

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、気候変動を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 28 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。平成 28 年度は、これまでの実験をもとに開発された数値計算モデルを用いて、川幅や河床勾配の違いが破堤現象に与える影響について検討を行った。合わせて、千代田実験水路の縮尺 1/20 模型を用いて実験を行い、数値実験との比較検証を行った。これらの結果、河床が急勾配では川幅の広狭によらず縦断方向に破堤拡幅が進行すること、河床勾配が緩くなるにつれ落掘の発達が顕著になり、川幅が広くなるに従って氾濫流況は正面越流に近く

なることなど、河道特性を4つのカテゴリーに分類し破堤現象の相違を明らかにし、効果的な減災工法の考え方を示した。

河床勾配が急な河川においては流速が増大しやすく、洪水時には流速が3m/s程度以上となる、いわゆる高速流がしばしば発生する。このとき、水面が三角状に切り立つ水面波が観測されることがあり、局所的な水面・流速の変動をもたらす。堤防、橋梁、河川内構造物等の安定性に影響を与えることが懸念される。本研究では、こうした三角状水面波列の形成と洪水時に形成される河床波との関係に着目し、水路実験と理論解析の結果を基に、水面波と河床波の発達を再現する数値計算モデルの開発を行った。

(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。

漏水やのり崩れといった堤防被災は、時間とともに被災規模が拡大するという進行性を有することが特徴であるが、現行の浸透に対する対策は、崩壊の範囲やその進行性は考慮せずに崩壊する恐れのある箇所等で実施されてきた。本研究は、堤防の浸透破壊の進行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。平成28年度は、堤体全体の進行性破壊のメカニズムを詳細に把握するための大型模型実験を行った。その結果、進行性破壊は、まずのり尻部の水位がのり面表面付近に達することで泥濘化が発生し、さらに水位が上昇することで天端に向かって変状が進行していくが、変状進行中の水位はのり面表面には達しないことがわかった。

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っている。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。また、統合物理探査技術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9月洪水による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を実施した。その結果、本手法による貫入音や貫入ロッドの振動により土質区分が可能であること、また本手法を用いて河川堤防基礎地盤の地質構造が把握できることが分かった。また、土質区分の自動化を目指し、センサー入り土層強度検査棒を設計・製作した。

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した。

(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。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28年度は、シェルタイプゲートを対象とし、水理模型実験と数値計算による解析を行った。実験では、ゲートの反射波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。また、簡易PIVによる流況解析では、ゲートを第二波が通過する際に、堰上流で大きな曲率の流れが発生することを確認し、これが負圧発生の原因だと考えられた。

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

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

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。平成 28 年度は、パイルアップやジャム（閉塞）の現象に着目した水理模型実験を実施し、海氷を伴う津波荷重の作用形態は、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。また、構造物や建築物等の障害物や海氷/漂流物群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、実用上においても有用であることを確認した。

(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。今年度は北海道沿岸域の海象変化と被災事例の把握、災害リスクの評価に必要な高波・高潮予測モデルの構築に取り組み、高波により通行が規制される海岸道路の特徴を把握し、波の打ち上げ高さや越波量の低減策を検討する際に考慮すべき点を示した。また、高波、高潮予測モデルの構築を進め、気圧・風場の推算、高潮推算及び浸水計算、波浪等の推算の効率化を図った。

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、岡部一博、島田友典、岩崎理樹、柏谷和久

【要旨】

近年、堤防決壊が頻発する中、破堤被害軽減技術の構築は重要であるが、そのためには破堤現象の解明が不可欠である。千代田実験水路を用いた破堤実験により様々な知見を得ているが限られた河道条件である。そこで実験をもとに開発された数値計算モデルを用いて、川幅と河床勾配が破堤現象に与える影響について検討を行った。河床が急勾配では川幅の広狭によらず縦断方向に破堤拡幅が進行すること、河床勾配が緩くなるにつれ落掘の発達が顕著になり川幅が広がると氾濫流況は正面越流に近くなることなど、河道特性を4つのカテゴリーに分類し破堤現象の相違を明らかにし、効果的な減災工法の考え方を示した。

キーワード：破堤拡幅過程、川幅と河床勾配、破堤拡幅計算モデル、Nays2D Breach

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。2016年8月には半月のうちに北海道へ3個の台風が上陸するなど道内各地で大雨となり、石狩川など4河川で計画高水位を超え、空知川など複数の河川において堤防決壊が生じ、浸水など甚大な被害をもたらした²⁾。

このような中、藤田ら³⁾は洪水外力から水害被害の軽減に至るまで、減災システム整備という観点から破堤現象に関する課題を整理し、破堤被害軽減の重要性を示している。その中で堤防決壊の有無だけでなく時間経過も重要であるため、破堤拡幅メカニズムの解明、定量化に関する研究を深めることが必要であると述べている。

島田ら⁴⁾は河川堤防の破堤に関する研究を体系的に整理・レビューし、特に実スケールでの3次元越水破堤メカニズムについて未解明な部分が多いことを指摘している。このような背景から国土交通省北海道開発局（以下、北海道開発局と称す）と土木研究所寒地土木研究所では2008年度から十勝川千代田実験水路⁵⁾（以下、千代田実験水路と称す）において実物大規模での越水破堤実験を行ってきた。これらの実験より、越水から4つのステップを経て破堤拡幅が進行すること、破堤拡幅過程に重要である堤体崩壊量は、破堤開口部周辺の無次元掃流力を用いて、掃流砂量式に近い式形で表現できることを示すなど、様々な知見を得ている⁶⁾。

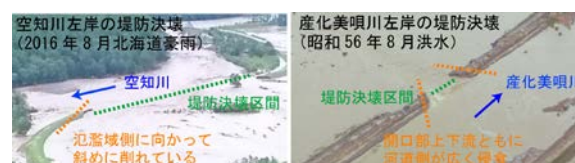


図-1 河道特性に応じて異なる破堤形状

千代田実験水路における実験は、実スケール規模の検討という強みはあるものの、実験施設の制約上、限られた河道条件、実験ケース数にならざるを得ない。図-1は実河川での堤防決壊時における破堤開口部の形状であるが、河床勾配が急である空知川で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²⁾、合流する本川の影響で出水時の水面勾配が非常に緩い石狩川の二次支川である産化美唄川では河道側に向かってハの字型に侵食している³⁾。破堤進行過程の相違を明らかにすることは、減災対策を効果的に行う上で重要であり、また千代田実験水路で得られた知見の一般化を図るためにも、河道特性に応じた破堤現象を把握することが重要である。

松下ら⁷⁾は縮尺模型実験により川幅の違いが破堤現象へ与える影響について検討を行っているが、川幅は現地換算で24mまでであり、実河川を想定するとさらに川幅を拡張した条件での検証が必要だと考えられる。しかしながら、縮尺模型実験においても施設の制約があるため、数値計算を併用した検証が有効であると考えられる。

本論文では千代田実験水路における破堤実験で得られ

た知見をもとに柿沼らが開発した破堤拡幅計算モデル「Nays2D Breach⁸⁾」を用いて、川幅だけでなく河床勾配の違いも組み合わせ、それらが破堤拡幅現象にどのような影響を与えるか検討を行い、さらに得られた知見より破堤被害軽減のための減災工法に関する考え方を示した。

2. 河道形状が異なる破堤現象の再現検証

Nays2D Breachの破堤拡幅過程の再現性については、千代田実験水路での実物大破堤実験結果との比較を行い確認しているが、川幅 8m、河床勾配 1/500 と限られた条件である⁸⁾。そこで川幅と河床勾配を変えた模型実験を対象に河道形状を変えた場合の再現性検証を行う。

2. 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 Nays2D⁹⁾であり、堤防部分の破堤拡幅進行は千代田実験水路での破堤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(1)⁶⁾を組み入れてモデルの改良を行っている。

$$q_* = \frac{dV}{dt} \frac{1}{\sqrt{sgd_{50}^3 B_m}} (1 - \lambda) = \alpha_* (\tau_* - \tau_{*c})^{\beta_*} \quad (1)$$

ここで、 q_* : 無次元堤体崩壊量、 V : 堤体崩壊量、 t : 時間、 s : 砂粒の水中比重、 g : 重力加速度、 d_{50} : 砂粒の50%通過粒径、 B_m : 堤体下幅、 λ : 空隙率、 τ_* : 無次元掃流力、 τ_{*c} : 無次元限界掃流力、 α_* 、 β_* : モデル定数を示す。 τ_* は破堤開口部近傍の上流、及び下流の氾濫流の水量より算出しこれを堤体に作用する外力とし、堤体崩壊量 dV/dt を算出することで破堤拡幅が進行するが、詳細については柿沼ら⁸⁾の文献を参照されたい。

2. 2 模型実験の概要と計算条件

2.2.1 模型実験概要

千代田実験水路では、川幅や河床勾配を変化させた実験は困難であるため、既往の検討でも用いている千代田実験水路の縮尺 1/20 模型¹⁰⁾ (図-2) を用いて実験を行った。なお実物大規模の実験結果との比較のため、以下に示す水路諸元、水量、時間、計算結果はフルード相似則で全て現地規模に換算している。

実験区間の川幅は 30m (千代田実験水路で行った実験では川幅 8m)、氾濫域幅は 116m、移動床範囲は高さ 3.8m の移動床としている。破堤実験区間は延長 140m、高さ 3m、天端幅 3m、表裏法勾配を 2 割とし、破堤の

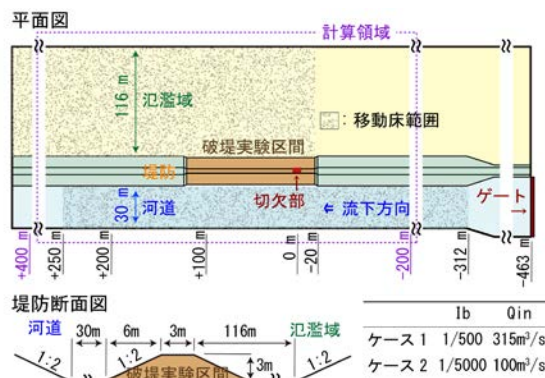


図-2 模型実験水路および実験条件

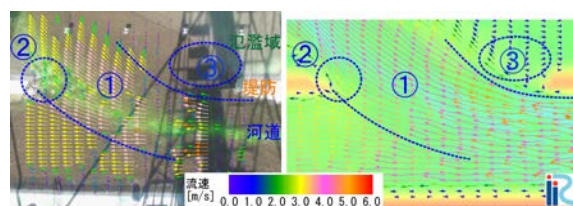


図-3 模型実験と計算結果の流況比較 (開口幅 80m 程度)

きっかけとして切欠 (深さ 0.6m・縦断上幅 2.0m・縦断下幅 0.8m) を設けている。実験に用いた実験砂は既往実験¹⁰⁾と同様で現地換算で $d_{50}=18\text{mm}$ である。

実験ケースは図-2に示すように川幅および河床勾配をケース 1 は 30m および 1/500、ケース 2 は 30m および 1/5000 とした。また供給流量は一定流量を通水し、概ね破堤拡幅が停止するまで行った。

2.2.2 計算条件

計算領域は図-2に示す通りである。マンニングの粗度係数は 0.023、計算格子は $2\text{m} \times 2\text{m}$ 、計算時間刻みは 0.05 秒とした。下流端は河道、氾濫域ともに自由流出とし、河道上流端より通水している。なお Nays2D Breach では、越水から破堤拡幅過程に至る堤体下刻の侵食過程は表現できない。このため、この間の過程を簡略化して破堤開始箇所の河道水深が 2.60m (切欠部の越流水深 0.20m 相当) に到達したのち、千代田実験水路での破堤実験⁶⁾を参考に 4m 幅にわたって堤体下方向への下刻決壊をするものとした。これらの設定方法等については既往文献を参照されたい¹¹⁾。

2. 3 実験結果と計算結果

図-3にケース 1 の流況を示す。①河道から破堤開口部の中下流を主流として氾濫流が通過、②その流れが開口部下流部にぶつかり堤体が侵食することで破堤拡幅が進行、一方で③開口部上流は非常に流れが緩やかであるな

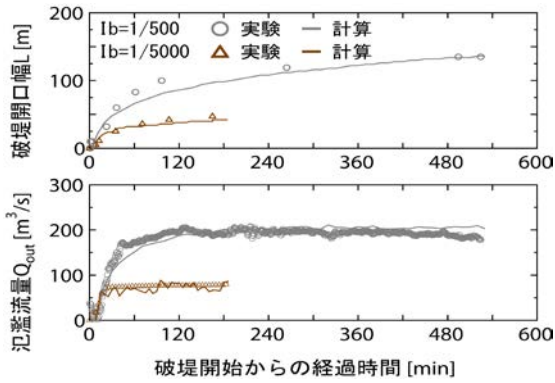


図-4 実験結果と計算結果の時系列比較
(上段：破堤開口幅、下段：氾濫流量)

ど、特徴的な現象を良好に再現できている。

図-4 に破堤開口幅と氾濫流量の時系列を示す。破堤開口幅が広がりそれに伴い氾濫流量が増加、破堤抜幅速度の低減、氾濫流量が一定量に落ち着き推移するなど、時系列変化についても良好に再現できている。以上より、Nays2D Breach は様々な河道条件においても破堤現象を表現できることが確認された。

3. 河道特性の選定と計算条件

3.1 河道特性の選定と計算条件

河道条件が破堤抜幅現象に与える影響を把握するにあたり、実河川の河道条件の整理を行った。図-5 に北海道内の一級河川の河川整備基本方針¹²⁾にある基準・主要地点における川幅と河床勾配の関係を示す。なお川幅については二級河川も公表¹³⁾されているため、一・二級河川の基準・主要地点における川幅地点数の比率を示す。

これを参考に川幅に関しては一・二級河川を包括できるような3パターンを、河床勾配に関しては一級河川を包括し、またフルード数(0.25・0.50・0.75)を目安に3パターン、全9ケースを対象に検討を行う。

検証に用いる水路形状と計算ケースを図-6 に示す。堤防形状は同一とし、表に示すフルード数を満たすように流量を決定し、通水は2時間とした。その他の条件は前述の再現性検証と同様である。なお氾濫域について氾濫流により水位がせき上がると破堤進行速度に影響を与えることが考えられるため、側方は自由流出とし氾濫域幅300m でせき上げが生じないことを確認し設定した。

3.2 計算結果概略

図-7 に計算終了時点の流況と河床形状、破堤開口幅と氾濫流量の時系列を示す。全9ケースを左から右に行く

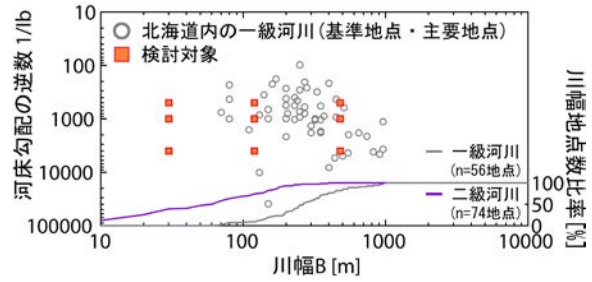


図-5 道内河川の河道形状(二級は川幅のみ)と計算対象

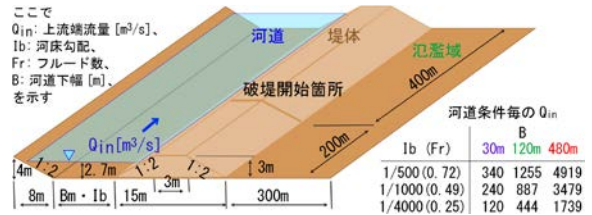


図-6 計算水路形状と計算ケース

ほど川幅が広く、上から下に行くほど河床勾配が緩く(フルード数が小さく)なるように配置しているが、河道形状が異なることで破堤抜幅現象(破堤開口幅や氾濫流況、河床低下等)が異なることが確認できる。そこで形状毎の検討を行う前に今回得られた計算結果の妥当性を既往の被災事例等を参考に確認を行う。

図-8 は藤田ら¹⁴⁾が既往の実災害時等の破堤形状について整理したものである。今回の計算結果のうち、傾向に明確な差が確認できる図-7の4隅の結果をプロットしているが、概ね既往事例の範囲内に収まっている。これより実河川を参考に大きく河道条件を変えて行った今回の計算結果についても実現をとらえることが出来ると考えられ、実河川規模で河道条件を変えた場合においても Nays2D Breach の妥当性が示された。

4. 河道条件が破堤抜幅現象に与える影響

河道形状が破堤抜幅現象に与える影響について、その差がより明瞭である図-7の上下左右4隅について(カテゴリーI~IV)、それぞれの現象について考察を行う。

4.1 カテゴリーI (B狭-lb急：図-7左上)

このカテゴリーは川幅が狭く勾配が急であり、上流域河川に相当すると考えられる。川幅全体に速い流れが生じており、分岐流線からもその大半が開開口部に向かい、氾濫域に斜め方向に流出している。開口幅は川幅の2倍以上、氾濫流量は河道流量の大半である7割以上が流出している。そしてこの流速の速い地点を中心に河道から開口部、氾濫

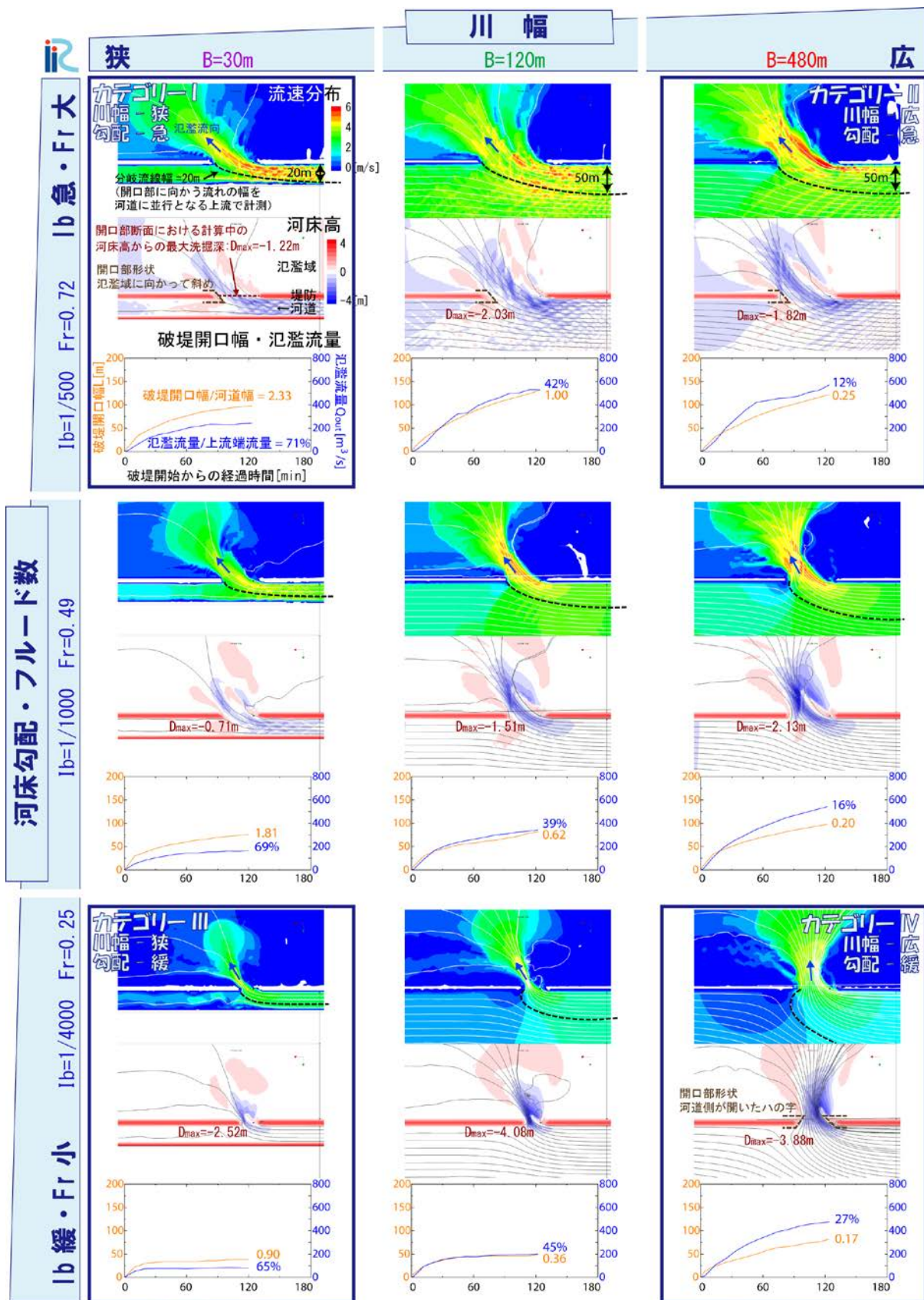
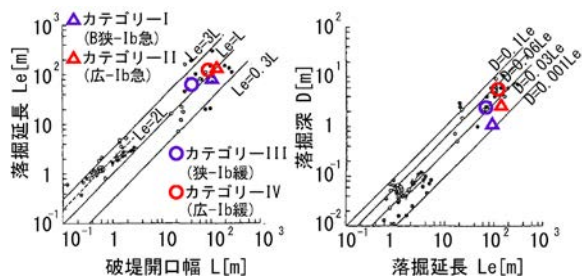


図-7 河道形状に応じた破堤形態分類 (上段：流況，中段：河床形状，下段：破堤開口幅と氾濫流量)

図-8 破堤形状特性¹⁴⁾

域に向け全体に河床低下をしているが、通水中に開口部で生じた落掘の最大洗掘深は1.2m程度であり、このカテゴリーの落掘が最も浅い。これは川幅が狭く、破堤拡幅とともに河道水位が低下することで、堤内外との水位差がなくなるためと考えられる。

これらの現象は千代田実験水路での実験と同様の傾向⁹⁾であり、実験で得られた知見はこのカテゴリーにおいては概ね適応可能であると考えられる。

4.2 カテゴリーII (B広-Ib急 : 図-7 右上)

河床勾配はカテゴリーIと同じ1/500で川幅が480mと広い条件である。破堤から2時間後の破堤幅は120m程度まで広がっているが、破堤開口部から氾濫域に向かう斜めの流況などは川幅が狭い場合と同様である。

一方で分岐流線幅を見ると川幅全体には拡がらず堤防から50m程度である。カテゴリーIとIIに挟まれている川幅120mでも分岐流線幅は50mと同程度である。これは松下さ⁷⁾が行った実験(河床勾配1/500)で指摘している「流線幅には限界値があり、河道幅がその限界値以上であると川幅に関係なく流線幅は限界値に落ち着く」と同様の傾向であった。また川幅が120mと480mで4倍の差があるにもかかわらず、破堤から2時間経過後の破堤幅・氾濫流量は概ね同じであることから、カテゴリーIIに属するような河床勾配が急で、一定以上の川幅がある場合に、破堤拡幅速度や氾濫流量増加率は川幅によらず同程度に落ち着く可能性を示唆している。

なお破堤開口部の最大洗掘深は1.8m程度とカテゴリーIと比べても大きな差は見られない。カテゴリーI・IIのように河床勾配が急な場合は落掘と言われる河床洗掘による鉛直方向の開口部の拡大よりも、縦断方向の拡大となり、破堤拡幅のほうが卓越していると考えられる。

実河川にあてはめると図-1で示した空知川の堤防決壊はカテゴリーIとIIの間に近い条件と考えられ、破堤開口部下流が斜めに削れる様子など、今回の計算と同様

の状況であったことから、ここでの知見は実河川での破堤現象でも共通していると考えられる。

4.3 カテゴリーIII (B狭-Ib緩 : 図-7 左下)

今回の検討では通水流量が最も少なく、破堤拡幅が始まった後、河道水位が早く低下し破堤拡幅もあまり進行せず、また氾濫流況も河道から氾濫域に向かって斜めである。この現象は千代田実験水路で行った下流端をせき上げてFr数を小さくした実験と同じような傾向⁹⁾であった。一方で開口部の最大洗掘深は河床高から-2.5m程度とカテゴリーIやIIと比べても深くなっている。これは緩勾配の場合、河道を流下する流速は小さく堤体に流れがぶつかることによる破堤拡幅はあまり進まないが、下刻方向の侵食が激しくなるためと考えられる。

4.4 カテゴリーIV (B広-Ib緩 : 図-7 右下)

ここまで見てきたカテゴリーと破堤形態が大きく異なるのがこのカテゴリーIVである。

氾濫流は破堤開口部から堤防に対して直角方向に氾濫域に抜けている。そして河道内では開口部の下流から上流に逆流するような流れも確認でき、開口部の中心付近に最も速い流速が位置している。開口部形状は図-1で示した産化美唄川の事例のようにハの字形状である。

河床洗掘は流況同様、堤体部から氾濫域に向かって直角方向に洗掘している、また開口部の最大洗掘深も3.9m程度と堤防高と同程度であり、一般的に言われる落掘形態に近い。

4.5 得られた知見から減災工法に向けた考察

破堤メカニズム解明において最も重要なのは現地調査や実験、今回のような数値計算を通じて、次の出水で堤防決壊の危険性が生じた、また堤防が決壊に至った場合に、如何に現場で対応し被害規模の軽減・最小化を図る技術に繋げることが出来るかである。

北海道開発局と寒地土木研究所では、破堤被害軽減に向けて、破堤拡幅抑制工¹⁵⁾(水防資材である根固ブロックを用いて破堤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)や、破堤拡幅後の破堤氾濫流量を低減させる技術¹⁶⁾(破堤開口部を早急に締め切るための荒締切工など)の検討を行っているところである。これらの減災工法について、今回の破堤特性の検討結果からいくつかの考察を行う。

カテゴリーI (B狭-Ib急)では川幅が狭く、短時間のうちに破堤幅が川幅以上となる。その結果、河道内流量

の大半が氾濫流として流出することになる。そのため破堤拡幅抑制を行う場合、破堤開始地点から相当近く（例えば河道幅程度）で抑制しなければ、被害軽減効果が小さくなる可能性がある。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継続時間が短いことから如何に早期に減災工法に取り掛かることができるか、特に資材運搬等も含めた検討がきわめて重要である。

カテゴリⅡ（B 広-Ib 急）では、洪水継続時間が長くなる場合、破堤拡幅が継続しそれに伴い氾濫流量の増加も考えられるため、破堤拡幅を抑制することで減災効果が期待できる。一方で開口部の流速が本事例では 4m/s 以上となる高流速であり、例えば水防資材である根固ブロックを用いた工法の場合、転動流出しないような工夫が必要と考えられる。また破堤拡幅進行が抑制できた場合も、その周辺の流れによって河床洗掘が促進されないよう注意することが必要である。

カテゴリⅢ（B 狭-Ib 緩）ではもともと破堤拡幅が進まないが河床の洗掘が進行している可能性があり、投入すべき水防資材が不足しないように事前に投入想定数などの計画を立てた上で作業を進める必要がある。

カテゴリⅣ（B 広-Ib 緩）では正面越流に近い形態であり、また氾濫流量の主流が破堤開口部の中心である。カテゴリⅠ・Ⅱのように堤体に激しい流れが直接ぶつかりながら破堤拡幅が進行はしないため、拡幅抑制工については机上での検討は困難で、模型実験等による検証が必要と言える。また落掘が堤防高以上に深くなっていることも考えられるためカテゴリⅢ 同様に資材準備に十分な検討が必要であり、また開口部中央に流速が高い状況であることから、開口部両側から締切を進めた場合も高流速が継続していると考えられ、開口幅が狭くなることで更なる河床洗掘を助長させる懸念もあるため注意が必要であり、とくに最後の締切る段階、いわゆるせめ工の実施が困難となることが予想される。

以上、現在検討中である減災工法についてカテゴリ別に述べてきたが、今回の破堤特性分類より、緩勾配の河川であれば縦断方向への拡幅を低減する破堤拡幅抑制工ではなく、例えば鉛直方向への低下を低減する破堤下刻抑制効果が見込める工法など、カテゴリに応じた幅広い減災工法の検討をしていくことが重要である。

5. まとめ

以下に今回、得られた知見を簡潔に示す。

- ・破堤計算モデル Nays2D Breach は様々な河道形状に

おける破堤現象を表現できることが示された。

- ・河床が急勾配の場合、河道幅の広狭によらず破堤開口部が縦断方向に拡幅進行する。
- ・河床が緩勾配の場合、破堤開口部の落掘発達が顕著となり、また川幅が広くなるに従い氾濫流況は正面越流に近くなる。
- ・河道形状に応じ4つのカテゴリに破堤特性を分類し、それぞれの特徴を考慮した上で被害軽減工法を実施する必要性、及びその考え方を示した。

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.mlitt.go.jp/topics/saigaikanren/saigai.html>
- 3) 藤田光一，諏訪義雄：減災システム整備における河川堤防技術，土木学会河川技術論文集，第6巻，pp.1-6，2006。
- 4) 島田友典，渡邊康玄，横山洋，辻珠希：千代田実験水路における横断堤越水破堤実験，土木学会水工学論文集，第53巻，pp.333-338，2009。
- 5) 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，<http://www.ob.hkd.mlitt.go.jp/hp/riveroffice/chiyoda/zi/zi0.htm>
- 6) 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，土木研究所寒地土木研究所，2012。
- 7) 松下拓人，渡邊康玄：横越流破堤現象への川幅の影響，土木学会応用力学シンポジウム講演概要集，第19回，pp.155-156，2016。
- 8) 柿沼孝治，飛田大輔，横山洋，井上卓也，武田淳史：千代田破堤実験と数値計算モデルの開発，寒地土木研究所月報，No.732，pp.10-19，2014。
- 9) iRIC，<http://i-ric.org/ja/>
- 10) 伊藤幸義，島田友典，横山洋，坂野章，茂木映治：模型実験による氾濫域を含む越流破堤メカニズム検討，河川技術論文集，vol.16，pp.371-376，2010。
- 11) 柿沼孝治，飛田大輔，島田友典，竹村健：破堤計算ソフトウェア「Nays2D Breach」の公開，寒地土木研究所月報，No.745，pp.39-45，2015。
- 12) 河川整備基本方針・河川整備計画，国土交通省，

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

http://www.mlit.go.jp/river/basic_info/jigyo_keikaku/gaiyoyu/seibi/index.html

- 13) 河川整備基本方針・河川整備計画，北海道，
<http://www.pref.hokkaido.lg.jp/kn/kss/ksn/kasenkahome/renrakusaki.htm>
- 14) 藤田裕一郎，村本嘉雄：河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験，土木学会年次学術講演会第 2 部，第 42 回，pp.559-560，1987.
- 15) 島田友典，前田俊一，柏谷和久，飛田大輔，伊藤幸義，横

濱秀明：根固ブロックを用いた破堤氾濫流量抑制の基礎実験，土木学会地盤工学から見た堤防技術シンポジウム講演概要集，第 3 回，I-4，2015.

- 16) 島田友典，前田俊一，柏谷和久，横濱秀明：河川堤防の荒締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.

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】

急流河川においては、洪水中、水面が三角状に切り立つ水面波が観測されることがある。この三角波の形成要因の一つとして、河床に発生する反砂堆があげられるが、形成条件については未だ不明な点が多い。ここでは、非静水圧の影響を考慮した水深積分モデルである原形ブシネスクモデルと非平衡掃流砂モデルを組み合わせた二次元モデルが持つ三次元河床擾乱に対する不安定性について線形安定解析により明らかにし、これと三角状水面波列発生との関連性について比較、検討を行うものである。線形安定解析の結果より、本モデルは反砂堆の三次元化をある程度表現できることが明らかとなった。

キーワード：三角波、反砂堆、線形安定解析、ブシネスクモデル、非平衡掃流砂モデル

1. はじめに

我が国の河川は一般的に河床勾配が急であるために、流速が増大しやすい傾向にあり、洪水時には流速が3m/s程度以上となる、いわゆる高速流がしばしば発生する¹⁾。流速の増大は、護岸ブロックや根固め工などの河川構造物に作用する流体力を著しく増加させ、構造物の滑動や転動を招くことで構造物の被災要因となる。また、このような条件下においては河床面に作用するせん断力も増加し、土砂移動を活発化させることで、構造物周辺からの土砂の抜けだしなどが発生し、構造物の支持力を低下させる。このように、高速流は河川構造物の安定性を低下させる可能性があるため、構造物の設計・管理を行う際には、発生しうる流速や発生箇所を推定し、適切な構造物重量を確保するなどの対策が必要となる。

一方、高速流がもたらすもう一つの特徴は、フルード数の増大に伴い河川流が射流流れとなり、水面の大規模変動を招くことである。このような水面変動の例としては、床止め工下流等に発生する跳水などがあげられる。また、高速流条件下において発生する水面波として、三角状水面波列が近年注目されている。図-1は、昭和56年8月北海道豪雨の際に豊平川で観測された三角波の例である³⁾。図からわかるように、極めて急峻な形状の一系列の波が発生していることがわかる。三角波は、局所的な水面・流速の変動をもたらす、堤防、橋梁、河川内構造物等の安定性に影響を与えることが懸念されるが、床止め直下に発生するような跳水とは異なり、その発生位置や発生条件を推定することが難しい。これは、三角波



図-1 豊平川の昭和56年8月洪水での水面波
(出典：石狩川流域誌³⁾)

の発生要因が未だ不明なためである。このように三角波発生の予測が難しいことと、具体的に構造物等に対してどのような影響を与えるかが不明であるために、三角波の存在は河川構造物の設計などには考慮されていないようである。すなわち、三角波がいつどこに発生するかを予測し、それが工学的にどのような影響を与えるかについて明らかにする研究が必要である。

このような三角波の発生については、従来河床波に関する研究からその存在が指摘されてきている⁴⁾⁵⁾。また、山田ら⁶⁾は、固定床条件の下で室内水路実験を行い、底面形状が不規則な凸凹を持つとき、水面に定在波が発達し、図-1に示すような三角状の水面波が発生することを示すとともに、その発生機構について理論的な検討を行っている。一方長谷川ら⁷⁾は、河床不安定性の一種である反砂堆と、射流時に発生する水面固有の定在波を斜

め交錯波と定義し、二つの異なる波の波長が一致し共振状態となったときに、水面が急激に三角状に発達すると同時に反砂堆も三次元化することを示した。このように、三角波の発生機構については様々な視点から研究が行われているが、河床面の変動、すなわち反砂堆が大きな役割を担っていると考えられる。ところで、一般に河床波の解析は、流下方向軸のみに河床形状が変化するという二次元形状に着目しているものが多い。しかしながら、三角波という名前からわかるように、水面波が強く三次元化しており、これに伴い反砂堆も三次元化していると考えるのが妥当である。このような観点から本問題に立ち入った例は上林・長谷川⁸⁾に限られる上、横断方向列数等を実現象と比較しておらず更なる検討が必要である。

このような背景の中、三次元小規模河床波を力学的に扱った例はいくつか存在する。Colombini and Stocchino⁹⁾は三次元流体モデルを用いて線形安定解析を行い、河床波の三次元化と砂州不安定性の関係について論じているが、理論と実験の定量的比較は砂州領域にとどまる。また、黒木ら¹⁰⁾は水深積分モデルにより同様の線形安定解析を行っているが、河床波の三次元化について検討していない。一方、近年、三次元反砂堆形状が水面波とともに定量化されており¹¹⁾、これらをあわせて現象の解明が進むことが期待される。

反砂堆は水流と河床面の間が生じる不安定現象の一種であり、その発生箇所等を数値計算モデルで予測する場合、計算モデルが河床波の不安定性を合理的に表現できることが必要である。モデルが持つ不安定性を明らかにするためには、実験結果との比較のみならず、理論的な検討を併用することが効果的である。本研究では、このような視点から三角状水面波列と反砂堆を表現できるモデルの構築を目指し、その第一歩として原形ブシネスクモデルと非平衡流砂モデルを組み合わせ、三次元反砂堆不安定性に対する線形安定解析を行い、得られた結果と実験等で観測された三角状水面波列、反砂堆との比較を行う。構築したモデルが三角波の発生を適切に予測できれば、発生条件や箇所を特定することが可能となり、構造物や堤防等に対する対策に対して有用な知見を与えることができると思われる。

2. 定式化

2.1 流体モデル

本研究で用いる流れのモデルは、非静水圧の影響を考慮した水深積分モデルである原形ブシネスク型モデルである。本研究では、細田・余越¹²⁾が示した二次元の原

形ブシネスク方程式を基とした基礎方程式を用いて、三次元小規模河床波を表現することを試みる。モデルの詳細は文献に譲り、基礎式のみを以下に示す。

$$\frac{\partial U^*}{\partial x^*} + \frac{\partial V^*}{\partial y^*} = 0 \quad (1)$$

$$U^* \frac{\partial U^*}{\partial x^*} + V^* \frac{\partial U^*}{\partial y^*} = g^* \sin \theta \quad (2)$$

$$-\frac{1}{h^*} \frac{\partial}{\partial x^*} \int_{\eta^*}^{H^*} \frac{p^*}{\rho^*} dz^* - \frac{1}{h^*} \frac{p^*}{\rho^*} \Big|_{z^*=\eta^*} \frac{\partial \eta^*}{\partial x^*} - \frac{\tau_x^*}{\rho^* h^*}$$

$$U^* \frac{\partial V^*}{\partial x^*} + V^* \frac{\partial V^*}{\partial y^*} = \quad (3)$$

$$-\frac{1}{h^*} \frac{\partial}{\partial y^*} \int_{\eta^*}^{H^*} \frac{p^*}{\rho^*} dz^* - \frac{1}{h^*} \frac{p^*}{\rho^*} \Big|_{z^*=\eta^*} \frac{\partial \eta^*}{\partial y^*} - \frac{\tau_y^*}{\rho^* h^*}$$

$$\frac{P^*}{\rho^*} = g^* h^* \cos \theta (1 - \zeta) - (B^{*2} + 2A^* B^* + \zeta^2 A^{*2})$$

$$+ (1 - \zeta) U^* h^* \frac{\partial B^*}{\partial x^*} + \frac{1}{2} (1 - \zeta^2) U^* h^* \frac{\partial A^*}{\partial x^*} \quad (4)$$

$$+ (1 - \zeta) V^* h^* \frac{\partial B^*}{\partial y^*} + \frac{1}{2} (1 - \zeta^2) V^* h^* \frac{\partial A^*}{\partial y^*}$$

$$A^* = U^* \frac{\partial h^*}{\partial x^*} + V^* \frac{\partial h^*}{\partial y^*}, \quad B^* = U^* \frac{\partial \eta^*}{\partial x^*} + V^* \frac{\partial \eta^*}{\partial y^*} \quad (5)$$

ここに、 x^* 、 y^* 、 z^* ：流下、横断、鉛直方向軸、 U^* 、 V^* ： x^* 、 y^* 方向の水深平均流速、 h^* ：水深、 η^* ：平均河床高から上向きを正とした変動量、 $\zeta = (z^* - \eta^*)/h^*$ 、 g^* ：重力加速度、 θ ：平均河床勾配角、 H^* ：水位、 p^* ：圧力、 ρ^* ：水の密度、 τ_x^* 、 τ_y^* ： x^* 、 y^* 方向の河床せん断力であり、 $*$ は有次元量を意味する。なお、流れ場は定常的な表現である。

2.2 せん断力評価式

原形ブシネスクモデルは水面波や河床波をある程度表現することが知られているが、底面せん断力分布を正確に表現できず、小規模河床波の発生を表現するにはモデルの改良が必要とされている。ここでは細田ら¹³⁾と同様の方法をとる。すなわち、原形ブシネスク方程式を導出する際に仮定した鉛直方向流速を流れの非回転条件に代入して求まる水平流速の鉛直分布形より、底面近傍流速 u_b^* 、 v_b^* を以下のように求める。

$$u_b^* = U^* - h^* \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\partial U^*}{\partial x^*} \frac{\partial \eta^*}{\partial x^*} + U^* \frac{\partial^2 \eta^*}{\partial x^{*2}} + \frac{\partial V^*}{\partial x^*} \frac{\partial \eta^*}{\partial y^*} + V^* \frac{\partial^2 \eta^*}{\partial x^* \partial y^*} \right) + \frac{1}{6} \left(\frac{\partial U^*}{\partial x^*} \frac{\partial h^*}{\partial x^*} + U^* \frac{\partial^2 h^*}{\partial x^{*2}} + \frac{\partial V^*}{\partial x^*} \frac{\partial h^*}{\partial y^*} + V^* \frac{\partial^2 h^*}{\partial x^* \partial y^*} \right) \right] \quad (6)$$

$$v_b^* = V^* - h^* \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\partial U^*}{\partial y^*} \frac{\partial \eta^*}{\partial x^*} + U^* \frac{\partial^2 \eta^*}{\partial x^* \partial y^*} + \frac{\partial V^*}{\partial y^*} \frac{\partial \eta^*}{\partial y^*} + V^* \frac{\partial^2 \eta^*}{\partial y^{*2}} \right) + \frac{1}{6} \left(\frac{\partial U^*}{\partial y^*} \frac{\partial h^*}{\partial x^*} + U^* \frac{\partial^2 h^*}{\partial x^* \partial y^*} + \frac{\partial V^*}{\partial y^*} \frac{\partial h^*}{\partial y^*} + V^* \frac{\partial^2 h^*}{\partial y^{*2}} \right) \right] \quad (7)$$

さらに、底面せん断力に対する流れの加速・減速の影響を考慮するために、Nakagawa and Tsujimoto¹⁴⁾を参考に最終的な河床せん断力を以下のように見積もる。

$$\tau^* = \rho^* C_f V_b^{*2} \left(1 - \Gamma \frac{\partial h^*}{\partial s^*} + \Delta \frac{\partial \eta^*}{\partial s^*} \right) \quad (8)$$

ここに、 C_f : 河床抵抗係数、 V_b^* : 底面近傍流速、 s^* : 局所流線座標の主流軸、及び Γ 、 Δ : モデル定数である。

2. 3 河床変動モデル

河床変動は以下の土砂連続式より計算される。

$$(1 - \lambda) \frac{\partial \eta^*}{\partial t^*} + \frac{\partial q_{bx}^*}{\partial x^*} + \frac{\partial q_{by}^*}{\partial y^*} = 0 \quad (9)$$

ここに、 t^* : 時間、 λ : 河床空隙率、 q_{bx}^* 、 q_{by}^* : x^* 、 y^* 方向掃流砂量である。小規模河床波の発生には、流れと底面せん断力間の位相差が重要な役割を演じるが、これとは別に掃流砂の非平衡性が底面せん断力と掃流砂量間に位相遅れをもたらし、反砂堆不安定性を生じさせ得ることが知られている^{14,15)}。流体モデルとして水深積分モデルを用いた場合、流砂の非平衡性を加味することで合理的な不安定性が得られる^{16,17)}。そこで本研究では、掃流砂の運動量保存より導かれた内田・福岡¹⁸⁾による非平衡掃流砂モデルを参考に以下の基礎式を用いる。

$$\frac{\partial q_{bx}^*}{\partial t^*} + \frac{\partial u_{px}^* q_{bx}^*}{\partial x^*} + \frac{\partial u_{py}^* q_{bx}^*}{\partial y^*} = \frac{u_{pxe}^* q_{be}^* - u_{px}^* q_b^*}{l_s^*} \quad (10)$$

$$\frac{\partial q_{by}^*}{\partial t^*} + \frac{\partial u_{px}^* q_{by}^*}{\partial x^*} + \frac{\partial u_{py}^* q_{by}^*}{\partial y^*} = \frac{u_{pye}^* q_{be}^* - u_{py}^* q_b^*}{l_s^*} \quad (11)$$

ここに、 q_b^* : 掃流砂量、 q_{be}^* : 平衡掃流砂量、 u_{px}^* 、 u_{py}^* : x^* 、 y^* 方向の砂粒子速度、 u_{pxe}^* 、 u_{pye}^* : 平衡状態における

x^* 、 y^* 方向の砂粒子速度、 l_s^* : step length である。なお砂粒子移動速度は、簡単のために掃流砂量と掃流砂層厚、 L_a^* とを関連付けて例えば以下のように置く¹⁹⁾。

$$u_{px}^* = \frac{1}{L_a^* (1 - \lambda)} q_{bx}^* \quad (12)$$

また、平衡状態の掃流砂量については一般的な二次元河床変動モデルに用いられる以下の平衡掃流砂量式²⁰⁾と横断方向掃流砂量式²¹⁾を組み合わせ、水深平均流速を考慮して x^* 、 y^* 方向掃流砂量を求める。

$$q_{be}^* = 4(\tau_* - \tau_{*c})^{3/2} \sqrt{S_g g^* d^{*3}} \quad (13)$$

$$q_{ben}^* = q_{be}^* \left(\frac{u_{bn}^*}{V_b^*} - \frac{1}{\mu_c} \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \frac{\partial \eta^*}{\partial n^*} \right) \quad (14)$$

ここに、 n^* : 局所流線座標の横断方向軸、 $V_b^* = (u_b^2 + v_b^2)^{1/2}$ 、 τ_* : シールズ数、 τ_{*c} : 限界シールズ数、 S_g : 土砂粒子の水中比重、 μ_c : 静止摩擦係数である。

3. 線形安定解析

上記方程式中の変数を以下のように無次元化する。

$$t^* = \frac{(1 - \lambda) h_0^{*2}}{q_{b0}^*} t, \quad p^* = \rho^* U_0^{*2} p \quad (15)$$

$$(x^*, y^*, h^*, \eta^*) = h_0^* (x, y, h, \eta) \quad (16)$$

$$(U^*, V^*) = U_0^* (U, V) \quad (17)$$

$$(q_{be}^*, q_{bx}^*, q_{by}^*) = q_{b0}^* (q_{be}, q_{bx}, q_{by}) \quad (18)$$

ここに、下付添え字₀ は等流状態の値であることを示し、

$$q_{b0}^* = 4(\tau_{*0} - \tau_{*c})^{3/2} \sqrt{S_g g^* d^{*3}}, \quad \tau_{*0} = \frac{C_f U_0^{*2}}{S_g g^* d^*} \quad (19)$$

である。さらに、これら無次元化された変数を

$$(U, V, h, \eta, q_{bx}, q_{by}) = (1, 0, 1, 0, 1, 0) + \varepsilon (U_1, V_1, h_1, \eta_1, q_{bx1}, q_{by1}) \quad (20)$$

のように基本量と擾乱分にわけ基礎式に代入すれば、最終的に以下のような線形化方程式が得られる。ただし、 C_f は定数として扱い、二次流の影響は無視している。

$$\frac{\partial U_1}{\partial x} + \frac{\partial h_1}{\partial x} + \frac{\partial V_1}{\partial y} = 0 \quad (21)$$

$$\frac{\partial U_1}{\partial x} = -\frac{1}{F_r^2} \left(\frac{\partial h_1}{\partial x} + \frac{\partial \eta_1}{\partial x} \right) \quad (22)$$

$$-C_f(2U_1 - h_1) - \frac{1}{2} \frac{\partial^3 \eta_1}{\partial x^3} - \frac{1}{3} \frac{\partial^3 h_1}{\partial x^3}$$

$$\frac{\partial V_1}{\partial x} = -\frac{1}{F_r^2} \left(\frac{\partial h_1}{\partial y} + \frac{\partial \eta_1}{\partial y} \right) \quad (23)$$

$$-C_f V_1 - \frac{1}{2} \frac{\partial^3 \eta_1}{\partial x^2 \partial y} - \frac{1}{3} \frac{\partial^3 h_1}{\partial x^2 \partial y}$$

$$\frac{\partial \eta_1}{\partial t} + \frac{\partial q_{bx1}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by1}}{\partial y} = 0 \quad (24)$$

$$2 \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} = \delta \left(6\Theta U_1 - 3\Theta \Gamma \frac{\partial h_1}{\partial x} \right) \quad (25)$$

$$+ 3\Theta \Delta \frac{\partial \eta_1}{\partial x} - 3\Theta \frac{\partial^2 h_1}{\partial x^2} - \Theta \frac{\partial^2 \eta_1}{\partial x^2} - q_{bx1} \Bigg)$$

$$\frac{\partial q_{by1}}{\partial x} = \delta \left(V_1 - \frac{1}{\mu_c} \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_{*0}}} \frac{\partial \eta_1}{\partial y} - q_{by1} \right) \quad (26)$$

$$F_r = \frac{U_0^*}{\sqrt{g^* h_0^*}}, \quad \Theta = \frac{\tau_{*0}}{\tau_{*0} - \tau_{*c}}, \quad \delta = \frac{h_0^*}{l_s^*} \quad (27)$$

なお、式(10)、(11) に示す非平衡流砂量式における時間微分項については、無次元化により $L_a^* = h_0^*$ なる無次元量がかかる。ここで扱うような場では通常掃流砂層厚は水深と比してかなり小さいため、これらの時間微分項は他の項より小さくなることが予想される。そこで、掃流砂量の時間微分項については無視することとする。これは、河床の変化に対して掃流砂は十分早く定常状態に達することを意味している。また、同様に C_f も小さなパラメータであるが、摩擦項については無視しない。線形化した摩擦項にこのような小さなパラメータが残るのは、浅水流モデルの枠組みで小規模河床波を扱うことにそもそも無理があることを示唆している。一方で、浅水流を基本としたモデルで小規模河床波を解析する試みは行われており、実現象を表す可能性があるかを示せれば、三次元モデル等よりも簡易で有効な技術となりうる。ここでは、後者の考え方をとり解析を進め、モデルの妥当性と限界を議論する。

線形安定解析を行うために、まず以下のように擾乱の縦横断方向波数、 k_x 、 k_y を定義する¹⁰⁾。

$$k_x = \frac{2\pi h_0^*}{L_x^*}, \quad k_y = \frac{2\pi h_0^*}{L_y^*} = \frac{2\pi h_0^*}{4B_w^*/m} = \frac{m\pi}{2\beta} \quad (28)$$

ここに、 L_x^* 、 L_y^* ：擾乱の x^* 、 y^* 方向波長、 m ：擾乱のモード、 B_w^* ：水路半幅、 $\beta = B_w^*/h_0^*$ である。上式では、横断方向波長は例えば $m=1$ の擾乱に対して水路幅の二倍となるように定義している。線形化された方程式に対して以下の擾乱を与える。

$$(U_1, h_1, \eta_1, q_{bx1}) = (\mathbf{U}_1, \mathbf{H}_1, \mathbf{Z}_1, \mathbf{P}_1) e^{\Omega t} E_1 S_m + c.c. \quad (m = \text{odd}) \quad (29)$$

$$(\mathbf{U}_1, \mathbf{H}_1, \mathbf{Z}_1, \mathbf{P}_1) e^{\Omega t} E_1 C_m + c.c. \quad (m = \text{even})$$

$$(V_1, q_{by1}) = (\mathbf{V}_1, \mathbf{Q}_1) e^{\Omega t} E_1 C_m + c.c. \quad (m = \text{odd}) \quad (30)$$

$$(\mathbf{V}_1, \mathbf{Q}_1) e^{\Omega t} E_1 S_m + c.c. \quad (m = \text{even})$$

$$E_1 = e^{i(k_x x - \omega t)} \quad (31)$$

$$S_m = \sin(k_y y), \quad C_m = \cos(k_y y) \quad (32)$$

ここに、 Ω ：増幅率、 ω ：角速度、c.c.：複素共役数である。この擾乱は、代表長さを等流水深にとっていること以外は自由砂州の安定解析に用いられるものと同様であるが、 $k_y=0$ のとき、 $m=0$ となり、一般に小規模河床波の安定解析に用いられる二次元擾乱と等価なものとなる。これらをまとめると、

$$\begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & 0 & 0 & 0 \\ a_{21} & 0 & a_{23} & a_{24} & 0 & 0 \\ 0 & a_{32} & a_{33} & a_{34} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & a_{44} & a_{45} & a_{46} \\ a_{51} & 0 & a_{53} & a_{54} & a_{55} & a_{56} \\ 0 & a_{62} & 0 & a_{64} & 0 & a_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{U}_1 \\ \mathbf{V}_1 \\ \mathbf{H}_1 \\ \mathbf{Z}_1 \\ \mathbf{P}_1 \\ \mathbf{Q}_1 \end{pmatrix} = 0 \quad (33)$$

が得られ、 $c = (-1)^m$ として、

$$a_{11} = ik_x, \quad a_{12} = ck_y, \quad a_{13} = ik_x \quad (34)$$

$$a_{21} = 2C_f + ik_x, \quad a_{23} = -C_f + i \frac{k_x}{F_r^2} - \frac{i}{3} k_x^3 \quad (35)$$

$$a_{24} = ik_x \left(\frac{1}{F_r^2} - \frac{k_x^2}{2} \right), \quad a_{32} = C_f + ik_x \quad (36)$$

$$a_{33} = -c \frac{k_y}{F_r^2} + \frac{c}{3} k_x^2 k_y, \quad a_{34} = -c \frac{k_y}{F_r^2} + \frac{c}{2} k_x^2 k_y \quad (37)$$

$$a_{44} = \Omega - i\omega, \quad a_{45} = ik_x, \quad a_{46} = ck_y \quad (38)$$

$$a_{51} = -6\Theta\delta, \quad a_{53} = \Theta\delta k_x(-k_x + 3i\Gamma) \quad (39)$$

$$a_{54} = -3\Theta\delta k_x(k_x + i\Delta), \quad a_{55} = 2(\delta + ik_x) \quad (40)$$

$$a_{56} = ck_y, \quad a_{62} = -\delta \quad (41)$$

$$a_{64} = -ck_y \frac{\delta}{\mu_c} \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_{*0}}}, \quad a_{66} = \delta + ik_x \quad (42)$$

となる。式(33)が自明でない解を持つためには、係数行列の行列式が0でなくてはならない。この条件より、擾乱の増幅率を求めることができる。これらとほぼ同様のモデルを用いて既に二次元小規模河床波の不安定性について表現可能であることが、理論的、数値解析的に明らかにされている^{16,17)}。すなわち、ブシネスクモデル、式(8)に示すせん断力評価により導入される平均流と河床擾乱間の位相差、並びに非平衡掃流砂モデルにより導入される掃流砂と河床擾乱間の位相差によって有限波長を持つ小規模河床波の発生が表現され、本モデルでも同様の不安定性を表現可能である。そこで以下では三次元反砂堆の不安定性に焦点を当て議論していく。なお、式(8)の Γ 、 Δ は小規模河床波不安定性を変化させるパラメータであり、ここでは細田ら¹³⁾が示す $\Gamma + \Delta = 3$ を満たすように試行錯誤的に、 $\Gamma = 1.5$ 、 $\Delta = 1.5$ とした。なおその他のパラメータとして、 $l_s^* = 100d^*$ 、 $\mu_c = 0.56$ とし、 C_f は相対粗度高さを粒径の3倍とした対数流速分布より求めている。

4. 結果

線形安定解析により得られた三次元擾乱に対する増幅率コンターを図-2に示す。これらの図では、二つの不安定領域が現れている。一般に自由砂州の安定解析に用いられる、浅水流方程式と平衡掃流砂モデルを組み合わせたモデルで同様の解析を行うと、これらの図の波数の小さい領域の不安定性のみ現れる。従って、波数の小さい不安定領域が自由砂州、波数の大きい不安定領域が反砂堆に相当していると考えられる。図-2aにおける反砂堆不安定性は、 $k_y = 0$ で増幅率が最大となり、二次元反砂堆が卓越する条件である一方、図-2bでは増幅率が最大となる点が $k_y \neq 0$ に現れており、反砂堆が三次元化している例である。この反砂堆の三次元化について調べるために、最大増幅率点における波数比 $k_y = k_x$ に対する

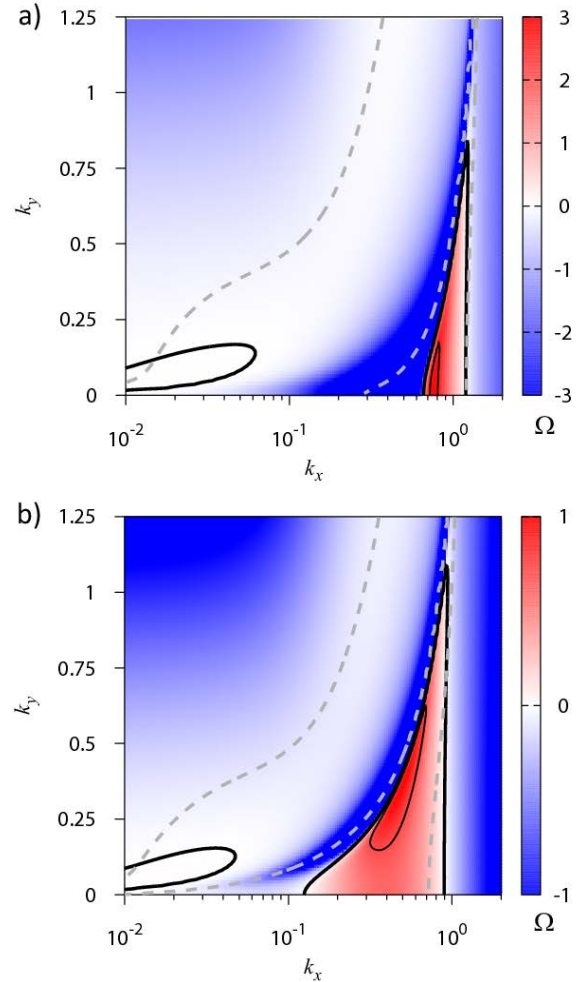


図-2 三次元擾乱に対する増幅率コンター図。a) 二次元河床波 ($k_y = 0$ で増幅率最大となる。 $F_r = 0.95$ 、 $\tau_0 = 0.1$ 、 $C_f = 1/11.3^2$)、b) 三次元河床波 ($k_y \neq 0$ で増幅率最大となる。 $F_r = 1.25$ 、 $\tau_0 = 0.16$ 、 $C_f = 1/10.6^2$)の例。黒の実線が中立曲線、グレーの破線が伝播速度がゼロとなる曲線を意味しており、三本の破線で分けられる四つの領域における擾乱の伝搬速度は、左から順に、負、正、負、正である。

水理パラメータの影響を図-3に示す。図より、シーلز数の増加に伴い、横断方向波数がゼロから増加していき、反砂堆が三次元化する傾向にあることがわかる。なお、平坦床におけるフルード数、シーلز数、河床抵抗係数の相互依存性⁹⁾により図-3からわかるように、同一の C_f の下でのシーلز数の増加はフルード数の増加を意味する。また、 C_f が小さい方が三次元反砂堆に遷移するシーلز数が大きく、 $k_y = k_x$ も小さいために反砂堆が三次元化しづらい傾向にある。本モデルの結果を三次元流体モデルを用いた線形安定解析⁹⁾と比較する。まず、シーلز数が大きいほど、また C_f が大きいほど河床波が三次元

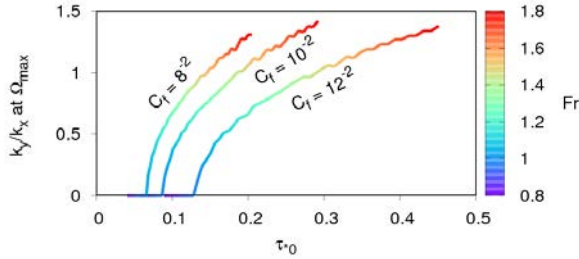


図-3 最大増幅率点における $k_y = k_x$ のパラメータ依存性。

化しやすいこと、砂州と反砂堆不安定性が線形領域において共存し得ることは、三次元モデルから得られる結果の傾向と類似している。一方、本結果では水理条件によって k_y が 2-3 以上の領域に反砂堆不安定性が現れる場合がある。この不安定領域は、卓越横断方向波数が得られない場合も多く、物理的意味が不明確である（そのため、本論文ではこの領域の不安定性を除いて議論している）。Colombini and Stocchino⁹⁾は、そのような領域の不安定性について述べていないため、本モデルの妥当性については三次元モデルとの比較を通じて議論する必要がある。また、本研究で与えた擾乱は式(29)、(30)に示すように側壁を考慮したものとなっており、横断方向波数の取り得る値がモード数と幅 - 水深比の関係から決まる離散量となっている。これは、周期境界条件を用いた検討⁹⁾と異なり、反砂堆の卓越波数を考える上の制約条件であり、今後検討が必要な点である。

5. 三角状水面波列との関連性

上述のように本モデルは三次元反砂堆の物理特性の一部は表現するようである。前述のように Colombini and Stocchino⁹⁾は線形安定解析により類似した不安定領域を得ているが、実験値の具体的な比較をしていない。これは、従来の反砂堆の研究の多くが発生領域や二次元形状に着目しており、三次元形状に対する定量的な評価に乏しいだけでなく、反砂堆の保存性の悪さや定量的な波数の測定が困難であることも要因と考えられる。一方、反砂堆と相互に発達するとされる三角状水面波列は、その波数の判定が比較的容易なことから、いくつかの例が報告されている¹¹⁾。ここでは、モデルから得られる反砂堆の縦横断卓越波数を実験等で観測される水面波、河床波と比較し、理論の適用性、並びに三次元反砂堆と水面波の関連について議論する。

ここでは、井上らによる三角波実験¹¹⁾、長谷川によるステップ・プール形成実験²²⁾、並びに豊平川に発生した三角波観測²³⁾を取り上げる。いずれも、三次元反砂堆

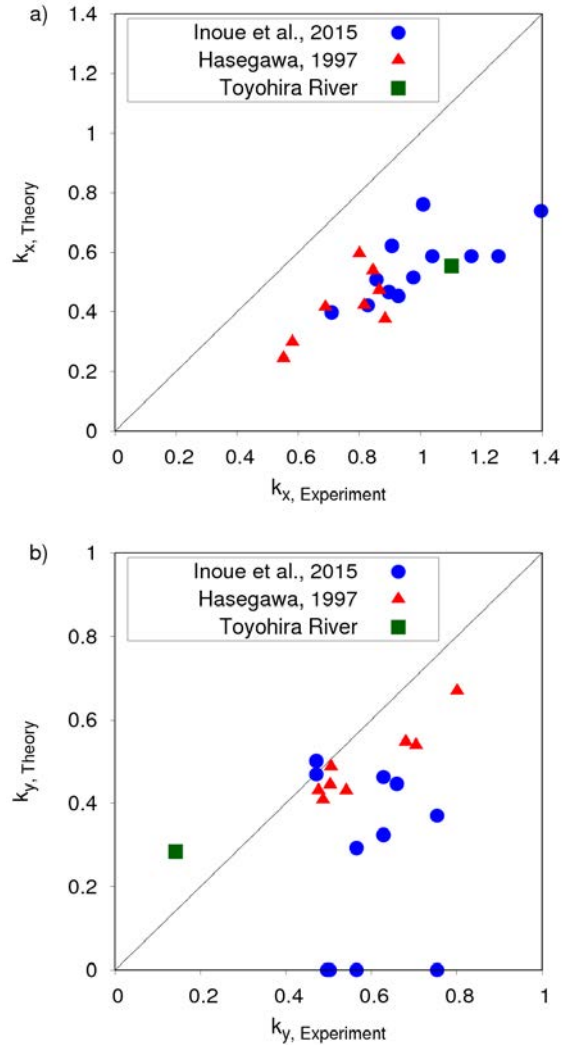


図-4 実験と理論における a) 縦断、b) 横断方向波数の比較。

と水面波の強い関連が示唆されているものである。すなわち、ここでは反砂堆と三角状水面波が同程度の縦横断波数を持っているものと見なして議論を進める。これらの例では、実験中に観測される水面波、もしくは実験後に測定された河床波の波長と横断方向列数が報告されている。これらの値と等流状態の水理量から、式(28)により縦横断方向波数として整理し、理論と比較する。実験の詳細については原著論文を参照されたい。 x 、 y 方向波数の比較を図-4に示す。理論は波数を過小評価する傾向にあるが、実験結果を合理的に説明していると言えるだろう。すなわち、ブシネスクモデルと非平衡モデルによって三次元的な反砂堆とそれに励起される水面波が表現可能であることが示唆される。ただし、波数が大きくなるにつれて理論値との乖離が大きくなっているように見える。従来、三角状水面波列は、不規則底面形状

に誘起される定在 Airy 波⁶⁾や、定在 Airy 波の一種である斜め交錯波と反砂堆との共鳴^{7, 8, 22)}によって物理的に説明されていることより、水面波の不安定性や分散性を正しく表現することが重要であると考えられる。一方、本研究で用いた原型ブシネスク方程式は、水面の分散性を表現するものの、基本的に長波領域近傍に適用範囲が限定され、波数が大きい領域で水面波の分散関係を満足しないことが知られている²⁴⁾。従って、反砂堆のような波数の比較的大きい擾乱に励起される水面波の表現に難があり、実験値を表現しなくなると考えられる。これを改善するには、より高度なブシネスクモデルの適用が考えられるが、方程式が著しく複雑になるため、理論はもとより、数値計算への展開までを踏まえると、もはや扱いやすいモデルではなくなる。また、三次元モデルを用いるとしても、Colombini and Stocchino⁹⁾が示した範囲では卓越縦断方向波数は本モデルと同程度であり、三角波との関連性を明確にするには更なる議論が必要だろう。

また、実験と理論における横断方向波数の定義についても議論の余地がある。本研究では、横断方向波数を式(28)と定義しているが、例えば、実験では $m = 1$ の水面波といえば、水路中央部の水面が盛り上がっている状態を指す。本理論と長谷川ら²²⁾の理論を考えれば、この水面形の発生には二通りの解釈が出来る。長谷川ら²²⁾によれば、このような水面波によって、 $m = 0$ の二次元反砂堆が三次元化し、水面と河床波が共鳴する。これは Yokokawa et al.²⁵⁾による実験の様子をよく説明している。一方、本理論によれば水路中央の水面が盛り上がるのは、 $m = 2$ となる複列砂州的な河床波によっても生じ得る。この際、側壁付近の水面が盛り上がる二列の波が出来るが、側壁の影響により、その形状が押さえられているとも解釈出来るかもしれない。実際には、これら二つの要素の両方が入り交じっているものと考えられる。特に、本理論で $m = 0$ となっているものは長谷川らによる理論によって説明可能とも考えられる。この点を明らかにするには、より厳密な河床 - 水面形状の時空間変化、非線形的な水面波 - 河床波の相互関係を明らかにする必要があるだろう。

最後に、三角状水面波列はその進行方向が下流に向かうものがほとんどであり¹¹⁾、反砂堆も流下反砂堆となっていると予想されるが、本理論では図-2に示すように伝播方向を説明しない。今後の課題である。

6. まとめ

本研究では、原形ブシネスク方程式と非平衡掃流砂モデルを組み合わせて、三次元反砂堆の不安定性について線形安定解析により検討し、得られた反砂堆不安定性と三角状水面波列が観測された実験結果を比較した。その結果、構築したモデルは三次元反砂堆不安定性の一部を表現することが明らかとなった。この不安定性を実験と比較したところ、三角状水面波列実験と概ねよい関係が得られた。すなわち、ここで示したモデルを用いることで反砂堆とそれに想起される三角状水面波の発生をある程度表現できることがわかった。一方で、横断方向波数が大きい領域に不安定性が存在すること、実験結果の波長を長く表現すること等の欠点も示唆されるため、高次ブシネスクモデルや三次元モデルを用いた検討が必要である。また、数値計算を実施することで河床波と水面波の発生を実用的な精度で予測可能かどうかを明らかにする必要がある。

ここでの検討は三角波の発生メカニズムや発生条件等に関するものに留まっているが、今後は三角波が河川を維持管理していく中でどのような影響を及ぼしうるかを具体的に示していく必要がある。本報告の最後に、三角波が河川構造物等にどのような影響を与える可能性があるかについて触れておきたい。三角波が発生すると、流速、水深や圧力等が時空間的に大きく変動することになる。従って、構造物等に作用する流体力は瞬間的に大きく変動することになる。一方で、構造物が移動するか否かを判定する際には、与えられた河道、流量条件の下で得られる平均的な流速や水深が用いられる²⁶⁾。構造物の移動は、作用する最大の力によって決まるため、平均的な水理量のみならず、三角波等、時空間的に変動する成分までを含めて検討する必要がある。さらに、三角波と同時に発生する河床波もまた、河床高さを時空間的に変動させるため、瞬間的に河床が深く掘れる可能性がある。これは構造物の根入れ深さを考慮する上で重要である。一般に、このような不確実性を持つ変動分については割り増し係数や安全率といった考え方を導入すればそれだけ得るといえるが、より合理的な構造物の設計を目指すためにも、三角波等が構造物の安定性にどのような影響を持つか、今後明らかにする必要があるといえる。一方、構造物等への影響が定量化され、具体的な対策を行う際には、結局反砂堆と水面波の発生位置や発生しうる最大流速などの外力を適切に見積もる必要があり、そのような際にここで構築したモデルによる知見が意味を持つことになる。

参考文献

- 1) 橋田隆史, 岡田将治, 新井励, 下田力, 出口恭: ラジコンボートを用いた ADCP 移動観測の計測精度評価法に関する一考察, 河川技術論文集, 第 14 巻, pp. 295-300, 2008.
- 2) 萬矢敦啓, 岡田将治, 橋田隆史, 菅野裕也, 深見和彦: 高速流における ADCP 観測のための橋上操作艇に関する提案, 河川技術論文集, 第 16 巻, pp. 59-64, 2010.
- 3) 北海道開発局 札幌開発建設部: 石狩川流域誌, pp.1-132, 2010.
- 4) Kennedy, J.F.: Stationary waves and antidunes in alluvial channels, Ph.D thesis, California Institute of Technology, 1960.
- 5) Guy, H., Simons, D. and Richardson, E.: Summary of Alluvial channel data from flume experiments, 1956-61, Professional Paper 462-I, U.S.G.S., 1966.
- 6) 山田正, 池内正幸, 堀江良徳: 不規則底面をもつ開水路流れに関する研究, 水理講演会論文集, 第 28 巻, pp.149-155, 1984.
- 7) 長谷川和義, 山口甲, 伊賀久晃, 辻珠希: 急勾配河川における三角状水面波列の発生条件について, 平成 21 年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 66 号, B-1, 2007.
- 8) 上林悟, 長谷川和義: 山地河川の 3 次元河床波発生に関する水理学的解析, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 53 号 (B), pp.32-37, 1997.
- 9) Colombini, M. and Stocchino, A.: Three-dimensional river bed forms, *J. Fluid Mech.*, Vol.695, pp.63-80, 2012.
- 10) 黒木幹男, 村井禎美, 岸力: 小規模河床形態と中規模河床形態の共存について, 水理講演会論文集, 第 29 巻, pp.461-466, 1985.
- 11) 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.
- 12) 細田尚, 余越正一郎: 三次元波状路床上の流れに関する解析, 広島大学工学部研究報告, 33, pp.47-51, 1983.
- 13) 細田尚, 村本嘉雄, 宮本雅章: 水深積分モデルによる波状路床上の流れの底面せん断応力解析, 土木学会論文集, No.558/II-38, pp.81-89, 1997.
- 14) Nakagawa, H. and Tsujimoto, T.: Sand bed instability due to bed load motion, *Proc. of ASCE*, Vol.106, HY12, pp.2029-2051, 1980.
- 15) Parker, G.: Sediment Inertia as Cause of River Antidunes, *Journal of the Hydraulics Division*, Vol.101, Issue 2, pp.211-221, 1975.
- 16) 音田慎一郎, 細田尚: 水深積分モデルによる小規模河床波の発生・発達過程と流れの抵抗則の数値解析, 水工学論文集, 第 48 巻, pp.973-978, 2004.
- 17) 井上卓也, 岩崎理樹, 音田慎一郎: 流れの水深積分モデルと非平衡流砂モデルによる反砂堆不安定性, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.72, No. 2, pp.I_565-I_574, 2016.
- 18) 内田龍彦, 福岡捷二: 浅水流の仮定を用いない水深積分モデルによる種々な小規模河床形態の統一的解析法の構築, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.69, No.4, pp.I_1135-I_1140, 2013.
- 19) 泉典洋, 佐藤博重: 掃流砂の非平衡性を考慮した河床デューンの線形安定解析, 北海道河川財団研究所紀要, XVIII, 2007.
- 20) Wong, M. and Parker, G.: Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Muller Using Their Own Database, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol.132, Issue 11, pp.1159-1168, 2006.
- 21) Hasegawa, K.: Universal bank erosion coefficient for meandering rivers, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol.115, Issue 6, pp.744-765, 1989.
- 22) 長谷川和義: 溪流の淵・瀬の水理とその応用, 水工学に関する夏期研修会講義集, 33-A-9, pp.1-22, 1997.
- 23) 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.
- 24) 灘岡和夫: 最近の非線形分散性波動理論の新展開, 水工学に関する夏期研修会講義集, 31-B-3, pp.1-21, 1995.
- 25) Yokokawa, M., Hasegawa, K., Kanbayashi, S., and Endo, N.: Formative conditions and sedimentary structures of sandy 3D antidunes: an application of the gravel step-pool model to fine-grained sand in an experimental flume, *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol.35, pp.1720-1729, 2010.
- 26) 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.

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

【要旨】

本研究は、堤防の浸透破壊の進行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。平成28年度は、堤体全体の進行性破壊のメカニズムを詳細に把握するための、大型模型実験を行うとともに、堤体内の水位低下を目的としたドレーン工等の対策工周辺の局所的な繰り返し浸透流による土粒子の移動とそれによる土の物性の変化を把握するための繰り返し浸透実験を行った。

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、安全性の不足する箇所が明らかになりつつあるが、コスト削減が求められる中、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。これらの現象は時間とともに被災規模が拡大するという進行性を有することを特徴とする。しかし現行の浸透に対する対策は、崩壊の範囲やその進行性は考慮せずに崩壊する恐れのある箇所等で実施してきた。本研究は、堤防の浸透破壊の進行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。

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。

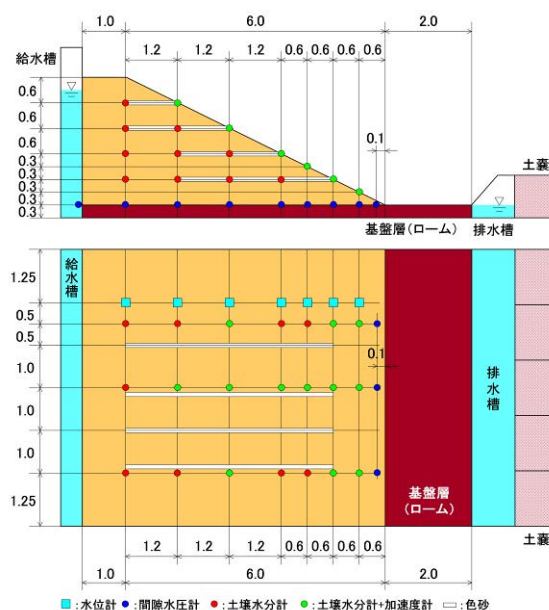


図2-1 実験模型図

2. 河川堤防の浸透による進行性破壊に関する研究

2. 1 進行性破壊に関する大型模型実験

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

図2-1に実験模型を、図2-2、図2-3に千葉県香取市から採取した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、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。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計算し

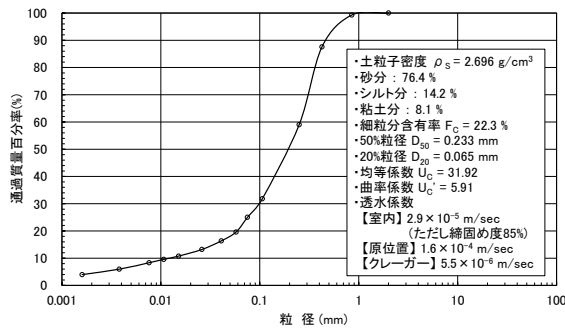


図2-2 堤体材料の粒径加積曲線及び各種諸元

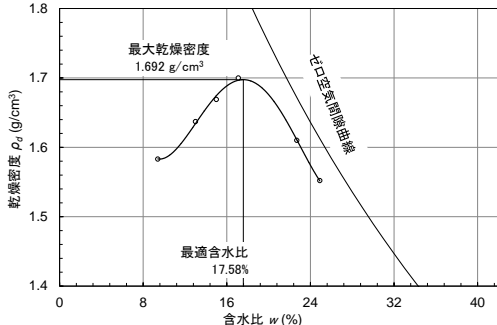


図2-3 堤体材料の締固め曲線

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7日間以上静置した。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。100時間まで堤体内水位は緩く上昇した後に300時間あたりまで一定に上昇し、その後また緩く上昇した。水位が最も高いのり尻から6m位置で35cmの最高水位を記録した。

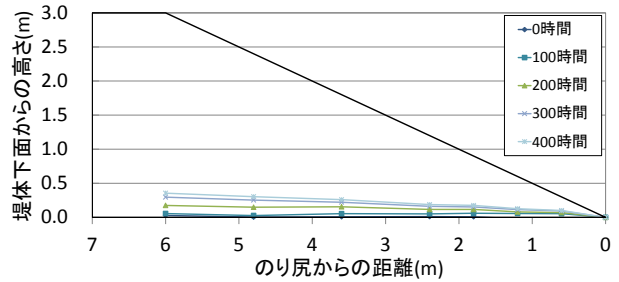


図2-4 降雨実験の堤体内水位

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の断面が最も変状为天端方向へ進行しており、のり面の鉛直沈下量が最大で約0.58m生じた。

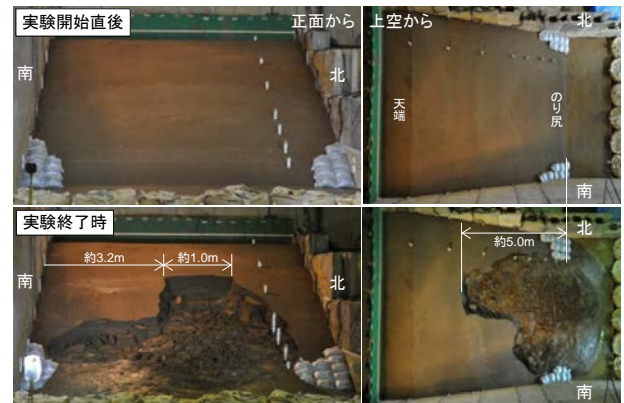


写真2-1 実験前後の模型の状況

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。のり尻が泥濘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、変状の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ものと考えられる。

実験後に崩壊範囲において土層強度検査棒による貫入

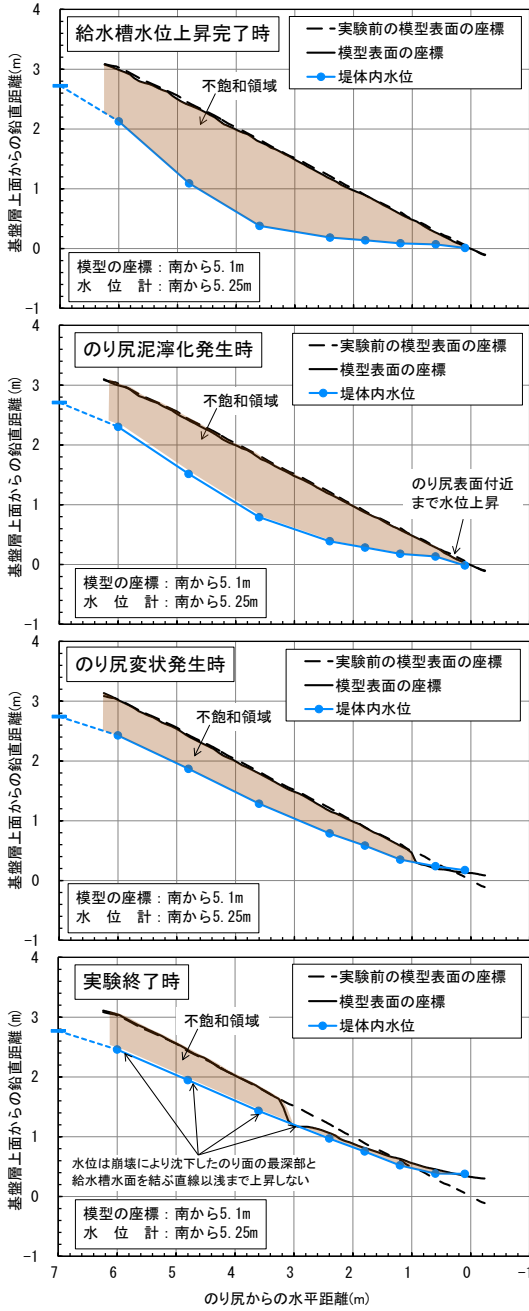


図2-5 堤体模型表面の座標と堤体内水位の分布

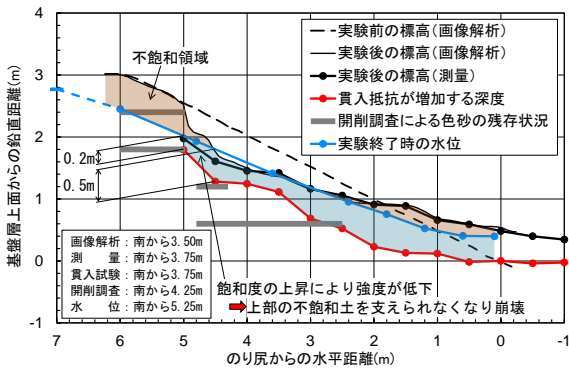


図2-6 実験後の画像解析、測量、貫入試験、開削調査等の結果

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 降雨実験を対象とした浸透流解析

実験模型をモデル化し、降雨実験の再現解析を行った。堤体の透水係数は原位置透水試験 ($1.6 \times 10^{-4} \text{m/sec}$) と室内試験 ($2.9 \times 10^{-5} \text{m/sec}$) の結果のそれぞれで計算した。不飽和特性は、細粒分が22%含まれることから「河川堤防の構造検討の手引き²⁾」(以下、手引き)のSFとした。基礎地盤の透水係数は室内試験から $2.5 \times 10^{-7} \text{m/sec}$ とした。

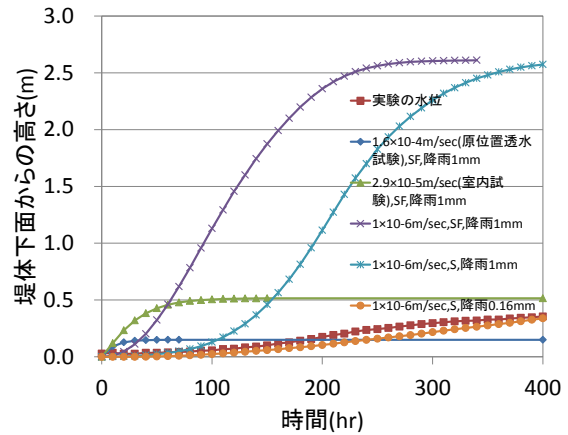


図2-7 降雨実験再現水位の経時変化

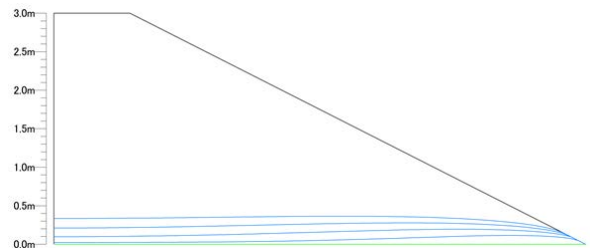


図2-8 水位分布<100時間毎>
(堤体透水係数: $1.0 \times 10^{-6} \text{m/sec}$, S、降雨強度0.16mm)

図2-7にのり尻から最高水位の水平距離6m位置での堤体内水位の上昇過程を示す。実験の水位の変化を見ると400時間後においても定常の水位に至ったとは言えないが、原位置試験の透水係数では70時間程度、室内試験の

透水係数でも 150 時間程度で定常の水位となった。そこで堤体の透水係数を $1 \times 10^{-6} \text{m/sec}$ としたところ定常まで 250 時間程度となった。なお、模型作製時の体積含水率を算出してみると飽和するまでに必要な体積含水率の変化は 0.17 であることから、不飽和特性は手引きの SF よりも S に近いと考えられ、不飽和特性を手引きの S とした結果、水位は大きく異なるものの水位上昇傾向は概ね再現できた。この条件で降雨強度を 0.16mm/hr として解析したところ、概ね水位も再現できた (図 2-8)。ただ、実験中に水がのり面表面を流れているような現象は確認されておらず、降雨は全量堤体内に流入しているものと思われる。

一方、水位上昇実験の再現解析では、給水槽の水位上昇過程を外力として与えた。降雨実験の再現と同様に堤体の透水係数は原位置透水試験 ($1.6 \times 10^{-4} \text{m/sec}$) と室内試験 ($2.9 \times 10^{-5} \text{m/sec}$) のそれぞれを不飽和特性は手引きの S として計算した。図 2-9 にのり尻から 6m 位置と中央付近の 3.6m 位置での堤体内水位の上昇過程を示す。のり面の進行性の破壊により形状が変化した事を考慮して、開始から 5 時間程度のところまでに着目すると室内試験で設定した結果が実験の上昇過程を概ね再現できた。

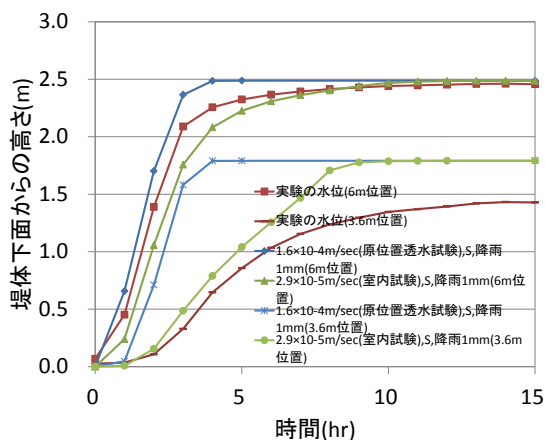


図 2-9 水位上昇実験再現水位の経時変化

2.3 水位上昇実験を対象とした円弧すべり解析

堤体内水位の上昇に伴ってのり面の崩壊が進行するが、その進行の程度は、堤体土の強度にも依存すると考えられる。H27 年度にも同様の模型実験を実施したが、この時にはのり尻の数十 cm に変形が発生しただけで、今回のような崩壊は発生しなかった。

そこで、H27 年度と H28 年度の堤体模型と同様の条件 (含水比、密度) で再構成供試体を作成し、CUB 条件による三軸圧縮試験を実施した。有効応力で整理したモールの応力円を図 2-10 に示す。両年度の試験結果とも同じような結果となっているが、細かく見れば、粘着力で

数 kN/m^2 、内部摩擦角 ϕ で数度の違いが確認できた。

このようにして得られた定数を使って、水位上昇実験時の最高水位の状態における円弧すべり安全率を算出した。その結果を図 2-11 に示す。この図によると、堤体内水位 (浸潤線位置) は実験結果とよく整合していることが分かる。安全率は、約 1.7 と約 1.4 と若干の差はあるが、いずれも 1 よりもかなり大きい。

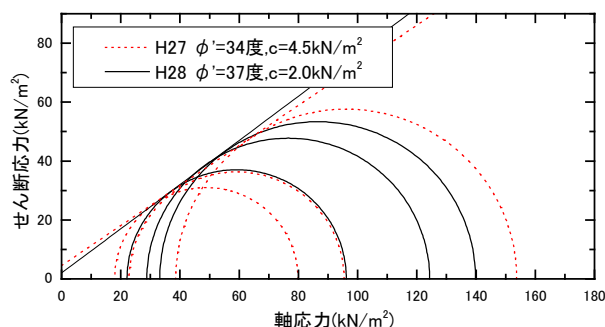


図 2-10 H27、H28 年度の堤体土の CUB 試験結果

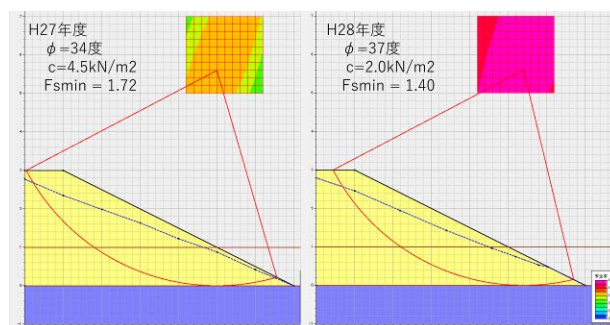


図 2-11 H27・H28 年度の円弧すべり計算結果

この結果から、H28 年度の模型だけが崩壊したことを解釈することは難しい。また、のり面から深いところを円弧が通っているが、実際の崩壊範囲は図 2-6 のようにせいぜい 1m 程度の深さでしかない。崩壊範囲についても円弧すべり計算で説明できているとは言えない。

1m 程度の深さの有効土被り圧は、水位にもよるが $10 \text{kN/m}^2 \sim 20 \text{kN/m}^2$ 程度の範囲内である。図 2-10 のモールの応力円は、概ね 20kN/m^2 よりも大きな範囲にしかなく、 $10 \text{kN/m}^2 \sim 20 \text{kN/m}^2$ 程度の範囲内の低拘束圧下の強度に関しては外挿によって推定している状態である。実際のすべりが生じている低拘束圧下の強度を、外挿ではなく適切に評価することが重要であると考えられる。特に、低拘束圧下の強度に対しては、粘着力の感度が大きく、粘着力を 0 に近づけることによって、安全率も低下し、円弧の通る深さも浅くなる傾向にある。

3. まとめ

河川堤防の進行性破壊のメカニズムを把握するため、

大型模型実験を行った。進行性破壊は、まずのり尻部の水位がのり面表面付近に達することで泥濘化が発生し、さらに水位が上昇することで天端に向かって変状が進行していくが、変状進行中の水位はのり面表面には達しないことがわかった。また、実験後の貫入試験の結果、変状進行中は水位以深の土の飽和度の上昇に伴い強度が低下し、水位下0.2~0.5mの土が水位以浅の不飽和土を支えられなくなることで崩壊に至ったものと推測される。

また、浸透流解析により降雨による浸透実験と水位上昇による浸透実験の再現を行った。水位上昇実験の再現解析では概ね試験結果を再現できたものの、降雨による浸透実験の再現は、透水係数や不飽和特性などの諸条件の調整が必要であり、これらの設定法や降雨境界の設定法の再検討の必要性が示唆された。

さらに、H27年度とH28年度の模型実験における堤体模型と同様の条件で再構成供試体を作成して三軸圧縮試験を実施するとともに、これにより得られた粘着力、内部摩擦角等を用いて浸透流解析及び円弧すべり安全率の計算を行った。その結果、堤体内水位（浸潤線位置）は実験結果をよく説明できているものの、浸透破壊に至らなかったH27年度実験も、崩壊に至ったH28年度実験も

安全率が1を上回っているとともに、円弧すべり面は実験で発生した崩壊面よりかなり深い位置となっていた。これらは、三軸圧縮試験を堤体模型の拘束圧より高い拘束圧で行ったことで、得られた粘着力、内部摩擦角等が堤体模型の物性を正しく表現できていなかったことが原因と推定され、低拘束圧下における粘着力、内部摩擦角等を適切に設定して計算する必要があると考えられる。

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) 東、秋場、石原、佐々木：河川堤防のり面の進行性破壊に関する大型模型実験、第73回年次学術講演会(投稿中)、2017年9月
- 4) 秋場、東、石原、佐々木：大型模型実験の降雨・河川水位上昇による堤体内浸透挙動に関する検証、第73回年次学術講演会(投稿中)、2017年9月

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：佐々木靖人、品川俊介、矢島良紀

【要旨】

平成 28 年 9 月洪水による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を実施し、測線沿いの土質断面図を作成するとともにオーガーによって明らかになった土質との比較を行った。その結果、本手法による貫入音や貫入ロッドの振動により土質区分が可能であること、また本手法を用いて河川堤防基礎地盤の地質構造が把握できることが分かった。また、土質区分の自動化を目指し、センサー入り土層強度検査棒を設計・製作した。

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とする。

平成 28 年度は、平成 28 年 9 月洪水による北川左岸 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を実施し、本手法の適用性を検討した。また、土質区分の客観化・自動化を目指し、センサー入り土層強度検査棒を設計・製作した。

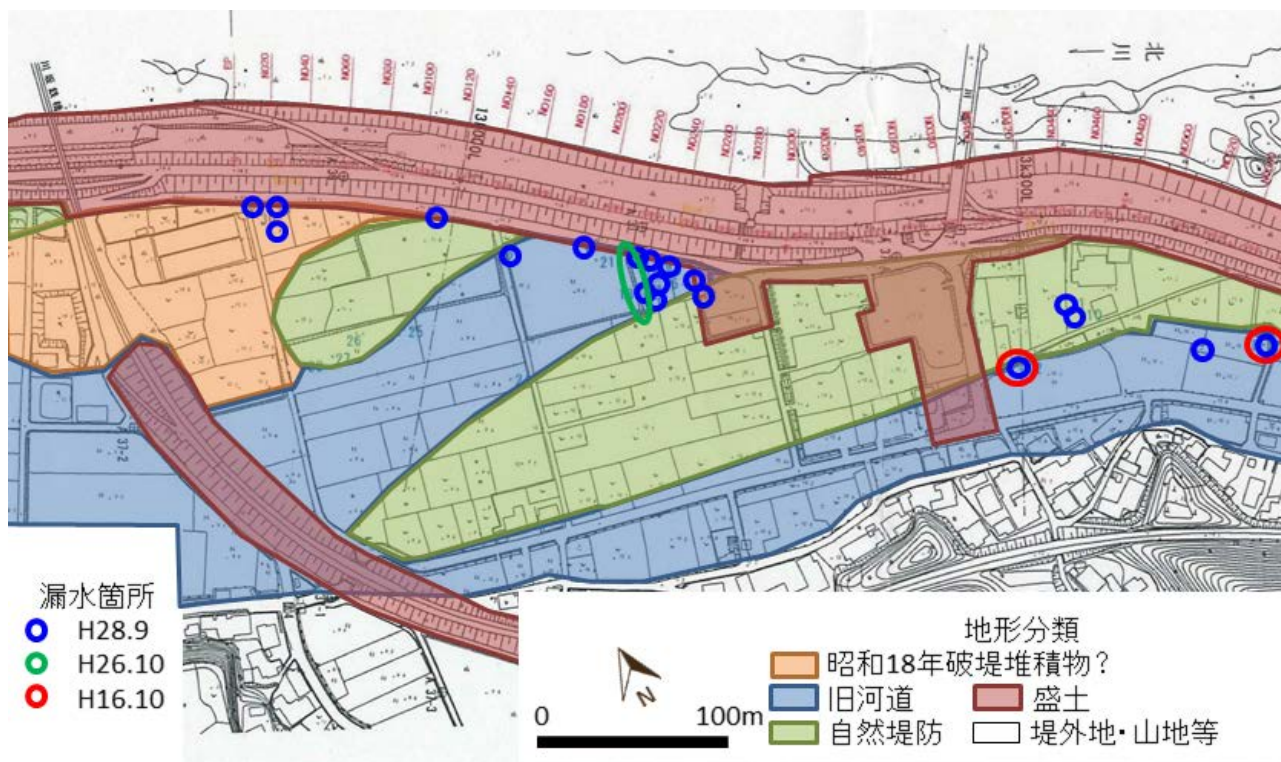


図-1 調査地周辺の地形分類図と漏水箇所

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

2.1 調査地の概要

調査地は、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16年10月および平成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。そして基礎地盤漏水箇所は主に旧河道部に存在する（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。なお、二条の旧河道と周辺の高まり（例えば図-2の旧河道部の左側に見える、樹木が植わっている箇所）の比高は1m程度である。

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。

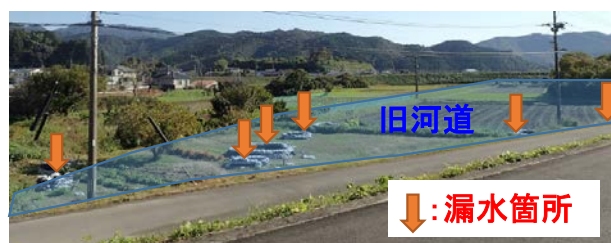


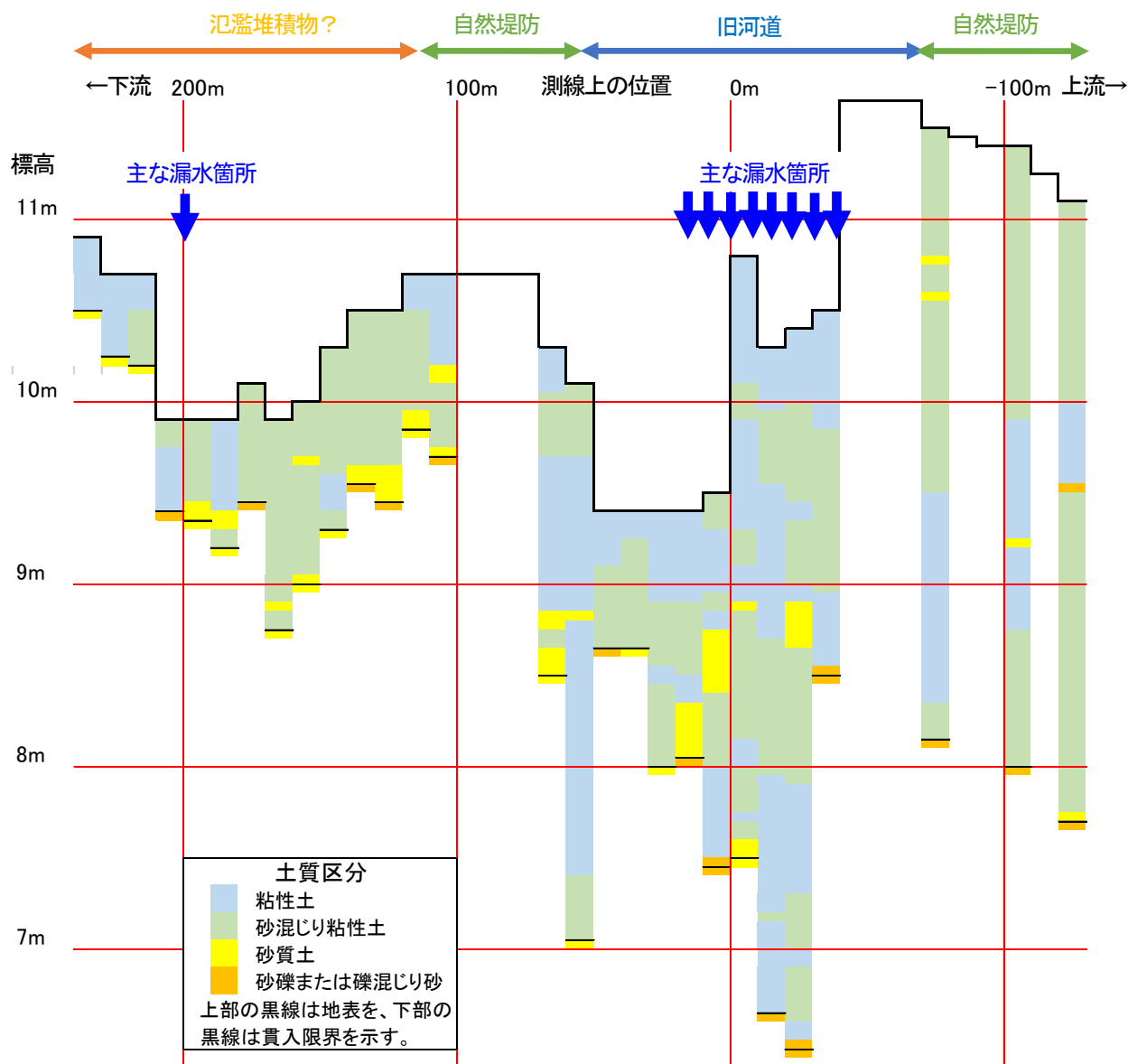
図-2 旧河道沿いに集中する漏水箇所



図-3 北川左岸13k付近の噴砂痕箇所と調査測線

2.2 調査方法

堤内地の堤防沿いに主測線を設け、これに直行する方向の副測線を2本配置し（図-3）、原則として10m間隔に測点を配し、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。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。

2.3 調査結果

土層強度検査棒による調査に基づいて作成した地形・土質断面図を図-4 および図-5 に示す。図-5 については宮崎県延岡土木事務所が実施したオーガー調査から明らかになった土質を併記する。

まず、地形と地下の地質構造との関係を見ると、例えば測線Aの10~50mの範囲に示されるように、一連の地形種の範囲においても砂礫層の深度が変化していることがわかる。また、地形種と表層地質との関係がある程度認められる。すなわち、測線Aの断面図からは、自然堤防では砂質シルトが、旧河道では上位に粘性土が、下位に砂質シルトが、さらにその下には砂礫が存在する様

に見える。また、氾濫堆積物らしきものが分布するところでは明らかに貫入限界深度が浅く、粗粒な堆積物が分布しているように見える。一方、測線BおよびCでは自然堤防で粘性土が分布している。その原因については現在のところ明らかではないものの、本調査によって地質構造の詳細を明らかにすることができた。

測線Cにおいて、オーガー調査による試料観察と粒度分析に基づく土質区分と、土層強度検査棒による土質区分を比較すると、粒度の変化トレンドは一致しているものの、土質判定自体は一致していない。具体的には、土層強度検査棒による結果は実際よりやや細粒に判定する傾向があった。事前にボーリング調査箇所でも土層強度検査棒による土質判定を行い、判定基準の確認をすることで、より高精度な土質判定が可能となると考えられる。

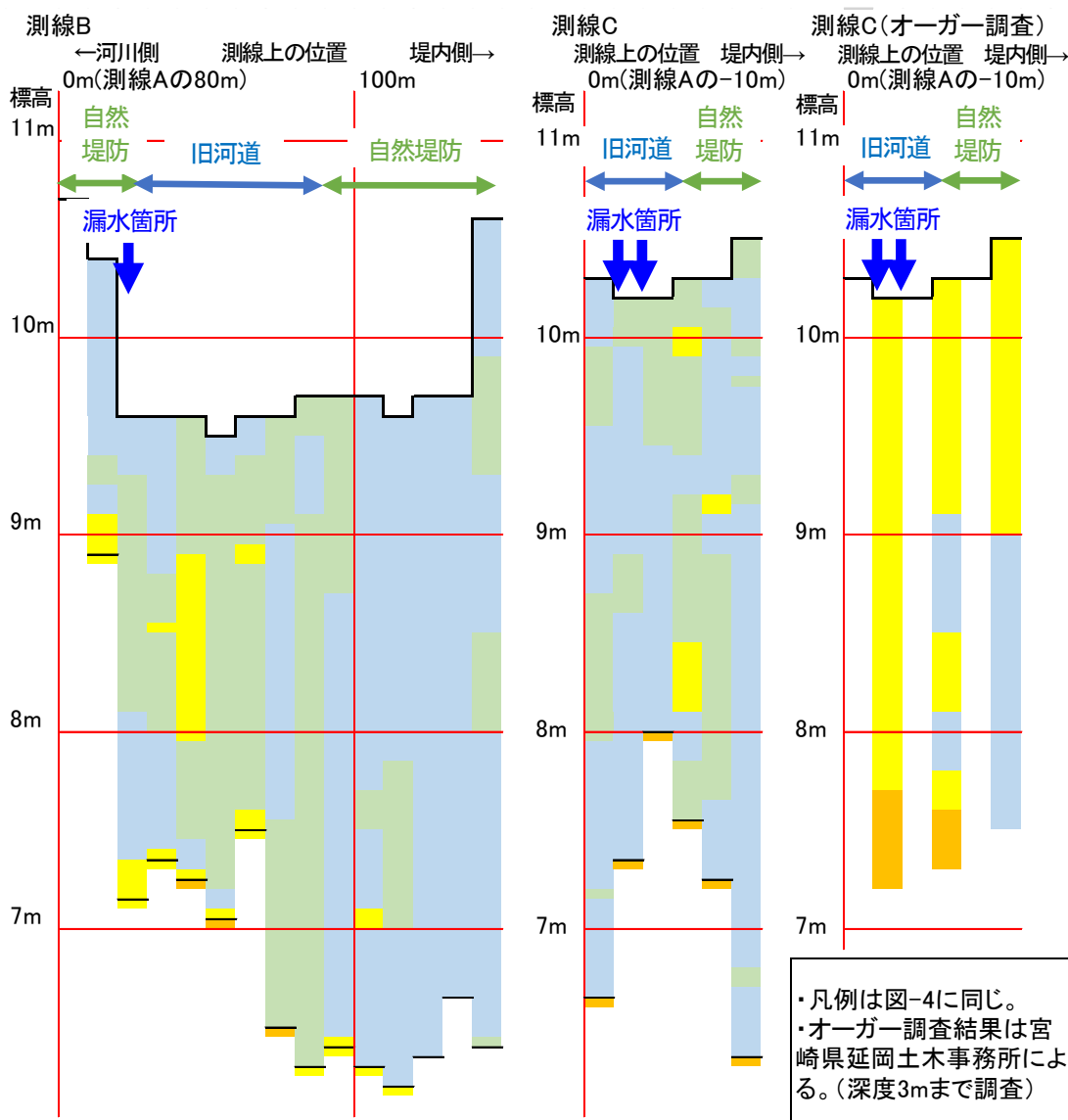


図-5 測線B、測線Cの地形・土質断面図

3. 土層強度検査棒調査の自動化検討

3.1 土層強度検査棒調査の自動化イメージ

土層強度検査棒は、機器が軽量、迅速で安価な調査が可能、土質区分ができるといった特徴を持つ、浅層地盤調査に有効なツールである。一方、人力で貫入するために多点調査を実施する際に手が痛くなる、貫入深度を記録するのが面倒、土質区分の際に調査者の判断が介入するなど、改善の余地がある。

本研究では、河川堤防基礎地盤の高密度点群調査を効率よく実施するため、土層強度検査棒の自走式自動貫入装置および土質判定の客観化・自動化に関する技術開発を行う。土層強度検査棒調査の自動化イメージを図-6に示す。平成28年度はこのうち、土質判定の客観化・自動化のための検討を行った。

3.2 センサー入りロッドの製作

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の大きさのアンプ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

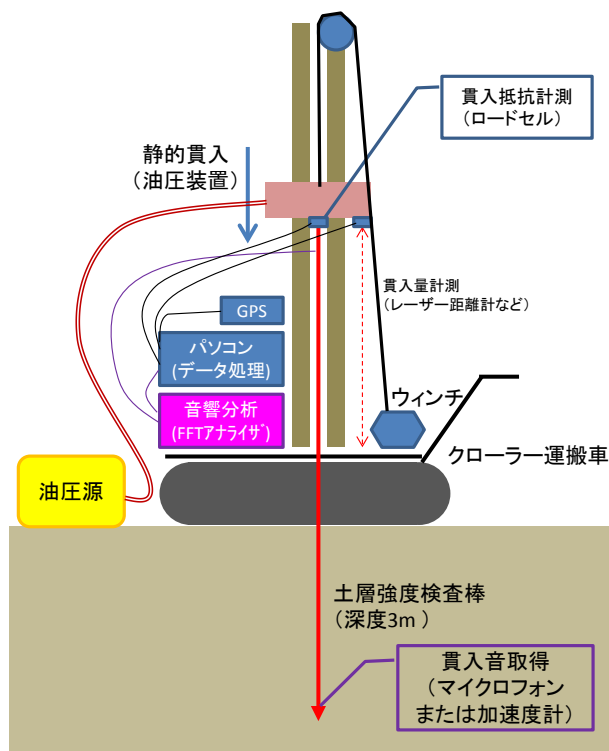


図-6 土層強度検査棒調査の自動化イメージ

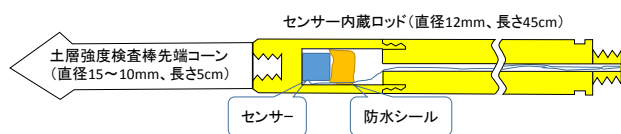


図-7 センサー入りロッド先端部の構造

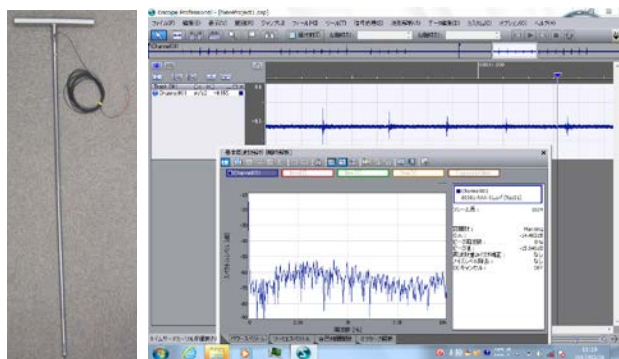


図-8 製作したセンサー入りロッド(左)とセンサー波形表示(右)

上に取り出す構造(図-7)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可能

である。図-8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、土質区分の指標を実験的に検討する予定である。

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を実施したところ、本手法による貫入音や貫入ロッドの振動により土質区分が可能であること、また本手法を用いて河川堤防基礎地盤の地質構造が把握できることが分かった。

また、土質区分の客観化・自動化を目指し、センサー入り土層強度検査棒を設計・製作した。

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、小田幸裕主任技師のご協力を賜りました。また土木研究所土質・振動チーム作成の現地調査資料を参照しました。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。

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(物理探査)

研究担当者：金子正洋、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歴史的・人工的土構造物であることから内部物性構造は本来的に不均質である。加えて使用材料自体が均質性を有していないことから、材料的にも不均質である。従来は一定区間内では堤防内部・基礎地盤の物性構造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。

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、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構造は生来的に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・基礎地盤の物性構造は均質である、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た。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。

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、堤体内部の不均質構造をどのように浸透流解析に反映するか、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的確に推定できるか、という指摘への回答が求められていた。

図 1.2.1 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、高々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。

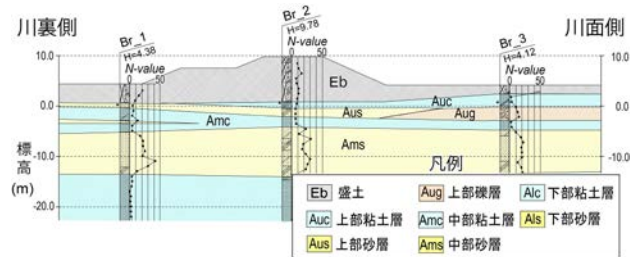


図 1.2.1 詳細点検による横断地質断面構造推定事例

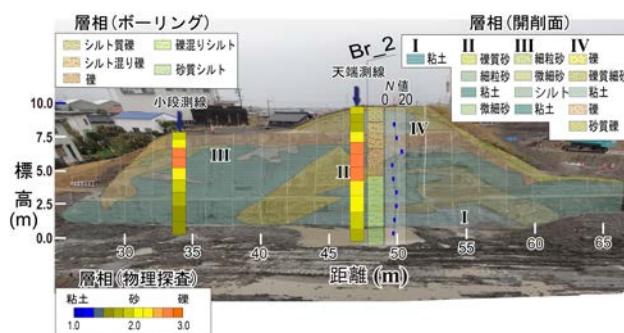


図 1.2.2 開削面調査結果とボーリング調査結果・物理探査推定層相との比較

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⁾した結果を図 1.2.2 の2本の探査測線直下に示してある。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。言い換えれば、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、ということである。

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箇所ま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かった。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。

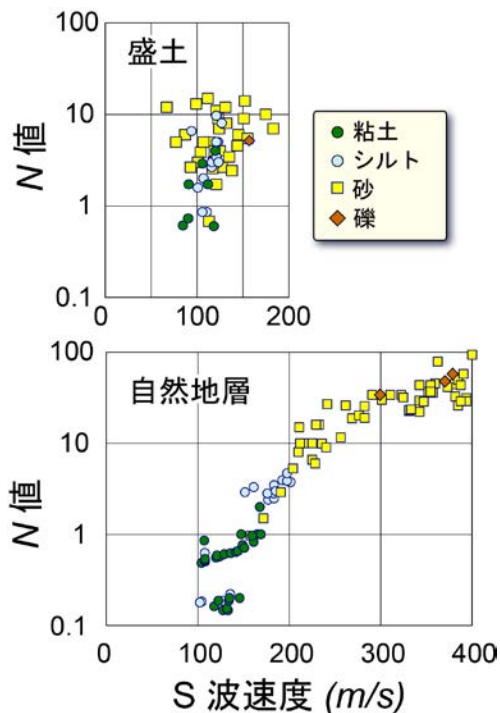


図 1.2.3 S波速度とN値の関係。上：盛土部；下：自然地層

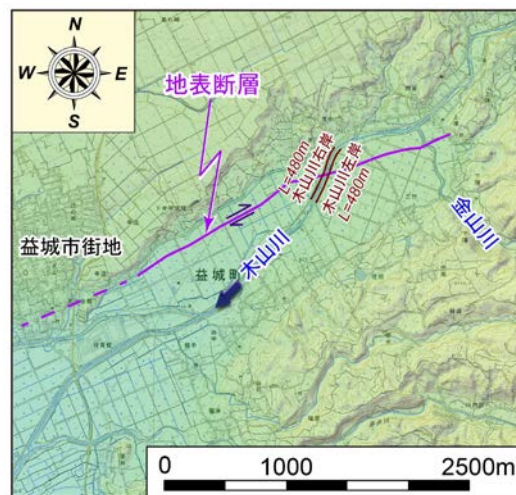


図 1.2.4 地震被災河川堤防統合物理探査測線位置図

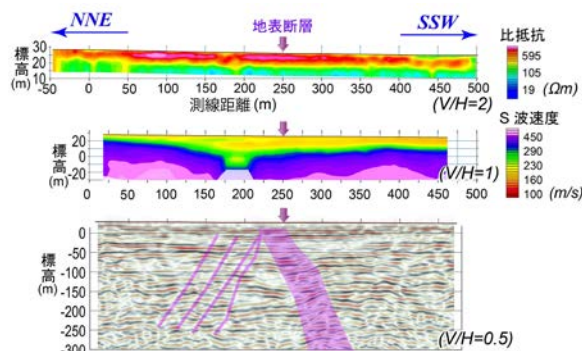


図 1.2.5 木山川右岸測線統合物理探査結果断面
上：比抵抗断面；中：S波速度構造断面；
下：P波反射深度断面

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証

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、またのり傾斜方向にも進展すること、がわかった。

一方湿潤状態の変化や強震動負荷によって、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で、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 波トモグラフィ探査を実施・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

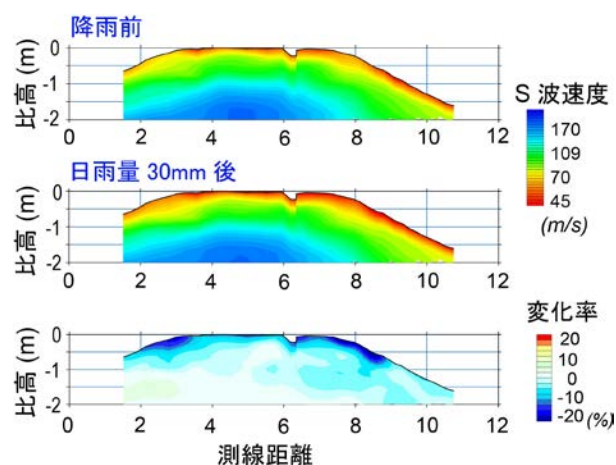


図 1. 2. 6 S 波トモグラフィ探査による降雨前後の模擬堤防の S 波速度変化検出

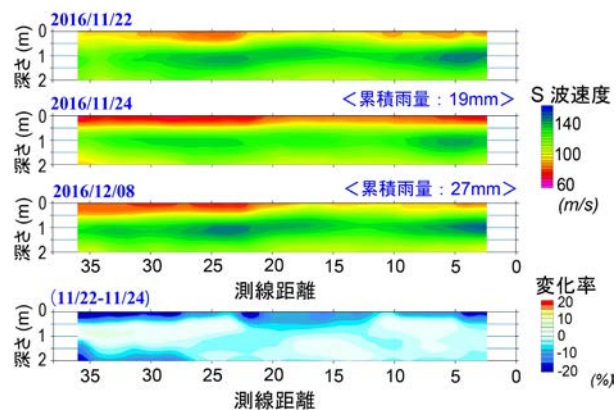


図 1. 2. 7 準静的表面波探査による降雨前後の模擬堤防の S 波速度変化検出

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波トモグラフィ探索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することが可能であることを実証した。

3. 3 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波速度値、あるいは比抵抗値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

値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. 8に示す。同図は、原位置で測定した比抵抗値と、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

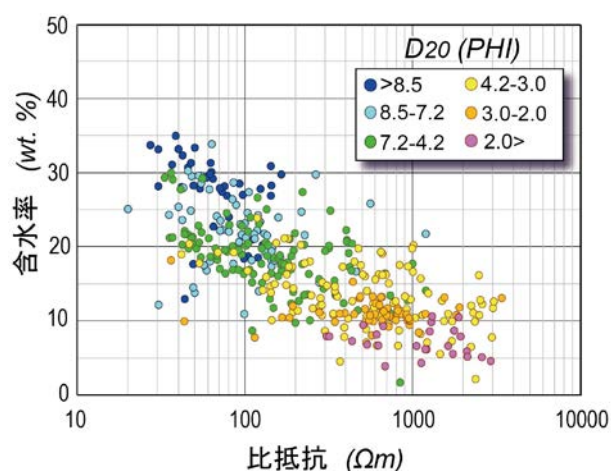


図 1. 2. 8 堤体材料の比抵抗と含水率、粒度特性の関係

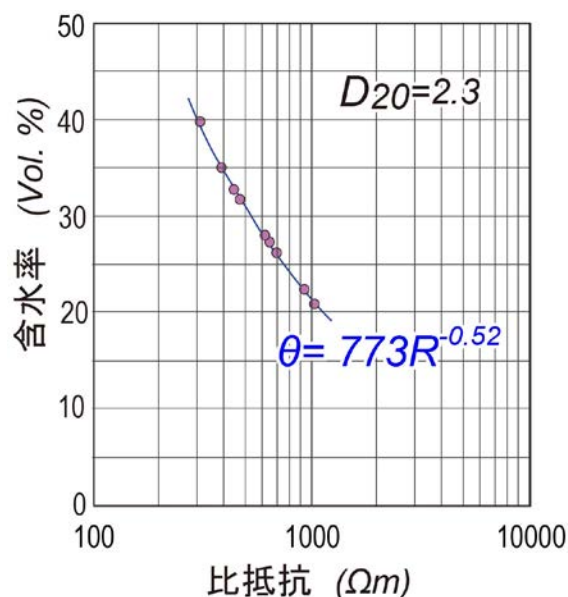


図 1. 2. 9 室内実験による豊浦標準砂の比抵抗と含水率の関係

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. 9 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。

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。

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、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位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位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., Aoiike, 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.

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。また堰周辺の流況を把握するため、簡易 PIV 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手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、波速に実験との差異が見られたが、概ね実験を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、河川堤防等およ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、河川法施行規則および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、

- 河川遡上津波は碎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28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流体力の現象把握、ならびに数値計算による再現性を確認した。

表 2.1 津波水理模型実験ケース

ケース名	h_0 (cm)	Δh (cm)	ゲート模型位置 (m)	砕波位置 (m) (3回の実験の平均値)	最大遡上高 (m) (動画より測定、3回の実験の平均値)
0a	35.0	12.5	なし	15.6	—
0b	35.0	15.0	なし	14.5	—
0c	35.0	17.5	なし	12.8	—
1a	35.0	12.5	15.0	突入時砕波	52.5
1b	35.0	15.0	15.0	13.9	49.1
1c	35.0	17.5	15.0	12.8	48.7
2a	40.0	12.5	19.0	突入時砕波	57.3
2b	40.0	15.0	19.0	18.7	55.5
2c	40.0	17.5	19.0	17.6	57.8

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 2.1 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）～砕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、その後砕波段波となる。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、波状段波から砕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。今回の実験では、これら津波形状のシェルタイプゲートへの影響を考慮するため、表 2.1 に示す h_0 を 2 パターン、 Δh を 3 パターンとした合計 6 ケースの実験を行った。なおそれぞれのケースの実験では、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。

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 2.2 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、各部に曲率をつけていない。

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 2.1）。

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。

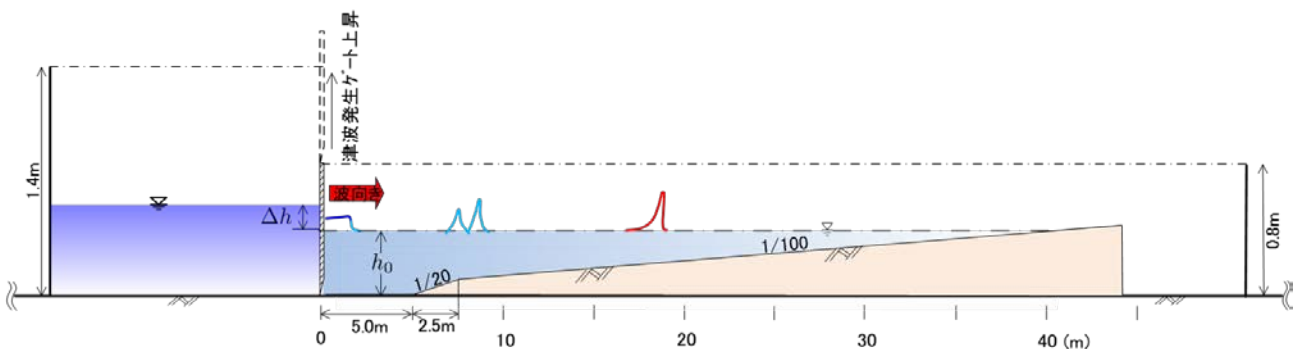


図 2.1 実験水路断面図

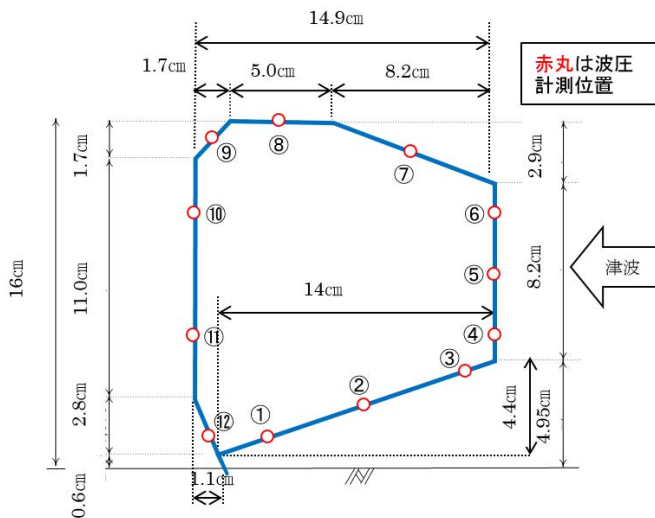


図 2.2 ゲート模型断面図および圧力計設置位置

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、シェルタイプゲート模型縦断方向の設置位置によって異なる。縦断方向の設置位置が 15.0m では、2.5、7.5、12.5、14.9、17.5、22.5、27.5m であり、設置位置が 19.0m では、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は、ひずみ計測計である。図 2.2 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流速

シェルタイプゲートの無いケース 0 では、波状段波を形成し遡上するとともに増加した。ピーク波高は波状段波の第 1 波で見られ、波高水深比=0 で第 1 波は碎波形態となる。碎波後は、碎波の乱れにより波速が低減した第 1 波に第 2 波が追いつき、段波となった。

シェルタイプゲート模型を設置したケース 1 および 2 では、波高の縦断変化、特にピーク波高が異なる結果となった。遡上津波がゲート突入時に碎波形態となるケース 1a および 2a では、波状跳水第 1 波にピーク波高が見られたが、碎波後にゲートに衝突した他の実験ケースでは、ゲートの反射波による影響のため、第 2 波にピーク波高が見られた。ゲート衝突後の津波の動態は、すべての実験ケースでゲートを越流する波成分と反射成分が見られた。代表的な波高の時系列変化を図 2.3 に示す。

流速のピークについては、波高のピークとほぼ同時生起する結果となった。しかし、ゲートの有無とピーク流速との関係は、ゲート無し時の X 方向流速が約 61cm/s だったのに対して、ゲート設置時には約 22cm/s と著しく低下する結果となった。また Z 方向流速は、X 方向と比較して小さい値となったが、ゲート無し時のケースではピーク後すぐに減衰するのに対して、ゲート設置時にはピークが継続する結果となった。

2.2.2 シェルタイプゲートに作用する津波波力

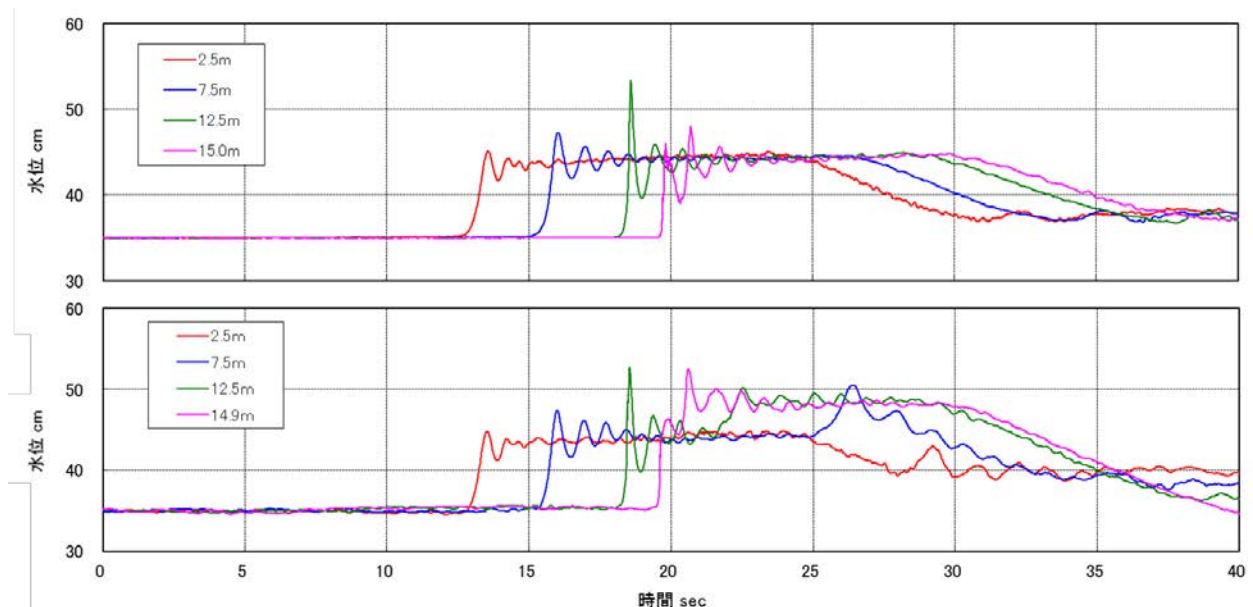


図 2.3 津波波高の時系列変化（上段：ケース 0c、下段：ケース 1c）

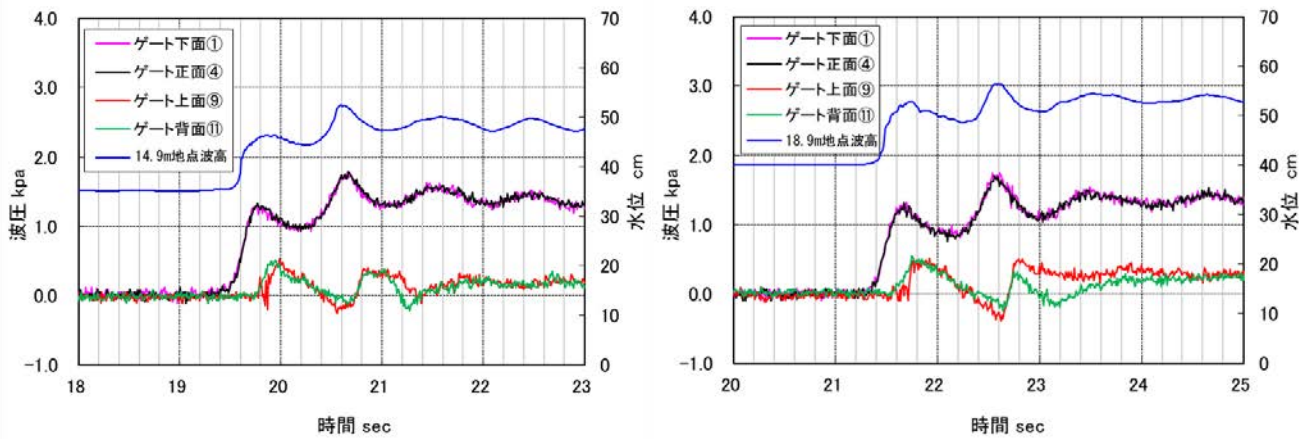


図 2.4 ゲートに作用する波圧の時系列変化 (左側：ケース 1c、右側：ケース 2c)

シェルタイプゲートに設置した波圧計の計測結果の概略を示す。波圧のピークは全ケース (ケース 1 および 2) において、波状段波の第 1 波もしくは第 2 波のうち、大きい波が衝突する際に生じた。ゲートに作用する波圧は、ゲート正面および底面では正圧となるが、上面および背面では負圧が発生した。ゲート正面および底面での正圧は波状段波第 1 波がゲートを通過する時に発生する一方、ゲート上面および背面の負圧は第 2 波がゲートを通過する時に発生した (図 2.4)。

図 2.5 に水路水深 40cm (実験ケース 2a~2c) における最大および最小の波圧分布を示す。海側の底面と正面の波圧は Δh によらず鉛直方向でほぼ一様に作用しており、その波圧値は $\Delta h=17.5$ で最も大きい値となった。ゲート上面の正圧の最大値は、海側正面の値のおよそ 2/3 程度であった。また上面では負圧が発生しており、その値は 9 番の圧力センサーが最も小さい値となった。

ゲート背面の波圧は鉛直方向に一様でない分布であり、その大きさは海側正面のおよそ 1/2~2/3 程度である。

造波条件 (Δh) により、正圧ピーク (正面および底面) と負圧ピーク (上面) に 1 秒程度の時間差がある場合と同時生起する場合があった。シェルタイプゲートの安全性の確認のためには、正圧負圧の同時生起の条件を確認する必要があると考えられる。

2.2.3 津波被災時のシェルタイプゲート周辺の流れ解析

シェルタイプゲート周りの局所的な流れを把握するため、簡易的な PIV 計測を実施した。PIV 計測のトレーサとして、水耕栽培用のハイドロボールを使用した。ハイドロボールの特性を把握するため、粒子 1000 個の粒経および乾燥重量を計測し、見かけの比重を算出した。ハイドロボールの粒径は正規分布となり、その比重は 0.69 となった。この比重の数値は水に対してだいぶ軽いのが、

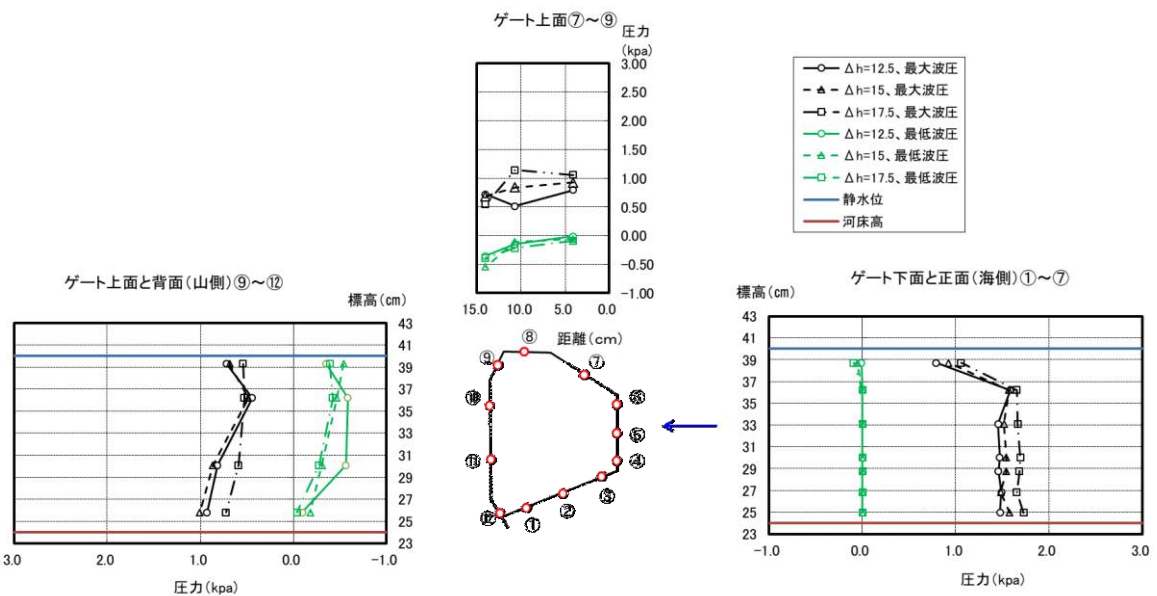


図 2.5 実験ケース 2a~2c における最大および最小の波圧分布

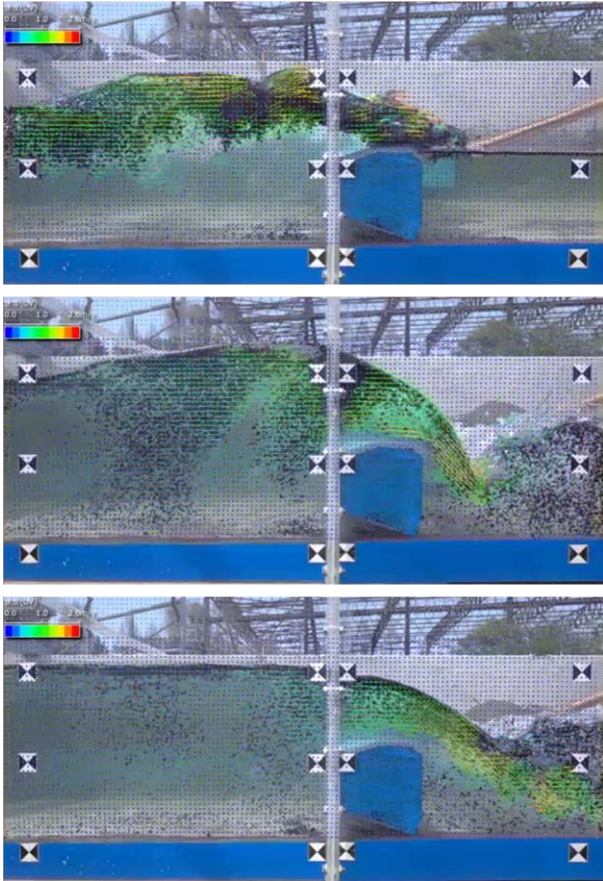


図 2.6 段波越流時の時系列写真 (上段: 第一波ピーク時、中段: 第二波ピーク時、下段: 第二波ピークの 1 秒後)

数回の試行実験を実施し、局所流れの解析が可能と判断し、使用することとした。撮影に用いたカメラは高速カメラ SONY 社製の RX10M2 であり、撮影フレーム数は 240fps である。PIV 解析には DITECT 社製 Flownizer2D (ver.1.2.13) を使用した。

今回撮影の対象とした実験ケースは、ケース 2c の初期水深=40cm、 $\Delta h=17.5\text{cm}$ であり、河川遡上津波の砕波後にゲートに到達するケースである。津波撮影実験で得られた段波越流時の時系列写真を図 2.6 に示す。写真は、上段が 18.9m に設置した波高計の第一波ピーク時であり、下段は第二波ピーク時および第二波ピークの 1 秒後である。上段の第一波ピーク時では、砕波先端が堰上部を通過するが、上流側の水面形にはほぼ影響が無い。第一波の越流後、上流側水位は水塊の突入により一時的に低下し、その後第二波が堰を越流する(中段)。第二波ピーク時では、第二波に第一波の反射波が加わり、かつ上記の通り上流側水位が低下したため、堰直上流で強い鉛直下向きの流速が発生し、流線の曲率が大きくなっている。またこの時、堰上部を通過する流線は堰から剥離する形状となっている。この流線の形状によって、上部の圧力

センサーに負圧が生じたものと考えられる。第二波が通過した後は上流側水位も比較的安定し段波が通過する状態になった。通常の堰を越流する水面形と同様であり、流線の曲率も小さい。

今回の簡易 PIV 解析では、津波段波の越流の状況を把握することができた。しかし、津波の遡上する際の流れの詳細や堰模型の海側正面の流れを把握することができなかった。今回用いたトレーサの比重が小さく、そのため上記の流れを把握することができなかったものと考えられる。

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现象である。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、ゲートなしの条件において試行した。

3.2 境界条件の設定

河川遡上津波は、海側から非定常の (波状) 段波が侵入し、水理模型実験でも段波発生装置を使用して再現している。そのため、下流 (海側) 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。

図 3.1 に実験の最下流端 (津波発生ゲートから 2.5m 上流) での波高時系列変化を示す。波高は急激に上昇し、ほぼ一定の高さの後、減衰しており、いわゆる線形波とは異なる不規則な様相を呈している。本研究では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 waves2Foam⁵⁾ ライブラリを使用した。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。今回の検討では、実験条件の最下流端水位にフーリエ解析を行うことで、線形波に分解し、

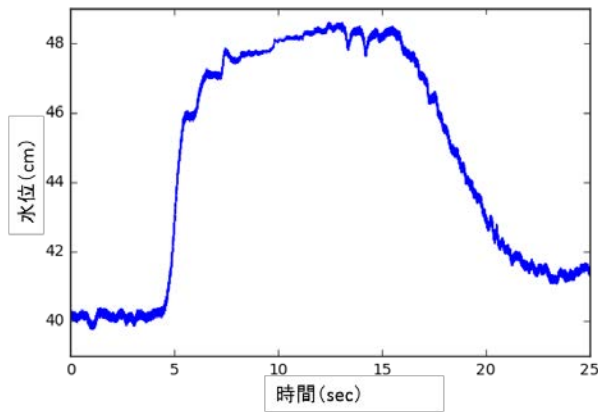


図3.1 津波発生ゲートから2.5m上流での水位時間変化

そのスペクトル上位100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 数値計算結果

図3.2に数値計算による水位の時系列変化と水理実験によるそれを比較した図を示す。17.5m地点での水位時系列変化は概ね水理実験を再現する結果となった。特に第一波および第二波のピーク波高はほぼ同じである。しかし到達時間が大幅に異なり、数値解析より水理模型実験の方が波速は速くピーク波形が速く到達する。また19.0m地点での水位時系列変化では、波速が速い水理実験では、第一波のピークが発達しているのに対して、数値計算では第一波が碎波し、ピークが低下していることがわかる。

これらの水理実験と数値計算の特性の違いは、ゲートなどへの津波波圧を計算する際に、センシティブに作用すると考えられる。今後数値計算による実験の再現および実現象の予測等を行うには、境界条件等の与え方についてより詳細に検討する必要がある。

4. まとめ

水理模型実験では、シェルタイプゲートの反射波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による流況解析では、シェルタイプゲートを

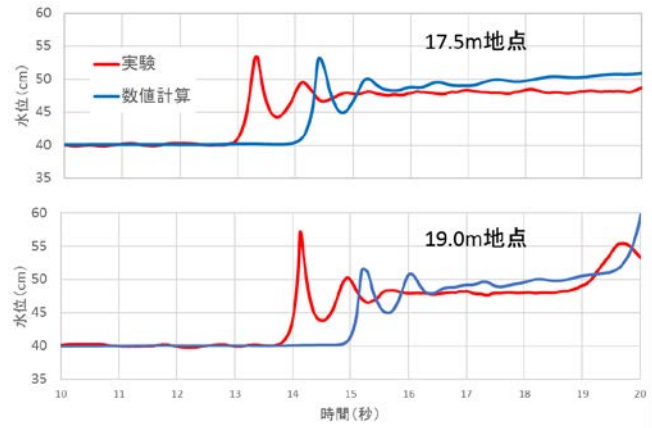


図3.2 水理実験と数値計算の水位時間変化比較

第二波が通過する際に、堰上流で大きな曲率の流れが発生することを確認し、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手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、概ね実験を再現することができた。しかし、波速に実験との差異が見られたため、境界条件の設定にはより現象に則した条件を設定する必要がある。

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., & Fredsøe, 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、本間大輔

【要旨】

海氷を伴う津波荷重の作用形態は、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。こうした複雑な荷重のうち、上記①の複数の氷群による動的荷重は 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は土圧理論による推定がそれぞれ可能であることを示した。構造物や建築物等の障害物や氷/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、実用上においても有用であることを確認した。

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、結氷板や流水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、過去に海氷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⁾²⁾。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³⁾、我が国でも、当時沿岸部に残存していた海氷の遡上⁴⁾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⁾⁶⁾。海氷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。

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、海氷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⁾⁷⁾、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、



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⁾



沿岸での海氷のパイルアップ例。氷塊が高く積み重なる現象。（榊西村組高橋氏提供）

図-1 アイスジャムとパイルアップ

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。

本報では、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、津波と海氷（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。

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氷/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。特に本研究では、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。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、アクリル製の角柱からなる複数の構造物模型を横断方向に一直列配置した。ゲート上流側の貯水深 h_u (0.12-0.22m) と構造物の幅 W (2-8cm) と間隔 B (1-12cm) 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。

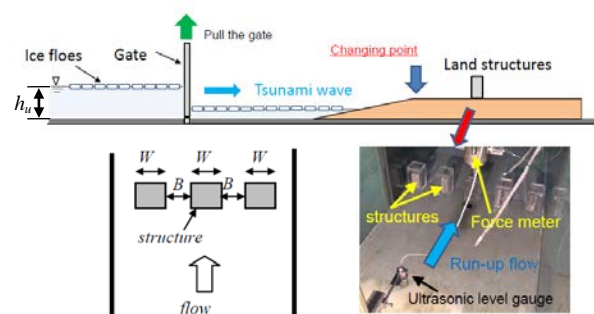


図-2 実験装置の概要

3. 津波と海氷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

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。

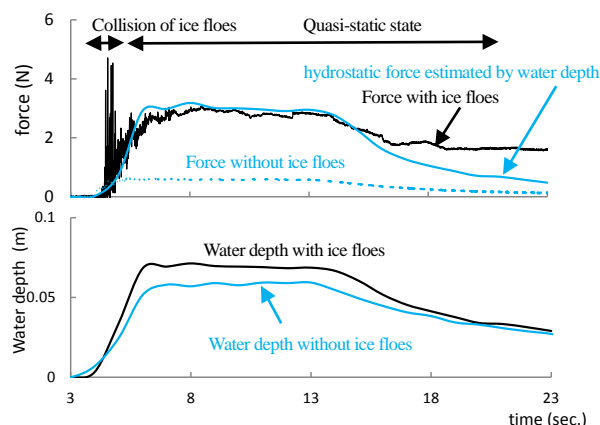


図-3 アイスジャム形成時の構造物に作用する主流方向の荷重と構造物前面水深の経時変化および氷群なしの場合との比較例 ($W=4\text{cm}$, $B=9\text{cm}$, $h_u=0.17\text{m}$)

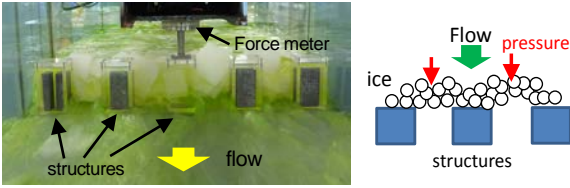


図-4 アイスクラム形成と荷重作用の概念
(写真は構造物背後から上流側に向かって撮影)

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からも推察されるように、衝突後のアイスクラ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き、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、図-5のような主働圧モデルを考える。つまり、土圧のアナロジーから、本現象に Rankine 土圧理論を準用する。氷群による圧力は、同図に示すように、水面より上側では、水面に向かうほど線形に増大する三角形分布、水面より下側では、水の密度が氷の密度より大きいいため、底面（地盤）から水面に向かうほど圧力が増大する台形状の圧力分布を仮定する。

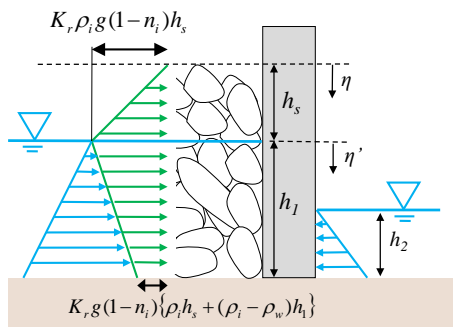


図-5 準定常状態における氷群による主働圧モデル

構造物に作用する氷群による主働圧の合力 F_{ip} は、図-5を参照すると、次式で表される。

$$\begin{aligned}
 F_{ip} &= \int_0^{h_s} K_r \rho_i g (1 - n_i) \eta d\eta \\
 &+ \int_0^{h_1} K_r g (1 - n_i) \{ \rho_i h_s + (\rho_i - \rho_w) \eta' \} d\eta' \\
 &= \frac{K_r g (1 - n_i)}{2} \{ \rho_i (h_1 + h_s)^2 - \rho_w h_1^2 \} \quad (1)
 \end{aligned}$$

where, $K_r = \tan^2(45 - \phi_i / 2)$

ここに、 n_i は氷群の間隙率、 h_s は水面上の氷群の高さ、 h_1 は構造物前面の水深、 K_r は土圧係数、 ϕ_i は氷群の内部摩擦角、 ρ_w 、 ρ_i はそれぞれ水と氷の密度である。

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-6には、 $n_i=0.3$ 、 $\phi_i=30\text{deg.}$ とした計算例を示した。水位低下にもなると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ていることが分かる。ゆえに、アイスクラ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と考えられる。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。

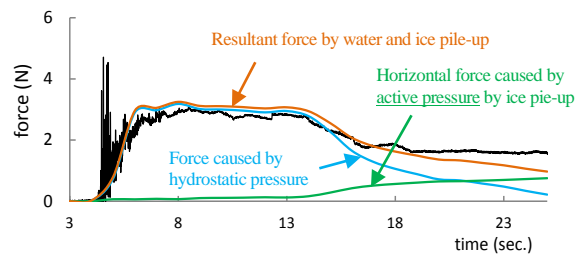


図-6 氷群による主働圧を考慮した準定常部分の津波作用荷重の計算値と実測値との比較例

3.3 津波先端部到達時の氷群による衝突荷重

前述のように、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、人工海氷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、そして、構造物には3次元弾塑性FEMを適用する。計算結果の一例として、衝突破壊状況のスナップショットと得られた衝突波形（2例）を図-7に示す。個々の氷塊の衝突・破壊現象の重量作用による複雑な波形を呈しているのが分かる。また、同図には、図-2に示した水理模型実験による初期の衝突波形を切り出したものを図示した。なお、模型実験および数値計算による衝突力は、それぞれの条件における平板への理論弾性衝突力 F_0 ¹⁴⁾で無次元化し、時間は、それぞれの衝突波形の卓

越周期で無次元化している。本来は、両者のスケール、氷の物性や破壊状況（破壊の有無）や、衝突状況（衝突角、衝突速度、衝突個数など）等の多くの相違により、模型実験との比較は困難である。しかし、この弾性衝突力を通じて、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) の相違を考慮したことになるため、両者の衝突力の相違は大幅に改善され、オーダーの上では合ってくる。このような多量の海水や漂流物を含む津波到達時の初期の複雑な波形を推定できると期待できる。

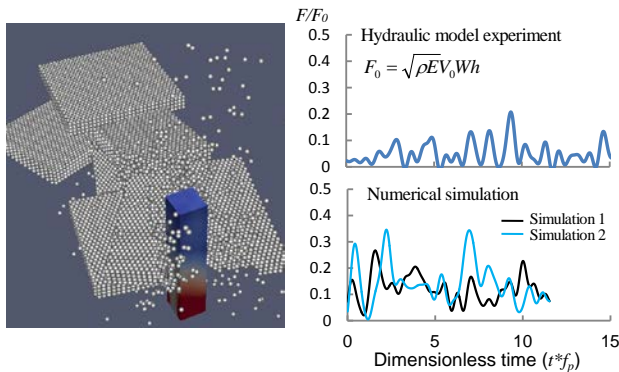


図-7 複数氷塊による衝突荷重の数値計算と水理模型実験結果との比較例（荷重は平板への理論弾性力、時間は卓越周期により、それぞれ無次元化）

今回は、単体の氷塊の破壊現象の再現性の一応の妥当性が示されている数値モデルを複数の氷塊に拡張し、そのパフォーマンスから今後の有用な見通しを得たが、今後はさらに数値モデルの精度向上に努めるとともに、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。

3.4 荷重作用のプロセスモデルと推定法の整理

本節では、前節までのアイスジャム形成時の荷重作用プロセスを視覚的にまとめる。図-8(a)に示すように、作用荷重は次の要因から成り立っている。i) 複数の海水氷群による衝突の総和によってもたらされる力（この場合、衝突荷重は、先行する氷群による緩衝効果を考慮し、減衰する様々な正弦半波パルスの総和から成り立っていると仮定）、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氷塊による静水圧荷重（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) 水位低下にもなって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。同図に示す太線は、i)-iii)の合力を示したものであ

るが、図-6の実測値の一般的傾向を表している。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。最後に図-8(b)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。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。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。

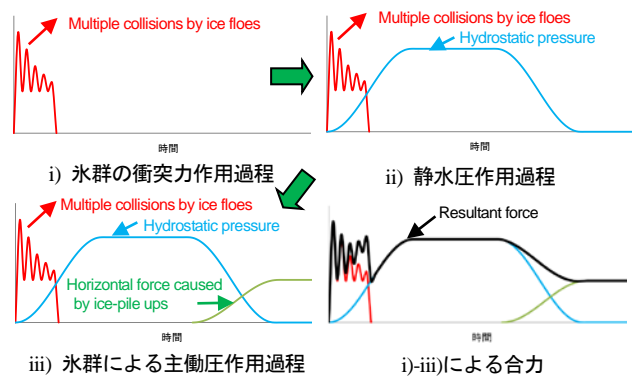


図-8(a) 氷群を伴う津波荷重の基本構造

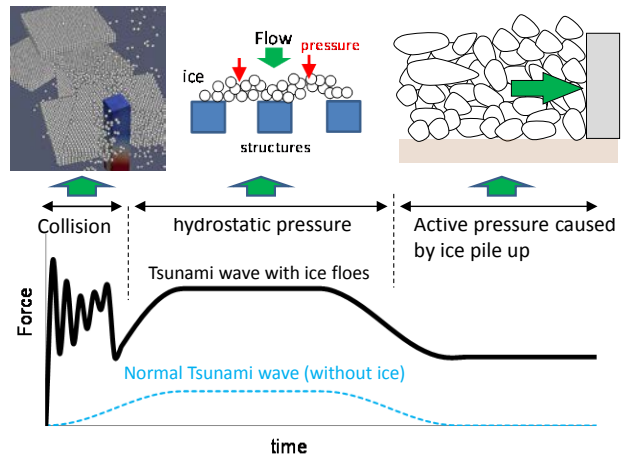


図-8(b) 氷群がある・なしの両状態における津波荷重の作用プロセスの概念

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 概説

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、実験条件を追加し、その理論モデルが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。

4. 2 理論モデルの概要および妥当性の検証

筆者等は、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ている¹⁰⁾。図-9は現象を単純化したものである。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(B₁)を考え、構造物間での流速(v₂)および、水深(h₂)は簡単のため一様としている。また v₁、h₁は構造物前面付近の平均流速と水深、v₀、h₀は遡上津波(構造物がない状態)の平均流速と水深、wは波速である。

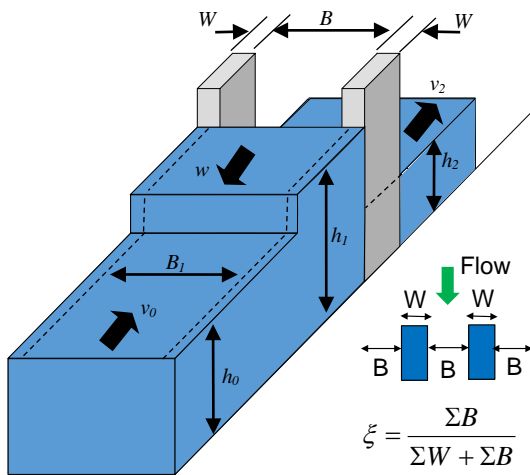


図-9 構造物付近の流れの簡易モデルと開口率の定義

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(v₀h₀)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 h₁ と入射する遡上水深 h₀ との比 λ の 4 次方程式が得られる。

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

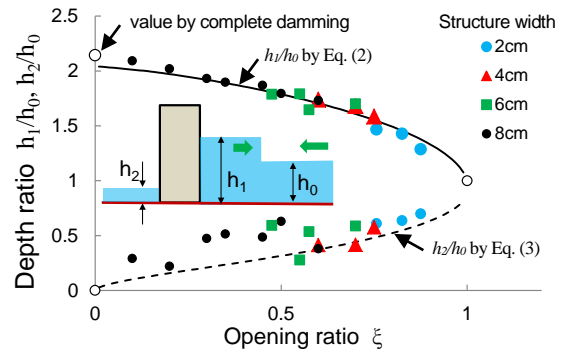
$$\text{ここに、 } \lambda = h_1 / h_0, \quad Fr = v_0 / \sqrt{gh_0}$$

ξ=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/B₁=ξ とし、上記③④より、構造物間または下流側水深 h₂ を表す無次元量(λ_d=h₂/h₀)に関する 3 次方程式が次式のように得られる。

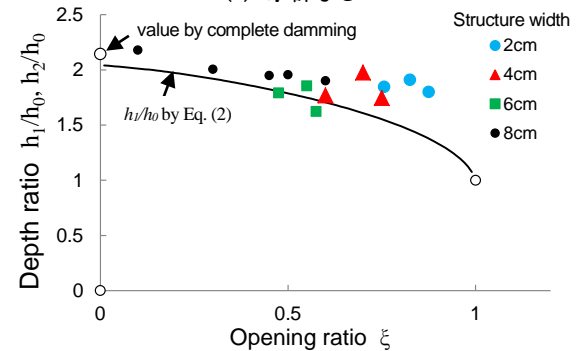
$$\lambda_d^3 - \left[\lambda^2 + \frac{2Fr^2\xi^{2n-1}}{\lambda} \right] \lambda_d + 2Fr^2\xi^{2n-2} = 0 \quad (3)$$

なお、指数 n の制約条件として n>1 である必要がある。

図-10には、遡上津波の平均水深 h₀=17cm 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、氷群がない場合、開口率の減少とともに、h₁は増加し、逆に h₂は減少し、またそれらは W や B によらず、



(a) 氷群なし



(b) アイスジャム形成時

図-10 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 (h₀=17cm)

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。 h_2 については、モデルと計測精度に多少の課題が残るが、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 ξ との関係を同図(b)に示す。同図から、 h_1 はバラツキがあり、開口率に応じた明確な違いはないが、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。なお、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-11には、図-10に対応するものとして、開口率 ξ 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実測値の傾向を良く表現しているほか、アイスジャム形成時においても、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。また、開口率の増加とともに、氷群有無による構造物への作用力（単位幅あたり）の差がかなり大きくなり、アイスジャムが形成する場合には相対的に増大する構造物間の静水圧負担分あるいは抗

力増大を考慮する必要があることも見て取れる。これは一般漂流物に対しても同様であり、構造物の配置やその設計には十分留意する必要があると言える。ただし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。

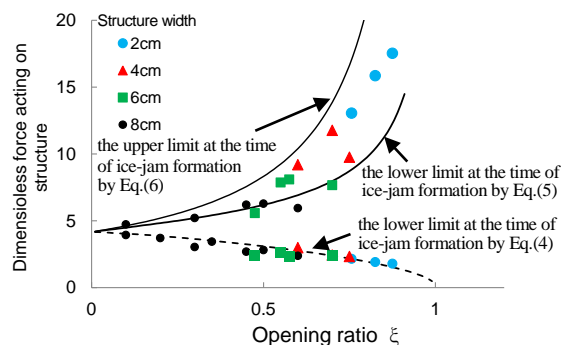


図-11 開口率 ξ と建築物に作用する主流方向の荷重（単位幅あたりの無次元量）との関係及び計算値との比較例（ $h_0=17\text{cm}$ ）

5. まとめ

本研究では、津波とともに陸上遡上する海水／漂流物群の構造物近傍におけるパイルアップやアイスジャム（閉塞）の現象に着目した水理模型実験を実施するとともに、津波と海水（漂流物）からなる混相流体による荷重の基本構造や作用プロセスならびに、水位や構造物に作用する荷重の理論モデルの妥当性を明らかにした。

海水を伴う津波荷重の基本構造あるいは作用形態は、①氷群による衝突、②静水圧荷重、③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。さらに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、土圧理論による推定がそれぞれ可能であることを示した。

構造物や建築物等の障害物、あるいは、海水／漂流物等によるジャム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（水深と流速）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。

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, No2.
- 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, No2., 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, No2., 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) 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 (投稿中)

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、上久保勝美、本間大輔、酒井和彦

【要旨】

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。北海道沿岸部の海面水位は全体的には上昇傾向にあるものの、日本海側の一部の海域で減少傾向がみられる。また、波高に関しては、最大有義波高など、比較的高い波高を抽出して経年変化を評価すると、波高は増加傾向を示す。高波により通行が規制される海岸道路の特徴を把握し、波の打ち上げ高さや越波量の低減策を検討する際に考慮すべき点を示した。高波、高潮予測モデルの構築を進め、気圧・風場の推算、高潮推算及び浸水計算、波浪等の推算の効率化を図った。

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(IPPC)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100m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0.26m～0.55m、RCP8.5シナリオで0.45m～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²⁾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指摘している。Murakami et al.³⁾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⁴⁾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と、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⁵⁾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 35,000 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、平成 27 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、平成 27 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



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)

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



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-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）



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）

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)

究期間：平成 28 年度～33 年度)」を実施する。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。

- 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
- 今年度は研究成果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 章に高波、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%、60 cm の上昇で 83%、80 cm の上昇で 91% 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。



図-6 北海道のナウファス観測地点

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： $\text{mm}/\text{年}$ ）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

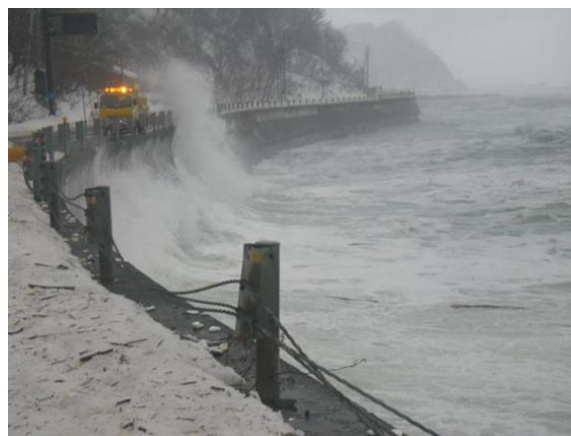


図-7 高波が海岸道路の護岸を越える様子（北海道開発局小樽開発建設部提供）

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、



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）

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）。

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から提供された国道通行規制情報（1971年8月～2016年8月）をもとに、海岸道路の現況と被災事例を説明する。

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。過去に通行規制が生じた地点は、日本海側（留萌地方～渡島地方）と太平洋側西部（渡島地方～日高地方）で比較的多いことがわかる。日本海側と太平洋側西部で通行規制の頻度が高い海岸道路は、図-12に示すように、岩礁地帯に建設され、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



図-12 岩礁地帯に建設された海岸道路（八雲町熊石、寒地土木研究所撮影）

な海岸道路では、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。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高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、碎波）や水位上昇（Wave setup）などの影響を適切に評価して、設計波や設計水位を決定する必要がある。

図-13、図-14 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 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可能性がある。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ときには、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。

平成 28 年度はおもに、日本海側と太平洋側西部の海岸道路について報告した。次年度以降は、太平洋側東部とオホーツク海側の海岸道路について報告する。

5. 高波・高潮予測システムについて

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、高潮予測システムの構築を進めている。平成 27 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、高潮予測システムを構築する。本システムでは、図-15 に示すように、①気圧・風場の推算、②高潮推算及び浸水計算、③波浪等の推算の 3 つの計算を行う必要がある。本研究では、気圧・風場の推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) を適用し、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



図-13 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 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）

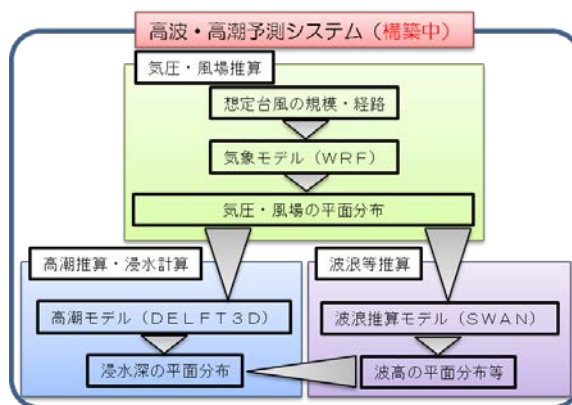


図-15 高波、高潮予測システムのフロー図

DELFT3D を適用する。また、波浪等の推算では、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。現在、各計算を効率的に行う準備を進めており、次年度以降、予測シミュレーションの結果を報告する。

6. まとめ

本年度は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。

北海道沿岸部の海面水位は全体的に上昇傾向にあるものの、日本海側の一部の海域で減少傾向がみられる。また、波高に関しては、最大有義波高など、比較的高い波高を抽出して経年変化を評価すると、波高は増加傾向を示す。高波により通行が規制される海岸道路の特徴を把握し、対策等を検討する際に考慮すべき点を示した。高波、高潮予測モデルの構築を進め、気圧・風場の推算、高潮推算及び浸水計算、波浪等の推算の効率化を図った。

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/known/typhoon/1-1.html>
- 3) Murakami, H., R. Mizuta and E. Shindo: Future changes in tropical cyclone activity projected by multi-physiocs 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: 気象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.