

1 近年顕在化・極端化してきた水災害に対する防災施設設計技術の開発

研究期間：平成 28 年度～33 年度

プログラムリーダー：寒地水圏研究グループ長 船木淳悟

研究担当グループ：地質・地盤研究グループ（地質、土質・振動、物理探査技術）、水工研究グループ（水理）、寒地水圏研究グループ（寒地河川、寒冷沿岸域）

1. 研究の必要性

広島で大規模な土砂災害を起こした平成 26 年 8 月豪雨、鬼怒川が大氾濫を起こした平成 27 年 9 月関東・東北豪雨、平成 28 年に北海道・東北地方を襲った豪雨など、近年、降雨の局地化・集中化・激甚化により、施設の能力を上回る外力を伴った洪水が頻発している。また、平成 23 年には東北地方太平洋沖地震とそれに伴う大規模な津波災害が発生し、南海トラフ地震などの大規模地震に伴う津波災害の発生も危惧されている。さらに、気候変動がもたらす低気圧の巨大化等による、波浪の極大化などの海象変化にも対応する技術が求められている。

このような背景を受け、平成 27 年 8 月の社会資本整備審議会の答申では、「施設の能力を上回る外力に対する減災対策を進めるべき」と指摘している。また、同じく 12 月に国土交通省が発表した「水防災意識社会再構築ビジョン」において、氾濫が発生した場合にも被害を軽減する「危機管理型ハード対策の導入」が明記されたところである。

本研究開発プログラムでは、顕在化した水災害に対する防災施設の設計や安全性の調査・評価技術の開発を行うものである。

2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、気候変動に伴い近年新たなステージに入った水災害や巨大地震津波に対して、最大クラスの災害外力や衝撃破壊的な災害外力を考慮した、被害軽減のためのハード対策技術を開発することを目的として、以下の達成目標を設定した。

- (1) 侵食等に対する河川堤防等の評価・強化技術の開発
- (2) 浸透に対する堤防の安全性評価技術、調査技術の開発
- (3) 津波が構造物に与える影響の評価及び設計法の開発
- (4) 気候変動に伴う海象変化に対応した技術の開発

3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、平成 29 年度に実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

(1) 侵食等に対する河川堤防等の評価・強化技術の開発

本達成目標に対しては、越水による堤防侵食破壊と、洪水時の高速流れ場における河道侵食や構造物の破壊という二つの視点から研究を行った。河川堤防の決壊に伴う被害の最小化のための研究は、前中期計画から継続して取り組んでおり、これまでに実物大スケールの十勝川千代田実験水路を用いた破堤実験により、破堤拡幅過程の詳細なデータを蓄積してきた。

高流速とともに発生する三角波が河川管理上どのようなリスクを持つのかについて、護岸や護床工等のブロック構造物の安定性の観点から実験的検討を行った。三角波の発生有無によって、護床工を模したブロックの移動実験を行ったところ、三角波が発生した場合、ブロックが有意に移動しやすくなることが明らかとなった。この結果を既往の護岸の設計基準法と比較したところ、三角波が発生する条件下ではブロックが被災しないためには、基準よりもより大きい重量のブロックが必要であり、既往の設計基準の修正が必要な可能性が示唆された。

(2) 浸透に対する堤防の安全性評価技術、調査技術の開発

本達成目標に対しては、堤防の浸透破壊のメカニズムの解明、堤防およびその基礎地盤の不均質構造を把握する調査方法の開発の二つの視点から研究を行った。

降雨や河川水が堤防へ浸透することにより、のり面が崩壊し、場合によっては破堤することがある。このようなのり面の崩壊は、進行性を有していることがあるが、進行性を考慮した浸透安全性評価手法等は実用化されていない状況にある。そこで本研究では、進行性を考慮した浸透安全性評価手法や対策の優先順位付け、合理的な対策工の設計・施工法・維持管理方法を提案する予定である。これまで、大型模型実験を行うことにより降雨及び河川水による堤体への浸潤挙動やそれに伴う進行性破壊のメカニズムを詳細に把握した。この結果を踏まえ、浸潤挙動のより精度の高い再現方法に関する検討を行うとともに、進行性を評価可能な新たな円弧すべり計算法を提案した。また、小型模型実験により、ドレーン工による進行性破壊抑制効果を確認した。

近年の堤防被災箇所における原因調査等によって、堤防や周辺の基礎地盤が局所的に不均質であること、その空間的不均質分布が堤防の浸透安全性に大きく影響していることが明らかとなっている。そこで本研究では、土層強度検査棒による高密度サウンディング調査手法の河川堤防基礎地盤への適用性の検討と装置の自動化を行う予定である。また、統合物理探査技術の時空間分解能を向上させ、局所的な不均質分布を可視化可能とすると共に、物理探査によって求められる物性分布と浸透特性との関係性を実験的に推定することを目的とした。

平成 29 年度は、宮崎県北川左岸の基礎地盤漏水箇所周辺でグリッド土検棒調査を実施し、礫層上面深度の三次元的把握ができた。また礫層上面深度が浅い箇所と噴砂痕の位置が一致した。このことから本調査手法が地盤漏水原因の推定に有効であることが分かった。また、センサー入り土検棒を粘性土と砂質土の模擬地盤に人力で貫入し、センサーのデータを解析したところ、センサーによる土質区分ができる可能性があることが分かった。

さらに、模擬堤防を用い堤防表層の不飽和帯への降雨浸透過程を非開削でモニタリングする現場計測技術の検証実験を実施した。新提案の準静的表面波探査や S 波トモグラフィ探査、および電気探査により、表層不飽和帯への降雨浸透に伴う S 波速度や比抵抗の低下領域の時間変化を明らかにすることができた。

(3) 津波が構造物に与える影響の評価及び設計法の開発

本達成目標に対しては、河川遡上津波と海水を伴う津波という、異なる二つの津波外力に対する構造物設計技術開発の視点から研究を行った。

東日本大震災における河川遡上津波の被害として、シェルタイプゲートの浮き上がり等による被災が挙げられる。現在の設計方法では、簡易的な津波外力の算出手法にとどまっておき、シェルタイプゲートそのものを対象とした河川遡上津波による外力算出方法の開発は急務である。本研究は、河川遡上津波による構造物周辺の水理現象の把握と津波外力の算出手法の開発や設計技術への適応を目的とする。平成 29 年度は、水理模型実験では、河川津波によるシェル構造ゲートの浮き上がりについて検討した。検討の結果、鉛直荷重のピークは津波波高のピーク時と同時であり、修正谷本式+静水圧の式で鉛直荷重を算出できることを確認した。ゲートを設置した条件の水理模型実験の再現を数値計算で実施し、実験で計測された水位や水面形を良好に再現することができた。また、ゲートに作用する波圧についても同様に再現性が高い結果となった。

結氷板や流水等の海水で覆われる氷海域に津波が来襲した場合は、津波のみの来襲に較べて災害リスクが増大することが予想される。本研究では、石油タンクや避難施設などの重要構造物のリスク評価や設計法およびそれらの対策法の構築等に主眼を置き、津波と海水あるいは漂流物からなる混相流体のより複雑な相互作用モードに対応できる手法を確立することを目標としている。平成 29 年度は、氷塊が高速で衝突した場合の構造物への衝突力や破壊性状等を評価するため、構造物に見立てた被衝突体の形状を半円柱の有無や半円柱の曲率を変化させた自由落下方式による人工海水の中規模衝突実験を実施した。その結果、半円柱形等曲率を有する構造物は、海水のスプリット破壊を誘発させ構造物全体に及ぼす衝突力を減じることを確認し、重要構造物のリスク評価や設計法を検討するうえでひとつのヒントを得た。また、平成 29 年度から引き続き検証している理論モデルについて、様々な条件の水理模型実験から検証した結果、①氷群なしの場合、水位と荷重は構造物の形状によらず理論モデルによる推定値と概ね一致していること、②アイスジャム形成の場合、開口率が 0.3~0.4 以下の氷群がない状態

1 近年顕在化・極端化してきた水災害に対する防災施設設計技術の開発

の上流側水位と同程度であること、③同じ幅であれば矩形より円柱形の構造物はアイスジャムが形成しにくいと推察されることを確認した。

(4) 気候変動に伴う海象変化に対応した技術の開発

延長約 35,000 km にも及ぶ我が国の海岸線には、国土保全を図るため海岸保全施設が整備されてきたが、整備水準は未だ低く、高波や高潮等により依然として多くの被災が生じており、将来的に海面水位の上昇や極端な高潮の発生、波高の増大が生じた場合、今までに経験したことのない甚大な被害が生じる恐れがある。本研究では、将来的な温暖化に伴って激化する外力に対応した沿岸域のリスク評価と対策の提案を目的としている。平成 29 年度は、道路護岸における通行止めが発生する地域と特徴、主な原因やその気象・海象状況を把握、並びに、近年の被災事例から、海岸侵食（海浜地形の変化）が原因となっている可能性があることを示唆し、防災・減災対策検討の基礎データを得た。また、高波・高潮予測システムの構築を進め、北海道太平洋沿岸域の胆振海岸を対象とした試計算を実施し、システムを構築・活用していくうえでの課題等を整理した。

DEVELOPMENT OF DESIGN TECHNIQUE FOR DISASTER PREVENTION FACILITIES AGAINST RECENTLY MORE FREQUENT AND INTENSE WATER HAZARDS

Research Period : FY2016-2021

Program Leader : Director of Cold-Region Hydraulic and Aquatic Environment Engineering Research Group
FUNAKI Jungo

Research Group : Geology and Geotechnical Engineering Research Group (Geology Research Team, Soil Mechanics and Dynamics Research Team, Geophysical Exploration)
Hydraulic Engineering Research Group (Dam and Appurtenant Structures Research Team)
Cold-Region Hydraulic and Aquatic Environment Engineering Research Group (River Engineering Research Team, Port and Coast Research Team)

Abstract : In recent years, floods have frequently surpassed the capacity of flood control facilities, tsunamis from large-scale earthquakes have often occurred, and extreme sea waves have become more likely to occur due to climate change. In response to these phenomena, appropriate methods must be developed for the design, field survey and evaluation of disaster prevention facilities.

In light of this social background and these requirements, we have established four research topics.

- (1) Development of technology for evaluation/strengthening river levees against overflow and erosion
- (2) Development of technology for evaluation/investigation of safety of river levees against water permeation
- (3) Development of technology for evaluation of impact of tsunami on structures and design method
- (4) Development of technologies appropriate for hydrographic changes due to climate change

With regard to the first topic, our studies have focused on (1) the erosion and failure of levees caused by overtopping flow and (2) channel erosion and structure failure in a field of high-speed flow at the time of a flood.

With regard to the second topic, our studies have intended to (1) verify the mechanism of levee seepage failure and (2) develop methods for evaluating the heterogeneity of levees and their foundation ground.

With regard to the third topic, our studies have aimed at the development of a method for designing a structure that can withstand two different external forces: one from tsunami run-up in rivers and the other from tsunamis transporting sea ice.

With regard to the fourth topic, our studies have sought to propose a risk assessment and action plan that can respond to extreme external forces in coastal areas.

Key words : levee breach, triangle-shape water surface wave trains, seepage failure of river levees, dense sounding survey, integrated geophysical investigation, tsunami run-up in rivers, sea ice, coastal disaster prevention

1.1 侵食等に対する河川堤防等の評価・強化技術の開発

1.1.1 破堤被害を最小化するための破堤氾濫流量の軽減技術に関する研究

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒地河川）

研究担当者：矢部浩規、前田俊一、横山洋、島田友典

【要旨】

近年、堤防決壊が頻発する中、堤防決壊被害軽減技術の構築は重要である。本資料ははじめに H28.8 北海道洪水時の締切工事等の事例収集より、初動で有効となる重機の把握を行い、実物大規模の実験により、決壊開口部への効率的な資材投入方法を示した。また数値計算を用いて様々な河道形状における、堤防決壊進行過程を示し、得られた結果より河道特性に応じた被害軽減のための対策技術の施工手順を示した。最後に提案した対策技術の施工手順を参考に、実河川規模の洪水を対象とした検証を行い、氾濫総ボリュームや氾濫面積を低減できることを示した。

キーワード：堤防決壊、被害軽減技術、緊急対策工事の効率化

1. はじめに

近年、台風や局所的な集中豪雨などに起因した出水により大規模水害の発生リスクが高まってきており¹⁾、河川堤防の整備が進んでいる今日でも堤防決壊が発生している²⁾。決壊直後のような河道水位が高い状況であっても早期に決壊開口部を締切ことが出来れば氾濫流量の低減により被害軽減につながることを期待できる。しかしながら、緊急時に行う性質であるため使用できる資材や工法の制約があること、発生頻度が少なく知見が十分に蓄積されていないこと、そもそも堤防決壊現象が不明であることなどから技術開発が進んでおらず減災技術の確立が急務である³⁾。このような中、国土交通省北海道開発局（以下、開発局とする。）と寒地土木研究所では、実物大規模である十勝川千代田実験水路⁴⁾を用いた堤防決壊実験⁵⁾や、実験より得た知見を用いて開発した数値計算モデル「Nays2D Breach」⁶⁾を活用することで堤防決壊現象を明らかにし⁷⁾、さらに決壊後の被害軽減のため氾濫流量を低減させる技術検討⁸⁾、⁹⁾、効率的な資材投入方法に関する検証¹⁰⁾、¹¹⁾、¹²⁾等、系統立てた研究を進めている。

本資料では、近年の堤防決壊時の緊急対応例を踏まえ、これまで進めてきた研究を総合的に取りまとめることで、堤防決壊時における被害軽減技術について提案することを目的としている。

2. 河道形状が異なる破堤現象の再現検証

堤防決壊時の被害軽減技術の研究を進めるにあたり、災



図-1 北海道における堤防決壊時の緊急対応工事一例

害時の対応事例から得られる知見は多い。北海道においても2016年8月に半月のうちに3個の台風が連続して上陸するなど道内各地で大雨となり、複数の河川において堤防決壊が生じるなど甚大な被害をもたらした²⁾。一方で決壊口から氾濫流がある中で緊急締切工事等を行った事例もあることから、災害対応業者等への聞き取りを行い、得られた知見を元に課題を抽出し、課題解決につながるポイントの整理を行った¹¹⁾。

表-1 事例収集より得られた主な知見

	得られた知見・課題と解決に向けた検討事項
使用 重機	<p>【クレーン】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・重量のある資材を遠方まで吊作業ができ既往手法として検討されていた ・一方、足場造成等の準備作業が必要となり着手に時間を要する <p>【バックホウ】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・土工だけでなく資材の吊作業ができる ・比較的、容易に調達可能であり、不整地でも作業が出来るため早期着手が可能 <p>⇒吊上重量や作業半径に制限はあるが、緊急時における早期着手にはバックホウが有効</p>
資材 投入	<p>【投入方法】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・バックホウによる吊作業のほか、アタッチメント等の活用により投入効率が向上 <p>⇒複数の投入方法をサイクルタイムや安全面も含めて整理することで、現場作業の選択肢が増える</p>
作業 手順	<p>【堤防決壊形状の考慮】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・片側から締切を進めると反対側の堤体が侵食されるなど、作業手順の工夫が必要 ・開口部深掘を把握することで効率的な作業計画につながった事例もある ・河道特性の違いによる堤防決壊現象を理解しておくことで効率的な作業手順の検討が可能 <p>⇒事前に管理する河川がどのような堤防決壊形状となるか理解できれば、事前の資材準備含め効率的な締切作業の検討につながる</p>

2. 1 緊急対応工事の事例

図-1に近年の北海道内における堤防決壊時等の緊急対応工事を行った事例の一例を示す¹³⁾。

①は十勝川本川と千代田新水路の間にある中島部分が決壊し、開口部に激しい流れが生じている様子である。開口部上流側から荒締切を進めるうちに開口部下流側の侵食が始まったため、資材投入を上下流両側からに切り替えた。また、せめ工段階で高流速となり根固ブロックが流出したため、10tの大型ふとんかごを用いて閉塞させる工夫などを行った事例である。

②はバックホウにアタッチメントとしてつかみ装置であるグラップルを装着することで効率的に締切作業を行うことが出来た事例である。

③は災害発生3時間後からバックホウによる資材投入に着手している。その後、天端幅を3mから4mに拡幅したことで決壊口近郊までダンプトラックによる資材運搬も可能となり作業効率が向上した事例である。

④は資材を開口部に投入しても水面下に沈み締切作業が進まなかったため、深掘形状を計測することで、施工計画の見通しを立てた事例である。

⑤は緊急対応工事においてバックホウが多く使用され

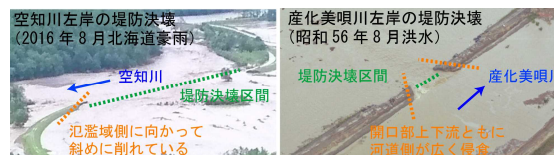


図-2 河道特性に応じて異なる堤防決壊現象

ている事例である。バックホウは③のように早期着手可能なことや、不整地により他重機が進入困難な条件下でも作業が出来るという強みがある。

2. 2 事例収集より得られた知見と課題

緊急対応工事の事例より得られた知見と課題、及び課題解決に向けたポイントについて表-1に示す。

これより緊急対応工事の早期着手には既往手法であるクレーンよりもバックホウが有力であること、バックホウによる資材投入工法をサイクルタイムや安全面も含めて検討しておくこと、また管理する河川が堤防決壊時にどのような現象が生じるかを事前に理解することで、より実現象に近い堤防決壊時の緊急対策シミュレーションが可能になることなどが期待できる。以降ではこれらの課題解決に向けた検討を行う。

3. 堤防決壊現象を考慮した緊急対応工事の提案

図-2は堤防決壊時における決壊開口部の形状である。河床勾配が急である空知川は開口部下流の堤体断面が河道から氾濫域に向かって斜めに侵食しているが、合流する本川の影響で出水時の水面勾配が非常に緩い産化美唄川では河道側に向かってハの字型に侵食しており、堤防決壊現象と河道特性には密接な関係があると考えられる。また前述④のように開口部に深掘れが生じている事例もある。よって堤防決壊現象に応じて緊急対応工事を行うことが効率化に向けて重要であると考えられる。

ここでは破堤計算モデル「Nays 2D Breach」を用いて、河道特性が堤防決壊拡幅現象に与える影響を明らかにし、さらに得られた知見を元に被害軽減のための減災工法に関する考え方を示す⁷⁾。

3. 1 河道条件が堤防決壊現象に与える影響

3.1.1 計算モデルの概要

Nays2D Breachの基本となるモデルは2次元浅水流河床変動計算モデルiRIC Nays2D¹⁴⁾であり、河道や氾濫域は2次元浅水流河床変動計算を行い、堤防部分の決壊拡幅進行のみ千代田実験水路での堤防決壊実験結果より得られた無次元掃流力と堤体崩壊量の関係式⁵⁾を組み入れてモデ

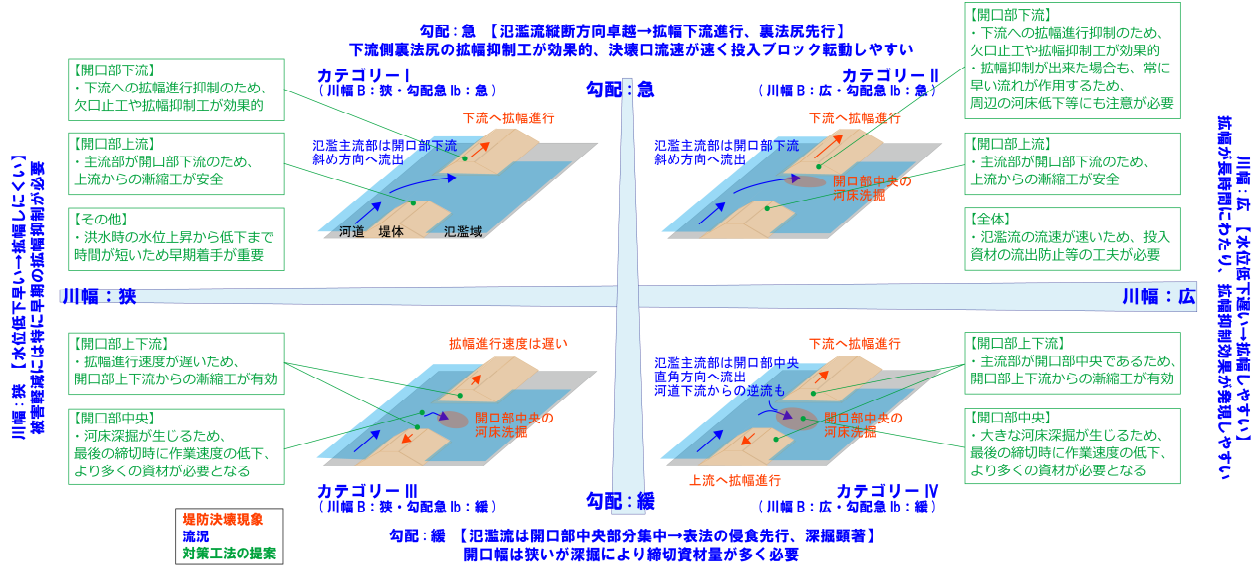


図-5 河道形状・堤防決壊現象の分類に応じた被害軽減対策工法

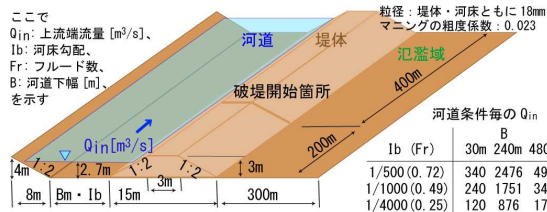


図-3 計算水路形状と計算ケース

ル改良を行ったものである⁶⁾。

3.1.2 計算条件

検証に用いた河道条件、計算条件は図-3に示すとおりである。河道形状は北海道の一級河川の河川整備基本方針¹⁵⁾にある基準・主要地点における川幅と河床勾配を参考にこれらを包括できるように選定した。またその他の条件は千代田実験水路での堤防決壊実験等、これまでの検討を参考とした^{5),7)}。境界条件は河道については下流端を自由流出とし上流端からは河道内流量の等流水深2.7mを満たすように決定し定常流として与えた。氾濫域は下流端・側方を自由流出とした。計算格子は2m×2m、計算時間刻みは0.05秒とした。計算時間について、堤防決壊シミュレーション等では決壊開始から1時間で最終開口幅に到達すると仮定しているが¹⁶⁾、実験結果等からも洪水継続時間に応じて拡幅進行していたため、決壊開始から3時間とした。

3.1.3 計算結果

図-4に計算終了時点の流況と河床形状の結果を示す。

河床勾配の相違について、勾配が急な場合では氾濫流況は氾濫域に向かい斜め方向となり下流方向への拡幅が卓

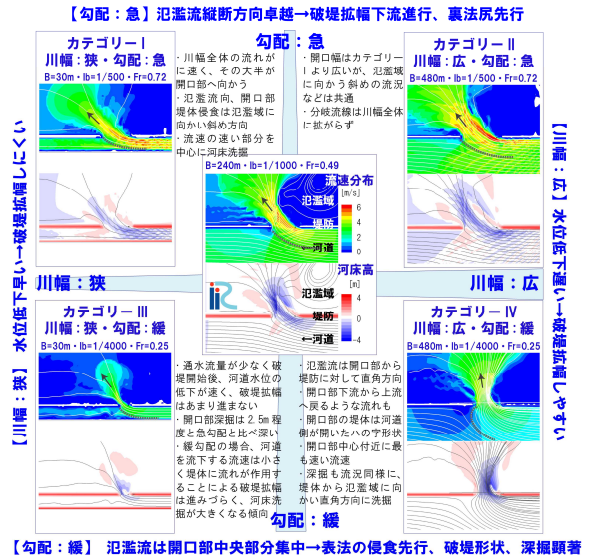


図-4 河道特性に応じた堤防決壊現象の分類

越する。勾配が緩いでは堤防に対して直角方向の氾濫流況となり開口部中央の流速が大きく、また開口部中央付近に深掘が生じる傾向がある。

川幅の相違について、狭い場合には河道水位の低下が早く開口部の拡幅はしづらい。川幅が広い場合には河道水位低下が遅く、堤内外の水位差が保たれており開口部を流れる流速も大きく、開口幅も大きくなる。

3.2 堤防決壊現象に応じた減災工法

開発局と寒地土木研究所では堤防決壊時の被害軽減に向けて決壊口拡幅抑制工(根固ブロックを用いて拡幅進行速度を低減し氾濫流量の増加抑制を期待する技術²⁾)や、

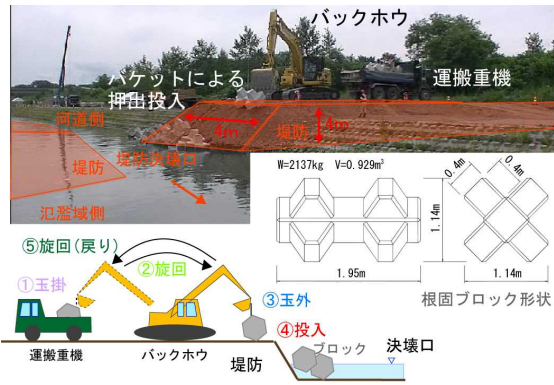


図-6 投入実験の概要と用いたブロック

堤防決壊後の氾濫流量を低減させる技術（開口部を早急に閉塞するための荒締切工など¹¹⁾）の研究を進めている。ここでは堤防決壊現象の分類を参考に、河道特性に応じた減災工法に関する考え方を図-5に示す。

河床勾配が急な場合は堤防決壊口の拡幅が下流方向に進行するため、決壊口の downstream 側では拡幅抑制のために欠口止工や拡幅抑制工を実施すると効果的であり、可能であれば漸縮工で荒締切まで行うのが良い。一方、決壊口の upstream 側は流れが緩やかなため、漸縮工で荒締切を進めると効率的である。

河床勾配が緩い場合は速い流れが堤体に直接作用しないため、締切工を上下流側から進めると効果があると考えられる。また決壊部中央付近の河床洗掘が深くなっていることも考えられるため、資材準備も含めた作業計画にも十分な検討が必要である。

川幅が狭い場合には短時間のうちに決壊幅が川幅以上となるため、河道内流量の大半が氾濫流量として流出する。また上流域河川に相当すると考えられるため、水位上昇から低下までの時間が短くなることから、如何に早く緊急工事に着手できるか、特に資材運搬なども含めた検討が極めて重要である。

川幅が広い場合は河道水位が低下しづらいことから、決壊拡幅の進行が継続しやすく、氾濫流量も比較的大きくなることから、対策の実施による減災効果が発揮されやすい。また拡幅抑制が出来た場合にも、その周辺の激しい流れにより河床洗掘が進行する場合があるので注意が必要である。

4. 資材投入の効率化に向けた重機作業の検討

緊急対応工事の早期着手にはバックホウが有力であることが緊急対応工事の事例から明らかとなったが、作業計画を立てるには資材投入に要する時間の把握が重要であ



図-7 投入実験の状況

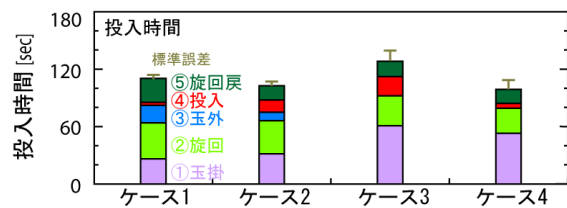


図-8 ブロック投入平均時間（1個当たり）

る。河川護岸工事等における根固資材投入の日当り施工量は整理されているものの¹⁷⁾、災害時を想定してはいない。そこで十勝川千代田実験水路において堤防決壊時の荒締切を念頭に、決壊口を想定した箇所にバックホウを用いて複数の工法で根固ブロックを投入し、工法の相違が作業効率に与える影響について検証実験を行った^{11), 12)}。

4.1 ブロック投入実験の概要

図-6に決壊口へのブロック投入作業の概要、およびブロックの諸元を示す。ブロックは河岸保護のため投入資材としても実績が高い根固めブロックのうち、開発局が最も多く備蓄している水防資材ブロックを用いた。実験は図-7に示す工法を組み合わせた4ケースとし、投入方法の相違が作業効率に与える影響の把握を行った。

ケース1・2は一般的なワイヤーロープを用いて玉掛けを行い、玉外しは決壊口付近の堤防天端で人手により行った。投入はバケットでブロックを決壊口方向に押し出すが、ケース1では1個ずつの投入とし、ケース2は運搬重機に積載したブロック（ダンプトラックの場合は3個）を全て決壊口付近の堤防天端に並べた後、連続して押し出しを行った。

ケース3・4は汎用性が低いオートフックを用いた。ブロックを着底させるとワイヤーが自動で外れる仕組みであり玉外しは決壊口近傍に作業員が近付く必要がないため、安全性向上が期待できる。ケース3の投入はケース

表-2 堤防決壊シミュレーション想定内容

河川名	十勝川水系 十勝川
決壊位置	左岸 中流部
決壊規模 破堤進行時間	Nays2D Breach による計算
決壊要因	越水 (H.WL 到達時点)
河道特性 堤体特性	
想定ハイドロ	

表-3 堤防決壊シミュレーション緊急対策の内容

投入	主にクレーン	主にバックホウ
概要	決壊確認後、ブロックによる拡幅抑制工を実施	
資材	根固ブロック 2t 型	
投入	クレーン	バックホウ
施工速度	1 個/3 分	1 個/2 分
着手までに要する時間	決壊から 4 時間後 決壊確認連絡 1 時間 資材準備運搬 1 時間 仮置ヤード整備 1 時間 投入足場準備 1 時間	決壊から 3 時間後 決壊確認連絡 1 時間 資材準備運搬 1 時間 仮置ヤード整備 1 時間

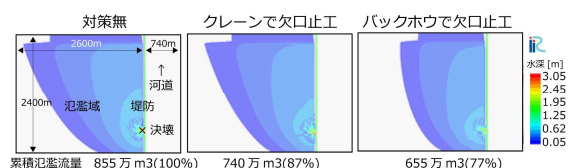


図-9 最大浸水深範囲・累積氾濫流量の比較

1と同様にバケットによる押し出し、ケース4は決壊口斜面部に着底させることで玉外し作業を省略するとともに、直接投入が可能となるため作業効率の向上が期待できる。

4. 2 ブロック投入実験の結果

図-8にブロック投入に要した時間を平均しブロック1個当りに換算した結果を示す。

基本となるケース1は110秒/個、連続投入としたケース2は103秒/個であり、まとめて投入することで1個当り10秒程度の短縮となっている。

オートフックを用いた場合、ケース1と比較して押し出しであるケース3は128秒/個と20秒程度の延長、直接投入であるケース4は99秒/個と10秒程度の短縮であり、効率的になることを期待したが大幅な時間短縮とはなっていない。これは玉掛けに要する時間がワイヤーロープに比べて30秒程度、多く要していたためであり、今後はオートフックを用いた玉掛作業の訓練等により作業効率の向上が期待できると考えられる。

なおオートフックを用いた場合、開口部付近での作業員による作業が不要となるため安全性向上の面では有効である。一方でケース4の直接投入では、投入済みの積み上がったブロックと投入したブロックの間にワイヤーが絡まったケースがあった。復旧作業が遅れるだけでなく、重機転倒などの危険性があることから、オートフックによる直接投入を行う際には、投入したブロックの着底位置も想定しながらの作業が必要である。

現地実験を行った結果、バックホウを用いた資材投入では更なる効率化も期待できるが、現状でも2分/個程度で試算することが可能であると考えられる。

5. 実河川堤防決壊を想定した決壊シミュレーション

ここまでで得られた成果を元に実河川を想定した堤防決壊シミュレーションを行い、被害軽減対策工法の実施による減災効果について試算を行う。

5. 1 シミュレーション概要

堤防決壊シミュレーションの想定内容を表-2に示す。十勝川中流域のある観測所地点を対象とし、平成28年8月北海道災害時の水位データを参考にハイドロを与え、はじめに対策を行わないケースとして堤防決壊の計算を行った。

次に減災対策を行うケースでは表-3を参考に、クレーンを用いた工法では決壊開始から4時間後、バックホウを用いた工法では3時間後に工事着手することで拡幅進行が抑制できるとし、計算では着手時間以降について堤体を固定床として計算を行った。なお今回は抑制工・欠口止工までを対象としている。

5. 2 シミュレーション結果

図-9は計算結果のうち、浸水範囲が最大となる時刻の浸水範囲図を、また洪水期間中の累積氾濫流量を示す。これより早期に欠口止工を実施することで累積氾濫流量の低減につながるのと同時に、浸水面積の縮小により被害額が小さくなることが期待できる。なお本シミュレーションは様々な過程の基に検討したものであり、実際の堤防決壊現場にそのままあてはまるものではないことに注意が必要である。また今回は欠口止工の減災効果の比較までであるが、今後は荒締切工まで含めた減災効果に

についても評価を行う必要がある。

6. まとめ

本資料では堤防決壊時における被害軽減技術の提案を目的に事例収集、現地実験、数値計算を行い次のことが明らかとなった。①災害事例収集より早期着手にはバックホウが有力である。②現地実験より資材投入に要する時間の目安(2分/個程度)を示した。③数値計算より河道形状に応じて決壊現象を分類し、現象に応じた被害軽減対策の考え方を示した。④数値計算より提案工法を実施することで被害規模軽減につながる可能性を示した。

なおこれまでの研究成果は「堤防決壊時に行う緊急対策工事の効率化に向けた検討資料(案)¹⁸⁾」に取りまとめ寒地河川チームのHPで公開しており、普及を図る予定である。

堤防決壊という甚大な災害が発生した場合、少しでも被害軽減につなげる工夫は重要であるが、現場ごとに条件は異なり明快な手法の提案は困難な面が多い。しかしながら各河川系事務所が堤防決壊時の緊急対策シミュレーション等を実施する際の参考として本検討資料を使用されることで、少しでも堤防決壊時の被害軽減につながることを期待する。

謝辞：本実験を行うにあたり、十勝川千代田実験水路アドバイザー委員会と同検討会より、多くの助言を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 社会資本整備審議会：水災害分野における気候変動適応策のあり方について(答申)，国土交通省，2015。
- 2) 国土交通省北海道開発局：災害・防災情報，
<http://www.hkd.mlit.go.jp/ky/saigai/ud49g7000007big.html>
- 3) 平成28年8月北海道大雨激甚災害を踏まえた水防災対策検討委員会：平成28年8月北海道大雨激甚災害を踏まえた今後の水防災対策のあり方，2017。
- 4) 十勝川千代田実験水路について，国土交通省北海道開発局帯広開発建設部，https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/kn/kawa_kei

/ud49g700000ry5o.html

- 5) 河川堤防の越水破堤現象のうち破堤拡幅過程に関する実験報告書：国土交通省北海道開発局，寒地土木研究所，2012。
- 6) 破堤計算ソフト(Nays2D Breach)，
<http://river.ceri.go.jp/contents/tool/nays2d-breach.html>
- 7) 島田友典，渡邊康玄，岡部博一，岩崎理樹，中島康博：川幅と河床勾配破堤拡幅現象に与える影響，土木学会論文集B1(水工学)，vol.73，No.4，I_1345-1350，2017。
- 8) 飛田大輔，柿沼孝治，柏谷和久，武田淳史：千代田実験水路における根固めブロックによる破堤氾濫流の抑制効果，土木学会河川技術論文集，第21回，pp.377-382，2015。
- 9) 島田友典，前田俊一，柏谷和久，横濱秀明：河川堤防の荒縮切工法に関する模型実験，土木学会河川技術論文集，第22回，pp.379-384，2016。
- 10) 島田友典，岡部博一，中島康博：河川堤防縮切工に関する基礎実験，平成28年国土交通省国土技術研究会，安心安全II，pp.122-127，2016。
- 11) 島田友典，横山洋，米元光明：堤防決壊時における効率的な縮切工に向けた現地実験，国土交通省北海道開発局平成29年度技術研究発表会，第61回，防-33，2018。
- 12) 山本太郎，友田隆啓，島田友典，村椿俊幸：破堤決壊部へのブロック投入を想定した重機作業のサイクルタイム計測実験，土木学会北海道支部論文報告集，B-59，2018。
- 13) 前田俊一，島田友典：堤防決壊時における氾濫流がある中で緊急縮切工事等の事例紹介(その1)，寒地土木研究所月報，第779号，pp.27-44，2018。
- 14) iRIC，<http://i-ric.org/ja/>
- 15) 河川整備基本方針・河川整備計画，国土交通省，
http://www.mlit.go.jp/river/basic_info/jigyoku_keikaku/gaiyos/seibi/index.html
- 16) 氾濫シミュレーションマニュアル(案)-シミュレーションの手引き及び新モデルの検証，建設省土木研究所，第3400号，1996。
- 17) 土木工事標準積算基準書：国土交通省大臣官房技術調査課
- 18) 堤防決壊時に行う緊急対策工事の効率化に向けた検討資料(案)，<http://river.ceri.go.jp/contents/tool/chiyoda2.html>

1.1 侵食等に対する河川堤防等の評価・強化技術の開発

1.1.2 高流速下の水流・水面波・掃流砂による構造物の安定性評価と維持管理技術の開発

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒地河川）

研究担当者：矢部浩規、井上卓也、岩崎理樹

【要旨】

高流速条件下で発生する三角波が河川管理上どのようなリスクを持っているかについては未だ明らかではない。本報告では、そのようなリスクの一例として護岸・護床ブロックの安定性に及ぼす三角波の影響を、水理実験を通じて検討する。実験結果より、三角波の発生によりブロックが動きやすくなることが明らかとなった。このため、三角波の発生を想定せずにブロック重量を設計すると、危険側の重量となることが示唆される。

キーワード：高流速、三角波、河床波、ブロック

1. はじめに

急流河川における洪水時の流れは容易に高流速となるため、河床変動や河岸侵食等による堤防の侵食や、河川構造物周辺の侵食、さらには流体力の著しい増大による河川構造物の被災など様々なリスクを生む。その中で高流速条件下において特徴的な現象の1つに、水面が三角状に切り立つ三角波をあげることが出来る。急流河川における洪水時に見られるこの三角波は、急流河川の激流を表現する1つの例としてしばしば取り上げられる。三角波が発生している様は、一見して非常に危険な印象を与えるが、一方で三角波が一体どのような河川管理上のリスクを含んでいるかについては実はよくわかっていない。これは、いつどこで発生するかわからない三角波の観測を行うことが困難であることや、洪水後にはその痕跡がわからないことから、その影響を洪水後の調査から推定することが難しいためと考えられる。しかしながら、これまでに観測された三角波の中には波高が2-3mと水深スケールまで発達するものもあり¹⁾、例えば構造物の被災等に対して潜在的なリスクを有している可能性は否定出来ない。すなわち、三角波が発生することによって、想定されていない河床変動、河岸侵食や、構造物の破壊といったことがこれまでも引き起こされていたかも知れない。本研究は、そのような背景を踏まえて、三角波が発生する流れ場における護岸や護床工等のブロック構造物の安定性に関する検討を行うものである。

護岸や護床工等のブロック構造物の設計は、我が国においては一般に護岸の力学設計法²⁾によって行われている。この設計法は、基本的には平坦な底面にブロックが設置されている状態が想定されており、その状態のブ

ロックに作用する外力として、抗力と揚力、抵抗力として重力、摩擦力を考え、これらの力の釣り合いから移動しない条件を導いている。この設計法の特徴は、ブロックが移動しないために必要な重量が、ブロックに作用する流速の6乗に比例するという、極めて単純で使いやすい関係式を提供していることにある。そのため、想定する外力（流量）と河道条件において、等流・不等流計算等の流れの計算を実施し、算定された流速から施工するブロックに必要な重量を簡単に求めることができる。また、上記で述べたように、この設計法では簡易なブロックの設置条件や水理条件が想定されているため、水理計算で考慮出来ない要素、例えば湾曲や砂州による流れの偏流の影響などは、別途作用流速に対して割り増し係数などをかけることで対応が可能である。このような使い勝手の良さや力学的な背景が明確であることから、護岸の力学設計法は実務現場において広く使用されている。しかしながら、この設計法において、三角波の影響は考慮されていないようである。三角波が発生すれば、水面と河床の変動によって、局所的に強い高流速が生じて、ブロック構造物に対して瞬間的に大きな流体力が作用することで、被災の要因となり得ることは容易に想像される。

本研究では、三角波が発生する流れ場において護岸等のブロックの安定性がどのような影響を受けるかを定性的に把握する水理実験を行う。三角波が発生する水理条件でも、平坦固定床では三角波が発生しない性質を利用し、三角波が発生する移動床条件においてブロックの安定性が低下しえるのか、また低下する場合、どの程度ブロックが移動しやすくなるのかに着目した検討を行った。

表-1 実験条件

	粒径 d (mm)	勾配 i_b	平均流速 U (m/s)	水深 h (m)	フルード 数 Fr	シールズ数 θ	三角波	三角波波長 ³⁾ (cm)	三角波波高 ³⁾ (cm)
Case 1	1.42	0.008	0.981	0.073	1.16	0.25	発生	25.8	6.9
Case 2	1.42	0.008	0.826	0.055	1.13	0.19	発生	29.5	7.5
Case 3	1.42	0.008	0.591	0.037	0.98	0.13	発生	42.5	4.3
Case 4	5	0.018	1.254	0.071	1.50	0.15	発生	49.2	7.5
Case 5	5	0.018	0.945	0.053	1.31	0.12	非発生	-	-
Case 6	5	0.018	0.85	0.045	1.28	0.10	非発生	-	-
Case 7	1.42	0.03	1.148	0.026	2.27	0.33	非発生	-	-
Case 8	1.42	0.03	1.115	0.023	2.35	0.29	非発生	-	-
Case 9	1.42	0.03	0.543	0.021	1.20	0.27	非発生	-	-

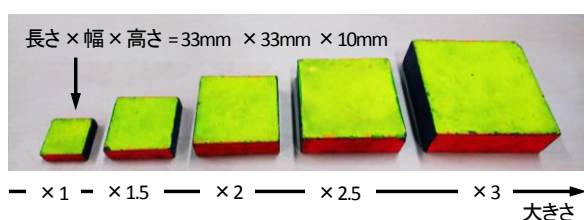


図-1 実験に用いたモルタル製平型ブロック

三角波がブロック構造物に与える影響を定量的に明らかにすることは、これまで過去に護岸等が被災した事例を正しく解釈することに有用な知見を与えるとともに、より合理的な護岸の設計に役立つものと考えられる。

2. 水理実験

水理実験は、長さ23m、幅0.5mの可傾斜水路において実施した。実験条件は、既往の研究³⁾を参考に、三角波が発生する場合としない場合が網羅出来るように表-1のように設定してある。この水理条件において、底面が移動床、固定床条件の2つを考え、底面に設定したブロックの移動に関する実験を行う。

ここで三角波が発生するというのは、底面が移動床であった場合であり、底面が平坦固定床であった場合、三角波は発生しない。この性質を利用して、底面に設置されたブロック構造物の安定性に対する三角波の影響を以下のように把握する。平坦固定床状態において三角波は発生しないが、これは護岸の力学設計法と同様な状態を考えていることに相当する。一方、底面が移動床となった場合、平坦固定床と同一条件であっても、三角波が発生することで、護岸の力学設計法で想定している流れの状態からは著しく逸脱することになる。このときのブロックの移動状況を把握することで、三角波がブロック

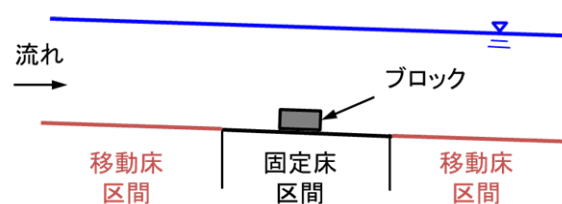


図-2 移動床条件における実験の概略図

をどのように不安定化させるかが把握出来る。このような比較は、護岸の力学設計法で想定していた状況に対して、三角波という想定外の事象が起きたときに、どの程度ブロックの安定性を低下させるのかを理解することを意味している。一方で移動床条件でも三角波が発生しない条件においては、固定床と移動床の違いは理想的には単に底面の状態の違いのみとなる。

底面に設置するブロックについては、護岸や護床ブロック形状を最も単純化したものと考えられる平型ブロックとし、形状が相似で寸法を変化させた5つのブロックを用いている(図-1)。ブロックはモルタル製であり、比重はおおよそ2.2であった。本稿では以降、一番小さなブロックの寸法(長さ×幅×高さ=33mm×33mm×10mm)を基準として、これらのブロックをx1、x1.5、x2、x2.5、x3のように標記することとする。これらのブロックを底面に設置し、上面を棒で押さえた状態から棒を取り外した際にブロックが移動するか停止するかの判定を行った。各ブロックに対して、特に移動する条件においては、複数回の試行を行い、移動と停止の状態を判定した。また、停止の判定については、棒の取り外し後、一分間の静止状態が継続したものを停止としている。なお、移動床実験中に移動床状に直接ブロックを設置することは困難であったため、平坦固定床との違いが明確になるよう、図-2のように移動床区間の一部に平坦床の固

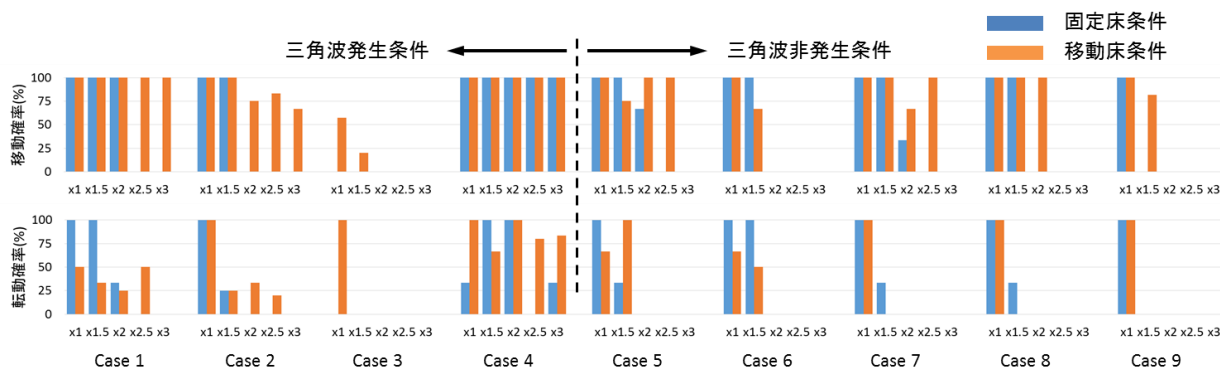


図-3 実験におけるブロックの移動確率 (上) と移動したブロックの転動確率 (下)

定床区間を設け、そこにブロックを設置することとした。

すべての固定床ケースにおいてブロック高さに相当する位置における等流流速を電磁流速計により測定している。ただし、水深がブロック高さと同程度となる Case7-9 については、水深方向に高さを変えた流速の測定が難しいこともあり、水深の中央位置において流速を測定し、実験値としている。

3. 実験結果と考察

3. 1 三角波発生の有無によるブロックの安定性

実験において観察されたブロックの移動形態を不動、ずれ、滑動、転動に分類し、各ケースにおける移動確率、また移動したブロックの内、転動形態で移動した確率をまとめたものを図-3 に示す。なお、ここでずれとは底面に設置したブロックが方向のみが変化するものの、下流方向には流されないものを意味しており、ここでは移動しない形態として実験結果を整理してある。各ケースでは、特にブロックが移動する場合には三回以上の試行を行っている。観測された移動回数を全試行回数で割ることで、移動確率を求めている。

実験結果について、まず固定床条件におけるブロックの移動形態についてまとめる。この条件においては、ブロックの重量が小さい場合は主に転動で移動するが、ブロックの重量が増加するとともに移動形態は滑動となる傾向にあった。Case4 を除いては重量が大きいブロックは不動となっているものが多い。このように、本実験条件ではブロックの重量と水理条件を変化させることで、ブロックが移動しない条件と移動する条件を幅広く網羅している。この固定床条件におけるブロックの移動形態が、移動床条件となったときどのように変化するかを以下にまとめていく。

まず、移動床条件においても三角波が発生しない

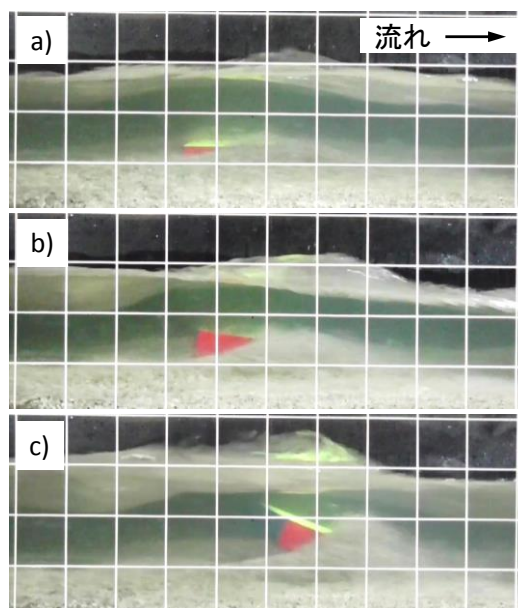


図-4 Case1: x2.5 におけるブロックの移動状況と水面の様子。

a) ブロック移動開始直前, b) ブロック移動開始時, c) ブロック移動後

Case5-9 の条件では、固定床条件で停止となっているものでも、ブロックが移動しているものが見られた (Case 5: x2.5, Case 7: x2.5, Case 8: x2, Case 9: x1.5)。このときの移動形態は主に滑動であった。当初この条件では、移動床条件でも三角波が発生しないために、移動床と固定床条件で、ブロックの移動形態はあまり変わらないことが期待されていた。しかし、実際には移動床条件では、ブロックを設置する底面とブロックの間に流砂が入り込み、ブロックを移動させやすくさせていることが見て取れた。この点については、実際に現地に施工するブロックと底面の状況では生じ得ないと考えられるため、本水理実験における一種のあやである。一方で、移動床条件において三角波が発生する場合においても、固定床条件で移動しなかったブロックが、移動しているケースが多

く見られた。Case1-3では、固定床条件で不動と判定されたブロックでも、移動となっていることがわかる。移動形態は滑動が支配的であり、この点については上述のブロックと底面間への砂の入り込みが影響している可能性はあるが、転動として移動しているものも存在する。また、Case 4は固定床条件で用いた全てのブロックが移動となったが、移動床条件では特に転動による移動形態が顕著となっている傾向が見て取れる。この点については、三角波発生条件において生じるブロックの不安定現象である可能性が示唆される。

本実験結果により、三角波によってブロックが移動しやすくなる傾向が明らかになってきた。三角波がブロックを移動しやすくしている原因としては、実験時の様子より以下のようなことが考えられる。図-4は、Case1 x2.5にてブロックが移動を開始する瞬間を捉えたものである。このとき、ブロックの上には三角波が発生しており、これが下流方向に流下していた。この三角波の頂部がブロックを通り過ぎたあたりでブロックが移動を開始している。また、三角波の発生とともに河床には同様の形状を持った河床波が形成されていることもわかる。これを模式的に示したものが図-5aである。一般に、河床波の谷から頂部にさしかかる部分では、上昇流が生じており、これがブロックを巻き上げらせる要素となり、ブロックが移動した可能性がある。また、ブロックが移動を開始した顕著な例として図-5bのような状態も良く観察された。この場合では、ブロックが三角波の谷部に位置しているときに、主に活動形式として移動している。三角波の谷部においては、一般に高流速となっている場合が多く、この流速の増大によってブロックが移動を開始したものと考えられる。このような上昇流や場所的な高流速の発生は、護岸の力学設計法で想定している場では生じない要素であり、三角波発生場において考慮されるべきものであると考えられる。

3. 2 ブロック安定性の定量的評価：護岸の力学設計法との対応

これまでに本実験において三角波がどのようにブロックの安定性を低下させるかについて定性的に述べてきた。以下では、三角波の影響をより定量的に評価するために、護岸の力学設計法の考え方との比較を行うこととする。護岸の力学設計法では、底面に設置したブロック構造物に対する外力として抗力と揚力、移動に対する抵抗力として摩擦力、重力を考慮した力の釣り合いを考えることにより、移動しないブロックの必要重量はブロックへ作

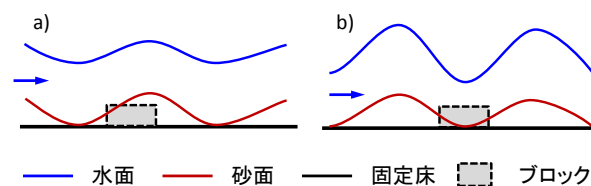


図-5 実験より推定される三角波とブロック移動開始状態の模式図。a) 三角波の頂部より若干上流で移動する場合(図-4の例)、b) 三角波の谷部で移動する場合。

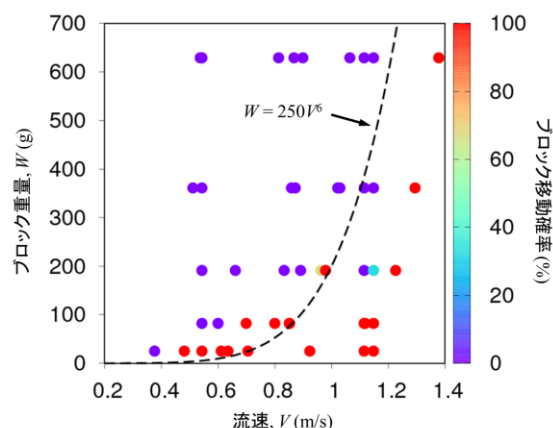


図-6 平坦固定床条件でのブロックへの作用流速—ブロック重量の関係と、ブロック移動確率の比較

用する流速の6乗に比例する式を導いている。ここで実施した固定床条件における実験は、この護岸の力学設計法で想定している状態と近いと見做すため、まず設計法の適用範囲内の実験ケースについて比較を行う。実験では、ブロックに作用する流速と重量、並びにブロックの移動確率がわかっているため、これをまとめることで、ブロックの移動と停止を区分する関係について示すことが出来る。このように実験結果をまとめたものを図-6に示す。実験結果のブロックの移動と停止を護岸の力学設計法の考え方から区分しようとすればおおそ図中の点線のようなになった。若干のずれはあるものの、実験結果についてはおおそ区分出来ていると考えられる。次にここで示した関係が、移動床条件においてどのように変化するかを示す。移動床条件における結果をまとめる際には、あえて固定床条件の等流のような状態で測定された流速を用いている。これは、実際に三角波の発生を想定せずに、平坦固定床状態に生じる流速を用いてブロックの必要重量を算定したとき、どの程度必要ブロック重量を見誤るかを示すことに相当する。

図-7、8はそれぞれ三角波が発生しない条件と発生する条件に分けて、固定床と移動床条件で得られたブロッ

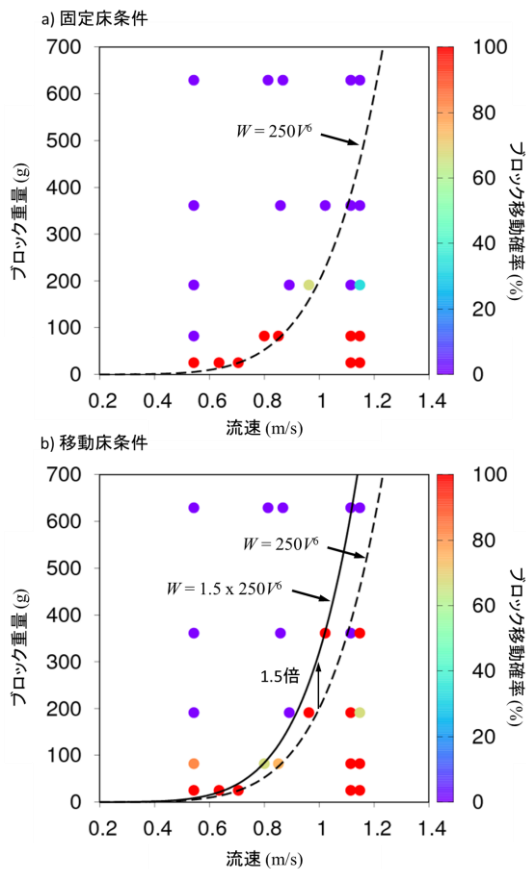


図7 三角波非発生条件におけるブロック移動確率と流速—ブロック重量の関係。 a)固定床、b)移動床。

クの移動確率と流速—ブロック重量との関係を見たものである。図中に示す点線は、図-6 で求めた固定床条件におけるブロックの移動と停止を区分する線である。一方、移動床条件の実験結果にこの点線を載せれば、明らかに実験で観測された移動と停止を分けることが出来ない。移動床条件で得られた結果を区分しようとするれば、新たに実線の関係が得られる。実線と点線のずれが大きければ大きいほど、移動床条件においてブロックが移動しやすくなっていることを示している。図-7に示すように、移動床条件においても三角波が発生しないケースにおいては、両線のずれは比較的小さいものの、三角波が発生する場合は2つの線には大きなずれがあることがわかる。このずれを数値化すれば、固定床条件で移動しないブロックよりも、さらに3.5倍のブロック重量が必要ことになる。これは、ブロック重量を設計する際に用いる流速に対する割り増し係数に直すと $3.51/6=1.23$ 程度に相当する。本結果は、三角波が発生する場では、ブロックが移動しないために必要な重量は同一水理条件における固定床条件よりも顕著に増加することを示唆している。

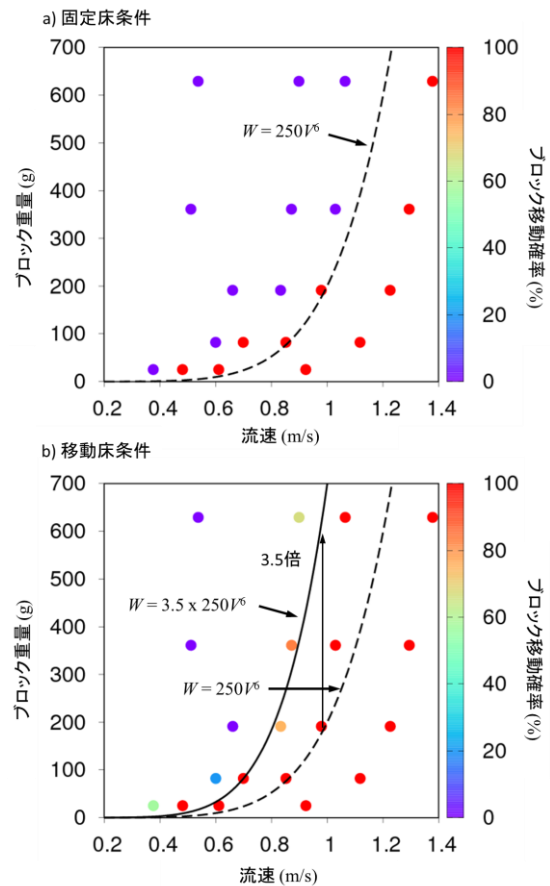


図8 三角波発生条件におけるブロック移動確率と流速—ブロック重量の関係。 a)固定床、b)移動床。

3. 3 実問題への適用可能性：三角波が持つリスク

本実験結果は、三角波がブロックを不安定にする可能性があることを示唆している。三角波は護岸ブロックの設計や被災要因の解釈において従来考慮されていないものであり、本実験結果はより合理的な被災要因の解明やブロックの設計に新たな知見を与える可能性がある。一方、ここで示したような単純化された水理実験の結果が、実際の河川の問題に対してどのような意味を持つのか、若干の考察を以下に加えることとする。

まず、ブロックの設置については当然ながら河床面の上に置かれたものではなく、群体として河床面に埋め込まれることで河床や河岸を防御する。従って、実験で見られたようなブロック—底面間への流砂の入り込み等の影響はないと考えられる。しかし、三角波が発生することで生じる高速流や三角波谷部から頂部にかけて発生する上昇流は、実験のみならず実スケールでも発生すると考えられるため、実験と同様に実際に現地に施工される護岸や護床ブロックを不安定化させる可能性はある。また、実際の場合では、ブロック設置区間の上下流は移動床であり、侵食の影響を受ける。ブロック設置区間の上流

から三角波が移動してきた場合、谷部においてブロック前面、下面の土砂が抜け出し、ブロックを下から上方へ押し上げようとする流体力も増加する。このような現象の類似例として、護床工前面の洗掘による被災があげられる。平成19年台風9号出水調査報告によれば、多摩川二ヶ領上河原堰上流の護床工前面が出水により顕著な洗掘を受け、その洗掘域から発生する上昇流が護床工の被災要因となったことが示唆されている⁴⁾。三角波も同様な洗掘と上昇流を発生させる要因であり、このような侵食機構によって、ブロックの安定性を低下させることが懸念される。最後に本実験では、三角波が発生した場合には、現状の設計法で想定されるよりも重いブロックが必要であることを示したが、実際の施工を考えると、構造物の巨大化はコストや施工面で不利である。そのため、三角波等の発生に強いブロック形状や、逆に三角波の発生を抑制するブロックなどを考え、重量を抑えつつ安定性を増す対策も重要であると考えられる。

4. 結果

本論文では、三角波の発生が河川管理上どのようなリスクをもたらすかについて、護岸や護床工等のブロック構造物の安定性に着目した単純な水理実験により検討した。実験結果より、三角波が発生すると、局所的

な高流速や上昇流が発生し、ブロックが移動しやすくなることを示した。従来、護岸等の設計に用いられる護岸の力学設計法では、このような三角波の発生に伴う流れの変化を考慮していないため、設計ブロック重量を過小評価する可能性がある。また、三角波が発生しやすい急流河川における護岸等の構造物の被災事例の解釈に有用な知見を与える可能性がある。一方、本検討は単純な場において三角波がブロック構造物の安定性に及ぼす影響を現象論的に示したにすぎない。今後は本現象をより水理学的に解釈しつつ、三角波が発生しても被災しないブロック形状等の検討につなげていく必要がある。

参考文献

- 1) 山口甲：日本一の急流都市河川 豊平川，(財)河川環境管理財団北海道事務所，pp.126-130，2005.
- 2) 国土開発技術研究センター編：改訂護岸の力学設計法，山海堂，pp.1-153，2007.
- 3) 井上卓也・長谷川和義・渡部靖憲・船木淳悟：三次元的な反砂堆上の水面波に関する実験的研究，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol.71，No.2，pp. I_739-I_746，2015.
- 4) 土木学会水工学委員会平成19年台風9号出水調査団：平成19年台風9号出水の調査と今後の河川維持管理のあり方に関する調査研究，河川整備基金助成事業報告書，2007.

1.1 近年顕在化・極端化してきた水災害に対する防災施設設計技術の開発

1.2.1 浸透に対する河川堤防の点検・評価・対策手法に関する研究（その1）

（進行性を考慮した浸透に対する堤防機能評価技術及び対策技術の開発）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也，石原雅規，東拓生，佐々木亨

【要旨】

降雨や河川水が堤防へ浸透することにより、のり面が崩壊し、場合によっては破堤することがある。このようなのり面の崩壊は、進行性を有していることがあるが、進行性を考慮した浸透安全性評価手法等は実用化されていない状況にある。そこで、本研究では、進行性を考慮した浸透安全性評価手法や対策の優先順位付け、合理的な対策工の設計・施工法・維持管理方法を提案する予定である。これまで、大型模型実験を行うことにより降雨及び河川水による堤体への浸潤挙動やそれに伴う進行性破壊のメカニズムを詳細に把握した。この結果を踏まえ、浸潤挙動をより高い精度で再現できる解析手法に関する検討を行うとともに、進行性を評価可能な新たな円弧すべり計算法を提案した。また、小型模型実験により、ドレーン工による進行性破壊抑制効果を確認した。

キーワード：河川堤防，浸透，進行性破壊，浸透流解析，円弧すべり解析

1. はじめに

近年降雨の局地化・集中化・激甚化による堤防被害が頻発しており、大規模な氾濫を防ぐ堤防強化が喫緊の課題となっている。これまでの堤防点検の結果から膨大な延長の安全性の不足する箇所が存在することが分かっている。そのため、優先順位をつけて、より効率的・効果的に堤防整備・管理を行い、浸透に対する安全性を向上させることが求められている。

これまでに報告されている堤防の被災事例の多くは破堤に至らない漏水やのり崩れであるが、この中には破堤に至った事例も存在する。のり面の崩壊に関しては、一度すべりを起こした後、それ以上進行しない場合もあるが、徐々に変状範囲が拡大する進行性を有することもある。しかし現行の浸透に対する安全性照査法では、すべりの危険性を評価することはできても、その進行性を考慮した評価を行うことはできないのが現状である。また、すべりの評価を行う上では、堤体内の浸潤挙動を正確に予測することが不可欠となるが、特に降雨の浸透に関しては予測することが難しいとの研究成果が報告されている状況にある。

そこで、本研究は、堤防の浸透破壊の進行性および降雨の堤体への浸透特性を踏まえた浸透安全性の評価技術や対策技術について研究し、要対策延長の短縮や進行性を考慮した対策の優先順位付け、合理的な対策工の設計・施工法・維持管理方法を提案するものである。

2. 浸透による進行性破壊に関する大型模型実験

2.1 大型模型実験の概要

河川堤防の浸透に対する安全性照査においては、河川水位や降雨の外力を与えた非定常浸透流解析を実施し、得られた浸潤線をもとに円弧すべり計算を行うほか、局所動水勾配等によってパイピングや盤ぶくれの評価を行うこととなっている。しかし、実際の河川堤防の被災事例をみると、のり尻の比較的浅い部分が崩壊した後、のり面上部に進行する変状発生事例もみられることが把握されている。この進行性破壊は、発生条件や発生メカニズムについて未だ不明な点が多く、その評価手法は現時点では確立されていない状況にある。

これまでにのり尻部を対象とした小型模型実験¹⁾等により、進行性破壊の発生条件（堤体材料の物性、のり面勾配、のり尻付近の動水勾配等）について検討を行ってきたが、堤体全体の進行性破壊をより詳細に把握するため、大型模型実験を行った。

図2-1に実験模型を、図2-2、図2-3に堤体模型材料の物性を示す。厚さ0.3mの基盤層（ローム）の上に、延長方向6.5m、幅7m（天端幅1m、のり面水平幅6m、半断面）、高さ3m（のり面勾配1:2）の半断面の堤体模型を、千葉県香取市から採取した材料を用いて平均含水比19.6%、平均締固め度86.1%で構築した。堤体背後にはフィルタ材を介して水を供給するための給水槽を設けた。

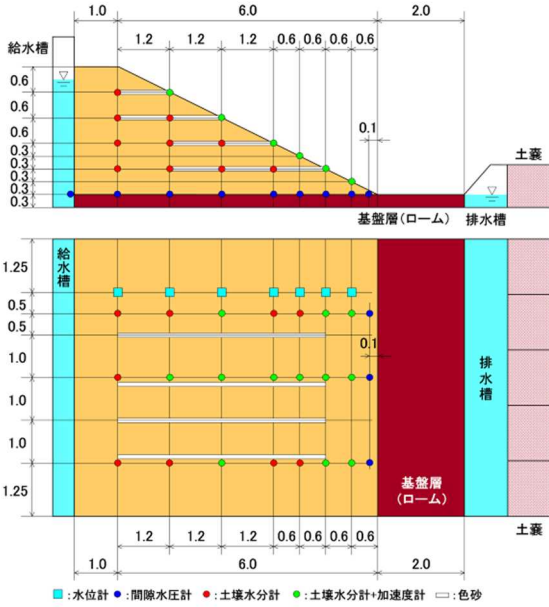


図 2-1 実験模型図

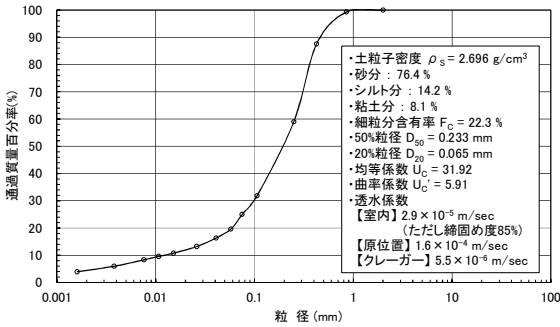


図 2-2 堤体材料の粒径加積曲線及び各種諸元

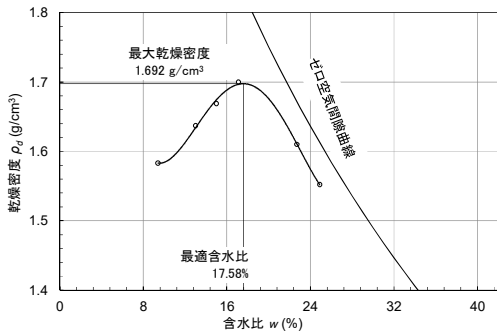


図 2-3 堤体材料の締めめ曲線

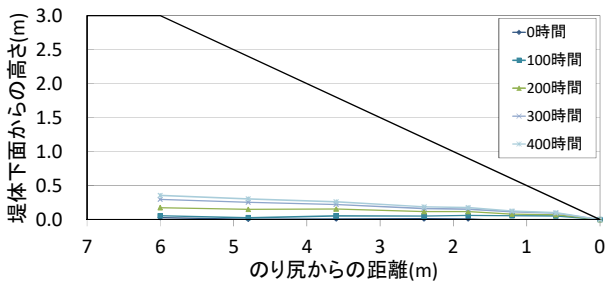


図 2-4 降雨実験の堤体内水位

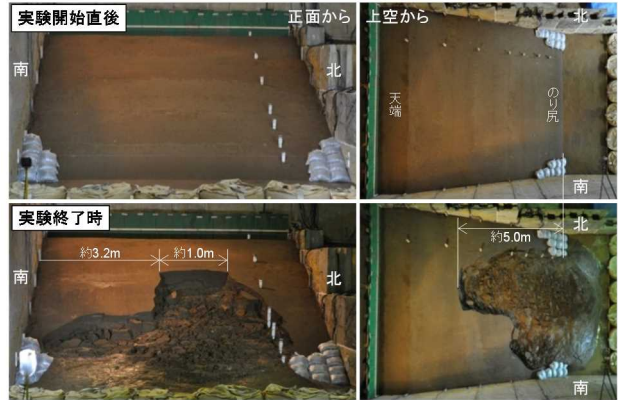


写真 2-1 実験前後の模型の状況

堤体内には、実験後の開削により堤体の変状状態を確認するための色砂を敷設するとともに、堤体底部に間隙水圧計と水位計、堤体内部に土壤水分計を設置した。また模型の経時的な形状の変化を把握するため、模型正面から 2 台の静止画カメラにより 5 分間に 1 枚の時間間隔でステレオ撮影を行い、画像解析により堤体模型表面の座標を求めた。

実験前に基盤層を飽和させるため、給・排水槽に基盤層上面の深さ（基盤層下面から 0.3m）まで給水し、給・排水槽の水位を 7 日間保持した。まず、模型に 1mm/hr の降雨を 400 時間与えて各計測器で計測した（降雨実験）。その後、約 7 日間かけて十分に堤体内の水を排出した後に、基盤層上面を初期水位として、背後の給水槽に堤防模型天端 0.3m（水位 2.7m）まで約 3 時間かけて水位を上昇させ、その後は給水槽内の水位を一定に保つよう給水を行った（水位上昇実験）。水位上昇実験の開始から約 16 時間で天端付近にまで亀裂が発生し、変状進行形態が変わってきたことから、給水槽内の水位を低下させて実験を終了した。実験後は、崩壊した範囲について土層強度検査棒による貫入試験、試料採取と各種室内土質試験（粒度、密度等）を行うとともに、開削による断面の撮影・スケッチ等を行った。

降雨実験の堤体内水位の上昇過程を図 2-4 に示す。水位が最も高いのり尻から 6m 位置では、100 時間まで堤体内水位に顕著な上昇は見られず、100 時間から 300 時間の間で比較的大きな上昇傾向を示し、その後は緩く上昇した。[o1]最高水位は 35cm を記録した。

写真 2-1 に水位上昇実験前後の模型の状態を示す。給水槽水位を 2.7m まで上昇させた後、約 1 時間で南から約 4m 地点ののり尻付近から泥濘化し始め、実験開始後 16 時間でのり尻から水平距離約 5m まで変状が進行した。南から 3.2~4.2m の断面が最も変状が天端方向へ進行して

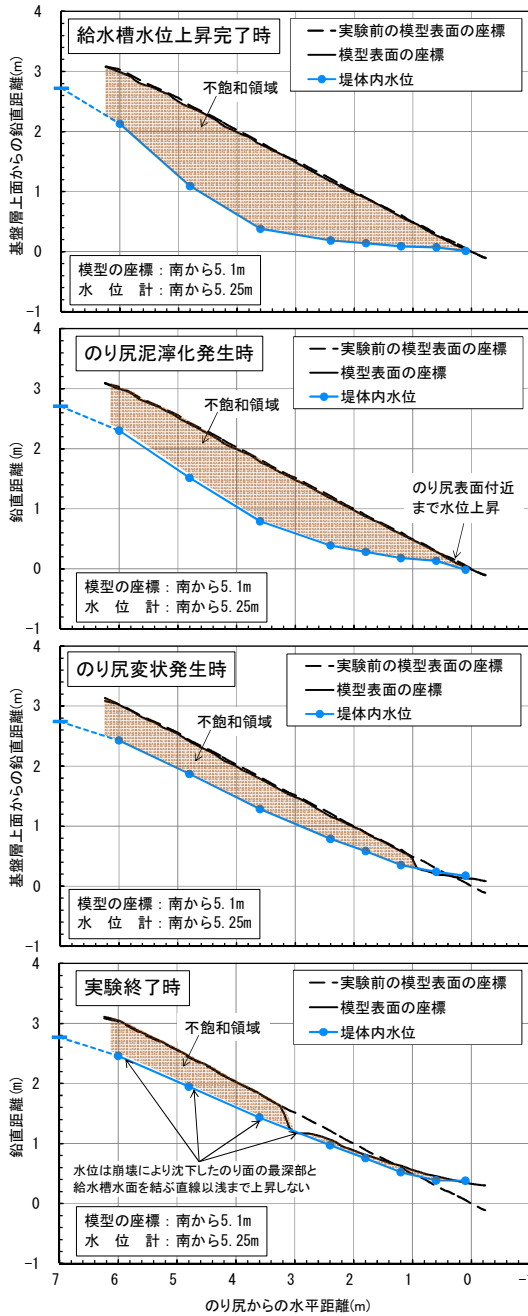


図 2-5 堤体模型表面の座標と堤体内水位の分布

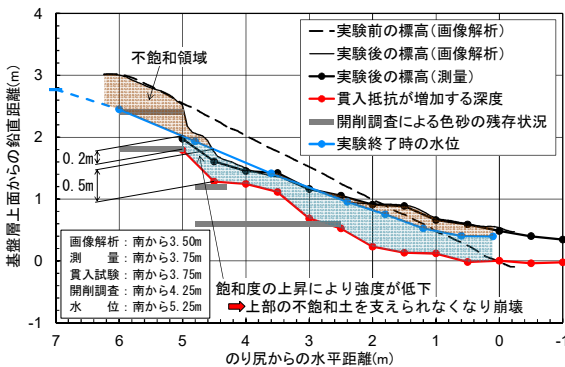


図 2-6 実験後の画像解析, 測量, 貫入試験, 開削調査等の結果

おり, のり面の鉛直沈下量が最大で約 0.58m 生じた.

図 2-5 に, 画像解析により求めた南から 5.1m の断面 (水位計に近い断面) における堤体模型表面の座標と, 水位計 (一部, 間隙水圧計) により計測した堤体内水位の分布を示す. のり尻が泥濁化を開始した時点で, のり尻の水位が表面付近まで上昇している. しかし, その後の変状の進行中, 水位は上昇するものの, 崩壊により沈下したのり面の最深部と給水槽水面を結ぶ直線以浅まで上昇することはなく, 変状進行中はのり面から堤体内水位 (浸潤面) までは不飽和の状態となっていると考えられる.

実験後に崩壊範囲において土層強度検査棒による貫入試験を行った. 図 2-6 に, 南から 3.5~3.75m の模型表面の座標と貫入抵抗が増加した深度, 南から 4.25m の色砂の残存状況, 実験終了時の水位を示す. 貫入抵抗の増加は, 調査者の感覚によるものであるが, 開削調査による色砂の残存状況と概ね一致することから, 堤体土が変状した範囲の下端に対応するものと考えられる. 天端に近い崩壊範囲では貫入抵抗が増加する深度が, 概ね実験終了時の水位より 0.2~0.5m 程度深くなっており, 水位以深の堤体土の飽和度が上昇することにより強度が低下し, 水位下 0.2~0.5m の飽和した堤体土が水位以浅の不飽和土を支えられなくなり崩壊に至ったものと推測される.

2.2 進行性破壊のメカニズム

実験により得られた水位と変状の進行をまとめると, ① (4 時間目) のり尻に水位が達することで変状が生じ始める. ② (~12 時間目) のり尻付近の水位の上昇に伴い変状範囲が拡大した. ③ (13~15 時間目) 堤体内水位がほぼ一定であるが変状が急激に進行した. ④ 堤体内水位が十分に低下すると変状の進行は止まる.

変状の進行速度だけでなく, 変状の進行形態も変化している. 極初期の段階では, 飽和している範囲のみが泥濁化していた. 飽和したことや浸透流の影響により強度が低下した結果だと考えられる. その後の変状の進行に関しても, 飽和した範囲の強度低下が大きく影響していると考えられるが, 徐々に, のり面に明瞭な亀裂が現れるようになり, のり面の不飽和部分を含めた崩壊に変わっていった. 亀裂が現れてもすぐに亀裂下側の土塊が下方に移動 (崩壊) するわけではなく, 徐々に亀裂の幅を増やしながら, 高さ方向には暫く留まっているか, 非常にゆっくりとした速度で下に移動する. その後, 急激に下方に移動 (崩壊) する. 実際の変状の進行は 3 次元的に起きているので, 位置を変えながらこのような動きが繰り返されることによって,

のり面上方に向かって変状が進行した。亀裂が入るのは、サクシオンによって高い強度が発揮されている証拠であるが、急激に下方に移動する時点では、先行して入った亀裂のために、不飽和部分はほとんど抵抗していないものと考えられる。なお、亀裂の現れる空間的な間隔は、初期ほど小さく、変状が進行するに従って大きくなる。途中からは、不飽和部分のみの崩壊も生じていた。15時間目や17時間目の地表面形状にその痕跡が見られる。変状範囲の上側端部は、表面に不飽和部分があるために、急勾配の崖状になっている。不飽和部分はのり面上方ほど厚いため、変状が進行するほど、崖の高さが大きくなる。ある程度高くなると、不飽和土の強度では、崖の形状を保てなくなり、不飽和部分のみの崩壊も生じるようになって考えられる。このような崖の形成自体が変状の進行に影響を及ぼしていると考えられる。13時間～15時間目は堤体内水位がほぼ変化していないにもかかわらず変状が進行するのは、飽和して強度の低下した堤体土の上に、崖による偏土圧が作用しているためだと考えられる。このような連鎖的な崖の崩壊がある程度の時間をかけて進行する理由は、崩壊直後一時的に、不飽和部分が堤体内水位以下にめり込み、崖の足元に強度の高い範囲ができるためではないかと推測する。時間とともに飽和していくことで、強度を失い、次の崩壊が始まると考えられる。

3. 浸透流解析に関する検討

すべりの評価を行う上では、堤体内の浸潤挙動を正確に予測することが不可欠となるが、特に降雨の浸透に関しては予測することが難しいとの研究成果が報告されている状況にある。2. で示した降雨浸透及び河川水の横からの浸透による浸潤挙動を、様々な条件による浸透流解析の結果と比較し、より正確に予測する上で今後検討すべき着目点を明らかにした。

3. 1 降雨による堤体内浸潤挙動の再現

3. 1. 1 飽和透水係数の推定

定常状態における堤体内水位を把握することができれば、浸透流解析を用いて飽和透水係数を逆算することが可能である。室内及び原位置での透水係数は1オーダー程度異なることから、水位の発達形状に着目し、定常状態における水位及び飽和透水係数の推定を試みた。実験時における天端のり肩部の水位時系列はS字を描くことから、図3-1に示す成長曲線 ($y = Kb e^{-\alpha t}$) を用いてフィッティングし、定常時の天端のり肩部の水位は堤体

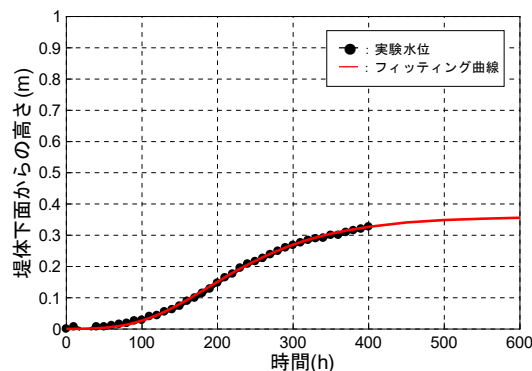


図 3-1 実験結果 (のり肩部水位)

表 3-1 透水係数の違いによるり肩部水位

透水係数(m/s)	法肩部における解析水位(m)
1.00E-05	+0.99
5.00E-05	+0.37
1.00E-04	+0.23

※実験時の水位は+0.36m

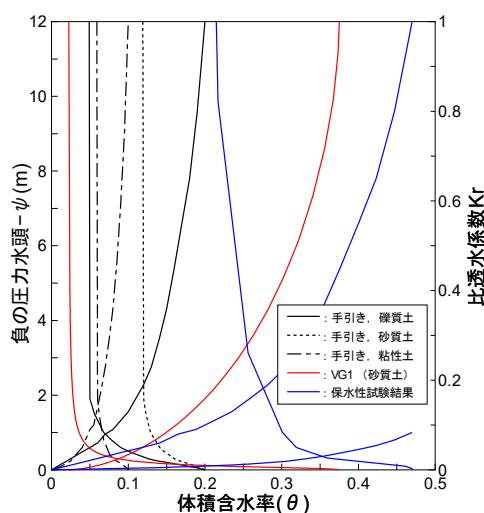


図 3-2 検討に用いた不飽和特性

下面から0.36m上方にあると推定した。この定常水位を再現可能な飽和透水係数として、表3-1に示す堤体部の透水係数を変化させた浸透流解析結果から、透水係数を $5.0 \times 10E-5m/sec$ とした場合に最も実験水位と整合する結果となった。この透水係数の値は、事前に実施した2通りの透水試験結果の平均値程度である。

3. 1. 2 不飽和特性が浸潤挙動に与える影響

「河川堤防の構造検討の手引き (改訂版)」(以下、「手引き」と呼ぶ。) ²⁾ では、礫質土、砂質土、粘性土それぞれについて図3-2に示す不飽和特性を与えており、飽和時の見かけの体積含水率は、礫質土および砂質土で0.20、粘性土で0.1である。一方、堤体材料に使用されている土を対象として実施した保水性試験から得られた飽和時の体積

含水率は0.47であり、「手引き」と比較して大きい。そこで、浸透流解析における不飽和特性の影響を把握するため、表3-2のCASE1~3に示すように不飽和特性を変化させ、模型実験の再現解析を行った。ここで、実施した保水性試験は、排水過程を対象としたものである。

一般的に、水分保持曲線はヒステリシスループを描き、同一サクションにおける水分保持量は給水過程で小さいことが知られていることから、降雨実験のように給水過程を対象とした実験において排水過程の不飽和特性を用いると実験結果を再現できない可能性が高い。そこで、既往文献で透水性の良い土の給水過程に対して設定されるVGモデル³⁾(図3-3)をCASE3とした。なお、堤体土の透水係数は $5.0 \times 10^{-5} \text{m/sec}$ とし、CASE2に置く $\theta \sim kr$ 関係は、「手引き」の砂質土を参考に、飽和の体積含水率を0.47に引き伸ばした。検討結果を図3-4に示す。

CASE1およびCASE2において、法肩部の水位は上に凸の曲線を示し、実験水位と挙動が大きく異なる一方、CASE3では、実験と比較して、やや大きな水位を示すものの、S字の発達形状は同様である。これは、VGモデルの不飽和特性が、降雨開始後初期段階の体積含水率の低い状態において透水性が低いことによるものと考えられる。

3. 1. 3 透水係数の異方性が浸潤挙動に与える影響

築堤では、撒出し・転圧を繰り返すことから、一般的には、水平方向の透水性が鉛直方向よりも大きくなると考えられる。模型も同様の作製方法であることから、「手引き」、「保水性試験結果」、「VGモデル」の3つの不飽和特性に加え、鉛直方向の透水係数を水平方向の1/5倍、1/10倍と変化させ、透水係数の異方性を考慮した検討を実施した。各ケースの条件は表3-2に示すとおりである。図3-4に示す検討結果より、「手引き」および「保水性試験(排水過程)結果」の不飽和特性では、浸潤面の発達形状が再現できないが、「VGモデル」の不飽和特性を用いることで、CASE3b'において実験水位と整合する結果となる。ただし、透水係数の異方性が水位の発達形状に与える影響は、不飽和特性が与える影響に対して小さいものと考えられる。

3. 2 水位上昇実験による堤体内浸透挙動の再現

降雨に対する検討の結果、不飽和特性を工夫することで再現性が向上することは上述のとおりであるが、ここでは、「手引き」に示されている不飽和特性を用いて水位上昇実験における浸潤挙動を再現することとした。

等方にさまざまな透水係数を与えたところ、4時間目までの堤体内水面形状が実験結果によく一致していた条

表3-2 検討ケース一覧

検討ケース	不飽和特性	堤体透水係数	
		kh(m/s)	kv(m/s)
CASE1	手引き、砂質土	5.00E-05	5.00E-05
CASE2	保水性試験結果	5.00E-05	5.00E-05
CASE3	VGモデル、砂質土	5.00E-05	5.00E-05
CASE a'	CASE1,2,3に対応する不飽和特性	5.00E-05	1.00E-05
CASE b'		1.00E-04	1.00E-05
CASE a''		2.50E-05	5.00E-06
CASE b''		5.00E-05	5.00E-06

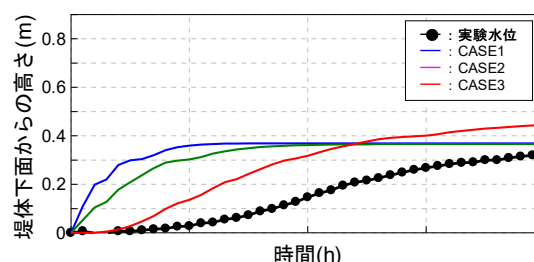


図3-3 不飽和特性の違いによる水位の比較

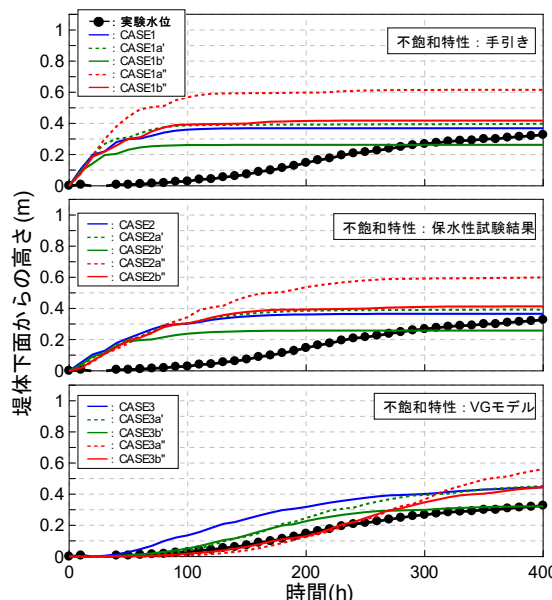


図3-4 透水係数の異方性による水位の比較

件が、透水係数 $1.0E-5 \text{m/sec}$ であった。その結果を図3-5(a)に示す。1時間目と4時間目の水面形は、実験と解析でよく似た形状となっていることが確認できる。しかし、4時間目の実験と解析を細かく比較すると、実験の方が堤体底部でのり面に向かって水位が伸びていることが分かる。このために、早期にのり面に水位が達し、泥濁化が発生していた。1時間目に関してもその傾向が見て取れる。のり面に向かって水位が伸びる点に関しては、透水係数の異方性を考慮することによって、ある程度解消することが可能である。図3-5(b), (c)に鉛直方向の透水係数を1/10, 1/100に低減した結果を示す。次に図3-5(a)の7時間目以

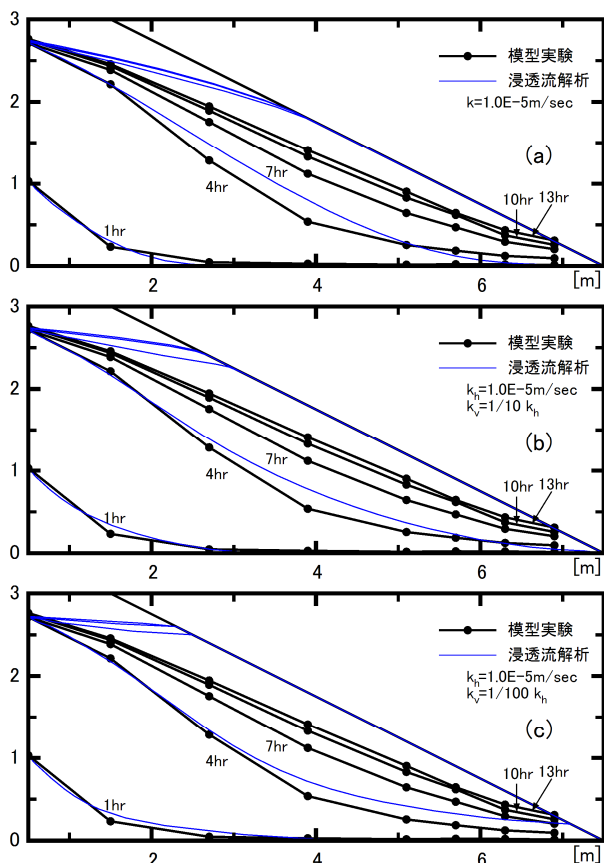


図 3-5 模型実験と浸透実験の堤体内水位の比較 (異方性考慮)

降を見ると、実験ではのり面に平行に、楔状の不飽和領域を残してゆっくりと水位が上昇した。一方、解析では早い段階でのり面の 2/3 程度の範囲が飽和状態となっており、実験結果との乖離が大きい。実験での楔状の不飽和領域が残り続けたことに関しては、変状の進行が影響した可能性も否定できないが、変状が発生しなかった模型実験でも同様に不飽和領域が残り続けることが確認されている⁴⁾。水槽の最高水位と干渉しないよう図 3-6 のハッチをかけた模型表面厚さ 0.2m の範囲に高い透水係数 (10 倍、33 倍) を与えた。堤体内観測孔で観測された水位は、のり尻に最も近い位置を除けば、のり面から 0.2m 程度下の線に漸近するような傾向を示し、のり尻直近の水位とそれよりも内側の水面形が別の挙動をとっているように見えることから、透水係数を変える範囲を表層 20cm の範囲に設定した。その結果、表層に高い透水係数を与えるほど、大きな楔状の不飽和領域を形成するようになった。同じ土質材料であっても、深い位置と浅い位置では土圧が異なり、そのために密度が変わる可能性があるため、模型の深い位置と浅い位置で透水係数が変化してもおかしくはない。また、今回の模型は、高さ管理で作られているた

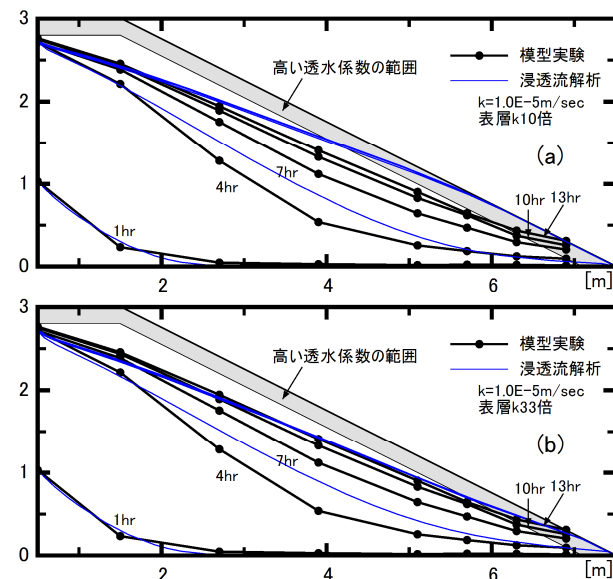


図 3-6 模型実験と浸透流計算の堤体内水位の比較 (表層に高い透水係数の範囲を設定)

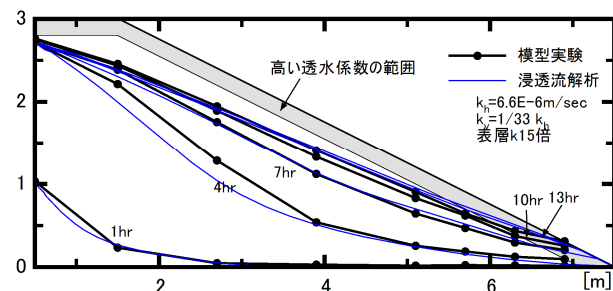


図 3-7 模型実験と浸透流解析の堤体内水位にの比較 (最も一致した結果)

め、深い位置と浅い位置で元の密度が正確には揃っていない可能性がある。一層の厚さが 0.15m と薄いので、上の層を作るときに、下の層もわずかに圧縮することも考えられる。下の層の層厚が変化してしまうと、高さを合わせるために、上の層を緩めに作る必要が生じる。今後の模型実験においては、盛土内の密度分布や透水係数の分布を調べ、このようなモデル化の妥当性について検証する必要がある。

水平方向の透水係数、鉛直方向の透水係数、表層の透水係数の組み合わせを色々に変え、模型実験と整合性の高い条件を探した結果を、図 3-7 に示す。今回の模型実験に関しては、透水係数の異方性や表層の扱いを工夫することによって、堤体内水位の形状、時間変化をある程度再現することができた。このような方法が、実際の堤防でも、また、降雨に対しても有効であるかについては今後の課題である。

4. 進行性を考慮した評価法の提案

堤防を含む土構造物の安定検討では、円弧すべり安全率の最小値による評価が一般的²⁾である。この方法では、壊れるか壊れないか、あるいは、壊れやすさを評価できても、浸透による堤防のり尻からの崩壊のように徐々に崩壊範囲が拡大し、徐々に堤防機能が低下するような問題への適用性は低い。一方で、実務での利用も考慮すると、必要な定数が多い方法や複雑な方法は好ましくないことから、現状の設計技術の延長線上でこのような問題へ適用可能な評価法が必要であると考えられる。

4. 1 評価法の概要

実務での利用を視野に、必要な定数が多い方法や複雑な方法ではなく、現状の設計技術の延長線上で浸透によるり尻からの変状の進行を評価可能な方法を提案する。

計算方法の大枠としては、堤防の浸透安全性の照査に用いられている浸透流解析と円弧すべり計算であるが、現在実務に用いられている円弧すべり安全率の最小値ではなく、円弧すべり安全率が基準値以下となる範囲を求める方法である。この範囲が変状・崩壊の範囲に対応するとみなすことによって、崩壊範囲の拡大を求めることが可能となる。2. で述べたとおり、各崩壊時点では、り面表面の不飽和部分はほとんど抵抗していないと考えられることから、堤体内水位より上の範囲には引張亀裂が入るものとして、安全率を計算した。

この方法の妥当性を確認するために、上述の大型模型実験結果と計算結果を比較した。浸透によるり尻からの変状の進行メカニズムは非常に複雑であるため、この方法では、例えば、堤体内水位が一定でも崖による偏土圧によって崩壊範囲が拡大するなどの一部の進行メカニズムは加味されていない。

4. 2 円弧すべり計算による崩壊範囲の再現計算

浸透流解析によって堤体内水位をある程度再現することはできたものの、実験と完全に一致しているわけではないので、まず、実験において水位計で計測された堤体内水位を用いて崩壊範囲の再現計算を行った。その後、図 3-7 の浸透流解析による水位でも再現計算を行った。

4. 2. 1 計測水位に基づく再現計算

観測孔はり尻から 0.3m 入った位置にあるので、り尻付近の堤体水位は、近傍の 2 つの観測孔の水位を外装し、り面と交差した点とり尻を結んだとして設定した。また、堤体土の強度定数は $c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=36.8^\circ$ と設定した。CUB 試験の結果では $c=2.2\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=36.8^\circ$ の結果

が得られていたが、模型実験においてのり尻に水位が達した時点で泥濘化した状況を踏まえ、粘着力を見ないことにした。なお、基礎地盤（ローム層）を通過する円弧は考慮していない。3 時間ごとに円弧すべり安全率が 1 未満となる円弧の通過する範囲と水位の関係を図 4-1 に示す。

4 時間目では、り面を薄く掠めるような範囲で、図 4-1 の縮尺では見えない程度となっており、概ね実験結果（泥濘化のみ）と一致している。時間の経過とともに、徐々に範囲が広がり、16 時間目でのり面の 4 割程度の範囲が安全率 1 未満となった。しかし、実験では 16 時間の時点でのり面の約 8 割の範囲が崩壊しているため、危険側の評価となっている。

最小安全率によって、このような状況を評価しようとした場合には、まず、どの時点の変状が最小安全率に対応しているのかということが問題となる。例えば、最小安全率となる円弧が、変状の範囲に対応していると仮定すると、例えば、7 時間目のような小さな崩壊範囲を表現するには、ゼロではない小さな粘着力を与える必要がある。このような小さな粘着力を室内土質試験結果から適切に設定するのは、極めて難しい。一方、本評価法であれば、ゼロではない小さな粘着力を与える必要はなく、実務的である。

4. 2. 2 強度低下を見込んだ再現解析

円弧すべり安全率が 1 未満の範囲が実験の変状範囲に比べ小さくなった理由として、崩壊した土の強度の低下を見込んでいないことや崖の形成によって変状範囲の上端部が不安定化し、崩壊が連鎖的に発生することが考えられる。崩壊による崖の形成を計算に取り込むのは、難しいため、崩壊した土の強度低下を考慮することを試みた。

具体的には、一度安全率が 1 を下回った範囲の内部摩擦角を 24° に低下させた。実験では、崩壊した土の勾配は、5 割程度であり、そのり勾配で、円弧すべり安全率が 1 程度となる内部摩擦角が 24° であるためである。それ以外の条件は、全て同じである。3 時間ごとに円弧すべり安全率が 1 未満となる円弧の通過する範囲と水位の関係を図 4-2 に示す。

4~10 時間の円弧すべり安全率が 1 を下回る範囲は、実験による変状範囲とほぼ一致した。一方、13 時間目の円弧すべり安全率が 1 を下回る範囲は、実験に比べかなり広い範囲となった。本計算方法は、ある水位を与え続けた場合の最終的に変状が及ぶ範囲を求めているようなものである。実験でも、13~15 時間の水位はほぼ変化していないが、変状が拡大している。拡大を止めるために、15 時間目を過ぎたところで給水槽の水位を低下させ、堤体内水位が十分に低下したことで、変状の拡大が収まった状態で

あった。従って、図 4-2 の 13 時間目の円弧の範囲は、実験における 13 時間時点の水位を与え続けた場合の変状範囲とは異なる。しかし、実際の変状の拡大はある程度の時間がかかるものなので、その分、安全側の評価となっている点に留意が必要である。

また、10 時間目と 13 時間目の水位の変化は僅かであるが、安全率が 1 を下回る範囲は劇的に大きくなっている点に本評価法の特徴が現れている。

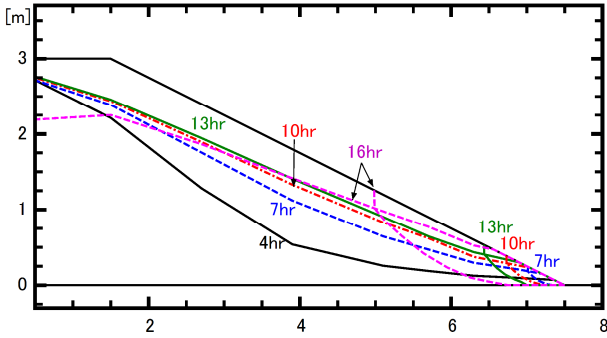


図 4-1 堤体内水位と円弧すべり安全率が 1 を下回る範囲

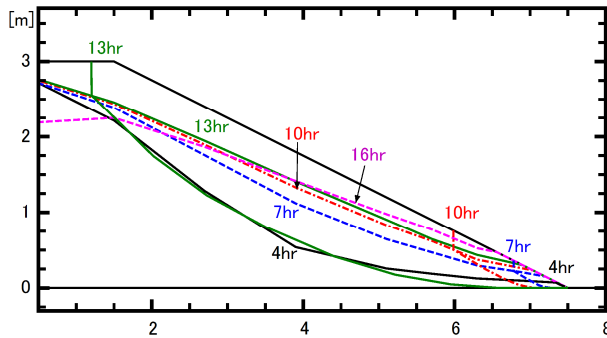


図 4-2 崩壊土の強度低下を考慮した場合の堤体内水位と円弧すべり安全率が 1 を下回る範囲

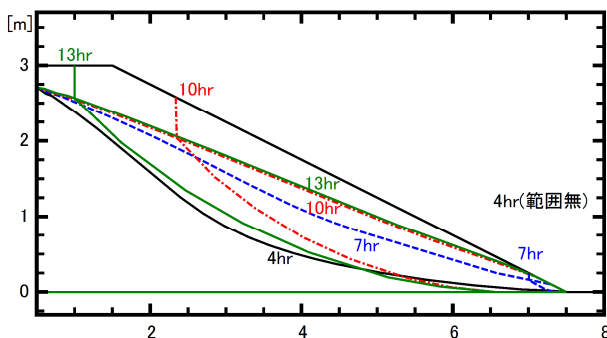


図 4-3 解析により求めた水位と崩壊土の強度低下を考慮した場合の円弧すべり安全率が 1 を下回る範囲

4. 2. 3 浸透流解析による堤体内水位を用いた強度低下を見込んだ再現解析

最後に解析によって求めた堤内水位を使って、強度低下を見込んだ計算の結果を図 4-3 に示す。7 時間目から 10 時間目の間で、安全率が 1 を下回る範囲が大幅に拡大した。この間の水位変化は実験結果に比べても大きく、13 時間目の水位は、部分的に実験よりも解析の方が高い状態であったためと考えられる。

4. 3 評価法に関するまとめ

図 4-1~図 4-2 に示した円弧すべり安全率 1 を下回った範囲と模型実験で変状が確認された範囲をのり戻からの水平距離で整理した結果を図 4-4 に示す。図 4-1 の強度低下を見込まない場合には、安全率が 1 未満の範囲よりも模型実験の変状範囲が常に大きく、危険側の評価となっていることが確認できる。図 4-2 の実験水位を用いて強度低下を考慮した場合には、途中 (10 時間目) まで計算と実験がほぼ一致しており、13 時間目に計算結果が大きく上側に振れている。この間で、模型実験の変状進行形態は、水位上昇に対応した変状進行から、崖の形成により進行に時間を要する連鎖的な変状進行に変化して

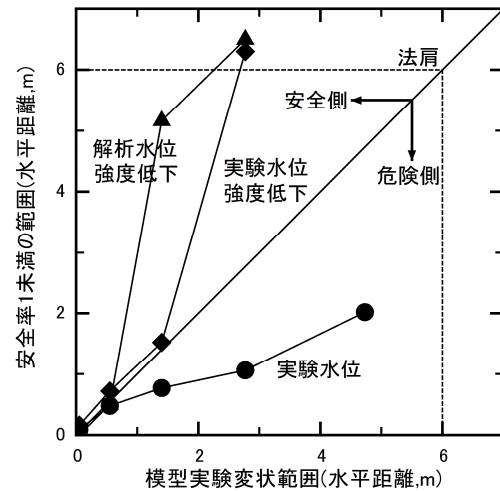


図 4-4 模型実験の変状範囲と安全率 1 未満の範囲

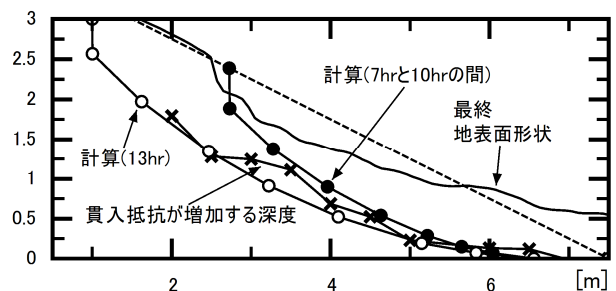


図 4-5 模型実験の変状深度と計算結果の比較

いるが、提案した方法では崖の形成による連鎖的な変状進行をモデル化できていないためであると考えられる。図4-3の解析水位を用いた場合には、より早い段階で安全側の結果となった。提案した評価法は、堤体内水位がのり面にある程度近づくと、僅かな水位の変化によって安全率が1を下回る範囲が激変するという特徴を有している。模型実験でも類似の傾向が確認されているため、間違いとは言えないが設計手法として活用する上では注意を要する。

これまで模型実験と提案した評価法を1次元的に比較してきたが、ここで深さについても確認する。模型実験終了後に、土層検査棒を模型に貫入し、緩んだ範囲を調べている。図4-5に土層検査棒で調べた緩んだ範囲と解析水位を用いて強度低下を考慮した場合の計算結果を比較した。計算結果としては、図4-2の7時間目と10時間目の間で模型実験の最終変状範囲とほぼ同じ範囲で安全率が1を下回った範囲と、13時間目の2つの結果を示した。貫入抵抗が増加する深度は、地表面の形状に変化が現れる前から堤体内部では緩みが進行している状態を現わしていると考えられ、これが2つの計算結果の間に収まっており、よく整合している。

5. ドレーン工の進行性破壊に対する対策効果に関する模型実験

河川堤防の浸透による進行性破壊は、河川水の浸透により、のり尻付近の水位が上昇することに伴ってのり尻から開始、進展していくことが、2.の大型模型実験からわかっている。このような浸透による進行性破壊を抑制するためには、堤体内に浸透した水をのり尻から速やかに排水し、のり尻付近の浸潤面を上昇させないことが重要と考えられる。そこで、堤体の浸透による進行性破壊を抑制する対策工として、ドレーン工が挙げられる。ここでは、堤体内の浸潤面の低下を目的としたドレーン工法の対策効果について小型模型実験により検討した。

5.1 実験概要

5.1.1 実験模型および計測装置

実験模型を図5-1に、実験ケース一覧を表5-1に示す。堤体材料に使用した砂質土（香取砂）の物性は、前章の図2-2及び図2-3と同様である。厚さ0.2mの基盤層（ローム）の上に、香取砂を用いて奥行き1.5m、幅1.75m（天端幅0.25m、のり面水平幅1.5m、半断面）、高さ0.75m（のり面勾配1:2）の堤体模型を、平均含水比15%、平均締固め度86.1%で構築した。堤体背後にはフィルタ材を介して水を供給するための給水槽を設けた。ドレーン工模

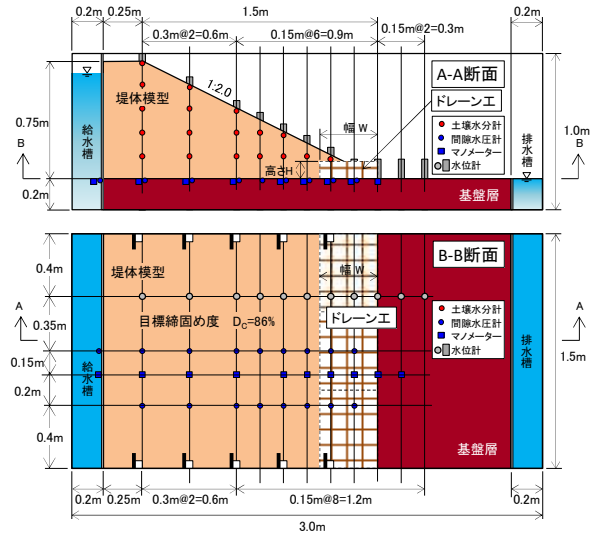


図5-1 実験模型図

表5-1 実験ケース一覧

ケース名	対策種別	ドレーン工寸法
ケース1	無対策	—
ケース2	ドレーン工	D=15.0cm、H=7.5cm
ケース3	ドレーン工	D=30.0cm、H=7.5cm
ケース4	ドレーン工	D=45.0cm、H=7.5cm

型には、縦横5mmの格子状の金網で作成したカゴ内に砕石6号（5～13mm）を充填し、その周囲を植生シート（ナガレナイシート）で覆ったものを使用した。高さ7.5cm、奥行き1.5mで、幅（法尻から天端方向の水平長さ）を15cm、30cm、45cmの3種類で実験できるよう模型を作成した。このうち、ドレーン幅30cmのケース3は、変状が発生しなかったドレーン幅45cmの実験ケース4の実験後の模型の法尻付近を開削し、ドレーン幅を30cmに縮小して再度覆土した模型を用いた。

堤体底部に間隙水圧計と水位計、堤体内部に土壌水分計を設置した。また模型の経時的な形状の変化を把握するため、模型正面及び上面から最大5台の静止画カメラにより30秒間隔で撮影を行い、3Dモデリングソフトウェア（Agisoft PhotoScan）による画像解析により堤体模型表面の座標を計算した。

5.1.2 実験方法

実験前に基盤層を飽和させるため、給・排水槽に基盤層上面の深さ（基盤層下面から0.2m）まで給水し2日間以上静置した。実験は基盤層上面を初期水位として、背後の給水槽の水位が約4分間で所定の水位となるよう上昇させ、その後は給水槽内の水位を一定に保つよう逐次給水を行った。給水槽の水位は、無対策のケース1と、幅15cmのドレーンを設置したケース2については、堤体模型高さの90%（0.675m）とし、堤体天端0.1m程度の高さま

で変状が進行した時点で実験を終了した。幅 45cm のドレーンを設置したケース 4 については堤体模型高さの 90% (0.675m) で 24 時間水位を維持しても変状が発生しなかったため、その後堤体模型高さの 99% (0.74m) の水位で 24 時間実験を継続した。幅 30cm のドレーンを設置したケース 3 については、変状の発生や変状が天端方向に進行を開始する時点の模型の状態を把握するため、堤体模型高さの 80% (0.6m) の水位を 3 時間維持した後、1 時間ごとに 2.5cm 水位を上昇(上限水位 0.74m) させる実験を行った。

5. 2 実験結果

5. 2. 1 変状の発生状況

写真 5-1 にケース 1~4 の模型の変状開始時点の状況及び破壊進行状況を示す。無対策のケース 1 では、水位を堤体天端の 90% まで上昇させた後、約 1 時間でのり尻から天端方向に水平に 15cm の位置でクラックが発生し、その後破壊が天端方向に進行した。幅 15cm のドレーンを設置したケース 2 では、無対策と同様にドレーン背後の堤体が泥濁化し、のり尻から天端方向に水平に約 30cm の位置にクラックが発生し、無対策と同様に天端方向に進行した。一方、幅 45cm のドレーンを設置したケース 4 については、堤体模型の高さ 90% の水位で 24 時間、加えて堤体高さの 99% の水位で 24 時間実験を行っても変状は発生しなかった。幅 30cm のドレーンを設置したケース 3 については、堤体高さの 80% まで水位を上昇させた後、約 2 時間でのり面中腹 (のり尻から天端方向に水平に約 50cm の位置) で泥濁化したが、その後は変状が進行しなかった。その後、水位を 1 時間ごとに 2.5cm 上昇させた結果、水位を 72.5cm まで上昇させた時点でのり面中腹 (のり尻から天端方向に水平に 70cm の位置) で泥濁化が始まり、進行性破壊へ移行した。

5. 2. 2 変状発生時の堤体内水位の状況

図 5-2 に各ケースの変状発生時の堤体内水位と堤体表面の形状を示す。ドレーンを設置したケース 2~4 ではド

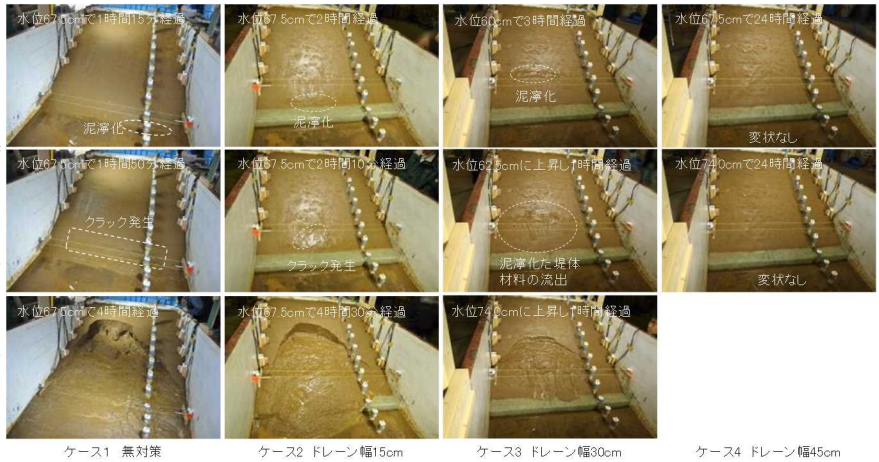


写真 5-1 各ケースの模型の変状状況

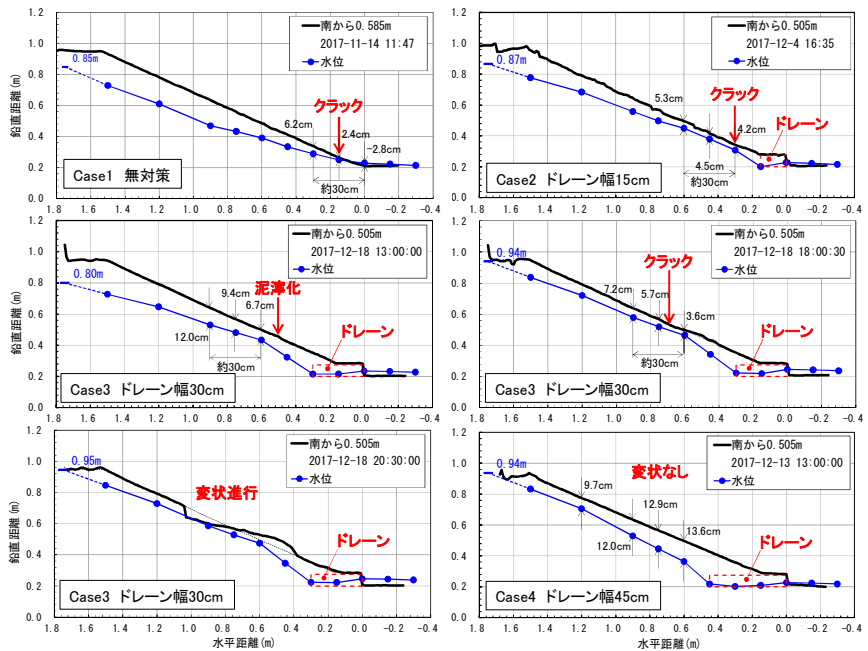


図 5-2 変状発生時の堤体模型の状況

レーン背後の水位は上昇しておらず、ドレーンが堤体内に浸透した水を排水していることが確認できる。しかし、ドレーン工で浸潤面を低下できる範囲はドレーン工背後の限られた範囲のみであり、幅 15cm 及び 30cm のケースでは、ドレーン工の影響範囲外で水位がのり面に接近 (本実験では 7cm 以下) することで堤体の泥濁化が発生し、水位と接近しているのり長が一定以上 (本研究では 30cm 程度) に達した段階でのり面にクラックが発生し、進行性破壊へ移行することがわかった。進行性破壊が発生したケースを比較すると、ドレーン幅 30cm のケース 3 ではクラックが発生する位置が、無対策およびドレーン幅 15cm のケース 1, 2 に比べ高い位置で発生しており、進行性破壊による崩壊範囲も小規模である。また、幅 45cm のドレーン工を設置したケース 4 では、ドレーン工の影響範囲が十分に堤体内に入り込んでいるため、水位がのり面に接近

していない。以上の結果から、ドレーン工により浸潤面ののり面に接近させないことで進行性破壊を抑制することができることがわかった。進行性破壊を完全に防ぐためには一定規模以上のドレーン工が必要であるが、一方で、ドレーン工の幅が不十分な場合でも浸潤面ののり面が接近する位置をのり面の高い位置にずらし、進行性破壊による崩壊の規模を小さくできると考えられる。

6. まとめ

本研究は、堤防の浸透破壊の進行性を踏えた、浸透安全性評価や対策の優先順位付け、合理的な対策工の設計・施工法・維持管理方法を提案することを目的としている。平成 28 年度および平成 29 年度の取り組みで得られた知見を以下に示す。[o2]

- 1) 河川水の浸透による進行性破壊発生時において、のり面付近には楔状の不飽和領域が残るが、この不飽和領域は崩壊の進行に対し、抵抗にはなっていない。堤体内水位が一定でも、崖の形成に伴う連鎖的な崩壊で、変状が進行する。また、緩み領域は、見た目から想像される変状範囲よりも、特に法肩に近づくほど深くなっていることが明らかとなった。
- 2) 降雨の浸透による堤体浸潤挙動は、不飽和特性を VG モデルとし、透水係数に異方性を持たせることで、降雨による堤体内水位を精度よく再現できる可能性を明らかにした。また、河川水の浸透による堤体浸潤挙動についても、のり面表層付近に透水性の高い範囲を設定し、異方性を考慮することで、河川水の浸透を精度よく再現できる可能性を明らかにした。
- 3) 進行性破壊のメカニズムを考慮した新しい評価法を提案した。変状の進行は、堤体内水位に対して極めて敏感であるため、まず浸透流解析によって水位の変化が適切に評価できる必要がある。一方で、堤体内水位を適切に再現できれば、提案した評価法で、安全側に崩壊範囲を評価できることがわかった。
- 4) ドレーン工により浸潤面ののり面に接近させないことで進行性破壊を抑制することができることがわかった。そのため、進行性破壊を完全に防ぐためには一定規模以上のドレーン工が必要であることに留意が必要である。

参考文献

- 1) 秋場, 吉田, 石原, 佐々木: 河川堤防の進行性破壊に関する模型実験における進行速度と破壊過程, 第 71 回年次学術講演会, 2015 年 9 月
- 2) (一財)国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版), 2012 年 2 月
- 3) 李: 河川堤防における安全性評価に関する研究, 京都大学, 2008, 博士論文
- 4) 石原, 秋場, 東, 吉田, 佐々木: 浸透による堤防のり尻からの崩壊に関する大型模型実験と室内土質試験, 第 5 回河川堤防技術シンポジウム, 2017

1.2 浸透に対する堤防の安全性評価技術、調査技術の開発

1.2.1 浸透に対する河川堤防の点検・評価・対策手法に関する研究（その2）

（空間的不均質性を考慮した堤防の浸透特性調査技術の構築（サウンディング））

担当チーム：地質・地盤研究グループ（地質）

研究担当者：阿南修司、品川俊介、矢島良紀

【要旨】

宮城県北川左岸の基礎地盤漏水箇所周辺で、土層強度検査棒を用いた高密度サウンディング調査（グリッド土検棒調査）を実施した。その結果、調査範囲内で限界貫入深度の浅い箇所と噴砂箇所がほぼ一致した。また、調査範囲内におけるトレンチ調査により、この限界貫入深度は礫層の上面高度と一致することがわかった。以上より、グリッド土検棒調査により河川堤防基礎地盤の三次元地質構造が把握でき、その結果が地盤漏水原因の推定に有効であることが分かった。

また、センサー入り土層強度検査棒（センサー入り土検棒）による土質区分の検討では、粘性土と砂質土に対してセンサー入り土検棒を人力で貫入したところ、土質の違いによる取得データの特徴が把握でき、センサーによる土質区分ができる可能性があることが分かった。

キーワード：河川堤防基礎地盤、土層強度検査棒、高密度サウンディング、地質構造、土質区分

1. はじめに

河川堤防の被災形態の一つである漏水現象のうち、基礎地盤を透水径路とする漏水に関しては、基礎地盤の構造を正確に把握することが、被災原因の解明や要対策箇所の決定に必要である。

これまでの河川堤防基礎地盤の調査では、数 100m 程度の間隔で設定された代表断面において、川表のり尻付近、堤防天端および川裏のり尻付近の 3 点のボーリング調査によって把握された地質情報を基に、代表断面の横断面図と縦断面図に整理することが行われることが多かった。しかしながら、例えば平成 24 年 7 月洪水における矢部川右岸 7.3k 付近の堤防破堤では、基礎地盤の浅所に存在する局所的な砂層の分布とその連続性が、被災の主な原因の一つとされている¹⁾が、従前の調査手法でこの事例のような堤防基礎地盤の弱点箇所を事前把握することは、一般的に難しい。

多くの河川堤防が立地する平野部の地盤構造は、多くの場合、表層部の人為的な影響を受けた部分の下位に河川の影響を受けた堆積物が存在すると考えられる。河川の堆積物の粒度は、流速と相関があることから、上流あるいは河川の流心に近いほど粗粒で、下流あるいは河川の流心から遠ざかるほど細粒になると考えられる。このような河川堆積物の法則性を利用することで、基礎地盤

の構造推定の精度が向上すると考えられる。

平野部の基礎地盤構造を知るための簡単な方法は、地形分類である。なぜなら、堆積する地層の最表層の堆積面が、ほぼ現在の地形面をなすと考えられるからである。一方、日本の平野表層部は、程度の差こそあれすべて人工改変を受けている。また、現世の河川堆積物を観察すると、堤防に挟まれた河川域内においても河川は曲流し、堆積物の粒度は鉛直あるいは水平方向に著しく変化することが分かる。

このように、河川の影響を受けた堆積物が分布する平野部の基礎地盤構造は、概略は地形分類で把握できるものの、その不均質性は著しいものと考えべきである。

過年度の研究において、平成 24 年 7 月洪水における菊池川左岸堤防の川裏のり尻付近で生じた基礎地盤漏水箇所周辺について、土層強度検査棒を用いた高密度サウンディング調査を行ったところ、本調査手法により土質区分が可能で、測線配置を工夫することで堆積物の立体的な構造が推定できることが分かった²⁾。

本研究では、土層強度検査棒による高密度サウンディング調査手法の河川堤防基礎地盤への適用性を確認する。また、装置の自動化をすることにより、河川堤防基礎地盤の不均質構造を効率的に把握する手法を開発し、堤防基礎地盤の浸透安全性調査精度を向上させることを目的

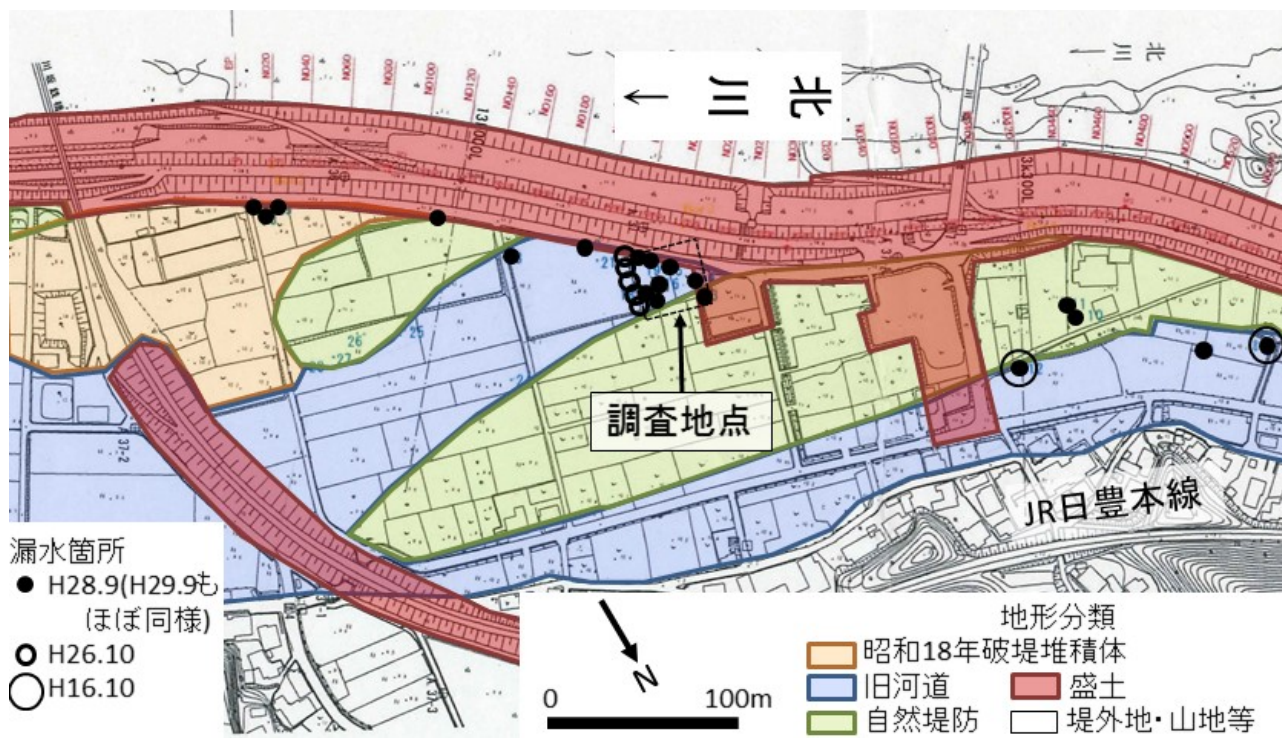


図-1 調査地点周辺の地形分類図と漏水箇所³⁾

とする。

平成 29 年度は、平成 28 年 9 月洪水に引き続いて平成 29 年 9 月洪水で被災した、北川左岸 13k の基礎地盤漏水箇所周辺で、土層強度検査棒を用いた高密度サウンディング調査（グリッド土検棒調査）を実施し、本手法の適用性を検討した。また、平成 28 年度に開発した、センサー入り土層強度検査棒による土質区分の検討を実施した。

2. 土層強度検査棒を用いた高密度サウンディング調査の適用性検討³⁾

2.1 調査地の概要

調査地点は、宮崎県延岡市北川町長井川坂の、北川左岸 13k 付近である。本調査地では、平成 28 年 9 月 20 日、台風 16 号の影響による出水により、堤内地の広い範囲に基礎地盤漏水が発生し、多数の噴砂痕が認められた。また平成 29 年 9 月 17 日、台風 18 号の影響による出水によって、前年とほぼ同じ箇所に同じような基礎地盤漏水が発生した。なお平成 26 年 10 月の出水時にも今回の基礎地盤漏水箇所のごく近傍で同様の漏水が発生したことが分かっている。

調査地点周辺の地形分類図上に漏水箇所（宮崎県延岡土木事務所提供資料による）を表示したものを図-1 に示す。調査地点付近には帯状の低まりをなす旧河道が堤防沿いと山裾に存在する。そして調査地点である基礎地盤

漏水箇所の畑地は旧河道で、噴砂痕が列をなして存在する（図-2）。旧河道部に集中して漏水が発生していることから、漏水と表層地質との関係が示唆される。

また、昭和 23 年撮影の空中写真によると、調査地内に砂礫堆のようなものが認められた。北川では昭和 18 年 9 月 22 日に大規模な出水があったことから、洪水の痕跡であると考えた。

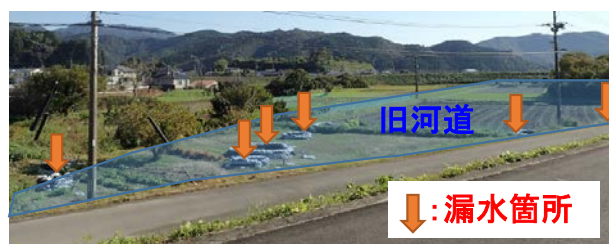


図-2 旧河道沿いに集中する漏水箇所

2.2 調査方法

図-3 に示すように調査地点に 2m グリッドを設定し、グリッドの交点で土層強度検査棒が貫入できなくなるまで地中に押し込んだ。このような調査手法を「グリッド土検棒調査」と呼ぶこととする。貫入時に発生する音と手に伝わる細かい振動や手応えから、ロッド先端部の土質を推定し、5cm 刻みで記載した。また、調査地点の標高をレーザー距離計により、10cm 単位で計測した。なお、盛土などと考えられる、碎石等が混入した地盤は、調査地点から除外した。



図-3 北川左岸 13k 付近の噴砂痕箇所と調査測線
写真はトレンチの最終段階(国総研河川研究室提供)。赤丸は2017年の噴砂痕位置(現地記載)、水色丸(破線)は2016年洪水時の土嚢積み位置(写真重ね合わせによる)、水色丸(実線)は2016年11月調査時に発見した路面陥没位置、赤線は各図の壁面位置を示す。

2. 3 調査結果

グリッド土検棒調査による貫入限界深度図を図-4 および図-5 に示す。
土層強度検査棒の貫入限界深度は調査地点の南端で概ね GL-3.5m と深く、調査地点中央部で急に浅くなり、最も浅いところで GL-1.8m の帯状の高まりをなす。さらに北側では少しずつ深くなっていた。そして噴砂痕は、貫入限界深度の浅い箇所に分布していることが明らかとなった。またトレンチ調査によって、土層強度検査棒の貫入限界深度は礫層の上面高度であることがわかった。

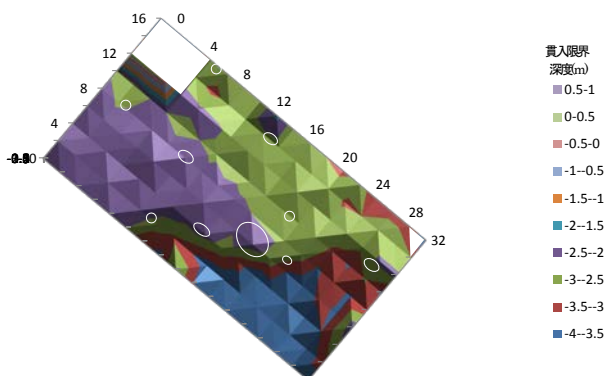


図-4 グリッド土検棒調査による貫入限界深度図
白丸は2017年の噴砂痕位置

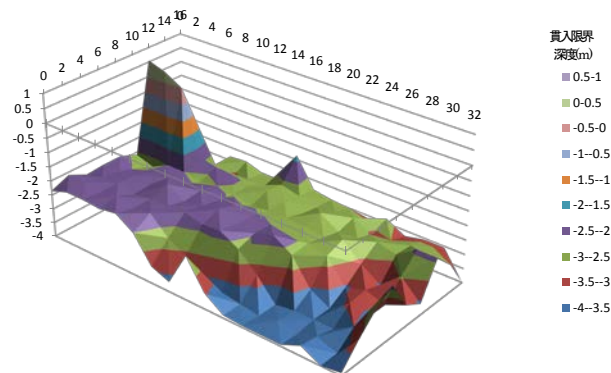


図-5 グリッド土検棒調査による3D貫入限界深度図
白丸は2017年の噴砂痕位置

すなわち、礫層は一樣な高さに堆積しているのではなく、帯状のマウンドを形成しているものと考えられた。礫層を覆う透水性の低い地層の厚さが薄いところで漏水が発生している点については、透水理論と矛盾しない。

以上のように本調査箇所においては、グリッド土検棒調査によって河川堤防基礎地盤の三次元地質構造を詳細に把握することができた。またその結果は、地盤漏水原因の推定に有効であることが示された。

3. センサー入り土層強度検査棒による土質区分の検討

3. 1 センサー入りロッドの開発と課題

土層強度検査棒による土質判定は、人力での貫入時に発生する音と手に伝わる細かい振動や手応えといったものから、ロッド先端部の土質を推定するものである。具体的には、粘性土の場合には無音に近く、振動もほとんど伝わってこないが、砂分があるとジャリジャリないしはザーツというような音が発生し、細かい振動が手に伝わる。これらをマイクロフォンまたは加速度センサーで捉え、波形解析することで、土質区分をしようとするものである。

土層強度検査棒は、直径 10mm の金属製ロッドの先端に直径 15mm の先端コーンを備えた貫入棒であるがその先端に近い部分のロッド内に、大きさ 3.8×3.0×1.1mm の大きさのアンブ内蔵型マイクロフォンまたは大きさ 5.0×5.0×1.2mm の三軸加速度センサーを埋め込み、中空構造のロッド内にケーブルを通し、信号を地上に取り出す構造(図-6)とした。ただし、中空構造とすることによるロッドの強度低下および、センサーを埋

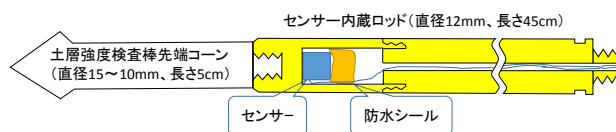


図-6 センサー入りロッド先端部の構造

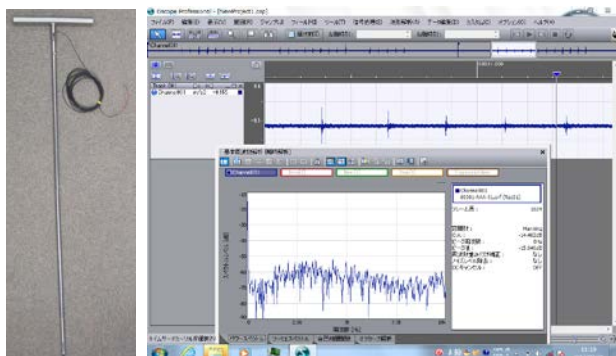


図-7 製作したセンサー入りロッド(左)とセンサー波形表示(右)

め込む空間としてある程度の大きさが必要であることから、ロッドの直径を 12mm とすることとした。

センサーで取得した信号は、市販のデータレコーダーに取り込み、市販のデータ解析ソフトウェアで解析できる。図-7 に、製作したセンサー入りロッドの外観と、センサー波形の表示例を示す。

波形は、土の粒度組成、土の含水状態、貫入深度、貫入速度などの影響を受けて変化すると考えられることから、各種の条件を変えた実験を行うことで、土質区分の指標を検討する必要がある。そこで平成 29 年度は予察的な検討として、粒度調整をした 2 種類の模擬地盤(粘性土と砂質土)を築造し、これらにセンサー入り土層強度検査棒(以下、「センサー入り土検棒」という)を人力で貫入し、土質区分の可能性を実験的に検討した。

3.2 実験方法

模擬地盤は、幅、奥行、深さが各 1m の砂質土および粘性土を各 1 体ずつ築造した。実験後に採取した模擬地盤の深度別土質試験結果を表-1 に示す。

センサー入り土検棒は、3 軸加速度センサー入りのものとマイクروفोन入りのものを使用し、それぞれ砂質土、粘性土に各 8 回、人力で貫入した。貫入する場所は、それぞれ概ね 20cm の離隔を取ることで、貫入済みの地盤の影響を小さくした。貫入速度は毎回変化せざるを得ないが、できる限り定速になるように心がけるとともに、貫入時の様子をビデオカメラで撮影し、平均貫入速度を算出した。そして、貫入速度が 5cm/s 程度のものと、10cm/s 程度のもの各 2 点を抽出(表-2)し、以後の解析に用いた。また解析には、貫入深度がデータに影響している可能性を考え、深度 80-90cm 付近のデータを分析することにした。

振動データないしは音響データは小野測器製データレコーダー DR-7100 に記録し、これを小野測器製データ解析ソフトウェア OS-2720 を用いて解析を行った。

表-1 模擬地盤の深度別土質試験結果

土質	深度	含水比	細粒分含有率	均等係数	締固度
砂質土	0-25cm	14.9%	18.7%	11.91	91.5%
	25-50cm	15.3%	20.3%	13.21	89.0%
	50-75cm	15.9%	20.1%	23.89	90.1%
	75-100cm	16.0%	19.3%	10.63	92.2%
粘性土	0-25cm	60.2%	51.9%	41.15	88.8%
	25-50cm	61.4%	56.0%	40.42	91.9%
	50-75cm	62.1%	53.0%	57.62	90.7%
	75-100cm	62.6%	55.1%	48.70	92.0%

表-2 解析に用いたデータと平均貫入速度

センサー種類	土質	データ番号	平均貫入速度	データラベル
加速度センサー	砂質土	2-2	5.0cm/s	砂質土 5cm/s
		2-6	6.3cm/s	砂質土 5cm/s
		2-8	10.0cm/s	砂質土 10cm/s
		2-1	12.5cm/s	砂質土 10cm/s
	粘性土	1-7	5.0cm/s	粘性土 5cm/s
		1-1	5.3cm/s	粘性土 5cm/s
		1-3	11.1cm/s	粘性土 10cm/s
		1-5	12.5cm/s	粘性土 10cm/s
音響センサー	砂質土	2-11	4.8cm/s	砂質土 5cm/s
		2-9	4.3cm/s	砂質土 5cm/s
		2-13	11.1cm/s	砂質土 10cm/s
		2-10	7.7cm/s	砂質土 10cm/s
	粘性土	1-11	5.6cm/s	粘性土 5cm/s
		1-10	4.3cm/s	粘性土 5cm/s
		1-12	9.1cm/s	粘性土 10cm/s
		1-16	7.7cm/s	粘性土 10cm/s

3.3 実験結果

3.3.1 加速度センサー

加速度センサーは 3 軸成分を独立に取得するもので、水平方向(X 軸,Y 軸)および鉛直方向(Z 軸)ではデータの性質が大きく異なることがわかった。X 軸と Y 軸はよく似た波形であったことから、以後、X 軸と Z 軸のデータを扱う。

パワースペクトルを見ると、X 軸(図-8)、Z 軸(図-9)とも、2.5kHz 以下の成分が大きく、また土質の違いもこの成分で分けられる可能性がある。逆に、2.5kHz より高い周波数帯では土質の識別は困難である。

X 軸は Z 軸に比べてスペクトルレベルが大きく、パワースペクトルを見ると 400~3kHz の帯域では、砂質土は粘性土のスペクトルレベルを下回らず、最大 20dB 程度(振幅でいうと 10 倍程度)も上回ることから、土質区分に使える可能性がある。また、また図-8 の橙、紺は貫入速度 10cm/s、朱、青は貫入速度 5cm/s であるが、特に 2kHz 以下の帯域で貫入速度が速いものでスペクトルレベルが大きくなっていることが特徴的である。

一方、Z 軸は土質に依らず 2.3Hz 付近に著しく大きな

スペクトルレベルを持ち、これは固有振動の可能性がある。また、200～2kHz 付近では砂質土が粘性土より大きなスペクトルレベルを持つ傾向はあるが、一部逆転しているなど、土質の識別を行うことは難しいように見える。

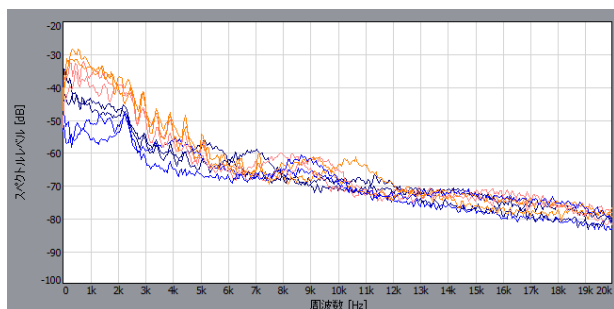


図-8 加速度センサー (X 軸) のパワースペクトル (0k～20kHz)
 橙、朱は砂質土、紺、青は粘性土。

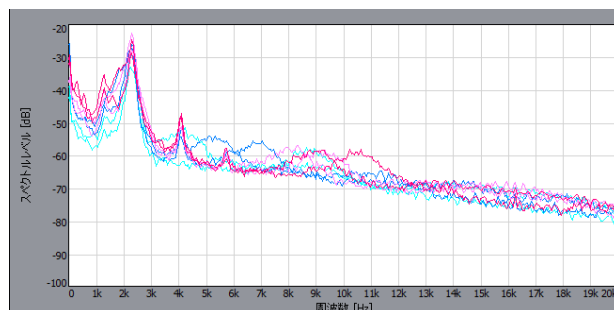


図-9 加速度センサー (Z 軸) のパワースペクトル (0k～20kHz)
 赤、桃は砂質土、薄青、水色は粘性土。

3.3.2 音響センサー

音響センサーのパワースペクトルは 100Hz 付近の低周波帯と 15～16kHz に極大を持つ。10kHz 以下は土質による違いが顕著でないが、それより高い周波数帯では土質による違いが顕著である (図-10)。また図-10 の薄青、水色は貫入速度 10cm/s、紺、青は貫入速度 5cm/s の粘性土であるが、特に 10kHz 以上の帯域で貫入速度が速いもので振幅が小さくなっていることが特徴的である。

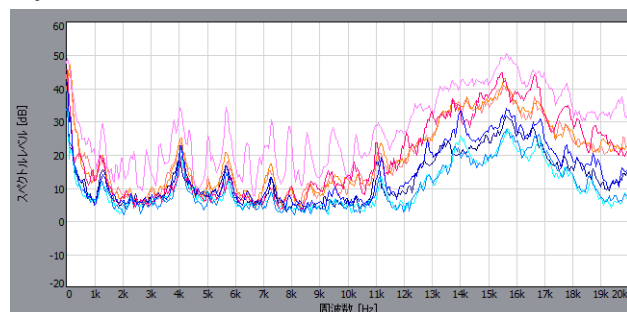


図-10 音響センサーのパワースペクトル (0k～20kHz)

赤、桃、橙、朱は砂質土、紺、青、薄青、水色は粘性土。

3.3.3 土質区分の可能性と今後の検討課題

加速度センサーの X 軸 (低周波領域) および音響センサー (高周波領域) による土質区分の可能性が示された。また、スペクトルレベルには貫入速度依存性が一部に認められた。今後はロッド長が長くなった際のパワースペクトルへの影響や、含水率を変化させた際の土質区分の可能性について、さらなる検討が必要である。また、機械での貫入時の雑音の影響も評価が不可欠である。

4. まとめ

平成 28 年 9 月洪水による北川左岸 13k 付近の基礎地盤漏水箇所周辺で、土層強度検査棒を用いた高密度サウンディング調査 (グリッド土検棒調査) を実施したところ、本手法を用いて河川堤防基礎地盤の三次元地質構造が詳細に把握でき、またその結果は、地盤漏水原因の推定に有効であることが示された。

また、センサー入り土層強度検査棒を粘性土と砂質土に対して人力で貫入したところ、土質の違いによる取得データの特徴が把握でき、センサーによる土質区分ができる可能性が示された。

謝辞

本研究の実施に当たっては宮崎県延岡土木事務所河川砂防課より資料提供を賜りました。また現地調査に際しては、同課・岩元聡副主幹、小田幸裕主任技師、土木研究所地質チーム、土質・振動チームの各位、および地権者並びに宮崎県延岡市北川町川坂区の皆様のご協力を賜りました。さらに国土技術政策総合研究所河川研究室撮影・作成の航空写真を利用させていただきました。ここに御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 矢部川堤防調査委員会：右岸 7.3k 付近の被災メカニズム、矢部川堤防調査委員会報告書、pp.4-2～4-60, 2013.
- 2) 品川俊介・日外勝仁・佐々木靖人：土層強度検査棒による河川堤防基礎地盤の高密度サウンディング調査、第 1 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム 委員会報告・講演概要集、土木学会地盤工学委員会堤防小委員会、pp.64～65, 2013.
- 3) 品川俊介・矢島良紀・西塚 大・阿南修司：河川堤防基礎地盤漏水現場におけるトレンチ調査、日本第四紀学会講演要旨集、48, p.7, 2018.

1.2 浸透に対する堤防の安全性評価技術、調査技術の開発

1.2.1 浸透に対する河川堤防の点検・評価・対策手法に関する研究（その3）

（空間的不均質性を考慮した堤防の浸透特性調査技術の構築（物理探査））

担当チーム：地質・地盤研究グループ（特命）

研究担当者：齋藤清志、稲崎富士、尾西恭亮

【要旨】

河川堤防は長い年月をかけて築堤・改築を繰り返してきた土構造物であることから内部物性分布は本来的に不均質である。従来は一定区間内では堤防内部・基礎地盤の物性分布は均質であると仮定して堤防の安全性を推定してきた。しかし近年の堤防被災箇所における原因調査や、横断構造物の撤去・改築に伴う調査等によって、堤防が局所的に不均質であること、その空間的不均質構造が堤防の浸透安全性に対して大きく影響していることが明らかになりつつある。加えて浸透破壊過程が非可逆過程であり、時間的にも不均質・非線形であることがわかってきた。本研究では河川堤防の不均質性の実態を明らかにするとともに、そのような空間的・時間的不均質構造が堤防の浸透特性にどのように影響するかを把握することが可能な調査技術の開発と堤防構成材料の工学的特性を明らかにすることを目的としている。平成 28 年度は、大規模模型実験による浸透時の非線形堤体破壊過程の追跡と内部計測物性パラメータの特徴的変動の検出、サウンディング時音響解析による土質特性の空間的不均質性の把握手法に関する基礎実験、長期モニタリングによる堤防の降雨・地震応答の時空間的変動検出手法の検証実験等を実施した。平成 29 年度は、電気探査による、模擬堤防への雨水の浸透、および高透水性基盤への浸透過程のモニタリング試験を実施した。

キーワード：不飽和帯、非線形特性、統合物理探査、表面波探査、電気探査、S 波、比抵抗

1. はじめに

河川堤防の多くの区間は、長い年月をかけて築堤・改築を繰り返してきた歴史を有し、したがって内部の物性分布は不均質になっている。加えて土構造物は、材料物性の面でも施工性の面でも均質性を保つことが困難であることから、本質的に不均質な性状を有している。これまでは、一定区間内では堤防内部・基礎地盤の物性分布は均質である、と仮定して堤防の安全性を推定してきた。しかし近年の堤防開削調査や連続的な断面構造を把握可能な統合物理探査の適用によって、堤防が縦断方向には数 10m のオーダーで、横断方向には数 m のオーダーで物性構造が変化することがわかってきた¹⁾。そしてこのような堤防・基礎地盤の局所的な不均質構造が浸透安全性と密接に関連していることも明らかになってきた²⁾。空間的な不均質構造を的確に把握し、その脆弱性を的確に推定することが可能な現場調査技術の開発と適用が期待されている。本研究では、これまで土木研究所物理探査技術担当において研究開発を進めてきた統合物理探査技術³⁾の時空間的分解能を向上させ、局所的な不均質構

造をもイメージングできるようにするとともに、物理探査によって求められる物性構造と評価対象とする浸透特性との関係性を実験的に推定することを目的とする。平成 28 年度は、土木研究所構内に築造してある模擬堤防を用い、堤防表層の不飽和帯への降雨浸透過程をリアルタイムでモニタリングする現場計測技術についての検証実験を実施するとともに、熊本地震に伴って出現した地表断層によって変位を受けた実堤防において統合物理探査を実施し、断層変位による堤防の耐浸透特性の影響範囲を特定できるかを検証した。加えて不飽和堤体材料の含水特性と物理探査計測物性との関係性を求める室内材料試験計測を実施した。平成 29 年度は、同模擬堤防の降雨浸透過程のモニタリングを電気探査で実施した。降水前の堤体の湿潤状態による降雨の浸透分布の相違の検出に成功し、これまでない土構造物内部の浸透モニタリングが可能であることを示した。また、堤体の基盤が高浸透性である条件における浸透モニタリングを実施した。その結果、基盤の浸透を電気探査で捉えられることを確認し、漏水破堤の危険を事前に検知可能なモニタリ

ング手法として利用できる可能性が示された。

2. 堤防の空間的不均質構造のスケールに関する検討

2.1 河川堤防の不均質性の実態

河川堤防に対する浸透安全性は、いわゆる詳細点検⁴⁾の手順に従って実施されてきた。安全性評価は、基本的に裏のりの円弧すべり、川裏でのパイピング、および盤ぶくれを対象とし、一連区間を基礎地盤地質や微地形、堤防形状などを考慮して細分し、各細分区間内において最も厳しい条件を有すると想定される箇所を代表断面に設定し、横断方向に最低3本の土質調査ボーリングと現場透水試験を実施し、その結果に基づいて局所動水勾配を非定常浸透流解析によって推定し、パイピング等に対する安全性を照査する、という手順で実施される。この手順に対しては、設定した代表断面が、実際に細分区間内で最も厳しい条件を有する箇所であるといえるのか、堤体内部の不均質性をどのように浸透流解析に反映するのか、現場透水試験や室内試験等によって基礎地盤や堤体の透水特性を適切に推定できるか、という指摘への回答が求められていた。

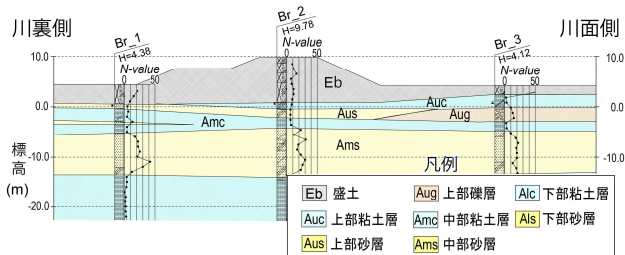


図 1.2.1 詳細点検による横断地質断面構造推定事例

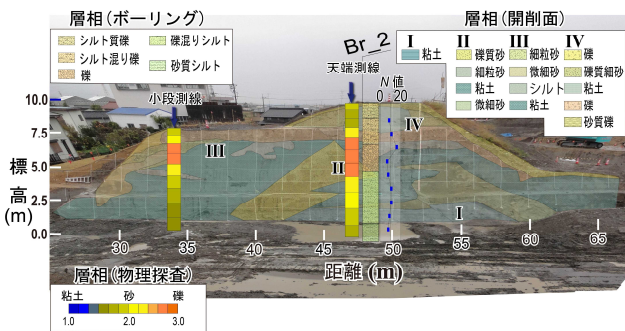


図 1.2.2 開削面調査結果とボーリング調査結果・物理探査推定層相との比較

図 1.2.1 は、詳細点検時の土質調査ボーリングから推定した堤防横断地質断面構造の推定事例を示したものである。この断面では現場透水試験は実施されておらず、下流の細分区間での試験結果、およびボーリング試料の粒度分析結果から、基礎地盤に対しては $1.5\text{--}4.2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 、堤体盛土部は $1 \times 10^{-5} \sim 10^{-8} \text{ m/s}$ という透水係数値が推定

されていた。しかし堤体部については同図でも1区分で表現されているように、わずか3本の土質調査ボーリングによって堤防内部の不均質構造を捉えることは基本的に不可能であった。また基礎地盤に対しても上部礫層の連続性と浸透特性が把握されておらず、実地盤構造とその特性を考慮した浸透安全性照査には至っていない。図 1.2.2 は、上図の断面とほぼ同じ位置での開削面の層相観察結果とボーリング柱状図、統合物理探査から推定した層相とを比較したものである。実際の堤体内部の構造が築堤履歴を反映して極めて不均質であること、築堤履歴を4期に区分できること、堤体内部にも粗粒で透水性が高いと推定される材料が使用されていること、さらに堤体部の不均質性のオーダーが数m程度であること、などがわかる。

2.2 河川堤防の不均質構造の把握手法

2011年東日本地震で被災を受けた堤防区間において、オールコアボーリングと従来の土質調査ボーリングをほぼ同一地点で実施し、両者の堤体部分の層相区分を比較したところ、層相境界深度が2m近くずれている場合があった。オールコアボーリングでは連続試料を半裁し、堆積構造や層相を詳細に観察・記載するのに対し、通常の土質調査ボーリングでは部分的な貫入試験試料に対する観察だけであり、土質試験でも元の成層状態を乱して試料調整し、一括的な粒度特性を求めるために細粒分の影響を受けやすくなることが知られている。

一方、縦断方向の統合物理探査測線から対応部分の計測結果を抽出し、粒度特性・層相などとの関係を統計的に推定⁵⁾した結果を2本、図 1.2.2 の探査測線直下に示した。物理探査の結果からでも、土質調査ボーリングと匹敵するかそれ以上の空間分解能で堤体内部層相分布を非破壊でかつ連続断面として推定できることがわかる。

従来の土質調査ボーリングで求められるN値についても、貫入時にサンプリングの刃先が地層中に礫や木片、貝殻濃集層などの異物・薄層に遭遇すると貫入抵抗が増大し、計測データに影響を与えることが知られている。またN値5程度以下の範囲は測定感度が低く、細かな層相の違いを捉えられないことがある。特に材料としての不均質性が大きい盛土材料に対しては、層相や粒度特性を反映していない場合があることに注意を要する。図 1.2.3 にその実態を図示する。同図は関東地方の河川堤防および周辺盛土地盤で実施された土質調査ボーリングの標準貫入試験結果N値と同一孔・近接孔で実施された高精度S波速度検層によるS波速度値を比較したものである。

標準貫入試験区間が通常は 30cm であるのに対し、S 波速度は 1m 区間の区間速度値であるため、両者は必ずしも 1 対 1 対応しない。しかし自然地層においては S 波速度と N 値との間に強い相関があることがわかる。一方ボーリング孔上部の盛土区間のデータに対しては両者の相関が著しく低く、特に砂相のバラつきが大きいことがわかる。さらに自然地層に比べると、盛土部は相対的に N 値が大きく計測される傾向があることがわかる。この図は、自然地層に比べて盛土層の不均質性が大きいこと、標準貫入試験値はその不均質性の影響を受けやすいことを示している。すなわち、河川堤防堤体材料に対しては、標準貫入試験値から土質層相や物性値を推定することは適当とは言えない。

3. 堤防の時間的空間的不均質構造の計測手法の検証

3.1 地震被災河川堤防に対する統合物理探査の適用性検証

2016 年 4 月 14 日および 16 日に発生した一連の熊本地震によって、南阿蘇村で大規模な斜面崩壊が生じるとともに、それによって落橋した阿蘇大橋を含め合計 192 箇所 で橋梁が被害を受けた。また国管理河川、県管理河川を合わせて 356 箇所 の河川堤防においてひび割れ、沈下、のりすべりおよび液状化などの変状が生じた。このうち益城町を流下する木山川では、地震に伴って地表に出現した右横ずれ断層交差部において亀裂、横ずれが発生した。2011 年東日本大震災時にも東北地方、関東地方の堤防で液状化被害が発生したが、地震断層によって河川堤防が変位する事例はこれまでほとんど報告されていない。そこで地表地震断層と交差する区間に探査測線を設定し、断層による内部物性構造の影響区間を評価することを目的として統合物理探査を実施した⁶⁾。測線位置図を図 1.2.4 に、また右岸側堤防上に設定した測線の統合物理探査結果断面を図 1.2.5 に示す。現地探査は地震発生から 10 か月を経過した平成 29 年 2 月に実施したが、その時点においても地表地震断層交差部で堤防天端に亀裂が認められた。

統合物理探査断面のうち比抵抗断面には、堤体部分が相対的に高比抵抗になっていることが示されている。堤体部の比抵抗は 600 - 2500Ωm の値を示し、粗粒の材料で構築されていることが推定された。しかし地表断層交差部を挟んだ区間での変化は見いだされなかった。また S 波速度断面（中段）でも断層交差部で物性構造が変化する兆候は認められなかった。このことは地表地震断層による内部変形が、存在したとしても極めて狭小（数 m

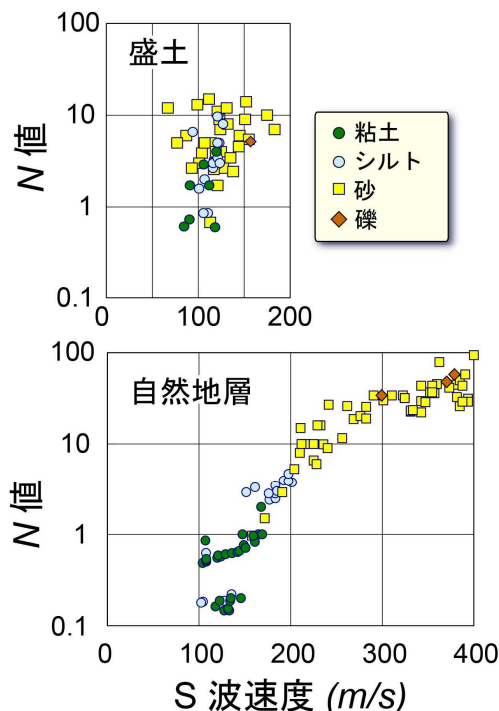


図 1.2.3 S 波速度と N 値の関係。上：盛土部；下：自然地層

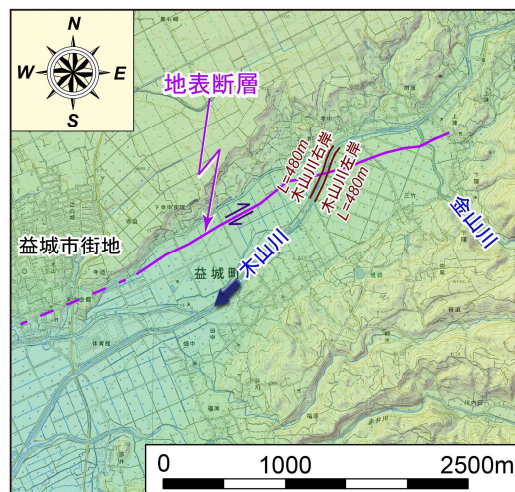


図 1.2.4 地震被災河川堤防統合物理探査測線位置図

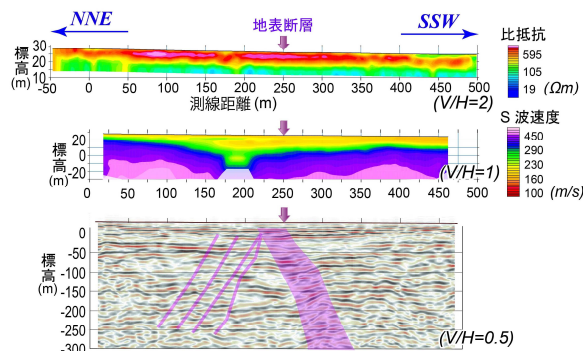


図 1.2.5 木山川右岸測線統合物理探査結果断面
上：比抵抗断面；中：S 波速度構造断面；
下：P 波反射深度断面

程度以下) な範囲に限られることを示唆している。あるいは、小規模ずれ変形に対して内部変形によって解消するという土構造物特有の自己修復機能が働いたことにより物性値の低下が捉えられなかったとも考えられる。同図下段に示した稍深部の地盤構造断面には、断層に伴う南東側上がりの逆断層累積変形構造が捉えられている。すなわち、地表に出現した地震断層は、繰り返し活動した活断層の一部であることがわかった。断層に伴う変形構造は地表地震断層の北西側 100m 程度まで及んでいることも分かった。このことは地表地震断層との交差部だけでなく、100m 程度以上の区間を断層に伴う影響区間、すなわち空間的不均質帯として取り扱うべきであることを示している。なお S 波速度構造断面には、地表断層交差部から上流側約 100m の位置に幅 25m 程度の低速度帯が存在することが示されている。探査深度が約 50m までであり、この低速度帯が地下深部まで連続する断層破砕帯であるかは不明である。しかし基礎地盤中に局所的に低速度帯が存在すると、地表部で地震動が増幅されることが知られている。強震動によって堤体部が局所的に緩み、透水性が大きくなることを想定する必要がある。実際、この区間では川表側ブロック護岸が変形し剥離崩壊していた。また雑微動レベルも周辺より大きかった。この低速度帯は左岸側堤防測線下にも存在しており、空間的に連続することがわかった。

現地調査実験の結果、地震で変状が生じた河川堤防に対して統合物理探査が有用であり局所的な不均質構造を捉えることが可能であることを実証することができた。またいくつかの手法を組み合わせることで、把握した不均質構造の浸透特性や耐震特性の経時変化を推定可能であることがわかった。また本現地調査実験は、地震や地震断層により被災を受けた河川堤防の影響範囲を地表徴候だけから推定することは危険であり、内部物性構造の空間的分布・不均質構造を面的に捉えることが可能な統合物理探査の有用性を改めて示すものであった。

3. 2 長期統合物理探査モニタリングによる堤防不飽和帯の降雨応答調査技術の検討

土木研究所では、ほぼリアルタイムで多チャンネルの比抵抗を測定可能な高速電気探査装置を開発し⁷⁾、同装置を用いることで堤防表層部の降雨浸透過程を 4 次元(3 次元空間+時間)で捉えることが可能であることを示してきた⁸⁾⁹⁾。これらの検証実験では、堤防天端に溝を掘削し、その溝内に清水を注水して堤体表層部の不飽和帯に浸透させ

ている。この人工注水実験により、不飽和帯内に形成される浸潤体の成長拡大過程を比抵抗の変化率として捉え、3 次元的に表示した。実験結果からは、濡れにより浸潤体の成長速度が変化すること、浸潤体が円筒状や半球状ではなく不整形で層境界面に沿って進展すること、また傾斜方向にも進展すること、がわかった。

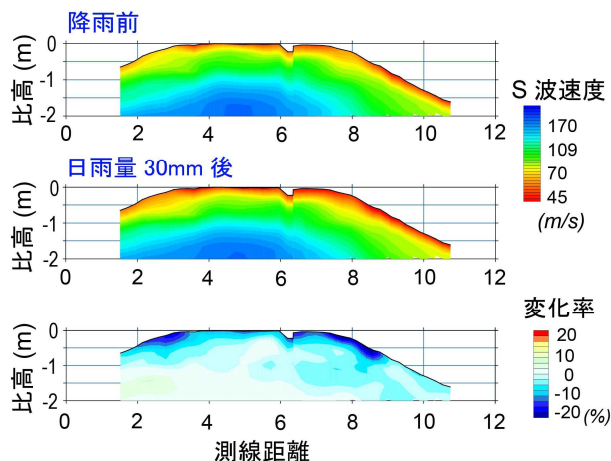


図 1. 2. 6 S 波トモグラフィ探査による降雨前後の模擬堤防の S 波速度変化検出

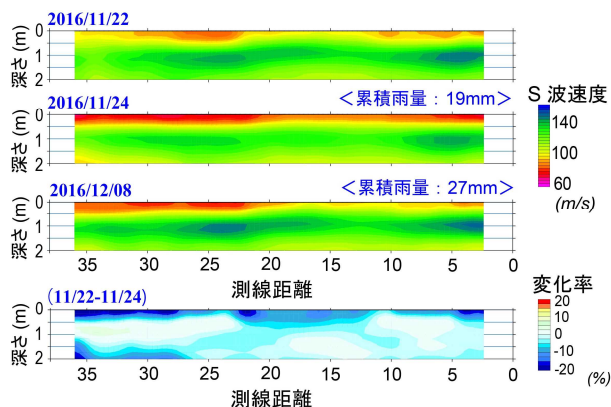


図 1. 2. 7 準静的表面波探査による降雨前後の模擬堤防の S 波速度変化検出

一方湿潤状態の変化や強震動荷重によって、堤防・基礎地盤の S 波速度が変化することもわかってきた¹⁰⁾¹¹⁾。このことは、統合物理探査で求められる比抵抗値や S 波速度値が、ある特定の地盤条件を反映したものであり、場に固有・固定的な値ではないことを意味している。逆に、比抵抗値や S 波速度値の空間変動だけでなく時間変動を調べること、負荷に対して堤防のどの場所がどのように応答するか、という動的な応答特性と局所的不均質性をより的確に把握することが可能となる。

土木研究所構内地質野外実験場に築造された模擬堤防での S 波速度変化計測事例を図 1. 2. 6 および図 1. 2. 7 に示す。このうち図 1. 2. 6 は、模擬堤防を横断する方向に測線を設定し、25cm 間隔に地震計を配置し、S 波トモグラ

ファイ探査を実施・解析した結果である。2 回の計測の間に、日雨量 30mm に達する豪雨があり、停電・倒木被害などが発生した。この降雨の浸透によって、模擬堤防表層部の S 波速度が低下した。S 波速度の低下率は最大で・20%に達したが、特に堤防のり肩部で低下率が大きくなっていることがわかる。天端には緩い傾斜がつけられており、表流水はのり方向に流れる。これによりり肩部に集中した表流水と降雨が合わさって内部に浸透した結果、局所的な S 波速度の低下が発生したという解釈が可能である。一方図 1. 2. 7 は、模擬堤防天端中央部に長さ約 38m の測線を設定し、40cm 間隔に地震計を配列して、準静的手法¹²⁾により表面波の分散曲線を求めて堤防縦断方向の S 波速度構造を再構成したものである¹³⁾。表面波の測定は 11 月 22 日から 12 月 26 日までの間に、20 次にわたって実施された。同図にはそのうち、日雨量 19mm の降水を観測した当日(11 月 24 日)とその 2 日前、および 14 日後(12 月 8 日)の S 波速度構造断面を示してある。なお 11 月 24 日と 12 月 8 日の間には累積雨量で 27mm の降水があったが、12 月 8 日を含めて 4 日間は降水がなく、模擬堤防は乾燥過程にあったと推定される。同図に示すように、降雨によって S 波速度が最大で・20%低下した。S 波速度の変化域は表層約 50cm に集中しており、S 波トモグラフィ探査解析断面と極めて整合的であった。S 波速度の低下は均一ではなく、特定の区間(測線左側)に集中しているように見える。その区間は 12 月 8 日の S 波速度断面でも低速度域として観測されている。このように、堤防に測線を固定展開し、連続的に表面波や比抵抗を測定してそれらの経時変動を捉える、いわゆるタイムラプス観測によって、堤防内部の不均質性、すなわち降雨等の影響を受けやすい区間をイメージングすることが可能であることを実証した。

3.3 堤体内浸透の高速電気探査によるモニタリング

高水時に堤体内または堤体基盤の浸透水により生じるパイピングは、主要な破堤原因の中で、普遍的対策手法の確立が遅れている現象である。パイピングを生じる堤体内浸透の発生危険領域を事前に検知することが、パイピング破堤の防止対策のひとつとなる。そこで、土質構成がわかっている模擬堤防を用意し、堤体内浸透の様子を非破壊で検知可能か、探査試験を行った。

図 1. 2. 8 に作成した試験堤防の断面を示す。堤体底部に高浸透性の川砂で構成される層を設けてある。堤体底部の高浸透層に直接浸透水を供給可能なように、片側(川表側を想定)は川砂が露出した注水ピットが用意されている。

はじめに、強雨時の降雨浸透水の比抵抗変化によるモ

ニタリング結果を示す。図 1. 2. 9 に台風時の図 1. 2. 10 に強雨時の比抵抗変化を示す。青色の領域は電気伝導度の増大を示し、赤色は変化が少ないことを示している。台風時は 24 時間で 112mm の累積降雨量があり、強雨時は 48 時間で 59mm の降雨量があった。比抵抗変化分布の相違は、降雨以前の降雨量が原因であり、台風時は降雨前 1 週間で 91mm の累計降雨量があった一方で、強雨時は降雨前 1 週間でわずか 9mm の累計降雨量しかない。このため、台風時は堤体の含水比が既に高く、天端からの雨水の浸透が限定的であったのに対し、強雨時は堤体の水分飽和度が比較的 low、堤体表土が雨水の浸透受容領域となったと理解することができる。このように、電気探査による比抵抗変化分布により、浸透様式の相違を検出することが可能であることがわかった。

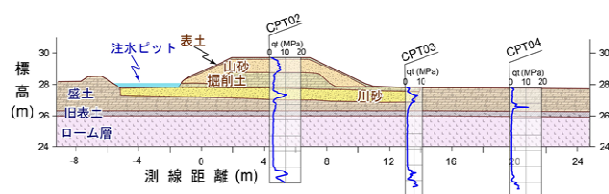


図 1. 2. 8 高浸透基盤を持つ模擬堤防の土質構成¹⁶⁾

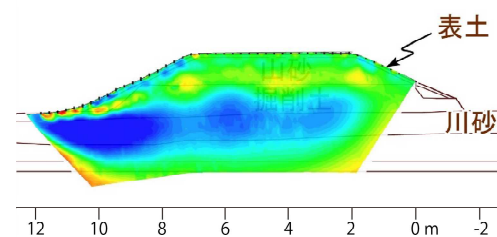


図 1. 2. 9 台風時の比抵抗変化 (24 時間)

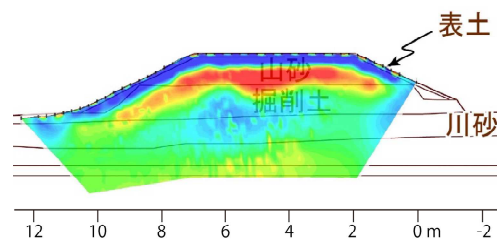


図 1. 2. 10 強雨時の比抵抗変化 (48 時間)

また、晴天時に注水ピットから浸透水を注入させ、堤体底部の高浸透層における浸透水を検知する試験を行った。注水量を図 1. 2. 11 に示す。累計で約 13ton の注水を行った。この時、堤体を横断する注水の浸透方向に、電極を 25cm 間隔で 96 本配置(23.75m)し、繰り返し電気探査を行った。

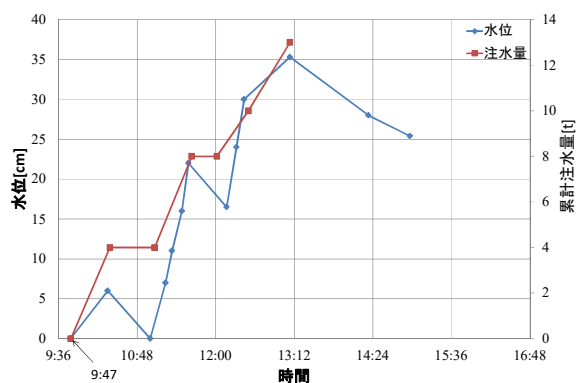


図 1. 2. 11 ピット内水位と累計注水量¹⁶⁾

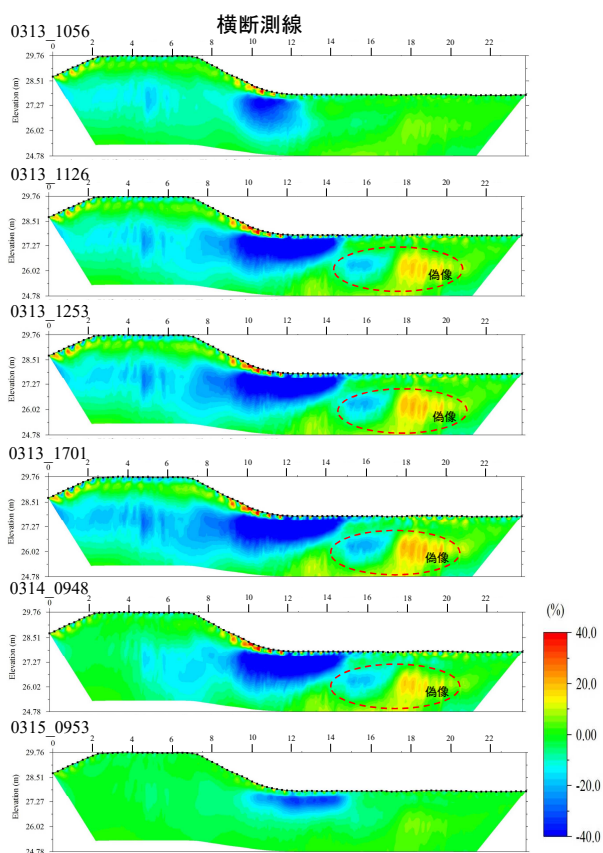


図 1. 2. 12 ピット内水位と累計注水量¹⁶⁾

比抵抗変化結果を図 1. 2. 12 に示す。各変化図の左上の数字が日時を表す。水分率計を堤体の両法尻付近に設置しており、注水 12 分後に注水ピット側の川砂層に浸透水が到達し、52 分後に注水ピットと反対側(川裏側)付近の川砂層に達したことが分かっている。したがって、川裏側の到達時刻の目安は 64 分後の 10:51 となる。1 回目の変化断面である 10:56 頃に、浸透水のフロントが堤内地に到着していることと、整合的な比抵抗変化断面が得られている。

その後、法尻より川裏と川表の両方の方向に向けて比抵抗の低下分布が拡大している。これは、川砂層の存在する

全領域において含水比が上昇していることを意味しており、初期においては高浸透層の下部に浸透領域が広がり、その後上部の含水比が高まることを示唆している。川裏側からの漏水確認は 13:28 であり、堤体底部の浸透が十分に進行したあとであることから、浸透水の受容領域が飽和した後に漏水過程へ移行する流動過程が示唆される結果となった。

3. 4 室内試料試験による計測物性と評価物性の相関性の検討

河川堤防に対する統合物理探査、稠密物理探査で求められる空間情報は S 波速度、あるいは比抵抗で代表される物性値であり、浸透特性の空間分布を評価するには前者から後者を推定する必要がある。浸透特性の推定には、従来原位置での現場透水試験による直接的な測定、標準貫入試験採取試料の土質特性からの間接推定が多用されてきた。しかし標準貫入試験の N 値は連続的でなく局所的な物性変動の影響を大きく受ける。また従来の現場透水試験は、透水性が小さい層相の場合、平衡状態に到達する時間が長くなり、また計測孔の周辺数 cm の範囲の掘削の影響を強く受ける。局所的な計測値であり、ある細分区間の代表値として採用することの可否を判断することが困難であった。これに対し、物理探査計測物性値から何らかの方法で浸透特性を推定することができれば、空間的に連続する浸透特性分布を推定することが可能となる。実際、岩石の飽和状態での浸透特性を、物理探査で求められる比抵抗から推定することは実用的に実施されている¹⁴⁾。一方で不飽和と未固結層に対しては、モデル化や工学的な関連づけが不十分であった。そこで、河川堤防の開削断面 10 箇所において直接比抵抗や S 波速度を測定するとともに、堤体構成材料を採取し、土質試験を実施し、両者の相関を検討してきた¹⁵⁾。断面上での計測点数は総計で 2000 以上、分析試料数は 530 以上に達した。その解析結果例を図 1. 2. 13 に示す。同図は、原位置で測定した比抵抗と、計測地点から採取した試料の含水率との関係を、粒度特性(D20)をパラメータとしてプロットしたものである。原位置で定容積試料を採取することが困難であったことから、重量含水率を計算しているが、両者には高い相関性があることが示されている。ただし浸透特性を推定するには、重量含水率ではなく、体積含水率を求めることが不可欠である。そこで、定容積未固結砂質試料を使用した室内実験を実施した。結果の一例を図 1. 2. 14 に示す。同図は豊浦標準砂(D20=2.3; ただしφスケール)を乾燥密度約 1.70Mg/m³に調整して径 5cm、長さ 10cm の円柱状に整形し、含水率を変化させて

比抵抗を測定したものである。同図に示されるように比抵抗と体積含水率は強い相関性を有し、比抵抗から高い確度で体積含水率を推定できることがわかった。このことは比抵抗の時間変化率から体積含水率の時間変化、すなわち透水係数を推定することが可能であることを示している。

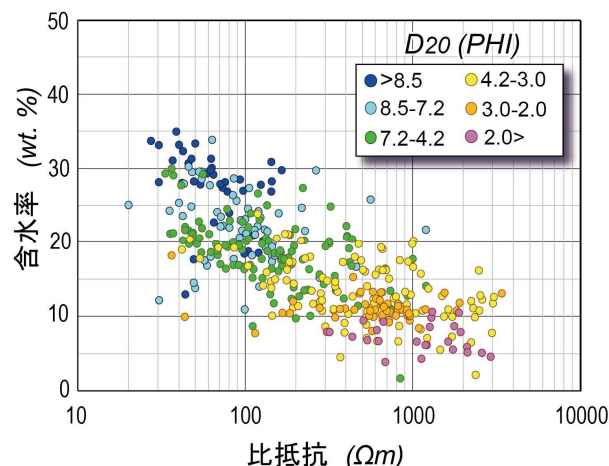


図 1.2.13 堤体材料の比抵抗と含水率、粒度特性の関係

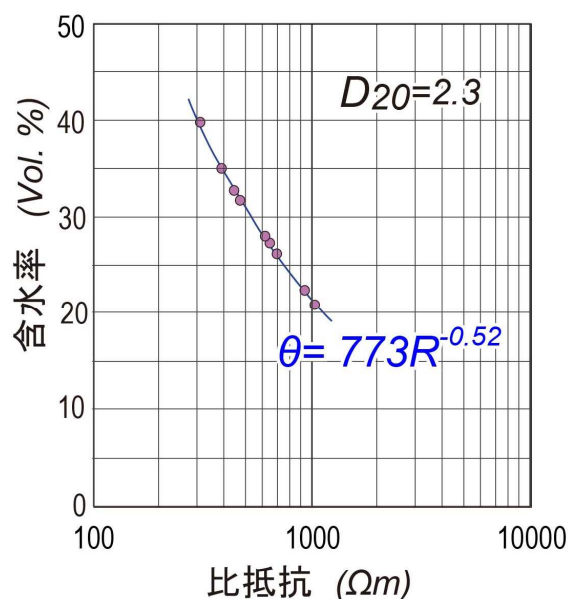


図 1.2.14 室内実験による豊浦標準砂の比抵抗と含水率の関係

4. まとめ

土木研究所構内に築造してある模擬堤防を用い、堤防表層の不飽和帯への降雨浸透過程をリアルタイムでモニタリングする現場計測技術についての検証実験を実施した。その結果新たに考案した準静的表面波探査および S 波トモグラフィ探査によって、表層不飽和帯への降雨浸透に伴う S 波速度の低下を時空間的に明らかにすることができた。このことは、同手法によって河川堤防内部の空間的不均質構造を詳細に把握することが可能であることを示すもので

ある。

一方、電気探査による比抵抗変化では、強雨前の堤体の含水状態の分布により降雨の浸透分布が影響を受けることを検知することができた。また、堤体底部に設けた高浸透層における注水の浸透を、比抵抗変化で捉えることが示されると共に、川裏へ到達後にも浸透可能な領域を拡大し、浸透領域の枯渇後に漏水過程へ移行する現象が捉えられた。これまで、不可能であった堤体内および堤体底部の漏水経路を特定可能であることを示す結果である。

2016 年熊本地震では、地表断層によって河川堤防が変位を受けるという、これまでも報告されたことのない事象が発生した。そこで断層で変位した実堤防において統合物理探査を実施し、断層変位による堤防の耐浸透特性の影響範囲を特定できるかを検証した。その結果地表断層交差部では堤体内部に変状は見出されなかったものの、基礎地盤内部には断層活動に伴う累積変位が存在すること、今回出現した地震断層とは異なる区間に低速帯を確認することができた。適用結果は、断層等による堤防の変状とその影響範囲を把握するのに統合物理探査が有用であることを実証するものであった。

物理探査計測物性値である S 波速度および比抵抗値と評価物性値である浸透特性との関連性を把握することを目的として室内実験を実施した。その結果、不飽和砂質試料において、比抵抗値と体積含水率とに強い相関性があることを確認した。このことは計測物性値である比抵抗値から体積含水率を仲介して透水係数の空間分布を推定することが可能であることを示している。

参考文献

- 1) Inazaki, T., (2013): Problems in practical application of integrated geophysical technique for the vulnerability assessment of levee systems, *Proceedings of the 11th SEGJ International Symposium*, pp. 68-71.
- 2) Inazaki, T., Aoike, K., and Kaneko, M. (2016): Detailed geophysical imaging of the shallow surfaces at an underseepage site behind a levee, *Proceedings of the 29th Annual Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems (SAGEEP2016)*, 6p.
- 3) 土木研究所・物理探査学会(編) (2013): 河川堤防の統合物理探査—安全性評価への適用の手引き—, 120p, 愛智出版.
- 4) 国土交通省 (2007): 河川堤防設計指針, 8p, http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/bousai/gijyutukaihatu/pdf/teibou_sekkei.pdf
- 5) 林 宏一・稲崎富士・北尾 馨・北 高穂 (2013): 河川堤防における S 波速度と比抵抗のクロスプロットを用いた土質の統計的な推定, 物理探査学会第 128 回学術講演会講演論文集, 174-177.
- 6) 稲崎 富士・木佐貫 寛・尾西 恭亮 (2017): 熊本地震被災地で

- の浅部物理探査, 物理探査学会第 136 回学術講演会講演論文集, 110-113.
- 7) Imamura, S., Inazaki, T., Kita, T., and Sakanishi, K., (2013): Development and applications of improved high-speed resistivity profiling system using code division multiple transmission, Proceedings of the 11th SEGJ International Symposium, pp. 68-71.
- 8) 稲崎富士・坂西 啓一郎・今村 杉夫(2015): 実堤防における不飽和帯浸透過程の比抵抗経時変化モニタリング, 物理探査学会第132回学術講演会講演論文集, 79-82.
- 9) 木佐貫 寛・稲崎 富士・尾西 恭亮 (2016): 模擬堤防を用いた水の浸透モニタリング, 物理探査学会第135回学術講演会講演論文集, 1-4.
- 10) 稲崎 富士 (2016): 2011年東北地方太平洋沖地震による河川堤防・表層地盤のS波速度構造の変化, 日本地震学会講演予稿集 2016年度秋季大会, 155.
- 11) 稲崎 富士 (2005): 小規模地震計アレイによる表層地盤のS波速度変化計測, 物理探査学会第 112 回学術講演会講演論文集, 153-156.
- 12) 稲崎 富士・木佐貫 寛・林 宏一・北 高穂・尾西 恭亮 (2017.06): 準静的表面波探査: 極浅層S波速度構造探査の新たなアプローチ, 物理探査学会第136回学術講演会講演論文集, 59-62.
- 13) 木佐貫 寛・稲崎 富士・尾西 恭亮 (2017.06): 繰り返し計測による模擬堤防における内部物性構造変化の把握, 物理探査学会第136回学術講演会講演論文集, 138-141.
- 14) 高橋 亨・田中 莊一 (2013): 地盤工学における物理探査データのロックフィジックスをベースにした解釈技術に関する研究(その7) - 物理探査データによる透水係数の推定 -, 深田地質研究所年報, 14, 165-172.
- 15) 稲崎富士(2014): 開削部詳細調査に基づく堤体材料特性と物理探査測定データの関連性について, 第130回物理探査学会学術講演会講演論文集, 247-250.
- 16) 木佐貫 寛・小河原 敬徳・稲崎 富士・尾西 恭亮 (2018): 模擬堤防における基盤浸透過程のモニタリング, 物理探査学会第138回学術講演会講演論文集, 33-36.

1.3 津波が構造物に与える影響の評価及び設計法の開発

1.3.1 河川遡上津波を考慮した河道及び河川構造物の設計技術に関する研究

担当チーム：水工研究グループ（水理チーム）

研究担当者：中西哲、本山健士、櫻井寿之、
石神孝之

【要旨】

河川河口域・下流域でよく見られるシェルタイプゲートを対象とした河川遡上津波の水理模型実験を実施し、波高やゲートに作用する波圧の計測を実施した。波高の変化はシェルタイプゲートによって波状段波の第二波のピークが上昇する結果となった。津波衝突時の波圧はゲート底面に強い力が作用すると同時に、上面および背面に負圧が作用する結果となった。簡易 PIV 解析では、堰を第二波が通過する際に、堰上流で流れが構造物から剥離する等の現象を確認し、これが負圧発生の原因だと考えられた。またオープンソースによる数値計算法による実験の再現を行い、実験の境界条件を入射波として与えたところ、水理模型実験の水位やゲートに作用する波圧を良好に再現することができた。

キーワード：河川遡上津波、シェルタイプゲート、波圧推定、自由表面数値計算、OpenFOAM

1. はじめに

先の東日本大震災では、海岸部の被害だけでなく、河川を遡上・流下した津波によって、河川堤防等及び沿川流域でも甚大な被害が生じた。これらを踏まえ、今後の河川管理においては、洪水や高潮だけでなく津波を計画的防御の対象として位置づける必要性が指摘される¹⁾とともに、津波に対応した堰・水門等の設計や操作のあり方等について基本的な考え方²⁾が示された。基本的考え方を受け、河川法施行規則及び河川管理施設等構造令施行規則が一部改正され、「津波」や「計画津波水位」の規定等が明確化された（H25.7.5 施行）。

東日本大震災における河川遡上津波の被害として、シェルタイプゲートの浮き上がり等による被災が挙げられる。今次津波による被災事例は、幸いにも速やかな復旧がなされ、取水等への影響は少なかった。しかし、これらの被災経験を踏まえ、「東北地方太平洋沖地震を踏まえた河口堰・水門等技術検討委員会」では、提言をとりまとめ、シェルタイプゲートの設計・構造の考え方や検討や研究開発が必要な事項について、「河川津波による扉体の浮き上がりを抑制するためには、扉体の基本構造に立ち返って検討を行う必要がある。現時点では既存施設に有効な浮き上がり対策を施すことは困難であり、浮き上がることを前提とした対策も含めて今後技術開発を行っていく必要がある。なお、今後の新設や更新時期に対応できるよう、浮き上がり防止のための施設設計の考え方を整理し

ておく必要がある」としており、その設計手法の確立や起こりうる被災の把握が必要とされている²⁾。

現在の設計方法では、津波を計画的防御の対象、つまり外力として想定しているとされているが、その詳細な設計手法についての言及はなされていない。簡易的な津波の外力の算定手法にとどまっており、シェルタイプゲートそのものを対象とした河川遡上津波による外力算出方法の開発は急務である。

シェルタイプゲート周辺の河川遡上津波は、

- 河川遡上津波は砕波段波や波状段波など地形との相互作用により形成される自由表面を含む問題であること、
- 流れの3次元（断面2次元）性により、複雑な渦運動を伴うこと、

これらの理由により、シェルタイプゲートに作用する水理現象を把握することは困難であると考えられる。

本研究は、前述の河川遡上津波による構造物周辺の流れの複雑さに鑑み、河川遡上津波による構造物周辺の水理現象の把握と河川遡上津波外力の算出手法の開発や設計技術への適応を目的とする。平成29年度は、シェルタイプゲートを対象とし、主に水理模型実験と数値計算による解析を行ったものである。これより、シェルタイプゲートに作用する鉛直荷重の算定方法、ならびに数値計算による再現性を確認した。

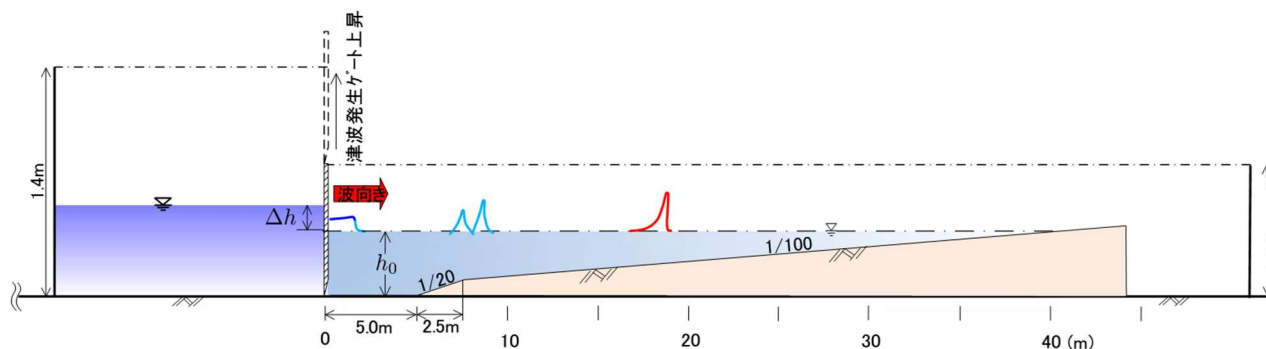


図1 実験水路断面図

表1 津波水理模型実験ケース

ケース	h_0 (cm)	ゲート位置 (m)	Δh (cm)
1	40.0	19.0	12.5
2			15.0
3			17.5

2. シェルタイプゲートを対象とした河川遡上津波の水理模型実験

2.1 実験条件

2.1.1 実験水路概要

水理模型実験に用いた水路は、図1に示すように、水路幅 1.5m、水路長 51m の二次元水路部分とゲートによって仕切られた貯水槽部分（幅 1.5m、長さ 15m）からなるコンクリート製である。仕切りゲートはコンプレッサーによって上げられる方式とし、段波～波状段波（ソリトン分裂）～碎波の一連の津波変形を再現できる機能を有する。水路縦断勾配は仕切りゲートを 0.0m とすると、0.0m から 5.0m まではレベルとし、5.0m から 7.5m までは $I=1/20$ 、それより陸側は $I=1/100$ である。なお上流端は貯水槽となっている。

この水路において水路水深 h_0 および貯水槽水深と水路水深との差 Δh を設定し湛水後、仕切りゲートの急開（引上げ速度 $\approx 0.35\text{m/s}$ ）によって河川遡上津波を模した段波を発生させ実験を実施した。河川遡上津波は河川を遡上するにつれて、波状段波を形成し、その後碎波段波となる。これらは一般的に波高と水深の比によって規定され、波高/水深が大きくなるにつれて、波状段波から碎波段波へと形状を変化させる。またこれらによって津波波力の算定も変化する。今回の実験ケースを表1に示す。初期水位は 40 cm、ゲート位置は 19m であり、ゲートの前後の水位はゲート天端高とほぼ同値とした。なお、実験のバラツキを抑制するためそれぞれのケースの実験を 3 回行った。

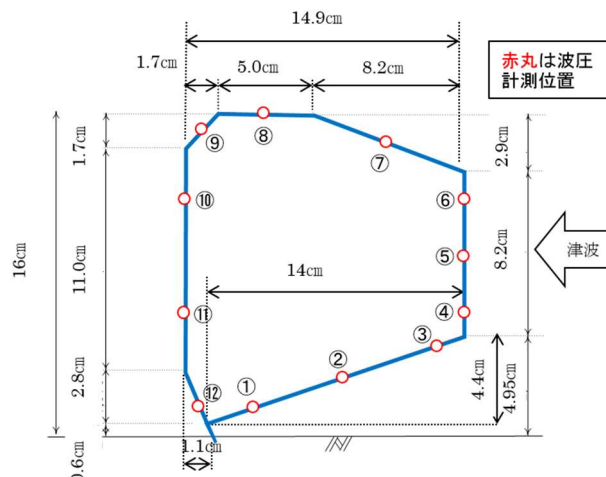


図2 ゲート模型断面図および圧力計設置位置

2.1.2 シェルタイプゲートの詳細

実験に使用したシェルタイプゲート模型の断面図を図2に示す。この模型形状は実際に東日本大震災時に津波による浮き上がり被災を受けた堰を参考にした。ゲート模型は木製であり、各部に曲率はない。

この模型を水路全幅で波向き（津波入射方向）に直角に設置した。ゲート設置の縦断方向位置は、15.0m および 19.0m である（表1）。

2.1.3 水理量計測

実験で計測した項目は、波高（水位）、流速およびゲートに作用する波圧であり、約 70 秒間の同期測定（サンプリング間隔=100Hz）を実施した。

波高（水位）の計測には容量式波高計を使用した。波高の計測位置は、2.5、7.5、17.5、18.9、19.25、20.5、27.5m とした。各実験に際して、水路水深が設定水深に湛水した後、水位計をゼロセットした。

流速は、3次元電磁流速計で計測したが、今回対象となる実験は2次元流れが支配的となるため、縦断方向流速（X方向、陸方向を正）および鉛直方向流速（Z方向、上向きを正）のみを整理した。

ゲートに作用する波圧を計測するのに用いたセンサー

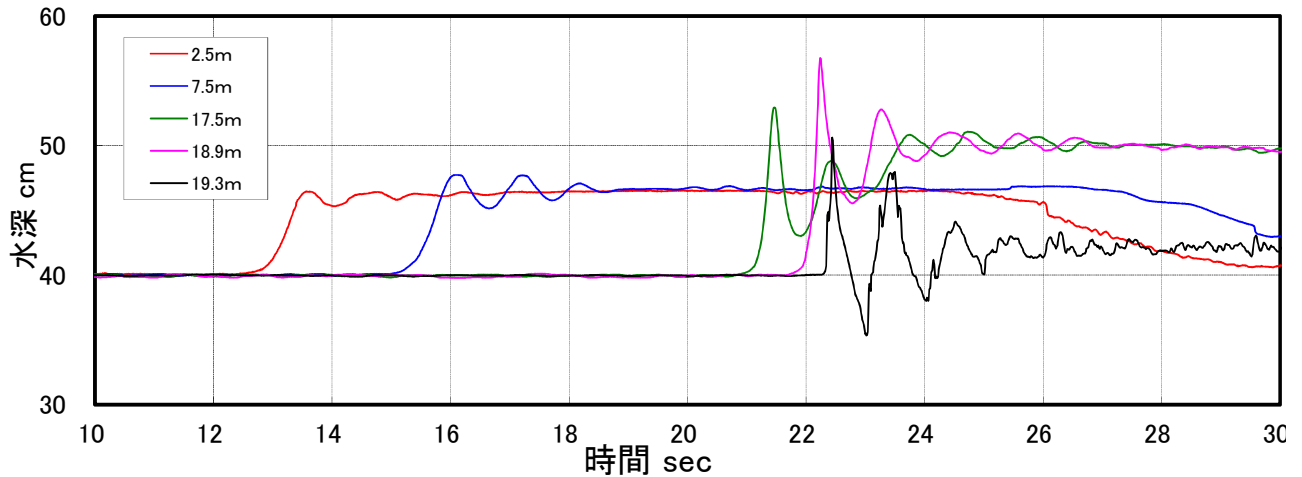


図3 津波波高の時系列変化 (ケース1 2回目)

は、ひずみ計測計である。図2のゲート断面図中に示した赤丸のとおり、各面に作用する波圧分布が計測できるようゲートまわりに12基設置した。各実験に際して、水位計と同様に水路水深が設定水深に湛水した後、圧力センサーをゼロセットした。

2.2 実験結果

2.2.1 波高の縦断変化および波圧

図3、図4に実験結果の代表例として、ケース1の波高・波圧の計測結果を示す。図3より、津波が上流側に遡上するにつれ、波が分裂し波高が高くなっているのが確認できる。また、図4よりゲート下面・正面におけるピーク波圧は波高が最も高い津波第一波時、ゲート背面のピーク波圧は第二波時であるとともに、第二波時にゲート背面にて負圧が発生していることが確認された。

2.2.2 シェルタイプゲートに作用する鉛直荷重

シェル構造ゲートの浮き上がりについて検討するため、各実験におけるゲートの単位幅あたりの鉛直荷重を算出した。鉛直荷重の算出方法を式(1)に示す。鉛直荷重は各圧力センサーで計測された圧力から各面における鉛直荷重を計算し、それを合算して算出した。

$$F = \sum (PL \cos \theta) \quad (1)$$

ここで、F:単位幅あたりの鉛直荷重(kN/m)、P:実験時の圧力(kpa)、L:作用長さ(m)、圧力センサーの作用長さであり、今回の実験では各面の長さをセンサーの数で割り算出した。

また、実験時のゲート上下流の地点(18.9m、19.3m地点)の波高をもとに修正谷本式を用い、実験値と同様単位幅あたりの鉛直荷重を算出した。

図5にケース1における単位幅あたりの鉛直荷重の比

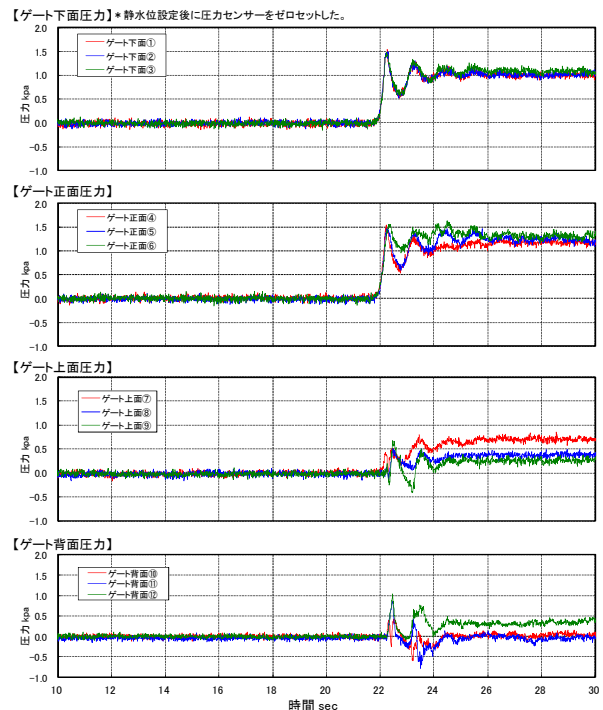


図4 津波波圧の時系列変化 (ケース1 2回目)

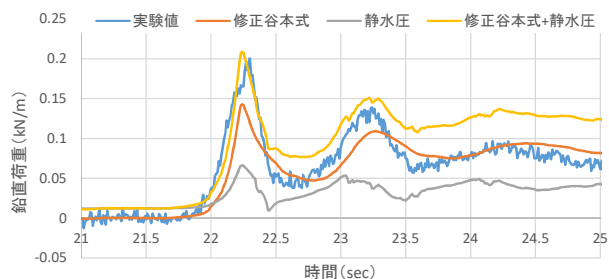


図5 実験値と計算値の比較 (ケース1 2回目)

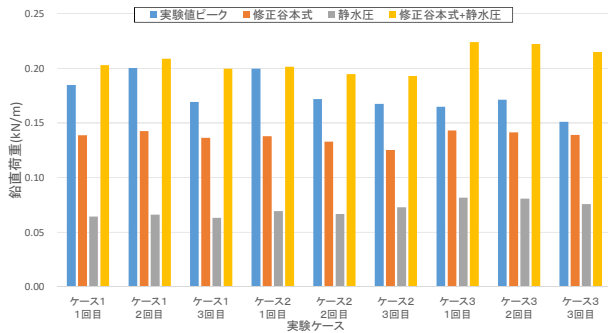


図6 実験値と計算値の比較

較結果を示す。図5より津波高の最も高い津波第一衝突時に鉛直荷重が最も高いことが分かる。また、第一波・二波において、修正谷本式・静水圧ともに実験結果を下回る波圧となっているが、修正谷本式と静水圧を足したものは実験値を上回っている。また、図6に全ケースにおける実験値と計算値の比較を示す。図よりすべてのケースにおいて、修正谷本式と静水圧を足したものは実験値を上回っている。

よって、修正谷本式+静水圧でシェル構造ゲートの鉛直荷重を算出することができる。

3. 数値計算による水理現象把握

3.1 数値計算手法

河川遡上津波は、波の分裂、砕波を伴ういわゆる自由表面問題の流体現象である。そのため流れの3次元性のほかに、気相と液相の境界を表現する必要がある。このような問題に対する数値計算手法として、種々の手法が提案されている。

OpenFOAM³⁾は、有限体積法の偏微分方程式ソルバー開発用のクラスライブラリであり、オブジェクト指向プログラミング言語C++で書かれている⁴⁾。そのためユーザーは、自身が対象とする問題に対して適当なツールをクラスライブラリから選択することができるが、本研究の対象となる問題は、3次元(断面2次元)の自由表面問題であり、これに対応する標準ソルバーは、interFoamとして用意されている。interFoamは自由表面の補足手法としてVOF (Volume of Fluid)法を採用している。

本年度は、OpenFOAMのinterFoamソルバーを河川遡上津波実験に適用させ、数値計算の再現性について、シェル構造ゲートを計算領域内に設置した条件において実施した。

3.2 境界条件の設定

河川遡上津波は、下流から非定常の(波状)段波が侵入する。水理模型実験ではゲートの解放により、津波を再現

した。数値計算の検証をするためには下流の境界条件に水理模型実験と同様の波形を与えなければならない。実験での最下流端水位計測位置(津波発生ゲートから2.5m上流)での波高の時系列変化は、急激に上昇し、ほぼ一定の高さの後、減衰しており、不規則波の様相を呈した。

数値計算の境界での入射波の取扱に、OpenFOAMの拡張ユーティリティであるwaves2Foamライブラリ⁵⁾を使用した。waves2Foamでは線形波はもちろん、孤立波などの非線形波を境界に設定できるほか、それらの重ね合せも表現することができる。

一般に不規則波を表現することは難しいが、本研究の境界条件では、一次近似Stokes波(Airy波)を重ね合わせることで数値計算における入射波とした。Airy波は波長、波高および時間遅れをパラメータとするコサイン波で表される。そのため、実験条件の最下流端水位にフーリエ変換(離散コサイン変換)を行うことで、線形波に分解し、そのスペクトル上位50個の線形波を重ね合わせることで下流端境界条件の入力波とした。

3.3 計算メッシュ

計算領域のメッシュは、OpenFOAMのメッシュ作成ユーティリティである、blockMeshおよびsnappyHexMeshを使用した⁴⁾。

基本的なメッシュ構造は25mmであり、計算領域をx方向に800、y方向に1、z方向に40メッシュに分割した。さらにシェル構造ゲートの形状をよく表現できるようにゲート周辺を局所的に2段階(6.25mm)細かく設定した。加えて気液境界の不安定性を抑えるため、z=0.35~0.45mで2段階、z=0.45~0.6mで1段階(12.5mm)細かく設定した。また、ゲート下部について、ゲート構造を再現するため、基本メッシュより3段階(3.125mm)細かいメッシュとした。ゲート付近のメッシュは図7のとおりである。y方向は基本的なメッシュは一個、つまり

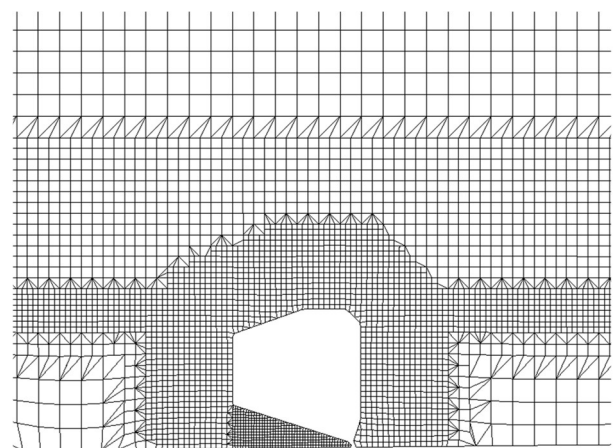


図7 ゲート周辺メッシュ

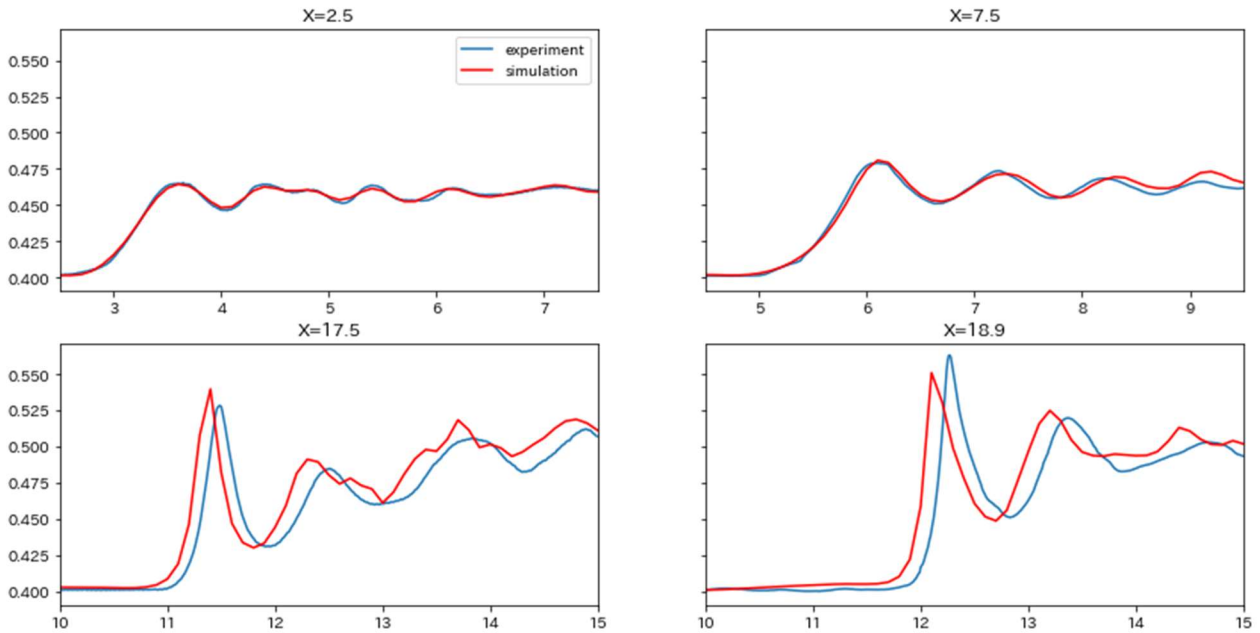


図8 水位時系列変化の実験と数値計算の比較 (Case1)

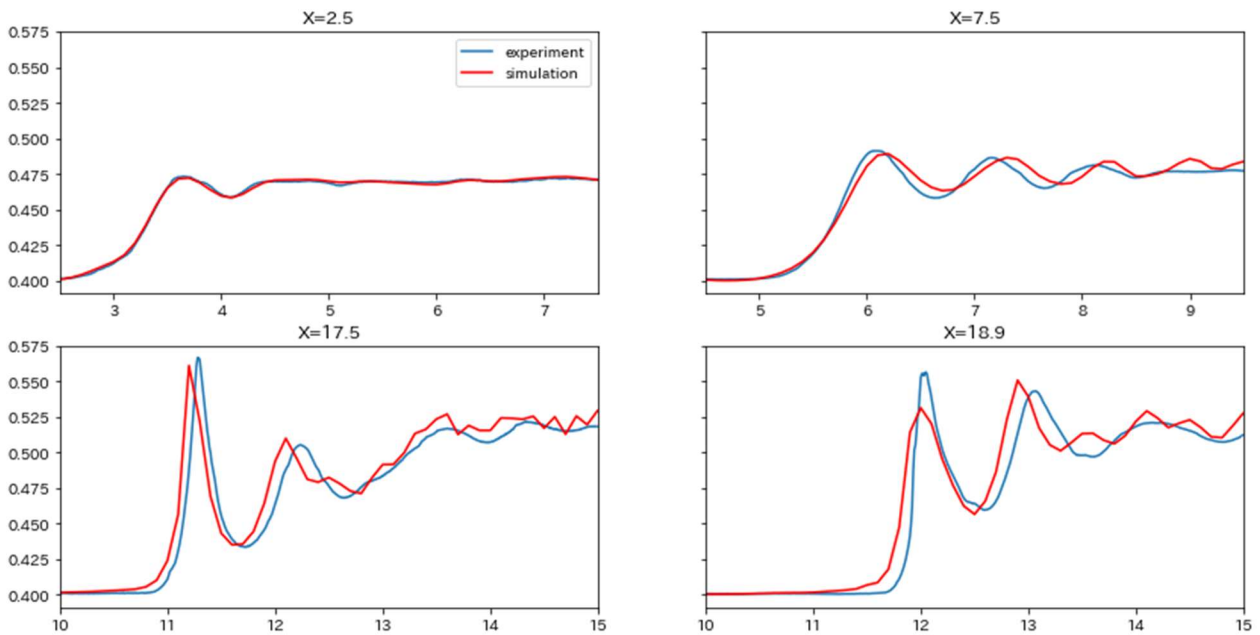


図9 水位時系列変化の実験と数値計算の比較 (Case2)

断面 2 次元となっているが、詳細分割によって局所的に 3 次元となっている。総メッシュ数は 11 万個程度であった。

離散化スキームは、時間微分は 2 次精度の Crank-Nicolson 法、勾配項 (grad) は cellLimitede forth とした。発散項 (div) は流速ベクトルは線形補間に TVD 制限をつけた limitedLinearV を、VOF 法の体積率 F については制限関数付き 2 次精度 TVD (MUSCL) とした。

拡散項は 2 次精度の線形補間とした。圧力-速度場の連成手法は SIMPLE 法と PISO 法を組み合わせた PIMPLE 法で行った。離散化スキームには高精度の手法を採用しているが、これらによってゲート周辺の気液境界が比較的安定させることができる。

時間刻み幅は 0.01sec を基本とし、計算領域内の最大クーラン数に応じて減少させた。なお最小の時間刻みは 10⁻⁴sec のオーダーであった。乱流モデルは考慮していな

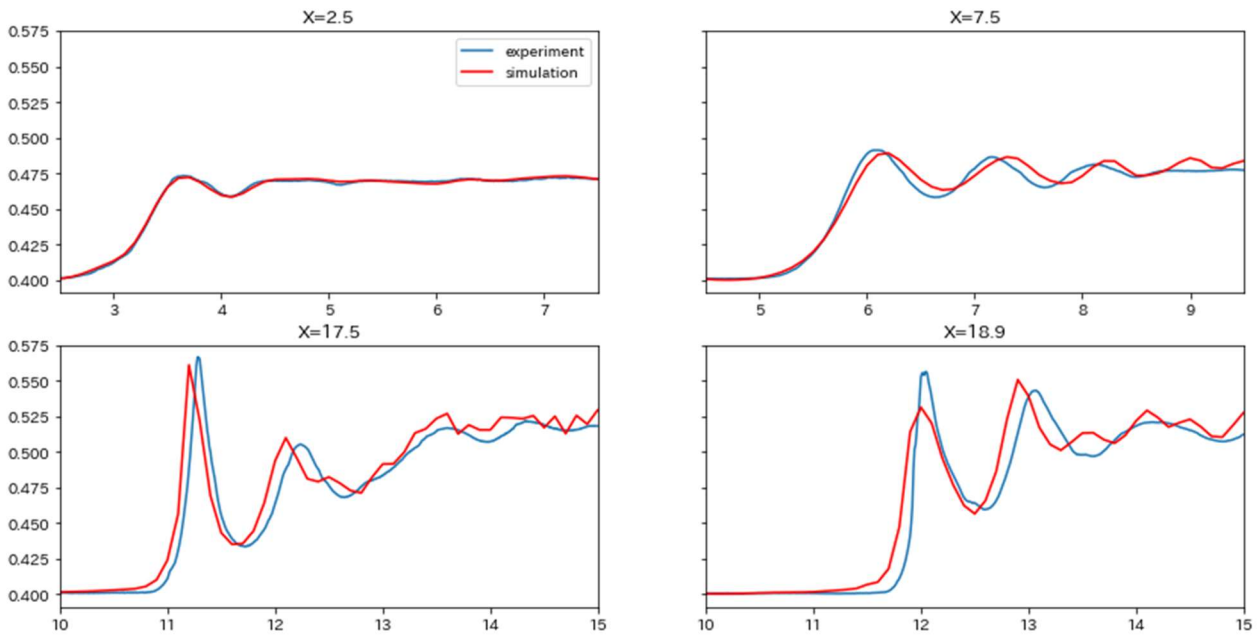


図 10 水位時系列変化の実験と数値計算の比較 (Case3)

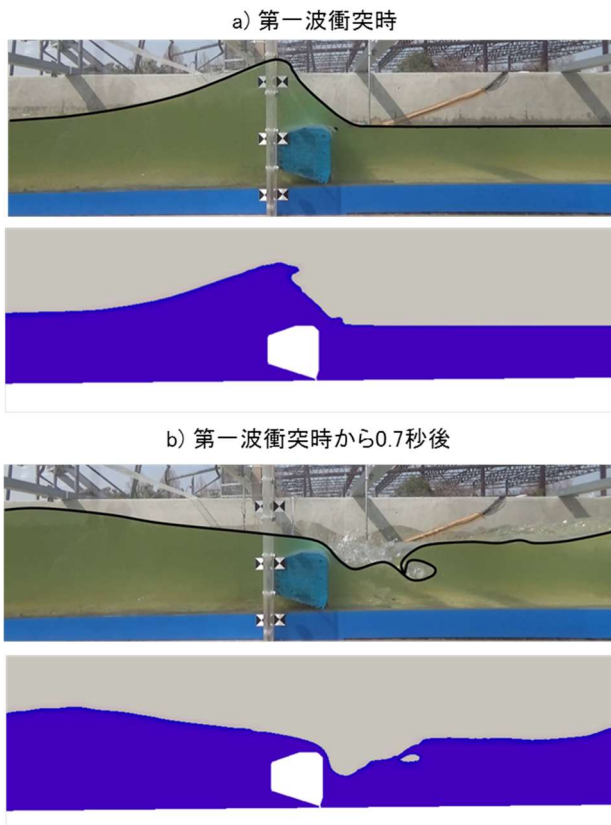


図 11 ゲート周辺での水面形詳細 (Case1) (それぞれの時刻で上: 実験動画, 下: 数値計算結果. 数値計算結果は青が液体でグレーが気体を表す)

い。初期条件は、 $z=0.4\text{m}$ を静水面とし、速度は 0 m/sec 、圧力は静水圧とした。津波流入部（下流端）における境界条件は上記、waves2foam で設定した。ゲートや河床などの境界については non-slip 条件とした。また上流端は計算領域を少なくするため、 $x = 22.5\text{m}$ で壁面と設定した。

3. 4 数値計算結果

(1) 水位の時間変動

図 8 から 10 は水位計測位置における水理実験と計算結果の比較である。Case1 について、 $x = 2.5\text{ m}$ は最下流端であり、境界条件として与えた水位である。離散コサイン変換により分解した合成波が精度よく与えられている。 $x = 7.5\text{m}$ では若干の位相のズレは見られる。 $x = 17.5\text{m}$ および $x = 18.9\text{m}$ では位相のズレは $x=7.5\text{ m}$ と比較して大きくなったものの、段波第一波から第三波までの水位変化を良好に再現している。

Case2 および Case3 も第一波および第二波については精度良く再現しているが、 $X=18.9$ での計算結果は砕波影響を受けて、実験値より若干小さい値となった。Case3 は完全に砕波したものがゲートに作用するケースであるが、砕波による第一波波高の低減と、第二波の波高も再現できている。

ゲート周辺の水面形変化の詳細を検討するため、実験を側部から撮影した動画と計算結果の比較を行った。図 11 は Case1 の第一波衝突時とその 0.7 秒後の動画のキャプチャ画像と計算結果の比較である。動画キャプチャ画像は気液境界を明確化するため、目視によりトレースし

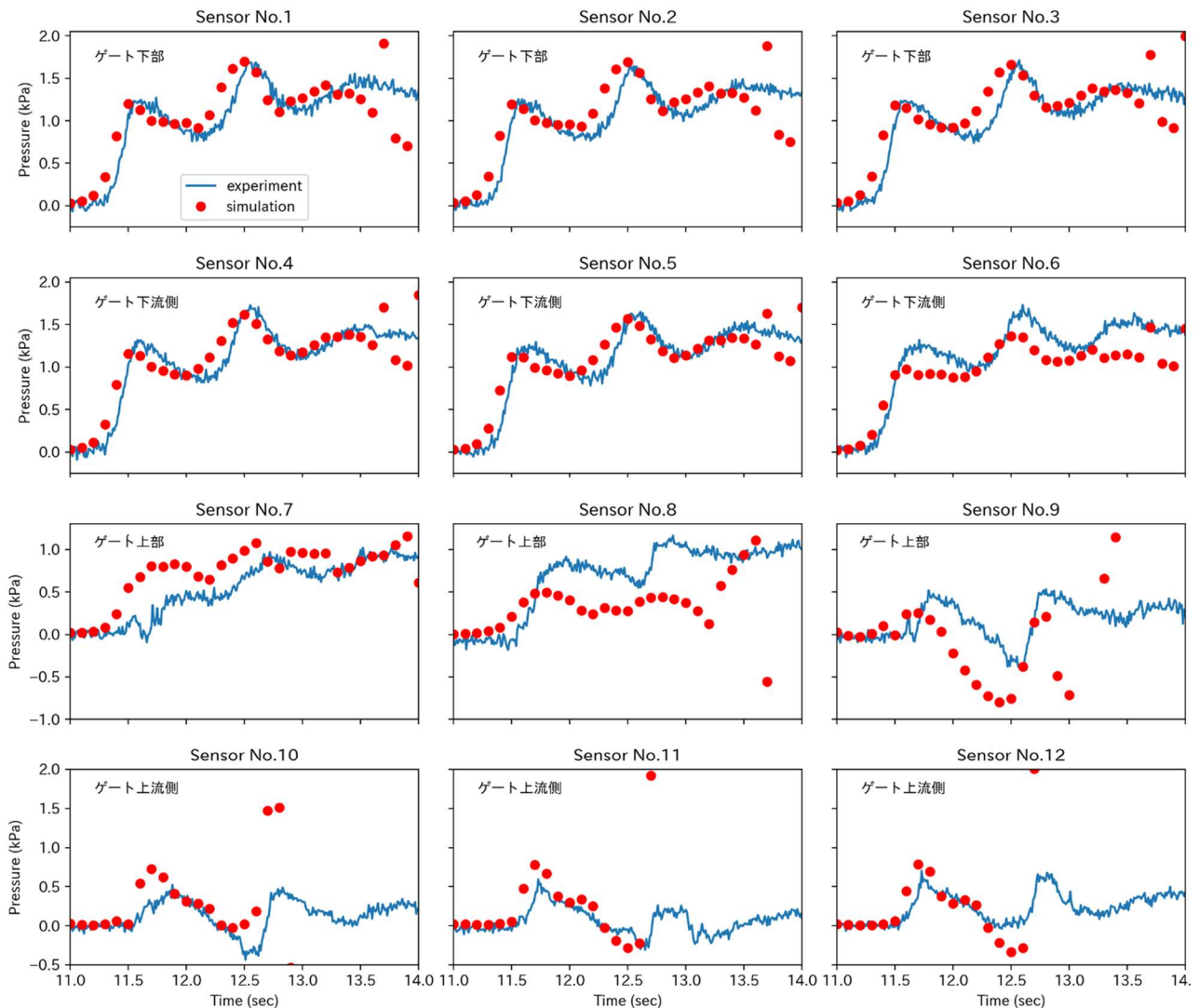


図 12 圧力時系列の実験と数値計算の比較(Case3)

た界面を付加している。計算結果が実験を正確に再現していることがわかる。特に衝突後 0.7 秒後では、ゲート上流部静水面付近 (図中ゲート右上) で気液境界の急激な湾曲とゲート上流側の巻き波をよく再現できている。

(2) 波圧の時間変動

実験により計測された圧力と数値計算結果の比較を行った(図 12)。図 12 は Case3 における比較図であるが、Case1 および 2 の比較も同様の傾向となったため、図は省略している。センサー番号 1 から 3 はゲート下部、4 から 6 はゲート下流側、7 から 9 はゲート上部、10 から 12 はゲート上流側である (図 2 参照)。

ゲート下部および下流側での再現性は高い。下流側で比較すると静水面付近のセンサー (No.6) の数値計算結果が若干小さくなっている。また $t = 13.5$ 秒後以降に数値計算結果に圧力の振動が見られた。ゲート上部の数値計算結果は実験の測定値と比較して差異が生じるものの、圧力の時間変動の傾向は再現されている。圧力振動は、下

部および下流部と比較して早く発生した。ゲート上流側では、 $t = 12.6$ まで高い再現性となった。それ以降圧力振動が発生し、この開始時間は他のセンサーよりも早くなった。

4. まとめ

水理模型実験では、河川津波によるシェル構造ゲートの浮き上がりについて検討した。検討の結果、鉛直荷重のピークは津波波高のピーク時と同時であり、修正谷本式+静水圧の式で鉛直荷重を算出できることを確認した。

またオープンソースによる数値計算手法によるシェル構造ゲートを計算領域に設置した場合の水理模型実験の再現を行い、実験の境界条件を入射波として与えたところ、実験で計測された水位や水面形を良好に再現することができた。また、ゲートに作用する波圧についても同様に再現性が高かった。しかし、ゲートに作用する波圧に圧力振動が発生したことから、メッシュの生成方法など検討を行い、圧力振動の原因について検討を行う必要がある。

る。

参考文献

- 1) 河川津波対策検討会：河川への遡上津波対策に関する緊急提言(案), 2011.8.
- 2) 東北地方太平洋沖地震を踏まえた河口堰・水門等技術検討委員会：東日本大震災を踏まえた堰・水門等の設計、操作のあり方について, 2011.9.
- 3) OpenFOAM Foundation : <https://openfoam.org/index.php>
- 4) 一般社団法人オープン CAE 学会編：OpenFOAM による熱移動と流れの数値解析, 森北出版, 2016.
- 5) Jacobsen, N. G., Fuhrman, D. R., & Frelsted, J. : A wave generation toolbox for the open-source CFD library: OpenFOAM, International Journal for Numerical Methods in Fluids, 70(9), 1073–1088, 2012.

1.3 津波が構造物に与える影響の評価及び設計法の開発

1.3.2 寒冷沿岸域における津波減災技術に関する研究

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒冷沿岸域チーム）

研究担当者：中嶋雄一、増田亨、木岡信治、長谷一也

【要旨】

海水を伴う津波荷重の作用形態は、構造物形状によらず、①氷群による衝突、②静水圧荷重、③パイルアップした海氷群の主働圧、から構成されること、水位が低下しても、主働圧が持続すること等を明らかにした。主働圧は、Rankin 土圧理論による推定が可能であり、構造物形状によらず、構造物の投影面積を用いて評価できることを示した。海氷/漂流物等による閉塞による水位変化や構造物への準静的荷重を、構造物群の開口率と遡上津波条件から簡便に推定できる理論モデルを、様々な条件の水理模型実験から検証し、有用であることを確認した。人工海氷の中規模衝突実験から、ある曲率を有する突起物が構造物への衝突荷重軽減に効果がある事を示した。
キーワード：海氷、漂流物、破壊、衝突、パイルアップ、アイスジャム

1. はじめに

1.1 研究の背景

北極海やオホーツク海など、結氷板や流氷等の海氷で覆われる氷海域に津波が来襲した場合は、津波のみの来襲に較べて災害リスクが増大することが予想される。事実、過去に海水を伴う津波により家屋や橋脚等が被災した事例がある¹⁾。2011年の東北地方太平洋沖地震で発生した津波でも、国後島で海氷が遡上し、軽微な被害を及ぼしたほか²⁾、我が国でも、当時沿岸部に残存していた海氷の遡上³⁾や、河川氷の水門への衝突やアイスジャム（閉塞）発生（図-1参照）による水位上昇等、津波による何らかの氷の挙動が確認された⁵⁾。海水を伴う津波による被害リスクの予測や防災・減災技術の早期の確立が望まれている。



河川氷のアイスジャムの例。狭窄部等での氷の滞留・閉塞現象⁵⁾



沿岸での海水のパイルアップ。例。氷塊が高く積み重なる現象。 (梶西村組高橋氏提供)

図-1 アイスジャムとパイルアップ

1.2 これまでの研究経緯と本研究の目的

筆者等はこれまでも、20世紀以降に氷海域で津波が発生した事例や、海水を伴った津波による被害事例について調べ、そのリスクの可能性について検討することを皮切りに⁴⁾、中規模実験や数値計算による海氷の

衝突力や破壊機構等の基礎研究⁸⁾⁹⁾、海氷群を伴う津波遡上の水理模型実験に基づく遡上水深や津波力の基本特性の解明等といった基礎的な研究を行ってきた⁴⁾¹⁰⁾。さらに、第3期中長期目標期間（平成23～27年度）の研究においては、3次元のDEMとFEMを用いた、海氷と衝突過程にある構造物の動的応答解析も可能とした数値シミュレーション手法を開発するとともに、海氷等の離散体の漂流や陸上遡上の推定方法として、3次元計算より計算負荷が少なく、離散体特有のアーチアクションやアイスジャム、パイルアップなどが考慮できる準3次元的なDEMを開発し¹¹⁾、ハザードマップ作成のほか構造物の安全性や配置計画、避難行動計画等を検討する上で有用な手法を構築した。

本研究では、これまでの研究成果を踏まえつつ、新たな課題に取り組むものであるが、特に、石油タンクや避難施設などの重要構造物のリスク評価や設計法およびそれらの対策法の構築等に主眼を置き、津波と海氷あるいは漂流物からなる混相流体のより複雑な相互作用モードに対応できる手法を確立することを目標としている。具体的には、①アイスジャム（ice-jam、閉塞）、パイルアップ（pile-up、積み重なり）の発生プロセス・メカニズムおよびその発生条件、それによる構造物への動的・静的荷重の作用（これまで考慮されてこなかったアップリフトも考慮）を明らかにすること、②複数の氷塊による、より複雑な衝突モードに対応する高度な氷塊の衝突破壊計算ならびに構造物との相互作用の計算手法を開発し、その安全性の評価方法を提案すること、等を予定している。

2016年度では、パイルアップやアイスジャムの現象に着目した水理模型実験を実施し、津波と海水/漂流物からなる混相流体による作用荷重の基本構造や作用プロセスならびに、構造物群の開口率と遡上津波条件(水深と流速)から水位や構造物への作用荷重を簡便に推定できる理論モデルの妥当性等を明らかにした。

本報告においては、引き続き水理模型実験を実施し、特に、構造物形状を変化させた場合の水位や荷重特性等をおもに調べた。さらに、構造物への海水の衝突力緩和の方策に繋がる基礎資料を得るため、人工海水を用いた中規模衝突実験を実施し、平板上に曲率を有する構造物への衝突特性を調べた。

2. 津波によって遡上する海水群と構造物群との相互作用に関する水理模型実験

この実験では比較的建築物や構造物が密集した市街地への氾濫を想定し、そこに形成される海水/漂流物群のパイルアップやアイスジャムの現象に着目した、海水群の挙動や水位の変化等を調べるものである。前者は、氷が高く積み上がる現象、後者は、狭い箇所での氷の滞留・閉塞現象で、これらの形成により、大きな荷重が作用する場合があります、津波時ではないが、橋梁や沿岸・海洋構造物等が崩壊(例えば¹²⁾ ¹³⁾した事例がいくつかある。

本研究では、次章に示す、①津波と海水/漂流物といった混相流による構造物への作用荷重の基本構造やプロセス、②構造物群の存在ならびにアイスジャムによる水位変化や構造物へ作用する準静的荷重を、構造物群の開口率と遡上津波条件(水深と流速)から簡便に推定する理論モデルの構築およびその妥当性等を明らかにするために本実験を実施するものである。特に、本年度においては構造物形状(角柱および円柱)の違いに着目した考察を主に行った。

本実験は既往から実施しているものと同様であるが、今一度簡単に説明しておく。図-2のように、海水模型群を水面に浮かべた状態(沿岸に漂着した状態を想定)で、ゲート急開方式により段波を発生させ、一様斜面部を伝搬した後、水平な陸上部に遡上させた(縮尺1/100)。陸上には、アクリル製の複数の構造物模型を横断方向に一直列配置した。既往では角柱型模型であったが、前述のように構造物形状の違いによる諸特性を調べるため、今年度は円柱型の構造物模型を使用した(図-2参照)。円柱構造物の径 W を8cmとし、ゲート上流側の貯水深 h_u (0.12-0.22m)と間隔 B (2-15cm)を変化させた。氷模型はポリプロピレン製であり、その

厚さが5mm、1.5~10cmの様々な辺長をもつ氷片群で、その平均長が3cmとなるように配合した(現地換算で3m)。氷模型の密度と動摩擦係数は概ね自然氷と等しいが、破壊強度や弾性率は相似性を満たさないため、氷による衝突力の評価は除外した。氷による衝突力や破壊メカニズムの検討は、中規模実験と数値計算によって別途実施している。計測項目は、分力計による水路中央部の構造物模型に作用する荷重、デジタルビデオカメラ(目視)及び超音波式水位計による陸上遡上水深、そして底面設置型の電磁流速計による陸上遡上流速である。

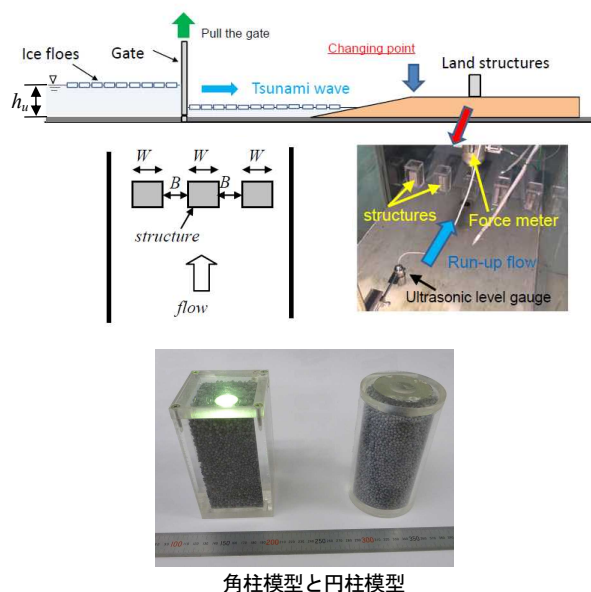


図-2 実験装置の概要

3. 津波と海水による荷重作用のプロセスモデル

3.1 作用荷重の基本特性(角柱 v. s. 円柱)

まず筆者等の既往実験⁴⁾¹⁰⁾より、主に明らかになっている基本事項を整理しておく。典型的な実験結果として、図-3に、アイスジャム形成時の構造物に作用する主流方向の荷重の経時変化および氷群なしの場合との比較例を示す。氷の大きさや構造物間隔等の条件によっては、構造物付近で図-4に示すようなアイスジャムが発生し、その閉塞によって流れをせき止め水位が上昇する。構造物には、まず氷群による衝突荷重が作用し、その後しばらく大きな準静的な力が持続する。しかし、この力は、氷群がない場合の力に比べかなり大きく、アイスジャムによる水位上昇分のみでは説明がつかない。そこで、図-4に示すように、既報で、壁のように構造物間でせき止められた水の圧力も構造物が負担するために生じる静水圧荷重が付加すると仮定

して推定した値は概ね実測値の傾向を説明できた。次節以降では、これらの動的・準静的な荷重についてさらなる力学的考察を加えていく。

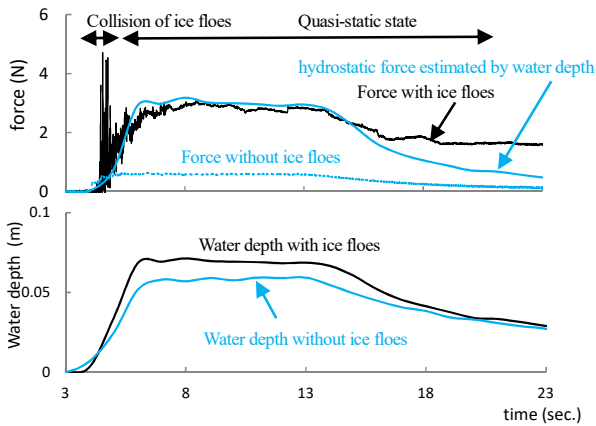


図-3 アイスタム形成時の構造物に作用する主流方向の荷重と構造物前面水深の経時変化および氷群なしの場合との比較例 ($W=4\text{cm}$, $B=9\text{cm}$, $h_u=0.17\text{m}$)

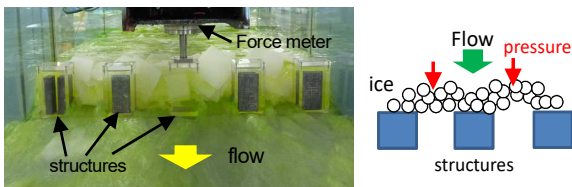
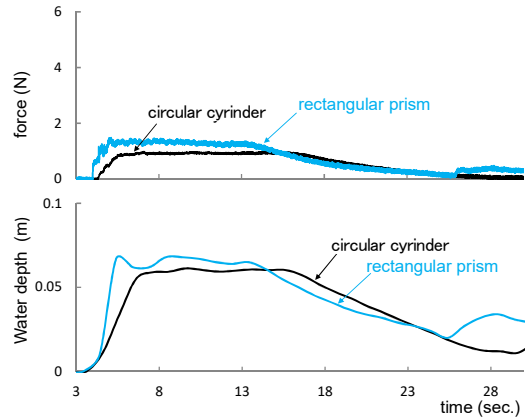
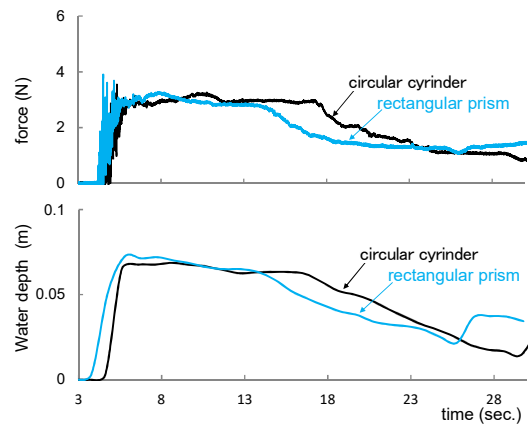


図-4 アイスタム形成と荷重作用の概念
(写真は構造物背後から上流側に向かって撮影)

次に、構造物形状（角柱と円柱）の違いによる作用荷重および水深の違いを見るために、図-3に相当するこれらの経時変化を図-5に示した。この場合、角柱の一边長と円柱の直径が等しく、構造物（隣棟）間隔も等しい場合で比較している。なお、同図の作用荷重の経時変化は、同一条件で3回繰り返した実験結果のアンサンブル平均で表示しており、初期の衝突力はかなり緩和されているが、前述のように本模型実験では相似則の都合、衝突力は対象外としている。加えて、図-6には、衝突力を除く準定常状態における作用力と水深の時間平均値を円柱と角柱で比較したものを示す。まず氷群がない場合、角柱構造より円柱構造の方が、作用力および水深ともやや低く、構造物形状の影響がやや出ている。海氷群が存在しアイスタムが発生する場合にも、両者は円柱構造の方やや低い感があるものの、氷群なしの場合と比べて構造物形状による差は減じるものと推察される。アイスタムによるせき止めが発生して、いわば氷の壁で塞がれたと考えると、



(a) 氷群なし



(b) 氷群あり

図-5 構造物形状の違いによる作用荷重および水深の経時変化の比較例（アイスタム形成時および氷群なしそれぞれについて比較）

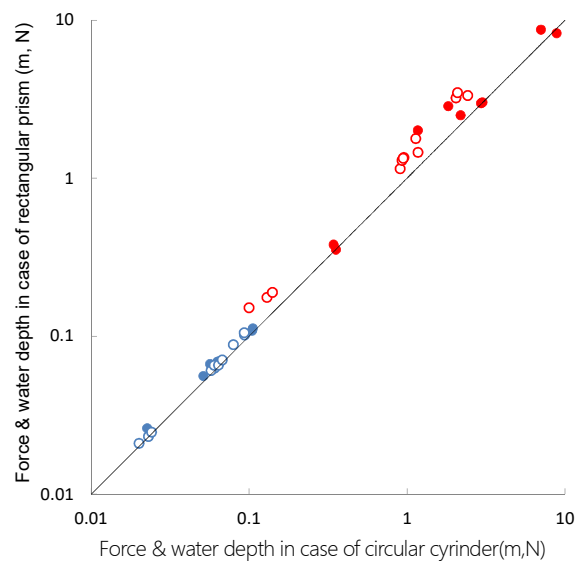


図-6 衝突力を除く準定常状態における作用力と水深の時間平均値を円柱と角柱との比較

構造物形状によらず、水位上昇量とともにその壁に作用する静水圧に起因する作用荷重が等しいと考える事ができる。しかし、構造物形状は、アイスジャムの発生のしやすさや、本実験では考慮できない初期の衝突力に影響を与える可能性がある。特に後者については、人工海氷による中規模衝突実験や数値計算による過去の研究成果、衝突力に及ぼす構造物形状の影響が調べられている。

3. 2 準定常部の作用荷重—水位低下時の残留力—

前述の図-3、5 からも推察されるように、衝突後のアイスジャム形成時における準定常状態での作用荷重のうち、水位が上昇し、定常的に持続している場合、あるいは氷群全体に十分な浮力が作用している場合には、その作用力は、構造物間でせき止められた水塊を含む静水圧荷重がよく実測値を説明できる。しかし、図-3 の例で、およそ 16sec.以降で、静水圧による計算値と実測値に差がで、前者が徐々に下回る傾向にあるのに対し後者はある一定値に推移する。つまり、水位が低下し、浮力の減少によって氷群の主働圧が発現し、それが残留力として持続していると仮定することができる。そこで、過年度では、図-7 のような主働圧モデルを考え、土圧のアナロジーから、本現象に Rankine 土圧理論を準用した。構造物に作用する全荷重には、さらに上下流側での水圧荷重を加える。図-8(a)にはその計算例を示した。水位低下にともなって静水圧と交代する形でパイルアップによる主働圧が発現し、その合力は、先の水圧荷重のみによる推定値と実測値のずれが改善され、少なくとも角柱構造物については、この主働圧モデルが妥当であることが分かった。また、同図(b)に、円柱構造物に作用する主働圧と合力としての津波作用荷重の計算値と実測値の比較を 2 例示した。なお、受圧幅は円柱の直径として計算した、円柱構造物の場合でも同様に、主働圧を考慮した津波作用荷重は、実測値を良く表しており、主働圧モデルが妥当であること、さらには受圧幅を直径として算定して差し支えないことを示唆している。以上より構造物形状によらず、氷群による主働圧を考慮した合力は構造物の投影面積を用いて評価できると思われる。

ゆえに、アイスジャム形成時の準定常状態での荷重構造は静水圧と氷群による主働圧との合力であることが円柱構造物でも示された。よって、水が引いたとしても、パイルアップによる主働圧が持続することを認識しなければならない。

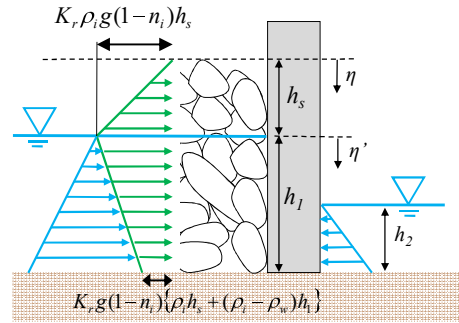
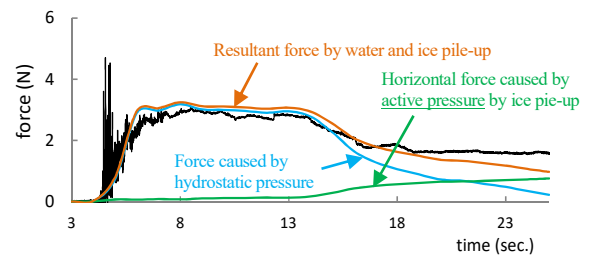
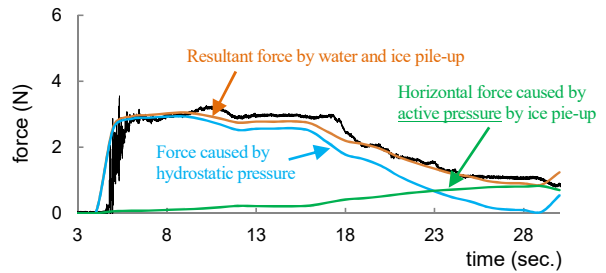


図-7 準定常状態における氷群による主働圧モデル



(a) 角柱構造物 (図-3 に対応)



(b) 円柱構造物

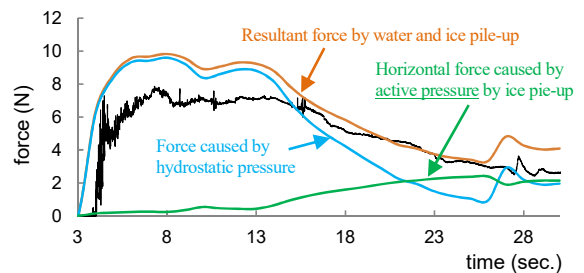


図-8 氷群による主働圧を考慮した準定常部分の津波作用荷重の計算値と実測値との比較例

3. 3 津波先端部到達時の氷群による衝突荷重

本実験では相似則により、海氷の破壊現象を含む衝突荷重については評価できない。筆者らは第3期中長期目標期間の研究より、人工海氷を用いた中規模程度の衝突実験ならびに数値シミュレーションによる推定手法の開発に取り組んでいる。これまでは主に単体の氷塊による衝突シミュレーションであったが、複数の氷塊による衝突に拡張することにより、図-3 に見たように(この場合イメージ程度)、初期の複雑な衝突現象を推定できると考えている。

ベースとなる海氷の数値モデルには、筆者のひとりが開発し、人工海水を用いた衝突実験結果よりその妥当性が示された3次元個別要素法⁸⁾を応用した手法を、構造物には3次元弾塑性FEMを適用している。図-9に、氷を構成する要素(粒子)の配列パターンを示す。要素はすべて同じ半径をもつ剛球とし、要素間の接触には、Voigt modelを適用した。海氷はガラスや岩石より低い破壊靱性をもつ脆性材料である事を考慮し、すべりやへき開破壊は結晶粒界で起こると仮定すると、DEMによる海氷のモデル化が馴染む。海氷は多結晶柱状構造(結晶主軸はy軸に直交)であり、要素をひとつの結晶粒と見立てると、規則配列のうち本配列が最も近く、さらに、海氷の力学特性はその生成過程より、強度異方性をもつが、本配列がその再現性に良好な結果をもたらす⁸⁾。要素間の破壊の条件も既報と同様であり、接線方向にはMohr-Coulumbの基準を適用し、法線方向では、要素間歪が限界歪みを超えた場合に破断するものとしている。また、今回は、衝突時の要素間の力をCauchy応力として表現する方法¹⁴⁾を導入した。

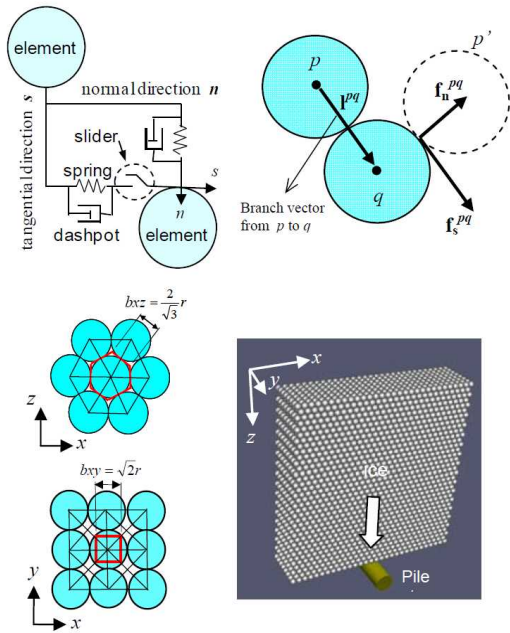


図-9 数値モデルの粒子配列と粒子間の接触モデル

応力テンソル $\bar{\sigma}$ は、注目する粒子周りの p 粒子からもたらされる平均応力として、次式で計算した。

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{V} \sum_p \sum_{q \neq p} \mathbf{I}^{pq} \otimes \mathbf{f}^{pq} \quad (1)$$

V : 粒子体積、 \mathbf{I}_{pq} : pq 間のブランチベクトル、 \mathbf{f}^{pq} : 粒子 pq 間の内力ベクトル、 \otimes は、テンソル積、を示す。

この事により、内部応力状態や破壊機構がより具体的に把握され、後述するように、衝突力の軽減機構の解明や緩和方策を考える上で役立つ。

また、現段階では、少なくとも、物性(弾性率 E)やスケール(構造物寸法 W 、氷厚 h)、衝突速度(V_0)の相違を間接的に考慮する理論弾性衝突力¹⁴⁾で無次元化するなどし、上述の水理模型実験と数値計算による複数の氷塊の挙動やその複合的な衝突力の推定法の構築を試みている。引き続き、様々なパターンでの構造物との動的相互作用、応答特性、あるいはクリティカルな状態等について調べていく予定である。

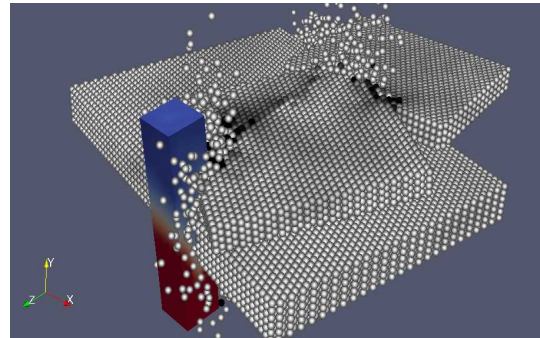


図-10 複数氷塊の数値シミュレーション例 (FEMによる構造物の8面体せん断ひずみ分布, DEMによる主応力分布の例)

3.4 荷重作用のプロセスモデルと推定法の整理

これまでの研究結果から、シンプルなアイスジャム形成時の荷重作用プロセスを提案しているが、円柱模型でも同様なプロセスであることを確認したので、まとめておく。作用荷重は次の要因から成り立っている。i) 複数の海氷群による衝突の総和によってもたらされる力、ii) 水位上昇による荷重増分とアイスジャムによる構造物間に作用するせき止め水塊による静水圧荷

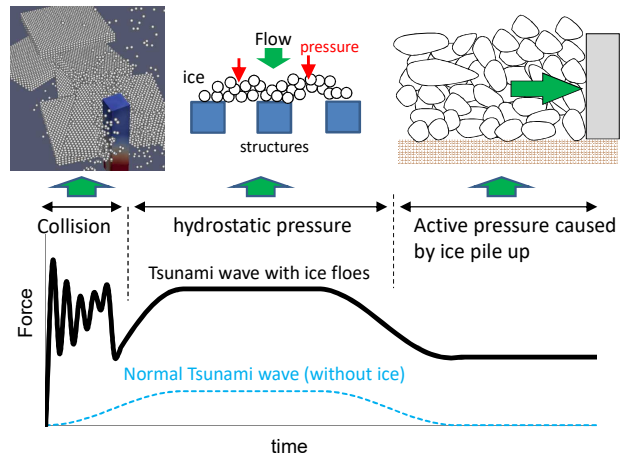


図-11 氷群がある・なしの両状態における津波荷重の作用プロセスの概念

重（この段階では、パイルアップによる主働圧（力）は、浮力のために作用しないと仮定）、そして iii) 水位低下にともなう静水圧と交代する形で氷群によって発現する主働圧であり、結局は、水位がゼロになっても残留荷重が持続することが想定される。実際に観測される混相流れの作用力は、i)-iii) の合力であらわされる。図-11 には、氷がある・なしの両状態における力の作用概念をまとめた。図-3 の実測値の一般的傾向を表す。氷がある場合とない場合とでは、津波荷重の大きさやその作用形態・過程に、大きな相違があることが理解できる。前述のように水が引いたとしても、パイルアップによる主働圧が持続することに留意しなければならない。さらにこうした氷群が存在する場合の複雑な荷重作用のうち、初期の氷の衝突破壊過程にある動的荷重は DEM による数値計算、準定常的荷重においては、前節と後章の方法による理論等によりある程度の推定が可能となることも強調しておきたい。

4. アイスジャム発生による水位変化と準静的荷重の理論モデルと模型実験による検証

4.1 理論モデルの概要

筆者等は、複数の構造物が横断方向に一直列配置した場合、その開口率を考慮した、構造物群のせき止めによる水位上昇やアイスジャム形成時の構造物への準静的荷重の理論モデルを構築している¹⁰⁾。本研究では、特に円柱構造物への本理論モデルの適用性ならびにアイスジャム形成のし易さ等についても考察を加えた。図-12 に示すように、構造物の幅(W)と隣棟間隔(B)を、開口率のみのパラメータ (ξ) で表し、準定常状態での遡上水深や津波力の推定が可能な水理モデルを構築し

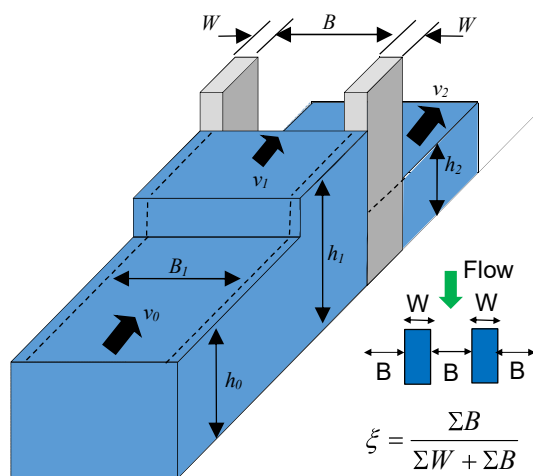


図-12 構造物付近の流れの簡易モデルと開口率の定義

ている¹⁰⁾。遡上流れが構造物群にせき止められると、一部はその間を経て下流側へ流れ、一部は反射して上流側へ伝搬する。完全せき止めの場合には河川等のゲート急閉による段波発生のアナロジーに基づく理論展開ができる。本モデルでは、隣接する構造物中心間の領域 (B_l) を考え、構造物間での流速(v_2)および、水深(h_2)は簡単のため一様としている。また v_1 、 h_1 は構造物前面付近の平均流速と水深、 v_0 、 h_0 は遡上津波（構造物がない状態）の平均流速と水深である。

まず、構造物群のみによるせき上げ水深（氷群が存在しない、あるいはアイスジャム形成がない）の理論について概説する。構造物上流側の段波を含む上下流間の流体塊についての①質量保存則および②運動量保存則、構造物群を挟む上下流間の流体塊についての③質量保存則および④運動量保存則、さらに、構造物間の⑤開口率に応じた非線形の流量モデル、つまり構造物群からの流出量 Q は、流入量 ($v_0 h_0$) に開口率 ξ のべき乗（指数 n ）とした係数 f を乗じたものと仮定から、次式に示すように、構造物前面近傍の水深 h_1 と入射する遡上水深 h_0 との比 λ の 4 次方程式が得られる。

$$\lambda^4 - \lambda^3 - (1 + 2Fr^2)\lambda^2 + (1 + 4Fr^2\xi^n)\lambda - 2Fr^2\xi^{2n} = 0 \quad (2)$$

$$\text{ここに、 } \lambda = h_1 / h_0, \quad Fr = v_0 / \sqrt{gh_0}$$

$\xi=0$ とすると、完全にせき止めた時のせき上げ水深の式となる。さらに、 $B/B_l = \xi$ とし、上記③④より、構造物間または下流側水深 h_2 を表す無次元量 ($\lambda_d = h_2/h_0$) に関する 3 次方程式が次式のように得られる。

$$\lambda_d^3 - \left[\lambda^2 + \frac{2Fr^2\xi^{2n-1}}{\lambda} \right] \lambda_d + 2Fr^2\xi^{2n-2} = 0 \quad (3)$$

なお、指数 n の制約条件として $n > 1$ である必要がある。

4.2 理論モデルの妥当性とアイスジャム形成に及ぼす構造物形状の影響

図-13 には、遡上津波の平均水深 $h_0=17\text{cm}$ を例に、開口率 ξ と準定常状態における構造物上下流側水深との関係及び計算値との比較を示した。同図(a)より、まず氷群がなく、角柱構造物の場合には、開口率の減少とともに、 h_1 は増加し、逆に h_2 は減少し、またそれらは W や B によらず、開口率 ξ のみで表される事、つまり開口率で統一して記述可能である事、理論モデルは、 h_1 の傾向特性を非常に良く再現する事、などが確認できる。円柱構造の場合は、先に見たように角柱の水流

のせき止め効果がやや高い（水位が高い）事に対応して、やや低く推移しているが、理論モデルによる傾向特性はよく一致している。 h_2 については、モデルと計測精度に多少の課題が残るほか、円柱構造物の場合のバラつきが大きいこと等が推察されるが、概ね傾向は示している。アイスジャム形成時の上流側水深ととの関係を同図(b)に示す。同図から、 h_1 はバラつきがあり、開口率に応じた明確な違いはないが、角柱の場合には、開口率が約0.3~0.4以下の氷群がない状態の h_1 と同程度である。アイスジャム形成時でも完全に閉塞しているわけではなく、同一条件でもばらつく複雑なアイスジャムのパターンにより、水位の増減にも影響を及ぼす。これが開口率に応じた明確な水位の違いがない事にも対応している。円柱構造物の場合には、角柱に比べてやや低く推移する、つまりせき止めの度合いが小さく、同じ幅であれば矩形より円柱形の構造物はアイスジャムが形成しにくいと推察される。今後、様々な直径の円柱模型についても実施する予定である。加えて、実務上、氷群が存在してもアイスジャムが形成しない条件(アイスジャム形成条件)も重要となるが、

これについては今後の課題である。

次に、準定常状態における構造物への作用力(F)のうち、氷群がない場合、この力は前述のように、静水圧によるので、無次元化された力は、次式で与えられる。

$$F' = \frac{F}{\rho g W h_0^2 / 2} = (h_1 / h_0)^2 - (h_2 / h_0)^2 = \lambda^2 - \lambda_d^2 \quad (4)$$

前述のようにアイスジャム形成時には、構造物間でのせき止め水塊による静水圧の作用分を考慮する。定常状態における構造物上下流水位の推定は今後の課題となるが、まず、下限として、氷群がない状態での水位を用いると、無次元化された力は、

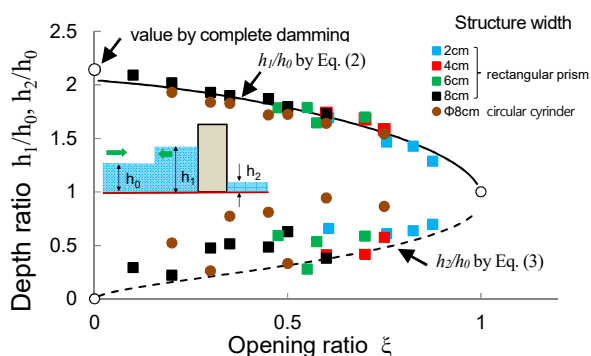
$$F' = \frac{F}{\rho g W h_0^2 / 2} = \frac{1}{1-\xi} (\lambda^2 - \lambda_d^2) \quad (5)$$

一方、上限として、完全なせき止めを仮定すると、

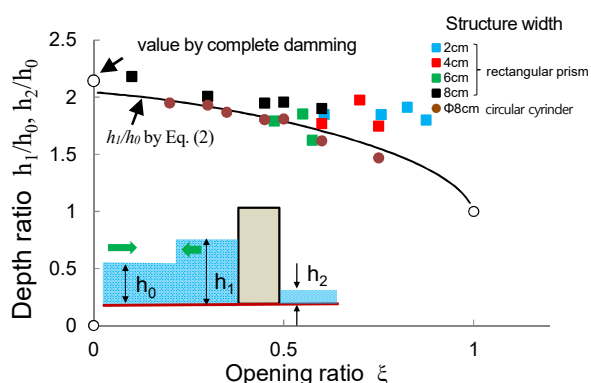
$$F' = \frac{F}{\rho g W h_0^2 / 2} = \frac{1}{1-\xi} \lambda_{\xi=0}^2 \quad (6)$$

が得られる。

図-14には、図-13に対応するものとして、開口率と構造物に作用する主流方向の荷重（単位幅あたりの無次元量）との関係及び計算値との比較を示した。氷群のない場合、式(4)による構造物へ作用する力の推定値は、角柱構造物の実測値の傾向を良く表現しているが、円柱構造物の場合には、先にも見たように円柱の水位がやや小さい事に対応して角柱より小さく推移する。次に、アイスジャム形成時においても、角柱構造物の実測値は、概ね上限および下限による推定値の間に存在しており、本理論モデルの有用性が伺える。円柱構造物の場合にも、同じ径の幅をもつ角柱とほぼ同程度であるが、やや開口率の大きい0.6の場合は極端



(a) 氷群なし



(b) アイスジャム形成時

図-13 開口率 ξ と準定常状態における建築物上下流側水深との関係例 ($h_0=17\text{cm}$)

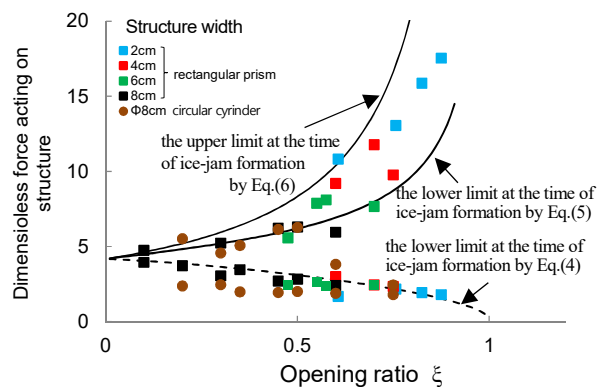


図-14 開口率 ξ と建築物に作用する主流方向の荷重（単位幅あたりの無次元量）との関係及び計算値との比較例 ($h_0=17\text{cm}$)

に小さくなる場合がある。これは前述のように円柱の場合にはアイスジャムが形成しづらくなること、しかし一旦アイスジャムが形成すれば、水位や作用力は角柱と大きく変わらないことに対応している。ただし、角柱および円柱ともに、開口率増大とともに、アイスジャム形成が生じづらくなるが、その形成条件については今後の課題としたい。

5. 海水の中規模衝突実験

5. 1 実験概要

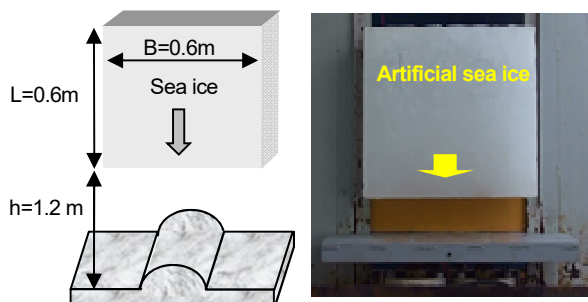
津波氾濫流によって高速で氷塊が、避難施設や危険物施設等へ衝突すると、たとえ小規模氷塊でも局部損傷や崩壊の危険性がある。本実験では、構造物形状が及ぼす衝突力特性、とくに平板構造物をベースとし、様々な曲率をもつ小型構造部を取り付けた場合の荷重軽減効果やそのメカニズムについて考察し、ひいては衝突力の緩和方策のヒントを得ることを目的とする。

衝突実験では、既報⁸⁾⁹⁾¹⁵⁾と同様、自由落下方式により、人工海氷を様々な高さ $h=1.2\text{m}$ (衝突速度 $V_0=4.85\text{m/s}$) から構造物模型に衝突させた(図-15)。人工海氷は、幅(B)が 0.6m 、厚さ(h_i)が 0.16m 、長さ(L)が 0.6m (質量は約 50kg) の直方体に仕上げた。既報と同様の方法で製造した人工海氷は氷温 $-7\sim-11^\circ\text{C}$ 、密度 $0.9\sim 0.92\text{kg/m}^3$ 、ブライン(塩分)量 $5\sim 8\%$ 、結晶粒径が $5\sim 20\text{mm}$ の柱状構造であり、概ね実際の海水氷構造を再

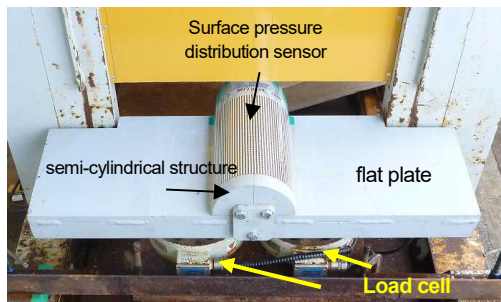
現できている。また弾性波の伝搬速度から推定した氷の動弾性率はバラつきが大きく約 $0.5\sim 1\text{GPa}$ であった。衝突を受ける構造物模型はSS400製の平板および平板に取り付けた半円筒系(直径 $\phi 10\sim 266\text{mm}$)であり、図-15に示すようにこれをひずみ式ロードセルを介して2点で支持し、衝突時の支点反力をサンプリング周波数 10kHz で計測した。支点部や基盤を含めた構造物の固有振動数は、 $2.1\sim 5.0\text{kHz}$ 、減衰定数は $1\sim 5\%$ であった。計測した反力は衝突力と見なした⁸⁾。また、一部の計測にはフィルム式センサー(I-SCAN210、 $700\sim 7000\text{kPa}$)により面圧分布を計測した。その他は、個々の供試体の氷温、密度、塩分濃度、人工海氷の結晶粒径(偏光装置による)を計測した。

5. 2 実験結果と考察

図-16には、平板および平板+半円筒構造物への海水の衝突破壊状況と衝突力の経時変化の例を示す。一般に平板への衝突破壊状況は複雑で、縦方向に大小のクラックを呈する場合が多く、これに応じ、微視的にみ



衝突方法と平板構造物の例



平板構造物の上に半円筒構造物が設置された場合

図-15 衝突実験の方法

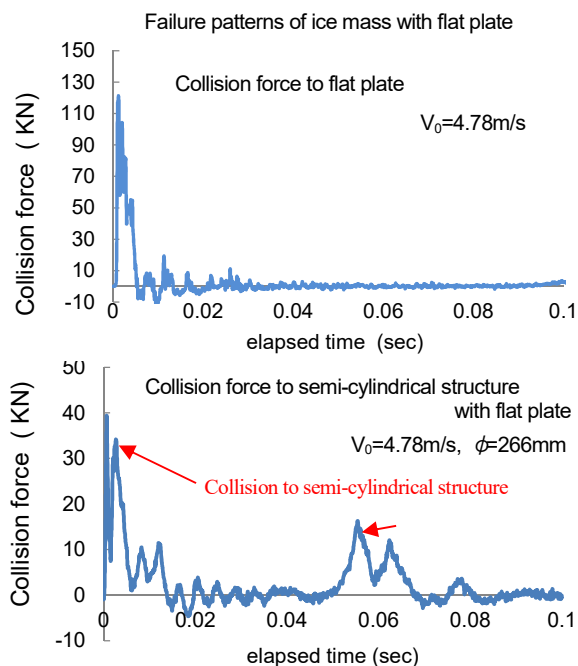


図-16 平板および平板+半円筒構造物への海水の衝突破壊状況と衝突力の経時変化の例

ると衝突力波形の複数の鋭いピークからなるが、これらを加算的な一つの山とみると、その継続時間は $1/1000 \text{ sec}$ オーダーであり、その後はそのインパルスを加えた後の反力計測系の応答（減衰振動）をとっている。なお、平板への衝突プロセスについては、筆者の一人が、均一な物性・強度の氷やその完全な面接触など理想条件下での衝突が現実では極めて困難または稀であり、必然的に実験結果がバラつく事、その衝突波形や破壊機構が複雑である事、等を数値実験から説明するとともに詳細な衝突プロセス等を明らかにしている¹⁵⁾。

一方、平板に半円筒が付属している場合、まず海氷が円筒に衝突してスプリット破壊が生じた後、真っ二つに割れたそれぞれの氷が平板に衝突する。衝突力波形もちょうどそれに対応している。この場合、半円筒への衝突力は、先の平板に比べて半分以下と大幅に軽減され、2度目の衝突となる平板への衝突力もさらに軽減していることが分かる。半円筒への衝突力軽減機構としては、筆者の一人が次のように指摘している⁹⁾。構造物が氷塊よりも小さい場合には、明瞭な破壊分離が誘発され、複数の大小の破壊片が（同じ衝突方向に）飛散し、同じ衝突方向の運動量減少の緩和が生じることによりその衝突力は軽減すること、さらに、構造部に「同時」に接触する衝突粒子の個数、つまりは構造物への接触面積と、個々の粒子が発揮する弾性衝突力のみにより依存する状態に近いと推察される。さらに、半円筒に衝突して分離破壊することは、形と衝突方向を変えることであり、これにより、大きな衝突力をもたらす面接触を免れ、さらに減速を伴うために、二度目の衝突である平板への衝突力も大きく減じることになる。特に面接触を逃れることは、個々の多くの粒子の同時衝突を免れ、破壊により解放された後続の粒子が時間差で衝突するとともに減速も随伴するから、結局、構造物が受ける力積が同一なら、接触時間が長く、最大衝突力が減じるという機構で説明できる。ただ、半円筒の直径が小さくなると、破壊や減速、面接触の軽減効果が期待できず、後述するように、直径が十分小さくなれば平板と変わらないようになる。

図-17に半円筒の直径が及ぼす最大衝突力への影響を示す。なお縦軸は、平板に作用する最大衝突力で除して無次元化したもの、また横軸は、直径だけでなく相対的な氷の大きさにも依存すると考えたため、直径 ϕ と氷の幅 b の比 (b/ϕ) で表示した。 $b/\phi=0$ 時は、 $\phi=\infty$ なので平板の場合であり、逆に $b/\phi=\infty$ の場合は、 $\phi=0$ となるからやはり平板の場合となる。このように考え

ると、ある b/ϕ で衝突力が最小となることが推察され、この実験結果では、3~4の間と最小となり、平板に作用する衝突力の2割まで激減することを意味する。以上より、特に耐氷性を要する構造物を設計する、あるいは衝突力を緩和するための一つの方策としては、上述の原理から、破壊を誘発しやすい付随的な突起物を設置することも有効であると考えられる。これにはリブや補強材を兼ねた構造も考えられるが、多量の漂流物や氷群等の堆積等や他への悪影響に配慮が必要である。

今後は、半円筒のみならず、三角柱等様々な形状の構造物について衝突実験を実施する予定である。加えて、衝突実験はコストがかかるため、数値実験として、筆者等が開発した衝突破壊の数値シミュレーションも援用しながら、海氷の衝突力の低減機構や緩和方策を検討する予定である。

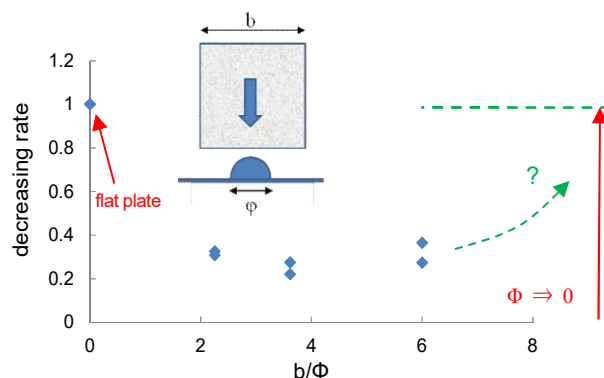


図-17 半円筒構造物径が及ぼす荷重軽減効果

6. まとめ

本研究では、津波と海氷/漂流物からなる混相流体の構造物近傍におけるパイルアップやアイスジャムの現象、特に構造物形状（角柱および円柱）が陸上水深、荷重の基本構造や作用プロセスへ及ぼす影響を明らかにした。加えて、人工海氷の中規模衝突実験を実施し、衝突力の緩和方策のヒントを得た。

海氷を伴う津波荷重の基本構造あるいは作用形態は、円柱構造物および角柱構造物ともに、①氷群による衝突、②静水圧荷重、③水位低下にともなう静水圧と交代する形でパイルアップする氷群によって発現する主働圧、からなり、その合力で表されることを明らかにし、水が引いたとしても、パイルアップによる主働圧が持続することに留意しなければならない事を示した。こうした氷群が存在する場合の複雑な作用荷重のうち、上記①の複数の氷の衝突破壊過程にある動的荷重は DEM による数値計算、②は構造物間のせき止め

水塊を含む静水圧、③の主働圧については、Rankine土圧理論による推定がそれぞれ可能であることを示し、構造物形状によらず、構造物の投影面積を用いて評価できることを示した。構造物形状が及ぼす作用力とせき止め水深について調べた結果、氷群がない、あるいはアイスジャムが発生しない場合には、力と水深ともに角柱構造物の場合の方がやや高いが、ジャムが発生する場合には、大きな差はなかった。

海氷/漂流物等による閉塞による水位変化や構造物への準静的荷重について、ゲート急閉による段波発生のアナロジーに基づき理論展開され、構造物群の開口率と遡上津波条件から簡便に推定できる理論モデルを、様々な条件の水理模型実験から検証し、実用上においても有用であることを確認するとともに、アイスジャム形成時の水位上昇についても考察を加えた。

平板構造物をベースとし、様々な曲率をもつ小型構造物部を取り付けた場合の荷重軽減効果やそのメカニズムを調べることを目的とした人工海氷による中規模衝突実験を実施した。半円筒形等曲率を有する構造物は、海氷のスプリット破壊を誘発させ構造物全体に及ぼす衝突力を大きく減じる可能性があり、石油タンク、避難施設など重要構造物の耐氷設計や対策の一つのヒントになることを示した。

参考文献

- 1) 十勝沖地震調査委員会(1954)：十勝沖地震調査報告。
- 2) 鏡味洋史(2009)：北海道の地方新聞に掲載の被害関連記事、日本建築学会技術報告集、Vol.15、31、pp.951-954。
- 3) Kaistrenko, V., Razjigaeva, N., Kharlamov, A. and A. Shishkin (2012)：Manifestation of the 2011 Great Tohoku Tsunami on the Coast of the Kuril Islands: A Tsunami with Ice、Pure Appl. Geophys.
- 4) 木岡信治・森昌也・遠藤強・竹内貴弘・渡部靖憲 (2013)：海氷群を伴った津波の市街地氾濫に関する一考察、土木学会論文集 B3 (海洋開発) 特集号、Vol.69、No.2。
- 5) 阿部孝章、吉川泰弘、矢野雅昭、永多朋紀、稲垣達弘、村上泰啓、平井康幸 (2012)：2011 年東北地方太平洋沖地震により発生した津波の結氷河川における遡上状況及び氷板痕跡調査、寒地土木研究所月報、No.705、pp.20-30。
- 6) 吉川康弘、阿部孝章、平井康幸 (2012)：河川津波に伴い発生した北海道鶴川のアイスジャム再現計算、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol.68、pp.416-420。
- 7) 木岡信治、森昌也 (2013)：氷海域における津波防災の研究の取り組みについて、寒地土木研究所月報、No.726、pp.41-46。
- 8) 木岡信治・竹内貴弘・蟹江俊仁 (2012)：海氷塊の杭構造物への衝突に関する中規模実験とその数値計算法の基礎的検討、土木学会論文集 A2 (応用力学)、Vol.15。
- 9) 木岡信治・竹内貴弘・蟹江俊仁 (2013)：海氷の杭構造物への衝突破壊特性に関する実験的及び数値的検討、土木学会論文集 A2 (応用力学)、Vol.16。
- 10) 木岡信治・森昌也・遠藤強・竹内貴弘・渡部靖憲：海氷群を伴った市街地への津波遡上特性に関する検討 (2014)、土木学会論文集 B2 (海岸工学) 特集号、Vol.70、No.2、pp.821-825。
- 11) 木岡信治・遠藤強・竹内貴弘・渡部靖憲 (2016)：準 3 次元 DEM による海氷等の離散体の漂流および陸上遡上の計算法の構築、土木学会論文集 B2 (海岸工学) 特集号、Vol.72、No.2、pp.955-960。
- 12) Wang, Q.J.(1983)：A Tentative View on Ice Load Applied on Jacket Platforms in Bo-hai Gulf、Proc. of Int'l Conf. on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions (POAC)、Vol.2、pp.930-939。
- 13) Timco G.W. and A. Barker (2012)：WHAT IS THE MAXIMUM PILE-UP HEIGHT FOR ICE?、Proc. of the 16th IAHR Int'l Symp. on Ice、Vol.2、pp.69-77。
- 14) Potyondy, D.O. and P.A. Cundall (2014)：A bonded-particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*、Vol.41、No.8、pp.329-1364。
- 15) 木岡信治・遠藤強・竹内貴弘・渡部靖憲：中規模衝突実験及び数値実験に基づく海氷等脆性体の衝突力特性と簡易式の提案 (2017)、土木学会論文集 B2 (海岸工学) 特集号、Vol.73。

1.4 気候変動に伴う海象変化に対応した技術の開発

1.4.1 海面上昇に伴って激化する外力に対応した沿岸域のリスク評価と対策に関する研究

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒冷沿岸域チーム）
研究担当者：中嶋雄一、増田亨、木岡信治、大塚淳一、
長谷一矢、酒井和彦、岩崎慎介

【要旨】

2017年度は2016年度に引き続き、北海道沿岸域の海象変化と被災事例を把握した。海岸道路の護岸前面に設置された消波ブロックの沈下や散乱、護岸前面に広がる砂浜の侵食、道路下の斜面などの地形変化は徐々に進行することが多いため、これらをモニタリングしていくことが高波や高潮による被災リスクの低減につながることを示した。また、将来的な温暖化の影響を考慮した沿岸防災を検討するため、高波・高潮計算システムの構築を進め、地形や風場・気圧場のメッシュサイズ、計算領域の違いが結果に与える影響を評価した。

キーワード：気候変動、海面上昇、高波、高潮、沿岸防災

1. はじめに

2013年9月に刊行された気候変動に関する政府間パネル（IPCC）の第5次報告書¹⁾（以下、AR5）では、気候システムの温暖化には疑う余地がなく、温室効果ガスの排出等の人為的影響が20世紀半ば以降に観測された温暖化の支配的な原因であった可能性が極めて高いことが示された。AR5によると、過去およそ100年の間に陸域と海上を合わせた平均地上気温は0.85°C、平均海面水温は0.51°C、平均海面水位は0.19 m上昇したことが報告されている。なお、近年（1993年～2010年）の海面水位上昇の要因は海水の熱膨張（寄与率:39%）、氷河の変化（寄与率:27%）、グリーンランドの氷床の変化（寄与率:11%）、南極の氷床の変化（寄与率:10%）、陸域の貯水量の変化（寄与率:13%）であり、海水の熱膨張による影響が比較的大きいことが確認されている。

AR5の将来予測によると、20世紀末（1986年～2005年）を基準として、21世紀末（2081年～2100年）の平均地上気温はRCP2.6シナリオ（温室効果ガスの排出削減対策を厳しく行う想定）で0.3°C～1.7°C、RCP8.5シナリオ（高いレベルで温室効果ガスの排出が続く想定）で2.6°C～4.8°C上昇し、海面から水深100 mの海水温は21世紀末までにRCP2.6シナリオで約0.6°C、RCP8.5シナリオで約2.0°C上昇する。また、平均海面水位は21世紀末までにRCP2.6シナリオで0.26 m～0.55 m、RCP8.5シナリオで0.45 m～0.82 m上昇する。気温、海水温、海面水位の将来予測は高い確信度があるとされている。

海水温が上昇すると、海面から大気中へ供給される水蒸気の量が増加する。台風は水蒸気が凝結して雲粒になるときに放出される熱エネルギーによって発達する²⁾ため、将来的な温暖化に伴い強い台風の発生頻度の増加が懸念される。なお、気象庁の定義³⁾によると、台風とは、熱帯の海上で発生する低気圧（熱帯低気圧）のうち、北西太平洋（赤道より北で東経180度より西の領域）または南シナ海に存在し、なおかつ低気圧域内の最大風速（10分間平均）がおおよそ17 m/s以上のものをいう。AR5によると、強い熱帯低気圧の活動度は、確信度は低いものの、北西太平洋と北大西洋で将来的に増加する可能性がある⁴⁾と指摘している。Murakami et al.⁵⁾は気象庁の高解像度の大気全球気候モデル（AGCM）を用いて台風の将来予測を行い、台風の発生数は減少する一方で、強い台風は増加するという結果を得ている。また、森ら⁶⁾によるAGCMを用いた台風の将来予測では、不確実性が大きいけれども、北西太平洋で台風の発生数が13%～21%減少し、さらに、不確実性を無視した場合、日本周辺では、台風経路の将来変化が顕著に現れることを報告している。

波浪の将来変化についてAR5では、南半球中高緯度の平均波高の増加を中程度の確信度で予測しているものの、全体的には不確実性が大きい⁷⁾ため、波浪の将来変化については確信度が低いとされている。AR5では、平均波高の変化のみを対象としているが、最近では、極大波浪の変化についても研究が進められている。志村ら⁸⁾はAGCMとスペクトル型波浪モデル（WAVEWATCH III ver.3.14）を用

いて極大波浪の将来変化予測を行った結果、定性的傾向として、10年再現確率波高はフィリピン北東沖で減少、東日本沖を中心に増加、その東側で減少、さらにその南側で増加することを示している。また、このような極大波高の変化は、台風経路の東へのシフトが影響していることを報告している。

高潮は台風や低気圧の通過に伴い海面が大きく上昇する現象であり、おもに気圧の低下に伴う海面の上昇（吸い上げ効果）と強風による海水の吹き寄せに伴う海面の上昇（吹き寄せ効果）によって生じる。AR5によると、極端な高潮の発生は将来的に増加する可能性が高い（21世紀初頭：2016年～2035年）、もしくは可能性が非常に高い（21世紀末：2081年～2100年）とされている。ただし、日本近海など領域スケールの将来変化については予測の確信度は低いとされている。

ここまで、AR5やその他の気候変動に関する最近の研究成果の中で、おもに将来的な海象変化に関わる内容について説明した。その内容を要約すると、予測の精度（確信度）に差はあるものの、気温、海水温、海面水位、極端な高潮の発生頻度、強い台風の発生頻度、極大波高がそれぞれ増加する可能性があるといえる。

延長約35,000kmにも及ぶ我が国の海岸線には、国土保全を図るため海岸保全施設が整備されてきたが、整備水準は未だ低く、高波や高潮等により依然として多くの被災が生じている。このような状況において、将来的に海面水位の上昇や極端な高潮の発生、波高の増大が生じた場合、今までに経験したことのない甚大な被害が生じる恐れがある。そのため、2015年2月に変更された「海岸保全区域等に係る海岸の保全に関する基本的な方針（農林水産省・国土交通省）⁶⁾」では、地球温暖化による沿岸地域への影響の予測・評価を踏まえた適応策の検討を進めていくことが新たに示された。また、2015年7月に公表された「沿岸部（海岸）における気候変動の影響及び適応の方向性（沿岸部（海岸）における気候変動の影響及び適応の方向性検討委員会）⁷⁾」では、気候変動に伴う影響に関する基本的認識として、「強い台風の増加等による高潮偏差・波浪の増大」及び「中長期的な海面水位の上昇」の発生が懸念されるとの認識を持ち、適応策の検討を行うことが適当であると記された。過去に大きな台風による高潮被災を受けた、東京湾、伊勢湾、大阪湾などでは、将来的な高潮浸水域の予測など、適応策の検討に向けた準備が進められている。

本州、四国、九州地方と比べて、大きな台風や低気圧の通過頻度が少なかった北海道においても、近年、高波や高



図-1 2004年8月の台風18号による神恵内村大森大橋落橋の様子（寒地土木研究所HP、平成16年台風18号による大森大橋被害調査より）



図-2 2016年8月の台風10号による胆振海岸被災の様子（寒地土木研究所撮影）

潮による被災が報告される機会が増えている。例えば、2004年8月に来襲した台風18号による神恵内村大森大橋の落橋（図-1参照）や2016年8月に来襲した台風10号による胆振海岸の被災（図-2参照）、さらに、2015年8月には、太平洋の沖合を通過する台風の影響により、うねりを伴う波浪（土用波）が来襲し、新ひだか町静内の海岸護岸が倒壊した（図-3参照）。また、2014年12月と2015年10月に急速に発達する低気圧（爆弾低気圧）が通過した際には、根室港及び周辺地域において高潮被害が発生した^{8),9)}（図-4参照）。海面水位の上昇や強い台風の発生頻度の増加、波高の増大等が将来的に生じた場合、近年経験した被災よりもさらに大きな被災を受ける可能性があるため、北海道においても、温暖化の影響を考慮した沿岸防災の必要性が高まっている。

このような背景を踏まえて、当チームでは、北海道の沿岸域を対象として、「将来的な温暖化に伴って激化する外力に対応した沿岸域のリスク評価と対策に関する研究（研究期間：2016～2021年度（平成28～33年度）」を実施。本研究では、以下に示す3つの研究成果を得ることを目標としている。



図-3 2015年8月のうねり性波浪により倒壊した新ひだか町静内の海岸護岸の様子（寒地土木研究所撮影）



図-4 2014年12月の爆弾低気圧による根室港の高潮の様子（北海道開発局釧路開発建設部提供）

- ①：海象変化が沿岸域に及ぼす影響と最悪の事態を考慮した災害リスクの把握
 - ②：現地観測等による沿岸域における海象特性の評価および外力の提案
 - ③：海面上昇を伴う波浪の低減・越波防止技術の開発
- 本年度は昨年度に引き続き、研究成果①を得るため、北海道沿岸域の海象変化と被災事例の把握、さらに、災害リスクの評価に必要な高波、高潮予測モデルの構築を進めた。本稿では、第2章で海面水位の変化傾向、第3章で波浪の変化傾向、第4章で高波による海岸道路の被害発生状況、第5章で高波、高潮予測システムについて報告する。

2. 北海道沿岸域の海面水位の変化について

海面水位が上昇した場合、水中に設置された構造物に作用する浮力が増加し、さらに波力の作用位置が高くなるため、構造物が滑動・転倒する危険性が高まる。また、海面水位が上昇すると汀線の位置が岸側に移動するため、多くの砂浜が消失することが懸念されている。有働・武田¹⁰⁾は砂浜消失率の将来予測を行い、海面水位が20cm上昇した場合で36%、60cmの上昇で83%、80cmの上昇で91%



図-5 北海道の検潮所の位置（黄：国土地理院、赤：気象庁、青：北海道開発局）

表-1 稚内、網走、釧路、函館、忍路、奥尻、留萌の平均海面水位のトレンド

検潮所名	解析期間	トレンド (mm/年)	出典
忍路	2003-2010	0.2	三浦、川元(2013)
奥尻	2003-2010	-0.3	三浦、川元(2013)
稚内	2004-2014	2.1	奥中、平原(2016)
網走	2004-2014	4.3	奥中、平原(2016)
釧路	2004-2014	5.7	奥中、平原(2016)
函館	2004-2014	1.8	奥中、平原(2016)
留萌	1997-2013	3.7	内藤ら(2015)

もの砂浜が消失すると報告している。その他にも、海面水位の上昇は波の打ち上げ高や越波量の増加、干潟の消失や河川への塩水遡上の増加など、沿岸部に多くの影響を及ぼす可能性がある。

海面水位の上昇は長い時間をかけて徐々に進行する現象であるため、検潮所などで海面水位のモニタリングを行いながら対策の必要性や時期等を検討することが重要といえる。北海道では、図-5に示す21地点の検潮所において潮位観測が行われている（2017年3月時点）。検潮データから海面水位の変化を高い精度で求めるためには、検潮データから、潮汐、気圧、地盤変動、海流等の影響を除去する必要がある¹¹⁾。ここでは、これらのノイズのうち、潮汐、気圧、地盤変動の影響を除去した海面水位データが示されている既往の研究成果^{11)、12)、13)}をもとに、北海道沿岸部における近年の海面水位の変化について説明する。

表-1は稚内、網走、釧路、函館、忍路、奥尻、留萌における平均海面水位のトレンド（年変化率：mm/年）を示している。奥尻を除く検潮所において、近年の平均海面水位は正のトレンド（海面水位の上昇）を示している。この傾向は気象庁の気候変動監視レポート2015¹⁴⁾で説明されている内容（日本沿岸では、1980年代以降、海面水位は上昇

傾向にある)と一致する。一方、忍路、奥尻、留萌は日本海に面した地点であるが、奥尻のみが負のトレンドを示すなど、同じ海域でも地域によって異なる傾向を示している。したがって、長期的な海面水位の変動を評価する際には、気候変動監視レポートなどで説明される全体的な傾向のみならず、各地点での傾向も把握することが重要といえる。

3. 北海道沿岸域の波浪変化について

我が国では沿岸の波浪特性を把握するために、1970年から国土交通省(旧運輸省港湾局)によって、波浪観測が継続的に行われている。旧運輸省港湾局が設置した波浪観測所はナウファスと呼ばれており、これまで、ナウファスデータを用いた日本沿岸部における波浪の長期統計特性(波候)に関する研究成果が報告されている。

図-6に北海道のナウファス観測地点を示す。宇都宮ら¹⁵⁾は1977年～1995年のナウファスデータと気象庁の観測データを解析し、太平洋沿岸(苫小牧、尻羽岬)の平均波高のトレンド(年変化率: mm/年)は正の値(波高の増加傾向)を示す一方で、日本海沿岸(留萌、瀬棚)とオホーツク海沿岸(紋別)のトレンドは負の値(波高の減少傾向)を示すことを報告している。また、清水ら¹⁶⁾は1970年～2004年の35年分のナウファスデータを解析し、各観測地点(北海道では留萌、苫小牧)において年間を通じた平均有義波高には顕著な増加・減少傾向は見られないことを示している。間瀬ら¹⁷⁾は日本海沿岸において20年前後の長期にわたる観測が行われ、かつ、水深が深いナウファスデータ(北海道では、留萌、瀬棚)を用いて最大有義波高の経年変化傾向を求め、留萌、瀬棚を含めた多くの観測地点で最大有義波高が増加傾向にあることを示している。山下ら¹⁸⁾も1970年～2013年の留萌、瀬棚、苫小牧、十勝のナウファスデータを解析し、各地点の最大有義波高は増加傾向にあることを示している。船橋ら¹⁹⁾は1970年以降の北海道におけるナウファス(留萌、石狩湾新港、苫小牧、紋別南、釧路、十勝)のデータを解析し、近年、一部の港において波高3m以上の高波の出現率が増加傾向にあること、また、全波高に対して港口側から入射する波浪の出現率が増加傾向にあることを示している。

変動傾向を評価する際の期間や波高が異なるものの、既往の研究成果の多くが、北海道沿岸において、高波の発生が増加傾向にあることを示している。ただし、清水ら¹⁶⁾が指摘しているように、1991年以降では、1990年以前よりも高波浪状況における波浪の取得状況が大きく改善されたことから、この影響が解析結果に影響を与えている可能性がある。また、過去に波浪の観測地点が変更されている場



図-6 北海道のナウファス観測地点



図-7 高波が海岸道路の護岸を越える様子(北海道開発局小樽開発建設部提供)

合、観測地点を変更した影響が波浪特性の変化として表れている可能性もある。したがって、今後、ナウファスデータを用いて波浪の長期変化を把握する際には、これらの影響を考慮に入れたデータ解析が必要といえる。

4. 高波による海岸道路の被害発生状況について

北海道では、海浜に面した道路(海岸道路)の延長が約720kmに及ぶ。道路と汀線との距離が近い区間では、台風や低気圧の通過時に護岸を越えた高波が道路にまで到達し(図-7参照)、時には、大量の海水とともに、砂礫や流木などが道路に打ち上がる(図-8参照)。また、高波が護岸に繰り返し作用することにより、護岸前面の基礎部や法面背後の地盤が侵食されて護岸の被災に至った事例も報告されている(図-9参照)。北海道の海岸道路では、道路が建設された当時、道路前面に砂浜が広がっていたため、護岸が設置されていない区間がある。このような護岸未設置の区間では、海岸侵食の進行に伴い、高波が道路に到達するようになり、道路の盛土が大きく侵食された事例も報告されている(図-10参照)。



図-8 高波により道路に打ち上がった流木と砂礫（胆振海岸、寒地土木研究所撮影）



図-10 高波により海岸道路の盛土が侵食された様子（猿払海岸、北海道開発局稚内開発建設部提供）



図-9 高波により海岸道路の護岸法面が被災した様子（江差町、2014年12月4日、北海道開発局函館開発建設部報道資料）



図-11 1971年～2016年に通行規制が行われた海岸道路（北海道開発局道路維持課から提供された国道通行規制情報より作成）

将来的な温暖化に伴う海面水位の上昇や波高の増加が生じた場合、現在よりも多くの区間で、より大きな被災が発生する可能性がある。海岸道路の高波被災リスクを評価するためには、海岸道路の現況や被災事例を把握することが重要といえる。ここでは、国土交通省北海道開発局道路維持課（以下、開発局道路維持課）から提供された国道通行規制情報（1971年8月～2016年8月）と開発局道路維持課に対して行った高波リスクに関するアンケート結果をもとに、海岸道路の現況と被災事例を説明する。なお、高波リスクに関するアンケートでは、被災までには至っていないが、最近、波あたりが強いと感じている地点の回答を依頼した。

図-11は1971年8月～2016年8月の間に高波や高潮によって通行規制が生じた地点を表している。これまで通行規制が行われた海岸道路のうち、とくに通行止めの頻度が多いのは、留萌地方～渡島地方および檜山地方～十勝地方の岩礁地帯を通る区間である。図-12～図-14に示すように、岩礁地帯を通る区間では、道路際の護岸を介して海と接していることが多い。このような海岸道路では、高波が護岸

を越えて車両や歩行者に危険を及ぼす可能性が高いため、台風や低気圧の通過時に通行が規制されることが多い。なお、岩礁地帯を通る海岸道路は切り立った崖の下に位置することが多いため、高波に加えて、落石や土砂崩壊、雪崩等による被災リスクが高い。そのため、岩礁地帯の海岸道路では、近年、トンネルや覆道の建設が進み、通行が規制される区間が徐々に減少している。

トンネルや覆道の建設が難しい区間において、高波による通行規制を減らすためには、消波工（消波ブロック）の設置や護岸の嵩上げ等により、越波の打ち上げ高さや越波量を減らす必要がある。波の打ち上げ高さや越波量は波高や周期、海底勾配のみならず、消波工の勾配や形状、天端幅、天端高、消波工天端と護岸天端の距離など、多くのパラメータが影響する。したがって、消波工の設置や護岸の嵩上げを検討する際には、各パラメータの影響を考慮した水理実験等を行うことによって、打ち上げ高さや越波量が最小となる断面を決定する必要がある。また、岩礁地帯では地形が複雑であるため、沖から入射した波の変形（屈折、回折、砕波）や水位上昇（Wave setup）などの影響を適切

1 顕在化・極端化してきた水災害に対する防災施設設計技術の開発



図-12 岩礁地帯に建設された海岸道路（国道 231 号、増毛郡、岩尾トンネル付近、寒地土木研究所撮影）



図-15 透明ポリカーボネート製の越波防止柵（国道 336 号、広尾町美幌覆道付近、寒地土木研究所撮影）



図-13 岩礁地帯に建設された海岸道路（国道 229 号、八雲町熊石、寒地土木研究所撮影）



図-16 護岸前面に砂浜が広がる海岸道路の様子（長万部町、寒地土木研究所撮影）



図-14 岩礁地帯に建設された海岸道路（国道 336 号、モイケン第一覆道付近、寒地土木研究所撮影）



図-17 高波により道路に砂礫等が打ち上がった様子（長万部町、北海道開発局函館開発建設部提供）

に評価して、設計波や設計水位を決定する必要がある。なお、護岸前面の地形が急峻なため消波工の設置が難しい区間では、図-15 に示すような越波防止柵が設置されている。岩礁地帯の海岸道路では景観に配慮して、プラスチックの中でも最高クラスの耐衝撃性を有する透明ポリカーボネート作られた越波防止柵が採用されることが多い。

岩礁地帯は地形変化が比較的少ないため、越波が生じる区間が経年的に変わることが少ない。一方、消波ブロックが設置されている区間では、波浪の影響により徐々にブロックが沈下・散乱して、消波工としての機能が低下してい

る場合があるため、消波ブロックの天端高や天端幅をモニタリングすることが重要といえる。

図-16、図-17 は太平洋側西部に位置する長万部町の海岸道路を示している。図-12～図-14 で示した岩礁地帯の海岸道路と異なり、護岸の前面に砂浜が広がっている。護岸の前面に砂浜がある場合、波や風によって護岸の前面に砂が堆積する場合がある。そのような状況において、高波が来襲すると、図-8 にも示したように、高波が護岸を越える際に大量の海水とともに砂礫や流木などが打ち上がる。大きな流木が高波で打ち上げられた場合、車両や家屋等に大き



図-18 波浪による道路下斜面の侵食の様子（斜里郡斜里町、国道 334 号、北海道開発局道路維持課提供）

な被害を及ぼす恐れがあるため、高波の来襲が予想される際には、事前に砂浜から流木を撤去することが必要といえる。また、河川が近くにある場合、大きな出水時に流木が海域へ流出することがあるため、出水後には砂浜に流木が漂着していないか確認することが重要といえる。

護岸の前面に砂浜が広がる海岸道路では、砂浜の侵食（汀線の後退）によって高波被災のリスクが高まる。砂浜の侵食は徐々に進行することが多く、また、道路管理者と海岸管理者が異なるため、高波による被災リスクが高まっていることに気づきにくい。そのため、護岸前面に砂浜を有する海岸道路を管理する際には、海岸管理者と連携して、その砂浜の状態、とくに汀線の位置の変化を把握することが重要といえる。

図-18 は斜里郡斜里町の知布泊漁港北側から国道 334 号（知床国道）下の斜面を撮影したものである。なお、この写真は開発局道路維持課に対して行ったアンケート（被災までには至っていないが、最近、波あたりが強いと感じている地点の回答を依頼）の回答として提供されたものである。2005 年に撮影された写真と比べると、2011 年の写真では、道路下の斜面が一部崩れている様子を確認することができる。この状況ではすぐに道路が崩落する危険性は低いものの、波浪が繰り返し作用すると地盤の露出面がさらに拡大して道路崩落の危険性が高まる。ここで示した事例のように、波浪による道路下斜面の侵食は人目に付きにくい場所で徐々に進行することから、対策が遅れることが多

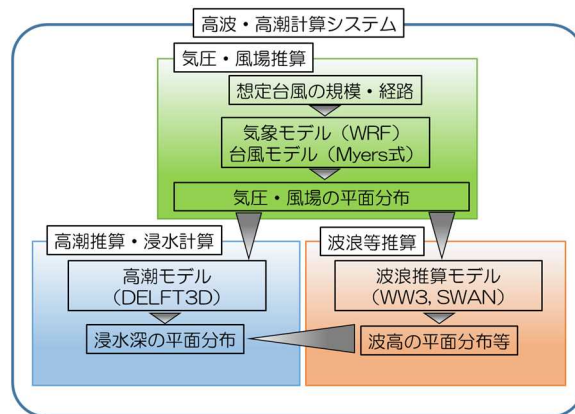


図-19 高波、高潮予測システムのフロー図

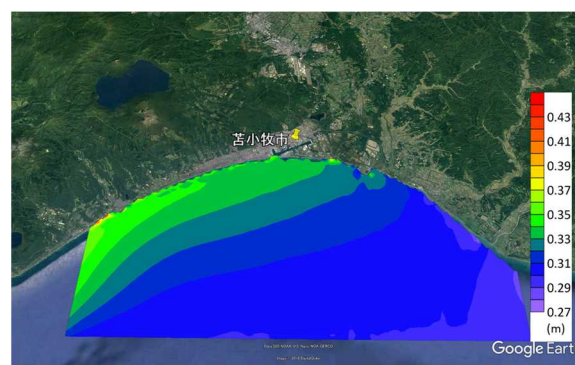


図-20 苫小牧市周辺海域を対象とした高潮偏差の計算結果の一例（2016年8月、台風10号）

い。また、一度、波浪によって植生が無くなり、地盤がむき出しとなると、波浪のみならず、降雨や融雪によって斜面が崩れやすくなるので注意が必要である。

高波や高潮による被災リスクは波高や高潮偏差のみならず、汀線後退や斜面侵食、消波ブロックの沈下・散乱など、地形や構造物の状態によっても変化する。したがって、これらの状態を今後モニタリングしていくことが、将来的な高波・高潮による被災リスクの低減につながるといえる。

5. 高波・高潮計算システムについて

本研究では、将来的な温暖化の影響を考慮した沿岸防災を検討するため、高波、高潮計算システムの構築を進めている。2015年7月に公表された「高潮浸水想定区域図作成の手引き Ver.1.00（農林水産省、国土交通省）²⁰⁾」では、最悪の事態を想定し、我が国既往最大規模の台風を基本とし、潮位偏差が最大となるよう複数の経路を設定し、高潮浸水想定区域図を作成することを基本としている。なお、北海道の場合、低気圧による高潮で台風による高潮よりも大きな潮位偏差が観測されていることから、低気圧についても考慮する必要がある。その方法についてもこの手引き

で説明されている。本研究では、この手引きにしたがって、高波・高潮計算システムを構築する。本システムでは、図-19に示すように、①気圧・風場の計算、②高潮推算及び浸水計算、③波浪等の計算の3つの計算を行う必要がある。本研究では、気圧・風場の計算にアメリカ大気研究所センター（NCAR）を中心に開発された Weather Research and Forecast（WRF）または Myers の式による台風モデルを適用する。高潮推算及び浸水計算では、オランダ・デルフト水理研究所で開発された DELFT3D を適用する。また、波浪等の計算のうち、外洋の深海域の計算ではアメリカ海洋大気局（NOAA）と国際環境予報庁（NCEP）の協力で開発された WAVEWATCH III(WW3)を使用し、日本近海の浅海域の計算ではオランダ・デルフト工科大学で開発された Simulating Waves Nearshore (SWAN)を適用する。

図-20に2016年8月に来襲した台風10号による苫小牧市周辺海域を対象とした高潮偏差の計算結果の一例を示す。本計算は地形や風場・気圧場のメッシュサイズ、計算領域の違いが結果に与える影響を評価するための試算として行われたものである。なお、風場・気圧場は気象庁 MSM データを用いた。また、波浪による水位上昇 (Wave setup) は考慮されていない。今後、過去に来襲した多くの台風・低気圧を対象に高波・高潮の再現計算を行い、計算精度の向上に向けたパラメータ等の選定を進めていく。また、PC クラスタシステムを導入して、計算の大幅な効率化を行う予定である。

6. まとめ

2017年度は2016年度に引き続き、北海道沿岸域の海象変化と被災事例を把握し、将来的な高潮・高波リスクの低減には地形や構造物の状態をモニタリングすることが重要であることを示した。また、災害リスクの評価に必要な高波・高潮計算モデルの精度向上に向けた試算を実施した。

参考文献

- 1) Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) : 第5次評価報告書, 2013.
- 2) 気象庁 : 台風とは, <http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/typhoon/1-1.html>
- 3) Murakami, H., R. Mizuta and E. Shindo: Future changes in tropical cyclone activity projected by multi-physics and multi-SST ensemble experiments using the 60-km-mesh MRI-AGCM, *Climate Dynamics*, 39, pp.2569-2584, 2012.
- 4) 森信人, 村上裕之, 志村智也, 中条壮大, 安田誠宏, 間瀬肇 : マルチモデルアンサンブルによる気候変動に伴う熱帯低気圧特性の将来変化予測, *土木学会論文集 B2 (海岸工学)*, Vol.68, No.2, pp.1251-1255, 2012.
- 5) 志村智也, 森信人, 安田誠宏, 間瀬肇 : MRI-AGCM3.2H アンサンブル実験にもとづく気候変動による極大波浪の将来変化予測, Vol.70, No.2, pp.1266-1270, 2014.
- 6) 農林水産省・国土交通省 : 海岸保全区域等に係る海岸の保全に関する基本的な方針, 2015.
- 7) 沿岸部（海岸）における気候変動の影響及び適応の方向性検討委員会 : 沿岸部（海岸）における気候変動の影響及び適応の方向性, 2015.
- 8) 熊谷兼太郎・関克己・藤木峻・富田孝志・鶴田修己・酒井和彦・山本泰司・柿崎永己 : 平成26年12月17日低気圧による根室港及び周辺地域の高潮被害, *国土技術政策総合研究所資料*, No.854, 2015.
- 9) 浅井正・内藤了二・藤木峻・田村仁・酒井和彦・鈴木一行・菅原健一・山本剛 : 台風1523号により根室港付近で発生した高潮・高波に関する被害調査, *国土技術政策総合研究所資料*, No.891, 2016.
- 10) 有働恵子・武田百合子 : 海面上昇による全国の砂浜消失将来予測における不確実性評価, 第22回地球環境シンポジウム講演集, 2014.
- 11) 内藤了二・浅井正・猪俣勉・川口浩二 : 港湾域における平均海面水位の推定と長期変動特性, *土木学会論文集 B3 (海洋開発)*, Vol.71, No.2, pp.329-334, 2015.
- 12) 奥中裕佳・平原隆寿 : 日本沿岸の海面水位の長期変化傾向について—最近の研究レビュー及びGPS観測による地盤変動量を用いた補正—, *測候時報*, 第83巻特別号, pp.S21-S31, 2016.
- 13) 三浦優司・川元智司 : 験潮場のGPS連続観測点を用いた潮位データ解析手法の検討, *国土地理院時報*, No.123, pp.5772-5781, 2013.
- 14) 気象庁 : 気候変動監視レポート2015, <http://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/monitor/index.html>.
- 15) 宇都宮好博・岡田弘三・鈴木靖 : 波高の変動特性に関する研究, *海岸工学論文集*, 第44巻, pp.1246-1250, 1997.
- 16) 清水勝義・永井紀彦・里見茂・李在炯炯・富田雄一郎・久高将信・額田恭史 : 長期波浪観測値と気象データに基づく波候の変動解析, *海岸工学論文集*, 第53巻, pp.131-135, 2006.
- 17) 間瀬肇・田中遼・森信人・安田誠宏 : 日本海沿岸における波浪の経年変化特性に関する研究, *土木学会論文集 B2 (海岸工学)*, Vol.65, No.1, pp.1251-1255, 2009.
- 18) 山下俊彦・佐藤優也・押田亮祐 : 気候変化による北海道沿岸における中長期波浪変動特性, *土木学会論文集 B2 (海岸工学)*, Vol.72, No.2, pp.1513-1518, 2016.
- 19) 船橋雄大・上田裕章・高野航 : 北海道沿岸域における海象条件の変化について, *北海道開発技術研究発表会論文*, No.安35, 2017.
- 20) 農林水産省・国土交通省 : 高潮浸水想定区域図作成の手引き Ver.1.00, 2015