

平成26年度

土木研究所講演会
講演集

平成26年10月16日

独立行政法人土木研究所

平成26年度土木研究所講演会講演集

企画部研究企画課

要 旨

本資料は、「平成26年度土木研究所講演会」の講演内容をまとめたものである。この講演会は、土木研究所が実施している調査研究の成果や最近の土木技術に関する話題、動向などを各方面に紹介することを目的として毎年1回開催している。

目次

◆一般講演 第一部

- 10:50～11:15 ロボットで施工現場を変えよう！！ ～情報技術を用いた施工技術研究の最前線～
技術推進本部
先端技術チーム 主席研究員 藤野 健一
・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
- 11:15～11:40 オパール薄膜でインフラを救え！！ ～ひずみ可視化シートによる劣化検出～
材料資源研究グループ
新材料チーム 上席研究員 西崎 到
・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 11
- 11:40～12:05 正面衝突を防げ！！ ～緩衝型ワイヤーロープ式防護柵の開発と実用化～
寒地道路研究グループ
寒地交通チーム 上席研究員 石田 樹
・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 15

◆一般講演 第二部

- 13:25～13:50 津波が来ても流出しにくい橋を目指して ～橋に及ぼす津波の影響を軽減する技術の開発～
構造物メンテナンス研究センター
施橋梁構造研究グループ 上席研究員 星隈 順一
・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 25
- 13:50～14:15 液状化被害の軽減を目指して ～河川堤防の液状化対策の高度化に向けた取り組み～
地質・地盤研究グループ
土質・振動チーム 上席研究員 佐々木 哲也
・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 37
- 14:15～14:40 平成 25 年伊豆大島土石流災害を考える
土砂管理研究グループ グループ長 小山内 信智
・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 45
- 14:40～15:05 平成 26 年 2 月関東甲信地方の大雪災害を考える ～特に雪崩災害に着目して～
土砂管理研究グループ
雪崩・地すべり研究センター 上席研究員 秋山 一弥
・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 55

◆一般講演 第三部

- 16:05～16:30 世界の水災害軽減に挑む ～衛星データを利用した ICHARM の国際貢献～
水災害・リスクマネジメント国際センター
水災害研究グループ グループ長 鈴木 篤
・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 67
- 16:30～16:55 拡大する河道内樹林地をどう抑制するか？ ～効果的な樹木伐採方法の開発～
水環境研究グループ
河川生態チーム 上席研究員 萱場 祐一
・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 75

〔 一 般 講 演 第 1 部 〕

「ロボットで施工現場を変えよう！！」

～情報技術を用いた施工技術研究の最前線～

「オパール薄膜でインフラを救え！！」

～ひずみ可視化シートによる劣化検出～

「正面衝突を防げ！！」

～緩衝型ワイヤーロープ式防護柵の開発と実用化～

ロボットで施工現場を変えよう！！ ～情報技術を用いた施工技術研究の最前線～

技術推進本部 先端技術チーム 藤野 健一

1. はじめに

近年、日本では東日本大震災をはじめとした災害が頻発している。当然ながらその被害は一律ではないため、その規模や2次災害の発生リスクなどの状況によって個別に最適な対策が検討されるのが通例である。あまりに現場の危険性が高い、あるいは立ち入り禁止区域が設定された場合の最終手段として無人化施工の適用が行われている。

有効に活用された事例としては、雲仙普賢岳や有珠山のような火山災害での緊急復旧工事、大規模な地すべりなどの土砂災害の

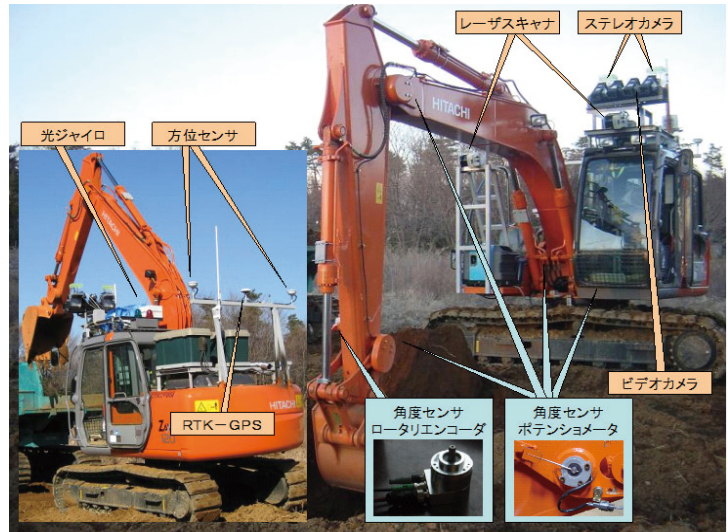


写真-1 自律操作型バックホウ

復旧工事等、福島第一原子力発電所での放射能を運びたがれき撤去作業などが挙げられる。しかしながら、無人化施工はコストや効率などの点で未だ課題を抱えており、更なる研究開発が必要である。

その一方で、トンネル事故などを契機とした維持管理作業の合理化や改善を目指した維持管理技術の改善に注目が集まっている。このため、近年では維持管理に関してロボット活用のニーズが高まり、その研究開発も活発化してきている。

この報告では、土木研究所で実施している建設ロボット関係研究開発を報告し、その一例として、標準的実験手法とその適用事例を紹介するものである。

2. 自律制御型バックホウの開発

過去、土木研究所では、国土交通省技術開発総合プロジェクトにおいて、自律型バックホウの開発を実施した。この研究では、レーザースキャナなどによって、現況の地盤形状を把握し、ジャイロ及びGNSSを活用して、バックホウ自身の位置を把握するなど、当時のセンサー類、あるいはICT技術の総力を結集したもので、トレンチ形状の3D設計データを指示すれば、その形状のトレンチを施工できる技術が確立された。

3. 無人化施工技術の研究開発

3. 1 標準的実験手法の研究

現在、無人化施工における作業効率の向上は、操作のためのシステムやその方法を、現場でのトライアンドエラーによって改良し、それを、個々の現場で活用することにより進められている。ここでは、作業効率は、通常、実際の現場での作業における出来高と作業時間により評価される。

しかし、この評価は、一般に、実際の現場における測定が多く、現場ごとに試験方法や環境が異なることから、比較対象にできず、客観的な評価が横並び的な性能比較ができない状況であった。このため、いろいろな手法や条件が無人化施工における作業効率に与える影響などを定量的に評価することが求められてきた。

3.2. モデルタスクに必要な条件

3.2.1 モデルタスクの設定

作業効率改善率などを把握するためには作業時の種々のファクターによる作業時間の違いを比較することが必要であり、そのためには、実施する模擬作業を決め、比較することが重要である。標準的な模擬作業を「モデルタスク」と呼ぶこととする。

モデルタスクは、遠隔操作および搭乗操作の双方で建設機械を操作して行うことのできる作業である必要がある。モデルタスクに対する作業の時間を標準とすれば、適用技術比較が容易となり、経験・知見の一層の蓄積が可能となる。

3.2.2 油圧ショベルによる標準的作業

建設機械を用いた作業は、多岐にわたっているが、災害復旧現場や通常の土木工事で最も使用頻度が高い機械と標準的な作業を対象とする必要がある。そこで、まず、全国の土木建設作業で最も頻繁に使用されている油圧ショベルを対象に標準的な作業条件を整理し、モデルタスクを検討する。

油圧ショベルは、建設機械として最も多く使われており掘削作業及びダンプトラックへの積み込み作業や運搬、のり面等の所定の形状への成形作業、油圧ブレーカやニブラなどによる解体・破砕作業等に利用されている。

油圧ショベル操作の多くは、まず走行して対象物に近づき適切な位置に停止した後、作業対象を確認、バケット先端部を対象部にアプローチするために旋回・ブーム・アーム・バケットの動作を行う（図-1）。したがって、動作のパターンは、どのような操作内容であっても機体の走行と旋回・ブーム・アーム・バケットを単独若しくは複合による（図-2）。そこで、モデルタスクもこの一連の動作について構成するのが良いと考えられる。

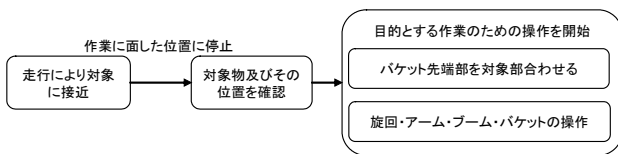


図-1 油圧ショベルによる対象物操作の流れ
(土砂掘削例)

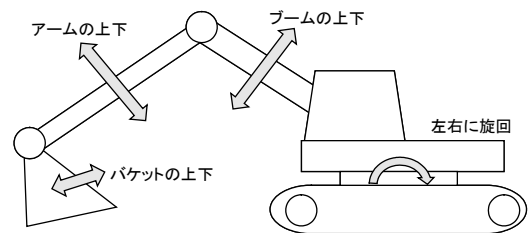


図-2 油圧ショベルの作業時の動作

3.3 モデルタスクに必要な要件

建設機械による作業についてモデルタスクを設定する場合、それによる実験の効果と効率を考えると、以下の4つの条件が要求される。

(1) 作業の標準性

実際の現場において多くなされる作業にできる限り一致していること。

(2) 現実性

作業内容が現場でおこなわれるものから乖離しないこと。また、作業の環境が現場の状況に近いこと。作業内容及び環境条件について、できる限り多くの現場の要素を含み、現場にない作業要素が入り込まないこと。

(3) 再現性

同条件での作業が繰り返し実施できること。

(4) 容易性

実験に際して準備が簡単であり、1回の作業を要する時間が短く、複数回の作業比較が容易にできること。

これらの条件の中での現実性と再現性はいずれも重要であるが、相反する要求である。リアルな現場での作業は、実際の土を掘削し運搬若しくは対象物の破碎、変形させてゆく作業である。そして、実際の作業では、2回目以降の作業を同一時条件で行われることはない。

一般に、土砂の掘削および山積み作業では、作業対象の砂を元に戻しても、この作業を数回繰り返すことで現地盤の砂が混合されること、地面の固さが変化すること、作業における条件を維持することがむずかしいことなどから、標準的な作業環境を提供することは難しい。したがって、再現性を考慮すると、実際の土の掘削や破碎、変形を伴わない作業による方法を採用する必要がある。

従って、モデルタスクとしては、実際の土を対象とするより、形状が変形せず取り扱いの容易な移動対象によることが、現実的である。

標準性を考えると油圧ショベルを対象とするモデルタスクは、土砂等の掘削（掘り）と積込みを想定して、移動、掘削、引き上げ、旋回、下ろしの一連の動作を想定し、適切な操作の例としてモデルタスク

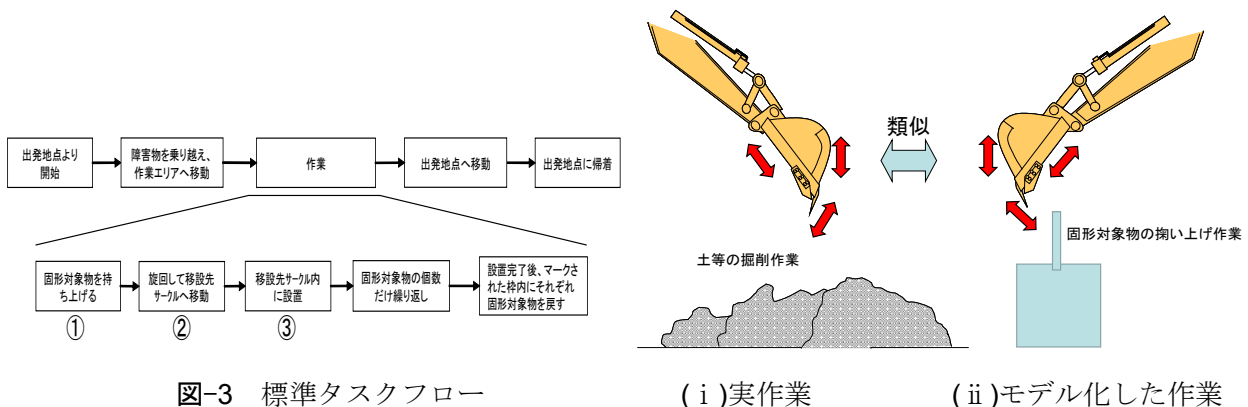


図-3 標準タスクフロー

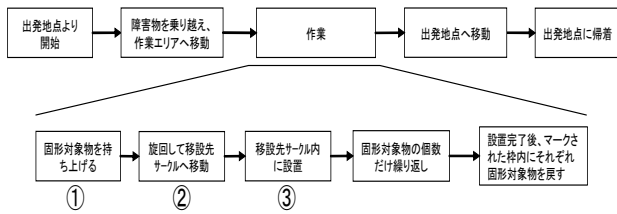


図-3 標準タスクフロー

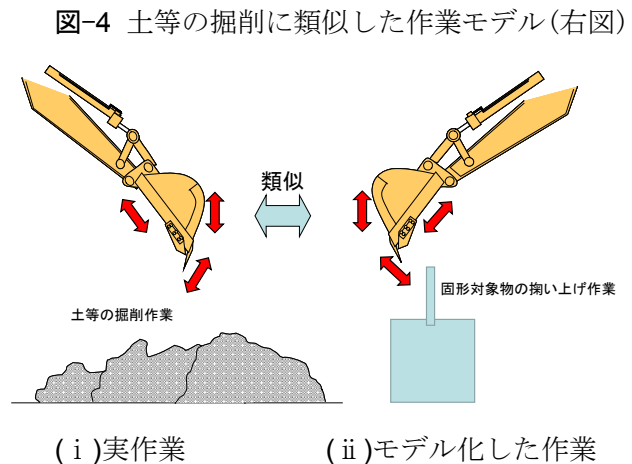


図-4 土等の掘削に類似した作業モデル(右図)

クを設定するべきである。

3.4 油圧ショベルの遠隔操作による作業のモデルタスクの提案

以上の検討に基づいて、油圧ショベルによる標準的な作業として、主に実現場での掘削積み作業を想定した図-3 に示すモデルタスクのフローを設定した。ここでは、油圧ショベルは、待機場所から作業対象の前まで走行し、上部旋回体を旋回して対象物に正対する。次にアーム・ブーム・バケットを操作して対象物を掴み、旋回し、所定の位置に設置し、これを繰り返す。その後は再び走行して待機場所に戻る。このモデルは、機体質量 3 t 以上の車両系建設機械（整地等）の運転作業に従事するために必要となる労働安全衛生法及び労働安全衛生法施行令（昭和 47 年 6 月 8 日法律第 57 号）⁹⁾に基づく運転技能講習時に操作訓練するタスクに類似した基本的動作である。また、走行姿勢等の操作に関しても運転技能講習における操作方法を基礎としている。

ここで、作業の再現性と現実性を両立させるために、掘削作業等の油圧ショベルを操作する際に標準的に生じる軌道でバケットを動かす動作として、図-4 に示すとおり固形構造物の掬い・引き上げを行わせることとした。

この方針の下に、油圧ショベルの大きな移動を含む一連の作業（モデルタスク I）と、移動には注目せず実験の効率性を重視した作業（モデルタスク II）を設定した。

(1) モデルタスク I：油圧ショベルの不整地走行とバケットによる複数の固形対象物の移設

油圧ショベルは、待機位置より図-5 に示す凹凸のあるフィールドを固形対象物が設置されている作業エリアまで走行し、固形対象物を油圧ショベルのバケットによって移設する。

固形対象物の形状は、ドラム缶(φ570mm×高さ 760mm、重量約 100kg、持ち手高さ 2,000mm)、土嚢(800mm×800mm×高さ 800mm、重量約 300kg、持ち手高さ 2,000mm)、鋼製立方体(1,200mm×1,200mm×高さ 1,200mm、重量約 500kg、持ち手高さ 2,000mm)計 3 個とする。また、固形対象物にはいずれも、掬い上げ用の鋼製バーをほぼ水平に付けておき掘削に類似したバケットの軌跡により、固形対象物を持ち上げることができるようにする。固形対象物の形状を写真-2、3、4 に示す。



写真-2 固形対象物：ドラム缶
(φ570mm×高さ760mm、重量約100kg、
持ち手高さ2,000mm)



写真-3 固形対象物：土嚢
(800mm×800mm×高さ800mm、
重量約300kg)



写真-4 固形対象物：鋼製立方体
(1,200mm×1,200mm×高さ1,200mm、
重量約500kg、持ち手高さ2,000mm)



写真-5 モデルタスク I での固形対象物の移設

このモデルタスクでは、油圧ショベルは図-5に示す環境を待機場所より地面が凸形状になっている部分（図-6）を通り越して作業エリアまで移動し、バケットによる作業に適した位置に停止する。図-5に示すとおり3箇所にマークされた枠内に設置されている固形対象物の持ち手に1つずつバケットの先端を掛けて持ち上げ、移設先としてマークされたサークル内へ移設する。全ての固形対象物の移設が完了後、一旦バケットを固形対象物の持ち手から離れた後、再び各々の固形対象物を初期位置として示さ

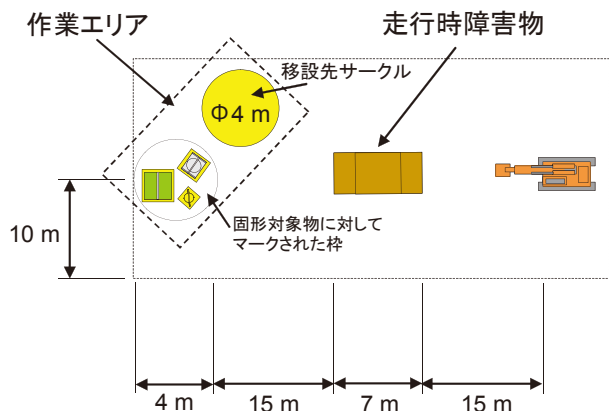


図-5 タスクモデル I におけるフィールド

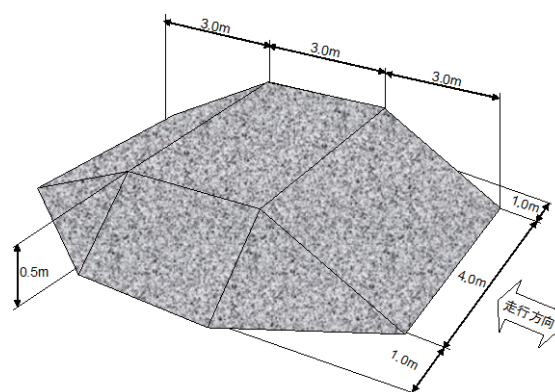


図-6 走行障害物

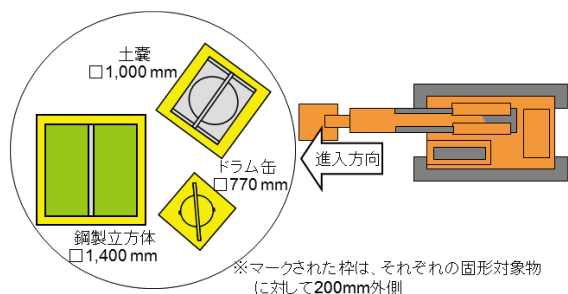


図-7 固形対象物の初期設置位置関係

れた枠内 (図-7) に固形対象物を移設する。

この動作の繰り返しにおいては、走行後の油圧ショベルの位置は毎回適当にばらつき、それによって、バケット操作に対する環境に適当な変動外乱が与えられることとなる。そのため、固形対象物の移設作業におけるバケットの操作内容は全く同じではなくなっている。

(2) モデルタスク II : 油圧ショベルの走行とバケットによる固形対象物のハンドリングを単純化した固形対象物の移設

モデルタスク II は実験の容易性を優先し、短時間での繰り返し実験を可能とすることを主眼として設定した。このモデルタスクでは、図-8 に示すフィールドにおいて待機場所から作業エリアまで走行し、次に固形対象物を油圧ショベルのバケットによって移設する。

このモデルタスク II では、初期位置から、屈曲を含む約 30m の経路を走行し、バケットによる作業に適した位置まで移動してから、モデルタスク I で用いた 1 つの固形対象物を移設先サークルに移設し、次に再び、初期位置の枠内に固形対象物を戻す。ここで移設する固形対象物は、ドラム缶 (φ570mm × 高さ 760mm、重量約 100kg、持ち手高さ 2,000mm) とする。

モデルタスク II は、モデルタスク I に比べて 1 回の作業時間を短くすることによって、より多くの実験回数の確保、作業の容易性を重視していることが特徴である。したがって、このタスクでは、オペレータの操作内容に関する学習過程が操作回数によって変化することをより顕著に計測することができ、搭乗操作と遠隔操作での違いを明確に解析することができるものと考えられる。

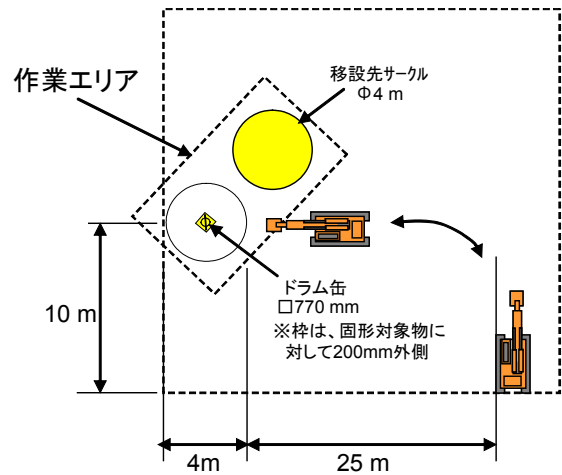


写真-6 モデルタスク II での固形対象物の移設状況 図-8 タスクモデル II におけるフィールド

3.5 提案したモデルタスクの有効性の検証実験

3.5.1 実験内容と準備

ここでは前章で提案したモデルタスクが遠隔操作による作業の効率を評価するのに有効であることを確かめるために行った実験内容と結果を示す。実験は土木研究所保有の油圧ショベルを利用し、土木研究所内建設機械屋外実験場において搭乗操作と遠隔操作システムによるサイクルタイムの比較検証実験を実施し、それにより、モデルタスクの有効性を検討した。

遠隔操作システムは、遠隔操作用の固定カメラを2台設置して操作計測室内において現場情報をモニターにより操作者に提供するものであり、現場に近いがオペレータは窓から対象物などを見ることができないものとした。

3.5.2 検証実験の結果

(1) モデルタスク I による実験及び結果

本報告では、代表してモデルタスク I の結果について報告する。図-9 に示すフィールドで写真-7 に示す実験を実施した。

実験は、モデルタスク I の動作を、オペレータが遠隔操作により連続して各 5 回作業を行い、各回の作業に要した時間を記録した。

この実験は、機器の設置等の準備に 2 時間を要し、実験計測は 1 人のオペレータによる実験を 4 時間で行うことができた。

実験結果の一例が図-10、11 である。この実験では搭乗での建設機械の操作に比して無人化施工（遠隔操作）におけるサイクルタイムは約 2.0 倍であった。

なお、実験では、搭乗操作では概ね 4～6 分、遠隔操作では、概ね 11～14 分程度で実行されている。

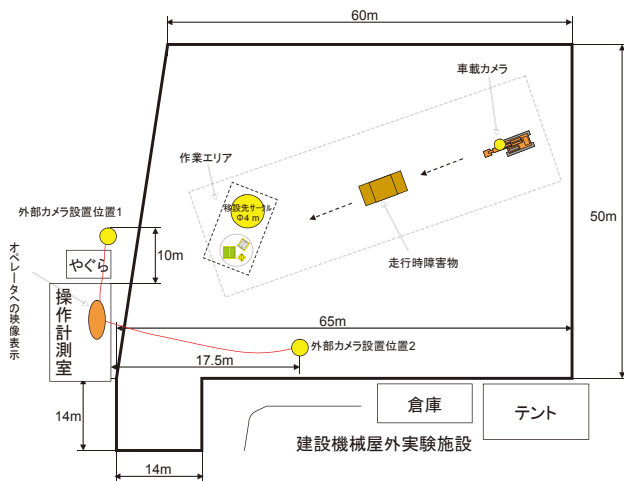


図-9 タスクモデル I による実験配置図



写真-7 モデルタスク I による実験の状況 (作業)

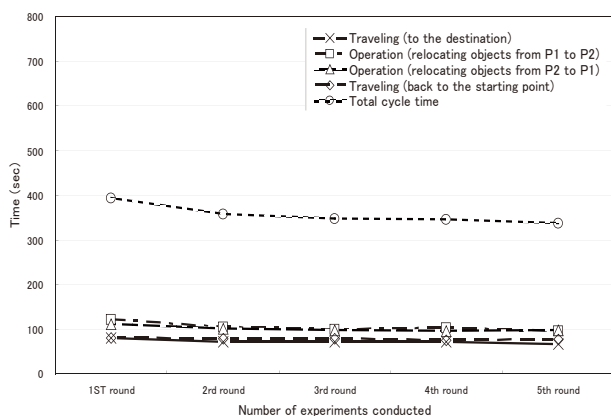


図-10 搭乗操作によるサイクルタイム

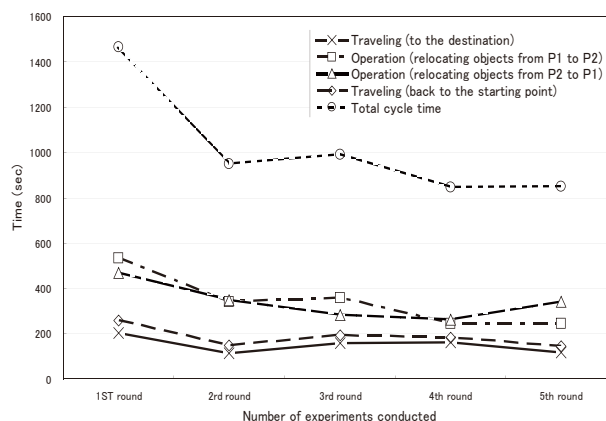


図-11 遠隔操作によるサイクルタイム

(2) 検証実験に基づくタスクモデルの有効性の検討

検証実験では、搭乗操作と遠隔操作による作業のサイクルタイム比は従来経験的に言われていた 1.6 ~ 1.7 倍といった値に近く、この点では、実行したモデルタスクに基づく実験は妥当なものであったと考えられた。モデルタスク I では、走行・作業に関する詳細なデータ取得が期待できるものとなった。それに対し、モデルタスク II では、サイクルタイムが短く、繰り返しのタスク実行が容易でオペレータが作業に習熟して行く傾向を観察することが期待できるものとなった。

このことは本稿で提示するモデルタスクの有効性を示しているものと言えよう。また、この検証実験では、提案したモデルタスクは、準備に要する時間が比較的短く、効率良い実験が可能であることを示している。

4. マンマシンインタフェースの研究と習熟度の評価

表-1 実験ケース

操作者	搭乗操作回数	遠隔操作回数
経験 1 年未満	5 回	5 回
経験 5 年以上	5 回	5 回



写真-8 操作状況（遠隔操作）

4.1 実験方法

現在、モデルタスクを活用して、建設機械の運転経験が遠隔操作機械の運転にどのような影響を与えるのかについて、マンマシンインタフェースの比較を実施した。

写真-8 はオペレータの視線を把握するために、アイマークレコーダカメラを使用した実験状況である。実験は、表-1 に示すように各操作者 5 回作業を行うものとした。なお、サンプルは以下の 6 名で実施した。（建設機械運転経験 1 年未満 3 名、建設機械運転経験 5 年以上 3 名）

4.2 実験結果

図-12 に示すように、経験 1 年未満のオペレータでは、1 回目では搭乗操作と遠隔操作とのサイクルタイム差は約 90sec であり、習熟した 4、5 回目においては、平均約 47scc となり、搭乗操作と遠隔操作のサイクルタイムがともに習熟していく中で遠隔操作が搭乗データに近づく傾向がみられた。

作業効率としては、4、5 回目の作業時間のみを評価してみると搭乗操作では平均約 400scc に対して遠隔操作では平均約 354scc となり、搭乗操作を 1 とした場合、遠隔操作では約 1.12 の作業効率であることが分かった。

また、図-13 に示すように、経験 5 年以上のオペレータでは、搭乗操作では 2 回目以降のサイクルタイムが約 200sec と収束しており、遠隔操作時に収束の見られた 4、5 回目の平均約 545sec のサイクルタイムより作業効率を見ると約 0.37 となった。

さらに、実験後のオペレータに対するヒアリング結果では、対象物を特定の位置に設置する際に「奥行き感覚」をつかむことが難しいことが指摘された。特に遠隔操作に関しては、モニタから得られる 2 次元の映像からの情報のみで操作を行うため、対象物の掴み作業での奥行き判断などに時間を要しており、これが搭乗操作と遠隔操作の設置精度の違いの理由ともなっていると考えられる。



図-12 初心者 OP の作業操作時間

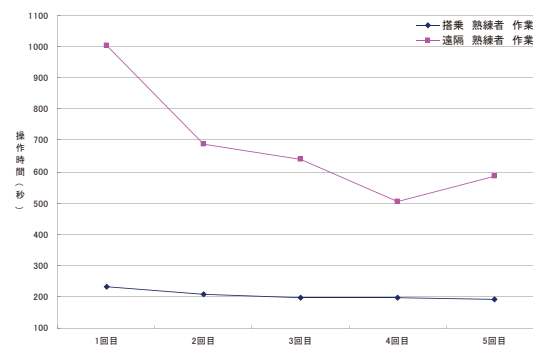


図-13 熟練者 OP の作業操作時間

経験5年以上のオペレータと経験1年未満のオペレータを比較した場合、搭乗操作では経験5年以上のオペレータが経験1年未満のオペレータよりも平均約200sec短い作業時間になっていたが、遠隔操作では逆に大幅にサイクルタイムが増加した。これは、経験5年以上のオペレータは通常の作業で日立建機の操作仕様の機械を使用しており、標準操作方式（JIS式）に準拠している遠隔操作の操作になれることに時間を要したものと推定される。

また、経験が浅いオペレータは搭乗・遠隔双方が初めてのため、作業回数と作業時間の相関は搭乗の場合も遠隔の場合もほぼ同じ習熟特性を示した。さらに、熟練オペレータの遠隔操作の作業回数と作業時間の相関もそれと同じ傾向を示した。

この結果からみると、「作業効率」に限って考えれば先入観を持たない初心者には遠隔操作を習得させる方が熟達が早い結果となった。



写真-9 オペレータ作業視点（経験5年以上）



写真-10 オペレータ作業視点（経験1年未満）

4.3 まとめ及び考察

作業に関しては、操作回数に応じてサイクルタイムが改善される傾向が見られた。これは、対象物を掴む動作等が付加されているために操作の難易度が高く、操作に習熟することによってサイクルタイムの改善が図られたものと考えられる。実験においては、オペレータは対象物を掴む行動を行うために、奥行き感覚や写真-9、10に示す視点移動（バケット部の色帯線）によって幅感覚を知覚しながら作業を行っていた。これは、様々な事柄にオペレータが注意を向けていたことを示しており、それが作業時間の増加につながったと考えられる。搭乗操作及び遠隔操作に関しては、概ね2回以降の操作よりサイクルタイムの収束が見られた。

5. 土木研究所における今後の建設ロボット研究の展開

今回は無人化施工の評価方法を中心とした報告を行ったが、この他、維持管理分野における点検なども研究を開始しており、今後、施工・維持管理分野でさらに研究開発を進めていく予定である。

オパール薄膜でインフラを救え！！ —ひずみ可視化シートによる劣化検出—

材料資源研究グループ 西崎 到

1. はじめに

我が国の社会基盤構造物には高度経済成長期に建設・整備されたものが多く、それらの維持管理や長寿命化を効率的かつ的確に実施することが重要な課題となっている。このための重要な技術として劣化検出技術の高度化があげられ、X線、超音波計測、光ファイバーなど様々な非破壊検査技術が検討されている。一方で、このような社会基盤構造物の劣化検出に役立つ可能性のある、様々な新しい材料が開発されつつあり、これらの新材料をうまく利用することにより、社会基盤構造物の劣化検出を効果的に実施できるものと期待できる。土木研究所では、このような新材料の一つとして、ひずみに応答して色調が変化する性質を持つひずみ可視化シートに着目して、その社会基盤構造物の劣化検出への応用についての研究を、物質・材料研究機構および広島大学との共同研究により進めている。ここではその概要を紹介する。

2. ひずみ可視化シートによる構造物劣化検出

2. 1 オパール薄膜とは

本研究で扱っているひずみ可視化シートは、オパール薄膜と呼ばれる、構造色を発する新材料の、変形に応答して発色が変化する特性をひずみ検出に利用したシートである。オパール薄膜は、シートの表面に粒子状の物質を薄い層状に規則的に配置した薄層構造を有している（図-1右）。このシートにひずみを与えると、ひずみの程度によって色調が変化してみえることとなる（図-1左）。2009年に物質・材料研究機構の不動寺浩博士らにより、PVCシート上での塑性変形と構造色の関係が報告されている。

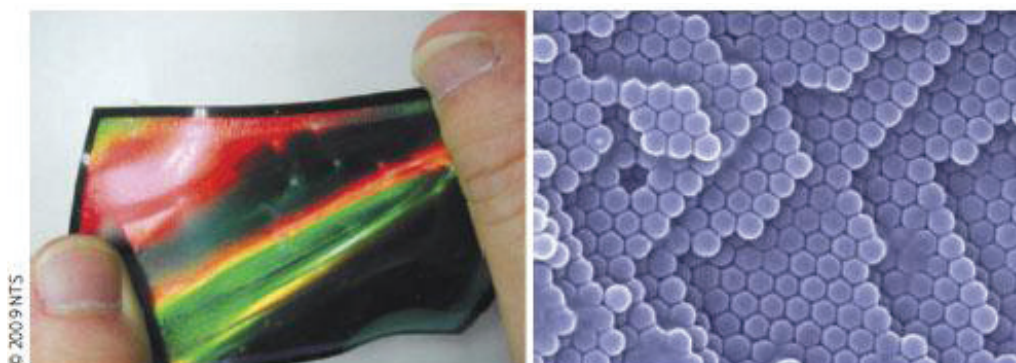


図-1 オパール薄膜の色調変化（左）と表面状態（右）
（出典：Fudouzi, H & Sawada, T. *Expect. Mater. Future* 8, 8-11 (2009)

2. 2 オパール薄膜の色調変化のしくみ

図-2にオパール薄膜の構造の模式図を示す。オパール薄膜の厚さはおよそ $10\mu\text{m}$ 程度であり、これを厚さ $50\mu\text{m}$ 程度のPETシートの支持基板上に形成した構造となっている。

オパール薄膜の色調は、オパール薄膜からの反射光が持つ構造色によって決まる。オパール薄膜は図-3に示すように、高分子樹脂によりできた粒子が、別の樹脂の中に規則正しく配列した状態となっている。この時、オパール薄膜からの反射光は、ブラッグの法則により特定のピーク波長を有する光となる。この波長はオパール薄膜の層間の距離（図-3の d_1 ）により決定される。支持基板にひずみがかかると、それに応じてオパール薄膜にもひずみが発生し、オパール薄膜の層間距離が変化することとなる（図-3の $d_1 \rightarrow d_2$ ）。オパール薄膜の層間距離の変化（ $d_1 \rightarrow d_2$ ）

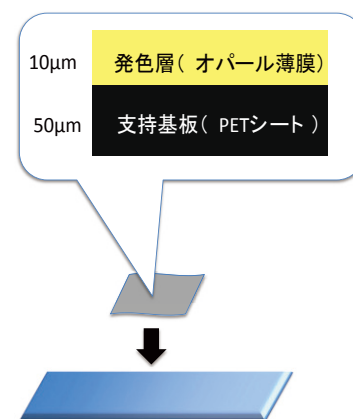


図-2 オパール薄膜の構造

がオパール薄膜の構造色の色調変化として観測されることとなる。このような構造色は宝石のオパールの示す様々な色彩と同様の原理であり、オパール薄膜の名称もこれに由来している。モルフォ蝶や玉虫などの様々な色彩も構造色によるものである。

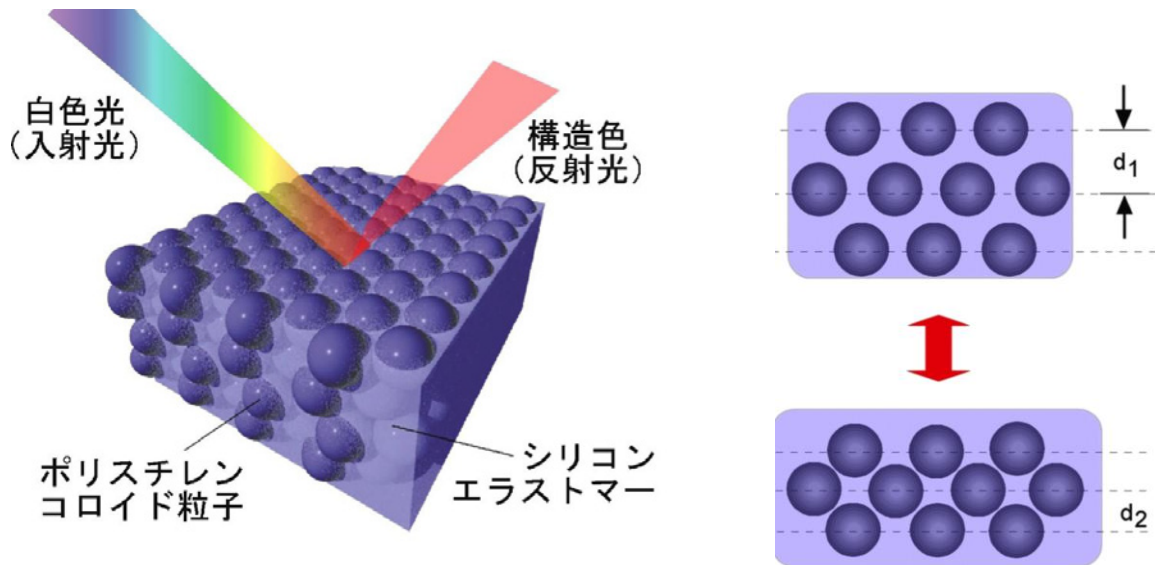


図-3 オパール薄膜のひずみによる色調変化の機構

2. 3 オパール薄膜のひずみによる色調変化とその特徴

図-4に、オパール薄膜をアルミ試験片に貼りつけて引張試験を実施した事例を示す。

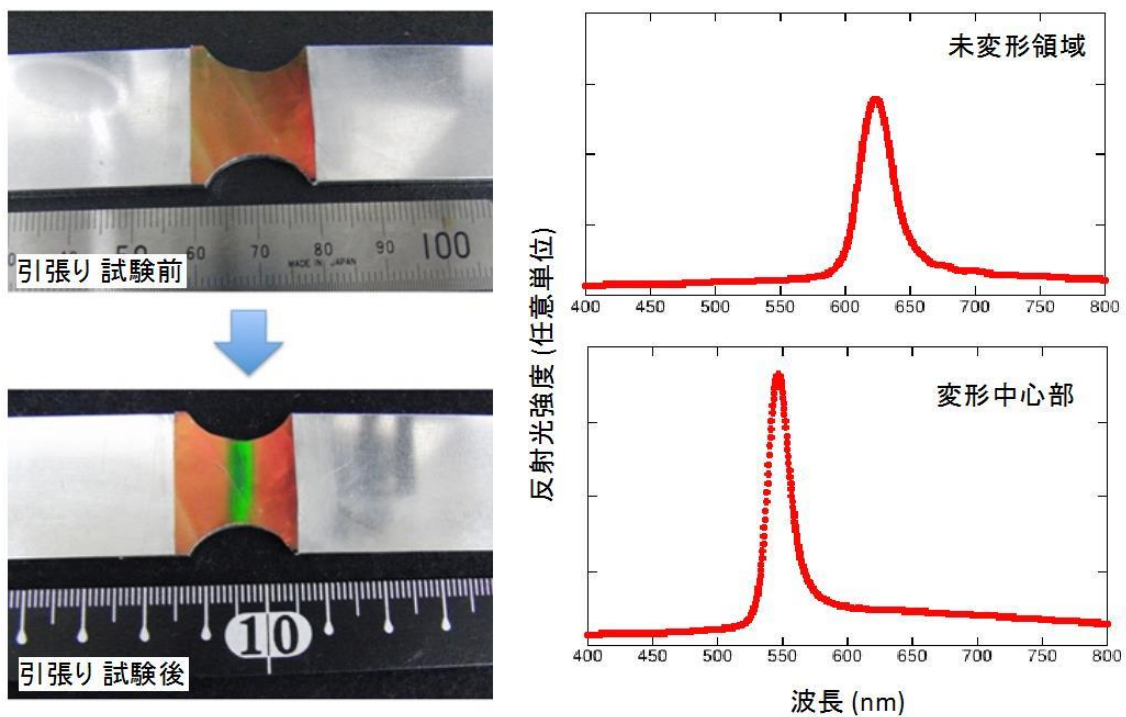


図-4 オパール薄膜を貼り付けたアルミ試験片の引張試験の事例
 (出典：Hiroshi Fudouzi, Tsutomu Sawada, Yoshikazu Tanaka, Ichiro Ario, Tsuyoshi Hyakutake, Itaru Nishizaki, Proceedings of SPIE, Vol. 8345, 83451S (2012))

試験前には全体的に赤色であったものが、引張試験後には試験片のひずみが大きく発生する部分の色が、緑色に変化していることがわかる。この部分の反射光の波長のスペクトルを測定した事例が図-4右側である。色調変化は、ブラッグ回折により生じるピーク波長の変化として計測することが可能であることが分かる。このように、オパール薄膜の色調の変化は、基本的に肉眼によって識別可能であるとともに、肉眼によってのみならず、光学的な機器による観測・測定も可能であることが分かる。

図-5は、試験片の一面にオパール薄膜を、反対の面には通常の電気抵抗式ひずみゲージを貼り付け、引張試験を実施した場合の、ひずみによるオパール薄膜のピーク波長の変化を、ひずみゲージによる計測結果と比較した事例である。オパール薄膜による波長の変化とひずみゲージによる計測結果は良く一致していることが分かる。

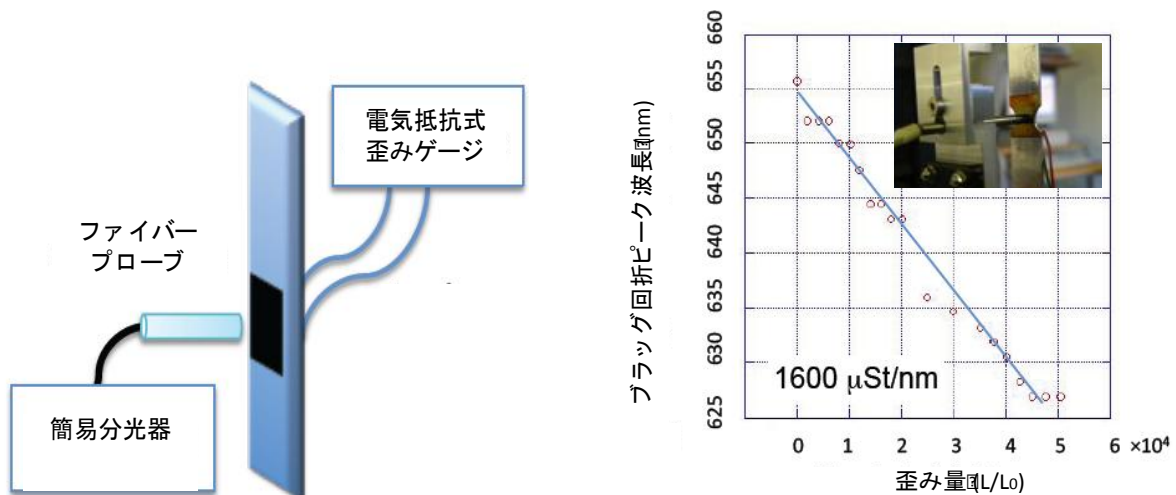


図-5 オパール薄膜のブラッグ回折ピーク波長とひずみゲージによる計測比較事例
 (出典：Hiroshi Fudouzi, Tsutomu Sawada, Yoshikazu Tanaka, Ichiro Ario, Tsuyoshi Hyakutake, Itaru Nishizaki, Proceedings of SPIE, Vol. 8345, 83451S (2012))

この測定においては、ピーク波長の変化とひずみ量の関係は、1nm あたり 1600 μ Stであった。ピーク波長の位置とひずみに対する移動量は、粒子の大きさや間隔によって決定され、これらはオパール薄膜製造における材料の選択などにより調整される。赤 (620nm) から緑 (550nm) への変化の様に、人間の目にとらえやすい変化とすることや、紫外線域 (無色) から青色、あるいは赤色から赤外線域 (無色) のような変化で、ひずみの発生を知らせるような調整の可能性も考えられる。

オパール薄膜によるひずみ検出の特徴としては、ひずみゲージではゲージを貼り付けた1点の一方向のみのデータが得られるのに対して、オパール薄膜では、オパール薄膜を貼り付けた部位全般のひずみの発生状況に関する面的な情報が得られる点があげられ、構造材の劣化検出用途を考慮する場合には大きな特徴であると考えられる。

また、オパール薄膜のもう一つの大きな特徴は、ひずみが残留している限り、オパール薄膜の色調変化もそのまま残留する点があげられる。

その他、ひずみ変化が色調の変化によることから、特別な観測機器が無くてもひずみを検出できることがあげられるが、波長の変化として機器観測もできることから、後で述べるように、測定機器と組み合わせた利用方法も考えられる。さらには配線などが不要であることなどの特長も挙げられる。

2. 4 オパール薄膜の劣化検出技術への適用方法および研究開発状況

既に述べたように、土木研究所ではオパール薄膜を活用した社会基盤構造物の劣化検出技術の高度化に関する研究開発を、物質・材料研究機構および広島大学と協力して進めている。

オパール薄膜を劣化検出への活用手法としては、構造材で特に応力発生やひずみ発生が懸念される部分にあらかじめ貼り付けておき、点検を色調変化として測定する適用方法を主たる手法として検討を進めている。

構造材のひずみが進展し、き裂が発生するような場合には、き裂の発生検出にも役立つことが分かっ

ている。図-6はモルタル供試体に貼り付けたオパール薄膜にき裂を発生させた事例ある。肉眼では見にくいこともあるき裂を、より容易に発見することができるような活用方法も考えらえる。

大型であることの多い社会基盤構造物においては、劣化点検のために構造物の近傍まで近づいての点検が困難である場合も想定される。このような場合には、遠望から劣化検出が可能であると維持管理がしやすくなる可能性がある。オパール薄膜を用いる場合には望遠レンズや画像解析技術などを使って、このような遠望からの点検が可能となる可能性があることから、10m程度離れた位置からの構造物のひずみ・き裂検知技術の確立に向けた研究を行っている(図-7)。

また、図-3に示したように、現在のオパール薄膜は、ポリスチレンコロイド粒子とシリコンエラストマーなど、比較的薄膜を製作しやすい材料を用いているが、社会基盤構造物への実用化にあたっては、必要となる環境耐久性を有する材料による製作が必要となるとともに、実環境における長期耐久性や信頼性の評価が必要となる。さらには大型構造物に対応した、大面積材料の効率的な製作技術などが必要であり、これらに向けた検討も進められているところである。

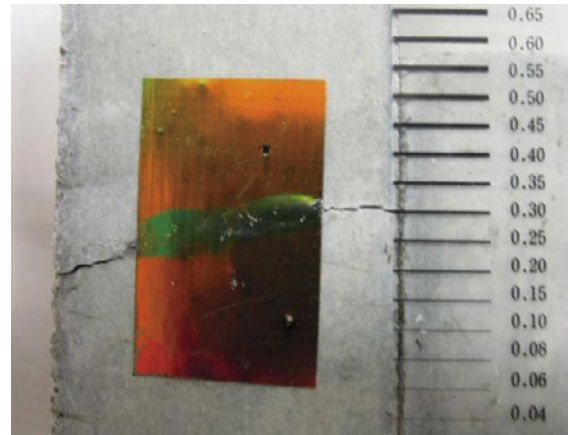


図-6 オパール薄膜によるき裂検出の例(モルタルのき裂検出)

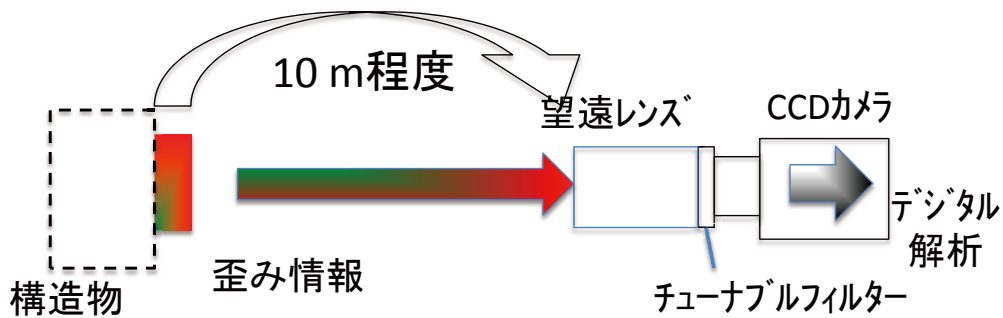


図-7 オパール薄膜を用いた構造物劣化の遠望からの劣化検出技術

3. おわりに

社会基盤構造物の老朽化への対応は、我が国にとって喫緊の重要な課題である。その重要性を考慮すると、単一の方策ではなく考え得る様々な手法による技術開発が必要と考えられ、おのおのの長所を的確に活かした技術開発が必要と考えられる。ここに示したように、構造物の劣化検出の高度化に寄与が期待できる新しい機能を持った新材料の開発も進みつつあることから、このような新材料の活用が、社会資本構造物の劣化検出の高度化に寄与できるように研究開発を進めていきたい。

【参考文献】

- 1) Fudouzi, H & Sawada, T. *Expect. Mater. Future* 8, 8-11 (2009)
- 2) 百武壮, 西崎到, 不動寺浩, 澤田勉, 田中義和, 「オパール薄膜の発脱色によるひずみの可視化」(第62回高分子討論会予稿集, 2Pf088(2013)).
- 3) Hiroshi Fudouzi, Tsutomu Sawada, Yoshikazu Tanaka, Ichiro Ario, Tsuyoshi Hyakutake, Itaru Nishizaki, *Proceedings of SPIE*, Vol. 8345, 83451S (2012).

正面衝突を避け!! ～ワイヤーロープ式防護柵の開発と実用化～

寒地道路研究グループ 石田 樹

1. はじめに

郊外部の幹線道路は走行速度が比較的高く、またその大部分が上下の交通が非分離の2車線道路なので、構造上、正面衝突事故が発生しやすく、発生した場合は死亡事故等の重大事故に至る場合が多い。道路構造令では、特例として2車線道路への中央分離帯の設置が認められているが、事故時の対応等のために車道を拡幅しなければならず、設置が困難であることが多い。また、高規格幹線道路(高速自動車道及び一般国道の自動車専用道路)においても、1990年代以降に建設された多くの区間が4車線のうち2車線のみを暫定的に運用する、いわゆる暫定2車線道路であり、ラバーポールと縁石による簡易分離構造(写真-1)なので正面衝突による重大事故が発生することがある。



写真-1 暫定2車線道路

幅員が狭い道路の中央に防護柵を設置している事例として、スウェーデンの2+1車線道路がある(写真-2)。スウェーデンでは、2+1車線道路の安全性を向上するため、中央分離施設として導入コストが最も低いワイヤーロープ式防護柵を設置している。ワイヤーロープ式防護柵とは、支柱が細く車両が衝突した時の衝撃を緩和し、設置のための必要幅員も少ない防護柵である。



写真-2 2+1車線道路
(スウェーデン)

本稿では、上述した課題を解決した新たな2車線道路の中央分離施設として、ワイヤーロープ式防護柵の開発と実用化に向けた研究開発の過程を紹介する。CGシミュレーションや実車衝突実験を繰り返して詳細仕様を決定し、防護柵設置基準に定める試験条件で性能確認試験を行い、道路構造令や防護柵設置基準等への適合性を確認し、施工や維持管理等の実用化について検討した。

2. ワイヤーロープ式防護柵とは

ワイヤーロープ式防護柵は、たわみ性防護柵のうちケーブル型防護柵に分類される。日本国内で普及しているケーブル型防護柵(ガードケーブル)と大きく異なる点は、中間支柱が細く、車両が衝突した時に中間支柱が変形し、衝撃をワイヤーロープが受け止め、車両への衝撃を緩和することである。ガードケーブルは、支柱に直接衝突させないというブロックアウト構造であるため、各支柱にブラケットと呼ばれる部材が取り付けられ、ケーブルと支柱の間に一定間隔の空間を設けている。ワイヤーロープ式防護柵に比べ、支柱の強度が高いので、支柱への衝突時には車両に与える衝撃が大きくなる(写真-3)。



写真-3 ガードケーブル(左)とワイヤーロープ式防護柵(右)

ワイヤーロープ式防護柵のもう一つの特徴は、開口部の設置のしやすさである。一般に、2車線区間の中央に分離施設を導入する際の課題は、交通事故、故障車等が発生した時の交通運



写真-4 緊急時の開口部設置¹⁾


用にある。駐停車があっても交通に支障とならないように中央分離施設に側方余裕を加えることや広い路肩を採用する場合、建設コストは高額となる。スウェーデンでは、除雪作業等の維持管理のためにUターンができる開放区間を設けているほか、写真-4に示すように人力でワイヤーと支柱を外すことにより、部分的に中央分離施設を開放することで故障や事故等の緊急時の対応を可能としている¹⁾。この他に、クィック・ロックと呼ばれる部品でワイヤーを分断する場合やカッターでワイヤーを切断する場合もあるが、復元に時間が掛かるので使用機会は少ない。

3. 国内への導入のための検討

ワイヤーロープ式防護柵を日本国内に導入するためには、「防護柵の設置基準・同解説」²⁾に示される性能を有しなければならない。防護柵に求められる機能は強度性能、変形性能、車両の誘導性能、構成部材の飛散防止性能である。これらの性能のうち、ワイヤーロープ式防護柵は、支柱が変形し、ワイヤーロープの張力で衝撃を緩和する特性上、変形性能の基準値をクリアすることが困難な課題であった。

変形性能の基準値である最大進入行程は、車両が防護柵に衝突した時に、前輪または後輪の内側が防護柵の柵面の原位置より路外方向に踏み出る距離の最大値である(表-1)。一般国道用の場合は1.1m、高速道路用の場合1.5mが適用される²⁾。また、車両の誘導性能である、乗用車の衝突時における離脱角度と離脱速度の基準値をクリアすることも課題となった。その理由は、最大進入行程を小さくするためには、支柱の強度を高めることが考えられるが、高強度の支柱は車両の衝突速度を減衰させることになるので、ワイヤーロープ式防護柵にとって、変形性能と車両の誘導性能を両立が求められた。

表-1 分離帯用防護柵の許容最大進入行程²⁾



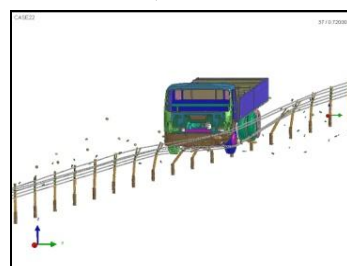
種別	支柱を土中に埋め込む場合の最大進入行程(m)
C, B	1.1m以下
A, SC, SB, SA, SS	1.5m以下

4. シミュレーションから実車実験へ

我が国では前例のない全く新たな防護柵を開発するにあたり、社団法人鋼製防護柵協会と共同研究契約を締結し開発に着手した。手動でワイヤーと支柱を外すことにより部分的に中央分離施設を開放できること、高速道路のラバーポールによる簡易分離2車線区間や一般国道の正面衝突事故対策として、両方に活用できる高速道路対応規格のAm種を開発の目標とした。構造仕様を検討する場合、ワイヤーロープのたわみで衝撃を吸収する反面、対向車線へのはみ出し量、すなわち最大進入行程が大きくなるなど、トレードオフの関係にある必要条件が多い。例えば、大型貨物車の進入行程を小さくするためには、支柱の強度を高めることやワイヤーロープの設置高さを高くすることが考えられるが、乗用車衝突時の離脱速度低下やワイヤーロープが車体を捕捉出来ないことが懸念される。このような二律背反にある条件を満足させるバランスの取れた仕様を決めるため、鋼製防護柵協会が所有するCGシミュレーションを活用しながら、詳細な構造仕様検討を行った。

CGシミュレーションでは、施工性と二輪車の衝突を勘案して、支柱を円柱形状とし、防護柵の支柱の材質、板厚の他、ワイヤーロープの本数、高さ、バンド数、張力、支柱の設置間隔等の数値を変えて、性能確認試験と同じ条件でシミュレーションを行った(表-2)。離脱速度、離脱角度、最大進入行程等の結果から、最終的に支柱の板厚が異なる2種類の仕様で試作品を製作し、苫小牧寒地試験道路においてテスト

表-2 CGシミュレーション結果の一例



	基準値	シミュレーション結果	判定
離脱速度	31.2km/h以上	43.4km/h	○
離脱角度	9°以下	2.19°	○
最大進入行程	1.5m以下	0.91m	○

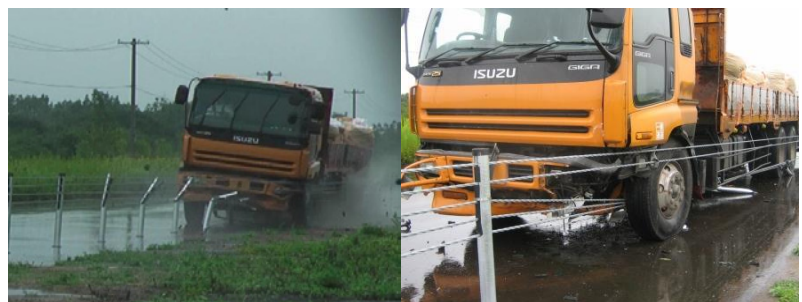


写真-5 事前実験の状況(板厚4.2mm)

ドライバーによる事前実験を行って最終仕様を決定した。実車衝突実験は、防護柵設置基準に定められた防護柵性能確認試験(A 種)と同じ条件で行った。ただし、乗用車の衝突実験は危険が伴うため、大型貨物車の実車衝突実験を行った(写真-5)。実験の結果、板厚 4.2mm のタイプでは下 3 段、板厚 3.2mm のタイプでは下 2 段のワイヤーロープが車輪の回転により引き下げられが、最大進入行程(1.5m 以下)、離脱速度(衝突速度の 6 割以上)、離脱角度(衝突角度の 6 割以下)やその他の項目を含め、全ての項目で基準を満足した。実験結果は大差がなかったが、衝突後の車両軌跡を解析した結果、板厚 4.2mm のタイプの方が車両の向きを素早く変えていることから、車両の誘導性能上有利であると判断し、これを本番の性能確認試験用の最終仕様とした。

この最終仕様を図-1 と表-3 に示す。平成 24 年 1 月、最終仕様による試作品を国土交通省国土技術政策総合研究所内の衝突試験施設に設置し、防護柵設置基準に定められた性能確認試験を行った(写真-6)。支柱には樹脂製の間隔保持材を設け、端末基礎はできるだけ設置する幅員が少なくなるように、ワイヤー端部を道路の縦断方向に沿って 1 列に配置した。

試験条件は、以下の通りである。

- ・防護柵種別：Am 種

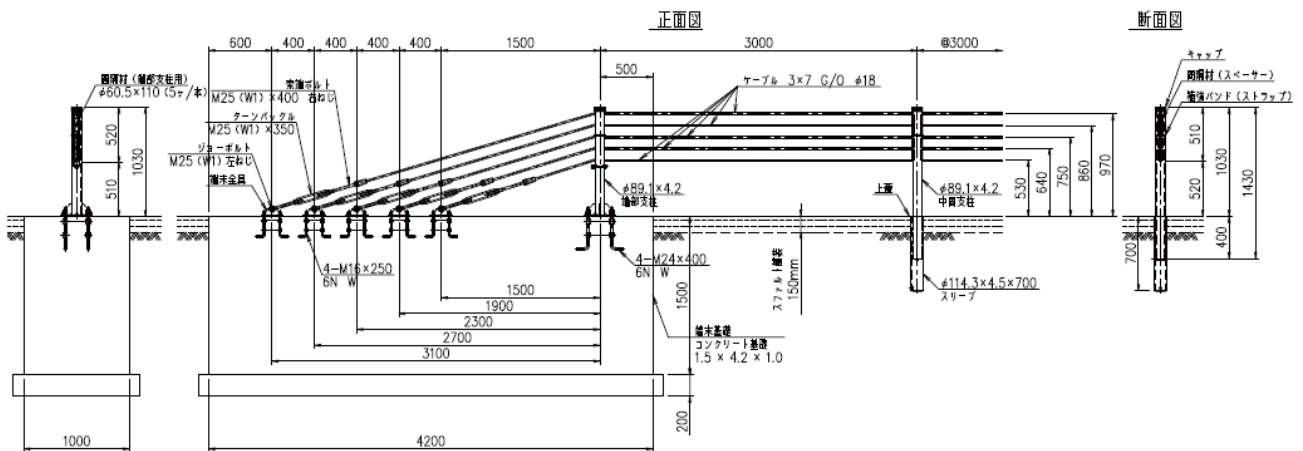


図-1 断面図

表-3 諸元

項目	仕様
支柱サイズ (材質)	φ89.1 × 4.2 (STK400)
支柱板厚	4.2mm
支柱ピッチ	3.0m
ワイヤーロープ	3 × 7 φ18, 5段
ワイヤーロープの高さ	1段：970mm 2段：860mm, 3段：750mm, 4段：640mm, 5段：530mm
支柱の高さ	1030mm
スリーブ (材質)	φ114.3 × 4.5 (STK400)
スリーブ土中埋め込み長	710mm (支柱はスリーブに400mm埋込み)



写真-6 突試験施設での設置状況

- ・防護柵形式：ケーブル型たわみ性車両用防護柵
- ・基礎種類：土中用基礎(両端アンカー)

性能確認試験の結果を表-4に示す。車両の逸脱防止性能は、大型貨物車が防護柵を突破されない強度を有しており、乗員の安全性能は、乗用車が横転・転覆することなく誘導された(写真-7, 8)。車両は前部が破損しているが車室は保存され、最大加速度も $95.2\text{m/s}^2/10\text{ms}$ と小さく、規定値の $150\text{m/s}^2/10\text{ms}$ を満足しており、緩衝能力が確認された。変形性能においても、最大進入行程は大型貨物車：1.48m、乗用車：1.02m と基準の 1.5m 以下という値を満足した。車両の誘導性能においては、離脱速度が衝突速度の 6 割以上(大型貨物車 83.1%、乗用車 66.1%)、離脱角度が衝突角度の 6 割以下(大型貨物車 0%、乗用車 35.7%)と規定を満足した。その結果、「防護柵設置基準・同解説」に定める Am 種の試験項目に対し、全て基準値を満足したことが明らかになった。

表-4 性能確認試験の結果

測定項目		条件区分	計測項目	試験結果 (基準の可否)
車両の逸脱防止性能	防護柵の強度性能	A	防護柵の損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・大型貨物車が突破しない強度を有すること。 ○ 部材の切断等はなく、ケーブル、支柱などにより防護柵が連続保持されている。
	防護柵の変形性能	A	最大進入行程	<ul style="list-style-type: none"> ・車両の進入行程が1.5m以下であること。 ○ 最大進入行程は、1.48mであり、必要とする変形性能を有している。
乗員の安全性能		B	車両重心加速度	<ul style="list-style-type: none"> ・10ms移動平均値が$150\text{m/s}^2/10\text{ms}$未満であること。 ○ X : $66.9\text{m/s}^2/10\text{ms}$ (防護柵軸方向) ○ Y : $95.2\text{m/s}^2/10\text{ms}$ (防護柵横軸方向)
車両の誘導性能		共通	車両の挙動	<ul style="list-style-type: none"> ・車両は防護柵に衝突後、横転などを生じないこと。 ○ 乗用車は横転・転覆することなく誘導された。 ○ 大型車は防護柵から離れなかったが、離脱の方向に進行しており、横転・転覆することなく安定した姿勢で誘導された。
		共通	離脱速度	<ul style="list-style-type: none"> ・離脱速度は衝突速度の6割以上であること。 ○ 衝突条件A: 衝突速度 52.2km/hの83.1% (43.4km/h) ○ 衝突条件B: 衝突速度 100.6km/hの66.1% (66.5km/h)
		共通	離脱角度	<ul style="list-style-type: none"> ・離脱角度は衝突角度の6割以下であること。 ○ 衝突条件A: 衝突角度 14.9度の 0% (0度) ○ 衝突条件B: 衝突角度 20.7度の35.7% (7.4度)
構成部材の飛散防止性能		共通	部材の飛散状況	<ul style="list-style-type: none"> ・車両衝突時に防護柵構成部材が大きく飛散しないこと。 ○ 付属品が飛散したが、主要部材ではなく、大きな事故につながらないことから、飛散防止性能を満足していると判断した。



写真-7 試験状況 (左：大型貨物車, 右：乗用車)



写真-8 防護柵衝突後の大型貨物車の軌跡

5. ワイヤロープ式防護柵の施工方法

ワイヤロープ式防護柵の施工は、端末基礎設置、端末支柱据付け、スリーブ打込み、中間支柱建込み、ワイヤロープ張の流れとなる(図-2)。既存のガードケーブルと大きく異なる点は、支柱基礎であるスリーブを地中に打込み、支柱を建込み、ワイヤロープを添架する方式を採用している。開発したワイヤロープ式防護柵のスリーブは直径 114.3mm の鋼管(丸パイプ)で、長さは 70cm である。上端から 40cm の位置に支柱を支えるための鉄筋を配置している。スリーブの底には施工時の土砂混入防止と設置後の雨水流入防止のために鉄蓋を溶接している(写真-9)。そのため、アスファルト舗装に施工するときには、コアボーリングマシンでアスファルト舗装の削孔が必要となる。スリーブ打込みには、ガードレール支柱打込機(モンケン式)を使用した。ただし、ガードレール支柱打込機ではスリーブを舗装表面まで打ち込むことができないため、打ち込み治具を製作した。治具の先端は、スリーブ底蓋の損傷を防ぐため、底蓋の形状に合わせた(写真-10)。打ち込み治具を使って、苫小牧寒地試験道路の試験施工を行った結果、163 本のスリーブ打ち込みに要した平均時間は、施工機械の移動を含め 1 本当たり 2 分 30 秒であった。今後、路床が硬い箇所で施工を行い、耐久性を検証する必要がある。

スリーブ打ち込み後、端末金具と端末支柱をアンカーボルトに固定、支柱をスリーブに建て込み、ワイヤロープを支柱に落とし込み、間隔材とストラップを取り付ける。ストラップは、ケーブル 3 段目の上に取り付ける。支柱のキャップを付け、最後にターンバックルと呼ばれる締め金具で所定の張力に調整して施工が完了する。

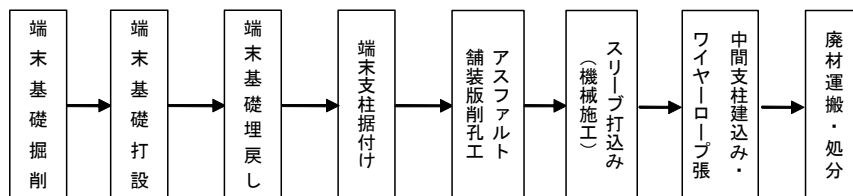


図-2 ワイヤロープ式防護柵施工フロー



写真-9 スリーブ(左)と管内の支柱支え(右)



写真-10 打込み治具(左)と先端の形状(右)

6. 総幅員 12m の自動車専用道路へのワイヤーロープ式防護柵の適用

暫定 2 車線区間の道路は一般道に比べ事故率は低いですが、車両走行速度が高いため、正面衝突事故が起きた場合は重大事故に至りやすい。北海道における高規格幹線道路の 2 車線道路の構造は、道路種別が第 1 種第 3 級で、中央帯を設ける場合、幅員 13.5(m)(路肩 2.50・車線 3.5・中央帯 1.50・車線 3.50・路肩 2.50)となる。この場合、1.50m の中央帯にワイヤーロープ式防護柵を設置することになるので、道路構造令上の課題はない。しかし、暫定 2 車線区間の道路構造では幅員 12.0m(路肩 2.50・車線 3.5・車線 3.50・路肩 2.50)の中に中央帯の位置付けはない。現状では中央にレーンディバイダー(ラバーポールと縁石)による簡易分離構造を設けて安全性を向上させると共に、「高規格幹線道路等の幾何構造(案)」³⁾に示されているとおり、大型車を想定した故障車のすれ違いに対して配慮している(図-3)。

ワイヤーロープ式防護柵を導入する場合、防護柵として位置づけると中央帯設置が必要⁴⁾となる。ただし、中央帯における分離帯(マウントアップ)に変わる道路付属物として位置づけられるため、マウントアップは不要である。往復の通行を区分する簡易分離構造として位置づけると、現行の横断面構成で設置可能となる。「道路構造令の解説と運用」では、暫定供用時の道路構造は、必ずしも道路構造令の規定に合致する必要はないが、道路構造令を基本としつつ、当面必要な機能を満足する道路構造でなければならないとしている⁴⁾。幅員 12.0m の高規格幹線道路における横断面構成は、種級区別に道路構造令の標準値、特例値を使うと路肩 1.75m・車線 3.5m・中央帯 1.50m・車線 3.50m・路肩 1.75m の 2 種類が考えられる(表-5)。ワイヤーロープ式防護柵を幅員 12.0m の高規格幹線道路に導入する時の横断面構成として、表-5 に示す 2 種類と、その中間に位置する新たな横断面構成として路肩 2.00・車線 3.5・中央帯 1.00・車線 3.50・路肩 2.00 を考案し、これらの条件で実車による走行実験を行うこととした。

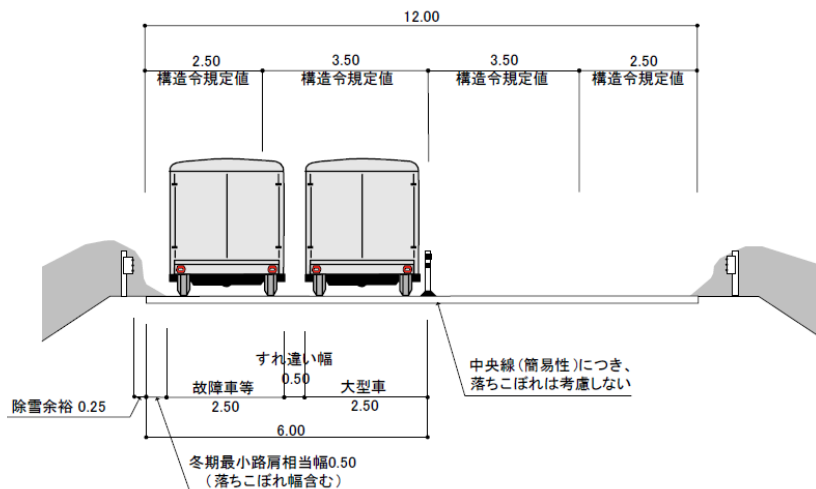


図-3 簡易分離2車線構造の場合の横断面構成例³⁾

表-5 幅員12.0mの高規格幹線道路の横断面構成

種級区分	要素	道路構造令		幅員(m)		
		標準値 (m)	特例値 (m)	完成2車線		暫定2車線
				分離	簡易分離	簡易分離
1種2級	車線	3.5	-	3.5	3.5	3.5
	路肩	2.5	1.75	1.75	2.5	2.5
	中央帯	4.5	2	設定不可	-	-
1種3級	車線	3.5	-	3.5	3.5	3.5
	路肩	1.75	1.25	1.75	2.50*	2.50*
	中央帯	3	1.5	1.5	-	-

※ 除雪車および大型故障車のすれ違いを考慮し設定

7. 防護柵設置箇所における走行試験

苫小牧寒地試験道路にワイヤーロープ式防護柵と簡易分離構造であるラバーポールと縁石を設置し、実際に駐車車両(大型車)があった場合のすれ違い走行実験を行った。

走行試験区間には、路肩に L 型コンクリート壁を置き、試験区間の路肩と中央に雪堤を作り、図-3 に示す横断面を再現した(写真-11)。ワイヤーロープ式防護柵とラバーポールの区間延長は各々70m として、区間内に一台ずつ大型車の駐車車両を配置した。また、実際の道路環境に近づけるために対向車線側に大型車を配置した(図-4)。走行試験は 4 種類の条件を設定し、走行試験 1 回目は駐車車両が無い条件、走行試験 2 回目から 4 回目までは駐車車両があり、区画線の位置が変わる条件とした(図-5)。走行試験 1 回目と 2 回目の区画線の位置は路肩 2.5m・車線 3.5m、走行試験 3 回目は路肩 2.0m・車線 3.5m・中央帯 1.0m、走行試験 4 回目は路肩 1.75m・車線 3.5m・中央帯 1.5m とした。なお、ラバーポール区間の区画線の位置は変更していない。

試験には、道路管理機関から 14 人、公募の大型車を運転する一般ドライバー20 人が参加し、平成 25 年 3 月 12~14 日に行った。試験参加者が運転する大型車が駐車車両の横を通過する時の走行速度と通過位置を測定した(写真-12)。走行速度は路面上にテープスイッチを 5m 間隔で貼り、データロガーで通過時間を記録した。通過位置はラバーポール、及びワイヤーロープ式防護柵の支柱中心から 15cm 毎にガムテープを路面に貼り、ビデオカメラで通過車両を撮影、後日に調査員が記録画像を 5cm 単位で読み取る方法とした。道路管理者には大型車が走行するときの状況を観察してもらい、大型車すれ違い時の印象等を尋ねた(写真-13)。



写真-11 走行試験区間の状況

(右：ワイヤーロープ式防護柵、左：ラバーポール)

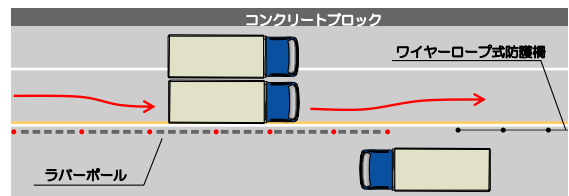


図-4 走行試験の概要

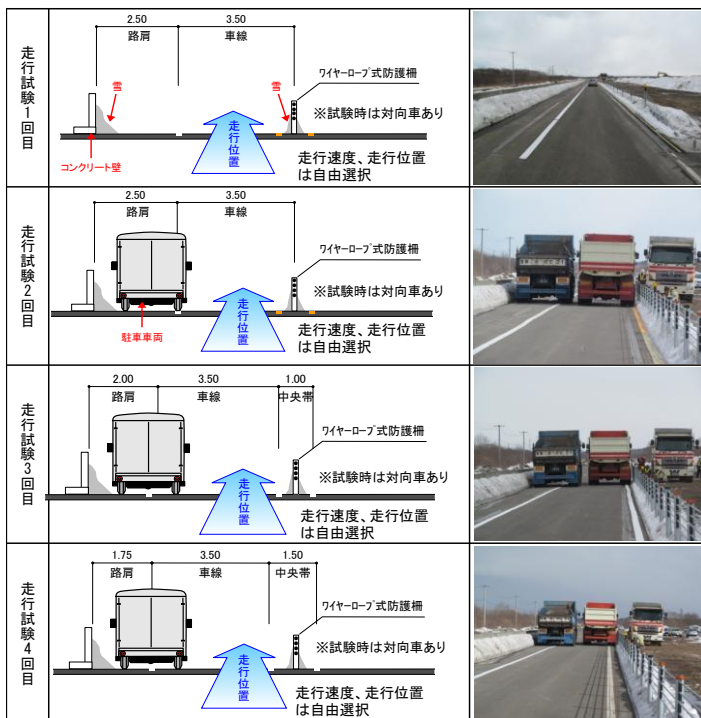


図-5 走行条件



写真-12 走行位置の測定



写真-13 すれ違いの状況

7. 1 走行速度と通過位置

走行速度を図-6に示す。走行試験1回目の駐車車両がない時は40km/h台の平均速度を計測し、ブレーキを掛ける車両も見られず、ラバーポール区間とワイヤー区間共に2車線道路の通常走行と変わらなかった。2、3、4回目では、ワイヤー区間の平均速度が低く、駐車車両とのすれ違いに時間を要した。ラバーポールの設置間隔は10mであるのに対し、ワイヤーロープ式防護柵の支柱間隔は3mで、かつワイヤーロープがあるために、すれ違い時に慎重な運転が見受けられた。ただし、駐車車両やワイヤーロープ式防護柵に接触する参加者は皆無であった。

通過位置計測結果を図-7に示す。両区間を比べると、全てのパターンでワイヤーロープ式防護柵区間の方が道路中央から離れた位置を走行していた。ドライバーがワイヤーロープ式防護柵を防護柵として認識し、空間的余裕をとって走行していた。走行試験2から4回目までのワイヤーロープ式防護柵区間の区画線位置変更に対しては、影響が見受けられない。

走行試験2回目のワイヤー区間の区画線は暫定2車線の簡易分離構造と同様である(図-8)。道路交通法において、白線は「右側部分はみ出し通行禁止」、黄線は「追い越しのための右側部分はみ出し通行禁止」と定められている。従って故障車等が路肩に停車している場合、通過車両は黄線上までが走行可能となり、その距離は道路中央から25cmとなる。走行試験2回目の通過位置は平均値で48.5cm、25%タイル値で45.0cm、最小値で35.0cmなので、試験の結果だけを見ると暫定2車線区間にワイヤーロープ式防護柵を導入しても大型車同士のすれ違いは可能と考えられる。

7. 2 アンケート調査

すれ違いには「可能だが課題がある」、「困難だが対策により可能である」と回答した参加者が約8割を占めた(図-9)。導入可能性については「可能だが課題がある」の回答が最も多く、暫定2車線道路の幅員構成で導入することには課題があり対策が必要という認識であることが伺えた(図-10)。

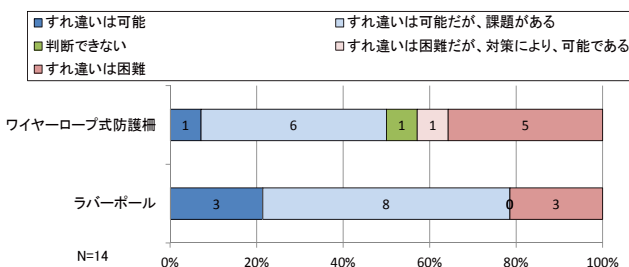


図-9 大型車のすれ違いについて

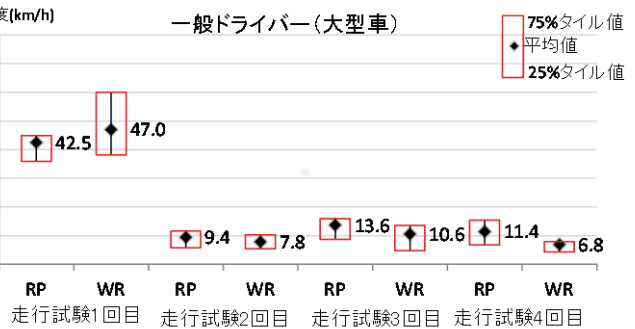


図-6 駐車車両とすれ違う時の走行速度 (RP:ラバーポール, WR:ワイヤーロープ式防護柵)

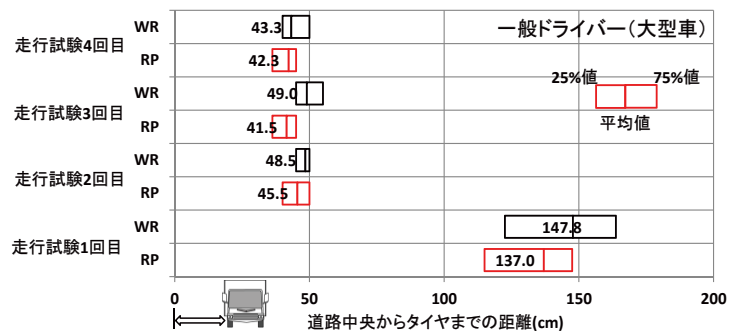


図-7 駐車車両とすれ違う時の通過位置 (RP:ラバーポール, WR:ワイヤーロープ式防護柵)

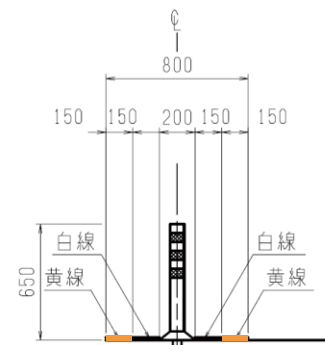


図-8 簡易分離構造の区画線⁵⁾

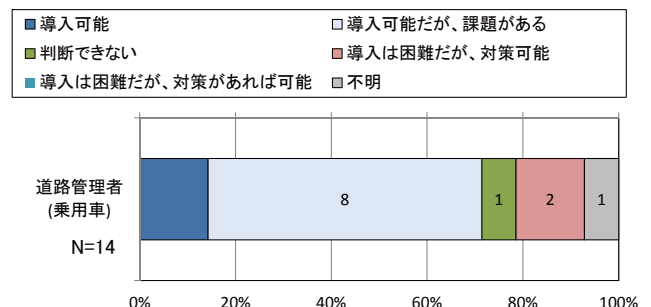


図-10 ワイヤーロープ式防護柵の導入について

8. 実用化へ

防護柵設置基準の規定する性能を有していることが明らかなった結果、平成 24 年 11 月に開通した道央自動車道大沼公園ICから森IC間で約 1.6km、平成 24 年 12 月には一般国道 275 号音威子府村で 320m が試行的に導入された(写真-14)。道央自動車道の設置区間は暫定 2 車線区間であるが、この防護柵が導入されたことにより法定最高速度は 70 から 80km/h に引き上げられた。また、一般国道 275 号の設置区間は山間部で、曲線半径が 210m と厳しい線形であるため、中間支柱の間隔は 3m から 2m に狭められている。これらに続き、磐越自動車道(390m)と紀勢自動車道(1,280m)にも試行導入された(写真-15)。



写真-14 道央自動車道(左)と一般国道275号(右)



写真-15 磐越道(左)と紀勢道(右)

9. おわりに

2 車線道路での正面衝突事故を確実に防ぐために道路の中央に防護柵を設置することは、地形的な制約や予算の確保が難しいため、これまで限定的であった。我々が新たに開発したワイヤーロープ式防護柵は、従来の分離施設よりも少ない幅員で設置でき、導入コストを縮減することが期待できる。研究開発の過程では、ワイヤーロープのたわみで衝撃を吸収しつつ対向車線へのはみ出し量は少なくするという難しい課題を解決すべく、支柱の高さや硬さ、形状、ワイヤーロープの高さや本数、張力、支柱の設置間隔等の組み合わせをいくつも検討し、最適な仕様を決定するまでには多くの困難があった。平成 24 年 1 月に行った性能確認試験で、防護柵設置基準に定める分離帯用 Am 種(高速道路)の基準を満足したことは我々にとって大きな喜びであった。日本初の事例として平成 24 年秋に道央道に導入されて以来、全国の道路管理者から問い合わせがあり、各地で導入が進んでいる。今後は、ワイヤーロープの張力低下や復旧に要する時間・費用等の維持管理に関連したデータを収集すると共に、さらなる普及に向け、設置条件(道路線形、構造物箇所等)に適した細部構造や効率的な施工方法を開発し、施工・維持管理の方法をマニュアルとしてまとめる予定である。

【参考文献】

- 1) BlueSystem 社ホームページ;<http://www.bluesystems.se/>
- 2)防護柵の設置基準・同解説、(社)日本道路協会、平成 20 年 1 月
- 3)高規格幹線道路等の幾何構造(案)、北海道開発局建設部道路計画課、平成 20 年 10 月
- 4)道路構造令の解説と運用、(社)日本道路協会、平成 16 年 2 月
- 5)北海道開発局 道路設計要領・第 6 集 標準設計図集、北海道開発局、平成 24 年 4 月

〔 一 般 講 演 第 2 部 〕

「津波が来ても流出しにくい橋を目指して」

～橋に及ぼす津波の影響を軽減する技術の開発～

「液状化被害の軽減を目指して」

～河川堤防の液状化対策の高度化に向けた取り組み～

「平成 25 年伊豆大島土石流災害を考える」

「平成 26 年 2 月関東甲信地方の大雪災害を考える」

～特に雪崩災害に着目して～

津波が来ても流出しにくい橋を目指して ～橋に及ぼす津波の影響を軽減する技術の開発～

橋梁構造研究グループ 星隈 順一

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震により発生した津波により、橋の上部構造が流出する等の被害が発生した¹⁾。上部構造が流出した橋の中には、その橋の立地条件や構造条件によっては応急的な迂回路の仮設や応急復旧橋の架設が難しく、結果的に緊急輸送路としての機能が速やかに回復できなかった事例もあった。我が国では、東海・東南海・南海地震を始めとする大規模な地震とそれに伴う津波の発生の切迫性が指摘されており、このような大規模地震や津波による発災後も、道路が避難路・緊急輸送路としてのネットワーク機能を早期に確保できるようにしていくことが喫緊の課題となっている。

平成24年に改定された道路橋示方書V耐震設計編²⁾では、津波に対しては、地域の防災計画をも考慮した上で橋の構造を計画することが規定されており、地域の防災計画等に基づいて設定される当該路線に求められる性能に応じて、適切な構造計画を検討することが重要と示されている。津波に対する構造計画の考え方の例としては、津波に関する地域の防災計画等を参考にしながら津波の高さに対して桁下空間を確保すること、その上で、仮に上部構造が浸水するような津波の来襲があったとしても津波の影響を受けにくいような構造的工夫を施しておくこと、さらに、減災の観点から、万一上部構造が流出するような事態となったとしても、機能回復のための応急復旧対策をしやすい構造計画としておくこと、あるいは、応急復旧に必要な資機材の調達方法を事前に検討して準備しておくこと等が挙げられる。

このように、上限という概念を想定すべきではない自然作用に対しては、それにより最終的に橋がどう壊れていくのかを考えた上で、ハード及びソフトの両面からの対策の検討が重要である。これから新設する橋に対しては、その橋に求められる性能に応じて、路線計画や縦断計画等の計画段階における津波の影響の回避等を含め、複数の対策を組み合わせながら、防災・減災対策を講じることが可能である。その一方で、既設橋は文字通り現に存している橋であり、津波の影響が考慮されずに計画がなされている場合には、現況の橋の立地条件、構造条件下において、津波に対する対策をどのように講じていくかについての技術的な知見が現場から強く求められているところである。

土木研究所 CAESAR 橋梁構造研究グループでは、東北地方太平洋沖地震の直後から津波による橋の被災調査を多角的に実施し、基礎データを収集した後、平成24年度から4カ年の計画で、プロジェクト研究「津波の影響を受ける橋の挙動と抵抗特性に関する研究」を実施している。本研究では、想定の手の中だけで検討を行うべきではない津波の影響に対して、橋の抵抗力をどんどん増していく「補強」的な発想には限界があると考え、むしろ津波の影響をやりすぎず、すなわち、津波の影響に対して「鈍感な構造」とするための方策に主眼を置いて研究を実施してきている。このような津波の影響を受けにくくする対策を開発していくためには、津波の影響を受けた時に橋がどのようなメカニズムに基づいて挙動しようとするのかをまず解明し、その上で、そのメカニズムに応じた合理的な対策を生みだしていくことが重要である。土木研究所では、津波作用時の上部構造の挙動メカニズムを解明するために、これまでに規模の大きい水路実験や詳細な数値解析により検討を行っている³⁾⁷⁾。また、津波の影響を軽減する対策技術に関しては、スマトラ沖地震で発生した津波による橋梁の被災を受け、東日本大震災の発生前から、主に長大橋の耐風対策として用いられるフェアリングに着目した研究を行った実績があり⁸⁾、さらに最近では、解析を通じてそのフェアリングの効果についての研究も行っている⁹⁾。



(a) 橋が裏返って流出した橋



(b) 橋が裏返らずに流出した橋
写真-1 上部構造が流出した橋

そこで、本報告では、津波による橋の挙動メカニズムと、そこから得られた知見を基にした橋に及ぼす津波の影響を軽減する方法について、これまでに土木研究所で実施してきた研究成果について紹介する。

2. 発生する津波の特性と上部構造の流出形態

東北地方太平洋沖地震の津波による橋の被害は、その多くが津波による作用により最終的に支承部が破壊して上部構造が流出する形態であった。ただし、流出した後の上部構造がどのような状態となっていたかに着目して見ると、上部構造が裏返っていたケース（写真-1(a)）と、裏返らなかったケース（写真-1(b)）の双方が確認されている。このような流出した後の上部構造の状態は、津波により上部構造にどのような作用が生じたのかを推測する上で重要な物証ともなる。そこで、佐々木、幸左らが実施した津波が橋に作用している時の映像分析^{10,11}等も参考にしつつ、橋の立地位置における津波の特性に応じて、想定される上部構造の流出シナリオについて検討した。

1つ目のシナリオは、図-1(a)に示すように、段波状の状態では津波が上部構造に作用するケースである。段波状の津波が上部構造に作用することで、津波作用側の主桁および床版張出部にそれぞれ水平力および鉛直力（流体力）が作用する。これらの力により、床版が持ち上がるような挙動になると考えられる。そして、支承部に作用する力がその耐荷力を超えると、支承部が破壊して上部構造が回転して裏返ろうとする挙動をしながら流出すると考えられる。もちろん、上部構造の断面特性によっては、回転するような挙動は生じて、裏返るまでには至らない場合もあり得る。写真-2は、津波の影響による実際の支承部周辺の損傷状況の例を示したものである。橋脚頂部に耐震補強の目的で設置された5つのコンクリートブロックタイプの変位制限構造の損傷状況の違いから、この橋では、下流側の上部構造が持ち上げられながら流出したものと考えられ、図-1(a)のシナリオに該当する実例と言えよう。

2つ目のシナリオは、図-1(b)に示すように、先端の波の勾配が非常に小さい津波が橋桁に作用しながら、徐々に水位が上昇するケースである。このようなケースでは、先ほどのような流体力はほとんど生じず、上部構造が浸水することで発生する浮力による上向きの力が上部構造に作用することになる。そして、桁重

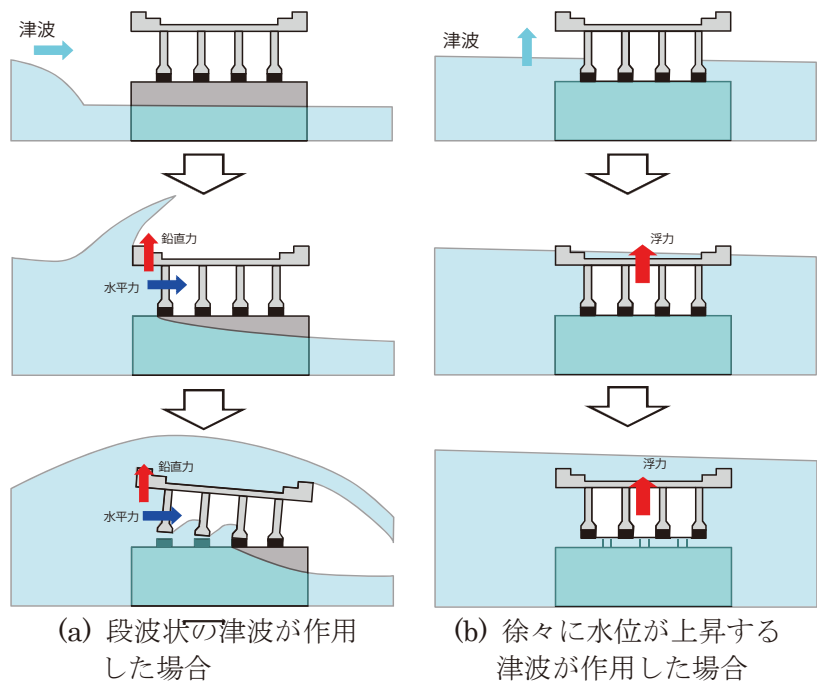


図-1 発生する津波ケース

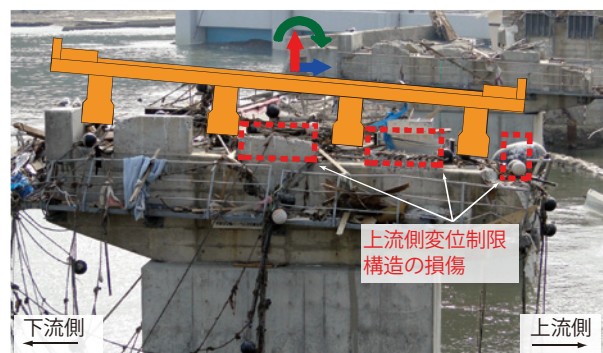


写真-2 変位制限装置の損傷状況（歌津大橋）



写真-3 損傷が見られない変位制限装置（沼田跨線橋）



写真-4 上部構造が流出しなかった橋

表-1 津波の影響を受けた橋の構造特性の分類と被害状況

		ボックスガーター橋		桁橋		床版橋	特殊橋	合計
		鋼	コンクリート	鋼	コンクリート			
鋼製支承	流出	1	0	40	2	0	2	45
	流出しない	4	0	27	1	1	1	34
ゴム支承	流出	0	1	2	31	23	1	58
	流出しない	0	5	2	31	27	0	65
合計	流出	1	1	42	33	23	3	103
	流出しない	4	5	29	32	28	1	99

量と支承の鉛直耐荷力の合計値以上の浮力が作用すると、支承部が破壊し、そのまま上部構造が浮き上がって流出することになると考えられる。写真-3は、津波の影響によって上部構造が流出した別の橋の支承部の状況を示したものであるが、この橋では、コンクリートブロックタイプの変位制限構造にはほとんど損傷がなく、アンカーバーもほぼ真直ぐの状態が残っていた。このような上部構造の流出形態は、図-1(b)のシナリオに該当する実例と言えよう。

一方で、写真-4に示す橋のように、上部構造が浸水する状態となるレベルの津波の来襲があったものの、上部構造は流出しなかったケースも多くみられた。したがって、上部構造が流出したメカニズムだけでなく、流出しなかったメカニズムと併せて解明することが重要である。表-1は、橋桁の高さまで津波が到達したとみられる道路橋202橋を抽出し、上部構造形式や支承部の構造条件と上部構造の流出との関係について整理したものである。この表からは、特定の構造条件の橋のみに流出する被害が多いというような傾向は認められないことがわかる。したがって、津波の影響による橋の挙動メカニズムには、橋の構造特性だけでなく、橋の立地位置における津波そのものの特性が重要なファクターとなっていると考えられる。

3. 橋桁に津波が作用した時の橋の挙動

3.1 水路実験に基づく橋の挙動メカニズムの検討

前述した被災状況に基づく流出シナリオの検討を踏まえつつ、図-1(a)に示した段波状の津波が橋桁に作用したときの橋に生じる挙動を実験的に検証することを目的として、写真-5に示すような幅1m、長さ30m、高さ1.5m（模型の縮尺スケール1/20）の実験水路を用いて実験を実施した。この実験装置は、ゲートを倒すことで段波状の津波を発生させることができる。橋梁模型は桁橋および床版橋を参考に、長方形断面および2主桁、4主桁断面を用いて、段波状の津波が橋に作用したときの支承反力と上部構造の各部位に生じる圧力を計測した。実験では、初期水深と津波高を変化させて実験を行った。

図-2は、実験結果の一例として、長方形断面と4主桁断面において、初期水深が桁下半分までの高さとなっている状態で、橋面位置の高さに相当する津波が作用したときの圧力や支承反力の計測結果を示したものである。ここで、図中の縦軸の正は、圧力は模型を押し向き、水平反力は津波の進行方向、鉛直反力は上向きを示している。なお、本文で示した値は、すべて実物の値に換算したものである。

津波が桁に当たった直後、長方形断面は水平、4主桁断面は水平反力と鉛直反力が急激に増加して、ピーク値に達している。その時刻における長方形断面では津波作用側側面、4主桁断面では津波作用側の張出し部底面および主桁に作用する圧力は、ほぼ同じ時刻でピーク値になっている。そのため、津波作用直後の水平反力および鉛直反力は、これらの部分に生じる圧力が大きく影響していることがわかる。

構造形式による違いに着目した場合、長方形断面では、床版張出部がないために、上向きの圧力が発生せず、結果的に上部構造全体を押し下げるような挙動を示している。

一方、床版張出部が存在する4主桁断面では、津波作用側の耳桁支点部に上向きの力、反対の支点部で下向きの力が作用している。すなわち、津波作用側の床版が持ち上がるように回転するような挙動をしていることがわかる。また、別途実施した実験によれば³⁾⁻⁶⁾、2主桁断面でも同様のことが言え、2主桁断面と4主桁断面を比較すると、4主桁断面の方が津波作用力を受け持つ支点数が多くなるため、2主桁断面に比べて1支点当たりの反力は小さくなっている。さらに床版張出し長の長さが半分になると、水反力にはあまり変化がないが、鉛直反力は半減することも確認している。

なお、その他のケースにおける計測結果を含め、詳細については既報を参照していただきたい³⁾⁻⁶⁾。また、図-1の(b)に示すような徐々に水位が上昇して橋桁が浸水するような津波の特性の場合に対しても、その際の上部構造の挙動について実験による検証を行っている。この場合には上部構造の空気溜まりに伴って生じる浮力による力が支承部に発生することを確認しているが、紙面の制約の都合上、詳細は既報を参照いただきたい¹²⁾。

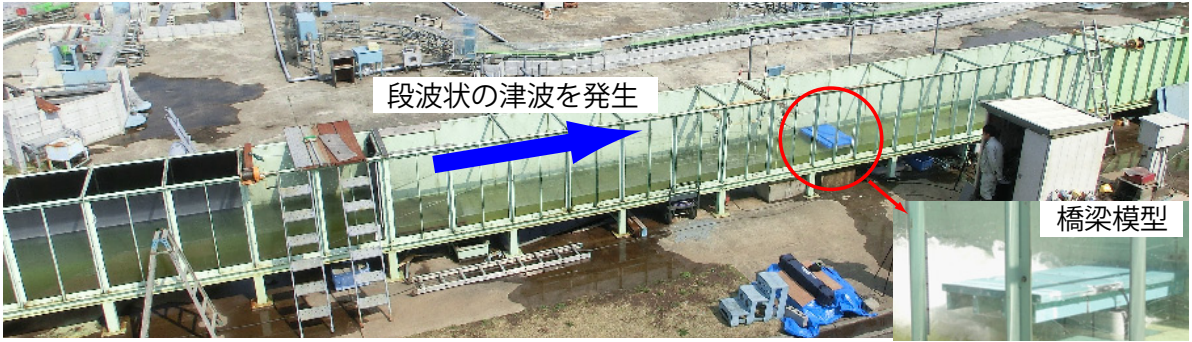


写真-5 水路実験の全景

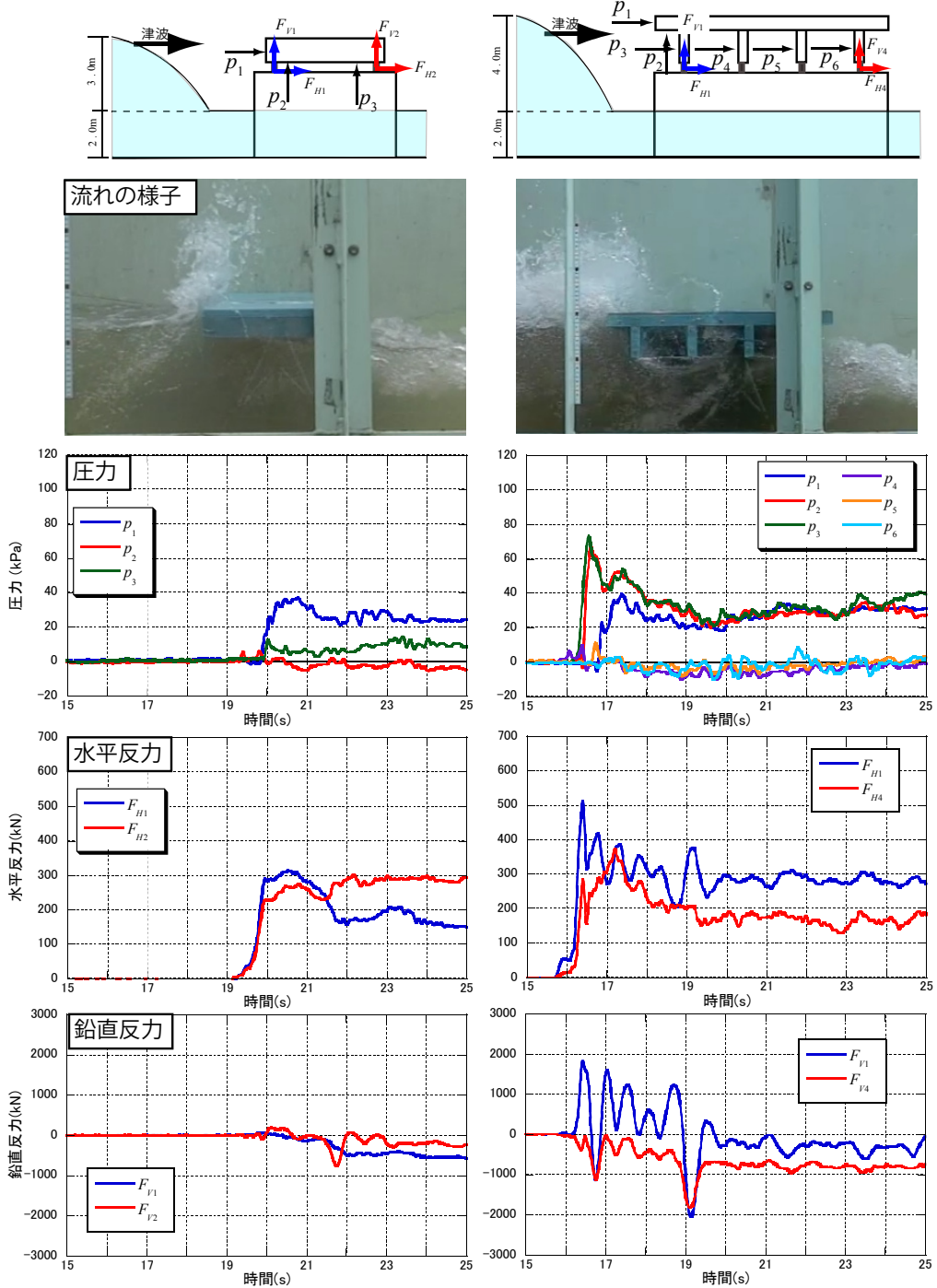


図-2 上部構造形式の違いが津波による橋の挙動に及ぼす影響 (左：長方形断面、右：4主桁断面)

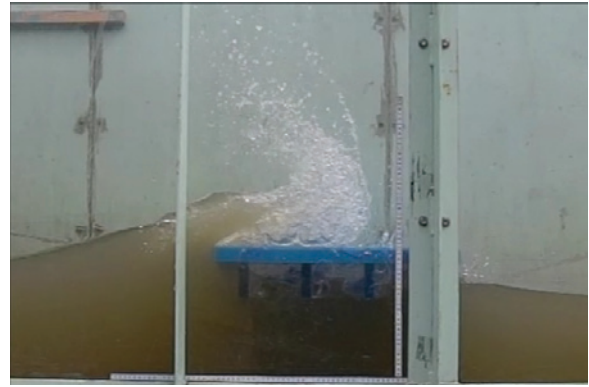
3.2 数値解析による水路実験の再現計算

上述した水路実験の結果を用いて、上部構造の各部位に生じる圧力の状態を解析により評価する手法の妥当性についての検証を行っている。ここでは、流体解析ソフト CADMAS-SURF/3D¹³⁾を用いた数値解析を実施しており^{5),6)}、解析の結果、実験で与えた津波の特性を解析における入力条件として適切に設定すれば、図-3 に示すように、橋桁に津波が作用したときの上部構造周辺の流れの様子（津波作用直後）は、実験の際の流況ともよく一致し、また、上部構造の各部位に生じる圧力も、図-4 に示すように、実験結果と良く一致した評価となっていることがわかる。また、長方形断面においても、同様に実験結果と良く一致した評価結果となったことを確認している⁶⁾。

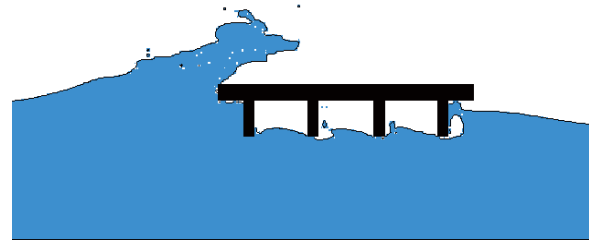
3.3 津波が橋桁に作用したときの状態と挙動メカニズム

上述した実験や解析的な検討結果を基に、津波が上部構造に作用するときの挙動メカニズムをまとめると、図-5 のように推定される。すなわち、津波により橋の立地位置での水位が徐々に上昇し、桁下の高さまで水位が達する。それまでの間に段波状の津波が発生することも考えられるが、その高さが上部構造の下面の高さにまで達しなければ、その段波は桁下を通過するだけであり、上部構造や支承部に与える影響は生じないため、その状態についてはここでは示していない。桁下にまで水位が上昇した後は、その状態で段波状の津波が橋に作用するケースと、そのまま引き続き徐々に水位が上昇するケースの2つが考えられる¹⁴⁾。

まず、段波状の津波が橋に作用するケースでは、段波状の津波が橋面に達した状態（津波が上部構造に作用した直後）、あるいは、その後津波が上部構造の上を通過している状態が、上部構造に作用する力としては極大点が生じると考えられる。津波が橋面に達した状態（「状態Ⅰ」と呼称）では、図-5 中に示すように、橋桁には津波により津波作用側の耳桁に水平方向の力が作用する。鉛直方向の力としては、床版張出し部底面に津波が衝突したときに生じる力と、津波により浸水した部分の浮力による静的な力が上向きに作用する。状態Ⅰにおいて上部構造が流出する場合、津波作用側の桁が持ち上がるような挙動を示すため、上部構造が裏返って流出することがある。また、津波が上部構造の上を通過している状態（「状態Ⅱ」と呼称）では、図-5 中に示すように、状態Ⅰにおいて生じるよ



(a) 水路実験で得られた流れの様子



(b) 数値解析で得られた流れの様子
図-3 橋梁周辺での流れの様子

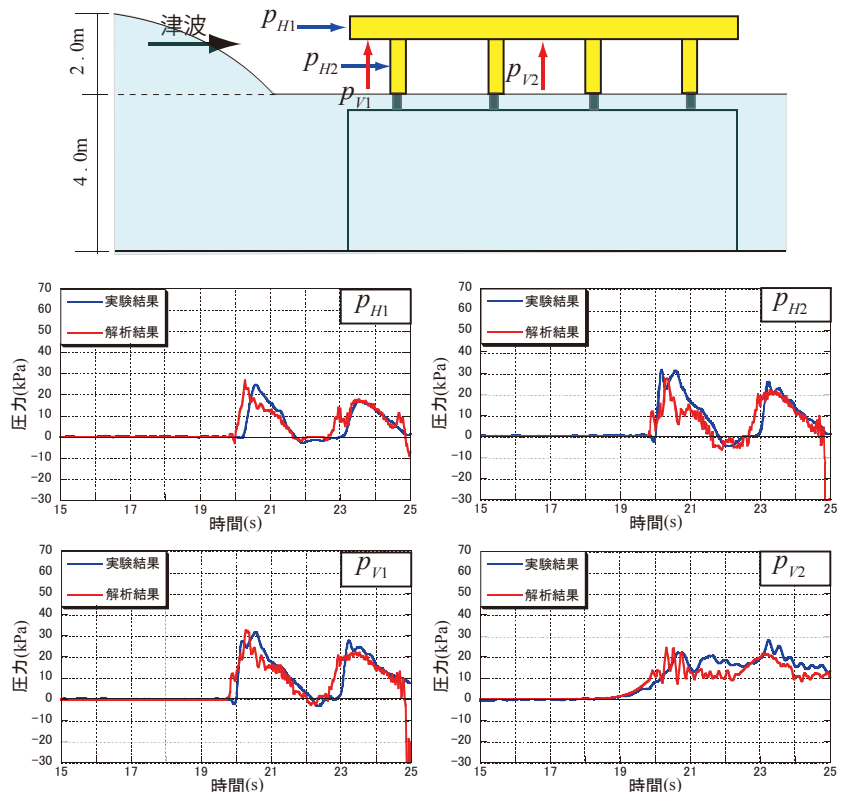


図-4 圧力の解析結果と実験値との比較

うな衝撃的な力ではなく、水平方向の力は、橋桁を通過する流れによる力が作用する。鉛直方向の力は、津波通過時に床版張出部底面に作用する力と橋桁が浸水したことにより生じる浮力が橋桁に作用する。したがって、状態Ⅱで橋が流出する場合であっても、上部構造の構造条件等によっては上部構造が裏返って流出する場合もあり得る。

一方、段波状の津波が発生せず、そのまま水位が上昇する場合は、水位上昇により徐々に上部構造が浸水していき、上部構造が完全に水没した状態が上部構造に大きな力を与える状態（「状態Ⅲ」と呼称）となる。この状態においては、津波の流速は小さく、流体力による動的な力はほとんど発生しないと考えられる。また、両耳桁ウェブ面には絶対値が等しい静水圧が作用するが、これらの力は向かい合うように作用するため相殺され、結果的に、支承部には水平方向の力はメカニズム的には発生しないことになる。一方、鉛直方向の力としては、上部構造が水没した状態で生じる浮力のみが支承部に作用する。状態Ⅲで上部構造が流出する場合には、上部構造が橋軸まわりに回転するような成分の力が生じないため、流出する際には裏返しとなるような現象は生じにくい。

3.4 津波の影響に対する支承部の抵抗特性

段波状の津波が上部構造に作用した場合を想定して、支承本体、支承取付け部および支承が取り付く RC 橋脚を含めた構造系に対して、写真-7 に示すように、支承部の抵抗特性とその最終的な破壊特性の検証を載荷実験により行った⁷⁾。ここで、RC 橋脚の供試体は実橋脚の 1/2 縮尺であり、4 主桁の橋を想定して横梁の配筋も含めてできる限り忠実に縮小設計されている。試験対象とした支承本体は、既設橋に多く採用されている支承板支承であり、東北地方太平洋沖地震における津波による被害の中には、同種の支承が破壊して上部構造が流出に至った事例も複数ある。

載荷実験では、写真-7 に示すように、上部構造を模した鋼製梁の張出し部を、油圧ジャッキにより斜め上方に加力する方法とした。ここで、鋼製梁とジャッキの軸線は、上述した水路実験において、段波状の津波が上部構造に作用した直後の支承に生じる水平反力と鉛直反力の計測値を参考にして 60°と設定し、支承が破壊するまで載荷を行った。

図-6 に支承 1 付近の鉛直変位と、各支承で計測した鉛直反力の関係を示す。なお、鉛直反力を示すグラフの縦軸は、+が上向きである。これより、鉛直変位の増加に伴い、支承 1 から 3 の順に徐々に上向き力が発生し、いずれも約 250kN でピークに達した後に破断して、荷重が低下していることが確認できる。載荷点から最も遠い位置にある支承 4 は、下向き力のみが発生している。図-6 中には、支承 1~4 の各反力値を合計した値も赤線で示しているが、合計反力値は、支承 1 破壊時が約 330kN で最大と支承単体が破壊する時の鉛直反力の約 250kN の 1.3 倍程度になっている。また、支承 1 が破壊した時点で

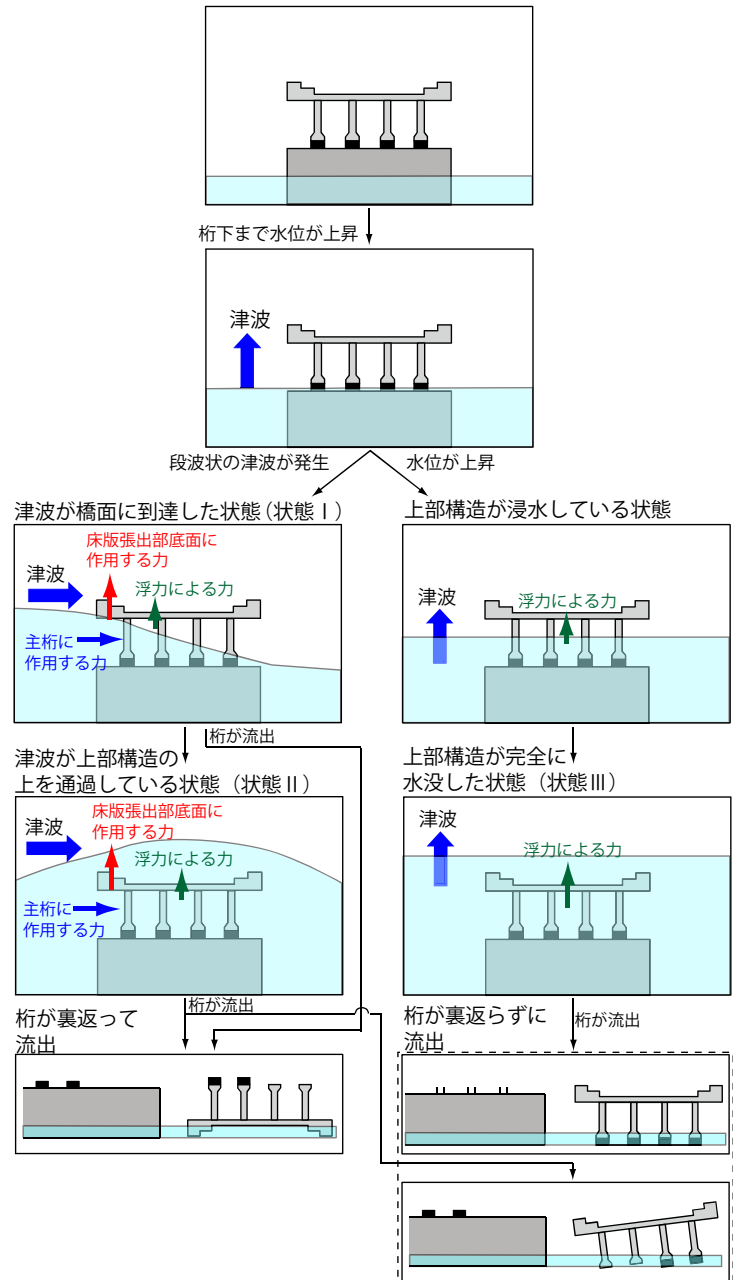


図-5 津波に対する上部構造の挙動メカニズム

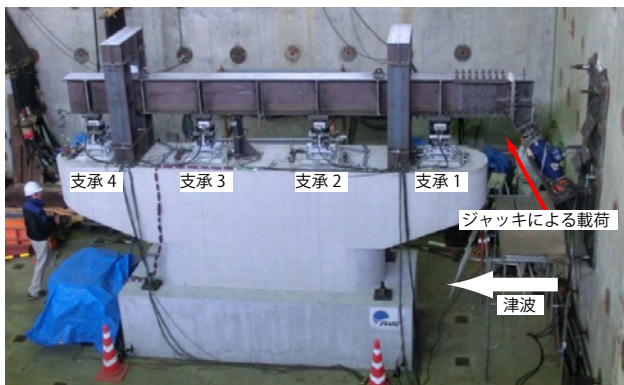


写真-7 載荷実験の全景

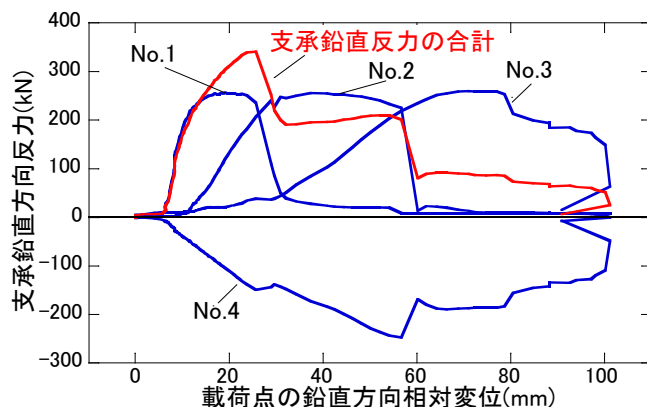
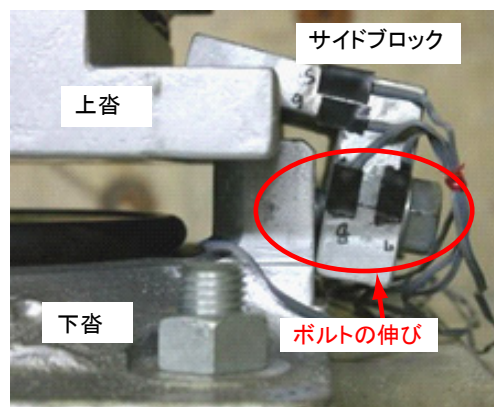
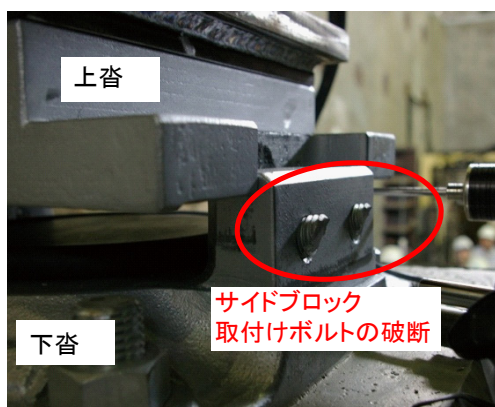


図-6 鉛直変位と鉛直反力の関係



(a) 向かって左側のサイドブロック

(b) 向かって右側のサイドブロック

写真-8 支承の破壊状況

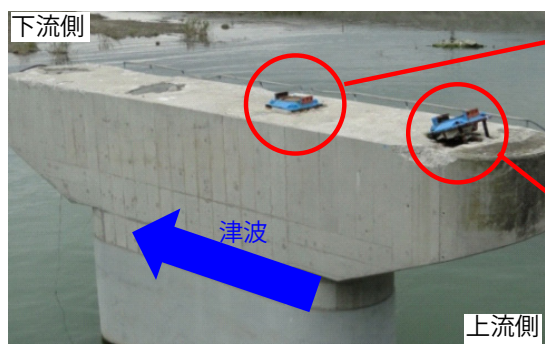


写真-9 津波による実橋における支承の破壊状況 (小泉大橋)

は、支承2が200kN程度、支承3も40kNほど抵抗していることがわかる。

写真-8は、載荷実験において観察された支承本体の最終的な破壊状況を示す。向かって左側のサイドブロックは、取付けボルトが引張およびせん断力が混在した形で破断したものと考えられる（写真-8(a)）。また、向かって右側のサイドブロックは、脱落には至っていないものの、取付けボルトは大きく伸び、ほぼ破断に近い状態であった（写真-8(b)）。一方、写真-9は、実際に津波の影響により上部構造が流出した橋における支承板支承の破壊状況を例示したものである。この橋では、床版張出部の底面に津波による圧力が作用することにより、水平方向の流体力とともに、下流側の上部構造を押し上げようとする方向に回転する挙動が生じ、これに伴い、アンカーボルトの抜け出しまたはサイドブロックの損傷が生じたと考えられる。このような実際の損傷状況は、載荷実験における損傷状況ともよく一致していることが確認できる。

4. 既設橋における津波の影響を軽減する対策

前章で示した実験及び解析により、段波状の津波が作用した場合および徐々に水位が上昇した場合における、上部構造に生じる挙動メカニズムおよび橋に影響を与える津波の作用状態を明らかにすることができた。本章では、これまでに得られた知見を基に、橋に生じる影響を軽減させるための対策方法についてこれまでに検討した結果を紹介する。

4.1 段波状津波への対策

前述した実験や解析による検討により、段波状の津波が橋に作用すると、津波が床版側面、津波作用側の主桁、床版張出部底面に作用することで、これらの部位に生じる圧力が急激に増加し、支承部に水平方向および鉛直方向の力が発生することが明らかになった。そのため、メカニズム的な視点からは、これらの部位に生じる圧力を軽減させるように構造的な工夫を施すことができれば、津波により生じる支承反力を軽減させることができ、流出のしにくさを高めることができると考えられる。土木研究所では、これまでに、長大橋の耐風対策として用いられているフェアリング^{注)}に着目し、フェアリングを上部構造に設置した場合の津波による作用力の軽減効果について検討を行っている⁸⁾。本文では、図-7および写真-10に示すように、半円形状のフェアリングを上部構造に取り付けた場合の津波の影響の軽減効果について検討した結果を紹介する。

実験は前章で示した実験水路および橋桁模型を使用し、この橋桁模型に半円形状のフェアリングを橋桁側端部に取り付けて、フェアリングによる津波作用力の軽減効果を検証した。フェアリングの設置が支承反力に及ぼす影響を図-8に示す。ここでは4主桁断面の津波作用側の支承反力の結果を示している。また、横軸は時間、縦軸は水平反力であり、反力値は相似則を考慮して実橋梁規模の値に換算し、津波が衝突する前後の時間のみを拡大して示している。

まず水平反力について着目すると、フェアリングがないケースでは、津波作用直後（18秒から19秒付近）に反力はピーク値に達しており、津波作用側の支承の水平反力は約500kNとなっている。フェアリングを設置すると、津波作用直後の衝撃的な力が小さくなり、半円フェアリングでは約22%低減し

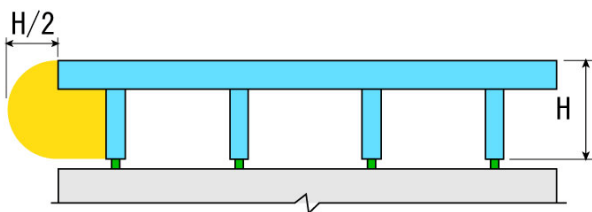
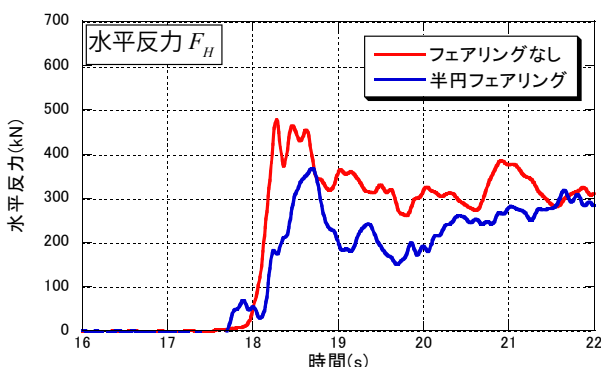


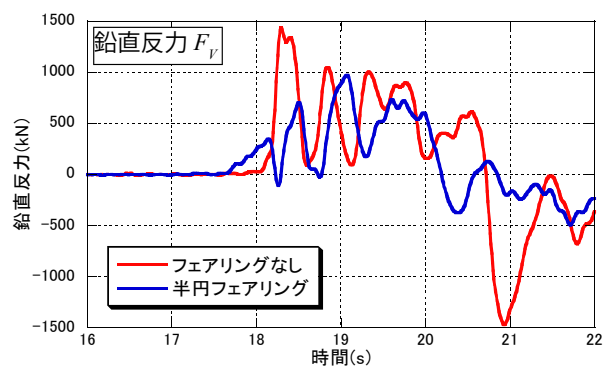
図-7 半円形フェアリングの模式図



写真-10 半円形フェアリングを上部構造側端（津波作用側）に取り付けた橋桁模型



(a) 水平反力



(b) 鉛直反力

図-8 津波作用側の支承に生じる反力（津波作用側支承反力）

注) 「フェアリング」とは、空気抵抗を減らすための整流装置で、飛行機やロケットの先端部等で使われている。橋梁の分野でも、斜張橋等の風対策として主桁の両側にフェアリングが取り付けられることがある。

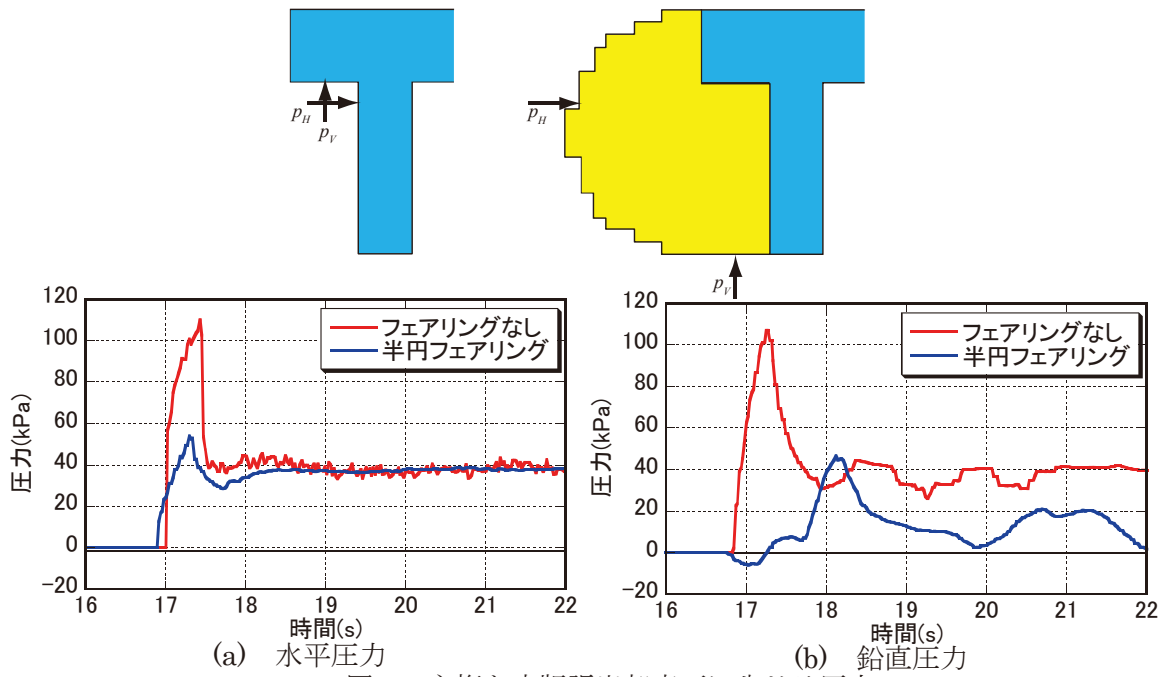
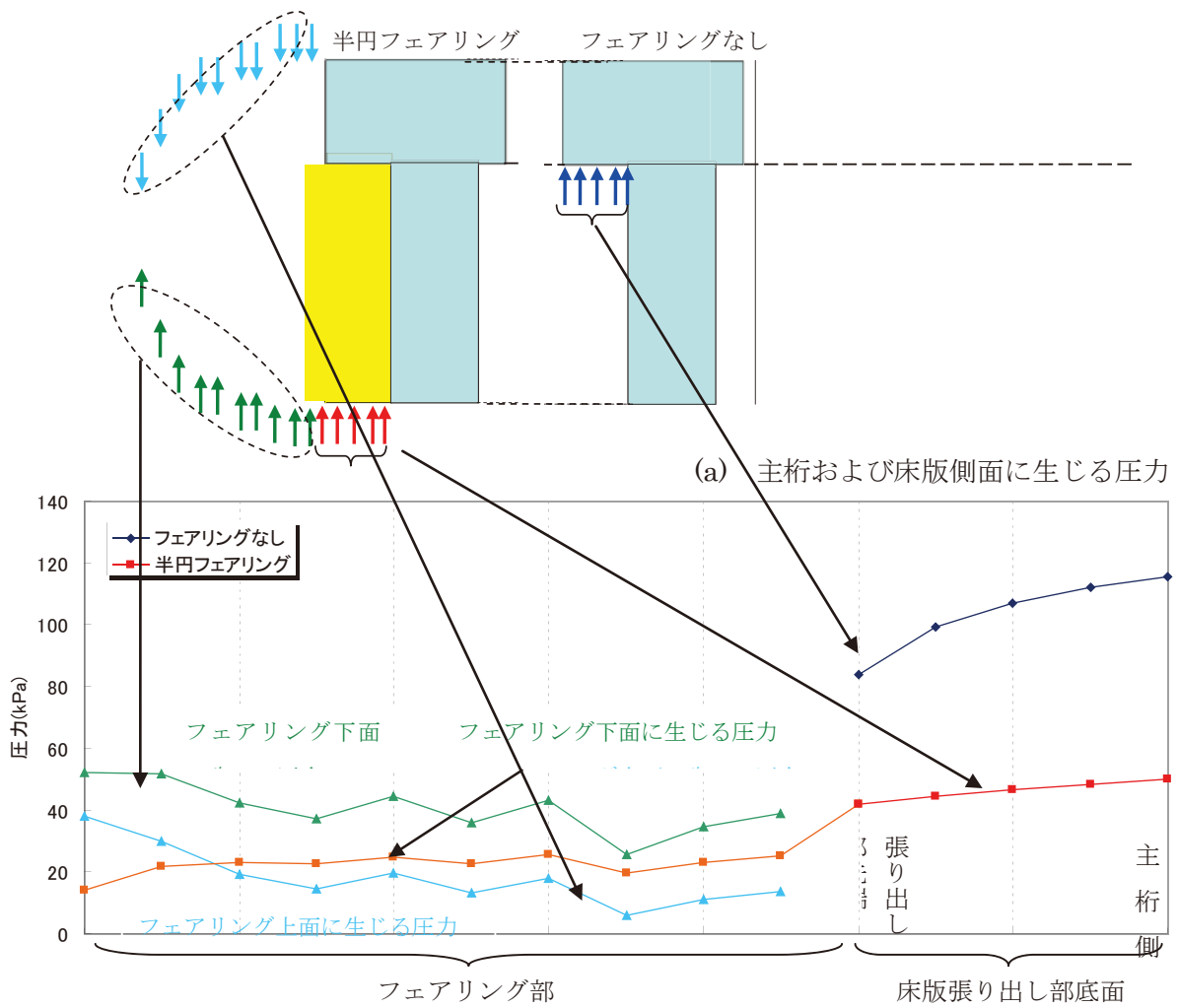


図-9 主桁と床版張り出し部底面に生じる圧力



(b) 床版張り出し部底面に生じる圧力

図-10 津波作用直後の圧力分布 (圧力が最大になる時刻の圧力分布)

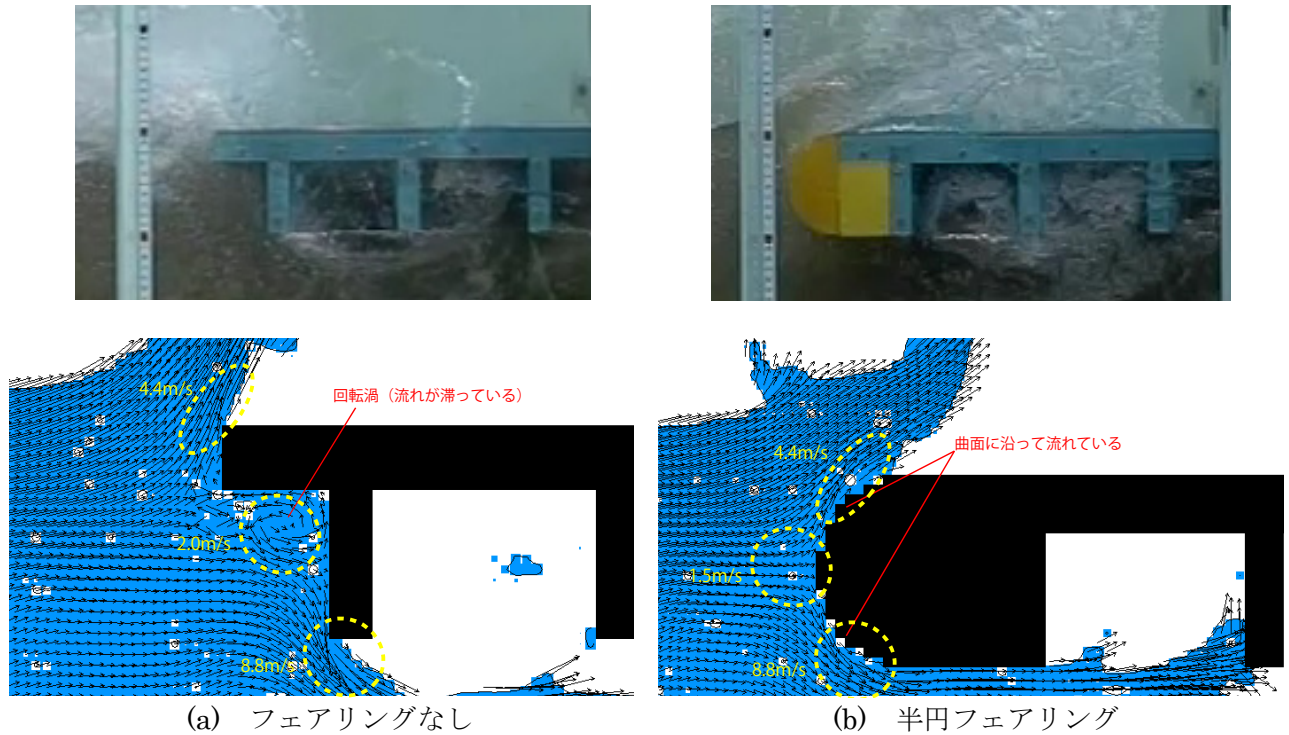


図-11 津波作用直後の流れの様子

ている。一方、鉛直反力については、フェアリング設置により鉛直上向きの反力は29%程度低下している。津波作用直後は、床版張出部底面に生じる圧力の影響が大きいと考えられ、フェアリングを設置することにより床版張出し部に生じる圧力が低下することにより、上向きの鉛直反力が小さくなったものと考えられる。

また、本実験結果に対する数値解析による検証も行っている⁹⁾。解析方法は前章で示した流体解析ソフト (CADMAS-SURF/3D) を用い、実験の再現計算と同じ波を発生させて解析を行った。図-9 は津波作用側主桁および床版張出部底面に生じる圧力の応答波形である。ここでは圧力の差が顕著に表れている2箇所を示している。フェアリングがない場合、津波作用側の主桁の最上部に作用する圧力が約110kPaになっているのに対し、半円フェアリングを設置すると、フェアリングなしに比べて圧力が約1/2になっている。図-9 で示した位置に生じる圧力が最大になる時刻における主桁、床版側面および床版張り出し部底面に生じる圧力の分布と水の流れのベクトルを、それぞれ図-10 および図-11 に示す。図-10 より、フェアリングを取り付けることにより、主桁や床版張り出し部底面に生じる圧力は小さくなっている。このような圧力低減が、水平方向および鉛直方向の支承反力の低減に貢献しているものと考えられる。また、図-11 からは、フェアリングがない場合、主桁上部で回転渦発生していることがわかる。この回転渦の発生によりこの付近の流れが滞り、圧力増加に影響しているのではないかと考えられる。その一方で、半円フェアリングを取り付けると水の流れが曲面に沿って後部へ流れており、回転渦は発生していない。このような流況の変化により、橋に作用する圧力が小さくなったと考えられる。

4.2 徐々に水位が上昇する津波への対策

前章で概述したように、徐々に水位が上昇する津波に対する橋への影響に関する実験的な検討の結果、桁間に空気が溜まることにより、水位の上昇とともに上部構造に生じる浮力が徐々に増加していくことを確認した。そのため、このような事象に対する対策としては、桁間に空気が溜まらないように構造的な工夫をすることが有効な対策になると考えた。そこで、この空気溜りが生じることを防止する対策として、桁間の空気溜まりとなる空間に空気抜きのための穴をあけ、桁間に空気が溜まらないように工夫を施す方針に着目し、その効果を実験により検証した。実験では、桁橋模型を対象として、横桁の上方部位に空気抜きのための孔を設けた場合と設けない場合の双方に対して、水路の中で水位を徐々に上昇させて橋桁を浸水させ、その時の支承反力の挙動を計測した。なお、本実験での水位の上昇速度は、東北地方太平洋沖地震において、津波が遡上した河川の水位上昇速度を参考にして、0.1m/min に設定している¹⁵⁾。

図-12は津波による水位上昇で上部構造が浸水していく状況下での支承部に作用する鉛直方向の支点反力を示したものである。ここで横軸は時間であり、水面が橋桁下面に接し、浮力が生じ始めた時間を $t=0$ としてプロットしている。また、図中には上部構造の浸水に伴って生じる浮力の数値計算を行った結果も併記している。空気抜きを施していない場合、床版の高さまで浸水すると($t=10\text{min}$ のころ)、鉛直反力の増加率が大きくなっていき、橋桁模型が完全に水中に没した時($t=15\text{min}$ のころ)、鉛直反力は約700kNに達している。これに対し、空気抜きを施した場合、模型が完全に水中に没した時($t=33\text{min}$ のころ)の鉛直反力は400kNであり、空気が溜まる場合と比較して大きく低減させることができることを確認した。

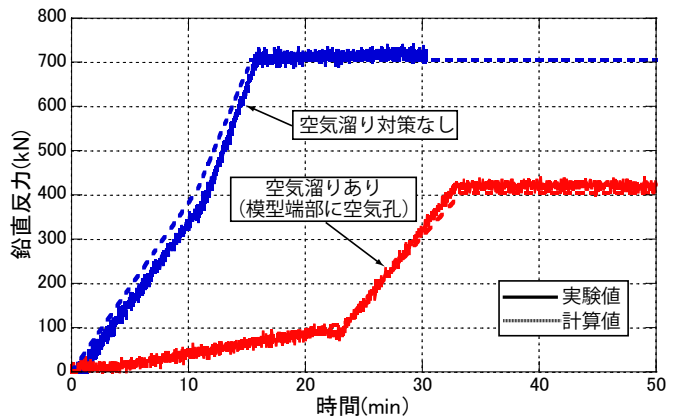


図-12 鉛直方向の支承反力の計測結果

5. おわりに

東北地方太平洋沖地震における津波による被害の特徴を踏まえつつ、津波の影響を受ける橋の挙動メカニズムを解明し、その結果を基に、橋に及ぼす津波の影響を軽減する方法について、水路実験及び数値解析により検討を行った。橋の架橋地点における津波自体の特性(段波状の津波なのか、水位が漸増する津波なのか等)によって橋に生じる挙動メカニズムが変わってくるが、段波状の津波の場合、主桁側面に作用する水平方向の圧力と床版張出部底面に作用する鉛直上向きの圧力が支配的となって主桁を支持している支承部に作用力が生じること、また、水位が漸増する津波の場合には浮力が支配的となって支承部に鉛直上向きの作用力が生じることが明らかとなった。また、支承部に最も不利な力が生じると考えられる時の津波の作用状態を示すことができた。

このような津波の影響により橋に生じる挙動のメカニズムを踏まえ、津波の影響を軽減する対策として、フェアリングの影響や空気溜りの防止対策について提案するとともに、その効果の検証を行い、一定の軽減効果があることを確認した。

なお、これまでの研究では、挙動メカニズムに基づいて津波による既設橋への影響軽減対策技術について検討を行ってきたが、実際の既設橋への適用にあたっては、フェアリングの具体的な構造設計と橋への取り付け方、取り付けられた部位の照査、通気孔の設置のしかた、さらには常時、地震時の挙動や維持管理のしやすさに悪影響を及ぼさないように配慮することが求められる。写真-11及び写真-12は、2005年8月に米国南東部を襲ったハリケーンカトリーナによる海上部に架かる橋の流出被害を受け、高潮に伴う高波への対策として橋側で実施されている米国での対策の事例である。津波と高波は、現象としては異なるものであるが、橋への影響という観点では共通する事項もあり、参考となる事例である。例えば、写真-11は川島の調査に



写真-11 桁間の空気溜り対策の事例 (I-10, アメリカ)¹⁶⁾



写真-12 上揚力止め機能を持たせたせん断キー (I-10, アメリカ)

よる事例を引用させていただいたものであるが¹⁶⁾、高潮による海水面の上昇により橋桁が浸水したとしても、桁間に空気溜りが生じないようにするために、床版に空気孔（直径 100mm、10m 間隔程度）が設けられた事例である。また、写真-12 は、支承部の抵抗特性を向上させるために、橋脚横梁に設置されたせん断キーに、さらに上揚力止めの機能をもたせた対策の事例である。

ここで例示した対策は高波への対策として導入されたものであり、日本では、地震動への補強対策も同時に求められる等の違いはあるが、このような事例も参考にしつつ、津波の影響に対する橋の最終的な破壊モードを確実化させる耐力制御式支承や、既設橋への影響を軽減するための対策技術等について、今後さらに具体的な研究を進めていく予定である。

【参考文献】

- 1) 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震 土木施設災害調査速報，国総研資料第 646 号，土研資料第 4202 号，2011.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 3) 張広鋒，中尾尚史，星隈順一：津波の影響を受ける橋の挙動に及ぼす上部構造の構造特性の影響に関する水路実験，第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.97-102，2012.
- 4) 中尾尚史，張広鋒，炭村透，星隈順一：津波速度の違いが上部構造の挙動に与える影響に関する実験的研究，第 16 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.421-428，2013.
- 5) 中尾尚史，張広鋒，炭村透，星隈順一：上部構造の断面特性が津波によって橋に生じる作用に及ぼす影響，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69, No.4（地震工学論文集第 32 巻），I_42-I_54，2013.
- 6) Hisashi Nakao, Guangfeng Zhang, Toru Sumimura and Jun-ichi Hoshikuma : NUMERICAL ASSESSMENT OF TSUNAMI-INDUCED EFFECT ON BRIDGE BEHAVIOR, Proc. 29th US-Japan Bridge Engineering Workshop, 2013.
- 7) 炭村透，張広鋒，中尾尚史，星隈順一：津波によって橋に生じる作用に対する鋼製支承の抵抗特性に関する実験的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69, No.4（地震工学論文集第 32 巻），I_102-I_110，2013.
- 8) 張広鋒，薄井弘弘，星隈順一：津波による橋梁上部構造への作用力の軽減対策に関する実験的研究，土木学会地震工学論文集 A1（構造・地震工学），Vol.66, No.1，pp.425-433，2010.
- 9) 中尾尚史，張広鋒，炭村透，星隈順一：フェアリングを設置した橋梁上部構造の津波の作用による挙動メカニズム，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70, No.4（地震工学論文集第 33 巻），I_110-I_120，2014.
- 10) 佐々木達生，幸左賢二，付李，田崎賢治：津波による津谷川周辺の PC 桁橋梁を含む構造物の損傷分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2，pp.1117-1122，2012.
- 11) 佐々木達生，幸左賢二，神宮司博志，佐藤崇：東北地方太平洋沖地震による小泉地区の津波被害分析，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.69. No.2，pp. I_821-I_825，2014.
- 12) 沿岸技術ライブラリー No.39：CADMAS-SURF/3D 数値波動水槽の研究・開発，財団法人 沿岸技術研究センター，2010.
- 13) 中尾尚史，張広鋒，星隈順一：津波により上部構造の高さまで水位が上昇した時に橋に作用する浮力に関する研究，第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.151-154，2012.
- 14) 中尾尚史，炭村透，星隈順一：水路実験結果に基づく橋桁に作用する津波の状態と橋の挙動，第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.119-126，2014.
- 15) 河川への津波対策に関する緊急提言「河川における津波対策の考え方（骨子）」国土交通省 HP：www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/.../dai01kai/dai01kai_siryoku6.pdf
- 16) 川島一彦：ハリケーンカトリーナによる橋梁被害の特性，第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.33-38，2012.

液状化被害の軽減を目指して ～河川堤防の液状化対策の高度化に向けた取り組み～

地質・地盤研究グループ 佐々木哲也

1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災では、東北地方から関東地方の広範囲にわたって河川堤防が被災した。このなかには、堤防機能を失うような大規模な被災も生じた。今回の地震による河川施設の被害は、特に東北地方の河川において、津波によって破堤等の甚大な被害が生じたことに加え、地震動による被害が東北地方から関東地方にかけて広域的に生じた。

地震動による堤防機能を失うような大規模な被災の原因は液状化であり、従来から被害の形態として想定されていた基礎地盤の液状化を原因とするものが多数発生した他、これまで地震による堤防の被災として主眼が置かれていなかった堤体の液状化による被災が多数発生した¹⁾。一方で、1995 年兵庫県南部地震以降、河川堤防の液状化対策が進められており、対策がなされた堤防については大規模な被災は見られなかった²⁾。

本報告では、東日本大震災による直轄河川の堤防における地震動による被害の概要、これまで進められてきた河川堤防の耐震補強の効果を検証するとともに、河川堤防の液状化対策の高度化に向けた土木研究所の取り組みについて紹介する。

2. 地震動による河川堤防被害の概要

東日本大震災を含め過去の大規模地震における、堤防機能を失うような大規模な被災の原因は液状化であり、液状化の発生や程度には地震動の強度、継続時間の長さや繰り返し回数の多さが影響したと考えられる。表-1 に堤防の被災形態の分類を示す。東日本大震災では、従来から耐震補強の対象としてきた基礎地盤の液状化を原因とするものが多数発生した他、これまで地震による堤防の被災として主眼が置かれていなかった堤体の液状化による被災が多数発生した。

堤体液状化による被害の代表的な事例として、阿武隈川下流右岸 30.6k+34～31.4k+160 (宮城県角田市枝野地先) の被災事例を紹介する³⁾。当該箇所では延長約 800m に渡り、沈下や縦断亀裂、はらみ出しが発生した。被災後の状況を写真-1 に、地震後の地盤調査に基づいて作成された断面図を図-1 に示す。特に大きな変状が生じた付近では、堤防天端に沈下、陥没が生じるとともに複数の縦断亀裂が生じた。天端の沈下量は最も大きなところで約 2.9m である。また、裏のりに大きな水平変位が生じ、裏のり尻部の水平変位量は 3m に達するところもあり、崩土は隣接する農地を覆った。このような大きく崩壊した箇所ののり尻付近や堤体の亀裂底部に多数の噴砂痕が確認された。ほとんどの変状が表小段から川裏側にかけて確認されており、表小段から下には目立った変状は見られなかった。さらに、のり尻のごく近傍を除き、川裏側周辺の耕作地等において、特段の変状や噴砂痕は確認されていない。

基礎地盤には層厚 15m 程度の軟弱粘性土が存在

表-1 地震動による河川堤防の被災形態




被災要因	堤体土構成	被災メカニズム
基礎地盤の液状化		基礎地盤の液状化
堤体の部分液状化		基礎地盤の圧密沈下により地下水位以下の堤体が液状化
上記の複合		堤体、基礎地盤とも砂質土で両者が液状化



写真-1 河川堤防の大規模な被害 (阿武隈川下流右岸 30.6k+34～31.4k+160)³⁾

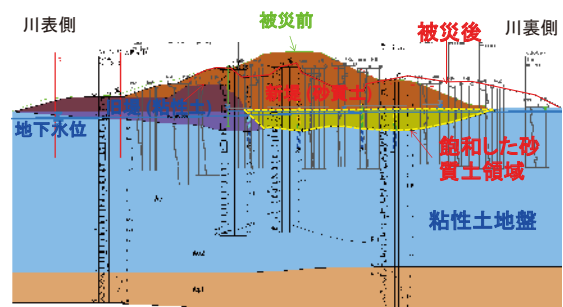


図-1 被災箇所の断面図 (阿武隈川下流右岸 30.6k+34～31.4k+160) (東北地方整備局提供資料に加筆修正)

する。堤体は粘性土を主体とする旧堤とその後嵩上げ腹付された砂質土を主体とする新堤部分からなり、変状は砂質土を主体とする新堤部分に集中していた。また、堤体が軟弱粘性土地盤に下にめり込むように沈下し、地下水位が堤体内に存在している。これらの被災状況及び地盤調査結果より、砂質土を主体とする新堤部分の地下水位より下の範囲が液状化したことが被災原因であると考えられる。

図-2は、東日本大震災で被災が多く生じた地域の直轄河川堤防を対象として、微地形毎の被災率を整理したものである⁴⁾。ここで、「大規模」は崩壊等により治水機能が低下し緊急的な対応が必要となった箇所、「中規模」は大規模以外の比較的的重大な被災である。東北・関東を合わせた結果では、旧河道と干拓地の被災率が高い。旧河道は関東地方における被災率が高く、東北地方においては特段高いとは言えない。また、東北地方においては、相対的に氾濫平野の被災率も高く、大規模被災では微高地の被災率が高い。干拓地、後背湿地や微高地においては、一般に基礎地盤の液状化の可能性は必ずしも高くはないが、干拓地、後背湿地では、軟弱な粘性土が卓越した地下水位が高いことが多いこと、また、干拓地や微高地周辺部にとりては、河川水や地下水が堤体内に供給されやすいことから、堤体自体の液状化により被害が生じやすかったと考えられる。このため、河川堤防の地震被害については、基礎地盤の液状化が生じやすい地形区分に加えて、これら堤体自体の液状化が生じやすい地形についても注意が必要である。

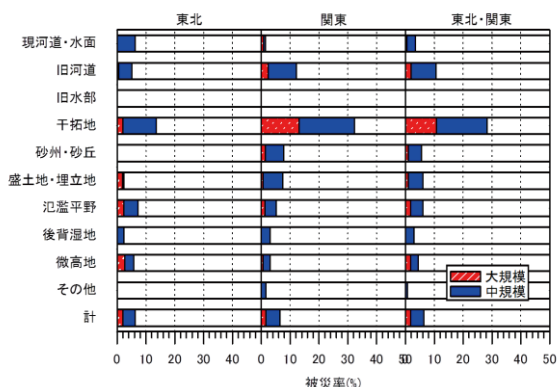


図-2 微地形区分毎の被災率⁴⁾

3. 河川堤防の液状化対策の効果

従来、特殊堤等を除いた通常の堤防（土堤）では耐震設計がなされていなかったが、1995年兵庫県南部地震において淀川左岸西島地区の堤防が約2kmに渡り最大で3m程度の沈下が生じた事例等を契機として、直轄あるいは補助河川のいわゆるゼロメートル地帯に位置する河川堤防については緊急的に耐震点検・耐震対策が進められた。

対策としては基礎地盤の液状化対策であり、堤防の側方変形を抑制して堤防の沈下量を低減することを目的として、主に堤防のり尻付近に対策が行なわれている。河川堤防での実績が多い工法としては、固結工法、締固め工法、ドレーン工法、鋼矢板等により構造的に抑制する工法である。対策工の設計は「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」⁵⁾にしたがい、設計地震動としては中規模地震動（現在で言うところのレベル1地震動）を想定しており、いずれの設計法も原則として震度法により堤防及び対策工の安定性を照査するものであった。

今回の地震で大規模な被災が生じた区間近傍にも、このような対策が施された堤防が存在している。図-3に代表的な対策箇所の断面図を示す。当該箇所では川裏側のり尻部にグラベルドレーンによる液状化対策が実施されているが、目立った変状は認められなかった¹⁾。

図-4は、兵庫県南部地震以降の中規模地震動に対する耐震点検により対策が必要と判定された区間のうち、対策済み区間と未対策区間における今回の地震における被災程度の割合を整理されたものである。未対策区間においては何らかの

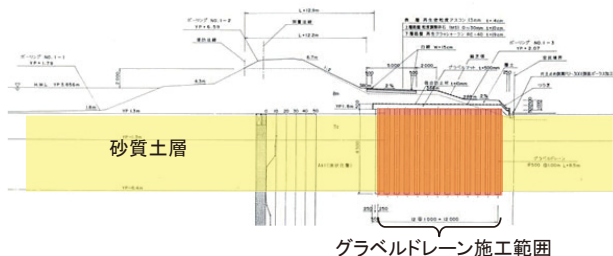


図-3 利根川右岸27.75k-51m～28.0k-1mにおける断面図（グラベルドレーンによる対策）¹⁾

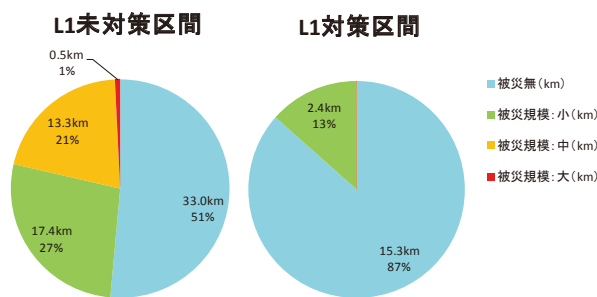


図-4 レベル1地震動に対する要対策区間における堤防の被災状況¹⁾

被災が 49%に生じ、大規模および中規模被災を合わせて 22%程度生じているのに対し、対策区間では小規模被災が 13%生じているのみで、大規模、中規模被災は生じていない。今回の地震では、一部の地域ではレベル 1 地震動を大きく超える地震動が観測された地域もあるが、兵庫県南部地震以降に進められてきたレベル 1 地震動に対する液状化対策が、今回の地震に対して効果を発揮したものと考えられる。中規模地震に対する対策工の設計は、改良範囲内に液状化を生じさせないことや、対策工が外的・内的に安定することを照査しており⁵⁾、中規模地震動に対して十分な安全余裕を確保するように設計されていたため、結果として、大規模地震動に対しても対策効果を発揮したものと考えられる。

次に、浸透対策が地震による堤防の変状を抑制した小貝川右岸 31.8kp 付近（上蛇地先）の事例を対象として、対策工の効果を動的有効応力解析により検証した結果を紹介する。図-5 に解析断面と解析結果を示す。本地点は旧河道部に位置し、基礎地盤表層には旧河道を埋めた際の埋土 Bs 層が、その下に河川の氾濫による堆積物と見られる As 層が存在する。地震後に裏のり尻付近に噴砂痕が見られ、局所的に天端の陥没、天端から裏のりにわたる縦断亀裂等の変状が生じた。天端の沈下量は最も大きな箇所では 40cm 程度である。また、表のり尻には遮水矢板（II 型、L=12.5m）が設置されており、矢板が設置されている川表側には顕著な変状が確認されていない。解析ケースは、川表側の矢板の条件を変化させた 3 ケースとし、Case1 は実際に設置されていた遮水矢板（II 型、L=12.5m）が存在する場合、Case2 は遮水矢板が設置されていない場合、Case3 は液状化対策工法設計・施工マニュアル⁶⁾に基づいて設計した耐震対策としての全長 25.5m の鋼管矢板（L75×75×9 900-16）が設置されている場合である。

解析の結果、いずれのケースにおいても基礎地盤のBs層、As層が液状化した。Case1では川表側の遮水矢板がBs層、As層の変形を抑制している一方で、川裏側では液状化したAs1層が堤防の外側にはらみ出し、表のりよりも裏のりの方が大きな残留変位が生じる結果となった。天端の沈下量は68cm、実測値の40cmと比べても概ね一致した。これに対し、遮水矢板がないCase2では、As1層が川表側においても堤防の外側に大きくはらみ出すように変形し、天端の沈下量はCase1より大きくなった。鋼管矢板を設置したCase3では、天端の沈下量、変形モードともに、現況断面のCase1とほぼ同様となった。

これらの結果から、レベル 1 地震動に対して設計された対策や浸透対策として実施した対策が、今回の地震に対しても一定の効果を発揮した。これらを踏まえて、「河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定

小貝川右岸31.8kp(上蛇地先)の例

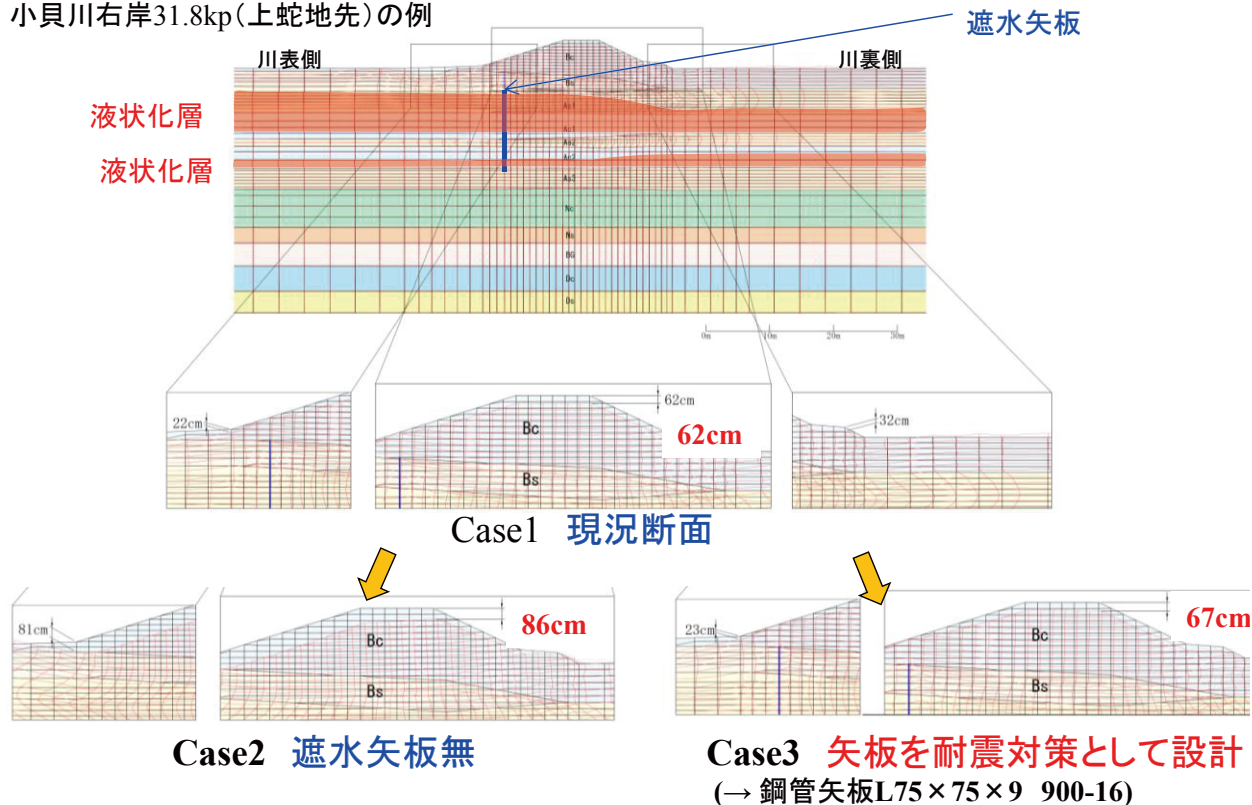


図-5 有効応力解析による対策効果の検証

版)」⁶⁾においては、当面の耐震対策の設計法としては従来設計法を適用していくこととされたが、レベル2地震動に対する効果的な対策工法・設計法の開発を進めていく必要がある。

4. 堤体液状化による被害の予測と対策

4.1 堤体液状化による被害の予測手法に関する検討

堤体の液状化による被害は、堤体内が液状化しやすい砂質土であること、堤体内に水位があることが要因と考えられるが、東北地方太平洋沖地震による直轄河川堤防の被災箇所のうち、堤体自体の液状化が一因と考えられる箇所と近傍の無被災箇所を対象として、被災に及ぼす諸要因を分析した⁷⁾。

図-6は、被災箇所とその近傍の無被災箇所の堤体の土質について、細粒分含有率と塑性指数を整理したものである。図は堤防の沈下率(沈下量 S を堤防高 H で除したもの)毎にプロットしている。被害があった箇所については液状化判定の対象となる土質(細粒分含有率35%以下、または細粒分含有率が35%を超えても塑性指数 I_p が15%以下)がほとんどであることがわかる。ただし、塑性指数が15から20の範囲においても比較的大きな沈下率となった箇所も見られることがわかる。

図-7は、堤防の沈下率と飽和層厚 H_{sat} (堤体下端から堤体内水位までの盛土厚さ)と沈下量 S の関係を整理したものである。沈下量が大きい箇所では、飽和層厚 H_{sat} が1m以上、かつ堤防高さの2割以上の場合に堤防の沈下量が大きい傾向がみられる。

堤体内の水位が高くなる条件としては、基礎地盤の圧密沈下や窪地等を埋めて築堤された場合など、堤体の基礎地盤へのめり込み量が大きい箇所や、干拓地堤防等のように平常時より外水位が高く、常に堤体内に浸透している箇所が考えられ、実際にこのような条件の堤防で堤体自体の液状化と考えられる被害が発生している⁵⁾。

今回の地震による被害を踏まえて、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」⁸⁾の改定および「レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル」⁹⁾の策定がなされているが、これらの検討結果は、堤体土質や堤体下部の飽和層厚により堤体液状化による河川堤防被害を予測する手法として取り込まれている。

4.2 堤体の液状化対策に関する検討

堤体の液状化による被害は、a)軟弱粘性土地盤上に砂質土で築かれた堤体において、b)堤体荷重によって軟弱粘土地盤が下に凸の形状で圧密沈下し、堤体にゆるみが生じるとともに、c)軟弱粘土地盤にめり込んだ堤体底部が地下水位以下となって飽和状態にある、といった条件が揃った堤体で生じるのが典型的なパターンと考えられている。

ここではまず、軟弱粘性土地盤上に砂質土で築堤された堤体の密度に着目して、圧密沈下による堤体の密度低下の状況、堤体の締固め程度が堤防の耐震性に及ぼす影響を動的遠心模型実験により検討した結果¹⁰⁾を紹介する。

実験模型は軟弱粘性土地盤上に砂質土の堤防を構築したものである。実験は、50Gの遠心力場の下に行われた。以降に示す数値は全て実物スケールに換算したものである。粘性土の基礎地盤の上に砂質土により締固め度 $D_c=85\%$ と 90% で堤体を構築した。堤防の高さは5.0

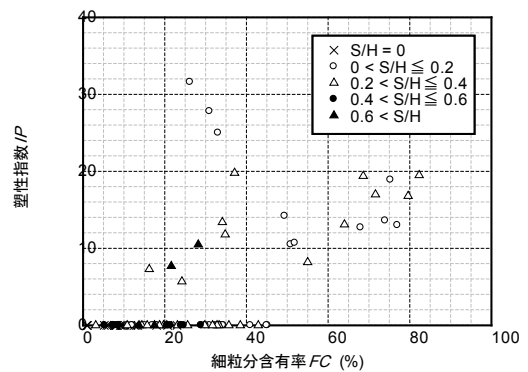
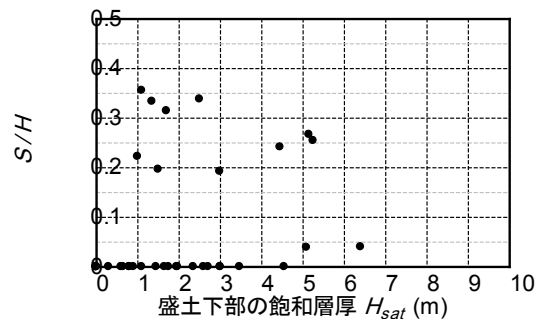
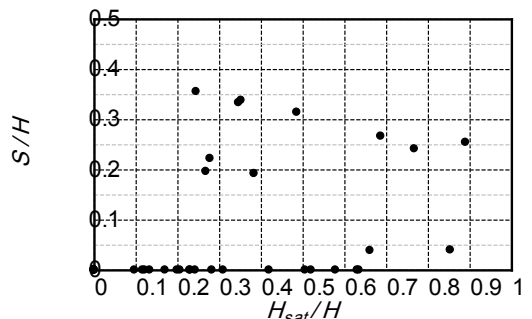


図-6 堤体下部の飽和域の細粒分含有率 FC ・塑性指数 IP と沈下率 S/H の関係⁷⁾



(a) $S/H \cdot H_{sat}$ 関係



(b) $S/H \cdot H_{sat}/H$ 関係

図-7 堤体下部の飽和層厚 H_{sat} と被災程度の関係⁷⁾

m、天端幅は 5.0 m、法勾配 2 割、軟弱粘性土層は層厚 8.0 m である。軟弱粘性土地盤上の盛土は、粘性土上面を下に凸の形状（堤防中央で 0.5~1.0m）に掘り込み、そこに堤防模型を作製した。遠心加速度によって圧密沈下させた後、レベル 2-1 地震動の標準加速度応答スペクトルに適合させた地震動波形を入力した。

図-8 は、圧密沈下後に加振を行わずに模型を解体し、圧密沈下による密度の変化を調べた結果である。盛土の初期の締固め度 $D_c = 90.6\%$ であり、天端の下での粘性土層上面での圧密沈下量は 0.19m であった。図より、のり尻付近では初期の締固め度を保持しているものの盛土の下部では D_c が 2~3% 程度低下している領域が認められる。盛土荷重により軟弱粘性土層が圧密およびせん断変形を生じると、堤体下部には水平方向の伸張変形が生じるため、密度の低下とともに水平方向の有効拘束圧の低下が生じているものと考えられる。いずれも液状化抵抗の低下につながるため、このような堤体下部のゆるみが堤体液状化による被害を助長する可能性が考えられる。

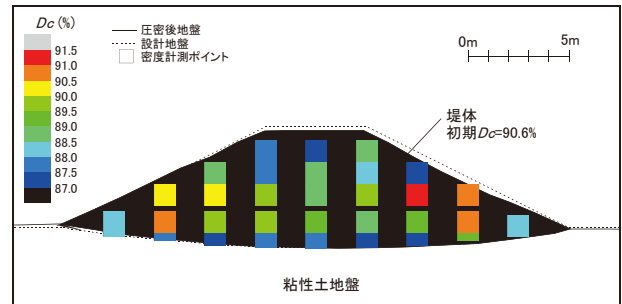


図-8 圧密沈下後の盛土内の締固め度 D_c の分布¹⁰⁾

図-9 に堤体の密度の異なるケースの加振後の変形状況を示す。締固め度 $D_c = 85\%$ のケースでは、地下水位以下の堤体底部のほぼ全域が液状化し、両のり尻がともに約 3~5m の水平変位が生じ、天端は著しい縦断亀裂を伴いつつ 2.3m 程度の沈下を生じた。一方、 $D_c = 90\%$ のケースでは、地下水位以下の法肩直下付近では液状化したが、法尻付近では液状化せず、天端から底部にかけて縦断亀裂が生じたものの、天端の沈下量は 1.1m 程度であった。 $D_c = 90\%$ のケースで液状化が生じた領域は、圧密沈下による密度低下の領域と一致している。堤体液状化による堤防被害を抑制するためには、堤体内の排水性の確保と十分な締固めが重要であり、圧密沈下に伴う堤体のゆるみを抑制することでさらなる耐震性の向上が期待できる。

次に、既設堤防の堤体の液状化による河川堤防被害の対策について動的遠心模型実験により検討した結果を紹介する¹¹⁾。堤体の液状化による被害の対策としては、液状化しない堤体とするために、新たに築堤する場合には液状化しにくい材料を選定すること、十分な締固めを行うこと、既設の堤防には堤体内の水位をドレーン工によって低下させること、のり尻付近の変形を抑制する方法が考えられる。ここでは、既設堤防への適用を考慮して、堤防法尻ドレーン及び押え盛土を対象として堤体液状化対策としての効果を検証した。のり尻ドレーンは堤防の浸透対策として用いられており、のり尻に設置したドレーンにより、のり尻付近の盛土内の水位の低下、地震時の過剰間隙水圧の上昇を抑制、盛土の変形抑制効を期待するものである。実際に、今回の地震において裏のり尻のドレーン工が地震時の変状を抑制したと考えられる事例もある¹²⁾。しかし、河川堤防の表のり尻に対しては、洪水時の堤体内水位の上昇や、浸透経路長の短絡によるパイピングを助長することが考えられることから、ドレーン工の適用が困難である。そこで、表のり尻に対しては押え盛土によって変形を抑制する工法について検討した。ここで、押え盛土内の水位上昇を抑制するために、碎石による押え盛土を想定した。

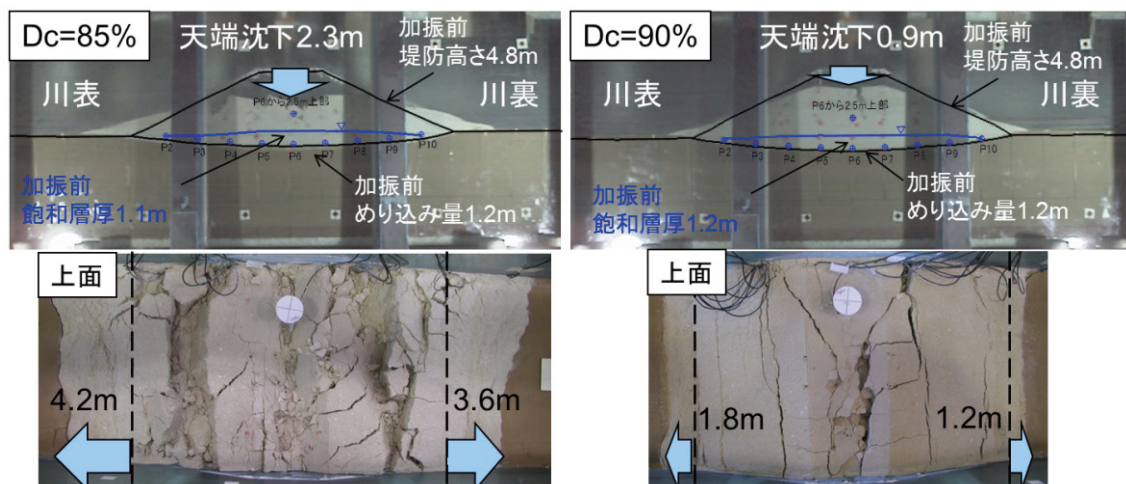
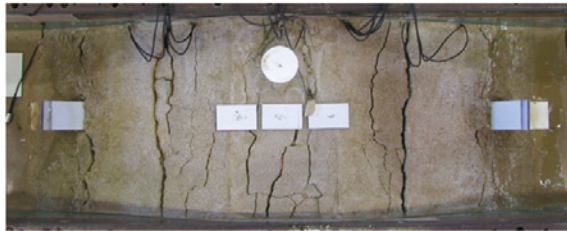
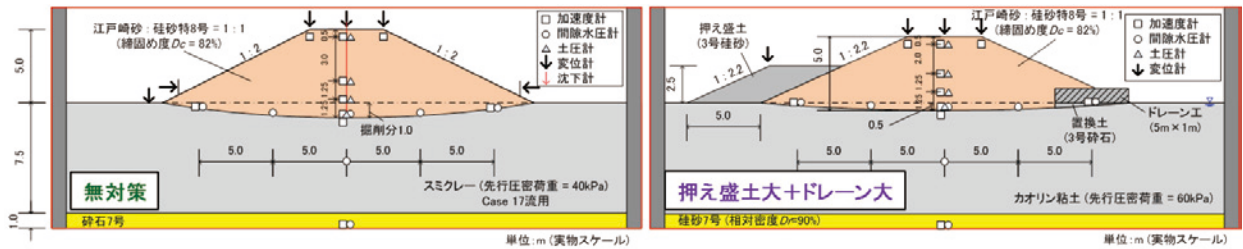
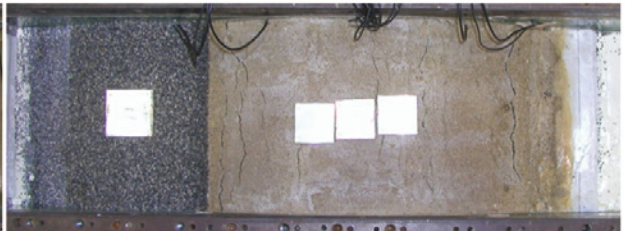


図-9 堤体自体の液状化被害に及ぼす堤体の締固め度の影響¹⁰⁾



天端沈下0.75m



天端沈下0.50m

図-10 対策工の効果に関する模型実験結果¹¹⁾

模型概要と加振後の変形状況を図-6に示す。実験は、50Gの遠心力場の下に行われた。同図に示した堤体内水位は、加振直前における間隙水圧計測値から求めたものである。無対策のケースでは天端の3点で計測された沈下量の平均値が1.36mであり、盛土内の標点の移動状況から、堤体下部の飽和域にせん断ひずみが集中している様子が分かる。天端には著しい縦断亀裂、陥没が生じた。これに対し、対策を施したケースでは天端の平均沈下量が0.50mに抑制された。特に、表のりの押え盛土に変形はほとんど見受けられない。裏のり尻のドレーン工に生じた0.7m程度の水平変位に伴い裏のりに変形が生じた。天端とのり面には亀裂が生じたものの、無対策のケースに比べると軽微であった。

既設堤防における堤体の液状化による沈下、変形に対しては、ドレーン工や押さえ盛土によるのり尻部の変形抑制が一定の効果を期待できると考えられる。

5. 河川堤防の耐震性照査手法の高度化

河川堤防の耐震性能照査においては、液状化による堤防の変形を静的に算定し、外水位を下回らないことを照査することとされており、この際、液状化層の剛性を低下させ自重による地震時残留変形を求める有限要素法である安田らの方法¹²⁾(以下、自重変形解析法)が実務において用いられることが多い。自重変形解析法を用いて東日本大震災において被災した堤防の再現解析を実施したところ、堤体の液状化に対しては沈下量を過小に算定する傾向にある一方で、基礎地盤の液状化に関しては、逆に過大な沈下量が算定される傾向にあることが明らかとなっている¹³⁾。そこで、

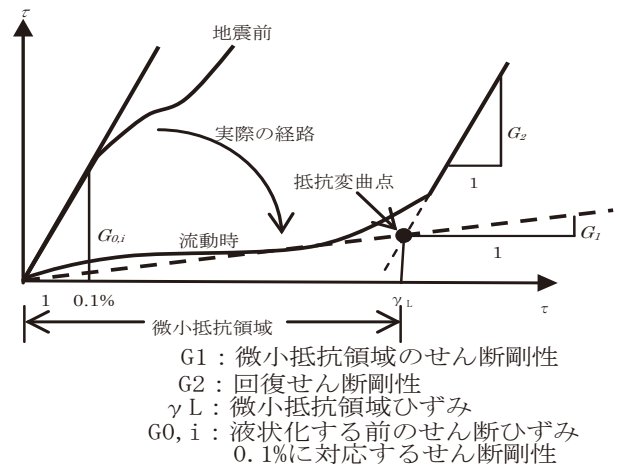


図-11 せん断応力-せん断ひずみのモデル化

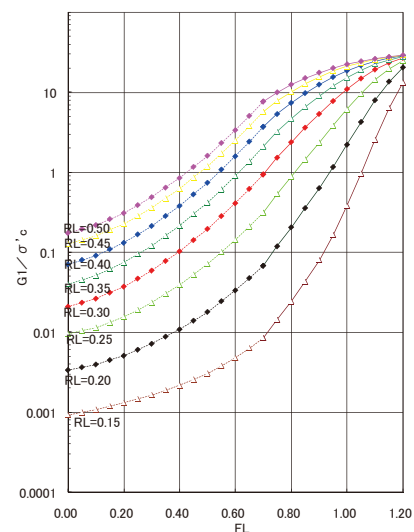


図-12 液状化層の剛性を設定するチャート

解析手法の高度化を目指して、東日本大震災で被災した堤防を対象として事例解析を実施し、解析手法の改善の方向性について検討を行った。

前述の自重変形解析法においては、初期応力解析、液状化による剛性低下を考慮した自重解析、過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析の順に行い、液状化による自重解析と過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析による変位を足し合わせて天端沈下量を求める。液状化による自重解析においては、液状化時の応力-ひずみ関係は図-1-1に示す下に凸なバイリニアモデルで表現され、微小抵抗領域のせん断剛性 G_1 は液状化強度比 R_L と液状化安全率 F_L から図-1-2に示すチャートにより設定される。このチャートは、安田・稲垣の式¹⁴⁾を元に作成された¹⁵⁾ものである。なお、解析に用いた地下水位はサクシオン等の影響を考慮し、観測された地下水位より50cm上昇させた位置に設定した¹³⁾。

解析は東日本大震災の影響を受けた17断面と、北海道南西沖地震や阪神淡路大震災、新潟地震など過去の地震で被害を受けた10断面の計27断面を対象とした。

図-1-3(a)に実測沈下量と計算沈下量の関係を示す。解析結果は、概ね図の上方にプロットされており実被害よりもかなり大きな沈下量となった断面が多く存在した。図の上方にプロットされた断面の多くは、比較的深い位置に液状化判定上の液状化層が存在し、この層が堤防の沈下に寄与した結果である。一方、実被害においては、比較的浅い深度の液状化層が堤防の沈下に大きく寄与し、逆に深い液状化層はあまり沈下に寄与していないと考えられる。例えば、図-1-4は地震時に堤体のみが液状化した断面であるが、液状化判定の結果、深い層の基礎地盤にも液状化層が存在し、これが解析では変形に大きく寄与し、沈下量が過大となった。被災事例において深い位置の液状化層が沈下に寄与しない理由としては、年代効果により液状化層の液状化強度が増加している可能性や、地震時せん断応力が液状化判定と実際との間で異なっている可能性、過剰間隙水圧消散速度が異なる可能性、比較的厚い粘土層を挟んでいる場合にはこの粘土層の影響などが考えられる。これらの中には液状化判定法を改良することにより解決すべきものが含まれるが、本検討においては、従来の液状化判定法をそのまま用い、自重変形解析法における改善方策を検討した。

深い液状化層の変形を抑制するため、液状化層のせん断剛性に補正係数をかける方法を導入した。図-1-5のように基準となる鉛直有効応力 σ_{v0}' より σ_v' が大きい範囲において、鉛直有効応力に応じて液状化層の剛性を高めるものである。ここでは、基準となる鉛直有効応力を 50kN/m^2 、補正係数 $n = 2$ として解析を行った。その結果を図-1-3(b)に示す。深い液状化層の剛性を上昇させることにより実際と解析の沈下量の差が大幅に縮まっていることがわかる。

6. おわりに

今回の地震による被害を踏まえて、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」⁶⁾の改定および「レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル」⁷⁾、「河川堤防の耐震対策マニュアル(暫定版)」

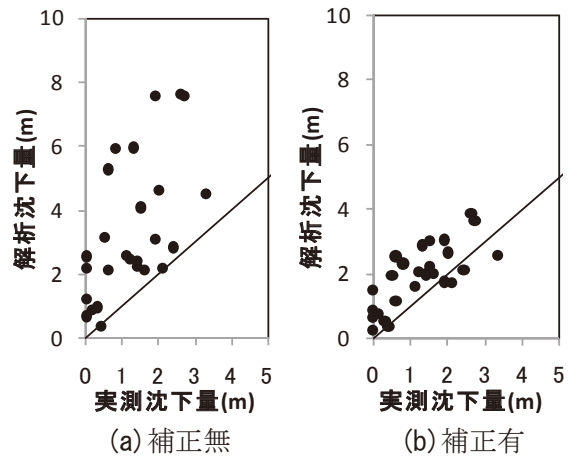


図-1-3 実測沈下量と解析沈下量の関係

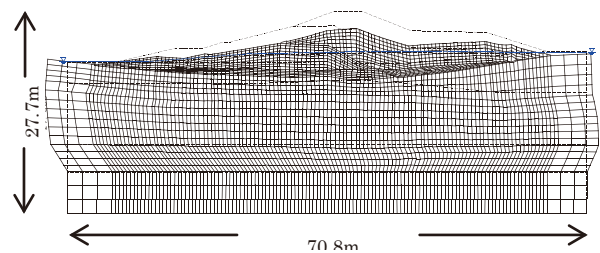


図-1-4 阿武隈川の解析結果

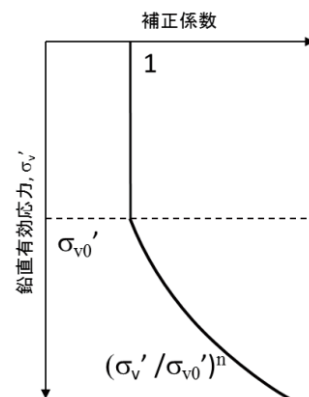


図-1-5 の変形図

6)の策定がなされ、堤体液状化による被害の診断手法や当面の対策工法に関する成果が反映されたが、暫定的な部分も多い。以下に今回の地震を踏まえた主な技術的課題を示す。

- (1)今回の地震では、継続時間の長い地震動が堤防被害を拡大させたと考えられる。一方で、現在の液状化判定法により液状化すると判定される地点においても、今次の地震において液状化が発生していない例が多く見られている¹⁷⁾。堤防の耐震性能照査の精度を向上と併せて、液状化強度に及ぼす地震動継続時間の影響等の解明と、液状化判定法の高度化が必要である。
- (2)今回の地震では、堤体の液状化による大規模な被災が目立ったが、堤体の液状化による沈下、変形の定量的な評価には至っていない。堤体の液状化による被災のメカニズムの解明を進めるとともに、より合理的な照査手法の検討が必要である。また、堤体液状化に対する合理的な対策手法の開発も必要である。
- (3)レベル1地震動に対して設計された対策や浸透対策として実施した対策が、今回の地震において一定の効果を発揮した。これらを踏まえ、レベル2地震動に対する、効果的な対策工法・設計法の開発を進める必要がある。
- (4)堤防の耐震性には、基礎地盤の条件、築堤材料、堤体内の地下水位が大きく影響するが、河川堤防は膨大な延長を有し、また長い年月をかけ数々の改築を繰り返して現在に至っており、築堤材料と基礎地盤条件が複雑であるもののその情報が十分でない場合も多い。このため、延長の長い河川堤防に対するより合理的な調査法の開発と経済的な耐震診断技術の開発が重要な課題である。

【参考文献】

- 1) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について報告書，2011.
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川の被災状況及び復旧状況，河川，2011-9，2011.
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(独) 土木研究所：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，国総研資料第646号，土木研究所資料第4220号，2011.
- 4) 石原雅規，川口剛，谷本俊輔，佐々木哲也：東日本大震災による河川堤防の被災率に及ぼす微地形及び地震外力の影響，地盤工学研究発表会，2014.
- 5) 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)，土木研究所資料，No.3513，1997.
- 6) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川堤防の耐震対策マニュアル(暫定版)，2012.
- 7) 谷本俊輔，石原雅規，佐々木哲也：東北地方太平洋沖地震における堤体液状化の要因分析，河川技術論文集，第18巻，2012.6.
- 8) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説，2012.
- 9) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル，2012.
- 10) 荒木裕行，谷本俊輔，石原雅規，佐々木哲也：堤体の液状化に及ぼす堤体密度の影響，河川技術論文集，第20巻，2014.
- 11) 谷本俊輔，林宏親，石原雅規，増山博之，佐々木哲也：堤体盛土の液状化対策に関する動的遠心力模型実験，第47回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1349-1350，2012.
- 12) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価手法，土木学会論文集，1999.
- 13) 脇中康太，石原雅規，佐々木哲也：東日本大震災における堤体の液状化による河川堤防の被害事例解析，地盤工学研究発表会，2013.
- 14) 安田進，稲垣太浩，長尾和之，山田真一，石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性，地盤工学研究発表会，2005.
- 15) 豊田耕一，石原雅規：自重解析による河川堤防の地震被害事例の解析，土木学会年次学術講演会，2005.
- 16) 脇中康太，石原雅規，佐々木哲也：東日本大震災における河川堤防の被害事例解析，土木学会年次学術講演会，2013.
- 17) 国土交通省，液状化対策技術検討会議：「液状化対策技術検討会議」検討成果，2011.

平成 25 年伊豆大島土石流災害を考える

土砂管理研究グループ 小山内 信智

1. はじめに

平成 25 年 10 月，東京都伊豆大島では台風 26 号に伴う豪雨により大規模な崩壊及び土石流が発生し，死者 36 名，行方不明者 4 名，家屋の全半壊 203 戸等の甚大な被害が生じた¹⁾。

伊豆大島では気象庁の雨量観測所として，東京都大島町役場に「大島観測所」，島の北西部に「大島北ノ山観測所」が設置されている。大島観測所では，10 月 15 日 9:00 から降雨が開始し，23:00 頃まで時間雨量 20mm 程度の降雨が継続した後，16 日 0:00 を過ぎると時間雨量 40mm から降雨は激しさを増し，4:00 には最大時間雨量 118.5mm，累積雨量 824mm を記録した。しかし，大島北ノ山観測所では，最大時間雨量 61.5mm，累積雨量 412.5mm であり，大島観測所の観測値と比較して半分程度となっている（図-1）。なお，1981 年以降の大島観測所の平均年間降水量は 2827.1mm である。

この降雨では，土砂災害が多発し始めている 8 時間程度前に土砂災害警戒情報が発表されていたものの，大島町による情報の活用がなされなかったことが，防災体制上の課題として指摘された。

伊豆大島は，おもに玄武岩からなる円錐形の成層火山である三原山が島の中央部に位置する。三原山は，過去に幾度も噴火活動を経験しており，近年では 1986 年 11 月の噴火が挙げられる²⁾。11 月 12 日に山頂火口で噴気が確認され，15 日には山頂以外の山腹から列状に噴火活動が始まる割れ目噴火が確認された。この割れ目噴火により吹き出した溶岩は，町の方向に流下し始めたために，島民は約一ヶ月にもおよぶ島外避難を行っている。この事例を含めた既往の噴火活動により山腹斜面は，火山噴出物や溶岩を主な構成材料としている。

台風 26 号に伴う豪雨による土砂災害は，島の西部に位置する大金沢，八重沢，八重南沢，長沢の

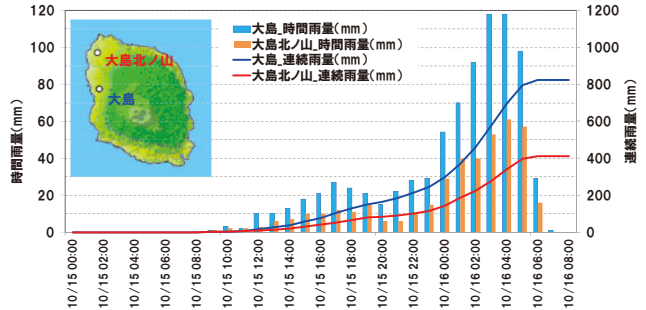


図-1 災害発生時の降雨状況

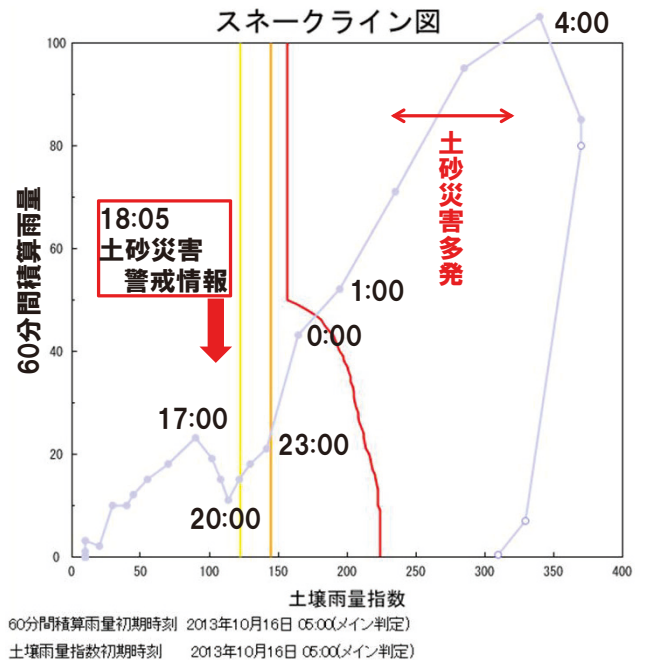


図-2 スネークライン図

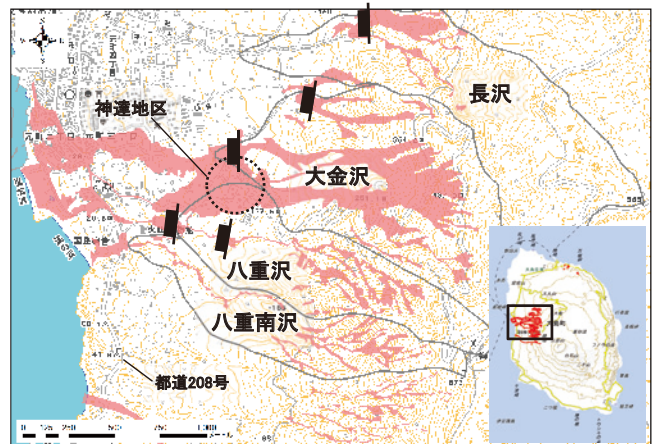


図-3 崩壊地および土石流の到達範囲

(※国土地理院数値地図 25000 (地図画像) を背景に使用)

4 溪流で集中して発生しており，特に大金沢周辺での被害が顕著であった（**図-3**，**写真-1**）。大金沢流域では，崩壊により流域面積の約 30%も地表が攪乱され，生産土砂量は 175,000m³，発生流木量は 13,600m³程度と推定されている³⁾。各溪流では，いずれも源頭部付近の火山灰堆積層で深さ 1m 程度の表層崩壊が集中的に発生した。これらの表層崩壊を起因とした土石流は，火山灰質の細粒分を多く含み，崩壊発生・土石流流下の過程で大量の流木を取り込んで流下していることが特徴的であった。

この地区では多くの砂防施設が整備されており，実際にそれらは顕著な土砂捕捉機能等を発揮し，被害の軽減に寄与しているにもかかわらず，結果的に神達地区を中心に甚大な被害を生じさせたことは，現在の砂防計画では抑えきれない状況が発生していたことを示唆している。

土木研究所では，本災害の実態解明を目的とし，現地調査・住民ヒアリングによる流下範囲及び被害発生時刻調査，地震計データを用いた災害発生時刻及び位置の推定を実施した。また，火山地域特有の地形における土砂災害対策上の留意点について検討を行った。伊豆大島災害を含む近年の土砂災害の調査結果と激甚化する土砂災害対策の課題について報告する。

2. 現地調査・住民ヒアリングによる土砂流下範囲及び被害発生時刻調査

2.1 土砂流下範囲

1) 調査方法

調査は，調査範囲内を徒歩で移動し，土砂の流下痕跡，立木や建物への衝突痕跡，住民の証言を記録した。これらの中には複数の痕跡が確認できる地点もあったが，土砂の流動を示す最大の高さをとっている（**写真-2**）。また，災害直後の 10 月 17 日～18 日にかけて撮影された写真やインターネット記事を参考に，痕跡高を推定した地点もある。

土砂の流下範囲は，国土地理院によって「地理院地図」として公開されている土砂流出箇所⁴⁾をもとに，痕跡や住民からの聞き取りにより推定した。痕跡の地表面からの高さを「痕跡高」とし，土砂が移動した痕跡が残る程度の土砂を含む流水が流れた範囲を「土砂流下範囲」とした。

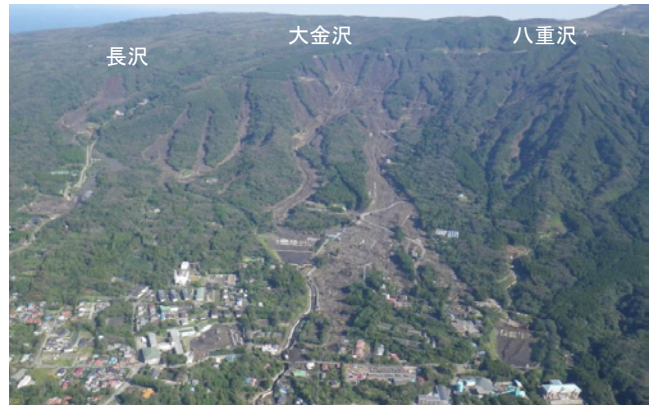


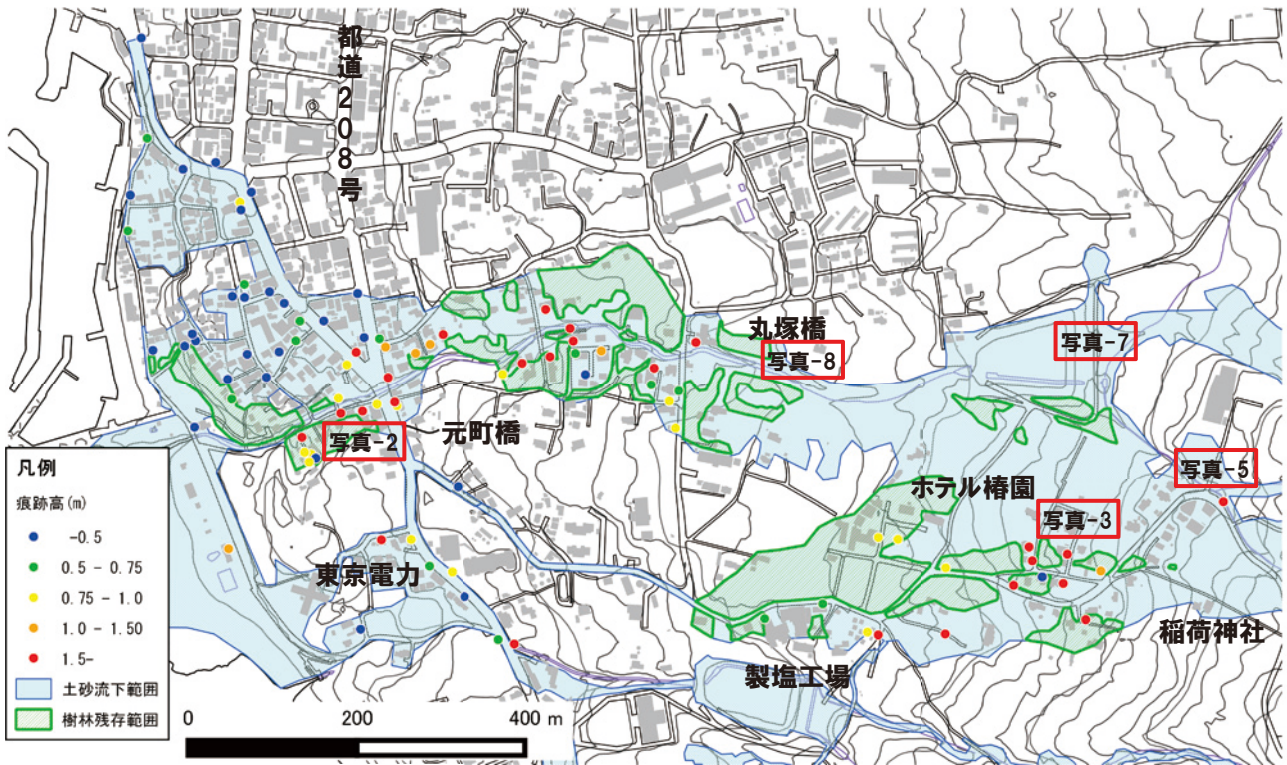
写真-1 土砂の流下状況



写真-2 建物の痕跡の例



写真-3 神達地区の被災状況



注：基図は国土地理院の配布する基盤地図データ 2500（建築物、海岸線、道路線）と、5mメッシュ標高データから作成した5m間隔等高線である。

図-4 土砂移動痕跡と土砂流下範囲

2) 土砂流下範囲の状況

土砂流下範囲及び痕跡高さを図-4に示す。図中に示す樹林残存範囲は、国土地理院が10月17日に撮影した垂直写真及びオルソ画像⁵⁾から判読したものである。土砂流下範囲は、被害が甚大であった神達地区から都道の海側の元町2丁目では広範囲に広がっていた。

特に、被害が甚大であった上流の神達地区では、土砂流下範囲の外縁部を除き、ほとんどの建物は残されておらず、痕跡も外縁の建物やガレキ、樹木の擦痕、飛沫痕跡などに限られる(写真-3)。稲荷神社のある尾根は、左右の土砂流下範囲を隔てる状態で残っていたが、流下範囲の中心部には、ガリー状の深い侵食が発達していた。残存した建物の損傷も大きく、倒壊状況から、相当の速度をもつ土砂や流木で破壊されていることが推察できる。一方、都道周辺では、損傷した建物も多いが、原型をとどめている建物も多く、立木や建物への痕跡が確認できた。また、都道より下流側の範囲では数十cm程度の

表-1 ヒアリング対象者

No	略称	当日の居所、状況
1	町職員A	防災担当職員。1:00に登庁して待機。
2	町職員B	神達地区在住。自宅待機中。
3	町職員C	神達地区在住。自宅待機中。
4	消防本部	北の山地区にある本部で待機中。
5	消防団役員	北の山地区から神達地区へ出勤。土砂流下範囲内を移動。
6	東京電力職員	元町2丁目の事務所待機中。途中神達地区方面へ自動車での出勤。
7	住民A	元町2丁目の店舗でテレビ視聴中に停電。
8	住民B	元町2丁目の店舗兼自宅です寝中。
9	住民C	元町2丁目の店舗兼自宅です寝中。
10	住民D	元町3丁目の自宅でテレビ視聴中。
11	住民E	元町2丁目の店舗で作業中。
12	住民F	神達地区にある職員寮です寝中。停電のため隣接する工場へ移動。
13	住民G	神達地区に職員寮です寝中。

痕跡が広範囲に残されており，流下範囲内でも流下状況が異なることが確認された。

2.2 被害発生時刻

1) ヒアリングの目的と実施方法

ヒアリング調査は，当時の土砂移動現象の経時変化を把握することを目的に実施した。そのため，ヒアリング対象者については，大島町役場の助言，協力を得て，当時の行動状況（執務中・在宅中等）が異なる13名の住民及び町職員・消防関係者等に対して実施した。聞き取り調査に応じていただいた方と当時の状況は表-1に示すとおりである。

調査は調査員2名による対面方式で，概ね20分～1時間程度，2013年10月15日～16日の状況について，土砂流下範囲，住宅地図等に図示しながら実施した。

2) ヒアリングに基づく土砂災害発生状況

ヒアリングから得られた当時の状況を時系列で整理すると，東京電力が停電を把握した2:16頃が最初の契機的な土砂移動現象が発生し，神達地区における最初の被害発生が概ね2:20～2:30，元町橋周辺で建物の損傷被害が発生したのが3:00頃である。続いて3:30頃にも再び水のみ流入を感じた住民もあり，東京電力の事務所にもこの頃土砂が流入している。一方，海岸に近い元町2丁目付近では，朝起床後に庭先や床下への土砂堆積に驚いた住民も多かった。

これらの結果から，神達地区における被害発生時刻である2:20頃から，3:30までの約1時間の間に土砂・流木による家屋被害が順次発生し，その後早朝までの継続した降雨により下流への土砂・流木の流下やそれに伴う被害発生が進行したと推察された。

3. 地震計データを用いた土砂移動発生時刻及び位置の推定

3.1 解析に用いたデータ及び周波数特性

土石流をはじめとする表層崩壊や深層崩壊などの土砂移動現象により，地盤振動が発生することは知られており，過去に地盤振動特性の解析を試みた事例はいくつかある^{6),7)}。また，土石流の早

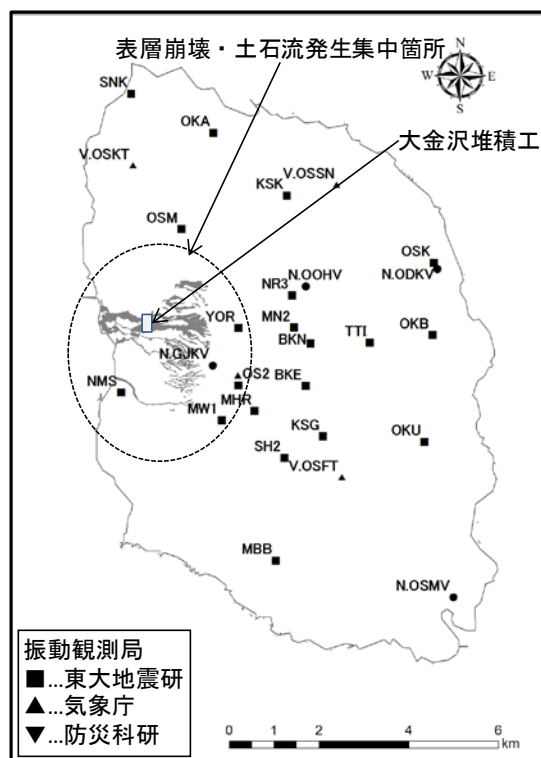


図-5 伊豆大島で設置されている振動観測局

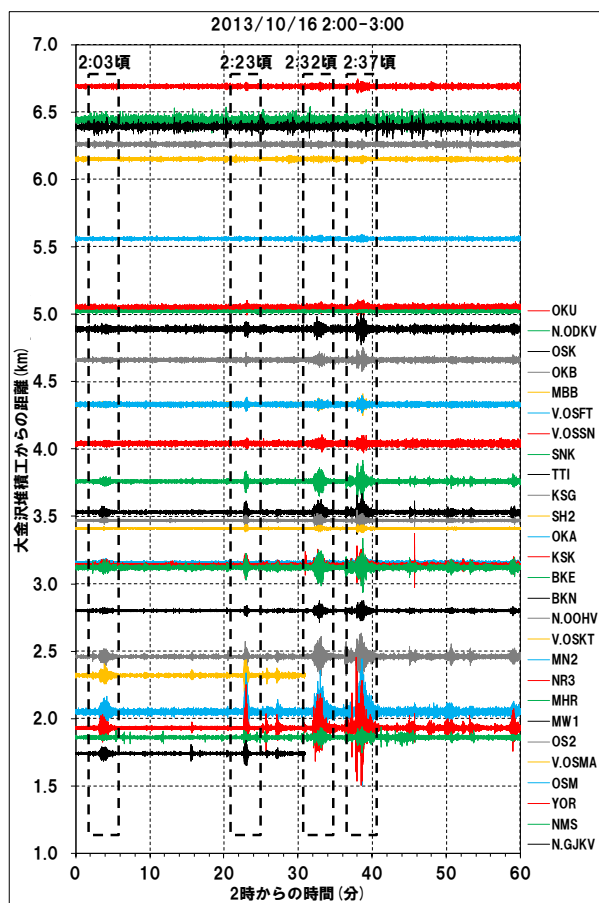


図-6 10月16日2時から3時までの各観測局で観測された振動の時刻歴波形と大金沢堆積工との距離の関係

期検知を目的とした振動検知式土石流センサー⁸⁾や深層崩壊などの大規模な土砂移動を対象として、その発生位置を特定しようとする大規模土砂移動検知システムの整備が進められている⁹⁾。地盤振動データを取得するためのセンサを面的に配置すれば、土砂移動現象を広範囲に監視・観測できる可能性がある。ただし、そのためには検知精度を向上させる必要があり、より多くの振動データを収集・解析し土砂移動形態による振動データの特徴やノイズとなる現象の特徴を把握する必要がある。今回、伊豆大島で設置されている火山観測のための振動観測局(図-5, 東京大学地震研究所, 気象庁, 防災科学技術研究所が設置及び管理) から得られたデータを用いて、発生した表層崩壊及び土石流の発生位置の推定方法についての検討を試みた。

今回の検討では、災害が発生したと考えられる時間を含めた10月16日1時から4時までのこれら観測局のデータを収集し解析した。図-6は、10月16日2時から3時までの全観測局の波形を土石流氾濫範囲のほぼ中心に位置する大金沢堆積工(図-5)からの距離の順で並べたものである。いくつかの観測局で欠測部分があったが、2時3分頃、2時23分頃、2時32分頃、2時37分頃の振幅が大きく変化を示していることが認められた。これらは、土砂移動による地盤振動を捉えたと考えられ、ヒアリング調査で得られた時間帯と概ね一致していることが確認できる。変化を示した時間帯の周波数解析を実施すると(図-7)、既往研究での深層崩壊発生時の卓越する周波数は0.5~2Hz程度¹⁰⁾であるが、今回の現象では2~8Hz程度で卓越している事が確認できた。

3.2 土砂移動発生箇所の推定

大規模土砂移動検知システム⁷⁾は、各観測局が捉えた波形の立ち上がりを検知し、各観測局間の検知時刻の差に基づいて土砂移動の発生箇所を推定するアルゴリズムを有する。しかし、今回の災害ではどの観測局もほぼ同じ時刻に波形の乱れが確認できていることから、各観測所間の検知時刻の差を明確に把握する事が困難であった。

そこで、表層崩壊や土石流による地盤振動の振幅は、土砂移動発生位置(以降、震源と言う)からの観測局までの距離に応じて式(1)に示すように減衰すると仮定し震源を推定することにした。

$$y = a \cdot r^{-b} \quad \text{式(1)}$$

ここに、 y : 振幅 [mkine], a, b : 定数, r : 震源から観測局までの距離 [km]。

なお、各観測局において地盤振動特性(各観測局での揺れやすさ)は異なるため、それを考慮した上で、各観測所の振幅を補正することにした。そのために、伊豆大島近隣で過去に発生した中小地震の観測所データ(地盤の揺れがほぼ等しいと考えられる事例)を収集し、それらの振幅が比較的小さく、地震間のばらつきが小さい観測局を基準とし、それに対する各観測局の相対地盤増幅率(補正值)を求めた。算出した相対地盤増幅率の平均値を考慮し、実際に観測局が得た振幅(RMS値)を、式(2)により求めた。算出した振幅(RMS値)の算出結果を図-8に示す。

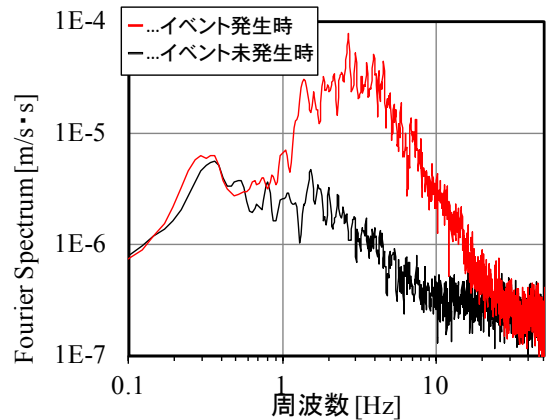


図-7 周波数解析の結果一例

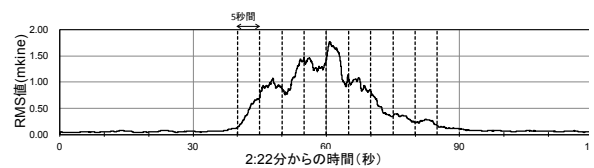


図-8 振幅(RMS値)計算結果一例(2時22分の場合)(振幅は、各観測局で算出)

$$RMS(i) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{j=0}^{N-1} \{y(i, j)\}^2} \quad \text{式(2)}$$

ここに、 $RMS(i)$... i 秒目の振幅、 N ...1秒間に観測局で取得する信号強度の数、 $y(i, j)$... i 秒目 j 番目の信号強度 (j は0番目から $N-1$ 番目まで存在)。

土砂移動発生箇所 の推定にあたり、検討対象箇所を、緯度方向に0.0005度(約55m)刻み、経度方向に0.00075度(約69m)刻んだ格子メッシュで区切り、各メッシュを土砂移動発生箇所と仮定した。その仮定した箇所 で振動観測局が得られると推定される式(1)で求めた振幅と実際に得られる式(2)で求めた振幅との残差が最小となるメッシュを土砂災害発生箇所とした。

図-6で確認した土砂移動イベントのうち、2時22分及び2時31分を対象とし、土砂移動発生位置の推定を試みた。推定した土砂移動の発生箇所を図-9に示す。2時22分を対象とした図-9(a)では、上流から下流へ土砂が移動しているように推定できた。一方で、2時31分を対象とした図-9(b)では概ね土砂移動の実績範囲に推定位置は求まったものの、図-9(a)のように明瞭な結果にならなかった。また、図-9(a)の時間帯の式(2)で求めた振幅はピークが一つといった単純な波形を示しているが、図-9(b)はピークが複数存在する紡錘形を示している。図-9(b)のような形状を有する振動では、位置推定が困難であることが確認できた。

図-9(a)のような波形を示す場合は、一箇所での崩壊から流下までの一連の流れを示し、図-9(b)では複数の地点で発生した崩壊及び流下現象を示していると思われるが、今後より詳細な検討が必要である。

3.3 地震計を用いた土砂移動把握のまとめ

本検討では、地盤振動の振幅と距離減衰に着目し、表層崩壊及び土石流発生時の発生位置推定等を行い、以下の結論を得た。

- (1)表層崩壊や土石流に伴う地盤振動は、周波数解析の結果から、卓越周波数が深層崩壊(0.5~2Hz程度)とは異なる周波数帯(2~8Hz程度)を有していた。
- (2)振幅と距離減衰の関係を用いた発生位置の推定は、振動波形が単純な形状のイベントに対しては、概ね良好な結果を時系列で示

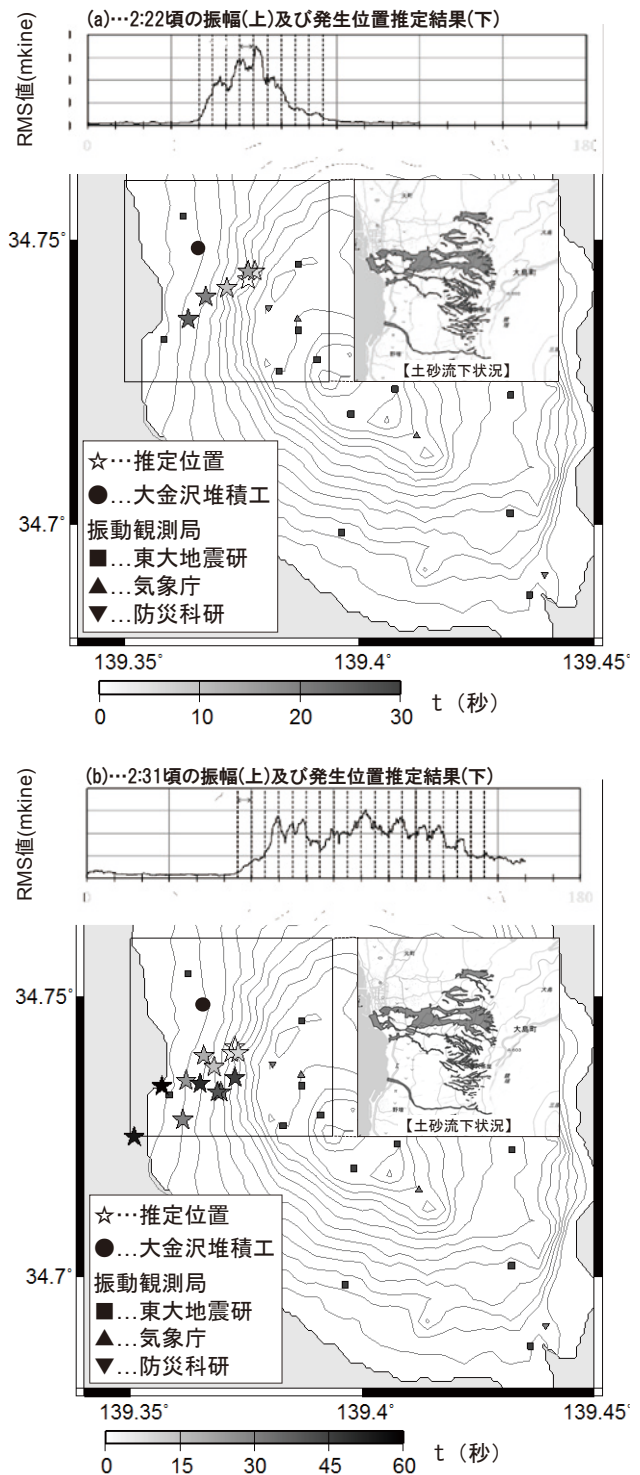


図-9 解析結果

すことができたが、複雑な形状に対しては位置推定が困難であるという課題が残った。

4. 火山地域特有の地形における土砂災害対策上の留意点

4.1 流下・氾濫域での被害状況について

大金沢源頭部で発生した多数の崩壊地から生産された土砂は、流下に伴い合流し大規模泥流に発達したと考えられる。大金沢流域で発生した泥流は、本川と左支川の2方向に流下した(写真-4)。泥流が流下した流路部ではガリー状の侵食が確認され、溪床は溶岩が露出している部分もあった(写真-5)。一方、流路部以外の範囲では、植生が倒伏した状態で残されていたことから、表土のごく一部が侵食され、流出したものと思われる。上流から流下してきた泥流はこれらの侵食土砂と流路部の立木を取り込みながら流下したと考えられる。

左支川を流下した泥流は本川との合流点上流の流路屈曲部であまり高くない尾根を乗り越え直進した後に神達地区に氾濫し、家屋の倒壊・流失、それによる人的被害を集中して発生させた。この地区では、住宅の基礎部を残して建屋全部が流失した建物が多かった。氾濫域に堆積した土砂は火山灰質の細粒分が主体であった。

土砂氾濫被害は元町港を含む海岸付近まで広がっていたものの、大金沢周辺を除くと0.5m以下程度の堆積であった。大金沢に架かる3箇所の橋梁付近では流木による閉塞が見られ、左右岸の住宅が氾濫による被害を受けた。橋梁の閉塞箇所上流では、他と比較し高い位置に流下痕跡が確認され、橋梁下流では本来の河道より広い範囲で土砂が流下した痕跡が確認された。

大金沢、八重沢、長沢では、東京都の「伊豆大島総合溶岩流対策事業」により、堆積工(土石流を減勢し堆積させるための土石流・流木対策施設)や砂防堰堤等の施設整備が行われており、施設下流への土砂・流木流出の防止・軽減の効果が認められたが、甚大な被害を受けた神達地区の上流側には、砂防施設が設置されていなかった(写真-6)。大金沢本川堆積工は、下流端のコンクリート砂防



写真-4 流下状況



写真-5 流路部の状況



写真-6 土石流発生状況と砂防施設配置状況



写真-7 流木の捕捉状況

堰堤と中間部の鋼製スリットによる透過型砂防堰堤から構成され、堆積工の下流には溪流保全工が整備されている。災害発生翌日の踏査では、当該施設において大量の土砂・流木が捕捉されている状況が確認された。特に透過型堰堤の鋼製スリット部においては大量の流木と石礫が捕捉されており、下流堆積地では細粒土砂（火山灰）の堆積が顕著であった（写真-7）。

以上の状況から、大金沢本川の土石流の先頭部にあったと推測される巨礫や流木が鋼製スリット部で捕捉されたことにより、上流堆積地で本川の土石流はほぼ完全に停止したと推察される。しかし、大金沢左支川から尾根を乗り越えたことで神達地区に甚大な被害を与えた土石流は流下を続け、溪流保全工の左岸側から流入し、流木等により橋梁部が閉塞した結果（写真-8）、下流の元町地区への氾濫被害を拡大し、甚大な人的・家屋被害が発生したと考えられる。

4.2 開析が未発達な地域における土砂氾濫範囲の問題

現地踏査により、尾根地形の比高が小さかったことで土石流の尾根の乗り越えを可能としたものと推察できた。これは、火山地域に多く存在する地形が生み出した結果とも考えられる。したがって、土砂災害対策を実施する上で、土石流の危険溪流を抽出する際は、対象とする地域の開析状況に着目し、その抽出手法を検討する必要があるものと考えられた。

図-10 は霧島山山麓において、5mメッシュと10mメッシュのDEMを用いて水系をトレースしたものの比較である。なるべく微細な地形を忠実に追って行く場合と、少し大きな地形の傾向を追う場合とでは流路が異なって判断される。これは、想定すべき流水や土石流・泥流等の規模によって用いるべき水系図の解像度を変化させることが必要なことを示唆している。今後の火山地域等での砂防計画のあり方を検討する際にこのような手法を活用することを考えている。

5. 流木災害対策の高度化

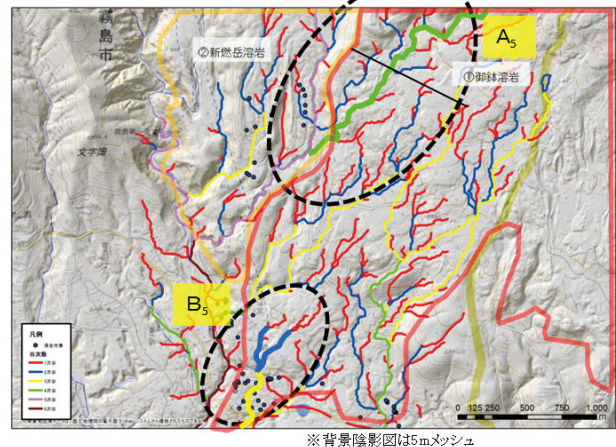
5.1 流木災害の実態

近年、各地で発生する土石流災害では、伊豆大島での災害と同様に大量に発生した流木が被害を拡大させる事例（2006年長野県岡谷市、2009年山口県防府市、2012年熊本県阿蘇市）多く確認されている（写真-9）。これらの事例では土石流の規模が想定以上であったこともあり、上流域に設置されて



写真-8 橋梁部の閉塞に伴う溪流保全工内の土砂・流木堆積状況

5mメッシュDEM



10mメッシュDEM



図-10 水系比較図

いた砂防施設を流木が乗り越える現象が見られ、特に山口県防府市では下流の緩勾配区間にある橋梁、道路の盛土や樹林などに捕捉され、後続の土砂流の流路を変えて被害範囲を拡大した¹¹⁾。したがって、想定以上の土砂移動現象にもある程度対応できる砂防施設のみならず、流木の確実な捕捉を可能にする砂防施設を計画することが望ましいと言える。

5.2 流木災害対策の課題

効果的な流木災害対策を講ずるためには、流木の発生から流下、停止に至るまでの過程を把握し、溪流ごとにその特性を踏まえた上で砂防施設による効果量を推定し、対策施設を計画することが重要と思われる。しかしながら、流木の発生および流下過程において、流木自体の分裂や、狭窄部での停止と再移動などの複雑な現象が発生すること、災害発生時には即座に撤去される対象であることなどのために情報の蓄積が少なく、十分な評価ができていない。現行の土石流・流木対策設計技術指針では砂防施設に流入してくる流木量の評価方法が示されているが、簡便な方法であることと一波の土石流発生時を想定したものであるために、必ずしも実現象を適切に考慮できておらず、精度に限界がある。さらに、砂防施設の効果評価手法も示されてはいるものの過去の少ない事例に基づいた手法であること、流木止の効果量の定量的な評価には至っていないなどが課題として挙げられる。

5.3 流木災害対策の高度化に関する研究方針

上記の問題点を踏まえ、流木災害対策の高度化に資するため、下記3点を中心に研究を行っていくこととしている。

- (1)発生流木量の算定に当たり、データの蓄積を行うとともに、LPデータの解析、空中写真解析など新技術を活用した推定手法の開発を行う(図-11)。
- (2)砂防施設の捕捉能力について、既往研究成果を整理した上で実験や現地調査を行い、捕捉効果量算定手法の検討を行う。
- (3)発生から砂防施設に到達するまでにおける、流木の停止・再移動条件把握を目的とした実験を行う。



写真-9 流木による被害事例(阿蘇市)

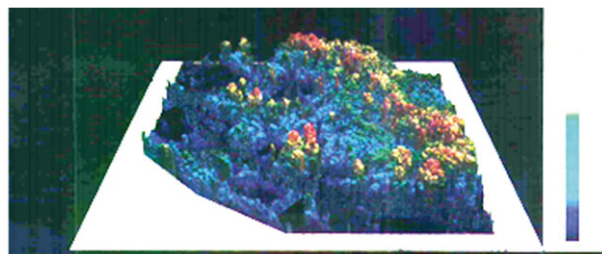
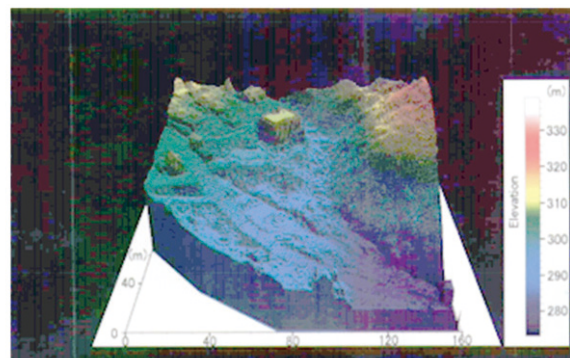


図-11 LPデータによる立木の把握(大政ら¹²⁾より)

6. おわりに

平成 25 年台風 26 号により、伊豆大島では累積で 800mm を超過する降雨により、多くの表層崩壊が発生した。これらの崩壊現象により生産された土砂は、土石流として流木を巻き込みながら、比高の低い尾根を乗り越えて流下した。その結果、現行の計画では対象としていなかった現象が発生したため、甚大な被害が出た。今後、土石流の流下経路及び流下範囲を想定する際は、尾根の乗り越えや流木が橋梁部を閉塞することによる流下範囲の拡大といった、さまざまな現象を考慮しながら検討する必要があるといった多くの教訓をこの災害は残した。

本災害において亡くなられた方々に哀悼の意を表するとともに、被害に遭われた皆様にお見舞いを申し上げます。また、伊豆大島の 1 日も早い復興をお祈り申し上げます。

【参考文献】

- 1) 東京都総務局：【第 62 報】平成 25 年台風 26 号・27 号に伴う被害状況等について、
<http://www.bousai.metro.tokyo.jp/saigai/1000036/1000802/1000809/1000670.html>, 参照 2014-07-01, 2013
- 2) 下鶴大輔：火山に強くなる本, 山と溪谷社, 199p., 2003
- 3) 伊豆大島土砂災害対策検討委員会, 伊豆大島土砂災害対策検討委員会報告書,
<http://www.kensetsu.metro.tokyo.jp/kasen/ooshima/final/houkoku.pdf>, 参照 2014-4-1, 2014
- 4) 国土地理院：地理院地図（電子国土 Web）防災関連台風第 26・27 号の大雨（大島町）土砂流出箇所,
<http://portal.cyberjapan.jp/site/mapuse4/>, 参照 2013-10-25, 2013
- 5) 国土地理院：地理院地図（電子国土 Web）防災関連台風第 26・27 号の大雨（大島町）垂直写真（10/17）
<http://portal.cyberjapan.jp/site/mapuse4/>, 参照 2014-11-08, 2013
- 6) 諏訪浩, 山越隆雄, 佐藤一幸：地盤振動計測による土石流の規模推定, 砂防学会誌, Vol.52, No.2,
pp.5～13, 1999
- 7) 大角恒雄, 浅原裕, 下川悦郎：2004 年 8 月 10 日奈良県大塔村斜面崩壊時の Hi-net データ解析－斜面崩壊検知への応用－, 自然災害科学, Vol.24, No.3, pp.267～277, 2005
- 8) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム：振動検知式土石流センサー設置マニュアル（案）,
<http://www.pwri.go.jp/team/volcano/shindo/shindo.pdf>, 参照 2014-3-31, 2005
- 9) 水野正樹, 内田太郎, 高原晃宙, 木下篤彦, 江川真史, 丹羽諭：大規模土砂災害の危機管理を支える探査技術とその活用, 土木技術資料, 第 56 巻, 第 1 号, pp.16～19, 2014
- 10) 大角恒雄, 浅原裕, 下川悦郎：河道閉塞近傍の振動センサー記録による振動特性の検討, 第 3 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.163～168, 2006
- 11) 古川浩平, 海堀正博, 久保田哲也, 地頭菌隆, 権田豊, 杉原成満, 林真一郎, 池田暁彦, 荒木義則, 柏原正樹：2009 年 7 月 21 日山口県防府市での土砂災害緊急調査報告, 砂防学会誌, Vol.62, No.3,
pp.62 – 73, 2009
- 12) 大政謙次, 秋山幸秀, 石神靖弘, 吉見健司：ヘリコプター搭載の高空間分解能 Scanning Lidar システムによる樹冠高の 3 次元リモートセンシング, 日本リモートセンシング学会誌, Vol.20, No.4,
pp.34 – 46, 2000

平成 26 年 2 月関東甲信地方の大雪災害を考える ～特に雪崩災害に着目して～

土砂管理研究グループ 秋山 一弥

1. はじめに

平成 26 年（2014 年）2 月 13 日に発生した低気圧は 16 日にかけて発達し、本州の南岸を北東に進んだ。この低気圧の影響によって、2 月 14 日から 15 日にかけて関東甲信地方と東北地方では記録的な大雪となり、積雪を計測している気象庁アメダスでは 18 地点で観測史上 1 位を記録した¹⁾。この大雪によって、山梨県と東京都で人家の一部が破損するなど集落に被害を及ぼす雪崩が 8 件発生し²⁾、雪崩による非住家の建築物の被害や、積雪や雪崩の発生によって交通や物流に障害が発生して多くの孤立集落が生じた。土木研究所雪崩・地すべり研究センターでは、関係機関からの要請で雪崩に関する技術支援と現地調査を行ったが、本論では大雪による雪崩の発生状況や現地における対応、大雪で発生した雪崩に関する調査研究の内容について報告する。

2. 大雪時と大雪前後の気象状況

国内では、西高東低の冬型の気圧配置により日本海側で降雪が多いが、冬型の気圧配置が緩む 2～3 月には太平洋側を低気圧が進み、気温が低い場合には降雪となり、太平洋側では一般的に 2 月に降雪となる場合が多い。2014 年 2 月における気象庁のアメダス甲府と秩父の積雪深の推移を図-1 に示す。2 月 8 日から 9 日にかけての降雪で 40～50cm 程度の積雪となり、この時点で例年よりも積雪が多い状況であった。その後、積雪がほぼなくなった約 1 週間後の 2 月 14 日から 15 日にかけて短期間に多量の降雪となり、この大雪によって山梨県の甲府で 114cm、河口湖で 143cm、群馬県の前橋で 73cm、埼玉県秩父で 98cm、熊谷で 62cm など、各地で観測史上最大の積雪深が記録された。

今回の大雪は、豪雪地帯ではない地域において 1 週間おきに大雪となり、短時間に多量の降雪があったことが特徴である。2 回の大雪の後には再び大雪の予報がなく晴れの天候が続き、夜間は放射冷却によって氷点下の気温となったため、甲府では 10 日間近く、秩父では 2 月中は積雪が残った。

3. 大雪に関する技術協力

3.1 雪崩に関する技術協力

2 月 14 日から 15 日にかけての大雪では、県や地方整備局、内閣府（政府の現地災害対策室・現地対策本部）からの技術協力の要請があり、主に雪崩災害の防災の観点から支援を行った。主な箇所は図-2 のとおりで、山梨県の早川町と南アルプス市の一部（旧芦安村）が豪雪地帯に指定されていて雪が多い地域となっているが、他の地域は豪雪地帯には指定されていない。現地では雪崩・地すべり研究センターの職員が各関係機関の職員とともに、ヘリコプターによる上空からの調査

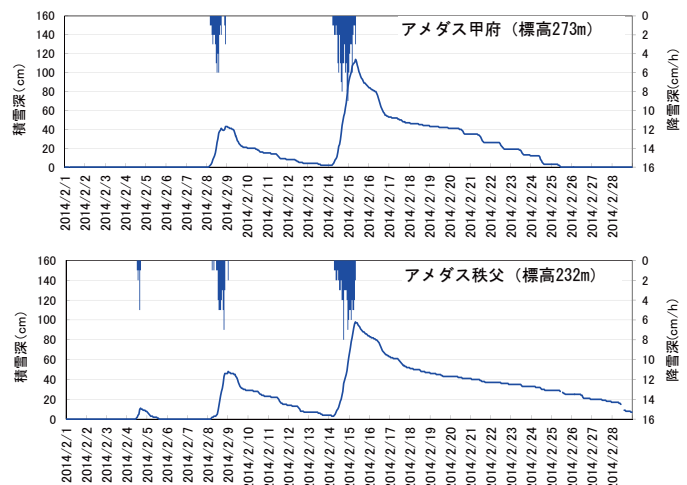


図-1 甲府および秩父における2月の積雪深の推移



図-2 技術協力を行った市町と豪雪地帯

や地上調査を実施し、主に雪崩の発生状況の確認や今後の雪崩の危険性への対応について助言を行った。実施月日等の詳細は表-1のとおりである。このうち、本報告では2月21日から23日および25日の埼玉県、群馬県および山梨県で対応した状況について述べる。

表-1 雪崩に関する技術支援の詳細

月日	技術協力要請機関	対象	現地調査/技術協力実施箇所
2/15-16, 19-20, 23-25	東北地方整備局	道路	仙台市
2/16-18,21	関東地方整備局	道路	山梨県内(現地なし・雪堤工で対応)
2/21	埼玉県庁	道路・集落	秩父市・小鹿野町(ヘリ調査)
2/22	群馬県庁	道路・集落	藤岡市, 富岡市 他(ヘリ調査)
2/21-23	政府現地災害対策本部(山梨県)・内閣府	道路・集落	甲府市, 南アルプス市, 山梨市, 大月市, 市川三郷町, 早川町 他(ヘリ・地上調査)
2/25	政府現地災害対策室(埼玉県)・内閣府	鉱山・道路	秩父市(ヘリ・地上調査)

3.2 雪崩の発生状況

2月21日は埼玉県、22日は群馬県においてヘリコプターに同乗し、上空から雪崩の発生状況を確認したところ、雪崩は植生がまばらな斜面から発生していて、谷状の地形を流下して堆積している状況であった(写真-1、2)。また、2月22日には山梨県で上空から雪崩の発生状況を確認したが、雪崩の発生状況は同様に植生がまばらな斜面から表層雪崩が発生し、谷状の地形を流下したと考えられた(写真-3)。ただし、山梨県早川町の早川周辺では崩壊地が多いため、表層雪崩だけでなく全層雪崩の発生も多くみられた(写真-4)。このような雪崩の発生状況を踏まえて、山梨県では2月22日と23日

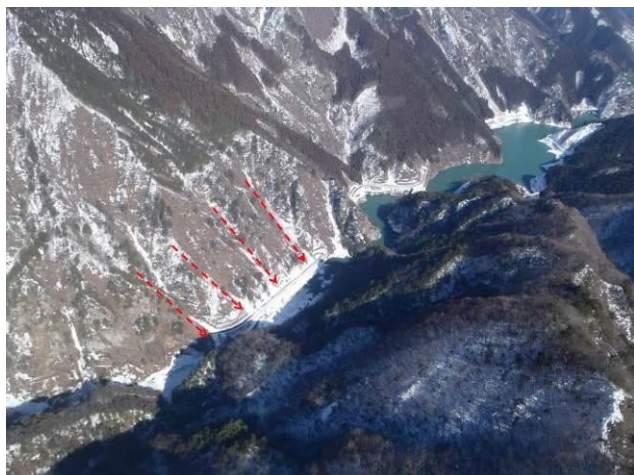


写真-1 雪崩の発生状況(埼玉県秩父市上空)



写真-2 雪崩の発生状況(群馬県富岡市上空)

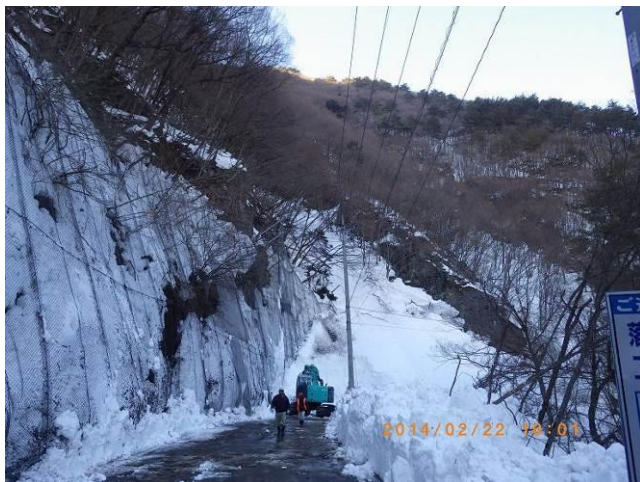


写真-3 雪崩の発生状況(山梨県市川三郷町上空)



写真-4 雪崩の発生状況(山梨県早川町上空)

に地上調査を行い、道路や集落で発生した雪崩災害箇所の現地確認と、今後の雪崩の危険性について助言を行った（写真－５～７）。また、２月 25 日には埼玉県において鉾山周辺の雪崩の危険性について上空と地上から調査を行い、同様に今後の雪崩発生の危険性について助言を行った（写真－８）。



写真－５ 雪崩の発生状況(山梨県甲府市)



写真－６ 雪崩の発生状況(山梨県南アルプス市)



写真－７ 雪崩が発生した斜面の状況(山梨県大月市)



写真－８ 雪崩の発生状況(埼玉県秩父市)

以上の調査結果から、２月 14 日から 15 日にかけての大雪によって発生した雪崩は、乾いた雪（乾雪）の表層雪崩（乾雪表層雪崩）が植生のまばらな斜面から多数発生し、谷状の地形を流下した状況であったと推定された。これらの雪崩は短時間の大量の降雪が原因で発生したことから、雪は軽く密度が小さいため、建築物の被害は一部が損壊した程度であったものと考えられる。

3.3 大雪後の雪崩発生の危険性について

２月 14 日から 15 日にかけての大雪後はしばらく晴れの天候が続いたが、その後に再び大雪となる予報はなかったことから、大雪後は融雪が進み斜面上の積雪が全て滑り落ちる全層雪崩の心配が懸念された。上空と地上からの調査結果を踏まえて、大雪後の消雪期間中に発生する雪崩については次の内容について周知を行った。

- 1) 既に発生している表層雪崩と同じ形態で雪崩が発生する可能性はないが、小規模な崩落程度の雪崩は発生する可能性がある。
- 2) 全層雪崩は斜面の勾配が 30 度以上の斜面において、植生が少なく積雪が多く残っているような場所で発生しやすい。特に気温が上昇して融雪が進むと、全層雪崩の発生に注意が必要である。
- 3) 斜面上の積雪にクラック（ひび割れ）や雪しわなどの現象が生じている場合は、全層雪崩の前兆であり注意が必要である。
- 4) 積雪が多く残っている斜面に隣接する民家については、万一に備え斜面から離れた部屋を利用する

ように心がけるとともに、斜面上の積雪に全層雪崩の前兆が発見された場合は、待避するなどの安全策を講じること。

5) 屋根の上に積もった雪は融雪によって落雪するが、基本的に全層雪崩と同じメカニズムで発生するため、晴天で気温が上昇した時期における家屋周辺での除雪等の作業は注意が必要である。

なお、今回は図-2のとおり豪雪地帯でない地域で大雪となったため、雪や雪崩に関する知見が少なかったことから、雪崩の注意点としての基本的な知識として、図-3に示す新潟県作成の雪崩に関するパンフレット³⁾を一般向けの周知事項として活用した。これには雪崩の危険性として、雪庇(せっぴ)、巻だれ、斜面が積雪で平ら、スノーボール、クラック、雪しわの6点が雪崩の注意点としてあげられている。一般的に雪庇や巻だれとなっている積雪が崩落したり、斜面上の樹林などが積雪で埋もれ、スノーボールとなって斜面を落下している場合は表層雪崩、斜面上の積雪にクラックや雪しわが生じている場合は全層雪崩の予兆と考えられている。上空からの調査では雪庇はほとんど見られなかったこと、融雪による全層雪崩が注意点であることから、注意点は巻だれ、斜面が平ら(小規模な表層雪崩の危険性)、クラック、雪しわ(全層雪崩の危険性)の4つの事象を注意の対象とした。

このほか、雪崩の危険性がある箇所として、豪雪地帯でない地域では雪崩危険箇所の抽出は行われていないが、発生勾配が比較的類似している急傾斜地崩壊危険箇所が参考になると考えられた。また、雪崩の発生危険が高く応急対策が必要な箇所では、雪堤(せってい)や大型土のうによる対策が行われたが、豪雪時の雪崩斜面の点検と応急対策事例として図-3に示す土木研究所資料「豪雪時における雪崩斜面の点検と応急対策事例」⁴⁾を活用した。雪崩の危険性に対する応急対策としては、法面工などが施工されている斜面で積雪が残っている箇所では、雪崩が発生する可能性があるため雪堤による対策が有効であり、除雪した雪が雪堤の施工に活用できる。自然斜面で植生が少なく積雪が残っている斜面で雪崩が発生する可能性がある場合は、積雪期間中だけでなく消雪後にも斜面上の木の幹や枝等の雑物が落下することがあるため、消雪後にも存置可能な大型土のうを用いた対策が効果的であると考えられる。

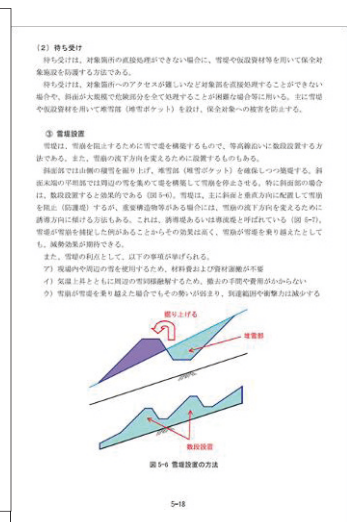
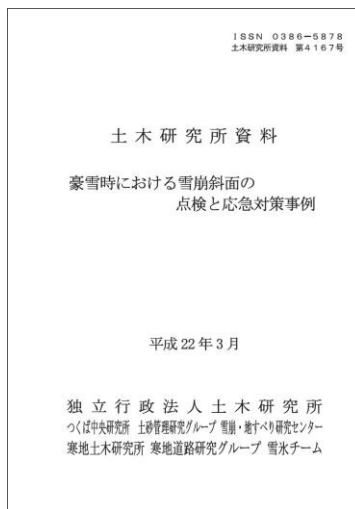
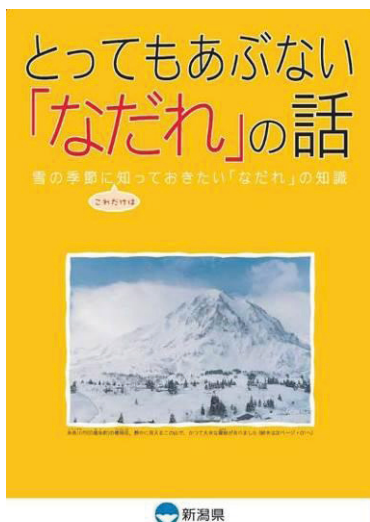


図-3 大雪時に活用した資料等(左:雪崩の基礎知識パンフレット、右:豪雪時における雪崩斜面の点検と応急対策事例)

4. 大雪で発生した雪崩に関する調査研究

4.1 大雪で発生した雪崩の調査研究について

平成26年2月15～16日の大雪で発生した雪崩は、ほとんどが豪雪地帯でない地域に短時間に多量の降雪があったため同時多発的に発生したと考えられるが、現在雪崩・地すべり研究センターでは次の3項目について調査研究を進めている。

- 1) 雪崩災害事例のうち比較的規模の大きい5事例を抽出して、地形や植生の現地調査を実施するとともに、発生した雪崩の状況を明らかにする(4.2)。
- 2) 山梨県の早川町を流れる早川周辺は豪雪地帯であるが、他の地域と異なり表層雪崩だけでなく全層雪崩の発生が多く認められたため、発生した雪崩の実態を明らかにする(4.3)。
- 3) 気象庁アメダスの積雪データを用いて、大雪時の降雪の強度から雪崩が発生する条件を明らかにする(4.4)。

1)、2)の調査月日と調査箇所は表-2と図-4のとおりで、3)の気象庁アメダスの位置は図-4に示した位置である。

4.2 雪崩災害事例の調査^{5) 6)}

雪崩災害事例の調査は、雪崩の規模が比較的大きかった埼玉県1箇所、東京都1箇所、山梨県3箇所の5事例を対象とした。いずれも雪崩によって建築物の一部が破損していて、発生した雪崩は表層雪崩と考えられている。雪崩発生後の写真や地形図、航空写真から雪崩が発生して流下した斜面を特定し、現地において聞き取りを行い、斜面において雪崩の発生から堆積箇所の位置や植生について調査を行った。次に、推定された雪崩の流下経路を対象として、雪崩で一般的に使用されているフェルミーモデルから雪崩運動解析を行い、実際の被害状況から推定される雪崩衝撃圧と比較した。

現地調査日は表-2のとおり3月12～14日(山梨県)、3月20日(東京都)と6月16～18日(山梨県・埼玉県・東京都)の7日間で、主な調査の項目と方法は次の1)から4)のとおりである。

1) 地形調査

斜面の地形を確認し、任意の箇所でクリノメーターを用いて斜面勾配の計測を行った。

2) 植生調査

雪崩の発生区や走路上の植生区分については、表-3の区分⁷⁾に従った。なお、樹冠疎密度とは樹木の茂りぐあいを表す指標で、ある面積に占める樹冠の投影面積の割合であり、一般的に疎・中・密の3区分で表現している。

3) 雪崩発生点の推定

雪崩による樹木の破損等の痕跡や斜面の勾配、植生、地形の形状等から雪崩の発生点を推定した。

4) 雪崩シミュレーションモデルによる運動解析

推定された雪崩経路において、国内の雪崩シミュ

表-2 現地調査日・調査内容と調査箇所

月日	調査内容	現地調査実施箇所
3/12-14	集落雪崩災害状況	山梨県内
3/19	雪崩発生状況	山梨県早川町
3/20	集落雪崩災害状況	東京都内
6/16-18	雪崩災害箇所の発生斜面詳細調査	山梨県・埼玉県・東京都内



図-4 調査位置図

表-3 植生区分(樹高と樹冠疎密度)⁷⁾

区分	樹高
高木	8m以上
中木	4～8m
低木	2～4m
無林	2m以下の低灌木、裸地、草地

区分	面積当たりの樹冠被覆率
密	50%以上
中	20～50%
疎	20%以下

レーションで一般的に用いられているフェルミーモデルを用いて運動解析を行った。計算条件として、乾雪表層雪崩の場合は一般的に乱流減衰係数は1000～3000m/s²の範囲に設定しているが、ここでは雪崩の速度が最も遅くなる1000m/s²を用いた。また、雪崩の流動層厚は発生時を0.5mとして、流下距離が100mごとに1mの割合で増加する設定とした。衝撃圧を求める際に必要な雪崩の密度については、表層雪崩は一般的に100～200kg/m³の範囲に設定しているが、ここでは100kg/m³として、被害状況から推定される衝撃圧は表-4の指標⁸⁾から推定した。

表-4 平均衝撃圧と想定される被害の目安⁸⁾

衝撃圧 (kPa)	想定される被害
1	窓が破壊される
5	ドアが破壊される
30	木造の建造物が破壊される
100	大きな木が倒される
1000	コンクリート建造物が動かされる

雪崩の発生した5箇所について、現地調査の結果を表-5に、代表的な箇所として山梨県富士河口湖町と東京都奥多摩町で発生した雪崩箇所について、写真-9と写真-10に示す。現地調査では雪崩の発地点を明確に示す痕跡は確認できなかったため、地形や植生状況から想定される雪崩の経路において、最も標高の高い箇所を雪崩の発生区としたところ、雪崩の規模は標高差で130m～340m、雪崩が斜面上を流下した距離（実走斜距離）は260m～560mの範囲となった。また、発生点付近の勾配は30～55度であり、雪崩の堆積区の下端から発生区の上端を直接見通した仰角（見通し角）は29～39度であった。斜面の植生については、甲府市（I地区）を除いた箇所では樹高は高木、樹冠疎密度は密の区分であったが、発生区および流下経路は沢地形となっていて植生がほとんどない状況であった。ただし、富士河口湖町（Y地区）では、標高950m付近の雪崩走路に杉林が高木で密の状態に繁茂していた。

表-5 雪崩発生箇所5事例の現地調査結果

発生箇所	標高差 (m)	実走斜距離 (m)	発生点付近の勾配 (度)	見通し角 (度)	流下経路の状況
南アルプス市 (N地区)	340	560	40～50	38	広葉樹林内（高木密）の沢地形で経路上は植生がほとんどない
甲府市 (I地区)	190	410	30～40	29	露岩した無林（裸地・草地）の沢地形
富士河口湖町 (Y地区)	130	260	40～45	30	広葉樹林内（高木密）の沢地形で経路上は植生がほとんど無いが、一部杉林内（高木密）を通過している
奥多摩町 (H地区)	280	450	40～55	39	発生区は高木密の広葉樹林内の沢地形、走路後半から堆積区にかけては杉林（高木密）の沢地形、経路上には植生がない
秩父市 (N地区)	220	360	40～50	39	広葉樹林内（高木密）の沢地形で経路上は植生がほとんどない



写真-9 富士河口湖町(Y地区)で発生した雪崩経路の斜面状況と発生区の状況(2014年6月17日撮影)



写真-10 奥多摩町(H地区)で発生した雪崩経路の斜面状況と発生区の状況(2014年6月18日撮影)

次に雪崩の発生した5箇所を対象としたフェルミーモデルによる解析で得られた結果のうち、代表的な箇所として山梨県富士河口湖町と東京都奥多摩町で発生した雪崩について解析を行った結果を図-5と図-6に示す。富士河口湖町（Y地区）に関しては、概ね被害状況から推定される衝撃圧の範囲（表-4の30～100kPaの間）に解析結果で得られた衝撃力の値は含まれるが、奥多摩町（H地区）では一般的なパラメータの設定範囲内の下限値を用いているにも関わらず、解析で得られた衝撃圧は被害状況と比較して過大な結果となった。これは、雪崩の発生点の位置や雪崩密度、雪崩層厚の増加量の設定のほか、植生・地表面の凸凹による減勢等の原因が考えられ検討する必要があるが、今後は実際に発生し

た雪崩の復元を行うことによって、今回の大雪で発生した雪崩の特性を明らかにする予定である。

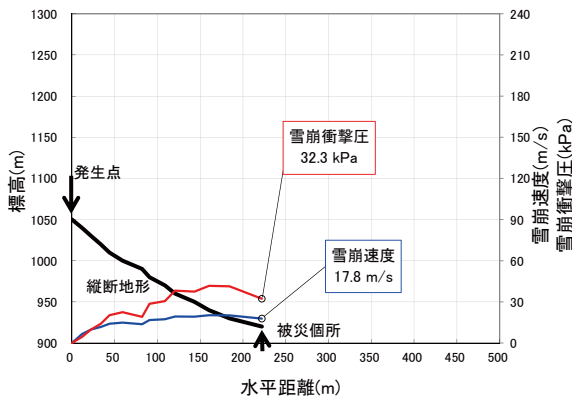


図-5 富士河口湖町(Y地区)で発生した雪崩経路の縦断地形および雪崩の速度と衝撃圧の計算結果

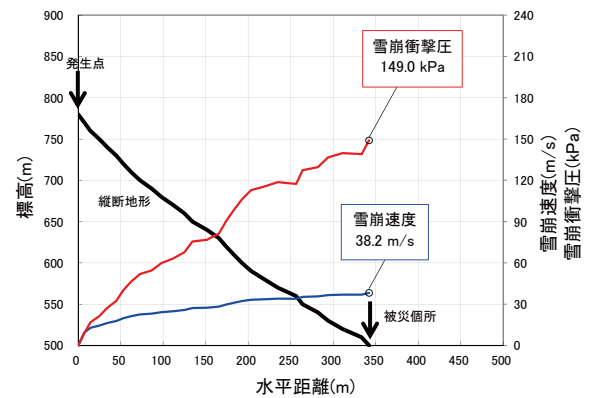


図-6 奥多摩町(H地区)で発生した雪崩経路の縦断地形および雪崩の速度と衝撃圧の計算結果

4.3 山梨県早川周辺の雪崩発生状況調査^{9) 10)}

山梨県の南西部に位置する早川町を流れる早川は富士川の支流であり、早川町では糸魚川-静岡構造線に沿って南流している。早川周辺では、河川沿いを除いて斜面の勾配は40度以上の範囲が多く、地形は急峻であり(図-7)、早川流域には粘板岩や砂岩等の堆積岩が分布するが、構造線の影響から地質は脆弱で、多数の大規模な崩壊地が存在する¹¹⁾。早川流域の植生は、ケヤキやブナなどの自然林のほか、多くはミズナラやケヤキなどの落葉広葉樹の二次林や、落葉針葉樹のカラマツ、常緑針葉樹のアカマツ、スギ、ヒノキなどの植林であり、早川の下流部では、落葉広葉樹であるクヌギやコナラが河川沿いに分布している¹²⁾。

早川周辺で発生した雪崩については、2月22日に行われたヘリコプターを用いた雪崩調査に搭乗して上空から確認するとともに、地上調査を3月19日に行い、雪崩の発生区の植生や地表の状況、堆積区の雪崩の状況を確認した。調査結果から、次の3項目について検討を行った。

1) 雪崩の特定と分類

雪崩の発生区から堆積区までの状況を確認し、雪崩の種類は発生区が地表が露出しているか否かで表層雪崩と全層雪崩の種類を判別した。

2) 雪崩の発生区から堆積区までの地理的諸元

発生区から堆積区までが明瞭な雪崩については、雪崩の発生区から堆積区までの外周の形状についてGIS上で多角形(ポリゴン)を作成し、発生区が不明な雪崩は走路から堆積区までの外周を線(パス)で形状化して、数値地理情報として一般的に用いられているKMLデータとしてファイル化した。作成したKMLファイルはGISソフト上に読み込んで、雪崩の数値的な諸元の基本的な要素である到達距離(雪崩経路の水平投影距離)、発生区の勾配、見通し角などの計測を行った。

3) 雪崩発生区の植生と地表の状況

雪崩発生区の状況については、植生ありと植生なしに区分し、植生ありの場合は冬期でも区別が明瞭な常

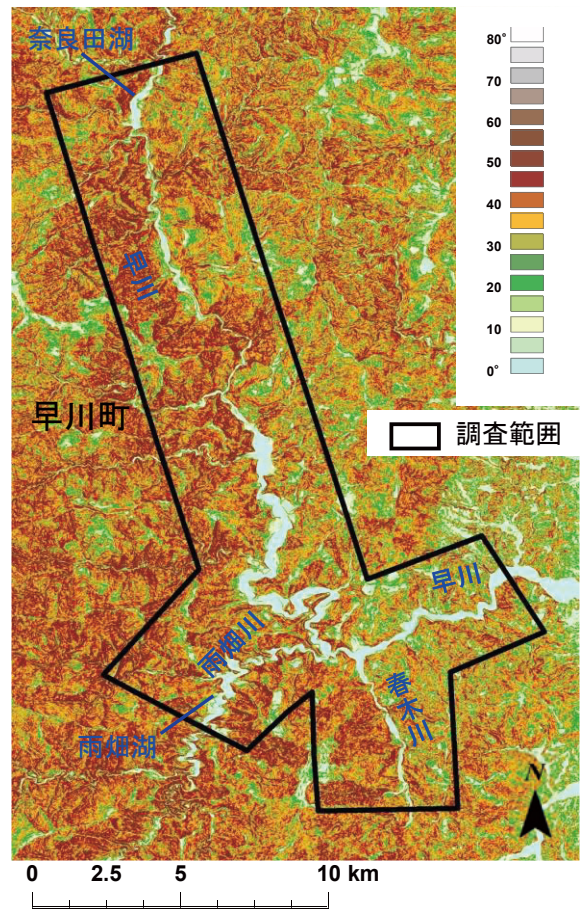


図-7 早川周辺の調査範囲と斜面勾配(国土地理院の数値地理データ10mDEMを利用)

緑樹林と落葉樹林に分類し、植生なしの場合は地表の状況として崩壊地と裸地・草地（人工的な法面を含む）に分類した。雪崩発生区の植生や地表の状況については、雪崩の発生箇所を中心としてその上部と左右にある尾根状の地形に囲まれる範囲までを対象として、2)の雪崩の形状と同様に区分別のポリゴンを作成した。

早川周辺における雪崩の発生分布を図-8に示す。雪崩の痕跡は80箇所（表層雪崩23個、全層雪崩57個）、雪崩の発生区から堆積区までが明瞭なものは表層雪崩は12個、全層雪崩は48個の合計で60箇所であった。雪崩は表層雪崩よりも全層雪崩が多く発生し、沢状や凹型の地形で雪崩の流下がみられた。



図-8 早川周辺で発生した雪崩の分布

以上の雪崩は2月22日の時点で確認されたものであり、2月14日から15日の大雪以降における発生日時は不明である。

雪崩の発生区が特定できた60個の雪崩（表層雪崩12個、全層雪崩48個）について、発生区の傾斜（勾配）、到達距離、直接見通し角の頻度を雪崩の種類別に図-9に示す。雪崩の到達距離は最大で表層雪崩は500m、全層雪崩は700m程度であり、全層雪崩の方が到達距離の最大が大きい。いずれも傾向は類似して100~300mの頻度が高い（図-9a）。なお、到達距離が0~100mの頻度は低くなっているが、上空からの調査ではこの範囲の規模の雪崩は認識できず、地上からの調査時には消雪してしまっていて見逃している可能性が考えられる。

雪崩の発生区の勾配は30~60度の範囲であり、35~50度の範囲で多く発生していて、表層雪崩は35~45度、全層雪崩は40~50度の範囲の頻度が最も高い（図-9b）。一般的に表層雪崩は傾斜が30~45度の斜面で発生し、頻度のピークは40度付であり、25度以下の緩斜面や55度以上の急斜面での発生は稀であるといわれている¹³⁾。早川周辺で発生した雪崩は、全層雪崩がやや急勾配の斜面で発生しているものの、

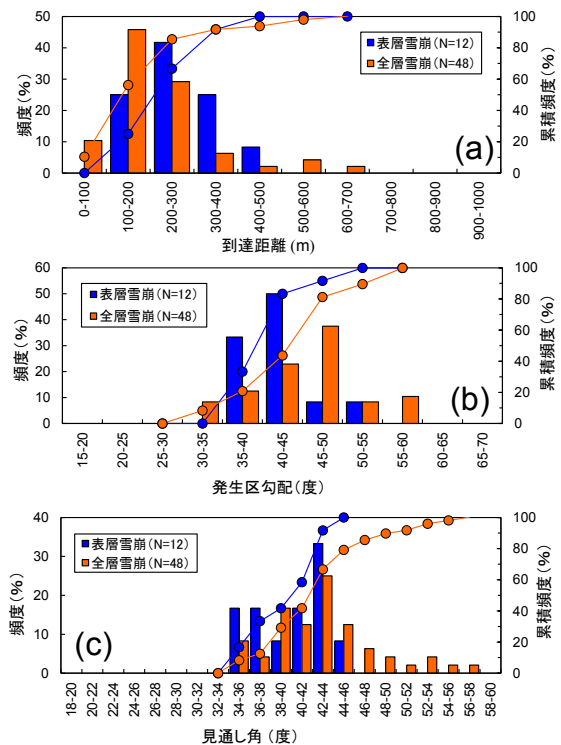


図-9 発生区が特定された60個の雪崩における種類別の(a)到達距離、(b)発生区勾配、(c)見通し角の頻度

全体的には一般的な雪崩の特徴と同じであった。

見通し角は 34～58 度の範囲であり、表層雪崩と全層雪崩いずれも 34～46 度の範囲が多くなっている (図-9c)。国内ではいわゆる高橋の経験則¹⁴⁾から、雪崩の到達距離は見通し角で表層雪崩は最小で 18 度、全層雪崩は最小で 24 度まで到達すると考えられているが、早川周辺で雪崩した雪崩の見通し角の分布はこれらの角度よりも分布が大きくなっている。これは、早川周辺の斜面勾配の頻度が図-7に示すとおり 40 度以上の傾斜が高く地形が急峻であり、発生した雪崩は早川の溪岸や早川に合流する溪流の河床まで達して堆積している雪崩が多いことから、見通し角が大きくなっていると考えられる。

雪崩の発生と植生・地表との関係について、代表的な事例として早川町の奈良田湖と下湯島付近 (図-8のa,bの位置)の状況を図-10と図-11に示す。奈良田湖周辺 (図-10) では、全層雪崩はいずれも落葉樹林から発生していて、崩壊地で堆積している雪崩が 2 つあるが、早川の溪岸まで達している雪崩もある。下湯島付近 (図-11) では、全層雪崩は崩壊地で発生しているが、表層雪崩は落葉樹林から発生し、いずれも早川の溪岸まで達している。雪崩の発生区が特定できた 60 個の雪崩 (表層雪崩 12 個、全層雪崩 48 個) 全体について、発生区における植生と地表の状況について調査結果を表-6に示す。ここで、表層雪崩は 2 箇所まで 2 つの区分にわたって発生していたため、それぞれを 1 箇所として計上しているため全体では 62 箇所となっている。表層雪崩と全層雪崩いずれもまばらな落葉樹林や崩壊地から雪崩が発生していたが、表層雪崩では人工法面からの発生も確認された。

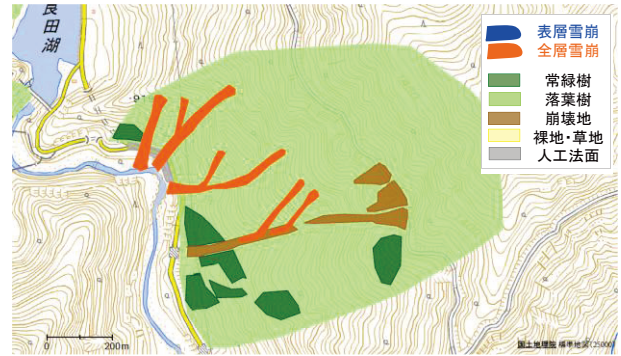


図-10 雪崩と植生・地表の状況 (図-8の a の位置)

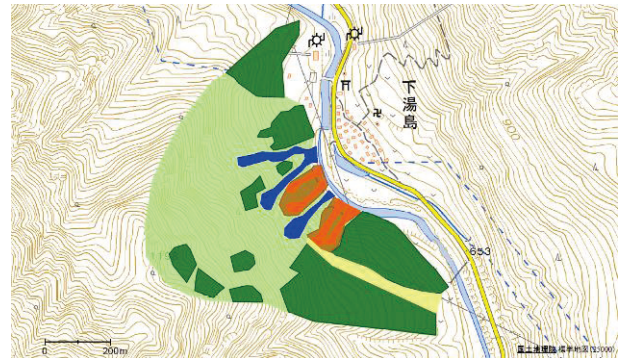


図-11 雪崩と植生・地表の状況 (図-8の b の位置)

4.4 大雪時における雪崩の発生条件について^{15) 16)}

平成 26 年 2 月は大雪が 2 回あり、2 月 8 日から 9 日の大雪では雪崩災害は報告されなかったが、14 日から 15 日の大雪では各地で雪崩が発生した。雪崩は落葉樹林内から発生して、樹林帯を雪崩がすり抜けて流下した形態もあったが、これは北海道でよくみられる雪崩予防柵の柵面を積雪がすり抜ける現象¹⁷⁾に類似している。このため、山梨県で観測された積雪データから 2 回の降雪期間における降雪状況と雪崩発生との関係について、北海道の事例である柵面のすり抜け現象発生の気象条件との比較を行った。気象庁アメダスは、甲府と河口湖で観測されている気温と積雪深の 1 時間間隔の観測データを利用した。1 時間毎の積雪深差が正である場合を“降雪あり”と判断して、降雪期間は降雪の中断が 5 時間未満であれば一つの降雪期間とした。降雪深は降雪期間における 1 時間毎の積雪深差の合計値で、降雪強度は降雪深を降雪期間で除して求めた。今回の大雪事例と比較したすり抜け現象は、北海道において発生した実際の事例¹⁷⁾である。

アメダス甲府と河口湖の 2 月 7 日から 16 日の気温と積雪の推移について、図-12 に示す。甲府での 8 日 4 時から 23 時の 20 時間の降雪深は 45cm、平均降雪強度は 2.3cm/h、平均気温は-0.6℃であり、14 日 6 時から 15 日 9 時までの 28 時間の降雪深は 112cm、平均降雪強度は 4.0cm/h、平均気温は-0.2℃である。アメダス河口湖では、2 月 8 日 2 時から 23 時までの 22 時間の降雪深は 66cm、平均降雪強度は 3.0cm/h、平均気温は-4.7℃、14 日 5 時から 15 日 9 時までの 29 時間の降雪深は 112cm、平均降雪強度は 3.9cm/h、平均気温は-3.4℃であった。

表-6 雪崩発生区の植生と地表の状況

	植生あり		植生なし		計	備考
	常緑樹	落葉樹	崩壊地	裸地・草地(人工法面)		
表層雪崩	0	7	3	2	14	落葉樹/崩壊地、落葉樹/人工法面がそれぞれ1箇所あり
全層雪崩	0	24	24	0	48	
計	0	31	27	2	62	

降雪期間中の平均気温と降雪深、降雪強度と降雪時間を指標に、それぞれ積雪のすり抜け現象の発生気象条件と比較した結果を図-13に示す。今回の甲府と河口湖の大雪事例は、すり抜け現象を伴う雪崩発生事例と比較すると気温が高いものの(図-13a)、雪崩が発生した14日から15日の大雪は、降雪時間が長く降雪深と降雪強度が大きかったことが特徴である(図-13b)。

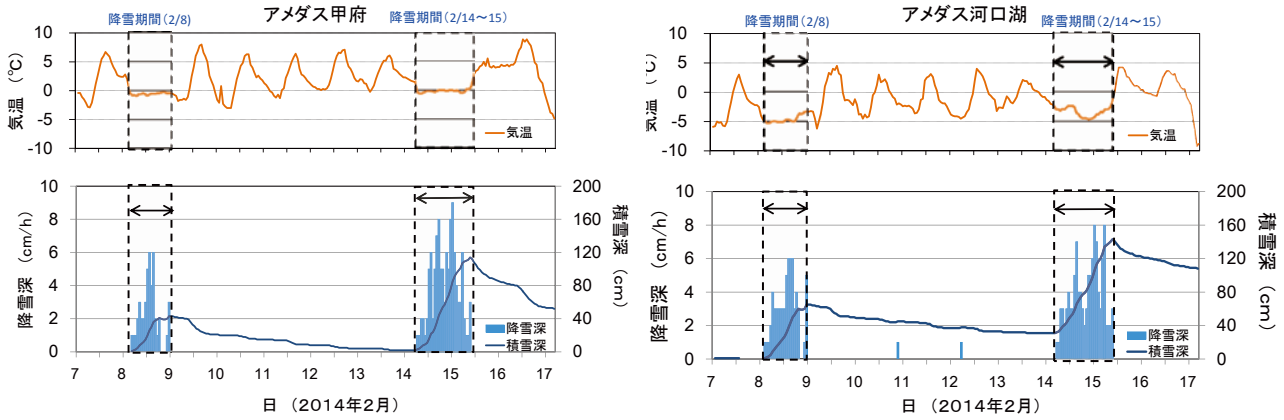


図-12 アメダス甲府(左)と河口湖(右)における気温と積雪深、降雪深の推移(2/7~2/16)

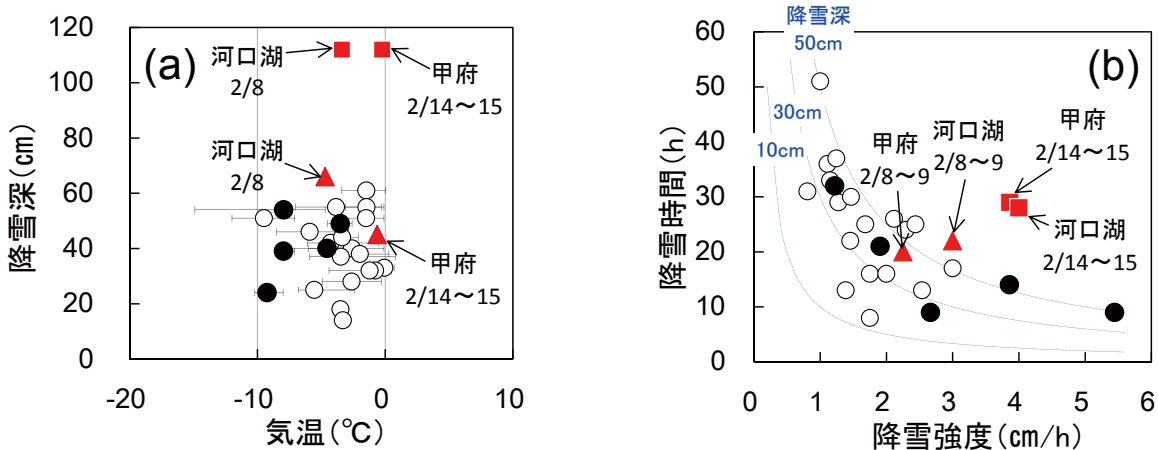


図-13 降雪期間中の平均気温と降雪深の関係(a)、降雪強度と降雪時間の関係(b)

●はすりぬけ現象を伴う雪崩発生事例、○はすりぬけ現象がない雪崩発生事例

雪崩の発生条件については、積雪期間における平均気温と降雪強度を条件として、積雪の圧縮粘性理論¹⁸⁾に基づく斜面積雪の安定度 SI と、計算された積雪密度から推定される積雪硬度 H ¹⁹⁾ を試算した。なお、積雪の安定度と硬度は降雪開始から12時間後の計算結果で、積雪の初期密度は 50kg/m^3 、斜面勾配 45 度とした。検討結果を図-14に示す。

積雪の安定度が小さいほど斜面積雪が不安定で雪崩が発生しやすく、北海道で発生したすり抜け現象を伴う雪崩の積雪安定度 (SI) は 1.5 未満である。積雪硬度が小さいほど積雪粒子間の結合が弱くすり抜け現象が発生しやすいと考えられるが、すり抜け現象は斜面積雪が不安定化した上に積雪硬度が小さい条件で発生する傾向にある。

アメダス甲府と河口湖の平均気温と降雪強度は、近傍で雪崩が発生した時刻より前12時間における

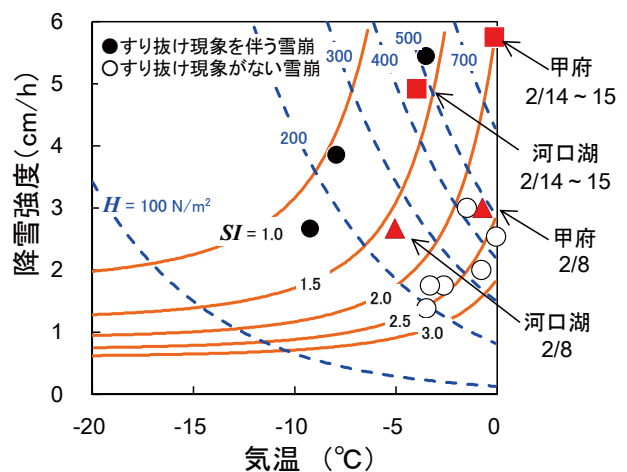


図-14 降雪期間中の平均気温と降雪強度の関係、斜面積雪の安定度 SI 、硬度 H (降雪開始から12時間後の計算値)

●はすりぬけ現象を伴う雪崩発生事例、○はすりぬけ現象がない雪崩発生事例

平均値であるが、図-14 よりアメダス甲府と河口湖では、雪崩予防柵面のすり抜け現象の発生事例と比較して気温が高いために積雪の圧密が進行して、積雪硬度は比較的大きい状態であったと考えられる。ただし、樹木の間隔は、雪崩予防柵面の水平梁材の間隔（通常は約 30cm）よりも大きいため、樹木が斜面積雪を支えるにはより大きな積雪硬度が必要であり、柵面のすり抜け現象発生時よりも積雪硬度がやや大きい状況でも、斜面積雪が樹林をすり抜けた可能性がある。

5. おわりに

平成 26 年（2014 年）2 月 14 日から 15 日にかけての大雪について、特に雪崩災害を主として現地での雪崩発生状況や技術協力について報告するとともに、大雪で発生した雪崩に関して現在進めている調査研究内容を紹介した。調査研究については現在も進行中であり、本論で記載した結果は今後変わる可能性があるが、引き続き継続して調査研究を進め、大雪で発生した雪崩の実態を解明する予定である。平成の時代に入ってから暖冬少雪傾向が続いたため雪崩災害は少なかったものの、ここ数年は豪雪となった冬期が増えてきている。今回の大雪は豪雪地帯でない地域において、短時間に多量の雪が降ったことによって災害が発生したことが特徴である。最近では気候変動によって突発的な豪雨や大雪による災害が増えてきているため、今後は豪雪地帯ではない市町村においても、冬期に降雪のみられる地域では雪や雪崩に対する関心を高めていく必要がある。

最後に、今回の大雪によって被害に遭われた皆様にお見舞いを申し上げます。

【参考文献】

- 1) 気象庁：発達した低気圧による大雪・暴風雪 平成 26 年（2014 年）2 月 14 日～2 月 19 日（速報），http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2014/20140214/jyun_sokuji20140214-0219.pdf. 2014.2.
- 2) 国土交通省：今冬期の大雪等にかかる被害状況について（第 21 報）. <https://www.mlit.go.jp/common/001041123.pdf>. 2014.5.
- 3) 新潟県：とつてもあぶない「なだれ」の話，<http://www.pref.niigata.lg.jp/sabo/1296075651435.html>, 2009.3.
- 4) 独立行政法人土木研究所（2010）：豪雪時における雪崩斜面の点検と応急対策事例，土木研究所資料，第 4167 号. <http://www.db.pwri.go.jp/pdf/D6642.pdf>, 2010.3.
- 5) 池田慎二・秋山一弥：平成 26 年大雪における雪崩被害とフェルミーモデルによる計算結果の比較、2014 年度日本雪氷学会北信越支部研究発表会概要集，p.32，2014.5.
- 6) 池田慎二・松下拓樹・秋山一弥：関東甲信大雪において建物に被害を及ぼした雪崩の流下状況. 雪氷研究大会（2014・八戸）講演概要集，2014.9.
- 7) 社団法人日本建設機械化協会・社団法人雪センター編集発行：除雪・防雪ハンドブック，417pp. 2005.12.
- 8) McClung, D. M. and Schaerer, P. A.: The Avalanche Handbook(3rd edition). Seattle, WA. The Mountaineers. pp.321-323, 2006.10.
- 9) 秋山一弥・池田慎二・関口辰夫：平成 26 年豪雪による雪崩の発生 —空中と地上からの調査—、2014 年度日本雪氷学会北信越支部研究発表会概要集，p.31，2014.5.
- 10) 秋山一弥・関口辰夫・池田慎二（2014）：2014 年 2 月の大雪によって山梨県の早川周辺で発生した雪崩の特徴. 雪氷（印刷中）.
- 11) 国土交通省富士川砂防事務所、2012：富士川流域の南アルプスにおける砂防事業 ～甲府盆地と釜無川・早川流域を守る富士川砂防～，17pp，2012.11.
- 12) 環境省（1985）：自然環境保全基礎調査（植生調査）現存植生図（見延・赤石岳・鯉沢），1985.
- 13) 前野紀一・遠藤八十一・秋田谷英次・小林俊一・竹内政夫（2000）：基礎雪氷学講座Ⅲ，雪崩と吹雪，古今書院，236pp，2000.2.
- 14) 高橋喜平（1960）：雪崩の被害，雪氷，22 巻，pp.7-9，1960.1.
- 15) 松下拓樹・池田慎二・秋山一弥：2014 年 2 月の大雪時における雪崩発生条件について. 雪氷研究大会（2014・八戸）講演概要集，2014.9
- 16) 松下拓樹・池田慎二・秋山一弥（2014）：2014 年 2 月の大雪時の雪崩発生条件に関する一考察，日本気象学会 2014 年度秋季大会予稿集，2014.10.
- 17) 松下拓樹・松澤勝・伊東靖彦・加治屋安彦（2008）：斜面積雪が雪崩予防柵面をすり抜ける現象の発生条件，寒地土木研究所月報，No.665，pp.10-17，2008.10.
- 18) 遠藤八十一（1993）：降雪強度による乾雪表層雪崩の発生予測，雪氷，66 巻，pp.113-120，1993.6.
- 19) 竹内由香里・納口恭明・河島克久・和泉薫（2001）：デジタル式荷重測定器を利用した積雪の硬度測定，雪氷，63 巻，pp.441-449，2001.9.

〔 一 般 講 演 第 3 部 〕

「世界の水災害軽減に挑む」

～衛星データを利用した ICHARM の国際貢献～

「拡大する河道内樹林地をどう抑制するか？」

～効果的な樹木伐採方法の開発～

世界の水災害軽減に挑む～衛星データを利用した ICHARM の国際貢献

水災害研究グループ長 鈴木 篤

1. はじめに

水災害・リスクマネジメント国際センター (ICHARM: 2006年3月6日設立)は、グローバルなレベルから国、地域レベルに至るまで水関連災害・リスクマネジメントに携わるあらゆる関係者を支援するために、自然・社会現象の観測・分析、手法・手段の開発、能力育成、知的ネットワーク、教訓・情報の発信等を通じて、水関連災害・リスクマネジメントにおける世界的な拠点としての役割を果たすことを使命としている。ここで世界的な拠点とは、i) 革新的研究、ii) 効果的な能力育成、iii) 効率的な情報ネットワークの3本柱によって、世界をリードする人材、優れた施設、知的財産を擁する場を意味する。この3本柱を中心として、ICHARMは国家・地域における現場実践の知的拠点及び実社会での政策立案における指導者としての役割を世界において果たしていくことを目指している。

近年、2010年のパキスタン/インダス川洪水や2011年のタイ/チャオプラヤ川洪水、2013年のフィリピンでの台風ハイラン(ヨランダ)による災害等、アジアモンスーン地域における開発途上国では、水災害が頻発している。こうした途上国の水災害軽減のための国際貢献を実施していくためには、現地の実情に合わせた技術の研究開発や現地への技術導入後も持続可能に運用できる人材育成等を進めていく必要がある。

途上国では一般的に水災害への対応に必要な水文・水理観測データが不十分であり、観測体制が未だ整備されていない地域が多い。一方、近年、衛星観測等のリモートセンシング技術を利用することによって、精度上の課題はあるものの広範囲に水災害対策に必要な基礎データを得ることができる。

ここでは、①衛星観測データを利用した洪水氾濫域の把握技術、②衛星観測データを利用した家屋及び流出家屋の位置及び戸数の推定技術、③衛星観測雨量データ等グローバルデータを利用した洪水予測システム構築の研究について紹介する。これらの技術は、ICHARMが国際貢献を行う上で重要なツールとなる。

今後も気候変化の振幅の増大により、未曾有の大洪水が発生する可能性がある。こうした大きなハザードに対し脆弱な地域において、人命・財産等の被害の軽減を図っていくことは急務である。

2. 衛星観測データを利用した洪水氾濫域の把握技術について

洪水氾濫域が数十キロ以上に広がり湛水時間が長くなるような大洪水の場合には、被害の全体像を把握することが困難な場合が多い。洪水による被害を最小限にするためには、洪水発生直後の状況・情報を迅速にモニタリングし、その情報を周囲へ伝達することが重要である。衛星リモートセンシングによる災害発生前後の観測画像から氾濫域を面的に把握することは被害軽減のために有効な手段となる。しかしながら、観測画像から広域の洪水氾濫域を自動的に抽出する手法が十分確立されていなければ復旧活動支援等の実用化につながらない。更に、大気補正と雲除去処理の限界、氾濫域情報提供の遅れや連続的・網羅的な監視ができないなどの課題もある。

ここでは、洪水の脆弱性が高い開発途上国を対象に限られた情報(インターネットから取得できるグローバルデータ)のみを用いて広域的な氾濫域を自動抽出する手法について検討を行った結果を記す。

タイのチャオプラヤ川は日本の総面積の半分近い流域(流域面積約160,000km²、長さ約1,200km)を有し、降雨の場所が各地点の流量に大きく影響している特徴から、既に河川水位が高いときに近傍上流に雨が降ると急激に水位が上昇し河川氾濫が始まる。

2011年7月から断続的に続いた50年に一度の記録的な大雨により、河川流量100m³/sec当り水位が25cm急上昇し、死者・行方不明者800名を越え、被害者数も1千3百万人に及ぶ大規模な洪水が発生した。この2011年のチャオプラヤ川大洪水時に、日本国内で取得可能な衛星の運行状況、撮影結果の良否、画像の詳細情報を調査し、米国航空宇宙局(NASA)の地球観測衛星Aquaに搭載されている光学センサーMODIS(中分解能撮像分光放射計)から得られる8日間コンポジット画像(8日間に撮影した画像を合成し、雲遮蔽の影響が最も少なくなるように合成した図、地上分解能500m)を分析した。

標高データ(DEM)は、米国NASAのスペースシャトルSRTM(Shuttle Radar Topography Mission、2000年2月、11日間の飛行)で計測した三次元の全球高解像度水文地形データ(Hydro SHED)の中、15秒メッシュ(地上分解能約450m)データをインターネットから取得した。

MODIS 観測画像から氾濫域を抽出する指標はこれまでにいくつか提案されているが¹⁾²⁾、自動抽出の判読精度を高めるため、各バンドの反射率特徴を利用し、新たな地表洪水指数(Modified Land Surface Water Index : MLSWI)³⁾を式(1)に示すように提案し、MLSWI が 0.7 以上の箇所を水域として一次氾濫域を抽出した。

$$MLSWI_{Flood} = \frac{1 - R_{NIR} - R_{SWIR}}{1 - R_{NIR} + R_{SWIR}} \quad (1)$$

ここで、 R_{NIR} は近赤外域バンドの反射率、 R_{SWIR} は短波長赤外域バンドの反射率である。

次に、一次氾濫域の抽出では、氾濫域にも関わらず市街地や植生や雲などにより水が判読できない場合があるので、この問題を解決するために標高データの比高に基づくフィルタ処理のアルゴリズムを用いた。すなわち、図-1 に示すように一次氾濫域で抽出された氾濫域メッシュの高さと周りの 8 方向のメッシュの高さをトレースする。次に、氾濫域メッシュと周りのメッシュ比高を 1メートルごとに比較し、隣接メッシュが一次氾濫域以下の高さであれば、氾濫水が流れて冠水状態になる二次氾濫域とする。

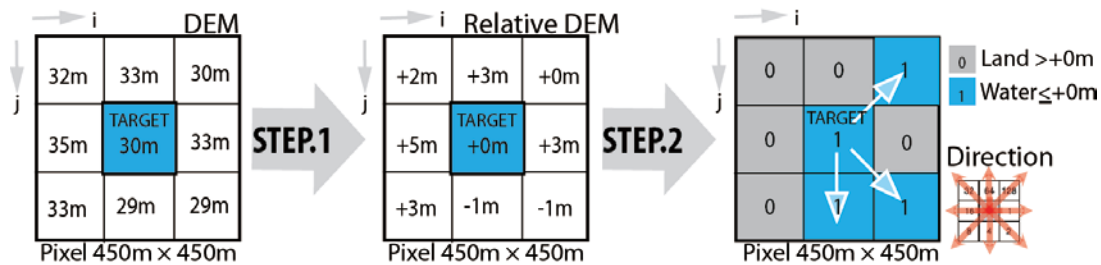


図-1 標高データの比高に基づく氾濫域の修正アルゴリズム

このようにして得られた二次氾濫域が図-2 ((A)がフィルタ処理前、(B)が処理後)である。

この抽出した氾濫域を検証するため、2011年11月23日～29日にかけて現地でGPSを用いて実際の氾濫域を痕跡水位等から詳細に確認したところ、例えばC地点は氾濫域の東端であることなど、MODIS画像から得られた氾濫域と実際の氾濫域がよく一致していることが確認できた。

本手法で提案した新たな地表洪水指数 (MLSWI) では、特に洪水によって発生する泥水と混合ピクセル (植生と水の混合) の判読精度が改善された。更に、時系列データを用いて 200km 以上の広範囲にわたる大洪水に対して迅速に最大洪水氾濫域の全体状況をモニタリングする可能性と有効性が確認できた。

特に、限られた情報しか持たない開発途上国で大規模な水害が発生した時、このような情報を被災地まで提供することにより、被災地の緊急復興活動支援に貢献できる。ただし、災害発生直後の市街地の状況、幹線道路の状況等を把握するためには、5m 程度の高い地上解像度のデータが必要となる。光学センサによる観測は多くの制約 (雲影響の除去など氾濫抽出の精度問題) があるため、夜間を含め多時期に観測可能な合成開口レーダ(SAR: Synthetic Aperture Radar)デー

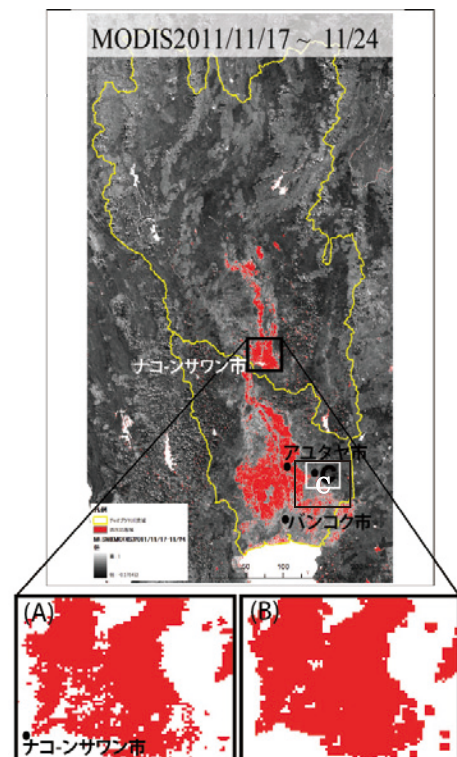


図-2 フィルタ処理後の二次氾濫域

タから氾濫域を抽出することが今後の課題である

図-3 は、MODIS 画像を活用し、南スーダンにおいて浸水頻度マップを作成し、ICHARM のホームページで H26 年 4 月に公表した事例である。南スーダンでは内戦によって難民が発生し、洪水氾濫発生の高頻度地域に居住している。ユネスコ南スーダン事務所からの緊急的人道的支援の要請に基づき、ICHARM では、過去 10 年分の衛星データ (MODIS 8 日間コンポジット画像 506 シーン) を解析し、浸水頻度の高い地域をマップとして公表した。なお、ここでは現地の浸水域と整合するように他の衛星データも参照し、氾濫域の抽出方法を調整している。

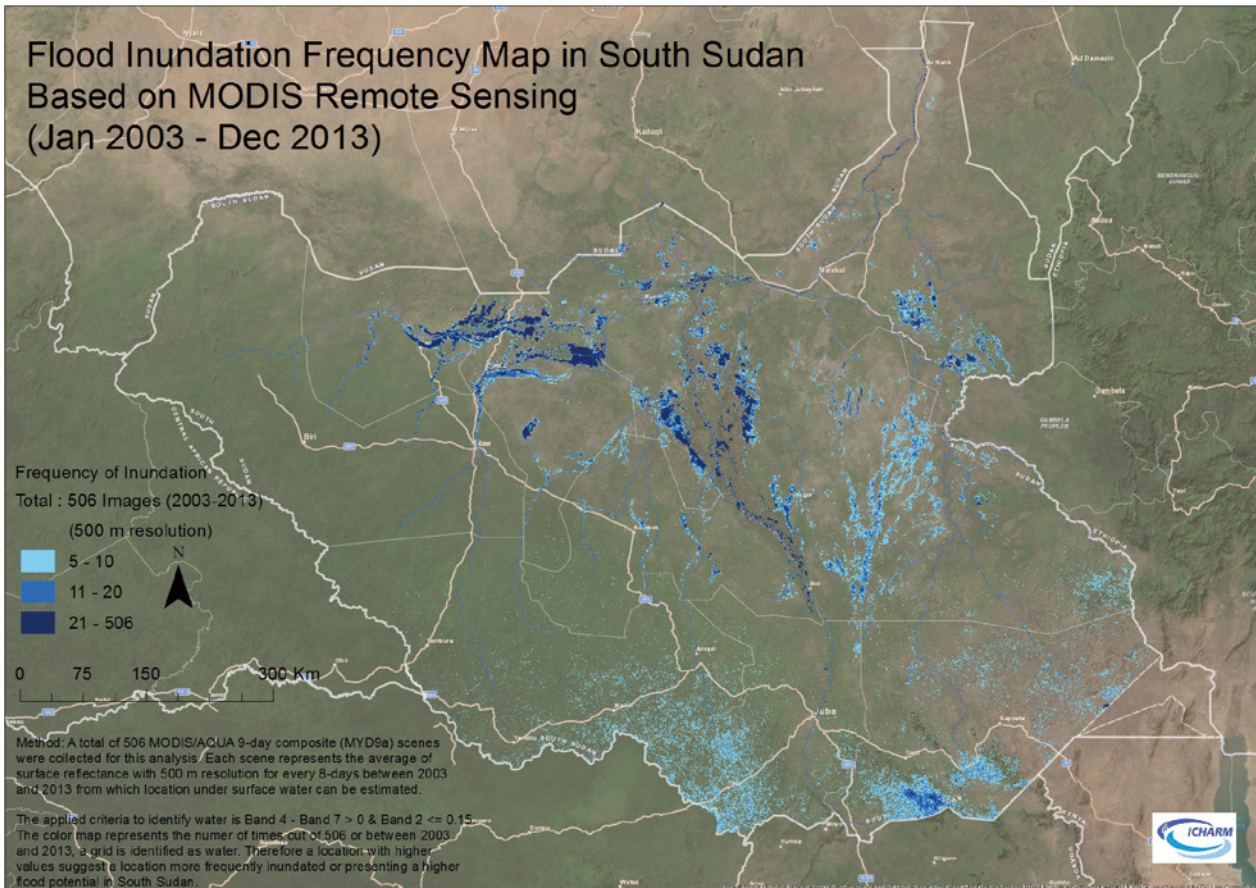


図-3 南スーダンにおける浸水頻度マップ

3. 衛星観測データを利用した家屋及び流出家屋の位置及び戸数の推定技術

洪水・津波・高潮の水災害によって広範囲の地域における浸水家屋数あるいは流出家屋数など被害概要を迅速に把握することは、災害対応の初動時の重要な情報となる。

ここでは、SAR によって観測された衛星画像から建物および流出した建物の位置・戸数を推定する技術研究について紹介する。

図-4 に建物自動抽出アルゴリズムを示す。このアルゴリズムを活用し、2011 年 3 月 11 日に、三陸沖を震源とした M9.0 の東北地方太平洋沖地震・津波が発生した際に被害が大きかった岩手県陸前高田市を対象として建物の抽出を試みた。陸前高田市の人的被害は 1,771 人(総人口 24,246 人の 7.3%)、家屋倒壊数は 3,368 戸(世帯ベースの被災率は市全体の 48%)であった⁴⁾。

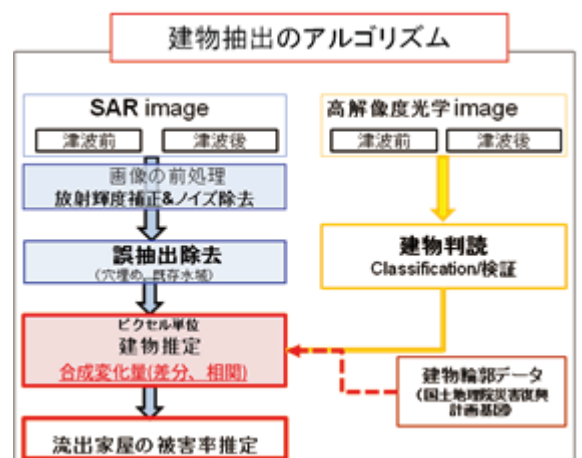


図-4 建物自動抽出アルゴリズム

SAR 画像は、COSMO-SkyMed (イタリア宇宙機関の衛星) によって撮影されたものを用いた。マイクロ波を用いた SAR 画像の前処理として、放射輝度補正とノイズの除去を行った上で、津波前後の画像から後方散乱強度の差分処理を行い比較した。後方散乱強度に明確な差がある場合、建物 (家屋) や構造物に変化があったとして、流出建物 (家屋) は、3,168 戸と推定した。図-5 に自動抽出アルゴリズムによって得られた結果を示す。緑色は流出して消えた建物 (家屋)、青色は残留建物 (家屋)、赤は流出物などと推定できる。

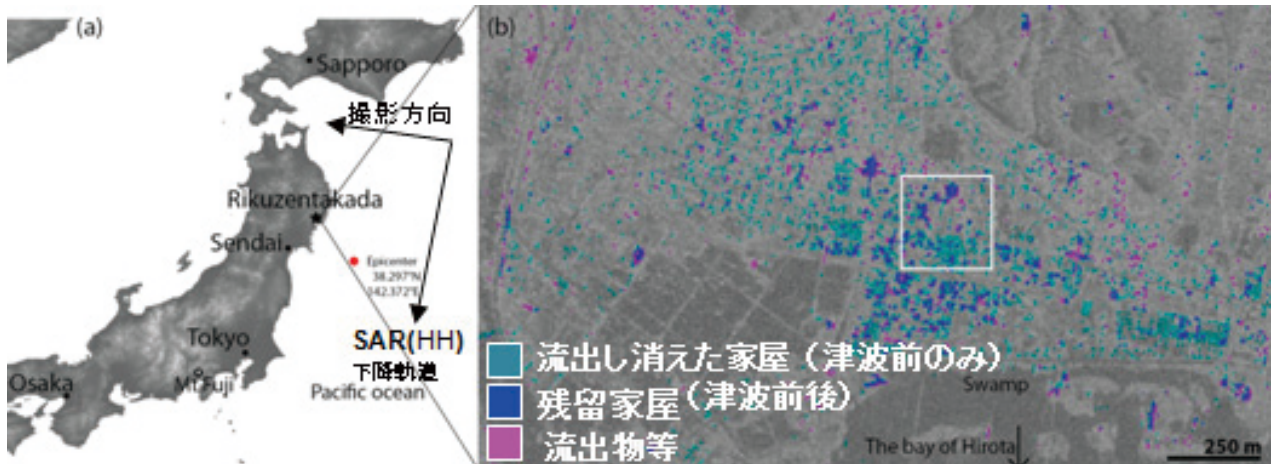


図-5 陸前高田市沿岸部で推定した家屋の変化 (津波前後の2時期カラー合成SAR画像(2.5m))

図-6 は、津波前後の高解像度の SAR 画像と光学衛星 (GeoEye) 画像とを比較し検証した例を示す。SAR 画像は、光学衛星と比較し、観測頻度が高く、雲の影響を受けない夜間でも観測できるメリットがあるが、スペクトル幅が狭いので、建物の輪郭を正確に検出することが難しいことや被害により建物の形状が変化する場合の判読手法などの課題が明らかになった。このような研究は事例も少なく、非常に高い位置精度を要するため、1 棟単位の建物輪郭データを用いて、輪郭内における後方散乱係数の変化 (相関) を定量的に算出し、抽出した家屋件数を高解像度光学画像とサンプル比較したり、陸前高田市の現地調査データと比較するなど、データ処理法の改良の可能性についても今後検討する必要がある。

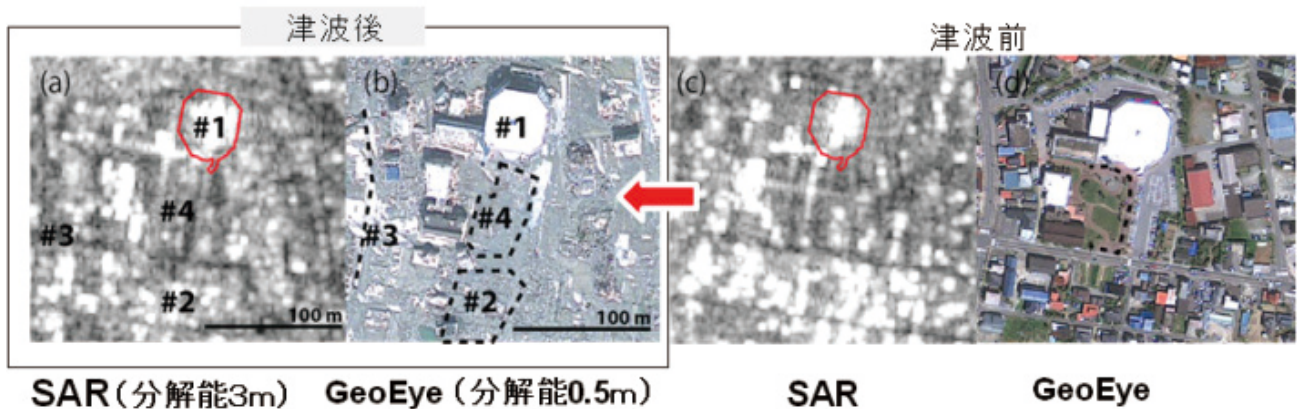


図-6 津波前後の高解像度衛星画像の比較例 (SAR(a, c)と光学衛星 (GeoEye) 画像(b, d))

4. 衛星観測雨量データ等グローバルデータを利用した洪水予測システム構築

精緻な水文情報を得ることが困難な開発途上国の流域において、洪水被害の軽減のための洪水予警報を可能にすることは重要な課題である。途上国では、広大な流域面積を有する河川において、雨量、水位等の水文・水理データ観測の密度、頻度の体制が整っておらず、データが十分得られない地域が多い。また、地上雨量計やレーダ雨量計の整備には時間と費用を要する。また流出計算モデルを活用した洪水

予測システムを構築するにも資金が必要である。更にシステムを運用管理していくための人材育成も必要である。

他方、近年、インターネットから精度は粗いものの、地形標高、地質、流域界、土地利用、衛星観測雨量等のグローバルデータの入手が可能になり、それらが容易に利用できるようになった。また、コンピュータの計算速度が向上し、グローバルデータを基に流域内の任意の地点固有の流出に関するパラメータを設定し、流域をメッシュ分割して非定常計算を行う分布型流出モデルの利用が容易にできるようになってきた。

こうした状況を踏まえ、ICHARM では、グローバルデータを活用するとともに、GIS（地理情報システム）と GUI(グラフィカルユーザーインターフェース)機能を備え、自動的に河道網を生成し、パラメータの設定や空間的表示等が行える分布型流出計算（地表及び地下タンク）モデルを総合洪水解析システム (IFAS: Integrated Flood Analysis System) として開発し、途上国向けに無償で提供 (ICHARM ホームページよりダウンロード可) している。具体的には、平成 20 (2008) 年度に衛星観測雨量データを自動的にダウンロードして計算を行うシステムを構築し、平成 21 (2009) 年度以降、インドネシアのソロ川流域等で IFAS 適用のプロジェクトを実施している。平成 23 (2011) 年度には、予測計算流量値があらかじめ設定した値を超えると自動的に警報（アラート）を発出し、注意喚起する機能を搭載した。その後、フィリピンのカガヤン川流域やパキスタンのインダス川流域においても導入を進めている。更に、マレーシアのケランタン川流域やドゥングン川流域、ベトナムのタイビン川流域でも現在導入のためのプロジェクトが進行中である。また、同時に現地の洪水予警報機関の職員に対して IFAS 運用の研修も実施しているところである。IFAS 研修には、延べ 45 カ国、849 名が参加している（平成 25 年度末実績）。また、平成 25 年度から 3 カ年計画で JICA による ASEAN10 カ国を対象にした「衛星情報を活用した防災管理のための衛星情報の迅速なアクセスと効果的な活用による人材開発」プログラムを実施しているところである。

IFAS は流域での降雨や流出の分布状況を GIS 上の任意の地点で確認することができ、操作も簡単なので、学習用・検証用ツールとして、国内外での活用が期待される。図-7 に IFAS の概念図を示す。

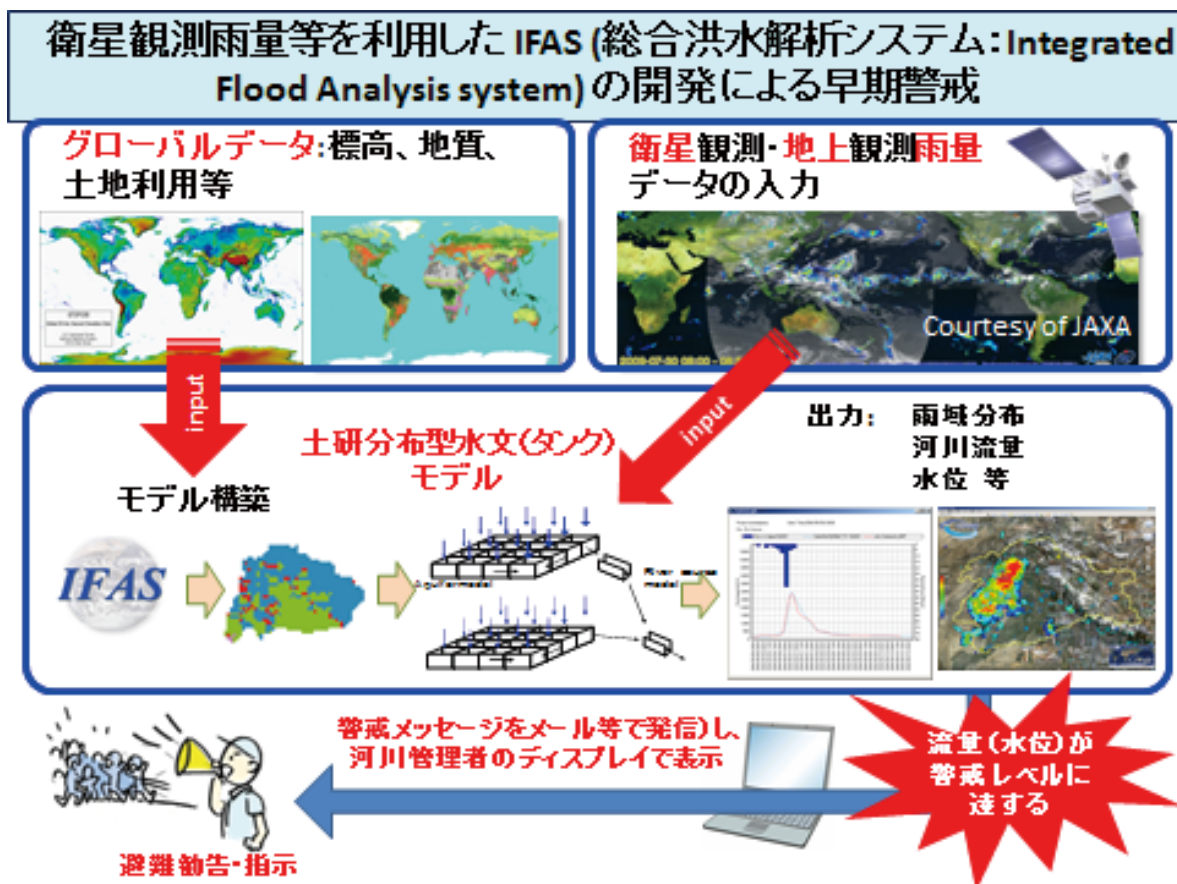


図-7 IFAS（総合洪水解析システム）の概要

ここで、入力する降雨量として、地上観測雨量データはもとより、衛星観測雨量データ（複数の衛星を利用して作成された JAXA 提供の GSMaP や NASA 提供の 3B42RT 等）を利用することができる。GSMaP は、1 時間毎にマイクロ波放射計から得られる降水強度に赤外線観測から得られる雲移動ベクトル情報を付加し、空間解像度約 10km で観測から 4 時間遅れで入手できるプロダクトである。このため、マイクロ波放射計の観測時間に実際の降雨が重なるかどうかのタイミングによって精度が影響を受ける。図-8 では、川内川と菊池川で再現性を比較した事例を記す。グラフの赤線は ICHARM が開発した降雨分布密度（雨域の移動速度）による補正⁵⁾後の衛星雨量データを用いて計算した流量の時系列変化(ハイドログラフ)であるが、菊池川のケースでは、補正後も観測データ(o印)と比較して再現性が悪い結果となっている。グラフ上の縦の網掛けをしている線はマイクロ波観測時間帯を示しているが、マイクロ波観測時間のインターバルに洪水ピークに効く降雨が発生しており、衛星観測データでは、この雨量を過小に推定してしまったために、再現性が低くなっているものと考えられる。このように、衛星観測雨量はマイクロ波観測時間のタイミングによって精度が影響を受ける。今後は、衛星観測データで雨域を推定しつつ、地上雨量計によってリアルタイムに補正を行う等の技術の導入が期待される。

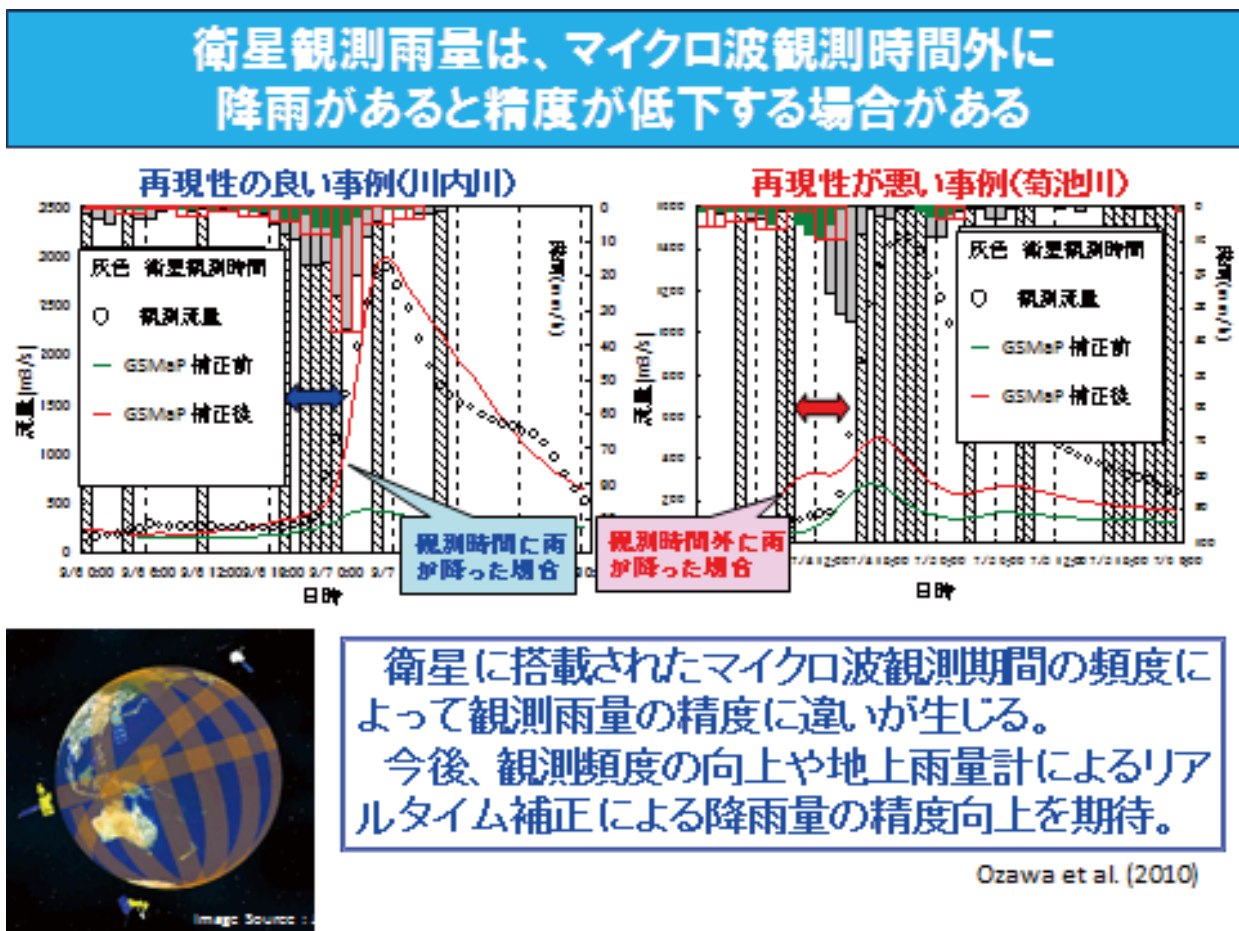


図-8 衛星観測雨量データを活用した流量の再現性の検証例

地上雨量計(レーダ含む)は、インプットデータとしても整備が必要であるが、衛星観測データを補正するためにも整備が望まれる。このように、衛星観測と地上観測を統合することによって、定量的に精緻な降雨分布が得られるようになれば、IFAS の計算精度が向上することは言うまでもない。

一方、パキスタンのインダス川では、平成 24 (2012) -26 (2014) 年度のユネスコのプロジェクト「洪水警報とパキスタンの管理能力の戦略的強化」において、IFAS を活用したシステムの導入を図った。インダス川支川のカブール川では、2010 年の洪水時も大きな出水があったが、カブール川上流のアフガニスタンは紛争により治安が悪く不安定な地域であること等から雨量データの入手が困難であり、こうしたエリアでは衛星観測雨量データは貴重な情報となっている。このようにケースバイケースで衛星

雨量データを活用するのが現実的である。

2011年のタイ・チャオプラヤ洪水時の氾濫計算（緊急シミュレーション）においても衛星観測雨量データを活用した。衛星には広大な流域において降雨分布を概要把握できるメリットがある。

IFASについては、現在も機能向上を図っている。具体的には、IFASの解析精度を向上させるためのモデル定数設定手法を標準化すること、低水流出解析・長期流出計算に適した解析エンジンの開発、高度な治水・利水施設操作を反映するモジュールの構築、CommonMP（Common Modeling Platform）を活用した拡張性の高い流出解析システム構築などの目標を掲げ、総合的な洪水・水資源管理の基盤システムを開発することを目指している。平成25年度は主としてインダス川流域を対象流域として、IFASの機能拡張のための検討を行った。全球規模の土質分布データに応じた標準的なパラメータに加えて、詳細な地質調査結果が得られた場合には、容易に反映できるよう、インターフェースの改良を実施した。また、勾配の小さい低平地のはん濫の影響を考慮した流出解析を行うことができる、降雨流出氾濫モデル（RRIモデル：Rainfall-Runoff-Inundationモデル、拡散波近似した二次元の浅水方程式を流域全体に適用）⁶⁾とIFASと連結させ、下流域のはん濫も含めて解析できるIFAS-RRI連結モデル及びユーザーインターフェースの開発を行った。図-9にユネスコパキスタンプロジェクトで導入したIndus-IFAS（IFAS/RRI統合モデル）の概要を記す。

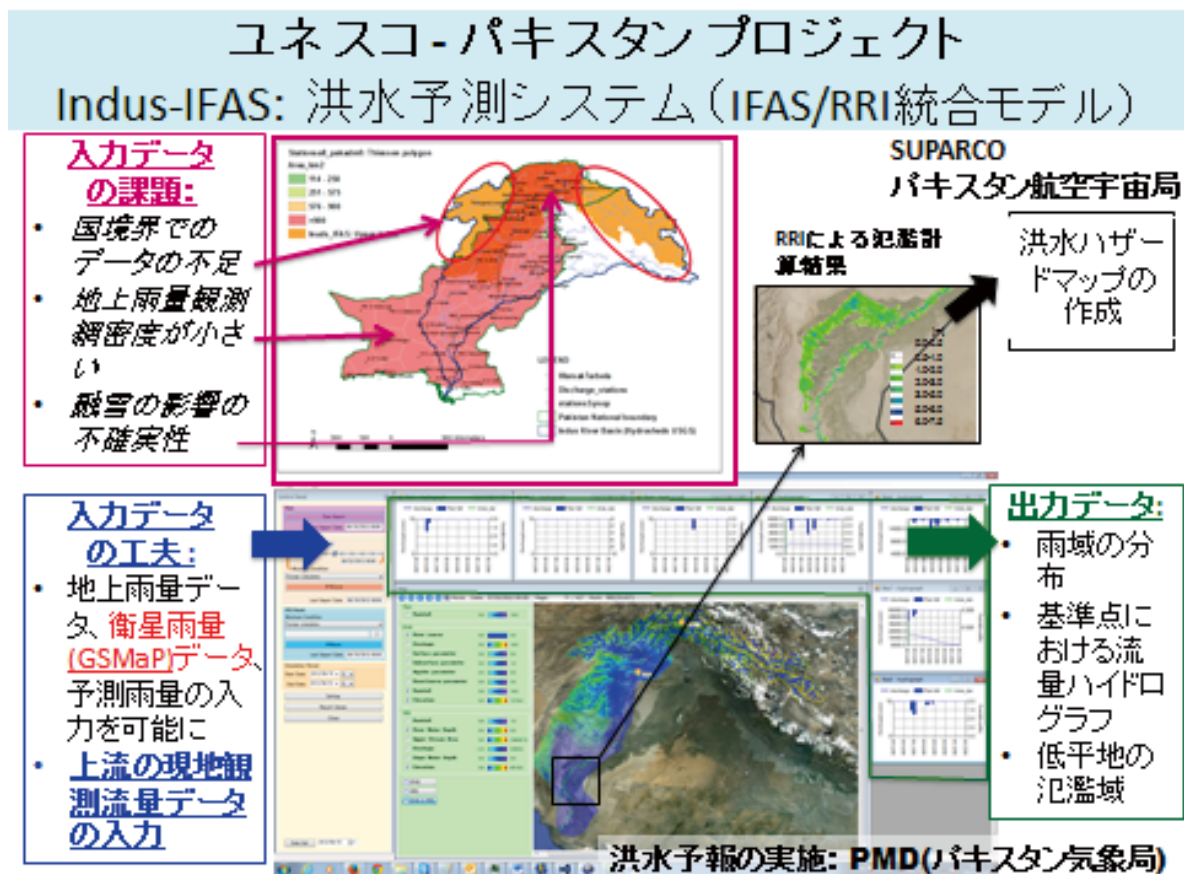


図-9 Indus-IFAS の概要

Indus-IFASでは、入力データ不足の課題を克服するために、衛星雨量データや上流の現地観測流量を入力できるように工夫している。

今後は、対象流域の気候条件を考慮しつつ、全球の積雪範囲データを活用するとともに、積雪深データの活用可能性について検討し、長期流出解析に必要な蒸発散の計算や、融雪出水について、計算可能となるような計算機能の増強を行う予定である。

5. おわりに

本稿では、ICHARMの使命に基づき、水災害の軽減を目的とした研究開発と国際貢献活動について、

特に衛星観測データの利用の取組みを中心に紹介した。

要約すると次のように結論できる。

(1) 広大な流域を抱える途上国の水災害の状況を衛星観測データに基づき迅速に把握することは、災害対応をする上で重要である。MODIS 画像や SAR データに基づき、洪水氾濫域や被害家屋戸数を把握する技術は有益であり、ICHARM ではそのような研究を実施してきた。氾濫域の抽出については、実用段階にある。また、過去の衛星画像を分析することで浸水頻度ポテンシャルを推定することもできる。一方 SAR 画像を活用した被害家屋把握については、課題も残されており、光学衛星画像データも利用しながら、更に研究を進めていく必要がある。

(2) ICHARM では、データが不十分な地域においても洪水予測システムを容易に構築できるように、グローバルデータを利用してパラメータを同定できる分布型流出解析モデルとして、総合洪水解析システム (IFAS) を開発した。また、IFAS の研修を行うなど途上国への適用を進めてきた。IFAS は流域での降雨や流出の分布状況を GIS 上の任意の地点で確認することができ、操作も簡単なので、学習用・検証用ツールとして、国内外での活用が期待される。

(3) IFAS には衛星観測雨量データも入力できるように設計されている。衛星観測雨量データは精度に限界はあるが、地上雨量観測網が発達していない広大な地域において降雨分布を把握するには有用である。衛星観測雨量データの精度を高めるには、リアルタイムに地上観測データで補正する手法等を検討していく必要があり、そのためにも地上雨量観測網の整備は重要である。

(4) ICHARM はこうした衛星観測データの利用を含め、今後も国際貢献活動に資する研究開発を進めていく方針である。

【参考文献】

- 1) Xiao X., Boles S., Liu J., Zuang D., Frolking S. & Li C.: Mapping paddy rice agriculture in southern China using multitemporal MODIS images. *Remote Sensing of Environment*, 95, pp.480-492, 2005
- 2) Gao, bo-cai : NDWI a normalized difference water index for remote Sensing of Vegetation Liquid water from space, *Remote Sens Environ.* 58, pp.257-266, 1996
- 3) Kwak Y., Park J. and Fukami K.: Near Real-time Flood Volume Estimating from MODIS Time-series Imagery in the Indus River Basin, *Journal of Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing* 7(2): pp.578-586, 2014
- 4) 陸前高田市,復興計画, 2013,
<http://www.city.rikuzentakata.iwate.jp/kategorie/fukkou/fukkou.html>
- 5) 白石芳樹・深見和彦・猪股広典, : 雨域移動情報を活用した衛星降雨データ補正方法の提案ー吉野川流域の事例解析ー, *水工学論文集*, 第53 巻, pp385-390, 2009
- 6) 佐山敬洋・岩見洋一, 降雨流出氾濫 (RRI) モデルの開発と応用, *土木技術資料* 6 月号, 2014
- 7) 郭榮珠・萬矢敦啓・岩見洋一, MODIS 時系列画像と数値標高データを用いた広域の洪水氾濫域抽出ー2011 年タイ国チャオプラヤ川大洪水ー, *土木技術資料* 9 月号, 2014

河道内樹木の効果的伐採方法について

水環境研究グループ 萱場 祐一

1. はじめに

河道内樹林化（以下、樹林化）は 1990 年代中頃より認識され始めた現象であり、その後行われた数多くの調査・研究により日本全国の河川で進行していることが確かめられている¹⁾。河道内の樹林化は、流下能力の低下、偏流や高速流の発生によって堤防・護岸の被災を引き起こす可能性があるほか、流木化して橋脚などに集積し水位をせき上げる等の治水上の問題を引き起こす^{2)、3)}。また、元来河川が有していた生息場所の分布割合を変化させ、裸地や草地に依存する群集に対して影響を及ぼすこと^{4)~7)}、河川巡視の妨げとなる等の課題が指摘されている⁸⁾。

拡大しつつある樹林地を管理するためには、樹林化のプロセスを明確にし、河道計画・河道設計に反映することが一つの方策となるが、既に樹林地が拡大している、拡大しつつある場合においては、維持管理段階において樹木を伐採し、治水・環境の両面から適正な樹林域へと誘導していくことが必要となる。しかし、伐採された樹木は伐採株・枝・根から萌芽が再生し、早期に樹林地を形成することが知られている⁹⁾。このため、施工性・コストの視点も踏まえ萌芽再生の抑制効果が高い伐採方法が必要となる。本報告では以上に鑑み、樹木伐採を実施した後、伐採株・根・枝からの再萌芽を抑制する方法を幾つか選定し、主要な管理対象樹種であるヤナギ類、ハリエンジュ、タケ・ササ類に適用した際の有効性を紹介する。再萌芽の抑制は再樹林化抑制の一プロセスに過ぎないが、このプロセスの成否はその後の樹林抑制に重要である。

2. 河道内樹林化および樹木管理の現状

2. 1 管理対象となる主要樹種

河道内で樹林を形成し河川管理上課題となっている樹木の種類（樹種）は、地域によってもその立地場所によっても異なる。また、樹種によって生育特性や有効な管理方法も異なるため、地域別にどのような樹種が優占しているかを知ることは重要である。河川水辺の国勢調査の植物調査結果（2004 年度～2008 年度）（図-1）及び各地方整備局の河川管理者に樹木管理の実態に関するアンケート調査を実施した結果（図-2）から、生育面積が大きく実管理上も課題となっているのは「ヤナギ類」、「ハリエンジュ」、「タケ・ササ類（マダケ及びメダケ）」であることが分かった¹⁾。これら 3 種で管理対象全体の 7 割以上を占めているため、本報では、これらを主要 3 樹種として、生育特性や再萌芽抑制方法について記述する。

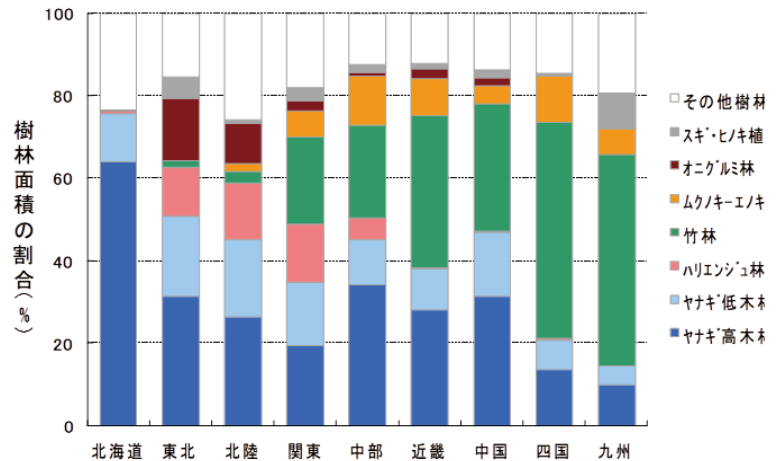


図-1 河道内樹林面積の構成割合

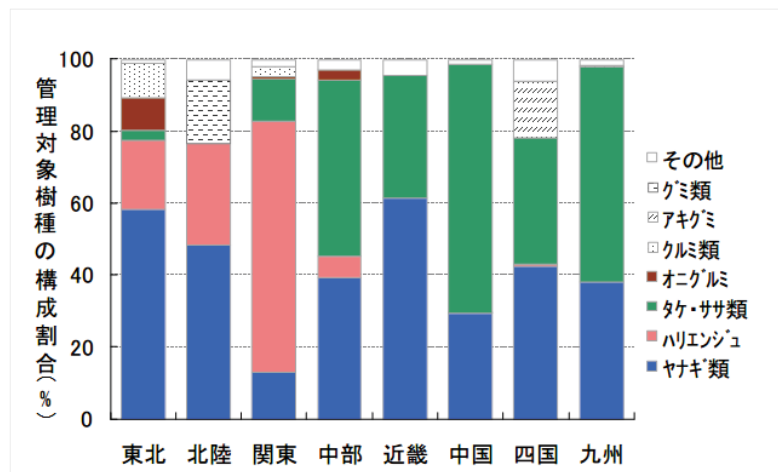


図-2 管理対象樹種の構成割合

2. 2 主要3種の生育特性と管理上の課題

樹木管理の実態に関するアンケート調査結果から、主要3種の管理方法は伐採が半数、伐採後に除根まで実施する場合は残りの半数を占めている(図-3)。しかし、これらの樹種は、いずれも栄養繁殖(種子からの発芽ではなく、伐採株や根、枝からの萌芽)を行うため、伐採を行っても伐採株・枝・根の一部が残り、そこから萌芽再生し、樹林地を形成する。萌芽再生の仕組みは樹種によって異なるため、主要3種の生育特性そして伐採を行った際の応答特性を知ることが重要である⁹⁾

① ヤナギ類

ヤナギ類は種子繁殖と栄養繁殖によって再生産を行う¹⁰⁾。花期概ね3~6月であり、結実後、5~7月にかけて綿毛のついた種子が放出される²⁾。種子は風もしくは水によって散布されるが、その寿命は短く湿潤な場所でないと発芽しない。伐採株・枝からも萌芽再生し(写真-1)、かつ種子からの発芽と比べて成長が早く、伐採株からの萌芽再生の場合、約2年で高木(4m)に成長することが知られている¹⁾。

② ハリエンジュ

ハリエンジュは種子繁殖と栄養繁殖によって再生産を行い、栄養繁殖には伐採等により損傷を受けた幹(株及び枝)からの萌芽と水平根からの萌芽(根萌芽)とがある¹¹⁾(写真-2)。栄養繁殖力は旺盛であり、伐採のみを行った場合は、伐採株から萌芽再生して約3年で高木(4m)に成長するだけでなく¹⁾、1株から多数萌芽するため伐採により密度が高くなる恐れがある。特に、水平根からの根萌芽は伐採によって萌芽が誘発されるため、除根を行ったとしても、取り除けなかった根から萌芽再生を行い、再樹林化を引き起こす。

③ タケ・ササ類

主に地下茎からの栄養繁殖により分布域を拡大する^{12)、13)}(写真-3左)。地下茎は毎年伸長し、新たな筍(発芽個体)を出す。伐採によって萌芽が誘発される特性を有する¹³⁾。このため、伐採のみを行った場合には、地下茎から萌芽再生し、1年で元通りまで成長することがある¹⁾。また、伐採後に除根まで行っても、取り除けなかった根から再生する¹⁾(写真-3

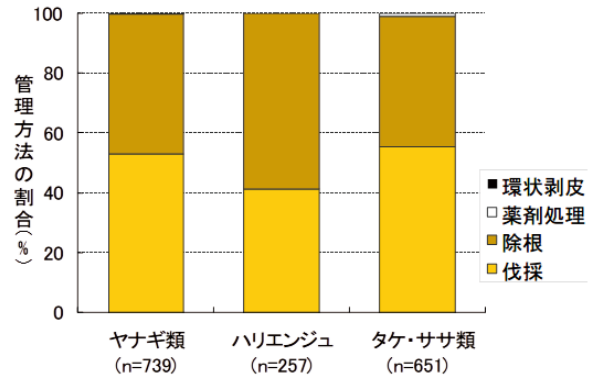


図-3 対象3樹種の管理方法の割合



写真-1 ヤナギ伐採株からの萌芽再生(左)、枝からの萌芽再生(右)(いずれも伐採後2ヶ月後)



写真-2 ハリエンジュ伐採株からの萌芽再生(左、2ヶ月後)、根からの萌芽再生(右)

右)。

次に、上記を踏まえ伐採を実施した際の課題を整理してみよう(図-4)。ヤナギ類は「伐採株」、「枝」の対策が、ハリエンジュは「伐採株」・「根」の対策が、タケ・ササ類は「根」の対策が課題となる。つまり、樹木管理を行うためには伐採に加えて、それぞれの種の再繁茂の特性に応じた対策が必要となることがわかる。

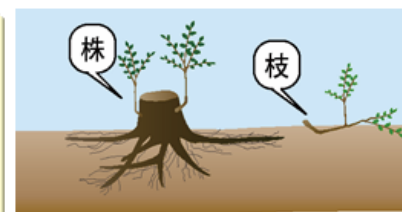


写真-3 地下茎からの萌芽再生(左)、除根後に残った地下茎からの萌芽再生(右)(いずれも伐採から3ヶ月後)

ヤナギ類

「伐採株」・「枝」の対策が課題

- ➡ 株処理、現場に残される枝の除去方法の検討や伐採株・枝を枯死(衰退)させる方法の検討が必要



ハリエンジュ

「伐採株」・「根」の対策が課題

- ➡ 掘削以外に、根の完全除去は困難
- ➡ 伐採株・根を枯死(衰退)させる方法の検討が必要



タケ・ササ類

「根」の対策が課題

- ➡ 掘削以外に、根の完全除去は困難
- ➡ 根を枯死(衰退)させる方法の検討が必要

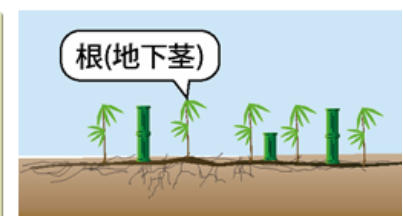


図-4 管理対象樹種の課題

3. 再萌芽抑制方法とその効果

伐採のみでは再萌芽の抑制は困難であるため、対象とする樹種の特성에依じて他の方法を組み合わせる再萌芽を抑制することが必要となる。(独)土木研究所河川生態チームでは、主要3種に対する再繁茂抑制方法の検討を行い、幾つかの有効な方法を抽出し、その効果の検証を行ってきた。以下からは検証対象となった方法の概要を説明し、その有効性を検証した実験結果を概説しよう。

3. 1 再萌芽抑制方法の概要

再萌芽抑制方法としては前述した伐採に加えて、①環状剥皮、②除根、③天地返し、④土砂掘削に加えて再伐採、樹皮剥皮、塗料塗布、覆土等の方法が考えられる。ここでは、再萌芽抑制効果に加えて現場での施工性、コストを踏まえ、実際の河川管理に適用可能な方法として①～④を取り上げ、その概要を説明する(図-5)。なお、これ以外の方法の有効性については、萱場ら⁹⁾に詳細が記載されているので、こちらを参考にしてほしい。



図-5 対象とした再萌芽抑制方法

①環状剥皮→伐採

環状剥皮とは、樹皮を剥ぐことにより樹皮の内側にある師部を破壊し、葉から根への栄養供給の遮断する方法である。伐採前に実施することによる地下部に蓄えられた養分を減らし、伐採株からの萌芽再生を抑制することができる。また、葉から根への供給が遮断されると、根が弱り、地上部に必要な栄養が巡らなくなるため枯死させることができる。ヤナギ類、ハリエンジュのように伐採後に残った幹・枝・根から再繁茂する樹種に対しては、事前に環状剥皮が有効と考えられる。

②伐採→除根

伐採後に伐採株と根を重機により引き抜く方法であり、伐採株・根からの再萌芽抑制に効果があると考えられる。特に、根からの再萌芽が課題となるハリエンジュ、タケ・ササ類に有効な方法と考えられる。

③天地返し

伐採・除根後、地下茎を含む上層土と下層土を入れ替える方法である。地下茎が多く存在する上層土を深い位置に移し、光を遮断することで萌芽再生を抑制することができる。地下茎からの再萌芽が課題となるタケ・ササ類に有効な方法と考えられる。

④土砂掘削

土砂掘削は土壌中に存在する根茎を土壌ごと掘削除去する方法であり、地下茎から再萌芽するタケ・ササ類に有効な方法と考えられる。

3. 2 再繁茂抑制方法の効果と課題

①～④の方法の有効性について（独）土木研究所が九頭竜川、天竜川、那珂川で実施した実験結果を紹介する。適用した方法は、主要3種の特性に鑑み、ヤナギ類については①環状剥皮、ハリエンジュについては①環状剥皮、②除根、タケ・ササ類については②除根、③天地返し、④土砂掘削とした。

(1) ヤナギ類

ヤナギ類は「伐採株」と「枝」の対策が重要となる。最初に環状剥皮が伐採株の再萌芽に及ぼす効果を伐採のみの効果と比較して見てみよう。実験では、最初に処理区の樹木に対して環状剥皮を行い(H22.9)、剥皮後8ヶ月経過した段階で、処理区・対照区の樹木の伐採を行った(H23.5)。萌芽調査はその2ヶ月後に行っている(H23.7)。伐採のみの処理区では1株あたり6.7本の萌芽再生があったのに対して、処理区では1株あたり2.5本の萌芽再生に抑制することに成功している。次に、環状剥皮が枝の萌芽再生に及ぼす効果を確認する(図-6)。環状剥皮を実施し(H22.9)、20ヶ月経過後(H24.5)に処理区・対照区から枝の採取し30cm程度の長さに切断して、プランタに挿し木して、2ヶ月後(H24.7)に萌芽再生の有無を確認した。処理した枝からの再萌芽は全く見られず、環状剥皮が栄養を遮断し、ヤナギを枯死に至らしめたことが推測できる(図-7)。このようにヤナギ類については環状剥皮が伐採株、枝の再萌芽抑制に有効であるが、環状剥皮後どの程度の時間が経過した段階で伐採を行うかによって効果が異なる点に留意する必要がある。これは、最初に示した実験では、この期間がやや短く、結果として処理したヤナギの萌芽数を完全に抑制できなかったのに対して、枝を対象にした実験では、処理後の経過時間が長く再萌芽を完全に抑制できたことから理解できる。ただし、この期間が長過ぎると、枯死した樹木が倒れ、流木化する可能性もあるので、剥皮実施から伐採までの期間は慎重に設定する必要がある。

(図-7)。このようにヤナギ類については環状剥皮が伐採株、枝の再萌芽抑制に有効であるが、環状剥皮後どの程度の時間が経過した段階で伐採を行うかによって効果が異なる点に留意する必要がある。これは、最初に示した実験では、この期間がやや短く、結果として処理したヤナギの萌芽数を完全に抑制できなかったのに対して、枝を対象にした実験では、処理後の経過時間が長く再萌芽を完全に抑制できたことから理解できる。ただし、この期間が長過ぎると、枯死した樹木が倒れ、流木化する可能性もあるので、剥皮実施から伐採までの期間は慎重に設定する必要がある。

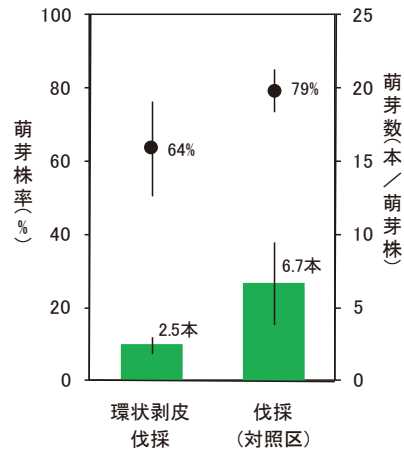


図-6 ヤナギ類の萌芽再生状況 (値は平均値、エラーバーは標準偏差、萌芽株率: 伐採株数に対する萌芽した株の割合、萌芽数: 萌芽した株1株あたりの萌芽数)

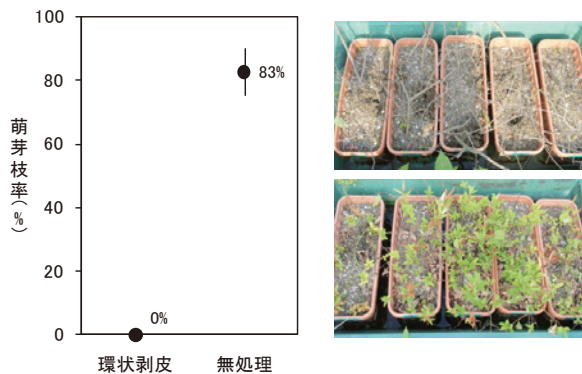


図-7 ヤナギ類の枝からの萌芽再生状況 (左)、環状剥皮した萌芽 (右上)、無処理の萌芽 (右下) (値は平均値、エラーバーは標準偏差、萌芽株率: 挿し木した株数に対する萌芽した枝の割合)

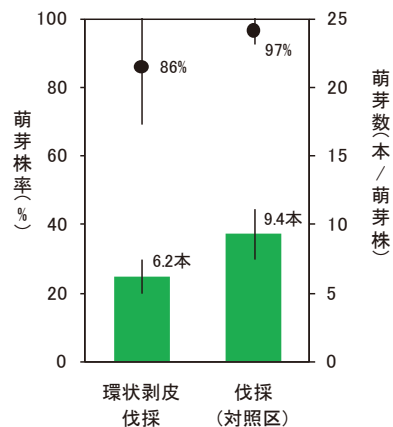


図-8 ハリエンジュの環状剥皮後の萌芽再生状況 (株萌芽) (値は平均値、エラーバーは標準偏差、萌芽株率: 伐採株数に対する萌芽した株の割合、萌芽数: 萌芽した株1株あたりの萌芽数)

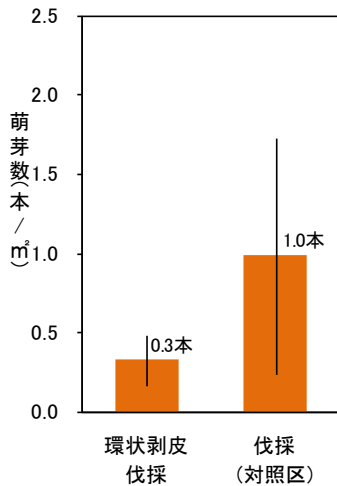


図-9 ハリエンジュの環状剥皮後の萌芽再生状況 (根萌芽)

値は平均値、エラーバーは標準偏差、萌芽数：伐採を実施した場所における株以外からの萌芽数 (単位面積当たり) *実生は除く



写真-4 ハリエンジュの環状剥皮下部からの再萌芽
ハリエンジュは環状剥皮からの経過時間を長くしても枯死させることができない

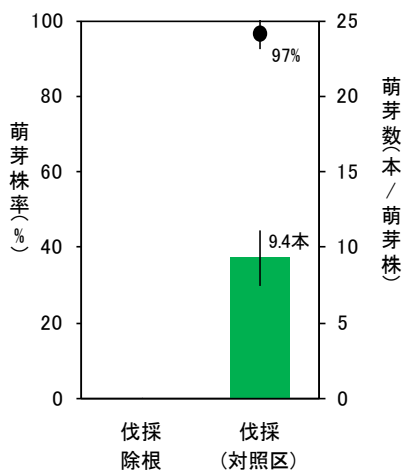


図-10 ハリエンジュの除根後の萌芽再生状況 (株萌芽)

値は平均値、エラーバーは標準偏差、萌芽株率：伐採株数に対する萌芽した株の割合、萌芽数：萌芽した株 1 株あたりの萌芽数

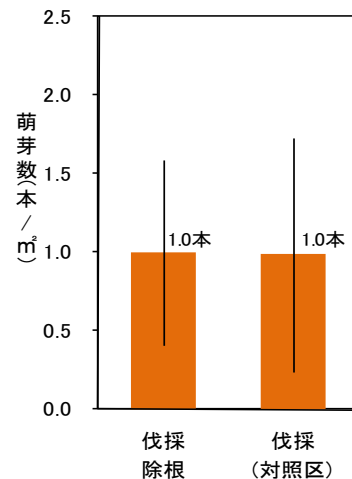


図-11 ハリエンジュの除根後の萌芽再生状況 (根萌芽)

値は平均値、エラーバーは標準偏差、萌芽数：伐採を実施した場所における株以外からの萌芽数 (単位面積当たり) *実生は除く

(2) ハリエンジュ林

ハリエンジュは「伐採株」、「根」に対する対策が課題となる。最初に環状剥皮が伐採株、根に及ぼす効果を見てみよう (図-8)。ヤナギにおける実験同様、最初に環状剥皮を行い(H22.9)剥皮後 8 ヶ月経過した段階で処理区・対照区の樹木を伐採した(H23.5)。萌芽調査はその 2 ヶ月後に行っている(H23.7)。伐採のみの萌芽数が 1 株あたり 9.4 本に対して環状剥皮を実施した萌芽数が 6.2 本となり、ヤナギ類と比較して環状剥皮の効果が小さいことがわかる。また、再萌芽抑制のもう一つのポイントとなる水平根からの萌芽については (図-9)、伐採のみの区間では 1 本/m²の萌芽再生があったが、環状剥皮の実施区では 0.3 本/m²と一定の効果が見られたが、根絶には至らなかった。次に、伐採後に除根を行ったケースを見てみよう。除根により株が消失するため伐採株からの萌芽数は完全に抑制できるが (図-10)、抜根時に根の一部が現場に残され、そこから再萌芽が生じて単位面積当たりの萌芽数は伐採のみのケースと同程度になっている (図-11)。このように、ハリエンジュの場合はヤナギと比較して環状剥皮の効果

が低く、除根を行った場合でも根を全て除去できないために、残った水平根からの再萌芽が生じる。また、萌芽した後は窒素固定を行い速やかに成長するため^{10)、14)}、一度萌芽してしまうと数年で元どおりとなる可能性が高い^{15)、16)}。このように、ハリエンジュ林の地下部の完全枯死または完全除去は難しいため、毎年萌芽の刈り取りを行うなど、継続的な管理が必要だろう。

(3) マダケ林

タケ・ササ類

タケ・ササ類は「根」の対策が重要であり、伐採に加えて除根を行うことが必要となる。現地においてマダケを対象として伐採・除根(処理区)、伐採(対照区)を行い(H23.2)、その後の地下茎からの萌芽数を調査した(H23.5)。伐採のみの対照区では15本/m²なのに対して、伐採・除根を実施した処理区では1本/m²程度に再萌芽が抑制されており、伐採・除根に一定の効果を確認できた(図-12)。また、伐採後に再伐採(7月)を実施すると、密度抑制により効果が認められた。マダケは、伸長時に地下茎に貯えられた養分を使うため、伸長最盛期の初夏に地下茎の養分を著しく減らすことが報告されている¹⁷⁾。このため、初夏に再伐採を行うと再萌芽の抑制に効果的かも知れない。次に、天地返し、土砂掘削の効果を見てみよう(図-13, 14)。これらの処理を実施し(H23.2)、2ヶ月後に萌芽調査を実施した(H23.5)。なお、土砂掘削は80cm、40cmの異なる掘削深さで実験を行っている。再萌芽数はほぼ完全に抑制されており、天地返しについては萌芽個体も翌年には全て枯死していた。ただし、地下茎の深さは河床材料の粒度組成によって異なりこと、掘削については残土の中に地下茎が含まれるため、この処理が課題となる。このように、マダケ林をはじめとするタケ・ササ類については伐採・除根を行った上で、継続的に再伐採を実施するか、天地返し等が有効な方法と考えられる。

以上から、ヤナギの萌芽再生抑制には環状剥皮→伐採が、マダケの萌芽再生抑制には伐採・除根→再伐採(もしくは天地返し等)の方法が有効であることが示された。ハリエンジュに対しては、伐採後の萌芽再生抑制は困難であるため、毎年刈り取りを行うなど、違う視点での検討が必要になる。今後の課題としたい。

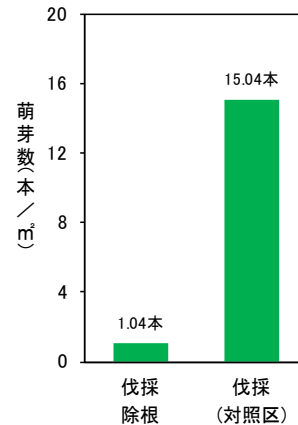


図-12 マダケの除根後の萌芽再生状況(値は平均値) 萌芽数:伐採・除根を実施した箇所における萌芽数(単位面積当たり)

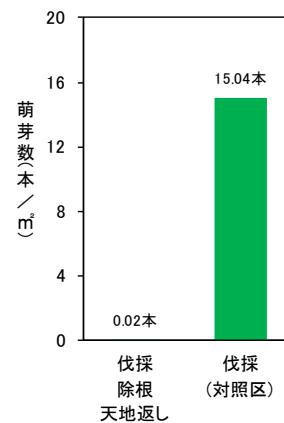


図-13 マダケの天地返し後の萌芽再生状況(値は平均値) 萌芽数:伐採等を実施した箇所における萌芽数(単位面積当たり)

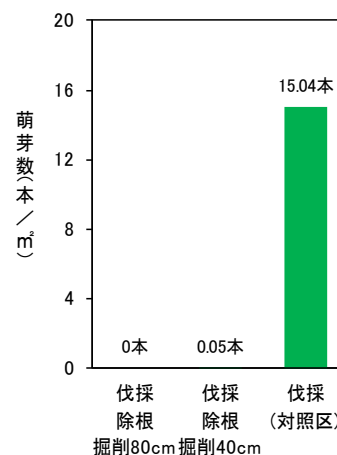


図-14 マダケの土砂掘削後の萌芽再生状況(値は平均値) 萌芽数:伐採・除根を実施した箇所における萌芽数(単位面積当たり)

4. おわりに

本報告では、樹木管理の主対象となるヤナギ類、ハリエンジュ、タケ・ササ類の生育特性についてその概要を示し、この特性から考えて有効性が期待できる再萌芽抑制方法について紹介した。再萌芽抑制は樹木管理の一つの重要なプロセスの一つであるが、樹木を除去し、裸地化した場所を草本群落に置き換える等の処理をしなければ、再度樹林化する可能性が高い。本報で紹介した方法に加え、樹林管理全体の戦略そしてこれを実現する技術の確立を行う必要がある。

【参考文献】

- 1) 佐貫方城, 大石哲也, 三輪準二: 全国一級河川における河道内樹林化と樹木管理の現状に関する考察, 河川技術論文集, 第 16 巻, pp.241-246, 2010.
- 2) 財団法人リバーフロント整備センター編集: 河川における樹木管理の手引き.1999.
- 3) 坂野章: 橋梁への流木集積と水位せきあげに関する推理的考察. 国土技術総合研究所資料, 第 78 号. 2003.
- 4) 玉井信行: 河川計画論, 東京大学出版会, 2004.
- 5) 藤田光一, 李参熙, 渡辺敏, 塚原隆夫, 山本晃一, 望月達也: 扇状地礫床河道における安定植生域消長の機構とシミュレーション, 土木学会論文集, No.747II-65, pp.41-60, 2003.
- 6) 大石哲也, 萱場祐一, 天野邦彦: 全国 7 河川の河道特性及び地被の長期変動の実態とその関連性, 河川技術論文集, 第 11 巻, pp.357-362, 2005.
- 7) 末次忠司: 河川技術ハンドブック, 鹿島出版会, 2010.
- 8) 末次忠司, 板垣修, 植木真生: 河道内樹木群の治水上の効果・影響に関する研究, 土木技術資料, Vol.48-3, pp.40-45, 2006.
- 9) 萱場祐一・槇島みどり・中西哲・赤松史一・田屋祐樹: 河道内樹木の萌芽再生抑制方法事例集. 土木研究所資料第 4253 号. 2013.
- 10) 渡辺敏, 前野詩朗, 渡部秀之, 志々田武幸: 旭川におけるヤナギ林の拡大機構とその抑制管理のあり方に関する検討, 河川技術論文集, 第 11 巻, pp.77-82, 2005.
- 11) 崎尾均 (編): ニセアカシアの生態学, 文一総合出版, 2009.
- 12) 内村悦三: タケ・ササ図鑑, 創森社, pp.178-185, 2005.
- 13) 内村悦三: タケと竹を活かすータケの生態・管理と竹の利用ー, 社団法人全国林業改良普及協会, 2005.
- 14) Moshki, A., N.P. Lamersdorf: Symbiotic nitrogen fixation in black locust (*Robinia pseudoacacia* L.) seedlings from four seed sources, *Journal of Forestry Research* 22, pp. 689-692, 2011.
- 15) 山田健四, 真坂一彦: 伐採時期の異なるニセアカシアの萌芽枝の動態, 日本森林学会誌, 第 91 巻第 1 号, pp.42-45, 2009.
- 16) 丹野幸太, 前田諭: ハリエンジュの萌芽抑制の試験施工とその効果分析, リバーフロント研究所報告, 第 19 号, pp.104-111, 2008.
- 17) 上田弘一郎, 有用竹と筍ー栽培の新技术ー, 博友社, 1963.