

レーザプロファイラー技術の活用による 道路防災点検について

見明 啓吾

相模原市 都市建設局 道路部 路政課 (〒252-5277 神奈川県相模原市中央区中央 2 丁目 11 番 15 号)

平成 30 年の台風第 24 号の影響により、国道 413 号において、大規模な土砂災害が発生したことから、本路線の山間部を対象に、斜面地の調査及び点検を実施した。本調査は、航空レーザ計測により、要注意箇所抽出を行うことで調査の精度向上や効率化を図っており、道路防災点検としては新しい取組みと考えている。本稿では、調査結果を踏まえた災害発生メカニズムの考察と同様の災害が想定される箇所の抽出について発表する。

キーワード 道路防災点検、航空レーザ測量、土層強度検査棒、地形判読

1. はじめに

平成 30 年の台風第 24 号の影響により、国道 413 号において、大規模な土砂災害が発生した。被災箇所は年に一度、道路防災カルテ点検で現地を確認していたが、崩壊が発生した斜面は、点検範囲の道路敷より水平距離で 100m 以上山側の保安林であり、大規模な崩壊を予測することができなかった。そこで、同様の土砂災害が発生する危険性がある箇所の把握を目的とし、点検及び調査を実施することとした。



図-1 発災箇所の UAV 画像（10 月 10 日撮影）

2. 台風第 24 号の災害の概要

発災場所は、道路上方の自然斜面地であり、台風第 24 号が通過した 10 月 1 日未明に発災したもので、図-2 のように連続雨量が 251.5mm、時間最高雨量は 59mm/h を観測し、発災までの 4 時間で 160mm 以上の降水量を記録した。また、最大瞬間風速は付近の観測所で 42.2m を観測した。

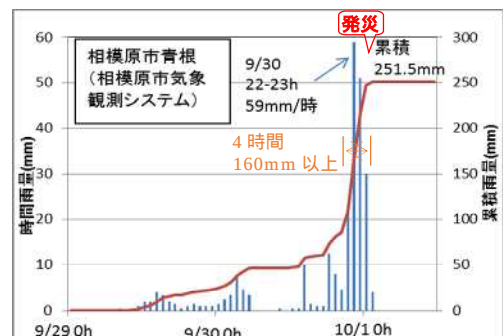


図-2 発災までの降水量

崩壊が発生した周辺の地形は、幅 80m 奥行き 150m 程度の 0 次谷（一次谷より上流の源頭部の集水地形）で、35 度から 40 度程度の斜面勾配である。道路から滑落崖までの比高差は約 100m であった。地質は新第三系の安山岩を基盤とし、それらを火山灰（ローム）が被覆している。（図-3）

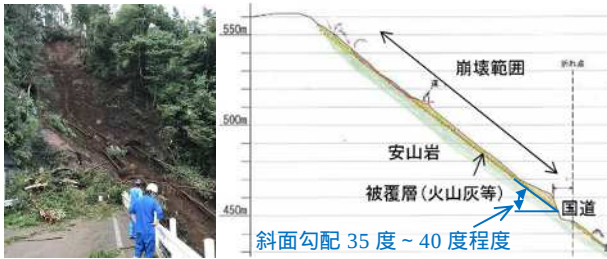


図-3 発災後の状況及び発災箇所の断面図

この地形条件が、火山灰等の被覆層の安息角に近い適度な勾配であったため、火山灰等の未固結堆積物が流れ落ちることなく付着したような状況となっていたものと考えられる。

以上のことから、今回の災害は、豪雨により、飽和度が上昇した火山灰等の未固結堆積物が不安定化し、崩壊に至ったものと推測した。

既往文献¹⁾によると、この地域には過去の富士山や箱根の噴火による火山灰の堆積の層厚が合計 85 ~ 140cm 程度分布しているものとされており、被災箇所の露頭状況は、図-4 の火山灰層が、層厚 1.3m 程度確認することができ、概ね文献と一致した。



図-4 被災斜面の露頭状況写真

3．点検・調査方法の検討

国道 413 号の山間部は、尾根や谷などの浸食で形成された地形が広範囲に分布しているため、災害箇所と類似する斜面が他にも存在する可能性があるこ

とから、類似した斜面を効率的かつ見逃しが少なく把握可能な手法を検討することとした。

飽和度上昇に伴う斜面崩壊が想定される地形を探すためには、集水地形の把握に加え、未固結堆積物の層厚調査を要するが、全てを現地調査により確認することは膨大な労力が必要であり、困難である。

このことから、広範囲の山間地の地形調査で最も有効であると考えた手法が、航空機（回転翼機）を用いた精度の高いレーザ計測の結果から地表面の状態をあらわにするレーザプロファイラー技術を活用した地形判読である。

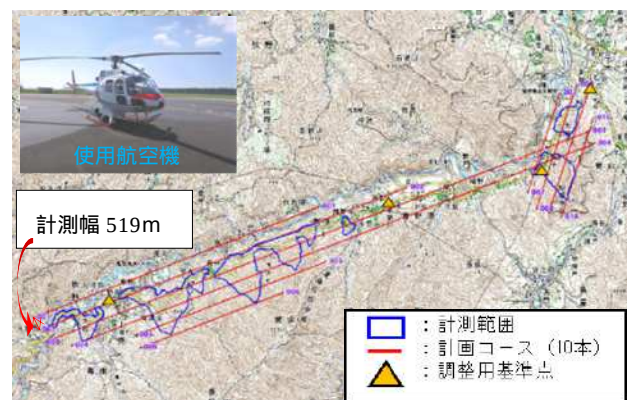


図-5 使用航空機及び計測計画コース図

計測範囲については、国道 413 号の山間部全線において、道路への影響が想定される斜面崩壊範囲及び土石流の流域界を含めた範囲の地形形状を計測することを目的とし、図-5 に示す計測コースを設定した。

表-1 に航空レーザ計測諸元を示す。

表-1 航空レーザ計測諸元

項目	単位	設定値
レーザ発射回数	Hz	100,000
スキャン角度	度	± 30
飛行速度	km/h	100
飛行対地高度	m	450
計測点間隔	m	約 0.5
デジタル地上画素寸法	cm	約 11

今回の調査では、航空レーザ計測の数値標高モデルから各種地形図を作成し、0次谷かつ土砂が堆積するのに適度な勾配となる斜面のほか、落石のおそれがある箇所等も抽出するため、0.5m四方のメッシュの範囲に1点以上の密度でスキャンすること（図-6）で、より細かい地形情報を取得することとした。

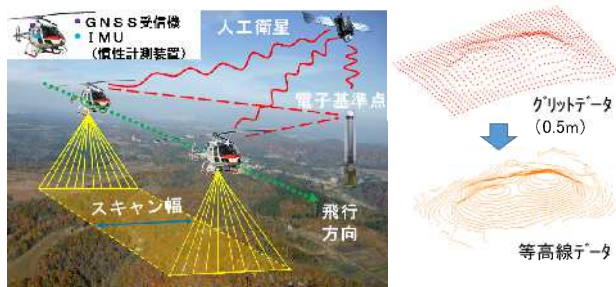


図-6 航空レーザ計測の概念図

4. 点検・調査の実施

レーザ計測と同時に空中写真を撮影し、正射投影に変換したオルソ画像と、グリッドデータにより作成した立体画像である地形起伏図（図-7）から、地形判読を行い、要注意箇所の抽出を行った。



図-7 地形起伏図

オルソ画像からは、荒廃地、倒木、構造物等の地物を確認し、地形起伏図からは、崩壊地、沖積錐等の微地形の読み取りを行い、地形判読を実施し、その結果を縮尺2500分の1のコンター図にまとめていく作業により、要注意箇所を抽出した。（図-8）

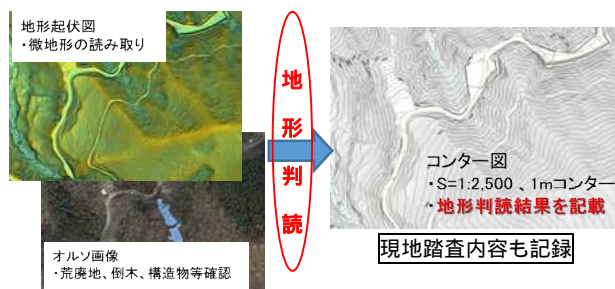


図-8 地形判読作業内容

抽出した要注意箇所は、現地調査を実施し、被災箇所の類似斜面では、土層強度検査棒（図-9）により、火山灰等の被覆層の層厚の確認を行った。



図-9 土層強度検査棒

5. 点検・調査の結果

レーザプロファイラー技術を活用した地形判読をすることで、現地調査箇所を絞り込めるため、調査及び作業の効率化を図ることが可能となった。

この点検・調査で抽出した災害箇所の類似斜面の事例を、図-10 に示す。

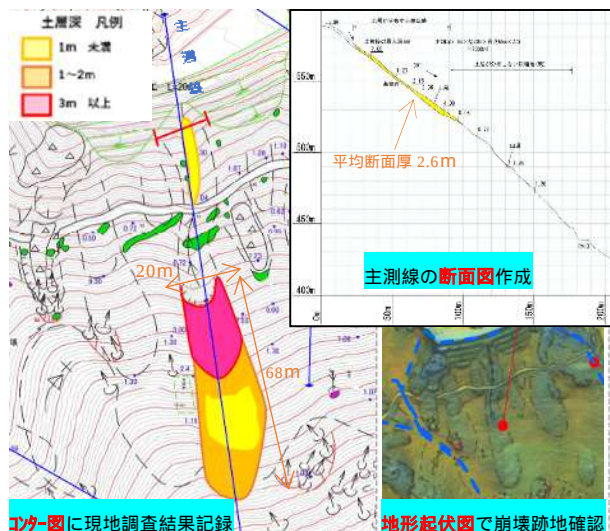


図-10 災害箇所の類似斜面の抽出例

地形起伏図により、点線部に崩壊跡地とみられる地形が読み取れ、集水地形の中央部を主測線（コンター図中青色線）とし、断面図を作成した。勾配は40度程度で、斜面上層部の層厚が平均2.6m程度と厚いことを現地調査で確認した。想定崩壊範囲は深さ2.6m、幅20m、長さ68m程度となる。

また、災害箇所と類似斜面の他に、地形起伏図の読み取り及び地表調査により、道路から離れた場所で、転石・浮石等が確認でき、これまで、徒歩等による道路点検で抽出されていなかった、岩盤崩壊に伴う落石が懸念される箇所も数箇所抽出できた。

岩盤崩壊などの土砂移動現象が疑われる箇所については、崩壊機構や対策検討のために、無人航空機（UAV）を使用して、より詳細な地形形状を計測する（地図情報レベル250）予定であったが、今回の調査では、不安定岩塊の分布が確認できるなど、回転翼機による計測データでも十分な精度の地形起伏図（図-11）が得られたことから、UAVによる計測を行わず、現地の地表調査により、浮石・転石の大きさや形状、安定度を把握することとした。

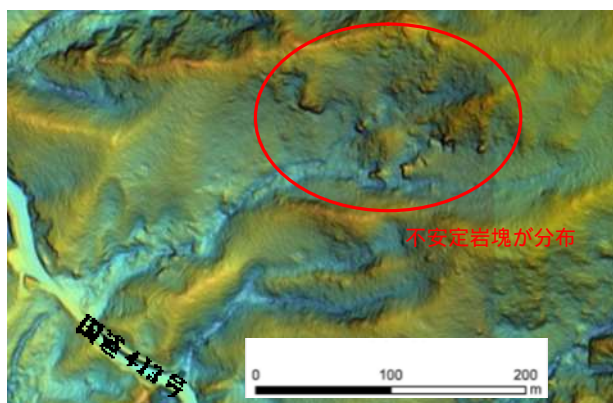


図-11 地形起伏図から抽出した落石危険箇所

抽出箇所については、安定度調査を実施し、カルテを作成するとともに、崩壊した際の土砂量の算出や、落石エネルギー等を算出し、応急対策工の検討及び常時観測計画の立案を行った。

6. まとめ

本調査は、レーザプロファイラー技術を活用した地形判読による要注意箇所の抽出から、現地踏査及び土層強度検査棒による確認を行い、危険箇所の抽出を実施したものであり、道路防災点検としては先進的な手法といえる。広範囲の調査を要する山間地の路線において、従来の縮尺2500分の1の地形図や空中写真等による机上調査から絞込みを行う手法と比較し、本調査手法は、写真等では捉えられない樹木を透過した地形情報が取得できることにより、確実性や、効率性の観点からも有効であった。

レーザプロファイラー技術を活用した地形判読は、担当技術者の経験や技量に委ねられているところが課題であるが、AI技術を活用する研究が進められているため、今後は効率化や判読精度の向上も期待できる。

また、抽出したデータは、道路防災事業の調査・設計だけでなく工事やその後の維持管理、バイパスの検討の基礎資料としても活用が可能である。定期的なデータ取得が可能であれば、周辺斜面の変状把握にもなり、安全性向上につながるものと考えられる。

おわりに、今回の地形判読では、地図情報レベル500のグリッドデータで効果が見込めたことから、今後のレーザスキャナ機器の技術革新や飛行計画の工夫（回転翼機の使用）などにより、一般公開される基盤地図情報データとして、地図情報レベル500程度のデータを広域的かつ定期的に取得できるようになれば、様々な防災・減災の取り組みやインフラの整備・維持管理などに広く活用できるものと考えられる。

参考文献

- 1) 町田洋・新井房夫(1992), 火山灰アトラス - 日本列島とその周辺

防災教育の必要性と取組状況の紹介 ～いのちを守る教員のための防災教育 ブックレットの紹介～

千葉 忍¹・本木 雅信²・須藤 隆之³

¹²³東北地方整備局 防災室 (〒980-8602 仙台市青葉区本町3-3-1)

激甚な災害が頻繁に発生するなかで、「いのちを守る行動」が大切であり、このための心構えと知識を備えた個人を形成するためには、「幼少期からの防災教育」が効果的である。しかし、防災教育を推進するうえで、国土交通省及び学校現場でのそれぞれが抱える課題も多い。

これらの課題を解決し防災教育を推進するため、東北地方整備局と宮城教育大学が連携し、防災教育の課題を整理し、多忙な教員でもすぐに活用可能な「いのちを守る教員のための防災教育ブックレット」を作成し、公開・配布を行った。本稿では、この取組とブックレットについて紹介する。

キーワード 防災教育、教員のための防災教育ブックレット、宮城教育大学との連携

第1章 防災教育の必要性

激甚な災害が頻繁に発生するなかで、「いのちを守る行動」として一人一人が適切な避難行動をとることが大切である。このためにも、自然災害に関する「心構え」と「知識」を備えた個人を形成するため、幼少期からの防災教育が効果的である。

国土交通省でも大規模氾濫減災協議会による学習プログラム作成支援や出前講座の実施、学習教材の作成・提供等による防災教育に取り組んでいる。

また、文部科学省通知においても、国土交通省と連携した防災教育の取り組みを行うこととしており、国土交通省と学校が連携して防災教育に取り組んでいく必要がある。

インフラ施設では守り切れない災害が発生するなかで、平成30年7月豪雨の倉敷市真備町や令和元年台風第19号においても、適切な避難行動に至らなかったことによる多数の犠牲者が発生し、ソフト対策や防災教育の必要性が浮き彫りとなった。

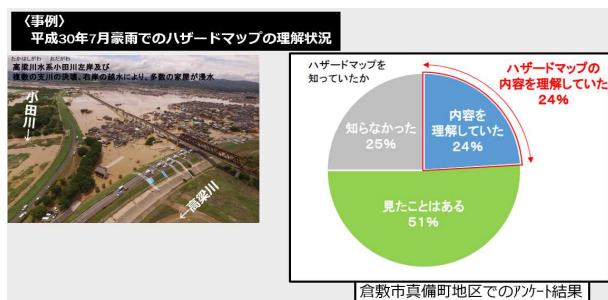


図-1 平成30年7月豪雨後の倉敷市真備町のアンケート

第2章 防災教育を推進するうえでの課題

防災教育は、国土交通省等の防災機関及び学校側で取り組んでいるところであるが課題も多い。

1. 国土交通省の課題

- 減災協議会や出前講座などは、個別の学校や地域を対象とした個別のアプローチとなっており、継続的な防災教育に至っていない。
- 個別の学校や地域を対象とした教材もあり、他地域の学校での活用が難しい。
- HP等で広く教材等を公開しているが、教員の手まで届きにくい。
- 資料が専門的な目線のものもあり、学校現場ですぐに活用できない。

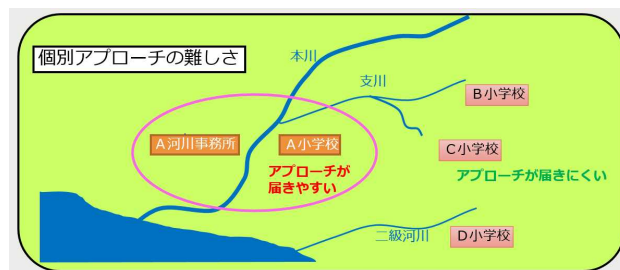


図-2 国交省の課題である個別アプローチの難しさ

2. 学校側の課題

- 教科単元への位置づけ、授業で習得してほしい力点をどこに置くかに苦慮する。
- 教員側も防災知識が高くないなど、防災情報の入

手、組み立てに苦慮する。

- 多忙なため防災教育の授業づくりを考える時間がない。
- 指導に必要な教材、資料等を入手しても、加工や授業の組み立ての手間が必要となる場合がある。

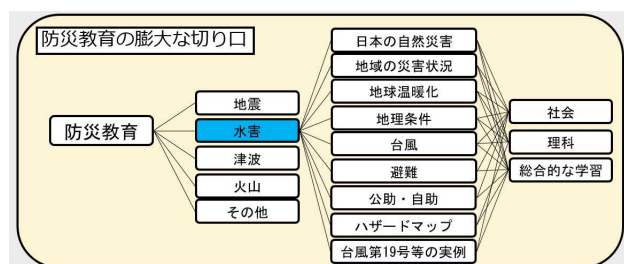


図-3 水害を例にしても授業づくりに苦慮する

第3章 宮城教育大学と連携した防災教育支援

上記の双方の課題を解決するため、教育の専門機関である宮城教育大学と整備局との間で新たな連携協定を令和元年7月に締結し、共同研究により取り組むこととした。

教員と直接的なつながりのある宮城教育大学と連携することで、国交省の課題であるアプローチや展開の解決を図るスキームを構成することができた。

しかし、このスキームを推進させるためには、まずは、学校側の課題を最初に解決させる必要があるため、この学校側の課題の解決を優先して取り組むこととした。

1. 学校側の課題の解決方針整理

整備局及び宮城教育大学の防災教育担当教授、教職大学院生（大学卒業後の院生（4名）と教員経験10～20年程度の現職教員（12名））による検討により、以下の解決方針を整理した。



図4 解決方針を整理する教職大学院生

- 学校現場ですぐに活用可能なものが必要。
- 実際の防災教育授業の取り組み事例を作り、実践

授業を行うことで、他の教員の授業づくりの参考にできるようなものが必要。

- 授業で習得してほしい力点を示すなど、防災教育の質の向上を図ることが必要。
- 国交省からの、専門資料・専門的アドバイスを組み込む必要。

⇒この一連を「いのちを守る教員のための防災教育ブックレット」として作成する。

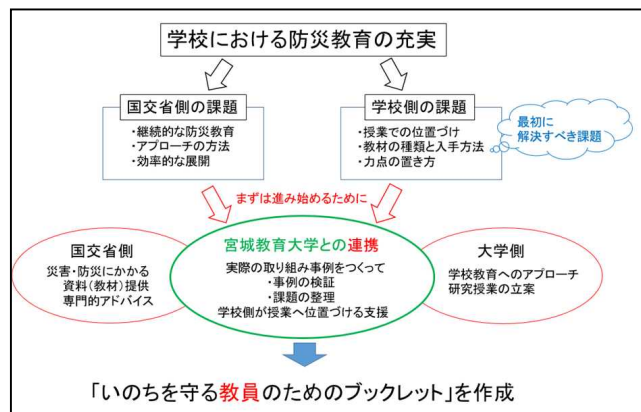


図-5 連携による課題解決の取り組み方針

2. 防災教育ブックレットの検討

検討に先立ち、検討に携わる教職大学院生等の防災知識を高めてもらうため、専門資料の提供（防災教育取り組み状況、防災関連資料）と、専門家の立場からの講義を実施した。ここで、近年の降雨量の増大、洪水のメカニズム、堤防決壊等による被害に対して適切な避難の有効性等を説明することで、防災教育の知識を向上してもらった。

そのうえで、ブックレット作成にあたり、上記の解決方針を踏まえ、以下の留意事項を検討・整理した。



図-6 整備局から専門家の立場で講義

①学校現場ですぐに活用できるブックレットとする

- 防災教育の新たな時限を設けることは難しいので、現授業カリキュラム内で防災教育と直接関係ある単元（小学校社会・中学校理科）を取り上げ、防災教育の視点で授業づくり
- 教科の特性、教科で育てたい資質・能力を踏まえ

た授業づくり

- どの学校、どの教員でも活用できる授業を意識
- ②現任教員による「授業づくり→授業実践→振り返り」
- 指導計画作成、小・中学校での実際の授業実施により、机上論のブックレットとならないように
 - 他の教員も含めた振り返りにより、課題の整理
- ③「授業づくり、授業内容、工夫点」をブックレットに掲載

単元への位置付け、学習のねらい、授業状況、児童・生徒の反応、使用した教材、工夫点を掲載することで、他の教員でもすぐに活用できるものとする。

④他の学校現場でも、活用できる教材の共有

他の学校現場で活用しやすいように、イラスト等をダウンロード可能なようにする。

⑤防災情報の収集と活用方法を掲載

防災教育に関する手引き等の活用方法を掲載することで、必要な教材の入手を容易にする。

3. ブックレットとしての取りまとめ

ブックレットの取りまとめにあたっては、2つの実践授業を実施し、教職大学院生等及び整備局によるワーキンググループで検証し、ハザードマップ等の確認方法など授業後の検証で必要となった情報を加えたうえで取りまとめた。現在、国交省防災教育ポータルサイト、宮城教育大学HPで公開し、誰でもダウンロード可能となっている。また、宮城教育大学と関連のある学校や関係機関に冊子を配布した。



図-7 ワーキンググループで発言する整備局職員
ハザードマップの確認



図-8 ハザードマップの確認方法の紹介

4. ブックレットの構成と内容



図-9 完成したブックレットの表紙

ブックレットには、小学5年の防災教育として、社会科の小単元「自然災害を防ぐ」の5時間の授業について、指導計画を作成し授業を行った例を掲載している。



図-10 授業実践をする現任教員

ブックレットには以下のような事項を掲載した。

- 教員が、どのような「ねらい」をもって単元に位置づけたかがわかるように掲載
- より自分のこととして感じられるように、学校近くの河川や台風第19号の雨量と比較など、緊迫感を持たせるようにしたことなどの授業内での工夫点

- 教師の問いと児童の反応など、授業内のやりとり状況
- 児童が記入したプリント（実際の反応）
- 授業後の教員の振り返り
- 授業で使用した材料を共有できるように、ダウンロード可能とすることや、入手方法を掲載

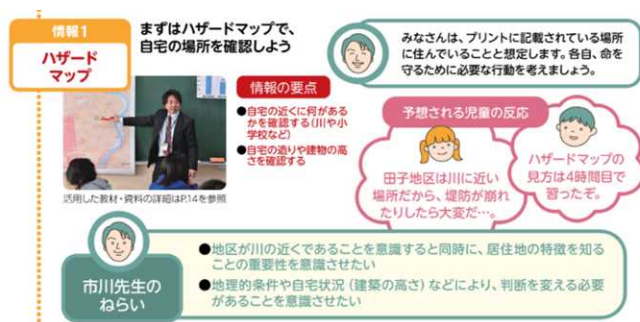


図-11 教員の「ねらい」等をブックレットに掲載



図-12 授業を参観する整備局職員・教職大学院生

また、もう一方の中学3年の理科の小単元「自然の恵みと災害」の5時間の授業では、教員が手作りした土壤毎の浸透性の違いを実演する教材により、都市化や森林伐採により洪水が発生しやすくなる理由を生徒に考えさせ、理科と防災に関連付けて様々な側面から多面的な判断能力を身に付ける授業づくりとした内容を掲載し、この教材を100円ショップ等で購入し簡単に製作できることを紹介している。



図-13 教員が手作りした実演教材

第4章 今後の展開・活用にむけて

今後は、このブックレットを幅広い教員に防災教育に利用してもらうことが必要である。このために、宮城教育大学との連携を活用し、大学ネットワークによる東北6県への展開を予定している。しかし、宮城県以外の現場教員は、ブックレットを読むだけでは理解が不十分となり、授業での活用が進まない恐れもあるため、ブックレットの理解を促進させるため今後、以下を行う予定である。

- WEBでブックレットの動画解説資料・実践事例の紹介のコンテンツを作成
- 活用した教員からのアンケート調査の実施など改善のサイクルの構築

防災教育の推進はブックレットなどの資料作成で完了することはなく、学校側で活用され防災教育が継続して取り組まれることが目標である。このための整備局内の体制強化及び継続的にフォローアップし改善させながら、防災教育に取り組んでいくことが重要と考えている。

謝辞：今回紹介したブックレットの作成にあたり、東北地方整備局と連携させて頂いた国立大学法人宮城教育大学の小田准教授、梨本教授、本図教授、小澤准教授、佐藤准教授、齋藤特任助教に感謝の意を表します。

令和元年7月に東北地方整備局と宮城教育大学との間で連携協定を締結してから、より良いブックレットとするための議論・検討・ご指導を頂き、令和2年3月に「いのちを守る教員のための防災教育ブックレット」として短期間で完成させることができました。

また、ブックレットのなかで、授業実践をしていただいた、仙台市立田子小学校の市川教諭（宮城教育大学教職大学院生）、岩沼市立玉浦中学校の真壁教諭（宮城教育大学教職大学院生）にも合わせて感謝の意を表します。

付録 本ブックレットは、「いのちを守る教員のための防災教育ポータル」または、「国土交通省 防災教育ポータル」から、誰でもダウンロード可能。

白鳥大橋ケーブルバンドボルトの軸力管理方法 ～管理方法の効率化によるコスト縮減～

横田 法久¹・大平 利光²・福田 悟史²

¹北海道開発局 室蘭開発建設部 道路計画課 (〒051-8524 北海道室蘭市入江町1-14)

²北海道開発局 室蘭開発建設部 室蘭道路事務所 (〒059-0025 北海道登別市大和町2丁目34-1)

白鳥大橋は、東日本最大の長大吊橋であり、今年度で供用後22年目を迎えている。その間白鳥大橋では、様々な維持管理・補修を行ってきたところであるが、その中の一つにケーブルバンドの軸力管理がある。ケーブルバンドは主ケーブルとハンガーロープを接続する重要な部材であり、適切なボルト軸力管理が重要である。頻繁な管理は計測に時間を要しコスト負担となることが問題であった。本稿ではケーブルバンドボルトの軸力計測の効率化・コスト縮減方法を紹介する。

キーワード 維持・管理, ライフサイクルコスト, 長大吊橋

1. はじめに

白鳥大橋(写真-1)は橋長1,380mの3径間2ヒンジ補剛吊桁橋で1998年6月に供用が開始された。中央径間720mは国内第10位の規模で東日本最大、積雪寒冷地における唯一の大規模吊橋である。本橋は架替えの難しい大規模橋梁であるため、長寿命化を図るためには合理的かつ計画的な管理を要するが、大規模吊橋は国内でも数えるほどしかなく、そのため維持管理に関する技術的知見も少ない。特に吊橋にしかない特殊な部材の維持管理は、試行錯誤を繰り返しながら行っているのが実情である。

ケーブルバンドのボルトもその一つであり、ケーブルバンドをケーブル格点に固定するための重要部材と云える。バンドの構造上、締め付け力が経年的に低下していくという構造的な特徴を有するため、定期的にボルトの軸力を計測し、低下量が一定の値を超えた場合は、再度ボルトを締め直す必要がある。本橋の場合は専用のケーブル検査車をその都度設置する必要があることからコストがかかることが課題であった。今回、管理コストの縮減に向けた新たな管理手法を策定することとした。



図-1 位置図



写真-1 白鳥大橋

2. ケーブルバンドの軸力管理

(1) ケーブルバンドの構造概要

ケーブルバンド(写真-2)はハンガーロープをケーブルに固定する部材で、本橋では東側ケーブル、西側ケーブルそれぞれに設置されており、合計222箇所のケーブルバンドが設置されている。



写真-2 ケーブルバンド

ケーブルバンドは、左右からケーブルを挟み込む構造でボルトで水平方向に締め付ける方式(横締め定着)を採用している。本橋には、一般バンド6種類、ステイバンド1種類の7種類のケーブルバンド形状があり、傾斜角やハンガー張力等の違いによりボルト数が各々異なる。

(表-1)

表-1 タイプ毎のボルト数・バンド数

バンド種類 (記号)	ボルト数	バンド数
一般バンド (T1)	6本	24ヶ
" (T2)	6本	62ヶ
" (T3)	8本	56ヶ
" (T4)	10本	46ヶ
" (T5)	12本	8ヶ
" (T6)	8本	20ヶ
ステイバンド (TS)	18本	6ヶ

(2) ケーブルバンドの軸力低下現象

ケーブルバンドにはハンガーロープ張力で下方へ滑ろうとする力が働くが、ボルトを締め付けることでバンドとケーブル間に摩擦力を発生させ滑りに抵抗している。

(図-2) 一方、ケーブルは亜鉛メッキワイヤーを束ねた構造で荷重変動によるワイヤー再配列やメッキのクリープ現象によりケーブルの内空断面が変化することが知られている。そのため、締め付け時の内空断面が経年的に変化し、結果的にボルトの締め付け力が低下するという現象が生じる。設計計算ではこの現象を予め考慮しており、30%の軸力低下分を見込んで設計されているが、30%を超えるような低下が生じた場合には、バンド滑りの発生が懸念される。そのため、ケーブルバンドボルトの軸力管理は吊橋における重要な管理項目とされている。定期的にボルトの軸力測定を行いつつ、軸力の低下状況を把握し、30%の軸力低下が生じる前に再度ボルトを締め直すという管理を行っている。軸力の低下現象は将来的にワイヤーの再配列等により、一定値に収束すると考えられているが、それまでは繰り返し管理することが必要である。(図-3)

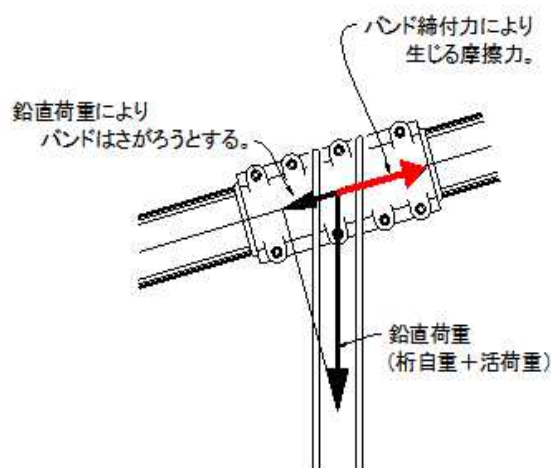


図-2 ケーブルバンドに作用する力

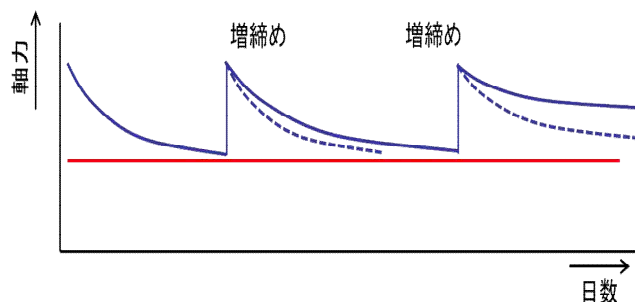


図-3 軸力管理のイメージ

3. これまでの管理方法と課題

(1) 軸力管理方法

ケーブルバンドのボルトの軸力は専用測長器（写真-3）でボルト長と基準棒長との差を計測し、その値を軸力に換算している。ボルト及び基準棒の無応力長（初期長）と軸力換算係数は建設時に測定された値を使用し式1にて算定している。

$$\text{軸力算定式: } N = k \cdot \Delta L \quad \text{式1}$$

ここで k : 軸力換算係数 (tf/mm)
 ΔL : ボルトの伸び (mm)
 $\Delta L = (LB - LG) - (LB_0 - LG_0)$
 LB : ボルト長
 LG : 基準棒長
 LB_0 : ボルト初期長（無応力）
 LG_0 : 基準棒初期長（無応力）

計測作業にはケーブル検査車（写真-4）を必要とするが、本橋の検査車は常設型ではないため、計測の度にクレーンにて設置撤去が行われている。



写真-3 専用測長器と基準棒



写真-4 ケーブル検査車

(2) 経過観察の計測対象

これまでの経過観察は設計計算で最も厳しい応力状態の30バンドを対象に、数年おきに計測を実施してきた。

図4に示すように全径間に計測バンドが分布しているため、径間毎にクレーンを設置し検査車を設置撤去する必要があった。

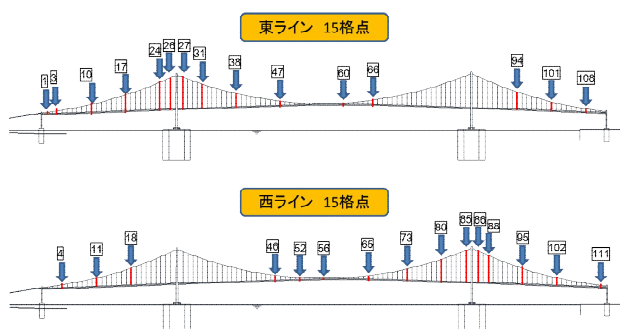


図4 これまでの経過観察バンド

(3) これまでの管理と課題

本橋の軸力管理履歴を表-2に示す。本橋では2011年に最初の締め直しが行われたが、それまでの間（以下、第1期という）には経時変化計測が6回実施された。現在は第2期に当たるが、第1期同様、現在の管理方法では複数回計測を要しコストがかかりすぎるという課題があった。

そのため計測管理方法の見直しが求められ、①計測対象の位置と数、②予測式の補正方法、③測定頻度を管理コストに影響する項目として見直すこととした。予測式が第1期とは異なることは明らかで、また経時変化計測の回数も少なく、見直すためのデータ数も不足していた。そのため、ケーブルバンド全数の軸力調査を行い、データ数を充実させるとともに、その結果をもとに軸力低下の傾向を把握し、効率的な管理方法の検討を行った。

表-2 ケーブルバンドボルトの軸力管理履歴

	実施年	計測数
第1期	軸力導入(初期値計測)	'99 222
	①経時変化計測	'99 30
	②経時変化計測	'00 30
	③経時変化計測	'01 30
	④経時変化計測	'03 30
	⑤経時変化計測	'09 30
第2期	⑥締め直し直前の計測	'11 222
	締め直し(初期値計測)	'11 222
	①経時変化計測	'11 30
	②経時変化計測	'17、'18 222

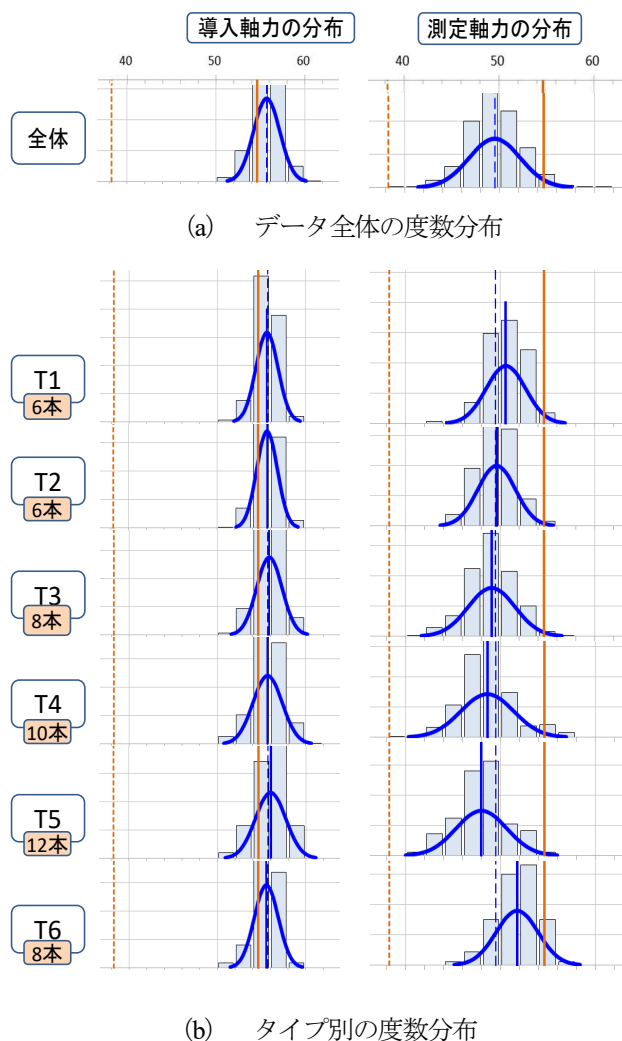


図-5 導入軸力と計測軸力の度数分布
(縦軸：ボルト个数、横軸：ボルト軸力)

4. 本橋における軸力低下の傾向

ボルトの全数調査は、'17、'18年の2カ年にかけて実施した。調査結果の度数分布を図-8に示す。(a)は一般バンド全数の集計した結果であり、(b)はバンドタイプ別に集計した結果である。これらの結果から本橋における軸力低下は以下の傾向を有することが分かるとともに、計測値のバラツキが統計学に用いられる正規分布に近い傾向であることも判明した。

- ①軸力低下に伴うデータのバラツキはボルト数に比例。
- ②T1、2、3、6の低下量は全体平均と同程度、もしくはそれ以下である。
- ③T4、5の低下量は全体平均よりも大きい。

また、第1期の記録も同様に分析した結果、同じ傾向であることが判明したことから、この傾向は本橋のケーブルバンドボルトに特有の傾向といえる。なお、図-5において、青の点線はバンド全体の平均値、実線はタイプ毎の平均、赤の実線は導入軸力の目標値、点線は導入軸力の70%値（設計安全率3.0を確保可能な軸力）を示している。

5. 新たな管理方法の策定に向けて

(1) グループ化による管理の効率化

傾向が似ているバンド同士をグループ化することで管理方法は効率化できる。本橋では前述した軸力低下の傾向及び第2期データの回帰分析の結果をもとに、3つのグループ（A、B、C）に整理した。

- A：全体データと同等に推移するバンド群
- B：全体データよりも高めに推移するバンド群
- C：全体データよりも低めに推移するバンド群

(2) グループ毎の軸力低下予測

回帰分析をもとに、データ全体の予測線を基準とし、グループ毎に差分を比較した。その結果、10年目前後（3650日前後）からほぼ一定に推移することが判明した。このことから、各グループの予測式が全体予測式基準に定型化できると考えた。式3に定型化した予測式を示す。

し、図-6に予測グラフを示す。

$$\begin{aligned} A: & N(A) = -1.8912 \cdot \log(t) + 55.8472 \\ B: & N(B) = N(A) + 1.0 \\ C: & N(C) = N(A) - 2.0 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} A: \\ B: \\ C: \end{aligned}} \right\} \text{式3}$$

ここで N : 軸力 (tf)
 t : 経過日数

(3) 計測値のバラツキ

前述したように本橋のケーブルバンドボルト軸力は、統計学で用いられる正規分布で表現できる。そのため図-7に示すように予測式（平均）に対して標準偏差の3倍を考慮することで、ほぼ全ボルトを安全側に評価することが可能になる。

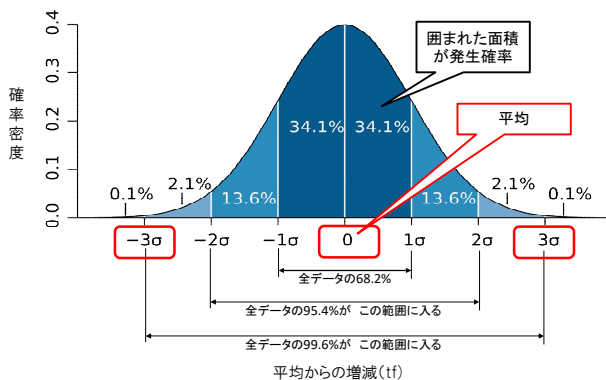


図-7 正規分布の確率密度と標準偏差の関係

6. 新たな管理方法

各グループの予測結果から、以下のことが分かった。

- ・第1期の予測データと比べると、第2期データは全体的に軸力低下が小さく、収束に向かっている。

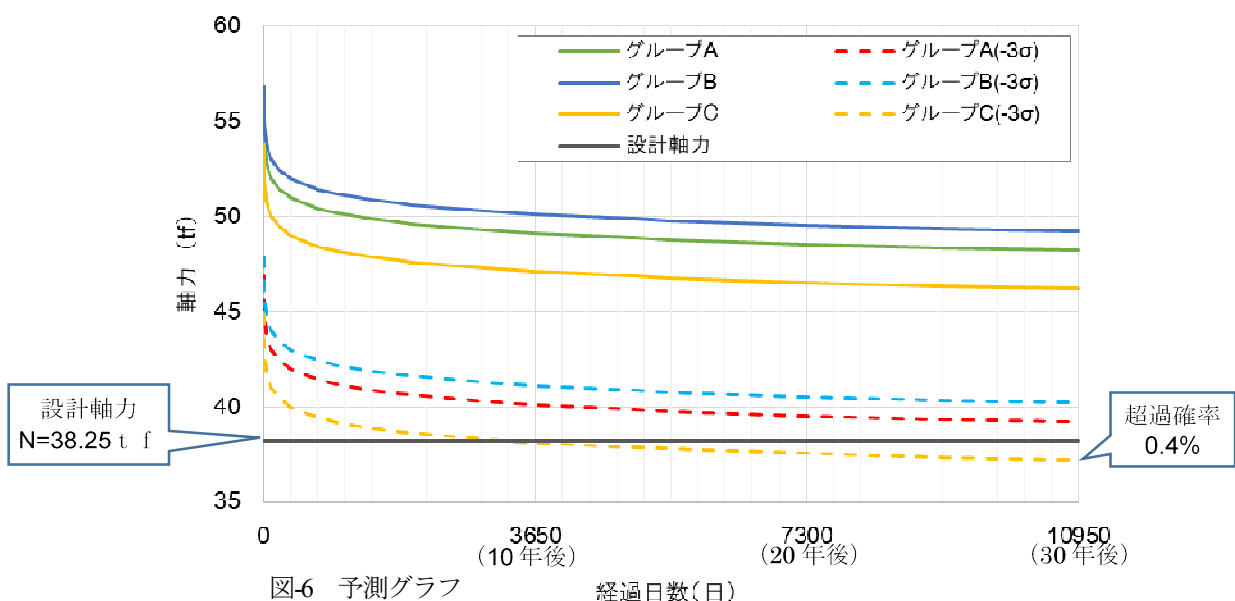


図-6 予測グラフ

バラツキ (-3σ) による低下を考慮しても設計軸力を下回る可能性は低い。

- ・グループCはバラツキを考慮した場合30年後に設計軸力を若干下回る（超過確率：0.4%）が、再締め付けを要するかどうかは現時点では評価できない。
- ・上記はあくまでも現時点での予測で、長期的な実現性に関しては引き続き検証を要する。

以上を踏まえ、本橋では今後30年間における管理方法を次のように変更することとした。新たな管理方法により、計測回数と計測バンドを絞り込むことができるため、管理コストの大幅な縮減が可能になる。

1) 管理方針

- ・予測グラフによる管理へ移行。
 （締め直しのための計測ではなく予測グラフ再評価のための計測）

2) 計測対象

- ・測径間のみでグループ（A、B、C）が網羅できることから測径間で実施。（検査車の設置撤去手間縮減）

3) 計測頻度

- ・計測は10、20、30年目に実施し、予測グラフを再評価。

7. まとめ

本橋におけるボルト軸力低下の特性を明らかにすることで合理的な管理手法を策定できた。また、本手法により1回当たりの計測箇所減、計測頻度減の管理コストの縮減が可能となった。

謝辞：本稿の執筆に際し、室蘭工業大学 岸徳光特任教授、小室雅人教授、境昌宏准教授を始め、白鳥大橋維持管理計画検討会の各委員に多大なるご指導を頂いた。この場を借りて深く謝意を表す。

制振部材を用いた直杭式栈橋の 耐震補強・復旧工法の開発について

近藤 明彦¹・小濱 英司²・渡辺 健二³・国生 隼人⁴・
天野 俊³・小山 萌弥⁴・永尾 直也⁵・吉原 到⁶

¹ 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 地震防災研究領域
耐震構造研究グループ (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

² 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 地震防災研究領域
耐震構造研究グループ長（〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1）

³ 八千代エンジニアリング（株）港湾・海洋部（〒111-8648 東京都台東区浅草橋 5-20-8 CS タワー）

⁴ 八千代エンジニアリング（株）九州支店 河川・水工部（〒810-0062 福岡県福岡市中央区荒戸 2-1-5）

⁵ 日本製鉄（株）建材開発技術部（〒100-8071 東京都千代田区丸の内 2-6-1）

⁶あおみ建設（株）土木本部技術開発部（〒108-8430 東京都港区海岸3-18-21）.

本研究では、栈橋式係留施設の耐震性を安価かつ容易に向上する方法の開発を目的として、直杭式栈橋模型を対象に制振部材を基礎杭間に追設する工法の耐震性向上効果を検討している。制振部材として座屈拘束ブレースを検討対象とし、その特性として制振材、軸剛性、設置角度などの諸元が栈橋構造全体の応答に与える影響を検討している。本報告では、護岸のない簡略化した断面を対象に模型振動台実験による耐震性向上効果の検討と、有限要素法解析における制振部材のモデル化・再現解析による検証を行った上で、実物大スケールにおける護岸を含む断面で制振部材の特性に関する影響を検討した結果を概略的に示す。

キーワード 制振部材, 直杭式栈橋, 模型振動台実験, 再現解析, 有限要素法

1. はじめに

高度経済成長期に整備された多くの港湾構造物は老朽化が進行しており、供用後50年を経過する施設は急速な増加の一途を辿っている。一方で、港湾構造物の設計で考慮する地震作用¹⁾は、一般的に過去のものより大きくなる傾向があることから、老朽化の進行に起因する構造耐力の低下によって構造物の安定性を確保できなくなる懸念がある。これらを背景として、比較的安価で容易に耐震性を向上させる工法が期待されている。

そこで、本研究では、栈橋式係留施設を対象に、直杭式栈橋の基礎杭間に制振部材を追設することで耐震補強・復旧を行う工法²³⁾の開発を目的として検討を行っている。制振部材には、既往のオイルダンパーや座屈拘束ブレースを設置する方法⁴⁶⁾を参考に、損傷後の交換による復旧や防食対策などのメンテナンス性を考慮して、座屈拘束ブレースを対象とした。本工法の検討においては、簡略化した断面を対象に模型振動台実験で耐震性向上効果を検討し、その結果を再現する有限要素法モデルの検討と再現解析による検証を行った。これを踏まえ、実物大スケールの断面を対象として制振部材の特性による耐震性向上効果への影響をパラメトリックに検討している。

2. 模型振動台実験³⁾

(1) 検討断面

本研究で対象とする断面は、国土技術政策総合研究所資料No.1001⁹⁾における栈橋式係留施設の照査用震度算出方法の設定に用いた断面を参考に、水深-7.5m、-10.0m、-13.0mの直杭式栈橋を対象としている。模型振動台実験では、図-1に示す水深-10.0mの直杭式栈橋を参考としており、その構造は、地盤条件として基盤の上に礫質土層と2種類の砂質土層があり、その上に捨石マウンド、L型ブロック、裏込石と裏埋土による護岸と3列の基礎杭

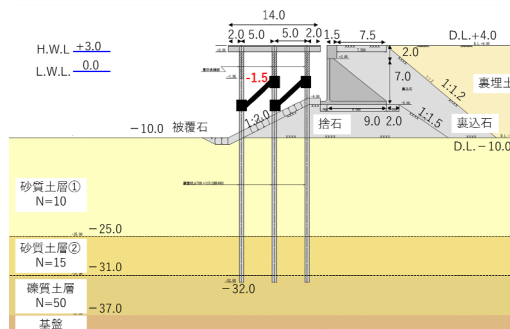


図-1 検討断面例(水深-10m, 制振部材設置角度45度)

($\phi 900\text{mm} \times t12\text{mm}$, SKK490) による直杭式栈橋がある断面となっている。また、図中の制振部材は、設置角度を水平面とのなす角で45度のケースを示しており、設置角度30度、60度の検討も行っている。なお、設置角度の変更にあたり、部材上端はL.W.Lより-1.5mに固定しており、下端の位置のみ変更することとした。

(2) 実験条件

模型振動台実験では、制振部材の取り付けによる効果に着目して検討するために護岸の無い断面に簡略化し、相似則を考慮して縮尺1/25に設定した。図-2に模型断面の詳細を示しており、上部工は鉄製の板（幅600mm、奥行900mm、板厚6mm）であり、基礎杭模型はアルミ製のパイプ（直径25mm、肉厚1mm）を用いている。図-3(a)に制振部材模型を示しており、対象とする縮尺で座屈拘束ブレース模型の製作が困難であったため、制振材には防振ゴムを用いている。部材模型は、軸方向に圧縮・引張のみが作用するようシャフトとリニアブッシュを並行して配置し、基礎杭との接合部ではヒンジとなるようユニバーサルジョイントを取り付けている。また、制振部材の挙動を計測するために渦電流式変位計とロードセルを設置した。なお、比較のために制振部材の無い条件の現況断面も作成しており、同時に加振を行っている。模型地盤は、岐阜硅砂6号を幅4000mm、奥行1400mm、高さ1000mmの領域に8層に分けて気中落下で作成し、制振部材のある断面の相対密度は85.4%、現況断面は85.1%だった。本検討では、制振材消費エネルギー（防振ゴム7種類、うち直径2種類：12mm、15mm、材質3種類：天然ゴム硬度45、60、クロロプレンゴムCR）、設置角度（30度、45度、60度）、剛性（防振ゴムの設置個数：1個、2個）を変更して、応答の比較を行った。また、改良効果は入力地震動の周波数特性の影響を踏まえ、図-4に示す3種類で検討を行った。なお、入力地震動は、相似則⁷⁾をもとに時間軸を換算している。

図-3(b)に制振部材に5Hzの正弦波を用いて軸変位が $\pm 1.0\text{mm}$ を入力した際の応答を示しており、基本ケースとして、同一の変位で軸力-軸変位関係の面積が最大である黒線のKA15(CR)・2個を基本に、剛性を低下させた黒線のKA15(CR)・1個、同程度の剛性で面積の小さい

緑色のKA15(60)・2個、最も剛性が低く面積が小さい青色のKA12(45)・1個の4ケースを選定した。

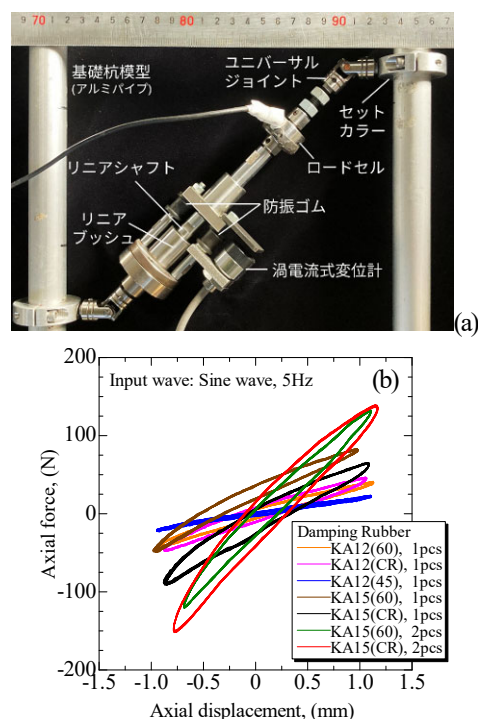


図-3 制振部材模型の特徴：(a)制振部材模型の構成、(b)制振材（防振ゴム）の応答

制振部材を用いた栈橋における耐震性向上効果は入力地震動の周波数特性に影響を受けると考えられるため、図-4に示すホワイトノイズの入力地震動 A、レベル1地震動相当の入力地震動 B、レベル2地震動相当の入力地震動 C の合計3種類を用いて検討を行った。なお、入力地震動 B と C は模型縮尺比 1/25 にあわせて相似則⁷⁾をもとに時間軸を換算している。また、これらの波形は以降の再現解析や実スケールの解析での検討においても相似則を考慮した波形を用いている。

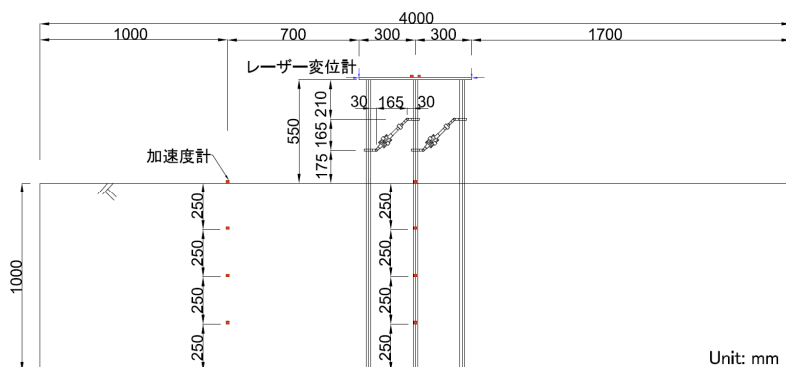


図-2 模型実験断面(設置角度 45 度)

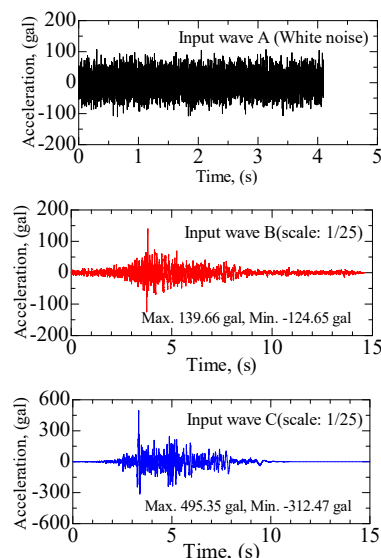


図-4 入力地震動3波

(3) 実験結果

加振実験結果について、紙面の都合上、入力地震動Cについて示す。図-5(a)に模型栈橋上部工の最大応答加速度（図-1左右方向の最大応答加速度の平均値）と部材設置角度の関係を、図-5(b)に模型栈橋上部工の最大応答変位（同上）との関係を示している。なお、図中には制振部材を設置しない現況ケースにおける応答を破線で示している。図より、同一の防振ゴム（1個及び2個）を用いた場合は、設置角度が大きいほど最大応答加速度と最大応答変位が低下する傾向を示している。最も改良効果が見られたのは、KA-15(CR)の防振ゴム2個を設置角度60度としたケースであり、現況断面より最大応答加速度は35%程度、最大応答変位は75%程度低下した。

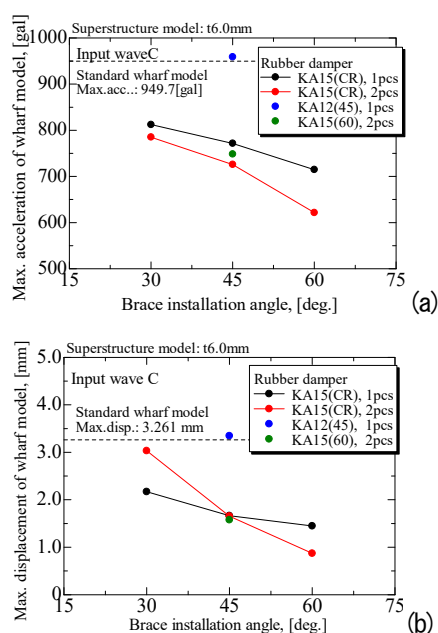


図-5 入力地震動 C における栈橋上部工の応答に対する制振部材の特徴の影響：(a)最大応答加速度、(b)最大応答変位

最も改良効果が得られたKA-15(CR)の防振ゴム2個を設置したケースについて、基礎杭の曲げモーメント分布の応答に対する設置角度の影響を検討する。図-6に図-1の左側杭の曲げモーメント分布を示す。現況断面では、基礎杭の曲げモーメントが上部工接合部と地表面付近で大きくなっている。制振部材を設置したケースでは、上部工との接合部における曲げモーメントは低減され、設置角度30度と45度では制振部材下端取付位置（標高1175mm付近）の曲げモーメントが現況断面より増加している。これは、制振部材の設置によって杭頭で低減されたモーメントが制振部材に分担されたためと考えられる。また、設置角度ごとの曲げモーメント分布の最大値の低減割合については、設置角度30度、45度、60度の順に大きく、現況断面の最大値6.69 N・mに対して設置角度60度では1.77 N・mと75%の低減がみられる。

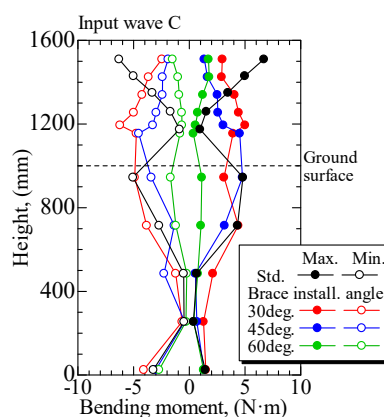


図-6 入力地震動Cにおける制振部材(KA15(CR), 2pcs)の設置角度に対する栈橋基礎杭の曲げモーメント応答

制振部材の特性（制振材、設置角度、剛性）が栈橋構造全体の減衰定数に与える影響として、栈橋構造全体の減衰定数を、基礎杭の仮想固定点付近で計測した加速度をもとに様々な減衰定数で算定した加速度応答スペクトルを用いて、固有周期と最大応答加速度との関係から読み取った。なお、固有周期は、各加振ケースにおける仮想固定点付近の深さ250mm地点の応答加速度と栈橋上部工の応答加速度におけるフーリエスペクトル比の最大値をとる周期とした。図-7には、最大応答変位に対する栈橋全体の減衰定数の関係を示しており、栈橋応答の増加による地盤の影響による全体減衰の増加を考慮することで、制振部材の特性（制振材、設置角度、剛性）の影響を検討する。図中の破線は、8ケースの栈橋模型と同時に加振した現況断面における最大応答変位と減衰定数の平均値を示している。図より、制振部材を設置した多くのケースにおいて、破線で示す現況断面の減衰定数以上の位置にあることから、制振部材を設置した栈橋構造は応答変位が同一のレベルにおいて、より高い減衰定数を持つ傾向があると考えられる。また、最も高い減衰定数を示したのは、KA-15(CR)の防振ゴム2個を60度で設置した図中の緑色四角塗り潰しのケースであった。

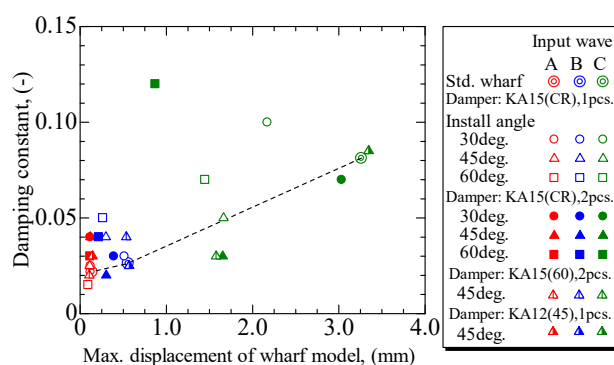


図-7 様々な制振部材の特性（制振材、設置角度、剛性）における栈橋構造の減衰定数と最大応答変位関係

3. 再現解析

(1) 解析条件

再現解析には、2次元非線形動的解析プログラムFLIP[®]を用いて対象断面のモデル化を行うとして、岸壁法線方向への変形は考慮せず、岸壁法線直交方向のみを対象に検討を行った。制振部材を追設した栈橋模型の再現解析モデルを図-8に示す。栈橋模型のモデル化において、上部工と模型杭は線形はり要素、地盤はマルチスプリングモデルとした。地盤パラメータの算出については、加振前に行ったパルス波加振によるせん断波速度をもとに算出している。制振部材のモデル化については、KA-15(CR)の防振ゴム2個を用いたケースを対象に制振ゴムをダンパー要素と圧縮・引張方向に同程度の履歴特性をもつバイリニア型の非線形バネ要素によって図-3に示す挙動を再現している。また、この制振部材を再現する要素は、図-9の概念図に示すように栈橋の基礎杭に設置した剛梁要素を介して両端をピン結合した剛梁要素を設置し、その剛梁要素の中心に設けた二重節点上に配置している。また、この二重節点でせん断方向と回転方向の変形が発生しないように剛バネ要素も設置している。本検討における解析パラメータを表-1にまとめる。

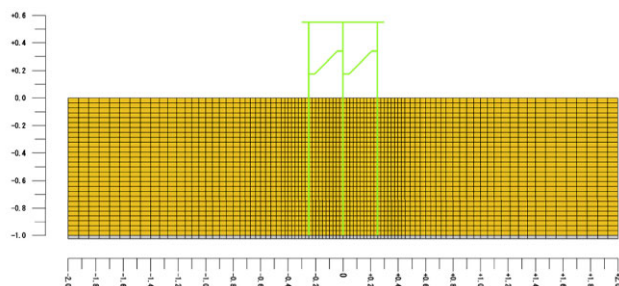


図-8 制振部材を追設した栈橋模型の再現解析モデル

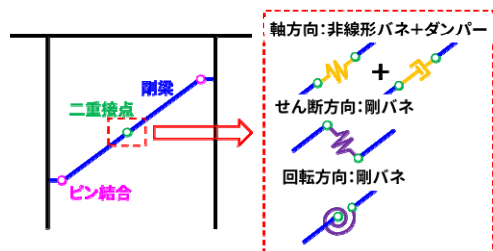


図-9 制振部材のモデル化概念図

表-1 再現解析パラメータ

線形はり要素		上部工	基礎杭
密度	ρ (t/m ³)	77.0	26.3
断面積	A (m ² /m)	8.10×10^{-3}	3.02×10^{-3}
断面二次モーメント	I (m ⁴ /m)	5.47×10^{-8}	2.18×10^{-8}
ダンパー要素		制振部材	
粘性減衰定数	C (kN・s/m ²)	1.0	
非線形バネ要素		制振部材	
等価剛性(一次)	K_1 (N/mm)	40.0	
※等価剛性(二次) : なし			
マルチスプリング要素		密地盤	
密度	ρ (t/m ³)	14.8	
基準拘束圧	σ_m (kN/m ²)	98.0	
せん断弾性係数	G_m (kN/m ²)	73.9	
体積弾性係数	K_m (kN/m ²)	192.6	
ポアソン比	ν	0.33	
間隙率	n	0.43	
内部摩擦角	ϕ (deg.)	39.6	
粘着力	c (kN/m ²)	—	
最大減衰定数	h_{max}	0.24	
拘束圧依存性	m_g, m_k	0.5	

(2) 解析結果

図-10には、図-5に示すKA-15(CR)の防振ゴム2個を用いて設置角度を30度、45度、60度と変更した実験結果と再現解析結果を示す。図より、最大応答加速度は実験結果に対して15%程度、最大応答変位は30%程度の誤差で再現できており、設置角度に対する傾向も実験結果と一致している。

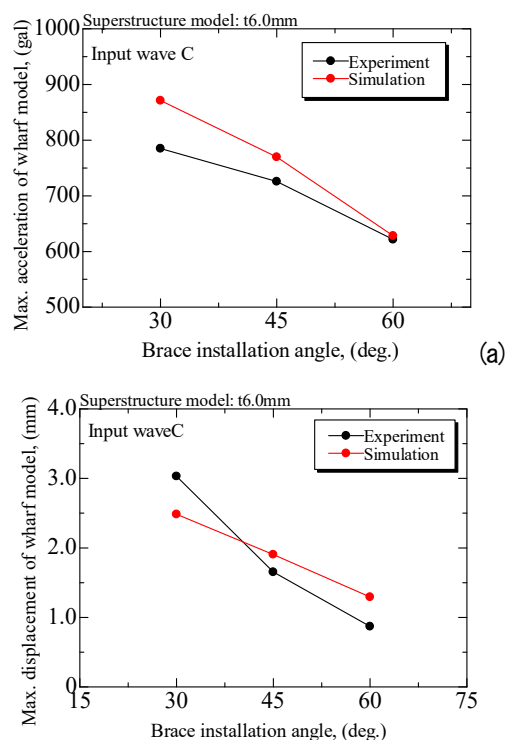


図-10 制振部材(KA15(CR), 2pcs.)を追設した栈橋模型上部工応答の模型振動台実験と再現解析結果の比較: (a)最大応答加速度, (b)最大応答変位

4. 実物大スケールにおける座屈拘束ブレースの追設による耐震性向上効果の検討

(1) 解析条件²⁾

実物大スケールの数値解析においては、再現解析のモデル化方法を参考に、2次元非線形動的解析プログラムFLIP[®]を用いて護岸を含む係留施設全体で解析を行い、座屈拘束ブレースの諸元に関する検討を行った。図-11に実物大スケールの検討断面の一例として、水深-13mの現況断面の解析モデルを示す。設計水深の変更に伴って基礎杭の本数は5本に変更されており、制振部材の設置位置は図-1を参考に全ての基礎杭間について、部材上端をL.W.Lより+2.0mに固定して下端位置を変更している。座屈拘束ブレースのモデル化にあたっては、図-9を参考にダンパー要素を除外し、既往の実験結果⁹⁾を簡易に表現するよう図-12に示すバイリニア型の非線形バネ要素によって再現するモデルとした。L型ブロックの挙動に関する事前検討をもとに振幅調整を行った入力地震動Cを図-13に、解析パラメータは、表-2にまとめている。

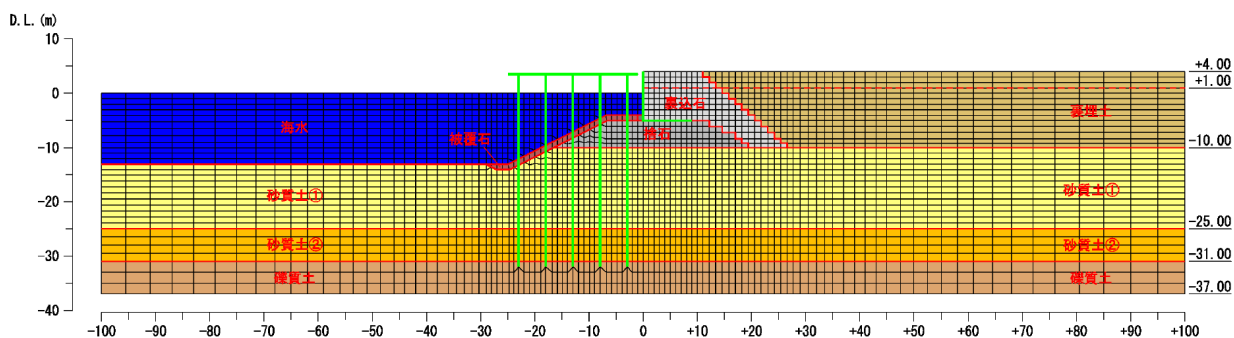


図-11 現況断面の有限要素法解析メッシュ

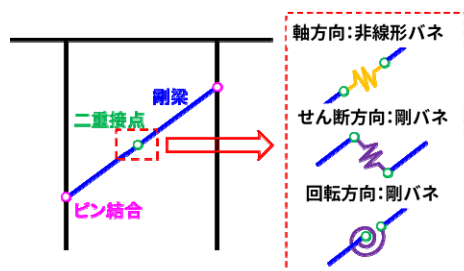


図-12 座屈拘束ブレースのモデル化概念図

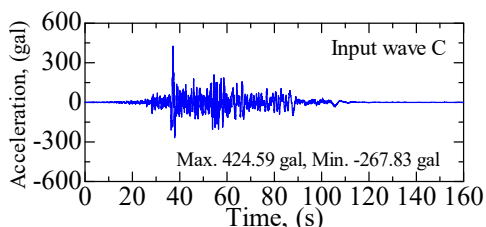


図-13 振幅調整した入力地震動C

表-2 実物大スケールの解析パラメーター一覧

床版梁・L型ブロック (線形はり要素)	床版梁	L型ブロック			
		上部工	側板	底版	
密度	ρ (kN/m ³)	30.0	22.6	24.0	24.0
断面二次モーメント	I (m ⁴ /m)	0.167	0.281	0.005	0.018
断面積	A (m ² /m)	1.0	1.5	0.4	0.4

鋼管杭 (非線形はり要素)	重防食範囲 (-1.0m以浅)	水中	地中	
密度	ρ (kN/m ³)	77.0	77.0	77.0
断面二次モーメント	I (m ⁴ /m)	5.34×10 ⁻⁴	4.94×10 ⁻⁴	5.28×10 ⁻⁴
断面積	A (m ² /m)	6.91×10 ⁻³	6.41×10 ⁻³	6.84×10 ⁻³
曲げ剛性(一次勾配)	EI_1 (kNm ² /m)	1.07×10 ⁵	9.88×10 ⁴	1.06×10 ⁵
曲げ剛性(二次勾配)	EI_2 (kNm ² /m)	0	0	0
全塑性モーメント	M_p (kNm/m)	520.2	478.5	513.9

地盤(マルチスプリング要素)	裏埋土 (気中)	裏埋土 (水中)	砂質土①	砂質土②	礫質土	
密度	ρ (kN/m ³)	18.0	20.0	20.0	20.0	20.0
基準拘束圧	σ_{ma} (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0
せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	76,326	76,326	81,626	77,771	160,593
体積弾性係数	K_{ma} (kN/m ²)	108316	90410	154863	146979	679456
ポアソン比	ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
間隙率	n	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
内部摩擦角	ϕ (deg.)	39.70	39.70	39.80	39.70	42.80
粘着力	c (kN/m ²)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
最大減衰定数	h_{max}	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
拘束圧依存性	m_g, m_k	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50

座屈拘束ブレース (非線形バネ要素)						
降伏軸力	P_y (kN)	100	200	300	400	500
等価剛性(一次)	K_1 (kN/m/m)	4100	7940	11160	14180	16900
等価剛性(二次)	K_2 (kN/m/m)	82.0	158.8	223.2	283.6	338.0
降伏軸力	P_y (kN)	600	700	800	900	1000
等価剛性(一次)	K_1 (kN/m/m)	19260	22420	25600	28900	31980
等価剛性(二次)	K_2 (kN/m/m)	385.2	448.4	512.0	578.0	639.6

(2) 解析結果

本項では、入力地震動Cにおける現況断面と座屈拘束ブレースを全ての杭間に配置する改良断面について、座屈拘束ブレースの設置角度 (30度, 45度, 60度) と軸降伏強度を100kNから1000kNまで100kNごとに変化させたケースについて検討を行った。

図-14(a)に栈橋上部工の最大応答加速度, 図-14(b)に最大応答変位に関する結果を示す。最大応答加速度について、破線の現況断面と比較して、座屈拘束ブレースを設置したケースでは軸降伏力が100-300kNでは同程度、500-800kNで減少がみられ、800kN以上で減少割合は横ばいとなっている。また、減少割合は、模型実験と同様に設置角度が大きい順に増加しており、最大で32%程度低下している。最大応答変位についても同様に、座屈拘束ブレースを設置した全てのケースで現況断面より低下し、設置角度も大きい順に減少割合が大きくなっている。

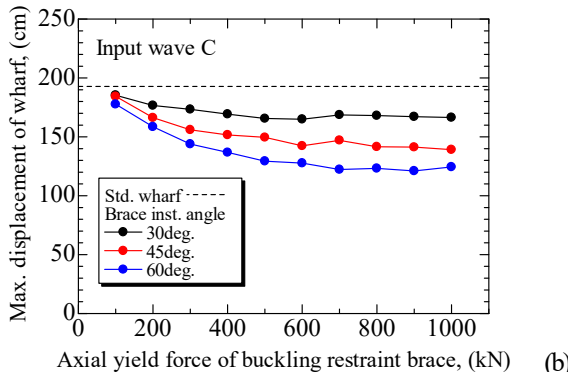
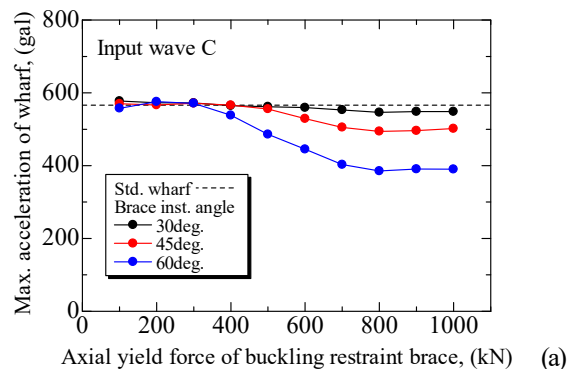


図-14 入力地震動Cにおける栈橋上部工の挙動に対する座屈拘束ブレースの設置角度と降伏軸力の影響: (a)最大応答加速度, (b)最大応答変位

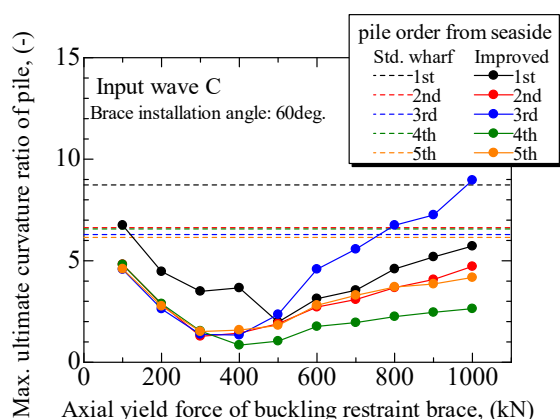


図-15 栈橋基礎杭の最大限界曲率比に対する座屈拘束ブレースの降伏軸力の影響（入力地震動C，設置角度60度）

図-15に、耐震性向上効果が最もみられた設置角度60度の断面について、基礎杭の損傷度に関する検討として、最大限界曲率比に対する座屈拘束ブレースの降伏軸力の影響を示す。ここで、最大限界曲率比は、各基礎杭の限界曲率に対する各要素での発生曲率の比の最大値とした。図より、最大限界曲率比は、いずれの基礎杭でも軸降伏力300-500kN程度で最も低く、軸降伏力が低下もしくは増加するほど限界曲率比が増加しており、基礎杭の損傷が大きくなっているといえる。この理由として、図-14の傾向を踏まえると、軸降伏力100-300kNでは、部材が負担する軸力が低いため最大応答変位が大きくなり、軸降伏力600kN以上では、部材自体の剛性が大きく、かつ部材の負担する軸力が大きいため、基礎杭と制振部材の接合部で損傷してしまうと考えられる。

5. 結論

本研究では、直杭式栈橋の基礎杭間に制振部材を追設することで耐震補強・復旧を行う工法の開発として、護岸のない簡略化した断面の模型振動台実験と有限要素法によるモデル化と再現解析、実物大スケール護岸を含む断面における座屈拘束ブレースの特性による耐震性向上効果の検討を行い、以下の知見を得た。

- ・模型振動台実験において、制振部材を追設することで、一般的な栈橋基礎杭の杭頭で発生する曲げモーメントを制振部材が分担し、基礎杭の最大曲げモーメントと栈橋上部工の最大応答加速度と最大応答変位を低減する効果が得られた。また、最も低減する効果が得られたのは、制振部材の消費エネルギー（同一変位に対して軸力×軸変位関係の面積）が大きく、設置角度が大きいケースであった。
- ・再現解析において、制振部材を剛梁要素の二重節点にダンパー要素と非線形バネ要素で軸方向のみの変形が発生するようモデル化を行った。解析結果は、制振部

材の設置角度に対する最大応答加速度を15%程度、最大応答変位を30%程度の誤差で再現することができた。

- ・実物大スケールの有限要素法解析において、座屈拘束ブレースの特性（軸降伏力と剛性）の影響を検討では、設置角度が大きく、座屈拘束ブレースの軸降伏力が大きいほど、栈橋上部工の最大応答加速度と最大応答変位が低減されることを示した。一方で、本検討ケースにおける部材特性（軸降伏力300kN以下、もしくは600kN以上）では、基礎杭の最大限界曲率比が増加することから、適切に座屈拘束ブレースの特性を選択することで栈橋上部工の応答と基礎杭の損傷を抑えられることを示した。

謝辞：本研究は、内閣府官民研究開発投資拡大プログラム（PRISM）によるものであり、深謝の意を表します。本研究の実施において、有益な助言をいただきました京都大学小野憲司客員教授、名古屋大学富田孝史教授、国土交通省港湾局技術企画課技術監理室、関東地方整備局に深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，2018。
- 2) 近藤明彦，小濱英司，渡辺健二，国生隼人，小山 萌弥，永尾直也，吉原到：座屈拘束ブレースを用いた直杭式栈橋の耐震性向上に関する基礎的検討，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol.75，No.2，pp.I 563-I 568，2019。
- 3) 近藤明彦，小濱英司，渡辺健二，国生隼人，天野俊，小山 萌弥，永尾直也，吉原到：制振部材を用いた直杭式栈橋の模型振動台実験による耐震性向上効果の検討，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.76，No.2，I 408-I 413，2020。
- 4) 宇野州彦，三好俊康，荒水照夫，大塚久哲：鋼管杭式栈橋に制震ダンパーを適用した耐震補強工法の開発に関する実験的研究，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.72，No.2，pp.I 467-I 472，2016。
- 5) 塩崎禎郎：座屈拘束ブレースを用いた鋼管杭式栈橋の制震化に関する研究，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol.71，No.2，pp.I 167-I 172，2015。
- 6) 勝俣優，福永勇介，竹信正寛，宮田正史，小濱英司：地震動に伴う地盤の非線形性を考慮した直杭式横栈橋の照査用震度算出方法に関する研究，国土技術政策総合研究所資料 No.1001，2018。
- 7) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbor Res. Inst., Vol. 27, No.3, pp.3-24, 1988。
- 8) 杉沢充，佐伯英一郎，中村秀司，平林里恵，市川康，植木正憲，穂苅實：耐震，免震，制振技術の開発，新日鉄技報，No.356，No.2，pp.38-46，1995。
- 9) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbor Research Institute, Vol. 29, No.4, pp.27-56, 1990。

水害リスクを踏まえた都市づくりにおける 洪水浸水想定区域の活用可能性と課題

中野 卓¹・木内 望¹

¹（国研）建築研究所 住宅・都市研究グループ （〒305-0802 茨城県つくば市立原1番地）

気候変動により水害リスクが益々高まる中、都市計画でも浸水可能性の高い地域の土地利用規制や誘導等を含む水害対策の検討を迫られている。水害リスクを都市づくりで考慮する際に、今日では水防法に基づく洪水浸水想定区域が広く利用されるが、同区域は住民避難の観点から作成され、災害予防を目的とした土地利用の誘導等への活用を目的としたものでない。そこで、本稿では、地理情報データを用いた浸水想定区域と都市計画の区域・人口集中地区等の重複関係、水害統計調査基本表から洪水による被害実績と浸水想定区域との対応状況を解析し、土地利用規制・誘導に向けた水害リスク情報としての浸水想定区域の活用可能性と課題を検討した。

キーワード 浸水リスク、土地利用規制、ハザードマップ、減災、水害統計調査

1. はじめに

我が国では昨今、集中豪雨等の影響で洪水災害が頻発・激甚化している。気候変動により河川の水害リスクが益々高まる中、都市計画分野でも、浸水可能性の高い地域の建築・土地利用規制や誘導を含む水害対策の検討を迫られており、水防法に基づく洪水浸水想定区域（以下、浸水想定区域）がその主な手掛かりとされている。

ただし、同区域は住民避難の観点から作成されるため、浸水頻度・確率等の情報は提供されていない等、建築・土地利用レベルの対策を検討する上で課題もある。滋賀県では浸水想定区域とは別に、様々な確率規模別降雨に基づく内外水の氾濫を考慮した「地先の安全度マップ」を2012年より公表し、土地利用・建築誘導等の手掛かりとしているが、同様の事例は他に見られない。国交省の「水災害対策とまちづくりの連携のあり方」検討会¹や土木学会²からは、発生頻度に応じた多段階の浸水想定図の作成が提言されており、今後その普及が期待されるものの、現状では多くの自治体にとって浸水想定区域が水害リスクを知る上で最も重要な資料となっている。

このように、浸水想定区域を都市計画分野で用いる際には、その性格を前提条件として踏まえる必要がある。そこで本稿では、洪水被害の減災に向けた土地利用規制・誘導に資する浸水リスク情報のあり方や水防法に基づく洪水浸水想定区域の課題と活用可能性を広く検討するため、浸水想定区域図の作成方法や都市計画、浸水実績と浸水想定区域の関係性を分析する。

なお、本稿は既発表の文献³を再構成したものであり、

建築研究所住宅・都市研究グループの指定課題「水害リスクを踏まえた建築・土地利用とその誘導のあり方に関する研究（R1-R3年度）」の成果の一環である。

2. 研究方法

(1) 研究の手順と構成

本稿では、以下の手順で検討を行った。

- ①都市計画（土地利用規制・DID等）と浸水想定区域の重複関係を地理情報データから解析し、都市における浸水想定区域の広がりからみた課題を整理（3章）。
 - ②洪水による被害実績と浸水想定区域との対応関係を、過去26年間の水害統計調査基本表から解析（4章）。
 - ③上記結果を踏まえ、具体的な都市を対象に、浸水想定区域、都市計画、浸水実績の相互関係を確認（5章）。
- 以上の内容を整理し、6章で浸水想定区域を土地利用規制・誘導に活用する際の課題と活用可能性を考察した。

(2) 使用するデータ

a) 各区域の地理情報データ

本研究では、浸水想定区域並びに都市計画区域、市街化区域、人口集中地区等の地理情報データを使用した。ここではL1浸水想定区域を中心に分析するが、L1とL2の指定範囲等の差を理解する為、一部L2も比較対象としている。L1浸水想定区域のデータは国交省国土政策局国土情報課の「国土数値情報ダウンロードサービス」から取得し、L2は国土地理院から提供を受けた。

都市計画等区域のデータは、国土数値情報より取得し

た。ただし、都市計画区域のうち市街化調整区域や非線引き白地地域は非可住地を広く含むことが想定されるため、国土数値情報より取得した「都市地域土地利用細分メッシュデータ（100m メッシュ）」を用いて、土地利用種別が「河川地及び湖沼」「森林」のメッシュを除外して分析を行った。

浸水想定区域や都市計画区域等の地理情報データが未作成あるいは非公表の自治体があるため、2020年1月時点で、地理情報データ上の浸水想定区域面積が10ha以上かつ各種データを公表済みの1,186自治体を対象として、ArcGIS 10.6により地理情報データを分析した。

b) 水害統計調査基本表

水害統計調査は、洪水、津波、高潮、土砂災害など我が国の水害事例が網羅的に整理された唯一の統計資料であり、その基本表には、水害ごとに原因・水害区域面積・被災棟数・被害額等に関する情報が記載されている。「政府統計の総合窓口 e-Stat」より取得した2007～2018年の基本表データおよび、国土交通省水管理・国土保全局河川計画課から提供を受けた1993～2006年の基本表電子データを用い、26年間の洪水浸水被害を分析した。

なお、本稿は土地利用規制・誘導に関わる分析が目的であるため、民家や事業所等の被害を掲載した「一般資産等水害統計基本表」のみを分析対象としている。

3. 浸水想定区域と都市計画の対応関係

(1) 浸水想定区域の指定状況

まず、浸水想定区域の指定状況を整理する。2019年10月末時点⁴⁾で、浸水想定区域の指定対象となる洪水予報河川は426（国管理：都道府県管理が298：128）、水位周知河川は1,666（同150：1,516）である。国管理河川は全てL1及びL2浸水想定区域が指定・公表済み、都道府県管理河川は、L1浸水想定区域未公表の河川が29（全体の1.8%）、L2浸水想定区域未公表が324（同20%）であり、公表状況に差が生じている。

続いて、L1・L2浸水想定区域の指定状況とその違いを整理する。都道府県管理河川で作成状況に差があることを踏まえ、L1・L2浸水想定区域の地理情報データを得られた103水系の国管理河川を対象とした。L1・L2浸水想定区域の特徴を比較するため、データの都合上、異なる閾値を含む4つの浸水深で比較を行った（表-1）。

対象河川の浸水想定区域全体は、L2の方がL1の約1.17倍広い範囲に指定されている。浸水深別では、L2の1階床上レベルの範囲はL1の1.28倍広い。1階天井付近レベルの範囲は、閾値に1mの差があるにも関わらず、L2の方がL1の1.12倍広い。2階軒下レベルの範囲で最も差が大きく、L2ではL1の3.35倍と広範囲に及び、L2全域に占める割合も15.6%となる。人口の多い政令市の中では広島市で特にL1・L2の差が大きく（図-1）、全体面積ではL2がL1の1.94倍、2階軒下レベルでは

L2がL1の18.78倍と広範囲に指定されている。

このように、L2は極めて低頻度の事象を前提とする為、浸水範囲がL1より大幅に広く・深く設定され、建築・土地利用レベルでの対応が困難な面もある。

表-1 L1・L2浸水想定区域の比較（対象103水系計）

浸水深の区分		面積(km ²)	全域に占める割合
L1	①全域	13,732.2	—
	②0.5m以上（1階床上）	11,313.7	82.4%
	③2.0m以上（1階天井付近）	5,343.0	33.1%
	④5.0m以上（2階軒下）	769.9	4.8%
L2	①全域	16,124.1	—
	②0.5m以上（1階床上）	14,464.3	87.7%
	③3.0m以上（1階天井付近）	5,982.4	37.1%
	④5.0m以上（2階軒下）	2,575.7	15.6%

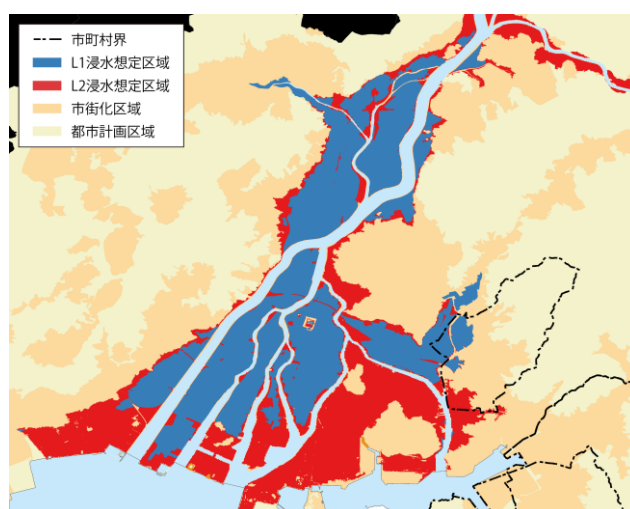


図-1 L1・L2浸水想定区域の例（広島市、太田川水系）

(2) 浸水想定区域と都市計画区域の重複状況

a) 全国的な傾向

全国的な浸水想定区域と都市計画の重複関係を地理情報データから整理する。以降の分析では、多数のデータが利用可能な、L1浸水想定区域のみを対象とする。

対象1,186自治体の可住地のうち都市計画区域、用途地域、人口集中地区と浸水想定区域の重複状況を表-2に示す。都市計画区域の総面積は54,836km²、うち浸水想定区域に含まれる面積は14,689km²である。線引き（①）、非線引き（⑥）で都市計画区域を分けると、前者は浸水想定区域に含まれる割合が高く、市街化区域（②）の3割以上が浸水想定区域に含まれる。線引き都市計画区域（以下、線引き区域）では、市街化区域（②）と市街化調整区域（⑤）の浸水想定区域に含まれる面積割合がほぼ等しく、非線引き都市計画区域（以下、非線引き区域）では、用途地域（⑦）の浸水想定区域に含まれる割合が白地地域（⑩）を大きく上回っている。

b) 自治体別の浸水想定区域と用途地域の重複

市街化区域、非線引き用途地域の各区域に占める浸水想定区域の面積比率によって自治体数を計上した結果を図-2に示す。線引き・非線引き区域が併存する自治体は、各用途地域に含まれる浸水想定区域の面積比率を計算し、線引き・非線引きの双方の自治体数として数えた。

用途地域と浸水想定区域の重複関係を見ると、線引き済みの505自治体のうち482自治体(95.5%)、非線引き区域を有する473自治体のうち406自治体(85.8%)が用途地域に浸水想定区域を含む。用途地域と浸水想定区域の重複のある自治体では、線引き・非線引き区域共に重複比率が10%以下の自治体が最も多く、比率が高まると該当数は減少する。線引き区域では、市街化区域の90%以上を浸水想定区域に含む自治体が特に多く、線引きを要する三大都市圏でデルタ地帯に立地する自治体が多いことが、その要因だと考えられる(表-3)。

(3) 浸水想定区域と人口集中地区の重複状況

a) 全国的な傾向

1960年時点のDIDを旧市街地と捉え、線引き区域では旧市街地(表-2の③)の4割が浸水想定区域に含まれるが、2015年DID(④)の面積比率は③より減少している。非線引き区域では、浸水想定区域に含まれる旧市街地の面積(⑧)が約3割で、2015年DID(⑨)に含まれる面積比率は⑧より微増しており、線引き区域と対照的である。

b) DIDの変化と浸水想定区域の関係性

DIDと浸水想定区域の関係を詳しく見るため、1960年、2015年DIDに基づき、用途地域内を4区分する。1960年のみDIDに含まれる地域を「a. 元DID」、1960年、2015年共にDIDに含まれる地域を「b. 継続DID」、2015年のみDIDに含まれる地域を「c. 拡大DID」、1960年、2015年共にDIDに含まれない地域を「d. 宅地化予備地域」とした。

表-2 区域区分等と浸水想定区域の重複状況(全国)

区域区分等	区域を有する自治体数	総面積(km ²)	うち浸水想定区域の面積(km ²)、割合
都市計画区域	1,036	54,835.9	14,688.5(26.8%)
①線引き都市計画区域	505	30,547.1	9,962.2(32.6%)
②うち市街化区域	505	11,702.1	3,687.8(31.5%)
③1960年DID	307	2,484.0	1,004.4(40.4%)
④2015年DID	443	8,752.9	2,882.1(32.9%)
⑤うち市街化調整区域	494	18,844.9	6,274.3(33.3%)
⑥非線引き都市計画区域	560	24,288.9	4,726.4(19.5%)
⑦うち非線引き用途地域	473	3,255.5	851.4(26.2%)
⑧1960年DID	240	428.4	126.4(29.5%)
⑨2015年DID	223	1,048.5	318.5(30.4%)
⑩うち白地地域	560	21,033.3	3,874.9(18.4%)

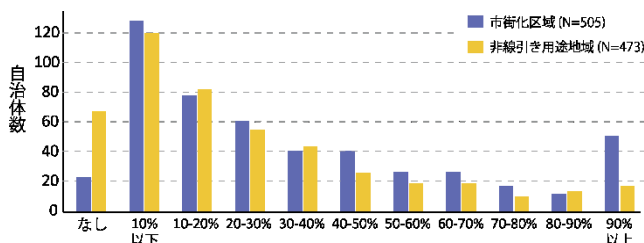
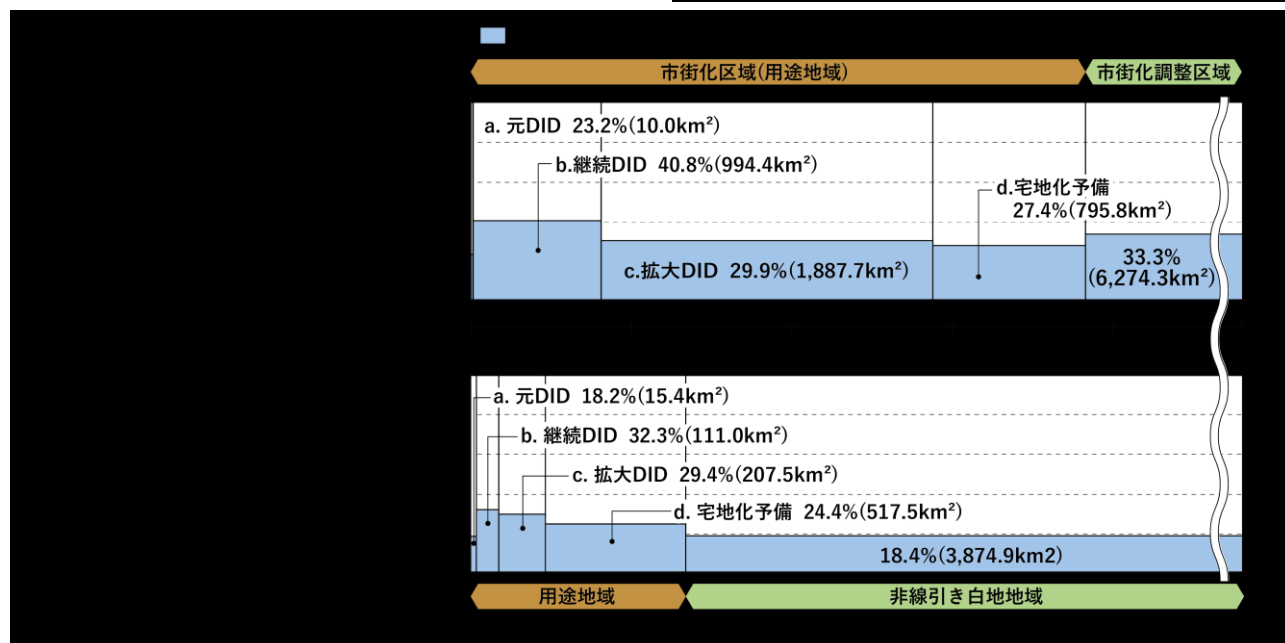


図-2 用途地域に占める浸水想定区域の面積別自治体数

表-3 市街化区域の90%以上を浸水想定区域に含む自治体

地方	都道府県別件数、市区町村名
東北	青森県1(藤崎町)、山形県1(中山町)
関東	茨城県2(五霞町、境町)、群馬県4(玉村町、板倉町、明和町、千代田町)、埼玉県17(行田市、加須市、春日部市、羽生市、草加市、越谷市、蕨市、戸田市、久喜市、八潮市、三郷市、幸手市、吉川市、川島町、宮代町、杉戸町、松伏町)、東京都5(墨田区、荒川区、足立区、葛飾区、江戸川区)、山梨県2(中央市、昭和町)
北陸	福井県1(福井市)
東海	岐阜県5(羽島市、瑞穂市、岐南町、笠松町、安八町)
近畿	滋賀県1(守山市)、京都府1(久御山町)、大阪府2(守口市、門真市)、奈良県3(川西町、三宅町、田原本町)
中国	鳥取県1(日吉津村)
四国	徳島県4(吉野川市、石井町、松茂町、北島町)
九州	佐賀県1(佐賀市)



それぞれの浸水想定区域との重複面積率を図-3に示す。このうち面積の特に小さいaを除く3つの傾向をみる。まず、線引き・非線引き区域の違いとして、線引き区域ではcが、非線引き区域ではdが用途地域の中で最大面積を占めている。浸水想定区域との重複割合は、線引き・非線引き区域で共にbが最も高く、次いでc、dがいずれも20%台で続くという傾向が見られる。また、線引き区域では市街化調整区域と浸水想定区域の重複割合がc、dを上回る一方、非線引き区域ではc、dの浸水想定区域の重複割合が白地地域のそれを上回っている。

この結果から、線引き区域では、水害リスクの相対的に低い周辺部(c、d)へ市街地が拡大していったことで、1960年から2015年にかけてDIDと浸水想定区域の重複割合が低下したと考えられる。非線引き区域でも同様の傾向は見られたが、浸水想定区域に含まれる割合の低いaが2015年時点のDIDから外れたことで、DIDと浸水想定区域の重複割合が微増したものと考えられる。

4 浸水想定区域と水害実績の対応関係

水害の特徴を表す指標として、ここでは水害統計基本表の「被害回数」「水害区域面積」「被災家屋棟数」に着目し、その全国的な傾向を分析する。なお、浸水想定区域は外水氾濫による浸水が想定される区域である為、河川の「破堤」「有堤部溢水」「無堤部溢水」のいずれかを原因とする水害を集計対象とした。

市町村内で同一の異常気象を原因とする水害が複数箇所発生した場合、合計して1件の水害として扱った。また、基本表では発災当時の市町村名で記載されている為、2019年4月時点の市町村区分に基づき整理した。市町村名や水害原因が不記載の水害事例は対象外とした。

上記手順で基本表を整理した結果、1993~2018年で4,589件の水害が抽出され、本稿で対象とする1,186自治体、のべ3,707件のデータを使用して分析を行った。

(1) 水害回数、水害区域面積、被災家屋棟数の状況

水害実績を整理すると、1993~2018年の1自治体当たり水害回数は3.13回である。浸水想定区域が公表されているが被害の無い自治体が284(対象の23.9%)ある一方、5回以上(概ね5年に1度以上)経験の自治体が281(同23.7%)ある。

水害区域面積は26年間でのべ2,040km²であり、基本表では市町村よりも細かい地理的情報は得られないが、農地を除く「宅地その他」の水害区域面積は453km²(水害区域全体の22%)であることから、被害の大部分は市街地以外で生じていると推察される。

被災家屋棟数は26年間でのべ324,721棟、うち床上浸水以上の被害を受けた棟数は半数近い135,556棟である。

(2) 浸水想定区域と水害実績の関係

a) 水害の分布の特徴

水害回数が1以上の自治体を対象に、自治体別の水害の回数と区域面積、被災家屋棟数からローレンツ曲線を作成した(図4)。これによると、水害回数は比較的分散しているが、水害区域面積や被災家屋棟数は一部自治体への集中傾向にあることが分かる。水害区域面積は上位3.2%の29自治体に総面積の半分以上が、被災家屋棟数は上位4.1%の37自治体に被害の半分以上が集中し、浸水想定区域が指定されている自治体間でも、実際の被害状況には大きな差が生じている。

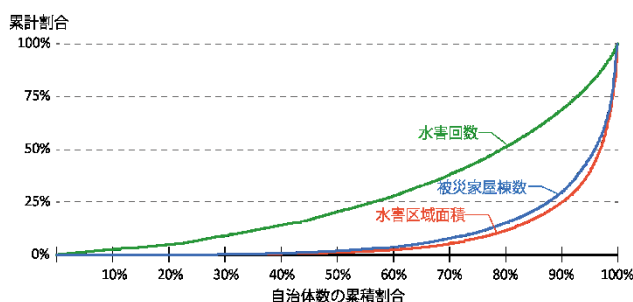


図4 自治体別にみた水害の被害分布のローレンツ曲線

b) 浸水想定区域の指定状況と水害実績の相関分析

家屋等の被害が大きい自治体では、浸水リスクを踏まえた土地利用の規制・誘導が十分でないことで被害を広げた可能性が考えられることから、自治体別の浸水想定区域指定状況と水害実績の相関関係をここで分析する。

浸水想定区域の指定状況として、線引き・非線引き別の都市計画区域および用途地域、2015年DIDの各々に占める浸水想定区域の面積割合を用いる。水害実績には26年間の被災家屋棟数を用いるが、自治体規模によって被害規模も異なると想定される為、2018年住宅・土地統計調査から自治体別の総住宅棟数を参照し、「被災家屋棟数÷総住宅棟数」を水害実績の指標とすることで標準化した。ただし、住宅・土地統計調査の住宅棟数は人口1万5千以上の自治体のみ集計されることから、ここでは当該条件に該当する線引き自治体432、非線引き自治体388を対象に、各指標の単相関係数を調べた。

分析結果を表4に示す。線引き・非線引きのいずれの指標も1%水準で有意で、相関係数は0.3より小さい。用途地域、DIDは住宅密度が高いことから、これら地域で水害が発生した場合には、被災家屋棟数割合も相応に

表4 浸水想定区域割合と被害家屋棟数の相関分析

浸水想定区域の指定状況		自治体数	被災棟数との相関係数
線引き	都市計画区域全体	432	.053
	市街化区域(用途地域)	432	.100
	2015年DID	407	.111
非線引き	都市計画区域全体	388	-.007
	用途地域	343	.141
	2015年DID	213	.260

※線引き・非線引き併存自治体を除く。相関係数はいずれも1%水準で有意。

高くなると推測されるが、実際には、浸水想定区域の指定状況と水害実績の間に相関は殆ど見られず、そのような傾向は確認されなかったと言える。

5. 2都市におけるケーススタディ

本章では、前章までの分析を具体の都市で、全国ベースでは得られない浸水実績の地理的分布や、立地適正化計画の居住誘導区域の設定状況等も踏まえて確認する。

浸水実績の地理的分布は、国土交通省国土政策局国土情報課が、国土調査法の基本調査の一環として公開する、「土地分類調査（土地履歴調査）」の災害履歴図の浸水域 GIS データを用いる。2011 年より 57 地域（国土地理院 1/5 万地形図の図郭が基本）で提供されており、都市全域にわたる GIS データを公開する地域が限られるため、最新（2018 年度）の調査の対象で、これを満たす静岡県沼津市と高知県高知市をケーススタディに選んだ。

(1) 静岡県沼津市（図 5 左）

沼津市は駿河湾東岸沿い、狩野川下流に位置する人口約 19.6 万・面積 187km²（2015 年国調）の都市で、可住地の大半は低地が中心の平野部にある。

市域には一級河川の狩野川（国管理、支川を含む）及び高橋川（以下、県管理）、沼川、二級河川の新中川があり、L1 浸水想定区域データが公開されている。狩野川は再起確率年数 100 年程度の既往最大洪水、狩野川支川を含む他の河川は 50 年程度の計画降雨による氾濫を想定し、狩野川は 2002 年、他は 2010 年時点の河道整備状況を勘案、浸水想定区域は市域の 9.5%に及ぶ。狩野川の L2 浸水想定区域は L1 に対して、全体で 1.22 倍、床上レベルで 1.37 倍、1 階天井付近レベルで 1.39 倍と、特に想定浸水深の大きな区域が広がっている。

都市計画は、線引き都市計画区域である。非可住地を除く継続 DID の 33.9%、元 DID の 3.6%、拡大 DID の 28.2%、宅地化予備地域の 9.9%、市街化調整区域の 15.1%が浸水想定区域と重なり、立地適正化計画で居住等誘導区域の一般的条件を備えると思われる地域で浸水

想定区域に含まれる割合が高い。2019 年策定の立地適正化計画では、原則として市街化区域の内、工業系用途地域の多くと、住宅の建築に制限の加わるハザードエリア及び、津波避難困難区域を除く区域を居住誘導区域と設定しており、浸水想定区域の約半分がここに重なる。

水害統計では、過去 26 年間に市内で 19 件の外水氾濫があり、床上浸水以上の被災家屋棟数が 10 棟以上を記録した外水氾濫は、1993 年 2 月、1998 年 8 月、2004 年 10 月、2007 年 9 月の 4 回に及ぶ（いずれも無堤部溢水）。しかしながら、災害履歴図が作成されている 1980 年以降の浸水を見ると、その多くは東部の市街化調整区域内に集中している。

(2) 高知県高知市（図 5 右）

高知市は土佐湾北岸に位置する、人口約 33.7 万・面積 309km²（2015 年国調）の都市で、鏡川の下流域を中心に市街地が形成され、東西方向に広く平地が分布する。

市域の東端を物部川、西端を仁淀川（以上、国管理の一級河川）が、中心部を鏡川及び国分川（県管理の二級河川）が流れ、国土数値情報の L1 浸水想定区域データが公開されている。仁淀川及び物部川は再起確率年数 100 年程度、鏡川は 70 年程度、国分川は 50 年程度の計画降雨による氾濫を想定し、仁淀川は 2009 年、物部川は 2002 年、国分川は 2009 年の時点、鏡川は 2010 年時点の河川激甚災害対策特別緊急事業後、の河道等整備状況を勘案している。浸水想定区域は市域の 7.6%に及ぶ。物部川と仁淀川の L2 浸水想定区域は L1 に対して、全体で 1.13 倍、床上レベルで 1.15 倍、2 階軒下レベルで 4.35 倍となるが、その大半が市街化調整区域と重なる。

都市計画は、線引き都市計画区域である。継続 DID の 24.5%、元 DID の 0.7%、拡大 DID の 7.8%、宅地化予備地域の 2.5%、市街化調整区域の 31.0%が浸水想定区域と重なり、都市機能誘導区域の一般的条件を備えると思われる区域で重複割合が高い。2017 年策定の立地適正化計画では、原則として市街化区域の内、工業系用途地域と、住宅の立地のないエリアと土砂災害特別警戒区域

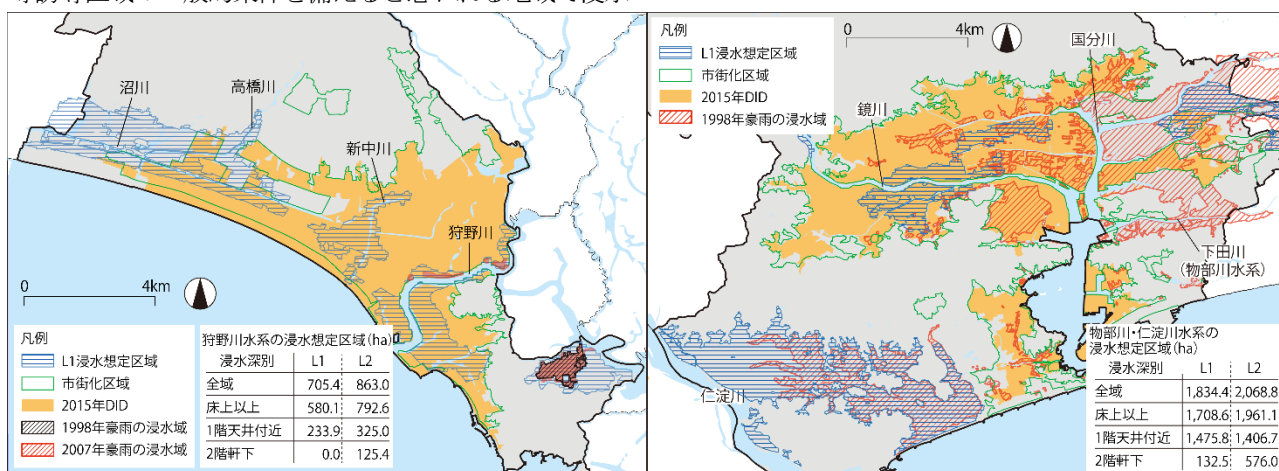


図-5 ケーススタディ対象都市（左：沼津市、右：高知市）の浸水想定区域、都市計画、浸水実績の位置関係

を除いた区域を居住誘導区域と設定しており、浸水想定区域は津波を含めて誘導区域から除外していない。

水害統計によれば、過去 26 年間の市内での外水氾濫は 1998 年 9 月（床上浸水以上の被災家屋 1,972 棟）、1999 年 6 月（同 166 棟）の 2 件であり、いずれも有堤部溢水に因る。1998 年の洪水は、仁淀川及び国分川の氾濫によるものであり、災害履歴図に拠ると国分川の氾濫は市内の中心部に及んだが、国分川の L1 浸水想定区域図の市内の区域は境界部の狭い範囲にとどまっており、その後に進んだ河川整備を反映していると考えられる。

(3) ケーススタディの結果

2 市の浸水想定区域・都市計画・浸水実績を確認した結果、市街地における浸水想定区域の割合は高いが、近年の浸水実績を見る限り、その多くは市街化調整区域で発生しており、中心部に及ぶような浸水を経験した場合には、L1 浸水想定区域から除外されるような河川整備が実施され、安全性が高まっていることが確認できた。

6 まとめと考察

(1) 浸水想定区域の課題に関するまとめ

本稿では、土地利用規制・誘導に資するリスク情報としての洪水浸水想定区域の課題と活用可能性等を検討するため、都市計画、浸水実績との関係性を分析した。浸水想定区域と都市計画の対応関係の特徴とその課題として、3 点が挙げられる。

第 1 に、線引きの有無を問わず、殆どの自治体で用途地域と浸水想定区域が重複する。線引き自治体では重複割合が 90%を超える自治体も多く、その場合には、水害リスクを考慮した土地利用の誘導・規制の判断において浸水想定区域の内外のみを基準とすることは困難である。

第 2 に、集約型都市構造の実現の観点から都市機能や居住機能を誘導すべき地域である用途地域や継続 DID で、相対的に浸水可能性の高い地域が多い。こうした地域を誘導区域に含めることで、水害リスクを理由として他の浸水想定区域を誘導区域から除外することが平等性の観点から難しくなる恐れがある。

第 3 に、浸水想定区域のある自治体間で水害実績に大きな差がある。対象自治体の 1/4 は過去 26 年間に水害経験がなく、経験的にリスクの高い地域を知る術に乏しいため、水害リスクを知る上で浸水想定区域の重要性は特に大きいと言える一方、用途地域等と浸水想定区域の重複率と水害実績の間に相関関係は確認されず、浸水想定区域の示す水害リスク情報と実際のリスクへの暴露性との間に関係性があるとは判断されなかった。

また、2 都市のケーススタディを通じて、市街地に浸水想定区域が広く設定される場合でも、実際の被害はその外側に集中している場合や、中心部の被害を受けた河川整備の実施により浸水リスクの改善がなされた場合が

あること等が示唆された。

総じて、浸水想定区域を避難に関わるリスク情報として活用する意義は否定されないが、多くの都市で対象範囲が広く、区域内にあるか否かのみをもって災害予防を目的とした土地利用規制・誘導に活用するには、限界があることが具体的に明らかになったと考える。

(2) 浸水想定情報の活用可能性に関する考察

こうした限界は明らかになったものの、現状では浸水想定区域が最も利用価値の高いリスク情報であることは否めない。そこで、得られた知見を踏まえて、洪水被害の減災に向けた土地利用規制・誘導に資するリスク情報としての浸水想定情報のあり方と活用可能性を考察する。

第 1 に、土地利用の規制・誘導等の判断等に際しての活用である。本稿で確認された浸水想定区域の指定範囲の広さや、実際の水害リスクの程度と必ずしも対応しないこと等を考慮すると、多くの都市で区域図のみを判断材料とすることは難しい。各地点の相対的な浸水リスクが比較可能な多段階の浸水想定情報の作成と活用が望まれるが、これまでの浸水実績等の他の情報も参考にすることにより、代替策とするとことも考えられよう。

第 2 に、個々の敷地や建築物単位で住民・事業者等が浸水対策を講じる際の参考情報としての活用である。被害規模と発生確率に結びつく多段階の浸水想定情報が提供されれば、対策費用と対策効果の期待値の比較を踏まえて経済合理的な判断を促し、市場原理に基づき水害対策の進展する道筋を見いだすことが可能となろう。その延長線上に、土地利用や建築の制限を行う地域指定や制限内容の判断基準として活用することも想定できる。

7 おわりに

今後は、市街地における浸水リスクの実態に迫るため、水害統計調査時に作成される水害区域図を利用して、水害実績の詳細情報を分析していく予定である。

参考文献

- 1) 「水災害対策とまちづくりの連携のあり方」検討会(2020) 水災害対策とまちづくりの連携のあり方について 提言
- 2) 土木学会(2020) 台風第 19 号災害を踏まえた今後の防災・減災に関する提言～河川、水防、地域・都市が一体となった流域治水への転換～、http://www.jsce.or.jp/strategy/files/hagibis_2020123.pdf
- 3) 中野卓, 木内望(2020) 水害リスクを踏まえた都市づくりにおける洪水浸水想定区域の活用可能性と課題, 都市計画論文集, Vol.55, No.3
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局「洪水浸水想定と洪水ハザードマップの指定・公表状況（R1.10 末時点）」, http://www.mlit.go.jp/river/bousai/main/saigai/tisiki/syozaiti/pdf/06shinsui-hm_r0110.pdf

公共施設将来経費試算ソフトの 開発とその活用について

峰岸 雅男¹・松山 正樹²・奥村 拓也³

¹企画経営部 施設課 (〒105-8511 東京都港区芝公園1-5-25)

²街づくり支援部 都市計画課 (〒105-8511 東京都港区芝公園1-5-25)

³企画経営部 企画課 (〒105-8511 東京都港区芝公園1-5-25)

港区は、国が策定を要請している「個別施設計画」を、2018年度に「港区区有施設保全計画」(以下、「保全計画」という。)として策定し、教育施設を含むほぼ全ての公共施設で予防保全型管理の手法を導入している。保全計画には、計画期間内に実施する各施設の予定工事を示しており、毎年度、進捗管理を徹底することで実現性を確保している。

本稿は、その進捗管理に必要な各年度の財政負担額や工事件数を試算し、予定変更等による影響を簡易に確認できる計算表(以下、「試算ソフト」という。)を開発したため、その開発経緯や試算ソフトの内容、活用方法について報告するものである。

キーワード ファシリティマネジメント、将来経費、予防保全型管理、長寿命化計画

1. はじめに

港区の総人口は、2020年に260,379人となった。1996年に過去最少の149,716人となって以降、毎年増加しており、現在も増加傾向にある。(図-1)

公共施設の保有量(延床面積)も増加しており、2019年3月31日時点で、710,344.39㎡(区分所有による持分も含む)を保有し、30年前の保有量と比較すると、約1.8倍に増加している。(図-2)

現在も、子育て施設や高齢者施設、小中学校等の整備を進めており、今後も増加する見通しである。竣工後30年を超える施設が少ないため、現在は適切に維持管理できているが、保有量の増加や施設の老朽化等が進行すると、いずれ業務量、財政負担の面から実施できない工事が発生し、継続的に安全性を確保することが困難になる。

そこで港区は、保全計画において、公共施設を80年以上利用することを前提とした標準的な改修工事の周期(表-1)を定め、計画期間内における各施設の工事時期目安と各年度の必要経費を行動計画として示した。

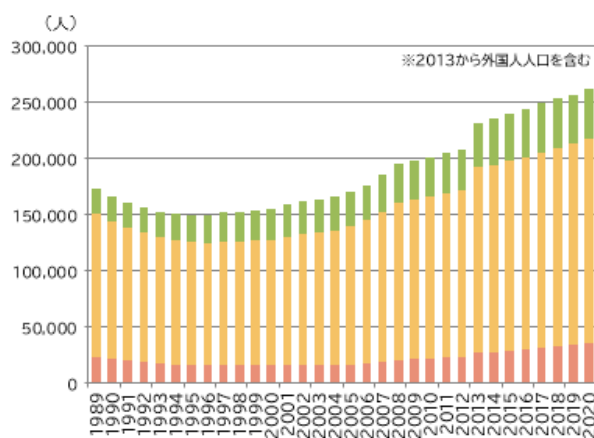


図-1 人口推移

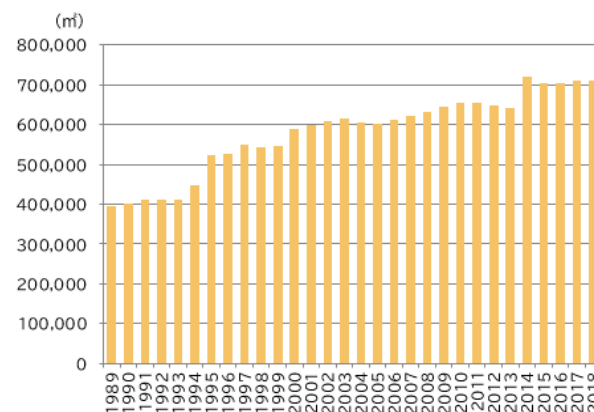


図-2 公共施設の保有量推移

表-1 標準的な改修工事の周期

	15年改修 (設備改修)	20年改修 (中規模改修)	25年改修 (EV改修)	30年改修 (設備・受変電改修)	40年改修 (大規模改修)	45年改修 (設備改修)	50年改修 (EV改修)	60年改修 (中規模・設備・受変電)	75年改修 (設備・EV改修)
電気	直流電源装置	電灯設備 情報表示設備 映像・音響設備 舞台音響・照明設備 放送設備 構内交換設備 誘導支援設備 防犯カメラ設備 駐車場管制設備 入退出管理設備 自動火災報知設備	エレベーター 設備	直流電源装置 受変電設備 幹線 充電設備 コンセント設備 テレビ共同受信設備	電灯設備 情報表示設備 映像・音響設備 舞台音響・照明設備 放送設備 構内交換設備 誘導支援設備 防犯カメラ設備 駐車場管制設備 入退出管理設備 自動火災報知設備	直流電源装置	エレベーター 設備	直流電源装置 電灯設備 情報表示設備 映像・音響設備 舞台音響・照明設備 放送設備 構内交換設備 誘導支援設備 防犯カメラ設備 駐車場管制設備 入退出管理設備 自動火災報知設備 受変電設備 幹線 充電設備 コンセント設備 テレビ共同受信設備	直流電源装置 エレベーター設備
機械	給湯設備 空調設備 換気設備 給排水設備			給湯設備 空調設備 換気設備 給排水設備 衛生設備 ガス設備 その他	消火設備	給湯設備 空調設備 換気設備 給排水設備		給湯設備 空調設備 換気設備 給排水設備 衛生設備 ガス設備 その他	給湯設備 空調設備 換気設備 給排水設備
建築	設備改修に伴う 部分補修	防水改修 外壁改修 鉄部塗装改修 (外構含む) 外構改修 (門扉、植栽)		鉄部塗装改修 (外構含む)	防水改修 外壁改修 開口部改修 鉄部塗装改修(外構含む) 内部改修 サイン改修 外構改修 (門扉、植栽、校庭)	設備改修に伴う 部分補修		防水改修 外壁改修 鉄部塗装改修 (外構含む) 外構改修 (門扉、植栽)	設備改修に伴う 部分補修

2. 開発経緯

保全計画に示した各施設の改修工事を着実に実施していくためには、税収の増減や緊急工事の発生等の外的要因による変化を受けつつも柔軟にスケジュールを調整し、全庁的な合意を得て、予算と人員を確保する必要がある。この作業は、庁内の複数部署との調整や予算検討資料の作成等、工程が多く、作業量も膨大であるほか、人事異動等により、この仕組みが形骸化する恐れがある。以上のことから、「来年度以降の工事予定や各年度の工事件数、財政負担の見通しが簡単に確認・更新できるツール」として公共施設将来経費試算ソフトを開発し、それをを用いた進捗管理方法を確立した。

3. ソフトの内容

(1)特徴

本ソフトは、各公共施設に係る今後80年分の経費を年度ごとに算出し、それらを合算して、将来の財政負担の見通しを確認するものである。

現在、日本で普及している公共施設の将来経費を試算できるソフトは、2種類に大別される。(表-2)

一つが、総務省や文部科学省が配布している公共施設等総合管理計画の策定時に使用する試算ソフト(A)で、もう一つが、一施設の修繕計画を立案することを前提とした市販のソフト(B)である。

本ソフトは、毎年度のスケジュール見直しを前提とするため、(A)のような簡便性と、予算検討資料としての信頼性を確保するため、(B)のような試算精度の両立を目指した。また、この分野は歴史が浅く、計算方法等について今後の発展性が見込まれることから、その都度修正できるように、マイクロソフト社の Excel でマクロ機能を使用せずに作成したことも一つの特徴である。

表-2 各試算ソフトの特徴

項目	A	B※一例
目的	公共施設等総合管理計画等の策定	長期修繕計画の策定 積算の補助
入力情報	用途、延床面積 各工事の単価 (用途別)	延床面積 各部位の仕様、個数 各部位の単価、工事周期
成果	方針の検討に必要な公共施設全体の将来経費	一施設の詳細な修繕経費

(2)構成

本ソフトは、Excel ファイルの5つのシートで構成している。(図-3)1ファイルに入力できる施設数は、ファイルの容量とパソコンの処理能力を鑑みて50棟までとし、それ以上の施設数に対応するため、別途、データを統合するファイルを作成した。施設分類ごとにファイルを分けることで、試算条件を細分化することも可能である。

(3)試算方法

試算にあたり、本ソフトでは、主に2種類の計算を行っている。「工事時期」と「工事金額」である。工事時期については、竣工年や各工事の周期等から次回以降の設計・工事時期とその期間を工事種別ごとに算出する。

工事金額については、施設分類や延床面積、工事単価等から各工事種別の総工事費を算出したうえで、初年度の費用、中間年度の費用、最終年度の費用を「工事時期の計算結果」や「工事契約の方法」と照合して分配する。なお、工事単価については、施設用途ごとに類似工事事例の工事費を分析し、国土交通省が公表している建設工事費デフレーターを乗じて算出した。

(4)簡便性と試算精度の両立

簡便性を確保する上で重要となるのは、入力する情報量の少なさである。港区では、保全計画の対象が147棟あり、入力項目が1項目増えるごとに147個の情報を多く入力することになってしまう。そこで、入力項目を「建物分類」「延床面積」「竣工年」等の基本的な9項目に限定した。

入力項目が少ない中で、試算の精度を確保するため、主に2つの工夫を凝らした。一つ目が、「債務負担行為額」の設定である。本ソフトでは、債務負担行為の限度額等を設定でき、建築、電気、機械の工事種別ごとに計算することで、複数年にわたる工事費用の分配を現実的なものに近づけている。二つ目が、「各施設の個別事情」の反映である。他の施設と大きく状況が異なる施設や既に工事費が決定している施設に対応するため、施設ごとに工事期間や工事費等を上書きできる機能を有している。これにより、一律な試算では対応できない例外や既定値との計算誤差を小さくしている。

基本情報入力シート

各施設の基本情報(9項目)を入力するほか、各施設の工期や工事時期を設定できます。

各施設工事金額一覧

各施設の概算工事費を年度ごとに確認できます。必要に応じて、具体的な見積もり金額を反映できます。

起債シミュレーター

起債を検討する際に、入力します。

試算結果



80年間の将来経費をグラフまたは表で確認できます。起債の検討結果は、グラフを切り替えて確認できます。

設定

施設分類や工事種別、改修周期、単価などを設定します。

図-3 ソフトの構成

4. 活用方法

保全計画の進捗管理における本ソフトの活用方法を紹介する。当該進捗管理は、4つの部署が連携して行っている。(図-4)前年度の進捗状況を公共施設マネジメント担当がとりまとめ、本ソフトに当初との変更点を入力することで、再来年度以降の工事予定や件数、将来財政負担額の変動を可視化している。この変動について、関係部署で実施可能か確認したうえで、副区長を委員長とする港区公共施設等整備検討委員会の上で承認を得て、毎年度当初に区のホームページで変更内容を公表している。個別施設計画(港区では「保全計画」)の実効性を低下させる大きな要因として、関係部署間の調整の困難さが挙げられる。本ソフトは、その調整に必要な資料の作成および修正を簡単にすることができる。各部署との調整が円滑になることで、短い周期での計画見直しが可能となり、計画の形骸化を防止し、実効性の向上に寄与している。

また、その他の活用方法として、施設の新規整備に関するライフサイクルコストのシミュレーション等に試験的に活用しているほか、財政運営方針の基礎資料としての活用も検討しており、政策判断の基礎資料としての大きな効果が期待されている。

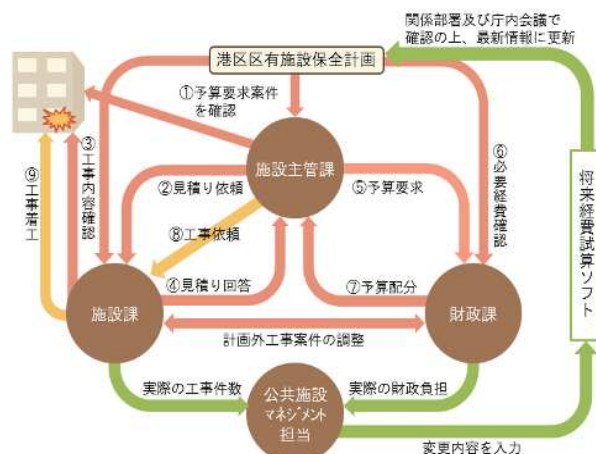


図-4 ソフトを活用した保全計画の見直し体制

5. おわりに

港区では、本ソフトを活用した保全計画の見直し体制が組織的に定着しつつある。今後も継続して利用されるものとなるように、試算額と実際の執行額の差について分析していくとともに、操作性等についても改善を図っていく。

また、現在、道路や公園についても同程度の性能で試算ができないか検討を進めている。本ソフトの試算結果と連動することで、公共施設等総合管理計画改定の効率化も目指していきたい。

中宝永町における民間事業の進捗に 合わせた交差点改良の実施

半田 佳奈¹・林 龍彦²・森田 仁³

¹四国地方整備局 土佐国道事務所 管理第二課（〒7800-055 高知県高知市江陽町2-2）

²四国地方整備局 土佐国道事務所 管理第二課（〒7800-055 高知県高知市江陽町2-2）

³四国地方整備局 土佐国道事務所 管理第二課（〒7800-055 高知県高知市江陽町2-2）

国道56号中宝永交差点は交通事故危険箇所の解消を目的に平成31年度より事業化された交差点改良事業である。当事業においては、交通事故形態等の分析から左折巻き込み事故の発生解消を目的に対策工を立案して計画を進めるなかで、買収が必要であった隣接民地店舗の建て替え計画が判明したため、計画及びスケジュール等の整合を図ることにより、スピード感を持った事業進捗が図られ、一年前倒しで対策工事が完了することができた。今回、事業進捗経緯等について報告を行う。

キーワード 交差点改良

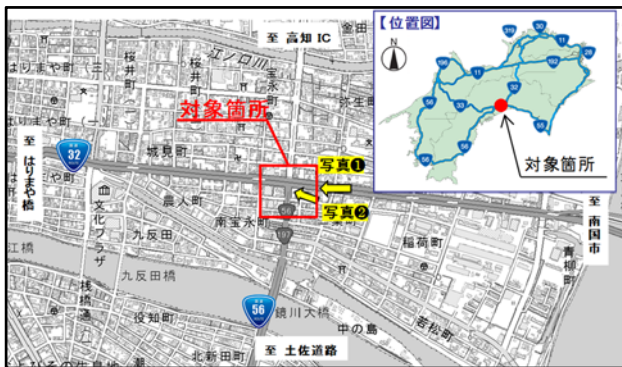


図-1 位置

1. はじめに

国道56号中宝永交差点（図-1）は、高知市市街部の東部、高知市知寄町1丁目に位置し、東西に国道32号が通り、南は高知県下で最も交通量が多い土佐道路、更に北は高知ICに接続している主要な交差点であるが、交通量が非常に多く、主要渋滞箇所であるとともに、事故危険箇所にも登録されている課題の多い交差点である。

今回、当該交差点における交通事故対策である交差点改良について報告する。

2. 交通事故の状況

当該交差点は、事故危険箇所に選定された箇所であり、2014～2017年の4年間で26件の死傷事故が発生し、死傷事故率は440.05件/億台キロと非常に高い数値を示していた。死傷事故当事者を見ると、自動二輪車、自転車、歩行者の割合が最も多く49%を占めている（図-2）が、土佐国道事務所管内での交通事故類型では、追突事故が占め

る割合が49%と圧倒的に多い状況下において非常に突出した事故類型である。

また、交差点内での発生場所（図-4）を見ると、西進左折車と自動二輪車、自転車の接触事故が7件と非常に多い状況であり、交通事故状況等から発生要因を分析し、対応策を立案した。

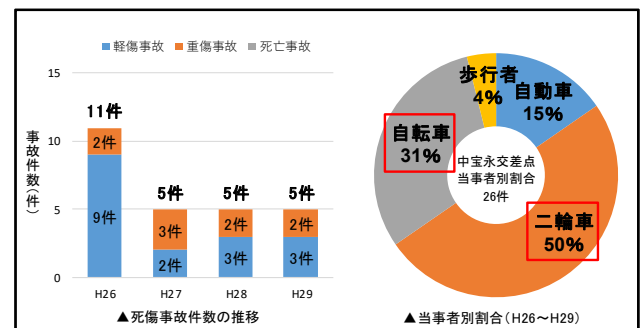


図-2 当該地区における死傷事故件数の推移

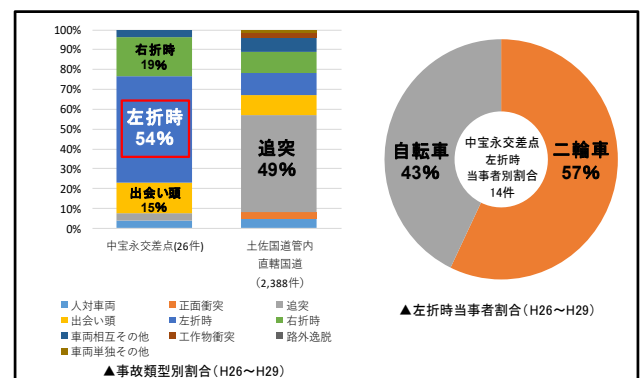


図-3 当該区間における事故類型別割合（2014～2017年）



図-4 交通事故発生状況 (2014～2017年)



写真-1 対策前写真

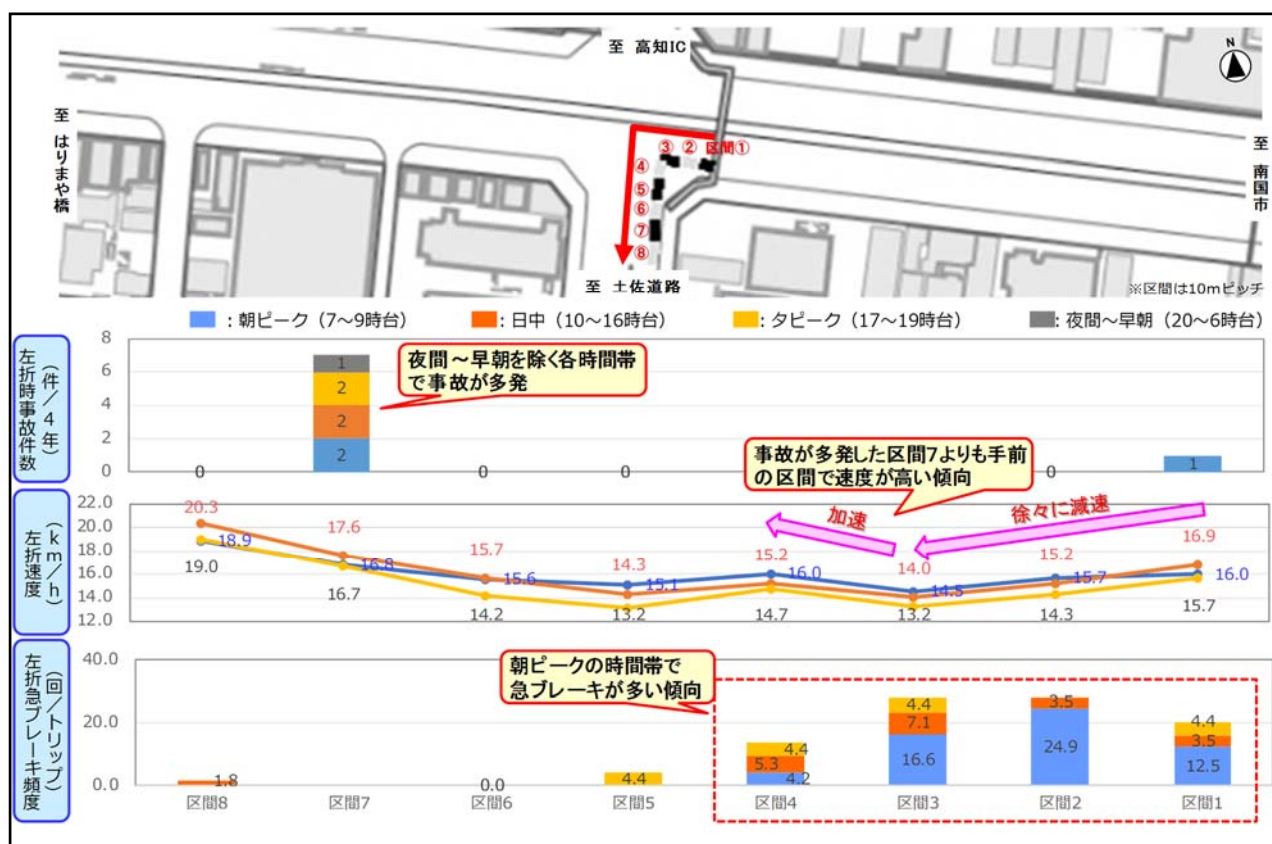


図-5 当該地区の課題

3. 課題の整理

事故状況から、当該交差点における課題は、横断歩道橋の階段部が交差点隅角部に建っていること、および横断歩道が交差点から後方にあることから、横断する自転車や歩行者を視認しにくい、左折車と自転車や歩行者との接触事故が多く発生しているものと考えられ、自転車や歩行者の視認性を高める対策を検討することとした。(写真-1)

4. 交通状況分析による事故要因検証

対策工検討にあたり、南国市方面からの西進左折事故が多発する時間に着目して、車両の挙動等を分析を実施した左折車の挙動を図-5に示しているが、左折速度は、左折及び安全確認のため、交差点手前の区間1～3では徐々に減速しているものの、左折がほぼ完了する区間4まで到達すると加速に転じている。これはこの地点で安全を確認できたと認識していることを示していると考えられる。しかし、左折車の急ブレーキ頻度は、事故が多

発した区間 7 より手前の区間 3~4 で集中していることが分かった。これらのことから、ドライバーは「安全を確認した」との認識があつて加速に転じるが、死角から急に横断者が現れるということを意味しており、横断歩道橋の階段位置に課題が大きいと判断した。

5. 対策工の検討

これらに課題等から、当該交差点における交通事故危険箇所解消のための対策工として、横断歩道橋の階段付替・横断歩道の前出しを計画（図-8）し、横断者の視認性を向上させることとした。



図-8 対策案

7. 対策の周知・広報

当該箇所の対策を周知・広報するために、下記のような手法を行った。

（1）記者発表

記者への投げ込みを行うとともに、土佐国道事務所ホームページで工事着手のお知らせと、工事完了のお知らせの2つの記者発表をアップ。（図-9）

（2）SNSを活用

一般利用者にも分かりやすく周知するためのPR動画を作成し、TwitterやYouTubeなどのSNSにアップ。（図-10）



図-9 記者発表資料

6. 隣接地の計画に合わせた整備

（1）交差点改良計画

当該事業は平成31年度に事業化を行う予定の事業で、隣接民地の買収も必要であったことから、平成31年度に設計協議、用地買収を行い、R2年度に工事を完成させる計画で進めていた。

（2）隣接民地の店舗建て替え計画判明

事業化への準備を進めるなかで2018年10月になって、隣接民地店舗の建て替え計画が判明したため、急遽関係機関等との調整を整える前に設計協議に入ることになった。

（3）関係機関調整

対策工事実施にあたっては、横断歩道橋を通行止めにする必要があるなど、警察や学校関係者など関係機関との協議調整が必要であり、隣接民地建て替え工事と合わせた整備を行うため、事務所、出張所等、関係者が一致協力し調整を図った。



図-10 SNSでの紹介動画

8. 完成後の状況

(1) 対策前後の西進左折車の視認性

整備前と整備後の車内から撮影した写真を比較してみると、整備後は格段に横断歩道を通行する人の視認性が向上している。

また、地域の方や警察から、「交差点内が安全になった。」との意見をいただいている。



写真-2 比較写真

(2) 交通事故発生状況

対策完了から数ヶ月が経過しているが、当該交差点での西進左折時の交通事故は発生しておらず、今回対策は交通事故対策として効果が高いといえる。

(3) データによる効果検証

対策後に交通事故の発生がないことから、対策の効果は発揮されていると考えられるが、通行車両の挙動データからの効果検証を行ってみた。

データは、ETC2.0のデータから、対策前年と対策後の同じ3月12日から4月30日までのデータを比較することで、挙動の違い等について検証した。

検証の結果、左折車両の通行速度（85パーセンタイル速度）が、約5km/h低下している。これは視認性が向上したこと、交差点のコンパクト化で縁石の曲線半径が小さくなったことが相まって、左折前から事前に歩行者等を認知し、安全走行しているため、速度が低下しているものと考えられ、データ的に見える効果ではないかと考えている。

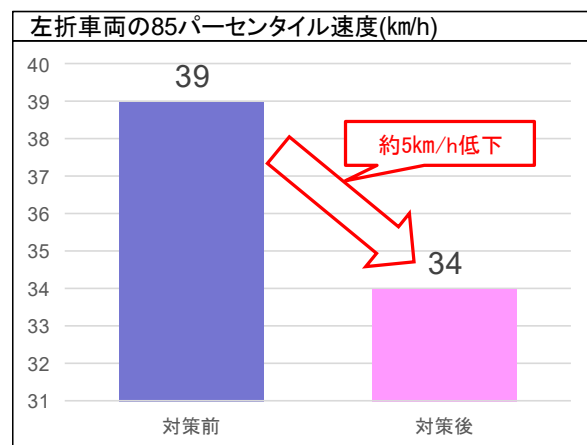


図-11 対策後の左折通行速度

9. おわりに

当該事業は、本来2カ年、あるいは用地の協力が得られなければそれ以上の期間を要する事業であった。

しかし、早い段階で民地側の店舗建て替えの計画が判明するとともに、相互のスケジュール調整が可能であったという条件が重なったことから、事業に理解をいただけ一年前倒しで用地買収を伴う交差点改良事業を完成させることができた。

この背景には、当該計画に賛同いただいた地元関係者や、急遽の計画協議に理解をいただいた関係機関、更には官民相互の工事調整を図っていただいた施工業者等多くの皆様の御理解と御協力により早期完成が図られたものであり、関係各位に厚く御礼を申し上げる。

赤谷川流域における 効果的な土砂・流木捕捉施設の検討 ～水理模型実験を活用した砂防施設の検討事例～

梅本 武史¹・川合 康之¹・北本 楽¹・松木 洋忠²

¹ 筑後川河川事務所 九州北部豪雨復興出張所（〒838-1511 福岡県朝倉市杷木池田 483 番地 1）

² 筑後川河川事務所（〒830-8567 福岡県久留米市高野一丁目 2 番 1 号）

赤谷川流域直轄砂防事業では、河川事業と連携しながら限られた事業期間の中で土砂・流木流出対策を進めている。特に支川乙石川流域は山腹崩壊が多く発生し、未だ河床・溪流内には大量の不安定土砂や流木が残存しており、その対策は急務である。乙石川ではその膨大な土砂・流木の流出を抑制するため、工夫を施しながら河道内貯留施設（遊砂地）の整備を計画しており、土砂・流木流出現象が複雑であることから水理模型実験を活用した施設構造の検討を行っている。本稿はその内容について報告するものである。

キーワード 九州北部豪雨，砂防事業，遊砂地，水理模型実験，屈折河道，導流堤

1. はじめに

「平成29年7月九州北部豪雨」（以下「九州北部豪雨」という。）では、赤谷川流域など筑後川右岸流域で同時多発的に斜面崩壊等（写真-1）が発生した。その結果、大量の土砂や流木が流出し、多数の人的被害や家屋被害が生じた。

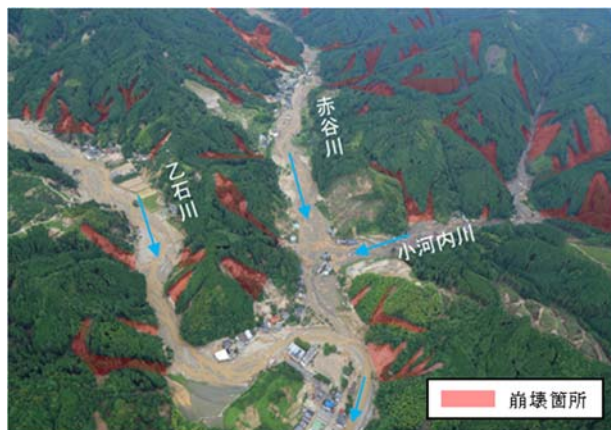


写真-1 赤谷川流域で発生した斜面崩壊（H29.7）

特に赤谷川流域は斜面崩壊が多く発生し、溪流や河道に大量の不安定土砂や流木が堆積した。これら土砂等の再移動による災害発生を防止するため、福岡県知事からの要望を受け、国土交通省九州地方整備局において直轄特定緊急砂防事業を実施している。

また、赤谷川、乙石川及び大山川については、福岡

県知事からの要請を受け、改正河川法に基づく「権限代行」制度を全国で初めて適用し、砂防事業と連携して応急復旧工事及び本復旧工事を実施している。

九州北部豪雨復興出張所（以下「出張所」という。）では、九州北部豪雨による被害が甚大であったことから、先駆けて応急的な対策を行ってきた。九州北部豪雨から3年が経過した現在は、本復旧に向けた整備を推進しているところである。

赤谷川流域の中でも未だ河床・溪流内に大量の不安定土砂や流木が堆積し、その流出対策が急務である支川乙石川流域では、赤谷川への膨大な土砂・流木の流出を抑制するため、砂防堰堤の整備に加えて、河道内に貯留施設（遊砂地）の整備を計画している。遊砂地内の土砂・流木流出の挙動は複雑であり、遊砂地の形状に依存するところが大きいことから、水理模型実験を活用して施設構造と効果の検討を行っている。本稿はその内容について報告するものである。

2. 乙石川遊砂地の必要性

(1) 乙石川流域における砂防事業

乙石川は延長 4.0km、流域面積 6.0km²、河床勾配 1/4 ～1/30 の急流河川であり、赤谷川流域面積（約 19km²）の約 3 割を占める。地質は花崗閃緑岩が主体で、それが風化した粒径が小さく流動性の高い真砂土で構成されて

いる。九州北部豪雨での流出土砂量を見てみると、赤谷川流域全体で350万 m^3 に対し、乙石川流域は150万 m^3 と支川の中で最も多い。現在も乙石川流域内の河道や溪流には未だ残存土砂が多く存在し、土石流及び土砂・洪水氾濫による多大な被害が発生する可能性が高いことからその対策が急務である。(写真-2)

そのため、乙石川流域では土石流対策と土砂・洪水氾濫対策の両方を目的として選定された17溪流、土砂・洪水氾濫対策のみを目的として追加された2溪流の計19溪流において砂防堰堤等の整備を行う計画である。



写真-2 大規模崩壊地直下の土砂流木堆積状況 (H29. 7)

(2) 乙石川遊砂地の必要性

乙石川遊砂地はその施設規模が大きいことにより掘削にかかる費用等が高かったため、経済性を主な理由として当初計画には含まれていなかった。しかし、その後の河川事業における河道計画の見直しにより当初計画よりも掘削単価が大幅に減少し、さらに関連工事との連携(掘削土砂の再利用)を行うことで、当初計画であった19溪流全てに砂防堰堤の整備を行う計画よりも、土砂・洪水氾濫対策のみを目的とした砂防堰堤を整備する溪流を極力減らし、代わりに乙石川本川下流に遊砂地を整備する計画の方が経済的に優位となった。また、経済性以外でも下記の点においてメリットが期待できたことから、総合的に判断した結果、下流域の土砂・洪水氾濫を防止する目的で、乙石川遊砂地にて土砂・流木の整備を図ることとした。(写真-3)

＜乙石川本川 0k500 付近で遊砂地を整備するメリット＞

- a) 地形的な条件を生かして、遊砂地の堰堤を河道狭窄部に計画し、左岸側上流で土砂捕捉空間を大きく確保することで、効果量が大きくかつ効率的である。
- b) 砂防堰堤の整備対象外の溪流から突発的に土砂・流木が流出した場合でも、それらを捕捉することが可能。
- c) 除石・除木作業を行う際の距離も短く、アクセスも容易になることから維持管理面で優れる。

(3) 乙石川遊砂地 (応急対策施設) の効果

九州北部豪雨災害を受け、流域内に堆積した不安定土砂等の再移動による二次災害を防止するために、乙石川

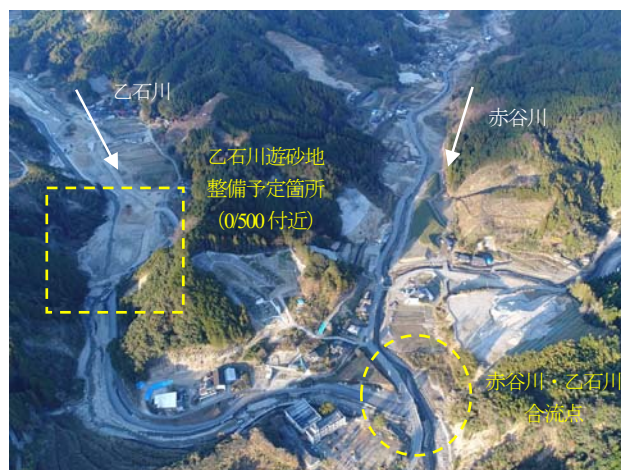


写真-3 乙石川遊砂地整備予定箇所 (赤谷川・乙石川合流点)



写真-4 乙石川遊砂地 (応急対策施設) 土砂捕捉状況
(平成 30 年 : 左上下, 令和元年 : 右上下)

流域では応急対策施設としてブロック積の遊砂地を先駆けて整備している。乙石川と赤谷川の合流点より上流 0k500 付近に位置し、地形的には直上流の左岸側が土砂捕捉空間として広く確保できるなど好条件が整っていることもあり、九州北部豪雨後の2度にわたる出水(平成30年, 令和元年)では、それぞれ約1万5千 m^3 の土砂を捕捉し、下流域における河床上昇を低減、土砂・洪水氾濫被害を防いだ。(写真-4)これらの効果実績が乙石川遊砂地を恒久対策施設として整備する要因にもなっている。

3. 水理模型実験 (当初案)

(1) 水理模型実験の必要性

遊砂地を整備する場合、その土砂捕捉空間が広大であり、施設構造・流量・河道幅・河床幅・時間経過による粒径の変化等の条件が複雑に作用するため、これらの条件の違いによる影響を正確に分析する必要がある。また、様々な現象に対して効果を検証し、最大限効果を発揮することのできる施設構造の検討を行う必要があることから、水理模型実験を行うこととした。

(2) 乙石川遊砂地の基本的な設計の考え方

a) 計画規模

砂防計画上の施設規模は、1/100 計画規模における各流域からの超過土砂・立木量を想定し、それに対応可能な土砂捕捉空間を確保することを目標として乙石川遊砂地計画地点での計画規模を以下の通り設定した。立木量は九州北部豪雨後に乙石川流域内に残存している立木量を調査しその値を用いた。（表-1）

ただし、乙石川における河道計画は 1/30 計画規模で設定されていることから、1/30 計画規模における出水現象を想定し、これに対しても対応が可能となる施設構造を検討することとした。

表-1 計画規模

計画規模	計画流量 (清水)	計画流量 (土砂含)	超過 土砂量	超過 立木量
1/100	140m ³ /s	154m ³ /s	44,700m ³	345m ³
1/30	120m ³ /s	132m ³ /s	23,200m ³	345m ³

b) 堰堤形式

一般的な砂防堰堤の分類について、図-1 で示す。

堰堤形式は透過型（堰上げ型）を採用した。

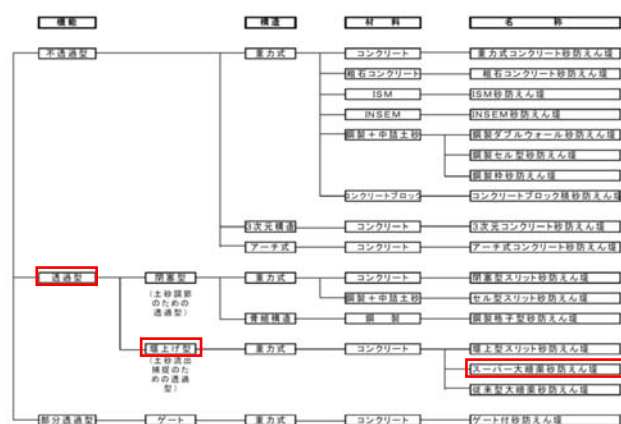


図-1 砂防堰堤の分類

乙石川遊砂地は乙石川本川に整備する計画であり、その上下流で行われている河川事業では、多自然川づくりに配慮しながら河道改修を進めており、河道の連続性を確保する必要があることから、堰堤形式は透過型を採用することとした。

透過型砂防堰堤は、一般に土砂移動の形態(図-2)により土石流区間は「閉塞型」、掃流区間は「堰上げ型」に分類される。遊砂地計画区間及び上下流河道の計画縦断勾配は $i=1/30 \sim 1/35$ であり、掃流形態での土砂移動の形態が想定されることや維持管理の容易さを考慮し、土砂捕捉形式は堰上げ型とした。また、堰上げ型の土砂捕捉効果を発揮する形式としては、コンクリートスリット形式と大暗渠形式がある。後述する水理模型実験にて比較検討を行った結果、若干ではあるが大暗渠形式の方が土

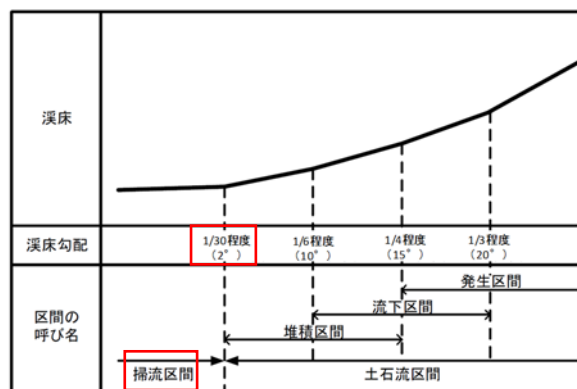


図-2 土砂移動の形態の溪床勾配による目安



図-3 大暗渠砂防堰堤のイメージ

砂捕捉率が高い結果となったこと及び周辺との景観性等を理由に、大暗渠形式を採用した。（図-3）本稿では大暗渠形式に着目して水理模型実験の報告を行う。

c) 施設配置計画

遊砂地内の計画縦断勾配は、上下流の河道計画と整合を図り、計画縦断勾配 $i=1/30 \sim 1/35$ で設定した。また、河道の連続性を確保するため、斜路構造で有効落差を低く抑えた落差工を設置し、常時及び小規模出水時における流水をスムーズに流下させるため、法線を河道計画と一致させた計画規模 1/10 の低水路を設置した。さらに、河床及び河岸の流出防止を目的に帯工・床固工を設置した。側方は左岸側を通る市道に影響が及ばない範囲で可能な限り広げることで堆砂空間を大きく確保した。

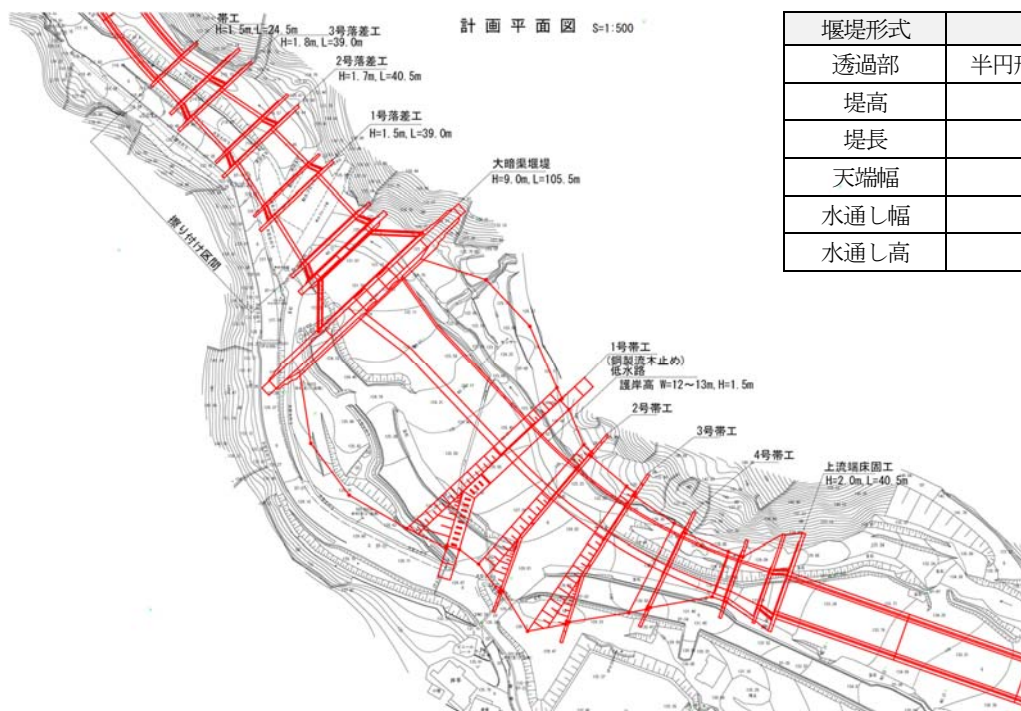
d) 堰堤規模（高さ）

左岸側を通る市道の道路高、遊砂地上流の農地高及び道路高を考慮して、堰堤高は 9.0m を上限とした。

(3) 計画諸元及び平面・縦断形状（当初案）

河川砂防技術基準（案）等の設計基準に基づき設計を行った結果、乙石川遊砂地の計画堰堤諸元及び平面図・正面図を図-3 に示す。

大暗渠形式における透過部の構造は半円のオリフィス公式を用いて検討を行い、砂防基本計画の計画規模 1/100 の洪水時でも水通し部を越流させず、乙石川の河道計画の計画規模 1/30 の洪水時に一定の堰上げ高を確保できるよう設定し、暗渠径は石礫により閉塞しない幅により設定する。



堰堤形式	大暗渠形式
透過部	半円形：2門(幅：5.5m)
堤高	9.0m
堤長	105.5m
天端幅	4.0m
水通し幅	26.0m
水通し高	2.5m

図-3 乙石川遊砂地 計画平面図(左上), 堰堤諸元(右上), 正面図(下)

この条件下で検討した結果、直径 5.5m の半円暗渠が 2 門必要となる計算となった。堰上げ高、施設効果の詳細については水理模型実験により確認する。

(4)水理模型実験の概要

a) 目的

計画規模 1/100 の出水現象において最大限の効果を発揮し、透過型砂防堰堤の「堰上げ」土砂・流木を捕捉すること、計画規模 1/30 において計画値以上の土砂量を捕捉し、一定量の流木量を捕捉すること、出水時に左岸側道路で氾濫しないこと等を確認し、遊砂地の最適な形状の立案を目的とした。

b) 水理模型実験で確認する現象

実験で確認する現象は、下記の計画規模洪水時における土砂流木の流出状況とする。

①計画規模 1/100 (計画流量 154m³/s)

※砂防事業の計画規模

②計画規模 1/30 (計画流量 132m³/s)

※河川事業の乙石川流域の計画規模



写真-5 大暗渠形式 模型全景

c) 実験模型の諸元

① 模型縮尺

模型縮尺を 1/20 以上にすると流量が大きくなり供給土砂の多くが浮遊して流下する可能性が高いため、模型縮尺は 1/25 とした。また、模型の取り入れ範囲は上下流の河道計画を考慮し 450m 区間とした。(写真-5)

② 実験砂

粒度分布は、九州北部豪雨直後に調査された粒径分布の平均値(粒径小)及び令和元年6月に河床材料調査を実施した結果(粒径大)の2種類とした。

③ 実験ハイドログラフ

ハイドログラフは、計画規模 1/100 及び 1/30 の2種類とし、これを用いて実験用のハイドログラフを作成した。計画規模 1/100 のハイドログラフを示す。(図-4)

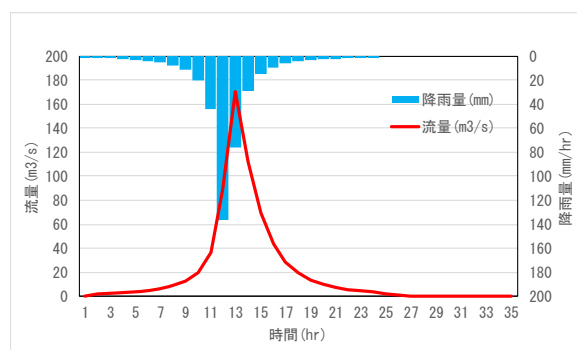


図-4 計画規模 1/100 のハイドログラフ

④ 供給土砂量及び流木量

供給土砂量及び流木量は 3. (2)a) 表-1 で示したとおり。

d) 実験ケース

実験ケースとして、堰堤形式や流量などパターンを様々に組変えた合計 23 ケースを行った。

(4) 水理模型実験結果(当初案)

計画規模 1/100 で実験砂が九州北部豪雨直後(粒径小)、供給土砂量 44,700m³ の条件での結果を考察する。

土砂捕捉空間に洪水流を導流し、透過型砂防堰堤の「堰上げ効果」により流速を低減させ土砂捕捉空間全体で土砂を捕捉する計画としていたが、堆砂は低水路付近に集中(写真-6)し、左右岸のスペースを十分に活用できていなかった(写真-7)。これは、低水路区間の流速が想定よりも速く、計画規模 1/100 の流量において土砂捕捉空間内で「堰上げ効果」による流速の低減が図りきれず、直線的な流れが発生し粒径の細かい土砂が水の流れに沿って堆積したものと想定される。遊砂地内で捕捉した土砂量は 30,200m³、給砂土砂量の 67.6%に留まった。

4. 水理模型実験(改良案)

(1) 課題及び改良方針

実験結果を踏まえた課題としては、現在の水路形状では射流で流入しており、流速が速すぎることが土砂捕捉空間を十分に活用できていない原因であることから、遊



写真-6 洪水ピーク時における土砂堆積状況



写真-7 洪水末期における土砂堆積状況



写真-8 山曾谷川の屈折河道(福岡県うきは市吉井町)

砂地に流入する流速の低減を図ることを改良方針とした。

(2) 改良案の検討

改良案検討にあたり、武田信玄が行った山梨県の御勅使(みだい)川治水事業のうち「将棋頭」、福岡県うきは市吉井町にある「山曾谷(やまそだに)川の屈折河道」の2つの河川構造物がヒントとなった。

「将棋頭」は将棋の駒の頭部に似た石積みの堤防であり、川の流れを将棋頭にぶつけて流れを二分し水勢を弱める仕組みである。「山曾谷川の屈折河道」は、洪水時の流心線が屈折しており、外側護岸前で渦を巻いて減衰、内側に土砂が堆積する仕組みである。これらの構造は、流路で導きたい方向へ導流したり、水の流れを正面から受け止めるといった一般的な発想ではなく、洪水流に対して斜めに構造物をあえてぶつけて分流したり、洪水流の方向を取って逸らして受け流すという考えである。

この考えを踏まえ、低水路の湾曲部に導流堤を設置し、洪水流を堰堤正面ではなく左岸側へ導流させ、右岸側へ滞留する流れを作ることによって左右岸の空いたスペースへ堆砂が促進されるよう改良を行った。さらに、洪水流の流速を低減させるため、低水路の湾曲部外湾側（左岸側）を全体的に緩勾配化（傾斜地化）を図った。

(3) 乙石川遊砂地の設計見直し（改良案）

流速低減と左右岸の堆砂空間の有効活用を目的に、以下の2点について設計見直しを行った。（図-8、写真-9）

- ・導流堤を設置する。
- ・低水路の左岸側を緩勾配とする。

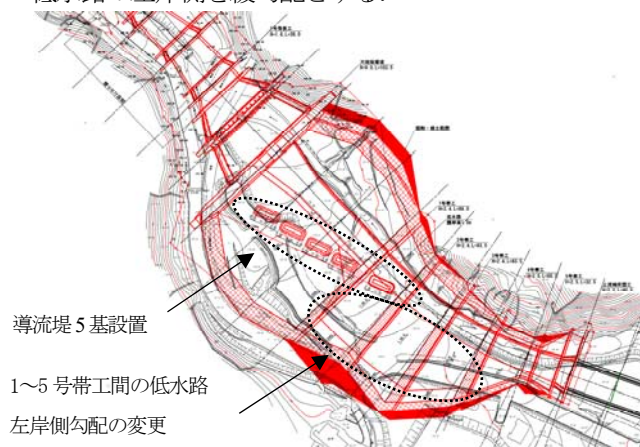


図-8 乙石川遊砂地 計画平面図（改良案）



写真-9 遊砂地模型（改良案）

(4) 水理模型実験結果（改良案）

計画規模1/100で実験砂が九州北部豪雨直後（粒径小）、供給土砂量が44,700m³、供給流木量345m³の条件で行った実験結果を考察する。

導流堤の効果により洪水初期より左岸側への導流が促進され、洪水末期まで右岸側へ滞留する流れを導いたことにより、堆積土砂の局所的な侵食を減らし、土砂捕捉率の向上に寄与した。（写真-10）

低水路の左岸側を緩勾配とすることで水面が広がり流速が低下したこと、堰堤のせき上げ効果による流速低減により、跳水位置が上流側に出現し、そこから放射状に堆砂が促進することが確認できた。

これら効果により、土砂捕捉空間に土砂を十分堆積させることができた。（写真-11）結果として、土砂捕捉量37,100m³、土砂捕捉率は83%となり、洪水ピーク時では98.9%と十分な施設効果が確認できた。流木捕捉率は55.3%と半数以上となり、一定の効果が確認できた。



写真-10 洪水末期における土砂流木堆積状況



写真-11 洪水初期における土砂流木堆積状況

なお、別の実験ケースで計画規模1/30において計画値以上の土砂量を捕捉し、一定量の流木量を捕捉すること、出水時に左岸側道路で氾濫しないことも確認できた。

以上より、堰堤形状は大暗渠、低水路には緩勾配を設け、導流堤を設置する計画で決定した。

(5) 実験から得られた課題

土砂の捕捉率は十分な結果が得られたが、流木の捕捉率はおよそ半分程度と決して高くない。また、改良案では流木捕捉工は副堰堤に設置していたが、除木管理のことも考慮すると、上流側に設置した方が良いとの見方もできることから、流木捕捉工は改善の余地がある。

5. 今後の予定

水理模型実験より乙石川遊砂地の基本設計が固まったことから、今後はより詳細な構造物の設計や施工計画、維持管理計画等の検討を進めていく。さらには遊砂地の広い土砂捕捉空間を使った利活用計画の立案などを関係機関や地元住民と協議しながら行っていく予定である。

6. おわりに

平成29年7月九州北部豪雨発生から3年を迎える。九州北部豪雨復興出張所では平成30年4月1日の開所より地域に寄り添いながら、関係機関とも一体となって復旧・復興に全力で取り組んでいる。引き続き、地域の皆様のご協力を頂きながら事業を進めるとともに、本復旧の更なる推進を図っていく所存である。

収縮低減剤を用いたコンクリートの耐凍害性確保のための適切な空気量調整方法

吉田 行¹・島多 昭典¹

¹国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 寒地保全技術研究グループ 耐寒材料チーム

(〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号)

コンクリート構造物に生じる初期ひび割れは劣化因子の侵入を容易にし劣化を促進するため、長寿命化のためにはひび割れ抑制対策が必要である。これまで、初期ひび割れ抑制対策として収縮低減剤が有用であり、併せて微細な空気量を適量確保することで耐凍害性を確保できることを確認してきた。本研究では、収縮低減剤を用いたコンクリートの耐凍害性確保のための適切な空気量調整方法について検討した。その結果、耐凍害性を確保するには、AE剤と消泡剤を併用して空気量を調整したり、消泡剤があらかじめ添加された収縮低減剤を用いる場合には目標空気量を高めに設定する等、AE剤の添加量を一定程度確保する必要があることがわかった。

キーワード 長寿命化、ひび割れ、収縮低減剤、耐凍害性

1. はじめに

コンクリート構造物に初期ひび割れが生じた場合、水分や塩分等の劣化因子が侵入しやすくなり、凍害、塩害、アルカリシリカ反応やそれらの複合による劣化を促進してコンクリート構造物の耐久性を低下させる可能性が高まる。このため、コンクリート構造物の長寿命化を図るには、初期ひび割れやひび割れ幅を抑制することが重要となる。

著者らは、これまで収縮ひび割れ抑制対策の一つとして、コンクリートの収縮そのものを小さくする収縮低減剤の活用に関する検討^{1,2)}を行ってきた。図-1は既報²⁾で示した収縮低減剤を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみの一例である。凡例記号N、Bはそれぞれ収縮低減剤を使用していない普通ポルトランドセメント(N)と高炉セメントB種(B)を用いたコンクリートであり、SR1～5は収縮低減剤の種類を、ハイフンの後の数値はコンクリート1m³あたりの収縮低減剤の添加量(kg)である。収縮

低減剤の使用により、乾燥収縮ひずみが100～200μ程度低減できることを確認している。また、収縮低減剤の使用により耐凍害性が低下するとの報告³⁾もあるが、図-2²⁾に示すように、消泡剤とAE剤を適切に組み合わせ、微細な空気量を適量確保することにより、収縮低減剤を用いた場合でも高い耐凍害性を確保できることを確認している。

一方、コンクリート中の空気には、形状が不規則で粗大な気泡のエントラップトエアと独立した微細な気泡のエントレインドエア(AE)があり、JIS A 1128に準じて測定したフレッシュコンクリートの空気量には両者が含まれている。上述のように、収縮低減剤を用いたコンクリートの耐凍害性の確保にはAEを適量確保する必要があるが、フレッシュコンクリートの空気量だけではこのような気泡の質を判断できないと考えられる。

このため、本研究では、収縮低減剤を用いたコンクリートの耐凍害性確保のために必要となる良質な空気量の調整方法について、既報データと対比しながら検討した。

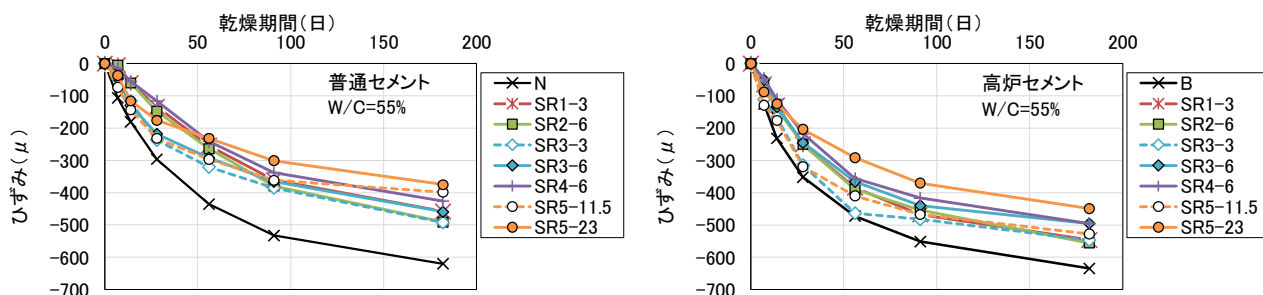


図-1 収縮低減剤を用いたコンクリートの乾燥収縮ひずみ²⁾

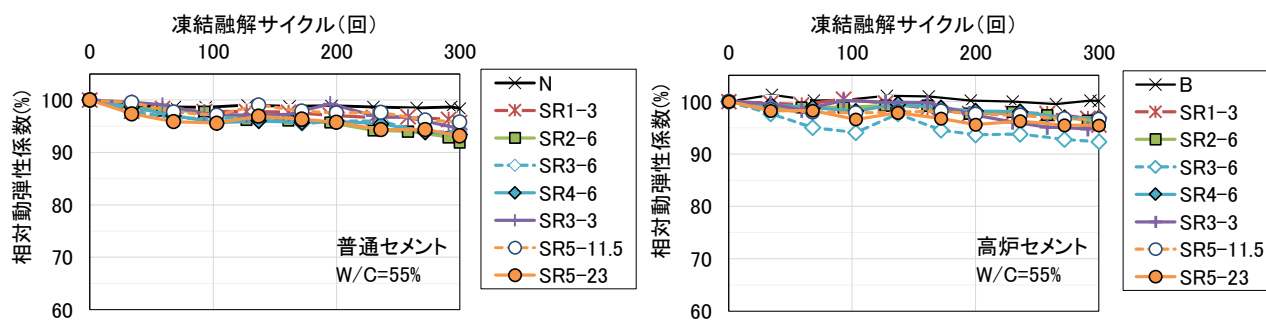


図-2 収縮低減剤を用いたコンクリートの耐凍害性²⁾

表-1 コンクリートの配合

配合記号	セメントの種類	収縮低減剤の種類	水セメント比 (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)					AE	AE剤	消泡剤	実測	実測	
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	収縮低減剤 SR	減水剤 C×%	C×%	C×%	スランブ (cm)	空気量 (%)	
N (※)	N	－	55	45	155	282	864	1049	－	0.05	0.00750	－	10.4	4.8	
N-t		－					858	1040	－		0.00500	0.004	10.2	5.7	
NSR1-3		SR1		46			867	1021	3.0		0.00200	－	16.5	5.8	
NSR1-6									6.0	－	0.00250	－	15.2	5.7	
NSR4-6		SR4							6.0	－	0.00125	－	12.2	5.6	
NSR5-23		SR5							23.0	－	0.00175	－	10.6	5.3	
B (※)	B	－	55	45	155	282	860	1045	－	0.05	0.01000	－	8.8	4.6	
B-t		－					854	1035	－	－	0.01000	0.004	12.0	5.9	
BSR1-3		SR1		46			863	1016	3.0	－	0.00125	－	13.2	5.2	
BSR1-6									6.0	－	0.00200	－	7.8	4.9	
BSR4-6									SR4	6.0	－	0.00250	－	8.6	6.0
BSR5-23									SR5	23.0	－	0.00125	－	9.5	4.8

※既往の研究から抜粋

2. 実験概要

(1) 使用材料および配合

セメントは、普通ポルトランドセメント（密度3.16g/cm³，比表面積3,420cm²/g，以下，普通セメント（記号N））と，高炉セメントB種（密度3.05g/cm³，比表面積3,750cm²/g，以下，高炉セメント（記号B））を使用した。細骨材は苫小牧樽前産陸砂（密度2.67g/cm³，吸水率1.17%）を，粗骨材は小樽市見晴産碎石（密度2.68g/cm³，吸水率1.65%，粗骨材最大寸法25mm）を用いた。

収縮低減剤は，既報^{1,2)}で検討したものの中から，従来型のアルコール系として主成分がポリエーテル誘導体（SR1）のもの1種類と，耐凍害性を改善したものとして炭化水素系化合物とグリコールエーテル系誘導体を主成分とする鉱物油系収縮低減剤（SR4）と，特殊ポリオキシアルキシレングリコールを主成分とする保水系収縮低減剤（SR5）の2種類，計3種類を用いた。収縮低減剤の使用量については，従来型のSR1は3kg/m³と6kg/m³の2水準を，耐凍害性を改善したものはメーカー推奨量を基本として，SR4は6kg/m³，SR5は23kg/m³とした。

コンクリートの配合を表-1に示す。水セメント比は55%の1水準とし，単位水量は全配合155kg/m³に統一した。目標空気量は，空気量の調整方法の影響を明確にするた

め，一律に5.0±1.0%とした。目標スランブは8.0～12.0cmとしたが，単位水量を固定し目標空気量の確保を優先したため，一部の配合でスランブが15cmを超えた。しかし，材料分離はなかったため，そのまま供試体を作製した。なお，比較として示した収縮低減剤を使用しないベース配合（配合記号NおよびB）は既報²⁾から抜粋したものである。また，ベース配合で消泡剤とAE剤を併用して空気量を調整したケース（N-tおよびB-t）も加えた。表には実測のスランブと空気量も示している。

空気量の調整について，既報^{1,2)}では，空気量を適切に確保する観点から，収縮低減剤のメーカーが推奨する消泡剤とAE剤を併用した。一方，本実験においては，JIS A 1128に準じて測定したフレッシュコンクリートの空気量が同等でも空気量の調整方法が異なる場合の影響を確認する観点から，収縮低減剤とは異なるメーカーのAE剤（樹脂酸塩系）1種類のみを使用し，一般的なコンクリートと同様に消泡剤は使用しないで空気量を調整して既報の試験結果と比較した。

(2) 実験項目と供試体

a) 圧縮強度試験

20℃で水中養生を行ったφ10×20cm円柱供試体を用いて，JIS A 1108に準じて材齢7，28，91日に圧縮強度試験を実施した。

b) 耐凍害性試験

JIS A 1148 A法による水中凍結融解試験と、ASTM C672に準じたスケーリング試験を実施した。

水中凍結融解試験は、100×100×400mmの角柱供試体を用い、28日間の20℃水中養生の後試験を開始し、相対動弾性係数と質量変化率により評価を行った。

スケーリング試験は、-18℃を16時間、23℃を8時間の1日1サイクルで凍結融解作用を与えた。供試体は、220×220×100mmの角柱供試体を用い、1配合当たり3供試体で評価した。供試体の養生は、材齢7日まで水中養生後、材齢28日まで温度20±2℃、相対湿度60±5%の恒温恒湿室内で気中養生を行い、材齢28日から試験を開始した。試験面は打設面（220×220mm）とし、試験面には土手を設けて3%NaCl水溶液を湛水した。

c) 気泡分布測定

硬化コンクリートの気泡組織を把握するため、ASTM C457に準じてリニアトラバース法による気泡分布測定を行った。気泡分布測定用の試料は、水中養生材齢28日の100×100×400mm角柱供試体から採取した。

3. 試験結果および考察

(1) 圧縮強度

図-3に各コンクリートの圧縮強度を、図-4に収縮低減剤および消泡剤を使用していないベース配合（NまたはB）に対する圧縮強度比を示す。なお、凡例の記号は、セメントの種類（N、B）、収縮低減剤の種類（SR1、4、

5）、ハイフンの後の数値は収縮低減剤添加量（3、6、23kg/m³）を表している。また、末尾に付した記号は空気量の調整に消泡剤を使用したことを表しており、それらのうちN-tとB-t以外の配合については、既報^{1,2)}の試験結果を示している。

各コンクリートの圧縮強度は、収縮低減剤使用の有無によらず、いずれも材齢の経過に伴い増加し、セメント種別では、材齢28日までは普通セメントの方が高炉セメントよりも高かったが、それ以降は逆転した。

空気量の調整方法の違いに着目すると、普通セメントでは、消泡剤を用いて空気量を調整した配合（末尾記号tの配合）は消泡剤を使用せず空気量を調整した場合と比較して概ね圧縮強度は大きかった。一方、高炉セメントでは、消泡剤使用の有無による一様な傾向はみられず、ベース配合と収縮低減剤SR5を用いた配合は消泡剤を用いて空気量を調整した方が圧縮強度は小さかった。

表-2に各コンクリートの実測空気量を示す。消泡剤使用の有無によらず、配合によって実測空気量は異なっており、これらの違いが圧縮強度に影響を及ぼしていると考えられる。図-5に各材齢における圧縮強度とフレッシュコンクリートの実測空気量の関係を示す。普通セメン

表-2 各コンクリートの実測空気量

配合	消泡剤		配合	消泡剤	
	無し	有り(t)		無し	有り(t)
N	4.8	5.7	B	4.6	5.9
NSR1-3	5.8	4.5	BSR1-3	5.2	4.7
NSR1-6	5.7	—	BSR1-6	4.9	—
NSR4-6	5.6	4.7	BSR4-6	6.0	4.8
NSR5-23	5.3	5.3	BSR5-23	4.8	5.8

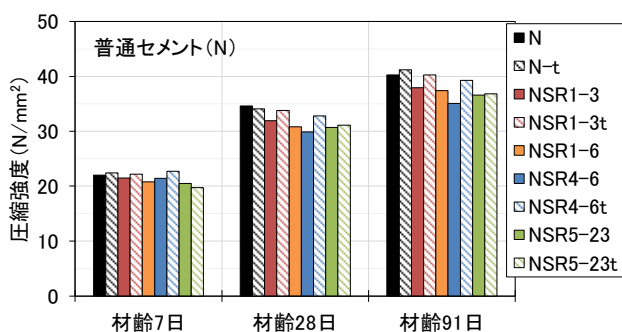


図-3 コンクリートの圧縮強度

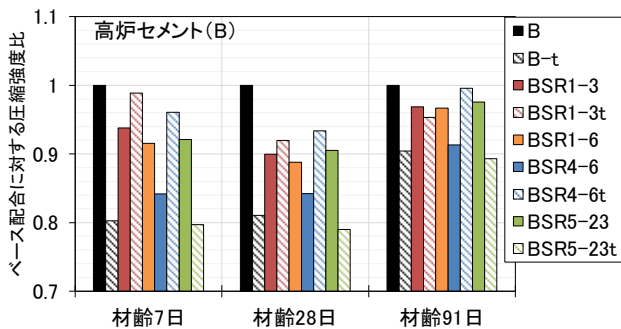
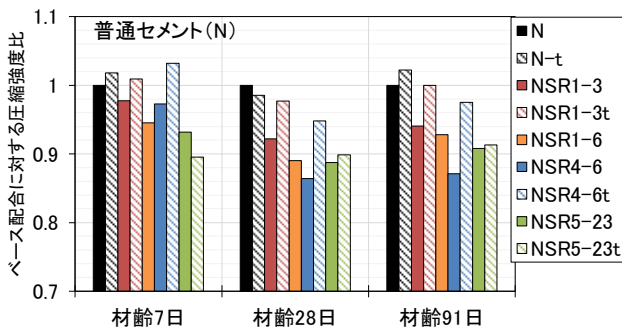
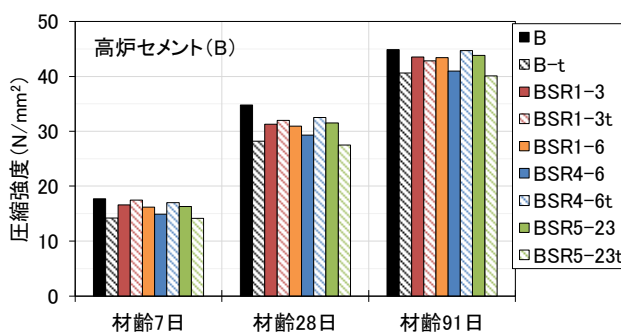


図-4 ベースコンクリートに対する圧縮強度比

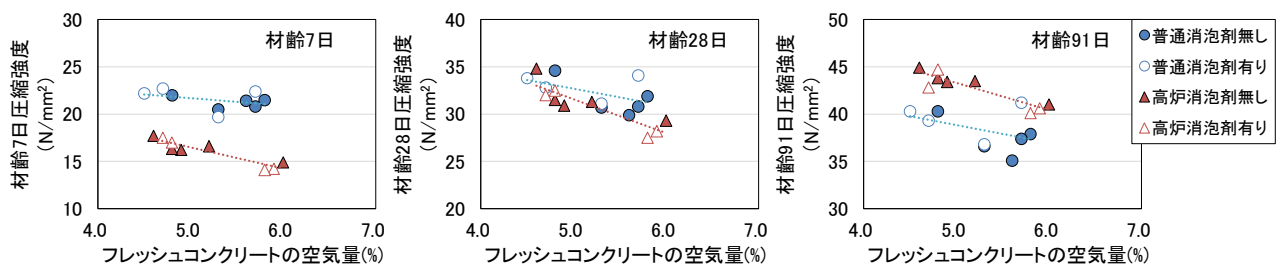


図-5 各材齢における圧縮強度とフレッシュコンクリートの実測空気量の関係

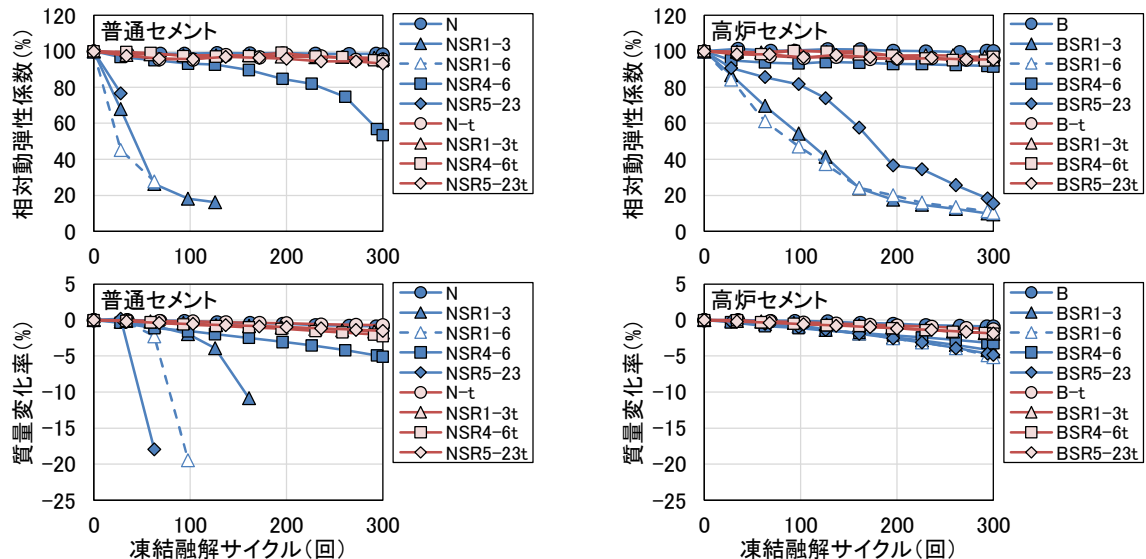


図-6 真水による水中凍結融解試験結果 (JIS A 1148 A法)

トでばらつきが比較的大きいものの、概ね空気量が多いほど圧縮強度は小さくなる右肩下がり傾向があり、消泡剤使用の有無による影響はAE剤等も含め実際に導入された空気量の違いとして現れるものと考えられる。なお、収縮低減剤を用いた場合や収縮低減剤使用量を増加した場合にベース配合より圧縮強度が低下する傾向は、消泡剤を用いない配合において既報²⁾と同様であり、消泡剤使用の有無による違いは特にない。

(2) 耐凍害性

a) 水中凍結融解試験による耐凍害性の評価

図-6に真水による水中凍結融解試験結果を示す。上段は相対動弾性係数を、下段は凍結融解による供試体の質量変化率を示している。

いずれのセメントにおいても、消泡剤を用いて空気量を調整した配合（末尾記号tの配合）は、相対動弾性の低下や質量減少が極めて小さく、高い耐凍害性を示した。これに対して、消泡剤を使用せずに空気量を調整した場合、従来型収縮低減剤SR1と耐凍害性を改善した保水系収縮低減剤SR5を用いた配合の耐凍害性が著しく低下し、特に普通セメントは質量減少も大きかった。一方、耐凍害性を改善した鉱物油系収縮低減剤SR4は、普通セメントでは凍結融解300サイクルで相対動弾性係数が60%を下回ったが、高炉セメントでは極めて高い耐凍害性を示

した。消泡剤使用の有無によらず、フレッシュコンクリートの実測空気量はいずれも4.5%以上確保されていることから、コンクリートに実際に導入された気泡の大きさや微細な気泡の量が耐凍害性に影響していると推察される。

b) 塩水凍結融解によるスケーリング抵抗性

図-7に塩水によるスケーリング試験結果を示す。

真水による水中凍結融解試験と同様、いずれのセメントでも消泡剤を使用せずに空気量を調整した配合はスケーリング量が増加した。また、耐凍害性を改善した鉱物油系収縮低減剤SR4は他の収縮低減剤を用いた場合よりスケーリング量は抑制された。

(3) 硬化コンクリートの空気量と気泡間隔係数

図-8に各コンクリートの気泡径分布を示す。

いずれの配合も気泡は気泡弦長200 μ m以下の範囲に集中しており、ピークは気泡弦長50 μ m程度だった。普通セメントでは、ベース配合と収縮低減剤SR1は消泡剤を用いた方が気泡数は多かったが、SR4とSR5では消泡剤使用の有無による差はなかった。また、高炉セメントでは、収縮低減剤SR4を除くと、消泡剤を用いた方が気泡数は多かった。なお、気泡数は測定した試料毎の総数で有り、試料間で比較するには試料毎の総測線長や硬化コンクリートの空気量、骨材を除いたセメントペースト率

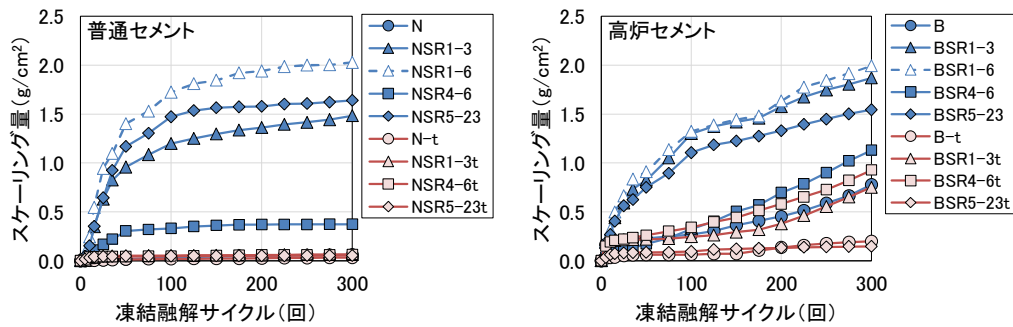


図-7 塩水によるスケールリング試験結果 (ASTM C672)

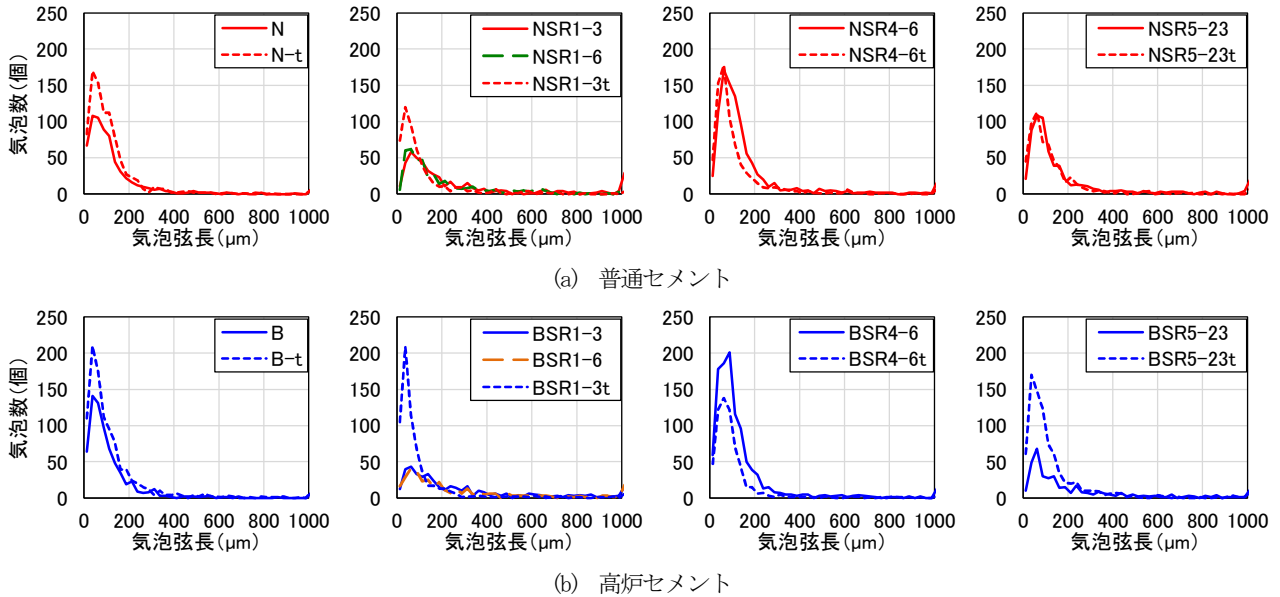


図-8 各コンクリートの気泡径分布

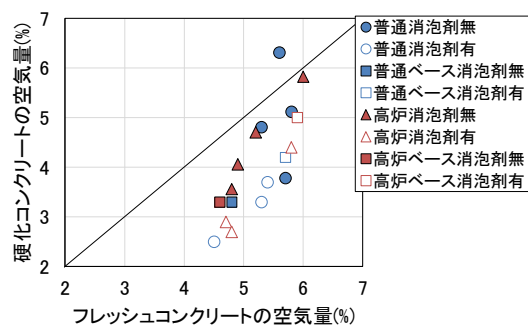


図-9 硬化コンクリートの空気量とフレッシュコンクリートの空気量の関係

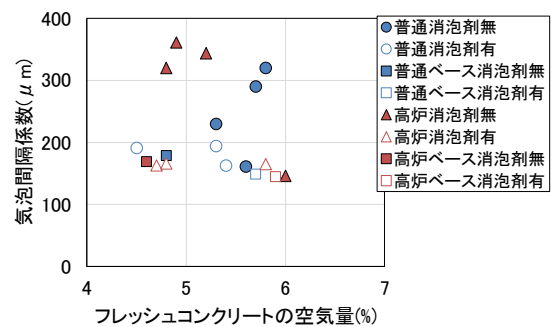


図-10 気泡間隔係数とフレッシュコンクリートの空気量の関係

を考慮して導入された気泡を評価する必要がある。

図-9に気泡径分布の測定結果から算出した硬化コンクリートの空気量とフレッシュコンクリートの空気量の関係を示す。硬化コンクリートの空気量はフレッシュコンクリートよりも1~2%程度減少している。コンクリートの締固め等による合泡、破泡の影響が考えられるが、収縮低減剤を用いた場合、安定性が劣る気泡が連行され硬化後の気泡数が減少するとの報告もある³⁾。なお、消泡剤有りの方が減少の程度が大きい傾向も確認された。

図-10に気泡径分布の測定結果から算出した気泡間隔係数とフレッシュコンクリートの空気量の関係を示す。一般に、微細な空気量が多く混入するほど気泡間隔係数は小さくなり耐凍害性の向上に寄与するが、収縮低減剤を用いた場合、消泡剤無しの配合ではフレッシュコンクリートの空気量が4.5~6.0%程度あっても気泡間隔係数が大きいものもみられ、フレッシュコンクリートの空気量だけでは耐凍害性を確保可能か判定できないことがわかる。また、消泡剤を用いた配合はいずれも気泡間隔係

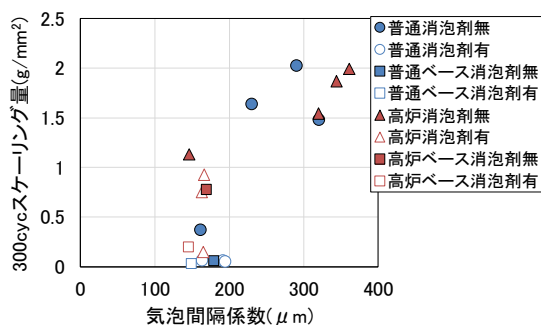


図-11 気泡間隔係数とスケーリング量の関係
(ASTM C672 300 サイクル後)

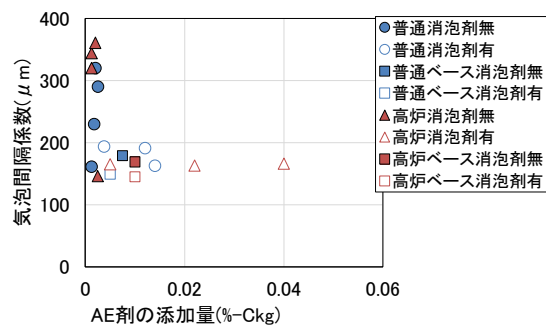


図-12 気泡間隔係数と AE 剤添加量の関係

数が200μm以下と小さく、良質な気泡が導入されていることが確認できる。

図-11に気泡間隔係数と凍結融解300サイクル後のスケーリング量の関係を示す。気泡間隔係数が200μm以下ではスケーリング量が減少しており、微細で安定した空気量が耐凍害性の確保に重要なことがわかる。

図-12に気泡間隔係数とAE剤の添加量の関係を示す。明確な相関は無いが、消泡剤無しの配合はAE剤の添加量が少なく済むものの、気泡間隔係数が大きくなる場合があることが確認できる。一方、消泡剤を用いたものはAE剤の添加量が比較的多く必要となるが、気泡間隔係数は小さいことがわかる。図-9において、消泡剤を用いた場合、硬化コンクリートの空気量は減少する傾向がみられたが、その場合でも気泡間隔係数は小さいことが確認できたわけであり、AE剤を適量用いて十分な量のAEを導入し、かつ消泡剤を使用することで比較的粗大な気泡を減少させて空気量を調整することで、安定した微細な気泡を確保することが可能になると考えられる。

4. 適切な空気量確保のための空気量調整方法

以上から、収縮低減剤を用いたコンクリートで耐凍害性を確保するには、微細な空気量を適量確保することが重要であることが再確認されたが、適切な空気量の確保にあたっては、フレッシュコンクリートの空気量による管理だけでは不十分であり、AE剤の添加量を一定程度確保するとともに、消泡剤を併用して空気量を調整する必要がある。AE剤の適切な添加量については、収縮低減剤の種類のほか、セメントの種類や骨材の物性等によっても異なるため都度確認するのが原則であるが、ベースとなるコンクリート配合のAE剤添加量に対し極端に少なくても目標空気量が得られる場合には、微細な気泡の量が不十分となり、耐凍害性が低下することも考えられる。このような場合には、AE剤添加量をベース配合と同程度以上確保するとともに、消泡剤により空気量を調整するのが望ましい。なお、既報²⁾で示したが、消

泡剤があらかじめ添加されている収縮低減剤を用いる場合も同様であり、この場合消泡剤の添加量は調整できないため、目標空気量を高めに設定することにより、AE剤の添加量を十分確保する必要がある。

5. まとめ

本研究で得られた知見をまとめると以下ようになる。

- 1) 圧縮強度の違いは消泡剤使用の有無によらず、実際に導入された空気量の違いとして現れると考えられる。
- 2) 収縮低減剤を用いたコンクリートで耐凍害性を確保するには、微細な空気量を適量確保することが重要であり、そのためにはAE剤の添加量を一定程度確保する必要がある。
- 3) 適切な空気量の調整方法として、ベースコンクリートのAE剤添加量を目安として、余分な空気量は消泡剤を併用して調整したり、消泡剤があらかじめ添加されている収縮低減剤の場合には、目標空気量を高めに設定してAE剤添加量を十分確保する必要がある。

謝辞：本研究の実施にあたり、混和剤各メーカーから技術的な助言をいただいた。ここに記して深甚の謝意を表する。

参考文献

- 1) 吉田行，嶋田久俊，安中新太郎：収縮低減剤を用いたコンクリートの乾燥収縮抑制効果と凍結融解抵抗性，第 61 回（平成 29 年度）北海道開発技術研究発表会，管 10（道），2018.2
- 2) 吉田行，安中新太郎：種々の収縮低減剤を用いたコンクリートの乾燥収縮特性と耐凍害性，第 62 回（平成 30 年度）北海道開発技術研究発表会，管 5（道），2019.2
- 3) 張友海，藤原忠司，小山田哲也：コンクリートの耐凍害性に及ぼす収縮低減剤の影響，セメント・コンクリート論文集，No.63，pp.458-465，2009
- 4) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書〔設計編：本編〕，p.39，2013.3.

河口沿岸域の底質条件を考慮した 地形変化予測モデルの開発

小裕 大地¹・中川 康之¹

¹海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 沿岸環境研究領域 沿岸土砂管理研究グループ

(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

河口沿岸域における土砂動態および地形変化の予測を適切に行うことは、生態系保全および港湾の維持管理の観点から極めて重要な課題である。上述の精緻予測には、河口沿岸域における底質条件を踏まえた土砂輸送現象のモデル化が重要となる。本研究では、河口沿岸域で形成される砂泥混合底質の特徴を考慮した地形変化予測モデルを構築した。本モデルは、現地土砂を用いた砂泥混合底質の移動実験の結果を良好に再現し、砂泥割合に応じた底質の侵食量を適切に評価できることを示した。本モデルの現地適用に向けた基礎的な検討として、熊本港周辺を対象とした地形変化予測の試行計算を行い、作用外力や底質条件の空間分布に応じた地形変化や含泥率変化の傾向を調べた。

キーワード 土砂輸送モデル、砂泥混合底質、底質移動実験、含泥率

1. はじめに

内湾や河口域に発達する干潟・浅場は、底生生物を中心とした豊かな生態系が形成される場所であると同時に、著しい水質浄化機能を有する重要な海域である。干潟・浅場の地形は、流入河川からの土砂供給や波・流れによる土砂移動によって形成・維持されている。一方、このような海域における港湾においては、土砂の堆積による水域施設（航路・泊地）の埋没が船舶航行に支障をきたすケースも多い。そのため、河口沿岸域における土砂動態および地形変化の予測を適切に行うことは、河口沿岸域の生態系保全および港湾の維持管理の上で極めて重要な課題である。

地形変化の予測は、対象海域における底質の支配粒径に応じて、砂もしくは泥のいずれか一方の輸送過程のみを対象として実施されることが多い。しかしながら、河口沿岸域の底質は、非粘着性土砂（砂）および粘着性土砂（泥）を含んだ混合粒径土砂（以下、砂泥混合底質）で構成されることがほとんどである。また、砂泥混合底質の移動限界や侵食量などの侵食特性は、土砂中の含泥率（砂泥割合）に依存して変化することが報告されている¹⁾。そのため、河口沿岸域の航路や泊地の埋没を含めた地形変化を高精度に予測するためには、対象海域における底質含泥率の空間分布ならびにその分布に応じた底質の侵食特性を考慮することが重要となる。

そこで本研究では、河口沿岸域で形成される砂泥混合底質の特徴を考慮した地形変化予測モデルを構築した。

次いで、現地土砂で構成される砂泥混合底質の移動実験を実施し、モデルパラメータの最適化をふまえた本モデルの精度検証を行った。さらに、本モデルの現地適用に向けた基礎的な検討として、有明海東部海域（熊本港周辺）を対象に地形・含泥率変化の試行計算を実施した。

2. モデルの概要

本モデルは、港湾における航路・泊地の埋没予測や内湾域での底質環境の変化予測を目的として開発された底泥輸送モデル^{2,3)}をベースに改良を施したものである。本モデルの構成は図-1に示すとおりであり、後述する「砂泥混合底質の侵食特性」および「底質含泥率の時間変化」を考慮している点が本モデルの特徴である。

(1) 砂泥混合底質の侵食特性の考慮

砂泥混合底質の侵食特性は、底質中の含泥率に依存して以下の特徴を有することが報告されている。

- 一定の含泥率を超過すると非粘着性土砂に近い侵食形態から粘着性土砂に近い侵食形態に移行する⁴⁾。
- 非粘着性土砂の性質が支配的な場合、含泥率の増大に伴い底質の侵食抵抗が増大し、侵食量が減少する⁵⁾。

既往研究⁴⁾によると、侵食形態が移行する含泥率は30%未満（粘土含有率3~15%）とされており、van Leddenはこの含泥率を限界含泥率 $P_{m,cr}$ と定義して、上記の砂泥混合底質の特徴を考慮した土砂輸送モデルを提案してい

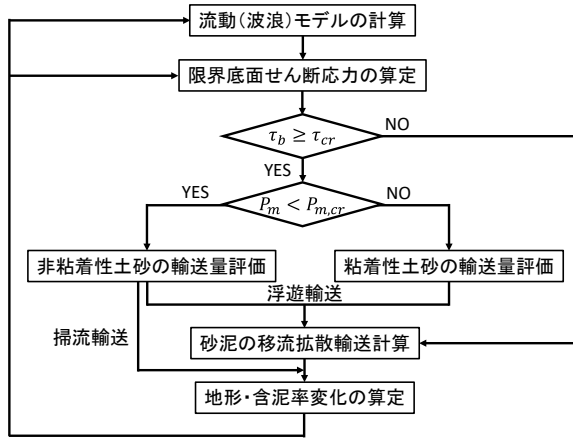


図-1 モデルの構成

る⁵⁾。本研究においても、van Leddenの考え方をベースに、上記の砂泥混合底質の侵食特性をモデルに導入した。

土砂中の含泥率 P_m （体積基準）に依存して底質の侵食抵抗が変化する特徴を考慮するため、限界底面せん断応力 τ_{cr} の算定にはvan Ledden⁵⁾の式（式(1)）を採用した。

$$\tau_{cr} \begin{cases} = \tau_{cr,s}(1 + P_m)^\beta, & \text{if } P_m < P_{m,cr} \\ = \frac{\tau_{cr,s}(1 + P_{m,cr})^\beta - \tau_{cr,m}(1 - P_m)}{1 - P_{m,cr}} + \tau_{cr,m}, & \text{if } P_m \geq P_{m,cr} \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 $\tau_{cr,s}$ および $\tau_{cr,m}$ は砂および泥のみの場合の限界底面せん断応力、 β は限界底面せん断応力の増分にかかわる無次元パラメータを表す。

底質の輸送形態として、底質の含泥率に応じて砂の掃流輸送および砂泥両者の巻き上げ輸送を考慮する（図-2）。砂の掃流輸送速度 q_b （kg/m/s）は、含泥率0から $P_{m,cr}$ にかけて砂のみの場合の掃流輸送速度 $q_{b,0}$ から0に線形的に減少するよう式(2)で与え、非粘着性土砂の性質が支配的な場合（ $P_m < P_{m,cr}$ ）にのみ生じるものとした。

$$q_b \begin{cases} = \left(1 - \frac{P_m}{P_{m,cr}}\right) q_{b,0}, & \text{if } P_m < P_{m,cr}, \text{ if } \tau_b > \tau_{cr} \\ = 0, & \text{if } P_m \geq P_{m,cr} \\ = 0, & \text{if } \tau_b \leq \tau_{cr} \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 $q_{b,0}$ は砂のみの場合の掃流輸送速度（ $= \gamma \rho_s u_* d_{50,s} D_*^{-0.3} (\tau_b / \tau_{cr} - 1)^\eta$ ）⁶⁾、 u_* は摩擦速度、 $d_{50,s}$ は砂の中央粒径、 D_* は無次元粒径（ $= d_{50} \sqrt{(\rho_s / \rho_w - 1) g v^{-2}}$ ）、 ρ_w は流体の密度、 g は重力加速度、 ν は流体の動粘性係数、 τ_b は波・流れによる底面せん断応力を表す。粒径200 μm より大きい砂粒子に対して係数 γ および η はそれぞれ0.5および1である。

一方、底質の巻き上げフラックス E （kg/m²/s）は、砂泥両者の合算する形で式(3)により算定される。

$$E \begin{cases} = E_0 \left(\frac{\tau_b}{\tau_{cr}} - 1 \right)^n, & \text{if } \tau_b > \tau_{cr} \\ = 0, & \text{if } \tau_b \leq \tau_{cr} \end{cases} \quad (3)$$

砂泥個々の巻き上げフラックスについては、含泥率を考慮してそれぞれ $(1 - P_m)E$ および P_mE で求めることができる。 E_0 および n は巻き上げ係数およびべき指数であり、式(4)および式(5)に示すとおり含泥率の関数型とすることで、含泥率に応じた非粘着性土砂に近い侵食挙動から粘着性土砂に近い侵食挙動への移行の特徴を表現することを可能としている。

$$E_0 \begin{cases} = \left(1 - \frac{P_m}{P_{m,cr}}\right) E_{0,s} + \frac{P_m}{P_{m,cr}} E_{0,m}, & \text{if } P_m < P_{m,cr} \\ = E_{0,m}, & \text{if } P_m \geq P_{m,cr} \end{cases} \quad (4)$$

$$n \begin{cases} = \frac{3P_{m,cr} - P_m}{2P_{m,cr}}, & \text{if } P_m < P_{m,cr} \\ = 1, & \text{if } P_m \geq P_{m,cr} \end{cases} \quad (5)$$

ここで、 $E_{0,s}$ および $E_{0,m}$ は砂および泥のみの場合の巻き上げ係数を表す。

(2) 底質含泥率の時間変化の考慮

本モデルでは、砂泥の侵食・堆積に伴う含泥率の変化を考慮するためのサブモデルを導入した。本サブモデルは平野（1971）⁷⁾の砂礫混合モデルの概念を参考にしており、含泥率の変化の算定対象となる交換層、および含

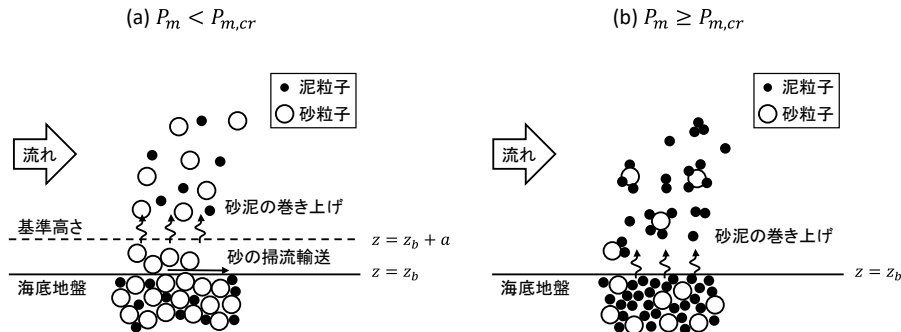


図-2 含泥率に依存した侵食形態の概念図

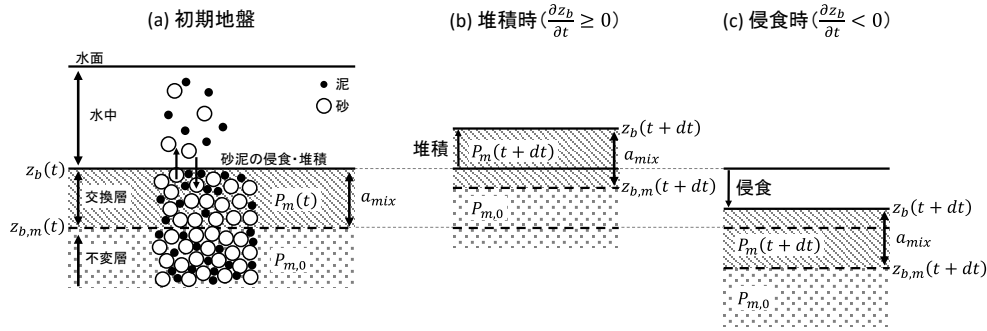


図-3 含泥率の時間変化評価の模式図

泥率が一定の不変層で構成される（図-3）．土砂の堆積により海底面が上昇する場合には交換層の含泥率はそれより下層（不変層）の含泥率に無関係であるのに対して（図-3），侵食により海底面が低下する場合には交換層は不変層に対して設定された含泥率 $P_{m,0}$ を考慮することになる（図-3）．不変層の含泥率は砂泥の侵食・堆積によらず常に一定であり，堆積時における交換層の上方向の移動に際しては，ここでは交換層の厚さ a_{mix} は常に一定と仮定するため，それよりも深部は不変層とみなすことになる．以上を踏まえて含泥率 P_m の時間変化は式(6)で表される．

$$a_{mix} \frac{\partial P_m}{\partial t} \begin{cases} = \frac{1}{\rho_m(1-\varepsilon)}(D_m - E_m) - P_m \frac{\partial z_b}{\partial t}, & \text{if } \frac{\partial z_b}{\partial t} \geq 0 \\ = \frac{1}{\rho_m(1-\varepsilon)}(D_m - E_m) - P_{m,0} \frac{\partial z_b}{\partial t}, & \text{if } \frac{\partial z_b}{\partial t} < 0 \end{cases} \quad (6)$$

ここで， ε は底質の空隙率， ρ_m は泥粒子の密度， z_b は地盤高変化， D_m および E_m は泥の堆積量および侵食量である．これにより，時々刻々の底質表層の含泥率変化を評価することが可能となる．

3. 底質移動実験とその再現計算

現地土砂で構成される砂泥混合底質の侵食特性の把握と，本モデルのパラメータ最適化および精度検証を目的として水理実験を行った．

(1) 現地土砂を用いた砂泥混合底質の移動実験

実験には，港湾空港技術研究所の海底流動実験水槽を用いた（図-4a）．水槽の試験区間の水路床に実験試料を敷設し，各種計測器（流速計，濁度計，粒度分布計）およびセディメントトラップを配置し，水位が70 cmとなるまで海水（ $\rho_w = 1,023 \text{ kg/m}^3$ ）を充填した（図-4b）．実験試料には，有明海東部に位置する熊本港周辺で採取した砂質土および泥質土を用いた．上述の現地土砂2種類に加え，両者の配合比を変えて混合することで，含泥率が異なる計6ケースの底質条件を設定した（表-1）．作用外力は潮汐流を想定した一方向流とし，以下の方法により各底質条件における砂泥混合底質の移動限界およ

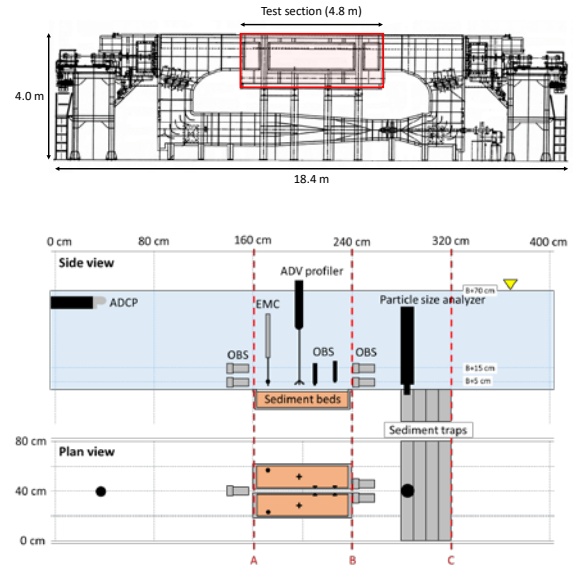


図-4 (a)実験に用いた海底流動実験水槽（赤枠：試験区間）および(b)試験区間内の計測器等の設置位置図

表-1 実験の底質条件

Case	含泥率 (%)	中央粒径 (μm)	含水比 (%)
1	6.0	245.8	41.0
2	11.2	229.8	42.4
3	29.6	179.8	47.6
4	55.6	49.4	73.7
5	64.0	33.0	138.9
6	65.9	37.0	119.1

び移動量を評価した．底質の移動限界については，一方向流を微流速から底質移動が確認されるまで段階的に上昇させ，超音波式流速計（Vectrino-profiler, Nortek）で計測される底面近傍の流速の鉛直プロファイルに基づいて，各底質条件に対する限界底面せん断応力を算定した．底質の移動量については，流れの作用により主に掃流状態で区間BC（床板上+セディメントトラップ）に輸送さ

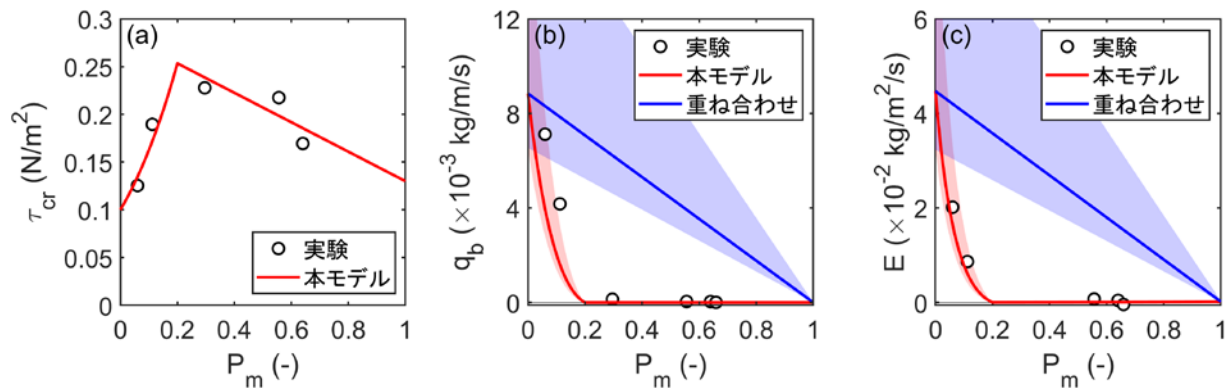


図-5 実験から得られた(a)限界底面せん断応力，同程度の流れ（底面せん断応力 $0.35 \pm 0.05 \text{ N/m}^2$ ）に対する(b)掃流輸送速度および(c)侵食フラックス，ならびにモデルのパラメータ最適化および再現計算結果

表-2 実験の再現計算に用いた土砂輸送に関連するモデルパラメータ一覧

パラメータ		設定値
中央粒径 (m)	砂分 $d_{50,s}$	250×10^{-6}
	泥分 $d_{50,m}$	20×10^{-6}
土粒子密度 (kg/m^3)	砂分 ρ_s	2,650
	泥分 ρ_m	2,650
巻き上げ係数 ($\text{kg/m}^2/\text{s}$)	砂分 $E_{s,0}$	8.0×10^3
	泥分 $E_{m,0}$	0.1×10^3
限界底面せん断応力 (N/m^2)	砂分 $\tau_{cr,s}$	0.10
	泥分 $\tau_{cr,m}$	0.13
限界含泥率 $P_{m,cr}$ (-)		0.20
無次元パラメータ β (-)		5.1

れる（掃流）土砂量の測定，ならびに水中レーザースキャナ（ULS-100, 2G Robotics）による流れ作用前後の地盤高計測により得られる土量変化に基づいて評価した。

図-5aに各底質条件における限界底面せん断応力の算定結果を示す。含泥率30%未満に注目すると，含泥率6.0%から29.6%にかけて限界底面せん断応力は0.12 Paから0.23 Paと2倍程度に増加している。含泥率30%程度以上に限っては，含泥率55.6%の場合の限界底面せん断応力は含泥率29.6%の場合と同程度であるのに対し，含泥率64.0%では0.17 Pa程度となり含泥率55.6%と比べて小さい。

図-5b, cに各底質条件における同程度の流れ（0.3～0.37 m/s）を作用させた場合の掃流輸送速度および侵食フラックスを示す。なお，両者は，モデルによる再現計算と比較できるようそれぞれ掃流土砂量および土量変化から換算したものである。含泥率6.0%から29.6%にかけて，

掃流輸送速度（掃流土砂量）および侵食フラックス（侵食方向の土量変化）が著しく低下し，含泥率29.6%以上のケースの両者は極めて小さい値で推移していることがわかる。

(2) モデルによる再現計算

前章で構築した数値モデルを用いて実験の再現計算を実施した。実験で得られた限界底面せん断応力に基づいて式(1)のパラメータ最適化を施し（図-5a），土砂輸送に関するその他パラメータについては実験の底質条件ならびに文献値に基づいて設定した上で（表-2），実験と同程度の流れ（ $0.35 \pm 0.05 \text{ N/m}^2$ ）に対する掃流砂の輸送速度および侵食フラックスを算定した（図-5b, c）。本モデル（赤線）は，実験で見られた低含泥率域における底質移動量の著しい減少傾向を良好に再現できていることが確認された。比較のため，砂輸送モデルおよび泥輸送モデルによって個別に評価された砂と泥の移動量を砂泥割合に応じて重ね合わせた計算を行った結果，青線で示すようにいずれの含泥率条件においても底質移動量を過大評価する結果となっており，砂泥が混合した底質の移動量を高精度に予測するためには，砂泥混合底質の侵食の特徴を適切にモデルに考慮する必要があることがわかる。

4. 実海域計算

本モデルの現地適用性に関する基礎検討として，国内で砂泥混合底質の堆積が確認されている有明海東部海域（熊本港周辺）を対象に地形変化予測シミュレーションを実施した（図-6）。流動場の計算対象領域は有明海全域（L1：水平解像度900 m），有明海東部海域（L2：同300 m），および熊本港周辺海域（L3：同100 m）の3領域，土砂輸送の計算対象領域はL2およびL3の2領域のみとし，2-wayネスティング手法により各領域の計算結果を領域間の接続部において反映させた。鉛直座標系はレ

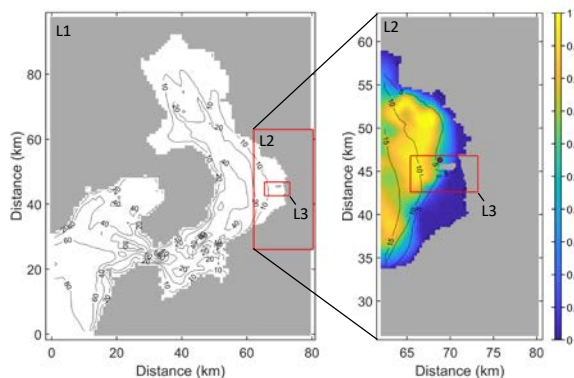


図-6 計算対象領域の水深（コンター，m）および初期含泥率（カラー，—）の空間分布

ベル（z）座標系であり，鉛直層数は6層（第1層：4 m，第2,3層：3 m，第4,5層：5 m，第6層：海底面まで）とした．作用外力は，有明海の流れを支配する外力の一つである潮汐（主要4分潮）のみとし，底質含泥率の初期分布は現地データに基づいて設定した．なお，底質含泥率の算定において，空隙率 ε は0.65（湿潤密度 $1,600 \text{ kg/m}^3$ に相当），交換層厚さ a_{mix} は0.1 m，不変層の含泥率 $P_{m,0}$ は0とした．有明海内部の港湾をはじめ，シルテーション（微細土砂の堆積）による航路埋没の予測シミュレーションを行う場合，現行では泥の輸送のみを取り扱い，また底質分布を考慮する場合にも初期条件から一定とすることがほとんどである．そこで，作用外力および底質条件を同一とした泥輸送モデルによる地形変化予測の結果との比較を行い，本モデルにおける地形変化や含泥率変化の特徴を調べた．

図-7b,cに本モデルおよび泥輸送モデルによる土砂輸送計算開始から15日経過後の泥分のみによる地形変化（堆積が正）を示す．本モデルでは，図-7aに示す潮汐流による底面せん断応力が大きい熊本港の南側海域において侵食が生じている一方，潮汐流が比較的静穏な侵食域東側の干潟部において堆積がみられ，熊本港内を含む沖側の高含泥率域においてもわずかながら堆積が生じている．泥輸送モデルにおいても本モデルと同様の傾向が見られるものの，本モデルと比較して地形変化は1オーダー以上小さい値となっている．これは熊本港の航路部においても同様であり，地形変化予測において砂泥混合底質の侵食特性を考慮することは，航路・泊地の埋没量の予測精度に大きな影響を及ぼすものと考えられる．ただし，本モデルによる地形変化の予測結果の妥当性については，港湾内外での深浅測量等の現地観測データとの比較を通じて検証を行う必要がある．

図-8に本モデルにおける土砂輸送計算開始から15日経過後の底質の含泥率変化を示す．特に含泥率変化の大きい熊本港の南側海域において，含泥率の増大・減少傾向が泥分の堆積・侵食（図-7b）と対応しており，本モデルは土砂輸送による含泥率変化を適切に評価できている．ただし，含泥率の変化率は，含泥率の算定のために設定する交換層の厚さ a_{mix} に依存して変化するため，定量的な妥当性については課題が残る．また，この結果は潮汐流のみによって生じる含泥率分布の変化を表しているが，実際の海域では潮汐に加えて波浪や河川からの土砂流入などの条件が，季節的にあるいは台風来襲や出水などにより短期的に変動し，それに応じて含泥率分布も大きく変化するものと考えられる．そのため，より実海域の海象条件に近い形で本モデルの特徴を把握することも今

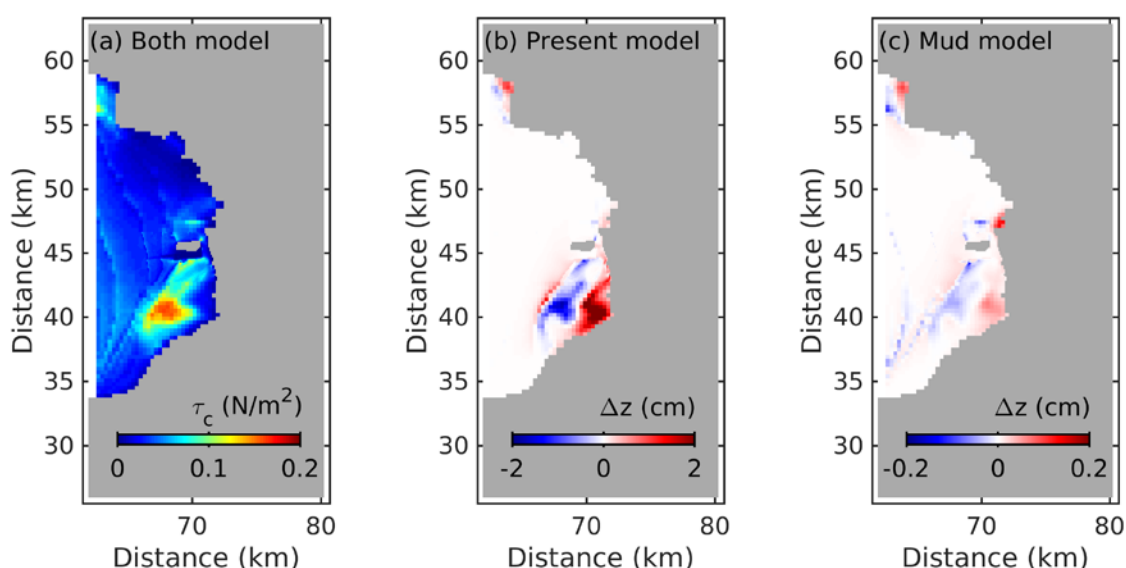


図-7 (a)潮汐流による底面せん断応力の15日間平均値，ならびに(b)本モデルおよび(c)泥輸送モデルにおける土砂輸送計算開始から15日経過後の泥分のみによる地形変化および地形変化の計算結果

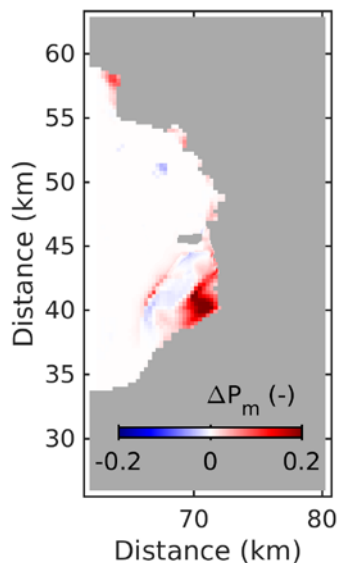


図-8 本モデルにおける土砂輸送計算開始から15日経過後の含泥率変化

後の課題である。

5. おわりに

本研究では、河口沿岸域で形成される砂泥混合底質の特徴を考慮した地形変化予測モデルを構築した。現地土砂で構成される砂泥混合底質の移動実験を実施し、その再現計算を通じて本モデルが砂泥割合に応じた底質の侵食量を精度良く評価できることを示した。本モデルの現地適用に向けた基礎的な検討として、熊本港周辺を対象とした地形変化予測の試行計算を行い、作用外力や底質

条件の空間分布に応じた地形変化や含泥率変化の傾向を調べた。本モデルは、砂泥が混合して堆積する海域における港湾の埋没量の予測や広域的な地形・底質変化の予測において有用なツールとなることが期待される。ただし、本モデルによる実海域における地形変化や底質変化の予測精度については未検証であり、港湾内外での深淺測量等の現地観測データとの定量的な比較を通じて本モデルの現地適用性について検討するほか、必要に応じてさらなるモデルの高度化を図る必要がある。

謝辞：本研究の実施に際しては、国土交通省九州地方整備局下関港湾空港技術調査事務所の協力を得た。ここに深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) Mitchener, H., and Torfs, H. (1996): Erosion of mud/sand mixtures, Coastal Engineering Vol.29, pp.1-25.
- 2) Tsuruya, H., Murakami, K., and Irie, I. (1990): Mathematical modeling of mud transport in ports with a multi-layered model – Application to Kumamoto Port –, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.1, pp.3-51.
- 3) 中川康之 (2003): 有明海における底泥輸送現象のモデル化, 港湾空港技術研究所報告, Vol.42, No.4, pp.25-42.
- 4) Panagiotopoulos, I., Voulgaris, G., and Collins, M.B. (1997): The influence of clay on the threshold of movement of fine sandy beds, Coastal Engineering, Vol.32, pp.19-43.
- 5) van Ledden, M. (2003): Sand-mud segregation in estuaries and tidal basins, PhD-thesis, Delft University of Civil Engineering, Report No.03-2, ISSN0169-654.
- 6) van Rijn, L. C. (2007): Sediment transport, part I: bed load transport, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.133, No.6, pp.649-667.
- 7) 平野宗夫 (1971): Amoring をともなう河床低下について, 土木学会論文報告集, Vol. 195, pp.55-65.