

# 東北地域災害科学研究

第54卷 平成30年3月

## 論説

津波による底面せん断力と海岸構造物との関連	杏澤佑樹・Nguyen Xuan TINH・渡辺一也・田中 仁	1
Laboratory experiment study on the building relative angle against tsunami waves	Nguyen Xuan TINH・Yuta MITOBE・Hitoshi TANAKA	7
東北地方太平洋沖地震津波による真山運河の復旧断面を踏ました津波減衰効果	橋本 潔・田中 仁	13
円筒形構造物に作用する津波力に関する水理模型実験	亀谷裕紀・佐藤公亮・植松 康・寺本尚史・小幡昭彦	19
定常・非定常流実験による建築物への津波荷重に対する一考察	松富英夫	25
津波シェルターに作用する波力と運動特性に関する検討	国井優太・渡辺一也	31
津波の波力に関する研究	佐々木麻衣・佐々木幹夫	37
津軽半島、鳴瀬川流域にみられる過去の洪水堆積物の特徴	鎌治純輝・岡田里奈・梅田浩司・石田将貴・内館美紀・鎌滝孝信	43
津軽半島、十三湖周辺におけるイベント堆積物	岡田里奈・鎌治純輝・梅田浩司・鎌滝孝信・石田将貴・内館美紀	49
北東日本海沿岸にみられるイベント堆積物とその形成年代	鎌滝孝信・松富英夫・梅田浩司・阿部恒平・黒澤英樹	55
青森県鰐ヶ沢町におけるイベント堆積物調査	石田将貴・鎌滝孝信・内館美紀・松富英夫・岡田里奈・鎌治純輝・梅田浩司	61
1983年日本海中部地震津波浸水地域における津波堆積物調査	内館美紀・鎌滝孝信・石田将貴・松富英夫・岡田里奈・鎌治純輝・梅田浩司	67
ベトナム中部ニャチャン・バラン (Ba Lang) 海岸の侵食機構	田中 仁・Nguyen Xuan TINH・Nguyen Trung VIET・三戸部佑太・Nguyen Thai BINH	73
浅い汽水湖における塩水流動解析	田中美香・梅田 信・田中 仁・新谷哲也	79
ベトナム中部・カグア海岸における侵食域の拡大について	長谷川卓行・Dinh Van DUY・田中 仁・Nguyen Trung VIET	83
密度成層した貯水池における流動解析	内藤悠太・梅田 信	89
重回帰分析による米代川河口砂州地形変動に対する流量・波浪の影響評価	堀井優介・渡辺一也	95
雄物川におけるUAVを利用した河口砂州回復過程に関する検討	野口良哉・渡辺一也	101
感潮水域における塩水週上予測	功刀 智・佐々木幹夫・十文字雄登	107
小川原湖汽水環境調査—湖口における塩水挙動特性—	十文字雄登・佐々木幹夫・功刀 智	113
三沢海岸 2017年地形変動特性	島下 大・佐々木幹夫	119
River delta formation in response to the effect of boundaries located at a distance from the river mouth	Dinh Van DUY・Hitoshi TANAKA・Yuta MITOBE・Nguyen Trung VIET	125
2017年の豪雨災害による人の被害の特徴	牛山素行・横幕早季	131
2017年7月秋田豪雨による雄物川の洪水氾濫について	松富英夫・今野史子	137
東北地方の高速道路切土斜面に被害をもたらした降雨パターンの分析		
芳賀奈津美・金 鍾官・河井 正・風間基樹・長尾和之・高橋卓也・澤野幸輝	143	
平成29年7月秋田豪雨における馬場目川洪水の再現と堤防被災について	植木洸太朗・渡辺一也	149
八甲田山積雪特性	水本涼太・佐々木幹夫	155
八戸周辺の切土斜面における表層崩壊のメカニズムについて	盛健太郎・坂下 光・橋詰 豊・金子賢治	161
うねり性波浪の来襲時間と土砂移動の関係	堀江岳人・野阪弥寿二・田中 仁	165
森林火災による放射性物質の飛散	渡邊 明	171
1968年十勝沖地震の秋田県における被害に関する文献調査	水田敏彦・鏡味洋史	177
1939年男鹿地震の踏査報告の足跡をたどって	水田敏彦	181
秋田県における大スパン鉄骨造の崩壊時耐力調査	小幡昭彦・西哲也	187
庇に作用する変動風力の特性に及ぼす建物高さの影響	畠山智貴・佐藤公亮・植松 康	193
積雪寒冷地にある老朽木造住宅の小屋組接合部の耐風性能評価に関する研究	吉田早智子・今野大輔・佐藤公亮・植松 康	199
強震動と津波の双方に対して有効な免震・免波構造の研究	有賀義明	205
高分解能日本域アンサンブル GPV の波浪計算への適用に関する基礎検討	琴浦 純・田中 仁	211
Estimation of S-wave velocity structures in Morioka area by dense microtremor array observations	Anupap WANASAWAN・Hidekazu YAMAMOTO・Tsuyoshi SAITO	217
浅部2次元S波速度構造推定を目的としたリニアアレイで観測された3成分短周期微動の地震波干涉法解析	荒井貴紀・山本英和・齊藤 剛	223
アレー観測された水平動微動の周波数波数解析法によるLove波の位相速度の推定—盛岡市における適用例—	坂口智浩・山本英和・齊藤 剛	229
岩手県のHi-net観測点で観測された常時微動の地震波干涉法解析による群速度の推定	鈴木 舞・山本英和・齊藤 剛	235
岩手県沖プレート沈み込み帯で発生した地震の波形の特徴把握	小菅正裕	241
能代市における津波避難計画の策定	青柳一輝・鈴木大雄・伊藤 智・木下 牧	247
2017年インドネシアアグン山警報での住民避難行動：予察	久利美和・Ni Nengah SUARTINI・I Made BUDIANA・杉安和也・松本行真	253
2016年福島県沖地震津波を契機としたいわき市における津波災害時自動車避難の方策研究	安倍 祥・杉安和也	259
2016年福島県沖地震津波における福島県いわき市内沿岸自治会の避難状況とその後の津波避難施策の検討	杉安和也・班目佳小里・松本行真	263
地震・火災発生を想定した大学における高層複合用途ビルでの避難計画策定の取り組み－サイン計画による安全対策－	渡邊 武・杉安和也	267
災害時に利用可能な通信技術を用いた防災教育に関する一考察	宮鍋慶介・熊谷裕太・新谷直己・佐々木隼相・長谷川翔・久利美和	273
Evaluation of the Disaster Mitigation Action Card Game for International Students in Japan	Ryosuke KANEKO・Muhammad Salman Al Farisi・Shuji YAMADA・Miwa KURI	279
防災教育と社会実装—福島県いわき市沿岸部を事例として	佐々木隼相・山田修司・綿引 周・久利美和	285
震災アーカイブの利活用を促進するためのメタデータスキーマについて	柴山明寛・ボレーセバスチャン・北村美和子	291

# Tohoku Journal of Natural Disaster Science

Volume 54

March, 2018

## ARTICLES

	Page
The relationship between tsunami-induced bottom shear stress and coastal structure ... Yuki KUTSUZAWA, Nguyen Xuan TINH, Kazuya WATANABE and Hitoshi TANAKA	1
Laboratory experiment study on the building relative angle against tsunami waves ..... Nguyen Xuan TINH, Yuta MITOBE and Hitoshi TANAKA	7
Tsunami damping effect of Teizan Canal with restoration cross-section against 2011 Tohoku Earthquake Tsunami ..... Kiyoshi HASHIMOTO and Hitoshi TANAKA	13
Hydraulic model test on tsunami force acting on cylindrical structures ..... Hiroki KAMEYA, Kosuke SATO, Yasushi UEMATSU, Naofumi TERAMOTO and Akihiko OBATA	19
Considerations for tsunami loads on RC building based on the steady and unsteady flow experiments ..... Hideo MATSUTOMI	25
Investigation of Tsunami Forces acting on Floating Type Tsunami Shelter and Motion Characteristics ..... Yuuta KUNII and Kazuya WATANABE	31
Study on wave force of Tsunami ..... Mai SASAKI and Mikio SASAKI	37
Flood deposits recorded around the Narusawa River, Tsugaru Peninsula ..... Junki KAJI, Rina OKADA, Koji UMEDA, Masataka ISHIDA, Miki UCHIDATE and Takanobu KAMATAKI	43
Event deposits recorded the Lake Jusanko, Tsugaru Peninsula ..... Rina OKADA, Junki KAJI, Koji UMEDA, Takanobu KAMATAKI, Masataka ISHIDA and Miki UCHIDATE	49
Event deposits and their depositional ages recorded in coastal lowland along the eastern margin of the Japan Sea	
..... Takanobu KAMATAKI, Hideo MATSUTOMI, Koji UMEDA, Kohei ABE and Hideki KUROSAWA	55
A study of the tsunami deposits on the flood plain of the Narusawa-gawa river, Ajigasawa Town, Aomori Prefecture	
..... Masataka ISHIDA, Takanobu KAMATAKI, Miki UCHIDATE, Hideo MATSUTOMI, Rina OKADA, Junki KAJI and Koji UMEDA	61
A study of tsunami deposits on the tsunami inundated area of the 1983 Japan Sea earthquake, Hoppo Town, Akita Prefecture	
..... Miki UCHIDATE, Takanobu KAMATAKI, Masataka ISHIDA, Hideo MATSUTOMI, Rina OKADA, Jyunki KAJI and Koji UMEDA	67
Erosion mechanism of Ba Lang Beach located in Nha Trang, Central Vietnam ... Hitoshi TANAKA, Nguyen Xuan TINH, Nguyen Trung VIET, Yuta MITOBE and Nguyen Thai BINH	73
Analysis of salinity flow in a shallow brackish lake ..... Mika TANAKA, Makoto UMEDA, Hitoshi TANAKA and Tetsuya SHINTANI	79
Expansion of erosion area on Cua Dai Beach, Central Vietnam ..... Takayuki HASEGAWA, Dinh Van DUY, Hitoshi TANAKA and Nguyen Trung VIET	83
Hydrodynamic simulation in a stratified reservoir ..... Naito YUTA and Makoto UMEDA	89
Investigation of Multiple Regression Analysis of Influences of River Discharge and Waves on the Fluctuation of Sandbar in Yoneshiri River	
..... Yusuke HORII and Kazuya WATANABE	95
Study on recovery process of river mouth sandbar using UAV in Omono River ..... Kazuya NOGUCHI and Kazuya WATANABE	101
Estimation for intrusion of salt water in estuary ..... Kunugi SATOSHI, Mikio SASAKI and Yuto JYUMONJI	107
Investigation on brackish water environment of Lake Ogawara –Brine behavioral characteristics in lake mouth- ..... Yuto JYUMONJI, Mikio SASAKI and Satosi KUNUGI	113
Characteristics of shoreline in Misawa coast in 2017 ..... Masaru SHIMASHITA and Mikio SASAKI	119
River delta formation in response to the effect of boundaries located at a distance from the river mouth ..... Dinh Van DUY, Hitoshi TANAKA, Yuta MITOBE, and Nguyen Trung VIET	125
Characteristics of victims caused by heavy rainfall disasters on 2017 ..... Motoyuki USHIYAMA and Saki YOKOMAKU	131
Features and problems of flood inundation occurred at the Omono River caused by the Akita torrential rainfall in July, 2017 .... Hideo MATSUTOMI and Fumiko KONNO	137
Analysis of rainfall pattern that caused damage to cut slopes of expressway in Tohoku district	
..... Natsumi HAGA, Jongkwan KIM, Tadashi KAWAI, Motoki KAZAMA, Kazuyuki NAGAO, Takuwa TAKAHASHI and Kouki SAWANO	143
Study on Numerical Simulation the Flood in Babame River Caused by Akita Heavy Rainfall in July 2017 and Damage of the Embankment	
..... Kotaro UEKI and Kazuya WATANABE	149
Snow characteristics in Hakkoda mountain terrain ..... Ryota MIZUMOTO and Mikio SASAKI	155
On the Mechanism of Surface Collapse on the Cut Slope nearby Hachinohe Area ... Kentaro MORI, Hikaru SAKASHITA, Yutaka HASHIZUME and Kenji KANEKO	161
The relationships between harbor channel sedimentation and long period waves ..... Takehito HORIE, et.al.	165
Scatter of radioactive materials by forest fire ..... Akira WATANABE	171
Literature survey on damage in Akita Prefecture due to the 1968 Tokachi-oki earthquake ..... Toshihiko MIZUTA and Hiroshi KAGAMI	177
Tracing for footprints on reconnaissance reports of the 1939 Oga earthquake ..... Hiroshi KAGAMI and Toshihiko MIZUTA	181
Investigation of vertical ultimate strength of gymnasium in Akita prefecture ..... Akihiko OBATA and Tetsuya NISHIDA	187
Effect of building height on characteristics of fluctuating wind force acting on canopies ..... Tomoki HATEKEYAMA, Kosuke SATO and Yasushi UEMATSU	193
Evaluation of wind resistance of roof frame joints of old wooden houses in snowy cold regions ..... Sachiko YOSHIDA, Daisuke KONNO, Kosuke SATO and Yasushi UEMATSU	199
Study on isolation structure against strong earthquake motion and Tsunami ..... Yoshiaki ARIGA	205
Basic study on wave ensemble calculation ..... Tsuyoshi KOTOURA and Hitoshi TANAKA	211
Estimation of S-wave velocity structures in Morioka area by dense microtremor array observations ..... Anupap WANASAWAN, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SAITO	217
Seismic interferometry analysis of short-period three-component microtremors observed with a linear seismometer array for estimating two-dimensional shallow S-wave velocity structures	
..... T. ARAI, H. YAMAMOTO and T. SAITO	223
Estimation of phase velocities of Love wave from array records of horizontal microtremors by using FK analysis- An experiment in Morioka area	
..... T. SAKAGUCHI, H. YAMAMOTO and T. SAITO	229
Estimation of group velocities in Iwate Prefecture by seismic interferometry analysis of microtremors observed with Hi-net stations	
..... M. SUZUKI, H. YAMAMOTO and T. SAITO	235
Waveform characteristics of earthquakes near the plate boundary off the coast of Iwate prefecture	
..... Masahiro KOSUGA	241
Tsunami Evacuation Planning in Noshiro city ..... Kazuki AOYANAGI, Daiyu SUZUKI, Satoshi ITO and Maki KINOSHITA	247
Evacuation action on the 2017 warning of Agung volcano, Indonesia: preliminary report	
..... Miwa KURI, Ni Nengah SUARTINI, I Made BUDIANA, Kazuya SUGIYASU and Michimasa MATSUMOTO	253
Study on measures of car evacuation of tsunami disaster in Iwaki city triggered by 2016 Fukushima earthquake ..... Yoshi ABE and Kazuya SUGIYASU	259
Lesson from the 2016 Fukushima Earthquake and Tsunami -Case study of tsunami evacuating situation and future action of residents' association at Iwaki city, Fukushima-	
..... Kazuya SUGIYASU, Kaori MADARAME and Michimasa MATSUMOTO	263
Action of earthquake and fire evacuation planning for composite building managed by university ..... Takeshi WATANABE and Kazuya SUGIYASU	267
A Study on Disaster Prevention Education using Communication Technology Available in Disaster Situations	
..... Keisuke MIAYANABE, Yuta KUMAGAI, Naoki ARAYA, Shunsuke SASAKI, Sho HASEGAWA and Miwa KURI	273
Evaluation of the Disaster Mitigation Action Card Game for International Students in Japan... Ryosuke KANEKO, Muhammad Salman Al FARISI, Shuji YAMADA and Miwa KURI	279
Education for disaster prevention and social implementation ..... Shunsuke SASAKI, Shuji YAMADA, Amane WATAHIKI and Miwa KURI	285
About metadata schema for promoting use of earthquake digital archive ..... Akihiko SHIBAYAMA, Boret SEBASTIEN and Miwako KITAMURA	291

Tohoku Research Group for Natural Disaster Science

## 津波による底面せん断力と海岸構造物との関連\*

東北大学工学部土木工学科 香澤 佑樹  
 東北大学大学院工学研究科 Nguyen Xuan Tinh  
 秋田大学大学院理工学研究科 渡辺 一也  
 東北大学大学院工学研究科 田中 仁

### 1. はじめに

2011年3月の東日本大震災津波は東北地方沿岸域に大きな被害をもたらした。津波による大きな外力は海浜・河口部の地形を大きく変化させた<sup>1)</sup>。このうち、Adityawanら<sup>2)</sup>により実施された宮城県野蒜海岸における研究によれば、津波により破壊された捨石堤前面の砂浜は大きく侵食されているのに対して、津波後も残存したコンクリート堤前面の海浜にはほとんど変化が見られていない。このような海岸構造物の相違による地形変化の相違の機構を明らかにするために、従来の浅水流方程式モデルとは異なり、乱流モデルを使用した数値計算手法により、津波の下での底面せん断力に関する検討を行った。

### 2. 研究対象および数値計算方法

本研究において扱う野蒜海岸の概要を図-1に示す。同海岸は全長約20kmの石巻海岸の西側端部に位置する。この海岸では西側に向かう沿岸漂砂が卓越することから、海岸線の前進が顕著であった<sup>3)</sup>。

本研究においては波源モデルとして東北大学モデル ver1.2<sup>4)</sup>を使用し、図-1に示す石巻湾内までの津波の伝播計算を通常の浅水流方程式モデルにより実施した。その計算結果を図-1右図▲点での境界条件とし、ここから岸に向かう直線上でEFDC (Environmental Fluid Dynamics Code) モデル<sup>5)</sup>を使用した鉛直断面二次元計算を行った。鉛直方向に $\sigma$ 座標30層として、底面近傍に十分なメッシュ数を配置した。乱流モデルとしては、LESに基づきスマゴリンスキーモデルを使用している。なお、以下では $(x, y)$ を平面座標、 $z$ を静水面から上向きに取った鉛直座標、 $z'$ は海底面を原点とする鉛直座標とする。

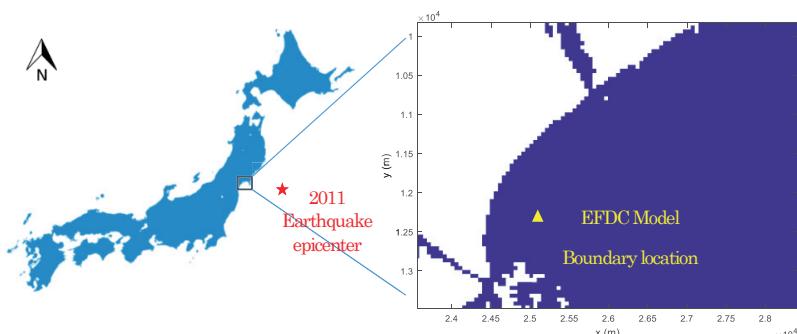


図-1 野蒜海岸の概要と計算領域

\* The relationship between tsunami-induced bottom shear stress and coastal structure, Yuki Kutsuzawa, Nguyen Xuan Tinh, Kazuya Watanabe and Hitoshi Tanaka

EFDCによる計算において、底面せん断力の計算には次の二つの方法を使用した。一つは、通常の津波の計算手法と同様に定常流抵抗則を用い、式(1)の摩擦係数 $f$ とそれぞれの時刻での断面平均流速 $\bar{u}$ から底面せん断力 $\tau_0$ を求めるものである（以下、Method 1と呼ぶ）。

$$f = 2 \frac{\kappa^2}{\{\ln(\frac{h}{z_0}) - 1\}^2} \quad (1)$$

$$\tau_0 = \frac{\rho f}{2} \bar{u} |\bar{u}| \quad (2)$$

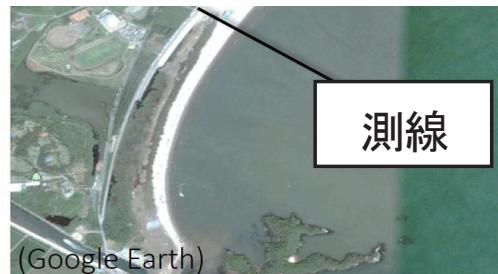
ここで、 $\kappa$ ：カルマン定数、 $h$ ：水深、 $z_0$ ：粗度長さ（＝ $k_s/30$ 、 $k_s$ ：相当粗度）、 $\rho$ ：海水密度である。同手法はマニング式の粗度係数による計算手法とほぼ同等である。

一方、流体運動の非定常性が支配的な場合、定常流の下での知見の援用である式(1)では不適切なことがあり得る。そこで、底面境界層の速度分布を考慮し、底面と次のメッシュ（高さ： $z = \Delta_l/2$ ）の流速 $u_1$ が対数則に従うものとして次式により摩擦速度 $u_*$ を見積もり、これから底面せん断力を得る（以下、Method 2と呼ぶ）。

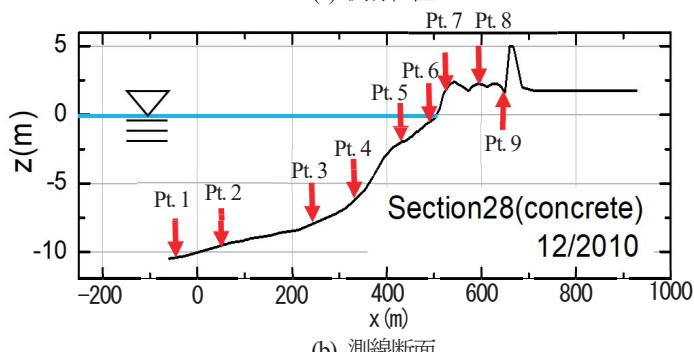
$$u_* = \frac{\kappa u_1}{\ln(\frac{\Delta_l}{2z_0})} \quad (3)$$

$$\tau_0 = \rho u_* |u_*| \quad (4)$$

津波が十分浅い領域まで伝播した時には、境界層が水表面まで発達し、上記二つの手法はほぼ同じ結果を与えるが、水深に比べ境界層厚が薄いときには定常流抵抗則の精度が低下すると考えられる。なお、上式中の相当粗度 $k_s$ は、平均粒径 $d_{50}$ を用いて計算（ $k_s = 2.5d_{50}$ ）した。



(a) 測線位置



(b) 測線断面

図-2 計算結果の出力測線

### 3. 結果および考察

以下では、コンクリート堤前面に位置する測線 28（図-2(a)）に沿った計算結果を示す。図-2(b)に図示した地点のうち、Pt. 2, Pt. 4, Pt. 6 および Pt. 8 における断面平均流速波形および流速の鉛直分布を図-3から図-6に示している。2011年3月11日15:48から15:58までを図示しており、前半後半でグラフ分けしている。

図-3に示すPt. 2の静水深は9.12mであり、一方、この箇所での境界層厚さ $\delta$ は最大で2m程度である。境界層より上方では速度分布が一様である。底面の相当粗度 $k_s=6.25\times 10^4$ mであることから、粗度長さ $z_0=2.08\times 10^5$ mにおいて速度はゼロとなっている。底面近傍の速度分布は対数則に従って変化している。この様に、流速分布は定常開水路流れとは大きく異なっており、むしろ、通常の波動境界層のそれに類似したものである。特に、波動境界層に特徴的な”over-shooting”が見られる。このことから、定常流の抵抗則ではせん断力を過小評価することが分かる。

図-4のPt. 4の速度分布もPt. 2と同様である。第一波による急激な速度の立ち上がりにより、波の峰での境界層は1m程度であるが、その後、減速時に徐々に境界層の発達が見られる。やはり、底面近傍の境界層内においては対数則に従っている。

一方、図-5のPt. 6においては引き波時に水深が極端に浅くなる。このため、境界層は水表面まで発達しており、定常流と同様な速度分布が発現している。

図-6のPt. 8は海岸堤防近くに位置している。津波の立ち上がり部では境界層の発達が見られるが、その後、越流時には死水域が形成されるために、底面近くの流速が低減している。

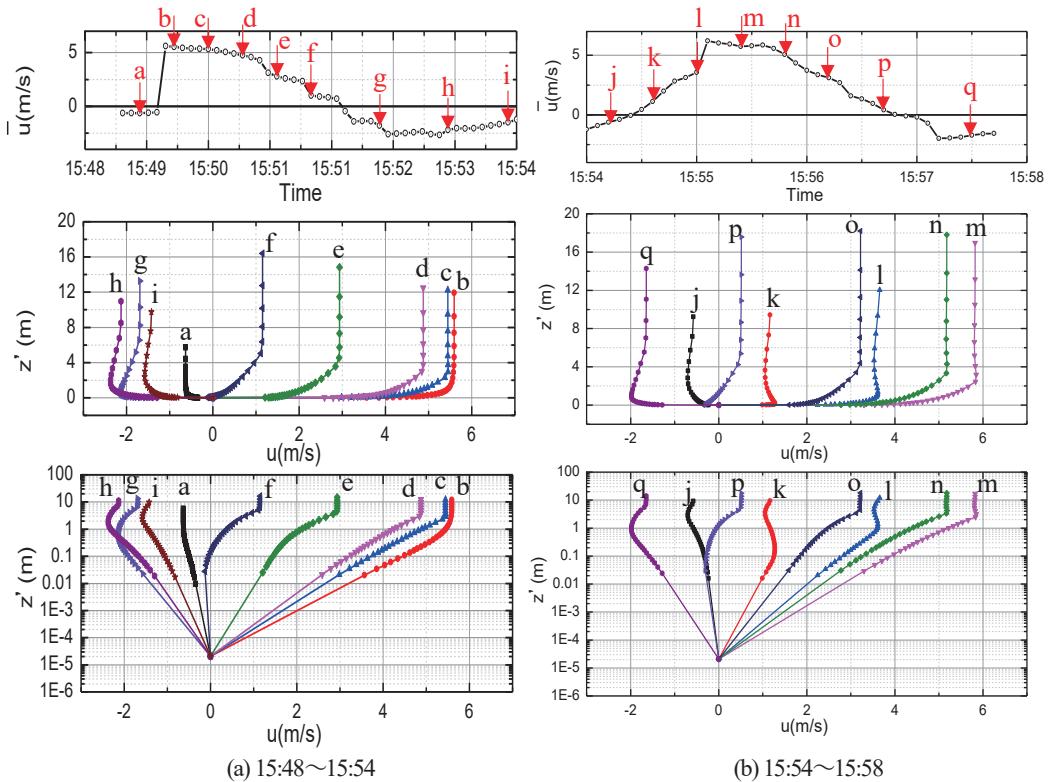


図-3 水位波形と流速分布の経時変化 (Pt. 2)

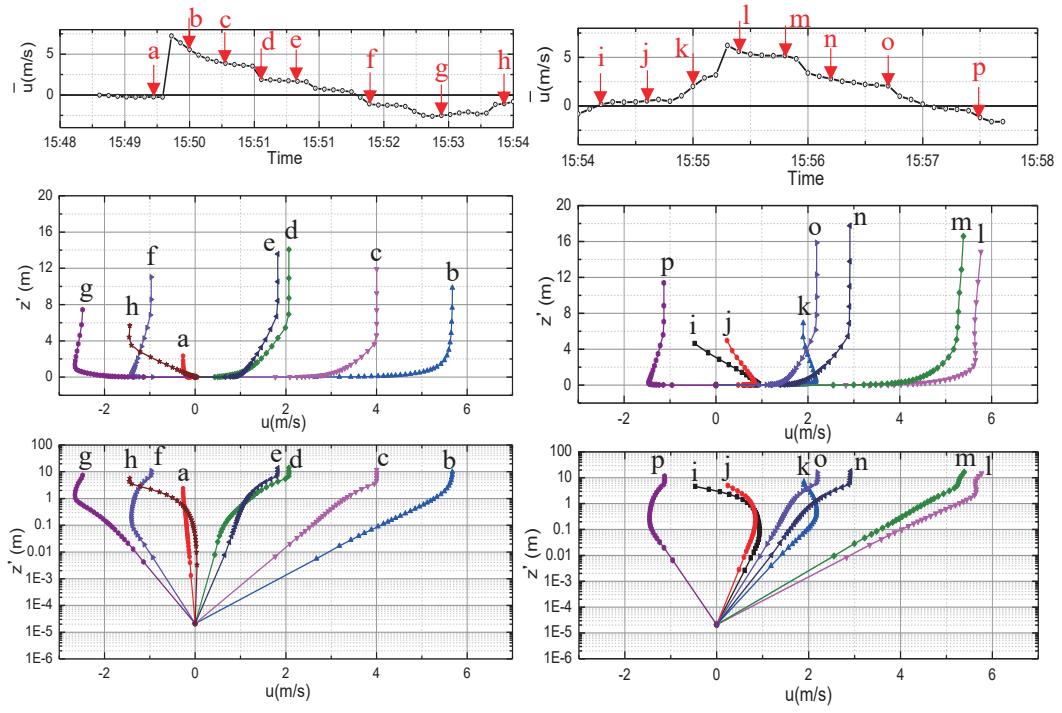


図-4 水位波形と流速分布の経時変化 (Pt. 4)

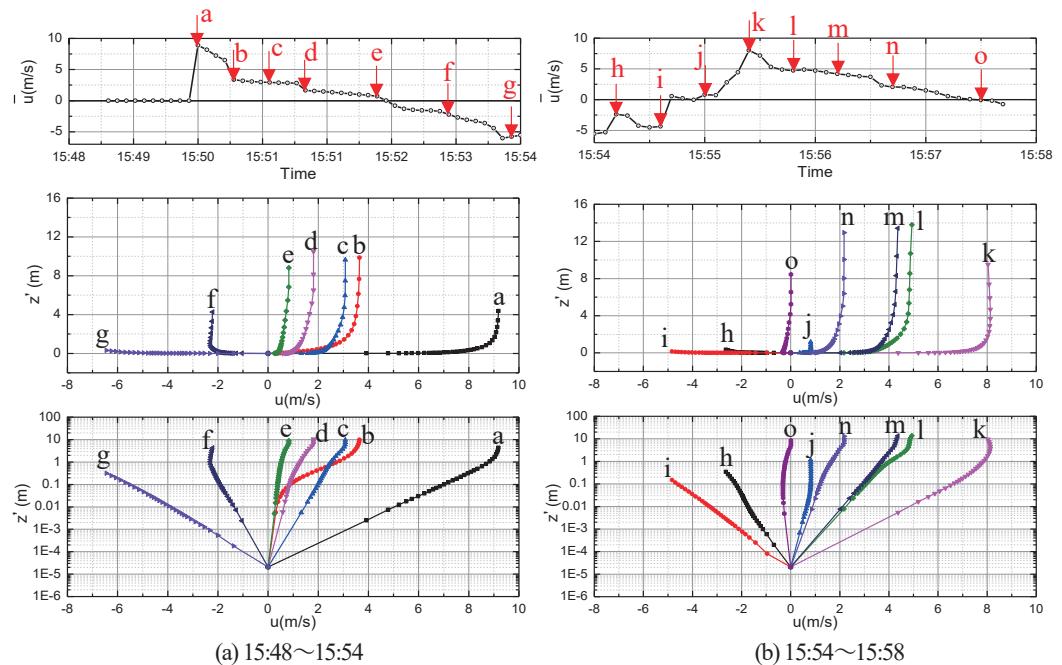
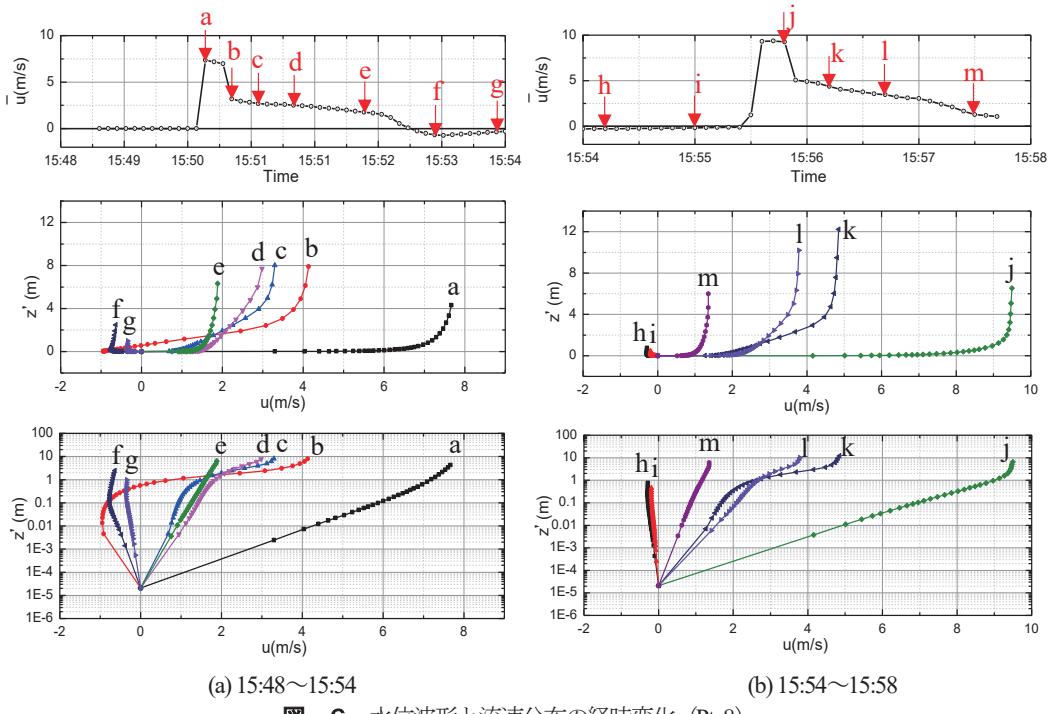


図-5 水位波形と流速分布の経時変化 (Pt. 6)



## 図-6 水位波形と流速分布の経時変化 (Pt. 8)

図-7は二つの方法による底面せん断力の経時変化を示している。図から明らかなように、境界層内の速度分布を加味したMethod 2では、Method 1に比べて大きな底面せん断力を示していることが分かる。特に、押し波時には、Method 2による値が約2～3倍程度の値を示している。一方、岸近くの引き波時には、水深の減少により底面境界層が水表面まで発達し易い。この状況について、すでに図-5、図-6の速度分布において示したところである。このことから、図-7においても引き波時に二つの方法による値が近い値を示している。

図-8は、同じ断面平均流速の下での境界層の発達とせん断力との関係を模式的に示したものである。境界層の発達の程度によって底面近くの速度勾配が異なることから、底面せん断力に相違が表れる。定常流の抵抗則は水表面まで境界層が発達した状況を想定した速度分布に対応するものであることから、底面せん断力を過小評価することとなる。水深に比べて境界層が薄い場合には、運動を支配する代表長さは水深とならないために、式(1)による評価が不適切となる。

#### 4. おわりに

2011年東日本大震災津波を対象として、津波のもとでの底面境界層に関する検討を行った。本研究の結果によれば、定常流の抵抗則を使用する従来の計算法では底面摩擦の評価に誤差を伴うことが示された。土砂移動の計算も含め、今後、さらに検討を進める予定である。

**謝辞**：宮城県港湾課より貴重な深浅測量データを提供頂いた。ここに記して深甚なる謝意を表する。

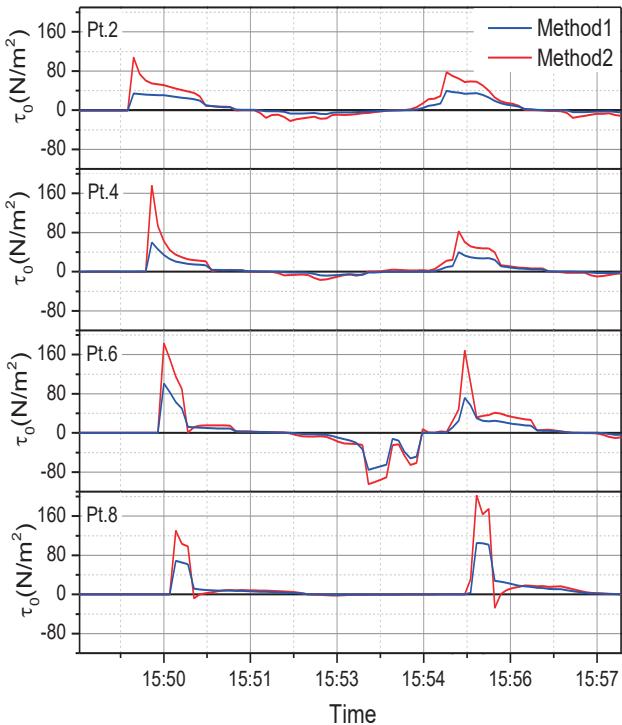


図-7 底面せん断力の変化

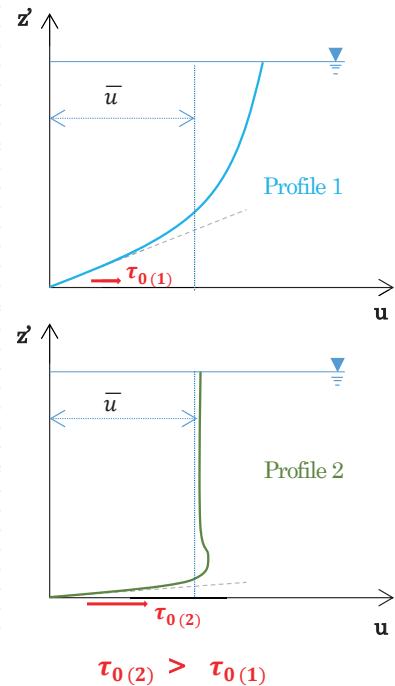


図-8 速度分布と底面せん断力との関係

## 参考文献

- 1) Tanaka, H., Tinh, N.X., Umeda, M., Hirao, R., Pradjoko, E., Mano, A. and Udo, K.: Coastal and estuarine morphology changes induced by the 2011 Great East Japan Earthquake Tsunami, Coastal Engineering Journal, Vol.54, No.1, 25pages, 2012.
- 2) Adityawan, M.B., Dao, N.X., Tanaka, H., Mano, A. and Udo, K.: Morphological changes along the Ishinomaki Coast induced by the 2011 Great East Japan Tsunami and the relationship with coastal structures, Coastal Engineering Journal, Vol.56, No.3, 21pages, 2014.
- 3) Tanaka, H., Takahashi, G., Matsutomi, H. and Izumi, N.: Application of old maps for studying long term shoreline change, Proceedings of 30th International Conference on Coastal Engineering, pp.4022-4034, 2006.
- 4) 今村文彦, 越村俊一, 馬渕幸雄, 大家隆行, 岡田清宏: 東北地方太平洋沖地震を対象とした津波シミュレーションの実施 東北大モデル(version1.2), 東北大大学院工学研究科附属災害制御研究センター, 2012.
- 5) Hamrick, J.M.: A three-dimensional environmental fluid dynamics computer code: theoretical and computational aspects, Special Report, Virginia Institute of Marine Science, 317p, 1992.

# Laboratory experiment study on the building relative angle against tsunami waves

Nguyen Xuan Tinh<sup>1</sup>, Yuta Mitobe<sup>2</sup>, Hitoshi Tanaka<sup>3</sup>

## 1. Introduction

Tsunami inland penetration with strong inundation flow causes damage to infrastructures, forests, buildings and humans. The current design standards for building are considered to resist to an extraordinary lateral load induced by seismic action or strong winds. However, the coastal buildings are rarely designed to withstand hydrodynamic forces. Tsunami wave forces on buildings are highly variable and depend on both the wave conditions and the type of structure being considered. There several laboratory experiments have been conducted to investigate the impact of dam-break and tsunami-like bore waves on structures such as Chanson [2006], Matsutomi and Okamoto [2010] and Wüthrich et al. [2016]. However, most of studies were either concentrated on a vertical wall building or building with percentage of porosity. There are no studies on the impacts of both dry and wet bed tsunamis on the building which has relative angle to the incoming waves. Therefore, the cause and mechanisms of tsunami-induced forces on such buildings under extreme loading are still remained challenging to further investigation. The main objective of this study is to insight identify the mechanisms of the interaction between tsunami waves and buildings with both of different wave conditions and building conditions by a series of laboratory experiments. The outcome results might help to better design or plan for the coastal residents buildings against the tsunamis wave impacts in the future.

## 2. Experiment setup and methodology

Figure 1 is the sketch of current laboratory experiment setup. The tsunami like-waves are generated using the vertical sudden release technics of a water volume from a higher head to a lower channel on a dry-bed and wet-bed conditions. This technic is similar to the dam-break experiments that have been carried out by many other researchers such as Chanson et al. [2006], Lukkunaprasit et al. [2009], Meile et al. [2013] and Wüthrich et al. [2017]. The wave propagates on a horizontal smooth channel with a total length of  $L = 14.6\text{m}$  and a width of  $W = 0.3\text{m}$ . The buildings with a height of  $H_b = 0.3\text{m}$  and width of  $B = 0.1\text{m}$  were located in 11m from the release gate. The blockage ratio  $\beta = W/B = 3$  is sufficient to avoid the wall side effects to the building. A video camera was setup to measure the water level around the building. There are four ultrasonic water level sensors with a high frequency of 100 Hz were setup to measure the details of tsunami wave height during the experiments. The water level signal post-processing is able to compute the wave front celerity ( $U$ ) of propagating tsunami waves. The wave propagating on a dry bed can represent for the first incoming tsunami wave, whereas a wet bed bore may represent any following inundation wave. These both phenomena are important since past tsunami inundation events showed that the maximum resulting force may not always be

---

<sup>1</sup>Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

<sup>2</sup>Lecturer, Department of Civil and Environment Engineering, Tohoku Gakuin University, 1-13-1 Chuo, Tagajo, Miyagi 985-8537, Japan

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

associated with the first incoming wave-induced inundation. Figure 2 are some preliminary tests of dry-bed surges and wet-bed bores on a vertical building.

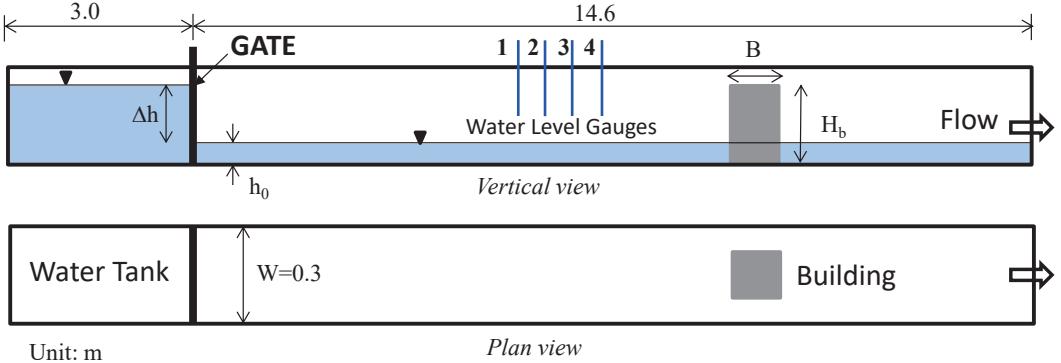


Figure 1. Experiment configuration sketch

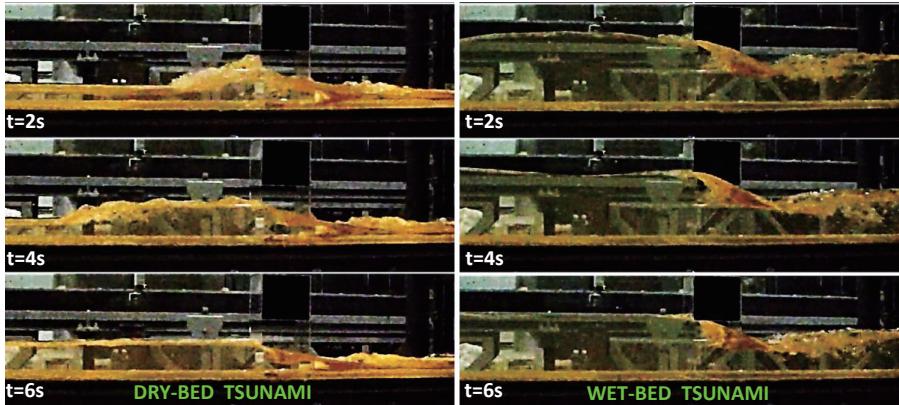


Figure 2. Laboratory tests of dry- and wet-tsunami waves

The main objectives of the current laboratory experiment tests are to analyze the tsunami load on the buildings which have different angles to the incoming wave. Therefore, there two group of tests were conducted. Firstly, the group tests are conducted without the presence of building to investigate the generated dry- and wet-tsunami wave characteristics such as wave height, wave front celerity. The second tests are done with the building.

### 3. Results and discussions

#### 3.1. Generated tsunami waves characteristics

The detailed tsunami wave profiles were measured from four different water sensor devices along the channel. The consecutive distances between each water level gauges from the WG-01 to WG-04 are 32cm, 28.5 cm, and 30.5cm respectively. The time series of the wave profiles for the wet-bed (Run 01) and dry-bed (Run 06) are presented in Figure 3. The tsunami wave height in the wet-bed cases seems always higher than in the dry-bed cases. Based on the time occurrence of water level in each water gauge, the tsunami front celerity ( $U$ ) is calculated and shown in Table 1. The averaged front celerity of the wet-bed and dry-bed cases is equal to 1.4 m/s

and 1.1 m/s, respectively. Based on these wave front celerity ( $U$ ), both the Reynolds ( $R_e$ ) and Froude ( $F_r$ ) numbers of the flow were calculated using the expressions presents in Table 1, where  $D$  is the hydraulic diameter,  $\nu$  the kinematic viscosity of water,  $g$  the gravity constant and  $h_{max}$  the maximum water depth. The relatively high values of the Reynolds number for both wet and dry beds indicate a high level of turbulence inside the wave. For all of cases, the Froude number is greater than 1 implying that the flow is supercritical or rough regimes. For the dry bed, higher values of the Froude number were greater than 2.0 indicating the flow behind the wave front in these cases were saturated with advected eddies (Yeh [2007]).

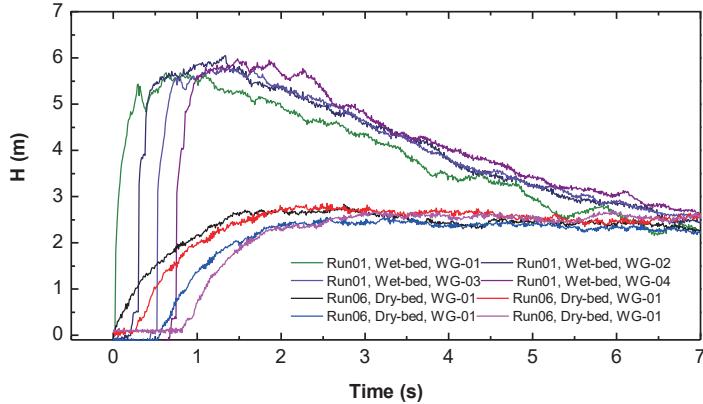


Figure 3. Measurement results of wet-bed and dry-bed tsunami wave height from 4 ultrasonic water level sensors

Table 1: Experiment testcases without the presence of building

	Bed condition	$\Delta h$ (cm)	$h_{max}$ (cm)	$H_{max}$ (cm)	$U$ (m/s)	$R_e = \frac{U \cdot D}{\nu}$	$F_r = \frac{U}{\sqrt{g \cdot h_{max}}}$
<b>Run 01</b>	Wet, $h_0 = 5\text{cm}$	15	10.9	5.9	1.5	3.67E+05	1.4
<b>Run 02</b>	Wet, $h_0 = 5\text{cm}$	15	12.2	7.2	1.2	3.30E+05	1.1
<b>Run 03</b>	Wet, $h_0 = 5\text{cm}$	15	10.9	5.9	1.6	4.07E+05	1.6
<b>Run 04</b>	Wet, $h_0 = 5\text{cm}$	15	12.4	7.4	1.4	3.69E+05	1.2
<b>Run 05</b>	Wet, $h_0 = 5\text{cm}$	15	12.4	7.4	1.3	3.53E+05	1.2
<b>Run 06</b>	Dry, $h_0 = 0\text{cm}$	15	3.0	3.0	1.2	1.13E+05	2.1
<b>Run 07</b>	Dry, $h_0 = 0\text{cm}$	15	3.0	3.0	1.1	1.12E+05	2.1
<b>Run 08</b>	Dry, $h_0 = 0\text{cm}$	15	3.0	3.0	1.1	1.03E+05	2.0
<b>Run 09</b>	Dry, $h_0 = 0\text{cm}$	15	3.0	3.0	1.1	1.08E+05	2.0
<b>Run 10</b>	Dry, $h_0 = 0\text{cm}$	15	3.0	3.0	1.1	1.07E+05	2.0

### 3.2. Impacts of tsunami wave on the buildings

In order to investigate the impact of tsunami on the building, four cases were setup and tested with the same initial conditions of the tests in section 3.1. For the wet-bed cases, the initial water depth is set to 5cm. For each bed condition cases, the building was tested by changing the angle to the incoming wave from  $90^\circ$  to  $45^\circ$ . Table

2 is summarized of all experiment building testcases. Figure 4 shows an example of some snapshots of water surface variations during the experiments. In general, from these data analysis, the dry bed and wet bed tsunami had a different characteristic. Dry bed cases are characterized by non-aerated front followed by the increasing of flow depth, while wet bed cases show a sudden increase in wave height with stronger turbulent aerated roller front. A very high splash was obtained during the wet-bed cases when the building is directly faced to the incoming wave Case 03 (Figure 4b). These results are also indicated that the different mechanisms of tsunami-induced forces on the angled buildings during the dry- and wet-bed tsunami wave and needed to further clarify in this study.

Table 2: Experiment of building testcases

	<b>Bed condition</b>	<b>Building condition</b>		
		<b>Width, <math>B</math> (cm)</b>	<b>Height, <math>H_b</math> (cm)</b>	$\alpha$ (DEG)
<b>Case 01</b>	Dry, $h_0 = 0\text{cm}$	10	30	90
<b>Case 02</b>	Dry, $h_0 = 0\text{cm}$	14	30	45
<b>Case 03</b>	Wet, $h_0 = 5\text{cm}$	10	30	90
<b>Case 04</b>	Wet, $h_0 = 5\text{cm}$	14	30	45

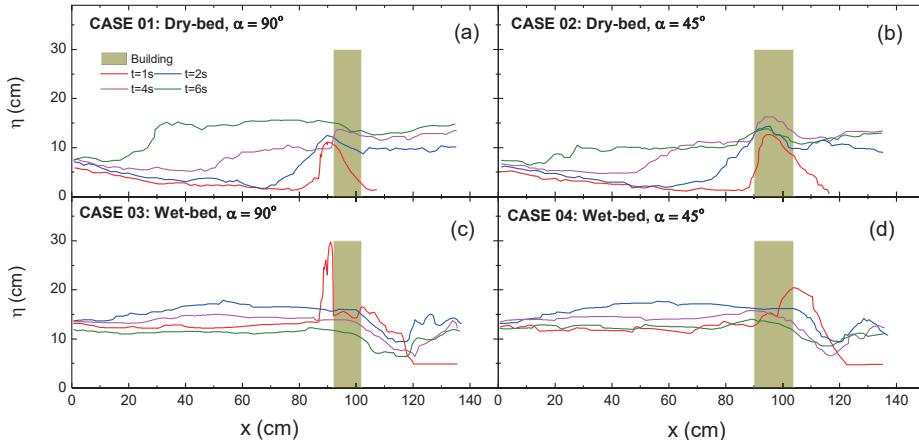


Figure 4: Snapshots of the water surface variations for four Cases

### 3.3. Vertical run-up height on building

The information of vertical run-up height on the building is important information for estimate the impacts of tsunami. The vertical run up heights,  $H_r$ , which were measured by the video camera from four Cases, are compared with the maximum wave profile  $H_{max}$  measured without the building for both a dry bed and a wet bed (Figure 5). This ratio implies that the relatively maximum run-up height on the building compare to the maximum wave height without the building. For the dry bed, the maximum run-up height on both  $\alpha = 90^\circ$  and  $\alpha = 45^\circ$  cases show about 3 times higher the maximum wave height without the building. However, for the wet bed cases, the larger initial impact by the run-up splash caused the run-up height is approximately 5 times compare to the maximum wave height without the building during the Case 03 (Figure 5b). Overall, the run-up height on

the  $\alpha = 45^\circ$  building are higher than on the  $\alpha = 90^\circ$  building case for the dry bed tests and lower for the wet bed case.

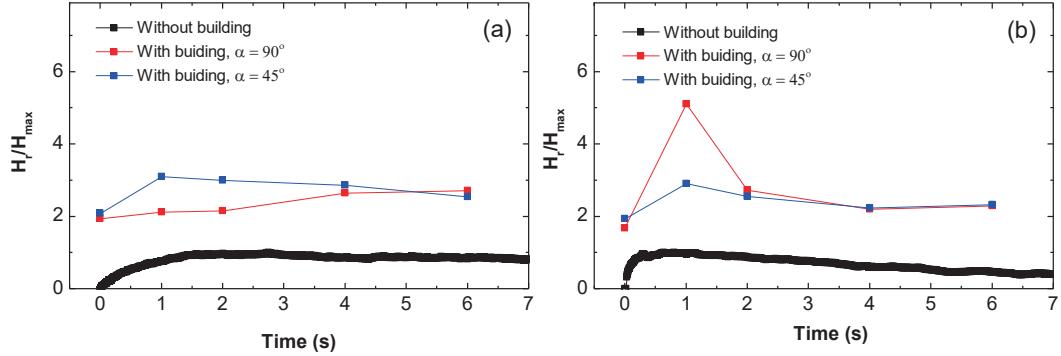


Figure 5. Vertical run-up height (a) Case 01: Dry-bed, (b) Case 03: Wet-bed

### 3.4. Estimation of tsunami horizontal forces

During the tsunami wave impact, the horizontal force  $F_x$  component is more dominant so the estimation of tsunami horizontal forces is needed to ensure the survival of building during the extreme event. The estimation of the horizontal force produced by a flow against a structure can be predicted using the method proposed by Morison et al. [1950]. This Morison formula was taking into account a hydrodynamic component (or drag component) and an inertia component. However, the inertia component can be neglected due to the long periods of tsunami wave. The equation of hydrodynamic component in the  $x$  direction is expressed as,

$$F_x = \frac{1}{2} \rho C_D B (hU^2) \quad (1)$$

where  $\rho$  is the water density,  $B$  the building width,  $h$  the flow height and  $U$  the wave front celerity,  $C_D$  is drag coefficient depending on the obstacle geometry and on the flow conditions.

According to Blevin [1984] the values of drag coefficient  $C_D$  for 45-angled and 90-angled cube equals to 0.80 and 1.15, respectively. Wuthrich et al. [2017] proposed a similar formula but using the difference resistance coefficient  $C_R$  instead of drag coefficient  $C_D$  to consider to the hydrostatic pressure difference between the back and front of the building. However, he used the measured wave height without the structure and depth-averaged current velocity for the calibration and the best agreement obtained as  $C_R = 2$  with his experiments. For our preliminary analysis of the tsunami horizontal forces in this study, we utilize the traditional Morison formula for the calculation. The comparison results of horizontal forces,  $F_x$ , for the dry bed (Case 01) and wet bed (Case 03) are shown in Figure 6. The red-line is a time evolution of the horizontal force without the presence of building which used the wave height measured from the water gauge; the blue line is the force acting on surface of building which has  $\alpha = 90^\circ$  to the incoming waves; and finally the pink line is the force on building as  $\alpha = 45^\circ$ .

In general, the horizontal tsunami induced forces in the wet-bed cases are larger compared to the dry bed tsunami cases. It is obviously that the calculated horizontal forces by the wave run-up height on the building are much higher than in case of without the presence of building. During the dry bed tsunami tests, the horizontal force on the rotating building ( $\alpha = 45^\circ$ ) was higher than in the test when the building is directly faced to the

incoming tsunami waves ( $\alpha = 90^\circ$ ). However, there was a distinguish difference for the wet bed cases. The maximum of horizontal force was associated with the maximum of splash height at the initial stage when tsunami wave impacted to the building during the case of building angle  $\alpha = 90^\circ$ . Whereas, a similar the splash mechanism was not obtained as the building rotated  $45^\circ$  to the income wave direction (Figure 6b)

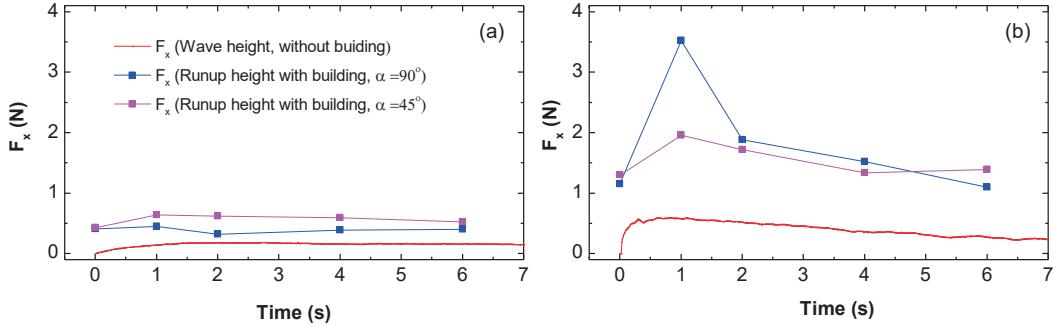


Figure 6. Tsunami horizontal forces (a) Case 01: Dry-bed, (b) Case 03: Wet-bed

#### 4. Conclusions

A series of laboratorial experiments on the building relative angle against tsunami waves were conducted. The building conditions are tested with both dry bed and wet bed conditions. The propagating wave on a dry bed can represent for the first incoming tsunami wave, whereas a wet bed tsunami may represent any following inundation wave. The results from this study indicate that although the hydraulic head,  $\Delta h$ , is set the same for both dry and wet bed conditions but the wave height at the measurement points are not the same. The wave height in the wet bed condition is always larger compared to the dry bed cases. To access the tsunami impacted forces on the building, this study assumed to use the wave front celerity and water level as inputs conditions. The results have shown that the building relative angle against tsunami waves can help to reduce the force on the building during the wet bed tsunami. However, a further detailed measurement of the run-up height, velocity field and force measurement in front of building are needed for more reliable estimation of tsunami induced forces on the building.

#### 5. References

- Blevins, R. D.[1984] "Applied fluid dynamics handbook," Van Nostrand Reinhold Co., New York, 568 pages.
- Chanson, H. [2006] "Tsunami surges on dry coastal plains: application of dam break wave equations," Coast. Eng. J. 48(4), 355-370.
- D Wüthrich [2017] "Impact of a dry bed surge against structures with and without openings", Proceedings of the 37th IAHR World Congress, 3775-3784"
- H. Matsutomi, K. Okamoto, and K. Harada [2010] "Inundation flow velocity of tsunami on land and its practical use", Coastal Engineering Proceedings, vol.2, pp.860-870.
- Lukkunaprasit, P., Ruanggrassamee, A. & Thanasisathit, N. [2009] "Tsunami loading on buildings with openings," Science of Tsunami Hazards, 28(5), 303.
- Meile, T., Boillat, J.L. & Schleiss, A.J. [2011] "Water-surface oscillations in channels with axi- symmetric cavities," J. Hydraul. Res. 49(1), 73-81.
- Nouri, Y., et al. [2010] "Experimental investigation of tsunami impact on free standing structures," Coast. Eng. J. 52(1), 43-70.
- Wüthrich, D., Pfister, M. & Schleiss, A.J. [2016] "Example of wave impact on a residential house," Proceedings of the 4th IAHR Europe Congress, Liege, Belgium, 27-29 July 2016.
- Yeh, H. [2007] "Design tsunami forces for onshore structures," J. Disaster Research, 2(6), 531-536.

## 東北地方太平洋沖地震津波による 貞山運河の復旧断面を踏まえた津波減衰効果\*

東北学院大学工学部 橋本 濬  
東北大学大学院工学研究科 田中 仁

### 1. はじめに

東北地方太平洋沖地震津波（以下、「今次津波」という）によって、宮城県の仙台湾沿岸地域は、かつてない甚大な被害を受け、多くの人命が失われた。そこで、宮城県においては、今次津波のような巨大津波への新たな対策として、越流に対して粘り強い海岸堤防、海岸防災林や運河群といった減勢効果を有する施設、二線堤となる盛土道路、避難施設等の整備など、多重防御を基本とし進めることとした。

図-1に示したとおり、仙台湾沿岸には、貞山運河（南から木曳堀、新堀、御船入堀）、東名運河、北上運河が、阿武隈川から旧北上川まで約49 kmにわたり日本一の運河群として、今なお存在し続けている。この運河群は、今次津波の襲来により全川に亘り被災したが、貞山運河が津波遡上の遅延や浸水深の低減等に一定の効果があったと言われている<sup>1),2),3),4),5)</sup>。

そこで、本研究においては、仙台湾沿岸において運河群を考慮した多重防御システムを整備するために、運河群のうち貞山運河の被災形態を把握し災害復旧計画を示すとともに、その断面をベースとして、今次津波を対象に、幅員や堤防高を変更した場合の平面二次元津波解析を行い、貞山運河における押し波時の津波減衰効果について検証することとした。

### 2. 貞山運河の被災形態と災害復旧断面

#### (1) 貞山運河の被災形態

貞山運河をはじめとする運河群は、強烈な地震動による被害に加えて、その後に来襲した大津波により甚大な被災を受けたが、その被災状況は、周辺の地形や防潮林の有無、海岸からの距離などによって様々である。

貞山運河の被災状況は、御船入堀（旧砂押川・砂押貞山運河）の区間では、掘込形状のため決壊が主な被災であったが、新堀の区間（北貞山運河）では、小さいながら有堤形状であるため、陸側では裏法が被災しており、海側では表法が被災している。また、木曳堀（南貞山運河・五間堀川）の区間は、左右岸とも矢板護岸の変位、流出の被害が多くった。

\*Tsunami damping effect of Teizan Canal with restoration cross-section against 2011 Tohoku Earthquake Tsunami by Kiyoshi Hashimoto and Hitoshi Tanaka



図-1 仙台湾沿岸の運河群

以上のことと踏まえ、図-2に貞山運河の主な被災形態を整理した。貞山運河の被災形態は、堤防の沈下とともに、海側の堤防では表法面（運河側の斜面）で護岸や土羽が流失し、陸側の堤防では逆に裏法面（運河背後の斜面）で被害を受けている。これは、大津波が運河堤防を越流する際に、激しい流れとなって堤防法面を流下したことにより生じたものである。

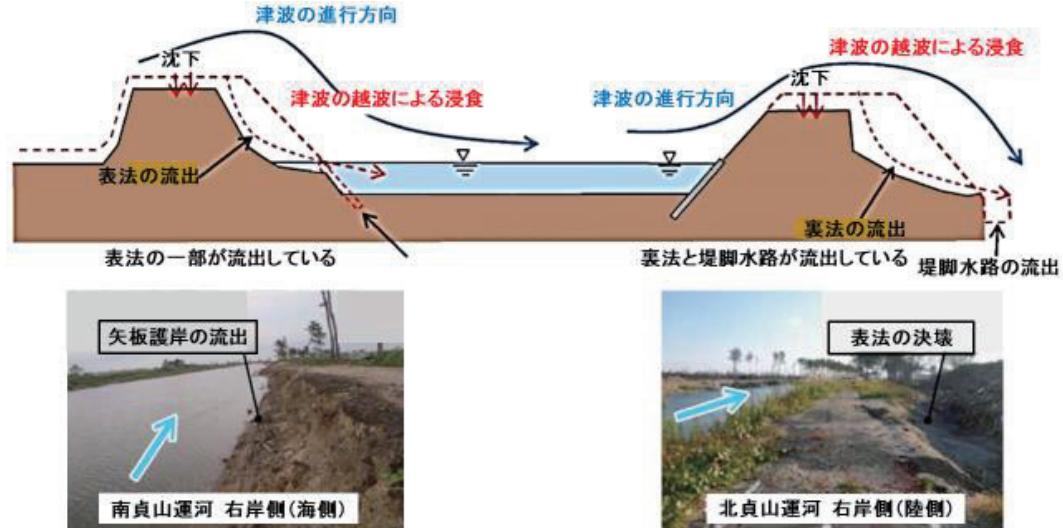


図-2 貞山運河の被災形態

## (2) 貞山運河の災害復旧断面

貞山運河の木曳堀（南貞山運河・五間堀川）の区間は、津波対策区間である。図-3に貞山運河の災害復旧断面を示した。計画堤防高はT.P.+3.70mである。

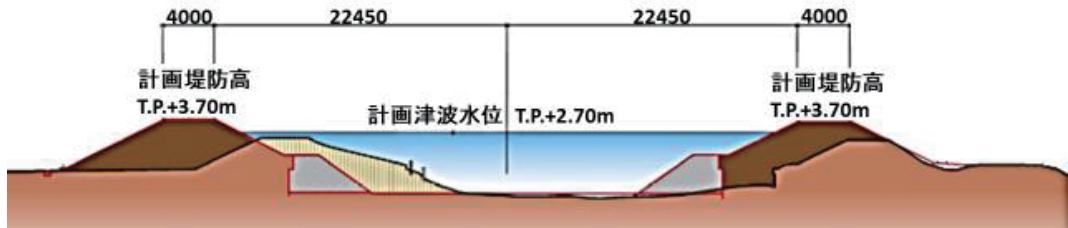


図-3 貞山運河の災害復旧断面

## 3. 運河諸元を反映した平面二次元津波解析

仙台湾沿岸における貞山運河の木曳堀（南貞山運河・五間堀川）の岩沼地区で、運河諸元を反映して平面二次元津波解析を行うことにより、運河による津波減衰効果を検証した。

### (1) 基本方程式と計算条件

津波解析は、基本方程式に非線形長波理論（浅水理論）、数値解析にLeap-frogによる有限差分法を用いた平面二次元モデルであり、津波の発生・伝播から遡上まで一連で計算するものである。計算は、450m領域（三陸沖）から10m領域（宮城県周辺沿岸、詳細領域）に至るまで

の4領域について、順次メッシュサイズを小さくして実施した。全領域で越上を考慮した非線形計算を実施し、海岸堤防や運河堤防は津波により破壊されない条件で計算を行った。また、検討潮位には仙台湾沿岸で設定されている平均潮位（T.P.+0.023m）を採用した。

## (2)運河諸元と検討ケース、時系列波

### 形出力点

表-1に検討ケース一覧を示した。このうち、計画①は堤防嵩上、計画②は運河拡幅、計画③は運河拡幅と堤防嵩上の組合せのケースとなっている。また、図-4に検討ケースの運河形状、図-5に対象運河を示した。図-

6に岩沼地区仙台空港周辺の時系列波形出力点を示したが、運河前面（Point 1）、運河内（Point 2）、運河背後（Point 3）、運河より内陸150m（Point 4）、運河より内陸650m（Point 5）とした。

表-1 検討ケース一覧

対象箇所	検討ケース	運河幅員(m)	堤防高(T.P.m)
岩沼地区	運河なし	—	—
	現況	36	+2.5
	計画①	36	+3.7
	計画②	60	+2.5
	計画③	60	+3.7

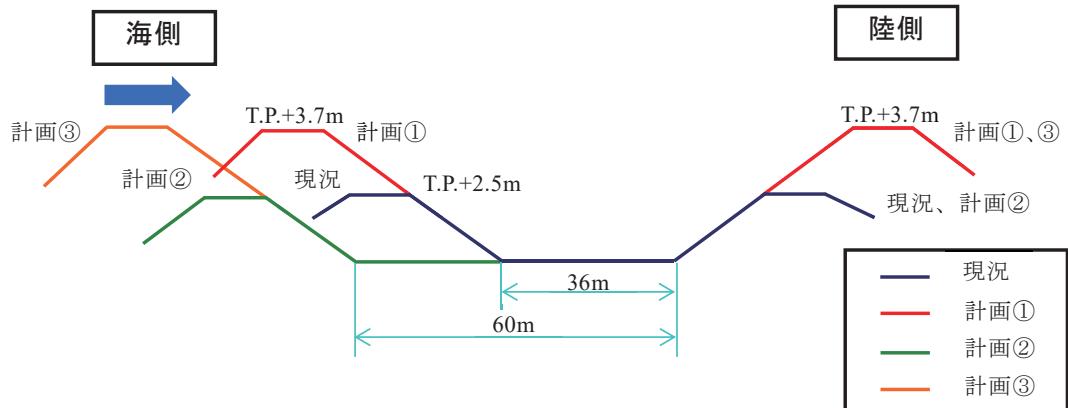


図-4 検討ケースの運河形状（岩沼地区）

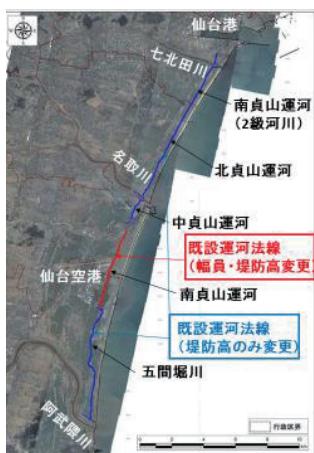


図-5 対象運河（岩沼地区）



図-6 時系列波形出力点（岩沼地区仙台空港周辺）

### (3) 計算結果

#### ① 津波到達時間に対する効果

図-7に示したように、津波の到達遅延時間は、運河の整備によって、運河から離れるほど大きくなつた。また、その効果は、運河拡幅よりも堤防嵩上の方が大きかつた。

運河なしと比較して、Point 5（運河より650m内陸地点）において、運河拡幅・堤防嵩上の組み合わせにより44秒津波到達が遅れる効果が得られた。

#### ② 津波水位に対する効果

図-8に示したように、津波水位は、運河の整備によって、Point 1（運河前面）では増大したが、Point 4～Point 5（運河背後）では減少した。運河より海側では、堤防を高くした場合に堰上がりが大きくなり、津波水位が大きくなっている。また、津波水位の減少効果については、到達時間と同様に、運河拡幅よりも堤防嵩上の方が大きかつた。

運河なしと比較して、Point 1（運河前面）で、堤防嵩上により1.78m、運河拡幅により1.46m、運河拡幅・堤防嵩上の組み合わせにより1.82m水位は上昇したが、Point 4～Point 5（運河背後）で、堤防嵩上で0.85m～0.37m、運河拡幅で0.62m～0.18m、運河拡幅・堤防嵩上の組み合わせにより0.84m～0.38m水位が減少した。

#### ③ 津波流速に対する効果

図-9に示したように、津波流速は、運河の整備によって、Point 2（運河内）、Point 4～Point 5（運河背後）について、流速が減少した。これは、運河により、津波が堰き止められるため、運河の整備によって、流速が大きく低下するものと考える。また、津波流速の減少効果については、運河内では運河拡幅が、運河背後では堤防嵩上の方が大きかつた。

運河なしと比較して、Point 2（運河内）で、堤防嵩上により1.13m/s、運河拡幅により2.69m/s、運河拡幅・堤防嵩上の組み合わせにより3.51m/s流速が減少した。Point 5（運河背後）で、堤防嵩上により0.75m/s、運河拡幅により

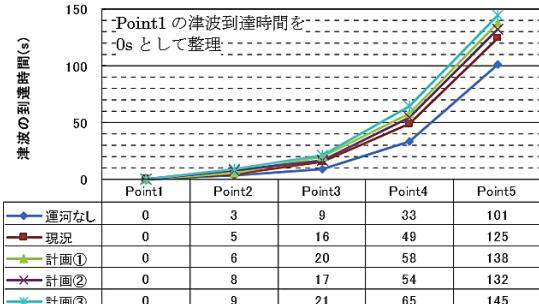


図-7 津波到達時間（岩沼地区）

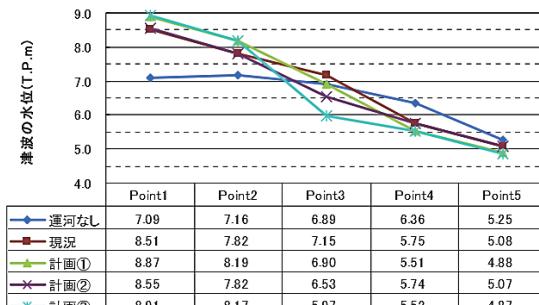


図-8 津波水位（岩沼地区）

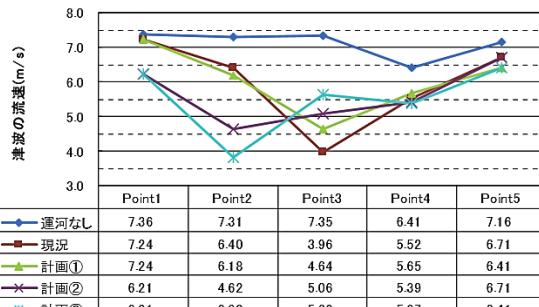


図-9 津波流速（岩沼地区）

0.45m/s、運河拡幅・堤防嵩上の組み合わせにより 0.75m/s 流速が減少した。

#### ④津波遡上速度に対する効果

図-10 に示したように、津波遡上速度は、運河の整備によって、Point 3（運河直背後）まで顕著に減少し、その背後においても減少した。また、津波遡上速度の減少効果についても、運河拡幅よりも堤防嵩上の方が大きかった。

運河なしと比較して、Point 3（運河直背後）で、堤防嵩上により  $3.44\text{m/s}$ 、運河拡幅により  $2.01\text{m/s}$ 、運河拡幅・堤防嵩上の組み合わせにより  $3.01\text{m/s}$  邋上速度が減少した。

Point 5（運河背後）で、堤防嵩上により 1.09m/s、運河拡幅により 0.93m/s、運河拡幅・堤防嵩上の組み合わせにより 1.09m/s 邊上速度が減少した。

#### ⑤浸水面積及び浸水ボリュームに対する効果

表-2に各ケースにおける浸水面積及び浸水ボリュームを示した。浸水面積及び浸水ボリュームは、ほとんどのケースにおいて、運河の整備により減少した。その減少効果についても、運河拡幅よりも堤防嵩上の方が大きかった。

運河なしと比較して、浸水面積は、堤防嵩上により  $1.23\text{km}^2$ 、運河拡幅により  $0.34\text{km}^2$ 、運河拡幅・堤防嵩上の組み合わせにより  $1.26\text{km}^2$  減少した。なお、運河なしのケースよりも浸水ボリュームが増加するケースがあるが、これは運河前面での水位上昇分のボリュームが運河背後の流入減少分のボリュームを上回ったためと考えられる。

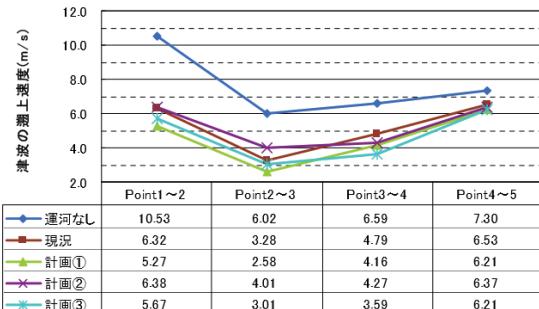


図-10 津波遡上速度（岩沼地区）

表-2 浸水面積及び浸水ボリューム一覧

対象箇所	検討ケース	浸水面積 (km <sup>2</sup> )	浸水ボリューム (百万 m <sup>3</sup> )
岩沼地区	運河なし	50.34(－)	161.9(－)
	現況	50.05(-0.29)	164.1(+2.2)
	計画①	49.11(-1.23)	158.8(-3.1)
	計画②	50.00(-0.34)	163.9(+2.0)
	計画③	49.08(-1.26)	158.8(-3.1)

(注) 括弧内の数字は、運河なしの検討ケースに対する増減分

## 4. おわりに

今次津波を対象に、仙台湾沿岸の貞山運河（岩沼地区）において、運河幅員や堤防高を変更した場合の平面二次元津波解析により、津波の到達時間、水位、流速、遡上速度、津波による浸水面積及び浸水ボリュームに対する効果について検証を実施した。その結果、貞山運河には津波に対して減衰効果があることがわかった。これらの効果のうちでは、運河拡幅よりも堤防嵩上げの方が顕著であった。

今後、本論文に示した押し波時による運河の効果のみならず、引き波時における戻り流れの排水効果について定量的に解析することにより、運河の多重防御機能を解明していきたいと考えている。

## 参考文献

- 1) 馬淵幸雄・江島敬三・堀合孝博・松田和人・長山恒紀: 貞山運河の津波減衰効果に関する実験的研究, 土木学会第 68 回年次学術講演会, II-176, 2013.
- 2) 渡邊 峻・三上貴仁・柴山知也: 貞山運河の津波減衰効果に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2, pp.I\_301-I\_306, 2015.
- 3) 大城 匠・仲座栄三・稻垣賢人・Mostafizur Rahman・江頭翔太: 運河及び植生帯の津波防災効果に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2, pp.I\_187-I\_192, 2015.
- 4) Mostafizur Rahman・仲座栄三・稻垣賢人・田中 聰・Carolyn Schaab: 運河の津波防災効果に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.72, No.1, pp.I\_62-I\_70, 2016.
- 5) 新美達也・川崎浩司・馬淵幸雄・長山恒紀・辻 貴仁・大家隆行・松田和人: 貞山運河による津波減災効果に関する数値的検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.69, No.2, pp.I\_211-I\_215, 2013.

## 円筒形構造物に作用する津波力に関する水理模型実験\*

東北大学 鶴谷裕紀 佐藤公亮 植松康

秋田工業高等専門学校 寺本尚史

秋田県立大学 小幡昭彦

### 1. 研究の背景と目的

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において、建築構造物に対する被害は地震そのものによる被害よりも津波による被害が甚大であったと報告されている。津波の被害は人々の生活施設だけでなく、気仙沼湾などの沿岸部に設置されていたオイルタンクにも及んだ(図1)。オイルタンクには危険物等が貯蔵されている場合が多く、オイルタンクの転倒や破損により内容物が流出して水上火災が発生するなど、広範囲に二次被害を引き起こした(図2)。

このような薄肉の側板を持つ構造体の場合、空の状態で面外剛性が小さくなるため、津波力作用時に側板が座屈するなどの被害が予想される。東北地方太平洋沖地震における実際の被害内容としては浮力により浮き上がり、転倒や滑動を起こすといったタンク全体が一体に力を受ける被害、大きな水圧により側板の座屈を起こすといった局部的な被害などがあった。

東北地方太平洋沖地震以降、その被害の規模と印象が大きかったことで、建築物に対する津波荷重が注目され、研究が増え始めている。日本建築学会の「建築物荷重指針・同解説」<sup>1)</sup>(以下、「荷重指針」と称す)にも2015年の改定により、津波荷重の章が盛り込まれた。しかし、一般的な矩形構造物に対して、動的な荷重を等価静的荷重に置き換えた津波荷重の算定式を与えているものの、オイルタンクのような円筒形構造物に対しては規定されていない。したがって、オイルタンクに対して合理的な耐津波設計法を確立するために、円筒形構造物に作用する津波荷重を適切に評価する必要がある。

本研究では水理模型実験に基づき、オイルタンクに代表される円筒形構造物に作用する津波力の性状を把握し、津波荷重の適切な評価方法のための知見を提示することを目的とする。



図1 オイルタンクの津波被害



図2 津波による二次被害

\*Hydraulic model test on tsunami force acting on cylindrical structures by Hiroki Kameya, Kosuke Sato, Yasushi Uematsu, Naofumi Teramoto, and Akihiko Obata

## 2. 水理模型実験の概要

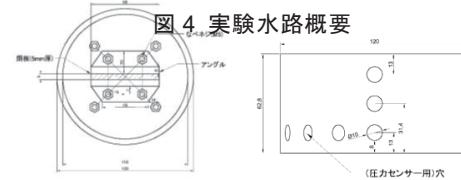
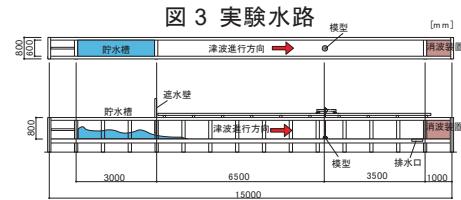
### 2.1 実験水路

実験は秋田工業高等専門学校の実験水路で行った。水路概要を図3,4に示す。水路の全長は15 m, 水路幅は0.8 m(内法幅0.6 m), 高さ0.8 mであり, このうち, 約3.0 mが貯水槽となっている。津波の押し波は貯水槽に一定量の水を溜め, コンプレッサーによって開閉式の遮水壁を瞬間に開放することで再現する。水路後方には消波装置と排水口が設置されている。

### 2.2 模型概要と設置位置

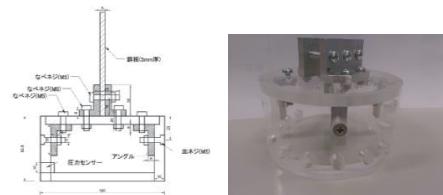
本実験では, 円筒形の中型オイルタンクを対象とする。オイルタンクは一般にオーダーメイドであるが, 本研究では気仙沼に設置されており, 東北地方太平洋沖地震による津波の被害にあったオイルタンクに基づき, その形状に近い, 直径30 m, 高さ15.7 mの円筒形中型オイルタンクを対象とする。模型の概要を図5に示す。幾何学的縮尺率を1/250とし, 外径120 mm, 高さ62.8 mmである。これは, 既往の研究<sup>2)</sup>に基づき水路幅の閉塞率を考慮し, 水路幅に対して模型の見付け幅が1/5以下になるように設定したものである。

模型, 各測定器具の測定位置を図6に示す。模型の位置は図4に示す通り, 流入口で起こる乱れが減少し始め, 反射波が到達するまでの時間が十分に取れる, 遮水壁から6.5 m, 後方の消波装置より3.5 mとした。流速計と波高計は模型前後の値を測定するために設置するが, 計測器のフレームなどにより波に乱れが生じるため, 模型位置から左右にずらして設置した。流速計は模型中央から前方へ207 mm, 後方へ273 mmの位置とした。波高計は模型中央から前後110 mmの位置とした。流速計, 波高計, 共に左右方向は模型中央から150 mm, 壁面から150 mmの位置とした。



(a) 平面図

(b) 立面図



(c) 断面図

(d) 実物写真

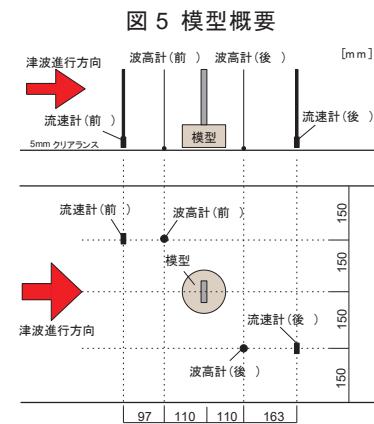


図6 測定器具配置図

### 2.3 津波波力と津波波圧の測定方法

図7に津波波力測定の概要を示す。ここで、波力とはオイルタンク全体にかかる平均流れ方向の荷重を指す。津波波力測定には片持ち型鋼板を用いる。鋼板を水路上の架台から吊るし、先に模型を設置する。荷重が作用したときの2点の曲げひずみ度 $\varepsilon$ を鋼板に貼り付けたひずみゲージから計測する。得られた曲げひずみ度 $\varepsilon$ を応力度 $\sigma$ にし、応力度 $\sigma$ から曲げモーメントに変換する。2点の曲げモーメント勾配からせん断力を算出し、これを模型に作用する津波波力とする。なお、測定にあたっては、津波作用時の鋼板のひずみと模型の回転によって模型底部分と床との衝突を防ぐため、模型と水路床との間に5 mmクリアランスを設ける。ひずみゲージ間の距離は既往の研究<sup>2)</sup>に基づき、300 mmとした。ひずみゲージの接続方法は4ゲージ法を採用した。

津波波圧は、鉛直方向の分布と周方向の分布を測定する。測定点は模型が左右対称であるため、周方向は片側180度の範囲に22.5°ピッチで9点、鉛直方向には底部から13 mm, 31.4 mm, 49.8 mmの3点の計27点である。測定点を図8に示す。津波波圧の測定には圧力センサーを用いる。しかし、本実験で使用する圧力センサーは4つであるため、全27点同時測定ができない。そこで、今回の実験では以下のようないくつかの測定方法を採用する。測定方法の概要を図9に示す。周上9点のうち一ヶ所は鉛直方向に3点圧力センサーを設け、主測定点とする。模型を回転させることで、主測定点の位置を変化させ、周方向の波圧を得る。主測定点と同時に、波に正対する圧力センサー位置を基準点( $\theta = 0^\circ$ )としてそこで得られる波圧を同時測定することで、津波衝突時刻や継続時間などを揃える。これを22.5°ごとに9回、模型を回転させて測定し、基準点での圧力変動と他の点での圧力変動との関係により、瞬間的な波圧分布を求める。

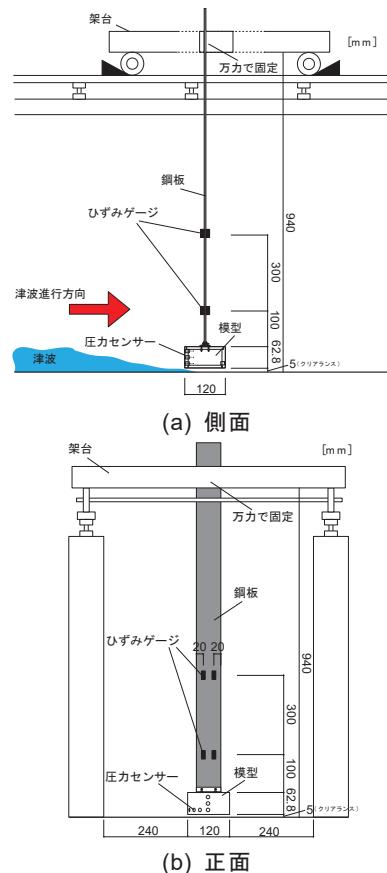


図7 実験器具概要

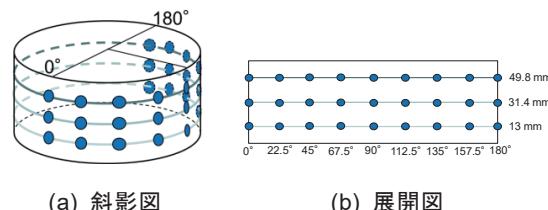


図8 波圧測定点

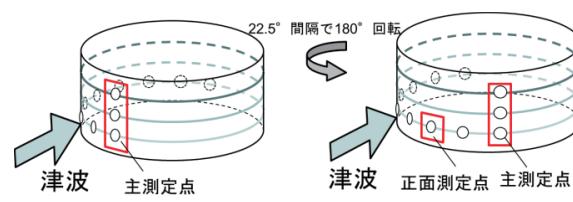


図9 波圧測定方法

### 3. 水理模型実験の結果と考察

#### 3.1 水理模型実験の様子

水理模型実験を水路横と水路後方から撮影した様子を図 10 に示す。



(a) 水路横から撮影

(b) 水路後方から撮影

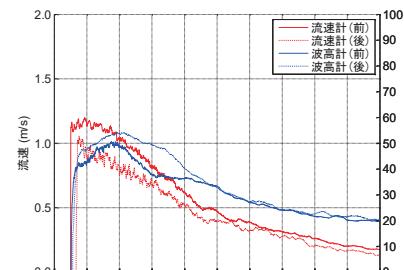
図 10 津波通過の様子 (貯水高さ 180 mm)

本実験で観測された津波は、模型に衝突して模型前面で弧状の滞留を作り、波は徐々に模型側面へ回り込んで剥離し、回り込みと共に波の落ち込みが見られた。

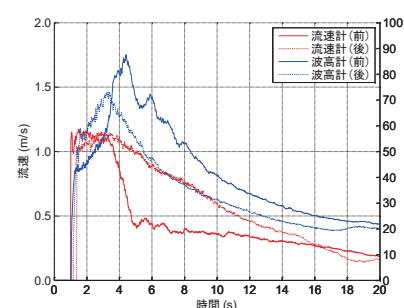
#### 3.2 津波流速および波高に関する結果と考察

円筒形模型を設置したことによる津波性状の変化について確認するため、模型を配置せず流速と波高を測定した結果と模型を配置して流速と波高を測定した結果を図 11 に示す。測定開始時刻は前にある流速計に波が到達する 1 秒前を基準としている。

流速、波高の時刻歴変化について、模型の有無による違いを比較すると、流速の最大値に変化はないが、模型前において模型ありの方が最大値に達した後、急激に減速していることが分かる。これは模型前面に滞留が生じるためであると考えられる。同様の理由で、津波到達から模型前において波高が徐々に上昇していることも分かる。対して、模型後においては、模型ありの方の波高が低くなっている。これは模型に対して波が回り込むと共に、落ち込みが起こっているためと考えられる。



(a) 模型なし



(b) 模型あり

図 11 流速と波高の時刻歴変化

### 3.3 津波波力に関する結果と考察

津波波力の時刻歴変化を図12に示す。ただし、パワースペクトルに基づき、用いた鋼板と模型の固有周期を考慮して3.0 Hz以上をカットするようローパスフィルターを施した。また、本実験の円筒形構造物との比較のため、矩形構造物を対象とした既往の実験結果<sup>2)</sup>も合わせて図13に示す。

図12において、津波波力の最大値はサージフロント波力時よりも2~3秒後に最大となっていることが分かる。これは模型前面での波の衝突が時間差をもって起こるため、大きなサージフロント波力とならず、その後滞留による波高の上昇で静水圧が上昇して最大値に達したと考えられる。一方、図13に示す矩形構造物の場合、模型前面に津波の衝突が同時に起こるため、サージフロント波力で最大の波力が発生している。

各貯水高さにおける最大津波波力時における抗力係数 $C_D$ の時刻歴変化を図14に示す。抗力係数 $C_D$ は測定した流速と波高および波力から式(1)を用いて算出した。

$$C_D = \frac{2F}{\rho v^2 h B} \quad (1)$$

ここで、 $F$ は波力(N)、 $\rho$ は水の密度(kg/m<sup>3</sup>)、 $v$ は流速(m/s)、 $h$ は波高(m)、 $B$ は投影幅(m)である。

抗力係数 $C_D$ の時刻歴変化を見ると、津波のサージフロント波力時には大きな値をとり、2秒程上昇と下降繰り返した後、急激に上昇している。測定開始3秒付近では滞留により、流速が急激に低下しており、そのため抗力係数が急激に上昇したと考えられ、動水圧よりも静水圧が支配的になっているといえる。式(1)は動圧に対して一般的に用いられる式であり、静水圧が支配的な時刻には適用できないと考えられるため、その直前までの値に着目する。着目範囲において、サージフロント波力時の抗力係数が最大値1.5を示している。荷重指針<sup>1)</sup>では、浸水深と流速の時系列を利用することができる場合、矩形構造物に対する抗力係数を先端部で2.0以上、非先端部で2.1としているが、円筒形にこれを適用すると過大評価となるため、円筒形構造物に適した抗力係数の検討が必要であると考えられる。

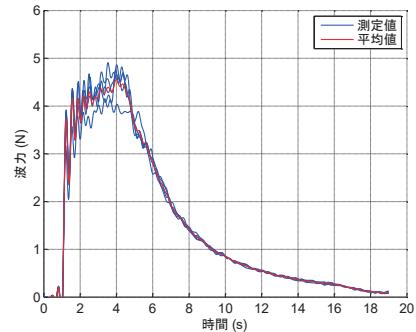


図12 津波波力の時刻歴変化

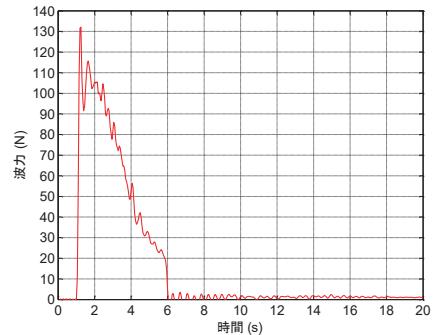


図13 津波波力の時刻歴変化  
(貯水高さ 700 mm, 矩形 )

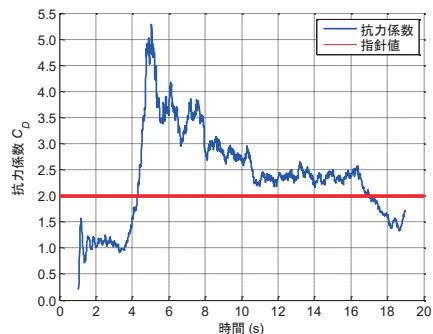


図14 抗力係数の時刻歴変化

### 3.4 津波波圧に関する結果と考察

津波波圧の時刻歴変化を測定角度ごとに図 15 に示す。貯水高さは 180 mm で測定開始時刻は正面測定点に波が到達する 1 秒前を基準としている。

津波波圧の時刻歴変化について、鉛直方向に着目すると、下に設置した波圧計ほど大きな波圧が生じている。これは作用している静水圧が三角形分布になっているからであると考えられる。周方向について、測定角度  $0^\circ$  ではサージフロント波圧が最大値となっているが、 $45^\circ$  ではサージフロント波圧が発生してから数秒後に最大値となり、 $90^\circ$  以降はサージフロント波圧が発生していないという特徴が見られる。波圧は面に直行方向にはたらくため、主流方向に正対している正面に近い測定点ほど動水圧の影響を受け、サージフロント波圧が大きくなると考えられる。

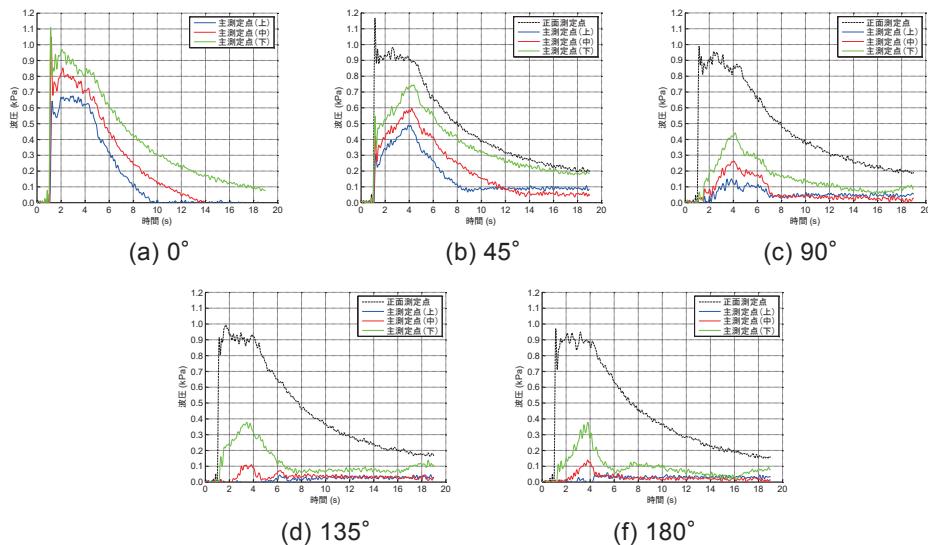


図 15 津波波圧の時刻歴変化 (貯水高さ 180 mm)

### 4.まとめ

本研究では水理模型実験により、津波の流速および波高、円筒形構造物に作用する津波波力と津波波圧の測定を行うことで、周方向および鉛直方向の流れと津波波力の性状を把握した。また、現行の荷重指針で用いられている抗力係数において、円筒形に対しては過大評価となる可能性があるため、円筒形構造物に適した抗力係数の検討が必要であることが分かった。

### 謝辞

本研究は防災研究協会の若手研究者研究助成金(研究代表者：佐藤公亮)を受けて行ったものであります。ここに記して感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、2015
- 2) 緑川雄貴, 小幡昭彦, 西田哲也, 小林淳：流体解析を用いた建築物に作用する津波波圧分布に関する検討、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.83-84, 2014.9

## 定常・非定常流実験による建築物への津波荷重に対する一考察\*

秋田大学 松富英夫

### 1. はじめに

いろいろな水理実験方法（大規模・小規模、定常流・非定常流、傾斜面+水平面・段地形、など）や測定方法（水位計・ポイントゲージ・写真、分力計・波圧計、など）の水理実験結果に基づいて、津波荷重（水平力と鉛直力）に関する知見が蓄積されてきている。ただし、実験方法や測定方法の違いで同じ事項に対する実験結果が異なる場合があり<sup>1)</sup>、津波実験に関するガイドラインの必要性が指摘されている<sup>2)</sup>。

東日本大震災以後、国土強靭化計画の下、津波防災施設に限らず、河川堤防を含む防災施設一般に強靭性の強化が求められている。しかし、残念ながら、防災施設の強靭性の強化は他施設との関わりを考慮することなく（「木を見て森を見ず」と言ってもよい），すなわち防災施設と他施設を人工構造物システムとして捉えることなく、防災施設のみを取り上げて推進されている。また、津波常襲地域の津波避難ビルなどの重要建築物に対して津波荷重が考慮されるようになったが、この件も陸上津波防災施設との関わりを考慮することなく、建築物の頑健性が検討・推進されている。

三陸海岸の漁港域のように、胸壁とその直ぐ背後に居住域が存在する場合が多々ある。この場合、胸壁の強靭性が背後の重要建築物の在り方（頑健性）に影響を及ぼすことが考えられる。したがって、胸壁と重要建築物を一体として捉えた胸壁・重要建築物システムの評価や強化を喫緊に図る必要がある。

本研究は上記を背景にそれぞれで測定方法が異なる定常流と非定常流（ゲート急開流れに基づく碎波段波後の氾濫流）による著者らの既報実験データ<sup>1),3),4)</sup>を用いて、測定方法や流れの違いによる建築物模型への津波荷重の差を例示し、考察することを目的とする。

### 2. 実験

図-1に各実験で用いた水路と建築物模型配置の概略を示す<sup>1),3),4)</sup>。実験水路は高さ、幅 $B'$ 、全長が各々0.5, 0.3, 12.0（非定常実験Cは11.0）mの小規模な両面ガラス張り鋼製矩形水路である。建築物模型は実験水路横断の中心に設置している。

定常実験Aにおける津波氾濫流は定常流で模擬している。胸壁模型の縦断面形は矩形（Type 1）と台形（Type 2）の2種類で、諸元を図-2に示す。これらの縦断面形は漁港における代表的なものである。定常実験Bにおける津波氾濫流も定常流で模擬している。非定常実験Cにおける津波氾濫流はゲート急開流れに基づく碎波段波後の氾濫流で模擬している。

定常実験A、定常実験B、非定常実験Cの実験条件を順に表-1～3に示す。表中、 $Q$ は定常流量、 $h_B$ は水路底面から建築物模型底面までの高さ（床高）、 $O_p$ は建築物模型前背面の開口率、 $I_l$ は水路床勾配、 $h_U$ は貯水深、 $h_0$ は静水深、 $S_l$ は斜面勾配である。実験は各ケース3回行っている。

建築物模型は1種類とし、その諸元を図-3に示す。建築物模型の外形は2011年東北地方太平洋沖地震津波のときに被災した宮城県女川町の4階建て旅館を模擬している<sup>4)</sup>。

模型縮尺は胸壁模型を含め全て1/100を想定している。

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 前面浸水深

図-4(a)に定常実験Aにおける入射フルード数 $F_r$ と前面浸水深係数( $h/h_i$ )の関係を示す。図中、 $\zeta$ は松富らの広義のエネルギー損失係数<sup>4)</sup>、 $u_f$ （文献3）では $u_{fb}$ に相当）は建築物模型前面における津波氾濫流衝突後の断面平均流速、 $u_i$ は入射津波の氾濫流速で、松富ら<sup>4)</sup>の前面浸水深係数評価式の利用においては $u_f$ を0としている。本実験における入射津波の氾濫水深はポイントゲージで測定し、前面浸水深は1cmのメッシュを入れた透明

\* Considerations for tsunami loads on RC building based on the steady and unsteady flow experiments by Hideo MATSUTOMI

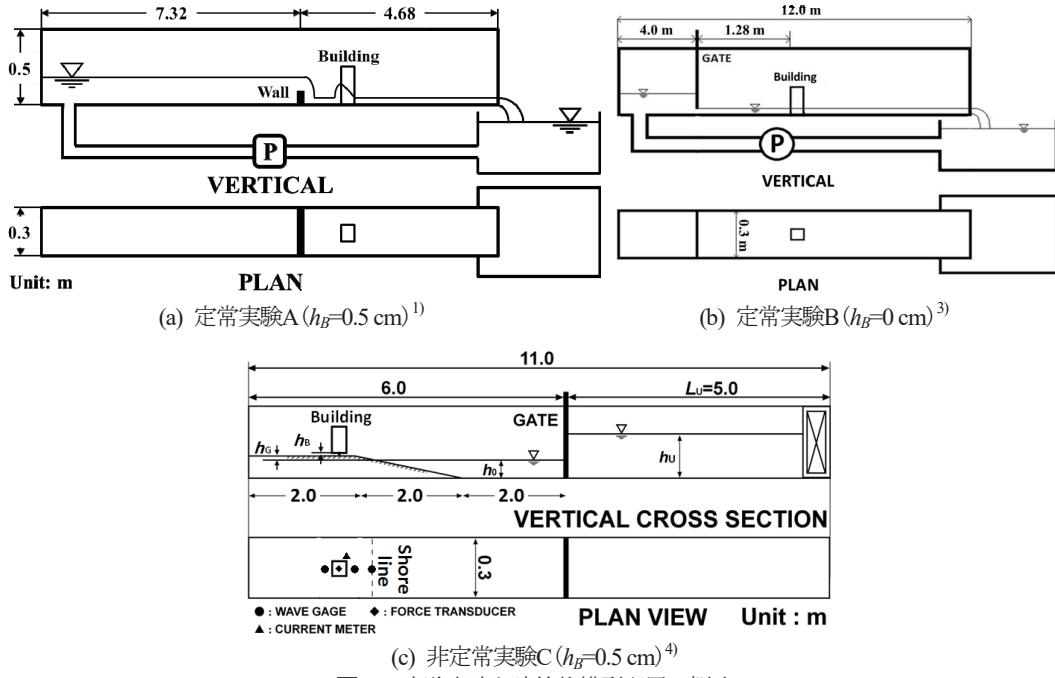


図-1 実験水路と建築物模型配置の概略

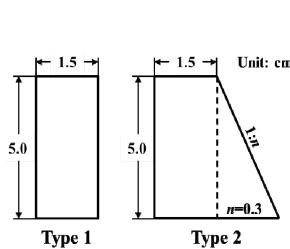


図-2 建胸壁模型の諸元 (左: 上流)

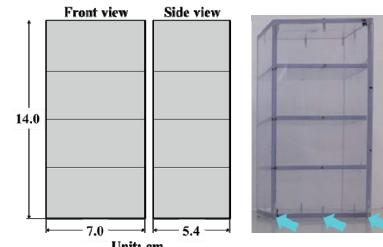


図-3 建築物模型の諸元

表-1 定常実験Aの実験条件<sup>1)</sup>

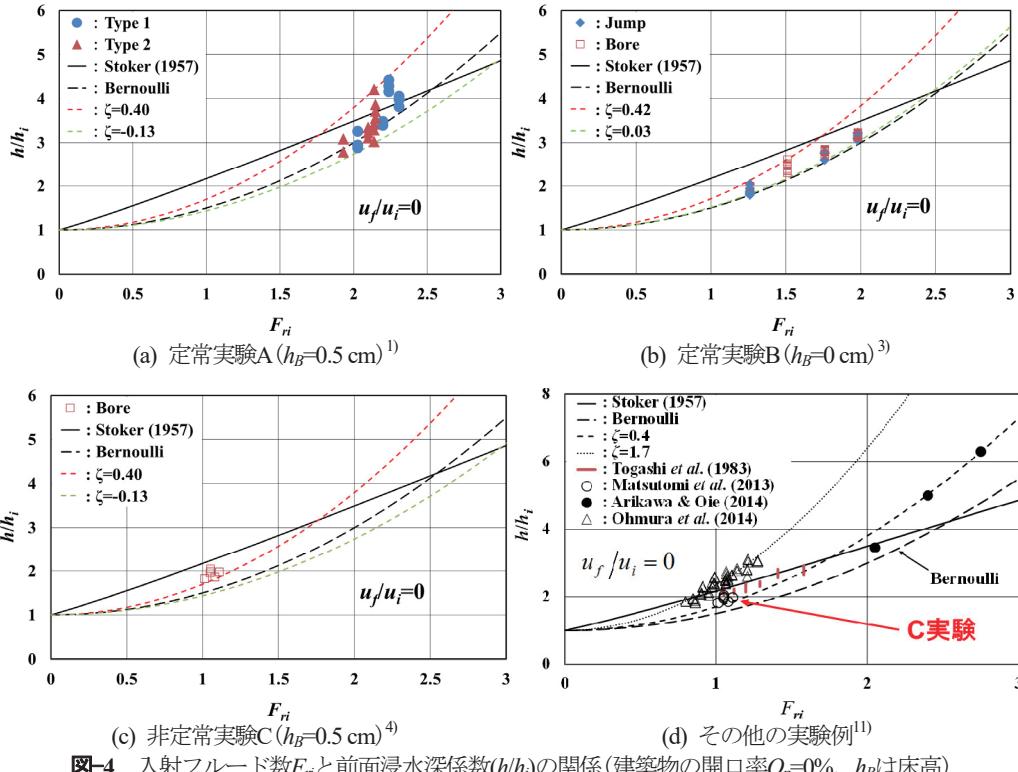
胸壁の断面形状	Type 1 (矩形)	Type 2 (台形)
流量 $Q$ (l/s)	1.38, 2.99, 7.48, 11.07	1.38, 2.99, 7.74, 11.10
胸壁・模型間距離 $X$ (cm)	25, 50, 75	
模型(幅 $B$ ×奥行 $D$ ×高さ $H$ ) (cm)	14×7.0×5.4	
床高 $h_B$ (cm)	0.5	
開口率 $O_p$ (%)	0	
水路床勾配 $I$	1/313	

表-2 定常実験Bの実験条件<sup>3)</sup>

流量 $Q$ (l/s)	5.54, 5.82, 6.09, 6.37, 6.67
幅 $B$ (mm)	18, 24, 27, 30, 35, 40, 70
奥行 $D$ (mm)	18, 27, 30, 36, 40, 45, 54
高さ $H$ (mm)	140
床高 $h_B$ (mm)	0
開口率 $O_p$ (%)	0
水路床勾配 $I$	1/313

表-3 非定常実験Cの実験条件<sup>4)</sup>

貯水深 $h_U$ (cm)	15, 20, 22.5, 25, 27.5
静水深 $h_0$ (cm)	6.7
斜面勾配 $S$	1/26
地盤高 $h_G$ (cm)	1
床高 $h_B$ (cm)	0.5
開口率 $O_p$ (%)	0
水路床勾配 $I$	0

図-4 入射フルード数 $F_r$ と前面浸水深係数( $h/h_i$ )の関係(建築物の開口率 $O_p=0\%$ ,  $h_B$ は床高)

シートを建築物模型前面に貼付け、前面前方から浸水状況写真（ビデオ）を撮り、建築物模型前面の中心と両端の3点で写真から判読している。これらの浸水深は真の前面浸水深であり、後述のポイントゲージ<sup>3)</sup>（1cm前方）や超音波式変位計<sup>4)</sup>（建築物模型前面から5cm前方）で測定したものと若干異なることが考えられる。図から、実験値は矩形断面胸壁におけるものが台形断面胸壁におけるものに比べてやや大きいことが判る。入射フルード数も矩形断面胸壁におけるものがやや大きいことが判る。これは矩形断面胸壁の方におけるエネルギー損失が小さく、氾濫流速が大きいことを示している。さらに、実験値はともに定常流を対象とするベルヌーイの定理 $(=1+F_r^2/2)$ とStoker理論<sup>5)</sup>の間辺りに位置しており、妥当なものと判断される。松富らの評価式において $\zeta$ を-0.13～0.40としていることで、実験値の推定が可能であることも判る。

図-4(b)に定常実験Bにおける入射フルード数 $F_r$ と前面浸水深係数( $h/h_i$ )の関係を示す。前面浸水深は建築物模型前面の前方1cmにおいてポイントゲージで測定している。入射津波の氾濫水深もポイントゲージで測定している。これらの実験値は建築物模型の幅が7cm未満、奥行が5.4cm未満の場合におけるものも含んでおり、 $h_B=0\text{ cm}$ の条件で得られたものである。津波氾濫流は図-4(a)の実験と同じ実験水路を用い、胸壁などの防護施設模型を設けずに定常流で模擬している。図から、実験値はベルヌーイの定理とStoker理論の間に位

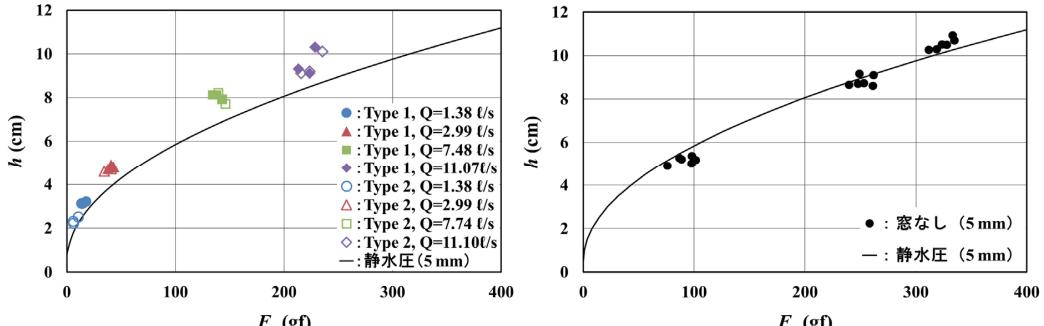


図-5 水平力 $F_x$ と前面浸水深 $h$ の関係( $O_p=0\%$ ,  $h_B=5 \text{ mm}$ , 左: 定常実験A, 右: 非定常実験C)

置しており、 $\zeta$ を0.03～0.42とすることで実験値の推定が可能であることが判る。本実験値に対するこの値が定常実験Aの実験値に対するものよりやや大きいが、これは $h_B$ の違いが主因と考えられる。両実験において入射フルード数が重なる部分( $F_n \approx 2$ )の実験値も本実験におけるものがやや大きい。さらに、本実験結果<sup>4)</sup>によれば、建築物模型前面の前方1 cmと2 cmにおける前面浸水深に差はなく、前方6 cmにおいて4.4% (0.29 cm) 小さくなる程度である。以上を総合すれば、本実験の前面浸水深は妥当なものと判断される。

図-4(c)に非定常実験Cにおけるゲート急開流れに基づく碎波段波後の氾濫流の入射フルード数 $F_n$ と前面浸水深係数( $h/h_B$ )の関係を示す。建築物模型とその設置条件は定常実験Aと同じで、建築物模型前面の前方5 cmに設置した超音波式変位計で前面浸水深を測定した場合のものである。入射津波の氾濫水深も超音波式変位計で測定している。図から、実験データが6個と少ないが、本実験の前面浸水深係数は入射フルード数の割に定常流で得られるものより大きい傾向にあることが判る。この傾向は押し波初動の半周期波<sup>6)</sup>( $\zeta=1.7$ ) や孤立波<sup>7)</sup>( $\zeta=3.0$ )の実験でも確認されている。したがって、この傾向の一因として入射氾濫流の非定常性が考えられ、これはすでに指摘されている<sup>8)-11)</sup>。

### 3.2 水平力

図-5の左図(定常実験A)と右図(非定常実験C)に水平力 $F_x$ と建築物模型前面における浸水深 $h$ の関係を示す。ここで、水平力は入射氾濫流が建築物へ衝突した初期の衝撃部で発生する最大水平力後の準定常部でのものである<sup>4)</sup>。両図中には前面浸水深 $h$ と床高 $h_B$ に基づく計算上の前面全静水圧<sup>4)</sup>( $=\rho g(h-h_B)^2 B/2$ ,  $\rho$ は氾濫水密度,  $g$ は重力加速度,  $B$ は建築物模型幅)が実線で示されている。両図から以下が判断される。

前面浸水深測定方法の観点では、写真による前面浸水深の評価(定常実験A)はほぼ正確で、超音波式変位計によるもの(非定常実験C)は変位計を建築物模型前面から5 cm離して設置しており、そこで平面的な平均値となるため、小さめに評価されると判断される。これは、定常流・非定常流に関係なく、非定常実験Cにおける測定方法では前面浸水深の割に水平力が過大評価されることになる。

圧力勾配に起因する慣性力の観点では、建築物前面浸水深が同じ場合、水平力発生時(読み取り時)の建築物背面浸水深は非定常流の場合の方が小さく、非定常実験Cの場合の慣性力が大きくなる。

建築物模型周囲水の加速に起因する慣性力の観点では、非定常流の方が当然のこととして加速度は大きく、非定常実験Cの場合の慣性力が大きくなる。

入射フルード数の観点では、入射フルード数の大きい方が建築物模型前面に形成される反射段波または跳水<sup>3)</sup>の内部に含まれる気泡量は多く、定常実験A( $F_n=1.93 \sim 2.31$ )と非定常実験C( $F_n=1.01 \sim 1.13$ )における建築物模型前面の圧力分布に差が生じ、非定常実験Cにおける方が水平力は大きくなる。

以上から、非定常実験Cにおける水平力が定常実験Aにおけるものに比べて大きめとなること(図-5)が理解される。

### 3.3 鉛直力

図-6の左図(定常実験A)と右図(非定常実験C)に鉛直力 $F_z$ と前面浸水深 $h$ の関係を示す。ここで、鉛直力は入射氾濫流が建築物へ衝突した後の準定常部でのもので、実験ケースによっては「鉛直力=最大鉛直力」

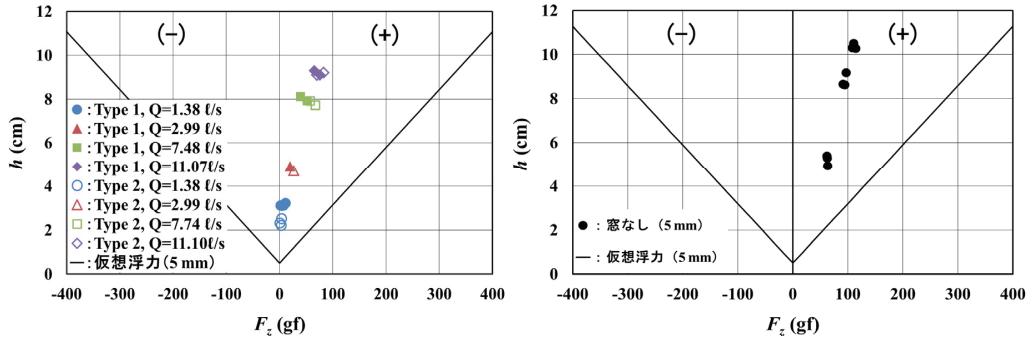


図-6 鉛直力 $F_z$ と前面浸水深 $h$ の関係( $O_p=0\%$ ,  $h_B=5$  mm, 左: 定常実験A, 右: 非定常実験C)

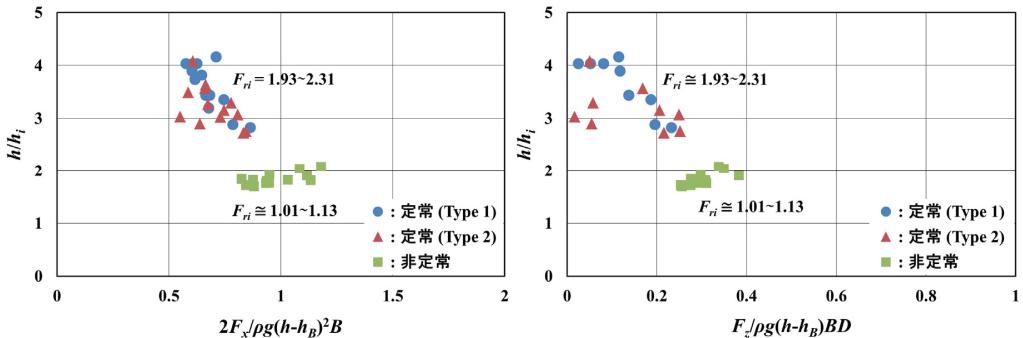


図-7 無次元化された津波荷重と前面浸水深係数の関係( $O_p=0\%$ ,  $h_B=5$  mm, 左: 水平力 $F_x$ , 右: 鉛直力 $F_z$ )

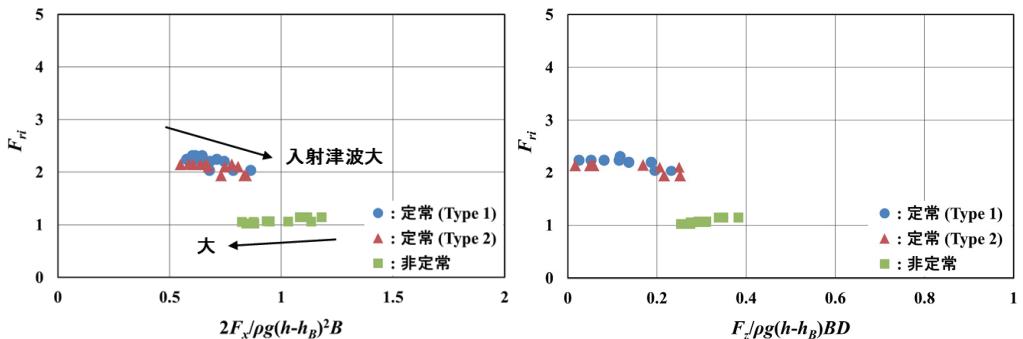


図-8 無次元化された津波荷重と入射フルード数の関係( $O_p=0\%$ ,  $h_B=5$  mm, 左: 水平力 $F_x$ , 右: 鉛直力 $F_z$ )

となる場合がある<sup>11)</sup>。両図中には建築物模型の周囲浸水深を前面浸水深とした場合の浮力<sup>4)</sup> (=「仮想浮力」= $\rho g(h-h_B)BD$ 。Dは建築物模型の奥行) が実線で示されている。両図から以下が判断される。

前面浸水深測定方法の観点では、水平力の場合と同様、定常流・非定常流に関係なく、非定常実験Cにおける測定方法では前面浸水深の割に鉛直力が過大評価される。

圧力勾配に起因する慣性力の観点では、建築物前面浸水深が同じ場合、鉛直力発生時(読み取り時)の建築物背面浸水深はまだ非定常流の場合の方が小さく(鉛直力の読み取り時は水平力のものより遅く<sup>4)</sup>、定常流と非定常流の違いに起因する流況差は小さくなると考えられる)、水平力の場合と逆で、非定常実験Cの場合の慣性力が小さくなる。

建築物模型周囲水の加速に起因する慣性力の観点では、水平力の場合と同様、非定常流の方が加速度は大きく、非定常実験Cの場合の慣性力が大きくなる。

入射フルード数の観点では、入射フルード数の大きい方が建築物模型前面に形成される反射段波または跳水の内部に含まれる気泡量は多く、建築物模型の前面や底面の圧力分布に差が生じ、水平力の場合と同様、非定常実験Cにおける方が鉛直力は大きくなる。

下向きに作用する揚力( $h_B \neq 0$ 場合など)<sup>12)</sup>の観点では、氾濫流が建築物の底面下を流れ難ければ難いほど、下向き揚力が大きくなると推察されていること<sup>13)</sup>、同じ床高、入射氾濫水深、入射フルード数であれば、非定常流は定常流に比べて前面浸水深係数が大きく、底面下の流速が大きいと推察されることから、非定常実験Cにおける方が下向き揚力は大きいと推察される。

以上を総合すれば、非定常実験Cにおける鉛直力が定常実験Aにおけるものに比べて大きめとなること(図-6)が理解される。

### 3.4 無次元表示

図-7と8に前面全静水圧や仮想浮力で無次元化された津波荷重と前面浸水深係数並びに入射フルード数の関係を示す。左図が水平力、右図が鉛直力に関するものである。現状では定常実験と非定常実験において同じ前面浸水深係数や入射フルード数域の実験データが存在しない。図から、前面浸水深係数や入射フルード数が同じであれば、両実験の無次元津波荷重はほぼ同じになりそうと読み取れなくもない。しかし、入射津波スケール( $=h_i$ )が大きくなるにつれて、定常実験では前面浸水深係数や入射フルード数は小さくなり、無次元津波荷重は大きくなるのに対して、非定常実験では前面浸水深係数や入射フルード数は定常実験と同様に小さくなるが、無次元津波荷重は逆に小さくなる。この点でも定常実験と非定常実験に差が認められる。

## 4. おわりに

本研究で得られた主な結果は次の通りである。

- ①建築物の前面浸水深 $h$ が同じ場合、定常流による水平力 $F_x$ と鉛直力 $F_z$ は非定常流（ゲート急開流れに基づく碎波段波後の氾濫流）によるものより小さい。この理由として、両流れにおける建築物背面の浸水深（圧力勾配）差や周囲水の加速度差（共に慣性力）などが考えられる。
- ②別視点で言えば、建築物の前面浸水深が同じでも、入射フルード数 $F_r$ が異なれば、津波荷重（水平力、鉛直力）は異なる。この理由として、抗力、慣性力、揚力、気泡量の差が考えられる。これは津波荷重が静水圧で評価できないことを示している。
- ③実験規模、測定方法、定常・非定常、フルード数などを考慮した綿密な実験が必要である。

## 参考文献

- 1) 松富英夫、小泉拓也、加藤広之、岩瀬浩之：胸壁越流後の津波氾濫流とそのRC造建築物への波力、日本地震工学会・大会－2017梗概集、P-14(10頁), 2017.
- 2) 建築学会津波荷重小委員会。
- 3) 松富英夫、紺野友恵、高尾駿介：つなぎ空間と開口部を有するRC造建築物前面における津波浸水深の推定法、土木学会論文集B1（水工学），Vol.73, No.4, pp.1015-1020, 2017.
- 4) 松富英夫、決得元基、齋藤雅大：開口部を有する鉄筋コンクリート造建物に働く津波流体力に関する基礎実験、土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.69, No.2, pp.326-330, 2013.
- 5) Stoker, J. J.: Water Waves, Interscience Publishers, Inc., New York, 1957, pp.326-333.
- 6) 有川太郎：水理模型実験による防潮壁に作用する孤立波の波圧特性に関する検討、土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.71, No.2, pp.889-894, 2015.
- 7) 大村智宏、八木宏、中山哲嚴、米山正樹、成田賢仁、加藤広之、門安曇、滑川順：胸壁に作用する津波波力に関する実験的研究、土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.71, No.2, pp.991-996, 2015.
- 8) 富樫宏由、古賀克志：直立壁による反射津波段波の水理と波力のメカニズム、第30回海講論文集, pp.332-336, 1983.
- 9) 有川太郎：防護施設のねばり強さ、土木学会2015年度水工学に関する夏期研修会講義集, pp.B-3-1-20, 2015.
- 10) 松富英夫、小野奈那子：開口部を有するRC造建築物前面における津波浸水深の推定法、土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.71, No.2, pp.361-366, 2015.
- 11) Matsutomi, H.: A method for estimating the reflected tsunami inundation depth at the front of RC building with aperture, Proc. of Coastal Structures and Solutions to Coastal Disasters 2015: Tsunamis, ASCE, pp.258-268, 2017.
- 12) 松富英夫、決得元基、嶋津朋、長沼駿介、桜井亮：開口部を有するRC造建物における津波の水平力と鉛直力の低減、土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.70, No.2, pp.371-375, 2014.
- 13) 決得元基、松富英夫、藤井俊典、富井達也：RC造建築物に作用する津波鉛直力とその低減法、土木学会論文集B2（海岸工学），Vol.71, No.2, pp.367-372, 2015.

## 津波シェルターに作用する波力と運動特性に関する検討\*

秋田大学理工学部 國井 優太  
秋田大学大学院理工学研究科 渡辺 一也

### 1. はじめに

2011年の東日本大震災における津波被害を受けて、津波避難に関する課題の検討がより重要性を増している。津波避難の方法としては、高所避難が有効である。しかし、地震発生から津波が到達するまでに避難する事が困難な場合が考えられる。例えば、高所が近くに無い地域においては、避難の時間が十分に確保できない可能性がある。また、高齢者や歩行に障害を持つ人々は、高所避難が困難であると考えられる。こうした課題の解決のため、従来とは異なる避難方法として、シェルターを活用した津波避難が検討されている<sup>1)</sup>。シェルターを活用した津波避難としては、高所避難後の津波対策という観点からも検討が行われている<sup>2) 3)</sup>。この背景として、中央防災会議で東日本大震災後に設定された想定津波の考え方方が挙げられる。津波対策の構築にあたっての想定津波として、中央防災会議が設定した津波は、次の二つのレベルである。①「発生頻度は極めて低いものの、甚大な被害をもたらす最大クラスの津波」、②「最大クラスの津波に比べ発生頻度は高く、津波高は低いものの大きな被害をもたらす津波」である<sup>4)</sup>。①の津波は、東日本大震災における津波に相当する従来想定を超える津波で、高所避難だけでは人命を守りきれない可能性がある。つまり、避難場所を越えるような津波への対策を用意する必要がある。こうした背景の元、高所避難後の対策として、建物上に設置された津波シェルターを活用する避難について検討が行われている。

そこで、本研究では、既往研究を元に、津波時におけるシェルターの運動特性を波力、フルード数を用いて評価を行った。

### 2. 実験方法

実験では縮尺1/20で作成したシェルター模型(図-1)と建物模型(図-2)を使用した。シェルターは球形で6人乗りを想定しており、模型の大きさは直径8.6cm、質量78.9gである。質量はフルードの相似則により算出した。材質は塩化ビニルで作成し、重心の調整、質量調整のため下部に油粘土を詰めている。建物模型は奥行30cm、高さ15cm、幅14cmである。材質はアクリル板で作成し、中にはおもりとしてコンクリート片が入っている。

実験はゲート急開による模擬段波をシェルターに作用させることで行った。また、今回は第二波以降の津波を想定した実験を行うが、その再現として、第二波以前の津波を建物付近に貯水することで再現している。

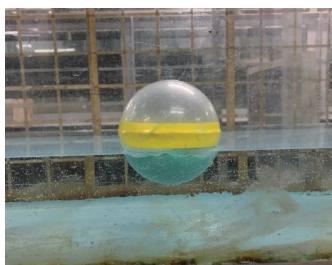


図-1 シェルター模型



図-2 建物模型

\* Investigation of Tsunami Forces acting on Floating Type Tsunami Shelter and Motion Characteristics by Yuuta Kunii and Kazuya Watanabe

実験水路は高さが 0.50m、幅が 0.30m、全長 11.0m、貯水長 5.0m、斜面勾配 1/26 の両面ガラス張り鋼製矩形水路を使用した。実験水路の概略を図-3 に示す。

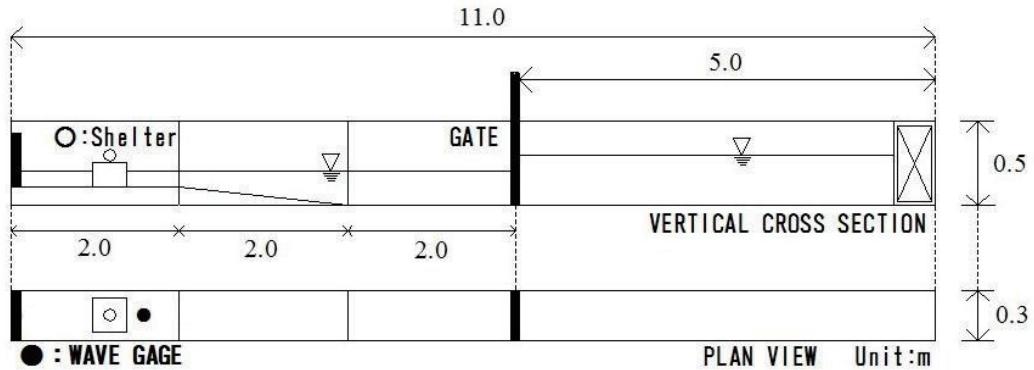


図-3 水路概要

運動特性の分類は、既往の研究<sup>5)</sup>を参考とした。分類を表-1 に示す。この分類を評価するにあたって、シェルターに作用する波力と建物前面 9cm における波高を各条件 3 回ずつ測定した。測定には、四分力計と超音波式波高計を用いた。また、フルード数を算出するにあたり、ビデオ解析によって先端移動速度を求めた。

今回行った実験の条件を表-2 に示す(単位:cm)。なお、貯水深はゲート上端に貯めている水の高さ、静水深は建物付近に貯めている水の高さを示している。また、建物上に設置するシェルターの位置は水路上端から下端に向けて前、中、後の 3 通りで、それぞれ建物前面から 3cm, 15cm, 27cm の位置である。

表-1 運動特性の分類

運動特性	シェルターの挙動
A	建物模型から落下後、建物模型の後ろで回転する
B	水に浮き、安定な状態で流される
C	水に浮き、不安定な状態で流される
D	波と共に回転しながら流される
E	建物模型から落下後流され、回転しながら建物模型へ戻る
F	建物上に残る

表-2 実験条件

条件	パターン A	パターン B	パターン C	パターン D	パターン E	パターン F
貯水深	35	30	35	40	35	30
静水深	7.5	15	15	7.5	7.5	7.5
設置位置	中	中	中	中	後	中

### 3. 実験結果

今回行った実験の例として、各条件における波力の経時変化を図-4～8に示す。

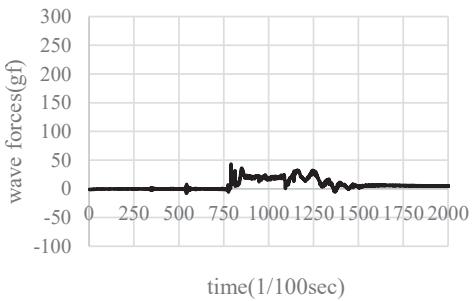


図-4 波力(パターンA)

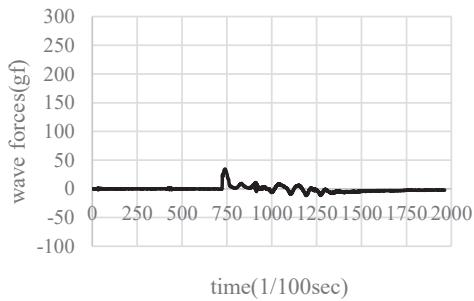


図-5 波力(パターンB)

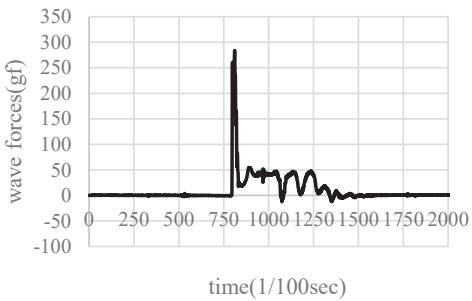


図-6 波力(パターンC)

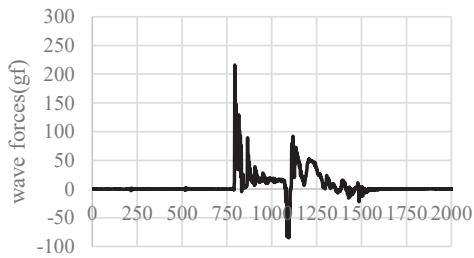


図-7 波力(パターンE)

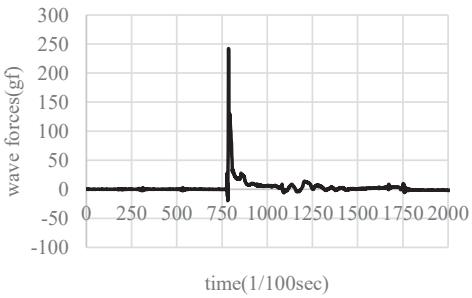


図-8 波力(パターンF)

測定した波力について以下にまとめる。

- ①パターンAにおける波力は、継続して波力が作用しているが小さい傾向にある。(図-4)
- ②パターンBとパターンCでは、実験条件が貯水深5cmのみ異なるが、波力には大きな差があった。(図-5, 6)
- ③パターンAとパターンEでは、実験条件が設置位置のみ異なるが、建物後方に設置した場合の方が大きい傾向が見られた。(図-4, 7)
- ④パターンFは、衝撃波力は大きいが、継続した波力は見られなかった。(図-8)

次に、各条件における建物前面 9cm 位置での波高の経時変化を図-9～13 に示す。

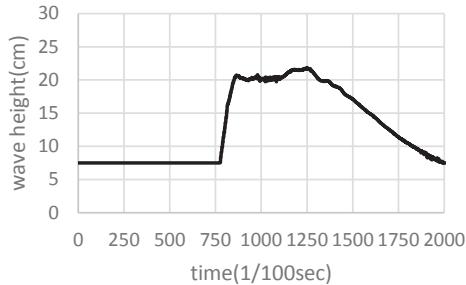


図-9 波高 (パターン A,E)

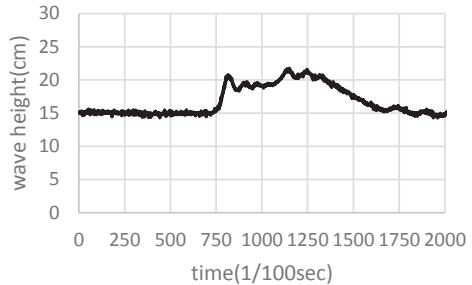


図-10 波高 (パターン B)

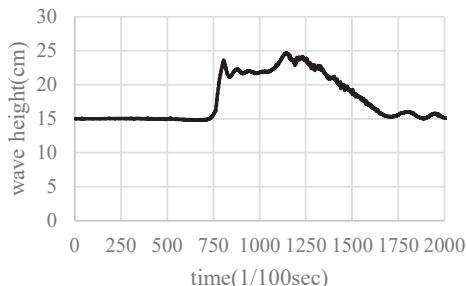


図-11 波高 (パターン C)

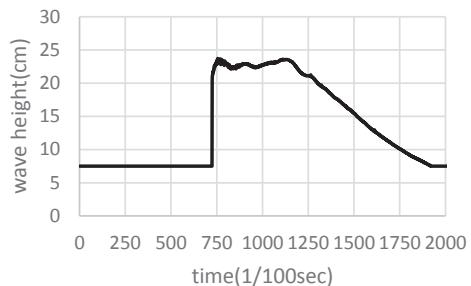


図-12 波高 (パターン D)

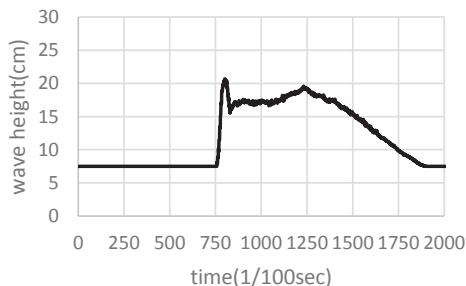


図-13 波高 (パターン F)

測定した波高の経時変化について以下にまとめる。

静水深が 15cm であるパターン B, C は静水深が 7.5cm であるパターン A, D, E, F と比べ元の波高に戻る時間が早かった。また、パターン B, C では波高の変化が小さい傾向が見られる。

次に、測定した波力をフルード数で分類したものを図-14に示す。縦軸の波力は、条件毎に三回測定した波力について最大値を平均したものである。また、建物前面9cm位置での波高とフルード数の関係を図-15に示す。縦軸の波高は、準定常時の波高を建物高さで無次元化したものである。

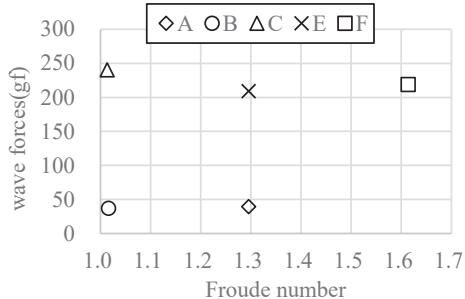


図-14 波力とフルード数

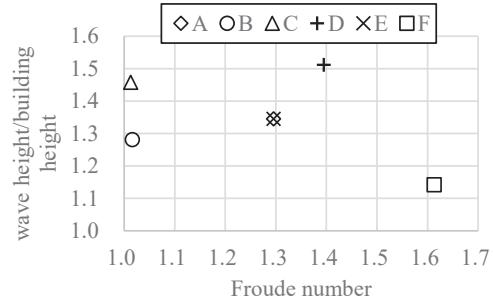


図-15 波高/建物高さとフルード数

図-14、図-15をまとめると以下のようになる。

- (1)パターンBとCでは、前面での波高が高い程、波力が大きい傾向が見られる。
- (2)一方で、パターンFは、波高が小さいものの、波力は大きい傾向が見られた。また、この条件は先端移動速度が他の条件と比べて大きかった。

次に、ビデオ解析により得られたシェルターの軌跡を図-16、17に示す。ただし、縦軸は鉛直方向の高さを示し、横軸は水平方向の距離を示している。横軸は流下方向を正として軸を取っている。また、図中の網掛け部分は建物模型を示している。

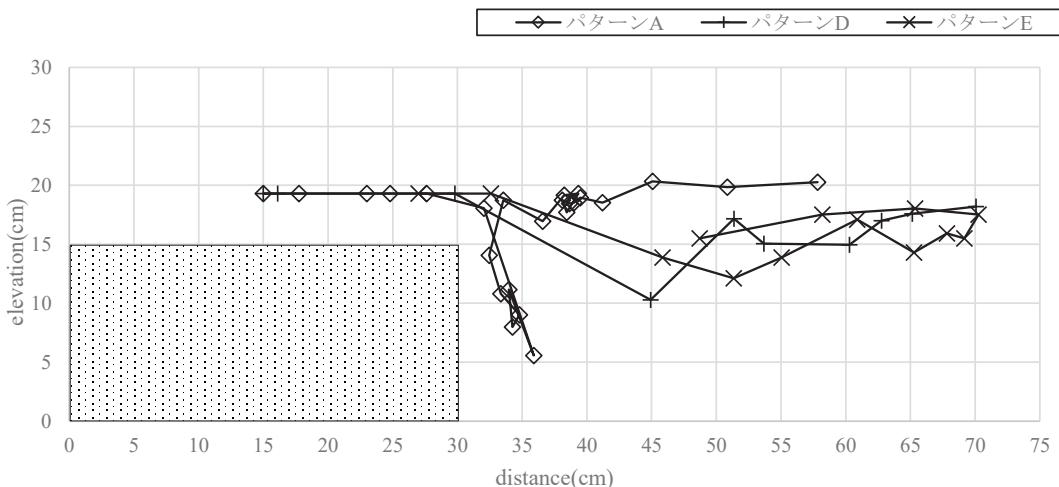


図-16 パターンA,D,Eにおける運動の軌跡

パターンAは、一度建物背面付近において、水中で停滞する傾向が見られる。また、パターンDとパターンEは同じ様な軌跡を描いている事が見られる。

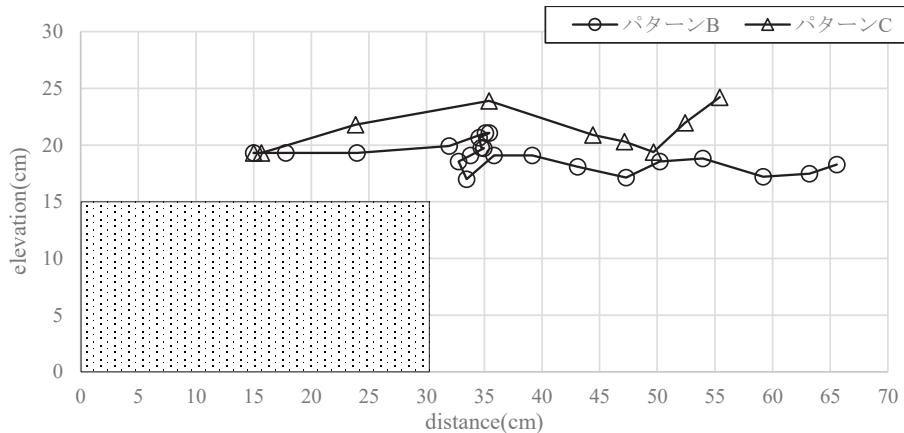


図-16 パターン B,C における運動の軌跡

パターン B とパターン C は共に、水に浮いて流される運動特性だが、パターン B は、建物背面付近で浮き、停滯する傾向が見られる。また、パターン C は建物から落下する前に、建物上において水に浮く傾向が見られる。

#### 4. おわりに

本研究では、運動特性毎の波力の測定を行い、フルード数による分類をした。得られた波力や運動の軌跡から以下の事が考えられる。

- ①パターン A とパターン B は共に建物背面で停滯する傾向がある。
- ②パターン B とパターン C の分類は波力の面から見ても妥当な分類だと考えられる。
- ③パターン D と E は建物背面に戻ることを除き、近い運動をしている。
- ④パターン F は波力が大きい傾向が見られるものの、波高が小さいために建物上に残ると考えられる。

#### 謝辞

本研究を行うにあたって、秋田大学水工学研究室のメンバーの協力を得た。ここに記し、謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 重松孝昌：浮体式津波避難シェルターの開発に関する基礎的実験、海洋開発論文集、第 24 卷、pp.105-110, 2008.
- 2) 渡辺一也・金子祐一：津波避難ビル上に設置した浮体式津波シェルターの挙動に関する検討、土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 71(2), I\_701-I\_706, 2015. (CD-ROM)
- 3) 渡辺一也・遠野雄樹：建物上に設置した浮体式シェルターの挙動分析と流速・波力に関する検討、土木学会東北支部技術研究発表会講演概要、2016 (CD-ROM)
- 4) 中央防災会議：東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告（案）<<http://www.bousai.go.jp/kaigirep/chousakai/tohokukyokun/12/pdf/3.pdf>> (2017-11-28 アクセス)
- 5) 藤井龍也・渡辺一也：浮体式津波避難シェルターの挙動に関する検討～第二波目以降が最大津波となるケースを想定した検討～、東北地域災害科学研究、第 53 卷

## 津波の波力に関する研究\*

八戸工業大学工学部土木建築工学科 佐々木 麻衣  
八戸工業大学工学部土木建築工学科 佐々木 幹夫

### 1. 緒元

6年前の東日本大震災（東北地方太平洋沖地震）による津波は防波堤や防潮堤等多くの海岸構造物や建物を破壊している。岩手県宮古市の北にある接待川では河口に建設されていた高さ13.7mの鉄筋コンクリート製の防潮堤を一瞬に破断し、長さ11m、高4m、厚さ2m、重さ511トンのコンクリート塊を670m上流に運び上げている。津波衝突時の破壊力や津波の掃流力については未解明な部分が多く解明すべき点が多く残っている。本研究では、このような津波の波力を解明することを最終目的にしている。そのための第1歩として津波衝突時の波力について橋の上におかれた物体に作用する波力を模型実験により検討してみた。

### 2. 実験装置および実験方法

図1に本実験で使用した実験水槽を示した。ゲートをはさんで左側を貯水槽、右側を津波観測水槽（定水層）とし、ゲートを開放することによって貯水槽側から津波観測水槽に津波が伝播する仕組みである。物体はゲートから5mの位置におかれ、水面からの高さは5cmとしている。本実験では10通りの津波を発生させている。幅60cmの実験水層は津波観測水路側（図1定水層）が2つに仕切られており、一方を津波観測水路としてゲートから5mの位置に橋を置きその上に波力測定用の物体を置き、橋の前後に波高計を設置している。反対側の水路には何も置かずに津波が伝搬するだけの水路としており、この水路には橋と同じ位置に流速計を設置し、水平流速と鉛直流速を測定している。

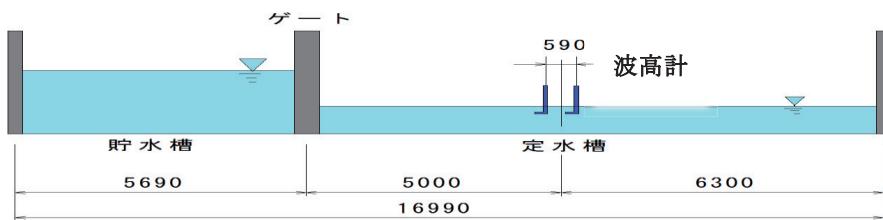


図1 本実験で用いた実験水槽側面図

本実験水槽では図1に示した貯水槽と定水層の水位差で発生する津波の大小を調整している。本実験では両水槽の水位差が最大で27.6cm、最小で4cmで津波を起こすことが可能で、橋の前の波高は最大で17.4cm（平均10.9cm）、最小で4.1cm（平均2.1cm）、最大流速105.7cm/s

\*Study on wave force of Tsunami by Mai Sasaki and Mikio Sasaki

(平均 57cm/s)、最小流速 26.8cm/s (平均 14.6cm/s)、フルード数  $Fr$  の最大は 2.85、最小が 1.9 の津波を起こすことができる(村岡・佐々木 (2016))。ここに、フルード数  $Fr$  は  $Fr=c/\sqrt{gh}$ 、 $h$  は定水層の水深、 $c$  は 2 つの波高計の設置間隔  $L$  (図 1、 $L=590\text{ mm}$ ) を通過時間  $t$  で

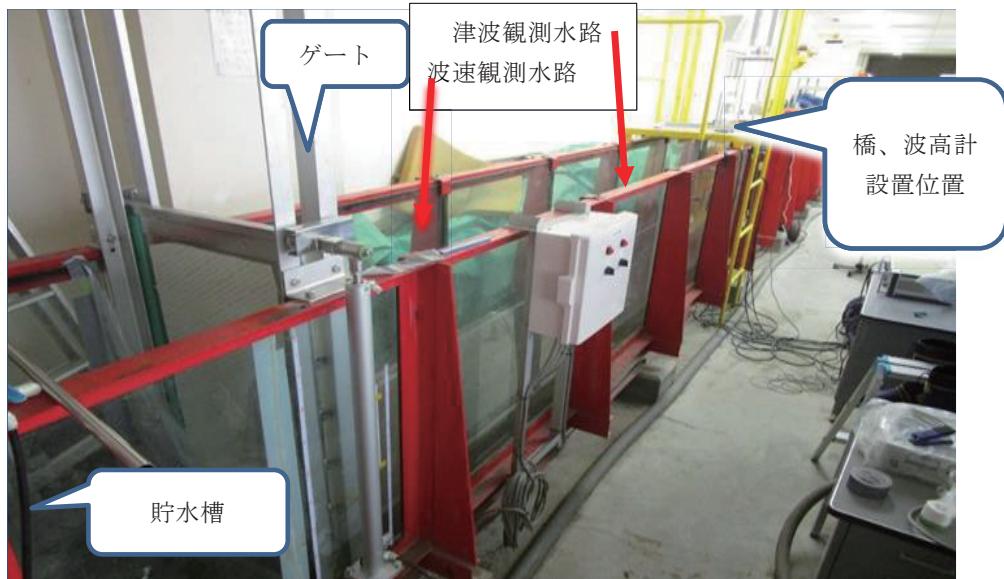


図 2 実験水槽 (全体) 手前側から貯水槽、ゲート、定水層が配置されている。定水層は幅 30 cm の水層に仕切られている。右側の津波観測水路と左側の波速観測水路。

除した  $c = L/t$  より求めた波速である。

図 2 に本実験水槽の全体を示した。定水層は前述のように幅 30 cm の水層に仕切られており、津波観測水路と波速観測水路の 2 つの水路となっている。



図 3 橋の上の物体を模型化したコンクリート塊。辺長 1 cm から 10 cm の立方体。

### 3. 実験方法

橋の上に置かれた物体を立方体のコンクリートブロックで見立てこのブロックに作用する津波波力を測定している。橋の上の物体は辺長が 1 cm ~ 10 cm よりなる 10 種類のコンクリート塊より構成した。図 3 に本実験で用いたコンクリート塊を示した。

橋の上におかれた物体の移動はこのサイズで観測できたが波力の測定は 3 cm より小さくなると測定が困難になることから波力の測定では辺長 3, 5, 7 cm のコンク

表1 ブロックの特性

	ブロック 3	ブロック 5	ブロック 7
一辺の長さ (cm)	3	5	7
重量 (g)	61	276	735
密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.26	2.2	2.14

リート塊を用いて実験をおこなった。これらブロックの特性は表1に示すとおりである。

橋は当初図5に示すプラスチック製の橋桁つき橋梁を用いたが津波衝突時に動くため(図6)に、図7に示すような橋に簡略化してこれに固定棒をつけて(図8)、津波衝突時に動かないようにして波力の測定を行っている。

図7に示した橋の中央部左の突出部



図5 橋の模型（改良前）

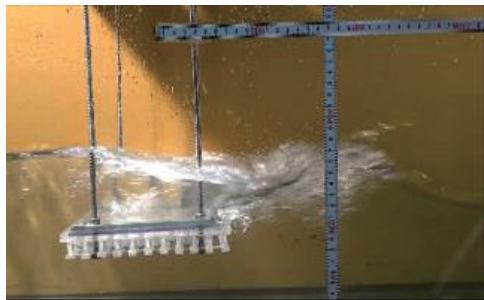


図6 津波衝突後の橋の様子

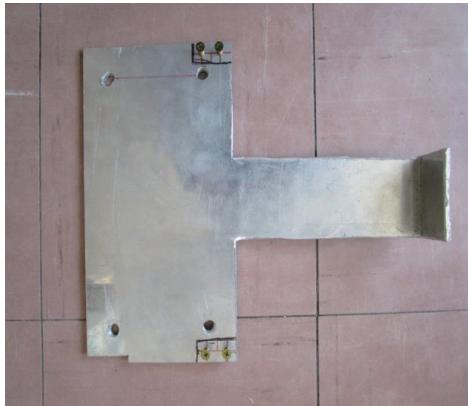


図7 改良後の橋の模型



図8 橋の固定棒（強化対策後）

は荷重計を設置するための場所であり、図8にしめした手前固定棒の奥に置かれているのが荷重計であり、その左側に3cmのブロックが設置されている。すなわち、図9に示すように橋が動かないようにした固定棒の下に橋があり、その橋の上にブロックがおかれ、そのブロックの左に荷重計が設置されている。

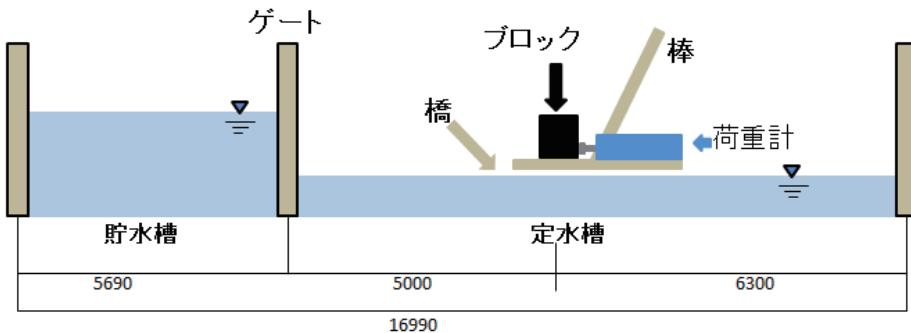


図9 ブロック、強化固定棒および荷重計の位置図

実験で用いた津波の波高を表2に示す。物体は水面から5cmの高さに置かれていることから波力の測定ではCase1～5までが用いられている。

表2 本実験で用いている波高

	Case 1	case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9	Case 10
H1max	17.39	16.43	13.3	11.52	10.3	8.94	7.09	7.66	6.32	4.11

#### 4. 津波波力の測定結果

図10にブロック辺長7cm、Case4の波が作用した時の衝突前から衝突後までの様子を示した。津波はブロックに衝突し、ブロックを完全に覆い、衝突後は定常波に襲われている。この時の波高および流速を示したのが図11である。図11に示したように衝突前の波高は10cm、衝突後は8cmに達しており、流速は80cm/sを超えて衝突後にピークに達している。この時の波力は図12に示すとおりであり、衝突時には水平力  $F_{xi}$  は  $F_{xi}=4.25N$  と急激に大きくなり、定常時の波力  $F_{xs}=3.12N$  の1.36倍となり1.3倍を超えていている。

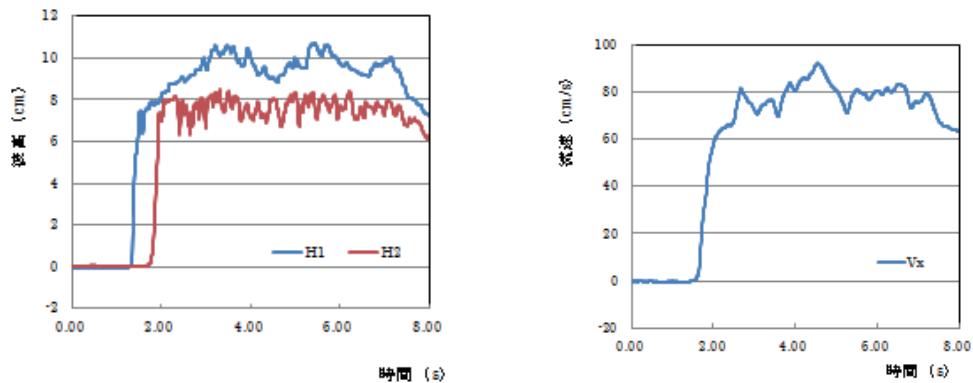
図13にブロック辺長3cm、Case7の波が作用した時の衝突前から衝突後までの様子を示した。図(3)より衝突後はブロック上部は波より上に出ている。この場合の波高と流速を図14に示したが図より波高(図波高H1)は衝突前で8cmに達しているが衝突後は7cm程度となりブロック天端面より低くなっている。ブロックの背後の波高(図波高H2)は衝突時には8cmを超えブロックよりの高い波高であるが定常時になると7cm程度となりブロック前面の波高と同程度となっている。流速は50cm/s程度となり変動している。この場合の波力を図15に示した。図より、衝撃時の波力は  $F_{xi}=1.15N$  となり、定常時の波力  $F_{xs}=0.85N$  の  $r=1.35$  倍となっており、1.3倍を超えてている。定常時の波力は上部1cm程度を残し、それより下部に作用していることも衝撃時の波力が大きくなっている原因ともいえる。

## 5. 結言

津波の波力について実験的な検討を行い、衝撃時の波力を測定してみた。定常時の波力の 1.3



(1) 衝突前 (2) 衝突時 (3) 衝突後  
図 10 ブロック辺長 7 cm、Case 4 の波の衝突前後の様子



(1) 衝突前 (H1) と衝突後 (H2) の波高 (2) 流速  
図 11 ブロック辺長 7 cm、Case 4 の波の波高と流速

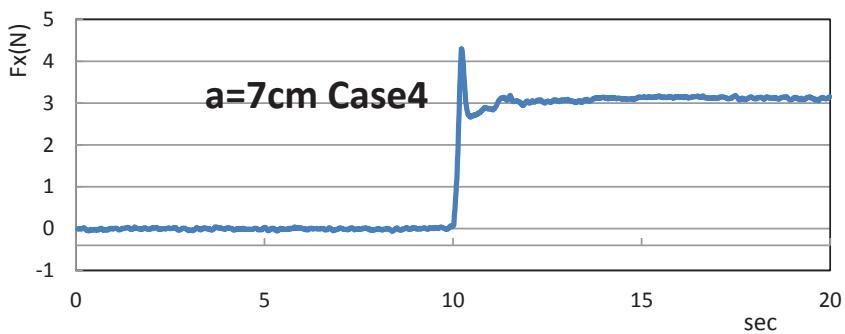
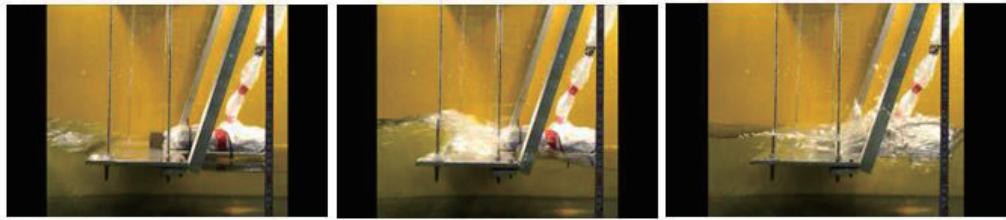


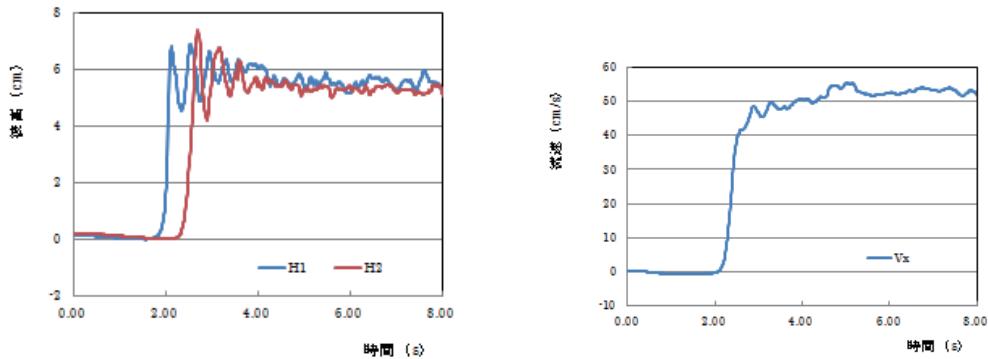
図 12 ブロック辺長 7 cm、Case 4 の波力  $F_{xi}=4.25\text{N}$   $F_{xs}=3.12\text{N}$   $r=1.36$

倍を超える波力も存在し、非定常時の波力をさらに検討する必要があることが分かった。



(1) 衝突前 (2) 衝突時 (3) 衝突後

図 13 ブロック辺長 3 cm、Case7 の波の衝突前後の様子



(1) 衝突前 (H1) と衝突後 (H2) の波高

(2) 流速

図 14 ブロック辺長 3 cm、Case 7 の波の波高と流速

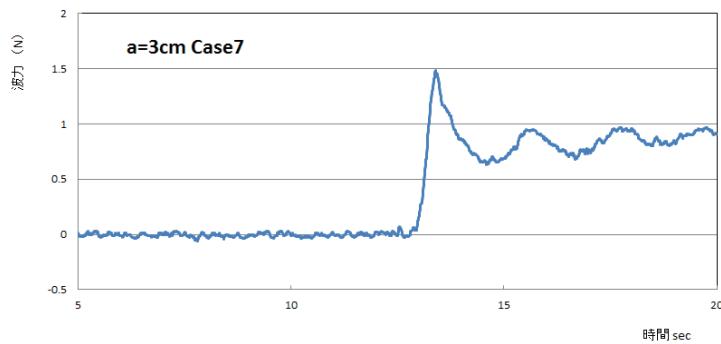


図 12 ブロック辺長 3 cm、Case 7 の波力  $F_{xi}=1.15\text{N}$   $F_{xs}=0.85\text{N}$   $r = 1.35$

**参考文献** (1) 村岡真怜、佐々木幹夫 (2016) : 橋の上に置かれた個体に作用する津波波力に関する研究、東北地域自然災害研究、Vol.52、pp。 199-204.

## 津軽半島、鳴沢川流域にみられる過去の洪水堆積物の特徴

弘前大学理工学部 鍛治純輝・岡田里奈・梅田浩司

秋田大学理工学部 石田将貴・内館美紀

秋田大学地方創生センター 鎌滝孝信

### 1. はじめに

自然災害のうち、津波・洪水等は特徴的な堆積物を残すことがある。特に河川氾濫による堆積物の研究は多くの事例があり、増田・伊勢屋（1985）は逆級化構造が洪水（氾濫）堆積物の示相堆積構造であることを強調した。また、鈴木（1994）は、洪水堆積物の特徴とされる逆級化構造が自然堤防帶や扇状地、網状河川のみならず、現流域でも広く認められることを示した。洪水堆積物のみならず、自然災害に伴うイベント堆積物を認定することは、災害の発生場所や周期さらにはその規模等を推定できる可能性があることから、防災面でも役立つことが期待される。筆者らは、青森県鰺ヶ沢町の鳴沢川周辺の沖積低地において、ハンドコアラーやハンディジオスライサー（高田ほか, 2002）を用いたイベント堆積物の調査を進めてきた。その結果、小岩（2012）、熊谷ほか（2017）、石田ほか（2018）は、同地域で津波堆積物や洪水堆積物と考えられるイベント堆積物を見出している。本研究では、これらの結果を踏まえた上で、さらに上流域での調査を行ない、過去の洪水によって形成されたと考えられるイベント堆積物の層相観察、記載、堆積物の実体顕微鏡観察、粒度分析および堆積物中に含まれる木片の<sup>14</sup>C年代測定を実施した。

### 2. 調査地域及び調査方法

調査地域である西津軽郡鰺ヶ沢町南浮田（鳴沢川流域）は周囲が砂丘等に囲まれた沖積低地で、イベント堆積物が地層中に保存されやすい環境と考えられる。調査では熊谷ほか（2017）の掘削地点のほか、鰺ヶ沢町が公表しているハザードマップを考慮しつつ、河口から約100~400m上流側の標高1.0m前後の低地において、深さ1.0~2.0mのコア試料を採取した。調査地点の標高は、オートレベルを用いた水準測量によって実施した。また、イベント堆積物の起源を明らかにするため、鳴沢川河口付近の砂丘砂および河口から約10km上流の岩木山麓において河川砂を採取し、粒度分析、実体顕微鏡観察、EPMA分析による火山ガラスの化学組成によって、その対比を行った。なお、EPMAは弘前大学機器分析センターが保有する日本電子社製波長分散型電子線マイクロアナライザー（JXA-8230）を用いて、電子ビーム径10 μm、加速電圧15kV、電流値10 nAの分析条件によって測定を行なった。

---

\*Flood deposits recorded around the Narusawa River, Tsugaru Peninsula by Junki Kaji, Rina Okada, Koji Umeda, Masataka Ishida, Miki Uchidate, Takanobu Kamataki



図 1 調査位置図

A: 全体図, B: ボーリング掘削地点.

A, B ともに Google Earth を使用. 地点 1~9 は本研究の調査地点.

### 3. ボーリングコアの層相観察と実体顕微鏡観察・粒度分析

この地点は鳴沢川の後背湿地にあたり、泥層・有機質シルト層が堆積しており、そこにいくつかの砂層が挟まれている。石田ほか（2018）では、強い水流を伴った突発的なイベントが発生することで形成されたと考えられる2枚のイベント堆積物（E1層およびE2層）を識別している。ここでは、地点8を例に、洪水堆積物と考えられるE2層の層相の特徴を述べる。

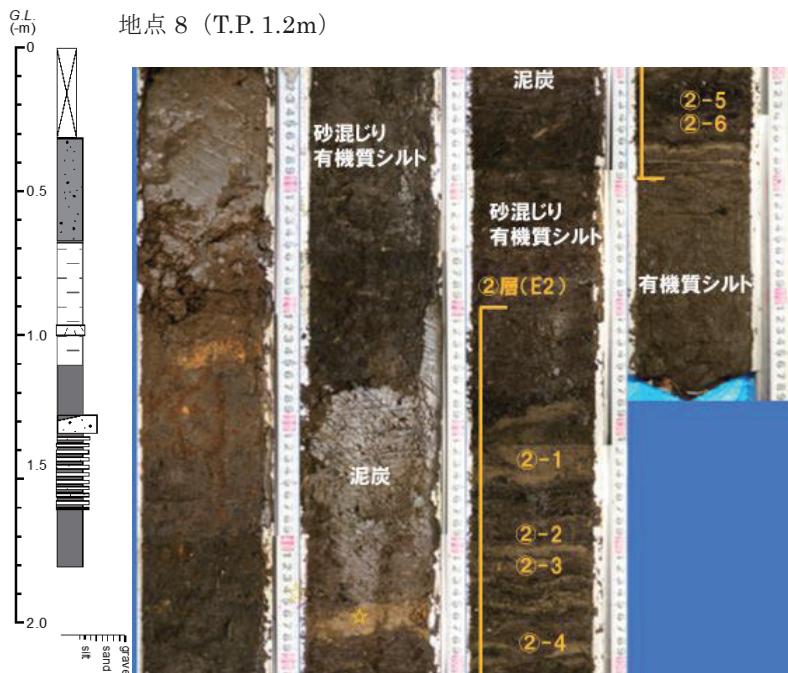
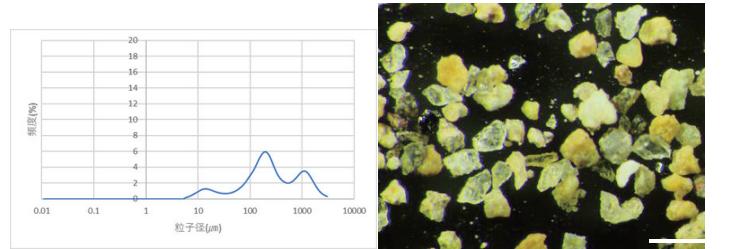


図2 地点8における堆積柱状図及びイベント堆積物②層(E2)の写真

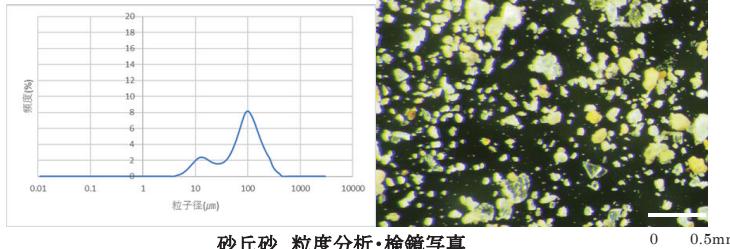
地点8では地表面から深度0.30m程度までが耕作土からなり、そこから下位は泥層・有機質シルト層が堆積している。また、深度0.95~0.98mに淡黄色の火山灰層が認められる。石田ほか（2018）のE2層（以下では②層と呼ぶ）は、深度1.30~1.60mに砂層および有機質シルトと砂の互層に相当する。深度1.31~1.34mの砂層（②-1層）は、中粒砂を含み低角の斜交葉理が確認でき、逆級化している。粗粒で低角度の斜交層理が発達することなどから、トラクション運搬および流量の増加を示すと考えられる。最上位には樹幹や植物片が多く含まれており、これらは流量の減少に伴い堆積したものと考えられる。深度1.38~1.40m（②-2層）は有機質シルト・砂層の互層からなる。深度1.40~1.41m（②-3層）は極細粒砂～細粒砂サイズからなる砂層、深度1.48~1.49m（②-4層）は極細粒砂サイズの砂層である。深度1.51~1.53m（②-5層）は有機質シルト・極細粒砂サイズの砂層の互層が、深度1.53~1.55m（②-6層）は有機質シルトと極細粒～細粒砂サイズの砂層の互層が堆積している。これらの②-2から②-6層については、全体的に波状葉理が認められる。また、地点8の近傍にあたる小岩（2012）の地点3（早田）で掘削したコアの珪藻分析によると、今回の②-2~6層と同一層準と考えられる砂層の中に

海洋性珪藻を確認している。これらのことから、②-2~6層の堆積環境は、砂質堆積物のリップルを形成するような流れと泥質堆積物の沈降するような、穏やかな流れが周期的に繰り返すような場であり、ラグーン近くの氾濫原や後背湿地となっていたことが考えられる。

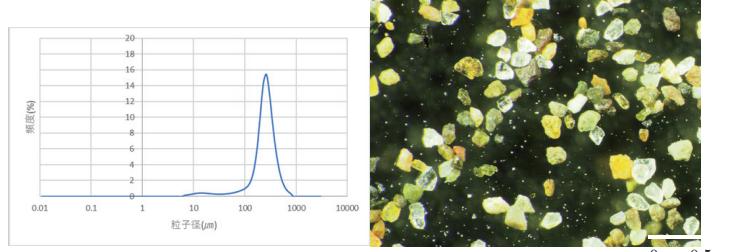
②-1 粒度分析・検鏡写真



②-2~6 粒度分析・検鏡写真



砂丘砂 粒度分析・検鏡写真



河川砂 粒度分析・検鏡写真

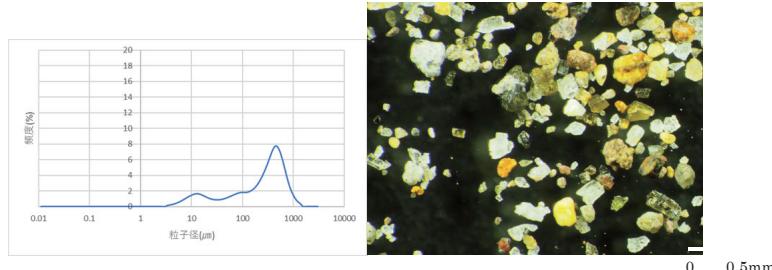


図 3 粒度分析・検鏡写真

今回、②-1層及び②-2~6層の堆積物について、実体顕微鏡観察と粒度分析を行った。なお、粒度分析については JAEA 東濃地科学センターの HORIBA 製のレーザー回折・散乱式粒度分

析装置 (LA - 950) を使用した。図 3 には粒度分析の結果および検鏡写真を示した。②-1 層は粒径 10  $\mu\text{m}$ , 200  $\mu\text{m}$ , 1000  $\mu\text{m}$  に 3 つのピークを有し, 淘汰が悪い。砂サイズ粒子の検鏡観察では, 斜長石・火山ガラス・磁性鉱物・石質岩片が多く含み, これらの粒子はあまり円磨されていない。②-2~6 層は粒径 10  $\mu\text{m}$ , 100  $\mu\text{m}$  にバイモーダルなピークを有する。碎屑粒子は斜長石・火山ガラス・磁性鉱物・石質岩片からなる。また, ②層に含まれる碎屑粒子の起源を明らかにするため, 鳴沢川河口付近の砂浜で採取した砂丘砂と鳴沢川上流から採取した河川砂も同様に粒度分析と検鏡観察を行った。その結果, 砂丘砂は粒径 200  $\mu\text{m}$  にユニモーダルなピークを有し, 淘汰が良く, 砂サイズ粒子は, 円磨されている石英や石質岩片からなる。一方, 河川砂は粒径 10  $\mu\text{m}$  と 400  $\mu\text{m}$  に 2 つのピークを有し (100  $\mu\text{m}$  付近にもわずかなピークが認められる), 淘汰が悪い。また, 円磨されていない斜長石・火山ガラス・磁性鉱物・石質岩片を多く含む。以上の結果から, 河川砂と②層の堆積物は共通した碎屑粒子からなり, E2 層は洪水・氾濫によるイベント堆積物である可能性を示唆している。

#### 4. イベント堆積物の堆積年代と形成要因

今回の調査で採取したコア試料から, ②層より上位の深度 1.0m 付近に火山灰層や火山灰のパッチが確認できた。EPMA により発泡した火山ガラスの化学組成を測定したところ, B-Tm (白頭山・苦小牧テフラ) に対比される火山ガラスを多く含むことが明らかになった。このことから, これらの火山灰層やパッチが約 1000 年前に堆積したと考えると, E2 層のイベント堆積物はそれ以前に形成されたものと解釈できる。

また, ②-1 と同層準に堆積した樹幹の外側の部分と枝と考えられる木片を  $^{14}\text{C}$  年代測定した。年代測定は JAEA 東濃地科学センターの加速器質量分析装置を用い, 取得した年代測定値の暦年較正は IntCal 13 の較正曲線 (Reimer et al., 2013) を用いて行った。樹幹や木片による暦年代によると, 25-241calAD (約 1800~2000 年前; 信頼度 95.4%) および 44calBC-177calAD (約 1800~2000 年前; 信頼度 92.6%) という値を得た。さらに, 熊谷ほか (2017) により②層の直上の地層から約 2000 年前という年代値が報告されていることから, ②層の形成に影響した洪水・氾濫イベントは約 2000 年前以降に発生したものと解釈できる。

鳴沢川の源流にあたる岩木山は活火山である。西暦 1600 年の水蒸気爆発では泥流が発生したことが指摘されているが, 最新のマグマ噴火は約 2000 年前の鳥ノ海溶岩ドームを伴う活動であり, 白色軽石や灰色岩片等のテフラ層 (Iw-b, Iw-b'テフラ) が認められる。これらのテフラ層の直下または直上の古土壤の  $^{14}\text{C}$  年代測定では, 約 2000~2300 年前の値が報告されている (佐々木, 2001)。鳴沢川の洪水堆積物の堆積年代と上流の岩木山の最新のマグマ噴火の年代値は極めて整合的であることから, これらの噴火によって岩木山の北西斜面は裸地化が生じ, 河川流量や浮流土砂量は通常より多くなり, ラハール (土石流, 泥流, 洪水) が頻発したことが想定できる。さらに, ②層に含まれる火山ガラスと鳴沢川上流 (岩木山の北西斜面) の河川砂に含まれる火山ガラスを対比するため EPMA による化学分析を行なったところ, いくつかのガラス粒子の形態や化学組成は整合的であった。このことから約 2000 年前の岩木山の噴火とそれに伴うラハールが E2 層に関連するイベントである可能性は高いと考えられる。

## 5. おわりに

鳴沢川下流の沖積低地で識別された 2 つのイベント堆積物（E1 層, E2 層）のうち、下位の E2 層に関連するイベントについて検討した。その結果、約 2000 年前の岩木山のマグマ噴火に伴うラハールによる洪水・氾濫堆積物である可能性を指摘した。今後は、E2 層の堆積物に含まれる碎屑粒子の起源を特定するため、噴火に伴って堆積した Iw-b, Iw-b' テフラの火山ガラスとの対比を行なうことが必要となる。いずれにしても、過去の火山噴火に伴う洪水、氾濫堆積物の研究事例は国内外でも少ないとから、防災・減災の観点からも今後取り組むべき重要な研究課題と考えられる。

## 謝 辞

本研究には、科学研究費（基盤研究（C），17K01321）（代表：鎌滝孝信）を使用した。青森県鰺ヶ沢町防災担当の方々には、現地調査等でお世話になった。ここに記して関係各位に深く感謝の意を表します。

## 引用文献

- 青木かおり・町田洋：日本に分布する第四紀後期広域テフラの主元素組成 — $K_2O\cdot TiO_2$  図によるテフラに識別—，地質調査報告，第 57 卷，第 7/8 号，239-258, 2006  
 伊勢屋ふじこ：茨城県、桜川における逆グレーディングをした洪水堆積物の成因，地理学評論 55-9, 597-613 1982.  
 石田将貴・鎌滝孝信・内館美紀・松富英夫・岡田里奈・鍛治純輝・梅田浩司：青森県鰺ヶ沢町におけるイベント堆積物調査，東北地域災害科学的研究，54，投稿中，2018.  
 小野映介・片岡香子・海津正倫・里口保文：十和田火山 AD915 噴火後のラハールが及ぼした津軽平野中部の堆積環境への影響，第四紀研究，51-6, 317-330 2012.  
 熊谷秀平・梅田浩司・鎌滝孝信・小岩直人：青森県鰺ヶ沢町にみられるイベント堆積物東北地域災害科学，7-13 2017.  
 小岩直人：「鳴沢地区の歴史時代の津波堆積物に関する地質調査」，2012.  
 佐々木実：岩木火山の最新期活動 高噴火ボテンシャル火山における噴火の規模・噴出様式に関する研究，東京大学地震研究所特定共同研究 B 報告書，B-1, 22-27 2001.  
 柴正敏：未公表テフラデータ  
 鈴木一久：1993 年 9 月 9 日能州川洪水氾濫堆積物の三次元形態と堆積構造 —1 回の洪水氾濫で形成された複数の逆級化構造ユニット—，地質学雑誌，100, 867-875 1994.  
 増田富士雄・伊勢屋ふじこ：“逆グレーディング構造”：自然堤防帶における氾濫原鉱物の示相堆積構造，筑波の環境研究，108-115 1985.

## 津軽半島、十三湖におけるイベント堆積物

弘前大学理工学部 岡田里奈・鍛治純輝・梅田浩司

秋田大学地方創生センター 鎌滝孝信

秋田大学理工学部 石田将貴・内館美紀

### 1. はじめに

突発的な事象により地質学的な時間スケールに比べて瞬時に形成された堆積物を総称してイベント堆積物という。このうち津波堆積物は、津波またはそれから派生した水流によって海底や沿岸の砂泥や礫等が浸食され、それらが別の場所へ運搬されて再堆積したものと定義されている（例えば、澤井、2012）。津波堆積物の分布調査や年代測定によって当時の水浸範囲や発生時期等が明らかにされるが、これらの情報は将来の地震・津波ハザード評価に反映できる。東北地方の日本海沿岸では、鎌滝ほか（2015, 2017）は秋田県にかほ市において、13～14世紀ないしそれ以降の地震津波によるものと推定される堆積物を報告している。また、秋田県潟上市（鎌滝ほか, 2015）や八峰町（鎌滝ほか, 2016）青森県鰯ヶ沢町、五所川原市（熊谷ほか, 2017；電源開発株式会社, 2017）の沿岸域においても同時期のイベント堆積物が報告されている。筆者らは、津軽半島西岸における過去の津波浸水範囲やその履歴を明らかにするために、鰯ヶ沢町より北方約25kmに位置する五所川原市五月女泡（そとめやち）においてハンディジオスライサー（高田ほか, 2002）による堆積物の調査を行った。なお、本研究における調査地点は、箕浦ほか（1987）によって1983年日本海中部地震による津波堆積物の記載が行われた十三湖（前潟・明神沼）の北部に隣接する場所で、電源開発株式会社（2017）によるJS13孔の地点よりも南に位置する。

### 2. 調査地域および調査方法

調査地域である五所川原市五月女泡は、日本海に沿って南北に延びる砂丘の背後の低地に位置する。この低地には、浜堤に沿って南北に延びる小河川が存在し、汽水湖である十三湖に注いでいる。小河川の周辺には標高1.0～1.6mの低地が広がっているため、津波が発生した際に遮るものが多く、海域からの物質輸送に伴う堆積作用が生じると推定できる。ボーリングポイントは南から北にかけて12か所であり、小河川の河口から北に向かって約250m地点の耕作放棄地においてさらに上流に向かって約20mの間隔である。今回、ハンディジオスライサーを用いて幅10cm、長さ200cm程度のブロックサンプルを定方位で採取した。調査地域は土壤改良による耕作土および盛土が厚かつたため、スコップによってこれらの一部を除去してからハンディジオスライサーを打ち込んだ。深度0.5～2.0mから採取したコアは、層相観察・記載、砂質堆積物の検鏡観察・粒度分析などを実施した。なお、粒度分析には国立研究開発法人日本原子力研究開発機構東濃地科学センターのHORIBA製のレーザー回折・散乱式粒度分析装置（LA-950）を使用した。

\*Event deposits recorded the Lake Jusanko, Tsugaru Peninsula by Rina Okada, Junki Kaji, Koji Umeda, Takanobu Kamataki, Masataka Ishida, Miki Uchidate

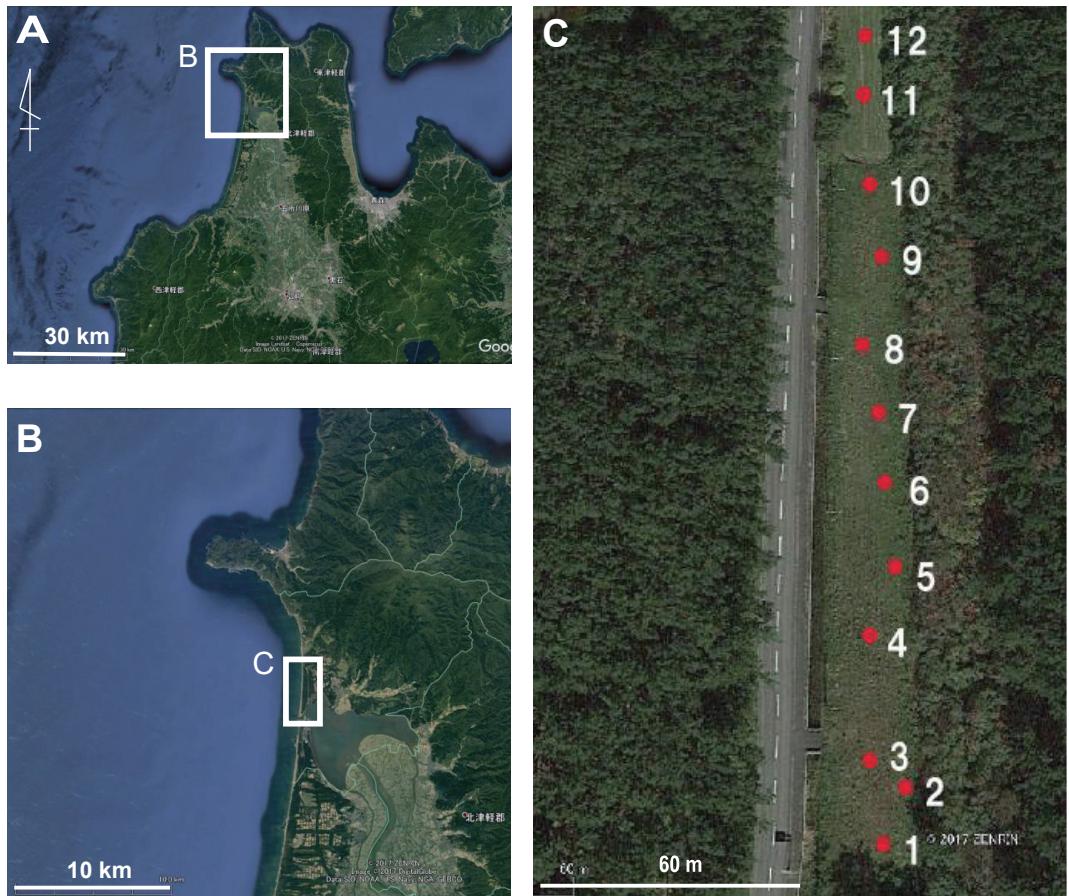


図 1 調査位置図

A : 全体図, B : 調査地点周辺, C : ボーリング掘削地点

### 3. 五月女蕪におけるボーリングコア試料の層相とイベント堆積物

採取した 12 か所のボーリングコア試料のほとんどは有機質シルト層や泥炭層を主体とし、そこに粗粒から中粒砂サイズの砂層がいくつか挟まれる。ここでは代表的な試料として、地点 2 (図 1) で得られたボーリングコアの柱状図および写真を図 2 に示し、以下に詳細を記載する。

地表から深度 0.73m までは耕作土および土壤改良による盛土で、深度 0.73～0.76m は泥炭層、深度 0.76～0.90m は有機質シルト混じりの中粒砂層、深度 0.90～1.00m は有機質シルト層からなる。深度 1.00～1.30m は主に細粒～中粒砂層からなり、ここでは深度 1.00～1.12m を砂層①、深度 1.12～1.30m を砂層②とする。深度 1.30～1.40m は有機質シルト層がみられる。さらに下層は中粒砂層からなる。以下に砂層①および②の特徴を述べる。砂層①は下位から上位へと粗粒砂から細粒砂に

正級化する。さらに下部には偽礫が含まれ、上部には流水で運ばれてきたと思われる木片が認められる。砂層②についても砂層①と同様な特徴が認められる。また、砂層②と下層の有機質シルト層との境界は明瞭な浸食面で、その直上には有機質シルトからなる偽礫が含まれる。砂層①および②のどちらも平行層理や低角の斜交層理がみられ、最上位にはシルトや植物片を多く含む。深度 1.00 ~1.30m に認められる砂層①および②は上述した特徴により、突発的な水流下における運搬、堆積作用の結果形成されたイベント堆積物と解釈される。

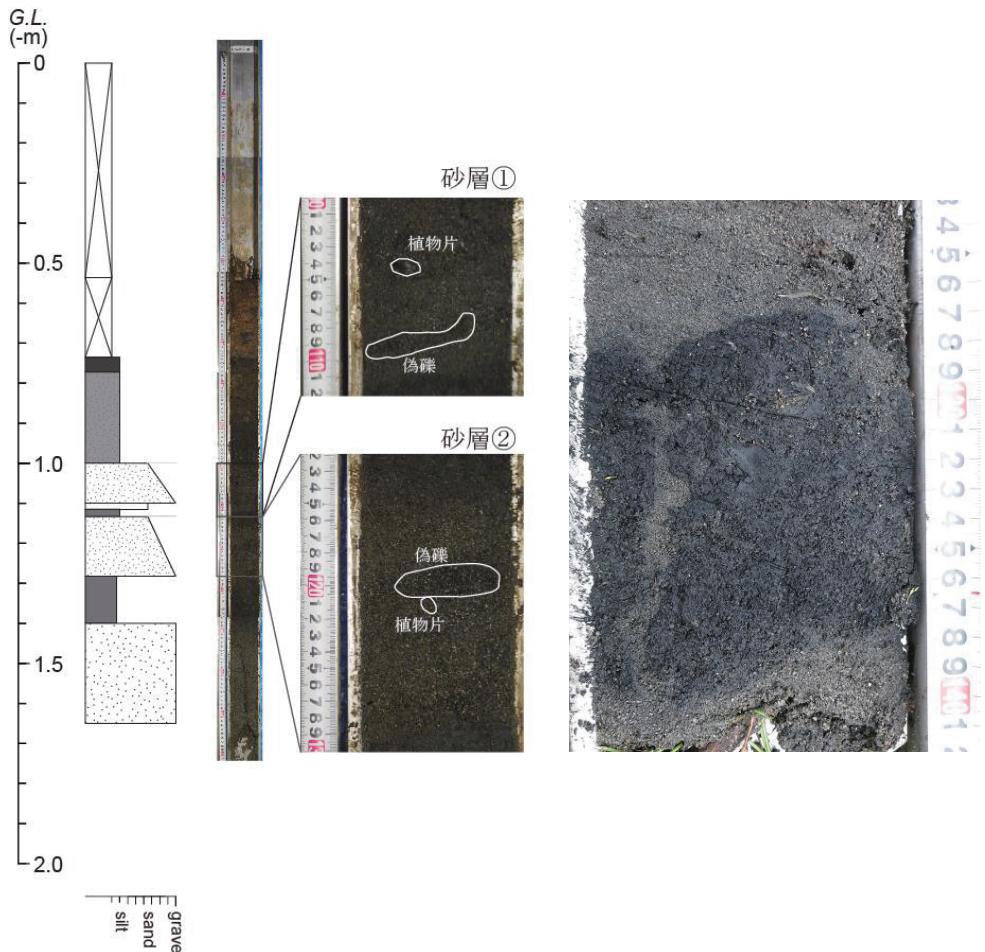


図2 地点2におけるボーリング柱状図  
コア写真、及び砂層①、砂層②の写真

図3 地点4（深度 1.27~1.40m）に認められる噴砂

一方、地点4（図1）から採取されたボーリングコア試料には、深度 1.27~1.40m の有機質シルト層中に中粒砂からなる砂脈がみられる（図3）。砂脈は有機質シルト層直下の中粒砂層とつながって

おり、それと同じ中粒砂が有機質シルト層の上を薄く覆う。この砂脈はその形状から噴砂痕と判断した。同様の噴砂痕は、地点 1 および 5 の同層準からもみいだされた。なお地点 1, 4, および 5 では、上述したイベント堆積物（砂層①および②）は噴砂痕の直上にみられる。

#### 4. イベント堆積物を構成する砂粒子の検鏡観察および粒度分析結果

図 2 に示した砂層①および②から採取した砂と十三湖三戸口周辺の砂浜で採取した海浜砂の顕微鏡写真を図 4 に示す。それぞれの構成鉱物をみると、円磨された石英や赤褐色や黄色の石質岩片などを多く含むことがわかる。砂層①および②の構成鉱物とその形態は、海浜砂と類似しているといえる（図 4）。

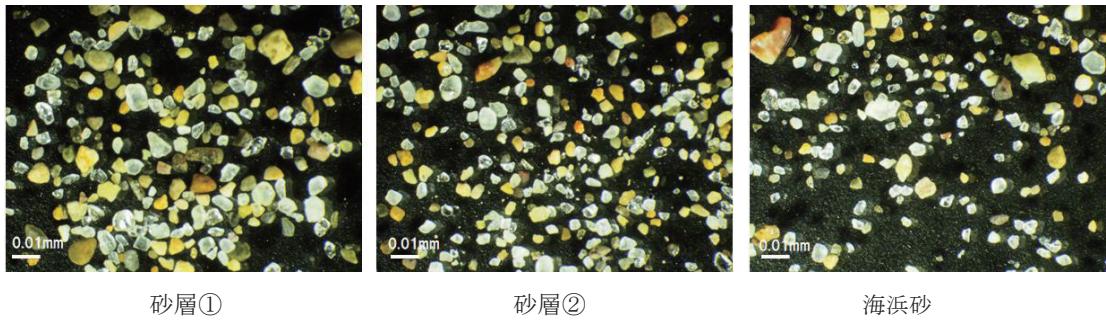


図 4 地点 4 の砂層①, ②の砂と十三湖の海浜砂

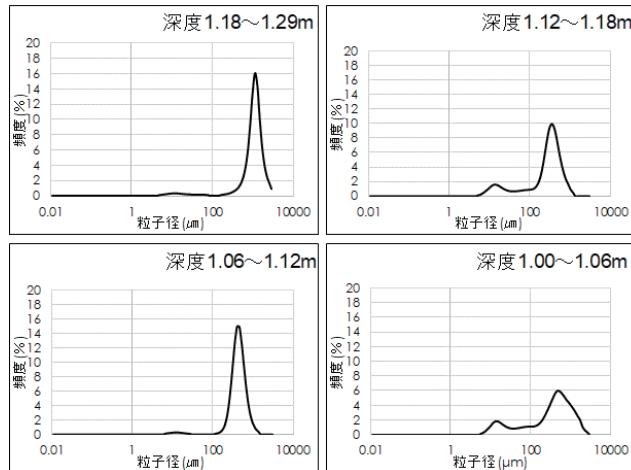


図 5 地点 2（深度 1.00～1.29m）の粒度分析結果

地点 2(図 1)のボーリングコア試料から得られた砂層①および②を 1cm 間隔でサンプリングし、粒度分析をおこなった。その結果を図 5 に示し、下位から順にみてみると、砂層②の深度 1.18～1.29m の試料は、粒径 1.0mm にピークを有する単峰性のグラフを示すことに対し、深度 1.12～1.18m の試料は、粒径 10  $\mu\text{m}$  と 0.5mm にピークを有する二峰性のグラフを示す。また、砂層①の深度 1.06

～1.12m の試料は、粒径 0.5mm にピークを有する単峰性のグラフを示すことに対し、深度 1.00～1.06m の試料は、砂層②の上部と同様に粒径 10  $\mu\text{m}$  と 0.5mm にピークを有する二峰性のグラフを示す。粒度分析結果からは、砂層①および②のそれぞれで下部では単峰性、上部では二峰性のパターンを示すことがわかった。

単峰性のパターンを示す砂の粒度特性は、熊谷（2017）による海浜砂の粒度分析結果と類似している。したがって、砂層①および②の下部は海方向から海浜砂が移動してきて堆積したと考えられる。また、砂層①および②の上部にみられる二峰性のパターンを示す砂は、シルトと砂が混合していることから、海浜砂のみならず低地の堆積物も一緒に運搬され堆積したものと考えられる。これは砂層①および②の下部が十三湖方向からの流れによって形成され、砂層①および②の上部はその戻り流れによって形成されたことを示唆する。

## 5. イベント堆積物の空間分布とその形成要因

図 6 に南から北にかけて掘削したボーリングコアの柱状図を左から右に並べ、各柱状図間でイベント堆積物と認定した砂層①および②をまとめて対比する。イベント堆積物は南側から北側にかけて薄くなり、地点 11 および地点 12 ではイベント堆積物と認定する層は確認されず消滅することがわかった（図 6）。

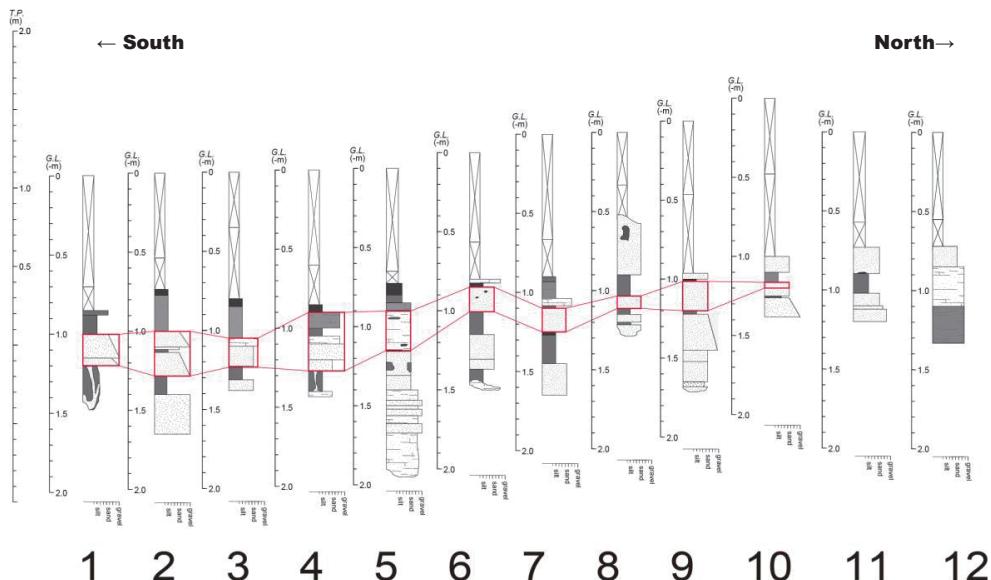


図 6 イベント堆積物の空間分布

ここでイベント堆積物の形成要因を考えてみる。上述してきたイベント堆積物は、1) 砂の構成鉱物やその形態は現在の海浜砂によく似ている、2) 砂の粒度分析結果から十三湖方向から流れてきた遡上流とその戻り流れによる運搬、堆積作用が二回記録されていると解釈できる、3) 各調査

地点におけるイベント堆積物の厚さは十三湖から離れる方向に薄くなり消滅する、という特徴を持つ。これらのことからイベント堆積物は、十三湖方向から海浜砂を伴い、少なくとも二回の連續した流れの行き帰りに対応して形成されたと解釈できる。さらにイベント堆積物直下に噴砂痕が認められることから、イベント堆積物の形成直前に調査地域周辺で強振動の影響があったことが推定される。以上のことから総合的に解釈すると、本研究によってみいだされたイベント堆積物は、地震津波の影響で形成された可能性が高いと判断される。またイベント堆積物の空間分布から、この津波は日本海から当時の潮流口を通り十三湖に流入し、調査地点のある低地を450m以上遡上したと考えられる。

## 6.まとめ

イベント堆積物が持つ堆積相、構成鉱物、噴砂などのさまざまな特徴から総合的に解釈すると、五月女瀬にみられるイベント堆積物は津波起源と考えられる。またイベント堆積物の空間分布から、この津波は五月女瀬の南側に位置する十三湖から北側に向かって遡上したものと考えられる。今後、イベント堆積物の年代測定を実施し、津波の発生年代を明らかにする予定である。

## 謝辞

本研究には、科学研究費（基盤研究（C）、17k01321）（代表：鎌滝孝信）を使用した。青森県五所川原市役所の方々には、現地調査等でお世話になった。ここに記して関係各位に感謝します。

## 引用文献

- 鎌滝孝信・阿部恒平・黒澤英樹・三輪敦志・今泉俊文：秋田県沿岸の沖積低地にみられるイベント堆積物、第四紀研究、54, 129-138p, 2015.
- 鎌滝孝信・高渕慎也・松富英夫・阿部恒平・黒澤英樹：秋田県男鹿市および八峰町における津波堆積物調査、土木学会論文集B2（海岸工学）、72, 2, I\_1693-I\_1698p, 2016.
- 鎌滝孝信・安部訓史・金澤 慎・松富英夫：秋田県南部の沿岸低地における過去の津波浸水域および履歴の検討、土木学会論文集B2（海岸工学）、73, 2, I\_445-I\_450, 2017.
- 熊谷秀平・梅田浩司・鎌滝孝信・小岩直人・藤田奈津子：青森県鰯ヶ沢町にみられるイベント堆積物、東北地域災害科学、53, 7-13p, 2017.
- 澤井祐紀：地層中に存在する古津波堆積物の調査、地質学雑誌、118, 535-558p, 2012.
- 高田圭太・中田高・宮城豊彦・原口強・西谷義数：沖積層調査のための小型ジオスライサー（Handy Geoslicer）の開発、地質ニュース、579, 12-18p, 2002.
- 箕浦幸治・中谷周・佐藤裕：湖沼底質堆積物中に記録された地震津波の痕跡－青森市浦村十三付近の湖沼系の例－、地震2, 40, 183-196p, 1987.
- 電源開発株式会社：大間原子力発電所 基準津波の策定のち地震以外の要因による津波の評価等について、42-69p, 2017.

## 北東北日本海沿岸にみられるイベント堆積物とその形成年代\*

秋田大学地方創生センター	鎌滝 孝信
秋田大学大学院理工学研究科	松富 英夫
弘前大学大学院理工学研究科	梅田 浩司
応用地質株式会社エネルギー事業部	阿部 恒平・黒澤 英樹

### 1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による津波災害以降、各地で津波堆積物に関する調査、研究が実施されるようになった。それ以前の我が国における研究例のほとんどは太平洋側のもので、日本海側では青森県十三湖における研究（箕浦ほか、1987など）や、1983年日本海中部地震で形成された津波堆積物の記載（三浦ほか、1985；佐藤ほか、1994）などに限られていた。一方、北東北の日本海東縁部で発生した過去の地震をみると（図1A）、1833年庄内沖地震、1983年日本海中部地震などマグニチュード7.5を超える地震が発生し、津波被害をもたらしてきた（宇佐美ほか、2013）。それ以外にも1793年西津軽地震や1804年象潟地震などが海陸境界域の活断層で発生し、津波被害も報告されている（羽鳥、1986；1987）。このように18世紀から20世紀にかけて、北東北日本海側では多くの地震、津波が発生していたことがわかる。しかしながら、17～18世紀以前になると、歴史記録では当地域の地震、津波の情報はほとんど追跡することができない。したがって、前述の地震の繰り返し間隔など日本海東縁部で発生する地震、津波の実態はよくわかっていないといえる。また、北東北日本海側沿岸地域の防災施策を考える上でも、この地域における過去の津波による浸水履歴や浸水範囲を明らかにすることは重要である。そこで我々は、古地震・古津波に関する証拠を集め、地震・津波被害の将来予測に資する情報を整備することを目的として、青森県および秋田県沿岸域において古津波痕跡に関する調査を進めている。本稿では、我々のグループが現在までに明らかにしてきた青森県の日本海側および秋田県におけるイベント堆積物とその形成年代について報告する。

### 2. 調査地域および調査方法

青森県および秋田県の日本海沿岸には海陸境界部に断続的に活断層が分布し、段丘化した海岸線が続く。したがって、比較的大きな津波が発生した際に、その堆積物が地層として保存されることが期待できる比較的閉塞された低平地は限られる。そのような数少ない調査適地の中で、青森県五所川原市五月女瀬（そとめやち：図1B）、西津軽郡鰯ヶ沢町南浮田（図1C）、秋田県山本郡八峰町沼田（図1D）、男鹿市脇本（図1E）、潟上市天王（図1F）、にかほ市三森（図1G）に広がる沖積低地でボーリング調査を実施してきた。ボーリング調査は、外径116mmの機械ボーリングおよびハンドコアラーや小型ジオスライサー（高田ほか、2002）による簡易ボーリングでおこない、前者では深さ5～10m、後者では深さ1～2m程度のコア試料を採取した。

---

\* Event deposits and their depositional ages recorded in coastal lowland along the eastern margin of the Japan Sea by Takanobu Kamataki, Hideo Matsutomi, Koji Umeda, Kohei Abe and Hideki Kurosawa

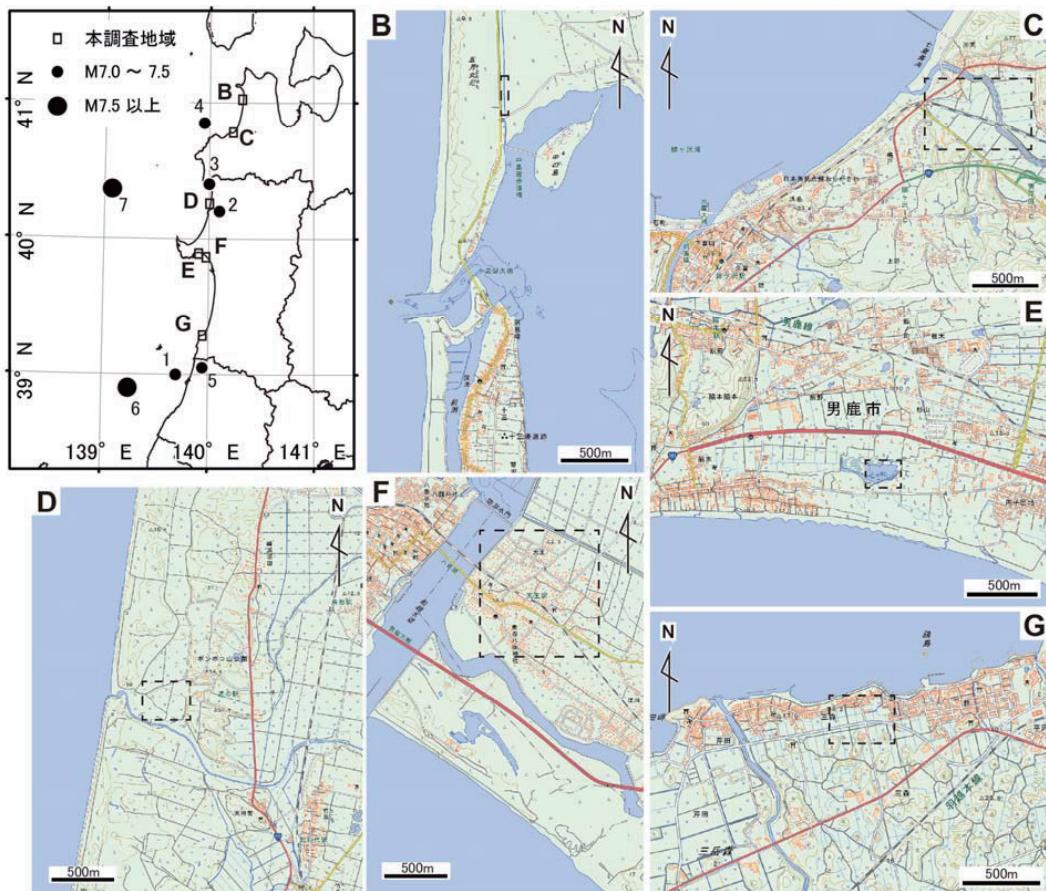


図1 北東北日本海側で発生してきた主な歴史地震と調査位置図

A: 海陸境界域および海域で発生してきた主な歴史地震および全体図, 1: 850年出羽地震, 2: 1694年能代地震, 3: 1704年岩館地震, 4: 1793年西津軽地震, 5: 1804年象潟地震, 6: 1833年庄内沖地震, 7: 1983年日本海中部地震, B~G: 調査地点周辺地形図, 地形図は国土地理院発行の電子地形図 25,000「B: 津軽相内」, 「C: 鮫ヶ沢および森田」, 「D: 羽後水沢」, 「E, F: 船越」, 「G: 平沢」を使用した。地形図内の黒破線内は調査範囲を示す。歴史地震の情報は宇佐美ほか (2013) を使用した。

### 3. 各地域でみられるイベント堆積物の形成要因とその形成年代

各地で採取したボーリングコア試料は、現地または室内にて半裁し、堆積物の観察、記載および放射性炭素年代測定などを実施した。沖積低地で堆積した有機質シルトや泥炭を主体とした細粒堆積物中に、砂を主体とした粗粒堆積物が複数枚挟まれるという特徴がある。それらの粗粒堆積物には、1) 基底部がシャープな侵食面であること、2) 堆積物の下部に下位の地層を

侵食し取り込んだものと思われる偽礫（リップアップクラスト）が含まれること、3) 内部に平行葉理、斜交葉理等の堆積構造が見られること、4) ユニットの基部に荷重痕がみられることがある、そして5) 上部に材や植物片が密集すること、などの特徴がみられる（図2）（例えば、鎌滝ほか、2015など）。それら粗粒堆積物はその堆積構造から、静穏時には有機質シルトや泥炭を主体とした細粒堆積物が堆積する湿地環境に、ある程度強い水流を伴った突発的なイベントによって粗粒物質が流入し、その水流の影響下で堆積したイベント堆積物と解釈する。各調査地域から確認されているイベント堆積物とその形成年代（表1）について、以下に記載する。なお、それぞれの調査地域における詳細については、引用文献を参照されたい。

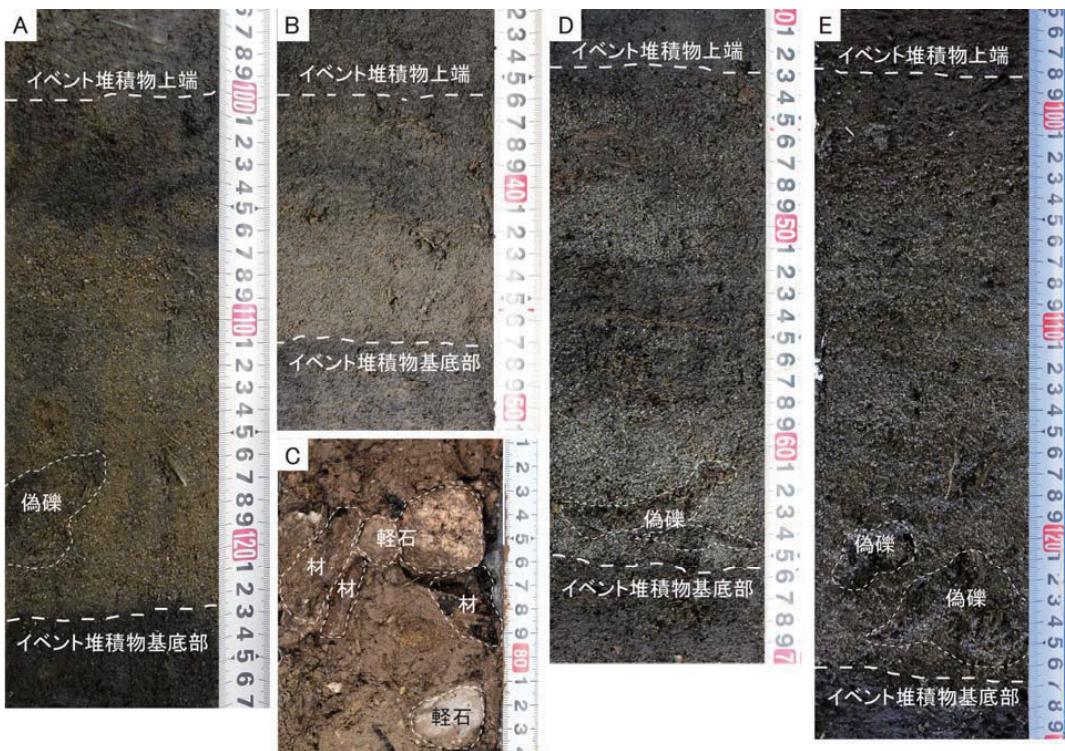


図2 各調査地域における代表的なイベント堆積物の写真

A：青森県五所川原市五月女泡（岡田ほか、2018の地点3におけるイベント堆積物）、B：青森県鰺ヶ沢町南浮田（石田ほか、2018の地点10におけるイベント堆積物E1）、C：秋田県八峰町峰浜沼田（鎌滝ほか、2016のMH1コアにおけるイベント堆積物Em2の一部）、D：秋田県八峰町峰浜沼田（内館ほか、2018の地点5におけるイベント堆積物）、E：秋田県にかほ市三森（鎌滝ほか、2017の地点2におけるイベント堆積物E2）

1) 青森県日本海沿岸域におけるイベント堆積物

- ① 五所川原市五月女泡（図1B、2A）：十三湖北側の低地において簡易ボーリングによる群

列掘削をおこなった結果、イベント堆積物が1層確認されている。岡田ほか（2018）は、イベント堆積物の層厚が十三湖から離れる方向へと薄くなり消滅していくこと、およびそれを構成する砂の鉱物組成、形態および粒径分布が海浜砂と類似していることから、イベント堆積物が海由来であることを示した。さらに、イベント堆積物直下に強震動の記録と考えられる噴砂痕が認められることから、このイベント堆積物は津波堆積物の可能性が高い。その形成年代、すなわち津波の発生時期については分析中のため、結果が得られた後に別稿にて報告したい。

② 西津軽郡鰺ヶ沢町南浮田（図1C, 2B）：鳴沢川下流域に広がる沖積低地で簡易ボーリングによる群列掘削をおこなった結果、イベント堆積物が2層識別されている。熊谷ほか（2017）、石田ほか（2018）および鍛治ほか（2018）は、イベント堆積物の空間的な層厚変化や構成物質の分析などをおこない、その形成要因を津波および洪水と判断している。津波堆積物の形成年代は10～15世紀と考えられている（熊谷ほか、2017；石田ほか、2018）。一方、洪水堆積物の形成年代は約2,000年前で、その年代と岩木山の噴火時期との比較から、イベント堆積物の形成要因を岩木山の噴火に伴うラハールによる洪水、氾濫堆積物の可能性が指摘されている（鍛治ほか、2018）。

表1 各地域から報告されているイベント堆積物の形成年代

調査地域	青森県		秋田県			
	五所川原市 五月女瀬	西津軽郡鰺ヶ沢町 南浮田	山本郡八峰町 峰浜沼田	男鹿市 脇本	潟上市 天王	にかほ市 三森
イベント堆積物の 形成年代	—	10～15世紀 約2,000年前（洪水）	1983年 13～15世紀 11～12世紀（洪水）	16～17世紀以降	13～14世紀	14～15世紀以降 12～13世紀 8～9世紀 紀元前後

## 2) 秋田県沿岸域におけるイベント堆積物

① 山本郡八峰町沼田地区（図1D, 2C, 2D）：この場所は竹生川の河口付近の低地に水田が広がっており、1983年日本海中部地震の際に浸水被害を受け（土木学会、1986），水田の表層に厚さ5～10cmの砂や泥が堆積したことが確認されている（三浦ほか、1984）。ここでは、1983年以前に形成されたとされるイベント堆積物が2層識別されており、その形成年代は13～15世紀（イベント堆積物Em1）および11～12世紀（同Em2）とされる（鎌滝ほか、2016）。13～15世紀に形成されたイベント堆積物は、その層厚変化から津波堆積物の可能性が高いと考えられる（内館ほか、2018）。一方、11～12世紀のものは、基質となるシルト中に火山ガラスが多く含まれることや、軽石や材などの陸源物質を多く含むことから、洪水堆積物の可能性が高いとされる（鎌滝ほか、2016）。

② 男鹿市脇本地区（図1E）：ここでは日本海と砂丘を隔てた堤間湿地の湖沼で調査がおこなわれている。その結果、イベント堆積物が1層確認されており（イベント堆積物Ew1），その形成年代は16～17世紀以降である（鎌滝ほか、2016）。この場所は日本海から標高10m程度の砂丘によって隔離されており、付近に大きな河川もない。したがって、高潮による高波や洪水の影響は考えづらいため、イベント堆積物の形成要因は津波の可能性が高いとされる（鎌滝ほか、2016）。

③ 潟上市天王地区（図 1F）：男鹿半島の南から秋田市にかけては、数列の浜堤列からなる浜堤平野で、海側から 2 列目の浜堤を挟む堤間湿地でボーリング調査がおこなわれた。ここでは湿地堆積物中にイベント堆積物が 1 層確認されており（イベント堆積物 Ek1-1 および Ek2-1），その形成年代は 13～14 世紀である（鎌滝ほか，2015）。

④ にかほ市三森地区（図 1G, 2E）：調査地域は鳥海山北西麓で、白雪川と大沢川に囲まれた沖積低地である。ここではイベント堆積物が 4 層確認されており、その形成年代は 14～15 世紀ないしそれ以降（イベント堆積物 En1 および E1），12～13 世紀（同 E2），8～9 世紀（同 En2）および紀元前後（同 En1）とされる（鎌滝ほか，2015, 2017）。その中の上位 2 層に関しては、イベント堆積物の層厚が海側に最も近い調査地点から離れていくにしたがって薄くなり消滅することから、海由来のものと判断されている（鎌滝ほか，2017）。一方、調査地域から 2km 程度内陸では鳥海火山由來のラハール堆積物が報告されており（南ほか，2015），それと沿岸低地でみられるイベント堆積物との関係を明らかにする必要がある。

これらの調査地域の中で、秋田県男鹿市以南は 1983 年日本海中部地震の際に大きな津波被害を受けておらず、その波源からの津波では津波堆積物が形成、保存されることはないと考えられる。したがって、それよりも南側の調査地点から報告されたイベント堆積物を津波堆積物と仮定すると、男鹿半島よりも南側の海域（例えば、石川, 2002 や大竹, 2002 による秋田沖の“地震空白域”など）に震源を有する地震による津波が過去に発生していたと推定される。

#### 4. まとめ

北東北日本海側におけるイベント堆積物とその形成年代に関する情報も徐々に蓄積されてきたといえる。しかしながら、イベントの認定や地域間におけるイベントの対比など、課題は数多く残されている。今後、それぞれの調査地域内におけるイベント堆積物の成因を明らかにするとともに、より広域での対比や長期間に渡る情報を得ることを試みるための追加調査や試料の分析などを進め、当地域における津波履歴やその影響範囲等についての詳細を明らかにしていく予定である。

#### 謝辞

本研究には、平成 23～27 年度に秋田県から秋田大学が受領した奨学寄附金、平成 24 年度潟上市からの受託研究「潟上市における地域防災・減災に関する研究」、文部科学省「地（知）の拠点整備事業」平成 25～29 年度補助金および科学研究費（基盤研究（C），課題番号：17K01321，代表：鎌滝孝信）を使用した。京都大学大学院理学研究科の増田富士雄名誉教授および東北大学大学院理学研究科の今泉俊文教授には、津波堆積物や周辺の地形状況についてご教示いただいた。現地調査データの一部は、弘前大学理工学部の岡田里奈、鍛治純輝、熊谷秀平、秋田大学理工学部の石田将貴、内館美紀、同工学資源学部の高渕慎也、安部訓史、金澤慎の諸氏の卒業研究の一環として得たものである。各調査地点が属する自治体職員の方々には、調査用地の借用などに際してお世話になった。ここに記して関係各位に深く感謝の意を表します。

## 引用文献

- 土木学会日本海中部地震震害調査委員会編：1983年日本海中部地震震害調査報告書，土木学会，933p., 1986.
- 羽鳥徳太郎：文化元年（1804年）象潟地震の震度および津波調査，地震研究所彙報，61, pp.143-157, 1986.
- 羽鳥徳太郎：西津軽・男鹿間における歴史地震（1694～1810）の震度・津波調査，地震研究所彙報，62, pp.133-147, 1987.
- 石田将貴・鎌滝孝信・内館美紀・松富英夫・岡田里奈・鍛治純輝・梅田浩司：青森県鰺ヶ沢町におけるイベント堆積物調査，東北地域災害科学研究，54, 投稿中, 2018.
- 石川有三：日本海東縁の地震活動からみた歪み集中帯，大竹政和・太田陽子・平 朝彦編，日本海東縁の活断層とテクトニクス，pp.155-165, 2002.
- 鍛治純輝・岡田里奈・梅田浩司・石田将貴・内館美紀・鎌滝孝信：津軽半島，鳴沢川流域にみられる過去の洪水堆積物の特徴，東北地域災害科学研究. 54, 投稿中, 2018.
- 鎌滝孝信・阿部恒平・黒澤英樹・三輪敦志・今泉俊文：秋田県沿岸の沖積低地にみられるイベント堆積物，第四紀研究，54, pp.129-138, 2015.
- 鎌滝孝信・高渕慎也・松富英夫・阿部恒平・黒澤英樹：秋田県男鹿市および八峰町における津波堆積物調査，土木学会論文集B2（海岸工学），72, I\_1693-I\_1698, 2016.
- 鎌滝孝信・安部訓史・金澤 慎・松富英夫：秋田県南部の沿岸低地における過去の津波浸水域および履歴の検討，土木学会論文集B2（海岸工学），73, I\_445-I\_450, 2017.
- 熊谷秀平・梅田浩司・鎌滝孝信・小岩直人・藤田奈津子：青森県鰺ヶ沢町にみられるイベント堆積物，東北地域災害科学研究，53, pp.7-13, 2017.
- 南 祐介・大場 司・林 信太郎・片岡香子：鳥海火山北麓に分布するラハール堆積物の運搬，堆積過程と構成物質の時間変化，火山，60, pp.1-16, 2015.
- 箕浦幸治・中谷 周・佐藤 裕：湖沼底質堆積物中に記録された地震津波の痕跡—青森市浦村十三付近の湖沼系の例一，地震2, 40, pp.183-196, 1987.
- 三浦昌司・児玉 徹・金田吉弘：日本海中部地震による津波被害，農業技術，39, pp.49-52, 1984.
- 佐藤比呂志・嶋本利彦・堤 昭人・川本英子・宮脇昌弘：1993年北海道南西沖地震と1983年日本海中部地震に伴う陸上の津波堆積物，活断層研究，12, pp.1-23.
- 大竹政和：日本海東縁の地震発生ポテンシャル，大竹政和・太田陽子・平 朝彦編，日本海東縁の活断層とテクトニクス，pp.175-185, 2002.
- 岡田里奈・鍛治純輝・梅田浩司・鎌滝孝信・石田将貴・内館美紀：津軽半島，十三湖におけるイベント堆積物，東北地域災害科学研究，54, 投稿中.
- 高田圭太・中田 高・宮城豊彦・原口 強・西谷義数：沖積層調査のための小型ジオスライサー（Handy Geoslicer）の開発，地質ニュース，579, pp.12-18, 2002.
- 内館美紀・鎌滝孝信・石田将貴・松富英夫・岡田里奈・鍛治純輝・梅田浩司：1983年日本海中部地震津波浸水地域における津波堆積物調査，東北地域災害科学研究，54, 投稿中.
- 宇佐美龍夫・石井 寿・今村隆正・武村雅之・松浦律子：日本地震被害総覧 599-2012, 694p., 2013.

## 青森県鰺ヶ沢町におけるイベント堆積物調査\*

秋田大学 石田将貴・鎌滝孝信・内館美紀・松富英夫  
弘前大学 岡田里奈・鍛治純輝・梅田浩司

### 1. はじめに

日本における大きな自然災害の一つとして海域で発生する津波を伴った地震が挙げられる。全国的に見ると、近年でも津波を伴った大きな地震は約10年に一度のペースで発生している。中でも2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震およびそれに伴う津波では、約2万の方々が犠牲となった。津波を伴った地震への対策は我が国の沿岸地域において非常に重要な課題と言える。過去に発生してきた地震や津波の情報は古文書等に記されているが、古文書等に記されていないより長期間にわたる津波履歴を知るために、津波堆積物調査の実施が必要となる。近年津波堆積物調査を使った古地震・古津波研究が国内外で数多く報告されている。また、日本海東縁部に関しても、箕浦ほか(1987など)や平川ほか(2013), 鎌滝ほか(2015, 2016, 2017), 山野井ほか(2016), 川上ほか(2017)など、古地震・古津波に関する情報が次第に蓄積されてきたが、まだ日本海東縁部における津波履歴が明らかになっているとは言えない。そこで、筆者らは古地震・古津波に関する証拠を集め、地域の人々の防災に役立つ情報を整備すること目的として、青森県や秋田県沿岸部において津波堆積物研究を進めている。本研究では、青森県西津軽郡鰺ヶ沢町鳴沢川下流域におけるイベント堆積物の分布様式とその形成要因について報告する。

### 2. 調査地域および調査方法

調査地点の選定にあたっては、地震被害想定調査等の津波シミュレーションで津波による浸水が推定される場所およびその周辺であること、人口変動の影響が少ない場所、高潮に伴う高波等の影響を受けない可能性が高い場所、過去の研究例等を条件とし、空中写真、地形図等調査地点を抽出した後、現地調査を行った。調査地点は、青森県西部に位置する青森県西津軽郡鰺ヶ沢町を流れる鳴沢川下流部左岸の水田である。調査地点周辺は、鳴沢川が形成した沖積平野の最下流部となっており、海岸線からの直線距離は約400mである。また、海岸線との間に標高5~10mの砂丘の高まりが存在する。したがって、調査地点は河川からの洪水の影響は受けるが、高潮に伴う高波等の影響は受けない可能性が高い場所と考えられる。過去の調査では、鳴沢川下流部左岸の美ノ捨地域で津波堆積物と考えられるイベント堆積物が見つかっている(小岩, 2012; 葛西, 2014; 熊谷ほか, 2017; 電源開発株式会社, 2017)。中でも熊谷ほか(2017)は、イベント堆積物の分布様式やそれに含まれる砂の鉱物組成、形態および粒径の特徴から、この地域には津波堆積物と洪水堆積物の両方が保存されている可能性を論じている。しかしながら

\* A study of the tsunami deposits on the flood plain of the Narusawa-gawa river, Ajigasawa Town, Aomori Prefecture by Masataka Ishida, Takanobu Kamataki, Miki Uchidate, Hideo Matsutomi, Rina Okada, Junki Kaji and Koji Umeda.

がら、津波堆積物と考えられるイベント堆積物のより広範囲への分布様式等は明らかになっていない。また、この地域は2016年に公表された青森県津波被害想定調査によると、現在の知見で考え得る最大規模の地震が発生した場合、調査地点付近では約1~5mの津波浸水深が想定されている。したがって、この地域の地震津波履歴とその影響範囲を明らかにすることは、ハザードマップで示される津波想定に説得力を持たせることにつながり、地域防災に役立つ情報といえる。

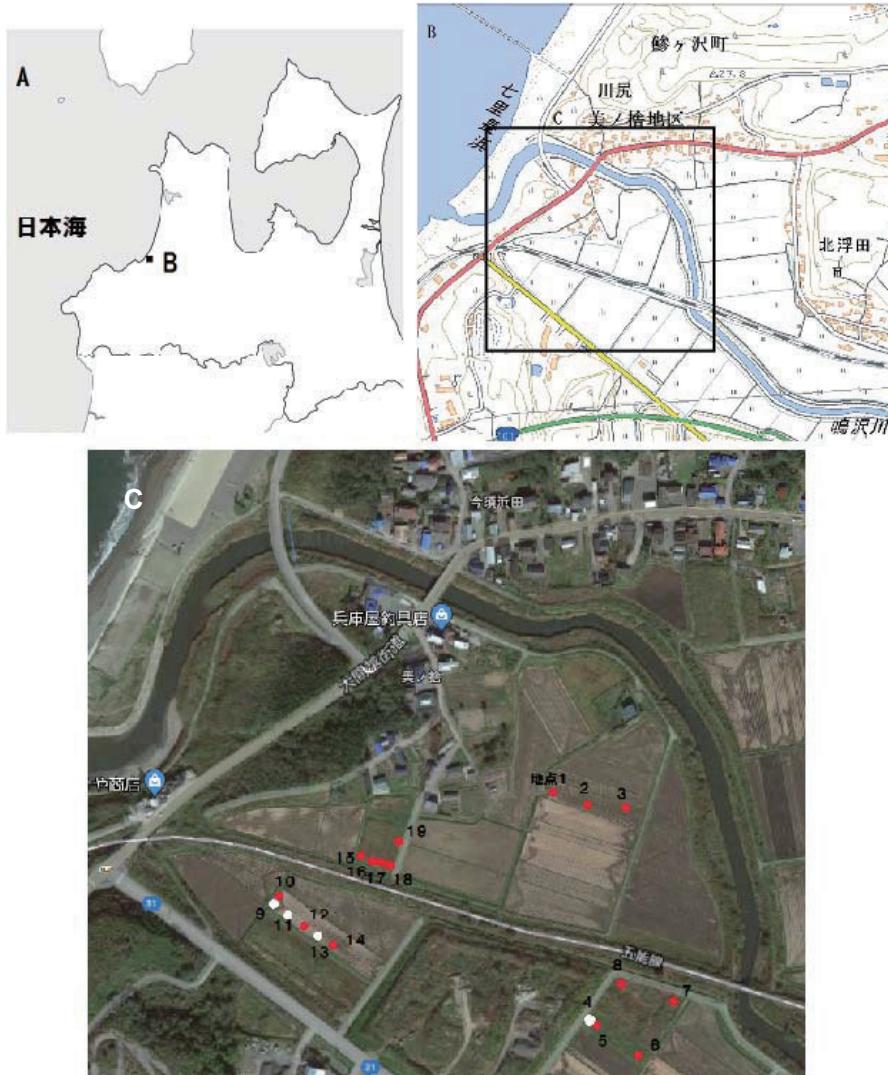


図1 調査位置図

A: 全体図, B: 調査地点周辺, C: ボーリング掘削地点. 地形図は国土地理院ホームページ, 空中写真はGoogle Earthより引用。地点1~19は本研究における調査地点を示す。

ボーリング調査はハンドコアラー（図1の地点4, 9, 11, 13）とハンディジオスライサー（高田ほか, 2002) (図1の地点1, 2, 3, 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14, 15, 16, 17, 18, 19) を使用して計19ヶ所行い、長さ1~2m前後のコア試料を採取した。各調査地点から得られた試料は、粒径、堆積構造、構成物、地層境界の形状などに着目し観察、記載した。調査地点の標高は、オートレベルを用いた水準測量によって実施した。

### 3. コア試料の層相および堆積環境とイベント堆積物の認定

採取されたボーリング試料には、沖積低地に堆積した有機質シルトや泥炭を主体とした細粒堆積物中に砂を主体とした粗粒堆積物が数枚挟まることになった。以下にその詳細を地点10および地点5のコア試料を代表させて述べる(図2)。

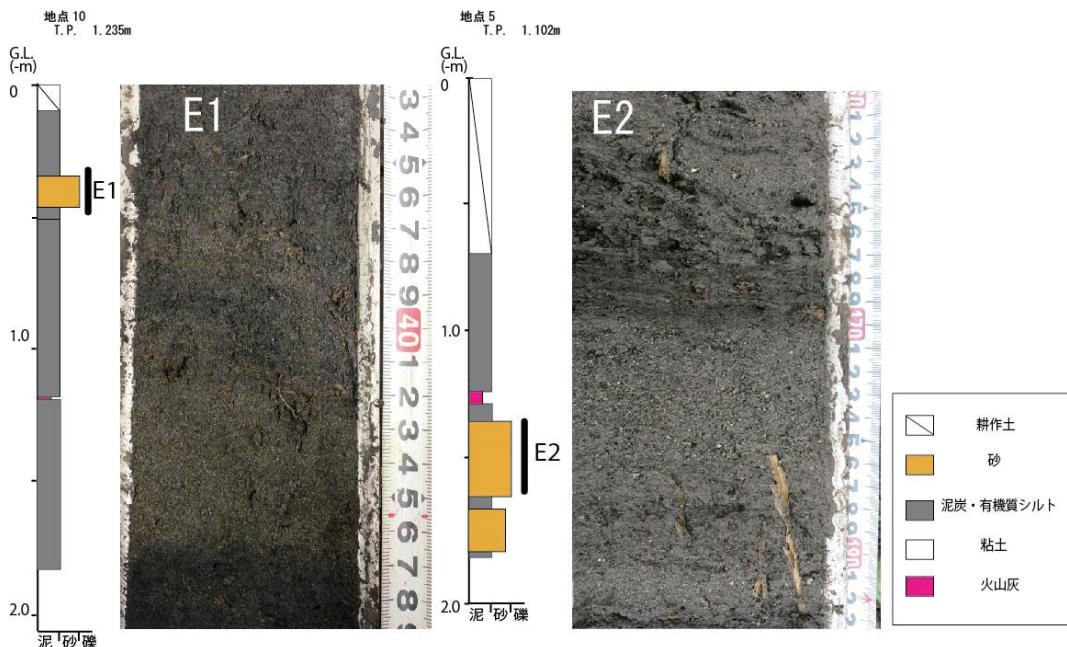


図2 地点5および地点10における堆積柱状図およびイベント堆積物E1, E2のコア写真

地点10では、地表から深度0.10mまでは耕作土からなる。耕作土の下位からコア試料の下限までは主に、有機質シルトまたは泥炭を中心とした細粒堆積物である。細粒堆積物の深度0.10~0.35mは極細粒砂混じりの有機質シルトである。深度0.35~0.47mには基底部に侵食面を呈する淘汰の良い極細粒砂～細粒砂層が挟まれ、その基底部付近には下位の有機質シルト層を侵食したと考えられる偽礫(リップアップクラスト)を含む。深度0.47~0.52mは極細粒砂混じりの有機質シルトである。そこからコアの下限の深さ1.86mまでは有機質シルトである。また、深度1.20~1.21mには、パッチ状に灰白色の火山灰が挟まれる。地点10を含む地点1~3、地

点 9~14, 地点 15~19 において、以下のような特徴をもつイベント堆積物 E1 (図 2) が観察される。E1 層は湿地堆積物に挟まれ、淘汰の良い細粒～中粒砂からなり、下位の有機質シルトとの境界面は侵食面である。下部には下位の地層を侵食したと考えられる偽礫が見られる。この地層は上方細粒化し、上部には植物の葉などを中心とした植物遺骸が密集する。

地点 5 では、地表から深度 0.72m までは耕作土および土壤改良によると思われる盛土からなる。深度 0.72~1.35m までは泥炭もしくは有機質シルトからなり、深度 1.25~1.29m には灰白色の火山灰層を挟む。深度 1.35~1.90m までは細粒～粗粒砂と有機質シルトおよび植物片の互層からなる。地点 5 を含む地点 4~8 は、ボーリングを行った地点の中で最も鳴沢川に近い場所で、以下の特徴を有するイベント堆積物 E2 (図 2) が観察される。E2 層は、淘汰の悪い細粒～粗粒砂、有機質シルトおよび植物片等の互層からなる。

#### 4. イベント堆積物 E1 の形成要因と形成年代

これら E1 層および E2 層は、シルトを主体とした細粒の堆積物が堆積する湿地環境に、強い水流を伴った突発的なイベントが発生することで形成されたイベント堆積物である。イベント堆積物 E2 に関しては、鍛治ほか (2018) がその内部構造や含まれる砂粒子の特徴などから、その起源を洪水によるものとしている。本論文では、イベント堆積物 E1 の形成要因について議論する。

地点 9~14 におけるイベント堆積物 E1 の分布を大局的に見ると、最も海岸に近い地点 9 から陸方向に行くにつれて層厚が薄くなり、地点 14 ではイベント堆積物が消滅する様子が確認できる (図 3)。また海岸線からの距離が地点 14 とほぼ等しいもしくは離れている地点 15 から 19 においては、どの地点でも層厚が薄いこともわかる (図 3)。したがって、このイベント堆積物 E1 は海方向からの強い水流によって形成された可能性が高いと解釈できる。また、イベント堆積物 E1 はその分布や層位から、熊谷ほか (2017) のイベント堆積物①層および②層と同じイベント堆積物と解釈できる。熊谷ほか (2017) が、イベント堆積物を構成する砂の鉱物組成と粒度組成が海浜砂の特徴と一致するとしていることも、イベント堆積物 E1 が海由来という解釈と調和的である。海方向からの流れによるイベント堆積物の形成要因には、津波や高潮による高波などが考えられるが、調査地点と海岸との間には比較的高い砂丘が存在していることから、E1 層が高潮によって形成された可能性は低い。したがってイベント堆積物 E1 は、現時点では津波によって形成されたものと解釈する。

地点 10 などでイベント堆積物 E1 の下位にみられた火山灰層は、約 1000 年前に降灰したとされる白頭山一苦小牧テフラと考えられている (鍛治ほか, 2018)。したがってイベント堆積物 E1 の形成時期は、少なくとも 10 世紀以降と考えられる。10 世紀以降に鰯ヶ沢町周辺に影響を及ぼした津波に関しては、1793 年西津軽地震 (渡辺, 1998) があるが、現時点ではそれに対応できるまでの年代的な分解能はない。今後、イベント堆積物の上下の地層に含まれる植物遺骸などについて放射性炭素年代測定を実施し、イベントの発生年代を明らかにしていきたい。

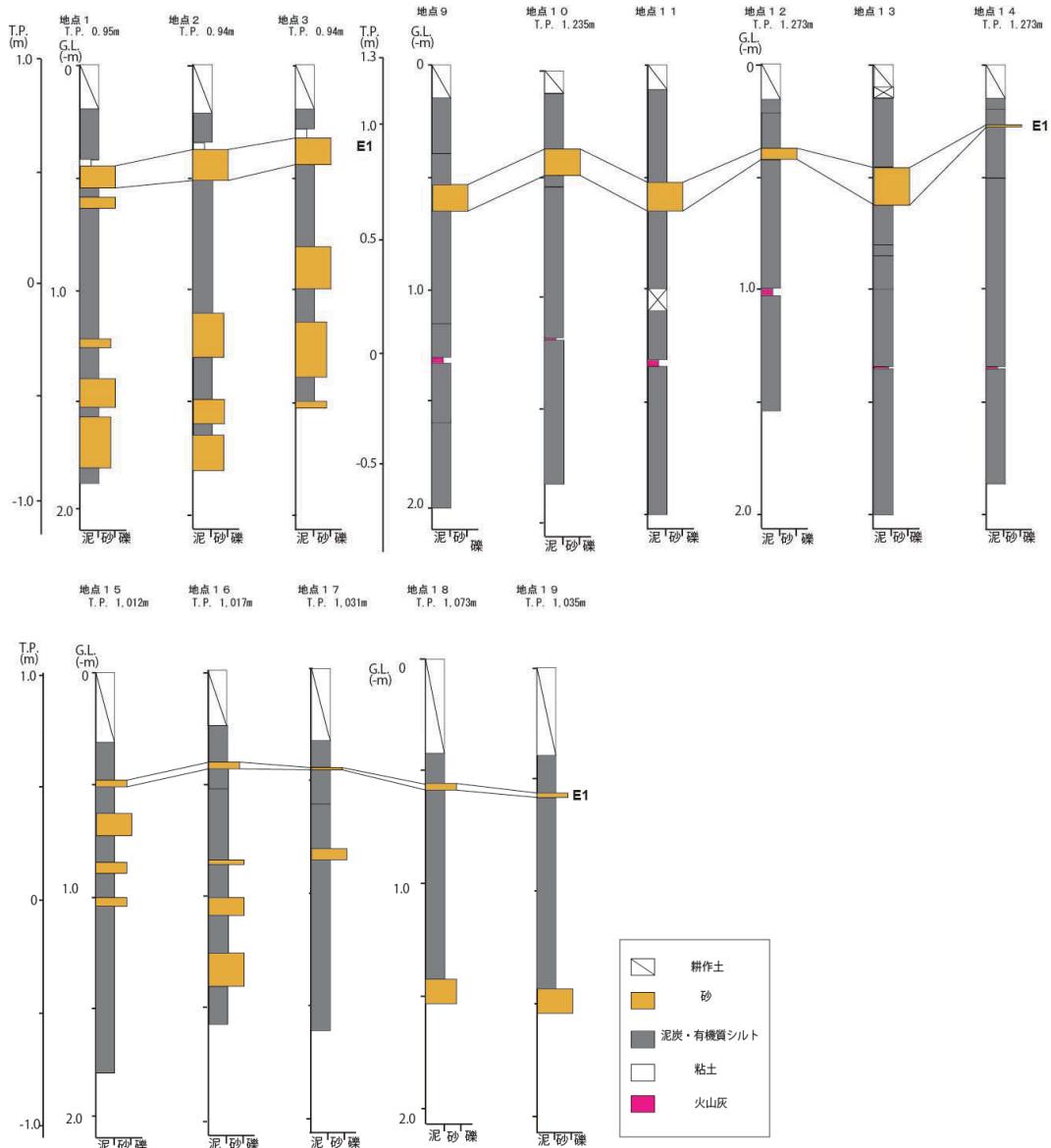


図3 地点1~3, 地点9~14, 地点15~19におけるイベント堆積物の空間分布

## 5.まとめ

本研究では、青森県西津軽郡鰺ヶ沢町美ノ捨地区を対象としてイベント堆積物調査を行った。その結果、10世紀以降の津波によって形成された可能性の高いイベント堆積物が見いだされた。

今後、その形成時期を絞っていくための追加調査や調査範囲をより広範囲へと拡げ、他の地域で見いだされているイベント堆積物との比較を進め、当地域における津波履歴やその影響範囲等について明らかにしていきたい。また、それらの情報を津波による周辺住民の被害の軽減に役立てていきたい。

### 謝辞

本研究には、科学研究費（基盤研究（C），17K01321）（代表：鎌滝孝信）を使用した。青森県鰺ヶ沢町防災担当の方々には、現地調査等でお世話になった。ここに記して関係各位に深く感謝の意を表します。

### 引用文献

- 電源開発株式会社：大間原子力発電所 基準津波の策定のち地震以外の要因による津波の評価等について, pp.42 - 69, 2017.
- 平川一臣：日本海東縁の津波堆積物：巨大津波履歴と課題, 第30回歴史地震研究会講演要旨集, p.41, 2013.
- 鍛治純輝・岡田里奈・梅田浩司・鎌滝孝信・石田将貴・内館美紀：津軽半島, 鳴沢川流域にみられる過去の洪水堆積物の特徴, 東北地域災害科学的研究, 54, 投稿中, 2018.
- 鎌滝孝信・阿部恒平・黒澤英樹・三輪敦志・今泉俊文：秋田県沿岸の沖積低地にみられるイベント堆積物, 第四紀研究, 54, pp.129-138, 2015.
- 鎌滝孝信・高渕慎也・松富英夫・阿部恒平・黒澤英樹：秋田県男鹿市および八峰町における津波堆積物調査, 土木学会論文集B2（海岸工学）, 72, pp.1693-1698, 2016.
- 鎌滝孝信・安部訓史・金澤 慎・松富英夫：秋田県南部の沿岸低地における過去の津波浸水域および履歴の検討, 土木学会論文集B2（海岸工学）, 73, pp.445-450, 2017.
- 葛西未央：鳴沢川下流部における砂質堆積物形成期の古環境の検討, 地域社会研究（弘前大学地域社会研究会）, 7, pp.73-77, 2014.
- 川上源太郎・加瀬善洋・ト部厚志・高清水康博・仁科健二：日本海東縁の津波とイベント堆積物, 地質学雑誌, 123, pp.857 - 877, 2017.
- 小岩直人：鳴沢地区の歴史時代の津波堆積物に関する地質調査, 鰺ヶ沢町役場受託研究報告書, 2012.
- 熊谷秀平・梅田浩司・鎌滝孝信・小岩直人・藤田奈津子：青森県鰺ヶ沢町にみられるイベント堆積物, 東北地域災害科学的研究, 53, pp.7-13, 2017.
- 箕浦幸治・中谷 周・佐藤 裕：湖沼底質堆積物中に記録された地震津波の痕跡－青森市浦村十三付近の湖沼系の例－, 地震 2, 40, pp.183-196, 1987.
- 高田圭太・中田 高・宮城豊彦・原口 強・西谷義数：沖積層調査のための小型ジオスライサー（Handy Geoslicer）の開発, 地質ニュース, 579, pp.12-18, 2002.
- 渡辺偉夫：日本被害津波総覧第2版, 238pp., 1998.

## 1983年日本海中部地震津波浸水地域における津波堆積物調査\*

秋田大学 内館美紀・鎌滝孝信・石田将貴・松富英夫  
弘前大学 岡田里奈・鍛冶純輝・梅田浩司

### 1. はじめに

1983年5月26日に発生した日本海中部地震とそれに伴う大津波は、秋田県北部沿岸に大きな被害をもたらした。そのような大規模な津波を伴う災害に関する対策は、秋田県の沿岸地域における防災施策の大きな課題のひとつである。その課題を解決するための方策として、防波堤や護岸の整備といったハード対策と、過去に発生した津波や洪水、すなわち自然災害の歴史に関する情報を基にした防災教育やハザードマップの活用などのソフト対策を同時に進めていくことが挙げられる。過去に発生した大規模な津波の履歴を調べることは、ハード対策およびソフト対策の両面において重要といえる。過去に発生した津波の履歴は古文書等から探ることが可能だが、古文書の記載で一部の津波の情報が欠落している可能性や、古文書の記録が古い時代までさかのぼれない地域もある。一方、地層中に保存されている古津波の痕跡である津波堆積物から、津波の履歴を探ることで古文書の情報に加え自然科学的手法から津波履歴の根拠を示すことが可能となり、そのような研究は東北地方でも近年数多くおこなわれており、川上ほか(2017)や澤井(2017)など詳しいレビュー論文も出版されている。しかしながら、秋田県沿岸域における津波履歴はまだ良くわかっていない状況にある。

そこで我々は津波の将来予測に必要となる情報を整備すべく、日本海中部地震の津波浸水地域を含む北東北日本海沿岸部における古地震・古津波の痕跡の調査を進めている。本研究の調査対象地域である八峰町峰浜沼田地区の竹生川河口周辺の沖積低地では、鎌滝ほか(2016)や金澤ほか(2017)によって13~15世紀頃に形成されたと推定されるイベント堆積物(例えば、志岐, 1988など)が報告されているが、まだその形成要因は特定されていない。本論文では、この調査地域で実施した群列ボーリング調査から、上記イベント堆積物が津波によって形成された可能性が高いと判断したので以下に報告する。

### 2. 調査地域および調査方法

調査地域の選定にあたっては、1983年日本海中部地震で津波の浸水被害を受けた地域の中から、空中写真、地図等を利用して複数の調査地域を抽出し、現地確認とハンドコアラーを用いた事前調査を行った。その結果、秋田県北部沿岸に位置する八峰町峰浜地区に流れる竹生川の河口付近に広がる沖積低地の複数地点でボーリング調査を実施した(図1)。各調査地点の標高は2.5~3m程度で、海岸との間に5~10mの砂丘が存在するため、本調査地点には高潮による高波の影響はおよばないと判断した。一方、2級河川の竹生川が近くを流れるため、本調査地点

\* A study of tsunami deposits on the tsunami inundated area of the 1983 Japan Sea earthquake, Hoppo Town, Akita Prefecture by Miki Uchidate, Takanobu Kamataki, Masataka Ishida, Hideo Matsutomi, Rina Okada, Jyunki Kaji and Koji Umeda.

では洪水の影響は考慮する必要がある。過去の津波に関しては、日本海中部地震の際に竹生川を津波が遡上し、上流1,100m付近にある水田まで浸水させ、さらに川沿いを1,800mまで遡上したという報告がある（土木学会、1986）。その際、調査地域一帯の水田が浸水被害を受け、表層に厚さ5~10cmの砂や泥が堆積したことも確認されている（三浦ほか、1984）。また、この地域でおこなわれた既往研究では、日本海中部地震以前に形成されたイベント堆積物が見いだされている（鎌滝ほか、2016；金澤ほか、2017）。その堆積物は13~15世紀頃に形成されたと推定されているが、形成要因を津波と断定するには根拠が乏しい。本研究では、日本海中部地震に相当するような過去に発生した地震、津波の発生間隔等を明らかにするため、この地域で津波堆積物調査をおこない、既往研究で報告されているイベント堆積物の形成要因を明確にすることを目的とする。ボーリング調査は、調査地点と海岸線が直交した測線および竹生川と直交した測線（図1の測線1および測線2）に沿って、ハンドコアラーとハンディジオスライサー（高田ほか、2002）を用いておこない、深度1~2m程度の柱状試料を採取した。

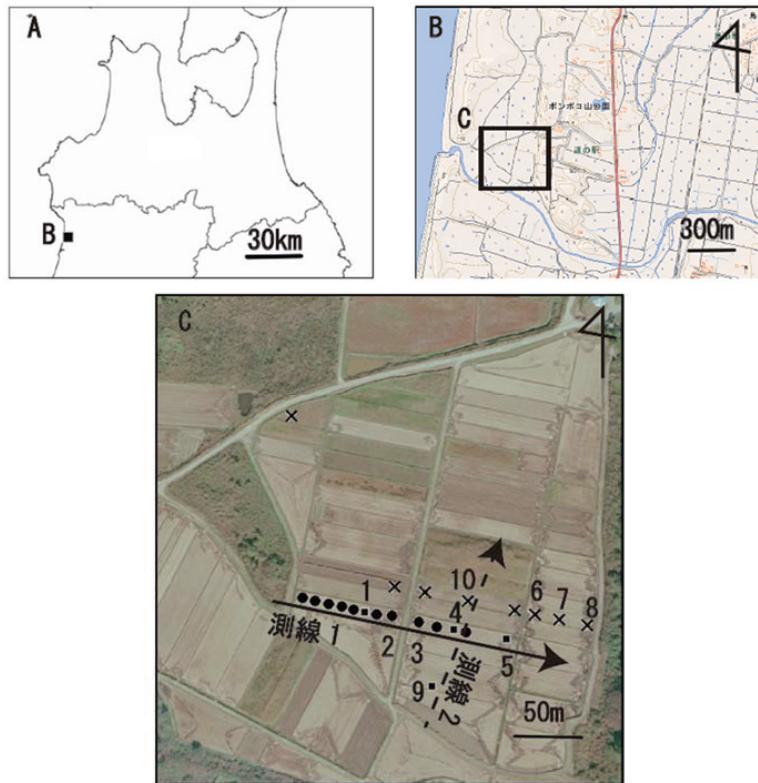


図1 調査位置図

A：全体図、B：調査地点周辺、C：ボーリング掘削地点。C中の●はハンドコアラー、■はハンディジオスライサーで掘削した地点、×は金澤（2017）の調査地点を示す。A,Bは国土地理院の国土電子webより引用。Cは国土地理院の国土電子web空中写真2007年から引用

### 3. ボーリングコア試料の層相とイベント堆積物の認定

各調査地点から得られたボーリングコア試料を、粒径、堆積構造、構成物、地層境界の形状などに着目し観察、記載した。その結果、それぞれの地点において表層の耕作土以深から深度2m程度までは、有機質シルトや泥炭といった湿地環境で形成される堆積物からなることが分かった。また、これらの地層が形成された期間に、急速な堆積イベントが複数回発生していたことがうかがえるが、本論文ではその中でも金澤ほか（2017）が報告している一枚のイベント堆積物に着目して報告する。以下に地点1と地点5におけるコア試料の詳細を示す（図2）。

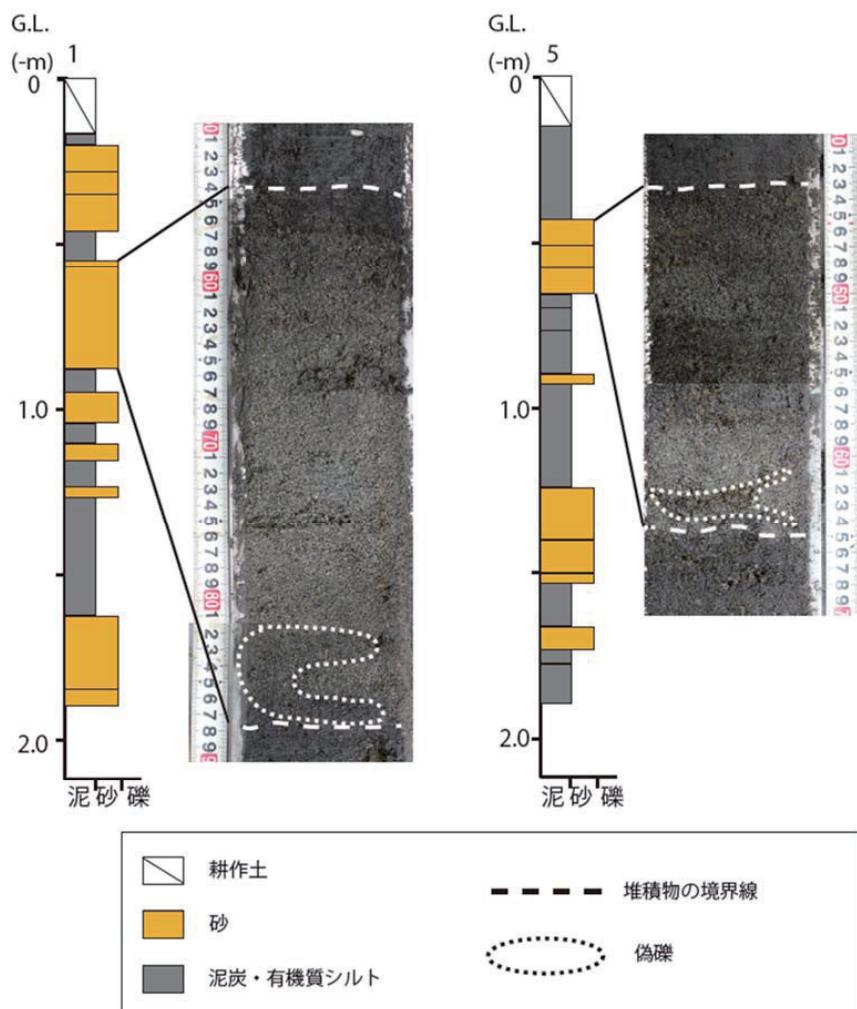


図2 地点1および地点5における堆積柱状図およびイベント堆積物の写真

まず地点1のコア試料について、表層から深度0.17mは耕作土からなり、それ以深は主に有

機質シルトや泥炭を主体とする細粒堆積物からなる。その中に中粒砂などを主体とした砂層が複数枚挟まる。中でもコア試料中の深度 0.54~0.88m の地層は、基底部が侵食面を呈し主に中粒砂からなる砂層である。この砂層上部の深度 0.54~0.57m 付近では、下位の中粒砂から上位の有機質シルトへと上方細粒化し、最上部には植物片が密集する特徴がみられる。深度 0.57~0.88m では、植物片を含んだ中粒砂から構成され、下部の砂の方がより粒度が粗い。また、深度 0.82~0.88m 付近では、下層の有機質シルトを侵食し取り込んだと考えられる偽礫（リップアップクラスト）を含む（図 2）。この砂層は、1) 基底部が明瞭な侵食面を呈し、2) 下層の有機質シルトを侵食し取り込んだ偽礫を含み、3) 上部に粒度の細かい砂やシルトが堆積し、下部に粒度の粗い砂が堆積する、4) 最上部に植物片が密集するといった特徴から、有機質シルトを主体とした細粒堆積物が堆積する静穏な湿地環境に、強い水流を伴った突発的なイベントによって運搬されてきた粗粒堆積物が急速に堆積して形成されたイベント堆積物と考えられる。このイベント堆積物は、掘削地点の距離関係や層序を考慮すると金澤ほか（2017）のイベント堆積物と同じと考えられる。そして、地点 1 よりも海から離れた地点 5 のコア試料にも同等な深度に類似した特徴を持つイベント堆積物がみられる（図 2）。二地点間のイベント堆積物の厚さを比べると、地点 1 の堆積物の厚さは 0.34m、地点 5 のそれは 0.23m と海から離れた地点 5 の砂層が薄くなる。また地点 1 と地点 5 のイベント堆積物の構成物を比べると、地点 5 の方が間に挟まれる有機質シルトや泥炭が厚く、また含まれる植物片の割合が多いといった特徴もみられる。

#### 4. イベント堆積物の形成要因

八峰町峰浜地区の竹生川河口付近で採取したボーリングコア試料から、湿地環境で堆積した有機質シルトを主体とした細粒堆積物の中に、複数のイベント堆積物が存在することがわかつた。図 3 に、海岸から離れる方向（図 1 の測線 1、図 3A）と、竹生川から離れる方向（図 1 の測線 2、図 3B）にそれぞれ設定した調査測線におけるイベント堆積物の層厚変化を示す。

ここで以下にイベント堆積物の形成要因を考えてみる。前述したように、調査地域の地形的要因から高潮による高波の影響は、イベント堆積物の形成要因から除外できる。一方、調査地点が河口付近の沖積低地ということから、イベント堆積物が津波と洪水のどちらによって形成されたかを判断することは難しい。そこで図 3 に示した調査測線方向におけるイベント堆積物の層厚変化を見てみる。図 3A の海から陸に向かう測線におけるイベント堆積物の層厚変化は、多少のばらつきがあるものの海に最も近い地点 1 と海から離れた地点 7 とを比べると砂層の厚さは薄くなってゆき、最も海から離れた地点 8 においてはそれが消滅する様子がみられる。次に図 3B の川から離れていく方向の測線をみると、竹生川に近い地点 9 から最も離れた地点 10 におけるイベント堆積物の層厚の変化は 0.42~0.50m とほとんど変わらない。このような調査測線ごとの層厚変化から、このイベント堆積物は主に海方向からの流れの影響によって形成されたもの、すなわち津波由来の可能性が高いと解釈できる。また、海岸に近い地点（地点 1）に比べて離れた地点（地点 5）の方が、イベント堆積物中に挟まれる有機質シルトや植物片、すなわち陸源物質が多く含まれる。これは津波の遡上流が海浜砂や砂丘砂を主体とした粗粒物質を主に運搬し堆積させ、戻り流れが湿地からの陸源物質を主に運搬し堆積させていることを示している可能性がある。

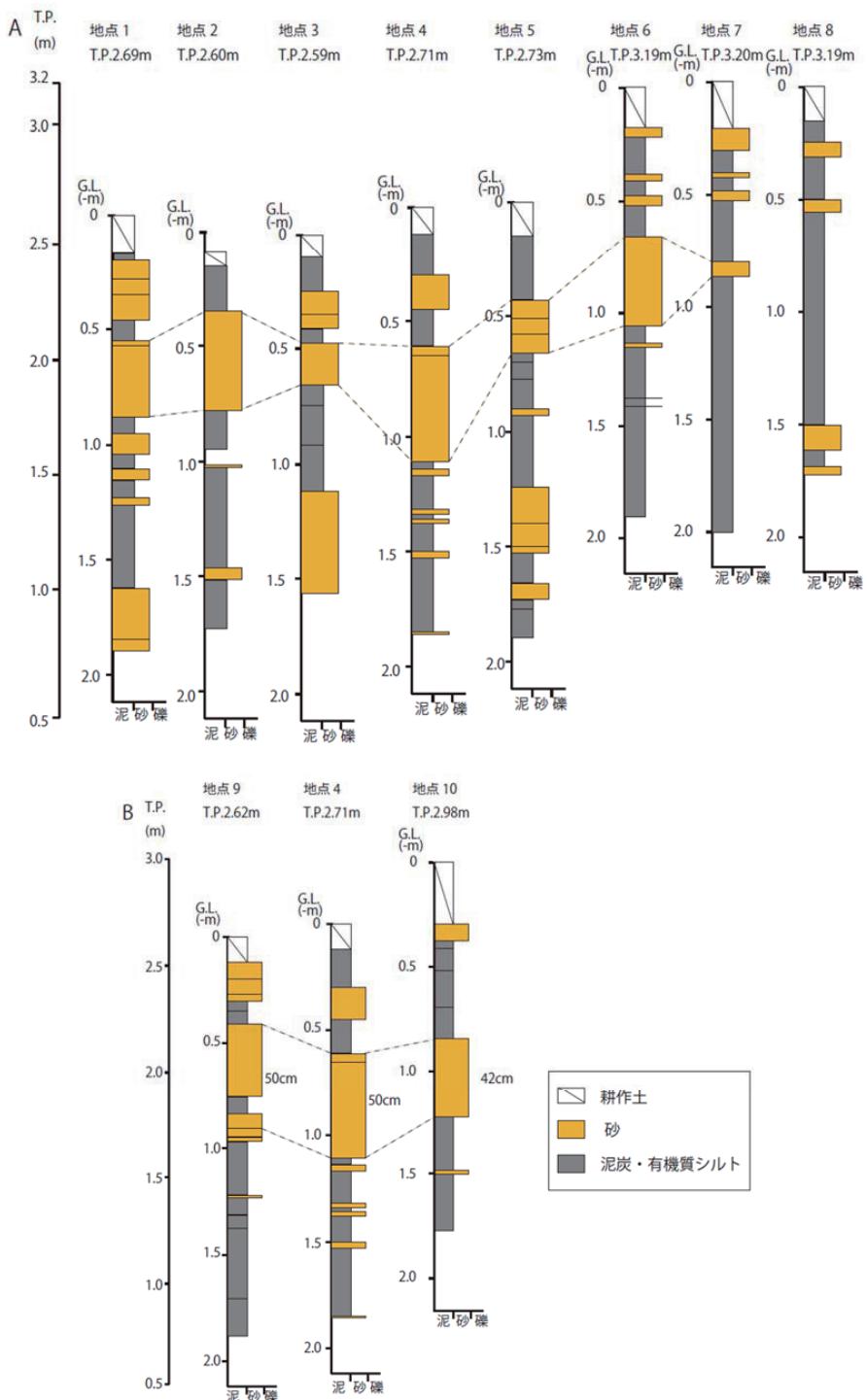


図3 測線1(A)および測線2(B)におけるイベント堆積物の層厚変化

### 5. まとめ

秋田県八峰町沼田地区の沖積低地から確認されている 13 世紀～15 世紀頃に形成されたイベント堆積物は、その内部構造と分布様式から津波堆積物の可能性が高い。また本研究により、秋田県北部における古地震・古津波情報のひとつを補強することができたといえる。今後、イベント堆積物のより広範囲への分布およびより古い年代の津波堆積物を明らかにする調査や、他の地域で見出されているイベント堆積物との比較等を進め、当地域における津波履歴やその影響範囲等についての詳細を明らかにしていきたい。

この情報を地域住民の防災意識と防災対策へ昇華させるためには、地震・津波履歴の情報発信が重要である。一方、調査地点周辺は住宅地から離れた水田地帯であるため、津波や洪水に対するハード対策を優先することは難しいと考えられる。したがって、ハザードマップの充実や避難経路の確保といったソフト対策の強化が、この地域における津波対策としては望ましいと考える。

### 謝辞

本研究には、科学研究費（基盤研究（C），17K01321）（代表：鎌滝孝信）および文部科学省「地（知）の拠点整備事業」平成 29 年度補助金を使用した。秋田県八峰町産業振興課および八峰白神ジオパーク推進委員会の方々には、現地調査等でお世話になった。ここに記して関係各位に深く感謝の意を表します。

### 引用文献

- 土木学会日本海中部地震震害調査委員会編：1983 年日本海中部地震震害調査報告書，土木学会，933p，1986.
- 鎌滝孝信・高渕慎也・松富英夫・阿部恒平・黒澤英樹：秋田県男鹿市および八峰町における津波堆積物調査，土木学会論文集 B2（海岸工学），72, pp.1693-1698, 2016.
- 金澤 慎・鎌滝孝信・安部訓史・松富英夫：八峰町における過去の津波浸水域に関する研究，平成 28 年度土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集, CD-ROM, 2017.
- 川上源太郎・加瀬善洋・ト部厚志・高清水康博・仁科健二：日本海東縁の津波とイベント堆積物，地質学雑誌，123, pp.857-877, 2017.
- 三浦昌司・児玉 徹・金田吉弘：日本海中部地震による津波被害，農業技術，39, 49-52, 1984.
- 澤井祐紀：東北地方太平洋側における古津波堆積物の研究，地質学雑誌，123, pp.819-830, 2017.
- 志岐常正：序論；イベント堆積物と非イベント堆積物，月刊地球，7, pp.438-440, 1988.
- 高田圭太・中田 高・宮城豊彦・原口 強・西谷義数：沖積層調査のための小型ジオスライサー（Handy Geoslicer）の開発，地質ニュース，579, pp.12-18, 2002.

## ベトナム中部ニヤチャン・バラン (Ba Lang) 海岸の侵食機構\*

東北大学大学院工学研究科 田中 仁  
 東北大学大学院工学研究科 Nguyen Xuan Tinh  
 Thuy Loi University Nguyen Trung Viet  
 東北学院大学工学部 三戸部佑太  
 東北大学大学院工学研究科 Nguyen Thai Binh

### 1. はじめに

近年、ベトナムにおいては各地で深刻な海岸侵食が見られる。著者らによって調査研究がなされているクアダイ (Cua Dai) 海岸<sup>1)</sup>、ニヤチャン (Nha Trang) 海岸<sup>2)</sup>、ダラン (Da Rang) 河口部<sup>3)</sup>、クアロー (Cua Lo) 河口部<sup>4)</sup>などである。これらはいずれも河口部に位置している砂浜であることから、河川流域での人工的な改変が侵食に関連していることが示唆される。一方、本研究で対象とするバラン (Ba Lang) 海岸には流入河川が存在せず、上記海岸と異なる状況にある。そこで、本研究においては、まず現地踏査を実施して現地の状況を把握し、その後、衛星画像解析により同海岸における近年の海浜変形を明らかにするとともに、波浪特性の検討により近年の侵食現象の機構に関する検討を行った。

### 2. バラン海岸の概要と研究手法

本研究の対象であるバラン海岸の概要を図-1に示す。同海岸は、観光地として有名なニヤチャン海岸の北側に位置しており、全長はほぼ 2.4km である。海岸の南側 950m の沖には珊瑚礁が存在している(図-2(a))。低潮時にはそれが露出し、観光客が水辺に集う様子が見られる。一方、これより北側の区間にリーフは存在しない。この地域には海沿いに道路が建設されており、その前面には砂が見られない。このため、北東モンスーン期には護岸を越える越波が生じるなどの問題が生じている。

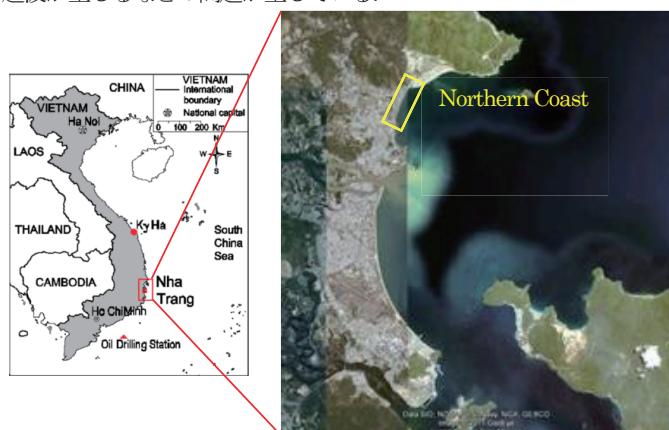


図-1 バラン海岸の概要

\* Erosion mechanism of Ba Lang Beach located in Nha Trang, Central Vietnam, Hitoshi Tanaka, Nguyen Xuan Tinh, Nguyen Trung Viet, Yuta Mitobe and Nguyen Thai Binh

そこで、まず2015年6月に現地調査を実施した。また、2016年12月にはUAVを用いて現地砂浜の撮影を行った。さらに長期的な海浜の変化を把握するためにGoogle Earth画像を分析することにより、バラン海岸において砂浜が消失した機構について検討を行った。

### 3. 現地調査結果

2015年6月に撮影された図-2(a)のバラン海岸南部には砂浜が存在している。海浜前面の海底には珊瑚礁が確認され、その消波効果により安定した砂浜が形成されている。一方、砂浜南端から約950m付近をUAVにより撮影した図-2(b)では、その北側で砂浜が途切れて、それ以降では護岸が露出している。このように、砂浜の南北で大きく状況が異なっており、その変化の経緯を調べるために過去の衛星画像の分析を実施した。



図-2 バラン海岸の砂浜

### 4. Google Earth画像の解析結果

図-3には幾何補正を行った後のGoogle Earth画像を示している。ここで、最下段に示すように $(x,y)$ 座標を定義しており、沿岸方向に $x$ 軸を取っている。もっとも古い2002年4月の画像によれば、弓型に反った砂浜が見られる(図-3(a))。その後、図-3(b)の2003年8月には海岸に沿った道路が竣工しており、その前面に砂浜は見られない。さらに、図-3(c)の2014年7月においては海岸左端において砂浜の拡大がみられるが、それ以外では図-3(b)とほぼ同様な状況で安定している。

図-4はこれらのGoogle Earth画像から得られる水際線を重ね合わせたものである。道路建設前の2002年以前とそれ以降で大きく異なっていることが明らかである。道路部の前面には砂浜が存在しないため、この地域の水際線は安定している。また、興味深い点は、砂浜の左右両端部( $x \leq 200m$ , および $x \geq 1300m$ )において、道路建設後の海岸線が建設前のそれに比べてほぼ平行である点である。

図-5は相隣る2つの年の間での海岸線の変化量 $4y$ を示している。道路建設時に水際線が最大で約40m前進しているが、それ以外の期間では大きな変動は見られない。ただし、前述のように海浜端部における汀線の前進が見られる。

以上より、道路建設後の砂浜が存在する個所においては波の入射方向に直交する平衡状態の汀線が形成されていることが推測され、さらに道路建設前の海浜形状は平均的な波の入射に対する平衡状態にあったものと考えられる。そこで、以下では道路建設前後の水際線の角度に関する定量的な検討を行う。



図-3 バラン海岸の汀線変化 (Google Earth)

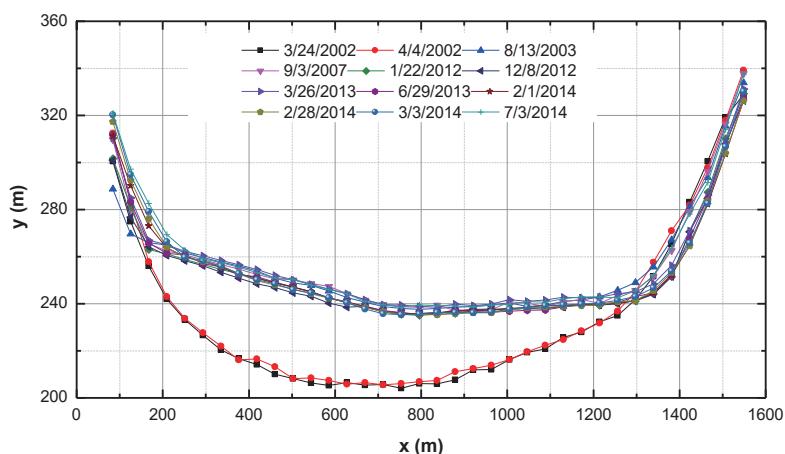


図-4 Google Earth から得られる汀線の重ね合わせ図

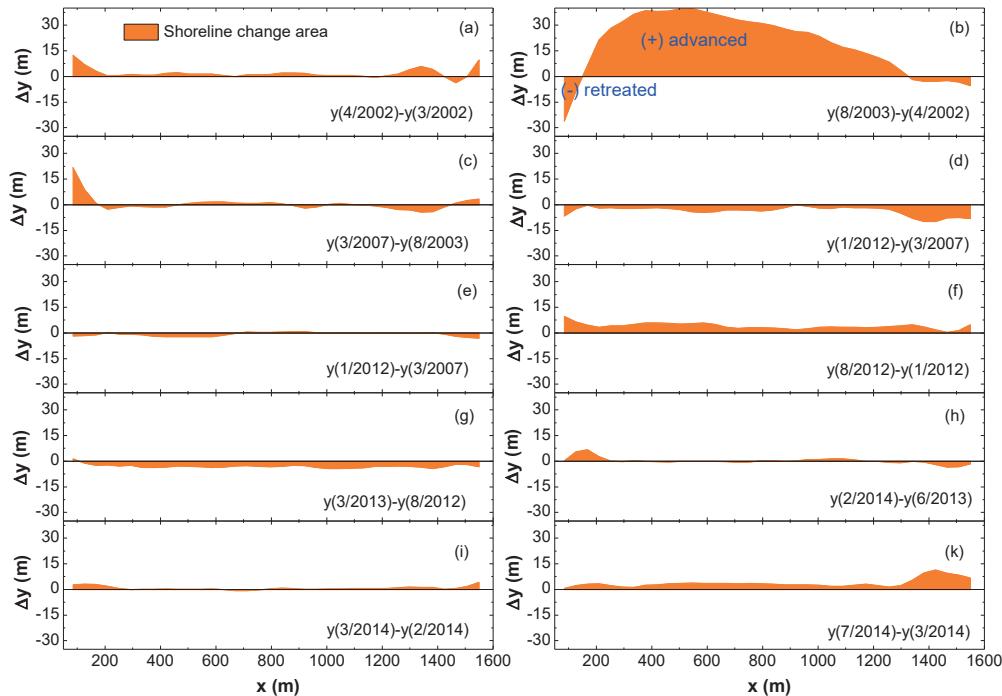
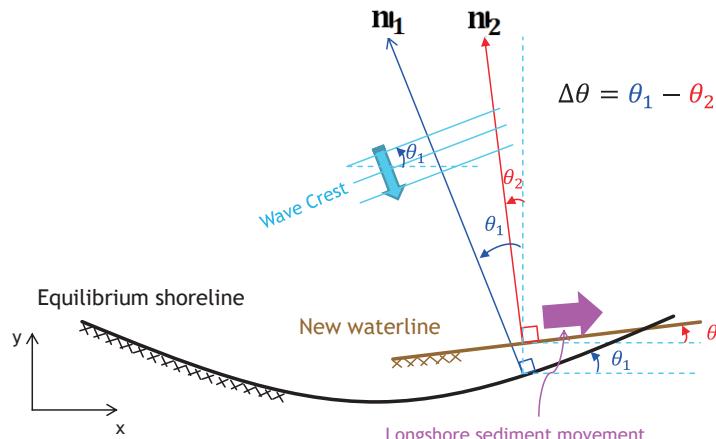


図-5 バラン海岸の汀線変化量

##### 5. バラン海岸の侵食機構に関する考察

図-6は、道路建設前後の水際線に対する平均的な波の入射方向との関連を模式的に示したものである。道路建設前に海岸線が安定していたことから、波向き線に対して当時の海岸線は直交関係にあった。その後、道路の建設により新たな水際線が形成され、それに対して波は斜め入射することとなる。図のように汀線の傾き

図-6 汀線の傾き  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  の定義

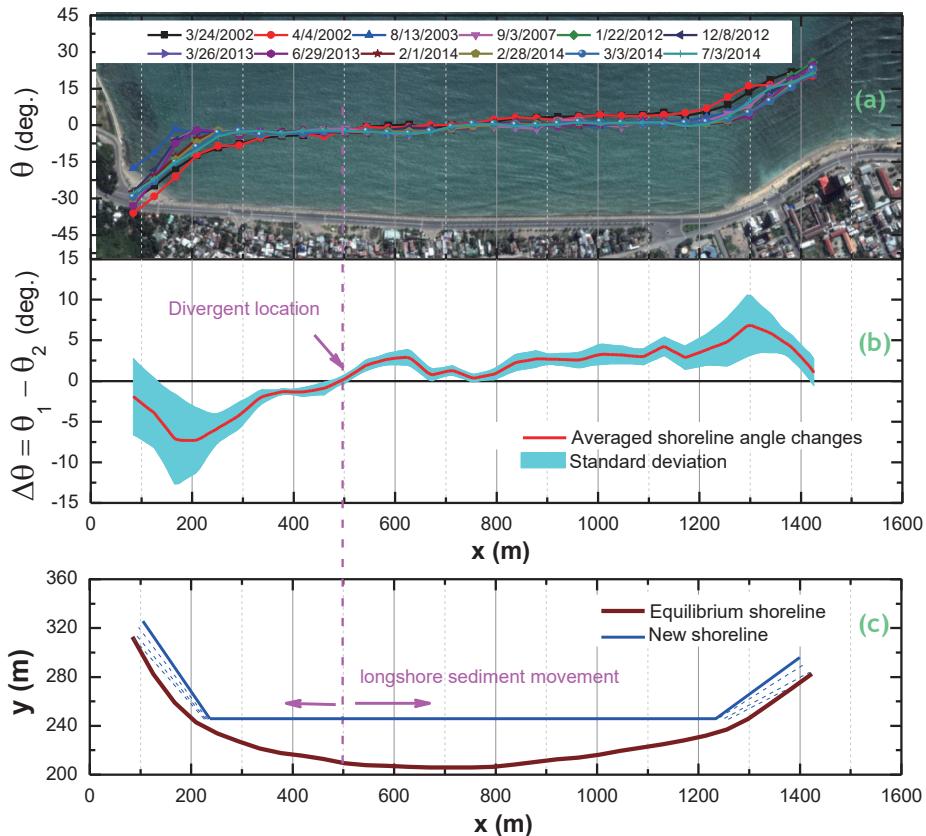


図-7 汀線の傾きとそれに伴う漂砂移動

$\theta_1, \theta_2$ を定義すれば、道路建設後の水際線に対する波の入射角は $\Delta\theta = \theta_1 - \theta_2$ となる。ただし、 $\Delta\theta$ の正値は、 $x$ 軸正方向への沿岸漂砂移動を生じさせる波向きに対応する。

図-6で定義された角度 $\theta$ を各衛星画像から求めた結果を図-7(a)に示している。端部では汀線の傾きが大きいために標準偏差も大きくなるが、それを加味しても全体的な傾向に大きな変化は無い。道路建設前は弓型に湾曲した形状に対応し、海浜の中心付近で角度の符号が変化する。一方、道路建設後は水際線が直線的に固定されたため、大きな変化は見られない。

図-7(b)の $\Delta\theta$ は $x=500$ m付近でゼロとなり、その前後で符号が変化する。また、 $\Delta\theta$ は両端部でほぼゼロに近づいている。これは、図-3(c)に見られるように、道路建設後でも端部には砂浜が存在し、波の入射角に直行する汀線が形成されているからである。

以上より、現況の道路に平行に一定幅の養浜を行ったとしても、 $x=500$ m付近の“divergent location”をはさんで砂が左右に移動してしまうことが明らかである(図-7(c))。図-4に示された道路建設前の汀線形状を沖に平行移動させた形状の養浜を行うことにより、安定した海浜を維持することが出来る(図-8)。

なお、ベトナムにおいては波浪データが蓄積されていない場合が多い。このような場においては、本報告に示した平衡海浜の議論が有効である。



図-8 養浜による形成される汀線形状

## 6. おわりに

本論文においてはベトナム中部のバラン海岸における道路建設後の砂浜消失の機構について検討を行った。現地において波浪データが十分ではないが、汀線の平衡形状に関する議論により波浪情報の不足を補うことが出来た。今後、養浜工法についてより詳細な検討を行う予定である。

**謝辞**：本研究を行うに際して、"Investigate morphodynamical processes and propose applied solutions to recreate and upgrade the Nha Trang coast, Khanh Hoa province in the context of climate change"（代表：Thuy Loi 大学 Nguyen Trung Viet 准教授）の補助を受けた。ここに記して深甚なる謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 田中 仁・Nguyen Trung Viet・Vo Cong Hoang・Duy Dinh Van: 中部ベトナム・クアダイ海岸における近年の大規模侵食, 土木学会論文集B3 (海洋開発), 71(2), pp.I\_449-I\_454, 2015.
- 2) 三戸部佑太・Tran Minh Thanh・Vo Cong Hoang・Nguyen Trung Viet・田中 仁: ビデオモニタリングによるベトナム・ニヤチャン海岸における地形変化解析, 土木学会論文集B3 (海洋開発), 71(2), pp.I\_413-I\_418, 2015.
- 3) Nguyen Trong Hiep・田中 仁・三戸部佑太・Vo Cong Hoang・Tran Minh Thanh・Nguyen Trung Viet: ベトナム・ダラン河口の偏奇と周辺海岸侵食との関連, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.72, No.2, pp.I\_1663-I\_1668, 2016.
- 4) 田中 仁, Dinh Van Duy, 三戸部佑太, Nguyen Quang Duc Anh, Nguyen Trung Viet, Nguyen Ngoc The: ベトナム中部クアロー河口における砂嘴の延伸と土砂収支, 土木学会論文集B1 (水工学), Vol.74, No.1, 2018. (印刷中)

## 浅い汽水湖における塩水流動解析\*

東北大学 工学部建築・社会環境工学科 田中 美香

東北大学 大学院工学研究科 梅田 信

東北大学 大学院工学研究科 田中 仁

首都大学東京 都市環境学部 新谷 哲也

### 1. はじめに

河川の最下流部に位置する感潮域および汽水湖は、潮汐や河川流量などの要因によって、それぞれ特有な水環境を持つ上に、塩分条件の時空間変動も大きいという複雑な特徴を持つ水域である。また自然的なものだけではなく、その河川の集水域に存在する都市や農地などからの人為的な要因により排出される有機物や栄養塩類も豊富であるため、汽水湖での生物生産も活発であることが多い。しかしながらこのような反面、水質の汚染や貧酸素水貧の発生により、環境が悪化した事例も多く知られている。このような汽水域の水環境の変化については、淡水と塩水の流動特性が大きく影響するため、適切な管理や環境の保全に、水理学的な知見を蓄積することが重要であると考えられており、近年多くの研究が行われている。そこで本研究では、浅い汽水湖である岩木川水系の十三湖を対象とした流動解析について検討した。

### 2. 研究対象地域

本研究では青森県北西部に位置する十三湖を研究対象地域とする。十三湖は岩木川下流部にある流域面積 18.06 km<sup>2</sup> の汽水湖であり、集水面積 2.544km<sup>2</sup>、最大水深が約 2m の浅い汽水湖である。十三湖の平面形状を図 1 に示す。一級河川である岩木川からの淡水流入と、十三湖と日本海を繋ぐ水戸口から流入する海水が、十三湖の汽水環境を左右する。十三湖への流入河川は、岩木川、山田川、鳥谷川などがあるが、岩木川が全集水面積の 78% を占める。また十三湖はヤマトシジミの名産地としても知られており、青森県の漁業の一角を担っている。しかし、その漁獲量は経年的に大きく変動し、ヤマトシジミの漁獲量の減少も懸念されている。

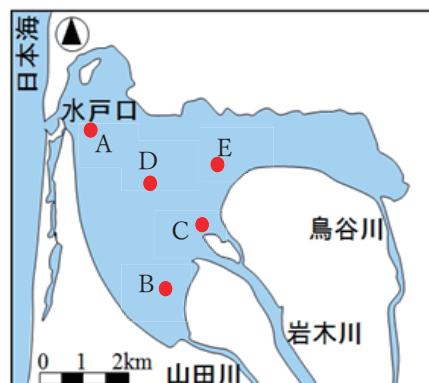


図 1 十三湖の平面図と観測地点

\*Analysis of salinity flow in a shallow brackish lake by Mika Tanaka, Makoto Umeda, Hitoshi Tanaka and Tetsuya Shintani

### 3. 解析方法

流動解析は、新谷ら(2009)などにより開発された環境流体シミュレーター Fantom3D を用いる。支配方程式は、三次元の連続式と運動方程式、およびスカラー(水温、塩分、乱流特性量)の輸送方程式であるが、運動方程式は静水圧近似およびブジネスク近似を施したものとなっている。これらはそれぞれ(1)~(5)として以下に示す。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

ここで、 $u$ 、 $v$ 、 $w$ はそれぞれ $x$ 、 $y$ 、 $z$ 方向の流速である。 $x$ 、 $y$ 方向の運動方程式はそれぞれ

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \gamma \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + \frac{\rho_0 - \rho}{\rho_0} g \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \gamma \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) + \frac{\rho_0 - \rho}{\rho_0} g \quad (3)$$

である。ここで、 $\rho$ :水の密度、 $\gamma$ :渦動粘性係数、 $p$ :圧力である。鉛直方向には静水圧近似を適用し、

$$p = \int_{z_b}^{z_s} \rho g dz \quad (4)$$

としている。また、スカラーの輸送方程式は次のような形となる。

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + u \frac{\partial \phi}{\partial x} + v \frac{\partial \phi}{\partial y} + w \frac{\partial \phi}{\partial z} = K \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right) + S \quad (5)$$

ここで、 $\phi$ :塩分および水温、乱流のスカラーレベル、 $K$ :拡散係数、 $S$ :生成項である。

また乱流モデルとしては、二方程式乱流モデルである GLS(Generic Length Scale)モデルを適用している。離散化に関しては、流速および水温と塩分の移流には、3次精度の ULTIMATE-QUICKEST 法を用いて、精度を確保している。

計算格子間隔は、水平方向を 200m とし、鉛直方向を 0.1m とした。また時間間隔は 10 秒とした。十三湖の湖底地形には、国土交通省が 2012 年に実施した深浅測量結果を用いて作成した。

計算対象の水文・気象条件は、2008 年の夏季とした。これは、既往研究(小西ら、2009)により、十三湖内において、塩分と水温の詳細な現地観測が行われており、その成果を活用することができるためである。本研究で使用した水文条件のうち、湖水位および河川(岩木川)からの流量時系列については図 3 に示した。海水および淡水の流入出が行われる水戸口・岩木川河口では、流量・水温・塩分濃度をそれぞれの境界条件として与えた。

### 4. 解析結果

各地点の塩分・水温の計算結果と、2008 年夏季の塩分・水温の観測結果をそれぞれ図 4 と図 5 に比較した(図 4、図 5)。比較した地点は塩分、水温の観測が小西ら(2009)で行われた 5 地点である。すなわち図 1 に示した。それぞれ A 地点(標高-2.2m)、B 地点(標高-0.5m)、C 地点(標高-0.5m)、

D 地点(標高−1.5m), E 地点(標高−1.3m)である。また、各地点での計算結果および観測結果の湖底からの高さは 5 地点においてそれぞれ 2.0m, 0.4m, 0.2m, 0.4m, 0.2m である。

塩分が流入する水戸口に最も近い地点 A では計算値は潮汐に対応して変動する塩分の様子をよく示し、と観測値とも近い変動を示した。その一方で水戸口から離れている他の 4 地点の計算結果については、塩分が上下する挙動を示すことが出来た一方で、計算時間が進むにつれ、塩分濃度の絶対値が観測値と比較しても大幅に小さくなっている。本計算方法では、水戸口からの海水流入の境界条件として、連続式の補正により、塩水フラックスを与える方法を探っている。そのため海水流入時の運動量や水戸口で生じている淡水層と塩水層の交差流が十分に表現されていない。その結果、十三湖内への塩分流入量が不足する計算結果になってしまったと考えられる。この点については、塩水が運動量を持つよう水戸口において与える条件を検討しなおす必要がある。水温については、日週変動と数日単位の気象条件などの変化にともなう変動が計算結果において比較的よく再現することができた。今回得られた課題を含め、今後はより詳細に十三湖の流動条件を検討していく。

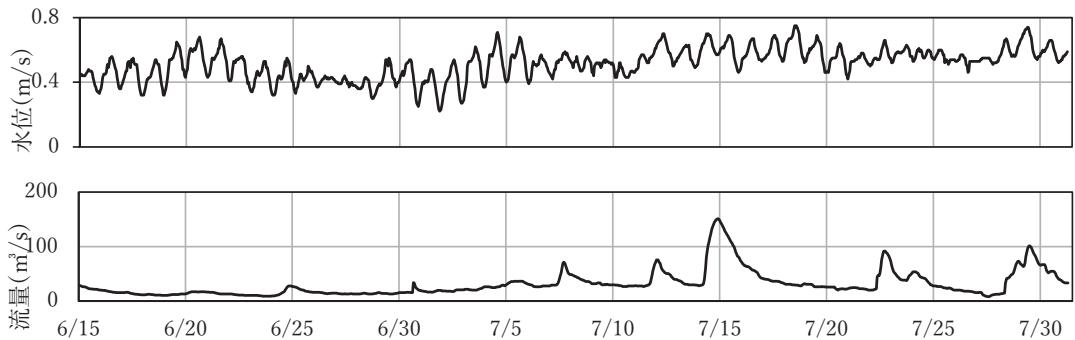


図 3 水位及び流量(2008 年度)

## 5. おわりに

本研究では十三湖内の詳細な流動解析を行うため、Fantom3D を用いて数値シミュレーションを行い、既往研究で行われた観測結果との比較を行った。特に塩分と水温に着目し、潮汐が湖内流動に与える影響を考察した。その結果、潮汐によって細かく時間変動する特徴を捉えることが出来た。

## 6. 謝辞

本研究は、JSPS 科研費 16H02363 (代表: 風間総), 17H04585 (代表: 峰嘉哉) の助成を受けて実施された。記して謝意を表する。

## 7. 参考文献

新谷哲也, 中山恵介: 環境流体解析を目的としたオブジェクト指向型流体モデルの開発と検証, 水工学論文集, 第 53 卷, 2009 年 2 月。

梅田信, 田中仁, 小西絵里子, 佐々木幹夫: 十三湖における塩分と溶存酸素の変動に関する観測と分析, 海岸工学論文集, 第 55 卷, 2008 年。

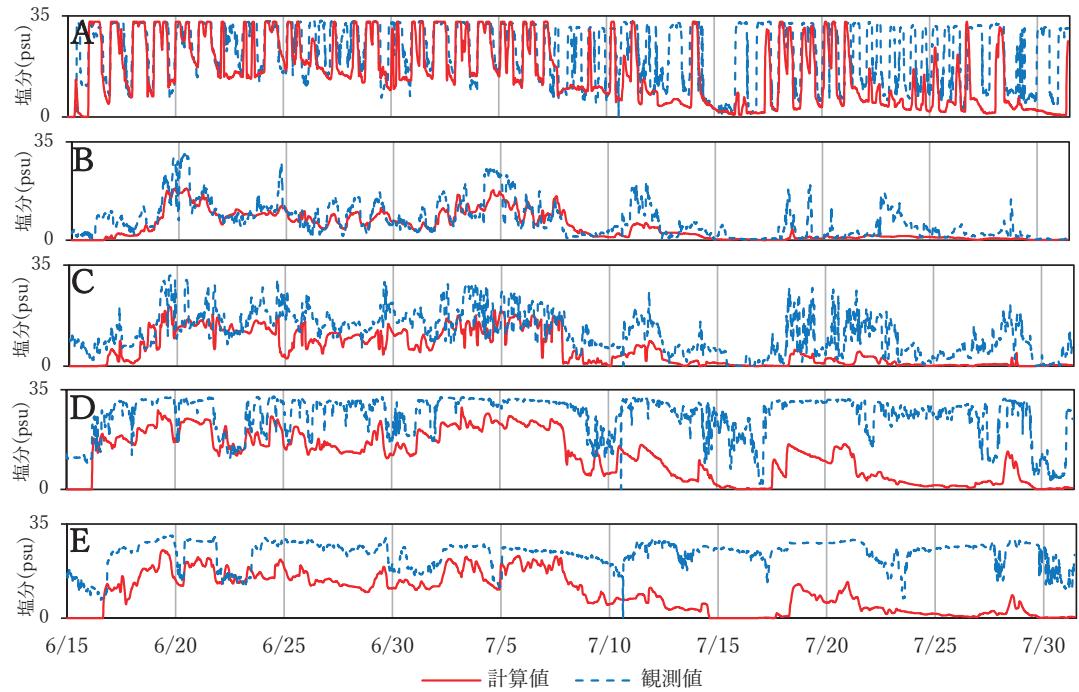


図4 各観測地点における塩分変動

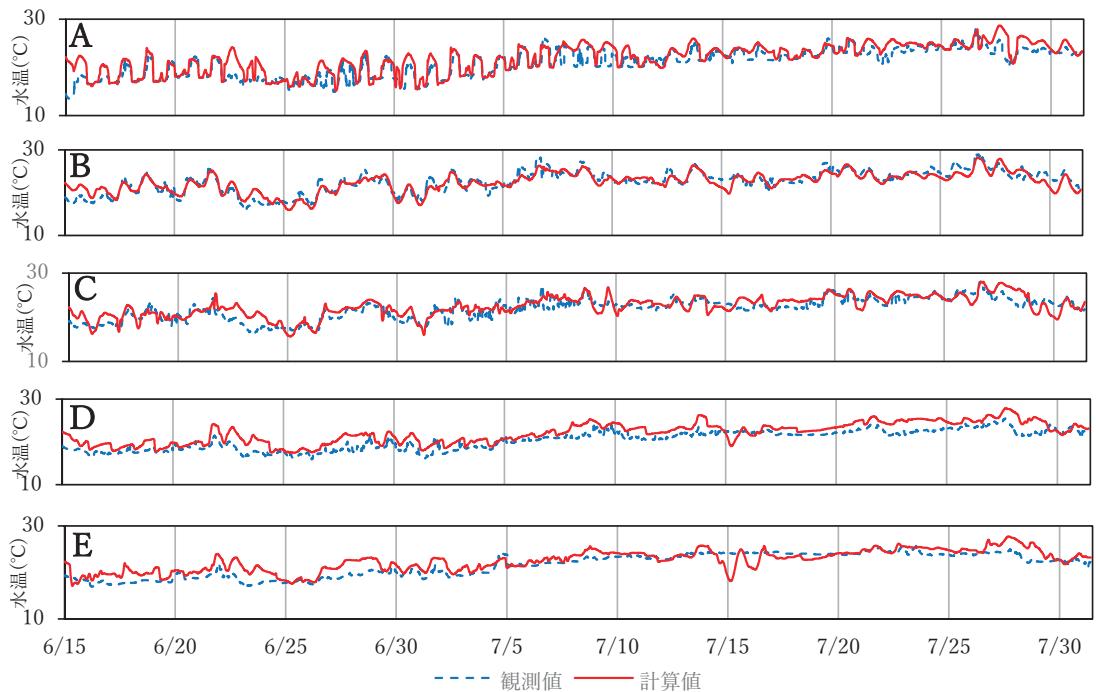


図5 各観測地点における水温変動

## ベトナム中部・クアダイ海岸における侵食域の拡大について\*

東北大学工学部 長谷川 順行  
 東北大学大学院工学研究科 Dinh Van DUY  
 東北大学大学院工学研究科 田中 仁  
 Thuyloi University NguyenTrung Viet

### 1. はじめに

ベトナム中部に位置する Thu Bon (ツーボン) 川河口部左岸の Cua Dai (クアダイ) 海岸においては近年深刻な海岸侵食が確認され、ここ 10 年の間に 160m もの海岸線の後退が見られている。それと共に同国屈指のリゾートビーチであるクアダイ海岸は、近年ホテル前面の海水浴場が失われるなど、周辺のビーチリゾートを中心とする観光産業に大きなダメージが発生している。一方で、河口右岸には全く侵食が見られない。田中ら (2016) はこのような侵食特性の左右岸での非対称性を河口前面テラスの非対称性によるものだと指摘している。また、クアダイ河口周辺の汀線は海岸に突出した典型的なデルタ地形を有している。そこで、デルタ形状に関するワンライノモデルでのモデル定数が求められた (Duy ら, 2016)。本研究では、Landsat から得られた衛星写真と比較して、ワンライノモデルによるクアダイ海岸の侵食域拡大の再現を試みる。

### 2. 研究対象地域

クアダイ海岸の位置を図-1 に示す。クアダイ海岸はベトナム Quang Nam (クアンナム) 省の Hoi An (ホイアン) 市に位置し、ツーボン川が流入する海域に位置している。ツーボン川の幹川流路延長は約 204km であり、河口から約 33km で連結されているヴーザー川も合わせた流域面積は 10,350km<sup>2</sup> である。河口から約 30km 地点のザオトウイにおける年平均流量は 327m<sup>3</sup>/s である。

本研究の対象地域は、特に海岸線の後退が顕著であるクアダイ海岸河口から左岸方向へ 7500m までの区間である。

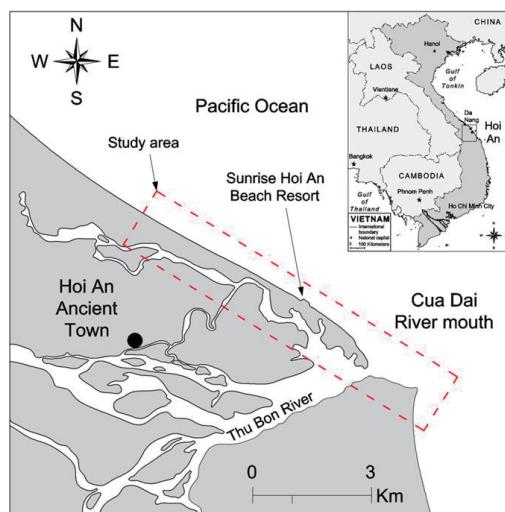


図-1 研究対象地域

\* Expansion of erosion area on Cua Dai Beach, Central Vietnam, by Takuyuki Hasegawa, Dinh Van Duy, Hitoshi Tanaka and Nguyen Trung Viet

### 3. 研究方法

図-2 のような平面座標系( $x, y$ )において河口デルタの発達過程を論じる。汀線  $y$  を予測するためのモデルである以下に示される式(1)のワンラインモデルの解析解 (Larson et al., 1987) を用いる。

$$y(x, t) = \frac{q_0}{D} \sqrt{\frac{t}{\pi \varepsilon}} e^{-x^2/(4\varepsilon t)} - \frac{q_0 |x|}{D 2\varepsilon} erfc \left[ \frac{|x|}{2\sqrt{\varepsilon t}} \right] \quad (1)$$

ここで、 $y$ :汀線位置、 $x$ :河口部に原点を有する水平座標、 $t$ :デルタ形成期間、 $q_0$ :単位時間当たりの河口からの排出土砂量、 $D = D_C + D_B$  ( $D_C$ :移動限界水深、 $D_B$ :バーム高さ)、 $\varepsilon$ :拡散係数、 $erfc$ :余誤差関数である。ところで 1990 年 7 月の Landsat 画像とワンラインモデルの比較から最も誤差が少ないととき  $\varepsilon t = 2.3 \times 10^7 \text{m}^2$  が満たされるとわかっている(Duy ら, 2016)。

さてここで、図-3 に示すように  $q_0$  が経時変化を示すものと仮定する。すなわち、 $t = t_1$ において供給土砂量  $q_0$  について  $Rq_0$  の低減があるとすれば、基礎式が線形であることから解は式(2)となることが分かる。

$$y(x, t) = \frac{q_0}{D} \sqrt{\frac{t}{\pi \varepsilon}} e^{-x^2/(4\varepsilon t)} - \frac{q_0 |x|}{D 2\varepsilon} erfc \left[ \frac{|x|}{2\sqrt{\varepsilon(t-t_1)}} \right] - R \left( \frac{q_0}{D} \sqrt{\frac{t-t_1}{\pi \varepsilon}} e^{-x^2/(4\varepsilon(t-t_1))} - \frac{q_0 |x|}{D 2\varepsilon} erfc \left[ \frac{|x|}{2\sqrt{\varepsilon(t-t_1)}} \right] \right) \quad (2)$$

拡散係数  $\varepsilon$  やツーポン川からの左岸への供給土砂量は明らかになっておらず、 $\varepsilon$  と  $R$  の値を変え 1990 年以降の汀線変化における実測値と理論値の比較を行う。

実測データとしては Landsat から得られる汀線資料を用いた。幾何補正を行った後に、画像処理により水際線を抽出した。

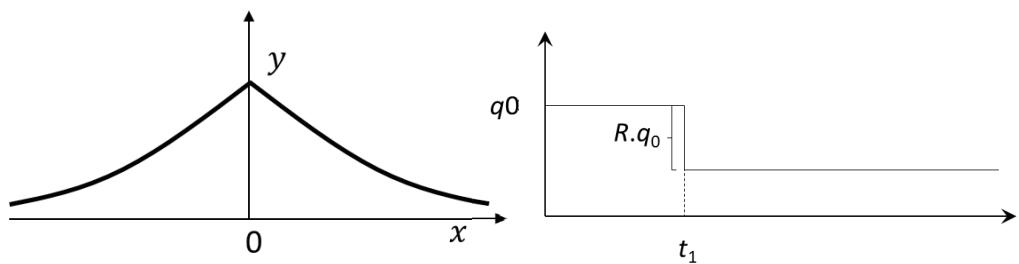


図-2 座標の定義

図-3  $q_0$  の変化

### 4. ワンラインモデルの解析解と実測値の比較

2010 年、2005 年と 1990 年の汀線変化において実測値と理論値の結果を以下に示す。なお、2015 年との比較も行ったが紙面の都合上結果は記載しない。

図において  $x$  軸は河口からの距離を示す。 $y$  軸は 1990 年の実測値との汀線変化を表す。 $\varepsilon = 140 \text{m}^2/\text{s}, 180 \text{m}^2/\text{s}, 210 \text{m}^2/\text{s}$  のそれぞれにおいて  $R=0, 2.0, 4.0, 6.0, 8.0, 1.0$  の値を代入し、それらを実測値と比較した。

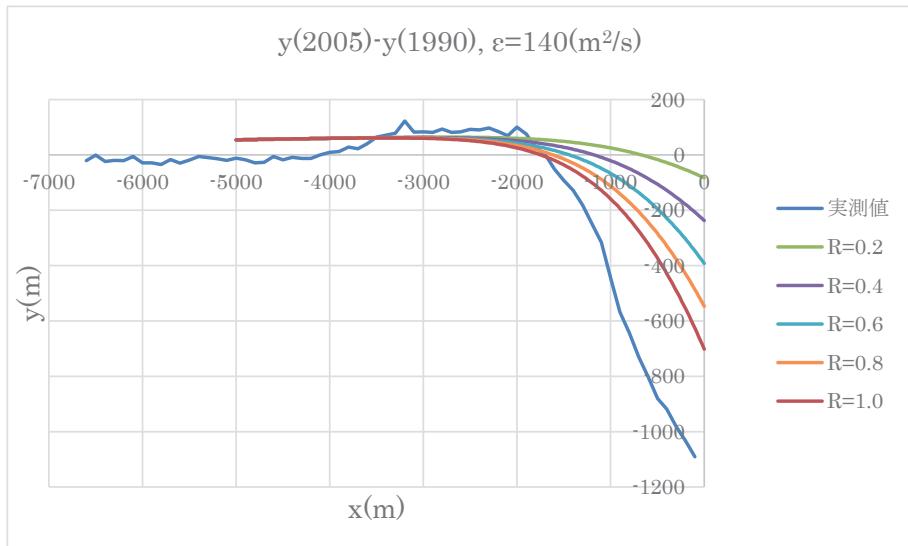


図-4 2005 年と 1990 年の汀線変化の理論値と実測値の比較 ( $\varepsilon = 140\text{m}^2/\text{s}$ )

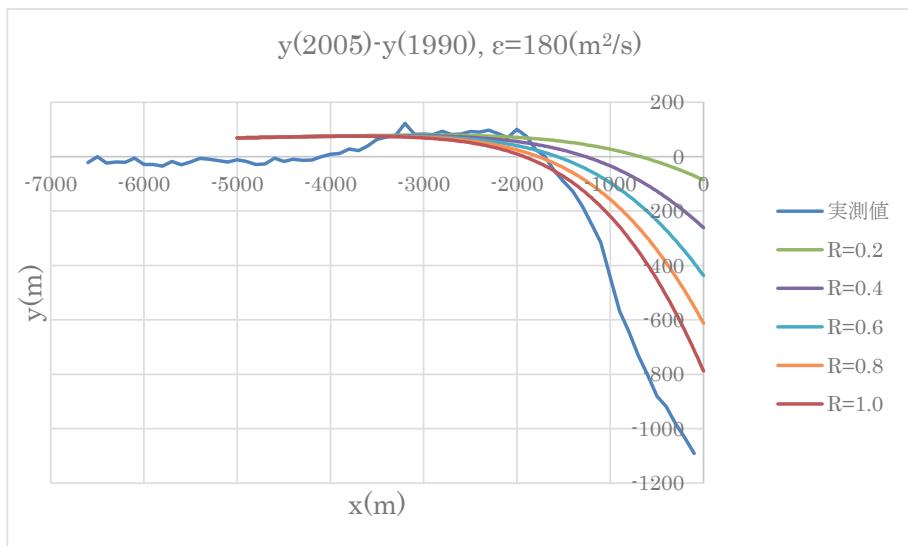


図-5 2005 年と 1990 年の汀線変化の理論値と実測値の比較 ( $\varepsilon = 180\text{m}^2/\text{s}$ )

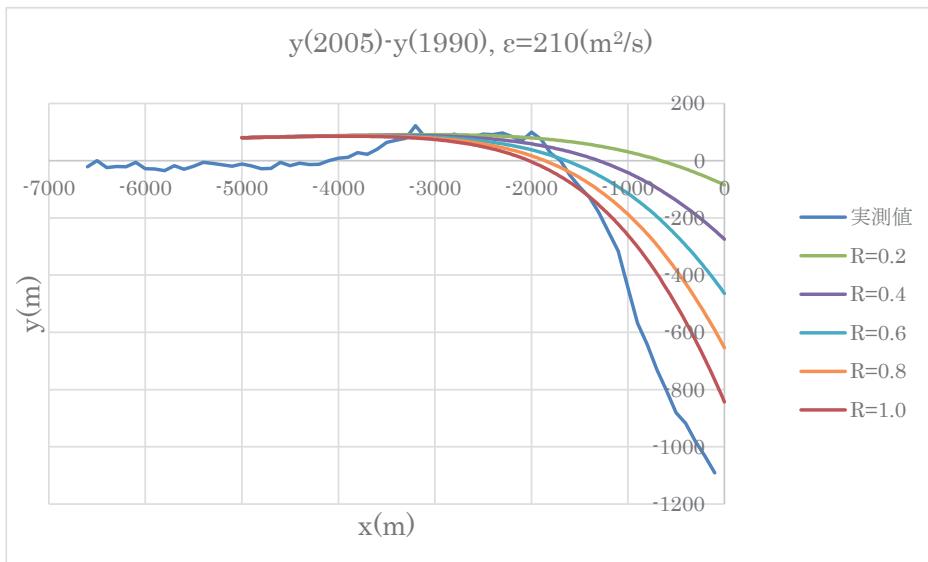


図-6 2005 年と 1990 年の汀線変化の理論値と実測値の比較 ( $\varepsilon=210\text{m}^2/\text{s}$ )

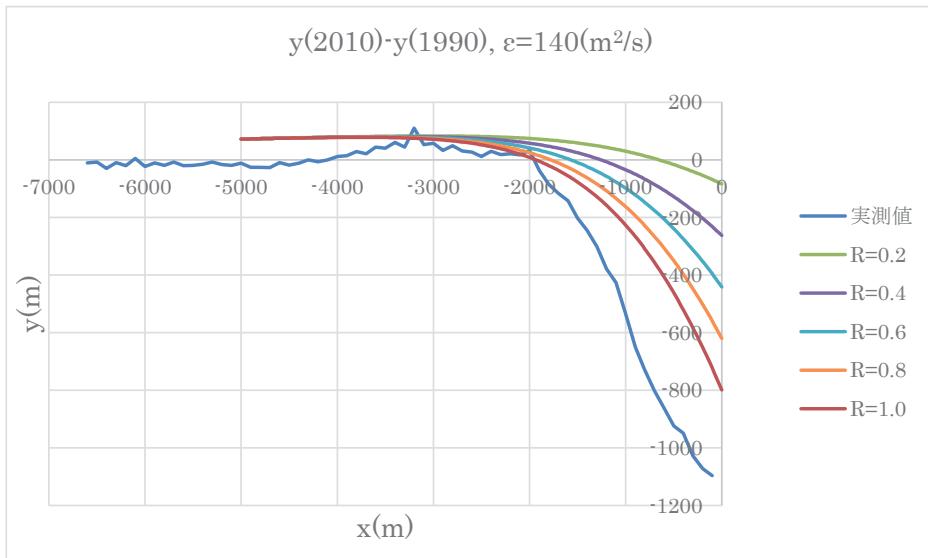


図-7 2010 年と 1990 年の汀線変化の理論値と実測値の比較 ( $\varepsilon=140\text{m}^2/\text{s}$ )

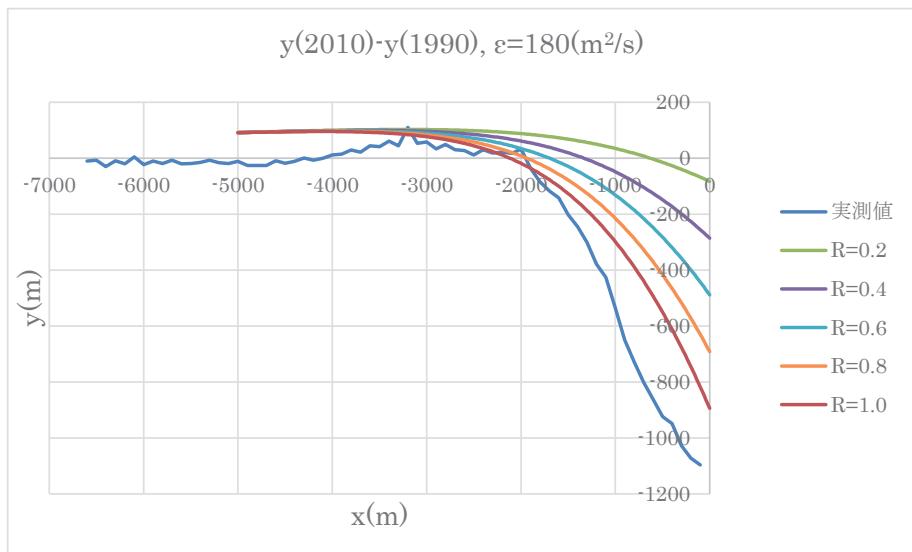


図-8 2010年と1990年の汀線変化の理論値と実測値の比較 ( $\varepsilon = 180\text{m}^2/\text{s}$ )

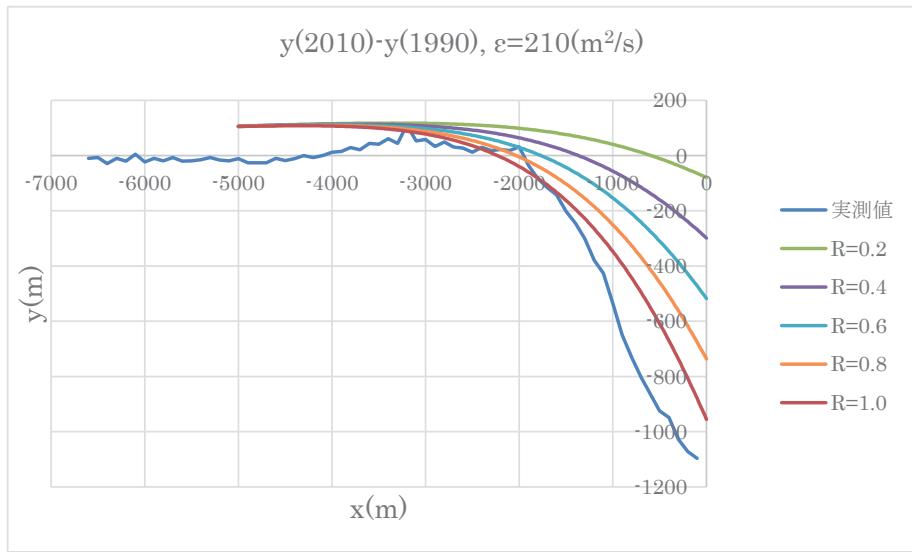


図-9 2010年と1990年の汀線変化の理論値と実測値の比較 ( $\varepsilon=210\text{m}^2/\text{s}$ )

これらの結果からわかるように、河口付近では理論値と比較して実測値のほうがより侵食が激しいことが分かる。これは河口付近に砂嘴が形成されるなど複雑な海岸形態をもつからである。一方で図-6、図-8、図-9 からわかるように  $x=-1500m$  から  $x=3000m$  の範囲では比較的海岸線を近似することができているとわかる。ワンライムモデルの解析解を用いることで、海岸線の実現が可能であるとわかる。また、 $R$  の値が大きくなるほど、つまり供給土砂量が少ないと実測値に近づくことがわかる。

## 5. おわりに

本研究ではワンライムモデルの解析解を用いた実測値と理論値の比較を行った。今後、護岸などの存在を加味した解析を行う必要がある。

## 参考文献

- Dinh Van Duy, 田中 仁, 三戸部佑太, Vo Cong Hoang, Nguyen Trung Viet: ベトナム・クアダイ海岸における河口デルタ形成と近年の侵食機構に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.72, No.2, pp.I\_1657-I\_1662, 2016.
- 田中 仁, Vo Cong Hoang, Nguyen Trung Viet, Dinh Van Duy: ベトナム中部クアダイ海岸に形成された河口テラスと大規模海岸侵食との関連, 土木学会論文集(水工学), Vol.72, No4, pp.I\_361-I\_366, 2016.
- Larson, M., Hanson, H. and Kraus, N. C.: Analytical solutions of the one-line model of shoreline change, Technical Report CERC-87-15, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, 1987.

## 密度成層した貯水池における流動解析

東北大工学部 建築・社会環境工学科 内藤 悠太  
東北大工学院工学研究科 梅田 信

### 1. はじめに

ダムは様々な機能があり、我々の社会はそこから多くの恩恵を受けている。例えば、水道資源の多くをダムに依存していることや、ダムの洪水調節機能による浸水被害の防止などの例が挙げられる。しかし、閉鎖性の水域であるダム貯水池では、河川と比べて移流拡散が抑制されるため、湖沼の滞留に伴う種々の水環境問題が発生することがある。湖水運動抑制の一要因として水温成層の形成が挙げられる。例としては、深水層では富栄養化現象などの影響で貧酸素水塊が発生することがある。また、成層場における密度流の影響で、湖水中の懸濁物質が複雑な挙動を示し、濁水の長期化が生じることもある。そのようなことから、貯水池のような閉鎖水域の水環境を適切に管理するためには、密度成層とそれに関連する水環境の諸現象について、詳細に把握することが重要である。

密度成層条件下の貯水池における濁水挙動や濁水長期化現象に関しては、工学的な視点から様々な研究がなされてきた(例えば、梅田ら, 2007)。しかし、水温成層した水環境における流動と微細な懸濁物質の運動の関連については未だ明らかになっていないことが多い。そこで本研究では水温成層した貯水池内における流動に焦点を当て数値解析を行った。

### 2. 研究方法

#### 2-1. 研究対象

本研究では一級河川・北上川水系胆沢川に建設された岩手県奥州市に位置する胆沢ダムを研究対象とした。胆沢ダムは洪水調節・灌漑用水や水道用水の供給・水力発電が目的として建設された。総貯水量は  $1.43 \times 10^8 m^3$  あり、主な流入河川は胆沢川、前川、尿前川の三つである。図1に胆沢ダムの平面形状を示す。貯水池の年平均回転率が約3と比較的小さいこともあり、夏季の洪水の発生時には濁水の長期化が懸念されることがある。

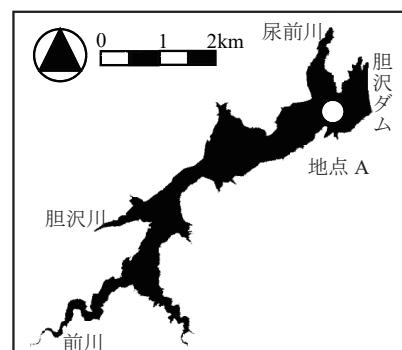


図1 対象貯水池

#### 2-2. 解析方法

流動解析は、新谷ら(2009)などにより開発された環境流体シミュレーター Fantom3Dを用いる。支配方程式は、3次元の連続式と運動方程式、およびスカラー(水温、乱流特性量)の輸送方程式であるが、運動方程式は静水圧近似およびブジネスク近似を施したものとなっている。これらはそれぞれ式(1)~(5)として以下に示す。

\*Hydrodynamic simulation in a stratified reservoir by Naito Yuta,Makoto Umeda

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

ここで、 $u$ ,  $v$ ,  $w$ はそれぞれ $x$ ,  $y$ ,  $z$ 方向の流速である。 $x$ ,  $y$ 方向の運動方程式はそれぞれ

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \gamma \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + \frac{\rho_0 - \rho}{\rho_0} g \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \gamma \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) + \frac{\rho_0 - \rho}{\rho_0} g \quad (3)$$

である。ここで、 $\rho$ :水の密度、 $\gamma$ :渦動粘性係数、 $p$ :圧力である。鉛直方向には静水圧近似を適用し、

$$p = \int_{z_b}^{z_s} \rho g dz \quad (4)$$

としている。また、スカラーの輸送方程式は次のような形となる。

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + u \frac{\partial \phi}{\partial x} + v \frac{\partial \phi}{\partial y} + w \frac{\partial \phi}{\partial z} = K \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right) + S \quad (5)$$

ここで、 $\phi$ :水温、乱流のスカラ一量、 $K$ :拡散係数、 $S$ :生成項である。

また乱流モデルとしては、二方程式乱流モデルであるGLS(Generic Length Scale)モデルを適用している。移流項の離散化に関しては、3次精度のULTIMATE-QUICKEST法によって精度を確保している。計算期間は2016年8月29日～9月30日の約一ヶ月間とし、計算格子間隔は水平方向200m、鉛直方向を0.5m、時間間隔は5秒とした。

胆沢ダム貯水池の地形データは国土交通省が実施した深浅測量の結果を用いて作成した。胆沢ダム管理所によりダムサイト付近で水温と濁度の鉛直分布の計測が毎日2回の頻度で実施されている。洪水前を含む水温と濁度の鉛直分布の変化を、図2, 3に示す。これらのうち、8月30日の水温分布は、本解析における初期条件として用いた。発生した2回の洪水規模は、それほど大きくなかったが、中層部における濁度の上昇は比較的顕著に見られた。また同管理所において解析対象期間に測定された貯水位、流入・流量、流入河川水温、および気象条件として気温と風速を、図4に示す。これらは、流動計算の条件として用いた。8月30日と9月9日には、中規模の洪水が発生している。

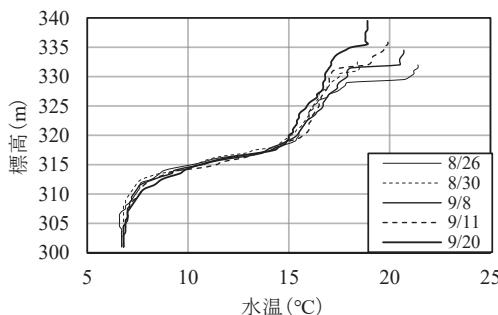


図2 貯水池内における洪水前後の水温の鉛直分布

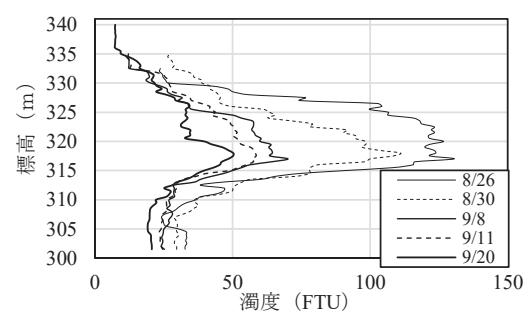


図3 貯水池内における洪水前後の濁度の鉛直分布

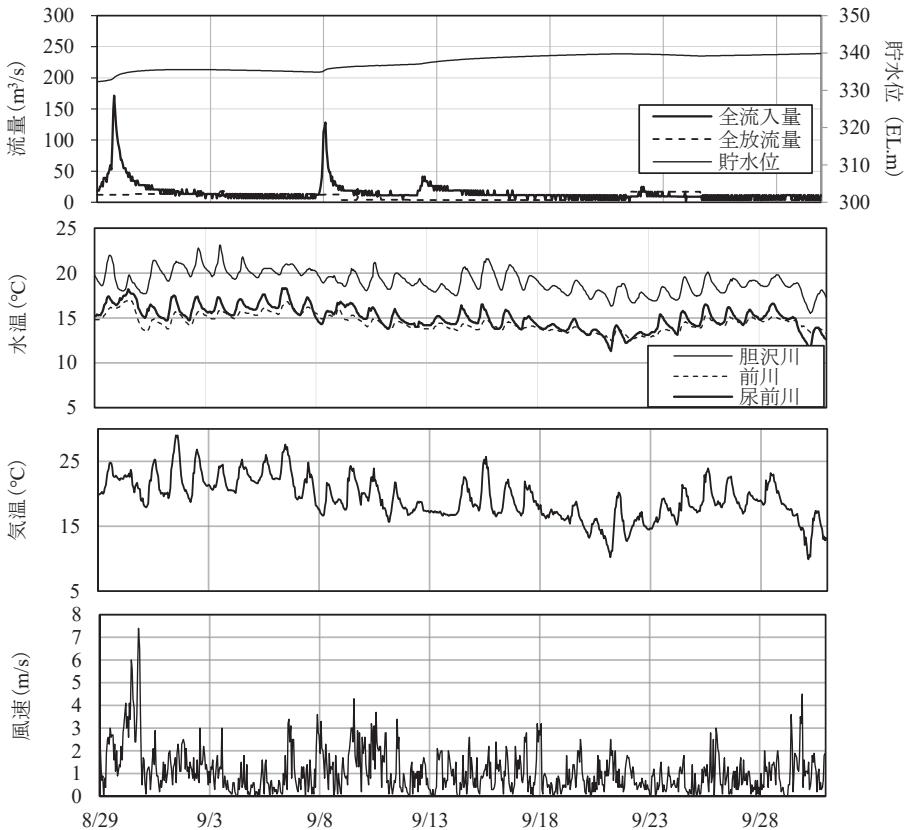


図4 胆沢ダム貯水池における貯水位、流入・流量、流入河川水温、および気象条件

### 3. 研究結果

地点Aにおける水温の鉛直分布の観測結果と解析結果を、それぞれ図8, 9に示す。図8, 9から約EL.315m付近に水温躍層が形成されていて観測結果と比較的近い解析結果が得られた。しかし解析結果は数値拡散の影響が大きく出ていることから、鉛直方向の計算格子などについてさらに検討が必要である。

また、貯水池の長軸方向流速分布、鉛直流速の解析結果を、それぞれ図10, 11に示す。流速分布については、対象期間の前半と後半で、やや異なった挙動が見られた。前半で生じた2回の洪水時には、流入した河川水の流下および水面付近での吹送流に対応して、3層ないしは4層の交差する鉛直流動構造が生じていることが分かる。また、1回目の洪水時には、洪水の流入に加えて湖面では比較的強い風（最大時には時間平均で7.4m/s）が吹いていた。この影響で、強い内部セイシュも発生したと考えられ、比較的大きな流速が深水層まで伝搬している状況が生じた。この強風時の水面付近における平面的な流動状況を、図12にベクトル図として示す。

一方で、解析期間後半は、顕著な洪水の流入や強風は見られない条件であった。しかし、計算時

刻21日、23日、25日などで、水深5m程度まで、比較的大きな鉛直流速が生じる解析結果が得られた。これらは、気温低下とともに湖水の冷却混合が計算においても表現されたためと考えられる。このような表層からの冷却混合は、冬季の大循環を引き起こす原因であり、この時期の湖水環境を検討する際には重要な要素である。これらのことについて、今後より詳細に解析を進める必要があると考えられる。

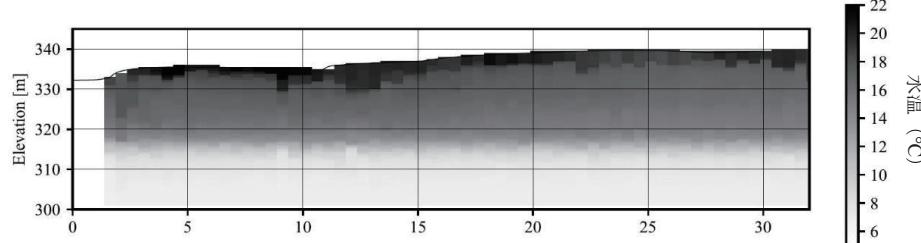


図 8 地点 A における水温の鉛直分布の観測結果

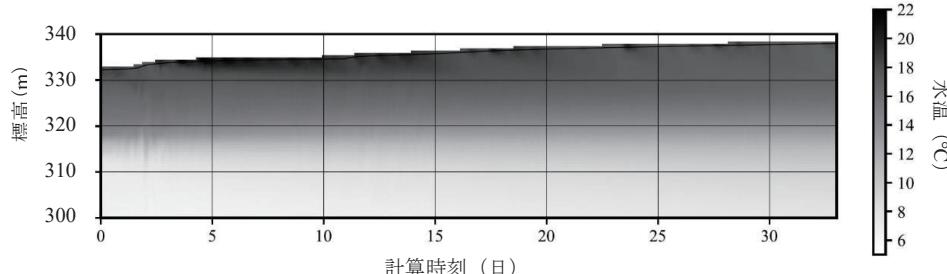


図 9 地点 A における水温の鉛直分布の解析結果

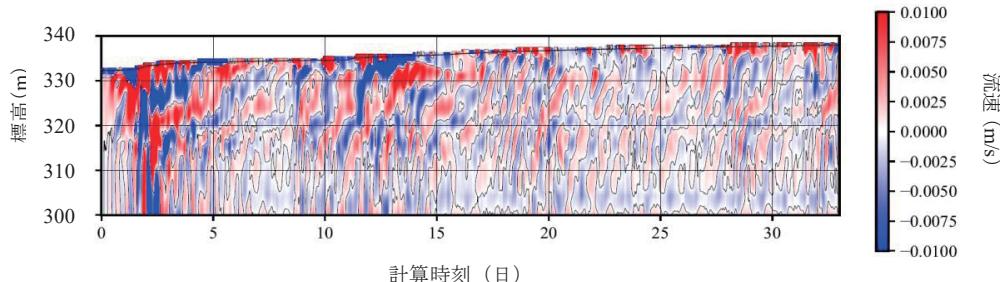


図 10 貯水池の長軸方向流速分布の解析結果

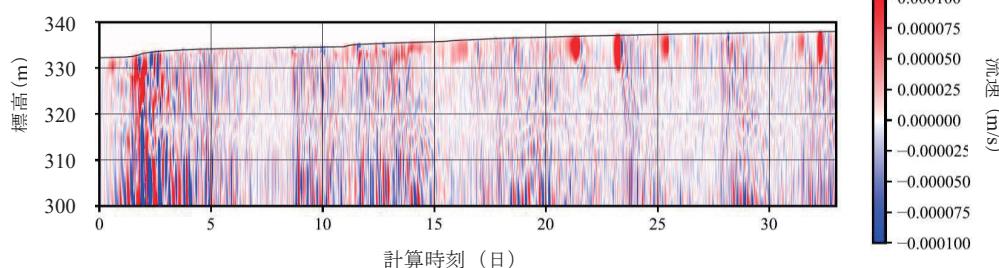


図 11 鉛直流速の解析結果

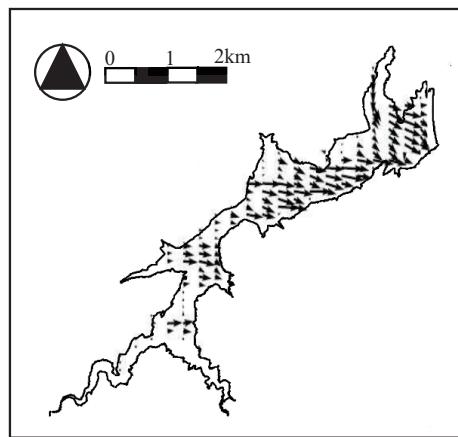


図 12 強風時の水面付近における平面的な流動状況

#### 4. 謝辞

国土交通省北上川ダム総合管理所および同胆沢ダム管理所には、観測データを提供頂いた。また、本研究の一部は、JSPS科研費（16K14308）および文部科学省気候変動適応技術社会実装プログラム（Si-CAT）の援助を受けて実施された。記して謝意を表す。

#### 5. 参考文献

新谷哲也、中山恵介：環境流体解析を目的としたオブジェクト指向型流体モデルの開発と検証、水工学論文集、第53巻、2009年2月

池上 迅、梅田 信：ダム貯水池の水温成層に関する鉛直 2 次元数値解析、水工学論文集、第51巻、2007年2月



## 重回帰分析による米代川河口砂州地形変動に対する 流量・波浪の影響評価\*

秋田大学理工学部

堀井 優介

秋田大学大学院理工学研究科

渡辺 一也

### 1. はじめに

河口部では海水と淡水が混合し、波浪や河川の影響を大きく受ける領域であり、複雑な挙動を示している。その複雑な環境は生物の多様性等の面から非常に重要な場となっている。そのため、河口特性について把握しておくことは非常に重要である。河口部は様々な地域で複雑な特性を示しているため、現地観測や数値シミュレーション<sup>1)</sup>、河床高指標の評価<sup>2)</sup>、台風発生後の地形変動の解析<sup>3)</sup>等の検討が行われている。米代川では、wave set-up がもたらす感潮域内の流量の定量的評価<sup>4)</sup>など行われている。しかしながら、米代川河口部の水理特性は十分に明らかとなっていない。

そこで、本研究では米代川河口部を対象として河口幅を写真解析により求め、これと有義波高、河川流量、波向との関係性について検討した。また、重回帰分析を用いて相関について検討した。

### 2. 研究対象

本研究の対象は秋田県北部の能代市を流れる1級河川の米代川である。本河川の流域面積は4100km<sup>2</sup>、幹川流路延長は136km、計画高水流量は8200m<sup>3</sup>/s、感潮区間は河口から上流へ6kmとなっている。

### 3. 有義波高の比較

今回、有義波高  $H_{1/3}$  のデータとして既往の研究<sup>5)</sup>に加えて秋田県沖（GPS 波浪計）のデータについて検討した。深浦・秋田、秋田県沖のデータをそれぞれ2013年から2016年で比較したものを図-1、図-2に示す。

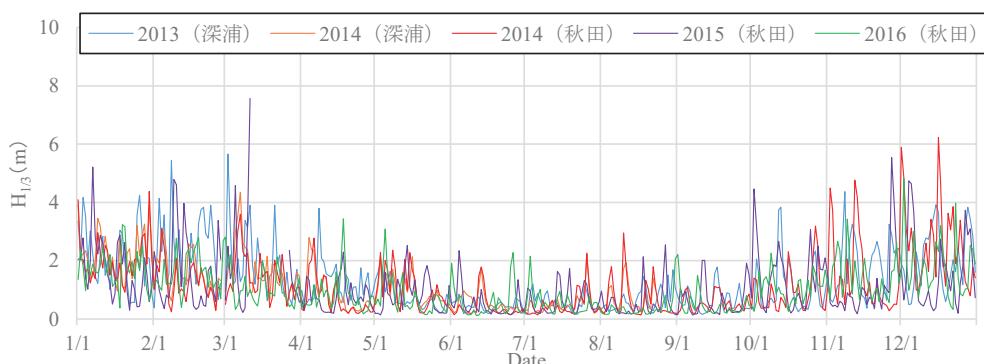


図-1 有義波高  $H_{1/3}$  (深浦・秋田)

\*Investigation of Multiple Regression Analysis of Influences of River Discharge and Waves on the Fluctuation of Sandbar in Yoneshiro River by Yusuke Horii and Kazuya Watanabe

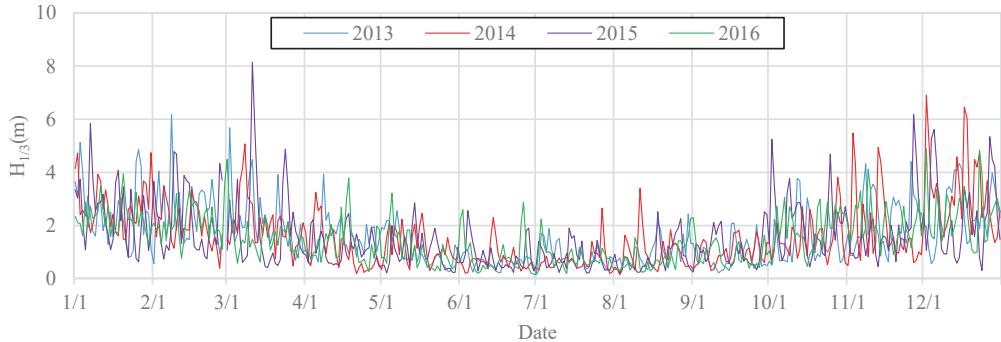


図-2 有義波高  $H_{1/3}$  (秋田県沖)

図-1, 図-2 から深浦・秋田, 秋田県沖のデータ共に 2013 年から 2015 年に比べ, 2016 年の冬季における有義波高の値が低いことが分かる。また各年共に冬季の有義波高は大きな値を示していることが分かる。しかし, 深浦・秋田に比べ秋田県沖の波高はやや大きいことが判断できるが, 傾向としてほぼ差が見られないため, 本研究では秋田県沖を例として説明する。

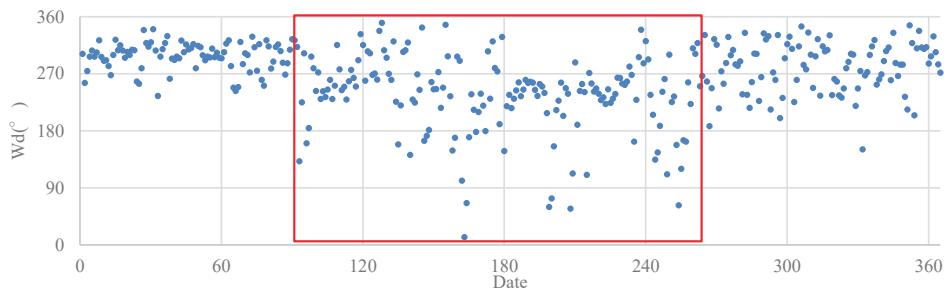
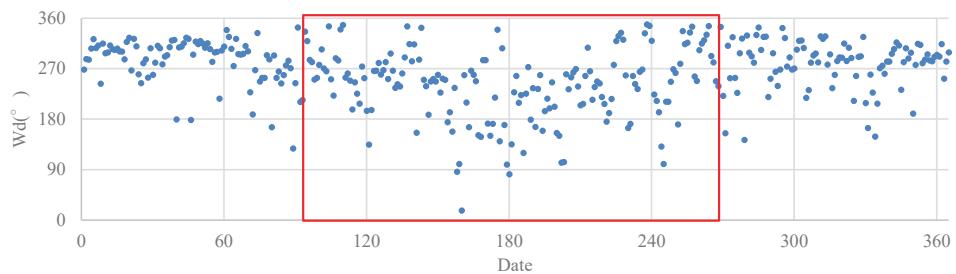
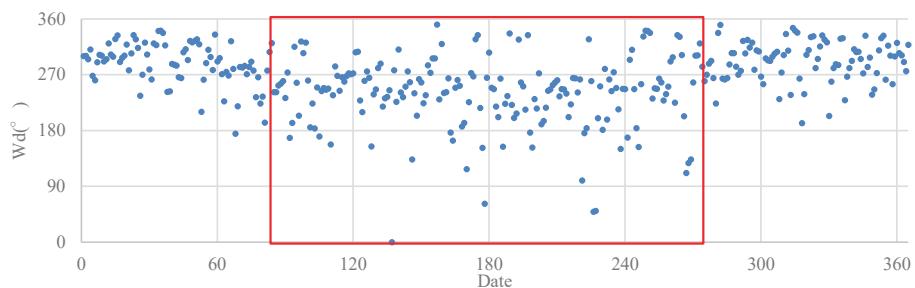
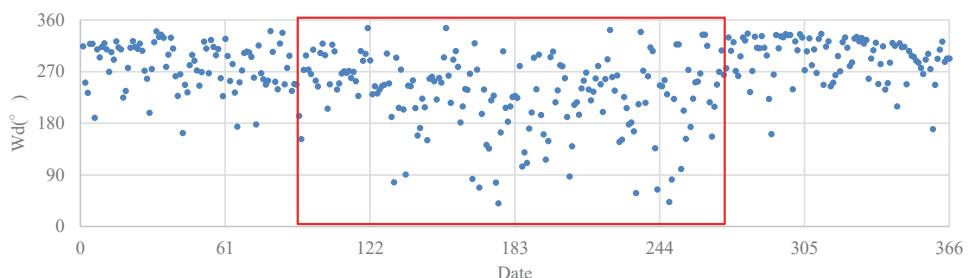
#### 4. 波向の比較

有義波高がどのような方向から河口部に進行しているか, 秋田県沖の GPS 波浪計のデータを用いて検討した。上記の有義波高の比較から, このデータを米代川河口部におけるものと仮定して検討を行なった。波向  $Wd$  のデータを 2013 年から 2016 年まで図-3~6 に示す。図-3 ~6 の四角形内の範囲に注目すると 4月初め前後から 9月終わり前後にかけて陸側に向かって波が多くなる傾向がみられる。2016 年はうるう年のため他の年よりデータが 1 つ多い。

#### 5. 各年データの比較

2013 年から 2016 年までの河口幅  $B$ , 河川流量  $Q$ , 有義波高  $H_{1/3}$ , 波向  $Wd$  について, 各年での傾向を検討した。河口幅は既往研究<sup>5)</sup>から写真測量のデータ, 河川流量は二ツ井観測所のデータを使用し, 波向は秋田県沖 (GPS 波浪計) のデータを河口部のものと仮定し使用した。一例として 2016 年のデータを図-7 に示す。図は上から河口幅  $B$ , 河川流量  $Q$ , 有義波高  $H_{1/3}$ , 波向  $Wd$  である。

既往の研究<sup>5)</sup>から 2016 年は流量が  $2000\text{m}^3/\text{s}$  以下かつ有義波高が 1m 以下の状態が多いことから河口幅の変化が少ない箇所が多々見られる。また,  $2000\text{m}^3/\text{s}$  以上の出水が見られないと認め, 流量による大きな影響が河口幅に現れていないと考えられる。また, 冬季における流量の減少と有義波高の上昇が河口幅を縮小させる影響を与えていると判断できる。波向に関しては, 冬季にかけて沖向きの波が多く作用していることが分かる。また, 4月後半から 10月初めまで陸向きの波が発生していることが分かるが, 全体的に沖向きの波が多くなっている。

図-3 波向  $Wd$  (秋田県沖 : GPS 波浪計) 2013 年図-4 波向  $Wd$  (秋田県沖 : GPS 波浪計) 2014 年図-5 波向  $Wd$  (秋田県沖 : GPS 波浪計) 2015 年図-6 波向  $Wd$  (秋田県沖 : GPS 波浪計) 2016 年

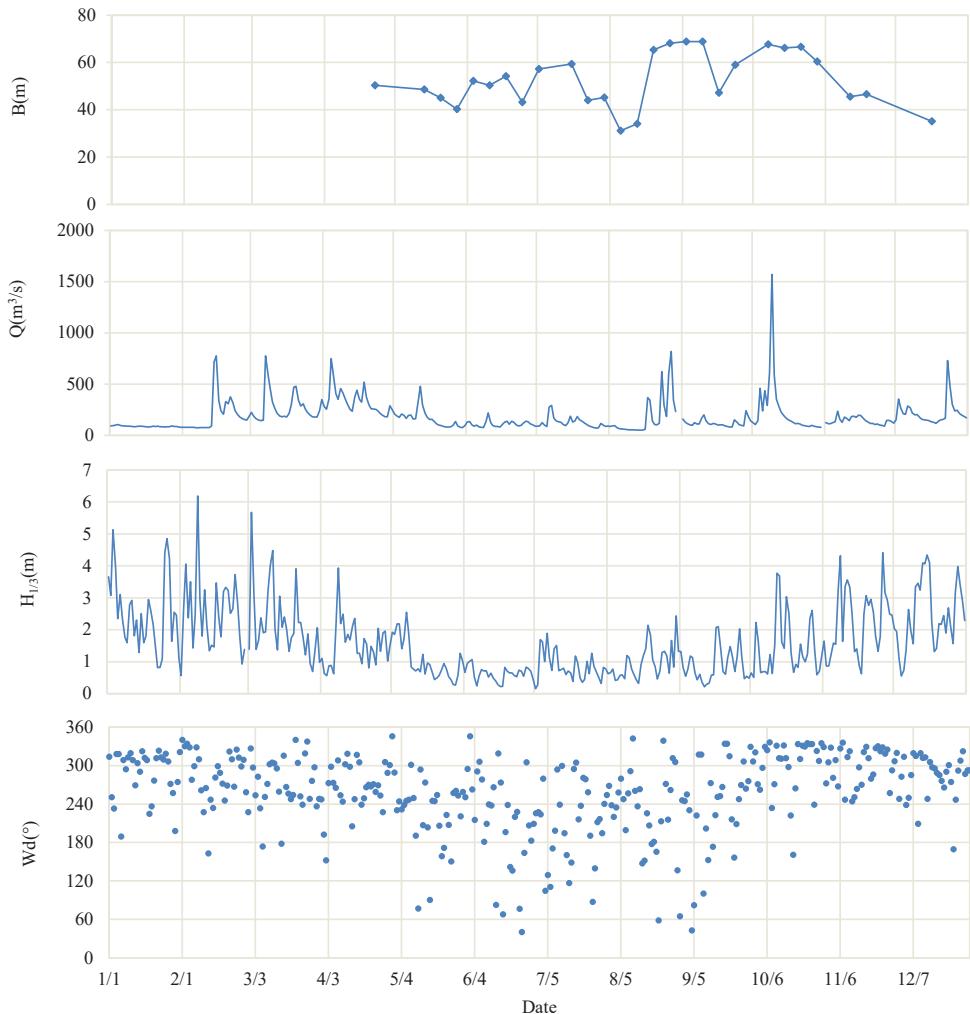


図-7 2016年データ

## 6. 河口幅と河川流量・有義波高・波向の回帰分析

河口幅と日平均河川流量  $Q$  および河口幅と日平均有義波高  $H$ 、河口幅と日平均波向の相関の評価を行なった。このとき使用したデータは、河川流量（二ツ井）、有義波高（深浦・秋田、秋田県沖 GPS 波浪計）、波向（秋田県沖 GPS 波浪計）について河口写真撮影日を基準にとり、各期間における最大値または平均値を算出した。以上を用いて様々なパターンに対して回帰分析を行ない、重相関  $R$  を求めた。本研究では既往研究<sup>5)</sup>より 2016 年のデータ、及び河川流量、有義波高が河口幅に作用するまでの期間を考慮し 2 パターンを追加した 10 パターンを行なった。結果を表-1、表-2 に示す。その結果、パターン 10 ( $Q$ : 1ヶ月最大、 $H$ : 1週間平均) が最も高い相関性を示したため、河口幅に対して河川流量が長期間で変動に関係して

いと考えられる。2015年は他の年に比べ低い相関が出ている。2016年も同様に他の年に比べ、やや低い相関を示している。2015, 2016年は前述の要素以外のものが影響していると考えられる。

表-1 パターンと重相関  $R$  (深浦・秋田)

パターン	$Q$	$H$	重相関 $R$				
			2013	2014	2015	2016	4ヶ年
1	撮影日	撮影日	0.499	0.593	0.203	0.466	0.282
2	1週間最大	1週間最大	0.604	0.602	0.106	0.475	0.349
3	1週間最大	撮影日	0.517	0.651	0.045	0.466	0.296
4	3日間最大	3日間最大	0.564	0.587	0.275	0.449	0.339
5	1週間最大	1週間平均	0.633	0.639	0.073	0.494	0.449
6	3日間最大	1週間平均	0.621	0.593	0.258	0.448	0.406
7	撮影日	1週間最大	0.519	0.406	0.228	0.429	0.191
8	撮影日	1週間平均	0.558	0.502	0.207	0.424	0.343
9	2週間最大	1週間平均	0.679	0.699	0.145	0.612	0.464
10	1ヶ月最大	1週間平均	0.799	0.873	0.217	0.556	0.486

表-2 パターンと重相関  $R$  (秋田県沖:GPS 波浪計)

パターン	$Q$	$H$	重相関 $R$				
			2013	2014	2015	2016	4カ年
1	撮影日	撮影日	0.415	0.429	0.259	0.500	0.210
2	1週間最大	1週間最大	0.594	0.460	0.037	0.469	0.334
3	1週間最大	撮影日	0.521	0.486	0.031	0.537	0.308
4	3日間最大	3日間最大	0.550	0.449	0.262	0.522	0.236
5	1週間最大	1週間平均	0.617	0.525	0.031	0.472	0.387
6	3日間最大	1週間平均	0.603	0.476	0.265	0.449	0.335
7	撮影日	1週間最大	0.538	0.406	0.247	0.436	0.230
8	撮影日	1週間平均	0.538	0.452	0.249	0.429	0.301
9	2週間最大	1週間平均	0.675	0.593	0.135	0.600	0.412
10	1ヶ月最大	1週間平均	0.801	0.788	0.213	0.551	0.470

表-3 パターンと重相関  $R$ ・波向  $Wd$  追加 (深浦・秋田)

パターン	$Wd$	重相関 $R$				
		2013	2014	2015	2016	4カ年
1	撮影日	0.809	0.873	0.222	0.565	0.478
2	3日間平均	0.808	0.875	0.298	0.555	0.476
3	1週間平均	0.822	0.889	0.248	0.572	0.484
-	波向き追加前	0.799	0.873	0.217	0.541	0.476

表-4 パターンと重相関  $R$ ・波向  $Wd$  追加（秋田県沖:GPS 波浪計）

パターン	$Wd$	重相関 $R$				
		2013	2014	2015	2016	4カ年
1	撮影日	0.812	0.797	0.225	0.573	0.460
2	3日間平均	0.810	0.828	0.321	0.564	0.459
3	1週間平均	0.824	0.789	0.265	0.590	0.462
-	波向き追加前	0.801	0.788	0.213	0.543	0.459

次に、回帰分析を行った結果で最も相関の高かったパターン 10 ( $Q$ : 1ヶ月最大,  $H$ : 1週間平均) を用いて、波向を追加した重回帰分析を行なった結果を表-3, 表-4 に示す。結果として深浦・秋田のデータでは追加前に比べ、相関の上昇が見られ、2015, 2016 年では最も相関が上がった。この結果から波向による影響があると考える。一方で、秋田県沖のデータでは追加前に比べ、相関は深浦・秋田に比べ低いことが分かる。

## 7. おわりに

本研究では有義波高の比較、それぞれの要素の関係性、回帰分析を行い、米代川河口部の流量、波浪の影響を検討した。河口幅と日平均河川流量、日平均有義波高、日平均波向の相関の評価を行なった。河川流量の期間を大きくしたことにより相関が上がったことは河川流量が河口幅に影響を与えるまでに時間を要していると考えられる。波向は1週間平均により値が大きくなつたため、継続的に作用しているのではないかと考えられる。しかし、2015, 2016 年については他の傾向を示したためデータの再検討が必要である。

**謝辞：**本研究を行うにあたり国土交通省東北地方整備局、気象庁、NOWPHAS から貴重な現地データの提供を受けた。ここに記して関係機関に対し謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 八木宏, POKAVANICH Tanuspong, 瀧岡和夫, 有路隆一, 古土井健, 諸星一信, 森重輝政, 小林聰：東京湾多摩川河口部の流動構造について, 土木学会論文集 B2(海岸工学) Vol.65, No.1, pp. 981-985, 2009.
- 2) 成田舞, 石川忠晴, 高橋淳：青森県高瀬川の河口部変動特性について, 海岸工学論文集 Vol.49, pp. 526-530, 2002.
- 3) 山本健吾, 佐々木勇弥, 佐貫宏, 下園武範, 田島芳満, 佐藤慎司：天竜川河口部における砂州の変形と水理特性に関する現地観測, 土木学会論文集 B2(海岸工学) Vol.70, No.2, pp.I\_631-I\_635, 2014.
- 4) 築田栄輝, 田中仁, 名倉華子, 梅田信, 佐々木幹夫：日本海に面した河川感潮域における冬季高波浪時の wave set-up と入退潮量, 土木学会論文集 B2(海岸工学) Vol.65, No.1, pp.391-395, 2009.
- 5) 熊谷昂平, 渡辺一也：米代川河口地形に作用する波浪・河川流量の応答性に関する検討, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, 2017 (CD-ROM)

## 雄物川における UAV を利用した河口砂州回復過程に関する検討\*

秋田大学理工学部

野口 良哉

秋田大学大学院理工学研究科 渡辺 一也

### 1. はじめに

平成 29 年 7 月 22 日に発生した大雨洪水災害により、秋田県内では多くの地域で被害が確認された。一部では、平成 25 年 8 月に起こった記録的大雨を上回る地域もあった。同年 7 月 25 日には秋田県内の住民の孤立状態は解消されたが、浸水被害は 25 日時点で 957 棟<sup>1)</sup>にも上った。秋田県内では多くの河川で氾濫が確認された。本研究の対象である雄物川においても甚大な被害を受けた。雄物川の河口域では、河口砂州のフラッシュが確認された。河口砂州は波浪侵入や塩水遡上の低減という役割もあるため、河口砂州の回復過程について把握することは重要<sup>2)</sup>である。

本研究では、洪水発生後から回復するまでの様子を固定点からの斜め写真撮影と UAV による航空写真撮影によって検討した。

### 2. 研究河川

本研究の対象である雄物川は秋田県中央部～南部にかけて位置し、秋田市で日本海へと注ぐ一級河川である。秋田県には一級河川が三本あるが、雄物川は河口砂州の変化が両岸に見られるという点で他河川と異なる。本河川の流域面積は 4710km<sup>2</sup>、幹川流路延長は 133km、感潮区間は河口から 2.1km である。

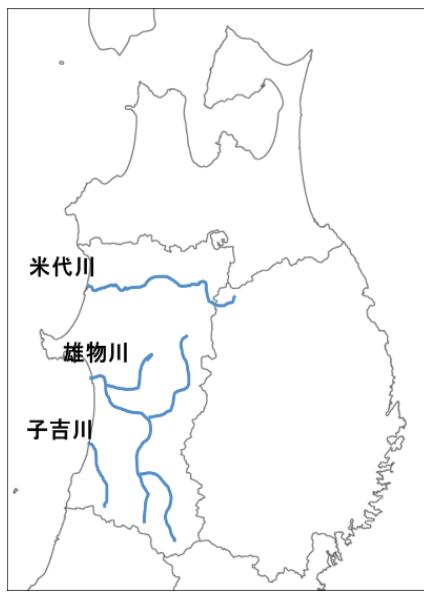


図-1 対象河川

\*Study on recovery process of river mouth sandbar using UAV in Omono River by Kazuya Noguchi and Kazuya Watanabe

### 3. 研究手法

本研究では固定カメラと UAV の 2 種類の写真を用いた検討を行った。写真-1 は 7 月 24 日に撮影された雄物川の航空写真である。この写真を例に固定カメラによる写真撮影について説明する。赤丸で囲んだ風力発電の風車から右岸・左岸の砂州の端までの距離をそれぞれの砂州の長さと定義し、開口部の長さは B とする。P1 は撮影点であり、この位置から海側へ向けて写真を撮影している。まず、風力発電の風車間の実際の距離を測定した。その後、撮影した斜め写真で、風車間の距離を求め河口幅を求めた。

固定カメラを用いた撮影は、7 月 24 日から 11 月 27 日までに計 19 回行っている。UAV による航空写真の撮影は 7 月 29 日から 12 月 20 日までに計 8 回行っている。固定カメラからの写真的例を写真-2 に下に示す。風力発電の風車を目印にして撮影したもの斜め写真としている。UAV の写真については、UAV の撮影については、UAV が風車の影響を受けないように別の基準点を設けている。

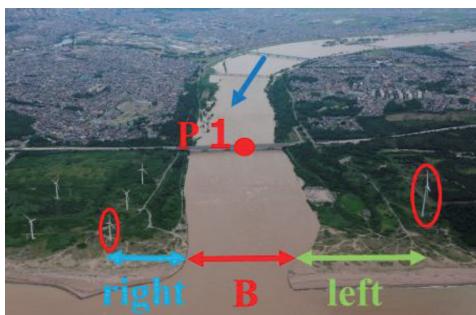


写真-1 雄物川の航空写真

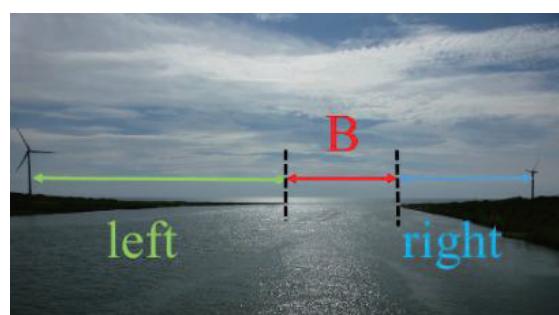


写真-2 固定カメラからの斜め写真

### 4. 固定カメラからの河口幅の判定

まず、固定カメラによる河口幅の変化の検討を行った。これまでの 7 月 24 日から 11 月 27 日までの 19 個の結果を図-2 に示す。ここから、左岸は大きな変化が見られない。右岸では徐々に砂州の幅が大きくなっていることが分かる。また、開口部の幅 B は小さくなっている。

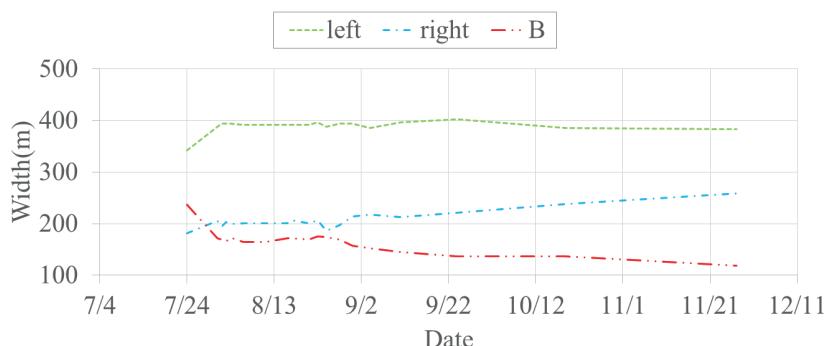


図-2 河口幅の変化

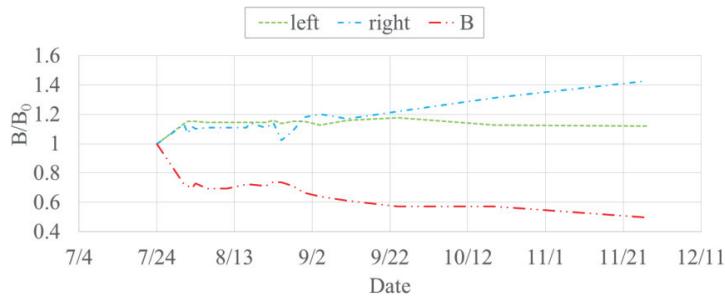


図-3 無次元化した河口幅の変化

次に、初期河口幅で撮影時の河口幅を次元化したものを図-3 に示す。この時に縦軸の無次元化河口幅の値が 1 より大きいと河口幅が大きくなり、1 より小さいと河口幅が小さくなる。ここから、右岸が 8 月 24 日に発生した大雨により河口幅が一度小さくなっていることが分かる。

##### 5. UAV から見た砂州地形変化

続いて、UAV の写真から河口砂州の変化を検討した。地形変化が大きな例を写真 3~7 に示す。写真-3 から 4 にかけて左岸の河口砂州に変化が見られた。写真-5 から 6 にかけては両岸ともに河口砂州の変化が大きくなっていることが分かる。特に冬期は河口砂州の変化が顕著に見られ写真-7 のように河口砂州が上流側に押し込まれていた。

写真 3~7 を通して、左岸は斜め写真からでは河口幅に大きな変化が見られなかつたものの河口砂州に大きな変化があることが分かった。右岸の地形変化は小さく、比較的左岸側に向かって伸びていることが写真 3~7 を通して分かる。さらに、開口部の幅 B が徐々に小さくなっていることが確認出来た。



写真-3 航空写真(7/29)



写真-4 航空写真(8/3)



写真-5 航空写真(9/11)



写真-6 航空写真(11/27)



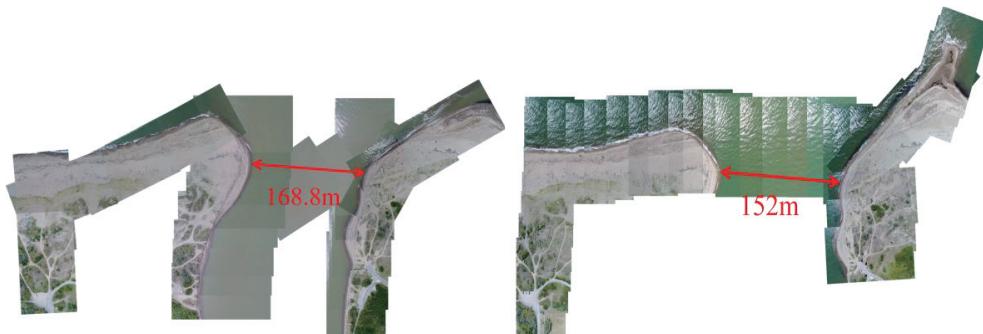
写真-7 航空写真(12/20)

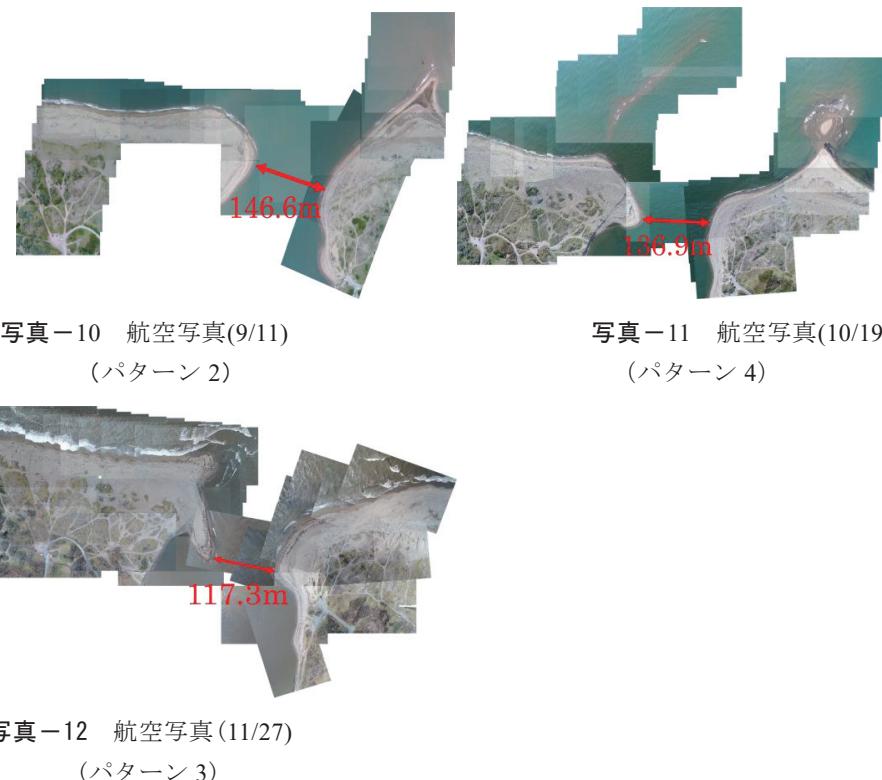
さらに、砂州の先端部の状態についても確認することができた。雄物川の砂州の先端部の地形変化について既往研究<sup>3)</sup>によると、以下の4パターンに分類できる。ここでは、既往研究を参考に砂州の先端部の状態を表-1のように定義する。

表-1 砂州の先端部の分類

パターン	砂州の先端部の状態
パターン1	両岸ともに突起をもたない
パターン2	右岸のみに突起を有する
パターン3	左岸のみに突起を有する
パターン4	両岸に突起を有する

今回の写真的撮影期間においては、4パターンすべてが確認できた。ここで各パターンの例を写真8～12に示す。写真8ではどちらにも突起をもたない状態である。また、写真9、10が右岸のみに突起をもつ状態であり、写真12が左岸のみに突起をもつ状態である。そして、写真11が両岸に突起を持つ場合である。

写真-8 航空写真(8/28)  
(パターン1)写真-9 航空写真(9/4)  
(パターン2)



次に、これまでの UAV で撮影した航空写真を表-1 の定義でパターン分けしたものを図-4 に示す。



図-4 砂州形状のパターンの変化

図-4 から、まず河口砂州がフラッシュされ両岸に突起をもたないパターン1の状態となる。その後、右岸のみに突起をもつパターン2を経て、両岸に突起をもつパターン4となる。その後、左岸のみに突起をもつパターン3へと変化してパターン1に戻るという変化を有している。

## 6. 右岸の砂州長に関する検討

UAV の写真から求めた右岸の砂州長( $L_R$ )の変化を図-5 に示す。右岸砂州の定義としては、UAV で撮影する際の基準点から海側の砂州に直線的に伸ばした砂州の範囲の長さを砂州長とする。図-5 より、結果として 8 月で一度幅が小さくなっているが、これはその月に起きた大雨によるものである。



図-5 右岸の奥行の変化

## 7. おわりに

本研究では 2 種類の手法で河口地形の変化について検討した。左岸は斜め写真からは河口幅の変化自体は小さいが UAV から見ると変化が大きく複雑な河口砂州を形成していることが明らかとなった。特に冬期は変化が著しくなり、上流へと押し込まれるような形状となっていた。右岸は斜め写真からは河口幅の変化は大きかったが、幅方向の変化よりも砂州長方向の変化が大きかった。また、4 パターンの砂州の状態を確認し、回復過程について明らかとした。

**謝辞**：本研究を行うにあたり岩手大学に研究器具の提供を受けた。ここに記して、謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 朝日新聞：秋田大雨秋田大雨、住宅浸水 950 棟 農林被害 100 億円規模か,  
<https://www.asahi.com/articles/ASK7T5TRGK7TUBUB01N.html> (2018 年 1 月 22 日閲覧)
- 2) 渡辺一也・Nguyen Trong Tu・田中仁：洪水時の河口砂州崩壊とその回復過程、海岸工学論文集、第 52 卷、pp.586-590, 2005
- 3) 宇多高明・松田英明：雄物川河口に見る河口沖テラスと河口砂州の形成・消失の相互関係、海岸工学論文集、第 42 卷、pp.566-570, 1995

## 感潮水域における塩水遡上予測\*

鉄建建設㈱ 功刀 智  
 八戸工業大学 佐々木 幹夫  
 八戸工業大学 十文字 雄登

### 1. 緒言

汽水域では塩水の遡上が多すぎても少なすぎてもそこに生息する生き物の環境が変わり被害を受けることになる。汽水域は感潮域となっており、感潮水域では外海と内水の水位差に応じて順流、逆流が生じており、塩水は逆流にのり陸側へ進入する。塩水の動きを支配しているのは順流と逆流である。塩水がどこまで遡上するのかは逆流の強さと流れの継続時間による。潮汐の影響を受けている河口域や湖口域では海水が逆流や順流により遡上したり流下したりしており移流現象が支配的になっている。本研究では、河口における海水の挙動は移流拡散現象により表されるものとして海水の遡上現象を Sasaki, Tanak and Umeda (2009,2012,2015)により示されている基礎方程式で検討してみる。

### 2. 海水の遡上予測

感潮水域における海水の動きは次式により表される (Sasaki, Tanak and Umeda, 2009) )。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial(uc)}{\partial x} + \frac{\partial(vc)}{\partial y} + \frac{\partial(wc)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x}\left(D_x \frac{\partial c}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(D_y \frac{\partial c}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(D_z \frac{\partial c}{\partial z}\right) \quad (1)$$

ここに、C は拡散物質で塩分を表しており、u, v, w は座標x、y、z 方向の速度、t は時間、 $D_x$ ,  $D_y$ ,  $D_z$ はx、y、z方向の乱流拡散係数である。座標 z を鉛直方向、x を順流の方向とする。このとき、流れと直角方向の未知量の変化は一様と考えることができる。そうすると式 (1) は式 (2) のように表される。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial(c)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}\left(D_x \frac{\partial c}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(D_z \frac{\partial c}{\partial z}\right) \quad (2)$$

いま、水域を鉛直方向に細かく分割し、分割された各水平層の中の拡散を考えることにする。分割の小ささはこの水層内では鉛直方向の変化が無視できるほど小さくなる層厚とする。この時、分割した k 番目の水平方向の水層内において、式 (2) は式 (3) となる (Sasaki,

---

\* Estimation for intrusion of salt water in estuary by Kunugi Satoshi, Mikio Sasaki and Yuto Jyumonji

Tanaka and Umeda, 2009) .

$$\frac{\partial c_k}{\partial t} + u_k \frac{\partial c_k}{\partial x} + q_k = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_{xk} \frac{\partial c_k}{\partial x} \right) \quad (3)$$

ここに、添え字 k は水深 h の水の層を水平方向に分割した k 番目の水層を意味している。上式左辺第3 項の  $q_k$  は k 番目の水層内に出入りする拡散物質の量であり、場を分割したことにより生じた k 層の吸出し・吹き出し量である。

これ以降は k 番目の水層内の塩分変化を扱う。記述の複雑さを避けるために添え字 k は省略する。

いま、 k 層の吸出し・吹き出し量  $q$ 、および拡散係数  $D_x$  は次のように表される (Sasaki, Tanaka and Umeda, 2012&2015) 。

$$q = C_z |u| \frac{\partial c}{\partial x} \quad (4)$$

$$D_x = l_x |u| \quad (5)$$

ここに、  $C_z$  は係数、  $l_x$  は場の代表的なながさである。いま、流れ  $u$  を次式(6)のように表せるものとするとき。式(3)は式(7)および (8) のようになる。

$$u(x,t) = u(t) + u'(x,t) \approx u(t) \quad (6)$$

逆流時の現象は次式 (7) により表される。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} - C_z |u| \frac{\partial c}{\partial x} = l_x |u| \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (7)$$

順流時の現象は次式 (8) により表される。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + (1 + C_z) u \frac{\partial c}{\partial x} = l_x u \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (8)$$

式 (7) および (8) の解として逆流および順流時において式(9)および(10)を得る。

$$c = (C_3 - C_1) \{1 - \exp(-\alpha_1 \xi)\} + C_1 \quad \text{during backflow} \quad (9)$$

$$c = (C_p - C_1) \exp(-\alpha_2 \xi) + C_1 \quad \text{during seaward flow} \quad (10)$$

ここに、 $C_1$ ,  $C_m$ ,  $C_p$  は拡散場の塩分の最小値、塩分の最大値、逆流から順流への転流時の塩分、また、 $\alpha_1$  および  $\alpha_2$  は任意の正の定数である。変数  $\xi$  は次のように定義されている変数である。

$$\xi = \beta_1 \int_0^t |u| dt / l_o + \beta_2 x / l_o + X_{01} / l_o \quad (11)$$

上式 (11)において変数  $\xi$  が負の場合には 次式 (12) に示すように  $\xi = 0$  となるようにしている。

$$\xi = 0 \quad \text{when} \quad \xi < 0 \quad (12)$$

式 (11)において、 $\beta_1$  、および  $\beta_2$  は常に  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$  を正の値とする任意の定数である。これら定数の関係は式 (7) および (9) 、並びに、(8) および (10) より以下のようにになっている。式 (11) における  $X_{01}$  は転流時の塩分フロントの位置に関する距離である。

逆流時は式 (9) を式 (7) に代入することにより次式を得る。

$$\begin{aligned} & \frac{\beta_1}{l_o} |u| (C_3 - C_1) (-1) (-\alpha_1) \exp(-\alpha_1 \zeta) + \frac{\beta_2}{l_o} (u - C_z |u|) (C_3 - C_1) (-1) (-\alpha_1) \exp(-\alpha_1 \zeta) \\ &= \left(\frac{\beta_2}{l_o}\right)^2 l_x |u| (C_3 - C_1) (-1) (-\alpha_1)^2 \exp(-\alpha_1 \zeta) \end{aligned} \quad (13)$$

故に

$$\frac{\beta_1}{l_o} - \frac{\beta_2}{l_o} (1 + C_z) = \left(\frac{\beta_2}{l_o}\right)^2 l_x \alpha_1 \quad (14)$$

よって、定数  $\alpha_1$  は次式のようになる。

$$\alpha_1 = \frac{\frac{\beta_1}{l_o} - \frac{\beta_2}{l_o}(1 + C_z)}{(\frac{\beta_2}{l_o})^2 l_x} \quad (15)$$

順流時は式 (10) を式 (8) に代入することにより次式を得る。

$$\begin{aligned} & \frac{\beta_1}{l_o} u(C_p - C_1)(-\alpha_2) \exp(-\alpha_2 \zeta) + \frac{\beta_2}{l_o}(1 + C_z) u(C_p - C_1)(-\alpha_2) \exp(-\alpha_2 \zeta) \\ &= (\frac{\beta_2}{l_o})^2 l_x u(C_p - C_1)(-\alpha_2)^2 \exp(-\alpha_2 \zeta) \end{aligned} \quad (16)$$

故に,

$$-\frac{\beta_1}{l_o} - \frac{\beta_2}{l_o}(1 + C_z) = (\frac{\beta_2}{l_o})^2 l_x \alpha_2 \quad (17)$$

よって、定数  $\alpha_2$  は次式のようになる。

$$\alpha_2 = \frac{-\frac{\beta_1}{l_o} - \frac{\beta_2}{l_o}(1 + C_z)}{(\frac{\beta_2}{l_o})^2 l_x} \quad (18)$$

定数  $\beta_1$  および  $\beta_2$  は  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$  を正の値とする任意の定数であるが、次のようにとつて良い。

$$\beta_1 = 1 \quad \beta_2 = -2 \quad (19)$$

式 (15) および (18) は定数  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$  が場の代表的な長さ  $l_o$ 、混合距離  $l_x$ 、および分割水平水層内の吹き出し・吸い込み係数  $C_z$  より計算されることになるが、係数  $l_x$  および  $C_z$  の値が現段階では見当がつかないので観測値があればそれとの比較により塩分の混合係数として係数  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$  を検討することができる。本研究では場の代表的な長さ  $l_o$  を 3600m としているがこれは移流拡散としての場合は速さ 1m/s、時間 3600s で広まる距離を場の代表的な長さとしてとっている。

### 3. 塩分の予測

図1に十三湖の湖口近くで実施した塩分の現地観測と計算との比較を示した。この地点の全水深は126cmあり、図1 (a) は湖底から120cm、(b) は90cm、(c) は30cmの高さにおける観

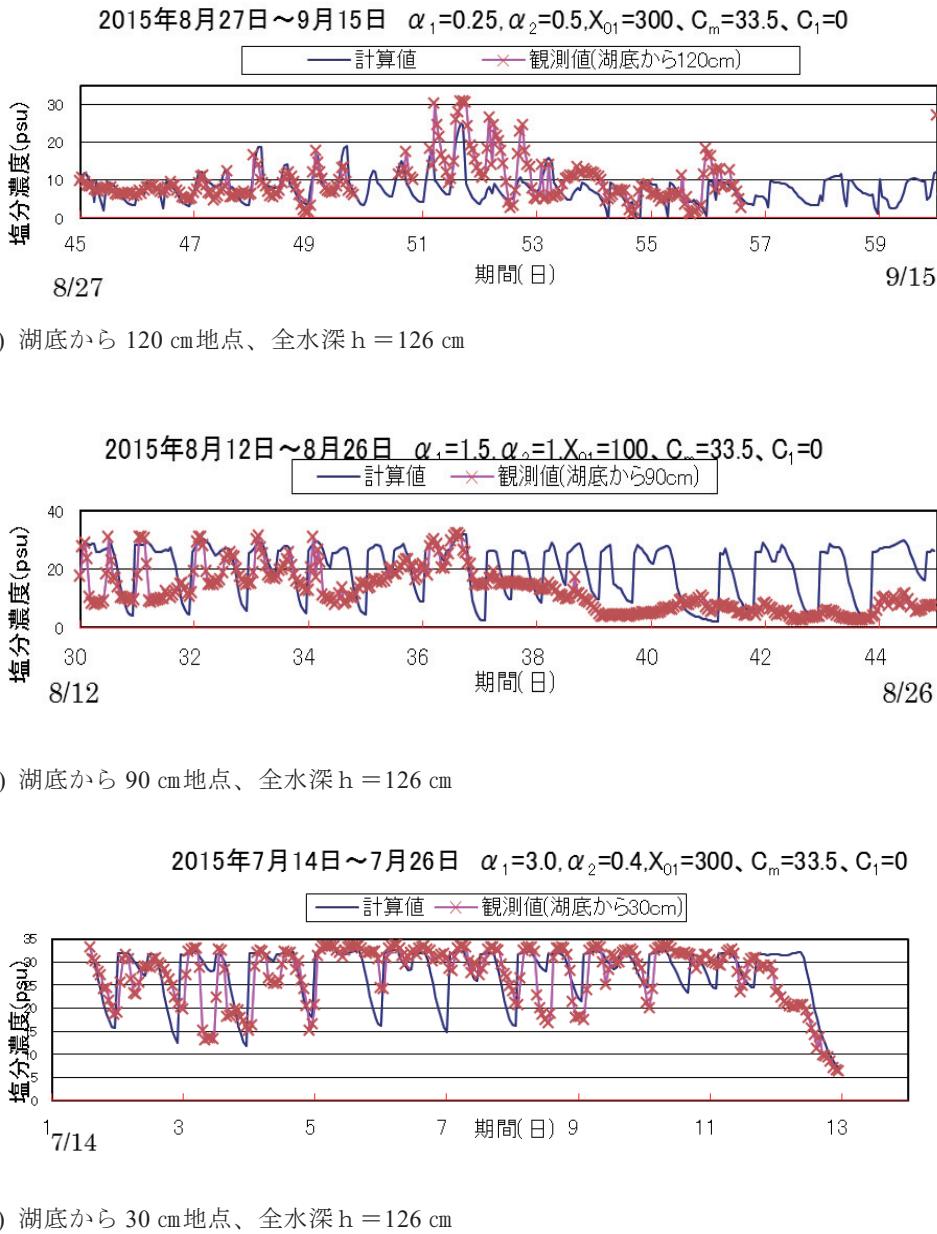


図1 十三湖における塩分現地観測と理論の比較

測定と塩分予測値との比較になっている。ここに、理論では湖水位の変化より求めた湖口近くの計算流速を用いており、計算において流速 $u$ （式（11））は正確な値を必要としていない。その不正確さは係数 $\alpha_1$ および $\alpha_2$ に反映しているが観測値とよく合う係数 $\alpha_1$ および $\alpha_2$ を見出すことにより流速の不正確さが解消されている。とはいえ、順流や逆流の長さ、転流時刻は実現象に合っている必要はある。図において湖底から60cmの地点における観測と理論の比較は紙面の都合上割愛した。図1より、塩分変化は複雑になっているが理論はこの変化を良く再現できているようである。

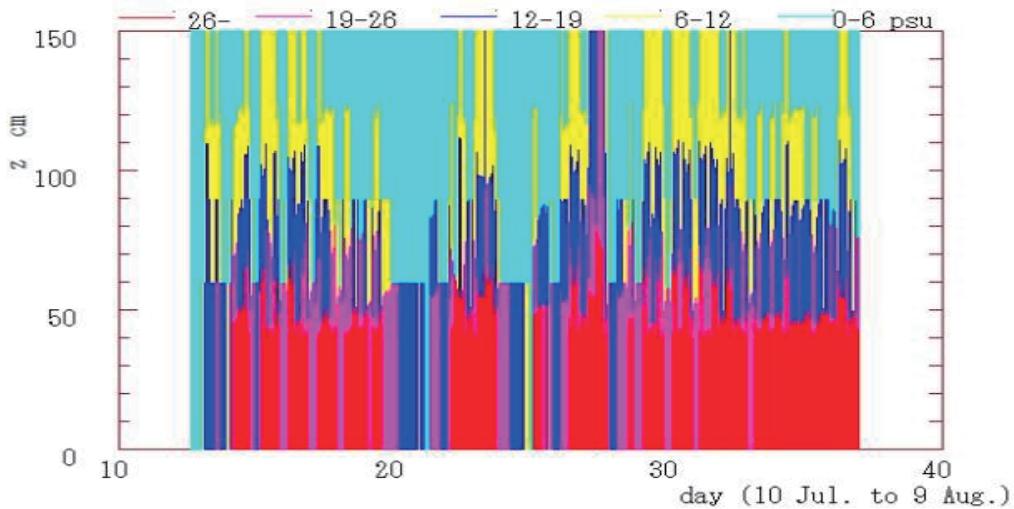


図2 Sasaki, Tanaka & Umeda の理論による塩分鉛直分布の予測

（2015年7月10日～8月9日）

図2に式（9&10）による塩分の予測結果を示した。図は湖口の近くの同じ観測地点（図1）の塩分変化であり、期間は7月12日～8月7日であり、図より7月30日から8月7日までは終日底面付近は高濃度の塩分となっていることがわかる。

#### 4. 塩分の予測

本研究により以下のことが明らかとなった。

- (1) Sasaki, Tanaka and Umeda の理論解は感潮水域であれば適用可能である。
- (2) 順流・逆流が強いほど予測精度は良い。
- (3) 地形の影響の強い水域では予測精度は落ちる（慣性力が支配する惰性的な流動）。

#### 参考文献

- [1] Mikio Sasaki, Tanaka H. and Umeda M. 2009. Theory on Salt Water Movement in River Mouth, Proc. 33th IAHR Congress, Vancouver, Canada, 9-14 August, CD-ROM, D3 No5, pp.4158-4165.
- [2] Mikio Sasaki, Tanaka H. and Umeda M. 2012. Prediction of Salt Water Movement in Iwaki River Mouth, Proc. 4th International Conference of Estuary and Coast, 8-11<sup>th</sup> October, Hanoi, Vietnam, CD-ROM, pp.164-173.
- Mikio Sasaki, Tanaka H. and Umeda M. 2015. Spatial-Temporal Fluctuation of Salinity in Lake Jusan, E-proceedings of the 36<sup>th</sup> IAHR World Congress, The Hague, the Netherlands, CD-ROM, 28 June – 3 July, 2015, 9G No4(Wednesday 1 July 2015).

# 小川原湖汽水環境調査\*

## —湖口における塩水挙動特性—

八戸工業大学 十文字 雄登・佐々木 幹夫  
鉄建設㈱ 功刀 智

### 1.はじめに

本研究では青森県の東部に位置する小川原湖を調査対象にしている(図 1)。小川原湖は湖沼面積 62.12km<sup>2</sup>、水面の標高は 2014 年平均水位が 0.291m となっている。小川原湖は日本の湖沼では 11 番目の面積規模を有している(汽水湖のなかでは 5 番目)。青森県では、最大の湖である。また、流入河川は七戸川や花切川など 6 主要河川で、流出河川は高瀬川となっている。小川原湖の水質が平成 16 年から平成 26 年にかけて急激に悪化している。水質悪化の原因として進入塩分量の増加や、塩淡界面の上昇が考えられている。しかし、湖への塩水進入については不明な点が多く、解明が急がれる。そこで、本研究では、湖における塩水の遡上を調べ、汽水環境特性を明らかにすることを最終的な研究目的としている。今年度は、湖口部、北部湖岸近くに位置する濁筋における遡上塩水塊の挙動を現地観測により検討してみる。観測は平成 29 年 6 月 14 日から 11 月 27 日までの 6 カ月間に行った。



図 1 小川原湖位置

### 2.観測方法

観測は自記式の流向流速計写真 1、塩分水温計写真 2 を用いて、2017 年 6 月 14 日から 10 月 3 日と 10 月 16 日から 11 月 27 日にかけて行った。



写真 1 流向流速計



写真 2 塩分・水温計

図 2 に観測地点を示す(図 2▲印) 観測場所には濁筋が通っているためこの地点での観測を行った。写真 3 に流向流速計と塩分計の設置状況を示す。計器設置は観測地点に船で行き船上よりロープに固定した流向流速計と塩分計を取り付けたロープに鉄パイプを縛り付けて固定した(写真 3)。図 3 は観測地点の詳細であり、St.17(a)は 6/14~10/3 までで、St.17(b)は

\*Investigation on brackish water environment of Lake Ogawara -Brine behavioral characteristics in lake mouth- by Yuto Jumonji, Mikio Sasaki and Satosi Kunugi

10/16~11/27まで行った。観測地点が2か所なのは塩分水温計の観測時間設定の誤操作により再観測が必要となり、観測地点が2か所となってしまった。

図4および図5は6/14~10/3および10/16~11/27までの観測を行った際の機器の設置位置である。図中の×印は測定できなかつことを意味している。流向流速計はSt.17(a)の位置で6/14~10/3までは0.5m、St.17(b)の位置で10/16~11/27までは1.3mの高さで観測を行なつた。塩分計はSt.17(a)の位置で6/14~8/2に0.5m、0.8m、1.5mで行つたが、0.5mと1.5mは機械の誤設定により1秒ごとにデータを採る設定にしてしまい10日でメモリがいっぱいになり長期間のデータが取れなかつた。St.17(a)では8/2~10/3までは1.2m、1.7m、2.1mの高さで行い、1.7m、2.1mでは機械の設定を誤つてしまいデータをとることが出来なかつた。St.17(b)で10/16~11/27には0.4m、0.7m、1.3m、1.7m、2.1mの高さで行つたが、1.7mでは機械の測定を開始前に終了してしまいデータを採ることが出来なかつた。0.7mは計測途中で電池が切れてしまい、11/11までのデータしかとれていない。

図6は観測を行つた場所の湖口側と湖内側の断面図で、No.76の-3.1m付近(図6中▲印)とNo.78の-2.4m付近(図6中●印)は観測地点St.17(a)およびSt.17(b)に近い場所となつてゐる。湖口側断面No.76では幅1450m、さらに湖内側の断面No.78では幅1620mとなっており、高瀬川河道(130~260m)に比べ広くなつてゐる。

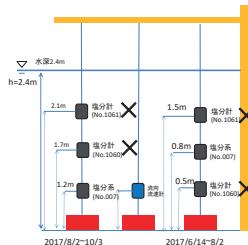


図4 設置位置図 2017/6/14~10/3

図中×印は測定失敗



図2 小川原湖における観測位置



写真3 計測器設置の様子

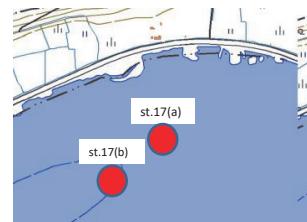


図3 観測地点

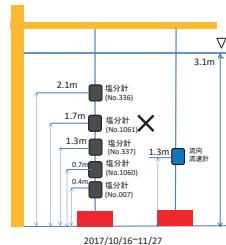
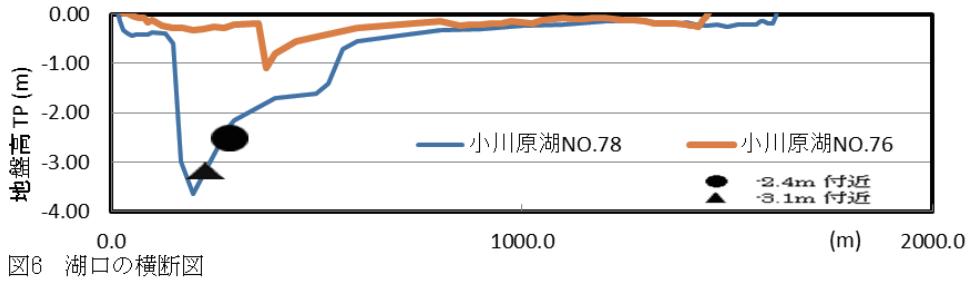


図5 設置位置図 2017/10/16~11/27

図中×印は測定失敗



### 3. 結果と考察

#### 3.1 流速の観測

現地観測では限られた期間の流速が分かるが計算予測が可能になれば水位より流速が分かるので昨年度に続き、高瀬川河口と小川原湖の水位を取り寄せ計算を行った。

##### (1) St.17(a)における流速の観測

図7に観測値と計算値を示した。ここに、計算値は次式より求めている。

$$V = C_{vs} \sqrt{2 g \Delta z} \quad (\text{順流}) \quad C_{vs} = 0.1 \quad (1)$$

$$V = C_{vb} \sqrt{2 g |\Delta z|} \quad (\text{逆流}) \quad C_{vb} = 0.6 \quad (2)$$

ここに  $\Delta z = Z_0 - Z_1$   $Z_0=0$  小川原湖の水位  $Z_1=$  高瀬川河口の水位

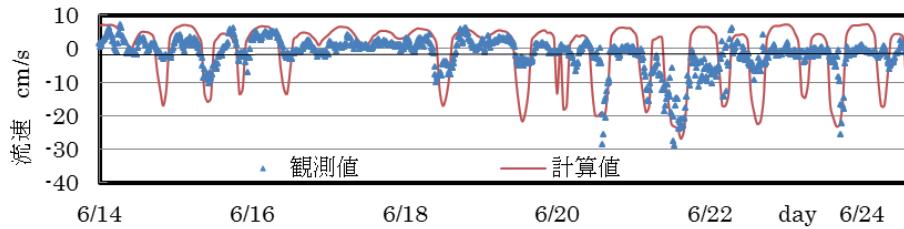


図7 観測値と計算値の比較 (z=0.5m h=2.4m) 2017/6/14~6/24

図7は6/14~6/24までの観測値と計算値の比較である。6/24以降の観測値は水草が絡まり小さくなってしまったのでこの期間で計算を行っている。順流の時は流速計数  $C_v = 0.1$  で、逆流の時は  $C_v = 0.6$  とすると計算値と観測値の一一致は良いようである。これにより St.17(a)における1年間の流速の予測が可能となった。

##### (2) St.17(b)における流速の観測

図8は11/1~11/10までの観測値と計算値の比較である。11/1~11/10までの観測値と計算値の比較がしやすく選んでいる。

$$V = C_{Vsb} \sqrt{2 g \Delta z} \quad C_{vs} = 0.04 \quad (\text{順流}) \quad (3)$$

$$V = C_{vbb} \sqrt{2 g |\Delta z|} \quad C_{vb} = 0.45 \quad (\text{逆流}) \quad (4)$$

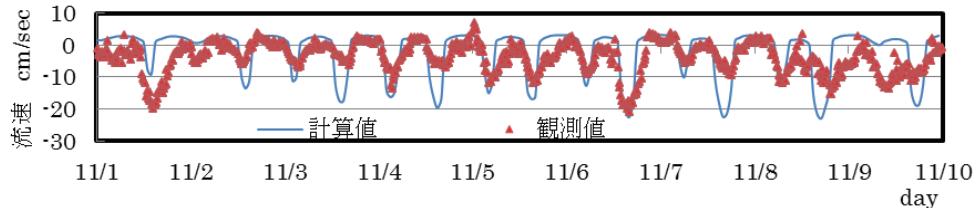
図8 観測値と計算値の比較( $z=1.3\text{m}$ ) $h=3.1\text{m}$  2017/11/1～11/10

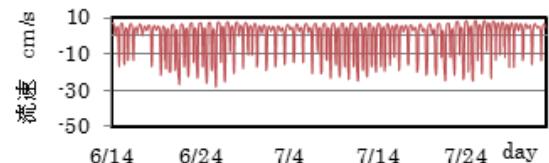
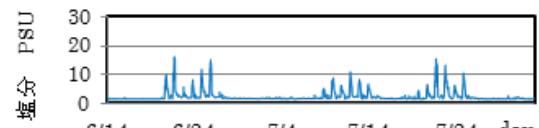
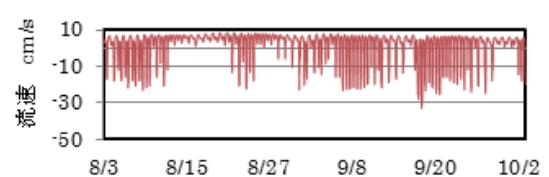
図8に示すように順流の時は流速係数 $C_{vs}=0.04$ で、逆流の時は流速係数 $C_{vb}=0.45$ とすると観測値がやや小さ目になるが計算値と観測値の一一致は良いようである。流速計数 $C_v$ が観測地点により異なる理由は、順流は断面全体で流れるが、逆流は濾筋だけを通っていき、そのため流積の違いにより順流と逆流の係数が異なると考えられる。

### 3.2 塩分の観測

図9は6/14～8/2まで流速の計算値で、正が順流(湖から海へ)、負が逆流(海から湖へ)を示しており、高さ $z=0.8\text{m}$ 、49日間の流速である。図10はSt.17(a)における同じ期間における塩分の観測を示している。図より、6/21～6/26、7/9～7/19、7/21～7/25に塩分上昇が見られ、図9の強い逆流に対応しており、塩水が遡上している。しかし、逆流発生時に塩分上昇が見られない場合もある。

図11は8/2～10/3までの流速の計算値であり、62日間の式(3)および(4)による計算結果を示している。図12は同じ期間の高さ $z=1.2\text{m}$ の塩分観測結果である。図より8/7～8/9、にかけて上昇、9/2と9/13にかすかな塩分上昇、9/17には急激な上昇が見られ、図11の逆流に対応しており、塩水が遡上していると言える。

しかし、8/9～9/17にも逆流は起きているが塩水の遡上は見られない。

図9 順流・逆流( $z=0.8\text{m}$ )6/14～8/2図10 下層塩分観測値( $z=0.8\text{m}, h=2.4\text{m}$ )図12 中層塩分観測値( $z=1.2\text{m}, h=2.4\text{m}$ )図11 順流・逆流 ( $z=1.2\text{m}$ )8/2～10/3

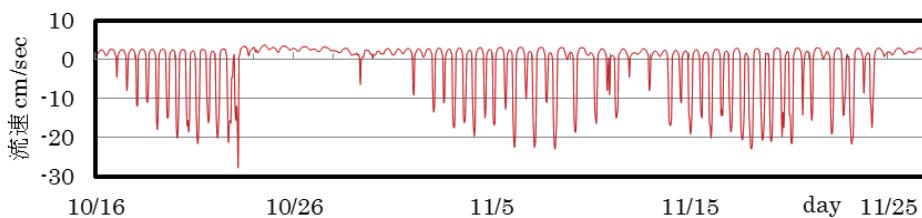
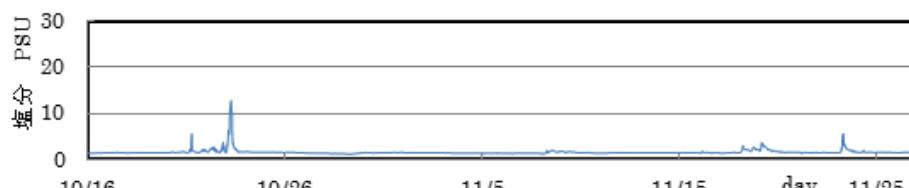
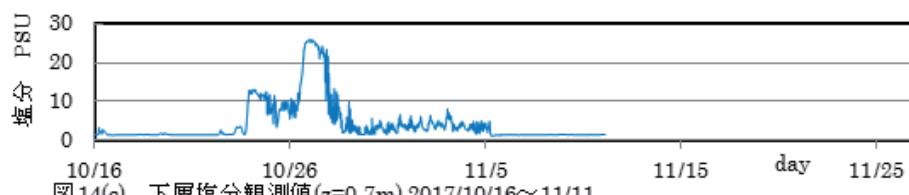
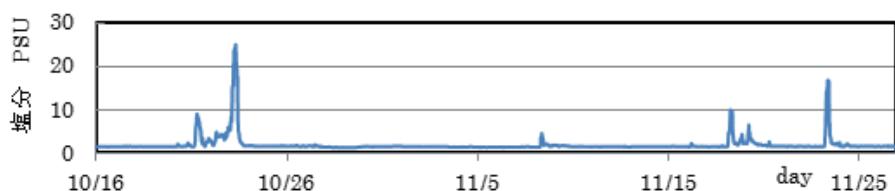
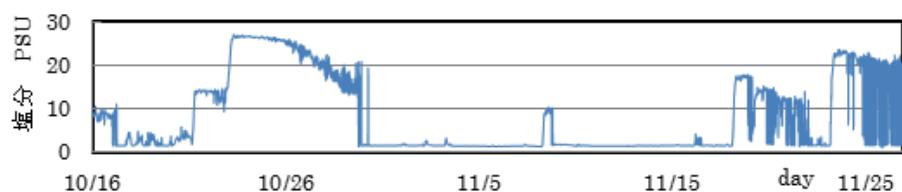
図13 順流・逆流 ( $z=1.3\text{m}$ ,  $h=3.1\text{m}$ ) 2017/10/16～11/27図14(a) 上層塩分観測値 ( $z=2.1\text{m}$ )図14(c) 下層塩分観測値( $z=0.7\text{m}$ ) 2017/10/16～11/11図14(b) 中層塩分観測値 ( $z=1.3\text{m}$ )図14(d) 下層塩分観測値( $z=0.4\text{m}$ )図14 St.17(b)における塩分観測 2017 10/16～11/27 水深( $h=3.1\text{m}$ )

図 13 に 10/3～11/27 までの小川原湖の湖口付近 St.17(b)における順流と逆流の計算を示す。図より、10/17～10/23 にかけて逆流が上昇し、10/29 と 11/1 に逆流が発生、11/2～11/11、11/13～11/21、11/22～11/24 に逆流が発生していることが分かる。

図 14(a)～(d)は高さ  $z=2.1\text{m}$ ,  $z=1.3\text{m}$ ,  $z=0.7\text{m}$ ,  $z=0.4\text{m}$  における塩分観測値を示し、図 14(a)、(b)および(d)は 10/16～11/27 の 42 日間、図 14(c)は 10/16～11/11 の 20 日間の観測である。これらの図、特に図(c)により、10/16～11/27 では、10/23 と 11/8、11/18、11/23 塩分上昇が見られる。図 14(a)と 図 14(b)では 10/21、10/23、11/8、11/18、11/23 に逆流大きくなっているところに対応して塩分上昇が見られ、逆流により塩水が遡上している。図 14(c)では 10/23 が逆流に対応して塩分上昇が見られるが、10/26 は逆流に対応していない塩分上昇があり、塩水塊独自の動きがあったと考えられる。

$z=0.4\text{m}$ (図 14(d))と  $z=1.3\text{m}$ (図 14(b))の塩分濃度を比べると、塩分上昇開始時の対応がとれている。図 14(d)では下層のためか高い塩分濃度となっており、逆流に対応して塩分上昇開始は見られる。それ以降は流れに対応した塩分変化となっていない。

塩分濃度は上層に行くにつれて低くなっている。しかし、図 14(d)に示すように底層では、逆流に対応しているのは塩分上昇時だけであり、それ以降の高濃度の塩分は逆流に対応していない。

図 13 および図 14(b)に示すように逆流が発生しても塩分上昇が見られないときがあるが、全ての逆流発生時に塩分が高くならないのは河口から湖内まで 6 キロと長く(図 15)、逆流が生じても湖口まで海水が届く前に順流が発生して海に戻ってしまうからである。湖口までの塩水遡上は逆流の強さと長さが関係していると考えられる。

#### 4.結論

小川原湖に塩分・水温計、流向・流速計を設置し、現地観測を実施し、遡上塩水を調べた結果、以下のことが分かった。

- (1) 湖水位および河口水位より湖口付近の流速の予測ができるようになった。
- (2) 下層は塩分濃度が高く出ているが上層では低い値となっている。
- (3) 塩分濃度が高くなっているところに対応している逆流もあるが、対応していない塩分上昇がある。底面付近では流れに影響されない塩水塊独自の動きがあるようである。

#### 参考文献

十文字雄登、佐々木幹夫、功刀智.(2017)：小川原湖汽水環境調査、東北地域災害科学研究第 53 卷、 p.77~82.



図 15 観測所の位置

## 三沢海岸 2017 年地形変動特性\*

八戸工業大学 島下 大、佐々木 幹夫

### 1. はじめに

三沢海岸では、三沢漁港防波堤の建設以来、その北側海岸において侵食が急激に進んでいた。三沢海岸の侵食を防ぎ砂浜を残すための対策としてヘッドランド工法が用いられている。ヘッドランド工周辺の海岸地形を定期的に調査することで、地形変動の傾向を把握でき、海岸の地形変動の特性を明らかにすることができます。また同時に、ヘッドランド工法の効果を確認することが可能となる<sup>(1)</sup>。本研究では、2017年4月から2018年1月までの汀線位置を調べることにより地形の変動特性を明らかにしてみる。

### 2. 現地観測

観測は、GPS、小型パソコンを一枚の板に固定して B1～B13HL 区間（14 km）を汀線に沿って歩き、汀線位置を 2017 年 4 月から 2018 年 1 月を対象期間として月に 1 度の割合で測定した。気象条件により観測実施日は左右されたがおおむね月 1 回の観測は実施できた。写真 1 に汀線位置を測定しているところを示した。汀線位置の測定は波が高い時は真の汀線位置より陸側に一定距離後退したところを汀線に平行に沿って移動し測定している。写真に示した 4 月 24 日は陸側に 15m 後退したところを測定し、作業終了後に真の汀線位置に補正している。表 1 は今年度の観測日時と波の状況、汀線測定位置を示したものである。観測は波が穏やかで、雨の降らない日に実施することを原則とし、表にあるとおり波がやや高い日に観測を行なった月もあったが、無事観測を行なった。

### 3. 三沢海岸における侵食対策と海岸の現況

三沢海岸では、三沢漁港の北側において、海岸侵食対策工としてヘッドランド工の建設が進められており、2016 年 3 月時点で図 1 に示すように 13 基中 12 基が計画通り堤長 200m、



写真 1 汀線観測 2017 年 4 月 24 日

\* Characteristics of shoreline in Misawa coast in 2017 by Masaru Shimashita and Mikio Sasaki

設置間隔 1 kmで設置されており、残り 1 基のヘッドランドが延伸中となっている。これらのヘッドランドには南から北へ順に B1、B2、..、B13HL と名前が付けられている。

表 1 汀線観測日

回数	対象月	実施日	碎波波高	波向き	汀線測定位置
1	4月	2017年4月24日	1.5m	東	後退 15m
2	5月	2017年5月30日	0.7m	北北西	後退 10m
3	6月	2017年7月6日	0.7m	北西	後退 20m
4	7月	2017年7月26日	1.5m	東北東	後退 20m
5	8月	2017年8月23日	0.9m	北西	後退 20m
6	9月	2017年9月13日	1.5m	北西	後退 20m
7	10月	2017年10月4日	0.4m	北西	後退 15m
8	11月	2017年11月1日	0.6m	南西	後退 15m
9	12月	2017年11月28日	0.4m	南西	後退 10m
10	1月	2017年12月24日	0.4m	南西	後退 10m

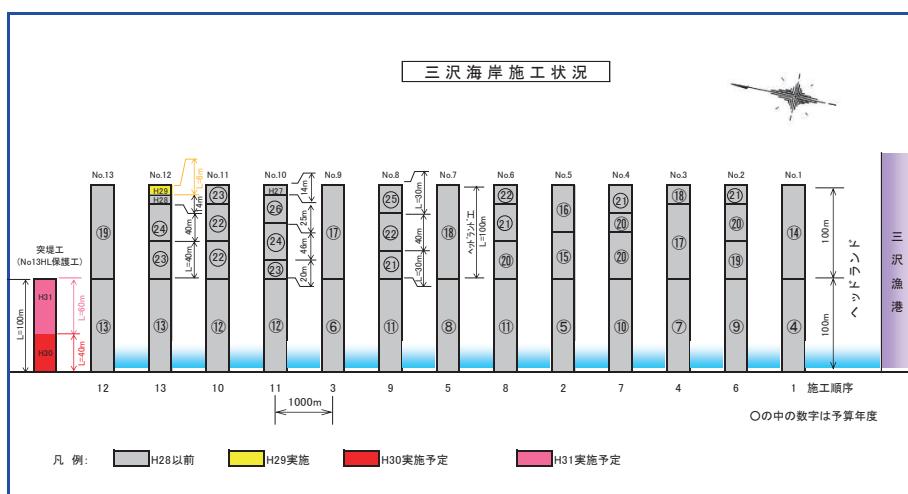


図 1 三沢海岸ヘッドランド工設置

2015 年 3 月堤長 200m、間隔 1km13 基中、3 基延

B12HL は平成 29 年に施工を実施し、ヘッドランドは平成 30 年 3 月にはすべて完了する予定である。B13HL の左側には 100m の保護工が平成 31 年より施工され、平成 32 年に完了する予定である。

#### 4. 地形変動特性

図2には2004年4月30日、2016年12月26日、2017年4月24日における汀線位置を示す。図において点線は2004年4月30日の汀線位置を示し、細線は2016年12月26日の汀線で、太線は2017年4月24日の汀線を示している。図より、B10HLからB11HL海岸において太線が2016年12月26日汀線より南側でほぼ同位置、北側では後退していることがわかる。また2004年4月30日汀線と比較すると、全体的に後退していることがわかる。しかし、この後退は海岸の侵食を意味するものではなく、年変動の範囲内の後退である。汀線形状は、円弧状を示し、この海岸は安定化が進んでいると考えられる。一方、B11HLからB12HL海岸では、2017年4月24日の汀線と2016年12月26日の汀線が前進と後退を繰り返していることがわかる。

図3は2004年4月30日、2017年4月24日、11月28日における汀線位置を示す。点線は2004年4月30日汀線を示し、細線は2017年4月24日汀線を、太線は2017年11月28日の汀線位置を示している。図より、B10HL～B11HL海岸において、2017年11月28日汀線が2017年4月24日汀線と前進と後退を繰り返しており、2004年4月30日汀線より全体的に後退していることがわかる。B11HL～B12HL海岸においても、2017年11月28日汀線が2017年4月24日汀線と前進と後退を繰り返しており、2004年4月30日汀線より全体的に後退していることがわかる。

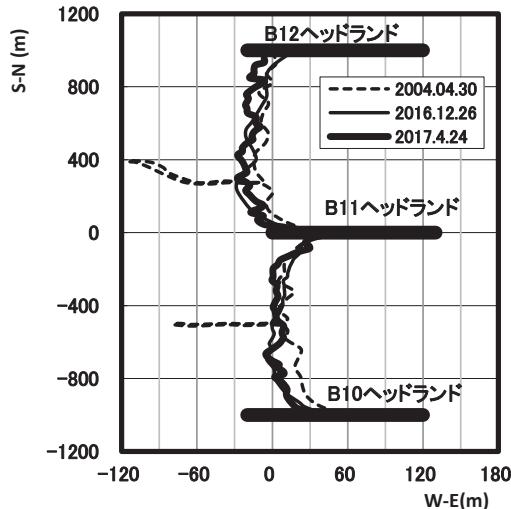


図2 2004年4月30日、2016年12月26日、2017年4月24日における汀線

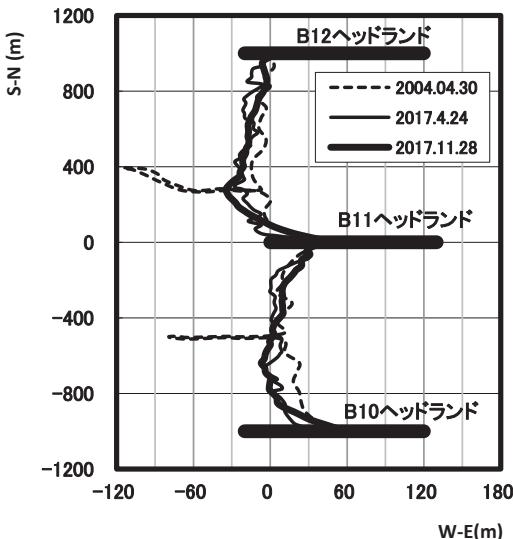


図3 2004年4月30日、2017年4月24日、2017年11月28日における汀線

しかし、この後退は海岸の侵食を意味するものではなく、年変動の範囲内の後退である。汀線形状は、円弧状を示し、この海岸は安定化が進んでいると考えられる。

意味するものでなく、年変動の範囲内の後退である。なぜなら、図示は省略したが 6 月汀線は 2004 年 4 月汀線よりも前進しているからである。すなわち、汀線は春期 4~6 月に前進し、冬期 11~12 月に後退する傾向にあり、4 月汀線と 11 月汀線の位置の差は図では、11 月汀線は後退となっているだけであり、海岸侵食を意味する汀線後退ではない。

図 4 は 2017 年における 4 月 24 日から 11 月 28 日にまでの B10HL~B12HL までの各月の汀線位置を示している。B10~B11HL 間で一番前進しているのが 7 月 26 日の汀線、一番後退しているのは 9 月 13 日の汀線である。B11~B12HL 間で一番前進しているのが 7 月 6 日の汀線、一番後退しているのは 11 月 28 日の汀線である。他の月はこれら二つの汀線間に位置している。汀線形状はヘッドランドの近くが海側に位置、ヘッドランド間中央部が陸側に位置している形状となっており、その形は円弧に近くなっている、この形状は海岸がヘッドランド工法により安定化が進んでいることを示していると言える。

図 5 は 2017 年における 4 月 24 日から 11 月 28 日にまでの B1HL~B2HL までの各月の汀線位置を示している。B1 ヘッドランドは最初に建設されたヘッドランド工であり、この箇所の海岸侵食が対策開始当時最も深刻で対策が急がれていた。海岸の侵食は激しく進んでいたが、この海岸侵食もヘッドランド工の設置により止まり、砂浜は年々復元してきている。汀線形状は円弧状を示しており、海浜の安定化が進んでいることを示している。海岸侵食は、ヘッドランド工の設置により止まり、砂浜は復元してきている。この海岸には青森県農林課の事業で海

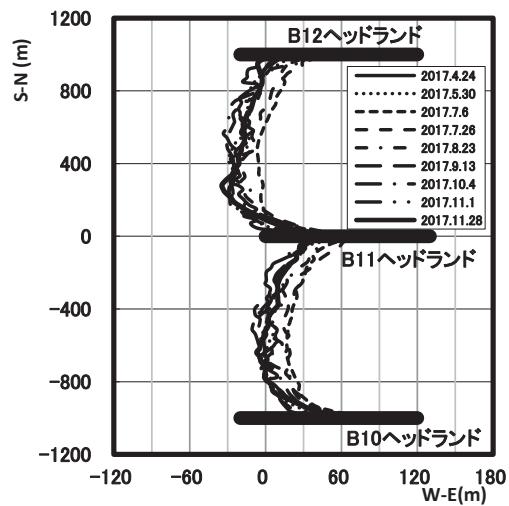


図 4 汀線位置の比較 2017 年 4 月 24 日～2017 年 11 月 28 日

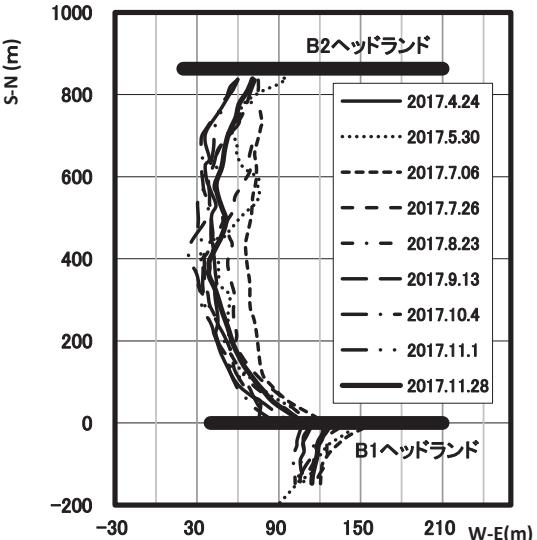


図 5 汀線位置の比較 2017 年 4 月 24 日～2017 年 11 月 28 日

岸護岸が設置されているが護岸の傾斜は緩く、ヘッドランド工法により捕捉されている漂砂を砂浜に留めていることが認められる。この護岸はヘッドランド工の漂砂捕捉作用を阻害していないと考えられる。

図6は2017年4月24日から2017年11月28日までのB4HL～B6HL海岸の汀線位置を示した。図において、右側が海で、左側が陸となっている。B4～B6HL間で一番前進しているのが5月30日の汀線、一番後退しているのは4月24日の汀線である。他の月はこれら二つの汀線間に位置している。汀線形状はヘッドランドの近くが海側に位置、ヘッドランド間中央部が陸側に位置している形状となっており、その形は円弧に近くなっている。この形状は海岸がヘッドランド工法により安定化が進んでいることを示していると言える。

図7は2003年4月と2016年4月24日の全海岸前進量を示した。図の縦軸の0は2003年4月汀線位置を示しており、正の値は汀線の前進、負の値は汀線の後退を意味している。図より、2017年4月24日汀線は前進しているところが多く見られ、全体的に海岸は前進していることがわかる。

図8は2000年1月から2017年12月(2017年11月28日測定)までのB4HL～B5HL海岸の長期地形変動を汀線の平均位置で示したのである、図9は2000年1月から2017年12月までのB5HL～BHL海岸の長期地形変動を汀線の平均位置で示したのである。これらの図では平均汀線の位置を黒の実線で表し、移動平均を青の実線で表している。両図より汀線位置は月ごとに変動しているが、B4HL～B5HL海岸においては、2003年ころよりほぼ同位置

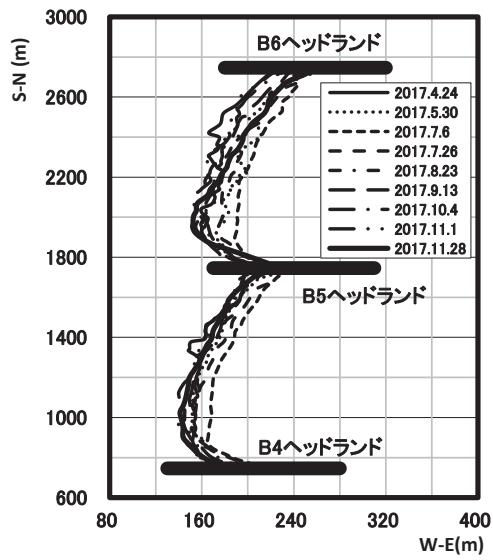


図6 汀線位置の比較 2017年4月24日～  
2017年11月28日

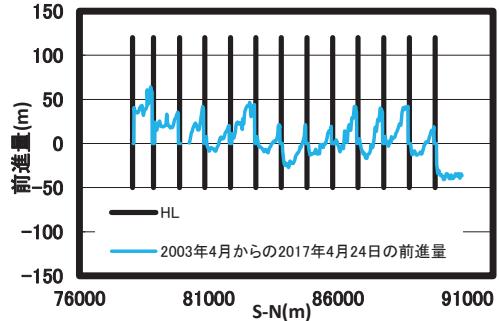


図7 2003年4月と2016年4月全海岸前進量

にあり、また、B5HL～B6HL 海岸においては、2003 年までは後退を続け、それ以降 2003 年から 2009 年まではほぼ同位置、2010 年からは約 50m 前進した位置で月変動を繰り返しながらほぼ同位置にあり、両海岸ともに侵食ではなく、安定しているといえる。平均汀線位置は、上に凸部分（前進）が 4 月～7 月頃であり、下に凹部分（後退）が 11 月～1 月頃である。平均汀線に両図とも月変動が見られるのは、前述のとおり三沢海岸の汀線位置が 4 月～7 月頃に前進、11 月～1 月頃に後退する傾向があるためである。年間の地形変動の傾向は 4 月～7 月頃に前進、11 月～1 月頃に後退し、この地形変動が 1 年ごとに繰り返されている。

## 5. 結論

本研究により以下のことが明らかとなった。（1）B10HL～B12HL 間の海岸において汀線形状は円弧状を示しており、地形変動の安定化が進んでいる。また、B3～B4HL を除いた他の海岸でも汀線形状は円弧状となっており海岸の安定化が進んでいる。B3～B4HL の海岸には海岸護岸が設置されており、この護岸によりヘッドランド工による海岸の安定化が乱されている。護岸の勾配を緩くする必要がある。（2）汀線は季節毎に、また月毎に変動している。汀線は、過去の 2000 年～2003 年の汀線位置と比較するとほぼ同位置にあり、近年の三沢海岸では海岸侵食がとまり、海岸の安定化が進み、ヘッドランド工の効果が現れている。

## 6. 謝辞

この調査は青森県上北地域県民局（局長 櫻庭 憲司）からの委託研究により実施したものである。ここに深甚なる敬意を表する。

## 参考文献

- (1)佐藤航、佐々木幹夫：三沢海岸 2016 年度地形変動特性、東北地域災害科学研究 vol.52.2016.pp.127-132.

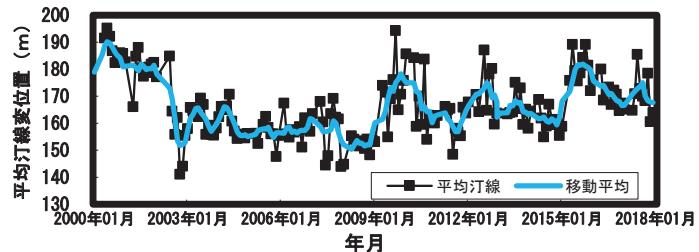


図 8 B4～B5HL 海岸平均汀線位置 2000 年 1 月～2017 年 12 月



図 9 B5～B6HL 海岸平均汀線位置 2000 年 1 月～2017 年 12 月

## River delta formation in response to the effect of boundaries located at a distance from the river mouth

Dinh Van Duy<sup>1</sup>, Hitoshi Tanaka<sup>2</sup>, Yuta Mitobe<sup>3</sup>, and Nguyen Trung Viet<sup>4</sup>

**Abstract:** A comparison has been made between two analytical solutions of Larson et al. (1987) and Tanaka et al. (2017) to observe the effect of the boundary to the formation process of a river delta. Measured shoreline positions at Funatsu River delta in Lake Inawashiro between 1982 and 2015 were also used to validate the analytical solution of Tanaka et al. (2017).

### 1. Introduction

The river deltas have been recognized as natural resources for the activities of human beings (Refaat, 1990). However, substantial changes of river delta coastlines have been reported globally in the recent years (Uda, 2010; Viet et al., 2015; Ali and Elmagd, 2016; Fan et al., 2018). Therefore, studying the evolution of delta coastlines is crucial since it provides essential information for understanding the coastal response to many complex processes (Jones et al., 2009).

Coastal scientists and engineers have long sought a robust and practical methodology for the prediction of shoreline change along sandy beaches (Davidson et al., 2013). In which, the conservation-of-sand-volume approach, also known as the one-line approach, has remained the preferred model for simulating long-term shoreline evolution (Thomas and Frey, 2013). Since the first mathematical model of Pelnard Considere (1956), numerous models have been developed with various approaches and approximations.

In order to rapidly and economically estimate the formation process of the river delta shorelines owing to river-borne sediment ( $q_0$ ), Larson et al. (1987) introduced an analytical solution derived from a simplified equation of one-line model. This analytical solution is applicable for infinite river delta shorelines (Figure 1). In which,  $x$  is the alongshore distance and  $y$  is the offshore distance. In reality, however, a delta shoreline is always limited in an extent between the river mouth and a boundary (e.g., coastal structures, headlands). Therefore, Tanaka et al. (2017) provided another analytical solution which

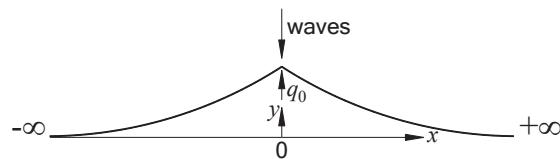


Figure 1. Schematic diagram of infinite delta shorelines (Larson et al., 1987).

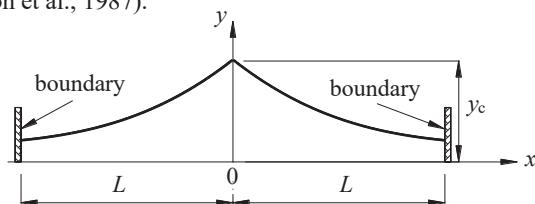


Figure 2. Schematic diagram of infinite delta shorelines (Tanaka et al., 2017).

<sup>1</sup> Graduate student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai, Japan, 980-8579

<sup>2</sup> Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai, Japan, 980-8579

<sup>3</sup> Lecturer, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku Gakuin University, 13-1, Chuo 1, Tagajo City, Miyagi, Japan, 985-8537

<sup>4</sup> Associate Professor, Thuylo University, 175 Tay Son, Dong Da, Hanoi, Vietnam

is useful for studying the formation processes of river deltas with finite shorelines as shown in Figure 2. In which,  $y_C$  is the maximum shoreline position determined as a distance between the  $x$ -axis and the delta's tip,  $L$  is the length of the delta shoreline.

Although experimental data was used to validate the analytical solution of Tanaka et al. (2017), there is no application of this solution to a specific study area. In order test the applicability of the solution provided by Tanaka et al. (2017), this study will utilize measured data at Funatsu River delta in Lake Inawashiro. Before validating, a theoretical discussion will be made to observe the characteristic change of delta shorelines in response to the effect of a boundary located at the distance  $L$  from the river mouth.

## 2. Study area and data collection

This study will take Funatsu River delta in Lake Inawashiro as a case study. An outline of Lake Inawashiro is shown in Figure 3. As can be seen from Figure 3, shoreline on the left of Funatsu River mouth is finite due to the existence of a pier. Therefore, this shoreline is suitable for applying the solution of Tanaka et al. (2017). In addition, a photo taken in the field trip on Nov 10, 2017 clearly shows the effect of the boundary to shoreline orientation. In which, the shoreline is almost a straight line near the boundary.

A series of aerial and satellite images from 1982 to 2015 in Funatsu River delta will be used for the analysis. All the images are rectified to a same coordinate system.

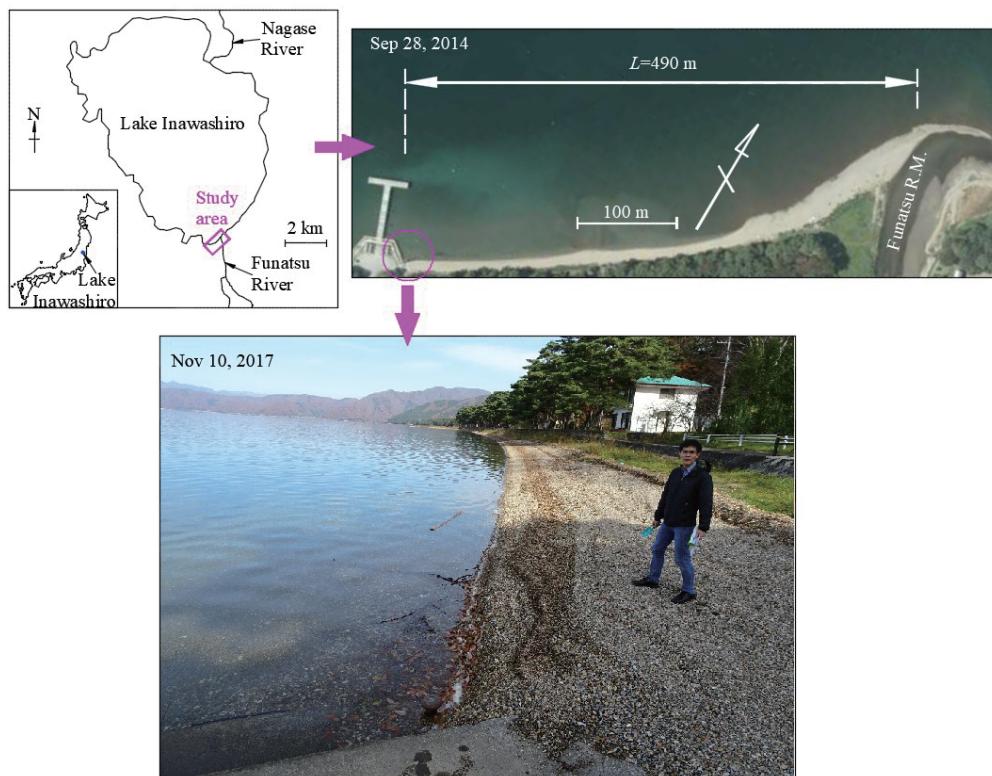


Figure 3. The outline of Lake Inawashiro and effect of the boundary on the left shoreline at Funatsu River mouth.

### 3. Results and discussion

#### 3.1. Analytical solution for the formation processes of finite river delta shorelines

The development process of a river delta bounded by two structures (Figure 2) was discussed using the approach of the one-line model with the simplified governing equation (Larson et al., 1987):

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \varepsilon \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (1)$$

Here  $t$  is the time,  $\varepsilon$  is the diffusion coefficient.

With reference to the solution for heat conduction provided by Myers (1971), Tanaka et al. (2017), derived a new analytical solution of finite shoreline change based on Eq. (1) as:

$$y^* = \frac{x^{*2}}{2} - |x^*| + \frac{1}{3} + t^* - \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{e^{-n^2 \pi^2 t^*}}{n^2} \cos(n \pi x^*) \quad (2)$$

In which, the dimensionless representations of the shoreline position  $y$ , alongshore distance  $x$ , and time  $t$  are as follows.

$$y^* = y \frac{2\varepsilon D}{q_0 L} \quad (3)$$

$$x^* = \frac{x}{L} \quad (4)$$

$$t^* = \frac{\varepsilon t}{L^2} \quad (5)$$

In order to make a comparison, the analytical solution provided by Larson et al. (1987) is also transformed into the dimensionless form using the dimensionless quantities in Eqs. (3), (4), and (5).

$$y^* = 2\sqrt{\frac{t^*}{\pi}} e^{-\left(\frac{x^{*2}}{4t^*}\right)} - |x^*| \operatorname{erfc}\left(\frac{|x^*|}{2\sqrt{t^*}}\right) \quad (6)$$

Here,  $\operatorname{erfc}$  is the complementary error function.

Figure 4 shows the shoreline positions plotted using Eqs. (2) and (6). Since the solution is symmetric with respect to the  $y$ -axis, the solution for only one side of the symmetry line is displayed. As can be seen from the figure, when the dimensionless time  $t^*$  is smaller than 0.1, Eqs. (2) and (6) are perfectly consistent. Around  $t^*=0.2$ , a difference starts to appear at the right end boundary. However, there is no difference at the river mouth. Thereafter, the difference between the two solutions has expanded, and the influence of the boundary can be observed clearly. After  $t^*=0.4$ , the shoreline of parabolic shape is moving forward in the offshore direction.

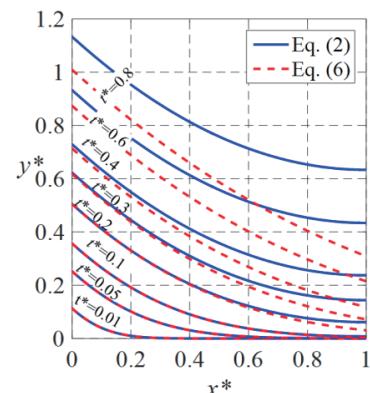


Figure 4. Shoreline evolutions with and without effect of the boundary

In order to investigate the effect of the boundary with the pass of time, shoreline evolutions at the river mouth and the boundary will be plotted.

By substituting  $x^*=0$  into Eq. (2), the shoreline position at the river mouth  $y_0^*$  can be expressed as a function solely of time  $t^*$

$$y_0^* = t^* + \frac{1}{3} - \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{e^{-n^2 \pi^2 t^*}}{n^2} \quad (7)$$

It is already observed in Figure 4 that when  $t^*$  is small, there is no effect of the boundary and the shoreline positions can be described using the analytical solution as in Eq. (6). Therefore, when  $t^*$  is small, the shoreline evolution at the river mouth ( $x^*=0$ ) is represented as:

$$y_0^* = 2\sqrt{\frac{t^*}{\pi}} \quad (8)$$

Shoreline evolutions at the river mouth expressed in Eqs. (7) and (8) are plotted in Figure 5. As can be seen in this figure, the transition time indicating the effect of the boundary occurs near  $t^*=0.3$ . Since then, the effect becomes clear which indicated by the slopes of the blue and red lines.

Continuing with the comparison, shoreline evolution at the boundary will be investigated. At the boundary,  $x=L$  or  $x^*=1$ , Eq. (2) becomes:

$$y_1^* = t^* - \frac{1}{6} - \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \frac{e^n}{n^2} \quad (9)$$

And Eq. (6) becomes:

$$y_1^* = 2\sqrt{\frac{t^*}{\pi}} e^{-\left(\frac{1}{4t^*}\right)} - \operatorname{erfc}\left(\frac{1}{2\sqrt{t^*}}\right) \quad (10)$$

Figure 6 shows the shoreline evolutions at the boundary presented by Eqs. (9) and (10). The difference in these two equations can be seen around  $t^*=0.1$ . Taking the boundary effect into consideration, this boundary blocks the sediment and causes the shoreline to advance more rapidly (blue line).

### 3.2. Validation of the new analytical solution

In order to validate the new analytical solution using shoreline data at Funatsu River delta, Eq. (3) is transformed into dimensional form as:

$$y = \frac{g_0}{2\varepsilon DL} \left[ \frac{x^2}{2} - Lx + \frac{L^2}{3} + \varepsilon t - \frac{2L^2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} e^{-n^2 \pi^2 \frac{L^2}{t^2}} \cos\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \right] \quad (11)$$

Figure 7 shows the evolution of the Funatsu River delta from 1982 to 2015 and the coordinate system used in the analysis. From several photos in Figure 7, it can be seen that there is no delta shape in 1982 at

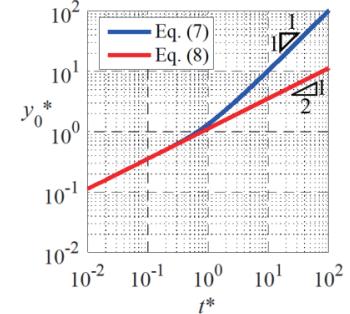


Figure 5. Shoreline evolution at the river mouth

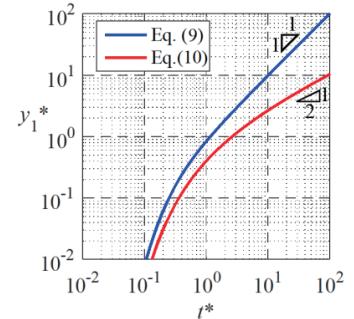


Figure 6. Shoreline evolution at the boundary

Funatsu River mouth. Therefore, the year 1982 is used as the initial year from which the delta started to form owing to sediment supply from the river. Using the “delta-fitting” method presented by Duy et al. (2016) and replacing the equation provided by Larson et al. (1987) by Eq. (11), the parameters required for delta simulation at the Funatsu River delta are obtained in Table 1. Figure 8 shows the final result of the fitting process. In which, the values of  $q_0$  and  $\varepsilon$  in Table 1 are changed to simulate different shoreline positions using Eq. (11). The simulated shoreline positions are compared with the measured shoreline in 1982. The root-mean-square error (RMSE) is calculated and the fitting process will stop when the smallest values of RMSE is obtained. In this case, RMSE=1.92 m.

After confirming the values of  $\varepsilon$  and  $q_0$ , the parameters in Table 1 are used to simulate the formation process of the Funatsu River mouth. In this step, the simulation is done using both (i) the new solution with the effect of the boundary (Eq. 11) and (ii) the solution provided by Larson et al. (1987). The shoreline evolutions near the boundary ( $x=-480$  m) are compared between the simulated results and the measured data to see the effect of the boundary as shown in Figure 9. As can be seen from the figure, the new solution (blue line) shows better agreement with the measured shoreline positions near the boundary ( $x=-480$  m). This result indicates that the new analytical solution (Eq. 11) is applicable for studying the formation processes of finite river delta shorelines.

#### 4. Conclusions

Comparison between two analytical

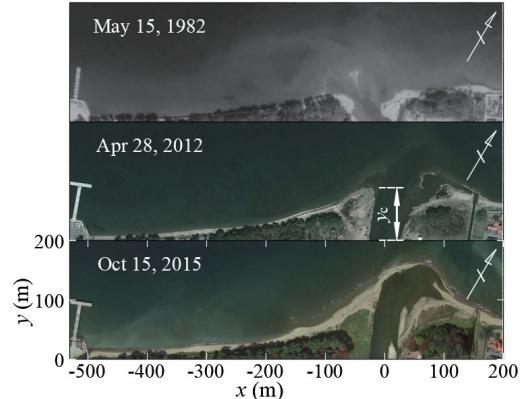


Figure 7. Evolution of Funatsu River delta and coordinate system used in the analysis.

Table 1. Parameters used for delta simulation at Funatsu River delta

Formation time (from 1982 to 2012)	$t_0=30$ years
Depth of closure (Fujita and Tanaka, 2004)	$D_c=1.36$ m
Beach length	$L=490$ m
Maximum shoreline position	$y_c=84$ m
Diffusion coefficient	$\varepsilon=3$ m <sup>2</sup> /day
Sediment supply from the river	$q_0=1,350$ m <sup>3</sup> /y

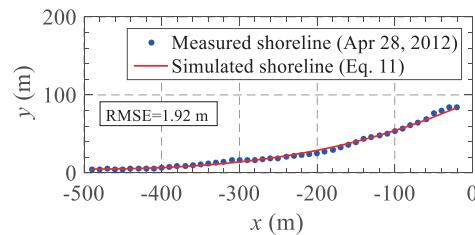


Figure 8. Fitting the measured shoreline and the theoretical shoreline to estimate  $q_0$  and  $\varepsilon$ .

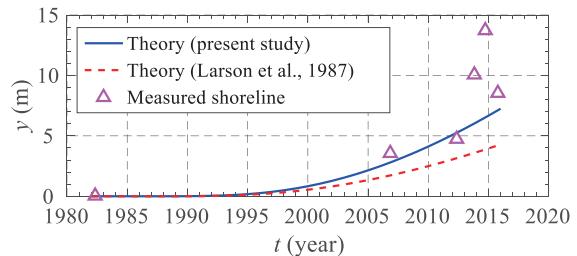


Figure 9. Shoreline evolutions at  $x=-480$  m.

solutions provided by (i) Larson et al. (1987) and (ii) Tanaka et al. (2017) has been made to figure out the effect of boundaries to the formation processes of river delta shorelines. Using dimensionless forms,  $t^*=0.1$  and  $t^*=0.3$  are determined as the demarcations for the boundary to take effect at the river mouth and at the boundary, respectively. Using measured data, it can be said that the analytical solution provided by Tanaka et al. (2017) is suitable to examine the formation processes of finite river delta shorelines.

## 5. References

- Ali, E.M. and El-Magd, I.A. (2016). Impact of human interventions and coastal processes along the Nile delta coast, Egypt during the past twenty-five years, *Egyptian Journal of Aquatic Research*, Vol.42(1), pp.1-10.
- Davidson, M.A., Turner, I.L. and Splinter, K.D. (2013). Predicting shoreline response to cross-shore processes in a changing wave climate, *Coastal Dynamics 2013*, pp.431-442.
- Duy, D.V., Tanaka, H., Mitobe, Y., Hoang, V.C. and Viet, N.T. (2016). Study on river mouth delta formation and recent beach erosion on Cua Dai Beach, Vietnam, *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B2 (Coastal Engineering)*, Vol.72(2), pp.I\_1657-I\_1662. (in Japanese).
- Fan, Y., Chen, S., Zhao, B., Pan, S., Jiang, C. and Ji, H. (2018). Shoreline dynamics of the active Yellow River delta since the implementation of Water-Sediment Regulation Scheme: A remote-sensing and statistics-based approach, *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, Vol.200, pp.406-419.
- Fujita, Y. and Tanaka, H. (2004). Shoreline change due to highly oblique waves in Lake Inawashiro, *Proceedings of the 4th Congress of Environmental Hydraulics and the 14th APD-IAHR Congress*, pp.1095-1100.
- Jones, B.M., Arp, C.D., Jorgenson, M.T., Hinkel, K.M., Schmutz, J.A. and Flint, P.L. (2009). Increase in the rate and uniformity of coastline erosion in arctic Alaska, *Geophysical Research Letters*, Vol.36(3), pp.151-157.
- Larson, M., Hanson, H. and Kraus, N.C. (1987). Analytical solutions of the one-line model of shoreline change, *Technical Report CERC-87-15, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station*, 72p.
- Myers, G.E. (1971). *Analytical Methods in Conduction Heat Transfer*, McGraw-Hill, 508p.
- Pelnard-Considere, R. (1956). "Essai de Theorie de l' Evolution des Formes de Rivages en Plage de Sable et de Galets", *4th Journees de l'Hydraulique, les Energies de la Mer; Question III, Rapport No. 1*, pp.289-298.
- Refaat, H.E.A.A. (1990). The formation and reduction process of river delta and their control, *Ph.D. Thesis, Kyoto University*, 227p.
- Tanaka, H., Duy, D.V., Mitobe, Y. and Viet, N.T. (2017). Influence of sandy beach length on development process of estuarine delta, *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B3 (Ocean Engineering)*, Vol.73(2), pp.I\_516-I\_521.
- Thomas, R.C. and Frey, A.E. (2013). Shoreline Change Modeling Using OneLine Models: General Model Comparison and Literature Review, *ERDC/CHL CHETN-II-55, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS*, 10p.
- Uda, T. (2010). Japan's beach erosion: reality and future measures, *Advanced Series on Ocean Engineering*, Vol. 31, 418p.
- Viet, N.T., Hoang, V.C. and Tanaka, H. (2015). Morphological change on Cua Dai Beach, Vietnam: Part I image analysis, *Tohoku Journal of Natural Disaster Science*, Vol.51, pp.81-86.

## 2017年の豪雨災害による人的被害の特徴\*

静岡大学防災総合センター 牛山素行・横幕早季

### 1.はじめに

自然災害犠牲者軽減のための基礎研究として、犠牲者発生状況の客観的な分析は欠かせないと筆者は考えている。地震災害では大規模被害事例を中心にいくつかの検討例が見られるが<sup>1)</sup>、豪雨災害では土砂災害を中心とした長期的傾向の検討例<sup>2)</sup>などはあるが、犠牲者の属性や発生場所などについての十分な知見は得られていない。そこで筆者は、近年発生した豪雨災害(ここでは風水害と同義)による死者・行方不明者(以下「犠牲者」と略記)について、行政資料、報道記事、テレビ映像、住宅地図等の情報を元に、その発生日時、位置、原因外力、遭難状況などをとりまとめ、現地踏査も踏まえ「高精度位置情報(精度10m程度)付き風水害人的被害データベース」を構築・解析しつつある<sup>3)</sup>。この研究は2004年から着手したが、得られる情報についても年々変化があり、整理方法自体についても模索が続いている。本報では、一連の研究についての2017年12月末時点における経過報告として、これまでに整理した2004~2016年の犠牲者と、2017年の犠牲者を比較した特徴について論ずる。

### 2. 2017年の豪雨災害犠牲者の概要

筆者の調査対象は、総務省消防庁が「災害情報」として公表している災害事例別の被害状況が収録された事例のうち、台風、大雨に関係する事例による犠牲者である。これまでに整理している2004~2016年では、50事例 761人(以下「2004-2016」)である。2017年の対象事例は、消防庁の資料名にもとづくと次の4事例 58人(同「2017」)であり、総計819人となる。

- A) 平成29年6月30日からの梅雨前線に伴う大雨及び台風第3号(犠牲者43人)
- B) 平成29年台風第5号(同2人)
- C) 平成29年台風第18号(5人)
- D) 平成29年台風第21号(8人)

事例Aによる犠牲者の大半(41人)は、気象庁命名の「平成29年7月九州北部豪雨」(以下では九州北部豪雨と略記)に関係するものであり、これが2017年全犠牲者の7割を占める。なお、2017年中に消防庁が公表した資料としては他に「平成29年7月22日からの梅雨前線に伴う大雨」、「平成29年台風第22号」があるが、いずれも犠牲者は0人のため、本調査の対象外である。資料整理を行っている2004年以降の14年間について、該当する事例数と犠牲者数を図1に示す。2017年は、この期間中では犠牲者数が上位6位、事例数が5位であり、特に多いわけでは無い。犠牲者の発生位置の分布図が図2である。2017年は関東~九州の範囲で犠牲者が生じたが、東北、北海道地方ではみられなかった。九州の犠牲者は主に九州北部豪雨、四国は事例C(台風18号)、近畿以東は事例D(台風21号)によるものである。

\*Characteristics of victims caused by heavy rainfall disasters on 2017 by Motoyuki Ushiyama and Saki Yokomaku



図1 年別事例数・犠牲者数



図2 2017年の犠牲者発生位置

表1 原因外力の定義

分類名	定義	例
高波	沿岸部での犠牲者全般。高潮による浸水に伴うものは含まない。	高波による家屋損壊による死亡。沿岸で作業中・見物中に波にさらわれた。
強風	風による犠牲者全般。竜巻等も含む。	屋根などで作業中風にあおられて転落。飛来物に当たった。強風による倒木等に当たった。
洪水	在宅中、又は移動や避難の目的で行動中に、河道外で、浸水、洪水流に巻き込まれ死亡した者。高潮による浸水も含む。	屋内浸水で溺死。歩行中、自動車運転中に流された。洪水流により所在の建物が流失し死亡。
土砂	在宅中、又は移動や避難の目的で行動中に、土石流・崖崩れなど、あるいはそれらに破壊された構造物によって生き埋めとなり死亡した者。	土砂によって倒壊した家の下敷きになった。土石流・がけ崩れによって堆積した土砂に巻き込まれた。土石流等の流れに巻き込まれた。明瞭な土砂の堆積が認められる土砂流に巻き込まれた。
河川	在宅中、又は移動や避難の目的で行動中に、溢水していない河川や用水路の河道内に転落して死亡した者。	田や用水路の見回りに行き水路に転落。水路の障害物を除去しようとして転落。河道沿いの道を歩行、または走行中に水路に転落。橋台の陸側道路が欠損し、転落した。
その他	他の分類に含むことが困難な犠牲者。外力に起因しない犠牲者(いわゆる関連死)。	情報が極めて乏しい犠牲者。河川敷生活者の死亡。避難中や復旧作業中に心筋梗塞。

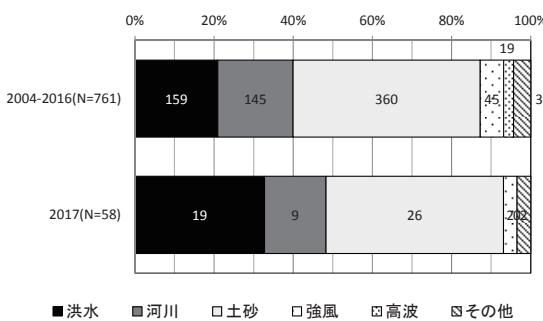
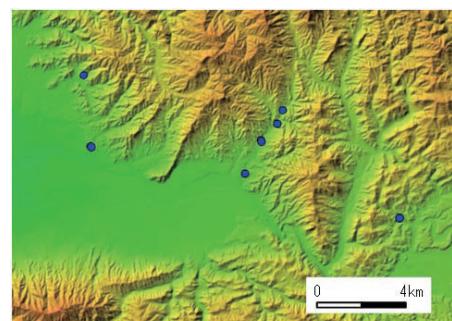


図3 原因外力別犠牲者数

図4 九州北部豪雨「洪水」犠牲者発生位置  
背景は地理院地図(色別標高図)

### 3. 原因外力別の傾向

筆者は、犠牲者発生の原因となった外力を「高波」、「強風」、「洪水」、「土砂」、「河川」、「その他」の6種に分類している。この6分類としたのは2009年からで、以後基本的に変更はして

いないが、定義の細部は逐次修正している。2017 年末時点の定義は表 1 の通りである。2017 は、「洪水」33%(19 人)、「河川」16%(9 人)、「土砂」45%(26 人)、「強風・高波・その他」6%(4 人)となった(図 3)。2004-2016 では、「洪水」21%、「河川」19%、「土砂」47%、その他は 12% であり、2017 は「洪水」犠牲者の比率がやや高かったことが特徴と言える。「洪水」19 人中 18 人は九州北部豪雨にともなって生じたものである。同事例の「洪水」は平野部の大河川の破堤氾濫ではなく、筑後川支流の山地河川洪水によるものであった。なお、同事例では「土砂」犠牲者も多かったが、勾配 3 度程度の比較的緩傾斜の溪流沿いの洪水と土砂災害の境界的な現象に起因し、「土砂」と「洪水」の判別が難しいケースも目立った。このようなケースは筆者のこれまでの調査中ではあまり例が無い。山地河川洪水による犠牲者が目立ったという特徴は、2016 年台風 10 号による岩手県岩泉町での災害と共通する<sup>4)</sup>。

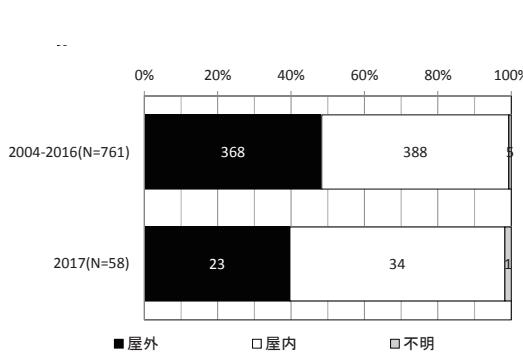


図 5 遭難場所別犠牲者数

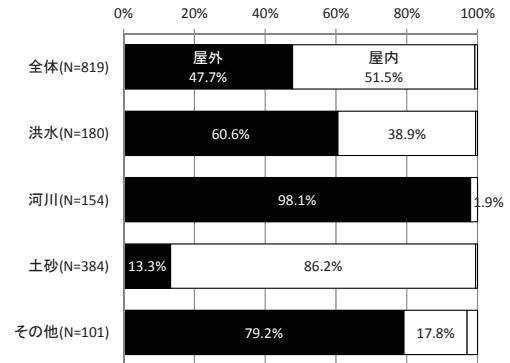


図 6 原因外力と遭難場所(2004~2017 年)

#### 4. 犠牲者遭難場所の傾向

犠牲者の発生した場所(遭難場所)を、なんらかの建物の中の場合「屋内」、建物の外に滞在・歩行中・車等で移動中などを「屋外」と定義して集計した結果が図 5 である。2004-2016 では「屋外」368 人(48%)、「屋内」388 人(51%)とほぼ同程度だが、2017 は屋内の比率が 59%(34 人)とやや高くなった。2004~2017 年全体の原因外力別犠牲者の「屋内」「屋外」比率(図 6)では、「土砂」のみは「屋内」率が高いが他の外力では「屋外」率が高い傾向が見られる。しかし、図 3 に見るよう、2017 は「洪水」率が高く、「土砂」率は特に高くなないので、原因外力別の全体的な傾向からは 2017 で「屋内」率が高いことの説明ができない。2017 の犠牲者の多くを占める九州北部豪雨では、近年の他の事例ではあまり見られなかった「洪水で家屋が流失し屋内で死亡」というケースが目立っており、図 5 の傾向はこの特徴を反映していると思われる。

#### 5. 避難行動の有無

避難行動をとったにもかかわらず犠牲者が生じる場合がある。この問題が顕在化したのは 2009 年 8 月の兵庫県佐用町での水害であり<sup>5)</sup>、近年では内閣府による避難勧告に関するガイドライン<sup>6)</sup>でも、避難とは常に一定の避難所に移動することだけではなく、外力の種類などに応じて何らかの安全確保のための行動をとることであると強調されている。筆者の調査では、「避

難の目的で移動中に土石流・洪水などに見舞われた」「避難先が土石流・洪水などに見舞われた」「いったん避難場所へ移動したがそこを離れて遭難した」のいずれかに該当するケースを「(避難)行動あり」と定義し、分類している。すなわち、別の場所に移動する「水平避難」「立ち退き避難」と呼ばれる行動を対象としており、屋内退避は含まない。集計結果を図7に示す。2004-2016では「行動あり」71人(9%)、2017は同5人(9%)であり、2017はこれまでの「行動あり」率の傾向と同程度であった。前年の2016年台風10号災害では、「行動あり」が3割(27人中8人)とやや目立ったが<sup>4)</sup>、2017年の豪雨災害では、特にこうした傾向は認められなかった。

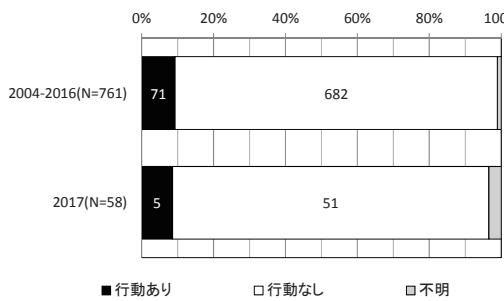


図7 避難行動の有無別犠牲者数

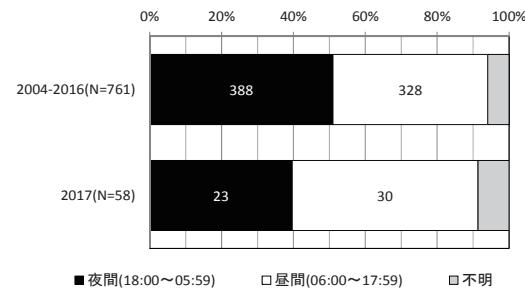


図8 時間帯別犠牲者数

## 6. 発生時間帯の傾向

犠牲者の遭難した時間帯を「夜間(18:00～05:59)」と「昼間(06:00～17:59)」に大別すると、2017年は「夜間」23人(40%)、「昼間」30人(52%)となった。2004-2016では「夜間」388人(51%)、「昼間」328人(43%)と夜間がやや多くなっており、2017年はこれとは異なる傾向となっている。2017年の犠牲者の多くを占める九州北部豪雨での犠牲者発生推定時間は、豪雨が生じた時間帯と同様のおおむね15時頃から21時頃にかけての時間帯であり、台風18号も5人中4人が午後の時間帯の遭難だった。これらが集計結果に反映されたと思われる。「夜の災害が怖い」としばしば言われるが、当然のことながら、激しい外力が作用する時間帯が「昼間」であれば、「昼間」の犠牲者が多く生じる。夜間は行動が制約された、就寝中であったなどによって犠牲となることが考えられるが、昼間であれば、無理な行動をとりやすいなどの危険性も考えられる。2017年の例では、自宅敷地内に洪水が侵入したため作業をしていたところ流されたケース、別の場所に居住する家族宅を心配して訪れその家屋が被災して亡くなったケース(2人)などが見られた。田畠や漁船の様子を見に行って亡くなるケースも散見され、これらも多くの犠牲者は昼間の被災である。夜だけに危険性が存在するわけではなく、夜、昼、それぞれに性質の異なる危険性がある事があらためて示唆された。

## 7. 年代別の傾向

犠牲者の内、65歳以上を高齢者と見なして分類すると、2004-2016では65歳以上417人(55%)、65歳未満341人(45%)だった(図9)。全人口に対する高齢者率を国勢調査で見ると、2005年20%、2010年23%、2015年27%であり、犠牲者中の高齢者率は人口構成比に比べ明らかに高い。豪

雨災害犠牲者は高齢者に集中しているとは言ってよいだろう。2017は65歳以上41人(71%)で、2004-2016よりもさらに高くなっている。2017の犠牲者の60%(38人)を占める福岡県朝倉市の高齢者率は2015年で32%と全国に比べてやや高い。しかし、2017の犠牲者中の高齢者率はこれと比べてもはるかに高く、被災地域の年代構成の特性だけでは説明ができないと思われる。これまでの解析では、昼間の災害では犠牲者の高齢者率が高く、屋内での遭難者は高齢者率が高いといった傾向が認められる。これまでに述べたように、2017は昼間の犠牲者率が高く、屋内の犠牲者率が高い傾向が見られていることを考えると、2017の高齢者の犠牲者率が高いことは、近年の豪雨災害と共に通する傾向と言っても良さそうである。

なお、寝たきりなど日常生活での移動が困難であった者や、2歳未満の乳児などを「歩行困難あり」と定義し、その有無を集計した結果が図10である。「歩行困難あり」、すなわち明らかに「避難行動要支援者」と見なすことができる犠牲者は2004-2016で44人(6%)にとどまっている。つまり、犠牲者は高齢者に集中しているとは言つていいが、他人の助けを受けないと避難ができないようなタイプの「避難行動要支援者」が多数亡くなっているわけではなく、日常生活を営む上では特に大きな支障のない高齢者が犠牲者の多くを占めている。この傾向は、2017においても同様であった。

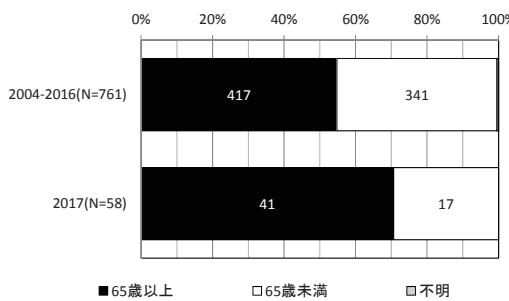


図9 年代別犠牲者数

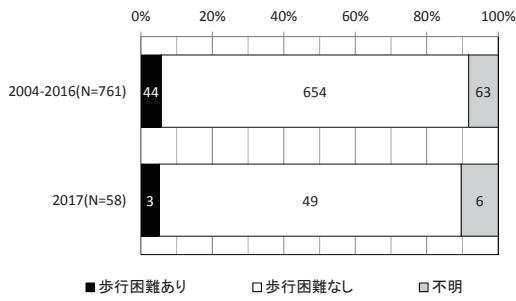


図10 歩行困難の有無

## 8. 危険箇所との関係

ハザードマップ等で示される、洪水、土砂災害の危険箇所と、犠牲者発生場所の関係を検討した。土砂災害の危険箇所としては国土数値情報の「土砂災害危険箇所」収録の土石流危険渓流、急傾斜地崩壊危険箇所等を用いた。土砂災害防止法による土砂災害警戒区域等はまだ全国の指定が行われていないため、この情報を用いているものである。犠牲者の発生位置がこれら危険箇所内に位置していた場合を、「範囲内」、いずれかの危険箇所から約30m以内(危険箇所情報の空間的な精度を考慮したバッファ)にあった場合を「範囲近傍」、その他の場合を「範囲外」と判定した。2004-2016の「土砂」犠牲者で位置が番地程度まで判明した252人と、2017の同26人についての集計結果が図11である。「範囲内」または「範囲近傍」が2004-2016では220人(87%)であり、「土砂」犠牲者のほとんどはいわば想定の範囲内で発生している。2017でも同25人(96%)が「範囲内」「範囲近傍」であり、同じ傾向であった。

洪水の危険箇所としては、国土数値情報の「浸水想定区域」を用い、2004-2016の「洪水」「河

川」犠牲者で位置が番地程度まで判明した 97 人と、2017 の同 17 人について集計したのが図 12 である。「範囲内」または「範囲近傍」は 2004-2016 が 37 人(38%)で、「範囲外」の比率の方が高くなっている。「洪水」「河川」犠牲者は、「土砂」犠牲者とは異なり、危険性が想定されていない場所で多く発生している。2017 は「範囲外」が 14 人(82%)とさらに高い比率を示した。土砂災害の危険箇所の判別は主に地形情報によるため、住家等があり地形的に危険性がある箇所はほぼ指定されていると言つていい。一方洪水の浸水想定区区域は流域単位の調査・計算が必要となるため、地形的に洪水の可能性がある場所でも指定対象とならないことが生じやすい。「洪水」「河川」犠牲者が「範囲外」となりやすいのはこうした背景によると推定される。

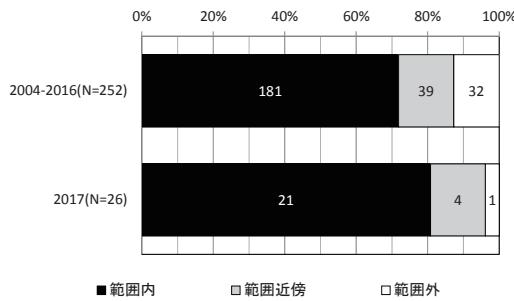


図 11 犠牲者発生位置と土砂災害危険箇所

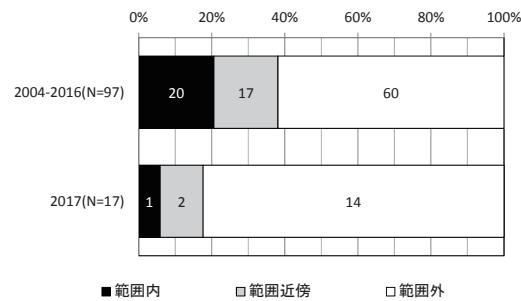


図 12 犠牲者発生位置と浸水想定区域

## 9. おわりに

2017 年の豪雨災害犠牲者数は筆者が集計している 2004 年以降では特に多いことはなく、犠牲者数が増加している兆候も見られない。犠牲者の多くは 7 月の九州北部豪雨によるもので、「洪水」犠牲者が多い、「屋内」犠牲者が多いなどの傾向が見られた。ただし、いずれも 2004 年以降の検討から説明できる特徴であり、これまでに見られないような特異な傾向は認められなかった。2017 年の豪雨災害犠牲者の傾向で特に注目されるのは、「洪水」「河川」犠牲者の多くが、ハザードマップで示される危険箇所(浸水想定区域)の範囲外で生じていることが、九州北部豪雨での山地中小河川での洪水災害を通じてさらに鮮明に示されたことだろう。この特徴は、2016 年台風 10 号による岩手県岩泉町での災害においても共通している<sup>4)</sup>。山地中小河川では、従来のハザードマップを整備することは様々な困難があるが、地形的に予想もつかない場所が被害を受けているわけではない。地形分類図の活用など、こうした箇所での災害の危険性をどのように示していくかが、今後の大きな課題と言える。

## 引用文献

- 1)熊谷良雄・糸井川栄一・金賢珠・福田裕恵・雨谷和弘：阪神・淡路大震災：神戸市における死亡者発生要因分析，総合都市研究，No.61, pp.123-143, 1996.
- 2)篠原慶規・小松光：近年の土砂災害による死者・行方不明者数の経年変動，砂防学会誌, Vol.68, No.5, pp.3-9, 2016.
- 3)牛山素行:2004～2014 年の豪雨災害による人的被害の原因分析，東北地域災害科学的研究, No.51, pp.1-6, 2015.
- 4)牛山素行・関谷直也:2016 年台風 10 号災害による人的被害の特徴，自然災害科学, Vol.36, No.4,(印刷中).
- 5)牛山素行・片田敏孝:2009 年 8 月佐用豪雨災害の教訓と課題, 自然災害科学, Vol.29, No.2, pp.205-218, 2010.
- 6)内閣府：避難勧告等に関するガイドライン，[http://www.bousai.go.jp/oukyu/hinankankoku/h28\\_hinankankoku\\_guide/index.html](http://www.bousai.go.jp/oukyu/hinankankoku/h28_hinankankoku_guide/index.html), 2017.

## 2017年7月秋田豪雨による雄物川の洪水氾濫について\*

秋田大学 松富英夫 今野史子

### 1. はじめに

2017年7月22～23日の前線性秋田豪雨(以下、本豪雨)により雄物川沿いの横手市大森町、大仙市神宮寺、刈和野、峰吉川、寺館大巻(峰吉川の対岸)、淀川、秋田市新波などで大規模な洪水氾濫が発生した。内水や支川からの溢水・越水ばかりでなく、本川の無堤部から溢水が発生したため、総氾濫面積は36 km<sup>2</sup>程度<sup>1)</sup>に達した。死傷者はおらず、2016年台風10号豪雨のときのような流木灾害<sup>2)</sup>も目立たなかったが、土木施設や農作物・農業用施設、住家被害(全壊3棟、半壊38棟、床上浸水635棟、床下浸水1,413棟)が大規模に発生した<sup>3)</sup>。

本研究は降水や洪水(水位、流量)の観測データ<sup>1)</sup>および洪水氾濫域の現地調査に基づき、本豪雨による雄物川沿いの主な氾濫域における氾濫状況の実態、本豪雨や洪水氾濫の特徴、雄物川における治水の課題を論じる。

### 2. 流域、降水、洪水の概要

#### 2.1 流域

図-1に雄物川本川の領域分割図を示す<sup>4)</sup>。雄物川本川は下流部(河口～椿川)、中流部①(椿川～玉川合流点)、中流部②(玉川合流点～皆瀬川合流点)と上流部(皆瀬川合流点から上流)の4領域に分割される。この領域分割は雄物川の災害や整備と密接に関係している。

図-2に雄物川流域(以下、本流域)の水系図、主要地点などを示す<sup>4)</sup>。雄物川は本川流路延長が133 km、流域面積が4,710 km<sup>2</sup>(秋田県面積の約4割)の一級河川で、本流域内人口は秋田県人口100万人の約6割である。本流域の年間降水量は平地部が1,500～1,700 mm、山地部が2,000～2,300 mmで、約40%は降雪である。河川整備基本方針<sup>5)</sup>における治水安全度は下流部が1/150、中・上流部が1/100、計画高水流量は河口で9,300(7,200) m<sup>3</sup>/s、椿川で8,700(6,800) m<sup>3</sup>/s、大曲で5,600(4,200) m<sup>3</sup>/s、雄物川橋で4,400(2,800) m<sup>3</sup>/sである。()内は河川整備計画<sup>4)</sup>における配分流量である。2006年8月時点の本川の治水安全度は下流部が1/30～1/50、中流部①が1/30以下、中流部②が1/30以下～1/50の混在、上流部が1/30以下である<sup>6)</sup>。

#### 2.2 降水

図-2中に本流域の主要地点における降水状況(ハイエトグラフ)を示す<sup>7)</sup>。図によって左縦軸の降水強度目盛が異なっていることに注意を要する。最大期間降水量は秋田市雄和(気象庁)で348.5 mm、最大時間降水量は同じく秋田市雄和で73.5 mm/hである(秋田県<sup>7)</sup>と値が異なる)<sup>8)</sup>。これらの観測点値は7月としては観測史上最大である。また、本豪雨は全域的に2ピーク型の降水である(後述)。

#### 2.3 洪水

図-3に本豪雨による主要地点における水位hのハイドログラフを示す。雄物川橋(本川)、大上橋(本川)、長野(支川)や淀川(支川)地点のような本川上流や支川ではそれらの上流におけるハイエトグラフを反映したハイドログラフとなっている。しかし、大曲地点から下流の本川では2ピーク型のパターンが消えている。

本川沿いの神宮寺や椿川地点で1日程度氾濫危険水位(図中の赤破線)を超えた。本豪雨による大規模な溢水氾濫はまさにこの区間の無堤部で発生し、刈和野橋地点の最大流量6,740 m<sup>3</sup>/s(≒河川整備計画における椿川の配分流量6,800 m<sup>3</sup>/s)が新波では3,940 m<sup>3</sup>/sに激減している。

### 3. 泛濫状況の実態例

本豪雨による総氾濫面積は36 km<sup>2</sup>に達したが、河川整備計画で想定された洪水が発生した場合の最大氾濫面積は112 km<sup>2</sup>と評価されており<sup>4)</sup>、これに比べれば狭い。

\*Features and problems of flood inundation occurred at the Omono River caused by the Akita torrential rainfall in July, 2017  
by Hideo MATSUTOMI and Fumiko KONNO

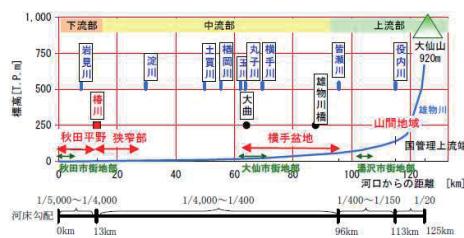


図-1 河川管理者による雄物川本川の領域分割<sup>4)</sup>

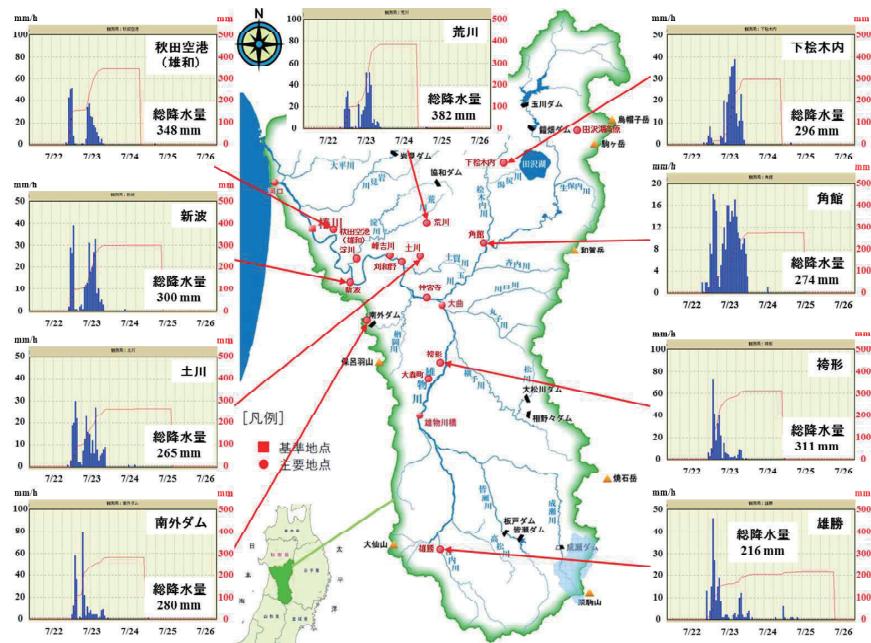


図-2 雄物川流域の水系図と主要地点における今回降水のハイエトグラフ（国交省の流域水系図<sup>4</sup>と秋田県の雨量図<sup>7</sup>を利用）



図-3 雄物川流域とその主要地点における今回降水のハイドログラフ（国交省の流域図<sup>2</sup>と国交省・秋田県の水位データ<sup>1)</sup>を利用）

以下に主な氾濫域の氾濫実態を現地調査に基づいて示す。現地調査は2017年7月23日～9月2日の14日間行った。主な調査項目は氾濫域の各地点における最大浸水痕跡水位と地盤高の水準測量である。測点は不動な目印がある地点とし、測点間の位置関係や距離はGoogle Earthから評価した。水準測量には自動レベルを用いた。

### 3.1 大仙市峰吉川地区

大仙市峰吉川地区はかなりの部分が無堤（築堤途上）状態で、氾濫は主に雄物川本川からの溢水による。

**図-4**に本氾濫域における最大浸水痕跡水位（白○地点）と地盤高（白△や赤▲地点）の調査結果を示す。数値は水色が最大浸水痕跡水位で、白色が地盤高である。白○地点において両色の数値が示されていれば、浸水深が評価できる。黄色数値は氾濫域際に堆積した漂流ゴミ（枯草）上端や植生上の浸水痕跡を最大浸水痕跡水位としたもので、低めである。これらの水位や地盤高は国道13号沿いの一等水準点（白☆地点、TP 22.8 m）と対応づけられている。本氾濫域では国道13号のTP 18.26 m地点を含む約210 m区間が冠水し、交通が渋滞した。

本氾濫域におけるA-B間の水面勾配と地面勾配は各々 $(1.24-1.01)/920 \approx 1/4,000$ と $(3.95-1.55)/920 \approx 1/380$ で、B-C間は各々 $(1.42-1.24)/740 \approx 1/4,100$ と $(6.08-3.95)/740 \approx 1/350$ である。水面形は下流の水面勾配が緩いM<sub>1</sub>曲線である。定常等流と広矩形を仮定し、マンニングの粗度係数を0.04とすれば、B点近傍の浸水深 $3.98-1.21=2.77$  m、D点の浸水深 $3.13-1.19=1.94$  mに対する最大浸水位時の氾濫流速は各々0.78 m/sと0.61 m/sと評価される。ここで、B点近傍の勾配は1/4,000、D点の勾配は1/4,100を採用している。フルード数は各々0.15、0.14と評価される。

一方、B点近傍とD点にある窓なしの農業用倉庫（幅3.8 m×奥行6.5 mと3.4 m×4.8 m）の前背面における浸水痕跡水位差<sup>9)</sup>は各々0.048 mと0.031 mであった。したがって、氾濫流速は、エネルギー損失を考えない場合はベルヌーイの定理から $\sqrt{(19.6 \times 0.048)} \approx 0.97$  m/sと $\sqrt{(19.6 \times 0.031)} \approx 0.78$  m/s、障害物がない平坦地の氾濫流と考えて流速係数を0.6（フルード数が0.50～1.45の定常流や氾濫流の実験で得たもの）とすれば<sup>9)</sup>、 $0.6 \times 0.97 \approx 0.58$  m/sと $0.6 \times 0.78 \approx 0.47$  m/sと評価される。本氾濫域は湛水性の傾斜域で、障害物がない平坦地に比べて氾濫水深は大きく、氾濫流速は小さくなり、流速係数0.6は不適と考えられる。流速係数を0.8とすれば、氾濫流速は各々0.76 m/s、0.62 m/sとなり、マンニング式から評価したものとほぼ同じになる。以下、経験値として氾濫域の流速係数0.8を採用する。

湛水性の本氾濫域では、障害物がない平坦地を対象としたときの上述の流速係数0.6と一緒に実験で得た前面浸水深を用いる氾濫流速の評価式<sup>2), 9)</sup>も利用できない。

### 3.2 大仙市刈和野地区

**図-5**に大仙市刈和野地区における最大浸水痕跡水位と地盤高の調査結果を示す。凡例は**図-4**と同じである。本氾濫域は湛水性で、内水と国道13号以東の雄物川右支川土買川からの外水による。TP 16.50 m地点の北100 mで左岸堤防裏法面の一部崩壊が認められたが、外水は越水である。F点西側すぐの南北方向に低湿地が広がっている。

本氾濫域におけるF-G間の水面勾配と地面勾配は各々 $(1.35-0.61)/1,190 \approx 1/1,610$ と $(4.62-1.91)/1,190 \approx 1/440$ である。本氾濫域は低湿地があるなど地形や流向が複雑である。したがって、氾濫流速は評価しないことにする。

### 3.3 横手市大森町地区

**図-6**に横手市大森町地区における最大浸水痕跡水位と地盤高の調査結果を示す。凡例は**図-4**と同じである。白○地点の橙色の数値は浸水深である。本氾濫域は内水と雄物川の左支川大納川からの外水による。この地区的河川断面は単断面で、堤防の決壊は認められなかった。

本氾濫域におけるH-I間の水面勾配は $(3.34-1.20)/915 \approx 1/430$ 、I-J間は $(1.20-0.29)/544 \approx 1/600$ である。H-J間の地面勾配は $(1.87+0.31)/1381 \approx 1/633$ である。流下するにつれて、水面勾配は緩く（M<sub>1</sub>曲線）、浸水深が小さくなっている。水面勾配に比べて地面勾配が緩い。これは河川から越流した氾濫水が幅広に拡がったためである。

定常等流と広矩形を仮定し、マンニングの粗度係数を0.04とすれば、H-I間の平均浸水深 $(0.99+0.43+0.86+0.87)/4 \approx 0.79$  m、I-J間の平均浸水深 $(0.86+0.87+0.47+0.60)/4 \approx 0.70$  mに対する最大浸水位時の氾濫流速は各々1.03 m/sと0.81 m/sと評価される。ここで、H-I間の勾配は1/430、I-J間は1/600を採用している。フルード数は各々0.37、0.31と評価され、本氾濫域も湛水傾向を持った氾濫域と言えよう。

## 4. 泛濫域の貯留量

代表的な2つの氾濫域（峰吉川地区と刈和野地区）における最大浸水位時の氾濫面積A<sub>t</sub>と貯留量V<sub>t</sub>を概算してみる。**図-7**に7月24日撮影の2地区の斜め写真を示す<sup>1)</sup>。**図-3**のハイドログラフから理解されるように、2地区は7月23日の16時前後に最大浸水位に達したと推定される。

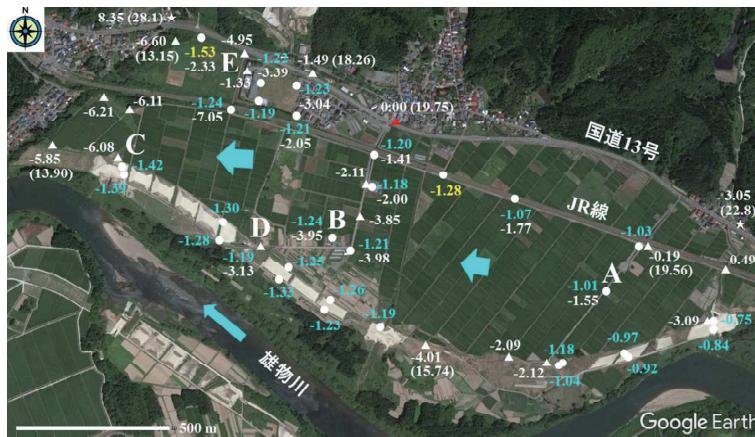


図-4 大仙市峰吉川地区(雄物川右岸)における雄物川の溢水氾濫による最大浸水痕跡水位などの空間分布(Google Earthに加筆。赤▲地点を基準、白☆は一等水準点、△は推定氾濫方向、○内は標高、単位はm)。本地区で確認できた最大浸水深は5.81 m。



図-5 大仙市刈和野地区における右支川土買川の外水と内水の氾濫による最大浸水痕跡水位などの空間分布（Google Earthに加筆。凡例は図-4と同じ）。本地区で確認できた最大浸水深は6.02 m。



図-6 横手市大森町地区における左支川大納川の外水と内水の氾濫による最大浸水痕跡水位などの空間分布（Google Earthに加筆、一部を除き、凡例は図-4と同じ）。本地区で確認できた最大浸水深は218 m。

峰吉川地区の氾濫面積と貯留量は、氾濫域は2つの長方形からなると仮定し、浸水深は測量結果に基づけば、

$$A = 2.17 \text{ km} \times 0.34 \text{ km} + 0.33 \text{ km} \times 0.19 \text{ km} \approx 0.80 \text{ km}^2$$

$$V_I = 2,170 \text{ m} \times 340 \text{ m} \times 2.4 \text{ m} + 330 \text{ m} \times 190 \text{ m} \times 4.8 \text{ m} = 2.1 \times 10^6 \text{ m}^3$$

刈和野地区の氾濫面積と貯留量は、氾濫域は台形と仮定し、浸水深は測量結果に基づけば、

$$A = 0.5 \times (1.33 \text{ km} + 0.57 \text{ km}) \times 0.86 \text{ km} \approx 0.82 \text{ km}^2$$

$$V_I = 0.5 \times (1,330 \text{ m} + 570 \text{ m}) \times 860 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \approx 2.0 \times 10^6 \text{ m}^3$$

一方、総降水量(体積)  $V_R$  は流域平均の期間降水量を 212 mm (本流域内38観測点<sup>1)</sup>の算術平均値。ティーセン法では 220 mm<sup>1)</sup>) とすれば、

$$V_R = 4,710 \text{ km}^2 \times 0.212 \text{ m} = 9.99 \times 10^8 \text{ m}^3$$

氾濫域の総貯留量  $V_H$  は総氾濫面積を 36 km<sup>2</sup>、浸水深を 1~2 m(斜め写真<sup>1)</sup>、地形図、踏査から推定) とすれば、

$$V_H = 36 \text{ km}^2 \times (1 \sim 2) \text{ m} = 4 \sim 7 \times 10^7 \text{ m}^3$$

したがって、氾濫域(峰吉川地区は穴あきダムに相当)は最大で総降水量の4~7%程度を貯留したことになる。これは国交省管理の玉川ダムと秋田県管理の5ダム(6ダム合計の最大洪水調節容量は  $1.76 \times 10^8 \text{ m}^3$ ) の総洪水調節量約  $5.2 \times 10^7 \text{ m}^3$  (東京ドーム42個分。うち玉川ダムは25個分)<sup>10)</sup> に匹敵する。ただし、両者の洪水調節効果を比較するときは貯留場所や調節状況、調節時間帯の違いなどに注意する必要がある。

## 5. 特徴と課題

### 5.1 降水

本豪雨は日最大降水量が7月としては観測史上

最大となった流域内観測点が7地点<sup>8)</sup>も存在する大雨である。

本流域におけるこれまでの降水パターンは全流域型、玉川流域型、上流域型の3つに大別されている<sup>4)</sup>。本豪雨<sup>10)</sup>は上流域を除く玉川・中・下流域型の新型である。河川整備計画では上流部は全流域型、玉川は玉川流域型、中・下流部は全流域型の降水による洪水を対象としている。今回氾濫した中流部①は新型の降水による洪水を対象とするべきかどうか再検証が必要と思われる。

本豪雨は12時間程度の時間差を持つ2ピーク型の降水で、後半に降水量が多い。**図-8**に示すように同量の雨が同時に降る場合、一様型の場合(水色)に比べて、2ピーク型の場合(黄)は初期の内水や支川の排水が厳しく、避難にも影響する。同量の雨が短時間に集中する場合(赤)が最も厳しい。現計画降雨<sup>5)</sup>は1896年~1972年の降水データに基づく24時間程度の時間差を持つ2ピーク型の2日間降水で、本降水と時間パターンが異なり、計画降雨の時間パターンに関して再検証(1972年から45年経過)が必要と思われる。

### 5.2 人的被害

本豪雨では死傷者がいない<sup>3)</sup>。本流域では1955年6月洪水を最後に洪水のみによる死者・行方不明者の記録はない<sup>11)</sup>。今回を含めてこの間に11回の洪水が発生しており、これまで積重ねてきたハードとソフトの治水対策や地域の絆が効果を發揮していると言える。今回は「事前防災行動計画」<sup>10)</sup>、「秋田式の気象台ホットライン」<sup>12)</sup>、「見逃し三振より空振り三振の姿勢」<sup>12)</sup>も功を奏した。とは言え、2016年3月時点の本川4領域の河川整備率は下流から順に77, 48, 75, 57%である<sup>4)</sup>。河川整備率の向上を急ぐ必要がある。

### 5.3 建物被害

氾濫面積が広い割に全壊住家が3棟と重大な建物被害が少なかった。理由として、1)本川からの氾濫は溢水で、氾濫域は湛水性の農地が多く、氾濫流速が小さかった、2)支川では越流氾濫も発生したが、堤防近傍に



図-7 大仙市峰吉川地区(上図)と刈和野地区(下図)における最大貯留量評価域(国交省提供写真に対象域を加筆)

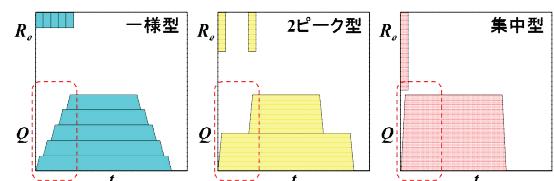


図-8 単位雨量の基底長が十分に長い場合における降水と流出の3パターン ( $R_e$ : 有効雨量,  $Q$ : 流出流量,  $t$ : 時間)

建物がないか(刈和野地区), 越流水の流勢が弱かった(大森町地区), 3)浸水深が大きいところに気密性の高い最近の住家がなかったことが考えられる。3)の例として, 図-4中のB点近傍の農業用倉庫や図-9に示す雄物川の右支川淀川(図-3参照)の中・下流域境界域(淀川地区)におけるN点の農業用倉庫(4.7 m×7.4 m)がある。N点の倉庫は浸水深が1.89 mに達したが, 気密性の問題と前背面における浸水痕跡水位差がなく, 最大浸水位時の倉庫周辺の氾濫水が淀んでいたため, 浸水被害に止まった。

#### 5.4 揚排水機場建屋の根入れ問題

図-9に示す淀川地区のK点において2.3 m程根入れした揚排水機場のRC造建屋(7.9 m×8.6 m)が溢水した氾濫流による洗掘で傾斜し, 回転する被害を受けた。下流側から見た被災状況を図-10に示す。この建屋は道路橋の下流約140 m, 河川右岸法肩から約25 mのところに位置し, 建屋周りは舗装されていた。建屋の陸側は水田であるが, 泛濫水が大規模に湛水するような地形ではない。この建屋から川に沿って約250 m下流のL点に位置する簡易水道浄水場のRC造建屋(7.9 m×6.9 m)は洗掘被害を受けず, 建屋の前背面における浸水痕跡水位差は $1.60-1.17=0.43$  mであった。氾濫流速は流速係数を0.8とすれば $0.8 \times \sqrt{(19.6 \times 0.43)} \approx 2.3$  m/s, 著者らの前面浸水深を用いる評価式によれば $0.66 \times \sqrt{(9.8 \times 1.60)} \approx 2.6$  mと評価される。この浄水場建屋はそばの河畔林に守られており, 被災した揚排水機場建屋における氾濫流速は上流の橋の影響もあり, このものより大きいと推定される。今回の被災により, 揚排水機場建屋の根入れ深さの再検証が必要と思われる。

### 6. おわりに

降水や洪水の観測データおよび氾濫域の現地調査に基づいて, 降水域パターンがこれまでと異なる玉川・中・下流域型の新型であること, 湛水性の氾濫域における氾濫流の流速係数が0.8程度であること, 泛濫域の貯留量が総降水量の4~7%で, 6ダムの総洪水調節量とほぼ同じであること等を明らかにし, 計画降水の時・空間分布の再検証や河川整備率の早急な向上, 揚排水機場建屋の根入れ深さの再検証の必要性を指摘した。

**謝辞:** 現地調査では本学卒論生 石田将貴, 内館美紀, 大島尚也, 岡田隼人, 久保田友寛, 照井裕介各氏の助力を得た。また, 秋田大学 渡邊一也先生, 岩手大学 松林由里子先生にもご協力頂いた。謝意を表する。

### 参考文献

- 1) 國土交通省秋田・湯沢両河川国道事務所提供(速報値).
- 2) 土木学会・地盤工学会合同調査団: 平成28年台風10号による岩手県災害調査報告書, pp.18-22, 2017.
- 3) 秋田県: 平成29年7月22日からの大雨による被害状況, [http://www.bousai-akita.jp/uploads/user/system/File/higaihou\\_2017.pdf](http://www.bousai-akita.jp/uploads/user/system/File/higaihou_2017.pdf), 2017/8/16参照.
- 4) 國土交通省東北地方整備局: 雄物川水系河川整備計画(大臣管理区間), p.173, 2017.4.
- 5) 國土交通省河川局: 雄物川水系河川整備基本方針, p.16, および基本高水等に関する資料, p.21, 2008.
- 6) 國土交通省: 雄物川圏域 治水安全度現況図, [http://www.thr.mlit.go.jp/akita/kasen/chisui/pdf/omo\\_005.pdf](http://www.thr.mlit.go.jp/akita/kasen/chisui/pdf/omo_005.pdf), 2017/9/6参照.
- 7) 秋田県河川砂防課: 雨量情報, <http://sabo.pref.akita.jp/uryo/menutop.htm>, 2017/7/26参照.
- 8) 秋田気象台: 秋田県災害時気象資料, [http://www.jma-net.go.jp/akita/pdf/kentyogenshou/20170723\\_saigaji.pdf](http://www.jma-net.go.jp/akita/pdf/kentyogenshou/20170723_saigaji.pdf), 2017/7/26参照.
- 9) Matsutomi, H. and Okamoto, K.: Inundation flow velocity of tsunami on land, Island Arc, Vol.19, Issue-3, pp.443-457, 2010.
- 10) 國土交通省東北地方整備局: 平成29年7月22日出水(梅雨前線)の概要, 第2報 7月28日17時時点, 2017.
- 11) 松富英夫: 出羽の穀倉地帯を育んだ雄物川, 季刊 河川レビュー, 第161号, pp.4-13, 2013.
- 12) 読売新聞社: 《上》雄物川中流の整備不十分, 《下》避難情報 空振り辞さず, <http://www.yomiuri.co.jp/local/akita/feature/CO030571/20170822-OYTAT50025.html>, 2017/08/25参照.

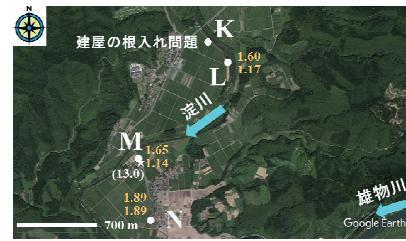


図-9 大仙市淀川地区における最大浸水深の空間分布と被災した建屋位置 (Google Earthに加筆。凡例は図-6と同じ)



図-10 大仙市淀川地区の傾斜・回転した揚排水機場建屋

## 東北地方の高速道路切土斜面に被害をもたらした降雨パターンの分析

東北大学 芳賀奈津美 金鍾官 河井正 風間基樹  
 東日本高速道路株式会社 長尾和之 高橋卓也  
 株式会社ネクスコ・エンジニアリング東北 澤野幸輝

### 1. はじめに

高速道路切土盛土斜面では豪雨に対する維持管理が課題となっている。降雨による切土盛土斜面の被害を防ぐためには、地質・地形・供用年数等の素因と、降雨量・降雨強度・地震動等の誘因に基づく危険度評価が求められる。しかし、未だにその危険度評価方法は明確になっていない。そこで本研究では斜面崩壊の大きな誘因の1つと考えられる降雨パターンに着目し、東北地方の高速道路切土斜面で過去に崩壊した事例を分析し、降雨パターンと切土斜面被害発生との関係について考察する。

### 2. 被害発生の分析方法

東北地方の高速道路斜面が崩壊した事例は、盛土斜面では1993年8月27日から2011年6月24日の約17年10カ月の間に83件、切土斜面では1993年2月7日から2010年7月30日の約17年6カ月の間に85件であった。切土の被害は道路を通行する車両が直接的に発見することが多く、被災時刻と発見時刻の時間差が小さい。一方で盛土の被害は通行車両から直接発見できないことが多いため、被災時刻と発見時刻が一致しない可能性が高い。このため本研究では対象を切土斜面に絞って分析を行った。また図1に示すように、全85件の切土斜面崩壊事例の内、被害の発災時期は他の月が0件~3件程度であるのに対し、7月に25件、8月に29件、9月に22件と夏季に集中しており、融雪等の降雨以外の季節的影響は少ないと言える。このことから1998年8月に発生した台風4号と2002年6月に発生した台風6号の際に崩壊したとみられる24事例(12事例ずつ)を対象に分析した。1998年の台風4号および2002年の台風6号における被災事例一覧をそれぞれ表1,2に示した。表2において、番号15,16,60の地点では被災斜面の緯度経度が特定できなかった。このため実際に分析に用いたのはこの3地点を除く9地点である。図2は、1998年の台風4号の際に被災した斜面の位置を青いピンで、2002年の台風6号の際に被災した斜面の位置を赤いピンでそれぞれ航空写真上

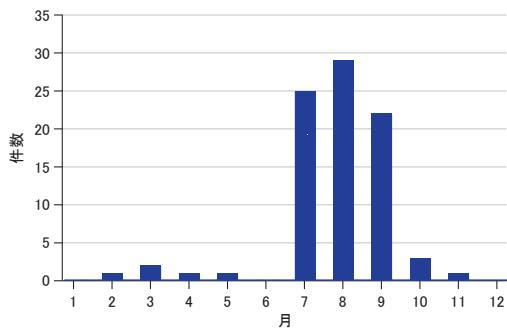


図1 切土斜面被害発災時期分布

\*Analysis of rainfall pattern that caused damage to cut slopes of expressway in Tohoku district by Natsumi Haga, Jongkwan Kim, Tadashi Kawai, Motoki Kazama, Kazuyuki Nagao, Kouki Sawano, Takuya Takahashi

表1 1998年台風4号による切土崩壊地点の諸元一覧

対象切土斜面番号	路線名	開通年度	被災時供用年数	アメダス1		アメダス2		アメダス3	
				地点名	距離(km)	地点名	距離(km)	地点名	距離(km)
71	東北自動車道	1973	25	白河	8.6	長沼	11.8	石川	20.1
49			23	梁川	8.1	茂庭	9.1	福島	10.3
48		1975	23	梁川	9.3	茂庭	8.7	福島	8.5
44			23	二本松	6.1	福島	10.2	鷲倉	19.2
87		磐越自動車道	23	船引	10.8	郡山	17.5	二本松	14.6
53			3	郡山	11.7	船引	18.1	二本松	12.1
11			3	船引	13.2	郡山	15.4	二本松	13.4
84			3	船引	3.1	小野新町	15.1	二本松	19.1
83			3	船引	2.5	小野新町	13.0	郡山	26.3
46			3	船引	6.3	小野新町	7.9	川内	23.1
86			3	船引	4.9	二本松	17.3	郡山	23.3
47			3	船引	14.1	郡山	14.6	二本松	13.0

表2 2002年台風6号による切土崩壊地点の諸元一覧

対象切土斜面番号	路線名	開通年度	被災時供用年数	アメダス1		アメダス2		アメダス3	
				地点名	距離(km)	地点名	距離(km)	地点名	距離(km)
54	東北自動車道	1973	29	郡山	1.6	長沼	13.1	玉川	15.7
55			29	蔵王	2.3	白石	11.5	亘理	20.0
25			29	玉川	13.2	長沼	12.1	白河	12.6
88		1975	27	茂庭	8.2	梁川	10.2	福島	7.6
41			27	梁川	5.8	茂庭	11.9	白石	13.6
51		1978	27	梁川	5.2	白石	9.8	茂庭	16.1
29			24	衣川	6.8	一関	6.7	大東	23.1
75	山形自動車道	1988	14	蔵王	2.9	新川	13.3	岩沼	23.1
60	磐越自動車道	1992	10						
8	常磐自動車道	1999	3	広野	8.2	平	12.5	-	-
15	仙台北部道路	2002	0						
16			0						

に示したものである。被災斜面の位置を表すピンの横の数字は表1,2の対象切土斜面の番号である。また地名とともに示された雨雲のマークは、対応する気象庁のアメダス観測所の位置を示す。図3,4はさらにイベントごとに被災地点とその雨量推定に用いたアメダス地点を表している。これらをみると、1998年台風4号による被災地点はすべて、東北自動車道または磐越自動車道の福島または郡山事務所管轄内の比較的狭いエリアに集中していることがわかる。一方、2002年の台風6号における被災地点は岩手、宮城、福島の3県にまたがって南北に広い範囲に分布している。

対象とする斜面位置の雨量データの推定

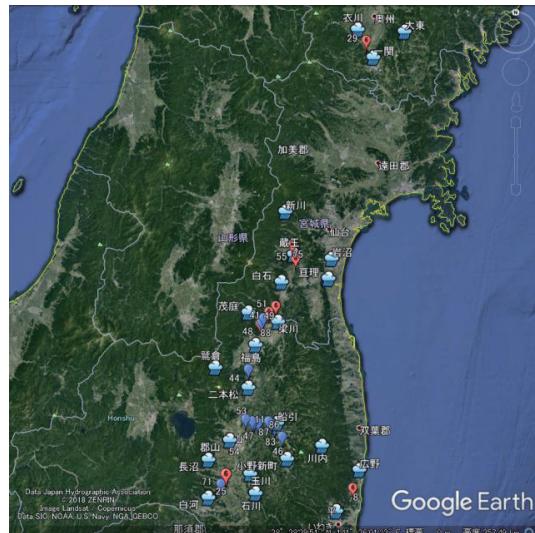


図2 2つの台風による切土崩壊地点

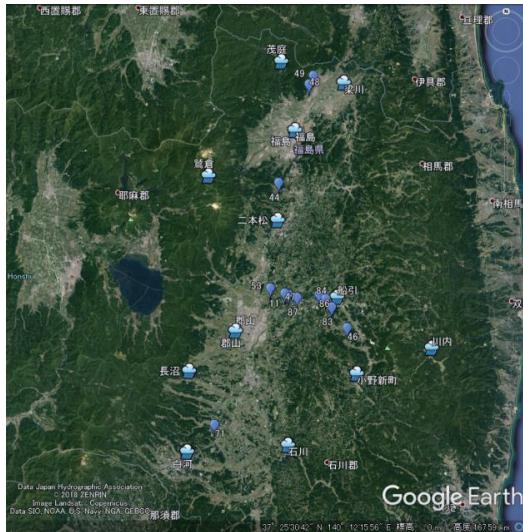


図3 1998年台風4号の切土崩壊地点

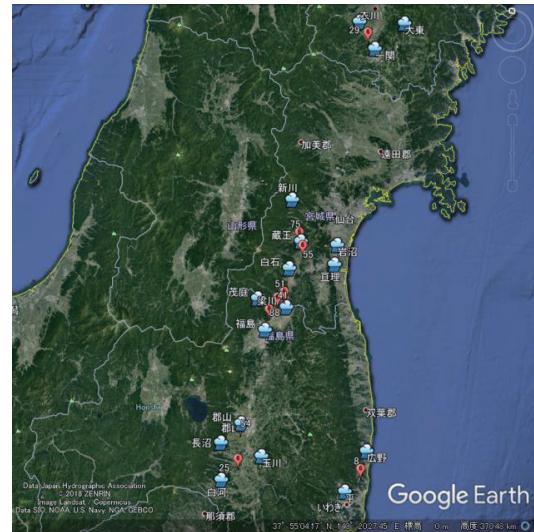


図4 2002年台風6号の切土崩壊地点

は、対象とする斜面を囲う直近3カ所の気象庁アメダス観測所における時間雨量を直線距離で線形補間した。具体的には、図5のように各アメダス観測所における時間雨量を結んで三次元の平面をつくり、作成した面に被災地点からおろした垂線の長さを対象斜面における推定時間雨量データとした。各アメダス観測所における時間雨量データが分析の対象期間内で欠けている場合には、その他2地点の時間雨量の時間ごとの平均値、または1地点の時間雨量を被災斜面における雨量データとして用いた。また2002年の台風6号の際に被災した番号8の地点は、海に近い場所に位置し被災地点を囲う3カ所目のアメダス観測所がなかったため、直近2カ所のアメダス観測所における時間雨量を用いた。この線形補間した時間雨量データから、現在高速道路の通行規制等の基準として用いられている時間雨量0mm（無降雨）が6時間続いた時点を区切りとする条件、または比較のために無降雨が12時間連続した時点を区切りとする条件で、1つの降雨イベントとした。はじめに崩壊発見日時から過去5年間において、被災発見日時を含む降雨イベントとそれを除いた累積雨量がTop3の降雨イベントを比較した。次に抽出する範囲を供用開始から2016年末までに広げ、累積雨量が100mmを超える降雨イベントすべてを比較した。

### 3. 分析結果 - 切土斜面被害と降雨量の時刻歴推移の関係 -

#### (1) 1998年台風4号

1998年8月25日に発生した台風4号の影響で、福島県内の磐越自動車道と東北自動車道に

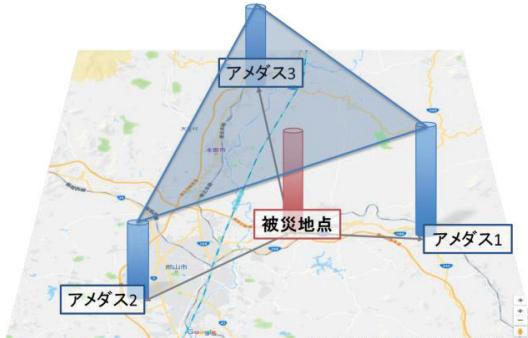


図5 対象地点の雨量データ推定方法

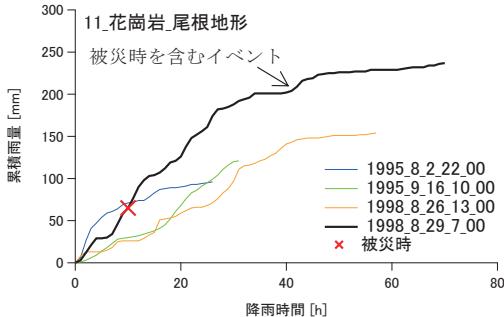


図6 地点 11\_6 時間区切りの時間累積

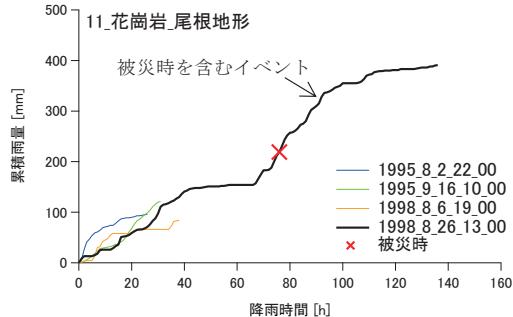


図7 地点 11\_12 時間区切りの時間累積

おいて 12 カ所の切土斜面崩壊の被害があった。図 6 は降雨イベントの区切りを 6 時間連続無降雨としたときの降り始めからの雨量曲線を表しており、被災発見時の累積雨量が過去 5 年間の最大累積雨量を下回る結果の例を示している。同様の例が 12 件中 3 件あった。結果を詳しく見ると 1998 年の台風 4 号の影響とみられる 1998 年 8 月 26 日から同月 31 日の間に 2 つの降雨イベントが抽出されていることが確認できた。一方、図 7 は同じ地点のデータでイベントの区切りを 12 時間とした場合であり、同台風による降雨とみられる 1998 年 8 月 26 日以降の降雨イベントが 1 つにまとまって、被災発見時における累積雨量が過去 5 年間の履歴最大値となつた。このことからイベントの区切りを 6 時間連続無降雨とする評価は不適当であると判断し、以後 12 時間連続無降雨を降雨イベントの区切りとする条件で分析を進めた。

## (2) 2002 年台風 6 号

2002 年 6 月 29 日に発生した台風 6 号の影響を受け、12 カ所の切土斜面で被害が発生した。図 8 はその一例で被災地点の供用開始から 2016 年末まで間に発生した累積 100mm を超す降雨イベントの時間 - 累積雨量すべてを表している。供用開始から被災時を含むイベントが発生するまでの期間の降雨イベントを実線で、被災後から 2016 年末までの降雨イベントを波線で描いた。被災時を含むイベントは黒色で強調し、その他橙色、緑色、青色、赤色で示した曲線はそれぞれ被災前に発生し、累積雨量や降雨強度の特徴的な降雨イベントを示している。結果を見ると過去に経験した最大累積雨量よりも少ない雨量で崩壊しており、崩壊に至るための明確な境界は見られなかった(12 カ所中 7 カ所)。

このような結果となった原因として、1991 年 10 月 9 日降り始めの降雨イベントでは降雨時間 19h~49h の 31 時間で時間雨量の合計が 11mm、73h~84h の 12 時間の時間雨量合計が 11mm と小さく、この間の平均時間雨量は 1mm 未満であった。これは降雨イベントの区切りと設定した 12 時間以上連続無降雨と近い状況であり、実質的にはそれぞれこれらの時間の前後で別の降雨イベントと区別できると考えられる。1998 年 8 月 26 日降り始めのイベントにおいても降

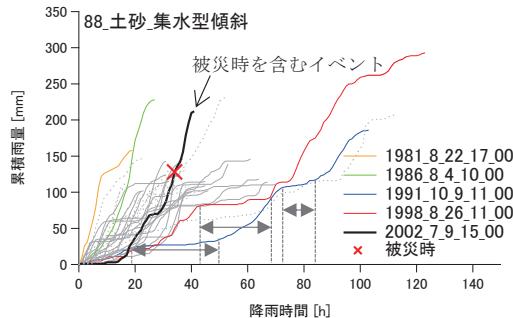


図8 2002 年台風 6 号代表地点時間累積

雨時間 43h~67h の 25 時間で合計雨量が 11mm 程度と、同様の傾向が見られた。

一方、1981 年 8 月 22 日降り始めのイベントや 1986 年 8 月 4 日降り始めのイベントに代表されるような一貫してグラフの傾きが大きいイベントで崩壊に至らなかった理由としては、供用年数が小さく切土斜面の劣化が進んでいなかったために、被災時よりも斜面本体が高い強度を有していたことが考えられる。

雨量データを線形補間して用いる際に対象斜面の実際に経験する降雨の特徴を正確に反映できていない可能性も考えられることから、線形補間の前後の雨量データを比較することにより、データのばらつきを確認することとした。図 9 は、地点 88 における 1998 年 8 月 26 日 11 時からの降雨イベントについて、線形補間した時間雨量を用いた累積雨量と線形補完する前の 3 つのアメダス観測所における累積雨量をそれぞれ示している。このイベントにおける線形補間後の最終累積値は 293mm であった。累積値が最大となったアメダス福島観測所の同時間における累積雨量は 333mm であり、線形補間後の累積値と比較すると 40mm(14%) 上回った。またアメダス茂庭観測所における累積雨量が最小でその値は 259mm であり、線形補間後の累積値との差は -34mm(-12%) となった。このことから、近隣アメダスデータを用いた被災地点の推定累積雨量には最大 15%程度の差が生じると言える。

図 10 は図 9 と同地点、同イベントにおける線形補間した時間雨量と線形補間前の 3 つのアメダスデータの各時間における時間雨量の最大値最小値の差を表す。この例では降雨時間が 70h の時点において、線形補間後の時間雨量に対して各観測所の時間雨量最大値が +14mm(156%)、最小値が -8mm(89%) となった。ある時間における時間雨量は推定値と 150%程度異なる場合があると言える。

以上の結果から 3 つの観測所の時間雨量データのばらつきが確認でき、これは時間雨量を線形補間した値が実際の対象斜面の時間雨量とは大きく異なる可能性があることを示している。原因としては、雨雲の移動時間のために各アメダス観測所における雨量データの変動にタイムラグが生じていること、20km 程度ごと離れて位置するアメダス観測所の雨量データでは局地的な降雨を捉えるのが難しいことなどが挙げられる。

#### 4. 結論

本研究から次の結論が得られた。

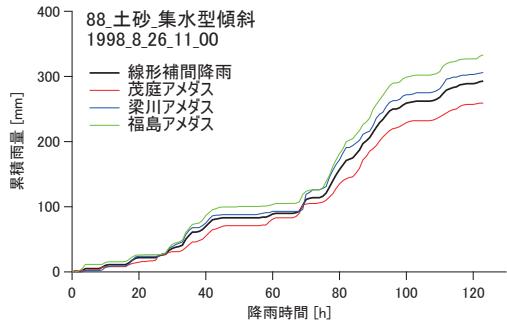


図 9 台風 4 号時の線形補間前後の累積雨量

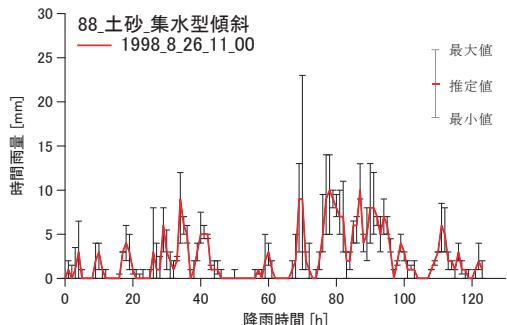


図 10 台風 4 号時の線形補間前後の時間雨量

- 1) 東北地方では切土斜面の被災時期は夏季に集中しており、融雪等の降雨以外の季節的影響は少ない。
- 2) 降雨イベントの区切りは無降雨が6時間続いた時で行うよりも12時間の方が適当と考えられる。
- 3) 被害地点の雨量データの評価として近隣のアメダスデータを線形補間して推定した時間雨量には最大15%程度、時間雨量には最大150%程度の差が生じた。

今後の課題として、以下の項目が挙げられる。

① 対象地点の推定雨量の精度向上

今回用いた降雨量推定方法より実際に近いと考えられるレーダーとアメダスデータから作成した降水量分布である解析雨量などを用いて、被災地点における降雨パターンを再評価する。

② 降雨強度や半減期の考慮

累積雨量の比較に加えて斜面含水量の半減期や降雨強度を考慮した分析が必要である。

③ 素因の分析

誘因である降雨パターンのみの分析に加えて、地質・地形・水理条件のような斜面ごとの素因の分析によって、各斜面の危険度を評価する必要がある。これは、近隣で被災しなかった切土斜面との比較により評価できると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省気象庁、各種データ・資料、[www.jma.go.jp/jma/menu/menureport.html](http://www.jma.go.jp/jma/menu/menureport.html)

## 平成29年7月秋田豪雨における 馬場目川洪水の再現と堤防被災について\*

秋田大学理工学部

植木 洸太朗

秋田大学大学院理工学研究科 渡辺 一也

### 1. はじめに

近年、降雨形態が変化しひら豪雨などの集中豪雨により浸水被害が多発する状況となっており<sup>1)</sup>、河川の特性を常時把握しておく必要がある。2017年7月には、梅雨前線の影響によって全国的に記録的な大雨に見舞われ、特に秋田県では河川の氾濫や土砂災害による甚大な被害が発生した<sup>2)</sup>。秋田県内最大の二級河川である馬場目川<sup>3)</sup>においても、2017年の7、8月に発生した集中豪雨により、非常に高い水位が観測され、河川左岸の堤防に洗堀が生じた。このような被害を減らすためには、高頻度で精度の良いデータの蓄積が重要である。しかし、現状では二級河川では多くのデータを取得することは難しい。

そこで、本研究では7、8月の馬場目川における洪水の数値計算を実施し、河床変動や流速に関する検討を行った。また、その結果から洪水によって被災した堤防の洗堀時の状況と要因についての考察を行った。

### 2. 水位変化と計算時間について

2017年7月と8月の水位をそれぞれ図-1、図-2に示す。7月1日から8月31日の洪水イベントの間に3回、図中に赤い破線で示している氾濫危険水位の3.6mを超えている。図中にcal.1で示される1回目の洪水では、7月16日の午前から水位が上昇し始め16:00頃にピークの4.04mに達している。図中にcal.2で示される2回目の洪水では2回のピークがあり、7月22日の午前から水位が上昇し始め14:00頃にピークの3.82mに達し、一度低下したが7月23日の9:00頃に2度目のピークの4.00mに達した。図中にcal.3示される3回目の洪水は、8月24日の午後から水位が上昇し始め、8月25日の4:30頃にピークの4.51mに達した。また、8月24日からの洪水では、護岸が洗堀されていた。

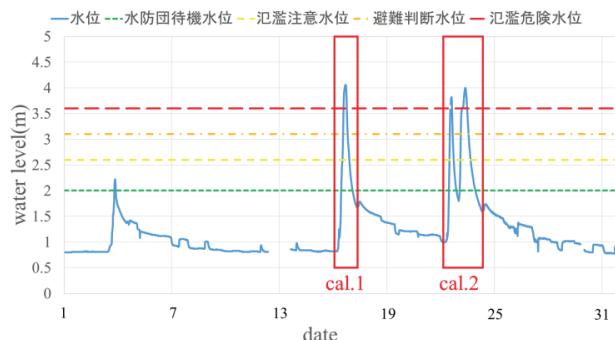


図-1 7月の水位データ

\*Study on Numerical Simulation the Flood in Babame River Caused by Akita Heavy Rainfall in July 2017 and Damage of the Embankment by Kotaro Ueki and Kazuya Watanabe.

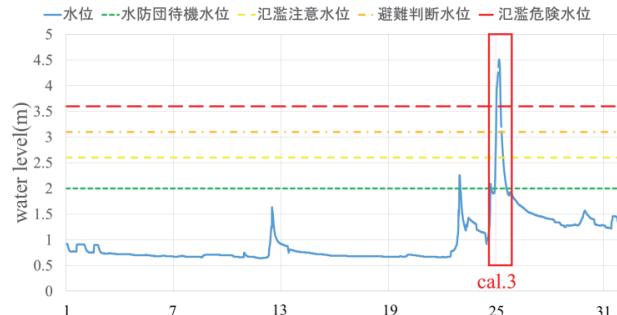


図-2 8月の水位データ

次に、図-1、図-2 中の cal.1-cal.3 の範囲で数値計算を行った。計算時間は、7月 16 日 6:00 から 7月 17 日 6:00 までの 24 時間(cal.1)，7月 22 日 0:00 から 7月 24 日 0:00 までの 48 時間(cal.2)，8月 24 日 18:00 から 8月 25 日 18:00 までの 24 時間(cal.3)である。また、それぞれの計算について cal.1~3 として以降は示す。

### 3. 現地調査と数値計算

本研究の研究対象である馬場目川は、秋田県内最大の二級河川である。今回、数値計算を行った平ノ下地区は写真-1 に示す延長約 850m の領域である。

地形条件は、既往の研究を参考とした<sup>4)5)</sup>。全区間において、概ね川幅は 40m、堤防から河床までは 4m である。写真-1 中の丸で囲んだ箇所が被災した護岸の位置を表している。写真-2 は右岸から左岸側の堤防を撮影したもので、洗堀された護岸の状況を示している。また、図中の矢印は流れ方向を示している。写真-1 中の St.1~3 は 11 月 6 日に測量を行った測線を示している。



写真-1 計算領域 (平ノ下地区)



写真-2 護岸の状況

計算には久保観測所での流量を用いた。cal.1~3 の流量データを、それぞれ図-3~5 に示。ピーク時の流量は cal.1 が  $272\text{m}^3/\text{s}$ , cal.2 は 2 つのピークがあり  $239\text{m}^3/\text{s}$  と  $264\text{m}^3/\text{s}$ , cal.3 が  $344\text{m}^3/\text{s}$  である。久保観測所における計画高水流量は、 $280\text{m}^3/\text{s}$  であった。

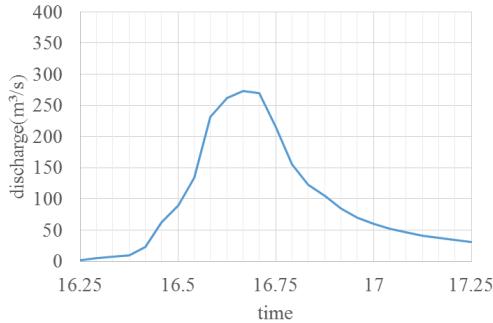


図-3 流量(cal.1)

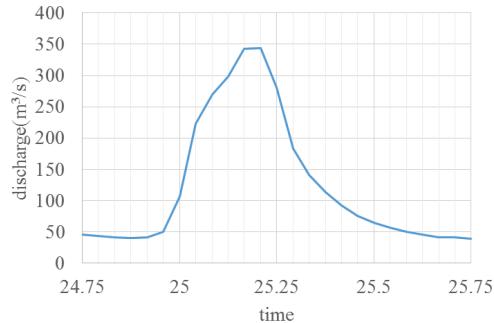


図-5 流量(cal.3)

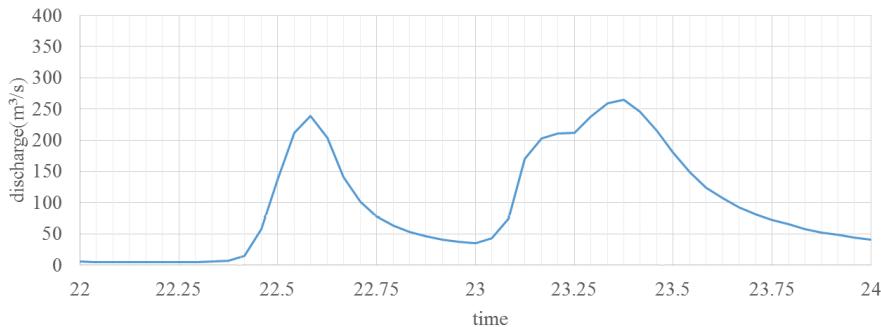


図-4 流量(cal.2)

計算式については既往の研究<sup>6)</sup>を参考とした。式(1)~(3)に今回使用した連続式と運動方程式を示す。

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

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

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

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

また、本研究で使用した計算格子を図-6 に示す。縦断方向間隔は 5m、横断方向を 10 分割と設定した非正方格子を用いて作成した計算格子となっている。

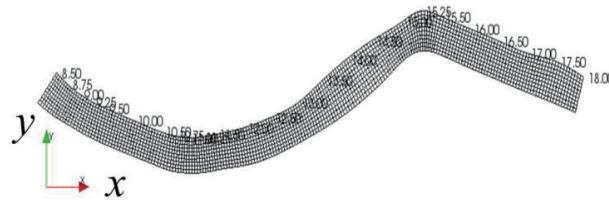


図-6 計算格子

#### 4. 計算と考察

cal.1 の初期とピーク時と計算後のコンター図と堤防付近の流速ベクトルを図-7, 図-8 に示す。cal.2 の結果も同様に図-9, 図-10, cal.3 の結果も同様に図-11, 図-12 に示す。図中に示すコンター図、ベクトル図は右から順に計算前、ピーク時、計算後を表している。cal.2 では、ピークが 2 回あったので、流量の多かった 2 度目のピーク(33 時間後)を代表として図中に示した。計算後に st.1 から st.2 の間の左岸側で最も体積が見られたのは、cal.2 であった(図-9)。また、ピーク時に湾曲部右岸側で河床が最も洗堀されていたのは、cal.3 であった(図-11)。流速ベクトルに関して、全ての計算で湾曲部右岸へ流速ベクトルが向いていた。被災した堤防付近で流速ベクトルが大きくなったのは、cal.3 であった(図-12)。

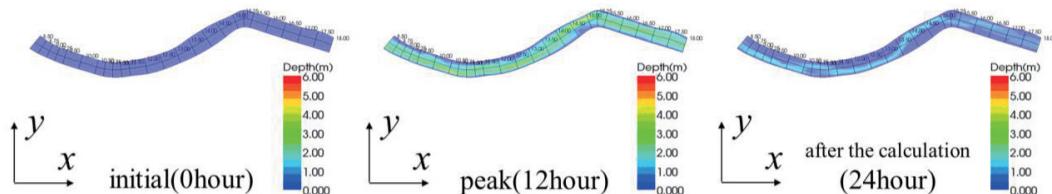


図-7 cal.1 のコンター図

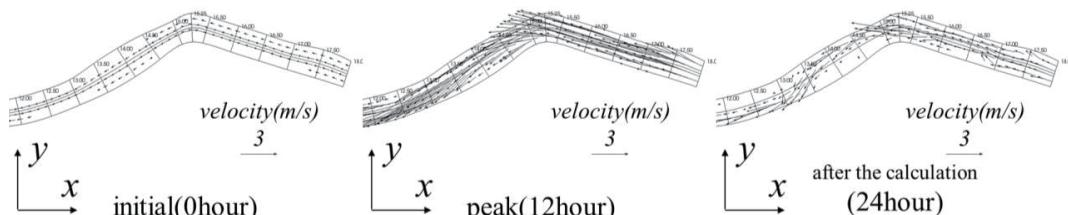


図-8 cal.1 のベクトル図

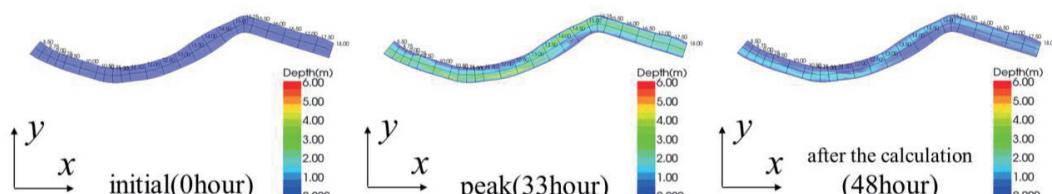


図-9 cal.2 のコンター図

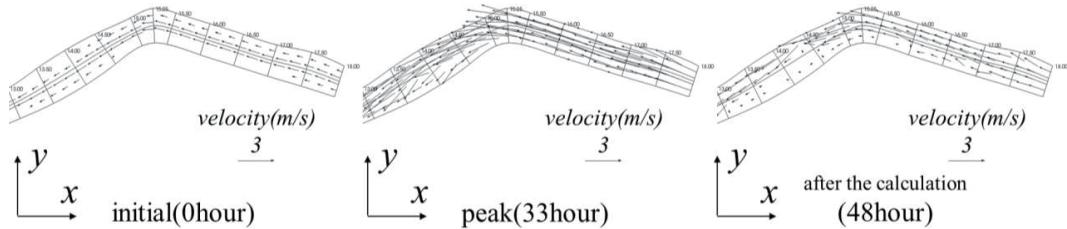


図-10 cal.2 のベクトル図

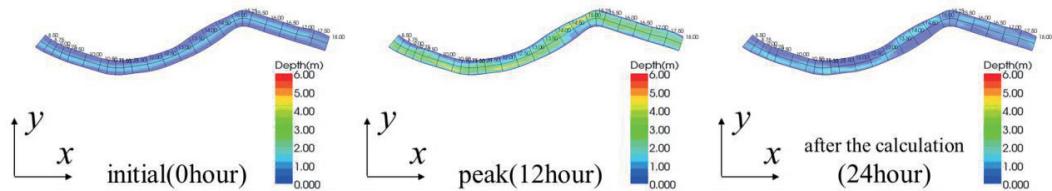


図-11 cal.3 のコンター図

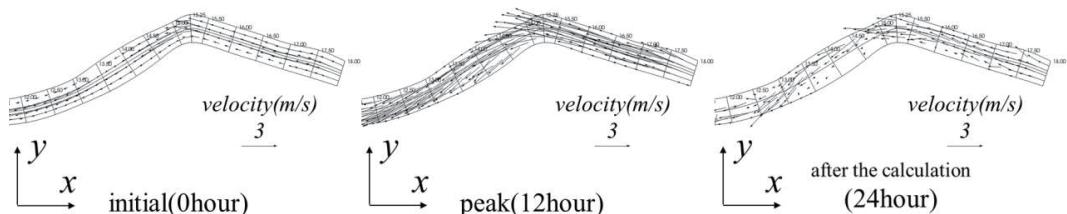


図-12 cal.3 のベクトル図

次に、数値計算によって作成した横断面図と実測値を比較した。St.1~3における結果をそれぞれ図-13、図-14、図-15に示す。St.1では、cal.1～cal.3の結果全てで左岸側に堆積が見られた。St.2では右岸側の浸食は再現出来ていたが、左岸側では実測値よりも堆積がみられた。St.3では、cal.3と実測の結果を比較すると左岸側での浸食傾向と右岸側での堆積傾向が一致していた。また、St.3のcal.1の結果は右岸側で浸食、左岸側で堆積が見られ、cal.2の結果は河川中央部に浸食が見られた。

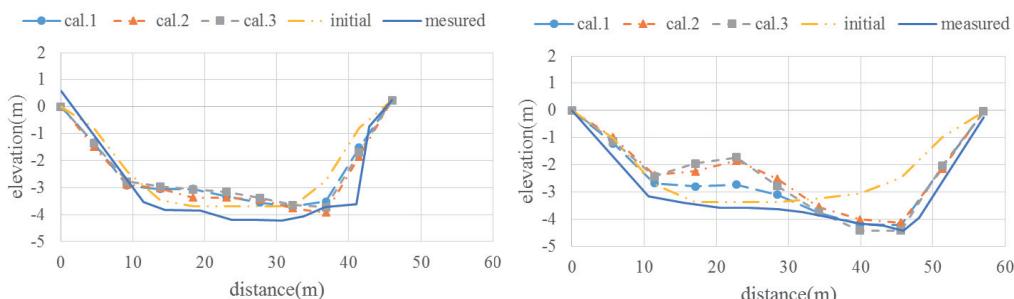


図-13 測量結果(St.1)

図-14 測量結果(St.2)

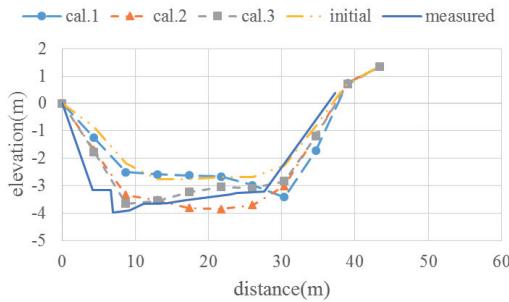


図-15 測量結果(St.3)

cal.3 で St.1 と St.2 において、実際の断面と異なった結果がみられたのは、洪水により初期断面が変化していた可能性などが理由であると考えられる。

堤防が洗堀された 8 月 24 日の洪水計算では、流量ピーク時に堤防のある左岸側でピーク時に河床の洗堀がみられた。根元が洗堀された事により堤防の安定性が失われ滑るようにして崩壊した可能性があると推測される。また、8 月 28 日に行った現地調査では、周辺で洪水痕跡が見られなかったことから、越流による浸水被害はなかったものと考えられる。

## 5. おわりに

本研究では、平成 29 年 7、8 月の洪水について再現計算を行った。その結果、8 月 24 日の計算(cal.3)において、流量ピーク時に左岸の護岸付近で流速ベクトルが大きくなってしまっており、河床の洗堀がみられた。これは、実測の結果と一致する。そのため、根元が洗堀されたことにより、堤防の安定性が失われ滑るようにして崩壊した可能性があると考えられる。

謝辞：本研究を行うにあたり、秋田県秋田地域振興局より馬場目川の地形データ及び水文データを提供して頂いた。ここに記し、謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 気象庁：災害をもたらした気象事例（平成元年～本年），  
[http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index\\_1989.html](http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index_1989.html) (2017 年 12 月 10 日閲覧)
- 2) 秋田地方気象台：秋田県災害時気象資料，  
<http://www.jma-net.go.jp/akita/kenchogensyo/kenchogensyo.htm> (2017 年 12 月 10 日閲覧)
- 3) 秋田県：二級河川馬場目川水系 河川整備基本方針，2007，  
<http://www.pref.akita.lg.jp/pages/archive/10601> (2017 年 12 月 22 日閲覧)
- 4) 萩原照通、会田俊介、風間聰：根固め用袋材が河床変動に及ぼす影響について、土木学会東北支部技術研究発表会概要，2015 (CD-ROM)
- 5) 池森俊介、渡辺一也：馬場目川における粒径を考慮した変動計算に関する検討、土木学会東北支部技術研究発表会概要，2016 (CD-ROM)
- 6) 大桃直人、渡辺一也：2013 年 8 月豪雨を対象とした洪水再現計算、土木学会東北支部技術研究発表会概要，2015 (CD-ROM)

## 八甲田山積雪特性\*

八戸工業大学 水本涼太  
八戸工業大学 佐々木幹夫

### 1. はじめに

八甲田山の雪質、積雪特性を調査することにより7月までに流れる河川の水量について知ることができる。東北地方および北海道において山の雪は地下水を涵養し4月～7月に飲用水やかんがい用水に利用される為、残雪からの融雪水は水資源として重要となっている。しかし、山に残る雪の密度、保水量、硬度、透水性など積雪特性については未解明な点が多く、解明が急がれる。

### 2. 観測位置

調査は青森県のほぼ中央に位置する八甲田山の山中において実施している。八甲田には八甲田山という単独峰(山)は存在せず、18の成層火山や溶岩円頂丘で構成される火山群の総称である。八甲田は笠松峠(標高1,040m)を超える道路により南北に分けられており、国道103号・国道394号の重複道路を境に北側が北八甲田、南側が南八甲田と呼ばれている。図1に八甲田の位置図を示した。調査は北八甲田や

南八甲田に測定地点を設けて行ってきたが、調査地点まで2時間から5時間かけて山中を歩き測定を行っている。基本的に南八甲田は徒歩により調査地点に辿り着いているが、北八甲田にはロープウェーがあるのでこれをを利用して調査を行っている。しかし、強風時にはロープウェーは運休となるため、その場合は調査地点に近い道路から徒歩での移動となる。今回2017年4月22日は北八甲田に調査地点を設け測定を行った。調査地点は図2で示す通り八甲田ロープウェーから3km離れた箇所にあり、徒歩により移動した。スキーでも移動可能な為多くの調査隊員はスキーを利用しての移動



図1 八甲田山位置図



図2 調査地点 ○は観測地点

\*Snow characteristics in Hakkoda mountain terrain by Mizumoto Ryota and Sasaki Mikio

となった。調査箇所は北八甲田赤倉岳北側斜面下にあり、東京座標では N40° 40' 44.4"、E140° 53' 21.3" となっている。(表 1 参照)

### 3. 観測方法

前述のように観測は南八甲田山中か北八甲田山中において行ってきたが今年は北八甲田山中にて行った(写真 1)。測定は 2017 年 4 月 22 日 13 時から 16 時に行い、天候は晴れ、標高は 1063m 地点である。観測対象の積雪面は写真 1 に示すように鉛直に掘り、密度、保水量、硬度、透水性の測定を行った。観測積雪層厚は雪層の地面近く、低木草上端までの深さ 2m 程度としており、今回は 2.5m まで観測を行った。観測鉛直雪壁の製作には毎年 1 時間程度の時間を要している。今年も隔雪凍結が生じる気温上昇低下があり、幾つか氷の厚い層ができていた。下層は例年と同じく硬い雪の層となっており、鉄製のスコップでないと観測鉛直積雪面の整形は不可能であった。観測鉛直雪面の製作後、密度を測定し、硬度、雪の保水量並びに浸透能の測定を行っている。保水能力は密度測定後に 0 度近くまで冷やした水に雪塊を浸透させ、十分水中に浸かった後に取り出し、水を切り、水を内部に含み水滴が落ちない程度になった雪塊の質量を測定し、保水量を算定した。積雪特性については酸ヶ湯の過去 10 年の気温、降水量、積雪量をダウンロードする。そして降雪量、融雪量等を求め特性を明らかにする。

### 4. 観測結果

#### (1) 密度

表 2 に観測結果を示した。表において深さ 150cm での観測において、湿潤密度が  $1067 \text{ kg/m}^3$  となり、最大値を超えてるので最大  $970 \text{ kg/cm}^3$  と補正している。ここに、比重 0.97 は流雪溝の実験において、密度  $0.2 \text{ g/cm}^3$  の雪塊を水中に置き、湿潤後に測ったとき水を含んだ雪の密度が  $0.97 \text{ g/cm}^3$  であったことにより、最大値はその程度

になるものとしている。表より、下層 2m の密度が大きくなっているが雪の自重により下層が圧雪されるためだと考えられる。表を見ると保水能力と密度が関係あるように見えるが 250cm で密度が高いのに対して保水能が 300 以下であるため、保水能と密度に関係ないようである。この保水能の測定は雪塊を浸潤させ、十分水を吸わせ、水中から取り上げ、水が雪塊から滴り落ちない程度まで水を雪塊内部に保水させた状態のことで、重力により水が雪塊から落ち切つ



写真 1 雪質測定

表 1 測定地点と天候

調査日時 2017 年 4 月 22 日(土)		
測定地点 北八甲田山中赤倉岳北側斜面下		
座標	N40° 40' 44.4"	E140° 53' 21.3"
天候	気温 -1°C 晴れ	
標高	1063m	

た状態の密度であり、雪塊が表面張力により水を内部に保有している状態を意味している。したがって、雪がしまり雪のようにクラスター同士の隙間が狭ければ多くの水を保有できることを意味している。表層はザラメ雪の雪層なので密度が大きくて保水能力は小さい。これは隙間が大きいので表面張力が働きにくくなっているからである。ガラスの細管は表面張力の作用で毛管高が大きく、太い管は毛管高が小さいのと同じである。

図3に密度の測定結果を示した。

図より以下のことが言える。深さ25cmや150cmで急に密度が上がる。これは気温上昇により表層が解け、気温低下により固まり、そのように雪が降り、この工程でできた氷のような硬い雪の層にぶつかった為である。表層を除けば、25cm以降密度が600に近く、積雪層は融雪期の末期に入りつつあることを示している。密度の測定はおおよそ40cm<sup>3</sup>の容器に入った雪の質量を測定し密度を算定しており、融雪期の自然の状態の雪の密度であり、乾燥密度でもなく、また湿潤密度でもない。表層から50cm程度までの上層の積雪層はザラメ状の雪となっており、硬さはなく、掘削時にはスコップが入りやすい硬さとなっている。25cm以降、だいたい600kg/m<sup>3</sup>から650kg/m<sup>3</sup>となっ

ている。最小値は深さ5cmの456kg/m<sup>3</sup>で最大値は深さ125cmの693kg/m<sup>3</sup>となっている。密度の最小および最大は深さに関係していない。この層の雪は硬く掘削時にはスコップが簡単には雪の中に入らず、観測雪面を鉛直に作り出すのに時間と労力が必要となってくる。毎年、深さ2m程度の観測雪面を作り出すために鉄製のスコップ2丁でおおよそ2時間かけて雪を掘っている。時間がかかっているのは前述の中層及び下層の雪の硬さのためと、深さが2mと深いためである。4月

表2 測定結果（2017年4月22日、八甲田山）

深さ cm	密度 kg/m <sup>3</sup>	保水能力 kg/m <sup>3</sup>	湿潤密度 kg/m <sup>3</sup>	硬度 Pa
0	—	—	—	—
5	456	126	583	37
25	676	212	888	823
50	611	285	896	322
75	627	293	921	219
100	611	318	929	430
125	693	253	945	631
150	676	391	970	889
175	627	293	921	1711
200	644	301	945	1277
250	660	293	953	1950

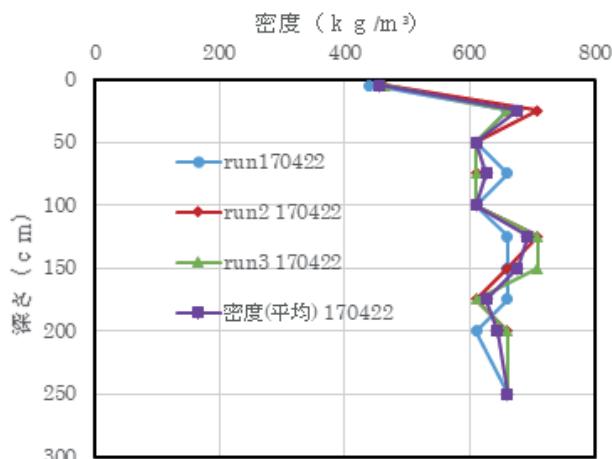


図3 八甲田山積雪層の密度

の下旬で八甲田山中の積雪層は4~5mほどあった。

山の雪は西側斜面では早く解けて消失するが東側の斜面の雪は遅くまで残っている。これは外気温の影響で西側斜面の外気は午後も暖められ東側斜面より気温の高い状態が続くために西側斜面の融雪が早く進むことに起因していると考えられる。雪の密度は12月積雪初期には $0.05\sim0.1\text{g/cm}^3$ にあるが、これが1,2,3月と進むに従い、 $0.2, 0.3\text{g/cm}^3$ と大きくなり、4月上旬には $0.5\text{g/cm}^3$ を超える、本格的な融雪期に入ると $0.5$ から $0.6\text{g/cm}^3$ の周りに変化する。暖冬が続ければ4月上旬にも4月下旬の密度が見られ、寒い日が続ければ $0.5\text{g/cm}^3$ を下回る密度の時もある。

## (2) 硬度

図4に硬度の測定結果を示した。測定は直径14mmの円形板を垂直に一定の力で5cmほど雪層に押し込んだ時の最大垂直力をその雪層の硬度として単位面積当たりの力として算定している。深さ175cmの地点で極端に硬度が上がる原因是前述のように気温上昇低下でできた硬い雪の層にぶつかった為である。それを除けば深さが増すにつれ徐々に硬度が上がっていくよう見える。これは雪の自重により圧雪されるためだと考えられる。

## 5. 積雪特性

積雪特性を調べるために酸ヶ湯の積雪深を調べ、結果を図5に示した。図より、年々積雪のピークが遅くなっているように見える。それぞれピークは2009年には2月21日に331cm、2012年には2月26日に496cm、2016年には3月2日に323cm、2017年には3月10日に383cmとなっている。

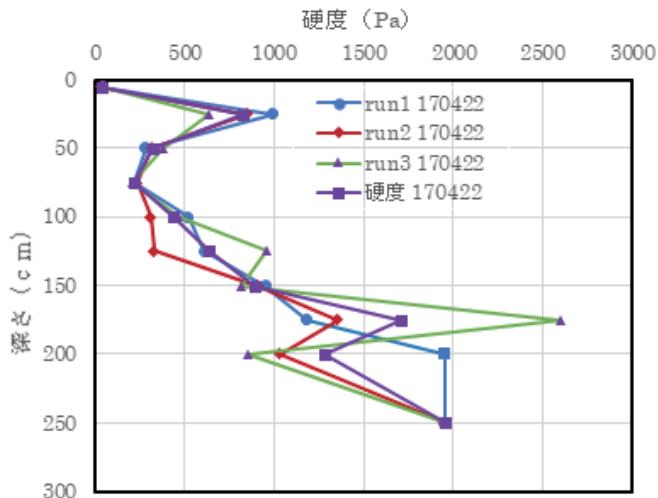


図4 八甲田山積雪層の硬度

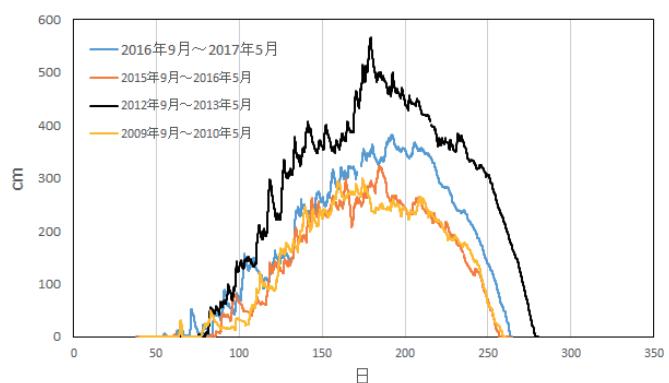


図5 観測積雪深（気象庁観測酸ヶ湯）

## 6. 積雪深の予測

積雪深を予測する為、酸ヶ湯の気温と降水量を気象庁からダウンロードし、以下に示す積雪・融雪モデルを用いて、降水量および融雪量を求めてみた。降水量・融雪量の計算(図 6)は次のような積雪融雪モデルを用いている。

### (1) 降雪量

降雪量  $s$  は式 (1) より次のように与えられる。

$$s = afr \quad \text{ここに} \quad a = \begin{cases} 0 & T \geq Tm \\ 1 & T \leq Ti \\ 1 - \frac{T-Ti}{Tm-Ti} & Ti \leq T \leq Tm \end{cases} \quad (1)$$

$f$  : 高度上昇に伴い増加する雪の量の係数

$r$  : 降水量

$T$  : 気温

$Ti$ =流域内の降水が全て雪になる温度 (°C)

$Tm$ =流域全体で雪が溶け出す温度 (°C)

$Ti$  を 0°C、 $Tm$  は 2°C に設定している。

### (2) 融雪量

融雪量  $R_m$  は式 (2) より次のように与えられる。

$$R_m = bct \quad \text{ここに} \quad b = \begin{cases} 1 & T \geq Tm \\ 0 & T \leq Ti \\ 1 - \frac{T-Ti}{Tm-Ti} & Ti \leq T \leq Tm \end{cases} \quad (2)$$

$c$  : 気温上昇に伴う単位時間当たりの融雪量の割合を表す係数

### (3) 積雪深

$t$  日における積雪深  $S_t$  は式 (3) より次のように与えられる。

$$S_t = S_{t-1} + s_t - R_{mt} \quad (3)$$

### (4) 有効雨量

有効雨量  $R_t$  は式 (4) により次のように与えられる。

$$R_t = R_{rt} + R_{mt}$$

ここに 降雪量  $s_t = afr_t$

$$\text{降雨量 } R_{rt} = (1 - a)r_t \quad (4)$$

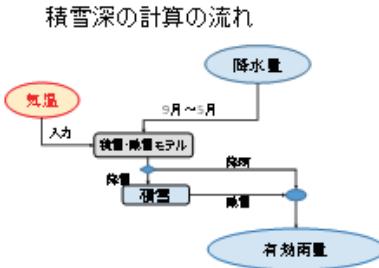


図 6 計算の流れ

$$\text{融雪量 } R_{m,t} = \begin{cases} bcT_t & bc_t \geq S_{t-1} \\ S_{t-1} & bc_t < S_{t-1} \end{cases} \quad (\text{残雪が全て融ける場合})$$

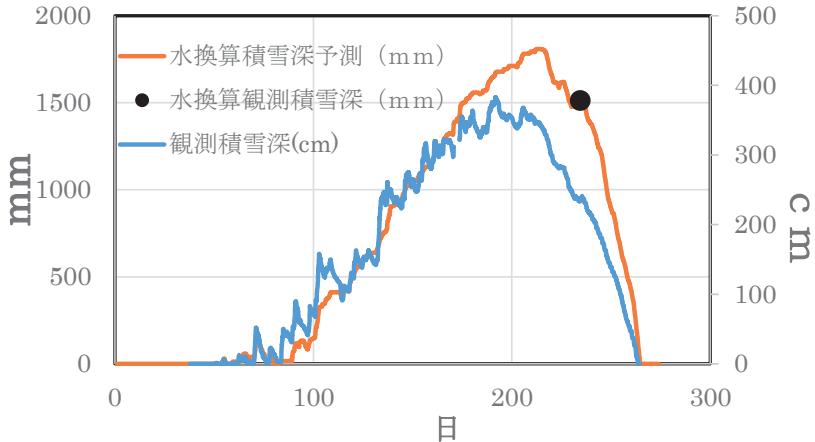


図 7 水換算積雪深、水換算観測積雪深

図 7 に観測積雪深と水換算積雪深予測結果を示した。式(1)における高度上昇に伴い増加する雪の量の係数  $f$  および式(2)における気温上昇に伴う単位時間当たりの融雪係数  $c$  は、 $f=4.1$ 、 $c=0.26$  と設定した。これは予測値と観測積雪深(図中・印)ならびに、積雪の始めと終わりの時期が合うように調整した結果である。ここに図中・印を説明する。観測積雪深は平均密度と積雪深(酸ヶ湯)の観測値 235cm(2017 年 4 月 22 日)より求めている。ここに平均密度  $\rho$  は表 2 より雪層厚を重みにして次のように求めている。

$$\rho = (5 \times 456 + 20 \times 676 + 25 \times 611 + 25 \times 627 + 25 \times 611 + 25 \times 693 + 25 \times 676 + 25 \times 627 + 25 \times 644 + 50 \times 660) / 250 = 644 \text{ kg/m}^3$$

これより水換算の積雪深  $S_t$  を次のように求めている。

$$S_t = 2350 \text{ mm} * 0.644 = 1513 \text{ mm}$$

図 7 より予測水換算積雪深は 3 月 31 日に 1808mm と最大となっているのに対し、観測積雪深は 3 月 10 日に 383cm と最大となっている。ピーク日の違いについては計算の精度を上げると解決される可能性がある。

## 7. まとめ

本研究で得られた結果として以下のことがあげられる。

- ①気温上昇低下が起きた為か時節硬い雪の層が出来ており、25cm、175cm で急に密度、硬度が上るのはそのためである。②硬度が徐々に上るのは雪の自重により圧雪されたためである。③八甲田山では雪は 11 月下旬から積もり始めて 5 月下旬になくなる。④積雪のピーク 2 月の終わりからは 3 月の初めに迎える。今年のピークは少し遅めで 3 月 10 日だった。⑤水換算積雪深予測と観測積雪深のグラフでピークが少しずれていたのでもう少し精度を上げたい。

## 八戸周辺の切土斜面における表層崩壊のメカニズムについて\*

八戸工業大学大学院 盛 健太郎  
 八戸工業大学 坂下 光  
 八戸工業大学 橋詰 豊  
 八戸工業大学大学院 金子 賢治

### 1. はじめに

八戸周辺には高館ロームと呼ばれる火山灰質粘性土を代表として粘着性の高い特殊土が広く堆積している。土木工事による掘削や切土法面整形工程の際に、張芝や種子吹付け工などの風化のための法面保護工のみが施されている斜面が多く存在しており、竣工からあまり時間が経過していないにもかかわらず著しく表層部分が劣化し、ごく浅い表層崩壊が発生している箇所があるといった報告がされている（図-1）。

粘性土地盤の切土斜面が崩壊する形態として底部破壊や斜面先破壊があげられるが、これらはすべり面が深い位置にみられる崩壊であり、報告されている表層崩壊の形態とは異なると考えられる。

風化には、物理的作用や化学的作用など様々な要因があるが、八戸周辺の切土斜面においては、比較的短い期間で表層が劣化して表層崩壊が確認されたと考えられる箇所が多数存在する。また、八戸周辺に広く堆積している高館ロームは、凍上作用を受けやすい土として知られている。そこで、表層崩壊が短期間のうちに発生したのは凍上現象による劣化が原因であるという仮説を立てた。凍上現象が起きる主な要因としては土質（粒度）、間隙水、地中温度等があげられる<sup>1)2)3)</sup>。八戸地域は冬期の気温が低く、1月、2月の日平均気温は摂氏0°Cを下回るような気候であり、凍上により道路や法枠ブロック等に被害が確認されている。これらをふまえ本研究では、表層崩壊のメカニズムを考察することを目的として、地元のコンサルタント協会の協力のもと八戸周辺の切土斜面を対象として、まず現地調査スクリーニングを行った。そして表層崩壊が確認された現場から乱さない試料（不搅乱試料）を採取し、基礎的な物理試験及び強度試験を行った。



図-1 表層崩壊が確認された現場



図-2 現地調査実施地（概略）

\*On the Mechanism of Surface Collapse on the Cut Slope nearby Hachinohe Area by Kentaro Mori, Hikaru Sakashita, Yutaka Hashizume and Kenji Kaneko.

## 2. 調査及び実験の概要

地元のコンサルタント協会に調査スクリーニングを依頼し、表層崩壊が確認された現場の状況を整理し、地権者からの合意を得られかつ調査可能な箇所について現地調査を行った。不搅乱試料を採取した現場の概略図を図-2 に示す。現地調査の際には簡易動的コーン貫入試験を行い、換算 N 値及び換算一軸圧縮強さ  $q_u$  値を算定している。また、地表面の変位を測定するための変位観測杭と地中温度測定のためのセンサー設置し、それぞれ一定期間ごとに計測・記録を行っている。地中温度と表面変位測定の概要を図-3 に示す。地表面の変位は、トータルステーションを用いて観測用固定点から変状が確認された法面と変状が確認されていない法面について月 2 回程度計測する。温度データロガーは地表面から垂直方向に 300mm の位置と地表面付近に設置した。温度データロガー設置の概要図を図-4 に示す。また、変位と温度の測定は 2018 年 5 月頃まで継続的に行うこととしている。

調査現場から基礎的な物理試験及び強度試験に用いるための土の不搅乱試料を採取し、基礎的な物理試験及び強度試験を行った。試験項目は、土粒子の密度試験、粒度試験、液性限界・塑性限界試験、一軸圧縮試験である。なお、一軸圧縮試験に用いる供試体は、不搅乱状態を維持するように丁寧にシンウォールチューブより採取し、その後マイター ボックス、ワイヤーソーを用いて直径 5cm、高さ 10cm の円柱状に切削形成した。

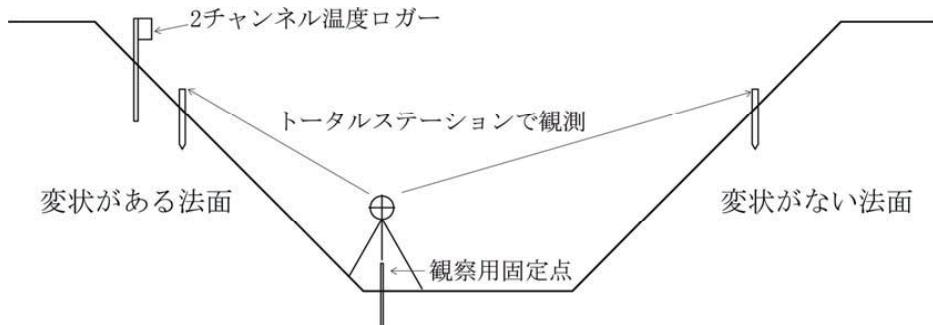


図-3 地中温度・表面変位計測の概要図

## 3. 現地調査の結果

現地調査の項目と現地の状況を表-1 に示す。当初凍上への影響を受けやすいと考えていた南向き法面だけでなく、北向き法面でも表層崩壊が確認された。簡易動的コーン貫入試験より得られた貫入深さと換算 N 値及び換算一軸圧縮強さ（換算  $q_u$  値）の関係をそれぞれ図-5、6 に示す。貫入深さは、斜面表面から垂直方向の距離に換算している。全現場において地表面からの貫入深さが深くなるにつれて換算 N 値及び換算  $q_u$  値が大きくなる傾向にある。施工から年月が経過したことにより、地表面が露出した状態

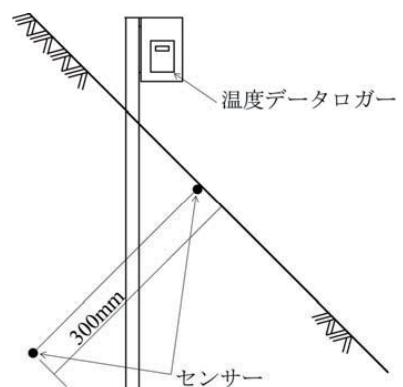


図-4 温度データロガーの概要図

の法面では冬期に凍上した地盤が春期に融解する現象が繰り返し発生することにより、表層付近の地盤が脆くなるためではないかと考えられる。

表-1 現地調査の項目と現場の状況

No.	調査地		法面向き	現場の状況
1	十和田市	両泉寺伝法寺線 A	北向き	浅い表層崩壊
2	十和田市	両泉寺伝法寺線 B	北向き	浅い表層崩壊
3	南部町	櫛引上名久井三戸線	北向き 南向き	道路左右両側が崩壊
4	三戸町	三戸広域農道	北向き 南向き	道路左右両側が崩壊
5	六戸町	高森・館野線	東向き 西向き	道路左右両側が崩壊

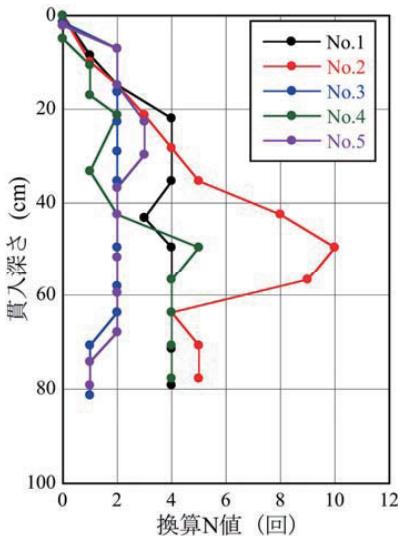


図-5 貫入深さと換算N値の関係

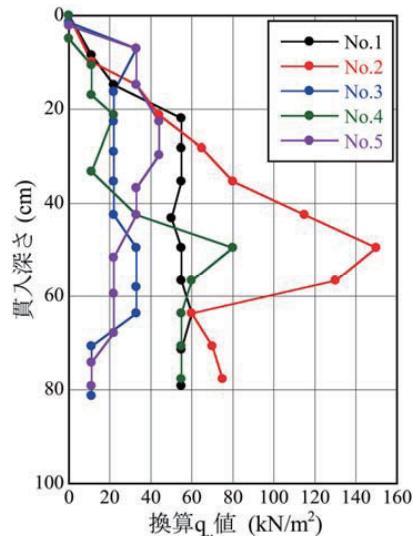


図-6 貫入深さと換算q<sub>u</sub>値の関係

#### 4. 室内試験結果

各種室内試験結果を表-2に、粒径加積曲線を図-7に示す。図-7には、フィンランド道路局で提案されている凍上性判定の図<sup>4)</sup>も併記している。粒度試験より、No.1、2、5の試料については細粒分が多く含まれていることがわかる。細粒分が比較的少ないNo.4の試料については、一軸圧縮試験に用いる供試体のトリミング作業ができない状態であったため、試験を実施できなかった。図中の領域1と2(ただし、領域2は毛管高さ1m以上の場合)については、凍上性があるものとされている。本実験ではNo.1、2、5の試料については細粒分が多く含まれており、領域1、2に重なる部分が多いことから凍上性があると考えられる。ただし、これは簡易的な判定であるため、採取した試料について実際に凍上試験を行い検討していく必要がある。

表-2 室内試験結果一覧

試験項目	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
細粒分(%)	47.37	49.49	18.42	11.87	46.64
土粒子の密度(g/cm <sup>3</sup> )	2.610	2.670	2.682	2.559	2.579
自然含水比(%)	57.9	68.3	100.4	72.3	128.8
液性限界(%)	47.00	53.62	44.33	72.09	57.14
塑性限界(%)	28.81	34.17	35.56	59.35	43.30
塑性指数(-)	18.2	19.4	8.8	12.7	13.8
一軸圧縮強さ(kN/m <sup>2</sup> )	53.78	60.34	46.60	-	49.60

## 5. おわりに

現地調査の際に行った簡易動的コーン貫入試験から、表層崩壊が確認された現場では、法面表面付近の地点では深い地点よりも換算 N 値及び換算  $q_u$  値が小さい結果となった。調査した現場では、施工完了当時から地山が露出した状態であったために、凍上及び融解現象が繰り返し作用することにより著しく劣化した表層部が大雨等の影響で崩壊したのではないかと考えられる。

そのため、凍上作用を受けやすい土質であると判定される現場については、何らかの

凍上対策工を施す必要があるのではないかと考えられる。また、アイスレンズができて地表面が隆起・変形していく凍上現象の影響だけでなく、凍結及び融解現象の繰り返しによる影響にも注視して、表層崩壊のメカニズムについて考察していく必要がある。

今後は、凍上試験を実施し詳細な凍上性の判定を行っていく予定である。また、現地調査から、南向き斜面以外でも表層崩壊が発生していることから、等高線・地質等から判断した地下水移動方向の関係や道路の向き等といった現場の地形条件も加えて検討していく必要がある。

## 参考文献

- 橋詰豊、小山直輝、濱中寿夫、石井大悟、金子賢治、野田英彦：ジオセルと断熱材を用いた切土凍上抑制工法の原位置試験、ジオシンセティックス論文集, Vol.30, pp.163-173, 2015.
- 寒地土木研究所 寒地地盤チーム：凍上被害を回避する切土小段排水の検討と凍上メカニズムについて、2010.
- (社) 地盤工学会北海道支部 斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会：斜面の凍上被害と対策のガイドライン、2010.
- 櫻庭満、西川純：凍上速度による土の凍上性判定方法、地盤工学会、土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム発表論文集, pp.23-26, 2001.

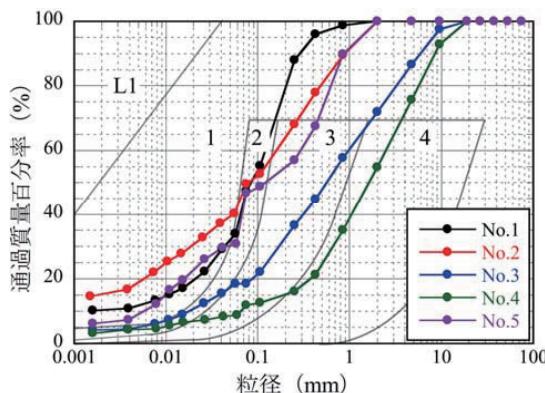


図-7 粒径加積曲線

## うねり性波浪の来襲時間と土砂移動の関係\*

東北大学大学院工学研究科、(株) アルファ水工コンサルタンツ 堀江 岳人  
北海道水産林務部水産局漁港漁村課 野阪 弥寿二  
東北大学大学院工学研究科 田中 仁

### 1. はじめに

既往の知見より、うねり性波浪の発生に伴う長周期波は、漁港及び港湾における湾内副振動、砂浜侵食、防波堤等の災害等に影響を及ぼすことが知られている。うねり性波浪は、波形勾配 (=波高/波長) が小さく空間的スケールが大きいこと、エネルギーも小さいことから、実験的スケールでの検討は難しい。そのため、うねり性波浪や長周期波による海岸災害の要因を検討するにあたっては、現地観測もしくは数値計算等によるデータ分析と実際の海岸災害の発生状況を付け合わせた検討が重要であると考える。うねり性波浪の検討事例として、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の改訂版が平成 30 年度からの施行を目指して改定案が検討されており、その中で防波堤等の耐波設計として従来の設計波に追加的にうねり性波浪の導入が検討されているところである。本解説書では、うねり性波浪を有義波周期 8 秒以上で、かつ波形勾配が概ね 0.025 未満として定義している。

本論で検討対象とした漁港は、その多くが碎波帯付近に位置しており、それらの機能維持にあたっては港内侵入波の低減すなわち港内静穏度の向上や、出入港時における航路の維持すなわち航行する船舶の喫水の確保が極めて重要である。例として、北海道南西部に位置する内浦湾（噴火湾）では、ホタテの養殖など多くの漁港施設が存在しているが、内浦湾では砂浜海岸のため、従来から海岸侵食や沿岸構造物周辺の埋没が問題となっている。過去の検討により、内浦湾では夏季は波浪の発達が小さく侵食の影響が小さいが冬季になると強い季節風や低気圧の通過に伴い高波浪が発生し、湾内的一部が侵食され沿岸漂砂となり、海岸構造物周辺に堆積することが示されている。しかし、外力である波浪・流況状況と海底地形の変化を同時に観測した事例は無く、港口埋没の要因が未解決となっていた。そこで本論では、港口で発生する土砂移動について風波の来襲時間とうねり性波浪の来襲時間に着目し、一考察を行った。

### 2. 風波及びうねり性波浪と長周期波の関係

風波は不規則性で波形勾配が大きい発達過程の波であり、ここでは風波の限界周波数と風波成分の裾の位置を考慮し  $f \geq 1/25\text{Hz}$  (周期にして 25s) の成分を風波成分、残りの成分  $1/1800\text{Hz} \leq f \leq 1/25\text{Hz}$  を長周期波成分として定義した。うねり性波浪も  $f \geq 1/25\text{Hz}$  の範囲内に位置するが、基本的には波高と周期の時系列変化および波形勾配を基に決定した。うねり性波浪の本来の意味は波の連なりの度合いを意味するが、最大波高に準ずる大きな波高を持つ波の出現頻度が高い場合にも、うねり性波浪が発達した状態として広義に捉えられている。

#### (1) うねり性波浪の指標

\* The relationships between harbor channel sedimentation and long period waves by Takehito Horie, et.al.

これまでスペクトル幅パラメータ $\nu$ , J1,J2, Groupness Factor (GF) 等のうねり性波浪の指標が提案されているところである。GFは物理的イメージが描きにくく、かつ成分波の位相関係に強く支配されるために扱いにくい量となっている。本検討で用いたスペクトル幅パラメータ $\nu$ については後述する。

## (2) 長周期波の発達・減衰とうねり性波浪の関係

これまで得られている知見を基に、風波及びうねり性波浪の発達・減衰と長周期波（ここでは、拘束長周期波）との関係を示す。風波もしくはうねり性波浪のスペクトルから包絡波2乗スペクトルを算出すると以下となる（Tayfun,1989）。

$$S_{A^2-T}(f) = \frac{8}{2\pi} \int_0^\infty S_w(f)S_w(f+\tau)d\tau \quad : \text{式 (1)}$$

( $S_{A^2-T}$  : 包絡波2乗スペクトル,  $S_w$  : 風波 or うねり性波浪のスペクトル,  $f$  : 周波数)

包絡波2乗スペクトルを基に各時間帯の風波もしくはうねり性のピーク周波数と潮汐変動を考慮した水深より Longuet-Higgins & Stewart(1962)の拘束長周期波解を用いた場合、長周期波スペクトルは以下となる（Horie, 2003）。本結果より、長周期波の諸特性は  $f \geq 1/25Hz$  のスペクトル形状すなわち風波及びうねり性波浪の特性により決まることがわかる。

$$S_l(f) = T_f(f) \cdot S_{lb}(f) \quad : \text{式 (2)} \quad T_f = 1 + n^2 - 2n(\cos(n-1)kx) \quad : \text{式 (3)}$$

( $S_l(f)$  : 長周期波スペクトル  $S_{lb}(f)$  : 拘束波スペクトル、 $n : C_g/C_\infty$ 、 $C(\sqrt{gh})$ )

風波もしくはうねり性波浪の有義波高を用いて、長周期波の有義波高を出来るだけ理論的に推定すると、Longuet-Higgins & Stewart(1962)の拘束長周期波解より、

$$(H_{lb(1/3)}) = \beta B \left( \frac{1}{2} H_{w(1/3)} \right)^2 / h \quad : \text{式 (4)}, \quad H_{l(1/3)} = \sqrt{\alpha} \beta B H_{lb(1/3)} \quad : \text{式 (5)}, \quad B = \frac{n'-1/4}{1-C_g^2/gh} \quad : \text{式 (6)}$$

と表せる（Horie, 2003）。ここで、 $\beta$  : 定数  $C_g$  : 基本波の群速度  $C_p$  : ピーク周波数での波速,  $n' : C_p$  と  $C_g$  の比,  $h$  : 水深である。なお、観測事例より、拘束長周期波の波高と風波もしくはうねり性波浪の波高比は、 $\nu$  の変化に関わらずほぼ一定で約 0.5 である。一方、拘束長周期波の周期と風波もしくはうねり性波浪の周期比は、スペクトル幅パラメータ $\nu$  と比例の関係にある。以上の結果より、長周期波は暫定的に風波より周期の長いうねり性の方が発達しやすいと仮定できる。

## 3. 漁港周辺での土砂移動と外力の関係

本章では、北海道に位置する 3 渔港（落部漁港・黒岩漁港・薰別漁港）で実施された土砂動態と外力、特にうねり性波浪との関係に関する検討結果を示す。

### (1) 落部漁港

落部漁港は、内浦湾南西部の比較的湾口近くに位置している（図-1）。毎年航路埋没が発生しその度に維持浚渫が行われ、その浚渫量は年によって異なるが約 1,360~9,010 m<sup>3</sup> である。本観測調査において、11/26~12/2 の時化で砂面が大きく変動していた（図-2）。特に、11/27, 11/29

及び12/1に砂面が変動しており、現地にて観測した有義波高および周期と砂面変動を比較すると、有義波高が0.8mを超えた際に砂面の急激な上昇が確認された（図-2）。取得した水位変動データに対してスペクトル解析を実施した（図-3）。更に得られた結果を用いて $\nu$ を算出した（図-4）。ここで、 $m_0$ 、 $m_1$ 、 $m_2$ はそれぞれスペクトルのn次モーメントである。

$$\nu = \left[ \frac{m_0 m_2}{m_1^2} \right]^{1/2} : \text{式 (7)}$$

砂面の上昇時に、砂面変化が顕著な時刻において相対的に $\nu$ が低い傾向にあった（図-4）。参考として、11/29の有義波高および周期を用いて修正ブレッドシュナイダー・光易型スペクトル（修正BMS）より算出したパワースペクトルも図-3に示す。砂面変動時のパワースペクトルは、修正BMSより算出したパワースペクトルよりピーク周波数付近のパワーが尖っている形状であることから、風波と比較してうねり性が高いと考えられる。以上の結果より、本漁港ではうねり性波浪の卓越時に、砂面上昇が発生しやすい地形特性を有している可能性が考えられる。



図-1 落部漁港の調査地点

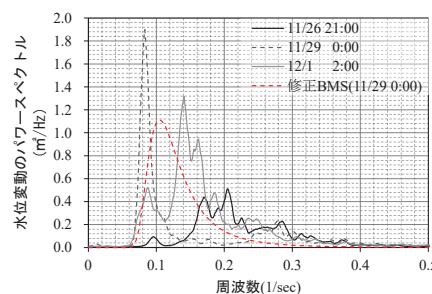


図-3 砂面変動時のパワースペクトル

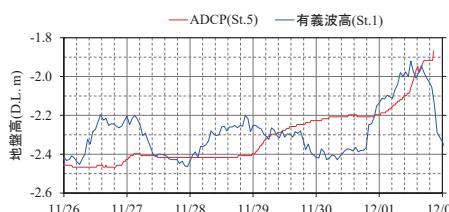


図-2 有義波高（左）および有義波周期（右）と砂面高の経時変化

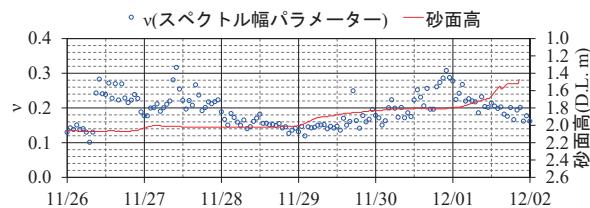


図-4 スペクトル幅パラメータ $\nu$ と砂面高の経時変化

## (2) 黒岩漁港での事例

黒岩漁港は、北海道南部の内浦湾の奥部に位置する突堤式の漁港であり、毎年  $400\text{m}^3/\text{年} \sim 3000\text{m}^3/\text{年}$  程度の維持浚渫が継続的に行われている。本漁港では、沖側の St.1 (水深約 11m), 岸側の St.2 および St.3 で波高計付電磁流速計 (St.1: WAVE HUNTER08, St.2: WAVE HUNTER04, St.3: WAVE HUNTER99) を設置し連続観測を実施した (図-5)。また、港口前面の St.4 で、超音波式砂面計 (ワークホース ADCP) を用いた砂面変動の連続観測を実施した。港口前面 St.4 の地形変化及び St.3 の流速に着目すると、風波卓越時に St.3 から港口方向への流向 S, SSE 及び SE が卓越しているため、St.3 周辺の土砂は港口方向へ輸送されたと考える。また、St.4 でも流向 S, SSE 及び SE が卓越していることから、St.4 周辺の土砂は港内へ輸送されていると考える。一方、堆積傾向が継続して見られた波群性波浪とそれに伴う長周期波の卓越時では、St.3 及び St.4 における流速が遅いため、港内への土砂輸送量は少ないと考える (図-7)。超音波式砂面計から出力される反射強度が浮遊土砂濃度と相関が高いことを前提条件とし、反射強度と砂面変動の関係について分析した (図-8)。期間 A では  $H_{W1/3}$  の上昇に伴い反射強度も増加し、 $H_{W1/3}$  のピーク時すなわち最も侵食が進んでいる 10/1 の 3 時頃に反射強度の値もピークとなった。また、堆積が続く 10/3 の 12 時位までの間に反射強度は徐々に低下した。期間 B でも同様な結果であった。期間 A のうねり性波浪来襲時すなわち長周期波の発達・減衰後に採取したため、漁港周辺で主である中砂の割合が少なかった可能性が高い (図-6)。

以上の結果より、うねり性波浪の卓越に伴い長周期波も卓越し、その期間において濁水中の浮遊砂が沈降しているため、堆積が顕著であると考えられる。

## (3) 薫別漁港での事例

薰別漁港は、北海道標津郡標津町字薰別に位置する第 1 種漁港である。本漁港では航路埋没が発生しており、毎年  $1,000 \sim 6,000\text{m}^3$  程度 の浚渫が継続的に行われている。また、堆砂箇所が港口のみならず港内にまで至っていることが確認されている。波浪観測及び流況観測は水圧式波高計 (WAVE HUNTER08)，砂面観測はワークホース ADCP を使用して実施した。7/27 の 12 時頃より砂面高が低下し始め、7/28・6 時頃に最も低くなっていた。その後、徐々に砂面高が上昇し始め、7/29 頃には元の高さまで戻っていた。このような砂面高変動と同調して有義波波高も変動しており、砂面高が低下し始めた 7/29 の 12 時頃に有義波高が高くなり始め、最も砂面高が低下した 7/28・9 時頃にピークとなった (波高 :  $1.25\text{m}$ )。期間中の有義波周期は 5 秒以下と短いが、風波のピーク後においても周期が上昇しており、また有義波周期及び有義波波高が小さくなるまで砂面高の上昇は続いている。以上の結果よりうねり性波浪の来襲期間における緩やかな堆積現象は、静穏化と共に濁水中の浮遊砂等が沈降してのものと考えられる。波高が低くても周期が長い状態が続くことで、砂面高が低下するケースも確認された。これはうねり性の波浪の持つ高エネルギーが作用しての現象と見られる。更に、循環流により、港口へ向かう流れが発生している場合はうねり性の波浪により侵食された砂が港口付近へ輸送され堆積する可能性が考えられる。

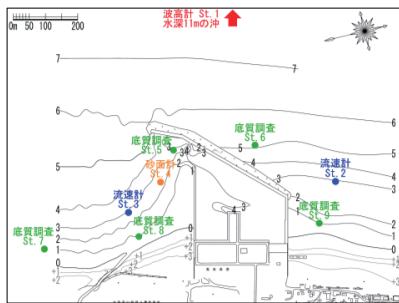


図-5 各観測地点

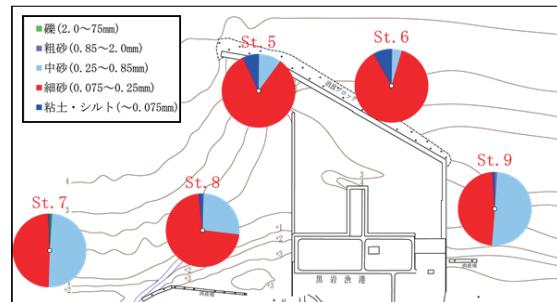


図-6 粒径調査結果

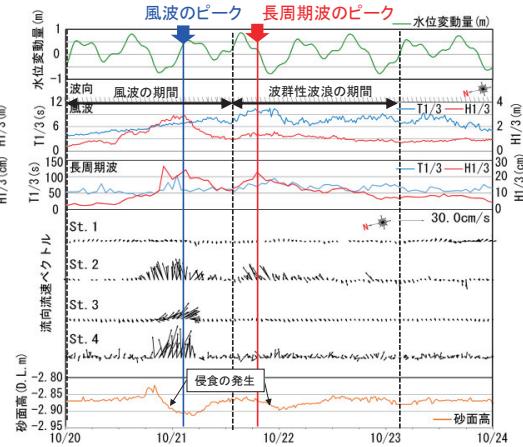
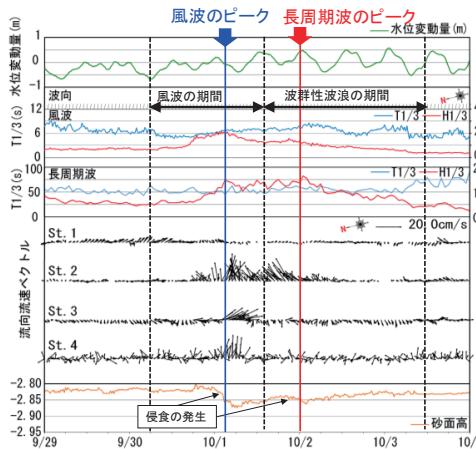


図-7 各連続観測の時間変化

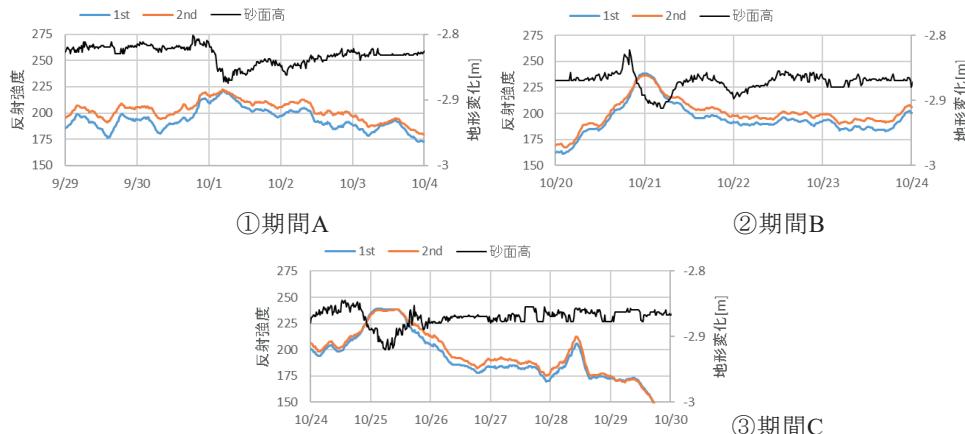


図-8 ADCPでの反射強度と地形変化（1stはADCP先端より0.92m, 2ndは1.12mの観測層）

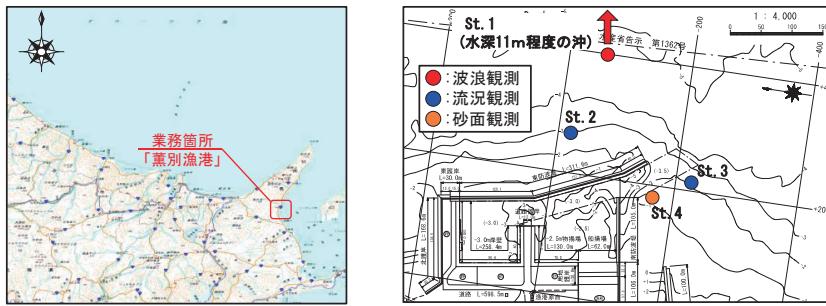


図-9 各調査地点（薰別漁港）

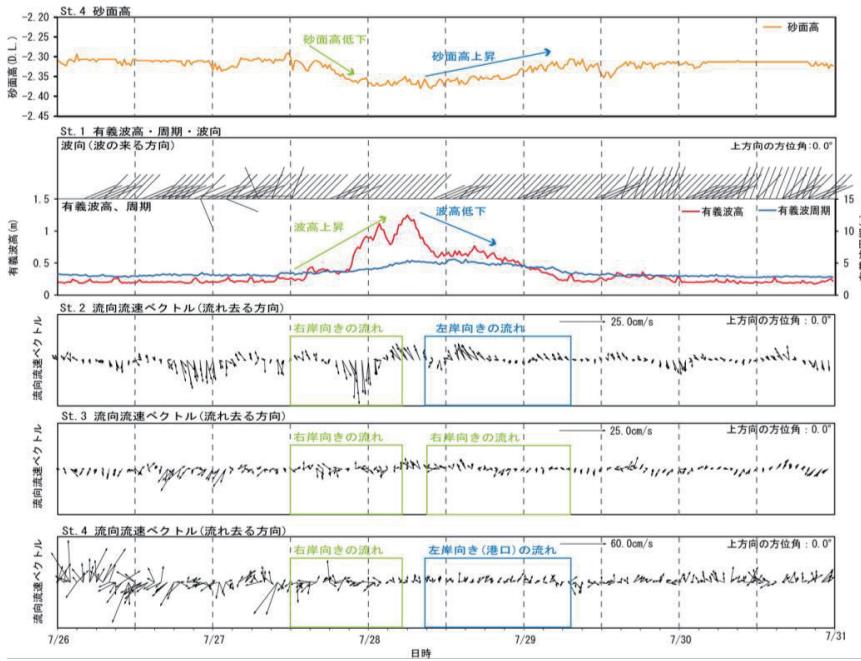


図-10 砂面高、波浪、流況の経時変化（7月 26～30 日）

#### 4. 終わりに

具体的な土砂動態量などの定量的評価までは至っていないが、うねり性波浪は風波と比べて波高すなわちエネルギーは小さいが、うねり性波浪の来襲に伴う長周期波の卓越時において、土砂の堆積もしくは侵食が継続的に発生すると考えられる。なお、その土砂動態は、各漁港の地形の安定性等に寄るものと考えられる。

#### <参考文献>

Longuet-Higgins, M.S. and R.Stewart(1962) : Radiation stress and mass transport in gravity waves, with application to 'surf beats',

JFM, Vol.13 pp.481-504. Ser.A,Vol.389 pp.241-258.

Takehito HORIE • Katsumi SEKI • Masaru MIZUGUCHI(2004): LONG PERIOD WAVES AND WAVE ENVELOPE IN SHALLOW

WATER DURING A STORE, Proc. of the 29th International Conference on Coastal Engineering 2004, World Scientific ASCE,

pp.1299-1307.

## 森林火災による放射性物質の飛散\*

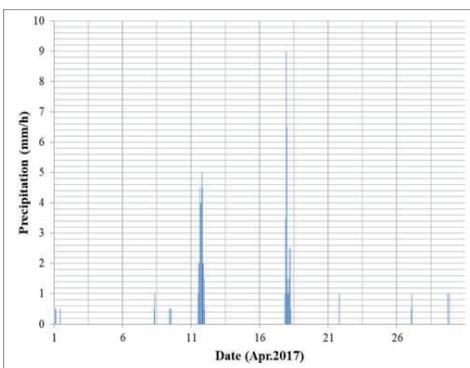
福島大学 渡邊 明

### 1.はじめに

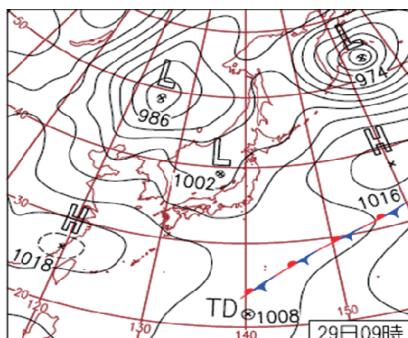
東京電力福島第一原子力発電所事故で一般環境中に放出され、森林に沈着した多くの放射性物質は、その多くが litter 層や土壤に移行して(林野庁, 2015)堆積している。一方、森林火災の可燃物の主体は、この litter 層で、森林火災のたびに空間線量率の増加が問題になっている。しかし、日々の空間線量率は  $^{222}\text{Rn}$  の土壤中からの放出や降雨で極めて多くの変動があり、森林火災の影響を正確に評価することが困難である。ここでは、2017年4月29日16時24分に森林火災を覚知し、5月10日15時05分に鎮火を確認した双葉郡浪江町で75haの森林を消失した時に発生した線量率変動と、鎮火確認後大気中濃度放射性 Cs が100倍にも増加した要因について検討する。

### 2.森林火災発生の総観場

東京電力福島第一原子力発電所事故後、高線量率域の森林整備は6年9ヵ月が過ぎても入山ができず放置された状況にある。また、森林火災が発生した福島県浜通り地方は、昨年10月から降水量が少なく、火災が発生した2017年4月末までの降水量は平年値の65%程度となっている。特に、冬季の浜通り地方は降水量が少ないにもかかわらず、2月が25%、3月が94%、4月が57%と山林火災発生前3ヵ月は冬季としても降水量が少なかった。第1図は森林火災発生地域に最も近いアメダス観測地点である浪江の2017年4月の1時間降水量の変動を示したものである。4月に入り11日に33mm、17日から18日にかけて30.5mmの雨量を観測したものの、その後は1mm前後の降水が2回あつただけで、火災発生時に至っている。火災発生時も雷雨で2mm程度の降水しか観測されていない。長期にわたる少雨が litter 層の乾燥を進めていったと考えられる。



第1図 2017年4月の浪江の1時間降水量(mm)



第2図 2017年4月29日の地上天気図

第2図は火災発生時の4月29日9時の地上天気図である。これを見ると本州全体が気圧の谷に位置しており、日本海の低気圧が北東進している。この低気圧には前線が解析されていないが、第3図に示した

\* Scatter of radioactive materials by forest fire  
by Akira Watanabe

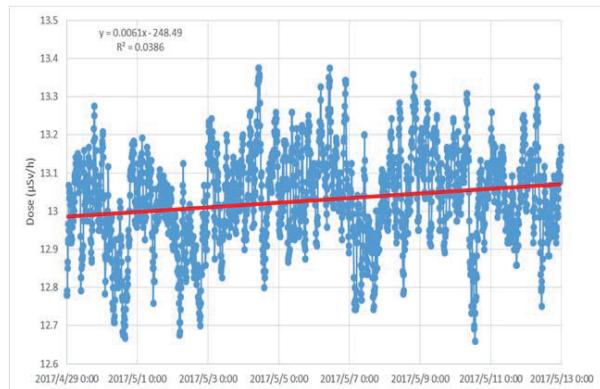


第3図 2017年4月29日16時3分の落雷状況 白色域が落雷地域を示す。

南から南東風になっている。これらの風向は基本的に太平洋沿岸地域に森林火災の燃焼煙や燃焼灰を輸送する風向にはなっていない。

### 3. 線量率変化

福島大学では、事故後の2012年2月から自治体職員の監視時の被ばく低減のため高線量域に立ち入ることなく線量率監視ができるように、線量率計と気象計を携帯電話で監視できるシステムを開発し、双葉郡浪江町に3点、大熊町に2点、2017年7月まで設置した。その中で、今回火災現場に近い浪江町大字井手字大高倉では、地上1mの線量率と気象要素を10分間毎に計測していた。4月29日から5月13日の降水で減少するまでの空間線量率変動を第5図に示す。5月13日の降水が観測された17時ごろから線量率が減少するまで、直線回帰式で近似すると、 $0.067 \mu \text{Sv}/\text{h}$  の上昇が認められた。これは規制庁が計測している双葉郡山田で約  $0.5 \mu \text{Sv}/\text{h}$  の線量率増加よりも少ない。

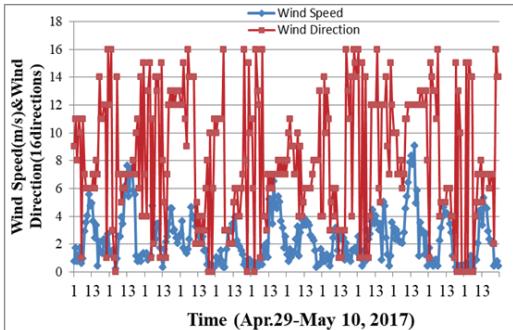


第5図 浪江町大字井手字大高倉における線量率の変動  
4月29日から5月13日までの10分毎の観測値を示す。

落雷発生位置関係から推定すると日本海を中心を持つ低気圧の気圧の谷が本州南岸に伸びており、対流不安定となっており、雷が発生しているものと考えられる。

第4図は森林火災が発生した2017年4月29日から鎮火した5月10日までの浪江における風向(16方位)・風速を示したものである。この間、夜間は約1m/sの弱風であるが、日中を中心に5m/sから9m/s程度の風速が出現している。特に、強風出現時の風向は5月8日の西風

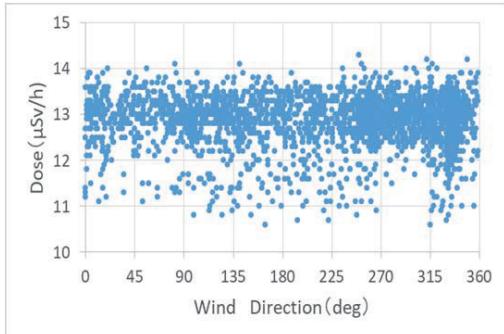
を除いて、



第4図 2017年4月29日から5月10日までの浪江の風向・風速変動

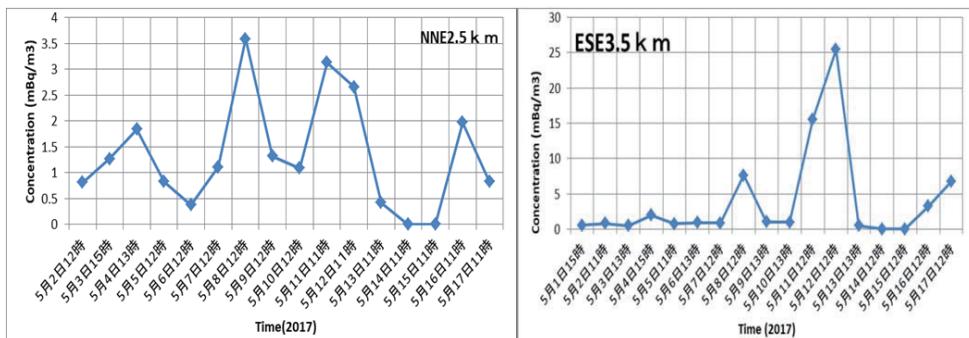
しかし、これらは山林火災でlitter層が燃焼し、燃焼煙がplumeとして通過することによって線量率が上昇するというのではなく、放射性物質が徐々に沈着することで空間線量率が次第に増加している変化である。第6図は同地点で観測した空間線量率と風向の関係を示したものであるが、空間線量率増加に一定の風

向は認められない。相対的には $270^\circ$ から $315^\circ$ の風向でやや上昇する傾向が認められるが、森



第6図 線量率と風向の関係 他は第5図と同じ。

から15時の間の約3時間捕集して計測している。第7図は森林火災域の北北東2.5km地点(おおよそ前述の福島大学地点の近く)と東南東3.5kmの地点で測定した<sup>137</sup>Csの大気中濃度の変化で、5月4日、8日と高濃度になり、鎮火後の5月12日には25.47mBq/m<sup>3</sup>と最も高濃度を示した。この時点で事故後6年2ヶ月が経過しており、森林火災発生前まではND(0.3mBq/m<sup>3</sup>以下)であったが、こうした高濃度が出現したのは、鎮火後の燃焼灰が飛散した可能性が最も高く、その輸送・



第7図 放射性<sup>137</sup>Csの大気中濃度変化(左図は北北東2.5kmの地点、右図が東南東3.5km地点の測定結果を示す。)

拡散の可能性を解明する必要がある。また、前述で述べた線量率変化も、高線量のブリュームが通過して、ブリュームの通過時間のみピークが出現しているという状況は確認できず、燃焼灰が大気中に拡散し、輸送され、徐々に沈着することにより線量率が増加した変動を示している。

#### 4. 放射性物質拡散とMeso循環

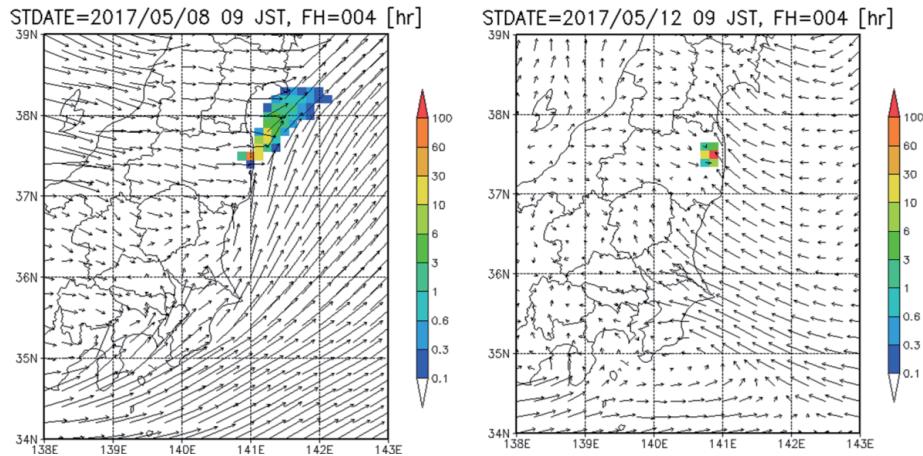
相対的に<sup>137</sup>Csが高濃度を示した5月8日と12日を対象に、拡散実験を行った。このモデルは気象庁のメソ解析データ(GPV-MSM)を大気環境場として使用し、高度1km以下で拡散係数を50m<sup>2</sup>/s、1km以上で1m<sup>2</sup>/sと固定し、かつ乾性沈着速度を1mm/sとし、降水による粒子の補足効率を0.05と一定にしている。排出量は定量で1TBq/hを仮定したものである。

第8図は火災現場で大気中濃度を観測している中央の時刻の拡散状況を示したものである。前述の大気中放射性<sup>137</sup>Cs濃度の観測値と比較すると、8日は北東方向に拡散しており、12日は拡散領域が小さくなっている。このため近隣の放射性物質濃度は、8日が30Bq/m<sup>3</sup>程度に対して、12

林火災の現場から、この観測地点は北東に位置し、225°付近で高濃度を示さない限り、地上風による直接輸送の可能性は低い。むしろ、空間線量率の変動と併せて考えると、徐々に放射性物質の沈着で空間線量率が増加した可能性が高い。

#### 3. 放射性物質の大気中濃度変化

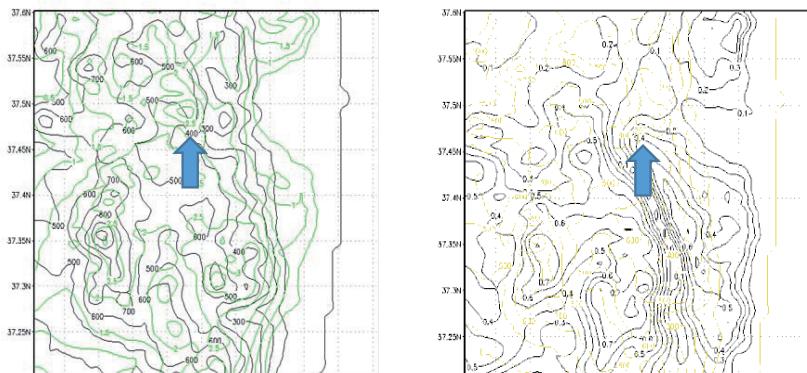
福島県(2017)は、この山林火災に伴い5月1日より火災域の周辺で放射性物質の大気中濃度をダストサンプラーでおおよそ10時



第8図 5月8日13時と12日13時の拡散状況 排出量 $1\text{TBq}/\text{h}$ を仮定して、高度200mにおける濃度分布 単位は $\text{Bq}/\text{m}^3$

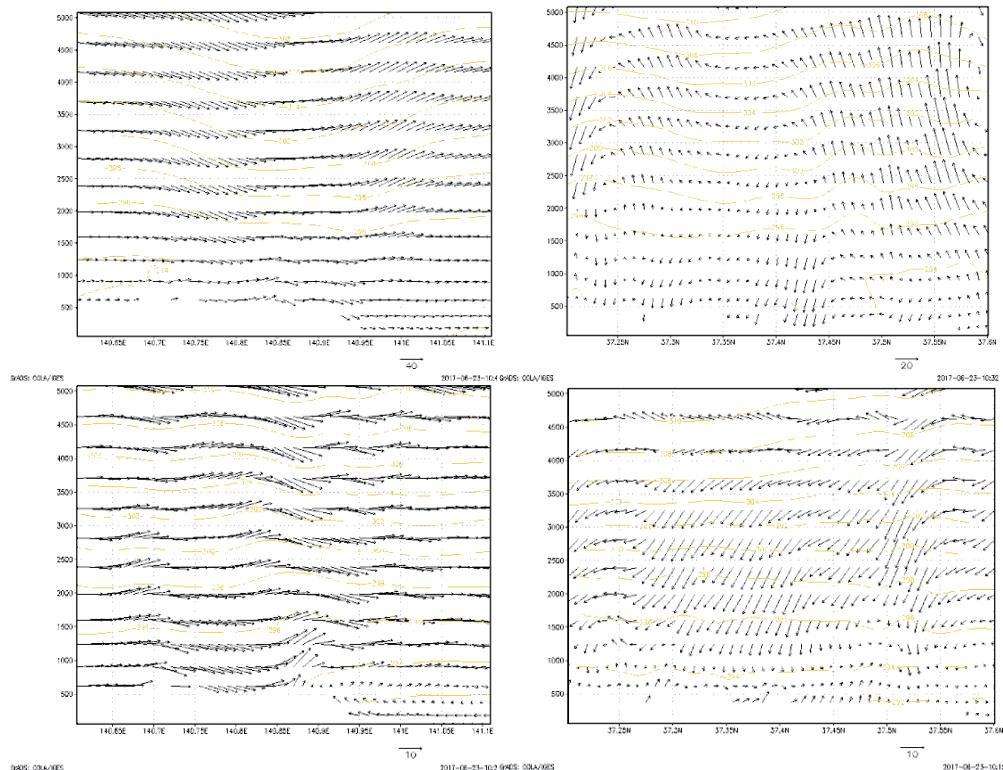
日は $60\text{Bq}/\text{m}^3$ と倍程度の濃度になり、しかも、火災現場の北東側は数 $\text{Bq}/\text{m}^3$ と相対的に少ない領域となっている。この分布形態は福島県(2017)の観測値と定性的に一致している。この拡散 model から推察される放射性物質の放出量は、森林火災現場から $10^9\text{Bq}/\text{h}$ 程度を考えると観測値と一致する。また、Yoschenko et al.(2006)は Chernobyl の原発事故で汚染した森林で $5000\text{m}^2$ 程度の比較的一様な森林を燃焼することによって実験的に飛散量を計測し、 $^{137}\text{Cs}$  や $^{90}\text{Sr}$  が litter 層の 4% 程度が放出すること、および $^{239+240}\text{Pu}$  では litter 層の 1% 程度が放出されることを指摘している。従つて、森林火災時に福島県が観測した最大濃度( $25.47\text{mBq}/\text{m}^3$ )とすると、litter 層の放射性物質放出濃度は約 $0.1\text{Bq}/\text{m}^3$ 程度の放出があれば可能になるわけで、特別不自然な量ではない。しかし、この Lagrange model だけでは、輸送システムが不明で、輸送システムを検討するため、さらに CReSS による数値 simulation を行い、輸送の可能性を検討した。

第9図は CReSS による5月8日と12日の13時の地上の鉛直 flux の2乗平均値の分布を示したものである。山林火災域では、5月8日が $2.5\text{N}/\text{m}^2$ 、12日が $0.4\text{N}/\text{m}^2$ となっており、燃焼灰なら



第9図 5月8日13時(左図)と12日13時(右図)の地上10mにおける鉛直fluxの2乗平均値の分布 単位は $\text{N}/\text{m}^2$ 、矢印は森林火災エリアを示す。

十分拡散できる値になっている。また、同時刻の大気運動の様子を第 10 図に示す。これは北緯  $37.45^{\circ}$  における森林火災域の東西-鉛直風と相当温位の高度-東西断面と東経  $140.9^{\circ}$  における南北-鉛直風と相当温位の高度-南北断面である。5月8日13時の大気循環では、西風が下降流



第10図 5月8日13時の東西-鉛直流（上左図）、南北-鉛直流（上右図）分布と12日13時の東西-鉛直流（下左図）、南北-鉛直流分布 黄色い線は相当温位を示す。

を伴って火災領域で卓越していることが分かる。また、この下降流は北成分を伴っている。しかも、 $294K$ の相当温位は北緯  $35.7^{\circ}$  付近で下降しており、火災領域で飛散した燃焼灰が風下である浜通り地方に飛散する可能性が高いことが分かる。一方、5月12日13時の大気運動では、8日と逆に、火災領域は上昇流になっており、領域を挟んで西部で西風、東部で東風になっている。構造的には海陸風のヘッドが火災領域に出現しており、高度  $500m$  以下の太平洋岸では東風が吹いているが、それより上層では西風（反流）になっている。相当温位の下降は顕在化していないので、一定の重力落下が可能な燃焼灰を想定する必要がある。火災発生域の上昇流域で拡散し、 $500m$  以上の西風で東に輸送されながら重力沈降し、 $500m$  以下の東風で観測地点に沈着したと考えると、十分地上風では風上に当たる観測地点でも放射性物質の濃度が高くなる可能性が推察できる。

## 5.まとめ

東京電力福島第一原子力発電所事故により一般環境中に放出された放射性物質は、その半減

期により次第に減少しているものの、高線量域では依然様々な課題を抱えている。中でも森林除染が計画されていないため、森林からの再飛散など新たな課題も生じている。中でも毎年発生する春先の森林火災は、その典型的な事象の一つである。ここでは線量率が火災発生中に徐々に上昇し、燃焼煙によって高線量の汚染物質が輸送拡散した状況は確認されなかつたが、放射性物質が徐々に沈着し、線量率を上昇させたと思われる現象が確認された。特に、地上風のみでその風下に影響するという放射性物質の輸送・拡散ではなく、浜通り地方では比較的海陸風循環が顕著で、海風前線の重力流ヘッドで再飛散が発生し、その反流で風下(海)側に輸送され、さらに、重力沈降することによって下層の海(東)風で内陸域に輸送され、放射性物質の汚染が発生する可能性が明らかになった。

また、今回の事象を拡散係数から推測すると、森林火災で放出される放射性物質は凡そ  $10^9 \text{Bq}/\text{h}$  と考えられること、また、litter 層の放射性物質放出濃度は約  $0.1 \text{Bq}/\text{m}^3$  程度の放出があつたと推定され、今回福島県(2017)が観測した大気中濃度を説明できることが明らかになった。

なお、この研究の一部は公益財団法人住友財団基礎科学的研究助成を受けて実施したものである。

#### 引用文献

福島県, 2017:浪江町井手地区の林野火災現場周辺の環境放射線モニタリング状況等について(第12報),1-4.

林野庁, 2015:放射性物質の現状と森林・林業の再生, 1-147.

Yoschenko, V.I., Kashparov, V.A., Protsak, V.P., Lundin, S.M., Levchuk, S.E., Kadygrib, A.M., Zvarich, S.I., Khomutinin, Yu.V., Maloshtan, I.M., Lanshin, V.P., Kovtun, M.V., Tschiersch, J., 2006: Resuspension and redistribution of radionuclides during grassland and forest fires in the Chernobyl exclusion zone. Part I. Fire experiments, Journal of Environmental Radioactivity, Vol.86, 260-278.

## 1968年十勝沖地震の秋田県における被害に関する文献調査\*

秋田大学 地方創生センター 水田 敏彦  
北海道大学 名誉教授 鏡味 洋史

### 1. はじめに

1968年（昭和43年）十勝沖地震は青森県東方沖で発生したM7.9の地震であり、今年2018年に50年目を迎える。被害は北海道南部、青森県に集中し、特にRC造の庁舎、学校に甚大な被害を生じRCの耐震設計法改定の契機となった。被害統計によると岩手県、秋田県、宮城県、さらに埼玉県でも被害が発生している。秋田県における被害については、現在ほとんど知られていない。小論では、この機会に被害の実態を探ってみる。

### 2. 1968年十勝沖地震の概要

日本被害地震総覧<sup>1)</sup>によれば、十勝沖地震の諸元は発震時1968年5月16日9時48分、青森県東方沖、M=7.9である。掲載されている震度分布図を図1に示す。また、表1に示す県別被害一覧が掲げられており、被害は死者52、負傷者330、住家全壊673、半壊3004等となっている。秋田県の被害については、負傷者2、非住家（被害）3、道路損壊1、鉄軌道被害1と掲載されている。

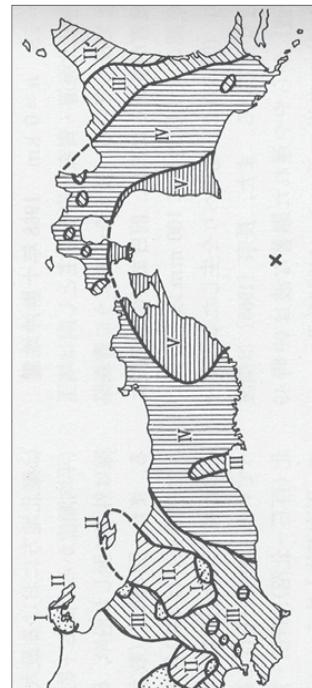


図1 十勝沖地震の震度分布<sup>1)</sup>  
[日本被害地震総覧<sup>1)</sup>による]

表1 十勝沖地震における被害 [日本被害地震総覧<sup>1)</sup>による]

県名	死	傷	建物							道路損壊	橋流出	山(崖)崩れ	鉄軌道被害	舟			堤防決壊
			全壊	半壊	全半焼	床上浸水	床下浸水	一部破損	非住家					沈・流出	破損	ろ・かい舟	
北海道	2	133	25	81	2	11	19	898	90	26		18	13	5	2	6	1
青森	47	188	646	2885	16	100	145	14705	1521	375	25	24	34	24	51	3	34
岩手	2	4	2	37		109	144	82	160	16		9	11	93	66	96	3
宮城	1	1		1		1		12	7	2				1	5	7	
秋田		2							3	1				1			
埼玉		2															
計	52	330	673	3004	18	221	308	15697	1781	420	25	51	60	127	126	105	40

\* Literature survey on damage in Akita Prefecture due to the 1968 Tokachi-oki earthquake by Toshihiko Mizuta and Hiroshi Kagami

### 3. 秋田県の被害を記載した資料

十勝沖地震に関する調査報告、新聞に秋田県の被害が記載されているものを以下に示す。

#### 3.1 気象庁技術報告

第68号が「1968年十勝沖地震調査報告」<sup>2)</sup>となっている。第1章「地震」の中に各地の震度観測結果に基づいて書いた等震度線図が掲載されており、被害地震総覧に掲載の震度分布図(図1)の基になっている。秋田県内で掲載されている震度観測結果は秋田(秋田市山王)のみであり、震度IVである。また、第5章「現地踏査報告」の中に鉄道関係の被害として国鉄東北支社調べによる被害箇所図が掲載されており図2に示す。秋田県についても広範囲で鉄道被害が発生していたことが示されている。この他巻末に県別被害一覧表が掲げられており、日本被害地震総覧に掲載の被害総括表(表1)はこれらの資料を基に作成している。

#### 3.2 日本建築学会災害調査報告<sup>3)</sup>

第1章「地震概要」の中に気象庁観測部ならびに仙台管区気象台に基づく各地の震度が掲載されている。また、第2章「建築物被害概要」の中に一般災害一覧表(警察庁発表昭和43年5月27日現在)が掲げられており、秋田県の被害は負傷2、非住家被害3、道路損壊1ヶ所、鉄軌道被害1ヶ所、通信施設被害2回線、罹災者数2と記されている。

#### 3.3 地方新聞

当時の秋田県の代表的な新聞に「秋田魁新報」があり秋田大学附属図書館所蔵の縮刷版<sup>4)</sup>を閲覧複写し資料とした。地震に関する新聞記事は地震発生の当日の5月16日付夕刊から5月28日の紙面まで表れる。地元ではM6.9の1964年(昭和39年)男鹿半島沖地震から4年後の地震であり、震災当日に『男鹿地震・新潟地震が相次いだ39年いらい4年ぶりに県内を襲った大きな地震』と記され被害が大きく報じられ、秋田県内の状況については『午前9時49分、何の前ぶれもなくやってきた“不気味な大揺れ”に県民は一瞬顔をこわばらせ、官公庁、会社、商店では真っ先に野外へ。秋田地方気象台の地震計の針が吹っ飛びそうなほど強い揺れ方だった。秋田市などではその後も余震が続き、秋鉄局では全列車に停車を指示、また病院や小中学校では患者や児童、生徒を一斉に避難させるなど、“4年前の恐怖”も新たな不安な1日だった』と報じられている。新聞記事については次章で述べる。



図2 国鉄東北支社調べによる鉄道の被害箇所  
[気象庁技術報告<sup>2)</sup>による]

#### 4. 新聞記事に掲載の被害

十勝沖地震により秋田県で発生した被害に関する新聞記事を抜き出し以下に示す。

##### 4.1 人的被害

大館市釧内小2階教室の壁が落ち2名が顔に軽いケガ。また、大館消防望楼勤務署員が望楼から逃げる途中鉄骨の上げ蓋で指を挟み2週間のケガをしたことが報じられている。

##### 4.2 建物

鷹巣町県北秋田総合庁舎、花輪町住家3棟一部破損。大館市釧内小2階の壁33平方メートル落下。秋田市新屋県警機動隊隊舎事務室、調理室、屋上の壁亀裂。秋田、湯沢、大曲各職安庁舎の壁亀裂。発荷峠展望台の床亀裂。小学校16校、中学校13校、高校11校の校舎の壁亀裂・窓ガラス破損。五城目町雑貨店ウインドー2枚が破損したことが報じられている。

##### 4.3 道路

鹿角郡十和田町大湯国道103号線土砂くずれ。小坂町、大内町の山くずれ、林道の被害。国道103号線小坂町地内の道路決壊、田沢湖町地内の橋が損壊したことが報じられている。

##### 4.4 鉄道

秋鉄局は地震と同時に全列車の運転停止を指令。被災状況については、奥羽本線早口駅ホーム沈下、ひびが入り一部崩壊。ホーム裏手の石炭小屋倒壊。このため50本近い旅客列車が各地でストップ。奥羽本線八郎潟-飯塚間・馬場目川鉄橋、羽越本線新屋-牛島・雄物川鉄橋、五能線島形-沢目間のレールがずれた。また、16日の余震により再び全線ストップを指令、全線開通して回復に向かっていたダイヤはさらに混乱した。17日の余震により秋鉄局管内の列車は一部を除いて三たび最寄りの駅にストップ、ダイヤの混乱にさらに拍車をかけた。東北本線三戸-野辺地間の不通で本州-北海道間の輸送動脈は奥羽本線が頼みの綱となり、旅客、貨物とも同本線に集中、この影響で秋鉄局管内駅に大幅な滞貨が出たことが報じられている。

##### 4.5 電力・電話

秋田市約2千5百戸、大館市5千戸、鹿角郡花輪町7千戸が1時間半停電。配電線の断線、トランクの故障によるもので、送電所や発電所、変電所に異状はなかった。また、16日の余震で大曲市5百戸、横手市で千戸が1時間近く停電した。秋田電気通信部によると県内の被害はなかったが、青森北海道方面への市外電話は不通となったことが報じられている。

##### 4.6 堤防・岸壁

八郎潟中央干拓地内の正面堤防や周辺干拓地の堤防などのべ2km、最高1.5メートルから0.5メートルの沈下。正面堤防は1964年男鹿沖、新潟地震では全く被害がなかった。また、秋田港1万5千トン岸壁が沈下したことが報じられている。

#### 4.7 その他

天皇・皇后両陛下は5月19日に秋田県田沢湖畔で行われる植樹祭出席と秋田県内視察旅行を取りやめた。県内各中学の修学旅行について北海道行きを延期、その他、貨車輸送が大きな打撃を受け生鮮食料品が値上がりしたことが報じられている。

### 5.まとめ

1968年十勝沖地震の秋田県で発生した被害について、当時の被害調査報告、地方新聞を収集し、記載されている被害を整理した。新聞記事については日本被害地震総覧など既往の調査報告に示されていない秋田県の被害状況が多く記載されている。鉄道被害が特に大きく、建物や道路などの被害も広範囲で生じていたことを明らかにした。また、余震による鉄道への影響や交通障害による物価への影響も見られた。新聞記事には秋田県内の被害の状況が詳細に記されており、人的被害の発生状況、建物・鉄道などの被害の詳細、被害の空間分布図の作成などは今後の課題としたい。

### 謝辞

本研究は科学研究費補助金（基盤研究（C）15K01258）の助成を受けたものである。

### 参考文献

- 1) 宇佐美龍夫：日本被害地震総覧，pp. 417-424, 2013.
- 2) 気象庁技術報告：1968年十勝沖地震調査報告，68号，244pp, 1969.
- 3) 日本建築学会：1968年十勝沖地震災害調査報告，773pp, 1968.
- 4) 秋田魁新報社：秋田魁新報縮刷版昭和43年5月号，480pp, 1968.

## 1939年男鹿地震の踏査報告の足跡をたどって\*

北海道大学 名誉教授 鏡味 洋史  
秋田大学 地方創生センター 水田 敏彦

### 1. はじめに

被害地震の際に行われる踏査報告には踏査結果以外の多くの情報を含み、中には調査行程を詳細に記載しているものもあり、当時の交通事情を始め被害の少なかった道中の記載などを含め多くのことを読み取ることができる。筆者らは 1896 年陸羽地震の踏査報告を読みし各調査者の踏査の足跡を明らかした<sup>1)</sup>。当時の鉄道は上野から盛岡を経て青森まで達していたが、奥羽線の開通前で秋田県側へは岩手県側から山越えしなければならなかつた。踏査の行程を追うこととで当時の交通事情、道中の被害の様子を明らかにすることが出来た。小論ではほぼ半世紀後の 1939 年男鹿地震について同様の考察を行う。

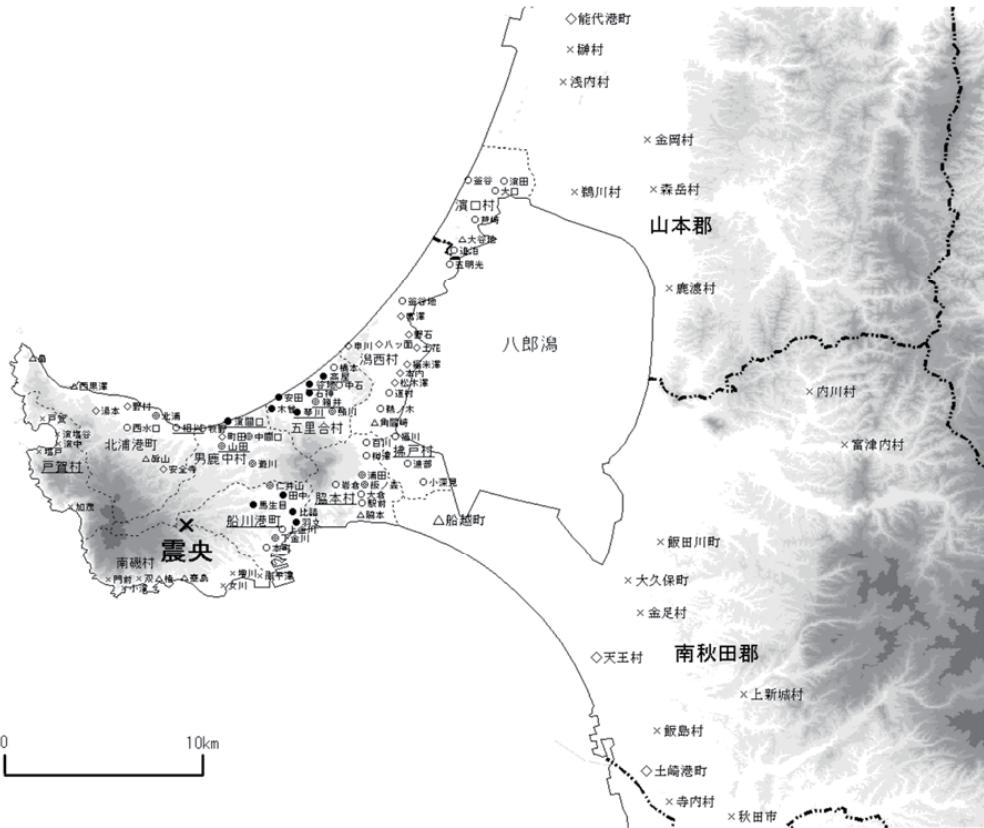
### 2. 1939年男鹿地震の概要と当時の時代背景

日本被害地震総覧<sup>2)</sup>によると本地震の緒元は、発震時 1939 年 5 月 1 日 14 時 58 分、震央は男鹿半島の  $\lambda=139^{\circ} 44.7'E$ ,  $\phi=39^{\circ} 56.4'N$ ,  $M=6.8$  である。人的被害は死者 17 人、負傷者 52 人、全壊家屋 479 棟、半壊 858 となっている。筆者らは当時の調査報告書、新聞記事、行政記録などの文献調査を進めており、詳細被害分布、行政の災害対応などを明らかにしている<sup>3, 4)</sup>。被害から求めた震度分布を図 1 に示す。男鹿半島の頸部に被害が集中している。

1939 年は前年 1938 年に国家総動員法が成立するなど日中戦争から太平洋戦争に至る時代であり、地方でも応召による働き手の不足が震災後の対応に影響を与えている。

東京から秋田方面への鉄道は 1905 年に全通した奥羽本線が、さらに 1931 年には上越線の開通により羽越線経由の列車も設定されていた。秋田から男鹿半島へは船川線（船川軽便線として 1916 年開通）があった<sup>5)</sup>。地震当時の列車の運行状況を「時刻表復刻版＜戦前・戦中編＞」<sup>6)</sup>に収録の昭和 9 年 12 月号（1934）を参考する。この年は東北地方のダイヤ改正があり東北線の時間短縮が図られている。地震発生の 1939 年まで 5 年が経過しているが、この間には大きなダイヤ改正は行われていないので<sup>7)</sup>、1934 年のダイヤから読取る。奥羽本線の昼行急行列車は新庄から陸羽西線経由の酒田行があるが、新庄から秋田方面への連絡はない。各駅停車は上野発 5 時 45 分発があるが横手止まりである。夜行列車は上野 22 時発の急行があり秋田到着は翌日の 11 時 45 分である。一方、上越線、羽越線周りでは昼行急行があり、上野 9 時発で秋田に 21 時 6 分到着で、大館までその日のうちに到着できる。夜行便は各駅停車しかなく上野発 22 時 35 分発、秋田翌日 13 時 42 分着である。東京からは奥羽線経由の夜行急行がよく利用されている。仙台から秋田へは東北線側から奥羽線側に連絡する陸羽東線、横黒線があり、さらに 1937 年全通の仙山線もあり、いずれも当日中に到着できる。

\*Tracing for footprints on reconnaissance reports of the 1939 Oga earthquake by Hiroshi Kagami and Toshihiko Mizuta

図1 被害から求めた震度分布（文献<sup>3)</sup>による）

(●7 ○6+ ◇6 ○6 △5 ×4 アンダーラインは死者のある町村)

### 3. 1939年男鹿地震の調査報告

1939年男鹿地震に関する現地踏査は複数の機関で行われており、中央気象台の報告は験震時報<sup>8)</sup>に、東京帝国大学地震研究所の報告は同彙報<sup>9-11)</sup>に、東京帝国大学地震学教室、東北帝国大学地震学教室の報告は地震<sup>12,13)</sup>に、建築関係の報告は建築雑誌<sup>14)</sup>に土木関係の報告は土木学会誌<sup>15,16)</sup>に、商工省地質調査所の報告は地学雑誌<sup>17,18)</sup>にそれぞれ掲載されている。

### 4. 各調査の踏査行程

各報告書を読み解き調査者の足跡をたどり、図2に踏査地、掲載されている写真的撮影地などを示す。

地震の発生は5月1日14時58分であり、中央気象台の鷺坂清信、波佐谷慶孝は同日の夜行列車で翌2日秋田に到着している。秋田測候所の平沢義男、山本副治と合流し被災地を4日間踏査している。踏査地は船川港町、男鹿中村、北浦町、五里合村、脇本村、船越町、払戸村、土崎港町、秋田市である。

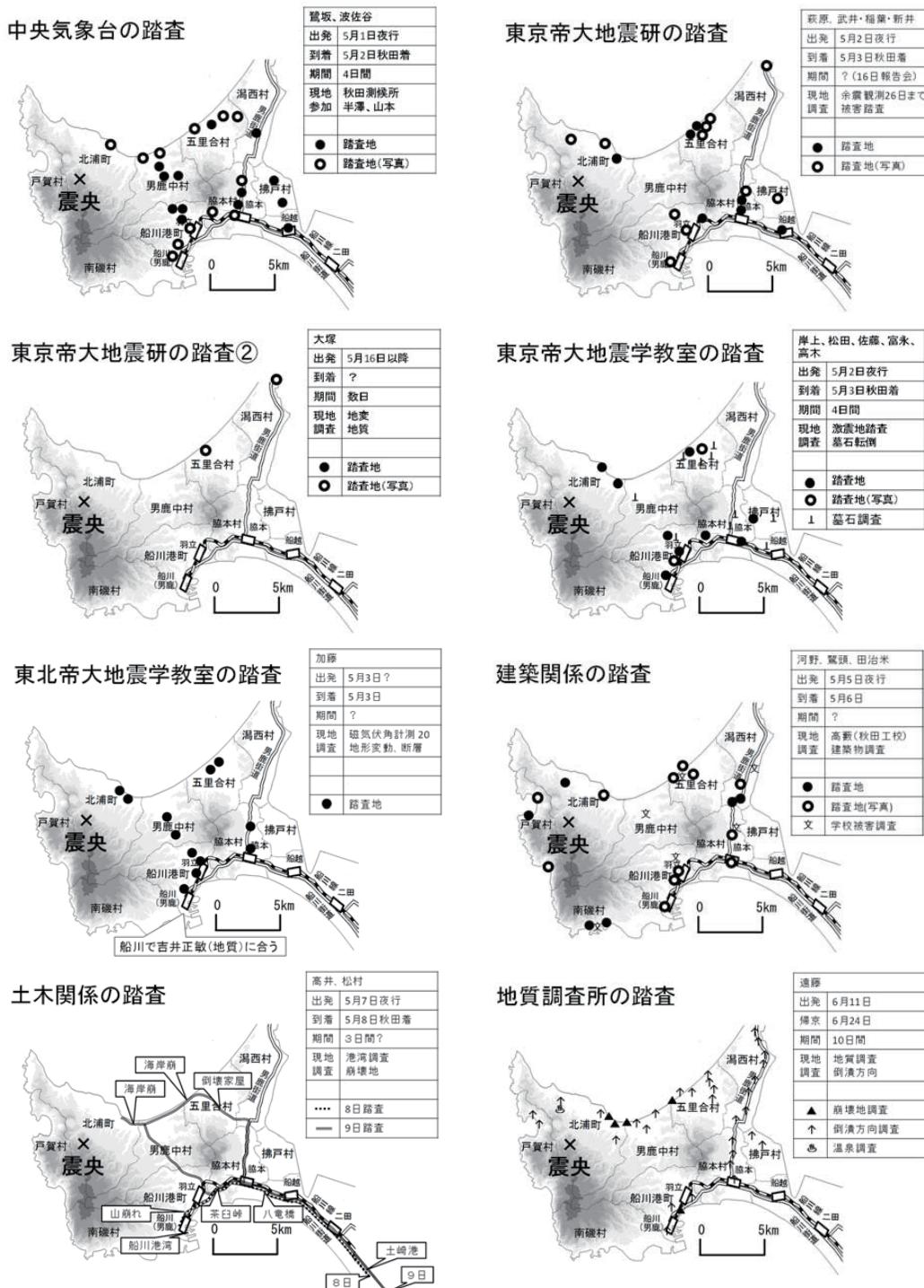


図2 各調査グループの踏査地点

東京帝国大学地震研究所では萩原尊礼、武井柳吉、稻葉佳、新井信夫の4名が5月2日の夜行で出発している。携帯地震計4台を持参し余震観測を土崎町、能代町、船川町、北浦町で開始している。後に能代町、土崎町の地震計は潟西町角間崎、船越町にそれぞれ移設され、5月26日の撤収まで続けられた。踏査日程の詳細、帰京の時期等は明記されていないが地震研究所内の談話会で5月16日に報告がなされていることから16日以前に一旦帰京したものと思われる。

大塚は前述の16日の談話会の発表を踏まえ、地変、断層の踏査に数日間かけ、五里合村琴川、潟西村北部の地変を踏査しているが、詳細な日程の記載はない。

東京帝国大学地震学教室では岸上冬彦が佐藤泰夫、富永政英、高木聖らの学生とともに、前述の地震研究所の一行に同行し5月2日の夜行で現地調査に赴いている。翌3日秋田市に到着後、地震学科卒業生の山下四郎に各地の様子を聞き、秋田、土崎付近を歩き県庁を訪れている。4日以降は寒風山の周囲の激震地を分担して踏査しているが、具体的な行程は記されていない。

東北帝大地震学教室の加藤愛雄は5月3日より現地において磁気伏角計を用いて20数か所において伏角を観測し傍ら被害状況、地形変動を調査している。仙台から秋田へは5月2日中に到着したものと思われるが、秋田までの経路と踏査の詳細な行程の記述はない。

建築関係では日本大学の河野輝夫、鷺頭正美、東京工大の田治米辰雄が5月6日より現地入りし秋田県立工業学校の高藪良二が加わり現地踏査を行っている。船川港町、脇本村、潟西村、五里合村、北浦町、戸賀村を回っている。行程は記されていないがこの順に回ったものと思われる。また、学校の被害として、潟西村鶴木、五里合、男鹿中、脇本第二、船川第二、南磯村椿、の各尋常高等小学校を詳細に調査している。なお、田治米辰雄の手記によると「男鹿半島地震の調査は初めて体験した調査で、船川にて初めて地震による多数の全壊家屋をみて・・」と回想している<sup>19)</sup>。

土木関係では、高井信一（鉄道省）、松村孫治（内務省）が5月8日秋田着で土木関係の被害を踏査している。報告は土木学会での6月8日に行われた報告会をまとめたものである。詳細な踏査記録が記されている。5月8日秋田に到着、打ち合わせの後、船川に自動車で向かっている。途中の経路を示すと、土崎、船越、脇本、茶臼崎、釜川を経て船川に到着している。翌9日は土崎に戻り視察後、羽立から北浦町に、さらに五里合村を踏査している。10日は各自別行動をとったとしているが具体的な記述はない。

地質調査所の調査は6月11日に出発24日に帰京している。10日間に亘り激震地を巡回し地質調査を行っている。各地で家屋等の倒壊方向を詳細に調べており立回り先が読み取れる。

## 5. 各踏査の比較

各踏査の行程を比較して表1に示す。出発は中央気象台が一番早く当日の夜行急行で翌日から現地踏査に入っている。東京帝国大学地震研と地震学教室は翌晩出発と迅速な対応となっている。地質関係の調査は情報集後の遅い出発となっている。踏査地を比較して表2に示す。数字は掲載の写真的枚数である。地震研究所の大塚は2カ所（五十合村、潟西村）の地変のみの踏査であるが、他の調査は激震地を中心に回っている。半島の先端部の戸賀村、南磯村を踏査しているのは建築関係のみである。

表1 各踏査日程

機関	気象台	東大地震研		東大理	東北大理	建築	土木	地質調査所
		萩原・武井	大塚					
5月01日	夜行							
5月02日				夜行 秋田県庁 寒風山				
5月03日					昼行			
5月04日								
5月05日					夜行			
5月06日								
5月07日								
5月08日								
5月09日								
5月10日								
5月16日		談話会						
			夜行					
6月11日								夜行 帰京
6月24日								

表2 各報告書の踏査市町村（数字は掲載の写真数を示す。）

町村名	気象台	東大地震研		東大理	東北大理	建築	土木	地質調査所
		萩原・武井	大塚					
船川港町	7	5		1	5	26	6	2
脇本町	3	1			4	6	3	4
払戸村	3	1			2			
五十合村	3	4	2	1	2	10	1	2
潟西村		2	2			9		
男鹿中村	4				2	3		
北浦港町	3	7				7	4	4
船越町	1							
戸賀村						3		
南磯村						3		
土崎港町							5	
秋田市	1							

## 6.まとめ

1939年男鹿地震の被害調査報告を再読し著者らの踏査行の足跡をたどることを試みた。次いで踏査の行程を、比較して一覧表にまとめた。足跡をたどることで明らかにできたことは少くないが、さらに特筆すべき項目として以下があげられる。

- 1) 気象台の調査は地震発生の当日発の夜行列車で現地入しているなど、迅速な調査行である。  
地質関係の調査は情報収集を行った後に日時を置いて実施されている。
- 2) 陸羽地震に比べ調査機関も多く、学生の参加、現地研究者、実務者の協力を多く得ている。
- 3) 地震計や磁気伏角計搬入により余震観測、伏角観測が行われている。
- 3) 建築、土木に特化した詳細な踏査が行われている。

## 参考文献

- 1) 鏡味洋史・水田敏彦：1896年陸羽地震の踏査報告の足跡をたどって、東北地域災害科学研究, 53, 133-138, 2017.
- 2) 宇佐美龍夫：最新版日本被害地震総覧、東京大学出版会, 319-322, 2003.
- 3) 水田敏彦・鏡味洋史：1939.5.1 男鹿地震の被害分布に関する文献調査、日本建築学会技術報告集, 33, 817-820, 2010.
- 4) 水田敏彦・鏡味洋史：1939.5.1 男鹿地震の秋田県における震災対応に関する文献調査、日本建築学会技術報告集, 36, 763-766, 2011.
- 5) 鉄道百年史編さん委員会：鉄道百年略史、鉄道図書刊行会, 463pp, 1972.10.
- 6) 鉄道省編纂：汽車時刻表 12月号, 276pp, 1934.12. (復刻版：日本交通公社, 1983.3.)
- 7) 原口隆行：時刻表でたどる特急・急行史 明治・大正・昭和を駆けた花形列車たち、JTB キャンブックス, 192pp, 2001.6.
- 8) 鷺坂清信・波佐谷慶孝・平沢義男・山本副治：昭和14年5月1日秋田県男鹿半島地震地域踏査報告、験震時報, 10, 566-584, 1940.
- 9) 萩原尊礼：昭和14年5月1日男鹿地震調査概報、東京帝国大学地震研究所彙報, 17, 627-637, 1939.
- 10) 宮部直己・武井柳吉：昭和14年5月1日男鹿地震の地変に就て、東京帝国大学地震研究所彙報, 17, 638-649, 1939.
- 11) 大塚弥之助：昭和14年5月男鹿半島地震の地変、東京帝国大学地震研究所彙報, 17, 650-660, 1939.
- 12) 岸上冬彦・松田武雄・佐藤泰夫・富永政英・高木聖：昭和14年5月1日男鹿地震の踏査、地震, 11, 265-277, 1939.
- 13) 加藤愛雄：昭和14年5月1日の男鹿半島大地震について、地震, 11, 319-327, 1939.
- 14) 河野輝夫・高藪良二・田治米辰雄：昭和14年5月1日の男鹿半島地震に於ける建築物の被害に就て、建築雑誌, 53, 1022-1040, 1939.
- 15) 高井真一：秋田県下の震災を視察して、土木学会誌, 25, 1007-1016, 1939.
- 16) 松村孫治：秋田県下の震災を視察して、土木学会誌, 25, 1017-1026, 1939.
- 17) 遠藤六郎：秋田県男鹿半島の地震に就いて（其一）、地学雑誌, 51, 442-459, 1939.
- 18) 遠藤六郎：秋田県男鹿半島の地震に就いて（其二）、地学雑誌, 51, 520-531, 1939.
- 19) 田治米辰雄：地震工学38年, 59pp, 田治米辰雄教授退官記念会配布資料, 1988.11.

## 秋田県における大スパン鉄骨造の崩壊時耐力調査\*

秋田県立大学 小幡 昭彦  
秋田県立大学 西田 哲也

### 1. はじめに

屋内運動場に代表される金属系の屋根材を用いた大スパン鉄骨造は自重が小さく、そのため、積雪時には鉛直荷重に対して積雪荷重の占める割合が大きくなり、積雪荷重の影響が顕著となる。また大スパン鉄骨造は架構として不静定次数が低くなるため、設計時の許容応力を越えてから倒壊までの安全余裕度が小さい。以上より大スパン鉄骨造は豪雪による被害事例が多く、積雪寒冷地における屋内運動場は積雪崩壊被害について注意すべき架構であると言える。

平成 12 年に建築基準法施行令が改正され、限界耐力計算が従来の構造計算と並立する形で設けられた。限界耐力計算では、極めて稀に発生する積雪時について最大級の荷重に対して建築物が倒壊・崩壊しないことを確かめることが要求されている。一方で、既存の鉄骨造建築物の多くは、許容応力度設計法等により残存期間中に数回程度遭遇する可能性の高い積雪荷重による応力度について部材の許容応力度内に収めるように設計がなされているが、積雪による架構の崩壊を想定した安全性の検証までは行われていないことが多い。極めて稀に発生する積雪時には被害の拡大が懸念されるため、既存架構の積雪崩壊荷重の傾向を把握する必要がある。

本研究では秋田県内の鉄骨造屋内運動場の鉛直方向崩壊耐力について分析を行う。既存屋内運動場は数が多く、また、現時点で供用中であることを踏まえて、現地での調査は困難である。そのため、本研究では現地調査の代わりとして、既存の耐震性能評価資料より必要なデータを整理し、既存屋内運動場の耐積雪性能評価を行い、傾向把握を試みる。

### 2. 秋田県における設計用積雪深の変遷

本研究で対象とする秋田県は県全域にわたり多雪区域であり、積雪荷重は原則として地域ごとに定められる垂直積雪深と積雪の単位重量(垂直積雪深 100cm の地域においては  $20\text{N}/\text{m}^2/\text{cm}$ 、それ以外の地域においては  $30\text{N}/\text{m}^2/\text{cm}$ )を乗算して求められている。その歴史を遡ると 1975 年に秋田県建築基準法施行細則および秋田市建築基準法施行細則において、設計用垂直積雪深に関する条項の改定が行われた<sup>1)</sup>。図 1 に秋田県における設計用積雪荷重の変遷について示す。この改定は、1973 年冬から 1974 年春にかけて秋田県全域にわたって発生した「四八豪雪」による積雪被害を受けたもので、秋田県の多くの地域で設計用積雪深を一段階(約 50cm)程度大きく見込むように変更されている。このため、設計用垂直積雪深が改訂された地域に建てられた物件の中で 1975 年以前に竣工された建築物は、古い設計用垂直積雪深の基準によって設計がなされていると考えられ、そのことが耐雪性能に大きく影響を及ぼす。いわゆる「既存不適格」建築物の可能性がある。この後、秋田県内の各地域については積雪荷重に関する大きな変更はなされておらず、例えば、2000 年の建築基準法の改訂後においても、設計実務においては細則

\*Investigation of vertical ultimate strength of gymnasium in Akita prefecture by Akihiko Obata and Tetsuya Nishida.

による積雪深と単位積雪重量の乗算による設計用積雪荷重が一般的に使用されている。

以上の設計用積雪荷重の変遷により、秋田県においては県内に残る上記の「既存不適格」建築物について、耐積雪性能が著しく低い建築物が存在する可能性が指摘される。この変遷は本研究で対象とする大スパン鉄骨造建築物の崩壊時耐力に直接関係するものではないが、耐積雪性能を検討する上で非常に重要な知見である。

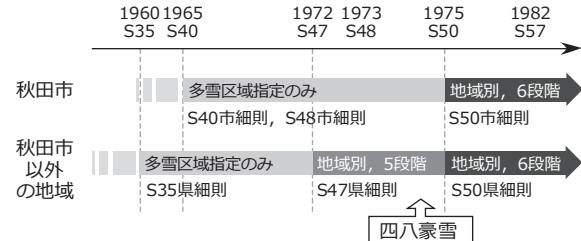


図1 秋田県における設計用積雪荷重の変遷

### 3. 既存の耐震性能評価資料を用いた大スパン鉄骨造の積雪耐力評価方法

本研究では、数多くの既存建築物についての耐震性能評価資料より必要なデータを抜粋し整理する必要があるため、屋内運動場の架構タイプで分類分けをした後、積雪崩壊時設計法に当てはめ一般化して積雪耐力の傾向把握を行う。過去の屋内運動場の積雪被害<sup>2)</sup>から、屋内運動場は大梁トラス束材の座屈や桁行繋ぎ梁の降伏からの大梁の横座屈など、数多くの崩壊パターンが想定される。本論文では簡単のため先ずは架構タイプがS1タイプの山形ラーメン架構に限定し、大スパンとなる張間方向に対して考察を行う。

本手法では、積雪崩壊時耐力は塑性ヒンジ位置を仮定した上界定理に基づく仮想仕事法を用いて求める。本手法において使用する各部位耐力値は、梁端部部材モーメント耐力( $GEM_m$ )、梁端部接合部モーメント耐力( $GEM_j$ )、梁中央部材モーメント耐力( $GMM_m$ )、梁中央接合部モーメント耐力( $GMM_j$ )、柱頭部材モーメント耐力( $CTM_m$ )、柱頭接合部モーメント耐力( $CTM_j$ )、柱脚部材モーメント耐力( $CBM_m$ )、柱脚接合部モーメント耐力( $CBM_j$ )の8種類である。図2に各部位位置と耐力の名称を示す。

本報で対象とするS1タイプ山形ラーメン架構は、大梁に鉛直分布荷重が作用する場合においては梁両端および梁中間の3点が塑性化した時点でそれ以上の鉛直分布荷重が増加しなくなり、不安定状態に移行する。本報ではこの崩壊系を計算対象とした。図3に崩壊荷重時の大梁曲げモーメント分布の一例を示す。ここで、梁端塑性ヒンジにおけるモーメント耐力値 $GEM_P$ 、梁中央塑性ヒンジにおけるモーメント耐力値 $GMM_P$ は上記の各部位耐力値から以下の条件で定まる。

$$GEM_P = \min\{GEM_m, GEM_j, CTM_m, CTM_j\} \quad (1)$$

$$GMM_P = \min\{GMM_m, GMM_j\} \quad (2)$$

また、本報で対象としているような山形ラーメン架構では、架構に生じるスラスト力によって梁部材に二次的な曲げモーメントが作用する。文献3)では上界定理に基づく仮想仕事法などで崩壊荷重を計算した場合には、スラスト力による二次曲げモーメントが計算過程に含まれず、結果的に崩壊荷重を小さく見積もる可能性があることが指摘されている。本報では上記のスラスト力の影響も考慮して計算を行う。

架構に作用するスラスト力 $P_{thrust}$ を(3)式により計算する。山形ラーメン架構では、スラスト

力により柱上端からの高さ分だけ、大梁の各部に二次曲げモーメントが発生する。任意の位置における大梁のスラスト力による二次曲げモーメント  $M_{thrust}$  は、柱上端から梁頂部までの高さ方向の距離を  $h_c$ 、柱上端から梁頂部までの部材長さを  $l$  とすると、柱上端から梁部材軸方向の距離  $x$  の関数として(4)式で表すことができる。

$$P_{thrust} = \frac{cQ_{up} - cQ_{down}}{2} \quad (3)$$

$$M_{thrust} = P_{thrust} \cdot h_c \cdot \frac{x}{l} \quad (4)$$

ここに、 $cQ_{up}$  は風上側柱せん断力、 $cQ_{down}$  は風下側柱せん断力を示す。(4)式のようにスラスト力の二次曲げモーメントは、柱せん断力に対象となる位置の高さを乗じて算出するが、この崩壊系では柱せん断力が一意に定まらないため、本検討では、柱脚部分にも塑性ヒンジが発生している終局状態と仮定し計算を行った。柱脚塑性ヒンジにおけるモーメント耐力値  $CBM_P$ 、柱せん断力  $cQ_{up}$ 、 $cQ_{down}$  は以下の式で定まる。

$$CBM_P = \min\{CBM_m, CBM_j\} \quad (5)$$

$$cQ_{up} = -cQ_{down} = (GE_M_P + CBM_P) / h \quad (6)$$

(4)式で表されたスラスト力による二次曲げモーメント  $M_{thrust}$  は一般的に梁上端が引張となり、梁中央の鉛直荷重による曲げモーメントを打ち消す方向に働く。スラスト力による二次曲げモーメントの補正を行った後の梁中央塑性ヒンジにおけるモーメント耐力値  $GM'M'_P$  は以下の式で定まる。

$$GM'M'_P = \min\{GM'M_m, GM'M_j\} + M_{thrust} \quad (7)$$

上記の条件で仮想仕事法より求めた積雪崩壊時分布荷重  $w$  の式を以下に示す。山形ラーメン架構の積雪崩壊時荷重係数  $\alpha_u$  は積雪崩壊時分布荷重  $w$  から屋根重量相当分布荷重  $w_0$  を減じた値を対象建築物の設計用積雪荷重  $S_0$  で除することで算出する。

$$w = \frac{8}{L^2} \{ GE_M_P + GM'M'_P \} \quad (8)$$

$$\alpha_u = \frac{w - w_0}{S_0} \quad (9)$$

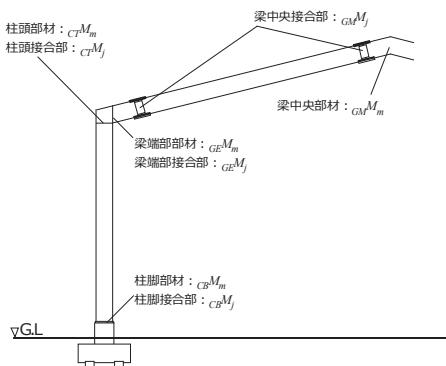


図2 各部位位置と耐力の名称

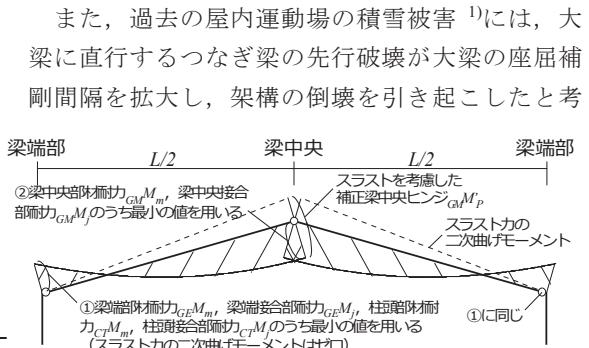


図3 崩壊荷重時の大梁曲げモーメント分布

えられる事例も存在する。本検討では、つなぎ梁崩壊時耐力からも同様に荷重係数を算出し、この荷重係数が張間方向山形ラーメン架構の崩壊時荷重係数を下回る場合には、つなぎ梁崩壊時荷重係数を架構の崩壊荷重係数として採用する。

#### 4. 過去の積雪被害事例による積雪耐力評価方法の確認

##### 4.1 被害事例概要および計算条件

前章で提案した耐力評価手法の妥当性を確認するため、本章では文献2)（以下、報告書とする。）に示された2事例の張間方向ラーメン架構を対象に計算を行い、被害状況と整合性を検討する。図4に報告書に示された2事例における張間方向架構の概要を示す。2事例ともに所在地は宮城県の県南内陸部にあたり、報告書に示された設計用積雪深は40cm（設計用積雪荷重は800N/m<sup>2</sup>）の地域である。

図4-(a)に示すK小学校体育館は、山形鋼の平行トラス大梁およびラチス柱からなるS1タイプ山形ラーメン架構で、張間スパン21.6m、桁行5.7m×6スパン、竣工年月は1960年12月である。報告書から屋根仕上げは、長尺鉄板瓦棒葺、アスファルトルーフィング、木毛板、木製母屋が用いられており、計算上の屋根重量は500N/m<sup>2</sup>とした。報告書に示されたK小学校体育館の被害について、1980年12月24日13時50分ごろ、積雪の重みで張間4構面が変形あるいは完全落下している。梁端における弦材の座屈が確認されており、崩壊時の積雪深は30～40cmと推定されている。

図4-(b)に示すM中学校体育館は、変断面ビルドH形鋼からなるフルウェブS1タイプ山形ラーメン架構で、張間スパン18.0m、桁行4.9m×7スパン、竣工年月は1962年5月である。報告書から屋根仕上げは、長尺鉄板瓦棒葺、アスファルトフェルト、木毛板、軽量鉄骨母屋が用いられており、計算上の屋根重量は520N/m<sup>2</sup>とした。報告書に示されたM中学校体育館の被害は、1980年12月24日夕方から25日早朝にかけて崩壊しており、被害写真から梁端におけるウェブせん断座屈、柱脚接合部の破壊が確認されている。崩壊時の積雪深は60～80cmと推定されている。

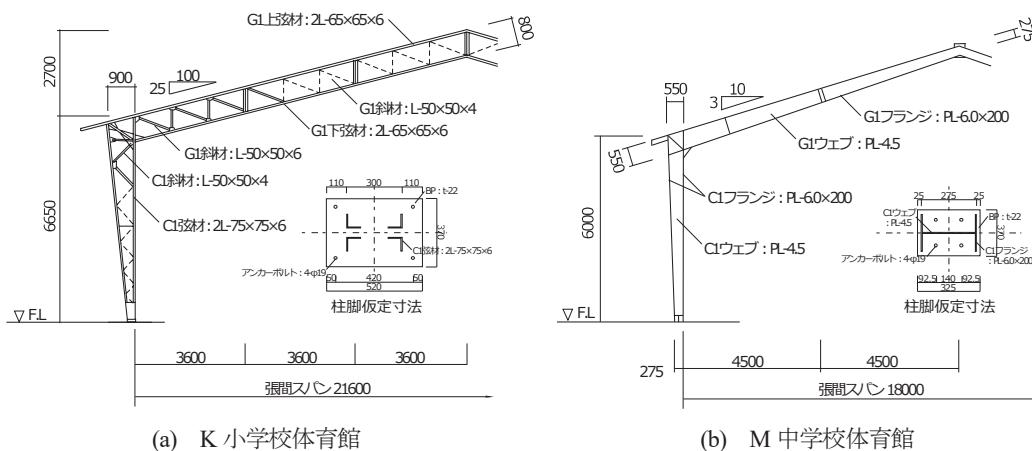


図4 計算事例概要

計算に先立ち、架構の各部位の耐力値を算出する必要がある。各部位耐力値の算出方法は既存の耐震性能評価資料で多く用いられる文部科学省の屋内運動場の耐震性能診断基準<sup>4)</sup>に準じる。報告書に記載されているデータでは、接合部の寸法形状・溶接接合の種類など耐力算定に必要な記述が無いため、本章の計算では部材耐力での評価を主とした。ただし、柱脚接合部に関しては、各物件の被害状況から耐力計算が必要であると判断し、柱脚の寸法等については図面等から推測できる範囲で仮定をして計算する。鋼材の基準強度については報告書に記載が無いため、鋼材種別をJIS規格で定める一般構造用炭素鋼鋼材（SS材）と仮定し、降伏応力度の下限値  $235\text{N/mm}^2$  を採用した。

#### 4.2 計算結果

図5に前節で示した2事例についての計算結果モーメント分布図を示す。計算より求められた崩壊時積雪深は、K小学校体育館で32.6cm、M中学校体育館で57.7cmとなり、崩壊時荷重係数はそれぞれ0.82、1.44となった。

図5より、架構の崩壊形式はおおむね報告書に示された通りとなっていることがわかる。計算で求められた崩壊時積雪深の値は、報告書に記載されていた推定値と比べてK小学校体育館においては推定の範囲にあり、M中学校体育館においては若干小さな値となっている。これについては、鋼材の基準強度にJIS規格下限値を採用していることから実際の崩壊荷重よりも低い値を見積もったと考えられる。K小学校体育館では、崩壊時荷重係数が1.0を下回っており、架構の崩壊時荷重が設計用積雪荷重を下回っている。

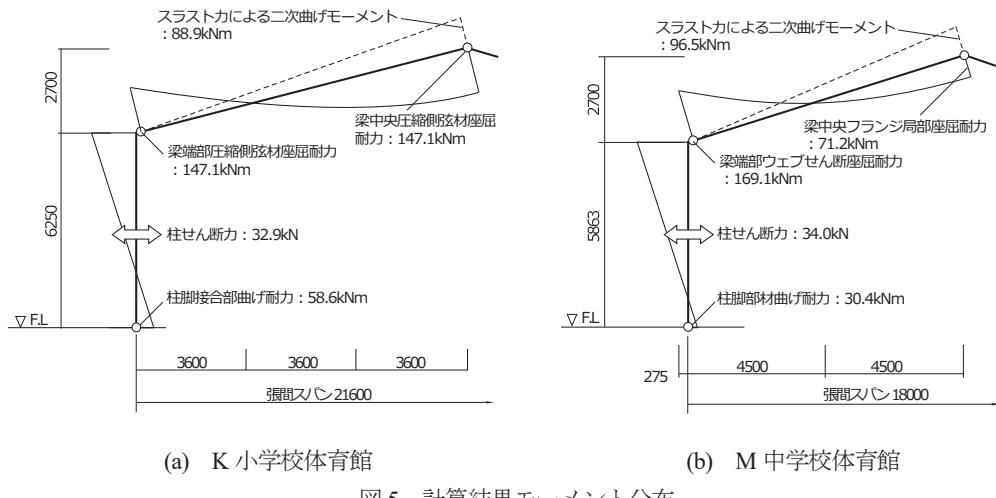


図5 計算結果モーメント分布

#### 5. 秋田県内における既存事例の検討

秋田県内における屋内運動場54件（フルウェブ山形架構45件、山形トランク架構9件）を対象に、本評価方法を用いて耐積雪性能の評価を行った。図6に竣工年と崩壊時荷重係数の関係を示す。図6中の灰色太実線は積雪時崩壊荷重係数値1.4を示しており、この値は限界耐力計

算における極めて稀に発生する積雪時の最大荷重に相当する。また、図6中の灰色太破線は秋田県内における積雪荷重関連細則の改定<sup>2)</sup>が行われた1975年9月を示している。

図6より、細則の改定が行われる1975年9月以前竣工の物件については、その多くが荷重係数値1.4を下回り、架構の崩壊耐力が低いことがわかる。これは、これらの事例の竣工当事には設計用積雪荷重 $S_0$ が現行基準より低く見積もられており、架構の耐力が低いことに起因する。また、1975年9月以降竣工の事例についても数件について、荷重係数値1.4を下回っている事例が確認された。これについては、梁端の溶接接合部において完全溶け込み溶接に対する溶接不良が見られ接合部溶接耐力を低減して評価しているものや、柱梁接合部パネルゾーンの曲げ耐力評価により架構の耐力値が低いものであることが、耐震性能評価資料より確認することができた。

## 6. まとめ

本報では、既存資料より得られたデータに基づき既存の大スパン鉄骨造の耐積雪性能評価を行った。今後は、さらにデータを増やすとともに上記の課題の解決について検討し、将来的には、県内屋内運動場の積雪危険性と対策の必要性についての周知を行っていく。

## 謝辞

本研究は(一社)日本鉄鋼連盟の東北地区サブネットワーク活動の一環として行われており、同連盟より多大な支援をいただきました。ここに記し、感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 小幡昭彦、西田哲也、菅野秀人、小林淳、三浦伸：秋田県内の屋内運動場に関する耐震診断事例調査、日本建築学会技術報告集、第18巻、第39号、pp.541-546、2012.6
- 2) 日本建築学会：昭和56年豪雪被害調査報告、1981.12
- 3) 小幡昭彦、武田祐司、西田哲也、小林淳：屋内運動場の耐震診断における保有水平耐力略算法に関する一提案、日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集、第18巻、pp.23-30、2010.11
- 4) 文部科学省大臣官房文教施設企画部：屋内運動場の耐震性能診断基準（平成18年版）第2刷、2008.7
- 5) 小幡昭彦、西田哲也、小林淳：屋内運動場の耐震性能診断基準における保有水平耐力略算法に関する一考察、日本建築学会東北支部研究報告集、第73号、構造系、pp.73-76、2010.6
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課、(財)日本建築防災協会、(財)建築研究振興協会：実務者のための既存鉄骨造体育館等の耐震改修の手引きと事例、2005.7

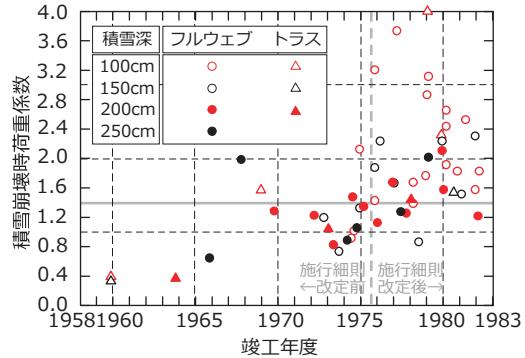


図6 竣工年—積雪崩壊時荷重係数関係

## 庇に作用する変動風力の特性に及ぼす建物高さの影響\*

東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 畠山智貴 佐藤公亮 植松康

### 1. はじめに

電子商取引の急速な拡大などを背景に、近年、物流施設に対するニーズは著しく高まっている<sup>1)</sup>。物品の管理・流通を主目的とする物流施設（写真1）では、荷役や物品への配慮から、大型の庇が取り付けられることが多い。このような大庇の風荷重の検討は設計上重要な課題である。しかし、これまで庇に作用する風力を調べた研究例は必ずしも十分ではなく、その特性は十分に把握されていない。建設省告示や日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」<sup>2)</sup>には、このような庇に対する風力係数に関するデータはない。文献3)では、屋根面の外圧係数と軒下の外圧係数の差分を庇の風力係数としているが、これはやや強引な類推と考えられる。

このような背景から本論では、庇に作用する風力に大きな影響を及ぼす建物高さ<sup>4-6)</sup>を考慮して、庇の骨組設計用の風力係数を提案する。この際、曲げモーメントとせん断力の2つの荷重効果に着目して、それらの最大値を同時に再現する等価設計用風力係数を提案することを目標とする。そして本論6章では文献3)との比較も行う。なお本提案は、ガスト影響係数法の枠組に適合させる。すなわち、設計用風荷重は風に対する最大応答と同じ荷重効果をもたらす静的な風荷重として与え、平均風圧力に対する動的増幅効果をガスト影響係数で考慮する。



写真1 物流施設例

### 2. 風洞実験概要

#### 2-1. 国内に実存する物流施設の幾何学的寸法に関する調査

国内物流施設業界における物流施設の基本デザインは、例えば梁下は基本5.5 mであるなど、

共通している部分も多い。これは保管効率等を考慮しての数値である。しかしその他幾何学的寸法には、基本デザインなる共通性のないデータもある。そこで、日本に建設されている物流施設の幾何学的寸法に関する調査を行った。調査範囲は、庇の風力係数に関する規定のある諸外国規準<sup>4-6)</sup>で変数に指定されている庇の出と建物高さについてとした。本節ではその調査結果を概観する。なお本結果は、文献調査やヒアリング調査、民間企業各社への図面提供依頼などの結果に基づくものである。

図1は、庇の出の分布である。庇の出では、最大で16 m、最小で2 mのものが確認できた。ただし大半は2 m以上、12 m以下にあることもわかった。図2は、建物軒高さの分布で

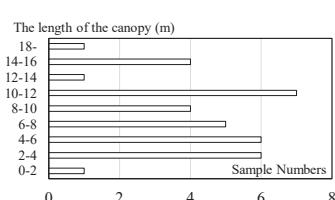


図1 庇の出の調査

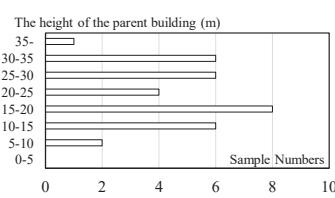


図2 建物軒高さの調査

\*Effect of building height on characteristics of fluctuating wind force acting on canopies by Tomoki Hatekeyama, Kosuke Sato, and Yasushi Uematsu

表 1 実験ケースとその寸法(実スケール)

Case	Type	$h$ (m)	$H$ (m)	$h/H$	$l$ (m)	$L$ (m)	$l/L$
1	1	7.0	7.0	1.0	10	10	1.0
2	1	7.0	9.3	0.75	10	10	1.0
3	1	7.0	10.4	0.67	10	10	1.0
4	1	7.0	11.7	0.60	10	10	1.0
5	1	7.0	14.0	0.50	10	10	1.0
6	1	7.0	21.0	0.33	10	10	1.0
7	1	7.0	28.0	0.25	10	10	1.0
8	1	7.0	35.0	0.20	10	10	1.0
9	2	7.0	7.0	1.0	5	5	1.0
10	2	7.0	9.3	0.75	5	5	1.0
11	2	7.0	10.0	0.70	5	5	1.0
12	2	7.0	10.4	0.67	5	5	1.0
13	2	7.0	11.7	0.60	5	5	1.0
14	2	7.0	14.0	0.50	5	5	1.0
15	2	7.0	21.0	0.33	5	5	1.0
16	2	7.0	28.0	0.25	5	5	1.0
17	2	7.0	35.0	0.20	5	5	1.0

ある。これは、5 m から 35 m 以上までの範囲に広く標本が存在する。その保管効率から、5 m 以下は少ないようであるが、あまり一般的な寸法は無いようである。また基本デザインの 1 つとして、写真 2 のような高床式が多く存在していることもわかった。これは、接車や荷役のためと考えられる。以上の調査結果を鑑み、国内に建設されている物流施設に採用されている幾何学的寸法の大分部を包括できるように次節で述べる実験模型の形状を決定した。

## 2-2. 実験模型と実験ケース

本実験の全ケースを表 1 に示す。庇の出の異なる 2 つの Type(Type1, Type2) でそれぞれ  $h / H$  を変化させた。実験模型はこれらを幾何学的縮尺率 1/200 で作製したものである。大庇を有する建物模型は矩形断面型とした。風洞実験には、建築研究所所有の回流型境界層風洞（幅 3.0 m × 高さ 2.5 m × 長さ 25 m）を用いた。使用した気流を図 3 に示す。建築物荷重指針<sup>2)</sup>の地表面粗度区分 IV の気流に相当する。その他実験に係る詳細は、既報<sup>たとえば<sup>7)</sup></sup>

の通りである。また本論で扱う幾何学的寸法関連記号の定義は図 4 の通りである。

## 3. 庇の設計用風力係数の提案の方針

### 3-1. 風向とせん断力係数および曲げモーメント係数の定義

本論では、庇を受ける構造骨組としての片持梁が庇の中央部と端部に存在するものと仮定する。このような条件下で、風洞実験から得られた変動風圧をそれら梁に作用させ、梁基部の風荷重効果に注目する。ここでいう荷重効果が、曲げモーメントとせん断力であり、それらを数値計算で求める。ただし、骨組が負担する風力の負担幅は単位幅とする。また、風による共振はないものとする。庇骨組の風荷重を評価するための風力係数を、荷重効果に基づいて考察・提案する際の簡便さのため、以下では、庇を受ける構造骨組基部に生じる曲げモーメントとせん断力の時系列を無次元化し、次式のように曲げモーメント係数  $C_M(t)$  ならびにせん断力係数



写真 2 高床式の例

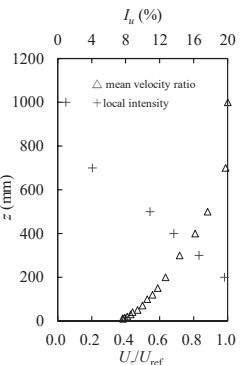


図 3 実験気流

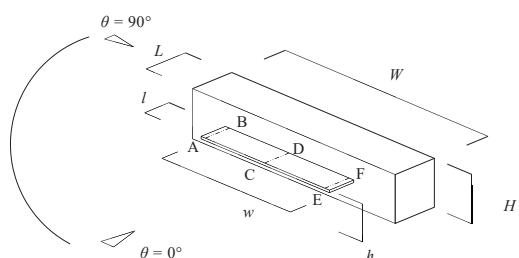


図 4 記号の定義

$C_Q(t)$ として定義する。

(i) 曲げモーメント係数

$$C_M(t) = M(t)/q_H/l^2 \quad (1a)$$

$$M(t) = \sum_{k=1}^n (P_{uk}(t) - P_{dk}(t)) \cdot \nabla x_k \cdot x_k \quad (1b)$$

(ii) せん断力係数

$$C_Q(t) = Q(t)/q_H/l \quad (2a)$$

$$Q(t) = \sum_{k=1}^n (P_{uk}(t) - P_{dk}(t)) \cdot \nabla x_k \quad (2b)$$

ここに,  $n$ : 風圧測定孔の数(= 5),  $P_{uk}(t)$ : 時刻  $t$  に庇上面(u)の風圧測定孔  $k$  に作用する風圧,  $P_{dk}(t)$ : 時刻  $t$  に庇下面(d)の風圧測定孔  $k$  に作用する風圧,  $\Delta x_k$ : 壓力測定孔  $k$  の負担長さ,  $q_H$ : 高さ  $H$  における基準速度圧,  $l$ : 庇長さ,  $x_k$ : 庇基部から圧力測定孔  $k$  までの長さである。なおここでは, 鉛直下向きの風力を正とする。

$C_Q$  および  $C_M$  の平均値を  $C_{Q\text{-ave}}$  および  $C_{M\text{-ave}}$ , 最大値を  $C_{Q\text{-max}}$  および  $C_{M\text{-max}}$ , 最小値を  $C_{Q\text{-min}}$  および  $C_{M\text{-min}}$  とする。以下, 最大値と最小値は総称して極値と呼ぶ(また  $C_Q^*$  と  $C_M^*$  と書く)。これら値は, フルスケール換算 10 分間の平均値, 最大値および最小値であり, 10 回の測定結果のアンサンブル平均で評価されている。

### 3-2. 各実験ケースにおける風向と風荷重効果の関係

各 Case において, 風向毎に平均値と極値を調べた。結果の一例を図 5, 6 に示す。風圧係数は梁の位置や風向によって, また  $h/H, l$  の幾何学的パラメータによっても変化していることが分かる。しかし耐風強度について設計では, 極値に注目すべきである。そこで, 各 Case の極値を抽出する。次章以降では, 抽出した極値に基づき梁位置と  $h/H, l$  の変数のみで表すことのでき

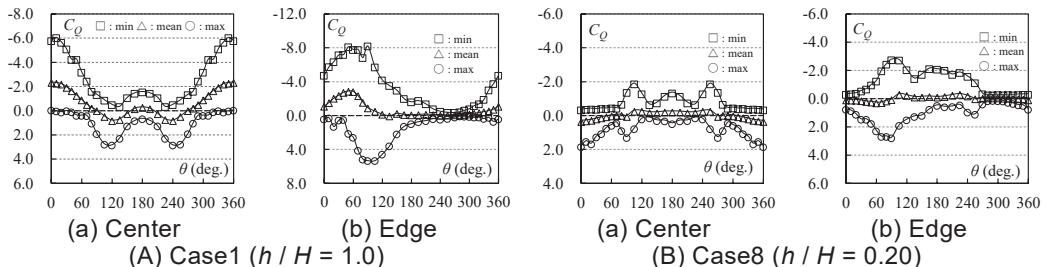


図 5 風向と荷重効果の関係 (Type 1)

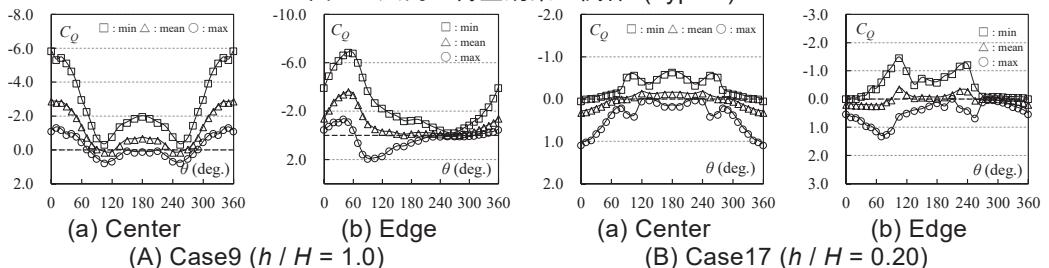


図 6 風向と荷重効果の関係 (Type 2)

る最悪の風荷重効果をもたらす等価静的な風力係数を提案する。

#### 4. 2つの最大荷重効果を同時に満たす設計用風力係数の提案

##### 4-1. 等価設計用風力係数の分布形状

等価設計用風力係数の分布形状は、最大荷重効果が得られる形状であれば任意の形状が可能である。従い本論では図7の例のように、梁を出の方向に均等二分割して、その各面について一様に平均化した平均風力係数  $C_{f1}$ ,  $C_{f2}$  を定めることとする。すなわち、風力係数の分布形状は均等二分割を基本にしながら、曲げモーメントとせん断力の極値を同時に満足できるように  $C_{f1}$ ,  $C_{f2}$  を定める。またここに、 $C_{f1}$ ,  $C_{f2}$  を庇構造梁の等価静的風力係数と呼ぶこととする。

##### 4-2. ガスト影響係数

庇構造梁の等価静的風力係数を、ガスト影響係数  $G_f$  で除した値が本論の最終的な構造骨組用風力係数の提案値  $C_{f1}^*$ ,  $C_{f2}^*$  になる。 $G_f$  は、荷重効果の最大値あるいは最小値と、平均値との比から求められる。図8, 9は、2つのTypeの  $G_f$  をそれぞれ  $|C_{M\text{-ave}}|$  に対してプロットしたものである。これによると、ガスト影響係数を定めることができそうである。Type1では、 $G_f$  はおよそ2.8となる。Type2では、 $G_f$  はおよそ2.1とType1に比べてやや小さめである。

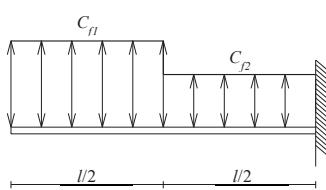


図7 二領域分割図

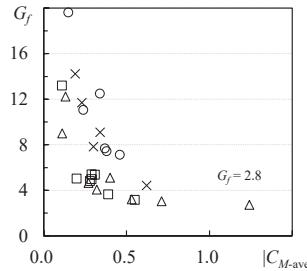
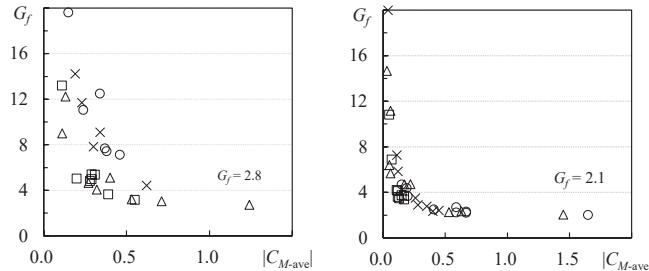


図8 ガスト影響係数(Type1) 図9 ガスト影響係数(Type2)



##### 4-3. 設計用風力係数の提案値

図5, 図6で一例を示した  $C_Q$  と、 $C_M$  の全風向中における極値である  $C_Q^*$  と  $C_M^*$  に基づき、庇構造梁の等価静的風力係数  $C_{f1}$  と  $C_{f2}$  を求めた上で、ガスト影響係数  $G_f$  で除した設計用風力係数  $C_{f1}^*$ ,  $C_{f2}^*$  を算定した。このように求めた庇構造梁の設計用風力係数の一覧を表2, 表3に示す。

庇を支持する梁に作用する曲げモーメントとせん断力の2つの荷重効果に注目して、最大応答と同等の荷重効果を同時に再現し得るように設定している。本提案手法に基づく設計用風力係数により、建物規模の影響や風向、梁の位置の影響などを合理的に設計に反映することができるようになるものと考える。なお前述の通り、現状我が国には庇の風力係数に関する規定は存在しない。

#### 5. 風力係数の提案値と文献値<sup>3)</sup>との比較

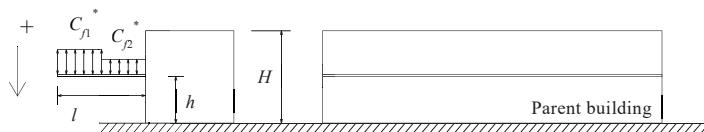
本章では、文献3)での算出方法に基づく庇の風力係数と本提案値を比較する。但し文献3)の

表 2 底構造骨組設計用風力係数の提案値 (Type1 の結果に基づく)

$h / H$	Center				Edge			
	Negative (-)		Positive (+)		Negative (-)		Positive (+)	
	$C_{f1}$	$C_{f2}$	$C_{f1}$	$C_{f2}$	$C_{f1}$	$C_{f2}$	$C_{f1}$	$C_{f2}$
1	-2.8	-1.7	1.1	1.2	-3.3	-2.8	2.6	1.5
0.75	-1.8	-1.2	1.3	1.0	-2.7	-1.6	2.3	1.4
0.67	-1.4	-0.9	1.2	0.8	-2.3	-1.7	2.2	1.5
0.6	-1.1	-0.7	1.1	0.8	-2.1	-1.6	1.9	1.4
0.5	-1.9	-0.6	1.4	1.0	-2.1	-2.3	2.2	1.5
0.33	-1.1	-0.5	1.2	0.9	-2.0	-1.7	2.9	2.2
0.25	-1.3	-0.9	1.9	-0.6	-2.5	-1.3	3.8	0.7
0.20	-0.8	-0.6	0.8	0.7	-1.1	-1.0	1.3	0.9

表 3 底構造骨組設計用風力係数の提案値 (Type2 の結果に基づく)

$h / H$	Center				Edge			
	Negative (-)		Positive (+)		Negative (-)		Positive (+)	
	$C_{f1}$	$C_{f2}$	$C_{f1}$	$C_{f2}$	$C_{f1}$	$C_{f2}$	$C_{f1}$	$C_{f2}$
1	-3.0	-2.7	0.5	0.3	-3.1	-3.5	1.2	0.8
0.75	-1.5	-1.4	0.6	0.2	-1.6	-1.3	1.0	0.8
0.70	-1.2	-1.1	0.6	0.2	-1.5	-1.5	1.0	0.7
0.67	-1.4	-0.6	0.6	0.2	-1.4	-1.4	1.1	0.7
0.6	-0.9	-0.5	0.6	0.4	-1.3	-1.3	0.8	0.7
0.5	-0.8	-0.4	0.7	0.4	-1.0	-1.0	0.9	0.7
0.33	-0.5	-0.3	0.5	0.5	-0.9	-0.7	0.8	0.7
0.25	-0.4	-0.3	0.6	0.5	-0.7	-0.7	0.8	0.8
0.20	-0.4	-0.3	0.6	0.5	-0.7	-0.8	0.7	0.6



(表中の記号の定義)

考え方では、庇を吹上げる方向の風力係数しか規定されない。そこで負の風力係数のみを比較検討対象とする。結果は図 10 の通りである。なお風力係数を表す記号には  $C_f$  を用いている。

図 10 を見ると、 $h/H$  が大きい範囲では本提案値が大きく得られており、一方  $h/H$  が小さい範囲では特に Type2 と比較すると文献 3)の値が大きくなることが分かった。本論より、現行の方法では風荷重を過小評価あるいは過大評価してしまう可能性が示唆される。

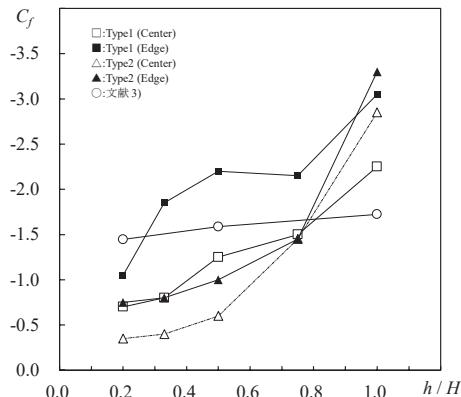


図 10 提案値と文献 3)の比較

## 6. まとめ

梁位置と  $h/H, l$  の変数のみで表される、庇の基部に作用する最悪の風荷重効果を同時に満足する構造骨組用風力係数を提案した。変数の設定は、既存物件に関する寸法調査結果を反映させることで、国内に建設されている物流施設に採用されている幾何学的寸法の大分部を包括できるようにした。対象範囲外における風力係数の検討が今後の課題である。

## 謝辞

本風洞実験を実施するにあたり、国立研究開発法人建築研究所の奥田泰雄氏に多大な協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。本研究を進めるにあたり、多大なご協力と助言を頂いた亀田一彦様はじめ東北大学工学部第2製作技術班の皆様にも深く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 国土交通省：最近の倉庫着工の動向について，  
<http://www.mlit.go.jp/toukeijouhou/toukei07/geturei/4/geturei07-045.pdf> (2018.01.09 最終閲覧)
- 2) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、日本建築学会、2015
- 3) 国土交通省建築研究所：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景、ぎょうせい、2001
- 4) DIN EN 1991-1-4, Einwirkungen auf Tragwerke - teil 1-4 : Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, 2010
- 5) Standards Australia : Australian/New Zealand Standards, Structural Design Actions, Part 2 : Wind actions, 1170.2, 2002
- 6) Bureau of Indian Standards : Indian Standard code of practice for design loads (other than earthquake) - (Part 3-wind loads) for buildings and structures, 2015
- 7) 畠山智貴、奥田泰雄、佐藤公亮、植松康：大庇基部に作用する風力の特性に及ぼす矩形建物規模の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.111-112, 2017.8

# 積雪寒冷地にある老朽木造住宅の小屋組接合部の 耐風性能評価に関する研究\*

東北大大学院工学研究科 吉田 早智子  
 今野 大輔  
 佐藤 公亮  
 植松 康

## 1. はじめに

本研究の最終目的は、北海道や東北地方などの積雪寒冷地にある老朽木造住宅の屋根部の強風被害を定量的に評価する手法を提案し、強風被害低減に寄与することである。積雪寒冷地では、住宅の設計時に積雪や地震に比べて強風への配慮に欠ける場合が多く<sup>1)</sup>、過去の強風被害調査によれば外装材だけでなく屋根部の大きな構造被害も発生している(図1)。さらに、積雪寒冷地では全国平均を大幅に上回るスピードで高齢化や人口減少が進んでおり、居住者の移住や死亡により空き家となり放置されるケースも多くなることが予想される。適切な管理がなされない空き家では耐力が急激に低下すると考えられる。このような背景から、大型台風の来襲時には大きな被害の発生が予想される。そこで、小屋組の強風被害予測手法を確立することは、被害低減対策や行政が適切な空き家対策を講じる上で有効なツールになると期待される。



図1 小屋組の被害

被害発生は各部材に作用する風力と部材耐力の大小関係で決まる。屋根に作用する風力については日本建築学会「建築物荷重指針・同解説(2015)<sup>2)</sup>」等によりある程度定められているが、屋根部の耐力に関する系統的な研究はほとんど行われていない。そこで、本研究では積雪寒冷地における個々の住宅の構造的特徴に対応した小屋組耐力評価を行うために接合部の実物大耐力試験と要素試験を実施する。

## 2. 本研究の着眼点

本研究では老朽木造住宅の小屋組接合部を対象とした実物大耐力試験を実施する。小屋組の被害として、柱・梁接合部あるいは垂木接合部の破壊が考えられるが、本研究では過去の被害調査で被害が多く報告されている垂木接合部の破壊<sup>3)</sup>を対象とする。また、老朽木造住宅を対象としているため、建設年代による構法の違いの影響と木材腐朽による劣化の影響を考慮する。建設年代による構法の違いについては、過去に行った宮城県および秋田県の工務店への屋根部の構法変遷に関するアンケート調査<sup>4)</sup>の結果から耐力試験の試験パラメータを決定し、試験パラメータごとの比較から考慮する。木材腐朽による劣化の影響については、JIS K 1571<sup>5)</sup>を参考とした強制腐朽を施した試験体を用いた耐力試験を実施し、その結果に基づき考慮する。

\* Evaluation of wind resistance of roof frame joints of old wooden houses in snowy cold regions by Sachiko Yoshida, Konno Daisuke, Kosuke Sato, and Yasushi Uematsu

### 3. 実物大耐力試験の概要

木造住宅の垂木接合部を再現した試験体を用いて引張載荷試験を行う。試験体概要を図2に、試験体一覧を表1に示す。試験体の接合方法はアンケート調査<sup>4)</sup>の結果から釘打ちのみの接合(図2(a))、ひねり金物も用いた接合(図2(b))の2種類とする。さらに、屋根勾配が耐力に及ぼす影響の検討も行う。実際の風荷重は垂木に対して垂直上向きに作用する。そのため、試験では垂木に垂直に荷重が作用するよう試験体を傾け、軒桁を固定、垂木を2点支持した引張載荷を行う。

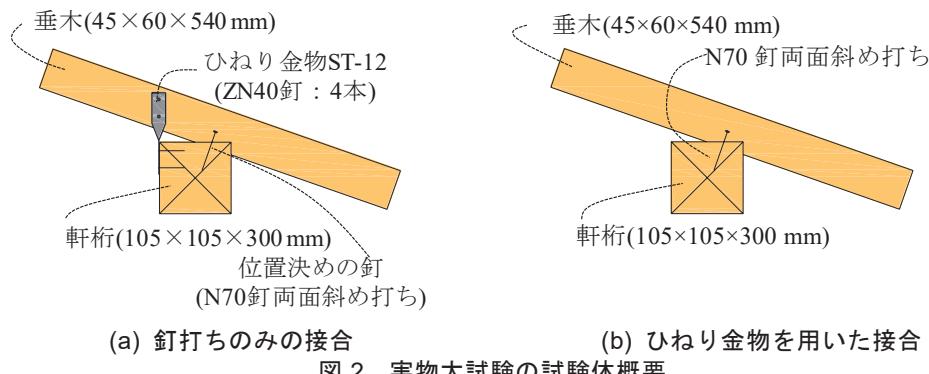


図2 実物大試験の試験体概要

表1 実物大耐力試験の試験体一覧

試験記号	接合方法	屋根勾配	試験体数
N-2.5	釘両面打ち	2.5寸勾配(14.0°)	6体
N-3.5	釘両面打ち	3.5寸勾配(19.3°)	6体
N-6	釘両面打ち	6寸勾配(31.0°)	6体
ST-2.5	ひねり金物と釘両面打ち	2.5寸勾配(14.0°)	20体
ST-3.5	ひねり金物と釘両面打ち	3.5寸勾配(19.3°)	20体
ST-6	ひねり金物と釘両面打ち	6寸勾配(31.0°)	20体

### 4. 実物大耐力試験の結果

各条件下でなされた試験結果の最大耐力の統計値および破壊性状を表2に示す。破壊性状は釘打ちのみの接合およびひねり金物を用いた接合に対して、それぞれ図3および図4に示すように分類した。なお、表2の破壊性状は図3および図4と対応している。

釘打ちのみの接合に関して、N-2.5, N-3.5およびN-6に対して2つの屋根勾配を選択し、それらが同じ連続分布から派生しているという帰無仮説に対する信頼区間95%のコルモゴロフ・スマルノフ検定を行った。その結果、どの組み合わせでもその帰無仮説は採択された。したがって、釘打ちのみの接合では軒桁がスギ、マツどちらの場合においても屋根勾配の違いが耐力値に与える影響は小さいことがわかる。

ひねり金物を用いた接合でも同様に2つの屋根勾配を選択し、それらが同じ連続分布から派生しているという帰無仮説に対する信頼区間95%のコルモゴロフ・スマルノフ検定を行った。その結果、3.5寸と6寸勾配の間には屋根勾配が耐力値に与える明瞭な影響は認められなかった。

しかし、位置決めのための釘打ちが耐力値にどのように影響を与えるかなどは不明である。

次に、試験でみられ破壊が垂木とひねり金物の接合部分で生じていたことから、垂木とひねり金物の接合部分に着目した要素試験を実施し、より簡単な条件で検討を行う。

表 2 実物大耐力試験の結果の統計値

試験記号	屋根勾配	最大荷重		破壊性状
		平均値	変動係数	
		(kN)	(-)	
N-2.5	2.5 寸勾配(14.0°)	1.55	0.34	釘の引き抜け(6)
N-3.5	3.5 寸勾配(19.3°)	1.66	0.17	釘の引き抜け(6)
N-6	6 寸勾配(31.0°)	1.53	0.14	釘の引き抜け(6)
ST-2.5	2.5 寸勾配(14.0°)	3.60	0.14	垂木の割れ(10) 釘の引き抜け(10)
ST-3.5	3.5 寸勾配(19.3°)	2.94	0.16	垂木の割れ(20)
ST-6	6 寸勾配(31.0°)	3.12	0.17	垂木の割れ(20)



図3 釘打ちのみの接合でみられた  
破壊性状



(a) 垂木の割れ



図4 ひねり金物を用いた接合でみられた  
破壊性状

## 5. 要素試験の概要

垂木とひねり金物の接合部分に着目した要素試験を行う。図 5 に試験体概要を示す。試験パラメータは屋根勾配とし、図 5 のように屋根勾配によってプレートの角度、端空き距離を変化させる。前述した試験と同様に、試験では垂木に垂直に荷重が作用するようプレート部分を固定、垂木を 2 点支持し、載荷速度 2 kN/min で引張載荷を行う。垂木の材種はすべてスギとし、試験体数は試験条件ごとに 6 体とする。

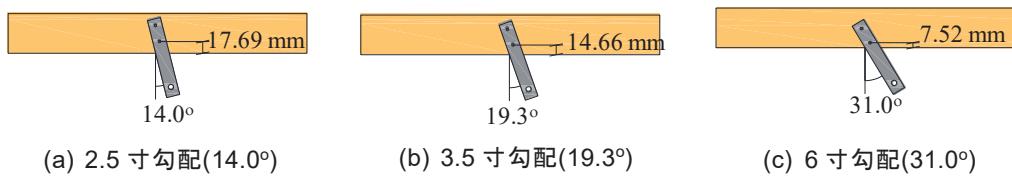


図 5 要素試験の試験体概要

## 6. 要素試験の結果

破壊性状、最大荷重に着目した実物大耐力試験との比較結果を表 3、図 6 に示す。図 6 において、実物大耐力試験の結果はひねり金物と釘打ちの併用接合を表し、要素試験の結果はひねり金物のみの接合を表していることになる。図 6 では、試験における最大荷重の平均値、最大

値と最小値を表している。

表3より、破壊性状については、どの屋根勾配においても似たような傾向がみられた。図6より、2.5寸勾配の場合、最大荷重はほぼ一致し、位置決めの釘の影響は小さいと考えられる。3.5寸勾配の場合は要素試験の耐力の方が実物大耐力試験の耐力よりも大きい結果を示している。この要因としては、ほとんどの試験体で位置決めの釘とひねり金物部分で一緒に割れが生じるような破壊がみられ(図4(a))、位置決めの釘により割れ破壊が誘発され、実物大耐力試験の耐力が小さくなった可能性が示唆される。また、工務店にヒアリングを行ったところ、釘打ち位置はこの場合よりも上で打たれる場合も多いとされており、その場合では要素試験の結果から耐力を評価できることが示唆される。最後に、屋根勾配が6寸の場合は要素試験の耐力の方が実物大耐力試験の耐力よりも小さい結果を示した。これより、ひねり金物の耐力に加え、位置決めの釘が耐力値に影響を与えたと考えられる。

表3 破壊性状に関する実物大耐力試験と要素試験の結果の比較

屋根勾配	実物大耐力試験	要素試験
2.5寸勾配(14.0°)	垂木の割れ(10) 釘の引き抜け(10)	割れ(3) 釘の引き抜け(3)
3.5寸勾配(19.3°)	垂木の割れ(20)	割れ(6)
6寸勾配(31.0°)	垂木の割れ(20)	割れ(6)

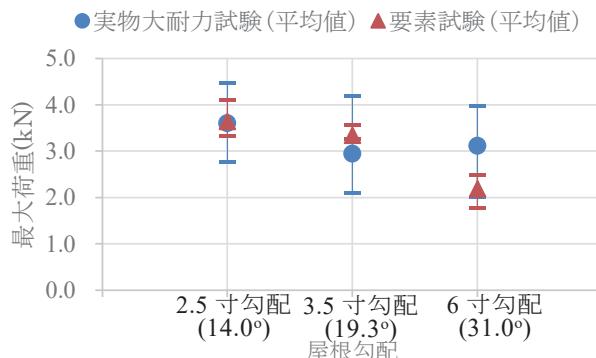


図6 最大荷重に関する実物大耐力試験と要素試験の結果の比較

## 7. 木材腐朽の影響を考慮した要素試験の概要

木材腐朽による劣化が耐力に及ぼす影響を把握することを目的として強制腐朽試験を実施する。設備上、実物大の試験体に強制腐朽試験を行うことは難しいため、強制腐朽は要素試験の試験体と同様の条件で行う。強制腐朽はJIS K 1571<sup>5)</sup>を参考に木材腐朽菌オオウズラタケが広がった培地上に試験体を温度26±2°C、湿度70%以上の環境下に12週間置くことで行う。試験体数は各条件で9体とする。図7は強制腐朽を行った試験体であり、試験体にこうように腐朽菌が繁殖している。この菌糸を取り除き、調湿することなく、要素試験と同様の方法で載荷を行う。



図 7 強制腐朽させた試験体

### 8. 木材腐朽の影響を考慮した要素試験の結果

破壊性状、最大荷重に着目した実物大耐力試験との比較結果を表 4、図 8 に示す。図 8 では、試験における最大荷重の平均値、最大値と最小値を表している。表 4 より、破壊性状については、全く違う傾向がみられ、これは垂木の材縁から遠い釘打ち部分で顕著であった。具体的には、強制腐朽を行った試験体では図 9 のように垂木の材縁から遠い釘打ち部分から木材の亀裂が広がるような特徴的な破壊がみられたが、腐朽していない場合ではすべての試験体で木材から釘が引き抜けるような破壊がみられた。これより、木材が腐朽すると木材の纖維方向の割裂が生じやすくなることが示唆される。試験で得られた最大荷重については 2.5 寸勾配、3.5 寸勾配では腐朽より、耐力値が約 10% 低下していたが、6 寸勾配では耐力値が増大する現象がみられた。この要因としては強制腐朽を行った試験体は木材の含水率が高いため、含水率や釘の錆などが耐力に影響を与えていることが示唆される。そこで、今後は含水率を上げた場合の追加試験なども実施し定量的な評価を目指す。

表 4 破壊性状に関する強制腐朽を施した要素試験と要素試験の結果の比較

屋根勾配	強制腐朽を施した要素試験	要素試験
2.5 寸勾配(14.0°)	割れ(2) 部分割れ(7)	割れ(3) 釘の引き抜け(3)
3.5 寸勾配(19.3°)	割れ(1) 部分割れ(8)	割れ(6)
6 寸勾配(31.0°)	割れ(5) 部分割れ(3)	割れ(6)

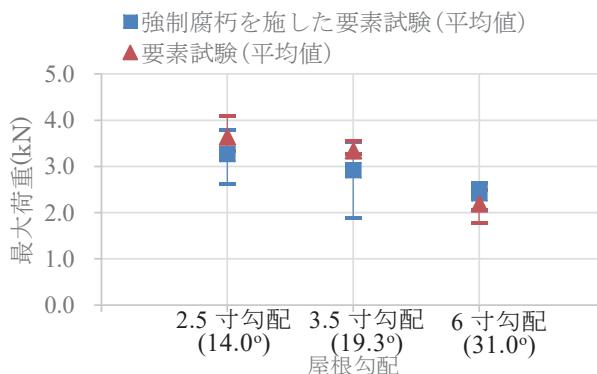


図 8 最大荷重に関する強制腐朽を施した要素試験と要素試験の結果の比較



図9 強制腐朽を行った試験体でみられた特徴的な破壊

## 9. まとめ

本研究は積雪寒冷地にある老朽木造住宅の屋根被害の定量的な評価手法の提案を最終目的とし、本報では小屋組接合部の耐力評価を目的とした実物大耐力試験と要素試験の結果を報告した。

## 謝辞

本研究は日本学術振興会科学研究費(課題番号 15K20861: 研究代表者・ガヴァンスキ江梨)および公益財団法人 LIXIL 住生活財団(2014 年度), 公益社団法人大林財団(2016 年度)の助成(いずれも研究代表者は植松康)を受けて行ったものである。ここに記し, 謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 植松 康, 佐々木 和彦, 野澤 壽一, 「自治体および消防署における住宅の強風被害調査の実態と建築工学的観点からの提案」, 日本風工学会誌, 第 83 号, pp. 57-64, (2000)
- 2) 日本建築学会, 「建築物荷重指針・同解説」, 日本建築学会, (2015)
- 3) 堀 拓哉, 高橋 章弘, 南 慎一, 植松 康, 「2006 年 11 月 7 日北海道佐呂間町で発生した竜巻による建物被害—被害調査に基づく積雪寒冷地の建物被害特性—」, 日本風工学会論文集, 第 34 卷, 第 3 号, pp. 75-83, (2009)
- 4) 吉田 早智子, 植松 康, 佐藤 公亮, ガヴァンスキ 江梨, 「秋田県にある木造住宅の屋根部の構法変遷に関する研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1053-1054, (2017)
- 5) 日本工業標準調査会, 「木材保存剤 - 性能基準及びその試験方法」, <http://kikakurui.com/k1/K1571-2010-01.html>, (2017.12)
- 6) 吉田 早智子, 今野 大輔, ガヴァンスキ 江梨, 植松 康, 「積雪寒冷地における木造住宅の強風被害予測モデルに関する研究」, 日本風工学論文集, 第 42 卷, 第 3 号, pp.89-99, (2017)

## 強震動と津波の双方に対して有効な免震・免波構造の研究\*

弘前大学大学院理工学研究科 有賀 義明

### 1. まえがき

上下水道施設は、日常生活や産業活動の安定継続に必要不可欠な施設である。上下水道施設の内、下水処理を担う浄化センターは、下水が自然流下によって収集されるため沿岸域や河川下流域に多く立地されている。そのため、大地震時には、強震動と津波の双方によって被害を受ける危険性がある。2011年東北地方太平洋沖地震では、沿岸域の多くの施設が津波被害を受け<sup>1)</sup>、仙台市南蒲生浄化センターは、10m以上の津波により大被害を受けた<sup>2)</sup>。将来的には、南海トラフ巨大地震等の発生が想定されており、沿岸域の構造物・施設の地震対策技術の合理化と実効性の向上が必要である。このような必要性から、強震動に対する免震効果と津波に対する免波効果を併せ持つ、免震・免波構造について検討した。

### 2. 免震・免波技術のバリエーション

強震動に対する免震対策としては、表-1に示したように、地下化による地震動の低減、免震材の活用による地震作用の低減が考えられる。津波に対する免波対策としては、津波からの回避、隔離・遮断、構造物の表面形状等の工夫による津波波圧の低減、免震材の活用による津波波圧の緩衝・低減等の方法が考えられる。免震材の活用によって、免震効果の発現のみならず免波効果も併せて発現させるという概念が研究の主眼である。

### 3. 免震・免波構造の概念

免震・免波構造は、強震動および津波の波圧が構造物に作用した場合に、構造物の回転や並進（水平移動）を許容することによって構造物内に発生する応力を低減し、構造物の損傷を抑止・軽減するという考え方である。図-1に免震・免波構造の概念を示す。免震・免波構造は、構造物の底面に免震ゴムを設置し、構造物と周辺地盤との間には流動性のあるアスファルト系免震材を介在させる構造となっている<sup>3)</sup>。こうした構造によって、免震効果については、免震ゴムによる強震動の伝播の低減、流動性免震材による構造物の振動抑制が期待され、免波効果については、津波の波圧が作用した際に構造物の回転・並進を励起させることによって構造物内に発生する応力を低減させることが期待される。

### 4. 三次元動的解析による免震・免波構造の効果の評価法の検討

#### (1) 概要

免震・免波構造の有効性を評価するために強震動に対する免震効果と津波の波圧に対する免波効果について三次元解析により検討した。検討に際しては、免震・免波構造について3種類の解析モデルを設定して比較検討した。

\*Study on isolation structure against strong earthquake motion and Tsunami by Yoshiaki Ariga

## (2) 解析モデル

東日本大震災における浄化センターの被害事例を参考にして図-2に示したような3種類のモデルを設定した。三次元解析に用いた有限要素モデルの全景は図-3に示したとおりである。解析対象とした構造物は、地上2階・地下2階の4階建の鉄筋コンクリート構造物とし、地上部の高さ13m、地下部の深さ15.4m、幅14m、奥行20m、壁と床の厚さ0.5mとした。地盤は軟質地盤を仮定し、二層の水平成層地盤とし、幅76m、奥行70m、深さ30mの領域をモデル化した。地盤と構造部は8節点のソリッド要素でモデル化した。境界条件は、側方境界は粘性境界、下方境界は剛基盤とした。解析には、汎用解析プログラムISCEFを使用した。

表-1 免震・免波技術のバリエーション

1. 強震動対策	
(1)	地下化による地震動の低減効果
2. 津波対策	
(1)	津波の回避
◇	津波が到達しない場所での立地
◇	新設：土地利用の防災化⇒抜本的津波対策
◇	既設：高経年化による再開発に伴う移転
(2)	津波からの隔離
◇	地下化による隔離
◇	ドーム構造等による被覆
◇	壁構造による遮断
(3)	津波の波力の低減
◇	構造物の表面形状の効果（平面、曲面）（鉛直面、水平面）
◇	津波の到来方向を考慮した構造物の配置
◇	構造物の表面材料の効果（エネルギー吸収型の材料）
(4)	免震材の活用
◆	津波の波力の吸収⇒免波効果
◆	構造物の回転・並進による応力の低減⇒免波効果
3. 強震動&津波対策	
◆免震材による免震効果と免波効果の両立⇒免震・免波構造	

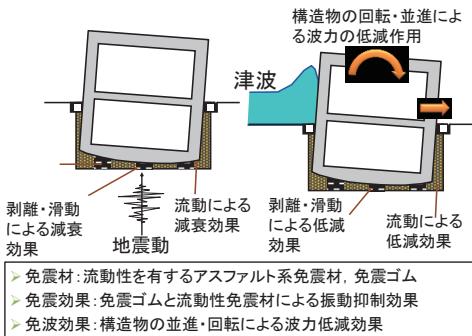


図-1 免震・免波構造の概念

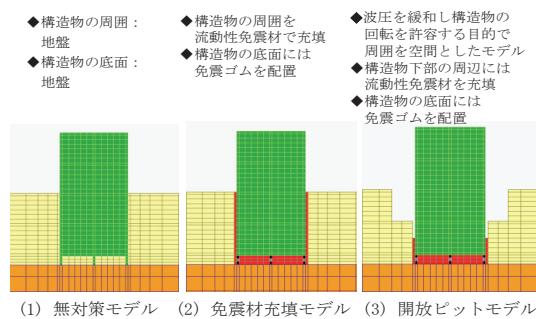


図-2 比較検討のためのモデル設定

## (3) 免震材の配置

構造物底面の免震ゴムは、図-4に示したように、3列×4箇所の計12箇所に配置した。個々の免震ゴムの寸法は、幅0.5m、長さ1.0m、高さは1.5mとした。

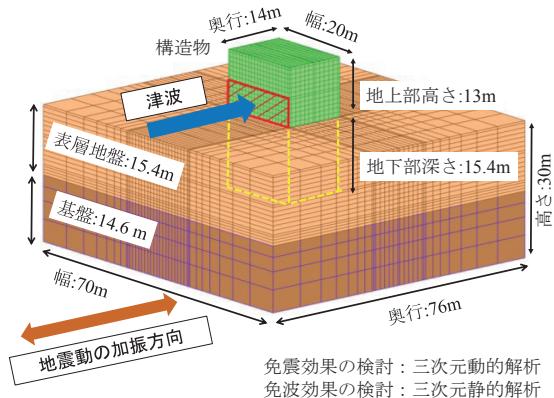


図-3 三次元解析モデルの全景

#### (4) 地盤と構造物の解析用物性値

構造物と免震材の物性値を表-2に、地盤の物性値を表-3に示す。構造物の回転・並進については、構造物が剛な変位挙動を示すことを想定して、ここでは、構造物のせん断剛性の値は高めに仮定した。地盤については、表層地盤（第一層）はS波速度90m/s、基礎地盤（第二層）はS波速度330m/sを仮定した。

#### (5) ジョイント要素の配置と解析用物性値

構造物と免震材の接触面における非連続的挙動（回転、並進、剥離、滑動）を模擬することが必要になることから、図-5に示したように、構造物底面と免震ゴムの接触面、構造物周囲と流動性免震材の接触面（側面および底面の全面）にジョイント要素を配置した。ジョイント要素の物性値は表-4のように仮定した。

表-2 構造物と免震材の物性値

項目	せん断剛性 N/mm <sup>2</sup>	密度 t/m <sup>3</sup>	ボアン比
構造物	14600	2.40	0.20
免震ゴム	5000	0.96	0.49
流動性免震材	0.24	1.00	0.49

表-3 地盤の物性値

項目	層厚 m	せん断剛性 N/mm <sup>2</sup>	S波速度 m/s	密度 t/m <sup>3</sup>	ボアン比
一層	15.4	16	90	2.0	0.40
二層	14.6	240	330	2.2	0.35

表-4 ジョイント要素の物性値

項目	剛性 N/mm <sup>2</sup>		せん断強度 N/mm <sup>2</sup>
	法線方向	せん断方向	
接触面	35040	14600	0.1

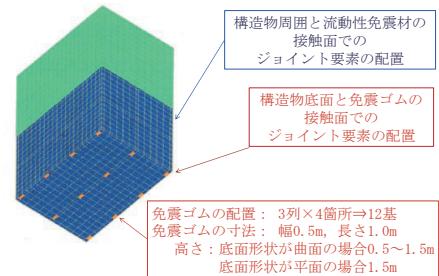


図-4 構造物と免震材の接触面での  
ジョイント要素の配置

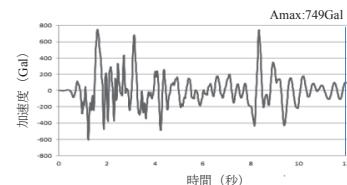


図-5 免震効果の検討に用いた入力地震動

#### (6) 免震効果の検討に用いた入力地震動

免震効果の解析評価のために用いた入力地震動を図-5に示す<sup>4)</sup>。加振方向は、図-3に示したように構造物の短軸方向とし、下方入力基盤から入力した。

#### (7) 構造物に対する津波の波圧

津波の波圧については、構造物に動的荷重として作用させる方法、静的荷重として作用させる方法等が考えられるが、ここでは、基礎検討として後者により検討した。津波の波圧に関しては、波圧の大きさ、鉛直面内および水平面内の分布形状等の設定が重要になるが、ここではSPH法による解析結果<sup>3)</sup>を踏まえ、図-6に示したように、波圧の大きさは400kPaと設定し、分布形状については、四角形分布を仮定した。津波波力の作用方向は、図-3に示したように、構造物の短軸方向とし、地表面から高さ6.5m×幅20.0mの矩形のエリアに作用させた。

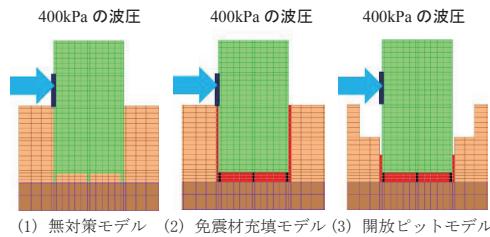


図-6 免波果の検討に用いた入力地震動

## 5. 三次元解析結果

### 5.1 三次元動的解析による免震効果の評価

#### (1) 強震動による加速度応答

3種類の解析モデルに関して構造物の最大加速度の解析結果を表-5に、最大加速度分布を図-7に示す。表-5より、無対策モデルでは2404.4Galであるのに対して、免震材充填モデルでは398.1Gal、開放ピットモデルでは361.2Galとなった。無対策モデルに比して免震材充填モデルと開放ピットモデルでは最大加速度の値が大幅に低減する結果となった。

表-5 構造物での最大加速度の比較

解析モデル	最大加速度	発生時刻
無対策	2404.4 Gal	8.54 s
免震材充填	398.1 Gal	10.06 s
開放ピット	361.2 Gal	9.34 s

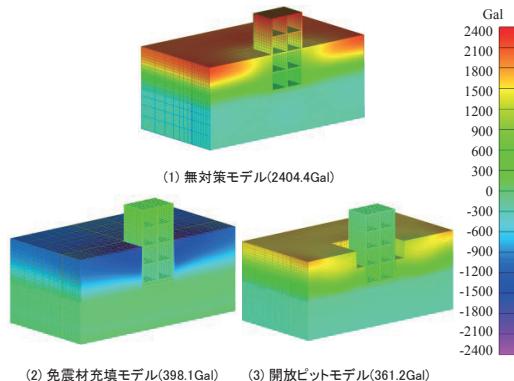


図-7 最大加速度布

表-6 構造物での最大主応力の比較

解析モデル	最大応力	発生時刻
無対策	19.35 N/mm <sup>2</sup>	1.80 s
免震材充填	2.39 N/mm <sup>2</sup>	2.95 s
開放ピット	2.27 N/mm <sup>2</sup>	2.93 s

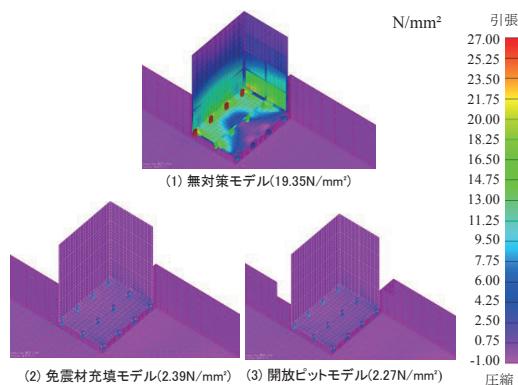


図-8 地震時の最大応力分布

## (2) 強震動による応力

地震動によって構造物に発生した応力（最大主応力）の解析結果を表-6、構造物で最大の応力が発生した時刻での地震時応力分布を図-8に示す。無対策モデルでは、構造物における最大応力（引張応力）は  $19.35\text{N/mm}^2$  であったのに対して。免震材充填モデルでは  $2.39\text{N/mm}^2$ 、開放ピットモデルでは  $2.27\text{N/mm}^2$  となった。地震時応力は、構造物の損傷・破壊を判定する際の直接的な評価量であり免震効果の重要な評価指標になることから、無対策モデルに比して、免震材充填モデルと開放ピットモデルでは地震時応力が大幅に低減しており、免震効果が大きいことを示す結果が得られた。

## 5.2 三次元静的解析による免震効果の評価

### (1) 津波による変位応答

津波の波圧による構造物の最大変位の値を表-7に示す。また、構造物の変位状況を図-9に示す。無対策モデルでは、構造物の下半分が地盤内にあるため、構造物の変位は基本的に小さく、 $3.39\text{cm}$  となった。開放ピットモデルでは、3種類の解析モデルの中では構造物の回転・並進が最も生じやすいことを反映して、構造物の変位は大きくなり  $70.48\text{cm}$  となった。免震材充填モデルでは、構造物と地盤の間に流動性アスファルト系免震材が介在するため、構造物の変位は無対策モデルよりは大きく開放ピットモデルよりは小さい結果となり  $16.40\text{cm}$  となった。図-9に示したように、ジョイント要素を用いた解析によって構造物の回転・並進（剥離・滑動）といった非連続的挙動を模擬することができることを確認できた。

表-7 津波の波圧による最大変位量

解析モデル	構造物の最大変位
無対策	$3.39\text{ cm}$
免震材充填	$16.40\text{ cm}$
開放ピット	$70.48\text{ cm}$

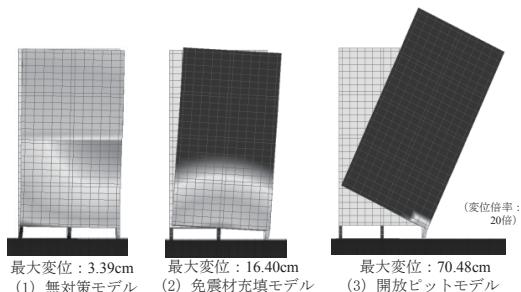


図-9 津波の波圧による変位挙動

### (2) 津波による応力

津波の波圧が作用した場合の構造物での応力分布を図-10に示す。また、図-11に示した代表位置の最大応力の値を表-8に示す。無対策モデルでは、構造物は地盤によって拘束されているため変位挙動が生じにくく、その分、構造物での応力が大きくなつた。免震材充填モデルと開放ピットモデルでは構造物の正面底部で回転（剥離）が生じ、応力解放に伴つて構造物での応力が低減した。

## 6. まとめ

地震動に対しては、無対策モデルに比して免震材充填モデルと開放ピットモデルでは構造物

に発生する地震時応力が大幅に減少し、免震効果が期待できる。津波の波力に対しては、無対策モデルでは構造物の下半分が地盤内にあるため回転・並進が生じにくいため、免震材充填モデルと開放ピットモデルでは構造物に回転が生じ、構造物の変位は大きくなるが回転に伴う応力解放によって構造物内に発生する応力を低減させることができ、免波効果が期待できる。

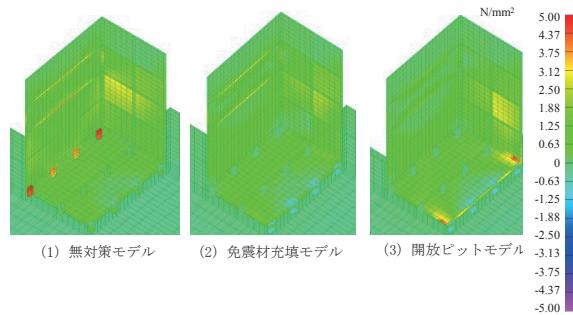


図-10 津波の波圧による応力分布

表-8 津波の波圧による構造物での応力

解析モデル	最大主応力 N/mm <sup>2</sup>	
	位置 A 構造物正面	位置 B 構造物側面
無対策	3.490	2.644
免震材充填	0.146	1.721
開放ピット	0.140	0.601

(+ : 引張, - : 圧縮)

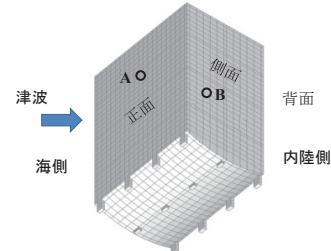


図-11 応力の代表出力位置

### あとがき

高度成長期に建設された多くの施設で高経年化が進みつつあり、今後、老朽化施設の更新の必要性が益々増大すると考えられる。免震・免波構造の考え方は、新規構造物のみならず老朽化した既設構造物の更新においても有効に活用することが可能である。

### 参考文献

1. 竹内幹雄, 小黒明, 大峯秀一: 東日本大震災における沿岸域浄化センターの被害事例と今後の課題, 土木学会地下構造物の耐震性能照査と地震対策ガイドライン(案), 資料編3.5節, pp.394-402, 2011.
2. 南蒲生浄化センター復旧方針検討委員会: 仙台市南蒲生浄化センター復旧方針に係る提言書, 2011.
3. 竹内幹雄, 有賀義明, 渡辺高志, 川口昇平, 西本安志, 堀宗朗, 有川太郎: 流動性を有するアスファルト系免震材を用いた免震・消波構造に関する基礎的考察, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.71, No.4, pp.I\_235-I\_245, 2015.
4. 土木学会: コンクリート標準示方書耐震性能照査編, pp.110, 2002.

## 高分解能日本域アンサンブル GPV の 波浪計算への適用に関する基礎検討\*

五洋建設株式会社 琴浦 輝  
東北大学 大学院工学研究科 田中 仁

### 1. はじめに

海上工事では大型作業船を用いた大型構造物の吊り作業や、潜水士が海中作業を行うなど陸上工事とは異なる施工条件が発生することから、雨や風が原因となり作業中止となる陸上の建設現場とは異なり、海上工事ではそれに加えて波浪条件による作業中止も発生する。そのため、海上工事では船舶の動搖などが施工安全管理、品質管理に直結することになるが、船舶の動搖の多くは外洋から来襲する波浪によって引き起こされるため、これまで波浪観測結果<sup>1)</sup>や波浪予報情報の入手をおこなったうえで、これまでの経験を踏まえ、作業の可否判断を行ってきた。近年では、波浪予報情報の元になる波浪推算モデルの高度化が進んでおり、波浪推算モデルによる予測結果をリアルタイムに配信するシステムも構築され<sup>2)</sup>、作業可否判断に利用され始めている。筆者らは、波浪推算モデルの施工可否判断への適用に着目して検討を進め、低波浪時に波浪推算モデルの精度が低下する要因を検証し、高周波数側のエネルギー過大評価が予測精度の低下要因であることを示し、その改善策の方向性を示した<sup>3)~9)</sup>。その結果、波浪推算精度が向上することは期待されるが、施工現場においては精度の良い予測に加え、長期的な予測情報も求められる。長期予測情報を得られると、工程管理などへの活用が可能となるが、予測期間が延びるにつれ精度が低下することは確認されている<sup>3)</sup>。

そこで、本研究においては、低波浪時の予測精度向上を目指したモデルを用いて、長期予測への適用に関する基礎検討を実施した。

### 2. 波浪予測モデルの概要

本研究における波浪推算モデルは第三世代モデルである WAM を用い、表-1 の条件の下、図-1 に示す計算領域を対象に実施してきた。この計算領域は使用する風データである気象庁 GPV のひとつである GSMjp の領域と同じである。GSMjp は格子サイズが 20km、1 日 4 回のデータ配信、最大 264 時間先までの予報を含んでいる気象関係の GPV である。

ところで、気象庁はこれまで 1 週間に 1 回配信していた 2.5 度格子の 1 ヶ月アンサンブルに加え、2017 年夏から 1 ヶ月アンサンブル GPV（高分解能日本域）の提供を開始した。この高分解能日本域のデータは日本周辺に限れば格子サイズが 50 km となっており、詳細なデータを得ることができるようにになった。なお、アンサンブルデータとは、ある時刻に少しずつ異なる初期値を多数用意して多数の予測計算を実施し、その平均やばらつきの程度などの統計的な性質を利用して最も起こりやすい現象を予測するものである。森・平口<sup>10)</sup>はアンサンブルを活用し

\* Basic study on wave ensemble calculation by Tsuyoshi Kotoura and Hitoshi Tanaka

た検証を実施しているが、当時のアンサンブルデータは1週間程度であったのに対し、現在では計算機能力などの発達により1ヶ月アンサンブルデータが得られるようになっている。

本研究では、1ヶ月アンサンブルデータは初期値を変えた合計50個の高解像度日本域データの配信を受け、そこに含まれる風データに対して波浪計算を行い、その結果について検討した（表-2）。

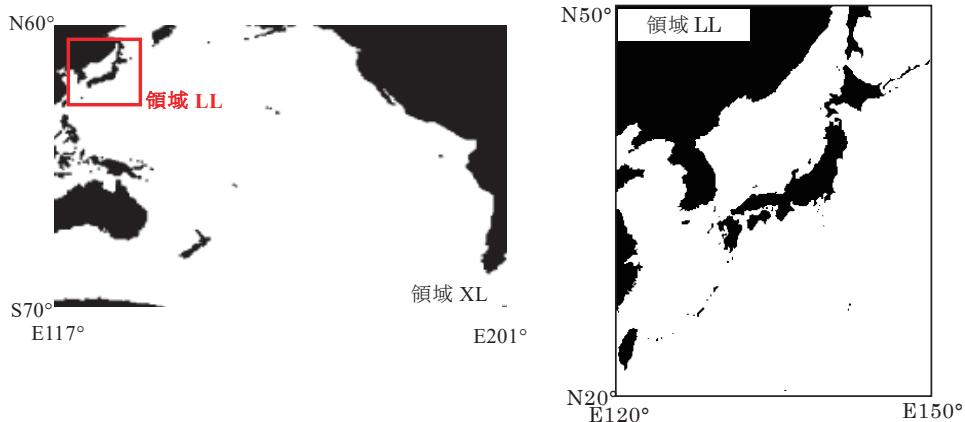


図-1 計算領域図

表-1 通常 WAM モデル

領域名	LL	XL
計算領域（北緯）	20°～50°	-70°～60°
計算領域（東経）	120°～150°	117°～295°
最小周波数	0.042Hz～1.174Hz	
周波数分割数	35	
周波数間隔	倍率 1.1	
方向分割数	16	
水深条件	深海	
空間間隔	0.1°	0.5°
伝播計算時間刻み	300s	900s
風使用データ	GSMjp	GSMgl
風データ時間間隔	3600s	

表-2 アンサンブル WAM モデル

領域名	LL	XL
計算領域（北緯）	20°～50°	-70°～60°
計算領域（東経）	120°～150°	117°～295°
最小周波数	0.042Hz～1.174Hz	
周波数分割数	35	
周波数間隔	倍率 1.1	
方向分割数	16	
水深条件	深海	
空間間隔	0.5625°	2.5°
伝播計算時間刻み	900s	900s
風使用データ (50 メンバー)	1ヶ月アンサンブル (高分解能日本域)	1ヶ月アンサンブル
風データ時間間隔	3600s	

### 3. 波浪予測モデルのエネルギー逸散項

WAMのエネルギー逸散項はHasselmannの白波理論に基づくKomen et al.の理論が採用されており、高周波数域での適切なエネルギーバランスを得るために、 $k^2$ に関する項を加えられ評価されるが<sup>11)</sup>、本研究では高周波数側のエネルギー過大評価を改善するために $k^3$ に関する項を追加した式を採用する<sup>9)</sup>。ただし、風波発達時はオリジナルの逸散項を用い、減衰期、すなわち風入力項  $\text{Sin}=0$  の時に新しい逸散項を導入することにした。これは、波の発達期のスペクトル形

状はオリジナルの逸散項でも良好な結果が得られたことを鑑み、風域を抜けた後の高周波数エネルギーの減少を期待するものである。

$$S_{ds} = (-\gamma_d)E, \quad \bar{E} = \iint E(f, \theta) df d\theta \quad (1)$$

$$\gamma_d = C_{ds} \langle \omega \rangle \langle k \rangle^2 \bar{E}^2 \left( a \frac{k}{\langle k \rangle} + b \left( \frac{k}{\langle k \rangle} \right)^2 + c \left( \frac{k}{\langle k \rangle} \right)^3 \right) \quad (2)$$

$$m_n = \int_0^\infty f^n E(f) df \quad (3)$$

ここで、 $C_{ds}$ ：定数、 $k$ ：波数、 $\langle \omega \rangle$ ：代表角周波数、 $\langle k \rangle$ ：代表波数、 $a+b+c=1.0$ 、 $a=b=0.5(1.0 - c)$ 、 $c=0.0(\text{if } \text{Sin}=0.0)$ 、 $c=0.1(\text{if } \text{Sin} \neq 0.0)$

図-2は鹿島におけるWAMorgと、風波発達時にも新しい逸散項を用いたWAMnew1と、Sin=0の時に新しい逸散項を用いたWAMnew2の比較である。新しい逸散項を用いると低波浪時における波高、周期の予測精度が向上していることが確認できるが、減衰期のみに適用することで低波浪時の予測精度がさらに向上していると考えられる。なお、他地点においてもおおむね同様の傾向を示すことが確認されたことから、減衰期のみに新しい逸散項を用いることが有用であると考えられる。

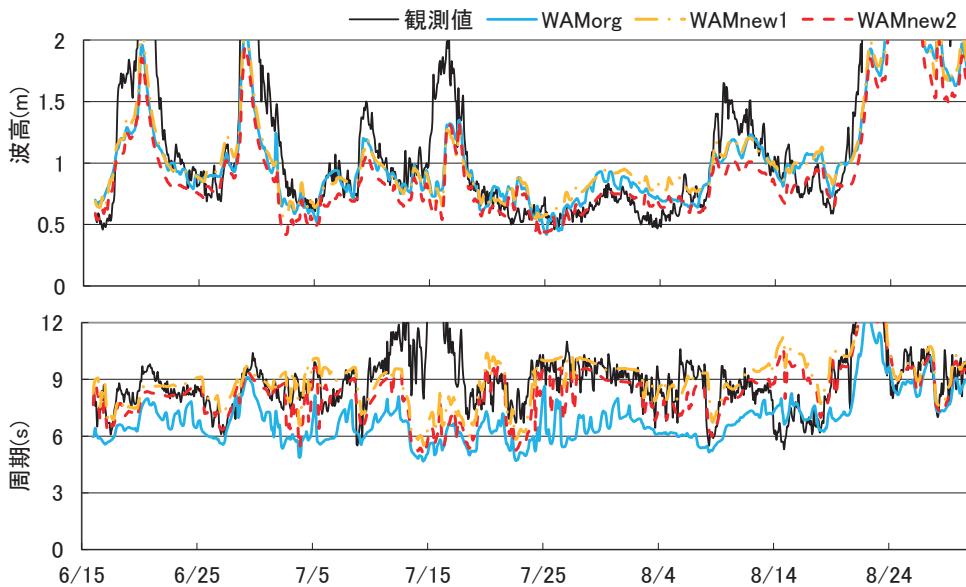


図-2 WAMorg と WAMnew の比較（鹿島：2015/6/15～8/31）

#### 4. アンサンブルデータを活用した波浪計算

上述したように、アンサンブルデータは50個の独立したデータが存在するが、すべてのデータをグラフに記載するのは煩雑になると考えられるため、表示方法には工夫が必要と考えた。そこで、アンサンブル計算を活用している台風の予報円を参考にすることにした。現在発表される台風の予測進路の予報円は、初期値の異なるアンサンブル計算の結果を用いて、70%の確率で進行する範囲を示したものである。このことを参考にして、波浪予測のばらつきも70%の確率に入る範囲を示すことでも有用であると考え、30日先までの予測データが50個出力されるデータから、最大値、平均値、最小値に加えて、標準偏差 $\sigma$ を算出して、平均土 $\sigma$ も算出する。これは、平均土 $\sigma$ に入る確率がおよそ70%である統計的性質を利用するためである。

グラフには最大値、平均値、平均値土 $\sigma$ を表示している。最大値は予測期間中の最大波高の可能性を示すものであり、施工の安全性を考慮する際に活用され、また、平均値土 $\sigma$ は期間中の予測値が概ねの傾向を把握することに活用されることを期待している。

図-3は鹿島におけるアンサンブル風データと、鹿島付近のMSMの風データの初期値を合わせて表示している。MSMは日本付近をおよそ5km格子に分割し、3時間ごとに38時間先までの予測するGPVデータであり、その初期値はアメダスなどの観測値などから推算されているため、観測値と相関の高い高精度なデータであると考えられる。このグラフによると、MSM風データはアンサンブルデータの平均値土 $\sigma$ に包絡されている期間が多く、風速が土 $\sigma$ を外れる場合にも最大値に包絡される傾向があることが分かる。

図-4は福島沖における波浪アンサンブル計算から得られた有義波高と有義波周期の各指標を示している。波高はおおよそ平均値土 $\sigma$ に包絡されているといえ、また、最大値のデータは期間後半において波高が増大する傾向が対応している。周期は精度がやや低下するものの、周期が増大する傾向などは最大値を参考にできる可能性がある。

図-5は同様に、鹿島における有義波高と有義波周期の各指標を示している。波高は全体的に過大評価であるが、観測値の波高が増大している時期はアンサンブルの最大値が増大している時期と概ね対応している。また、平均値土 $\sigma$ の変動は大きくないが、全体の傾向としては期間後半に向けて波高が増大する傾向はとらえられているといえる。周期についてはおおよそ平均値土 $\sigma$ に包絡されていると考えられ、有用な情報であると考えられる。

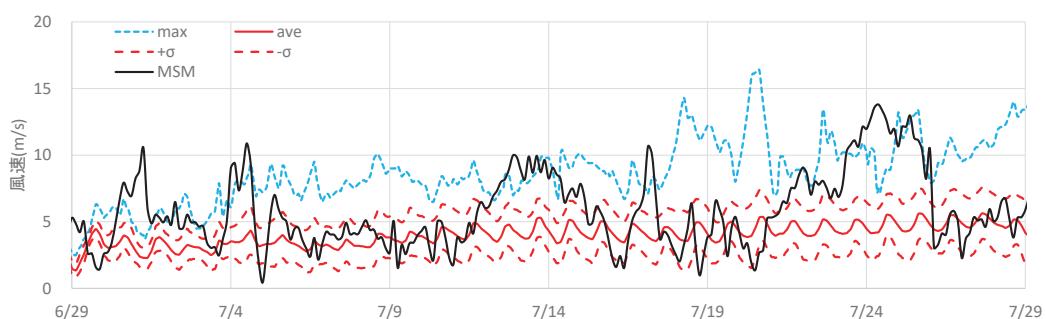


図-3 風速アンサンブルデータ（鹿島：2017/6/29～7/29）

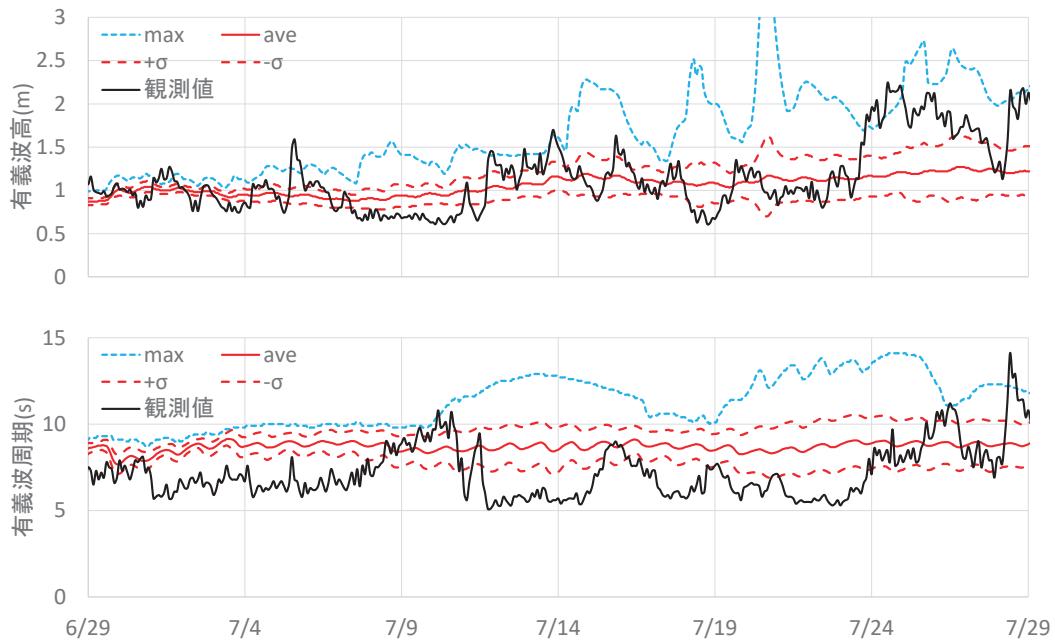


図-5 波浪アンサンブルデータ（福島県沖：2017/6/29～7/29）

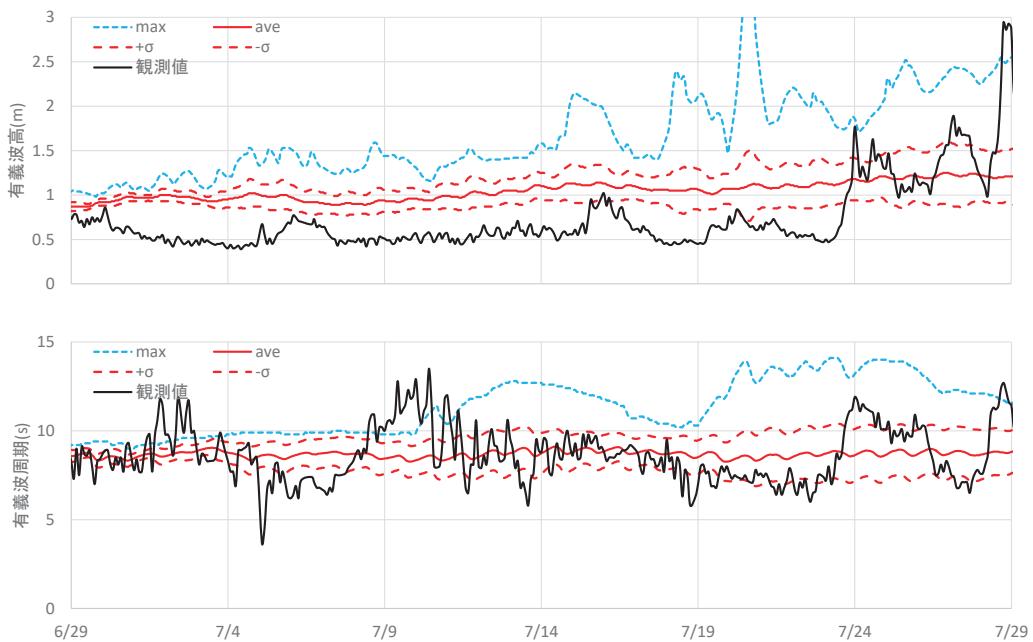


図-6 波浪アンサンブルデータ（鹿島：2017/6/29～7/29）

## 5. おわりに

新しい逸散項を減衰期のみに適用した WAM モデルを波浪アンサンブル計算に適用した。その結果、平均値± $\sigma$ と最大値を合わせて提供することで、1か月間の波浪の傾向を把握し、施工管理へ活かせる可能性があることが確認できた。つまり、GSMjp の予報時間の 264 時間以降についてはアンサンブル波浪データを活用することで、長期予測情報の提供が可能となると考えられる。

ただし、これまでのモデルで用いていた格子サイズ 10 km と比較すると、アンサンブル波浪データの格子サイズは 50 km 程度となるため、風や波浪などの物理値が平滑化されてしまう可能性があり、その影響については継続して検証する必要がある。

また、福島沖では波高、鹿島においては周期が平均値± $\sigma$ に含まれるという異なる傾向となった。これについては、使用している WAM が深海モデルであるため地形の影響が考慮できていないことなどが影響していることも考えられ、地形の影響を含めた検証が必要であると考えられる。

## 参考文献

- 1) 川口浩二, 櫻庭敏, 藤木峻: 全国港湾海洋波浪観測年報 (NOWPHAS 2014), 港湾空港技術研究所資料, No.1319, 2016, 126p.
- 2) 江口一平, 岡田弘三, 中田琢志, 内田洋平, 崩田和彦, 宇都宮 好博: 沿岸気象海象情報配信システムの高度化, pp.61-66, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 2014.
- 3) 森屋陽一, 琴浦毅, 関本恒浩: 日本海における波浪推算モデルを用いた海上・潜水作業可否の予測精度, 海洋開発論文集, 第 26 卷, pp.447-452, 2010.
- 4) 琴浦毅, 森屋陽一, 関本恒浩: 波浪推算の計算領域が海上作業可否の判定精度に及ぼす影響, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 67, No. 2, pp.I\_880-I\_885, 2011.
- 5) 琴浦毅, 森屋陽一, 関本恒浩: 瀬戸内海における波浪推算モデルを用いた海上作業可否の判定精度, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 68, No. 2, pp.I\_959-I\_964, 2012.
- 6) 琴浦毅, 片山 裕之: リーフ地形周辺の海上作業可否に着目した波浪予測モデルの検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発) Vol. 71 (2015) No. 2 p. I\_215-I\_220.
- 7) 琴浦毅, 田中仁: 冬期日本海における波浪推算精度の検証, 東北地域災害科学研究 第 52 卷 (2016) p. I\_115-I\_120.
- 8) 琴浦毅, 田中仁: 波浪推算モデルによる低波浪時の有義波推算精度を低下させる要因の検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発) Vol. 72 (2016) No. 2 p. I\_271-I\_276.
- 9) 琴浦毅, 田中仁: 波浪推算モデルの低波浪時推算精度向上に関する研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発) Vol. 73 (2017) No. 2 p. I\_971-I\_976.
- 10) 森 信人, 平口 博丸: アンサンブル波浪予測の精度と価値について, 土木学会論文集, 2004 卷 (2004) 768 号 p. 167-177.
- 11) The WAMDI Group : The WAM model – A third generation ocean wave prediction model, Journal of physical oceanography, pp1775-1810, 1988.

## Estimation of S-wave velocity structures in Morioka area by dense microtremor array observations\*

Anupap Wanasawan<sup>1</sup>, Hidekazu Yamamoto<sup>2</sup> and Tsuyoshi Saito<sup>3</sup>

### 1. Introduction

We try to estimate underground S-wave velocity structures by using microtremor array observation in order to understand S-wave velocity structures and site effects on strong motions. This research aims to find phase velocities and peak frequencies of microtremor vertical to horizontal (H/V) spectral ratios in order to get data for analyzing underground structures such as thickness and/or S-wave velocity of soil layers for predicting damage from earthquakes that may occur in the future. We did microtremor observations in Morioka City which is the main city of Iwate Prefecture. We observed microtremors by using a single three-component seismograph in a single point for estimating H/V spectral ratios and by using an array of velocity meters for estimating phase velocities.

### 2. Microtremor Observation



Fig.1 Microtremor Observation points at Morioka area in A, B and C lines.

indicated by a triangle shape show large size arrays. In the array observation, 47 sites were measured. In this research, the origin of observation lines A, B and C was set at Ueda 4 Chome near Iwate University. In the observation process, we used two types of tools to record microtremor data. In miniature array point we used velocity meters as a main device (4D-Geotek model). This tool includes four geo-phone sensors, AD data processing unit and Windows tablet. Figure 2 shows GDAQ4-s system. GDAQ4-s is a new system tool, it possible to customize an observation condition setting in real time (e.g. sampling rate, data length etc.) on site. In these miniature arrays, we set them in triangular form (60 cm of radius as shown in Fig. 3). However, an usage of GDAQ4-S has limits, the geo-phones sensor can only be set to miniature size and it's can record only vertical component (UD Data). So in the large size array, we used the JU310 device from Hakusan Kogyo Co. Ltd.

We measured microtremors for 15 minute in the case of a miniature size array (60 cm) which is set in triangular form. And we need a longer time in a large size array. To calculate phase velocities, we use spatial autocorrelation (SPAC) method(Aki,19575). We calculated phase velocity by fitting SPAC coefficient to 0th order first kind Bessel function. Figure 1 shows microtremor array observation points. The red, green and yellow balloons show miniature array observation points with a radius of 60 cm; the points

<sup>1</sup> Graduate student, Graduate School of Engineering, Iwate University

<sup>2</sup> Associate Professor, Faculty of Science and Engineering, Iwate University

<sup>3</sup> Technical staff, Faculty of Science and Engineering, Iwate University

In this study, we also set a various size array in triangle form. At LA1 point we set 45m, 35m and 10m array sizes. At LA2 point we set 50m, 25m, 9m and 3m array sizes.

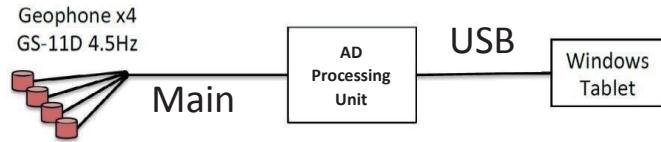


Fig.2 System of microtremor velocity observation tool GDAQ-4s that consists of geo-phone sensors, AD converting unit and Windows OS tablet.

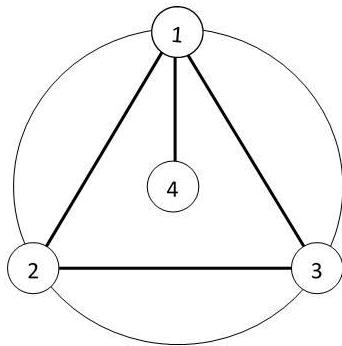


Fig.3 Triangular array setting form for miniature array. A number in small circles indicates a geo-phone sensor.



Fig.4 Observation photo a 60 cm microtremor array observation on a site at B5.

### 3. Estimation of S wave velocity structure by microtremor array observation

Figure 5 shows the waveforms of vertical components (UD) obtained with a 60 cm radius array at point C9. Since these four waveforms are very similar, it is indicated that these waveforms can be used for analysis. Figure 6 shows observed and calculates phase velocity dispersion curves at A2 point. From Fig 6, we can see that the phase velocities are slow (about 100 m / s) in the high frequency band and that velocities become faster in the low frequency band.

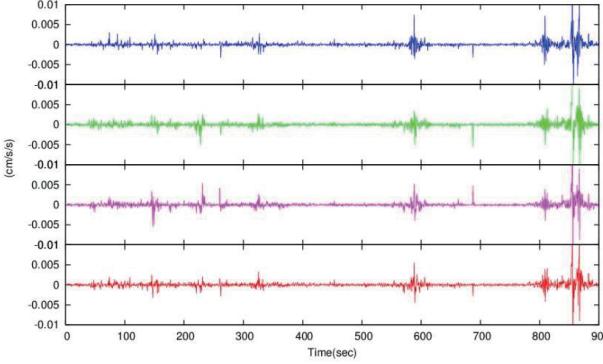


Fig.5 Velocity waveforms of 4 sensors at observation point C11.

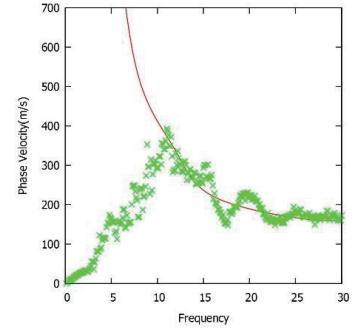


Fig.6 Phase velocity at A2. A red solid line indicates theoretical one and green crosses are observed one.

#### 4. Microtremor H / V

Figure 7 shows the microtremor spectra and spectral ratio obtained at point C11. These are three component spectra, namely, the north-south, the east-west, and the up-down motion components. A band pass filter of 0.1 Hz to 20 Hz was processed. The H/V peak was picked up in the range up to 10 Hz. From Fig. 7, it is possible to identify the peak at 1.1 Hz (0.909 sec). Peak periods were picked up at all observation points.

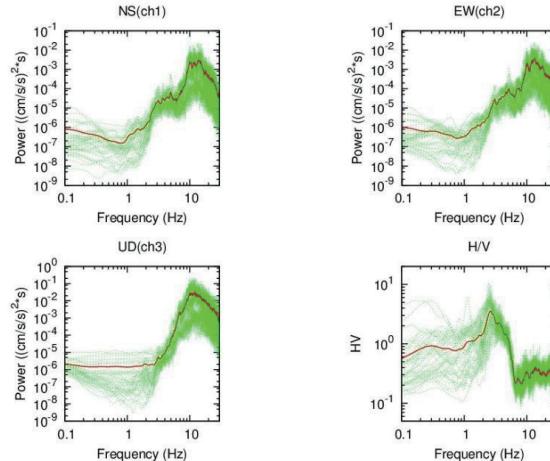


Fig.7 Power spectra and H/V spectra ratio at observation point A2. Red solid lines indicate average lines of power spectra and H/V spectra ratio and green lines are individual observed data.

Figure 8 shows peak periods along B-line. We can see that the peak period gradually decreases. Figure 9 shows peak periods in all observation points in the area. From this figure we can see that B line and C line shows that peak periods are around 0.4 to 0.1 seconds because these observation points locate near mountains area. So we can predict that underground basements in these areas are shallow.

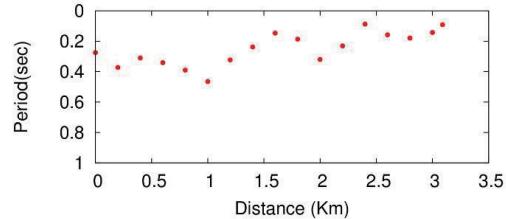


Fig.8 Distribution of peak period against distance along B-line.

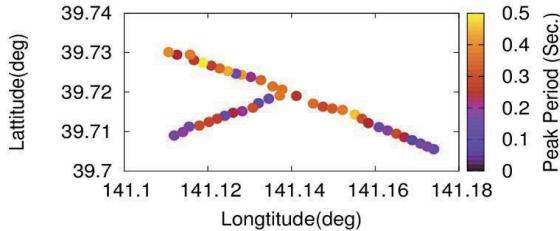


Fig.9 Peak period distribution in at all observation points.

## 5. Estimation of S wave velocity structure by both dispersion curves and H/V Spectral ratio

The S-wave structure that we obtained from phase velocity calculated by using miniature array may not be complete. Because the array size is limited within 60cm, so we can know S-wave structures at shallow depth not deeper than 10m. However, we can calculate S-wave structure of deeper part by using H/V spectral ratio too. Figure 10 shows an average H/V peak frequency (Red line) at A2 point fitting with a theoretical line (Black line). The theoretical H/V curve we are calculated from the model shown in Fig. 11, we can obtain deep structures by using both dispersion curves and H/V spectral ratio.

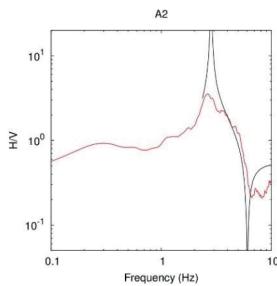


Fig.10 A red solid line is an average H/V spectral ratio and black line indicates theoretical one at A2 point.

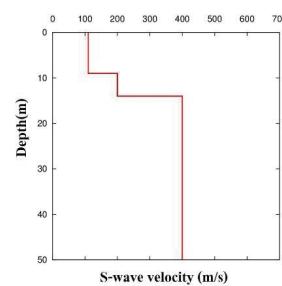


Fig.11 Estimated S-wave structure from calculating H/V Spectral ratio. A red solid line is S-wave velocity.

Figures 12 to 14 show S-wave structures at all sites in A-Line, B-line and C-Line. From these results, we can see basements beneath these areas are shallow. At A-line we found phase velocities in this area around 100-150 m/s especially at middle of the observation line around A5 to A8 points. When we inverted these data to S-wave velocity models, we found these S-wave structures are gradually changed. Velocities of S-wave are changed to faster at shallow section at observation point near the origin point. High impedance contrast interface depths become deeper from A1 to A6 point, and the depths become shallower from A7 to A10 point.

At B observation line, phase velocities in this area are relatively higher than other observation lines, around 200 m/s at a frequency of 10 Hz. Inverted S-wave structures in this line show us that high impedance contrast interface depths are shallow. However, at some observation points of this B line, the depths are abruptly changed. And from Fig. 8 peak periods at these points are around 0.4-0.5 sec, slower than those at other points.

And at C line, S-wave structure in this area are not so different. For this line, high impedance contrast interface depths are gradually changed. At Just only C2 to C4 points, the depths in these points are shallow.

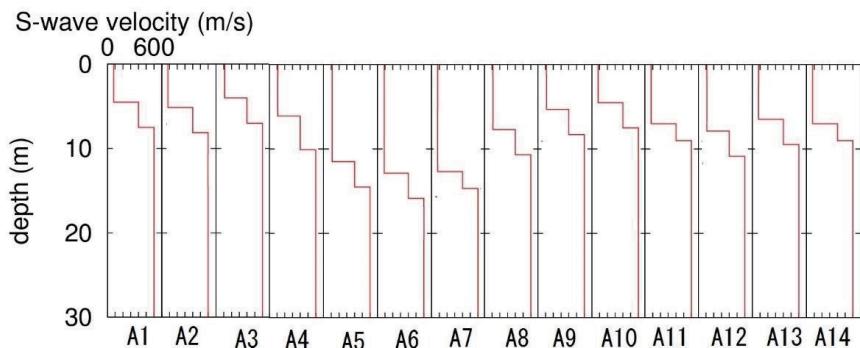


Fig.12 Distribution of S-wave structures along A-Line.

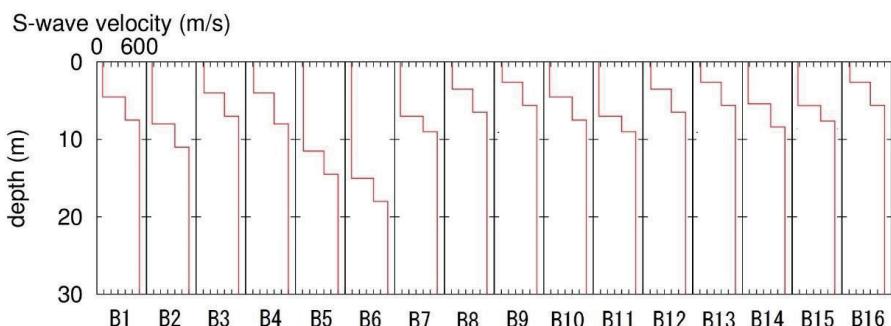


Fig.13 Distribution of S-wave structures along B-Line.

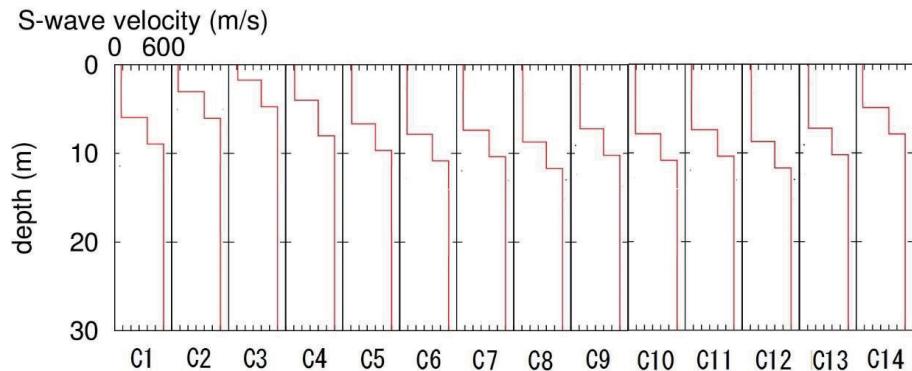


Fig.14 Distribution of S-wave structures along C-Line.

## 6. Conclusion

From microtremor array observation results we found that phase velocities in the target area are relatively slow, almost around 100-150 m/s except in some places such as B line; phase velocities in this place are higher around 200 m/s. H/V peak period distribution also shows in this area around 0.4-0.1 seconds, in range of medium to fast especially if the place is located in a mountain area. S-wave forms show that high impedance contrast interface depth in this area are not so deep.

However, the observation areas are in a city location, so some obtained data are strange - which might be an effect on the observation process such as traffic noise or local industrial activity near the observation points.

## Acknowledgement

We would like to express sincere gratitude to Mr. Y. Kikuchi, Mr. R. Manya, Mr. T. Sakaguchi, Mr. T. Arai and Ms. M. Suzuki (4<sup>th</sup> grade students of Faculty of Engineering, Iwate University) for help during observation process with Morioka people and organization who lend us their places for observing microtremors around Ueda area, Aoyama area and Kagano area.

## References

- Aki, K., 1957, Space and Time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors : Bull. Earthq. Res. Ins., 35, 415-456.
- Okada, H., 2003, The microtremor survey method, Geophysical Monograph Series, Society of Exploration Geophysicists, 12. Society of Exploration Geophysicists.

## 浅部2次元S波速度構造推定を目的としたリニアアレイで観測された

### 3成分短周期微動の地震波干渉法解析\*

岩手大学工学部 荒井貴紀  
岩手大学理工学部 山本英和 齋藤剛

#### 1.はじめに

地震時の揺れやすさを評価するために、地盤のS波速度構造を把握することが重要である。最近、浅部地盤のS波速度を探査するために、地震波干渉法という新しい手法が提案されている。地震波干渉法が2次元探査にも応用されている（例えば、Chávez-García et al., 2016）。本研究では、短周期微動を利用して浅部の2次元S波速度構造探査の新たな手法開発を目的に、3成分微動計の直線配置による長時間の微動観測を実施し、地震波干渉法解析により、上下動および水平動の波動伝播が確認できるかどうかを試みた。山本ほか（2017）では岩手大学内のグラウンドで10m間隔のリニアアレイを用いて唯一の測線長により微動観測を行った。そこで本研究では盛岡市内の違う観測場所で複数の微動計間隔を用いて微動観測を行い、解析した。複数の微動計間隔を用いることで、地下構造の2次元的変化をより正確に把握できるとともに、測線長に対してどの程度の観測時間が必要とされるのかを模索する。もし、波動伝播が明瞭に観測されるなら、直線配置という実務的には労力が少ない配置で、2次元的な構造探査への展開が開ける可能性が出てくることが期待される。

#### 2.リニアアレイによる微動観測

岩手県営運動公園の直線道路において、直線に微動計を配置し微動観測を行った。直線道路は、真北から東に約3度ずれているが、それによる影響が結果に及ぼさないと考え、直線道路は南北と見なした。微動計間隔は、40m, 20m, 10mとして観測を3回行った。微動計は白山工業株式会社製の3成分加速度計JU310を10台使用した。サンプリング周波数は200Hzである。図1に観測点配置図を示す。それぞれの配置で南側の端をNo.1とし、北側の端をNo.10とした。No.1からNo.10の方向を正、No.10からNo.1の方向を負とした。JU310の場合、ch1がradial方向、ch2がtransverse方向、ch3が上下動方向となる。観測

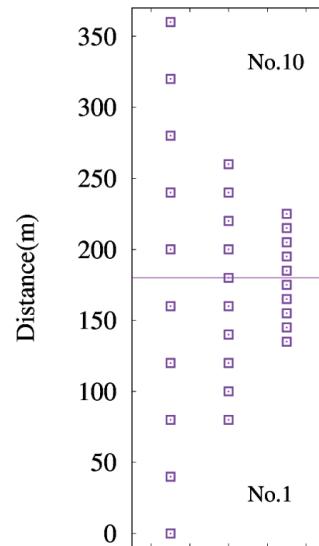


図1 観測点配置

\* Seismic interferometry analysis of short-period three-component microtremors observed with a linear seismometer array for estimating two-dimensional shallow S-wave velocity structures by T.Arai, H.Yamamoto and T.Saito

は、40m 測線が平成 29 年 5 月 9 日の 10 時から 16 時、20m 測線が平成 29 年 7 月 4 日の 11 時 26 分から 14 時 26 分、10m 測線が平成 29 年 7 月 4 日の 9 時 20 分から 11 時 20 分に実施した。40m 測線の No.1 を距離の原点とした。距離 180m 地点の直線は、40m 測線の中心を示している。図 2 に 20m 測線において 12 時 56 分から 13 時 25 分までに観測された 3 成分波形を示した。上から下に No.1, No.2 と並んでいる。観測場所が運動公園で、ランニングをしている人が多くいたため、少しノイズが多いということが分かる。また、図 3 に図 2 と同時刻で、それぞれの観測点の ch1, ch2, ch3 のスペクトル波形と H/V スペクトル比を示した。各方向のスペクトル、H/V スペクトルは場所によるずれがほぼなく、形状がそろっているため、今回の観測データの質が良いことが確認できた。

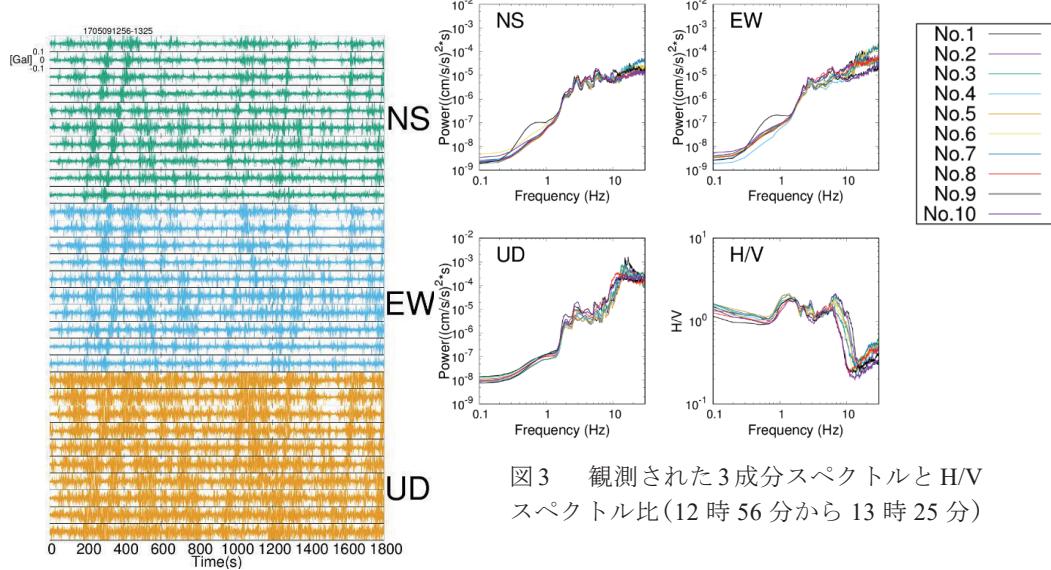


図 2 観測された 3 成分加速度波形  
(12 時 56 分から 13 時 25 分)

### 3. 重合相互相関解析

基本解析区間を 20.48 秒とし、FFT によるスペクトル解析により相互相関関数を計算する。今回は、道路の方向を NS つまり radial 方向、道路と直交する方向を EW つまり transverse 方向とする。Bensen et al. (2007) の解析方法に基づき、観測された微動に対して周波数規格化、二値化をおこなってから、それぞれの成分に対して相互相関関数を計算し、重合した。図 4 に 20m 測線の全組み合わせの重合相互相関関数

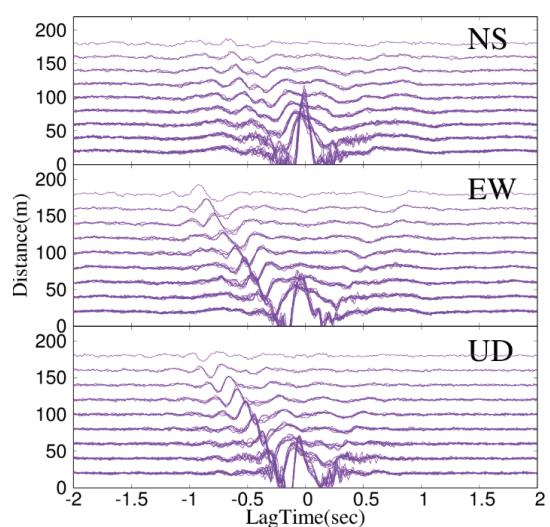


図 4 距離ごとの全組み合わせ相互相関関数

を距離ごとに示した。1Hz から 40Hz のバンドパスフィルターをかけて、解析した。この図から、180m の距離で特徴的な位相のラグタイムが EW 方向では約 0.8 秒であるのに対して、NS 方向及び上下動方向では約 0.7 秒であるので、EW 方向のラグタイムが長いことが分かる。このことから、EW 方向のみかけの伝播速度が遅いことが予想される。

#### 4. 群速度の推定

Dziwonsky et al. (1969) のマルチプルフィルター解析を行い、群速度の推定を行った。例として、観測点 No.1 と No.10 の相互相関から算定された群速度を図 5 に示す。plus が本研究の正の方向、minus が負の方向である。NS 方向、UD 方向は正負でばらつきが大きいことが分かる。それに対して、EW 方向は正負でほぼ一致していることが分かる。次に、No.1 と No.10 の相互相関から算定された SN 比を図 6 に示す。SN 比とは、狭帯域フィルタ波形の包絡線の最大値をラグが十分大きい平均自乗振幅で除したものである。NS 方向、UD 方向では、正方向の SN 比が低いことが分かる。

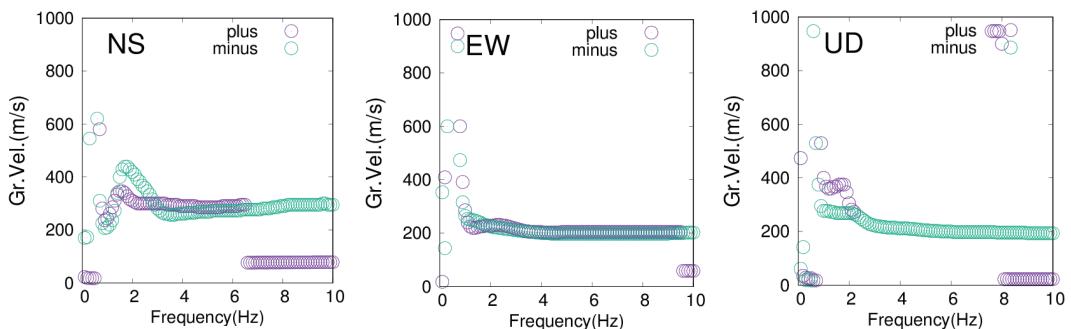


図 5 観測点 No.1 と No.10 の相互相関から算定された群速度

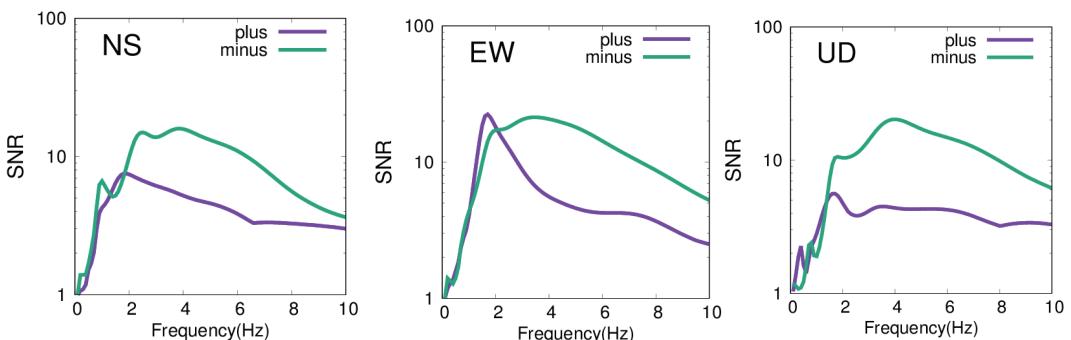


図 6 観測点 No.1 と No.10 の相互相関から算定された SN 比

### 5. 既存のモデルから計算した群速度と観測群速度の比較

大橋(1999)による微動アレイ探査により推定された S 波速度モデルと、このモデルから計算した群速度を図 7 に示す。また、SN 比が 10 より大きいものを使った観測群速度と計算群速度を比較したものも図 8 に示す。3 成分とも観測値が計算値よりも少し速くなつたが、同様の傾向を示した。少し速くなつた原因としては、今回の観測と大橋 (1999) の観測場所が同一地点でない可能性が考えられる。

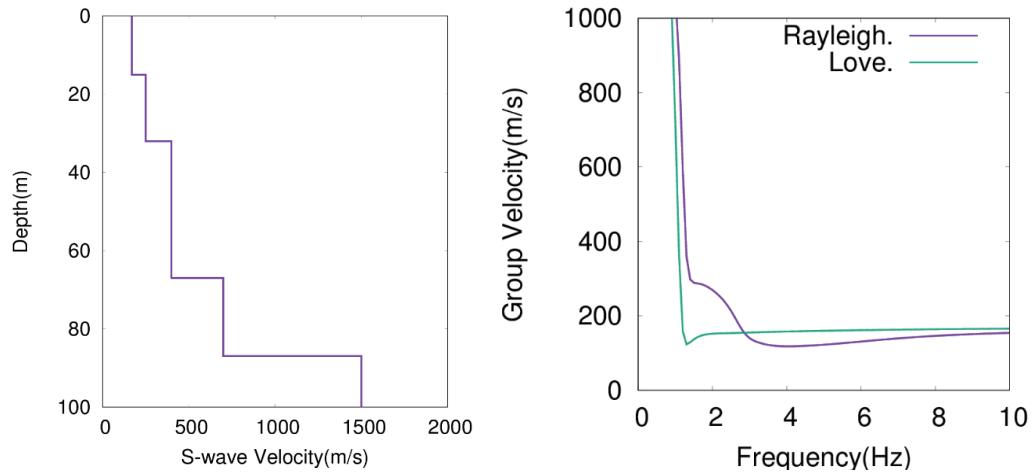


図 7 大橋 (1999) による微動アレイ探査により推定された  
S 波速度モデルと計算された群速度

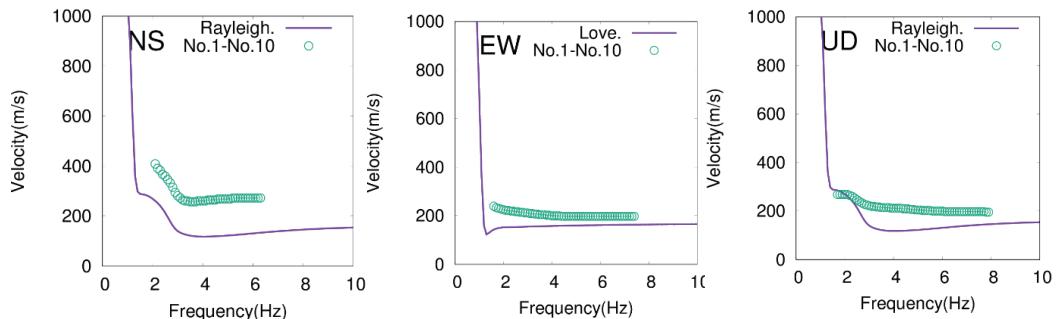


図 8 観測された群速度 (SN 比  $> 10$ ) と計算された群速度の比較

### 6. 群速度の 2 次元表示

Pan et al. (2016) を参考にし、群速度を 2 次元表示した。方法は、推定された群速度がそれぞれの観測点ペアの中点の位置の構造を表すと仮定した。例えば観測点 No.1 (0m) と観測点 No.10 (180m) のペアならば、90m 地点の構造を表した。その後、GMT を用いて空間平均化し、

つなげて表示した。図 9 に EW 方向についての負方向の群速度の 2 次元表示を示す。SN 比が 10 以下のデータは除外してコンターを作成したため、データが無い領域まで図化されている。そこで本研究では、周波数範囲を約 2Hz 以上、30m 地点から 140m 地点の範囲に限定し、信頼性の低いデータを除外した。図 10 が信頼性の低いデータを除外した図である。本来であれば、縦軸は逆解析により深さにする必要があるが、群速度をそのまま 2 次元表示するだけでも、地下構造のある程度の 2 次元的変化を把握することができる。図 10 を見てみると、少なくとも 20m 測線での群速度の空間変化はあまり大きくないと判断できる。

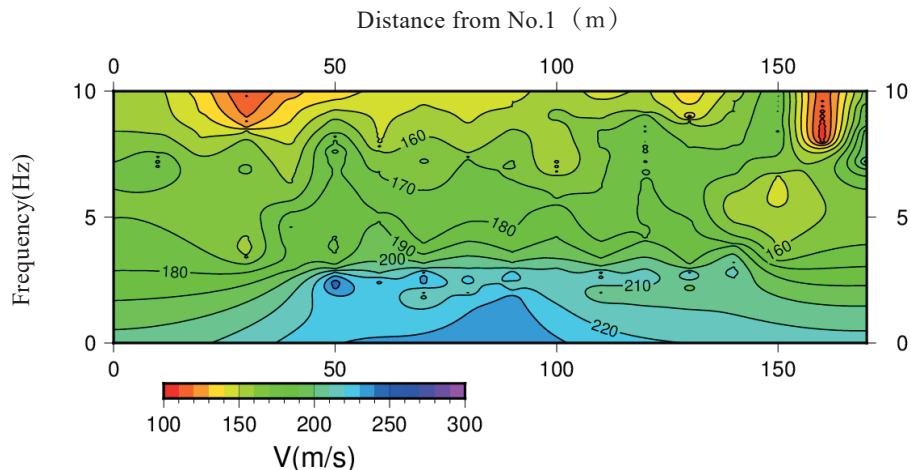


図 9 EW 方向における群速度の 2 次元表示

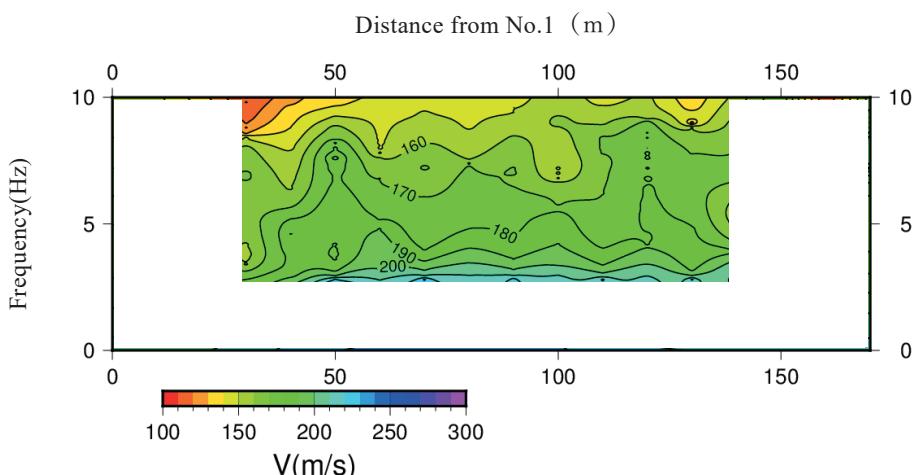


図 10 EW 方向における群速度の 2 次元表示（除外後）

## 7. 考察

重合相互相関解析において、正負の方向で位相を観察すると、負の方向の位相がはっきりしている。これより、振動源に偏りがあると考えられる。また、位相をより明瞭にするためには、重合時間を増やす必要があると考えられる。

群速度の推定では、例として No.1 と No.10 のペアで比較したが、NS 方向及び UD 方向では正負でばらつきが大きい結果となった。その原因としては、表面波と実体波が混在していることが挙げられるので、表面波と実体波の分離を行うことでばらつきが小さくなると予想される。

また SN 比が 10 より大きい周波数帯のみ取り出し、既存の大橋（1999）S 波速度構造モデルから計算された群速度と比較した結果、今回の観測群速度の方が若干速い結果となった。しかし、同様の傾向を示したことから、今回の観測の妥当性が確認された。また、若干速い結果となった原因としては、今回の観測場所と大橋（1999）の観測場所が同一地点でない可能性が考えられる。

群速度を 2 次元表示した結果、20m 測線では群速度の空間変化はあまり大きくないと判断できた。

40m, 10m 測線においても同様の解析を行ったが、10m 測線は 20m 測線及び山本ほか（2017）と同程度の結果が得られたが、40m 測線の結果は芳しくなかった。原因としては、重合時間が足りないことが挙げられる。40m 測線について検討を重ねることで地下構造の 2 次元変化をより正確に把握できると考えられる。

## 謝辞

（国研）防災科学技術研究所から微動計をお借りしました。記してここに謝意を表します。

## 参考文献

- Bensen, G.D., M.H. Ritzwoller, M.P. Barmin, A.L. Levshin, F. Lin, M.P. (2007) : Processing seismic ambient noise data to obtain reliable broad-band surface wave dispersion measurements, Geophys. J. Int., 169, 1239-1260.
- Chávez-García, F.J., and Toshiaki.Y. (2016) : High lateral resolution exploration using surface waves from noise records, Exploration Geophysics, 47, 123-132.
- Dziewonski, A., S.Bloch, and M. Landisman (1969) : A technique for the analysis of transient seismic signals, Bull. Seism. Soc. Am., 59, 427-444.
- 大橋玄昌（1999）：3 成分微動アレー観測システムの構築とその地下構造探査への適用，修士論文，岩手大学大学院工学研究科。
- Pan, Y., J.Xia, Y.Xu, Z.Xu, F.Cheng, H.Xu, and L.Gao (2016) : Delineating Shallow S-Wave Velocity Structure Using Multiple Ambient-Noise Surface-Wave Methods: An Example from Western Junggar, China, Bull. Seism. Soc. Am., 106, 327-336, doi: 10.1785/0120150014.
- 山本英和, 佐々木恭輔, 齊藤剛 (2017) : 浅部 2 次元 S 波速度構造推定を目的としたリニアアレイで観測された短周期微動の地震波干渉法解析-岩手大学構内における試み-, 東北地域災害科学研究第 53 卷, 157-162.

# アレー観測された水平動微動の周波数波数解析法による Love 波の位相速度の推定 -盛岡市における適用例-\*

岩手大学工学部 坂口智浩  
岩手大学理工学部 山本英和, 齋藤剛

## 1. はじめに

地震時の揺れやすさを評価するために、地盤の S 波速度構造を把握することが重要である。現在、浅部地盤の S 波速度を把握するために、微動の上下動成分を利用した微動アレー探査を行うことが多く (Okada, 2003), 水平動成分はあまり利用されていない。これは、微動に含まれる表面波のうち Rayleigh 波の分散曲線を利用して S 波速度構造を求めるためである。微動の水平動に含まれる Love 波は識別することが容易ではなく、ほとんどの探査の実用レベルでは利用されていない。しかし、Rayleigh 波は地盤の S 波速度だけでなく P 波速度の影響も受けるため、純粹に S 波速度だけの影響を受ける Love 波の利用が実用化されれば単純に精度向上が期待されるだけでなく、構造の逆解析時の不確定さを減らすことが期待される。水平動解析には齋藤(2007)による水平動微動の周波数波数解析法を適用した手法がある。ただし、3 成分微動の研究報告は微動計の台数制限の理由などから少なく (藤根ほか, 2014), 観測・解析事例を増やして、機器の配置方法、解析方法などの改良が必要とされる段階である。速度構造モデル推定の条件として水平動成分を用いることができれば、より正確な速度構造モデルを推定することができる。昨年度の岩手大学理工学部グラウンドで観測された微動データの観測(山本ほか, 2017)では、齋藤 (2007) の水平動 FK を用いて Love 波の位相速度を利用する微動アレー探査の有効性が示された。本研究では岩手県営運動公園で各種形状のアレーを使用して水平動微動を測定し、水平動の Love 波位相速度を算定し、手法の適用性を検討する。

## 2. 微動アレー観測

微動アレー観測は、微動計を平面的に展開したアレーで同時に観測し、微動に含まれる表面波の位相速度を算出し、その分散関係を満足する地下 S 波速度構造を推定する手法である。本研究で用いた微動データは 2017 年 5 月から 6 月の間に最大 6 時間の観測を 6 日間、岩手県営運動公園で観測された。真北から東へおよそ 3 度傾いた道路を Y 軸、直交する道路を X 軸と

---

\*Estimation of phase velocities of Love wave from array records of horizontal microtremors by using FK analysis- An experiment in Morioka area- by T. Sakaguchi, H. Yamamoto and T. Saito

し、アレー配置は幅広い波長をカバーすることを想定し、三角形や L 字, T 字など様々な形状、地震計間隔の配置で観測を行った。使用した微動計は、白山工業株式会社製の三成分加速度計（JU310）である。サンプリング周波数は 200Hz、時刻は GPS により同期している。

### 3. 周波数波数解析法

本論文で用いた解析法は、Capon (1973) が考案した最尤法 (MLM) による FK スペクトルの推定法を齋藤 (2007) が多成分に拡張し、水平動二成分のアレー観測から縦波 (longitudinal) 成分と横波 (Transversal) 成分を分離する方法である。

以下に齋藤 (2007) に基づいて手法を説明する。

空間フィルターの係数を  $a_j, b_j$  ( $j=1, \dots, N$ ) とする。ただし、 $N$  は観測点数である。これらの係数を観測された直交する水平二成分にかけると、出力  $w$  は、

$$w(\omega) = \sum_{j=1}^N (a_j u_{xj}(\omega) + b_j u_{yj}(\omega)) \quad (1)$$

と表される。ここで  $u_x, u_y$  は観測される微動の水平二成分の  $x$  成分、 $y$  成分を表している。ラグランジエ乗数法を用いて条件付最小問題として解くと、求まる FK スペクトル  $P(\omega, k)$  は、

$$P(\omega, k) = 1/\{e\}^T [S]^{-1} \{e\}^* \quad (2)$$

で表現できる。ただし、\*は転置して複素共役を取るというエルミート転置を意味している。クロススペクトル行列  $[S]$  は Radial 成分、Transverse 成分どちらの場合も

$$[S] = \begin{bmatrix} E[u_{xj}\bar{u}_{xl}] & E[u_{xj}\bar{u}_{yl}] \\ E[u_{yj}\bar{u}_{xl}] & E[u_{yj}\bar{u}_{yl}] \end{bmatrix} \quad (3)$$

で表される。—は複素共役を意味している。

Radial 方向の場合、 $\{e\}$  は (4) 式で表される。

$$\{e\} = [(k_x/k)e^{-ik \cdot r_1}, \dots, (k_x/k)e^{-ik \cdot r_N}, (k_y/k)e^{-ik \cdot r_1}, \dots, (k_y/k)e^{-ik \cdot r_N}]^T \quad (4)$$

$$(j=1, \dots, N, l=1, \dots, N)$$

Transverse 成分の場合、 $\{e\}$  は (5) 式で表される。

$$\{e\} = [(-k_y/k)e^{-ik \cdot r_1}, \dots, (-k_y/k)e^{-ik \cdot r_N},$$

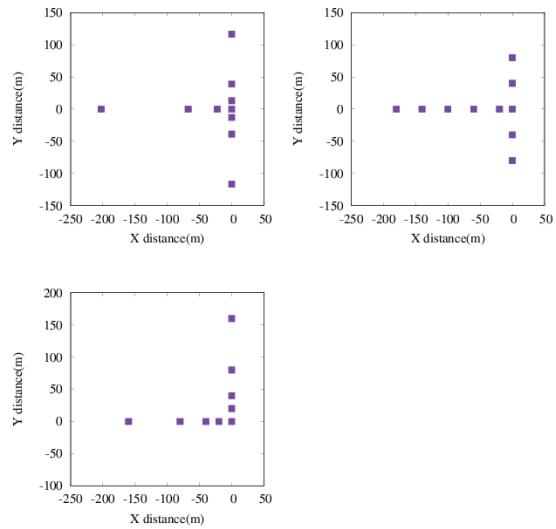


図 1 アレー配置図

$$(k_x/k)e^{-ik \cdot r_1}, \dots, (k_x/k)e^{-ik \cdot r_N}]^T \quad (5)$$

$$(j=1, \dots, N, l=1, \dots, N)$$

となる。また、 $T$ は転置行列を意味している。詳しくは齋藤（2007）を参照されたい。

#### 4. FK スペクトル

本研究では水平二成分において基本区間 40.96 秒ごとに FFT によりクロススペクトルを求め、齋藤（2007）の手法により FK スペクトルを計算した。FK スペクトルを  $k_x$  軸方向、 $k_y$  軸方向で  $\pm k_{max}$  の範囲において計算した。

$$k_{max} = \frac{1000}{2 \times \text{最小地震計間隔}[m]} \quad [1/km] \quad (6)$$

また、FK スペクトルのピークを示した波数から、その周波数における位相速度  $V$  は

$$V = \frac{f}{|\mathbf{k}|} \quad (7)$$

で表される。なお、 $f$  は周波数、 $\mathbf{k}$  は波数である。FK スペクトルのピークの位置から、波の到来方向とどのような強さの波が来ているのかを読み取ることができる。

#### 5. 位相速度の推定

図 2, 3, 4 は周波数波数解析法により求めた Vertical 成分、Radial 成分、Transverse 成分それぞれの位相速度分散曲線である。30 分間観測された微動データを 40.96 秒ごとに分割し、クロススペクトルを平均し FK スペクトルを得て、位相速度を求める。図では 30 分毎に求めた全ての位相速度を示す。位相速度分散曲線は各周波数の FK スペクトルのピークを読み取り、位相速度の変化を読み取ることができる。また位相速度分散曲線の範囲は、アレー半径における有効な波長の範囲が地震計間隔によって決まっており、下限は空間エイリアジングを防ぐため最小地震計間隔の 2 倍とし、上限は最大地震計間隔の 2 倍とする。位相速度は本研究で行った各種形状アレーによる全微動データをプロットしている。図中の黒線は浅部を大橋（1999）、深部を J-SHIS の地下構造モデルを地下構造モデル（a）とし、地下構造モデル（a）の基本モードを計算したモデル位相速度とする。モデル位相速度と観測位相速度をそれぞれの成分で比較した。

図 2 に Vertical 成分における位相速度分散曲線を示す。観測 Rayleigh 波位相速度とモデル Rayleigh 波位相速度を

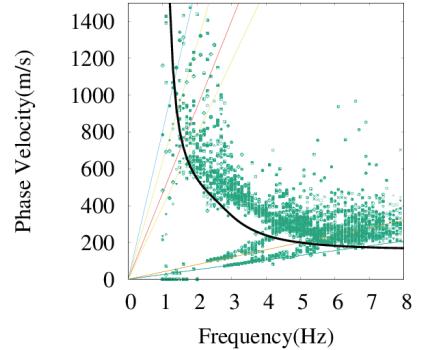


図 2 Vertical 成分における位相速度分散曲線

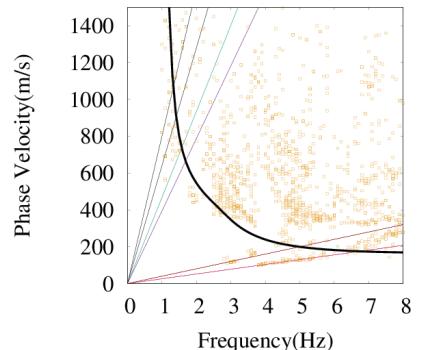


図 3 Radial 成分における位相速度分散曲線

比較すると、傾向がよく一致しているが、全体的に観測位相速度のばらつきが大きく全体的に速度が高い。

図3にRadial成分における位相速度分散曲線を示す。

観測Rayleigh波位相速度のばらつきが大きくモデルRayleigh波位相速度と一致していない。

図4にTransverse成分における位相速度分散曲線を示す。観測Love波位相速度とモデルLove波位相速度を比較すると、2Hz以下でよく一致していることがわかる。

このことから岩手県営運動公園においても水平動微動からLove波を検出することができたと推察する。また一致した分散曲線とは別の連続性の高い分散曲線が高い位相速度で見られる。

## 6. 地下構造推定

Vertical成分、Radial成分ではばらつきが大きく、Transverse成分では速度が高い連続した分散曲線が検出されたことから、観測した地盤内で地下構造が変化したと推測し、道路のX軸Y軸方向で円周上の三点三角形アレーを複数配置し（チェーンアレーと呼称）、SPAC法を用いて位置と周波数に対する位相速度を算出した。一度に10台の微動計を、X軸方向は全長196m、Y軸方向は全長364mの範囲で配置し、30分間の観測を複数回行った。図5にSPAC法に用いた地震計配置を示す。図6にX軸Y軸それぞれのVertical成分におけるRayleigh波位相速度を示す。Y軸方向の位相速度構造は距離によって大きく変化していないことがわかる。しかしX軸方向の周波数3Hzから7Hzにおいて、距離-30mから-150mの位相速度が徐々に低下していることがわかる。やはりX軸側では地盤が変化していると考えられるので、観測位相速度と一致するような地盤の地下構造（b）を推定した。図7に推定した地下構造モデルを示す。

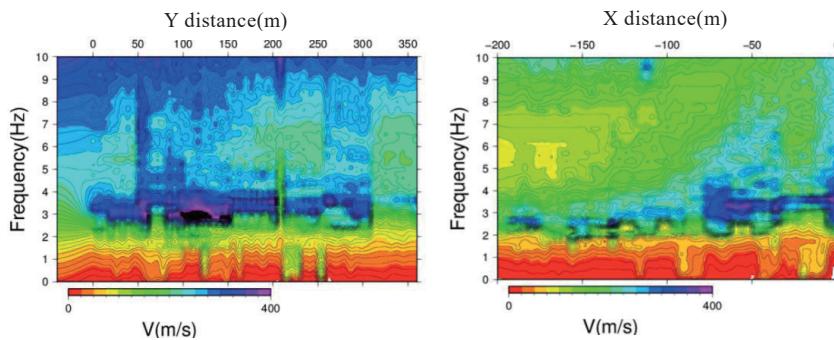


図6 チェーンアレーによる位相速度分散曲線の空間変化

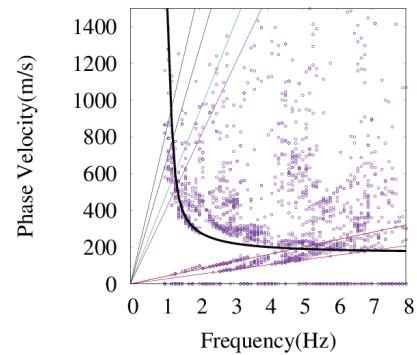


図4 Transverse成分における位相速度分散曲線

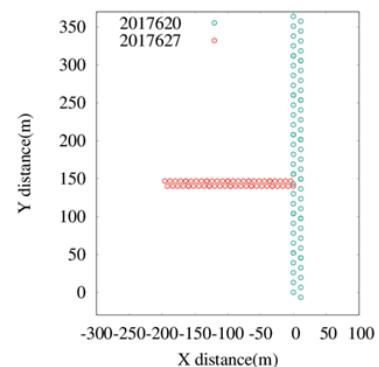


図5 チェーンアレー配置図

## 7. アレー配置別の比較

山本ほか（2017）で観測された微動データの解析では三角形アレーが用いられ、よい結果が得られた。よってアレー配置によって精度に差が出るのか比較した。図1に今回観測したそれぞれのアレー配置を示す。そして図8に上からVertical成分、Radial成分、Transverse成分それぞれのアレー配置ごとの位相速度分散曲線を示す。Vertical成分において全てのアレー配置でモデル位相速度と広い周波数帯で傾向が一致していることがわかる。Radial成分において全てのアレー配置でばらつきが大きいことがわかる。Transverse成分においてばらつきは多少あるがモデル位相速度とかなり一致した観測位相速度が全てのアレー配置で見られる。よって三角形アレー配置以外でも三角形アレー配置と同程度の精度で観測ができた。

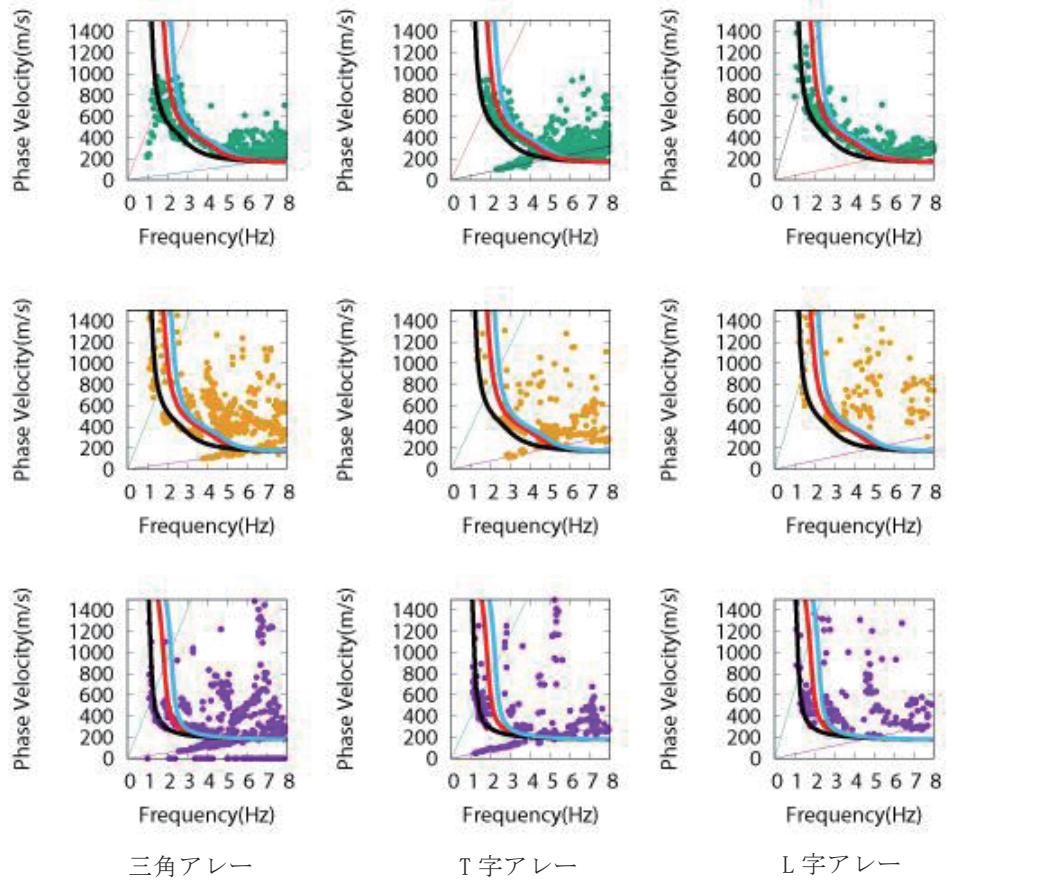


図8 位相速度分散曲線

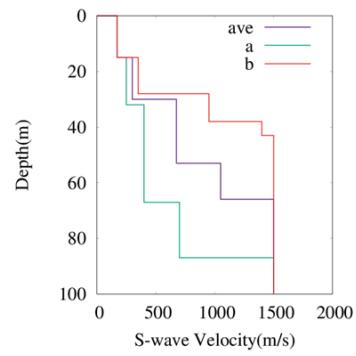


図7 地下構造モデル

## 8. 考察とまとめ

本研究では齋藤（2007）の手法を用いて、Transverse 成分における Love 波位相速度を算定し手法の適用性の検討、各種形状のアレー配置で三成分それぞれの位相速度を求めアレー配置ごとの精度の比較を行った。Transverse 成分の Love 波位相速度では 2Hz 以下でモデル位相速度と傾向が一致した観測位相速度を検出することができた。しかしながらつきが大きい周波数帯があることや、速度が高い連続した分散曲線が検出された。これは地盤の空間変化によるものだと考えられる。本研究ではチェーンアレーによる SPAC 法を用いることで地盤の空間変化の可能性を示唆されたが、今後は小さいアレー配置で FK 法を広い範囲で行い、大まかな地盤の速度構造を求める必要がある。本研究では観測した位相速度から観測した地盤の S 波速度構造を推定することができた。

アレー配置別の比較では三角形アレー配置以外でも同程度の精度で位相速度を検出することができた。

## 謝辞

（国研）防災科学技術研究所から微動計をお借りしました。記してここに謝意を表します。

## 参考文献

- Capon, J. (1973) : Signal Processing and Frequency-Wavenumber Spectrum Analysis for a Large Aperture Seismic Array, in Method in Computational Physics, 13, 1-59
- 藤根友博, 山本英和, 齋藤剛, 高倉恵 (2014) : 周波数波数法と空間自己相関法による水平微動に含まれる Love 波の位相速度推定の検討～岩手大学における例～公益財団法人 物理探査学会 第 131 回学術講演会論文集 126-128
- Okada, H. (2003) : The Microtremor Survey Method, Geophysical Monograph Series, No. 12, Society of Exploration Geophysicists, 135
- 大橋玄昌 (1999) : 三成分微動アレー観測システムの構築とその地下構造探査への応用, 岩手大学大学院工学研究科修士論文
- 齋藤正徳 (2007) : 水平二成分アレーを用いた縦波・横波成分の分離, 物理探査, 60, 297-304
- 山本英和, 金崎慶次, 齋藤剛 (2017) : アレイ観測された水平動微動の周波数波数解析法による Love 波位相速度の推定, 物理探査学会第 136 回学術講演会論文集 51-54

## 岩手県の Hi-net 観測点で観測された常時微動の 地震波干渉法解析による群速度の推定\*

岩手大学工学部 鈴木舞  
岩手大学理理工学部 山本英和 齊藤剛

### 1. はじめに

地震時の揺れやすさを評価するために、地盤の S 波速度構造を把握することが重要である。その探査手法として、近年地震波干渉法を用いた解析が盛んに試みられている。本研究では、地震基盤の深度などの S 波速度構造の推定を目的に、地震波干渉法に基づいて、高感度地震観測網 Hi-net の岩手県内の全 27 観測点で平成 29 年 5 月の一ヶ月間観測された常時微動から二地点間の Radial 成分、Transverse 成分、Vertical 成分の三つの一ヶ月間重合相互相関関数を算出した。さらに得られた一ヶ月間重合相互相関関数から群速度の推定を行い、Nishida et al.(2008) によるモデルから計算される群速度との比較を行った。

### 2. 一ヶ月間重合相互相関関数の算定

Hi-net では 100Hz で観測が行われているが、計算の負荷を減らすため波形データを 20Hz にダウンサンプリングした。微動に前処理として時間規格化、二値化、スペクトルホワイトニングを行った（例えば、Bensen et al., 2007）。前処理を行った波形に対し FFT 処理によりクロススペクトルを算出し、クロススペクトルの逆フーリエ変換により相互相関関数を計算した。基本区間 15 分の相互相関関数を平均して一時間重合相互相関関数として算出した。

図 1 に観測点分布を、図 2 に観測点間の組み合わせを示す。区域毎の群速度分布を求めるために、三点の観測点からなる三角形を 1 セットとした。各セットを番号付けし、各セットの辺ごとに相互相関関数を求めた。図 3 に上から一時間、一日、十日、一ヶ月間重合した相互相関関数を示す。重合時間が長いほどノイズが少なく特徴的な位相がみえやすくなっている。十日間重合した時点で多くの組み合わせにおいてはっきりと位相を捉えられたことから、一ヶ月間重合したもののが信頼性はさらに高いと考え、本研究では一ヶ月間重合相互相関関数を用いることにした。

図 4 に、全三角形セットにおいて求められた一ヶ月間重合相互相関関数のうちのセット No.30 (観測点位置は図 1 を、セット位置は図 2 を参照) の Radial 成分 (RR)、Transverse 成分 (TT)、Vertical 成分 (ZZ) のものを例として示す。N.KMIH-N.KASH と N.YMDH-N.KASH の一ヶ月間重合相互相関関数をみると、どちらも遅れ時間が正のときに特徴的な位相が確認できる。このことから、こ

\*Estimation of group velocities in Iwate Prefecture by seismic interferometry analysis of microtremors observed with Hi-net stations by M. Suzuki, H. Yamamoto and T. Saito

の二辺はどちらも沿岸側から内陸側の方向に波動が伝播していると考えられる。また、TTにおける位相がZZのものより若干早いことも確認できた。

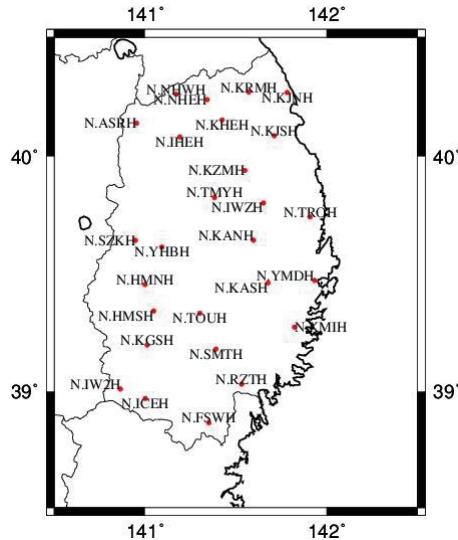


図1 観測点分布

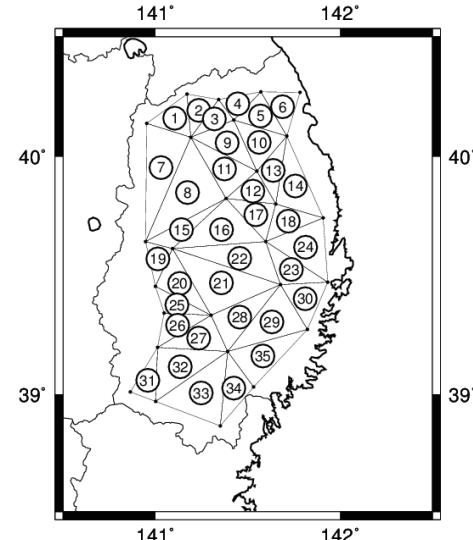


図2 観測点間の組み合わせ

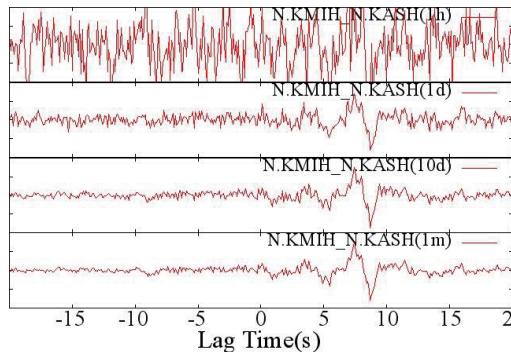


図3 Radial成分の（上から）一時間、一日、十日、一ヶ月重合相互相關関数

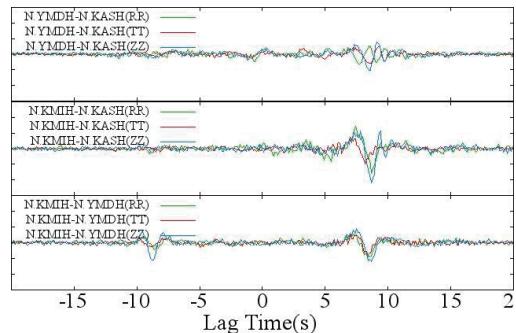


図4 No.30におけるRadial成分(RR), Transverse成分(TT), Vertical成分(ZZ)の一ヶ月間重合相互相關関数

### 3. 群速度の推定

得られた一ヶ月間重合相互相關関数に対し、マルチプルフィルタ解析 (Dziewonsky et al., 1969) により周期ごとの群速度を算出した。また、同時にSN比も算出し、信頼性の高い群速度の周期範囲を定量的に検証するために用いた。SN比が大きいことは算定された群速度の信頼性が高いことを意味する。SN比の閾値は一律で10以上と設定した。

例として、図5に、セットNo.30のN.KMIH-N.KASHにおけるRadial成分(RR)の一ヶ月間重合相互相關関数から計算された群速度分散曲線と同時に計算される周期ごとのSN比を示す。N.KMIH-N.KASHでは正の方向の周期1~7秒の群速度が利用可能であり、約2.5~4km/sで分布することが分かる。

次に、一ヶ月間重合相互相關関数から計算された群速度とNishida et al.(2008)によるモデルから計算される群速度の比較検討を行った。速度構造は各セットの辺の両端の観測点付近のものを使用した。例として、図6に、No.1, No.6, No.12, No.15, No.26, No.28, No.30, No.31における比較結果と比較対象地点におけるNishida et al.(2008)によるS波速度構造モデルを示す。

No.1とNo.15とNo.26とNo.31は、全体的に観測による群速度がNishidaモデルによる群速度よりも遅い。No.6とNo.12は、一部の区間において周期約3秒までの短周期での観測による群速度がNishidaモデルによる群速度よりも遅い。No.28とNo.30は、全体的に観測による群速度とNishidaモデルによる群速度が一致している。

観測による群速度がNishidaモデルによる群速度よりも遅くなった結果については、Nishidaモデルの速度構造よりも浅部の速度構造が遅いためであると考える。

#### 4. まとめ

相互相關関数については、ほとんどの区間において一ヶ月程度の重合で波動の伝播を確認することができ、さらに、周期6秒程度までの群速度も示すことができた。また、一ヶ月間重合相互相關関数から計算された群速度とNishida et al.(2008)によるモデルから計算される群速度を比較検討することで、後者と実際の浅部の速度構造の差異の存在を推察できた。

今後は、得られた各セットの二点間の群速度のうち、特定の周期における群速度を抽出し、区間ごとの群速度分布を作成し、さらに区域ごとの群速度の推定が必要とされる。

#### 謝辞

国立研究開発法人防災科学技術研究所の高感度地震観測網Hi-netより過去波形データを提供していただきました。一部の図の作成には、GMT(Wessel and Smith, 1998)を用いました。記して感謝致します。

#### 参考文献

- Bensen, G.D., M.H. Ritzwoller, M.P. Barmin, A.L. Levshin, F. Lin, M.P. (2007) : Processing seismic ambient noise data to obtain reliable broad-band surface wave dispersion measurements,

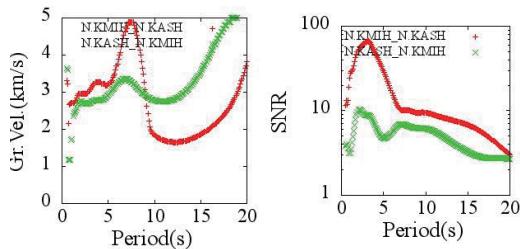


図5 No.30のN.KMIH-N.KASHにおけるRadial成分(RR)の群速度分散曲線(左)とSNR(右)

*Geophys. J. Int.*, 169, 1239-1260.

Dziewonski, A.S., Bloch, and M. Landisman(1969) : A technique for the analysis of transient seismic signals, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 59, 427-444.

Wessel, P. and W. H. F. Smith(1998) : New, improved version of the Generic Mapping Tools released, *EOS Trans. AGU*, 79, 579.

Nishida, K., H. Kawakatsu, and K. Obara, (2008) : Threedimensional crustal S wave velocity structure in Japan using microseismic data recorded by Hi-net tiltmeters, *J. Geophys. Res.*, 113, B10302, doi: 10.1029/2007jb 005395.

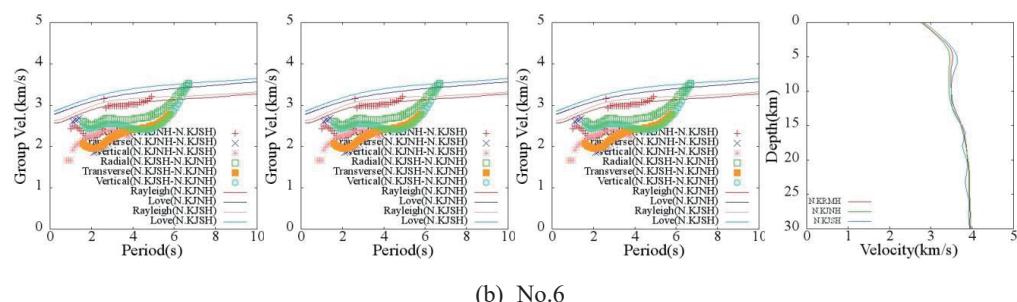
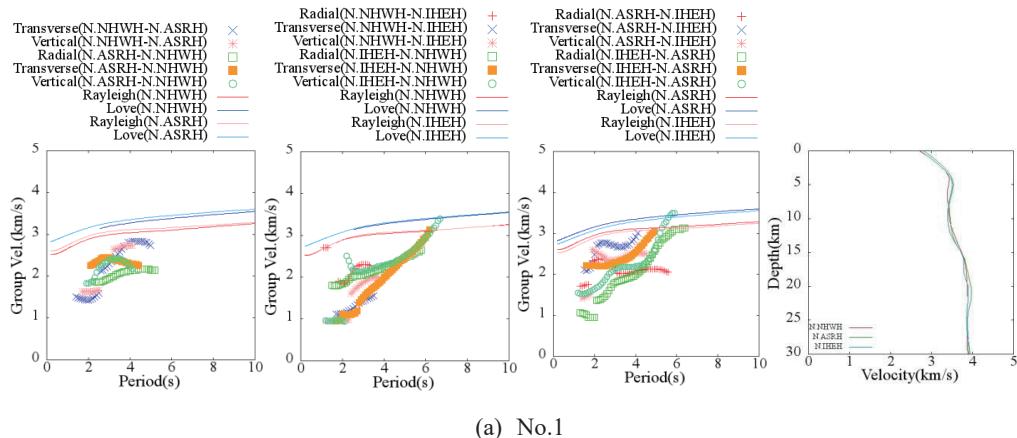


図 6(a), (b) 観測による群速度と Nishida モデルから計算される群速度の比較結果(左から 1, 2, 3 枚目) と Nishida et al.(2008)による S 波速度構造モデル (最右)

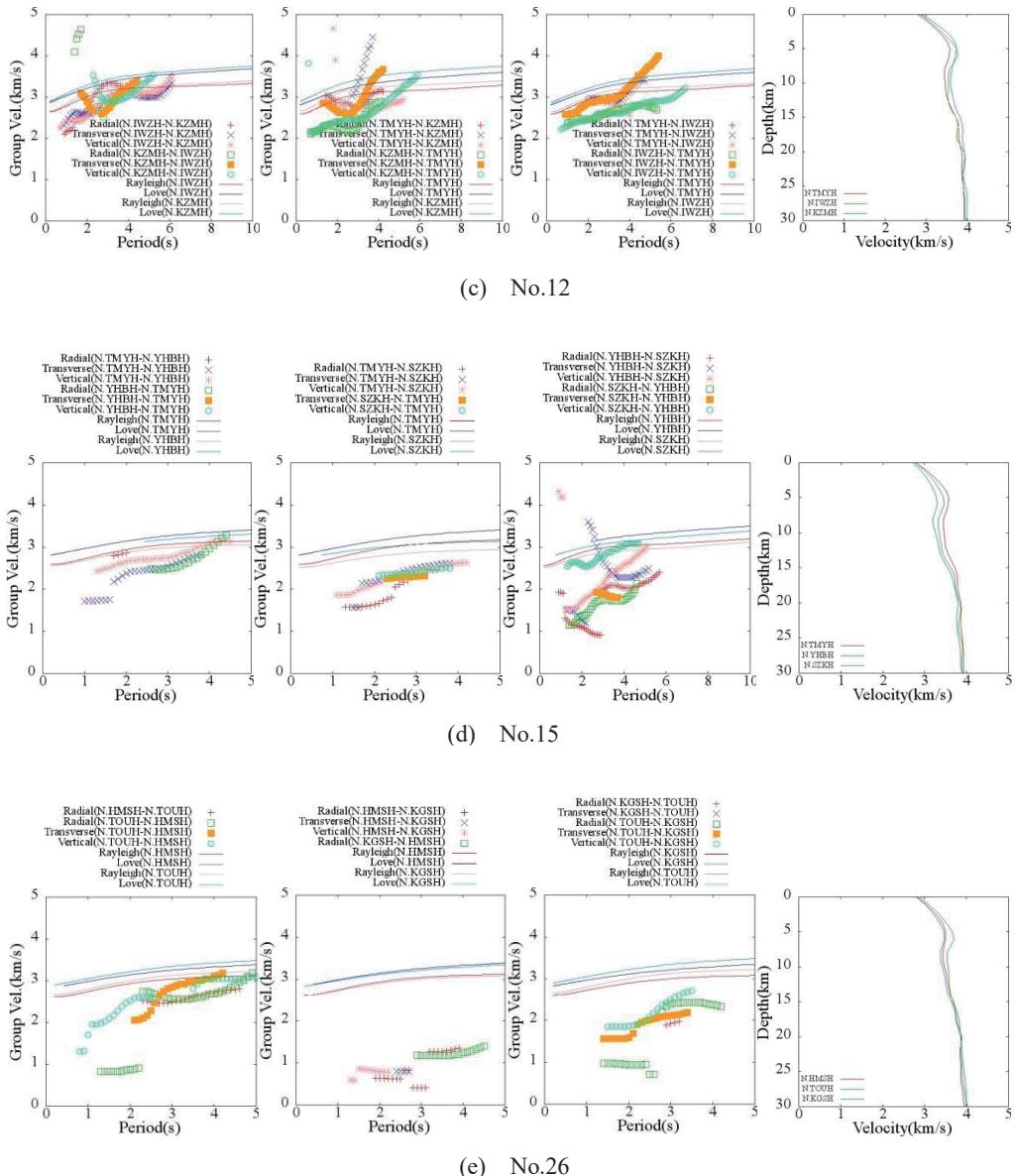
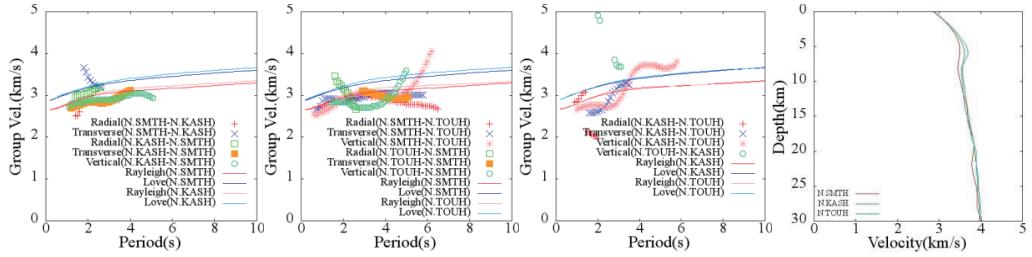
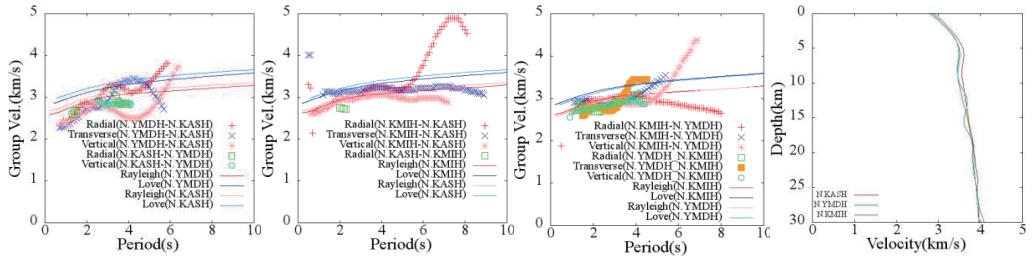


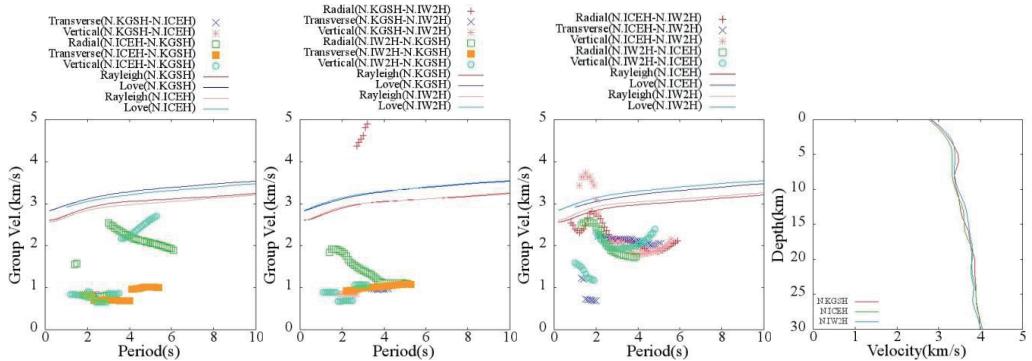
図 6(c), (d), (e) 観測による群速度と Nishida モデルから計算される群速度の比較結果 (左から 1, 2, 3 枚目) と Nishida et al.(2008)による S 波速度構造モデル (最右)



(f) No.28



(g) No.30



(h) No.31

図 6(f), (g), (h) 観測による群速度と Nishida モデルから計算される群速度の比較結果（左から 1, 2, 3 枚目）と Nishida et al.(2008)による S 波速度構造モデル（最右）

## 岩手県沖プレート沈み込み帯で発生した地震の波形の特徴把握 \*

弘前大学理工学研究科 小菅 正裕

### 1. はじめに

最近の研究により、プレート沈み込み帯では多様な地震が発生していることが明らかになってきた。図1は岩手県とその沖合で発生した地震の震源分布を示したものである。この領域では、沈み込む太平洋プレートに沿う地震活動と、陸域の地殻内地震の延長上での地震活動が見られる。このうち、プレート境界において発生している地震は、2011年東北地方太平洋沖地震のようなプレート境界地震と、小繰り返し地震である。小繰り返し地震は、プレート境界において孤立した小アスペリティが繰り返し破壊することによって発生すると考えられており、この地震によるすべり量を推定することで、アスペリティ周囲のプレートの沈み込みレートが推定されている〔例えば、Igarashi et al. (2003)〕。また、太平洋プレート上面よりも浅部にしみ出した地震活動があることがわかり、supraslab 地震と名付けられた〔Uchida et al. (2010)〕。さらに、2011年4月7日に宮城県沖で発生したマグニチュード (M) 7.1 の地震〔例えば、Nakajima et al. (2011)〕のように、太平洋プレート内部を破壊するスラブ内地震も存在する。

それらの地震の識別にあたっては、震源の深さの決定精度が重要な問題となる。図1で黒い四

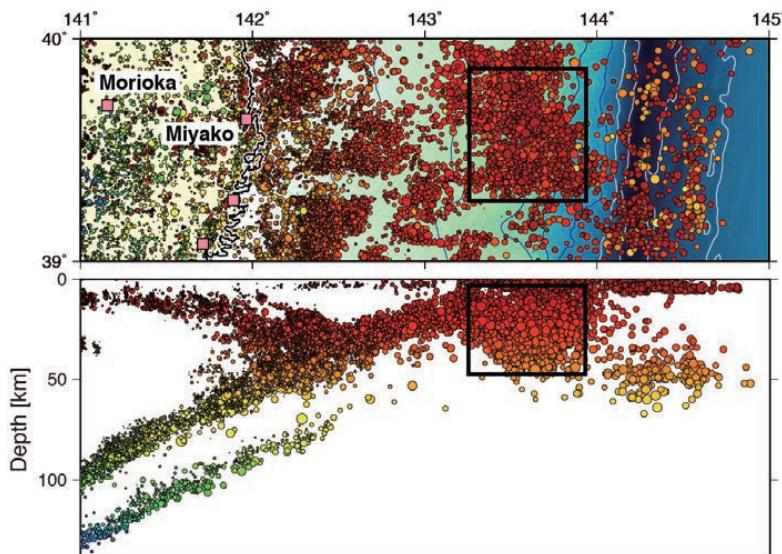


図1 岩手県とその沖合で発生した地震の震源分布。気象庁一元化震源要素を用い、期間は2012年1月1日～2016年12月31日。震源の丸印の色は深さを表す。黒い四角の領域内で発生した地震の分類を図2において行った。

\*Waveform characteristics of earthquakes near the plate boundary off the coast of Iwate prefecture by Masahiro Kosuga

角で囲んだ領域では震源深さの決定精度が低い。それは、震源の上方に観測点がないために震源深さと地震発生時刻の間にトレードオフが生じることと、地震波形が複雑で特に S 波の読み取りが困難なことによる。これらの問題は、新たに建設された日本海溝海底地震津波観測網 S-net のデータを用いることで解決できる面があるが、波形が複雑になる理由を理解し波形を利用するためには、現実的な地下構造に基づいた理論波形との比較研究が不可欠である。

そこで本研究では、最近開発された 3 次元波動伝播シミュレーションコード OpenSWPC [Maeda et al. (2017)] によって理論波形の計算を行って観測波形と比較することで、理論波形の再現の度合い、理論波形では十分に再現できていない点、地震波形の複雑さの理解と利用に関する研究の方向性について議論する。解析対象の地震は、図 1 の黒い四角内で発生した 1 地震とした。

## 2. 地震波形の分類

理論波形との比較を行う前に、空間的に近い領域で発生した地震の波形がどの程度似ているのかを検討する。そのため、図 1 の四角の領域で発生した地震のうち、M4.5 ~ 5.4 で、気象庁による Centroid Moment Tensor (CMT) 解が逆断層型に近い 38 地震について、波形の相関を用いた分類を行った。波形データは P 波到達 5 秒前から到達後 55 秒までの 60 秒間を用いた。バンド・パス・フィルターの帯域は 0.1 ~ 1 Hz である。分類の結果を図 2 の左上に示す。震源の丸印の色が分類された地震グループの番号を示す。これを見ると、震源位置が比較的近いものが同じグループと

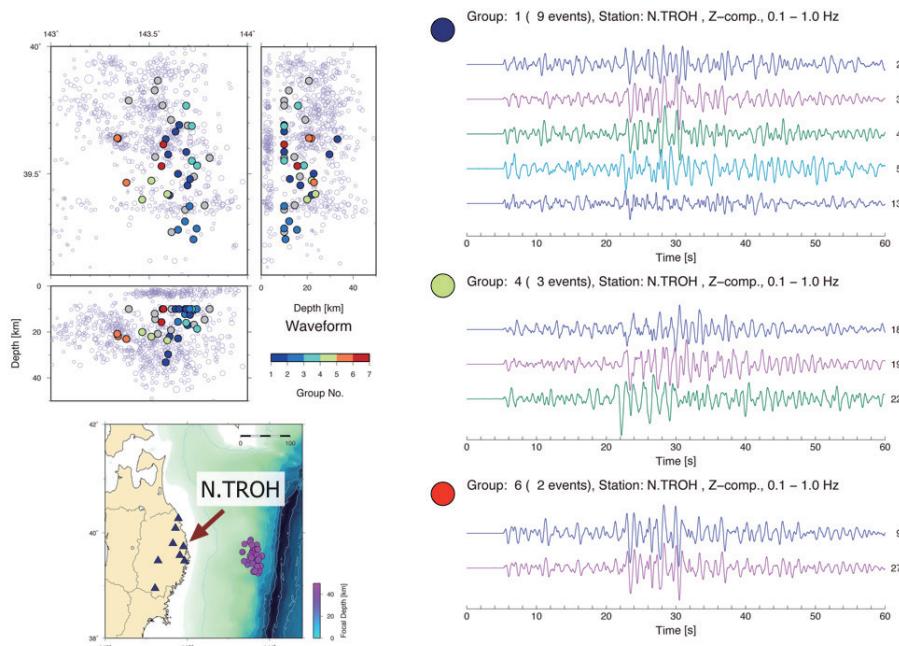


図 2 波形データを用いた地震の分類。震源と観測点の位置を左下に示す。左上の震源の丸印の色が、分類された地震グループの番号を示す。灰色はどのグループにも分類されなかった地震。右側は地震波形の比較で、3 つのグループについて、岩手県沿岸の田老観測点の上下動成分の波形を示す。波形の左の丸の色は震源分布図の丸の色に対応し、右の数字は地震番号を表す。

して分類されており、同一グループに分類された震源から観測点までの経路の影響、すなわちグリーン関数が似ていることを示唆する。図の右側は、3つのグループの波形を比較したものである。これを見ると、波形はグループ間では系統的に異なるが、グループ内においても完全に同じではないことがわかる。震源位置によって波形のどの部分がどのように異なるかの検討は、観測波形を基にするよりは異論波形に基づく方が容易である。そこで、図の27番の地震について、波動伝播シミュレーションにより理論波形の計算を行った。

### 3. 波動伝播シミュレーション

3次元波動伝播シミュレーションに用いたOpenSWPCでは、シミュレーションの条件を指定するコントロールファイルと速度構造モデルをユーザが用意して計算を実行すると、理論波形データと波動伝播のスナップショットの図が出力される [Maeda et al. (2017)]。速度構造モデルは、長周期地震動予測地図の計算に用いられた全国1次地下構造モデル (JIVSM, Koketsu et al. (2012))に基づいている。このモデルでは各地点における計23層の上面深度と各層の物性値が与えられている。波形を計算した地震の気象庁CMT解のセントロイド深さは15.7 kmであるが、この地震がプレート境界に位置しているものとして、セントロイドの緯度・経度におけるプレート境界の深

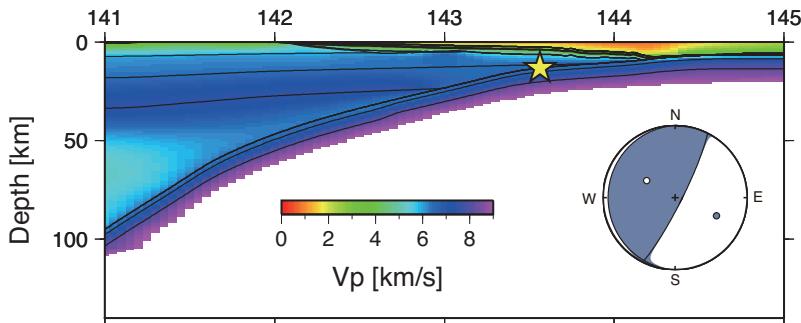


図3 シミュレーションに用いたP波速度構造、震源位置（☆印）、及びCMT解。速度構造モデルの実線は各層の境界を表す。

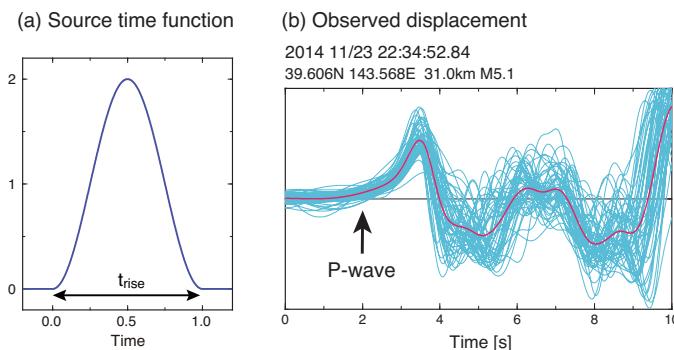


図4 シミュレーションに用いる震源時間関数(a)と、観測されたP波初動部分の変位波形。波形はP波到達時刻を揃えて重ね描きしたものが水色で、平均波形が赤で示されている。

さ(13.0 km)を与えた(図3)。震源メカニズム解はCMT解のダブルカップル成分を与えた(図3)。

シミュレーションにおいては震源時間関数を指定する必要がある。ここでは図4(a)のベル型の震源時間関数を用いた。その継続時間( $t_{rise}$ )の逆数の2倍がシミュレーション波形のコーナー周波数に対応するので、その設定は重要である。ここでは、実際の観測波形を後述の方法で広帯域地震計相当の波形に変換した後に変位波形を求め、S/N比がよい観測点についてスタックして平均波形を求めた(図4(b)の赤線)。その結果を基に、継続時間を2 sとした。これにより理論波形のコーナー周波数は1 Hzとなるので、観測波形には0.1~1 Hzのバンド・パス・フィルターをかけた。

#### 4. シミュレーション波形

シミュレーション波形のペーストアップを図5に示す。P波初動位置がほぼ同じになるように、横軸を8 km/sでreduceして示している。これを見ると、(a)上下動、(b)radial成分とともに、P波初動の5秒程度後に顕著な位相が出現し、上下動成分のS波初動の前後や、両成分のSコーダ波部分において、連続して追跡できる位相が現れている。

シミュレーション波形と観測波形の比較にあたっては、地震計の特性を考慮する必要がある。ここではMaeda et al. (2011)の方法を用い、Hi-netの短周期地震計での観測波形をF-netの広帯域地震計STS-2相当の波形に変換した。この方法は、短周期地震計の特性のデコンボリューションとSTS-2地震計の特性のコンボリューションを再帰型フィルターで実現するものである。変換前後の波形を比較すると、変換後の波形の方が理論波形より調和的である(図6)。そこで以下では、変換後の波形と理論波形の比較を行う。

図7は岩手県沿岸付近の観測点での波形の比較である。3成分の振幅分布、主要な振動の周期と

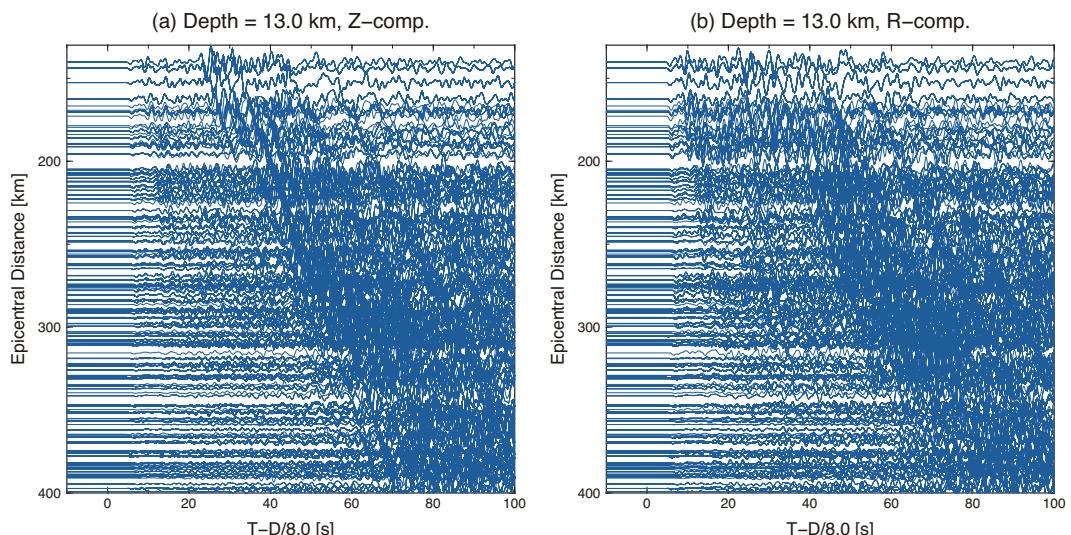


図5 シミュレーション波形のペーストアップ。(a)が上下動、(b)がradial成分。縦軸に震央距離、横軸に時間を取り、Hi-net観測点について計算された波形を並べたもの。横軸は8 km/sでreduceして示す。

振幅、地震計特性の補正で見えるようになった長周期の波の様子などの観測波形の特徴は、シミュレーション波形でも概ね再現できていると言える。しかし、上下動成分の S 波付近では最大振幅の波の位相がずれていること、N.YMDH の上下動成分や N.KMIH の radial 成分などで振幅の大きな振動が継続する計算波形となっている点などは、観測波形と合っているとは言えない。後者のような計算波形は内陸の観測点においても見られる。

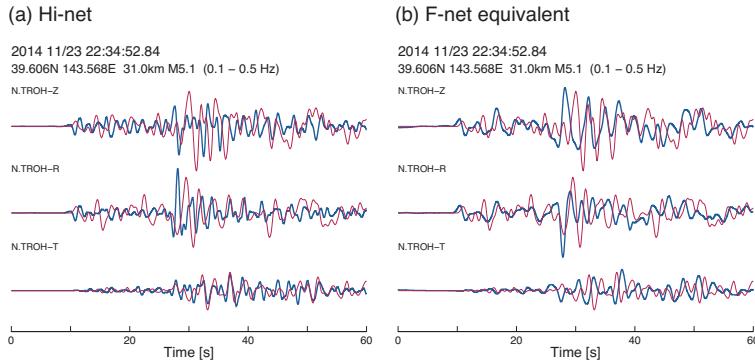


図 6 観測波形（青）とシミュレーション波形（赤）の比較。(a) は観測波形そのもの、(b) は F-net の STS-2 地震計相当の波形に変換した結果との比較。観測波形には 0.1 ~ 1 Hz のバンド・パス・フィルターをかけている。観測波形、理論波形とも、振幅は各観測点の最大値で規格化してある。

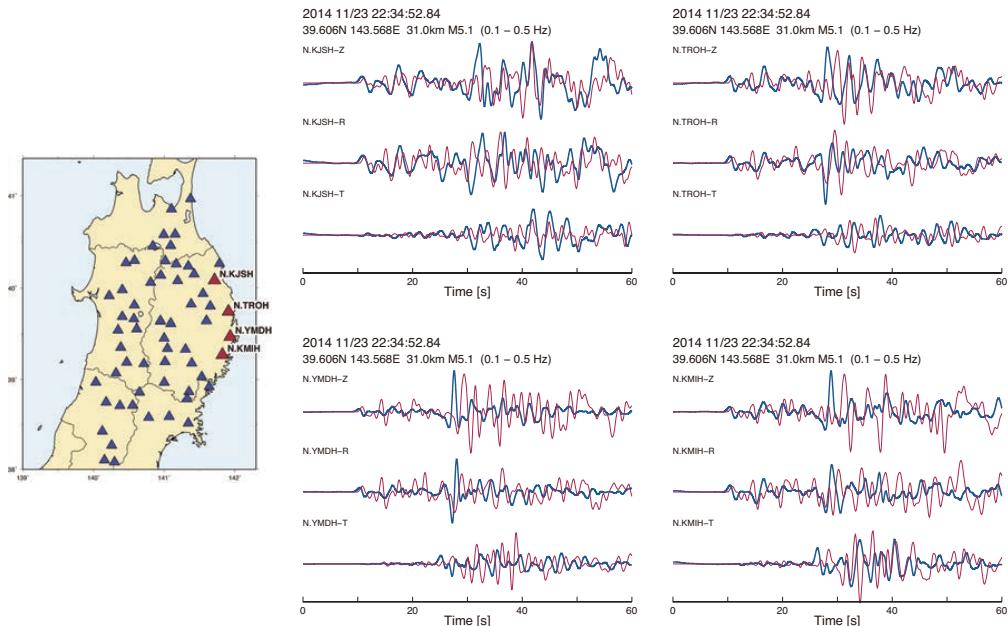


図 7 地図中の赤い三角印の観測点について、観測波形（青）とシミュレーション波形（赤）の比較。観測波形は 0.1 ~ 1 Hz のバンド・パス・フィルターをかけたもの。観測波形、理論波形とも、振幅は各観測点の最大値で規格化してある。

#### 4. 議論とまとめ

上記のような不一致の原因解明と、波形に含まれる地下構造情報の抽出は今後の課題である。振幅の大きな振動が継続する原因の解明には、そのような振動が出現する観測点の範囲を把握する必要がある。また、震源位置を変えた波形を並べて見ることで、どの部分の構造が寄与しているかを見積もることも可能と考えられる。シミュレーションでは地下構造を変化させることができるので、例えば、ある層とそれに隣接する層の物性を同じにすることで、特性の層からの寄与の有無を見積もることができる。今回はシミュレーション研究の手始めとして、観測波形との単純な比較に留まっているが、今後は系統的な調査研究を続ける予定である。

#### 文献

- Igarashi, T., T. Matsuzawa, and A. Hasegawa, 2003, Repeating earthquakes and interplate aseismic slip in the northeastern Japan subduction zone, *J. Geophys. Res.*, 108 (B5), doi:10.1029/2002JB001920.
- Koketsu, K., H. Miyake, and H. Suzuki, 2012, Japan integrated velocity structure model version 1, 15th World Conference on Earthquake Engineering.
- Maeda, T., K. Obara, T. Furumura, and T. Saito, 2011, Interference of long-period seismic wavefield observed by the dense Hi-net array in Japan, *J. Geophys. Res.*, 116, B10303, doi:10.1029/2011JB008464.
- Maeda, T., S. Takemura, and T. Furumura, 2017, OpenSWPC: an open-source integrated parallel simulation code for modeling seismic wave propagation in 3D heterogeneous viscoelastic media, *Earth Planets Space*, 69:102, doi: 10.1186/s40623-017-0687-2.
- Nakajima, J., A. Hasegawa, and S. Kita, 2011, Seismic evidence for reactivation of a buried hydrated fault in the Pacific slab by the 2011 M9.0 Tohoku earthquake, *Geophys. Res. Lett.*, 38, L00G06, doi:10.1029/2011GL048432.
- Uchida, N., S. H. Kirby, T. Okada, R. Hino, and A. Hasegawa, 2010, Supraslab earthquake clusters above the subduction plate boundary offshore Sanriku, northeastern Japan: Seismogenesis in a graveyard of detached seamounts?, *J. Geophys. Res.*, 115, B09308, doi:10.1029/2009JB006797.

#### 謝辞

本研究では、気象庁一元化震源要素と観測値、及び Hi-net 観測点の波形データを使用しました。観測を実施している関係機関に厚く御礼申し上げます。本研究は、東京大学地震研究所共同研究プログラムの援助を受けました。地震研究所の前田拓人氏には、特定共同研究 (B) 「地震波形解剖学の計算科学的新展開」の数値計算講習会において、OpenSWPC の使用法を教示していただきました。本研究のために、東京大学地震研究所地震火山情報センターの計算機システムを利用しました。記して感謝いたします。

## 能代市における津波避難計画の策定\*

株式会社パスコ	青柳一輝
能代市役所	鈴木大雄
能代市役所	伊藤 智
株式会社パスコ	木下 牧

### 1. はじめに

平成 23 年に発生した東北地方太平洋沖地震及びそれにより引き起こされた東日本大震災は戦後最悪の自然災害となった。内閣府<sup>1)</sup>によれば、東日本大震災の犠牲者のうち、9 割以上の死因は溺死であり、死因の 8 割以上が建物倒壊であった阪神・淡路大震災とは大きく異なっている。

東北地方太平洋沖地震を受けて制定された津波防災地域づくりに関する法律（平成 23 年法律第 123 号）は海に面した都道府県に津波浸水想定の実施を義務づけ、市町村はこれを踏まえた津波避難計画等の策定に取り組んでいる。津波は地震が発生してから襲来するため、地震発生後に適切な避難ができれば人的被害を減らすことができる。したがって、津波避難計画の検討と住民等への周知、啓発は今後の津波防災、減災を考えるうえで非常に重要となる。

能代市では、平成 28 年度に東日本大震災を契機とする国の防災基本計画及び秋田県地域防災計画の最新の改定、東日本大震災により明らかとなった課題とその後検証を進める過程で得られた知見を踏まえ、津波避難計画の策定を行った。

### 2. 津波避難計画

津波避難計画を策定するに当たり、防災基本計画、津波避難対策推進マニュアル検討会報告書、秋田県津波避難計画策定指針、秋田県地域防災計画、能代市地域防災計画等の資料から、津波避難対策に関する取組事項を整理した。

津波避難計画策定指針には様々なもの<sup>2), 3), 4)</sup>があるが、いずれの場合も避難困難地域の抽出が求められている。しかしながら、その具体的な方法は示されておらず、机上検討にとどまる場合もある。

著者らは、避難困難地域の抽出及び人的被害の定量的評価を目的として、津波避難シミュレーションを実施した。また、避難シミュレーションの理解を助けることを目的として、シミュレーションにおける避難過程を可視化し、アニメーションを作成した。

さらに、住民説明会やパブリックコメントを実施し、住民等への津波避難計画の周知、啓発を図るとともに、計画の策定に住民意見を取り入れることで、住民意見を取り入れた津波避難計画の策定を心掛けた。

\*Tsunami Evacuation Planning in Noshiro city by Kazuki Aoyanagi, Daiyu Suzuki, Satoshi Ito, Maki Kinoshita.

### 3. 津波避難シミュレーション

#### 3.1 避難シミュレーションモデル

避難シミュレーションモデルには様々なものがあり、今村<sup>5)</sup>らは避難群衆の表現方法、群衆の流動方向、対象地区の取り扱い、経路選択によりモデルの分類を行っている。

本研究では青柳らの開発した避難シミュレーションシステム<sup>6)</sup>を用いている。これは、広範囲におけるシミュレーションを効率よく実行するために避難路網の交差点と避難路をノードとリンクで表現し、避難場所に指定されたノードを目指すネットワーク型のモデルを採用している。また、シミュレーションのためのデータセットを構築するのに必要な資料は収集が容易であり、汎用性が高い特徴がある。

#### 3.2 計算条件

##### (1) 計算ケース

計算ケースは現状で能代市に津波が来た場合（以下、現状）と防災訓練、防災教育の十分な実施や避難路や避難看板の整備といった津波避難対策をとった後に津波が来た場合（以下、対策後）の2ケース行った。

##### (2) 対象津波

秋田県津波浸水想定では、想定される津波断層モデルとして、国が公表した4断層モデル「F20, F24, F28, F30 (Mw=7.67~7.86)」及び“想定外を作らない”という考え方に基づいた秋田県独自断層モデル「海域 AB 連動 (Mw=8.5)」「海域 ABC 連動 (Mw=8.7)」から、各地域海岸において最大の津波高となるように6断層12ケースの断層モデルを選定し計算している。これら各ケースの地域海岸毎のシミュレーション結果を重ね合わせ、最大となる浸水域及び浸水深を抽出している。

津波避難計画で対象とする津波は、津波防災地域づくり法に基づき、平成28年3月に秋田県により公表された結果の中から能代市で最大の被害となる海域ABC連動地震及び海域AB連動地震の重ね合わせのケースとした。図1に津波断層モデルを示す。

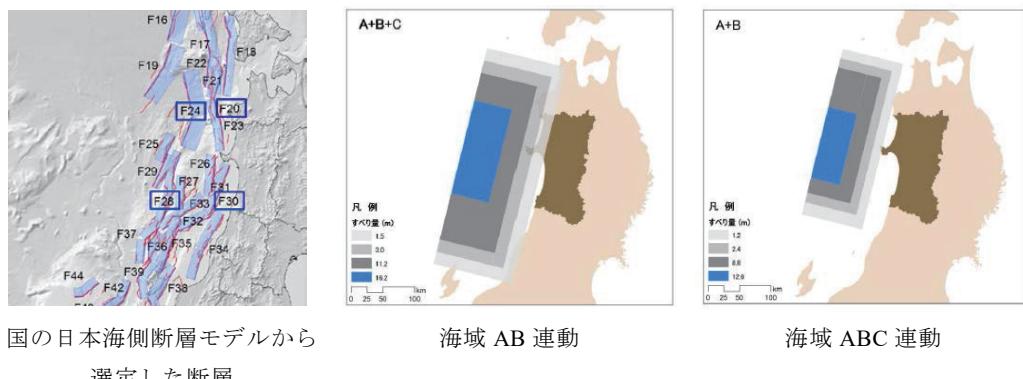
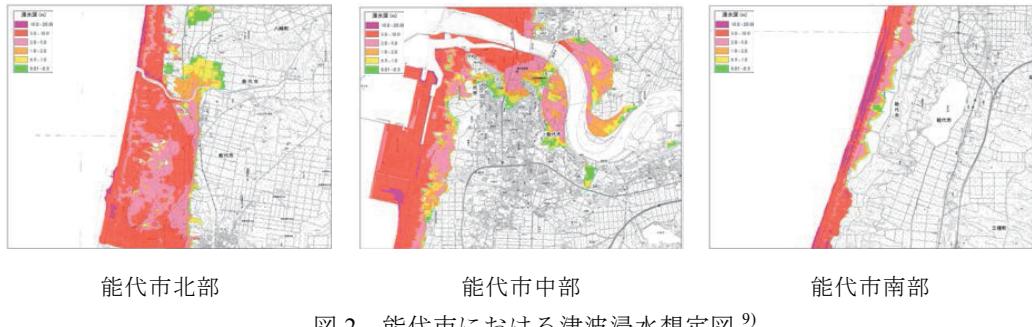


図1 津波断層モデル<sup>7),8)</sup>

能代市で想定されている浸水想定区域を図2に示す。この浸水想定は、あらゆる可能性を考慮した最大クラスの地震・津波が対象とされている。

図2 能代市における津波浸水想定図<sup>9)</sup>

## (3) 避難対象地域

浸水が想定されている地域すべてを避難対象地域とした。

## (4) 被災の判定

浸水深1cmにおける浸水開始時間用い、避難者がこれに巻き込まれた時点で被災とした。

## (5) 避難者の設定

避難者の人数は住民基本台帳（平成28年8月）を用いて設定した。

避難者の配置は、住民が皆自宅に帰っていると仮定し、能代市の大字町丁目ごとに人口を集計し、家屋ポリゴン面積を用いて人口を案分した。収容人数の多い建物の場合、1度に避難できる人数を最大10名とし、5秒ごとに順次避難とした。

また、観光客として、避難対象地域に最も多くの観光客が集まるイベントとして「港まつり能代の花火」を想定して設定した。観光客は狭い地域に多くの避難者を配置するため、配置1グループの人数を100人とし、5秒ごと、10名ずつの時差避難とすることで、混雑を考慮した。

## (6) 避難者の分類

避難者は健常者と避難行動要支援者の2つに分けた。避難行動要支援者は以下の1)から5)と定義した。

- 1) 0~4歳の人口に2を乗じたもの（乳幼児とその保護者を想定）
- 2) 高齢者（65歳以上）の人口
- 3) 障がい者
- 4) 外国人
- 5) 観光客

## (7) 避難者の移動速度

避難者の現状の避難速度は消防庁資料<sup>2)</sup>を参考に、健常者が1.00m/s、避難行動要支援者は0.50m/sとした。また、避難者の対策後の避難速度は健常者が1.50m/s、避難行動要支援者は0.75m/sとした。

## (8) 避難開始時間

現状の津波避難シミュレーションでは、県津波避難計画策定指針<sup>3)</sup>より、避難開始時間を地震発生から10分後とした。対策後の避難開始時間は地震発生から5分後とした。

## (9) 津波避難先

津波避難先は浸水域外及び津波避難施設とした。津波避難施設へ避難する場合、避難施設到着後に安全な階層までの避難の時間（一律1分）を加えて避難完了とした。

#### 4. シミュレーション結果

現状の津波避難アニメーションを図3に、対策後の津波避難アニメーションを図4にそれぞれ示す。なお、市内全区域の津波避難アニメーションは能代市HP<sup>10)</sup>で公開されている。

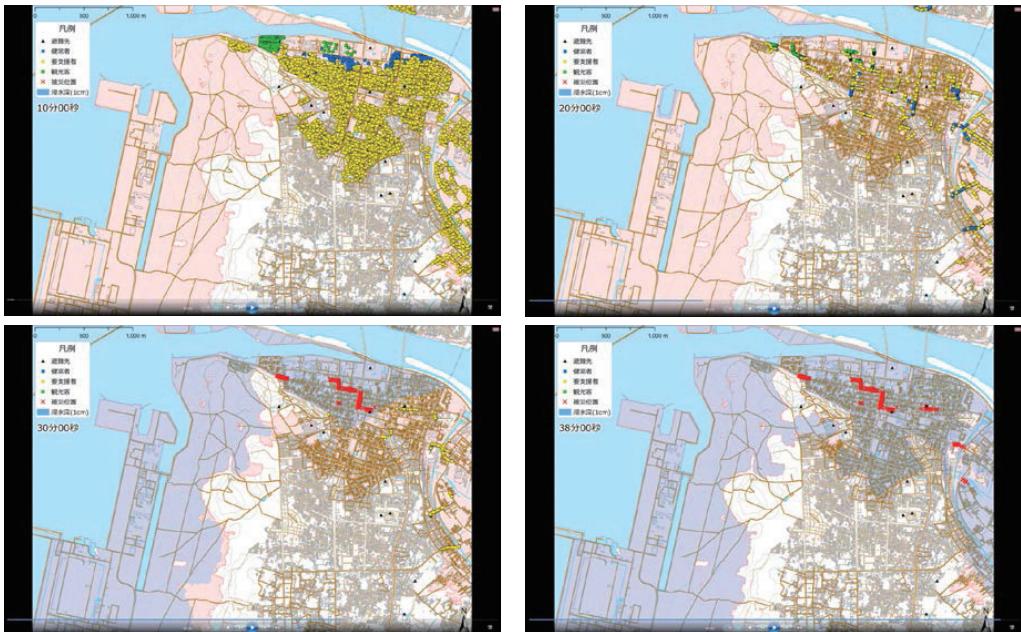


図3 津波避難アニメーション（現状）：西部地区

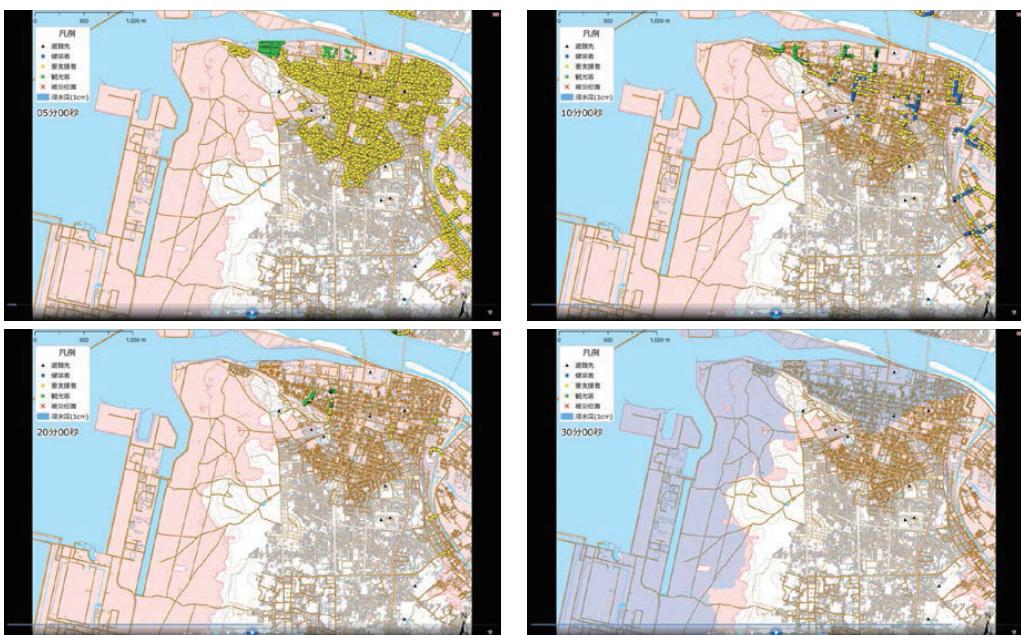


図4 津波避難アニメーション（対策後）：西部地区

これにより、西部地区において、現状では地震発生から30分後以降に被災者が確認できるのに対し、対策後では被災者が出ていないことがわかる。対策後は現状よりも避難開始時間が5分早く、移動速度も速いため、避難距離を稼ぐことができた結果である。

表1に住民の現状における市内全区域の津波避難シミュレーションの結果を、表2に住民の対策後における市内全区域の津波避難シミュレーションの結果をそれぞれ示す。

表1 津波避難シミュレーション結果（住民）（現状）：全区域

	健常者（人）	%	要支援者（人）	%	合計（人）	%
要避難者総数	5,676	100	4,711	100	10,387	100
避難完了者数（浸水域外）	4,892	86	3,714	79	8,606	83
避難完了者数（避難施設等）	370	7	168	3	538	5
被災者数	414	7	829	18	1,243	12

表2 津波避難シミュレーション結果（住民）（対策後）：全区域

	健常者（人）	%	要支援者（人）	%	合計（人）	%
要避難者総数	5,676	100	4,711	100	10,387	100
避難完了者数（浸水域外）	5,658	100	4,379	93	10,037	97
避難完了者数（避難施設等）	18	0	313	7	331	3
被災者数	0	0	19	0	19	0

現状では健常者で414人、要支援者で829人、合計1,243人の被災者が出ている。これに対し、対策後では、健常者の被災者はゼロ、要支援者の被災者も19人と大幅に減っている。以上のことから、能代市は効果的な津波避難対策を講じれば、大きく被害が減少することが分かる。

表3に観光客の津波避難シミュレーションの結果を示す。

表3 津波避難シミュレーション結果（観光客）

	避難者数	%
避難者数	27,000	100
現状の被災者数	9,670	36
対策後の被災者数	5,145	19

現状では観光客の36%が被災し、対策後でも19%が被災することが分かる。この解消のためには、ハザードマップや避難標識による避難方向、避難先の明確化、津波避難施設の設置、避難困難地域への立ち入りの禁止などが考えられる。

## 5. 住民説明会及びパブリックコメント

能代市津波避難計画（案）に関する住民説明会を平成29年2月22日から24日の3日間、中央公民館と向能代地域センターで実施した。住民説明会の様子を図5に示す。



図5 住民説明会の様子

また、平成29年2月21日から3月22日にパブリックコメントを実施した。津波避難計画にはこれらで得られた住民意見も参考に策定した。

## 6. 終わりに

津波避難計画の策定にあたり、津波避難シミュレーションを実施し、避難困難地域の抽出及び人的被害の定量的評価を行った。さらに、住民説明会やパブリックコメントで得られた意見を参考にし、住民意見を取り入れた津波避難計画とした。

**謝辞：**本研究を遂行するに当たり、山田暁氏には多大なるご支援を受けた。さらに、秋田県能代市より「能代市津波避難計画策定業務」において得られた結果の使用許可を得た。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 内閣府、平成23年版防災白書、<http://www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/h23/index.htm>
- 2) 消防庁国民保護・防災部防災課、津波避難推進マニュアル検討会報告書、2013.
- 3) 秋田県、津波避難計画策定指針～沿岸市町村における津波避難計画の策定に向けて～、2014.
- 4) 静岡県、大規模地震対策「避難計画策定指針」、2013.
- 5) 今村文彦、鈴木介、谷口将彦、津波避難数値シミュレーション法の開発と北海道奥尻島青苗地区への適用、自然災害科学、Vol20、No2、pp.183-195、2001.
- 6) 青柳一輝、木下牧、津波避難計画の策定に適した避難シミュレーションシステムの開発、第36回日本自然災害学会学術講演会講演概要集、pp.9-10、2017.
- 7) 日本海における大規模地震に関する調査検討会、日本海における大規模地震に関する調査検討会報告書データ集②[断層パラメータの設定]、2014.
- 8) 秋田県、津波浸水想定について（解説）、2016.
- 9) 秋田県、津波浸水想定図、2016.
- 10) 能代市、津波避難シミュレーションについて、<http://www.city.noshiro.akita.jp/c.html?seq=12518>

## 2017年インドネシアアグン山警報での住民避難行動：予察\*

東北大学災害科学国際研究所 久利美和

ガネシア教育大学 Ni Nengah Suartini

ウダヤナ大学 I Made Budiana

東北大学災害科学国際研究所 杉安和也

東北大学災害科学国際研究所 松本行真

### 1. はじめに

アグン山（インドネシア語: Gunung Agung）はインドネシアバリ島の北東部に位置する成層火山である。1963年から1964年にかけての噴火で、1000名を越える死者があった。

インドネシア火山地質災害対策局（PVMBG）がハザードマップを公表しており、国家防災庁（BNPB）により、火山活動レベルと火山災害危険区域に基づき、避難が設定される（図1）。

2017年9月中旬頃より火山性微動の回数が増え、PVMBGは火山危険度を9月14日にレベル2、9月18日にレベル3、9月22日にレベル4と順次引き上げた。レベル4では、火口からの12km圏を対象に約8万人が避難準備・避難対象者（ただし、避難域は同警戒レベルにおいても段階的に運用されるため、詳細については現在確認作業中）となる。9月22日以降避難者が増加し、9月29日には14万人を超えた（BNPB発表）ことから、インドネシア政府は避難対象地域外の住民には帰宅を促す措置をとった。その後、地震活動の減少などを理由に、10月29日にレベル3に引き下げ、11月21日の小噴火ののち、11月25日から連続噴火により、11月26日に再度レベル4に引き上げた（図2）。

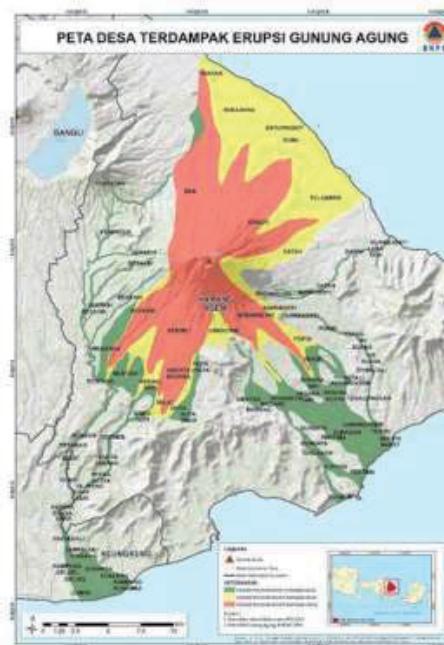


図1 バリ島地図、アグン山ハザードマップ（PVMBG作成）。

\*Evacuation action on the 2017 warning of Agung volcano, Indnesia: preliminary report by Miwa Kuri, Ni Nengah Suartini, I Made Budiana, Kazuya Sugiyasu, and Michimasa Matsumoto.

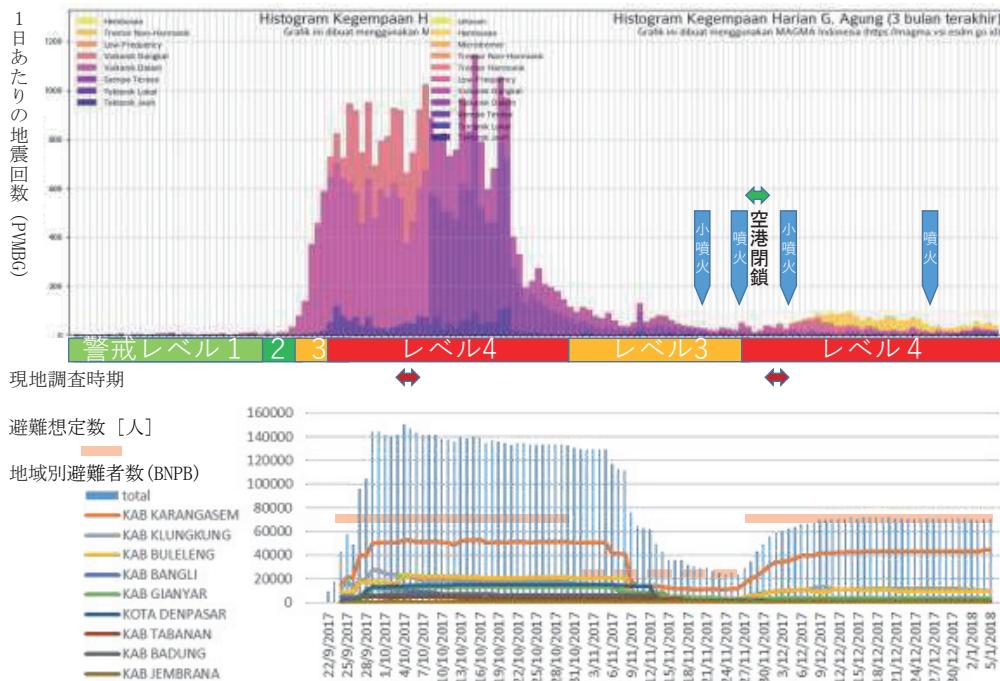


図2 1日当たりの地震回数 (PVMBG), 噴火警戒レベル, 避難者数 (BNPB) の変化。

日付	10月5日	10月6日	10月6日	12月2日	12月2日	12月3日	12月4日	12月5日
地域	バドゥング県サヌール	ブレレン県シンガラジャ	ブレレン県テジャクラ郡				カランガセム県ジユングタン村	クルンクン県スマラプラ村
対象	バリ日本人会・補習校関係者	ガネシア教育大学関係者	レス村避難キャンプ地	レス村の連絡拠点	サンビレンテン村	テンボク村	1963年噴火経験者	1963年噴火移住地区在住者
概要	情報の氾濫と取捨選択	避難所支援の情報収集	聞き取り無し	ブレレン県への避難状況	PMIによる避難所管理運営	村長による避難所管理運営	1963年噴火経験と2017年警報への対応	
使用言語	日本語	インドネシア語	—	インドネシア語	インドネシア語	英語	バリ語	日本語

表1 調査概要一覧。

本調査では、警戒レベルで想定される避難対象者数の約2倍の住民が避難行動をとっていることに着目し、2017年10月5-6日の現地聞き取り調査をもとに、12月2-5日の現地調査では、(1) 1963年の噴火経験者の発信が避難者・避難検討者に与えた効果、(2) 行政主導ではなくバリ特有の親族・コミュニティ（バンジャール）が避難行動に与える効果、(3) SNS（SMS）による情報入手の簡便さと流言飛語への意識、(4) 行政の情報発信と住民の受け止め・避難行動、(5) 行政による避難誘導・避難所運営方針について、調査を行ったので報告する（表1）。

## 2. 地域の防災教育従事者の視点でみる背景

バリ島で防災教育関連に関する 2017 年 3 月の聞き取りについて述べる。防災・安全教育は、地震・津波、テロを想定していた。火山噴火を想定した避難訓練・対応訓練の実績・計画はなく、バツール火山では 1999 から 2000 年にかけて小規模な噴火が続いたが、限られた地域の事と受け止められていた。

## 3. バリ日本人会での聞き取り調査

バドゥン県デンパサール市サヌールに位置するバリ日本人会にて、10 月 5 日、日本人会・日本語補習校関係者 7 名、日本領事館関係者 1 名、著者ら 5 名で懇談形式の聞き取りを行った。日本人会が運営する補習校保護者会 175 名は SNS (LINE) での各学年でグループを設定し、常時情報伝達可能な状況にある。補習校安全対策委員会により情報伝達試験（訓練）を過去に 1 度行っており、即日中にほぼすべてが既読となり、翌日にはすべてが既読となった。補習校では、この数年で、地震・津波、テロを想定した避難計画を策定しており、2017 年 5 月に避難訓練を行った。しかしながら、火山噴火の想定はなかった。サヌールはアグン山から南西に約 70km の距離で、火碎流・土石流の危険はないが、風向により火山灰の影響が危惧される。アグン山の警報以降、補習校校長の判断のもと、校内掲示板を通して、児童・生徒・保護者向けに風向を周知している。情報入手については、日本領事館と連絡を取れる状況にあるが、報道・インターネット・島外知人からのメールなどを手段に各個人が行っている。入手情報の中には、「(実際に噴火していないにもかかわらず) 噴火した」「バリ島が沈没する」などや、家畜や財産の売買に関する情報などがあり、情報過多状況で、適切な情報か否かの判断に困難が生じていた。また、バリ島各地で避難者受け入れや、募金活動などを通じた避難者支援が行われており、その関連情報を受け取っていた。

## 4. 避難所支援関係者への聞き取りなど

報道によると、比較的大規模に避難者を受け入れている施設は、(1) クルンクン (Klungkung) 県避難所（集会所など利用）(2) バンリ (Bangli) 県避難所（集会所など利用）、(3) ブレン (Buleleng) 県避難所（集会所・キャンプ地など）の 3 か所であった。いずれも、1963 年噴火を経験した避難・移住民が避難支援を行っていた。

バンリ県で避難所の運営支援を行う 1 名に電話による聞き取りを行った。アグン山周辺住民への避難の呼びかけ・受け入れは、親戚・知人を通じて行われており、行政が指定する避難対象者か否かの区別はなく、行政の管理下になかった。

ブレン県テジャクラ (Tedjaqula) 郡レス (Les) 村の避難キャンプ地について、ガネシア教育大学関係者を通じて間接的な聞き取りを 10 月 6 日午前に行った。



図 3 10 月 6 日のレス村避難キャンプ地。

1963 年噴火時の移住者が居住するエリアで、家畜を伴っての避難が可能である。衛生面の問題を理由に政府から避難所解散を勧告されたが、避難受け入れを継続していた。10月 6 日正午頃に現地見学を行ったところ（図 3），行政による現地視察が行われており、避難者のための新たな井戸の掘削工事も行われていた。

## 5. プレレン県への避難状況

12月 2-3 日にプレレン県テジャクラ郡にて聞き取り調査を行った。

レス村の避難キャンプ地は、衛生面での課題から避難者受け入れを停止しており、プレレン県への避難者支援の現地連絡拠点（テント）となっていた（図 4a）。12月 2 日昼には、BNPB 避難救助担当者、赤十字インドネシア（PMI）、医師が待機していた。プレレン県内への避難者については、行政指定の避難所に限らず、親族による受け入れ、私設避難所での受け入れなど、すべての人数を把握し、BNPB にて管理していた。テジャクラ郡で最大時は約 12000 人の避難者を受け入れていた。

サンビレンテン（Sambirenteng）村の公設避難所は集会所を利用しており、PMI が運営する（図 4b）。中央政府、州、県の管轄のもと、県内すべての避難所を対象に、プレレン県を 5 名の PMI スタッフ（3 名は災害対応の研修経験者）が巡回しながら、ボランティアを統括し、避難者にも仕事を指示しながら、避難所を運営していた。具体的には、避難所の(1)水の供給、(2)下水施設の設置、(3)避難者の衛生・健康管理（心理ケアを含む）を担当していた。避難所事務室前には火山噴火対応ポスター（噴火警報時、噴火後、噴火継続時の時系列の 3 段階）が掲示されていた。健康・衛生管理一般に関するポスターもあり、この内容については、日常からプレレン県内すべての小中学校を対象に講習を実施していた。9月下旬からの避難では、シンガラジャ西の Kabupaten 郡 Seririt 村にも避難所があったが、10月に避難者がいなくなり閉鎖となった。11月下旬のブリレン県への再避難時は、日中は居住地に家畜などの世話を帰宅し、夜間のみ避難所で過ごすため、より居住地に近いテジャクラ郡に避難者が集中した。

a, レス村の連絡拠点。



b, サンビレンテン村避難所。



c, テンボク村公設避難所。



d, ジュングタン村山麓寺院。



e, ジュングタン村山腹避難所。



図 4 12月初旬の現地調査。

テンボク (Tembok) 村では、独自避難、親族宅避難、私設避難所、公設避難所が混在する。独自避難者は 1 親族約 50 名で、9 月下旬にテンボク村海岸域に避難しているところを PMI スタッフが発見し、BNPB よりテントの提供を受け、テンボク村で避難生活を送っていた。12 月 2 日は、PMI 仲介で、地域企業より下水資材の提供を受け、避難者自身による設置作業が行われていた。避難時に家畜を売ったお金で食料などを購入し、生活していた。地域商店が運営する私設避難所は、倉庫や中庭で約 200 人を受け入れていた。公設避難所は家畜の受け入れも可能で、村長の強いリーダーシップのもと運営していた（図 4c）。村長は欧米資本のホテルでの勤務経験があり、英語での会話を希望した。9 月の避難対応では、最大時、村内 75 カ所で約 7000 人の避難者を受け入れたが、十分な知識もなくパニック状態であった。避難者・支援物資の出入りを十分に把握できず、物資の公平な分配が行えないことから苦情も多く、避難所運営に支障が生じた。ガルガン（中秋節に先祖の魂を迎える行事）を機に避難者が帰宅し、公設避難所をいったん閉鎖したが、11 月下旬の噴火発生により再開した。避難所再開時は、原則、バンジャール（町内会）単位での受け入れとし、当番制での避難所運営参加を避難者に義務付け、避難生活のルールなどについてテンボク村と各バンジャールで契約を交わした。12 月上旬の受け入れ人数は約 3000 人であった。契約内容や救援物資の公平な配分やその運営方針については、SNS を通じて積極的に配信・公開していた。

サンビレンテン村、テンボク村への避難者を対象に、情報入手と避難行動に難する質問紙調査を実施し、100 世帯以上から回答を得ており、今後解析を行う。

## 6. カランガセム県ジュグタン村（山麓・山腹）1963 年噴火経験者の避難行動

12 月 4 日にジュングタン (Jungutan) 村（アグン山山頂から南に約 12 km までの山麓地域）の 1963 年噴火経験者より聞き取りを行った。会話はバリ語で行われた。

山麓のバンジャールのヒンズー教寺院関係者は 11 歳の時に 1963 年の噴火を体験しており、噴火や避難の記憶、家畜の世話に避難所から自宅に命がけで通ったことや、避難生活が約 1 年におよんだことを記憶していた（図 4d）。2017 年 9 月 22 日の警報時、避難先について地方政府から世帯主の集まりに情報が伝えられた。この寺院の場所は火碎流・泥流到達危険域で、高台のシブタン (Sibetan) 村（徒歩 15 分程度）に避難した。12 月上旬時点では（11 月 25 日からの噴火直後であったが）、日中は自宅で、夜間は避難所で生活していた。1963 年の経験と比較して、2017 年の政府の情報発信・対応を高く評価していたが、避難所での生活には不便があり、携帯端末の早期警報アプリを活用しつつ、できる限り自宅で生活することを希望していた。

アグン山山腹の最も山頂に近いバンジャールからの避難者で、長老 3 名より聞き取りを行った（図 4e）。3 名は小学校 6 年生の時に、泥流、爆発的噴火、溶岩流の中を逃げ延びた経験を記憶していた。9 月 19 日に政府より避難についての事前連絡があり、9 月 22 日にバンジャール 435 名全員が政府の手配したトラックにてシブタン村の施設（集会所）に避難した。危険な状況になる前の避難、事前連絡、避難用トラックの手配、避難先の手配すべてについて、政府の対応を高く評価していた。

火山噴火を想定した避難訓練については、山麓・山腹集落とともに、日常からバンジャール長が決定した方針に従い、バンジャール全体で行動する慣習であることから、訓練が必要との認

識はなかった。

聞き取りにおいて「ラファー」は熱い岩とガスの流れ（火碎流）、「ラハール」は熱くない岩と泥の流れ（泥流）と、使い分けていることを確認した。溶岩については「アスファルトのようなもの」と表現しており、固有の名称はなかった。記憶詳細は本稿では省略する。

## 7. クルンクン県 1963 年噴火移住者集落への避難行動

クルンクン県スマラプラ村（アグン山から南に約 25km）は 1963 年噴火の移住者のバンジャールを複数持つ。12 月 5 日、その地域に居住する日本人在住者（日本語補習校保護者）より聞き取りを行った。なお、この地域では 9 月に、スポーツ施設を利用した最大規模の避難所（Gor Sueca Pura）が開設されていた。

9 月中旬の警報時、政府の避難者受け入れ要請よりも親族紹介での避難者が優先されていた。村内には居住地や避難経緯不明の避難者も増え、突如、無断でテントが設営される状況であった。避難初期は村民が食事支援を行ったが、政府からの支援物資の配給が滞り、約 1~2 週間で村民による支援継続が困難となった。9 月末にインドネシア政府が避難対象地域外の住民に帰宅を促す方針を発表し、ガルガン後しばらくして避難者が減少し、多くの避難所がいったん閉鎖になった。11 月 26 日の再度レベルが 4 に引き上げられた時は、大規模な避難場所ではなく小規模での分散受け入れ方針で、居住地ごとに避難先を政府が指定した。しかし、避難エリア対象者に政府が声をかけても避難する人が少なかった。

## 8. おわりに

(1) 1963 年の噴火経験者の発信、(2) 行政主導ではなくバリ特有の親族・コミュニティが避難行動に与える効果については、9 月中旬の避難時には効果があり、迅速な行動につながっている。しかし、受け入れ体制不十分のため混乱もあった。(3) SNS (SMS) 情報への意識については、10 月上旬では情報の取捨選択の困難さから混乱があったが、12 月上旬では、避難所運営スタッフ・住民ともに情報源が公的機関からのものか否かの確認を行う習慣が形成されていた。(4) 行政の情報発信と住民の受け止め・避難行動、(5) 行政による避難誘導・避難所運営方針については、レベル 3 で避難が必要な地域には、カランガセム県内、クルンクン県への避難調整など、具体的な情報提供と支援があったが、レベル 4 での避難域については、バンリ県、ブレン県への避難が指定されるも、指示内容に具体性を欠いていた可能性がある。ただし、全般的な調査は今後の課題である。避難者情報入手・行動判断については、今後解析を行う。

ジュングタン村での調査では、ガネシア教育大学 4 年生のアディさんに、1963 年噴火経験者への連絡やバリ語での通訳など、多大な協力をいただいた。記して感謝する。

## 9. 参考資料

- Pusat Vulkanologi dan Mitigasi Bencana Geologi (PVMBG), MAGMA Indonesia,  
<https://magma.vsi.esdm.go.id/>.
- Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB), Siaga Gunung Agung, <https://bnpb.go.id/gunung-agung>.

## 2016年福島県沖地震津波を契機とした

### いわき市における津波災害時自動車避難の方策研究\*

東北大学災害科学国際研究所 安倍 祥  
東北大学災害科学国際研究所 杉安 和也

#### 1. 2016年福島県沖を震源とする地震・津波

2016年11月22日午前5時59分ごろ福島県沖を震源とする地震(M7.4, 最大震度:5弱)が発生し、気象庁は同日6時2分に福島県に津波警報3mを発表した。福島県では、東日本大震災の契機となる2011年3月11日東北地方太平洋沖地震以来の津波警報となり、さまざまな方法で直ちに避難するよう強い呼びかけが行われた。この地震は福島県の沿岸近くで発生し、福島県の津波到達予想時刻(第1波の到達予想時刻)が当初6時10分と発表<sup>1)</sup>され、いわき市小名浜の第1波到達予想時刻は6時30分と発表<sup>2)</sup>された。震源が海岸に近く到達予想時刻までごく短い時間しか残されていなかったことから、テレビ・ラジオ等では速やかな避難が強調され、繰り返し呼びかけられた。福島県いわき市においても、防災行政無線や登録制防災メール等により、沿岸の市民に速やかな避難が呼びかけられた。

この際、高台等へ避難するために自動車を使うケースが多数生じ、いわき市内各地で発生した道路渋滞の様子はマスメディアやSNSで当日から大きく伝えられた。

#### 2. 2016年福島県沖地震津波におけるいわき市内の渋滞

この津波事例では、いわき市の津波ハザードマップに記された津波浸水区域内に渋滞車列が及ぶ地域もあった。津波避難のための自動車の多数使用が、深刻な渋滞につながる問題を現実に突きつけられる形となった。

この問題を受けていわき市役所では、市防災会議の下部組織として道路管理者、警察、消防、行政等の関係機関実務担当職が集まる「津波災害時の自動車避難検討部会(以下、「検討部会」という)」を2017年1月に立ち上げ、筆者らも参加し検討を重ねてきた。いわき市災害対策本部等が把握した当該津波警報時の渋滞箇所や、津波避難場所に集まった避難車両および避難者の数が検討部会資料にまとめられ公表されている<sup>3)</sup>。同資料によれば、いわき市内で平時も交通量の多い幹線道路・一般道路で海岸から離れる方向や、いわき市から北へ向かう福島原発作業従事者等の通勤経路と重なる路線等で渋滞が見られたほか、市指定避難所である学校等公共施設に数多くの避難車両が集まつたことがわかる。また、早朝の勤務時間外に発表された津波警報であり、学校や公共施設では施錠されて車両が校庭や敷地に入れない状況が続き、避難に利用された公共施設の周辺道路に大量の駐車車両が見られた地域もあった。

検討部会では、避難時の自動車利用の要因を住民の心情面からも検討しており、「より遠い場

\* Study on measures of car evacuation of tsunami disaster in Iwaki city triggered by 2016 Fukushima earthquake by Yoshi Abe and Kazuya Sugiyasu

所へ避難するため」「東日本大震災で車が流出されたため」「原発事故を懸念して」「急いで避難したため」等の要因が考察されている（表1）。当該事例では半数を超える世帯が避難に自動車を利用した地域もいわき市内にあり<sup>5)</sup>、多数の住民等が避難に自動車を選んだ事例となった。

表1 2016年福島県沖地震津波における避難渋滞要因<sup>4)</sup>

1. 地震発生時刻が午前5時59分、津波警報発表時刻が午前6時2分のため、勤務先の安全確認及び通勤時間帯と重なり、渋滞が発生した。
2. 渋滞箇所については、一般道路の主要渋滞箇所とリンクするものの、津波避難場所及び避難所へ向かうルートでの渋滞箇所が発生した。
3. 避難所は主に小・中学校を指定しているため、幹線道路の広い道路から通学路の狭い道路への移動となることから、ボトルネックとなり渋滞が発生した。
4. 勤務時間外時の発生のため、避難場所が開錠していなかったことから、門扉周辺で渋滞が発生した。
5. 3.11の記憶がよみがえり、より遠い場所へ移動するため、自動車で避難した。
6. 3.11時に自家用車が流出されたため、自動車で避難した。
7. 原発事故を懸念して、自動車で避難した。
8. 報道機関、緊急速報メール及び防災行政無線での津波警報の呼び掛けにより、急いで避難した。

### 3. 津波災害時の自動車利用策の検討

東日本大震災の前後において、津波災害時の避難方法は原則徒歩（あるいは自動車禁止）が各種指針にうたわれている。近地津波ではごく短時間のうちの立ち退き避難が求められることから、多数の車両が避難を開始した場合に、交通集中や渋滞を生じやすい。地震動による道路・橋梁および沿道建物の被害、交通事故等により通行できない状況や、自動車交通が徒歩避難者の避難を阻害する状況も考えられる。検討部会においてもこれらの懸念は各機関から示された。

一方、津波ハザードマップの浸水区域内には徒歩避難困難な避難行動要支援者等がおり、また、いわき市沿岸には徒歩圏内に高台や津波避難ビルになり得る施設等がない地域も多くある。これら要支援者や避難困難地域の避難手段として自動車を利用する事が、現実策に考えられた。市内でも地域事情は多様であることから、津波災害時の避難方法を原則徒歩としながら、「高台まで相当な距離がある」「徒歩避難困難」などの場合に、「自動車は徒歩避難行動を妨げない」「自動車は浸水想定区域外へ避難する（浸水想定区域内の津波避難ビルや避難施設等には自動車で向かわない）」等の条件付きで最小限の範囲で自動車の避難を地域ごとに検討し、避難場所や避難経路も含めた“ローカルルール”を形成していく方向性が整理され、検討部会の関係機関と短期及び中長期の様々な対策を推進していくことも明記した、津波災害における自動車による避難ガイドラインにまとめられた。なお地域ごとの検討による津波避難計画やローカルルールには、地区防災計画制度の活用も想定されている<sup>6)</sup>。

#### 4. 自動車も使用した津波避難訓練の企画・実践

いわき市では2017年度市総合防災訓練が9月に実施され、上記の津波災害時の自動車利用策も踏まえた津波避難訓練を検討した。2016年の津波警報時に、平時の早朝と異なる渋滞が見られたいわき市平地区内の藤間・沼ノ内・下高久・神谷作の各地区を対象に津波避難訓練を設計し、再度避難渋滞を生じることのないよう企画した。

各地区の住民には、2016年津波警報時の渋滞発生箇所や、原則徒歩および訓練における自動車利用策等を説明会および回覧で事前に説明・周知したうえで避難訓練が実施された。

避難訓練当日は多くの住民が徒歩で各地域の避難場所を目指す姿が見られ、市指定の高台へ避難した地区住民の自動車は25台にとどまり、大きな混雑は避けられた。この中には過去に渋滞した路線を避け、迂回・別経路を選択して自動車で避難訓練に参加したケースもあり、上記のような地域説明と合意形成の重要性がうかがえる。

#### 5. 津波避難訓練における点滅運用信号機の試行

上記地区の津波避難訓練において、新しい試みが取り組まれた。津波浸水想定区域内の信号機を、赤色もしくは黄色の点滅とし、①その交差点が浸水想定区域内にあること、②交通量の多い主道路側を黄点滅、従道路側を赤点滅として信号待ち等を減じること、などをねらいに管轄警察署および県警察本部交通規制課の協力で実施された(図1)。具体的には、総合防災訓練の開始時刻前に、各交差点で警察官が信号機の制御盤等を操作し、手動で点滅運用に切り替え試行的に実施された。

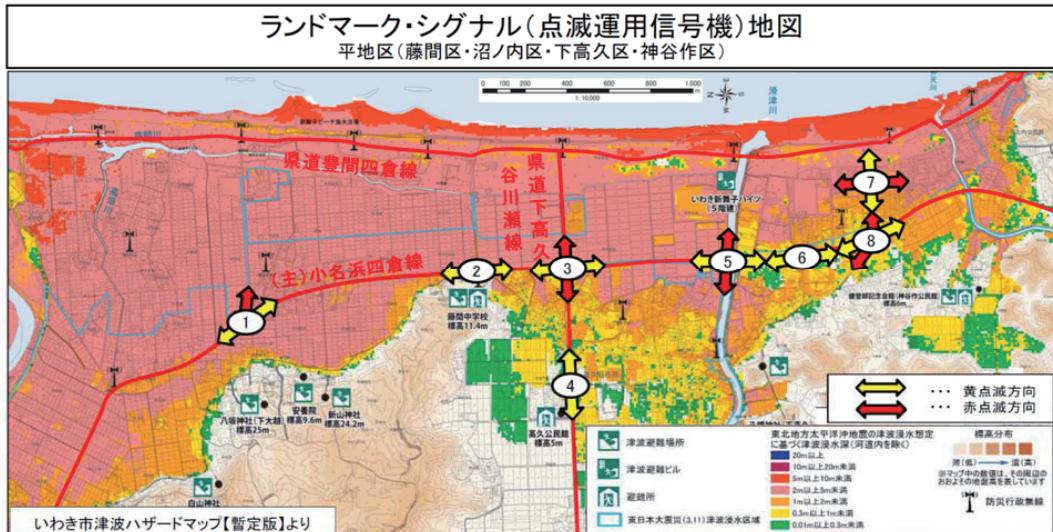


図1 点滅運用信号機の実施場所、実施方向等<sup>7)</sup>

避難訓練当日は往来する自動車の交通量が大きく増加することがなく、点滅運用信号機が実施された主要交差点では、信号待ちに相当する一時的な車列等が見られたものの、点滅運用が一般及び避難する自動車交通を阻害する様子はなかった。ただし、主道路が海岸線に並行な地

域では、海岸から内陸方向へ向かう路線が従道路となり、主道路の交通量が多い場合に避難する方向の交通が影響を受ける可能性がある。当該避難訓練でも、図1の③交差点において長い車列を生じた時間帯があり（写真2）、主道路・従道路に想定される交通量を踏まえ点滅運用を検討する必要性が示唆された。



写真1 訓練における徒歩避難の状況



写真2 点滅運用信号機実施交差点での車列状況

## 6. おわりに

いわき市の津波ハザードマップに記された津波避難場所、避難ビル等は数が限られ、海岸線から遠い高台上の施設等が指定されているケースもある。ローカルルールを地域ごとに議論していく中で、高台や地域内の道路および建物の活用も模索していく必要がある。財産としての自動車の保全や、原発災害に備えた広域避難の手段を確保したい市民感情もあり、原則徒歩の呼びかけには限界も見られる。避難先や経路の分散、複数の代替経路・代替避難場所の検討など、津波災害時に自動車を利用して避難可能性を高めるよう地域の議論を続けていく必要がある。

## 参考文献

- 1) 気象庁:津波情報(津波到達予想時刻・予想される津波の高さに関する情報)平成28年11月22日06時02分気象庁発表, [http://www.jma.go.jp/jp/tsunami/info\\_03\\_20161122060214.html](http://www.jma.go.jp/jp/tsunami/info_03_20161122060214.html), 参照 2016/11/22
- 2) 気象庁:津波情報(各地の満潮時刻・津波到達予想時刻に関する情報)平成28年11月22日06時03分気象庁発表, [http://www.jma.go.jp/jp/tsunami/floodtide\\_03\\_20161122060313.html](http://www.jma.go.jp/jp/tsunami/floodtide_03_20161122060313.html), 参照 2016/11/22
- 3) いわき市:平成28年11月22日の避難状況等を記載したいわき市津波ハザードマップ暫定版(第2版), 掲載場所 <http://www.city.iwaki.lg.jp/www/contents/1504053042591/index.html>, 参照 2017/9/20
- 4) 津波災害における自動車避難検討部会:第2回説明資料, <http://www.city.iwaki.lg.jp/www/contents/1485757632676/simple/setumeisiryou2.pdf>, 参照 2017/11/26
- 5) 杉安和也・班目佳小里・松本行真:2016 年福島県沖地震津波における福島県いわき市内沿岸自治会の避難状況とその後の津波避難施策の検討, 平成 29 年度東北地域災害科学研究集会講演予稿集
- 6) いわき市防災会議:津波災害における自動車による避難ガイドライン(平成 29 年 8 月), <http://www.city.iwaki.lg.jp/www/contents/1504048791026/simple/gaidorain.pdf>, 参照 2017/9/20
- 7) いわき中央警察署によるランドマークシグナル(信号機の点滅運用)の実施について別紙資料, <http://www.city.iwaki.lg.jp/www/contents/1504048791026/simple/bessi5.pdf>, 参照 2017/11/24

## 2016年福島県沖地震津波時における福島県いわき市内沿岸自治会の避難状況とその後の津波避難施策の検討

東北大学災害科学国際研究所 杉安和也

福島工業高等専門学校 班目佳小里

東北大学災害科学国際研究所 松本行真

### 1. はじめに

2016年11月22日5時59分、福島県沖を震源とするマグニチュード7.4、最大震度5弱（いわき市）の地震が発生した<sup>1)</sup>。この地震では津波警報が発令され、多くの沿岸部住民が避難行動をとったものの、その手段の多くが「自動車による避難」であったことから、各地に渋滞が発生した。同地震の発生後、筆者らは福島県いわき市沿岸部（薄磯区、沼ノ内区、四倉区）およびいわき市役所にヒアリングおよびアンケート調査を実施し、11月22日当日の状況の把握と、各地区における課題について調査してきた<sup>2)</sup>。この避難行動の実態を踏まえ、いわき市薄磯区では2017年9月24日(日)に開催された「いわき市総合防災訓練」と並行して、住民自治組織が主催する独自避難訓練を実施した。本稿はその速報である。

### 2. 2016年福島県沖地震時の避難状況

#### (1). 2016年福島県沖地震の概要

2016年福島県沖地震は、早朝(5時59分)に発生し、TVメディアによる緊急地震速報や、気象庁による「津波警報」も発令された。このうち福島県では「津波警報」についてはTVメディアを介して、津波が「すぐ来る」と掲載され、福島県いわき市ではさらに「いわき市防災メール」等によって津波警報の発令と避難の呼びかけを行った。最終的な観測ではいわき市での第1波の到達時刻は6時29分、最大波は6時49分に到達している。この地震発生から約30分での第1波到達という状況は、いわき市が総合防災訓練上で設定している一時避難場所までの避難時間とほぼ同一であった。しかしながら、この時間帯から市内各所において渋滞が確認されており、自動車避難中に津波に遭遇する可能性が高い状況下にあったといえる。最終的には津波警報の津波注意報への切り替えが9時46分、津波注意報の解除が12時50分であったことから、最長で7時間は避難行動が求められる状況下にあった。表1は当日の様子、いわき市防災メールから市民向けに提供された情報から整理したものである。

#### (2). 福島県いわき市における地震発生時の避難行動

同地震は津波到達までの予想時間が短く、原則徒歩避難の基本方針から、早々に高台、避難ビル等への避難が必要とされる状況であった。しかし筆者らが地震後に沼ノ内区(54/60名:90%回収)・四倉区(192/244名:78.7%回収)の隣組長に実施したアンケート調査では、7-8割(沼ノ内

\* Lesson from the 2016 Fukushima Earthquake and Tsunami -Case study of tsunami evacuating situation and future action of residents' association at Iwaki city, Fukushima- by Kazuya Sugiyasu, Kaori Madarame and Michimasa Matsumoto

表1 2016年福島県沖地震津波時の避難情報タイムライン ※いわき市防災メール情報を基に筆者作成

<b>5時59分 地震発生</b>	6時30分頃 <b>避難する車による渋滞が確認される</b> <b>(小名浜港→内陸方面等)</b>
6時02分 「地震速報」（第1報）防災メール	
6時02分 " (第2報) 防災メール	
6時03分 " (第3報) 防災メール	
<b>6時03分 各TVメディアで津波警報・避難呼びかけ開始</b>	
※津波到達時間を『すぐ来る』『6時10分』等で放映	
<b>6時04分 「【防災情報】津波警報」防災メール</b>	<b>6時49分 最大波到達（いわき市小名浜：0.6m）</b>
※本文上に『ただちに避難してください』と表示	
6時04分 「地震速報」（第4報）防災メール	9時11分 「バス運行情報（8:37現在）」
6時04分 " (第5報) 防災メール	小名浜・四倉発着の路線バスに運転見合わせが発生
6時05分 " (第6報) 防災メール	
6時06分 " (第7報) 防災メール	<b>10時11分「津波警報解除」防災メール</b>
<b>6時29分 第1波到達（いわき市小名浜：引き波）</b>	※9時46分付で『津波警報』→『津波注意報』に切替
——地震発生から約30分経過——	<b>13時00分「津波注意報解除」防災メール</b>
※いわき市総合避難訓練上で想定する一時避難場所への目標避難時間	※12時50分付で『津波注意報』を解除



図1 2016年福島県沖地震津波時に使用された蹴破り戸、災害公営住宅の外階段

区84.1%、四倉区68.6%)が自動車での避難を選択していた。このような避難行動と早朝の通勤渋滞との時間との重複もあり、旧国道6号・いわき浪江線(県道35号)といった主要道、避難所やガソリンスタンドに向かう車両での渋滞が各所で発生した。一方で、徒歩避難者の行動についても、津波避難ビルにおいて、蹴破り戸を装備した建物は開錠がスムーズに行えたという事例がある反面、災害公営住宅の上層階(外廊下)に避難したが、冬場の冷気に耐えかね、その後1階平屋建ての集会場に移動した(図1)、別地区の管理する2次避難所に徒歩で向かつたが、なかなか開錠されなかった、といった事例も見られ、徒歩・自動車避難の双方において様々な課題が浮き彫りとなった。

### (3). 自動車避難を選択した理由

筆者らが住民に実施したアンケート・ヒアリング調査では、自動車避難を選択した理由として、①徒歩での避難が身体的・距離的に困難なため、②移動中・避難先での情報の取得手段として自動車を活用するため、③周囲の行動(他の自動車避難者)に同調したため、④財産とし

て確保するため、⑤原発事故を懸念したため、等があげられた。これらは避難者個人の事情によるものから、前述の避難所開錠問題や寒暖対策を含めた現状の避難所環境が十分に整備できていないことから生じる要素もあり、これらへの対処は徒歩避難から自動車避難への選択を抑えるためにも危急の課題といえる。一方で、いわき市の地域防災計画における地震・津波災害時と原子力災害時の避難行動指針はその初期対応・自動車を用いた避難行動に関して異なる内容となっており、避難行動時の初期行動選択を難しくしている要因の一つといえる。

表2 「地震・津波災害」時と「原子力災害」時の避難行動指針の違い

地震・津波災害時の避難（主担当：危機管理課）	
■避難時の初期対応	最寄りの津波避難場所や高台など安全な場所へ <u>「原則として徒歩で避難する」</u>
■自動車を用いた避難行動について	地区内協議に基づき、 <u>「必要最小限の範囲内で自動車等による避難を行う」</u>

原子力災害時の避難（主担当：原子力対策課）	
■避難時の初期対応	<u>「屋内退避」を基本</u>
■自動車を用いた避難行動について	広域避難が必要となった場合には、 <u>「自家用車で避難すること」を原則</u>

### 3. その後の住民自治組織の対応

この地震以降、筆者らが支援活動を展開しているいわき市薄磯区では、2016年12月に薄磯区内での避難行動に関する振り返り企画を実施した。この際に今後、地区内での避難時のローカルルールを検討していくという基本方針をまず固めた。その後、地区内での議論を重ね、以下の施策を実験的に取り組むこととなった。

① **避難済みサインの掲示** 地震の発生から津波到達までの時間が短い場合、避難状況の確認・呼びかけを担う消防団員、隣組長や区役員等には十分な避難時間を確保できない可能性がある。そこで「逃げタオル運動」を参考に、「避難済みサイン」を作成し、区内の各世帯に配布し、避難時の掲示を呼び掛けた（図2）。

② **自動車避難場所を設定** これまで浸水範囲外にあるゴルフ場に避難することが多く、隣接区も含め多くの自動車避難者がここを目指すことから渋滞が発生していた。その後2017年度より、工事中であった地区内の高台集団移転地が使用可能な状況となり、自動車での避難を行いたい住民は、この場所への避難することを実験的に推奨することとした。この上記までの取り組みの効果は2017年9月24日の薄磯区独自避難訓練の結果をもとに検証することとなった。

③ **災害公営住宅上層階での避難者の一時受け入れ** 津波避難ビルでもある災害公営住宅上層階への避難者を、4,5階の隣組長宅で一時受け入れを行うこととした。



図2 避難表示プレート

（薄磯区）

左下の空欄は最寄りの「避難場所」あるいは「連絡先」等を書き込むためのスペースである

#### 4. 独自避難訓練について

上記のような施策のもと、2017年9月24日AM8時30分より、津波を想定した避難訓練を薄磯区主催にて実施した(図3)。区全体で少なくとも145人の区民が訓練に参加している。このうち、津波避難ビルにも指定されている災害公営住宅団地居住者については避難時の行動の選択として、①災害公営住宅の3階以上の階に避難する。②自動車で避難したい場合には、200-300m離れた高台集団移転地へ避難する。という2点のうちのいずれかを選択し、避難訓練に参加するよう事前告知を行った。これにより、124名55組が高台集団移転地へ避難した。訓練実施後はアンケートを実施しており、55組から回答を得ている。その結果は以下のとおりである。

避難済みサインの掲示は事前配布を受けていた訓練参加者全員が掲示してきたと回答した。一方で、これを掲示することによる盗難を危ぶむ声も上がった。高台避難者のうち48%は徒歩避難、52%は自動車避難を選択し、自動車の台数は約30台であった。高台避難者全員の平均避難時間は約12分であるが、徒歩避難者は平均約15分かかったのに対し、目立った渋滞も生じなかつたため、自動車での平均避難時間は約10分であった。この避難訓練での経験を通して、実際の災害下における避難行動の選択について確認したところ、34%が徒歩避難、66%が自動車での避難を行いたいと回答した。また、最初に目指す避難場所については、29%が災害公営住宅の3階以上に避難するとし、63%が今回と同様に高台に避難とした。旧来の避難場所である近隣のゴルフ場については6%にとどまったため、一時避難所としての高台の認知と旧避難場所からの目標地点変更についてはある程度の効果があったと思われる。詳細については引き続き検証を続ける所存である。



図3 2017年9月24日いわき市薄磯区独自避難訓練の様子

参考文献: 1) 国土交通省気象庁: 2016年11月22日05時59分 福島県沖 M7.4, 最終閲覧日2017年4月4日  
<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/mech/cmt/fig/cmt20161122055946.html>

2) 杉安和也、松本行真 2016年11月福島県沖地震時における福島県いわき市での津波避難行動と以降の取り組み、  
 2017年地域安全学会梗概集 No.40, p61-64

## 地震・火災発生を想定した大学における高層複合用途ビルでの避難計画策定の取り組み 一サイン計画による安全対策—\*

東北大学工学部・工学研究科技術部 渡邊 武  
東北大学災害科学国際研究所 杉安 和也

### 1. はじめに

大学施設の中には食堂、事務室、講義室、実験室などの複数の用途を併せ持ち、かつ複数の研究分野・組織の人員が同居する「総合研究棟」と呼ばれるものがある。このような施設では、火災や地震などにおける避難時の混乱が生じやすく、第三者にもわかりやすいシンプルな避難方法が求められている。そのため、商業ビルや講義棟などの消防計画をそのまま適用するだけでは十分に機能しない場合があり、建物それぞれの実情にそった消防計画を策定しなければならない。一方で、化学物質や高圧ガス、実験装置を取り扱う実験室もあり、これらハザードに対する安全対策を行う上で、建物全体としてリスクを見積もる必要がある。

そこで本研究では、上記のような大学管理の複合用途建物の安全対策について検討するべく、筆者らの所属・入居する東北大学工学系総合研究棟（以下、総合研究棟）で行った過去3回の避難訓練を例に、地震・火災時の避難用サインを用いた安全対策事例について報告する。

### 2. 総合研究棟の概要

#### 2.1 棟内の構成について

総合研究棟は平成17年度に竣工した地下1階、地上14階建ての高層制振構造建築物である。部屋数は約250、研究室数は約60、常時入居者数は食堂や講義室を除けば約600人であるが、入居者が頻繁に入れ替わっている。また、使用用途は講義室、会議室、事務室、教授室などのオフィス系の部屋が約130、実験系の部屋が約70、残りが機械室や倉庫、オープンスペースとなっている。特に実験系は、卓上装置から大型機械、金属材料や生体材料、化学薬品や高圧ガス、高電圧装置やレーザー機器など様々なものを取り扱うため、周辺エリアへの二次被害対策も求められる。

#### 2.2 有事の際の避難経路について

地震もしくは火災が発生した際には、日常的に使用している図1のように東南北3箇所の1階出入口と3階西出入口の計4箇所を使用して避難するが、3階西口につ

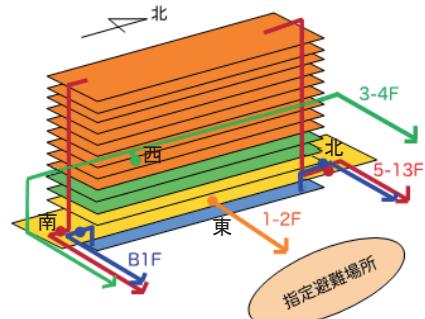


図1 総合研究棟の外観と避難経路

\* Action of earthquake and fire evacuation planning for composite building managed by university  
by Takeshi Watanabe and Kazuya Sugiyasu

いでは地震時に落橋の恐れがあるため、3・4階居住者を除く避難者の多くは他の1階出入口から屋外へ避難する。また、原則はエレベーターを使用せずに、南北それぞれの屋内避難階段を使用して避難する。さらに、2階から10階までの北側侧面には避難はしごが備え付けられており、屋内階段が使用できない状況にも対応できる構造となっている。

### 2.3 避難時の行動手順について

年に2回行う避難訓練では、火災発生を想定した避難と地震発生を想定した避難をそれぞれ行っている。基本的な避難時の行動手順について、表1に示す。

表1 火災・地震発生時における避難行動手順

手順	防火訓練（火災）	防災訓練（地震）
0	—	揺れが収まるまでじっと身を守る
1	出火元を見たら、大声で叫ぶ	負傷者や火災の有無を確認する
2	発信機を押して、消火器で消火する	負傷者の応急手当または屋外搬送 火災の時は発信器を押す
3	火災対応者以外は階段で避難する	負傷者・火災対応者以外は階段で避難する
4	研究室で指定した指定避難場所に集まる	
5	負傷者や火災などアクシデントが生じている時は防災隊に報告する	

## 3. 総合研究棟における避難対策

### 3.1 避難行動時の問題点について

現在の総合研究棟における基本的な避難方法は、平成24年からほぼ同一のものを使用しており、数年前から入居している避難者が避難訓練で迷うようなことはほとんど無い。しかし、突発的に発生した災害でパニックに陥り、訓練のように避難できない可能性もある。また、建物構造を熟知していない外来者や新規入居者でも混乱しないように、シンプルな避難方法と簡便な避難経路表示が必要であるとの意見が各訓練アンケートからも出ている。そのため、このような意見も踏まえ、平成28年から防災隊の13名で改善案を検討した。その案のひとつとして棟内の避難サイン整備を行い、次回訓練でその効果を検証していくこととした。

### 3.2 避難サインの整備について

避難に関係する事項は、第三者にもわかるように、日常及び非常時に見やすいことが最善と考え、目立つ場所へ関連するサインや物品を配置した。各目的に分けて次のとおり説明する。

#### (1) 避難階段の位置表示

棟内の南北にある屋内避難階段には避難口誘導灯が設置されているが、防火戸の上の壁に埋め込まれており、廊下から直視できない位置にある。そこで、非常時に居住者及び外来者が現在の階数及び最寄りの階段位置、方位が分かるように、廊下から見える向きにA3サイズの階段サインを吊り下げた。素材はロール単位の蓄光シートを切って両面を貼り合わせ、その上に緑色と青色部分を印刷した透明フィルムを重ねて作成しているため、白色ではない。デザインについては、図2のaでは文字は見やすいが日本語で蓄光面積が少なく、bでは階段デザインが分かりづらく「North」も見づらいため、cを確定版とした。人型パターンはA>B>Cと歩行速度が違つて見えるため、少し急いでいるように見えるBを採用した。この製作費用は天井に吊るためのチェーンを含めて約2000円/枚である。



図2 9階北側階段位置サインの案 (a: 第1案, b: 第2案, c: 最終案, d: 人型パターン案)

## (2) 避難出口階の表示

図1で示したとおり、階段や出口の渋滞を緩和するために居住階ごとに避難口を分けている。ほとんどの避難者は1階の南北どちらから避難することになるが、4階は入居者が60人以上と多く、上階の避難者と合流すると渋滞する可能性が高いため3階西口から避難するように設定している。しかし、過去の訓練結果から、避難中は前方の避難者の流れに追従する傾向が見られ、無意識に予定と異なる経路を選択してしまうことが数件判明している。このため、自身が目標とする避難出口階が認識できるよう、図3のような避難階明示サインを設置した。



図3 避難階誘導サイン



図4 サイン設置後の避難階段周辺

### (3) 防火扉またはくぐり戸の非常口・非常時通過可能サイン表示

防火訓練及び防災訓練の際には、防火扉やくぐり戸が非常時にも開放可能であるという認知が低いためか、防火戸等が作動すると閉じ込められたと勘違いする人が毎年数名見られる。これは、訓練 자체を知らないのではなく、防災設備の位置や仕組みについて理解していないからと判明している。そこで、防火シャッターや防火扉のくぐり戸に、「このドアは非常口であり、押して開けられる」ということが分かるように、図5及び図6のようなサインを設置した。



図5 エレベーター横のくぐり戸サイン

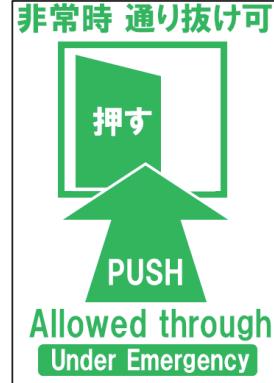


図6 防火扉通り抜けサイン

### (4) ヘルメットへの居住階表示

避難訓練の様子をビデオ撮影しているが、より避難者の動きを正確に把握するため、図7のように避難者のヘルメットに居住階を示す紙を付けて頂いた。また、居住階と別に防災隊には図8の専用のカラーヘルメット（隊長・副隊長は赤、総務班は黄、施設班は青、誘導班は橙、救護班は緑）が用意されており、避難後に着用して防災活動を行うことで、避難者は防災隊を、防災隊は防災隊内での所属班を認識しやすくしている。



図7 ヘルメットシール

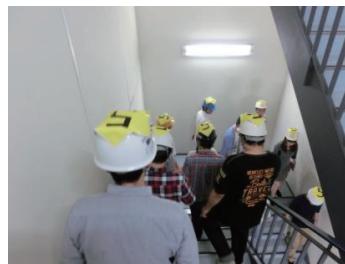


図8 防災隊ヘルメット

### (5) 棟内ハザードマップの作成と実験室入口へのハザード表示

防災隊は消火のほか救助や復旧の際にも研究室に立ち入る必要があるため、本学工学研究科では二次災害を防止する目的で、所有する薬品やガス、高出力機器などを種類別に表示した

図9をドアへ明示している。なお、総合研究棟ではハザード情報をフロア図面に表示した図10のハザードマップを作成し、年1回の頻度で見直し及び配布（消防署・入居者・警務員室）を行っている。



図9 実験室内安全情報

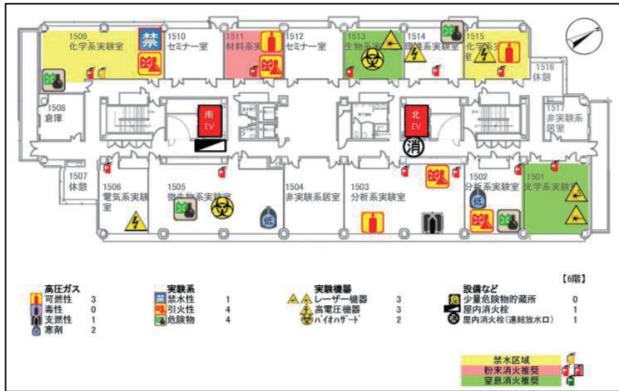


図10 消防用総合研究棟ハザードマップ

#### 4. 避難サイン整備等の効果検証

前述の施策を行った上で平成28年10月、平成29年6月及び10月に計3回の防火防災訓練を実施し、そのなかでサイン整備の効果を検証した。検証方法は、録画したビデオによる避難者の行動確認とアンケート、防災隊反省会の中での意見交換にて情報を収集した。

##### (1) 避難階段の位置表示への評価

避難時に廊下へ出た際に階段の位置と方位が分かるため、火災時に階段を選択できると好評であったが、階段内にも方位が分かるようにして欲しい意見も見られ、審議中である。

##### (2) 避難出口階の表示への評価

避難出口階のサインを避難訓練中に確認している様子は明確には見られなかった。しかし、常日頃より目視できる場所にサイン掲示したこと、日常生活の中で避難階が認知される場が設けられ、目的を達成したと考えている。

##### (3) 防火扉またはくぐり戸の非常口・非常時通過可能サイン表示への評価

くぐり戸自体に非常時には通過可能であることを表すサインを貼ったことで、閉じた防火扉も通過してよい、と伝わったかもしれないが、設置前の認知度が十分に把握できていない上、設置後の質問も1件と少ないため評価が難しい。ただ、ビデオでの様子を見る限り、訓練前の防火シャッターや防火扉を閉じた際に、その周辺で戸惑う人は減った印象である。

##### (4) ヘルメットへの居住階表示への評価

事前に設置したカメラで避難者の頭上にある番号や色を撮影し、避難者の行動をより正確に把握できるようになった。平成28年10月の防災訓練においては、地震による火災が発生した8階避難者のほぼ全員が屋外に出るのが一番遅かった事も分かった。また、避難者にとって、階段降下中に研究室メンバーを探しやすい効果も判明した。現在は一時的なものとして紙を貼り付けているが、訓練後もそのまま貼りつけている人が多いため、恒常にヘルメットに貼り

付けることを前提にデザインや材質を見直す必要が出てきた。

また、避難後は防災隊役職者がカラーヘルメットを被ることで、防災隊及び避難者お互いの存在を認識しやすくなったが、カラーヘルメットの意味が分からぬ人も数人見られた。初めての訓練では理解しづらいため、来年度から訓練要綱に写真を入れるなど、周知には工夫が必要である。

#### (5) 棟内ハザードマップの作成と実験室入口へのハザード表示への評価

棟内ハザードマップを消防署に提出しているのは工学研究科でのみであるが、火災現場の責任者と連絡が取れない時には、消防署員もこの情報を基に消火活動を行うこととしており、非常に重要な資料となっている。また、実験室入口のハザードサインは工学研究科から掲示依頼がなされているものであるが、警報などで駆け付けた警務員や教職員が、部屋へ立ち入る際の一つの目安になっている。一方、定期的な更新や確認をするような仕組みが出来ていないため、安全巡視などで逐次照合せざるを得ないのが課題である。

#### (6) その他の取り組み：避難誘導棒の配備に関する評価

平成 28 年の防災訓練では図 11 左のように出火階避難者が、上階避難者を優先して階段内で待機していたため、平成 29 年の防火訓練にて誘導棒で上階避難者の抑止が可能か検証した。その結果、階段避難中は足音や避難放送で雑音が多いため、人声よりも誘導棒の光やホイッスルの方が認識しやすく、列を譲ってくれることがわかった。人が居住する階の屋内消火栓収納箱に計 24 本の誘導棒を配置し、ほかの階でも有効かどうか検証を続ける。



図 11 出火階の避難階段（左：平成 28 年は誘導棒なし 右：平成 29 年は誘導棒あり）

## 5. おわりに

避難訓練のビデオやアンケートの結果から、避難に関する不満や問題を避難誘導サインで解消できる可能性が示唆された。しかし、定量的な結果が得られていないため、何人が理解しているかを研究室アンケートでは無く、アンケートボード等にて把握し評価する必要がある。引き続き、非常口がどこにあってどのように逃げれば良いかを見やすい位置に表示し、誰でも理解できるような誘導サインを検討・増設していきたい。

## 参考文献

- 1) 渡邊 武 他, 東北大学工学研究科総合研究棟における高層建物の防災活動, 平成 25 年度実験・実習技術研究会 in イーハトーブいわて概要集, p.60, H26.3.5-7

## 災害時に利用可能な通信技術を用いた防災教育に関する一考察\*

東北大大学院 情報科学研究科 応用情報科学専攻 宮鍋慶介

東北大大学院 工学研究科 航空宇宙工学専攻 熊谷裕太

東北大大学院 理学研究科 地学専攻 新谷直己

東北大大学院 文学研究科 文化科学専攻 佐々木隼相

東北大大学院 工学研究科 機械機能創成専攻 長谷川翔

東北大大学院 災害科学国際研究所 リーディング大学院 久利美和

### 1. はじめに

2011年3月に発生した東日本大震災では、宮城県・岩手県を中心として東日本全体のみならず、日本全国に甚大な被害をもたらした。この東日本大震災は人的被害に加えて各種施設や各種インフラにも多大な被害を与えた。特に通信インフラが喪失することで、外部との通信を行うことが非常に困難な状況となり、避難の要請や支援物資の要求などの被災者支援に大きな支障が出た。そのため、通信途絶地域においても通信を可能とする技術の周知・実用化が求められており、こうした技術や知識の周知・運用に向けて情報リテラシーの基盤づくりは最も重要な課題の一つである。

そこで本研究では、今後技術の発展を担う高校生を対象に、災害時においてどのように情報を取り扱っていくかという情報リテラシーの基盤作りを目的として、災害時に利用可能な通信技術を用いた防災教育活動を行った。

### 2. 災害時に利用可能な通信技術

本研究では、東北大大学院情報科学研究科加藤・西山研究室にて取り扱う「スマホ de リレー」と呼ばれる技術を用いて防災教育を行った。「スマホ de リレー」は通信事業者が設置する基地局が災害等によって利用不可能になってしまった場合で

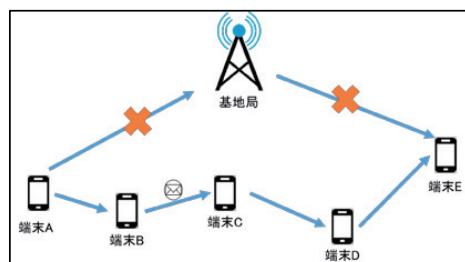


図1 スマホ de リレーの通信経路

も、端末間で直接通信を行い、相互通信を実現する技術である。図1にイメージ図を示す。

災害時では平常時と異なり、使用可能なリソースが限られている。そのため、電話では通信の集中による障害が発生し、連絡を取ることが難しい。一方で、メールであれば遅延が発生するものの、伝達は可能である。さらに被害が拡大し、基地局が損壊した場合では電話・メール共に通信が不可能になる。このスマホ de リレーは基地局が損壊してしまった場合でも、端末間で通信を実現することが可能である。しかしながら使用可能なリソースは限られているため、限られた文字数の中で、優先して伝えなければならない情報について検討する必要がある。

\* A Study on Disaster Prevention Education using Communication Technology Available in Disaster Situations by Keisuke Miyanabe, Yuta Kumagai, Naoki Araya, Shunsuke Sasaki, Sho Hasegawa, Miwa Kuri

### 3. 防災教育視点で見るスマホ de リレー出前授業

本研究では、スマートフォンに抵抗がなく、かつ、今後の技術の発展を担っていく人材でもある高校生（東日本大震災発生時、小学校高学年または中学1年生）で、東日本大震災で被害を受けた宮城県に加えて、南海トラフ地震による被害が予測されている高知県も対象とした。

出前授業では、初めにスマートフォンにおける通信の種類に違いがあることや端末間通信といった一般的な通信技術について学習した。その後、災害時において、通信事業者が設置する基地局が利用不可能になった場合にも利用可能なスマホ de リレーの通信技術に関する講義を行った。最後に、実際にスマホ de リレーをインストールしたスマートフォンを用いて基地局を介さない通信実験を行った。実際にスマホ de リレーを体験してもらい、災害時における通信に関して考えることで、情報リテラシーの基盤作りに貢献できると見込まれる。

### 4. アンケートから見た防災教育の効果

各高校において、スマホ de リレーの出前授業後に、東日本大震災発生時の連絡・通信状況と端末利用に関するアンケートを実施した。選択形式の結果を表1に示す。自由記述については、(1) 災害時の通信集中による通信障害と電話以外のメールやSNSなど多様な通信手段の利用意識、(2) 災害による通信基地局機能不全による通信障害と新技術開発の必要性の理解、(3) 災害時の伝達情報の優先度意識、(4) 新技術への具体的提案に着目し、地域（学校）別に考察を行った。

質問項目	高校の位置、授業実施日、回答数				
	宮城県内陸 (仙台市) 2015/5/1	宮城県内陸 (大崎市) 2014/7/1	宮城県内陸 (大崎市) 2015/6/30	宮城県沿岸 (多賀城市) 2014/6/26	高知県沿岸 (須崎市) 2016/11/15
授業参加者	301	22	36	42	26
a) 東日本大震時の所在	被災地域	284	21	35	42
	被災地域以外	17	1	1	0
b) 震災時の連絡	取ろうとした	206	12	27	31
	取ろうとしなかった	94	9	9	11
c) bの連絡の手段	電話	156	4	18	8
	メール	78	1	5	5
	SNS	8	0	2	1
	直接会う	37	4	4	12
	手紙	0	0	1	0
d) cの連絡の可否	すぐに取ることができた	30	3	3	6
	時間がかかったが取ることができた	171	6	21	17
	取れなかつた	62	3	4	1
e) 震災時の携帯電話・スマホの利用	利用しようとした	114	7	15	11
	利用していない	186	12	19	20
f) eでの利用方法	電話	93	5	10	10
	メール	83	2	6	4
	SNS	10	1	1	1
	ワンセグ	4	1	1	0
	その他(ライト、カメラなど)	0	0	2	0

表1 災害時における情報収集・端末利用に関するアンケートの結果

#### 4.1 宮城県内陸（仙台市）の高校

宮城県の内陸（仙台市）に位置する高校において、2015年5月1日と2015年7月16日にスマホ de リレーの出前授業を行った。2015年5月1日は2年生全クラスを対象に講義（301名）を、7月16日には希望者に対してスマートフォン用いた実習（41名）を行った。実習では実際にスマホ de リレーを体験してもらい、その使用感や課題などに関してディスカッションを行うことで、生徒たち自身に災害時にスマホ de リレーを使うとしたらどう感じるかを検討してもらった。

表1に示す東日本大震災発生時における情報収集と端末利用に関するアンケートの結果を見ると、被災時に小学生だったためか、3分の1は連絡を取ろうとしていないが、全体の3分の2の生徒が連絡試みている。また、連絡手段のうち半数が電話であり、すぐに連絡が取れた生徒は全体の10分の1にとどまり、災害時の通信の困難さが示された。講義を通じて、電話がつながらないときに連絡を諦めるのではなく、スマホ de リレーのような電話以外の連絡手段があること、災害時における情報収集や情報自体の重要さを再認識することにつなげることができた。

実習（2015年7月16日）では、スマホ de リレーを用いた通信技術を体験した後に、スマホ de リレーシステムについてアンケートを行った（回答者数41人）。この結果を表2に示す。アンケートの回答は、1. スマホ de リレーシステムを肯定的に評価している回答、2. スマホ de リレーシステムの欠点の指摘および要望を書いている回答、3. スマホ de リレーシステムがより改善するための案を提案している回答に大別できる（一人につき複数回答あり）。肯定的に評価している回答（21件）では、既存のネットワーク回線が不要で圏外でも利用可能であること（8件）、災害時に実用的であること（7件）、災害時に加えて、日常生活でも応用ができる可能性がある（3件）などの回答があった。その他に、セキュリティが高いこと、送受信のやりとりが早いことを評価する回答があった。受講者には東日本大震災発生直後に携帯が繋がらなかつたことを体験していた生徒もあり、本システムの有用性を実感していた。システムの欠点・要望に関する回答（35件）では、接続設定時の通信速度が遅いこと（8件）、混線しやすいこと（6件）、相手にメールが届いたのか確認がないこと（4件）、電池の消耗が激しいこと（4件）といった、技術的な問題に対する意見が多い。一方で、過疎・孤立地域や発災直後の避難所では、出入りする人（＝メールの伝達人）が（ほとんど）いないため、メールの送受信がすぐにはできないのではないかという意見もあった（7件）。こうした意見は、孤立した地域における情報の収集・伝達という発災直後の本質的な問題を指摘しており、スマホ de リ

表2 宮城県内陸部（仙台市）の高校の生徒を対象にしたスマホ de リレーのシステムに対するアンケートの結果

回答の種別	回答数
肯定的に評価	21
欠点・要望	35
改善案を提案	5

評価の分類	回答数
回線が不要で、圏外でも利用可能	8
災害時に実用的	7
災害時以外にも応用可能	3
その他	3

欠点・要望の分類	回答数
グループ製作時の接続速度が遅い	8
過疎・孤立地域への対策が必要	7
混線しやすい	6
相手にメールが届いたことの確認がない	4
電池の消耗が激しい	4
その他	6

レーを用いた授業によって、災害時の情報伝達のあり方について考察できていることを意味している。その他に、悪用されないようにセキュリティ強化を望むこと、3つのアプリが必要で操作が複雑であること、「ガラケー」でも利用できるようにすべきであること、実用化した際の普及率が課題であるとの意見があった。システムへの改善案を述べている回答（5件）では、混線を防ぐために専用の周波数を獲得する（2件）、位置情報も活用できるようにすると面白い（2件）などの意見があった。

#### 4.2 宮城県内陸（大崎市）の高校

宮城県の内陸（大崎市）に位置する高校の生徒を対象に、2014年7月1日と2015年6月30日にスマホ de リレーを用いた授業を行った。表1の授業後に実施した東日本大震災における通信に関するアンケートの結果から、いずれの授業でも震災発生時には電話を利用して他者と連絡を取ろうとした人が多いことがわかる。また、2015年6月30日に実施したアンケートにおける表1の設問b, c, dについての詳細な分類を図2に示す。ここから、震災時に他者とコミュニケーションを取ろうとした生徒において、67%の生徒は電話を利用したが、そのうち83%はすぐには連絡を取れていないことがわかる。災害時の通信障害を実際に体験した生徒に対して、災害時の通信の在り方について考えるとともに、送信可能な文字数が限られた伝達環境において優先すべき情報について考えるきっかけとできた。

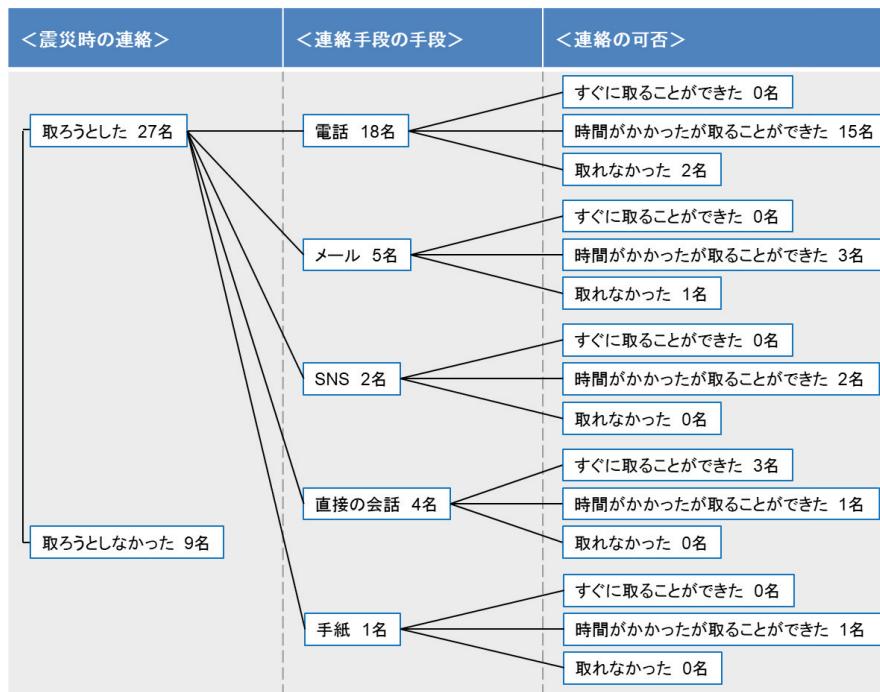


図2 宮城県内陸（大崎市）の高校の災害時の情報伝達に関する分析

#### 4.3 宮城県沿岸（多賀城市）の高校

2014年6月26日に、宮城県の沿岸（多賀城市）に位置する高校の生徒42名を対象にスマホdeリレーを用いた授業を実施し、授業後に東日本大震災での通信に関するアンケートを実施した。受講した生徒たちは震災当時中学生であり、震災発生時に学校にいた生徒が多い。表1から、全体の約70%の生徒が地震発生後に連絡を取ろうとしており、その中の39%が直接の会話、26%が電話での連絡を試みていたことがわかる。連絡に用いた手段と連絡の可否の関係を検討するため、表1の設問b, c, dについてのより詳細な分類を行った。その結果を図3に示す。図3より、連絡を取ろうとした生徒のうち、すぐに連絡が取れたと答えた生徒は、電話を用いた場合に11%、直接の会話を試みた場合には33%と非常に低いことがわかる。この原因として、震災による通信網や交通網の混乱が、電話をする、直接会うといった連絡手段の障害となつたことが考えられる。また表1より、携帯電話、スマートフォンを利用しようとした生徒の数は全生徒の24%とやや低い数値ではあったものの、そのうちの大部分が電話やメールでの連絡を試みており、通信網の状況を改善することができれば、連絡を取ることができる可能性が向上すると考えられる。授業と実習を通して優先して伝達する情報の優先順位を検討することで、情報技術が自分の身を守ることに役立つことを生徒に伝えることができたと考えられる。

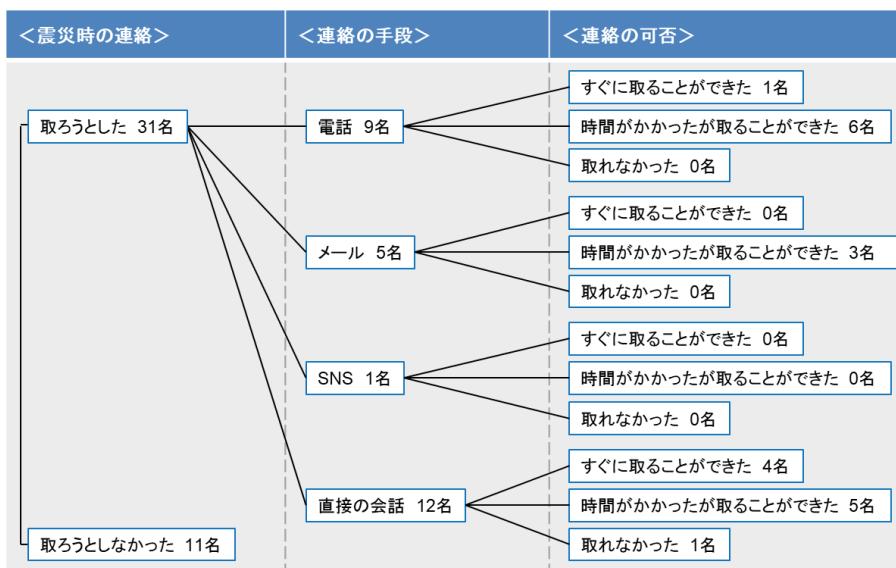


図3 宮城県沿岸（多賀城市）の高校の災害時の情報伝達に関する分析

#### 4.4 高知県沿岸（須崎市）の高校

2016年11月15日に、高知県の沿岸（須崎市）に位置する高校の3年生の生徒26名を対象に災害時の通信に関する講義とスマホdeリレーを用いた実習を行った。図4にはその時のスマホdeリレーを実際に体験している様子を示す。受講した生徒は、東日本大震災発生時には中学生である。表1より被災地域にいた生徒は1名のみであったが、震災時には全体の88%の生徒が連絡を取ることを試みており、そのうちの43%が電話を用いて連絡を取っていた。しかし

ながら、すぐに連絡を取ることができたのは全体の 10%程度と非常に少なかった。東日本大震災では地震の規模が大きく、被災地域以外からも被災者への安否確認が殺到したと考えられ、このことが一因となって、高知県においても連絡をすぐに取ることができない状況を引き起こしたと考えられる。これは、通信設備の被害により通信が不通となった被災地域以外でもスマホ de リレーが有効であることを示唆しており、被災地域以外でもスマホ de リレーを活用し、通信会社の提



図 4 実際にスマホ de リレーを体験している様子

供する通信網の負荷を軽減することで、被災地域内外での被害状況や救援などの必要な情報のやり取りを円滑に進めることに貢献できる可能性がある。須崎市の工業高校の場合では、震災時に携帯電話・スマートフォンを利用しようとした生徒の数は震災時に連絡を取ろうとした人数と一致しており、連絡を取ろうとした全ての生徒が携帯電話またはスマートフォンを使用していた。LINE や twitter といった SNS を用いた連絡・情報収集、電話による連絡がほとんどであり、震災時には通信手段として携帯電話・スマートフォンが多く利用されていた。

## 5. おわりに

本研究では、スマホ de リレーという通信技術を用いて、災害時に身を守るための情報リテラシーの基盤作りを行った。災害時には通信環境が限られており、平常時と同じような通信は難しい。その限られたリソースの中で伝えなければならない情報に関して実験を通して検討してもらった。今回は高校生を対象として出前授業という形で実際にスマホ de リレーを体験してもらい、通信技術についての使用感や課題点を議論・検討してもらうことで、災害時における情報の取り扱いに関して考察した。また、通信技術の発展とその技術を学習していくことで、自分の身を守ることができる方法の一つである情報伝達のあり方を再考するきっかけとすることができた。

## 謝辞

本研究は、宮城県および高知県の四校の生徒の皆様、先生方の多大なるご協力を得ることで実現した。また、東北大学学位プログラム推進機構リーディングプログラム部門グローバル安全学トップリーダー育成プログラムの支援を得た。記して感謝申し上げる。

## Evaluation of the Disaster Mitigation Action Card Game for international students in Japan

Ryosuke Kaneko<sup>1</sup>, Muhammad Salman Al Farisi<sup>1</sup>, Shuji Yamada<sup>2</sup>, Miwa Kuri<sup>3</sup>

### Abstract

In this paper, Disaster Mitigation Action Card game (DMAC) is evaluated as a teaching material of disaster mitigation for international students in Japan. The DMAC is briefly introduced at the beginning. Evaluation of the DMAC as well as investigation of the consciousness of the international students for disasters in Japan were conducted by two questionnaire surveys. As a result, it is found that anxiety of the international students for disasters decreases as they stay in Japan long time. Most of the international students recognized an earthquake and a tsunami as disasters in Japan. The international students enjoyed playing the DMAC and learned disaster mitigation at some disaster situations. It is confirmed that the DMAC is applicable for the international students and is obtained good enough evaluation for an entrance of thinking disaster mitigation. From this research, it is revealed that the DMAC is an effective teaching material for the international students as their first step of thinking about disaster mitigation in Japan.

### 1. Introduction

Recently, the number of international students who study in Japan at higher education institutions and Japanese language institutes is increasing<sup>[1]</sup>. It was reported that some international students suffered large scale earthquake such as the Great East Japan Earthquake in 2011 and Kumamoto earthquake in 2016<sup>[2][3]</sup>. Therefore, it is necessary to implement education for disaster mitigation for the international students to promote quick decision making at a disaster situation.

Hisamatsu et al. developed the DMAC for elementary school and junior high school students to learn disaster mitigation<sup>[4][5]</sup>. In DMAC, players learn and discuss disaster mitigation action at some situations relative to large scale earthquake or tsunami. Figure 1 is an example of DMAC cards which show different disaster mitigation actions. There are 27 kinds of DMAC cards in total. Players have to pick up one of the cards within 3 seconds, which simulates the short decision-making time during the real disaster. After picking the card, players are required to share their ideas of risk and disaster mitigation with the other players to induce awareness from the discussion. The DMAC cards are designed abstractly using pictogram, which enables players to explain their disaster mitigation action with their imagination. Pictogram also makes it available for players regardless of the language or country.

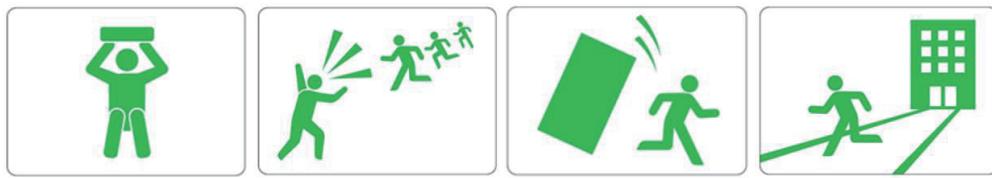
In this research, the consciousness of international students for disasters in Japan was investigated by questionnaire surveys. The DMAC was also evaluated as a teaching material of disaster mitigation for the international students.

---

<sup>1</sup> Graduate School of Engineering, Tohoku University

<sup>2</sup> Graduate School of Arts and Letters, Tohoku University

<sup>3</sup> International Research Institute of Disaster Science (IRIDeS), Tohoku University



**Figure 1** DMAC cards showing disaster mitigation actions designed by pictogram.

## 2. Questionnaire survey

The investigation was conducted at six different safety lectures for international students as shown in Table 1. Two questionnaire surveys were carried out as a part of the safety lectures, each before and after performing the DMAC. Table 2 and Table 3 summarize the questions of the former and the latter questionnaire survey, respectively. On the former survey, anxiety and consciousness for disasters in Japan as well as personal information were investigated. The latter questionnaire was used to evaluate their impression of the DMAC, understanding of rules, motivation to play the DMAC again and motivation to share the experience of the DMAC in their respective home countries. A comment space was also given for each question on the latter questionnaire. Table 4 summarizes the questions used in the lectures. Note that the number of questions was not same for each lecture because of different lecture time.

Valid respondents were defined as the respondents who answered over a half of the questions. Simple tabulation and cross tabulation were performed for the former and the latter survey from the answer of the respondents. On the analysis of the latter survey, the valid respondents were divided into three groups according to the characteristics of the safety lectures and players as shown in Table 5. Group A mainly consists of the respondents whose length of stay in Japan are less than one year. Most of the respondents in group A come from Asian countries. Group B consists of the respondents who participated in the Exploring Germination and Growth program for young Scientist (EGGS) to communicate with Japanese high school students. Although many respondents come from Asian countries, one of the characteristics of group B is the variety of their respective home country regions. Group C is the participants of safety lecture for Indonesian students. Indonesian language is used to play DMAC for this group.

**Table 1** Outline of safety lectures.

Case	Safety lecture	Date	Participants	Organizers and facilitators	Players
1	Safety lecture at department of Literature in Tohoku University	2015/11/19	9	Japanese graduate students	International students
2	Exploring Germination and Growth program for young Scientist (EGGS) in Tohoku University	2015/01/18	22	Japanese high school students	International students
3	EGGS in Tohoku University	2015/12/19	27	Japanese lecturer in Tohoku University	International students and Japanese high school students
4	Communication event with American and Japanese high school students	2016/03/24	10	Japanese graduate students and high school students	American and Japanese high school students
5	Safety lecture for Indonesian students	2016/07/18	48	Indonesian graduate student	Indonesian students
6	Safety lecture for newcomer of international bachelor students in Tohoku University	2017/09/28	28	Indonesian graduate student	International students

**Table 2 Questions of questionnaire survey before DMAC.**

NO.	Questions	Options
pre-1	Personal information	Age, gender, nationality, length of stay in Japan
pre-2	Do you worry about disasters in Japan?	Yes / No
pre-3	Among the following, please put all checks which you think is (are) disaster(s), in particular which may occur in Japan.	Earthquake / tsunami / typhoon / volcanic eruption / landslides / heavy rain / flood / heavy snow / tornado / fire / accident / disease / others

**Table 3 Questions of questionnaire survey after DMAC.**

NO.	Questions	Options
post-1	Please write down what you learned today for the first time.	Comment
post-2	Did you enjoy the game today?	Yes/ No/ I don't know
post-3	Was the rule of the game understandable?	Yes/ No
post-4	Do you want to play the game again?	Yes / No Comment
post-5	Will your experience of this game be useful in your country?	Yes/ No Comment
post-6	Please write down what was the most impressive to you in this activity.	Comment

**Table 4 Questions of DMAC.**

NO.	Questions	Keyword
1	You're at a lecture room. An earthquake suddenly occurs. The building is strongly shaking.	Earthquake
2	You're on your way home. A large earthquake occurs. A tsunami warning was issued.	Tsunami warning
3	You're cooking in the kitchen. You hear an alarm of Earthquake Early Warning. You don't understand its meaning.	Earthquake Early Warning
4	You're at a beach. A small earthquake occurs. People seems to do nothing.	Small earthquake, tsunami earthquake
5	You're in a subway station. A hanging sign is shaking. There are a lot of people in the station.	Subway station
6	You're at a lecture room. An earthquake suddenly occurs. The building is strongly shaking.	Earthquake

**Table 5 Group category for analysis of questionnaire survey after DMAC.**

Group	A		B	C
Characteristics	Newcomers		With Japanese high school students	Indonesian students
Safety lectures	Case 1, 4, 6		Case 2, 3	Case 5
Total number of valid respondents	47		49	48
Language	English	English	English	Indonesian
Country regions	Asian	36	36	48
	Middle East	0	1	0
	Europe	0	3	0
	America	9	4	0
	Africa	0	3	0
	blank	2	2	0
Gender	Male	21	28	29
	Female	21	17	14
	blank	5	4	5
Length of stay $t$ [years]	$t < 1$	38	5	17
	$1 \leq t < 3$	8	29	18
	$t \geq 3$	1	15	13
	blank	0	0	0

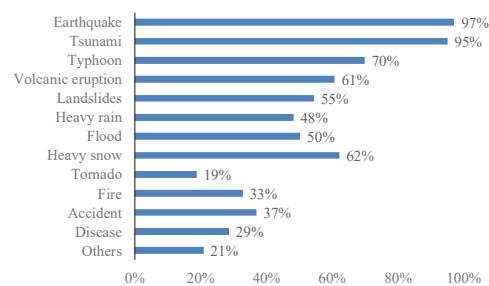
### 3. Results

151 international students in total answered the questionnaire survey and 144 valid respondents were obtained. Table 6 shows the results of the cross tabulation of pre-2 relative to the length of stay in Japan. The respondents who stay in Japan less than one year tend to have anxiety for disaster in Japan. In opposite, 65 % of the respondents who stay more than three years do not have the anxiety. This is probably because the latter gets used to the life in Japan and able to obtain information in the disaster situation easily. Figure 2 shows the result of pre-3. Over 95% of the respondents recognized an earthquake and a tsunami as disasters in Japan. A typhoon (70%), a heavy snow (62%) and a volcanic eruption (61%) are also recognized by many respondents.

Table 7 shows the result of the cross tabulation of post-2 relative to the three groups. Most of the respondents in each group enjoyed the DMAC. Table 8 shows the result of the cross tabulation of post-3 relative to the three groups. 100% of the respondents in group C who played the DMAC in their mother language understood the rule. Over 90% of the respondents in the other groups also thought it understandable. Table 9 shows the result of the cross tabulation of post-4 relative to the three groups. Group B has many positive answers (92%), but the other two groups have relatively many negative answers. Comments for this question were categorized to consider the reasons. Table 9 also summarizes the opinions from positive side and negative side. Most of the respondents who answered negatively thought they had learned enough at one time. Some respondents commented they wanted to play in other situations. Table 10 shows the result of the cross tabulation of post-5 relative to the three groups. Most of the respondents in group C answered positively, while some respondents in the other groups answered negatively. Comments were also categorized for this question as shown in Table 10. According to the positive opinions, the DMAC was useful for the respondents whose respective home countries have disasters or require education for disaster mitigation. On the other hand, the DMAC was not so useful for the respondents whose respective home countries do not have earthquake. Table 11 and Table 12 summarize the comments of post-1 and post-6, respectively. Many respondents learned disaster mitigation actions from the DMAC. Some respondents commented they knew Earthquake Early Warning for the first time. Regarding the most impressive thing, it was interesting that many respondents commented different ideas and opinions of other students.

**Table 6 Cross tabulation of pre-2.**

	Less than 1 year	1~3 years	Over 3 years
YES [%]	52	43	35
NO [%]	48	57	65
Total [%]	100	100	100
Number of blanks	3	7	3



**Figure 2 Results of pre-3.**

**Table 7 Cross tabulation of post-2.**

Group	A	B	C
YES [%]	94	100	98
NO [%]	0	0	0
I don't know [%]	6	0	2
Total [%]	100	100	100
Number of blanks	0	0	0

**Table 8 Cross tabulation of post-3.**

Group	A	B	C
YES [%]	91	94	100
NO [%]	9	6	0
Total [%]	100	100	100
Number of blanks	0	0	0

**Table 9 Cross tabulation of post-4 and summary of comments.**

Group	A	B	C
YES [%]	72	92	80
NO [%]	28	8	20
Total [%]	100	100	100
Number of blanks	0	1	4

**Opinions of YES**

- ✓ I want to learn disaster mitigation action more. (30%)
- ✓ I want to play at different disaster situations. (15%)
- ✓ I want to discuss with other players. (12%)
- ✓ Others

**Opinions of NO**

- ✓ One time is enough. (57%)
- ✓ Different questions and DMAC cards are needed. (19%)
- ✓ We can repeat same answer even in different questions. (10%)
- ✓ Others

**Table 11 Summary of comments of post-1.**

- ✓ Disaster mitigation action (59%)
- ✓ Knowledge about disasters. (13%)
- ✓ Disaster mitigation system in Japan (Earthquake Early Warning, ...). (10%)
- ✓ What I found from discussion with other players. (7%)
- ✓ Others

**4. Discussion**

The results of post-1 and post-2 indicate that the respondents enjoyed learning disaster mitigation actions at disaster situations by the DMAC. The result of post-3 shows most of the respondents understood the rule of the DMAC in English or in their mother language. That of post-6 also indicates that some of the respondents have an impression regarding discussion with other players, which is one of the characteristics of the DMAC. These results confirm that the DMAC is applicable for the international students.

On the other hand, the motivation of the respondents to play the DMAC again was relatively lower than

**Table 10 Cross tabulation of post-5 and summary of comments.**

Group	A	B	C
YES [%]	79	85	94
NO [%]	21	15	6
Total [%]	100	100	100
Number of blanks	0	1	0

**Opinions of YES**

- ✓ Home country also has disasters like Japan. (41%)
- ✓ There is no education for disaster mitigation. (39%)
- ✓ I want to teach for students who will come to Japan in the future. (5%)
- ✓ Others

**Opinions of NO**

- ✓ Home country does not have earthquake. (79%)
- ✓ Home country has disasters, but it is unclear that the DMAC is useful for that. (14%)
- ✓ Home country has disasters, but does not have disaster mitigation system like Japan. (7%)
- ✓ Others

**Table 12 Summary of comments of post-6.**

- ✓ DMAC and its card design (31%)
- ✓ Different ideas and opinions of other players. (26%)
- ✓ Disaster mitigation actions. (20%)
- ✓ Others

that of elementary school and junior high school students [5]. It may be because many of the respondents who answered negatively thought that they learned enough in playing one time. However, the results of the questionnaire surveys confirm that the evaluation of the DMAC from the respondents is good enough for an entrance of thinking about disaster mitigation. Accordingly, it is concluded that the DMAC is an effective teaching material for the international students for their first step of thinking disaster mitigation.

## 5. Conclusion

The consciousness of international students for disasters was investigated by a questionnaire survey. The result of 144 valid respondents were used for the evaluation. The respondents who stayed in Japan less than one year are more anxious for disasters in Japan than others. Almost all the respondents recognized an earthquake and a tsunami as disasters in Japan. The DMAC is performed for the international students to evaluate the effect as a teaching material of disaster mitigation by a questionnaire survey in the same way. Most of the respondents enjoyed learning the disaster mitigation action from the DMAC. As a result, it is confirmed that the DMAC is applicable for the international students. A part of the respondents did not have a motivation to play the DMAC again and to play it in their respective home countries. However, the results of the survey confirm that the evaluation of the DMAC from the respondents is good enough for an entrance of thinking about disaster mitigation. In conclusion, the DMAC is an effective teaching material for the international students as their first step to learn disaster mitigation in Japan.

## 6. Reference

- [1] Japan Student Services Organization (2017), “The Growth and Increase Percentage in Number of International Students”, Japan Student Services Organization.  
URL: [http://www.jasso.go.jp/en/about/statistics/intl\\_student\\_e/2017/ref17\\_01.html](http://www.jasso.go.jp/en/about/statistics/intl_student_e/2017/ref17_01.html),  
(Cited on 2018.01.15)
- [2] 東北大学大学院理学研究科理学部評価分析・研究戦略室 (2013), “震災後の留学生アンケート”, 東北大学大学院理学研究科・理学部 2011 年東日本大震災後の記録, pp. 151-155.
- [3] K. Yoshikawa (2016), “大分・別府で地震に遭った留学生『地震国の備えが出来ていなかつた』”, THE HUFFINGTON POST.  
URL: [http://www.huffingtonpost.jp/2016/04/17/apu-students-speaking\\_n\\_9713130.html](http://www.huffingtonpost.jp/2016/04/17/apu-students-speaking_n_9713130.html)  
(Cited on 2018.01.15)
- [4] A. Hisamatsu, S. Yamada, S. Watanabe, R. Kaneko, F. Makinoshima, Y. Akido, T. Mochizuki, N. Yoshida, A. Mishima, M. Kuri, F. Imamura, H. Yugami (2015), ”参加型防災学習の新教材「減災アクションカードゲーム」の開発と普及”, Research Report of Tsunami Engineering, Vol.32, pp. 301-317.
- [5] F. Tomita, R. Oyanagi, A. Hisamatsu, S. Yamada, N. Ishibashi, S. Watanabe, R. Kaneko, H. Anzai, M. Kuri (2017), “Analysis of “Disaster Mitigation Action Card Game” on educational effect for junior and junior high school students by questionnaire surveys”, Journal of Disaster Information Studies, NO.15-2, pp. 207-220.

## 防災教育と社会実装——福島県いわき市沿岸部を事例として\*

東北大大学院文学研究科文化科学専攻 佐々木隼相・山田修司・綿引周  
東北大灾害科学国際研究所リーディング大学院 久利美和

### 1. はじめに

本稿では、地域で持続可能に防災教育に取り組める状態を、防災教育の社会実装ととらえて考察を行う。

文部科学省による「『生きる力』をはぐくむ学校での安全教育」<sup>1)</sup>では防災教育について次の3点が記載されている。まず、それは「自然災害等の現状、原因及び減災等について理解を深め、現在及び将来に直面する災害に対して、的確な思考・判断に基づく適切な意志決定や行動選択ができるようとする」ものである。次に、「地震、台風の発生等に伴う危険を理解・予測し、自らの安全を確保するための行動ができるようになるとともに、日常的な備えができるようとする」ものである。そして、「自他の生命を尊重し、安全で安心な社会づくりの重要性を認識して、学校、家庭及び地域社会の安全活動に進んで参加・協力し、貢献できるようとする」ものである<sup>2)</sup>。また、学校教育法第30条第2項によると、「生涯にわたり学習する基盤が培われるよう、基礎的な知識及び技能を習得させるとともに、これらを活用して課題を解決するために必要な思考力、判断力、表現力その他の能力をはぐくみ、主体的に学習に取り組む態度を養うことには特に意を用いなければならない」<sup>3)</sup>とされる。地域の防災教育においても同様に、児童・生徒がその身体生命の「安全」を「主体的」に守ることができる内容であると考えた。

秦らの研究は以下のように指摘する<sup>4)</sup>。従来、学校教育の現場において揺れが起きたら机の下に潜る避難訓練や、「おはしも（あるいは「おかしも」）」という標語の定着が図られてきた。「おはしも」とは、「お=押さない」、「は=走らない」、「し=しゃべらない」、「も=戻らない」という避難行動における4つの指針を意識させるための標語である。これらを活用した学校における避難訓練・防災教育は「型通りの訓練のための訓練」になってしまい、実際に災害が発生した場合の有効性に疑義が呈されている。基本的な動作の繰り返しを徹底させることに主眼が置かれた「防災訓練」は、それゆえに失敗が起きることがなく、課題が見つからない訓練であるといえる。これは「主体性」や「危険を予測し、回避する能力」の育成につながらないことは明らかである。

著者らは、従来の防災教育が「型通りの訓練のための訓練」となってしまっている一因について、防災教育に対して差し迫った必要性を感じられないためと仮定し、考察を行うこととした。被災した地域においてすら時間が経つと過去の災害に対する意識は低下してしまう。被災していない地域にとってはなおさら災害から時間が経てば経つほど防災教育に対する必要性が低下する。必要性があまり感じられない防災教育が毎年取り組まれていても、その効果は期待できない。つまり、防災教育の実施に必要性を感じる状態が、防災教育を持続可能なものと考

\* Education for disaster prevention and social implementation by Shunsuke Sasaki, Shuji Yamada, Amane Watahiki, Miwa Kuri.

えた。

筆者らはこれまで、いわき市沿岸部を中心として防災のための教育活動を行ってきた。次節ではその活動事例に基づき、仮説について検討する。

## 2. 実施した活動の詳細

### 2.1. 対象地域

2011年3月11日に発生した地震及び津波により甚大な被害をうけた、いわき市沿岸部に位置する薄磯区を主たる対象地域とし、事例検討を行った。いわき市全体の犠牲者数（461名）のうちに占める薄磯区の犠牲者数（115名）の割合は24.9%を占めており、非常に大きい<sup>5)</sup>。

筆者らによる2014年の薄磯区でヒアリング調査において、「(震災)当時、海を見に行った。津波は来ないと思っていた」という趣旨の住民発言があった。薄磯区の住民が、津波は来ないと信じて海の様子を見に行行った行動への背景についてさらに調査を行ったところ、開墾以来約400年の間<sup>6)</sup>、この地域には津波はやってこなかったという世代を超えた経験的知見があった。しかし、この経験的知見は生命を守るという観点でみると、適切とは言えない。こういった経験的知見を是正ために必要となるのは災害研究で蓄積してきた科学的知見であり、それを伝える科学教育が必要と考え実践を行った。

### 2.2. 防災教育の概要

筆者らによる具体的な実践について、日付と場所の概要を表1にまとめた。2014年度から2017年度にかけて、薄磯区にある小学校の他に、いわき市の被災沿岸地区にある各施設において、計7回の防災の教育活動を実施した。

表1 防災教育活動の概要

会場・日時	場所の特徴		実施内容	
	学校	地域	カードゲーム	科学教育
沼ノ内公民館 (2014/12/24, 25)	—	○	○	○
豊間小学校 (2015/6/10)	○	—	○	○
高久小学校 (2015/9/24)	○	—	○	○
チャイルドハウスふくまる (2016/8/11)	—	○	○	○
豊間小学校 (2016/11/15)	○	—	○	—
チャイルドハウスふくまる (2017/8/19, 20)	—	○	—	○
豊間小学校 (2017/9/5)	○	—	○	—

### 2.3. 防災教育の内容とそのねらい

計7回の防災教育の内容は、①発災時いち早く守るために迅速な判断を「自分で考える」ことを学ぶ思考促進型防災教材「減災アクションカードゲーム」、②科学教育（科学的試料・歴史的史料に依拠した地域災害史の教育と自然科学的知見の提供を目的とした理科教育）である。

「減災アクションカードゲーム」は災害時の「命を守る行動」を促すためのゲーム形式を取り入れた防災・減災教育用教材である。この「減災アクションカードゲーム」は、災害時の行動について、①問題文の読み上げ、②答えの行動を示す絵札の3秒以内の選択、③取り札に基づいた避難行動の30秒以内の説明という手順を踏むことで、災害時に生命を守るために「とっさの判断」を自分で考えることを目的に開発された<sup>7)</sup>。取り札はピクトグラムを用いて、参加者が様々な行動を連想し、選択することができるよう抽象的なデザインで描かれている。これらの特徴により、小・中学生でも参加しやすく、他者との議論を通して自分の考えをさらに深められる、すなわち「思考促進」を実現している<sup>8)</sup>。実際に災害が発生した際の避難行動を考えることは、他人事ではなく自分たちが生活する地域がこれまでにも幾度となく災害を経験してきたことを理解した児童にとって、次の災害への現実的な備えとなる。

さらに、自然現象のメカニズムへの科学的な理解を目的に、以下の2点を念頭に置いた。1点目に、科学的試料・歴史的史料に依拠した地域災害史の教育である。学校で教育活動を行う際には、筆者らの事前の調査による、地層についての科学的試料および古文書などの歴史的史料に基づいた地域の災害の歴史の解明を行った。科学的試料については、いわき市沿岸部において地質調査と地層の試料を採取した。歴史的史料については、明治大学博物館で江戸時代の磐城平藩の古文書調査を行い、津波により被害が発生したという記述を見つけた。そして、これらの成果を踏まえた災害史を説明することにより、児童が現在生活する地域が過去にも地震や津波といった災害を経験していたことを理解することを促した。これは災害への関心を喚起することをねらったものである。2点目に、児童が自然現象のメカニズムを理解することを目的とした理科教育も行なった。この理科教育では、土砂災害と液状化現象という災害について簡易的な実験装置を学校や施設に持ち込み、児童とともに実験を行いながら説明した。土砂災害は特に水の浸食や土砂堆積の実験を通じて、水の運搬作用や地層が形成されるメカニズムの理解を促した。また、液状化現象を説明するためにペットボトルを使用した簡易的な実験装置を児童とともに作成し実験することで、体験的な理解を促すことができた。これらは土砂災害と液状化現象に限られているとはいものの、感覚的な実験を通して自然現象が起きるメカニズムを科学的な根拠に基づき理解することをねらった取り組みである。

### 3. 持続的な防災教育に向けて

筆者らは、地域での防災教育実践に加えて、地域の住民自治組織へ参与観察も行なってきた。これは住民自治組織の意思決定のプロセスを把握するとともに、地域において何を課題としているのかを経時的に理解することを目的としている。

薄磯区では、東日本大震災前に766名（2010年）の住民が生活していたが、震災を経て津波の被害により犠牲となった方々や他の地域に移った方々などがあり、235名（2015年）へと人口が減少している<sup>9)</sup>。現在、防災緑地と高台の造成を終え、新しい住宅地のための整地も完了しつつある。しかしながら、実際にそこに住居を構える住民の数は計画初期に比べて少ない。薄磯区における東日本大震災からの復興は、震災によって流出した人口を震災前の水準まで増加することが重要になっている。

具体的には、いわき市内において文教区となることで子育て世代を迎えることや、防災

教育の拠点地域となることで、薄磯区への人口の呼び戻しを薄磯の住民自治組織は構想している。文教区構想についても、防災教育の拠点地域構想についても、それらの根幹にあるのは安全で安心な生活空間の希求であり、そのために防災教育を行うための施設および人材育成が必要とされている。すなわち、薄磯の将来を復興という課題のなかで位置づけたときに防災の営みに求めたことは持続的な防災教育の実施であり、それにより地区の活性化を図るものである。

最後に、実施の担い手についても考察を行う。公民館や児童館といった施設で行う際には、児童のみならず地域の住民の参加を得ることができた。さらに、持続性の観点からは、地域住民が実施主体となって防災教育手法を提供することが課題となる。現状、実施者となっている住民は少数であり、今後増やしていくことも課題である。

#### 4. おわりに

防災教育が地域で持続的に実施されることを防災教育の社会実装の達成とした。その際に、地域住民自身が防災教育に感じる必然性に着目した。防災教育実践と参与観察の結果、震災によって減少した人口を増加するために地域の安全・安心が求められ、その手段として防災教育が重視されていた。防災教育が持続可能なものとなる（＝防災教育の社会実装）ことは、それが地域の活性化のためにそれが重要な役割を果たすことを意味している。地域の活性化に不可欠な要素という新たな価値を防災教育に位置づけ、学校教育に頼るだけではなく、地域教育の一環としての防災教育が実施されることが、その持続可能性を強固にするだろう。

#### 謝辞

本研究は、いわき市沿岸部の住民の皆様に多大な協力をいただきました。また、東北大学学位プログラム推進機構リーディングプログラム部門グローバル安全学トップリーダー育成プログラムの支援を得ました。記して感謝します。

#### 参考資料

- 1) 文部科学省（2010）、「『生きる力』をはぐくむ学校での安全教育」，  
[http://www.mext.go.jp/a\\_menu/kenko/anzen/1289310.htm](http://www.mext.go.jp/a_menu/kenko/anzen/1289310.htm)。
- 2) 文部科学省（2013）、「『生きる力』をはぐくむ防災教育の展開」，  
[http://www.mext.go.jp/a\\_menu/kenko/anzen/1289310.htm](http://www.mext.go.jp/a_menu/kenko/anzen/1289310.htm)。
- 3) 学校教育法第30条第2項。
- 4) 秦康範・酒井厚・一瀬英史・石田浩一（2015），児童生徒に対する実践的防災訓練の効果測定—緊急地震速報を活用した抜き打ち型訓練による検討—，地域安全学会論集，No. 26, p45-22。
- 5) いわき市（2013），いわき市・東日本大震災の証言と記録，福島県いわき市。
- 6) 歴史史料中、薄磯の地名が初めて確認できるのは文禄4（1595）年の検地目録である（庄司吉之助ほか（1993），福島県の地名（日本歴史地名大系7），平凡社）。
- 7) 久松明史・山田修司ほか（2015），参加型防災学習の新教材「減災アクションカードゲーム」開発と普及，津波工学研究報告，No.32, pp. 301-317。
- 8) 富田史章・大柳良介ほか（2017），アンケート調査による小・中学生対象の防災教育教材「減

災アクションカードゲーム」の効果測定、災害情報、No. 15-2、207-220。

9) 総務省統計局（2015），平成27年国勢調査結果。



## 震災アーカイブの利活用を促進するためのメタデータスキーマについて

東北大学災害科学国際研究所 柴山明寛  
東北大学災害科学国際研究所 ボレーセバスチャン  
東北大学大学院工学研究科 北村美和子

### 1. はじめに

2011年3月11日14時46分に国内観測史上最大のM9.0の東北地方太平洋沖地震が発生し、地震動被害と津波被害によって死者19,575人、行方不明者2,577人にもおよぶ多大なる犠牲と甚大な被害をもたらした<sup>1)</sup>。また、被害は、直接的な被害だけではなく、間接的な被害も日本全域に影響し、さらに海外まで影響を及ぼした。この未曾有の大災害による甚大な被害を二度と繰り返さないためにも、様々な教訓を後世まで残し、今後の防災・減災に繋げて行くことの重要性が言われてきた。東日本大震災が発生した直後から自然発的に記録を残す震災アーカイブの気運が高まり、様々な機関・団体で震災デジタルアーカイブの構築の動きが見られた。さらに、2011年5月10日東日本大震災復興構想会議において、復興構想7原則の提言が発表された。その原則1には、「大震災の記録を永遠に残し、広く学術関係者により科学的に分析し、その教訓を次世代に伝承し、国内外に発信する」<sup>2)</sup>との提言が発信され、震災デジタルアーカイブの構築の動きがさらに加速することとなった。東日本大震災では、数十団体の震災デジタルアーカイブの構築がなされているが、震災から6年半が経過した現在では、収集された震災記録の利活用について様々な議論がなされている。しかしながら、各団体でも震災記録の利活用が進んでいないのが現状である。

本報告では、震災記録の利活用が進んでいない理由として、震災デジタルアーカイブの根幹となるメタデータ及びメタデータスキーマに着目して、その品質等の問題点について報告する。

### 2. メタデータとメタデータスキーマとは

メタデータとは、資料のページ数や出典先、提供元、作成日、映像や画像などの解像度など、資料に関する諸情報を記載しているものである。図書館を例に出すと、書誌情報がメタデータに当たる。メタデータスキーマとは、資料の諸情報を記載するためにどのような項目（ページ数、出典先、提供元など）が必要なのか、その項目の内容をどのように記述するかを決めるものである。記述形式の例としては、資料の提供先の場所情報を記載する際に、場所を緯度経度で記載するか、それとも住所等の地番で記載するのかを決めるものである。

メタデータは、資料を検索するために必要不可欠なものであり、メタデータの項目や記載内容が豊富なほど、複雑な検索や資料の絞り込みが可能になる。ただし、同じような資料でかつメタデータに記載されている内容が類似している場合には、資料の絞り込みができなくなり、目的のものを見つけられなくなる。

\* About metadata schema for promoting use of earthquake digital archive by Akihiro Shibayama, Boret Sebastien and Miwako Kitamura

### 3. 東日本大震災の震災アーカイブのメタデータスキーマについて

東日本大震災アーカイブを構築している団体の多くは、国立国会図書館東日本大震災アーカイブメタデータスキーマ<sup>3)</sup>（以下、NDL スキーマ）に準拠して設計を行っている。また、一部ではあるが独自のメタデータスキーマを設計している団体もいる。NDL スキーマは、2013年4月に公開され、現在までに2回の修正が行われており、最新版は、2016年10月版となる。また、同時期に英語版が公開されている。2017年現在、メタデータスキーマを公に公開されているのは、NDL スキーマのみであり、その他は、公開がされていない。NDL スキーマに準拠している団体は、自治体が構築している震災アーカイブが多く、研究機関では、東北大学「みちのく震録伝」なども NDL スキーマに準拠している。NDL スキーマの項目数は、262項目があり、書籍や画像、映像など多種多様な資料に対応することができる。しかしながら、最初の設計が2013年と震災アーカイブが構築されたはじめた時期であり、震災から6年半が経過した現在では、東日本大震災の震災アーカイブの独自性が強まり、NDL スキーマの項目以外の項目が作成されるようになってきた。例としては、岩手県が構築している「いわて震災津波アーカイブ～希望～」<sup>4)</sup>では、「分類（時間）」、「分類（テーマ）」、「分類（カテゴリ）」など、Webサイト上で独自に表現したい項目を設けている場合もある。その他の自治体でも独自に項目を設けている場合が散見する。

### 4. メタデータの独自項目の問題点について

3章で述べた通り、各自治体では独自の項目を設けている事例がいくつか存在する。この独自項目は、自身のサイトでコンテンツの検索をし易くしたりと有用なものである。しかしながら、国立国会図書館「ひなぎく」<sup>5)</sup>等で行っている震災アーカイブのメタデータを収集して横断的検索できるシステムでは、問題が発生する。これは、メタデータ連携する場合のマッピングに関係している。各機関の震災アーカイブのメタデータを収集する際には、収集先のメタデータの項目を受入側のメタデータのどの項目に当てはめるかを決める。国立国会図書館「ひなぎく」を例にすると、網羅性が高い NDL スキーマではあるものの、収集先の項目が独自に作成されており、NDL 側に項目自体が無い場合がある。その場合に、いくつかの方法があり、近い項目に当てはめる方法、ある項目に集約する方法、項目自体をマッピングしない方法などがある。これらのどの方法を選択しても、収集先と同様な検索精度を持つことは難しい。今後、震災アーカイブの構築は、他の自然災害でも構築する動きが見られており、今後さらに独自項目が増えて行く可能性がある。

### 5. メタデータ品質に関する課題について

震災アーカイブのメタデータの項目は、震災関連資料がどのような資料であるかを示すために、タイトルやキーワード、作成日時、資料分類などを設けている。その中で、資料のキーワード付けが重要となる。キーワードの付け方は、総務省ガイドライン<sup>6)</sup>でも事例が示されているが、どのような語彙をキーワードに用いるかまでは規定がなされていない。そのため、文章以外の写真や映像などのキーワード付けに様々な問題が発生する。例えば、海岸浸食等を防ぐ

ために「消波ブロック」は、「波消しブロック」、「消波根固ブロック」など別名も存在し、また、世間が一般に幅広く知られている名称も存在する。これらの単語は、同じものを指しているが、キーワードを付ける作業者の知識度合いによって付ける単語が異なることがある。一例として、国立国会図書館の「ひなぎく」で検索した結果を表1に示す。「消波ブロック」を用いていることが大半ではあるが、「波消しブロック」や不動テトラの登録商標である「テトラポッド」などで付けられている場合もある。これは、シソーラス辞書によってある程度の語彙の統制は可能である。しかしながら、様々な商品名があるものなどは統一するのが現状では困難である。

表1 国立国会図書館の「ひなぎく」での検索結果

検索キーワード	検索件数
消波ブロック	6,037 件
波消しブロック	269 件
テトラポッド	697 件

※2018年1月に検索した結果

次に、同じ被写体で類似している写真でも機関によって異なるキーワード付けがされる場合がある。例えば、宮城県石巻市の旧門脇小学校は、津波からの避難が的確で多くの生徒や住民が助かった学校である。この学校は、津波によって火災が発生し、その跡も残っている。火災の跡は写真の解像度や角度などで建物の汚れに見えてしまうことがある。そのため、ある機関の写真には、「火災跡」のキーワードが付与されているが、別の機関では「火災跡」のキーワードが付与されないことがある。被写体に対しての知識によってキーワードの付与が左右されてしまうことがある。

その他にも、同一名称同一機関であっても時期によって場所が異なる問題がある。例えば、宮城県の石巻市立病院は、震災当時、沿岸地域に位置しており、津波の被災があった。その後の平成28年に石巻市の中心市街地に移転されている。現在のメタデータの項目では、資料の位置情報が異なるだけで、その他は同一になってしまう。もし、位置情報が付加されていない場合は、どちらの建物なのか区別がつかなくなる場合がある。その他にも津波で被災にあった小学校や中学校などは、統合や移転などがあり、同様な問題がある。

類似している問題として、同一名称同一形状の問題もある。例えば、宮城県女川町にある「女川のいのちの石碑」などがそれに当たる。2018年1月時点で、16の石碑が別々の場所に建てられ、最終的には21の石碑が建てられる。この石碑は、刻まれている詩の部分が異なるだけであり、一見して判断は難しい。位置情報が含まれていない写真などの場合は、どの石碑か区別がつかず、同じ石碑として扱われてしまう可能性がある。

上記以外にも、ある目標物を撮影しても撮影場所が離れている場合の位置情報の取扱の問題、新聞記事など複数の地名が含まれている場合の取扱の問題、資料の作成日がはっきりしない場合の作成日の決め方の問題、などがある。

## 6. まとめ

本報告では、震災デジタルアーカイブに関するメタデータスキーマの問題やメタデータの品質の課題をいくつか挙げた。これらの課題は、氷山の一角であり、その他にも様々な問題がある。また、震災デジタルアーカイブのメタデータスキーマは、地震と津波災害の特化したスキーマであり、自然災害全般に対応してはいない。また、利活用を促進するためには、メタデータの内容の充実を図ること及び各資料がどのように結び付いているかを記載することが重要となる。今後、現状の課題を明らかにし、震災アーカイブの利活用の促進に繋げていきたいと考えている。

## 参考文献

- 1) 総務省消防庁. 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）について（156 報）. 2017.9
- 2) 内閣官房. 2011 年 5 月 10 日東日本大震災復興構想会議. <http://www.cas.go.jp/jp/fukkou/> [accessed 2017-12-1]
- 3) 国立国会図書館. 国立国会図書館東日本大震災アーカイブメタデータスキーマ. <http://kn.ndl.go.jp/static/metadata> [accessed 2017-12-1]
- 4) 岩手県. いわて震災津波アーカイブ～希望～. <http://iwate-archive.pref.iwate.jp/> [accessed 2017-12-1]
- 5) 国立国会図書館. 国立国会図書館東日本大震災アーカイブ. <http://kn.ndl.go.jp/> [accessed 2017-12-1]
- 6) 総務省. 震災関連デジタルアーカイブ構築・運用のためのガイドライン. [http://www.soumu.go.jp/menu\\_news/s-news/02ryutsu02\\_03000115.html](http://www.soumu.go.jp/menu_news/s-news/02ryutsu02_03000115.html) [accessed 2017-12-1]

## 日本自然災害学会東北支部役員（平成 29 年度）

支 部 長 佐 藤 健 (東北大学・災害研)  
幹 事 長 柴 山 寛 (東北大学・災害研)  
評 議 員 片 岡 俊 一 (弘前大学・理工)  
松 富 英 夫 (秋田大学・理工)  
村 山 良 之 (山形大学・教育)  
山 本 英 和 (岩手大学・理工)  
千 葉 則 行 (東北工業大学・工)  
中 村 晋 (日本大学・工)  
源 栄 正 人 (東北大学・災害研)  
会計監査員 飯 藤 將 之 (仙台高等専門学校)

平成 30 年 3 月 1 日 発行

東北地域災害科学研究 第 54 卷  
(平成 29 年度)

編 集 者 自然災害研究協議会東北地区部会  
部 会 長 佐 藤 健

日本自然災害学会東北支部  
支 部 長 佐 藤 健

発 行 者 東北大学災害科学国際研究所  
東北地区自然災害資料センター  
センターメンバー 今 村 文 彦  
〒 980-0845 仙台市青葉区荒巻字青葉 468-1  
TEL 022 (752) 2099

印 刷 所 有限会社 明 倫 社  
〒 983-0842 仙台市宮城野区五輪二丁目 9-5  
TEL 022 (295) 8211