

2. 津波越流によって生じる水理現象と堤防の破壊現象

2. 1 津波越流の水理的特徴

堤防天端を超える水位となる津波が来襲し、越流が生じると、波返工や堤体の海側に作用する津波波力、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）、流線の曲がりによる裏法肩周辺での圧力低下と裏法尻周辺での圧力上昇、裏法尻での洗掘、基礎地盤・被覆工下の堤体への浸透と被覆工下圧力の上昇などが同時に発生していく（図-2.1.1）。コンクリートブロック張式のように被覆工の密閉性が低い場合には、ブロック間の隙間での浸透や浸出が生じる（図-2.1.2）。

引き波時には、堤体上に押し波時とは逆向きの流れが生じるため、波返しや堤体には冲向きの津波波力、天端から表法先にかけての高流速、表法肩付近での圧力低下と表法先付近での圧力上昇、表法先での洗掘が生じる。

津波波力については2. 1. 1で、高流速については2. 1. 2で、裏法肩付近での圧力低下と裏法尻付近での圧力上昇など被覆工表面に作用する圧力については2. 1. 3で、裏法尻の洗掘については2. 1. 4で、浸透と被覆工下圧力の上昇については2. 1. 5で説明する。なお、引き波時の現象は、押し波時とは逆方向の作用で生じるものなので、説明を省略する。

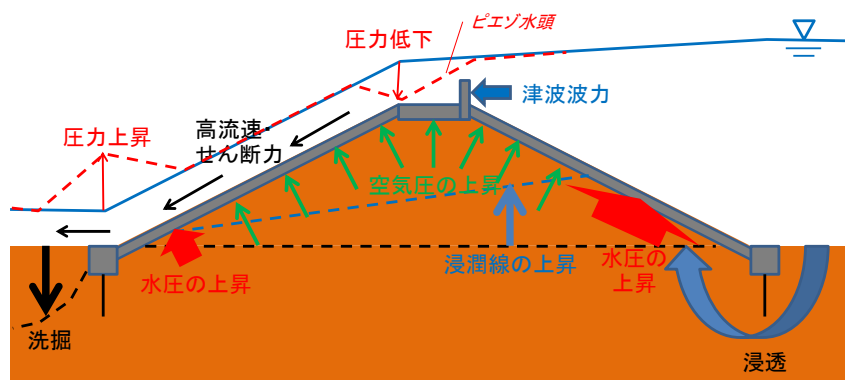


図-2.1.1 津波越流（押し波）によって生じる水理現象（被覆工の密閉性が高い場合）

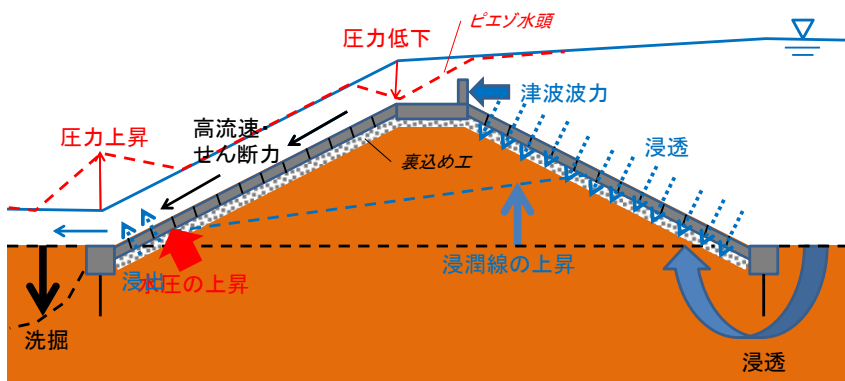


図-2.1.2 津波越流（押し波）によって生じる水理現象（被覆工の密閉性が低い場合）

2. 1. 1 津波波力

津波が海岸堤防に到達すると、津波に起因する海水の流動によって水位上昇とともに海岸堤防表面の圧力が上昇する。また、津波による流れが速い場合には、津波が海岸堤防に衝突する際に衝撃的な圧力が生じる場合もある。このような圧力上昇によって構造物全体に作用する力を津波波力と呼ぶ。

構造物の設計には、図 2.1.1.1 のように、進行波の波高（構造物の影響を受けない場合の波高） a_I を波圧の最大作用高さ η^* 及び静水面高さの最大波圧強度 p_1 と関連づけて表された波圧の時間最大値を用いることが多い。この分布の係数は津波の状態や水理条件に応じて変わりうるが、その技術的系統は国総研報告 No.57 に整理されている。

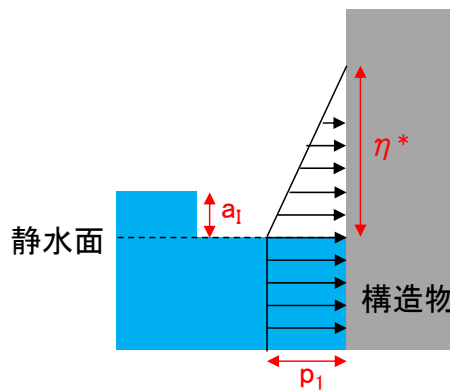


図-2.1.1.1 直立壁に作用する津波波圧の分布

谷本ら（1984）は、段波性津波を対象とした水理実験の結果から、海中の断面 2 次元構造物（津波進行と直角の方向には形状が一樣）に作用する波圧の分布を式 2.1.1.1～2 のように提案している。ここで w_0 は水の単位体積重量である。

$$\eta^* = 3.0a_I \quad (2.1.1.1)$$

$$p_1 = 2.2w_0a_I \quad (2.1.1.2)$$

式 2.1.1.1 の係数は水深係数（ここでは 3.0）、式 2.1.1.2 の係数は波圧強度（ここでは 2.2）と呼ばれる。水深係数は流体のフルード数 F_r と相関があると言われている。たとえば、榊山（2012）は、水理実験及び数値計算を行い、陸上にある断面 2 次元構造物に作用する波圧を計算する際の水深係数 α を式 2.1.1.3 のように求めている。

$$\alpha = 1.0 + 1.4F_r \quad (0.0 \leq F_r \leq 2.0) \quad (2.1.1.3)$$

上記の谷本式などは構造物を越流しない場合に適用できる。構造物を越流する場合には、構造物の海側および陸側の水位に対応した静水圧から津波波力を求める方法が提

案されている（国土交通省港湾局(2013)、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(2015)）。

2. 1. 2 高流速

津波が海岸堤防を越流する際には、堤防の比高や裏法勾配、津波の越流水深などに応じて、天端から裏法および根留工上において高流速が発生する。

図-2.1.2.1～図-2.1.2.2は、縮尺 1/25 の固定床実験（堤防の比高（裏法尻から天端までの高さ）6m（現地換算値））での断面平均流速の分布を示している。断面平均流速 q/h はどの越流水深（表法先での水位と天端高との差）でも流下方向に増加する傾向にある。裏法尻（縦断距離 0m）においては、越流水深 2m 以上では 10m/s 以上の高流速が生じている。堤防の陸側の平坦面上ではさらに高流速となり、越流水深 6m 以上では 12m/s 以上となる。

図-2.1.2.3 に越流水深と断面平均流速の関係を示す。裏法肩および裏法上部での断面平均流速は越流水深とともに大きくなるが、裏法尻や裏法下部での断面平均流速は越流水深 2m を超えると頭打ち傾向にある。

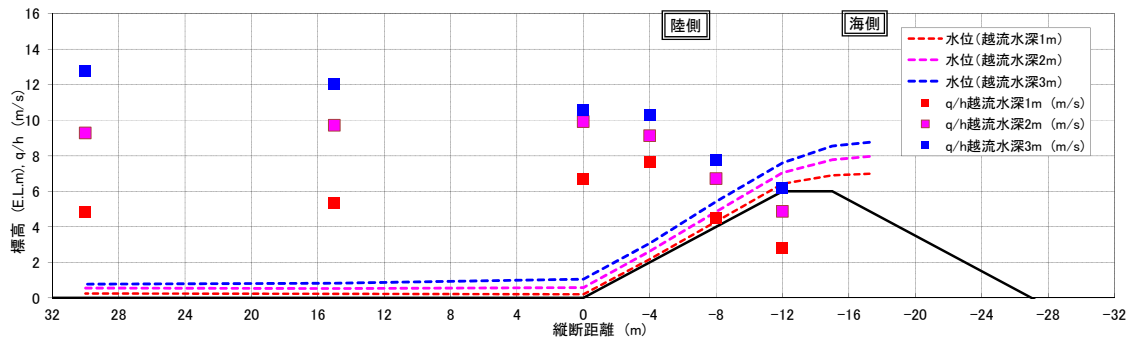


図-2.1.2.1 水位および断面平均流速の分布（越流水深 1m、2m、3m）

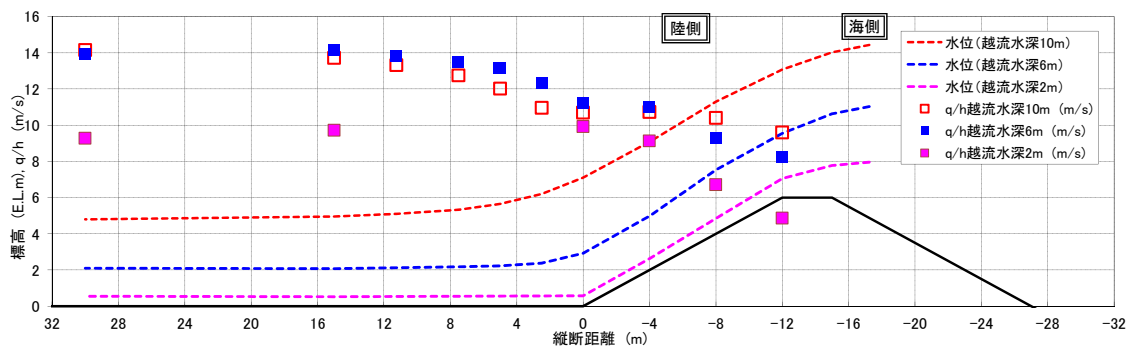


図-2.1.2.2 水位および断面平均流速の分布（越流水深 2m、6m、10m）

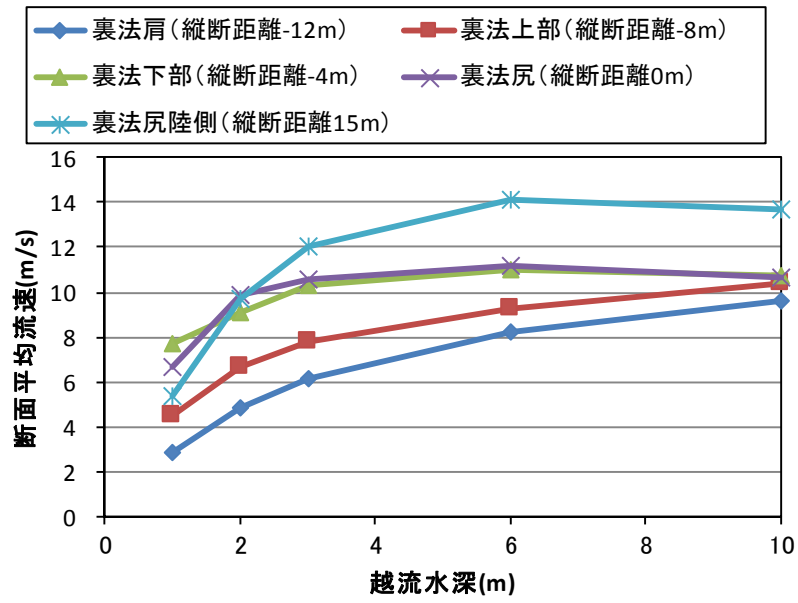


図-2.1.2.3 越流水深と断面平均流速の関係 (堤防の比高 6 m, 法勾配 2 割)

2. 1. 3 被覆工表面に作用する圧力

津波が海岸堤防を越流する際には、裏法肩周辺において圧力低下、裏法尻周辺において圧力上昇が生じる。

図-2.1.3.1～図-2.1.3.2は、模型実験（比高 6m）でのピエゾ水頭（現地換算値）の分布を示している。ピエゾ水頭は裏法肩（縦断距離-12m）において水位を下回り、流水深 6m 以上では負圧になるほど低下している。一方、裏法尻（縦断距離 0m）においては、ピエゾ水頭は水位を大きく上回っており、越流水深が大きいほど広い範囲で圧力が上昇している。

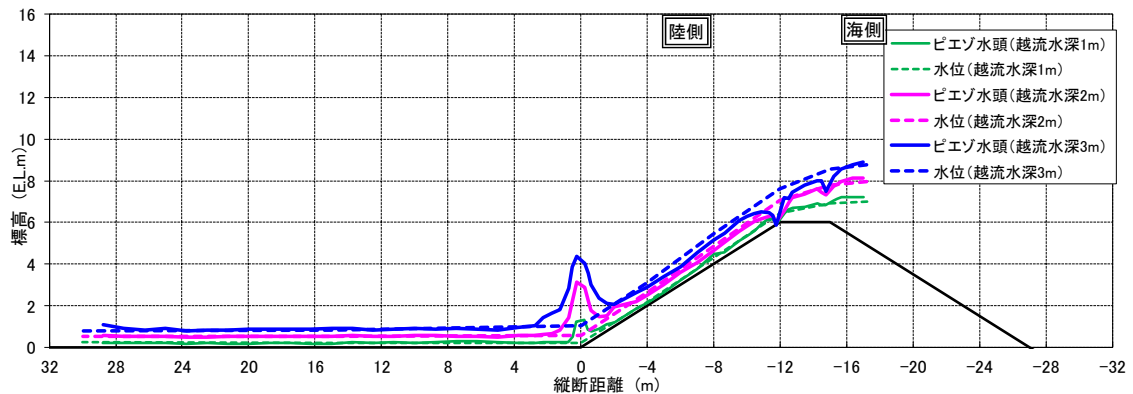


図-2.1.3.1 水位およびピエゾ水頭の分布（越流水深 1m、2m、3m）

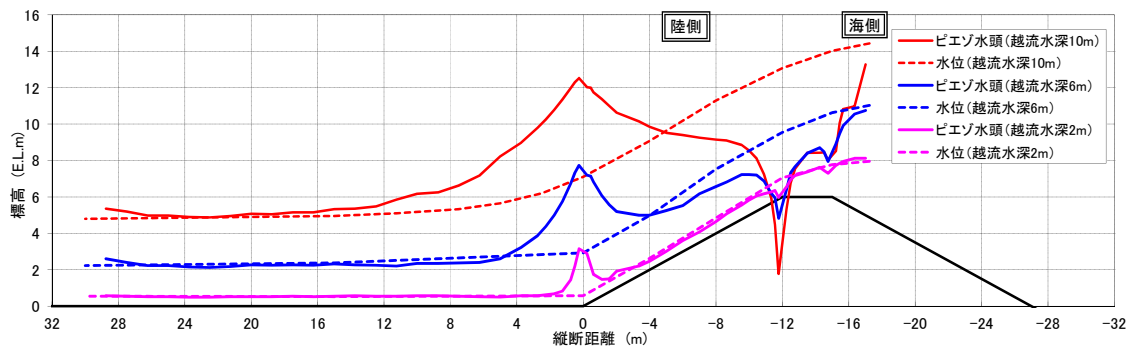


図-2.1.3.2 水位およびピエゾ水頭の分布（越流水深 2m、6m、10m）

ピエゾ水頭と水位の差分を式 (2.1.3.1) による圧力分布補正係数 λ により表現する。

$$\lambda = 1 + \frac{\Delta p}{2\rho gh} \quad (2.1.3.1)$$

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。

図-2.1.3.3は裏法尻（縦断距離 0 m）での λ 値と越流水深の関係を、図-2.1.3.4は同じ

く裏法尻付近について堤防陸側（図-2.1.3.1～図-2.1.3.2 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、越流水深が小さい方が裏法尻での曲率が大きくなるのが効いて、図-2.1.3.3および図-2.1.3.4のような結果になったと考えられる。

図-2.1.3.5は、裏法肩（縦断距離 -12 m）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。

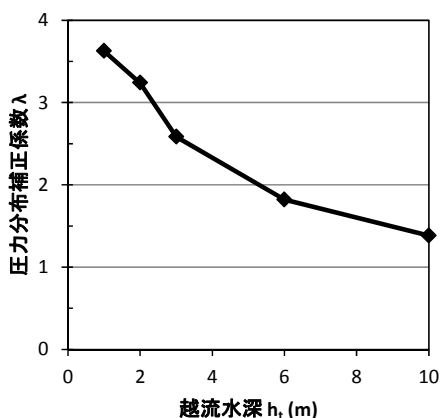


図-2.1.3.3 裏法尻（縦断距離 0 m）での圧力分布補正係数と越流水深の関係

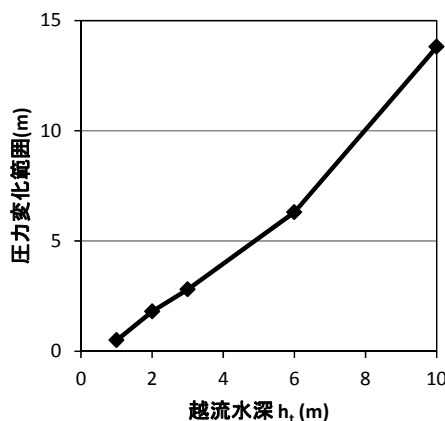


図-2.1.3.4 堤防陸側での圧力変化範囲と越流水深の関係

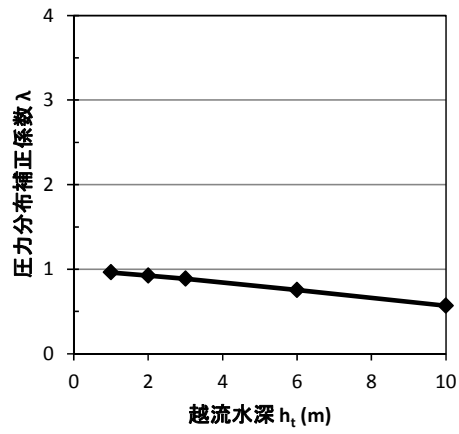


図-2.1.3.5 裏法肩（縦断距離 -12 m）での圧力分布補正係数と越流水深の関係

2. 1. 4 裏法尻での洗掘

津波が海岸堤防を越流する際には、堤防陸側で洗掘が生じる。

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）を行った結果を紹介する。

図-2.1.4.1 のように越流水深の波形を与えた実験後における堤防陸側の洗掘深の流下方向分布を図-2.1.4.2 に示す。堤防模型は比高が 6 m、裏法勾配が 1:2、天端幅 3 m とし、裏法尻に幅 1 m、厚さ 1 m の根留工を据え付けている（寸法は現地換算値）。また、堤防模型の陸側は、砂（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。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。

図-2.1.4.3 は、最大越流水深との関係で、越流後の最大洗掘深と根留工際の洗掘深を図化したものである。根留工際の洗掘深は、最大越流水深 3 m 以下で根留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 以上では根留工の厚さを上回り、最大越流水深の増大とともに大きくなる。

図-2.1.4.4 は、図-2.1.3.1～図-2.1.3.2 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根留工際の洗掘深の関係を示している。図中の破線は、根留工の幅（横軸）と深さ（縦軸）である。根留工際の洗掘深が 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。この値は根留工幅 1 m の 3 倍程度にあたる。

図-2.1.4.5 は、堤防模型の比高が 4m、裏法勾配が 1:1、天端幅が 3m、最大越流水深が 1m の条件で、根留工が有るケースと無いケースの越流終了後の地形を比較したものである。この図のように、根留工があるケースでは根留工際の洗掘深が小さくなっている。

以上のことから、1)裏法尻での根留工の存在により流向が変化することで根留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、堤防陸側の圧力上昇を根留工が受け止め、流向を確実に変えることが必要である、という推論が成り立つ。

図-2.1.4.6 は、裏法勾配 1:2 の条件で、比高 6m 及び 9m（現地換算値）の場合の越流後の断面形を比較したものである。比高が大きい方が、根留工際の洗掘深及び最大洗掘深が大きくなっている。比高 9m の場合、根留工際の洗掘深は、最大越流水深 2m でも根留工の厚さ（1m）を上回っている。

図-2.1.4.7 は、比高 9m（現地換算値）の条件で、裏法勾配 1:2 及び 1:3 の場合の越流後の断面形を比較したものである。裏法勾配 1:3 の方が、根留工際の洗掘深及び最大洗掘深が若干小さくなっており、根留工際の洗掘深は最大越流水深 2m でも根留工の厚さ（1m）を上回らない。

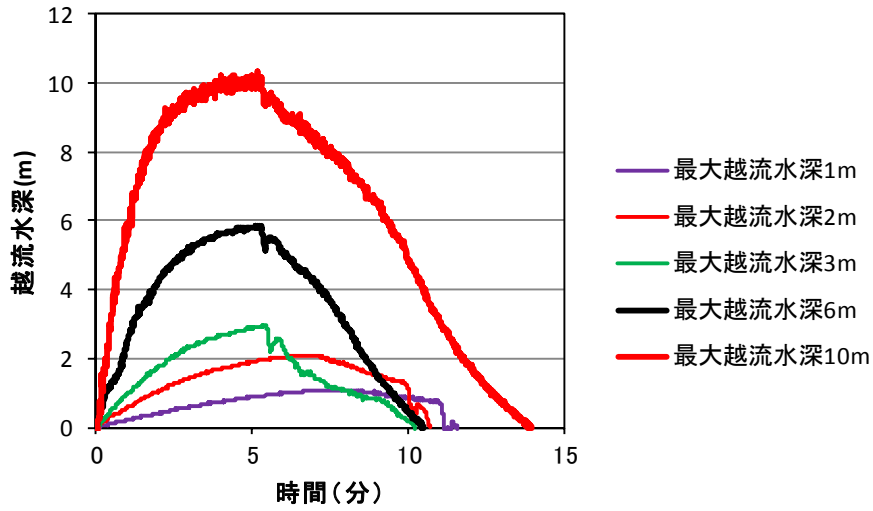


図-2.1.4.1 越流水深の時間変化（現地換算値）

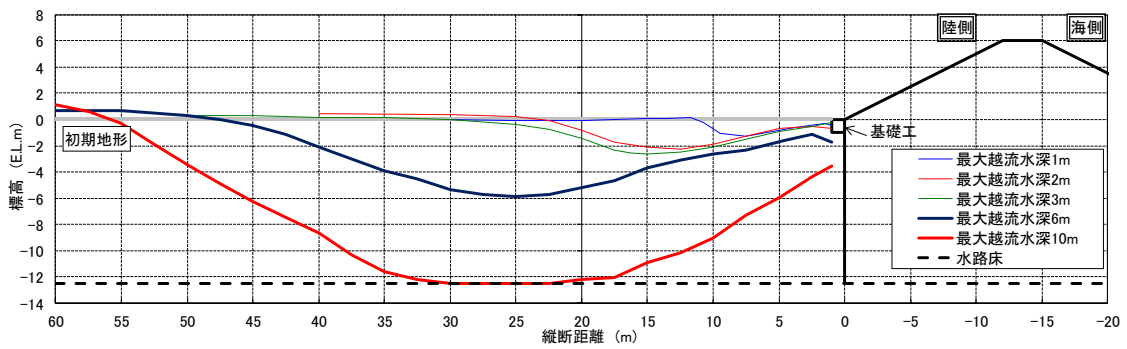


図-2.1.4.2 越流終了後の地形（比高 6m、裏法勾配 1:2）

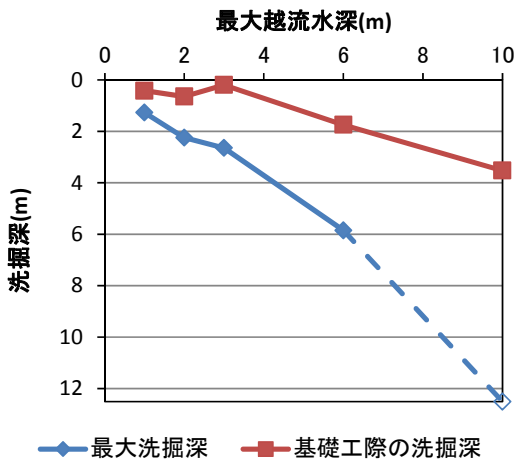


図-2.1.4.3 洗掘深と最大越流水深の関係（比高 6m、裏法勾配 1:2）

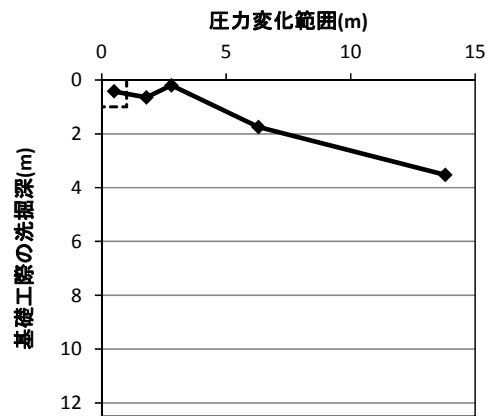


図-2.1.4.4 圧力変化範囲と根留工際の洗掘深の関係

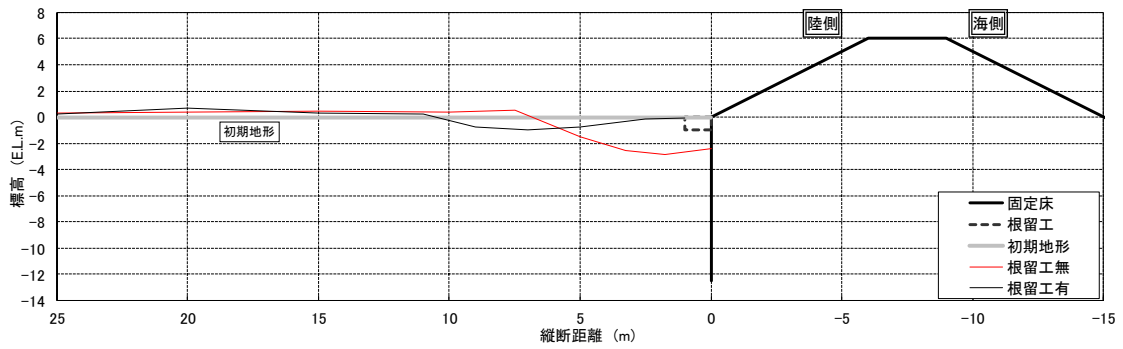


図-2.1.4.5 根留工の有無による越流終了後の地形の違い(裏法勾配 1:1、最大越流水深 1m)

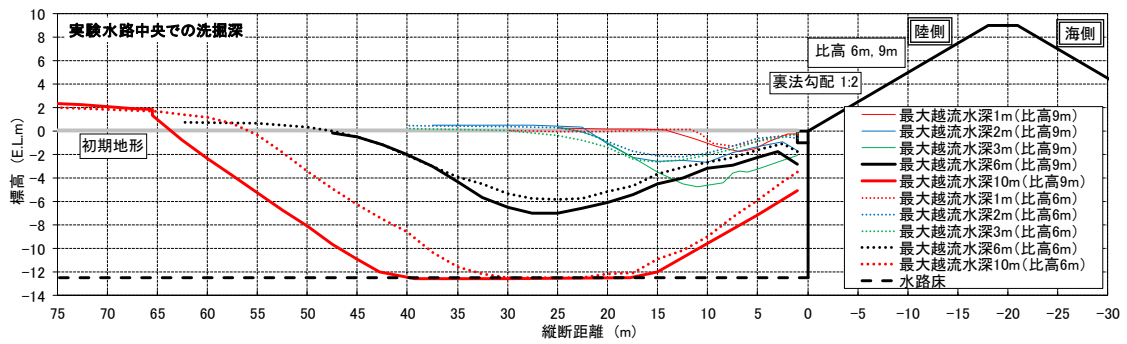


図-2.1.4.6 比高による越流終了後の地形の違い(裏法勾配 1:2)

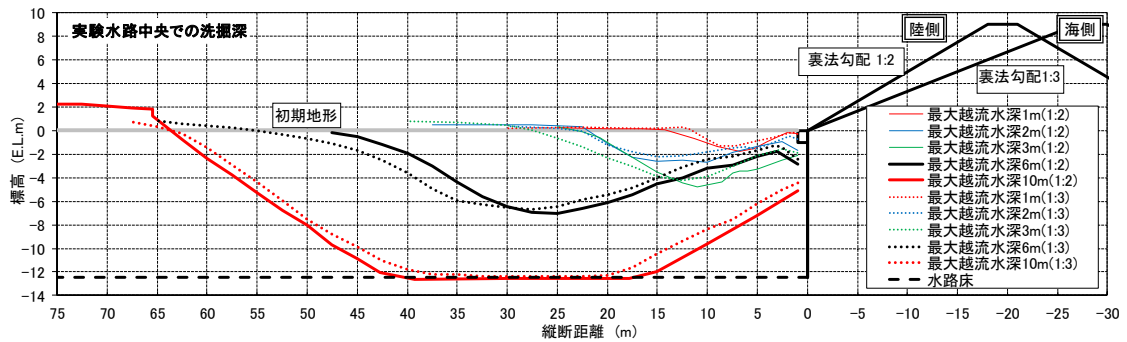


図-2.1.4.7 裏法勾配による越流終了後の地形の違い(比高 9m)

2. 1. 5 浸透と被覆工下圧力の上昇

津波が海岸堤防を越流する際には、海水が基礎地盤や被覆工下の栗石・フィルター層、堤体土に浸透し、堤体土内の浸潤線上昇やそれに伴う被覆工下の水圧上昇が起こる。また、被覆工の遮水性が高い場合には空気が密閉され、空気圧上昇が起こる懸念がある。

津波越流時の浸透による被覆工下の圧力上昇に関する実験（縮尺 1/2）を行った結果を以下に示す。

図-2.1.5.1のように、長さ 50.8m、幅 1m、高さ 6m の水路に設けた砂地盤（中央粒径 0.25mm）の上に、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 2.5m、天端幅 1.5m）を設置した。砂地盤および盛土（中央粒径 0.25mm）は捲き出し厚 30cm で締固めた。厚さ 0.25m の表法被覆工および裏法被覆工は、施工性の観点から、それぞれ 3 分割して水路内に搬入した後、緩衝材を挟んだ状態で境目の上下を鋼材で押さえることで、現場打ちコンクリートと同様の一体性を確保した。堤防模型の表法先および裏法尻には根留工を設け、被覆工と同様に水路壁に固定した。なお、被覆工の気密性を確保するため、被覆工間および根留工と被覆工との間は緩衝材とシリコンを、被覆工および根留工と水路壁との間はモルタルを充填した。

被覆工および基礎工の下面や表法先の材料については、表-2.1.5.1 及び図-2.1.5.2 のように 3 ケースを設定した。被覆工下のフィルター層は割栗石（粒径 25~75mm）の上層（厚さ 15cm）と碎石（RC-20）の下層（厚さ 10cm）の 2 層構造で、基礎工下のフィルター層は碎石（厚さ 5cm）としている。越流前に散水を行い、砂地盤表面が飽和するようにした。越流水深は、鳩貝ら(2012)と同様に、最大で 1m、継続時間 7 分となるように、時間的に変化させた。

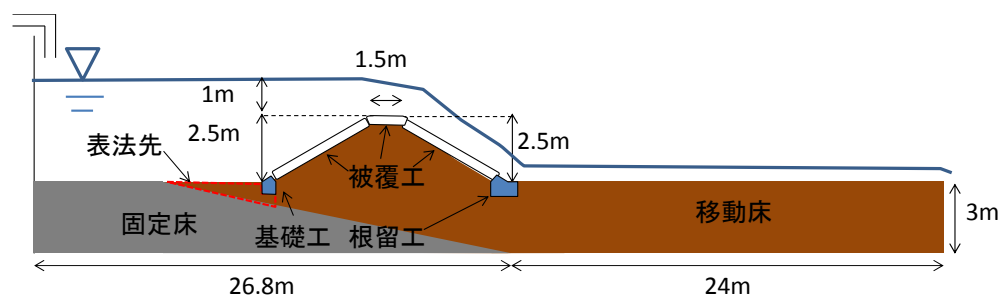


図-2.1.5.1 模型断面

表-2.1.5.1 実験条件

ケース	被覆工・基礎工・根留工下面	表法先
1	砂	砂地盤
2	フィルター層	砂地盤
3	フィルター層	割栗石

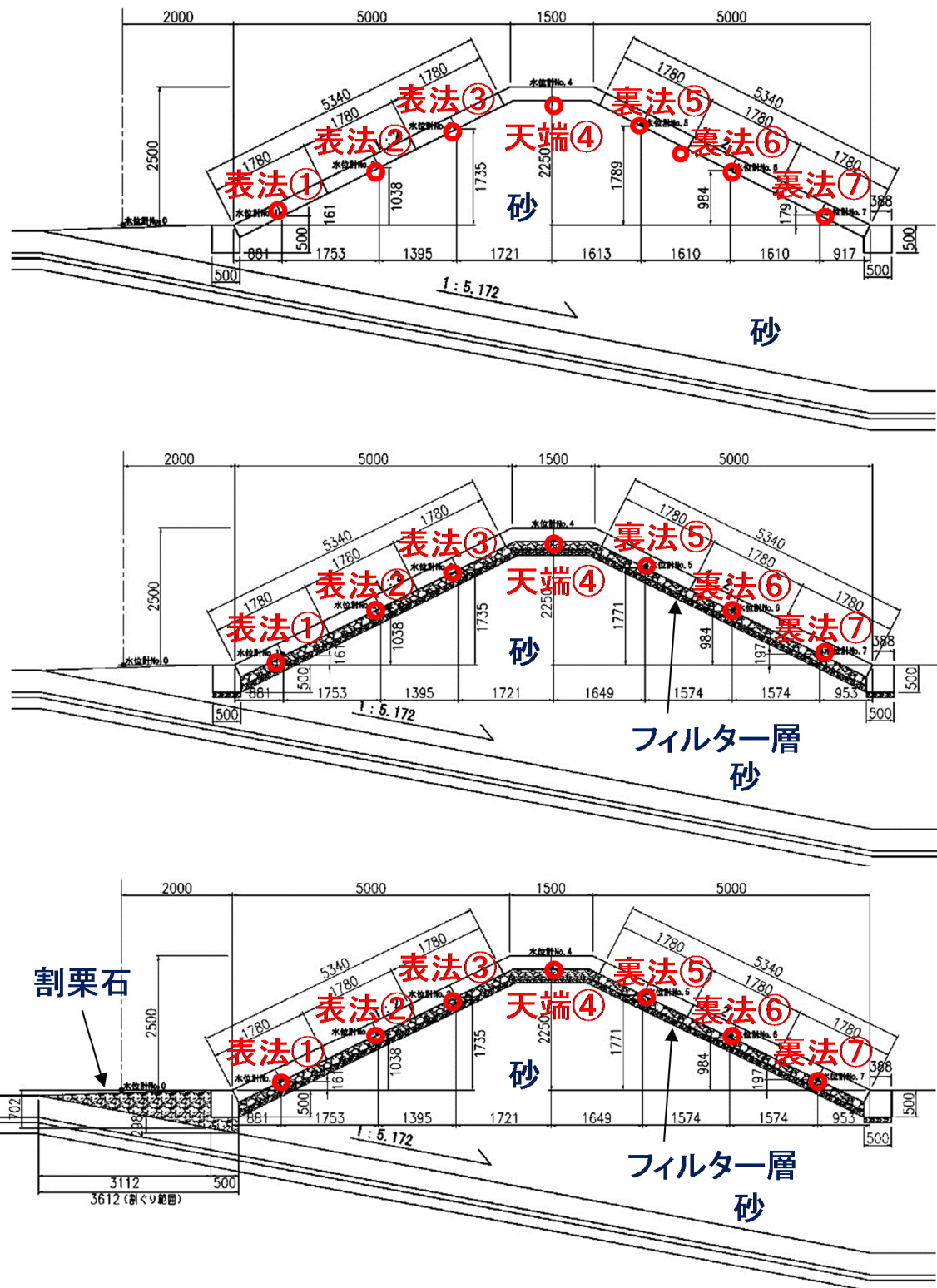


図-2.1.5.2 各ケースの堤防模型（上から、ケース1、ケース2、ケース3、赤丸は圧力計の設置位置、寸法の単位：mm）

図-2.1.5.3 にケース 1 での越流後の地形を示す。越流によって裏法尻では洗掘が生じており、裏法尻の根留工近傍では根留工下面程度まで洗掘された。なお、ケース間で地形の違いはほとんどなかった。

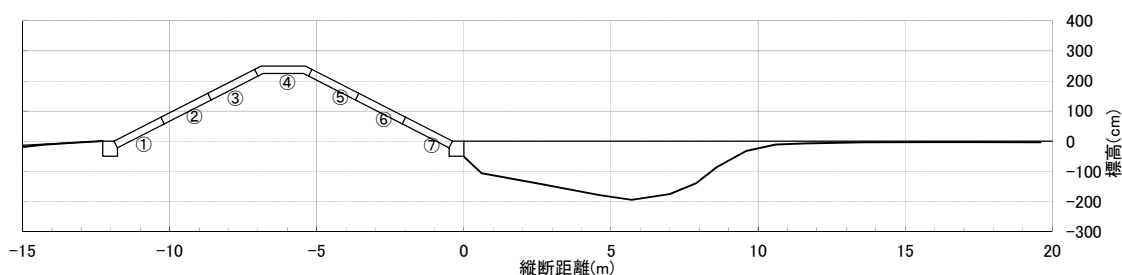


図-2.1.5.3 越流後の地形（ケース 1）

図-2.1.5.2 に示された 7 点で測定した被覆工下面での圧力の変動量を水頭表示した結果を図-2.1.5.4 に示す。

堤体土の上に直接被覆工を置いたケース 1 では、表法中央に設置した表法②を除くと、圧力は表法先の水深のピークから遅れて最大となり、その水頭の最大値は 0.5m 以下で、測点間の差は小さい。浸潤面上昇によって堤体内の空気圧がほぼ均等に増加しているものと考えられる。表法②の圧力は、越流開始（経過時間 0sec、表法先水深 2.5m）直後に他の測点と比べて大きく上昇した後、表法先の水深とほぼ同じ位相で減少している。被覆工の周囲に生じたわずかな隙間からの浸透が表法②に達して局所的に飽和し、表法上の水圧変化に応じて圧力の変化が生じたものと考えられる。

盛土と被覆工の間にフィルター層を設けたケース 2 では、表法被覆工下面の圧力が下の測点から順に急上昇し始めており、表法①～③での圧力の最大値は天端のフィルター層の下面の高さ（2m）を超えるとともに、その水圧計間の差は水圧計の設置高さの差とほぼ一致している。これは、表法先の基礎工の下からの浸透によって表法被覆工の下のフィルター層が水で満たされていき、その水位が天端のフィルター層の下面の高さを越えると裏法のフィルター層に水が流入したため、表法①～③ではフィルター層内の静水圧が測定されたと考えられる。また、天端被覆工や裏法被覆工の下面に位置する④～⑦での圧力は測点間の差が無く変動している。表法被覆工下面の①～③ではフィルター層が飽和されて圧力が上昇したのに対し、天端被覆工や裏法被覆工の下面に位置する④～⑦ではフィルター層が飽和しないまま、空気圧が一様に変化していたと考えられる。なお、表法①以外では越流開始直後に負圧となり、圧力が小刻みに振動しているのは、裏法尻での洗掘孔で流れの剥離により生じた負圧が根留工下のフィルター層を通じて被覆工下のフィルター層に伝わったためと考えられる。また、その影響により、飽和していない④～⑦では、ケース 1 より圧力の最大値が小さくなったと考えられる。

フィルター層に加えて、表法先を割栗石で置き換えたケース 3 では、他のケースより早

く圧力が増加し始めていることから、表法先から堤体内への浸透が速く進んでいると考えられる。このため、表法被覆工下面の①～③ではケース 2 よりも最大値が増加する一方、裏法⑥および裏法⑦では越流開始から約 60 秒後に飽和して圧力が急上昇している。裏法⑥および裏法⑦が飽和したのは、表法先から流入した水が表法および天端のフィルター層を通過して裏法のフィルター層に達して貯まったためと考えられる。また、天端④および裏法⑤の圧力水頭は最大で 0.5m 程度であり、天端被覆工や裏法被覆工上部の下面は飽和しなかったと考えられる。なお、ケース 2 で見られた負圧は生じていない。

以上のように、海岸堤防を津波が越流する状況において、コンクリート被覆式のような被覆工の気密性・水密性が高い構造では、表法先から浸透しやすく、裏法尻から空気や水が抜けにくい条件では、被覆工下面に作用する圧力が上昇しやすいことがわかる。

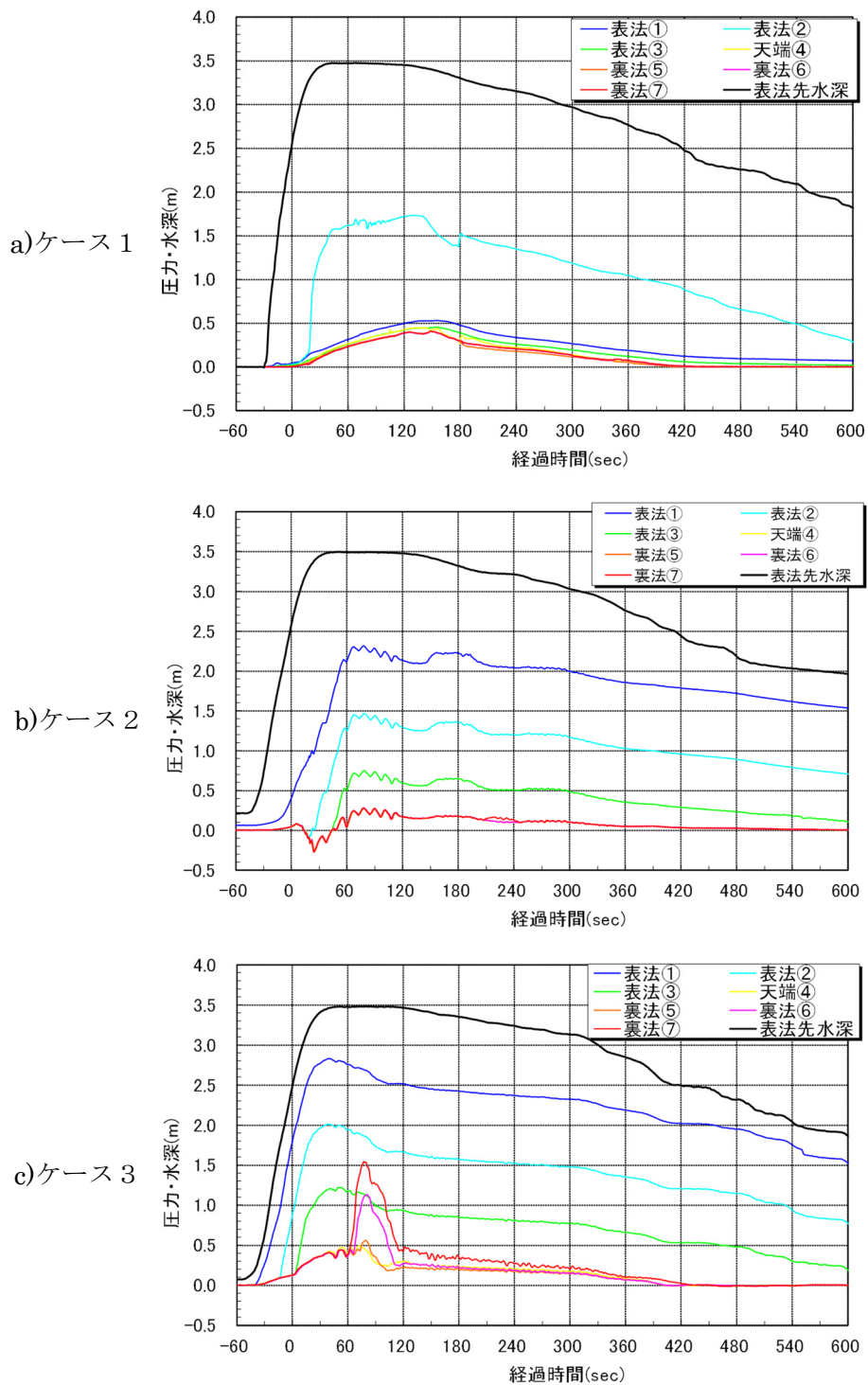


図-2.1.5.4 被覆工下面の圧力

2. 2 津波越流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で説明した津波越流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、法肩の不安定化、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。

押し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、根留工の不安定化については2. 2. 3で、裏法被覆工の不安定化については2. 2. 4で、法肩の不安定化については2. 2. 5で、堤体材料の吸い出しについては2. 2. 6で、パイピングについては2. 2. 7で説明する。このほか、引き波時の表法被覆工の不安定化について、2. 2. 8で説明する。

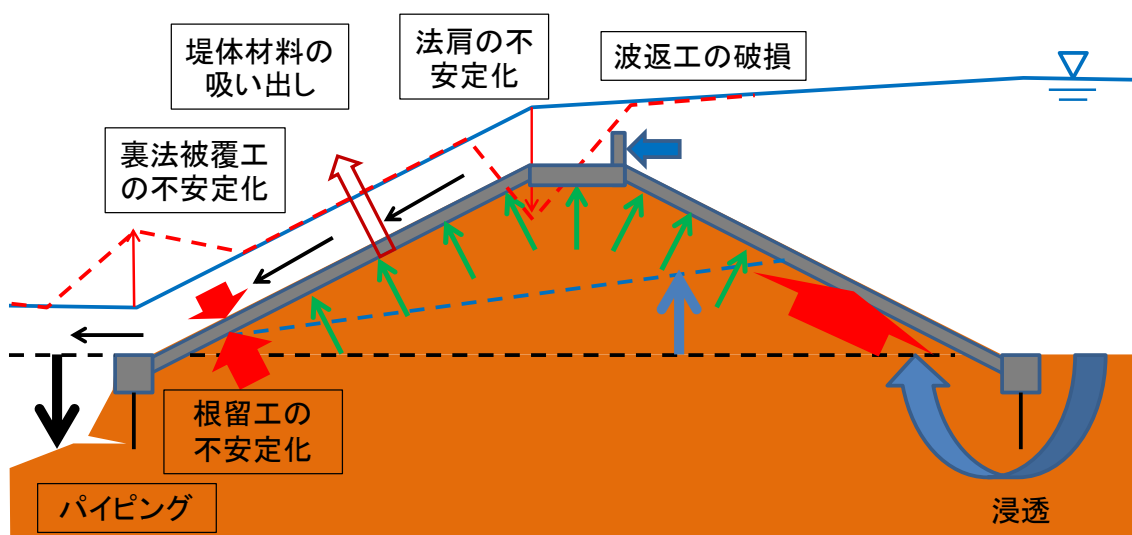


図-2.2.1.1 傾斜堤の破壊に至る素過程

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、津波波力が作用すると、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。

津波が各地の海岸堤防を越流した東北地方太平洋沖地震では波返工が多数破損した。**写真-2.2.2.1**では、波返工が打ち継ぎ目で破断し、陸側に転倒している。**写真-2.2.2.2**では、引き波時に波返工が裏側から水圧を受けて、表法被覆工とともに海側に倒壊している。

波返工の破損を防ぐための要点は、津波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である。これらについては3. 1で述べる。

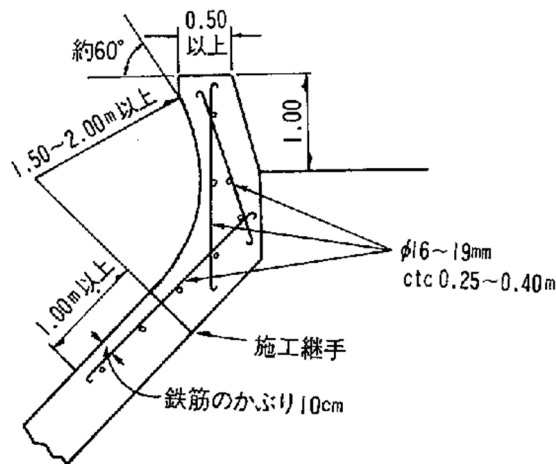


図-2.2.2.1 波返工の配筋例



写真-2.2.2.1 波返工の破損事例
(福島県豊間海岸)



写真-2.2.2.2 表法被覆工と一体化した
波返工の破損事例
(岩手県下甫嶺海岸)

2. 2. 3 根留工の不安定化

図-2.2.3.1 をもとに、津波越流時に根留工が不安定になるメカニズムを説明する。津波の越流が生じると、根留工の上面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-2.2.3.1 は、水理模型実験において根留工が洗掘の進行とともに流失し、裏法被覆ブロックが流失しつつある状況である。写真-2.2.3.2 は根留工の流失から半壊した堤防の例である。図-2.2.3.2 及び写真-2.2.3.3 は、水理模型実験において、矢板と一体化した根留工が、裏法被覆工とともに裏法尻の洗掘範囲に向けて移動した例である。

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. 2で説明する。

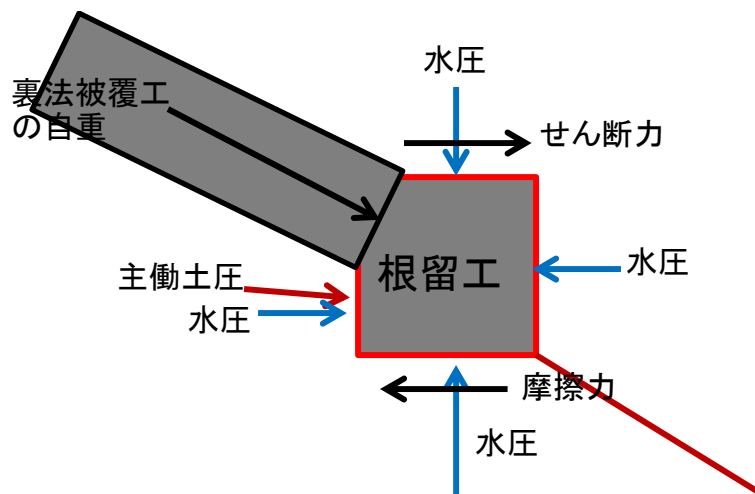


図-2.2.3.1 根留工に作用する力

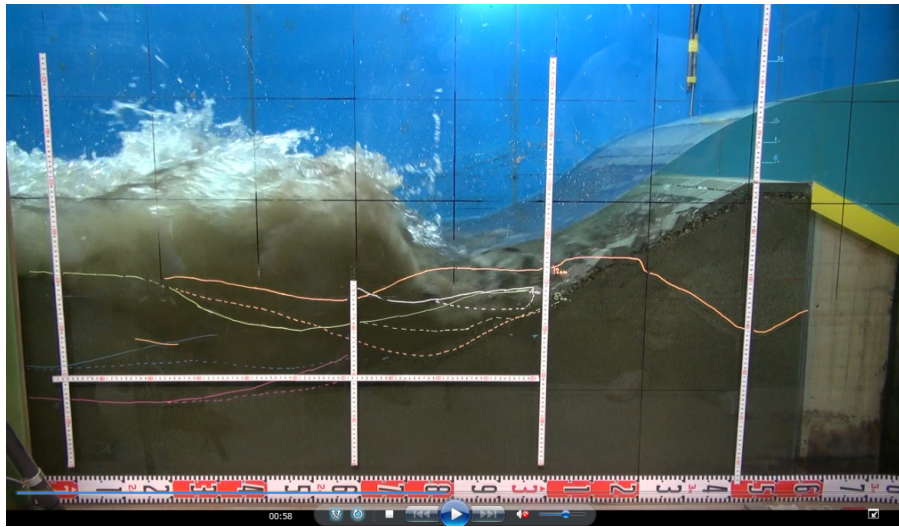


写真-2.2.3.1 根留工流失からの破壊状況（縮尺 1/25 水理模型実験）



写真-2.2.3.2 裏法尻洗掘から根留工が流失し半壊した堤防（岩手県接待海岸）

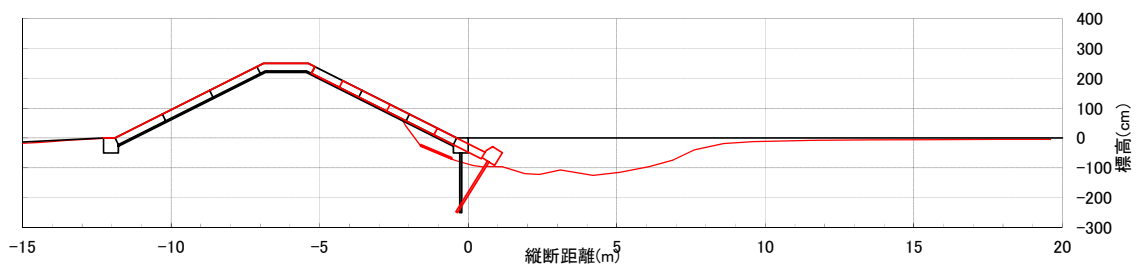


図-2.2.3.2 矢板と一体化した根留工が移動した例（黒線：越流前、赤線：越流後）

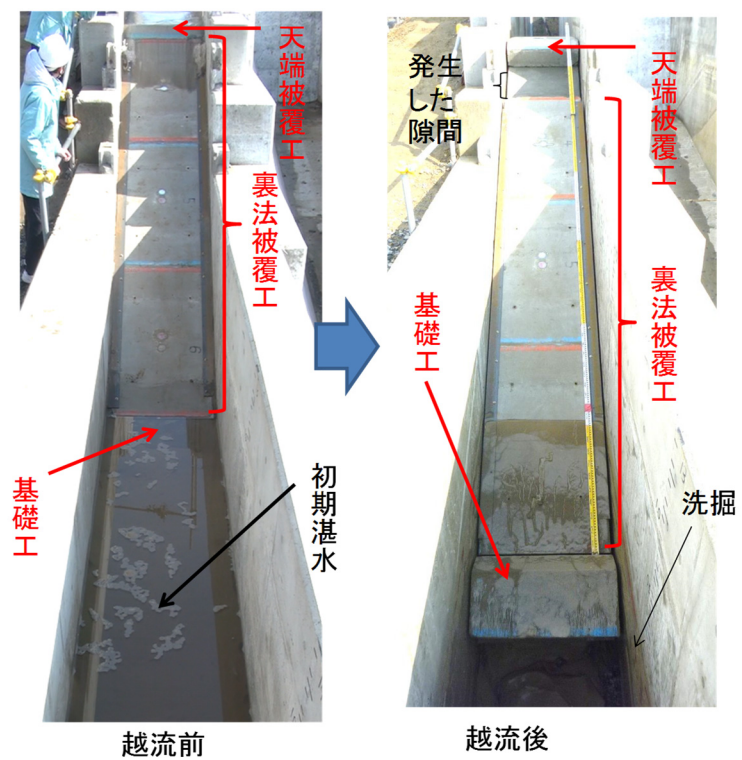


写真-2.2.3.3 矢板と一体化した根留工が移動した例

2. 2. 4 裏法被覆工の不安定化

津波の越流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-2.2.3.1 は根留工の流失によって裏法の被覆ブロックが流失した例であったが、写真-2.2.4.1 も根留工の移動によって裏法被覆工が滑動し、裏法被覆工と天端被覆工の間に隙間が生じた。一方、写真-2.2.4.2 は、根留工の流失を考慮していない、堤防陸側を固定床とした水理模型実験において、図-2.2.4.1 のように裏法被覆工が上部からめくれあがった例であり、これは浸透によって裏法被覆工の下面の圧力が増大したほか、裏法肩周辺での圧力低下が影響したものと考えられる。裏法をブロックで被覆した場合でも、写真-2.2.4.3 のように、裏法上部の被覆ブロックがめくれた例があり、これは根留工の移動によって生じたブロック間の隙間からの吸い出しのほか、裏法肩周辺での圧力低下が影響したものと考えられる。裏法肩周辺での圧力低下に関しては、2. 2. 5 法肩の不安定化と共通する。

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. 3で説明する。

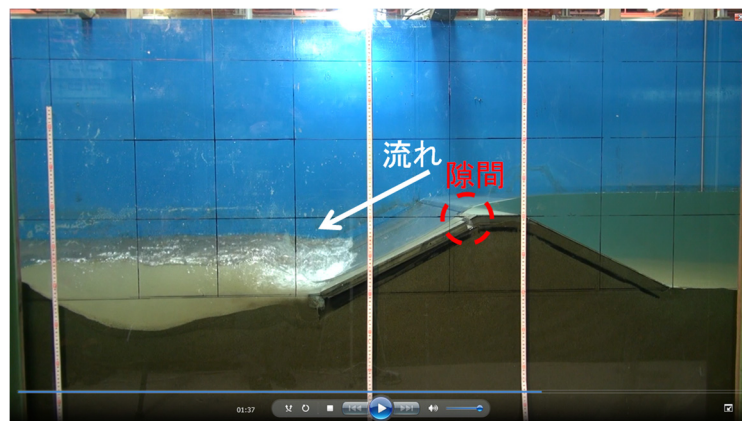


写真-2.2.4.1 裏法被覆工の滑動



写真-2.2.4.2 裏法被覆工のめくれ (左：めくれる前、右：めくれた瞬間)

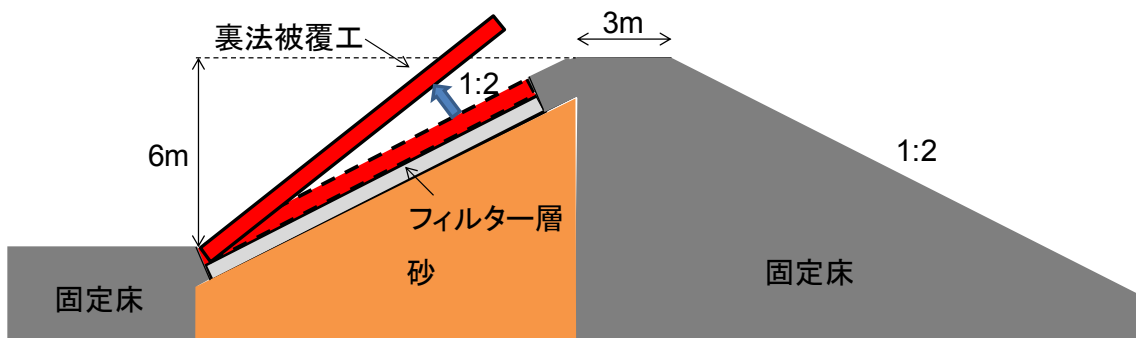


図-2.2.4.1 裏法被覆工のめくれ

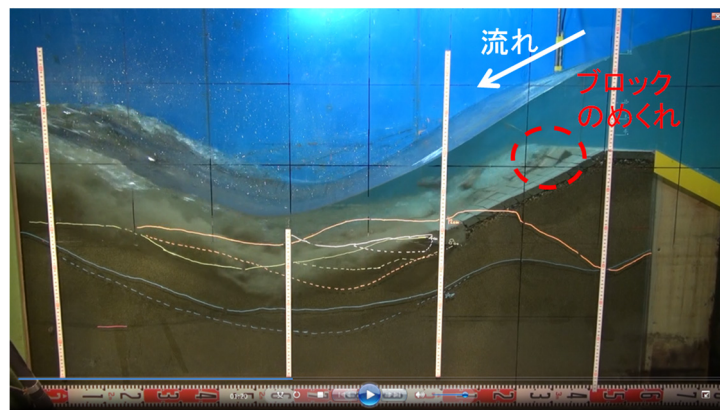


写真-2.2.4.3 裏法の被覆ブロックのめくれ

2. 2. 5 法肩の不安定化

裏法肩を独立した被覆構造にすると、**図 2.2.3.1** および**図 2.2.3.2** に示した裏法肩で生じる圧力低下（場合によっては負圧）により不安定化する。法肩の被覆が流失すると、そこから堤体土が吸い出されて破堤に至る恐れがある。

写真-2.2.5.1 は、裏法肩に独立して設置した被覆ブロックが越流によって流失した例である。

法肩の不安定化を防ぐための要点は、法肩の圧力低下の範囲・程度などを考慮して、被覆工の厚さや一体性を確保することである。その構造上の工夫は3. 4で説明する。



写真-2.2.5.1 水理模型実験で見られた裏法肩のコンクリートの流失

2. 2. 6 堤体材料の吸い出し

津波の越流時の高流速によって、被覆工の隙間（被覆ブロックに設けられた孔、被覆工間の空隙など）から堤体材料が吸い出されることがある。

写真-2. 2. 6. 1 は、裏法被覆工の下にある裏込め工と堤体土が被覆ブロックの孔から吸い出された模型実験の事例であり、吸い出しにより裏法被覆工が沈下している。

このほか、津波の越流時においてその水位がピークを過ぎて低下している際に、堤体内の残留水圧により裏法被覆工が持ち上がり、堤体材料が吸い出される恐れがある。写真-2. 2. 6. 2 はその例であるが、裏法被覆工が持ち上がってできた隙間から堤体土が流失している。

堤体材料の吸い出しを防ぐための要点は、被覆工の空隙を裏込め工の粒径より小さくすること、堤体内の残留水圧を小さくすることである。前者については3. 3で説明する。後者については、パイピングと合わせて2. 2. 7で説明する。

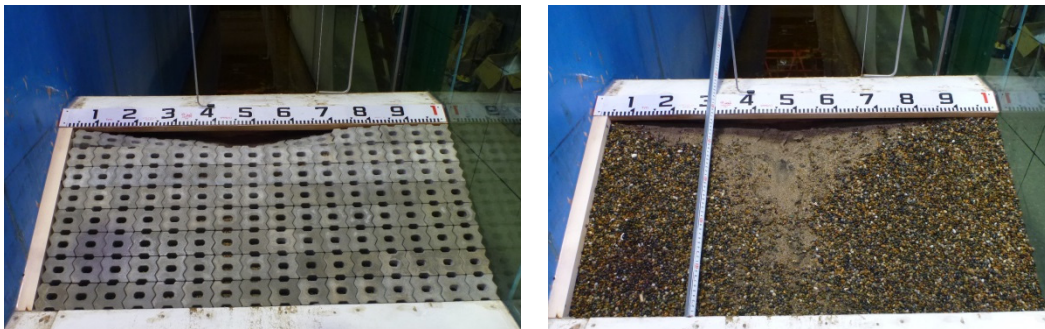


写真-2. 2. 6. 1 吸い出しによる裏法被覆工の部分沈下（左）と被覆工下の状況（右）

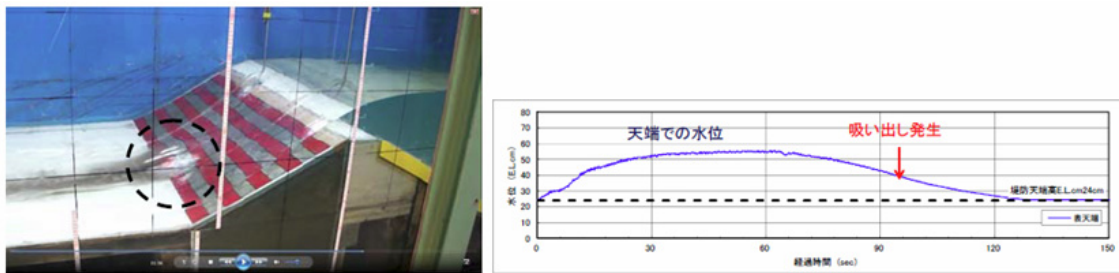


写真-2. 2. 6. 2 水理模型実験で見られた水位低下時の吸出し

2. 2. 7 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、設計津波を超える津波が来襲し、堤防内外の水位差が大きくなる一方、海岸堤防の陸側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。

写真-2.2.7.1は、コンクリート重力式の堤体を対象にした縮尺 1/25 の水理模型実験において、越流時に堤体下にパイピングによる水みちが生じ、堤体が傾いた事例である。越流時には海側（写真右側）と陸側（写真左側）との間で水位差が生じる一方、越流によって堤防陸側の地盤が洗掘されることで堤防下の浸透路長が短くなることで、パイピングに至ったと考えられる。

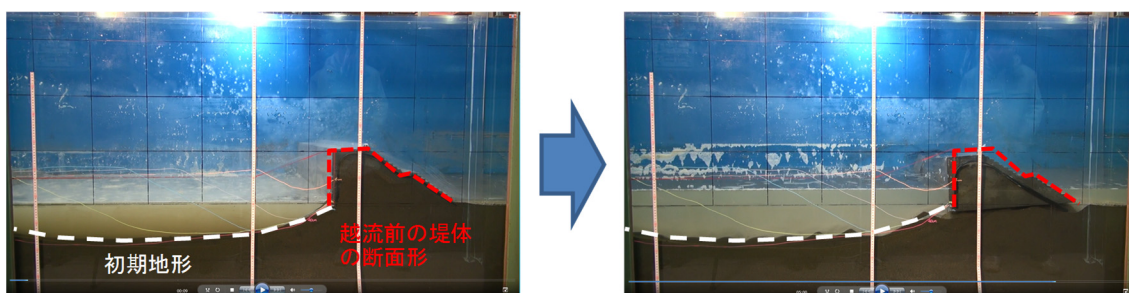


写真-2.2.7.1 パイピングによって堤体下に水みちが生じて傾いた直立堤の例

なお、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-2.2.7.1）。

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。

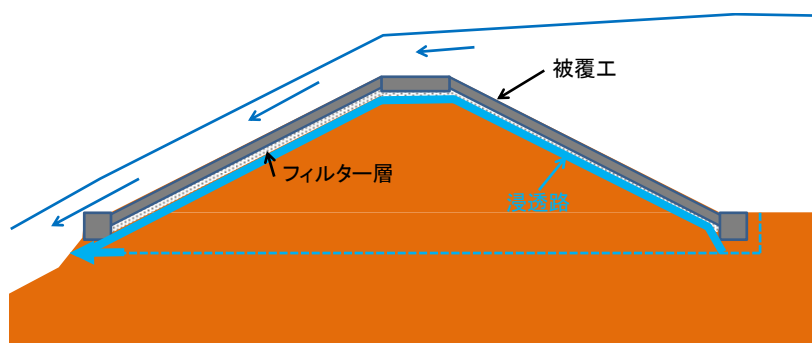


図-2.2.7.1 フィルター層による水みちの形成

2. 2. 8 表法被覆工の不安定化

津波の来襲に対して、表法被覆工は、押し波時には堤体土とともに波力を受け止め、引き波時には高流速が被覆工上を流下する中で堤体土を侵食から守る。台形断面の盛土の表面を被覆する構造の堤防の場合には、津波波力が作用しても表法被覆工は堤体土の反力によって支えられる。ただし、表法被覆工と波返工とが一体構造になっている場合には、波返工部分に作用する津波波力によって、打ち継ぎ目の破断や表法被覆工の転倒・滑動が生じる恐れがある。また、裏法被覆工が押し波時に越流によって不安定化するのと同様に、表法被覆工は引き波時に不安定化する恐れがある。

図-2.3.1 は、東日本大震災で津波越流が生じた千葉県から青森県までの三面張り構造の海岸堤防について、越流水深と全壊率、被災率（半壊以上の延長率）の関係をグラフに整理したものである。図は、越流水深カテゴリ別に合計した全壊率、被災率を算出したグラフと、構造が同じ一連区間に別々に全壊率、被災率を算出し散布図として整理したグラフの2種類作成している。

図から、越流水深が大きくなるほど全壊率・被災率ともに大きくなること、全壊率・被災率のばらつきが大きいことがわかる。また、半壊としている事例も図中写真のように堤土が露出し、越流水が作用すれば容易に破壊が進む状態である。

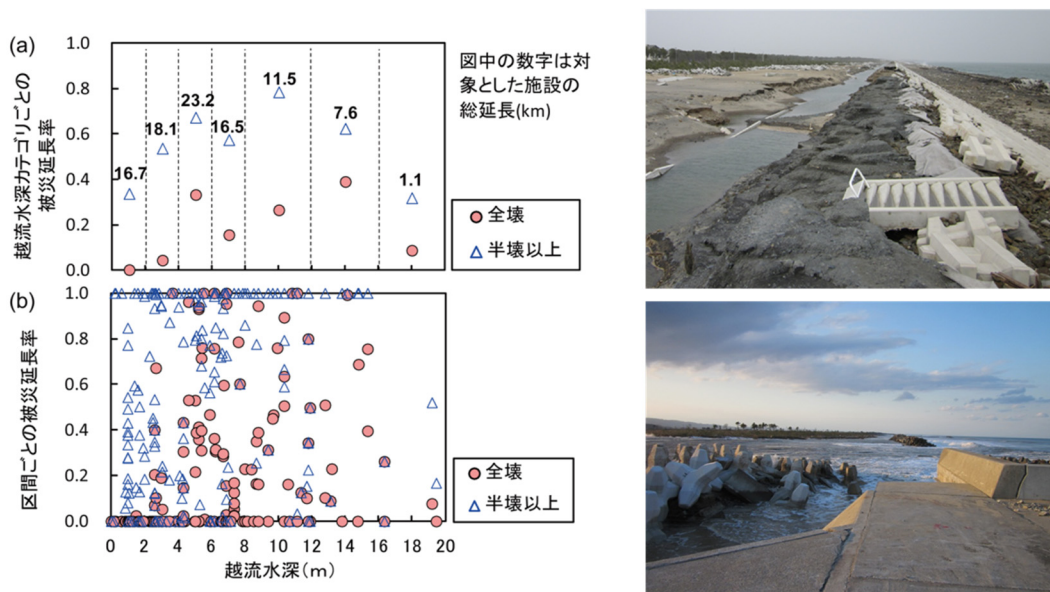


図-2.3.1 東日本大震災における津波越流による三面張り堤防の被災実態

図-2.3.2 は、東日本大震災で越流が確認された三面張海岸堤防について、越流水深、天端幅、比高、表法勾配、裏法勾配、裏法尻被覆幅の6項目の数値が得られたものについて、多重ロジスティック回帰分析を行った結果である。海岸堤防の全壊に影響する度合を示す表の標準回帰係数の絶対値は、越流水深、裏法尻被覆幅、表法勾配・裏法勾配、比高の順に大きかった。天端幅については、全壊と関係があるのか判断できなかった。

東日本大震災で津波越流が見られた既設堤防の被災実態から、構造上の工夫として、裏法尻被覆を設けること（簡易舗装ではない舗装道路を裏法尻に設置することも含む）、表・裏の法勾配を緩くすること、比高を小さくすることで全壊の可能性を減らすことができることがわかる。

$$P_B = \frac{1}{1 + e^{-(\alpha + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_n X_n)}} \quad (1)$$

表-2 多重ロジスティック回帰分析の結果

説明変数 (平均 ± s. d.)	係数 β	p 値	標準化 回帰係数	オッズ比 (95% CI)
越流水深 (m) (5.8 ± 3.9)	0.261	<0.001	1.013	1.30 (1.23-1.37)
裏法尻被覆幅 (m) (1.6 ± 3.1)	-0.264	<0.001	-0.810	0.77 (0.68-0.85)
表法勾配 (1:n) (1.7 ± 1.3)	-0.328	0.004	-0.436	0.72 (0.57-0.90)
裏法勾配 (1:n) (1.5 ± 0.4)	-0.982	<0.001	-0.403	0.37 (0.23-0.61)
比高 (m) (3.5 ± 1.9)	0.096	0.075	0.183	1.10 (0.99-1.22)
天端幅 (m) (3.6 ± 2.3)	0.019	0.830	0.044	1.02 (0.84-1.18)

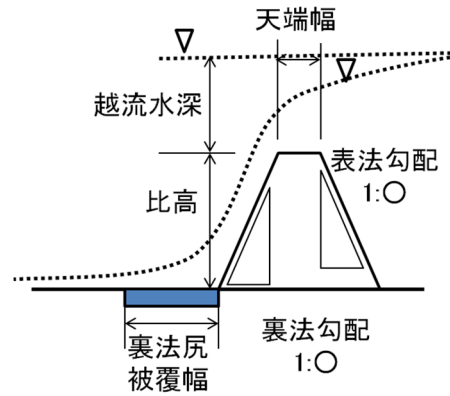


図-2.3.2 多重ロジスティック回帰分析結果