

# 東北地域災害科学研究

## 第57巻 令和3年3月

論説	頁
2020年7月28-29日の山形県最上川水系における洪水被害……………川辺孝幸	1
深層学習による高速道路斜面の豪雨時崩壊確率の推定—東北地方における令和元年台風19号 および21号の事例—……………加村晃良・大塚智貴・風間基樹・長尾和之・澤野幸輝	7
阿賀野川上流域の融雪出水に対する積雪・融雪の寄与……………神戸智志・朝岡良浩	11
インドネシア Citarum 川 上流域の降雨・流出解析に関する基礎的検討 神谷青佑・朝岡良浩・若林裕之	17
破堤氾濫域における土砂堆積と湛水の状況から概算される氾濫水密度……………松富英夫・鎌滝孝信	23
流木モデルを用いた樹皮の剥離過程に関する水理実験……………佐藤 丈・谷口隼也・齋藤憲寿・渡辺一也	29
馬場目川における鉛直方向の粒度分布変化と河床変動計算に関する検討 ……………中川 遥・谷口隼也・渡辺一也・齋藤憲寿	35
Prediction of sediment production in the Abukuma River basin due to rainfall sensitivity ……………Edea LOA・Seiki KAWAGOE	41
水平床の貯水部を持つダム破壊流れの斜面遡上……………松富英夫	47
Long-term morphological evolution of the Volta-Delta River mouth in Ghana using satellite images ……………Stephan LAWSON・Nguyen Trong HIEP・田中 仁	53
秋田県白雪川における津波の河川遡上に関する検討 ……………谷口隼也・渡辺一也・齋藤憲寿・鎌滝孝信・田中 仁	59
土砂を含む河川遡上津波が構造物に与える影響……………小太刀旬哉・鎌滝孝信・齋藤憲寿・渡辺一也	65
OpenFOAMを用いた構造物に加わる流体力に関する研究……………立花郁巳・工藤真裕・橋本憲二・高瀬慎介	71
強い段波の平面二次元挙動特性……………松富英夫	75
新たな底面摩擦算定法を用いた津波の数値計算……………西脇 遼・田中 仁・Nguyen Xuan TINH	81
圧力センサを用いた漂流物に作用する波力の測定……………石塚大智・齋藤憲寿・渡辺一也	87
傾斜堤の港内側被覆ブロックの耐津波特性に関する水理模型実験……………高橋研也・田中 仁	93
透過構造物に滞留する津波漂流物に関する基礎的研究……………橋本憲二・高瀬慎介・野島和也・桜庭雅明	99
ニューラルネットワークを利用した既存一戸建て住宅の建築年代予測……………潘 蔣杰・片岡俊一	103
北海道雌阿寒岳における深部・浅部低周波地震活動……………松野有希・小菅正裕・前田拓人	109
1943年会津田島地震の被害に関する文献調査……………水田敏彦・鏡味洋史	115
令和2年7月豪雨災害時の学校の対応—山形県内小中学校— ……………村山良之・佐藤 健・桜井愛子・北浦早苗・小田隆史・林田由那・熊谷 誠	121

# Tohoku Journal of Natural Disaster Science

Volume 57

March, 2021

## ARTICLES

	Page
Flood damage in the Mogami River system in Yamagata Prefecture on July 28-29, 2020 .....	Takayuki KAWABE 1
Prediction of failure probability of cut slope on expressway due to heavy rainfall via deep learning .....	Akiyoshi KAMURA, Tomoki OTSUKA, Motoki KAZAMA, Kazuyuki NAGAO and Koki SAWANO 7
Contribution of snow cover and snowmelt to the river discharge in the upstream area of the Agano River basin .....	Satoshi GODO and Yoshihiro ASAOKA 11
A fundamental study on runoff analysis with a numerical simulation in the upstream area of the Citarum River basin, Indonesia .....	Seisuke KAMIYA, Yoshihiro ASAOKA and Hiroyuki WAKABAYASHI 17
Density of inundation water roughly estimated from the state of sediment deposit and ponding in flooded area due to the breaking of river embankment .....	Hideo MATSUTOMI and Takanobu KAMATAKI 23
Experimental study on the process of bark exfoliation using driftwood model .....	Jo SATO, Junya TANIGUCHI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE 29
Study on vertical change of particle size distribution and calculation of river topography at the Babamegawa River .....	Haruka NAKAGAWA, Junya TANIGUCHI, Kazuya WATANABE and Noritoshi SAITO 35
Prediction of sediment production in the Abukuma River basin due to rainfall sensitivity .....	Edea LOA and Seiki KAWAGOE 41
Run-up of inundation flow due to breaking of dam with a horizontal bottom .....	Hideo MATSUTOMI 47
Long-term morphological evolution of the Volta-Delta River mouth in Ghana using satellite images .....	Stephan LAWSON, Nguyen Trong HIEP, Hitoshi TANAKA 53
Study on river run-up of tsunami at the Shirayukigawa River in Akita Prefecture .....	Junya TANIGUCHI, Kazuya WATANABE, Noritoshi SAITO, Takanobu KAMATAKI and Hitoshi TANAKA 59
Influence of tsunami run-up including sediments to river on a structure .....	Shunya KODACHI, Takanobu KAMATAKI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE 65
A study on fluid force acting on a structure using OpenFOAM .....	Ikumi TACHIYAMA, Masahiro KUDO, Kenji HASHIMOTO, Shinsuke TAKASE 71
Two-dimensional behavior characteristics of a strong bore over a sloping beach .....	Hideo MATSUTOMI 75
Numerical simulation of tsunami using a new bed shear stress calculation method .....	Ryo NISHIWAKI, Hitoshi TANAKA and Nguyen Xuan TINH 81
Measurement of wave force acting on drifting objects using a pressure sensor .....	Daichi ISHIZUKA, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE 87
Hydraulic model experiment on structural resistiveness against tsunami action of port side armor block of sloping breakwater .....	Kenya TAKAHASHI and Hitoshi TANAKA 93
Basic study of tsunami with drifting debris staying in permeable structures .....	Kenji HASHIMOTO, Shinsuke TAKASE, Kazuya NOJIMA, Masaaki SAKURABA 99
A neural networks model for predicting the age of housings .....	Pan JIANGJIE and Shunichi KATAOKA 103
Deep and shallow low-frequency seismic activity at Meakan-dake volcano in Hokkaido .....	Yuki MATSUNO, Masahiro KOSUGA and Takuto MAEDA 109
Literature survey on damage due to the 1943 Tajima earthquake, Aizu district of Fukushima Prefecture .....	Toshihiko MIZUTA and Hiroshi KAGAMI 115
Response to the heavy rain in July 2020 - Some cases of elementary and junior high schools in Yamagata Prefecture- .....	Yoshiyuki MURAYAMA, Takeshi SATO, Aiko SAKURAI, Sanae KITAURA, Takashi ODA, Yuna HAYASHIDA and Makoto KUMAGAI 121

## 2020年7月28-29日の山形県最上川水系における洪水被害\*

元山形大学地域教育文化学部 川辺 孝幸

### 1. はじめに

2020年7月～8月上旬にかけて、日本列島の上空には梅雨前線が居座って横切り、勢力を増した太平洋高気圧と依然冷涼なオホーツク高気圧との拮抗によって、前線沿いに積乱雲などの激しい降雨をもたらす雨雲が形成されて活発に活動することで豪雨をもたらした。山形県では、停滞前線が飯豊山塊～朝日山地などの山地にかかることで、2020年7月28日から29日にかけて、最上川水系の左岸中流域で激しい豪雨をもたらされた。その結果、多量の降水を集めた最上川の中下流において各所で洪水被害が発生した。

筆者は、洪水被害の原因を探るために、山形盆地最上川右岸の白水川下流と新庄盆地南東部大石田町今宿周辺において調査をおこなった。また、地理院地図の機能である自分で作る色別標高図の機能を用いて使って洪水被害が発生する箇所を特定して洪水の原因を探った。

以下に、調査をおこなった山形盆地最上川右岸の白水川下流と新庄盆地南東部大石田町今宿周辺の洪水被害とその原因について述べる。

### 2. 当日の気象状況

東北地方南部では、2020年7月28日から29日にかけて、停滞前線が東北地方南部にかかり、その前線上で発生しつつあった低気圧の渦が飯豊山地や朝日山地にかかることで、それらの山域を中心に厚い雨雲が形成され、その結果、28日午前中から午後にかけて、それらの山域を含む最上川右岸中流域に時間雨量最大50mmを越える集中的な豪雨をもたらされた(図1)。その結果、右岸中流域の各支流から流れ込んだ水が最上川に集まることで、おもに山形盆地から下流域において、100年確率の降雨によって設定された計画高水位前後まで水位を上昇させた。なお、中上流における降雨の時間帯から山形盆地から下流域における水位上昇の時間帯には数時間の遅れがあったため(図2)、28日午後には雨が上がった中で余裕をもって避難が行われたために、幸いにも人的被害は発生しなかった。

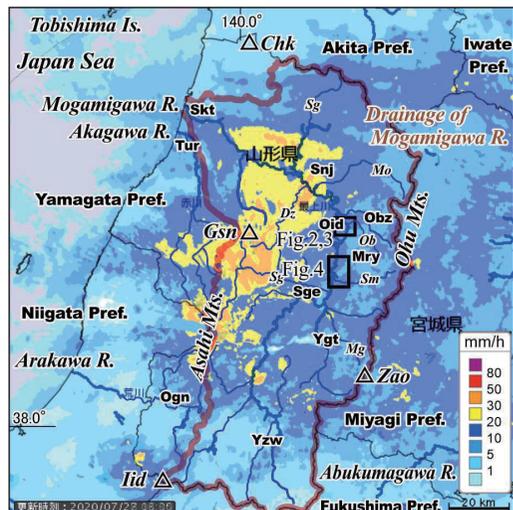


図1 山形県と最上川流域の地名および2020年7月28日13時00分の国土交通省XRAINレーダー雨量分布図

\*Flood damage in the Mogami River system in Yamagata Prefecture on July 28-29, 2020 by Takayuki Kawabe

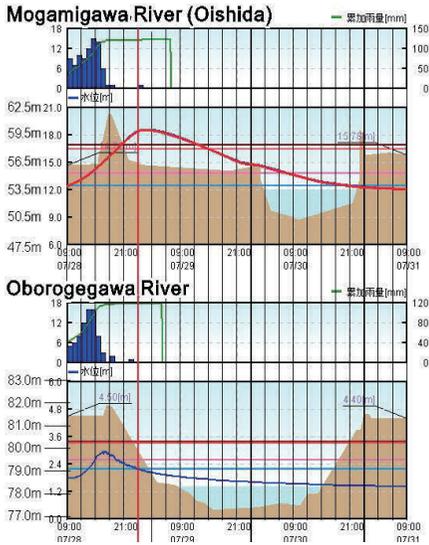


図 2 (上)最上川大石田観測所の水位と降水量の記録，及び尾花沢市隴気観測所の隴気川の水位と降水量の記録



図 3 最上川をはさんで両側に発達する大石田町の地形図と大石田町今宿の位置．最上川と支流の隴気川，五十沢川の各堤防および JR 東北本線の堤防によって輪中のように囲まれている．

### 3. 大石田町今宿における洪水被害

大石田町四日町の水位観測所の降水量と水位とを，最上川との合流部から約 3km 東北東にある尾花沢市隴気隴気川の水位，それに約 10km 南南東の村山市楯岡の楯岡雨量観測所の時間降水量と累加降水量を比較してみると，楯岡雨量観測所の雨量と隴気川の水位とは密接な関連性があることがわかる (図 2)．また，楯岡観測所の雨量と大石田四日市にある最上川の大石田水位観測所の上流 400m に合流部がある隴気川の水

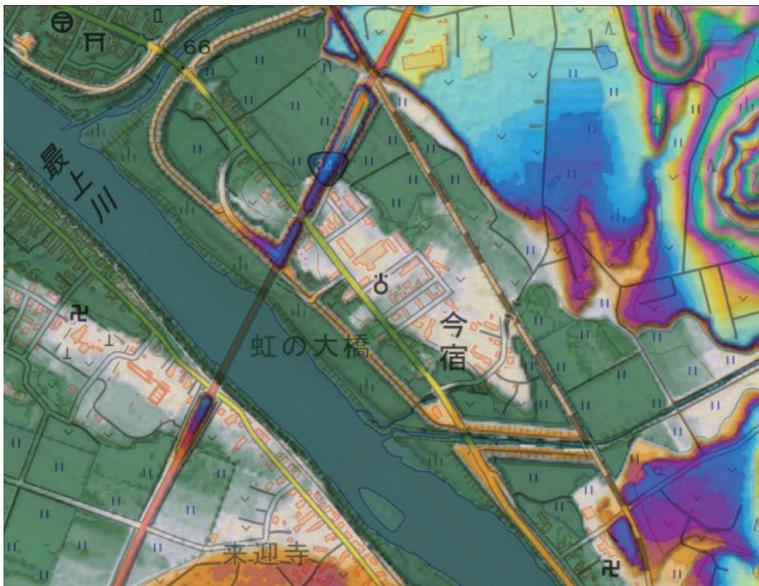


図 4 山形県大石田町市街地から今宿にかけての範囲を国土地理院地図「自分で作る色別標高図」において，最上川的设计高水位の 65m 以下を暗色 (緑色系統) に，それより高い範囲を周期 10m で干涉色の明度で色分けした．これによって堤防が計画高水位より低い部分を可視化した．

位は、最上川大石田観測所の水位にはほとんど影響を与えておらず、最上川の計画水位を超える増水は、この地域の約6時間後であることがわかる。すなわち、大石田水位観測所における最上川の水位は、その上流域における降水が大きな役割を果たして増水の原因になっている。

最上川の堤防は、山形盆地や新庄盆地では、一部を除いて一般に100年確率の降水に耐えるように築堤されている。しかし、大石田町市街地では、江戸時代からの紅花や米などの水運業の発展に伴って河川の幅がせばまっっていて、100年確率に対応する堤防を築くことができない。そこで、この区間では、高さ約70cmのパラペットが両岸に、総延長約1.6kmにわたって作られている(図3, 図4)。今回の洪水では、高さ約70cmのパラペットの下から30cmの高さまで水位が上昇したが、このパラペットによって持ちこたえることができ、パラペットを割って作られている橋の路盤の部分塞いだトンパクの隙間から漏れ出た水で、その近隣の家屋が被害を被っただけですんだ。

しかし、大石田町今宿(図3, 図4)では、余裕高の大きい本堤防があるにもかかわらず、氾濫が起こって床上浸水を含む冠水被害が発生した。

その原因を探るために、現地調査を実施した。今宿地域の北東を走るJR奥羽本線より下流側では本堤防や支流は越流していないことを確認したが、時間切れで洪水の原因を探ることができなかった。そこで、室内に戻って国土地理院地図の機能である「自分で作る色別標高図」を使って、越流水位(計画高水位)以下と以上で色分けすることで、堤防が越流水位以下になる地点のチェックを行った(図4)。



図5 JRの盛土を越えて洪水流を通したアンダーパス(下)と道路と宅地の侵食が発生したアンダーパスの出口側。

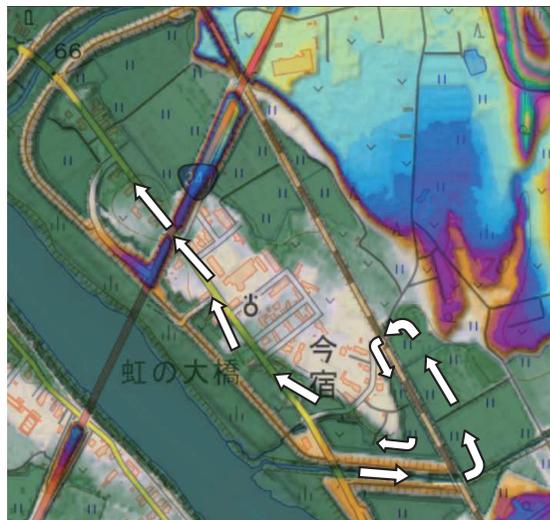


図5 大石田町今宿の洪水の流入経路

その結果、今宿地域は、本流の堤防と支流の五十沢川と臈気川の堤防、それに JR 奥羽本線によって輪中のように囲まれていて、堤防が低いために氾濫する箇所は見当たらなかった。一方、五十沢川 JR 奥羽線より上流側では堤防が無く、標高約 65m 以上の最上川からのバックウォーターの水位で氾濫することがわかった（図 4）。しかし、JR 奥羽線より上流ではあふれ出た水は、JR 奥羽線の盛土があることで今宿側には流れ込まないはずであった。そこで、JR の盛土区間に水を通す構造物が存在しないか、Google Street View で確認をおこなった。その結果、今宿の南部から JR を横切る道があり、盛土の部分ではアンダーパスになっていることがわかった。

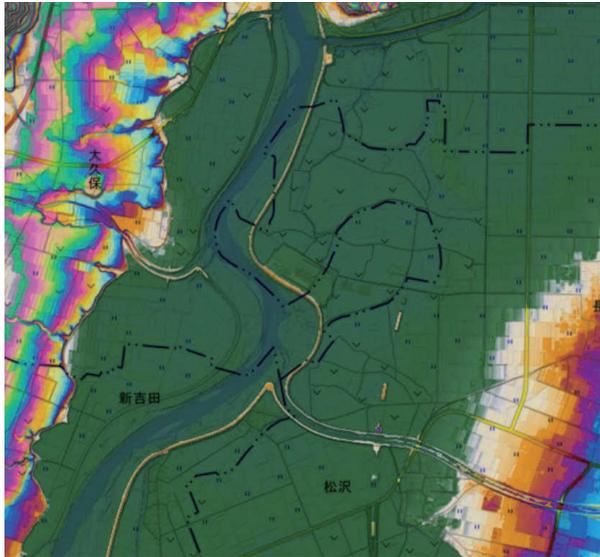


図 7 最上川とその右岸支流の白水川の堤防を地理院地図「自分で作る色別標高図によって示す図



図 8 破堤によってもたらされた堤防を構成していた砂礫の堆積

現地調査によって、このアンダーパスが五十沢川の上流部であふれた最上川のバックウォーターを JR の盛土を越えて今宿の集落側に通したことが確認できた（図 5、図 6）。

#### 4. 山形盆地中央部の最上川右岸、東根市長瀨白水川下流の破堤

##### (1) 洪水の概要

最上川右岸支流の白水川の下流では、まず、その左岸で越水がおこり、東根市松沢の住宅地に濁水が流入した。その後、その対岸の右岸では破堤がおこり、堤体を構成していた砂礫が隣接する水田に流れ込んで、洲をつくって堆積した。洪水流はさらに北西側で新造の県道を越えて旧道の盛土を破壊した。洪水流は、旧道の西側にあった住家に床上浸水あるいは床下浸水の被害をもたらし、さらに、旧道の盛土を構成していた土砂が水田に洲をつくって堆積させ、さらに、洪水流は東北中央道の盛土の東側やさらにその開口部を通して最上川堤防沿いに沿った広範囲の農地に冠水被害をもたらした。農地の広い範囲を占める果樹園では、収穫直前のモモやリンゴなどの農作物に大きな被害を受けた（図 6）。

## (2) 白水川における最高水位痕跡の状況

破堤に至る白水川の水位の状況は、繁茂している植物の流下側への倒れや細粒堆積物や植物に引っかかったゴミの付着などをもとに推定した。

破堤部の周辺では破堤およびその後の復旧工事によって最高水位の痕跡は残っていないが、その直下流および直上流では、天端にまで植物の内水地側への倒れや細粒堆積物の付着が見られ、河川水が天端を越えたことが確認できる。植物に付着している細粒堆積物の色は、最上川からの合流部から破堤部の数100m上流までは、茶褐色の色を示している。破堤部の約300m上流左岸の高水敷に堆積している厚さ約1.5cmの洪水堆積物は、下部の厚さ1cmの部分は暗黒色と灰白色の粒子からなる灰色を呈する上方細粒化を示す地層で、上部0.5cmは、茶褐色の級化構造を示す極細粒砂～粘土までの細粒堆積物である。この堆積物の色はその地点より下流、最上川との合流部まで、さらには最上川の堤防でみられる細粒堆積物の色と同色である。このことから、最上川からのバックウォーターが左岸側の越流や右岸側の破堤をもたらしたということが出来る。

破堤部の上流側では、破堤部より上流1km地点までは、最高水位の痕跡は高水敷を越えてはいたが、2m以上天端より下で、越流、破堤を起こす水量であるとは思えない最高水位であった。痕跡からは、水位は、河床勾配よりやや緩い傾斜であるが、破堤部の数百m手前から傾斜がさらに緩くなりはじめ、河床勾配とほぼ同じ高さの堤防天端の高さに近づいていく。

また、植物に付着する細粒堆積物の色は灰白色であり、破堤部の300m上流左岸の堆積物の下部と同色である。

一方、一方、最上川からの天端高は、白水川に入って天端高やや下がるものの、東北中央道の土盛りとほぼ同じ高さまで盛土されたりさらにその約500m上流の県道橋の付け替え工事ともなったりして、50年確率の計画水位より1m前後の余裕を持っている。しかし、天端高は、県道の橋から上流に向かって破堤部の手前まで2m弱低くなっていた。このため、最上川の最高水位の際には、最上川での水位を保ったままバックウォーターととして白水川の上流に流れ込

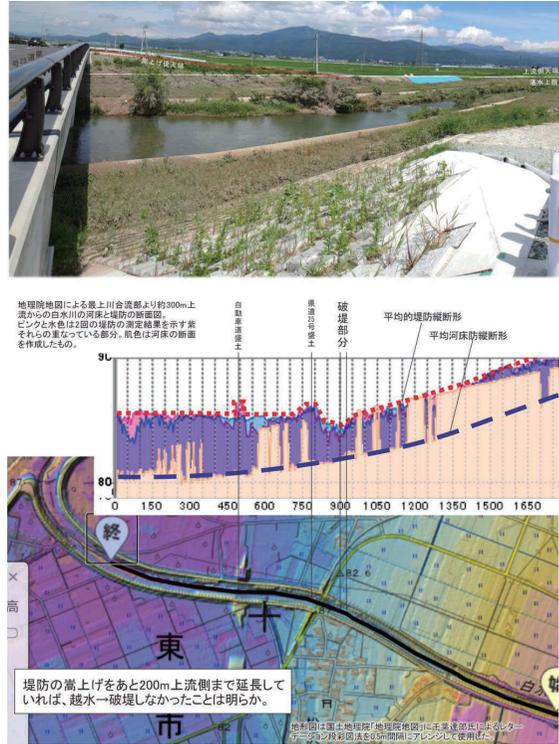


図9 東根市長瀬の建造橋上流から破堤部とその上流の状況(上)、地理地図の断面図で作成した白水川の堤防と河床の縦断面形(中)、断面の位置と周辺の状況(下)

んだ。そのため、破堤部より下流では、最高水位は、約 1.5m～数 10cm の余裕であったが、県道の橋を越えたところで、天端が上流側に低くなるために、次第に余裕が少なくなり、ついには破堤した部分直前で、最高水位の痕跡と天端に残るようになった。

### (3) 白水川下流における越流，破堤の原因

以上のように、100 年確率で計画されている最上川の堤防とそれに続く白水川下流の堤防の高さが上流に向けて低くなってく天端と 50 年確率で計画されている白水川の堤防の天端とのクロスする部分で、最上川からのバックウォーターが越流し、堤防を侵食して破堤させた。新しい県道の橋から破堤部まで 100 数 10m であり、破堤区間の数 10m と合わせて、200m ほどを県道から同じ高さで天端をかさ上げすることで防げた被害である。

### (4) 左岸は越流のみで右岸は破堤にまで至った理由

なお、最初に越流した左岸側では破堤せず、その後越流して破堤に至った右岸側との違いは何であろう、越流から破堤に至る理由は、堤体内部の劣化によって、あるいは堤体の基礎になる表層地質自体が水圧によって崩壊する/しないという理由や越流による天端の侵食が進むことで破堤にいたるという理由がある。

理由を天端の侵食にかかわる観点で、右岸と左岸の違いを比べてみると、最初に越流した左岸側では天端は舗装道路になっているのに対し、右岸側は砂利道であった。すなわち、越流が始っても左岸側では舗装路によって浸食が抑えられたのに対して、右岸側では砂利道だったため、越流が始まった時点で容易に侵食が進み始めることができたと考えられる。さらに堤体の構成物は、最大、大礫大の礫を含む砂礫であったため、侵食は容易であったと考えられる。

## 4. 2020 年 7 月 28 日～29 日の集中豪雨に伴く最上川水系の氾濫の要因

以上のように、2020 年 7 月 28 日～29 日の集中豪雨に伴く最上川水系の氾濫の要因として代表的な原因の一つに、今回紹介した大石田町今宿の例と東根市白水川右岸の例のように、100 年確率の豪雨に対応する計画高水位で築堤された最上川の堤防と、50 年確率の豪雨に対応する計画高水位で築堤された支流河川の堤防の高さの違いがある。最上川の計画高水位前後の水位の水が流れた場合、本流の最上川において洪水を防げたとしても、本流の水が支流河川にバックウォーターとして流れ込んで越流して氾濫被害をもたらすことになる。

このほか、そもそも最上川に 100 年確率での堤防が未整備であったり、支流の排水高より本流の最上川の水位の方が高いために排水できずに途中であふれたり、バックウォーターを防ぐために水門を付けて下したとしても、支流の水が排水できなくなって溢れたりする問題、支流の水を排水するためのポンプの能力不足などの問題もあきらかになった。

このような害の被害の低減には、国と県との管理の綿密な調整が必要である。

## 文 献

国土交通省(2020)国土交通省川の防災情報 地方概況(雨量分布(レーダ)の推移. [https://www.river.go.jp/kawabou/html/map/rd/82/ipRadar\\_ac82\\_fw0.html](https://www.river.go.jp/kawabou/html/map/rd/82/ipRadar_ac82_fw0.html)(2020 年 7 月 28 日, 29 日閲覧).

国土地理院(2020)地理院地図. <https://maps.gsi.go.jp/#16/38.581973/140.383371/>(2020 年 10 月 20 日閲覧).

山形県(2020)山形県河川・砂防情報システム <http://www.kasen.pref.yamagata.jp/bousai/main.html?fnm=openMap&no=2&no2=1>(2020 年 10 月 20 日閲覧)

# 深層学習による高速道路斜面の豪雨時崩壊確率の推定

—東北地方における令和元年台風 19 号および 21 号の事例—

東北大学 加村晃良, 大塚智貴, 風間基樹

東日本高速道路株式会社 長尾和之

株式会社ネクスコ・エンジニアリング東北 澤野幸輝

## 1. はじめに

近年, 異常降雨や大規模地震に起因して高速道路の切土および盛土が被災し, 物流や日常生活に影響を与える事象が顕在化している。高速道路の延長の約 4 割が供用後 30 年以上を経過し, 経年劣化に伴うリスクの高まりが懸念されており, 効果的なアセットマネジメント手法の確立が急務となっている。芳賀ら<sup>1)</sup>は, 切土のり面における地形や地質等の条件を「素因」, 降雨情報を「誘因」として, 機械学習の手法の 1 つである深層学習を適用し, のり面リスク評価において深層学習が有効なツールになり得る可能性を示した。本研究では, 令和元年台風 19 号と後続の 21 号<sup>2), 3)</sup>を検証事例として, 深層学習により高速道路のり面の崩壊確率を推定し, その妥当性評価および学習モデルの改善に関する検討を実施した。

## 2. 深層学習の概要

深層学習の構造は, のり面崩壊に関する「素因」と「誘因」および崩壊の有無を示す「正解ラベル」からなり, 構築した深層学習モデルはこの正解ラベルに対応する崩壊確率をアウトプットする。素因については, 東北地方の高速道路のり面において, 1993 年から 2017 年までの 25 年間で発生した 213 個所ののり面災害の事例から, 東北地方ののり面災害に大きく影響を与える地形, 地質等をスコアリングしたもの<sup>4)</sup>を正規化して学習に用いた (表 1)。素因の降雨情報については, 気象庁が提供する解析雨量から算定される 1 時間, 24 時間, 48 時間, 72 時間, 168 時間の各累積雨量を用いた。これらを表 2 に示すようなデータセットとして入力層に配し, 崩壊・非崩壊情報を正解ラベルとして, 図 1 に示すような深層学習のモデルを構築した。

表 1 深層学習に用いたのり面の素因の点数<sup>4)</sup>

項目	素因	配点	機械学習に用いた評点
地形	崖錐地形	35	0.7
	集水型傾斜	50	1
	尾根地形(頭部開発行為あり)	35	0.7
	尾根地形(頭部開発行為なし)	5	0.1
切土のり面地山の土質・地質	土砂	35	0.875
	ローム	25	0.625
	スレーキング性の岩	40	1
	花崗岩(まさ土含む)	40	1
	非スレーキング性の岩	10	0.25
崩壊性の構造	断層または褶曲軸あり	10	1
	断層または褶曲軸なし	0	0

\* Prediction of Failure Probability of Cut Slope on Expressway due to Heavy Rainfall via Deep Learning by Akiyoshi Kamura

表 2 本深層学習モデルにおけるデータセットの例

斜面番号	地形	土質・地質	構造	素因評価合計	段数	供用開始からの年数	最大時間雨量 [mm/h]	累積雨量[mm]			
								24時間	48時間	72時間	168時間
1	0.7	1	0	0.75	3	12.1	20.5	190.5	193.5	191.9	193.5
3	1	0.875	0	0.85	3	4	28	179	179.4	179.4	179.8
4	0.7	1	0	0.75	3	20.8	35	97.4	99	97.4	160.8
5	1	1	0	0.9	4	4	29	123.6	138.6	138.6	139
6	0.7	1	0	0.75	4	19.8	17	47.2	67.2	47.2	100.6
7	0.7	1	1	0.85	5	7.1	27	138.8	138.8	138.8	138.8
8	0.7	1	1	0.85	5	3.3	36	218.4	231.6	228.4	238.8

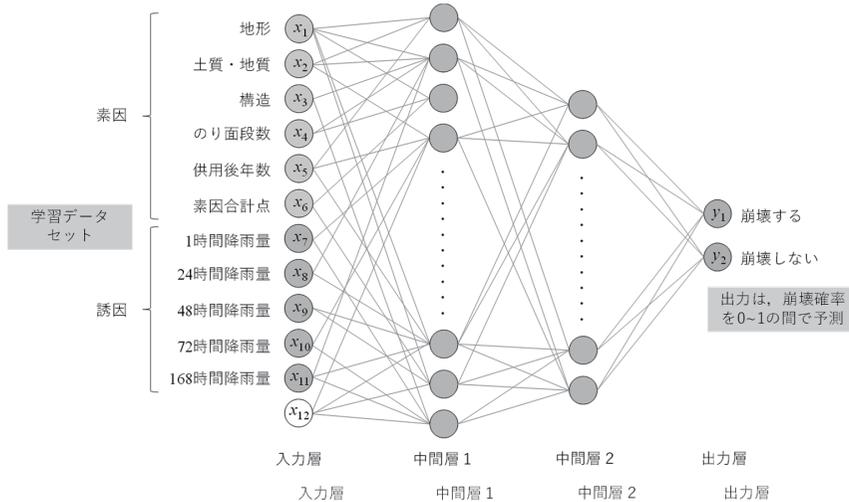


図 1 本研究における深層学習の概要図

検証には、2019年の台風19号および21号で崩壊した46箇所の事例を含む107データ（崩壊事例46、非崩壊事例61）を用いた。ここで、本研究で使用した深層学習モデルは、中間層2つからなる構造とし、活性化関数は中間層にシグモイド関数、出力層にソフトマックス関数を用いた。ハイパーパラメータは、学習率0.01で固定（学習ステップ数100,000）とし、隠れ層のユニット数は20および10、バッチサイズは16とした。検証のため、学習データからランダム抽出したサンプルデータに対して正解率を算定したところ、本深層学習モデルの正解率は0.92~0.96となった。

### 3. 深層学習による推定結果

構築した深層学習モデルを用いて、台風19号および21号で実際に崩壊した斜面を含む107データ（図2）に対し、崩壊確率の算定を実施した。まず、台風19号の崩壊事例を学習させず、既往の学習データのみから台風19号被害を予測判定させた結果を表3に示す。ここでは、暫定的に、崩壊・非崩壊のしきい値を確率50%として分類している。結果について、F値に基づ

く敏感率を算定すると、この予測判定結果は的中率 65%と得られる。ここで、実際に崩壊しているのにも関わらず深層学習で非崩壊と判定した事例は、FN=16箇所であるが、これは崩壊事例の約 35%を見逃してしまうということを意味する。高速道路のアセットマネジメント援用を志向する中で、この見逃し率はできる限り低く抑えることが望ましい。

そこで次に、台風 19 号および 21 号に関する 107 データを約 6:4 に分け、65 データを学習にまわし、42 データ (図 3) をテストデータとして評価することとした。その結果を表 4 に示すが、的中率は 74%に向上しており、崩壊事例の見逃し率も 26%に低下していることから、台風 19 号関連のデータを学習させた効果が認められる。

既往の学習データと台風 19 号関連のデータを比較すると、過去の崩壊事例は一定期間内にまとまった雨が降ることで崩壊した事例が多いのに対して、台風 19 号関連では、短期集中的な豪雨によって崩壊に至ったケースが多く、その違いが崩壊予測判定の結果に影響を及ぼしたものと考えられる。

表 3 台風 19 号等を学習データに含まないモデルにおける予測判定結果

		深層学習による予測	
		崩壊	非崩壊
実際	崩壊	TP=30	FN=16
	非崩壊	FP=39	TN=22

(非崩壊 61, 崩壊 46, 計 107 データ)

表 4 台風 19 号等を学習データに含むモデルにおける予測判定結果

		深層学習による予測	
		崩壊	非崩壊
実際	崩壊	TP=14	FN=5
	非崩壊	FP=16	TN=7

(非崩壊 23, 崩壊 19, 計 42 データ)

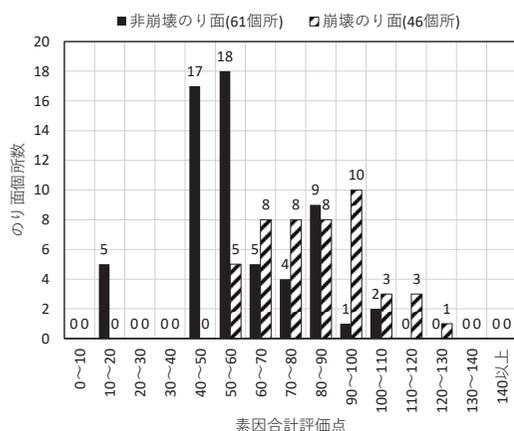


図 2 台風 19 号等を含まない 107 データの素因構成

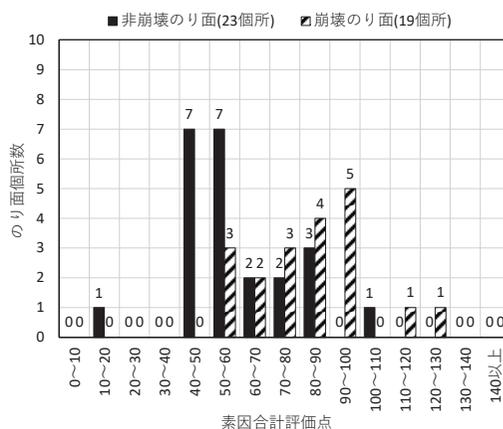


図 3 台風 19 号等を含む 42 データの素因構成

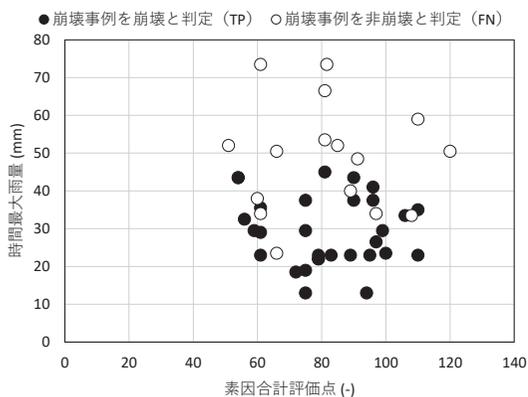


図4 台風19号等含まないモデルのTPとFNの分類  
(時間最大雨量による比較)

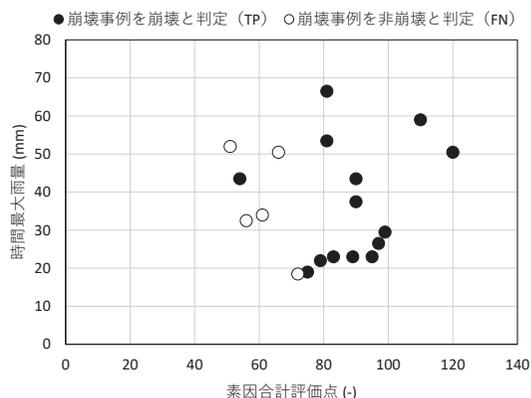


図5 台風19号等を含むモデルのTPとFNの分類  
(時間最大雨量による比較)

表3および表4の予測判定結果について、時間最大雨量とTP・FNの傾向を整理したものを図4および図5に示す。図4では、時間最大雨量が多いほど、非崩壊に偏って判定する傾向にあることが分かる。これは、雨量について効果的な学習ができていないことを示している。このことが、台風19号関連のデータを予測判定させたときに的中率が低くなった要因の1つであると考えられる。

一方で、図5に示す傾向から、台風19号を含む一連のデータを学習させることで、雨量を考慮した判定性が向上することが分かる。ただし、今回の結果では、素因の評価点が低い領域を見逃す傾向が出ているようにも読み取れるため、学習および検証データの蓄積が望まれる。

#### 4. まとめ

本研究では、高速道路斜面の崩壊に関わる「素因」と「誘因」および崩壊の有無を示す「正解ラベル」からなる深層学習モデルを用いて、令和元年台風19号および21号の崩壊事例に関する検討を実施し、一定の有効性を確認した。今後は、更なるデータの蓄積と検証が望まれる。

#### 参考文献

- 1) 芳賀奈津美, 風間基樹, 加村晃良, 長尾和之, 澤野幸輝: 高速道路の斜面災害の分析における Machine Learning の適用, 東北地域災害科学研究, Vol.56, pp.205-207, 2020.
- 2) (公社)地盤工学会 災害連絡会議: 令和元年台風19号(東日本台風)および10月末豪雨災害に関する調査報告書, [https://www.jiban.or.jp/?page\\_id=13697](https://www.jiban.or.jp/?page_id=13697), 2020.6.
- 3) M. Kazama, Y. Yamakawa, A. Yamaguchi, S. Yamada, A. Kamura, T. Hino and S. Moriguchi: Disaster report on geotechnical damage in Miyagi Prefecture, Japan caused by Typhoon Hagibis in 2019, *Soils and Foundations*, 2021(in press).
- 4) 長尾和之, 澤野幸輝, 松崎孝汰, 加村晃良, 風間基樹: 被災のり面データに基づく東北地方の豪雨による高速道路のり面の崩壊素因の評価の試み, 土木学会論文集C(地圏工学), 第76巻, 3号, p.235-253, 2020.

## 阿賀野川上流域の融雪出水に対する積雪・融雪の寄与\*

日本大学大学院工学研究科 神戸 智志

日本大学工学部 朝岡 良浩

### 1. はじめに

日本は国土の 50%が豪雪地帯に指定されている。豪雪地帯とは「豪雪地帯対策特別措置法」に基づき国土交通大臣、総務大臣及び農林大臣が定めた基準であり、積雪が特に甚だしく産業の発展が停滞的であり、住民の生活の水準の向上が阻害されている多雪地域のことであり<sup>1)</sup>。しかし、多雪地域において、山岳域の積雪は灌漑用水・生活用水・工業用水・水力発電・地下水の源となり、下流域の産業や生活基盤となり我が国に恩恵をもたらす貴重な資源であり、重要な水文現象である。気候変動に関する政府間パネルの第五次報告書 (IPCC, 2014) は、21 世紀の間、世界平均地上気温の上昇に伴い北半球において春季の積雪面積が減少する可能性が非常に高いことを報告した。また、気象庁の地球温暖化予測情報第 9 巻第 4 章では日本海側の降雪量の減少傾向が高いことや最深積雪のピークが 1 か月程度早くなり、降雪量のピークは 1 か月程度遅くなる地域が多いことを示しており<sup>3)</sup>、気候変動に伴う水循環の変化が水資源に影響を与える可能性を示唆している。IPCC や気象庁が示しているような気候変動が顕在化した際、融雪出水に依存する流域では河川の流況変化が考えられる。

阿賀野川流域は水資源を融雪出水に大きく依存する地域である。阿賀野川流域は全国流域別年流量、包蔵水力共に全国 2 位であり<sup>4)5)</sup>、信濃川とともに灌漑用水の供給を介して新潟県の米生産量 1 位に貢献している<sup>6)</sup>。包蔵水力とは我が国が有する水資源のうち、技術的・経済的に利用可能な水力エネルギー量のことであり。

以上より水資源の観点で、阿賀野川流域において融雪出水時の河川流量の推定は重要といえる。融雪出水の水資源を扱った研究例として Azizi and Asaoka (2020) は Hindukush-Himalaya 山脈西部の上流域 Panjshir 川 (流域面積 3540km<sup>2</sup>) を対象として気候変動の影響を評価した。能登ら (2010) は手取川流域 (流域面積 733km<sup>2</sup>) を対象としてタンクモデルを用いて積雪がある場合の河川流量と、積雪がないと仮定した際の河川流量に対する積雪水資源量を評価した。また、柏ら (2012) は融雪過程を Degree-hour 法を用い、AMeDAS の実測積雪深データを SWE モデルに組み込む同化を行い米代川流域 (流域面積 4400km<sup>2</sup>) の融雪出水を精度良く解析した。

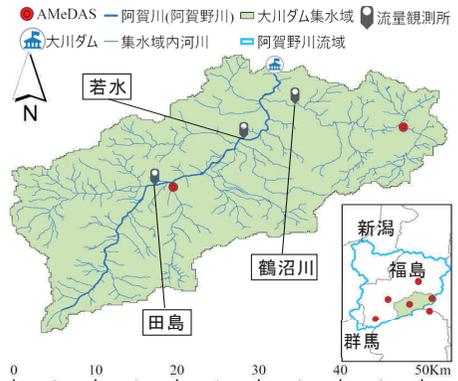


図 1 大川ダム集水域概要

\* Contribution of snow cover and snowmelt to the river discharge in the upstream area of the Agano River basin by Satoshi Godo and Yoshihiro Asaoka

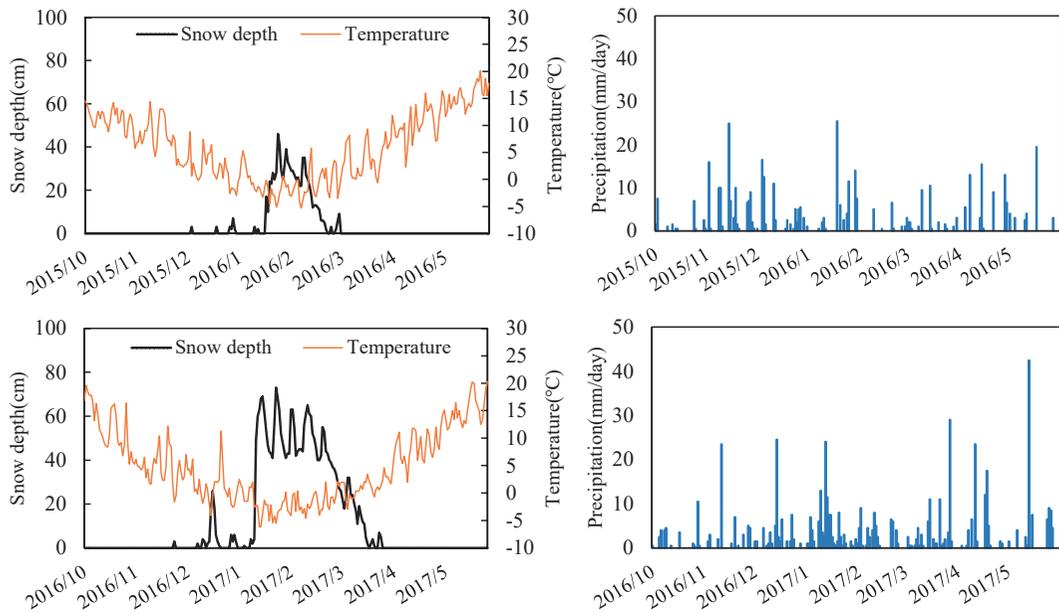


図2 AMeDAS 田島観測点の降水量，気温，積雪深データ

しかしながら，中緯度帯の豪雪域の水循環は十分に理解されていない。また，積雪を水資源として利用する地域において気候変動の影響を把握することも重要である。本研究は阿賀野川上流域を対象として水循環の理解と気候変動下における河川流量推定に向け，分布型融雪・流出モデルの構築および河川流量に対する積雪・融雪の寄与を評価する。

## 2. 対象地域

対象地域は群馬県，新潟県，福島県の三県にまたがる阿賀野川流域の上流部に位置する大川ダム集水域（図1）である。大川ダムは治水と利水が目的の多目的ダムであり，標高361mから1848m，流域面積は約820km<sup>2</sup>，流域には大内ダムと旭ダムが存在する。大川ダムの特徴として大川ダムが下池，大内ダムが上池となり，下郷発電所で有効落差約400mを利用して，最大出力約100万kwの揚水式発電を行っている<sup>10)</sup>。

## 3. データセット

本研究で使用した標高データ（空間分解能10m）はCGIS Japanから，土地利用細分メッシュ（空間分解能100m）は国土数値情報から取得し，空間分解能200mにリサンプリングした。気象データは会津，田島，那須，桜枝岐，南郷，湯本の地域気象観測（Automated Meteorological Data Acquisition System，以下AMeDAS）の気温データ，降水量データ，風速データ，積雪深データを取得した。図2に本研究の対象期間である2015年10月から2016年5月と2016年10月の対象地域内に位置するAMeDAS 田島観測点の降水量および気温および積雪深のデータを示す。また，水文・水質データベースより田島観測所の河川流量データを取得し，分布型融雪・流出モデルの精度を検証した。

#### 4. 研究手法

本研究は対象地域の水循環を解析するため分布型融雪・流出モデルを構築した。モデルは積雪・融雪モデルと流出モデルで構成され、対象地域を空間分解能 200m メッシュに分割して、積雪量、融雪量、流出量をメッシュ毎に計算した。本研究では対象期間を 2015 年 10 月から 2016 年 5 月と 2016 年 10 月から 2017 年 5 月の 2 年とし、10 月と 11 月の 2 カ月間を数値計算の助走期間とした。河川流量に対する積雪・融雪の寄与を定量化するために再現計算として (i) 現在シナリオと、現在シナリオの降水が全て降雨であると仮定した (ii) 全降雨シナリオの数値計算を実施し、融雪出水に対する積雪・融雪の寄与について評価した。なお、2015 年から 2016 年の計算期間を 2016 年積雪期、2016 年から 2017 年の計算期間を 2017 年積雪期と表記する。

##### (1) 積雪・融雪モデル

降水量データは横山ら<sup>11)</sup>にならい補正を行い、降水形態は 2°C 以上を降雨、2°C 未満を降雪と判別した。次に近藤ら<sup>12)</sup>にならい重み付き距離平均法と降雪の標高依存性より降水量分布を作成した。積雪量は (1) 式を用いて日単位の積雪水量を計算する。

$$\frac{d}{dt}(SWE) = SF - SM \quad (1)$$

ここで、SWE は積雪水量 (mm)、SF は降水量 (mm/hour)、SM は融雪量 (mm/hour) である。dt は計算時間間隔 1 時間とした。

融雪量は表面融雪量と底面融雪量の合計とした。底面融雪量を 2.0mm/day とし、表面融雪量は Degree-Hour 法を用いて推定した。表面融雪を (2) 式に示す

$$SM = K \times T \quad (2)$$

ここで、K は融雪係数 (mm/°C/hour)、T は 0°C 以上の気温 (°C) である。気温分布は標高データと AMeDAS の気温データを用いて重み付き距離平均法により空間内挿した。融雪係数 K は積雪の始まりから消雪まで一定値と仮定し、2017 年 4 月以降の流出量の推定結果が観測値と一致するように設定した。その結果、2017 年積雪期の融雪係数は 0.12 mm/°C/hour と設定し、2016 年積雪期の融雪係数も同様の値と仮定した。

##### (2) 流出モデル

流出モデルは対象地域のメッシュを河川部と斜面部に分割して、流域内の各メッシュの流れを計算した。以下に基礎式を示す。河川流量の推定のために流出成分を直接流出と基底流出の 2 段タンクモデルで表現する分布型流出モデルを構築した。直接流層の河道部に Diffusion Wave 法、斜面部に Kinematic Wave 法、基底流層には貯留関数法を用いた。

##### a) 河川部

河川部の流れは Diffusion Wave 法と連続式を用いて計算した。Diffusion Wave 法と連続式を (3)、(4) 式に示す。

$$gh \frac{\partial h}{\partial x} - ghi + \frac{gn^2 q^2}{h^3} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = (R + SM) \quad (4)$$

ここで、g は重力加速度、h は水深 (m)、x は流下方向の距離 (m)、i は水路勾配、q は河川部の

単位幅流量 ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),  $t$ は時間 ( $\text{s}$ ),  $n$ はマンニングの粗度係数 ( $\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ ),  $R$ は降雨量 ( $\text{m}/\text{s}$ ) である。粗度係数は各メッシュの土地利用に応じて設定した。土地利用毎の粗度係数は水理公式集を参考にした<sup>13)</sup>。

#### b) 斜面部

斜面部の流れは直接流出と基底流出の2層を仮定した。直接流出の流れは Kinematic Wave 法と連続の式, 基底流出の流れは貯留関数法を用いて計算した。Kinematic Wave 法と連続の式を (5), (6) 式, 貯留関数法と連続の式を (7), (8) 式に示す。

$$-ghi + \frac{gn^2q_s^2}{h^3} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = (R + SM - R_{in}) \quad (6)$$

$$\frac{ds}{dt} = R_{in} - q_b \quad (7)$$

$$s = kq_b^p \quad (8)$$

$q_s$ は直接流出の単位幅流量 ( $\text{m}/\text{s}$ ),  $R_{in}$ は浸透量 ( $\text{m}/\text{s}$ ),  $q_b$ は基底流出の単位幅流量 ( $\text{m}/\text{s}$ ),  $R_{in}$ は浸透量 ( $\text{m}/\text{s}$ ),  $s$ は見かけの貯留高 ( $\text{m}$ ),  $q_b$ は基底流の流出高 ( $\text{m}/\text{s}$ ),  $k$ と $p$ は貯留関数法のモデル係数で,  $k=40.0, p=0.5$ と設定した。

#### (3) 分布型融雪・流出モデルの精度評価法

本研究は誤差評価指数の1つである Nash-Sutcliffe 係数 (Nash and Sutcliffe, 1970) (以下, NS 係数) を用いて精度評価した。NS 係数の値が1に近いほどモデルの精度が高い。

## 5. 結果及び考察

大川ダム集水域の最大積雪水量分布を図3に示す。2016年積雪期の最大積雪水量の計算値は1月31日の  $6.9 \times 10^7 \text{ m}^3$ , 2017年積雪期の最大積雪水量は2月13日の  $12 \times 10^7 \text{ m}^3$ であった。2017年積雪期の最大積雪水量が2016年積雪期より大きい理由として, 図2に示したとおり2017年積雪期の降水量が2016年積雪期よりも大きく, 平均気温も低いことが考えられる。また, 消雪の時期も2017年積雪期の方が30日ほど遅い。

図4に田島観測点における河川流量の観測値, 現在シナリオと全降雨シナリオの河川流量の計算値を示す。2015年12月から2016年5月のNS係数は0.18, 2016年12月から2017年5月のNS係数は0.57となり, 融雪出水時の河川流量を十分に再現できていない。観測値より2017年積雪期の融雪出水は3月下旬に始まり, 5月下旬まで約2か月続くが, モデルによる推定値は融雪出水期間の観測値に対して約50%の過小推定であった。この点に関しては降雪量の過小推定が1つの要因と考えられる。

以下は分布型融雪・流出モデルを用いた田島観測点の計算流量について述べる。2016年積雪期の総流量に対する3月から5月の総流量は現在シナリオで約46%を占め, 平均流量は  $6.7 \text{ m}^3/\text{s}$  となった。全降雨シナリオの場合, 約43%を占め, 平均流量は  $5.0 \text{ m}^3/\text{s}$  であった。現在シナリオと全降雨シナリオの差を融雪の寄与と仮定すると, 3月から5月は  $1.7 \text{ m}^3/\text{s}$  が寄与と算出され, この時期の流量の26%を占める。上述のとおり2016年積雪期は積雪量が少なく, 数値計算の

結果からも融雪の明確な寄与を抽出できない。一方で、2017年積雪期に関しては、現在シナリオで総流量に対して3月から5月の総流量は63%を占め、平均流量は $12.5\text{ m}^3/\text{s}$ であった。全降雨シナリオにおいては36%を占め、平均流量は $5.6\text{ m}^3/\text{s}$ であった。現在シナリオと全降雨シナリオの差を融雪の寄与と仮定すると、3月から5月は $6.9\text{ m}^3/\text{s}$ が寄与と算出され、この時期の流量の55%を占める。このまた、2016年積雪期と2017年積雪期の数値より融雪の寄与に関しては各年の変動が大きいことも明らかになった。

## 6. まとめ

本研究は、阿賀野川上流域に位置する大川ダム集水域を対象として、分布型融雪・流出モデルを構築し、融雪出水に対する融雪の寄与を評価した。分布型融雪・流出モデルは3月から5月の河川流量を約50%過小推定しており、融雪出水を十分に再現できなかった。今後、積雪・融雪モデルおよび流出モデルの精度向上が課題である。また、2017年3月から5月の流出量に

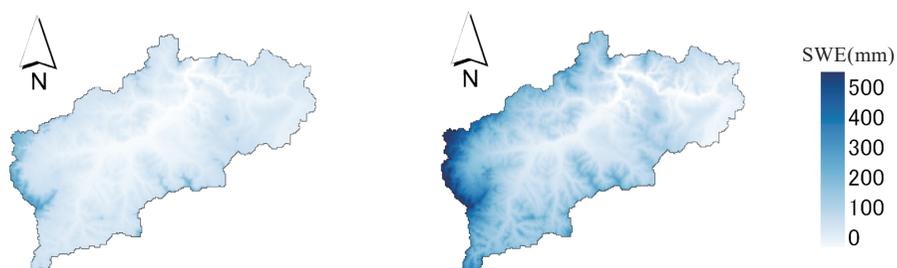


図3 大川ダム集水域の最大積雪水量（左：2016年1月31日，右：2017年2月13日）

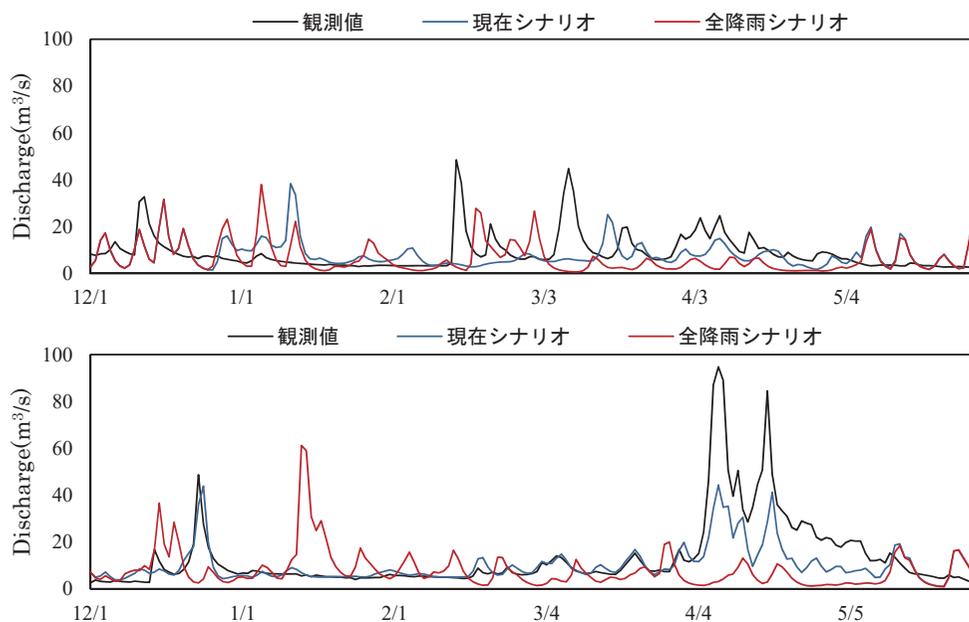


図4 観測流量，現在シナリオと全降雨シナリオの計算流量

（上：2015年12月から2016年5月，下：2016年12月から2017年5月）

対して融雪の寄与が 55%を占めると算出されたが、積雪量が少ない 2016 年 3 月から 5 月に関しては明確な寄与を確認できず、各年の変動が大きいことも示唆された。今後の課題として、分布型融雪・流出モデルの精度向上と対象期間の拡大、また気候変動の影響を考慮した積雪水量と融雪出水の変化の評価を行う。

## 謝辞

本研究の一部は JSPS 科研費 (20K04712, 代表: 朝岡良浩) および JSPS 二国間交流事業の支援により実施された。ここに謝意を示す。

## 参考文献

- 1) 国土交通省: 豪雪地帯対策特別措置法, 2015.
- 2) IPCC: Climate Change 2014: Impacts, Adaptation, and Vulnerability: Part A: Global and Sectoral Aspects, Contribution of Working Group II to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 2014.
- 3) 気象庁: 気象庁地球温暖化予測情報 9 巻, 2017.
- 4) 日本河川協会: 河川便覧, 1993.
- 5) 経済産業省資源エネルギー庁: 日本の水力エネルギー量 発電水力調査 [https://www.enecho.meti.go.jp/category/electricity\\_and\\_gas/electric/hydroelectric/database/energy\\_japan001/](https://www.enecho.meti.go.jp/category/electricity_and_gas/electric/hydroelectric/database/energy_japan001/) (2020/01/14 閲覧)
- 6) JA 全農にいがた: 新潟米おいしさの秘訣, <https://www.nt.zennoh.or.jp/eat/reason/> (2020/01/14 閲覧).
- 7) Abdul Haseeb Azizi and Yoshihiro Asaoka: Assessment of the Impact of Climate Change on Snow Distribution and River Flows in a Snow-Dominated Mountainous Watershed in the Western Hindukush-Himalaya, Afghanistan, Hydrology, Vol.7, No.4, 74, 2020.
- 8) 能登文和, 丸山利輔, 早瀬吉雄, 瀧本裕士, 中村公人: 手取川山地流域におけるタンクモデルを用いた積雪水資源量の評価, 農業農村工学会論文集, 268, pp.31-37, 2010.
- 9) 柏俊輔, 朝岡良浩, 風間聡: 積雪深データ同化による融雪出水解析, 土木学会論文集 B1 (水工学) Vol.67, No.4, I\_403-I\_408, 2011.
- 10) 阿賀野川水系の流域及び河川の概要 (案): 国土交通省河川局, pp.50, 平成 19 年 7 月 11 日
- 11) 横山宏太郎, 大野宏之, 小南靖弘, 井上聡, 川方俊和: 冬季における降水量の捕捉特性, 日本雪氷学会誌, Vol.65, pp303-316, 2003.
- 12) 近藤純正, 本谷研, 松島大: 新バケツモデルを用いた流域の土壤水分量, 流出量, 積雪水当量, 及び河川水温の研究, 天気, Vol.42, pp.821-831, 1995
- 13) 土木学会: 水理公式集 [平成 11 年度版], 丸善, pp.40, 1999.
- 14) Nash, J. E., Sutcliffe, J. V.: River flow forecasting through conceptual models part I—A discussion of principles. Journal of hydrology, 10(3), 282-290, 1970.

## インドネシア Citarum 川上流域の降雨・流出解析に関する基礎的検討\*

日本大学工学部土木工学科 神谷青佑

日本大学工学部土木工学科 朝岡良浩

日本大学工学部情報工学科 若林裕之

### 1. はじめに

インドネシアにおいて農林水産業は主要産業の 1 つで、2018 年の名目 GDP 構成比は 12.8% を占める。気候変動の影響に伴い高温障害、旱魃、洪水によって農業生産の低下が予想されている<sup>1)</sup>。このため、インドネシア政府は食料安全保障や農家の取得向上を政策上の優先課題の一つとして位置位置づけて、2012 年雨期作より農業保険事業を開始し、2015 年雨期作には 16 州にまで拡大して実施した。2016 年乾期作からは米を生産する全ての州を対象に損害補てん型農業保険を実施し

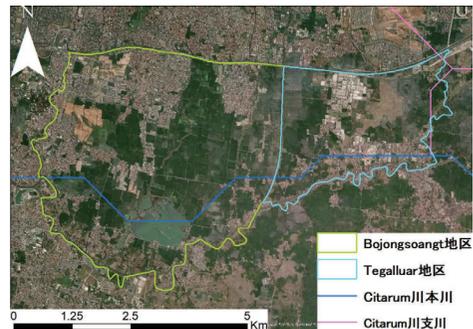


図 1 Bojongsong 地区および Tegalluar 地区

ている。農業保険制度によって農家に補償金を支払う際、農業保険の担当者が被害状況を現地調査がするが、被害状況を個々に調査するには多くの時間と労力を要するという問題が伴う。

インドネシアでは、雨季に洪水・氾濫による浸水が発生する。水田耕区の浸水被害のモニタリングに関しては、西ジャワ州の Bojongsong 地区および Tegalluar 地区 (図 1) をパイロットエリアとして、浸水被害の広域モニタリング手法の開発が進められている。人工衛星は広域の水域モニタリングに効果的と考えられ、特にマイクロ波センサは雲の影響を受けにくいことから、雨季乾季にかかわらず地表面をモニタリングできる。Wakabayashi et al., (2019) は Sentinel-1 衛星の C バンド合成開口レーダを用いて雨季の浸水域を抽出した。竹田ら (2020) は、Sentinel-1 衛星の観測周期が 12 日であるため、人工衛星の観測周期を補う方法として、二次元浅水方程式を基礎式とする内水氾濫モデルを用いて高い時間インターバルで浸水域を計算した。衛星観測による浸水域とシミュレーションの浸水域を比較したところ、シミュレーションの浸水域は過大推定となり、この要因として、対象エリアを流れる Citarum 川からの外水氾濫の寄与を無視できず、内水氾濫だけでは浸水域を十分に再現できないことを示した。

外水氾濫を数値計算は、計算領域の上流端に河川流量の境界条件を設定して、河川水と氾濫水の流れを計算する手法の他に、流域の降雨・流出・氾濫過程を一括して数値計算する手法がある。本研究は Citarum 川上流域を対象として、降雨・流出・氾濫過程を一括して扱う数値解析手法において、降雨・流出解析の妥当性を検討する。

\*A Fundamental Study on Runoff Analysis with a Numerical Simulation in the Upstream Area of the Citarum River basin, Indonesia by Seisuke Kamiya, Yoshihiro Asaoka and Hiroyuki Wakabayashi

## 2. 対象地域

Citarum 川の全長は約 350km, 流域面積は約 6000km<sup>2</sup> である。本研究は流出解析の範囲を Citarum 川の上流域 (図 2) に設定した。具体的には, Nanjiung 地点の上流域である。対象地域の Bojongsong 地区と Tegalluar 地区において東から西に向かって Citarum 川が流れ, 雨季には浸水被害が発生する。

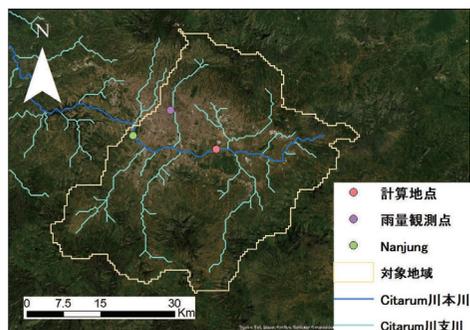


図 2 流出解析の対象地域

## 3. 研究手法およびデータセット

本研究は降雨・流出・氾濫を一体的に扱う RRI モデル<sup>4)</sup> (Rainfall-Runoff-Inundation Model) を対象地域に適用した。対象地域を 15"メッシュに分割し, 拡散波近似した二次元浅水方程式を展開する。各メッシュを河道部もしくは流域部に分類し, 流域部では地中部の降雨流出過程も取り扱う。以下に二次元浅水方程式を示す。

$$\text{連続の式:} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = r - f \quad (1)$$

$$\text{運動方程式}(x \text{ 方向}): \quad \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial u q_x}{\partial x} + \frac{\partial u q_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} \quad (2)$$

$$\text{運動方程式}(y \text{ 方向}): \quad \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial v q_x}{\partial x} + \frac{\partial v q_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} \quad (3)$$

ここで,  $u$ ,  $v$  は  $x$ ,  $y$  方向の流速,  $q_x$ ,  $q_y$  は  $x$ ,  $y$  方向の流量フラックス,  $h$  は水深,  $H$  は水位,  $\tau_x$ ,  $\tau_y$  は  $x$ ,  $y$  方向の剪断応力,  $r$  は降雨強度,  $\rho$  は水の密度,  $f$  は鉛直浸透強度,  $t$  は時間である。計算時間間隔  $dt=600s$  とした。

RRIモデルに入力する標高データ (図3) および流向データ (図4) をHydroSHDESより取得した。雨量データは衛星全球降水マップのGSMaP\_MVKプロダクトを用いた。河道部は集水面積に閾値を設けて判定した。雨量データの空間分解能0.1°, 観測インターバルは1時間である。数値計算の対象期間は2018年9月から2019年5月までの9ヶ月間である。また, 対象地域の乾期と雨季を判別するためにBandung市内の地上観測点の降雨データを用いた。

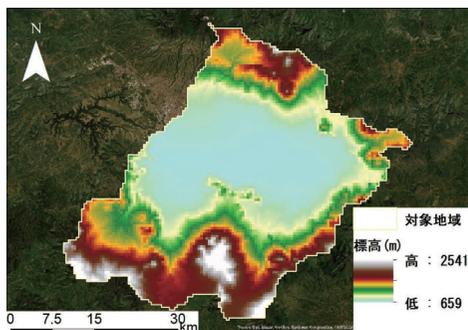


図 3 標高

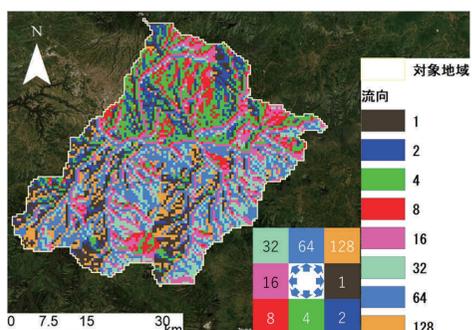


図 4 流向

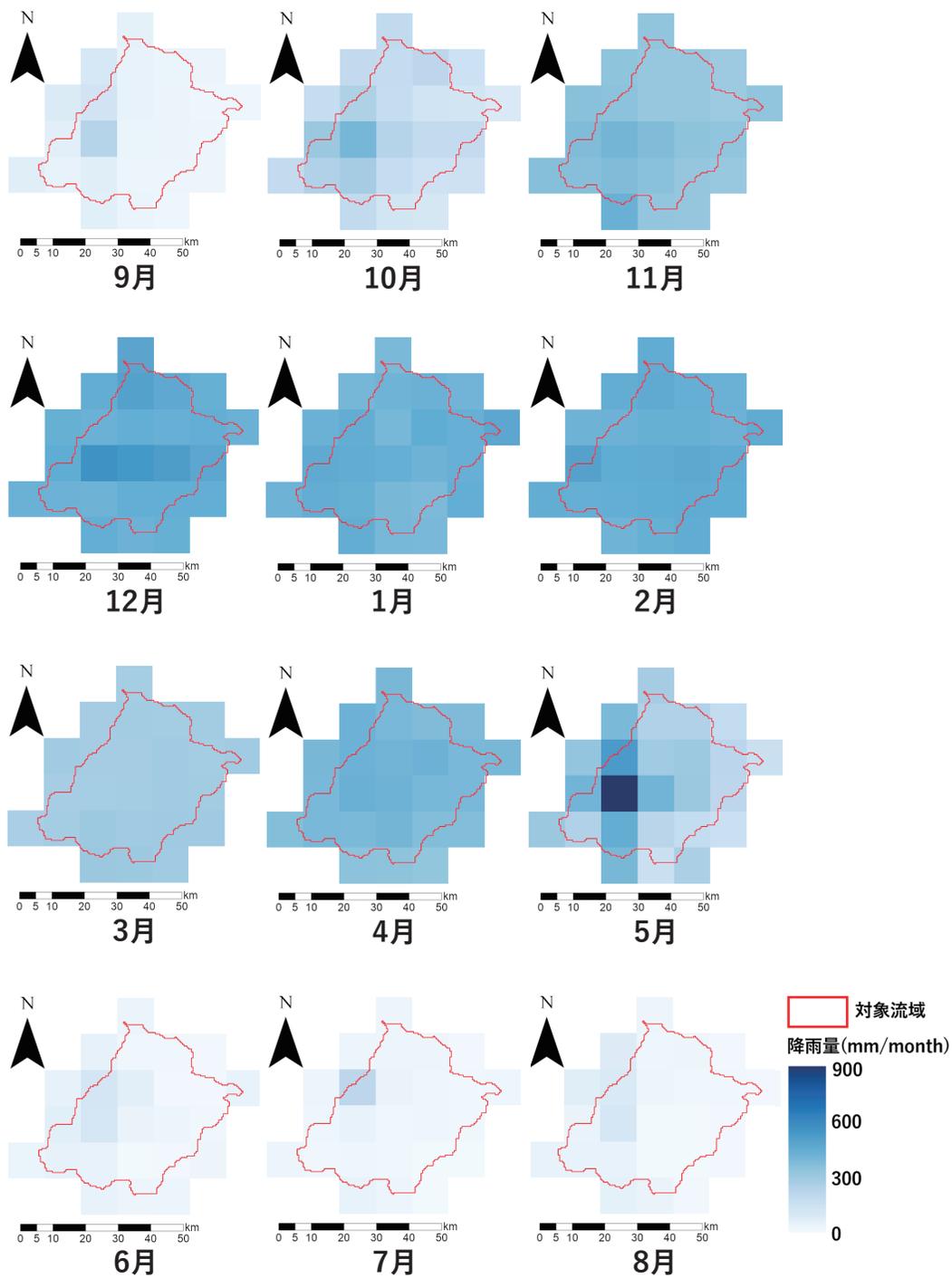


図5 月降水量 (2018年9月から2019年8月)

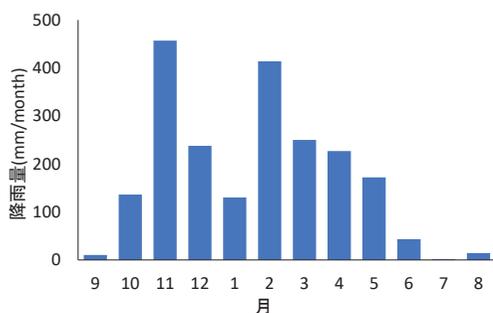


図6 地上観測点の降雨量

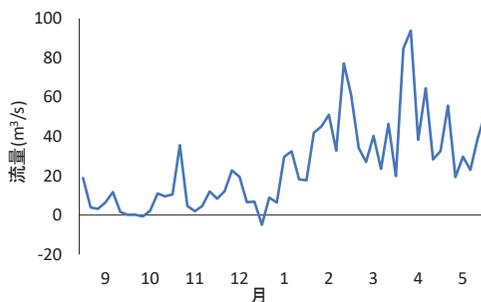


図7 河川流量（5日間の移動平均）

#### 4. 結果と考察

GSMaP\_MVK プロダクトの時間雨量を月雨量に集計した結果を図5に示す。また、2019年8月までの地上観測点による雨量データを図6に示す。GSMaP\_MVK プロダクトの降水量は10月以降に増加し、12月に最大となり、それ以降は徐々に減少する。6月から9月は乾季となり、降水量はほとんどない。地上観測雨量の降雨量は12月と2月にピークとなるが、GSMaP\_MVK プロダクトと同様に6月から9月の降雨量は少ない。

RRI モデルを用いて推定した Bojongsoang 地区（図2）の河川流量を5日間の移動平均に換算した結果を図7に示す。河川流量のピークは2月と4月の2回発生する。具体的には、1月上旬から2月下旬に増加、3月上旬に減少し、4月上旬には再び増加、5月上旬以降は減少する。GSMaP\_MVK プロダクトの降水量は12月に最大となるが、河川流量の1回目のピークは遅れて2月になる。また、12月下旬から1月上旬にかけて流量がマイナスになる期間があるが、この要因として、対象地域の勾配（傾斜角）が小さく、下流で支川が合流することから、背水が影響していると考えられる。標高データを用いて作成した河川部の傾斜角を図8に示す。

同地点における水深を5日間の移動平均にした結果を図9に示す。水深は河川流量と異なり、10月以降の降雨の増加に対して早く反応し、11月上旬から4月中旬まで安定して増加を続ける。上述のとおり、計算を出力した地点は勾配が小さいことから、流速が小さく、流量の増加が遅れると考えられる。2018年11月7日、2019年1月19日、4月11日、5月17日の水深を図10に示す。11月、1月、4月の日付は各月で河川流量が最大となった時期である。また、5月の日付は

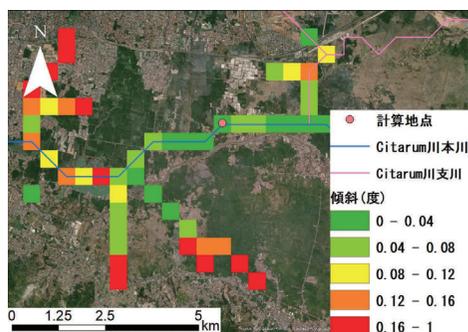


図8 河川部の傾斜角

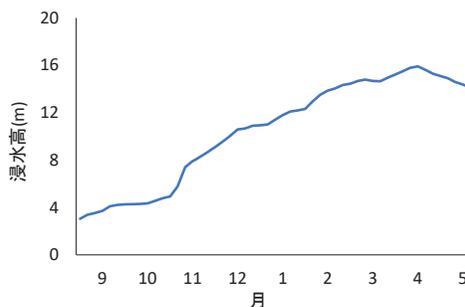


図9 水深（5日間の移動平均）

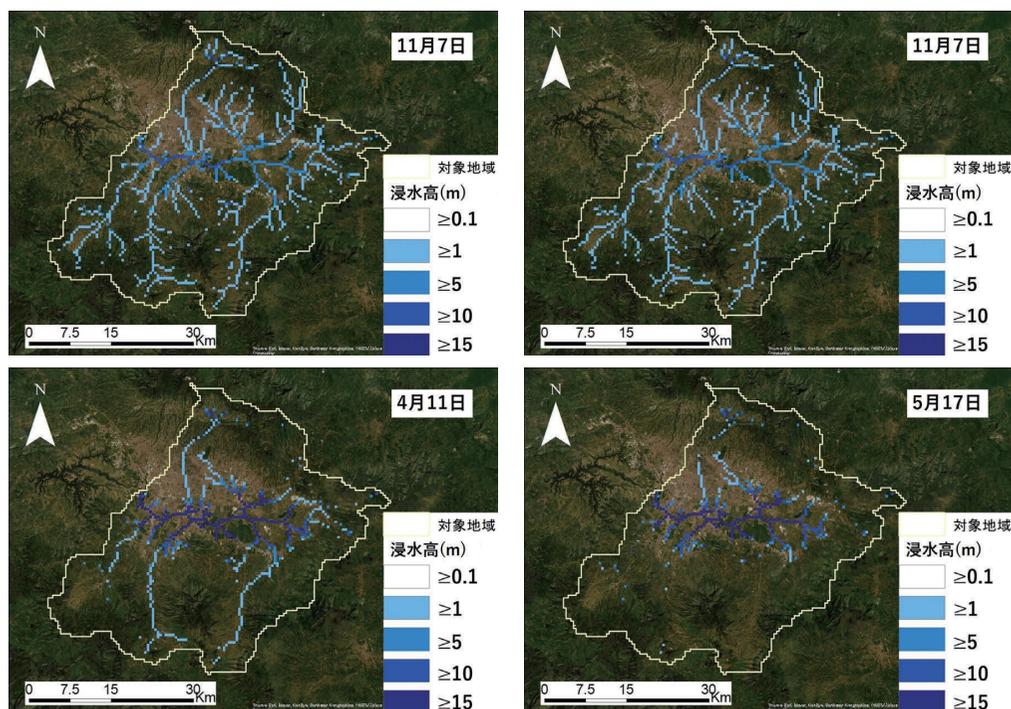


図 10 水深

河川流量が減少した時期である。Bojonsoang 地区では支川から Citarum 川に流入があり、11 月 7 日を基準とすると 1 月 19 日、4 月 11 日、5 月 17 日に高い。特に 5 月 17 日は支川の水深が小さいにも関わらず、Citarum 川の水深が高い状態が続くことから、これは河床勾配が小さいことにより本川の通水能力が低いことが要因と考えられる。以上より、Bojonsoang 地区では Citarum 川の河川水が停滞しやすく、浸水に対して外水氾濫の寄与が大きいと考えられる。

## 5. まとめ

本研究は RRI モデルをインドネシア Citarum 川の上流域に適用し、降雨流出解析を行った。Citarum 川が流れる Bojonsoang 地区の通水能力は低く、また、支川からの流入により、雨季に安定して河川水位が高くなることから、この地域の浸水被害に外水氾濫が寄与していることが示唆された。今後は蒸発散や河道断面を数値計算に組み込み、現地に即した降雨・流出・氾濫計算に取り組む予定である。また、衛星画像を用いて抽出した浸水域を用いて氾濫域のシミュレーション結果を検証する予定である。

## 謝辞

本研究の一部は JST/JICA SATREPS インドネシア案件の支援により実施された。また、土木研究所より技術支援を受けた。ここに謝意を示す。

**参考文献**

- 1) Naylor, R. L., Battisti, D. S., Vimont, D. J., Falcon, W. P., & Burke, M. B. (2007). Assessing risks of climate variability and climate change for Indonesian rice agriculture. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 104(19), 7752-7757.
- 2) Wakabayashi, H., Motohashi, K., Kitagami, T., Tjahjono, B., Dewayani, S., Hidayat, D., Hongo, C. (2019). Flooded area extraction of rice paddy field in Indonesia using Sentinel-1 SAR data, *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, 2019; Vol. XLII-3/W7, pp. 73-76.
- 3) 竹田稔真, 河村弘仁, 朝岡良浩, 若林裕之. インドネシア Citarum 川流域の水田耕区における氾濫解析, *東北地域災害科学研究*, Vol.56, p.33-38, 2020.
- 4) 佐山敬洋, 建部祐哉, 藤岡 奨, 牛山朋来, 萬矢敦啓, 田中茂信. 2011 年タイ洪水を対象にした緊急対応の降雨流出氾濫予測, *土木学会論文集 B1(水工学)*, Vol.69, No.1, p.14-29, 2013.

## 破堤氾濫域における土砂堆積と湛水の状況から概算される氾濫水密度\*

中央大学研究開発機構 松富英夫  
岡山理科大学理学部 鎌滝孝信

### 1. はじめに

氾濫水密度 $\rho$ は氾濫域における構造物への浮力を含む流体力<sup>1)</sup>や土砂堆積と密接に関係する。氾濫による土砂堆積の特性情報は沿岸域における津波氾濫と河川氾濫の区別<sup>2)</sup>、ひいては歴史津波の規模特定などに必要である。

松富・鎌滝<sup>3)</sup>は2018年の岡山県倉敷市真備町における小田川の複数地点での破堤による氾濫域の湛水状況と湛水排水後の土砂堆積厚 $Z$ に関する現地調査データを用いて氾濫水密度 $\rho$ を概算する方法を提示した。

2019年10月12～13日の台風第19号豪雨により、東日本と北日本の広範囲で洪水の破堤氾濫が多発した<sup>4)</sup>。例えば、長野県の一級河川千曲川の左岸堤防57.5 km地点<sup>5)</sup>や宮城県の一級河川吉田川の左岸堤防20.9 km地点<sup>6)</sup>で大規模な破堤氾濫が発生した。これらの破堤氾濫域における湛水状況や土砂堆積厚 $Z$ に関する現地調査データを収集すれば、提示概算法による氾濫水密度 $\rho$ の概算や破堤氾濫域における土砂堆積特性の高度化が期待できる。

本研究は千曲川と吉田川の破堤氾濫域における最大氾濫浸水深 $h$ 、土砂堆積厚 $Z$ 、堆積土砂の層構造・粒度に関する現地調査データや湛水情報を収集し、提示概算法による氾濫水密度 $\rho$ の概算や破堤氾濫域における土砂堆積特性の高度化を目的とする。

### 2. 現地調査

千曲川の破堤氾濫域における現地調査は2019年11月8～11日、吉田川の破堤氾濫域における現地調査は11月18～20日である。千曲川調査時の天気は晴れや曇り、吉田川調査時の天気は夜間に小雨が降ったりした曇りである。

主な現地調査項目は破堤氾濫域内の各調査地点 (Stと略記) における最大氾濫浸水深 $h$  (=最大氾濫浸水痕跡位—土砂堆積地点地表位)、土砂堆積厚 $Z$ 、堆積土砂の層構造と粒度である。調査地点は氾濫域全体に偏りなく行き渡るように心がけ、氾濫流を急変させる家屋などの構造物が近場でない地点とした。各調査地点で土砂堆積状況を2箇所以上調べ、基本的に代表的なもの1つを調査した。堆積土砂の層構造は目視と触診で判断し、土砂堆積厚が薄いもの (3層は3 cm以下、2層は2 cm以下) を除き層毎に土砂を採取した。測量には自動レベルと標尺を用いた。

図-1と2に現地調査地点(●)と破堤地点(×)を示す。図中のアラビア数字は調査地点番号である。図-2におい

て、St.1～4と10の破堤氾濫域を氾濫域I、St.5～9の破堤氾濫域を氾濫域IIと呼ぶことにする。

### 3. 土砂堆積

本研究では堆積土砂の成分を既報<sup>3)</sup>と同様に泥(シルト・粘土)と砂に大別して論じる。表-1と2に各破堤氾濫域の各調査地点における調査結果例を示す。粒径(中央粒径 $d_{50}$ )は層毎の評価値の算術平均値である。堆積土砂の成分は既報と同じで泥が主体である。写真-1に千曲川の破堤氾濫域のSt.6における堆積土砂の層構造を示す。

#### (1) 千曲川

千曲川は新潟・長野県境を起点とし、幹川流路延長214 km、流域面積7,163 km<sup>2</sup>の一級河川である。河川整備基本方針における治水安全度は1/100、計画降水量は186 mm/2日、長野市穂保地先の破堤地点(左岸57.5 km)の下流6.1 kmに位置する立ヶ花基準地点における基本高水流量と計画高水流量は11,500 m<sup>3</sup>/sと9,000 m<sup>3</sup>/sである<sup>7)</sup>。

今回、破堤地点上流の佐久市塩名田雨量観測所では24時間最大雨量が273 mmに達し<sup>8)</sup>、流域平均の総雨量(3日間雨量、22観測地点<sup>9)</sup>の算術平均)は207 mmである。

千曲川における破堤箇所は長野市穂保地先の1箇所、破堤地点では10月13日00時55分に越水が確認された。左岸57.4 km地点に設置された危機管理型水位計の記録によれば<sup>8)</sup>、02時40分に最大の水位と越流水深0.8 mに達した。破堤は05時30分、最終的な破堤延長は約70 mである<sup>8)</sup>。

図-3左に各調査地点の最大氾濫浸水深 $h$ と土砂堆積厚 $Z$ の関係を示す。図中の数値は調査地点番号で(図-1、表-1参照)、赤点線囲いは砂を含む土砂堆積(以下同じ)である。図中には土砂堆積厚を最大氾濫浸水深の0.5、1、2%とした場合の関係が破線で示されている。2%は2011年東北地震津波による仙台平野の土砂堆積で評価された平均値である<sup>9)</sup>。図から、1) St.6, 8, 12, 19といった破堤地点に比較的近い地点(直線距離 $L$ で1 km以内。後述の図-4左参照)を除けば、土砂堆積厚は最大氾濫浸水深の1%程度以下であること、2) 堤外地(高水敷)の堤防近傍沿いの土砂堆積は厚い傾向、すなわち土砂堆積厚・最大氾濫浸水深比 $Z/h$ が津波によるものとはほぼ同じ2%程度であることが判る。St.6, 8, 12, 19において土砂堆積が厚い傾向の要因として、道路沿いの水田内の道路縁という調査地点の選定も考えられる。

\* Density of inundation water roughly estimated from the state of sediment deposit and ponding in flooded area due to the breaking of river embankment by Hideo MATSUTOMI and Takanobu KAMATAKI

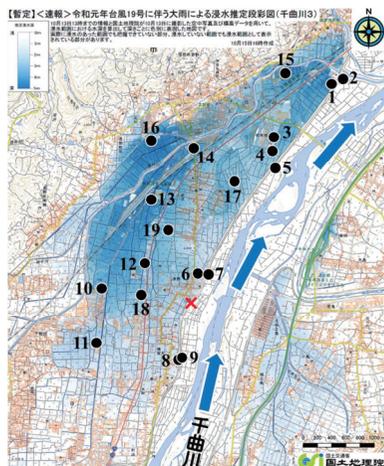


図-1 長野市穂保地先での破堤による氾濫域における氾濫浸水深や土砂堆積厚などの現地調査地点 (国土地理院発表の浸水推定段彩図<sup>9)</sup>に加筆・修正。●：現地調査地点，×：破堤地点，アラビア数字は現地調査地点番号)

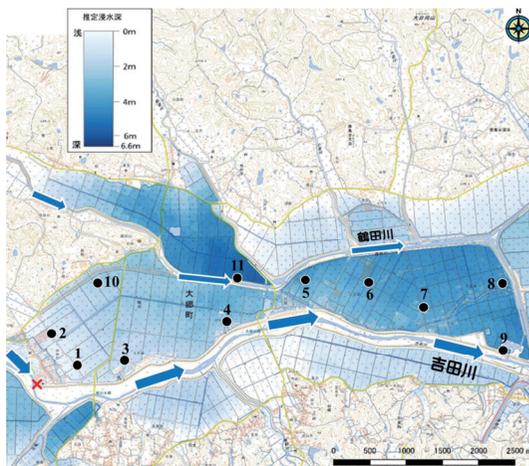


図-2 宮城県大郷町粕川地先での破堤による氾濫域における氾濫浸水深や土砂堆積厚などの現地調査地点 (国土地理院発表の浸水推定段彩図<sup>9)</sup>に加筆・修正。●：現地調査地点，×：破堤地点，アラビア数字は現地調査地点番号)

表-1 千曲川の破堤氾濫域における現地調査結果例 (d)：乾燥，(w)：湿潤，粒径：レーザー分析器で評価，\*：平均値評価で除外)

調査地点	浸水痕跡場所	土砂採取場所	堆積土砂成分	浸水深 h(m)	土砂堆積厚 Z(cm)	Zh (%)	直線距離 L(m)	粒径 (μm)	堆積層数
St.1	浅川排水機場建屋壁面	果樹園内	泥	4.25	0.3-0.5(d)	0.07-0.12	3,650	28.4	1
St.2	堤防裏法面	高水敷	泥	7.65	14(w)	1.83	3,750	21.7*	1
St.3	下水処理場建屋壁面	処理場内	泥	2.48	2.7-3.0(d)	1.09-1.21	2,510	19.1	3
St.4	下水処理場建屋壁面	果樹園内	泥	3.02	1.0-1.3(d)	0.33-0.43	2,370	14.6	1
St.5	堤防天端	高水敷	泥	5.78	10(w)	1.73	2,210	27.1*	1
St.6	平屋土壁住家壁面	樹園空地	砂+泥	1.83	8.5(w)	4.64	380	100.0*	3
St.7	堤防天端	高水敷	砂	6.17	9.5(w)	1.54	390	109.6*	2
St.8	物置小屋壁面	樹園空地	泥	0.97	5(w)	5.15	880	28.4	3
St.9	堤防裏法面	高水敷	砂+泥	5.39	7(w)	1.30	850	57.1*	2
St.10	倉庫壁面	水田内	泥	3.59	2.8(w)	0.78	1,330	12.5	3
St.11	JA倉庫壁面	水田内	泥	2.15	1.5(w)	0.70	1,500	7.6	3
St.12	製作所建屋壁面	休耕地内	泥	3.36	5-14(w)	1.49-4.17	850	18.8	1
St.13	橋桁裏板面	水田内	泥	4.94	4(w)	0.81	1,590	17.2	1
St.14	長沼排水機場建屋壁面	樹園空地	泥	4.25	0.7(d)	0.16	2,160	13.2	3
St.15	2階建て住家壁面	樹園空地	泥	4.36	1.5-3(d)	0.34-0.69	3,480	13.1	2
St.16	JR鉄道路路盤法面	水田内	泥	4.38	0.7-0.9(w)	0.16-0.21	2,410	6.1	1
St.17	果樹園内倉庫内側壁面	果樹園内	泥	2.81	1.5-2(w)	0.53-0.71	1,750	8.2	3
St.18	住家壁面	水田内	泥	2.86	3.3(w)	1.15	740	-	4
St.19	住家壁面	樹園空地	泥	3.19	6(w)	1.88	1,040	-	1

表-2 吉田川の破堤氾濫域における現地調査結果例 (d)：乾燥，(w)：湿潤，-：測定せず)

調査地点	浸水痕跡場所	土砂採取場所	堆積土砂成分	浸水深 h(m)	土砂堆積厚 Z(cm)	Zh (%)	直線距離 L(m)	粒径 (μm)	堆積層数
St.1	住家壁面	水田内	砂	2.72	1.8-2.2(d)	0.66-0.81	590	-	1
St.2	ビニールハウス壁面	水田内	泥	1.44	3.1(w)	2.21	700	-	2
St.3	牛舎壁面	水田内	泥	1.60	1.2(d)	0.75	1,250	-	1
St.4	牛舎壁面	水田内	泥	1.79	0.7(d)	0.39	2,720	-	2
St.5	ビニールハウス壁面	水田内	泥	2.57	0.1-0.2(d)	0.04-0.08	3,950	-	1
St.6	ビニールハウス壁面	水田内	泥	2.89	0.1(d)	0.03	4,770	-	3
St.7	住家壁面	水田内	泥	2.82	1.0(w)	0.35	5,580	-	2
St.8	物置小屋壁面	水田内	砂+泥	3.28	3.0(d)	0.91	6,610	-	2
St.9	堤防裏法面	水田内	泥	3.08	3.4(w)	1.10	6,530	-	2
St.10	ビニールハウス壁面	水田内	泥	2.58	1.8-2.0(w)	0.70-0.78	1,810	-	1
St.11	堤防裏法面	水田内	泥	3.17	0.6(d)	0.19	3,060	-	1

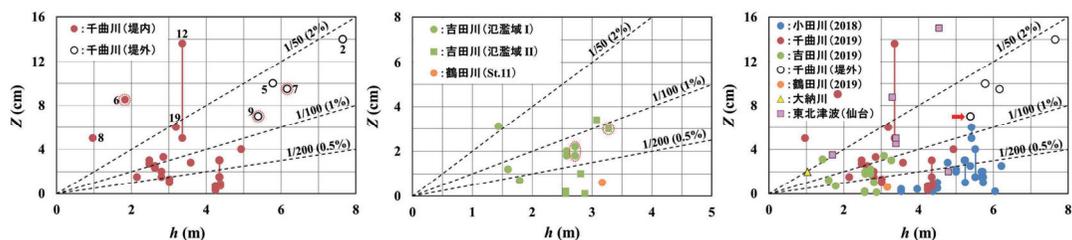


図-3 最大氾濫浸水深 $h$ と土砂堆積厚 $Z$ の関係 (左: 千曲川, 中央: 吉田川, 右: 全体。赤点線囲いは砂を含む土砂の堆積)

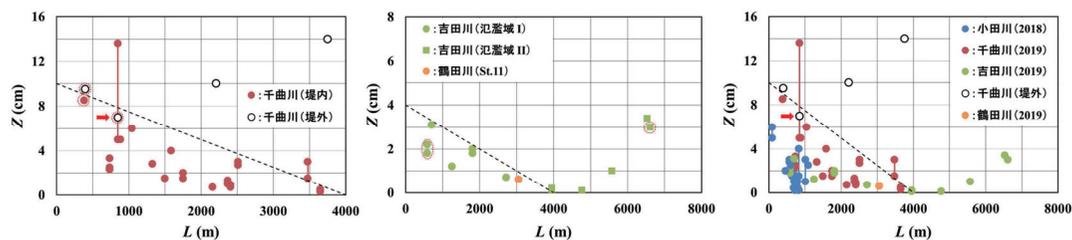


図-4 破堤地点からの直線距離 $L$ と土砂堆積厚 $Z$ の関係 (左: 千曲川, 中央: 吉田川, 右: 全体。赤点線囲いは砂を含む土砂の堆積)



写真-1 千曲川の破堤氾濫域のSt.6における堆積土砂の層構造 (地表から泥層[22 $\mu$ m]+砂層[225 $\mu$ m]+泥層[53 $\mu$ m]の3層)

図-4左に各調査地点の破堤地点からの直線距離 $L$ と土砂堆積厚 $Z$ の関係を示す。直線距離 $L$ はGoogle Earthの距離測定機能を用いて評価している。図中には両者の関係に対する暫定的な上限直線が破線で示されている。赤矢印のデータは破堤地点上流の堤外地で得られたもので、以下でも同じである。図から、1) 土砂堆積は破堤地点から離れるにつれて薄くなること、2) 堤外地の土砂堆積は逆に厚くなっていることが判る。1)の傾向は2018年西日本豪雨において小田川の破堤氾濫域で得られた土砂堆積の傾向と同じである<sup>3)</sup>。St.12で得られた2つの土砂堆積の一方は直線距離の割に厚い。両データは道路沿いの同じ水田内のもので、厚い方は道路沿いの縁近辺、薄い方は中心寄りで得られている。2)は堤外地の流況が、堤防の線形も関係して、堆積傾向のもの(堰上げ背水)で、流下方向へ徐々に変化したことによると考えられる。

## (2) 吉田川

吉田川は一級河川鳴瀬川の右一次支川で、幹川流路延長53 km、流域面積350 km<sup>2</sup>を有する。河川整備基本方針における治水安全度は1/100、計画降水量は335 mm/2日、

大郷町粕川地先の破堤地点(左岸20.9 km)の上流7 kmに位置する落合基準地点における基本高水流量と計画高水流量は2,300 m<sup>3</sup>/sと1,600 m<sup>3</sup>/sである<sup>10)</sup>。

今回、宮城県加美町の青野雨量観測所では10月12日00時からの48時間雨量が410 mmに達し<sup>4)</sup>、流域平均の総雨量は(8観測地点の算術平均<sup>11,12)</sup>)は303 mmである。

吉田川における破堤箇所は大郷町粕川地先の1箇所、破堤地点では10月13日03時頃に越水が確認された<sup>11)</sup>。洪水位は破堤地点の計画高水位を6時間程度、堤防天端高を4時間程度超過し、最大越流水深は0.4 mに達した<sup>11)</sup>。破堤は07時50分頃、最終的な破堤延長は約100 mである<sup>11)</sup>。

図-3中央に各調査地点の最大氾濫浸水深 $h$ と土砂堆積厚 $Z$ の関係を示す。図中、●は氾濫域I、■は氾濫域II、●は左二次支川鶴田川左岸側の堤内地で得られたデータである。図から、破堤地点に比較的近い地点(直線距離 $L$ で1 km以内。後述の図-4中央参照)を除けば、土砂堆積厚は最大氾濫浸水深の1%程度以下であることが判る。

図-4中央に各調査地点の破堤地点からの直線距離 $L$ と土砂堆積厚 $Z$ の関係を示す。図中には両者の関係に対する暫定的な上限直線が破線で示されている。図から、氾濫域Iでは破堤地点から離れるにつれて、土砂堆積が薄くなり、氾濫域IIでは破堤地点から離れるにつれて、土砂堆積が厚くなっていることが判る。破堤氾濫域を南北に走る県道146号が低堤高の堤防の役割を果たすと判断して二分したが、土砂堆積厚の傾向も二分された。これには県道の存在や細長い緩勾配(約1/3,000<sup>11)</sup>)の地形、排水に11日半も要したこと(後述)、St.9の近辺に排水機場があり、土砂が集まり易いことが関係していよう。

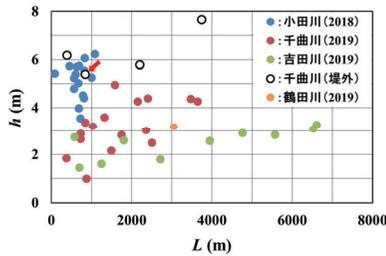


図-5 破堤地点からの直線距離 $L$ と最大氾濫浸水深 $h$ の関係

### (3) 全体

図-3右に小田川、千曲川、吉田川の各破堤氾濫域における各調査地点の最大氾濫浸水深 $h$ と土砂堆積厚 $Z$ の関係を示す。図中には2017年秋田豪雨における雄物川の左一次支川大納川<sup>13)</sup>や2011年東北地震津波における仙台平野<sup>9)</sup>の氾濫域で得られたデータも示されている。図から、破堤地点近くで例外的な厚さのデータが存在するが、全体的に洪水の破堤氾濫による湛水後の土砂堆積厚 $Z$ は最大氾濫浸水深 $h$ の1%程度以下であることが判る。

図-4右に小田川、千曲川、吉田川の各破堤氾濫域における各調査地点の破堤地点からの直線距離 $L$ と土砂堆積厚 $Z$ の関係を示す。図中には両者の関係に対する暫定的な上限直線が破線で示されている。図から、直線距離 $L$ に対する土砂堆積厚 $Z$ の低減割合は破堤氾濫域毎で異なり得るが、低減傾向ほどの破堤氾濫域でも同じことが判る。ただし、破堤氾濫域の状況次第で例外があり得る。

## 4. 湛水

### (1) 最大の氾濫浸水深と氾濫浸水位の空間分布

図-5に小田川、千曲川、吉田川の各破堤氾濫域における各調査地点の破堤地点からの直線距離 $L$ と最大氾濫浸水深 $h$ の関係を示す。図から、1) 小田川の場合、13調査地点の最大氾濫浸水深は大きく散らばっているが、直線距離が増すにつれて大きくなる傾向が認められること、2) 千曲川の場合、堤外地を除いた15調査地点の最大氾濫浸水深は散らばっているが、直線距離が増すにつれて大きくなり、その算術平均値は3.22 mであること、3) 吉田川の場合、St.11を除いた10調査地点の最大氾濫浸水深は直線距離が増すにつれて明瞭に大きくなり、その算術平均値は2.48 mであることが判る。

図-6に小田川、千曲川、吉田川の各破堤氾濫域における各調査地点の破堤地点からの直線距離 $L$ と最大氾濫浸水位 $E$  (TP基準) の関係を示す。最大氾濫浸水位は国土地理院のDEMデータ<sup>14)</sup>と最大氾濫浸水深 $h$ から評価している。図から、最大氾濫浸水位 $E$ は、吉田川での場合のように破堤氾濫域が細長い緩勾配の場合を除けば、ほぼ同様であることが判る。吉田川での場合にしても、氾濫域IIではほぼ同様となっている。

### (2) 湛水部立体形状の単純化

湛水部における諸量・諸事象を単純化 (平面空間平均化) して論じるため、湛水部立体形状を単純化する。

最大氾濫浸水深 $h$ の直線距離 $L$ に対する分布は破堤氾濫域の地形や破堤地点数、氾濫流況に依存する。4.(1)節で論じた最大の氾濫浸水深と氾濫浸水位 $E$ の直線距離に対する分布状況や図-1と2に示された国土地理院発表の浸水推定段彩図<sup>9)</sup>から、千曲川と吉田川での湛水部は各々直径部の高さ (深さ) が0の斜切円柱と一様幅の緩傾斜した矩形と単純化できよう。

各湛水部を上述のように単純化した場合、各湛水域における最大湛水面積 $A_m$ のときの最大空間平均湛水深 $h_{am}$ は千曲川では地形勾配が緩いので $4.94 \text{ m}^2 = 2.47 \text{ m}$  (水際水深0 mの考慮の仕方が不明なため、実測の最大氾濫浸水深の算術平均値は不採用)、吉田川では2.48 m (10調査地点の最大氾濫浸水深の算術平均値) と評価される。

### (3) 湛水深や湛水面積の経時変化

図-7に小田川、千曲川、吉田川の各破堤氾濫域における無次元の空間平均湛水深 $h_d/h_{am}$  (小田川) や湛水面積 $A/A_m$  (千曲川、吉田川) の推定経時変化を示す。小田川でのものは既報<sup>9)</sup>の結果、千曲川と吉田川でのものは国交省の調査結果<sup>9) 15)</sup>に基づいている。図中には破線で後述する氾濫水密度 $\rho$ の評価の際に用いる近似の経時変化も示されている。図から、1) 上述の3破堤氾濫域における最大の空間平均湛水深 $h_{am}$ や湛水面積 $A_m$ となる時間 $t$ は、各最大湛水面積が同程度であるためか、洪水が堤防を越水開始 ( $t=0$ ) してから7~13時間後で、ほぼ同じであること、2) 無次元の空間平均湛水深 $h_d/h_{am}$ や湛水面積 $A/A_m$ の増加曲線は破堤氾濫域毎の状況にあまり依存せず、低減曲線は破堤氾濫域毎で異なることが判る。

## 5. 氾濫水の断面平均の土砂濃度と密度

### (1) 湛水量と堆積土砂量

#### a) 千曲川

破堤氾濫域における最大湛水量 $V$ は4.(2)節の結果を踏まえて湛水部の立体形状を三角錐、最大湛水面積 $A_m$ を $9.5 \text{ km}^2$ <sup>9)</sup>、最大氾濫浸水深 $h$ を現地調査結果の4.94 m (表-1参照) とすれば、 $9.5 \text{ km}^2 \times 4.94 \text{ m} = 2.35 \times 10^7 \text{ m}^3$ と概算される。

破堤氾濫域における堆積土砂量 $V_s$ は、土砂堆積厚として表-1に示す堤外地の4調査地点を除いた15調査地点の算術平均土砂堆積厚0.0337 mを採用すれば、 $9.5 \text{ km}^2 \times 0.0337 \text{ m} = 3.20 \times 10^5 \text{ m}^3$  (土砂間隙を含む) と概算される。

#### b) 吉田川

破堤氾濫域 (氾濫域とII) における最大湛水量は湛水部の立体形状を一様幅の緩傾斜した矩形、最大湛水面積 $A_m$ を $7.0 \text{ km}^2$  (Google Earthのポリゴン機能を用いて評価)、最大空間平均湛水深 $h_{am}$ を現地調査結果の2.48 m (表-2参照) とすれば、 $7.0 \text{ km}^2 \times 2.48 \text{ m} = 1.73 \times 10^7 \text{ m}^3$ と概算される。

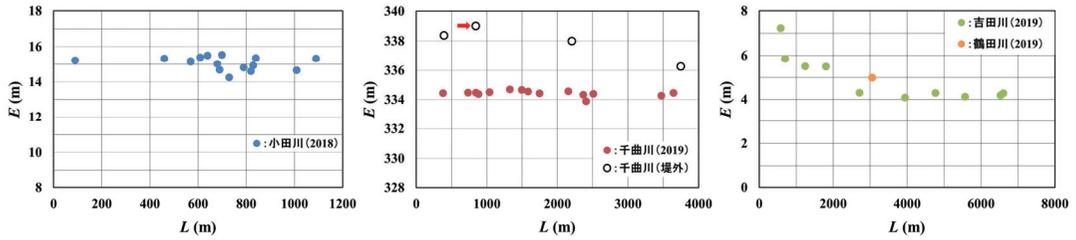


図-6 破堤地点からの直線距離Lと最大氾濫水位Eの関係 (左：小田川，中央：千曲川，右：吉田川)

破堤氾濫域における堆積土砂量は，土砂堆積厚として表-2に示すSt.11を除いた10調査地点の算術平均土砂堆積厚0.0166 mを採用すれば， $7.0 \text{ km}^2 \times 0.0166 \text{ m} = 1.162 \times 10^5 \text{ m}^3$  (土砂間隙を含む)と概算される。

(2) 断面平均の土砂濃度と密度の概算

提示概算法<sup>3)</sup>により千曲川と吉田川の破堤氾濫域における氾濫水の断面平均の土砂濃度 $C_m$ と密度 $\rho$ を概算する。

提示概算法における増水・満水・減水時の土砂堆積モデルの仮定を再掲・加筆すれば，次の通りである<sup>3)</sup>。

- 1) 湛水域は，土砂堆積を平面空間平均で論じるので，水平床の矩形とする。
- 2) 湛水域の増水時間 (千曲川：9 h，吉田川：13 h) は全湛水時間 (千曲川：84 h，吉田川：275 h) に比べて短く (図-7参照)，増水時の破堤氾濫流は有意な氾濫流速を持つので，増水時の土砂堆積は無視できるとする。
- 3) 最大の空間平均湛水深 $h_m$ と湛水面積 $A_m$ は4.(2)節，最大湛水量は5.(1)節で評価した値，無次元空間平均湛水深 $h_d/h_m$ の経時変化は $h_d/h_m \approx A/A_m$ として図-7中の破線とする。
- 4) 減水時は破堤地点から氾濫水の流入出がないとする。
- 5) 湛水内の土砂粒径 (=中央粒径 $d_{50}$ ) は一様で，土砂濃度 $C_m$ と密度 $\rho$ は時・空間的に一定 (=断面平均値) とする。ただし，減水時の水位低下に比べて土砂の沈降が速く清水となる部分が存在すれば，その部分は除く。

a) 計算式

土砂粒径データが存在する千曲川での場合を示す。満水状態の継続時間を0，土砂の沈降速度を $v_f$ とする。したがって，減水時のみが計算対象となり，千曲川の破堤氾濫域における堆積土砂量 (実体積)  $V_{ss}$ は後述する無次元水位低減時間 $t_{b1}$ の値次第で次の3ケースが考えられる。ただし，単位は (m, s)，最大の空間平均湛水深 $h_m = 2.47 \text{ m}$ ，図-7における減水時の折れ破線の始点から終点までの3座標 ( $t, h_d/h_m$ ) は順に(9 h, 1)，(59 h, 0.16= $h_{r2}$ )，(84 h, 0) である。

- ・ケース1 ( $t_{b1} = 3600 \times (59-9) v_f / h_m \geq 1$ ) :
 
$$V_{ss} = V_c C_m \quad (1)$$
- ・ケース2 ( $1 - h_{r2} \leq t_{b1} < 1$ ) :
 
$$V_{ss} = V_c C_m \quad (t_{b2} = 3600 \times (84-59) v_f / h_m (1-t_{b1}) \geq 1)$$
- ・ケース3 ( $t_{b1} < 1 - h_{r2}$ ) :
 
$$V_{ss} = V_c C_m t_{b1} + h_{r2} V_c C_m \quad (t_{b3} < 1)$$

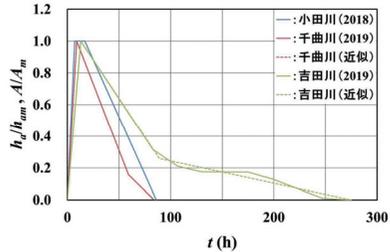


図-7 無次元の空間平均湛水深 $h_d/h_m$ と湛水面積 $A/A_m$ の経時変化

・ケース3 ( $t_{b1} < 1 - h_{r2}$ ) :

$$V_{ss} = V_c C_m t_{b1} + h_{r2} V_c C_m \quad (t_{b3} = 3600 \times (84-59) v_f / h_m (h_{r2} \geq 1) \quad (4)$$

$$V_{ss} = V_c C_m t_{b1} + h_{r2} V_c C_m t_{b3} \quad (t_{b3} < 1) \quad (5)$$

ここで， $t_{b1}$ は減水初期 $t=9 \text{ h}$ の水面位の土砂が底面まで沈降に要する時間を基準とした $t=9 \sim 59 \text{ h}$ まで， $t_{b2}$ は $t=59 \text{ h}$ の上端位の土砂 (この上端位から水面位までは清水) が底面まで沈降に要する時間を基準とした $t=59 \sim 84 \text{ h}$ まで， $t_{b3}$ は $t=59 \text{ h}$ の水面位の土砂が底面まで沈降に要する時間を基準とした $t=59 \sim 84 \text{ h}$ までの水位低減時間である。

b) 計算例

自然堆積土砂 (シルト・粘土) の間隙比 $e$ として一般的な2~3を採用すれば<sup>16)</sup>，実体積の堆積土砂量 (千曲川)  $V_{ss}$ は5.(1)節における概算値 $V_{ss}$ の1/3~1/4倍の $(8.00 \sim 10.66) \times 10^4 \text{ m}^3$ となる。したがって，土砂粒径 $d_{50}$ を12取得データの算術平均値である0.0156 mmとし (表-1参照)，ストークスの式で沈降速度 $v_f$ の評価が可能で，水温を20°Cとすれば， $v_f = 2.19 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ， $t_{b1} = 16.0 > 1$ となり，断面平均土砂濃度 $C_m$ は

$$\begin{aligned} \text{式(1)} &= V_c C_m = (8.00 \sim 10.66) \times 10^4 \text{ m}^3 \\ \therefore C_m &= (3.41 \sim 4.54) \times 10^{-3} \approx (0.34 \sim 0.45)\% \end{aligned}$$

満水状態の継続時間を0，減水時は破堤地点から氾濫水の流入出がないとしているので，無次元水位低減時間 $t_{b1}$ が1以上であれば，堆積土砂量は土砂粒径に依存しない。千曲川の場合， $t_{b1} = 1$ は $v_f = 1.37 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ， $d_{50} = 0.0039 \text{ mm}$  ( $\leq 0.0039 \text{ mm}$ ) の粘土と判定される。したがって，満水状態の継続時間が短く，堆積土砂成分が粘土だけでない場合，堆積土砂量はほぼ最大湛水量で決まり，千曲川での場合の断面平均土砂濃度 $C_m$ は詳細な土砂粒径の情報がなくても(0.34~0.45)%と評価される。この知見を利

用すれば、吉田川での場合のものは(0.17~0.22)%と評価される。

氾濫水の密度 $\rho$ や比重 $\rho/\rho_w$ は、 $\rho_s$ を土砂の密度、 $\rho_w$ を清水の密度とすれば、次式から評価される。

$$\rho = \rho_w \{1 + (\rho_s / \rho_w - 1) C_m\} \quad (6)$$

したがって、 $\rho/\rho_w=2.65$ 、 $e=2\sim3$ とすれば、千曲川での場合における算術平均の土砂粒径 $d_{50}=0.0156$  mmに対する氾濫水の比重 $\rho/\rho_w$ は1.0056~1.0075と評価される。この値は小田川での場合における評価値1.0036~1.011<sup>3)</sup>とほぼ同じである(小田川では土砂粒径を測定していないが、千曲川での場合の粒径と湛水経時パターンが同じとすれば、 $\rho/\rho_w=1.0042\sim1.0056$ と評価される)。この値や図-3左に示した結果から、氾濫水密度 $\rho$ は次式の土砂堆積厚 $Z$ と最大氾濫浸水深 $h$ の比で概算できることが再確認されたとと言える。

$$\rho \approx \rho_w (1 + Z/h) \quad (7)$$

最後に上記評価値の妥当性の一検証を試みる。最大湛水時の水中土砂が全て沈降堆積する(式(1)または(2)の場合)とすれば、土砂濃度 $C_m$ の評価値(0.34~0.45)%は実体積の土砂堆積厚 $Z_s$ に関して $Z_s/h=(0.34\sim0.45)\%$ に相当する。評価において堆積土砂の間隙比 $e$ を2~3としたので、実際状態の土砂堆積厚 $Z$ に関して $Z/h$ は $Z_s/h$ を(3~4)倍した(1.02~1.82)%となる。現地調査で得た $Z/h$ は1.40%(15個の算術平均値)で、評価値はその73~129%、平均で101%である。諸量・諸事象を単純化して評価する本提示概算法は湛水部立体形状の単純化が妥当であればこの程度の精度を持つ。

## 6. おわりに

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- (1)既報<sup>3)</sup>の土砂堆積モデルに基づき、2019年10月の台風第19号豪雨による千曲川と吉田川の破堤氾濫域の現地調査で得られた最大氾濫浸水深 $h$ と土砂堆積厚 $Z$ 、堆積土砂成分および利用可能な破堤氾濫域の湛水情報を用いて、洪水の破堤による氾濫水の断面平均密度 $\rho$ の概算(1.0056~1.0075 g/cm<sup>3</sup>)を行った。概算された氾濫水密度 $\rho$ は既報の小田川での1.0036~1.011 g/cm<sup>3</sup>とほぼ同じで、概算法の有用性が確認された。
- (2)破堤氾濫湛水の満水状態の継続時間が短く、堆積土砂成分が粘土だけでない場合、既報<sup>3)</sup>の概算法による氾濫水密度 $\rho$ は最大湛水量でほぼ決まる。
- (3)洪水の大規模な破堤氾濫域における最大氾濫浸水位 $E$ の空間分布は、吉田川での場合のように破堤氾濫域が細長い場合を除けば、ほぼ一様である。

(4)最大湛水面積が同程度の場合、無次元の空間平均湛水深 $h_s/h_{cm}$ や湛水面積 $A/A_m$ の増加曲線は破堤氾濫域毎の状況にあまり依存せず、低減曲線は大きく依存する。

(5)堆積土砂が主に泥の場合、土砂堆積厚 $Z$ は最大氾濫浸水深 $h$ の1%程度以下で、氾濫水密度 $\rho$ は土砂堆積厚・最大氾濫浸水深比 $Z/h$ で概算できることを再確認した。

謝辞：本研究の遂行に科研費(基盤研究(C)、17K01320、代表：松富英夫)の補助を受けた。記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 松富英夫, 三上 輝, 千葉裕太: 氾濫水密度と波周期の津波荷重への影響, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.75, No.2, pp.397-402, 2019.
- 2) 鎌滝孝信, 宇内凜志, 得丸達生, 松富英夫: 秋田県南部および山形県北部沿岸低地における津波浸水履歴の検討, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.75, No.2, pp.403-408, 2019.
- 3) 松富英夫, 鎌滝孝信: 2018年7月西日本豪雨による真備町氾濫域における土砂堆積の実態と氾濫水密度の概算, 土木学会論文集B1 (水工学), Vol.75, No.5, pp.1477-1482, 2019.
- 4) 国交省東北地方整備局河川部: 令和元年10月12日出水(台風第19号)の概要, 2019.
- 5) 国交省北陸地方整備局河川部: 令和元年10月台風第19号における出水の概要(第3報), 2019/11/30参照.
- 6) 国土地理院: 浸水推定断彩図, <https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/R1.taihu19gou.htm#11>, 2019/10/19参照.
- 7) 国交省河川局: 信濃川水系河川整備基本方針, p.23, 2008.
- 8) 国交省北陸地方整備局: 第2回千曲川堤防調査委員会資料, 令和元年11月13日, 2019/11/30参照.
- 9) Goto, K., Chagué-Goff, C., Fujino, S., Goff, J., Jaffé, B., Nishimura, Y., Richmond, B., Sugawara, D., Szczuciński, W., Tappin, D.R., Witter, R. and Yulianto, E.: New insights of tsunami hazard from the 2011 Tohoku-oki event, *Marine Geology*, **290**, pp.46-50, 2011.
- 10) 国交省河川局: 鳴瀬川水系河川整備基本方針, p.13, 2006.
- 11) 国交省東北地方整備局: 第2回鳴瀬川堤防調査委員会資料, 令和元年11月7日, 2019/11/13参照.
- 12) 仙台管区気象台: 宮城県災害時気象資料 - 令和元年台風第19号による大雨と暴風・高波 -, p.34, 2019.
- 13) 松富英夫, 今野史子: 2017年7月秋田豪雨による雄物川洪水氾濫の特徴と課題, 土木学会論文集B1 (水工学), Vol.74, No.4, pp.1165-1170, 2018.
- 14) 国土地理院: 基盤地図情報, <https://fgd.gsi.go.jp/download/map/Gis.php>, 2020/1/8参照.
- 15) 国交省北陸地方整備局: 台風第19号(令和元年10月17日)の対応について(第18報), 2019/10/31参照および私信.
- 16) 土質試験法改訂編集委員会: 土質試験法, 土質工学会, p.675, 1969.

## 流木モデルを用いた樹皮の剥離過程に関する水理実験\*

秋田大学理工学部 佐藤 丈  
 秋田大学大学院理工学研究科 谷口 隼也  
 秋田大学大学院理工学研究科 齋藤 憲寿  
 秋田大学大学院理工学研究科 渡辺 一也

### 1. はじめに

台風等の大雨による河川流量の増加に伴い水や土砂とともに流域の森林から樹木が流木となって流出し、河川周辺の地域に大きな被害を与えるという事例が頻発している<sup>2)3)</sup>。流木は流下中に樹皮が剥離するため、この樹皮剥離過程を明らかにすることは流木の発生源の推定に繋がり、今後の森林管理にとって有用である。流木の被害を抑えるための研究<sup>4)5)</sup>は様々な方面で行われているが、流木の樹皮剥離過程に関する研究は少ない。

そこで本研究では、生木の樹皮を用いて流木モデルを作製し、平面循環水路に流木モデルを固定した水理実験により流木の樹皮剥離過程を検討した。

### 2. 流木モデルの作製

既往の研究<sup>6)</sup>では木の枝を流木モデルとして使用していたが、本研究では生木の樹皮を用いて流木モデルを作製した。流木モデルを図1に示す。使用した樹皮は秋田県秋田市岩見三内産の樹齢40～50年、厚さ約6.7 mmの秋田杉である。芯材は2.4 cm×3.0 cmの木材を使用し、樹皮を短冊状に切断して接着剤で貼り付けた。さらに、剥離箇所を画像解析するため樹皮に白色のスプレーを塗布した。なお、解析の際に各面を区別するため、図1の底面図のように水流に対して正面を①上流側、その他を②下流側、③側面1、④側面2とした。

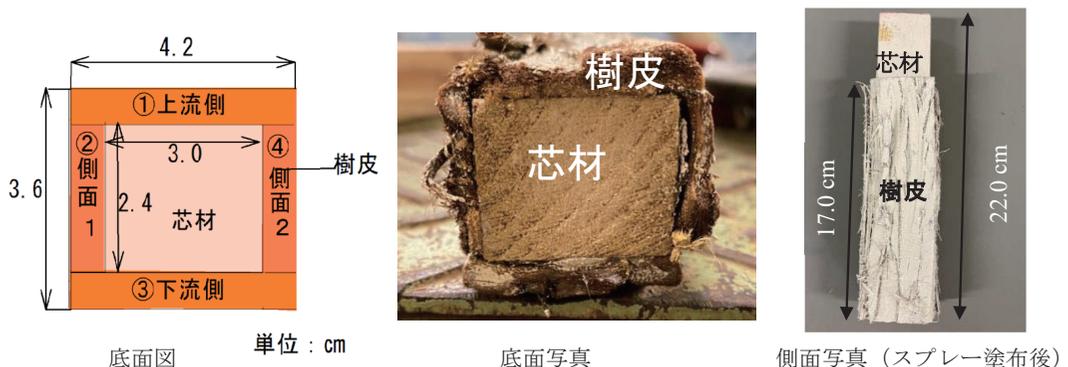


図1 流木モデル

\*Experimental study on the process of bark exfoliation using driftwood model by Jo SATO, Junya TANIGUCHI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE

### 3. 実験概要

平面循環水路の概要を図2に示す。寸法は、水路全体の横幅 129.0 cm、奥行 49.4 cm、水路の外周の長さ 280.0 cm、直線 81.5 cm、曲線 58.5 cm、水路幅 11.5 cm である。内側の貯水場から排水ポンプを用いて水を汲み上げ、水流を発生させており、ポンプの吐き出し口は水路外壁の4箇所及び流木モデルを設置した直線上に1箇所とした。流速は水路内に浮かべた木の枝が1周する時間の平均値から 0.91 m/s であり、土砂は秋田県北部を流れる馬場目川から採取した。土砂の粒径加積曲線を図3に示す。

流木モデルの4辺の長さの合計と元の樹皮の円周の比より、縮尺を 1/7 とした。そして、水路上部にアクリル板を設置し、その上にクランプで芯材を挟んだ流木モデルを固定した。固定した流木モデルの様子を図4に示す。実験は、樹皮に清水を衝突させた場合と土砂を含んだ清水を衝突させた2パターンを行った。なお、後者は流木モデルに土砂を衝突させるため、水路内の土砂を循環させながら実験を行った。実験時間は 480 分とし、30 分毎にポンプを停止させ、流木モデルの表面観察と共に、画像解析によって樹皮剥離の評価を行った。評価方法は、流木モデルの樹皮を4面撮影し、それぞれの樹皮全体の面積 (pixel) と樹皮の剥離箇所の面積 (pixel) を求め、以下の式(1)に示す剥離率(%)とした。

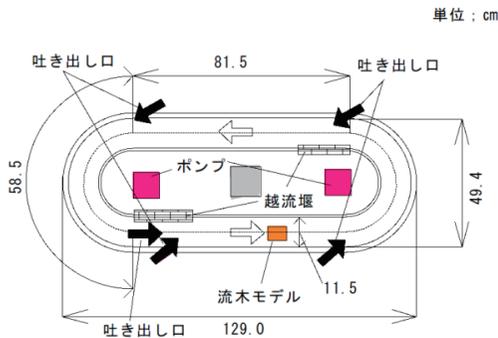


図2 平面循環水路 (平面図)

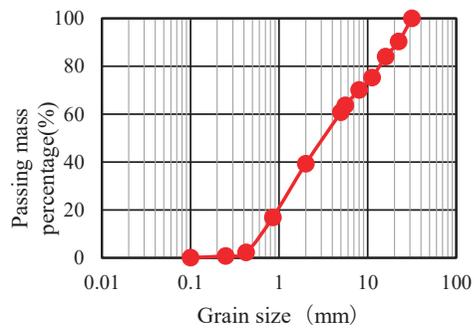
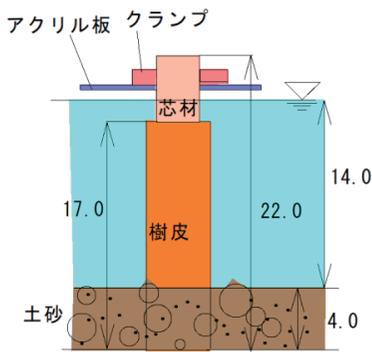
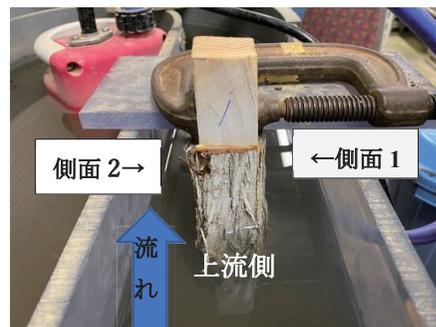


図3 土砂の粒径加積曲線



側面図



正面図

図4 固定した流木モデル

$$\text{剥離率(\%)} = \frac{\text{樹皮の剥離箇所の面積 (pixel)}}{\text{樹皮全体の面積 (pixel)}} \times 100 \quad (1)$$

#### 4. 実験結果及び考察

##### 4.1 清水を用いた実験

実験時間と剥離率の関係を図5, 0分(実験前), 240分後, 480分後の流木モデルの様子を図6~図9に示す。実験時間が経過しても各面の剥離率の上昇は見られず, 480分経過した上流側で最大0.03%であった。また, 樹皮の剥離や摩耗, 欠けている様子は無く, 実験前とほぼ同様であることから, 水流のみでは樹皮の剥離は進行しないことが分かった。

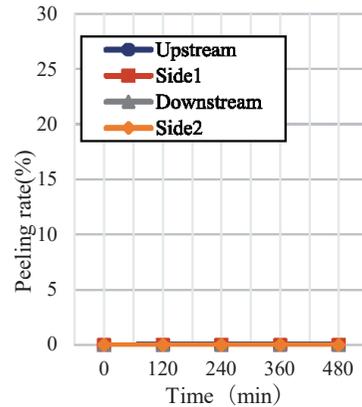


図5 剥離率の時間変化(清水)

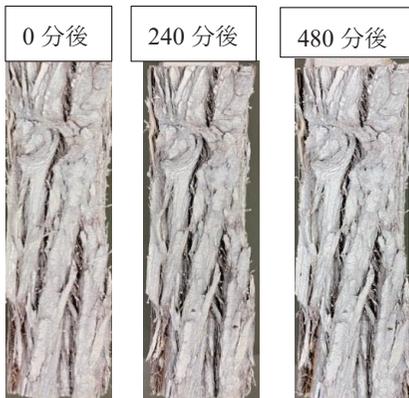


図6 剥離状況(清水-上流側)

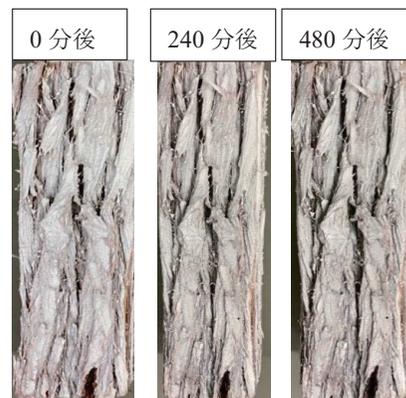


図7 剥離状況(清水-下流側)



図8 剥離状況(清水-側面1)

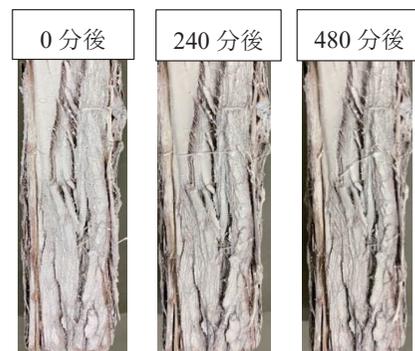


図9 剥離状況(清水-側面2)

## 4.2 土砂を用いた実験

図 10 に土砂を含んだ清水を衝突させた場合の剥離率の時間変化を示す。下流側を除く 3 面は、120 分以降に剥離率が増加している。上流側は最も土砂が衝突したことで剥離が大きくなったと考えられ、480 分後には 25.4 % となった。側面 1、側面 2 では上流側と衝突した後の土砂が両側面を擦るように流れていき、剥離が発生したと考えられ、480 分後には 2.51 % ~ 13.4 % となった。一方、下流側では流れてきた土砂が堆積したが、摩擦が生じなかったため剥離はほぼ進行せず、480 分後には 1.44 % となった。

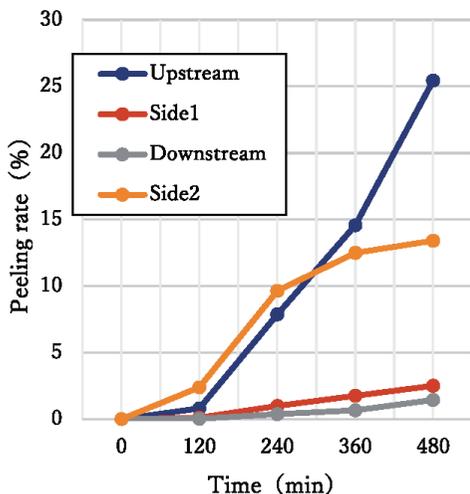


図 10 剥離率の時間変化 (土砂)

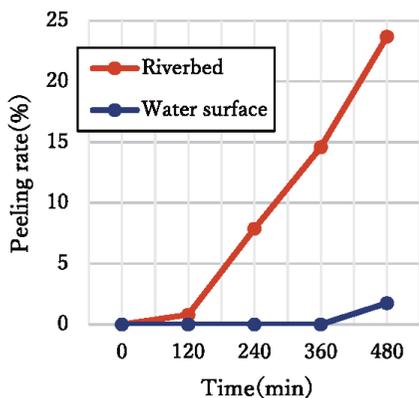


図 11 水面側と河床側の剥離率 (上流側)

さらに、流木モデルを水面側と河床側に分けて画像解析を行った。結果を図 11, 13, 15, 17 に示す。なお、流木モデルの各面において水面方向から中心へ 13.5 cm を水面側、河床方向から中心へ 13.5 cm を河床側として解析を行った。全ての面において河床側で大きく剥離が進行したが、水面側ではほぼ剥離は発生しなかった。この原因として、粒径の大きい土砂は水面側まで浮き上がることなく河床を転がり、流木モデルへ衝突していることが考えられる。

0 分 (実験前)、240 分後、480 分後の流木モデルの様子を図 12, 14, 16, 18 に示す。表面観察の結果、全体的に上流側では摩耗による樹皮の剥離が生じており、はじめに剥離が発生した箇所から広がる様子を確認できた。一方、下流側では樹皮の剥離が点在し、そこから剥離が広がることはなかった。

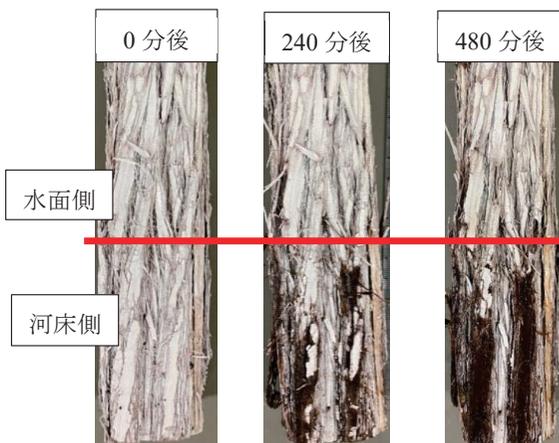


図 12 剥離状況 (土砂-上流側)

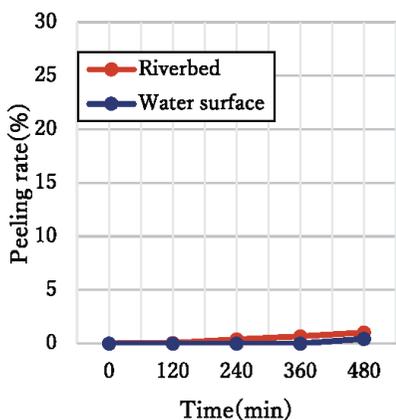


図 13 水面側と河床側の剥離率（土砂-下流側）

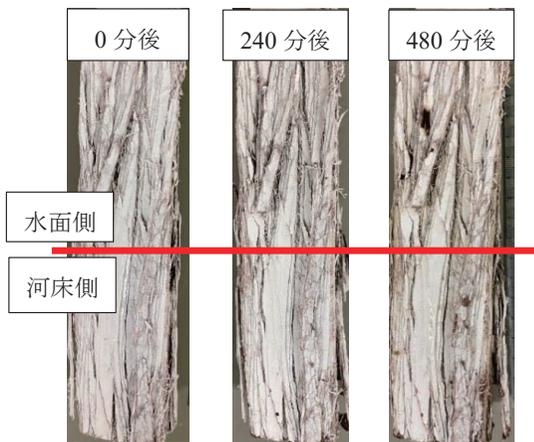


図 14 剥離状況（土砂-下流側）

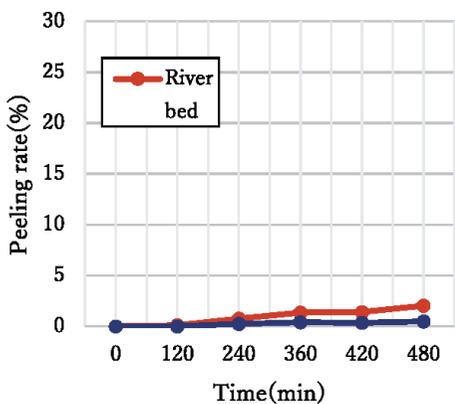


図 15 水面側と河床側の剥離率（土砂-側面 1）

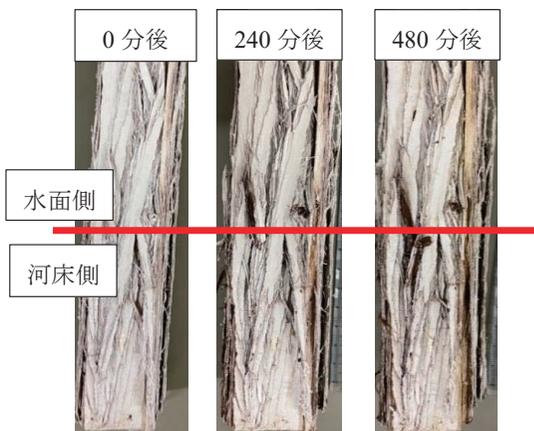


図 16 剥離状況（土砂-側面 1）

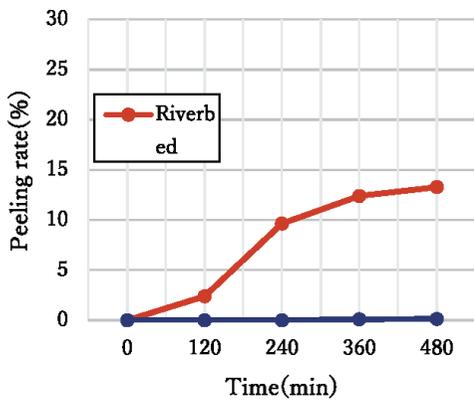


図 17 水面側と河床側の剥離率（土砂-側面 2）



図 18 剥離状況（土砂-側面 2）

また、樹皮の隙間に土砂が入り込んでいる様子は全ての面において確認できたが、そこから剥離が発生したことを確認できたのは側面2であった。150分後における側面2の剥離した樹皮の写真を図19に示す。120分後と150分後の間で長さ約7.0cmの樹皮の塊が一枚大きく剥離したことにより、剥離率が約6.3%上昇した。このことから、剥離の進行は土砂と樹皮の摩擦による剥離の他に、樹皮の隙間に土砂が入り込み、内側から剥離することも要因であると考えられる。しかし、上流側と異なり、剥離が発生した箇所から広がることはなかった。



図19 側面2の剥離した樹皮（150分後）

## 5. おわりに

本研究では、平面循環水路を用いて流木モデルの樹皮が剥離する過程や様子を検討し、以下の知見が得られた。

- 1) 清水のみを用いて実験を行った場合、水流による樹皮の剥離はほぼ確認できなかった。一方、土砂を用いた実験を行った場合、120分以降から剥離が生じ、上流側の剥離率が大きくなった。
- 2) 河床を転がる土砂の影響により、河床側の樹皮が大きく剥離した。
- 3) 剥離の進行は、最初に剥離が発生した箇所を中心に広がるように進行する場合と、樹皮の塊が一枚剥離する場合があった。

## 謝辞

本研究を行うにあたり、秋田県木材産業共同組合連合会から試料の提供を受けた。ここに記し、謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 石川芳治, 水山高久, 福澤誠: 土石流に伴う流木の発生及び流下機構, 砂防学会誌, 第42巻3号, pp.4-10, 1989.
- 2) 鈴木優一, 渡邊康玄: 沙流川での台風10号における流木の挙動, 水工学論文集, 第48巻, pp.1633-1638, 2004.
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局砂防部: 平成29年7月九州北部豪雨による土砂災害の概要<速報版> Vol. 6, ([http://www.mlit.go.jp/river/sabo/h29\\_kyushu\\_gou/gaiyou.pdf](http://www.mlit.go.jp/river/sabo/h29_kyushu_gou/gaiyou.pdf)), (2020年11月15日アクセス).
- 4) 中屋志郎, 横山俊治, 佐々浩司, 村井政徳: 樹木に残された流下痕跡による阿津江土石流の流下方向の推定, 日本地すべり学会誌, 第42巻6号, pp.499-505, 2006.
- 5) 立石龍平, 香月智, 石川信隆: 回転円筒実験による水・砂・流木の混合土石流の偏析に関する基礎検討, 構造工学論文集, 第62巻A, pp.1097-1110, 2016.
- 6) 谷口隼也, 齋藤憲寿, 渡辺一也: 平面循環水路を用いた樹皮の剥離過程に関する検討, 令和元年度土木学会東北支部技術研究発表会, II-40, 2020.

## 馬場目川における鉛直方向の粒度分布変化と 河床変動計算に関する検討\*

秋田大学理工学部 中川 遥

秋田大学大学院理工学研究科 谷口隼也・渡辺一也・齋藤憲寿

### 1. はじめに

近年、日本では台風や豪雨による洪水被害が頻発しており、河道における河床材料の粒度分布は土砂管理の観点からも重要な指標である。また、粒度分布から得られる平均粒径などは数値計算を用いた河川の特性把握や河道計画にも用いられている。しかし、粒径の考慮は河床表層に関するものが多く、より深い地点での河床材料に関する検討はあまり行われていない。

そこで本研究では、秋田県最大の二級河川である馬場目川の中流域から河床材料を採取し、鉛直方向における粒度分布の変化を検討した。また、得られた粒度分布から数値計算を行い、一様粒径および混合粒径で比較を行った。

### 2. 現地調査

図-1 に土砂の採取および横断測量箇所、図-2 に土砂の採取状況を示す。表層、深さ 30 cm、50 cm および 70 cm の 4 階層から約 50 cm 四方を目安に、各階層から約 6,000 g の土砂を採取し、乾燥させた土砂の約 4,000 g を試料とし、JIS A1204<sup>2)</sup>に則りふるい分け試験を行った。



図-1 馬場目川平の下地区 (2020年7月撮影)



図-2 土砂の採取状況

### 3. 粒度分析結果

2016年10月、2020年10月および2020年11月に採取した河床表層の粒径加積曲線を図-3に示す。中央粒径(D50)は2016年10月で約11.2 mm、2020年10月で約7.8 mm、2020年11月で約19.0 mmと大きな差が生じた。また、図-4に各ふるいに留まった試料の割合を示した占有率のグラフを示す。占有率のピーク値は2016年10月で19.0 mm、2020年10月で14.3 mm、2020年11月で23.5 mmという結果となった。

\*Study on vertical change of particle size distribution and calculation of river topography at the Babamegawa River by Haruka NAKAGAWA, Junya TANIGUCHI, Kazuya WATANABE and Noritoshi SAITO

図-5、図-6に2020年11月に採取した試料の粒径加積曲線および占有率のグラフを示す。各階層の粒径加積曲線を比較すると、表層の中央粒径値は19mmであるが、深さ30~70cmでは約13~14mmとなり、表層が粗粒度分布であった。また、深さ30cm、50cm、70cmの粒径加積曲線はおおむね同様であった。一方、占有率で比較すると表層は0.85~2mmの粒径が少なかったが、占有率のピークはすべての階層で9.5mm~26.5mmの間で見られ、表層と同様な結果となった。

深さ30~70cmの範囲では粒径加積曲線に差が生じなかったため、深さ30~70cmは堆積層であり、交換層の厚さは30cm未満であると考えられる。ここで、交換層の厚さについては現在、力学的に定式化するところまでは至っておらず、礫床河川においては概ね90%粒径D90の3倍程度と考えられている<sup>3)</sup>。本研究で採取した表層のD90は約73mmであり、上記によると交換層は約22cm程度となるため、粒度分析から考えられる条件と一致していた。また、一樣粒径の数値計算に用いられる代表粒径は50%粒径D50が一般的であるが、表層の粒径加積曲線は採取時期や採取場所などによって大きく変化するため、比較的安定した値が得られる占有率についても考慮するべきではないかと考えられる。

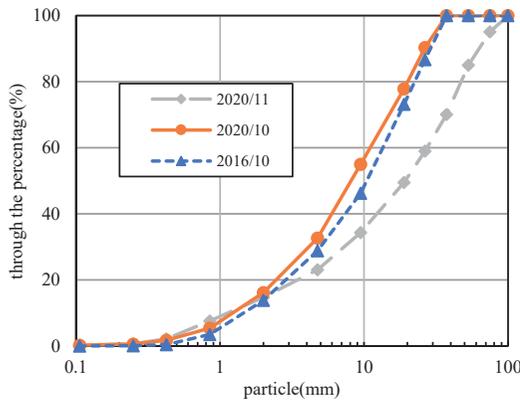


図-3 表層の粒径加積曲線

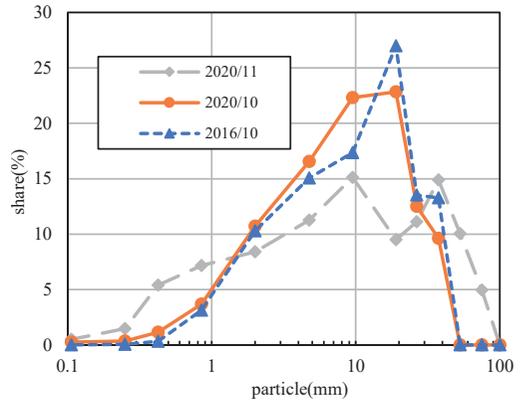


図-4 表層の占有率

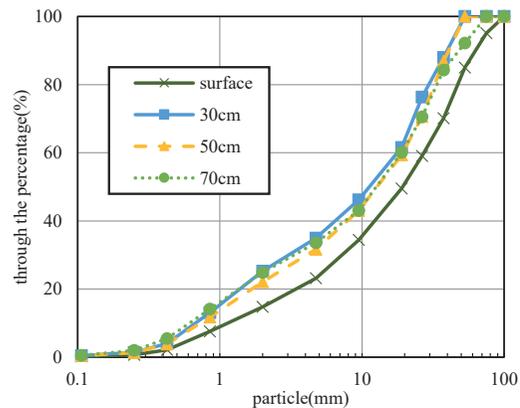


図-5 粒径加積曲線 (2020/11 採取)

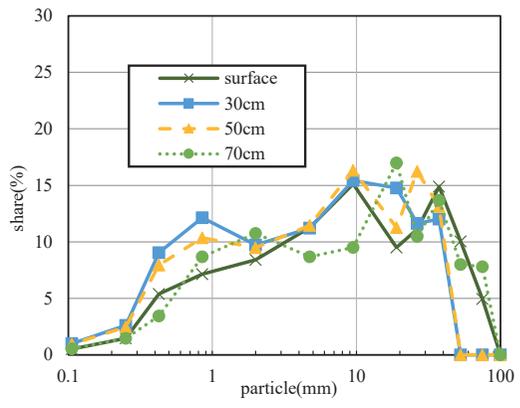


図-6 占有率 (2020/11 採取)

#### 4. 数値計算

本研究では、既往研究<sup>4)5)6)</sup>を参考とし平面二次元計算を行った。式(1)～(3)に今回使用した連続式と運動方程式を示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D^y \quad (3)$$

ここで  $h$  は水深,  $t$  は時間,  $u, v$  は  $x, y$  方向の平均流速,  $g$  は重力加速度,  $H$  は水位,  $\tau_x, \tau_y$  は  $x, y$  方向の河床せん断力,  $D^x, D^y$  は  $x, y$  方向の拡散項を示している。

得られた粒度分布を用いて表-1 に示す 4 パターンの数値計算を行った。なお, 入力する粒径値は, パターン a では図-3 の各中央粒径, パターン b では図-5 を考慮して決定した。図-7 は今回設定した河床材料のモデルである。表-2 に計算条件, 上流端の境界条件として図-8 に計算領域の数 km 下流にある久保観測所における 2018/8/24 18:00～2018/8/25 18:00 の 24 時間流量を示す。

表-1 粒径入力パターン

パターン	粒径設定	入力する粒径値 (粒度分布)
a	1	7.8 mm (2020/10)
	2	11.2 mm (2016/10)
	3	19.0 mm (2020/11)
b	1	混合粒径 深さ 50 cm

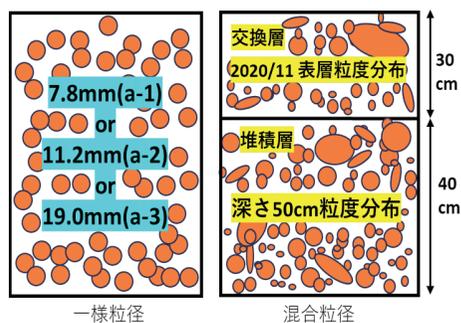


図-7 設定モデル

表-2 計算条件

	一様粒径	混合粒径
マンニングの粗度係数	河床 0.03 その他 0.04	河床 0.03 その他 0.04
時間ステップ	0.1 秒	0.1 秒
交換層の厚さ		30 cm
堆積層 1 層の厚さ		40 cm
考慮可能な層厚数		25
計算格子	非正方格子	非正方格子

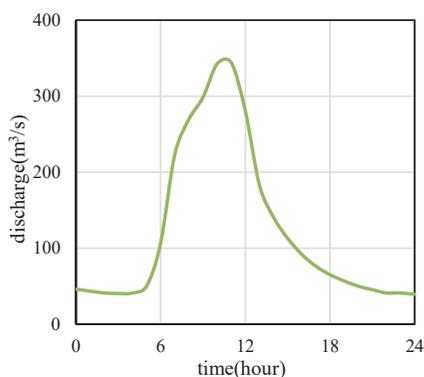


図-8 境界条件

(2018/8/24 18:00～2018/8/25 18:00)

## 5. 計算結果

図-9 に流量ピーク時における河床の標高変化を示す。a-1 をみると、測線 1 付近では堆積の傾向が見られず、測線 2 付近では左岸で大きく堆積、右岸で大きく洗掘された。測線 3 付近では左岸で洗掘、右岸で若干堆積していた。そして、全体としてパターン a を比較すると、粒径が大きくなるほど河床の変動量が小さくなったが、粒径に関わらず洗掘および堆積の傾向は同様であった。一方、パターン b では測線 1 および 2 の洗掘、堆積の傾向はパターン a と同様であったが、測線 3 の右岸は堆積が見られなかった。また、全体としてパターン a よりも河床変動量は小さくなった。

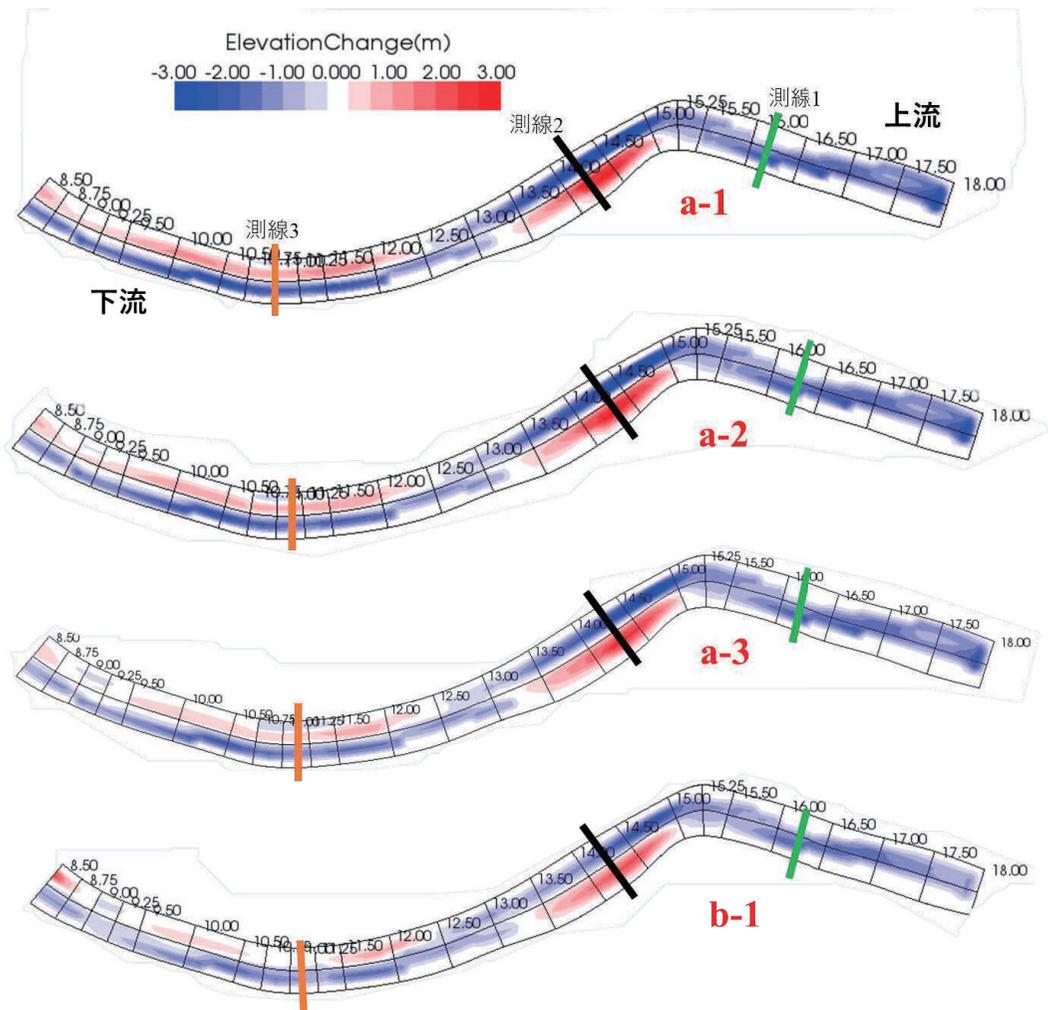


図-9 流量ピーク時の標高変化

ここで、河床変動計算における 24 時間後の測線 1~3 の横断面図と 2016 年から 2020 年の秋季の横断測量結果を比較した。図-10, 11 に示す測線 1 の計算結果および測量結果をみると、計算結果では左岸が洗堀しているのに対し、測量結果では河床に目立った洗堀および堆積は見られなかった。また、図-12, 13 に示す測線 2 の計算結果および測量結果をみると、計算結果では大きく左岸で堆積、右岸で洗堀しているが、測量結果ではやや左岸で堆積は見られるものの、計算結果と比較すると両岸の河床標高に差は見られなかった。さらに、図-14, 15 に示す測線 3 の計算結果および測量結果をみると、パターン a の計算結果では左岸で深く洗堀しているのに対し、パターン b では初期状態と河床の形状は変わらず全体的に河床が低下している。一方、測量結果は洗堀および堆積の傾向は見られず、パターン b とおおむね同様な傾向であった。

混合粒径における数値計算の場合には、河床土砂全体の体積保存則が成り立つだけでなく、粒度分布を構成する各粒径階層の土砂においても体積保存則を満たしている。そのため河川中流域などの粒度分布にばらつきがある場所では、混合粒径の方が変動傾向の再現ができたのではないかと考えられる。

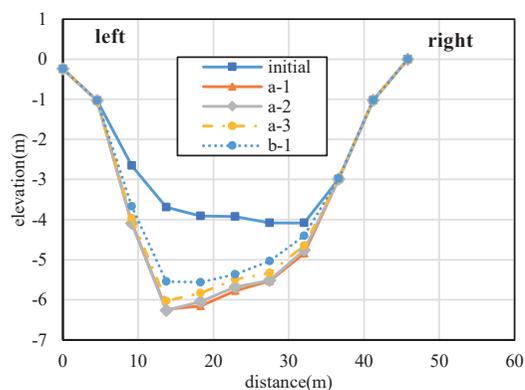


図-10 測線 1 計算結果

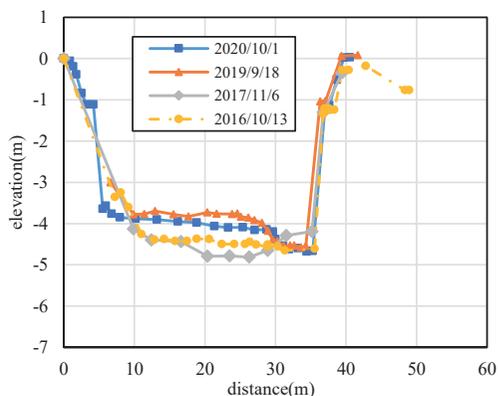


図-11 測線 1 測量結果

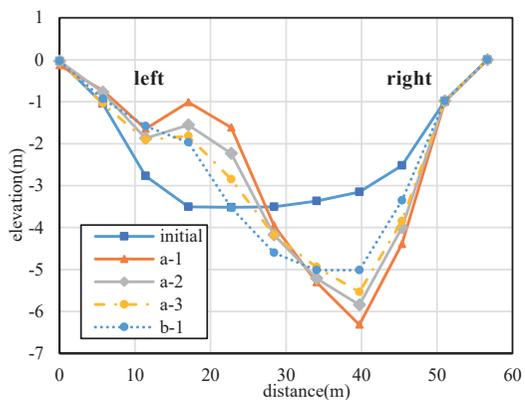


図-12 測線 2 計算結果

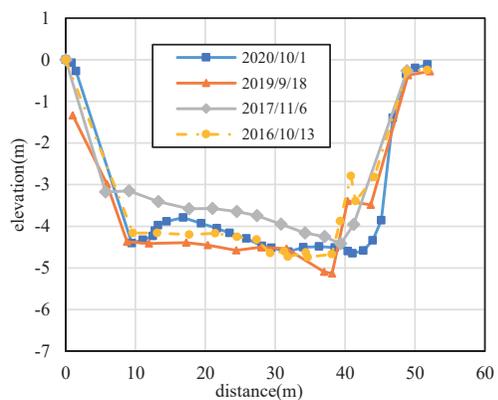


図-13 測線 2 測量結果

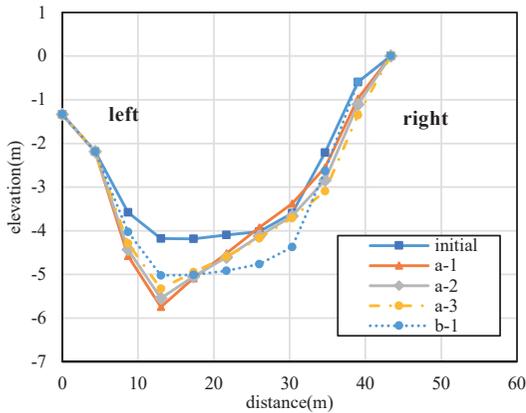


図-14 測線3 計算結果

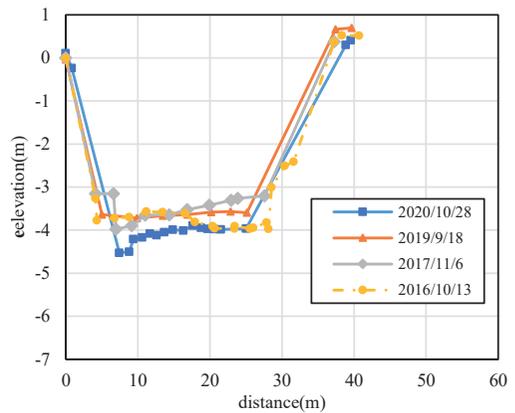


図-15 測線3 測量結果

## 6. おわりに

本研究では、馬場目川中流域の河床材料について鉛直方向における粒度分布の変化を検討した。そして、得られた粒度分布を用いて河床変動計算を行い、混合粒径と一様粒径で比較を行った。その結果、深さ 30 ~70 cm の粒径加積曲線に差は生じず、表層でのみ異なる分布を示したため、交換層の厚さは 30 cm 未満であると考えられる。これは、現在定式化されていない交換層の厚さが表層の 90%粒径 (D90) の 3 倍という一般的な考え方<sup>3)</sup>と一致していた。また、河床の変動計算の結果から河川中流域などの粒度分布にばらつきがある場所では、混合粒径は一様粒径よりも変動傾向の再現ができるのではないかと考えられる。

## 謝辞

本研究を行うにあたり科学研究費補助金 (20H00256, 代表: 風間聡) の助成を受けた。ここに記し、謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 秋田県: 二級河川馬場目川水系 河川整備基本方針, 2007.  
<<http://www.pref.akita.lg.jp/pages/archive/10601>> (2020/7/5 アクセス)
- 2) 日本産業規格 JIS A1204:2020 土の粒度試験方法 <<https://www.kikakurui.com/a1/A1204-2020-01.html>> (2020/10/5 アクセス)
- 3) 関根正人: 移動床流れの水理学, 共立出版株式会社, 161p., 2005.
- 4) 萩原照通, 会田俊介, 風間聡: 根固め用袋材が河床変動に及ぼす影響について, 土木学会東北支部技術研究発表会概要, II-5, 2016. (CD-ROM)
- 5) 池森俊介, 渡辺一也, 萩原照通: 馬場目川における粒径を考慮した変動計算に関する検討, 土木学会東北支部技術研究発表会概要, II-25, 2017. (CD-ROM)
- 6) 植木洸太郎, 渡辺一也: 馬場目川における数値計算を用いた堤防被災に関する検討, 土木学会東北支部技術研究発表会概要, II-49, 2018. (CD-ROM)

# Prediction of sediment production in the Abukuma River basin due to rainfall sensitivity

Edea Loa Graduate School of Symbiotic Systems Science and Technology, Fukushima University  
Seiki Kawagoe Faculty of Symbiotic Systems Science, Fukushima University

## 1. Introduction

Japan's economic activities and population growth since the mid 19th century have contributed to significant developments that have resulted in land cover and land-use changes. The country is also prone to several natural disasters, which also significantly impact land cover and land-use changes. Two of the recent disasters are the Great East Japanese Earth Quake on March 11, 2011 (GEJE2011) and the Typhoon-Hagibis on October 2019 (Typhoon 201919). These ongoing land-use changes due to natural disasters and other human-made activities have led to land degradation and massive soil erosion, which may have significant environmental concerns especially in vulnerable areas such as hilly terrain areas and the flood plain areas. Evaluating the soil erosion within the basin environment is an important task that would assist decision-makers in the land and water resource management and planning areas for predicting future disasters, proposing countermeasures and monitoring of basin outlets. The average annual soil loss of the basin, together with a large impact event of the year 2019, was analysed using the USLE equation. The USLE is an erosion model designed to predict the average rate of soil erosion for each feasible alternative combination of crop system and management practice in association with a specified soil type, rainfall pattern, and topography (Wischmeier and Smith 1978) [1]. The main objective of this paper is to analyse the Abukuma Basin average yearly soil loss for the year 2019, together with a large impact rainfall event and map out an impact map with based on sub-basins and evaluate the soil production factors and make projections for future soil losses within the impacted sub-basins.

## 2. Study area

The study area is approximately 5390 km<sup>2</sup> of watershed area and a total river length of 234km which runs from Fukushima prefecture to Miyagi prefecture (Fig.1). Abukuma River Basin is the second-longest river in the Tohoku region and sixth in the whole of Japan which consists of a mixture of steep and flat conditions with irregular changes in surface water runoffs and soil erosion. It collects its water from the affluent in the high mountains and discharges into the Pacific Ocean. The basin has some small to medium-sized metropolitan areas which are scattered across the study basin.

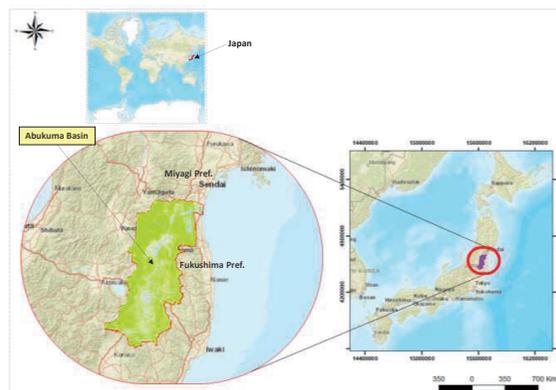


Fig.1: Study area

### 3. Methodology

The widely used model for estimating soil loss referred to as the Universal Soil Loss Equation (USLE) was used to analyse the mean annual soil loss in the study area. The equation uses the product of five (5) different factors as follows;

$$A = R \times K \times LS \times C \times P \quad (1)$$

Where,  $A$  is the mean annual soil loss per unit area,  $R$  is the rainfall erosivity factor,  $K$  is the soil erodibility factor,  $LS$  is slope length and steepness factors respectively,  $C$  is the land cover management factor and the support practice factor denoted by  $P$ . The rainfall erosivity factor ( $R$ ) is the rainfall erosive force specifically for all the rainfall events in a year. The R-factor derived from 60 minutes rainfall intensity developed for Japan conditions by Hosoyamada & Fujiwara, (1984 a) [3] was adopted to (Eq. (2)).

$$R = KE \times I_{60} \quad (2)$$

$$KE = (916 + 331) \times \log_{10} I \times 0.753 \quad (3)$$

The soil erodibility factor ( $K$ ) is the measure of the susceptibility of soil particles to detach and transport due to the impact of the raindrop and surface runoff. The K-factor for this study is the average value from the standard experimental results of sediment model user guide. From Clay to very fine sandy loam with the average K value of 0.78. The LS-factor ( $LS$ ) or topographic factor is the combined outcome of the slope length and slope steepness represented by L and S, respectively. The LS-factor for each land cell may be evaluated using the equation derived from Moore and Burch (1986) [4] was adopted (Eq. (4)):

$$LS = \left( \frac{\text{Flow Acc.} + \text{Cell size}}{22.13} \right)^{0.4} \times \left( 0.0896 \frac{\text{Sin Slope}}{0.0896} \right)^{1.3} \times 1.4 \quad (4)$$

The C-factor ( $C$ ) is the crop or vegetation management factor. It represents the ratio comparing the soil loss from the land under a specific crop and vegetation to the corresponding loss from the standard soil plot. The C-factor was determined from remote sensing data. The Normalised Difference Vegetation Index (NDVI) (Eq.(5)) was used to produce the C -factor map:

$$NDVI = \frac{(NIR - Red)}{(NIR + Red)} \quad (5)$$

The method proposed by Durigon et al. (2014) [5] was used to estimate the C-Factor map (Eq.(6)).

$$C = \left( \frac{-NDVI + 1}{2} \right) \quad (6)$$

The support factor denoted by  $P$  is the effect and impact of support practices that reduce the amount of erosion. In the study basin case with huge natural forest catchments, urban centres where these practices are not done; hence,  $P$ 's value is kept as 1.0.

### 4. Results and discussions

From the analysis of each of the USLE factors, the average value for the R-factor in the year 2019 was 3,639 ton/ha/hr/yr (Fig. 5). The R-factor value from the impact of typhoon192019 was obtained as 2354 ton/ha/hr/yr. The K-factor value was obtained as the average value from the standard experimental results of sediment model user guide with the value of 0.78. The LS-factor in the study area ranged from 0 to 115, with the average values of 0.26. The C-factor values for the study area ranged from 0.16 to 0.62.

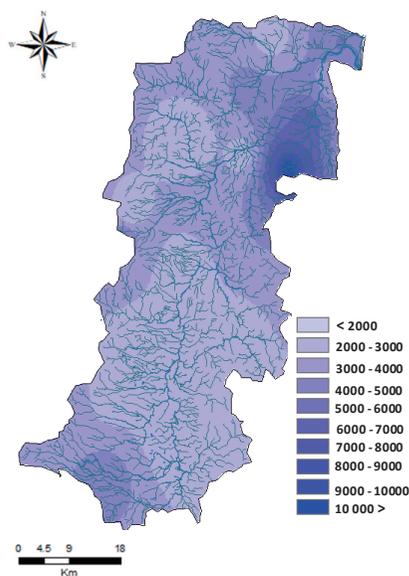


Fig.2: R-factor Map (2019)

From the soil loss analysis, the average soil loss volume for the year 2019 was estimated to be around  $5.6 \times 10^7 \text{m}^3$ . The impact from Typhoon 201919 alone on October 12, 2019 is estimated to an average of  $3.7 \times 10^7 \text{m}^3$ . The average soil loss based on the annual soil loss and the impact of the Typhoon 201919 indicate that Shirashikawa (78,775 ha) towards the northern and downstream end of the basin produced the highest soil followed by Yashirogawa (43,563 ha) and Abukumagawajōryū (30,954 ha) sub basin towards the southern end or the upstream sub-basins (Fig.3-Map A and B). The main factor contributing to the high volumes of soil losses in these three basins is due to the larger catchment areas compared to the smaller catchment. The soil loss impact map Fig.3-Map C was produced from dividing the soil losses of each of the sub basins from the Typhoon201919 impact and the potential average impact. The results indicate that Uchigawa (10,703 ha), Nigorikawa (3,479 ha), Omorikawa (1,933 ha) and Hirosegawa (23,968 ha) were the highly impacted sub basins from the Typhoon 201919. These impacted sub-basins are located towards the mid to downstream end of the Abukuma basin (Fig. 3-Map C). The average soil loss projection shows that by year 2050 Uchikawa will have produced an average of  $4.7 \times 10^5 \text{m}^3$  by year 2050 (Fig.4). One of the major causes of which has caused the more significant impacts are due to the low NDVI and land use changes, and the geographical steepness of the sub-basins observed from these four sub-basins.

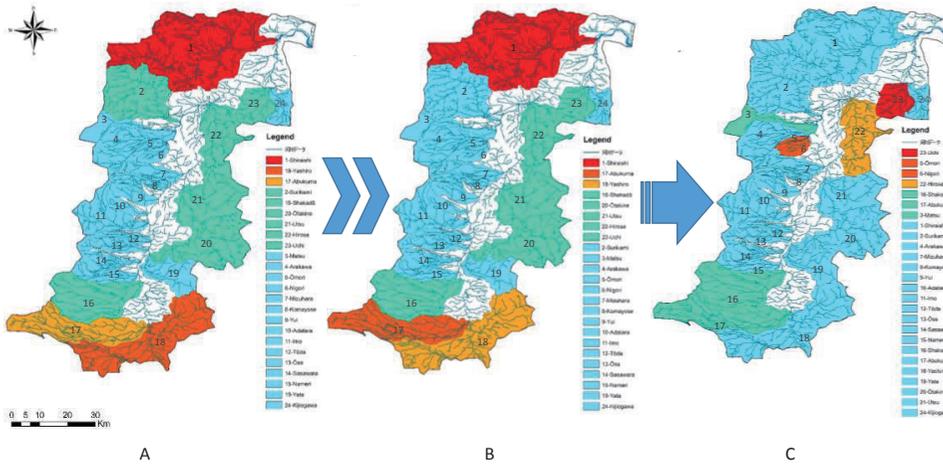


Fig.3: Abukuma – Sub basin soil loss distribution Maps. (A) Typical Potential Average Soil Loss, (B) Large Impact Event (C) Impact Map

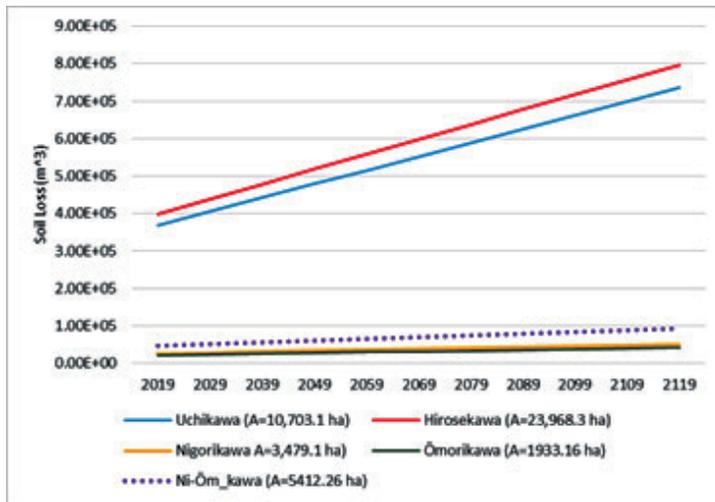


Fig.4: Impacted Sub-basin Avg Soil Loss estimated projection.

5. Conclusion

The USLE model was carried out in the GIS environment to estimate the soil loss in the Abukuma River basin, Fukushima Prefecture, Japan, for 2019. The results of the estimates of a potential rainfall erosivity impact and the impact of the large impact event (typhoon 201919) erosivity impact were analysed to identify the impact of the typhoon on each of the sub-basins. The soil loss production is generally caused by the naturally occurring agents such as the climate, topographical and land use characteristics in the impacted sub-basins were studied. Apart from the naturally occurring force behind the soil loss processes, human activities also contribute extensively to accelerating the process. The

outputs of this study were based on historical and with limited data inputs. Further studies should be carried out to verify the model in terms of site survey and confirmation of the land surface changes.

**Acknowledgment:** This research was supported by the Environment Research and Technology Development Fund (2-1907) of the Environmental Restoration and Conservation Agency of Japan, and Pacific Leads Program, JICA.

## References

- [1] Wischmeier, W.H., Smith, D.D.: Predicting rainfall erosion losses – a guide to conservation planning. U.S. Department of Agriculture, Agriculture handbook No. 537 (1978)
- [2] Dhakal, A. TSUCHIYA, S. OHSAKA, O. (2006): Application of the USLE and sediment delivery models in a mountainous catchment, p 44
- [3] Hosoyamada, K., and Fujiwara, T. (1984 b): Application of the USLE for predicting the amount of soil erosion (II): Soil erodibility factor, slope length factor and support practice factor of the LISLE, Journal of the Japanese Society of Irrigation Drainage and Reclamation Engineering, Vol. 52, p. 497-502. (in Japanese)
- [4] Moore, I.D., Burch, F.J., 1986. Physical basic of the length–slope factor in the Universal Soil Loss Equation. Soil Sci. Soc. Am. J. 50, 1294–1298.
- [5] Durigon, V. L., Carvalho, D. F., Antunes, M. a H., Oliveira, P. T. S., & Fernandes, M. M.(2014). NDVI time series for monitoring RUSLE cover management factor in a tropical watershed. International Journal of Remote Sensing, 35, 441e453. <https://doi.org/10.1080/01431161.2013.871081>.



## 水平床の貯水部を持つダム破壊流れの斜面遡上\*

中央大学研究開発機構 松富英夫

### 1. はじめに

他事への応用をも考慮すれば、基本的なダム破壊流れとして図-1に示すものが考えられる<sup>1)</sup>。ダム下流側に水が存在する場合<sup>2,3)</sup>、底面摩擦を考慮する場合も考えられる<sup>4,5)</sup>。ダム破壊流れの解析条件の分類は文献1)に詳しい。

図-1 a)のダム破壊流れは理論的研究や物理・数値実験的研究においてよく利用されている<sup>6,7,8)</sup>。b)のダム破壊流れは波浪の越波<sup>9)</sup>や津波の遡上<sup>10)</sup>に関する理論的研究などにおいて利用されているが、理論を検証するために必要となるこのダム破壊流れの物理実験は結構難しい。したがって、越波や遡上の問題などに適用できそうで、物理実験が容易かつ未知なダム破壊流れの理論的検討は有用と思われる。また、図-1に示す基本的なダム破壊流れそれぞれの流況などがどの程度異なるかを知ることも有意義と思われる。

図-1 a)~c)のダム破壊流れについてはすでに理論解が導出されている<sup>11,9,1)</sup>。c)のダム破壊流れに対する理論解は逆勾配の場合にも適用でき、陸域や陸域と海域にまたがった地滑りによる津波発生問題の入力評価に役立つかもしれない。d)のダム破壊流れについては近似解すら提示されていない。以上を背景に、本研究はd)のダム破壊流れに対する理論解の導出を目的とし、一般性を考えてダム貯水部の底面が一様に逆傾斜した条件で議論する。

### 2. 理論

図-2に示す底面が一様な「逆勾配斜面部+順勾配斜面部」からなる場合のダム破壊流れを対象とする。順勾配斜面部は反射段波を発生させないほどの緩勾配とする<sup>8)</sup>。座標系と諸記号の定義は図-2に示すとおりである。

まず、逆勾配斜面部(領域I)と順勾配斜面部(領域II)の2領域に分けて検討を行う。その後、領域IとIIの検討で得られた知見に基づき、領域Iを領域Iと領域IIIの2領域に分割して領域IIIの検討を行う。

基礎式は摩擦を考慮しない浅水理論とし、特性形の式を採用する。

領域Iにおける基礎式は次式である。

$$u + 2c + i_1gt = \text{const.} \quad \text{on} \quad \frac{dx}{dt} = u + c \quad (1)$$

$$u - 2c + i_1gt = \text{const.} \quad \text{on} \quad \frac{dx}{dt} = u - c \quad (2)$$

ここで、 $u$ は氾濫流速、 $c = \sqrt{gh}$ は長波の波速、 $g$ は重力加速度、 $h$ は氾濫水深、 $i_1$ ( $\leq 0$ をとり得る)はダム貯水部底

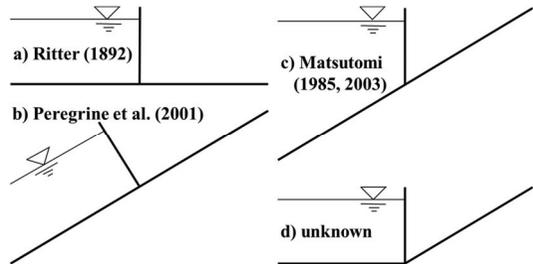


図-1 ドライベッド上の基本的なダム破壊流れの初期条件

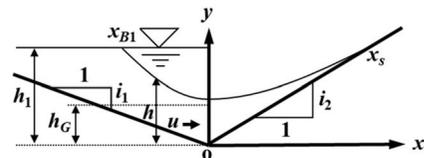


図-2 座標系と諸記号の定義

面の斜面勾配、 $x$ は水平空間座標、 $t$ は時間である。

領域IIにおける基礎式は次式である。

$$u + 2c + i_2gt = \text{const.} \quad \text{on} \quad \frac{dx}{dt} = u + c \quad (3)$$

$$u - 2c + i_2gt = \text{const.} \quad \text{on} \quad \frac{dx}{dt} = u - c \quad (4)$$

ここで、 $i_2$ ( $\geq 0$ )はダム下流氾濫域の斜面勾配である(図-2参照)。

#### (1) 領域I

領域I(Region I)における前進特性曲線 $C_+$ と後退特性曲線 $C_-$ に沿う保存量(リーマン不変量)式は次式である<sup>1)</sup>(図-3参照)。

$$u + 2c + i_1gt = 4c_{B1} - 2c_1 = 2c_1 + 2i_1gt_{B1} \quad (5)$$

$$u - 2c + i_1gt = 2c_1 - 4\sqrt{gh_G} \quad (6)$$

ここで、 $c_{B1}$ は後退波先端位置 $x_{B1}$ ( $h_G = h_1$ )における長波の波速、 $c_1 = \sqrt{gh_1}$ 、 $h_1$ は $x=0$ におけるダム上流側の初期貯水深、 $t_{B1}$ は後退波先端位置 $x_{B1}$ の軌跡上の任意に与えられる時間で、 $t_{B1} \geq 0$ 、 $h_G$ は $x=0$ において任意に与えられる $0 \sim h_1$ の底面からの高さで、領域Iでは $h_1 \geq h_G \geq 4h_1/9$ である。式(5)と(6)から次式を得る。

$$u = 2c_1 - 2\sqrt{gh_G} - i_1gt + i_1gt_{B1} \quad (7)$$

\*Run-up of inundation flow due to breaking of dam with a horizontal bottom by Hideo MATSUTOMI

$$c = \sqrt{gh_G} + \frac{1}{2}i_1gt_{B1} \quad (8)$$

したがって、後退特性曲線は次の特性微分方程式から求まる。

$$\frac{dx}{dt} = u - c = 2c_1 - 3\sqrt{gh_G} - i_1gt + \frac{1}{2}i_1gt_{B1} \quad (9)$$

後退特性曲線上では $h_G$ が不変であることを考慮して、式(9)を $t=0$ のとき $x=0$ の初期条件で解けば、次の後退特性曲線式を得る。

$$x = \left(2c_1 - 3\sqrt{gh_G}\right)t - \frac{1}{2}i_1gt^2 + \frac{1}{4}\gamma_1i_1gt^2 \quad (10)$$

ここで、 $t_{B1}/\gamma_1(h_G)$ の関係を導入している<sup>1)</sup>。 $h_G$ と $t_{B1}$ が決まれば、前進と後退の特性曲線の交点位置 $x$ とそのときの時間 $t$ が定まるので(式(10)と後述の式(20)参照)、 $t_{B1}$ と $t$ の比を $h_G$ のみの関数とすることは妥当である。

領域 I における後退波先端位置 $x_{B1}$  ( $h_G=h_1$ ,  $\gamma_1=1$ ) の軌跡(後退特性曲線でもある)は式(10)から得られ、次式となる<sup>1)</sup>。

$$x_{B1} = -c_1t - \frac{1}{4}i_1gt^2 \quad (11)$$

後退特性曲線式(10)と式(7)から次式を得る。

$$u = \frac{2}{3}\left(c_1 + \frac{x}{t} - i_1gt + \frac{5}{4}\gamma_1i_1gt\right) \quad (12)$$

式(10)と式(8)から次式を得る。

$$c = \frac{1}{3}\left(2c_1 - \frac{x}{t} - \frac{1}{2}i_1gt + \frac{7}{4}\gamma_1i_1gt\right) \quad (13)$$

領域 I 内の任意の位置 $x$ と時間 $t$ における $u$ と $c$ はそれぞれ式(12)と(13)から評価される。

式(12)と(13)において $i=0$ の水平床とすれば(図-1 d参照)、次式を得る。

$$u = \frac{2}{3}\left(c_1 + \frac{x}{t}\right) \quad (14) \quad c = \frac{1}{3}\left(2c_1 - \frac{x}{t}\right) \quad (15)$$

式(14)と(15)はRitterの解<sup>11)</sup>に他ならない。したがって、水平床の場合は任意の位置 $x$ と時間 $t$ における $u$ ,  $c$ と汎濫水深 $h$ , そして単位幅流量 $q(=uh)$ が容易に求まる。

前進特性曲線は次の特性微分方程式から求まる。

$$\frac{dx}{dt} = u + c = 2c_1 - \sqrt{gh_G} - i_1gt + \frac{3}{2}i_1gt_{B1} \quad (16)$$

式(16)に後退特性曲線式(10)から得られる次の式(17)

$$\sqrt{gh_G} = \frac{2}{3}c_1 - \frac{1}{3t}x - \frac{1}{6}i_1gt + \frac{1}{12}\gamma_1i_1gt \quad (17)$$

を代入すれば、次式を得る。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{4}{3}c_1 + \frac{1}{3t}x - \frac{5}{6}i_1gt + \frac{17}{12}i_1gt_{B1} \quad (18)$$

前進特性曲線上では $t_{B1}$ が一定であることを考慮して、式(18)を後退波先端位置 $x_{B1}$ の軌跡である $t=t_{B1}$ のとき $x=x_{B1}=-c_1t_{B1}-i_1gt_{B1}^2/4$ (式(11)参照)の境界条件で解けば、次の前進特性曲線式を得る。

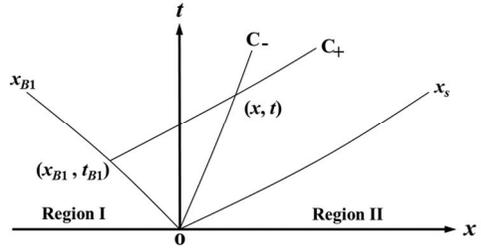


図-3 前進 (C<sub>+</sub>) と後退 (C<sub>-</sub>) の特性曲線

$$x = 2c_1t - \frac{1}{2}i_1gt^2 + \frac{17}{8}i_1gt_{B1}t - 3c_1t_{B1}^2t^{2/3} - \frac{15}{8}i_1gt_{B1}^3t^{1/3} \quad (19)$$

ここで、 $t_{B1} \geq 0$ である。

式(19)と後退特性曲線式(10)を等置すれば(前進と後退の特性曲線の交点における諸量を対象とすることになる)、次式を得る<sup>1)</sup>。

$$\gamma_1 = \frac{t_{B1}}{t} = \left( \frac{\sqrt{gh_G} + \frac{5}{8}i_1gt_{B1}}{c_1 + \frac{5}{8}i_1gt_{B1}} \right)^{3/2} \quad (20)$$

式(20)は前進と後退の特性曲線の交点位置 $x$ における時間 $t$ と後退波先端位置 $x_{B1}$ 上の前進特性曲線出発時間(境界時間) $t_{B1}$ の比が $h_G$ で決まること、換言して $t_{B1}$ と $t$ の比は後退特性曲線毎に決まることを示している。ただし、式(20)は下流側が上り斜面などといった底面変化がある場合へは適用できない。

$i=0$ の水平床とすれば、式(20)は次式となる<sup>1)</sup>。

$$\gamma_1 = \frac{t_{B1}}{t} = \left( \frac{h_G}{h_1} \right)^{3/4} \quad (21)$$

前進特性曲線式(19)において $x=0$ ,  $i=0$ , また式(20)において $h_G=4h_1/9$ ,  $i=0$ , さらに式(21)において $h_G=4h_1/9$ とすれば、次式を得る。

$$\frac{t_{B1}}{t_{B2}} = \left( \frac{2}{3} \right)^{3/2} \cong 0.544 \quad (22)$$

ここで、 $x=x_{B2}=0$ における $t$ を $t_{B2}$ としている。式(22)は $i=0$ の水平床における前進特性曲線の後退波先端位置 $x_{B1}$ の軌跡上の出発時間 $t_{B1}$ と $x=x_{B2}=0$ への到達時間 $t_{B2}$ の比を示している。 $t_{B1}/t_{B2}$ は0~1の値を取り得て、 $i_1 < 0$ の場合は式(22)の値より小さく、 $i_1 > 0$ の場合は大きくなる。

(2) 領域 II

領域 II (Region II) における前進と後退の特性曲線に沿う保存量式は次式である。

$$u + 2c + i_2gt = 2c_1 + 2i_1gt_{B1} + (i_2 - i_1)gt_{B2} \quad (23)$$

$$u - 2c + i_2gt = 2c_1 - 4\sqrt{gh_G} \quad (24)$$

ここで、 $t_{B2}$ は $x=x_{B2}=0$ 上の任意に与えられる時間で、 $t_{B2} \geq 0$ である。また、領域IIでは $0 \leq h_G \leq 4h_1/9$ である。

式(23)と(24)から次式を得る。

$$u = 2c_1 - 2\sqrt{gh_G} - i_2gt + i_1gt_{B1} + \frac{1}{2}(i_2 - i_1)gt_{B2} \quad (25)$$

$$c = \sqrt{gh_G} + \frac{1}{2}i_1gt_{B1} + \frac{1}{4}(i_2 - i_1)gt_{B2} \quad (26)$$

したがって、後退特性曲線は次の特性微分方程式から求まる。

$$\frac{dx}{dt} = u - c = 2c_1 - 3\sqrt{gh_G} - i_2gt + \frac{1}{2}i_1gt_{B1} + \frac{1}{4}(i_2 - i_1)gt_{B2} \quad (27)$$

後退特性曲線上では $h_G$ が一定であることを考慮して、式(27)を $t=0$ のとき $x=0$ の初期条件で解けば、次の後退特性曲線式を得る。

$$x = \left(2c_1 - 3\sqrt{gh_G}\right)t - \frac{1}{2}i_2gt^2 + \frac{1}{4}\gamma_1i_1gt^2 + \frac{1}{8}(i_2 - i_1)\gamma_2gt^2 \quad (28)$$

ここで、領域Iにおける場合と同様に $t_{B2} = \gamma_2(h_G)$ の関係(後述の式(40)参照)を導入している。

領域IIにおける氾濫流先端位置 $x_s$ ( $h_G=0$ ,  $\gamma_1=0$ ,  $\gamma_2=0$ )の軌跡(前進と後退の特性曲線でもある)は式(28)から得られ、次式となる<sup>1)</sup>。

$$x_s = 2c_1t - \frac{1}{2}i_2gt^2 \quad (29)$$

後退特性曲線式(28)と式(25)から次式を得る。

$$u = \frac{2}{3}\left(c_1 + \frac{x}{t} - i_2gt + \frac{5}{4}\gamma_1i_1gt + \frac{5}{8}(i_2 - i_1)\gamma_2gt\right) \quad (30)$$

式(28)と式(26)から次式を得る。

$$c = \frac{1}{3}\left(2c_1 - \frac{x}{t} - \frac{1}{2}i_2gt + \frac{7}{4}\gamma_1i_1gt + \frac{7}{8}(i_2 - i_1)\gamma_2gt\right) \quad (31)$$

領域II内の任意の位置 $x$ と時間 $t$ における $u$ と $c$ はそれぞれ式(30)と(31)から評価される。

式(30)において $x=x_{B2}=0$ の場合を考える。 $x_{B2}=0$ 上では $u=u_{B2}$ ,  $t=t_{B2}$ であるので、次式を得る。

$$u_{B2} = \frac{2}{3}\left(c_1 + \frac{5}{4}i_1gt_{B1} - \left(\frac{3}{8}i_2 + \frac{5}{8}i_1\right)gt_{B2}\right) \quad (32)$$

同様にして、 $c=c_{B2}$ については式(31)から次式を得る。

$$c_{B2} = \frac{1}{3}\left(2c_1 + \frac{7}{4}i_1gt_{B1} + \left(\frac{3}{8}i_2 - \frac{7}{8}i_1\right)gt_{B2}\right) \quad (33)$$

式(32)と(33)の $u_{B2}$ と $c_{B2}$ は、 $t=0$ のときを除き、 $x \leq 0$ の領域Iにおける式(12)と(13)の $x$ を0として得られる次式の $u_{x=0}$ や $c_{x=0}$ と異なる。

$$u_{x=0} = \frac{2}{3}\left(c_1 - i_1gt_{B2} + \frac{5}{4}i_1gt_{B1}\right) \quad (34)$$

$$c_{x=0} = \frac{1}{3}\left(2c_1 - \frac{1}{2}i_1gt_{B2} + \frac{7}{4}i_1gt_{B1}\right) \quad (35)$$

これらの事実は領域IIにある斜面からの反射の影響が

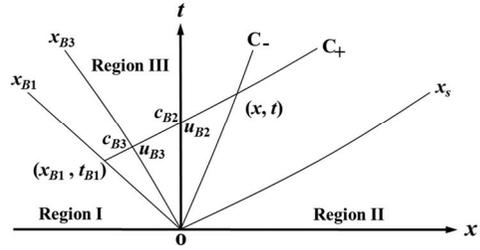


図-4 領域I, II, IIIの概略的位置関係

領域Iに及んでいることを示している。領域I内のこの反射の影響域を領域III (Region III) と呼ぶことにする(図-4参照)。領域IIIの範囲と流況については後述する(2章(3)節参照)。もちろん、領域II内の流況は斜面からの反射の影響を受けたものである。

前進特性曲線は次の特性微分方程式から求まる。

$$\frac{dx}{dt} = u + c = 2c_1 - \sqrt{gh_G} - i_2gt + \frac{3}{2}i_1gt_{B1} + \frac{3}{4}(i_2 - i_1)i_2gt_{B2} \quad (36)$$

式(36)に後退特性曲線式(28)から得られる次の式(37)

$$\sqrt{gh_G} = \frac{2}{3}c_1 - \frac{1}{3}\frac{x}{t} - \frac{1}{6}i_2gt + \frac{1}{12}\gamma_1i_1gt + \frac{1}{24}(i_2 - i_1)\gamma_2gt \quad (37)$$

を代入すれば、次式を得る。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{4}{3}c_1 + \frac{1}{3}\frac{x}{t} - \frac{5}{6}i_2gt + \frac{17}{12}i_1gt_{B1} + \frac{17}{24}(i_2 - i_1)i_2gt_{B2} \quad (38)$$

前進特性曲線上では $t_{B1}$ や $t_{B2}$ が一定であることを考慮して、式(38)を $t=t_{B2}$ のとき $x=x_{B2}=0$ の境界条件で解けば、次の前進特性曲線式を得る。

$$x = 2c_1t - \frac{1}{2}i_2gt^2 + \frac{17}{8}i_1gt_{B1}t + \frac{17}{16}(i_2 - i_1)gt_{B2}t - 2c_1t_{B2}^{2/3}t^{1/3} - \frac{17}{8}i_1gt_{B1}t_{B2}^{2/3}t^{1/3} - \left(\frac{9}{16}i_2 - \frac{17}{16}i_1\right)gt_{B2}^{2/3}t^{1/3} \quad (39)$$

式(39)と後退特性曲線式(28)を等置すれば、次式を得る。

$$\gamma_2 = \frac{t_{B2}}{t} = \left(\frac{3}{2}\right)^{3/2} \left( \frac{\sqrt{gh_G} + \frac{5}{8}i_1gt_{B1} + \frac{5}{16}(i_2 - i_1)gt_{B2}}{c_1 + \frac{17}{16}i_1gt_{B1} + \left(\frac{9}{32}i_2 - \frac{17}{32}i_1\right)gt_{B2}} \right)^{3/2} \quad (40)$$

式(40)は式(20)と同意味を有し、領域Iの影響を示している。

### (3) 領域III

領域III (Region III) は $x=0$ と領域I内のまだ不明な上流側境界線に挟まれた領域である(図-4参照)。その不明な上流側境界位置 $x_{B3}$ の軌跡と領域内の流況を検討する。

領域IIIにおける前進と後退の特性曲線に沿う保存量式は次式である。

$$u + 2c + i_1gt = u_{B3} + 2c_{B3} + i_1gt_{B3} = 2c_1 + 2i_1gt_{B1} \quad (41)$$

$$u - 2c + i_1gt = u_{B3} - 2c_{B3} + i_1gt_{B3} = \frac{2}{3}\left(-c_1 + 2\frac{x_{B3}}{t_{B3}} + i_1gt_{B3} - \frac{1}{2}i_1gt_{B1}\right) \quad (42)$$

ここで、式(12)と(13)において上流側境界線上の位置 $x$ を $x_{B3}$ 、時間 $t$ を $t_{B3}$ とした次式を用いている。

$$u_{B3} = \frac{2}{3} \left( c_1 + \frac{x_{B3}}{t_{B3}} - i_1 g t_{B3} + \frac{5}{4} i_1 g t_{B1} \right) \quad (43)$$

$$c_{B3} = \frac{1}{3} \left( 2c_1 - \frac{x_{B3}}{t_{B3}} - \frac{1}{2} i_1 g t_{B3} + \frac{7}{4} i_1 g t_{B1} \right) \quad (44)$$

式(41)と(42)から次式を得る。

$$u = -i_1 g t + \frac{2}{3} \left( c_1 + \frac{x_{B3}}{t_{B3}} + \frac{1}{2} i_1 g t_{B3} + \frac{5}{4} i_1 g t_{B1} \right) \quad (45)$$

$$c = \frac{1}{3} \left( 2c_1 - \frac{x_{B3}}{t_{B3}} - \frac{1}{2} i_1 g t_{B3} + \frac{7}{4} i_1 g t_{B1} \right) \quad (46)$$

領域Ⅲ内の任意の位置 $x$ と時間 $t$ における $u$ と $c$ はそれぞれ式(45)と(46)から評価される。式(44)と(46)の式形が全く同じであるが、領域Ⅲ内においても $c$ ばかりでなく $u$ も時空間的に変化する。

$x=x_{B2}=0$ 、 $t=t_{B2}$ のとき、式(45)と(46)はそれぞれ式(32)と(33)に一致しなければならない。したがって、式(45)=式(32)、式(46)=式(33)とすれば、両等式から同じ次式を得る。

$$x_{B3} = \left( -\frac{1}{2} i_1 g t_{B3} - \frac{3}{8} i_2 g t_{B2} + \frac{7}{8} i_1 g t_{B2} \right) t_{B3} \quad (47)$$

式(47)は領域Ⅲの上流側境界位置 $x_{B3}$ の軌跡である。この軌跡は特性曲線ではない。

領域Ⅰの前進特性曲線式(19)において $t=t_{B3}$ 、 $x=x_{B3}$ とすれば、次式を得る。

$$x_{B3} = 2c_1 t_{B3} - \frac{1}{2} i_1 g t_{B3}^2 + \frac{17}{8} i_1 g t_{B1} t_{B3} - 3c_1 t_{B1}^2 t_{B3}^3 - \frac{15}{8} i_1 g t_{B1}^5 t_{B3}^3 \quad (48)$$

式(48)と上流側境界位置式(47)を等置すれば、次式を得る。

$$\frac{t_{B1}}{t_{B3}} = \left( \frac{2c_1 + \frac{17}{8} i_1 g t_{B1} - \frac{7}{8} i_1 g t_{B2} + \frac{3}{8} i_2 g t_{B2}}{3c_1 + \frac{15}{8} i_1 g t_{B1}} \right)^{3/2} \quad (49)$$

式(49)は任意に与えられる時間 $t_{B2}$ を既知として $t_{B1}$ と $t_{B3}$ の関係を示す(後述の式(59)参照)。

前進特性曲線は次の特性微分方程式から求まる。

$$\frac{dx}{dt} = u + c = -i_1 g t + \frac{1}{3} \left( 4c_1 + \frac{x_{B3}}{t_{B3}} + \frac{1}{2} i_1 g t_{B3} + \frac{17}{4} i_1 g t_{B1} \right) \quad (50)$$

式(50)に式(47)を代入すれば、次式を得る。

$$\frac{dx}{dt} = -i_1 g t + \frac{1}{3} \left( 4c_1 + \frac{17}{4} i_1 g t_{B1} - \frac{3}{8} i_2 g t_{B2} + \frac{7}{8} i_1 g t_{B2} \right) \quad (51)$$

式(51)を $t=t_{B2}$ のとき $x=x_{B2}=0$ または $t=t_{B3}$ のとき $x=x_{B3}$ の境界条件で解けば、前者の条件では次の前進特性曲線式を得る。

$$x = \frac{1}{2} i_1 g (t_{B2}^2 - t^2) - \frac{1}{3} \left( 4c_1 + \frac{17}{4} i_1 g t_{B1} - \frac{3}{8} i_2 g t_{B2} + \frac{7}{8} i_1 g t_{B2} \right) (t_{B2} - t) \quad (52)$$

式(52)において $t=t_{B3}$ 、 $x=x_{B3}$ とし、式(47)を用いおれば、次式を得る。

$$i_1 g t_{B3} \left( \frac{t_{B2}}{t_{B3}} \right)^2 - \frac{2}{3} \left( 4c_1 + \frac{17}{4} i_1 g t_{B1} - \frac{3}{8} i_2 g t_{B2} + \frac{7}{8} i_1 g t_{B2} \right) \frac{t_{B2}}{t_{B3}} + \frac{2}{3} \left( 4c_1 + \frac{17}{4} i_1 g t_{B1} + \frac{3}{4} i_2 g t_{B2} - \frac{7}{4} i_1 g t_{B2} \right) = 0 \quad (53)$$

式(53)は $t_{B2}/t_{B3}$ の二次関数で、その解を得ることができる。 $i_1=0$ の水平床とすれば、式(47)は次式となる。

$$\frac{x_{B3}}{t_{B3}} = -\frac{3}{8} i_2 g t_{B2} \quad (54)$$

また、式(43)~(46)は式(54)を用いおれば、それぞれ次式となる。

$$u_{B3} = \frac{2}{3} \left( c_1 - \frac{3}{8} i_2 g t_{B2} \right) \quad (55) \quad c_{B3} = \frac{1}{3} \left( 2c_1 + \frac{3}{8} i_2 g t_{B2} \right) \quad (56)$$

$$u = \frac{2}{3} \left( c_1 - \frac{3}{8} i_2 g t_{B2} \right) \quad (57) \quad c = \frac{1}{3} \left( 2c_1 + \frac{3}{8} i_2 g t_{B2} \right) \quad (58)$$

領域Ⅲ内の任意の位置 $x$ と時間 $t$ における $u$ と $c$ はそれぞれ式(57)と(58)から評価される。式(57)と(58)の式形はそれぞれ式(55)と(56)のそれと全く同じであるが、 $i_1=0$ の水平床の場合でも領域Ⅲ内の $u$ と $c$ は時空間的に変化する(後述4章の解例を参照)。

$i_1=0$ の水平床とすれば、式(49)、(53)、(52)はそれぞれ次式となる。

$$\frac{t_{B1}}{t_{B3}} = \left( \frac{2c_1 + 3i_2 g t_{B2} / 8}{3c_1} \right)^{3/2} \quad (59)$$

$$\frac{t_{B2}}{t_{B3}} = \frac{4c_1 + \frac{3}{4} i_2 g t_{B2}}{4c_1 - \frac{3}{8} i_2 g t_{B2}} \quad (60)$$

$$x = -\frac{1}{3} \left( 4c_1 - \frac{3}{8} i_2 g t_{B2} \right) (t_{B2} - t) \quad (61)$$

式(54)、(59)、(60)は任意に与えられる時間 $t_{B2}$ を決めれば、そのときの $x_{B3}/t_{B3}$ 、 $t_{B1}/t_{B3}$ 、 $t_{B2}/t_{B3}$ が求まり、順次 $t_{B3}$ 、 $t_{B1}$ 、 $x_{B3}$ 、 $t_{B1}/t_{B2}$ などが評価できることを示している。したがって、同時にそのときの任意の時間 $t$ における位置 $x$ (式(61))、 $u$ (式(57))、 $c$ (式(58))が評価できることになる。

### 3. 解の評価手順

各領域における汜濫流速 $u$ と長波の波速 $c$ の評価に繰り返し(反復)計算が必要な場合があり、評価がやや面倒かつ評価手順が判りにくい。したがって、本研究目的に従い、 $i_1=0$ の水平床の場合について諸量の評価手順を示す。

## (1) 空間波形を評価する場合

## a) 領域 I

- 1) 空間波形を出力する希望時間 $t_0$ を決める。
- 2)  $t_{B2}$ を0から小刻みに増加させ、各 $t_{B2}$ に対応した $t_{B3}$ を式(60)、 $x_{B3}$ を式(54)、 $t_{B1}$ を式(59)から求め(前二者は領域IIIの上流側境界位置 $x_{B3}$ の軌跡評価に相当)、 $t_{B3}=t_0$ となるとき $t_{B1}=t_{B13}$ と $x_{B3}=x_{B30}$ を求める。
- 3)  $t=t_0$ とし、 $t_{B1}$ を $t_{B13} \sim t_0$ まで小刻みに増加させ、各 $t_{B1}$ に対応した $x$ を $i=0$ とした前進特性曲線式(19)から求める。
- 4)  $x$ 、 $t_{B1}$ 、 $t (=t_0)$ が定まったので、 $i=0$ とした式(12)から氾濫流速 $u$ 、式(13)から長波の波速 $c$ と氾濫水深 $h$ 、そして単位幅流量 $q (=uh)$ を求める。

## b) 領域 II

- 1) 空間波形を出力する希望時間 $t_0$ を決める。
- 2)  $t=t_0$ とし、 $t_{B2}$ を $0 \sim t_0$ まで小刻みに増加させ、各 $t_{B2}$ に対応した $x$ を $i=0$ とした前進特性曲線式(39)から求める。
- 3)  $x$ 、 $t_{B2}$ 、 $t (=t_0)$ 、 $\gamma_2 (=t_{B2}/t_0)$ が定まったので、 $i=0$ とした式(30)から $u$ 、式(31)から $c$ と $h$ 、そして $q$ を求める。

## c) 領域 III

- 1) 空間波形を出力する希望時間 $t_0$ を決める。
- 2)  $t_{B2}$ を $t_0$ から小刻みに増加させ、各 $t_{B2}$ に対応した $t_{B3}$ を式(60)、 $t_{B1}$ を式(59)から求め、 $t_{B3}=t_0$ となるとき $t_{B2}=t_{B23}$ を求める。
- 3)  $t=t_0$ とし、 $t_{B2}$ を $t_0 \sim t_{B23}$ まで小刻みに増加させ、各 $t_{B2}$ に対応した $x$ を前進特性曲線式(61)から求める。
- 4)  $x$ 、 $t_{B2}$ 、 $t (=t_0)$ が定まったので、式(57)から $u$ 、式(58)から $c$ と $h$ 、そして $q$ を求める。

## (2) 時間波形を評価する場合

## a) 領域 I

- 1) 時間波形を出力する希望位置 $x=x_0$ を決める。
- 2)  $x_{B1}=x_0$ となるとき $t_{B1}=t_{B11}$ を $i=0$ とした式(11)から求める。
- 3)  $t_{B2}$ を $t_{B11}$ から小刻みに増加させ、各 $t_{B2}$ に対応した $t_{B3}$ を式(60)、 $x_{B3}$ を式(54)、 $t_{B1}$ を式(59)から求め、 $x_{B1}=x_0$ となるとき $t_{B2}=t_{B21}$ 、 $x_{B3}=x_0$ となるとき $t_{B1}=t_{B13}$ と $t_{B2}=t_{B23}$ を求める。
- 4)  $x=x_0$ とし、 $t_{B2}$ を $t_{B21} \sim t_{B23}$ まで小刻みに増加させ、各 $t_{B2}$ に対応した $t_{B3}$ を式(60)、 $t_{B1}$ を式(59)から求め、 $t$ を $i=0$ とした前進特性曲線式(19)から繰り返し計算により求める。
- 5)  $t$ 、 $t_{B1}$ 、 $x (=x_0)$ が定まったので、 $i=0$ とした式(12)から $u$ 、式(13)から $c$ と $h$ 、そして $q$ を求める。

## b) 領域 II

- 1) 時間波形を出力する希望位置 $x=x_0$ を決める。
- 2)  $t_{B2}$ を0から時間波形を出力する希望時間 $t_0$ まで小刻みに増加させる。
- 3)  $x=x_0$ とし、2)で小刻みに増加させた各 $t_{B2}$ に対して $t$ を0(または前段階の $t \sim t_0$ まで小刻みに増加させ、各 $t_{B2}$ に対応した $t$ を $i=0$ とした前進特性曲線式(39)から繰り返し計算により求める。
- 4)  $t$ 、 $t_{B2}$ 、 $x (=x_0)$ 、 $\gamma_2 (=t_{B2}/t)$ が定まったので、 $i=0$ とした式

(30)から $u$ 、式(31)から $c$ と $h$ 、そして $q$ を求める。

## c) 領域 III

- 1) 時間波形を出力する希望位置 $x=x_0$ を決める。
- 2)  $x_{B1}=x_0$ となるとき $t_{B1}=t_{B11}$ を $i=0$ とした式(11)から求める。
- 3)  $t_{B2}$ を $t_{B11}$ から小刻みに増加させ、各 $t_{B2}$ に対応した $t_{B3}$ を式(60)、 $x_{B3}$ を式(54)、 $t_{B1}$ を式(59)から求め、 $x_{B3}=x_0$ となるとき $t_{B1}=t_{B13}$ と $t_{B2}=t_{B23}$ を求める。
- 4)  $x=x_0$ とし、 $t_{B2}$ を $t_{B23}$ から小刻みに増加させ、各 $t_{B2}$ に対応した $t_{B3}$ を式(60)、 $t_{B1}$ を式(59)から求め、 $t$ を $i=0$ とした前進特性曲線式(19)から繰り返し計算により求める。この計算は $t$ が $t_0$ に達するまで続ける。
- 5)  $t$ 、 $t_{B1}$ 、 $x (=x_0)$ が定まったので、 $i=0$ とした式(12)から $u$ 、式(13)から $c$ と $h$ 、そして $q$ を求める。

## 4. 解例

図-5~7に斜面勾配 $i=0$ 、 $i_2=0.01$ 、無次元時間 $T=t\sqrt{g/h_1}=50$ における無次元の氾濫水深 $H=h/h_1$ 、氾濫流速 $U=ul/c_1$ と単位幅流量 $q=qu/h_1c_1$ の空間波形例を示す。比較・検討のため、ダムがある無次元位置 $X=x/h_1=0$ における貯水深 $h_1$ が同じ場合の他の主なダム破壊流れ(図-1参照)の空間波形例も示す。図から、1)最大の氾濫水深はc)のダム破壊流れ、最小の氾濫水深はb)のダム破壊流れで生じる、2)氾濫流先端部の氾濫水深 $H$ はa)、c)、d)の何れのダム破壊流れでもほぼ同じ、3)何れのダム破壊流れも単位幅流量にピークを持つ、4)b)、c)、d)の何れのダム破壊流れでも先端部の単位幅流量 $q$ はほぼ同じであるが、先端部背後の単位幅流量はb)と他とは大きく異なることが判る。

図-8~10に斜面勾配 $i=0$ 、 $i_2=0.01$ 、無次元位置 $X=0$ における無次元の氾濫水深 $H$ 、氾濫流速 $U$ 、単位幅流量 $q$ の経時変化例を示す。比較・検討のため、無次元位置 $X=0$ における貯水深 $h_1$ が同じ場合の他の主なダム破壊流れの経時変化例も示す。図から、b)のダム破壊流れにおける諸量の経時変化とa)、c)、d)のダム破壊流れにおける諸量の経時変化が大きく異なることが判る。

当初期待していたb)のダム破壊流れをd)のダム破壊流れで代替することは無理と言える。

## 5. おわりに

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- (1) 水平床の貯水部を持つダム破壊流れがドライベッドの一樣勾配斜面を遡上する場合(図-1 d)参照)の理論解を導出し、その解例を示した。
- (2) 他の主なダム破壊流れとの比較・検討を通して本研究対象のダム破壊流れの特徴を明らかにした。
- (3) 本理論の欠点は理論解が陰関数形式となっており、具体的に理論値を求めるには繰り返し(反復)計算が必要となる場合があることである。

謝辞：科研費(基盤研究(C)、20K05041)の補助を受けた。

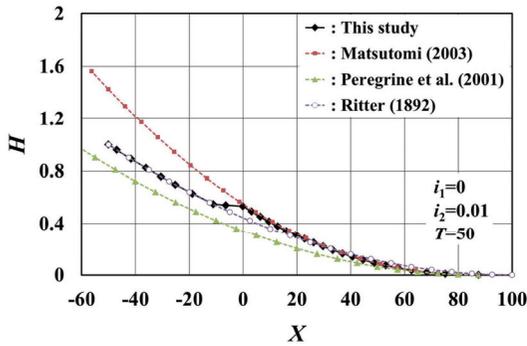


図-5  $T=50$ における氾濫水深 $H$ の空間分布 ( $i_1=0, i_2=0.01$ )

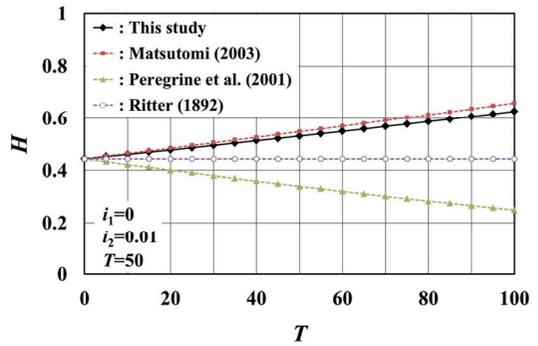


図-8  $X=0$ における氾濫水深 $H$ の経時変化 ( $i_1=0, i_2=0.01$ )

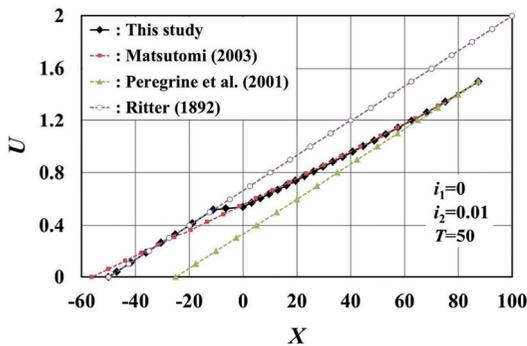


図-6  $T=50$ における氾濫流速 $U$ の空間分布 ( $i_1=0, i_2=0.01$ )

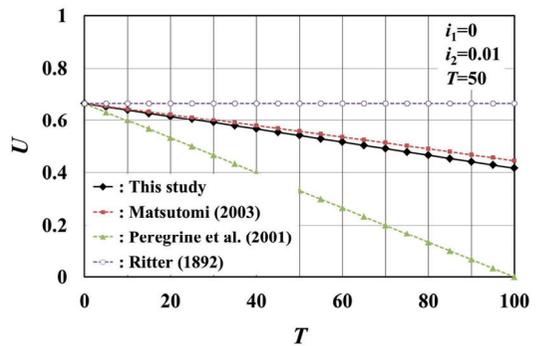


図-9  $X=0$ における氾濫流速 $U$ の経時変化 ( $i_1=0, i_2=0.01$ )

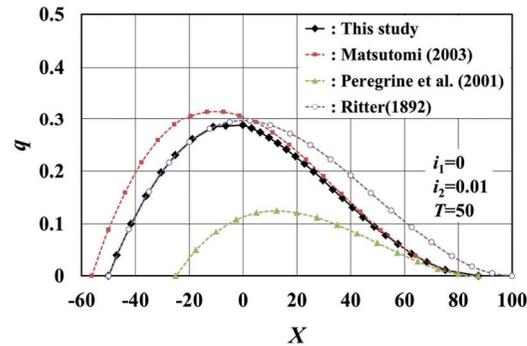


図-7  $T=50$ における単位幅流量 $q$ の空間分布 ( $i_1=0, i_2=0.01$ )

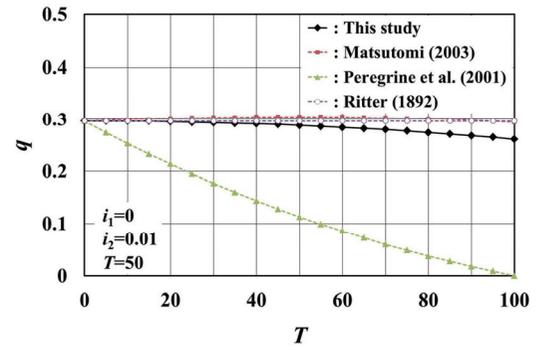


図-10  $X=0$ における単位幅流量 $q$ の経時変化 ( $i_1=0, i_2=0.01$ )

参考文献

- 1) Matsutomi, H.: Dam-break Flow over a Uniformly Sloping Bottom, *J. Hydraul. Coast. Environ. Eng.*, JSCE, No.726/II-62, pp.151-156, 2003.
- 2) Stoker, J. J.: The formation of breakers and bores, *Communications on Pure and Applied Mathematics*, Vol.1, pp.1-87, 1948.
- 3) Matsutomi, H.: On the propagation of a bore over a sloping beach, *Coastal Eng. in Japan*, Vol.28, pp.45-58, 1985. または松富英夫：下流側水深を有する場合のダム破壊流れについて，土木学会論文集，No.363/II-4, pp.79-86, 1985.
- 4) Dressler, R. F.: Hydraulic resistance effect upon the dam-break functions, *J. of Res. of the National Bureau of Standards*, Vol.49, No.3, pp.217-225, 1952.
- 5) Whitham, G. B.: The effects of hydraulic resistance in the dam-break

- problem, *Proc. Roy. Soc., A*, Vol.227, pp.399-407, 1955.
- 6) 例えば，Pritchard, D. and Hogg, A. J.: On sediment transport under dam-break flow, *J. Fluid Mech.*, vol.449, pp.265-274, 2002.
- 7) 例えば，松富英夫：砕波段波衝突時の圧力分布と全波力，海岸工学論文集，第38巻，pp.626-630, 1991.
- 8) 例えば，松富英夫：ドライ・ベッド上のダム破壊流れの数値解析，第26回水理講演会論文集，pp.409-416, 1982.
- 9) Peregrine, D. H. and Williams, S. M.: Swash overtopping a truncated plane beach, *J. Fluid Mech.*, Vol.440, pp.391-399, 2001.
- 10) 松富英夫，有川太郎：津波遡上への氾濫水密度の影響，土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.76, No.2, pp.391-396, 2020.
- 11) Ritter, A.: Die fortpflanzung der wasserwellen, *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure* (Berlin), Vol.36, pt.2, No.33, pp.947-954, 1892.

# Long-term morphological evolution of the Volta-Delta River mouth in Ghana using satellite images

Stephan Lawson<sup>1</sup>, Nguyen Trong Hiep<sup>2</sup>, Hitoshi Tanaka<sup>3</sup>

## Abstract

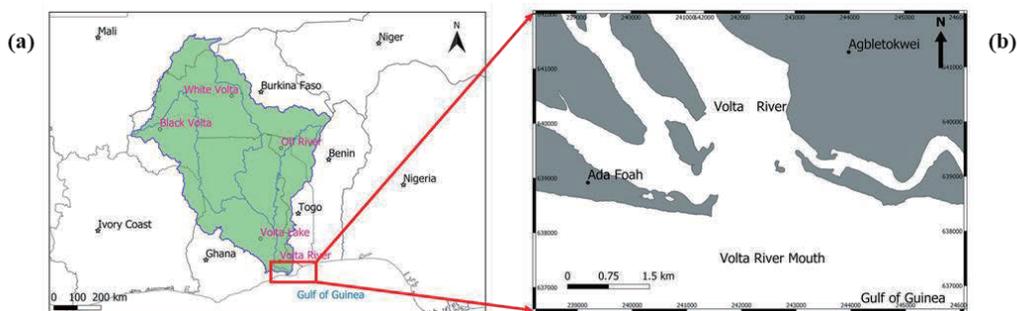
The Volta-Delta River mouth at Ada, Ghana drains one of the largest river basins in West Africa. The river mouth sandspits have undergone enormous morphological changes due to both natural and human activities. Before the construction of a groyne system from 2012-2017 on the western side of the river mouth, cyclic sandspit elongation and breaching events were observed. To fully understand these cyclic events, satellite imagery from Landsat, Sentinel-2 and Google Earth were acquired from 1984-2020 and analyzed to depict the morphological processes occurring at the river mouth. The study examined the river mouth morphology before and after the construction of the groyne system.

**Keywords:** Breaching, Elongation, Erosion, Groyne system, Sandspit, Volta River mouth.

## 1. INTRODUCTION

Globally, deltaic coastlines are subjected to alarming rates of vulnerability with respect to erosion and shoreline retreat. Human engineering works in the drainage basin of deltas have influenced the destabilization of deltaic coastlines by impeding sediment supply to these areas (Syvitski et al., 2009). The presence of well-developed sandspits at the mouth of river deltas provides massive benefits with regards to urbanization, floodplain inundation prevention and biodiversity which requires the study of changes ensuing at such locations (Pradhan et al., 2015). Inadequate studies in relation to morphological changes at river mouths exposes them to huge vulnerabilities.

The Volta River mouth is geographically located at Ada in the Greater Accra Region of Ghana between latitudes 5°46'15.06" to 5°46'28.44" North and longitudes 0°39'46.03" to 0°41'31.46" East. The river mouth drains the Volta basin with a catchment area of approximately 400,000 km<sup>2</sup> and a total river network of about 1,500 km (Fig. 1(a)). The river mouth is characterized by two well defined sandspits which are highly morphological in nature (Fig. 1(b)).



**Figure 1:** Map of study area (a) Volta River basin (b) Volta River mouth, Ada, Ghana.

<sup>1</sup>MSc. Student, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan.

<sup>2</sup>PhD. Student, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan.

<sup>3</sup>Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan.

Upstream of the river mouth are two hydro-electricity dams which have influenced the reduced river discharge and sediment load by 23.23% and 92.32% respectively (Amenuvor et. al., 2020). Another engineering structure in the vicinity of the river mouth is a groyne system on the western side of the river mouth which was constructed between 2012-2017. The groyne system protects a total stretch of 16km of the coast against the intense erosion rates and displacement of coastal communities (Roest, 2018). Before the two-phased construction of the groyne system, erosion rates were estimated at about 6m/year which justified the urgent need for protection measures for Ada and its environs (Bollen et al., 2010). The goal of this study is to analyze observed morphological trends at the Volta River mouth using remote sensing images and highlight the driving forces for these processes.

## 2. MATERIALS AND METHODS

### 2.1 Data Collection

In this study, historical satellite imagery was acquired from Landsat (5, 7, & 8) and Sentinel-2 satellite missions from 1984-2020 which served as the main source of images. These images were supplemented with Google Earth images to fill the no-data gaps from the Landsat and Sentinel-2 sources. A total of 164 images were acquired for the study period and used to perform the long-term morphological analysis. The Landsat and Sentinel-2 images which originally have a spatial resolution of 30m/pixel and 20m/pixel respectively, were down-sampled to 15m/pixel and 10m/pixel respectively using bilinear interpolation to improve the accuracy of detected shorelines (Vos et. al., 2019). Furthermore, the resolution of supplementary images from Google Earth were 2m/pixel and 20m/pixel. A summary of images acquired for the study are presented in Table 1 below.

**Table 1:** Details on acquired satellite images for the study area.

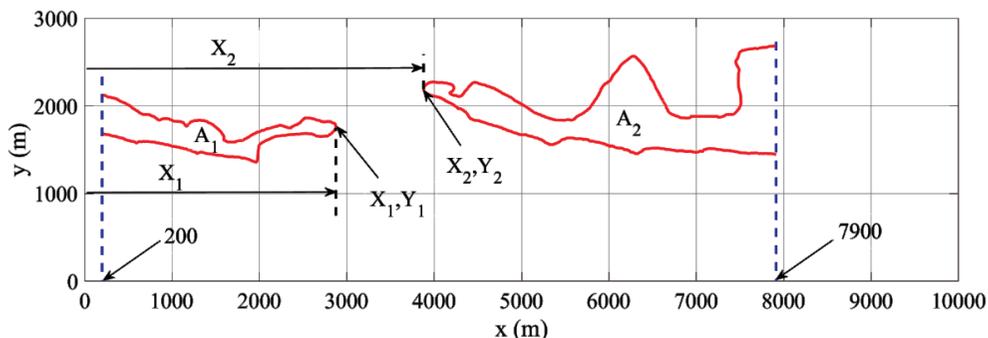
Image Source	No. of Images	Resolution	Down-sampled Resolution
Landsat (5,7 & 8)	50	30m/pixel	15m/pixel
Sentinel-2	80	20m/pixel	10m/pixel
Google Earth	34	2m/pixel & 20m/pixel	-

### 2.2 Image Processing

Shoreline detection was carried out using two approaches for the main and supplementary sources of images. For the Landsat and Sentinel-2 images, the water-land boundary was defined using the Modified Normalized Difference Index (MNDWI) developed by Xu (2006). The MNDWI values range between -1 and 1 with negative values corresponding to water pixels and positive values corresponding to land pixels. In the case of the Google Earth images, all images were rectified into a single coordinate system (World Geodetic System-84) using an affine transformation with the baseline 271 degrees from the North. The shorelines were then detected using the difference in colour intensity of the wet and dry sand.

### 2.3 River Mouth Sandspit Analysis

To conduct detailed studies on the morphological evolution of the of the Volta River mouth, quantitative analysis was conducted using the acquired satellite images. Parameters of the sandspit used to achieve this include the alongshore coordinate of the updrift ( $x_1$ ) and downdrift ( $x_2$ ) sandspits and their corresponding y-coordinate values ( $y_1$  and  $y_2$  respectively). The areas of the updrift ( $A_1$ ) and downdrift ( $A_2$ ) sandspits were also defined. Definition of these parameters are shown in Fig. 2.



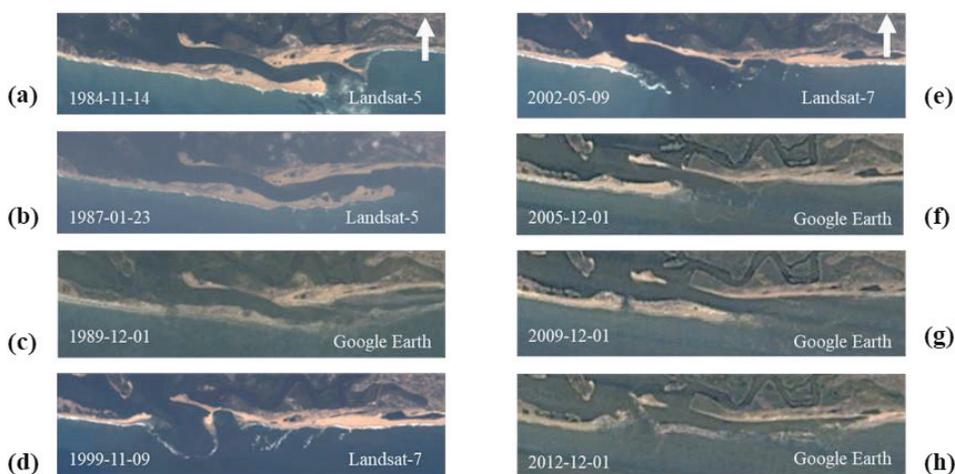
**Figure 2:** Definition of sandspit parameters used in sandspit analysis.

### 3. RESULTS AND DISCUSSIONS

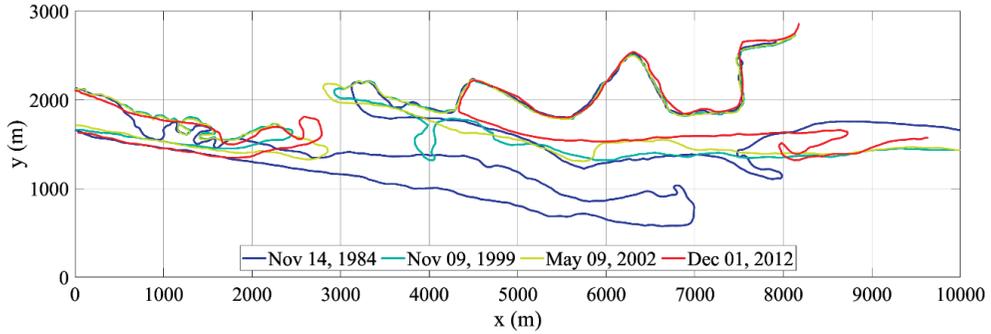
#### 3.1 Pre-Groyne Construction Morphological Trends (1984 – 2012)

Visual inspection of remotely acquired images in the pre-groyne construction period gives an indication of the morphological processes at the Volta River mouth (Figs. 3 and 4). As shown in Figs. 3(a) and 3(b), development of the western sandspit (updrift) is sustained by the accumulation of the longshore sediment transport and elongates in the eastward direction. This confirms the direction of longshore sediment transport coming from the west to the east and makes the western sandspit the dominant sandspit at the river mouth.

Upon reaching an equilibrium length, the western sandspit undergoes breaching events which leads to the transfer of sediment from the breached sandspit to the eastern sandspit (downdrift) and other downdrift areas (Figs. 3(c) to (d)). Once this cycle ends, the natural morphological process is repeated (Figs. 3(e) to (g)). This natural process has been halted through the stabilization of the western sandspit. This was done by the construction of the groyne system to ensure efficient tidal exchange, facilitate navigation through the channel and trap the incoming longshore sediment transport to alleviate the intense erosion experienced at coastal communities around the river mouth.



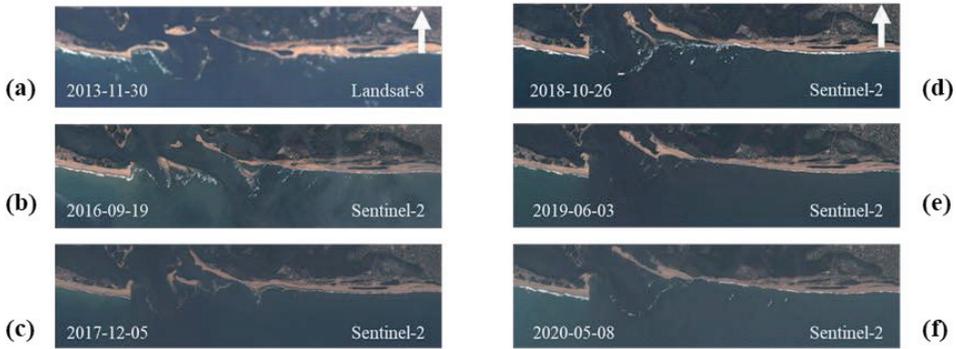
**Figure 3:** Pre-groyne construction morphological period (1984 – 2012).



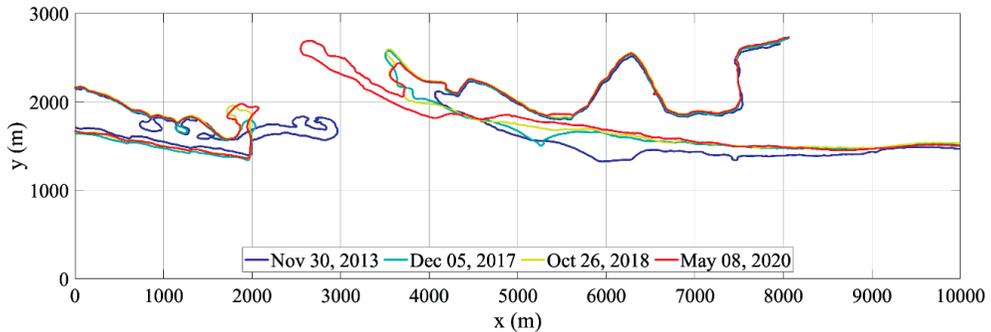
**Figure 4:** Volta River mouth shoreline variation (1984 – 2012).

**3.2 Post-Groyne Construction Morphological Trends (2013– 2020)**

Figures 5 and 6 show a change in morphological trends from the pre-groyne construction period with the most influential factor being the presence of the groyne system. Figures 5(a) and 5(c) shows the river mouth sandspit conditions after the first and second phases of groyne construction, respectively. Owing to the stabilization of the western sandspit, the formation and landward migration of shoals in the ebb delta is observed and its subsequent attachment to the eastern sandspit (Fig. 5(b) to (f)). This phenomenon has led to the intrusion of both sandspits into the estuary area of the river mouth.



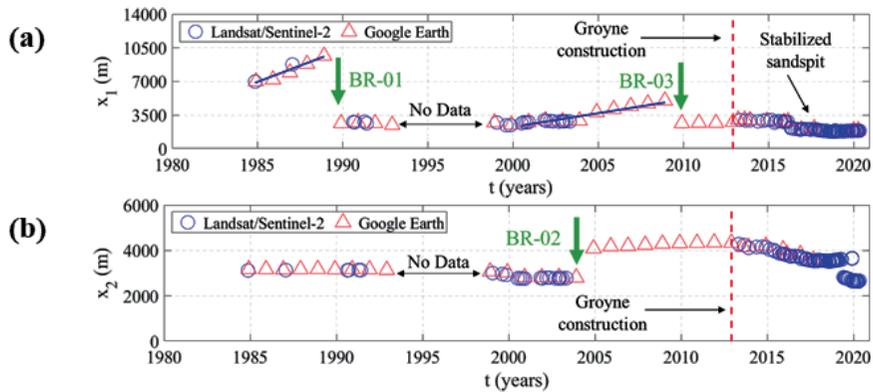
**Figure 5:** Post-groyne construction morphological period (2013 – 2020).



**Figure 6:** Volta River mouth shoreline variation (2013 – 2020).

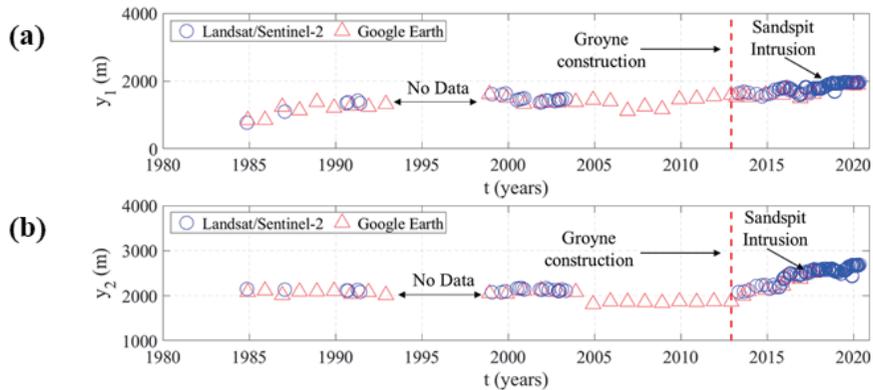
### 3.3 River Mouth Sandspit Features

From the quantitative analysis of sandspit properties, a detailed explanation of the morphological processes at the river mouth can be performed. In Fig. 7(a), the elongation of the western sandspit is observed up until a maximum length of  $x_1 = 9672\text{m}$  (1988) where the sandspit was breached (BR-01). This cyclic process was once again repeated with the sandspit elongating to a length of  $x_1 = 5013\text{m}$  (2008) where it was breached (BR-03). With respect to the eastern sandspit, it is observed that no appreciable changes in terms of elongation trends occurred making it the non-dominant sandspit at the river mouth. However, a breach (BR-02) occurred after reaching a length of  $x_2 = 2810\text{m}$  (2003) (Fig. 7(b)).



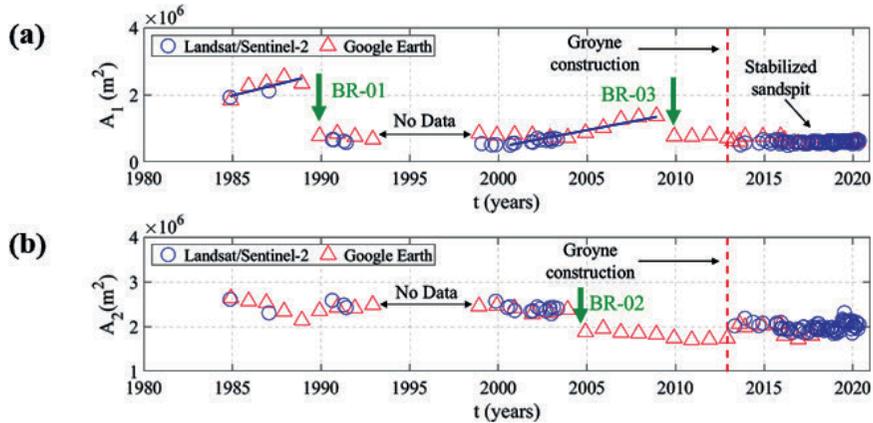
**Figure 7:** Alongshore x-coordinates of updrift and downdrift sandspits.

Analysis of the alongshore sandspit y-coordinates ( $y_1$  and  $y_2$ ) revealed sandspit intrusion trends in the post-groyne construction period (2013-2020). As shown in Figs. 8(a) and 8(b), intrusion of both sandspits into the upstream section of the river mouth can be observed. This trend may tend to pose futuristic problems such as narrowing of the river mouth and hence, leading to an inefficient tidal exchange between the estuary and the ocean.



**Figure 8:** Alongshore y-coordinates of updrift and downdrift sandspits.

The final quantitative parameter investigated was the area of sandspits ( $A_1$  and  $A_2$ ). In Fig. 9(a), the area changes of the western sandspit follows a similar trend as the elongation trends which further supports the dominance of the western sandspit at the river mouth. Pertaining to the eastern sandspit, its unstable nature is depicted in Fig. 9(b). This is because of the deposition of sediment from the western sandspit when breaching events occur. This condition also leads to the formation of a small lagoon on the eastern sandspit.



**Figure 9:** Sandspit area changes of updrift and downdrift sandspits.

#### 4. CONCLUSION

From this study, the morphological evolution of the Volta River mouth has been outlined by utilizing freely available remote sensing images from 1984-2020. Analysis of river mouth morphological variations before and after the construction of the groyne system was performed. Results from image and sandspit analysis showed the natural morphological condition of the river mouth from 1984-2012 where the dominant sandspit was characterized by elongation and breaching events. After groyne construction (2013-2020), a new trend of morphology was observed with both sandspits intruding into the estuary. The sudden change in river mouth behaviour clearly highlights the response of a river mouth sandspit when the longshore sediment transport is trapped through engineering activities.

#### REFERENCES

- Amenuvor, M., Gao, W., Li, D., & Shao, D. (2020). Effects of dam regulation on the hydrological alteration and morphological evolution of the Volta River Delta. *Water*, 12(3), 14–16.
- Bollen, M., Trouw, K., Lerouge, F., Gruwez, V., Bolle, A., Hoffman, B., Mercelis, P. (2010). Design of a coastal protection scheme for Ada at the Volta-River Mouth (Ghana). *Proceedings of the Coastal Engineering Conference*, 1–12.
- Pradhan, U., Mishra, P., Mohanty, P. K., & Behera, B. (2015). Formation, growth and variability of sand spit at Rushikulya River Mouth, South Odisha Coast, India. *Procedia Engineering*, 116(1), 963–970.
- Roest, L. W. M. (2018). The coastal system of the Volta delta , Ghana: Strategies and opportunities for development. *TU Delft Delta Infrastructures and Mobility Initiative (DIMI)*
- Syvitski, J. P. M., Kettner, A. J., Overeem, I., Hutton, E. W. H., Hannon, M. T., Brakenridge, G. R., Nicholls, R. J. (2009). Sinking deltas due to human activities. *Nature Geoscience*, 2(10), 681–686.
- Vos, K., Splinter, K. D., Harley, M. D., Simmons, J. A., & Turner, I. L. (2019). CoastSat: A Google Earth Engine-enabled Python toolkit to extract shorelines from publicly available satellite imagery. *Environmental Modelling and Software*, 122.
- Xu, H. (2006). Modification of normalised difference water index (NDWI) to enhance open water features in remotely sensed imagery. *International Journal of Remote Sensing*, 27(14), 3025–3033.

## 秋田県白雪川における津波の河川遡上に関する検討\*

秋田大学 谷口隼也・渡辺一也・齋藤憲寿  
 岡山理科大学 鎌滝孝信  
 東北大学 田中 仁

### 1. はじめに

日本海沿岸において、大規模地震により最大クラスの津波が発生した場合、秋田県沿岸部は甚大な被害を受ける可能性が示唆されている<sup>1)</sup>。しかし、秋田県には過去の地震津波に関する情報があまり残っていない。そのため、今後の津波防災対策を充実させるためにも、地層中に残っている津波堆積物を調査し、古津波の情報を補完することが必要であると考えられる。秋田県南部沿岸では安部ら<sup>2)</sup>、鎌滝ら<sup>3),4)</sup>によりボーリング調査が行われており、津波由来と考えられる堆積物が発見されている。

そこで本研究では、秋田県にかほ市を流れる白雪川河口周辺を対象とした津波の数値シミュレーションを行い、津波波形を変えることで感度分析を行った。さらに、ボーリング調査で得られた津波堆積物との関係について検討した。

### 2. 対象領域

本研究における対象河川は、秋田県にかほ市三森地区を流れる二級河川の白雪川である。計算領域は、図1のように1600 m×1600 mとした。計算領域の沿岸部は浜堤になっており、秋田県地震被害想定調査報告書<sup>1)</sup>では、計算領域とその周辺地域に秋田県が想定した最大クラスの津波が来襲した場合、浸水深が5~10 mになると考えられている。

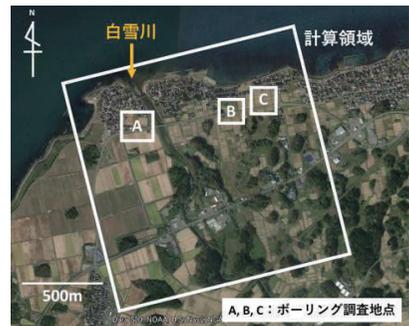


図1 計算領域

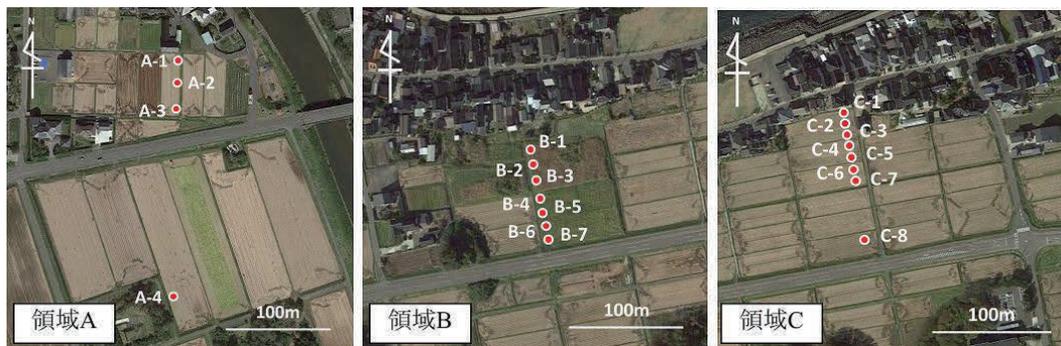


図2 ボーリング調査領域

\*Study on river run-up of tsunami at the Shirayukigawa River in Akita Prefecture by Junya TANIGUCHI, Kazuya WATANABE, Noritoshi SAITO, Takanobu KAMATAKI, and Hitoshi TANAKA

また、図1における領域A, B, Cでは、図2に示す各点においてボーリング調査が行われており、C-1からC-7において津波堆積物<sup>3)</sup>、C-5, C-6およびB-1からB-7において、上記とは異なる粗粒堆積物が確認された<sup>4)</sup>。

### 3. 計算手法

本研究では、iRIC<sup>5)</sup>による数値シミュレーションを行った。基礎方程式を式(1)~(6)に示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = q + r \quad (1)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D^y \quad (3)$$

ただし、

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4)$$

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left[ v_t \frac{\partial(hu)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ v_t \frac{\partial(hu)}{\partial y} \right] \quad (5)$$

$$D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left[ v_t \frac{\partial(hv)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ v_t \frac{\partial(hv)}{\partial y} \right] \quad (6)$$

ここで、 $h$ は水深、 $t$ は時間、 $u$ は $x$ 方向の流速、 $v$ は $y$ 方向の流速、 $q$ は単位面積当たりのカルバード・樋門・ポンプによる流入量、 $r$ は雨量、 $g$ は重力加速度、 $H$ は水位、 $\tau_x$ は $x$ 方向の河床せん断力、 $\tau_y$ は $y$ 方向の河床せん断力、 $\rho$ は水の密度、 $C_f$ は河床せん断係数、 $v_t$ は渦動粘性係数である。

入力した津波波形を図3に示す。津波波形は既往の研究<sup>6)</sup>を参考とし、津波波形の大きさを変えずに1.0倍(最大波高8.7m)として検討を行った。また、計算条件を表1および表2に示す。白雪川は、平常時で流れがあまり

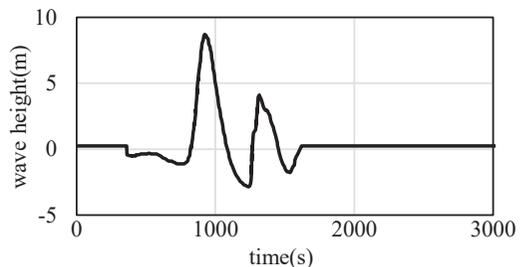


図3 入力した津波波形(波形1.0倍)

表1 使用データ

名称	データ内容
地形データ	5 m メッシュデータ(2016)
河川流量	0 m <sup>3</sup> /s
計算タイムステップ <sup>7)</sup>	0.01 s
潮位 <sup>8)</sup>	T.P.+0.24 m

表2 粗度係数<sup>9)</sup>

地形	粗度係数
海域・河川	0.025
住宅地	0.06
田畑域	0.02
森林域	0.03

ないため、河川流量は  $0 \text{ m}^3/\text{s}$  とした。計算タイムステップは、式(7)の CFL 条件を満たすように設定した<sup>7)</sup>。

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{2gh_{\max}}} \quad (7)$$

ここで、 $\Delta t$  は計算タイムステップ、 $\Delta x$  は格子間隔、 $h_{\max}$  は最大水深である。

#### 4. 計算結果

##### (1) 津波の浸水状況

津波が沿岸部に到達した直後の様子を図 4 に、浸水域が最大となった瞬間の様子を図 5 に示す。なお、図中のカラーバーは浸水深を示す。流速ベクトルから、津波は海岸に到達した後、浜堤を越えて領域 A, B, C に到達していることが分かる。さらに、図 5 に示すように、津波は海岸から約 1500 m 内陸まで到達することが分かった。そして引き波の際、①浜堤を越える、②白雪川に流入する、③白雪川の右岸において、東側に流れてから海に戻る様子が確認された。

次に、浸水深の時間変化を図 6 に示す。浸水深は、図 2 の各領域におけるボーリング調査地点において最も標高が低い箇所である A-1, B-7, C-8 で比較を行った。A-1 において、最大浸水深は 10.6 m であり、最大浸水深に到達するまでに一度ピークが見られた。これは、津波が浜堤を越えて A-1 に到達したほか、河川からも流入したためと考えられる。

B-7 において、最大浸水深は 10.0 m であり、ピークが 2 つ見られた。これは、まず領域 B に最も近い浜堤を越えた津波が B-7 に到達した後、さらに白雪川右岸の浜堤を越えた津波が流入したためと考えられる。そして引き波の際、A-1 と比較して浸水深の低下が遅いことが分かる。これは、白雪川右岸側に流入した津波が、引き波の際に東向きに流下し、B-7 を通過したため浸水深の低下が遅くなったと考えられる。

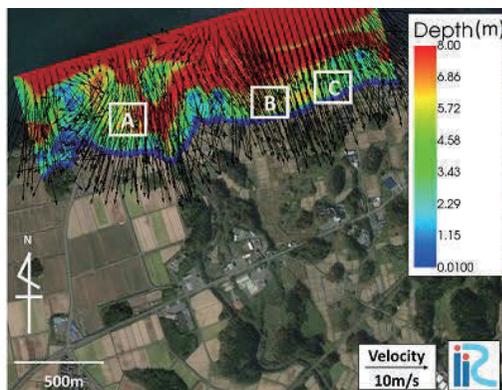


図 4 津波到達直後の様子(920s)

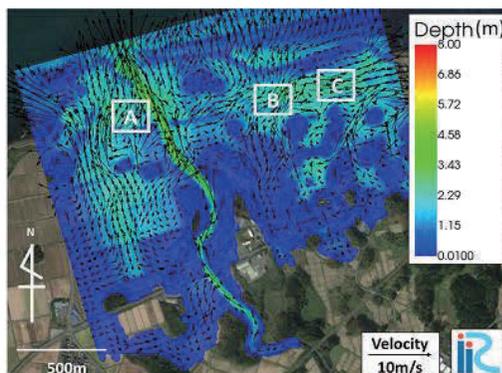


図 5 浸水域が最大となった瞬間の様子(1300s)

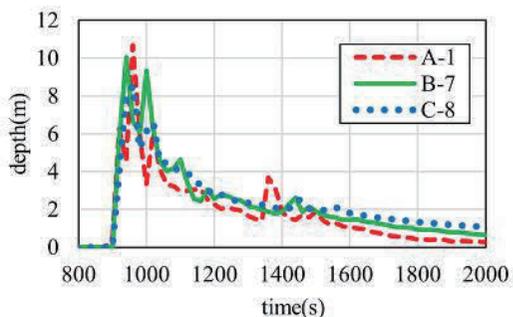


図 6 浸水深の時間変化

C-8において、最大浸水深は8.5 mであり、浸水深の低下が遅かった。これは、B-7と同様に引き波の際に津波がC-8を通過したため、浸水深の低下が遅くなったと考えられる。

## (2) 感度分析

津波波形を0.7倍(最大波高4.4 m)および0.5倍(最大波高6.1 m)に変化させて、津波の浸水状況や浸水深の変化について検討を行った。津波が沿岸部に到達した直後の様子を図7に、浸水域が最大となった瞬間の様子を図8に示す。流速ベクトルから、波形が0.5倍、0.7倍のどちらの場合でも、波形が1.0倍(図3)の場合と同様に、津波は沿岸部に到達後に浜堤を越えて領域A, B, Cに到達していることが分かった。さらに、図8に示すように、波形が0.5倍の場合は約500 m、波形が0.7倍の場合は約1000 m内陸まで到達することが分かった。また、引き波の際も波形が1.0倍の場合と同様に、①浜堤を越える、②白雪川に流入する、③白雪川の右岸において、東側に流れてから海に戻る様子が確認された。

次に、津波波形を1.0倍、0.7倍、0.5倍とした場合のA-1における浸水深の時間変化を図9に示す。最大浸水深は、波形が1.0倍の場合は10.6 m、0.7倍の場合は3.1 m、0.5倍の場合は

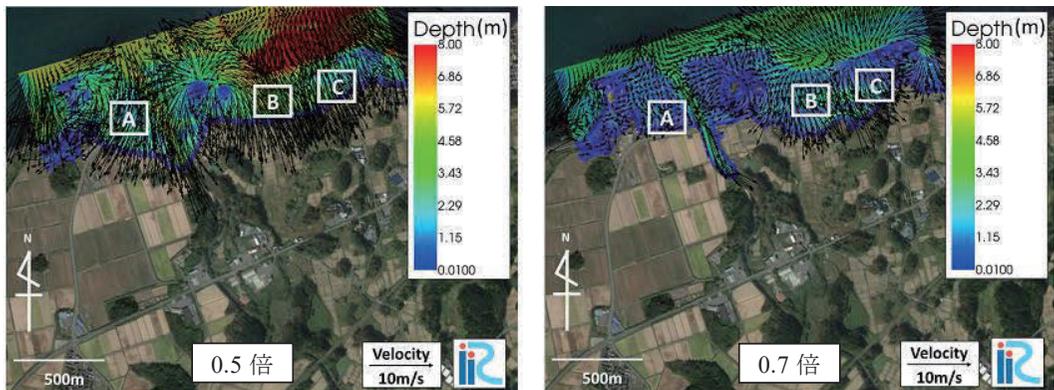


図7 津波到達直後の様子(940s)

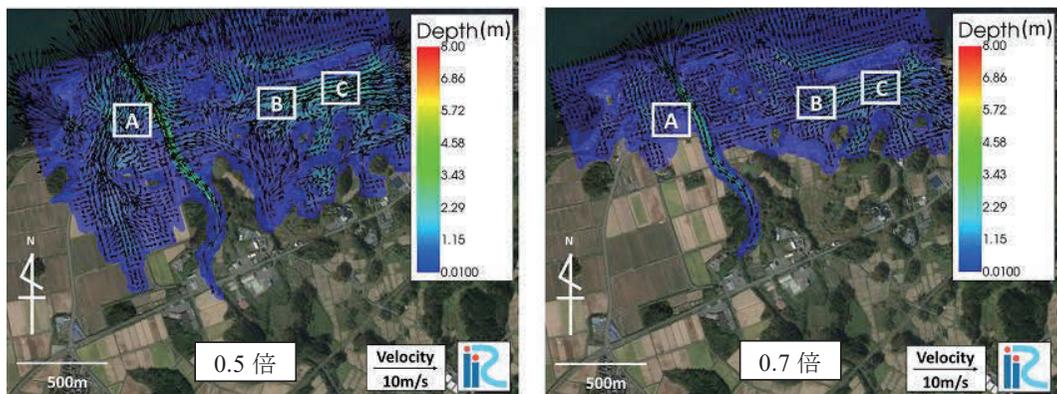


図8 浸水域が最大となった瞬間の様子(1260s)

0.4 m となった。従って、波形が 0.5 倍の場合、A-1 では津波由来の堆積物は発生しないと考えられ、これは安部ら<sup>2)</sup>によるボーリング調査結果とも一致する。

津波波形を 0.5 倍とした場合の領域 B における各点の浸水深の時間変化を図 10 に、引き波の際の領域 B 周辺の様子を図 11 に示す。領域 B の全ての箇所において 1.5 m を越える浸水があったことが分かるが、ボーリング調査では領域 B におけるどの箇所においても津波堆積物は確認されなかった。ここで図 1 より、領域 B の南側には鳥海山起源の流れ山がみられる。鎌滝ら<sup>4)</sup>より、領域 B は津波堆積物の進入方向に対して流れ山の陰になるため、津波堆積物は視認出来る厚さで確認出来なかったとされているが、図 11 の流速ベクトルから、津波は引き波の際に、複数の方向から領域 B に流入していることが分かった。

津波波形を 0.5 倍とした場合の領域 C にお

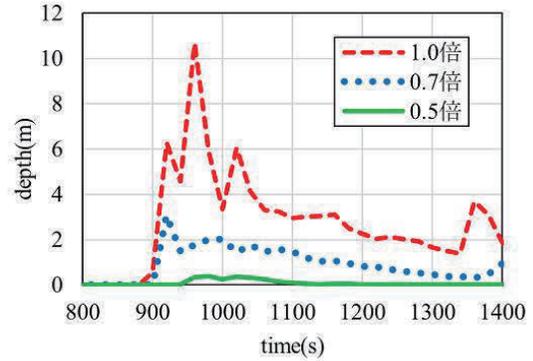


図 9 A-1 における浸水深の時間変化

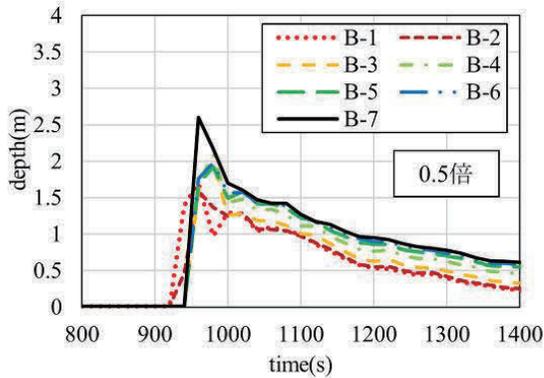


図 10 領域 B における浸水深の時間変化

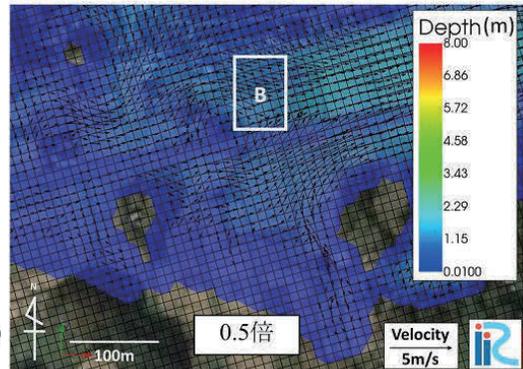


図 11 引き波の際の領域 B 周辺の様子(1120 s)

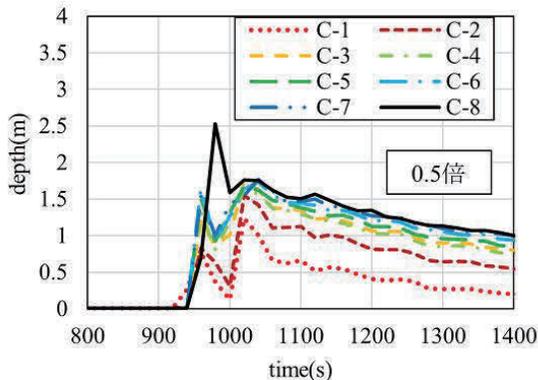


図 12 領域 C における浸水深の時間変化

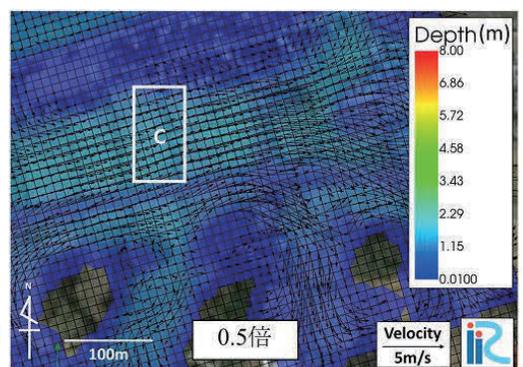


図 13 引き波の際の領域 C 周辺の様子(1120 s)

ける各点の浸水深の時間変化を図 12 に、引き波の際の領域 C 周辺の様子を図 13 示す。ボーリング調査では、C-1 から C-7 において津波堆積物が確認されたが、C-8 では確認されなかった。しかし図 13 の流速ベクトルから、津波は引き波の際に領域 C 全体を通過していることが分かった。

## 5. おわりに

本研究では、白雪川河口周辺における津波の数値シミュレーションと感度分析を行うことで、津波浸水域や、浸水深と津波堆積物の関係について検討を行った。結果、以下の知見を得た。

- 津波波形が 1.0 倍(最大波高 8.7 m)の場合は約 1500 m, 0.7 倍(最大波高 6.1 m)の場合は約 1000 m, 0.5 倍(最大波高 4.4 m)の場合は約 500 m 内陸まで到達することが分かった。
- 最大波高にかかわらず、津波が浜堤を越えて直接内陸に流れ込んでおり、河川遡上による影響は小さいことが分かった。

## 謝辞

本研究の実施にあたり、大成学術財団の助成を受けた。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 秋田県：秋田県地震被害想定調査報告書, 553p., 2013.
- 2) 安部訓史：秋田県にかほ市における過去の津波浸水域に関する研究, 平成 28 年度土木学会東北支部技術研究発表会, II-57, 2016.
- 3) 鎌滝孝信, 安部訓史, 金澤 慎, 松富英夫：秋田県南部の沿岸低地における過去の津波浸水域および履歴の検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 73, No. 2, I\_445-I\_450, 2017.
- 4) 鎌滝孝信, 宇内滉志, 得丸達生, 松富英夫：秋田県南部および山形県北部沿岸低地における津波浸水履歴の検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 75, No. 2, I\_403-I\_408, 2019.
- 5) iRIC Software Changing River Science <<https://i-ric.org>> (2020/12/15 アクセス)
- 6) 相田 勇：1983 年日本海中部地震津波の波源数値モデル, 地震研究所彙報, 第 59 号, pp.93-104, 1984.
- 7) 土木学会原子力土木委員会津波評価部会：原子力発電所の津波評価技術, 59p., 2002.
- 8) (財) 国土技術研究センター：津波の河川遡上解析の手引き (案), 105p., 2007.
- 9) 小谷美佐, 今村文彦, 首藤伸夫：GIS を利用した津波遡上計算と被害推定法, 海岸工学論文集, 第 45 巻, pp.356-360, 1998.

## 土砂を含む河川遡上津波が構造物に与える影響\*

秋田大学工学部 小太刀 旬哉  
 岡山理科大学理学部 鎌滝 孝信  
 秋田大学大学院理工学研究科 齋藤 憲寿  
 秋田大学大学院理工学研究科 渡辺 一也

### 1. はじめに

地震により発生した津波は、河口部などから土砂を含んで河川を遡上し氾濫することで市街地に被害を与える。津波氾濫水は、土砂を巻き込むことで密度が増加し、それに伴い水平力・鉛直力も増加することが松富ら<sup>1)</sup>により明らかにされており、河川遡上津波の実験において土砂、すなわち氾濫水密度を考慮することは重要である。また、2種類の土砂を用いて河川遡上津波を再現する研究<sup>2)</sup>は行われているが、土砂を考慮した橋脚等の構造物への影響や、構造物による土砂の移動および堆積様式への影響に関する研究は少ない。

そこで本研究では、2種類の粒径の異なる砂を用いて河川遡上津波を発生させ、橋脚を想定した構造物にかかる波力と土砂の移動および堆積について検討を行った。

### 2. 実験方法

実験水路は図1に示す、すべり台状の開水路（幅 0.34 m、高さ 0.2~0.3 m）を用いた。また、土砂は東北硅砂株式会社の4号硅砂および7号硅砂を用い、中央粒径値はそれぞれ 0.54 mm、0.13 mm である。粒径分布<sup>3)</sup>を図2に示す。水路の海側には7号硅砂を層厚 6 cm、川側には4号硅砂を層厚 3 cm で敷き、貯水槽（高さ 0.5 m、幅 0.3 m、奥行き 1.7 m）に水を貯めてゲートを急開することで津波氾濫流を発生させた。そして、超音波式水位計（KEYENCE 社製、UD-50）で津波の波形を確認するとともに、水路末端で氾濫水を採取し、氾濫水の体積と質量を測ることで津波氾濫水の密度を求めた。

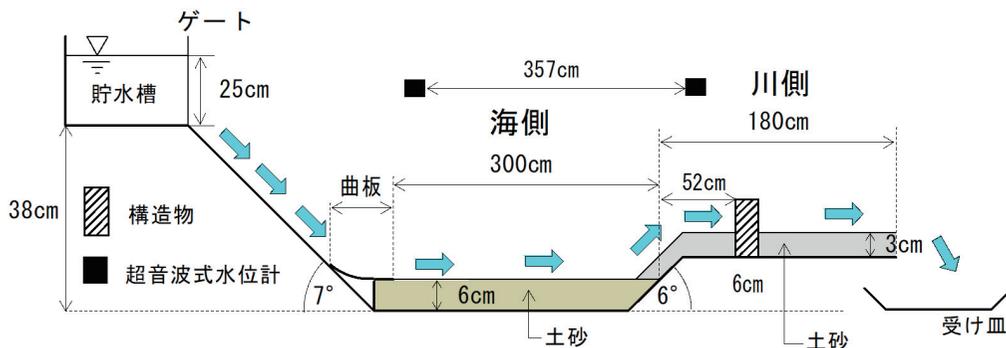


図1 実験水路

\*Influence of tsunami run-up including sediments to river on a structure by Shunya KODACHI, Takanobu KAMATAKI, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE

水路の川側に円柱状の構造物を設置し、構造物前方に取り付けた圧力センサから津波の衝突時の波力を計測した(図1, 3)。圧力センサの設置位置は砂の表面から高さ1cmとし、計測間隔を0.05秒とした。貯水槽側から見た構造物の正面図を図3に示す。また、図4に示す箇所を実験前と実験後にポイントゲージを用いて砂の層厚測定を行い、さらに各地点で断面を確認した。なお、層厚測定は海側始点の30cm離れた箇所を地点1とし、川側方向に地点32まで15cm間隔で行った。

実験は下記の条件で行った(以下Case1, Case2)。

- ・Case1: 海側に7号珪砂, 川側に4号珪砂を敷設
- ・Case2: 海側に4号珪砂, 川側に7号珪砂を敷設

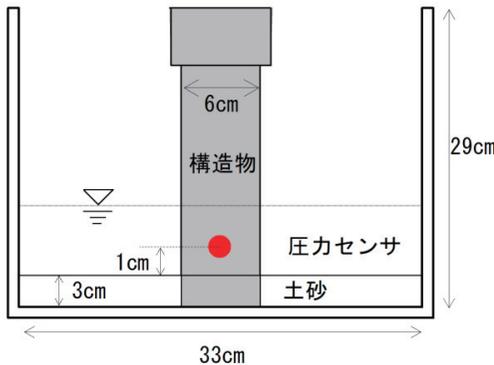


図3 構造物正面図

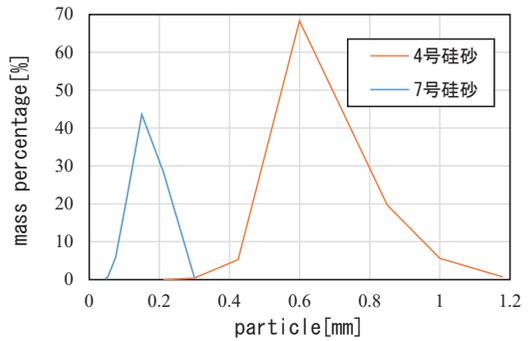


図2 使用土砂の粒径分布<sup>3)</sup>

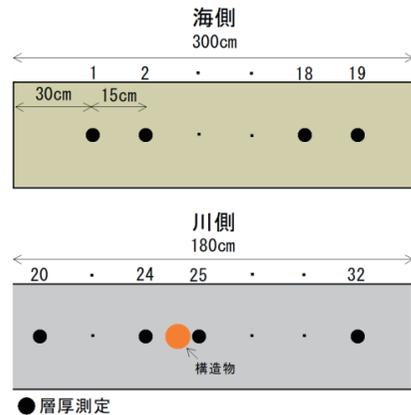


図4 層厚測定箇所(上面図)

### 3. 実験結果

#### (1) フルード数, 氾濫水密度

本実験において発生させた津波氾濫流のフルード数を既往研究<sup>4)</sup>と同様に検討した。動画撮影による氾濫流の先端移動速度と水深を用いた方法, 水路海側の側壁に設置した微小角柱と水路中央のポイントゲージに取り付けた薄い板により発生させたマッハ角を用いた方法によりフルード数を算出した。Case1 およびCase2 のフルード数を表1に示す。Case1 とCase2 のフルード数の差が最大で0.25であることから, おおよそ同じ津波氾濫流を再現できたと考える。

表1 フルード数の比較

	Case1	Case2
動画撮影	2.17	2.10
マッハ角(微小角柱)	2.31	2.06
マッハ角(ポイントゲージ)	2.20	2.20

Case1 および Case2 の氾濫水密度はそれぞれ  $1.12 \text{ g/cm}^3$ ,  $1.07 \text{ g/cm}^3$  で、Case1 の方が Case2 に比べ大きい。また、受け皿に入った氾濫水を見ると、Case1 では海側の 7 号硅砂と川側の 4 号硅砂共に確認でき、Case2 では、海側の 4 号硅砂はほとんど見られず川側の 7 号硅砂が主である。このことから、Case1 では海側の砂が受け皿まで到達したが、Case2 ではほとんど到達しなかったといえる。

## (2) 波力

Case1 および Case2 での波力の経時変化を図 5、図 6 に示す。津波が構造物に衝突すると波力が著しく増加し、その後時間が経過するにつれて徐々に減少することが両方で確認できる。さらに Case1 と Case2 を比較すると、どちらも同様な形状を示しているが、Case2 では小さな起伏が多く見られる。

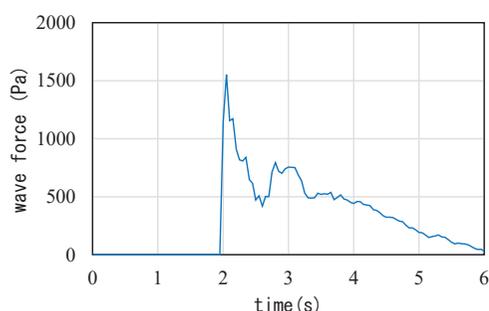


図 5 Case1 波力の経時変化

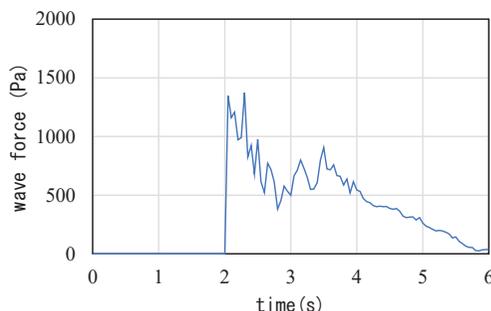


図 6 Case2 波力の経時変化

Case1 および Case2 の結果から実験値と理論値の比較を行った。圧力センサで得られた値は衝突時に作用した圧力 (Pa) のため、波力を検討するにあたり荷重 (N) へ換算した。また、津波衝突時の波高は動画撮影により衝突時における構造物付近の側壁の目盛を読み取ることで求め、この結果を実験値とした。高橋ら<sup>5)</sup>によると、流れの中の比較的細い柱状のものに作用する力は (1) 式で求めることができる。

$$F = \frac{w_0}{2g} \cdot A_0 \cdot C_D \cdot U^2 \quad (1)$$

このときの  $w_0$  は単位体積重量、 $g$  は重力加速度、 $A_0$  は投影面積、 $C_D$  は抗力係数、 $U$  は平均流速である。単位体積重量は氾濫水密度を使用し、投影面積は衝突時の波高と構造物の横幅から求めた。 $C_D$  は平山ら<sup>6)</sup>より 1.17 とし、 $U$  は海側を流れる先端移動速度とした。この結果を理論値とし、実験値と理論値の比較を表 3 に示す。その結果、実験値と理論値は概ね一致した。

表 3 衝突時の波力の比較

	実験値 (N)	理論値 (N)
Case1	1.40	1.44
Case2	1.21	1.17

## (3) 土砂移動

Case1 および Case2 の実験前と実験後における砂の層厚変化を図 9、図 10 に示す。Case1 (図 9) において海側の始点から 165 cm までは洗掘により層厚が減少し、165 cm から 375 cm までは層厚が増加した。実験前と実験後の層厚の差と水路幅から砂の体積を求めると、 $8,081 \text{ cm}^3$  の砂が洗掘により移動し  $7,757 \text{ cm}^3$  の砂が堆積した。特に海側終点と川側始点にかけて実験後の層厚が増加したことから海側に敷設した 7 号珪砂が多く移動、堆積したことが確認できる。

Case2 (図 10) では、海側始点からおよそ 75 cm までは洗掘により層厚が小さくなり、100 cm から 350 cm 付近にかけて層厚が増加した。構造物周辺は Case1 同様、洗掘により層厚が減少し、海側始点では  $4,653 \text{ cm}^3$  の土砂が洗掘され  $6,530 \text{ cm}^3$  の土砂が堆積した。特に海側始点 100 cm から 270 cm にかけて実験後の層厚が増加したことから、海側の砂は Case1 よりも遡上せず、海側に多く留まったと考えられる。また、Case2 の海側始点 310 cm から 350 cm にかけても実験後の層厚が増加しており、この増加における砂の中には海側に敷設した 4 号珪砂と川側に敷設した 7 号珪砂が戻り流れにより堆積したものと考えられる。

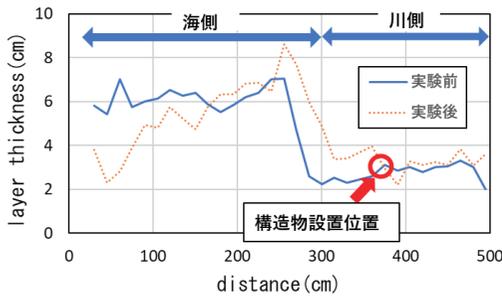


図 9 Case1 層厚の変化

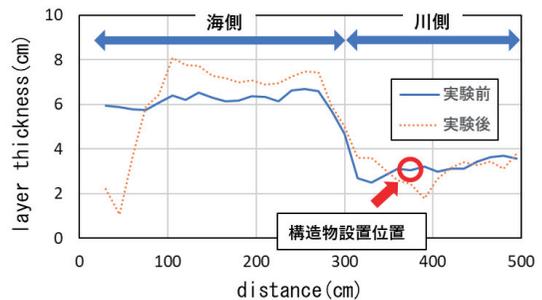


図 10 Case2 層厚の変化

Case1 および Case2 の構造物周辺の堆積状況をそれぞれ図 11、12 に示す。Case1 においては、川側に敷設した 4 号珪砂は構造物直下にのみ見られ、海側に敷設した 7 号珪砂は川側全体に堆積している。一方、Case2 の構造物周辺は海側に敷設した 4 号珪砂は点在して堆積しており、Case1 よりも洗掘が大きい。この結果は、粒径のより小さい 7 号珪砂は 4 号珪砂と比べて津波氾濫流によって移動、洗掘され易いことを示す。

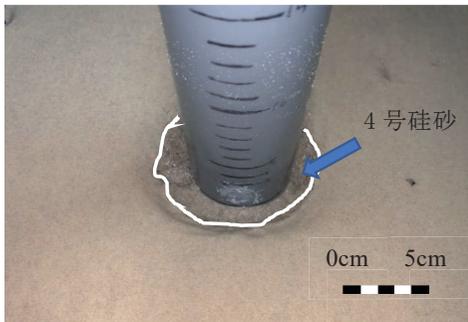


図 11 構造物前方 (Case1)



図 12 構造物前方 (Case2)

Case2 における構造物以後の砂の堆積状況（上面図）を図 13 に示す。Case1 では海側に敷設した 7 号珪砂は川側に敷設した 4 号珪砂の上全体に堆積したが、Case2 では海側に敷設した 4 号珪砂は、川側に敷設した 7 号珪砂の上に点在して堆積した。また、4 号珪砂の分布は川側終点に向かうにつれて徐々に少なくなっており、構造物を設置していた水路中央部分にはほとんど 4 号珪砂は見られない。このことから、Case2 において粒径の大きい 4 号珪砂は川側まであまり遡上しないことが分かった。さらに、砂の堆積結果を踏まえて図 6 をみると、最大波力以降、細かい起伏が多くなっている。これは、海側に敷設した 4 号珪砂が川側に点在して堆積したことから、土砂が津波氾濫流に不均一に含まれ、構造物に衝突していたことを示す可能性がある」と解釈される。

Case1 における層厚測定地点 20、25 および 30 の堆積状況を図 14～16 に示す。海側に敷設した 7 号珪砂は川側に敷設した 4 号珪砂の上全体に堆積しており、地点 20 では 15 mm、地点 25 では 10 mm、地点 30 では 3 mm 程度堆積した。また、川側の地点 20～32 の全地点で堆積層を確認することができ、堆積層厚は遡上するにつれて徐々に小さくなる傾向である。

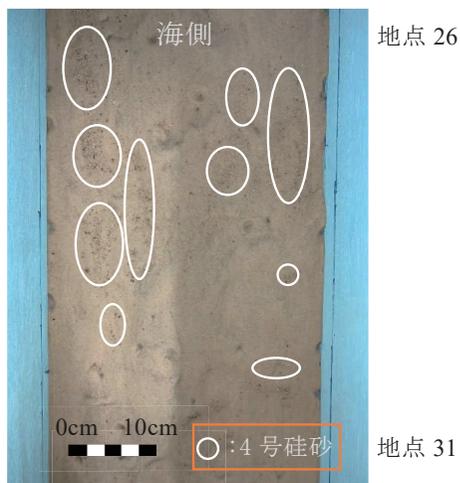


図 13 構造物以後の堆積状況（Case2）

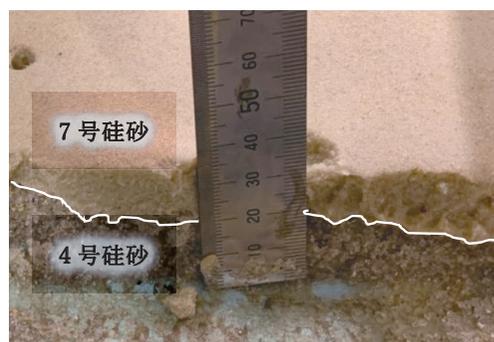


図 14 地点 20 断面写真（Case1）



図 15 地点 25 断面写真（Case1）

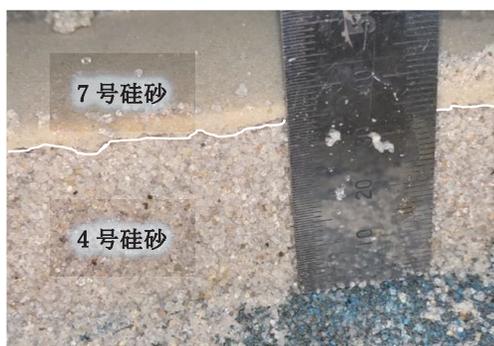


図 16 地点 30 断面写真（Case1）

Case2 における層厚測定地点 20, 21 および 22 の堆積状況を図 17~19 に示す。地点 20 では、4号珪砂が 15 mm 程度堆積したが、さらに 7号珪砂が 4号珪砂の上に 0.5 mm 程度堆積している。これは、戻り流れにより川側に敷設した 7号珪砂が運ばれて堆積したと考えられる。地点 21 では 4号珪砂が 10 mm 程度堆積したが、地点 22 以降は堆積層を確認できなかった。

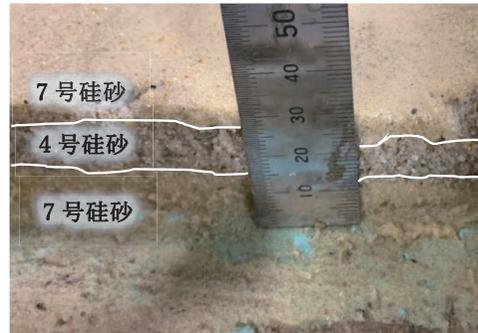


図 17 地点 20 断面写真 (Case2)



図 18 地点 21 断面写真 (Case2)



図 19 地点 22 断面写真 (Case2)

#### 4. まとめ

本研究により、以下のことが明らかになった。

- ・粒径の小さい 7号珪砂は氾濫流によって移動しやすいため、構造物周辺において洗掘されやすかった。
- ・Case2 では粒径の大きい 4号珪砂は構造物周辺に堆積しにくく、構造物以後は構造物の影響により水路中央の堆積はほとんど見られなかった。
- ・Case2 において、波力のデータの起伏が多くなった原因として、海側に敷設した 4号珪砂が津波氾濫流の中に不均一に含まれていたと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 松富英夫, 岡田隼人, 久保友寛, 今野史子: RC 造建築物に作用する津波荷重の氾濫水密度への依存に関する基礎実験, 土木学会論文集 (海岸工学), 74, 2, I\_265-I\_270, 2018.
- 2) 高桑充広, 鎌滝孝信, 齋藤憲寿, 渡辺一也: 河川遡上津波による土砂混合及び堆積に関する実験, 東北地域災害科学研究, 56, 69-74, 2020.
- 3) 東北珪砂株式会社: 粒度分布表 (<http://www.tohoku-keisya.co.jp/products/>), (2021年1月9日アクセス)
- 4) 松富英夫, 千葉裕太, 三上輝: 氾濫水密度と波周期の津波荷重への影響, 土木学会論文集 (海岸工学), 75, 2, I\_397-I\_402, 2019.
- 5) 高橋重雄, 遠藤仁彦, 室善一郎: 越波時における防波堤上の人転倒に関する研究, 港研報告, 31, 2, 31p., 1992.
- 6) 平山秀夫, 辻本剛三, 島田富美男, 本田尚正: 海岸工学, コロナ社, 191p., 2003.

## OpenFOAM を用いた構造物に加わる流体力に関する研究

八戸工業大学 立花 郁巳

八戸工業大学 工藤 真裕

八戸工業大学 橋本 憲二

八戸工業大学 高瀬 慎介

### 1. はじめに

東北地方太平洋沖地震は国内観測史上最大の規模であり、発生した津波は東北地方に甚大な被害を与えた。その際、避難ビルとして指定された建物や、津波の被害を軽減する防潮林は耐え切れずに崩壊してしまった。さらに近年、台風などで河川が氾濫した際の構造物被害も増えている。これら津波などの防災・減災対策を考えるうえで構造物の被災メカニズムに関連する流体と構造物の相互作用を考慮する必要がある。加えて、その防災・減災対策を考えるにあたって将来的にシミュレーション解析が主流になっていくと考えられる。

そこで本研究では、三次元熱流体解析ソフトウェアである OpenFOAM (Open source Field Operation And Manipulation) を用いて、ダムブレイクの実験値とシミュレーション解析での流体力の精度検証を行った。

### 2. 解析概要

OpenFOAM 内の Volume Of Field (VOF) 法による二相流ソルバーである interFoam を用いて、ダムブレイク解析を行った<sup>1)</sup>。解析する水路の境界条件は、壁面・底に slip 条件の開水路で、角柱 (底面 150mm×150mm, 高さ 500mm) に noSlip 条件に設定した。作成した水路のモデルを図一1に示す。



図一1 水路モデル

ダムブレイク解析は、実験にあわせて貯水位を 45cm・18cm で行う。解析結果と実験の値を比較することにより、シミュレーションの精度評価に必要なデータを得られる。また、パターンを変え精度が良くなるよう解析を繰り返した。

\*A study on Fluid force acting on a structure using OpenFOAM by Ikumi Tachihana, Masahiro Kudo, Kenji Hashimoto, Shinsuke Takase

OpenFOAM 内では値として抗力係数が出力される。角柱の抗力係数を時刻歴ごとに数値化して、その抗力係数から抗力（流体力）を求めるために（式—1）が用いられる。

$$D = \frac{1}{2} C_d \rho U^2 S \quad \dots \text{(式—1)}$$

D : 抗力（流体力  $F_x$ ）[N],  $C_d$  : 抗力係数,  $\rho$  : 密度[kg/m<sup>3</sup>]

U : 代表速度[m/s], S : 代表面積[m<sup>2</sup>]

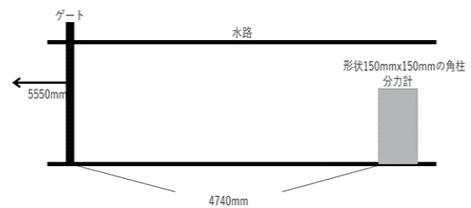
角柱周りのメッシュは、snappyHexMesh を用いて作成する。表—1 に示す貯水位、水路メッシュ、Box 分割レベル、表面の細分化のレベルを変えた 6 つの条件でシミュレーション解析を行った。表面の細分化レベルは細分化の程度を（最小 最大）で設定する。（）内の数が大きくなるほど細分化される。解析⑥では、角柱周りだけをより細分化する機能を用いてシミュレーション解析を行った。

表—1 初期値設定

条件	貯水位	水路メッシュ	表面の細分化 レベル
解析①	45cm	2cm	(2 2)
解析③	45cm	1cm	(1 2)
解析④	45cm	1cm	(7 8)
解析②	18cm	2cm	(2 2)
解析⑤	18cm	1cm	(7 8)
解析⑥	18cm	2cm	(1 2)

比較に用いる実験データは、図—2 の配置で角柱に分力計をつけたもので計測をしたものである。ゲートから 5550mm は貯水槽、水路幅は 600mm、分力計はゲートから 4740mm 離れたところに配置した。貯水位 45cm・18cm それぞれ 2 回ずつ計測を行った。

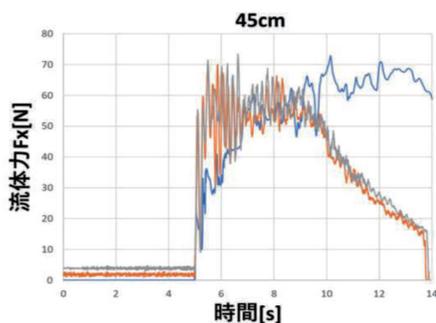
水路断面図



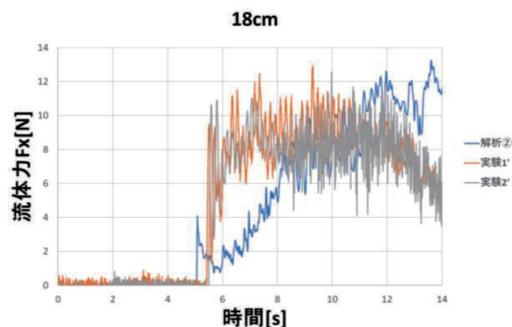
図—2 実験水路断面図

### 3. 解析結果

解析①を図—3に、解析②を図—4に、それぞれ実験値と一緒に示す。



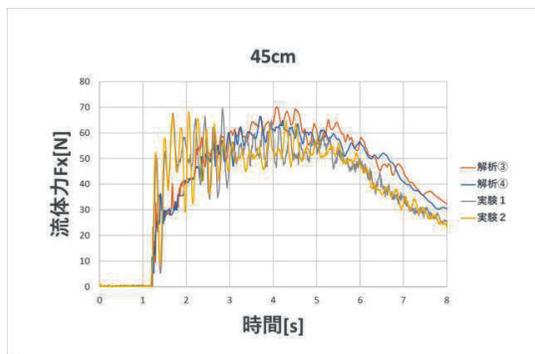
図—3 解析①



図—4 解析②

比較をすると流体力の伝わり方は実験値の勢い良く伝わるのとは違い、解析では緩やかに力が伝わっている。また、力の減少部分は実験値と比べて解析では減少が始まっていなく、これら二つの点で大きな差がみられてしまった。本解析上では、メッシュを2cmで作成したことが原因の一つになったと考えられる。この解析のままでは精度が良いといえないため、精度向上のためにメッシュを細かくしシミュレーションを行った。

解析③、解析④を図—5に実験値と一緒に示す。

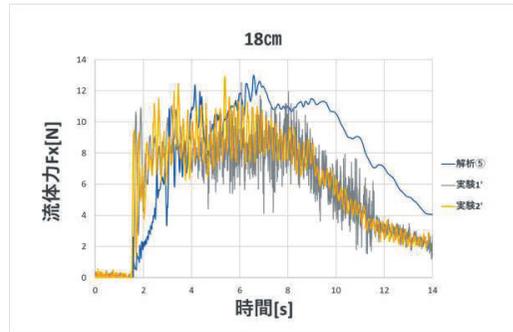


図—5 解析③、④

表面の細分化レベルを変えた際の比較を行うと、解析④が解析③よりも実験値に近い値をとれていることがみられる。このことから表面の細分化レベルを上げることで精度が上がるのがわかる。実験値との比較からは1~3秒あたりで流体力の伝わり方に差異がみられるが、最大値や流体力の減少の部分ではおおむね良い傾向をとらえることができていることがわかった。

解析⑤では傾向をとらえることができた解析④の水位を 18cm にかえて行った。その結果を実験値と図一6 に示す。

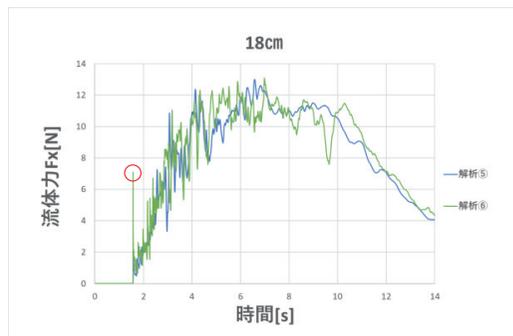
この比較から、最大値や流体力の減少の形ではおおむね良い結果であったが、前派と後半の流体力の値に差異がみられた。これら解析③, ④, ⑤でみられた差異を小さくすること目的として検討していく。



図一6 解析⑤

解析⑥は、これまでの解析一つにとっても時間がかかっていたため、これを少しでも短くしつつ解析結果の向上を目指すために行った。それを実験値と図一7 に示す。

もともとかかっていた時間の約 1/4 程度を短くすることができた。また、衝突時の流体力の伝わり方が実験と同じような形がみられた。その他の値は解析⑤とあまり変わらないことがわかった。



図一7 解析⑥

#### 4. おわりに

本解析では、OpenFOAM 内の VOF 法による二相流ソルバーである interFoam を用いてダムブレイク解析を行った。おおむね良い結果が得られた。解析結果と実験値との比較から、メッシュを細かくすることで差異を減らすことができる。時間短縮も含め角柱周りのメッシュだけを細かくするだけでも良い傾向がみられた。また、角柱表面の細分化をすることも差異が減ることも確認できた。この結果をもとにダムブレイク解析の精度を上げ、防潮林の解析と複雑形状内の流体力の変化について検討していく。

#### 5. 参考文献

- 1) 川崎浩司, 松浦翔, 坂谷太基: 3次元数値流体力学ツール OpenFOAM における自由表面解析手法の妥当性に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol 69, No 2, 2013年, I 748\_748-I 753\_753.
- 2) OpenFOAM による熱移動と流れの数値解析 一般社団法人 オープン CAE 学会編 森北出版株式会社

## 強い段波の平面二次元挙動特性\*

中央大学研究開発機構 松富英夫

### 1. はじめに

Matsutomi<sup>1)</sup>は斜面海域に斜め入射する津波によって形成されるエッジ・ボア<sup>2)</sup>の海域側での基礎的な平面二次元挙動特性を実験と理論（「段波における波向線法」と呼べる方法）の両面から検討した。その検討に対して、実験では測定の方法や精度の改善が望まれた。理論では強い段波（～砕波段波<sup>3)</sup>）の斜面上での基礎的な平面二次元挙動の解析結果が示されたが、強い段波の伝播がSnellの法則<sup>4,5)</sup>に従う水波（長波）の伝播に比べて直進性が強い理由の説明や他の挙動特性の深化が望まれた。

本研究は上記を背景に「段波における波向線法」用などとして導出された基礎式<sup>1)</sup>の考察・解析を通して、一様勾配斜面上に斜め入射する強い段波の伝播が水波の伝播に比べて直進性が強い理由を説明するとともに段波高の増幅特性の深化を目的とする。

### 2. 基礎式

Matsutomi<sup>1)</sup>は斜面上に斜め入射（入射角 $\alpha$ 、初期入射角 $\alpha_0$ ）する強い段波の挙動を解析するため、次の仮定

- 1) 圧力は静水圧、
- 2) 段波前面の（海）水は静水状態、
- 3) 段波伝播方向（x軸方向）の水面傾斜角 $\delta$ は一定、

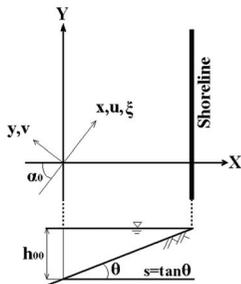


図-1 対象の海底地形と座標系

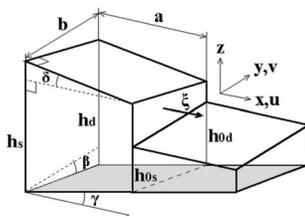


図-2 段波モデルと諸記号の定義

- 4) 検査領域内のx軸方向の流速 $u$ とy軸方向の流速 $v$ は $x$ や $y$ に依存せず、時間 $t$ のみの関数、すなわち $u(t)$ と $v(t)$ 、
- 5) 検査領域内の段波高 $\Delta(y, t)$ の空間分布は直線を導入し、段波における波向線法と呼べる方法の基礎式群式(1)～(5)を提示した。対象の海底地形や座標系、諸記号の定義を図-1と2に示す。

$$\frac{dV}{dt} = f_1(V, u, v, \xi, V_y) \tag{1}$$

$$= bh_{rc}u - b(h_{fc} - h_{0fc})\xi - vV_y$$

$$\frac{du}{dt} = f_2(V, u, v, \xi, V_y) \tag{2}$$

$$= -\frac{bh_{0fc}u\xi}{V} + \frac{gb}{6V} \left( 3h_{rc}^2 + \frac{V_y^2}{4a^2} - 4h_{0fc}^2 + h_{0s}h_{0d} \right) - g \tan \gamma - f \frac{abu\sqrt{u^2 + v^2}}{V}$$

$$\frac{dv}{dt} = f_3(V, u, v, \xi, V_y) \tag{3}$$

$$= -\frac{bh_{0fc}v\xi}{V} - \frac{gV_y}{ab} + g \tan \beta - f \frac{abv\sqrt{u^2 + v^2}}{V}$$

$$\frac{dV_y}{dt} = f_4(u, \xi, V_y) \tag{4}$$

$$= \frac{V_y u}{a} + b \left( -\frac{V_y}{ab} + \tan \beta \right) \xi$$

$$\xi = f_5(V, V_y) \tag{5}$$

$$= \frac{\sqrt{gh_{fc} (3h_{fc}^2 + V_y^2/4a^2 - 4h_{0fc}^2 + h_{0s}h_{0d})}}{\sqrt{6h_{0fc} (h_{fc} - h_{0fc})}}$$

ここで、 $V$ は平面場 $a \times b$ における検査領域の体積、 $a$ と $b$ は平面場の各辺の長さ（両者の長さの影響は議論済み<sup>1)</sup>）、 $\xi$ は段波伝播速度、 $V_y$ は体積 $V$ の微分、 $g$ は重力加速度、 $f$ は摩擦損失係数、 $\beta$ はy軸方向の斜面傾斜角、 $\gamma$ はx軸方向の斜面傾斜角、 $s$ はX軸方向の斜面勾配、 $h_s$ と $h_{0d}$ は検査領域後端（沖側）の浅い側端と深い側端の全水深、 $h_{0s}$ と $h_{0d}$ は検査領域先端（陸側）の浅い側端と深い側端の全水深で、次式群の関係も用いている。

$$h_{rc} = \frac{h_s + h_d}{2} = h_{fc} + a(\tan \gamma + \tan \delta) \tag{6}$$

$$= \frac{V}{ab} + \frac{a}{2}(\tan \gamma + \tan \delta)$$

\*Two-dimensional behavior characteristics of a strong bore over a sloping beach by Hideo MATSUTOMI

$$h_{0fc} = \frac{h_{0s} + h_{0d}}{2} = h_{0s} + \frac{b}{2} \tan \beta = h_{0d} - \frac{b}{2} \tan \beta \quad (7)$$

$$V_y = a(h_d - h_s) \quad (8)$$

$$\tan \gamma = s \cos \alpha, \quad \tan \beta = s \sin \alpha \quad (9)$$

「辺長 $b$ は $x$ の関数」を許容すれば、基礎式群は河川内のように水域幅が有限で変化する場合にも適用できる。

### 3. 段波の条件式と伝播

式(5)は段波面(段波先端の $x=0$ 地点)で普遍的に成立すべき段波条件式で、次のようにして導出される。

段波先端( $a \rightarrow 0$ ,  $V \rightarrow 0$ )であり、段波伝播方向を $x$ 軸としているので、式(1)の質量保存則と $v=0$ から次式を得る。

$$h_{fc} u = (h_{fc} - h_{0fc}) \xi \quad (10)$$

ここで、 $h_{fc}$ は全段波水深、 $h_{0fc}$ は段波前面静水深である。

$a \rightarrow 0$ の場合、 $V \rightarrow 0$ の関係を用いれば、式(2)の $x$ 方向の運動量保存則から次式を得る。

$$\xi = \frac{g}{6h_{0fc} u} \left( 3h_{fc}^2 + \frac{V_y^2}{4a^2} - 4h_{0fc}^2 + h_{0s} h_{0d} \right) \quad (11)$$

$a \rightarrow 0$ の場合、式(6)から $h_{fc} = h_{fc}$ を得る。したがって、式(10)の $u$ を式(11)に代入し、 $h_{fc} = h_{fc}$ の関係を用いれば、式(5)が得られる。

式(5)において $V_y^2/4a^2$ は $0^2/0^2$ の不定形であるが、式(8)から次の有限値が得られる。

$$\frac{V_y^2}{4a^2} = \frac{1}{4} (h_d - h_s)^2 \quad (12)$$

式(7)から次式が得られる。

$$h_{0s} h_{0d} = h_{0fc}^2 - \frac{b^2}{4} \tan^2 \beta \quad (13)$$

したがって、式(5)は次式のように書き換え(伝播特性の見える化(本章で後述する1)~5)を参照)ができる。

$$\xi = \sqrt{\frac{gh_{fc} [h_{fc}^2 - h_{0fc}^2 + \{(h_d - h_s)^2 - b^2 \tan^2 \beta\} / 12]}{2h_{0fc} (h_{fc} - h_{0fc})}} \quad (14)$$

水平床( $\tan \beta = \tan \gamma = 0$ )かつ段波高 $\Delta(y)$  ( $=h_{fc} - h_{0fc}$ )の分布が一様な $d\Delta/dy=0$ の場合、いわゆる理想段波の場合の伝播速度 $\xi$ は $h_{fc} = h_s$ ,  $\tan \beta = 0$ から次式となる。

$$\xi_i = \sqrt{gh_{0fc}} \sqrt{\frac{h_{fc}}{2h_{0fc}} \left( \frac{h_{fc}}{h_{0fc}} + 1 \right)} \quad (15)$$

$\xi$ は段波前面静水深 $h_{0fc}$ と相対水深 $h_{fc}/h_{0fc}$ のみで決まる。

見える化された式(14)は、段波先端における段波面( $y$ 軸)方向の全段波水深 $h_{fc}$ の変化率( $=h_d - h_s/b$ )が同方向の斜面勾配( $=\tan \beta$ )より大きい場合は理想段波の伝播速度(式(15))より速く伝播し、小さい場合は遅く伝播することを示している。

例えば、図-1に示す一様勾配斜面上の汀線に沿う方向( $Y$ 軸方向)へ伝播する、すなわち段波先端位置が汀線に対して直角( $X$ 軸と平行)方向に分布する強い段波を考える。この場合の段波の平面二次元伝播は段波高 $\Delta(y)$ の分布パターンにより次の5パターンが考えられる。

- 1) 段波高 $\Delta(y)$ が沖へ行く(段波前面静水深 $h_{0fc}$ が深くなる)につれて高くなる場合、各位置の段波伝播速度 $\xi$ は各位置の段波前面静水深に対応した理想段波の伝播速度 $\xi_i$ より速く、段波は水深の深い方、浅い方や直線的に伝播し得る。水深の深い方への伝播や直線的な伝播は水波の常に水深の浅い方への伝播と異なる。
- 2) 段波高 $\Delta(y)$ が一樣な場合、各位置の段波伝播速度 $\xi$ は各位置の段波前面静水深 $h_{0fc}$ に対応した理想段波の伝播速度 $\xi_i$ と同じで、段波は水深の深い方へ伝播する。
- 3) 段波高 $\Delta(y)$ が沖へ行くにつれて低くなり、段波先端の全段波水深 $h_{fc}$ の低下が斜面位の低下と同じになるまでは、各位置の段波伝播速度 $\xi$ は各位置の段波前面静水深 $h_{0fc}$ に対応した理想段波の伝播速度 $\xi_i$ より遅く、段波は水深の深い方へ伝播する。
- 4) 段波高 $\Delta(y)$ が沖へ行くにつれて低くなり、段波先端の全段波水深 $h_{fc}$ の低下が斜面位の低下と同じ場合、各位置の段波伝播速度 $\xi$ は各位置の段波前面静水深 $h_{0fc}$ に対応した理想段波の伝播速度 $\xi_i$ と同じで、段波は水深の深い方へ伝播する。
- 5) 段波高 $\Delta(y)$ が沖へ行くにつれて低くなり、段波先端の全段波水深 $h_{fc}$ の低下が斜面位の低下より大きい場合、各位置の段波伝播速度 $\xi$ は各位置の段波前面静水深 $h_{0fc}$ に対応した理想段波の伝播速度 $\xi_i$ より速く、段波は水深の深い方へ伝播する。

一様勾配斜面上の汀線に沿う方向へ伝播する強い段波の場合であるが、一般的に考え得る段波高 $\Delta(y)$ の分布パターンにおいて、一部のパターン(1)において述べた段波高 $\Delta(y)$ が沖へ行くにつれて高くなり、 $d\xi/dy \geq 0$ の場合)を除けば、段波は水深の深い方へ伝播しようとする性質を持つ。これは、強い段波の伝播は水波の伝播に比べて直進性が強いことを示している。

### 4. 段波高の増幅

段波先端の全段波水深 $h_{fc}$ の増幅を検討対象とする。

式(10)から、段波先端において次式の関係を得る。

$$u = \left(1 - \frac{h_{0fc}}{h_{fc}}\right) \xi \quad (16)$$

式(16)は、 $x$ 軸方向流速 $u$ を検査領域内において一様と仮定しているため、検査領域内のどこにでも適用できる。

式(6)から、検査領域の体積 $V$ として次式を得る。

$$V = abh_{fc} + \frac{a^2 b}{2} (\tan \gamma + \tan \delta) \quad (17)$$

式(17)を式(1)に代入し、その後に式(6)と(8)を用いて変形すれば、次式を得る。

$$\frac{dh_{fc}}{dt} = \frac{1}{a}(h_{fc} + a(\tan \gamma + \tan \delta))u - \frac{1}{a}(h_{fc} - h_{0fc})\xi - v \frac{h_d - h_s}{b} \quad (18)$$

$\Delta(y)$ を $h_0$ 地点、 $\Delta(y+b)$ を $h_d$ 地点の段波高とすれば、次式群を得る (図-2参照)。

$$h_s = h_{0s} + \Delta(y) + a(\tan \gamma + \tan \delta) \quad (19)$$

$$h_d = h_{0d} + \Delta(y+b) + a(\tan \gamma + \tan \delta) \quad (20)$$

$$\frac{h_d - h_s}{b} = \tan \beta + \frac{d\Delta(y)}{dy} \quad (21)$$

$y$ 軸方向流速 $v$ の時間変化と底面摩擦の影響は小さいとし、式(8)、(17)、(21)を用いれば、式(3)から次式<sup>9)</sup>を得る。

$$v \cong -\frac{ag}{h_{0fc}\xi} \left( h_{fc} + \frac{a}{2}(\tan \gamma + \tan \delta) \right) \frac{d\Delta(y)}{dy} \quad (22)$$

式(18)を式(16)、(21)、(22)を用いて変形すれば、次の段波先端の全段波水深 $h_{fc}$ に関する常微分方程式を得る。

$$\begin{aligned} \frac{dh_{fc}}{dt} \cong & (\tan \gamma + \tan \delta) \left(1 - \frac{h_{0fc}}{h_{fc}}\right) \xi \\ & + \frac{ag}{h_{0fc}\xi} \left( h_{fc} + \frac{a}{2}(\tan \gamma + \tan \delta) \right) \frac{d\Delta(y)}{dy} \left( \frac{d\Delta(y)}{dy} + \tan \beta \right) \end{aligned} \quad (23)$$

ここで、段波伝播速度 $\xi$ は式(14)と(21)から次式となる。

$$\xi = \sqrt{\frac{gh_{fc} [h_{fc}^2 - h_{0fc}^2 + b^2(d\Delta(y)/dy)(d\Delta(y)/dy + 2\tan \beta)] / 12}{2h_{0fc}(h_{fc} - h_{0fc})}} \quad (24)$$

式(23)は段波先端の全段波水深 $h_{fc}$ の増幅 (時間変化) 率 $dh_{fc}/dt$ が段波前面静水深 $h_{0fc}$ 、相対水深 $h_{fc}/h_{0fc}$ 、斜面勾配 $\tan \beta$ と $\tan \gamma$ 、水面勾配 $\tan \delta$ 、段波高 $\Delta(y)$ の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ に依存することを示している。式(23)は解析的に解くのが難しく、Runge-Kutta法などで数値的に解くことになる。

式(24)は、段波伝播速度 $\xi$ が段波前面静水深 $h_{0fc}$ や相対水深 $h_{fc}/h_{0fc}$ の他に諸勾配の中では段波伝播方向に対して直角方向の斜面勾配 $\tan \beta$ と段波高の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ の両方に依存することを示している (3章の1~5)を参照)。

以下に具体的な条件下での全段波水深 $h_{fc}$ の増幅やその特徴を示す。

#### (1) 段波高 $\Delta(y)$ が一樣な場合

段波伝播方向に対して直角方向の水面勾配が0、すなわち段波高 $\Delta(y)$ の分布が一樣 ( $d\Delta/dy=0$ ) な場合、式(23)は次式となる。

$$\frac{dh_{fc}}{dt} \cong (\tan \gamma + \tan \delta) \left(1 - \frac{h_{0fc}}{h_{fc}}\right) \xi \quad (25)$$

式(24)は式(15)となる。

式(25)は段波先端の全段波水深 $h_{fc}$ の増幅率 $dh_{fc}/dt$ が段波前面静水深 $h_{0fc}$ 、相対水深 $h_{fc}/h_{0fc}$ 、段波伝播方向の斜面勾配 $\tan \gamma$ と水面勾配 $\tan \delta$ に依存し、段波伝播方向に対して直角方向の斜面勾配 $\tan \beta$ に依存しないことを示している。

式(25)も数値的に解くことになる。ただし、汀線近傍の非常に強い段波 ( $h_{fc} \gg h_{0fc}$ ) の場合、式(25)は次式となる。

$$\frac{dh_{fc}}{dt} \cong \sqrt{\frac{g}{2h_{0fc}}} (\tan \gamma + \tan \delta) h_{fc} \quad (26)$$

式(26)を初期条件 $t=0$ のとき、 $h_{fc}=h_{fc0}$ で解けば、次式の解を得る。

$$h_{fc} = h_{fc0} \exp \left( \sqrt{\frac{g}{2h_{0fc}}} (\tan \gamma + \tan \delta) t \right) \quad (27)$$

式(27)は段波前面静水深 $h_{0fc}$ が浅く、段波伝播方向の斜面勾配 $\tan \gamma$ と水面勾配 $\tan \delta$ がともに正值で大きいほど、全段波水深 $h_{fc}$ の増幅が大きいことを示している。

#### (2) 水平床の場合

水平床 ( $\tan \beta = \tan \gamma = 0$ ) の場合、式(23)と(24)はそれぞれ次式となる。

$$\frac{dh_{fc}}{dt} \cong \tan \delta \left(1 - \frac{h_{0fc}}{h_{fc}}\right) \xi + \frac{ag}{h_{0fc}\xi} \left( h_{fc} + \frac{a}{2} \tan \delta \right) \left( \frac{d\Delta(y)}{dy} \right)^2 \quad (28)$$

$$\xi = \sqrt{\frac{gh_{fc} [h_{fc}^2 - h_{0fc}^2 + b^2(d\Delta(y)/dy)^2 / 12]}{2h_{0fc}(h_{fc} - h_{0fc})}} \quad (29)$$

全段波水深 $h_{fc}$ の増幅率 $dh_{fc}/dt$ は段波前面静水深 $h_{0fc}$ 、相対水深 $h_{fc}/h_{0fc}$ 、段波伝播方向の水面勾配 $\tan \delta$ と段波高の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ に依存する。

汀線近傍の非常に強い段波の場合、式(28)と(29)はそれぞれ次式となる。

$$\frac{dh_{fc}}{dt} \cong \xi \tan \delta + \frac{ag}{h_{0fc}\xi} \left( h_{fc} + \frac{a}{2} \tan \delta \right) \left( \frac{d\Delta(y)}{dy} \right)^2 \quad (30)$$

$$\xi = \sqrt{\frac{g}{2h_{0fc}} \left[ h_{fc}^2 + b^2 \left( \frac{d\Delta(y)}{dy} \right)^2 \right]} \quad (31)$$

式(28)と(30)はともに数値的に解くことになる。

#### (3) 水平床かつ段波伝播方向の水面勾配が0の場合

水平床 ( $\tan \beta = \tan \gamma = 0$ ) かつ段波伝播方向の水面勾配 $\tan \delta$ が0の場合、式(28)は次式となる。

$$\frac{dh_{fc}}{dt} \cong \frac{agh_{fc}}{h_{0fc}\xi} \left( \frac{d\Delta(y)}{dy} \right)^2 \quad (32)$$

段波伝播速度 $\xi$ は式(29)のままである。

式(32)も数値的に解くことになる。ただし、汀線近傍の非常に強い段波の場合、段波伝播速度 $\xi$ は式(31)で、式(32)は次式のように近似できる。

$$\frac{dh_{fc}}{dt} \cong \frac{a \sqrt{\frac{2g}{h_{0,fc}} \left( \frac{d\Delta(y)}{dy} \right)^2}}{1 + \frac{b^2}{24h_{fc}^2} \left( \frac{d\Delta(y)}{dy} \right)^2} \quad (33)$$

式(33)を初期条件 $t=0$ のとき、 $h_{fc}=h_{fc0}$ で解けば、次式の解を得る。

$$h_{fc} = \frac{1}{2} \left[ A + \sqrt{A^2 + \frac{b^2}{6} \left( \frac{d\Delta(y)}{dy} \right)^2} \right] \quad (34)$$

ここで、

$$A = \left[ a \sqrt{\frac{2g}{h_{0,fc}} \left( \frac{d\Delta(y)}{dy} \right)^2} t + h_{fc0} - \frac{b^2}{24} \left( \frac{d\Delta(y)}{dy} \right)^2 \frac{1}{h_{fc0}} \right] \quad (35)$$

式(34)は段波前面静水深 $h_{fc}$ が浅く、段波高の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ が大きいほど、全段波水深 $h_{fc}$ の増幅が大きくなることを示している。段波高の分布勾配の貢献度については後述する。

(4) 水平床で段波伝播方向およびそれと直角方向の水面勾配が0の場合

水平床 ( $\tan\beta = \tan\gamma = 0$ ) で段波伝播方向およびそれと直角方向の水面勾配が0、すなわち $\tan\delta = 0$ で段波高 $\Delta(y)$ の分布が一様 ( $d\Delta/dy = 0$ ) な場合、全段波水深 $h_{fc}$ は不変である。

5. 段波の挙動例

(1) 段波の伝播

3章で示した段波高 $\Delta(y)$ の5分布パターンにおける段波伝播速度 $\xi$  (式(24)) の空間分布例を記述した1)~5)の順に図-3に示す。図中には理想段波の伝播速度 $\xi_0$ や水波(線形長波)の伝播速度 $C = \sqrt{gh_{fc}}$ も示されている。段波先端位置は汀線に対して直角(X軸と平行)方向に分布し、 $b=2$  mを採用している。各図において、段波伝播速度 $\xi$ と理想段波の伝播速度 $\xi_0$ が重なって見えるが、3章で記述した5パターンの伝播速度が実現されている。この重なりは、諸条件下の段波伝播速度 $\xi$ は段波高 $\Delta(y)$ と段波前面静水深 $h_{fc}$ が決まれば、理想段波の伝播速度 $\xi_0$ と近似できることを示している。また、最上段の図に示された段波高 $\Delta(y)$ が沖へ行くにつれて高くなる場合を除き、段波は水深の深い方へ伝播しようとするのが判る。

(2) 段波高の増幅

図-4と5に段波前面静水深 $h_{fc0}=1$  m、段波高 $\Delta(y)=4$  m、 $a=b=2$  mとし、諸勾配を同じ値 ( $\tan\beta = \tan\gamma = \tan\delta = d\Delta(y)/dy$ ) などとした場合の全段波水深 $h_{fc}$ の増幅率 $dh_{fc}/dt$  (式(23)) と段波伝播速度 $\xi$  (式(24)) の諸勾配への依存例を示す。段波前面静水深と段波高の条件は図-3に示した例における最も浅い段波前面静水深でのものと同じである。

図-4から、次のことが判断される。

- 1) 全段波水深 $h_{fc}$ の増幅率 $dh_{fc}/dt$ は諸勾配が大きくなるにつ

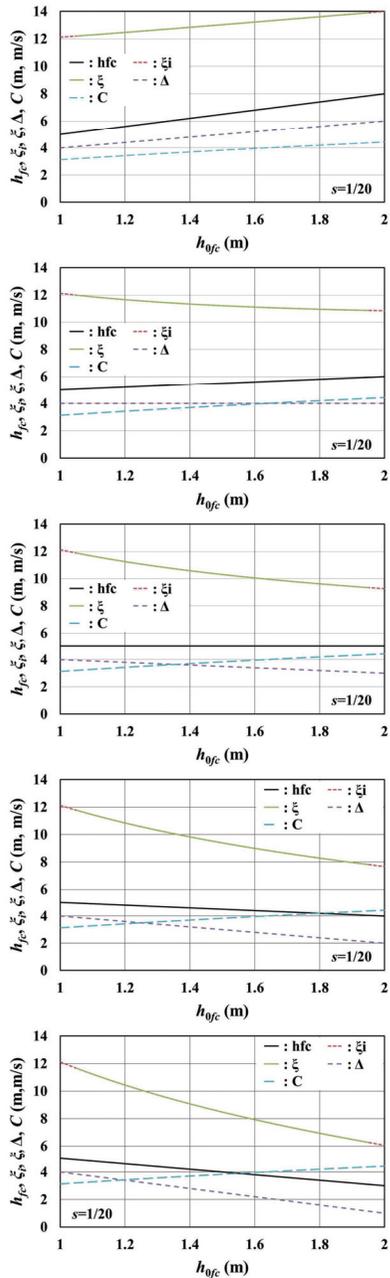


図-3 段波高 $\Delta(y)$ の分布パターン毎の段波伝播速度 $\xi$ の空間分布例 (段波先端位置は汀線に対して直角(X軸と平行)方向に分布。 $s = \tan\beta, \tan\gamma = 0, b = 2$  m)

れてほぼ線形的に大きくなる。この増幅率に数値計算における時間間隔 $\Delta t$ を乗じることで、諸勾配を同じなどとした場合の時間ステップ毎の全段波水深 $h_{fc}$ の増幅高が評価できることになる。

- 2) 段波伝播方向に対して直角方向の斜面勾配 $\tan\beta$ が0の場合が全段波水深の増幅率 $dh_c/dt$ が一番大きい。
- 3) 段波高 $\Delta(y)$ の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ は全段波水深の増幅率 $dh_c/dt$ にほとんど寄与しない。
- 4) 段波伝播方向の斜面勾配 $\tan\gamma$ と水面勾配 $\tan\delta$ が0の場合、段波伝播方向に対して直角方向の斜面勾配 $\tan\beta$ や段波高の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ が存在しても、全段波水深の増幅率 $dh_c/dt$ は0である。

図-5から、次のことが判断される。

- 1) 諸勾配が大きくなっても、段波伝播速度 $\xi$ はほとんど変化しないことが判る (図-5の縦軸目盛りに注意)。これは、斜面上における段波伝播速度 $\xi$ が段波前面静水深 $h_{0c}$ と段波高 $\Delta(y)$ 、すなわち $h_{0c}$ と相対水深 $h_c/h_{0c}$  (理想段波の伝播速度 $\xi$ ) でほぼ決まることを示している。
- 2) 敢えて言えば、全段波水深 $h_c$ の増幅率 $dh_c/dt$ の場合と同様、段波伝播方向に対して直角方向の斜面勾配 $\tan\beta$ が0の場合の段波伝播速度 $\xi$ が一番速い。
- 3) 段波高 $\Delta(y)$ の分布が一様 ( $d\Delta/dy=0$ ) な場合、他の勾配が0でなくても、段波伝播速度 $\xi$ は理想段波の伝播速度 $\xi$ である (3章の2)参照)。

図-6に段波伝播方向の斜面勾配 $\tan\gamma$ と水面勾配 $\tan\delta$ が同じ値とした場合の全段波水深 $h_c$ の増幅率 $dh_c/dt$ の空間分布例を示す。段波前面静水深 $h_{0c}$ と段波高 $\Delta(y)$ の条件は図-3に示した中段の図の場合と同じで、 $a=b=2$  mである。図から、1) 両勾配 (どちらか一方でもよい) が大きくなれば、2) 段波前面静水深が浅くなれば、全段波水深 $h_c$ の増幅率 $dh_c/dt$ は大きくなることが判る。考察2)は、3章における考察の繰り返しとなるが、強い段波は水深の深い方へ伝播しようとする性質、すなわち水波の伝播に比べて直進性が強いことを示している。

図-7に段波伝播方向の斜面勾配 $\tan\gamma$ と水面勾配 $\tan\delta$ を同じ値のパラメータとして、段波高 $\Delta(y)$ の分布が一様 ( $d\Delta/dy=0$ ) かつ非常に強い段波の場合の全段波水深 $h_c$  (式(27)) の増幅の時間 $t$ への依存例を示す。図から、時間 $t$ はもちろんのこと、これらの両勾配が大きくなれば、全段波水深 $h_c$ の増幅高が高くなることが判る。

図-8に段波高 $\Delta(y)$ の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ をパラメータとして、勾配 $\tan\beta$ 、 $\tan\gamma$ 、 $\tan\delta$ が0かつ非常に強い段波の場合の全段波水深 $h_c$  (式(34)) の増幅の時間 $t$ への依存例を示す。ここで、 $a=b=2$  mとしている。図から、段波高の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ は全段波水深 $h_c$ の増幅にほとんど寄与しないことが判る。これは図-4に対する考察3)と整合しており、式(34)の妥当性を示している。

(3) 解の検証例

実験値との比較・検討を通して一部の解 (式(27)) の有用性を検証する。実験値としてゲート急開による段波で得たMatsutomi<sup>1)</sup>のものを採用する。実験値例と実験装置の概略を表-1と図-9に示す。表中、 $h_1$ と $h_0$ はゲート上

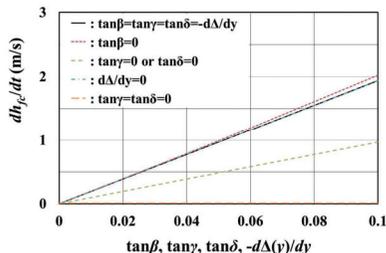


図-4 諸勾配を同じ値などとした場合の全段波水深の増幅率 $dh_c/dt$ の諸勾配への依存例 ( $h_{0c}=1$  m,  $\Delta(y)=4$  m,  $a=b=2$  m)

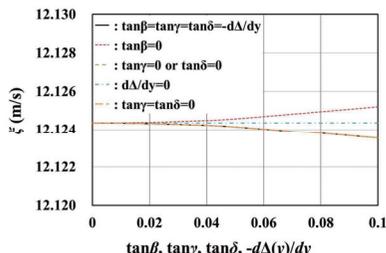


図-5 諸勾配を同じ値などとした場合の段波伝播速度 $\xi$ の諸勾配への依存例 ( $h_{0c}=1$  m,  $\Delta(y)=4$  m,  $b=2$  m)

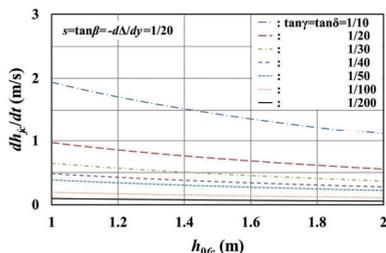


図-6 段波伝播方向の斜面勾配 $\tan\gamma$ と水面勾配 $\tan\delta$ が同じ場合の全段波水深の増幅率 $dh_c/dt$ の空間分布例 (図-3の中段の図と段波前面静水深 $h_{0c}$ および段波高 $\Delta(y)$ の条件は同じで、 $a=b=2$  m)

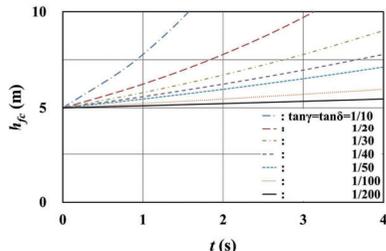


図-7 段波高 $\Delta(y)$ の分布が一様 ( $d\Delta/dy=0$ ) かつ非常に強い段波の場合の全段波水深 $h_c$  (式(27)) の増幅の時間 $t$ への依存例 ( $h_{0c}=1$  m,  $\Delta(y)=4$  m)

・下流側の静水深、 $\Delta_A \sim \Delta_D$ は測点A~Dにおける段波高、 $T_{AC}$ と $T_{BD}$ は測点AC間とBD間の段波の伝播時間である。検証結果例を図-10に示す。 $\Delta_A$ は測点CまたはD、 $\Delta_D$ は

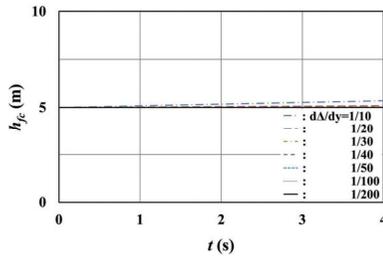


図-8 段波高の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ 毎の全段波水深 $h_e$  (式(34))の増幅の時間 $t$ への依存例 ( $h_{0e}=1$  m,  $\Delta(y)=4$  m,  $a=b=2$  m,  $\tan\beta=\tan\gamma=\tan\delta=0$ かつ非常に強い段波)

測点AまたはBにおける段波高で、添字 $e$ と $l$ は実験値と理論値の区別を示す。凡例の()内の数値は水面勾配 $\tan\delta$ で、解の検証例において採用した値である。図から、1) 理論の段波高増幅率 $(\Delta/\Delta_0)_l$ は $\tan\delta=0$ では実験値に比べてかなり大きめであるが、 $\tan\delta$ の値次第では実験値と同程度になること、2)理論の相対段波高 $(\Delta/h_{0e})_l$ は17% (破線)以内の大きめであることが判る。理論値が大きめの一理由として、式(25)を式(26)とした近似過程から理解されるように、検証対象段波があまり強い段波でないことが考えられる。

6. おわりに

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- 1) 段波伝播速度 $\xi$ は段波前面静水深 $h_{0e}$ 、段波高 $\Delta(y)$  (全段波水深 $h_e$ と $h_{0e}$ の比である相対水深 $h_e/h_{0e}$ とも言える)、段波伝播方向に対して直角方向の斜面勾配 $\tan\beta$ と段波高の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ の四つに依存する (式(24))。
- 2) 段波高の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ や斜面勾配 $\tan\beta$ の段波伝播速度 $\xi$ への影響を論じ、強い段波の伝播は水波の伝播に比べて、一部の条件 (図-3の最上段の図において示したように、段波高 $\Delta(y)$ が沖へ行くにつれて高くなり、 $d^2\Delta/dy^2 \geq 0$ の場合)を除き、直進性が強いことを示した (図-3, 6)。
- 3) 諸条件下の段波伝播速度 $\xi$ は段波前面静水深 $h_{0e}$ と相対水深 $h_e/h_{0e}$ でほぼ決まり、理想段波の伝播速度 $\xi$ で近似できる (図-3, 5)。
- 4) 平面二次元的な全段波水深 $h_e$ の増幅率 $dh_e/dt$ を初めて理論的に論じ、増幅率は段波前面静水深 $h_{0e}$ 、相対水深 $h_e/h_{0e}$ 、斜面勾配 $\tan\beta$ 、段波伝播方向の斜面勾配 $\tan\gamma$ と水面勾配 $\tan\delta$ 、段波高の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ の六つに依存し、諸勾配が大きくなれば (図-4, 6)、また段波前面静水深が浅くなれば (図-6)、大きくなることを示した。
- 5) 段波高 $\Delta(y)$ の分布が一様 ( $d\Delta/dy=0$ ) かつ非常に強い段波の場合については全段波水深 $h_e$ の近似解を導出し、段波伝播方向の斜面勾配 $\tan\gamma$ や水面勾配 $\tan\delta$ が大きくなれば、全段波水深 $h_e$ の増幅高が高くなることを示した (図-7)。
- 6) 勾配 $\tan\beta$ ,  $\tan\gamma$ ,  $\tan\delta$ が0かつ非常に強い段波の場合につ

表-1 段波挙動実験の条件と結果例<sup>1)</sup>

$h_l$ (cm)	$h_0$ (cm)	$s$ (-)	$\alpha_0$ (°)	$\Delta_A$ (cm)	$\Delta_B$ (cm)	$\Delta_C$ (cm)	$\Delta_D$ (cm)	$T_{AC}$ (s)	$T_{BD}$ (s)
7	2	0.01	60	2.070	2.064	2.127	1.971	1.0397	1.0383
8				2.408	2.410	2.434	2.253	0.9621	0.9623
9				2.802	2.790	2.755	2.580	0.8840	0.8895

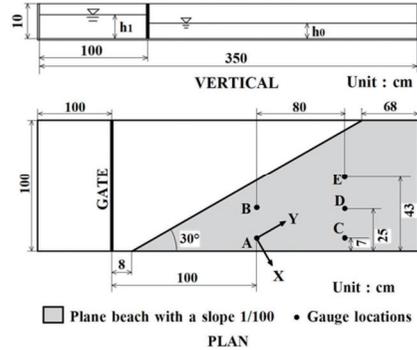


図-9 実験水路の概略と一様勾配斜面・測点の配置 ( $s=1/100$ )

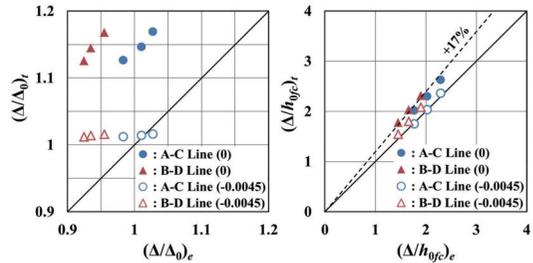


図-10 実験値と理論値の比較例 (左図: 段波高増幅率, 右図: 相対段波高, 凡例の()内の数値は水面勾配 $\tan\delta$ )

いても全段波水深 $h_e$ の近似解を導出し、段波高の分布勾配 $d\Delta(y)/dy$ は全段波水深 $h_e$ の増幅にほとんど寄与しないことを示した (図-8)。

- 7) 段波伝播方向の水面勾配 $\tan\delta$ が負の段波の存在が示唆された。また、相対段波高 $\Delta/h_{0e}$ による段波高増幅の検証は実態を反映しにくい (図-10)。

謝辞: 本研究は東北大学名誉教授 首藤伸夫先生の参考文献1)に対するご意見を契機としている。謝意を表する。

参考文献

- 1) Matsutomi, H.: Two-dimensional Behavior of a Strong Bore over a Sloping Beach, *J. Hydraul., Coast, Environ. Eng.*, JSCE, No.740/II-64, pp.197-208, 2003.
- 2) Shuto, N.: The Nihonkai-Chubu earthquake tsunami on the North Akita Coast, *Coastal Eng. in Japan*, JSCE, Vol. 28, pp.255-264, 1985.
- 3) 松富英夫: 移動跳水 (波状段波非) 発生条件の検討, 第33回水理講演会論文集, pp.271-276, 1989.
- 4) Arthur, R. S.: Refraction of water waves by island and shoals with circular bottom-contours, *Transactions, AGU*, Vol. 27, No. 2, pp.168-177, 1946.
- 5) 佐山順二, 後藤智明, 首藤伸夫: 屈折に関する津波数値計算の誤差, 第33回海岸工学講演会論文集, pp.201-205, 1986.

## 新たな底面摩擦算定法を用いた津波の数値計算\*

東北大学大学院工学研究科 西脇 遼  
 東北大学大学院工学研究科 田中 仁  
 東北大学大学院工学研究科 Nguyen Xuan TINH

### 1. はじめに

従来の津波の数値計算において、底面せん断力はマンニングの粗度係数により算出されていた。これは津波が長周期波であり、定常流型の速度分布を仮定しているためである。しかし実際の津波は非定常流であるため、既往研究においてマンニングの粗度係数による底面摩擦の評価は妥当ではないとの報告がなされている。実験的研究(首藤<sup>1)</sup>)より非線形長波の波高減衰より底面摩擦の評価が行われたが、底面摩擦は定常流のそれよりもはるかに大きな値を計測した。また2010年チリ地震の際の津波境界層の実測(Lacyら<sup>2)</sup>)において底面近傍の流速分布が観測された。定常流であるならば境界層が水表面まで発達しているはずだが、境界層の発達は底面近傍に限られていることが示された。さらに他の研究において底面摩擦は波動摩擦係数を用いた値に近いことが示された(Williams and Fuhrman<sup>3)</sup>)。使用する抵抗則によって津波に伴う土砂移動や地形変化の予測に大きな影響を与える。そのため底面せん断力を適切に評価する計算が必要とされている。そこで本研究では一次元モデルの数値計算<sup>4)</sup>を踏まえ、平面二次元計算における、マンニングの粗度係数 $n$ に補正係数 $a$ を乗じた新たな粗度係数 $n_0$ を用いた数値計算を実行し、マンニングの粗度係数 $n$ を用いた従来の計算手法との比較を行った。比較においては東日本大震災後に計測された水位の実測値を用いて、どちらの手法がより正確であるか考察を行い、新たな手法の妥当性を示す。

### 2. 研究手法

数値計算においては2次元浅水流方程式を用いた。式(1)が連続式であり、式(2)、(3)が運動方程式を示す。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{gn_0^2 M}{D^{3/2}} \sqrt{M^2 + N^2} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{gn_0^2 N}{D^{3/2}} \sqrt{M^2 + N^2} = 0 \quad (3)$$

パラメータは  $\eta$  : 水位,  $h$  : 水深,  $D (= \eta + h)$  : 全水深,  $g$  : 重力加速度,  $M (= Du)$  :  $x$  方向の流量フラックス,  $u$  :  $x$  方向の流速,  $N (= Dv)$  :  $y$  方向の流量フラックス,  $v$  :  $y$  方向の流速である。

次に、摩擦係数と新たな粗度係数 $n_0$ の導出に関して述べる。マンニングの粗度係数を用いた底面せ

\*Numerical simulation of tsunami using a new bed shear stress calculation method by Ryo NISHIWAKI, Hitoshi TANAKA and Nguyen Xuan TINH

ん断力 $\tau_c$ は式(4)で表される。

$$\tau_c = \frac{\rho g n^2}{h^{1/3}} U|U| = \frac{1}{2} \rho f_c U|U| \quad (4)$$

パラメータは $\rho$ : 海水の密度,  $U$ : 断面平均流速,  $n(=0.025)$ : マニングの粗度係数である。本計算では定常摩擦係数 $f_c$ は対数則に基づく式(5)より求める。

$$f_c = \frac{2\kappa^2}{\left\{ \ln \left( \frac{30h}{k_s} \right) - 1 \right\}^2} \quad (5)$$

ここで $\kappa$ はカルマン定数( $=0.4$ )であり,  $k_s$ は相当粗度でKamphuis<sup>5)</sup>の既往研究より底質粒径 $d$ を用いて $k_s=2d$ とした。一方, 波動摩擦係数を用いた底面せん断力 $\tau_w$ は式(6)で算出され, 波動摩擦係数 $f_w$ は式(7)で表わされる。

$$\tau_w = \frac{\rho g n_0^2}{h^{1/3}} U|U| = \frac{1}{2} \rho f_w U|U| \quad (6)$$

$$f_w = \exp\{-7.53 + 8.07 \left( \frac{30a_m}{k_s} \right)^{-0.100}\} \quad (7)$$

ここで $k_s$ : 相当粗度,  $a_m$ : 底面水粒子軌道振幅である。底面水粒子軌道振幅は $U_{max} / \sigma (\sigma=2\pi/T)$ で表わされるものである。最大流速 $U_{max}$ は式(8)で表わされる。

$$U_{max} = \sqrt{u_{max}^2 + v_{max}^2} \quad (8)$$

ここで $u_{max}$ :  $x$ 方向の最大流速,  $v_{max}$ :  $y$ 方向の最大流速である。新たな手法においては, マニングの粗度係数ではなく粗度係数 $n_0$ を使用した。以下にて $n_0$ の導出を示す。新たな粗度係数 $n_0$ の導出に必要な補正係数 $a$ を波動摩擦係数 $f_w$ と定常摩擦係数 $f_c$ より求める。 $a$ は式(9), (10)で表わされようの場合分けされる。 $n_0$ は補正係数 $a$ にマニングの粗度係数 $n(=0.025)$ を乗ずることで求まる。

$$a = \begin{cases} \sqrt{\frac{f_w}{f_c}} & \text{for } f_w > f_c \\ 1.0 & \text{for } f_w < f_c \end{cases} \quad (9)$$

$$(10)$$

本研究では新たな手法の導入により繰り返し計算が必要となる。そこで収束条件として最大波高 $H$ を用いた。数値計算ではまずマニングの粗度係数 $n$ を用いて浅水方程式を計算し, 次に式(7), (8)により算出した補正係数 $a$ より求まる $n_0$ を使用した浅水方程式を計算する。収束計算を式(11)に示す。

$$\varepsilon = \max |H_{(i,j)}^{k+1} - H_{(i,j)}^k| \quad (11)$$

ここで $k$ は繰り返し計算の回数, 添字 $i, j$ は空間座標および時間座標におけるインデックスを表す。許容誤差 $\varepsilon$ を0.01以下として計算を行った結果,  $k=2$ において収束条件を満たした。数値計算は前述した浅水方程式を陽形式のLeap-frog schemeで離散化して行う。計算条件に関して表-1に示す。シミュレーションは東北地方太平洋沖地震に伴う津波を対象とし, 東北大学モデルVer.1.2を使用した。計算領域は図-1で示した4つの領域でありメッシュ大きい順にR1, R2, R3, R4とした。領域における計算格子の一边の長さはそれぞれR1=1215m, R2=405m, R3=135m, R4=45mと1/3ずつ小さくした。数値計算にて波動摩擦係数 $f_w$ を求めるには底面水粒子軌道振幅 $a_m$ が必要である。 $a_m$ を式(12)に示す。

$$a_m = \frac{U_{max}}{\sigma} = \frac{U_{max}T}{2\pi} \quad (12)$$

$T$ は周期であり一次元計算の際は、正弦波を用いたり、孤立波の山の部分を1/2周期として定義したりすることによって周期を導出していた。二次元計算においても規則波から周期を求めたいが、そもそも津波などの実際の波は不規則波であるために規則波を用いることはできない。そこで今回は対象領域のメッシュごとの波高の時間的変化を求め、図-2に示した不規則波の最大値(○)と最小値(□)までの時間を半周期とし、メッシュごとの周期を求めた。

### 3. 結果と考察

まず水位に関するシミュレーション結果を示す。ここでは従来の計算手法での最大水位 $\eta_{max1}$ と新たな計算手法での最大水位 $\eta_{max2}$ を東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ<sup>6)</sup>の実測値との平均二乗誤差(RMSE)を取り、どちらの手法がより正確か調べた。対象地点は図-3に示した1968地点である。数値計算結果はR1からR4において計算された値を使用する。領域が被っている部分ではより小さい領域での計算結果を用いた。結果は図-4に示す。計算領域における水位の傾向に関してはどちらの手法においても追っていた。RMSEを取ると従来の手法では7.36m、新たな手法では7.29mとわずかだが誤差が小さくなれにより新たな手法の従来の手法に比べて正確であることが示された。

次に流速に関する違いを調べた。図-5、図-6はそれぞれ従来の手法における最大流速 $U_{max1}$ (m/s)と新たな手法における最大流速 $U_{max2}$ (m/s)を表す。両者を比較すると、値によって色分けした部分に関して特に差異は見られなかった。これにより計算手法による違いは見られないことが明らかとなった。

表-1 津波シミュレーションの計算条件

項目	内容
断層モデル	1枚の矩形断層における一様滑りを仮定した断層モデル。
メッシュ構成	$\Delta x = \Delta y$ となる正方形格子を用いる。浅海域に向けて格子長を小さくした計算領域を接続。
計算時間	地震発生から5400秒
計算時間間隔	0.5秒
初期条件	初期水位変動量を海底地盤変位量の鉛直成分とする。
境界条件	沖側境界は自由透過、陸側境界は遡上。津波先端部での計算打ちり水深は0.1cmとする。
底質粒径	$d = 0.3\text{mm}$

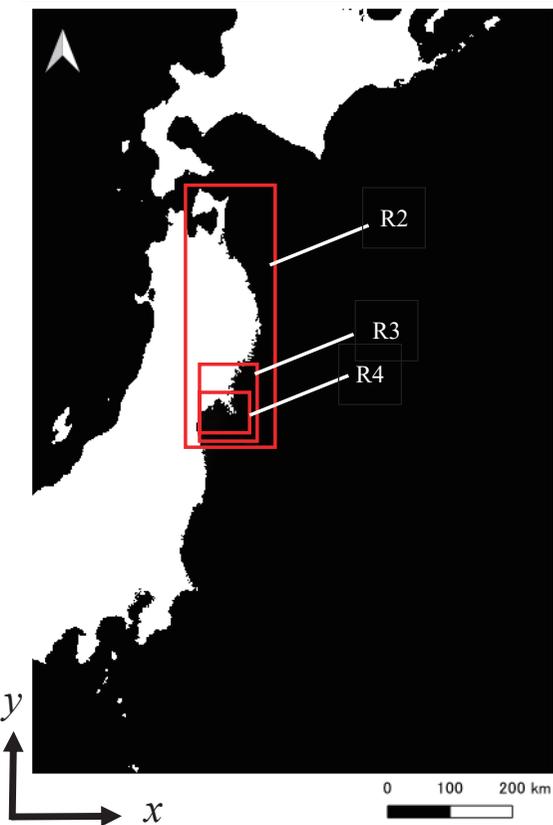


図-1 計算領域

次に底面せん断力に関する違いを調べた。図-7、図-8はそれぞれ従来の手法における最大底面せん断力 $\tau_{max1}$ (N/m<sup>2</sup>)と新たな手法における最大底面せん断力 $\tau_{max2}$ (N/m<sup>2</sup>)を示す。なお最大底面せん断力 $\tau_{max}$ は式(13)により導出される。

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} \rho f U_{max}^2 \quad (13)$$

ここで示す摩擦係数 $f$ は従来の手法においては定常流摩擦係数 $f_c$ 、新たな手法においては波動摩擦係数 $f_w$ である。図を比較すると、新たな手法の底面せん断力が従来の手法より大きい値となる部分が見受けられた。

次に手法によるパラメータの違いを一次元断面に取ることにより調べた。調べるに際して深海部から浅水部まで一次元断面を取り比較を行った。一次元断面として使用した箇所を図-9に示す。対象領域は一番細かいメッシュを使用したR4である。この断面を取った理由として手法による底面せん断力の違いが顕著に現れた場所のためである。なお一次元断面の水平距離は約40kmである。

計算結果を図-10に示す。図は上段より水深 $h$ 、最大波高 $H_{max}$ 、最大流速 $U_{max}$ 、補正係数 $a(=\sqrt{f_w/f_c})$ 、最大底面せん断力 $\tau_{max}$ 、最大シールズ数 $\tau_{max}^*$ である。シールズ数は底質の移動に関するパラメータであり、 $\tau_{max}^*$ は式(14)で求められる。

$$\tau_{max}^* = \frac{\tau_{max}}{(\rho_d - \rho)gd} \quad (14)$$

ここで $\rho_d$ ：底質の密度である。手法による差異を調べると最大流速と最大波高に関しては深部から浅水部にかけて違いは見られなかった。これにより流速と波高のシミュレーションに関しては従来の手法と新たな手法のいずれとも用いることが可能である。次に補正係数 $a$ の変動に関して述べる。補正係数 $a$ は深部で1.25程度であり、浅水部に向かうに従って1.0に漸近している様子が確認できる。 $a=1.0$ となる領域ではこれまでのマンニングの

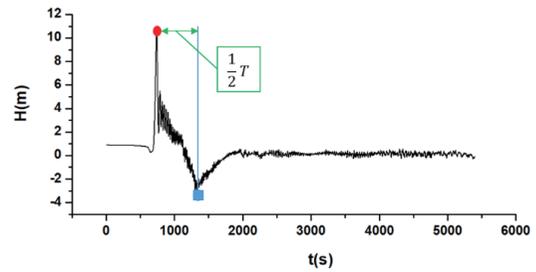


図-2 波高の時間的変化



図-3 実測地点

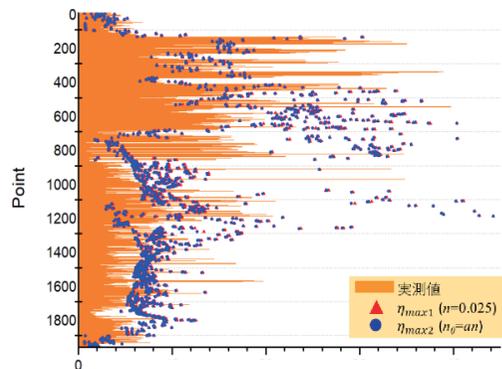


図-4 水位の計算値と実測値

粗度係数を使用した定常流抵抗則の適用が可能である。次に底面せん断力に関して述べる。比較すると新たな手法が従来の手法よりも大きな値を示す領域が確認され、浅海部に向かうほど値の差は小さくなっている。すなわち従来の手法における底面せん断力の過小評価が明らかとなった。最後にシールズ数に関して述べる。今回は限界シールズ数 $\tau_c^*(=0.05)$ を用いて底質が移動を始める深さの差異について考察した。シールズ数の図において横軸に水平な線が限界シールズ数 $\tau_c^*$ である。 $\tau_c^*$ に到達する地点より、新たな手法でのより深い場所からの底質の移動が確認された。

#### 4. 終わりに

本研究では、平面二次元計算において新たな粗度係数 $m_0$ を用いた手法による数値計算を行い、従来の手法との比較を通じて新たな手法がより正確であるか調べた。水位の実測値との誤差を計算すると新たな手法の誤差が従来の手法よりも小さくなり、新たな手法の有効性が示された。また、最大流速と最大波高に関しては両手法に差異は見られなかった。しかし底面せん断力とシールズ数に関しては手法の比較において違いが確認され、深部からごく浅い領域までの広い範囲で新たな手法の値が大きいものとなり、より深部からの底質の移動が確認された。以上より津波に伴う土砂移動や地形変化に際して、従来の手法よりも新たな手法が有効である。

**謝辞:** 本研究に対して、大成学術財団から助成を受けた。ここに記して謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 首藤伸夫: 海底摩擦による非線形長波の

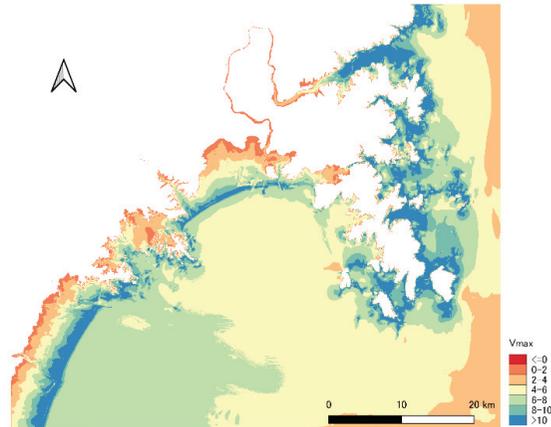


図-5 従来の手法の最大流速 $U_{max1}$

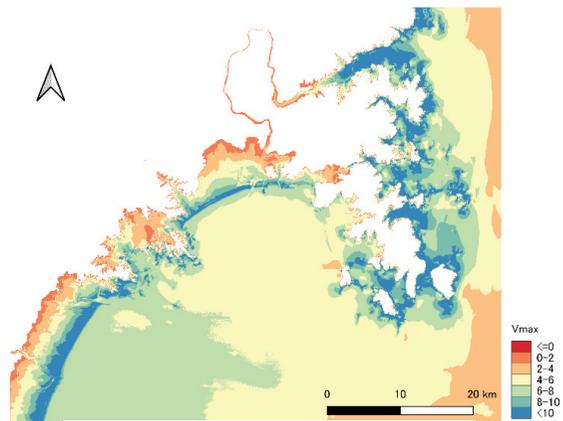


図-6 新たな手法の最大流速 $U_{max2}$

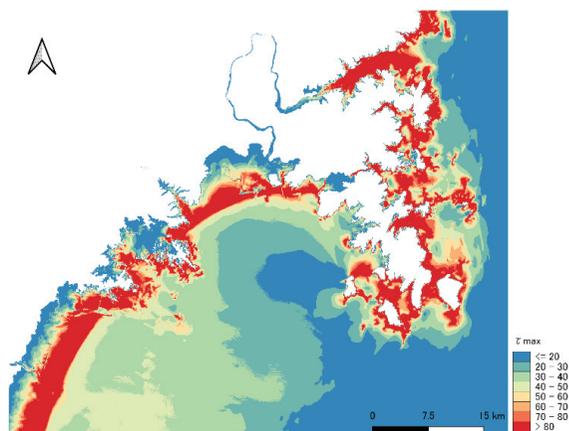


図-7 従来の手法の底面せん断力 $\tau_{max1}$

減衰, 第22回海岸工学講演会論文集, pp.65-68, 1975.

- 2) Lacy, J.R., Rubin, D.M. and Buscombe, D. : Currents, drag, and sediment transport induced by a tsunami, *Journal of Geophysical Research*, Vol.117, No.C9, 2012.
- 3) Williams, I.A. and Fuhrman, D.R.: Numerical simulation of tsunami-scale wave boundary layers, *Coastal Engineering*, Vol.110, pp.17-31, 2016.
- 4) Nguyen Xuan TINH, 田中 仁, 西脇 遼, 渡辺一也: 摩擦係数の遷移特性を考慮した津波伝搬の一次元数値計算, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.75, No.2, pp.I\_697-I\_702, 2019.
- 5) Kamphuis, J.W.: Determination of sand roughness for fixed bed, *Journal of Hydraulic Research*, Vo.12, No.2, pp.193-203, 1974.
- 6) 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ: 2011年東北地方太平洋沖地震津波に関する合同現地調査の報告, 2011.

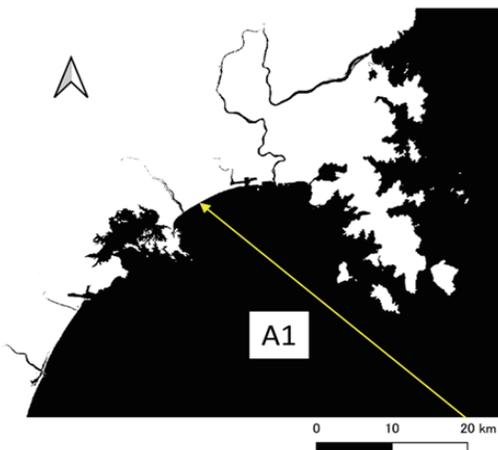


図-9 一次元断面 A1

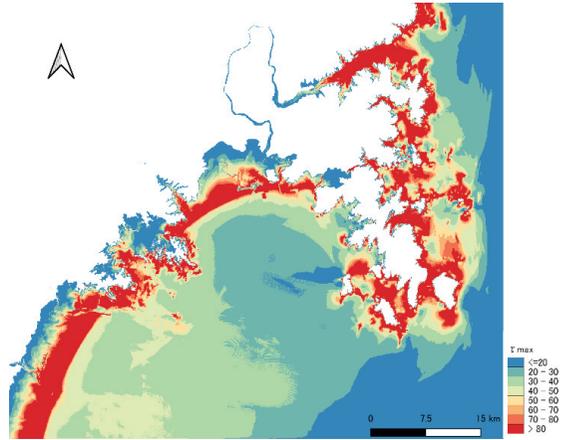
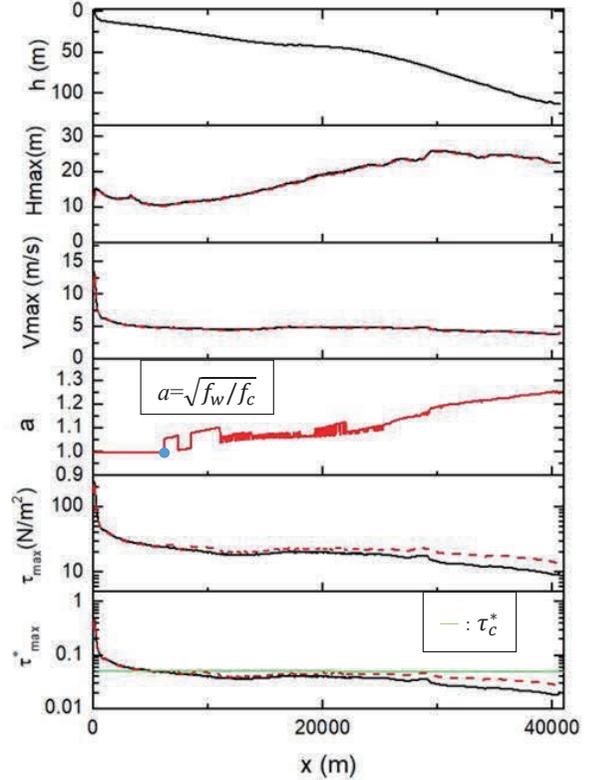


図-8 新たな手法の底面せん断力 $\tau_{max2}$



— : 従来の手法, - - - : 新たな手法

図-10 数値計算結果の比較

## 圧力センサを用いた漂流物に作用する波力の測定\*

秋田大学工学部 石塚 大智  
 秋田大学大学院理工学研究科 齋藤 憲寿  
 秋田大学大学院理工学研究科 渡辺 一也

### 1. はじめに

2011年の東日本大震災により、従来の想定をはるかに超える規模の津波を受け、建築物や自動車、船舶などが流され、大量の漂流物の発生につながり、壊滅的な被害を受けた<sup>1)</sup>。津波発生時において、浮体式津波避難シェルターなどの漂流物を用いた避難方法が有効である<sup>2) 3)</sup>ことが示されており、既往の研究<sup>4) 5) 6)</sup>では建物上に設置したシェルター模型の挙動や波力について検討が行われている。しかし、これらの検討においては、シェルター模型を固定した状態で波力を測定していたため、実際の津波に対する挙動とは大きく異なっていると考えられる。

そこで本研究は、漂流物模型に圧力センサを取り付け、漂流状態における波力を測定することを目的としており、まず圧力センサの設定値について検討し、その後、漂流物模型を用いて津波の衝突実験を行った。

### 2. 実験概要

#### (1) 実験装置

実験には幅 0.30 m、高さ 0.50 m、全長 11.0 m のうち海側の貯水槽が 5.0 m、陸側に斜面勾配 1/26 の斜面がある鋼製矩形水路を使用した<sup>5)</sup>。波高の測定は超音波式水位計を用い、圧力センサの先端から 8 cm 前方に設置した。本研究では、津波の第一波目を対象とした実験では、浸水深  $h_s$  を 0 cm、陸側の水深を 6.7 cm とし、ゲートを急開することにより模擬段波を再現した。また、津波の第二波目以降を対象とした実験では、浸水深  $h_s$  を予め 7.5 cm と 15.0 cm に設定した後、ゲートを急開することで再現した。実験水路の概略と測定機器の配置を図-1 に示す。

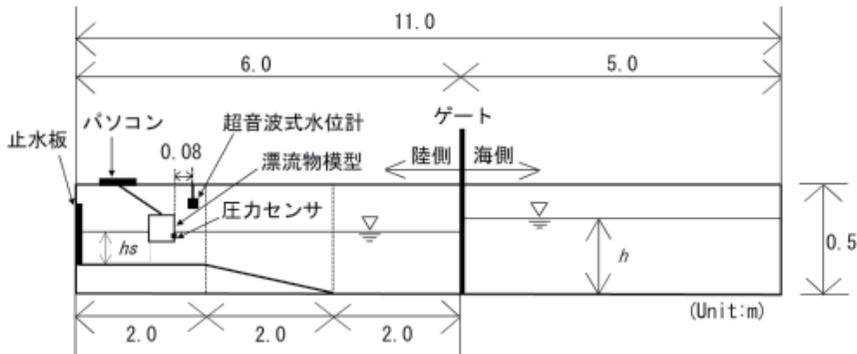


図-1 実験装置概要

\*Measurement of wave force acting on drifting objects using a pressure sensor by Daichi ISHIZUKA, Noritoshi SAITO and Kazuya WATANABE

## (2) オーバーサンプリング比 (OSR) の検討

圧力センサは Measurement Specialties 製の MS5837-02BA を使用した。なお、オーバーサンプリング比 (以下 OSR と称する) により計測間隔や精度が異なるため、貯水深  $h$  を 20 cm 一定として波力の測定に最適な OSR 値を求めた。この実験では、圧力センサを水路底面から 2 cm の高さに固定し実験を行った。OSR 値と計測間隔の関係及び実験条件を表-1 に示す。

表-1 実験条件 (OSR の検討)

OSR	計測間隔 (cm)	浸水深 $h_s$ (cm)	貯水深 $h$ (cm)
8192	0.07	0	20
2048	0.05	0	20
1024	0.04	0	20

## (3) 漂流物模型を用いた津波の衝突実験

衝突実験は第一波目及び第二波目以降を対象として行った。漂流物模型は津波避難シェルター「safe+」を参考に、一般的な漂流物を表すものとして 3D プリンターで作られた直方体の浮体を採用した。模型は幅 29.0 cm、高さ 15.0 cm、長さ 15.0 cm、質量 1,000 g であり、模型内部には錘を 1,051 g 入れた。また、模型の喫水は模型底面から 5 cm であり、圧力センサは模型底面から 2.5 cm の高さに設置した。漂流物模型を図-2、圧力センサの正面図を図-3 に示す。実験条件を表-2 に示す。なお、津波の様子と模型の挙動を観察するため、水路側面からビデオ撮影を行った。

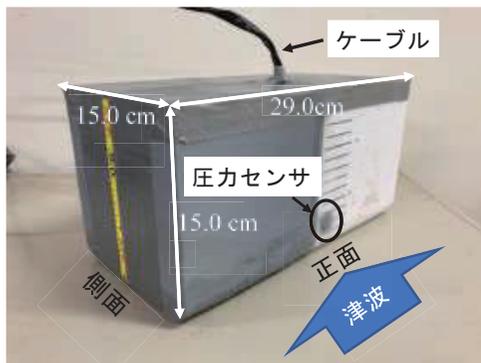


図-2 漂流物模型

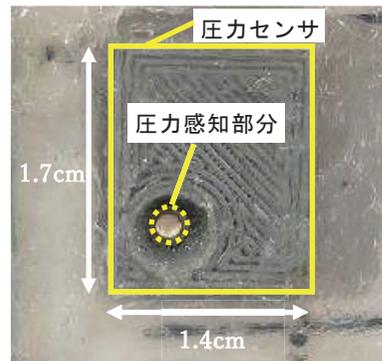


図-3 圧力センサ正面図

表-2 実験条件 (衝突実験)

	浸水深 $h_s$ (cm)	貯水深 $h$ (cm)
第一波目想定	0	20, 25, 30
第二波目以降想定	7.5, 15	30, 35, 40

### 3. 実験結果

#### (1) OSR の検討結果

OSR 毎の波力の経時変化を図-4 に示す。OSR : 8192 の波形を見ると、津波が圧力センサに衝突すると波力は急上昇し、その後緩やかに低下している。さらに OSR : 2048 及び 1024 の波形と比較すると、波形及び最大波力は概ね一致しており、全ての OSR において、波力の測定が可能であると考えられる。そこで計測間隔及び精度を考慮し、本研究では OSR : 2048 を採用することとした。

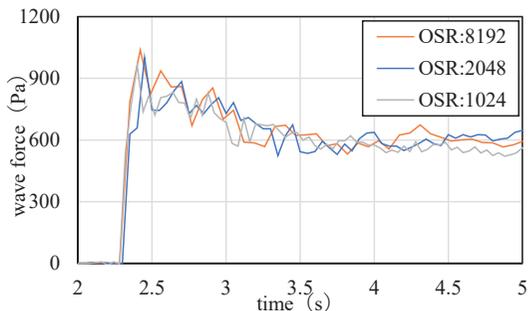


図-4 各 OSR の波力の経時変化

#### (2) 漂流物模型を用いた津波の衝突実験結果

##### a) 浸水深 $h_s=0$ cm の場合

第一波目を対象とした浸水深  $h_s=0$  cm において、貯水深  $h=20$  cm, 25 cm 及び 30 cm とした場合の波高の経時変化を図-5、波力の経時変化を図-6 に示す。また、 $h=30$  cm における漂流物模型の挙動を図-7 に示す。

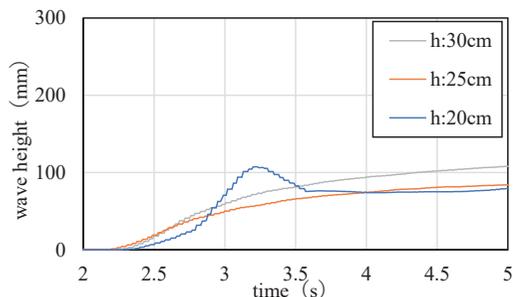


図-5 波高の経時変化 (浸水深  $h_s=0$  cm)

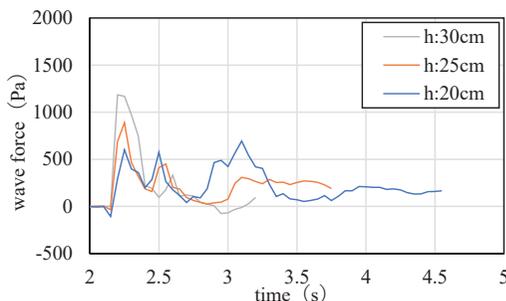


図-6 波力の経時変化 (浸水深  $h_s=0$  cm)

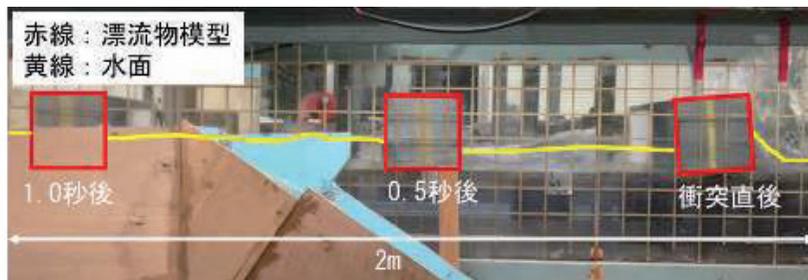


図-7 漂流物模型の挙動変化 (浸水深  $h_s=0$  cm)

まず、波高を見ると、 $h=20\text{ cm}$  は津波の跳ね返りの影響により衝突直後から約 0.7 秒後、一時的に高くなっていたが、 $h=25$  及び  $30\text{ cm}$  は緩やかに上昇していた。次に波力を見ると、 $h=20\text{ cm}$  は波力のピークが複数測定されたが、 $h=25$  及び  $30\text{ cm}$  は津波衝突直後を波力のピークとして測定され、貯水深が大きくなるほど波力のピーク値は増加傾向であった。そして挙動を見ると、全ての貯水深において、模型は津波の衝突直後にやや傾いていたが、その後は垂直のまま水路下端へ移動していた。また、模型が津波衝突直後から水路下端へ移動するまでの時間を比較すると、 $h=20\text{ cm}$  は 2.7 秒、 $h=25\text{ cm}$  は 1.7 秒、 $h=30\text{ cm}$  は 1.3 秒であり、貯水深が大きくなるほど模型の速度は上昇する傾向であった。

b) 浸水深  $h_s=7.5\text{ cm}$  の場合

第二波目を対象とした浸水深  $h_s=7.5\text{ cm}$  において、貯水深  $h=30\text{ cm}$ 、 $35\text{ cm}$  及び  $40\text{ cm}$  とした場合の波高の経時変化を図-8、波力の経時変化を図-9 に示す。また、 $h=30\text{ cm}$  における漂流物模型の挙動を図-10 に示す。

まず波高を見ると、全ての貯水深において、津波衝突直後から緩やかに上昇した後、一定となった。次に波力を見ると、全ての貯水深において波力のピークがプラス側とマイナス側で交互に測定された。波力がマイナスである理由として、模型が移動する際に前後へ傾いたことで圧力センサの位置が波高よりも高くなったことが要因と考えられる。そして挙動を見ると、 $h=30$  及び  $35\text{ cm}$  では、津波衝突時に波によって強く押し出された後、前後に傾きながら減

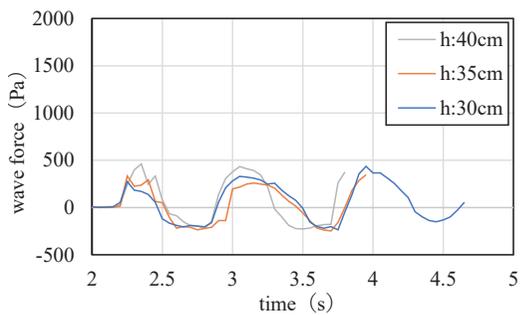
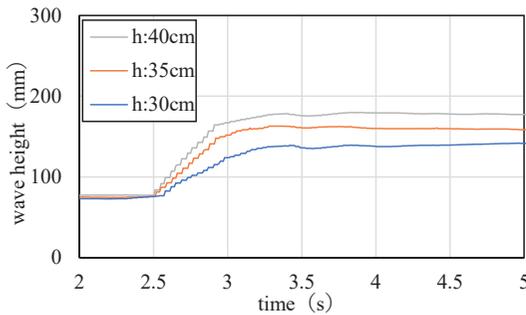


図-8 波高の経時変化（浸水深  $h_s=7.5\text{ cm}$ ）

図-9 波力の経時変化（浸水深  $h_s=7.5\text{ cm}$ ）

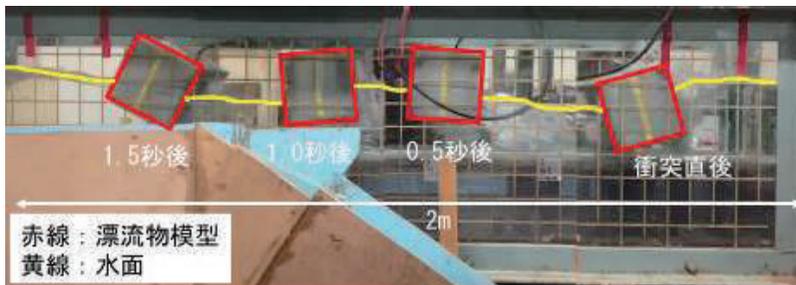


図-10 漂流物模型の挙動変化（浸水深  $h_s=7.5\text{ cm}$ ）

速し、水路下端へ移動した。一方、 $h=40$  cm は減速することなく、前後に大きく傾きながら水路下端へ移動した。模型が津波衝突直後から水路下端へ移動するまでの時間を比較すると、 $h=30$  cm は 2.4 秒、 $h=35$  cm は 1.8 秒、 $h=40$  cm は 1.5 秒であり、浸水深  $h_s=0$  cm 同様、貯水深が大きくなるほど模型の速度は上昇する傾向であった。

### c) 浸水深 $h_s=15$ cm の場合

第二波目を対象とした浸水深  $h_s=15$  cm において、貯水深  $h=30$  cm、35 cm 及び 40 cm とした場合の波高の経時変化を図-11、波力の経時変化を図-12 に示す。また、 $h=30$  cm における漂流物模型の挙動を図-13 に示す。

まず波高を見ると、全ての貯水深において、津波衝突直後から緩やかに上昇した後、波高は上下していた。次に波力を見ると、図-9 および 12 より全ての貯水深において、浸水深  $h_s=7.5$  cm と同様の波形になったが、最大波力を比較すると、 $h_s=7.5$  cm に比べて 2~3 割程度減少していた。これは、浸水深と貯水深の差が原因であると考えられる。そして挙動を見ると、 $h=30$  および 35 cm では、模型は津波衝突直後から 1 m (水路下端まで約半分の距離) まで前後に傾きながら移動して停止した。 $h=40$  cm は、津波衝突時に波によって強く押し出された後、前後に傾きながら減速し、水路下端へ移動した。また、模型が津波衝突直後から 1 m 移動するまでの時間を比較すると、 $h=30$  cm は 3.0 秒、 $h=35$  cm は 2.8 秒、 $h=40$  cm は水路下端へ移動するまでに 2.3 秒であり、浸水深  $h_s=7.5$  cm と同様、貯水深が大きくなるほど模型の速度は上昇する傾向であった。

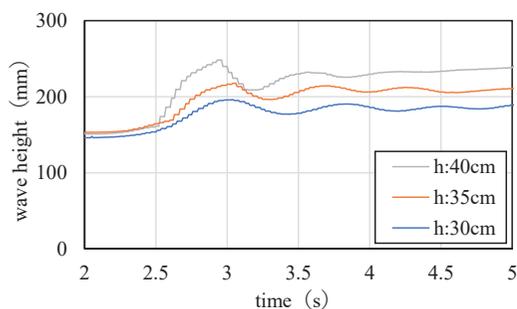


図-11 波高の経時変化 (浸水深  $h_s=15$  cm)

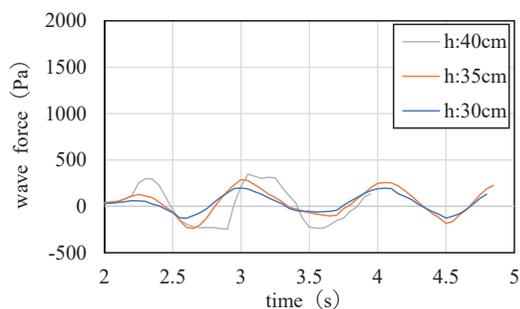


図-12 波力の経時変化 (浸水深  $h_s=15$  cm)

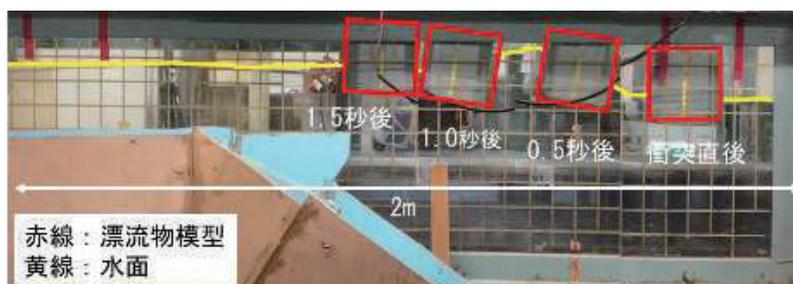


図-13 漂流物模型の挙動変化 (浸水深  $h_s=15$  cm)

浸水深の違いを見ると、図-6、9 および 12 より、貯水深の大きさに関係なく、第一波目を想定した浸水深  $h_s=0$  cm は、第二波目以降を想定した浸水深  $h_s=7.5$  及び 15 cm よりも津波衝突直後の波力が大きくなった。挙動については、浸水深と貯水深の差が大きくなるほど、模型が津波衝突直後から水路下端へ移動するまでの時間は短くなる傾向であった。

### (3) 圧力センサを固定した時との比較

漂流時における漂流物模型の波力と、圧力センサが固定された状態における波力を比較し検討した。浸水深  $h_s=0$  cm、貯水深  $h=30$  cm で波力を測定した時の固定状態と漂流状態の測定結果をそれぞれ図-14 に示す。

固定状態では津波衝突直後に最大波力を測定した後、緩やかに低下するが、漂流状態では津波衝突直後に最大波力を測定し、その後急激に波力が低下した。また、最大波力を比較すると、固定状態は漂流状態の約 1.6 倍であり、 $h_s=7.5$  及び 15 cm においては約 3 倍となった。実験から、固定状態は漂流状態に比べ波力を過大に評価していた。

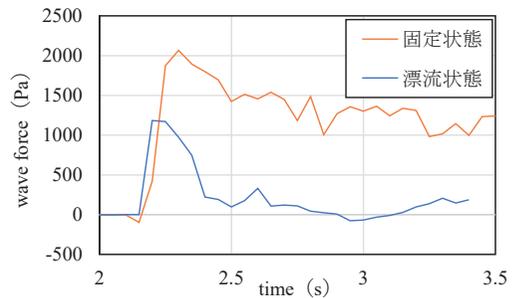


図-14 漂流状態と固定状態の波力比較

## 4. おわりに

本研究により以下のことが明らかとなった。

- ・浸水深と貯水深の差により波力は大きく変化した。
- ・漂流物模型の挙動は浸水深により異なっていた。
- ・固定状態で波力を測定した場合、漂流状態よりも過大に波力を評価していた。

## 参考文献

- 1) 内閣府・東日本大震災による洋上漂流物 Q&A  
([https://www8.cao.go.jp/ocean/policies/hyouryuu/q\\_and\\_a.html](https://www8.cao.go.jp/ocean/policies/hyouryuu/q_and_a.html)) (2021-1-12 アクセス)
- 2) 重松孝昌, 明知顕三, 小池敏也: 浮体式津波避難シェルターに関する基礎的実験, 海洋開発論文集, 第 24 巻, pp. 105-110, 2008.
- 3) 重松孝昌, 中東大輔: 二重式浮体式津波避難シェルターの運動特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, pp. 1\_751-1\_755, 2011.
- 4) 藤井龍也, 渡辺一也: 第二波目以降が最大津波となる場合の津波避難シェルターの挙動に関する検討, 土木学会論文集, B3 (海洋開発), Vol. 73, No. 2, pp. 1\_210-1\_215, 2017.
- 5) 蒔苗純, 齋藤憲寿, 渡辺一也: ロードセルを用いた浮体式津波避難シェルターの波力に関する検討, 東北地域災害科学研究, 第 55 巻, No. 56, pp. 101-106, 2020.
- 6) 渡辺一也, 齋藤憲寿, 蒔苗純, 國井優太: 浸水深を考慮した津波作用時における浮体式シェルターの運動特性と波力に関する検討, 海洋開発論文集, vol. 36, No. 2, p. 1\_1079-1\_1084, 2020.
- 7) タジマの浮揚式津波洪水対策用シェルターSAFE+ (セーフプラス)  
(<https://www.tajima-motor.com/>) (2020-12-12 アクセス)

# 傾斜堤の港内側被覆ブロックの耐津波特性に関する水理模型実験\*

五洋建設株式会社 高橋 研也  
 東北大学大学院工学研究科 田中 仁

## 1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震津波によって防波堤などの港湾構造物の多くが被災したが、その原因としては、防波堤に作用した巨大な水平力に加え、防波堤の天端を越流した津波が防波堤背後で強い流れとなり基礎マウンドや海底地盤を洗掘して防波堤の安定性を低下させたためであるものと考えられている。これを踏まえ、国土交通省港湾局<sup>1)</sup>は「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において防波堤を設計するための基本的考え方をとりまとめているが、その構造形式としては主に混成堤および消波ブロック被覆堤を対象としており、他の構造形式についてまでは言及されていないのが現状である。

一方、砕波帯内などの水深が比較的浅い位置においては、石やコンクリートブロックを台形状に捨て込んだ構造形式である傾斜堤が用いられることもあるが、我が国においては混成堤などと比較して適用事例が少なく、耐津波特性に係る調査研究も未だ十分に進んでいないようである。例えば、片山ら<sup>2)</sup>は太平洋に面する発電所取水専用港湾の傾斜堤が東北地方太平洋沖地震津波により被災したことを報告しているが、大規模な被災事例は他に見当たらない。また、松本ら<sup>3)</sup>、榊山<sup>4)</sup>、三井ら<sup>5)</sup>は水理模型実験により津波に対する傾斜堤の捨石およびブロックの安定性について検討しているものの、上部工の有無やブロック形状の違い等により防波堤形状が三者三様であり、傾斜堤の耐津波設計に向けてはさらに知見を積み重ねていく必要がある。

本研究においては、上部工を有する消波ブロック 1 層被覆式傾斜堤の港内側被覆ブロックの耐津波特性に着目した水理模型実験をおこない、今後の耐津波設計に資することを目的とした。

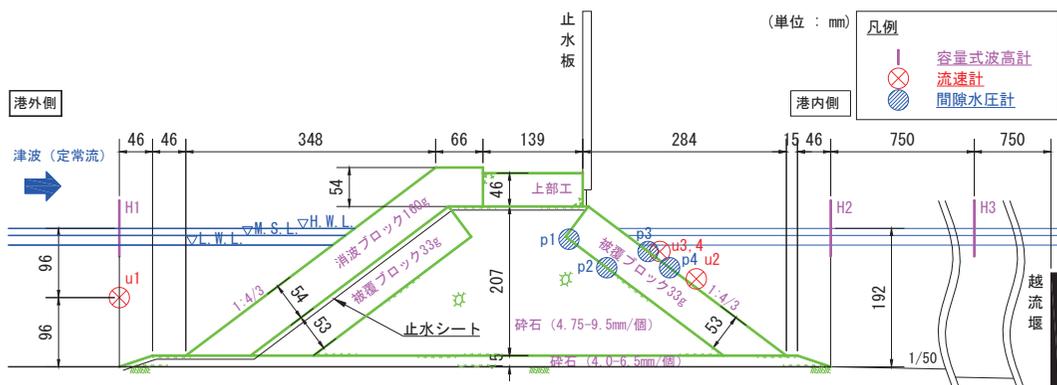


図-1 消波ブロック 1 層被覆式傾斜堤模型断面図 (実験縮尺 : 1/64.8)

\*Hydraulic model experiment on structural resistiveness against tsunami action of port side armor block of sloping breakwater by Kenya Takahashi and Hitoshi Tanaka

## 2. 実験方法

図-1 に消波ブロック 1 層被覆式傾斜堤模型断面図を示す。実験縮尺を Froude の相似則に準じた 1/64.8 とし、46.0 t 型消波ブロックを 160 g、9 t 型被覆ブロックを 33 g のモルタル製模型（比重 2.3）として再現した。なお、縮尺効果によって、ブロックの安定性は実機に比べて保守的な結果になりうるものと考えられる。堤体を長さ 50 m、幅 0.6 m、高さ 1.2 m の断面還流水槽内に設置して還流ポンプにより津波を模擬した流れを作用させ、ブロックの移動および碎石の吸出しなどを目視によりよく観察しながら水位、流速をサンプリング周波数 20 Hz にて、間隙水压を 1,000 Hz にて計測した。なお、還流ポンプのモーターの出力は 60 秒かけて立ち上げ、その後定常流を 120 秒（実機スケールで約 16 分）以上作用させた。そして、模型の被災が観察されなかった場合には還流ポンプを停止し、上部工前趾天端上の越流水深が 5 mm 深くなるまでモーターの出力を上げた実験を再度おこない、この手順を模型が被災するまで繰り返した。その間、ブロック模型単体がロッキングなどにより微動する状況であったとしても、ブロックが群体として移動するなどの顕著な被災が発生するまでは積み直しをせずに実験を継続した。

表-1 に実験条件を示す。港内側水位の変化によって港内側被覆ブロックの被災形態に違いが現れるのかを確認するために、H.W.L. (+1.0cm)、M.S.L. (±0.0cm)、L.W.L. (-1.3cm) の 3 潮位を設定した。なお、堤体背後に設けた越流堰の堰高を事前におこなった流量検定に基づいて調整することによって、港内側水位を固定した実験をおこなった。三井ら<sup>5)</sup>と同様に、津波が堤体を越流および浸透する通常の実験ケースに加えて、港外側の消波ブロックと被覆ブロックとの間に止水シートを敷設して越流のみを発生させたケース、および上部工後趾上に止水板を設置して浸透流のみを発生させたケースも実施した。ケース 1 のみ 2 回実施して再現性を確認した。

写真-1 に防波堤模型設置状況を示す。著者ら<sup>6)</sup>が別途おこなった耐波浪特性に関する水理模型実験と同様に、施工実績に合わせて L.W.L. 以深を二層乱積、以浅を二層整積として設置した。

## 3. 実験結果

### (1) 被災形態

写真-2 に実験状況および港内側被覆ブロックの実験後の状況を示す。港内側被覆ブロックの

表-1 実験条件（実験縮尺：1/64.8）

ケース	潮位	止水シート	止水板	実験状況
1	H.W.L.(+1.0cm)	無	無	越流 浸透流
2	M.S.L.(±0.0cm)			
3	L.W.L.(-1.3cm)			
4	H.W.L.(+1.0cm)	有	無	越流
5	M.S.L.(±0.0cm)			
6	L.W.L.(-1.3cm)	無	有	浸透流
7	H.W.L.(+1.0cm)			

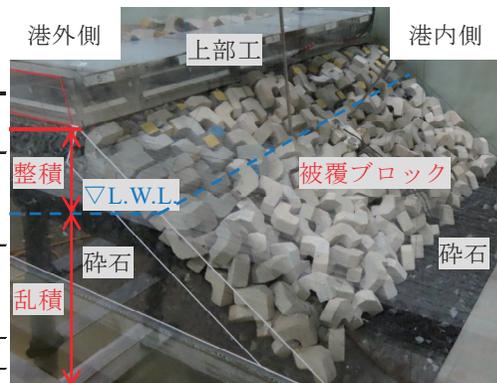


写真-1 防波堤模型設置状況

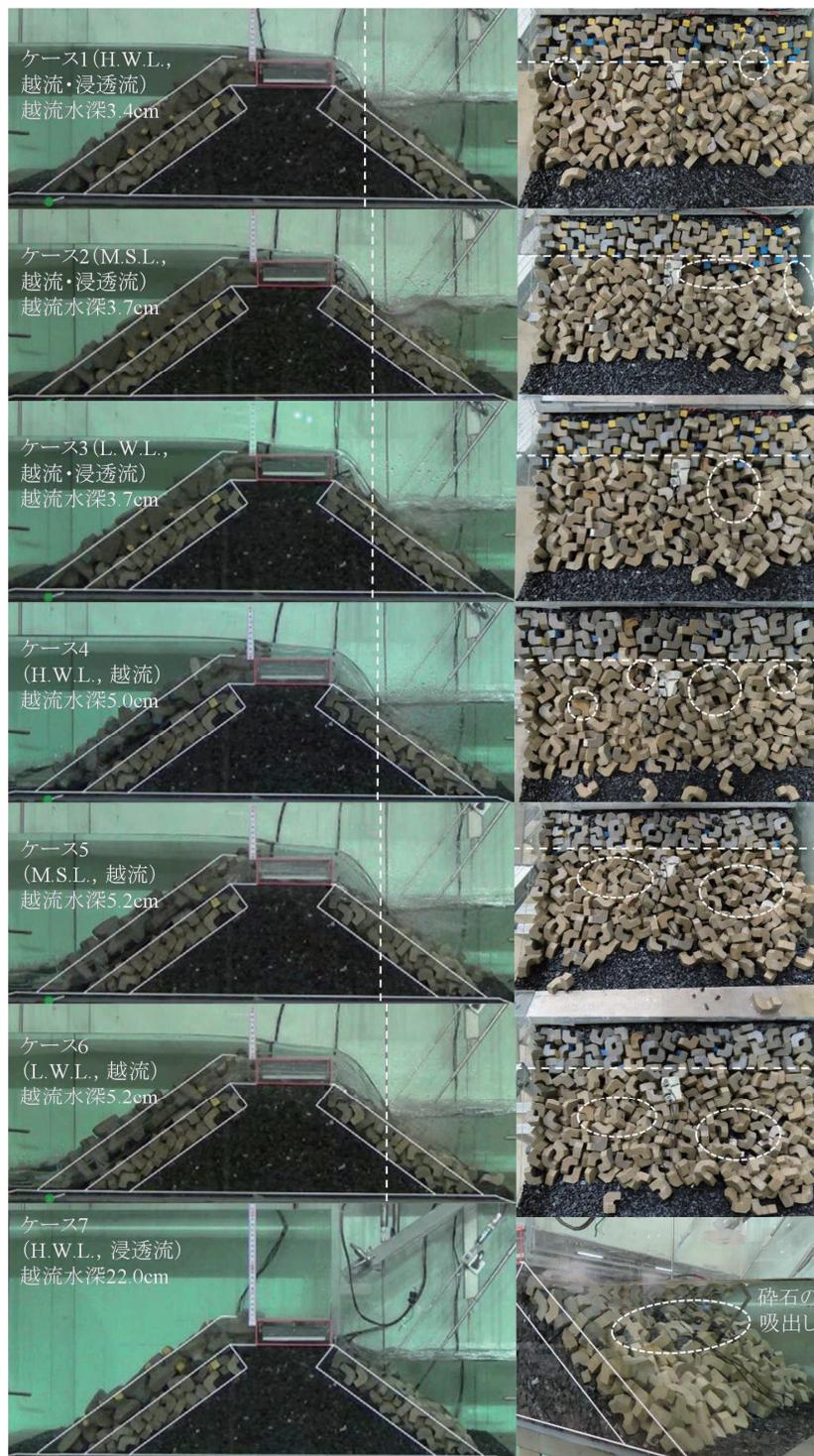


写真-2 実験状況および港内側被覆ブロックの実験後の状況（破線：落水位置，L.W.L.）

群体移動または碎石の吸出しが観察されて被災と判断された場合の状況を示している。越流水深は波高計  $H_1$  における上部工天端からの定常時の値である。なお、写真中の破線は越流水脈の落水位置および L.W.L. (整積・乱積境界) をケース間の位置やスケールを合わせて示している。

まず、通常の実験であるケース 1~3 を見ると、港内側水位が H.W.L. の場合においては越流水脈が水面に落水して整積・乱積境界の被覆ブロックがわずかに被災するのみであるが、M.S.L. および L.W.L. の場合においては越流水脈が被覆ブロックを直接叩きながら勢い良く流下して、被覆ブロックの被災位置が下側にずれるとともにその程度も大きくなっていることが分かる。

次に、越流のみを発生させたケース 4~6 を見ると、港内側水位の変化による影響はケース 1~3 と同様の傾向であるが、被覆ブロックに浸透流による流体力が作用しなくなる分だけ、被災時の越流水深がケース 1~3 と比較して深くなっていることが分かる。

最後に、浸透流のみを発生させたケース 7 を見ると、他のケースと比較して大きな浸透流が堤体に作用するために、被覆ブロックの移動の前に碎石の吸出しが発生していることが分かる。

## (2) 越流および浸透流の影響

図-2 に港内外水位差  $H_1-H_3$  と単位幅当たり流量との関係を示す。ここに、単位幅当たり流量とは還流管に設置された電磁流量計による計測値を水路幅 0.6 m で除したものである。図中にはロッキングまたはブロック単体移動開始時と、ブロック群体移動被災時の位置も示した。被災時の流量は港内側水位が高い場合の方がわずかに小さくなっていることから、津波来襲時の

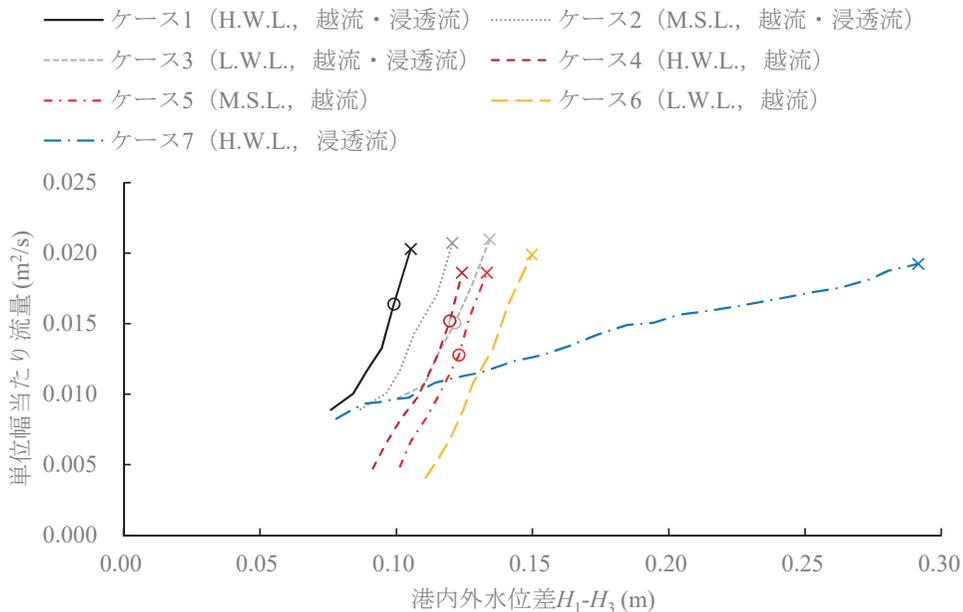


図-2 港内外水位差  $H_1-H_3$  と単位幅当たり流量との関係

(○ : ロッキングまたはブロック単体移動開始時, × : ブロック群体移動被災時)

潮位が高い場合の方がより浅い越流水深（すなわち、より低い津波高さ）で被災が開始するものと考えられる。また、越流のみを発生させたケース4～6の被災時の流量は通常のケース1～3よりもやや小さくなっていることから、港内側被覆ブロックの安定性に対しては浸透流よりも越流の方がやや支配的であるものと考えられる。一方、浸透流のみを発生させたケース7の被災時の流量はケース1と4の間となつてはいるもののほぼ同程度であり、三井ら<sup>5)</sup>が指摘しているように、越流量と浸透流量の合計により安定性を評価できる可能性が示唆される。

### (3) 越流量および浸透流量の簡易推定

通常の実験であるケース1～3における越流量および浸透流量の推定を試みた。図-3に越流のみを発生させたケース4～6における単位幅当たり越流量 $q_1$ と波高計 $H_1$ における越流水深 $h_1$ の関係を、図-4に浸透流のみを発生させたケース7における単位幅当たり浸透流量 $q_2$ と港内外水位差 $H_1-H_3$ の関係を示す。本実験条件の範囲内において、 $q_1, q_2$ は式(1), (2)により表わされる。

$$q_1 = 0.3228h_1\sqrt{2gh_1} + 0.0023 \quad (1)$$

$$q_2 = 0.0496(H_1 - H_3) + 0.005 \quad (2)$$

ここに、 $g$ は重力加速度である。なお、本間<sup>7)</sup>が提案した台形せきの完全越流における流量係数は $m = 0.35$ であることから、本実験断面においても同程度の流量係数が得られたことになる。

図-5にケース1～3における単位幅当たり越流量 $q_1$ 、浸透流量 $q_2$ の推定値と実験流量との比較を示す。式(1), (2)による推定合計流量 $q_1+q_2$ はやや過大評価するようであるが、概ね実験流量を再現している。また、流量が小さく津波高さが低い場合は浸透流が支配的であるが、流量が増加しても浸透流量は微増に止まり、越流量が浸透流量を上回った所で被災が発生している。

### (4) 港内側被覆ブロックに作用する表面流速および間隙水圧

図-6にケース1～3における $u_2$ での法先方向最大流速と $p_2$ での最大間隙水圧を示す。落水位置が近い場合に流速・間隙水圧とも大きくなっており、落水位置近傍で被災したと考えられる。

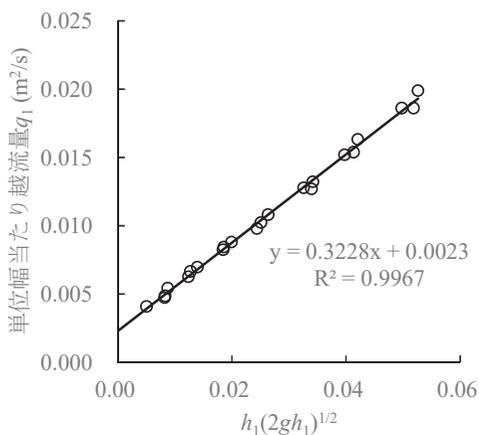


図-3 単位幅当たり越流量 $q_1$  (ケース4～6)

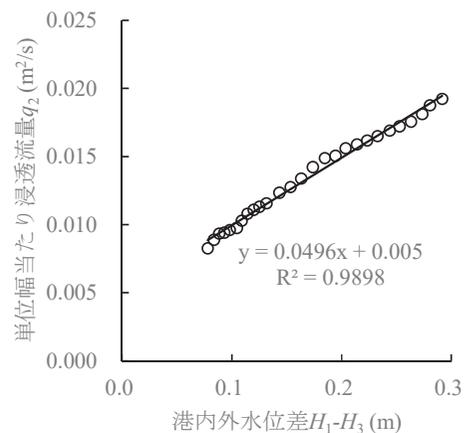


図-4 単位幅当たり浸透流量 $q_2$  (ケース7)

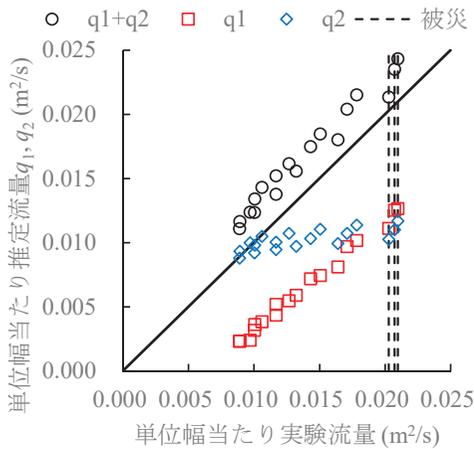


図-5 単位幅当たり流量（ケース 1～3）

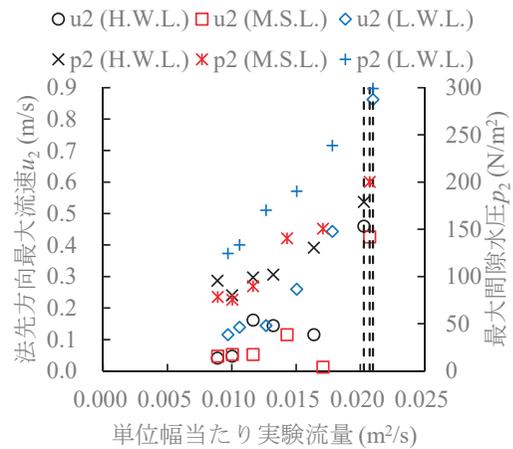


図-6 最大流速と最大間隙水圧（ケース 1～3）

#### 4. おわりに

本研究では、上部工を有する消波ブロック 1 層被覆式傾斜堤の港内側被覆ブロックの耐津波特性に着目した水理模型実験をおこない、耐津波設計に資する基礎データを取得した。その結果、津波来襲時の潮位により被災の位置や程度が変化すること、傾斜堤の場合は浸透流を考慮する必要があることが分かった。今後は数値解析なども通してさらに検討を進める予定である。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，37p，2013.
- 2) 片山裕之，石井敏雅，藤田純一，古川園健朗，緒方ゆり：数値波動水槽と 3 次元海浜変形モデルを用いた港内堆砂予測，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.75, No.2, pp.I\_523-I\_528, 2019.
- 3) 松本和記，泉宮尊司，石橋邦彦：波および流れによる捨石堤および消波ブロック堤の安定性に関する実験的研究，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.70, No.2, pp.I\_259-I\_264, 2014.
- 4) 榊山 勉：津波に対する傾斜堤消波ブロックの所要質量算定式に関する一考察，電力中央研究所報告，O15001，28p，2015.
- 5) 三井 順，久保田真一，松本 朗：マウンド天端が干出する防波堤における被覆ブロックの耐津波安定性，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.74, No.2, pp.I\_295-I\_300, 2018.
- 6) 高橋研也，佐貫 宏，菅原弘貴，高土居剛，中村友邦，熊田広幸，千葉直樹，寺嶋修平，田中 仁：消波ブロック 1 層被覆式傾斜堤の港内側被覆ブロックの耐波浪特性に関する実験的研究，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.76, No.2, pp.I\_811-I\_816, 2020.
- 7) 本間 仁：低溢流堰堤の流量係数（第二編），土木学会誌，第 26 巻，第 9 号，pp.849-862, 1940.

## 透過構造物に滞留する津波漂流物に関する基礎的研究\*

八戸工業大学大学院 橋本 憲二

八戸工業大学大学院 高瀬 慎介

日本工営株式会社 野島 和也

日本工営株式会社 桜庭 雅明

### 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震に伴い発生した津波は、東北地方の太平洋沿岸地域に甚大な津波被害をもたらした。津波被害が拡大した要因の1つに、津波により破壊された建物や船舶、木材等の漂流物が濁流となって押し寄せたことが挙げられる。津波により運ばれ堆積した膨大な量の瓦礫は、被災地復興の妨げとなり、津波が引いた後も広範囲にわたり被害を拡大させた。東日本大震災の被害を踏まえ、津波災害から一時的に避難するための緊急避難場所として、津波避難施設が有効な対策方法とされている。しかし、津波避難タワーなどで見られるような流れを透過する構造は、津波と共に押し寄せる漂流物による衝突と滞留のリスクが高いと考えられる。<sup>1)</sup> 構造物に被害をおよぼす漂流物の力は、接触時に発生する衝突力だけでなく、漂流物が前面に堆積することで生じる間接的な荷重が想定される。東日本大震災以降、漂流物を伴う津波の挙動について研究が進められているが、未だ不明な点が多く、この影響を説明する解析モデルや算定式は確立されていない。

本研究では、漂流物を伴った津波が透過構造物に衝突・滞留する際の力学的挙動を、水理模型実験と数値シミュレーションの2つの面から検討・考察する。まず、循環水路に透過構造物を模した模型を設置し、船舶や木材を想定した細長い模型を作用させ、水理模型実験を行った。流水深や漂流物模型の投入本数を変化させ、透過構造物に作用する漂流物による荷重、滞留後の水位・流速等の推移を計測した。また、水理模型実験の結果をもとに、数値シミュレーション手法の検討を行った。

### 2. 水理模型実験概要

水理模型実験には本大学の循環水路を用いた。循環水路中に透過構造物を模した模型を設置し、ポンプによって水流を発生させ、瓦礫模型を投入する。透過構造物模型に瓦礫模型が滞留・閉塞する際の挙動を記録しつつ、透過構造物模型に働く力や水位・流速の数値の変化を計測する。

本実験において津波による水流は定常流を仮定している。また、投入する瓦礫模型には、長い模型と短い模型の2種類を使用する。2種類の瓦礫模型に対して、流水深を変化させた3パターン、瓦礫投入本数を変化させた3パターンの合計9ケースの実験を行った。実験ケースの詳細を表-1にまとめる。

図-1に、本実験で使用した実験装置の概要を示す。全長8.0m、水路幅0.6m、水路深0.8mの

表-1 実験ケース

流水深 (cm)		
20.0	22.5	25.0
瓦礫投入本数 (本)		
0	25	50

\*Basic Study of Tsunami with Drifting Debris Staying in Permeable Structures by Kenji Hashimoto, Shinsuke Takase, Kazuya Nojima, Masaaki Sakuraba

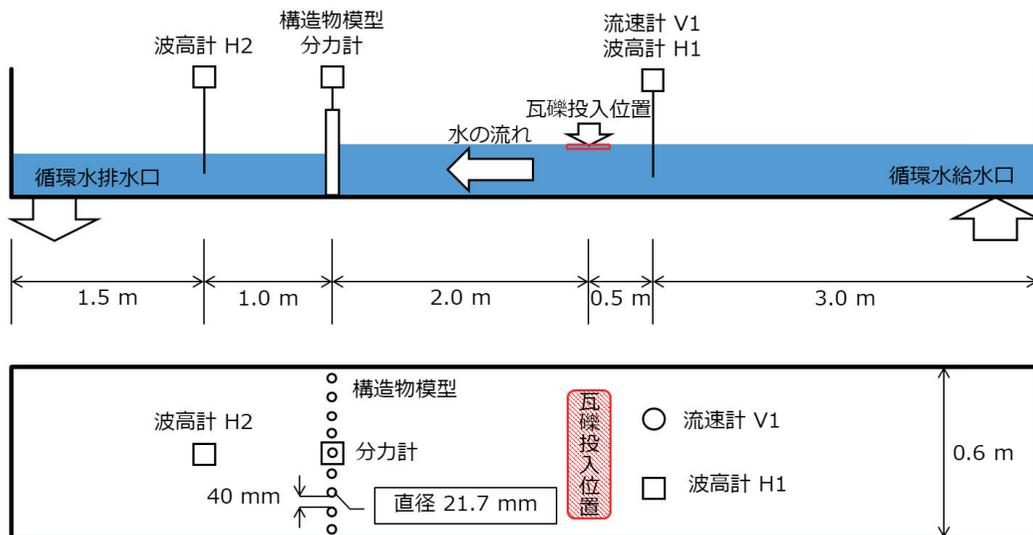


図-1 実験装置概要

開水路で、底面は剛製、側面はアクリルガラス製である。図-1 に示すように、透過構造物模型から上流側 2.5m の位置に流速計 V1 と波高計 H1 を、下流側 1.0m の位置に波高計 H2 を設置した。透過構造物模型自体には、物体に働く力を計測する分力計を設置している。透過構造物模型から上流側 2.0m の位置に瓦礫模型を投入する。

透過構造物模型は、図-2 に示すようにステンレスパイプ 9 本の上部を固定し作製した。パイプの直径は 21.7mm で、パイプ同士の間隔は 40.0mm となっている。下部は固定せず、上部を循環水路に万力で固定している。なお、分力計はパイプ 9 本全体の合力を計測するように設置した。

瓦礫模型は、実現象で滞留・堆積が考えられる船やコンテナ、流木を想定し、細長い形状の物を使用した。図-3

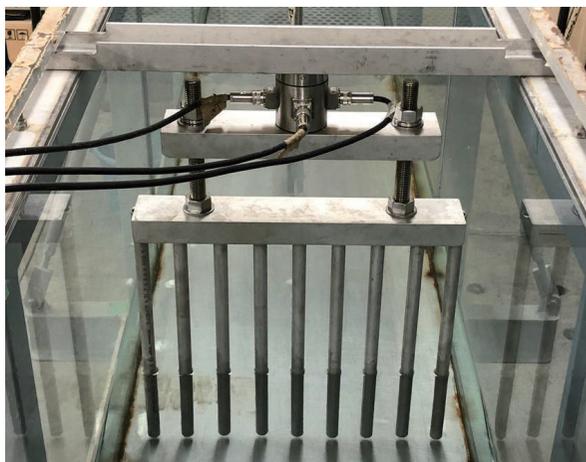


図-2 透過構造物模型



図-3 瓦礫模型

に使用した瓦礫模型 2 種類を示す。材質はケミカルウッドと呼ばれる樹脂製で、主にポリウレタンを使って人工的に木材のような性質を持たせた素材である。それぞれの瓦礫模型の寸法は、

短い模型が、W 15cm×D 2cm×H 2cm, 長い模型が、W 20cm×D 2cm×H 2cm となっている。質量は、短い模型が 35.1g, 長い模型が 46.8g となっており、どちらも密度は 0.59g/cm<sup>3</sup> となっている。

瓦礫模型の投入は、図-4 のように瓦礫模型投入位置にて循環水路に板を渡し、その上に瓦礫模型を格子状に積み上げ、投入するタイミングで板をひっくり返すことで、瓦礫模型を水流に流す方法で行った。



図-4 瓦礫模型の投入方法

### 3. 実験結果

全実験を通して瓦礫模型の挙動にある一定の傾向が確認できた。流水深 20.0cm・長い瓦礫模型を投入した実験ケースを例として説明する。この実験ケースの瓦礫模型の挙動を図-5 に示す。

瓦礫模型を循環水路に投入後、瓦礫模型は水流に流され透過構造物模型に衝突する。本実験で使用した瓦礫模型の比重は 1.0 より小さいため、全ての瓦礫模型は水面を流れて衝突している。水流によって連続的に瓦礫模型が衝突していくが、初期に衝突した瓦礫模型は後から流れてきた瓦礫模型によって水面下に押し出され、滞留が始まる。同時に、後から流れてきた瓦礫模型は水面を飛び出し、水位変化に伴い上方へ移動する。その後、水面下に押し出された瓦礫模型がさらに下方に移動し、徐々に瓦礫模型は動かなくなり、完全に閉塞する。

この挙動は、流水深や瓦礫投入本数に依らず、全実験に共通してこの傾向が確認できた。図-6 に、この実験ケースにおける水位差と透過構造物模型に働く力の推移のグラフを示す。このグラフは全 5 回行った実験の平均値をグラフ化したものである。一時的な滞留と移動に従い、平均力が段階的に変化していることが確認できる。水位差のグラフでは、ある時点で急激に水位差が広がっているが、これも閉塞が完全に行われた後だと考えられる。25 本投入したケースでは緩やかに変化しているが、これは投入本数が少なく閉塞が完全に行われなかったためだと考えられる。またグラフより、瓦礫模型による衝突力よりも、滞留・閉塞後の水流による間接荷重の方が大きいことが判明した。

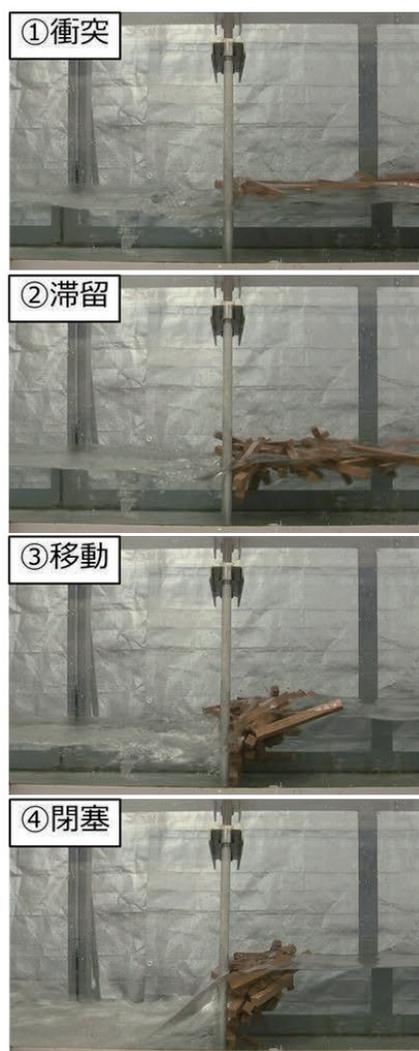


図-5 瓦礫模型の挙動

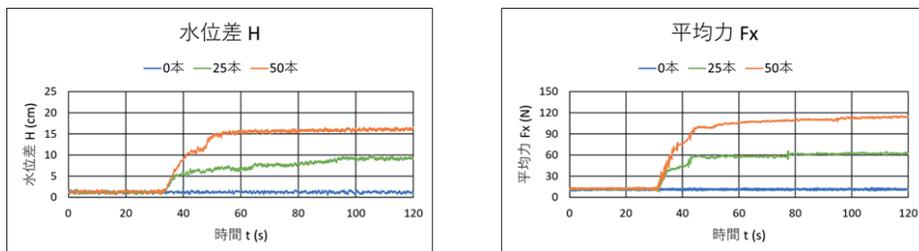


図-6 実験結果（水位差と平均力）

#### 4. 数値計算

水理模型実験の結果をもとに、透過構造物における津波漂流物の挙動についての解析手法の検討を行った。解析手法は有限被覆法を用いており、瓦礫模型の衝突・接触判定には個別要素法を用いた。<sup>2)</sup> 図-7に、流水深 20.0cm・長い瓦礫模型 50 本を投入した実験ケースにおけるシミュレーション結果を示す。瓦礫模型の大半が水面上に飛び出しており、水位差も実験時ほど発生していない。水理模型実験結果と水位差を比較すると、約半分の値になっていることがわかった。これは滞留と閉塞が十分に行われていないことが原因だと考えられるが、図に示すように、瓦礫模型が塊のまま一体となって流れていることが確認できた。瓦礫模型を投入した際にばらけることなくそのまま水流に流されており、このことから、数値シミュレーションにおいては投入方法の再現性が滞留・閉塞に影響していると考えられる。

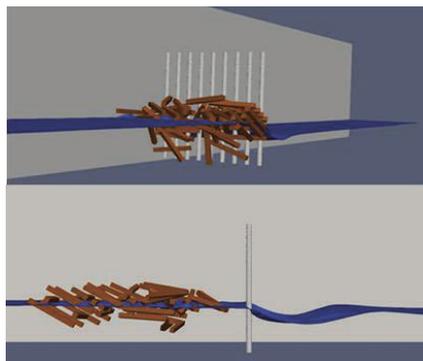


図-7 シミュレーション結果

#### 5. おわりに

水理模型実験により、透過構造物に衝突した瓦礫が滞留・閉塞していく挙動を記録し、全体的な傾向を確認することができた。また、瓦礫模型の挙動に伴う水位差や平均力の変化に関連性を確認できた。数値シミュレーションに関しては、計算を流し滞留・閉塞を確認できたが、水理模型実験の再現解析には至らなかったため、今後の課題として検討を続けたい。

#### 6. 参考文献

- 1) 野島和也, 桜庭雅明, 小谷拓磨, 橋本憲二, 高瀬 慎介: 津波避難ビル等の透過構造物に対する漂流物衝突に関する実験, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 76, No. 2, p. I\_301-I\_306, 2020
- 2) 高瀬慎介, 森口周二, 寺田賢二郎, 小山直輝, 金子賢治, 車谷麻緒, 加藤準治, 京谷孝史: 構造物の破壊を考慮した有限被覆法に基づく構造流体連成解析, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol. 71, No. 2 (応用力学論文集 Vol. 18), p. I\_203-I\_212, 2015

# ニューラルネットワークを利用した既存一戸建て住宅の建築年代予測\*

弘前大学大学院地域共創科学研究科 潘 蔣杰

弘前大学 片岡 俊一

## 1. はじめに

日本は地震による多くの被害を受けてきた世界有数の地震国である。地震による建築物の被害を評価するには、耐震性能が建築年代によって異なることから、建築年代を知ることが重要である。しかしながら、一般に建築物の建築年代を知ることが容易ではなく、戸田・境 (2011) では外観で建築年代を推定することを試みている。

戸田・境 (2011) の研究では、建築年代が分かっている建築の写真と対象建築の写真を比較することで年代を判別していることを提案している。この作業を AI に置き換えることを考えた。つまり、本研究では図 1 に示す階層型ニューラルネットワークを用い、建築物の外観特徴から建築年代区分を予測するモデルを構築した。

しかしながら、階層型ネットワークは自由度が高く、特に中間層 (又は隠れ層) のユニット数については任意である。また、入力パラメータが結果に与える影響も分かり難い。そこで、本研究ではまず、得られているデータを全て利用したモデルを構築し、それを基本として、入力パラメータを減らすという手順でモデルを作成した。併せて中間層のユニット数の影響も検討した。

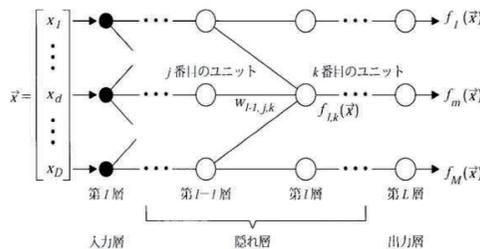


図 1 階層型ニューラルネットワーク (萩原(2011))

## 2. データの処理

本研究では平成 25 年度 (2015 年度) の弘前大学工学部地球環境学科の卒業研究として長内奈津美が収集したデータを用いた。長内は、不動産サイト「@nifty 不動産」を利用して 2015 年 9 月から 2015 年 12 月の期間に掲載されていた、青森県青森市、福島県福島市、兵庫県明石市の三つの地域の住宅データを収集している。

データセット総数は 270 であり、内訳は青森市が 82 件、福島市が 77 件、明石市が 111 件である。そこでは各住宅について以下の 23 項目を調べ、特徴量を整理している。町名・建築年・建築年数・値段・土地面積・建物面積・構造・階数・外壁・ドアノブ・店舗兼用・玄関フード

\*A Neural Networks Model for Predicting the Age of Housings by Pan Jiangjie and Shunichi Kataoka

の有無・屋根の形状・塀・門の有無・庭の草の状況・蔦の有無・基礎が見えるかどうか・外壁の色・外壁の素材・窓のサッシの色・換気口・妻換気口。なお、全ての住宅でこの項目が全て分かっている訳で無い。

データのうち外観の特徴を、特徴が分からないこと（不明）を含めて順序数として数値化した。さらに、ニューラルネットワークモデルに入力する際には、データの数値を0～1の範囲に納める必要があるため、以下の数式により、データの正規化を行った。

$$Y = \frac{X - X_{min}}{X_{max} - X_{min}} \quad (1)$$

ここで、 $X$  はデータの値で下付添え字の  $max$ ,  $min$  はそれぞれ最大値と最小値を意味する。また、 $Y$  は正規化されたデータである。

### 3. 初期モデルの構築

プログラミング言語 R の “neural” パッケージを用いて学習モデルを構築した。出力判定は建築物の耐震性能が大きく変わることになる建築基準法改正年に着目した。できれば、1971年より前、1971年から1980年、1981年以降の3区分の分類を行いたいが、最低でも1981年以降とそれより前の区分は行いたい。そこで、3区分の分類が可能かの検討も含め、以下の4パターンのモデルを作成し、モデル間の優劣を検討した。

- ・入力層(全項目)、中間層ユニット数3、出力層2区分(以下、O2N3)
- ・入力層(全項目)、中間層ユニット数4、出力層2区分(以下、O2N4)
- ・入力層(全項目)、中間層ユニット数3、出力層3区分(以下、O3N3)
- ・入力層(全項目)、中間層ユニット数4、出力層3区分(以下、O3N4)

教師信号について、2区分の場合、1980年以前を0、1981年以後を1とした。3区分の場合、1970年以前を0、1971年から1980年までを0.5、1981年以後を1とした。

また、全270個のデータから180個を学習用データとし、残りの90個のデータをモデルの評価用データとした。

### 4. モデルの評価方法

各モデルの精度は、次式で示す平均絶対誤差(MAE)と二乗平均平方根誤差(RMSE)及び図2に示す混同行列の正解率と敏感度で評価した。

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^n |y_i - \hat{y}_i|}{n} \quad (2)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n}} \quad (3)$$

ここで、 $y_i$ :  $i$ 番目のデータにおける目的変数の値、 $\hat{y}_i$ :  $i$ 番目のデータにおける目的変数の値、 $n$ : データ数である。

また、混同行列の正解率と敏感度は次式で表される。

$$\text{正解率} = \frac{TP + TN}{TP + FP + FN + TN} \quad (4)$$

$$\text{敏感度} = \frac{TP}{TP+FN} \quad (5)$$

		予測	
		1	0
実 際	1	TP	FN
	0	FP	TN

図2 混同行列

## 5. モデルの比較

学習結果を確認するために、教師信号の値を x 軸に、学習後のモデルの予測値を y 軸にプロットし、図 3 に示す。図 3(a), (b) に示した 2 区分モデルでは、出力値が 0.5 未満とそれ以上で区分すれば、完全ではないが、判別できることが分かる。3 区分モデルでは、1970 年以前と 1981 年以後の区分の判別精度は高いが、1971 年から 1980 年までの区分の判別精度はあまり良くない。また、中間層ユニット数 3 のモデルに比べて、中間層ユニット数 4（それぞれ(b), (d)）のモデルの方が外れ値は少なくなる。

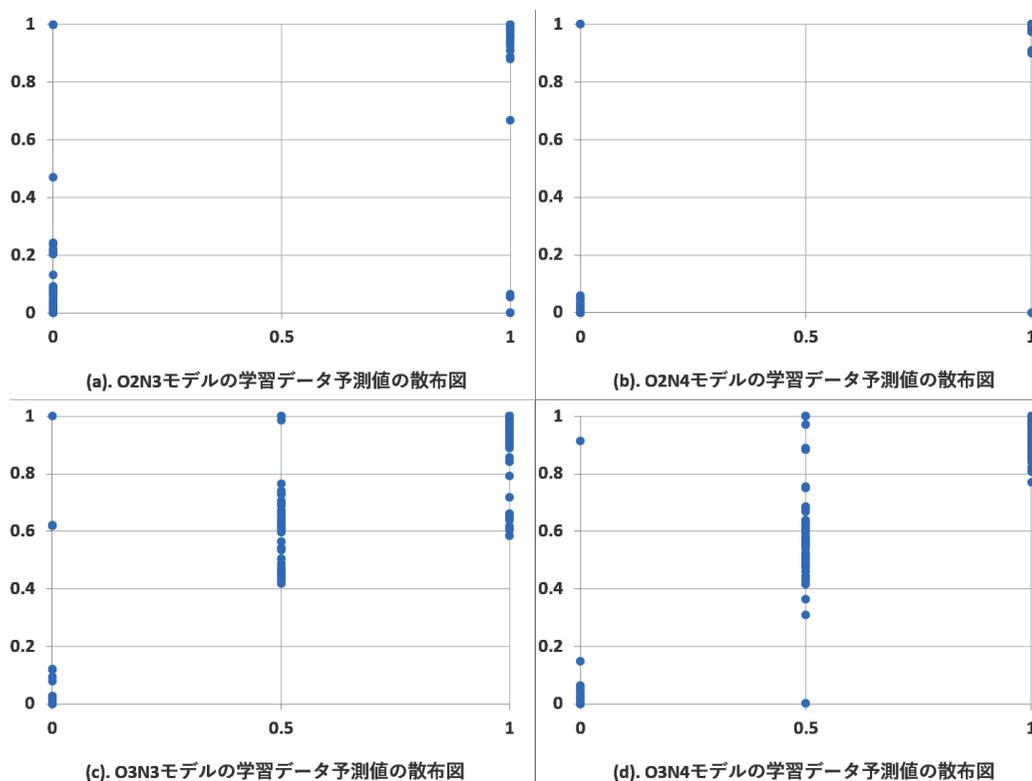


図3 学習結果の状況

学習させた結果を表 1 に示す。各モデルの学習データ（表中の Train）の MAE は全て 0.1 以内に収まっており、学習は順調であった。そこで、検証データに適用した。その結果も表 1 に記されているが（表中の Test）、3 区分モデルの MAE が 2 区分モデルの MAE より小さい、つまり、3 区分モデルの方が高精度で結果を予測できると言える。また、3 区分モデルの RMSE を見ると、中間層ユニット数を 3 としたモデル（O3N3）の方が 3 としたモデル（O2N4）より小さくなりがる。さらに、図示はしないが O3N3 は O3N4 より外れ値が出にくいことが分かった。なお、2 区分モデルと 3 区分モデルのデータセット（出力データ）が異なるため、RMSE を用いたモデルの間の比較は適切でない。

表 1 学習データ及び検証データの MAE と RMSE

	Train MAE	Train RMSE	Test MAE	Test RMSE
O2N3	0.07805	0.24037	0.28089	0.51524
O2N4	0.02869	0.15000	0.26769	0.50144
O3N3	0.09503	0.17966	0.21214	0.33085
O3N4	0.07424	0.14046	0.22389	0.36619

検証データにおける正解率と感度を計算した結果を表 2 に示す。表から、2 区分モデルの正解率が 70%以上になり、3 区分モデルの正解率が 64%前後にとどまっていることが分かる。一方、3 区分モデルの感度が 2 区分モデルのそれより高くなっており、特に O3N4 の感度が 90%を越えている。

表 2 検証データにおけるモデルの正解率と感度

	正解率	感度
O2N3	0.71111	0.77419
O2N4	0.74444	0.74194
O3N3	0.64444	0.79032
O3N4	0.63333	0.90323

以上の結果を踏まえ 3 区分モデルの適用が可能と判断した。次章では中間層ユニット数に関する検討は行うものの、3 区分モデルを改良することとする（以下では初期モデルと呼ぶ）。

## 6. 説明変数の選定及びモデルの改良

初期モデルの説明変数は 16 個あるが、前述のようにこれらが全て分かっている訳ではない。また、年代判別には関係ないものと考えられるものも含まれている。さらに、説明変数が少ない方が調査は容易になる。以上のことから、説明変数を減らすことを念頭に、各説明変数を表 2 のように特徴ごとにグループ分けし、説明変数の影響を考えた。

以下の検討では、原則として利用するグループ以外の 3 つのグループから、一つずつを抜いたもの（計 3 モデル）、二つを除いたもの（計 3 モデル）、3 つを全て除いたものの（1 モデル）の 7 パターンを考え、さらに中間層ユニット数 3 と 4 とした合計 14 パターンでモデルを構築し、

モデルの性能を調べた。

表2 説明変数のグループ分け

グループ名	説明変数							
原則として使用	階数	外壁	玄関フード	屋根	塀	庭の草	門	基礎
不明データが多い	ドアノブ	換気口						
特定の特徴に集中	構造	蔦	店舗兼用					
年代判別に影響を及ぼさないと考えられる	壁の色	壁素材	窓のサッシの色					

## 7. 改良モデルの比較と最終モデルの決定

構築した14パターンのモデルの検証データにおけるMAEとRMSEを表3にまとめる。MAEで比較すると、中間層ユニット数によらず「不確定なしモデル」、「不明・集中・不確定なしモデル」のMAEが検討対象のなかでは小さく、更に初期モデルの値より小さくなった。このうちユニット数を4とした「不明・集中・不確定なしモデル」のMAEが最小となった。

さらに表4に上述の2つのモデルにおける正解率と感度を整理した。表から、正解率は中間層ユニットが3の場合は初期モデルと同等以下であるが、ユニット数を4とすると初期モデルよりも良い結果となっていることが分かる。感度は一例を除いて低下している。

表3 改良モデルのMAEとRMSE

	モデル	MAE	RMSE
中間層ユニット数3	初期モデル	0.21214	0.33085
	集中なし	0.21784	0.37614
	不明なし	0.22377	0.34602
	不確定なし	0.20314	0.32698
	不明・不確定なし	0.25900	0.40887
	不明・集中なし	0.23619	0.34692
	集中・不確定なし	0.22502	0.36473
	不明・集中・不確定なし	0.21137	0.31775
中間層ユニット数4	初期モデル	0.22389	0.36619
	集中なし	0.23676	0.38134
	不明なし	0.25213	0.40735
	不確定なし	0.22082	0.37129
	不明・不確定なし	0.22125	0.35607
	不明・集中なし	0.21804	0.34598
	集中・不確定なし	0.25899	0.38903
	不明・集中・不確定なし	0.19572	0.30577

以上から中間層ユニット数を4とした「不明・集中・不確定なしモデル」が最も適切と判断した。このモデルは、初期モデルに比べて入力項目が半減しているため、学習時の計算時間が大幅に短縮できた。著者のPC（CPU：I7-4790K, 4.4GHz, メモリ容量：16GB, グラフィック

ボード: GTX980) で 10 万回の学習を行った結果, 初期モデルの所要時間は 190 分であったが, 改良モデルの所要時間は 132 分となり所要時間が約 30%短縮された。

表 4 改良モデルの正解率と敏感度

	モデル	正解率	敏感度
中間層ユニット数 3	初期モデル	0.64444	0.79032
	不確定なし	0.64444	0.74194
	不明・集中・不確定なし	0.63333	0.82258
中間層ユニット数 4	初期モデル	0.63333	0.90323
	不確定なし	0.65556	0.82258
	不明・集中・不確定なし	0.65556	0.83871

## 8. まとめ

本研究では, ニューラルネットワークを用いて, 住宅の外観特徴から建築物が建築基準法の改正以前か以後に建てられたのかを予測するモデルを構築した。さらに, 初期モデルに基づき, 精度を損なうことなく, 入力データ数を半分にした改良モデルの構築に成功した。入力データ数を半分にできたことによって, 計算時間の大幅短縮が期待され, 建築物の建築年数調査の迅速化に役立つと考えている。

しかしながら, 本研究に使用したデータは, 青森県青森市, 福島県福島市, 兵庫県明石市の限定された 3 つの地域から収集したものである。そのため, 本研究で構築したモデルが全国的に利用可能であるかについては, 疑問が残る。また, 今回使用したデータ数は 270 件であり, ニューラルネットワークモデルを構築するには少ないため, モデルの予測精度はそこまで高くはないと感じる。より多くの住宅データを収集し, 汎用性の高いかつ予測精度の高いモデルを構築できるようにすることが今後の課題である。

## 謝辞

本論文で使用したデータは文中にあるように, 平成 25 年度 (2015 年度) の弘前大学理工学部地球環境学科の卒業研究として長内奈津美さんが収集したものである。データの利用に当たっては, 長内さんの指導教員であった元弘前大学の津村浩三先生にお世話になった。記して謝意を示す。

## 参考文献

- 1) 戸田和徳・境有紀 (2011), 強震観測点周辺における木造建築物群の実被害データの補正 (その 1) 建物写真を用いた建築年代判定の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造 II, 21451, 901-902
- 2) 萩原克幸 (2006), ニューラルネットワークの基礎と理論的に重要な課題, J. Plasma Fusion Res. Vol82, No.5, pp. 282-286.

## 北海道雌阿寒岳における深部・浅部低周波地震活動\*

弘前大学大学院理工学研究科 松野 有希・小菅 正裕・前田 拓人

### 1. はじめに

地震波の卓越周波数は地震の規模に関係しており、規模の小さい地震ほど高周波が卓越する。しかし、その一般的な関係よりも顕著に低周波の波が卓越する特異な地震があり、それを低周波地震という。日本列島内陸で発生する低周波地震は、震源の深さの面でも特異な地震である。一般的な地震の深さの下限（15 km 程度）は、断層が急激にずれる脆性破壊を起こす温度の上限に対応すると考えられている。それに対して、低周波地震はより深部の高温領域で発生するという特徴がある。内陸の低周波地震の多くは活火山近傍で発生するが、浅部で発生する低周波地震と区別する場合は深部低周波地震と呼ぶ。このように、卓越周波数・震源の深さの特異性と、活火山近傍で発生することが多いという特徴から、深部低周波地震の発生メカニズムは断層のずれではなく、マグマなどの流体が関与しているという考えがある（例えば、Hasegawa et al., 2005）が、未だ解明されていない。

最近、北海道函館付近と青森県八甲田山周辺において、深さ 10 km 以浅の地殻浅部でも低周波地震が発生していることが報告された（野口・他, 2018）。浅部低周波地震は脆性破壊域での低周波地震であることから、その発生メカニズムの解明は、一般的な地震の発生メカニズムにも再考を迫るものとなる点においても注目される。しかし、他地域での浅部低周波地震の発生は報告されていないため、浅部低周波地震が一般的に見られる現象であるかどうかを明らかにするためには、他地域での発生状況を調べる必要がある。東北日本における深部低周波地震発生域での震源分布を見ると、通常地震と低周波地震は異なる深さ範囲に分布している場合が多い。しかし、北海道雌阿寒岳では、通常地震の震源が分布する範囲が深部低周波地震の震源分布域の上端から地表付近まで連続しており、深さ 15 km 付近では低周波地震と重なっているように見える。そのため、浅部でも低周波地震が発生している可能性がある。

そこで本研究では、雌阿寒岳の地殻浅部で低周波地震が発生しているかを確認することと、低周波地震の発生位置や時空間変化、波形の特徴を基に深部と浅部の低周波地震の特徴を解明することを目的とする。これまで、低周波地震の調査は気象庁一元化震源カタログ中の低周波地震を識別するフラグに基づくことが多かった。しかし、フラグ付けは深部低周波地震を対象にしていたため、浅部低周波地震については地震波形を基に精査する必要がある。

雌阿寒岳は北海道東部に位置する活火山で、近年も数年おきに噴火が発生している。最近では、2006 年にごく小規模な、2008 年に小規模な水蒸気噴火が発生している他、火山性微動や地殻変動などの火山活動が知られている。2008 年には、深部低周波地震が浅部での群発地震に先

\* Deep and shallow low-frequency seismic activity at Meakan-dake volcano in Hokkaido by Yuki Matsuno et al.

行して発生したことが報告されている (Takahashi et al., 2012)。

## 2. 低周波地震の識別

低周波地震の検出は FI 値 (Buurman and West, 2010) を用いて行った。FI 値は高周波帯域と低周波帯域の平均スペクトル振幅比の常用対数で表され、FI 値が負の場合は低周波成分が卓越することを示す。本研究では、高周波帯域は通常の地震の卓越周波数である 10–20 Hz、低周波帯域は低周波地震で卓越する 2–4 Hz に設定した。地震波形記録は防災科学技術研究所の高感度地震観測網 Hi-net と気象庁の観測点で収録されたもの、験測値は気象庁一元化処理によるものを用いた。解析期間は、2004 年 4 月 1 日～2018 年 11 月 30 日である。

地震波の卓越周波数はマグニチュードに依存し、規模が大きいほど卓越周波数が低くなるため、推定された FI 値にはマグニチュードによるバイアスがかかり、マグニチュードが大きくなると FI 値が小さくなる (図 1)。そこで、FI 値のマグニチュード依存性を考慮したしきい値を定め (図 1 の実線)、それよりも FI 値が小さいものを低周波地震とした。こうして認定された低周波地震は雌阿寒岳近傍の地表付近から深さ約 30 km まで帯状に分布し、雌阿寒岳近傍の浅い地震に低周波地震が含まれていることが確かめられた。ただし、低周波地震と通常の高周波地震の分布は明瞭に分かれておらず、特に深さ 15 km 付近では、低周波地震と高周波地震の分布が重なりあっているように見られた。しかし、本当に震源分布が重なっているのか、それとも震源決定精度の限界でそのように見えているだけなのかは判然としない。

そこで、より震源決定精度の高い Double-Difference (DD) 法 (Waldhauser and Ellsworth, 2000) を適用して震源再決定を行った。DD 法は、近接する地震ペアからの観測走時差と理論走時差の差を利用して高精度震源決定を行う方法である。震源再決定の結果を図 2 に示す。低周波地震は雌阿寒岳を中心に発生しているのに対し、高周波地震は雌阿寒岳の南側で発生している。低周波地震は深さ 10 km より浅いところと深さ 13 km 程度より深いところで発生している。互いに近接してはいるものの、深さ 13 km 程度を境に低周波地震と高周波地震が棲み分けていることが明らかになった。

次に、地震の深さ分布の時間変化を図 3 に示す。深さ 10 km 以浅の低周波地震は、主に 2006 年と 2008 年、および 2017 年～2018 年にかけて見られる。2006 年には 3 月にごく小規模な水蒸気噴火が起きており、浅部での低周波地震はその前の 2 月に発生している。2008 年には 11 月に小規模な水蒸気噴火が起きており、同年の 1 月に浅部で低周波地震が発生し、9～10 月には深部で低周波地震が発生している。2016 年には深部で集中的に地震が発生していることがわかる。ただし、設定した S/N 比の条件から FI 値が求まらなかったため、低周波地震かどうかはわからない。

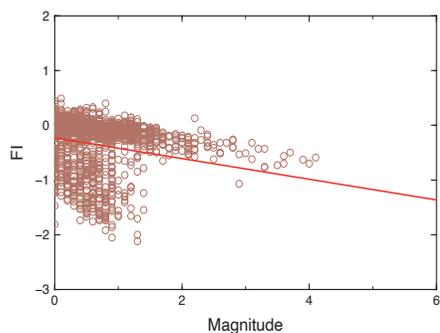


図 1. FI 値とマグニチュードの関係。  
マグニチュード依存性を考慮して、赤  
線より上を高周波、下を低周波地震と  
識別した。

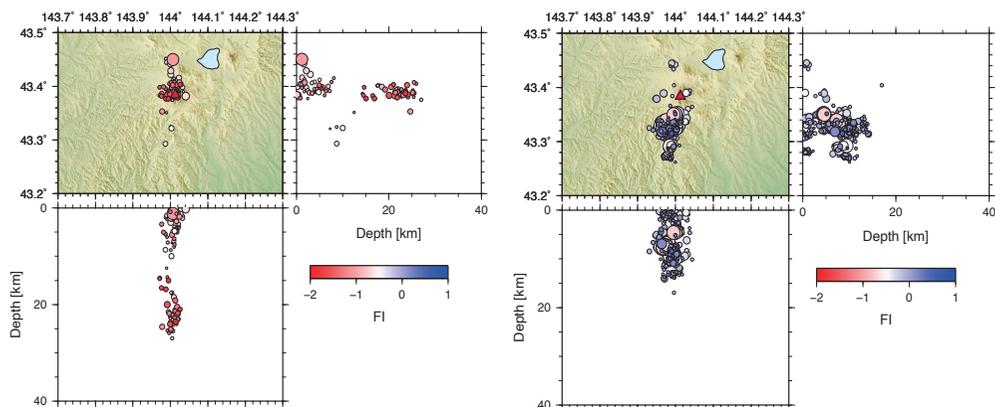


図 2. 低周波地震（左）と高周波地震（右）の震源分布。色は FI 値を表す。震源位置は再決定  
によるもので、丸の大きさはマグニチュードを表す。

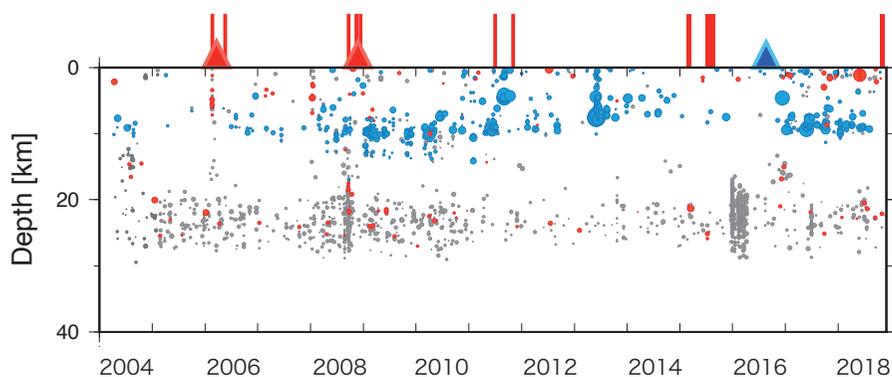


図 3. 震源深さの時間変化。赤丸が低周波地震、青丸が高周波地震を表す。グレーの丸は、条  
件から FI 値が求まらなかった地震を表す。丸の大きさはマグニチュードを表す。図の上部の赤  
三角は噴火、青三角は地殻変動、赤棒は火山性微動が発生した時期を示す。

### 3. 波形相関に基づく地震分類

こまでの検討から、雌阿寒岳周辺における地震活動は時空間的に局在している傾向が明らかになったため、波形の相互相関係数を用いて地震のグループ分けを行った。相互相関係数の計算には2-8 Hzのバンドパスフィルターをかけた波形を使用する。相互相関係数は、観測点ごとに3成分の相関係数の平均を求めた後、観測点平均をとって地震の相関係数とした。本研究では、Hi-net 観測点の足寄、白糖北、阿寒北の3点の波形を用いて相関係数を計算した。

S/N 比が低いデータを除外した1385個の地震を対象とし、相関係数が0.7より大きく5個以上の地震がある場合にグループ化を行った結果、19グループに分けられた。グループ内の地震の平均的な位置を図4に示す。低周波地震のグループは、深さ15 km以深に2グループと、深さ10 km以浅ではごく浅いところに4グループ、やや浅いところに2グループに分かれて分布している。

図4のグループ①(地震数は158個)はS/N比の条件からFI値が求まらなかったが、波形を確認したところ低周波地震であったため(図5①)、このグループも低周波地震グループとする。マグニチュードの時間変化を図6に示す。2015年12月~2016年4月の比較的短期間に135個の地震が発生しており、2008年と2017年にも比較的短期間に集中的に発生している。

次に、グループ②(地震数は18個)に着目する。このグループの波形を図5②に、マグニチュードの時間変化を図7(A)に示す。このグループでは数年間隔で地震が発生しており、地震数は2016年に特に多い。そこで2016年11月~2017年1月の期間を拡大して図7(B)に示す。これを見ると、低周波地震が4~8日間隔で繰り返し発生していることがわかる。

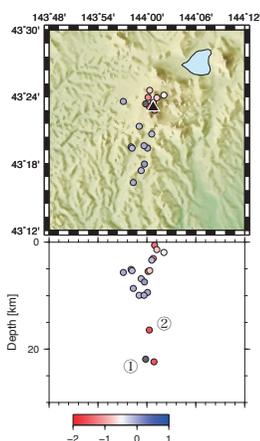


図4. 地震波形の相関係数を用いて分けられたグループの平均的位置。丸の色はグループ内の地震の平均FI値を表す。グレーはS/N比の条件からFI値が求められなかったグループを表す。黒三角は雌阿寒岳の位置を示す。

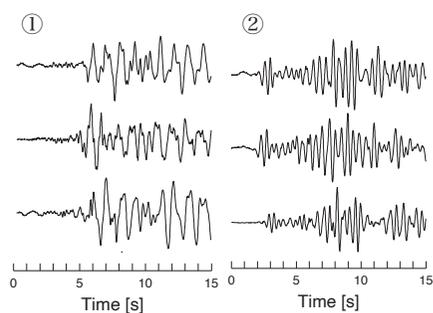


図5. 図4のグループ①, ②の地震波形。①は東西成分, ②は上下動成分の波形を示す。

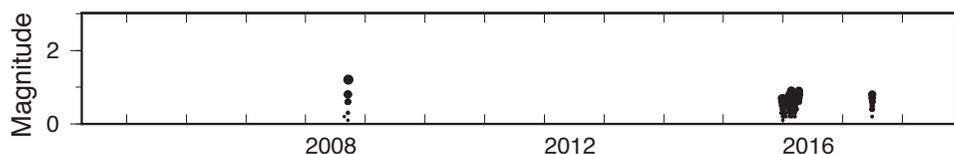


図 6. グループ①の地震のマグニチュードの時間変化。縦軸と丸の大きさがマグニチュードを表す。

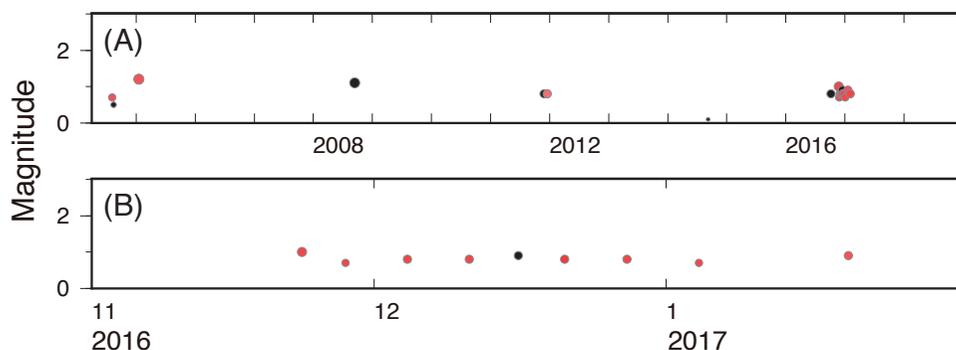


図 7. グループ②の地震のマグニチュードの時間変化。(A)は 2004 年 4 月～2018 年 11 月、(B)は 2016 年 11 月～2017 年 1 月の期間を表す。赤丸が低周波地震、黒丸は FI 値が求まらなかった地震を示す。

#### 4. 議論

グループ①の低周波地震（図 6）は、マッチドフィルターで検出した地震を波形相関を用いて分類した Kurihara (2019) においても同一グループとされた。これらの地震群は、2008 年の噴火前と 2016 年の地殻変動前に群発的に発生した。Kurihara (2019) はこれらの群発地震は火山活動と関連していることを示唆した。

低周波地震グループ②では、地震がほぼ等間隔で繰り返す、繰り返し低周波地震とも呼ぶべき特異な活動が見いだされた（図 7(B)）。東北地方の太平洋沖プレート境界では繰り返し地震が発生することが知られており、その発生メカニズムは以下のように考えられている（例えば、Uchida et al., 2003）。プレート境界の孤立した小アスペリティ周辺での非地震すべりによってアスペリティに応力が集中し、アスペリティの破壊が起こる。地震後に固着は回復するが、プレートが一定の速さで動くことで、短い間隔で同じ波形の地震が繰り返し発生する。それとのアナロジーから、繰り返し深部低周波地震については次のようなメカニズムが考えられる。深部での流体だまりの圧力がしきい値を超えると流体が絞り出されて低周波地震が発生する。流体だまりの圧力増加の割合が一定だと、決まった時間で圧力がしきい値に達し、繰り返し地震が発生する。しかし、メカニズムについては更なる事例の蓄積を通して検討する必要がある。

## 5・ 結論

本研究では、北海道雌阿寒岳において FI 値により低周波地震の客観的な判別を行い、さらに DD 法を用いて高精度震源決定を行った。その結果、深さ 10 km 以浅でも低周波地震が発生していること、高周波地震と低周波地震の震源が深さ 13 km 程度を境に分かれることが判明した。

地震波形の相互相関を用いた地震のグループ分けを行ったところ、浅部での低周波地震はごく浅いところに 4 グループ、やや浅いところに 2 グループに分けられた。深部低周波地震は 3 グループに分けられ、発生時系列の特徴が異なることが明らかになった。また、ほぼ一定の時間間隔で繰り返し発生する深部低周波地震が確認された。これは特異な現象であるが、その発生メカニズムの解明は今後の課題である。

## 謝辞

本研究では、気象庁観測点の波形データ、気象庁一元化処理震源と観測値、および国立研究開発法人防災科学技術研究所高感度地震観測網 Hi-net の波形記録を使用した。関係機関に感謝いたします。

## 参考文献

- Buurman, H. and M.E. West (2010), Seismic precursors to volcanic explosions during the 2006 eruption of Augustine Volcano, The 2006 Eruption of Augustine Volcano, Alaska, 41-57. doi:10.3133/pp17692.
- Hasegawa, A., J. Nakajima, N. Umino, and S. Miura (2005), Deep structure of the northeastern Japan arc and its implications for crustal deformation and shallow seismic activity, *Tectonophysics*, 403, 59–75. doi:10.1016/j.tecto.2005.03.018.
- Kurihara, R., (2019), Comprehensive detection and spatio-temporal distributions of deep low-frequency earthquakes in volcanic areas all over Japan, Ph.D thesis, the University of Tokyo.
- 野口科子・関根秀太郎・澤田義博・笠原敬司・佐々木俊二・田澤芳博・矢島浩・阿部信太郎・石田貴美子 (2018), 高密度観測網 AS-net で捕らえられた東北地方北部~北海道南西部の低周波イベントの分布と特徴, 日本地震学会 2018 年秋季大会, 郡山, 2018 年 10 月, S23-P26.
- Takahashi, H., T. Shibata, T. Yamaguchi, R. Ikeda, N. Okazaki, and F. Akita (2012), Volcanic strain change prior to an earthquake swarm observed by groundwater level sensors in Meakan-dake, Hokkaido, Japan, *J. Volc. Geotherm. Res.*, 215–216, 1–7. doi:10.1016/j.jvolgeores.2011.11.006.
- Uchida, N., T. Matsuzawa, A. Hasegawa, and T. Igarashi (2003), Interplate quasi-static slip off Sanriku, NE Japan, estimated from repeating earthquakes, *Geophys. Res. Lett.*, 30(15), 1801, doi:10.1029/2003GL017452.
- Waldhauser, F. and W.L. Ellsworth (2000), A Double-Difference earthquake location algorithm: Method and application to the Northern Hayward Fault, California. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 90, 1353–1368. doi:10.1785/0120000006.



### 3. 会津地方の概要

地震発生当時の地域の概要を述べておく。福島県は太平洋側から浜通り、中通り、会津の3地域に区分され、会津は西寄りの地域である。北会津郡（若松市）、南会津郡（田島町）、耶麻郡（喜多方町）、河沼郡（坂下町）、大沼郡（高田町）の5郡で構成され、括弧内に示す市町に郡役所が設置されていた。若松市は1899年市制施行により福島県で最初の市となっている。  
測候所：福島県内の測候所は1889年の県立測候所の設立にさかのぼる。1923年会津出張所が猪苗代町に設置された。1953年若松市に移動し若松測候所となり、現在は無人化された観測所となっている。

旧制中学校：会津地方には1890年創立の会津中学校が若松市に、1818年創立の喜多方中学校が喜多方町に存在した。

鉄道：磐越西線（郡山－新津）は1914年に全通しており、現只見線は会津線として1926年に会津若松から会津坂下まで、1941年に会津宮下まで伸延していた。現会津鉄道会津線は国鉄会津線として1927年に西若松－上三寄が開通し、1934年会津田島まで伸延していた。また、喜多方から北へ熱塩まで伸びる国鉄日中線は1938年開通していたが、1984年に廃止された。

### 4. 会津地方の被害地震

会津地方の既往の被害地震を概観しておく。日本被害地震総覧から会津地方の地震をリストアップし表1に示す。明治以降の地震を見ると1936年にM=4.1、1987年にM=4.4の地震が発生しているが、いずれも被害は軽微であった。

表1 会津地方の被害地震

No	年月日	被災地	M	被害記載
—	1433.11.06	会津	6.7	会津塔寺八幡宮の廻廊・拜殿・宝殿・鳥居など、残らず倒れる
—	1555.09.14	会津	—	滝谷村の堂岩崩れ、聖徳太子の堂、別当松原坊の庵、民家を破壊し、松原坊の子1人生き残る。この日大風雨あり、地震によるものか不明
085	1611.09.27	会津	6.9	岩代国西部、若松城下およびその付近で被害大、若松城の石垣悉く崩れ、殿守破損、大寺（磐梯村）・柳津・塔寺・新宮・妙法寺（野沢町）・法用寺（赤沢村）等の神社仏寺の堂塔倒潰・大破多く、民家も多く潰れまたは大破し（2万余戸）、死3,700余、会津川下流で山崩れ川をふさぎ、水を湛うること3日3晩、山崎湖となった（この湖は寛永の末に消失、只見川、その他も山崩れにより堰とめられ各地に沼をつくった。それは北は熱塩・加納から南は大芦・檜原に至る60kmに及んだ。翌慶長17年春には柳津で地震・山崩れがあった。
113	1659.04.21	岩代・下野	6% ～ 7.0	猪苗代御城石垣2ヶ所崩る。城下町郷とも破損なく、南山田嶋町で人家297（一説197）軒、土蔵30（一説39）棟押し倒れ、死8、傷79、怪我馬5、南山街道山王峠崩る。塩原温泉一村（約80余戸）ほとんど土砂に埋まり、死多く、わずかに梶原の湯のみを残すという。
231	1821.12.13	岩代	5.5 ～ 6.0	大沼郡大石組の狭い範囲に強震、130軒壊れ、大小破300余、死者千、上下動が強く、山崩れあり。その後余震が翌年正月26日ごろまで続いた。翌文政5年1月4日再び地震、前年のものより強く、大石組の村々（人口約3,600～3,700）の住民全員強制的に移住させられる。日光・高田で有感
482	1936.09.02	若松市付近	4.1	1日から10日ごろまで若松を中心に頻発。市内で井水が3-4尺（0.9-1.2m）減ったところあり。神指村黒川で土蔵壁の亀裂や剥落等があった。2日の地震が最大。
502	1943.08.12	田島地震	6.2	震央付近で傷3（8）、土蔵や住家の壁落ちや亀裂などがあつた。その他小規模な崖崩れがあつた。
665	1987.06.16	会津若松附近	4.4	この地震以後微小地震が続発した。会津若松市の東部から猪苗代町の西部にかけてガラスのひび割れ、坐りの悪いものの倒伏など、ごく軽微な被害があつた。

## 5. 被害を記載した資料

1943年田島地震に関する調査報告・論文、新聞に被害が記載されているものを以下に示す。

**被害調査報告**：1943年に福島測候所が調査結果を「昭和18年8月12日福島県会津地方の強震概報」<sup>4)</sup>と題し報告している。中央气象台発表による各地の震度と区内観測所の報告に基づく等震度図が掲げられ、被害地震総覧<sup>1)</sup>に掲載の震度分布図の基になっている。また、福島県警防課による被害調査結果『被害が最も多かったのは大沼郡尾岐村で高田警察署管内重傷1、軽傷2、馬負傷1、土蔵亀裂760棟、土蔵剥落193件、住家墜壁落5戸、道路陥没県道8里』等掲載されている。家屋や個別建物の破損、落石・土砂崩れ、墓石の転倒状況なども記されている。

**学術論文**：地震学会発行の地震に1943年小林が「会津地方の地質構造と地震との関係」<sup>5)</sup>と題し調査報告している。1943年田島地震については『会津若松附近に音響を伴った上下動の可成り強い地震が起り、時計が止まり、壁に亀裂が生ずる位の強震であった』とし、会津地方の地質・地殻変動について述べている。また、福島県立会津中学生徒数百人の協力により震域震度(被害概要)が調査され、町村毎の被害一覧が掲げられている。

**新聞**：福島県の代表的な新聞に「福島民報」があり、福島県立図書館で閲覧コピーし資料とした。また、全国紙である朝日新聞の東京版と福島版について、朝日新聞記事データベース聞蔵Ⅱを使用し紙面を収集資料とした。記事は地震発生翌日から表れ、内容は次章で述べる。

## 6. 新聞記事

太平洋戦争中に発生した地震で新聞記事は非常に少なく、被害に関する記事は地元紙福島民報の8月14日付け紙面のみである。福島測候所の報告<sup>4)</sup>には亀山福島県知事が防空演習視察中に地震に遭遇したことが記されている。一方、新聞記事に知事視察の件は報道されているが、地震のことは全く触れられていない。地震に関連する記事を以下に示す。○印は見出し、『』は記事の引用を、《》は記事の説明を示す。

### 福島民報

【8月12日】夕刊1面：○亀山知事会津巡視へ『亀山知事は会津方面初巡視のため11日午前6時15分福島駅発上り列車で出発、同10時6分若松駅着、自動車で河沼郡坂下町に赴き同35分から坂下警察署、農事試験場会津分場、会津農林学校、両沼地方事務所を視察、午後1時45分耶麻郡喜多方町に至り田付川改修工事、喜多方土木監督所同職業指導所、喜多方高女、耶麻地方事務所、喜多方警察署、喜多方中学校を視察同夜熱塩村笹谷旅館に宿泊した、12日は若松市及び大沼郡高田、本郷町、南会津内を視察して同夜帰庁の筈』《亀山知事：亀山孝一、1943年7月～1944年4月、就任から1月後の地震であった》

【8月13日】3面：○昨日の地震『12日午後1時50分本県一帯に相当の地震があつた、震源地は本県と栃木県境の那須山付近で若松地方では物が落ちた』

【8月14日】3面：○地震の被害『12日午後1時50分頃の地震で大沼郡尾岐村を中心に被害あり高田署で調査中であつたが県警防課の報告によると重傷1名、軽傷2名、馬1頭負傷、土蔵壁亀裂、脱落867棟、住家壁落5戸その他煙突倒壊、陶器破損等合計損害37,500円余に達した』

朝日新聞（東京版）

【8月13日】3面：○昨日の地震（中央气象台12日14時30分発表）『12日午後1時51分ごろ、関東地方の大部分から中部地方の東部及び東北地方の南部にわたり軽微な地震を感じた、震源は福島県南会津郡田島町附近で何処も大したことはなかった、各地の震度は次の通りである（中震）会津（弱震）白河、筑波山、相川（軽震）前橋、小名浜、高田、飯田、福島、水戸、新潟、軽井沢、酒田、柿岡（微震）宇都宮、熊谷、長野、秩父、東京、横浜、浜松、輪島、山形』朝日新聞（福島版）

【8月13日】4面：○亀山知事視察きのふ若松へ『会津地方に初巡視の亀山知事は11日午後耶摩地方事務所に到着、喜多方町各官衙、学校など一巡の後小浜県議、風間町村会長、安田地方事務所長、稲村警察署長らの案内で喜多方地方の稲作状況、田付川改修工事やいま勤労報国隊の力強い奉仕に作業を進めてみる関柴村地内喜多方町外1町6ヶ村農業水利事業の貯水池工事場を視察、さらに小浜県議、遠藤熱塩村長両氏が決戦下食糧増産に開田計画中の熱塩村地内赤崎林を夕闇迫るまで熱心に視察、ホーこれは素敵だ、ここを開拓すれば米はいくらでも取れるよう、一日も早く事業に取りかかってもらひたい、と大乘気、同夜は熱塩温泉に一泊12日若松方面に向つた』

【8月17日】4面：○物不足は工夫が足らぬ亀山知事さん南会視察の弁『足らぬたらぬは工夫が足らぬ一考へれば本県など物があり過ぎて困るくらみじやないかと思ふね一歩けば必ず人が気付かないやうな物を見付けて来る亀山知事は4日間にわたる会津地方の初巡視から帰庁して16日長官室で会津の土産話をした 会津地方は煙草の栽培が多い煙草栽培は県下を通じて大分あるがああ茎を利用して蚊取り線香の代用品をつくれなかつたかと考へ、この研究を田島の農林学校長に頼んできたまた熱塩、大塩の附近は昔塩をとったところだと聞いてゐる温泉も塩類泉として知られてゐるくらみで、塩不足の折柄これが利用を考へたい、また会津は柿の名産地だからああ柿の皮を乾燥して粉末とし、ゼリーの材料にするといふやうな方法もあると思ふ、単に漬物に利用するだけでは勿体ない、会津漆器の制作に伴ふ漆の県内確保や、蠟燭の生産なども今から対策を考へて置くやう地方の人々の奮起をお願いして来た、考へれば色々物はあるものだね』《地震の話は一切ない》

## 7. 被害とその分布

福島測候所調査報告<sup>4)</sup>と小林の論文<sup>5)</sup>から被害に関する項目を旧市町村別に整理し表2に示す。宇佐美の「歴史地震のための震度表」<sup>6)</sup>を参考に震度を推定し、右側の震度欄に示した。道路や地盤の亀裂、石垣破損のある場合を震度5+、住家・土蔵が破損し、壁の剥落のある場合を震度5、振り時計の停止が半数以上ある場合を震度4、その他は周辺地域の状況を考慮し震度3と置換えている。また、表2により被害の分布を当時の鉄道とともに示すと図2のようになる。図中には日本被害地震総覧<sup>1)</sup>に掲載の震度分布図による震度V（実線）と震度IV（破線）の区域も示した。なお、大沼郡と南会津郡の町村は境界を点線で示し、表2に記載されていない町村名は（ ）内に示した。被害は大沼郡尾岐村と南会津郡江川村で大きく、被害が発生した市町村は震央から30km程度の大沼、南会津、北会津郡の市町村に集中している。震度Vのコンターは郡山Vを含めるため東に延びているが、郡山と中間の安積郡と岩瀬郡を含めて被害に関する記載は全くなく、南北会津郡にとどまっていたと考えられる。

表2 1943年田島地震の市町村別被害一覧

郡	旧町村名	福島測候所報告 <sup>4)</sup>	小林の論文 <sup>5)</sup>	時計停止	現町村名	震度	
耶麻郡	大塩村		戸外で有感	なし	北塩原村	3	
	檜原村		湖面に小波, 戸外で有感			3	
	猪苗代町		可なり強く	稀に	猪苗代町	3	
	長瀬村			なし		3	
	磐梯村			一部	磐梯町	3	
	塩川町			一部	塩川町	3	
	駒形村			一部		3	
	喜多方町		戸外で有感	なし	喜多方市	3	
	一ノ木村		強く	なし		3	
	飯豊山頂		可成強く				
木幡村		強く	なし	3			
山都村			一部	3			
新郷村			停止	4			
河沼郡	堂島村			50%以上		4	
	及川村			50%以上		4	
	柳津村			停止	柳津村	4	
	坂下町	農林学校牛転倒		50%以上	坂下町	4	
	金上村			50%以上		4	
	川西村			停止		4	
	八幡村			停止		4	
	群岡村			停止	耶麻郡西会津町	4	
	北会津郡	若松市		土蔵壁落, 水槽水溢, 中学校玄関コンクリート落下, 標本棚倒	70%以上	会津若松市	5
		一養村		器水溢	停止		5
神指村			壁落	停止	5		
門田村			壁落	大部分	5		
川南村				停止	4		
大戸村			物体倒		5		
大沼郡	高田町	壁落石灯籠倒れ僅か	地亀裂, 井戸水濁		会津美里町	5	
	赤沢村		棚から落下	停止		5	
	永井野村		壁落, 物体倒	停止		5	
	尾岐村	道路破損, 崖崩れ	石垣崩, 石碑倒			5+	
	松倉	一帯製炭窯全部崩壊					
	旭村		壁亀裂, 瓦屋根落下	停止		5	
	藤川村		壁落下	50%以上		5	
	本郷町		岩崎山の岩落下			5	
	新鶴村		壁落	一部		5	
	宮下村		石碑 50%倒			三島町	5
	沼沢村	沼沢湖畔崖崩れ 太郎布附近墓石倒伏				金山町	5
	水沼		只見川水濁				
	川口村		壁落, 障子戸倒, 石碑 30%倒				
南会津郡	江川村	製炭窯崩壊, 井戸変色	道路地割通行不可, 岩塊落下, 石垣崩		下郷町	5+	
	旭田村	製炭窯崩壊, 井戸変色	壁亀裂, 岩落下			5	
	檜原村	製炭窯崩壊	石碑 50%倒			5	
	田島町	国民学校校長宅壁落下		50%以上	南会津町	5	
	桧沢村			なし		3	
	大宮村			なし		3	
	荒海村			なし		3	
	館岩村		感ずるも変化なし			3	
	伊南村	製炭窯崩壊				5	
	大川村	製炭窯崩壊	物体倒			5	

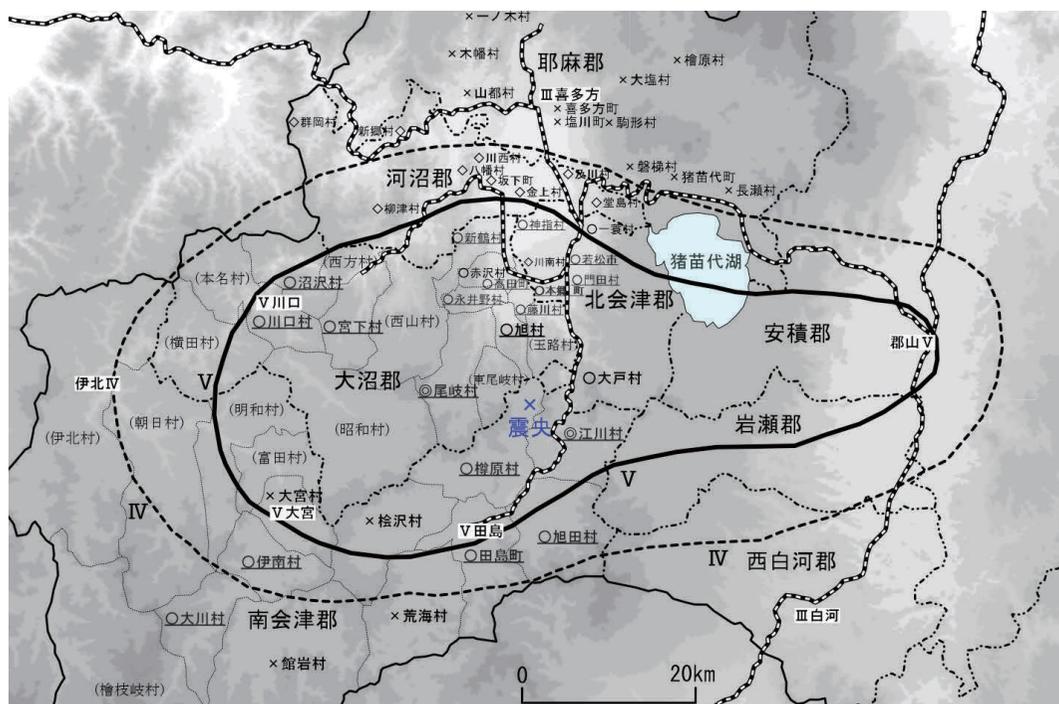


図2 被害のまとめ (アダ-ラインは被害が記載されている市町村 ※震度 [◎5+ ○5 ◇4 ×3])

## 8. まとめ

1943年会津田島地震について、当時の被害調査報告、新聞を収集し記載されている被害を整理した。明らかにされた主な項目は以下の通りである。

- 1) 太平洋戦争中の諸制約のなか福島測候所による調査報告書、関連論文が残されている。
- 2) 福島測候所の報告<sup>4)</sup>には、県警防課報告の被害統計や各地の被害状況が記載されている。震央から30 km程度の範囲内で住家・土蔵の壁の亀裂や落下、製炭窯の崩壊、山崩れ・落石などの被害が各所で発生している。大沼郡高田町では知事が防空演習視察中に地震に遭遇したことが記されている。
- 3) 小林の論文<sup>5)</sup>には、会津中学校生徒の協力による町村ごとの地震の様子一覧が示されている。各町村の被害に加え、時計の状況や器物の様子など震域に関する報告が掲載されている。
- 4) 新聞記事には、太平洋戦争中であり被害状況が殆ど記載されてなかった。被害に関する記事は福島民報の8月14日付け紙面のみである。また、新聞記事に知事視察の件は報道されているが、地震のことは全く触れられていない。

今後は文献調査の範囲を広げ進めていきたい。また、太平洋側は2011東北地方太平洋沖地震の被災地となり、繰り返し海溝型の地震が発生している。今後の課題にしたい。

【参考文献】1) 宇佐美龍夫・石井寿・今村隆正・武村雅之・松浦律子：日本被害地震総覧，東京大学出版会，pp.332-333，2013. 2) 水田敏彦・鏡味洋史：1896. 8. 31 陸羽地震の岩手県における被害に関する文献調査，日本建築学会技術報告集，14，28，pp.665-668，2008. 3) 水田敏彦・鏡味洋史：1894. 10. 22 庄内地震の大字別の被害分布に関する文献調査，日本建築学会技術報告集，19，43，pp.1235-1238，2013. 4) 福島測候所：昭和18年8月12日福島県会津地方の強震概報，験震時報，13-2，pp.479-480，1943. 5) 小林学：会津地方の地質構造と地震との関係，地震 第1輯，15-12，pp.312-330，1943. 6) 宇佐美龍夫：歴史地震事始，巻末付表第4表，1986.

## 令和2年7月豪雨災害時の学校の対応—山形県内小中学校—\*

村山良之(山形大), 佐藤健(東北大), 桜井愛子(東洋英和女学院大・東北大), 北浦早苗(東北大), 小田隆史(宮城教育大), 林田由那(宮城教育大), 熊谷誠(岩手大)

### 1. はじめに: 研究の目的と方法

2020年7月26日から29日にかけての大雨は, 山形地方気象台『山形県災害時気象資料 梅雨前線による大雨(令和2年7月26日~29日)』によれば, 総雨量は, 月山とその周辺で250mm超だが, 山形盆地では200mm未滿, 時間雨量も最大30mm超を記録した地点は少なかった。しかし, この大雨によって, 最上川は1967年羽越水害以来の氾濫となり, 内水や支流の氾濫による浸水も広く発生した。

この大雨は, 予めの対応がしやすい台風ではなく梅雨前線上に発生した低気圧によるもので, また平日の日中という児童生徒が在籍の可能性が高い時間帯に発生した。そのため学校の多くでは, 在籍の児童生徒の安全確保と避難所対応が必要となった。結果として, この大雨による児童生徒, 保護者, 教職員にはまったく人的被害はなかったことから, この度の学校の対応は適切なものであったと言えよう。学校対応の実態についてできるだけ詳細に把握し, その成果とともに課題を明らかにする必要があると考える。

そこで本発表は, 山形県内の, 3小学校と1中学校の管理職への聞き取り調査によって各学校の対応の詳細を明らかにし, これと気象情報(山形地方気象台), 洪水予報(国土交通省), 避難情報(各市町村, 県)等をあわせて時系列に整理して, 学校対応の実態および成果と課題を明らかにしようとするものである。

### 2. 結果

#### ①各校の概要

A 小学校は, 児童数50人未滿の小規模校で, 学校は段丘上にあり, 洪水浸水も土砂災害も想定されておらず, 自治体により緊急避難場所および避難所に指定されている。学区には広く山地部を含み, この度は一部で浸水および土砂災害も発生した。

B 小学校は, 児童数100人弱で, 学校は扇状地上にあり, 洪水浸水も土砂災害も想定されておらず, 自治体により避難所に指定されている(緊急避難場所については不明)。

C 小学校は, 児童数100人弱で, 学校は段丘上にあり, 洪水浸水も土砂災害も想定されておらず, 自治体により緊急避難場所および避難所に指定されている。学区内の低地部には広く洪水浸水が想定されており, この度は学区内の一部で浸水が発生した。

D 中学校は, 生徒数300人弱の規模である。校地は, 低地内の後背湿地上で, 洪水浸水想定区域内にあり, 想定浸水深は0.5~3mである。土砂災害は想定されていない。自治体により緊

\*Response to the heavy rain in July 2020 - Some cases of elementary and junior high schools in Yamagata Prefecture- by Yoshiyuki Murayama, Takeshi Sato, Aiko Sakurai, Sanae Kitaura, Takashi Oda, Yuna Hayashida and Makoto Kumagai.

急避難場所および避難所に指定されている。要支援者利用施設としての避難確保計画は未策定である。学区には山地と低地を含み、この度は低地部で広く浸水が発生した。

②各校の7月28日前後の対応

A 小学校	B 小学校
<p style="text-align: center;"><u>2020/07/28</u></p> <p>0630 校長から教頭に緊急メール指示 保護者(豪雨注意, 車登校可), 職員(通勤注意, 学区内観察) 0730~0800 児童全員の無事登校確認 1005 &lt;土砂災害警戒情報 発表&gt; 1046 教委メール 引き渡し, 一斉下校, 職員付き添い下校, 避難所になる可能性あり 1100 頃 緊急臨時職員打合せ 4 時限で打切, 引渡し, 明日の登校方法等 1123 教委メール 避難所開設準備依頼, 開設決定の場合連絡 1130 &lt;避難勧告 発令 学区全域&gt; 1200 保護者へのメール配信指示 ①引渡, 4 時限で打切, 1330 昇降口, 一方通行, ②明日登下校:車登校, 一斉下校, 職員引率 1240 頃メール配信 1245 校長, 教頭, 教務主任で打合せ 今後の動き確認 1300 緊急臨時職員打合せ ①児童引き渡し方法確認 ②明日の登下校(車登校可, 職員が引率して一斉下校) ③避難所開設の心づもり 1330~ 引き渡し 名簿に引取者と時間を記載, 一部は学童保育へ 1400 過ぎ 引き渡し完了 1600 &lt;避難指示 発令 学区全域&gt; 1600 頃 職員に指示 明日の通勤, 学区状況確認 1630 避難所開設指示(近隣の○○センター避難所開設) 1700 A 小避難所追加開設 校長, 教頭, 教務主任他対応 自治体職員主導 他の職員 8 名は 1650 通常どおり勤務解除 1640 頃 学童保育の児童保護者より連絡, 土砂崩れ通行不可 親戚宅宿泊 1800 教務主任の勤務解除 1930 避難所閉鎖(避難者ナシ) 2000 避難者支援の 4 名教員 勤務解除 2130 頃 校長帰宅 2400 最上川氾濫を知る <u>2020/07/29</u> 0755 未登校児童 1 名判明 生徒指導主任より報告(→出席停止) 0800 教頭に電話確認指示 児童自宅電話不通 0805 児童の母より電話 前日 2100 頃○○センターに避難 0810 教頭と担任に指示 ○○センターに派遣 → 児童安否確認 0815 技能士に指示 被災児童の自宅現場状況視察 → 片付中 0820 ○○センターに電話 状況確認, 連携確認(校長) 1000 校長 ○○センターと被災児童の自宅へ 状況確認 1430 6 時限カット 一斉下校 職員引率, 通学路等安全確認 1751 &lt;避難 解除&gt;</p>	<p style="text-align: center;"><u>2020/07/27</u></p> <p>下校前 翌 7/28 の登下校について保護者に「お知らせ」 車登校可, 全学年 5 時限まで, 1500 に一斉下校 <u>2020/07/28</u> 0608 &lt;大雨警報(土砂)発表&gt; 0620 頃と 1140 頃 校長 学区状況確認 近くの川写真撮影 1150 &lt;土砂災害警戒情報 発表&gt; 1217 &lt;洪水警報 発表&gt; 1248 &lt;避難勧告 全域発令&gt; 1500 前 児童迎えの車 10 台くらい → 引き渡し メモとらず, 他の児童は依頼しない 1500 児童一斉下校 教員引率 1720 &lt;避難指示 発令 一部地区&gt; 1730 頃 校長下校 帰路の途中で電話受信(児童が●●センターに避難) → 引き返して●●センターへ, 途中の道路冠水 1745 &lt;避難指示 発令 一部地区追加&gt; 1830 頃 校長 ●●センター 児童らの状況確認, 避難者約 20 名 1900 教育長より電話 学校避難所開設要請 学校に戻って各校長に電話で連絡(同校長が自治体の校長会長) 1930 自治体職員来校 避難所開設準備 住民より問合せ電話数件 自治体職員 6 名来校, 教員とともに設置作業, 後に交替 2 名ずつ はじめ体育館を開放 → 畳敷きの会議室を開放 避難者を誘導 1940 &lt;避難指示 全域 発令&gt; 2024 教育長より休業について事前相談あり 2044 教育長より連絡 臨時休業要請 → 各校長へ電話で連絡 2120 保護者に一斉メール配信 明日 7/29 臨時休業 2200 過 電話で直接保護者に確認 → 校長下校 途中道路冠水 2230 B 小学校 避難者数 3 人 <u>2020/07/29</u> 0627 &lt;土砂災害警戒情報解除&gt; 1100 &lt;××地区を除く全域 避難指示解除&gt; 正午前 B 小避難所閉鎖 翌日の授業について一斉メール配信</p>

C 小学校	D 中学校
<p><u>2020/07/28</u></p> <p>午前中 雨がひどい エリアメール着信 校長から職員に自宅状況確認を促した</p> <p>1005 &lt;土砂災害警戒情報 発表&gt;</p> <p>1027 &lt;避難準備・高齢者等避難開始 発令 学区外の地区&gt;</p> <p>1150 児童下校 給食無し、短縮4時限、同日から午前授業 通常どおり下校 スクールバス3系統+徒歩+学童保育</p> <p>1350 校長会長より電話 近隣校に避難所開設の可能性</p> <p>1445 教委より電話 近隣校に避難所開設、避難所開設の可能性</p> <p>1520 校長会長より電話 明日 7/29 小中学校を臨時休業</p> <p>1545 臨時職員打合せ</p> <p>明日臨時休業、耳鼻科健診延期、図書館研修会延期</p> <p>スクールバス運休、弁当(職員用)キャンセル</p> <p>1600 保護者にメール送信 明日休業、学童保育に臨時休業連絡</p> <p>1630頃 教職員に早めの帰宅を促した</p> <p>1645 教職員に明日の勤務についてメール送信</p> <p>安全第一、勤務不能の場合は、明朝0815まで教頭に連絡</p> <p>1700 学校施設 校長と教頭が学校を出る</p> <p>1810 &lt;避難勧告 発令&gt; 学区内地区を含む</p> <p>1845 教委より電話 避難所開設のため待機依頼 → 校長学校へ</p> <p>1900 学校解錠</p> <p>1930 自治体職員、教頭、校長で避難所開設の準備 多目的室と体育館 運営は自治体職員(受付等々) 同職員5人来校</p> <p>1933 &lt;避難指示 発令&gt; 学区内地区を含む C小避難所開設</p> <p>2000 教育長と課長が視察</p> <p>2020 &lt;氾濫警戒情報 1950頃 避難判断水位に到達&gt;</p> <p>2100 最初の家族が避難して来る その後続々と避難</p> <p>2110 &lt;氾濫危険情報 2030頃 氾濫危険水位に到達&gt;</p> <p>2400 54名避難(最大)</p> <p><u>2020/07/29</u></p> <p>0530 教育長に電話報告 避難者 約20名に減少</p> <p>0740 &lt;氾濫発生情報 学区内で氾濫発生&gt;(深夜に氾濫)</p> <p>0820 職員打合せ 職員自宅の被害確認 職員2名宅床下浸水 → 同職員の帰宅を指示</p> <p>0840 0900から断水との緊急放送 → 水を汲んだ</p> <p>1530 避難所閉鎖</p> <p>1600 緊急校長会開催 7/30木、31金も断水のため休業決定 (08/01頃に通水、8/03月から学校再開)</p>	<p><u>2020/07/28</u></p> <p>0945 教委から連絡 避難所開設可能性 校長、教頭、主任検討 通常下校(1800頃)の方が安全という判断 職員に周知</p> <p>1150 &lt;土砂災害警戒情報発表&gt;</p> <p>1220 &lt;避難準備・高齢者等避難開始 学区一部地区に発令&gt;</p> <p>1320 職員打ち合わせ 通常授業</p> <p>1322 体育館避難所開設要請 → 校長、教頭、自治体職員1名で準備</p> <p>1345 &lt;避難勧告 学区一部地区に発令&gt; 体育館自主避難開設</p> <p>1435頃 教職員3名が学区見回り → 道路複数箇所冠水 この頃から次々に浸水情報</p> <p>1450頃 校長、教頭等が検討:生徒引き渡しをどうするか? ここは指定避難所なので引き渡ししなくてもよいのでは? 一旦帰って保護者判断でまた避難する → 結論</p> <p>1526 一斉メール 保護者に連絡(1605から引き渡し)</p> <p>1530 &lt;避難勧告 全域に発令&gt;</p> <p>1550 体育館 避難者受入開始</p> <p>1600頃～ 引き渡し開始 ~1830頃 引き渡し完了</p> <p>1750 &lt;避難指示 全域に発令&gt;&lt;氾濫危険情報 1720頃氾濫危険水位到達&gt;</p> <p>2100頃 避難所 夕食 地域ボランティア、OB、生徒らも手伝い 備蓄の500食のうち400食+を配付</p> <p>2230 避難者 541名(公式)その前に放送(朝食、毛布なし) → 帰宅者あり 夕食後の2130頃に最多だったようだ</p> <p><u>2020/07/29</u></p> <p>0300 体育館身障者用トイレで高齢者転倒 救急車で搬送</p> <p>1400 避難所閉鎖</p>

### 3. 考察

聞き取り調査結果から、学校現場において難しい判断と対応を迫られる場面が多くあったことが分かる。ここでは、以下の2点について検討する。

#### ①児童生徒の下校について (図1)

もともと午前授業で打ち切りだったC小が通常どおりの下校だった他は、A小は保護者引き渡し、B小は一斉下校(集団下校)に教員が付きそう形、D中は保護者引き渡しの下校とした。C小以外の下校のタイミングは、いずれも結果として避難勧告の発令後であった。その下校の判断のタイミングは、前日に決めていたB小を除くと、A小は土砂災害警戒情報の発表後、D中は学区の一部に避難勧告が発令された後であった。さらに午前のみ授業のC小も土砂災害警

戒情報の発表後の下校であった。これら4つの学校はいずれも、緊急避難場所または避難所に指定されており、そもそも学校が安全を確保できる場所（施設）であったのだが、そこから警戒レベル4相当の段階で下校させたことになる。

学校	下校方法		下校判断		下校実施	
A小	引き渡し	10:05土砂災害 警戒情報	11:00	11:30避難勧告	13:30～14:00過ぎ	16:00避難指示
B小	集団+教員引率		7/27	11:50土砂災害 警戒情報	12:48避難勧告	15:00～ 19:40避難指示
C小	通常		-	10:05土砂災害 警戒情報	11:50～	18:10避難勧告 19:33避難指示
D中	引き渡し	11:50土砂災害 警戒情報	13:45避難勧告 (一部)	14:50頃	15:30避難勧告	16:00～18:30頃 17:50避難指示

図1 2020年7月28日大雨時の4校の下校

## ②避難所について（表1）

4校全ての施設が指定避難所であり、実際に避難所として開設された。いずれも避難情報発令前に自治体職員が各校に派遣されて、彼らと学校教職員が共同で開設した。

避難者が多かったD中避難所では、学校教職員、同校OBの避難者、一部の生徒らとの共同による、避難所運営が行われた。D中では、数年前から避難所開設訓練を生徒とともにを行い、また2019年台風19号時に避難所開設の実績もあった。この度はこれらの経験が役に立ったとのことである。校長は避難所対応で忙しく、教頭が在校生徒および下校対応を分担して主導した。他の3校では、いずれも児童下校後で、退勤後の学校では避難所開設運営のために管理職らが学校に戻って対応した。これら3校は未経験の対応となり、自治体職員とともに、臨機応変の判断をとまう対応となった。

表1 2020年7月28日大雨時の4校の避難所

	最大避難者数	開設	閉鎖
A小	0人	17:00	19:30
B小	3人	19:40?	7/29 正午前
C小	54人	19:33	7/29 15:30
D中	541人 (それ以上)	13:45(自主) 15:50	7/29 14:00

東日本大震災以前は、災害発生等の場合は児童生徒を「できるだけ早く保護者にお渡しする」という原則が多くの学校教員に共有されていたと考えられるが、大震災時に引き渡し後に多くの犠牲者がでたことから、その後は「引き渡し等を含む下校は慎重に、むしろ学校に留め置く」に大きく変化した。

たとえば、文部科学省（2012）『学校防災マニュアル（地震・津波災害）作成の手引き』は、「津波など限られた時間での対応が迫られる場合には、保護者に対しても災害に関する情報を提供し、児童生徒等を引き渡さず、保護者と共に学校に留まることや避難行動を促すなどの対応も必要です。（p.26）」としている。また文部科学省（2018）『学校の危機管理マニュアル作成の手引き』では、p.36の図において土砂災害警戒情報や避難勧告等のタイミングでは「待機・必要に応じて避難」としている。さらに同 pp.50-51 では、引き渡しと待機について、「児童生徒等の登下校の安全確保を図るために、学校に待機させるか、保護者に引渡すかなど、状況を把握し、児童生徒等の安全を第一に考えた判断をする必要があります。」とし、「引渡しの判断基準（例） ・通学路に被害が発生していないか、・地域の被害が拡大するおそれがないか、・下校の時間帯に危険が迫ってこないか、・引渡す保護者にも危険が及ばないか」を提示している。以上から、警戒レベル4相当の段階において、集団下校や引き渡しを含む下校という選択肢は考えにくいものと判断される。

しかし、聞き取り対象校（および市町村教育委員会にも？）には、このことが、共有されていなかったようである。7月の経験を経て、引き渡し方法の課題や訓練の必要性は、学校現場においてかなり認識されたようだが、「学校に留め置く」ことへの認識には至っていないようであった。また、「避難所は避難者自身による運営」という原則についても同様であったと考えられる。すなわち、近年の災害の教訓が必ずしも浸透していない状況が判明した。

#### 4. おわりに：課題と対応

上記の課題に関して量的裏付けを得るため、アンケート調査を山形県内13市町村教育委員会の協力を得て実施し、その結果について検討中である。それも踏まえて、上記を含む課題について、自治体教育委員会、学校現場とともに検討するための取組が必要である。そして最終的には各学校の防災マニュアルの改訂を目指すことになるが、現段階では要支援者利用施設の「避難確保計画」の例（国土交通省，2020）が参考になると期待される。

この度の大雨に際して、児童生徒、保護者、教職員に人的被害はなく、難しい判断を迫られた教員（とくに管理職）と自治体教育委員会による対応は適切だったと言える。しかし同時に課題も明らかになった。大雨が頻発する状況において、早急に対応が必要である。

謝辞 本調査において、4校の校長先生、教頭先生には長時間にわたるインタビューに応じていただき、大雨時の対応について多くのことを教えていただいた。また、文部科学省の文書に関しては、同省森本晋也安全教育調査官からご教示いただいた。徳島大学の中野晋先生からは2017年九州北部豪雨災害時の学校対応に関する論文をお送りいただいた。そして、山形大学大学院教育実践研究科の中井義時教授には、調査設計段階から市町村教育委員会への協力依頼等、多岐にわたるご助言とご協力をいただいた。以上の皆様に心より感謝申し上げます。

## 参考

- 国土交通省（2020）要配慮者利用施設の浸水対策 避難確保計画作成の手引き 記載例 学校  
<https://www.mlit.go.jp/river/bousai/main/saigai/jouhou/jieisuibou/pdf/gakkou.pdf>（2020年12月27日最終閲覧）
- 東北地方整備局河川部（2020）『令和2年7月27～29日出水（前線及び低気圧）の概要《第2報 8月7日17時時点》』<http://www.thr.mlit.go.jp/bumon/b00037/k00290/river-hp/kasen/syussuisokuhou/R2.7/shussuisokuhou200807.pdf>（2020年12月27日最終閲覧）
- 文部科学省（2012）『学校防災マニュアル（地震・津波災害）作成の手引き』  
<https://anzenyouiku.mext.go.jp/mextshiryoudata/saigai02.pdf>（2020年12月27日最終閲覧）
- 文部科学省（2018）『学校の危機管理マニュアル作成の手引き』  
[https://anzenyouiku.mext.go.jp/mextshiryoudata/aratanakikijisyoudata\\_all.pdf](https://anzenyouiku.mext.go.jp/mextshiryoudata/aratanakikijisyoudata_all.pdf)（2020年12月27日最終閲覧）
- 山形地方気象台（2020）『山形県災害時気象資料 梅雨前線による大雨（令和2年7月26日～29日）』[https://www.jma-net.go.jp/yamagata/saigai\\_shiryoudata/saigaiji\\_shiryoudata/20200730.pdf](https://www.jma-net.go.jp/yamagata/saigai_shiryoudata/saigaiji_shiryoudata/20200730.pdf)  
（2020年12月27日最終閲覧）

## 日本自然災害学会東北支部役員（令和2年度）

支 部 長	三 浦	哲（東北大学・理）
幹 事 長	岡 田	知 己（東北大学・理）
評 議 員	片 岡	俊 一（弘前大学・理工）
	渡 辺	一 也（秋田大学・理工）
	村 山	良 之（山形大学・教育）
	山 本	英 和（岩手大学・理工）
	堀	則 男（東北工業大学・工）
	中 村	晋（日本大学・工）
	佐 藤	健（東北大学・災害研）
会計監査員	飯 藤	將 之（仙台高等専門学校）

令和3年3月1日 発行

東北地域災害科学研究 第57巻  
(令和2年度)

編集者 自然災害研究協議会東北地区部会  
部会長 三浦 哲  
日本自然災害学会東北支部  
支部長 三浦 哲

発行者 東北大学災害科学国際研究所  
東北地区自然災害資料センター  
センター長 今村文彦  
〒980-8572 仙台市青葉区荒巻字青葉468-1  
TEL 022 (752) 2099

印刷所 有限会社 明 倫 社  
〒983-0842 仙台市宮城野区五輪二丁目9-5  
TEL 022 (295) 8211