

4. 海岸線等における津波防護方策

4.1 海岸堤防の被災分析

4.1.1 検討の背景

東北地方太平洋沖地震津波（以下、今次津波）で多くの海岸保全施設が被災したことを受けて、「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技術開発を進め、整備していく」とする方針が中央防災会議²¹等から示された。「粘り強い」とは、海岸保全施設が破壊・倒壊するまでの時間を少しでも長くする、あるいは、施設が全壊に至る可能性を少しでも減らすことである。これによって、避難に使える時間を確保する、第2波以降の被害を軽減する、迅速な復旧を可能とすることで二次災害のリスクや復旧費用を低減するなどの効果が期待される²²。このため、海岸研究室では、施設を粘り強い構造とするための具体的な方向性を見いだすことを目的として、青森県から千葉県にかけての海岸保全施設のうち、三面張り構造の海岸堤防（以下、堤防）を対象に被災状況、構造諸元と津波外力の関係を分析することとした。

分析に用いたデータは、「海岸における津波対策検討委員会」での検討用に関係省庁及び被災県の協力を得て、国土交通省水管理・国土保全局海岸室および国総研海岸研究室が収集したものである。

海岸の堤防は用地に制限がある場合を除けば、土砂を盛って構築した堤体の表法、天端、裏法をコンクリートで被覆した三面張り構造が主流となっている（**図-4.1.1**）。今次津波の直後に実施された現地調査（本報告書2.3参照）では、堤防を越えた水流によって、裏法尻部が洗掘された例が多数確認され（**写真-4.1.1**）、洗掘による支持基盤の喪失が裏法被覆工の流出、堤体土の流失を経て堤防の倒壊につながったと推察されている（**図-4.1.2**）。

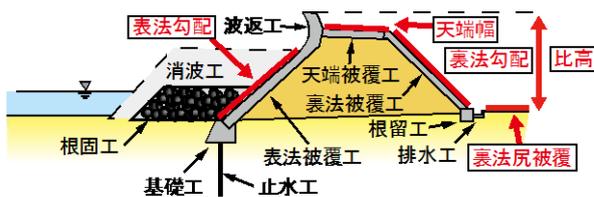


図-4.1.1 三面張り構造の海岸堤防の基本的な構造

写真-4.1.1 半壊した三面張り構造の海岸堤防と裏法尻部における洗掘の状況（宮城県岩沼市蒲崎海岸）

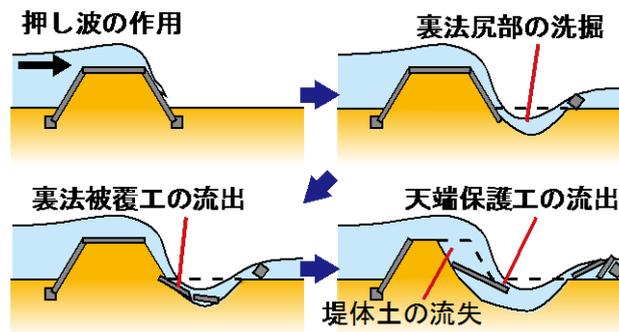


図-4.1.2 裏法尻洗掘からの破壊過程

4.1.2 被災実態調査から見た被災メカニズム

東北地方太平洋沖地震の津波で被災した海岸堤防等について現地調査を実施した結果、津波による海岸堤防の被災状況は以下の8パターンに分類できることがわかった。

- ・裏法尻の洗掘からの被災
- ・裏法肩・天端からの被災
- ・表法先の洗掘からの被災
- ・押し波による波返工の破損
- ・引き波による波返工の破損
- ・押し波による重力式堤防の転倒
- ・引き波による重力式堤防の転倒
- ・主に地震動による破壊

ここでは、具体的な事例を挙げながら各被災状況のパターンを紹介するとともに、津波の越流から各被災状況に至るまでのメカニズムについて考察する。また、次章で扱う、海岸堤防を津波の越流に対して粘り強い構造とするための工夫についての検討の方向性を見いだすために実施した、海岸堤防の構造諸元と被災状況の関係についての分析結果についても報告する。

(1) 各被災状況のパターン

1) 裏法尻の洗掘からの被災

海岸堤防の裏法尻での洗掘は、海岸堤防が全壊に至らなかった箇所において多く見られた。たとえば、**写真-4.1.2**のように、宮城県蒲崎海岸では、海岸堤防の陸側の深掘れが沿岸方向に延びていた。また、**写真-4.1.3**のように、裏法尻での洗掘に加えて、裏法や天端も削られた海岸堤防も見られた。

津波が海岸堤防を越流することで、堤防の陸側が洗掘される。このような海岸堤防の裏法尻での洗掘によって、**図-4.1.2**のように、裏法被覆工が流失し、堤体土が流出する被災機構が考えられる。



写真-4.1.2 海岸堤防陸側の深掘れ



写真-4.1.3 天端・裏法が削られた海岸堤防

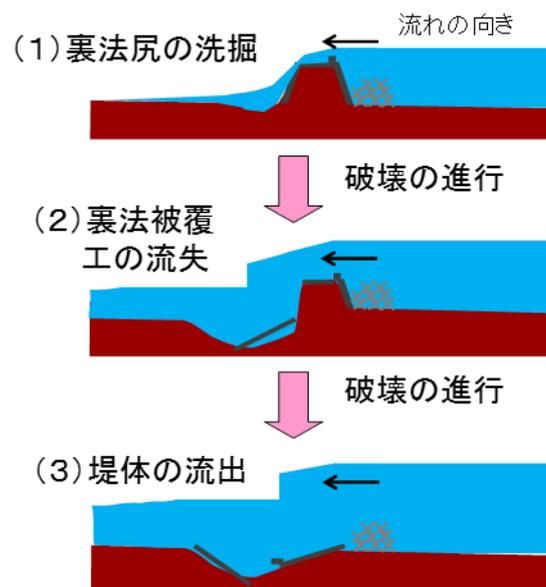


図-4.1.2 裏法戻りの洗掘からの被災の機構

2) 裏法肩・天端からの被災

海岸堤防の裏法尻での洗掘が明瞭ではない場所においても、裏法や天端の被覆工が流失していた箇所があった。写真-4.1.4 に示す岩手県金浜海岸では、裏法尻での洗掘が明瞭ではなく、裏法尻に近い裏法被覆工が残っているものの、その上部の被覆工が流失していた。この被災については、越流に伴う裏法肩での圧力低下によって裏法被覆工が持ち上げられた可能性が指摘されている。また、写真-4.1.5 に示す宮城県大曲海岸では、裏法被覆工は被災せず、天端被覆工のみが流失していた。

この被災機構は図-4.1.3 のように整理される。まず越流によって裏法または天端の被覆工が流失した後、堤体土が流出し、最終的に全壊に至るというものである。津波が海岸堤防を越流する際には、裏法で高流速が発生し、裏法肩で圧力が低下する。このような高流速に起因する流体力や裏法肩での圧力低下により、裏法被覆工が不安定になったものと考えられる。さらに、津波の来襲により堤体土の浸潤面が上昇することで発生する、裏法被覆工を下から押し上げる力も影響していたと考えられる。



写真-4.1.4 裏法被覆工の流失（岩手県金浜海岸）



写真-4.1.5 天端被覆工の流失（宮城県大曲海岸）

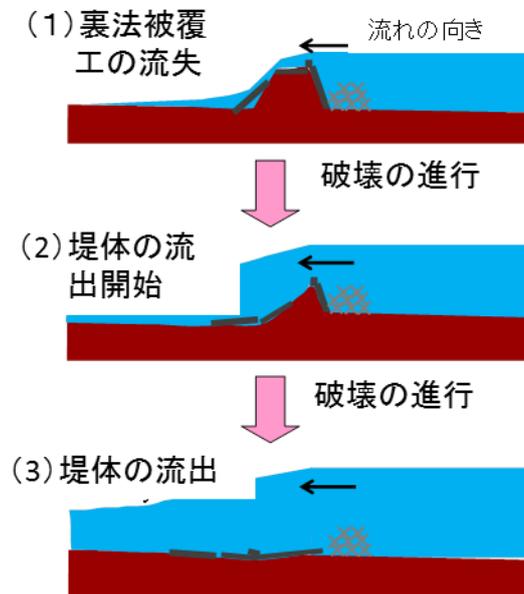


図-4.1.3 裏法肩・天端からの被災の機構

3) 押し波、引き波による波返工の破損

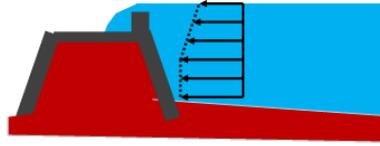
波返工は風波やうねりの越波を低減するために設置されるものであるが、それが破損する事例が見られた。たとえば、福島県の豊間海岸では、写真-4.1.6のように、波返工が陸側に転倒していた。

このような被災は、図-4.1.4のように、津波の押し波あるいは引き波による圧力が、波返工の接合部の強度を上回る場合に発生すると考えられる。



写真-4.1.6 波返工の破損（福島県豊間海岸）

(1) 波返工に波圧がかかる



(2) 波返工の破損

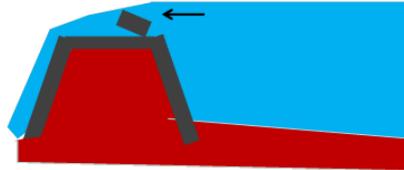


図-4.1.4 波返工の破損の機構

4) 表法先の洗掘からの被災

引き波によっても表法先で洗掘が生じる可能性がある。たとえば、野口ら²³は、戻り流れによる表法先での洗掘を模型実験で再現している。実際、東北地方太平洋沖地震では、岩手県水海海岸において写真-4.1.7のように表法被覆工が被災しており、図-4.1.5のような機構で表法先からの洗掘によって被災したものと考えられる。



写真-4.1.7 表法先の洗掘からの被災（岩手県水海海岸）

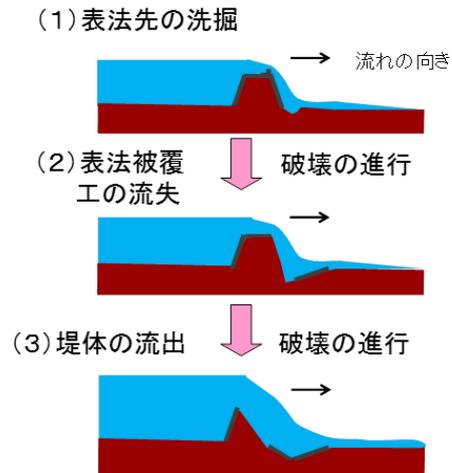


図-4.1.5 表法先の洗掘からの被災の機構

5) 押し波、引き波による重力式堤防の転倒

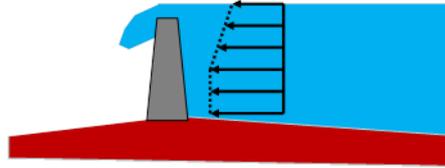
写真-4.1.8のように、重力式の海岸堤防が転倒する事例も各地で見られた。この例では堤防は陸側に倒れているが、引き波によって海側に転倒した事例もある。

この被災形態についても、図-4.1.6のように、津波の押し波または引き波によって堤防に作用した圧力が、転倒に対する抵抗力を上回ることによって生じたものと考えられる。



写真-4.1.8 岩手県両石漁港での重力式堤防の転倒

(1) 堤防に波圧がかかる



(2) 堤防の転倒

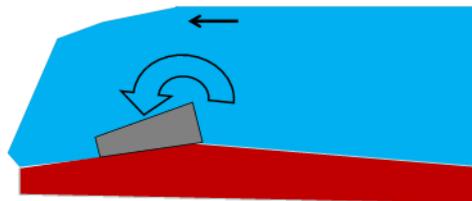


図-4.1.6 重力式堤防の転倒の機構

(2) 被災状況についての集計・分析結果

各被災パターンが被災地全体でどの程度の割合で発生しているかを把握するため、青森県から千葉県にかけての自治体および国土交通省東北地方整備局によって実施された被災調査結果を整理した。

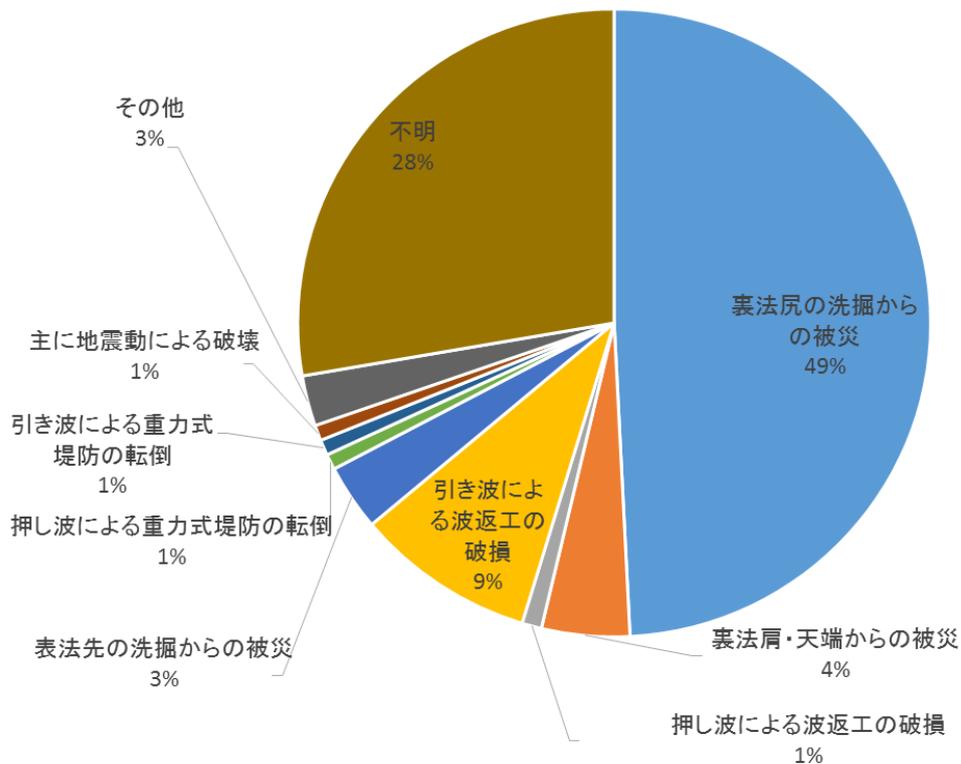


図-4.1.7 被災延長における各被災パターンの割合 (集計区間の延長99km)

被災パターンを判断する材料が残っていない箇所を除く延長99kmの被災区間について、各海岸における海岸堤防の被災パターンを集計した結果、**図-4.1.7**のように、裏法尻の洗掘からの被災は延長で49.2%を占め、主たる被災パターンとなっていた。次いで引き波による波返工の破損が9.2%と多かった。また、裏法肩・天端からの被災と表法先の洗掘からの被災がそれぞれ4.5%、3.4%を占めていた。

4.1.3 被災事例の分析方法

(1) 被災データの収集・整理

海岸保全施設は行政上の1海岸（**図-4.1.8**中の○○地区海岸）の中でも構造が一様でない場合があるので、海岸を施設構造によってさらに細分した一連区間（**図-4.1.8**中の一連区間1、2）の単位で被災データを整理した。扱ったデータは施設台帳から得た天端高や表法勾配等の施設構造と延長、全壊延長、全壊箇所数、全壊ユニット数、半壊延長、越流水深であり、ここで全壊ユニット数とは、各一連区間をさらに100m単位のユニットに細分した時に、全壊があったユニットの数である。引き波によって全壊箇所が拡大した海岸では、全壊延長を押し波による被災程度として評価するのは過大となるため、ユニットによる指標を導入した。ユニットを100m単位としたのは、予備調査として計測した156の全壊箇所の延長の中央値が44.6mで100m以下のものが73.7%を占めたことによる。

本分析で対象とした堤防については、**写真-4.1.9**のように被覆工が全て流出し、盛土も残っていない状態を全壊、**写真-4.1.1**のように被覆工が一部流出した状態や被覆工が全て流失しても堤体土が残っている状態は半壊と定義した。

越流水深は、東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループによって調査された近傍における津波浸水高の2011年8月26日時点の速報値²⁵から地震に伴う地盤沈下後の施設天端高を差し引いて求めた。

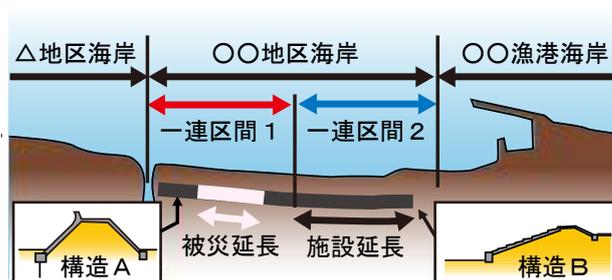


図-4.1.8 分析単位とする一連区間の模式図



写真-4.1.9 全壊した海岸堤防

（宮城県岩沼市二の倉海岸）

具体的な被災状況は、各県の海岸管理者による被災箇所や被災延長等の調査結果について、国土地理院が震災直後に撮影した空中写真並びにGoogle Earthの2011年4月撮影の衛

星画像によって確認・補足計測したうえで扱った。補足計測の内容は、海岸保全施設の背後地が道路等によって被覆されている場合の被覆幅、全壊延長・半壊延長の再計測、全壊箇所の計数、ユニットごとの全壊・非全壊の判読である。特に全壊延長については、海岸管理者によって全壊・半壊の判断基準が異なっていたので、海岸研究室による再計測によって統一化した。

(2) 堤防構造による被災状況の違いの分析

本分析では裏法尻部の被覆、表法勾配、裏法勾配、堤防天端から背後地盤までの比高、天端幅、の5要素に着目して、これらの違いによる被災状況の違いを比較した。

1) 構造要素ごとの2群比較

施設延長に対する被災延長の割合を被災延長率と定義して、各構造要素についてデータ数が概ね均等になるように2群に分けて、越流水深と被災延長率の関係を比較した。対象とするデータは着目する構造以外の要素がなるべく揃うように表-4.1.1のとおり絞り込んだ。天端幅については2群に分けるほどのバリエーションが無かったため、多変量解析のみを実施した。

表-4.1.1 検討対象とした区間の条件

検討対象	検討対象以外の要素				
	裏法尻被覆	表法勾配	裏法勾配	比高	天端幅
裏法尻被覆	-	2割未満	2割未満	3m以上	全て
表法勾配	無し	-	2割未満	3m以上	全て
裏法勾配	無し	2割未満	-	3m以上	全て
比高	無し	2割未満	2割未満	-	全て

2) 複数の構造要素を対象とした多変量解析

構造要素ごとの2群比較は、着目要素以外の条件を揃えようとする扱えるデータが大幅に少なくなる、また要素間の重要度の違いもわからないという欠点があるため、5つの構造要素全てを用いた多変量解析も実施した。

解析にあたっては、堤防には越流外力の大きさに応じた全壊確率が存在し、構造によってこの確率が異なると仮定した。実際の被災データから全壊確率を求めるにあたっては、全壊するか否かは100m単位のユニットごとに独立に決まると仮定し、一連区間に含まれるユニット数のうち、全壊があるユニット数の割合を全壊確率とした。この場合、外力を受けた結果は全壊か非全壊の2値であるので、全壊確率 P_B は2項分布を前提とした(4.1.1)式の多重ロジスティックモデルで表現されるとした。

$$P_B = \frac{1}{1 + e^{-(\alpha + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \dots + \beta_n X_n)}} \quad (4.1.1)$$

ここに n は、考慮する要素数であり、 $X_1 \cdots X_n$ は説明変数であり各構造要素の値が入る、 α は定数、 $\beta_1 \cdots \beta_n$ は係数である。多重ロジスティックモデルは医療分野で疾患の要因を分析するためによく用いられる多変量解析手法であり、川越ら²⁶によって土砂災害発生確率モデルの構築にも採用されている。本分析では最尤推定によって(4.1.1)式の各係数を決定するとともに、全壊確率に対して各構造要素の影響が有意であるか否かを検証した。

4.1.4 被災事例の分析結果

(1) 被災データの特徴

まず被災データ全体の特徴を理解するために、越流があった堤防の全てを対象に、越流水深を7カテゴリ（2m 未満、2-4m、4-6m、6-8m、8-12m、12-16m、16-20m）に分けてカテゴリごとに施設延長の合計と被災延長の合計を求め、これらをもとに被災延長率を算出した結果を図-4.1.9(a)に示す。対象となった225の一連区間の延長は3m～3,756mの間に分布し、総延長は94.6kmであった。

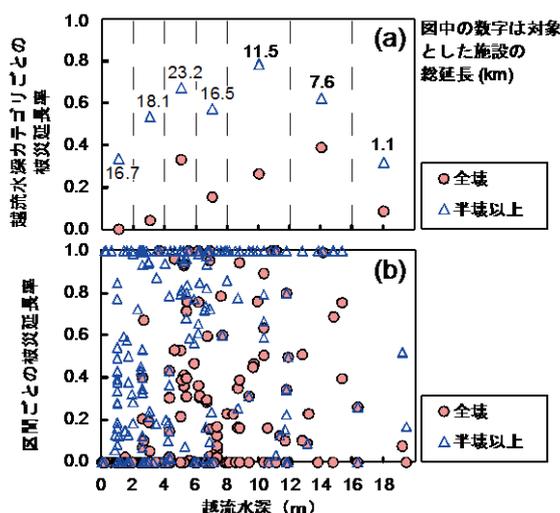


図-4.1.9 越流水深と被災延長率の関係

データが少ない越流水深16～20mを除くと、越流水深が大きいほど被災延長率が大きくなる傾向が確認できた。しかし個々の一連区間について越流水深によるカテゴリ分けをせずに全てプロットした図-4.1.9(b)によると、同じ越流水深に対しても、被災延長率は大きくばらついた。例えば、約3mの越流水深で全壊の被災延長率が100%（全ての堤防が全壊）となる区間がある一方で、10mを越える越流水深でも全く全壊がなかった一連区間も存在した。これは越流水深の継続時間や背後地の条件、施設の詳細構造等、揃えきれない条件が多数含まれるうえに、堤防の破壊現象が確率事象であることに起因する。構造による被災状況の違いについての平均的な傾向を見るには図-4.1.9(a)の整理が適するが、各一連区間におけるばらつきの大きさも防災計画上重要な情報であるので、実務上は図-4.1.9(b)のような図も確認する必要がある。

(2) 構造要素ごとの2群比較の結果

1) 裏法尻被覆の有無

63区間28.2kmについて裏法尻被覆の有無の違いに着目して整理した結果、越流水深12m未満では何らかの形で被覆されていた方が全壊となる被災延長率が低いことがわかった(図-4.1.10(a))。区間ごとに見た場合もその傾向はうかがえた(図-4.1.10(b))。

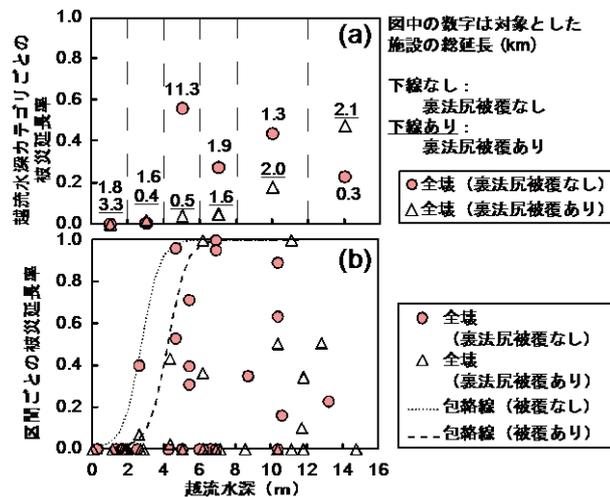


図-4.1.10 裏法尻被覆の有無による被災状況の違い

2) 表法勾配

51区間35.4kmについて表法勾配に着目して整理したところ、越流水深2~12mでは表法勾配が2割以上のほうが2割未満に比べて被災延長率は低かった(図-4.1.11)。しかし半壊のみ(半壊したが全壊には至らなかった)に着目すると、表法勾配が2割以上の場合にはむしろ被災延長率が高くなるという逆の結果となった(図-4.1.12)。

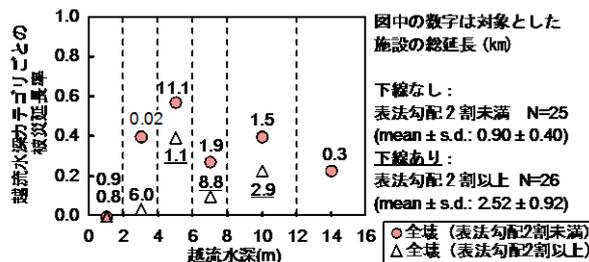


図-4.1.11 表法勾配による被災状況の違い (全壊)

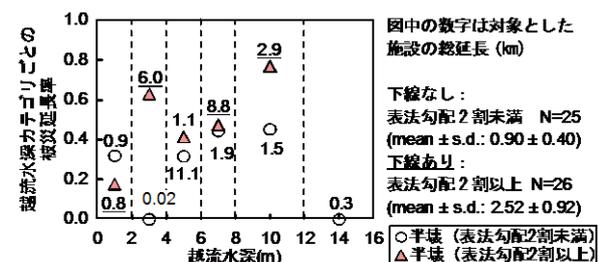


図-4.1.12 表法勾配による被災状況の違い (半壊)

3) 裏法勾配

裏法勾配については対象とした26区間16.8kmにおけるバリエーションが少ないために1.5割以上と未満で比較したところ、越流水深4~12mでは裏法勾配が1.5割以上の方が全壊の被災率は小さかった(図-4.1.13)。また、半壊のみに着目すると逆に1.5割以上のほうが被災延長率は大きくなっており、全壊と半壊で被災延長率の大小関係が逆転する点は表法勾配と同じであった(図-4.1.14)。

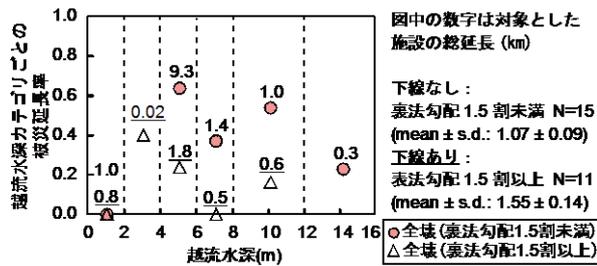


図-4.1.13 裏法勾配による被災状況の違い (全壊)

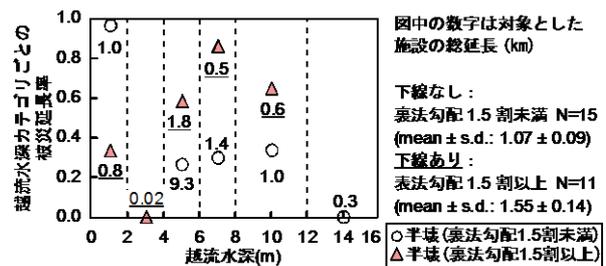


図-4.1.14 裏法勾配による被災状況の違い (半壊)

4) 比高

49区間27.9kmについて、堤防天端から背後地盤までの比高の違いで比較したところ、越流水深2~12mでは比高3m以上の場合に3m未満よりも全壊の被災延長率が高かった(図-4.1.15)。

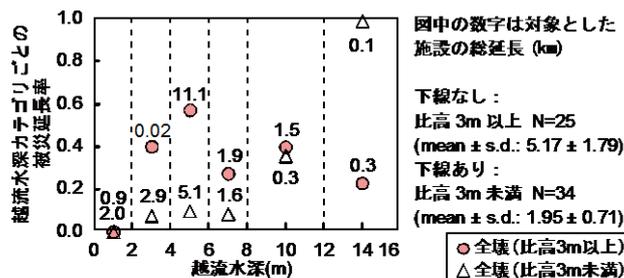


図-4.1.15 背後地盤との比高による被災状況の違い

(3) 多変量解析の結果

5つの構造要素のデータが全て欠損なく揃っている170区間79.3kmの被災データを用いて、多重ロジスティック回帰分析を実施した結果、越流水深と裏法尻被覆幅、表法勾配、裏法勾配が0.05以下のp値を示し、堤防の全壊確率に対して有意な影響を与えていた(表-4.1.2)。比高については統計的に有意とはならなかったが、p値は0.05に近かった。なお、係数βは-0.568であった。

表-4.1.2のオッズ比は各説明変数の値が1増加した場合に全壊確率に及ぼす影響の大きさを示すものであり、例えば越流水深のオッズ比1.30とは、越流水深が1m増加すると全壊確率が1.30倍になることを意味する。オッズ比が1未満の場合には、説明変数の値が増加すると全壊確率が下がることになる。越流水深、裏法尻被覆幅、表法勾配、裏法勾配はいずれもオッズ比の95%信頼区間(95% CI)が1.0から外れ、この点でも堤防の全壊確率に及ぼす影響が有意と認められた。

表-4.1.2 多重ロジスティック回帰分析の結果

説明変数 (mean ± s. d.)	係数 β	p 値	標準化 回帰係数	オッズ比 (95% CI)
越流水深 (5.8 ± 3.9 m)	0.261	<0.001	1.013	1.30 (1.23-1.37)
裏法尻被覆幅 (1.6 ± 3.1 m)	-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 (3.5 ± 1.9 m)	0.096	0.075	0.183	1.10 (0.99-1.22)
天端幅 m (3.6 ± 2.3 m)	0.019	0.830	0.044	1.02 (0.84-1.18)

係数 β は裏法尻被覆幅と表法勾配、裏法勾配で負の値となった。これは、裏法尻被覆が長いほど、表法勾配および裏法勾配が緩いほど全壊確率が低くなることを示し、構造要素ごとにおこなった2群比較の結果と整合した。

標準化回帰係数は、説明変数間の相対的な影響度を比較するための指標として、係数 β を各説明変数の標準偏差で補正したものである。標準化回帰係数の絶対値は越流水深、裏法尻被覆幅、表法勾配、裏法勾配の順で大きく、構造要素のなかでは裏法尻被覆幅が最も全壊確率に対して影響があることを示す結果となった。

4.1.5 考察

(1) 裏法尻部の被覆による効果

2群比較では被覆の幅には関係なく、少しでも被覆のあるものは被覆有りとして扱ったため、被覆幅4m未満のものが延長で約7割を占める。これは津波の越流によって形成される洗掘の幅に比べれば小規模であるが、洗掘が起こる地点を堤体から遠ざけることで効果が発揮されたものと考えられた。本結果は、限られた範囲の被覆であっても、堤防が全壊しにくくなることを示すものである。

多変量解析によれば構造要素のなかでは裏法尻被覆幅の影響が最も大きいという結果となった。これは三面張り構造の海岸堤防の被災が裏法尻部の洗掘から始まるとする仮説と合致するものであり、堤防を津波の越流に対して粘り強くするには裏法尻部における洗掘への対策の優先度が高いことを意味する。

(2) 表法面および裏法面の緩勾配化による効果

表法面と裏法面のいずれも全壊で見た場合には、勾配が緩いと被災延長率が低くなる傾向にあることが2群比較と多変量解析の双方で確認されたものの、半壊のみに着目した場合には逆に被災延長率が高くなる結果となった。このことは、緩勾配化そのものが単純に津波による外力を低減させたわけではないことを示唆する。全壊が抑制されたのは、堤体自体が大きくなることで、半壊しても堤体土が全て流失するまでの時間が長くなったことによる副次的な効果であった可能性がある。

法面勾配が2割未満の場合にはコンクリート平張りもしくはコンクリート法枠で法面が被覆されるのに対して、勾配が2割以上の場合にはブロックによって被覆される場合が多い。海岸堤防の被覆ブロックは津波越流による流体力を考慮して選定されたものでないために、重量不足もしくは不陸の発生によって容易に飛散して半壊となりやすかったとも考えられる。また、越流水の挙動は法面勾配によって全く異なることも予想される。例えば表法面がある程度以上の急勾配となればしぶきの跳ね上げが発生し、裏法勾配が直立に近くなった場合には越流が天端を越えて剥離することで裏法面にほとんど接触しなくなる。このように法面勾配の変化による影響は非常に複雑であるので、実験や数値計算によって越流の挙動を確認しながら慎重に議論していく必要がある。

(3) 比高および天端幅による効果

比高については2群比較では効果があるように見えたものの、多変量解析では有意とならなかった。しかし、比高の違いは越流が裏法尻部に衝突する際のエネルギーの大きさに影響を与えると考えられるので、p値やオッズ比の信頼区間が有意水準に近いことも考慮すれば、無視できない要素である。

天端幅については、幅の違いによる効果を検討できるだけのバリエーションを持ったデータが得られなかった。天端幅の増大は、越流による盛土の削り代を増やすことになるので、多変量解析で有意な効果が見られなかったからといって、効果が全く否定されるものではない。

(4) 津波越流に対する粘り強さの評価

本分析の多変量解析で得られた各係数を(4.1.1)式にあてはめれば、構造を変えたことによる効果を定量的に評価することも可能となる。一例として、堤防の構造を表法勾配2割、裏法勾配2割、比高6m、天端幅3mとした場合の裏法尻被覆幅による全壊確率の違いを算出した結果を図-4.1.16に示す。被覆幅を増やすことで、同じ越流水深に対する全壊確率をどの程度下げることができるか、すなわち粘り強くできるかを評価することができる。

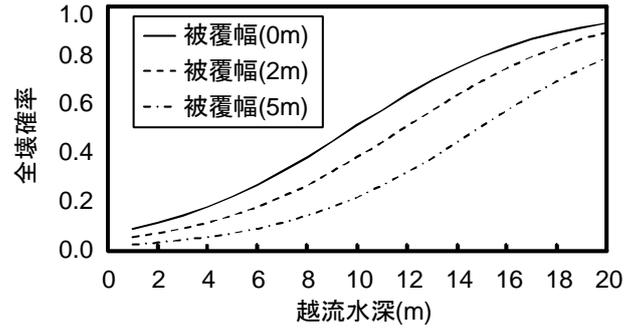


図-4.1.16 裏法尻部の被覆幅による全壊確率の違い

ただしこれは、様々な構造条件が混在した現地データに基づいたモデルにすぎないので、適用範囲は表-4.1.2の各説明変数の元データの範囲に限られる。堤防の破壊メカニズムが十分に解明されていない段階ではモデル中における各説明変数の扱い方についても十分な根拠があるものではないので、現段階で設計にすぐに使用できるものではないが、今後の模型実験や数値計算による知見の蓄積によっては有用な評価手法となることも期待できる。

4.2 越流に対する構造上の工夫の検討

4.2.1 検討の背景

2章の結果から、海岸堤防の全壊可能性を減らすことが地形変化や浸水面積の低減等の減災効果をもたらすことが分かった。また、「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²²」において、海岸堤防の効果が粘り強く発揮される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た。このうち裏法部への保護工の設置が有効であることは、前述4.1の堤防の被災分析からも示された。

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

このような背景のもと、海岸研究室では、国土交通省水管理・国土保全局海岸室および同東北地方整備局と連携して、構造上の工夫および施工上の留意点の検討を、模型実験や解析等により行い。その成果は、平成24年5月14日および8月10日に国総研技術速報として発出した²⁷。なお、粘り強い堤防構造については、平成26年6月の海岸法改正で法的に位置づけられ、平成27年2月には海岸保全施設の技術上の基準に「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」として反映されている。

ここでは、越流に対して粘り強い構造上の留意点（4.2.2）を述べた上で、当該留意点を踏まえた具体例として、実際に仙台湾南部海岸の復旧工事等に反映されている粘り強い構造（4.2.3）を示し、今後南海トラフの巨大地震の可能性が切迫している地域の堤防の更新等に資する構造（4.2.4）を示している。海岸堤防の構造検討に当たっては様々な制約条件を踏まえて行うことから、示した事例以外の構造検討に資する数値解析技術（4.2.5）についても紹介した。

4.2.2 越流に対して粘り強い構造の留意点

技術速報においては、図-4.2.1のように、台形断面の堤防の裏法尻の洗掘と裏法被覆工の安定性に着目し、対洗掘抵抗性と安定性向上のための工夫および留意点について検討した結果を述べている。

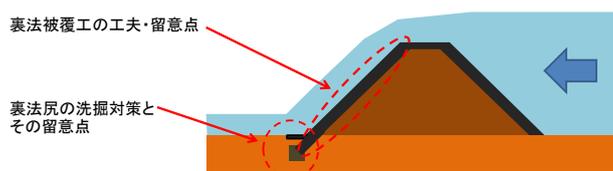


図-4.2.1 検討項目

検討は、主として、水理模型実験により行った。

模型実験は、国土技術政策総合研究所内にある以下の水路で行った。構造物実験水路（写

真-4.2.1) は、側面がガラス張りとなっているため洗掘や被覆工被災の過程を視覚的に確認できるとともに、現地で越流水深 10m に相当する高い津波を起こすことができる。一方、高落差実験水路（写真-4.2.2）は、実現象に近いスケールでの実験が可能である。前者は縮尺 1/25、流速の縮尺が 1/5、後者は縮尺 1/2、流速の縮尺が約 1/1.41 である。

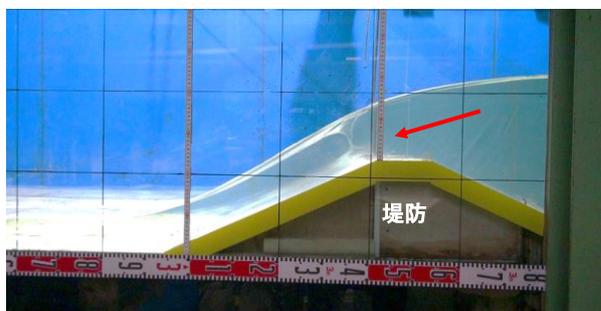


写真-4.2.1 構造物実験水路（縮尺 1/25）

写真-4.2.2 高落差実験水路（縮尺 1/2）

模型実験では、東北地方太平洋沖地震を対象とした仙台平野南部での津波浸水シミュレーションの結果（図-4.2.2）をふまえ、現地スケール換算での越流時間を 10 分とした水位波形を設定している。その上で、最大越流水深を複数種類設定して実験を行った。この水位波形の設定からもわかるように、津波の基本的性質上、堤防越水の継続時間は、洪水がもたらす河川堤防越水の継続時間と比較してかなり短いものになっている。

10 分という越流時間は、構造上の工夫を検討するための実験上の設定であり、本検討の目的に照らして必要な代表性を持つと判断しているが、実際にはこれより長い越流時間となることも考えられる。実験結果の解釈においては、越流時間が長くなれば堤防に対するダメージの度合いも変化してくる可能性を踏まえておくことが必要である。

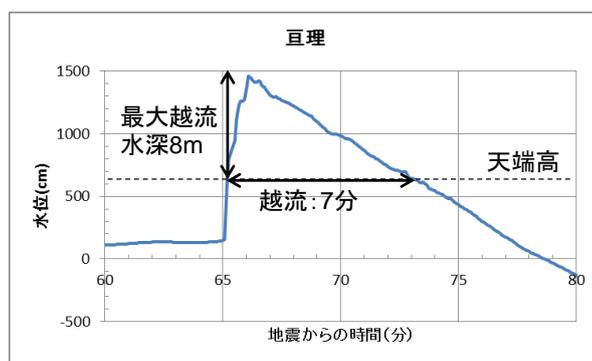


図-4.2.2 津波シミュレーションの結果（亘理における水位波形）

本検討で得られた主な留意点は以下の通りである。

(1) 裏法および裏法尻での高流速への対応

津波が海岸堤防を越流する際には、裏法および裏法尻では速い流れが発生する。図-4.2.3 は、固定床実験（堤防高は現地スケールで 6m、裏法勾配 1:2）で得られた堤防模型周辺の水位と断面平均流速の分布を示している。各越流水深（2m、6m、10m）での断面平均流速は裏法から堤防陸側の平坦部にかけて 8～14m/s 程度（現地換算値）となっている。結果から現地スケールで 10m/s 以上の流速が発生していることが分かる。このような速い流れ

による裏法尻での洗掘および被覆工の流失への対応を検討する必要がある。

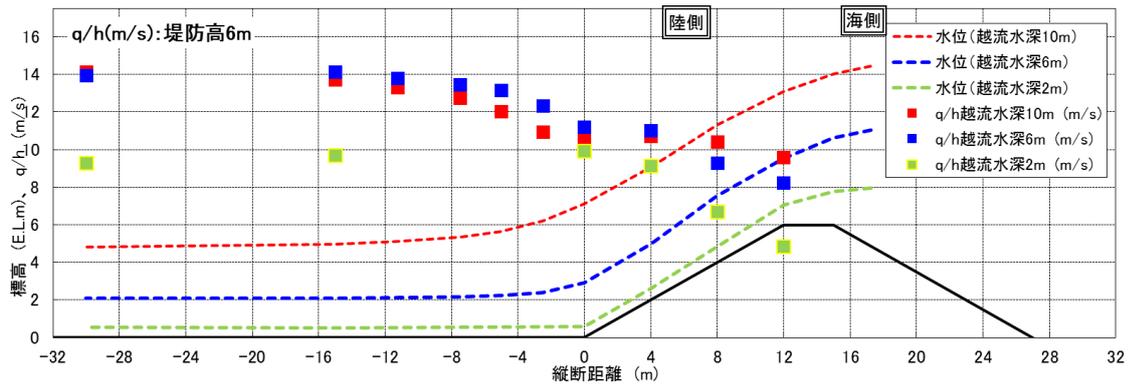


図-4.2.3 堤防模型周辺の水位と断面平均流速(q/h)の分布 (数値は現地換算値)

(2) 流れの中に置かれた構造物の不陸による構造物の不安定化とその対策

裏法被覆工に凹凸が生じると、流れによる力を大きく受け、被覆工が不安定になる。このことから、被覆工に不陸を作らないことが重要である。また、不陸ができて、流れによる作用をまともに受ける面が生じない構造とすることも有効である。

裏法被覆工の不陸が生じる原因としては、裏法被覆工の下にある土砂の吸い出し、地震動、圧密等の経年変化が考えられる。広大な裏法において不陸の存在を越流発生時に最小限に押さえ込むのは難しい可能性があることから、堤体が多少の変形を起こしても、不陸が起きにくい、あるいは少なくとも不陸が起こっても流れをまともに受ける面を露出させないように構造を工夫することが考えられる。そのような工夫の一例として、図-4.2.4のように、上端と下端に切り欠きを設けたブロックをかみ合わせることで、下のブロックが上のブロックより突出しにくくすることが考えられる。

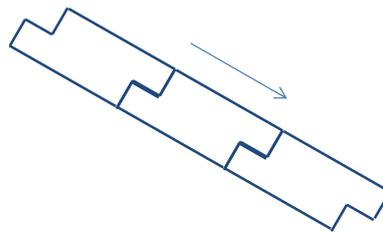


図-4.2.4 ブロック形状の工夫案

(3) 裏法尻での洗掘と対策

東日本大震災で見られたように、津波の越流により堤防陸側では洗掘が生じる。図-4.2.5は、堤防模型とその陸側に平坦な移動床(中央粒径0.25 mm)を設置し、2分間(現地スケールで10分間)の越流の後に地形を測量した結果である。

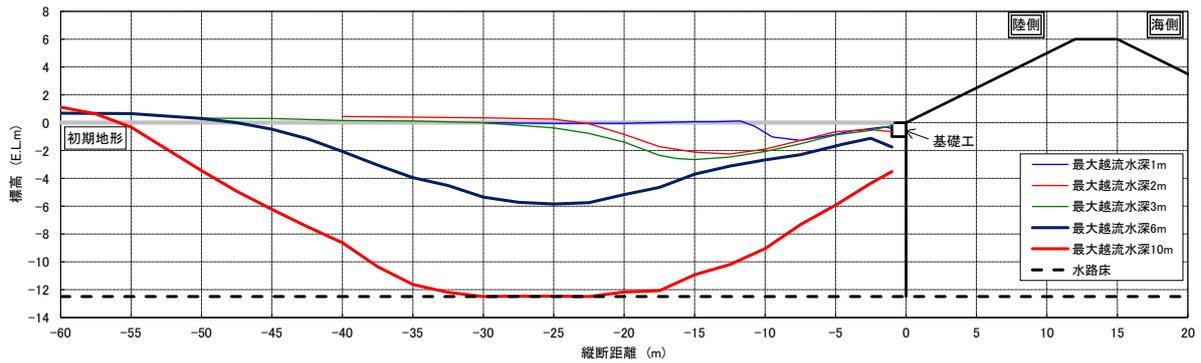


図-4.2.5 越流後における裏法尻の地形（数値は現地換算値）

裏法尻での洗掘に対処するためには、裏法尻を保護することにより、しっかり越流水を跳ねさせることが重要である。水を跳ねさせることにより裏法尻の洗掘を堤防本体からなるべく遠ざけることで、裏法尻での洗掘が堤体破壊につながるというプロセスを遮断もしくは遅らせ、堤防全体の裏法尻洗掘に対する抵抗性を増し、堤体が被災するまでの時間を延ばすことができると考えられる。

図-4.2.6は、裏法尻で越流水を跳ねさせる構造の案である。裏法を流下してきた越流水の流向を、地盤に突っ込まない向き（水平方向など）に完全に变えることが洗掘の影響を遠ざける上で重要であり、水脈厚さに対して平場の長さが相対的に短いと、流向の変え方が不完全になることが模型実験により明らかになった。また、基礎工の周辺に地盤改良を施すことにより、基礎工と地盤改良部分が一体的に保護工として機能することで流向を水平に変え、洗掘を裏法尻から遠ざけることで、裏法尻からの破壊を起こしにくくしていることも模型実験により明らかになった。

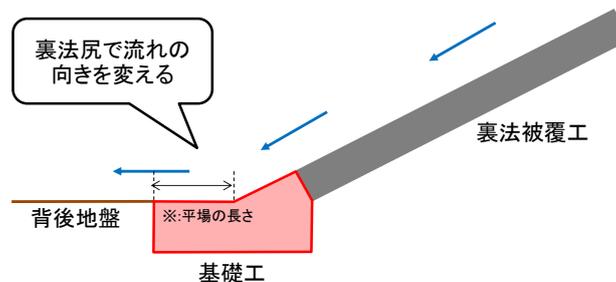


図-4.2.6 裏法尻の工夫案

(4) 揚圧力への対応

津波が襲来して、海側の水位が上昇すると、その水位上昇に連動して堤体下の浸潤面が上昇を始める（図-4.2.7参照）。元の浸潤面が地盤内で高かった場合などには、浸潤面が比較的早く堤体下部に達することになる。たとえば吸い出し防止などの理由から、被覆工を不透過・不透気構造にしていたとすると、その被覆工と浸潤面とに囲まれたところに空気が残留する一方、浸潤面は海側の津波水位に応じて、ある速度で上昇しようとするので、たとえ浸潤面自体は低くても、封入された空気の圧力が上昇する。空気圧は浸潤面の上昇を止めるだけの圧力となり、それは被覆工にとって危険なレベルの揚圧力が作用する状況

になり得る。このようなことが原因となる被覆工の不安定化が起これないように、空気圧を有害なレベルまで上げずに浸潤面上昇に伴う排気を許すような透過・透気性を被覆工に持たせるという検討と工夫が重要になってくる。

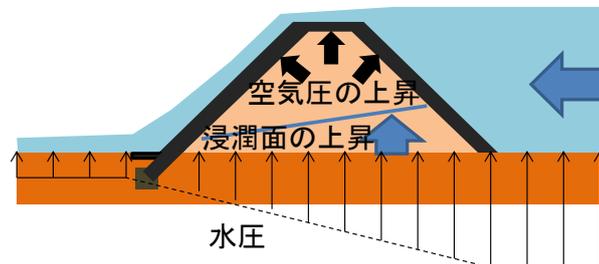


図-4.2.7 空気による揚圧力

(5) 浸透水に対する堤防裏法尻での対応

短期間の水位上昇とは言え、堤体や基盤の土質条件によっては、津波の越流水位が堤防天端まで降下した時点において（高水位を経験した直後）、裏法尻付近の浸潤線が高くなって、浸透水が裏法尻付近から浸出する状況が起こりえる。このような状況になると、この付近が泥状になり、裏法被覆工が被災することも考えられる。例えば、構造物実験水路での実験を示した写真-4.2.3では、図-4.2.8のように越流が終了する前に、裏法尻付近において吸い出しが発生している。こうした現象が起こる可能性を踏まえ、浸潤線の上昇を低減する構造とするなどの対策の検討を行うことが必要である。



写真-4.2.3 残留水位による裏法尻からの吸い出し

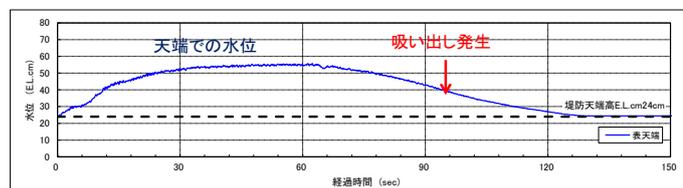


図-4.2.8 吸い出しが発生した際の天端での水位

(6) 負圧への対応

図-4.2.9は、比高6m（現地換算値）の海岸堤防を対象とした縮尺1/25の固定床実験において、堤防天端、裏法、裏法尻及びその下流平坦部の底面におけるピエゾ水頭と水位を、それぞれマンメーターおよびポイントゲージで測定した結果である。

ピエゾ水頭は水位に比較して法肩で局所的に低下、法尻で局所的に上昇していることが確認された。このことから、圧力が法肩で低下、法尻で上昇が生じていることが分かる。

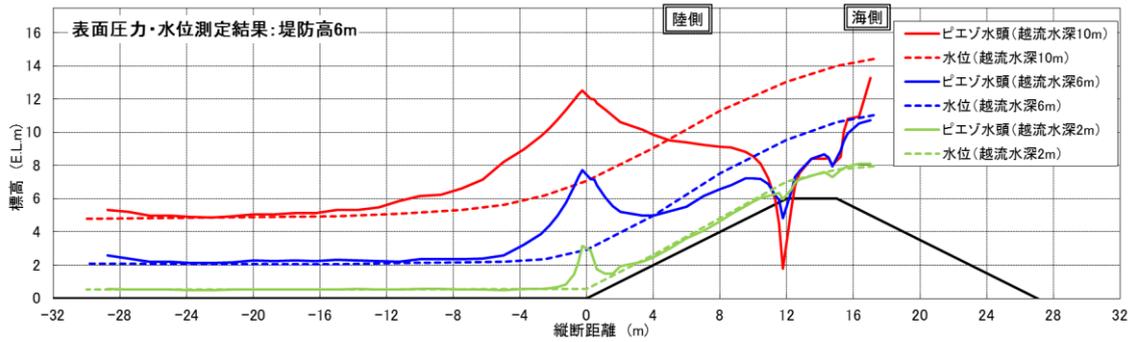


図-4.2.9 天端・裏法・裏法尻下流のピエゾ水頭及び水位（越流水深 2, 6, 10m）

また、越流水深が大きくなると、天端被覆工と裏法被覆工との接合部にあたる裏法肩付近で、負圧（大気圧を下回る圧力）が発生することが分かる。このような裏法肩での負圧は被覆工の安定性に影響することから、対策が必要である。図-4.2.10 はそのような対策の一例であり、法肩部分を天端被覆工と一体化することで安定性を高めるものである。

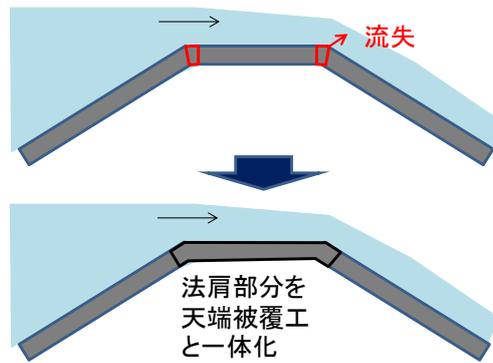


図-4.2.10 負圧に対する法肩部分の工夫案

(7) パイピングへの対応

海岸堤防の海側と陸側との間で生じる水位差が大きくなると、図-4.2.11 のように、パイピングによって漏水や堤体の破壊が生じる恐れがある。浸透路長は法勾配が急な断面では比較的短く、裏法尻での洗掘によってさらに短くなる可能性がある。洗掘を考慮してパイピングに対する照査を行う必要がある。

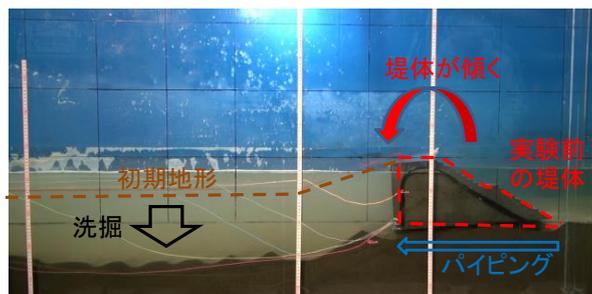


図-4.2.11 パイピングと洗掘による堤体の傾き

4.2.3 復旧海岸堤防において採用した粘り強い構造上の工夫とその確認

(1) 復旧海岸堤防における粘り強い構造上の工夫

前項で示した越流に対して粘り強い構造の留意点を踏まえて、仙台湾南部海岸の復旧工事に反映させるべく検討した粘り強い構造を図-4.2.12に示す。

裏法肩での負圧対策として、法肩部分を天端被覆工と一体化することで安定性を高める構造とした。また、基礎工近傍での洗掘への対策として、基礎工の陸側及び下部に地盤改良を施した。本稿で紹介する仙台湾南部海岸では、セメントを混ぜて地盤を強化する混合処理工法等がとられている。なお、裏法被覆工には、前項で示したように、不陸が生じても流れをまともに受ける面が生じにくいように、図-4.2.12のブロック諸元図に示すような流れの上流側と下流側に切り欠きを設けたブロック（現地換算値：厚さ0.5m、質量2t）をかみ合わせることで、流れの下流側のブロックが上流側のブロックよりも突出しにくくする構造を採用した。ブロックの切り欠き幅は、大きいほど下流側ブロックの突出が生じにくくなるので、ブロック製作の手間や施工性との兼ね合いも考慮の上決定することが重要である。

また、ブロックの下にフィルター層を施すことにより、吸い出しを極力起こしにくくする構造とした。

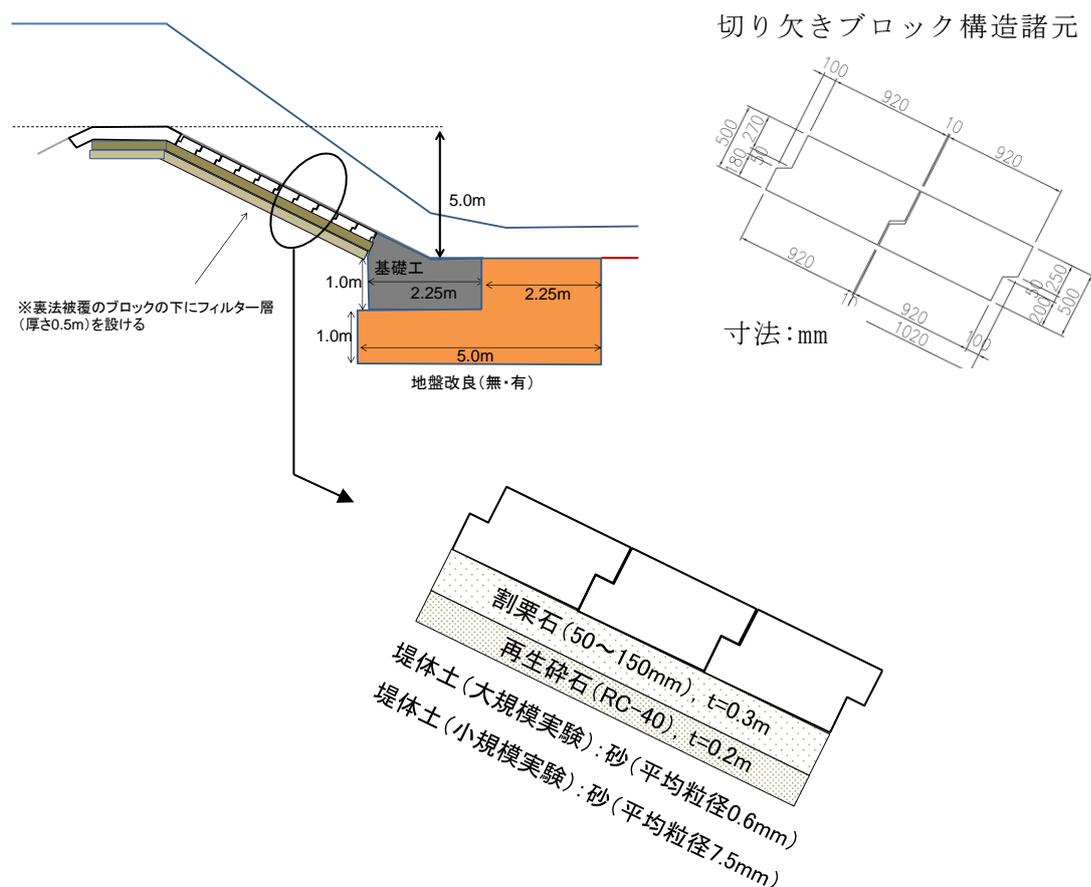


図-4.2.12 模型実験の構造断面（寸法は現地換算値）
（仙台湾南部海岸の復旧工事に反映）

(2) 構造上の工夫の確認

1) 裏法尻保護工の効果に関する小規模実験（縮尺 1/25）

粘り強い構造の効果を確認するため、比高 5m、裏法勾配 1:2 の堤防の裏法尻に基礎工を設置した構造を対象に、模型縮尺 1/25 の小規模実験を実施した。

図-4.2.13 は、地盤改良無しの場合における越流水深 2m（現地換算値）での堤防及びその陸側の移動床（粒径約 0.3mm）の変化を示している。越流時間は 2 分間である。越流が始まるとともに裏法尻では洗掘が進む。洗掘の進行に応じて跳水の位置が法尻に近づいたり離れたりする現象が見られた。跳水の位置が法尻から離れた状態でも近づいた状態でも後述する地盤改良ありのケースに比較して越流水がやや下向きに地盤に突っ込む状況が見られる。特に図-4.2.13 の右上の写真のように跳水が法尻から離れた状態から法尻に近づく時に、裏法を流下してきた越流水が裏法尻の地盤により下向きに突っ込む様子が確認された。越流終了まで基礎工および裏法被覆工は被災しなかったが、基礎工の陸側側面がほぼ全面的に露出するまで洗掘されていた。

図-4.2.14 は、地盤改良有りの場合における状況を示している。小規模実験では地盤改良の模擬が難しいため、地盤改良部分は比重が等しいモルタルで製作して水路内に設置しており、基礎工と地盤改良部分は接着していない状態になっている。地盤改良有りのこの条件でも図-4.2.13 と同様に被災は生じなかった。ただし、跳水が地盤改良下流端から離れた状態でも近づいた状態でも、図-4.2.13 に示した地盤改良無しのケースに比較して、下流に向かう越流水の方向がより水平に近づき、このため越流水が裏法尻の地盤に下向きに突っ込む状況になりにくいことが確認された。

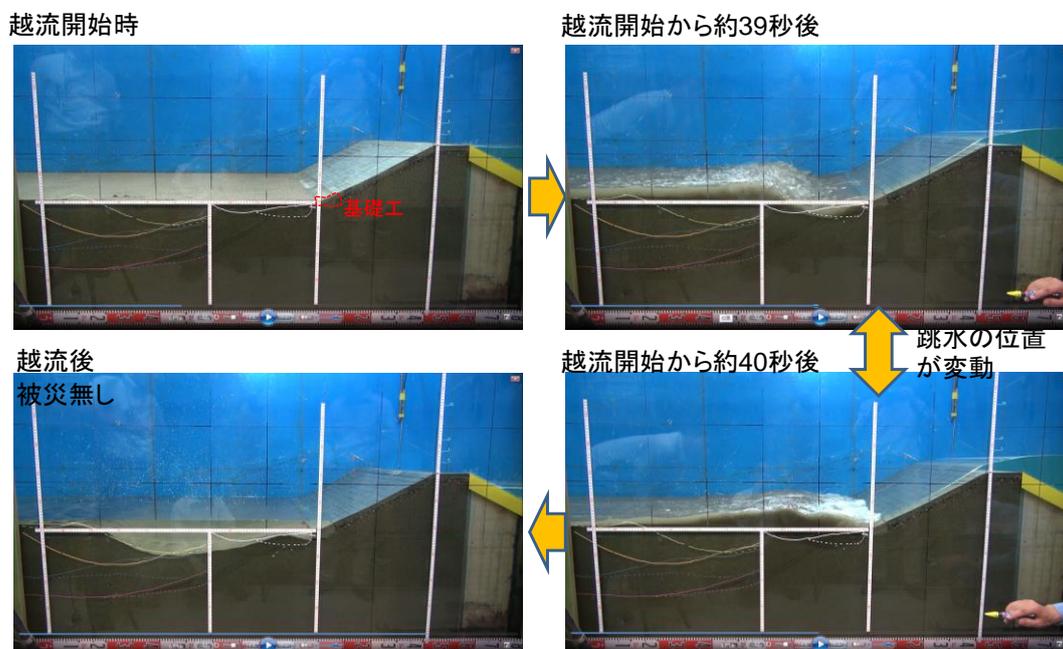


図-4.2.13 越流時の状況（越流水深 2m，地盤改良無し）

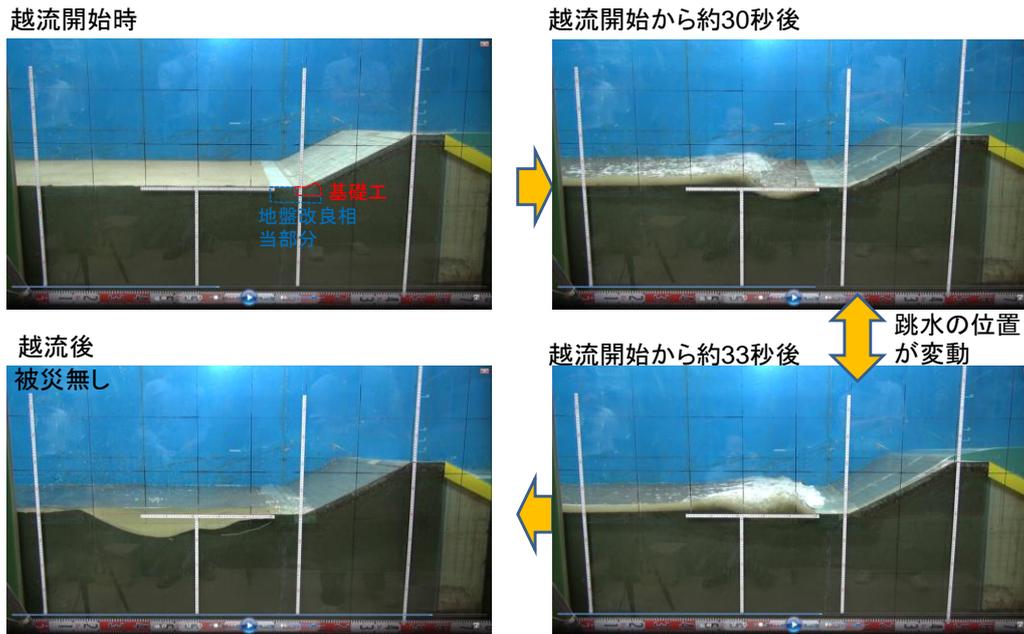


図-4.2.14 越流時の状況（越流水深 2m，地盤改良有り）

次に、同じ越流時間で、越流水深を 3m（現地換算値）とした場合の結果を示す。図-4.2.15 のように、地盤改良無しのケースでは、図-4.2.13 と同様に、洗掘の進行に応じて跳水の位置が法尻に近づいたり離れたりする現象が見られた。跳水の位置が法尻から離れた状態でも近づいた状態でも後述する図-4.2.16 の地盤改良ありのケースに比較して越流水がやや下向きに地盤に突っ込む状況が見られる。洗掘の発達は図-4.2.13 よりも大きく、裏法尻の地盤に突っ込む越流水の方向も図-4.2.13 よりも下向きとなる傾向が強くなる。洗掘が進行した越流開始から 60 秒後には、基礎工と裏法被覆工がずれ落ちるように崩壊した。

一方、地盤改良有りの場合のケース（図-4.2.16）でも、図-4.2.15 と同様に洗掘の進行に応じて跳水の位置が地盤改良下流端に近づいたり離れたりする現象が見られるが、跳水の位置が地盤改良下流端から離れた状態と近づいた状態いずれにおいても図-4.2.14 に示した地盤改良ありのケースに比較して、基礎工と地盤改良部分が形成する裏法尻の平場によって下流の地盤に向かう越流水の方向がより水平に近づくことにより、地盤改良下流端の洗掘深が地盤改良厚以上に発達せず、結果として堤防模型は被災しなかった。

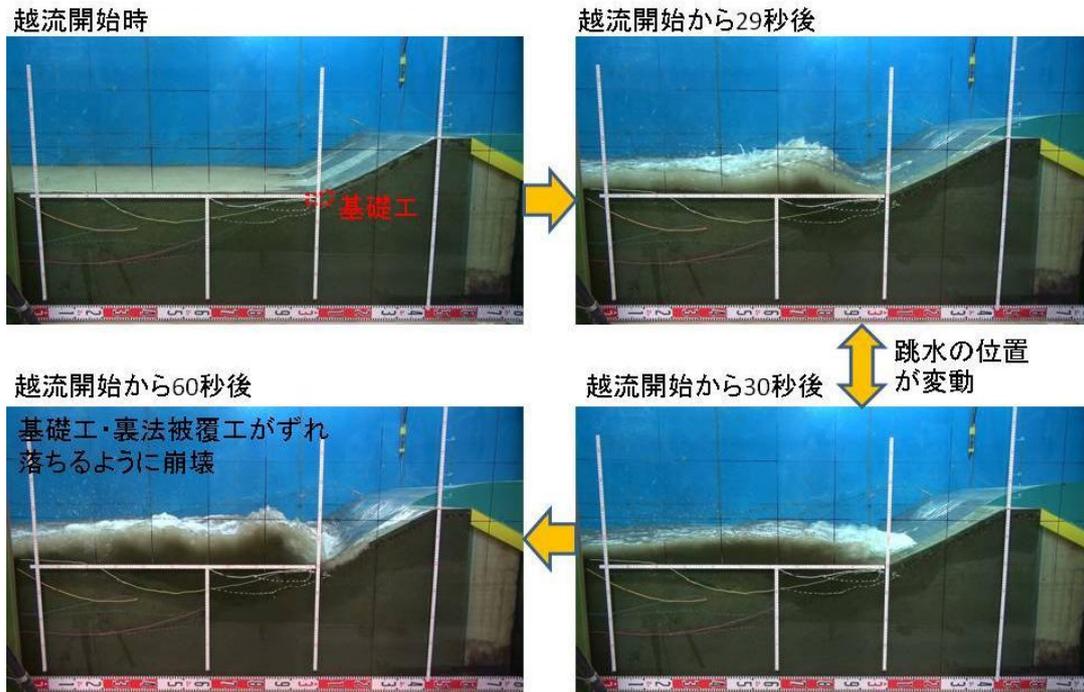


図-4.2.15 越流時の状況（越流水深 3m, 地盤改良無し）

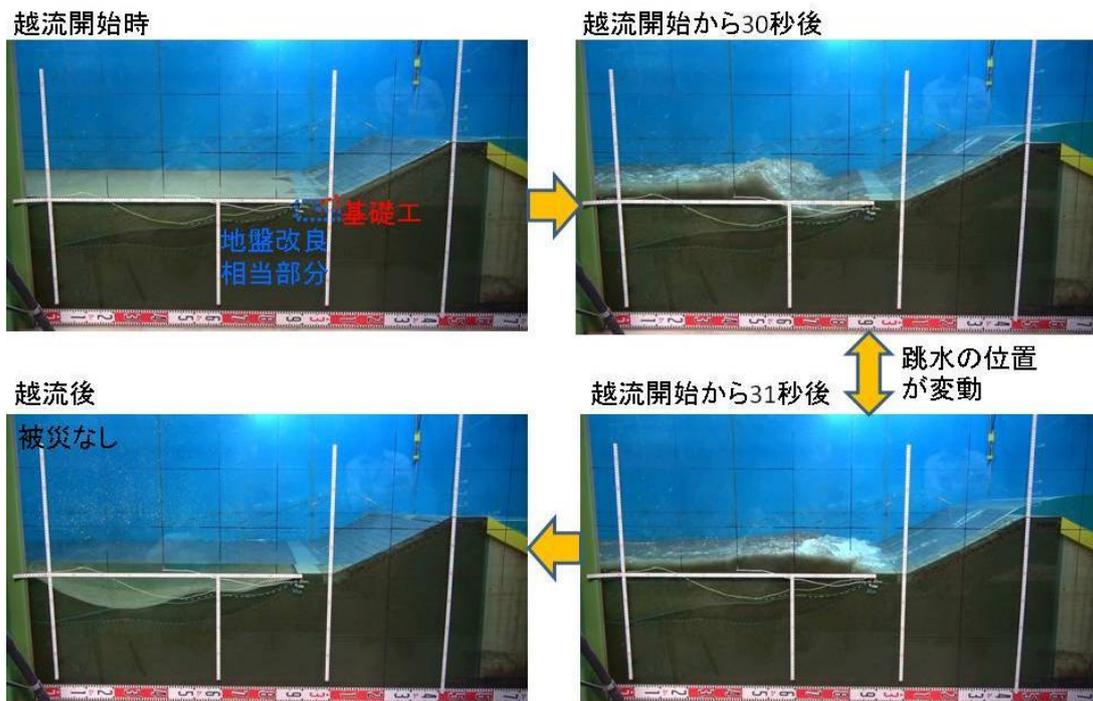


図-4.2.16 越流時の状況（越流水深 3m, 地盤改良有り）

2) 裏法戻保護工の効果に関する大規模実験（縮尺 1/2）

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

図-4.2.17 に地盤改良無し（図-4.2.12 の灰色の基礎工のみ）のケースにおける基礎工周辺の状況を示す。このケースでは、越流開始から 100 秒後（現地換算約 141 秒後）に、裏法被覆工のブロックが流失し、その後、基礎工と全ての裏法被覆工が流失した。基礎工の陸側下端に埋め込んでいた加速度計が越流開始から 99 秒後に流失していることから、洗掘によって基礎工が露出した時点で基礎工及び裏法被覆工がわずかにずれ、それが引き金となって裏法中部のブロックが流失した可能性が考えられる。



図-4.2.17 越流時の状況（越流水深 2m，地盤改良無し）

図-4.2.18 に地盤改良有り（図-4.2.12 の灰色部分の基礎工周辺に茶色部分の地盤改良を施した条件）のケースにおける基礎工周辺の状況を示す。このケースでは、越流開始からしばらくの間は基礎工と地盤改良部分で射流が見られ、その後に跳水が下流から近づいてきても基礎工や裏法被覆工は流失しなかった。越流後には、図-4.2.19 のように、地盤改良部分の表面に削られた跡はあるものの、ほぼ原形をとどめており、全体として地盤改良無しのケースと対照的な状況になった。また、越流後の断面形を示した図-4.2.20 に示すように、地盤改良部分より陸側は大きく洗掘されているが、地盤改良部分の下面までは洗掘されなかった。



図-4.2.18 越流時の状況（越流水深 2m，地盤改良有り）



図-4.2.19 越流後の状況（越流水深 2m，左：地盤改良無し，右：地盤改良有り）

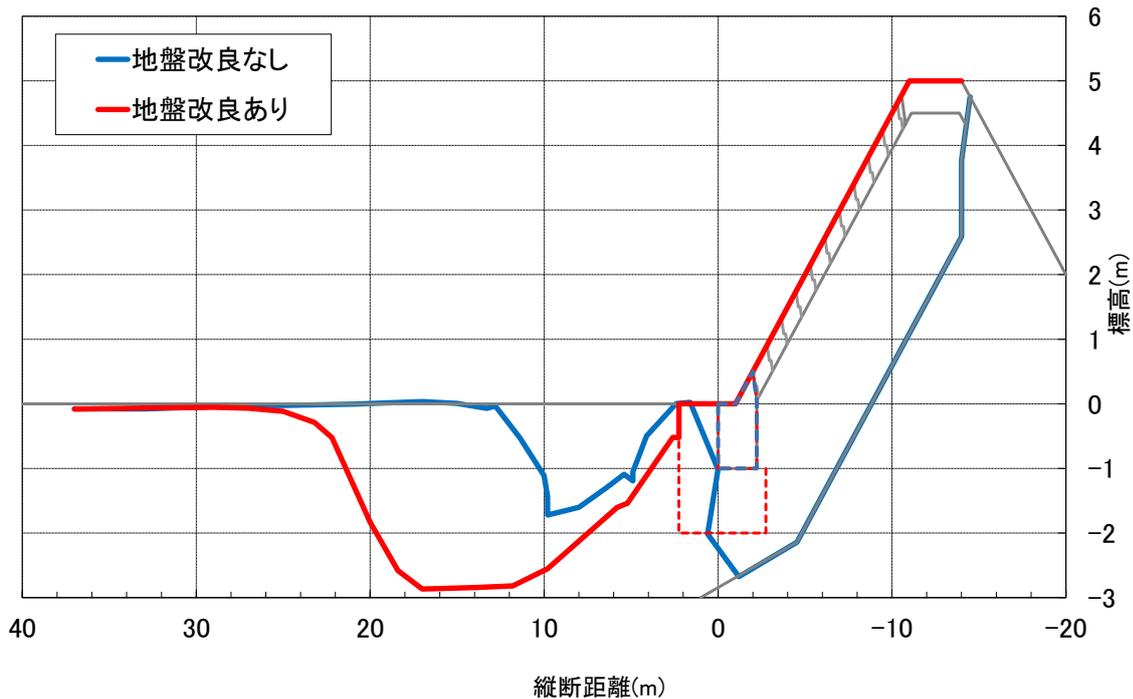


図-4.2.20 越流後の断面形（大規模実験）

現地換算で同じ越流水深（2m）および越流時間（現地換算：10分）に対し、小規模実験と大規模実験では被災の有無が異なる結果となった。その理由の一つとして、図-4.2.21のように、大規模実験では、小規模実験と比べて水位の上昇が速いことが考えられる。また、異なるスケールの実験において同じ粒径（0.3mm）の砂を移動床に用いていることも、洗掘の進行・発達及び図-4.2.22のような通水後洗掘縦断形状において違いを生じさせた理由として考えられる。

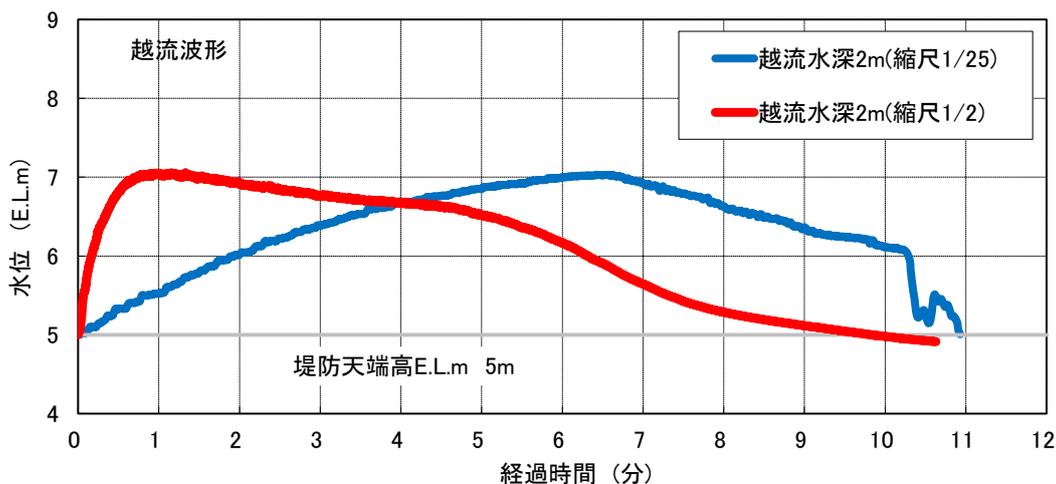


図-4.2.21 小規模実験と大規模実験の水位波形の違い

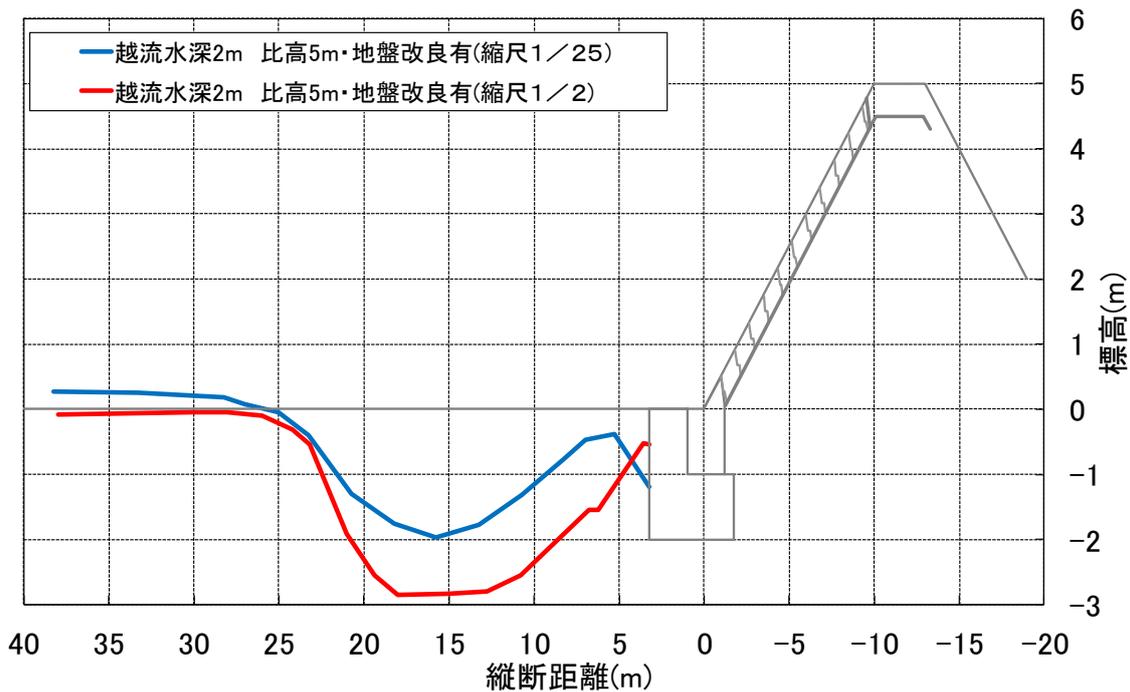


図-4.2.22 小規模実験と大規模実験の通水後の洗掘形状の違い

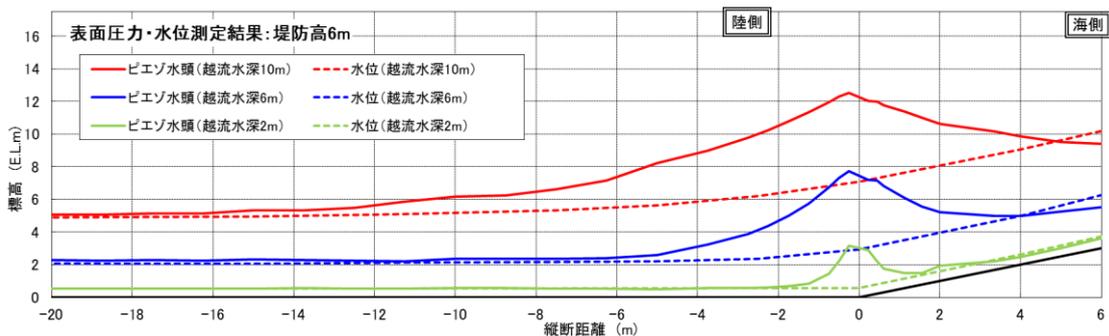


図-4.2.23 裏法尻周辺のピエゾ水頭及び水位（越流水深 2, 6, 10m）
（図-4.2.9 の裏法部分拡大）

図-4.2.23 では、越流水深 2m の場合、裏法尻から陸側約 2m の範囲において、ピエゾ水頭が局所的に上昇していた。この局所的な上昇は越流水の流向を水平に変える際に生じる圧力であることから、その範囲に保護工の平坦面が存在することで流向を水平に変えられると考えられる。今回の実験では、地盤改良有りのケースでは地盤改良部分上面は表面が少し削られる程度で上流側基礎工上面のコンクリート面と遜色ない平坦面を維持した。これにより、基礎工上面平坦面 1m に地盤改良部分の上面 2.25m を加えた計 3.25m が流向を水平方向に変える保護工として機能したと考えられるが、これは、先に述べたピエゾ水頭の局所の上昇範囲 2m に対して十分な長さである。これに対して、地盤改良無しのケースでは基礎工上面の平坦面 1m のみが保護工として機能したと考えられ、これは、先に述べた越流水深 2m におけるピエゾ水頭の局所の上昇範囲 2m に対して半分しかなく、保護工の大きさとして十分でなかった可能性がある。また、図-4.2.20, 4.2.22 からわかるとおり、地盤改良部分下流端の厚さ 2m は、下流地盤で発生する洗掘形状に対して十分な

厚さを有していたことも保護工の機能を発揮する上で有効であったと考えられる。なお、地盤改良部分が保護工として機能するためには、越流水の流向を水平にかえるために必要なしっかりとした平坦面が維持されることが前提となることから、越流水の高流速に対する耐力を有することと地震・洗掘等で一体性が損なわれないことが重要と考えられる。

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

3)天端被覆工に関する大規模実験（縮尺 1/2）

裏法肩で発生する負圧対策の効果についても、模型宿舍 1/2 の大規模実験により確認した。写真-4.2.4 と 4.2.5 は、高落差実験水路において高さ 3m（現地スケールで 6m）の堤防模型を水深 1m（現地スケールで 2m）で越流する条件で、法肩のブロックを天端被覆工と連結しないケースと、法肩のブロックを天端被覆工と一体化したケースについて、それぞれ越流後の状況を示している。天端被覆工と連結しなかったケースでは、裏法肩のブロックが流失した。一方、天端被覆工と一体化したケースでは、天端被覆工は流失しなかった。裏法肩の負圧対策の一つとして、図-4.2.10 のように裏法肩と天端を一体化した構造が有効であることが確認された。

このような方法が有効となる理由と条件は次のとおりと考えられる。図-4.2.24 からわかるように、静水圧を大きく下回り、さらに負圧となるのは、裏法肩を中心とする一定範囲である。こうした負圧の範囲にブロックの 1 単位が対応する状況であると、それ単独で負圧という不安定化条件に対抗することになり、安定化を図る上で明らかに不利になる。周辺との連続、あるいは、ブロック単位の拡大などによって、負圧でない領域も合わせたブロック単位とすれば、全体として不安定化条件が緩和される。このように、水理的に不安定になりやすい特性を持つ場所が局在する場合には、そこで構造体を完結させずに、周囲まで広げて、安定上有利となる条件を作り出すことがポイントとなる。逆に言うと、負圧の範囲が越流水の増大とともに拡大すれば、一体的構造とすべき範囲がどんどん広がり、被覆工構造の簡易修正というレベルを超えてしまう可能性が有る。ここに、この改善法の限界も存在することになると考えられる。



写真-4.2.4 法肩のブロックを天端被覆工と連結しないケース



写真-4.2.5 法肩ブロックを天端被覆工と一体化したケース

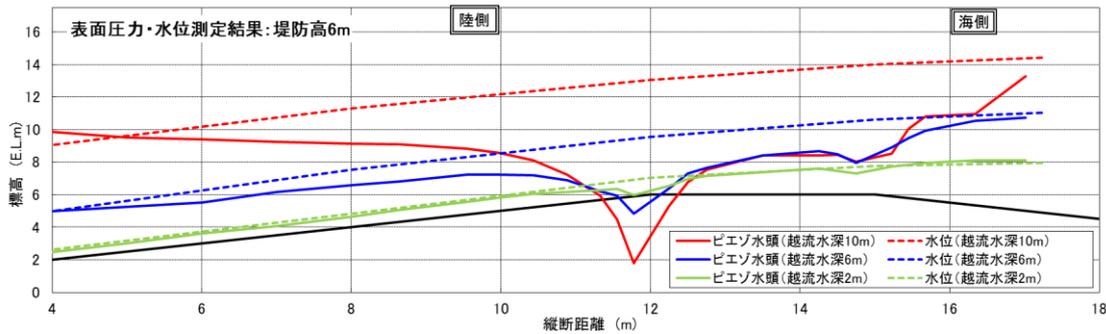


図-4.2.24 裏法肩周辺のピエゾ水頭及び水位（越流水深 2, 6, 10m）
（図-4.2.9 の天端部分拡大）

4) まとめ

海岸堤防の復旧工事にあたり、越流に対して粘り強い構造を検討した。本節ではその構造効果を検証するために、前節（2）～（4）において裏法尻保護工、および天端被覆工の効果を水理模型実験によって検証した。裏法尻の基礎工と地盤改良によって裏法尻からの破壊を軽減する効果が見受けられた。また、越流時に裏法方で発生する負圧対策として、天端被覆工を法肩のブロックと一体化することが有効であることが示された。

4.2.4 更新時等における粘り強い構造上の工夫

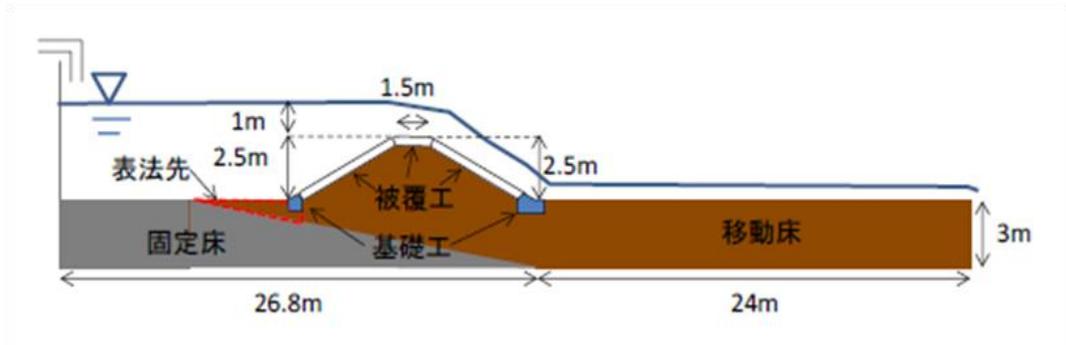
(1) 更新時等の海岸堤防の粘り強い構造

前項では、仙台湾南部海岸の復旧工事で採用された裏法被覆工がブロック張り、裏法基礎工部分に地盤改良工を施した構造の粘り強さの効果の確認結果を示した。一方で、既存の海岸堤防等についても、今後の更新の時期に合わせて、構造上の工夫を検討する旨が、「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¹¹⁾」で示されているところである。また、南海トラフの巨大地震の発生が切迫している中で、既存堤防の補強が緊急の課題となっている。そのため、前項で示した構造と違う構造の海岸堤防の補強方法についても、検討を行った。

(2) コンクリート平張り構造の海岸堤防の粘り強い構造の留意点

海岸堤防の裏法被覆工については、ブロック張りの他にコンクリート平張りによるものが多く用いられている。前項で示したブロック張り構造に比べて透気性が低く、堤体内圧上昇に対する配慮が必要となると考えた。

そこで、堤体内の圧力上昇に着目し、コンクリート平張りの海岸堤防を対象に津波越流時の堤体内の圧力上昇を把握するため、大規模実験（縮尺 1/2）を行った。図-4.2.25 のとおり、被覆工・基礎工下面の材料と表法先の地盤に設置する材料を変更して、堤体内の圧力上昇の違いを確認した。与えた津波の波形は、図-4.2.21(赤線)と同様である。



ケース	被覆工・基礎工下面	表法先
1	砂(中央粒径0.25mm)	砂地盤(中央粒径0.25mm)
2	フィルター層(上層15cm:割栗石(粒径25~75mm)、下層10cm:碎石(RC-20))	砂地盤(中央粒径0.25mm)
3	フィルター層(上層15cm:割栗石(粒径25~75mm)、下層10cm:碎石(RC-20))	割栗石(粒径25~75mm)

図-4.2.25 被覆工下圧力測定実験ケース

図-4.2.26 は、図-4.2.25 のケース 1 での越流後の地形である。越流によって裏法尻では、洗掘が生じており、裏法尻の基礎工近傍は基礎工下面程度まで洗掘された。なお、ケース間での洗掘形状の違いはほとんどなかった。

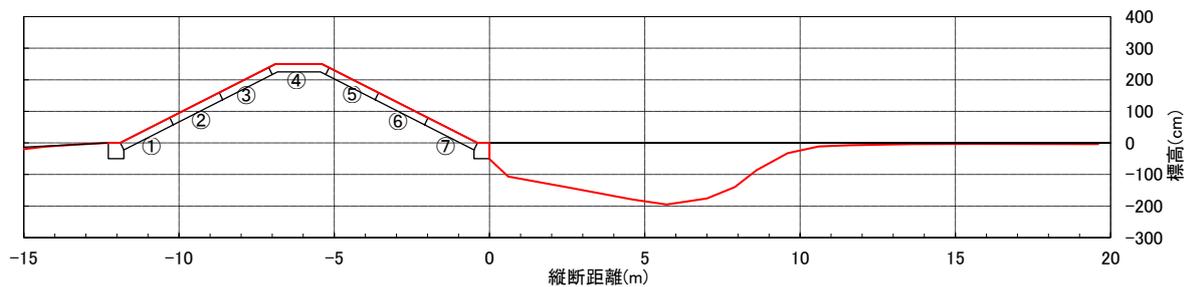


図-4.2.26 ケース 1 の越流前後の地形 (赤：越流後)

図-4.2.26 に示した 7 点 (①～⑦) で測定した被覆工下面でのある直の変動量を水頭表示した結果を図-4.2.27 に示す。堤体土の上に直接被覆工を置いたケース 1 では、越流開始時刻(経過時間 0sec)を過ぎてから圧力が上昇し始め、表法中央に設置した No.2 を除くと、表法先の水深のピークから遅れて最大となり、その最大値は 0.5m 程度以下の水頭になっている。No.2 以外ではほぼ同様に変化していることから、空気圧の上昇による変化と考えられる。また、越流開始時刻までは表法先での水位上昇によって浸潤線が上昇しても堤体内の空気は裏法尻から排出できるため圧力が上昇していないが、越流開始によって裏法尻が越流水に覆われて圧力が上昇すると裏法尻から排気ができなくなり、堤体内の圧力が上昇したものと考えられる。なお、No.2 の圧力は、越流開始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。後述するフィルター層を設けたケース 2 と同程度の圧力になっていることから、表法被覆工と天端被覆工との隙間等からの浸透により局所的に圧力が高くなったものと考えられる。

一方、被覆工及び基礎工の下面にフィルター層を設けたケース 2 では、表法の 3 点で圧力が大きくなっており、その最大値の差は水圧計の設置高さとはほぼ一致している。これは、表法先の基礎工の下にフィルター層を設けたことでケース 1 より浸透しやすくなった結果、表法被覆工の下のフィルター層が水で満たされたためと考えられる。また、天端被覆工や裏法被覆工の下面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 3 点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ではフィルター層が飽和しないまま圧力が一様になっていたと考えられる。

ケース 2 の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おり、表法先から堤体内への浸透が速く進んでいる。このため、表法被覆工下面の 3 点ではケース 2 より最大値が増大する一方、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。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。

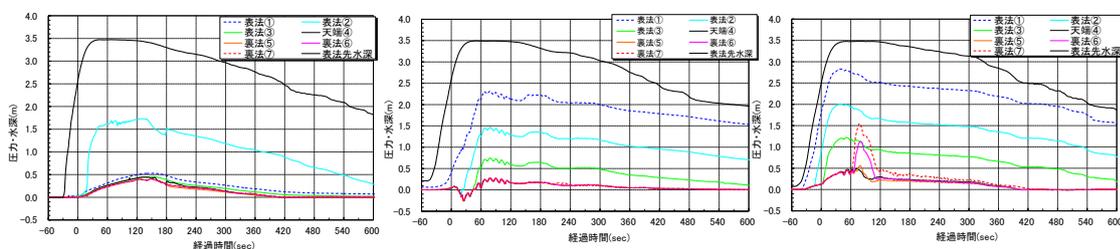


図-4.2.27 被覆工下面の圧力（左からケース 1、2、3）

以上のように、海岸堤防を津波が越流する状況において、表法先から浸透しやすいほど被覆工下面に作用する圧力が上昇することがわかった。被覆工下面の圧力は天端や裏法より表法の方が大きくなっていったが、被覆工上の水深も表法の方が大きくなる。被覆工の安定性を議論するためには、被覆工下面の圧力だけでなく、被覆工上面に作用する水圧や被覆工の自重も考慮する必要がある。

図-4.2.28 は被覆工下面の圧力水頭と被覆工上面の水深について両者の時間最大値を比較したものである。表法被覆工および天端被覆工については、被覆工下面の圧力水頭が被覆工上面の水深より小さくなっている。特に表法被覆工の上面は水深が大きく、被覆工下面の圧力水頭が大きくても被覆工を上から押さえつける力が大きいことから、被覆工が不安定になりにくいと考えられる。天端被覆工についても、被覆工上面の水深の方が大きくなっているが、流線の曲がりによる被覆工上面での圧力低下を別途考慮する必要があるため、表法被覆工より浮き上がりやすい状態にあると考えられる。これに対し、裏法被覆工については、ケース 3 において被覆工下面の圧力水頭が被覆工上面の水深より大きくなっている。裏法被覆工の自重と被覆工上面の水圧との和から被覆工下面の圧力を引いた荷重が被覆工の滑動に対する摩擦力として働くが、被覆工下面の摩擦係数を 0.6 として試算すると、ケース 1 および 2 では裏法被覆工は摩擦力によって動かないが、ケース 3 では被覆工下面の圧力が大きいため摩擦力が 0 になり、1.29tf の力で基礎工を押すことが想定される。裏法被覆工下面の一定以上の範囲が飽和して圧力が高まると、裏法被覆工が不安定になる可能性が示唆された。

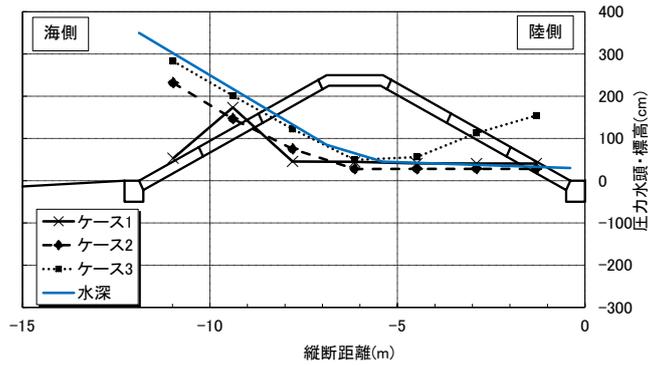


図-4.2.28 被覆工下面の圧力水頭と被覆工上面の水深

以上のことを踏まえると、津波の越流によるコンクリート平張りの海岸堤防の被災メカニズムは図-4.2.29のように整理した。津波の越流によって堤体内の浸潤面が上昇することにより、裏法被覆工を持ち上げようとする力が作用する。その結果、裏法被覆工と裏法面との間の摩擦が減少し、裏法被覆工が基礎工を押す力が大きくなる。一方、津波の越流によって基礎工の陸側が洗掘されるため、裏法被覆工の自重が作用する基礎工を支える土圧が減少する。その結果、基礎工が滑動または転倒し、その後に裏法被覆工が移動して、裏法面に上部または下部に隙間が生じ、そこから堤体土の吸い出しが生じる。

海岸堤防が粘り強く効果を発揮するためには、前項で示したように裏法尻で越流水の流向を水平に変えるだけの保護工を設けることが有効である。しかし、そのような保護工を施す用地がない箇所では、地盤改良ほどの強さはないものの、基礎工に矢板を取り付けることで基礎工の移動を抑制することも考えられる。その際、裏法被覆工が基礎工を押す力を低減するように、裏法被覆工の移動を抑制するような工夫が有効であり、堤体土の表面に捨てコンクリートを敷設してから被覆工を施工することによって堤体表面からの浸透及び吸い出しを抑制することで、津波の越流に対して有効であると考えた。

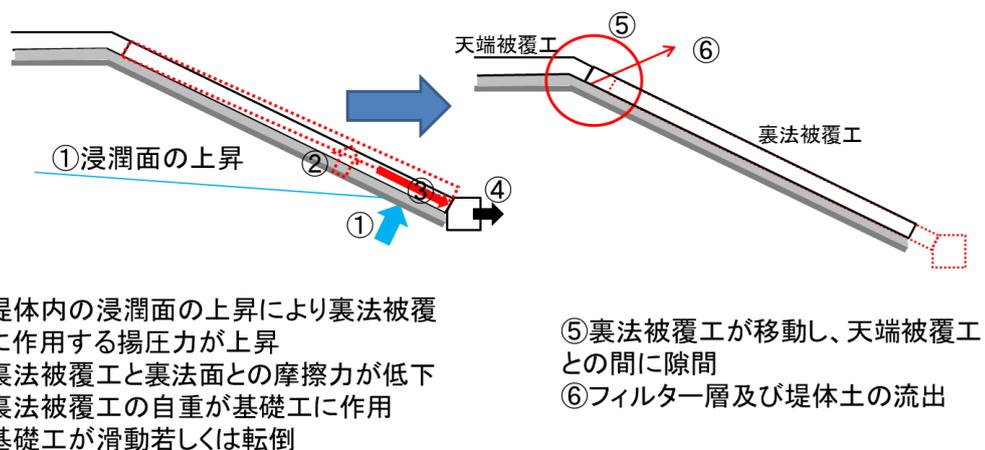


図-4.2.29 浸潤面の上昇による裏法被覆工の被災のメカニズム

(3) コンクリート平張り構造の海岸堤防の粘り強い構造の留意点への対応

上記の被災メカニズムを踏まえた上で、堤防陸側の用地の制約を考慮した構造上の工夫として、裏法基礎工に矢板を取り付けた効果を確認するため、大規模実験を行った。

図-4.2.25の実験と同じ水路に、高さ2.5m（現地換算：5m）、天端幅1.5m（現地換算：3m）。法勾配1:2の堤防模型（縮尺1/2）を設置し、堤防の構造は、図-4.2.30のように、矢板の有無、被覆工下の条件などを変えた4ケースとした。被覆工下のフィルター層は、2層（上層：厚さ0.15m・割栗石、下層：厚さ0.10m・碎石）とし、水路の側壁と被覆工との間については、被覆工が水路に接触せずに移動できるように3cmの隙間を設け、その部分を砂で埋めた。また、与えた津波の波形は、図-4.2.21（赤線）と同様である。なお、堤体土等の侵食状況や基礎工等が移動したタイミングを把握するため、堤体土や砂地盤、被覆工、基礎工には自記式の加速度計を設置した。そのサンプリング間隔は1秒のため、基礎工等の移動タイミングは十分に把握できなかつたが、侵食や洗掘の進行状況は概ね把握できた。

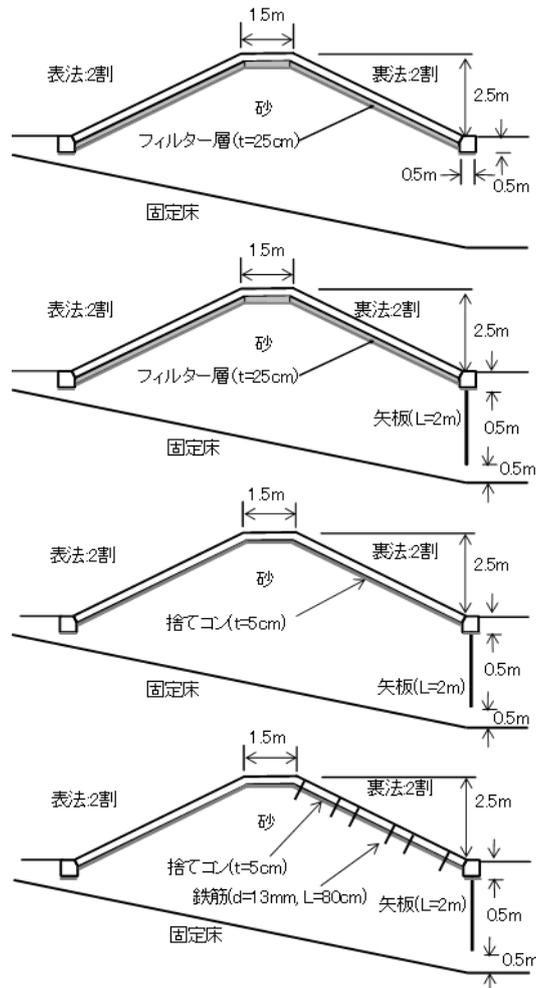


図-4.2.30 堤防構造（上からケース1、ケース2、ケース3、ケース4）

被覆工下部をフィルター層、基礎工を通常基礎としたケース1では、越流開始から約20秒後に基礎工が転倒し、その後に裏法被覆工も流失し、越流開始から約130秒後に全壊に至った。(図-4.2.31~4.2.33)

ケース2では、ケース1のように裏法尻の基礎工が流失する可能性を抑制するため、基礎工の下部に長さ2mの鋼矢板をケース1の構造に追加して、実験を行った。なお、矢板は基礎工と一体化している。矢板による基礎工の移動の抑制を期待した構造であったが、越流開始から40秒後に基礎工が移動し、その直後に裏法被覆工が流失した。その結果、基礎工および矢板は下流側に流され、ケース1と同様に堤体土が全て全壊に至った。(図-4.2.34~4.2.36)

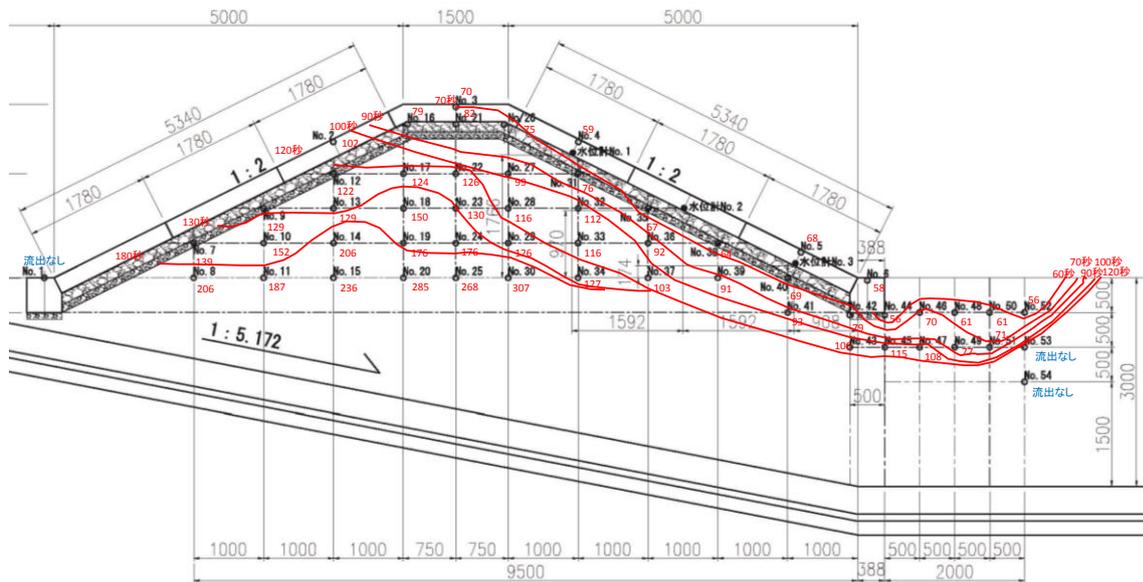


図-4.2.31 洗掘・破壊の進行状況 (ケース1)

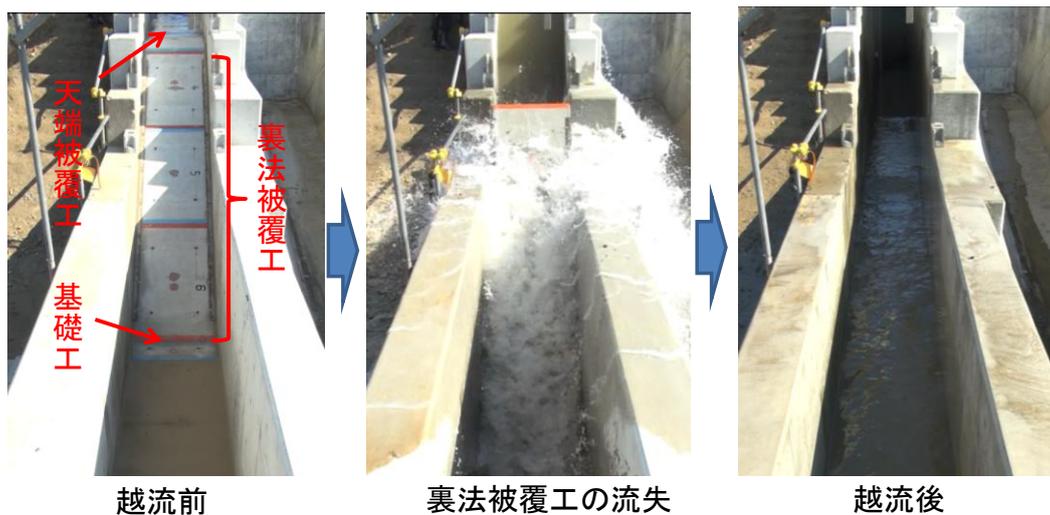


図-4.2.32 越流時の状況 (ケース1)

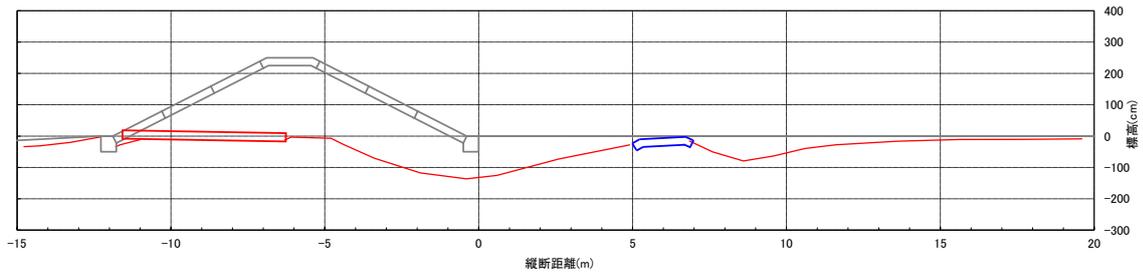


図-4.2.33 越流後の地形（ケース 1）

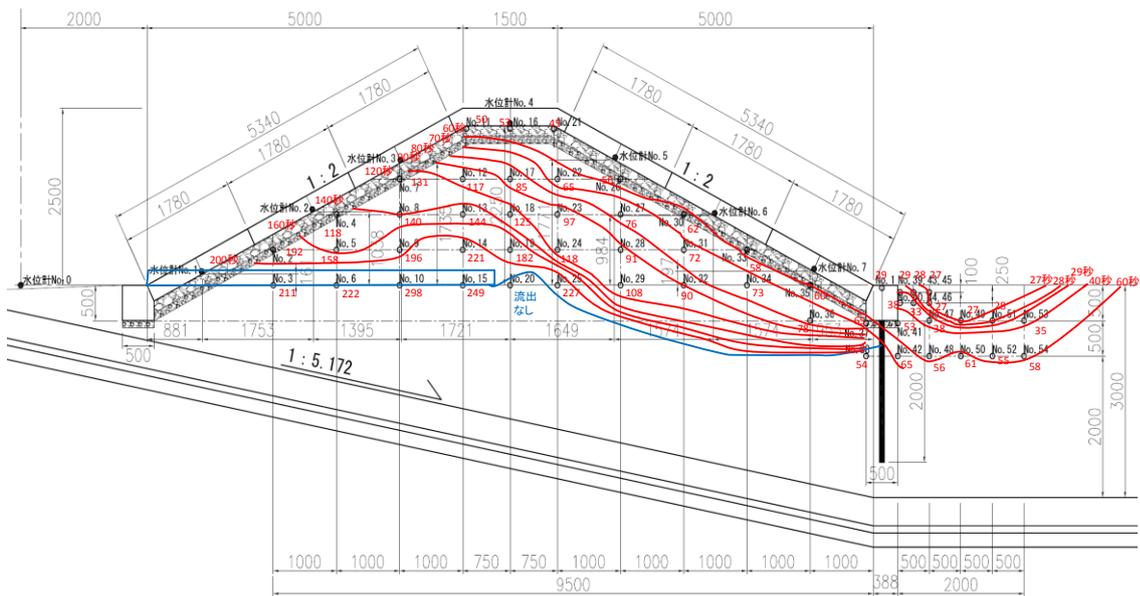


図-4.2.34 洗掘・破壊の進行状況（ケース 2）



図-4.2.35 越流前後の状況（ケース 2、左から越流前，越流開始から 40 秒後）

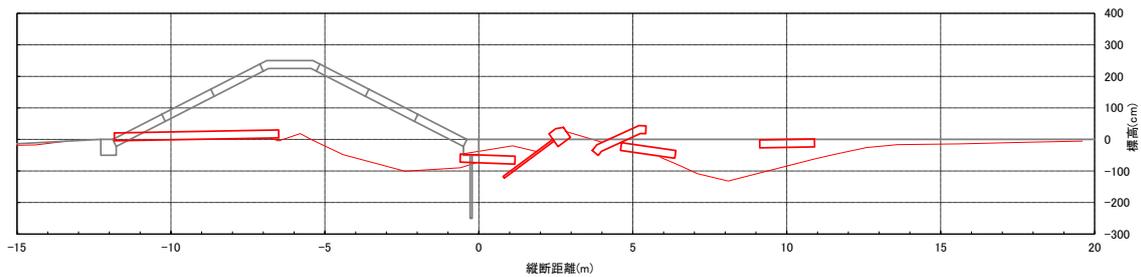


図-4.2.36 越流後の地形（ケース2）

上述したとおり、被覆工と堤体土の間をフィルター層にすると、被覆工を内側から押す力が大きくなる。そこで、ケース3（図-4.2.37）では、被覆工と堤体土との間をフィルター層に代えて厚さ5cmの捨てコンクリートを打設し、その上に被覆工を置く構造とした。水路壁との境界部分には遮水シートを入れていることを除き、他の構造や越流条件はケース2と同じである。現地では、堤体土の表面に打たれた捨てコンクリートの上に被覆工のコンクリートを打設するため、捨てコンクリートと被覆工との間に隙間は生じにくいと考えられるが、悪条件として両者が分離している状態を想定している。

図-4.2.38のように、越流開始から80秒後には裏法尻付近で水しぶきが上がり始め、越流開始から300秒後には裏法被覆工と天端被覆工の境目付近からも水しぶきが大きく上がり始めた。図-4.2.39のように、越流後には基礎工および裏法被覆工は斜め下に移動しており、裏法被覆工と天端被覆工との間は長さ約1mに渡って捨てコンクリートが露出した。しかし、捨てコンクリートにより堤体土の吸い出しが抑制されたため、天端被覆工や表法被覆工の流失には至らず、堤体土も裏法尻付近が部分的に吸い出される程度の変状であった。また、基礎工と一体化した矢板の下端は元の位置にほぼ留まった。コンクリートブロック張りの裏法被覆工と地盤改良を採用したケースに比べると変状は大きいですが、越流後も天端の高さを確保できたことから、粘り強く効果を発揮したものと判断される。

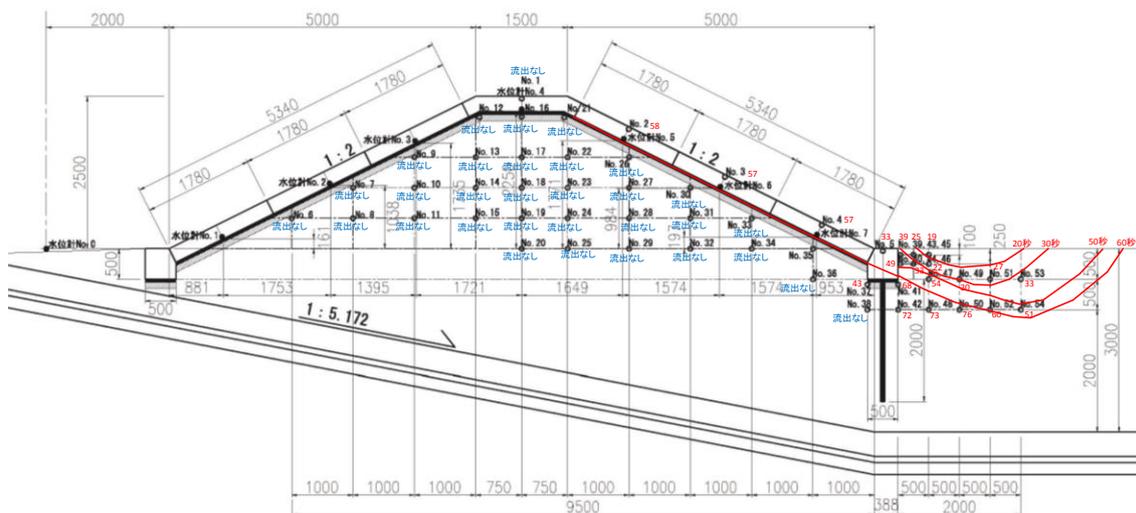


図-4.2.37 洗掘・破壊の進行状況（ケース3）

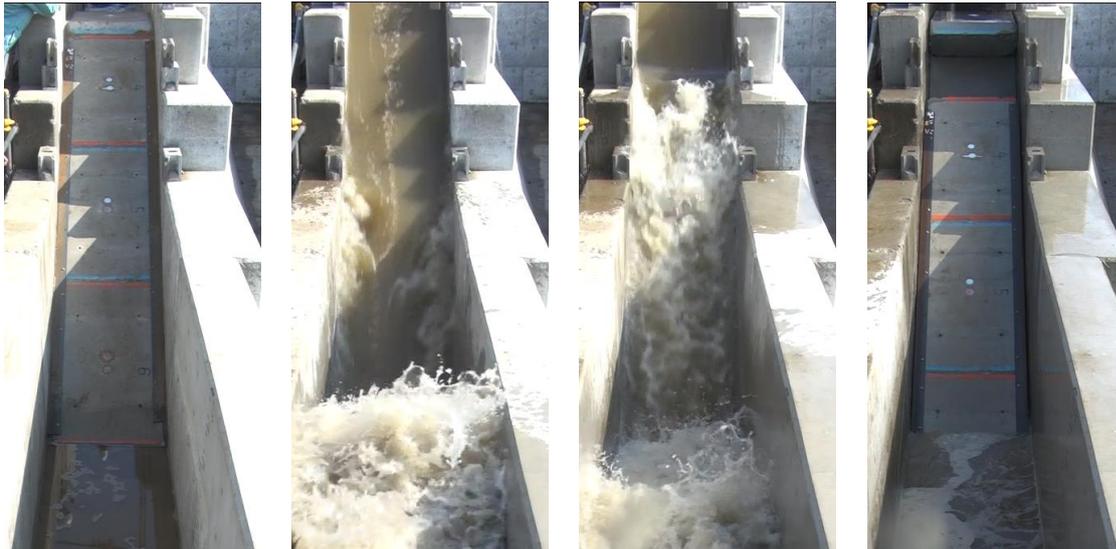


図-4.2.38 越流前後の状況（ケース3：左から越流前，越流開始から80秒後，越流開始から300秒後，越流後）

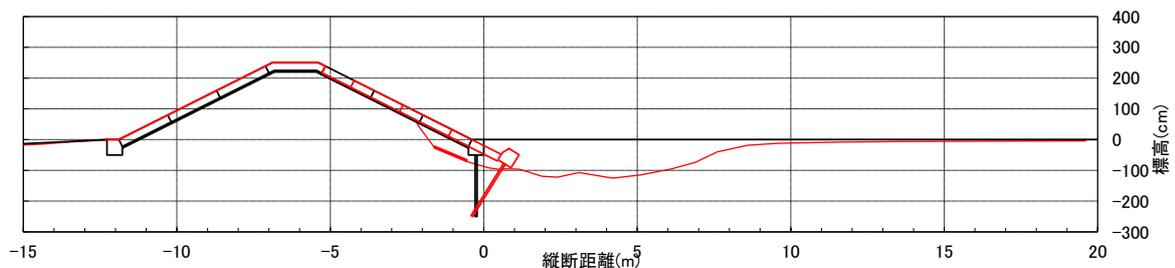


図-4.2.39 越流後の地形（ケース3）

ケース3では捨てコンクリートの上に置かれた裏法被覆工が、基礎工とともに斜め下に移動した。そこで、ケース4（図-4.2.40）では、堤体土に差し込んだ鉄筋で捨てコンクリートおよび裏法被覆工を一体化することにより、裏法被覆工の移動を抑制することを試みた。具体的には、12本の鉄筋（径13mm、長さ80cm）を堤体土の裏法に深さ50cmまで埋め込んだ上で、ケース3と同様に捨てコンクリートを打設した後、さらにケース3と同じ被覆工に鉄筋を差し込んで、隙間をモルタルで埋めた。

その結果、図-4.2.41のように裏法尻での洗掘は生じたが、図-4.2.42のように、裏法尻の基礎工はその上面で25cmの移動に留まり、裏法被覆工はその下端が27cm沈下した程度であった。ただし、裏法の捨てコンクリートが法先近くで破断するなど、裏法尻近傍の堤体土の吸い出しが確認された。

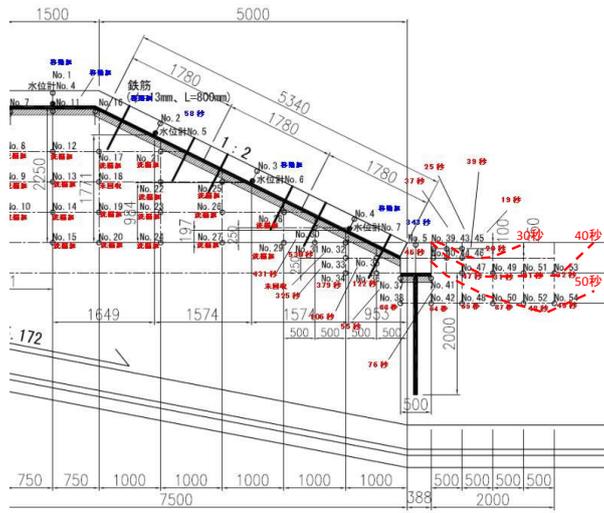


図-4.2.40 洗掘・破壊の進行状況（ケース4）



図-4.2.41 越流前後の状況（ケース4：左から越流前，越流後）

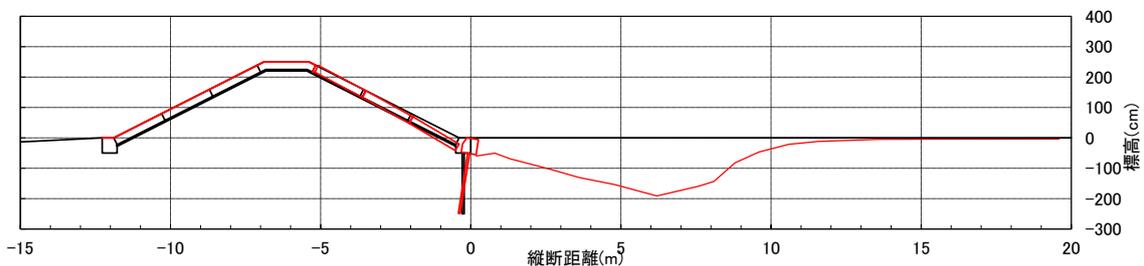


図-4.2.42 越流後の地形（ケース4）

津波の越流によって裏法尻の洗掘が進むとともに、堤体内への浸透によって裏法被覆工と堤体土との間の摩擦力が低下すると、裏法被覆工の自重によって裏法尻の基礎工が押し出される可能性があることが分かった。基礎工の移動により隙間ができると、そこから堤体土が吸い出され、堤防の被災が進行する恐れがあるため、裏法被覆工（2.86t）の自重が

基礎工に作用する状況を想定して、**図-4.2.43** に示す形状の基礎工に油圧ジャッキで力を作用させて、基礎工が 1mm 移動するのに必要な荷重（変形時荷重）を測定した。

通常基礎の陸側の洗掘深を 0 とすると、変形時荷重は 1.6tf になった。一方、基礎工陸側の洗掘深を 25cm とした際の変形時荷重は、通常基礎では 0.3tf、通常基礎の下部に長さ 2m の矢板を付けると 0.4tf 増加した。これに対して、越流実験に用いた裏法被覆工が基礎工を押す力は、下面の摩擦係数を 0.6 とした場合には摩擦力によって 0 になるが、下面の摩擦を無視した場合には 1.29tf になる。以上のことから、越流前の時点では安定していた基礎工が、基礎工陸側の洗掘に加え、堤体内への浸透により裏法被覆工の下面の摩擦が小さくなることによって不安定化することがわかる。

	通常基礎	通常基礎、陸側洗掘	通常基礎+矢板(L=2m)、陸側洗掘
タイプ			
変形時荷重	1.6tf	0.3tf	0.4tf

図-4.2.43 基礎工が 1mm 移動するのに必要な荷重

矢板があっても変形時荷重はあまり増大しない結果であったが、さらに荷重を大きくしていった場合の基礎工の変位は矢板の有無によって異なった。**図-4.2.44** は、**図-4.2.43** の中段および右段の条件における荷重と変位との関係を示している。荷重が小さいうちは両者の違いはほとんど見られないが、5kN 程度を超えると、矢板がない条件では荷重がほとんど変わらずに変位が著しく増大するのに対し、矢板がある条件では荷重とともに変位が大きくなっていき、矢板によって基礎工の変位が抑制されていることを示している。

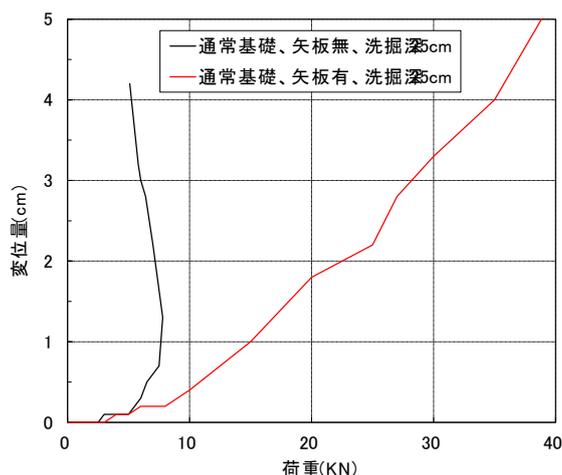


図-4.2.44 基礎工に作用する荷重と基礎工の変位量との関係

(4) まとめ

用地が限られている箇所でのコンクリート平張りの海岸堤防における構造上の工夫を検証するために水理模型実験を行った。堤体土との間に浸透を容易にするフィルター層設置

を避けて捨てコンクリートとすることや、堤体内の圧力上昇によって増大する裏法被覆工の移動を矢板等で抑制することが有効であることが分かった。

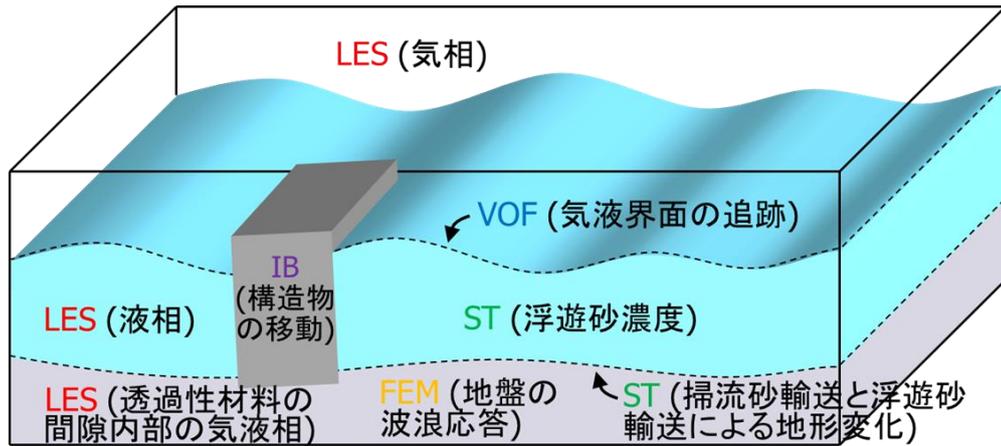
4.2.5 海岸堤防の被災メカニズム数値解析技術の開発

堤防形状や基礎地盤、背後地の状況等、様々な現場条件に応じた粘り強い構造の工夫を行うためには、海岸堤防の被災メカニズムを数値解析する技術が有用である。

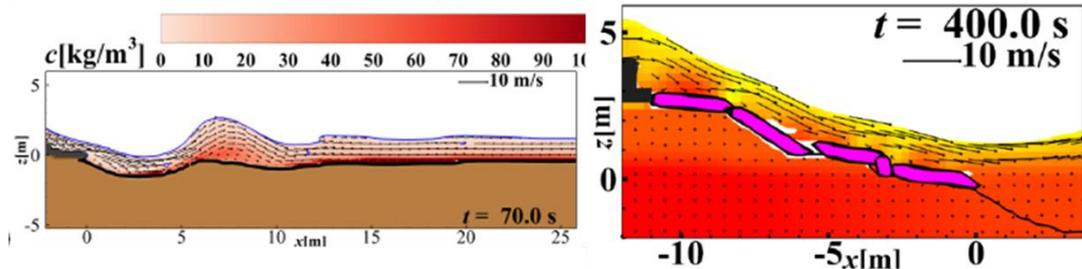
このため、国土交通省の河川砂防技術研究開発公募制度を活用して平成25～26年度の2か年に実施された名古屋大学 水谷法美らのグループによる「津波来襲時の海岸堤防の被災メカニズム解明のための数値解析技術の研究開発」に対し、海岸研究室が今まで実施した越流実験データの提供を行い、当該研究を側面支援した。

開発されたモデルは、津波・被覆工の挙動・洗掘等の地形変化・基礎地盤の応答の4者間の相互作用の解析を行う。4者のモデルは、流体はLES (Large-Eddy Simulation Based Navier-Stokes Solver) に基づく流体解析・VOF (Volume-of-Fluid Module) 法に基づく気液界面の追跡、構造は埋め込み境界 (Immersed-Boundary Module ; IB) 法に基づく流体・構造連成解析地形変化:底質輸送に伴う地形変化と浮遊砂濃度の解析 (Sediment Transport Module ; ST)、地盤は水・土連成解析を行う有限要素法 (Finite Element Module ; FEM) から成る。このモデルを用いて、国総研で実施した大規模実験の再現計算が実施され、海岸堤防の破壊メカニズムの把握および粘り強い海岸堤防の構造を検討する際に有効なツールになりうることが確認された (図-4.2.45)。

数値計算モデルの概要

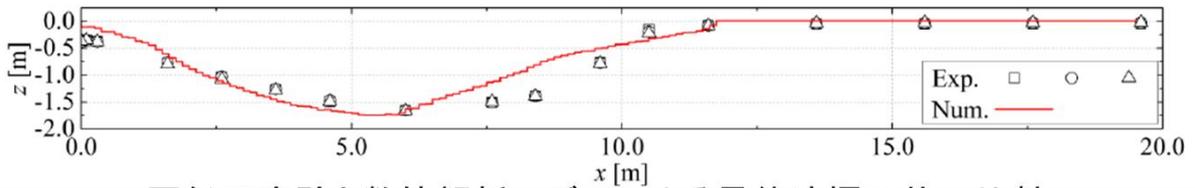


出力結果例



数値解析モデルによる津波越流時の流れ場及び洗掘の状況

数値解析モデルによる裏法被覆工の移動状況



国総研実験と数値解析モデルによる最終洗掘形状の比較

図-4.2.45 名古屋大学 堤防被災メカニズム数値解析技術

4.3 河川への津波遡上対策

4.3.1 研究の目的

河川津波を考慮した河川改修・河道管理の検討に資する情報を得ることを目的として、東日本大震災において河川津波遡上の生じた北上川のモデルを作成し、堤防状況（破堤の有無、堤高など）、河道内地形（砂州の有無、高水敷・中州の掘削）及び河川流量が津波の最高水位（以下、最高水位と呼ぶ）へ与える影響を実験及び再現解析によって把握した。これらの検討結果について他河川に応用できるように、津波の河川遡上解析の改善に関する知見としてとりまとめる予定である。

4.3.2 研究の方法

(1) 実験

北上川を対象に図-4.3.1に示す範囲にて湾口から10kpまでの河道内と周辺地形の縮尺1/330（長さ33m、幅30m、深さ0.5m）モデルを製作した。河道内地形は河口砂洲を-1.0～0.7kp、中州を0.5～2.7kp、高水敷を3.1～9.1kpに設置し、堤防は津波発生年の直近（平成21年度）に測量された形状（以下、再現堤防と呼ぶ）、初期水位は朔望平均満潮位のT.P.+0.703mとした。模型全景の写真を写真-4.3.1に示す。

東日本大震災時に北上川へ襲来した津波を震源断層モデルより求め（以下、再現解析波形）、第一波目の最大水位及び周期を模型下流端に設置されている造波装置にて再現し（以下、実験波形と呼ぶ）、模型へ与えた。図-4.3.1のO1に示す湾口部3箇所における時系列水位平均値を実験波形として、再現解析波形と実験波形の時系列水位図を図-4.3.2へ示す。横軸は時間(min)、縦軸は水位（T.P.m）を表しており、以降の値はすべて現地換算値により整理した。

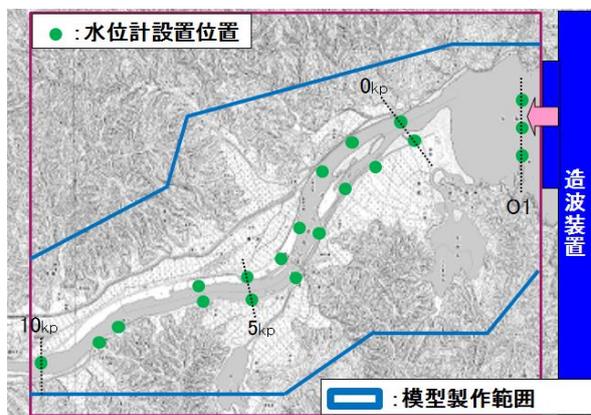


図-4.3.1 模型概略図



写真-4.3.1 模型写真

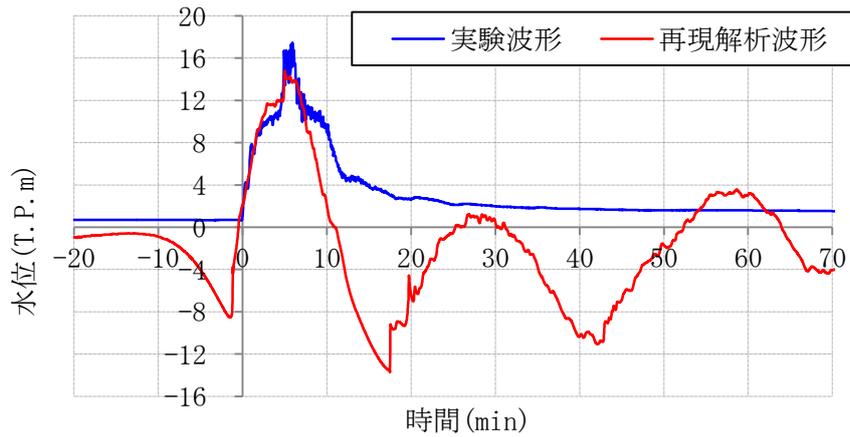


図-4.3.2 実験及び再現解析波形時系列水位図

実験ケースは表-4.3.1に示す通り、堤防、河道内地形、河川流量の3条件に応じて、計9ケースを設定した。各ケースの海岸堤防も含めた堤防状況、河道内地形設置位置、河川流量供給位置及び水位観測地点（発生した津波による水位変化を、0～10kpの河道部24箇所、-3～0kpの湾口部3箇所において水位計により計測）の概略図を図-4.3.3～図-4.3.7に示す。

表-4.3.1 ケース一覧

CASE	堤防	河道内地形	河川流量	入力波形	
I	壁立堤防	全て設置 (河口砂州・中州・高水敷 全て設置)	なし	実験 波形	
II	再現堤防区間 右岸：3.8～4.6kp (他は壁立堤防)				
III	再現堤防区間 右岸：海岸堤防～4.6kp、 左岸：海岸堤防～2.4kp (他は壁立堤防)				
IV	再現堤防区間 右岸：海岸堤防～3.8kp、左岸：海岸堤防～2.4kp 堤防破堤区間 右岸：3.8～4.6kp (他は壁立堤防)				
V	再現堤防区間 右岸：海岸堤防～3.8kp、左岸：海岸堤防～2.4kp 堤防破堤区間 右岸：海岸堤防、3.8～4.6kp (他は壁立堤防)				
VI	壁立堤防	河口砂州のみ設置	5,400 m ³ /s		
VII		全てなし (河口砂州・中州・高水敷 全て設置なし)			8,700 m ³ /s
VIII					
IX					

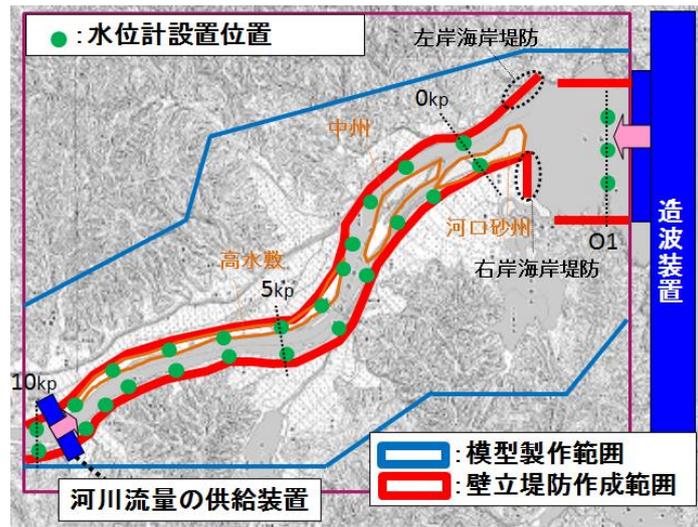


図-4.3.3 CASE I、VI~IX 模型概略図

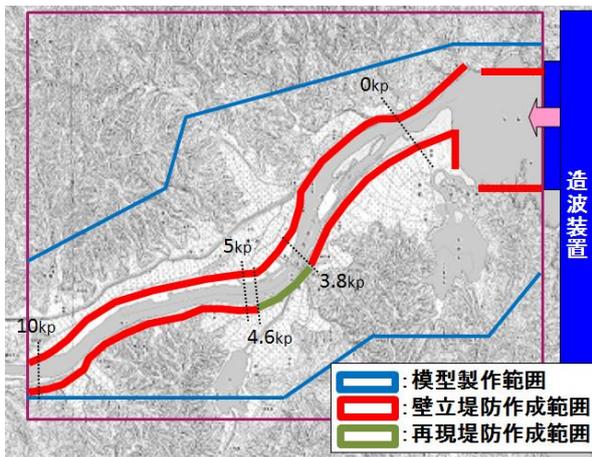


図-4.3.4 CASE II 堤防状況概略図

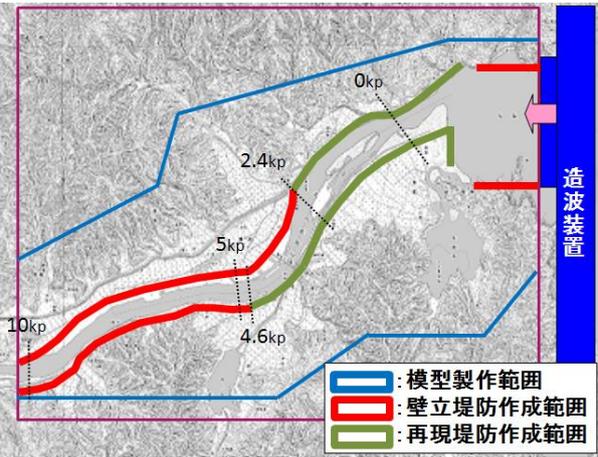


図-4.3.5 CASE III 堤防状況概略図

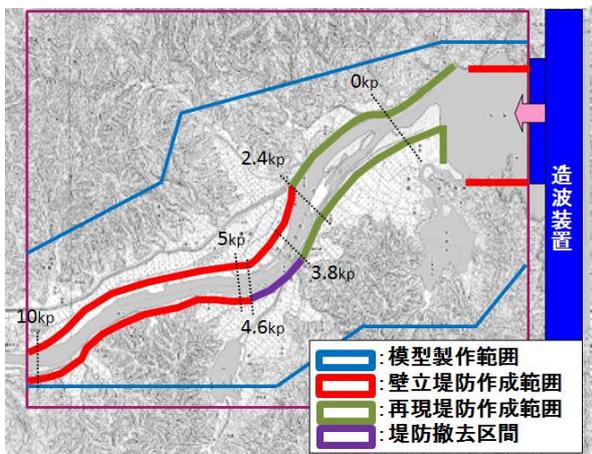


図-4.3.6 CASE IV 堤防状況概略図

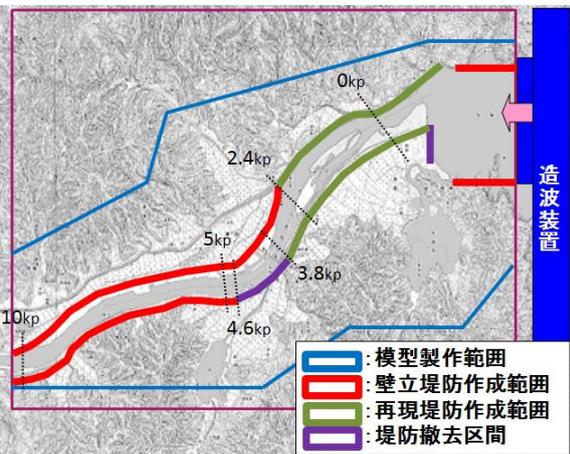


図-4.3.7 CASE V 堤防状況概略図

ここで、CASEⅡ～Ⅴは、ある区間の堤防状況を変化させたとき、その区間より上流側の最高水位へ与える影響を把握することを目的に実施した。東日本大震災時の津波による被害が特に大きかった左岸の海岸堤防～2.4kp、右岸3.8～4.6kp及び右岸海岸堤防に着目し、その区間及びその下流区間における堤防状況を①再現堤防表法肩の位置に壁を設置(以下、壁立堤防と呼ぶ、写真-4.3.2)、②再現堤防、③堤防を撤去した破堤の3条件に変化させた。具体的な堤防の条件は、CASEⅡで右岸の3.8～4.6kpのみ再現堤防を設置し、他は壁立堤防とした。CASEⅢでは再現堤防を右岸の海岸堤防～4.6kp、左岸の海岸堤防～2.4kpへ設置し、他は壁立堤防とした。CASEⅣではCASEⅢの堤防形状より再現堤防を設置していた右岸3.8～4.6kpのみ堤防をあらかじめ破堤させた。CASEⅤではCASEⅣから右岸海岸堤防をあらかじめ破堤させたものとし、あわせて5条件を設定した。



写真-4.3.2 壁立堤防写真

また、CASEⅥ～Ⅸは河道内地形や河川流量が津波遡上に与える影響を把握し、今後の河道計画の参考とすることを目的に実施した。実験では、壁立堤防を設置し、津波が堤内地側へ越流しない条件にて計測した。河道内地形は、津波発生年の直近(平成21年度)に測量された河口砂州・中州・高水敷に着目し、それらの設置の有無を変化させた条件にて実験を実施した。CASEⅠでは河口砂州・中州・高水敷全て設置(以降、全て設置と呼ぶ)、CASEⅥでは河口砂州のみ設置、CASEⅦでは河口砂州・中州・高水敷全て設置なし(以降、全てなしと呼ぶ)の3条件を設定した。なお、各地形の代表断面の横断図を図-4.3.8～図-4.3.10へ示す。あわせて河川流量は、今後の予測計算の参考として河川流量が最高水位へ与える影響を把握することを目的とし、上流(9.4kp)に設置された装置より供給し、供給量は変動可能な構造とし、なし、10年に1度の確率で発生する河川流量 $5,400\text{m}^3/\text{s}$ (以降、河川流量小と呼ぶ)及び150年に1度の計画高水流量 $8,700\text{m}^3/\text{s}$ (以降、河川流量大と呼ぶ)の3水準とした。河川流量供給前の水位は朔望平均満潮位のT.P.+0.703mと設定した。なお、これらの河川流量は実際の出水を想定したものではなく、再現解析にて最高水位を再現可能か検証するために用いる水理実験として有意なデータを得ることを優先して、模型縮尺にとられずに設定した。

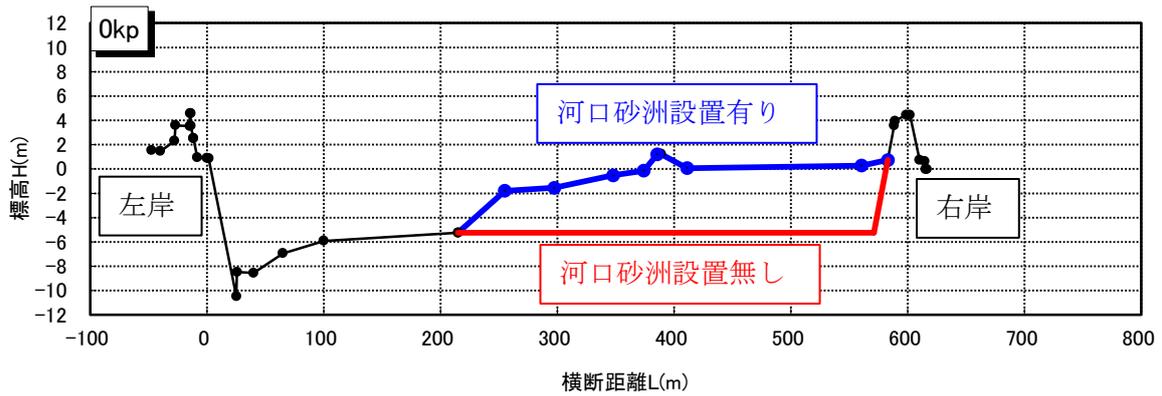


図-4.3.8 河口砂洲設置代表横断図 (0kp)

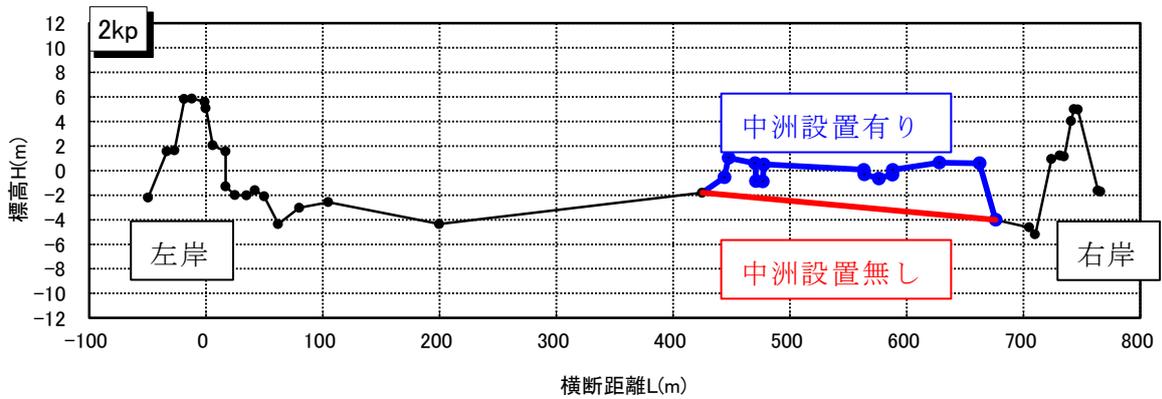


図-4.3.9 中洲設置代表横断図 (2kp)

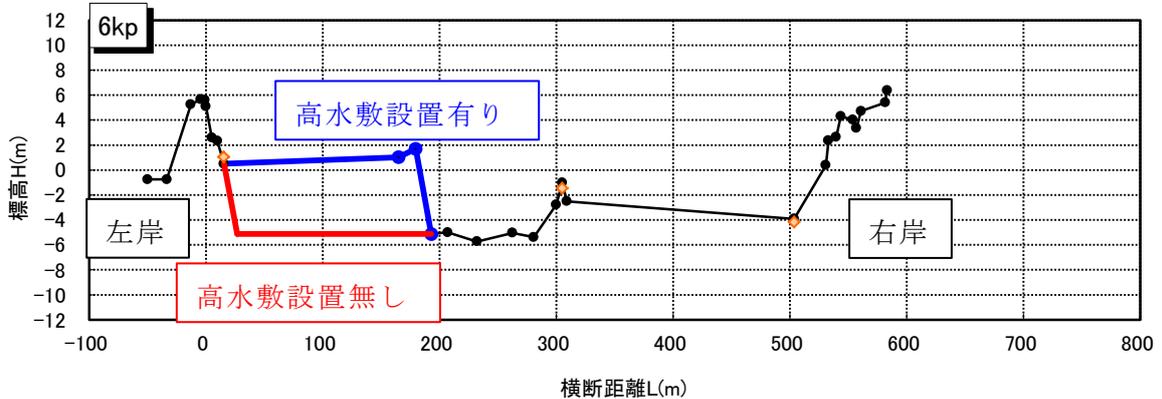


図-4.3.10 高水敷設置代表横断図 (6kp)

(2) 解析

解析は、河道内地形及び河川流量が最高水位に与える影響を対象として、実験と同様の傾向を再現できるか検証した。

具体的には、河道内地形の影響は、河道内地形を全て設置した CASE I を基本とし、CASE I の河道内地形から中洲・高水敷を撤去し、その傾向を再現できるか検証する CASEVI と、CASEVI の河道内地形から河口砂洲を撤去し、その傾向を再現できるか検証する CASEVII を選定した。また、河川流量の影響は、河川流量を与えなかった CASEVII を基本とし、河川流量

小を与え、その傾向を再現できるか検証する CASEⅧと、河川流量大を与え、その傾向を再現できるか検証する CASEⅨを選定した。

解析では、基礎方程式として非線形長波理論、数値解析法は Leap-frog 法による有限差分法の平面 2 次元モデル、入力波形は実験で湾口部水位計 01 (図-4.3.3) において 3 点の水位計の平均計測値、再現性の比較は実験にて設置した水位計と同位置とした。計算ステップはクーラン数 0.2 を満たすように設定した。なお、堤防越流のモデルは、実験で用いるモデルを固定床にて作成しているため、解析においても越流と同時に地盤高まで破堤とはせず、非線形長波理論により計算することとした。

解析格子は CASE I を対象に解像度の高いデカルト 2m メッシュ、従来手法のデカルト 10m メッシュ、堤防の地形を反映可能な一般曲線座標の 3 つの格子条件による再現解析を実施し、その再現性を比較することで選定した。解析結果及び実験結果を図-4.3.11 に示す。横軸は縦断距離(kp)、縦軸は水位(T.P.m)を表している。実験とデカルト 2m メッシュを比較したとき、デカルト 2m メッシュは 2.6kp 及び 7kp では 1m 程高い値であったが、その他の地点においては差が 0.5m 未満であり概ね良く再現できていた。一方、実験と一般曲線座標を比較したとき、9kp を除き全体的に高い値となり、デカルト 2m メッシュよりも再現性が低い結果となった。デカルト 2m と 10m に大きな差は認められないものの、本研究では堤防の越流も非線形長波理論によって計算するため、堤防の形状が比較的良好に再現されるデカルト 2m を選定した。

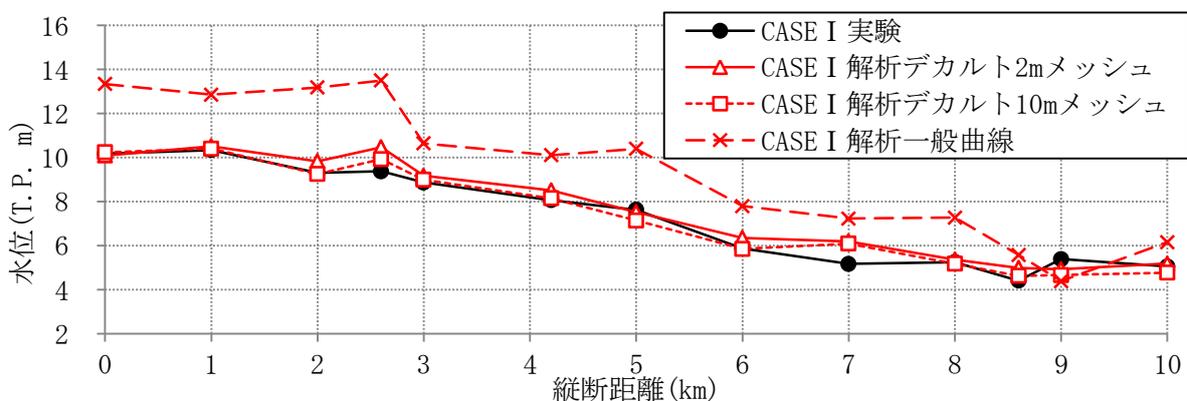


図-4.3.11 CASE I 実験及び再現解析左右岸平均最高水位縦断図 (現地換算値)

4.3.3 堤防状況の影響

4.3.3.1 越流区間

(1) 実験

越流区間が最高水位に与える影響を比較するため、CASE I ～ III における各地点の左右岸平均最高水位をプロットした縦断図を図-4.3.12 に示す。なお、横軸は縦断距離(kp)、縦軸は水位(T.P.m)を表しており、以降の縦断図においても同様に表す。

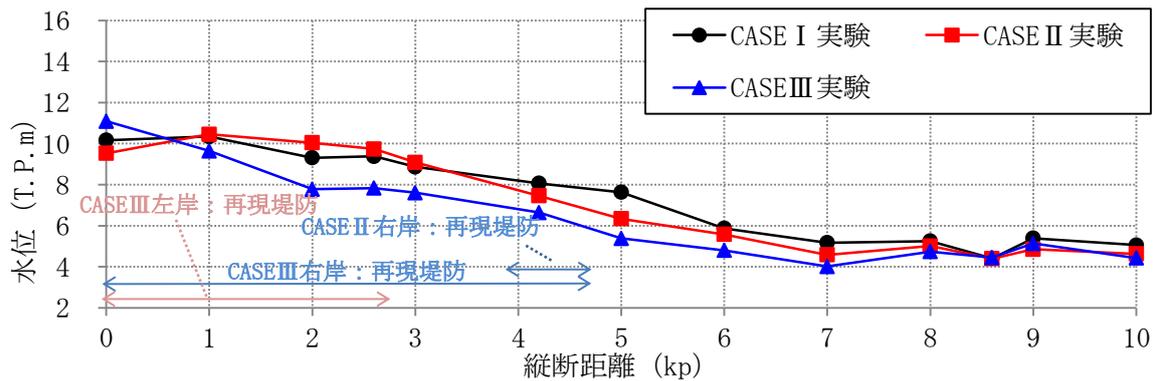


図-4.3.12 CASE I～III 実験左右岸平均最高水位縦断図（現地換算値）

堤防を全て壁立とした CASE I と、右岸の 3.8～4.6kp のみ再現堤防、他は壁立堤防を設置した CASE II を比較したとき、CASE II は再現堤防を設置した区間を含め、その上流の最高水位は低くなる傾向があった。具体的には、4.2kp では 1m 程低い値、5kp では 2m 程低い値となるが、その地点以降においては概ね 0.5m 以内の差に止まった。

次に、CASE I と、右岸の海岸堤防～4.6kp 及び左岸の海岸堤防～2.4kp まで再現堤防、他は壁立堤防を設置した CASE III を比較したとき、全体的に低い傾向がみられた。具体には 1kp 地点以降はその後全ての地点において低い値となり、1kp では 1m 程、2～2.6kp では 2m 程、3kp では 1.5m 程、4.2～7kp では 1m 程、その地点以降は 0.5m 以下の差に止まった。なお、0kp で CASE III が 2m 程高い値となったのは、堤内地を遡上した津波が河道側へ越流した影響によるものと考えられる。

(2) 考察

以上の結果より、再現堤防を設置した区間から上流は、最高水位が低くなる傾向であり、堤内地へ津波が浸水することにより最高水位が変化することが確認された。堤防の越水条件により、最高水位が変化することが示唆された。

4.3.3.2 破堤区間

(1) 実験

破堤区間が最高水位に与える影響を比較するため、CASE III～V における各地点の左右岸平均最高水位をプロットした縦断図を図-4.3.13 に示す。

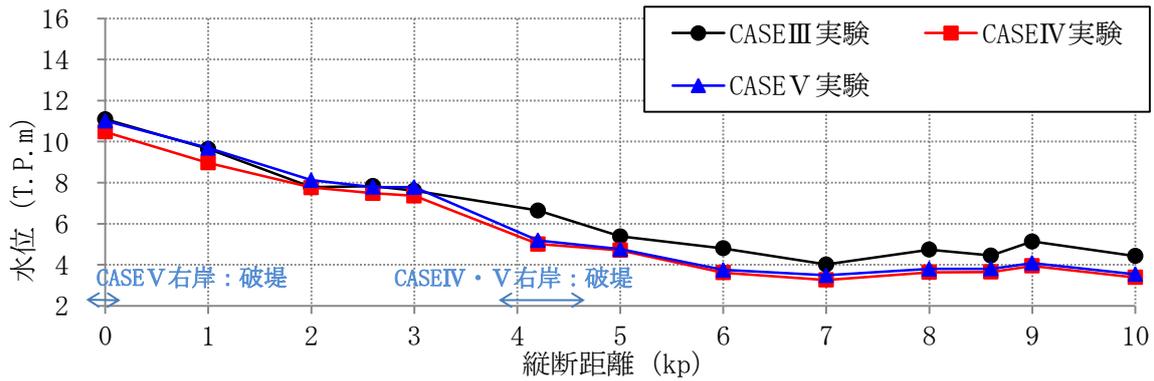


図-4.3.13 CASE III～V 実験左右岸平均最高水位縦断図（現地換算値）

右岸の海岸堤防～4.6kp 及び左岸の海岸堤防～2.4kp まで再現堤防、他は壁立堤防を設置した CASE III と、CASE III の堤防状況から右岸 3.8～4.6kp のみ堤防をあらかじめ破堤させた CASE IV を比較したとき、CASE IV は破堤した区間を含め、その上流の最高水位は低くなる傾向があった。具体には、4.2kp では 2m 程低い値、その地点以降では 1m 程低い値となった。

次に、CASE III と、CASE III の堤防状況から右岸海岸堤防及び右岸 3.8～4.6kp の堤防をあらかじめ破堤させた CASE V を比較したとき、CASE V は破堤させた右岸 3.8～4.6kp の区間を含め、その上流の最高水位は低くなる傾向があった。具体には、4.2kp では 2m 程低い値、その地点以降では 1m 程低い値となり、CASE IV と比較した際と同様の傾向となった。

また、CASE IV と CASE V を比較したとき、全体的に同程度の値となった。しかし、CASE V が 0～1kp のみにおいては 1m 程高い値となった。この原因を考察するため、CASE IV 及び CASE V においては図-4.3.14 に示す 0kp 右岸河道内と堤内地に設置した水位計より計測された時系列水位の比較を実施した。その時系列水位を図-4.3.15 及び図-4.3.16 に示す。CASE IV の 0kp 右岸においては河道内水位が堤内地水位より早く再現堤防高より高い値になることに対し、CASE V の 0kp 右岸においては堤内地水位が河道内水位より早く再現堤防高より高い値となった。

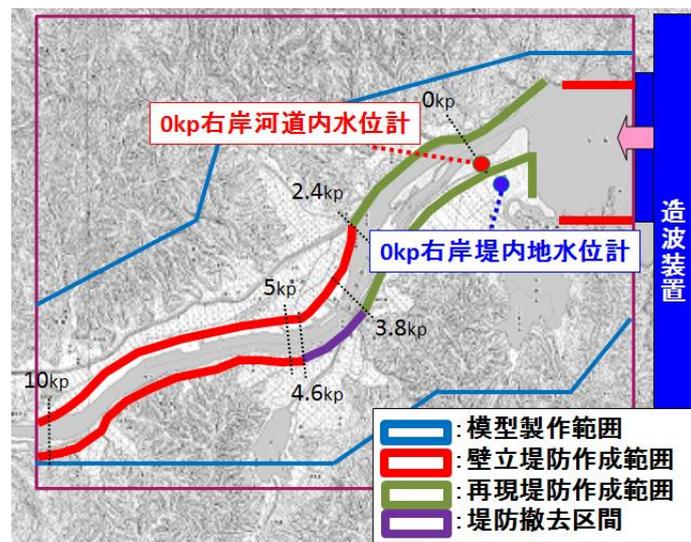


図-4.3.14 CASE IV 0kp 右岸時系列水位（現地換算値）

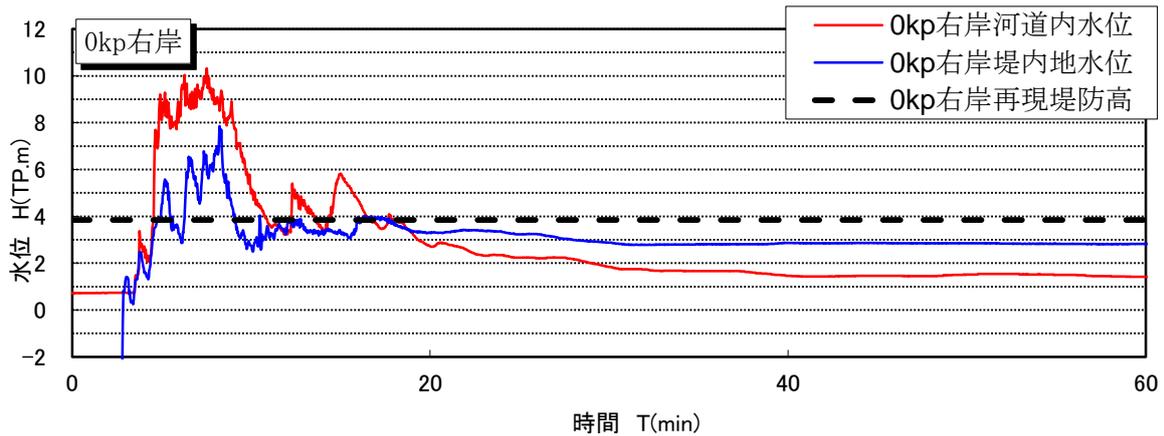


図-4.3.15 CASEIV 0kp 右岸時系列水位（現地換算値）

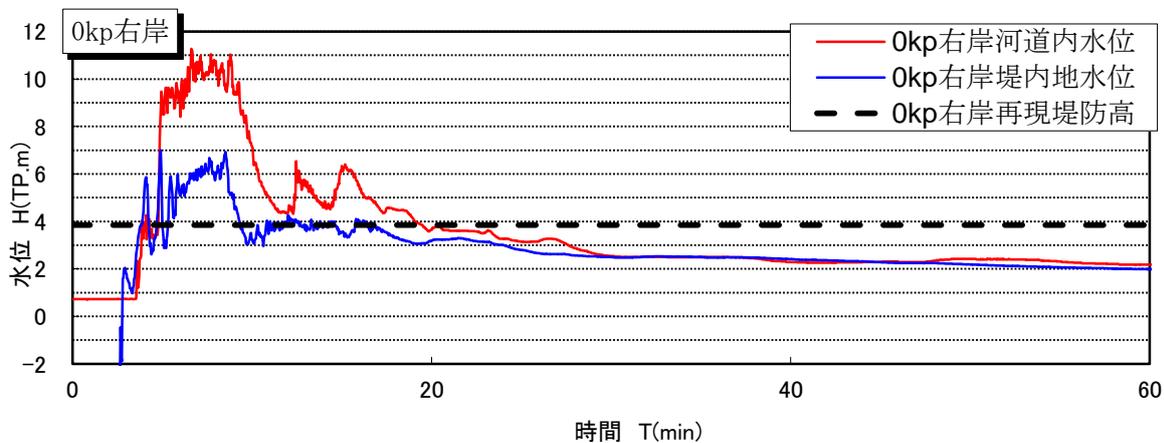


図-4.3.16 CASEV 0kp 右岸時系列水位（現地換算値）

(2) 考察

以上の結果より、破堤条件の区間から上流は、再現堤防の場合と比較して最高水位が低くなる傾向であり、堤内地へ津波の浸水量が増加することによりその区間も含めた最高水位が変化することが確認された。一方、海岸堤防の破堤による河口付近の河道内と堤内地の時系列水位比較より、海岸堤防の破堤によって津波が堤内地へ流入し易くなり、堤内地から河道内への津波の越流が起こった影響で、河道内の最高水位が破堤しない場合よりも破堤した場合の方が高くなることもあると考えられ、破堤した場合の最高水位が必ず低くなるのではなく、堤内地から河道への越流が発生することにより、破堤により最高水位が高くなることも示唆された。

4.3.4 河道内地形による影響

(1) 実験

河道内地形が最高水位に与える影響を比較するため、CASE I、VI、VIIにおける各地点の左右岸平均最高水位をプロットした縦断図を図-4.3.17に示す。

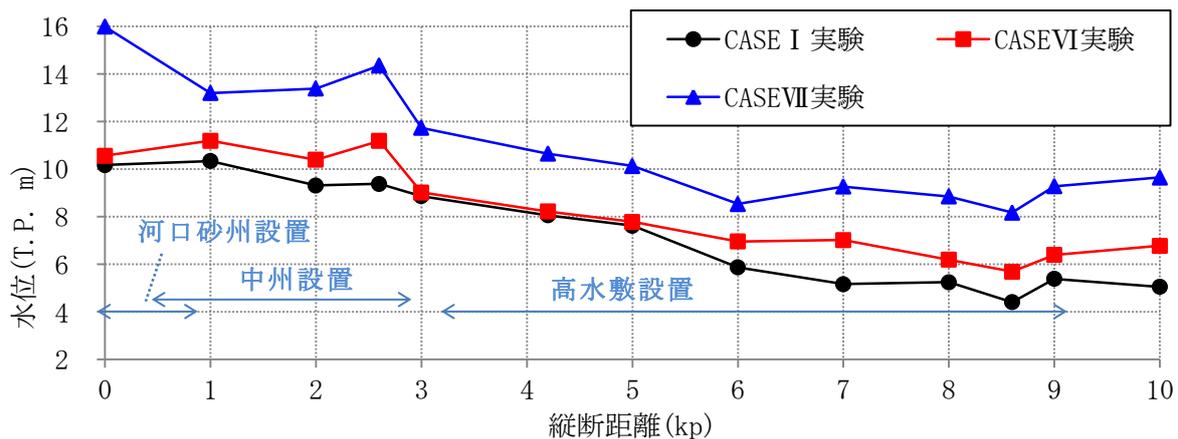


図-4.3.17 CASE I、VI、VII 実験左右岸平均最高水位縦断図（現地換算値）

河道内地形を全て（河口砂洲・中州・高水敷）設置した CASE I と、河口砂洲のみを設置した CASE VI を比較したとき、CASE VI は全体的に高い傾向であった。具体的には、中州を設置してある区間 1～2.6kp にて 1～2m 程高い値、高水敷が設置してある区間 4.2～9kp にて 4.2kp と 5kp を除き 1～2m 程高い値となった。

次に、CASE I と、河道内地形を全て撤去した CASE VII を比較したとき、CASE VII は全体的に高い傾向であった。具体的には河口砂洲を設置してある区間 0kp にて 6m 程高い値、中州を設置してある区間 1～2.6kp にて 2～5m 程高い値、高水敷が設置してある区間 4.2～9kp にて 2～4m 程高い値となった。

また、CASE VI と CASE VII を比較したとき、CASE VII は全体的に最高水位が高い傾向であった。具体的には河口砂洲を設置してある 0kp において 6m 程高い値となり、その地点以降においても 2～3m 程高い値となった。

(2) 解析

次に河道内地形による最高水位への影響について実験と同様の傾向が再現できるか解析を行った。CASE VI の再現解析結果を図-4.3.18 に示す。

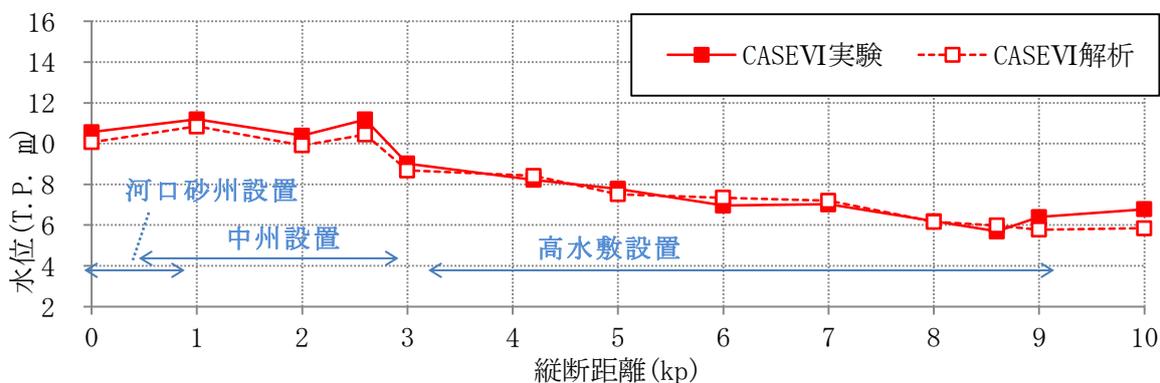


図-4.3.18 CASE VI 実験及び再現解析左右岸平均最高水位縦断図（現地換算値）

CASE VI の再現解析と実験を比較したとき、再現解析は 10kp において 1m 程低い値となったが、その他全ての地点において差が 0.5m 以下となり、よく傾向を再現できていると言

える。

次に、CASEVIIの再現解析結果を図-4.3.19に示す。

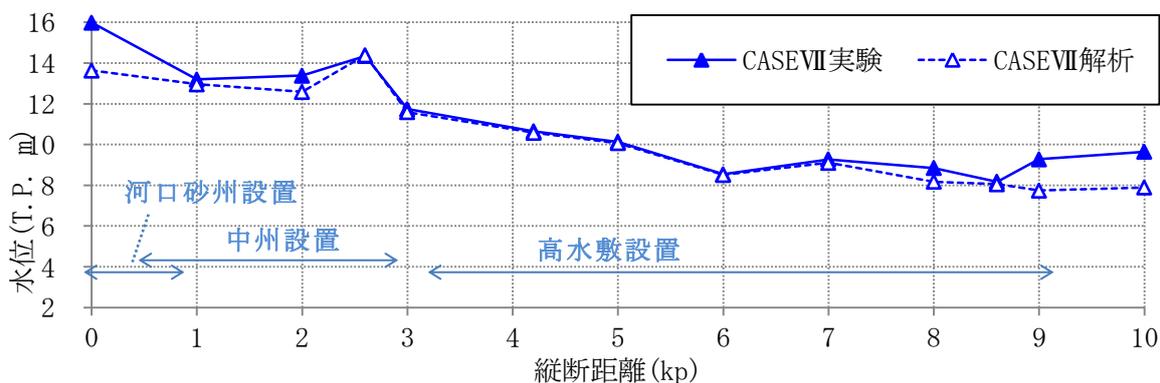


図-4.3.19 CASEVII 実験及び再現解析左右岸平均最高水位縦断図（現地換算値）

CASEVIIの再現解析と実験を比較したとき、再現解析は0kp及び9～10kpにおいて2m程低い値、その他全ての地点において差が0.5m以下であり、全体としては比較的良好な傾向を再現していると言える。一方、CASEVIよりも特に0kp及び9kpにおいて再現精度が低くなった。この原因については今後の課題となった。

(3) 考察

以上の結果より、河道内地形の設置状況を変化させた実験においては特に河口砂州等の河口付近河道内地形が最高水位津波遡上高を減勢させる効果があることが確認された。また、再現解析においては現状の解析手法でこの河道内地形の有無による変化の傾向を再現可能であった。なお、河口砂洲については「津波浸水想定の設定の手引き」にて河口砂洲は津波の挙動を大きく左右する要因の一つのため、フラッシュされ易い場合には河口砂洲を除去した地形データにて計算を実施する旨が記述されており、今回の結果はこの懸念を裏付けるものと言える。

4.3.5 河川流量による影響

(1) 実験

河川流量が最高水位に与える影響を比較するため、CASEVII～IXにおける各地点の左右岸平均最高水位をプロットした縦断図を図-4.3.20に示す。なお、河川流量の供給を9.4kpにて行っているため、9kpまでの水位を分析対象とする。

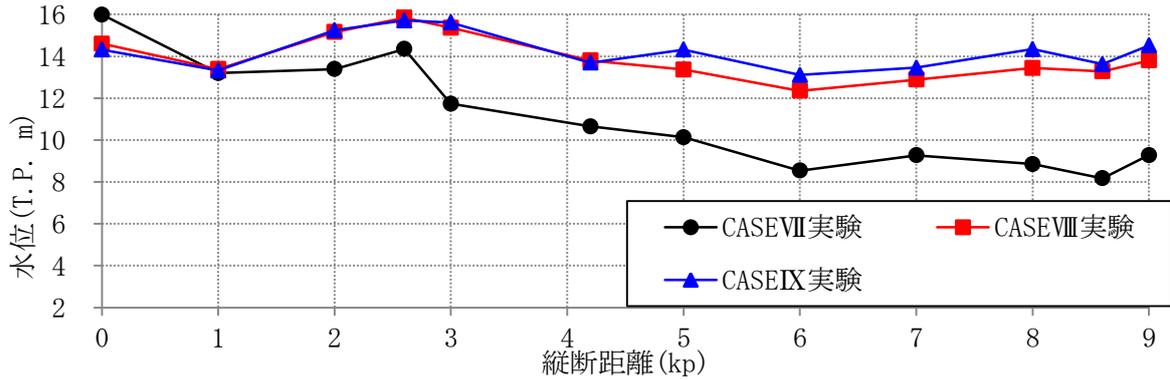


図-4.3.20 CASEVII～IX 実験左右岸平均最高水位縦断図（現地換算値）

河川流量なしの CASEVII と、河川流量小を供給した CASEVIII を比較したとき、CASEVIII は全体的に高くなる傾向であった。具体的には 2kp 以降において 2～5m 程高い値となる。

次に、CASEVII と、河川流量大を供給した CASEIX を比較したとき、CASEIX も同様に全体的に高くなる傾向であった。具体的には 2kp 以降において 2～6m 程高い値となる。

また、CASEVIII と CASEIX を比較したとき、全体的に同程度の値となったが、CASEIX の方が 4kp より上流が 1m 程度高くなる傾向がみられた。

なお、CASEVII～IX は河川流量供給前の水位を朔望平均満潮位に設定しているが、供給後の初期水位が異なるため、その傾向を図-4.3.21 に示す。CASEVII と CASEVIII を比較したとき、CASEVIII は上流へ進むにつれて高い値となる傾向であり、9kp では 3～4m 程の差が生じた。次に、CASEVII と CASEIX を比較したも同様に、CASEIX は上流へ進むにつれて高い値となる傾向であり、9kp では 3～4m 程の差が生じた。一方、CASEVIII と CASEIX を比較したとき、CASEIX は河川流量が 6 割程度大きいですが、CASEVIII との差は 4kp より上流でわずか 0.3m 程度みられたのみであった。

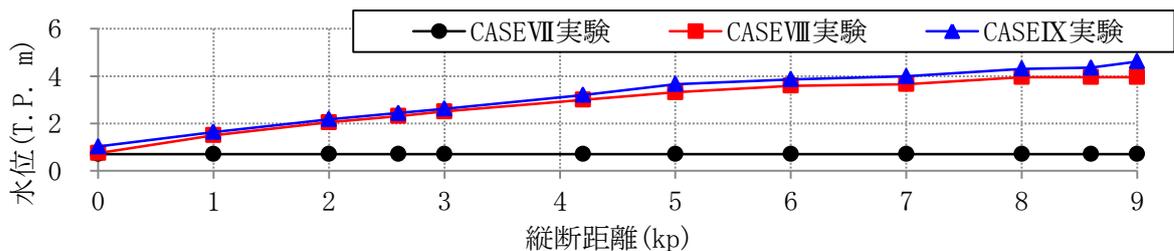


図-4.3.21 CASEVII～IX 河川流量供給後初期水位縦断図（現地換算値）

(2) 解析

次に河川流量による最高水位への影響について実験と同様の傾向が再現できるか解析を行った。CASEVIII の再現解析結果を図-4.3.22 に示す。

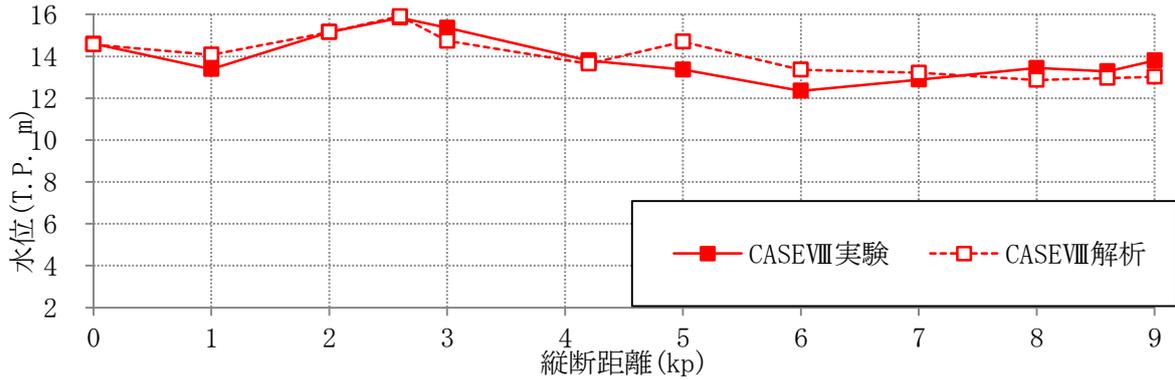


図-4.3.22 CASE VIII 実験・再現解析左右岸平均最高水位縦断図（現地換算値）

CASE VIIIの再現解析と実験を比較したとき、再現解析は5kp及び6kpにおいて1～2m程高い値であるが、他のほとんどの地点において差が0.5m以下となり、よく傾向を再現できていると言える。

次に、CASE IXの再現解析結果を図-4.3.23に示す。

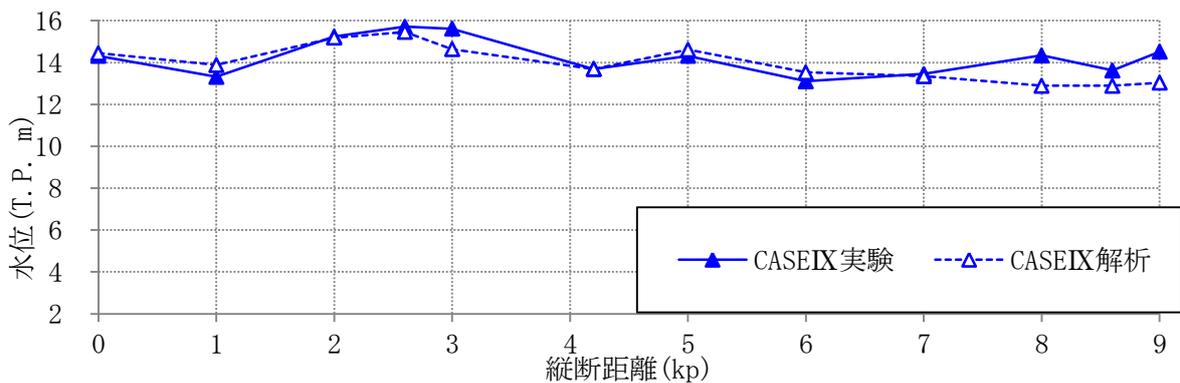


図-4.3.23 CASE IX 実験・再現解析左右岸平均最高水位縦断図（現地換算値）

CASE IXの再現解析と実験を比較したとき、再現解析は3kp及び8～9kpにおいて1～2m程高い値であるが、他のほとんどの地点において差が0.5m以下となり、よく傾向を再現できていると言える。一方、CASE VIIIよりも5kp及び6kpにおいて再現精度が高くなったが、3kp及び8～9kpにおいて再現精度が低くなった。これらの原因は今後の課題となった。

(3) 考察

以上の結果より、河川流量を変化させた実験においては、河川流量を与えることにより最高水位が高くなる効果があることが確認された。また、再現解析の面において現状の解析手法でこの河川流量の変化の傾向を再現可能であった。融雪出水など、津波と比較的に同時発生しやすい河川流量増加事象は、最高水位を大きくする効果もあると考えられることから、予測解析を実施する上での留意すべき事項と考えられる。

4.3.6 結論

河川津波を考慮した河川改修・河道管理の検討に資する情報を得ることを目的として、東日本大震災において河川津波遡上の生じた北上川のモデルを作成し、堤防状況（破堤の有無、堤高など）、河道内地形（砂州の有無、高水敷・中州の掘削）及び河川流量が津波の最高水位（以下、最高水位と呼ぶ）へ与える影響を実験及び再現解析によって把握した。

堤防状況を変化させた実験においては堤防形状が最高水位へ影響を与えることが分かった。

河道内地形の設置状況を変化させた実験においては特に河口砂州等の河口付近河道内地形が最高水位津波遡上高を減勢させる効果があることが確認された。また、再現解析においては現状の解析手法でこの河道内地形の有無による変化の傾向を再現可能であった。なお、河口砂洲については「津波浸水想定の設定の手引き」にて河口砂洲は津波の挙動を大きく左右する要因の一つのため、フラッシュされ易い場合には河口砂洲を除去した地形データにて計算を実施する旨が記述されており、今回の結果はこの懸念を裏付けるものと言える。

河川流量を変化させた実験においては、河川流量を与えることにより最高水位が高くなる効果があることが確認された。また、再現解析の面において現状の解析手法でこの河川流量の変化の傾向を再現可能であった。融雪出水など、津波と比較的に同時発生しやすい河川流量増加事象は、最高水位を大きくする効果もあると考えられることから、予測解析を実施する上での留意すべき事項と考えられる。

4.4 4章のまとめ

4章のまとめについて、以下のとおり示す。

(1) 海岸堤防の被災分析

- ・越流水深が大きいほど被災延長率が大きくなる傾向を確認した一方で、同じ越流水深に対しても被災延長率が大きくばらついた。
- ・海岸堤防の構造要素の中で、裏法尻被覆幅が最も全壊確率に影響することが分かった。

(2) 越流に対する構造上の工夫

- ・模型実験により、越流に対して粘り強い海岸堤防の構造上の工夫について検討した結果、「高流速流による裏法尻の洗掘や裏法被覆工の流失への対応」、「裏法被覆工の不陸の防止」、「揚圧力、浸透水、負圧、パイピングへの対応」といった留意点が抽出された。
- ・上記留意点を踏まえ、裏法被覆工の不陸防止のための切り欠きブロックや、越流水の流向や裏法尻の流失防止を考慮した裏法尻基礎工（+地盤改良）の工夫、負圧に対応した裏法被覆工と天端保護工の一体化等の工夫を考案した。
- ・上記の越流に対する構造上の工夫について、仙台湾南部海岸復旧工事に反映するとともに、模型実験を通じて越流に対する全壊可能性が低減していることを確認した。
- ・既設堤防の更新時において粘り強い構造の工夫を行う際、用地の関係で上記のような裏法尻基礎工や地盤改良の工夫ができない場合、裏法尻基礎工と一体化した矢板工による手法を考案し、模型実験により効果を確認した。
- ・堤体表面からの浸透や吸い出しを抑制し被覆工の安定化を図る方法として、被覆工の施工時に捨てコンクリートを敷設することや、差し筋により被覆工の移動を抑制することの効果を模型実験により確認した。

(3) 河川への津波遡上対策

- ・河川津波を考慮した河川改修・河道管理の検討に資する情報を得ることを目的として、東日本大震災において河川津波遡上の生じた北上川の模型を作成し、堤防状況（破堤の有無、堤高など）、河道内地形（砂州の有無、高水敷・中州の掘削）及び河川流量が津波の最高水位（以下、最高水位と呼ぶ）へ与える影響を実験及び再現解析によって把握した。
- ・堤防状況を変化させた実験においては堤防形状が最高水位へ影響を与えることが分かった。
- ・河道内地形の設置状況を変化させた実験においては特に河口砂州等の河口付近河道内地形が最高水位津波遡上高を減勢させる効果があることが確認された。また、再現解析においては現状の解析手法でこの河道内地形の有無による変化の傾向を再現可能であった。なお、河口砂洲については「津波浸水想定の設定の手引き」にて河口砂洲は津波の挙動を大きく左右する要因の一つのため、フラッシュされ易い場合には河口砂洲を除去した地形データにて計算を実施する旨が記述されており、今回の結果はこの懸念を裏付けるものと言える。
- ・河川流量を変化させた実験においては、河川流量を与えることにより最高水位が高くなる効果があることが確認された。また、再現解析の面において現状の解析手法でこの河川流量の変化の傾向を再現可能であった。融雪出水など、津波と比較的に同時発生しや

すい河川流量増加事象は、最高水位を大きくする効果もあると考えられることから、予測解析を実施する上での留意すべき事項と考えられる。