津波の越流に対して粘り強く減災効果を 発揮する海岸堤防の構造検討

加藤 史訓¹・諏訪 義雄²・鳩貝 聡³・藤田 光一⁴

¹ 正会員 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 つくば市旭 1 番地)
E-mail: katou-f92fr@nilim.go.jp

² 正会員 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 つくば市旭 1 番地)
E-mail: suwa-y22aa@nilim.go.jp

³ 元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 つくば市旭 1 番地)
E-mail: hatogai-s8310@ktr.mlit.go.jp

⁴ 正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 (〒305-0804 つくば市旭 1 番地)
E-mail: fujita-k85ab@nilim.go.jp

東北地方太平洋沖地震を受けて、津波が越流しても粘り強く減災効果を発揮できる海岸堤防の構造検討が求められている。そこで、台形断面の三面張り構造を対象に、津波が越流する時の海岸堤防周辺での流況や洗掘の特性を明らかにした上で、海岸堤防が粘り強く減災効果を発揮するための裏法尻および裏法被覆工の工夫を水理模型実験により検討した。その結果、裏法尻での高流速とともに、海岸堤防の裏法肩での圧力低下の発生や裏法尻での圧力上昇が確認された。また、津波の越流による海岸堤防陸側での洗掘の深さと範囲が越流水深とともに大きくなっていた。それらへの対策として、切り欠きを設けたブロックをかみ合わせた裏法被覆工と、裏法尻に基礎工と地盤改良を施すことで、津波の越流に対して海岸堤防が粘り強くなることがわかった。

Key Words: tsunami, coastal dike, overflow, scour, hydraulic model experiments

1. はじめに

(1) 研究の背景と目的

2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により、太平洋沿岸の各地で津波が海岸堤防を越流し、海岸堤防の被災が発生した。特に被害が大きかった岩手、宮城、福島 の 3 県で、海岸堤防約 300 km のうち約 190 km が全壊・半壊した。

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」の報告¹⁾において、「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」の考え方が示された。これを受け、海岸所管省庁が設置した「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」²⁾において、海岸堤防等の構造上の工夫の方向性が示された。その中では、設計規模を上回る津波が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る。

- ・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る。

海岸堤防の主たる機能は、高潮・高波および津波による海水の侵入を防止することである。高潮・高波に対しては、1953 年 13 号台風を契機として、波の打ちあげを考慮した天端高とするとともに、波の不規則性による多少の越波への対応を意図して、表法、天端、裏法の三面にコンクリートを被覆する三面張り構造が採用されるようになり、そのことが海岸保全施設の技術基準にも反映された。一方、津波に対しては、浸水記録や数値計算等に基づく既往最大の津波または今後発生すると考えられる最大の津波をふまえて、一定の頻度（数十年から数百年に一度程度）で到達する可能性が高い津波を設計に

用い、それによる越流が生じない天端高とすることになっている。しかし、設計津波を上回る津波による越流に対する構造については、技術基準には規定されていない。三面張り構造を構成する裏法被覆工にはコンクリートブロック張式やコンクリート被覆式などがあり、越波した海水により堤体土砂が流失しないようにするため、その厚さを10~20 cm程度とすることが多い³⁾。その構造は風波やうねりの越波に対して経験的に十分とされるものであり、津波の越流を考慮した裏法被覆工の構造については検討された事例がない。

以上から明らかなように、通常の構造では、設計上考慮されている越波よりはるかに大きな外力を作用させる津波越流に際して、損傷・破壊の想定は不可避である。そこに構造上の工夫を施すことにより、破壊までの時間の延長または全壊する可能性の低減をはかろうとすることは、海岸堤防の機能を従来よりも質的に拡充することを意味し、海岸堤防の設計技術のさらなる向上を求めるものである。そこで本研究は、この「構造上の工夫」を、技術的意味を極力明確にしつつ、実務での適用に資する具体性を持ったレベルで見いだすことを目的とする。なおここでは、構造上の工夫が、通常の海岸堤防の構造を踏襲した中でなされるとの前提をおいている。すなわち、用地の大幅増を必要とする、あるいは、台形土砂堤の三面張りという基本構造を抜本的に変えるような検討は対象外としている。

(2) 粘り強い構造の概念

初めに、このような構造上の工夫で実現する粘り強さの技術的意味を、通常の施設設計の考え方と対比しながら整理しておく。まず、施設設計においては、対象外力および条件の範囲内であれば、基本的に全ての破壊シナリオが考慮されており、安全性に関わる不確定な要素を包含するように、設計外力に対しては必要十分な余裕がたとえば安全率のような形で確保される。そして、これは、理論、実験、試験、被災と対処の経験を積み上げ、統合してなされていく。これに対し、本論文で検討する粘り強さ付与のための構造上の工夫の案出においては、破壊プロセス・要因をカバーしようとするが、それが通常の施設設計と同じレベルでなされているとはいいがたい。たとえば、実際の陸側の地盤や土質の条件の幅広さ、地震動や長い年月の経過に伴う変状の可能性を考えれば、この一端が理解される。また、標準的な海岸堤防の基本構造を大きくは変えないことを前提に検討を行う。これらのことから、各破壊プロセス・要因への対処方策は、対象とする越流外力に対して、必要最小限の安定性を保つレベルにとどまり、さらに、対象とする外力もあくまで目安であり、構造上の工夫を検討するための道具としての性格が強い。

図-1 外力と堤防形状が保持される可能性の関係からみた粘り強い構造の概念

以上から、本論文で示す構造上の工夫により実現される越流に対する耐力発揮の確実性は、それを設計外力として施設設計を行った場合とはレベルが異なることに留意する必要がある。以上の議論は、図-1のように表現できると考える。構造上の工夫を施すことにより、外力が設計対象を上回っても（この場合は越流の発生）、海岸堤防がその形状（特に天端高）を安定的に保つ可能性が引き続き一定程度確保される。しかし、その確実性は、越流に耐えることを設計条件として見込んだ通常の施設設計（仮にそうした設計がなされたとして）によるものに比べずっと低い。有意な越流に対して確実に形状を維持する海岸堤防とするためのコストや期間を含む諸労力は、ここで提案した構造上の工夫の実施に比較してはるかに大きいと考えられる。したがって、「施設の効果が粘り強く発揮できるような構造」にすることの技術的位置づけは、堤防形状が越流時にも安定を保つ可能性の増大とそれにかかる諸労力とのバランスという観点からとらえることで、改めて理解が深まると言えそうである。

(3) 研究の方法と本論文の構成

上記の構造上の工夫につながる既往研究に以下がある。

Kato ら⁴⁾は、東北地方太平洋沖地震による海岸堤防の被災パターンを分類し、裏法尻の洗掘からの被災が対象被災延長の半分程度を占めていたことを示した。この洗掘については、東北地方太平洋沖地震による仙台平野南部での実態が加藤ら⁵⁾によって詳細に調べられている。渡邊ら⁶⁾は、東北地方太平洋沖地震津波によって被災した三面張り構造の海岸堤防の被災状況を分析し、堤防の全壊にもっとも影響を与えたのが津波の越流水深（主として痕跡調査に基づくものであり、時間最大値に対応）であったことや、裏法尻部の被覆等が堤防の全壊確率を抑制していたことを示した。

構造上の工夫に直接関係する研究として、小竹・磯部⁷⁾は、長周期波浪の越流を模した実験において被覆工

内外の圧力を測定し、粘り強い構造形式として裏法を緩勾配化することの有効性を示している。また、中尾ら⁸⁾は、孤立波が堤防を越流する状況の模型実験により、表法先の水压により堤体内部の空気層の圧力が上昇することで被覆工が不安定化することを明らかにしている。今瀬ら⁹⁾は、特に砂質土では、越流水のせん断力によるに加え、乱流や渦に伴う乱れにより地盤内に発生した過剰間隙水压が土粒子を浮遊させることで、越流による洗掘が進行することを示した。福岡ら¹⁰⁾は、洪水による河川からの溢水を対象に、河川堤防の表面に保護工を施すアーマ・レビーの検討において、越流による法尻での洗掘特性をふまえた法尻保護工（ふとんかご構造を採用）の水理設計法を提案している。

以上の研究から、破壊を引き起こす包括的外力の指標として各地点の最大越流水深が有用であること、主要な破壊要因である裏法尻洗掘への対応が重要であること、裏法・天端被覆工に作用する流体力に基づき弱点事象を悉皆的に抽出することの必要性も示されている。その一方、実際の提案につなげるという本研究の目的から見ると、津波越流による被災過程の情報は限定的あるいは定性的なものにとどまり、また裏法尻洗掘の形状・規模や被覆工に作用する力の全体像の把握も不十分である。上記のアーマ・レビーの構造検討は本研究の目的にとっても有用であるが、その検討は洪水時の越流水深として0.6m程度を想定しており、また洪水と津波では越流の継続時間も異なることから、津波越流の水理的特徴に基づき洗掘対策をさらに検討する必要がある。

以上を踏まえ、本研究では、次の2点を重視して検討を進める。第一は、模型実験により海岸堤防の津波越流現象を極力忠実に再現し、破壊過程の全体像を掴むことである。第二は、その模型実験においては、東北地方太平洋沖地震の際に生じた津波越流水深の推定値を目安に、幅広い越流水深条件を設定し、その下で生じる洗掘と水理量を計測することで、破壊につながる外力の作用を包括的に捉えることである。このために、後に詳述するように、移動床実験と固定床実験とを、また、小縮尺実験（1/25）と大縮尺実験（1/2）とを組み合わせるという手法を採用した。なお、本研究で扱う越流は慣性力と重力とが卓越する現象であることから、Froudeの相似則を適用し、長さは縮尺に合わせて、流速および時間は縮尺の1/2乗で換算した。

他方、本研究では、効率性・有効性を考慮し、対象・手法について次のような絞り込みも行っている。まず、「第一波の押し波」に対象を限定し、正面越流のみの検討（したがって平面地形変化の観点からの検討は除外）とした。また、実験や分析の対象とする堤防横断形状は高さを5mまたは6m、法勾配を表・裏とも2割とする断面を代表とした。次に、実験での津波再現は、海側の

水位を制御して越流を起こす方式により、堤防海側水位に急増→急減という変化パターンを与えることで行った。さらに、津波越流に伴い発生する流体力のうち、堤体内の空気圧上昇や浸潤面の法面への滲出により被覆工の下面に揚圧力として作用する力は検討対象外とした。これは、本研究において、まずは十分高い透水性・透気性を有する被覆工構造を対象とし、この場合、上記の揚圧力の考慮は不要か、補足的で済むと考えたからである。こうした被覆工として、ブロック間の隙間を埋めずにブロックを敷き詰めた構造や排気・排水口を設けた構造を想定している。しかし、被覆工下面に作用する流体力が不安定化の主因になりうる構造もあるので、この技術的考慮は今後の課題である。

なお、津波自体は非定常現象であるが、天端～裏法～裏法尻における越流の水理量把握（流速、水深、圧力）を主目的とした固定床実験においては、定常条件を採用した。これは、津波襲来時の水理量把握に、定常下で計測したこれらの水理量を準用できると考えたからである。

以上に述べた絞り込みによって、津波遡上の先端部の水理特性によっては大きな力を堤防に作用させる段波状波圧を考慮ができないなど、特に堤防表法面に作用する動圧の再現精度は不十分になる。しかし、本研究で対象にしている台形土砂堤の三面張り構造の場合、表法面への動圧作用は被覆工を堤体に押しつける方向であり、また表法面上の流速は越流水が流れ下る裏法に比べ相当小さい。このため、設計津波の水位を超えた場合でも、背面に堤体土が存在する限り、表法被覆工や堤防全体の不安定化に動圧が有意に寄与しないと考えられる。この点は、胸壁やケーソンでできた防波堤とは大きく異なる三面張り構造の特徴である。

以下、2章で固定床実験により明らかにした被覆工上および基礎工上の水理量の特性を、3章で移動床実験により明らかにした裏法先での洗掘特性を、4章で標準的な裏法被覆工の安定性と不安定化過程を移動床実験により調べた結果を述べる。5章では、4章までに得られた各知見を総合して構造上の工夫の方向性を考察し、具体案を得、その有効性を実験により確認した結果を述べる。6章が結論である。この成果は海岸堤防が「粘り強く効果を発揮する」ことの技術的意味を議論するための土台としても役に立つと、筆者らは考えている。

2. 堤防に作用する津波越流の水理特性

(1) 実験の概要

図-2のように、長さ40m、幅1m、高さ1.5mの水路に比高（裏法尻から天端までの高さ）24cm（現地スケールで6m）の堤防模型（表法勾配、裏法勾配とも1:2の

台形断面)を設置し、津波が堤防を一定の水深で越流する状態を再現し、堤防模型周辺の水位および底面でのピエゾ水頭を測定した。以後述べるピエゾ水頭は全て底面で計測したものであり、水位は堤防表面あるいは地表の参照点から発する鉛直線上で計測したものである。実験の縮尺は1/25である。水位はポイントゲージで、ピエゾ水頭はマノメーターを用いて60点で測定した。

この水路では、水路の上流端にあるバルブの操作によりポンプから給水できるようになっており、下流端から排水されるようになっている。越流水深 h_t は表法尻での水位と堤防模型の天端高の差と定義し、東北地方太平洋沖地震における津波の実態をふまえ、表-1のように設定した。

(2)ピエゾ水頭と流速に着目した分析

a) 堤防周りの分布特性

図-3および図-4は、各ケースにおける水位およびピエゾ水頭の分布を示している。図中の標高は堤防陸側の固定床の高さを基準にしている。各ケースについて水位を基準にピエゾ水頭を見ると、ピエゾ水頭は裏法肩で低く、裏法尻で高くなっている。これは、流線の曲がりによって、堤体表面での圧力がいずれも局所的に、裏法肩で静水圧(法勾配の効果を含む)より低下し、裏法尻で上昇していることを示している。越流水深6m以上では、裏

図-2 模型断面図(上:全体図,下:堤防拡大図,寸法は現地換算値)

表-1 津波越流の水利特性に関する実験の条件設定

ケース	越流水深 h_t (現地換算値)
1-1m	1 m
1-2m	2 m
1-3m	3 m
1-6m	6 m
1-10m	10 m

法肩での圧力低下範囲が天端全体に及んでいる。また、ピエゾ水頭そのものを見ると、越流水深3m以上の各ケースでは、裏法肩においてピエゾ水頭が堤防表面より下がっており、負圧(大気圧を基準として)が発生していることがわかる。

なお、斜面を流下する等流の場合、ピエゾ水頭は同一河床地点から鉛直上向きに計測した水位に対して $\cos^2(\theta) \approx 0.8$ 倍小さくなり(ここで θ は裏法面の角度、26.6度)、たとえば図-3の裏法面上の計測値にもその特性が表れている。上述のピエゾ水頭と水位の差は、この分をはるかに上回っている。

図-5および図-6は、各ケースについて、単位幅流量 q を水深 h で割った断面平均流速を示している。断面平均流速は、全ケースにおいて裏法肩から裏法尻に向かって増加している。ただし、法尻に近づく増加が鈍る傾向が見られる。この範囲は図-3および図-4に示した圧力の上昇範囲に対応しており、流速増加の鈍化は逆圧力勾配によると考えられる。

b) ピエゾ水頭と越流水深の関係

最初にピエゾ水頭について述べる。ここではa)と同様に、ピエゾ水頭と水位の差分に着目し、それを次式による圧力分布補正係数 λ により表現する。

$$\lambda = 1 + \frac{\Delta p}{2\rho gh} \quad (1)$$

ここで Δp :底面における圧力の静水圧からのズレ、 $\Delta p/\rho g$:底面におけるピエゾ水頭から水位を差し引いた値、 h :水深、である。なお上式は、圧力の静水圧からのズレに関する水深方向分布を直線近似して導いている。また、以下で裏法尻と裏法肩付近に着目しているため、上述の斜面流における $\cos^2(\theta)$ の効果は考慮していない。

図-7は裏法尻(縦断距離0m)での λ 値と越流水深の関係を、図-8は同じく裏法尻付近について堤防陸側(図-3~6の縦断距離が正の位置)で $\lambda > 1$ となる範囲と越流水深の関係を整理したものである。裏法尻での λ 値は越流水深が大きくなると1に近づく。また、 $\lambda > 1$ となる範囲は越流水深とともに大きくなっている。裏法尻での圧力上昇は越流水の流向が裏法面に沿った向きから堤防陸側での水平方向に変わることによって伴っており、越流水深が小さい方が裏法尻での曲率が大きくなることが効いて、図-7および図-8のような結果になったと考えられる。

図-9は、裏法肩(縦断距離-12m)での λ 値と越流水深の関係を整理したものである。裏法肩での λ 値は越流水深とともに1から離れて行く。越流水深とともに流速が大きくなる一方、曲率があまり変わらない裏法肩で、遠心力効果が増すことが効いて、越流水深の増大に伴い λ 値が小さくなる。

図-3 水位およびピエゾ水頭の分布（越流水深 1 m, 2 m, 3 m）

図-4 水位およびピエゾ水頭の分布（越流水深 2 m, 6 m, 10 m）

図-5 水位および断面平均流速の分布（越流水深 1 m, 2 m, 3 m）

図-6 水位および断面平均流速の分布（越流水深 2 m, 6 m, 10 m）

図-7 裏法尻（縦断距離 0 m）での圧力分布補正係数と越流水深の関係

図-8 堤防陸側での圧力変化範囲と越流水深の関係

図-9 裏法肩（縦断距離 -12 m）での圧力分布補正係数と越流水深の関係

c) 流速と越流水深の関係

次に流速と越流水深の関係について述べる。図-5、図-6 からわかるように、裏法肩や裏法上部（縦断距離 -8 m）の断面平均流速は越流水深とともに増大している。一方、裏法尻での断面平均流速は、図-10 の実測値（ v_f 実測）のプロット）に示すように、越流水深 1 m での 6 m/s から越流水深 2 m では 10 m/s に増加しているが、越流水深が 3 m 以上でも 11 m/s 程度で頭打ちになっている。この頭打ちの傾向は裏法下部（縦断距離 -4 m）でも認められる。

図-10 には、等流を仮定した場合の裏法尻での流速（図中の v_f 等流）と天端からのエネルギー保存を仮定した場合の流速（図中の v_f エネ保存）の計算値も示している。これらの導出過程は以下である。

まず越流水深 h_t と単位幅流量 q の関係は、表法尻上と堤防天端上の流れの関係を、エネルギー保存を仮定して関係づけることにより、次の 2 式で表現できる。

$$h_c = \frac{1}{3(h_t + W)^2} h_c^3 + \frac{2}{3} h_t, \quad q = \sqrt{gh_c^3} \quad (2)$$

ここで、 W ：堤防高さ（海側、陸側の地盤高は同じとする）、 h_c ：天端で生じる限界水深、 g ：重力加速度、である。裏法尻付近の水深 h_f と流速 v_f は、裏法での等流を仮定した場合、天端からの裏法尻にかけてエネルギー保存を仮定した場合のそれぞれについて、次のように表される。

$$h_f = \left(\frac{n^2 g}{i} \right)^{\frac{3}{10}} h_c^{\frac{9}{10}}, \quad v_f = \frac{q}{h_f} \quad (3)$$

$$h_f = \frac{3}{2} h_c + W - \frac{q^2}{2gh_f^2}, \quad v_f = \frac{q}{h_f} \quad (4)$$

ここで、 n ：裏法の粗度係数、 i ： $\sin \theta$ 、である。なお、式(4)では、裏法尻での流線の曲がりによる λ 値増の効果は考慮していない。

実際に等流になるためには流量に応じた一定の流下距離が必要になるので、流量が大きいほど v_f 等流 と比べて v_f 実測 が小さくなる。また、実際には摩擦損失があるので、流量が小さいほど v_f エネ保存 と比べて v_f 実測 がより小さくなる。式(4)で λ 値増の効果を検討していないことも流速の過大評価につながる。これら導出過程の持つ誤差要因を考慮して図-10 を見ると、2 つの計算値の小さい方を連ねた線が実測値と良い対応関係を持つことに気づく。以上から、上述の「頭打ち傾向」は、越流水深が大きくなるにつれて越流水落下においてエネルギー保存が支配的になること、その状況下では、堤防高さ W が 6 m と一定では $\sqrt{2gW} \approx 10.8 \text{ m/s}$ が流速の実測値と同程度であり、越流水深の増加が流速の増大につなぐにくいことから説明できる。

図-10 と同様の導出を堤防高さ 3 m および 9 m についても行い、 $vf_{\text{等流}}$ と $vf_{\text{エネ保存}}$ の小さい方を結んだのが図-11 である。堤防が高いほど 2 つの計算値が交わる点すなわち流速増大が頭打ちになる越流水深とそこでの流速が大きくなっているが、この堤防高さの範囲では「頭打ち点」が存在することには変わりはない。

(3) 構造上の工夫に関わる含意

越流水深 2 m 以上の裏法尻での流速は、福岡ら¹⁰⁾によるアーマ・レビーの法尻保護工の検討における流速の 2 倍程度と大きい。法尻保護工に作用する圧力が流速の 2 乗に比例することを考慮すると、アーマ・レビーの法尻保護工より強固な構造の必要性を窺うことができる。裏法被覆工の構造を考える際にも、この 10 m/s レベルの高流速への対処は重要なポイントとなる。この点については 4 章(3)でさらに考察する。

その一方で、裏法尻での流速は越流水深 2 m を超えると頭打ちの傾向にあることから、流速 10 m/s 程度の越流に対して粘れる工夫を施せば、相当大的な越流水深でも対応できる可能性がある。このような「頭打ち傾向」は、堤防高さが変わっても見られることから(図-11 参照)、構造上の工夫を検討する上でのポイントの 1 つになりそうである。

図-10 裏法尻での流速の試算結果

図-11 裏法尻での流速と堤防高さの関係

裏法肩では、越流水深の増大とともに圧力が低下し、越流水深 3 m 以上で負圧が発生している。裏法肩は天端被覆工と裏法被覆工の接合部であり、それが構造上の弱点とならないように、圧力低下への対応が必要となる。裏法尻での流速とは異なり、裏法肩の圧力低下には越流水深に対しての頭打ち傾向は見られないことから、あるレベルまでの圧力低下への対応を行っても、相当大的な越流水深にまで耐える可能性は出てこない。

3. 津波越流による堤防陸側の洗掘特性

(1) 実験の概要

前章の実験と同じ水路を用いて、津波の越流による堤防陸側の洗掘に関する実験(縮尺 1/25)を行った。図-12 のように、堤防模型は比高が 6 m、裏法勾配が 1:2、天端幅 3 m とし、裏法尻に岸沖方向の長さ 1 m、厚さ 1 m の基礎工を据え付けた(寸法は現地換算値)。また、堤防模型の陸側は、砂質土(中央粒径 0.25 mm、均等係数 1.85、土粒子の密度 2.7 g/cm³)を厚さ 5 cm 毎に締め固めた移動床とした(締め固め度平均 88.7%)。この移動床の材料は現地スケールで約 6 mm の礫に相当するため、現地より粗い材料を使っている可能性が高いが、越流水のせん断力によって洗掘が生じるという基本的な特徴は再現できている。越流水深は時間的に変化させ、東北地方太平洋沖地震津波の実態をふまえて表-2 のように設定した。なお、仙台平野南部を対象とした東北地方太平洋沖地震津波の再現計算において海岸堤防の天端より水位が高い時間が 10 分程度であったことをふまえ、図-13 のように、越流の継続時間が全ケースとも同程度となるように水位を変化させた。

図-12 洗掘実験の模型断面図(寸法は現地換算値)

表-2 洗掘実験の条件設定

ケース	最大越流水深(現地換算値)
2-1m	1 m
2-2m	2 m
2-3m	3 m
2-6m	6 m
2-10m	10 m

図-13 越流水深の時間変化 (現地換算値)

写真-1 裏法尻の状況 (最大越流水深 6 m, 越流開始から 150 秒後 (現地換算値), 破線は地盤面の位置)

写真-2 裏法尻の状況 (最大越流水深 6 m, 越流開始から 200 秒後 (現地換算値), 破線は地盤面の位置)

写真-3 裏法尻の状況 (最大越流水深 10 m, 越流開始から 150 秒後 (現地換算値), 破線は地盤面の位置)

(2) 洗掘状況と最大越流水深の関係の分析

越流の開始とともに裏法尻が洗掘され始め、その直後から堤防の陸側では跳水が生じるが、最大越流水深によってその状況が異なっていた。最大越流水深 6 m 以下のケースでは、跳水の位置が裏法尻に近づいたり離れたりしながら洗掘が進行した。たとえば、最大越流水深 6 m のケースでは、写真-1 のように、越流開始から 150 秒後 (現地換算値) の時点で、洗掘は堤防から 17.5 m 陸側まで生じており、跳水は堤防から 7.5 m 陸側で発生している。その 50 秒後 (現地換算値) には、写真-2 のように、洗掘の深さや範囲が大きくなる一方、跳水の位置は裏法尻に移動していた。このような跳水位置の移動は越流開始から約 400 秒後 (現地換算値) まで繰り返され、その後は裏法尻で跳水が生じていた。一方、最大越流水深が 10 m のケースでは、越流開始直後は堤防から離れた位置で跳水が生じていたが、越流開始から 100 秒後以降 (現地換算値) は写真-3 のように裏法尻で跳水が生じていた。

図-14 は、越流終了後における堤防陸側の断面形を示している。堤防陸側の洗掘の深さおよび範囲は、最大越流水深とともに大きくなる傾向が見られる。なお、最大越流水深 10 m のケースでは、越流前の地表より 12.5 m 下の水路床が露出した。このケースを除くと、越流水深が大きいほど、洗掘深が最大となる位置が堤防から離れている。また、洗掘部分より陸側で、洗掘の範囲から流された砂が堆積する現象が見られた。

図-15 は、最大越流水深との関係で、越流後の最大洗掘深と基礎工際の洗掘深を図化したものである。基礎工際の洗掘深は、最大越流水深 3 m 以下で基礎工の厚さ以下にとどまり、変化も小さいのに対し、越流水深 6 m 以上では基礎工の厚さを上回り、最大越流水深の増大とともに大きくなる。これは、長さ 1 m、厚さ 1 m の基礎工により、越流水深 3 m 程度までは、裏法尻での洗掘が堤体に波及するのを防げる可能性を示している。また、最大越流水深 10 m では砂層厚が大きければ最大洗掘深がもっと大きかった可能性があることを考慮すると、最大越流水深が一定値を超えると最大洗掘深は急増する特性を持つと判断される。

図-16 は、2 章の図-8 に示した堤防陸側の圧力変化 (上昇) 範囲と、その各データの越流水深と同じ値を最大越流水深とするケースでの基礎工際の洗掘深の関係を示している。図中の破線は、基礎工の幅 (横軸) と深さ (縦軸) である。基礎工際の洗掘深が 1 m 以下にとどまっている範囲は、堤防陸側の圧力上昇範囲で言うと 2.8 m 以下に対応している。この値は基礎工幅 1 m の 3 倍程度にあたる。以上のことから、1) 裏法尻での基礎工の存在により流向が変化することで基礎工際の洗掘が緩和される効果が発揮される、2) この効果発揮には、堤防陸側の圧

図-14 越流終了後の地形（堤防陸側の初期地形は標高 0m の平坦床）

図-15 洗掘深と最大越流水深の関係

図-16 圧力変化範囲と基礎工際の洗掘深の関係

力上昇を基礎工が受け止め、流向を確実に変えることが必要である、3)この流向変更による洗掘の緩和は、圧力上昇範囲が基礎工幅(1m)より小さい場合だけでなく、圧力上昇範囲の 1/3 程度が基礎工で保護されている場合でも達成される、という推論が成り立つ。

(3) 構造上の工夫に関わる含意

以上の実験で見られた裏法先での洗掘の流下方向スケールは、最大越流水深 1 m でも 10 m を超え、同 6 m では 50 m に達する。海岸堤防の陸側は既に住宅地や耕作地などの土地利用がなされていることが一般的であり、新たに土地を入手してこの規模の洗掘を全面的に抑えることは難しい。したがって、福岡ら¹⁰⁾によるアーマ・レビーの法尻工周辺の洗掘実験で目指したのと同じように、洗掘自体の抑制ではなく、洗掘が堤防に及ぼす影響の除去または軽減を狙うのが現実的である。この点からは、基礎工直下流の洗掘深と基礎工深さの相対関係に着目することが重要となる。

越流水深 60 cm 程度以下の条件でなされた前出の福岡ら¹⁰⁾の実験において法尻工直下流の局所洗掘深は最大で 0.3~0.4 m であったが、本実験での基礎工直下流の洗掘深は最大越流水深 1 m の条件でそれを上回り、最大越流水深が 3 m を超えると増加が顕著となる（図-15 参照）。本実験の条件の下で基礎工の安定を図るためには、越流水深の大きさを考慮した新たな工夫が必要になる。

この工夫の検討には、越流による裏法尻での圧力上昇範囲の一定割合を保護することで基礎工際の洗掘深を軽減できるという前述の推論が役立つ。すなわち本実験では、高さ 6 m、法勾配 1:2 の堤防に幅 1 m の基礎工を設置することで、少なくとも圧力上昇範囲の 1/3 程度を保護することになる越流水深 3 m までの範囲で、現地スケールで粒径 6 mm 程度の地盤面に対して洗掘軽減効果が得られることが示されている。その延長上で考えれば、たとえば越流水深 6 m の場合、基礎工の幅を 2 m 程度にすることで、基礎工際の洗掘深の軽減を引き続き確保でき、したがって、基礎工深さを極端に大きくすることなく、その安定を図ることが可能との仮説を提示できる。

なお、その前提として、基礎工自体の安定性も別途確認が必要である。

4. 津波越流に対する既存裏法被覆工の安定性

(1) 実験の概要

2章で示したように、津波が越流する際には、裏法面では高流速が発生し、裏法面の上部や下部では圧力が静水圧から正負両方向に大きく偏倚する。この高流速により、被覆工の上面にはせん断力が、被覆工の上流側側面が露出していれば抗力が作用するほか、堤体土の吸い出しが生じる。さらに、吸い出し等によって被覆工の表面に不陸が生じれば、被覆工に作用する抗力などを受ける面が増大する。これらに圧力の局所的な変化が加わることで、裏法被覆工の安定性が損なわれる可能性がある。

このような裏法被覆工の安定性喪失過程を調べるための実験（縮尺 1/25）を次のように行った。まず、対象とする裏法被覆工をブロック張り（ブロックの1層敷設）とし、その厚さを表法被覆工と同程度となる 50 cm とした。裏法被覆工の安定性に対するブロックの構造および形状の影響を検討するため、表-3 および写真-4 に示す3種類のブロックを用いた実験を行った。方形ブロック（長さ、幅とも 1.32 m）は孔がなく、質量 2 t に相当する。多孔ブロック（長さ、幅とも 1.46 m）は中心と四隅近くに孔（短辺長 12.8 cm）があり、質量 1 t に相当する。なお、ブロックの厚みは四隅周辺で 50 cm、ブロック中心付近で 30 cm となっており、四隅周辺が足のようにフィルター層にかみ合う構造になっている。単孔ブロック（短辺長 1.50 m）は中心に孔（短辺長 35 cm）があり、質量 2 t に相当する。裏法を水路幅方向に3分割した区分毎に、方形ブロックは下面をネットに貼り付ける形で、多孔ブロックは針金で連結した。方形ブロックは孔がないので、コンクリート被覆式に近い構造となる。単孔ブロックは、横のブロックとかみ合う形状のため、実際の施工方法と同様に連結していない。各ブロックは長さが異なるため、方形ブロックで9個、単孔ブロックと多孔ブロックで8個を裏法尻から積み、その上の裏法肩からの一定範囲（方形ブロック：1.37 m、多孔ブロック：1.55 m、単孔ブロック：1.27 m）は固定床とした。また、ブロック張りの被覆工の下にはフィルター層を設けるのが一般的であることから、フィルター層を設けた。フィルター層は、ブロックの下に粒径 5~15 cm の礫層を厚さ 30 cm で、さらにその下に粒径 4 cm の礫層を厚さ 20 cm で築造した。

裏法被覆工の被災は裏法尻の基礎工の流失が引き金となる可能性がある。本章では、裏法上の高流速や圧力変化、堤体土の吸い出しなどに対する裏法被覆工の安定性

表-3 裏法被覆工の条件設定

ケース	最大越流水深 (現地換算値)	ブロック	連結
3-1-6m	6 m	方形	○
3-2-6m	6 m	多孔	○
3-3-6m	6 m	単孔	× ^{*)}
3-1-10m	10 m	方形	○
3-2-10m	10 m	多孔	○
3-3-10m	10 m	単孔	× ^{*)}

*) ; 隣接ブロック間のかみ合わせ効果はあり。

写真-4 被覆ブロック（左：方形ブロック，中：多孔ブロック，右：単孔ブロック）

図-17 堤防模型の断面図（寸法は現地換算値）

に絞った検討を行うため、図-17のように、堤防の表法および天端、堤防の陸側は固定床とした。模型の堤体は3章の実験と同じ中央粒径 0.25 mm の砂で作成した。水位の時間変化の設定は前章と同じである。

(2) 実験結果とその分析

a) 裏法被覆工の挙動

越流水深を 6 m としたケースでは、被覆工は原形を保った。越流終了後に被覆工を取り除いたところ、ケース 3-1-6m と 3-3-6m はほぼ越流前の状態のままであった。連結された多孔ブロックを用いたケース 3-2-6m では、越流開始から 125 秒後（現地換算値）から裏法肩近くでブロックの孔からフィルター材が流出し始め、越流終了後に被覆工を取り除いたところ、写真-5のように、裏法肩付近のフィルター層が一部でなくなっていた。多孔ブロックは連結されていたため、その下のフィルター層が一部なくなっても被覆工全体が沈下しなかった。

越流水深を 10 m としたケースでは、いずれも裏法被覆工に変状が生じた。ケース 3-1-10m では、越流開始から 165 秒後（現地換算値）に、連結された方形ブロック

が写真-6のように上部からめくれ上がって流失し、その後の堤体土の流失により裏法は完全に無くなった。連結された多孔ブロックを用いたケース 3-2-10m では、越流開始から 150 秒後（現地換算値）に裏法上部の多孔ブロックの穴からフィルター層上層の礫が流失し始め、次いでフィルター層下層の材料が流出し、多孔ブロック全体が沈下した（写真-7）。単孔ブロックを用いたケース 3-3-10m では、越流開始から 8 分 20 秒後（現地換算値）に裏法の中央付近のブロックの穴から砂礫が流失しているのが観察され、越流終了直前に裏法上部のブロック群が陥没した（写真-8）。ブロック群が陥没する前から裏法肩付近には空洞が形成されていたが、ブロック同士のかみ合わせにより原形をある程度の時間保ったと考えられる。

なお、この実験では堤防の陸側を固定床としているため、裏法尻の基礎工の移動に伴う裏法被覆工のずれは生じない。また、ブロックを連結した裏法被覆工の曲げ剛性は実際のものとは異なっている。このため裏法被覆工の被災に対する基礎工の移動および裏法被覆工の曲げ剛性の影響は明らかにできないが、裏法上の高流速や圧力変化、堤体土の吸い出しに対する安定性については議論できると考える。

b) 裏法被覆工に変状・破壊をもたらす要因の分析

標記について 2 つの要因を挙げられる。第一は、被覆工の裏法肩からのめくれ上がりであり、ケース 3-1-10m の被災の主因となっている。これを起こす引き金は、図-4 で説明した裏法肩での大きな圧力低下である。第二の要因は、フィルター材および堤体土の吸い出しである。これは、ケース 3-2-10m と 3-3-10m で明確に現れ、いずれも堤体土が抜け出る口を有する多孔および単孔ブロックを用いたケースである。多孔ブロックの孔は単孔ブロックより小さいが、多孔ブロックの方がフィルター層材料の吸い出しが低い越流水深で生じた。多孔ブロックの中心付近は厚さ 30 cm であり、厚さ 50 cm の単孔ブロックより薄いために吸い出しが生じやすかったと考えられる。ブロックの孔の大きさだけでなく、ブロックの厚みも吸い出しに影響することがわかる。

次に、これら 2 つの被覆工破壊要因と越流水深の関係について考察する。

ケース 3-1-10m でめくれた裏法被覆工の上端は、図-4 の縦断距離において 10.6 m に位置する。この点では、負圧にまで至っていないが、ピエゾ水頭が水位と比べて、越流水深 6 m で約 2 m、越流水深 10 m で約 4.5 m 低くなっており、圧力低下が顕著である。一方、図-17 のように、この実験では裏法被覆工の下にあるフィルター層および砂層は両側と底面を固定床で囲まれているため、ブロックの隙間への浸透によりフィルター層内および砂層内の空気は上部に封入されるとともに、その圧力が上昇

写真-5 越流終了後の被覆工下の状況（ケース 3-2-6m）

写真-6 被災状況（ケース 3-1-10m）

写真-7 被災状況（ケース 3-2-10m）

写真-8 被災状況（ケース 3-3-10m）

する。このような裏法被覆工下面の圧力に対し、裏法被覆工上面の圧力は上部ほど低いため、裏法被覆工上端からめくれたと考えられる。また、越流水深 6 m と比べて越流水深 10 m の方が、裏法肩付近の裏法被覆工上面の圧力低下量（水位とピエゾ水頭の差）が大きく、その間に裏法被覆工のめくれに至るかどうかの閾値があったと考えられる。なおケース 3-2-10m、3-3-10m のようにブロックに孔があると、ブロック上下面の圧力差が生じにく

くなり、これは明らかに、めくれ上りを起こしにくくする要因となる。

吸い出しについては、まず、フィルター材の沈降速度 w_0 に対する、裏法流れによる摩擦速度 u_* の比 u_*/w_0 に基づき考察を行う。図-18 は等流状態の関係 $u_*^2 = gn^2 v^2 / h^{1/3}$ を用いて、裏法流れの断面平均流速 v と u_*/w_0 の関係を示している。ここでは、裏法面の粗度係数 n を 0.025 とし、水深 h は 0.5 m で代表させ、 w_0 には下層フィルター材粒径 0.04 m に対応するものを用いている。また図には、上層フィルター材の中間粒径 0.1 m に u_* が作用した際の無次元掃流力 $\tau_* = u_*^2 / sgd$ (s : フィルター材の水中比重) も併記した。ブロックの孔の位置にあるフィルター層上面での摩擦速度は、孔の中で生じる渦などにより上記 u_* より低減する。この低減により u_* が 7 割程度 (u_*^2 , τ_* なら半分程度) になるとしても、無次元限界掃流力 τ_{*c} を 0.05 とすると、流速が 5 m/s を超える辺りから上層フィルター材の動きが始まり、流速 10 m/s では τ_* が 0.25 を超え掃流での動きが活発になるとこの図から読み取ることができる。孔の中という拘束があるので、この動きが上層フィルター材の全面的な掃流にはつながらないが、孔の位置での下層フィルター材の部分的露出をもたらすと想定すると、図-18 中の u_*/w_0 の値から、裏法流れの流速が 10 m/s を超えると u_*/w_0 が 1 すなわち巻き上げが活発になる値に近づくことがわかる。加えて裏法肩付近で、流線曲率による圧力低下がこうした巻き上げを助長するように作用する。以上から、裏法流速が 10 m/s を超えるレベルになると、礫サイズであっても、フィルター材の一部が吸い出される可能性が十分あると考えられる。実際、吸い出しによる変状が顕著となった越流水深 10 m の条件で、図-6 からわかるように、裏法全面にわたり流速が 10 m/s レベルになっている。なお、以上の議論は実験で懸念された事項を現地スケールでの計算に基づいており、相似則に依らない。

2 章および 3 章で述べたように、裏法尻での高流速や洗掘によって基礎工が移動し、その状況で裏法上の流速が大きくなると、裏法被覆工がずれたり不陸が生じたりする恐れがある。長期的には、あるいは津波前の地震によって、ずれや不陸が生じることも想定すべきである。今述べた堤体土の吸い出しも不陸出現の有力な要因である。ブロック間に隙間が生じる、あるいは海側のブロックより陸側のブロックが飛び出ると、ブロックの海側側面に流体力を大きく受ける面が生じ、揚力係数も大幅に増加し、本章の実験より小さい越流水深でも裏法被覆工が不安定化する可能性がある。

一例として、裏法被覆工として直方体の 2 t ブロック (長さ 1.32 m, 幅 1.32 m, 高さ 0.5 m) の安定性を試算する。2 章で示したように、比高 6 m, 法勾配 1:2 の堤防については、越流水深 2 m 以上で裏法尻での流速が 10

m/s 程度となることから、10 m/s の条件で、ブロック単体が滑動およびめくれに対して必要な厚さを計算した。なお、抗力係数は 0.3, 揚力係数は 0.5, 摩擦係数は 0.65 とした。図-19 のように、対象とするブロックが隣接す

図-18 裏法の流れの断面平均流速 v とフィルター材移動に係する水理量の関係

図-19 滑動およびめくれに対して必要なブロックの厚さ(裏法流速 10 m/s で計算)

図-20 許容不陸量と裏法面の流速の関係 (ブロック厚さ 50 cm で計算)

るブロックとの間で不陸が生じていない場合には、滑動、めくれとも、ブロックの必要厚は 10 cm 未満である。しかし、不陸が大きくなるとブロックの必要厚は大きくなり、不陸が 5 cm 以上になるとブロックの必要厚は 50 cm を上回る。また、図-20 は、同じ条件で、ブロック厚 50 cm で許容不陸量と裏法面の流速の関係を示している。許容不陸量とは、裏法被覆工を構成する各ブロックが安定（めくれも滑動も生じない）となるために許される不陸量である。この図から、流速が大きくなり、10 m/s のレベルに近づくと、許容不陸量が急に小さくなることがわかる。以上のように、越流水深が大きくなり、裏法流速が増大すると、被覆工の不安定に及ぼす不陸の影響が急増する。実際、不陸を全面にわたって数 cm 以下に保持するという、10 m/s 級の流速下で求められる要件は、通常のブロック張りでは、かなり難しいと考えられる。

(3) 構造上の工夫に関わる含意

裏法被覆工被災の二大要因であるめくれ、吸い出しを防ぐ上で、また、被覆工全体の安定化を図る上で、被覆工が厚いほど、法勾配が小さいほど、有利である。その上で、本研究では勾配 2 割を前提にしており、また現場の制約等から、適用できる被覆工厚に限度があると考え、それをここでは 50 cm と設定する。その場合、次のような議論が展開される。

空隙がほとんどない方形ブロックは堤体土の吸い出し防止に対して有効と考えられたが、裏法肩付近での上面圧力の低下によるめくれ上がりが発生する結果となった。一方、多孔ブロックおよび単孔ブロックは、揚圧力が小さくなる構造のため被覆工全体がめくれることはなかったが、堤体土の吸い出しから被覆工の被災に至った。ブロックの孔は、揚圧力を逃がす十分な機能を持つが、10 m/s レベルの高い裏法流速と裏法肩でのブロック上面圧力の低下が生じる状況では、フィルター材が礫サイズであっても、孔からの吸い出しが起ころう。以上から、吸い出し防止とめくれ上がり防止の対応はトレードオフの関係にあると言える。

裏法流速 10 m/s レベルへの、また越流水深 6 m レベルへの対抗を考えるなら、明瞭な孔を持たせ、そこからの吸い出しにフィルターで対処するのは難しく、基本的には、フィルター材の動き・吸い出しを許すようなサイズの孔を持たないブロックとすべきであろう。その場合、揚圧力がブロックに作用しやすくなるので、それへの対処すなわち明瞭な孔によらずに下面からの圧力を逃がす通気性・通水性を確保することが求められる。

また、裏法被覆工に関して 10 m/s レベルの流速への対応を考える上で、不陸コントロールすなわち高流速をともに受ける面を極力作らない工夫が必須であることがあげられる。

5. 裏法尻および裏法被覆工の工夫

(1) 工夫の方向性

2～4 章で述べてきた構造上の工夫に関わる含意を踏まえると、以下がポイントとなる。

裏法尻での洗掘は基礎工の移動に直結するため、裏法尻での流線の曲がりに伴う圧力上昇範囲をふまえて裏法尻を保護することで、基礎工際の洗掘が基礎工下面まで進行しないようにする必要がある。また、裏法被覆工については、高流速および裏法肩付近での圧力低下による堤体土の吸い出しを防ぐことと被覆工に作用する抗力および揚圧力を考慮するとともに、吸い出し等によって被覆工の表面に不陸が生じても流体力をともに受けないような工夫が求められる。また、天端被覆工については、裏法肩で発生する圧力低下を考慮する必要がある。

一方、海岸堤防は設計津波が越流しない高さとするところになっているため、津波の越流は設計対象外の現象となり、それによる被災を防止するためにやみくもに大きな施設を築造できない。

このような条件をふまえ、図-21 のような構造を提案する。裏法尻では、裏法下部と一体化した基礎工を設けるとともに、その安定性を高めるため基礎工の周辺に地盤改良を施す。裏法尻の基礎工は表法先と同規模とし、堤防背後の土地の制約を考慮して地盤改良の上端幅を 2 m 程度とし、地盤改良の施工性を考慮して地盤改良の深さを 2 m に設定している。基礎工と地盤改良により裏法尻から 3.25 m が保護されることになり、3 章での検討結果からは越流水深 6 m 程度まで有効であると想定される。裏法被覆工については、実務的な実現可能性を考慮して表法被覆工と同じ 0.5 m まで厚さを増した上で、孔がないブロックを採用し、さらにその下にフィルター層を設けて吸い出しを極力起こりにくくする。通気性・通水性の確保は、隣接するブロック間でモルタル等による練り処理を行わないことで、ブロック間の隙間を存置することにより行う。この場合、隣接するブロックが上下にずれることによる不陸の発生がより懸念される。そこで、ブロックが多少ずれても流れをともに受ける向きの不

図-21 裏法尻の保護と裏法被覆工の工夫（寸法は現地換算値）

陸が生じないように、岸沖方向両端に切り欠きを設けたコンクリートブロックを「かさかけ式」にかみ合わせた構造とする。これらのほか、裏法肩での圧力低下を考慮して、法肩部分まで天端被覆工を延ばし、揚圧力に対して、ブロック単体でなく天端被覆工全体で対抗できるようにする。裏法被覆工に対する以上の工夫が一体的に機能することで、4章の検討結果から、越流水深6 m程度、10 m/s レベルの裏法流速でも変状が起こりにくくなると想定される。

以上の裏法尻、裏法における工夫においては、把握された種々の不安定化・破壊要因への対応を漏らさず行うこと、それぞれの対応において対抗できる越流水深と裏法流速のレベルをある程度揃えることを意識している。これは、構造上の工夫を効率よく粘り強さ発揮につなげる上で重要と考えられる。

津波越流時の高流速および圧力変化、裏法尻の洗掘に対する上記構造の安定性を確認するため、模型実験を行った。実験では、越流水深に応じた高流速および圧力変化に対する裏法被覆工の不安定化の状況とともに、裏法尻の洗掘に対する裏法下部との基礎工の一体化と地盤改良の効果に着目した。

(2) 小規模実験での検討

4章の実験と同じ水路で実験を実施した。堤防の比高は仙台湾南部海岸での災害復旧を想定して5 m（現地スケール）とし、堤防の表法および天端は固定床とした。堤防の裏法は切り欠きを設けたブロック（模型スケールで長さ36.8 mm、幅76.9 mm、厚さ20 mm、両端の切り欠き4 mm、質量128 g）で被覆し、その下に4章の実験と同様のフィルター層を設けた。また、堤体土は4章と同じであり、その中央粒径は0.25 mmである。実験は、表-4のように、地盤改良を施さない場合と、地盤改良を施した場合を対象とし、水位の時間変化は3章の実験と同じとした。基礎工および天端被覆工は、水路幅方向に3分割して、比重2.3のモルタルで作成した。地盤改良の部分は比重を2.1に調整したモルタルで作成した。

いずれのケースも、越流開始直後から裏法尻での洗掘が進行し、ある程度洗掘が進むと跳水が生じた。越流水深の上昇とともに、写真-9のように基礎工より陸側の底面を水脈が沿う現象と、写真-10のように水脈が水面近くに位置する現象が交互に見られた。これは、鈴木ら¹¹⁾が示した、床固め直下流部における潜り噴流による急激な洗掘と、波状跳水状態での洗掘孔の埋め戻しと同様の現象と考えられる。また、越流水深が減少し始めると、後者の現象が長く見られた。

地盤改良を施さなかったケースについては、越流水深2 m以下では裏法被覆工、基礎工とも被災しなかったが、

表-4 裏法尻の保護と裏法被覆工の工夫に関する小規模実験の条件設定

ケース	地盤改良	最大越流水深 (現地換算値)
4-1-1m	無し	1 m
4-1-2m	無し	2 m
4-1-3m	無し	3 m
4-1-6m	無し	6 m
4-1-10m	無し	10 m
4-2-1m	有り	1 m
4-2-2m	有り	2 m
4-2-3m	有り	3 m
4-2-6m	有り	6 m
4-2-10m	有り	10 m

写真-9 越流開始から150秒後（現地換算値）の流況（ケース4-2-10m）

写真-10 越流開始から225秒後（現地換算値）の流況（ケース4-2-10m）

越流水深3 m以上では被災した。ケース4-1-3mでは越流開始から300秒後（現地換算値）に、ケース4-1-6mでは越流開始から250秒後（現地換算値）に基礎工が移動するとともに、裏法被覆工がずれ落ちた。ケース4-1-10mでは、越流開始から100秒後（現地換算値）に裏法被覆工の最下部のブロックが陥没し、それが引き金となってその上のブロックが流失した。最下部のブロックが陥没した時点において、基礎工際で基礎工の下面程度まで洗

掘されていた一方、裏法被覆工のブロックの隙間からの吸い出しは見られなかったことから、基礎工の下からの堤体土の吸い出しによりブロックが陥没したと考えられる。

一方、地盤改良を施したケースについては、越流水深 6 m 以下では裏法被覆工、基礎工とも被災しなかった。この結果は(1)で述べた 3 章および 4 章の実験結果に基づくねらいと符合している。ケース 4-2-10m では、越流開始から 125 秒後（現地換算値）に裏法被覆工の最上部のブロックが流失し、その後、周辺のブロックの一部も流失したが、地盤改良工近傍の洗掘深は 1 m を上回らず、基礎工が流出しなかったため堤防としての形を保った

（写真-11）。天端被覆工によって被覆される裏法肩の範囲は 4 章の実験の固定床より狭く、最上段のブロックと天端被覆工がかみ合わさっていても、越流水深 10 m における裏法肩での圧力低下に対して安定を保てなかったと考えられる。

写真-12 と写真-13 は、越流水深 6 m のケースにおける越流開始から 150 秒後（現地換算値）の流況を示している。ケース 4-1-6m では裏法を下った流れが裏法尻において地盤に突っ込む向きとなっている。それに対し、ケース 4-2-6m では裏法を下った流れが基礎工と地盤改良工によって一旦水平方向に近づくように向きを変えている様子が観察された。地盤改良工により裏法尻を洗掘から保護する範囲が広がることで、基礎工の流失が防がれたと考えられる。

(3) 大規模実験での検討

裏法尻の洗掘対策と被覆工の工夫の効果を前節で確認したが、小規模実験に用いた砂の粒径は現地スケールで 6 mm 程度となる。洗掘および吸い出しに底質の粒径が影響することから、現地スケールに近い規模の実験でのさらなる検証が望ましいと考えられる。そこで、縮尺 1/2 での大規模実験を実施した。

実験は、長さ 45 m、幅 1 m、高さ 4 m の水路で行った。

図-22 のように、現地スケールでの堤防模型の比高、裏法勾配、天端幅などは小規模実験と一致させ、堤防の盛土部分と堤防陸側の平坦床は(2)の小規模実験と同じ砂（現地スケールで中央粒径 0.5 mm）を厚さ 30cm 毎に締固めて作成した。各ケースの条件を表-5 に、実験前の堤防模型および平坦床の状況を写真-14 に示す。また、基礎工周辺の地盤改良は津波堆積土（仙台市若林区井土地区、細粒分含有率 50 % のシルト）とセメントを配合して養生したものであり、宇多ら¹²⁾に示された方法で測定したその引っ張り破壊応力は 5.9 N/cm^2 であった。水路はポンプで給水できるようになっており、現地スケールで最大越流水深が 2 m、越流継続時間が 10 分となるように水位を時間的に変化させた。小規模実験と比べると、図-23

写真-11 越流終了後の裏法被覆工（ケース 4-2-10m）

写真-12 越流開始から 150 秒後（現地換算値）の流況（ケース 4-1-6m）

写真-13 越流開始から 150 秒後（現地換算値）の流況（ケース 4-2-6m）

図-22 大規模実験の模型断面図（寸法は現地換算値）

のように、越流水深は越流開始直後に速く増加し、ピーク後はゆっくりと低下しており、海岸堤防によってせき上げられる状況をより良く再現している。なお、電波流速計で測定した裏法尻での表面流速の最大値は約 9 m/s であり、小規模実験とほぼ一致している。なお、実験に際しては、移動床内の洗掘の進行や被覆ブロックが移動した時点を把握するため、堤防陸側の移動床内および裏

写真-14 越流前の堤防模型および平坦床

表-5 裏法尻の保護と裏法被覆工の工夫に関する大規模実験の条件設定

ケース	地盤改良	最大越流水深 (現地換算値)
5-1-2m	無し	2 m
5-2-2m	有り	2 m

図-23 小規模実験と大規模実験の水位変化 (現地換算値)

法被覆工のブロック内に加速度センサーを埋め込んだ。

図-24 および図-25 は、加速度センサーから推定された、裏法尻での洗掘の進行状況を示している。図中の白丸は加速度センサーの設置位置であり、基礎工または地盤改良部分のすぐ陸側および4 m 陸側において50 cm 間隔で鉛直方向に配置するとともに、裏法の被覆ブロック内のほか、基礎工や裏法被覆工の下部にも設置している。越流開始直後は裏法および堤防陸側において射流となっていたが、下流側で生じた跳水の位置が堤防に向かって移動し、越流開始から57 秒後(現地換算値)には裏法尻に達した。

図-24 のように、地盤改良を施さなかったケース5-1-2m では、越流開始から42 秒後(現地換算値)まで基礎工から陸側4 m の範囲で洗掘深は0.5 m 未満であったが、越流開始から71 秒後(現地換算値)までに基礎工の陸側4 m の加速度センサーが全て流失した後、越流開

図-24 裏法尻での洗掘の進行過程 (ケース 5-1-2m, 寸法・時間は現地換算値)

図-25 裏法尻での洗掘の進行過程 (ケース 5-2-2m, 寸法・時間は現地換算値)

始から140 秒後(現地換算値)に基礎工が洗掘によって露出したのを引き金に、その1 秒後(現地換算値)に裏法中央のブロックが流失し、その後に基礎工と全てのブロックが流失した。同条件での小規模実験では基礎工下面まで洗掘されなかったが、大規模実験では基礎工下面まで洗掘されたことにより基礎工が不安定になったと考えられる。

一方、地盤改良を施したケース5-2-2m では、図-25 のように、越流開始から85 秒後(現地換算値)までの間に地盤改良部分の陸側4 m での洗掘が進行したが、地盤改良部分のすぐ陸側では洗掘深は50 cm に達せず、裏法被覆工および基礎工に変化はなかった。両ケースの比較から、基礎工の陸側に地盤改良を施すことで基礎工直近での洗掘が低減され、基礎工および裏法被覆工が被災する可能性を減じたと考えられる。

写真-15 と写真-16 はケース5-1-2m と5-2-2m における越流終了後の裏法尻の状況を、図-26 は越流終了後の堤防および背後地盤の断面形を示している。地盤改良を施さなかったケース5-1-2m では、裏法被覆工に続いて堤体土も流失したため、裏法が大きくえぐられた形状となっている。また、流失した裏法被覆工が縦断距離10 m 付近に留まったため、その陸側の洗掘が生じていない。一方、地盤改良を施したケース5-2-2m では、裏法被覆工、

写真-15 越流終了後における裏法尻の状況 (ケース 5-1-2m)

写真-16 越流終了後における裏法尻の状況 (ケース 5-2-2m)

図-26 越流終了後の断面形

基礎工、地盤改良部分が原形を留め、地盤改良部分の下面が露出するほどの洗掘は生じなかった。ただし、地盤改良部分から陸側 20 m 以上の範囲が洗掘されていた。

図-27 は、図-4 に示した越流水深 2 m での水位およびピエゾ水頭について裏法尻周辺を拡大するとともに、図-21 で示した裏法尻の保護の範囲を示している。ピエゾ水頭等の分布は比高 6 m のものであるが、5 m の場合と

図-27 裏法尻での圧力上昇範囲と基礎工および地盤改良の被覆範囲の比較

大きな違いはないとして考察を進める。裏法尻において圧力が上昇している範囲(幅約 2 m)は、基礎工面の平場(幅 1 m)より長く、基礎工上面と地盤改良上面を合わせた長さ(3.25 m)より短い。これを図-24 および図-25 に示した地盤改良付加の有無による洗掘状況の違いと対比すると、圧力上昇範囲の半分程度しか保護しない基礎工の幅は洗掘に対して不十分である一方、圧力上昇範囲を超えて保護する地盤改良の幅は洗掘深を軽減する上で十分であったと考えられる。3 章で示した小規模実験では、圧力上昇範囲の 1/3 程度が基礎工で保護されていれば洗掘深を軽減できていたが、現地スケールの粒径が小さい場合には圧力上昇範囲全体の保護が基本になりそうである。

また、現地スケールでは同じ越流水深 2 m、比高 5 m の堤防に対して、小規模実験では地盤改良付加の有無にかかわらず被災せず、大規模実験では地盤改良を施したケースでのみ被災しない結果となった。大規模実験で被災したケースでは、越流中に基礎工下面まで洗掘が進んだ後に、基礎工の移動に至った。両実験とも同じ粒径の砂を堤防陸側の移動床に用いていることから、移動床材料の模型縮尺の違いが基礎工際の洗掘の大きさに影響し、それが被災の有無を分けたと考えられる。

小規模実験および大規模実験とも、裏法尻での地盤改良により圧力が上昇する範囲を一定程度被覆することで、基礎工際の洗掘が低減し、基礎工の移動が防がれる効果が認められた。また、基礎工の移動が防がれた場合には、切り欠きを設けたブロックを「かさかけ式」にかみ合わせた裏法被覆工や、法肩まで延ばした天端被覆工が、構造上の弱点になることはなかった。このように、効果が確認された裏法尻の保護に加えて、裏法被覆工や天端被覆工の構造を工夫することによって、津波の越流による海岸堤防の被災を回避できる可能性が高まると考えられる。

(4) 構造上の工夫の検討手順をふまえた考察

本論文において前節までに示した構造上の工夫の検討は、越流を設計上考慮していない標準的な海岸堤防に対して、その基本構造を大きくは変えないことを前提に、次のような手順を踏んだことに当たる。

- A) 越流の生起によって生じる堤防破壊のプロセスと要因を極力幅広く把握する。その検討の元となる堤防の変状に関する想定も、極力幅広く設定する。
- B) 把握された破壊プロセス・要因すべてについて、そのプロセスが起こりにくくなる方策を案出する。
- C) 各方策の案出に際しては、その方策の適用により対抗できる可能性が高まる越流水深範囲をなるべく揃えるようにする。
- D) 破壊要因に関係する水理量の中で、越流水深の増大に伴って頭打ちになる特性を持つものがある場合、方策案出において頭打ちとなる水理量の値を必要に応じて適切に考慮する。
- E) 異なる破壊プロセス・要因に対応するための各方策間の相互影響を調べ、必要に応じて調整し、各方策が互いに整合性（できれば相乗性）を持ちながら一体となって粘り強さ付与に貢献する工夫となるようにする。

このうち A) については、1) 裏法尻洗掘による基礎工の移動、2) 裏法被覆工に不陸形成→流れをともに受ける面の出現→高流速作用によるめくれ上がり、3) 裏法肩付近での流線曲率による圧力低下がもたらす被覆工への揚圧力作用、4) 上記 1) に加えて裏法被覆工への高流速作用→滑動→変状拡大→上記 2)、5) 流体力による基礎工の移動・転動、6) 孔を持った裏法被覆工への高流速作用→裏法肩付近ではさらに上面圧力低下の作用→フィルター材の吸い出し、が本論文において全体的な破壊につながるプロセスおよび要因として対象とされた。上記 2) で被覆工の不陸を最初から想定しているのは、上記 A) における「堤防の変状に関する想定も極力幅広く設定」という趣旨による。C) と D) は、工夫による機能増加の効率性に関わる。C) については、検討の中で、裏法流下流速 10 m/s レベルと越流水深 6 m レベルを一応の目安とした。このうち流速の目安設定に関しては、D) すなわち裏法流下流速が 10 m/s を超えると頭打ちになるという特性も考慮されている。

6. おわりに

津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造について、津波の越流による三面張り海岸堤防の代表的な被災機構である裏法尻の洗掘および裏法被覆工の不安定化に着目し、模型実験を通じて検討した。

得られた主な結論は以下のとおりである。

- ・比高 6 m、法勾配 1:2 の海岸堤防を津波が越流する状況を再現したところ、越流水深の増大とともに裏法肩での圧力低下量が大きくなり、越流水深 3 m 以上では負圧が発生した。一方、裏法尻での圧力上昇の量や範囲も越流水深とともに大きくなる傾向が見られた。
 - ・裏法尻での断面平均流速は越流水深 2 m でも断面平均流速が 10 m/s となるが、それより越流水深が増大しても裏法尻での水深増加により断面平均流速が頭打ちになった。裏法尻については、流速 10 m/s 程度の越流に対して粘れる工夫を施せば、相当大きな越流水深にも対応できる可能性が示された。
 - ・津波の越流による裏法尻の基礎工際での洗掘は、裏法尻において圧力が上昇する範囲に対して一定の長さを基礎工で保護されている場合には、基礎工の下面まで到達しなかった。圧力が上昇する範囲に比べて基礎工の幅が狭すぎると、基礎工際の洗掘深は基礎工の厚さより大きくなっていった。
 - ・津波の越流に対する裏法被覆工の被災機構として、孔がないコンクリート被覆式では裏法肩からのめくれ上がりが見られたのに対し、孔があるコンクリートブロック張式では吸い出しが確認された。裏法被覆工の安定化を図るには、吸い出し防止と揚圧力対策の両立が必要であるが、流速 10 m/s 級の越流に対してブロックに大きな孔を設けるのは望ましくない。
 - ・切り欠きを設けたブロックをかみ合わせた構造を裏法被覆工に導入することで不陸の発生を防ぐ一方、裏法尻に裏法と一体化した基礎工と地盤改良を施すことで裏法尻での圧力上昇範囲を保護するとともに、裏法肩での圧力低下に対して天端被覆工を法肩まで延ばすことで、裏法尻での洗掘による基礎工の移動、裏法肩での圧力低下や裏法上の高流速による被覆工の流失といった三面張り海岸堤防の被災を回避できる可能性が高まることを模型実験の結果から確認した。
- 本研究は透水性・透気性を有する構造を対象としており、被覆工の下面に作用する空気圧および水圧の上昇に起因する被覆工の不安定化については議論していない。そのような未検討や未解明の現象は引き続き検討していく必要があるが、本研究で明らかになった津波越流時の水理特性と洗掘特性をふまえた裏法尻および裏法被覆工の工夫に、さらなる構造上の工夫を積み重ねていくことが、粘り強い構造が目指す減災効果の早期実現に繋がると考える。

なお、本研究で行われた模型実験の中には一定の越流水深に対して被災しなかったケースがあるが、その結果は同一の越流水深に対しいかなる構造や水位波形のもとでも被災しないことを示すものではない。本研究で施した構造上の工夫により、あくまで相対的に粘り強くなっ

ていると解釈すべきである。

謝辞: 本研究は、国土交通省水管理・国土保全局海岸室、東北地方整備局河川部および仙台河川国道事務所との連携のもと行われた。また、実験に際しては、不動テトラ株式会社から一部のブロックを借用するとともに、高知工科大学の磯部雅彦教授、東京大学大学院工学系研究科の佐藤慎司教授、防衛大学校システム工学群建設環境工学科の藤間功司教授、関西大学社会安全学部の高橋智幸教授、東北大学災害科学国際研究所の越村俊一教授、京都大学防災研究所の森信人准教授および安田誠宏助教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

- 1) 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：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報告，44p.，2011.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) Kato, F., Suwa, Y., Watanabe, K. and Hatogai, S.: Mechanisms of Coastal Dike Failure Induced by the Great East Japan Earthquake Tsunami, Proceedings of 33rd Conference on Coastal Engineering, http://journals.tdl.org/icce/index.php/icce/article/view/6596/pdf_588, 2012.
- 5) 加藤史訓，野口賢二，諏訪義雄，木村 晃，河合雅史，高木利光，小俣雅志：東北地方太平洋沖地震津波による仙台平野南部での海岸堤防被災・洗掘に関する調査，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68, No.2, pp.I_1396-I_1400, 2012.
- 6) 渡邊国広，諏訪義雄，加藤史訓，藤田光一：東北地方太平洋沖地震津波による海岸堤防の被災分析，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68, No.2, pp.I_356-I_360, 2012.
- 7) 小竹康夫，磯部雅彦：津波の越流時に海岸堤防の法面に作用する圧力特性に関する実験的研究，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68, No.2, pp.I_891-I_895, 2012.
- 8) 中尾秀之，佐藤慎司，Harry Yeh：津波の越流による海岸堤防の破壊メカニズムに関する研究，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68, No.2, pp.I_281-I_285, 2012.
- 9) 今瀬達也，前田健一，伊藤 嘉，三宅達夫，鶴ヶ崎和博，澤田 豊，角田紘子：間隙圧の変化に着目した開水路流れ及び越流による洗掘メカニズムの実験的考察，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68, No.2, pp.I_836-I_840, 2012.
- 10) 福岡捷二，藤田光一，加賀谷均：アーマ・レビー法尻工の水理設計，第 31 回水理講演会論文集，pp.365-370, 1987.
- 11) 鈴木幸一，道上正規，川津幸治：床固め直下流部の流れと局所洗掘について，第 26 回水理講演会論文集，pp.75-80, 1982.
- 12) 宇多高明，望月達也，藤田光一，平林 桂，佐々木克也，服部 敦，藤井政人，深谷 渉，平舘 治：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 一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，pp.42-54, 1997.

(2013. 10. 30 受付)

A STUDY ON STRUCTURES OF COASTAL DIKE THAT PERSIST DISASTER MITIGATION EFFECTS AGAINST TSUNAMI OVERFLOW

Fuminori KATO, Yoshio SUWA, Satoshi HATOGAI and Koichi FUJITA

After the tsunami disaster induced by the Great East Japan Earthquake, there is a need to develop structures permitting the effectiveness of coastal dike on disaster mitigation, even when a tsunami overflows. The authors conducted hydraulic model experiments to reveal hydraulic conditions and scour process near coastal dike during tsunami overflow, and to study more resilient structures with scour protection at the landward slope toe of coastal dike and improvement of the landward slope armor. The results of the experiment showed that tsunami overflow caused negative pressure at the top of the landward slope and large velocity pressure rise at the landward slope toe, and that depth and width of scour landward of coastal dike increased with overflow depth. We found that it made coastal dike more resilient to tsunami overflow to install the landward slope armor made by interlocked blocks with notches at their top edges and bottom edges, and the foundation work and soil improvement at the landward slope toe.