大クラスの津波の2つを想定すること、あわせて、海岸堤防等の施設については、設計を上回る津波に対しても粘り強く効果を発揮する技術開発を行い、整備を進めることを2011年7月に提言した。

その提言を受けて、海岸関係省庁が設置した「海岸における津波対策検討委員会」は、比較的頻度の高い津波を数十年から百数十年に一度程度の頻度で到達すると想定される津波とし、その津波が海岸堤防を乗り越えて堤内地側へ侵入しないことを条件とした津波シミュレーションを行う等により算出された水位を設計津波の水位として設定することを提言した。また、設計津波を上回る津波に対して海岸堤防等の施設を粘り強い構造とすることで期待する効果を以下のように示した（海岸における津波対策検討委員会、2011）。

海岸堤防の粘り強い構造の基本的な考え方は、津波が越流した場合であっても、以下のいずれかもしくは両方の効果を発揮するよう構造上の工夫を施すものである。

- 1)施設が破壊、倒壊するまでの時間を少しでも長くする
- 2)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

また、海岸堤防の粘り強い構造により施設の効果が粘り強く発揮された場合には、以下に示す効果が期待される。

- ・浸水までの時間を遅らせることにより避難のためのリードタイムを長くする効果
- ・浸水量が減ることにより浸水面積や浸水深を低減し、浸水被害を軽減する効果、第2波以降の被害を軽減する効果
- ・施設が全壊に至らず、一部残存した場合には、迅速な復旧が可能となり二次災害のリスクが減る効果や、復旧費用を低減する効果
- ・今次津波においては、堤防が残存した箇所では侵食（砂浜幅の減少）が殆ど見られなかった事例も確認されており、海岸地形を保全する効果

2014年に改正された海岸法では、津波、高潮等により海水が当該堤防を越えて侵入した場合にこれによる被害を軽減するため、当該堤防と一体的に設置された根固工又は樹林を含めて海岸保全施設と規定された。また、海岸法改正後に改められた「海岸保全区域等にか

かる海岸の保全に関する基本的な方針」（2015年2月2日農林水産・国土交通省告示第一号）では、以下のような方針が示された。

- ・海岸保全施設の整備に当たっては、背後地の状況を考慮しつつ、津波、高潮等から海水の侵入又は海水による侵食を防止するとともに、海水が堤防等を越流した場合にも背後地の被害が軽減されるものとする。

- ・背後地の状況等を考慮して、設計の対象を超える津波、高潮等の作用に対して施設の損傷等を軽減するため、粘り強い構造の堤防、胸壁及び津波防波堤の整備を推進する。その際、粘り強い構造の堤防等について、樹林と盛土が一体となって堤防の洗掘や被覆工の流出を抑制する「緑の防潮堤」など多様な構造を含めて検討する。

以上のことをふまえ、本資料では、津波越流に対する海岸堤防の粘り強い構造の要点をまとめた国総研資料 No.1035 と同様に、背後地の被害軽減を目的とした、堤防の損傷等を軽減する機能を有する構造を「粘り強い構造」として取り扱い、設計高潮位を超える潮位の海水及び設計波を超える波浪の作用に対して海岸堤防を粘り強い構造とするための要点をまとめることとする。また、海岸堤防にはさまざまな型式のものがあるが、本資料では、-1.2.1 のような台形断面の土堤の表面が被覆された傾斜堤を主に対象とする。

また、「粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料（案）」では、粘り強い河川堤防の構造検討の条件として箇所ごとに越流水深などの諸量を一つの値に定めるのは現状では難しいものの、粘り強い河川堤防の越水に対する性能の評価の目安となる外力は「越流水深 30cm に対して、越流時間 3 時間」とされている。設計規模を超える高潮・高波に対する海岸堤防の粘り強い構造の検討条件も一律に定めることは難しいが、本資料では、海岸堤防の被災が生じる目安が示されている越波流量に着目し、海岸堤防の被災限界越波流量の 2 倍程度（ $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ）の越波流量を最大値として構造上の工夫を検討した。このため、潮位が堤防の天端高を上回ることによって生じる越流は検討対象外としている。さらに、洗掘のように高潮や高波の継続時間が問題となる水理現象があることから、高潮が大きくなりやすい内湾への適用を念頭に、「海岸事業の費用便益分析指針（改訂版）」における閉鎖性の海岸での外力の継続時間である 12 時間を目安として構造上の工夫を検討した。

注：「「海岸保全施設の技術上の基準について」の一部改正について」（2015年2月2日海岸省庁局長通知）における「根固工」は、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」（海岸保全施設技術研究会編、2004年3月）における基礎工（表法先に設置するもの）、根固工（表法先に設置するもの）、または根留工（裏法尻に設置するもの）に相当する。これらの混同を避けるため、本資料では、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」に沿って、-1.2.1 に示す表記で統一する。

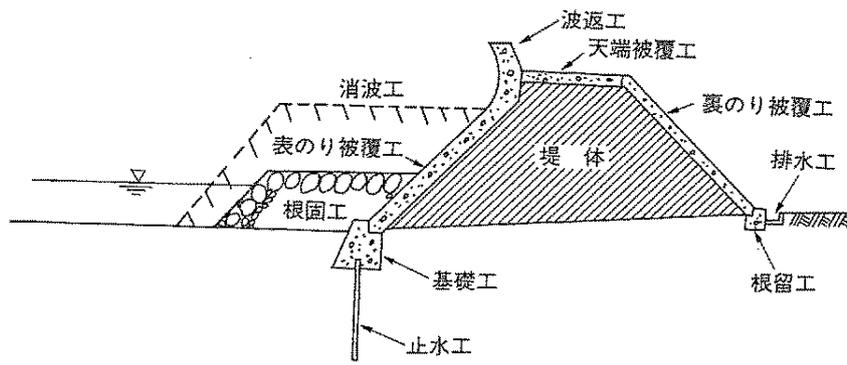


図-1.2.1 堤防の各部分の名称

参考

「「海岸保全施設の技術上の基準について」の一部改正について」（2015年2月2日海岸省庁局長通知）における堤防の規定（下線部は粘り強い構造に関する部分）。

3. 2 堤防

3. 2. 1 目的と機能

堤防は、海岸背後にある人命、資産を高潮、波浪及び津波から防護するとともに、陸域の侵食を防止することを目的として設置される海岸保全施設である。

堤防は、設計高潮位の海水若しくは設計波又は設計津波の作用に対して、高潮若しくは津波による海水の侵入を防止する機能、波浪による越波を減少させる機能、若しくは海水による侵食を防止する機能のいずれかの機能又は全ての機能を有するものとする。

これらの機能に加えて、当該堤防の背後地の状況等を考慮して、設計高潮位を超える潮位の海水若しくは設計波を超える波浪又は設計津波を超える津波の作用に対して、当該堤防の損傷等を軽減する機能を有するものとする。

3. 2. 2 設計の方針

設計高潮位の海水若しくは設計波又は設計津波の作用に対して所定の機能が発揮されるよう、堤防の型式、天端高、天端幅、法勾配及び法線を定めるものとする。

また、設計高潮位を超える潮位の海水若しくは設計波を超える波浪又は設計津波を超える津波の作用に対して所定の機能が発揮されるよう、堤防の型式、天端幅及び法勾配（根固工にあっては型式、幅及び厚さ、樹林にあっては樹種並びに盛土の幅及び厚さ）を適切に定めるものとする。

3. 2. 3 要求性能

堤防は、所定の機能が発揮されるよう、適切な性能を有するものとする。また、堤防は、設計高潮位以下の潮位の海水、設計波、設計津波、設計の対象とする地震及びその他の作用に対して安全な構造とするものとする。

さらに、設計高潮位を超える潮位の海水若しくは設計波を超える波浪又は設計津波を超える津波の作用に対して、背後地の状況等を考慮して、当該堤防の損傷等を軽減する構造とするものとする。

3. 2. 4 照査において考慮すべき条件

堤防の構造型式や構造諸元の決定に当たり考慮すべき条件は以下のとおりとする。

- (1) 自然条件
 - a) 潮位
 - b) 波浪

- c) 津波
- d) 流れ
- e) 漂砂
- f) 海底地形及び海浜地形
- g) 地盤
- h) 地震

(2) その他の条件

- a) 背後地の重要度
- b) 海岸の環境
- c) 海岸の利用及び利用者の安全
- d) 船舶航行条件
- e) 施工条件

3. 2. 5 目的達成性能の照査

堤防の設置目的を達成するための性能は、原則として天端高、表法勾配、天端幅、裏法勾配、根固工の型式、幅及び厚さ、樹林の樹種並びに盛土の幅及び厚さの組合せにより評価するものとする。

性能の照査に当たっては、当該海岸における設計潮位、設計波、設計津波等を適切に設定し、波のうちあげ高若しくは越波流量又は設計津波の水位（堤防によるせり上がりを考慮した津波高さ）が所定の値（うちあげ高にあつては天端高、越波流量にあつては許容越波流量、設計津波の水位にあつては地震後の天端高）を上回らないことを確認するものとする。

また、当該堤防における設計高潮位を超える潮位の海水若しくは設計波を超える波浪又は設計津波を超える津波の作用に対する所定の性能の照査に当たっては、当該堤防の損傷等を軽減する機能を有していることを確認するものとする。

照査手法は、信頼性のある適切な手法を用いるものとする。

3. 2. 6 安全性能の照査

堤防は、波力、地震力、土圧等の作用に対して安全な構造とするものとするとともに透水をできるだけ抑制し得るものとする。安全性能の照査では、信頼性のある適切な手法を用いるものとする。

ただし、構造の細目については実績のある適切な例を参考にして設定することができるものとする。

1. 3 設計外力に対する構造と粘り強い構造との関係

高潮や高波による海岸堤防の被災に関する研究事例は比較的多い。大河原ら（1983）は、1980年以前の海岸堤防・護岸の被災事例を分析し、外洋性の海岸では堤体前面の洗掘、吸出しによる被災が多いこと、砂浜幅が広く、前浜勾配が緩いほど被災率が小さいことなどを明らかにしている。また、「美しい海辺を守る災害復旧ガイドライン（案）」のほか、図-1.3.1のように、海岸省庁の「海岸保全施設維持管理マニュアル」には、海岸堤防の変状連鎖が整理されており、海岸堤防の前面海底の洗掘を起点として海岸堤防が被災に至る過程が示されている。このほか、加藤ら（2011）は、1999～2009年における河川局所管海岸の海岸堤防・護岸の被災事例321件において、侵食傾向の砂浜海岸での事例が多いこと、海底地盤の低下が起点となっている事例が多いことを確認している。一方、平山（2011）は、2004～2008年に生じた波浪災害を取り上げ、海岸侵食による海岸防護機能の低下も被災の要因として挙げつつも、海岸・港湾施設の被災パターンを、高潮に対する波力増大、地形の影響による波力集中、背後地盤の影響、設計波を超える甚大な波力に分類している。以上のように、高潮や高波による海岸堤防の被災は、海岸堤防の前面地盤の低下が起点となっていることが多いが、設計規模を超える波浪による被災も生じている。

海岸堤防の前面地盤の低下に対しては、海岸堤防の構造を工夫するだけでなく、総合的な土砂管理や海岸侵食対策を実施する必要がある、その必要性は「緩傾斜堤の設計の手引き」などの技術基準類において指摘されてきた。その実施を前提として、本資料では、設計規模を超える高潮・高波に対して粘り強い構造の要点を整理する。

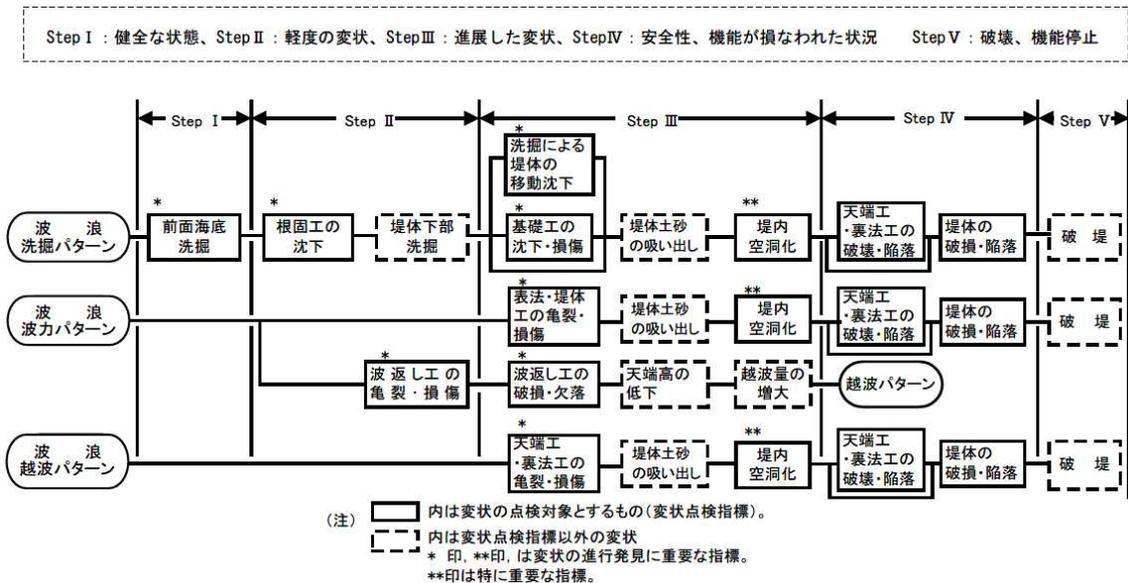


図-1.3.1 堤防（消波工なし）の変状連鎖（出典：海岸保全施設維持管理マニュアル）

2. 設計規模を超える高潮・高波によって生じる水理現象と堤防の破壊現象

2. 1 設計規模を超える高潮・高波による水理現象の特徴

設計高潮位を超える潮位の海水及び設計波を超える波浪（以下、「設計規模を超える高潮・高波」という）の作用が生じると、波返工や堤体の海側に作用する波力、越波による天端から裏法尻にかけての高流速（およびそれに伴うせん断力）、表法先や裏法尻での洗掘、基礎地盤・被覆工下の堤体への浸透などが同時に発生していく（図-2.1.1）。

波力については2. 1. 1で、越波については2. 1. 2で、表法先での洗掘については2. 1. 3で、裏法尻での洗掘については2. 1. 4で、浸透については2. 1. 5で説明する。

なお、海岸堤防の天端高は高潮に対する必要高と津波に対する必要高の高い方を採用することが多い。高潮に対する必要高は、設計波に対する必要高や余裕高を設計高潮位に加えて求められることが多いため、設計高潮位より相当大きい。このため、設計規模を超える高潮・高波が生じる場合には、潮位が海岸堤防の天端高より低いものの相当の越波が生じた後に、潮位が海岸堤防の天端高を超えて越流が生じる。このように海岸堤防は越流が始まる前から設計条件を超える外力が作用していることから、本研究では越流が生じる前の状態を対象とする。

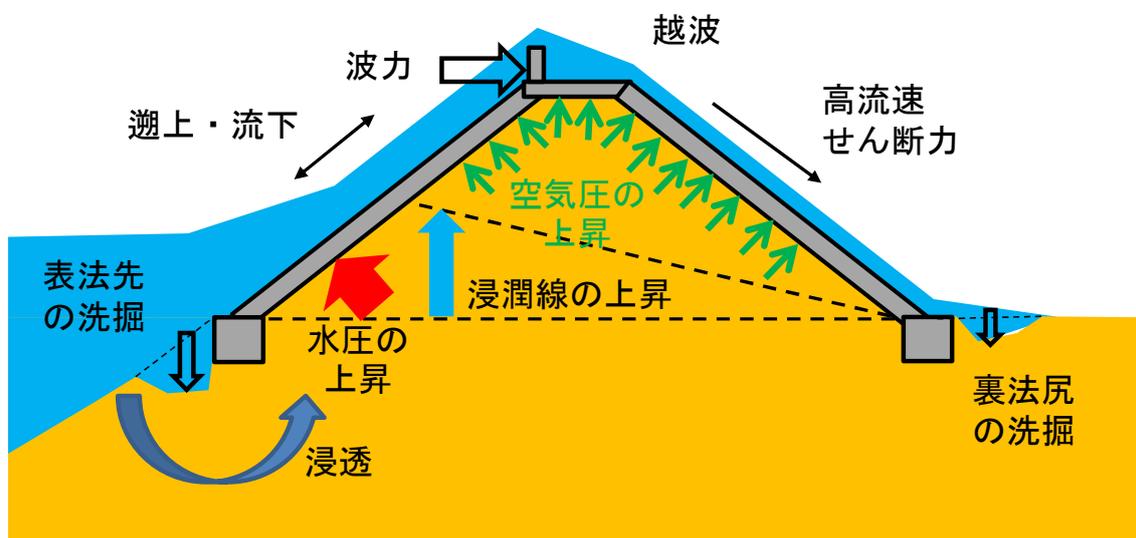


図-2.1.1 設計規模を超える高潮・高波によって生じる水理現象

2. 1. 1 波力

高潮により潮位が上昇すると、その上昇量に応じて海岸堤防に作用する静水圧は大きくなる。また、波浪が海岸堤防に到達すると、波浪の衝突によって海岸堤防表面の圧力が上昇する。波浪の衝突によって生じる波力は、波返工のような直立壁の設計において特に考慮すべき外力である。

構造物の設計では、潮位に応じた静水圧とは別に、波浪の衝突による圧力上昇を波圧式により求め、それらを合わせた圧力を対象とする。「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」では、波圧式として、海中構造物に対しては図-2.1.1.1 のような分布を示す合田式が、陸上構造物に対しては図-2.1.1.2 のような分布を示す富永・久津見の算定式が例示されている。

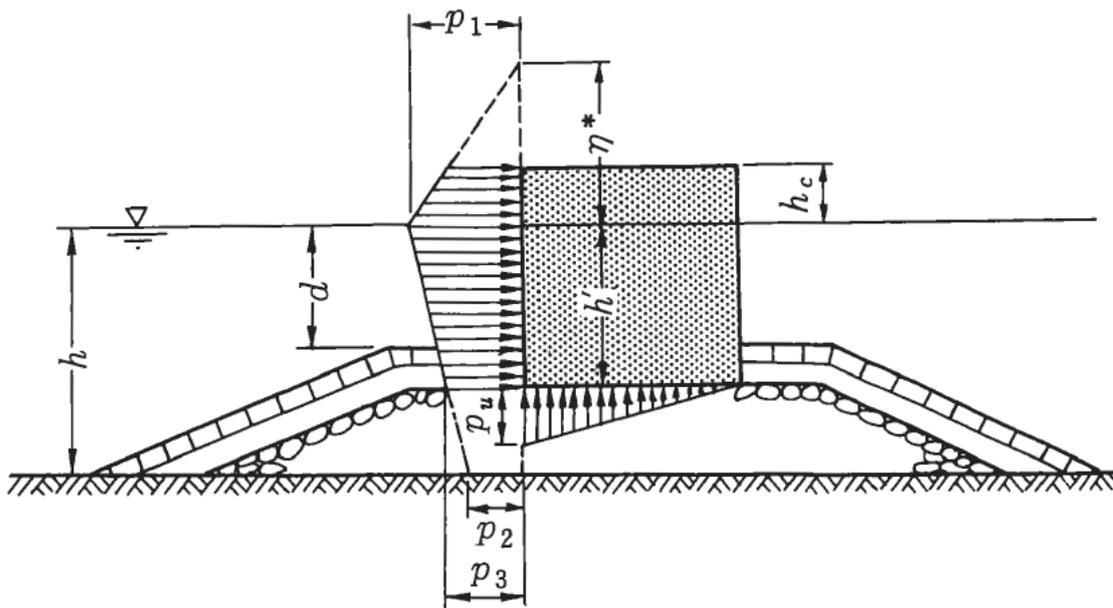


図-2.1.1.1 海中の直立壁に作用する波圧分布
(出典：海岸保全施設の技術上の基準・同解説)

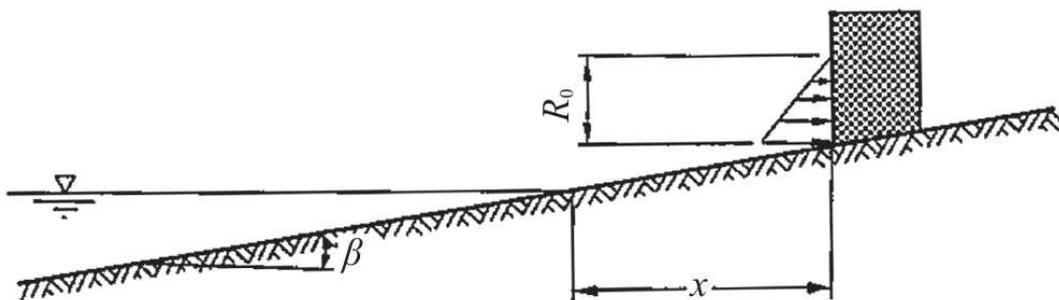


図-2.1.1.2 陸上の直立壁に作用する波圧分布
(出典：海岸保全施設の技術上の基準・同解説)

富永・久津見の算定式は、汀線の陸側にある直立壁に作用する波圧の分布を式 2.1.1.1～2 のように表している。ここで、 p は堤体基部（地盤面）での波圧(kn/m²)、 R_0 は波圧が 0 となる地盤面上の高さ(m)、 β は海底勾配、 x は汀線から直立壁までの距離(m)、 ρ_0 は海水の密度、 H_0' は換算沖波波高(m)、 L_0' は沖波の波長(m)である。

$$p=1.8\rho_0\tan\beta[(H_0'L_0')^{1/2}-x] \quad (2.1.1.1)$$

$$R_0 = 1.7\tan\beta[(H_0'L_0')^{1/2}-x] \quad (2.1.1.2)$$

高橋ら (2018) は、富永・久津見の算定式が規則波実験の結果であるため、現地に来襲する不規則波の有義波高を与えると過小な結果になると指摘している。このため、富永・久津見の算定式には最大波高を与える、または式 2.1.1.3～4 に示す高橋ら (2018) の提案式を用いて波圧を算定することが望ましい。

$$p=6.8\rho_0\tan\beta[(H_0'L_0')^{1/2}-x] \quad (2.1.1.3)$$

$$R_0 = 5.6\tan\beta[(H_0'L_0')^{1/2}-x] \quad (2.1.1.4)$$

2. 1. 2 越波による高流速

波が海岸堤防を乗り越える現象である越波は、天端上の波返工に大きな波力を及ぼすとともに、天端から裏法および根留工上において高流速を発生させ、裏法尻において洗掘を生じさせる（写真-2.1.2.1）。海岸堤防が表法だけでなく天端や裏法もコンクリートで被覆されている主な理由は、このような高流速による堤体土の侵食を防ぐためである。

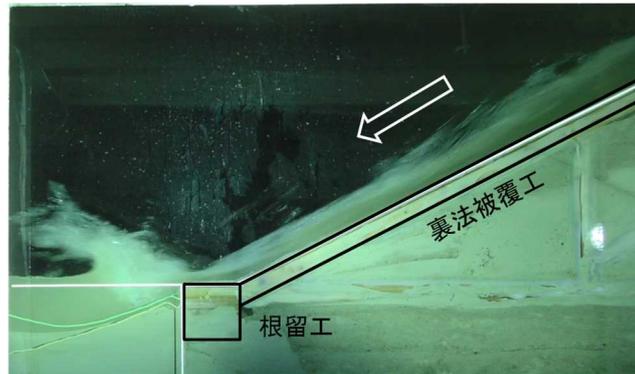


写真-2.1.2.1 水理模型実験で確認された越波による裏法上の高流速

越波は不規則波による間欠的な現象であるため、瞬間的な越波流量が越波流量の時間平均値と比べてはるかに大きくなることもある。また、加藤ら（2014）の津波の越流実験では越流水深 1m でも越流量は $1.0\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ を超え、三面張りの海岸堤防の許容越波流量より 20 倍も大きかったが、瞬間的な越波流量は小水深の津波越流に匹敵する恐れがある。

越波時の裏法上の流速を定量的に見積もることは難しいが、数値計算により推定することもできる。図-2.1.2.1 は竹下ら（2017b）による CADMAS-SURF での越波計算で得られた最大流速分布の例を示している。裏法上の流速は、法肩（ $X=-0.1$ ）から法尻（ $X=0.0$ ）にかけて増加していることがわかる。

このような越波による高流速に対しては、津波越流への対策と同様に、裏法被覆工の厚さを十分に確保するとともに、高流速による流体力をまともに受けないように裏法被覆工に不陸が生じにくい構造にすることが有効であると考えられる。

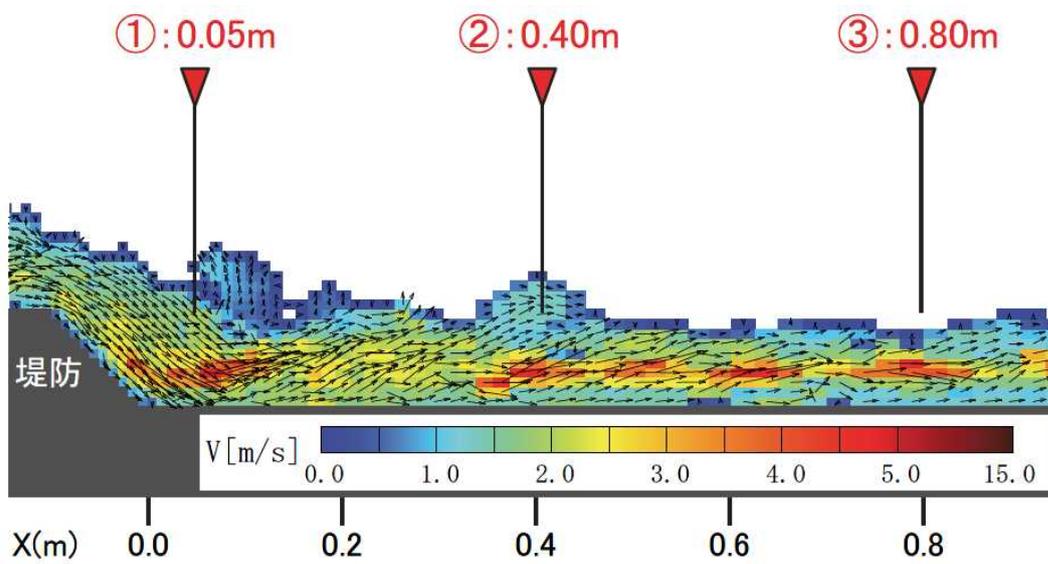


図-2.1.2.1 海岸堤防背後の最大流速分布の計算例
 (越波量 $0.0054\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、堤防高 6m、法勾配 1:1)

2. 1. 3 表法先での洗掘

波浪が海岸堤防に繰り返し到達すると、海岸堤防の表法先では洗掘が生じる。波浪による洗掘は、構造物の設置水深に応じて、砕波領域と重複波領域に分けて議論されてきた。海岸堤防の多くは砕波領域に存在しており、その洗掘についても砕波領域を対象とした水理模型実験により検討されてきた。

海岸堤防の表法先での洗掘については、反射波や法面上の戻り流れの影響が指摘されてきた(樫木ら(1971))。それらは表法勾配の影響を受け、表法勾配が大きいほど表法先の洗掘量が大きくなると言われてきた(橋本ら(1983); 佐伯ら(1985))。表法勾配が1割より緩い傾斜堤の表法先の洗掘は、1)表法被覆工に波がうちあがるときに基礎工前面の砂を押し上げて海底面を削る現象、2)表法被覆工上の戻り流れが基礎工近傍で渦を発生させ基礎工前面の砂を巻き上げる現象、3)基礎工前面付近での砕波により発生した渦が基礎工前面の砂を削り取る現象により生じ、このうち2)が最も顕著であることが大型水理模型実験で明らかになっている(井樋ら(2022))。

以下では、井樋ら(2022)が波浪による海岸堤防の表法先での洗掘に関する実験(縮尺1/8)を行った結果を紹介する。

長さ123.9m、幅2m、深さ5mの波浪実験水路(側壁の1面はガラス張り)内(図-2.1.3.1)に、図-2.1.3.2に示す縮尺1/8の堤防模型(高さ0.75m、天端幅0.375m、表法・裏法勾配1:2)を設置した。堤防模型の幅は1.7mとし、水路奥側0.25mと手前側0.05mはそれぞれ計測機器設置と水路側面のガラス保護のため木製の固定床とした。基礎工及び根留工(いずれも高さ0.125m、幅0.125m)は木製であり、波によって動かないように固定した。また、堤防模型の海側3mまでを移動床として、それ以外は固定床とした。移動床には $d_{50}=0.1\text{mm}$ の珪砂(沈降速度の相似則で現地換算値0.2mmの細砂相当)を用い、層厚0.6mごとに珪砂を敷き均して適量の水を撒いた後、締固めを行う作業を繰り返して成形した。

造波条件については、修正Bretschneider-光易型の不規則波で、波形勾配は0.02~0.03程度とし、許容越波流量を参考に目標越波流量の現地換算値を0.01、0.05、0.10 $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、海岸事業の費用便益分析指針での外力設定を参考に各条件51分間(現地換算値2.4時間相当)と設定し、目標越波流量となるように造波試験により波高、周期、水位を調整した。その結果として、実験での堤脚水深(基礎工上面からの水位)、沖波有義波高、沖波有義波周期は、表-2.1.3.1のとおりである。目標越波流量が小さい方から、Case S-1、Case S-2、Case S-3と呼ぶことにする。

図-2.1.3.3のように、実験後の基礎工前面(沖向き距離0cm)の洗掘深は、Case S-1よりもCase S-2、Case S-3の方が大きい、ケース間の大きな差は見られない。また、目標越波流量が大きくなるに従い、より沖まで洗掘される傾向がある。目標越波流量の増大により波が天端近くまでうちあがる頻度は増えるが、天端を越えた水は海側には戻らないことから、表法被覆工上の戻り流れが堤防の高さにより規定されることが基礎工前面の洗掘深に影響したと考えられる。

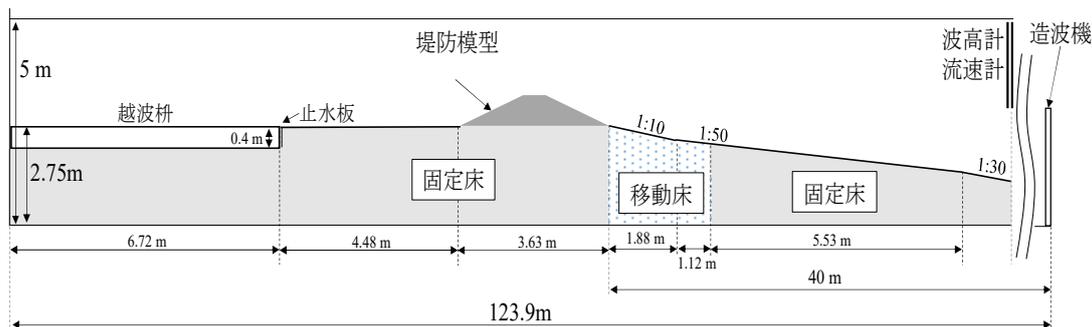


図-2.1.3.1 表法先での洗掘に関する実験の断面図

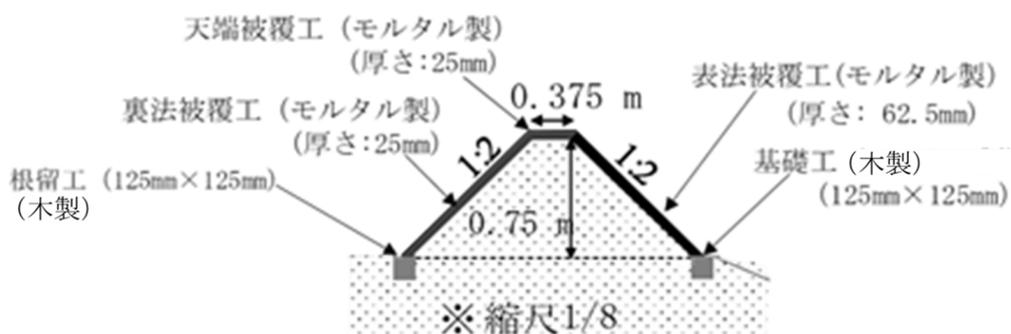


図-2.1.3.2 堤防模型の断面図

表-2.1.3.1 水位及び波浪条件

Case	目標越波流量 (現地換算値)	堤脚水深	沖波有義波高	沖波有義波周期
S-1	0.01 m ³ /s/m	0.197 m	0.33 m	2.3 s
S-2	0.05 m ³ /s/m	0.242 m	0.48 m	2.8 s
S-3	0.10 m ³ /s/m	0.268 m	0.60 m	3.1 s

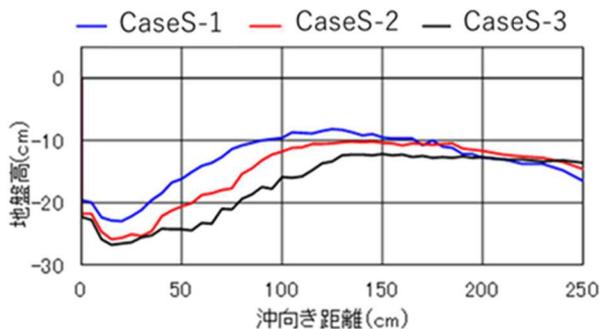


図-2.1.3.3 実験後の基礎工前面の洗掘状況

なお、堤防の高さと基礎工前面の洗掘深との関係については、以下のように整理できる。

井樋ら(2022)が明らかにした戻り流れによる渦の大きさは、水面から底面までの深さで規定されることから、井樋ら(2022)、福原ら(2021)、竹下ら(2018)、福原ら(2023)の水利模型実験（いずれも表法勾配 1:2、沖波波高の現地換算値 1.9~4.8m、堤脚水深の現地換算値 1.6~2.3m）における水面からの洗掘深（表法先からの洗掘深+表法先の水深）と水面からの堤防高との関係を整理した。図-2.1.3.5のように、水面からの洗掘深（堤脚水深 h +基礎工上面からの洗掘深 Δh_{max} ）を沖波波高 H_0 で無次元化した値は、水面からの堤防高（堤脚からの堤防高 $H-h$ ）を H_0 で無次元化した値が 1.5 以下の範囲では、水面からの洗掘深を H_0 で無次元化した値は堤防高とともに大きくなっている。また、水面からの堤防高を H_0 で無次元化した値が 1.5 を超えると、水面からの洗掘深を H_0 で無次元化した値はほぼ一定になっている。このことは、表法勾配 1:2 の堤防においては、水面からの洗掘深が沖波波高の 1.2 倍程度に達することを示している。

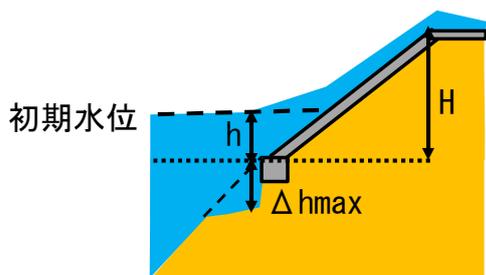


図-2.1.3.4 変数の定義

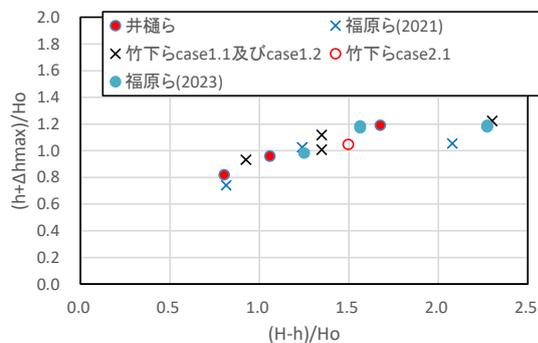


図-2.1.3.5 水面からの洗掘深と堤防高との関係

2. 1. 4 裏法尻での洗掘

高潮による潮位上昇や高波の来襲により海岸堤防では越波が生じ、それによって海岸堤防を流れ下った海水により、海岸堤防の裏法尻では洗掘が生じる。潮位が海岸堤防を超えることで生じる越流と比べて、越波により海岸堤防陸側に流れ込む海水の瞬間的な量は少ないが、台風等の停滞によっては越波の継続時間が長くなる恐れがあることに留意する必要がある。

姫野ら(2016)は、越波による裏法尻での洗掘の特徴として、津波越流による洗掘と同様に洗掘深の増大は次第に緩やかになること、同程度の最大洗掘深が発生する津波越流時と比べて洗掘の範囲が狭いことなどを明らかにしている。

以下では、井樋ら(2022)が越波による海岸堤防の裏法尻での洗掘に関する実験(縮尺 1/8)を行った結果を紹介する。

2. 1. 3 で紹介した実験を行った水路内(図-2.1.4.1)内に、同様の縮尺 1/8 の堤防模型(高さ 0.75 m、天端幅 0.375 m、表法・裏法勾配 1:2)を設置した。堤防模型の陸側 4.48 m までを移動床とし、それ以外は固定床とした。移動床の材料や成形方法は同様である。波浪条件も同様であり、目標越波流量が小さい方から、Case L-1、Case L-2、Case L-3 と呼ぶことにする。

実験後の根留工背面(岸向き距離 0m)の洗掘深は目標越波流量の大きさにかかわらずほぼ同じであったが、背後の最大洗掘深は目標越波流量が大きいケースほど大きく、その位置は根留工からより離れていた(図-2.1.4.2)。これは、津波越流による洗掘に対する根留工の効果と同様に、根留工の上面が裏法被覆工からの流れを背後地盤に突っ込む向きから水平方向に変えることで、根留工近傍での洗掘を軽減するものの、より岸側方向に離れた箇所に対してはあまり影響を及ぼさないことを示している。今回の実験のように許容越波流量を少し超える程度の越波に対しては、現地換算値 1m 程度の上面幅を有する根留工がある場合には根留工背面の洗掘深は抑制されている。

また、姫野ら(2016)は、大量の越波による堤防陸側での洗掘に関して、式(2.1.4.1)のように、最大洗掘深に相当する定在渦のスケール R_i を越波流量 q_i が規定するものとしている。

$$R_i \sim g^{-1/4} q_i^{1/2} z_{fi}^{1/4} \quad (2.1.4.1)$$

ここで、 g は重力加速度、 z_{fi} は落差(堤防の比高)である。そこで、竹下ら(2017a)及び福原ら(2021)、福原ら(2023)の実験結果と、各実験の最大洗掘深 Δh_{\max} と上式で求めた R_i との比を求めたところ、図-2.1.4.3 のように、越波流量が $0.05 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 程度以上では 5 程度であった。

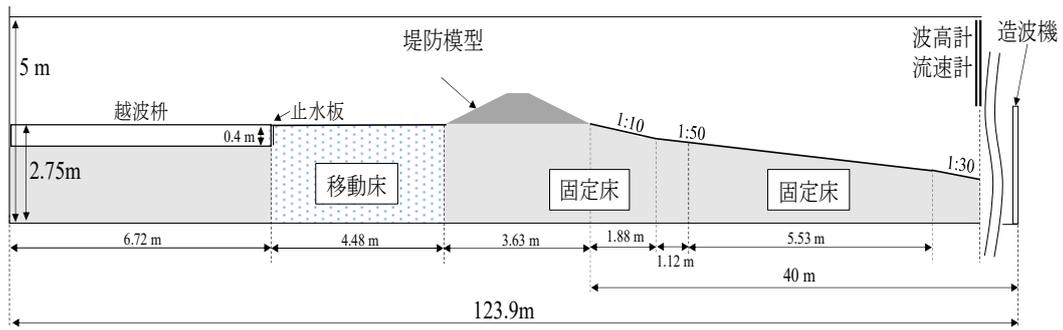


図-2.1.4.1 裏法尻での洗掘に関する実験の断面図

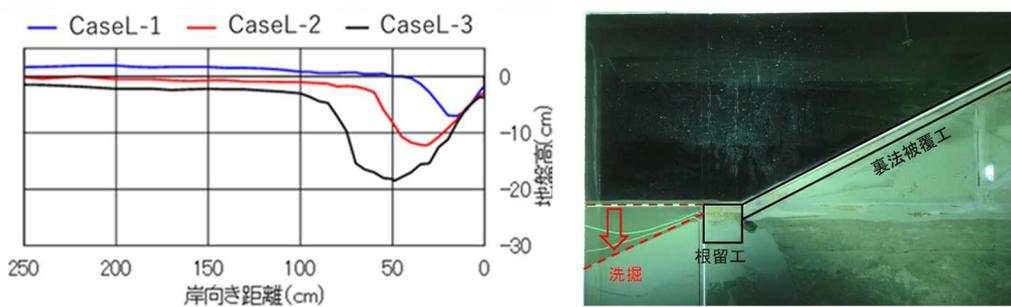


図-2.1.4.2 実験後の根留工背後の洗掘状況 写真-2.1.4.1 実験後の根留工背後の洗掘状況 (Case L-3)

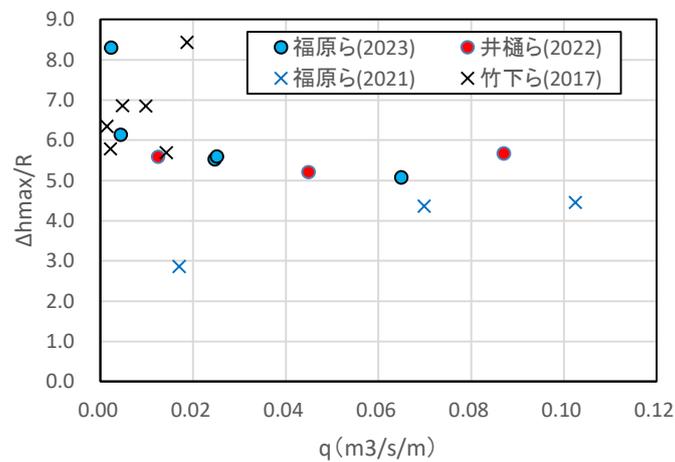


図-2.1.4.3 堤防陸側での最大洗掘深と定在渦のスケールの関係

2. 1. 5 浸透と被覆工下圧力の上昇

高潮により潮位が上昇すると、海水が基礎地盤や堤体土に浸透し、堤体土内の浸潤線上昇が起こる。また、被覆工の遮水性が高い場合には堤体土内の空気が密閉され、空気圧が上昇する恐れがある。高潮の周期は数分から数十分である津波と比べて長いことから、高潮による浸透は津波によるものより注意する必要がある。

福原ら(2018)が高潮時の浸透に関する実験（縮尺 1/6）を行った結果を以下に示す。

図-2.1.5.1のように、長さ 52m、幅 1.2m、高さ 0.6m の水路に設けた砂地盤（海底勾配 1/30、透水係数 $4.8 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ）の上に、砂地盤と同じ材料で形成した盛土の三面を平張りコンクリートで被覆した傾斜堤（法勾配 1:2）を想定した堤防模型（比高 0.5m、天端幅 0.5m）を設置した。海岸堤防前面の表層には、波浪が作用しても移動しづらい玉砂利を層厚 3cm で敷設した。天端及び法面の被覆工、基礎工及び根留工は木材を用いて製作し、表法からの浸透が生じない構造とした。また、堤体内の空気が圧縮され、浸透に影響することを防ぐため、堤防天端に空気孔（ $\phi 20 \text{mm} \times 4$ 個）を設けた。さらに、越波した水が空気孔から堤体内に浸透しないよう、表法を上方に 0.75m 延長し、その先に波返工を設けた。

堤前水位（基礎工天端からの高さ）や沖波条件については、表-2.1.5.1のように 2 ケースを設定した。実験では、水路床から 0.2m の水位にて 24 時間以上の養生を行った後、水路床から所定の堤前水位まで徐々に水位を上昇させ、一定時間待機した後に 150 分間造波した。

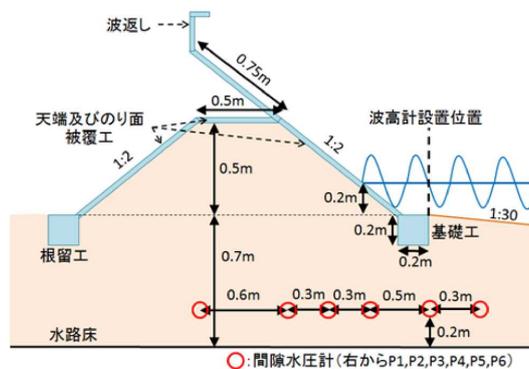


図-2.1.5.1 模型断面

表-2.1.5.1 実験条件

ケース	堤前水位 (m)	沖波有義波高 (m)	沖波有義波周期 (s)
1	0.2	0.369	1.41
2	0.2	0.298	1.81

各ケースで間隙水圧計により測定された圧力変動幅と基礎工前面からの水平距離との関係を図-2.1.5.2に示す。ここで、圧力変動幅は、解析時間内（各 5 分間）における圧力の

最大値と最小値の差分と定義しており、一波毎の圧力の差分ではない。ケース1では、圧力変動幅と基礎工前面から陸側の水平距離の相関は確認できず、いずれも圧力変動幅は約0.007m（圧力水頭）前後であった。一方、ケース2では水平距離0mにおける圧力変動幅が0.013m前後であったが、水平距離0.5mでは0.008m前後、水平距離0.8mでは0.006m前後となっており、基礎工前面からの水平距離が長くなるに従い、圧力変動幅が小さくなる傾向が確認できる。また、水平距離1.1m及び1.7mにおける圧力変動幅も水平距離0.8mと同様の値を示していることから、波浪による圧力変動は基礎工前面からの距離に応じて減衰していくことがわかる。

図-2.1.5.3は、間隙水圧から算出した浸潤線の位置を示している。堤体内の浸潤線は造波後に上昇し、造波後には、基礎工の陸側から水平距離0.3mにおける浸潤線の高さはケース1で0.09m、ケース2で0.07mであった。

以上のように、海岸堤防への浸透が見られるが、浸透に対する波浪の影響は著しく小さいと想定される。

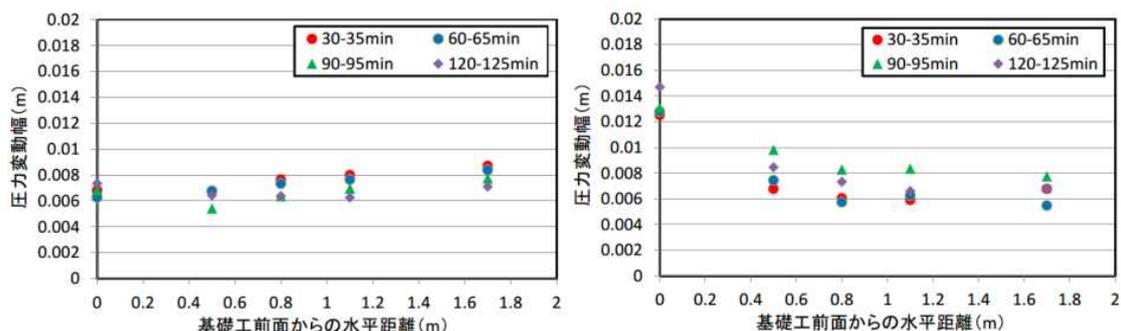


図-2.1.5.2 地盤内の間隙水圧の変動状況（左：ケース1、右：ケース2）

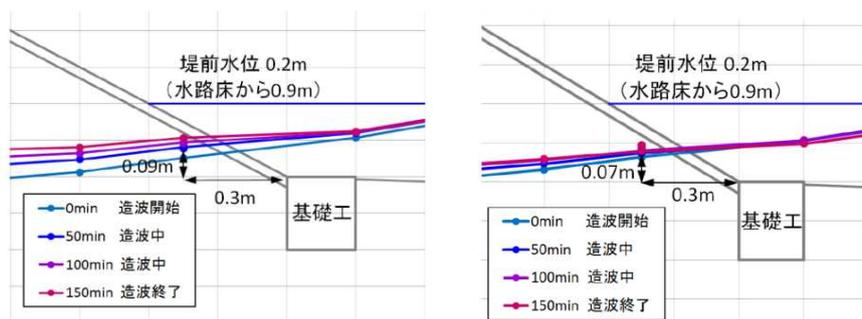


図-2.1.5.3 間隙水圧から算出した浸潤線（左：ケース1、右：ケース2）

2. 2 設計規模を超える高潮・波浪による海岸堤防の破壊現象

2. 2. 1 破壊に至る素過程と破壊現象

2. 1で説明した設計規模を超える高潮・高波時の水理現象に伴う海岸堤防の破壊現象は、波返工の破損、根留工の不安定化、裏法被覆工の不安定化、基礎工の不安定化、堤体材料の吸い出し、パイピングなどの素過程に分類できる。これらが同時かつ相互に影響しながら破壊が進行し、全壊に至ると考えられる。

高潮・高波時の傾斜堤の破壊に至る素過程は図-2.2.1.1のように整理される。波返工の破損については2. 2. 2で、基礎工の不安定化については2. 2. 3で、根留工の不安定化については2. 2. 4で、堤体材料の吸い出しについては2. 2. 5で、表法被覆工の不安定化については2. 2. 6で、表法被覆工の不安定化については2. 2. 7で、パイピングについては2. 2. 8で説明する。

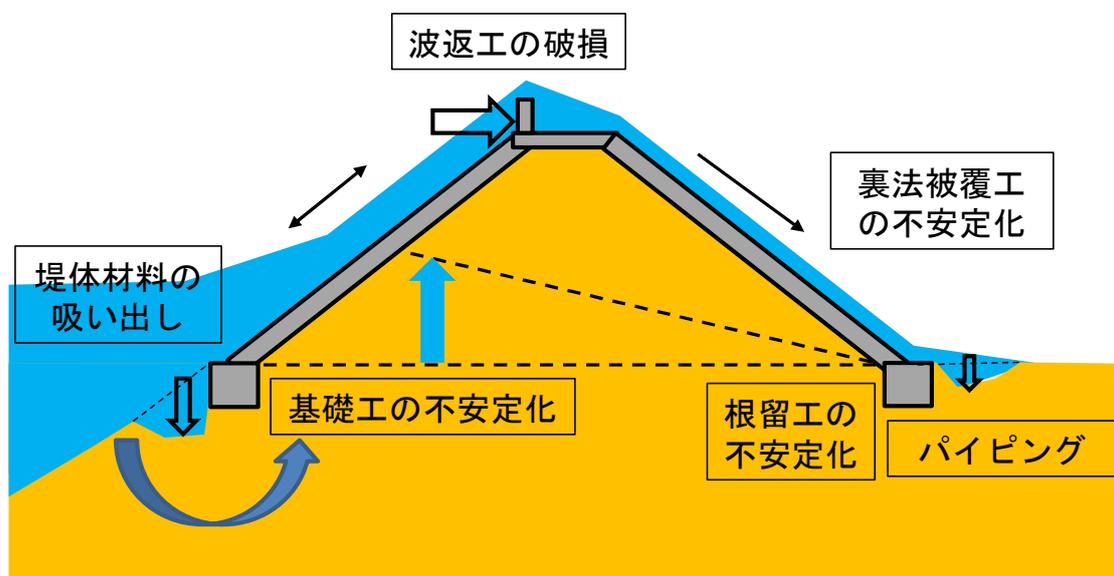


図-2.2.1.1 傾斜堤の破壊に至る素過程

2. 2. 2 波返工の破損

波返工は、風波やうねり、それらによるしぶきが堤内側に入るのを防ぐことを目的に、天端上に突出して設けられる構造物である。波返工は風波等による波力に耐えられるよう、**図-2.2.2.1**のように表法被覆工と一体化されることが多い。このため、設計規模を超える波力が作用すると、波返工が表法被覆工とともに倒壊し、それが全壊に至るきっかけとなる恐れがある。

写真-2.2.2.1のように、高知県菜生海岸では、2004年の台風23号により、波返工が延長約30mにわたって破断し、背後に転倒した。「菜生海岸災害調査検討委員会報告書」では、計画波高を大きく超える波浪が大きく堤防を越波し、かつ強く打ちつけることにより、波返工と表法被覆工との打継目に配置された鉄筋が伸びきって引張により破壊したと推定されている。このような波返工の破損は、**写真-2.2.2.2**のように、1999年の台風18号による熊本県手場海岸での被災など、各地で生じている。

「平成23年東北地方太平洋沖地震及び津波により被災した海岸堤防等の復旧に関する基本的な考え方」では、津波越流による波返工の破損を防ぐための要点として、波力に対して必要な配筋を施すこと、または波返工を設置しないことが挙げられている。設計規模を超える高潮・高波に対する波返工の対処については3.1で述べる。

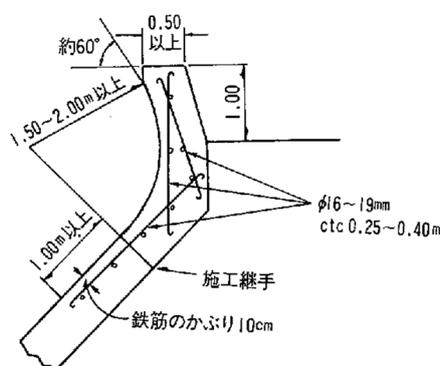


図-2.2.2.1 波返工の配筋例（出典：海岸保全施設の技術上の基準・同解説）



写真-2.2.2.1 高知県菜生海岸の堤防被災



写真-2.2.2.2 熊本県手場海岸の堤防被災

2. 2. 3 基礎工の不安定化

図-2.2.3.1のように、海岸堤防に波浪が来襲すると、基礎工の上面には砕波による渦や表法からの戻り流れによるせん断力や水圧が作用するほか、基礎工の海側が洗掘されることで受働土圧が期待できなくなり、洗掘が根留工の下面まで進むと根留工下面の摩擦力が低下する。また、堤体内の浸潤線上昇により、表法被覆工と堤体土の間の摩擦が低下し、表法被覆工の自重によって基礎工を下に押し出そうとする力が大きくなる。さらに、基礎工の下面に作用する水圧が上昇することで、基礎工下面の摩擦力も低下する。以上の結果、基礎工は不安定になり、海側への滑動や転倒が生じやすくなる。基礎工は表法被覆工を支えているので、基礎工の移動や流失は表法被覆工での隙間の発生による堤体土の吸い出しや、表法被覆工の流失に繋がる。

写真-2.2.3.1は、水理模型実験において、基礎工が海側に押し出された例である。

基礎工の不安定化を防ぐための要点は、基礎工際の洗掘の軽減や洗掘しても移動しにくい構造にすることである。その構造上の工夫は3. 2で説明する。

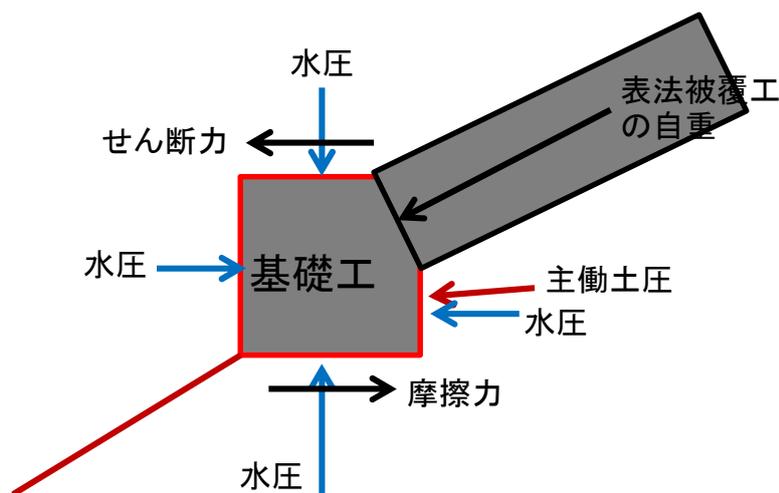


図-2.2.3.1 基礎工に作用する力

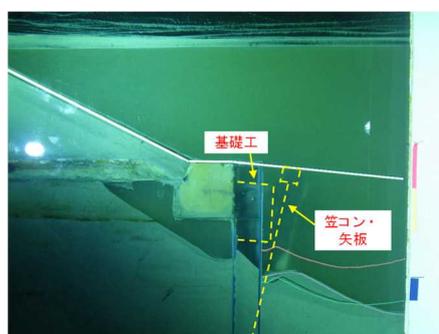


写真-2.2.3.1 基礎工の移動状況 (福原ら、2023)

2. 2. 4 根留工の不安定化

設計規模を超える高潮・高波により根留工が不安定になるメカニズムは、津波越流時のメカニズムと同様である。図-2.2.4.1のように、越波により裏法上で高速流が生じると、根留工の上には越流水のせん断力や水圧が作用するほか、根留工の陸側が洗掘されることで受働土圧が期待できなくなり、洗掘が根留工の下面まで進むと根留工下面の摩擦力が低下する。また、堤体内の浸潤線上昇により、裏法被覆工と堤体土の間の摩擦が低下し、裏法被覆工の自重によって根留工を下に押し出そうとする力が大きくなる。さらに、根留工の下面に作用する水圧が上昇することで、根留工下面の摩擦力も低下する。以上の結果、根留工は不安定になり、陸側への滑動や転倒が生じやすくなる。根留工は裏法被覆工を支えているので、根留工の移動や流失は裏法被覆工での隙間の発生による堤体土の吸い出しや、裏法被覆工の流失に繋がる。

写真-2.2.4.1は、水理模型実験において、越波による洗掘で根留工が陸側に押し出された例である。

根留工の不安定化を防ぐための要点は、根留工際の洗掘を軽減することである。その構造上の工夫は3.6で説明する。

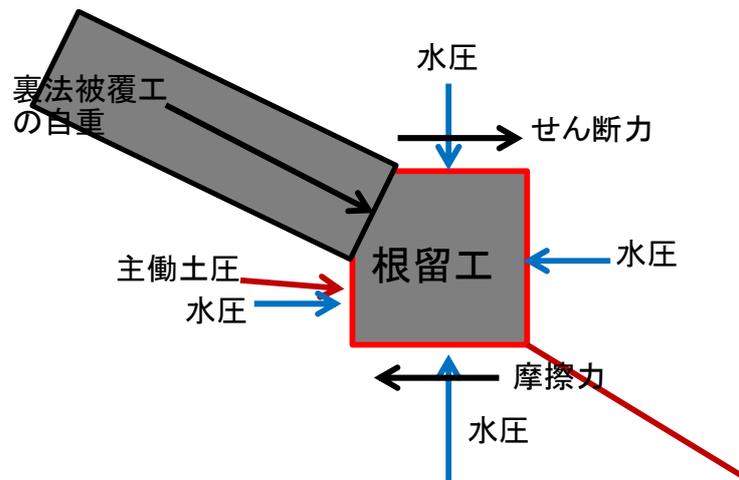


図-2.2.4.1 根留工に作用する力



写真-2.2.4.1 根留工流失からの破壊状況（竹下ら、2017a）

2. 2. 5 堤体材料の吸い出し

表法先の洗掘が進行すると、基礎工の下から堤体材料が吸い出されることがある。たとえば、2008年2月の高波による富山県下新川海岸での堤防被災では、堤体材料の顕著な吸い出しや空洞の発生が確認された（写真-2.2.5.1、図-2.2.5.1）。

岩崎ら（1995）は、水理模型実験により、基礎工下の矢板工の海側地盤の低下とともに矢板工野下を回り込んで堤体材料が吸い出される機構を明らかにしている。また、岡部ら（2011）は、水理模型実験により、堤体内から流出する砂の量は波浪により作用する圧力変動振幅と堤体内の空洞の大きさに比例し、空洞化現象が高波浪時に加速的に進行することを明らかにしている。



写真-2.2.5.1 海岸堤防の被災（下新川海岸）

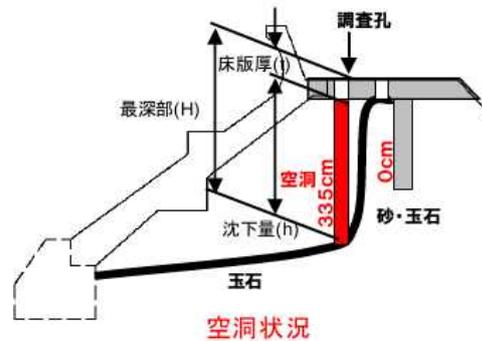


図-2.2.5.1 空洞の状況（下新川海岸）

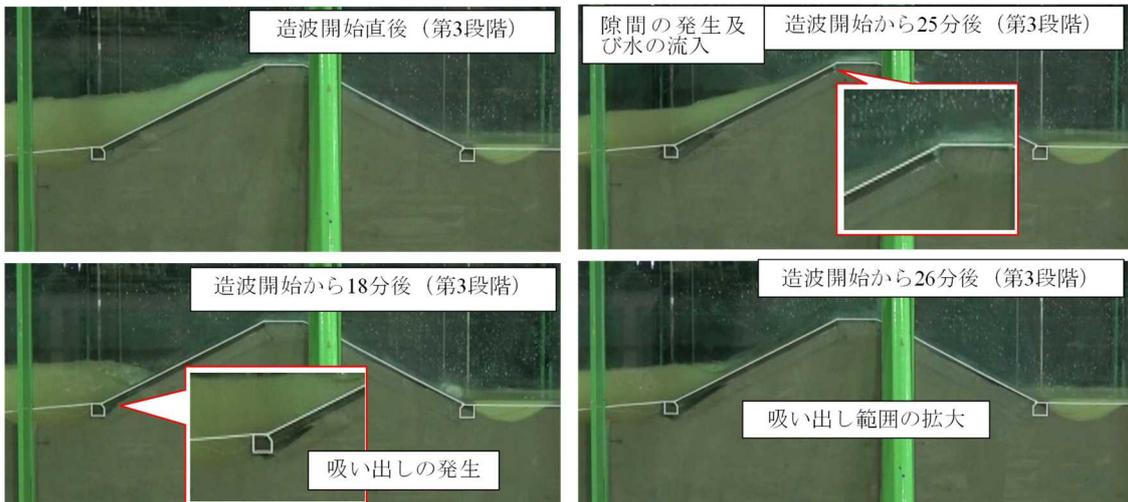


写真-2.2.5.2 水理模型実験における吸い出しの発生・拡大（福原ら、2021）

写真-2.2.5.2 は、福原ら（2021）が行った水理模型実験における吸い出しの状況を示している。許容越波流量未満の条件で102分間造波した後、許容越波流量を超える条件で造波を開始してから16分後を契機として基礎工の移動が生じ、その直後から基礎工下部、基礎

工背後の堤防盛土材料の吸い出しが発生した。また、17 分前後では根留工のわずかな移動も確認された。21 分後からは表法被覆工と天端被覆工の間に生じた隙間からの越波による水の流入も確認され、51 分後には表側の吸い出し範囲は堤防高の 1/3 の範囲にまで拡大した。

堤体材料の吸い出しを防ぐための要点は、基礎工前面の洗掘を軽減することや、基礎工前面が洗掘されても堤体材料が吸い出されにくくすることである。これらについては 3. 2 で説明する。

2. 2. 6 表法被覆工の不安定化

設計規模を超える高潮・高波により表法先での洗掘が進み、基礎工の移動や堤体材料の吸い出しが生じると、表法被覆工が表法先の洗掘孔に向かって移動するなど不安定化する。浸透によって表法被覆工下面の圧力が増大することで、表法被覆工下面の摩擦が低下してずれ落ちやすくなる。これらに基礎工の移動・流失も加わることで、表法被覆工は表法先の洗掘孔に向かってずれ落ちる。

写真-2.2.6.1 は、水理模型実験において、海側への表法被覆工の移動により天端被覆工と表法被覆工との間に隙間が生じた例である。表法被覆工を遡上する波によってこのような隙間から水が浸透すると、表法被覆工はさらにずれ落ちていく。

表法被覆工の不安定化を防ぐための要点は、基礎工の不安定化や堤体土の吸い出しを防ぐこと、被覆工下面の圧力上昇を軽減することである。これらの構造上の工夫については、3. 3で説明する。

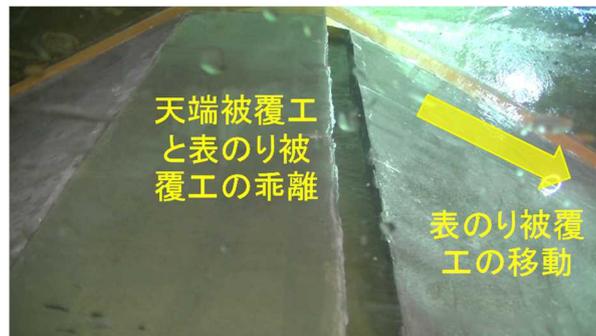


写真-2.2.6.1 表法被覆工の移動による表法肩での隙間の発生（福原ら、2023）

2. 2. 7 裏法被覆工の不安定化

設計規模を超える高潮・高波により裏法被覆工が不安定になるメカニズムは、津波越流時のメカニズムと同様である。越波によって裏法で高流速が発生している中で、堤体土の吸い出しなどによって被覆工に不陸が生じると、その不陸面には大きな流体力（主に抗力）が作用する。また、浸透によって裏法被覆工下面の圧力が増大することで、裏法被覆工下面の摩擦が低下してずれ落ちやすくなる。これらに根留工の移動・流失や裏法被覆工の上面に作用する圧力低下の影響も加わることで、裏法被覆工がさらに不安定化する。

写真-2.2.7.1 は、水理模型実験における裏法被覆工の移動事例である。この例では、根留工の陸側での洗掘が進み、その洗掘孔に向かって根留工が移動するとともに裏法被覆工と天端被覆工との間に隙間が生じ、その隙間から越波した水が流入することで堤体土が流出し、最終的には裏法被覆工がずれ落ちている。

裏法被覆工の不安定化を防ぐための要点は、堤体土の吸い出しを防ぐこと、被覆工表面に不陸を作らないこと、被覆工下面の圧力上昇を軽減することである。これらの構造上の工夫については、3. 5で説明する。

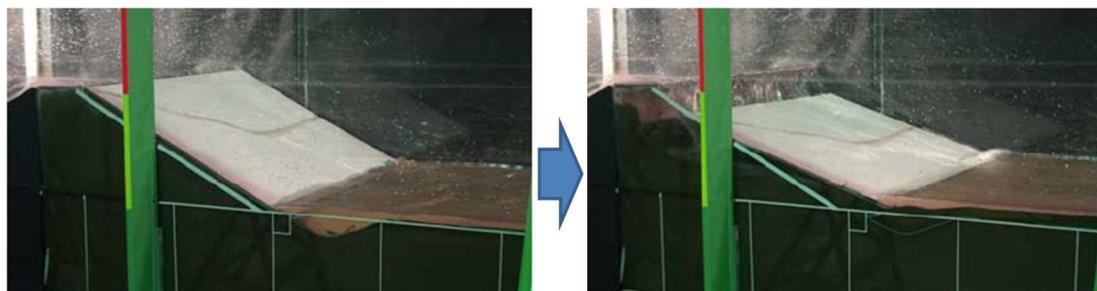


写真-2.2.7.1 水理模型実験における裏法被覆工の移動の例

2. 2. 8 パイピング

海岸堤防の設計においては、高潮時の堤防内外の水位差によるパイピングが生じないように、止水工の長さ等を設定している。しかし、設計規模を超える高潮・高波が来襲し、堤防内外の水位差が大きくなる一方、海岸堤防の表法先や裏法尻での洗掘により堤防内外の浸透路長が短くなると、パイピングが生じる恐れがある。海岸堤防の法勾配が急で敷幅が狭い場合や、基礎地盤や堤体土の透水係数が大きい場合には、特に生じやすい。

また、パイピングを生じさせる水みちは、堤体の下だけでなく、堤体内にも生じる恐れがある。表法や裏法の被覆にコンクリートブロックを用いる場合、そのブロックの下にフィルター層を設けることがあるが、それが堤防内外に連続していると水みちになる恐れがある(図-2.2.8.1)。

パイピングを防止するための要点は、堤防の敷幅を広げること、洗掘を軽減すること、浸透路長が長くなるように止水することである。

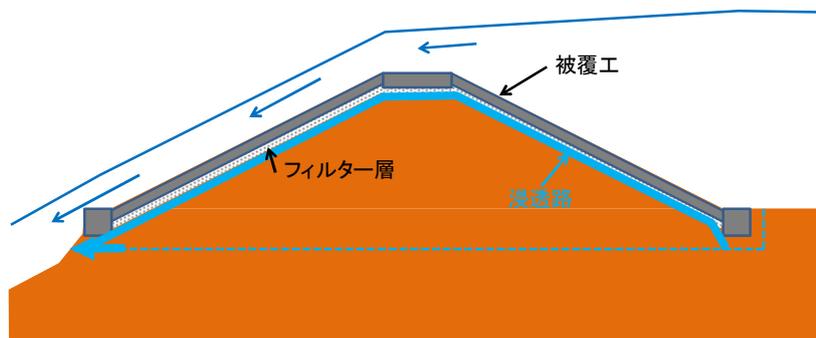


図-2.2.8.1 フィルター層による水みちの形成

3. 構造上の工夫の考え方と要点

3. 1 総説

設計規模を超える高潮・高波に対して堤防が粘り強く効果を発揮するための構造上の工夫の考え方や要点を紹介する。

2. 2. 1に示したように、高潮・高波による被災過程においては、複数の被災形態が複合的に発生することが多いと考えられる。たとえば、福原ら（2021）は、設計波を超える波浪による洗掘の進行は海岸堤防の裏側より表側の方が早いと、表側の変状と裏側の変状が相互に影響を及ぼすことを水理模型実験により明らかにしている。最も弱点となる箇所に対策を施しても他の箇所から被災が生じる恐れがあることから、津波越流に対して粘り強い構造と同様に、設計規模を超える高潮・高波に対して粘り強い構造の検討では、特定の対策工法のみ限定せず、複数工法の組み合わせを検討することが望ましいと考えられる。

以上のことから、設計規模を超える高潮・高波に対する三面張り堤防の構造上の工夫を検討する上での留意すべき現象を表-3.1.1のように整理する。これらをふまえて、3. 2以降に示す各部位の強化を検討する必要がある。

表-3.1.1 三面張り堤防の構造上の工夫を検討する上で特に留意すべき現象

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none">・表法先での洗掘による基礎工の不安定化・裏法尻での洗掘による根留工の不安定化・高流速や法肩での圧力低下による被覆工の不安定化・波力による波返工の破損（波返工を設ける場合）・被覆工下面の圧力上昇 |
|--|

図-3.1.1では、コンクリート被覆式の海岸堤防の破壊現象への対処を黒枠内に示している。2. 2. 3、2. 2. 5、2. 2. 6に示したように、表法先での洗掘に起因する根固め工の不安定化や堤体材料の吸い出し、表法被覆工の不安定化に対し、その洗掘を低減する、あるいはその洗掘に耐えられる構造が必要となる。また、2. 2. 4及び2. 2. 7に示したように、越波により裏法を流れ下った海水による洗掘に起因する根留工や裏法被覆工の不安定化に対しても、その洗掘を低減する、あるいはその洗掘に耐えられる構造が必要となる。さらに、2. 2. 2に示したように、波返工がある場合には、波力により破損しないような対応が必要となる。このほか、コンクリート被覆式の被覆工は、越波時に法面からの水の浸入は起こりにくい、堤体への浸透により被覆工下面の圧力上昇を低減するため止水工等による浸透の抑制が必要となる。

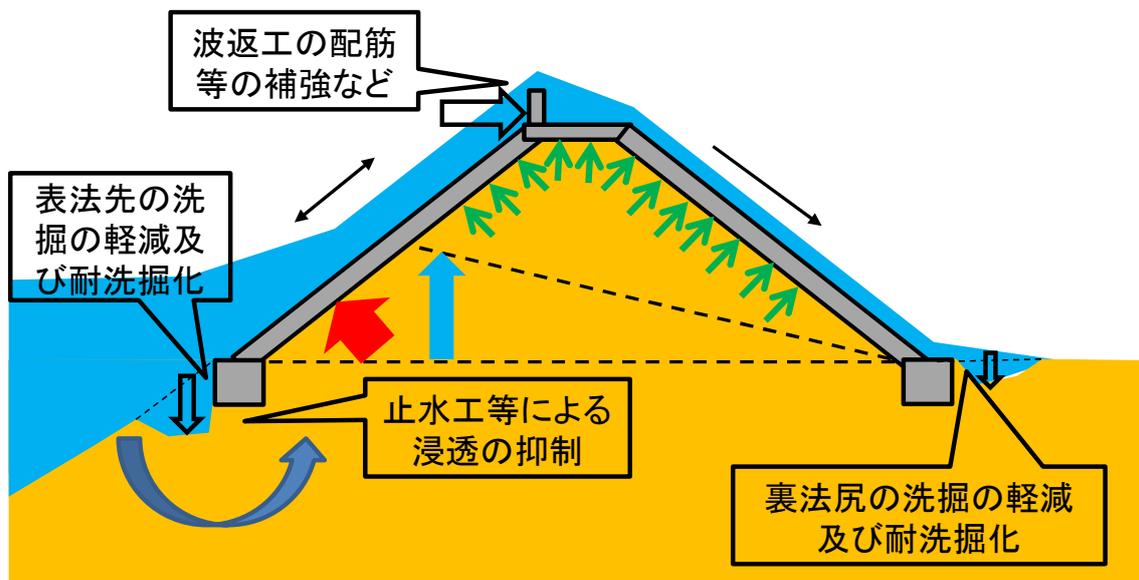


図-3.1.1 特に留意すべき現象への対処

以下、3. 2では表法先の洗掘対策について、3. 3では表法被覆工について、3. 4では天端被覆工について、3. 5では裏法被覆工について、3. 6では裏法尻の洗掘対策について、それぞれの基準類における考え方とともに、粘り強くするための構造上の工夫とその検討例を説明する。

3. 2 表法先の洗掘対策

(1) 考え方

2. 2. 3で述べたように、波浪により表法先が洗掘され、基礎工が流失する恐れがある。

表法先には、波浪による洗掘を防止して表法被覆工や基礎工を防護することを目的とした基礎工や、波のうちあげ高や越波流量の低減を目的とした消波工が設置されることがある。また、止水効果を高めるため、あるいは洗掘に対抗するため、基礎工の下に矢板を打つことがある。これらは設計対象の潮位や波浪に対する所要の効果を発揮するためのものであるが、設計規模を超える高潮・高波に対する堤防の粘り強さにも寄与する可能性がある。

「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」には、基礎工に関して以下のように解説されている。

- ・上部構造物を安全に支えるとともに、特に波力による一時的な法先洗掘に耐えるように十分に根入れする必要がある。
- ・法先洗掘に対しては根固工等で保護する等その構造を考慮し、止水工、被覆工と継目又は基礎工の目地等からの土砂の吸い出しを防止できる構造としなければならない。
- ・傾斜式堤防の場所打コンクリート基礎工（図-3.2.1）の大きさは、高さ 1m 以上、幅 1m 以上とすることが多い。

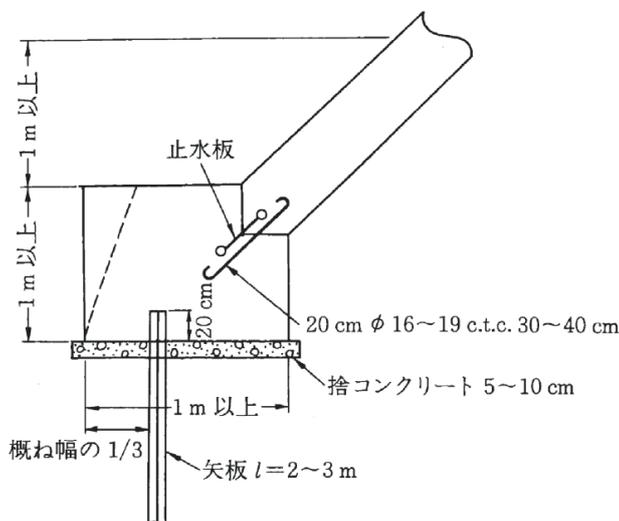


図-3.2.1 傾斜式堤防の基礎工の例（出典：海岸保全施設の技術上の基準・同解説）

また、根固工に関して、以下のように解説されている。

- ・表法被覆工の法先または基礎工の前面に接続して設ける必要があり、単独に沈下、屈とうできるように被覆工や基礎工と絶縁しなければならない。
- ・根固工用の捨石、ブロックなどは十分な重量を有し、波力に対抗できるものでなければならない。

・根固工自体が洗掘により傾倒し基礎工または被覆工との間に間隙が生じないようにしなければならない。

・捨石またはコンクリートブロック根固工による場合、その捨込み厚さは1m以上、天端幅は2~5m程度、表法勾配は1:1.5~1:3程度とすることが多い(図-3.2.2)。

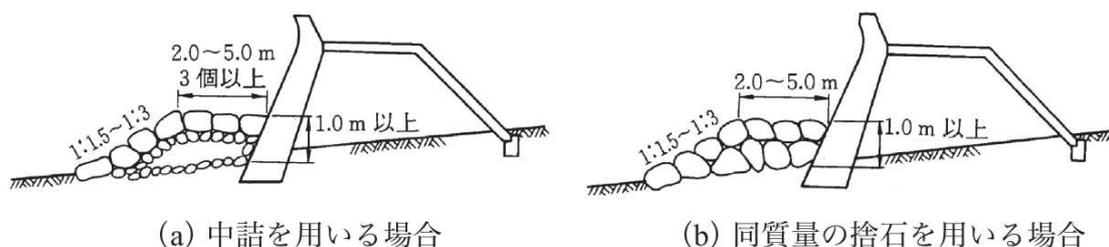


図-3.2.2 捨石根固工の構造 (出典：海岸保全施設の技術上の基準・同解説)

「緩傾斜堤の設計の手引き」には、根入れ深さに関して以下のように記載されている。

・根入れ深さは、次式を満足するようにする。

根入れ深さ > 長期的な地形変化による地盤低下量

+ 短期的な地形変動と局所洗掘を合わせた最大洗掘深

・法先が陸上部(平均潮位以上)の場合、短期的な地形変動と局所洗掘を合わせた最大洗掘深 Δh_{max} は1mとする場合が多い。

・法先を海中(平均潮位以下で堤脚水深 h が4m未満の場合)としなければならない場合には、以下の値を参考とする。

碎波帯内の平均的な海底勾配 $\tan \theta < 1/80$ $\Delta h_{max} = 1m$

碎波帯内の平均的な海底勾配 $\tan \theta \geq 1/80$ $\Delta h_{max} = 2m$

・特に、 $1/30 \leq \tan \theta \leq 1/10$ の場合、次式により Δh_{max} を求めてもよい。ただし、 $\Delta h_{max} \geq 2m$ とする(図-3.2.3)。この方法は表法勾配が1/4勾配より急な場合に適用される。

$$\frac{\Delta h_{max}}{H_o'} = 0.8 \frac{h}{H_o'} + 0.2 \quad (3.2.1)$$

なお、2.1.3で述べた表法勾配1:2の堤防模型を用いた実験結果(換算沖波波高の現地換算値1.9~4.8m、堤脚水深の現地換算値1.6~2.3m、水面からの堤防高が換算沖波波高の1.5倍以上)からは、次式が導かれる。式(3.2.1)とは異なり、堤脚水深が小さいほど最大洗掘深が大きくなることに留意が必要である。

$$\frac{h + \Delta h_{max}}{H_o'} \approx 1.2 \quad (3.2.2)$$

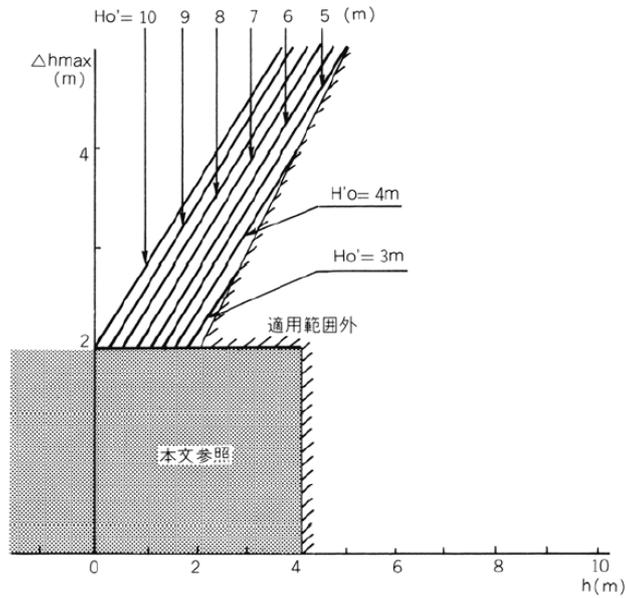


図-3.2.3 最大洗掘深の簡易算定図 ($1/30 \leq \tan \theta \leq 1/10$) (出典：緩傾斜堤の設計の手引き)

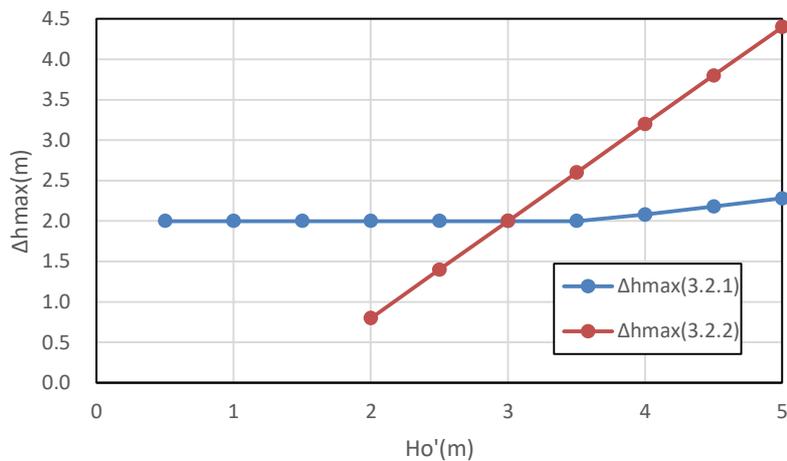


図-3.2.4 式(3.2.1)と式(3.2.2)の比較 (堤脚水深 1.6m)

図-3.2.4 は、堤脚水深 1.6m の条件で式(3.2.1)と式(3.2.2)で計算された最大洗掘深を比較したものである。換算沖波波高が 3m を超えると、最大洗掘深は式(3.2.2)の方が大きくなる。表法勾配 1:2、水面からの堤防高が換算沖波波高の 1.5 倍以上という式(3.2.2)の適用条件では、式(3.2.2)による最大洗掘深の検討が必要であることがわかる。

以上のような設計規模の高潮・高波に対する構造と対比しながら、以下では設計規模を超える高潮・高波による表法先の洗掘に対する構造上の工夫を説明する。

(2) 構造上の工夫

図-3.2.5のように、表法先の洗掘が基礎工の移動等を引き起こすことから、その対策は洗掘を軽減する表法先の保護と、洗掘が生じても基礎工の移動を防止する対策に大別される。表法先の保護は根固工の設置のほか、表法先の表層地盤を粗粒材に置換することなどが考えられる。一方、基礎工の移動防止策として、基礎工の大型化や、基礎工の下部への矢板工の設置が考えられる。

なお、(1)で述べたように、根入れ深さは、長期的な地形変化による地盤低下量と、短期的な地形変動と局所洗掘を合わせた最大洗掘深との和より大きくする必要がある。このうち、長期的な地形変化は土砂収支の不均衡により比較的広域で生じるものであることから、それへの対処は漂砂制御施設や養浜等の海岸侵食対策で行うべきものであり、海岸堤防の構造上の工夫の対象とはならない。以下で述べる構造上の工夫の検討例は、短期的な地形変動と局所洗掘を対象とするものである。

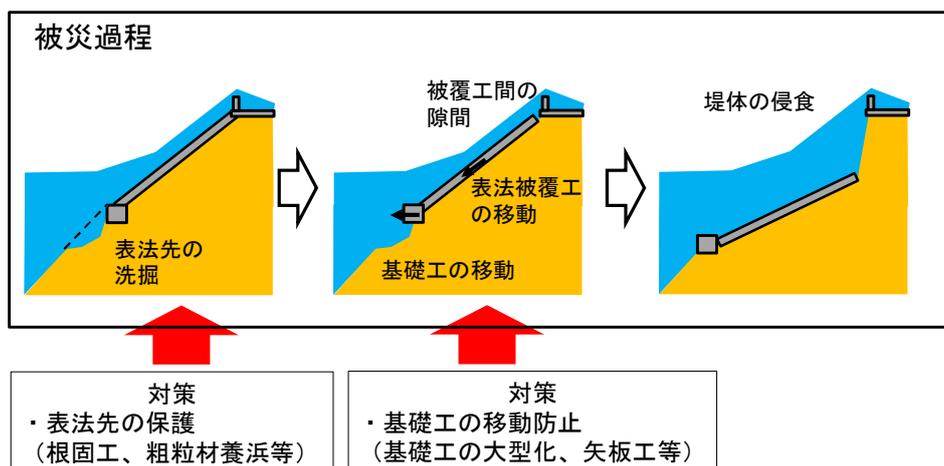


図-3.2.5 表法先の洗掘による被災過程に対応した対策工

(3) 構造上の工夫の検討例

1) 竹下ら(2018)の実験

竹下ら(2018)は、設計規模を超える波浪で生じる堤防海側の洗掘により堤防が破壊する事象に焦点をあて、中央粒径 0.2mm の珪砂で作った海浜模型(図-3.2.6)の上に、縮尺 1/30 の堤防模型(高さ 0.2m、天端幅 0.1m、法勾配 1:2)を設置し、許容越波流量を超える時間帯を含む潮位・波浪条件における、図-3.2.7 に示す各構造の挙動を調べた。造波条件は図-3.2.8 のとおりであり、各段階とも表法先は水没する条件である。

矢板工などの洗掘対策を施していない、一般的な構造である Case1.1 では、第 1 段階で基礎工の厚さまで洗掘が進行して、基礎工及び表法被覆工が大きく変位し、それに続く第 2 段階では基礎工等の変位が増大し、堤体土の吸い出しが容易に生じる状態に至った。

基礎工下に矢板を設置した Case1.2、基礎工周辺をモルタルで改良して基礎工を大型化した Case1.3、基礎工海側の表層地盤を粗粒材に置換した Case1.4 では、基礎工等の変位は生じなかった。図-3.2.9 の左図のように、Case1.2 及び Case1.3 では、基礎工等の海側での洗掘深は 1m 以上(現地換算値)になったが、矢板の長さや地盤改良工の厚さより小さかった。一方、Case1.4 では、Case1.2 などと比べて、基礎工の海側での洗掘が小さかった。

基礎工の周辺を海底模型と同じ材料で養浜した Case 1.5 及び 1.6 では、図-3.2.9 の右図のように、第 3 段階において洗掘深が基礎工の厚さ程度に達し、基礎工等に変位がわずかに生じた。粗粒材を用いた Case1.4 とは異なり、養浜部分の変形が大きく、第 3 段階終了時の両ケースの海底断面は同様であった。

以上のように、矢板工や基礎工の大型化、粗粒材での表法先地盤の置換により、海岸堤防が壊れにくくなることが確認された。海底と同じ程度の粒径の材料による養浜については、表法先の養浜砂が流出するまでは効果が期待できると考えられる。

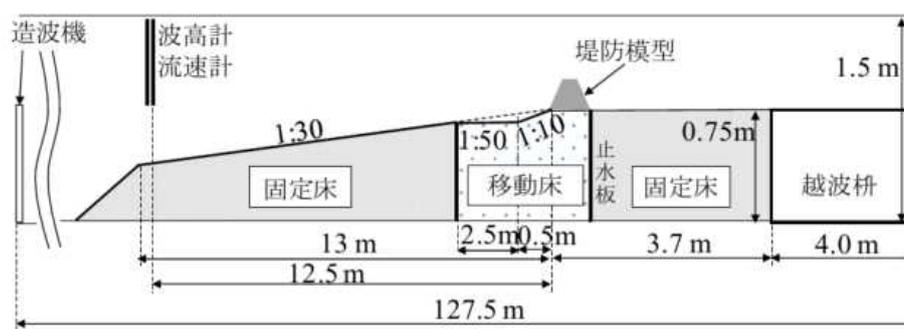


図-3.2.6 実験水路の断面図(竹下ら、2018)

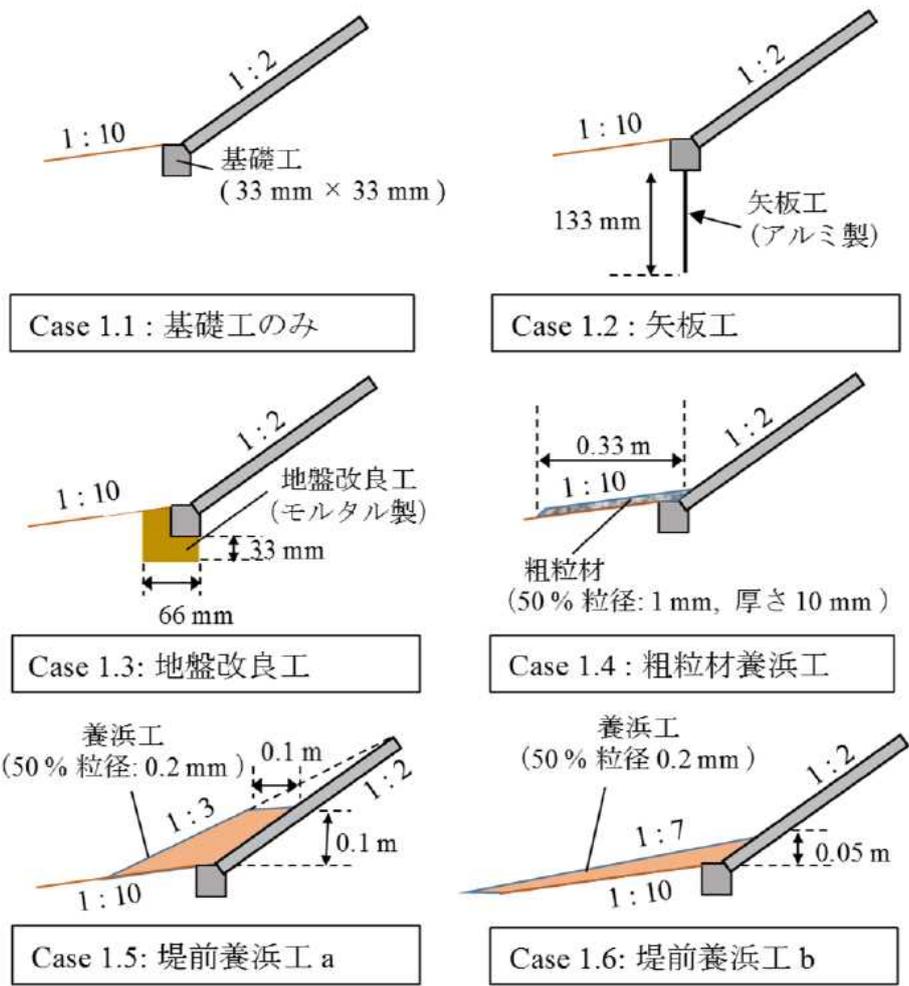


図-3.2.7 竹下ら(2018)の対策工に関する実験の模型断面

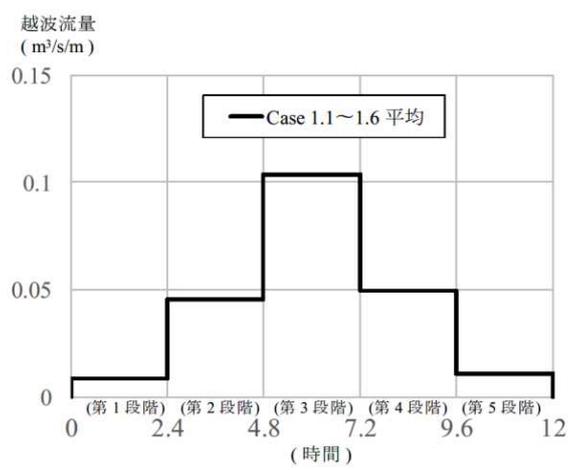


図-3.2.8 竹下ら(2018)の造波条件 (現地換算値)

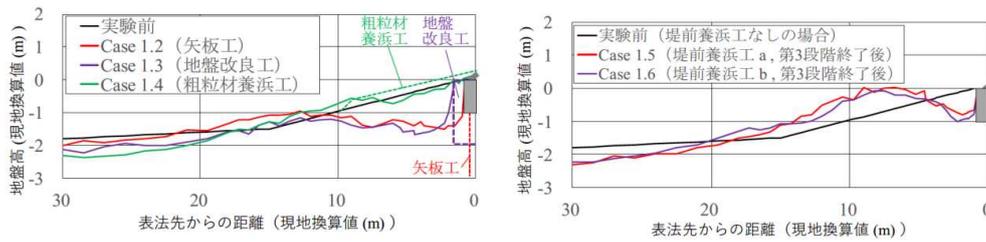


図-3.2.9 表法先の洗掘状況（左：Case 1.2～1.4、右：Case 1.5～1.6）

2) 福原ら(2021)の実験

福原ら(2021)は、波浪による堤防海側及び陸側での洗掘が相互に影響する可能性を考慮して、既往研究で効果が認められた堤防海側及び陸側での対策を施した上で水理模型実験を実施した。具体的には、中央粒径 0.16mm の珪砂で作った海浜模型（図-3.2.10）の上に、縮尺 1/30 の堤防模型（高さ 0.2m、天端幅 0.1m、法勾配 1:2）を設置し（図-3.2.11）、許容越波流量を超える時間帯を含む潮位・波浪条件における各構造の挙動を調べた。竹下ら(2018)の海浜模型との違いは、堤防模型の陸側も移動床になっている点と移動床の粒径である。移動床の粒径を竹下ら(2018)より細かく設定したのは、洗掘の再現性を高めるためである。造波条件は図-3.2.12 のとおりであり、各段階とも表法先は水没する条件である。なお、以降に示す結果の値は現地換算値で記載する。

ケース 1 では、第 1 段階及び第 2 段階においては、基礎工前面の洗掘深は基礎工の厚さまでには達しておらず、基礎工は移動しなかった。しかし、第 3 段階では造波開始から 16 分後から基礎工の移動が生じ、その直後から基礎工下部、基礎工背後の堤防盛土材料の吸い出しが発生し、第 3 段階終了時では表側の吸い出し範囲は堤防高の 1/3 の範囲にまで拡大した（図-3.2.13）。基礎工前面は深さ 1.21 m にまで洗掘が進行し、基礎工や表法被覆工が前方に 0.45 m 移動した。

ケース 2（表側矢板長 5.4 m、裏側矢板なし）では、第 3 段階においても基礎工前面の洗掘深は 1.44 m であり、基礎工に設置した矢板長を超過する洗掘が生じることはなかった。第 3 段階よりも小さい造波条件である第 4 段階、第 5 段階においては、基礎工前面、根留工背後の洗掘はわずかに進行したものの、被覆工等が移動することはなかった。

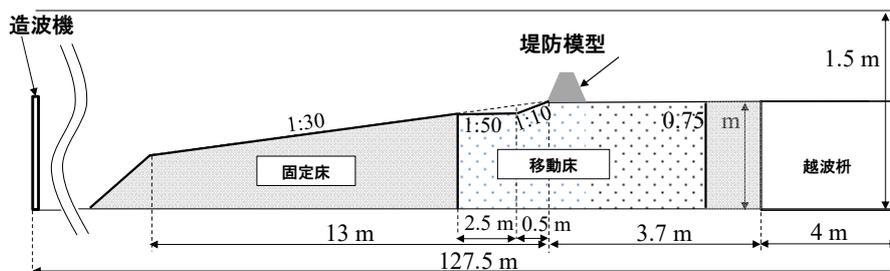


図-3.2.10 実験水路の断面図（福原ら、2021）

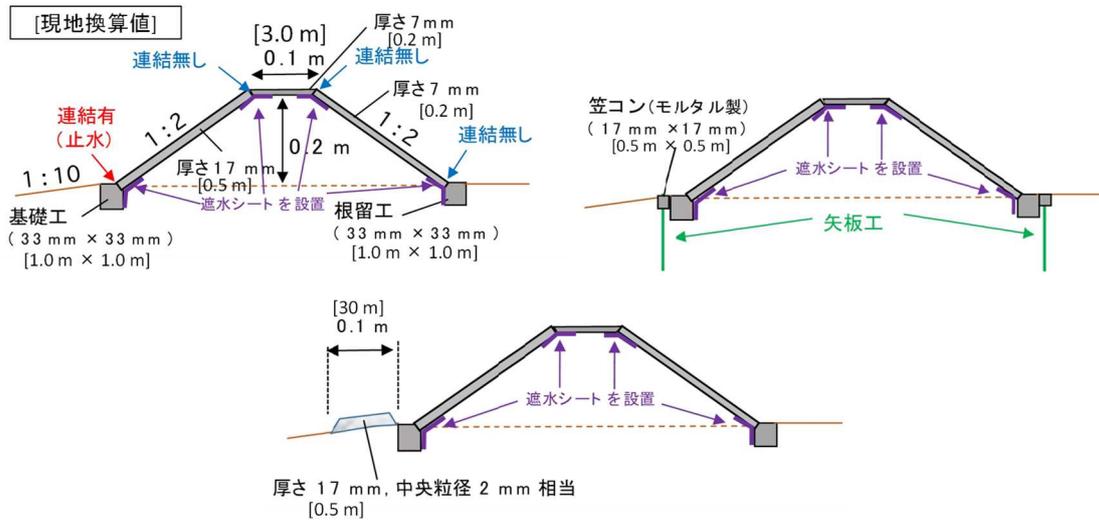


図-3.2.11 福原ら(2021)の対策工に関する実験の模型断面
(左上：ケース 1、右上：ケース 2 及び 3、下：ケース 4)

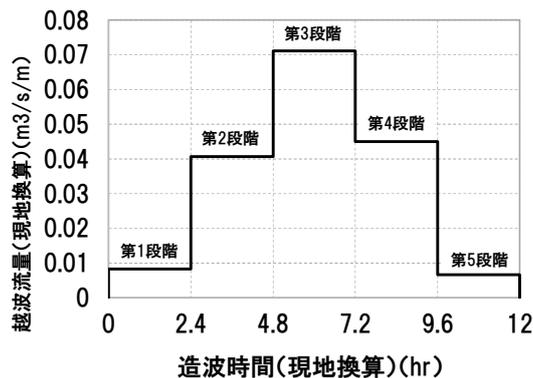


図-3.2.12 福原ら(2021)の造波条件 (現地換算値)

ケース 3 (表側矢板長 2.7 m、裏側矢板長 1.5 m) では、第 1 段階及び第 2 段階においては、ケース 2 と同様に、基礎工前面の洗掘が進行した。第 3 段階では造波開始から 4 分後に基礎工が前面へ移動し、造波開始から 12 分後には基礎工に反時計回りの傾きが生じ、第 3 段階終了後には、基礎工前面の洗掘深はケース 2 と同値の 1.44 m となった。

ケース 4 では、基礎工前面の洗掘は、第 3 段階終了後でも 0.23 m に留まった。また、表側に関しては、第 3 段階の造波開始から約 10 分後に基礎工及び表法被覆工の移動が生じた。それに伴い生じた表法被覆工と天端被覆工の隙間から越波による水が流入していることが確認でき、表法被覆工下部の堤防盛土材料がわずかではあるが吸い出されている状況も確認された。

以上のように、対策工を設定したケース 2~4 においては、小規模な変状が生じることはあっても、堤防機能を失うまでの損傷にまでは至っておらず、堤防が破壊するまでの時間を

長くし、全壊の可能性を減らすという粘り強い構造としての目的を達成していると考えられる。

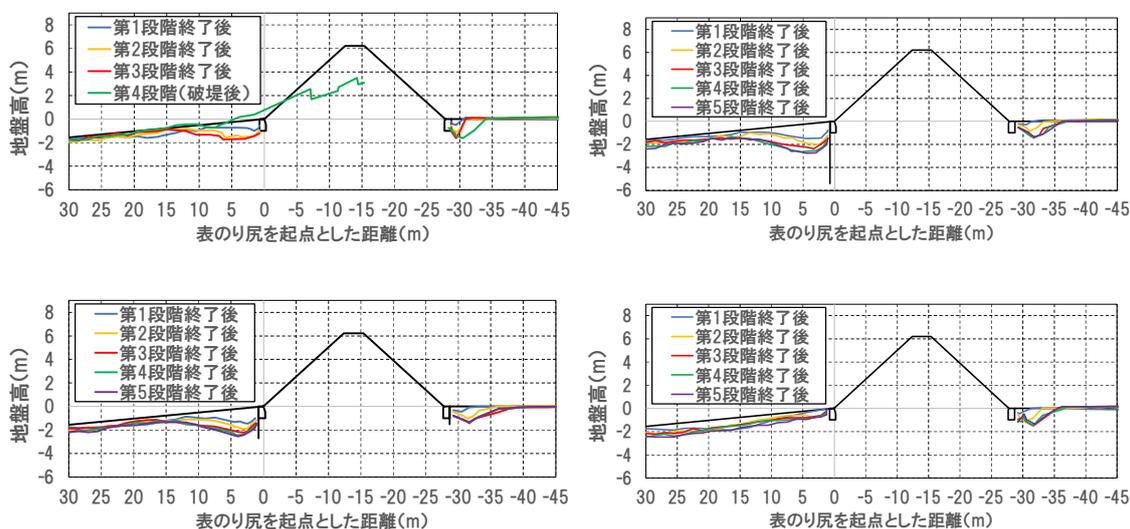


図-3.2.13 福原ら(2021)の洗掘の進行状況 (現地換算値)

(左上：ケース1、右上：ケース2、左下：ケース3、右下：ケース4)

3) 福原ら(2023)の実験

福原ら(2023)は、堤防海側の洗掘による堤防の被災に対して一定の効果が既往研究で確認されている矢板工による粘り強い構造を対象に、粘り強い構造として必要な矢板長を把握することを目的として、幅2.0m、高さ5.0m、延長135.8mを有する造波装置付二次元水路(片側ガラス面)に縮尺1/8の堤防模型を設置して、許容越波流量を超える潮位・波浪条件での粘り強い構造の効果に関する大型水理模型実験を実施した(図-3.2.14)。

堤防模型は、基礎工及び根留工を有する幅1.7m、高さ0.75m(現地換算：幅13.6m、高さ6.0m)の堤防構造を基本とし、法面勾配は1:2とした。その上で、粘り強い構造として、堤防表側に長さの異なる矢板を設置した2ケースの実験を実施した(図-3.2.15)。堤防模型の盛土材料は瑞浪珪砂8号(中央粒径0.14mm)を用いた。竹下ら(2018)や福原ら(2021)より細かい粒径の材料を用いたのは、堤防海側での洗掘をより現地に近い条件で再現するためである。堤防模型の被覆工、基礎工、根留工は水路設置の際の運搬時の強度を確保するためにモルタルと鉄筋または鉄網を用いたが、比重が2.3になるよう調整した上で製作した。また、矢板工模型は、実際に使用されている例示のある普通鋼矢板Ⅱを想定して製作した。具体的には、普通鋼矢板Ⅱの諸元のうち曲げ剛性の値を参考とし、実矢板と矢板工模型の曲げ剛性が極力上記に合致するよう検討を行った上で、鋼板をL型アングルにより補強する形状にて製作した。その際の矢板長は、既往洗掘実験の最大洗掘深を参考として決定した。具体的には、ケース1における矢板長は、既往洗掘実験の最大洗掘深を地盤面と仮

定した条件にて、現場の矢板長計算で広く活用されている Chang の式を適用し算出した。実験時の条件を計算に適用したため、天端の上載荷重は 0 とし、地震荷重を見込まない常時荷重の条件で算出された必要矢板根入長を基に 0.75 m（現地換算：6.0m）を設定した。また、ケース 2 ではケース 1 の洗掘状況を踏まえて、矢板長 0.625 m（現地換算：5.0m）を設定した。

造波条件は修正 Bretschneider-光易型の不規則波とし、3 段階の越波流量（図-3.2.16）となるように潮位・波浪条件を与えた。

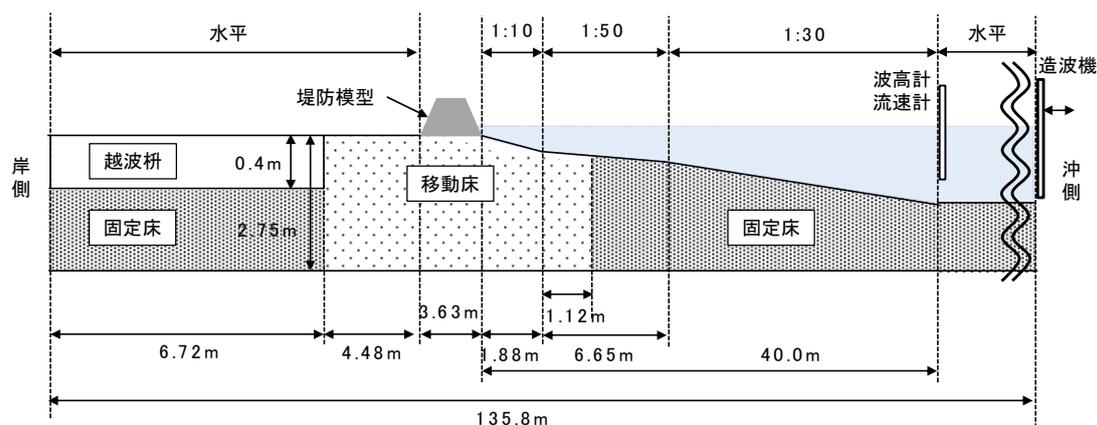


図-3.2.14 実験水路及び地形条件（福原ら、2023）

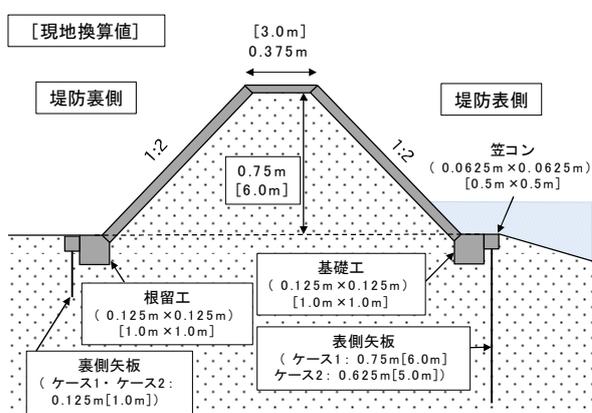


図-3.2.15 各ケースの堤防模型（福原ら、2023）

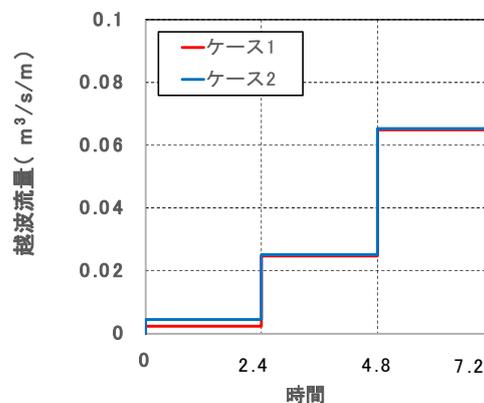


図-3.2.16 越波流量の計測値

ケース 1 では、第 1 段階の造波開始から 10 分後には、基礎工前面の洗掘深及び最大洗掘深は基礎工厚さと同程度となった。第 1 段階の造波終了後には、基礎工前面の洗掘深は 0.192m、最大洗掘深では 0.251m となった（図-3.2.17）。洗掘に伴い矢板模型の一部が露出したが、基礎工、表のり被覆工ともに移動は確認されなかった。第 2 段階の造波条件では、第 1 段階よりも洗掘が進行したが、この造波条件でも被覆工の移動は確認されず、基礎工前面の洗掘深は 0.327m、最大洗掘深の位置では 0.348m であった。また、この造波条件におい

では、基礎工前面と洗掘深と最大洗掘深間の土砂の堆積は非常に少なかった。第3段階の造波条件では、基礎工前面の洗掘深は0.321m、最大洗掘深の位置では0.405mとなり、設定した矢板長の1/2程度の洗掘であったが、基礎工及び表のり被覆工の移動は確認されなかった。

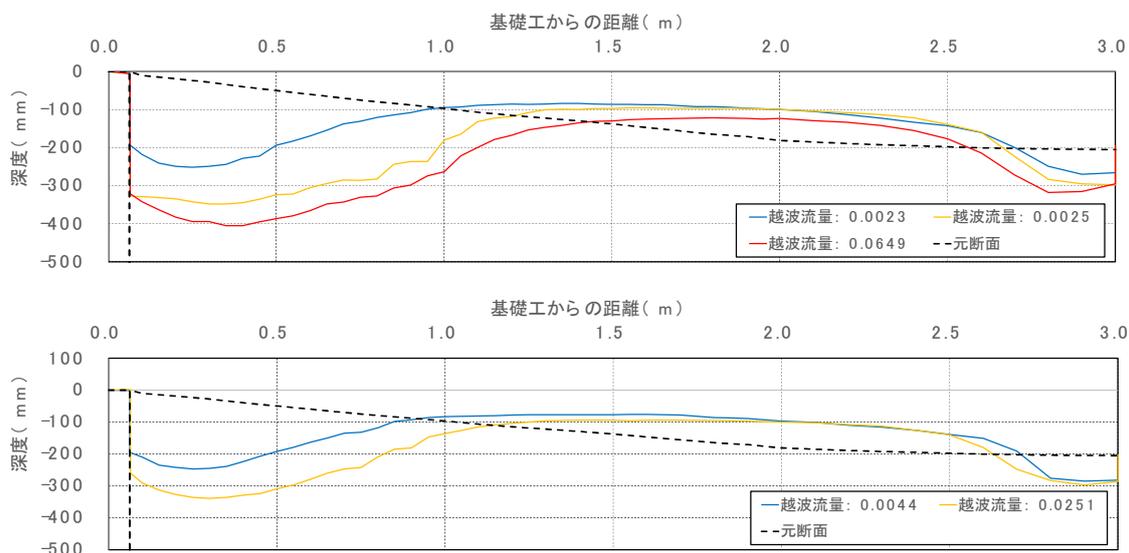


図-3.2.17 各造波段階終了時の堤防前面地形（上図：ケース1，下図：ケース2）

ケース2では、第1段階の造波開始から51分後の地形は基礎工前面の洗掘深が0.195m、最大洗掘深は0.247m、第2段階では、基礎工前面の洗掘深が0.260m、最大洗掘深は0.339mであり、ケース1と洗掘深及び洗掘の進行速度に大きな差は確認されず、ケース1と同様に基礎工、表のり被覆工の移動も確認されなかった。ただし、第3段階の波浪条件を作用させたところ、造波開始から約27分後に天端被覆工と表のり被覆工間に微小な隙間が発生した。その後、隙間は徐々に拡大を続け、隙間発生から5分後には表のり被覆工が沖側に滑動し、その後は天端被覆工と表のり被覆工間の乖離部分から波浪による水が侵入し、堤防表側の上部の砂が流出する状況となった。最終的には、表のり被覆工の滑動は止まったが、矢板は上部が基礎工により沖側に押し出され、矢板最下端を起点として時計回りに移動する形の変状となり、堤防機能を確保できない状態となった（写真-2.2.3.1、写真-2.2.6.1）。

また、海岸堤防の粘り強い構造として見込むべき堤防前面の洗掘深を検討するため、水理模型実験の結果を用いて、基礎工前面と洗掘深と最大洗掘深の区間にある堆積域が矢板に及ぼす力の大きさについて確認した。その中では、大規模な変状に至った際の力の作用状況を図-3.2.18のように想定し、矢板最下端を起点として表法被覆工の重量・土圧・水圧についてモーメントの確認を行った。その結果、安全側で設計することを考慮し、海岸堤防の粘り強い構造を検討する際に適用する洗掘深は、基礎工前面と最大洗掘深までの間にくさび状に残っている土砂の部分は見込まず、最大洗掘深を適用させた方がよいと結論づけた。ま

た、実務においては、通常的设计で用いられる上載荷重及び地震荷重を見込んだ Chang の式に加え、最大洗掘深を見込んだ矢板に作用する力の釣り合い構造を設計することを提案した。

さらに福原ら（2023）は、上記の水理模型実験で計測した基礎工前面の洗掘深と基礎工海側での最大洗掘深を、式(3.2.1)で推定される洗掘深と比較した。その結果、**図-3.2.19**のように、基礎工前面での洗掘深は推定値の方が大きくなるが多かったが、同一の波浪・水位条件でも推定値の方が小さいことがあることを確認した。また、最大洗掘深はいずれのケースにおいても推定値の方が小さいことも確認された。以上のように、式(3.2.1)は最大洗掘深を過小に見積もる恐れがあることに留意が必要である。

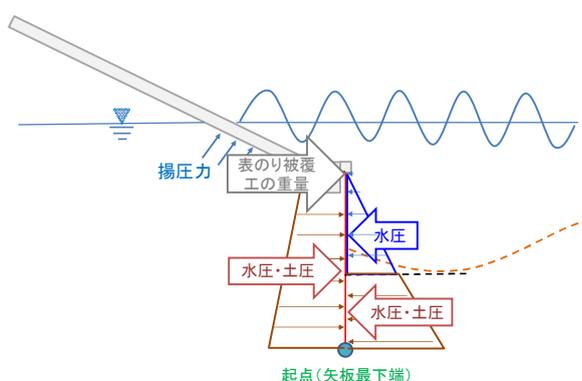


図-3.2.18 矢板工に作用する力（福原ら、2023）

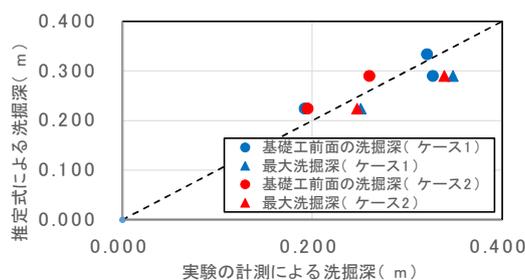


図-3.2.19 推定式による洗掘深と実験で計測された洗掘深（福原ら、2023）

4) 検討例をふまえた表法先の洗掘対策

表法先の洗掘対策は、表法先の保護と基礎工の移動防止で構成される。

表法先の保護については、従来から用いられている根固工のほか、前述の1)及び2)のとおり、粗粒材養浜が有効であることが確認された。これらの実験結果からは、養浜に用いる粗粒材の粒径は現地盤の粒径の10倍程度が目安になるが、養浜砂の安定照査と同様に、堀川らが式(3.2.3)で定義したC値を参考に設定することなどが考えられる。

$$H_0/L_0 = C(\tan\beta)^{-0.27}(d_{50}/L_0)^{0.67} \quad (3.2.3)$$

ここで、 H_0 : 波高、 L_0 : 波長、 d_{50} : 砂の中央粒径、 $\tan\beta$: 水深 20m 地点と汀線間の平均海底勾配であり、現地海浜では C 値が 18 より大きければ汀線が後退する条件となる。

基礎工の移動防止については、前述の 1) 及び 2) のとおり、地盤改良等による基礎工の大型化や、矢板工の設置が有効であることが確認された。矢板工の設計については、福原ら(2023)が提案するように、上載荷重及び地震荷重を見込んだ Chang の式に加え、基礎工前面の洗掘深ではなく最大洗掘深を見込んで矢板に作用する力の釣り合いを計算することが望ましい。堤脚水深 4m 未満かつ砕波帯内の平均的な海底勾配が 1/30 から 1/10 の間である場合における最大洗掘深の予測には、(1) で述べた「緩傾斜堤の設計の手引き」に記載されている式(3.2.1)に、設計高潮位より高い潮位や設計波より大きい波高を与える方法が考えられるが、福原ら(2023)が指摘するように、最大洗掘深を過小に予測する恐れがあることに留意する必要がある。また、深浅測量が毎年行われている海岸では、最も洗掘された時期の海浜断面を洗掘深の想定において参考にできるが、年 1 回程度の測量成果は高波浪後に埋め戻された海浜断面である可能性があるため、洗掘深を過小に想定する恐れがある。このほか、2. 1. 3 の図-2.1.3.6 で示したように、水面を基準とした基礎工前面の洗掘深の上限は沖波波高の 1.2 倍程度になっていることから、その関係を示した式(3.2.2)が導かれた堤脚水深 2m 程度かつ砕波帯内の平均的な海底勾配が 1/30 から 1/10 の間である場合には、式(3.2.2)の算定結果も参考に最大洗掘深を設定することが考えられる。

以上のように、設計規模を超える高潮・高波による表法先の最大洗掘深を定量的に予測するのは難しい状況にある。潮位、波浪（波高、周期、継続時間）、粒径、海浜断面、海岸堤防の形状などを考慮して表法先の洗掘深を予測できる計算モデルの構築が望まれる。

3. 3 表法被覆工

(1) 考え方

表法被覆工は、波浪の作用から堤体土を保護し、また堤体や波返工と一体となって高潮、波浪、津波の侵入を防止する機能を有する。表法の勾配によって波のうちあげ高や越波流量が変わることから、設計波及び設計潮位に対する所要の目的達成性能を確保するように表法の勾配は設定される。

「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」には、表法被覆工に関して以下のように解説されている。

- ・表法被覆工は、波力等の作用に対抗し、波浪による侵食や摩耗に耐え、強固で安全な構造でなければならない。

- ・コンクリート被覆式の表法被覆工の厚さは最小厚 50cm とすることが多い。コンクリート被覆式の裏込めは、栗石を敷くかわりに、雑石または栗石を張って、これに目つぶし及び均しコンクリートを打つ方法が望ましい。堤体が砂または小砂利のような場合には堤体を整形した後、表面に 5～10cm 程度の捨てコンクリートを打つ方法が望ましい。その他に、堤体整形後、表面にソイルセメント、アスファルト等を打つ方法もある。

- ・コンクリートブロック式の表法被覆工の厚さは 50cm 以上、裏込めの厚さは 50cm 以上とすることが多い。また、その下面には吸い出し防止材を布設する例もある。

また、表法被覆工と一体化あるいは接続されている波返工に関しては、以下のように解説されている。

- ・表法被覆工との接続部分は、不連続面を造らず、原則としてなめらかに続く曲面とし、衝突する水塊がスムーズに流れるようにしなければならない。

- ・波返工が堤防天端より突出する部分の高さは 1m 程度とすることが多い。

- ・配筋に当たっては、鉄筋の正確な保持と適切なかぶり厚さの確保を行うとともに、波返工に作用する引張力に抵抗するため三角の型の組み鉄筋とすることが望ましい。

以上のような設計規模の高潮・高波に対する構造と対比しながら、以下では設計規模を超える高潮・高波による表法被覆工に関する構造上の工夫を説明する。

(2) 構造上の工夫

コンクリート被覆式の場合、堤体内の圧力増加による表法被覆工の不安定化や堤体土の吸い出しを防ぐため、堤体への浸透を抑制する必要がある。圧密沈下等の経年変化により表法被覆工と天端被覆工との間の隙間が生じないように留意する必要がある。

また、2. 2. 8で述べたように、被覆工の下にフィルター層を表法先から裏法尻まで連続して設けると、そこが津波越流時に水みちとなって被覆工下の圧力上昇やパイピングを生じさせる恐れがあることから、表法被覆工の下にフィルター層を設ける場合には天端被覆工との間で縁を切る必要がある。

波返工と一体構造になっているコンクリート被覆式(図-3.3.1)および重力式(図-3.3.2)の表法被覆工については、設計規模を超える高潮・高波による波力や津波波力による破壊等が生じないように、式(2.1.1.3)及び(2.1.1.4)などにより高潮・高波や津波による波力を見積もった上で、図-3.3.3の左図のように波返工の打ち継ぎ目等に十分に配筋を施す必要がある。また、図-3.3.3の右図のように、衝撃的な波力に対しては消波工の設置も有効である。このほか、波返工は津波越流時の海岸堤防の弱点にもなりうることから、波返工の高さまで天端をかさ上げするなど、波返工の回避についても再検討する必要がある。

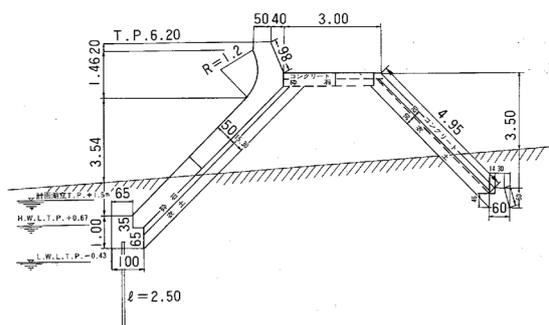


図-3.3.1 コンクリート被覆式表法被覆工の例

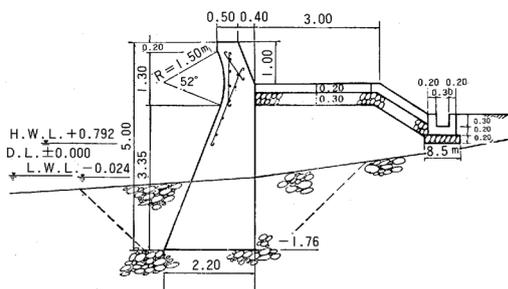
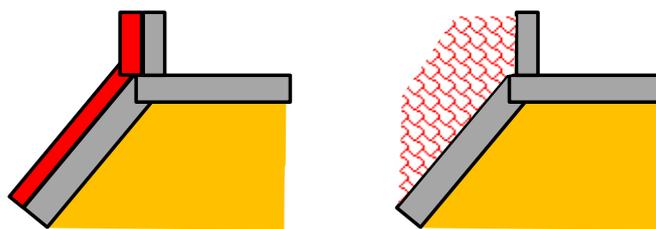


図-3.3.2 重力式表法被覆工の例



腹付け・配筋

消波工

図-3.3.3 波返工の対策

3. 4 天端被覆工

(1) 考え方

天端被覆工は、裏法被覆工と同様に、設計高潮位以下の潮位および設計波以下の波浪による越波で侵食されないように堤体を被覆するものである。海岸堤防は設計規模の高潮・高波による越波を許容していることから、天端や裏法も含めて被覆することが一般的である。

「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」には、天端被覆工に関して以下のように解説されている。

- ・天端被覆工は、原則として管理用車両あるいは工事用車両等の交通に耐え得る構造としなければならない。

- ・コンクリート被覆式の天端被覆工は最小限度 20cm 程度の厚さをとること、また厚さ 15cm 以上の裏込めを施すことが多い。また、設計津波を超える津波等の作用に対して、当該堤防の損傷等を軽減する構造とするため、天端被覆工の厚さを 50cm とし、津波の越流時の弱点となる法肩を被覆するとともに、津波の越流時の堤体内で上昇する圧力を逃がすように天端被覆工に空気孔を設けた事例がある。

- ・津波越流時には法肩では圧力が低下し、場合によっては負圧に至ることもあることから、被覆工が流失しやすくなる。法肩は肩ブロックのような独立した構造とせず、天端被覆工と一体化することが望ましい。

- ・コンクリートブロック式に用いられるブロックは、辺長 30cm 以上、厚さ 10cm 以上とすることが多く、裏込めは表法被覆工に準ずる。

以下では、設計規模を超える高潮・高波による天端被覆工に関する構造上の工夫を説明する。

(2) 構造上の工夫

(1) に記載されている空気孔(写真-3.4.1)については、津波越流だけでなく、設計規模を超える高潮・高波による越波に対しても一定の効果を発揮すると考えられる。ただし、3.3 で述べた表法被覆工と同様に、越波による堤体への浸透は表法被覆工の不安定化を招くので、空気孔からの海水の過剰な流入を防ぐように、津波越流に対する粘り強い構造と同様に、孔に碎石を詰める等の処置が必要と考えられる。

(1) に記載されている法肩の一体化(図-3.4.1)は、津波越流だけでなく、設計規模を超える高潮・高波による越波に対しても有効と考えられる。



写真-3.4.1 天端被覆工に設けられた点検穴兼空気抜き穴（仙台湾南部海岸）

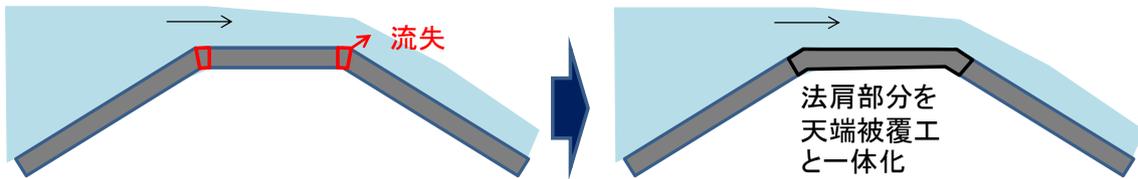


図-3.4.1 天端被覆工と法肩の一体化

3. 5 裏法被覆工

(1) 考え方

裏法被覆工は、設計高潮位以下の潮位および設計波以下の波浪による越波で裏法が侵食されないように堤体を被覆するものである。

「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」では、設計高潮位以下の潮位および設計波以下の波浪に対する裏法被覆工に関する解説は天端被覆工と同じである。津波越流に対する粘り強い構造に関しては、以下のように解説されている。

・設計津波を超える津波等の作用に対して、当該堤防の損傷等を軽減する構造とするため、両端に切り欠きを設けた厚さ 50cm のブロックをかみ合わせた裏法被覆工を採用した事例がある。この事例では、かみ合わせ構造にすることでブロックに流体力が大きく生じるような裏法被覆工表面の不陸を生じにくくし、ブロックに穴を設けないことで堤体土の吸い出しを抑制することを意図している。

裏法被覆工は、津波越流時と同様に、高流速が堤体土に直接作用して侵食・洗掘することを防止する役割を持つ。その役割を果たすためには、裏法被覆工が流失しないようにしなくてはならない。その方法の一つは、裏法被覆工の厚さを増すことであり、東北地方太平洋沖地震の災害復旧では表法被覆工と同じ 50cm が確保されるとともに、コンクリートブロック式の場合には穴なしブロックをかみ合わせた構造が採用された。

以下では設計規模を超える高潮・高波による裏法被覆工に関する構造上の工夫を説明する。

(2) 構造上の工夫

コンクリート被覆式の場合、堤体内の圧力増加による裏法被覆工の不安定化や堤体土の吸い出しを防ぐため、堤体への浸透を抑制する必要がある。圧密沈下等の経年変化により裏法被覆工と天端被覆工との間の隙間が生じないように留意する必要がある。

また、2. 2. 8で述べたように、被覆工の下にフィルター層を表法先から裏法尻まで連続して設けると、そこが津波越流時に水みちとなって被覆工下の圧力上昇やパイピングを生じさせる恐れがあることから、裏法被覆工の下にフィルター層を設ける場合には天端被覆工との間で縁を切る必要がある。

3. 6 裏法尻の洗掘対策

(1) 考え方

2. 2. 4で述べたように、越波によって大量の海水が裏法を流下すると裏法尻が洗掘され、根留工が流失する恐れがある。

裏法尻には、裏法被覆工の移動や沈下を防ぎ、かつ裏法尻を保護することを目的とした根留工が設置されることが一般的であり、津波の越流による洗掘を軽減するため根固工も設置されることがある。

「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」には、根留工に関して以下のように解説されている。

- ・根留工は、裏法被覆工の基礎工ともいべきものであるから十分な根入れを必要とする。
- ・設計津波を超える津波等の作用に対して、当該堤防の損傷等を軽減する構造とするため、根留工の幅と根入れを1m程度とした例がある(図-3.6.1)。また、洗掘による根留工の変位を抑制するには、地盤改良等の根固工の併用や、根留工の下に打設する矢板との一体化が効果的である。

また、裏法尻に設置する根固工に関しては、以下のように解説されている。

- ・設計津波を超える津波等の作用に対して、当該堤防の損傷等を軽減する構造とするため、裏法尻に設けられる根固工は、津波の越流等による流体力や洗掘に対して十分な幅と厚さを確保しなければならない。その根固工には、施工性に優れた地盤改良や矢板が用いられた例がある(図-3.6.1)。

以上のように、設計規模の高潮・高波に対する根留工や裏法尻の根固工の具体的な諸元は「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」では例示されていない。また、設計規模を超える津波に対する根留工や裏法尻の根固工は図-3.6.1のように例示されているが、設計規模を超える高潮・高波に対してこの規模の根留工等が必要かどうかは明示されていない。

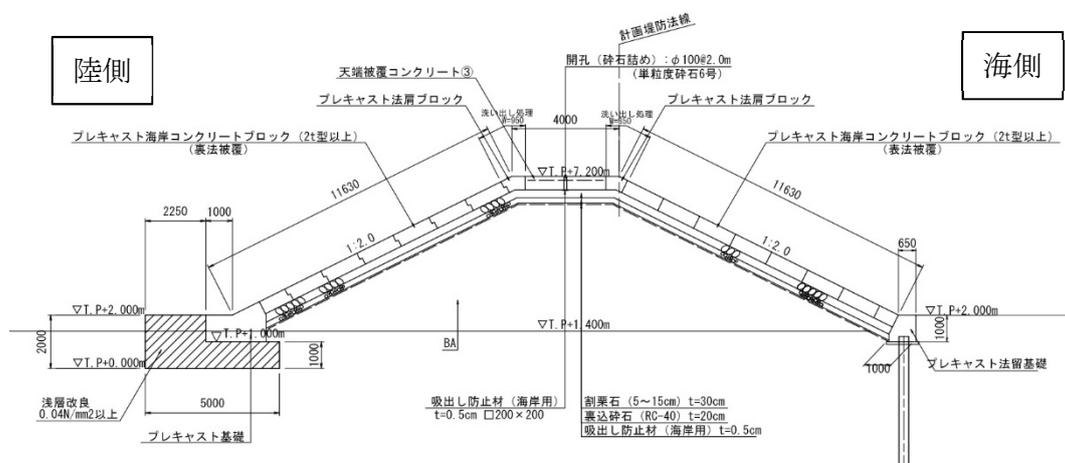


図-3.6.1 津波越流に対して粘り強い海岸堤防の例

以下では、設計規模を超える高潮・高波による裏法尻の洗掘に対する構造上の工夫を説明する。

(2) 構造上の工夫

図-3.6.2のように、裏法尻の洗掘が基礎工の移動等を引き起こすことから、その対策は洗掘を軽減する裏法尻の保護と、洗掘が生じても根留工の移動を防止する対策に大別される。裏法尻の保護は根固工の設置などが考えられる。一方、根留工の移動防止策として、根留工の大型化や、根留工の下部への矢板工の設置が考えられる。

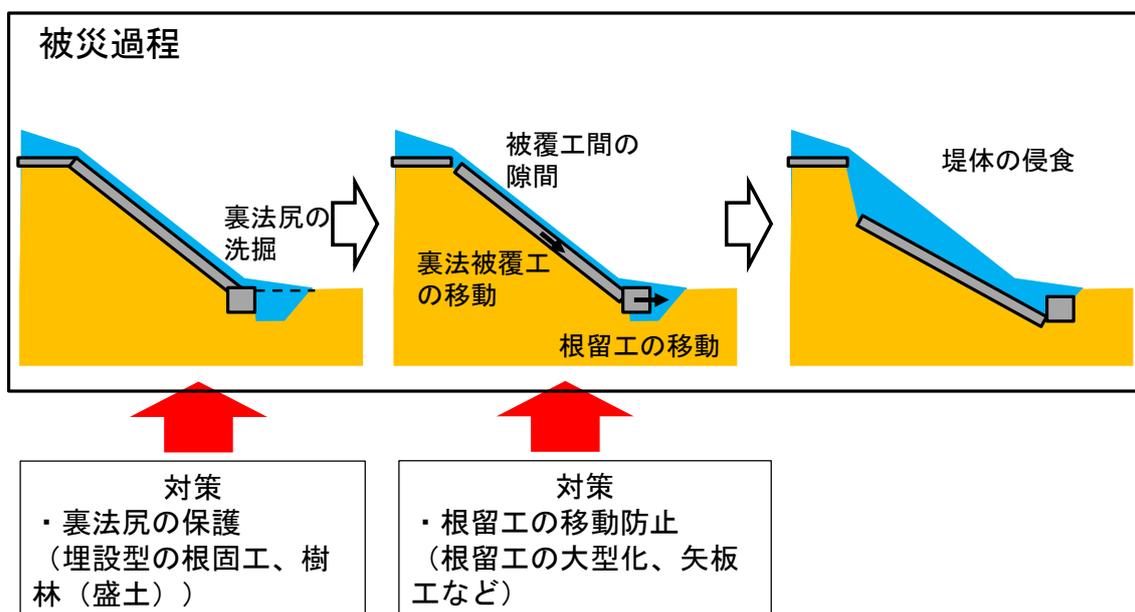


図-3.6.2 裏法尻の洗掘による被災過程に対応した対策工

(3) 構造上の工夫の検討例

1) 竹下ら(2017a)

竹下ら (2017a) は、中央粒径 0.2mm の珪砂で作った海浜模型 (図-3.6.3) の上に、図-3.6.4 に示す縮尺 1/30 の堤防模型 (高さ 0.2m、天端幅 0.1m、法勾配 1:2) を設置し、許容越波流量を超える時間帯を含む潮位・波浪条件で、図-3.6.5 及び図-3.6.6 に示す各構造の挙動を調べた。造波条件は図-3.6.7 のとおりであり、目標越波流量をピーク値とする 5 段階の越波流量の時系列を 3 通り設定した。いずれも、表法先は水没する条件である。

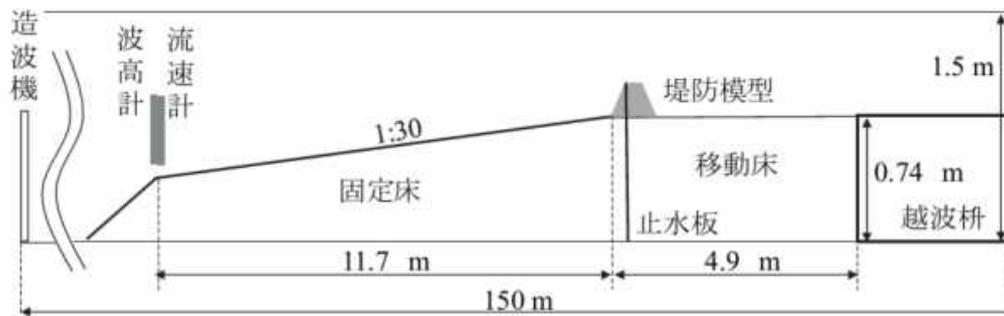


図-3.6.3 実験水路の断面図 (竹下ら、2017a)

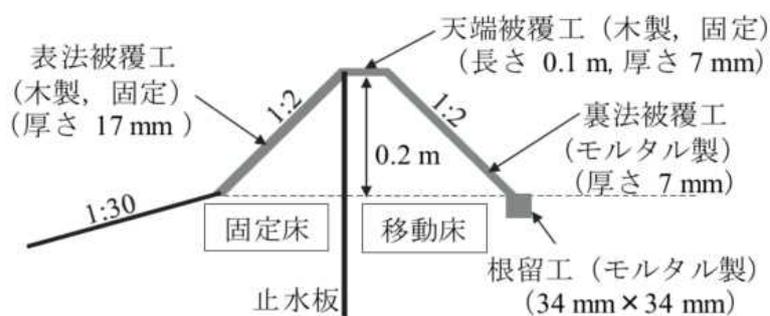


図-3.6.4 堤防模型の断面図 (竹下ら、2017a)

一般的な構造であるケース 1 については、目標越波流量 $0.01\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ では基礎工の変位はなかったが、目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ では第 2 段階終了時点で最深洗掘深が根留工の厚さ 1m とほぼ同じになり、裏法被覆工の移動量は 0.06m (現地換算値) であった。さらに、第 3 段階に入ると根留工が越波のたびに陸側に移動し、裏法被覆工の移動量は 1.29m (現地換算値) に達した。目標越波流量 $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ では、第 2 段階終了時点での裏法被覆工の移動量は 0.72m (現地換算値) であった。ケース 1 の堤防破壊は、越波による洗掘で根留工に接する地盤の反力が低下したところに、越波の水塊が根留工上部に当たることで、根留工が陸側に押し出されたことが原因と考えられる。

$2t$ 相当の平ブロック 3 つを根留工の陸側に設置したケース 2 では、目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 及び $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ でも、第 2 段階終了時に裏法被覆工の移動はなかったが、第 3 段階に入ると根留工に近いブロックから散乱し始めたため裏法被覆工がそれぞれ 0.09m 、 0.12m 移動した (写真-3.6.1)。

根留工の周辺を海底模型と同じ材料で養浜したケース 3 では、目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の第 2 段階終了後には盛土がなくなっており、第 3 段階で裏法被覆工が大きく移動した (写真-3.6.2)。また、目標越波流量 $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ では、第 1 段階終了時には盛土がなくなっており、第 2 段階で裏法被覆工が大きく移動した。

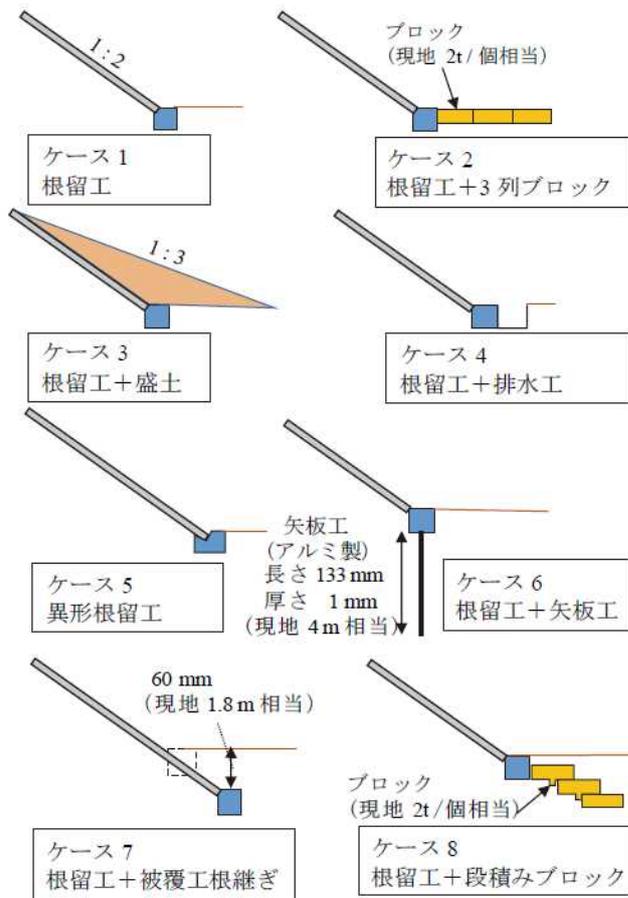


図-3.6.5 対策工の模型断面 (竹下ら、2017a)

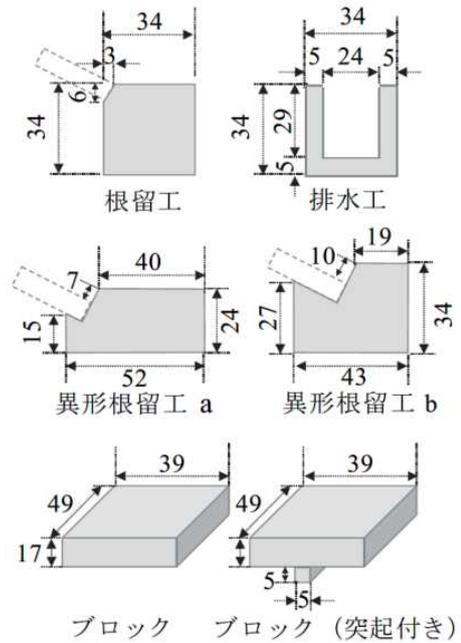


図-3.6.6 根留工等の寸法 (単位:mm)

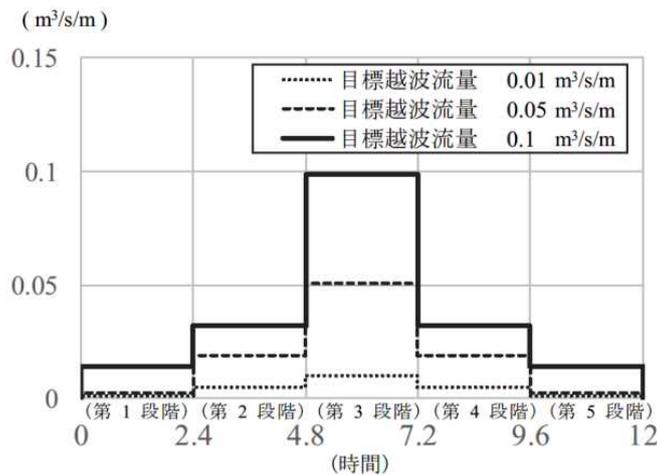


図-3.6.7 造波条件 (竹下ら、2017a)

越波水塊の減勢を期待して根留工の陸側に排水工を設置したケース 4 では、目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の第 2 段階で、排水工より陸側の洗掘に伴い排水工が傾き始め、大きな越波

とともに排水工が流出した後、根留工や裏法被覆工が大きく移動した（写真-3.6.3）。

越波水塊の跳ね上げによる洗掘の低減を期待して根留工に切り欠きを設けたケース 5 のうち異形根留工 a を用いたケースでは、目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の第 2 段階で根留工が反時計回りに傾きながら移動を始め、第 3 段階になると裏法被覆工が大きく移動した（写真-3.6.4）。図-3.6.8 のように、根留工の重心位置と越波の水塊が当たる位置から反時計回りに回転しやすい状況にあったと考えられることから、異形根留工 b の形状は重心位置を工夫して反時計回りの回転を抑えるものとした。その結果、異形根留工 b を用いたケースでは、目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の第 5 段階終了時でも最大洗掘深は小さく、裏法被覆工は移動しなかった（写真-3.6.5）。

根留工下に矢板工を設置したケース 6 では、目標越波流量 $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の第 5 段階終了時まで根留工等は移動しなかった。裏法尻での最大洗掘深約 1.7m（現地換算値）に対し、矢板工の長さ 4m（現地換算値）は十分だったと考えられる。また、裏法被覆工を根継ぎして根留工を埋設したケース 7、2t 相当のブロック 3 個を地中に段積みしたケース 8 では、目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、 $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ とも、第 5 段階終了時まで根留工等は移動しなかった。図-3.6.9 及び図-3.6.10 のように、根留工や段積みブロックの下端まで洗掘は達しておらず、根留工の埋設深は十分であったと考えられる。

以上のように、根固めブロックや矢板工の設置、根留工の形状の工夫や埋設により、海岸堤防が壊れにくくなることが確認された。

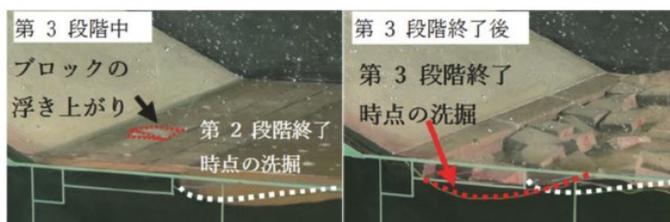


写真-3.6.1 ケース 2 の状況（目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ）

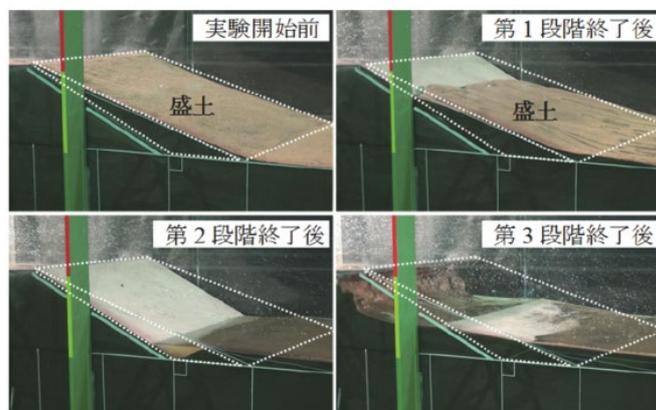


写真-3.6.2 ケース 3 の状況（目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ）

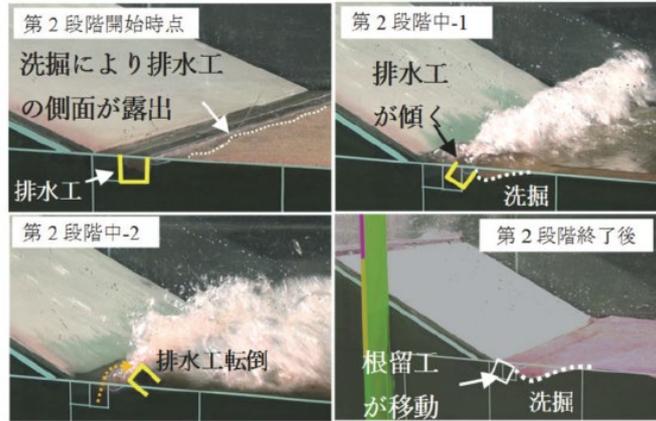


写真-3.6.3 ケース4の状況 (目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

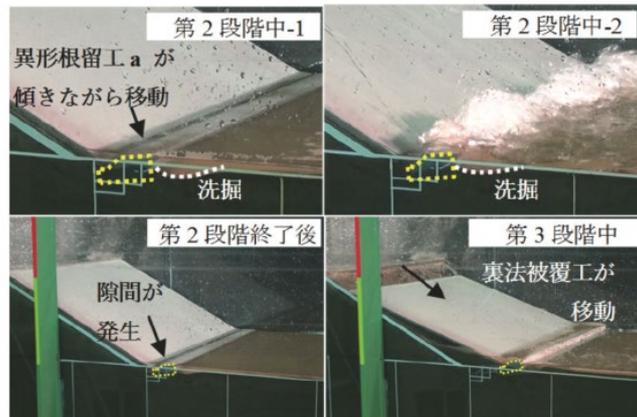


写真-3.6.4 ケース5の状況 (目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、異形根留工 a)

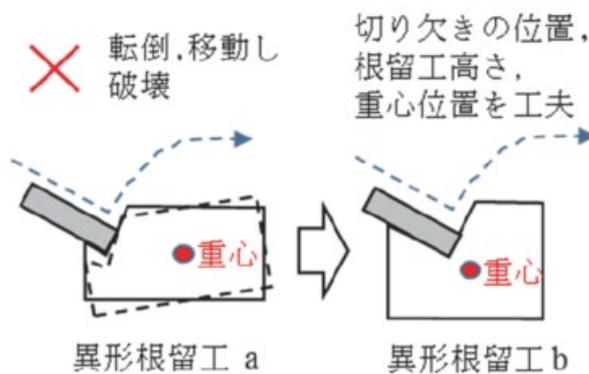


図-3.6.8 造波条件 (竹下ら、2017a)



写真-3.6.5 ケース5の状況(目標越波流量 $0.05\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、異形根留工b)

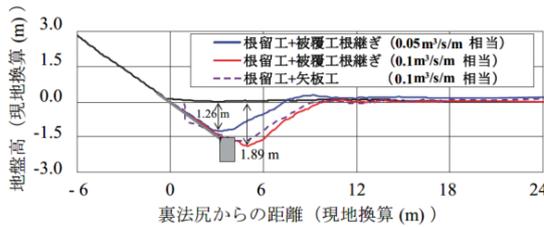


図-3.6.9 ケース6,7の実験後の断面

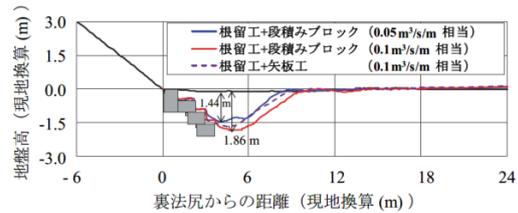


図-3.6.10 ケース6,8の実験後の断面

2) 福原ら(2021)の実験

3. 2 (3) 2) で述べたように、福原ら(2021)は、中央粒径 0.16mm の珪砂で作った海浜模型(図-3.2.9)の上に、縮尺 $1/30$ の堤防模型(高さ 0.2m 、天端幅 0.1m 、法勾配 $1:2$)を設置し、許容越波流量を超える時間帯を含む潮位・波浪条件における、図-3.2.10に示す各構造の挙動を調べた。図-3.2.12に示した各ケースの裏法尻の状況を以下で説明する。なお、以降に示す結果の値は現地換算値で記載する。

ケース1(表側、裏側とも矢板なし)では、第1段階及び第2段階においては、根留工背面の洗掘深は根留工の厚さまでには達しておらず、根留工は移動しなかった。しかし、第3段階では基礎工の移動や堤防盛土材料の吸い出しが表法先で発生したが、根留工背面では洗掘は根留工底面まで達しておらず、根留工下部の吸い出し等も発生していなかった。

ケース2(表側矢板長 5.4m 、裏側矢板なし)でも、根留工背面の洗掘深は根留工の厚さまで達せず、根留工が移動することはなかった。

ケース3(表側矢板長 2.7m 、裏側矢板長 1.5m)では、第1段階及び第2段階では裏法尻の洗掘が進行し、第3段階では造波開始から4分後に基礎工が前面へ移動し、その1分後に根留工が背面へ移動した。その後は、越波が根留工を打ち付けるたびに根留工は時計回りに傾き、それに伴い生じた裏法被覆工と根留工との隙間から水が侵入し、根留工下部の吸い出しが生じた。

ケース4(表法先に粗粒材養浜を実施)では、根留工背面の洗掘は第3段階終了後には根留工底面部にはほぼ達し、根留工は第3段階終了時には約 1m 移動していた。

表側の変状を契機として裏側の変状が生じた可能性があるケース3などに関して、図-3.6.11のような表側から裏側への変状の連鎖が考えられている。表法先の洗掘により基礎工が移動すると、表法被覆工と天端被覆工との間に隙間が生じ、そこからの水の流入が根留

工の移動にも影響している。

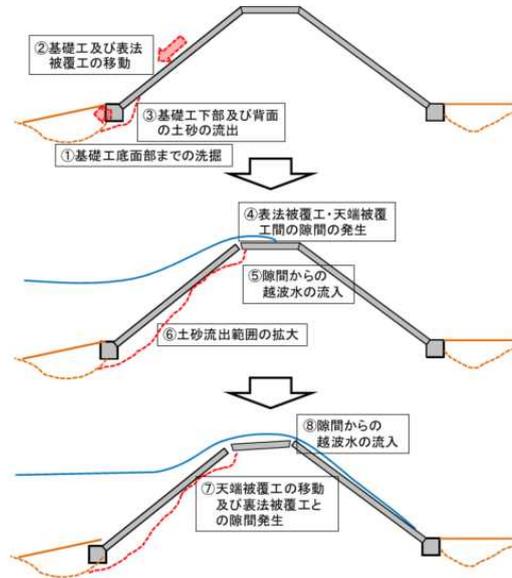


図-3.6.11 表側から裏側への変状の連鎖

3) 検討例をふまえた裏法尻の洗掘対策

裏法尻の洗掘対策は、裏法尻の保護と根留工の移動防止で構成される。

裏法尻の保護については、前述の1)のとおり、根固めブロックの設置が有効であることが確認された。このほか、津波越流に対して粘り強い海岸堤防に採用されている根留工周辺の地盤改良(図-3.6.1)も有効と考えられる。

根留工の移動防止については、前述の1)及び2)のとおり、根留工の形状の工夫や埋設、矢板工の設置が有効であることが確認された。それらの規模を決定する上では、津波越流に対して粘り強い海岸堤防の構造を参考にしつつ、設計規模を超える高潮・高波による越波流量を津波越流時の流量と比較することが必要である。裏法尻の洗掘深が式(2.1.4.1)で得られるRの5倍とした結果を示している図-3.6.12のように、許容越波流量より越波流量が多少大きい条件では、洗掘深は2m程度を見込むことが考えられる。

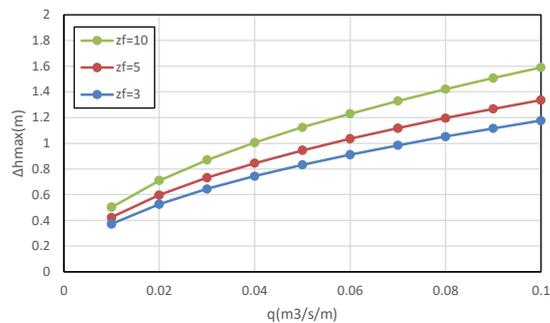


図-3.6.12 式(2.1.4.1)で得られるRの5倍となる最大洗掘深 Δh_{max} (Z_f は堤防の比高)

4. おわりに

本資料では、設計規模を超える高潮・高波によって生じる水理現象と海岸堤防の破壊現象、及びそれに対する構造上の工夫の要点をまとめた。その概要は以下の通りである。

- ・設計規模を超える高潮・高波の作用が生じると、波返工に作用する波力、天端から裏法尻にかけての高流速・せん断力、表法先や裏法尻での洗掘、基礎地盤・被覆工下の堤体への浸透と残留空気の圧力上昇などが同時に発生していく。

- ・設計規模を超える高潮・高波の作用時には、波力による波返工の倒壊、表法先の洗掘による基礎工の不安定化、裏法尻の洗掘による根留工の不安定化、高流速や法肩での圧力低下による被覆工の不安定化、高流速による堤体材料の吸い出し、パイピングなどが同時かつ相互に影響しながら、海岸堤防の破壊が進行する。

- ・このように、複数の被災形態が複合的に発生することが多いと考えられることから、粘り強い構造の検討においては、特定の対策工法のみに限定せず、複数工法の組み合わせを検討することが望ましい。

- ・表法先の洗掘に対しては、洗掘を軽減する表法先の保護と、洗掘が生じても基礎工の移動を防止する対策を組み合わせることが考えられる。表法先の保護には、根固工の設置のほか、表法先の表層地盤を粗粒材に置換することなどが有効である。一方、基礎工の移動防止策として、基礎工の大型化や矢板工の設置が有効である。

- ・表法被覆工や裏法被覆工は、堤体への浸透を抑制するため、圧密等の経年変化により天端被覆工との間に隙間が生じないように留意する必要がある。また、波返工と一体構造になっているコンクリート被覆式の表法被覆工については、波力による破壊等が生じないように、打ち継ぎ目等に十分に配筋を施す、あるいは波返工を回避することを検討する必要がある。

- ・裏法尻の洗掘に対しては、根固めブロックの設置による裏法尻の保護や、根固工の形状の工夫や埋設、矢板工の設置による根留工の移動防止が有効である。

本資料により設計規模を超える高潮・高波に対して傾斜堤を粘り強くする構造上の工夫は整理できたと考えられる。ただし、本資料の主な検討対象である傾斜堤以外の型式の海岸堤防については、さらなる検討が必要である。その検討においては、さまざまな型式に対応できる数値計算の活用が考えられるが、本資料で説明した複雑な水理現象を全て考慮して破壊現象を再現する実用的な数値計算手法は確立していない。また、粘り強い構造の導入による背後地の被害軽減効果を定量的に評価するには、設計規模を超える高潮・高波の作用が始まってから堤防が壊れるまでの時間を見積もる必要があるが、その見積もりは現時点の知見だけでは難しい。以上の点については、今後の課題としたい。

謝辞：

高潮時における海岸堤防への浸透に関する実験に際しては、名古屋大学の水谷法美教授及び中村友昭准教授からご助言をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 井樋世一郎, 加藤史訓, 五十嵐竜行, 鳥居謙一, 小泉知義: 粘り強い構造の検討のための高波浪による海岸堤防近傍での洗掘に関する大型実験, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.78, No.2, pp.I_733-I_738, 2022.
- 岩崎福久, 田中茂信, 佐藤慎司, 名合宏之, 前野詩朗, 小谷裕司: 海岸堤防の空洞化発生機構に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp.1026-1030, 1995.
- 大河原満, 橋本 宏, 斎藤雄三郎: 被災事例から見た海岸堤防・護岸に関する一考察, 第 30 回海岸工学講演会論文集, pp.264-268, 1983.
- 岡部祐美, 佐藤慎司: 海岸堤防空洞化の加速的進行機構に関する研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.71, No.2, pp.I_1171-I_1176, 2015.
- 海岸における津波対策検討委員会: 平成 23 年東北地方太平洋沖地震及び津波により被災した海岸堤防等の復旧に関する基本的な考え方, 9p., 2011.
- 海岸保全施設技術研究会編: 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 2004.
- 加藤史訓・野口賢二・諏訪義雄: 海岸堤防・護岸の被災に関する実態調査, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.67, No.2, 2011.
- 加藤史訓, 鳩貝 聡, 諏訪義雄: 津波の越流に対するコンクリート平張り海岸堤防の粘り強い構造, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), 第 69 巻, pp.1021-1025, 2013.
- 加藤史訓, 諏訪義雄, 鳩貝 聡, 藤田光一: 津波の越流に対して粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.1, pp.31-49, 2014.
- 気候変動を踏まえた海岸保全のあり方検討委員会: 気候変動を踏まえた海岸保全のあり方(提言), 20p, 2020.
- 国土技術政策総合研究所: 東日本大震災に対して国土技術政策総合研究所が行った 5 年間の調査研究の全記録, 国土技術政策総合研究所研究報告, No.57, pp.86-94, 2016.
- 国土技術政策総合研究所: 津波からの多重防御・減災システムに関する研究, 国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告, No.52, pp.58-101, 2016.
- 国土技術政策総合研究所河川研究部: 粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造検討(第 1 報), 国総研技術速報, No.1, 12p., <http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/sokuhou/file/120514.pdf>, 2012.
- 国土技術政策総合研究所河川研究部: 粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造検討(第 2 報), 国総研技術速報, No.3, 21p., <http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/sokuhou/file/120810.pdf>, 2012.
- 国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部河川研究室, 国立研究開発法人土木研究所地質・地盤研究グループ(土質・振動): 粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料(案), 81p., 2022.
- 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所: 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋

- 沖地震土木施設被害調査速報, 国土技術政策総合研究所資料, No.646, pp.124-139, 2011.
- 国土交通省河川局海岸室・国土技術政策総合研究所海岸研究室監修: 緩傾斜堤の設計の手引き (改訂版), 社団法人全国海岸協会, pp.42-43, 2006.
- 佐伯浩, 佐藤俊哉, 小野敏行, 浜中建一郎: 海岸護岸堤脚部の洗掘に関する実験的研究, 第 32 回海岸工学講演会論文集, pp.440-444, 1985.
- 榎木亨, 高畑市三: 海岸堤防脚部の局所洗掘機構について (その 2) —特にのり面上のもどり流れの特性について—, 第 18 回海岸工学講演会論文集, pp.371-376, 1971.
- 社団法人全国防災協会: 美しい海辺を守る災害復旧ガイドライン (案), 173p., 2001.
- 水産庁漁港漁場整備部防災漁村課・国土交通省港湾局海岸・防災課: 津波を考慮した胸壁の設計の考え方 (暫定版), 22p., 2015.
- 諏訪義雄, 加藤史訓, 竹下哲也, 鳩貝 聡, 姫野一樹: 津波越流に対する海岸堤防の粘り強い構造の要点, 国土技術政策総合研究所資料, No.1035, 63p., 2018.
- 高橋研也, 相馬 裕, 石井敏雅, 西畑 剛, 道前武尊, 横畠隆広: 汀線の陸側にある防波壁に作用する砕波後の不規則波圧に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.74, No.2, pp. I_1063-I_1068, 2018.
- 竹下哲也, 加藤史訓, 五十嵐竜行, 小泉知義, 宇多高明: 越波に対して粘り強い海岸堤防の構造に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.73, No.2, pp.I_1093-I_1098, 2017a.
- 竹下哲也, 加藤史訓, 森谷拓実, 峯村浩治: 越波により海岸堤防背後の家屋に作用する波圧の数値計算, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.73, No.2, pp.I_931-I_936, 2017b.
- 竹下哲也, 福原直樹, 加藤史訓, 小泉知義, 繁原俊弘, 五十嵐竜行: 高波浪による海側の洗掘に対して粘り強い海岸堤防構造に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.74, No.2, pp.I_1087-I_1092, 2018.
- 土木学会: 海岸施設設計[2000年版], pp.517-525, 2000.
- 菜生海岸災害調査検討委員会: 菜生海岸災害調査検討委員会報告書, 7p., 2005.
- 農林水産省農村振興局, 農林水産省水産庁, 国土交通省河川局, 国土交通省港湾局: 海岸事業の費用便益分析指針 (改訂版) (令和 2 年 4 月一部更新), 104p., 2020.
- 農林水産省農村振興局防災課, 農林水産省水産庁防災漁村課, 国土交通省水管理・国土保全局海岸室, 国土交通省港湾局海岸・防災課: 海岸保全施設維持管理マニュアル, pp.78-79, 2020.
- 鳩貝 聡, 諏訪義雄, 加藤史訓: 津波の越流による海岸堤防の裏法尻の洗掘に関する水理模型実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp. I_406- I_410, 2012.
- 橋本 宏, 田中茂信, 筒井保博: 緩傾斜堤の局所洗掘と岸沖漂砂への影響, 第 30 回海岸工学講演会論文集, pp.249-253, 1983.
- 姫野一樹, 竹下哲也, 五十嵐竜行, 小泉知義, 諏訪義雄: 傾斜堤における $h_c/H_0=0\sim 1$ の範

囲での越波水理模型実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.72, No.2, pp.I_379-I_384, 2016.

平山克也: 海岸・港湾施設における近年の高波災害の特徴とその類型化の試み, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 67 巻 2 号, I_13-I_18, 2011.

福原直樹, 竹下哲也, 加藤史訓, 二瓶 功: 波浪が作用した際の海岸堤防の浸透特性及び地盤内の圧力変動に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.74, No.2, pp.I_1099-I_1104, 2018.

福原直樹, 加藤史訓, 白山昌義, 平間史泰: 高波浪に対する粘り強い海岸堤防構造に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.77, No.2, pp.I_709-I_714, 2021.

福原直樹, 加藤史訓, 五十嵐竜行, 鳥居謙一, 小泉知義: 高波浪に対する矢板工を用いた粘り強い海岸堤防の構造諸元に関する大型模型実験, 土木学会論文集, Vol.79, No.17, 23-17128, 2023.

堀川清司, 砂村継夫, 近藤浩右, 岡田 滋: 波による二次元汀線変化に関する一考察, 第 22 回海岸工学講演会論文集, pp.329-334, 1975.

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of N I L I M

No. 1286

June 2024

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地

企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675