

東北地域災害科学研究

第 50 卷 平成 26 年 3 月

論説

台風時の突風特性について	渡邊 明・佐藤彩花	1
秋田駒ヶ岳火山の重力変化に関する熱膨張モデル	福崎長琅	7
秋田県由利郡旧金蒲町所蔵の行政簿冊にみられる震災記録—1914年秋田仙北地震を中心に—	水田敏彦・鏡味洋史	13
微動観測による陸前高田市の地盤のS波速度構造の推定	山本英和・朝田 航・齊藤剛	19
極小微動アレー探査による岩手県一関市の地盤のS波速度構造の推定	宇部陽子・山本英和・齊藤剛	25
青森県野辺地町にある強震観測点の震動特性	片岡俊一・鹿内あゆみ	31
比較的小地震基盤の浅い地域における地震動の増幅特性に関する基礎的検討	堀 勇斗・中村 晋	37
2011年東北地方太平洋沖地震の被災データに基づく高速道路盛土のフリジリティー曲線	中村 晋	41
2011年東北地方太平洋沖地震による国道の被災データに基づく橋梁のフリジリティー評価	中村 晋・川前俊也・佐々木聰	45
悉皆調査に基づく東北地方太平洋沖地震の仙台市における地震動特性と建物振動被害の関係	大野 晋・吉村真悟	49
大地震時における津波到達前の建築構造物への地震被害の影響に関する検討	馬場伸吾・寺本尚史	53
An evaluation of the dynamic properties of traditional wooden shrines located in Yurihonjo, Akita	Carlos Cuadra	57
鉄骨置屋根構造の損傷メカニズムに関する基礎的研究	鈴木教詞・藤田智己・飯藤将之・渡谷純一	63
2013年9月2日に埼玉県などで発生した竜巻による建物被害	高橋麻衣・金 南昔・飯田有未・植松 康	69
2013年7月山形集中豪雨被害特徴～月布川流域を一例として～	梅松理美・吳 修一・森口周二・久利美和・安倍 祥・Carine Yi	75
2013年9月秋田・岩手豪雨災害の特徴	松富英夫・渡邊一也・伊藤あさみ・決得元基	81
2013年8月9日秋田・岩手豪雨災害における鉄道盛土の被災事例と教訓	斎藤佑・福田喬太・渡辺一也	87
秋田豪雨災害を対象とした現地観測について～2013年8月に発生した豪雨災害を対象として～	鈴木悠也・渡邊一也	91
東北地方における短時間強雨の出現特性	芳賀健大朗・小林秀平・横尾善之	97
河川流量の成分分離を利用した降雨流出モデルの構造およびパラメータの推定	松富英夫・嶋津朋・決得元基	103
開口部を有するRC建造物の前面浸水深・移動・転倒条件と水平流体力の低減	松富英夫・嶋津朋・決得元基	109
開口部を有するRC建造物に働く津波鉛直力の変化パターン	松富英夫・長沼駿介・決得元基	115
力的作用点高さ・生存・枯死・成育場所からみた海岸黒松の津波耐力	松富英夫・原田賢治・鶴澤明志・決得元基・嶋津朋	121
津波越流時の海岸堤防背後に生じる流れ場に関する水理模型実験		
三戸佑太・Nguyen Xuan Dao・Mohammad Bagus Adityawan・田中 仁	127	
Validation of a numerical model for tsunami waves overtopping a coastal embankment		
Nguyen Xuan Dao, Mohammad Bagus Adityawan, Hitoshi Tanaka	133	
東日本大震災における河川の津波遡上と地形および浮遊砂特性との関係	宗像佑磨・紺野和広・徳田直大・川越清樹	139
Numerical analysis of tsunami wave intrusion into a river	Min Roh, Mohammad Bagus Adityawan, Hitoshi Tanaka	145
東北地方太平洋沖津波を対象とした護岸よりの地形変化の解析	永澤 豊・田中 仁・大久保陽介	151
2001年から2013年にかけての仙台湾南部海岸における海底地形変化	高村まや・有働恵子・武田百合子・眞野 明	157
Changes in morphology on Sendai Coast and its problems after the 2011 tsunami	Hoang Vo Cong, Yuta Mitobe, Hitoshi Tanaka	163
東日本大震災前後の深浅測量データを用いた石巻海岸の地盤沈下量評価		
田中 仁・Nguyen Xuan Dao・Mohammad Bagus Adityawan	169	
仙台市蒲生干潟の津波被災とその後の地形回復	田中 仁・三戸佑太・Mohammad Bagus Adityawan	175
Estimation of land subsidence induced by a mega earthquake using water level data		
Mohammad Bagus Adityawan, Hitoshi Tanaka	181	
ソリトン分裂波の数値計算の高精度化に向けた文献調査と提案	佐藤兼太・横尾善之	187
日本全国の山地流域の気候・地理条件と流況曲線形状の関係	原田賢治・横尾善之	193
流域の気候・地理条件と湯水比流量の関係	佐藤雄一・横尾善之	199
カラーパターン照明を用いた3次元浮遊砂濃度分布計測法の開発	今田通介・三戸佑太・田中 仁	205
流域に応じた土砂流出特性に関する研究	伊藤圭祐・江坂悠里・川越清樹	211
脱水汚泥中のCs-137の変動特性とモデリング	三浦尚也・横尾善之	217
Analysis of sediment yield and sediment deposition in Lake Tuni, Bolivia		
Gabriela Sossa Ledezma, Hitoshi Tanaka, Francisco Rojas Illa	223	
Tuni湖における斜面形状と浮遊砂特性に関する研究	今泉直也・Fabiana Mercado・川越清樹	229
泥火山噴出物流入に伴うインドネシア・ボロン川の河床変動		
森 文章・三戸佑太・吳 修一・Suntoyo・梅田 信・田中 仁・有働恵子・眞野 明	235	
泥火山噴出物流入部下流におけるボロン川の水質環境	梅田 信・森 文章・田中 仁・吳 修一・Suntoyo	241
裏磐梯毘沙門沼融雪期の流入表流水水量と水質の関係	三浦 淳・渡辺泰世・横尾善之・齋志雄	245
2013年1月に発生したジャカルタ洪水時の降雨特性と企業の洪水対策		
福谷 陽・吳 修一・ブリッカー ジェレミー・ムハリ アドゥル	251	
Evacuation decision during the flood: a case from the 2013 Jakarta flood		
Abdul Muhari, Shuichi Kure, Jeremy D. Bricker, Yo Fukutani	257	
秋田県沿岸市町村への津波等に関するアンケート調査(続)		
—平成24年末の「秋田県「地震被害想定調査」に係る津波閾闘データ」公表後の対応について—	野越三雄・佐藤考司	263
自然災害から生じる判断力向上のための減災学習ツールの開発と効果の検証－減災ポケット「結」と災害模擬体験ブック－	保田真理・今村文彦・サッパシー アナワット	269
秋田県における地域特性を考慮した防災教育についての検討：小学校の児童・保護者・教職員を対象としたアンケート調査を基に		
—伊藤あさみ・鎌浦孝信・渡辺一也	275	
秋田工業高等専門学校の学生を対象とした通学中の津波防災に関するアンケート調査	星野翔磨・寺本尚史	281
石巻市立鹿妻小学校における災害復興教育の実践－「復興マップづくり」プログラム	徳山英理子・桜井愛子・村山良之・佐藤 健	287
山形県小国盆地西縁冲溝系における崩壊地形の形成過程と年代		
—山形県立小国高校第一学年「地域文化学」における研究活動を通じた防災教育の取り組み－	川辺孝幸・高梨里子・高橋 史・「地域文化学」第1班 2011年度・2012年度・2013年度履修生	291

Tohoku Journal of Natural Disaster Science

Volume 50

March, 2014

ARTICLES

	Page
Characteristic of gust at the surface wind under typhoon passing.....	Akira Watanabe and Ayaka Sato 1
Thermal expansion model for gravity change at Akita-komagatake volcano	Choro Kitsunezaki 7
A study of earthquake disasters appeared on the archived documents at Konoura-town, Yuri-county of Akita Prefecture	
Focused on the Akita Senboku earthquake of 1914.....	Toshihiko Mizuta and Hiroshi Kagami 13
Estimation of S-wave velocity structures in Rikuzen-Takata City by microtremor observations	Hidekazu Yamamoto, Wataru Asada and Tsuyoshi Saito 19
Estimation of S-wave velocity structures in Ichinoseki City by microtremor surveys using a miniature array	Yoko Ube, Hidekazu Yamamoto and Tsuyoshi Saito 25
Characteristics of observed ground motion around Noheji-machi, Aomori Prefecture in Japan	Shunichi Kataoka and Ayumi Shikanai 31
Fundamental study on amplification characteristics of earthquake ground motion around the area with a shallow seismic bedrock	Yuto Hori and Susumu Nakamura 37
Fragility curve of the expressway on embankment based on the damaged data due to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake	Susumu Nakamura 41
Fragility curve of the bridge member at National road based on the damaged data due to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake	Susumu Nakamura 45
Ground motion characteristics and structural damage distributions in Sendai based on the damage surveys for the 2011 Tohoku earthquake	
Characteristics of heavy rainfall disaster in Yamagata Prefecture on July 2013, a case study at Tsukinuno River	Susumu Ohno, Shingo Yoshimura and Akihiro Shibayama 49
An evaluation of the dynamic properties of traditional wooden shrines located in Yurihonjo, Akita	Shingo Baba and Naofumi Teramoto 53
Basic research on damage mechanism of RC frame with steel roof structure	Atsushi Suzuki, Tomomi Fujita, Masayuki Handou and Junichi Shibuya 63
Building damage due to the Tornado in Saitama, Chiba and Ibaraki Prefectures on September 2, 2013	Mai Takahashi, Nameok Kim, Yumi Iida and Yasushi Uematsu 69
Characteristics of heavy rainfall disaster in Akita and Iwate Prefectures on August 2013	Satomi Umematsu, Shuichi Kure, Keiko Udo, Akira Mano and Hitoshi Tanaka 75
Characteristics of heavy rainfall disaster in Shuichi Kure, Shuji Moriguchi, Miwa Kuri, Yoshi Abe, Carine Yi, Keiko Udo and Akira Mano	81
An example of damage to railway embankment in the Akita-Iwate heavy rain on 9 August, 2013 and its lessons	Hideo Matsutomi, Kazuya Watanabe, Asami Itoh and Genki Kettoku 87
Survey on the flood and debris flow at Akita	Tasuku Saito, Takahiro Fukuda and Kazuya Watanabe 91
Characteristic of short period heavy rain that appear over the Tohoku Region	Yuya Suzuki and Akira Watanabe 97
Toward identification of structure and parameter of rainfall-runoff model by using hydrograph separation	
Front inundation depth, sliding-overturning condition and decrease in tsunami horizontal fluid force of RC building with aperture	Kentaro Haga, Syuhei Kobayashi and Yoshiyuki Yokoo 103
Change pattern of vertical tsunami fluid force acting on RC building with aperture	Hideo Matsutomi, Tomomi Shimazu and Genki Kettoku 109
Strength of coastal black pine tree against tsunami viewed from working height of horizontal force, life-death and growing place	Hideo Matsutomi, Shunsuke Naganuma and Genki Kettoku 115
Hydraulic experiments on velocity-fields behind coastal dikes during tsunami overflow	Hideo Matsutomi, Kenji Harada, Hiroshi Kamozawa, Genki Kettoku and Tomomi Shimazu 121
Numerical analysis of tsunami wave intrusion into a river	Yuma Mumakata, Kazuhiro Konno, Masahiro Tokuda and Seiki Kawagoe 139
Analysis of the geomorphic change around the revetment due to the Tohoku-Pacific Ocean Earthquake and Tsunami	Mir Roh, Mohammad Bagus Adityawan and Hitoshi Tanaka 145
Bed morphology change of Southern Sendai Coast from 2001 to 2013	Tsuyoshi Nagasawa, Hitoshi Tanaka and Yousuke Ookubo 151
Changes in morphology on Sendai Coast and its problems after the 2011 tsunami	Maya Takamura, Keiko Udo, Yuriko Takeda and Akira Mano 157
Application of bathymetry for estimating of sea bottom subsidence in Ishinomaki due to the 2011 East Japan Earthquake	Hoang Vo Cong, Yuta Mitobe and Hitoshi Tanaka 163
Morphological change of Gamo Lagoon due to the 2011 tsunami and its recovery	Hitoshi Tanaka, Nguyen Xuan Dao and Mohammad Bagus Adityawan 169
Estimation of land subsidence induced by a mega earthquake using water level data	Mohammad Bagus Adityawan and Hitoshi Tanaka 175
A literature review and a proposal toward precise numerical simulation of soliton fission wave	Kenta Sato and Yoshiyuki Yokoo 181
Exploring the relationships between physiographic characteristics and shapes of flow duration curves in Japanese mountainous watersheds	Kensyu Harada and Yoshiyuki Yokoo 187
Exploring the relationships between low-flows and physiographic watershed characteristics	Yuuichi Sato and Yoshiyuki Yokoo 193
Imaging technique for measuring 3D distribution of suspended sediment concentration with color pattern illumination	Yuuichi Sato and Yoshiyuki Yokoo 199
Research on sediment dynamics types for basin scale in Japan	Yosuke Imada, Yuta Mitobe and Hitoshi Tanaka 205
Variability and its modeling of Cs-137 concentration in the dehydrated sewage sludge in Fukushima	Keisuke Ito, Yuri Esaka and Seiki Kawagoe 211
Analysis of sediment yield and sediment deposition in Lake Tuni, Bolivia	Naoya Miura and Yoshiyuki Yokoo 217
Research on characteristic relationship between landform and suspended sediment in Tuni lake	Gabriela Sossa Ledezma, Hitoshi Tanaka and Francisco Rojas Illia 223
River bed variation in Prong River in Indonesia due to sediment inflow from mud volcano	Naoya Imaizumi, Fabiana Mercado and Seiki Kawagoe 229
Fumiaki Mori, Yuta Mitobe, Shuichi Kure, Suntoyo, Makoto Umeda, Hitoshi Tanaka, Keiko Udo and Akira Mano	235
Aquatic environment of Porong River downstream of inflow from mud volcano	Makoto Umeda, Fumiaki Mori, Hitoshi Tanaka, Shuichi Kure and Suntoyo 241
Relationship between quantity and quality of surface water flowing into the Bisayamon Pond during a snowmelt season	
Jun Miura, Yasuyoshi Watanabe, Yoshiyuki Yokoo and Shiro Yabasaki	245
Rain fall characteristics of 2013 Jakarta flood and flood countermeasures private company	Yo Fukutani, Shuichi Kure, J. D. Bricker and Abdul Muhamari 251
Evacuation decision during the flood: a case from the 2013 Jakarta flood	Abdul Muhamari, Shuichi Kure, Jeremy D. Bricker and Yo Fukutani 257
Questionnaire survey on tsunami and earthquake of self-governing bodies of the coastal cities and towns along Akita Prefecture (II)	Mitsuo Nogoshi and Koji Sato 263
Practical education program for improving response capability to survive from natural disaster	Mari Yasuda, Fumihiko Imamura and Anawat Suppasri 269
Study on education of the disaster reduction from regional characteristics in Akita Prefecture	Asami Ito, Takanobu Kamataki and Kazuya Watanabe 275
Questionnaire survey of the tsunami disaster prevention focused on the commuting time of the students at Akita National College of Technology	
Implementation of "Reconstruction Map Making Program" at Kazuma elementary school in Ishinomaki-City	Shoma Hoshino and Naohumi Teramoto 281
Process and age of the mega mass movements on the eastern slope of Mt. Okinawayama facing to the Oguni Basin, Yamagata Prefecture, Japan	
Eriko Tokuyama, Aiko Sakurai, Yoshiyuki Murayama and Takeshi Sato	287
- Education for disaster prevention through the research activities in "study of Areal Culture" class of Oguni Senior High School -	
Takayuki Kawabe, Satoko Takanashi, Fumi Takahashi and the students of the first team of "Study of areal culture" class in 2011, 2012, 2013	291

台風時の突風特性について*

福島大学 渡邊 明 佐藤 彩花

1. はじめに

強風災害は、強風そのものによる被害と、強風に伴う突風による災害とがある。特に台風など強風が長時間継続するときは、その突風率が被害の拡大に寄与する。強風時の突風率は一般に 1.5 から 2 程度であることが知られているが、桑形(1993)は、近年の台風ほどこの突風率が大きくなっていることを指摘している。一方、渡邊(2013)は、1951 年からの 2012 年までの西太平洋域での台風発生数変動を調査し、100 年で 6.8 個減少していることを示している。しかし、2013 年は 31 個の台風が発生しており、20 年ぶりに 30 個を超える発生数となり、豪雨と強風に伴う被害も拡大している。台風に伴う豪雨についての研究は多いが、台風に伴う強風の研究は比較的少なく、特に、台風時の突風特性については観測の偶然性もあり、ほとんど研究されていない。台風は強風が吹くこと、中心が通過するときには M 型の風速分布をすることが一般的に知られているが、こうした平均的な強風の時でも、瞬間的に強風が出現し、それに伴う風害が発生することが多い。この突風特性を理解することで、強風災害をより的確に予測・軽減することが必要である。

ここではヴァイサラ超音波風向風速センサ WMT50 で 2 秒ごとに風向風速を観測することによって、台風の中心が福島上空を通過した 2013 年 9 月 16 日の台風 201318 号と、比較的近い福島沖を通過し、M 型風速分布が出現した 2013 年 10 月 16 日の 201326 号の突風特性について報告する。

2. 突風特性

一般に地上風 U_a は、接地境界層に位置しているので、設置高度 Z_a に対して、

$$U_a = \frac{u_*}{k} \ln\left(\frac{Z_a}{Z_0}\right) - (1)$$

で表現することができる。ここで u_* は摩擦速度で、 k は Kármán 定数、 Z_0 は粗度定数である。ここで主風向の風速の乱れの標準偏差を σ_u とすると、摩擦速度と

$$\frac{\sigma_u}{u_*} = f_u - (2)$$

との関係があり、 f_u は大気安定度の関数となる。大気安定度が中立の条件では 2.5 から 3 程度のものになることが知られている。最大瞬間風速 U_{max} は基本的に風速の乱れで発生すると考えられるので、

$$U_{max} = u + \alpha \sigma_u - (3)$$

と表現することができる。ここで α は、風速計の追従性や風速の乱れに依存する定数である。以上から

$$\frac{U_{max}}{U} = 1 + kf_u \alpha / \ln\left(\frac{Z_a}{Z_0}\right) - (4)$$

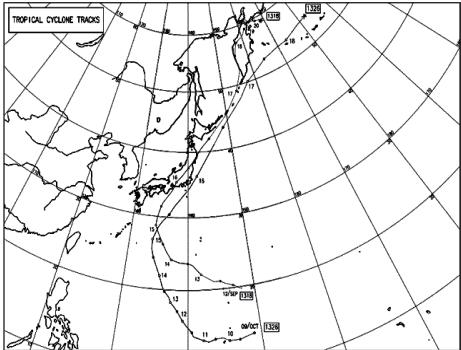
となり、 U を平均風速とすると、(4) 式は突風率となる。従って、突風率は安定度と風速変動の標準偏差および観測高度、粗度定数に依存し、一般に測定高度が高くなると突風率は小さくなり、粗度定数が大きくなると突風率は大きくなることがわかる。定点での風速観測では原理的に高度、粗度定数が一定なため、安定度と風速変動の標準偏差に依存する。桑形(2003)は、台風の突風率の経年変動を気象庁のデータを基に調査し、10 分平均風速では過去 40 年で 1.4 から 2.0 まで変動し、大きくなっていることを指摘している。

3. 解析対象とする台風の総観場

今回対象とする台風 201318 号と 201326 号の経路を第 1 図示す。第 1 図に示すとおり台風 201318 号は福島県上空を通過し、観測点はかなり台風の中心に近いところに位置していることが分かる。また、台風 201326

* Characteristic of gust at the surface wind under typhoon passing
by Akira Watanabe and Ayaka Sato

号は伊豆大島での大きな災害をもたらした台風であるが、福島県沖の太平洋岸を通過したものである。福島

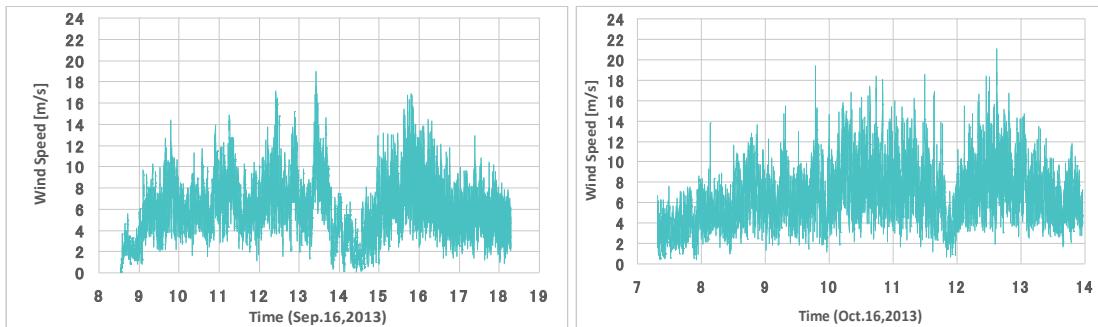


第1図 台風 201318 号と台風 201326 号の経路

市の地上観測では、9月16日13時40分に海面気圧で984.2hPaの最低値を記録し、台風の中心気圧に対応している。一方10月16日は10時に984.1hPaを示し、16日に中心気圧が最も高かった968hPaと比較して16hPaも高い値になっており、観測地点は中心より300km以上はなれていた。

4. 台風に伴う風速変動

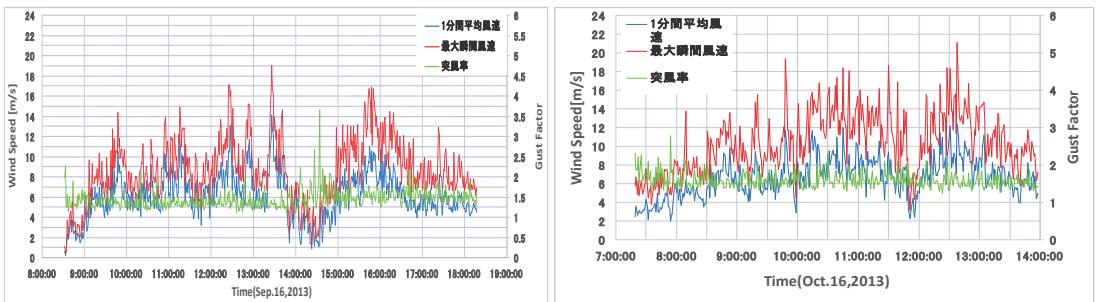
第2図に台風通過時の2秒間ごとの風速変動を示す。9月16日では14時30分頃を中心にM型の風速変動を示し、台風中心が観測点を通過したことが示唆される。しかし、福島市の最低気圧の出現は13時40分とM型の風速変動をする約50分前に出現していることが分かる。一方、10月16日には11時



第2図 台風通過時の風速変動(左図台風 201318 号、右図台風 201326 号)

50分ごろを中心にM型の風速変動を示し、最低気圧出現時刻より1時間50分遅くなっている。当然、地形効果もあり、強風出現が台風の中心近くの通過と一致するものではないが、かなり風速変動が最低気圧出現時より遅れて出現していることが一つの特徴として認められた。すでに Teshiba et al(2001), Shibagaki, et al(2003)や山下, 石原(2005)はwind profilerを用いて、台風軸対象の変形を示しており、台風軸が進行方向後面に傾いているとも推察される。なお、第2図からいずれの台風も近づいてくる時に顕著な周期性を持った風速変動が出現しているのに対して、台風後面では明確な周期性が存在しないことも一つの風速変動の特徴である。

第3図に最大瞬間風速と1分間平均風速、及び1分間平均風速に対する突風率を示した。全体的に突風率は1.5付近を中心、2程度までの値を示しているが、突風率の上昇は相対的に平均風速が低風速の時に

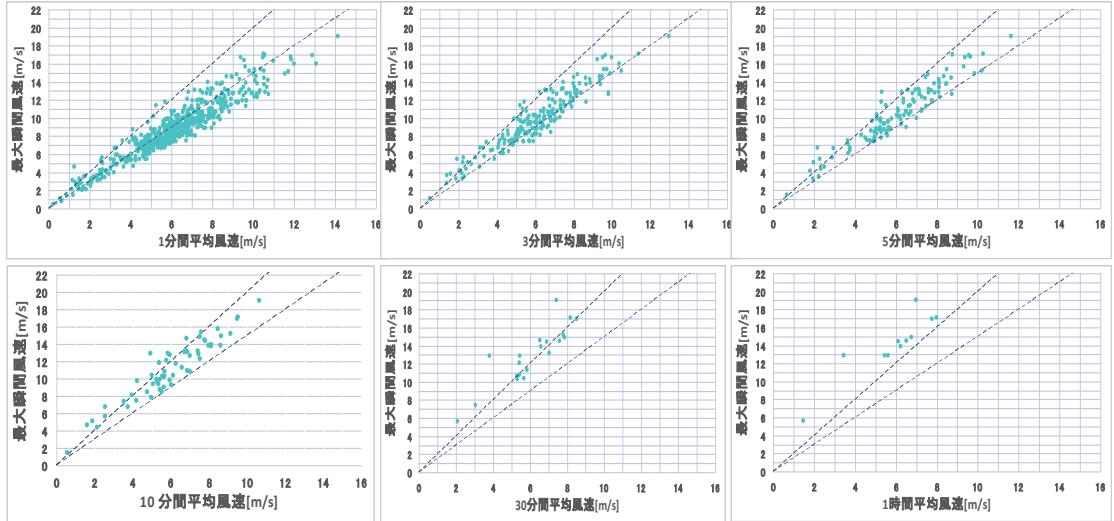


第3図台風 201318 号(左)と台風 201326 号(右図)の1分間平均風速変動とそれに対する突風率の変動

発生していることがわかる。また、同じM型の風速変動でも、福島沖を通過した台風 201326 号では低風速領域でも突風率は上昇しないのに対して、台風の中心が通過した台風 201318 号では突風率が急上昇している。これは平均風速の取り方と突風が吹く時間間隔に依存し、台風中心では平均風速は弱いが、比較的短い間

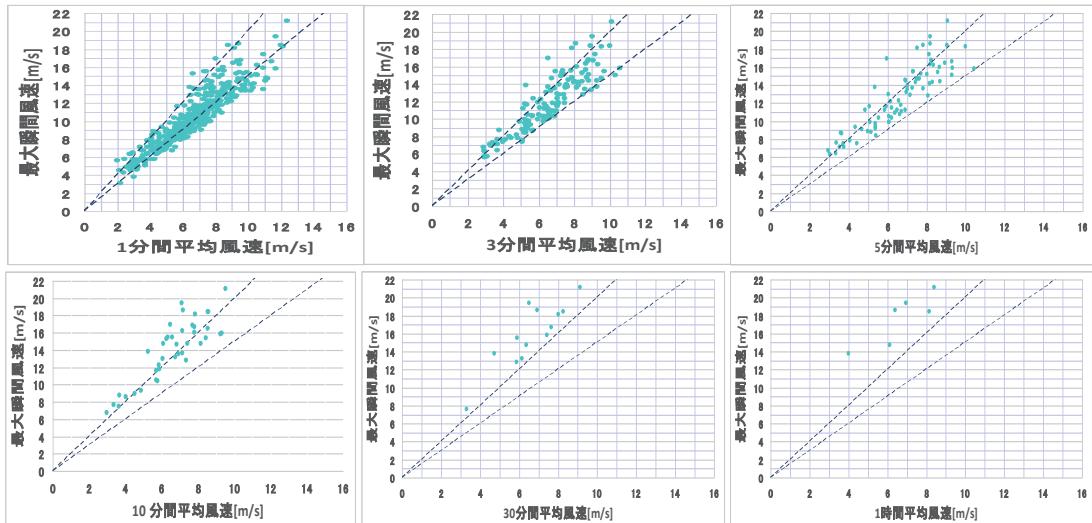
隔で平均風速の3倍を超えるような突風が出現することを意味している。それに対して、台風外郭では、平均風速が弱くなると突風の吹き方も比較的小さく、2倍程度以下に抑えられていると考えられる。

これらの関係をより明らかにするために平均風速の時間を変化させて、最大瞬間風速との変動を見たのが第4図、第5図である。第4図は台風201318号の各平均風速に対する最大瞬間風速との関係を示したものである。同図に示した突風率1.5と2.0の直線と比較すると、平均風速に対する最大瞬間風速は、平均風速の間隔を長くするほど大きくなっている。これは平均する時間が長くなるほど平均風速に対する最大瞬間風速の寄



第4図台風201318号の最大瞬間風速と平均風速の関係

直線は突風率1.5と2の領域を示す。上左図は1分間平均、上中央図は3分間平均、上右図は5分間平均、下左図は10分間平均、下中央図は30分平均、下右図1時間平均と最大瞬間風速の関係を示す。

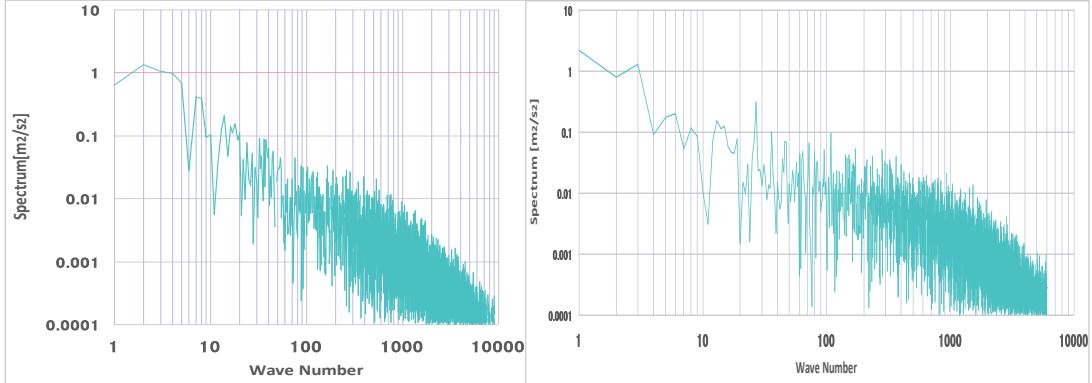


第5図台風201326号の最大瞬間風速と平均風速の関係

直線は突風率1.5と2の領域を示す。上左図は1分間平均、上中央図は3分間平均、上右図は5分間平均、下左図は10分間平均、下中央図は30分平均、下右図1時間平均と最大瞬間風速の関係を示す。

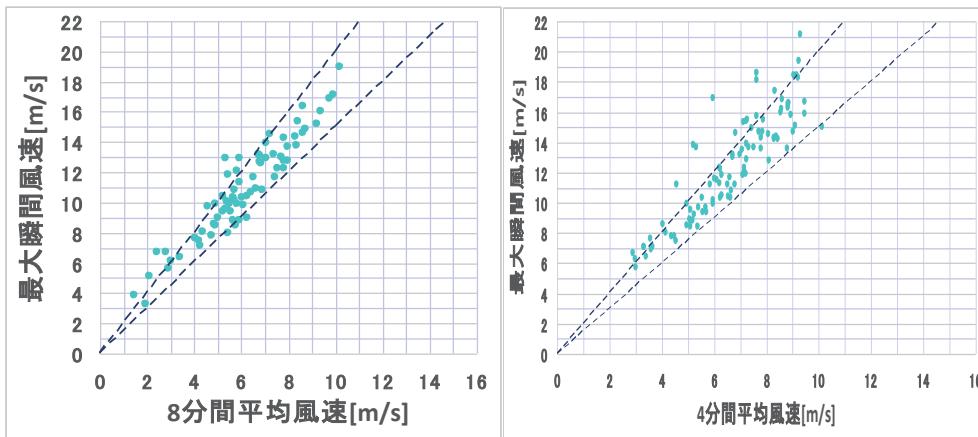
与率が小さくなるからと考えられる。一般に気象庁では平均風速を10分間で測定して、突風率はおおよそ1.5から2.0といわれているが、台風201318号では10分平均で求めた突風率が1.5から2.0の間に入っている。一方、台風201326号でも平均風速を求める時間が長くなるほど突風率が大きくなる傾向は第4図と同じであるが、もっとも突風率が1.5から2.0の間に収束しているのは平均風速が3分で求めた場合である。この理由

は前述のとおり、突風が平均風速に寄与する率が小さくなるほど突風率が大きくなるためと考えられる。これを確認するため、両台風の風速変動の spectrum を計算した。第 6 図は台風 201318 号と台風 201326 号の spectrum である。台風 201318 号では波数 15, 36, 76, 165 付近で顕著な spectrum が認められるが、波数 36 付近の卓越周期は、目視で観測できる約 40 分周期と一致している。この卓越周期のうち 1 分以上の周期で最



第 6 図 台風 201318 号(左図)と台風 201326 号(右図)の Spectrum(m^2/s^2)

も短い卓越周期である 165 波数(約 8 分)を用いて平均風速を求め、最大瞬間風速との関係を示したものが第 7 図である。第 4 図と比較すると、全体的に突風率 1.5 から 2.0 の間に収束しているのがわかる。また、台風 201326 号でも波数 3, 27, 36, 47, 72, 108 で spectrum が卓越している。このうち最も卓越している周期は 14.8 分であるが、1 分以上の最も短い周期の卓越周期は 3.7 分である。これが第 5 図で 3 分平均が最も 1.5 から 2.0 に収束している原因と考えられる。台風 201318 号と同様、4 分間平均と突風率の関係を第 8 図に示す。



第 7 図 台風 201318 号の 8 分間平均風速と最大瞬間風速の関係

第 8 図 台風 201326 号の 4 分間平均風速と最大瞬間風速の関係

す。3 分平均よりやや突風率が 1.5 から 2.0 の間に収束していることが分かる。

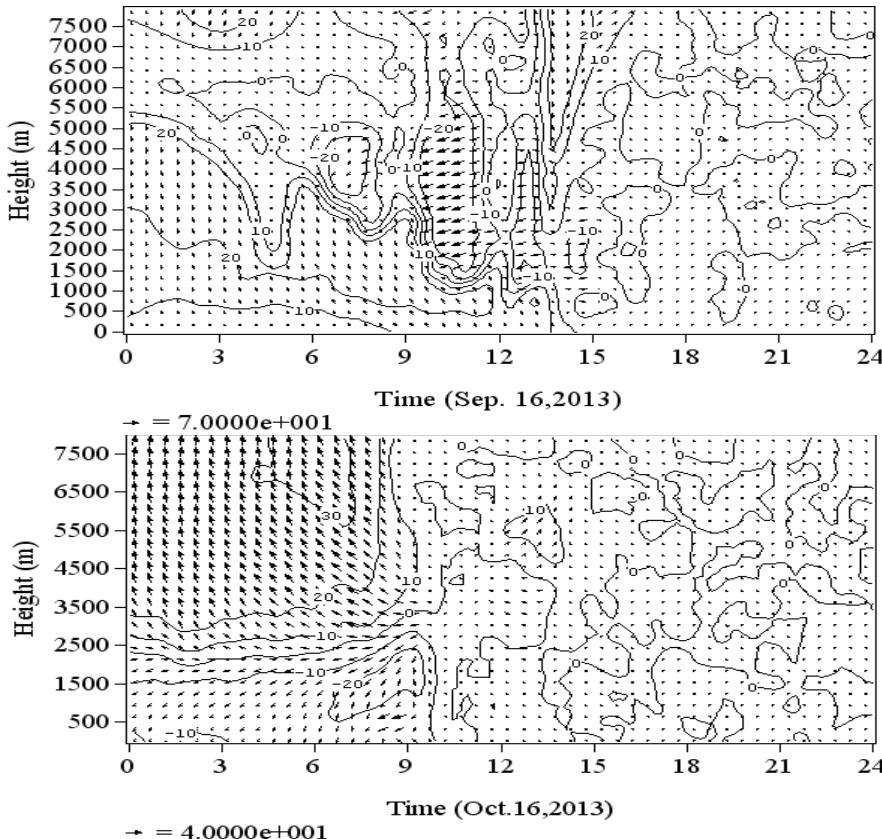
突風率は突風出現周期との関係で変化し、周期に合わせて求

めることでこれまで指摘してきた 1.5 から 2.0 付近に収束することが分かった。しかし、それぞれの自然現象の卓越周期を予測的に入理解することは困難であるが、平均時間に関係なく、平均風速が大きくなると相対的に突風率は収束する傾向を示している。

突風率は、風速の平均時間とは直接関係しているのではなく、風速変動の間隔に依存し、現象に適合した周期を用いれば 1.5 から 2.0 付近に収束する。

5. 台風の立体構造

台風通過時の風速分布の立体構造については、MU Radar を用いた Teshiba et al(2001), Shibagaki, et al(2003)の観測や渡邊(1995), 山下, 石原(2005)らの wind profiler を用いた観測などがある。第 9 図は福島

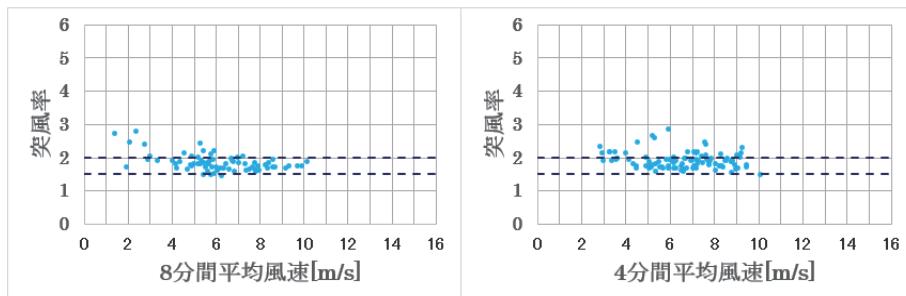


第9図 台風201318号(上)と台風201326号(下)の10分間平均風速の鉛直一時間変動

著な風向変化が出現しており、上層で南東風、下層で北東風が卓越している。この強風が10時ごろおさまり、その後の南西風への風向変化に伴いM型の風速変動が出現している。すなわち、地上でのM型風速変動は必ずしも台風中心の通過に伴って出現しているわけではなく、風向変化をもたらす大気擾乱の通過に伴う出現していることがわかる。

6.まとめ

特に強風をもたらす台風に伴う突風の出現特性を解明するため、2013年に観測地点近くを通過した2つの台風の突風率を求め、その特性を解析した。その結果、突風率は平均風速を求める時間に依存し、平均風速を求める時間が長くなるほど大きくなることがわかった。これは、平均風速に対する突風の寄与が小さくなることで生じるものである。従って、突風をもたらす現象で風速変動の卓越周期を解析し、求めた現象の周期性に



第10図 台風201318号(左図)と台風201326号(右図)の平均風速と突風率

大学wind profilerで観測した台風201318号と201326号の地上から高度8kmまでの10分ごとの風向・風速分布と、卓越した南北成分の風速分布を示したものである。台風201318号では高度2500mより上空では、風速のM型分布は12時ごろ出現しており、地上付近の出現と大きくずれているのが分かる。地上付近のM型分布は台風の中心というより高度3000m以上の上空の風向変化に伴って出現している。一方、台風201326号では、高度2500m付近に顕

合わせて突風率を求めてみると、これまで一般に指摘されてきた突風率1.5から2.0の間に収束することが分かった。第10図は今回対象とした台風201318号と201326号の風

速変動周期性に対応した突風率を示したものである。台風 201318 号では平均風速 5m/s 以上の領域で突風率は 1.5 から 2.0 の間に収束している。一方、台風 201326 号では風速 6m/s 付近出突風率 2.8 を示しているものの、それ以上では 1.5 から 2.3 の間に収束している。

前述の通り、突風率は摩擦速度や粗度定数、安定度に依存する主風向の標準偏差と関連したものである。今回観測した M 型風速変動はいずれも大きな風向変化を伴っており、摩擦速度の大きな変化が無くとも σ_u の値が大きくなる現象を扱っている。従って、突風率は基本的に大きくなることが示唆される。特に、台風 201318 号では M 型を示す中心付近で突風率が大きくなっているのはこのためと考えられる。

強風災害の予測、軽減を目的として、強風をもたらす台風がどの程度の突風率を有するか、また、その突風率はどのように変動するかを明らかにするため、2 秒毎の風速を計測し、その特性を解析したが、おおよそ突風率はこれまで指摘されてきた 1.5 から 2.0 付近に収束することが分かった。従って、一般には気圧傾度力から求められる風速の 2 倍程度を最大瞬間風速として対策を取る事が妥当な対策と考えられる。

なお、ここでは直接風向変動と大気成層を考慮した安定度の観点からの考察はしていないが、式(4)との関係で精査することが必要であり、今後の課題とする。

引用文献

- 桑形恒男, 1993 : 大型台風にともなった気象官署の突風率の長期変化, 天気, Vol. 40, No. 2, 91-97.
- Shibagaki, Y., M. D. Yamanaka, M. Kita-Fukase, H. Hashiguchi, Y. Maekawa, and S. Fukao, 2003: Meso-alpha-Scale Wind Field and Precipitating Clouds in Typhoon 9426 (Orchid) Observed by the MU Radar, J. Meteor. Soc. Japan, Vol.81, 211-228.
- Teshiba, M., H. Hashiguchi, S. Fukao, and Y. Shibagaki, 2001: Typhoon 9707 observations with the MU radar and L-band boundary layer radar, Annales Geophysicae, Vol.19, 925-931.
- 渡邊明, 1995 : 境界層レーダーによる台風 26 号の強風の構造観測, 東北地域災害科学的研究, Vol. 31, 15-19.
- 渡邊明, 2013 : L-band radar で観測した台風 201217 号の強風構造, 東北地域災害科学的研究, Vol. 49, 1-4.
- 山下順也, 石原正仁, 2005: ウィンドプロファイラが捉えた台風 0416 号の風の場の変化, 天気, Vol. 52, No. 7, 539-547.
- 気象庁 : 気象統計情報 http://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/typhoon/route_map/bstv2013.html

秋田駒ヶ岳火山の重力変化に関する熱膨張モデル*

秋田大学（名誉教授） 狐崎 長琅

1. はじめに

(a) 地温, 地磁気, 重力等の定点反復観測により, 筆者は協力者達と共に 1970 年噴火後の秋田駒ヶ岳火山の推移を追跡してきた(狐崎・村岡, 2010)。噴火終了後女岳の火口自体は急速に冷却したが, 火口周辺域が高温化した。その極大期（噴火後高温期）の 1977-78 年頃以後, 地温は低下に転じ, 1995-98 年頃にはほぼ平常地温まで冷却した。しばらくその状況が維持されたが, 2006 年頃には変化の兆しが見られ, 同山頂域北東部の局所的残存高温部から再高温化が進展した。現在それは女岳の山頂域から山腹にかけてのほぼ東半域へと拡大しつつある（現高温期）。全磁力もこれと整合的に変化しているが, ここでは 1977 年以降観測されている重力変化を取り上げる。地温の下降と共に重力は顕著に増加し, 地温上昇と共に重力は減少した（図 8）。

(b) 噴火後と現在のいずれの高温場でも, 1m 深地温は沸点(95°C程度)未満で, 火山性ガスを伴わず, 新たにマグマが浅部に貫入した気配はない。現高温化は深部から新しく上昇した熱水によるだろうが, 噴火後高温化は噴火の際火道やその近傍に貫入・残存したマグマが, 冷却しつつ熱水を介して周辺域を加熱したことによるものとみられる(狐崎, 2012)。浅部層は浸透的で水蒸気を蓄積しがたく, 热水温度は概ね沸点以下に保たれていると思われる。このような状況では地盤変動や重力変化に寄与する機構として地層の熱膨張が考えられる。本研究では, 単純化した物理的モデルにより, 噴火後高温期を主対象として熱膨張の効果について検討する。

2. 热膨張モデルの基礎

(a) 球状熱域。大地を密度 ρ の等方均質半無限弾性体と仮定し, そこに体積 V の球状圧力源を設定する(図 1)。このことは茂木モデルと共通する。本来茂木モデル(Mogi, 1958)は地表の変位に着目したものであったが, 萩原(1977)はこれに重力変化も付加した。茂木の式は $\lambda=\mu$ の場合のみ表記しているが, 萩原は一般的に表現しているので, ここでは萩原の式と対比する。

球域内面に圧力 p が作用すると, V は ΔV だけ広がる。 ΔV により地表は h だけ隆起する。この際の重力変化 Δg は, h によるフリーエア効果 Δg_f と質量分布の変化の効果 Δg_0 からなる:

$$\Delta g = \Delta g_f + \Delta g_0 ; \quad \Delta g_f = -Fh, \quad F = \text{フリーエア係数} = 0.3086 \text{mGal/m} \quad (1)$$

球域外の質量移動によっては, (c)で述べるように Δg_0 は生じない。 Δg_0 は球域内の質量変化によって生じる。 ΔV が球域内温度 T によって発生する熱膨張の場合は, 球域内の質量変化はなく, 結局 $\Delta g_0=0$ で, $\Delta g = \Delta g_f$ である。この際, 球域外の温度は $T=0$ (基準状態) に保たれているとする。

萩原は球域内には本来密度 ρ_0 の物質があり, それが(遠隔域から) 追加供給され, ρ_0 不変の状態で ΔV が生じるとした。この際の球域内の質量変化は $\rho_0 \Delta V$ である。結局:

$$\Delta g_0 = G \rho_0 \Delta V D / R^3 ; \quad G = \text{引力定数} = 6.674 \times 10^{-11} \text{m}^3 / \text{Kg s}^2 \quad (2)$$

ガスであれば実質上 $\rho_0=0$ で, $\Delta g_0=0$ 。これは球域内の質量変化がないことで, 热膨張と共に通す

*Thermal expansion model for gravity change at Akita-komagatake volcano by Choro Kitsunezaki

る。 h については当面萩原(1977)の式を借用するが、表現様式は若干変更する：

$$h = (1-v)\Delta VD/\pi R^3; \quad v=\text{ボアソン比} \quad (3)$$

(b) 任意形状熱域への拡張。図3のごとき円柱状熱域も格子に分割すると、弾性応答において、個々の格子要素(立方体)は体積 V_i が ΔV_i だけ膨張する球状熱源とみなせる*。熱域全体による地表点での h や Δg は、各要素による h_i や Δg_i の和である。それは全質量域による重力がそれを構成する質量要素による重力の和であるとの類似する。単一の球状熱域(要素)における $\Delta g/h$ 比は一般形状の熱域についてもそのまま成立する。したがって、一般に $\Delta g/h = \Delta g_i/h = -F$ 。

圧力源を空洞とする本来の茂木モデルでは、均質媒質内の单一圧力源の弾性応答を単純に加算して、複数源並置の応答を求ることはできない。他方の空洞の存在が前提となるため、解は複雑化する。図1の問題を解くに当たっても、 $z=0$ の面(0面)について対称に圧力源球を設定し、無限均質媒質中の2源問題に置き換え(図2)，境界条件を処理している。その際も球半径 a は両球の間隔 $2D$ よりも十分小さく、干渉を無視できるとする。しかし、熱膨張の場合は球内も球外と同一物質であり、 $T=0$ とすれば単純な均質場となるため、この種の制約はない。

*【注】このことは要素から若干離れた所で成立する。要素幅 b 、要素中心からの距離 R において、 R/b はある程度以上大きくなればならないが、 $b \rightarrow 0$ とし得るため、 $R \rightarrow 0$ となり、有効な R 域自体は制約されない。

(c) h や Δg_0 の算出手順。図2で上半域を除去しても、0面上の垂直応力 σ_z を保持すれば、下半域の状態は変わらない(状態1)。そこで更に補償応力 σ'_z ($=-\sigma_z$)を加え、総合的に0面を $\sigma_z + \sigma'_z = 0$ の自由面状態とする。この σ'_z によって0面は h だけ隆起し、0'面位置に達する(状態3)。0面下の物質も引張され、密度が若干変化($\Delta\rho'$)する。状態2は、状態1の物質状態で観測点だけを0'面まで仮想的に高めた状態である。状態1, 2, 3における重力変化を $\Delta g_1, \Delta g_2, \Delta g_3$ とする(図4)。重力変化はすべて $\Delta V=0(T=0)$ の状態を基準とする(フリーエア効果は除外)。状態1では球域外の密度変化はない[\because 平均主応力 $\sigma_0=0$; (A4)式]。球域が ΔV だけ拡大し、そこにあった元の物質(質量= $\rho\Delta V$)が球域外に排出されることで Δg_1 が生じる： $\Delta g_1 = -G\rho\Delta VD/R^3$ (4a)

$$\Delta g_0 = \Delta g_3 = \Delta g_1 + (\Delta g_2 - \Delta g_1) + (\Delta g_3 - \Delta g_2) = \Delta g_1 + \Delta g_{32}; \quad \text{ただし } \Delta g_2 - \Delta g_1 = 0, \quad \Delta g_{32} = \Delta g_3 - \Delta g_2 \quad (4b)$$

詳細は省略するが厳密に計算すると、

$$\Delta g_{32} = -\Delta g_1, \quad \text{従って } \Delta g_0 = 0 \quad (5)$$

となる。萩原の算出経路はここでの方式と少々異なるが、結果はすべて上記の方法によるものと一致する。(3)式の h についても同様である。その h と(4a)式の Δg_1 との比 H は、

$$H = h/\Delta g_1 = -(1-v)/\pi G\rho \quad (6)$$

(4a)式の前提でもあったが、熱膨張の場合は球域が膨張しても球域内質量は変化しない：

$$\rho V = (\rho + \Delta\rho)(V + \Delta V), \quad \text{従って, } -\Delta\rho/\rho \approx \Delta V/V (\ll 1). \quad (7a)$$

初出以後は \approx は $=$ とみなす。密度変化や体積歪の源は熱膨張である。線膨張係数を α とすると、

$$\Delta\rho/\rho = -\Delta V/V = -\alpha T(1+v)/(1-v) = -\beta T(1+v)/3(1-v); \quad \text{体膨張係数} = \beta = 3\alpha \quad (7b)$$

(7b)式の導き方は付録 A1 に示す。(7b)式を(4a)式と連結する：

$$\Delta g_1 = -G\rho\Delta VD/R^3 = G\Delta\rho VD/R^3 = -G\rho V\beta T\{(1+v)/3(1-v)\}D/R^3 \quad (8)$$

これらは直接的には、球状の熱域についての関係であるが、(b)で述べたように熱域内格子要素にもそのまま適用できる。したがって、任意形状の熱域全体(体積は V)についても、 $V\Delta\rho (= -\rho\Delta V)$ による Δg_1 を求めるとき、それに(6)式の H を乗じることで直ちに h に変換できる。

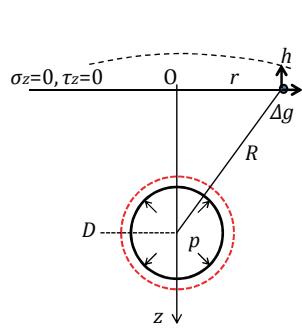


図1. 半無限弾性体内の球域の膨張。

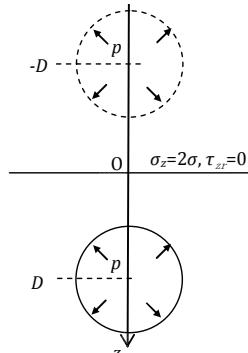


図2. 無限弾性体内の2压力源球の対称配置。

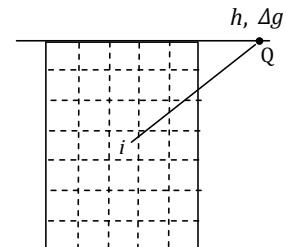
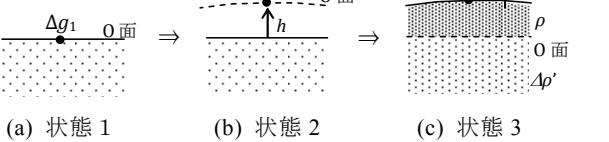


図3. 熱域の格子分割。

図4. 重力変化算出の各段階。



(a) 状態1 (b) 状態2 (c) 状態3

$\Delta g_{23} (= \Delta g_3 - \Delta g_2)$ はO面-O'面間の ρ とO面下の $\Delta\rho'$ で発生。

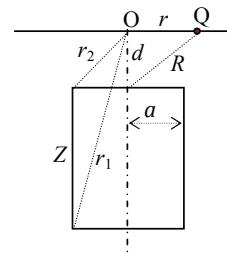
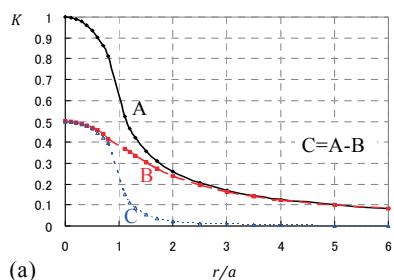
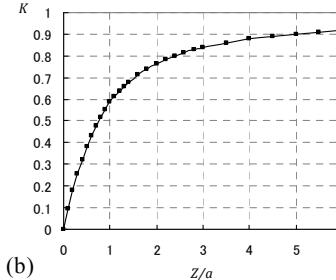


図5. 円柱体。



(a)



(b)

図6. 円柱体でのK。 (a) A: $d=0, Z=\infty$ 。 B: $d/a=0.75, Z=\infty$ 。 (b) $r=0, d=0$ 。

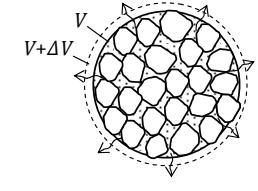
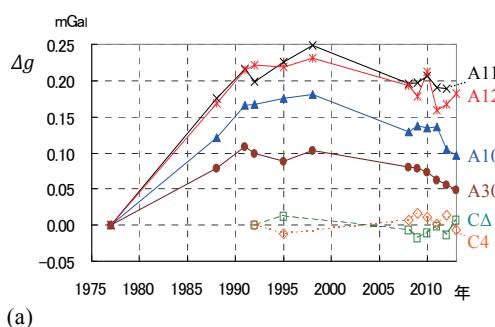


図7. 多孔質媒質内熱域の概念。骨格膨張($V \rightarrow V+\Delta V$)と間隙水の膨張排出。



(a)

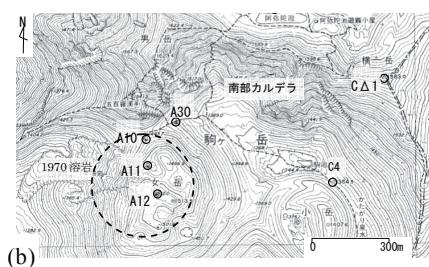


図8. 秋田駒ヶ岳の重力変化(a)と測点分布(b)。(b):破線円=半径 200m(中心は1970年火口)。

3. 円柱状高温域

(a) 算出式。後の応用も考慮し、鉛直な円柱状熱域について検討する(図5)。熱域の温度を T (一定)、域外の温度を 0(基準温度)とするのは、これまでと同様である。 T による密度変化 $\Delta\rho$ は常に(7b)式で表され、 T 域内のこの $\Delta\rho$ が Δg_1 を生む。その場合地表の中心点 O での重力異常(Δg_1)は、図5での記号を用い、次のように簡単に表せる (Telford *etal.*,1976,p.62) :

$$\Delta g_1 = 2\pi G \Delta\rho (Z + r_2 - r_1), \quad h = 2(1+\nu) \alpha T (Z + r_2 - r_1) \quad (9)$$

上記第2式は、(6),(7b)式の関係を用いて Δg_1 から変換された h である(以下同様)。

円柱上面を地表面とする場合($d=0$)は、 $r_2=a$, $r_1=(a^2+Z^2)^{1/2}$ で、

$$\Delta g_1 = 2\pi G \Delta\rho \{a + Z - (a^2 + Z^2)^{1/2}\}, \quad h = 2(1+\nu) \alpha \alpha T [1 + Z/a - \{1 + Z^2/a^2\}^{1/2}] \quad (10)$$

ここで円柱が下方に無限長($Z=\infty$)なら、 $\Delta g_1 = 2\pi G \Delta\rho a$, $h = 2(1+\nu) \alpha \alpha T$ (11)

$Z=\infty$ の場合の図5のQ点における Δg_1 はルジャンドル多項式 $P_n(\xi)$ による級数展開として表される (Telford *etal.*,1976,p.64-65)。 $d < a$ では、

$$\Delta g_1 = 2\pi G \Delta\rho a K, \quad h = 2(1+\nu) \alpha \alpha T K ; \quad (12a)$$

$$K = 1 - (R/a)P_1(\xi) + (1/2)(R/a)^2 P_2(\xi) - (1/8)(R/a)^4 P_4(\xi) + (1/16)(R/a)^6 P_6(\xi) \\ - (5/128)(R/a)^8 P_8(\xi) + (7/256)(R/a)^{10} P_{10}(\xi) \dots : r < a \quad (12b)$$

$$K = (1/2)(a/R) - (1/8)(a/R)^3 P_2(\xi) + (1/16)(a/R)^5 P_4(\xi) - (5/128)(a/R)^7 P_6(\xi) + \dots : r > a \quad (12c)$$

ここで、 $\xi = d/R$ とする。 $d=0$ (d は円柱上面の深さ)では、 $\xi=0$ 。

(b) h の様相。 次の(A) (B) 2例について、 r/a の関数としての K 値を(12b)(12c)式によります算出した。そして、両 K 値の差を(C)とした。

$$(A): d/a=0, \quad (B): d/a=0.75, \quad (C): (A)-(B).$$

(C)は上面が地表面で、下面の深さ Z が $0.75a$ の円柱を意味する。これらを図6(a)に示す。

上面を地表面とする円柱について、地表中点 O における $K [=h/2(1+\nu)\alpha\alpha T]$ を下面の深さ Z/a の関数として(10)式で求めた。これを図6(b)に示す。上面深度 Z_1 , 下面深度 Z_2 の場合の K は、この図で Z を Z_1, Z_2 としたときの両 K 値の差となる。

地表上の h 分布(結局は K 分布)の概要は図6(a)で読み取れる。円柱域から離れると、 K は低下するが、その度合いは下底が浅くなるほど急激である。これは(A)対(C)の比較から自明である。 $r/a=0$ の K 値には円柱下底の深さが反映する。これを系統的に示したのが図6(b)である。

4. 流通性水飽和多孔質媒質の熱膨張

通常の地層は多孔質で、間隙は水で満たされている。その際の弾性について Biot 理論(狐崎,2005)の枠組みで考察する。多孔質層は固体物質(粒子)で構成される骨格とその間隙を満たす流体からなるが、ここでは流体は水で、間隙は水で飽和されているとする。間隙水の流通が閉ざされていれば、骨格と間隙水を含めて、弾性体として扱える。

実際には間隙水は流通状態にあることが多いと思われる。以下では間隙は流通的であると仮定する。その場合骨格が歪んでも、流体圧は変化せず、骨格は間隙水とは独立に弾性体として挙動する。その際間隙率 φ の変化 $\Delta\varphi$ が無視でき、間隙水の密度も一定に保たれるなら、地層の単位体積あたりの間隙水の質量は不变で、その存在は重力変化に影響しない。単純に骨格=固体弾性体として 3 までの理論を用いればよく、結局 $\Delta g_0=0$ となる。その際の弾性係数、密度、

膨張係数等は骨格としての量である。骨格は基本的には乾燥状態の地層に相当する。特に必要な場合は β 等について、骨格は b 、固体粒子は s の添え字を付す。当面は $\beta_b=\beta_s$ と仮定する。

2(a)の球状熱域の場を上記の多孔質層に置き換えて考察する。温度 T の熱域では骨格は単に固体として膨張する。その体積膨張率 $\Delta V/V$ は(7b)式で表わされる。これを(3)式に代入する：

$$h=(1-v)\Delta V D/\pi R^3 = (1+v) V \beta T D / 3\pi R^3 \quad (13)$$

間隙水は拘束されておらず、水の体膨張率 β_f そのままで膨張し、かつ膨張分は熱域外に流出・散逸する(図 7)。間隙水の密度を ρ_f 、その変化分を $\Delta\rho_f$ とする。温度 T では、 $\Delta\rho_f/\rho_f=-\beta_f T$ である。

これも用いると、 $(V+\Delta V)$ 内での間隙水の質量変化分 ΔM_f は次のように表せる：

$$\Delta M_f = (V+\Delta V)(\varphi+\Delta\varphi)(\rho_f+\Delta\rho_f) - (V+\Delta V)\varphi\rho_f = V\varphi\rho_f(\Delta\varphi/\varphi + \Delta\rho_f/\rho_f) = V\varphi\rho_f(\Delta\varphi/\varphi - \beta_f T) \quad (14)$$

ここでは、 $\Delta V/V \ll 1$, $|\Delta\varphi/\varphi| \ll 1$, $|\Delta\rho_f/\rho_f| \ll 1$ として近似した。 $\beta_b=\beta_s$ の仮定の下では熱膨張のみでは $\Delta\varphi$ は生じない。 T に伴う圧力 p ((A5)式) が負の $\Delta\varphi$ をもたらす。当面はそれを無視し $\Delta\varphi=0$ とみなす。 $\Delta\varphi < 0$ の効果も加味すれば、 β_f は見かけ上若干増加する。この ΔM_f が Δg_0 を生む：

$$\Delta g_0 = G\Delta M_f D/R^3 = -G V \varphi \rho_f \beta_f T D / R^3 \quad (15)$$

これと $\Delta g_f (= -Fh)$ との比は、(13)式も用いて次のように表せる：

$$\Delta g_0/\Delta g_f = (3\pi G \rho_f / F) \varphi \beta_f / (1+v) \beta; \quad 3\pi G \rho_f / F = 0.2038 \quad (\rho_f = 1.000 \text{g/cm}^3) \quad (16)$$

概略値として、 $\beta=3\times 10^{-5}/^\circ\text{C}$, $\beta_f=5\times 10^{-4}/^\circ\text{C}$, $v=0.3$, $\varphi=0.15$ と仮定すると、

$$\varphi\beta_f/(1+v) \beta = 1.923, \quad \Delta g_0/\Delta g_f = 0.392, \quad \Delta g/\Delta g_f = (\Delta g_0 + \Delta g_f) / \Delta g_f = 1.392 \quad (17)$$

結局、隆起によるフリーエア的重力変化に加えて、40% 増程度の間隙水膨張効果が期待される。

5. 秋田駒ヶ岳の重力変化

(a) 秋田駒ヶ岳・女岳の重力変化と測点分布を図 8(a),(b)に示す。重力は持続的に設置されたコンクリート台上で測定された。相対重力の基準点は A1 (標高約 1307m) で、カルデラ内女岳 (標高 1513m) の北北東 2.0km の山腹にある。観測初年(1977 年) 値からの差を重力変化値としている。使用重力計は LaCoste-Romberg 社製で、1998 年までは G308, 2008 年以後は G579 である。重力計変化によるスケール誤差等の擾乱を低減するため、1992 以後については、ある補正処理をしているが*, 当面の主対象である 1998 年までの重力変化には、実質上影響しない。

*【註】カルデラ北東の 2 点(上縁 CΔ1 と下底 C4)の平均重力値を、女岳域の重力値から差し引いた。

(b) 1 で説明したように、1998 年までの重力増加は、熱活動の低下によるものであった(狐崎, 2012)。現在進行中の重力の漸減は再高温化によるものであるが、重力観測域も高温域からやや離れており、重力変化は少ない。このため、1977-1998 年間を考察対称とする。1998 年を基準とすれば、1977 年では重力は 1970 火口近傍の A12 で 0.23mGal 減少している。重力変化はこの付近でもっとも大きく、離れるにつれて系統的に小さくなる。この際の熱域は火道やその近傍の貫入・残存マグマが周辺に熱を放散した結果と見られるので、半無限円柱モデルを採用する。女岳(玄武岩(主)+安山岩)の実情にほぼ即した定数を仮定し、3, 4 に基づいて試算する：

[仮定値] (11)式 : $a=200\text{m}$, $T=100^\circ\text{C}$, $\alpha=1.0\times 10^{-5}/^\circ\text{C}$, $v=0.3$ 。間隙流体効果 : (17)式。

[算出値] $h=0.52\text{m}$, $\Delta g_f=-0.16\text{mGal}$, $\Delta g/\Delta g_f=1.392$, $\Delta g=\Delta g_0 + \Delta g_f = -0.22\text{mGal}$

最大値のみの対比であるが、算出値は観測値と調和する。 a, T は複雑な地下温度分布を等価的に概括した値で、 aT =一定の枠内で調整の余地がある。1977 年の比抵抗法探査による推定では、女岳山頂域の地下水位 d' は約 17m 深であった。 $d' \ll a$ であるため、解析上 $d'=0$ とみなした。

6. むすび

弾性体内的熱膨張では、地表隆起の効果 Δg_f だけが重力変化 Δg に寄与する。その種の基本特性は熱域の形態によらず成立する。流通性多孔質媒質では間隙水の膨張効果 Δg_0 が更に增幅的に加わる。女岳の重力変化は、固体としての挙動の他に、間隙水の熱膨張効果も取り入れることでほぼ説明できる。この場合間隙水の浮力も地表隆起に少々寄与しうるが、ここでは無視した。現段階ではモデルの原理的妥当性の確認を重視した。その形態・温度等の仕様は調整・洗練の余地がある。当面は欠けるが、モデルの検証のために h データの併用が勿論望ましい。

参考文献

- 萩原幸男(1977):伊豆半島の異常隆起を説明する茂木モデルとそれに伴う重力変化,震研彙報,52巻,301-309.
 狐崎長琅(2005):Biot の弾性係数と有効応力の概念,物理探査,58巻,631-642.
 狐崎長琅・村岡淳(2010):秋田駒ヶ岳の地球物理学的観測と近年の火山状況,秋田大学工学資源学部付属地域防災力研究センター報告,4号,19-28.
 狐崎長琅(2012):秋田駒ヶ岳火山の観測と火山状況,東北技術だより,仙台管区気象台,26巻,1号,21-30.
 Mogi, K.(1958): Relations between the eruptions of various volcanoes and the deformations of the ground surfaces around them, Bull. Earthq. Res. Inst., Vol.36.99-134.
 Roark, R. J., and Young, W. C.(1975): Formulas for stress and strain, McGraw-Hill Kogakusha,Ltd,506.
 Telford, W.M., Geldart, L.P., Sheriff, R.E., and Keys, D.A.(1976): Applied Geophysics, Cambridge Univ. Press.

付録

A1. 球状熱域の弾性挙動

(a) 球体の熱膨張。 均質な球体を想定する。外面は自由な状態に置かれている。温度が基準値から T だけ上昇することによって、半径は a から $a+\Delta a$ に、体積は V から $V+\Delta V$ 変化する：

$$\Delta a/a = \alpha T, \quad \Delta V/V = \beta T ; \quad \text{体膨張係数} = \beta = 3\alpha ; \quad \alpha = \text{線膨張係数} \quad (\text{A1})$$

この球体の外面に一様な圧力 p を加えると、その半径は更に変化し、体積も変化する（図1）。

$$\text{総合的には} \quad \Delta V/V = 3\Delta a/a = \beta T - p/k ; \quad k = \text{体積弹性率}, \quad (\text{A2})$$

$T=0$ なら、単に $\Delta V/V = -p/k$ で、通常の弾性体の一様圧縮となる。歪について、応力の効果と熱膨張の効果は単純に加算される（線形的に結合）。この球体内では圧力は一様で、 p である。

(b) 無限媒質内に球状圧力源がある場合の歪。 球殻内面の半径を a 、外面半径を b とする。外面压=0 として、内面に一様な圧力 p を作用させると、内半径は a から $a+\Delta a$ に変化する。既存公式(Roark and Young,1975)の Δa 式において $a^3/b^3 \rightarrow 0$ とする：

$$\Delta a/a = p(1+\nu)/2E = p/4\mu = p(1+\nu)/6(1-2\nu)k ; \quad \text{剛性率} = \mu = E/2(1+\nu), \quad \text{ヤング率} = E \quad (\text{A3})$$

ここで、 $k = E/3(1-2\nu)$, $\mu/k = 3(1-2\nu)/2(1+\nu)$ 。

半径 R での主応力：半径方向 $\sigma_R = -pa^3/R^3$, 周方向 $\sigma_t = -\sigma_R/2$, 平均主応力 $\sigma_0 = (\sigma_R + 2\sigma_t)/3 = 0$ (A4)

(c) 無限媒質中に球状高温域が存在する場合。 これは、(a)における温度 T の球体が、(b)の球状空洞に密着してはめこまれている場合に相当する。半径 a の球面の外側から内側に向けて作用する応力は、内側から外側に向けて作用する応力とは作用と反作用の関係にあり、相互に等しい。つまり、(A2)式と(A3)式において、両者の a も、 p も等しい。(A2)(A3)式より、

$$\beta T - p/k = p(1+\nu)/2(1-2\nu)k, \quad \therefore p = k\beta T \{2(1-2\nu)/3(1-\nu)\} \quad (\text{A5})$$

この p を(A3)式に代入し、 $\Delta V/V$ や $\Delta a/a$ を温度 T の関数として表わす：

$$\Delta V/V = 3\Delta a/a = p(1+\nu)/2(1-2\nu)k = \beta T (1+\nu) / 3(1-\nu) = \alpha T (1+\nu) / (1-\nu) \quad (\text{A6})$$

秋田県由利郡旧金浦町所蔵の行政簿冊にみられる震災記録

—1914年秋田仙北地震を中心に—*

秋田大学 地域創生センター 水田 敏彦
北海道大学（名）／東北大学（客） 鏡味 洋史

1. はじめに

秋田県旧金浦（このうら）町は秋田県南西部に位置する日本海に面した町である。1889年（明治22年）市町村制の施行により5村が合併し金浦村となり、さらに1902年（明治35年）に町制を施行し金浦町が誕生した。それ以降周辺と合併することなく経過し、2005年（平成17年）の平成の大合併により仁賀保町、象潟町と合併し現在は「にかほ市」の一部となっている。明治22年金浦村が成立してから昭和20年に至るまでの公文書「金浦町役場所蔵公文書」が保管され現在「にかほ市」に引き継がれている¹⁾。

筆者らは秋田県下の明治以降の被害地震、1894年（明治27年）庄内地震、1896年（明治29年）陸羽地震、1914年（大正3年）秋田仙北地震、1939年（昭和14年）男鹿地震について当時の被害調査報告書、新聞記事、郷土資料の文献調査を進め、被害の詳細および分布、行政機関の対応などの実態解明を進めている。なかでも1914年秋田仙北地震はM7.1の内陸地震であり、今年100周年となる。震央に近い雄物川周辺の低平地と横手盆地を中心に、死者94名、負傷者324名の人的被害や、全壊640の住家被害が生じ、また斜面崩壊や道路・鉄道・水道被害も発生した地震である。しかし、全県を網羅する報告書については総頁22頁の「秋田県震災の状況」²⁾があるのみで、震災予防調査会の調査報告を越えるものではなかった。文献調査を進めるなかで秋田県公文書館に秋田県の行政資料の簿冊が保存されているのを見出し、県、郡、町村の間で各地震の際の災害対応の実態を明らかにしてきた³⁾。

ここでは前述の新たに見つけた旧金浦町の行政簿冊に着目し、町村の立場からの被害調査、対応の実態を明らかにする。

2. 旧金浦町の行政簿冊

行政簿冊は1994年（平成6年）に金浦町役場から金浦町教育委員会に移管され¹⁾、現在はにかほ市教育委員会（旧金浦町立図書館）に保存されている。1889年（明治22年）金浦村が成立してから1945年（昭和20年）に至るまでの公文書であり、内容は事務簿・議事録・決裁簿などで200冊余りになる¹⁾。そのなかで明治二十九年分事務簿⁴⁾に陸羽地震、大正三年分事務簿⁵⁾に秋田仙北地震の震災記録が残されているのを見つけた。図1に事務簿の例を示す。なお、庄内地震が発生した1894年（明治27年）の簿冊は2冊の内1冊が現存し、震災に関する記録

*A Study of earthquake disasters appeared on the archived documents at Konoura-town, Yuri-county of Akita Prefecture —Focused on the Akita Senboku earthquake of 1914 —

by Toshihiko MIZUTA and Hiroshi KAGAMI

があると思われる簿冊は見つかっていない。

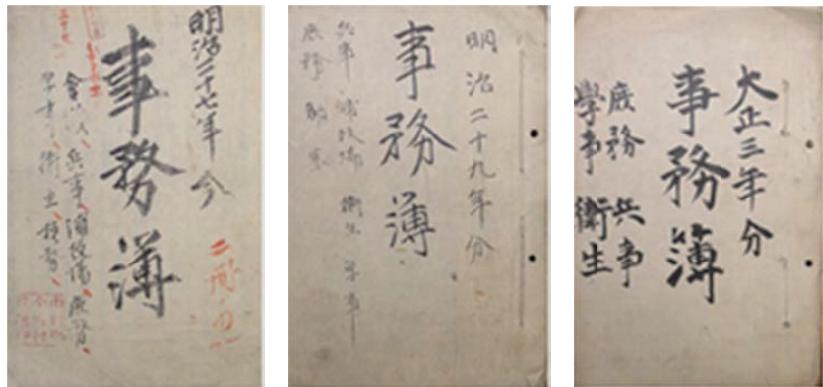


図 1 金浦町事務簿（表紙）

3. 行政簿冊に関する旧金浦町周辺の地震

3 地震とも震源は金浦町より 30 km以上と被害集中域からは離れている。従って、一般に被害は軽微であり少數の被害件数が被害統計に計上されているのみである。金浦町の行政資料からは被害統計に載せられてない軽微な被害を含め被害の実態、地震時の町の様子をうかがい知ることができるものと考えられる。図 2 に行政簿冊に関する旧金浦町周辺 3 地震の被害分布図を示す。右図には主な街道と旧町村名を示し、町村は境界を破線で表した。

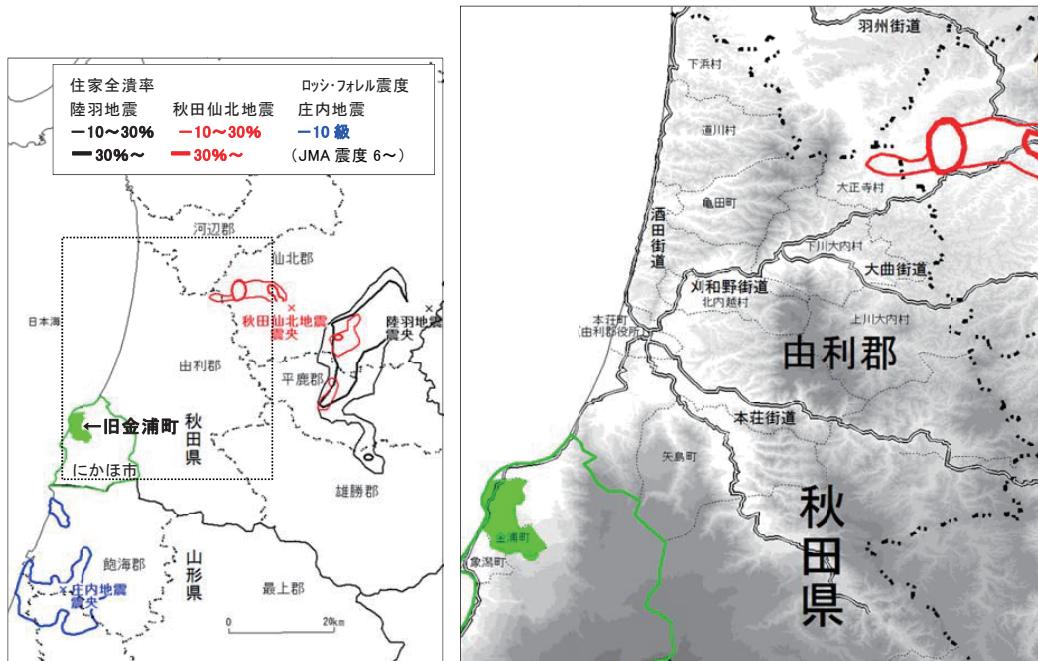


図 2 旧金浦町周辺の明治以降における地震被害および主な街道と町村の分布
(矩形枠は右図の範囲)

4. 行政簿冊に掲載の震災記録

4.1 1896年陸羽地震

陸羽地震に関する史料は明治二十九年分事務簿⁴⁾に収蔵されている。震災被害調査表、村長が由利郡長へ提出した暴風及震災報告、強震取調回報が綴じられている。図3に報告書の例を示す。また、表1に強震取調回報の記載内容を示す。強震取調回報には震災予防調査会報告に載っていない、道路などの被害や住民の震災対応が記載されている。

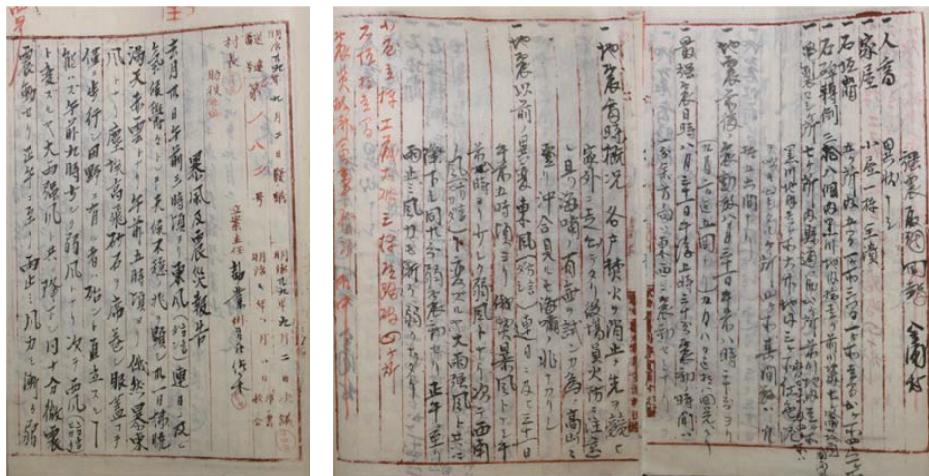


図3 村長が由利郡長へ提出した「暴風及震災報告」(左)と「強震取調回報」(右)

表1 「強震取調回報」の記載内容

一、人畜 異常なし
一、家屋 小屋一棟全潰
一、石垣崩 五ヶ所内五間一ヶ所三間一ヶ所一間二ヶ所四間一ヶ所
一、石碑転倒 三拾八個内黒川地内拾一ヶ前川地内七ヶ金浦四拾面畠
一、亀裂せし所 七ヶ所内県道筋式ヶ所前川地内三ヶ所黒川地内壱ヶ所大竹地内三ヶ所都合七ヶ所の内四ヶ所は紅色の泥を吹き出したる箇所四ヶ所其間数は凡そ拾五六間なり
一、地震前後の震動数 八月三十一午前八時二十分より（九月二日迄五回なり）九月八日迄拾八回に至り
一、最強震日時 八月三一日午後五時三十分から震動の時間は一分余方向は東西に震動せしなり
一、地震当時概況 各戸焚火を消止め先を競ひ家外に走出たり役場員火防に注意し且つ海嘯の有無を試みが為め高山に登り沖合見るも海嘯の兆しなかりし
一、地震以前の異変 東風（方言ダシ）連日に及び三十一午前五時頃より俄然暴風となし午前八時より少しく弱風となり次て西南の風（方言ヒカダ）と変ずるや大雨強風と共に降下し同廿分弱震動せり正午に居たり雨止み風力も漸く弱くなりたり

4.2 1914年秋田仙北地震

秋田仙北地震に関する史料は大正三年分事務簿⁵⁾に収蔵されている。町長が由利郡長へ提出した被害状況の報告書2頁と「由利郡震災之状況」の冊子が綴じられている。「由利郡震災之状況」は金浦町が所属する由利郡がまとめた報告書で秋田県の公文書館にも保存されている⁶⁾。

金浦町被害状況報告書:図4に町長が由利郡長へ提出した被害状況の報告書を示す。「震災報告」

には震災予防調査会報告には見られない金浦町の被害について、『昨十五日午前五時俄然強震あり南北に動搖する約二分各自先を争ひ戸外に走出せり傾斜五六寸にして時計止まり稀に戸障子外れしものあるも格別の被害なく只釀造家S方に於て清酒約四石を溢出し染屋業A方に於て藍瓶より藍の溢出せるものにして他異状無』と記載されている。

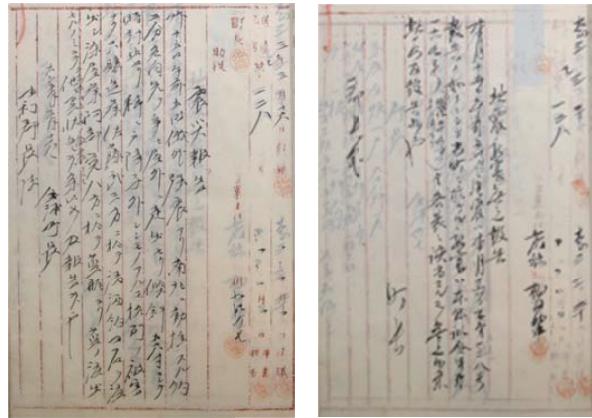


図4 町長が由利郡長へ提出した被害状況の報告書(左:「震災報告」右:「地震被害無之報告」)

由利郡震災之状況: 本報告書は謄写刷りのもので、①震動の状況及応急処置、②視察の状況、③交通耕地及用水路の被害、④罹災者の救助、⑤罹災者の状況の5項目よりなる。巻末には震災地の状況を詳細に記した「余録」があり、被害が甚大であった大正寺村負傷者一覧が掲げられている。図5に表紙、本文、被害表の例を示す。

--

図5 由利郡震災之状況 (左:表紙 中:本文の例 下:被害表の例)

①「震動の状況及応急処置」では、被害統計には表れない発震時の天候や状況、個別建物や道路・水路の被害状況などについて報告している。発震時の状況については『十五日午前五時五分突如激烈なる上下動の大震動あり時恰も早晩起床の時刻となりしを以て一般に其震動を知

するや直に屋外に避難したる者多く（中略）明治廿七年酒田地方に於ける震動よりも強烈なりしも二十九年仙北郡六郷地方に起りし震動に比し遙かに微弱なりし』と記載されている。また、郡による震災後の対応が記述されている。「由利郡震災之状況」に収録されている内容を時系列で整理し表2に示す。

表2 「由利郡震災之状況」より作成した秋田仙北地震の由利郡による震災対応

月 日（時刻）	活動内容
3月15日	警察電話を以て象潟町、矢島町方面の状況を尋ねる
3月15日	大正寺村の災害を知らんと欲し同村長に電報を発したるも通信の故障生じ返電更になかりき
3月15日	本県より電話を以て大正寺村に家屋の全潰人畜の死傷あり仙北郡人畜の死傷家屋倒潰等被害甚しく鉄道及電報不通なりとの警報あり
3月15日 (午後3時)	郡書記をして大正寺、下川大内、上川大内の各村に視察として自転車に騎乗急行せしめ特に罹災者の救助に関しては村長と商議し臨機処置をなすへき旨を命ぜり
	松ヶ崎村に出張中の秩父郡書記に命し亀田町、道川村、下浜村方面の状況を急行視察せしめたり
3月15日 (午後)	郡内各方面より震災の概況頻々として報告に接す
3月16日	兵事々務会議に町村吏員の参席ありしを以て開会に先けて被害状況を聴取したるに本荘街道及刈和野街道沿線の町村は就中被害多く大正寺村、下川大内村、上川大内村よりは吏員の出席なく大正寺に次ぐに北打越村中館部落は災害甚し
3月16日	大正寺村に罹災救助の用務を以て岡本郡書記を急派
3月16日	北打越村には被害状況視察として小関郡書記を急行
3月16日	上川大内村は山崩多く道路の交通を遮断し水路は閉塞して灌水し軽井沢の如きは谷間に立木の仮数百間山崩れ渓流遮らるる処となり灌水人家に浸水せんとする飛報ありしを以て是等障害の防除並に視察として佐貫郡吏員を急派
3月20日	小官（由利郡長）は小関郡書記を随へ同月二十日より大正寺村、下川大内村、上川大内村の実地踏査として出張し罹災救助に関し大正寺村出張中の県官と面議し村長を督励して最も敏活に其遺漏欠歛なきを期したり又途中佐貫郡吏員を同行し山崩れ及道路水路の破損箇所を視察し其復旧工事の施設に関し調査する所あり更に町村長をして応急処置をなさしめたり

②「視察の状況」では、被害集中地区を中心とした被害状況が報告されており、『住家の大破以上の被害あるもの十六ヶ町村に達し就中大正寺村は震源地仙北郡に隣接したる為め死者四名負傷者二十一名住家の全潰十五戸半潰十一戸を出したる』と被害の様子を伝えている。また、秋田県に報告済みの町村別被害表と県訓令に基づき町村より報告を受けて集計した町村別調査表がある。③「交通耕地及用水路の被害」では、『大正寺村下川大内村上川大内村は郡内に於て山の崩壊導水路の被害甚しく大正寺村中ノ沢部落より萱ヶ沢に至る道路は山崩壊し到底復旧の見込なく』、『下川大内村平地耕地約五拾余町歩に灌漑すへき用水線は数百間埋没又は大破損を来たし其復旧工事の如き頗る至難なる』、『下川大内村より上川大内村に通する大曲街道は延長約六七拾間は高四五拾間は山崩あり車馬行通全く断絶せり其後応急工事を施して僅かに通行するに過ぎ』と山崩れによる道路や用水路の被害が詳細に記されている。④「罹災者の救助」では、『大正寺村に於て医師の特派せんとし村長電照したるに医師不足なき旨返電ありしに依り榊郡書記を派遣して五日間の炊出救助をなさしめ』、『岡本郡書記を派遣し大正寺村新波に出張

中の県官と商議し罹災救助事務に当らしめ以て小官出張し実地踏査の上炊出中止後二十日間食料救助の見込を以て本県に罹災救助費予算の配当を要請し更に土門郡書記を派遣し既に食糧及び小屋掛料の救助を実施したる』と大正寺村の罹災者救助に関する村長とのやりとりから、郡による救助の実施状況が記されている。また、食料、炊出、小屋掛救助の人数や材料代などを集計した調査表がある。⑤「罹災者の状況」では、赤十字救護班来援など、支援活動に対する罹災者の様子が報告されている。

さらに「余録」では、郡内で被害最も激烈であった大正寺村、下川大内村、上川大内村に由利郡長が実地踏査した際の被害状況が記され、また、大正寺村における震災対応が以下のように記載されている。

- 一、罹災者一般に焚出しを施行し
- 二、死亡者を直ちに発掘して相当吊葬せしめたり
- 三、負傷者に対しては同村在住の医師二名及赤十字社秋田支部より派遣せられたる救護員と協力して相当手当を為さしめ引き続き済生会施療券を交付して治療せしめたるに全般の経過頗る良好にして中には既に全治したるものあり其氏名別紙の通り
- 四、家屋全潰者は勿論半潰に属するものと雖も食事に窮しつつあるものは当日より焚出を給したり
- 五、半潰家屋の復旧に充つる為め村役場は急遽「ジャキ」数台を秋田市より取寄せ之を貸与せり

5. まとめ

本論では新たに見つけた旧金浦町の行政簿冊から震災に関する記事を読み取り、軽微ながら被害のあったことを明らかにした。これは、従来の被害統計には集計されていないものである。収録されていた由利郡の未刊の報告書についても概要を整理した。秋田県の公文書簿冊の各町村、郡、県の間での公文書のやりとりの詳細解説は今後の課題としたい。他の町村についても同様の史料が残されている可能性がある。引き続き発掘に努めていきたい。

参考文献

- 1) 秋田県：公文書館だより、第7号、pp.7、1997.
- 2) 秋田県：秋田県震災の状況、22pp、1914.
- 3) 水田敏彦、鏡味洋史：1914.3.15 秋田仙北(強首)地震の秋田県による震災対応に関する文献調査、日本建築学会技術報告集、第39号、pp.785-788、2012.
- 4) 金浦町：明治二十九年分事務簿、にかほ市教育委員会所蔵簿冊、192pp、1896.
- 5) 金浦町：大正三年分事務簿、にかほ市教育委員会所蔵簿冊、321pp、1914.
- 6) 秋田県：震災事務簿庶務課、秋田県公文書館所蔵簿冊、567pp、1914.

微動観測による陸前高田市の地盤の S 波速度構造の推定*

岩手大学工学部 山本英和 ○朝田航 齊藤剛

1. はじめに

地震時の揺れは表層地盤の S 波速度構造に強く依存するため、被害の大小を予測するうえで S 波速度は重要な要因である。東北地方太平洋沖地震により岩手県の沿岸地域では大津波による甚大な被害が発生したが、地震動による被害は、その痕跡を確認することが困難なためほとんど報告されていない。2013 年現在、震災からの復興のため、すでに陸前高田市では防潮堤の建設、地盤の嵩上げ工事が始まっている。陸前高田市のような岩手県沿岸地域では、今後も地震により強震動を受ける可能性が高いため、地域ごとの地震時の「揺れやすさ」を知っておく必要がある。我々は、微動観測により地盤の構造を把握して、最終的には地域全体の地震動予測地図を作成することを目標としている。本研究では、単点微動観測を実施し、得られた微動の H/V のピーク周期分布から平野部の基盤深度分布を面的に把握する。および極小微動アレー観測を実施し、表層地盤の S 波速度分布を二次元的に把握する。

2. 微動観測

図 1 に、微動観測の全観測点の位置図を示す。黄色い点が単点観測、青い点が極小アレー観測、ピンクとオレンジの点がそれぞれ半径 20m と 60m の大アレー観測の位置を示す。被害があったところは海沿いや平野部で、観測は主にその地域で行った。測線 AB と CD は千田ほか (1984) の地質断面図に沿った測線である。海岸沿いの陸地は地震による地盤沈下のため観測ができなかったため、北側に平行移動させて新たに測線 A'B' を設定した。図 2 に、AB と CD の地質断面図を示す。赤く囲った部分は 20m アレー観測、60m アレー観測を行った観測点の地下断面である。本研究では、このボーリングデータに基づいた千田ほか (1984) の地質断面図に沿って測線 A'B' および測線 CD を設定して地下構造を調査し、解析結果を地質断面図と比較、検討した。

微動計は、白山工業株式会社製微動測定装置 JU310 を使用した。センサー部は航空電子製の加速度センサー感度 0.002039(V/Gal) の 3 成分加速度計、プリアンプ 5 倍、ロガー部に AD 分解能 24bit を有する LS8800 を内蔵する。センサー、ロガーが一体型でコンパクトであるため、野外で多数地点で測定する場合有効である。本調査では增幅率を 16 倍とした。観測条件として、サンプリング周波数は 200Hz、測定時間は単点観測で 15 分以上、アレー観測で 20 分以上とした。また、単点観測では GPS モードは OFF とし、アレー観測の場合は GPS で時刻を同期した。極小微動アレー探査は浅部地盤の S 波速度構造をするために長他 (2008) により提案され、最近適用事例が増えてきている。特に、CCA 等の特殊な解析法を利用すれば数十mまでの地盤探査が可能とされている。本研究では、中心に 1 台、半径 60cm の円周上に等間隔に 3 台微動計を配置して 4 台同時に微動を測定した。

* Estimation of S-wave velocity structures in Rikuzen-Takata City by microtremor observations by H.Yamamoto, W.Asada, and T.Saito

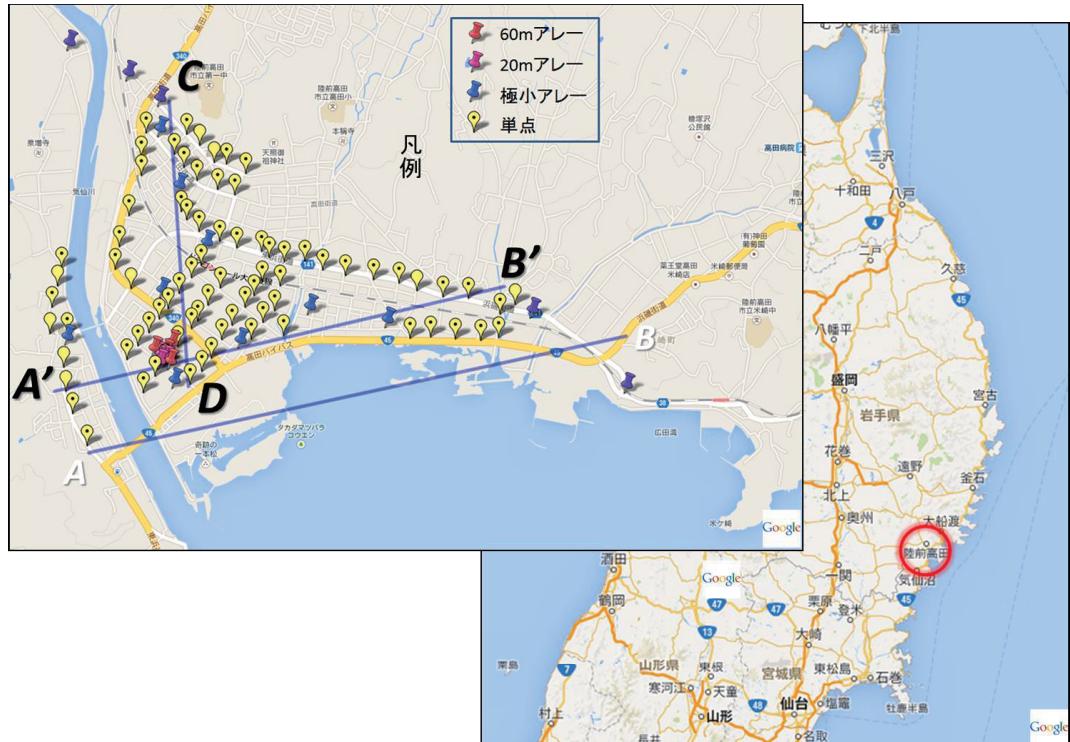


図1 陸前高田の地形と全観測点位置図

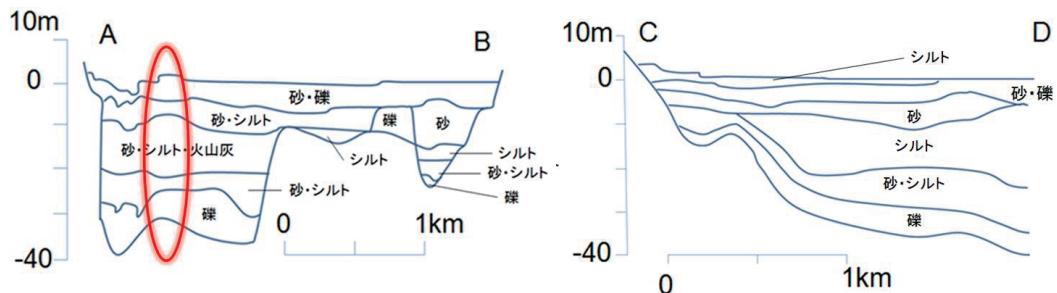


図2 断面AB, CD の地質断面図 (基盤岩は主として花崗岩, 粘板岩である)

3. 微動の H/V

解析には、常時微動解析ツール Tremor DataView (先名, 藤原, 1984) を利用した。測定した微動記録に 0.05~20Hz のバンドパスフィルタを処理し、区間 60 秒ごとにスペクトル, H/V を算出し、全区間で平均した。H/V ピークは 10Hzまでの範囲で読み取った。図3, 図4, 図5にそれぞれ単点微動観測データを解析した 3 成分の加速度波形, 3 成分のフーリエスペクトル, H/V スペクトルの例を示す。H/V は東西動, 南北動の合成スペクトルを上下動で除して得た。図5では 1.55Hz (0.645 秒) にピークを確認できる。全観測点でピーク周期を読み取った。

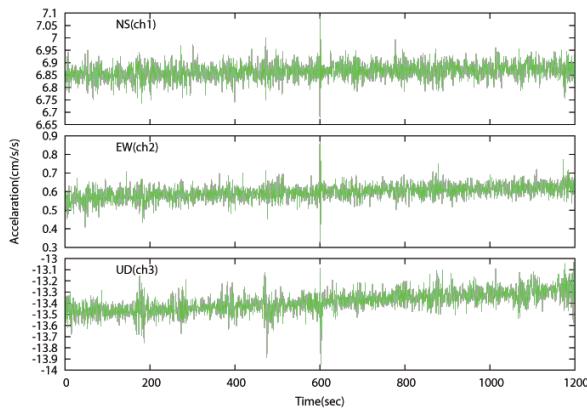


図 3 3 成分の波形

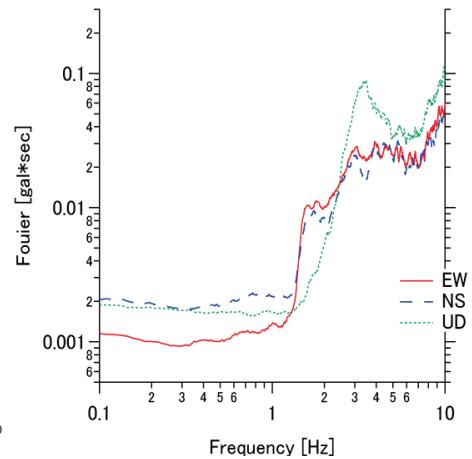


図 4 3 成分のフーリエスペクトル

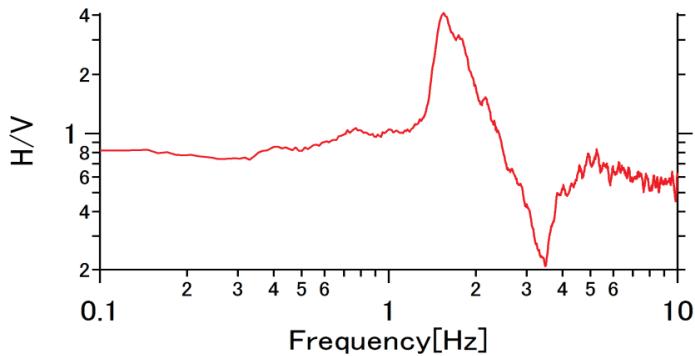


図 5 H/V スペクトル

図 6 に全観測点における微動の H/V ピーク周期分布とそのコンター図を示す。最大周期が 0.71 秒、最小周期が 0.11 秒を示している。長い周期が中央南部の気仙川河口付近に集まっており、北部、東部、西部にいくにつれて次第に周期が短くなっていることが確認できる。図 7、図 8 にそれぞれ測線 A'B', CD (幅約 200m 以内) における H/V ピーク周期を示す。測線 A'B' では、一番西側で約 0.2 秒と短い周期を示し、気仙川を越えると約 0.7 秒と急激に周期が長くなる。東側では急激に周期が短くなり、一番東側では約 0.2 秒と短い周期を示している。測線 CD では、一番北側で約 0.2 秒を示し、南下するにつれて徐々に周期が長くなり一番南側では約 0.7 秒を示している。図 2 と図 7、図 8 を比較してみると、どちらも形が類似していることが受けられる。よって、基盤深度と H/V ピーク周期の関係性として、基盤深度の深いところでは周期が短く、基盤深度が深いところでは周期が長くなることが推定される。また、北側と東側、気仙川を挟んで西側では基盤深度が浅く、中央南部にかけて基盤深度が深くなっていることが推定される。

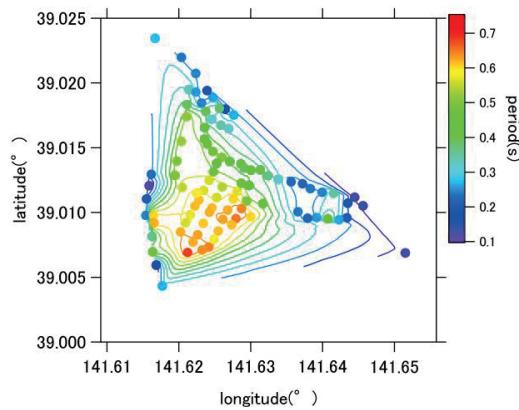


図 6 H/V ピーク周期分布とそのコンター図

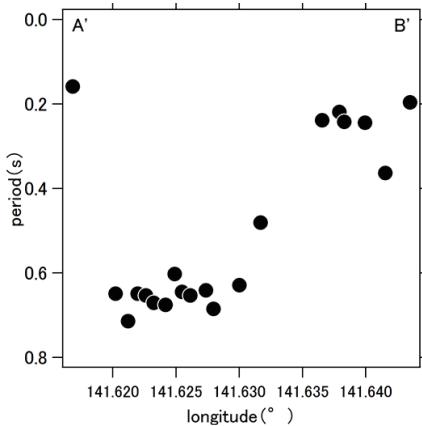


図 7 測線 A'B'における H/V ピーク周期

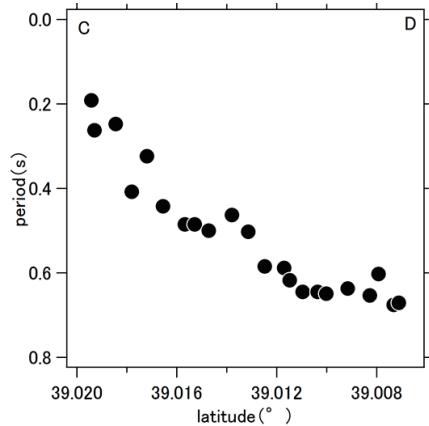


図 8 測線 CD における H/V ピーク周期

4. アレー観測による S 波速度構造の推定

アレー観測によって得たデータを空間自己相関法 (Aki, 1957) により周波数ごとの位相速度 (分散曲線) を算出する。データには同時に観測した 4 台の微動計の観測データの内、上下動成分のみを使用した。算出された位相速度分散曲線を満足するような S 波速度構造モデルを千田ほか (1984) の地質断面図を参考にして推定し、モデリングした。図 9 には、極小アレー、20m アレー、60m アレーの位相速度と推定した S 波速度構造モデルの理論分散曲線を示す。この 3 点は 200m 以内にあり、単点観測のデータもある点である。表 1、図 10 にそれぞれ S 波速度構造モデル、モデリングした推定される S 波速度構造を示す。図 9 の下限の直線はそれぞれ、最小地震計間隔の 2 倍を設定した。読み取る範囲は極小アレーが約 100 倍、20m アレーと 60m アレーが 3~4 倍まで読み取れる。図 10 の青線の S 波速度構造が 3 つのアレーを重ね合わせた場合で、赤線は極小アレーのみで推定したものである。極小アレーのみでは深度 20m までの S 波速

度構造を推定できるが、大アレーと組み合わせることによって深い深度まで推定できることを示している。図 2 で赤く囲った部分と図 10 を比較してみると、地盤の層ごとの境界がほぼ一致している。推定された S 波速度構造モデルは十分信頼性の高い結果を示した。

表 1 極小アレー、20m アレー、60m アレーを合わせた S 波速度構造モデル

	層厚 (m)	Vs (m/s)
1	5.0	130
2	5.0	150
3	10.0	170
4	5.0	200
5	5.0	500
基盤	∞	600

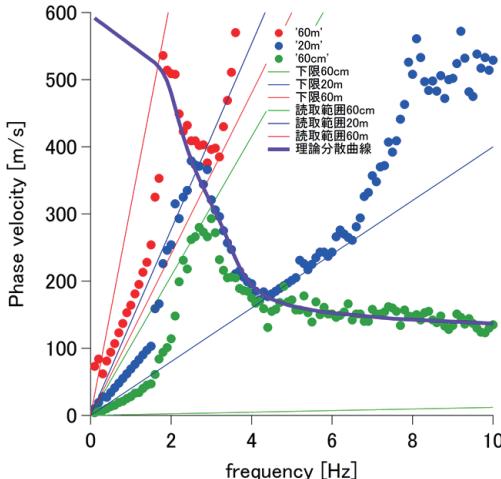


図 9 位相速度と理論分散曲線

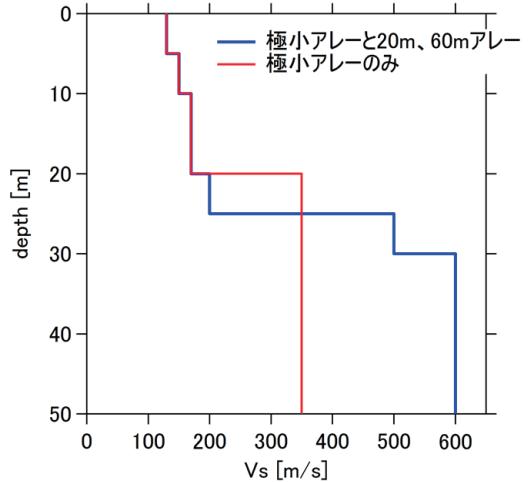


図 10 推定される S 波速度構造

図 11 は、測線 A'B' と CD に沿った極小アレー観測点において推定された S 波速度構造を示している。青線があるグラフは、図 10 と同一のものである。測線 A'B' については、測線の両端、西側と東側では基盤深度が浅く、中央部では基盤深度が深くなっている。図 2 の地質断面図 AB と比較すると、形が類似している。測線 CD については、図 2 の地質断面図では北から南にかけて徐々に基盤深度が深くなっているが、このモデルではそのような傾向は見られず、地質断面とのはっきりとした関係性も現時点ではまだ確認することができていない。測線 CD については S 波速度構造のモデル推定の段階で、まだ修正、試行錯誤の余地がある。

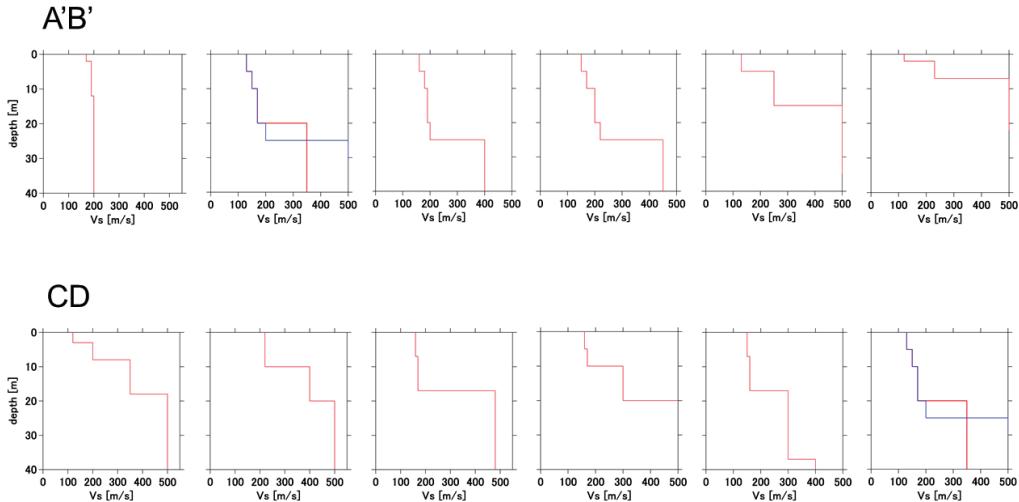


図 11 測線 A'B' および測線 CD に沿った微動アレー観測により推定された S 波速度構造

5.まとめ

本研究では、陸前高田市において単点微動観測によって H/V ピーク周期から基盤の深さ分布を面的に把握、およびアレー微動観測によって表層地盤の S 波速度分布を面的に把握した。その結果、北から南にいくにつれて H/V ピーク周期が長くなっていた。また、東から西にいくにつれて H/V ピーク周期が長くなり、気仙川を越えると急に短くなっていた。よって、北から南にかけては岩盤が次第に深くなり、西から東にかけては中央付近の基盤が深く両端が浅い、お椀型の構造をしていると推測される。この結果はボーリングデータに基づいた千田ほか(1984) の地質断面図と比較しても非常に類似していた。最深部の約 40m 程度の基盤深度を示す場所では、大きなサイズの微動アレーと極小微動アレーの観測結果を併用すれば、千田ほか (1984) の地質断面図と整合した結果を示す。全体として、研究結果と千田ほか (1984) の地質断面図を比較しても類似する結果となった。ただし、極小アレー観測のみによる S 波速度構造の推定については、まだ試行錯誤を重ねる余地がある。

参考文献

- 千田昇, 松本英明, 小原真一 (1984) 陸前高田平野の沖積層と完新生の海水準変化 東北地理 第 36 卷 第 4 号 pp. 232-239
- 先名重樹, 藤原広行 (2008) 常時探査観測ツールの開発 その 1 -常時微動解析ツール- 防災科学技術研究所研究資料 第 313 号 p.133
- Aki,K. (1957) Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors, Tokyo University, Bull. Earthquake Res. Inst. 25, pp.415-457
- 長郁夫, 多田卓, 篠崎祐三 (2008) 極小アレイによる新しい微動観測法: 浅部地盤平均 S 波速度の簡便推定 物理探査 61 pp.457-468

極小微動アレー探査による岩手県一関市の地盤の S 波速度構造の推定*

岩手大学大学院工学研究科 ○宇部陽子
岩手大学工学部 山本英和 齋藤剛

1. 緒言

平成 23 年東北地方太平洋沖地震と平成 23 年 4 月 7 日に発生した M7.1 の余震において、一関市では震度 6 弱を観測し、住宅などに被害があった。地震被害の原因を把握するために、一関市役所の協力を得て 3 月の本震と 4 月の余震の際のアンケート震度調査を実施した（山本ほか, 2012）。その結果、市内で大きな揺れの差異が確認できた。地震時の揺れの差異は表層地盤の影響を強く受けるため、浅部地盤 S 波速度構造を明らかにし、実際の地震時の揺れの分布と比較することは重要である。

そこで、長ほか (2008) で提案されているような小規模サイズの微動アレー探査を対象地域において高密度に行うことにより、狭い範囲での表層地盤の変化についても明らかにできると考えた。また、小規模サイズの微動アレー探査では、ボーリングなどによる調査が難しい街中のスペース、例えば歩道や車の後ろといった狭い場所や入り組んだ場所でも調査が可能となる。本研究は、小規模サイズの微動アレー探査を高密度に行うことにより、浅部地盤 S 波速度構造の二次元的な変化を明らかにし、超高密度震度アンケート震度調査から得られた空間的な震度分布と比較することを目的としている。

2. アンケート震度調査

対象地域を 250m のメッシュに区切り、メッシュ内のアンケート震度を平均し、そのメッシュの代表震度としたアンケート震度分布を図 1 に示す。個人差による震度の偏りを少なくするため、メッシュ内のサンプルが 3 枚以上のメッシュのみ有効とした。赤丸で囲んだ赤荻地区や山目地区は周囲に比べて相対的にアンケート震度の大きい地区で、青丸で囲んだインターの東側の地区、市役所の北側の地区は周囲に比べて相対的にアンケート震度の小さい地区である。相対的に震度の大きい地区と小さい地区とを比較すると、震度階級で 3 から 4 段階程度の差異が認められた。

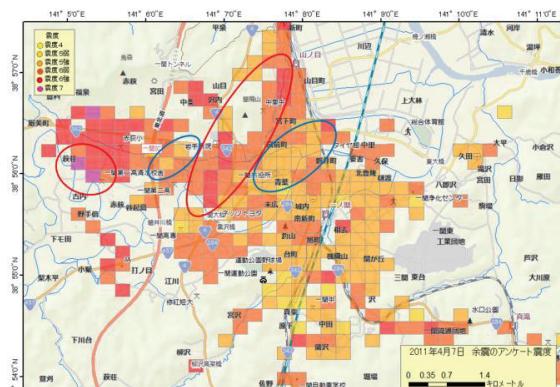


図 1 アンケート震度分布

* Estimation of S-wave velocity structures in Ichinoseki City by microtremor surveys using a miniature array by Yoko UBE, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SAITO

3. 極小微動アレー探査

観測は、アンケート震度調査を実施した一関市中心部で行った。微動観測に用いたアレーは中心に 1 台、半径 60cm の円周上に正三角形型に 3 台、微動計を配置する形状である。使用した微動計は白山工業株式会社製微動観測装置 JU310 である。サンプリング周波数は 200Hz、観測時間 20 分、全 44 地点で観測を行った。観測風景を図 2 に示す。また観測点 A1-A44 を図 3 に示す。東西方向に測線 XX'、南北方向に測線 YY' を設定した。



図 2 観測風景



図 3 極小微動アレー観測点

A-7 におけるアレー観測から得られた上下動微動波形を図 4 に示す。

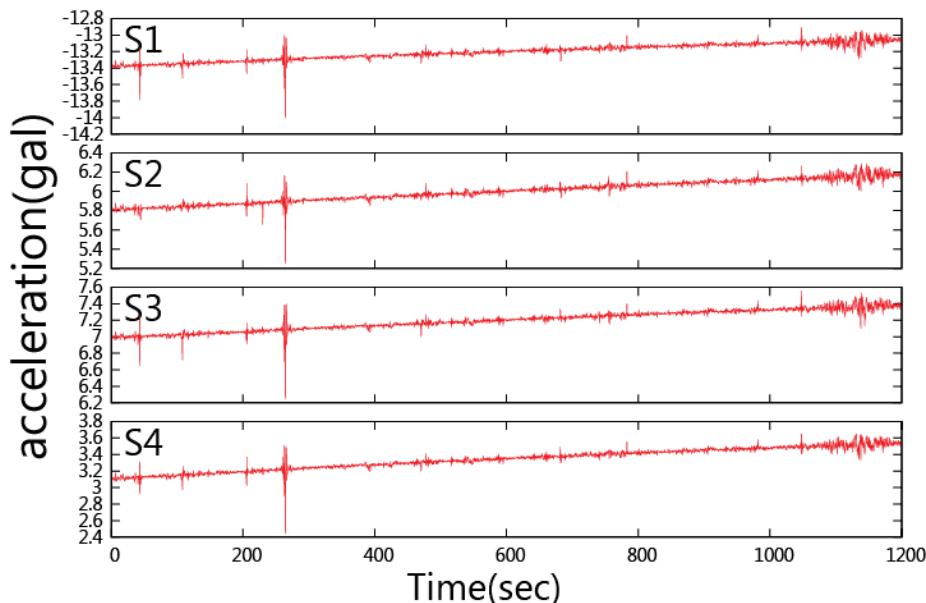


図 4 観測波形 (A-7)

4. 位相速度

空間自己相関法 (Aki, 1957) を利用し、位相速度分散曲線を求めた。例として観測点 A-7, A-33 の位相速度分散曲線を図 5, 図 6 に示す。位相速度分散曲線の形状にかなりの違いが見られる。

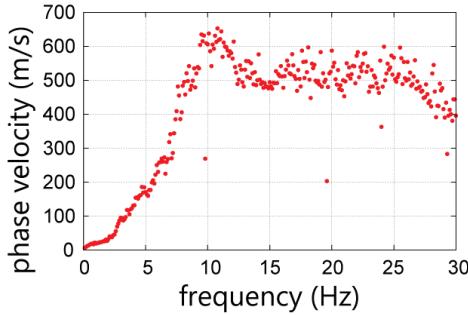


図 5 位相速度分散曲線 (A7)

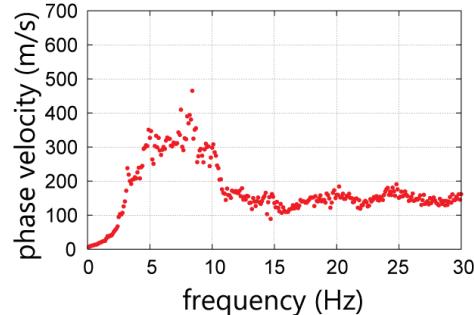


図 6 位相速度分散曲線 (A33)

5. 平均 S 波速度

長尾・紺野 (2002) の方法を参照し、位相速度から AVS10 を求めた。AVS10 と震度分布図を比較してみると、北側の山目地区では AVS10 が遅く、かつ震度は大きいことが分かる。西側の赤荻地区は AVS10 は速く、震度は大きくなっている。

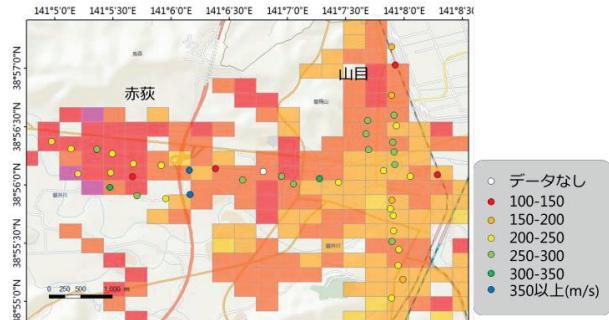


図 7 AVS10 と震度分布図

6. 疑似 S 波速度構造

各観測点において波長の 1/2 を深さとし、波長に対応する位相速度を S 波速度として疑似 S 波速度構造を求めた。横軸に疑似 S 波速度、縦軸に深さをとって疑似 S 波速度構造を表し、例として A-7 と A-33 を図 8, 図 9 に示す。A-7 と A-33 を比較してみると、深さ 5m 地点での疑似 S 波速度が A-7 では 280m/s 程度なのに対し A-33 では 150m/s 程度と差異が大きい。深さ 5m 地点での各観測点における疑似 S 波速度を 25m/s ごとに区切って色分けしたものを図 10 に示す。北部の山目地区、南部では疑似 S 波速度は遅くなっている。同様に深さ 10m 地点での各観測点における疑似 S 波速度を図 11 に示す。北部、南部ともに急に速度が変化していることが分かる。XX' ライン (図 3 参照) で疑似 S 波速度構造を表したもの図 12 に示す。西部の赤荻地区では震度が大きいところで疑似 S 波速度が遅く、震度が小さいエリアでは疑似 S 波速度が速くなる。しかしある地点を境に、疑似 S 波速度と震度の対応関係は明確ではなくなる。YY' ラインで疑似 S 波速度構造を表したもの図 13 に示す。北部から中央にかけては赤荻地区同様、震度が大きいところで疑似 S 波速度が遅くなっている。

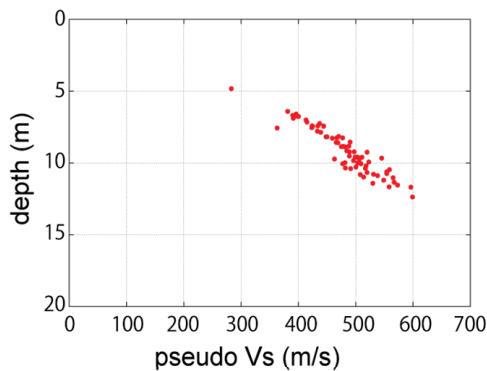


図 8 疑似 S 波速度構造 (A-7)

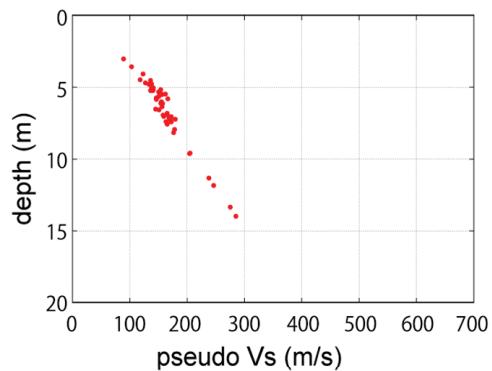


図 9 疑似 S 波速度構造 (A-33)

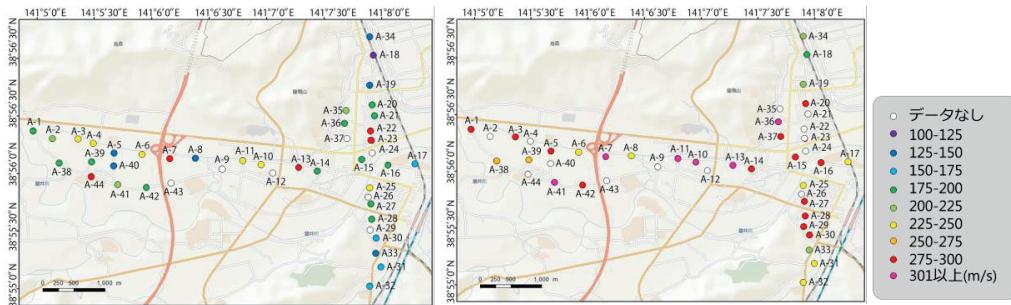


図 10 疑似 S 波速度構造 (5m)

図 11 疑似 S 波速度構造 (10m)

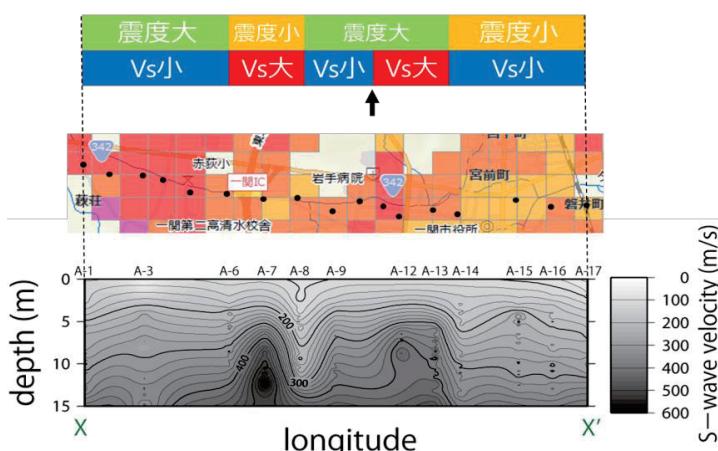


図 12 疑似 S 波速度構造と震度の関係

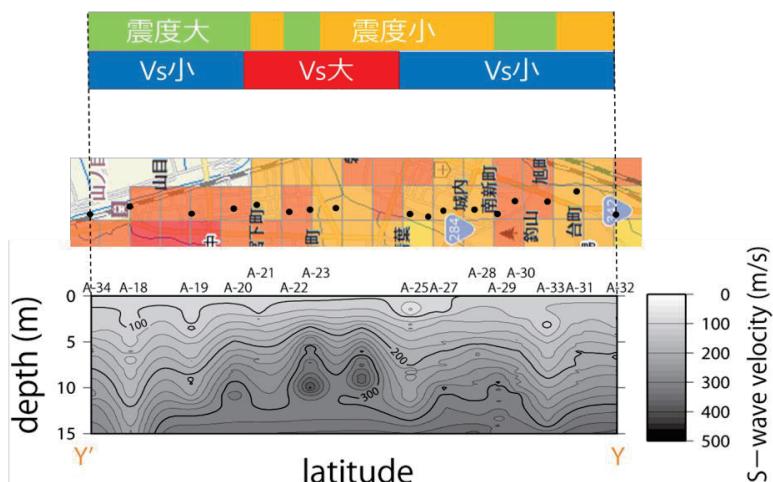


図 13 疑似 S 波速度構造と震度の関係

7. 推定 S 波速度構造

位相速度から表層 S 波速度構造の推定を行った。理論分散曲線が位相速度分散曲線に重なるように層構造を推定し、理論分散曲線が位相速度分散曲線と重なったらそれが推定 S 波速度構造である。A-7 における推定 S 波速度構造を図 14, A-33 における推定 S 波速度構造を図 15 に示す。これらの推定 S 波速度構造を XX' ラインで二次元断面として表したもの図 16 に示す。震度の大きい西部の赤荻地区で表層 3m 程度までに推定 S 波速度の遅い層が見られる。YY' ラインについて図 17 に示す。震度大きい北側の山目地区の表層 3m 程度までに推定 S 波速度が 100m/s 程度の層が見られる。

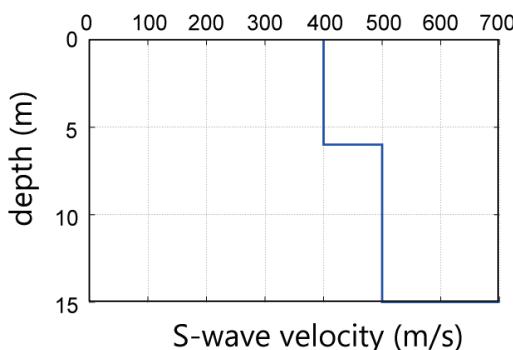


図 14 推定 S 波速度構造 (A-7)

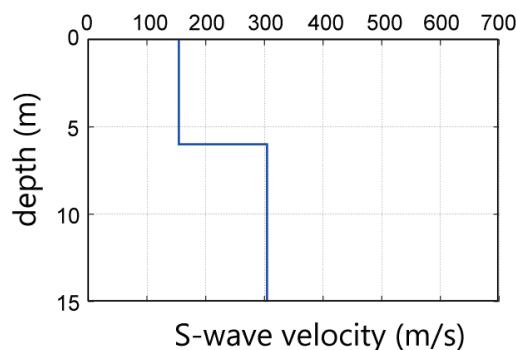


図 15 推定 S 波速度構造 (A-33)

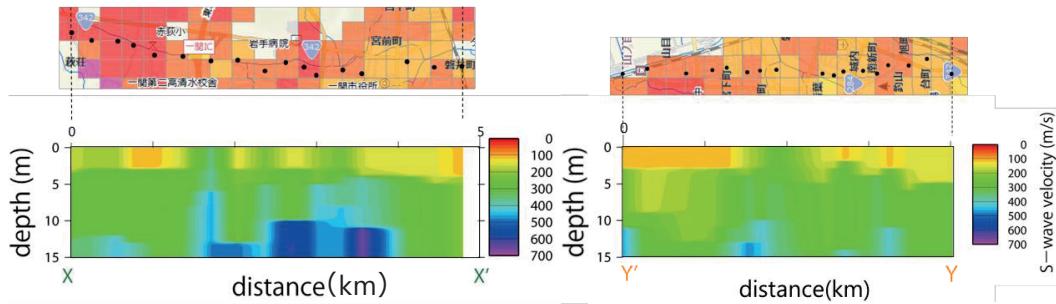


図 16 推定 S 波速度構造 (XX' ライン)

図 17 推定 S 波速度構造 (YY' ライン)

8. 結言

岩手県一関市において極小微動アレー探査をおこなった。長ほか（2008）で提案されているような小規模サイズの微動アレー探査を対象地域において高密度に行うことにより、表層地盤の変化について調べた。位相速度分散曲線を 5km 程度の狭い範囲において比較してみても差異が認められる。観測点ごとに深さ 10m までの平均 S 波速度を比較してみると、山目地区や南部など震度の大きい区域で極めて遅く、赤荻地区は速くなっている。疑似 S 波速度構造を見ると、西部の赤荻地区では震度が大きいエリアで疑似 S 波速度が遅く、震度が小さいエリアでは疑似 S 波速度が速くなる。北部から中央にかけては赤荻地区同様、震度が大きいところで疑似 S 波速度が遅くなっていますが、南部は特定の傾向は見られない。位相速度と理論分散曲線から算出した推定 S 波速度構造は表層～3m 程度で約 100～150m/s と非常に遅く、表層部分の地盤は非常に柔らかいことが推測できる。その地区はアンケート震度も比較的大きい地区と一致する。

謝辞

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

- (1)Aki, K. (1957) "Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors." Bull. Earthq. Res. Inst., No.35, pp.415-456.
- (2)長郁夫, 多田卓, 篠崎祐三, (2008) 極小アレイによる新しい微動探査法: 浅部地盤平均 S 波速度の簡便推定, 物理探査, 61, 457-468.
- (3)長尾毅, 紺野克昭 (2002) 常時微動アレー観測に基づく表層地盤の平均 S 波速度推定精度に関する研究, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp. 225-235.
- (4)Wessel, P. and W.H.F.Smith, (1998) New, improved version of generic mapping tools rereased, EOS Trans. AGU, 79, 579
- (5)山本英和, 齊藤剛, 大河原正文, 宇部陽子, 齊藤良平, 一戸欣也, 菊池薰 (2013) 東北地方太平洋沖地震とその余震を対象とした岩手県一関市における超高密度アンケート震度調査, 東北地域災害科学研究集会, 第 49 卷, pp. 35-40

青森県野辺地町にある強震観測点の震動特性*

弘前大学 片岡俊一
元 弘前大学理工学部地球環境学科 鹿内あゆみ

1.はじめに

文献1)によれば、野辺地町にあるKiK-net (AOMH05), K-NET (AOM010), 自治体震度計(以下、断らずに震度計)の震度と最大加速度の増幅度は県内で最大級である。このためと思われるが、後述する2012年5月24日に青森県東方沖で起きた地震では野辺地町での震度が県内で最大級となった。なお、野辺地町の名前がついた震度観測点は自治体震度計とK-NETによるものであり、それぞれ、野辺地町野辺地、野辺地町田狭沢として発表されている。さらに、この地震に加えて、2002年10月14日に青森県東方沖で起きた地震 ($M: 6.1$)、2003年9月23日に起きた十勝沖で起きた十勝沖地震の最大余震 ($M: 7.1$)でも、野辺地町の震度が県内で最大級であった。

文献1)では、最大であることを指摘するのみでその原因に関する考察は行われていない。そこで、KiK-netとK-NETの震動特性を地下構造と併せて考察し、なぜ震度が大きくなるのかを検討した。なお、震度計の記録は入手が容易でないので、震動特性としてはKiK-netとK-NETの記録についてのみ考察する。

2.野辺地町内の震度の差

文献1)では、基準地盤に対する観測点の震度差(増幅度)はKiK-netで2.1と3地点で最大であり、K-NETが1.9、震度計が2.0と求めている。つまり、3地点とも増幅度は大きいが、その差はそれほどない。観測点位置は後述するが、3地点はそれほど近接しておらず野辺地町全体の震度の増幅度が大きい可能性も考えられる。ただし、文献1)の増幅度は青森県東方沖の地震を対象としたものであり、それ以外の地震については不明である。そこで、2002年～2012年の間に3地点で同時に観測された計測震度2.0以上の150個の地震記録を比較した。比較した結果図1に示すが、KiK-netの震度は震度計のそれに比べ平均で約0.39大きく、K-NETでは0.12大きくなった。ただし、図1にあるように震度が大きくなるとKiK-netと震度計の差は小さくなる。震度計とK-NET

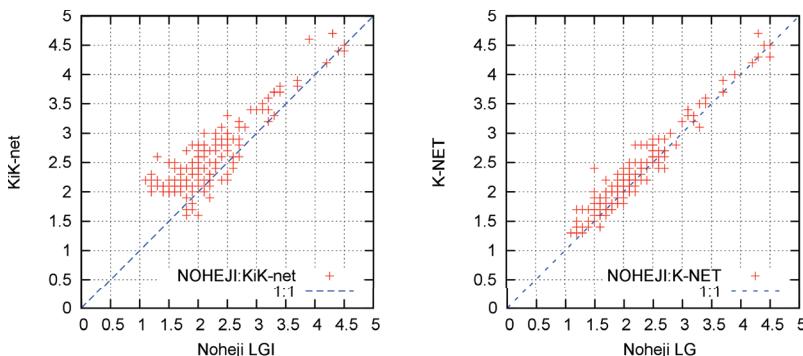


図1 野辺地町内にある強震観測点での震度の比較。左：震度計とKiK-net, 右：震度計とK-NET

* Characteristics of observed ground motion around Noheji-machi, Aomori prefecture in Japan by Shunichi Kataoka and Ayumi Shikanai

の震度に関する大小関係は文献1)と異なるが、3地点間で震度はそれほど異なること、KiK-netが3地点では最大となることは調和している。

3. 2012年5月24日に青森県東方沖で起きた地震の例

2012年5月24日に青森県東方沖で起きた地震（マグニチュード：6.1、震源深さ：60km）では、野辺地町の2地点の震度は東北町上北南の震度5強（計測震度5.4）に次ぐ震度5弱（計測震度4.5）であった。図2に青森県周辺で震度3以上であった観測点を示す。図1は気象庁の公表値で

だけ描いたものであるが、KiK-net野辺地の震度相当値も他の2地点と同じ4.5であった。

また、図から野辺地周辺は震度が発表される観測点の分布が粗いことも分かる。KiK-netの分布も同様で、野辺地の近傍には観測点はない。

図2(b)に野辺地周辺を拡大し、標高とともに3観測点の位置を示す。3地点ともに台地上に位置し、標高はKiK-netが最も高く44mであり、K-NETと自治体観測点は26mとなっている。

図3にK-NET野辺地とKiK-net野辺地に加え計測震度相当値が4.4であったKiK-net六ヶ所（AOMH06）で得られた加速度記録のNS成分を絶対時刻を合わせて示す。KiK-net六ヶ所はK-NET六ヶ所や気象庁の六ヶ所観測点に隣接しており、この地震でも同等の震度であった。AOMH06の震央距離は76km、一方野辺地の2点は約100kmとAOMH06の方が震央に近いが最大加速

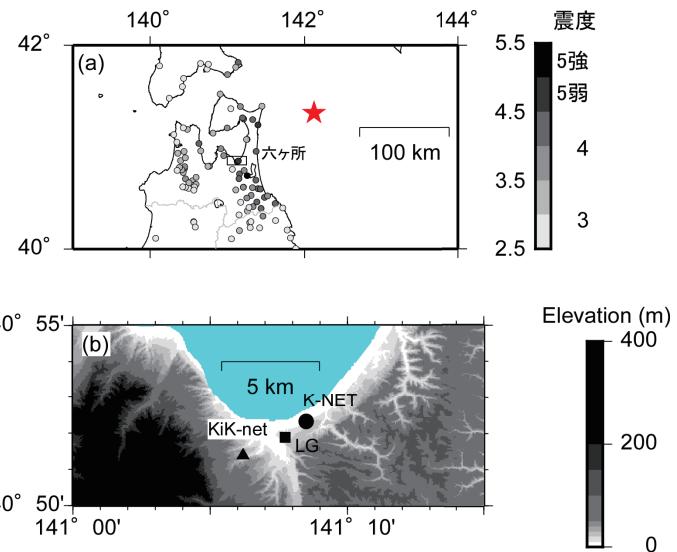


図2 (a) 2012年5月24日の地震の震央（星印）と各地の震度、(b) 野辺地町内にある強震観測点の位置

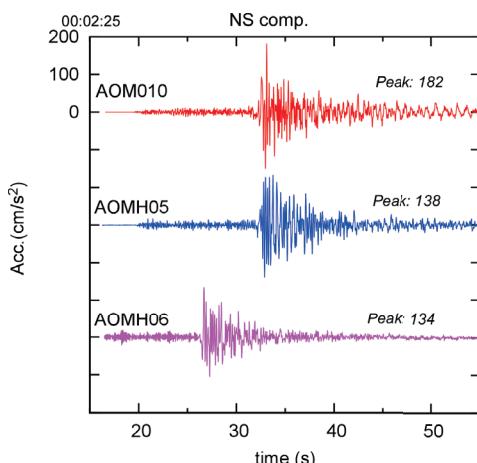


図3 2012年5月24日の地震の際に野辺地周辺で観測された加速度記録

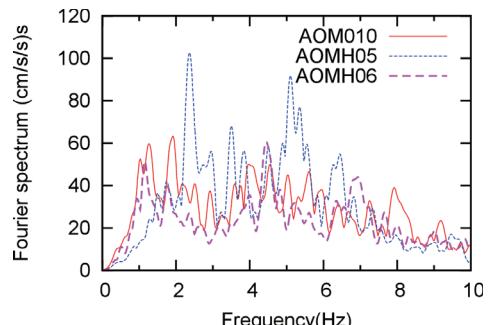


図4 野辺地周辺で観測された地震動の水平面内ベクトルスペクトル

度、震度とともに同程度であることが分かる。

図4は、上述の3地点の水平動記録から算出した水平面内ベクトルスペクトル²⁾である。3者を比較すると、KiK-net野辺地(AOMH05)は低振動数成分ではK-NET野辺地(AOM010)やKiK-net六ヶ所(AOM H06)に比べて振幅が小さいことが指摘できる。しかしながら、KiK-net野辺地は2Hz付近と5Hz付近に卓越が顕著である。K-NET野辺地でも2Hzよりやや低い振動数でピークとなっているが、KiK-net六ヶ所ではその付近で卓越しない。なお、KiK-net野辺地とK-NET野辺地のスペクトルの大小関係は他の地震でも同様であった。

4. KiK-net野辺地の地下構造と地震動特性

KiK-net野辺地での卓越振動数を確認するために、S波の理論増幅特性を求めた。KiK-netの地下構造を図5に示す。最表層は80m/sと非常に遅く、最表層下面境界でのインピーダンス比が小さいことが特徴の一つである。この地下構造から鉛直入射するSH波の重複反射理論による増幅特性を求めた結果を図6に示す。ここでは、指定した層以浅の構造により、増幅特性がどのように変化するかを見ている。地下構造から推測できるように最表層のみで5Hzが卓越する。ついで、第4層下面境界(深さ26m)が大きな影響を与える、2.8Hzが卓越する。第2層から第4層までのS波速度は260~390m/sと決して遅くないが、第5層のS波速度が770m/sと早いために、この境界でインピーダンス比が小さくなっている。第4層と第5層の境界で発生したピークは下層を加えるに従って徐々に低振動数側に移動する。

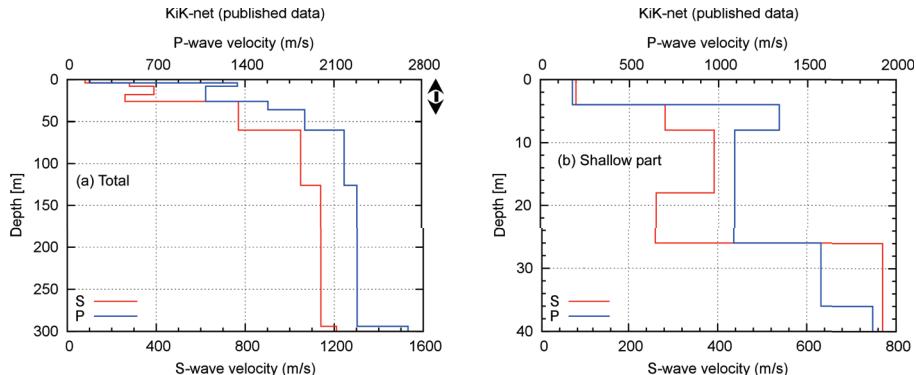


図5 KiK-net野辺地の地下構造。左：全体、右：深さ40mまで

ついで、観測記録の卓越振動数を確認するために、K-NETとKiK-netで1999年～2012年の間に観測された地震動記録を集めた。卓越振動数を把握しやすいように、地表面の記録の主要動を用いて水平動と上下動の比(以下、H/V比)を求めた³⁾。この際、水平動は水平2成分をフーリエ変換し、各振動数成分毎に描かれる楕円の長軸の長さをフーリエ振幅とした²⁾。水平動と上下動のスペクトルを各々バンド幅0.4HzのParzenウィンドで平滑化した

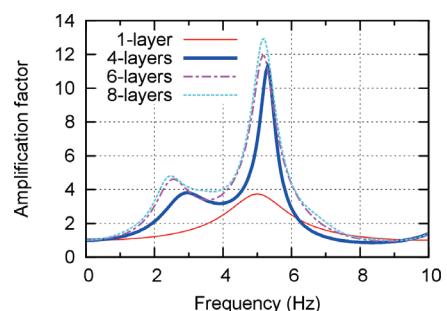


図6 KiK-net野辺地のS波理論増幅曲線

後に、比を求めた。

図7は計測震度が3.0-3.9の範囲のものの結果である。KiK-netでは27地震分、K-NETでは23地震分の水平動と上下動との比が描かれている。図には地下構造から鉛直入射を仮定して求められるP波、S波の理論增幅の比（以下、理論H/V比）も描いてある。K-NETについては、公表されているS波速度300m/sの層が深さ28mまで続き、その下にKiK-netの第5層（S波速度770m/s）以下が続くものとして理論H/Vを求めた。K-NETにおける地下構造の仮定は、KiK-netの地下構造との接続深さまでは、微動探査の結果から妥当と考えている⁴⁾。

観測地震動と理論H/Vは概ね対応しているように見える。まず、KiK-netであるが観測記録の卓越振動数は2~3Hzと5~6Hz付近にあるが、理論もそれに対応している。SH波の理論增幅特性の結果を踏まえると、この二つのピークはそれぞれ、第4層と第5層との境界、第1層と第2層の境界に対応する。ただし、5~6Hz付近については詳細に図を見ると、H/Vが卓越しない場合もあり、地下構造との対応については、さらなる検討が必要であろう。

一方、K-NETであるが、こちらも観測記録のH/Vのピークと理論H/Vのピークは大凡対応している。観測記録では3Hz弱にピークがあるが、理論では2Hz強にピークがある。また、7~8Hz付近のピークも理論と対応しているように見える。3Hz付近のピークはKiK-netに対する考察にあるように、S波速度770m/sの層の上面で規定されていると考えている。

なお、図7と同様な検討を振幅依存性を判定するために、震度の範囲を変えて検討している。観測された最大震度は4.7とそれほど大きくなく、その範囲においては卓越振動数が変化することはなかった。

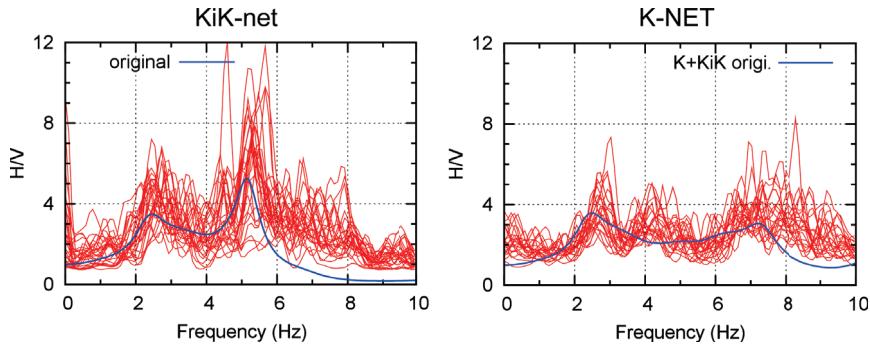


図7 KiK-net野辺地およびK-NET野辺地における地震動のH/V比と理論比率

5. 考察

野辺地における地震動記録では2Hz付近が卓越した。この卓越が震度の増幅度に影響しているものと思われる。この卓越はS波速度が大凡300m/sである層と800m/sである層との境界で規定されているが、地下構造を周辺の観測点と比較してみた。図8は野辺地に最も近いKiK-net観測点であるKiK-net六ヶ所の地下構造との比較であり、図9が地震動の理論H/V增幅での比較である。図8に示したように六ヶ所にはS波速度が300m/s程度の中間層ではなく、表層の下はS波速度が530m/sの層が現れる。これに伴って、地震動H/Vの理論値でも2Hz付近の増幅は小さい。

また、ここまで公表されている地下構造が正しいとして議論を進めてきた。大局的には公表値で観測結果を説明できることは分かったが、KiK-netの表層のS波速度が80m/sは地質、地形から

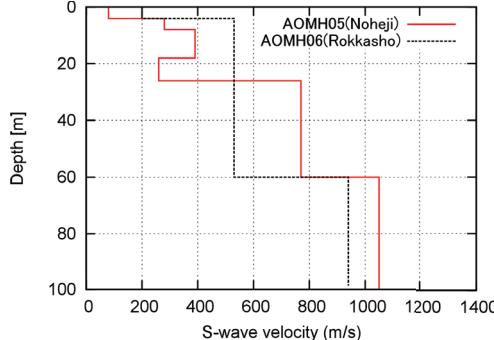


図8 KiK-net野辺地とKiK-net六ヶ所の地下構造の比較

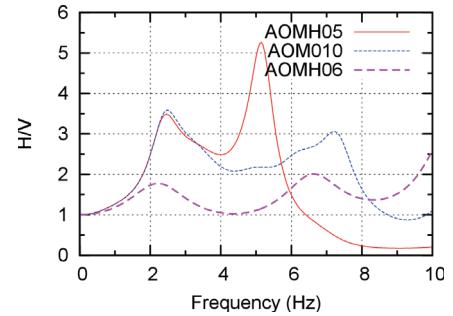


図9 野辺地とKiK-net六ヶ所の理論H/Vの比較

見ても遅すぎるようと思える。KiK-netの表層の土質区分はロームである。県内のKiK-net観測点のいくつかの表層は火山碎屑物であるが、そのS波速度が80m/sというものは、奥羽山脈の中心部に近いKiK-net新郷(AOMH16)のみで、他は100m/sを超えている。青森県東南部で震度が大きくなる強震観測点における地下構造を推定した結果でも表層は120m/s程度である⁵⁾。

参考のために、KiK-net近傍で観測した微動の水平動と上下動との比を地下構造から求めたRayleigh波の水平上下振幅比と比較して図10に示す。

理論では2.7Hzで振幅比が無限大になり、5Hzでも振幅比は10を超える。一方、観測値では2Hz付近のピークは対応しているものの5Hzではピークが明瞭ではない。また、KiK-net周辺でアレー観測した微動からは表層のS波速度が80m/sは得られず、観測位相速度の逆解析結果はK-NETの地下構造と対応するものとなることも分かっている⁴⁾。このように、地下構造については更なる検討が必要と考えている。

6.まとめ

KiK-net野辺地とK-NET野辺地での地震動は、H/V比で2~3Hzが卓越した。この卓越は周辺の観測点のそれに比べ大きく、これにより震度が大きくなっていると考えられる。この卓越には、深さ26m(KiK-net)、28m(K-NET)にある層境界の影響が大きい。KiK-netがK-NETよりも大きな震度であるのは、5Hzの増幅のためと考えられるが、それを引き起こす地下構造については更なる検討が必要である。

謝辞

K-NET、KiK-netの地震記録及び公表されている地下構造を利用した。また、Rayleigh波の理論分散曲線、水平上下比の算出にはTremorDataView⁶⁾を利用し、一部の図の作成にはGMT(Generic Mapping Tool)⁷⁾を用いた。記して謝意を示す。

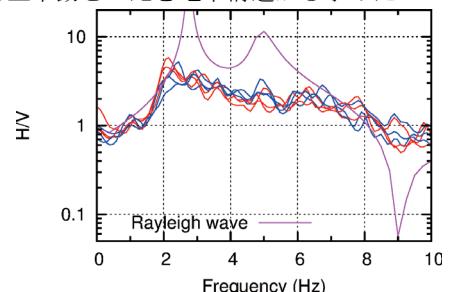


図10 KiK-net野辺地における微動の水平動と上下動の比とRayleigh波の理論比

参考文献

- 1) 片岡俊一, 山本博昭 : 地震動記録に基づく青森県内の強震観測点のサイト増幅度, 日本地震工学会論文集, 7, No.2, 110-129, 2007.
- 2) 中村晋 : ベクトルスペクトルによる地震動の増幅特性評価とその適用, 土木学会論文集, No.519/I-32, 161-173, 1995.
- 3) Kawase, H., F. J. Sánchez-Sesma, and S. Matsushima : The optimal use of horizontal-to-vertical (H/V) spectral ratios of earthquake motions for velocity structure inversions based on diffuse field theory for plane waves, Bull. Seism. Soc. Am. Vol.101, pp.2001-2014, 2011.
- 4) 片岡俊一, 鹿内あゆみ : 青森県野辺地町にある強震観測点の地盤震動特性に関する考察, 日本地震工学会・大会-2013 梗概, 349-350, 2013.
- 5) 片岡俊一 : 2008年7月24日に発生した岩手沿岸北部の地震の際に震度6弱を観測した青森県内の観測点の震動特性, 平成20年度北東北国立3大学連携推進プロジェクト岩手・宮城内陸地震被害調査研究報告書, 106-111, 2009.
- 6) 先名重樹, 藤原広行 : 微動探査観測ツールの開発 その1 -微動解析ツール-, 防災科学技術研究所報告 第313号, 2008.
- 7) Wessel, P., and W. H. F. Smith : New, improved version of Generic Mapping Tools released, EOS AGU 79, 579, 1998.

比較的地震基盤の浅い地域における地震動の增幅特性 に関する基礎的検討

日本大学工学部 ○堀 勇斗 中村 晋

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では関東地方から北日本太平洋側に地震動や津波に起因した甚大な被害が生じた。福島県では、沿岸部の被害は津波によるものが多いものの、内陸部では地震動に起因した被害が多く生じていた。図-1に示す福島県内で生じた本震の最大加速度(PGA)の空間分布から分かるように震源に近い沿岸部のみならず内陸部、特に郡山市や白河市におけるPGAが大きな値となっている。内陸地域における地震被害の原因を把握する上で、地震動の特性を構成する3要素のうち地域に固有の增幅特性の特徴を明らかにすることが必要となる。図-2に郡山市の表層地質断面図を示す。郡山市以南の地域は地震基盤に相当する硬質な岩盤である花崗岩がGL-100から200m程度の比較的浅い深さに存在している。さらに、その岩盤は東側で路頭し、市内に向かって傾斜しているという盆地構造を有している。一般に構造物の設計地震動を評価する際の基盤としてせん断波速度が500から700m/s程度の工学的基盤を考えられる。設計上の基盤の設定の目的は構造物へ及ぼす地震動の設定であり、構造物の応答に影響を及ぼす周波数帯域での增幅を支配する基盤を適切に設定することが重要となる。このことから、郡山市のように地震基盤が深い地域における設計上の基盤として工学的基盤の有用性について検証が必要である。さらに、このような地質的特徴を有している地域の地震動特性を明らかにすることは類似の地質構造を有する地域の地震防災に資すると考えられる。

ここでは、まず、地震後に実施したアンケートに基づく市内の震度分布より、郡山市域における地震動強さの空間分布を示す。次に、東日本高速道路株式会社 E-NEXCO、防災科学技術研究所の強震観測網 KiK-net、K-NETにて観測された郡山市内の本震記録とその特性を明らかにす

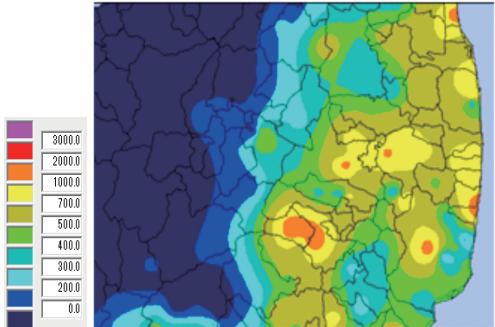


図-1 福島県の本震 PGA の空間分布

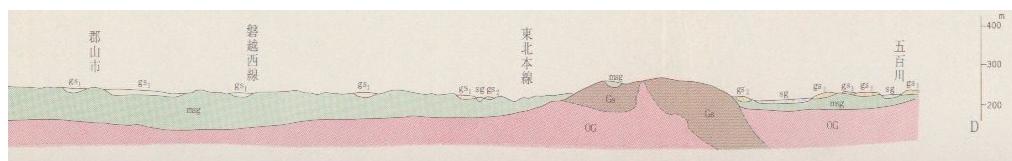


図-2 郡山市の表層地質断面図

Fundamental Study on Amplification Characteristics of Earthquake ground motion around the area with a shallow seismic bedrock by Yuto Hori and Susumu Nakamura

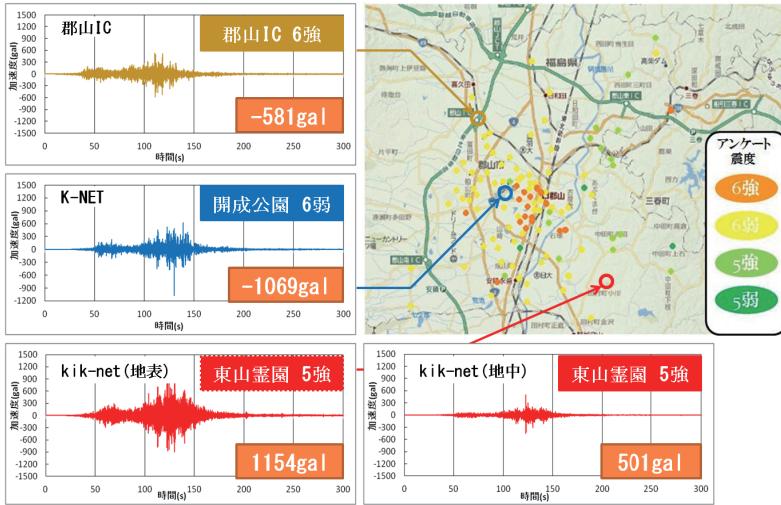


図-3 郡山市内の本震記録 EW 成分の加速度波形とアンケート震度分布

にする。さらに郡山市中心市街地で地震動強さが大きい原因を把握するために、新たに設置した臨時観測点とその後発生した東北地方太平洋沖地震の余震とされる地震観測記録を KiK-net, K-NET の観測記録と共に示す。最後に、福島県内で観測された本震の地表と地中の強震記録より求めた PGA および PGV(最大速度)の増幅率の空間分布を示す。

2. 郡山市内における本震による

地震動特性

郡山市内の全小学校を対象として実施したアンケート震度調査により得られた震度分布を図-3 に示す。図より、中心市街地では震度 6 強、その周辺で阿武隈川より西側では震度 6 弱、阿武隈川より東側では震度 6 強の地域もあるが震度 6 弱から 5 強と、地域によって揺れの大きさが異なっていることが分かる。また、図-3 には東日本高速道路株式会社 E-NEXCO の郡山 IC、開成公園内の K-NET および東山靈園内の KiK-net の地表で観測された 3 地点の本震の強震記録(加速度波形,EW 成分)も合わせて示す。最大加速度は、KiK -net, K-NET および郡山 IC の順であるが、震度はその逆に郡山 IC で震度 6 強、K-NET で震度 6 弱、KiK -net で震度 5 強である。東山靈園は比較的硬質な地盤であり、郡山 IC, 開成公園内は市街地である。次に、地震動の周波数特性として、東山靈園の KiK -net 地中の観測記録を含む 4 点の加速度応答スペクトル(h=5%)を図-4 に示す。これ

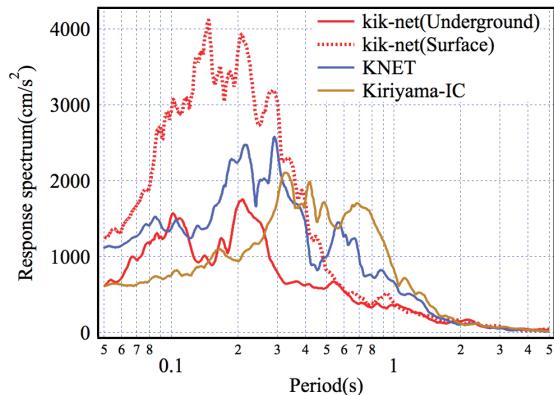


図-4 郡山市内の本震記録 EW 成分の加速度応答スペクトル



図-5 臨時及び既設観測点における余震記録 EW 成分の加速度波形と
郡山市内のアンケート震度分布

より、市街地における 0.4 秒以上のスペクトル成分の値は東山靈園の値に比べ大きく、地中のスペクトルに対する増幅という観点では東山靈園が 0.1~0.2 秒、開成公園が 0.5~0.7 秒、郡山 IC が 0.7 秒付近にて増幅している。前述の地震動強さの地域による違いは、この様な地震動の増幅による周波数特性の違い、つまり地盤振動性状に応じた増幅特性の違いの影響が表れていることが分かる。

3. 臨時および既存観測点における 余震観測記録と周波数応答特性

臨時および既存の観測点で得られた余震記録 EW 成分の加速度波形を示す。臨時観測点はアンケート震度が比較的高く地震被害も大きかった中心市街地に 1 地点とその周りのアンケート震度 6 弱を多く観測した地域に 2 地点設置した。対象とした余震は、2013 年 10 月 26 日 2 時 10 分頃に発生した余震（マグニチュード Mj7.1、震源位置；福島県沖、震源深さ；約 10km）であり、宮城県、福島県、茨城県、栃木県の 14 市町村で震度 4 を観測した。2013 年 10 月 26 日の時点で観測を実施していた臨時観測点①と臨時観測点②、および既存野観測点として K-NET と KiK-net の 4 地点の波形を図-5 に示す。図右下の写真は、臨時観測点①、②における計器設置状況を示している。次に、地震動の周波

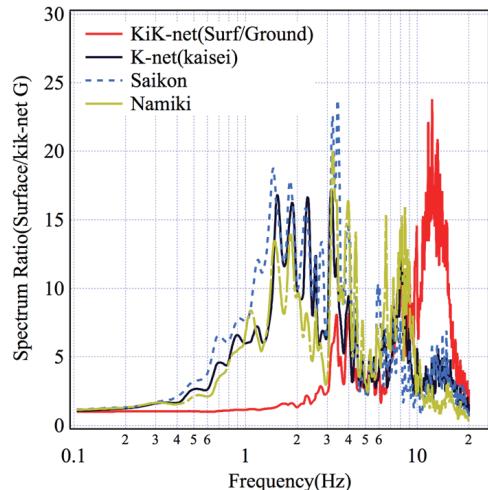


図-6 郡山市内の余震記録に基づく
周波数応答関数

数特性について見るため、4 地点の周波数応答関数を図-6 に示す。周波数応答関数は、図-7 に示した速度構造を有する KiK-net(東山靈園)の地中位置(GL-200m, Vs=1960m/s)の地震記録水平 2 成分に対するベクトルスペクトル比として算出した。図より、開成、菜根、並木といった市街地では 1~2Hz や 3~4Hz で増幅のピークが見られ、図-4 に示した k-net における長周期側の卓越周期と対応している。この 1~2Hz における増幅は、比較的浅い位置に存在する地震基盤の影響であると考えられる。

4. 福島県内における地震動の増幅率

福島県内における既存の強震観測網 KiK-net, K-NET および東日本高速道路株式会社、国土交通省の強震観測網より得られた地表の強震記録の PGA, PGV と前章の周波数応答関数と同様に KiK-net の地中の強震記録より得られた PGA, PGV の空間分布より地表の既存観測点位置における PGA, PGV を求め、地表におけるそれぞれの値との比として増幅率を評価した。図-8, 9 に PGA, PGV の増幅率を示す。PGA, PGV の増幅率とも、沿岸部のみならず内陸部の郡山市や白河地域にて比較的大きな増幅率を示している。PGV の増幅率は、中通り地域のみならず猪苗代町、会津若松などでも大きな値を示しているが、PGA はそれら地域では大きな増幅を示していない。このように、郡山市域では PGA, PGV とも硬質地盤に対する増幅率が他地域に比べ大きくなっていることが分かる。

5. 郡山市域における地震動増幅特性の評価に関する今後の課題

臨時観測点での地震観測の継続と分析を行い、郡山市域における地盤の地震波動の伝播解析による地盤構造のモデル化とチューニング、さらに設計上の基盤の取り扱いについて明らかにすることが今後の課題といえる。

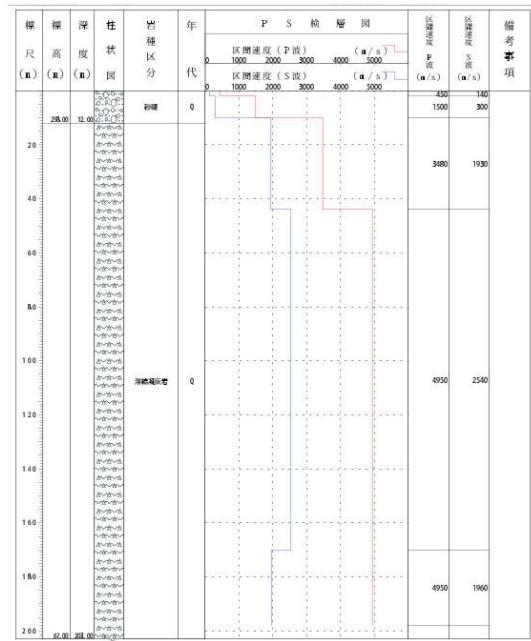


図-7 KiK-net(東山靈園)のボーリング柱状図

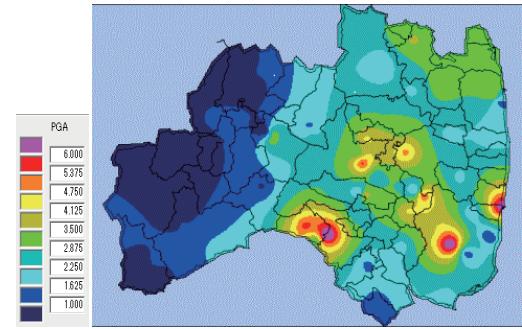


図-8 福島県内の本震 PGA の増幅率

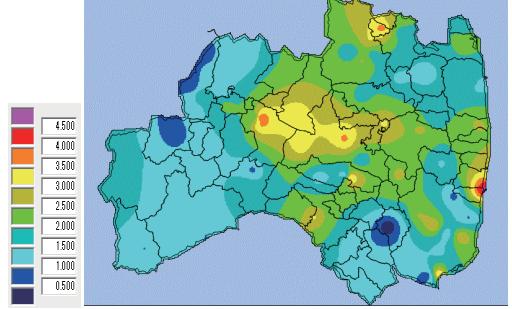


図-9 福島県内の本震 PGV の増幅率

2011年東北地方太平洋沖地震の被災データに基づく 高速道路盛土のフラジリティー曲線

日本大学工学部土木工学科 中村 晋

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り多くの社会基盤施設が被災した。その中で、高速道路網は被災したもの、復旧のための緊急車両などが通行できるような応急復旧が20時間後に完了し、被災地の復旧や被災地とのアクセスに大きな役割を果たした。南海トラフ沿いの巨大地震の発生が懸念されているなかで、地震への備え、さらに地震後の復旧対応という観点で高速道路の被災想定を行うことが必要不可欠と考えられる。

ここでは、まず、東北地方太平洋沖地震により被災した東日本高速道路株式会社管内の盛土の被災概要を示す。次に、被災地点における地震動強さを、東北および関東北部地域の強震観測データの空間補間により推定を行った。最後に、被災地点の被災形態に応じた被災度ランクに関するデータに基づき、被災形態に応じた被災度ランクに応じたフラジリティーの曲線の評価を行い、新潟県中越地震による関越自動車道の盛土被災に関する被災率¹⁾との比較を行う。

2. 高速道路盛土の被災状況²⁾

東北地域における高速道路の盛土区間の被害は、図-1に示す様に岩手県、宮城県および福島県内の東北自動車道、三陸道、仙台北部道路、山形道、磐越道や常磐道などに生じた。新潟県中越地震による関越自動車道のように崩壊に至る被害は生じなかったものの、写真-1に示す様に追い越し車線の段差や法面の変状を伴うすべり型の変状や、構造物境界、切盛り境界部での段差やクラックなどの被害が生じた。写真-1に示した被害は盛土のすべり型の変状に起因した被害であり、写真-1a)に示した被害は東北自動車道の須賀川IC付近で盛土延長約40mにわたり路

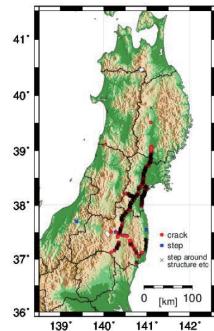


図-1 高速道路盛土部の被災位置



a) 東北自動車道 須賀川 IC 上り付近



b) 東北道 国見 IC 下り付近
写真-1 高速道路盛土の被害状況

Fragility curve of the expressway on embankment based on the damaged data due to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake by Susumu Nakamura

面が陥没とともに遮音壁が倒壊し、大写真-1b)は東北自動車道の国見 IC 付近で生じ、盛土延長約 40m にわたり走行車線に大きくクラックと段差が生じた。須賀川 IC 付近の盛土は旧河道跡を埋めた比較的強度の低い地盤の上に構築され、東北自動車道の国見 IC 付近の盛土もやや軟弱な地盤上に構築され、揺れの増幅により比較的大きな変形を生じたものと考えられる。

3. 検討に用いた強震記録と被災地点の概要

フラジリティーの評価に必要な被災地点の地震動強さは、盛土の被災地点の地盤の特性を考慮して評価することが望ましいが、被災地点における地盤情報は十分に把握できていないために個別に評価することは困難である。ここでは、第一近似として、被災地点周辺で観測された既往の強震観測記録より、被災地点の地震動強さを空間補間することにより求めた。ここで、盛土の変状に影響を及ぼす様々な地震動の強度指標のうち、最大加速度 PGA、最大速度 PGV を地震動強さとして用いた。また、補間に用いた既往の地震観測網は、防災科学研究所強震ネットワーク (K-NET)，防災科学研究所基盤強震観測網 (KiK-net) より東北 6 県と、新潟県、群馬県、栃木県、茨城県の観測地点(合計 369 箇所)で得られた記録、NEXCO 東日本の IC(61 箇所)で観測された強震記録、国土交通省より公開されている観測データ(87 箇所)を用いた。図-2 にそれらの観測点の PGA、PGV データを用いて空間補間した東北 6 県と隣接県の PGA、PGV 分布を示す。

東日本高速道路株式会社東北支社管内の高速道路盛土の変状および路面変状が生じて被災地点の空間分布を図-2 に示す。被災は岩手県南部、宮城県、福島県にて生じていることが分かる。

4. 道路に沿った地震動強さと被災形態との関係

被災地点における地震動強さ PGA、PGV と被災形態とを関係づけるため、まず、前述の既往の地震観測点における PGA、PGV よりスプライン補間法を用いて推定した値を用いた。図-3 に、一例として東北自動車道に沿った地震動強さ PGA および PGV と被災形態に応じた被災との関係を示す。これより、盛土の被災のうち、アンダーパスなどの構造物との境界、切盛り境界位置にある路面の亀裂や段差が全域で生じていることが分かる。またすべり破壊に起因した被害、特に追越し車線までのすべり破壊が生じる位置は、PGA、PGV ともに大きいことが分かる。しかし、路肩や小段のすべり変状が生じる位置は PGV が比較的大きなところで生じている。

次に、東北地域において被災した高速道路全区間を対象として、地震動強さに応じた盛土被災延長と被災形態に応じた被災件数の関係を表-1 に示す。ここで、地震動強さとして PGA、PGV を対象として、PGA については 100Gal 毎、例えば 100Gal から 200Gal 区間における被災地点の平均値、PGV については 10kine 毎、例えば 10 から 20Kine 区間における被災地点の平均値とした。すべり型の破壊はその形態によらず PGA 400Gal 以上、PGV 30kine 以上にて生じ、構造物

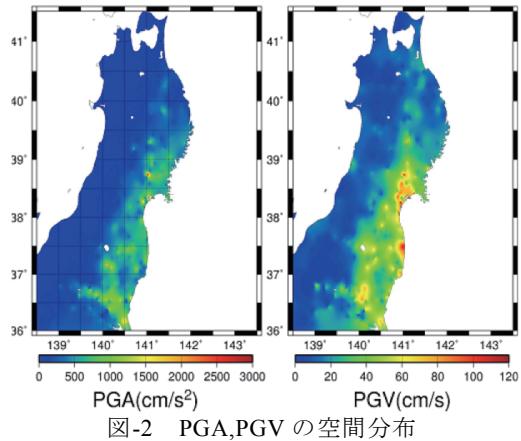


図-2 PGA,PGV の空間分布

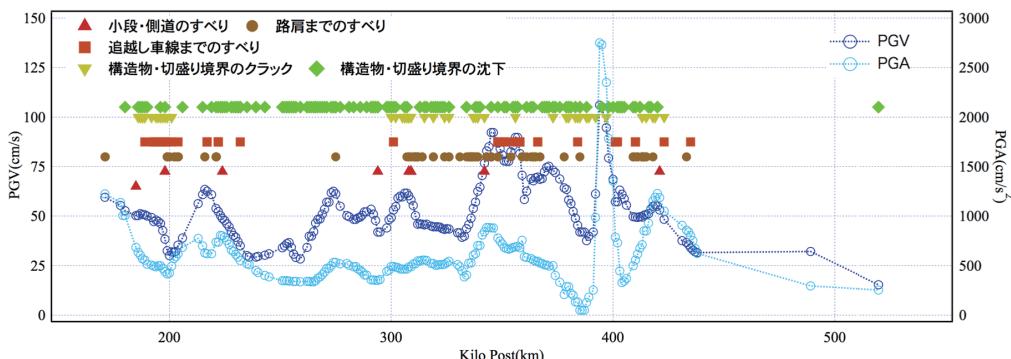


図-3 東北自動車道に沿った地震動強さ(PGV)と被災形態に応じた被災との関係

表-1 地震動強さに応じた盛土被災延長と被災形態に応じた被災件数の関係

a)PGAに対する関係

b)PGVに対する関係

平均 PGA(Gal)	盛土延長 (km)	すべり破壊(数)			構造物・切盛り境界 (数)	
		小段	路肩	直越し車線	クラック	沈下
60.4	2.1	0	1	0	3	12
151.4	3.4	0	0	1	5	4
273.4	28.9	0	1	0	4	20
351.6	43.1	12	0	1	3	122
453.9	64.0	11	17	19	30	105
560.5	68.5	6	55	16	41	150
661.3	51.3	12	33	18	40	152
743.8	44.6	3	30	19	4	60
843.7	18.7	8	26	0	3	23
951.9	14.8	1	0	0	1	10
1124.1	18.6	1	3	1	3	15
2537.9	4.4	0	0	0	1	3
合計	362.4	54	166	75	138	676

平均 PGV (cm/s)	盛土延長 (km)	すべり破壊(数)			構造物・切盛り境界 (数)	
		小段	路肩	直越し車線	クラック	沈下
27.1	16.6	0	0	0	0	12
36.2	76.3	4	10	6	8	73
46.3	88.3	9	37	31	25	128
55.2	91.6	22	41	13	39	161
64.4	47.9	6	34	6	25	126
75.5	16.7	1	16	3	9	70
86.5	13.7	0	14	16	9	47
93.7	4.0	3	14	0	8	17
104.9	4.2	4	0	0	8	16
113.5	3.2	5	0	0	7	26
合計	362.4	54	166	75	138	676

や切盛り境界におけるクラックや沈下は小さなPGAで生じ、沈下はPGA 300Gal以上、PGV 30kine以上で急増している。このように、構造物や切盛りの境界位置における沈下は比較的小さな地震動強さに対して生じていることが分かる。

5. 被災形態に応じたフラジリティ曲線

地震動強さ指標 PGA, PGV それぞれについて、地震動強さと被災形態に応じた被災度の累積値との関係を図-4に示す。ここで、被災率とは、地震動強さ PGA については 100Gal 毎、例えば 100Gal から 200Gal 区間、PGV については 10 から 20Kine 区間の盛土延長 (km) でその地震動強さ区間で生じた被災形態毎の件数を除した値と定義する。盛土延長および被災件数は東日本高速道路株式会社東北支社管内すべての高速道路を対象とした。さらに、地震動強さ PGV については 2003 年新潟県中越地震による関越自動車道や北陸自動車道の被害データに基づいた盛土法面および路面の被害を対象とした関係も示している。地震動強さ指標のうち PGV は明瞭に被害との関係を示し、構造物の境界や切盛りの境界における被害は PGV が 40 から 50kine にて顕在化している。また、被災件数としては東北地方太平洋沖地震の方が多いものの、被災率という観点では直下型地震の新潟県中越地震の方が多くのことが分かった。

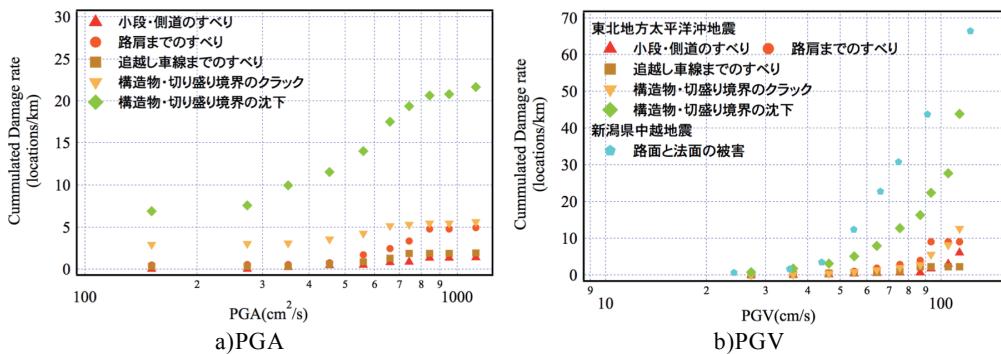


図-4 被災率と PGA, PGV の関係

6. あとがき

ここでは、東北地方太平洋沖地震により被災した東日本高速道路株式会社管内の盛土の被災概要を示した。次に、被災地点における地震動強さを、東北および関東北部地域の強震観測データの空間補間により推定を行い、被災地点の被災形態に応じた被災度ランクに関するデータに基づき、被災形態に応じた被災度ランク別の被災件数との関係、さらに被災率との関係を評価した。被災率については、新潟県中越地震による関越自動車道の盛土被災との比較を行った。

その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) すべり型の破壊はその形態によらず PGA 400Gal 以上、PGV 30kine 以上にて生じ、構造物や切盛り境界におけるクラックや沈下は小さな PGA で生じ、沈下は PGA 300Gal 以上、PGV 30kine 以上で急増していること。
- 2) 被災件数としては東北地方太平洋沖地震の方が多いものの、被災率という観点では直下型地震の新潟県中越地震の方が多いこと。

参考文献

- 1) 東日本大震災に関する東北支部学術合同調査委員会、平成 23 年東北地方太平洋沖地震災害調査報告書、—地震・地震動および社会基盤施設の被害—
- 2) 丸山喜久、山崎文雄、要害比呂之、土屋良介、新潟県中越地震の被害データに基づく高速道路盛土の被災率と地震動強さの関係、土木学会論文集 A, Vol.64 ,No.2, pp.208-216, 2008.4

悉皆調査に基づく東北地方太平洋沖地震の 仙台市における地震動特性と建物振動被害の関係*

東北大學 大野 晋

東北大學 吉村眞悟

東北大學 柴山明寛

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震(M9.0)により、仙台市では内陸部の広い範囲で多大な震動被害を生じた。日本建築学会東北支部では他支部の応援を得て震動被害の悉皆調査を行っており²⁾、仙台市内でもいくつかの地区で調査が実施されている。一方、仙台市内では東北大學・東北工業大学などにより本震の強震記録が多く得られている³⁾。本報告では、仙台市内の悉皆調査により得られた建物被害について、その概要と地区による相違を報告するとともに、調査地区近傍で得られた強震動特性との対応について検討した。さらに、いくつかの地区では1978年宮城県沖地震でも悉皆調査が行われており、その結果との比較も行った。

2. 悉皆調査概要と強震記録

悉皆調査は高井・岡田のパターンチャート²⁾を用いて行われた¹⁾。図1に対象各地区的範囲、建物棟数とDamage Grade（以下 DG）3以上（中破以上）の被害率を示した。これらのうち、調査区域内もしくはその近傍で観測された強震記録の擬似速度応答スペクトル（減衰5%，NS成分）を図2に示す。仙台市は長町利府断層を境界として、その北西部で段丘、南東部では沖積低地となっている。これに対応して、段丘上に位置する上杉と五輪ではスペクトル振幅が小さく平坦な周期特性を示していること、一方沖積低地に位置するほかの



図1 仙台市内建物悉皆調査地区と地震観測点

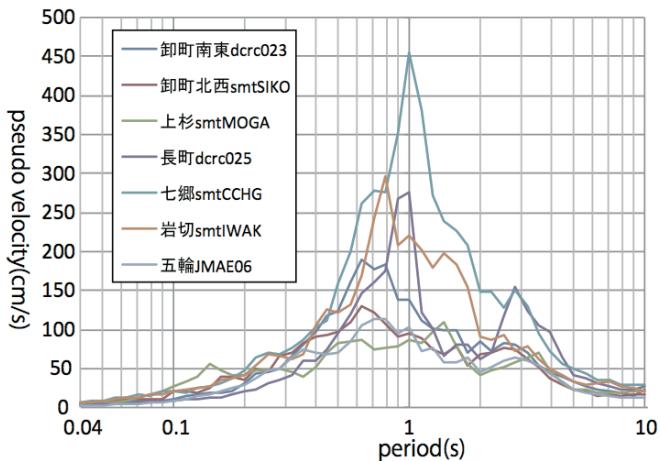


図2 東北地方太平洋沖地震の擬似速度応答スペクトル（位置は図1参照）

* Ground motion characteristics and structural damage distributions in Sendai based on the damage surveys for the 2011 Tohoku earthquake.

Susumu Ohno, Shingo Yoshimura, and Akihiro Shibayama

地区的スペクトルは振幅が大きく、また表層地盤の共振によるとと思われる卓越周期を持つことがわかる。被害率も揺れが大きかった沖積低地の方が大きいことが確認できる。

3. 上杉・御町・長町地区の比較

上杉・御町・長町3地区について、構造種別（木造、RC造、S造）、建築年代別、建物高さ別に被害率の検討を行った。ここで年代は主に外観から判断したもので、非常に古い、古い、新しいの3区分であり、おおむね築30年以上、30-10年、10年以下と対応付けられている¹⁾。

上杉地区の結果を図3に示す。どの構造種別でも DG ≥ 3 の被害はない。この地区は前述の通り段丘に位置し、地震動がほかの地区よりも小さかったこと、非常に古い建物が少ないことが被害が小さい原因として考えられる。

御町地区の結果を図4に示す。この地区は非常に古い年代の建物が多いが、特に南東側に非常に古い建物が多く存在している。上杉地区よりも被害率は大きく、特にRC造、S造の被害が大きい。どちらの構造でも非常に古い年代の被害が多くなっていること、同時に、高い建物の方が被害が大きいことがわかる。なお、図は省略するが地区内でも被害率に差があり、南東側でより被害率が多くなる傾向にある。

御町地区では北西角と南東角の2ヶ所で強震記録が得られている。卓越周期は0.6-0.8秒程度であるが、北西側でも上杉地区よりも振幅がやや大きいこと、さらに南東の方が倍近く振幅が大きいことがわかる。沖積層厚は南東方向に深くなることから、このスペクトルの違いは表層地盤による增幅の影響と考えられる。したがって、上杉地区と比べて御町地区で被害が大きい理由としては、沖積地盤で地震動が増幅したこと、建築年代が古い建物が多く耐震性能が低いと思われることが両方影響したものと思われる。地区内で南東側の被害が大きい理由も同様と思われる。

長町地区の結果を図5に示す。御町地区よりも非常に古い建物の割合は少なく、被害率も小さい。ほかの地区と同様、木造・RC造・S造とも年代が古いほど被害率が高くなっている。RC造では10F以上の高い建物の方が被害率が大きくなっている。地震動の振幅は周期1秒弱および3秒で特に大きいが、被害率が御町地区よりも低い理由については、おそらく建物年代が新しい建物が多いことが影響していると思われる。

4. 78年宮城県沖地震との比較

上杉・御町・長町3地区では、1978年宮城県沖地震（M7.4）でも同じ区域でRC建物被害の全数調査が行われている⁴⁾⁵⁾。図6は2地震の結果を比較したものである。なお78年と比較して、2011年の継続時間は倍以上長くなっているが、地震動の振幅はやや（3割程度）大きい程度である³⁾。

上杉地区・御町地区では78年よりもDG3以上の被害率が小さくなっていること、一方御町地区では78年よりも被害率は大きくなっていることがわかる。これらの地区による傾向の相違は、御町地区では非常に古い建物（おそらく78年の地震でも被災した建物）が多いが、ほかの地区では比較的新しい建物（現行基準で耐震性能も高い建物）が多いことが大きく影響しているものと思われる。

5. まとめ

東北地方太平洋沖地震の仙台市内の震動被害に対する建物悉皆調査結果に基づき、各地区の構造・年代・高さごとの被害率と地震動特性の関係について検討した。地区別の被害率の相違は、地震動振幅と建物年代の相違の影響が大きいと思われることを示した。今後より定量的な検討を行う予定である。

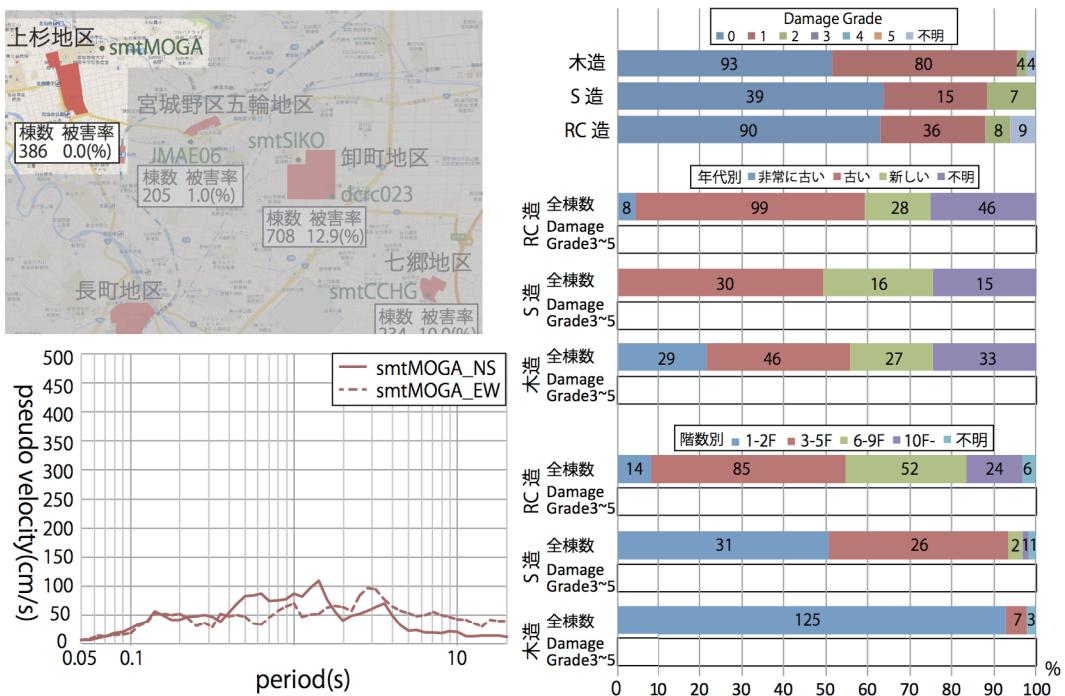


図3 上杉地区の地震動と建物被害（グラフの数字は棟数）

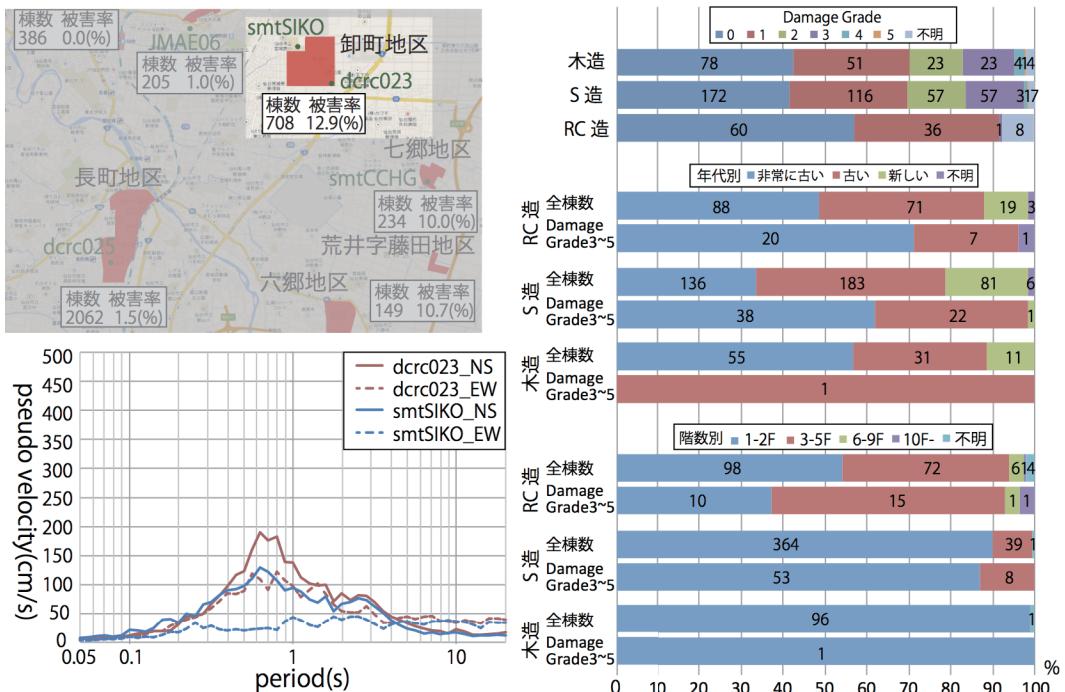


図4 鈴町地区的地震動と建物被害（グラフの数字は棟数）

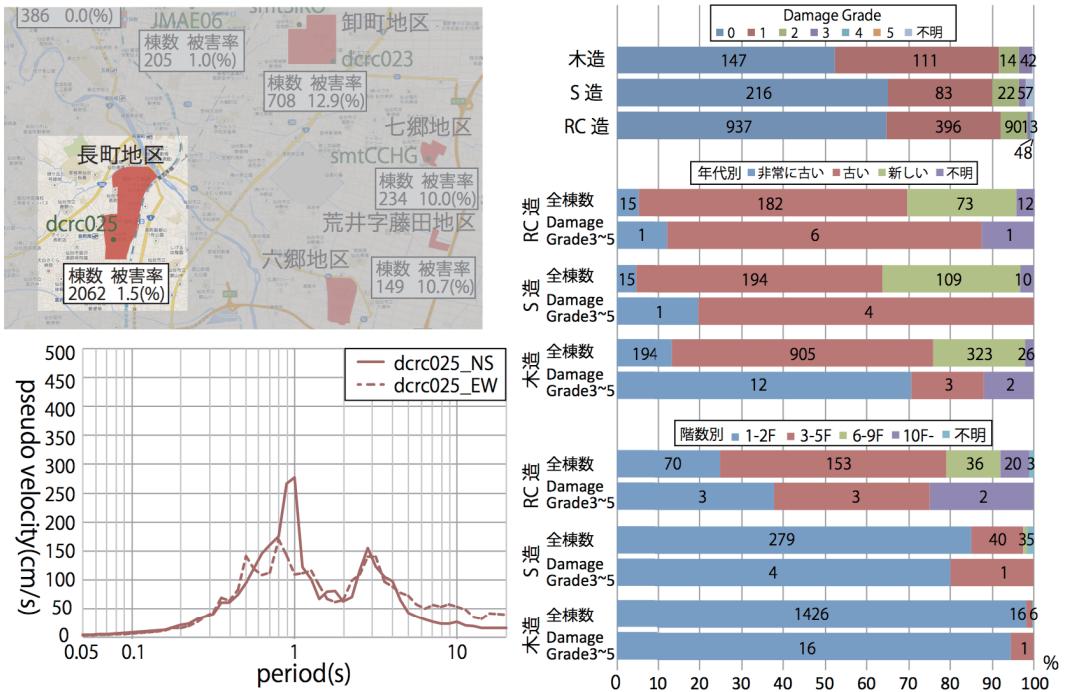


図5 長町地区の地震動と建物被害（グラフの数字は棟数）

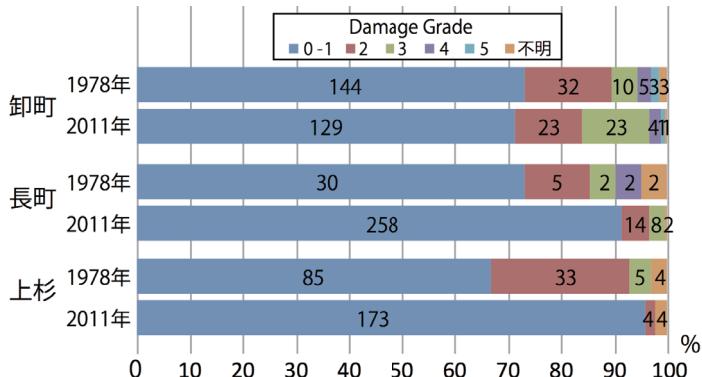


図6 上杉・卸町・長町地区のRC建物の被害（78年宮城県沖地震と2011年東北地方太平洋沖地震の比較、グラフの数字は棟数）

参考文献 1) 柴山明寛 (2012) 2011年東北地方太平洋沖地震における被害建物の悉皆調査、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II, 29-30; 2) 高井伸雄・岡田成幸 (2001) 地震被害調査のための鉄筋コンクリート造建物の破壊パターン分類、日本建築学会構造系論文集, 549, 67-74; 3) 2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報、日本建築学会, 2011; 4) 志賀敏男・柴田明徳・渋谷純一・高橋純一 (1979) 1978年宮城県沖地震における仙台卸商団地のRC造建物全数被害調査、日本建築学会学術講演梗概集、構造系, pp.453-454; 5) 志賀敏男・渡辺祐司・柴田明徳 (1981) 宮城県沖地震におけるRC建物群の被害率に関する統計的研究、日本建築学会東北支部研究報告集 (37), 1-4, 1981

大地震時における津波到達前の建築構造物への 地震被害の影響に関する検討*

秋田工業高等専門学校環境都市工学科 馬場伸吾
秋田工業高等専門学校 寺本尚史

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北太平洋沖地震は、M9.0の海洋型の大地震であり、東北・関東地方に甚大な被害をもたらした。地震の被害に加え、二次災害である津波による被害も極めて大きかったのが今回の地震の特徴であり、特に太平洋側の沿岸部では建築物が全壊・流出している被害の大半が津波によるものであった。こうした津波被害に対し、住民が安全に避難できる建物をどう設計するかが焦点となっており、実際の津波による被災調査結果を元に津波避難ビルの設計用津波荷重や避難安全階の確保のための所要高さ等に関する提案がなされている¹⁾。

一方で、太平洋沿岸では、地震の揺れも大きい場所があり、そうした地域では地震で建物が損傷を受けた後に津波の被害を受けている可能性もあることから、地震被害の検討も行う必要があると思われる。

そこで本研究では、岩手県、宮城県および福島県沿岸における東北太平洋地震の観測波およびその地域の津波高さを元に、地震および津波による複合的な建物への影響を検討した。

2. 対象地域

対象とした地域および最大加速度を表1に示す。岩手県、宮城県および福島県沿岸部におけるK-NETおよびKiK-net観測点²⁾で得られたデータを使用した。地震波のうち、最大加速度の大きかった地点を含む10地点を対象地域とした。

表1 対象地域および最大加速度

観測地点	最大加速度(cm/s ²)	
	NS	EW
IWT003	普代	114.8 148.5
MYG012	塩竈	758.4 1969.2
MYGH10	山元	870.8 852.7
MYG010	石巻	870.8 377
MYG013	仙台	1517.2 982.3
FKS005	原町	870.8 870.8
FKS010	広野	1115.9 882.3
FKS001	相馬	619.1 552.3
FKS007	大熊	608.5 690.7
FKSH20	浪江	394.3 660.5

3. 解析方法

各地域において、観測された津波高さに耐えるように設計された津波避難ビルが、地震で被害が生じないかどうか地震応答解析により検討を行った。解析は、1質点系による弾塑性応答解析とし、非線形せん断バネは、最大耐力後も耐力が低下しない韌性型(図1(a))および最大耐力後に耐力が低下する耐力低下型(図1(b))のモデルとした。

津波避難ビルについては、館野ら¹⁾が、設計用津波荷重に対する津波避難ビルの建物規模に関する

*A study on the effect of earthquake damage to building structures before the arrival of the tsunami by Shingo Baba and Naofumi Teramoto

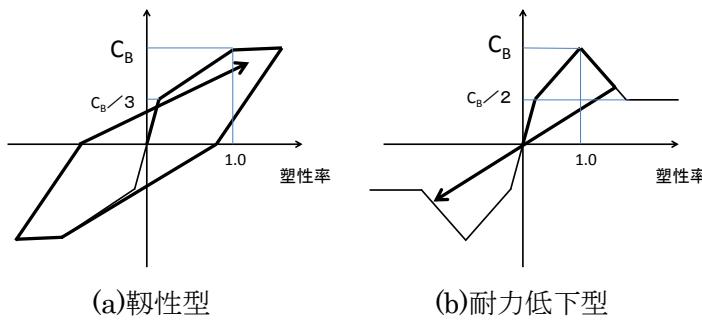


図 1 せん断バネの非線形特性

表 2 各津波高さに対する建物の概要

津波高さ (m)	想定階	固有周期 (s)
5	5	0.35
10	6	0.42
15	8	0.56
20	10	0.70

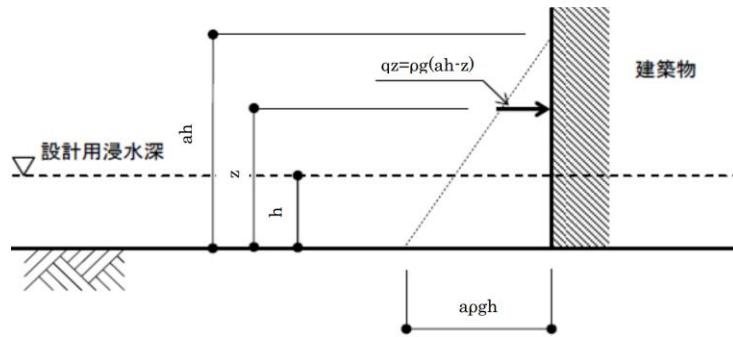


図 2 津波波圧³⁾

る基本的な検討として、想定される津波高さに対して建物の耐震設計用必要保有水平耐力がどれくらい必要となるのかを検討している。本研究では、館野らの検討例を参考に、建物の各階高は 3.5m、津波で浸水しない階を 2 階分設けることとし、固有周期は、建物高さ(各階高 3.5m)に 0.02 を乗じた値とした。各津波高さに対応する想定階および固有周期を表 2 に示す。

ベースシア係数については $C_B=0.55$ もしくは 1.0 のいずれかとし、津波波力により生じる各層のせん断力が建物の設計外力を越えることがない値とした。津波波圧算定式³⁾を式(1)に示す。

$$qz = \rho g(ah - z) \quad (1)$$

ここで、 qz は構造設計用の進行方向の津波波圧、 ρ は水の単位体積質量、 g は重力加速度、 h は設計用浸水深、 z は当該部分の地盤面からの高さ($0 \leq z \leq ah$)、 a は水深係数を示す。水深係数 a の値は、建物の前に遮蔽物などがない場合は 3.0、遮蔽物があり海岸から 500m 以内の場合は 2.0、遮蔽物があり海岸から 500m 以上離れている場合は 1.5 とされており、 a の値が大きいほど津波波力が大きく、建物に要求される設計外力も大きくする必要があることになる。

各津波高さにおいて、津波波力により生じる各層のせん断力が建物の設計外力を上回らないために必要なベースシア係数 C_B を表 3 に示す。なお、建物の設計外力について A_i 分布、建物の奥行きは 24m として算出した。表を見ると、津波高さ 5m の場合は水深係数 a の値に関わらず $C_B=0.55$ で設計可能であるが、津波高さが 10m 以上の場合は $a=3.0$ および $a=2.0$ では、 $C_B=1.0$ としても建物の一部の階において津波によるせん断力が建物の設計外力を上回る結果となった。そのため、

表 3 各津波高さにおける必要ベースシア係数

津波高さ(m)	想定階	ベースシア係数(C_b)		
		a=1.5	a=2.0	a=3.0
5	5	0.55	0.55	0.55
10	6	1.00	1.00	NG(2階)
15	8	1.00	NG(2階)	NG(5階)
20	10	1.00	NG(3階)	NG(8階)

本研究では建物が $a = 1.5$, すなわち建物と海岸の間に遮蔽物があり, 海岸から 500m 以上離れている場所に建てられていると仮定して応答解析を行った。

4. 解析結果

韌性型および耐力低下型の非線形せん断バネを用いた応答解析結果を表 4(a)および(b)に示す。なお, 各地域の観測津波高さは文献 4)を参考に決めたが, 普代, 山元および原町については近くの地域の津波高さをもとに推定した値を用いた。

表中の塑性率は, 観測波 EW, NS 方向それぞれの最大応答塑性率のうち, 最大のものを表示した。また最終的な OK/NG の判断は, 応答解析結果で塑性率が 1.0 を超えた場合は NG, 超えなかった場合は OK とした。

表 4(a),(b)いずれも 10 地点中, 2 地点(塩竈および仙台)の塑性率が 1.0 を越え, 地震により建物に損傷が生じる結果となった。塑性率が 1.0 を越えた 2 地点における, 韌性型および耐力低下型の塑性率の大きさを比較すると, 仙台は耐力低下型の方が韌性型よりもやや大きくなっているのに対し, 塩竈は耐力低下型が 1.58 に対し韌性型が 2.00 と韌性型の結果の方が大きくなる結果となった。この理由については, 主に両者の除荷時におけるループ形状の違いによると考えられる。耐力低下型の場合, 仮定した非線形バネモデルが降伏後も原点指向型となっているのに対し, 韌性型の場合降伏後は除荷時に残留変形が生じると仮定しており, そうした点が影響していると考えられる。

表 4 応答解析結果

(a)韌性型

地震波	津波高さ(m)	想定階	必要 C_b	塑性率	評価
普代	8.5	5	1	0.058	OK
塩竈	4.3	4	0.55	2.002	NG
山元	10.5	6	1	0.592	OK
石巻	7.7	5	1	0.826	OK
仙台	12	6	1	1.243	NG
原町	10.5	6	1	0.348	OK
広野	16.5	7	1	0.222	OK
相馬	12.2	6	1	0.911	OK
大熊	12.2	6	1	0.484	OK
浪江	15.5	7	1	0.889	OK

(b)耐力低下型

地震波	津波高さ(m)	想定階	必要 C_b	塑性率	評価
普代	8.5	5	1	0.058	OK
塩竈	4.3	4	0.55	1.577	NG
山元	10.5	6	1	0.595	OK
石巻	7.7	5	1	0.830	OK
仙台	12	6	1	1.286	NG
原町	10.5	6	1	0.347	OK
広野	16.5	7	1	0.223	OK
相馬	12.2	6	1	0.911	OK
大熊	12.2	6	1	0.485	OK
浪江	15.5	7	1	0.890	OK

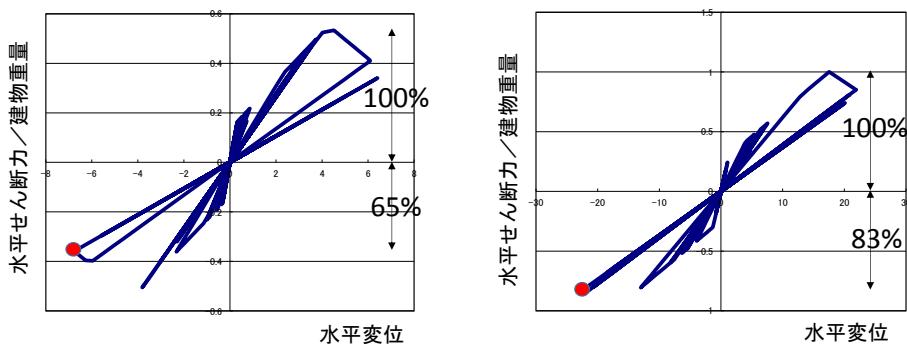


図3 最大応答変位時における最大耐力の低下状況(耐力低下型)

次に塩竈、仙台の耐力低下型における、最大応答変位時の最大耐力の低下状況を図3に示す。図は非線形バネにおける水平せん断力ー水平変位関係を表わしており、最大水平変位時を丸で示した。その時の水平せん断力をみると、最大耐力比で塩竈では約65%，仙台では約83%に低下した。今回の結果はあくまで一質点系による単純な地震応答解析の結果ではあるものの、特に強度型設計の建物の場合、地震動の大きさによっては津波到来以前に構物に損傷が生じ、津波到達時には耐力が低下している可能性があると言える。

5.まとめ

本研究では東北太平洋地震の観測波およびその地域の津波高さを元に、地震および津波による複合的な建物への影響を検討することを目的に、地震応答解析を行った。津波荷重に対応した建物として、ベースシア係数0.55および1.0の建物の地震応答解析を行った結果、地震動の大きい一部の地域では、津波が到来する前の地震により、建物に構造的な損傷が生じる可能性がある結果となつた。

謝辞

本研究をまとめるにあたり、長岡技術科学大学(元秋田工業高等専門学校)の 笹淵晃洋氏に多大なご助力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 館野公一他：設計用津波荷重に対する津波避難ビルの建築規模に関する基本的検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.89—92，2012.9
- 2) 防災科学技術研究所：強震観測網(k-net)，(<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所他：津波避難ビル等の構造上の要件の解説，pp.I—8，2012.2
- 4) 愛知地域建設コンサルタンツ協会：緊急レポート[3.11 東日本大震災]特集&震災を教訓とした愛知建コンれぼーと，No.18，pp.1，2011

An evaluation of the dynamic properties of traditional wooden shrines located in Yurihonjo, Akita

Carlos Cuadra *

1. Introduction

Old traditional wooden constructions in Japan are declared as buildings of cultural interest and therefore efforts are done to preserve this kind of buildings. In this study old traditional wooden temples located in Yurihonjo city, Japan are investigated to determine their seismic characteristics and to evaluate their dynamic performance. The region is a zone of great seismic activity that can affect the integrity of the buildings. In this sense, the research is an attempt to evaluate the dynamic characteristics of these buildings by means of in-situ measurements of micro vibration. Structures correspond in general to framed wooden constructions with traditional connections between columns and beams. In general, nails are not used in these joints, and instead of them, the beam is narrowed at extreme to be inserted into a hole cut in the column. These buildings are supported by columns that rest directly on stone bases forming pinned joints. First, general evaluation to make a diagnosis of the structural condition was performed and building that presents some level of damages were chosen for this study. As an initial step to evaluate the seismic vulnerability of these historical buildings, dynamic characterization has been undertaken that is the predominant periods of vibration as well as the damping characteristics were estimated. For that purpose, measurements of the micro vibration of the building was planned and undertaken. Comparative study of the predominant periods of the structures is done by plotting these predominant periods versus building heights. Preliminary results show that wooden temples in this region have long periods in comparison to temples of other regions of Japan. In this way the present study has permitted to evaluate the structural integrity of these traditional temples which is fundamental step in the evaluation of their seismic vulnerability.

2. Target Shrines

In Yurihonjo city area there are 11 temples that are declared as local cultural heritage. For this study 9 temples were investigated to determine their dynamic characteristics. Micro vibration measurements and the correspondent analysis were performed in these selected buildings. Photographs of some of these selected structures are shown in Figure 1. The dimensions of these buildings range from approximately 5 m by 5 m for the smallest to 10 m by 10 m for the largest dimensions in plan. Structures correspond to framed wooden constructions with traditional connections between columns and beams. In general, nails are not used in these joints, and instead of them, the beam is narrowed at extreme to be inserted into a hole cut in the column. These buildings are supported by columns that rest directly on stone bases forming pinned joints.

*Associate Professor of Akita Prefectural University



Fig. 1. Selected temples for the present study

With exception of Tokusawa temple that is located near a vegetable field, all temples are located in the upper part of hills. The structure of all temples corresponds to a traditional wooden frame. The Tokusawa, Kumano and Inari temples have tile roof, the Hachiman and Omonoimi have thatched roof, and the Konpira, Kiritoshi, Shinmei and Suwa have thin steel plates as roof.

The main damage observed in some temples was the gap between the base stone and the bottom part of the columns as can be observed in Figure 2. Apparently, this failure is due to the deformation of the girders of the bottom part of the structure. In some cases the failure is a combination of the settlement for the central part of the building with the bending of the girder. Also some elements are seriously deteriorated by the weather action. In all of the cases was observed that the maintenance of the temples are poor and administration and management offices are always closed if they exist and in other cases there are no administration offices. In general these temples are open during the corresponding local festival and during New Year Celebration, the rest of the year are closed.



Fig. 2. Details of the damages at the bottom of columns

3. Measurements Results

Micro vibrations of the selected temples were measured according to the scheme that is shown in Figure 3. One sensor was located on ground site (ch1) and four sensors were located at each corner or near the 4 corners of the building and on the upper beam of the first floor (ch3, ch4, ch5 and ch6). Measurements were performed separately for the two principal directions of the temples. To obtain the elastic viscous damping factor at the beginning of each measurement an impact force of a person was used to produce a free damped vibration. In addition to the set of measurement for the building, the 3 components of the ground vibration were measured for each site to estimate the ground vibration characteristics by using the H/V spectrum method. In all cases the sampling frequency was 100 Hz.

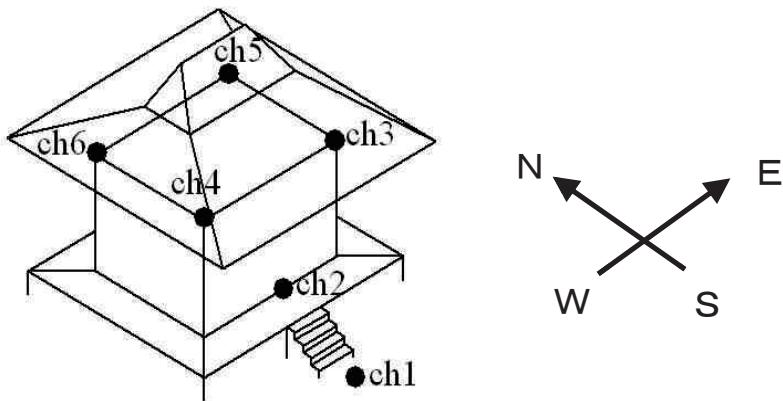


Fig. 3. General scheme for points of measurements

In Table 1 the results for selected temples are summarized. Results of predominant modes of vibration are expressed in terms of the period of vibration. In this table the calculated damping factor of the temples are also included.

Table 1. Periods of vibrations and damping factors

Temple	Height (m)	Main Direction Period (s)	Ridge Direction Period (s)	Damping Main Dir. (%)	Damping Ridge Dir. (%)
Tokusawa	5.00	0.30	0.37	4.55	4.20
Hachiman	6.30	0.34	0.31	5.55	7.42
Konpira	6.25	0.27	0.27	5.03	4.60
Shinmei	7.13	0.32	0.45	2.89	2.42
Kiritoshi	7.20	0.36	0.43	2.97	1.71
Omonoimi	4.85	0.30	0.35	2.44	2.46
Suwa	5.00	0.32	0.24	7.30	3.65
Kumano	7.08	0.50	0.64	3.70	3.06
Inari	4.37	0.32	0.43	3.92	2.49

It can be noted that the general tendency is that periods for the ridge direction are longer than those obtained for main direction. These results are compared with the general tendency curve for traditional Japanese temples reported by Uchida et al (2001). Figure 4 shows this comparison where the periods for each direction are plotted versus the height of the temple. Results for Hachiman and Konpira temples are on the curve of general tendency or a little above the curve. These both temples were recently repaired at the foundation level and therefore this effect could be reflected in the measurements results. The results for other temples lay below the curve for both directions and it indicates the weakness of the temples with long period for the corresponding height. In general these temples show unbalanced results since for main direction the results are closer to the general curve and for the ridge direction the results differ more from the curve. In this case if some reparation work is planned it is necessary to consider the reinforcement of temples in the ridge direction.

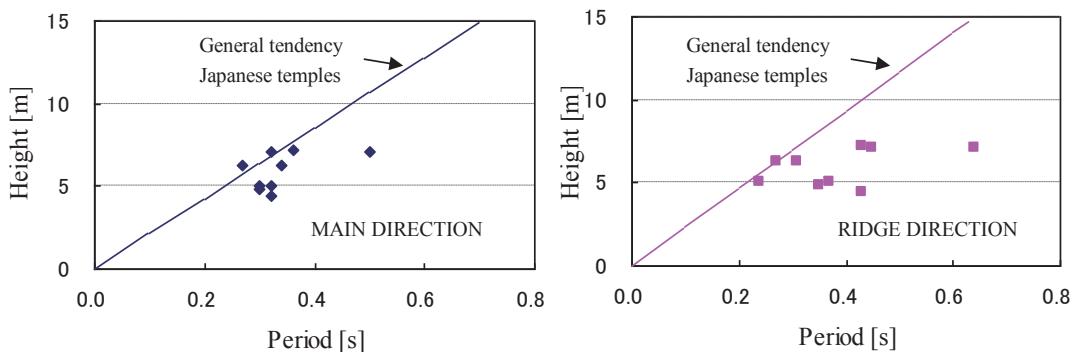


Fig. 4. Periods of vibration versus temple heights

The damping factor ranges from approximately 2% to 7%. However in previous studies of other traditional temples smaller values of the order of 2 % are reported. This fact could indicate that temples with high values of the damping factor present higher potential for energy dissipation. However, it is believed that the energy dissipation occurs due to the lack of appropriate stiffness of joints and supports and therefore could be an indicator of the vulnerability of the structure. When the damping factor is related to the period of the structure or to the height of the structure unclear relationships are obtained. Therefore, in this research the ratio of the number of spans versus the length is taken to establish a relation with the damping factor. That is the number of spans by unit length is plotted versus the value of the damping factor as is shown in Figure 5.

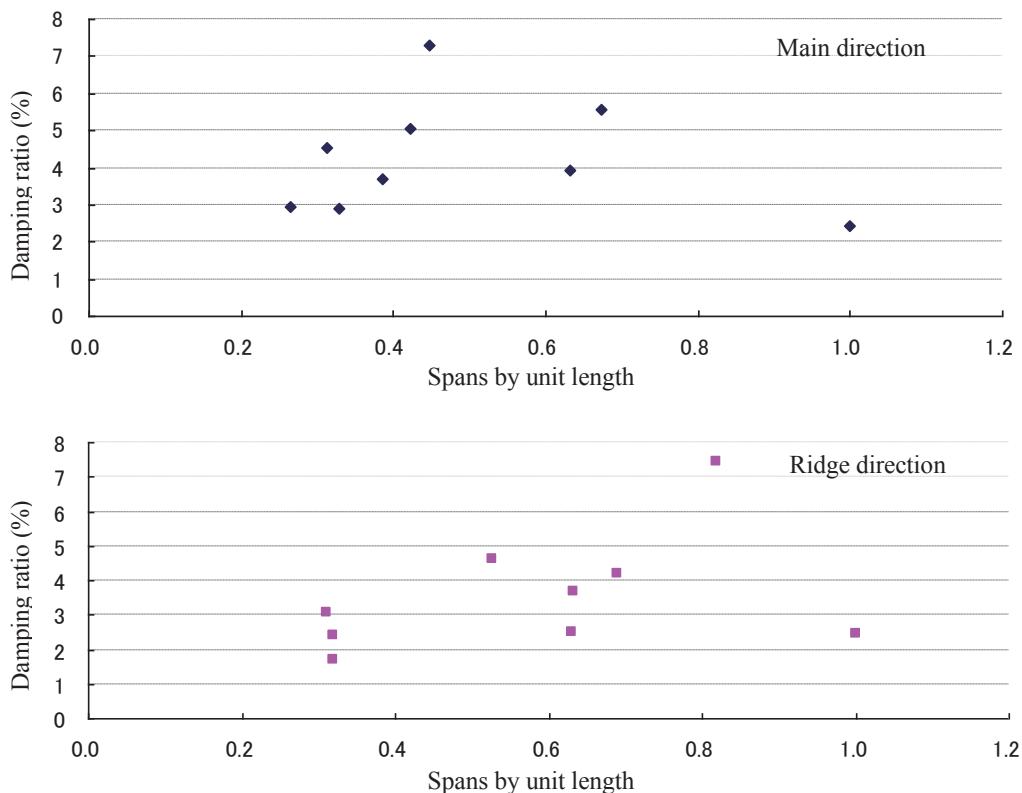


Fig. 5. Number of span by unit length versus damping factor

It can be noted that with the exception of one temple, the general tendency is to have a larger value of the damping factor when the number of span by unit length is increased. It is supposed that when the number of span by meter increases the structure presents more joints that could increase the dissipation of energy. However, the condition of the joints is an important factor as well as the distribution of joints along the height of the building which consider the presence of horizontal structural element like secondary beam.

4. Conclusions

Microtremor measurements have been successfully employed to determine the dynamic characteristics of traditional Japanese wooden temples of Yurihonjo city. The general tendency of the selected temples is that periods for the ridge direction are longer than those obtained for main direction. These results compared with the general tendency curve for traditional Japanese temples show that some temples have longer period for the corresponding height. In addition, most of the temples show unbalanced results since for main direction the results are closer to the curve than results for ridge direction. In this case if some reparation work is planned it is necessary to consider the reinforcement of the temples in the ridge direction.

The damping factor were correlated with the number of spans of the structure and general tendency of increasing damping with increasing number of spans was found. However more analysis is required since it is believed that damping is strongly dependent of the number of joints and of the conditions of these joints.

References

- Uchida, S., Maegawa, S. and Kawai, N. (2001). Vibration Characteristics of Traditional Wooden Heritages Structures. *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ, Part 1 to Part 10 (in Japanese)*.
- J. Kanai, K. Tokeshi, C. Cuadra, and M.B. Karkee. (2006). Vibration characteristics of buildings using microtremor measurements. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC)*, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper Number: 708.
- C. Cuadra, Y. Sato, J. Tokeshi, H. Kanno, J. Ogawa, M. B. Karkee & J. Rojas. (2005). Evaluation of the dynamic characteristics of typical Inca heritage structures in Machupicchu. *Ninth International Conference on Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture, STREMAH IX*, Malta, Jun. 2005, pp. 237-244.
- M. B. Karkee, C. Cuadra, & L. Sunuwar. The challenges of protecting heritage architecture in developing countries from earthquake disasters. *Ninth International Conference on Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture, STREMAH IX*, Malta, Jun. 2005, pp. 407-419.
- C. Cuadra, M.B. Karkee, J. Ogawa, and J. Rojas. An evaluation of earthquake risk to Inca's historical constructions. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, CD-ROM Paper No. 150.
- Sudhir R. Shrestha, Madan B. Karkee, Carlos H. Cuadra, Juan C. Tokeshi and S. N. Miller. Preliminary study for evaluation of earthquake risk to the historical structures in Kathmandu valley (Nepal). *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, CD-ROM Paper No. 172.
- J. Ogawa, C. Cuadra, M.B. Karkee, and J. Rojas. A study on seismic vulnerability of Inca's constructions. *Proceedings of the 4th International Conference on Computer Simulation in Risk Analysis and Hazard Mitigation. Risk Analysis IV*, Rhodes, Greece 2004, pp 3-12.

鉄骨置屋根構造の損傷メカニズムに関する基礎的研究

仙台高専専攻科生 鈴木敦詞 仙台高専 藤田智己
仙台高専 飯藤将之 仙台高専名誉教授 渋谷純一

1. はじめに

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震により様々な建物被害が報告されている¹⁾。被害報告で採り上げられることが少ないが深刻な被害として鉄骨置屋根構造を有する建物があり、RC柱頭での屋根トラスのアンカー部の損傷（柱頭損傷と呼ぶ）と脚部ひび割れが著しく、継続使用が不可能となる被害が起きており、これまでに被害状況の報告や微動測定などによる検討が行われてきた²⁾。

本論では、本地震によって鉄骨置屋根構造で被害を受けた体育館を取り上げ、RC部材には材端バネモデルを、トラス部分は等価な線材モデルを適用した解析を行い、被害メカニズムの解明を試みる。尚、本論の解析で使用するプログラムは、東北大大学建築構造学研究室の弾塑性地震応答解析プログラム Frame-D³⁾を改良したものである。

2. 対象建物および被害概要

本報では、宮城県N市にあるN市体育館を対象に解析を行う。本建物は1979年設計、1981年竣工の地上2建ての体育館である。本体育館の写真を図1に、平面図を図2に示す。本建物は、1通り、11通りにほぼ全面にわたって耐力壁で構成された妻構面を有し、6通りに代表される中央構面は、2階のギャラリー部から約9mに及ぶ長大な片持ち柱により構成されている。

本建物の被害は、主として、柱頭支承部の損傷、2層柱脚の曲げひび割れ、サブトラスの座屈となっている。被害の特徴である柱頭支承部の損傷は、1通り、11通りの妻構面付近の構面に多く見られ、2層柱脚の曲げひび割れは6通り近辺の中央構面を中心に発生している。

なお、サブトラスの座屈は点在して見られ、本体育館が複雑な挙動を示したことがうかがえる。

3. 解析モデル

鉄骨大屋根を覆う部分は、NS方向11構面、EW方向12構面からなるが、損傷の激しかったNS方向を取り上げ、NS方向の1/2部分、即ち1～6構面を解析対象とした。図3に骨組のモデルを示す。1通りは、ほぼ全面が耐力壁で構成され



図1 N市体育館全景

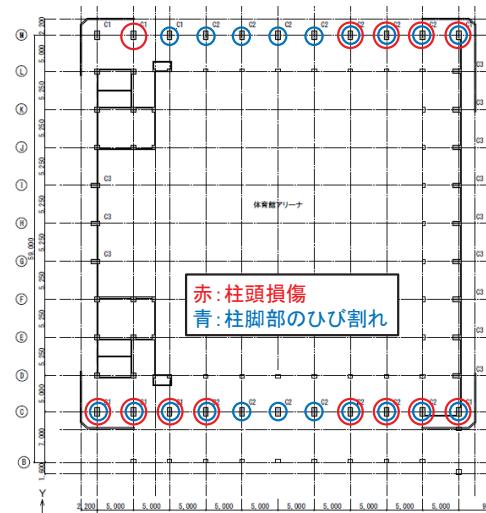


図2 N市体育館平面図

た妻構面である。2~6通りは、長大な片持ち柱を有する形状となっている。各通りは弾性のせん断バネで連結している。図4に連成構面の解析モデルを示す。せん断バネの剛性については、トラス単体に対する有限要素解析を行うことによって求めた。

Frame-Dでは、柱・梁部材を図5に示す剛域、曲げバネ、せん断バネで構成される線材モデルで表現する。履歴モデルは、曲げバネを図6に示すTakedaモデル、せん断バネを図7に示す原点指向型のトリリニアモデルとし、折れ点の各パラメータは、設計図書に示された部材リストからRC規準⁴⁾に基づき、表1に示すように設定している。トラス梁に関しては弾性材とし、曲げ剛性が等価となる線材モデルに置換している。

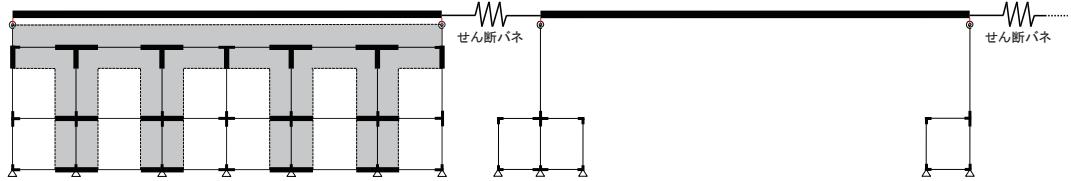


図4 連成構面解析モデル

表1 各モデルのパラメータ
(a) 曲げバネ履歴モデル:Takeda モデル

部材	ひび割れ耐力 bM_c [N]	終局耐力 bM_y [N]	変形角 [rad]		剛性低下率 α_y	降伏後剛性
			ひび割れ bR_c	終局 bR_y		
柱	$0.57\sqrt{\sigma_b}Z_e + ND/6$	$0.8a_i\sigma_y D + 0.5ND\left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right)$	$bM_c / 200K_0$	$\{(1/\alpha_y - 1)\}M_y / K_0$	$(0.043 + 1.64np_i + 0.43a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2$	$K_0 / 1000$
梁		$0.9a_i\sigma_y d$				

(b) せん断バネ履歴モデル:原点指向型

部材	ひび割れ耐力 sQ_c [N]	最大耐力 sQ_y [N]	終局耐力 sQ_u [N]	変形角 [rad]		
				ひび割れ sD_c	最大耐力 sD_y	終局 sD_u
柱	$\frac{0.065k_c(500 + \sigma_b)}{M/Qd + 1.7}bj$	$\left\{ \frac{0.052p_t^{0.23}(18 + \sigma_b)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_y} + 0.1\sigma_0 \right\}bj$	sQ_c と同値	sQ_c/GA	$1/250$	$1/25$
梁		$\left\{ \frac{0.052p_t^{0.23}(18 + \sigma_b)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_y} \right\}bj$				

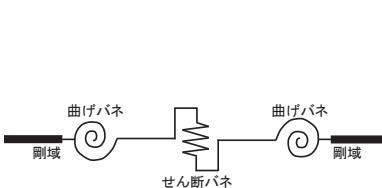


図5 部材モデル

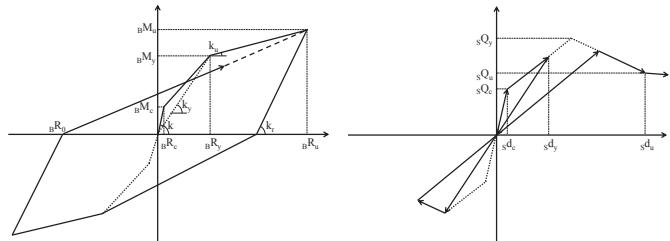


図6 Takeda モデル

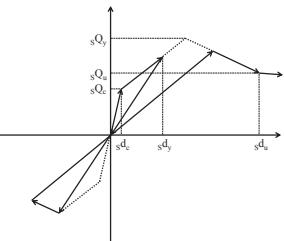


図7 原点指向型モデル

RC 柱の柱頭にはアンカーボルトが埋め込まれ、ベースプレートを挟んでボルト接合された露出柱脚形式であり、柱頭の詳細は図 8、図 9 に示すとおりである。RC 柱とトラス梁の接合部の復元力モデルは完全弾塑性型のバイリニアモデルと設定し、接合部設計指針⁵⁾に基づき、露出柱脚に倣って、式(1)により回転剛性 K_{BS} を、式(2)により終局曲げ耐力 M_U を算出す。

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_t \cdot A_b \cdot (d_t + d_c)^2}{2 \cdot l_b} \quad (1)$$

$$M_U = T_U d_t + \frac{(N + T_U) D}{2} \left(1 - \frac{N + T_U}{N_U} \right) \quad (2)$$

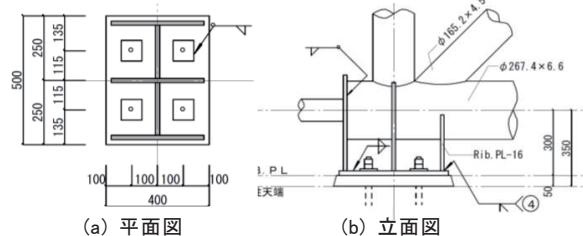


図 8 C 通り柱頭詳細図

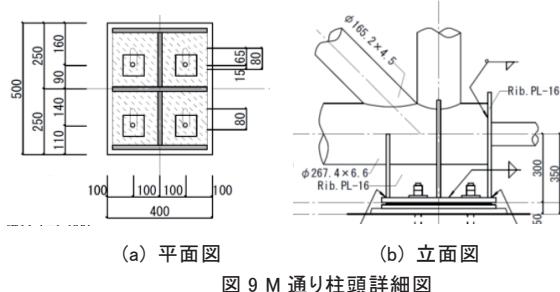


図 9 M 通り柱頭詳細図

ここで、 E はアンカーボルトのヤング係数、 n_t は引張側アンカーボルトの本数、 A_b はアンカーボルトの軸断面積、 d_t は柱断面図心より引張側アンカーボルト断面群の図心までの距離、 d_c は柱断面図心より圧縮側の柱フランジ外縁までの距離、 l_b はアンカーボルトの長さである。更に、 T_U は引張側アンカーボルトの終局引張耐力 ($T_U = n_t \cdot A_b \cdot F$)、 N は軸力、 N_U は基礎コンクリートの終局圧縮耐力 ($N_U = 0.85 \cdot B \cdot D \cdot F_c$)、 B はベースプレートの幅、 D はベースプレートの長さ、 F はアンカーボルトの F 値、 F_c はコンクリートの設計基準強度である。

(1)、(2)式より、回転剛性 K_{BS} は C 通り柱頭: 8.48×10^3 [kN·m]、M 通り柱頭: 9.68×10^3 [kN·m]、曲げ耐力 M_U は C 通り柱頭: 1.23×10^2 [kN·m]、M 通り柱頭: 1.29×10^2 [kN·m]となる。本論では既往の報告⁶⁾を参考に、柱頭部に曲げが強制されることによる破壊を念頭に入れ、終局曲げ耐力に達した時点を柱頭損傷と定義する。

設定する質量は、軸力表から求め、2 層柱脚及び柱頭に質量を配置した。また、照明等の設備備品を除く屋根重量は、補修工事時にジャッキアップした際の重量から逆算した値が $120\text{kg}/\text{m}^2$ であったことから、構造図面から屋根折板の重量と設備備品を考慮し、 $150\text{kg}/\text{m}^2$ と設定した。

4. 固有値解析による解析モデルおよび設定質量の整合性に関する検討

本体育館では、被災後、常時微動測定が実施されている²⁾。その結果を図 10 に示し、固有値解析により得られた 1 次固有周期を併記する。

図 10 より、固有値解析の結果と、微動測定の結果は良く一致し、本解析モデルおよび設定質量が実構造物の特性を捉えていることが確認できる。

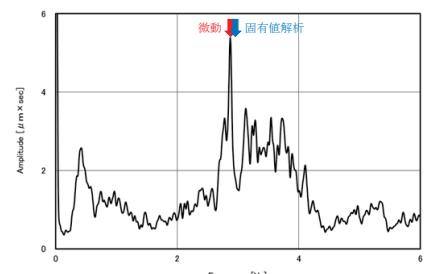


図 10 微動測定により得られたフーリエスペクトル

5. 静的増分解析による損傷メカニズムに関する検討

前節の固有値解析の結果に基づき、Ai 分布を算出し、変位制御によって 6 通り構面柱頭を 3cm 変位させたときの塑性化の状況を図 11 に示す。なお、図中の数字については、その箇所の塑性率を示している。

図 11 より、1 通り柱頭が早期に曲げ降伏に至ることが確認できる。これは、各構面のメイントラスを結ぶサブトラスによって、1 通り柱頭に荷重が伝達され、かつ 1 通り構面が耐力壁によって高い剛性を有するため変形に追従できず、結果として RC 構面とメイントラスの接合部に大きな曲げモーメントが発生したものと考えられる。

この妻構面への柱頭被害の集中は、2 節で述べたとおり、実被害においても確認されている。この荷重の伝達による柱頭支承部の破壊は、妻構面を有する鉄骨置屋根構造の代表的な損傷メカニズムと考えられ、柱頭支承部の保有耐力に加え、サブトラスの面内せん断剛性も考慮に入れた耐震診断、耐震補強の必要性を示唆している。

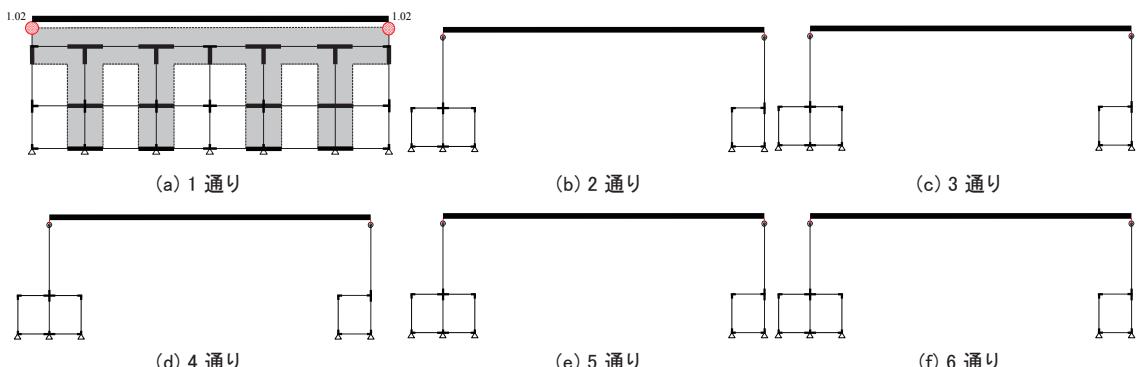


図 11 各構面の塑性化の状況

:曲げ降伏 :ひび割れ

6. 動的解析による損傷メカニズムに関する検討

地震応答解析で用いる地震波は図 12 に示す仙台高等専門学校名取キャンパスで観測された記録とする。これは、対象物件から 1.5km 程度離れた地点で得られた記録である。図 13 に加速度応答スペクトル ($h=0.03$) を示す。図 13 に示す通り、本体育館の固有周期である 0.3 秒付近に卓越周期が存在する地震動である。

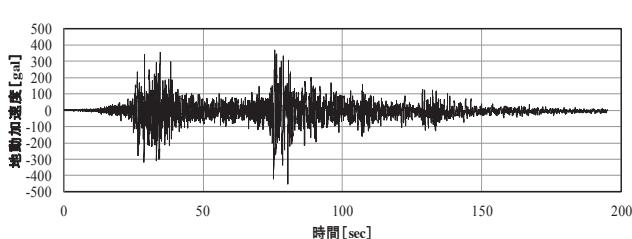


図 12 東北地方太平洋沖地震 NS 記録：仙台高専

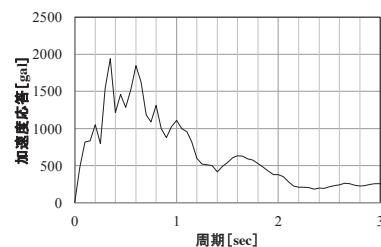


図 13 加速度応答スペクトル ($h=0.03$)

地震応答解析によって得られた各構面の最大応答値を図 14 に示す。図 14 より、1 通りに比べ 6 通りは応答変位で約 2.4 倍、応答加速度で約 2 倍となっており、中央構面が大きく膨らみ、振られる応答を示す。6 通りでは最大応答加速度で約 2G に達する。

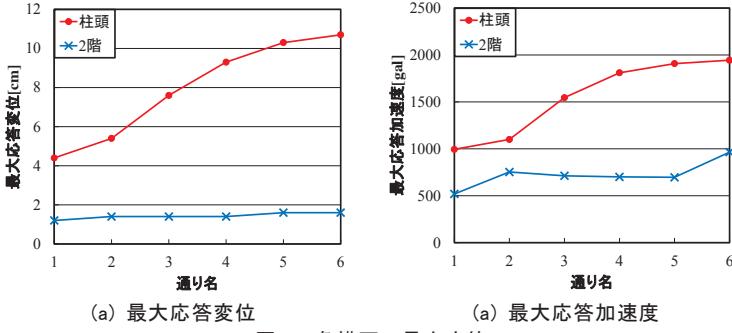


図 14 各構面の最大応答

図 15 に解析による各フレームの塑性化の状態を示す。妻構面の 1 通りフレームでは、RC 柱とトラス屋根との柱頭接合部が塑性化しており、被害調査報告において 1 通りの損傷が大きかったこととも整合する。しかし、5, 6 通りの 2 階 RC 柱の柱脚とギャラリー部の梁で曲げ降伏しており、被害状況と異なっている。この点に関しては解析モデルの精度の向上により改善されると考えられる。

また、今回用いた柱頭接合部の履歴モデルは完全弾塑性型のバイリニアモデルとしているため、損傷後もエネルギー吸収を行い他構面への力の分散を低減していることになる。解析結果として 2~6 通りの柱頭接合部で損傷が現れなかったことに関しては、このモデルの設定が大きく影響していることが考えられ、履歴モデルに関する再検討が必要と考えられる。

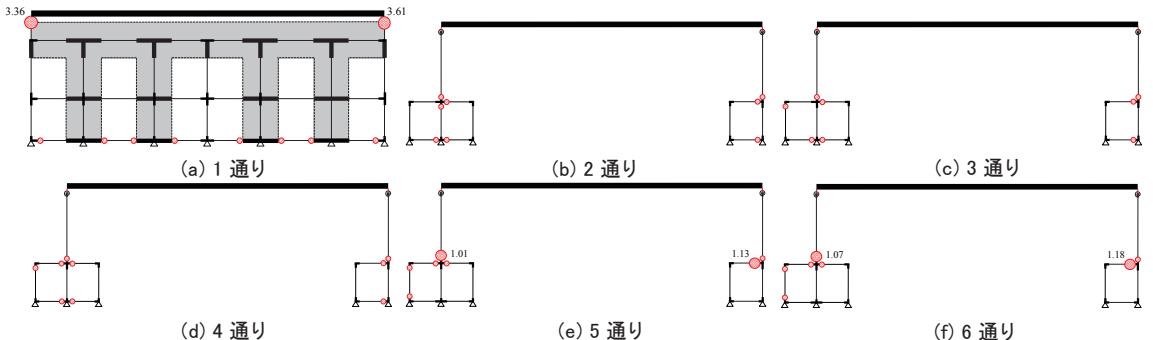


図 15 各構面の塑性率分布

● : 曲げ降伏 ○ : ひび割れ

7. トラスの面内せん断剛性による損傷の変動に関する検討

以上の解析結果より、トラスの面内せん断剛性が妻構面への荷重集中に大きく影響していることが考えられ、ここでは面内せん断剛性をパラメータとした地震応答解析により検討を深める。

図 16(a)にトラスの屋根面内せん断剛性を変化させた場合の各フレーム柱頭部に作用するモーメントの関係を、図 16(b)に 2 層 RC 柱の柱脚部に作用するモーメントの関係を示す。なお各図の縦軸は各部材の曲げ耐力で基準化している。

面内せん断剛性の低下に伴い1通りに作用する柱頭モーメントは減少し、実モデルの10%のせん断剛性にした場合では柱頭支承部被害は現れなくなる。面内せん断剛性の大きさにより妻構面(1通り)で負担する力が変化し、柱頭支承部の損傷を左右することがわかる。その一方、中央構面(6通り)では、面内せん断剛性の低下に伴い柱頭に作用するモーメントが増加するとともに柱脚部に作用するモーメントも微増する傾向にあり、柱頭支承部や柱脚に大きな損傷をもたらす可能性を有する。

せん断剛性を150%に設定した場合では、妻構面で負担する力の増大により1通り柱頭モーメントが増加し、その他の通りでは柱頭モーメントが減少することが確認できる。また、柱脚に作用するモーメントは減少し、全ての通りで被害が現れなくなる。

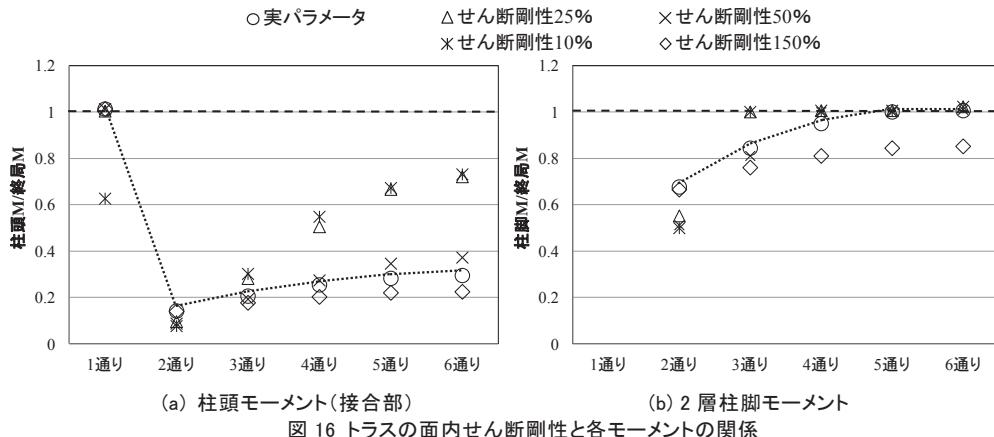


図 16 トラスの面内せん断剛性と各モーメントの関係

8. まとめ

本論では、東北地方太平洋沖地震を受けた鉄骨置屋根構造の体育館を対象に、固有値解析、静的増分解析、弾塑性地震応答解析を行った。その結果、固有値解析により得られた一次固有周期は、微動測定の結果とほぼ一致し、提案した解析モデルおよび設定質量が妥当であることが確認できた。

静的増分解析により、妻構面柱頭の損傷は、2層柱脚の曲げ降伏などと比較し、かなり早期に発生することが明らかとなった。これは、トラスに付加される荷重が、妻構面柱頭まで伝達されることによると考えられ、妻構面を有する鉄骨置屋根構造の代表的な損傷メカニズムであると考えられる。

加えて、弾塑性地震応答解析により、解析結果と実被害との比較・検討を行った。その結果、実被害にも見られた妻構面柱頭への損傷集中がシミュレートできた。一方、RC柱の曲げ降伏などの実被害と異なる結果も得られ、各構面を結ぶRC梁などのより精確なモデル化が必要であることも課題となつた。

さらにトラスの面内せん断剛性が被害状況に及ぼす影響を確認した。その結果、トラスの面内せん断剛性を小さくすると、妻構面柱頭支承部の損傷が見られなくなる場合があるが、同時に中央構面の2層柱脚部において曲げ降伏が生じやすくなることが確認できた。

参考文献

- 1) 日本建築学会:2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報、丸善出版株式会社、2011.7
- 2) 畑中友、船木尚己、藤田智己、田中礼治、柴田明徳:東北地方太平洋沖地震で被災した鉄骨置屋根構造の被害調査および常時微動測定結果、東北地域災害科学研究 第49巻, pp.81-84, 2012.12
- 3) 志賀敏男他:東北大工学部建設系研究棟の強震応答実測とその弾塑性応答解析、日本建築学会論文報告集, 第301号, pp.119-128, 1981.3
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、2010
- 5) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針、2012.3
- 6) 建築研究振興協会ほか:東日本大震災における鉄骨置屋根構造の被害調査報告、2012

2013年9月2日に埼玉県などで発生した竜巻による建物被害

東北大学大学院工学研究科 高橋麻衣, 金南昔, 飯田有未, 植松康

1. はじめに

2013年9月2日14時過ぎに埼玉県で発生した竜巻により、図1に示すように埼玉県さいたま市岩槻区尾ヶ崎新田から茨城県坂東市法師戸にかけて甚大な被害がもたらされた¹⁾。竜巻の発生を正確に予想することは難しいうえに、竜巻の移動速度は約40km/hであり、非常に速い。竜巻による災害は台風災害と異なり、短時間で甚大な被害をもたらすために、適切な対策の検討が急がれている。被害低減のためにはまず被害の実態を把握することが重要である。

筆者らは竜巻発生から2日後の9月4日に、特に被害が大きかった越谷市立北陽中学校付近、越谷市立大袋小学校付近及び千葉県野田市真光寺付近の三か所を中心に建築物等の被害調査を行った。本報ではその調査結果をまとめる。

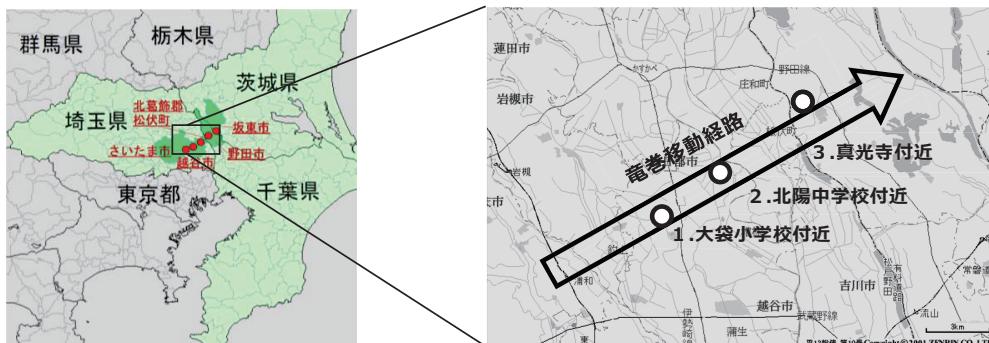


図1 竜巻進行経路及び被害調査範囲(右：被害発生地域¹⁾ 左：被害調査範囲)

2. 被害の特色

気象庁は今回の竜巻の強さをF2(推定風速50-69m/s)であるとした¹⁾。また、被害の範囲は長さ19km、幅約300mである²⁾。過去に発生したF2以上の主な竜巻による被害の概要を表1に示す。これによると、今回の竜巻による住家被害はF2の竜巻としては、他のものと比べ、比較的大きなものであったと言える。これは、被災地域の建物の密集度が高いことが挙げられる。2006年9月17日宮崎県延岡市での竜巻(F2)でも同様である。2012年5月6日に茨城県つくば市で発生した竜巻と比べてみると、今回の竜巻の方が藤田スケールは小さいにもかかわらず、負傷者が多い。これは、つくば市の竜巻は日曜日に発生したのに対し、今回の竜巻は平日の月曜日に発生したため、外出している人が多く、飛来物による負傷者が多くなったと考えられる。

また、1999年9月24日愛知県豊橋市の竜巻(F3)の場合と同様^{3),4)}、学校において飛来物により割れたガラスで負傷した生徒が多くいたことも原因である。

* Building damage due to the Tornado in Saitama, Chiba and Ibaraki Prefectures on September 2, 2013
 Mai Takahashi, Namseok Kim, Yumi Iida, Yasushi Uematsu
 Architecture & Building Science, Tohoku University.

表 1 過去の代表的な竜巻の被害(気象庁 HP より作成)

発生年月日	発生場所	藤田スケール	被害幅(m)	被害長さ(km)	人的被害(人)		住家被害(棟)		
					死者	負傷者	全壊	半壊	一部破損
2013.9.2	埼玉県、千葉県、茨城県	F2	300	19	0	64	13	35	1349
2012.5.6	茨城県常総市、つくば市	F3	500	17	1	37	76	158	400
2011.11.18	鹿児島県徳之島町	F2	100	0.6	3	0	1	0	0
2006.11.7	北海道佐呂間町	F3	100-300	1.4	9	31	7	7	25
2006.9.17	宮崎県延岡市	F2	150-300	7.5	3	143	79#	348#	753#
1999.9.24	愛知県豊橋市	F3	50-550	18	0	415	40	309	1980
1990.12.11	千葉県茂原市	F3	500-1200	6.5	1	73	82	161	1504
1990.4.6	石川県羽咋郡	F2	400-900	10	0	7	4	15	72
1990.2.19	鹿児島県枕崎市	F2-F3	200	3.0-4.0	1	18	29	88	266

#は他の気象現象による被害を含む

3. 被害形態

3.1 建築物の構造躯体の被害

写真 1,2 は建築物の上部構造の移動が見られた例である。いずれも基礎との固定が不十分であったために、竜巻による吸い上げ力と強風による横力で簡単に移動してしまった例である。また、写真 3 は基礎だけが残った例である。この基礎の上には剣道場が載っていたが、ほとんど固定されていなかったため、50m 程飛び、写真 4 のように住家 4 棟に激突し、それらの住家に大きな被害をもたらした。2006 年 11 月 6 日北海道佐呂間町の竜巻(F3)ではプレハブの工事現場事務所が杭基礎にかすがいで留められていたが、竜巻により簡単に吹き飛ばされた⁴⁾。写真 3 の建物では、ほとんど定着されていないので、比較的低い風速でも簡単に吹き飛んでしまうと考えられる。屋根の小屋組みの破壊(写真 5)や、衝撃力による倒壊(写真 6)が見られた。この他、地面にただ置いてあるだけの物置の移動や転倒は多く見られた。



写真 1 上部構造の飛散



写真 2 上部構造の移動



写真 3 剣道場の基礎



写真 4 剣道場の飛散



写真 5 小屋組の破壊



写真 6 上部構造の倒壊

3.2 建築物の外装材の被害

(1) 屋根の被害

今回の調査で最も多く被害が見られたのは、外装材の破損である。写真7はO中学校の体育館の屋根が剥離した例である。南側の窓ガラスがほとんど破損していたことより、はじめに飛来物で窓ガラスが破損し、建物内に風が吹き込んだことで、内圧が上昇して大きな上向きの力が作用し、屋根材が野地板毎吹き飛ばされたものと考えられる。

写真8は瓦屋根の剥離被害の例である。この建物は空き家であり、維持管理が行われず、耐力が低下したため、周囲の建物に比べて、大きな被害が発生したと考えられる。

台風などの強風中では、屋根の周辺部には大きな局部風圧が作用するため、周囲の瓦は全て下地に固定することになっているが、中央部では固定されずに置かれているだけの場合も多い。台風などでは中央部にそれほど大きな負圧が作用しないが、竜巻の場合、強風による負圧に加えて中心部では吸い上げ力も作用するため、固定していない瓦は、簡単に吹き飛んでしまい、写真9のような被害も発生する。

また自治会館(写真10)では屋根材が剥離したことによって、天井面が持ち上げられてしまった(写真11-12)。発災時に建物内にいた人の話によると、天井面が一度浮き上がり、元の所に戻ったということである。このように屋根の破損はそれだけに止まらず、建物内部の二次部材の破壊や破損の原因になる。



写真7 体育館の被害



写真8 空き家の被害



写真9 瓦の剥離被害



写真10 自治会館の外観



写真11 天井面の様子①

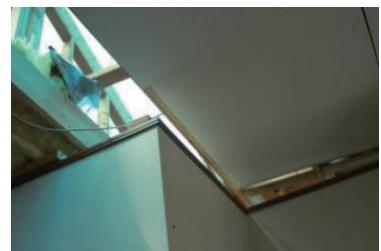


写真12 天井面の様子②

(2) 外壁材の破損

写真13のように飛来物によって外壁が破損する例が多く見られた。この例は、過去の竜巻災害調査報告書^{5), 6)}でも指摘されており、竜巻被害の特徴ともいえる。また、写真14, 15のように、外壁面全体には飛来物の痕跡は見られないが、外壁材が一部剥離する例も見られた。これは突風時に壁面に作用する局部風圧(負圧)が原因とみられ、特に壁面隅角部や端部に多く

見られた。台風時と同様、竜巻の風によっても壁面隅角部や端部と大きな局部風圧が作用することを示している。写真 15 に示す、ラスモルタル壁では、壁面中央部で剥離しているが、これは外力ではなく耐力の問題であると考えられる。



写真 13 飛来物による損傷



写真 14 外壁材の剥離



写真 15 外壁材の剥離
(ラスモルタル)
(窯業系サイディング)

(3) 開口部の破損

窓ガラスにおいても、飛来物や局部風圧によって破損する被害が多く見られた。飛来物によって窓ガラスが割れて室内に飛び散り、それが人的被害の原因となる。したがって、開口部を飛来物から防御することは人的被害を低減させるためにも非常に重要である。写真 16 は格子付き窓の被害例である。このように、格子の耐力が不足したため、飛来物によって格子と窓が共に破損してしまった。写真 17 は、小さな飛来物が格子の間をすり抜け、窓ガラスを破損させた例である。一方、写真 18 のように発災時には雨戸を閉めていたために、雨戸は多少の損傷を受けたが、窓ガラスには被害が生じなかつた例も多い。したがって、飛来物からの開口部の防御という観点からは、格子よりも雨戸やシャッターの方が有効であるといえる。

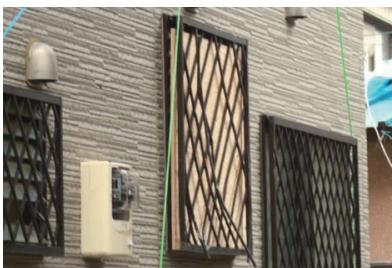


写真 16 格子窓の被害①



写真 17 格子窓の被害②



写真 18 雨戸の被害

3.3 建築物以外の被害

(1) 工作物の被害

工作物の被害も多く見られた。写真 19 は看板が傾斜している状況である。また、写真 20, 21 はブロック塀の倒壊被害の例である。このブロック塀は袖壁も無く、配筋も建築基準法をかろうじて満たすものだった。ブロック塀内の鉄筋の腐食も著しく、明らかに耐力不足であったと考えられる。看板や温水パネル、太陽光パネルなど小規模建築付属物には建築基準法は適用されないため、台風などでも被害がしばしば発生する。これが破損して飛散すると人的被害や

他の建築物の被害(二次被害)を引き起こすことが多い。

写真 22 は、**写真 3** に示した剣道場と同様、コンテナが転倒した例である。竜巻の場合には風力に加えて吸い上げ力も作用するため、コンテナのように軽い構造物では簡単に転倒したり舞い上がったりする。

また、屋根上に取り付けられた温水パネルにも被害が見られた。**写真 23** のように、屋根とともに温水パネルが破損してしまった例や**写真 24** のように温水パネルのガラス面が飛来物によって破損する例も見られた。



写真 19 看板の折損



写真 20 ブロック塀の倒壊



写真 21 ブロック塀の配筋



写真 22 コンテナの倒壊



写真 23 温水パネルの被害①



写真 24 温水パネルの被害②

(2) 野外テニスコートの被害

野外テニスコートではコート 4 面分の人工芝が貼られていたが、竜巻による吸い上げ力によって、その 7 割近くが剥離してしまった(**写真 25**)。また、ネットを固定するための高さ 4m の支柱には十分に配筋がされていたにも関わらず、傾斜・折損していた(**写真 26,27**)。ネットは充実率が小さいため、大きな風力は作用しないと考えられるが、実際には支柱を倒壊させる程の力が竜巻時には作用する。



写真 25 人工芝の剥離



写真 26 支柱の傾斜

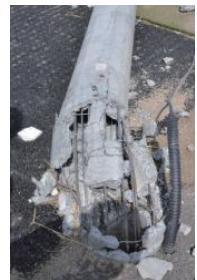


写真 27 支柱の被害

4. まとめ

過去の竜巻被害調査結果も参考にし、今回の調査結果に基づき、被害の原因と対策をまとめると表2のようである。被害の原因は大きく分けて3つあげられるが、特に飛散物によってもたらされる、建築物の一部損壊や、負傷者の被害は甚大なものである。しかし、一方で、日頃から行う事ができる対策も多い。特に、表に示す飛散物への対策は竜巻発生情報が発表され次第、すぐに行うと被害を大幅に減らすことができると考えられる。また、今回の竜巻では、学校において飛散した窓ガラスによって生徒が怪我をした例も見られたため、学校での竜巻時の対応も重要である。

表2 竜巻による被害の原因と対策

被害の原因	対策
①局部風圧の作用	・風圧力について正しい知識を持ち、十分な強度を発揮できる施工を行う。
②被害にあった建築物等の強度不足	・工作物等のアンカー固定を行う。 ・適切な維持管理 ・瓦の固定 ・壁の耐力確保
③飛散物	・窓ガラスの保護。格子窓より雨戸・シャッターの方が効果的。 ・飛来物、飛散物の原因になるものを屋外に放置しない。 ・竜巻発生時には開口部から離れた、屋内に避難する。 ・建築付属物(看板、温水パネル等)の耐風性確保。

5. 謝辞

今回の竜巻の災害で被災された皆様に心からお見舞い申し上げます。また、本調査を実施するにあたって、被災されたにも関わらず、調査に協力していただいた住民の皆様に深く感謝いたします。

参考

- 1) 気象庁：「現地災害調査報告 平成25年9月2日に埼玉県さいたま市、越谷市、北葛飾郡松伏町、千葉県野田市、茨城県坂東市で発生した突風について」、2013年9月13日発表
- 2) 消防庁：「平成25年9月2日からの突風及び大雨による被害状況などについて(第10報)」2013年9月13日発表
- 3) 「豊橋市竜巻災害記録」編纂委員会：竜巻の記録、1999年9月24日
- 4) 「豊橋市竜巻災害記録」編纂委員会：豊橋市を襲った黒い渦、2000年
- 5) 平成18年度科学研究費補助金(特別研究促進費)研究成果報告書：北海道佐呂間町で発生した竜巻による甚大な災害に関する調査研究(研究代表者 田村幸雄)、2007年3月
- 6) 平成24年度科学研究費補助金(特別研究促進費)研究成果報告書：平成24年5月6日に北関東で発生した竜巻の発生メカニズムと被害実態の総合調査(研究代表者 前田潤滋)、2013年2月

2013年7月山形集中豪雨被害の特徴～月布川を一例として～*

東北大学工学部 梅松理美
東北大学災害科学国際研究所 呉修一・眞野明・有働恵子
東北大学大学院工学研究科 田中仁

1. はじめに

近年、地球温暖化の影響等で、局地的豪雨や大雨が頻発している。2013年7月山形県では2度にわたり局地的な集中豪雨が発生した。その中でも西村郡を中心として流れる月布川流域(1級河川最上川水系)では、7月18日および22日に2度の豪雨に見舞われ、大江町で孤立集落が発生するなどの被害に見舞われた。観測所やデータの少ない局地的な場所で豪雨被害が増加する中で、気象モデルや降雨流出・氾濫解析モデルを用い、土砂災害および河川氾濫の危険性を事前に把握することは極めて重要である。洪水発生前に時間的余裕を持った予測・予報が可能になれば、未然に被害を防ぐための避難勧告等を発令する際に非常に有益な情報の提供が可能になるとともに、避難勧告発令に向けた定量的な指標やガイドラインの作成が可能になると考えられる。よって、本研究では、その第一段階として、月布川流域、特に大江町の被害に着目し、局地的な豪雨による被害の課題抽出を行う。

2. 被害の概要

2013年7月18日および22日の豪雨による山形県全域の被害は、行方不明者1名、負傷・軽傷者3名、全壊3棟、半壊8棟、一部損壊3棟、床上浸水49棟、床下浸水388棟である(2013年11月8日現在)¹⁾。公共交通施設等の被害額は、20,221百万円、農林水産関係の被害額は、7,907百万円となっている。本研究で対象とする月布川流域は、山間部に農地と住宅が広がっており、激しい豪雨に伴い、洪水氾濫、土砂災害、孤立集落が発生するなどの被害が生じた。人的被害こそ小規模であったが、孤立集落が発生したことには、局地豪雨災害における避難勧告・指示発令のタイミングの難しさを如実に物語っている。

3. 月布川流域の概要

本研究で対象とする月布川は、1級河川最上川の支川である。図-1に月布川流域の流域界、河川網、標高および雨量観測所、水位観測所の位置を示す。また、図-2に流域周辺の土地利用の概要を示す。月布川流域の流域面積は142.2km²(GIS解析より算出)、流路延長は39.5kmである。

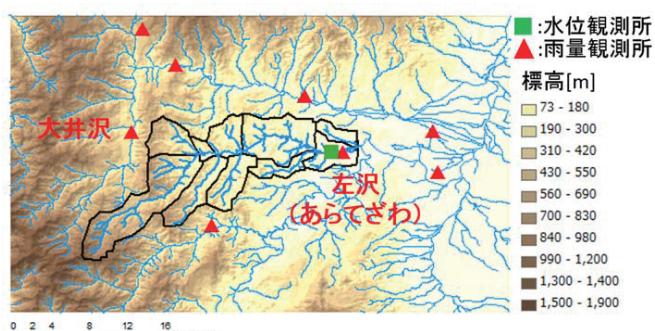


図-1 月布川流域界、河川網、標高および雨量・水位観測所の位置

* Characteristics of heavy rainfall disaster in Yamagata Prefectures on July 2013, a case study at Tsukinuno River, Satomi Umematsu, Shuichi Kure, Keiko Udo, Akira Mano and Hitoshi Tanaka

土地利用の内訳は、森林 80.2%、農地 13.1%，宅地 2.2%，その他 4.5%となっている。図-2 より、河川沿いに農地が多く存在していることがわかる。過去の月布川の水害事例としては、既往最大のものが 1976 年 8 月 6 日の水害（通称 86 水害）であり、最上川流域の広範囲で被害の生じた 1967 年 8 月 26 日の羽越豪雨よりも、流域における局地的な豪雨に伴い、86 水害のほうが大きな被害が生じた。

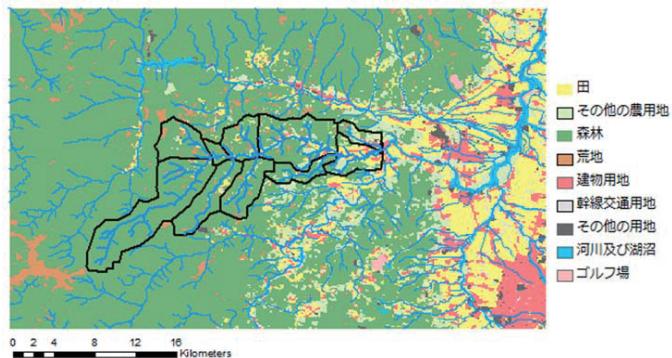


図-2 月布川流域周辺の土地利用

4. 降雨の特性

平成 25 年 7 月 17 日～18 日、7 月 22 日に山形県を 2 度にわたり襲った梅雨前線性の豪雨は両県において大きな被災をもたらした。主な地点の降雨量を以下の表-1 に示す²⁾。7 月に入り断続的に降雨があり、7 月 1 日から 18 日までの降雨量は多くの箇所で 7 月の平年月降雨量を超えていた。これにより斜面などの土壤水分が非常に湿潤であり、山地が従来持つ保水能が低下した状態で 18 日と 22 日の豪雨イベントを迎えたものと推測される。

表-1 各主要地点における降雨の状況

観測地点	降雨量 (7/17 12:00～7/18 21:00)	降雨量 (7/1～7/18)	7月の平均月降雨量
西川町大井沢	250.5	590.5	251.1
大江町左沢	163.5	334.5	175.1
鶴岡市荒沢	151.0	684.0	275.2

図-3 に、大井沢地点および左沢地点における日雨量の時系列を、図-4 に両地点の月雨量の時系列を示す。大井沢地点においては、日雨量、月雨量ともに 2013 年 7 月および 7 月 18 日の豪雨イベントが観測史上最大を

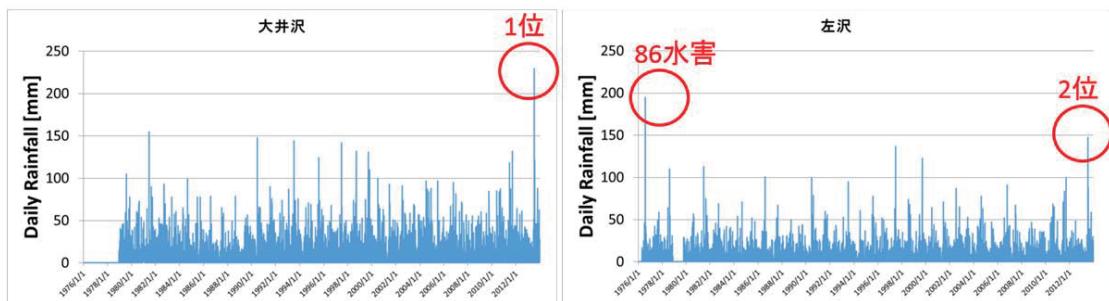


図-3 大井沢および左沢地点における日雨量の時系列

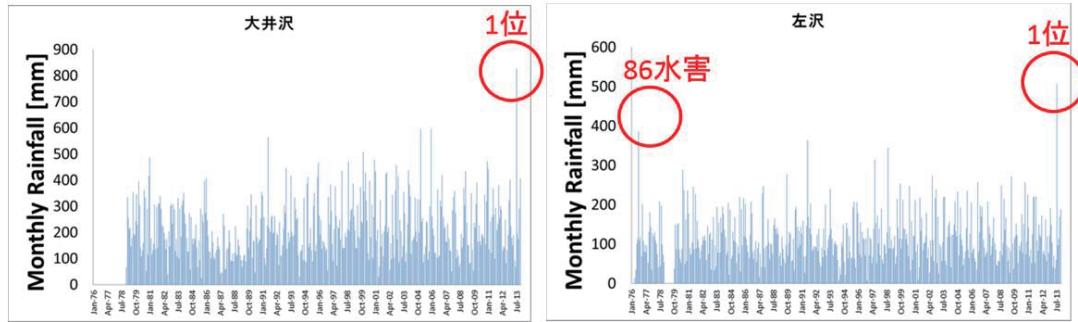
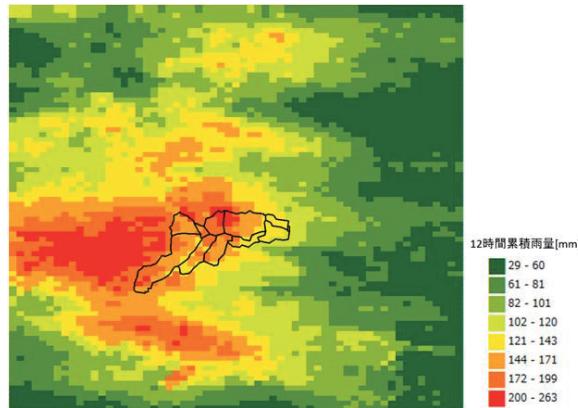


図-4 大井沢および左沢地点における月雨量の時系列

示している。月布川流域内に位置する左沢観測地点においては、日雨量は86水害時の方が大きい値を示しているが、月雨量としては観測史上最大である事がわかる。また、図-5に気象庁の解析雨量の7月18日3:00-15:00までの12時間累積雨量を示す。図-5に示す解析雨量から明らかのように、月布川流域に集中して強雨が発生していたことがわかる。このように、1967年の羽越豪雨では最上川水系全域での被害となつたが、本豪雨イベントおよび86水害では、月布川流域を中心とした局地的な豪雨が観測されていたものと推測される。

図-5 月布川流域周辺における12時間累積雨量
(18日3:00-15:00、気象庁解析雨量)

5. 月布川における水位の時系列と避難指示等の発令状況

図-6に、月布川荻野地点における水位の時系列および左沢地点の雨量の時系列を示す。7月17日の22:00程度から降雨が強くなり、それに応じて水位が上昇していることがわかる。気象庁は18日0:42よりおよそ1時間おきに大雨(土砂災害)警報や洪水警報を出していた。図-6に示されるよう、月布川の水位は18日5:00頃には避難判断断水位を越えており、氾濫危険水位を超えた7:00から約1

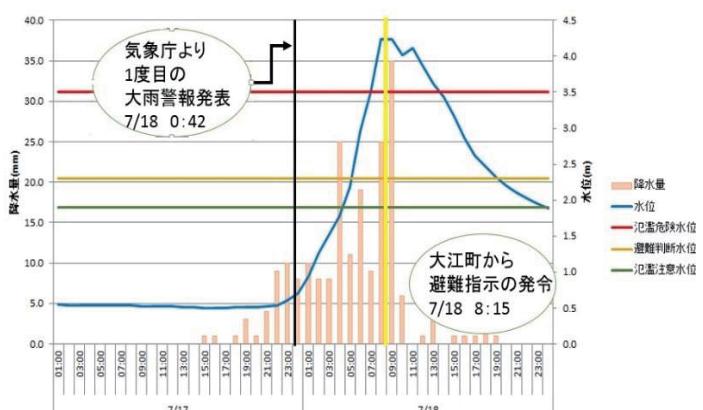


図-6 月布川における水位ハイドログラフ

時間後の8:15すぎに大江町から避難指示が出された。しかしながら、月布川流域の久保地区では、18日の7:00には河川水が地区の橋を越水（住民への聞き込み調査より）し、5世帯の7人が孤立する状態となった。

このように深夜から早朝にかけて降雨の激しさが増したため、避難指示を出すタイミングが難しかったことや、実際に発令されたとしても本当に避難可能であったのか等、多くの検証課題が残る。実際その後の豪雨イベント（7月22日）では、事前に避難勧告が発令され、各自が避難を実施することができた。このように夜半から早朝にかけての洪水イベントでは避難指示の迅速な発令・伝達をいかに行うかが重要な課題となる。2013年は伊豆大島でも同様に深夜の激しい降雨により避難指示が遅れ、被害が拡大する事案があった。今後、深夜の集中豪雨に対応するため、より早い段階での予報および避難指示発動のためのガイドラインや定量的な指標を作成する事が重要となる。

6. 月布川における洪水の被害状況

（1）大江町貫見地区（月布川中流部）

図-7に、大江町貫見地区浸水想定図³⁾を示す。本水害では、図-7中の赤点線の部分で、溢水被害が生じた。右岸側および左岸側からの支川流入に伴い水位が上昇し、溢水が生じたものと推測される。この洪水氾濫により、家屋の床下浸水と農地への浸水被害が生じた。また、図-8に示すよう、石積み（乱積）護岸が崩落しており、その崩落はコンクリート護岸との接続部で生じていた。

これは、護岸のつなぎ目部分の洪水流に対する脆弱性を示すものと考えられる。なお、上記した大江町の避難指示に伴い周辺住民は避難所に無事に避難することが出来た。

（2）大江町久保地区（月布川下流部）

月布川中流域に位置する久保地区（図-9に示す久保地区浸水想定図中の赤点線部分）では、上記したように月布川に架かる久保橋が浸水し、5世帯の7人が18日の朝から正午すぎまで孤立する状態となった。洪水氾濫が生じた箇所の直下流部は急な蛇行部であり、この蛇行に伴い上流側の水位上昇が生じやすい状況であると思われる。住民への聞き込み調査によると、月布川の増水に伴い多くの流木があり、それら流木が久保橋の欄干を塞ぐような状態となった。洪水3日後の久保橋の様子を図-10に示す。またこの流木により河川の氾濫が左岸側に誘導されたとの報告が住民より確認された。これにより、86水害では右岸側への

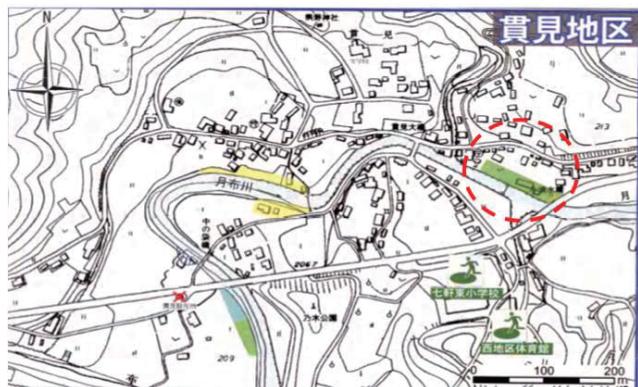


図-7 大江町貫見地区浸水想定地図³⁾



図-8 月布川における石積護岸の崩落被害の様子

氾濫がメインであったが、今回の出水は左岸側への氾濫水量が大きくなつた。左岸側では、この氾濫水の渦流に伴い道路や民家の床下が激しく浸食されていた。床上浸水した右岸側の民家には、側に取水用堰と取水用水路が設置しており、この取水用水路を通じて大量の河川水が民家に流入した模様である。

(3) 大江町荻野地区（月布川下流部）

月布川下流荻野地区では、月布川下流志津橋の直下流両岸で洪水流が護岸を越流した（図-11に示す荻野地区浸水想定図中の赤点線部分）。左岸側は農地であり民家等への被害は出なかつたが、右岸側には民家が2件あり、1件が床下浸水の被害を被つた。氾濫箇所は堤防が一部低下している箇所があり、越流堤のような形状を呈していた。周辺住民の話によると、18日午前4:30くらいに、山地の沢のほうから流出水が民家の排水路の容量を超えて民家へと流出を始め、その後月布川の水位が15分程度で急激に上昇し、堤防を越えし氾濫水が民家へと流入し、床下浸水した。荻野水位観測所のデータを見ると5:00以降に水位の急な上昇が確認される。民家と月布川の間にあら果樹園には大量の土砂が堆積（図-12）しており、民家の方々が今後の対応に窮していた。

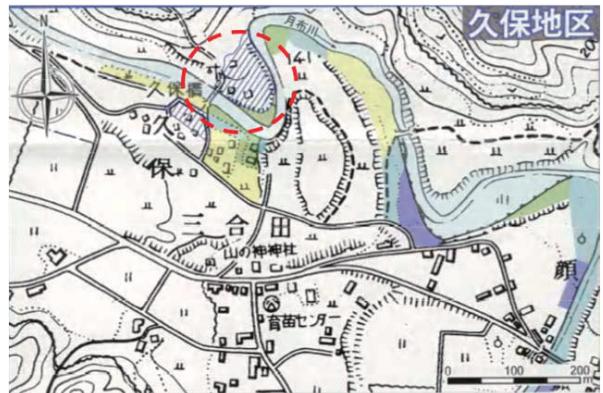


図-9 大江町久保地区浸水想定地図³⁾



図-10 久保橋の冠水により集落が一時孤立

（2013年7月21日撮影）

7. 月布川における洪水被害の課題

本研究で実施した現地豪雨被害調査や解析を通じて、山形豪雨災害、特に月布川における被害で明らかになつた課題を以下に列挙する。

早朝の避難指示発令・避難実施の難しさ：

大江町の久保地区では、7月17日の夜から18日朝にかけての豪雨により月布川の水位が上昇し河川水が地区的橋を越え5世帯の7人が孤立する状態となつた。しかしながら、7月22日の豪雨イベントでは、午後に避難勧告がなされ各自が避難を実施することが出来た。このように夜半から早朝にかけての洪水イベントで避難勧告・指示の迅速な発令・伝達を如何に行うかが重要な課題となる。このような明け方の豪雨に対しては、前日から余裕を持って避難を実施することが重要となる。よって、気象モデルおよび降雨流出・洪水氾濫モデルを最上川流域全域に実装し、6時間～12時間程度のリードタイムを持った洪水予報を精度よく実施する事が

重要となるであろう。

護岸のつなぎ目部分の脆弱性：

月布川の護岸で被害が発生した箇所は、護岸のタイプが変化する不連続部で非常に多く生じていた。特に、コンクリート護岸から石積み護岸へと変化する場所で、石積護岸の浸食・崩落が顕著であった。このような護岸タイプの不連続部分および石積護岸の洪水流に対する脆弱性に対して今後どのような対策を行うかは課題の一つである。

蛇行部や支川の合流部での洪水氾濫：

水工学の観点から、強い蛇行部の直上流や、支川が多く流入する箇所で水位が上昇しやすいのは、容易に理解が可能である。7月18日の豪雨に伴い生じた洪水氾濫箇所は、その殆どが洪水ハザードマップで浸水が想定されていた箇所である。このような山間部の蛇行河川における脆弱部分に対してどのような対策を行うのかも課題の一つとして挙げられる。

高齢化・農業従事者減少社会での新たな課題：

大江町は、人口・農業従事者が減少する現在において、農地への洪水氾濫汚泥の堆積は、農業従事者の減少さらには山間地域の過疎化を進行させると危惧している。氾濫汚泥の除去が完了するまで当然ながら農業が再開できないため、洪水を契機に農家が農業活動を永遠に停止してしまう恐れがあるためである。よって、大江町では町の援助により迅速に氾濫汚泥の除去を進めた。このように、高度経済成長期や人口増加の時代とは異なり、現代社会では農地への洪水氾濫を安易に許容できない。これは現代社会における新たな豪雨災害の課題として、非常に重要な問題である。

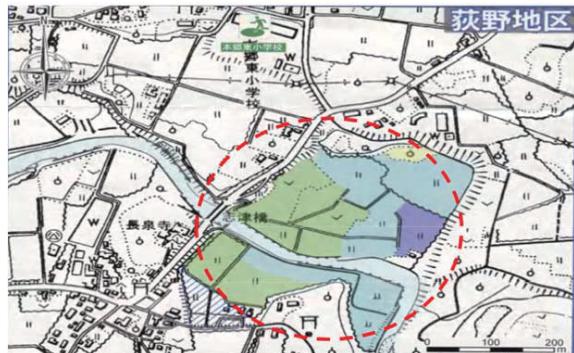


図-11 大江町荻野地区浸水想定地図³⁾



図-12 洪水氾濫土砂で埋没した果樹園

謝辞：本研究は、土木学会水工学委員会の山形豪雨調査団（団長：田中仁）が実施した現地調査およびその後の解析に基づいている。調査団メンバーである、風間聰先生、梅田信先生、小森大輔先生、三戸部佑太先生（以上、東北大学）、川越清樹先生（福島大学）、渡部徹先生（山形大学）、二瓶泰雄先生（東京理科大学）には多くの有益な知見やデータ等、非常に多くの情報をご提供頂いた。また、現地調査では、山形県大江町には、災害復旧対応にも関わらず、多くの協力・支援を頂いた。末尾ながらここに記して謝意を表する。

参考文献：

- 1) 7月18日からの大雨による被害等の概要について（第35報），平成25年11月8日現在，山形県災害対策本部
- 2) 7月18日からの大雨による被害状況について（第5報），平成25年7月19日18:00現在，山形県危機管理・くらし安心局危機管理課
- 3) 大江町洪水避難地図（洪水ハザードマップ），山形県大江町
http://www.town.oe.yamagata.jp/modules/living/index.php?content_id=16

2013年8月秋田・岩手豪雨災害の特徴*

呉 修一, 森口周二, 久利美和, 安倍 祥, Carine Yi, 有働恵子, 真野 明

東北大大学災害科学国際研究所

1. はじめに

平成25年(2013年)8月9日、日本海から湿った空気が流入し大気が不安定となり、秋田・岩手県各地で観測史上最大の雨量を記録した。この豪雨に伴い、洪水氾濫、斜面崩壊、土砂災害などによる被害が秋田・岩手県の各地で生じた。秋田県仙北市では、大規模な斜面崩壊とそれに伴う土砂流動が発生し、6名の死者が発生した。また、岩手県雫石町では、豪雨による土砂崩れで道路が寸断され、多数の孤立集落が発生した。秋田県大館市、鹿角市や岩手県花巻市などでも土砂災害や洪水により多くの被害が生じた。本論文では、8月14日および15日に著者らが実施した現地災害被害調査およびその後の解析より得られた知見を一部報告するとともに、本豪雨災害より明らかになった問題点と得られた教訓を記述する。これにより、今後の東北地方における豪雨災害被害の軽減に向け、様々な提言・提案を行うための研究の第一歩とする。

2. 被害の概要

平成25年8月9日の豪雨に伴う両県の人的被害は、死者8名、重症4名、軽傷8名である。犠牲者の発生要因としては、秋田県仙北市および岩手県花巻市においては土砂流出、岩手県西和賀町においては釣りの最中に河川に流されたことによる。重軽傷者は、倒木や土砂崩れによる家屋倒壊等によるものである。8月9日の豪雨に伴う被害総額は、11月1日現在で、岩手県で200億2,303万円(農林水産関係89億4,731万円、土木施設関係95億7,753万円)となっている¹⁾。秋田県の被害額は、11月6日現在、農林水産関係被害額は87億5337万円、公共土木施設被害額は35億2,240万円となっている²⁾。

3. 降雨の特性

秋田県では9日未明から雨が降り出し、明け方から昼過ぎにかけて局地的に猛烈な雨が降った。岩手県雫石町や秋田県仙北市など、非常に多くの地点で1時間に50mmを超える降雨が観測されており、秋田県鹿角市などでは

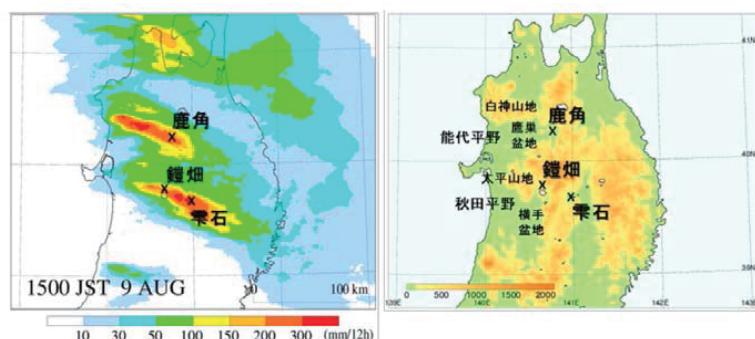


図-1 秋田・岩手の降雨分布と、秋田県・岩手県付近の地形の様子(気象研究所³⁾)

1時間に100mmを超える降雨が観測された。

*Characteristics of heavy rainfall disaster in Akita and Iwate Prefectures on August 2013, Shuichi Kure, Shuji Moriguchi, Miwa Kuri, Yoshi Abe, Carine Yi, Keiko Udo and Akira Mano

気象庁気象研究所³⁾の解析結果によると、今回の豪雨前日に山陰沖にあった大量の水蒸気を含んだ空気が、大雨のあった9日の朝には東北地方沿岸部に達していた。平年と比較して約1~2°C高い27°C前後の日本海の海面水温の影響により、水蒸気を殆ど失うことなく日本海をゆっくりと北上することで、東北地方北部沿岸域としては前例のないような大量の水蒸気が存在する状況になっていた。この湿った空気が海上から白神山地、太平山地などの山岳地帯に流入し、上昇流が生じ積乱雲が発生することで2つの線状の降水帯が形成され、それらが停滞することで非常に強い雨となった。図-1に秋田県・岩手県の降雨分布と両県付近の地形の様子を示す。この線状降水帯の形成に伴い、表-1に示すよう多くの地点で非常に強い豪雨が観測されている。

表-1 秋田・岩手県の各主要地点における日最大1時間降水量および総降水量（アメダスデータ）

秋田県				岩手県			
観測所	1時間降水量 [mm]	起時	総降水量 [mm]	観測所	1時間降水量 [mm]	起時	総降水量 [mm]
大館	56.0	8:00	130.5	零石	78.0	12:02	261.0
大湊岱	105.0	8:00	337.0	紫波	71.0	10:44	211.0
鹿角	105.5	11:00	293.0	大迫	63.5	11:24	135.0
田沢湖	40.0	9:00	120.0	花巻	45.0	11:40	59.5
鎧畠	84.5	8:00	246.0	附馬牛	50.0	12:13	121.0

このように、多くの地点で1時間に50 mmを超える『バケツをひっくり返したような雨』が観測されており、大館市では1時間100 mmを超える『滝のような雨』が観測されていたことがわかる。ここで、秋田県においては、鹿角、鎧畠地点で、岩手県においては、零石、紫波、大迫地点において、観測史上最大の1時間降水量が観測されている。

4. 秋田県仙北市における斜面崩壊事例

秋田県仙北市では8月9日に大規模な斜面崩壊が発生し、崩壊土砂が土石流化して斜面下の広範囲に流出した。この災害により、死者6名、住宅5棟が全壊、1棟が半壊の被害が発生した。図-2に斜面崩壊の発生地点、雨量計、仙北市役所の位置および周辺地形の概要を示す。また、図-3に崩壊部分と土砂流出範囲を示す。

現地での簡易レーザー距離計による計測結果より、斜面下から滑落崖までの鉛直高さは約100 m、斜面角度は20~30度程度であった。斜面中央から上部にかけて崩壊が発生し、流下経路に生息していた樹木（スギ）を巻き込んで斜面下に流下した。この斜面は第三紀の火山性の土で構成されていると考えられ、流下した土砂の様子から、水分を含んだ場合に高い



図-2 仙北市における斜面崩壊地点、雨量計、市役所の位置および周辺地形の概要



図-3 崩壊部分と土砂流出範囲 (Google mapに加筆)

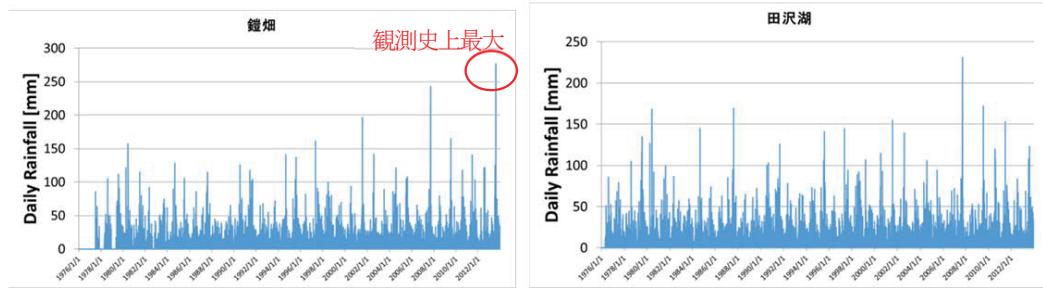


図-4 鎧畠および田沢湖地点における日雨量の時系列

流動性を示す材料と思われる。図-3 に示すよう流下域（供養佛）には、中央の周辺よりも高い位置に道路が走っており、この道路の存在が土砂の流れの方向に大きく影響したと考えられる。なお、この道路を乗り越えるほど、その規模（速度）が大きかったことがわかる。

8月9日9:10に秋田県気象台が土砂災害警戒情報を仙北市に発令しているが、斜面崩壊が11:35に発生し、6名の死者が発生した。その後仙北市が、地区住民55世帯152人に避難勧告を13:53に発令している。崩壊部分と斜面上の流下経路は集水地形になっており、仙北市が提供しているハザードマップでも土石流の警戒箇所として指定されているが、仙北市役所田沢庁舎での聞き取り調査の結果によれば、この地域で水害は頻繁に発生しているが、土砂災害についてはこれまでにほとんど被害が発生しておらず、防災対策の対象となっていないかった。また、仙北市周辺ではそれほどの強雨は観測されておらず、崩壊斜面を含む山腹地域で局的に豪雨が発生していたことが指摘されている。この点が避難勧告の遅れに少なからず影響した可能性がある。

図-4に鎧畠地点および田沢湖地点における日雨量の時系列を示す。また、図-5に気象庁の解析雨量の8月9日および10日における2日間の累積雨量を示す。図-4より、鎧畠地点における8月9日の日雨量は観測史上最大を記録しているが、仙北市に設置された田沢湖雨量計では、過去の年最大日雨量データと比較してさほど大きな値が観測されていない事がわかる。また、図-5より、強い降雨は斜面崩壊地点を含む山腹地域で観測されているが、仙北市周辺では2日間で200mm以下程度である事がわかる。このように今回の豪雨では斜面崩壊部分を含む山腹地域で強降雨が局的に発生し、この降雨の局地性が避難勧告の遅れを招いた一因である可能性が考えられる。

このように、過去に土砂災害事例の殆ど無いような場所で、今までに経験したことのないような局地的な豪雨に対して、どのように速やかに避難勧告・指示を発令するかは、今後多くの日本の市町村が直面するであろう大きな課題である。過去の災害経験を上回る被害も起こりうる事を認識し、「命を守る行動」を如何に喚起

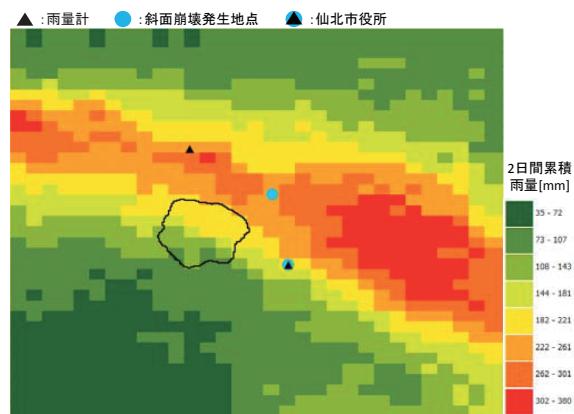


図-5 仙北市周辺における8月9日および10日における2日間累積雨量（気象庁解析雨量）

するか、その対策をしっかりと検討する必要がある。

5. 岩手県花巻市における斜面崩壊事例

岩手県花巻市では、民家裏の斜面が崩壊し、民家の壁を破壊して土砂が流れ込み、その箇所で寝ていた高齢者 1 名が生き埋めになり死亡した。土砂が流れ込んだのは家の中の一部（東側）であり、他の家族は無事であった。崩壊部分の規模は、幅が 10 m 程度、すべり面の深さが 2 m 程度、斜面下から滑落崖までの斜距離は 20 m 程度、斜面角度は 45 度程度の急勾配である。斜面中段から下部表面にかけて岩が露出しており、この部分は地山または切土のり面であると考えられる。斜面の上には農地

が広がっており、過去に農地開発のために山を切り開いて造成されたと考えられる。崩壊した斜面上部は、造成された土地の一部であり、盛土部分であると思われる。

この地域の周辺では、これまでに土砂災害はほとんど発生しておらず、住民からの聞き取り調査からも、過去にこの地域が大きな土砂災害の被害にあったことはないことが確認されている。この崩壊が発生した理由としては、局地的な豪雨が崩壊を誘発したことは間違いないが、それ以外にもいくつかの要因が挙げられる。1 つ目の理由は、斜面上部が農業用造成地の急勾配な盛土部であったことである。このため、他の部分に比べて崩壊しやすい状態であったと思われる。2 つ目の理由は、斜面周辺の排水である。崩壊斜面に隣接するように小規模な沢があり、この部分に水路が設置されている。通常は、斜面上の農地からの排水はこの水路を通って民家下の農業用水路に排出される。ところが、住民の証言によれば、今回の豪雨時には水路から反対側の崩壊部分のすぐ隣で斜面から流水が確認された（図-6）。これは、斜面上の農業用地の水路が許容量を超えて溢れたり、崩壊につながったと考えられる。また、斜面上の水田ではヒエを栽培しており、水田内部には常時 5 cm 程度の水位で水が存在した。これより、常時も崩壊部分内部に水が供給されていた可能性も考えられる。3 つ目の理由として、2011 年東北地方太平洋沖地震の影響があった可能性がある。住民の証言によれば、2011 年の地震時に、今回の崩壊部分周辺で小規模な亀裂が確認された。これによって斜面にゆるみが発生し、今回の豪雨が引き金となって崩壊が発生した可能性がある。

このように人間の手によって自然の形を変化させた造成地（特に盛土部）は要注意である。今後は、人間活動の履歴や東北地方太平洋沖地震の長期的な影響等を考慮した、土砂災害危険度の評価手法の確立が重要となってくる。

6. 秋田県引欠川の破堤事例

豪雨により河川被害の一例として、秋田県米代川の支川である引欠川の破堤状況の概要を記述する。破堤は、

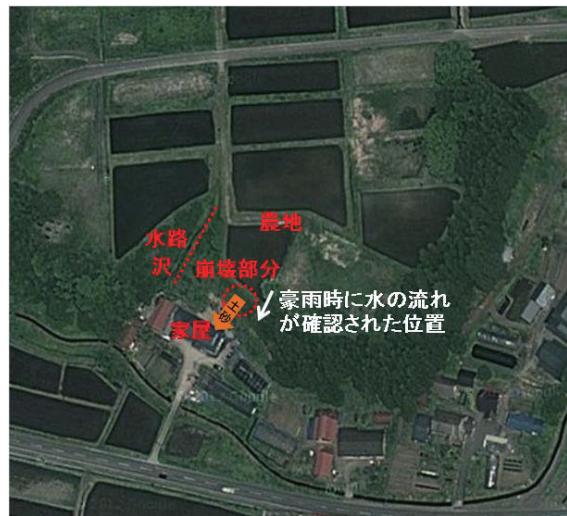


図-6 豪雨時に斜面上部からの流水が確認された位置
(Google map に加筆)

米代川との合流地点から約1km上流地点で右岸側に幅約37m、高さ約4.5mで生じていた。破堤箇所は土嚢積み上げで応急対応がされていた（図-7）。破堤箇所の直上流部に水田からの排水路があり、田畠への雨水はこの排水路を通じて引欠川に合流する（図-8）。8月9日の豪雨に伴い、田畠への雨水が大量にこの水路を通じて引欠川に流入し、河川上流からの流量増加と合わせて合流部で水位が上昇し破堤へと至った可能性が考えられる。

このように米代川の支川では大きな被害が生じたが、米代川本川では、堤防決壊などの大きな被害は生じなかった。秋田県鹿角地域振興局建設部への聞き込み調査によると、平成19年9月の出水時には米代川上流の広域で大きな雨となつたため、本川の流量の増大が顕著であり本川での堤防決壊などの被害が生じたが、今回の出水では大きな被害は本川では生じなかつたそうである。実際に今回の調査でも平成19年9月の豪雨で被害を受けた箇所を回つたが、大きな被害などは確認されなかつた。このように、今回の豪雨災害で被害の多かつた箇所は2級河川や支川、水路や山地の沢や斜面などの局所的な地域である。特に上記事例のように、小水路の周辺で道路や鉄道線路、堤防等の被害が多く確認されている。豪雨に伴い小水路の設計流量を上回る流量が発生し、容易に越水・氾濫するためであると考えられる。このような局所的な箇所は日本に無数に存在するため、行政が全てを完全に整備し水害を防ぐ事は不可能に近い。よって、脆弱地点を把握するとともに、道路、鉄道網や地域の優先順位などを考慮し、優先的に防御すべき地点の選別が必要不可欠となる。



図-7 引欠川の破堤状況とそれを土嚢で応急対応する様子



図-8 引欠川の破堤箇所の直上流に位置する水田からの排水路。右は引欠川の排水路から水田側を撮影

7. 2013年秋田・岩手豪雨災害の教訓

本研究で実施した現地豪雨被害調査や解析を通じて、秋田・岩手豪雨の被害で明らかになった教訓を以下に列挙する。

局地的に発生した豪雨被害：

今回の東北地方の豪雨では、広範囲かつ同時多発的に被害が発生している。被害の多くが、二級河川や支川、水路や山地の沢・斜面といった場所で局地的に生じている。特に、道路や線路等の被害は、近接する水路や排水路からの影響を受け生じている事例が多く確認された。このような小水路等は、平常時は何ら問題ないが豪雨時はその流下能力を大幅に上回る流量が発生するため、簡単に越水・氾濫し周囲に被害を及ぼす事が考えられる。

過去の災害経験を上回る被害も起こりうる：

土砂災害は、同じような場所で繰り返し発生するという性質を持つため、過去に起きた災害を知り、それを防災に役立てることが重要である。しかし、局地的な集中豪雨についてはこの限りではなく、過去の経験があまり参考にならないことがある。特に、集水地形にあたる地域では、降雨の状況がいつもと異なる場合には、常に土砂災害の可能性を考慮する事が重要である。

命を守る行動を如何に喚起するか：

一般に、集中豪雨時は土砂災害の危険が増え、降水量分布と土砂災害の発生箇所に強い相関を確認することができる。しかし局地的な、言い換えれば、市町村よりも小さなスケールでは、今後、どこに、どれほどの豪雨があるかを正確に予測することは困難である。また、水害では上階への垂直避難も有効だが、土砂災害では、危険エリアから離れる避難が必要である。しかし、避難を始めようとしても、強い雨や道路の冠水などによりすでに避難することが難しい状況も考えられる。「命を守る行動を喚起する」ためには、日頃から河川や斜面の状況、豪雨時の様子など過去の災害経験を踏まえて対策を伝えていくこと、そして、豪雨時には河川の氾濫や土砂災害への警戒など呼びかける情報に注意し、早くから避難を始めるなど、地域ぐるみで危険を回避する行動に取り組んでいくことが重要である。

人間活動の履歴や2011年東北地方太平洋沖地震が土砂災害に与えている影響：

人間の手によって自然の形を変化させた造成地（特に盛土部）は要注意である。小規模で古い造成地では、十分な対策が講じられていないケースも多く、そのような視点で防災対策を進める必要性もある。また、2011年東北地方太平洋沖地震の爪痕は、地盤の緩みという形となって長い年月を経てなお現在も各地に残っている可能性がある。土砂災害についても大震災の後の長期的な影響を考慮した評価手法の確立が必要である。

謝辞：2013年夏季の豪雨災害により被災された方々に心よりお見舞いを申し上げるとともに、本災害による犠牲者に深く哀悼の意を表する次第である。本研究は、東北大学災害科学国際研究所の秋田・岩手豪雨・土砂災害緊急調査団が実施した現地調査およびその後の解析に基づいている。緊急災害調査団メンバーである、今村文彦先生、Jeremy Bricker先生、芦野有悟先生、今井健太郎先生には多くの有益な知見やデータ等、非常に多くの情報をご提供頂いた。また、現地調査では、秋田県仙北市災害対策本部、秋田県鹿角市地域振興局建設部および国土交通省東北地方整備局に、災害復旧対応中にも関わらず、多くの協力・支援を頂いた。末尾ながらここに記して謝意を表する。

参考文献：

- 1) 平成25年8月9日からの大雨による被害状況等について、平成25年11月6日17時現在、秋田県総合防災課
- 2) 平成25年8月9日の大雨・洪水に係る被害状況、平成25年11月1日12時現在、岩手県災害警戒本部
- 3) 平成25年8月9日の秋田・岩手の大雨発生要因について、気象庁気象研究所

2013年8月9日秋田・岩手豪雨における鉄道盛土の被災事例と教訓*

秋田大学 松富 英夫
 秋田大学 渡邊 一也
 秋田大学 伊藤あさみ
 秋田大学 決得 元基

1. はじめに

2013年8月秋田・岩手豪雨における日最大1時間降水量は秋田県の鹿角で108.5 mm, 鎧畠で88.0 mm, 大館で68.0 mm, 日最大24時間降水量は鹿角で293 mm, 鎧畠で246 mmに達した。これらは観測史上最大で、何れの観測点も降雨継続時間は4時間程度であった¹⁾。

2004年7月新潟・福島豪雨以来指摘されていることであるが、今回の豪雨でも被害は支川沿いで目立った。秋田県では一級河川米代川の右小支川下内川の破堤による大館市沼館地区の住家²⁾、大館市と鹿角市の境に位置するJR花輪線土深井駅近くの鉄道盛土や国道103号の道路盛土などが被災した(図-1)。支川沿いの目立った被害は降水域が帶状で狭く、降雨継続時間が短く、総降水体積が小さかったことが関係しているよう。米代川本川では霞堤を通して外水氾濫したところ(大館市山田渡)や観測史上最大水位を記録したところ(大館市扇田橋水位観測所など)もあったが、基本的に2007年9月洪水に次ぐ観測史上第2位の洪水であった。

本研究は秋田県鹿角市に位置するJR花輪線土深井駅近くの鉄道盛土の被災に着目し、「記録的短時間大雨」が頻発する時代の微小流域における盛土被災の実態、原因や教訓を論じる。

2. 現地調査

現地調査は2013年8月11日から実施した。測定項目は鉄道盛土の横断面諸元、盛土南側の湛水域における盛土沿いの畦地盤高と盛土法面上の湛水面痕跡位、盛土天端高、小川沿いの畦地盤高、湛水域下流端に位置する鉄橋の諸元、鉄橋部の湛水域側と湛水域外側の水位差である。

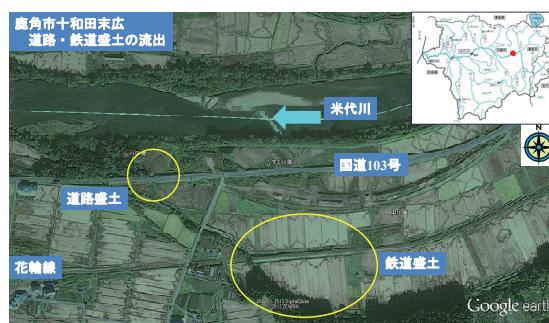


図-1 鉄道・道路盛土の被災地 (Google earth)

* An Example of Damage to Railway Embankment in the Akita-Iwate Heavy Rain on 9 August, 2013 and its Lessons
 by Hideo MATSUTOMI, Kazuya WATANABE, Asami ITOH and Genki KETTOKU

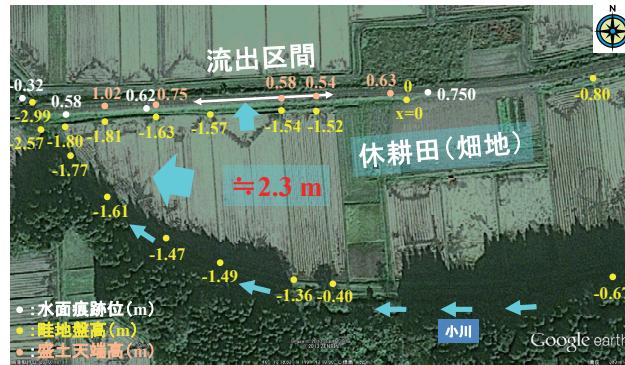


図-2 鉄道盛土の流出区間、湛水状況と地勢・土地利用の概略（Google earth）

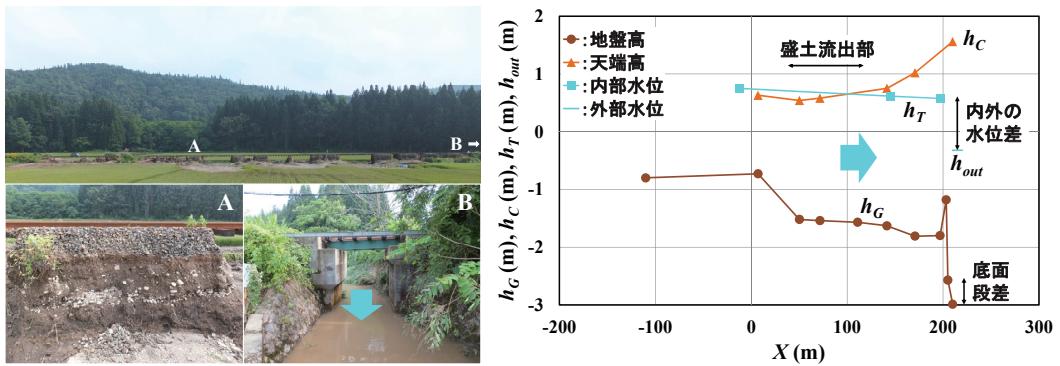


図-3 秋田県鹿角市十和田末広中川原地区における鉄道盛土の被災状況（8/11撮影），天端高，湛水域側の盛土沿いの畠地盤高と湛水状況（とともに北から望む）

測定には自動レベル、スタッフと巻尺を用いた。測定結果を図-2に示す。高さの基準（0 m）は盛土の中腹にあった石柱の頭である。盛土の高さは1.3～2.8 m、天端幅は3.8 m、法面勾配は1割7分程度、休耕田より下流域における湛水深は2.3 m程度であった。

3. 被災の実態、原因と教訓

JR 花輪線の被災した様子を図-3 の左図に示す。盛土上の線路は、近くの小川（図-2）が増水、氾濫し、氾濫水が盛土で湛水、盛土を越流した結果、約 80 m 区間に渡って盛土が櫛状に流れされ、レールが宙づりとなって、機能を失った。氾濫水は盛土の天端を最大 0.16 m 程度の水深で越流した（図-3 右図）。盛土流出は盛土両側にあるやや地盤の高い休耕田の下流端から発生していた（図-2、図-3 右図）。盛土流出の原因として、①唯一の洪水排出部である鉄橋部（図-3 の B 部）の洪水排出能力不足による湛水、②越流、③層状の盛土構造（図-3 の A 部）が考えられる。盛土流出への休耕田の役割は現段階では不明である。「記録的短時間大雨」が頻発する傾向にある現状においては、今後も鉄道盛土や道路盛土のこのような原因による被災事例が小支川において見られることになると思われる。花輪線は他（鹿角市十和田末広紀ノ国地区など）でも浸水、浸食や土砂崩れによる被害を受け、26 日間運休した。

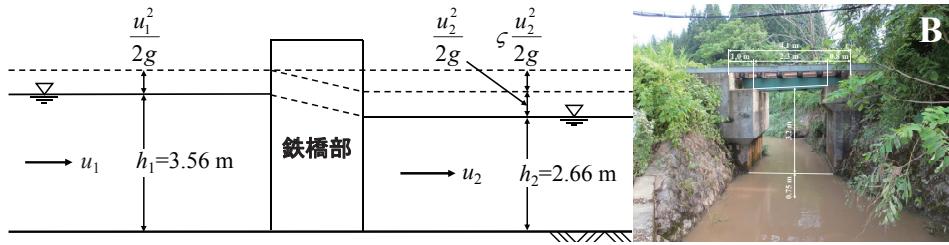


図-4 流速と流量の簡易計算モデル

最大湛水面痕跡位時における鉄橋部からの流出流量の推定を試みる。その際の簡易計算モデルを図-4に示す。急縮、急拡、段落ち、曲りなどにより流水はエネルギーを失うが、このときのエネルギーと質量の保存則は次式となる。

$$h_1 + \frac{u_1^2}{2g} = h_2 + (1 + \zeta) \frac{u_2^2}{2g} \quad (1)$$

$$h_1 u_1 = h_2 u_2 \quad (2)$$

ここで、 h_1 と u_1 は湛水域における小川での近似の水深と流速、 h_2 と u_2 は湛水域外側における小川での近似の水深と流速、 ζ はエネルギー損失係数、 g は重力加速度である。

最大湛水面痕跡位時の鉄橋部における湛水域内外の水面位差 ($=h_1-h_2$) は 0.9 m 程度である。よって、式(1)と(2)から次式を得る。

$$0.9 = (1 - 0.56 + \zeta) \frac{u_2^2}{2g} \quad (3)$$

式(3)と鉄橋部の開口幅 B (≈ 2.6 m) から、 ζ をパラメタとして、流速 u ($=u_2$) と流量 Q ($=h_2 u_2 B$) を表-1 のように得る。

最大湛水面痕跡位時の水面勾配は約 1/1,200 である(図-3 右図)。マンニングの粗度係数 n を 0.025 とすれば、流速と流量として次式を得る。

$$u_1 = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} = \frac{1}{0.025} 3.56^{2/3} 1200^{-1/2} = 2.7 \text{ m/s} \quad (4)$$

$$Q = h_1 u_1 B = 25.0 \text{ m}^3/\text{s} \quad (5)$$

これらの結果や表-1 から、鉄橋部からの流出流量として 20~25 m³/s 程度が推定される。今後、湛水域における洪水氾濫、盛土越流、鉄橋部からの流出に関する数値解析などにより流出流量の検証が望まれる。

図-5 に被災した盛土の復旧状況を示す。盛土の構造や強度は改良されただろうか。鉄橋部は元のままであり、改良されていなければ再発の恐れがある。橋梁部の洪水排出能力に余裕を持たせる対応や盛土の耐水性向上への対応が望まれる。ただし、本豪雨における領域平均の日最大 1 時間降水量と日最大 24 時間降水量の確率年は各々 200 年以上、85 年程度と推定した研究があり³⁾、費用便益を考慮すれば現状復旧が妥当な対応かもしれない。

表-1 流速、流量の計算結果

ζ	u (m/s)	Q (m ³ /s)
0	6.3	43.8
1	3.5	24.2
2	2.7	18.6
3	2.3	15.7



図-5 鉄道盛土の復旧状況

4. おわりに

2013年8月秋田・岩手豪雨における鉄道盛土の被災事例を報告した。盛土の耐水性（構造、強度）と橋梁部の流積の関連性が管理者に強く認識されたと思われる。この被災事例と同様な地勢・土地利用のところは多いと思われる。「記録的短時間大雨」が頻発する時代である。小さな課題かもしれないが、微小流域における鉄道・道路盛土の耐水性と鉄橋・道路橋部の流積の在り方が費用便益を踏まえながら問われることになると思われる。

謝辞：現地調査にあたり、秋田県建設部河川砂防課、国土交通省東北地方整備局湯沢河川国道事務所と能代河川国道事務所から諸情報の提供を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 秋田気象台：秋田県災害時気象資料（第2報） 8月9日の秋田県の大雨, http://www.jma-net.go.jp/akita/pdf/20130809_saigaiji2.pdf, <2013年8月12日アクセス>
- 2) 松富英夫：平成25年8月秋田・岩手豪雨災害の報告（速報），土木学会誌，Vol.98, no.12, pp.4-5, 2013.
- 3) 川越清樹：秋田、山形、福島の豪雨特徴と土砂災害，第118回東北水工学研究会発表資料，2013.09.21.

秋田豪雨災害を対象とした現地観測について ～2013年8月に発生した豪雨災害を対象として～*

秋田大学工学資源学部 齋藤 佑, 福田喬大
秋田大学工学資源学研究科 渡辺一也

1. はじめに

平成25年(2013年)8月9日に秋田県および岩手県において発生した豪雨災害は両県に甚大な被害をもたらした。その被害は秋田県では大館・鹿角市を中心とした米代川流域と仙北市田沢湖田沢供養佛地区、岩手県では盛岡・花巻市を中心とした北上川流域であった。今回の被害の特徴としては、一級河川のような大きな河川の周辺では被害はなく、二級河川や水路などのあまり整備の進んでいない地域において大きな被害を被っている。

そこで、本研究では秋田県において特に被害の大きかった鹿角市の線路盛土の崩壊と仙北田沢における斜面崩壊に着目して調査を行った。

2. 降雨の概要

図-1に今回の豪雨で被害の大きかった秋田県の概要を示す。図-1に青線で描かれているものは一級河川の米代川である。この上流部の赤丸で示しているものが、特に被害の大きかった

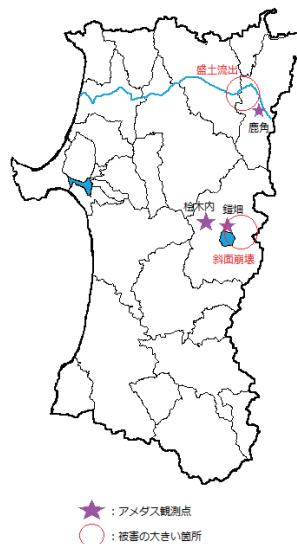


図-1 被害地域の概要

*Survey on the Flood and Debris Flow at Akita by Tasuku Saitou, Takahiro Fukuda and Kazuya Watanabe

大館・鹿角地区である。また、図-1 の中央部に青い丸で示されているものは田沢湖である。この付近の仙北市田沢湖供養佛地区では 6 名の方が無くなれるような甚大な被害をもたらした斜面崩壊が発生している。星マークで示された点はアメダスの観測所を示しており、降雨の様子については次節で説明する。

3. 降雨の概要

今回の豪雨災害における降雨の様子は、秋田県においては仙北市と鹿角市・大館市で強い雨を観測していたことが気象庁の観測¹⁾により明らかとなっている。

秋田の特に被害の大きかった鹿角市と仙北市田沢では、もっとも近い観測所で一時間最大降水量は、鹿角では 108.5mm、仙北市田沢に近い鎧畠では 88.0mm、桧木内では 81.0mm と、観測史上最大の日最大一時間降水量を記録した。また、日降水量も鹿角では 293.0mm、鎧畠では 278.0mm と観測史上最大を記録した。これは例年の月平均降水量を超える値であった。

4. 仙北市供養佛地区における被害の時系列変化

秋田県仙北市田沢湖供養佛地区では土砂崩れが発生し、土石流により 9 棟が全半壊し、6 名の方が亡くなった。その時の報道での被害状況を表-1 に示す。

表-1 田沢湖供養佛地区における被害状況

日時	内容	備考
2013/8/9 8:29	速報 これまで経験したことのない雨 注意喚起	
2013/8/9 8:50	土砂崩れにより心配停止1名	
2013/8/9 11:15	土砂災害への厳重警戒	
2013/8/9 11:59	避難指示・浸水被害	
2013/8/9 13:48	気象庁は記録的短時間大雨情報を発表	
2013/8/9 14:40	土砂崩れにより5名行方不明、2名重軽傷、8棟流出	
2013/8/9 17:32	気象庁、豪雨による記者会見	
2013/8/9 18:44	秋田県が自衛隊に災害派遣要請	
2013/8/9 21:19	9棟全半壊	
2013/8/9 22:06	捜索いったん打ち切り	翌日5時より捜査開始
2013/8/10 9:30	4名発見いずれも死亡確認 死者は4名	
2013/8/13 11:42	重体の女性死亡 死者は5名	
2013/8/13 17:10	1人の遺体発見 不明女性か	
2013/8/13 22:29	不明女性発見 死者6名に	
2013/8/16 8:43	政府は15日激甚災害に指定	

表-1 は各報道からのニュースを抜粋したものであり、実際には大小合わせて 100 以上の記事が各社より配信されている。

まず、最初に速報として、気象庁よりこれまでに経験したこのない雨であるということで注意喚起がなされている。実際に、この時の鎧畠での降水量は、1 日で 278.0 mm、1 時間での最大降水量は 88.0 mm とどちらも観測史上最大の降水量であったことからもこの指摘は適切であったことが伺える。その後、土砂崩れが発生に 1 名の方が心肺停止状態となったことが報告されている。さらに、自衛隊に災害支援要請が出され、最終的な死者は 6 名に及んでいる。最終的に 15 日に政府はこの災害を激甚災害に指定している。

今回の斜面崩壊による家屋の破壊状況について現地調査を行った。図-2は今回崩壊した斜面の様子を表している。



図-2 斜面崩壊の様子

斜面崩壊により発生した土石流は道路盛土に沿った流れと盛土を越えたもの2方向の流れが生じていた（図-3、図-4）。そのため、土砂の直撃を受けた家では全壊しており、盛土部を越えてきたものでは威力が減衰して半壊で収まっている家屋もあった（図-5、図-6）。



図-3 道路盛土を越えた土石流の被害の様子



図-4 道路盛土に沿った土石流の被害の様子



図-5 家屋の被害状況（全壊）



図-6 家屋の被害状況（半壊）

5. 鹿角市における被災状況

土深井駅近くの花輪線の線路では、近くの沢が増水して氾濫した結果、盛土部分が流されて線路が浮いていることが確認できた（図-7、図-8）。この地域以外でも花輪線の線路沿いで浸水や土砂崩れなどの被害を受けている。そのため、花輪線は運休となるほどの被害を受けた²⁾。



図-7 線路盛土の被災状況、全体 (8/16撮影)



図-8 線路盛土の被災状況、近景 (8/16撮影)

ここでは光波測距儀を用いて被害盛土周辺の地形測量を行った。測量により得られた結果を図-9に示す。また、狭窄部の様子を図-10に示す。

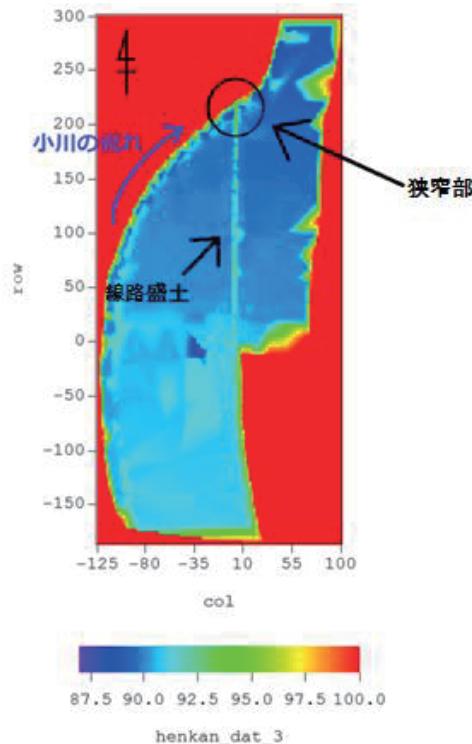


図-9 測量による地形データ



図-10 狹窄部（鉄道橋）の様子

鉄道橋となっているこの狭窄部においては、両岸がコンクリートで固められている。周囲には、この部分以外に水の抜ける箇所が無い。地形条件としては、狭窄部の上流側には水田が広がっており、小さな小川や田んぼの水路などが存在するために水が集中しやすい状況であった。そのため、この狭窄部での通水量可能な流量を超えたために、線路盛土部分での水圧が上昇し、破堤に至ったものと考えられる。

6. その他の地域における被害状況

上記以外にも、一級河川米代川沿いで水位が高くなり、図-11に示した扇田橋、吉富士、下川沿の3地点の水位観測所（いずれも大館市）では既往最大水位を越えた（図-12、13、14）。

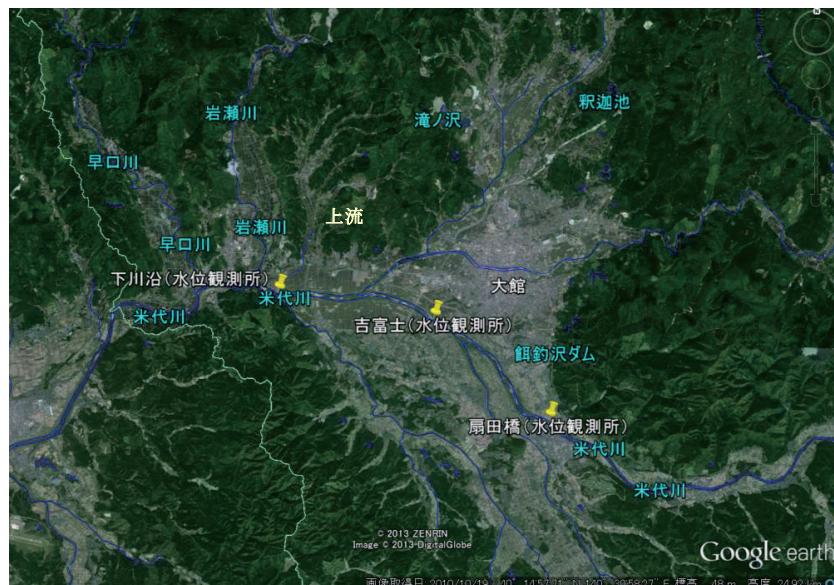


図-11 水位観測所位置

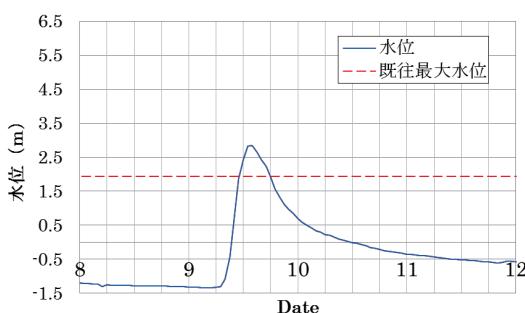


図-12 観測水位と既往最大水位の関係（扇田橋）

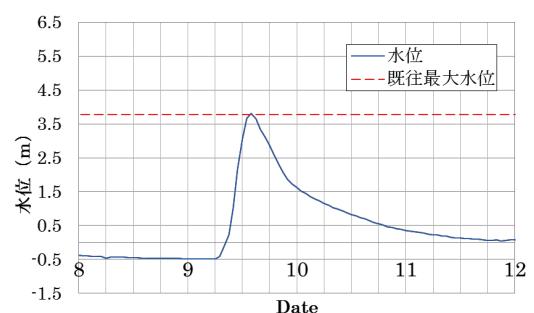


図-13 観測水位と既往最大水位の関係（吉富士）

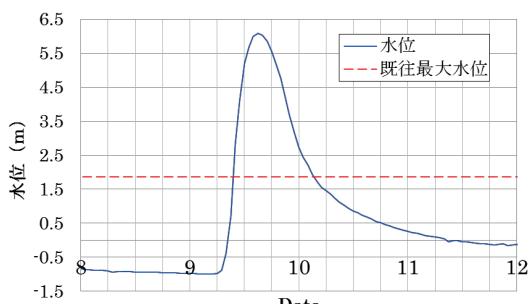


図-14 観測水位と既往最大水位の関係（下川沿）



写真-1 扇田水位観測所付近の状況(8/12撮影)

扇田橋周辺の写真を写真-1と2に示す。河川の高水敷まで水位が上がり、ごみなどの痕跡が認められた。また、写真-1に見られるように、米代川本川においても河岸浸食の跡が残されていた。写真-2の扇田橋付近においては地元の方が作業をしており、図中に赤丸で示したところまで水位が上昇したとの証言を得た。痕跡もあることから、米代川本川においてかなりの水位上昇があったことが確認された。



写真-2 扇田橋付近の痕跡(8/12撮影)

7. 終わりに

本研究では平成25年8月9日に発生した豪雨災害について、秋田県側の被害に着目して調査を行った。その結果、仙北市の斜面崩壊では2方向の流れが生じ被害に差が出たこと、鹿角の鉄道盛土では狭窄部に水が集中し盛土が流出したこと、それ以外にも実被害は出ていないものの米代川本川で既往最大を越える水位上昇を観測したことを確認した。今後、同じような被害が出ないようにその対策について検討していく必要がある。

謝辞

本調査にあたり、国土交通省東北地方整備局から諸情報の提供をいただいた。また、現地調査では岩手大学、福島大学、パシフィックコンサルタンツ株式会社より協力いただいた。ここに、記して感謝の意を表する。

参考文献：

- 1) 気象庁：大気不安定による大雨
http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/new/jyun_sokuji20130809-0810.pdf
<2013年8月25日アクセス>
- 2) JR東日本：列車運行情報サービス
http://raininfo.jreast.co.jp/train_info/tohoku.aspx<2013年8月28日アクセス>

東北地方における短時間強雨の出現特性

福島大学大学院 鈴木 悠也・渡邊 明

1. はじめに

2011年7月には、新潟県の室谷で10分間に50mm、1999年10月には千葉県の香取で1時間に153mmといった降水量が記録されるなど、短時間強雨が発生している(気象庁、2013)。

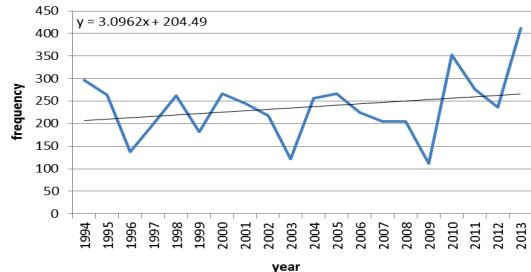
こうした短時間強雨について藤部(2011)は、短時間降水(10分間～1時間)では、地形性効果は小さく、水蒸気量に影響されると指摘している。一方、渡邊(2004)は、10分程度の短時間降水量の変動は、積雲対流そのものの盛衰に関係し、1時間以上の強雨は積雲対流の盛衰だけでなく、積雲対流の発達・維持機構といった積雲対流の環境場が大きく影響しており、メソ対流系の地形依存性が強く、変動傾向も局地性を有していることを指摘している。このように、短時間強雨の発生と地形依存性については、現在もなお明確になっていない。

そこで、短時間強雨の発生状況、年変化傾向や降水パターンから地形依存性の有無を解明し、短時間強雨の出現特性や短時間強雨システムを明らかにすることが新たな豪雨災害を防ぐ上で重要になっている。本研究では、東北地方にある150地点のアメダス観測点での1994年～2013年9月までに発生した短時間強雨の発生状況をもとに、東北地方での短時間強雨の出現特性を明らかにすることを目的とした。

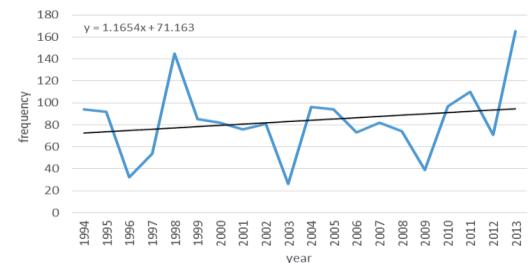
2. 発生状況

1994年～2013年9月までの東北地方における10分間降水量10mm以上の発生頻度を第1図に示す。1994年～2009年までの年平均発生回数が216回であったが、2013年1月～9月末までに411回観測され、過去の発生回数を大きく上回る短時間強雨が発生していた。特に、変化傾向から年3.1回の割合で増加傾向がみられている。1994年～2003年の前半10年間では年7回の減少傾向を示していたのが、2004年～2013年9月までの後半10年間では年10回の増加傾向がみられ、近年ほど増加傾向が顕著になっていることがわかった。

同期間での1時間降水量30mm以上(激しい雨に相当)の発生回数を第2図に示す。第1図同様、変化傾向から年1.2回の増加傾向がみられ、2013年には発生回数が過去最高の165回が観測され、近年になるほど増加傾向を示している。



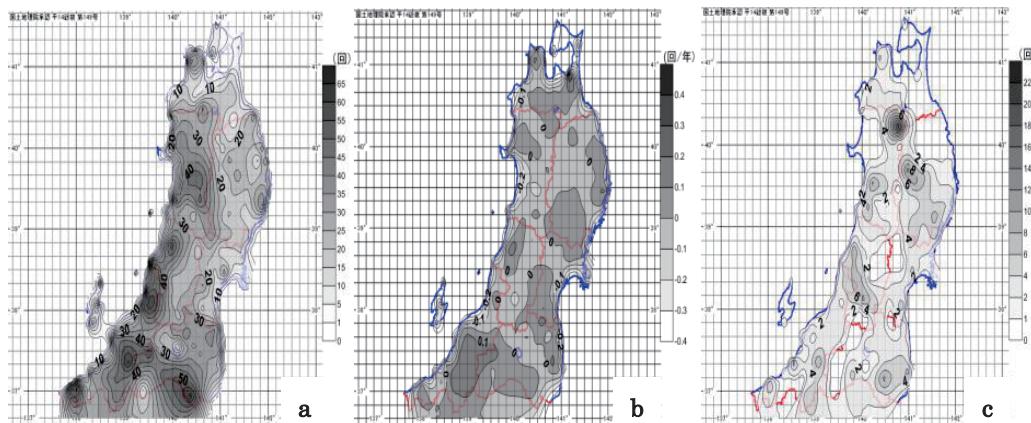
第1図 東北地方における10分間10mm以上の年間発生回数



第2図 東北地方における1時間30mm以上の年間発生回数

*Characteristic of short period heavy rain that appear over the Tohoku Region.

by Yuya Suzuki and Akira Watanabe (Fukushima University)



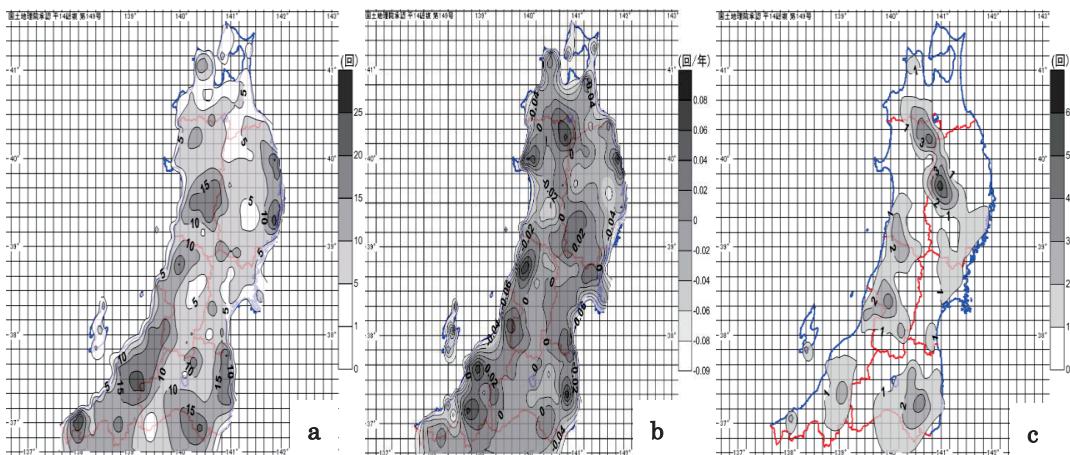
第3図 10分間降水量10mm以上の降水の空間分布特性

第3a図 1994年～2012年までの発生頻度分布

第3b図 1994年～2012年までの発生頻度の年変化傾向分布

第3c図 2013年1月～2013年9月末までの発生頻度分布

こうした短時間強雨の発生域の地域性を理解するため、第3a図に1994年～2012年までの10分間降水量10mm以上の発生頻度分布を示す。分布図をみると東北南部と日本海側で30回以上の多頻度となっている。多頻度域は、東北地方の山地(越後山脈・北関東山地)に対応している。第3b図に、10分間降水量10mm以上の発生頻度の年変化傾向分布を示す。特に、越後山脈と海岸域で正の値を示しており、増加傾向がみられた。特に、青森県の野辺地では4回/10年の顕著な増加傾向であった。これは、海水温の上昇など下層での水蒸気移流が増加することによって短時間強雨の発生回数が増加傾向になっていると考えられる。また、第3c図に2013年1月～同年9月末までの発生頻度分布を示す。第3a図のように日本海側や東北南部で多頻度域ではなく、秋田県の鹿角で21回も観測されるなど奥羽山脈の北部で多頻度となっている。第3a図とは多頻度域の出現が異なるが、いずれも山地周辺に多頻度域が出現するといった地形依存性がみられた。



第4図 1時間30mm以上の降水の空間分布特性

第4a図 1994年～2012年までの発生頻度分布

第4b図 1994年～2012年までの発生頻度の年変化傾向分布

第4c図 2013年1月～2013年9月末までの発生頻度分布

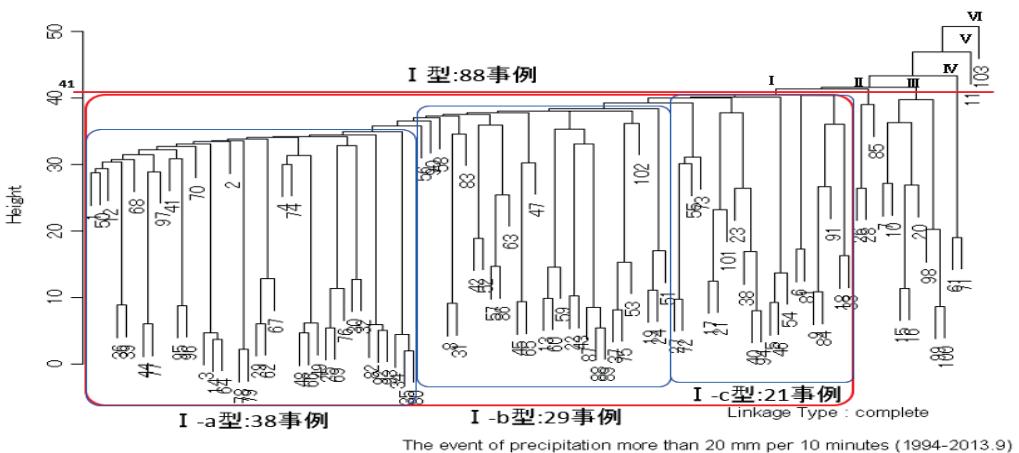
第4a図に、1994年～2012年までの1時間降水量30mm以上の発生頻度分布を示す。第3a図同様に、越後山脈や北関東山地で多頻度となっているが、岩手県と福島県の太平洋側でも10回以上の多頻度となっている。第4b図に、1時間降水量30mm以上の発生頻度の年変化傾向分布を示す。第3.1図同様に、海岸域での増加傾向に加えて、奥羽山脈北部でも増加傾向がみられた。これについては、渡邊(2004)が指摘している1時間以上の強雨は、積雲対流の発達・維持機構といった積雲対流の環境場が大きく影響しており、地形依存性が強いという点で、奥羽山脈の地形効果によって短時間強雨が増加傾向になっていると考えられる。第4c図に、2013年1月～同年9月末までの1時間降水量30mm以上の発生頻度分布を示す。秋田県の鹿角で5回、岩手県の雫石で6回観測されているように、奥羽山脈の北部で多頻度となっている。1時間の短時間強雨においても多頻度域の出現が異なるが、山地で多頻度域が出現していることから、地形依存性が強いと考えられる。

3. 強雨発生時のクラスター分析

短時間強雨の局地性を明らかにするために、クラスター分析を用いて、東北地域における1994年～2013年9月までの10分間降水量20mm以上の降水があった全103事例をもとに、東北地方の降水パターンを調べた。事例を分類する際に、事例同士の分散を指標として、分類の感度の高い最長距離法を用いてクラスター分析を行った。事例n個の数値をそれぞれ X_{ij} ($i,j=1,2,3,\dots,n$)とした時、分散 d_{ij} は、

$$d_{ij} = \sqrt{\sum_{k=1}^p (X_{ik} - X_{jk})^2}$$

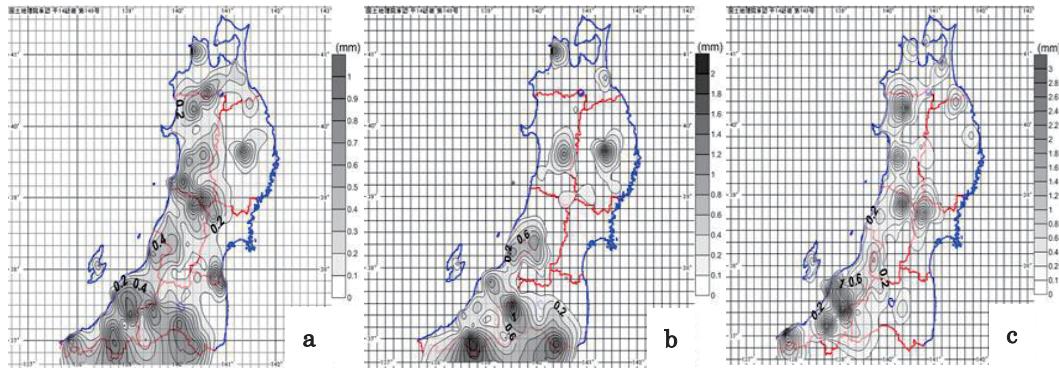
で求められる。 p は観測地点数でここでは150地点を使用した。 d_{ij} の最も小さい事例から順にならべ、似た事例が隣り合うように並べて降水分布のパターンを分類した。クラスター分析した樹形図を第5図に示す。短時間強雨は、強雨域が分散しているため、分類が類似し、樹形図が連続的になるが、臨界値を41に定め、6つの型に分類した。



第5図 10分間降水量20mm以上発生時のクラスター分析による樹形図
(凝聚型階層 最長距離法：臨界値41)

クラスター分析の結果、I型は事例数が88事例(全体の85%の出現率)と多いため、さらに3つに細分化した。(I-a型:38事例、I-b型:29事例、I-c型:21事例)。一方で、V型とVI型は出現率が0.97%と1事例のみの稀な降水パターンであった。また、II、III、IV型の出現率はそれぞれ2.9%、7.7%、1.9%であった。

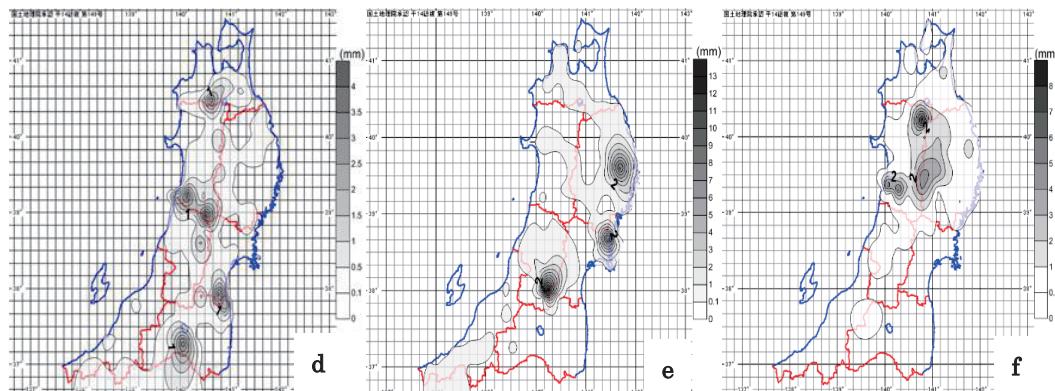
第6a図にI型の平均降水分布を示す。I型は、第3図同様に東北南部で大きな値を示している。



第6a図 I型平均降水分布

第6b図 I-a型平均降水量分布

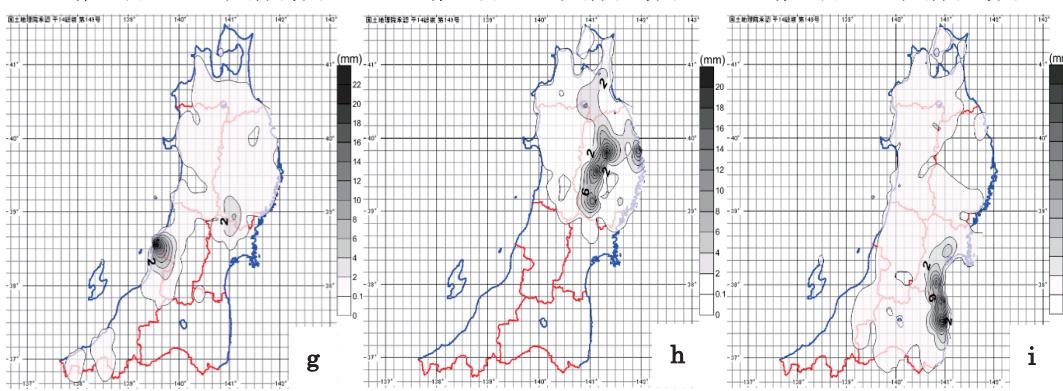
第6c図 I-b型平均降水量分布



第6d図 I-c型平均降水分布

第6e図 II型平均降水量分布

第6f図 III型平均降水量分布



第6g図 IV型平均降水分布

第6h図 V型平均降水量分布

第6i図 VI型平均降水量分布

第6図 クラスター分析による型別平均降水量分布

また、奥羽山脈付近でも大きな値がみられる。3つに細分化した第6b図は、阿武隈山地と越後山脈の南端で大きな値を示し、東北南部で強雨が多い降水パターンとなっている。第6c図は、日本海側を中心として強雨域を示している。第6d図は、奥羽山脈に沿って大きな値を示し、内陸部で強雨が発生している降水パターンとなっている。II型(3事例)、III型(8事例)、V型(1事例)は、北東北を中心に奥羽山脈、北上山地付近で強雨が発生している。IV型(2事例)は、新潟県と山形県の県境にある朝日山地で強雨が発生している降水パターンであった。VI型(1事例)は、太平洋側に強雨域が出現している。この事例は、台風による強雨であった。

このように、10分間降水量20mm以上の短時間強雨の降水パターンをみると、いずれも強雨域が山岳付近、あるいは山岳の西側斜面(風上側)に出現しているのがわかる。このことから、強雨域の出現は地形依存性が強いということがわかる。

4. まとめ

東北地方にある150地点のアメダス観測点での1994年～2013年9月までに発生した短時間強雨の発生状況をもとに、東北地方での短時間強雨の出現特性を調べた。その結果、10分間、1時間の短時間強雨の発生頻度はともに増加傾向を示しており、10分間降水量10mm以上の場合は、3.1回/年の増加傾向を示し、1時間降水量30mm以上の場合は、1.2回/年の割合で増加傾向を示していた。2013年1月～同年9月までの発生回数も10分間降水量10mm以上が411回観測し、1時間30mm以上が165回観測するなど過去最多の発生数を記録した。

東北地方における10分間降水量10mm以上の出現特性は、東北南部と日本海側で発生頻度が30回以上と多く、出現域は越後山脈や奥羽山脈といった山地に対応しており、地形依存性が強いということがわかった。また、発生頻度の年変化傾向は、越後山脈と海岸域で増加傾向がみられた。特に青森県の野辺地で4回/10年と顕著な増加傾向がみられた。これについては、海水温の上昇による下層の水蒸気移流が増加することによって、短時間強雨の発生回数が増えていると考えられる。また、2013年1月～9月末までの発生頻度分布は、奥羽山脈の北部で多頻度となっていた。第3a図とは多頻度域の出現が異なるが、いずれも山地に多頻度域が出現するといった地形依存性がみられた。

さらに、東北地域における1994年～2013年9月までの10分間降水量20mm以上の短時間強雨を対象とし、全103事例をもとに、東北地方の降水パターンをクラスター分析によって、6つの型に分類した。大きく分類をすると、阿武隈山地、越後山脈といった南東北を中心に強雨が発生するパターン、出羽山地、越後山脈といった日本海側を中心に強雨が発生するパターン、奥羽山脈北部、北上山地といった北東北の内陸部を中心に強雨が発生するパターンに分けることが出来た。このように、強雨域が山岳、あるいは山岳の西側斜面に顕在化しているのがわかった。

また、東北地方における1時間降水量30mm以上の出現特性は、日本海側に多頻度域があるが、岩手県と福島県の太平洋側でも10回以上の多頻度となっていた。発生頻度の年変化傾向は、海岸域で5回/100年の増加傾向に加え、奥羽山脈北部でも4回/100年の増加傾向がみられた。2013年1月～同年9月末までの1時間降水量30mm以上の発生頻度分布は、奥羽山脈北部での増加傾向

がみられ、特に、第4c図の鹿角と零石周辺で多頻度域を示している。このように1時間の短時間強雨においても地形依存性が影響していると考えられる。

以上より、短時間強雨の発生状況、年変化傾向や降水パターンから地形依存性の有無を解明し、短時間強雨の出現特性や短時間強雨システムを明らかにすることを目的とし、東北地方での短時間強雨の出現特性を調べた。その結果、発生状況と降水パターンにおいても短時間強雨の出現には地形依存性が影響しているということがわかった。

今後、短時間強雨の地形依存性の有無や要因をより明確なものにするために数値実験を行い、強雨の発生システムや水蒸気移流の依存性について検討する。

引用文献

渡邊 明, 2004 : 福島県における強雨特性について, 東北地域災害科学研究, Vol.40, 179–184

渡邊 明, 2011 : 強雨システム, 東北地域災害科学研究, Vol.47, 147–152

藤部文昭, 2010 : 極端な豪雨の再現期間推定精度に関する検討, 57, 449–462

二宮洸三, 2001 : 豪雨と降水システム, 東京堂出版, 103–122

河川流量の成分分離を利用した降雨流出モデルの構造 およびパラメータの推定*

福島大学共生システム理工学類 芳賀 健大朗

福島大学共生システム理工学研究科 小林 秀平

福島大学共生システム理工学類・福島大学環境放射能研究所 横尾 善之

1. はじめに

降雨流出モデルの一つであるタンクモデルは降雨に対する河川流出の応答を表現することを目的として菅原 (1972) によって提案された。現在では気象庁が土砂災害予測に用いている土壤雨量指数にもタンクモデルが応用されている。

多くの場合、タンクモデルはタンクの段数や流出孔の個数といったモデルの構造およびタンクからの流出を制限するパラメータをモデルの計算値と実測値とを照らし合わせながら試行錯誤の末に決定する。タンクの段数が n の場合は、表面流出を一番上の第 1 タンクで表現し、その下層にいくつかのタンクを設置し、最下層の第 n タンクで基底流出を表現する。例えば菅原 (1972) は、日本の流域のタンクモデル構造は、洪水解析用が 2 または 3 段構造、日流量解析用が 4 段構造となる可能性を示した。また一般に決定すべきパラメータは、タンク側面にある流出孔からの流出量を制限する流出率、タンク底面から流出孔までの高さ、タンク底面にある浸透孔から下層のタンクへの浸透量を制限する浸透率、タンクモデル内の初期水位などがある。しかし、タンクモデルの構築ではモデルの構造およびタンクモデル全体で多くのパラメータを決定しなければならないので、モデル構造やパラメータに不確実性が生じる。このモデルの不確実性を減少できれば、より現実に近い流出過程を表現できると考えられる。

この問題に対し、吉川ら (1979) は流出の特性から流出モデルの構築を試み、洪水流量遅減曲線から得られる標準低減曲線を用いて独自のタンクモデルを構築した。これは流域特性を考慮に入れ、現実に即した流出モデルの構築を検討した研究である。この研究の考え方を踏襲し、本研究では、日野・長谷部 (1985) の成分分離を利用し、不確実性が少ないモデルの構造およびパラメータの推定法の開発を試みる。

2. 方法

2.1. 対象流域および使用データ

本研究では、阿武隈川の阿久津観測所において観測された河川流量のデータを用いた。雨量および河川流量の毎時のデータは国土交通省の水文水質データベースから取得した。成分分離は欠損が無い 2005 年~2007 年の 3 年間の河川流量のデータに対して行い、タンクモデルは 2007 年の成分分離した流量および雨量を使用して構築を行った。



図-1 阿久津観測所の位置

*Toward identification of structure and parameter of rainfall-runoff model by using hydrograph separation by Kentaro Haga, Syuhei Kobayashi and Yoshiyuki Yokoo

2.2. 観測流量の成分分離

流量の成分分離では、まず対数表示した流量の遞減部分をいくつかの直線で表現し、その直線の傾きの逆数を時定数 T_c として求める。この T_c から式(1)により求めた c_0 と c_1 を式(2)に代入して数値フィルター $\omega(\tau)$ を求める。そして $\omega(\tau)$ を式(3)に代入し流量の成分分離を行う。

$$c_0 = (2.1/T_c)^2, \quad c_1 = 2.1^2/T_c \quad \cdots(1)$$

$$\omega(\tau) = \begin{cases} c_0 \exp\left(-\frac{c_1\tau}{2}\right) \sinh \sqrt{\frac{c_1^2}{4} - c_0} \tau / \sqrt{\frac{c_1^2}{4} - c_0} & (\tau > 0) \\ 0 & (\tau \leq 0) \end{cases} \quad \cdots(2)$$

$$Q'(t) = \alpha \sum_{\tau=0}^{26279} \omega(\tau) Q(t-\tau) \quad \cdots(3)$$

式(3)における α は重み係数であり、成分分離前の流量から成分分離された流量を引いて求めた残流量が負の値とならないように設定する。

2.3. 成分分離された流量からのタンクモデル構築

タンクモデル構築には成分分離結果の分離された成分の数および 3 年間の分離結果のうち 2007 年の分離された流量を使用した。

分離された成分数をタンクモデルの段数とし、分離された各流量の表面流から基底流までを順番にタンクモデルの 1 段目から n 段目までの河川への流出量とした。なお各タンクの側面にある流出孔は 1 つとし、最下層の第 n タンクは浸透孔を設けずに流出孔からの出力のみとした。

タンクモデルの構築では、表面流の成分に分離された流量 Q_1 を 1 段目のタンクにおける河川への流出量 Q_{c1} とし、 Q_{c1} を Q_1 に沿わせるようにパラメータを決定する。このとき決定するパラメータは、流出孔からの流出量を制限する流出率 a_1 、タンク底面から流出孔までの高さ z_1 、浸透孔からの下層のタンクへの浸透量を制限する浸透率 b_1 、タンクモデル内の初期水位 $h_1(t=0)$ の 4 つである。以降は成分分離により得られた成分の個数だけ下層にタンクを設置し、第 1 タンクと同様に 1 つのタンクモデル内において成分分離された流量 Q_n と式(4)より求めた河川への流出量 Q_{cn} が沿うようにパラメータを最適化する。なお 1 段目のタンクの入力データは雨量 P_1 を用い、2 段目以降は式(5)より得られた上段のタンクからの浸透量 P_n を入力データとして使用した。また式(4)と式(5)における時間変動するタンク内の水位 h_n は式(6)で表した。

$$Q_{cn}(t) = a_n(h_n(t) - z_n) \quad \cdots(4)$$

$$h_n(t) = h_n(t-1) - Q_n(t-1) - P_{n+1}(t-1) + P_n(t) \quad \cdots(5)$$

$$P_n(t) = b_n h_n(t) \quad \cdots(6)$$

3. 結果

3.1. 流量の成分分離結果

観測流量を成分分離する際に使用した時定数を表-1 に示した。図-2 および図-3 は 2007 年における成分分離後の各成分の流量である。図-3 は基底流などの流出が遅い成分を見やすくするために流量の自然対数をとって示した。成分分離の結果、阿久津観測所における観測流量は 4 成分に分けられた。この 4 成分 Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 は流出の速さという観点からそれぞれ表面流、

速い中間流，遅い中間流，基底流の成分と見なした。なお成分分離の際に成分分離前の流量から成分分離された流量を引いて求めた残流量が負の値とならないように行うが，分離された流量が分離前の流量を越えてしまうことが少なからずある。そのため成分分離された流量の合計と観測流量の合計は必ずしも一致しない。表-2に成分分離された流量と観測流量のそれぞれの合計を示した。成分分離された流量の合計を観測流量の合計で割った商が 1.03 となり誤差は 3%におさまったのでタンクモデル構築にあたっての支障は少ないと考えられる。

表-1 成分分離の際の時定数 T_c

	Q_4	Q_3	Q_2	Q_1
時定数 T_c (/hour)	1393.0	283.5	13.71	—

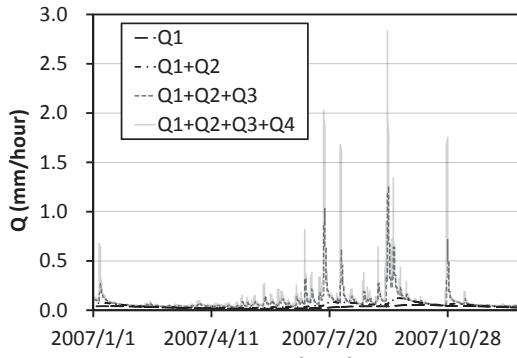


図-2 流量の成分分離結果

表-2 分離された流量の合計と観測流量の合計

分離された流量の合計 (mm/hour)	3173.0
観測流量の合計 (mm/hour)	3083.0

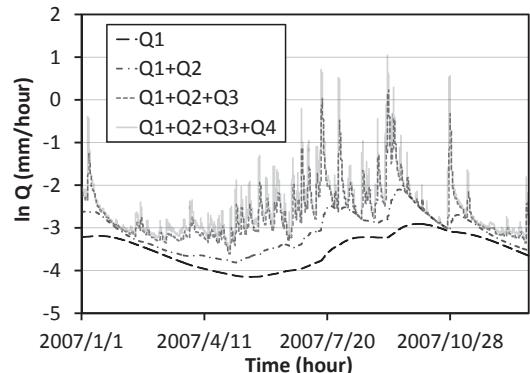


図-3 流量の成分分離結果(対数)

3.2. 成分分離された流量からのタンクモデル構築

成分分離の結果から観測流量が 4 成分に分かれたのでタンクモデルを 4 段とし，成分分離された流量 Q_n とタンクモデルで計算された流出量 Q_{cn} の差が最小となるようにパラメータを決定した。表-3 にタンクモデルの各段において決定したパラメータを示した。また流量 Q_n と流出量 Q_{cn} および観測流量の 2007 年におけるそれぞれの流量の合計を表 4 に示した。図-4 から図-7 には順番に 1 段目のタンクから 4 段目のタンクまでの成分分離された流量 Q_n とタンクの流出量 Q_{cn} の時間変化を示した。図-8 には分離された各成分の流量の合計とタンクモデルにより計算された各タンクの流出量の合計を示した。

表-3 タンクモデルの各段において決定したパラメータ

	1 段目 (n=1)	2 段目 (n=2)	3 段目 (n=3)	4 段目 (n=4)
a_n	2.92E-02 1/h	1.17E-02 1/h	9.86E-04 1/h	7.35E-04 1/h
b_n	8.97E-02 1/h	1.05E-02 1/h	1.24E-03 1/h	—
z_n	0.00 mm	0.00 mm	3.71 mm	51.6 mm
$h_n(t=0)$	1.49 mm	8.64 mm	61.1 mm	100 mm

表-4 分離された流量とタンクの流出量および観測流量の 2007 年における合計

	分離された流量 Q_n	タンクの流出量 Q_{cn}	観測流量
流(出)量の合計 (mm/hour)	1013.0	943.3	980.5

表-3においてパラメータの流出率 a_n および浸透率 b_n は下層のタンクになるほど値が小さくなつた。なお最下層の4段目のタンクでは浸透孔を考えなかつたので b_4 の決定は省いた。この流出孔と浸透孔のパラメータの値は、菅原(1972)の提示した日流量解析に対する出発モデル

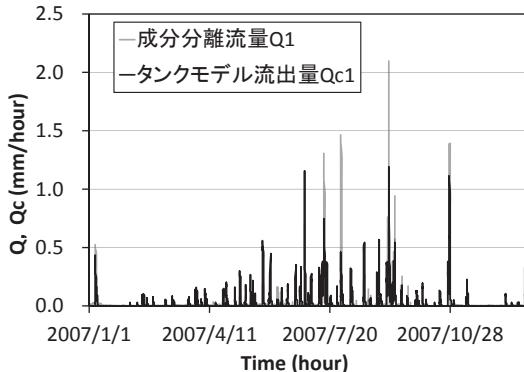


図-4 第1タンクにおける成分分離された流量
とタンクモデルでの計算結果の流出量

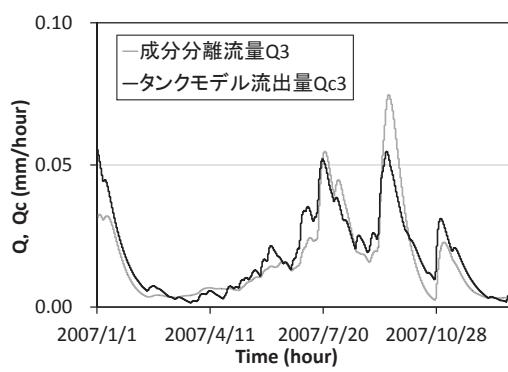


図-6 第3タンクにおける成分分離された流量
とタンクモデルでの計算結果の流出量

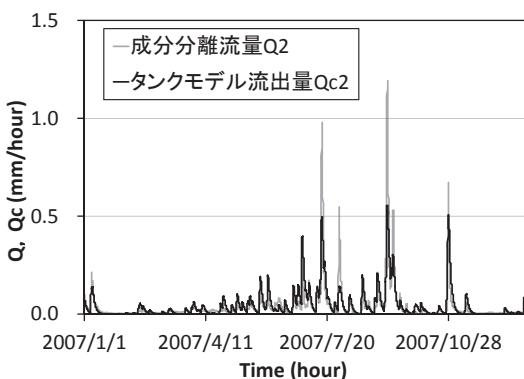


図-5 第2タンクにおける成分分離された流量
とタンクモデルでの計算結果の流出量

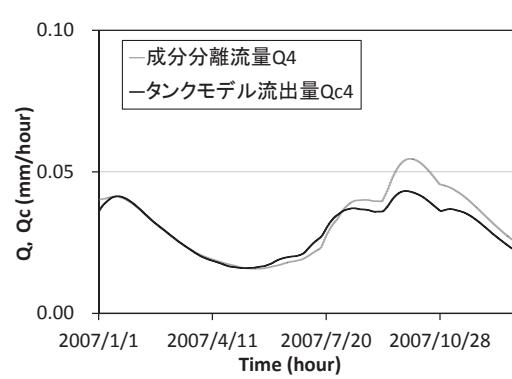


図-7 第4タンクにおける成分分離された流量
とタンクモデルでの計算結果の流出量

のパラメータの値よりも 10^{-1} ほど小さい値となつた。菅原(1972)は日流量解析であり、本研究が単位時間(1h)流量の解析であるという差違から生じたとも考えられるが、パラメータの決定において更なる改善が必要であるという結果とも捉えられる。また、タンクの底面から流出孔までの高さ z_n は1段目および2段目のタンクにおいて 0.0 mm となつた。これは1段目および2段目のタンクにおいて降雨や上段からの浸透といった入力があった場合、流出孔からの河川への流出と浸透孔からの下層のタンクへの浸透という2つの出力が常になされることを表す。一方、3段目および4段目においてはタンクの底面から流出孔までの高さ z_n が存在するのでタンク内の水位 h_n が z_n を越えない限り流出孔からの河川への流出は起こらず、タンク内に雨量を貯留しやすい構造となつた。

表-4より、タンクモデルで計算された流出量の合計を成分分離された流量の合計および観測

流量の合計でそれぞれ割ると商が 0.93 および 0.96 となった。つまりタンクモデルの計算結果は成分分離された流量および観測流量に対してそれぞれ 7%と 4%の誤差となった。

図-4 から図-7においてタンクモデルの流出量 Q_{cn} は成分分離された流量 Q_n の時間変動に対応したグラフ形状をとった。しかしながら第 1 タンクと第 2 タンクにおいては、タンクモデルの計算結果 Q_{cn} が成分分離された流量 Q_n のピーク時に対して応答はしたが、その時の値に達しない場合があった。第 1 タンクでは 9 月 7 日において最大で 1.22 mm/hour の差違が分離された流量とタンクモデルの計算値で生じた。その差は第 2 タンクでも同様に存在しているので Q_n と Q_{cn} のそれぞれの合計を示した図-8においてさらに大きくなっている。このことはモデルの構造やパラメータの決定方法の改善の余地を示している一方で、使用データの見直しの必要を示唆しているとも考えられる。本研究での使用データは阿久津観測所において観測された河川流量のデータおよび同観測所やその付近で観測された雨量のデータをそのまま用いている。タンクモデルに使用する雨量データとして蒸発散量等を差し引いた河川に直接影響を与える有効降雨を用いるべきであったと考えられる。

4. 考察

本研究は不確実性を少なくすることで、より現実に近い降雨流出モデルを構築できるという考えにもとづき、観測された河川の毎時の流量データを用いてタンクモデルの構築に至った。これは一般のタンクモデルの構築のようにあらかじめ全体のタンクモデルの構造等を決定した上で試行錯誤の末にパラメータを最適化するタンクモデル構築の方法と本質的には異なり、吉川ら (1979) のように流域の特性からモデルを構築していく方法である。ただし、吉川らの研究においては従来のタンクモデルの形状とは異なり、独自のタンクモデルの構築に至っている。本研究では対象河川において日野・長谷部 (1985) の成分分離を利用し、流出の特性から一般的なタンクモデルの構築に至った。この方法は比較的に簡易でありながらも流出特性を考慮していて、また流量を各流出過程の成分に分離することで各流出過程に相当するタンクの個数を設定でき、さらに各流出過程に分離された流量を基に各タンク内でパラメータを決定できるので、タンクモデル全体で一斉にパラメータを決定する方法よりも不確実性の減少が期待できる。

今回のタンクモデルの計算結果の流出量と成分分離された流量の結果である図 4 から図 7 をより、成分分離された流量の時間変動にタンクモデルの計算結果が対応したことが分かる。このことから流量の成分分離を用いたタンクモデル構築は可能であることが分かる。しかしながら、流量のピーク時の値にタンクモデルの計算結果が達しない場合があり、まだ完全なモデルとは言い難いが、吉川ら (1979) では流量の通減部から求める分離した成分の数が増えるほど、タンクの精度が向上しているので、本研究においても成分分離の数を増やすことで流量のピー

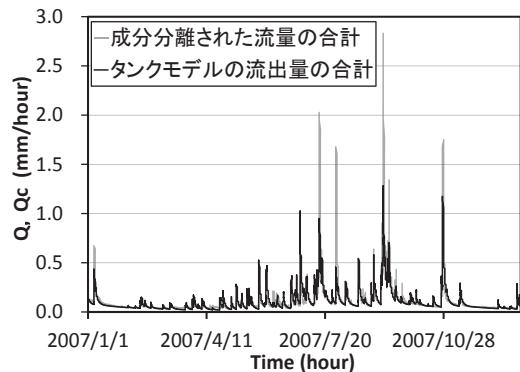


図-8 成分分離された流量の合計とタンクモデルでの計算結果の流出量

ク時に対応できると考えられる。またタンクモデルの精度を向上させる点では、タンクモデル構築の際に用いる降雨あるいは流出量の計算に用いる誤差の評価関数の見直し等が挙げられる。

本研究が今後、タンクモデルの精度を以上のこと等により向上させた場合、流量の成分分離からタンクモデルを構築する方法はより現実に近い流出過程を表現することができると思われる、構築したタンク内の水位の時間変動から地中の貯留量を求められた場合、土砂災害や渇水問題に適用できると考えられる。

5. 結論

本研究は不確実性の少ない降雨流出モデルの開発を目的として、タンクモデルの構造およびパラメータの推定の正確性を向上させるために河川流量の成分分離を利用する方法を検討し、以下の結果を得た。

- ① 成分分離結果を用いてタンクの構造やパラメータを推定することは可能であると考えられ、適用できればパラメータを決定することにあまり試行錯誤を要さずタンクモデルを構築できる。ただしタンクモデルへの分離結果の適用方法についてはまだ考慮が必要である。
- ② 流量と雨量のみを用いたモデル構築法であり、土地利用や土地被覆等のデータを利用しない点でモデルの構築が簡易的である。
- ③ 現実の流出過程を顕著に表現したタンクモデルの構築は、貯留量を導く手段となる可能性がある。これからはタンクモデル内の水位 h と流域スケールの雨水貯留量との関係を調べ、土砂災害への応用および渇水への対策の可能性を検討する。

今後は今回の結果より得られた課題について検討するとともに、対象流域を増やして他の河川においても成分分離を用いたタンクモデル構築法の適用性を検討する。また過去に起きた洪水や渇水とその時の貯留量の状況をモデルから検討することも考えている。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金（若手研究 B, 24760388）、東北大学災害科学国際研究所「特定プロジェクト研究（B-18）」、環境省環境研究総合推進費 S-8-1(4)、JST/JICA-SATREPS「気候変動に対する水分野の適応策立案・実施支援システムの構築（IMPAC-T）」、科学研究費補助金（基盤研究 B, 22360192）、JST/CREST「安全で持続可能な水利用のための放射性物質移流拡散シミュレータの開発」の成果の一部である。また国土交通省の水文水質データベースを活用した。ここに謝意を記す。

参考文献

- 吉川秀夫・砂田憲吾・グエン・ソン・フン (1979), 洪水流量遞減曲線の特性を考慮した流出モデルに関する研究、土木学会論文報告集, No.283, 23-32.
- 菅原正巳 (1972), 水文学講座　流出解析法, 共立出版.
- 日野幹雄, 長谷部雅彦 (1985), 水文流出解析法, 森北出版.

開口部を有する RC 造建物の前面浸水深、移動・転倒条件 と水平流体力の低減

秋田大学 松富英夫
秋田大学 嶋津朋
秋田大学 決得元基

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 造建物が津波に持ち堪えるかどうかを判断する重要なパラメタとして建物の前面浸水深 h と浸水縦断面積 A_C (\propto 単位幅当たりの建物重量) があり、RC 造建物の移動・転倒条件として現地調査に基づいて次式を提示した¹⁾.

$$A_C/h = 6.8 \quad (h \geq 5.4 \text{ m}) \quad (1)$$

建物への津波水平力は建物の開口率 O_p にも依存するが²⁾、その基本特性はまだよく判っておらず、実験的にもほとんど検討されていない。

本研究は入射津波条件を用いた開口部を有する建物の前面浸水深の簡易推定法とその水深を用いた RC 造建物の移動・転倒条件を提示し、津波水平力の開口率への依存性を実験的に検討する。非没水矩形建物の抗力係数の値についても考察する。

2. 実験

津波氾濫流はゲート急開流れで模擬した。実験水路の概略、測定機器の配置と諸記号の定義を図-1 に示す。高さが 0.50 m、幅が 0.30 m、貯水長 L_U が 5.0 m、一様水深部（静水深 $h_0=0.067$ m）、一様勾配斜面部（勾配 $S=1/26$ ）、平坦な陸上部（地盤高 $h_G=0.01$ m）が 2.0 m、全長が 11.0 m の両面ガラス張り鋼製矩形水路である。

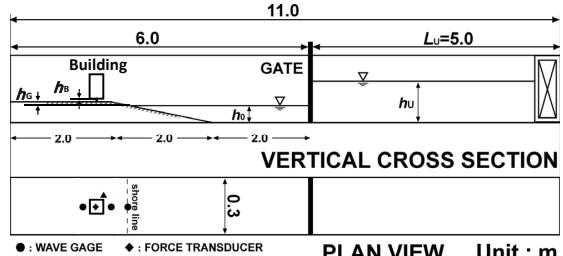


図-1 実験水路、測定機器の配置と記号の定義

実験対象の建物模型を図-2 に示す。縮尺は 1/100 で、建物の床は各階に設けているが、屋内の間仕切りは設けていない。RC 造建物を模擬しており、2 階建ては高さ 7cm、4 階建ては高さ 14cm で、実際的な「窓（開口部）あり」（開口率 O_p は海側、陸側ともに 20%, 40%）、仮想的な「窓なし（窓があっても、壊れない）」と「骨組のみ」の計 8 種類を作製した。何れも幅は 7.0 cm、奥行は 5.4 cm である。重量はフルード則³⁾と実際の RC 造建物の平均像が $1.3 \text{ tf/m}^2/\text{階}$ 程度であることを考慮して、高さ 7 cm のときの「 $O_p=20\%$ 」が 100 gf (0.98 N)、「 $O_p=40\%$ 」が 91 gf (0.89 N)、「窓なし ($O_p=0\%$)」が 109 gf (1.07 N)、「骨組のみ ($O_p=65\%$)」が 66 gf (0.65 N)、高さ 14 cm のときの「 $O_p=20\%$ 」が 184 gf (1.80 N)、「 $O_p=40\%$ 」が 168 gf (1.65 N)、「窓なし」が 203

* Front Inundation Depth, Sliding-Overturning Condition and Decrease in Tsunami Horizontal Fluid Force of RC Building with Aperture by Hideo MATSUTOMI, Tomomi SHIMAZU and Genki KETTOKU

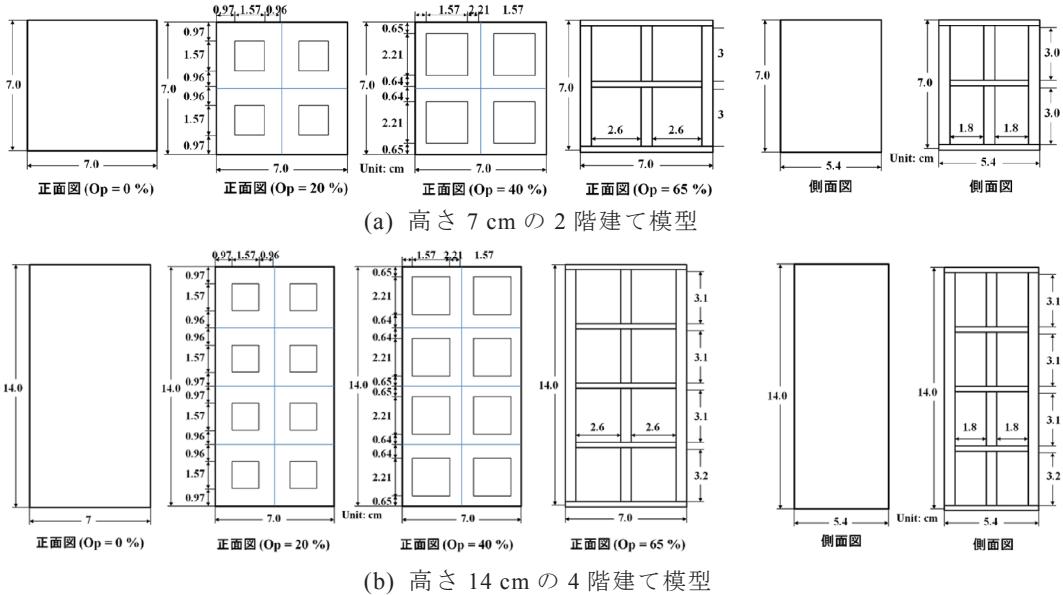


図-2 実験対象の建物模型の詳細（縮尺 1/100）

表-1 実験条件

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)	0.1, 0.5, 1, 2, 3.5
開口率 O_p (%)	0, 8, 29, 65
模型の種類	7 cm 0% (109 gf), 20% (100 gf), 40% (91 gf), 骨組 65% (66 gf) 14 cm 0% (203 gf), 20% (184 gf), 40% (168 gf), 骨組 65% (116 gf)

gf (1.99 N), 「骨組のみ ($O_p=65\%$)」が 116 gf (1.14 N) である。「骨組のみ」は柱の幅が 0.6 cm, 厚さが 0.6 cm で, 鉄骨造建物の壁面がはがれた場合を想定した. 実際の鉄骨造建物の平均像が 0.8 tf/m²/階程度であることを考えると, 重量は重ためである.

測定項目は模型の前面から 25 cm と 5 cm, 背面から 7.5 cm の 3 位置における超音波式変位計 ((株)KEYENCE 社製, UD-500) による氾濫水深 h , 四分力計 ((株)SSK 社製, 定格容量 1000 gf (9.8 N)) による水平力 F_x と鉛直力 F_z , 模型の前面左端から水路横断方向へ 3 cm 離れた位置におけるプロペラ流速計 (中村製作所製, 直径 3 mm) による氾濫流速 u である. 模型がないときの模型設置位置における氾濫水深と氾濫流速 (一点法) も測定した. 模型周辺の流況観察のため, 水路の上方と側方からビデオ撮影も行った.

実験条件をまとめて表-1 に示す. h_U は初期ゲート上流域の貯水深, h_B は陸上部の水路底面から模型底面までの高さ (床高) で, 各ケース 3 回実験を行った.

水平力 F_x , 水路横断方向に回転軸をもつモーメント M , 鉛直力 F_z , 浸水深 h の経時変化例を図-3 に示す. 開口率 $O_p=0\%$ と 40% のものである.

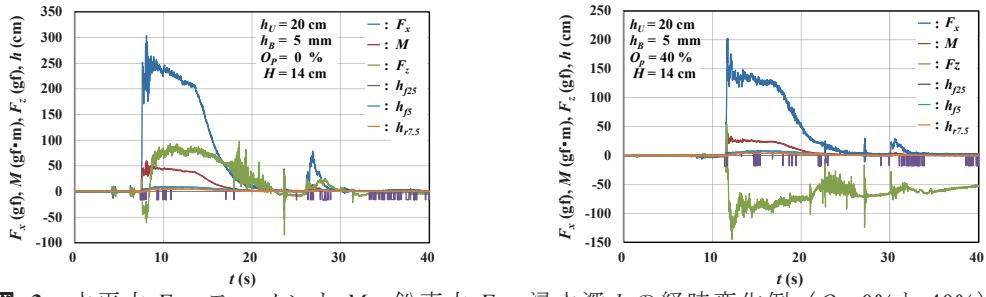


図-3 水平力 F_x , モーメント M , 鉛直力 F_z , 浸水深 h の経時変化例 ($O_p=0\%$ と 40%)

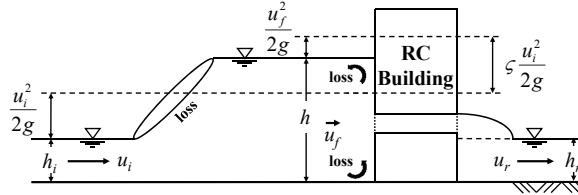


図-4 建物前面浸水深 h の簡易推定モデル

3. 前面浸水深の簡易推定法

水平床上の定常的な氾濫流を考える。圧力は静水圧とする。建物の影響を受けていない入射津波の氾濫水深と氾濫流速を h_i, u_i とする。建物前面における津波衝突後の浸水深と断面平均流速を h, u_f とする。建物の前面、および背面や側面に窓などの開口部があれば、 u_f は零ではない。本モデルを図-4 に示す。

津波は建物と開口部の存在によりエネルギーを失うとともに流出させるが、このときの建物前・背面間のエネルギー保存則は式(2.1)のように表現することが可能である。

$$h + \frac{u_f^2}{2g} = h + \left(\frac{u_f}{u_i} \right)^2 \frac{u_i^2}{2g} = h_i + (1 + \zeta) \frac{u_i^2}{2g} = h_i + (1 + \zeta) \frac{u_i^2}{2g} \quad (2.1)$$

$$u = \sqrt{\frac{1}{1+\zeta} \{ 2g(h - h_r) + u_f^2 \}} \quad (2.2)$$

ここで、 g は重力加速度、 ζ' はエネルギー損失係数⁴⁾、 ζ は広義（新定義）のエネルギー損失係数で、反射段波面（場合によっては跳水）におけるエネルギー損失も含んでいる。式(2.1)の全水頭は反射段波（跳水）のときは入射津波のものより大きい（小さい）。建物前面で堰き止められることによる反射段波（跳水）の全水頭（比エネルギー）が入射津波のものより大きく（小さく）なるためで、跳水のときは ζ が負となる。 $u_f=0$ のとき、式(2.1)は松富・飯塚の式⁴⁾に他ならない。式(2.1)から次式を得る。

$$\frac{h}{h_i} = 1 + \frac{1}{2} \left\{ 1 + \zeta - \left(\frac{u_f}{u_i} \right)^2 \right\} \frac{u_i^2}{gh_i} = 1 + \frac{1}{2} \left\{ 1 + \zeta - \left(\frac{u_f}{u_i} \right)^2 \right\} F_{ri}^2 \quad (3)$$

ここで、 F_{ri} は入射津波のフルード数である。

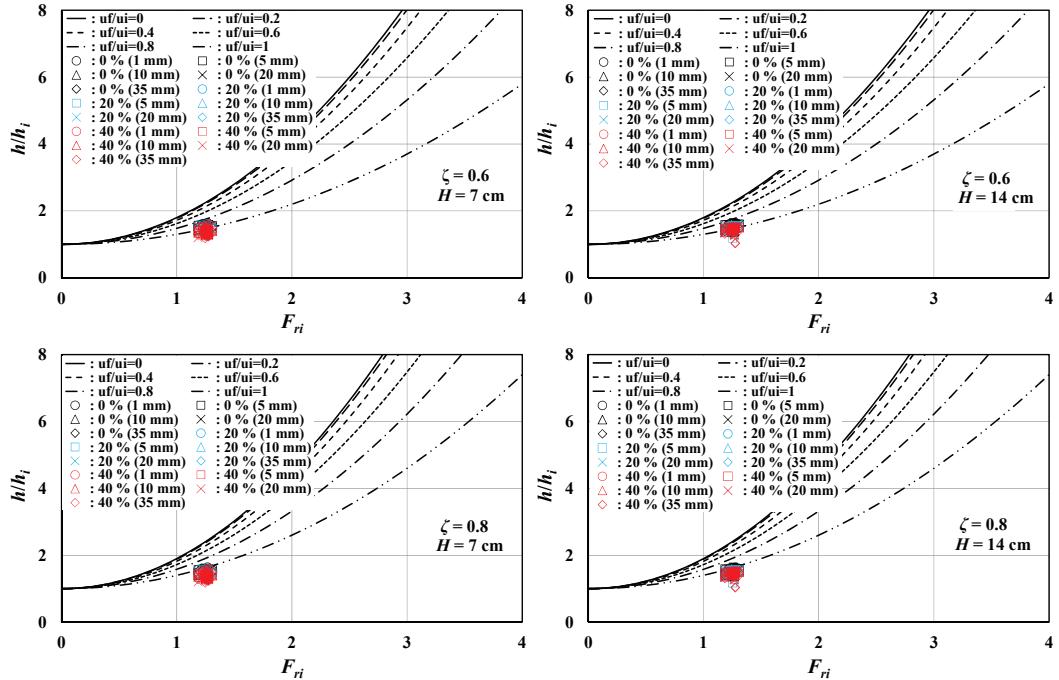
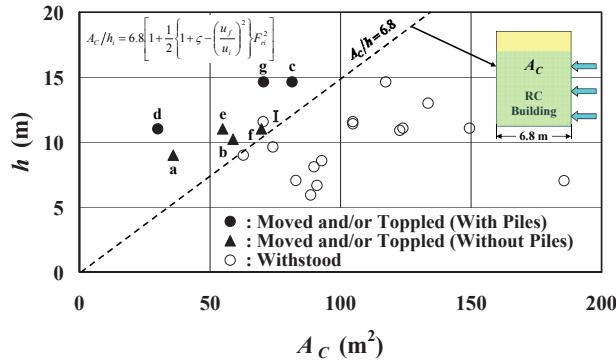
図-5 無次元前面浸水深 (h/h_i) と入射フルード数 F_{ri} の関係図-6 建物の浸水縦断面積 A_C , 浸水深 h と被害形態の関係

表-2 移動や転倒した鉄筋コンクリート造建物の一覧

場所	階数・用途	表記	開口率 (%)
大槌	2階・民家	(a)	0
陸前高田	3階・民家	(b)	-
女川	2階・冷凍庫	(c)	10
女川	2階・警察署	(d)	6
女川	3階・集合住宅	(e)	-
女川	3階・店舗	(f)	5
女川	4階・旅館	(g)	8
陸前高田	3階・集合住宅	1	26

$(u_f/u_i)^2$ と ζ の値次第で、 h/h_i はベルヌーイの定理から導かれるものより大きくなったり、小さくなったりする。 u_f/u_i や ζ は建物の開口率、形状や建物への津波入射角に依存する。式(3)の計算例や本研究実験値との比較例を図-5に示す。図から理解されるように、 ζ (未定) の調整で実験結果の説明が可能であり、本推定法は有用と判断される。

既報の RC 造建物の移動・転倒条件式(1)と式(3)から、入射津波条件を用いた開口部を有する RC 造建物の移動や転倒の条件として式(4)を得る(図-6)。

$$\frac{A_C}{h_i} = 6.8 \left[1 + \frac{1}{2} \left\{ 1 + \zeta - \left(\frac{u_f}{u_i} \right)^2 \right\} F_{ri}^2 \right] \quad (4)$$

東北地方太平洋沖地震津波において移動や転倒した RC 造建物の開口率は表-2に示すように 10%以下(平均 6%)である¹⁾。したがって、開口部による水平力の低減は小さいと考えられ(図-7 参照)、式(4)は厳しい条件下に対するものと言える。

4. 水平力の開口率への依存性

開口率 O_p と準定常部の水平力 F_x の関係を図-7 に示す。図中の直線群は開口率 0%(窓なし)における実験条件毎の実験平均値と開口率 100%における値 0 を結んだものである。図から、開口率 29%のときを除いて(図-7(b)右下の図)⁵⁾、開口率が増大するにつれて、水平力は直線的に減少することが判る。開口率 29%の水平力は 8%のものとほぼ同じである。これは、海側、陸側に関係なく、どちらか小さい方の開口率で水平力が決まることを示している⁵⁾。もちろん、建物の両側壁や屋内壁の開口率も水平力に関係しよう。

実在する RC 造建物の開口率は最大で 38%程度である¹⁾。屋内壁の影響を考えると、「開口部による水平力の低減を 3 割で止める」²⁾ことは妥当な判断である。

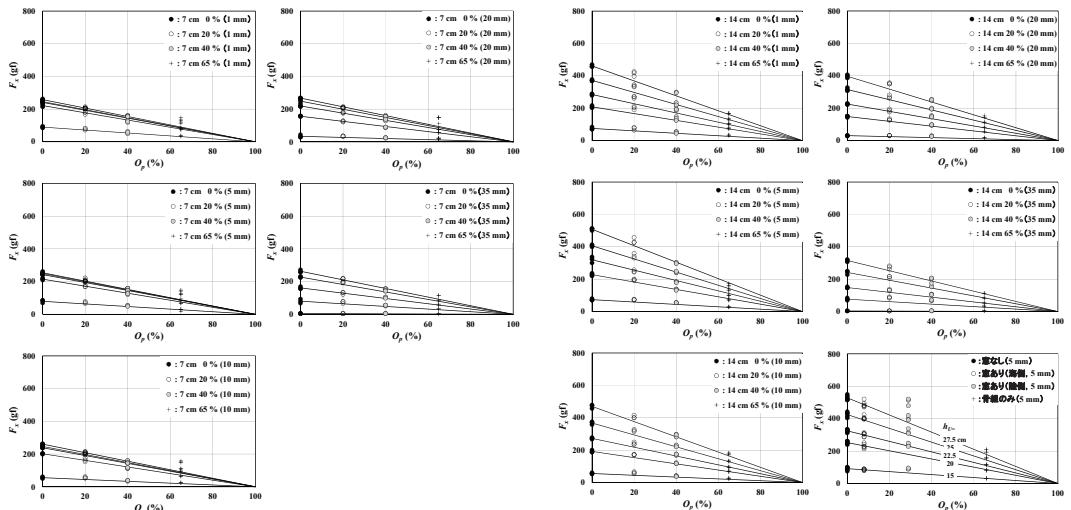


図-7 開口率 O_p と水平力 F_x の関係(準定常部)

5. 抗力係数

建物背面の静水圧を考慮したときの建物に働く全水平力 F_x は次式となる.

$$F_x = \frac{1}{2}(1-\beta)\rho gh_i^2 B + \rho h_i u_i^2 B - \rho h_i u_i \omega B - \rho h u_f^2 B + \rho h \omega u_f B - \alpha \quad (5)$$

ここで, β は建物背面に働く全静水圧と建物の影響を受けていない入射津波の全静水圧の比 (0~1 の値), ρ は流体 (濁水) 密度, B は建物幅, ω は反射段波伝播速度, α は反射段波領域における横流出に伴う運動量項である. $u_f=0$ のときは, $\omega \leq 0$ (0 のときは跳水) より, 次式を得る.

$$F_x = \frac{1}{2}(1-\beta)\rho gh_i^2 B + \rho h_i u_i^2 B - \rho h_i u_i \omega B > \frac{1}{2}\rho C_D u_i^2 h_i B \quad (6)$$

フルード数が小さいとき, $\beta \approx 1$, $\omega < 0$ である. 大きいとき, $\beta \approx 0$, $\omega \leq 0$ である. したがって, u_i と h_i を用いた抗力では, 建物が角柱型であれば, 何れにしても $C_D > 2$ となる.

6. おわりに

入射津波条件を用いた開口部を有する建物の前面浸水深 h の簡易推定法と RC 造建物の移動・転倒条件を提示した. 津波水平力の開口率への依存性と低減の限界, 非没水矩形建物の抗力係数の値も論じた.

謝辞 :本研究を実施するにあたり科学研究費（基盤研究(C), 24510244）（松富英夫）の補助を受けた. ここに記して謝意を表する.

参考文献

- 1) 松富英夫・山口枝里子・直江和典・原田賢治：東北地方太平洋沖地震津波における鉄筋コンクリート造建物と海岸黒松の被害条件, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp.351-355, 2012.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：津波避難ビル等の構造上の要件の解説, 国総研資料 No.673, 2012.
- 3) 松富英夫・大沼康太郎・今井健太郎：植生域氾濫流の基礎式と植生樹幹部の相似則, 海岸工学論文集, 第 51 卷, pp.301-305, 2004.
- 4) 松富英夫・飯塚秀則：津波の陸上流速とその簡易推定法, 海岸工学論文集, 第 45 卷, pp.361-365, 1998.
- 5) 松富英夫・決得元基・鳴津 朋：開口部を有する RC 造建物の前面浸水深, 移動・転倒条件と水平力の低減, 日本地震工学会大会梗概集, pp.41-42, 2013.

開口部を有する RC 造建物に働く津波鉛直力の変化パターン*

秋田大学 松富英夫
秋田大学 長沼駿介
秋田大学 決得元基

1. はじめに

津波による建物の移動や転倒では、津波の水平力ばかりでなく、鉛直力（全揚圧力¹⁾）も重要である。しかし、全揚圧力の検討例^{1), 2)}は非常に少ない。

開口部を有する鉄筋コンクリート（RC）造建物に働く津波の全揚圧力は(a)浮力、(b)揚圧力、(c)揚力、(d)建物の内部へ流入した濁水の重量の4種類からなる（図-1）。浮力は建物の移動や転倒において危険側、揚圧力は負も考えられ、危険側と安全側の両方、揚力と流入濁水の重量は安全側に作用する。したがって、全揚圧力は浮力と正の揚圧力を考慮すれば、建物の移動や転倒において危険側を考えたことになる。

全揚圧力の構成は津波の実況次第で異なる。床下換気口が小さく、透水性の低いかつ液状化しにくい地盤上の建物の場合は浮力と揚圧力、揚力を無視できる。したがって、建物の底面高（床高）による全揚圧力の経時変化パターンや特性の把握は建物の移動や転倒の検討において重要である。

本研究は建物の高さ（2種類）、開口率（4種類）、床高（5種類）、入射津波条件（5種類）をパラメタとした実験を行い、津波による全揚圧力の経時変化パターンや特性を検討する。

2. 実験

津波氾濫流はゲート急開流れで模擬した。実験水路の概略、測定機器の配置と諸記号の定義を図-2に示す。高さが0.50m、幅が0.30m、貯水長 L_U が5.0m、一様水深部（静水深 $h_0=0.067$ m）、一様勾配斜面部（勾配 $S=1/26$ ）、平坦な陸上部（地盤高 $h_g=0.01$ m）が2.0m、全長が11.0mの両面ガラス張り鋼製矩形水路である。

実験対象の建物模型を図-3に示す。縮尺は1/100で、建物の床は各階に設けているが、屋内の間仕切りは設けていない。RC造建物を模擬しており、2階建ては高さ $H=7$ cm、4階建ては高さ14cmで、実際的な「窓（開口部）あり」（開口率 O_p は海側、陸側ともに20%, 40%）、仮

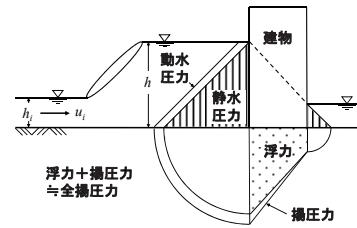


図-1 津波流体力の構成

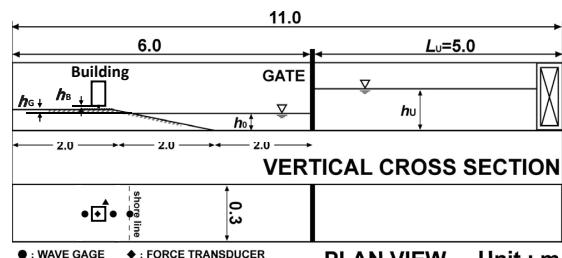


図-2 実験水路、測定機器の配置と記号の定義

* Change Pattern of Vertical Tsunami Fluid Force Acting on RC Building with Aperture

by Hideo MATSUTOMI, Shunsuke NAGANUMA and Genki KETTOKU

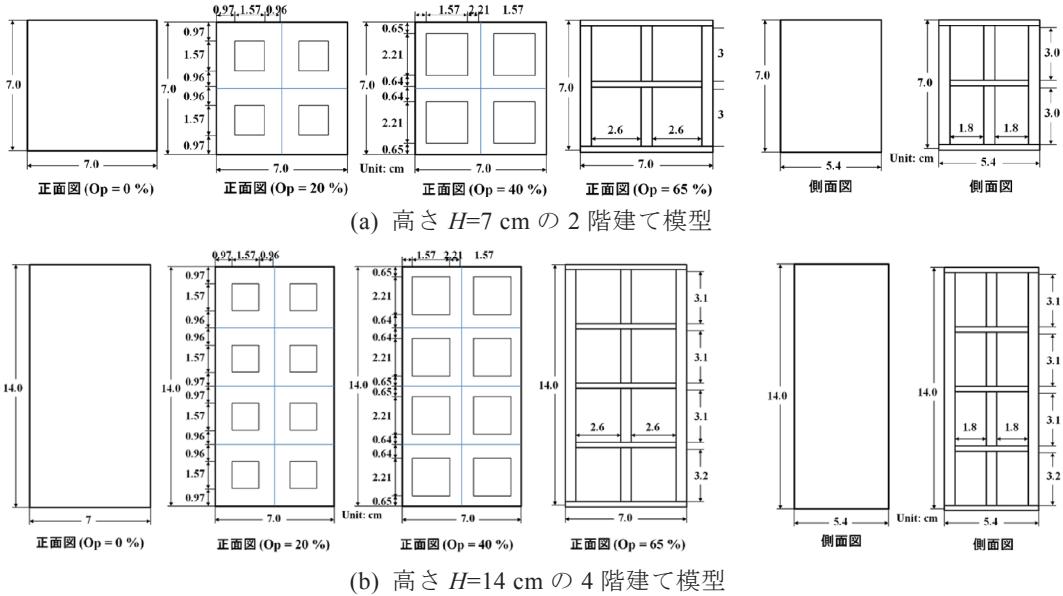


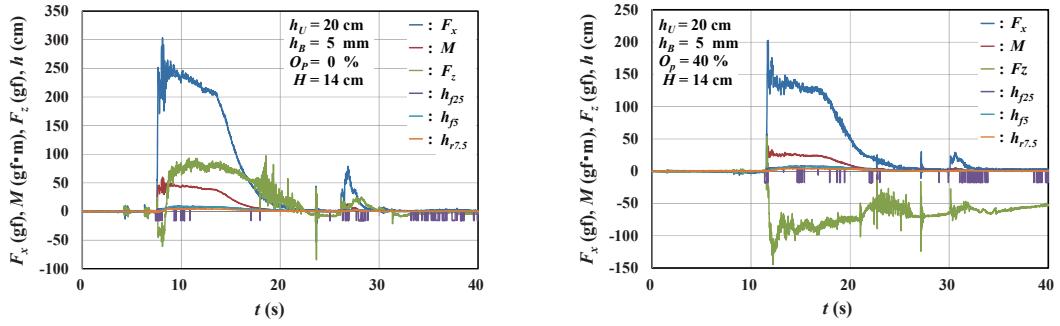
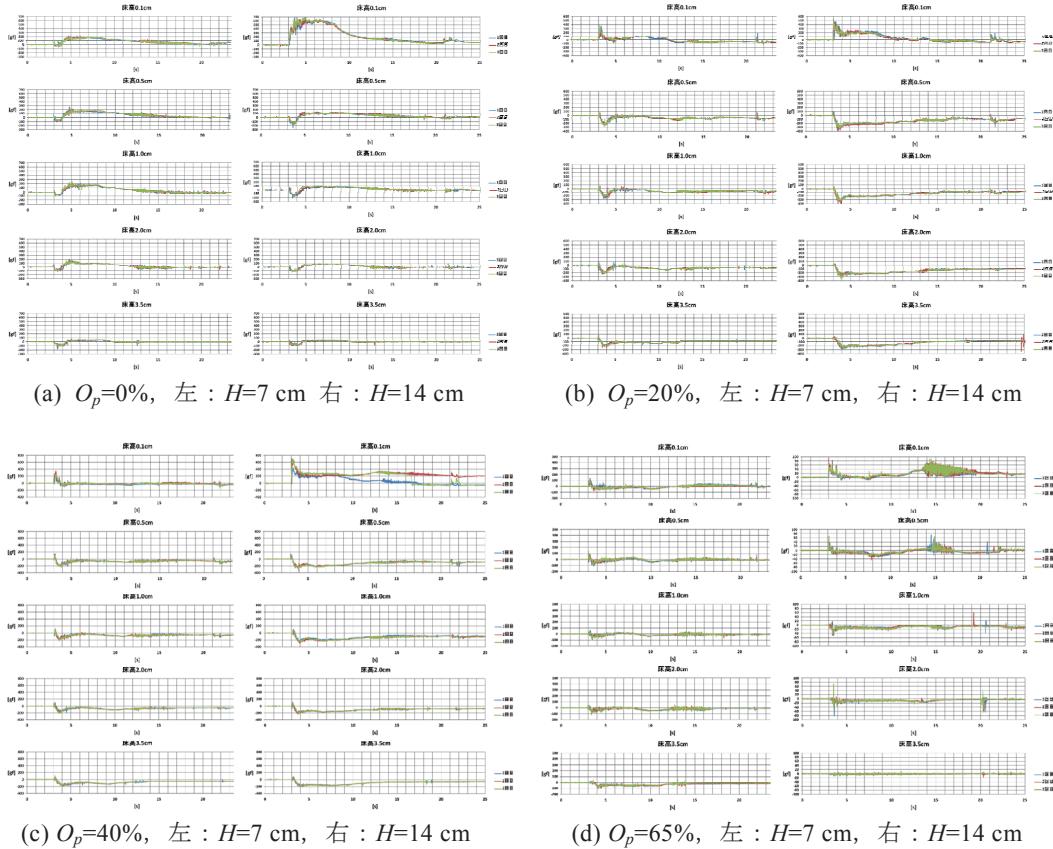
図-3 実験対象の建物模型の詳細（縮尺 1/100）

表-1 実験条件

貯水深 $h_U(\text{cm})$	15, 20, 22.5, 25, 27.5				
静水深 $h_0(\text{cm})$	6.7				
斜面勾配 S	1/26				
地盤高 $h_G(\text{cm})$	1				
床 高 $h_B(\text{cm})$	0.1, 0.5, 1, 2, 3.5				
開口率 $O_p(\%)$	0, 8, 29, 65				
模型の種類	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50px; text-align: center;">7 cm</td> <td>0% (109 gf), 20% (100 gf), 40% (91 gf), 骨組 65% (66 gf)</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">14 cm</td> <td>0% (203 gf), 20% (184 gf), 40% (168 gf), 骨組 65% (116 gf)</td> </tr> </table>	7 cm	0% (109 gf), 20% (100 gf), 40% (91 gf), 骨組 65% (66 gf)	14 cm	0% (203 gf), 20% (184 gf), 40% (168 gf), 骨組 65% (116 gf)
7 cm	0% (109 gf), 20% (100 gf), 40% (91 gf), 骨組 65% (66 gf)				
14 cm	0% (203 gf), 20% (184 gf), 40% (168 gf), 骨組 65% (116 gf)				

想的な「窓なし（窓があつても、壊れない）」と「骨組のみ」の計 8 種類を作製した。海側と陸側の開口率は同じである。「骨組のみ」を除き、両側に開口部はない。何れも幅は 7.0 cm, 奥行は 5.4 cm である。重量はフルード則³⁾と実際の RC 造建物の平均像が 1.3 tf/m²/階程度であることを考慮して、高さ 7 cm のときの「 $O_p=20\%$ 」が 100 gf (0.98 N), 「 $O_p=40\%$ 」が 91 gf (0.89 N), 「窓なし ($O_p=0\%$)」が 109 gf (1.07 N), 「骨組のみ ($O_p=65\%$)」が 66 gf (0.65 N), 高さ 14 cm のときの「 $O_p=20\%$ 」が 184 gf (1.80 N), 「 $O_p=40\%$ 」が 168 gf (1.65 N), 「窓なし」が 203 gf (1.99 N), 「骨組のみ ($O_p=65\%$)」が 116 gf (1.14 N) である。「骨組のみ」は柱の幅が 0.6 cm, 厚さが 0.6 cm で、鉄骨造建物の壁面がはがれた場合を想定した。実際の鉄骨造建物の平均像が 0.8 tf/m²/階程度であることを考えると、重量は重ためである。

測定項目は模型の前面から 25 cm と 5 cm, 背面から 7.5 cm の 3 位置における超音波式変位計 ((株)KEYENCE 社製, UD-500) による氾濫水深 h , 四分力計 ((株)SSK 社製, 定格容量 1000 gf (9.8 N)) による水平力 F_x と鉛直力 F_z , 模型の前面左端から水路横断方向へ 3 cm 離れた位

図-4 水平力 F_x , モーメント M , 全揚圧力 F_z , 浸水深 h の経時変化例図-5 全揚圧力の経時変化例 ($h_U=27.5$ cm)

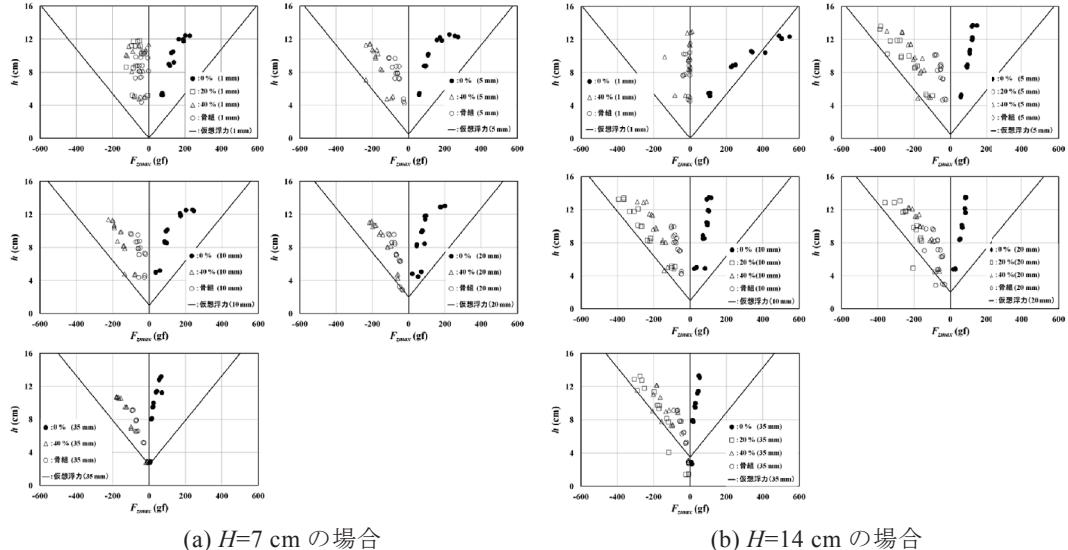
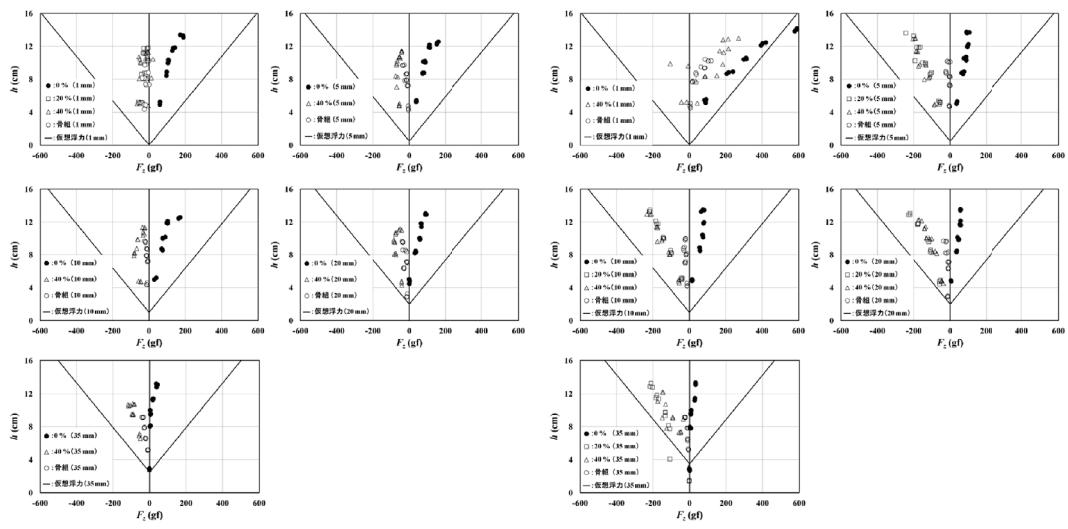
置におけるプロペラ流速計（中村製作所製、直径 3 mm）による氾濫流速 u である。模型がないときの模型設置位置における氾濫水深と氾濫流速（一点法）も測定した。模型周辺の流況観察のため、水路の上方と側方からビデオ撮影も行った。

実験条件をまとめて表-1に示す。 h_U は初期ゲート上流域の貯水深、 h_B は陸上部の水路底面から模型底面までの高さ（床高）で、各ケース 3 回実験を行った。

水平力 F_x , 水路横断方向に回転軸をもつモーメント M , 全揚圧力 (鉛直力) F_z , 浸水深 h の経時変化例を図-4 に示す。開口率 $O_p=0\%$ と 40% のものである。

3. 実験結果と考察

全揚圧力 (鉛直力) F_z の経時変化例を図-5 に示す。図から、実験の再現性がよいことが判る。床高 $h_B=0.1 \text{ cm}$ とそれ以外の床高で全揚圧力 (正値が上向き, 負値が下向きの力) の経時変化

(a) $H=7 \text{ cm}$ の場合(b) $H=14 \text{ cm}$ の場合図-6 最大全揚圧力 F_{zmax} と浸水深 h の関係(a) $H=7 \text{ cm}$ の場合(b) $H=14 \text{ cm}$ の場合図-7 全揚圧力 F_z と浸水深 h の関係

パターンが異なることも判る。前者ではほとんどの場合で下向きの揚力が働いていないが、後者では初期段階において下向きの揚力の貢献度が大きい。さらに、前者では開口率 $O_p=0\%$ とそれ以外で経時変化パターンが異なることも判る。

図-6と7に各々最大全揚圧力 F_{xmax} （氾濫流衝突初期の衝撃部で発生するとは限らない）、準定常部の全揚圧力 F_z （以下、「全揚圧力」）と浸水深 h の関係を示す。各図中には実線で前面浸水深に基づく「仮想浮力」²⁾も示してある。

図から、全揚圧力は開口部が無いときは正值（上向きの力）、開口部が有るときは負値（下向きの力）となることが判る。7 cm 模型のときは模型の高さと床高を合わせた以上の前面浸水深になる場合が多い。模型を越流する場合の浮力は、越流水深に関係なく一定と考えられるが、実験結果は水没後も全揚圧力の増加を示している。これは、氾濫流が模型を越流するとき、建物の上面で上向きの揚力も働くためと考えられる⁴⁾。また、開口部を有するときは、開口率が小さくなるにつれて、下向きの力が大きくなる傾向にある。これは建物内へ流入した渦水の溜まり易さの差によると考えられる。本実験の模型に対する開口率の確保方法では、開口率 20% 模型が流入渦水を一番よく溜め易く、一番大きな下向きの流入渦水重量を生じさせることなる。14 cm 模型のときは越流が生じず、浸水深が大きくなるにつれて、上向き、下向きともに力が大きくなる傾向にある。この傾向は最大全揚圧力 F_{xmax} 、全揚圧力 F_z の両方で認められる。

貯水深 $h_U=27.5$ cm のときの模型設置位置における入射氾濫浸水深 h_i は 8.7 cm 程度で、この浸水深位まで模型が水没するとしたときの模型に働く浮力は 330 gf (3.2 N) 程度となる。開口率 0% 模型に働く全揚圧力（●）がこの値を超える場合は、 $H=14$ cm, $h_B=0.1$ cm の場合を除いてなく、入射津波浸水深位まで建物が水没するとして浮力を算定する方法⁵⁾は妥当と言える。

図-8と9に各々無次元最大全揚圧力 F_{zmax}/F_{xmax} 、無次元全揚圧力 F_z/F_x と浸水深 h の関係を示す。7 cm 模型、14 cm 模型とともに、浸水深 h が大きくなるにつれて、多くの場合で無次元最大

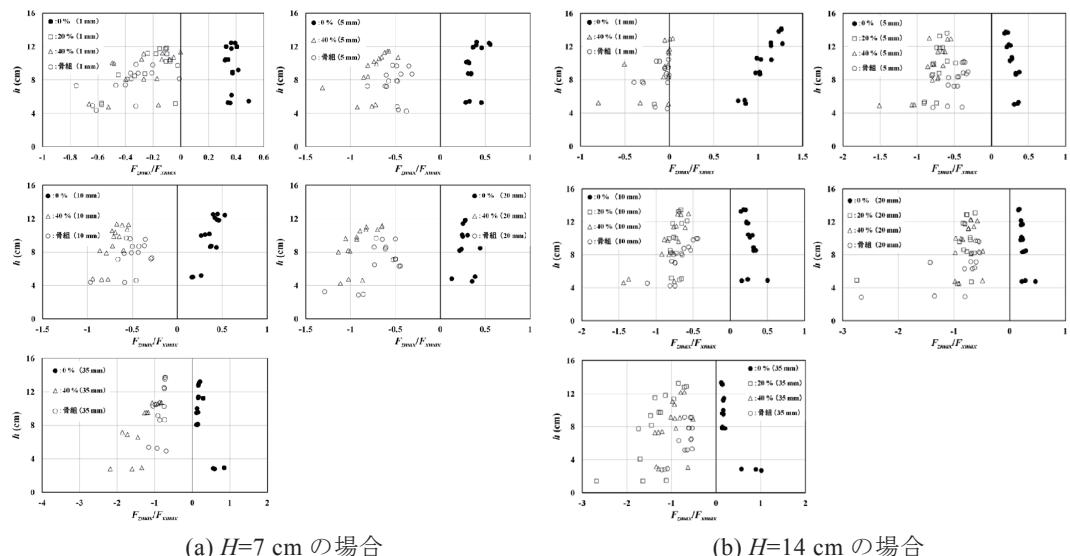
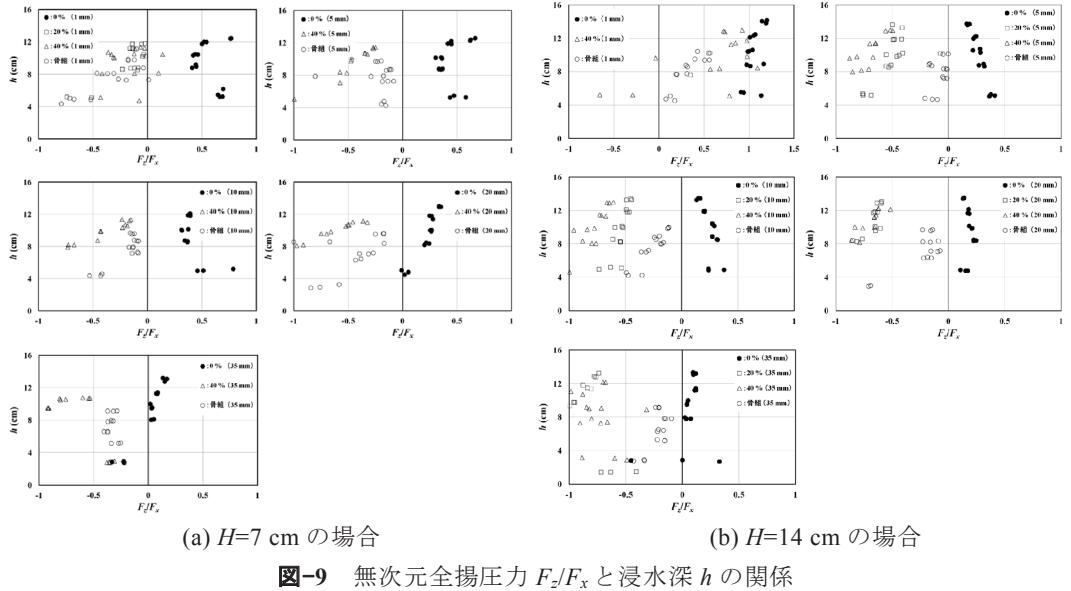


図-8 無次元最大全揚圧力 F_{zmax}/F_{xmax} と浸水深 h の関係

図-9 無次元全揚圧力 F_z/F_x と浸水深 h の関係

全揚圧力、無次元全揚圧力は正値、負値ともに小さくなる傾向が認められ、既報²⁾と同じである。また、開口率 0% 模型（窓があっても、壊れない場合を含む）に対する結果の中に無次元最大全揚圧力と無次元全揚圧力が 0.5 以上となる場合があることも再確認された。

4. おわりに

津波が建物を越流するときは浮力や揚圧力だけでなく、建物の上面で上向きの揚力も働き、越流水深が大きいほど大きな全揚圧力となることが判った。また、入射津波浸水深位（設計用浸水深位）まで建物が水没するとして浮力（全揚圧力）を算定する方法は妥当と言える。

謝辞：科学研究費（基盤研究(C)，24510244）（松富英夫）の補助を受けた。謝意を表する。

参考文献

- 1) 松富英夫・大向達也・今井健太郎：津波氾濫流の構造物への流体力、水工学論文集、第 48 卷、pp.559-564, 2004.
- 2) 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建造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.
- 3) 松富英夫・大沼康太郎・今井健太郎：植生域氾濫流の基礎式と植生樹幹部の相似則、海岸工学論文集、第 51 卷、pp.301-305, 2004.
- 4) 松富英夫・山口枝里子・直江和典・原田賢治：東北地方太平洋沖地震津波における鉄筋コンクリート建造物と海岸黒松の被害条件、土木学会論文集 B2（海岸工学）、Vol.68, No.2, pp.351-355, 2012.
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所：津波避難ビル等の構造上の要件の解説、国総研資料 No.673, 2012.

力の作用点高さ、生存・枯死、生育場所からみた海岸黒松の津波耐力*

秋田大学 松富英夫
静岡大学 原田賢治
秋田大学 鴨澤明志
秋田大学 決得元基
秋田大学 嶋津 朋

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震津波(以下「本津波」)では、三陸の海岸林は壊滅的であったが、仙台市や青森県三沢市の海岸林はある程度の津波減勢効果を発揮した¹⁾(図-1. κ は植生密度²⁾)。海岸林を津波減勢の目的で積極的、計画的に活用する場合はその特性を十分に知っておく必要がある。

そこで、本研究は本津波浸水域における代表樹種である黒松の特性と被害条件(倒伏、抜根、折損)に関する現地試験データを水平力の作用(載荷)高さ、生存・枯死、生育場所の観点から解析し、海岸黒松の津波耐力に関する特性を多面的に論じる。

2. 現地試験

海岸黒松の特性と被害条件に関する現地試験は岩手県の宮古市田老字向山(2011年12月6~9日(Case 1~13)、津波被災後に枯死)、山田市船越浦の浜(2012年5月11~13日(Case 14~26)、6月15~17日(Case 27

~46)、津波被災後も生存)と普代村9地割銅屋(2013年8月19~21日(Case 47~59)。津波被災後に枯死)で行った。試験地の遠景を図-2に示す。試験樹木には水平力の載荷高さ(地表面から1.2, 2.4, 3.6, 4.8 m)が異なるものがあるとともに、生存木もあれば、枯死木もある。河川そばの礫混じりの砂地盤(田老字向山、9地割銅屋)、汀線そばの砂地盤(船越浦の浜)のものもある。これら地域の地震による地盤沈下量は一等水準点で0.4 m程度³⁾、試験期間中の日最大と日最小の潮差(宮古)は127 cmと67 cmである(2012年分調査のみ)⁴⁾。

測定項目はワイヤー、滑車とパワーショベルを用いて樹木へ載荷する水平力F、水平載荷力毎の樹木の水平変位 δ 、樹高H、樹幹高 H_T 、胸高直径D、水平力載荷樹幹部の比重S、抜根時

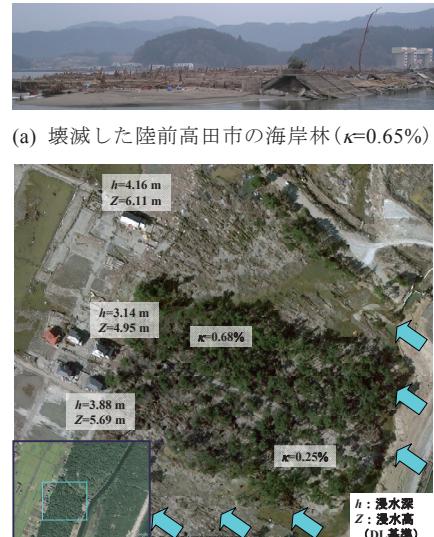


図-1 海岸林の限界と効果例(Google Earth)

* Strength of Coastal Black Pine Tree against Tsunami Viewed from Working Height of Horizontal Force, Life-Death and Growing Place by Hideo MATSUTOMI, Kenji HARADA, Hiroshi KAMOZAWA, Genki KETTOKU and Tomomi SHIMAZU

の根部の深さ h_R と幅（長軸と短軸の 2 方向），地下水表面から地表面までの高さ h_G である。樹木の幾何諸元の記号と定義を図-3 に示す。力は引張型荷重計 ((株) 東京測器研究所, 定格容量 100 kN (Case 1~26), 200 kN (Case 27~59)) で測定した。力の載荷点は基本的に地表面から高さ 1.2 m の胸高直径測定部 (Case 39~41, 47~49, 51~59 は 2.4 m, Case 42, 44 と 50 は 3.6 m, Case 43, 45, 46 は 4.8 m) である。力の載荷中に載荷部からワイヤーがずれないように載荷部に浅いカットを入れた。樹木の水平変位は 10 cm 間隔に目盛った測量ポールを試験樹木のそばで、地表面上 1.2 m, 水平に設置し、載荷荷重毎に撮影した写真から判読した。ポール、樹木、撮影点間の間隔も測定した。

3. 試験結果とその考察

図-4~8 に Case 每の樹木の樹高 H , 胸高直径 D , 水平力載荷樹幹部の比重 S , 根部の深さ h_R , 平面積 A_R (=長軸長×短軸長) と体積 V_R ($=A_R \times h_R$), 合成弾性係数 $E^5)$ (倒伏前の比例限度内で評価) および水平力 F (□: 最大載荷外力, ●: 倒伏耐力) を示す。

図-4~6 によると、試験黒松の樹齢 (年輪から判定) は 60~70 年, 樹高は 21 m 程度と一定, 胸高直径は 0.22~0.49 m 程度, 比重は 0.8 程度 (枯死したものはこれよりやや小さい) である。

図-5, 7, 8 から, 胸高直径が増加するにつれて、換言して成長がよい樹木ほど、根部の深さと合成弾性係数はやや減少、根部の平面積と体積は増加し、根部がふっくらとしてくることが判る。根部の深さと合成弾性係数が同じ傾向を持つことは両者の密接な関係を示唆する。根部の深さが減少すれば、根部の円弧すべり半径が減少することになり、合成弾性係数も減少すると考えられる。

図-9 に試験黒松の胸高直径 D , 水平力 F と被害形態 (持ち堪える (Withstanding): □, 倒伏 (Lodging): ●, 抜根 (Uprooting): ▲, 折損 (Breaking): ◆) の関係 (全データ), 図-10 に試験黒松の胸高直径 D , モーメント M と被害形態の関係 (全データ) を示す。両図にはインドネシアの Sea Casuarina に対する現地試験に基づいた倒伏 (実線) と抜根 (破線) の上限条件⁵⁾も示してある。図-10 には抜根耐力×力の載荷点高さ (1.2, 2.4, 3.6, 4.8 m)



(a) 岩手県宮古市田老字向山の県有海岸林



(b) 岩手県山田市船越浦の浜の県有海岸林



(c) 岩手県普代村 9 地割銅屋の県有海岸林

図-2 現地試験地の遠景

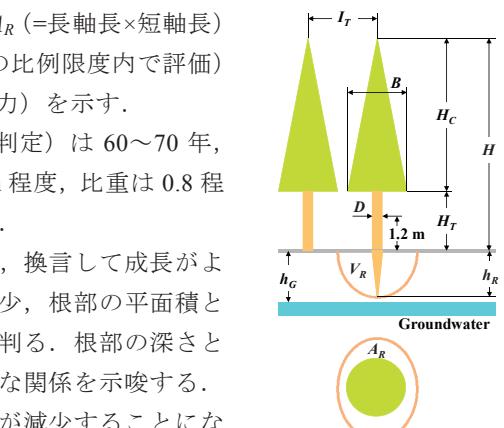


図-3 諸記号の定義

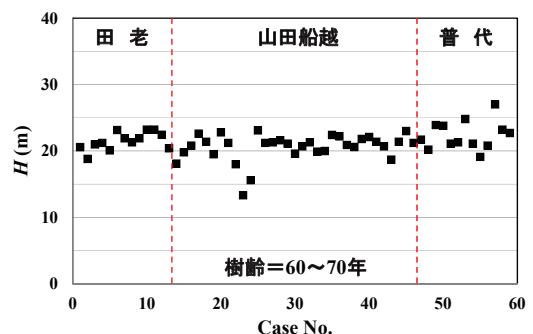
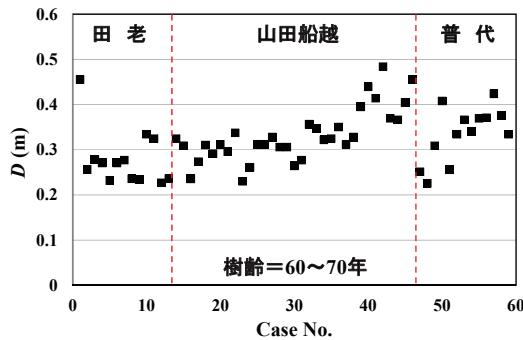
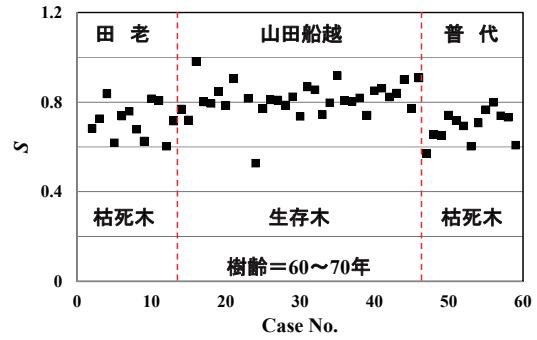
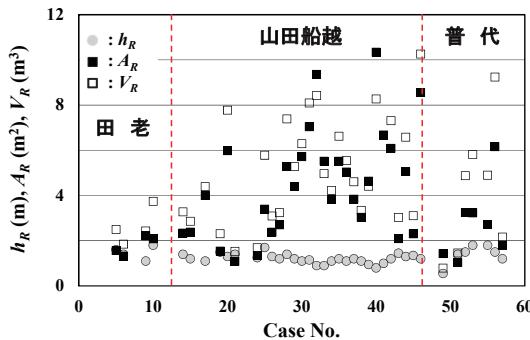
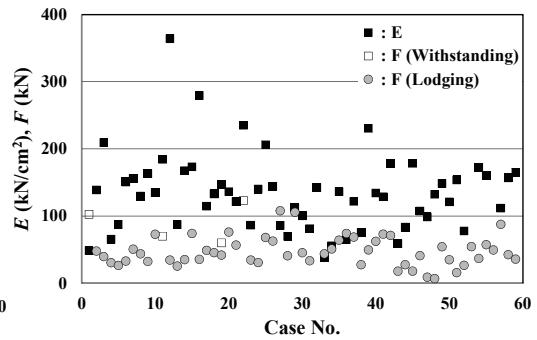
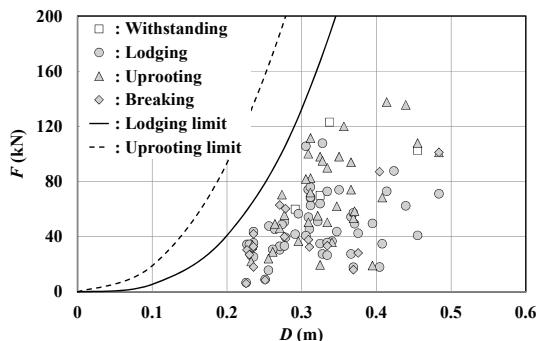
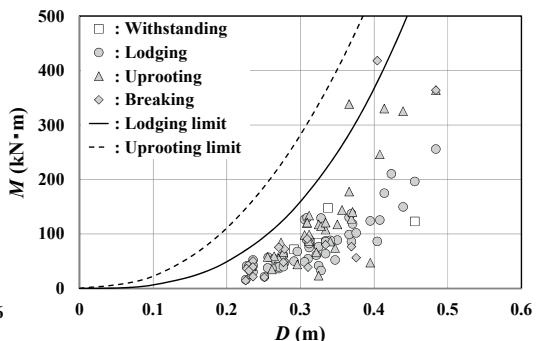


図-4 試験黒松の樹高 H

図-5 試験黒松の胸高直径 D 図-6 胸高直径部または荷重載荷部の比重 S 図-7 試験黒松の根部の深さ h_R , 平面積 A_R と体積 V_R 図-8 試験黒松の合成弾性係数 E と水平力 F 図-9 試験黒松の胸高直径 D , 水平力 F と被害形態の関係（全体）図-10 試験黒松の胸高直径 D , モーメント M と被害形態の関係（全体）

として評価した抜根時の仮想モーメントのデータが含まれている。

図-11～13は図-9の全データを被害形態別に水平力の作用点高さ、樹木の生存・枯死、生育場所で選別したものである。図から、水平力で被害条件をみた場合はデータの分散が大きく、作用点高さが低いほど水平力が大きいことが判る。生育場所でみたとき、田老における水平力

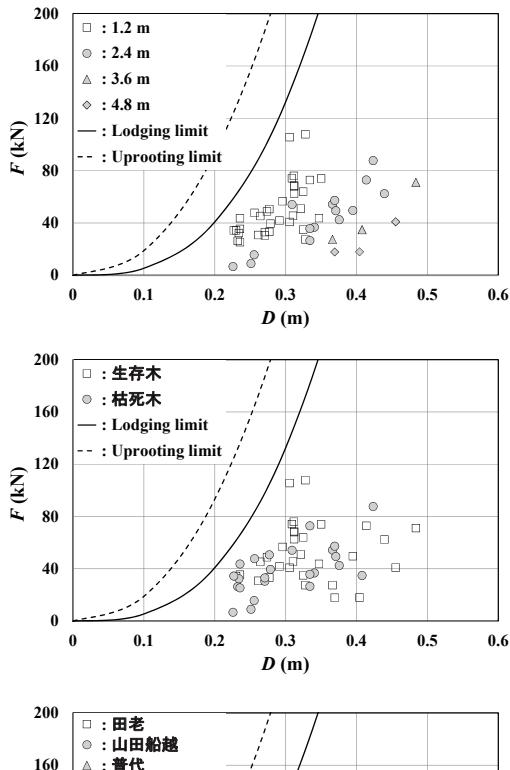


図-11 試験黒松の胸高直径 D , 水平力 F と被害形態の関係 (Lodging)

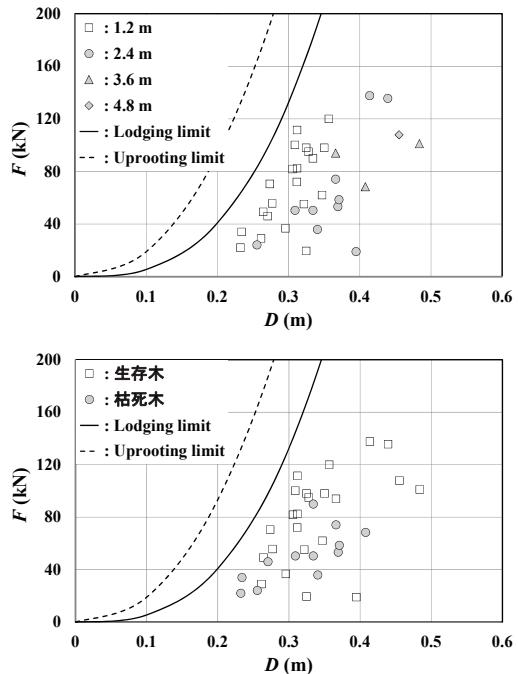


図-12 試験黒松の胸高直径 D , 水平力 F と被害形態の関係 (Uprooting)

が大きくみえるが、これは田老では作用点高さを 1.2 m に固定しているためである。

図-14 と 15 は図-10 の全データを被害形態別に水平力の作用点高さ、樹木の生存・枯死、生育場所で選別したものである。図から、モーメントで被害条件をみた場合は水平力のときよりデータの分散が小さく、力の作用点高さ、樹木の生存・枯死、生育場所による差違はあまり認められないことが判る。

図-16 に胸高直径 D とモーメント M の関係回帰曲線（実線）を示す。本図では抜根のデータは除いている。破線は回帰曲線の値を 0.5 と 1.5 倍したときのものである。図から、ほとんどのデータが回帰曲線から 5 割の偏差内に含まれることが判る。

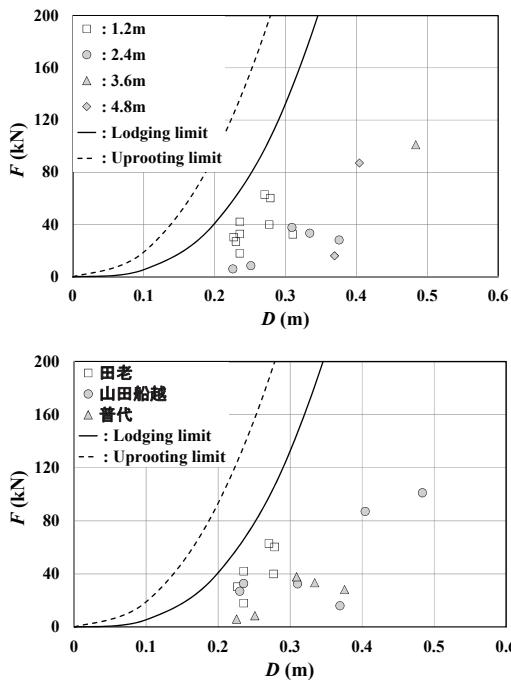


図-13 試験黒松の胸高直径 D , 水平力 F と
被害形態の関係 (Breaking)

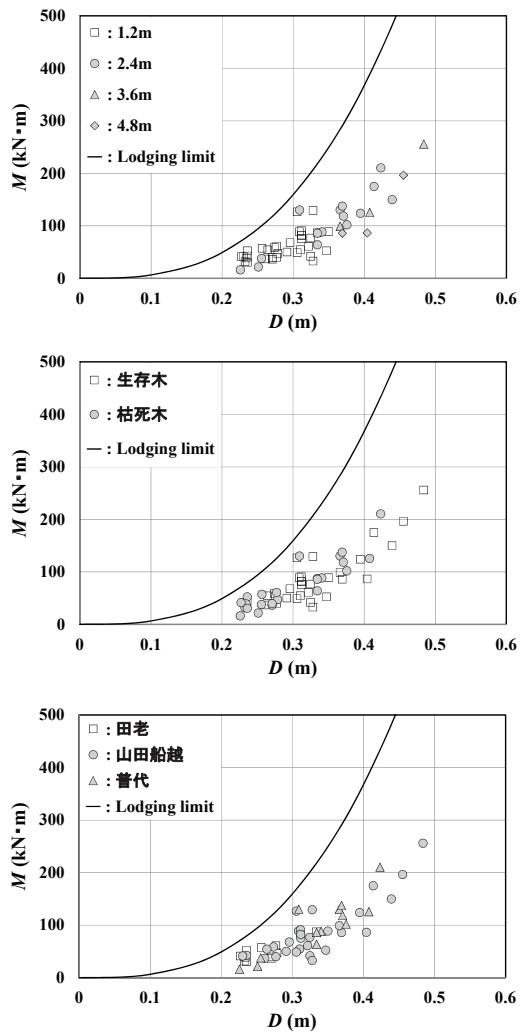


図-14 試験黒松の胸高直径 D , モーメント M と
被害形態の関係 (Lodging)

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黒松が各種被害に至る水平力はその作用高さに大きく依存し、作用高さが低いほど、各種被害形態の被害水平力は大きくなる。
- ②本研究の現地試験では、黒松の生存木と枯死木の耐力に大差はなかった。
- ③本研究の現地試験では、生育場所の違いによる黒松の耐力に大差はなかった。
- ④黒松が各種被害に至るモーメントデータの分散は水平力のときより小さく、水平力の作用高さ、樹木の生存・枯死、生育場所による差違、倒伏と折損の被害条件の差違（折損モーメント > 倒伏モーメント⁶⁾）はあまり認められなかった。

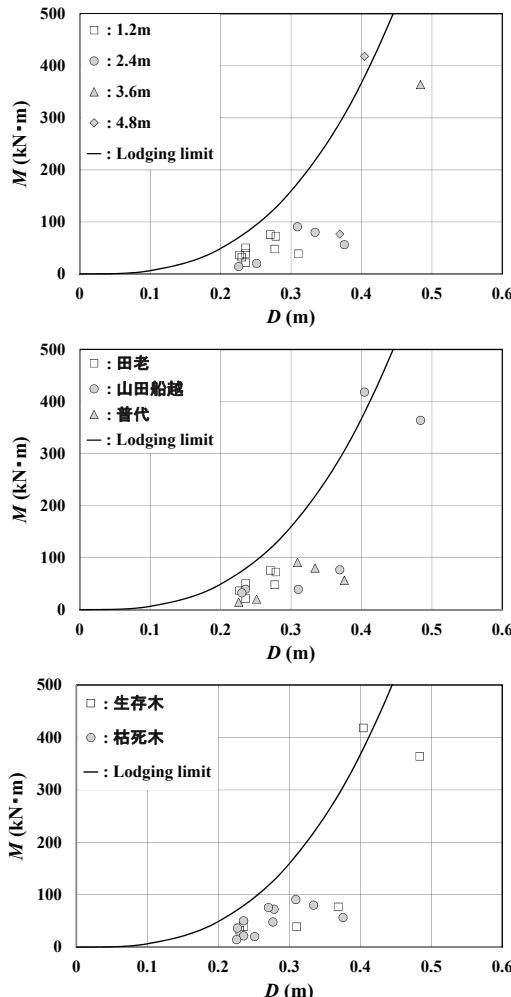


図-15 試験黒松の胸高直径 D , モーメント M と
被害形態の関係 (Breaking)

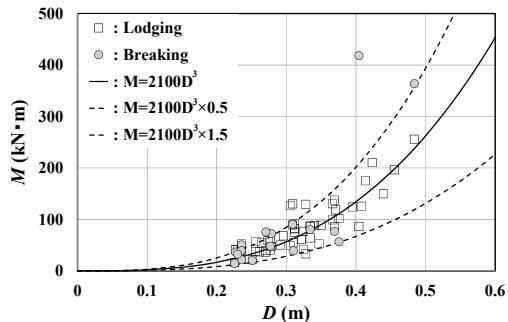


図-16 試験黒松の胸高直径 D , モーメント M と
被害形態の関係 (回帰式)

⑤倒伏と折損モーメントデータに対する平均的な回帰式として $M=2100D^3$ を提案した。また、ほとんどのデータが提案式の 0.5~1.5 倍の中に含まれた。

謝辞：本研究を実施するにあたり科学研修費（基盤研究(C), 21510187, 24510244）（代表：松富英夫）と北東北国立3大学連携推進研究プロジェクト（代表：堺茂樹）の補助を受けた。現地試験では岩手県農林水産部森林保全課 千葉一弘氏、宮古農林振興センター 多田広之氏と県北広域振興局林務部森林保全課 野場英義氏にお世話をなった。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 松富英夫・山口枝里子・直江和典・原田賢治：東北地方太平洋沖地震津波における鉄筋コンクリート造建物と海岸黒松の被害条件, 土木論文集 B2(海岸工学), Vol.68, No.2, pp.351-355, 2012.
- 2) 松富英夫・大沼康太郎・今井健太郎：植生域氾濫流の基礎式と植生樹幹部の相似則, 海岸工学論文集, 第 51 卷, pp.301-305, 2004.
- 3) 国土地理院：<http://www.gsi.go.jp/sokuchikijun/sokuchikijun60008.html>, 2011.04.14 参照.
- 4) 気象庁：<http://www.data.kishou.go.jp/kaiyou/db/tide/suisan/suisan.php?stn=MY>, 2012.07.20 参照.
- 5) 松富英夫・原田賢治・A. Bagyo WIDAGDO・Subandono DIPOSAPTONO : Casuarina の倒伏・抜根条件と 2010 年 Mentawai 地震津波でのその検証, 土木論文集 B2(海岸工学), Vol.67, No.2, pp. 301-305, 2011.
- 6) 松富英夫・原田賢治・星孟志・齋藤可織・決得元基：現地試験に基づく東北地方太平洋沖地震津波浸水域における黒松の特性と被害条件, 土木論文集 B2(海岸工学), Vol.69, No.2, pp.416-420, 2013.

津波越流時の海岸堤防背後に生じる流れ場に関する水理模型実験*

東北大學 大學院工学研究科 三戸部 佑太
東北大學 大學院工学研究科 Nguyen Xuan Dao
東北大學 大學院工学研究科 Mohammad Bagus Adityawan
東北大學 大學院工学研究科 田中 仁

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震津波により数多くの海岸堤防が被災し、半壊や全壊に至ったケースについても多く報告されている。その主要な要因として指摘されているのは、堤防を越流した津波による堤防裏法尻の局所洗掘である。堤防を越流した流れは裏法面を流下し、強い流体力の働く堤防裏法尻の地面が局所的に洗掘されることで、その洗掘孔から堤体の裏込め土が吸い出され、裏法面が崩壊するというものである。このような堤防裏法尻における洗掘孔は東北地方太平洋沿岸部の多くの地域で確認されており、その幅は数mから100m以上に及ぶことが報告されている (Kato et al., 2012)。この洗掘孔の発達過程を明らかにし、津波越流条件および堤防形状と洗掘孔形状の関係を定量的に評価することは津波越流を考慮した「粘り強い」海岸堤防を設計する上で重要な課題であると言える。そこで、このような海岸堤防裏法尻における洗掘性状を調べるため、鳩貝ら (2012) や著者ら (2013) により水理模型実験が行われている。ただし砂を移動床に用いた実験では流砂に関する相似則を満たすことが困難であり、これらの結果を単純に模型縮尺で現地換算し、津波越流高さや堤防高さ、法面勾配など諸条件に対する洗掘孔の大きさを直接定量的に評価することはできない。しかしながら、重力に起因する流れが支配的であると考えられる裏法尻近傍においては流れ場の相似性については概ね満足するはずであり、洗掘孔形状と流れ場の相互作用を明らかにする上でこれらの水理実験は有用であるといえる。

一方で、Tanimoto and Tokida (2012)は海岸堤防裏法尻に生じる洗掘孔により陸側での津波の遡上流速が低減される可能性を指摘し、数値実験による検討を行っている。この論文では裏法尻に洗掘孔を模した矩形の溝がある場合とない場合での海岸堤防背後における水平流速を比較しており、約40%の流速の低減効果があることを述べている。しかしながら、実際の洗掘孔形状での比較や津波越流条件に対する変化は検討されておらず、その効果についてより詳細な検討が必要である。

以上のような背景から、津波越流時の海岸堤防周辺の流れ場に関する調査は不可欠であるが、移動床を用いて実験を行う場合、時間に伴い流れ場が大きく変化するとともに大量の砂が巻き上がるため、流速分布の計測が困難である。そこで本研究では、移動床を用いた洗掘実験および小型水路における固定床実験での流速分布計測の結果から津波越流時に海岸堤防周辺に生じ

*Hydraulic experiments on velocity-fields behind coastal dikes during tsunami overflow by Yuta Mitobe, Nguyen Xuan Dao, Mohammad Bagus Adityawan and Hitoshi Tanaka

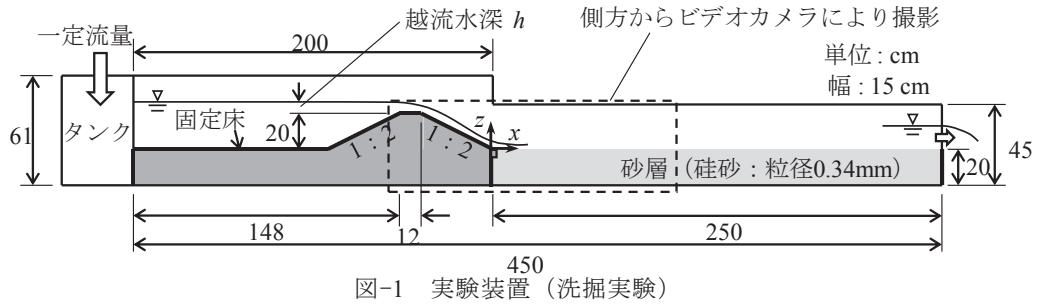


図-1 実験装置（洗掘実験）

る流れ場、およびその洗掘過程との関係について調査を行う。

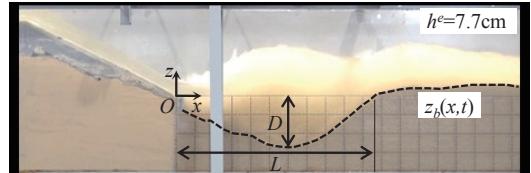
2. 移動床を用いた洗掘実験

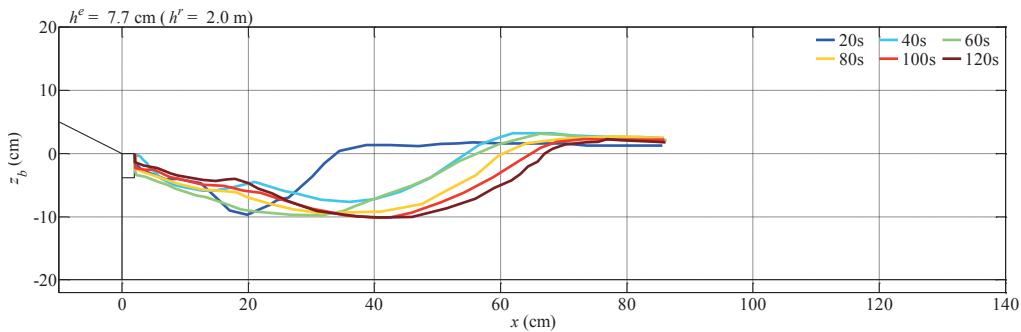
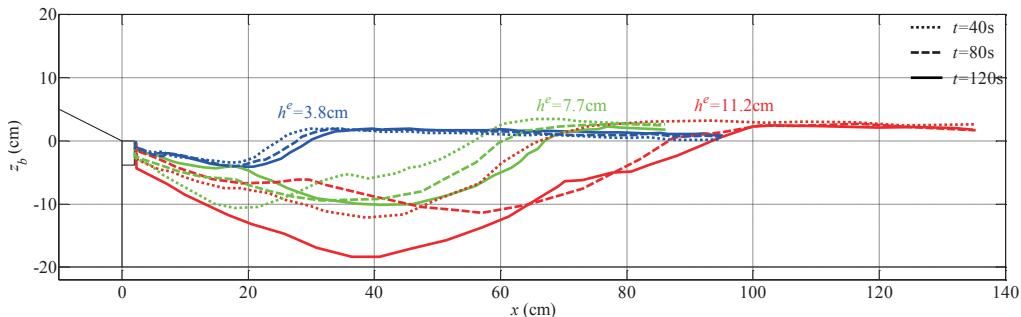
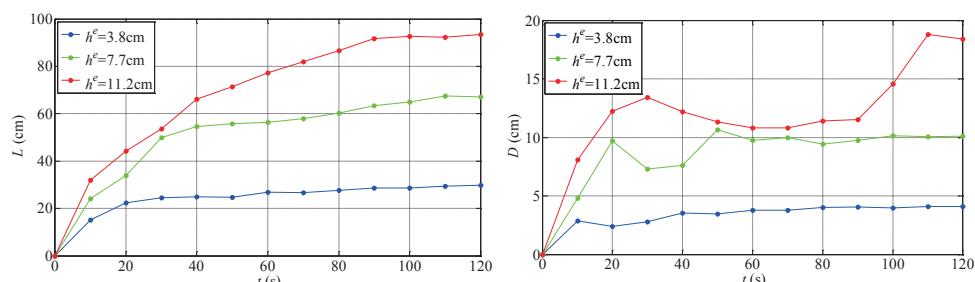
2.1 実験方法

縮尺 1/26 の海岸堤防模型を設置した延長 4m、幅 15cm の水路の堤防下流側に粒径 0.34mm の硅砂を用いた砂層を設置し、一定流量下で生じる洗掘の様子を水路側方からビデオカメラにより撮影した（図-1 参照）。水槽側壁に設置した 5cm 間隔の格子の実座標と撮影画像座標の関係から決定する射影変換行列に基づいて撮影した画像を実座標系へ変換し、変換後の画像から砂層表面位置を検出して洗掘孔形状を取得した（図-2 参照）。海岸堤防模型は宮城県仙台海岸における堤防諸元である天端高 T.P.7.2m、法面勾配 1/2 を参考とし、地盤高 T.P.2.0m を仮定して高さ 5.2m、法面勾配 1/2 の海岸堤防を対象に作成した。また通常、法尻部において高さ 1m、幅 1m の基礎工があるため、本実験ではその半分である高さ 1m、幅 0.5m が法尻外側に突出しているものとして法尻部の形状を再現した。津波の越流条件は現地における越流水深 $h^e=1, 2, 2.9m$ 、越流継続時間 $T^e=10min$ を対象として、実験での越流水深越流 $h^e=3.8, 7.7, 11.2m$ 、越流継続時間 $T^e=2min$ として実験を行った。

2.2 結果

図-3 は越流水深 $h^e=7.7cm$ （現地越流水深 $h^r=2m$ ）のケースの洗掘孔形状の時間変化を示したものである。越流開始初期 ($t < 20s$) は法尻部から椀状に洗掘孔が発達するが、その後次第に水平方向へ洗掘孔が伸張し横長な洗掘孔が発達する（図-3: $t=40s$ ）。この時、洗掘孔内の法尻付近($x=20cm$)に小規模なピーカーが形成されていることがわかる。この直後に法尻部近傍で急激に洗掘が進み、このピーカーも消失するが（図-3: $t=60s$ ），その後徐々に法尻近傍において洗掘孔の埋め戻しが生じており、新たなピーカーが形成されている（図-3: $t=80\sim120s$ ）。越流水深 $h^e=3.8, 7.7, 11.2cm$ の 3 ケースでの洗掘孔形状を比較すると（図-4），越流水深の増加に伴い洗掘孔が大きくなり、またいずれのケースでも上述のような法尻付近における堆積・小規模ピーカーの形成および急激な浸食を交互に繰り返す洗掘過程が確認された。

図-2 射影変換後の撮影画像例. D : 最大洗掘深, L : 洗掘孔の幅

図-3 洗掘形状計測結果 ($h^e=7.7\text{cm}$)図-4 洗掘形状計測結果 ($h^e=3.8, 7.7, 11.2\text{cm}$)図-5 洗掘孔の幅 L および最大洗掘深 D の時間変化

洗掘孔の幅 L (図-2) は時間に対して単調に増加し、洗掘孔の発達に伴いその増加率は減少する (図-4 左)。一方で最大洗掘深 D (図-4 右) は概ね洗掘孔の幅と同様な傾向があるが、法尻近傍における急速な浸食やその後の埋め戻しに伴い、大きく値が変動している。海岸堤防裏法尻における洗掘過程は洗掘形状と流れ場の相互作用により、時間とともにその特徴が変化するものであり、洗掘孔形状と流れ場の関係についてより詳細な検討を行う必要がある。

3. 固定床での流速計測実験

3.1 実験方法

長さ 1.1m、幅 5cm のアクリル製小型水路において洗掘実験と同一形状の堤防を対象とした縮尺 1/100 の模型を設置し、固定床かつ一定流量下での堤防模型周辺の水平流速および鉛直流速を LDV (レーザードップラーフロー計、後方散乱式、レーザー径 1.3mm) を用いて計測した (図

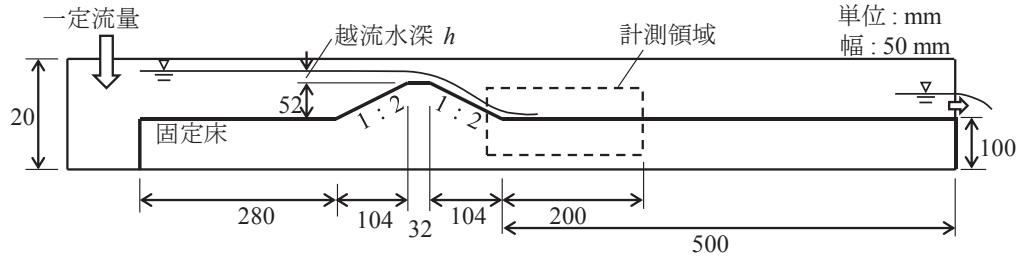


図-6 実験装置（流速計測実験）

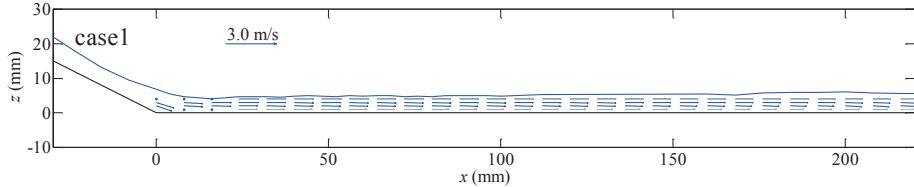


図-7 平均流速分布（水平床・越流水深 $h^e=2\text{cm}$ ）。ただし、装置の都合上、鉛直流速を計測できなかった点については鉛直流速をゼロと仮定し、灰色のベクトルで示している。また青色の実線はポイントゲージにより計測した水位分布を示している。

-6)。計測間隔は流下方向 (x 方向) に 8mm 間隔、鉛直方向に 1~4mm とし、法尻から 20cm ($x=20\text{cm}$) までを計測範囲とした。また奥行方向については手前側の壁面から 1cm の断面で計測を行った。予め設定した越流水深になるよう流量を調節し、越流開始後十分な時間が経過した後の準定常な状態において各点につき約 1 分間ずつ計測を行った。現地越流水深 $h^e = 2\text{m}$ を対象とし、堤防下流側地形は洗掘孔を考慮しない水平床のケース (case1) および縮尺 1/26 の洗掘実験で計測した越流後 1 分 ($=T^e/2$) および 2 分 ($=T^e$) の洗掘孔形状を再現したケース (それぞれ case2, 3) の計 3 ケースで実験を行った。

3.2 結果

図-7 に洗掘孔がない水平床の場合の平均流速分布を示す。ただし、レーザー光が底面または水面により遮られるため、水槽底面や水面近傍については水平流速のみ計測を行った。図-7 の灰色のベクトルはこれらの点について鉛直流速を 0 と仮定したものである。水平床 (case1) のケースでは法尻から 16mm の点において水平流速が最大となり、その後下流側に行くにつれて徐々に流速が小さくなるが、跳水の発生は確認できなかった。

越流開始後 1 分における洗掘孔形状を再現したケース (case1) では法尻部において跳水が発生し、流れの方向が斜め上向きに変化している (図-8上)。また、法尻から跳ね上がった水の落下点においてその大半が下流側へ流れしていく一方で、一部の水は上流側へ流れしており、法尻部の跳水に起因して大規模な渦が形成されている。これを洗掘形状計測結果 (図-3) と比較すると、越流開始後 1 分以降は跳水で跳ね上がった水の落下点付近で浸食が進む一方で、法尻付近では次第に土砂が堆積し小規模なピークが形成されており、上述の跳水に起因する大規模渦により落下点付近で削られた土砂の一部が上流方向へ輸送され洗掘孔の埋め戻しおよび小規模ピークの形成を生じていることがわかる。

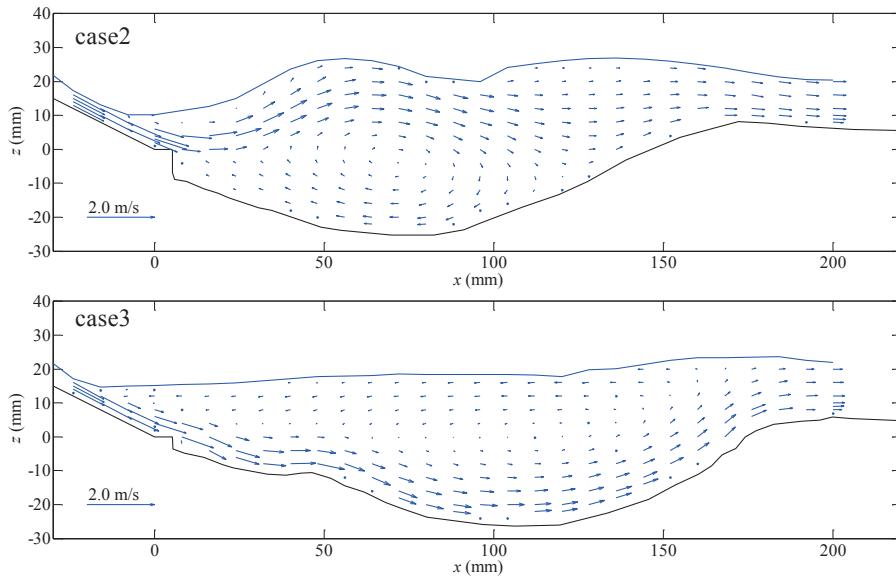


図-8 平均流速分布（越流水深 $h^e=2\text{cm}$, 現地越流水深 $h^r=2\text{m}$ ）。洗掘実験結果から再現した底面形状を用いたケース。上：1分後の形状（case1），下：2分後の形状（case2）

上述のような小規模ピークの形成後の越流開始2分後の洗掘孔形状を再現したケース（case3）では、斜面を流下してきた流れが水面に突入し潜り込む、全く異なる流れ場が形成された（図-8下）。法尻部において流れの方向がほとんど変化せず、斜面を流下してきた流れは底面に沿って洗掘孔内部に直接流入している。その後、流れは洗掘孔下流側の斜面に沿って上昇し、その一部が上流方向へ流れることで、跳水が生じる場合と反対方向の大規模渦が形成されている。法尻付近の底面近傍で流速が大きく、これにより法尻付近において急速に浸食が進むものと考えられる。

ここで、跳水による水平大規模渦が支配的である前者の流れ場を跳水型、斜面を流下してきた流れが水面下に潜り込み、反対方向の水平渦が生じる後者の流れ場を潜水型と呼ぶこととする。椀状の洗掘孔が形成されている場合（図-8上）、跳水型の流れ場が生じ、跳水に起因する水平渦により上流方向への土砂の輸送が生じることで、徐々に法尻付近において洗掘孔の埋め戻しが生じ小規模ピークが形成される。一方で小規模ピークが発達した洗掘孔形状では（図-8下）、流れが潜水型に転じ、越流してきた流れが直接洗掘孔に流入するため、法尻付近で急速に浸食が進み、法尻付近で洗掘深が最大となる椀状の洗掘孔形状に遷移するものと考えられる。その後さらに跳水型へ流れ場が変化し、このような流れ場の変化を繰り返すことで、図-4に見られるような洗掘深の変動を生じている。

図-9は各ケースの計測領域下流端（ $x=20\text{cm}$ ）における水平流速の鉛直方向分布を示している。水平床のケース(case1)では最大水平流速が $U_{max}=1.0\text{m/s}$ であるのに対し、洗掘孔を再現したケース（case2,3）ではそれぞれ $U_{max}=0.38, 0.34\text{m/s}$ であり、洗掘孔直下流部での最大水平流速が40%以下まで減少している。海岸堤防裏法尻における局所洗掘過程が海岸堤防陸側に面する海岸林や

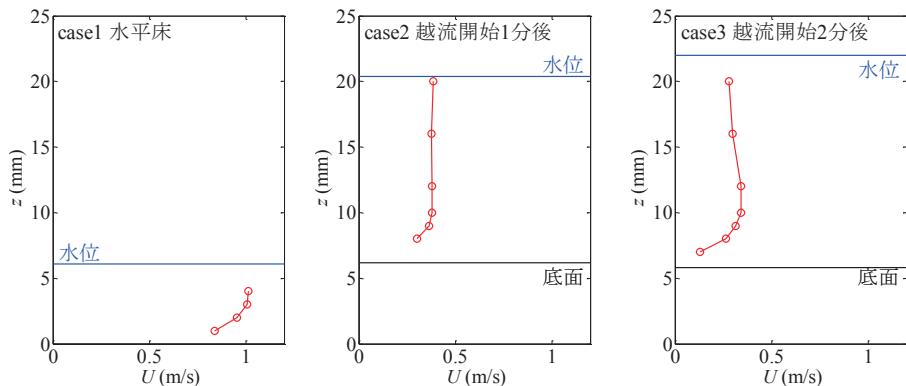


図-9 各ケースの平均水平流速の $x=20\text{cm}$ における鉛直方向分布（越流水深 $h^e=2\text{cm}$, 現地越流水深 $h^r=2\text{m}$ ）。

構造物へ作用する流体力に多大な影響を与える可能性がある。

4.まとめ

津波越流時に海岸堤防裏法尻における洗掘孔の発達過程およびその流れ場との相互作用について水理模型実験を通して検討を行った。海岸堤防裏法尻において、洗掘孔形状に応じて跳水型と潜水型の2種類の流れ場が生じることを明らかとし、その洗掘過程との関係について議論した。また、洗掘孔の存在により海岸堤防背後における水平流速が減少し、海岸堤防背後に位置する海岸林や構造物に与える流体力が低減される可能性がある。今後、より多くの条件で実験を行い、洗掘孔形状および流れ場の相互作用および洗掘孔による陸側での流速への影響について詳細な検討を行う。

謝辞：本研究に対して(財)河川環境管理財団河川整備基金、東北大学特定研究プロジェクトの助成を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 鳩貝 聰, 諏訪義雄, 加藤史訓: 津波の越流による海岸堤防の裏法尻の洗掘に関する水理模型実験, 土木学会論文集B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp.I_406-I_410, 2012.
- 2) 三戸部佑太, Mohammad Bagus Adityawan, 河原俊哉, 黒澤辰昭, 乙志和孝, 田中仁: 津波越流により生じる海岸堤防背後の洗掘に関する水理実験, 第32回日本自然災害学会学術講演会要旨集, pp.135-136, 2013.
- 3) Kato, F., Y. Suwa, K. Watanabe and S. Hatogai: Mechanism of coastal dike failure induced by the Great East Japan Earthquake Tsunami, Proceedings of 33rd International Conference on Coastal Engineering, 9 pages, 2012
- 4) Tanimoto, R. and K. Tokida: Study on structure of dug pool eroded by tsunami flood and its tsunami-reduction function, International Symposium on Earthquake Engineering, Vol.1, pp.143-150, 2012.

VALIDATION OF A NUMERICAL MODEL FOR TSUNAMI WAVES OVERTOPPING A COASTAL EMBANKMENT

Nguyen Xuan Dao¹, Mohammad Bagus Adityawan², Hitoshi Tanaka³

ABSTRACT

A numerical model based on Reynolds Averaged Navier Stokes (RANS) equations, NumErical Water FLUME called NEWFLUME has been successfully simulated and validated for various types of flows and their interaction with different structures, porous or impermeable, moving or stationary with a short period waves. For a short period waves, the boundary layer is very thin that even the theory of inviscid flow can be applied in predicting and explaining the overall flow pattern. However, in most of sophisticated flow control strategies in engineering applications, we are concerned with the action of viscosity and turbulence. In addition, the flow formed by the more steady current is turbulent over the entire water depth and does not have the same boundary layer characteristics as the thin boundary layer formed by waves. Furthermore, the currently NEWFLUME model has not validated for a long period waves or a steady flow yet. Therefore, this study aims to validate the NEWFLUME model for tsunami waves overtopping a coastal embankment, the simulated results including water level, flow velocity and piezometric head were used to compare with those from hydraulic experiments carried out by Kato et al. (2013). In overall, NEWFLUME model has been found to be a useful tool for evaluating the influences of tsunami overtopping on coastal structures.

1. INTRODUCTION

The recent Great East Japan earthquake with M9 on March 11th, 2011 provided many lessons regarding the huge consequences and potential impact of megaearthquake and megatsunamis. Due to underestimated potential earthquake magnitude M9 generated tsunami off the East coast of Honshu Japan lead to many sea dikes and breakwaters along the country destroyed. Therefore, there is a need for scientist to understand tsunamis and to construct a highly resilient structure which can mitigate the impacts of tsunamis. In the coastal structures design, it is important to understand the wave interaction onshore and offshore structures. Also, wave force induced by tsunami is one of the factors leading to the failure of coastal embankment. Coastal and port-related structures have been designed based on design formula as well as hydraulic model experiments. Although hydraulic model experiments can precisely reproduce actual physical phenomenon, however, it often requires time and cost to create seabed configurations and model structures, and to measure various kinds of data such as wave height, wave pressure, overtopped water and the movement of targeted structures Hanzawa et al. (2012). In order to investigate more information about the causes of damages from the view point of fluid hydraulics, numerical model is currently a valuable tool to access coastal damages. Numerical studies for solitary wave interaction with porous breakwaters have been performed by Liu and Wen (1997) while Lin and Karunarathna (2007) studied solitary wave interaction with fully emerged rectangular porous breakwaters with different length and particle size. There are several numerical models, for example, a numerical wave flume called CADMAS-SURF (Super Roller Flume for Computer Aided Design of Maritime Structure), Isobe et al. (1999). CADMAS-SURF has been applied mainly to ordinary wave conditions such as wind waves, e.g. wave force on breakwaters and wave overtopping of seawalls Isobe et al. (2002). However, both of NEWFLUME model and CADMAS-SURF model have not validated for a long period wave or steady flow which has fully developed of boundary layer yet. In most of sophisticated flow control strategies in engineering applications, we are concerned with the action of viscosity and turbulence. Therefore, this study aims to validate NEWFLUME model for tsunami waves overtopping a coastal embankment by comparison simulated results to those from hydraulic experiments carried out by Kato et al. (2013).

2. NUMERICAL MODEL

¹ Doctoral student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

² Ph.D., Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

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

2.1 Governing equations

For a turbulent flow, both the velocity field u_i and the pressure field p can be split into mean component and turbulent fluctuations as follows:

$$u_i = \langle u_i \rangle + u'_i; \quad p = \langle p \rangle + p' \quad (1)$$

in which $i = 1, 2$ for a two-dimensional flow direction, $\langle u_i \rangle$ and $\langle p \rangle$ are the mean velocity and the mean pressure, u'_i and p' are the turbulent velocity fluctuation and turbulent pressure fluctuation.

If the fluid is assumed to be incompressible, the mean flow field is governed by the Reynolds equations as follows:

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle p \rangle}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle \tau_{ij} \rangle}{\partial x_j} - \frac{\partial \langle u'_i u'_j \rangle}{\partial x_j} \quad (3)$$

where ρ is the fluid density, g_i is the gravitational acceleration in the i -th direction, $\langle \tau_{ij} \rangle$ is the viscous stress tensor, and $\langle u'_i u'_j \rangle$ the Reynolds stress.

An alternative to the Reynolds stress closure model is the so-called $k - \varepsilon$ model in which the Reynolds stress tensor is assumed to be related to the strain rate of the mean flow through the algebraic nonlinear Reynolds stress model.

$$\langle u'_i u'_j \rangle = -2\nu_t \langle \sigma_{ij} \rangle + \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (4)$$

The governing equations for $k - \varepsilon$ model are as follows:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + \nu_t \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} - \varepsilon \quad (5)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + C_{1c} \frac{\varepsilon}{k} \nu_t \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} - C_{2c} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (6)$$

in which k is the turbulent kinetic energy ($k = 1/2 \langle u'_i u'_i \rangle$), ε is the dissipation rate of turbulent kinetic energy ($\varepsilon = \nu \langle (\partial u'_i / \partial x_j)^2 \rangle$), ν is the kinematic viscosity, ν_t is the eddy viscosity ($\nu_t = C_d k^2 / \varepsilon$), σ_k , σ_ε , C_{1c} and C_{2c} are empirical coefficients. The recommended values for these coefficients are as follows (Rodi, 1980):

$$C_d = 0.09; \quad C_{1c} = 1.44; \quad C_{2c} = 1.92; \quad \sigma_k = 1.0; \quad \sigma_\varepsilon = 1.3 \quad (7)$$

2.2 Boundary conditions

Appropriate boundary needs to be specified for the model. For rigid boundary conditions, the values of k and ε are specified in the turbulent instead of right on the wall. They are expressed as functions of distance from the boundary and the mean tangential velocity outside of the viscous sublayer. The velocity on the bottom are equal zero (no-slip condition). The initial for the mean flow is treated as still water with no current motion. For the free surface boundary condition, the zero gradient is imposed for both k and ε . The free surface motion is tracked by the volume of fluid (VOF) technique, Hirt and Nichols (1981).

3. VALIDATION METHOD

Hydraulic experiments in the case of tsunami overflow were carried out by Kato et al. (2013) and used in this study. A coastal embankment model was placed in a water channel with a length of 40 m, a width of 1 m, and a height of 1.5 m to reproduce tsunami overflow by supplying water from channel end using a pump, then flow velocity and pressure near coastal embankment were measured. The reduction scale of the experiment was 1/25th. Water level and the piezometric head were measured at 60 points using a point gauges and manometer, respectively Kato et al. (2013).

A computational domain was set as similar as a cross-sectional of physical experiment in real scale which was conducted by Kato et al. (2013) as seen in **Figure 1**. A coastal embankment was placed in a water channel with a height of 6 m, crown width 3 m and gradient 1:2. An initial steady flow runs from the left side of the numerical domain.

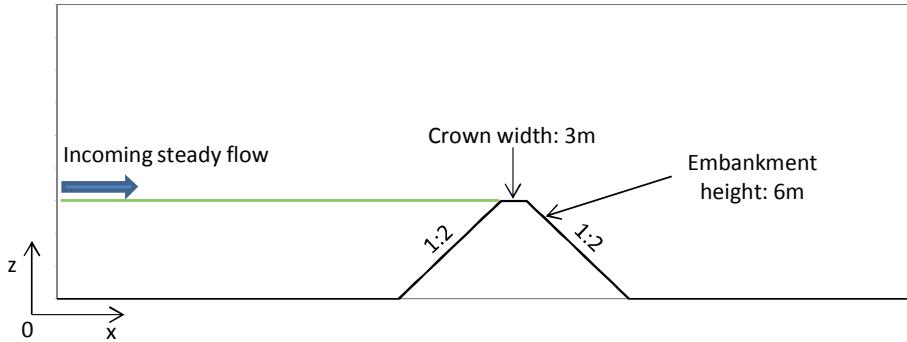


Figure 1. Domain sketch for numerical model

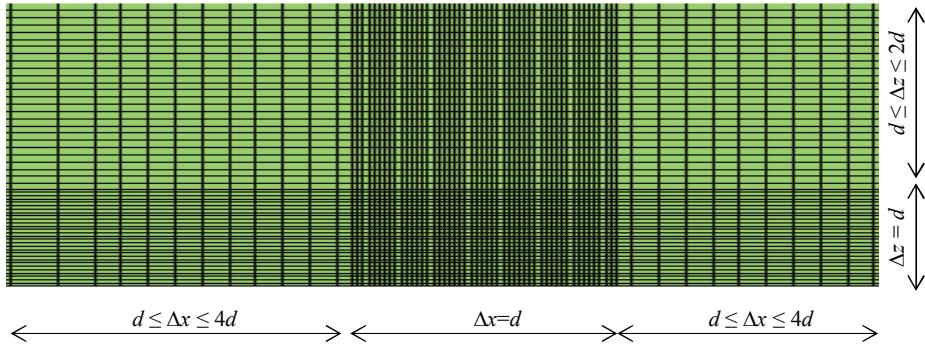


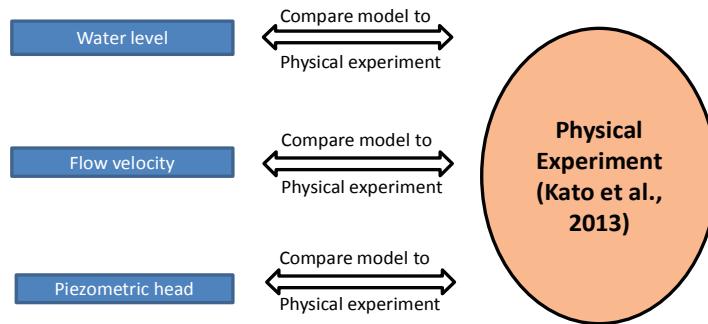
Figure 2. Typical mesh arrangement for the numerical model setup

In which, d is the minimum grid spacing in both x and z direction as can be seen in **Table 1**. The domain has the length of 200 m and the height of 20 m. There are three mesh system in x direction and two mesh system in z direction. A uniform mesh system $\Delta x_{\min} = \Delta z_{\min} = d$ is employed around the coastal embankment. In order to reduce simulation time, a non-uniform meshes system which is gradually increasing and employed far from the coastal embankment in both x and z direction as can be seen in **Figure 1** and **Figure 2**. The time step Δt was dynamically adjusted according to the stability criteria.

There are three cases with different overflow water depth 2 m, 6 m and 10 m as similar as hydraulic experiment were carried out by Kato et al. (2013) as shown in **Table 1**. Simulated results of water level, flow velocity and piezometric head were then used to compare with those hydraulic experiments by Kato et al. (2013) as can be seen in **Figure 3**.

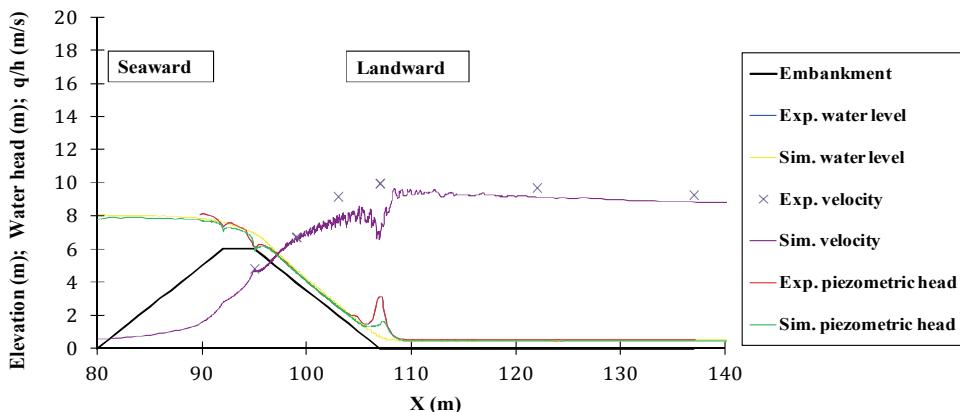
Table 1 Three cases used for validation of the numerical model

Cases	Embankment height (m)	Overflow depth (m)	Minimum grid spacing d (m)
1	6	2	0.04
2	6	6	0.05
3	6	10	0.05

**Figure 3** Three simulated results compare to those from physical experiments

4. RESULTS AND DISCUSSION

Figure 4 to **Figure 6** show the cross-sectional distribution of water level, flow velocity and piezometric head for the case of 2 m and 6 m and 10 m incoming waves, respectively. It can be seen that for all of the simulated cases, the calculated results for water level coincide well with the experimental results. The velocity in the experiment was obtained based on the flow discharge per water level at the given output points. In this study, depth-average flow velocity was calculated along the vertical axis. The calculated flow velocity was then compared to the experimental data. The magnitude of the computed velocity shows good agreement to that of the experimental data for all cases. The flow velocity increases from the embankment crest ($x = 95$ m) to landward areas ($x = 117$ m).

**Figure 4** Comparison of distribution of cross-sectional average flow velocity, water depth and piezometric head in the case overflow depth 2 m (smallest grid spacing $0.04 \text{ m} \times 0.04 \text{ m}$)

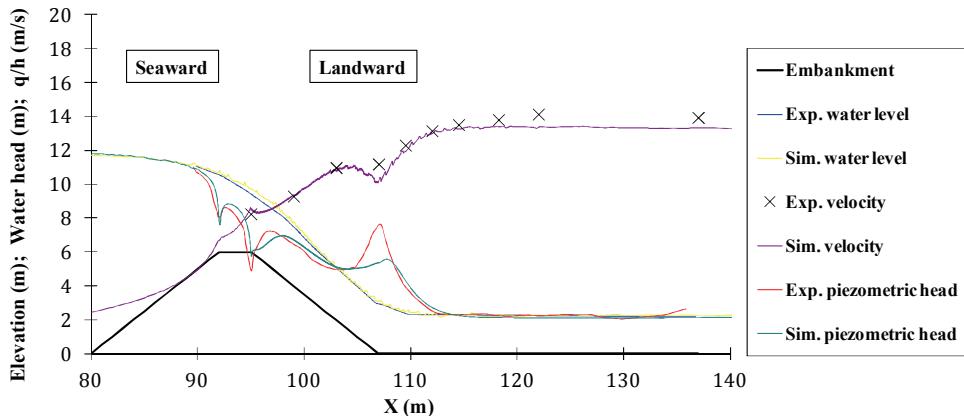


Figure 5 Comparison of distribution of cross-sectional average flow velocity, water depth and piezometric head in the case overflow depth 6 m (smallest grid spacing 0.05 m x 0.05 m)

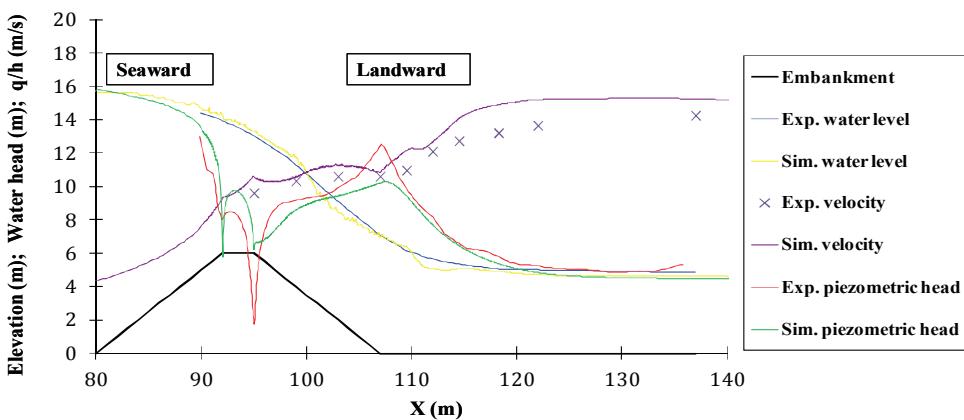


Figure 6 Comparison of distribution of cross-sectional average flow velocity, water depth and piezometric head in the case overflow depth 10 m (smallest grid spacing 0.05 m x 0.05 m)

As mentioned above, in the experiment, the piezometric head were measured at 60 points using a manometer. In this study, the pressure was computed and extracted from the grid at the bed. In general, the computed pressure correlates well and shows the same trend with the measured value. The pressure in the upstream and the downstream of the embankment shows similar value to the water level. This suggests that the pressure distribution relation to depth, as expected. On the top of the embankment, it was observed that there is a tendency of both simulated and experiment pressure on the surface of coastal embankment are reduced locally due to centrifugal action. This means that pressure on the coastal embankment surface is reduced in the landward slope top. In addition, negative pressure is generated at overflow depths of 6 m and 10 m in both simulated and measured. In contrast, the piezometric head increases locally in the landward toe with increased pressure. However, the simulated peak of the piezometric head at the embankment toe is lower than the experiment. This might be affected by the effect of grid spacing because at this location, the flow streamline separates from the bed. Thus a higher grid resolution will provide a higher accuracy here. It also can be seen from **Figure 4** that the flow velocity pattern at the landward embankment slope is oscillated in comparison to the other two cases. This might be caused by the grid spacing in Case-1 at the embankment toe is relatively large compared to the overflowing water depth.

5. CONCLUSIONS

This study has shown that the present NEWFLUME model is able to simulate well tsunami overtopping a coastal embankment. The tendency simulated results of piezometric head, water level and flow velocity show a good agreement with those from hydraulic experiment, especially flow velocity and water level. The results can still be improved with finer grid spacing around the embankment. In overall, the model has been validated for tsunami overtopping a coastal embankment. Finally, NEWFLUME model will be a valuable tool to assess tsunami risks, for example, reconstruction and implementation plans for post-tsunami reconstruction of coastal infrastructures such as coastal embankment etc.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to express their grateful thanks to Professor Pengzhi Lin of Sichuan University for providing the latest version of NEWFLUME. This research could not be conducted without financial supports from the Grant-in-Aid for Specific Research Project, International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University. The appreciation is extended to the Grant-in-Aid for Scientific Research from the River Environmental Fund (REF) in charge of the Foundation of River and Watershed Environmental Management (FOREM).

REFERENCES

- Hanzawa, M., Matsumoto, A., and Tanaka, H., 2012. Applicability of CADMAS-SURF to evaluate detached breakwater effects on solitary tsunami wave reduction. *Earth Planets Space*, 64, pp. 955-964.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D., 1981. Volume of fluid (VOF) method for dynamics of free boundaries. *J. Comput. Phys.*, 39, pp. 201-225.
- Isobe, M., Xiping, Y., Umemura, K., and Takahashi, S., 1999. Study on development of numerical wave flume. *Proc. Coast. Eng., JSCE*, 46, pp. 36-40 (in Japanese).
- Isobe, M., Hanahara, Y., Xiping, Y., and Takahashi, S., 2002. Numerical simulation of waves overtopping a breakwater. *Proc. Int. Conf. Coast. Eng., ASCE*, 28, pp. 2273-2285.
- Kato, F., Suwa, Y., Watanabe, K., and Hatogai, S., 2013. Damages to shore protection facilities induced by the Great East Japan earthquake and tsunami. *J. Disaster Research*. 8(4), pp. 612-625.
- Lin, P., 1998. Numerical modelling of breaking waves. Ph.D dissertation, Cornell University, Ithaca, USA.
- Liu, P.L.-F. and Wen, J., 1997. Nonlinear diffusive surface waves in porous media. *J. Fluid Mech.*, 347, pp. 119-139.
- Lin, P. and Karunarathna, S.A.S, 2007. Numerical study of solitary waves interaction with porous breakwaters. *J. Waterw. Port Coast. Ocean Eng.* 133(5), pp. 352-363.
- Rodi, W.: Turbulence models and their application in hydraulics – IAHR Publication. A state of the art review, 1980.

東日本大震災における河川の津波遡上と

地形および浮遊砂特性との関係

福島大学共生システム理工学研究科 宗像 佑磨

福島大学共生システム理工学類 紺野 和広

徳田 直大

福島大学環境放射能研究所 川越 清樹

1. はじめに

流域内の水循環から駆動される土砂による生産、移動、堆積の過程は、地表浅層の地殻活動であり、国土形成を担う物理現象である。流域の土砂の動態は、国土形成にとどまらず、水域に接して社会活動をなす人間や、水域で居住、そして連鎖する生態等にも関わるものである。そのため、流域に関わる生命体の便益と損失に影響を及ぼしているといえる。また、福島県を対象にすると放射量の移動は、細粒土砂物質の移動に従うことでも知られており、特に放射性物質の蓄積した土壤における土砂流出特性を把握することが必要不可欠な状態である。

従来、治水、利水のニーズに応じて砂防、ダム貯水池、河道、海岸毎に個別の水域開発が進められてきた。個別の水域開発は、直接の事業対象地に便益をもたらす一方で、水循環で関連付けられる間接的な領域に損失を与えることも多いものであった。内陸地域の砂防対策が海岸域の砂浜減少に関与する土砂問題はこの事例に含まれる。こうした水域で間接的に生ずる土砂問題に対して、水系一貫の土砂管理が提案¹⁾、および展開された。具体的には「流す砂防技術」、「ダムの排砂技術」、「海岸養浜」等による「流砂系」に関する問題の改善、環境の維持保全が取り組まれている。しかしながら、改善されつつある「流砂系」の総合土砂管理にも多様な地球環境、および社会の変化に応じた新たな課題も浮上している。地球環境変化として近年の重点的問題である気候システムの温暖化を例にすると、数値気候モデルから予見される短時間の

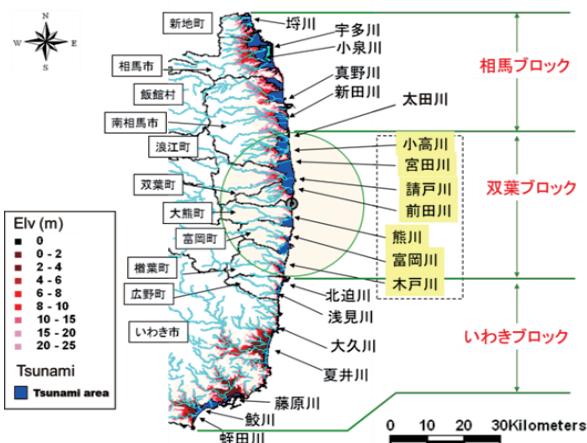


図1 解析対象領域位置図

*Research on Tsunami propagated into river, and relationship between topographical formation and suspend sediment transport by Yuma Munakata, Kazuhiro Konno, Masahiro Tokuda and Seiki Kawagoe

降雨量増大、多降雨頻度の増加が土砂生産量を促進させる²⁾こと、海面上昇が海浜の減少を加速させること³⁾を指摘している。事例に示される多様な地球環境変化に対応するため、事前に影響を見積るために数値解析を行うことが効果的である。また、解析結果を基に総合土砂管理における適応策を計画、設計することが重要となる。

本研究では、中長期的な福島県沿岸域河川(図1 参照)における土砂動態を予測できる基礎アルゴリズムを構築させることを全体目的に設定し、福島県沿岸域における河川領域における津波遡上結果と地形変形、浮遊土砂特性の特性を明らかにするための解析を実施した。成果として、各流域の諸条件を整理するとともに土砂動態特徴を求める試みである。福島県沿岸域河川を対象とするため主に沖積平野内での土砂動態の把握とも解釈できる。各流域の浮遊砂特徴と、浮遊砂が堆積しうる条件を有する、もしくは海域に到達する境界域に位置している沖積平野の地形特徴を重ね合わせて水域での環境影響評価を進めるための基礎的な解析に取り組んだものである。

2. 解析方法

沿岸域に面する沖積平野内河川域の土砂動態把握のために実施した解析は以下の①、②に示す通りである。

- ① 東日本大震災における河川の津波遡上と地形の解析
- ② 浮遊砂特性の解析

以下にその解析方法の詳細を説明する。

- ① 東日本大震災における河川の津波遡上と地形の解析

河川形状を把握するため、数値地理情報(基盤地図情報 空間解像度5m×5m)を利用して河川縦断形状をデータ化し、河川の勾配を求めた。また、海域からの影響度を見積もるために、東日本大震災に関する東北支部学術調査委員会の報告書⁴⁾より取得された津波の河川遡上データを利用し、河川勾配と津波遡上の関係を比較した。こうした比較結果は、沖積平野に分布する河川における海岸からの影響度を見積もることができ、河道内の土砂堆積、および中州、砂州等の地形発達を定量的に捉えるための基礎資料にな

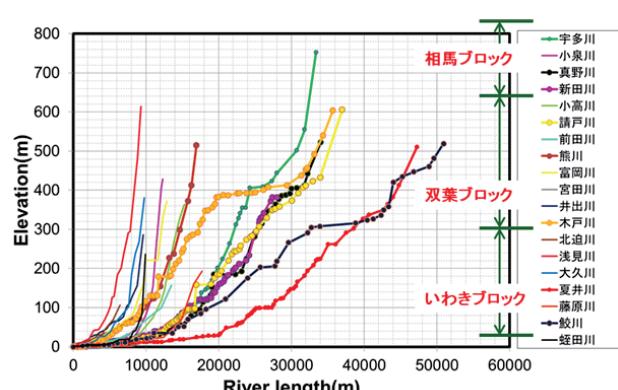


図2 解析対象領域位置図

る。また、単純な河道縦断形状を示し、諸河川と比較検討することでも現在までの沖積平野発達進行度を見積もることができる。図2に数値地理情報から求められた福島県沿岸域主要河川の河川縦断形状比較図を示す。この図から相馬ブロック、いわきブロックは総じて河川流末域で極めて緩い勾配を呈することに加えて、緩勾配の河道距離が長い状況になるため沖積平野が発達していることが理解できる。また、流送力も低減するため土砂がたまりやすくなることが理解できる。

② 浮遊砂特性の解析

沖積平野の地形変化に影響する浮遊砂の流出状況を把握するため、流域別の浮遊砂流出状況をデータベース化し、各流域の土砂流出影響を分析した。浮遊砂に関しては、福島県の実施している水質測定項目のSSデータ、河川流量データを利用することで浮遊砂流出量を求めた。また、浮遊砂流出量Lと河川流量Qの関係を求め、これらを定式化(LQ式)することで、流域の浮遊砂流出特性を定量化した⁵⁾。解析模式図を図3に示す。こうした関係式を求めることで流域における浮遊砂の流出状況を定量化することができ、沖積平野への土砂波及影響の見積もりを効率化させる。なお、この解析の基礎情報となる福島県の実施している水質測定項目のSSデータは月1回の頻度で計測されたものである。また、SSのデータ取得期間は1980年から2010年の計31ヶ年のものである。LQ式は以下の式(1)に示す通りである。

$$L = \alpha \cdot Q^\beta \quad \text{---(1)}$$

ここで、 α, β は係数である。また、LQ式は沖積平野内の河川最下流で検討している。

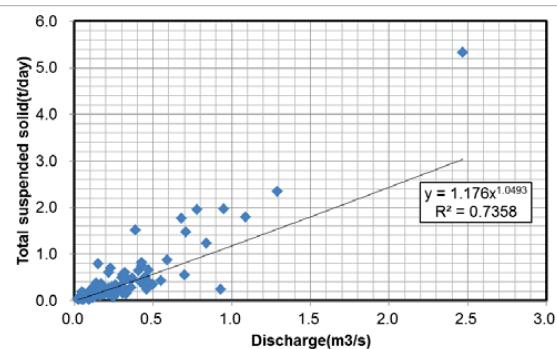


図3 浮遊砂流出量Lと河川流量Qの関係事例図

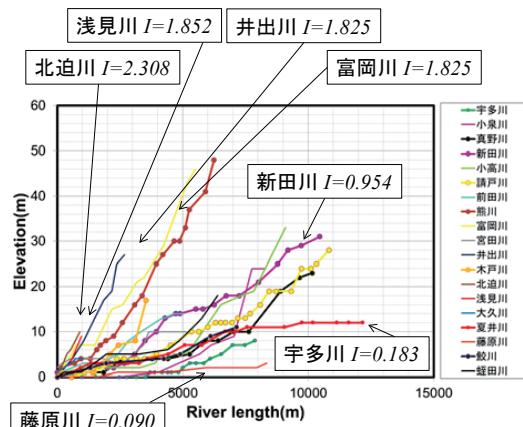


図4 沖積平野内の河川縦断勾配

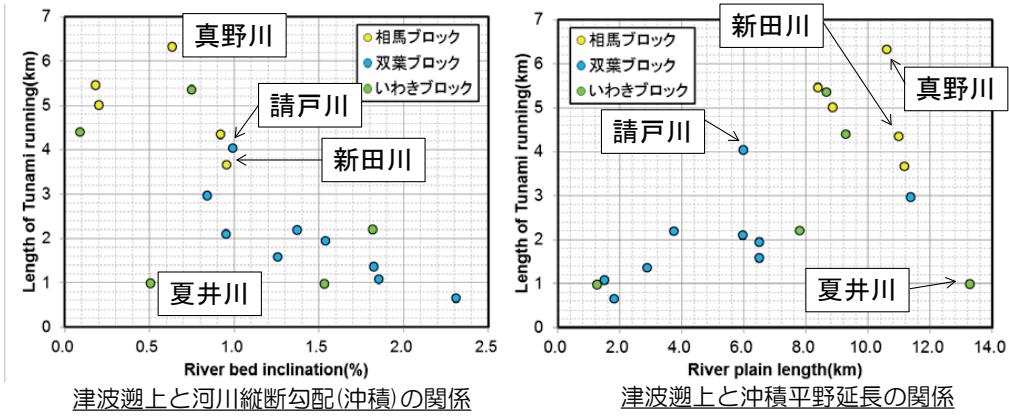


図 5 河道勾配、沖積平野地形と津波遡上の関係

3. 河川の津波遡上と地形の解析結果

河川の津波遡上と地形解析の結果として、図 4 に沖積平野内の河川縦断勾配、図 5 に河道勾配、沖積平野地形と津波遡上の関係を示す。

図 4 に示される通り沿岸域の河川勾配においては 0.090%～2.308% の範囲で認められるが、相馬ブロックが平均 0.6%，双葉ブロックが平均 1.3%，いわきブロックが平均 0.8% と地域差が認められる。総じて双葉ブロックの河川は急勾配を呈する。相馬ブロック、いわきブロックとともに相対的に緩勾配あることは先にも示したが、相馬では急な河川は新田川であり河川勾配約 1.0% と双葉ブロックの河川群と大差ない結果が示されている。また、いわきブロックでは、蛭田川が河川勾配約 1.8% と急峻な河川である。なお、蛭田川に関しては山地に接しており沖積平野内の河道延長は短いため理論的に急峻になるが、新田川に関しては沖積平野の河道延長も長いため特異な傾向を示している。扇状地地形が発達している等の過去の上流域の土砂生産力が大きな形跡も推測される。そのため現況の平常時の流砂は少なくとも、突発的な過剰な土砂生産力増加も生じる可能性も指摘される。土砂動態を評価するためには更に河道の地形状況を精読することも必要といえる。

図 5 より河川縦断勾配が緩い程、海域からの影響(津波遡上)が大きい傾向と、沖積平野の延長が長い程、海域からの影響(津波遡上)が大きくなる傾向が明らかにされた。これらの傾向は地形的見地より自明であるものの、ここに示される河川群として評価すれば、一部の河川を除いて河道勾配、沖積平野地形と津波遡上の関係が概ね線形的で示すことができるプロットとなっている。こうした結果は、地形的な着目により海域の影響を見積もることのできる可能性を示している。ただし、河川縦断勾配、沖積平野延長がほぼ同値であるのに海域影響の異なる河川も存在しており、真野川、新田川、請戸川、夏井川等がその事例として挙げられる。横断的な河川形状、河道内の植生や河川対策状況等も比較することで、更なる河川の固有性を評価できる可能性を有している。

4. 浮遊砂特性の解析

浮遊砂特性解析の結果として図6に各流域のLQ式の関係比較図を示す。

図より総じていわき、双葉ブロックで浮遊土砂流出が大きい傾向を示すことが明らかにされた。こうした差異としては土地被覆等の影響が推測されるが、特に相馬ブロックと大きく異なる点が降雨状況であり、双葉、いわきブロックは、相馬ブロックと比較して台風接近しやすく地形条件を成しており、降雨強度等の影響も示唆される。浮遊砂流出の定式化は行われ定量的な比較を行うことができたが、今後はこの関係式を基礎データに土地被覆、降雨状況を求める意向である。

なお、各流域で集水域面積の差異や、LQ式自体にあてはめにくく異常な浮遊砂増加のデータも認められていることが把握された。

浮遊砂の異常増加の発生としては、常時認められる渓流土砂流出ではない、突発的な渓流中の崩壊などの発生も示唆される。こうした問題に対応するため、単位面積当たり(km^2)の平均値、最大値の流量と浮遊砂量の実績データを整理し、この結果を図7にまとめる。結果として、関係式と同様にいわき、双葉ブロックの河川の異常浮遊土砂流出も大きい傾向が認められる傾向が明らかにされた。ただし、相馬ブロックの小泉川の異常土砂流出も大きな値を示している。この結果についても土地被覆、降雨状況も条件に加えて解析を進めることが必要といえる。

5. おわりに

福島県沿岸域河川の中長期的な水域の環境変化を把握するため、①海岸域からの影響要素、②浮遊砂の流出特性を分析した。これらの結果より求められた結論は以下に示す通りである。

- ① 海岸域からの影響要素の検討より、河川延長が長い程、河川縦断勾配は緩く、沿岸域の影響

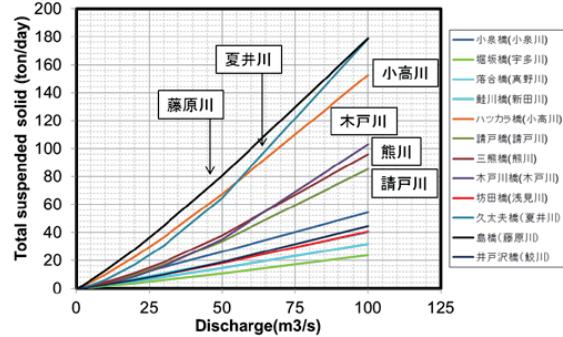


図6 各流域のLQ式関係比較

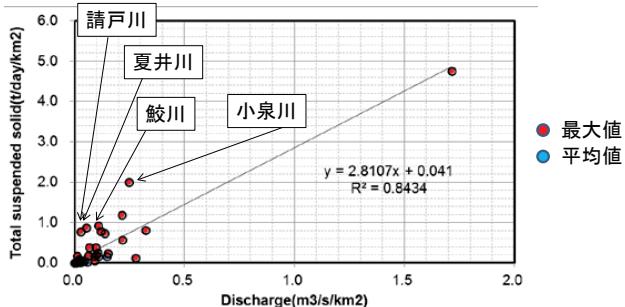


図7 単位面積当たりの流量と浮遊砂量の関係

を受けやすい傾向が明らかにされた。ただし、河川縦断勾配、沖積平野延長がほぼ同値であるのに海域影響の異なる河川も存在しているため引き続きの解析が必要である。

- ② 浮遊砂の流出特性の検討より、相馬ブロック（小泉川を除く）よりも双葉、いわきブロックの方が浮遊砂流出の影響が大きいことを明らかにした。こうした原因を把握するため、土地被覆、降雨状況も引き続き検討する必要がある。

今後の研究展開としては、(1) 沖積平野域の砂州、中州の分布と土砂堆積状況を把握する
 (2) 土地被覆(除染も含む)、降雨強度の流域特性に取り組むが、これらを基に環境影響評価を行う上での急務課題である放射性物質主体の環境動向マップの開発をすることを進めていく。

謝 辞：この研究は、環境放射能研究所プロジェクト「陸域から水圏へと移行する放射性物質の把握と移行メカニズムの解明」および環境省の環境研究総合推進費(S-8)の支援により実施された。

参考文献：

- 1) 例えば水山高久：流砂系における土砂動態と土砂管理そして砂防、土木学会論文集Ⅱ, Vol.66, pp. 1-8, 2004.
- 2) 秋本嗣美、川越清樹、風間聰：数値気候モデルを用いた土砂生産量予測、土木学会水工学論文集, No.53, pp. 655-660, 2009.
- 3) 吉田惇、有働恵子、真野明：日本の5海岸における過去の長期汀線変化特性と気候変動による将来の汀線変化予測、土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.68, I_1246-I_1250, 2012. 川越清樹・江坂悠里：気候システムの温暖化による斜面崩壊と影響人口の関係に関する推計、土木学会論文集G, Vol.68, I_287-I_296, 2012
- 4) 東日本大震災に関する東北支部学術合同調査委員会：東日本大震災に関する東北支部学術調査委員会の報告書, DVD, 2013.
- 5) 例えば川越清樹、菊地裕、風間聰、滝沢智：気候変動による主要河川の水質の影響、環境工学研究論文集, Vol.45, pp.467-474, 2008.

Numerical analysis of tsunami wave intrusion into a river

Min Roh¹, Mohammad Bagus Adityawan², Hitoshi Tanaka³

ABSTRACT

Tsunami intrusion into a river is crucial in natural disaster research. An estimated tsunami intrusion distance is useful to improve the evacuation plan for the second disaster in river upstream. However, it is difficult and complicated to understand the real phenomena of tsunami propagation into a river, especially the 2011 Tohoku tsunami. The analysis of field survey was not sufficient to assess the tsunami characteristics in rivers. Thus, a numerical analysis was carried out according to the river topographical feature. This study pointed out the problem of the empirical function based on the field survey. It was discussed that the characteristics of tsunami propagation into a river in this paper using a numerical analysis.

1. INTRODUCTION

On March 11, 2011, the off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake of magnitude 9.0 generated a massive tsunami. It caused severe damages due to the tsunami waves in Tohoku District. Buildings and infrastructures were destroyed as well as almost hydraulic measurement stations near the coastal area. Moreover, river upstream area was influenced by the tsunami propagation into rivers. The tsunami wave caused the second disasters in the upstream area of river such as the tsunami overtopping over the river embankment and tsunami intrusion (Nandasena *et al.*, 2012). Recently, this phenomenon is considered as the potential disaster due to the tsunami propagation into rivers. It is needed more study in understanding the tsunami phenomena.

According to the tsunami intrusion into rivers, many researchers have found that a relationship between river topographical characteristics and various flow patterns (Abe, 1986; Saleh *et al.*, 2013). It was found that the river bed slope is the one of important parameters when the tsunami wave propagates into the rivers by analyzing field survey data and numerical simulation (Yasuda, 2010; Adityawan *et al.*, 2012). Kayane *et al.*(2013) suggested the empirical functions of the tsunami intrusion distance and tsunami height dissipation according due to river bed slopes using the field survey of three prefectures in Tohoku District after the 2011 Tohoku Tsunami. However, the previous study has many difficulties that available field data was not sufficient because the measurement stations in rivers and coasts were washed away by the powerful tsunami. The empirical functions have been proposed without the effect of the initial tsunami height. It is difficult to generalize about each tsunami event. Thus, a numerical simulation is required to assess the tsunami propagation characteristics. It is crucial to show the relationship between the important parameters and real phenomena.

In this study, the effect of river bed slope has been studied by a numerical simulation. To achieve the tsunami propagation characteristics in rivers, several river slopes and different initial wave conditions have been applied to hypothetical numerical domain. Furthermore, the problem of the empirical function will be pointed out in this paper. It would be suggested the improvement of the empirical function. This study can be used to identify the tsunami propagation characteristics into the river.

2. NUMERICAL METHOD

2.1 Governing equations

The 1-D shallow water equations model is employed to assess the tsunami intrusion characteristics in rivers. The Manning roughness is used to solve the energy dissipation term in the momentum equation. Eq.(1) and Eq.(2) is the continuity equation and the momentum equation, respectively.

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

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{1}{2}gh^2\right) = gh(S_o - S_f) \quad (2)$$

¹Post-doctor Fellow, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

²Post-doctor Fellow, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

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

where, t is time, x is space, h is total water depth, u is depth average velocity, S_o and S_f is bed slope and friction slope, respectively, and g is gravity acceleration.

2.2 Numerical schemes

The numerical schemes are that FORCE-MUSCL scheme and 3-Order Total Variation Dimensionless (TVD) schemes are used to calculate the governing equations. Monotone Upstream-centered schemes for Conservation Laws (MUSCL) is widely used in many numerical analyses, especially it provides a high accuracy, and good performance for various flows such as a complex flow condition, further MUSCL scheme was combined with the First Order Centered scheme (FORCE) which was used to improve the numerical result (Liska and Wendroff, 1999). A shock capturing method using the Total Variation Diminishing Runge-Kutta scheme has been employed in this numerical model for reducing the numerical oscillations and wave shocks during the simulation. These schemes is commonly used in the numerical simulation. It was developed to improve the wave shock and numerical divergence.

The governing equations which is continuity equation and momentum equation can be rewritten in vector form as Eq.(3) in order to apply the Finite Volume Method (FVM) solution,

$$\frac{\partial E}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} = S \quad (3)$$

where, it is shown that flux vector form can be expressed as

$$E = \begin{pmatrix} h \\ hu \end{pmatrix} \quad (4)$$

$$F = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{1}{2} gh^2 \end{pmatrix} \quad (5)$$

$$S = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_o - S_f) \end{pmatrix} \quad (6)$$

Eq.(3) is integrated over the element, and using Green's Theorem is applied to the equation of vector form. Thus, Eq.(7) is written as

$$\frac{\partial V}{\partial t} = -F'(x) + S \quad (7)$$

$$F'(x_i) = \frac{F_{i+1/2} - F_{i-1/2}}{\Delta x} \quad (8)$$

The space derivation function of F can be simulate by using finite volume center scheme as Eq.(8). This formulation depends on how the flux variables are evaluated. The FORCE-MUSCL schemes have been used to solve the flux variables.

In the MUSCL scheme, the flux variables (h , hu) at the left and right side of the cell i is redefined that the variable value (hu) at the right (+) and left (-) of the cell $i+1/2$ are approximated as below

$$(hu)_{i+1/2}^+ = (hu)_{i+1/2} - \frac{1}{2} \delta_{i+1}(hu) \quad (9)$$

$$(hu)_{i+1/2}^- = (hu)_i + \frac{1}{2} \delta_i(hu) \quad (10)$$

where,

$$\delta_i(hu) = \phi_i(r_i) \left(\frac{(hu)_{i+1} - (hu)_{i-1}}{2} \right) \quad (11)$$

$$r_i = \frac{(hu)_i - (hu)_{i-1}}{(hu)_{i+1} - (hu)_i} \quad (12)$$

here, ϕ_i : function of flux limiter, and r_i : ratio of gradients on the cell interface.

The flux limiter is commonly used in high resolution numerical schemes. It is very useful function in controlling the numerical simulation. The Superbee flux limiter is employed in this numerical model. The flux limiter value is determined by the ratio of gradients (Roe, 1986).

2.3 Hypothetical cases and boundary conditions

The numerical simulation is carried out to obtain the tsunami intrusion distance from the river mouth by using several hypothetical domains. The range of river slope is 0.00021 ~ 0.00193, 14 cases totally as seen in Table 1. As an example, **Fig.1** shows the hypothetical calculation domain of river slope 0.00053.

The computation conditions are that the grid size is 100 m and time interval is 1 sec. Total calculation time is 7200 sec. At the river mouth boundary condition, 3 m and 5 m solitary wave is used in the numerical simulation as shown in **Fig.2**. The boundary condition of river upstream area is the open boundary condition. The river flow discharge was not considered as the significant parameter on the left-hand side in this numerical simulation. Manning coefficient was used to calculate the bottom friction term as 0.025.

Table 1. Hypothetical cases for river bed slope

Case No.	Slope	Case No.	Slope
Case 1	0.00021	Case 8	0.00046
Case 2	0.00025	Case 9	0.00049
Case 3	0.00028	Case 10	0.00053
Case 4	0.00032	Case 11	0.00088
Case 5	0.00035	Case 12	0.00123
Case 6	0.00039	Case 13	0.00158
Case 7	0.00042	Case 14	0.00193

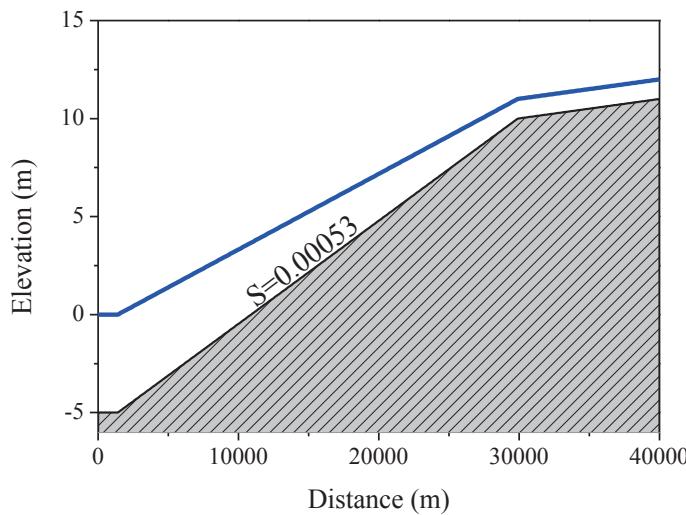


Fig.1 Numerical calculation domain ($S = 0.00053$)

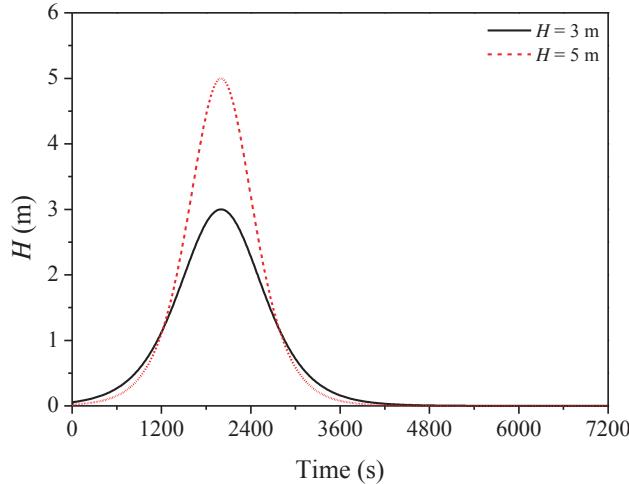


Fig.2 Wave inlet boundary condition at the river mouth (0.0 km)

3. ANALYSIS RESULTS

3.1 Empirical function of tsunami intrusion distance

Iwate Prefecture is eight rivers, Miyagi Prefecture is 9 rivers, and Fukushima Prefecture is 21 rivers, total 38 rivers data were used to estimate the tsunami intrusion distances. The empirical function was suggested by the relationship between tsunami intrusion distance and river slope using the field survey data (Kayane *et al.*, 2013). The empirical function of the tsunami intrusion distance end was suggested as below

$$x_p = 48.4S^{-0.71} \quad (13)$$

where, x_p is end of tsunami intrusion distance from river mouth, S is river bed slope.

The empirical function was obtained from the single tsunami event. Therefore, it is needed that the effects of the tsunami height due to the different locations and tsunami events have to consider in determining the tsunami intrusion distance.

3.2 Numerical simulation result

Fig.3 shows the calculated wave heights at the river mouth, 2.0 km and 4.0 km from the river mouth during the numerical simulation. It is found that the wave height is related with increased propagation distance from the river mouth. The water level fluctuation was occurred due to the sloping river bed during the initial time step. In the numerical analysis, the end of the tsunami intrusion distance is defined that the water level variation is less than 10 cm at the longitudinal distance from the river mouth.

3.3 Comparison on numerical simulation result and empirical function

The computed tsunami intrusion distance can be indicated on the empirical function of tsunami intrusion distance. The comparison with the empirical function and the simulation result is depicted in **Fig.4**. Overall, the numerical simulation has produced similar reducing pattern of tsunami intrusion distance although the empirical function is based on the 2011 Tohoku Tsunami event. The overestimate of tsunami intrusion distance is shown in the range of mild river slope compared to the empirical function. As the result, it is found that the tsunami intrusion distance is deeply related to the river bed slope from the comparison result. It also depends on the initial tsunami height near the river mouth in the numerical simulation result.

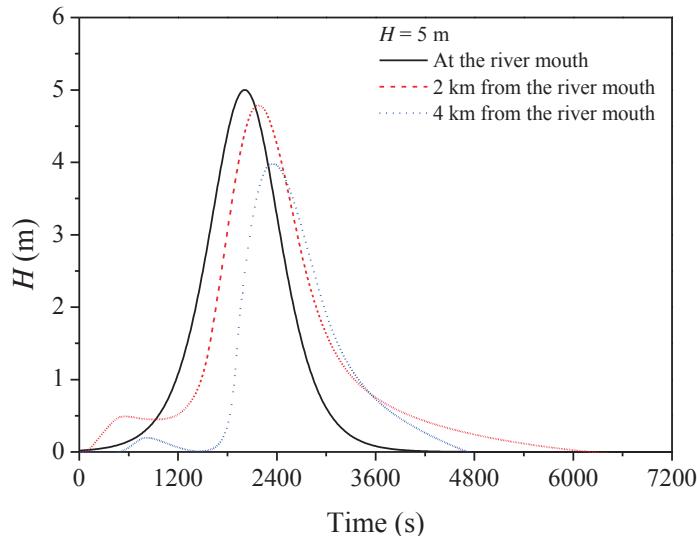


Fig.3 Calculated temporal wave height along the river ($S = 0.00053$, $H = 5$ m)

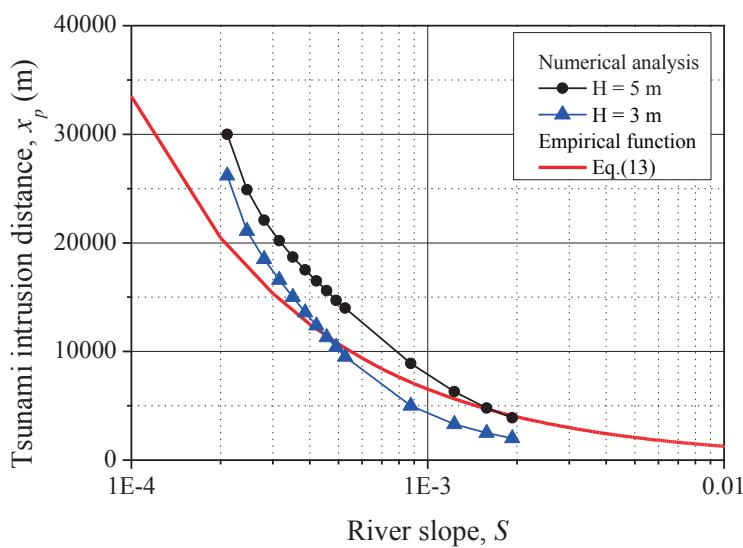


Fig.4 Comparison between empirical function of intrusion distance and numerical analysis results due to wave height(H) and river slope(S)

4. CONCLUSIONS

- The 1-D numerical analysis has been carried out successfully to show the effects of river bed slope and initial tsunami height. It was found that the end of the tsunami intrusion distance was deeply related to the river bed slope as one of the significant parameters.
- The tsunami intrusion distance into a river was influenced by the tsunami height at the river mouth although the decreasing patterns were similar in the different initial wave heights.
- The previous empirical function of the tsunami intrusion distance was suggested without the effect of the tsunami height at the river mouth. It is required to improve the influence of the tsunami physical characteristics. The numerical analysis is also needed to reflect various natural parameters such as river width, curvature, etc. Furthermore, it would be able to discuss the relation of tsunami height dissipation along the river. Lastly, it is hoped that this study would be useful to understand the real tsunami phenomena into a river.

ACKNOWLEDGMENT

The valuable data were provided by Tohoku Regional Bureau of Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT), Iwate Prefecture, Miyagi Prefecture and Fukushima Prefecture. Furthermore, the authors would like to thank the financial supports from the Grant-in-Aid for Scientific Research from JSPS (No. 2301367). The first author is a Postdoctoral Fellow granted by JSPS (No. P13364).

REFERENCES

- Abe, K. (1986) Tsunami propagation in rivers of the Japanese Islands, *Continental Shelf Research*, Vol. 5, No. 6, pp.665-677.
- Adityawan, M. B., Roh, M., Tanaka, H. and Farid, M. (2012) The effect of river mouth morphology features on tsunami intrusion, *Proceedings of the 8th International Conference on Disaster Management*, August. (CD-ROM)
- Kayane, K., Tanaka, H., Roh, M., Umeda, M., Mano, A., Sasaki, M., Kawagoe, S., Tsuchiya, M. and Mitobe, Y. (2014) Tsunami propagation into rivers in Tohoku District, *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1(Hydraulic Engineering)*, Vol. 58. (in press)
- Liska, R. and Wendroff, B. (1999) Composite Centered Schemes for multidimensional conservation laws, *International Series of Numerical Mathematics*, Vol. 130, pp.661-670.
- Nandasena, N. A. K., Sasaki, Y. and Tanaka, N. (2012) Modeling field observations of the 2011 Great East Japan tsunami: Efficacy of artificial and natural structures on tsunami mitigation, *Coastal Engineering*, Vol. 67, pp.1-13.
- Roe, P. L. (1986) Characteristics-Based schemes for the Euler equations, *Annual Review of Fluid Mechanics*, Vol. 18, pp.337-365.
- Saleh, F., Ducharne, A., Flipo, N., Oudin, L. and Ledoux, E. (2013) Impact of river bed morphology on discharge and water levels simulated by a 1-D Saint-Venant hydraulic model at regional scale, *Journal of Hydrology*, Vol. 476, pp.169-177.
- Yasuda, H. (2010) One-dimensional study on propagation of tsunami wave in river channels, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 136, No. 2, pp.93-105.

東北地方太平洋沖津波を対象とした護岸まわりの地形変化の解析*

パシフィックコンサルタンツ株式会社 永澤 豪
 東北大学大学院工学研究科 田中 仁
 パシフィックコンサルタンツ株式会社 大久保 陽介

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震およびそれに伴う津波による土木構造物の被災は、大規模かつ広域に渡り、我国の歴史上、類を見ないものであり、現在、復旧・復興に向けて国を挙げた対応が行われている。この津波は、陸上への遡上に伴って沿岸部で巨大な波力・流速を発生し、多くの沿岸部の構造物を破壊したと考えられる。したがって、その影響を正しく理解し、構造物破壊等のメカニズムを把握することは重要である。著者ら(2012, 2013)は、東北地方太平洋沖地震津波により発生した構造物の被災について、宮城県気仙沼市御伊勢浜海水浴場の護岸について現地踏査および津波の平面計算・断面計算を行って被災要因の推定を行った。その結果、当該海岸では引き波時の強い流れの作用により、護岸が倒壊したことが推測された。

護岸倒壊時に護岸の安定性へ影響を及ぼす要素としては、護岸陸側と護岸海側の水位勾配に加えて、護岸周りの洗掘が挙げられる。被災後の深浅測量の結果から、当該海岸においては大規模な侵食がみられており、護岸倒壊へ大きな影響を与えたと推測される。本研究は、数値波動水路に地形変化計算機能を付与したモデルを用いて、当該海岸の地形変化について検討を行ったものである。

2. 検討対象箇所

研究対象箇所は、宮城県気仙沼市御伊勢浜海水浴場である。被災後の空中写真を写真-1に示す。御伊勢浜海水浴場は、被災前は護岸前に数10m幅の砂浜、背後地にはマツの海岸林を有する弓なりの海岸であったが、東北地方太平洋沖地震津波で護岸が数100mに渡って倒壊・流失し、汀線が50~200m程度後退した。津波浸水高は、15~16m(東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループによる速報値)であり、被災前の護岸背後の地盤高は3~4m前後であったと考えられることから、約10m程度の深さで越流が発生したと考えられる。背後地は、海岸林と田圃と街道沿いの集落であり、浸水範囲内の海岸林・家屋はその多くが流出した。

被災前後の測量結果の比較を図-1に示す。被災前の

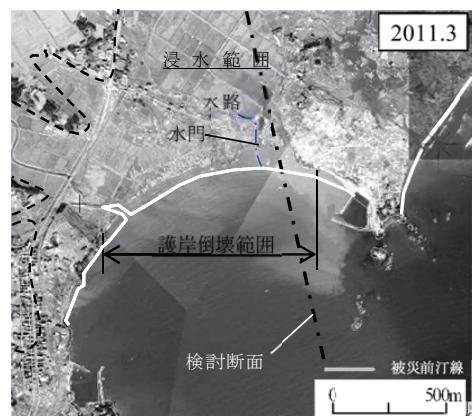


写真-1 御伊勢浜海水浴場被災後写真
(国土地理院撮影)

* Analysis of the geomorphic change around the revetment due to the Tohoku-Pacific Ocean Earthquake and Tsunami by Tsuyoshi Nagasawa, Hitoshi Tanaka and Yousuke Ookubo

測量データ図-1(a)については、海域は海上保安庁の海底地形図、陸域は被災前の空中レーザー測量データから作成した。被災後の測量データ図-1(b)については、宮城県が実施したもの(2012年10月測量)である。図-1(c)の水深変化量は、図-1(a), (b)の差分値であるが、津波流による地形変化を見るため、地震に伴う地盤沈下量(当該海岸では約80cm)を正味の差分値から差し引いて作成した。

これから、地震に伴う地盤沈下による影響を考慮した場合でも、沖合で約1m、汀線～護岸法線付近で3～4mも地盤高が低下しており、護岸周りの地形(浜堤)と汀線付近の砂浜が完全に流出したことがわかる。

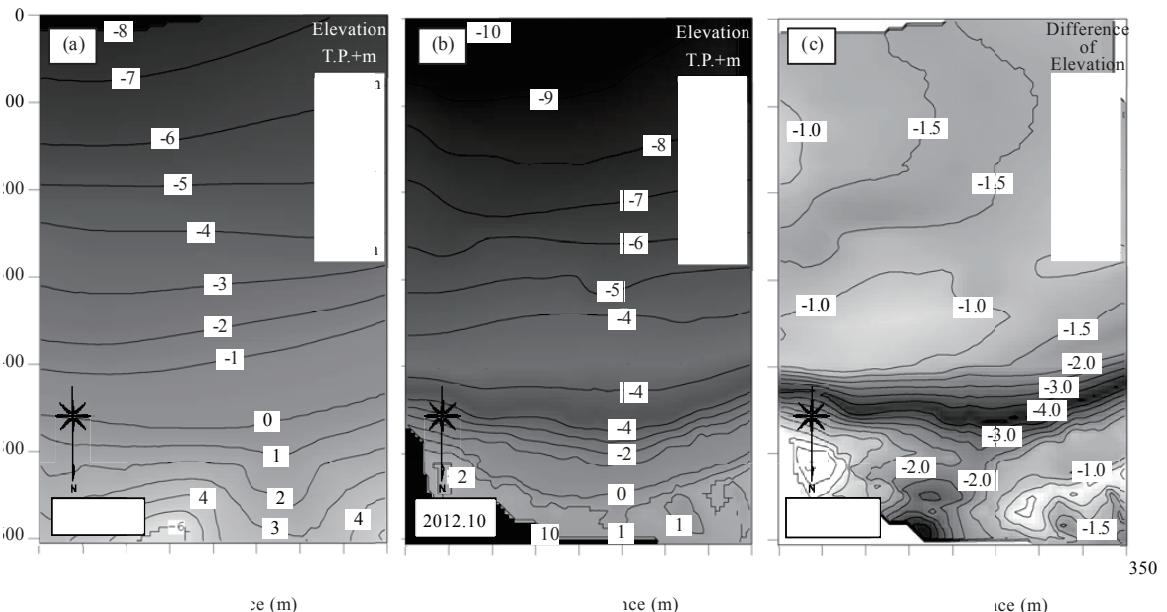


図-1 被災前後の地形変化の状況

3. 検討方法

対象海岸に代表的な断面(写真-1一点鎖線)を設定し、断面地形モデルを作成した。その地形モデルを断面水路として数値波動水路(CADMAS-SURFver. 5.1)を用いて津波解析を行った。入力波は平面津波計算モデルの結果から得られた数値を入力した。

2.1 地形変化の計算方法

地形変化の計算は、数値波動水路による流体の解析と地形変化計算を相互に行うことにより実施した。地形変化計算に用いた計算方法について以下に示す。単位幅の微小区間 δ_x における微小時間 δt での底面高さ Z_B の変化は、流砂の連続式として次式で得られる。

$$\frac{\partial Z_B}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_B}{\partial x} + q_S - C_b w_S \right) \dots \dots \dots \quad (1)$$

ここに、 Z_B :地盤高、 λ :土砂の空隙率、 q_B :掃流砂量、 q_S :浮遊砂量、 C_b :浮遊砂濃度、 w_S :浮遊砂の沈降速度である。

掃流砂量 q_B は、M.P.M.公式を用いた。

$$q_B = 8(\tau_* - \tau_{*C})^{3/2} \sqrt{sgd^3}, \quad \tau_* = \frac{u_*^2}{sgd}, \quad \tau_{*C} = \frac{u_{*C}^2}{sgd} \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

ここに、 τ_* ：無次元せん断力、 u_* ：摩擦速度、 τ_{*C} ：無次元限界せん断力、 u_* ：限界摩擦速度、 s ：砂の水中比重、 g ：重力加速度、 d ：粒径である。無次元限界せん断力については、岩垣公式を用いた。また、摩擦速度については、次式で算定した。

$$u_* = Cu_{ref} \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

ここに、 u_{ref} は、本検討においては、数値波動水路の底面流速とし、 C は0.06とした。

浮遊砂量 q_S は、津波による土砂移動について検討した高橋ら(1999)に基づき、以下の式を適用した。

$$q_S = 0.012\tau_*^2 \sqrt{sgd} \quad \dots \dots \dots \quad (4)$$

浮遊砂濃度 C_b は、流体解析を行う数値波動水路において浮遊砂濃度の移流拡散方程式を解くことで求めた。

また、砂の沈降速度 w_S はRubey(1933)の式から求めた。

$$w_S = \sqrt{\frac{2}{3}sgd + \frac{36\nu^2}{d^2}} - \frac{6\nu}{d} \quad \dots \dots \dots \quad (5)$$

ここに、 ν ：動粘性係数である。

2.2 計算モデル

数値波動水路の計算モデルを図-2に示す。地形条件は、護岸法線より海側(T.P.+3.65m～T.P.-10.0m)については、侵食の影響を見るために遠浅地形を仮定して作成した。T.P.-10m～-30mについては、被災前の海底地形図より作成した。護岸より陸側背後地形については、現地の背後地形の平均的な勾配に合わせて一様勾配とした。地形変化の計算対象範囲(移動床)の範囲は護岸より海側とし、護岸より陸側は固定床とした。

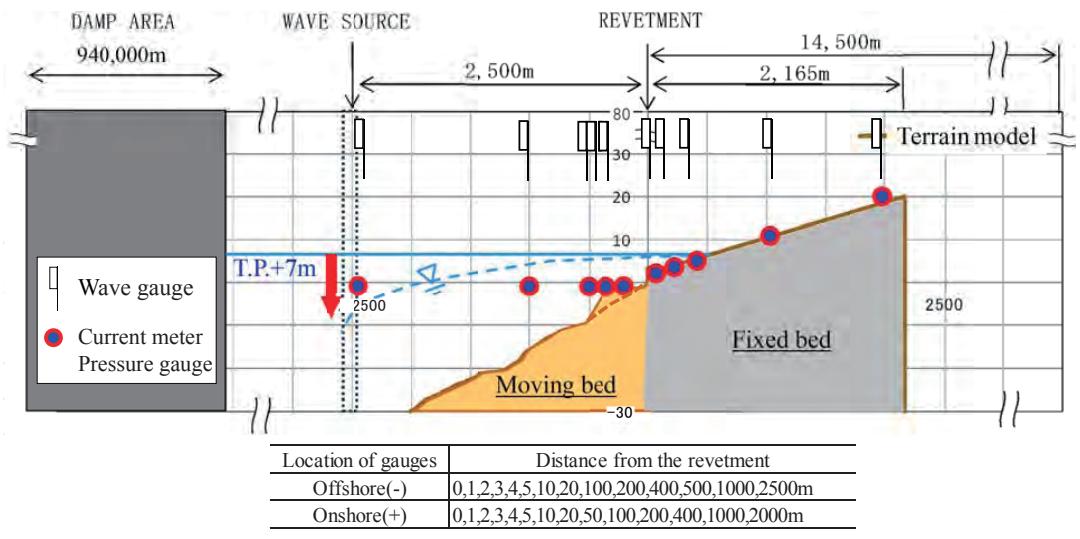


図-2 計算モデル図

2.2 計算条件

数値波浪水路の計算条件を表-1に示す。

2.3 入力波

引き波の計算は、初期状態として、レベル湛水状態 (T.P.+7.0m) を仮定し、そこから沖合水位を下げるにより実施した。沖合水位の変化は、東北地方太平洋沖地震を対象に津波の平面計算を行い、検討断面上で得られた水位を入力した。入力波形を図-3に示す。本研究では波形の1,280秒以降のデータを入力した。

表-1 数値波動水路の計算条件

項目	設定
計算領域	X方向; -952,536m~14,665m Z方向; -30~80m
水深h	29.662m(初期水位T.P.-0.338m)
Δx	0.2m~276m
Δz	0.2m~1m
Δt	1.0D-6~0.1sec
差分スキーム	VP-DONOR
ボーラス下限値	0.1
造波モデル	造波ソース(津波波形入力)
右端側	開境界
境界条件	SLIP
SubLoop	2回
地形変化 関係	砂粒の水中比重 1.65 砂粒の粒径 0.3mm

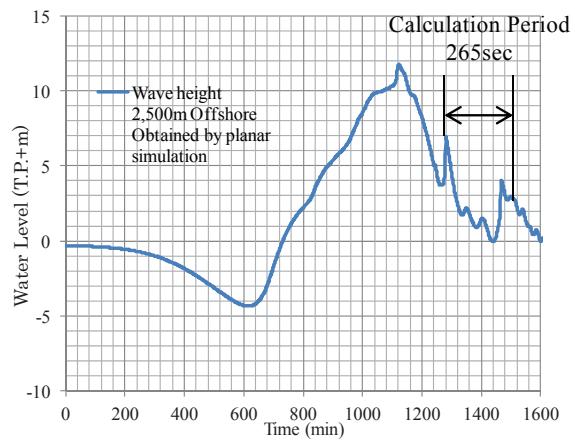


図-3 入力波 (計算値、沖合 2,500m 地点、引波)

4. 計算結果

護岸周辺の水位変化と流速変化を図-4に、地形変化の計算結果を図-5にそれぞれ示す。

図-4から、引き波で沖合の水位が低下するのに伴い、護岸前面 (Offshore03m, 05m) の水は、約1m程度まで低下する一方で、護岸部の水位が5mで下げ止まり、護岸陸側と海側で4mもの水位差が生じることがわかる。この水頭差により5m/sに達する沖向きの水平流速が生じ、特に護岸近傍部 (Offshore03m) では、鉛直下向きの流れも生じている。

それに対して、図-5の地形変化計算結果では、護岸前面 (Offshore03m, 05m) の流速が大きくなる230sから240sの間で地盤の洗掘が生じ、260sには約1.5mの洗掘が生じる結果となった。一方、護岸基部と-10mより沖合側では顕著な侵食が生じていないが、この部分では洗掘部に見られるような局所的な流速の増大が見られないためと考えられる (図-6)。

5. 地形変化の再現性

本研究で計算した地形変化と現地の地形変化状況を比較すると、現地は護岸が設置されていた箇所で2m~4m程度の侵食と砂浜の消失が生じており、護岸前面の侵食(洗掘)が大きくなるという傾向は現地と一部符合する。しかし、現地では、護岸の倒壊・流出に伴って、さらに大規模な侵食が生じており、引き波時の地形変化の一部を計算した本研究との単純な比較はできない。押波時の地形変化、冲合等の侵食についても評価が必要である。

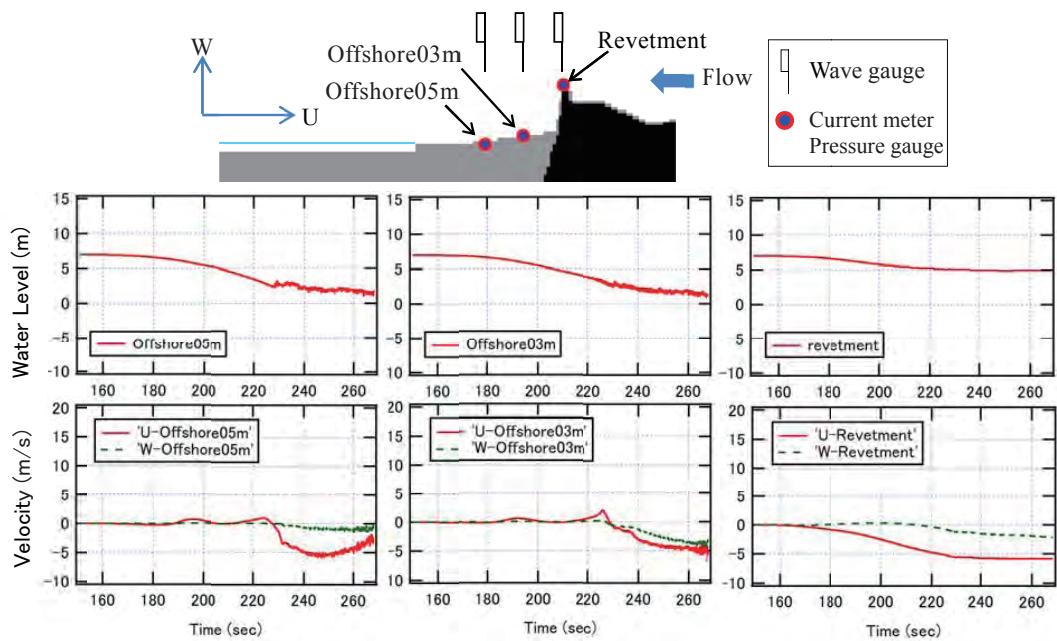


図-4 護岸周辺の水位と流速（引き波）

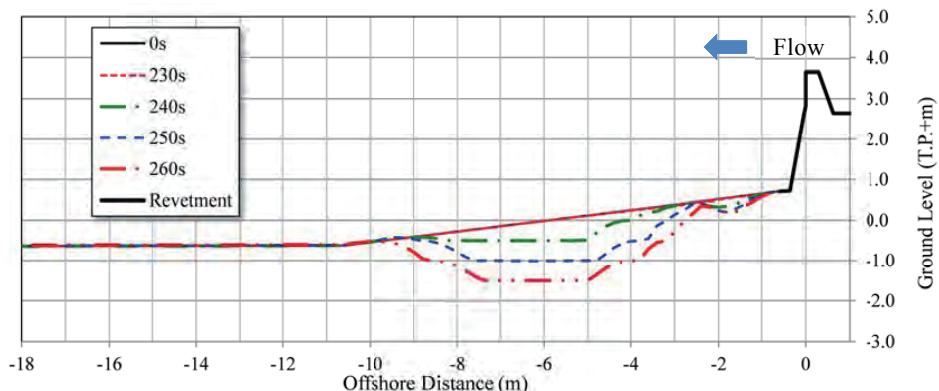


図-5 護岸前面の洗掘状況計算結果（引き波）

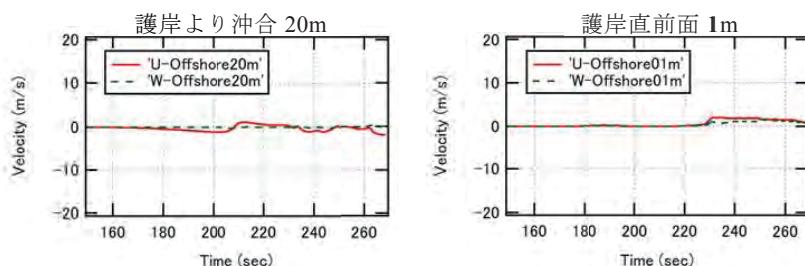


図-6 沖合 (Offshore20m) および護岸直前面 Offshore01m の流速変化（引き波）

6. まとめ

東北地方太平洋沖地震津波を対象に数値波動水路による引き波時の津波挙動の再現計算と地形変化モデルでの侵食（洗掘）の検討を行った。その結果、引き波時の護岸前面での高流速の発生に伴う地形変化（洗掘）を計算することができた。検討対象とした現地では、護岸倒壊に伴って、護岸前面の洗掘にとどまらない大規模侵食と砂浜消失が生じていることから、この結果をもって本研究の適用性の評価はできない。しかし、現地護岸の破壊状況により、引き波時の破壊が示唆されていることを踏まえ、護岸の安定性に大きな影響を与えると考えられる護岸周辺の地形変化について、さらに検討を進める必要があると考える。

参考文献

- 1) 永澤 豪・田中 仁(2012)：津波による大規模地形変化とそれに伴う構造物の被災要因の分析，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.68,No.2, pp.1361-1365.
- 2) 永澤 豪・田中 仁(2013)：東北地方太平洋沖地震津波を対象とした護岸への作用外力と被災要因の分析，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.69,No.2, pp.I_981-I_985.
- 3) 「東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ」による速報値
- 4) 平成 23 年(2011 年)東日本大震災 2.5 万分 1 浸水範囲概況図(宮城県版)国土地理院技術資料 D・1-No.589, No.77
- 5) 土木学会(1999)：水理公式集[平成 11 年版]，丸善
- 6) 高橋智幸・首藤伸夫・今村文彦・浅井大輔(1999)：掃流砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発，海岸工学論文集，第 46 卷，pp.606-610.
- 7) Rubey, W. W. (1933) : Setting velocities of gravel, sand and silt particles, American Journal of Science, Vol.25, pp.325-338.

2001年から2013年にかけての仙台湾南部海岸における海底地形変化

東北大学工学部 高村まや
東北大学災害科学国際研究所 有働恵子・武田百合子・真野明

1. 緒言

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震津波により、沿岸域では甚大な砂浜侵食が生じた。砂浜には多様な生態系を育む機能や、来襲する波浪や津波などの波力を弱める効果がある。また、砂浜は海水浴などに利用できる空間でもあり、侵食された砂浜の回復が求められる。本研究では2011年津波による砂浜侵食被害が特に大きかった仙台湾南部海岸の山元海岸を対象として、海底地形変化特性から砂浜の回復過程を明らかにすることを目的とする。

これまで歴史的大津波が発生した地域では津波以前の地形データが十分に存在せず、津波による砂浜侵食被害や回復過程を定量的に明らかにできなかった。一方、本研究の対象領域では津波前からこれまでの定期的な地形データや空中写真、津波来襲時および来襲直後の空撮ビデオ等の情報が存在し、砂浜侵食被害の大きさと回復過程を定量的に把握することが可能となった。

2. 研究対象領域の概要

(1) 研究対象領域の砂浜海岸

本研究では、仙台湾南部海岸である山元海岸を対象とし、北部を領域1、南部を領域2とする(図1参照)。

仙台湾南部海岸は、福島県の崖侵食による北向きの沿岸漂砂と阿武隈川等の河川からの供給土砂により形成されたと推定される。1950年代後半から福島県の崖侵食防止対策による沿岸漂砂の減少、1960年代から福島県相馬港の整備による沿岸漂砂の連続性の遮断により、特に南部で1970年代から激しい侵食が生じた。1990年代後半から大規模な海岸侵食対策が施されていた(国土交通省東北地方整備局(以下、東北地整と記す), 2009)。

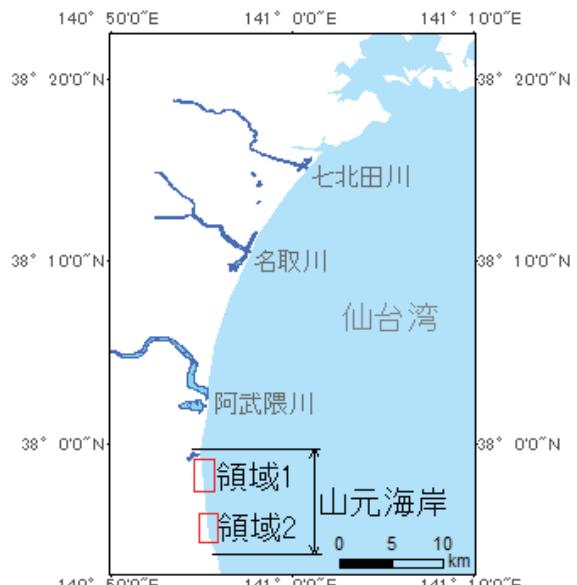


図1：研究対象領域の位置

(2) 研究対象領域の地形と 2011 年津波の概要

2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分に、岩手県三陸沖を震源とする東北地方太平洋沖地震とそれに伴った東北地方太平洋沖地震津波が発生した。地震発生から約 25 分後に岩手県沖に設置された GPS 波浪計に最大波が捉えられ、さらに 40 分程度経過した後、仙台平野に津波が襲来した。

図 2 に、2006 年の航空レーザ測量により取得された仙台湾沿岸陸域と、2010 年に深浅測量により取得された名取川河口から阿武隈川河口にかけてと牛橋河口から磯浜漁港にかけての海域の地形を示す(国土交通省東北地方整備局(以下、東北地整と記す)提供)。また、海岸線から最大 5km 以上内陸にある青線は浸水域の境界を示す(東大生研地球環境工学研究グループ、2011)。

対象領域の最大浸水高および最大遡上高はいずれも宮城県亘理郡山元町坂元において、13.5m および 9.6m であった(東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ、2012)。

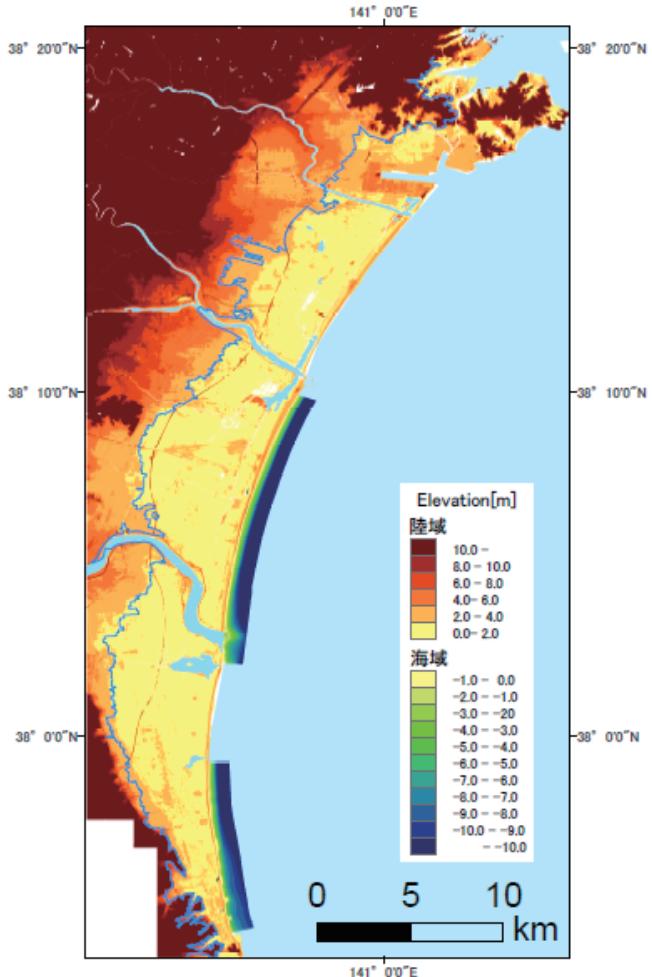


図 2：津波来襲前の仙台湾海岸と仙台平野の地形

3. 研究方法

研究対象領域の航空写真(東北地整提供)と衛星画像(GeoEye)を年代順に並べ砂浜の変化を確認した後、地盤高変化図を作成し、砂浜の変化と海底地盤高変化の関係について考察した。

陸域(低潮線より陸側)については津波前の 2006 年および津波後の 2011 年 3 月と 5 月の航空レーザ測量 5m メッシュデータを用いて、海域(同海側)については、2001 年 9 月以降 2013 年 1 月までの岸沖方向測線(測線間隔 0.2~1km)の深浅測量データを沿岸方向に補間したデータを用いて地盤高変化図を作成した。津波前後の地盤高変化については、陸海域いずれについても鉛直方向の地殻変動(仙台湾では 0.2~0.4m 程度の地盤沈下; 国土地理院、2011)を差し引くことにより土砂輸送による変化を求めた。水平方向の地殻変動(3m 程度東南東へ移動)の影響については、陸域は 5m メッシュデータ、海域は岸沖方向の測点間隔が 10m であることから無視した。

4. 結果と考察

(1) 1963 年から 2012 年 11 月までの空中写真

図 3 に 1963 年から 2012 年

11 月までの対象領域の空中写真を示す。

1963 年-1989 年(海岸侵食対策以前)は激しい侵食が進んだことが確認できる。南側の領域 2 では特に顕著で 1963 年に存在した砂浜が 1989 年には消失している。

1989 年-2006 年(海岸侵食対策前～対策後・震災前)は 1990 年代後半から進められた大規模な海岸侵食対策の効果により比較的侵食の進行が抑制されている。山元海岸の海岸侵食対策は、ヘッドランド 11 基と養浜 320m³ が計画され、平成 24 年 12 月 27 日時点でのヘッドランド 3 基が完成、8 基が未完成である(東北地整、2012)。

2006 年 9 月-2011 年 3 月 12 日(震災前後)の写真から、2011 年津波による大規模な砂浜侵食を確認できる。特に河口や破堤地点など津波が集中したところでは侵食が激しい。

2011 年 3 月 12 日-2012 年 3 月(津波後 1 年間)は急速に砂浜が回復していることが確認できる。砂浜が消失したところでは震災前よりも内陸にポケットビーチのような砂浜が形成されている。

2012 年 3 月-2012 年 11 月(震災後 1 年後以降)は砂浜の回復はほとんど見られない。

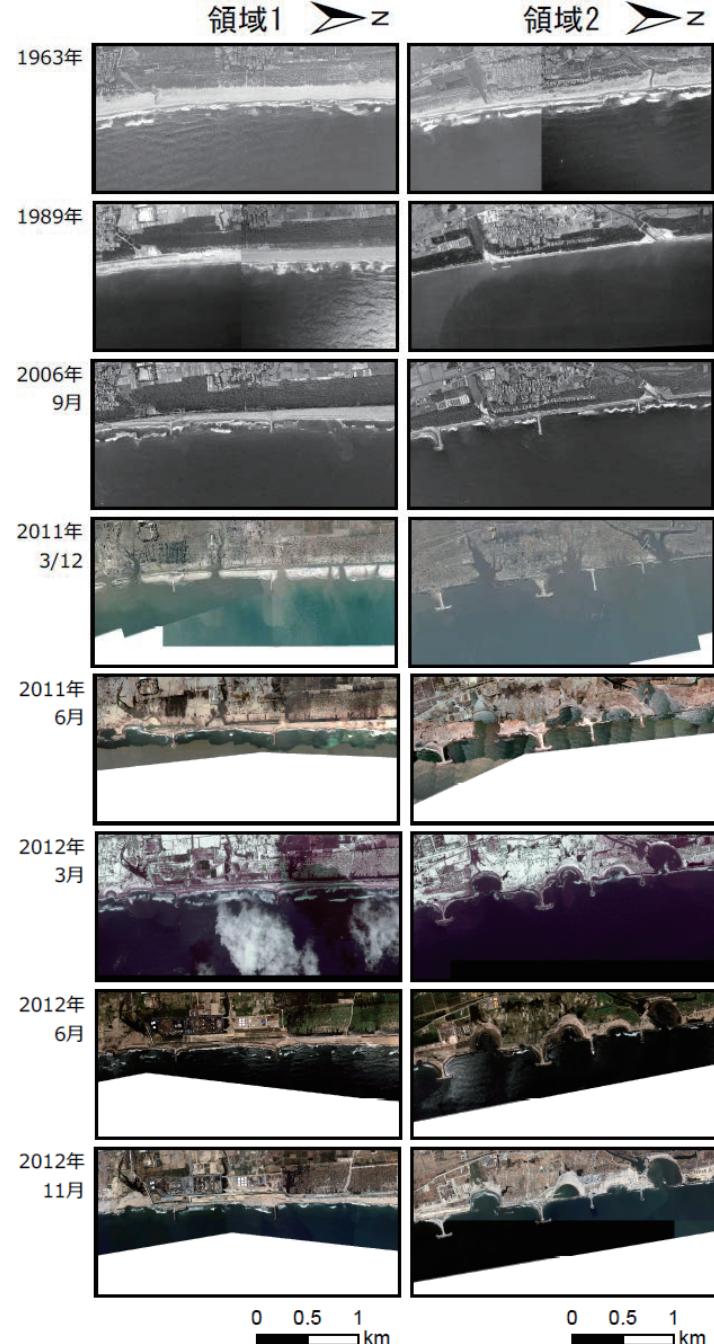
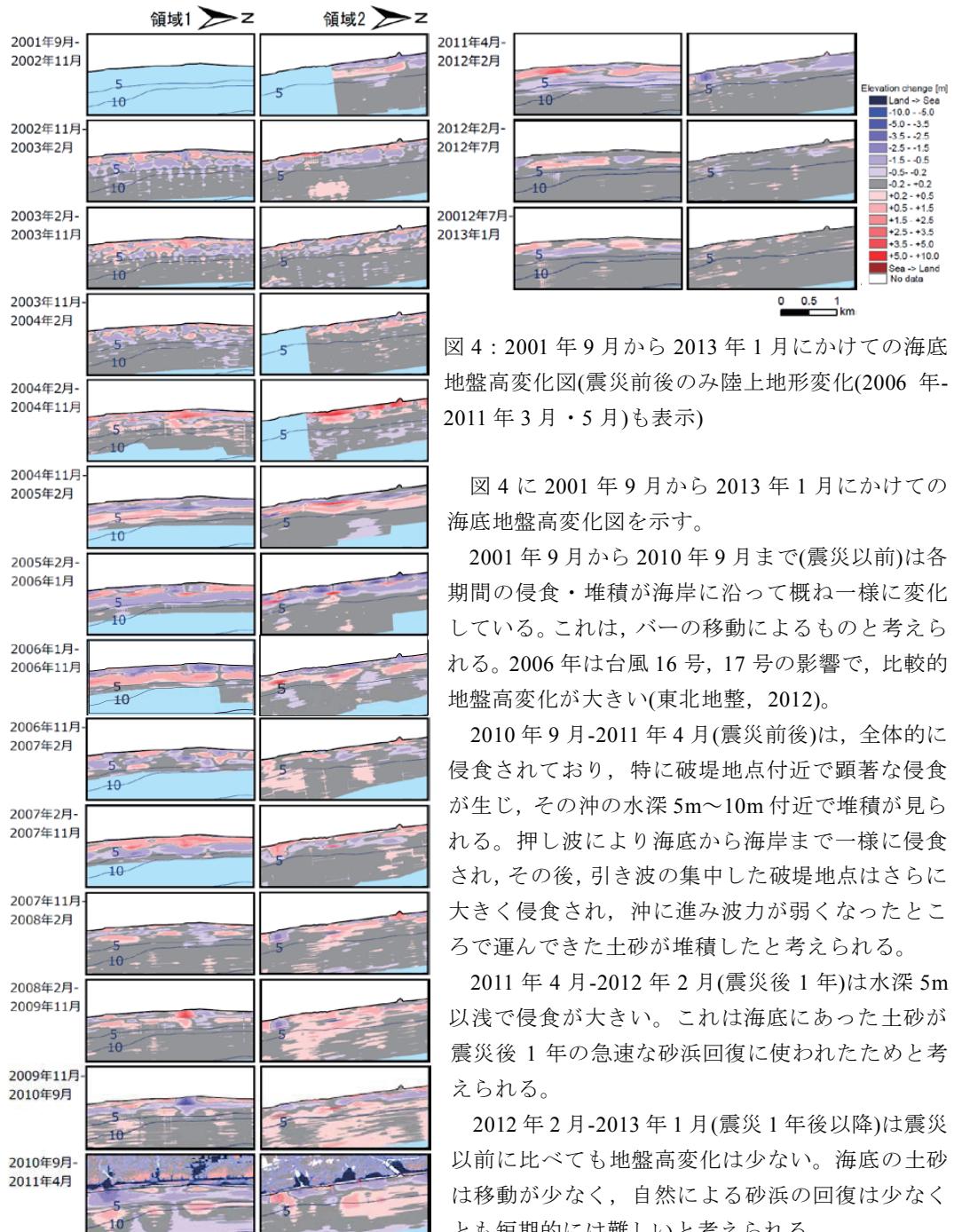


図 3：1963 年から 2012 年 11 月までの空中写真(国土交通省
東北地方整備局提供, 2012 年 3 月のみ衛星画像 GeoEye)

(2) 2001年9月から2013年1月にかけての海底地盤高変化



5. 結言

本研究では、震災 1 年後以降の海底地盤高変化が定性的に小さいことから、海底の土砂の移動が少なく、自然による砂浜の回復は少なくとも短期的には難しいと考えた。しかし、砂浜の回復過程を明らかにするためには、海底地盤高変化図のみから定性的に判断するだけでは不十分である。今後は、土砂収支を算出することで土砂移動を定量的に示し、波浪条件等を考慮して震災以前と震災 1 年後以降の違いを明らかにすることで、砂浜回復過程をより正確に示す必要がある。

謝辞：本研究で使用した地形データおよび空中写真は、国土交通省東北地方整備局仙台河川国道事務所より提供いただいた。また、本研究は、環境省の環境研究総合推進費(S-8-1(4))および東北大学災害科学国際研究所特定プロジェクト研究の援助を受けて行われた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 国土交通省東北地方整備局(2009)：平成 21 年度事業評価監視委員会(第 3 回資料)，海岸事業評価 仙台湾南部海岸 海岸保全施設整備事業，
<http://www.thr.mlit.go.jp/bumon/b00097/k00360/h13jhyouka/2103hpsiryou/siryou210302.pdf>
- 東大生研地球環境工学研究グループ(2011)：航空写真より作成した広域オルソ画像と判読による津波到達(浸水域)ライン，http://stlab.iis.u-tokyo.ac.jp/eq_data/
- 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ(2012)：痕跡調査結果 20121229 版，
<http://www.coastal.jp/ttjt/index.php>
- 国土地理院(2011)：GPS 連続観測から得られた電子基準点の地殻変動，
<http://www.gsi.go.jp/chibankansi/chibankansi40005.html>
- 宮城県河川課，東北地方整備局仙台河川国道事務所(2012)：平成 23 年度 環境調査等の結果(中間報告)について，
http://www.thr.mlit.go.jp/sendai/kasen_kaigan/fukkou/image/kankyou02kaisai.pdf
- 国土交通省東北地方整備局(2012)：平成 24 年度事業評価監視委員会(第 5 回資料)，海岸事業評価 仙台湾南部海岸 海岸保全施設整備事業，
<http://www.thr.mlit.go.jp/bumon/b00097/k00360/h13jhyouka/2405hpsiryou/siryou240502.pdf>

Changes in morphology on Sendai Coast and its problems after the 2011 tsunami

Hoang Cong Vo¹, Yuta Mitobe² and Hitoshi Tanaka³

ABSTRACT

The tsunami in March 2011 caused the significant changes on Sendai Coast. The erosion of sandy beach and the flushing of sand spit at the river mouth can be observed. After the tsunami, the shoreline on the right side of Nanakita River mouth started getting erosion. The erosion was propagating to the south and causing the completed closure of Nanakita River mouth. The changes of morphology and its problems has been identified base on the analyzing of aerial photography. The diffusion coefficient, which is an important parameter in numerical simulation of shoreline change, has been carried out from analytical solution of one-line model and measured data of erosion propagating of shoreline.

1. INTRODUCTION

A massive earthquake occurred in northeastern of Japan on March 11th, 2011. It triggered the powerful tsunami waves which battered Japan Coast and propagated around the Pacific Ocean. The coastal and riverine morphology in the northeast of Japan has been suffered the severe damages. Morphology changes of the coast in Miyagi Prefecture has been pointed out by Tanaka et al. (2012). In which, on Sendai Coast, the sandy beach erosion and breaching and the flushing of sand spit at river mouth can be observed. Soon after the tsunami, morphology of many places were getting on the restoration process, although that can be fast or slow depending on the different hydrologic regimes and available sediment supply (Tanaka et al., 2012). However, the shoreline on the right side of Nanakita River mouth, where the sand spit was flushed by the tsunami, still being eroding. The eroded area was expanding from the river mouth toward over the drainage of Minami Gamo wastewater treatment plant. The changes and its problems of morphology around a river mouth subsequently after the tsunami is important on the morphology recovery process of the entire area. In this study, the changes and evolution of shoreline around a river mouth after the tsunami will be investigated base on the analysis of aerial photography and applying of analytical solution of one-line model.

2. STUDY AREA AND DATA COLLECTION

Sendai Coast, (Fig. 1), which is located between Sendai Port at North and Yuriage Port at South, is a sandy beach with approximately 12 km in length. This study mainly focuses on the beach of about 1000m on the right side of Nanakita River mouth which located about 2.5km south of Sendai Port. The length of Nanakita River is 45km, the basin area is 229.1 km² and the average river discharge is about 10m³/s. There is a jetty on the left side of river mouth, while on the right side, about 700m south from the river mouth there is a drainage which belongs to the Minami Gamo wastewater treatment plant of Sendai City. The longshore sediment transport in this area, which is from the south to the north, is completely blocked by the breakwaters located at Sendai Port and Yuriage Port.

Aerial photographs of this area have been taken frequently and immediately after the tsunami. There was a photo taking activity on March 6th, 2011, about one week before the tsunami. While, the first batch of photo taking after the tsunami was on June 8th, 2011. In order to get more detail on the subsequent response of morphology, aerial photographs, which taken on March 12th and May 26th, 2011 by Geospatial Information Authority of Japan (GSI) and aerial photographs taken on March 14th, 24th, 27th; April 6th, May 3rd by Google Earth, have been collected. The raw aerial photographs were rectified to World Geodetic System 1984 (WGS84). Shoreline position $y_s(x,t)$ were extracted by every 5m from Nanakita River mouth to the south on the baseline (x -axis in Fig. 2) oriented 212° clockwise from North. All the photographs

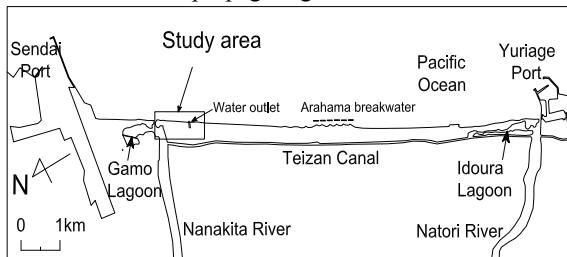


Fig. 1. Study area

¹ Graduate Student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

² Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

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

collecting from third parties haven't been corrected to the tidal level due to the lack information of exact time of taking.

3. RESULTS AND DISCUSSION

(1) Changes and recovery of the beach on the right side of Nanakita River mouth

Change of shoreline around Nanakita River mouth before the tsunami was pointed out by Pradjoko et al. (2010). A set of aerial photographs was utilized to show the trends of shoreline change. In long-term period, the shoreline change reflects the condition of longshore sediment transport which influenced by the river mouth. In short-term period, the shoreline subjects to seasonal change, moving advance or retreat in response to wave action. The shoreline on the right side of river mouth changes less dramatically than the left side. Overall, before the tsunami, the shoreline around Nanakita River mouth is reached the dynamic equilibrium stage. Fig. 2 is a series of aerial photographs showing the beach morphology before and after the tsunami as well as the propagation of erosion of on the right side of Nanakita River mouth until September 7th, 2011. Due to the low river discharge and the long-shore sediment transport dominant from right side to left side, before the tsunami, a sand spit intermittently developed on the right side of the river mouth (Fig. 2(a)). This sand spit was flushed by the tsunami wave which was reported about 14m height in this area by Mori et al. (2011). The tsunami also caused serious erosion of the sandy beach on the right side of the river mouth (Fig. 2(b)). After the tsunami, in response to the new condition, the beach started getting erosion. At the beginning, the erosion was only occurring on the beach adjacent to river mouth (Fig. 2(c) and 2(d)). However, about 3 months from the tsunami, the erosion had been propagating along the beach and reaching the drainage of Minami Gamo wastewater treatment plant. At the same time with the erosion of shoreline, a sand spit was also formation and intrusion into the river mouth (Fig. 2(d) and 2(e)). Fig. 2(f) shows the shoreline on July 6th, 2011, the erosion gets more serious and a complex sand spit has been formed. The phenomenon of sand spit intrusion into river mouth and its mechanism have been reported by Tanaka et al. (2013). The sediment source from the erosion of the beach on the right side of Nanakita River mouth has caused the completed closure of river mouth which can be seen on Fig. 2(g).

Figure 3 shows the temporal variation of shoreline on the right side of Nanakita River mouth. Shoreline position is extracted at cross sections within every 50m or 100m along the beach, coordinate system of these cross sections can be seen in Fig. 2(b). The shoreline in vicinity to river mouth ($x=50m$, $x=100m$) has larger amplitude of erosion than the shoreline far away from the river mouth. While the shoreline in vicinity to river mouth was moving retreat immediately after the tsunami and started moving advance after 117 days (July 6th) then the shoreline far away from river mouth was just getting serious retreat after 53 days (May 3rd) and still on the retreat after the tsunami 180 days (September 7th).

The studying of erosion of shoreline on the right side of Nanakita River mouth and its propagating to the south has shown this is an interesting phenomenon which indicates the subsequent response of shoreline in order to get the new equilibrium state after the significant changes induced by the tsunami. However, this is just a small area of Sendai Coast. Though, there is a need of further study on the subsequent response of shoreline for entire the Coast where there is the present of detached breakwater, lagoons, etc., which could have significant influence on the response of shoreline.

(2) The interruption of wastewater drainage on the propagation of erosion

The drainage of Minami Gamo wastewater treatment plant is almost perpendicular to the shoreline. The last section of this drainage is an open rectangular concrete channel with about 80m in length. The elevation of the top of drainage is a bit higher than the elevation of beach ground. Fig. 4(a), 4(b) and 4(c) show that, before or in the short time after the tsunami, the drainage has almost no or unclear interruption on the variation of the adjacent shoreline. However, about 3 months after the tsunami, when the erosion reaching the drainage, the interruption getting clearer (Fig. 4(d)). After the serious retreat of shoreline, it is believed that the drainage not only has the interruption on the propagation of erosion, but also on the transport of longshore sediment because it is now semi-submerged in the sea. The most significant interruption of the drainage on the propagation of erosion can be seen in Fig. 4(e) which was taken on July 6th, 2011. There is a big gap between shoreline position on the left side and on the right side. After that about two months, the erosion point has been getting over the drainage and moving to the south (Fig. 4(f)).



Fig. 2. Morphological changes on the right side of Nanakita River mouth before and after the 2011 tsunami (the black line is shoreline position on March 6th, 2011)

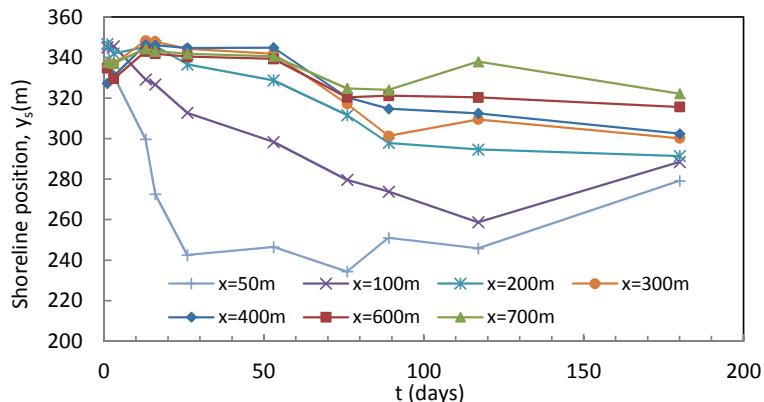


Fig. 3. Temporal variation of shoreline

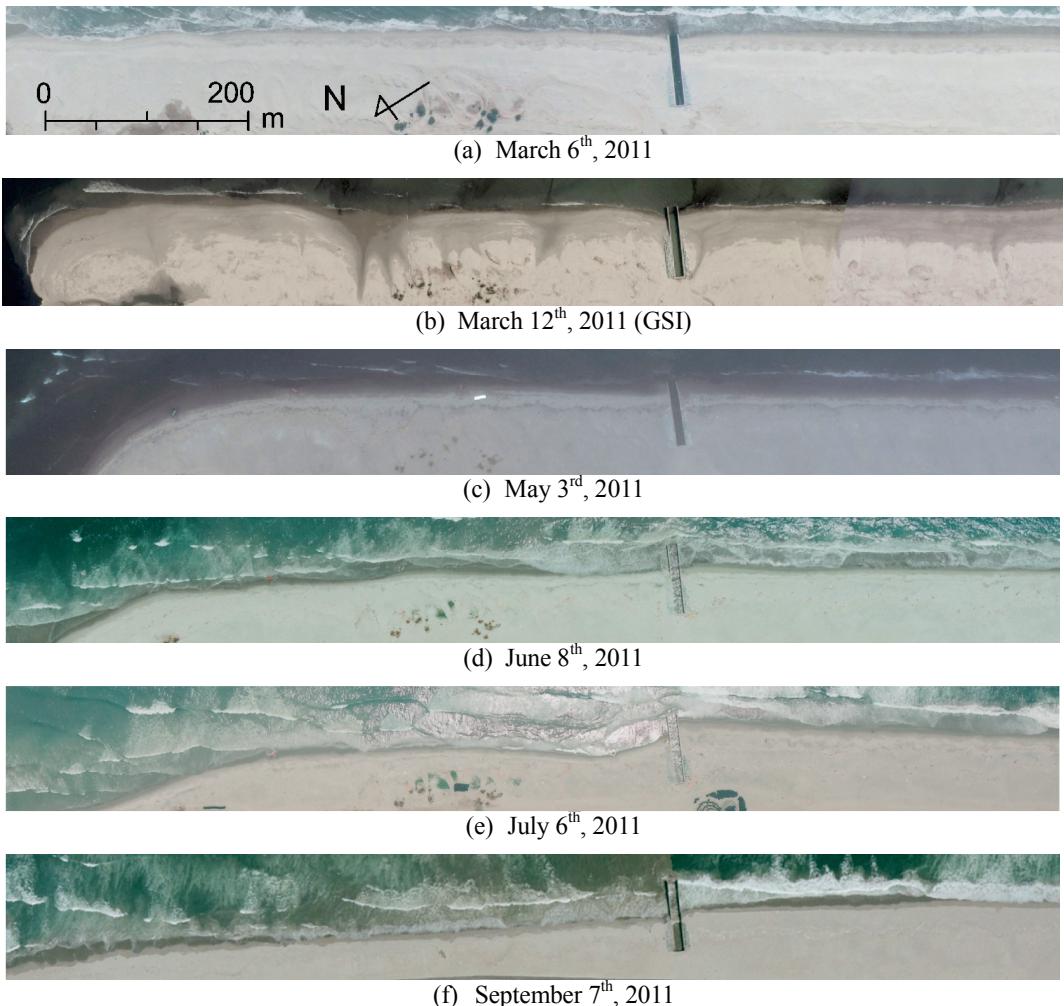


Fig. 4. Interruption of wastewater drainage on the propagation of erosion

(3) Evaluation of diffusion coefficient, ε

The one-line model, which was introduced in 1956 by Pelnard-Considere, and further developed by many other researchers, has been proven as a useful engineering technique for the simulation of long-term shoreline change. Eq. (1) is the governing equation of shoreline change of one-line model which is derived base on the principle of mass conservation together with the assumption that the amplitude of the longshore sand transport rate and the incident breaking wave angle are constant (independent of x and t).

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

In which, y_s is the shoreline position; x is the space coordinate along the axis parallel to the shoreline; t is the time; and ε is the diffusion coefficient expressing the time scale of shoreline change following wave action and commonly evaluated by following equation.

$$\varepsilon = \frac{2K(H^2 c_g)_B}{D} \quad (2)$$

In Eq. (2), H is the wave height; c_g is the wave group velocity; B denotes quantity at the breaking point; K , constant parameter, is generally calibrated using measured raw data that include shoreline evolution caused by longshore sediment transport and cross-shore sediment movement. It has been evaluated to be 0.05 by Tanaka et al. (1996) by applying one-line model to shoreline change adjacent to Nanakita River mouth; D , depth of closure for a given or characteristic time interval is the most landward depth seaward of which there is no significant change in bottom elevation and no significant net sediment transport between the nearshore and the offshore (Kraus et al., 1998). The value of depth of closure in study area is reported about 8m corresponding to high frequent wave in a year by Uda et al. (1997); Both K and D are uncertainty, variation from area to area and there hasn't been research to evaluate these parameters in the study area after the tsunami yet. In addition, the wave data is not available after the tsunami due to the destruction of wave gauge. Hence, to evaluate the diffusion coefficient from Eq. (2) now could not be done, a feasible approach else need to be employed. This study proposes a new approach to carry out the diffusion coefficient from the analytical solution of one-line model and measured data of erosion distance on the right side of Nanakita River mouth.

Equation (3) is the analytical solution of one-line model for expressing the shoreline position variation in the case of semi-infinite beach fill (Fig. 5), given by Walton and Chiu (1979).

$$y_s(x, t) = \frac{1}{2} Y_0 \left[1 + \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{\varepsilon t}} \right) \right] \text{ with } y_s(x, 0) = \begin{cases} Y_0 & x > 0 \\ 0 & x \leq 0 \end{cases} \quad (3)$$

In which, Y_0 is the cross-shore distance of the beach nourishment region from the initial shoreline; erf is an error function.

From Eq. (3), the relationship between x_e , the distance along the beach from the point $x=0$ to the point when shoreline position is asymptotic $0.99Y_0$ and t , the corresponding time is derived as following.

$$x_e = 3.30\sqrt{\varepsilon t} \quad (4)$$

Figure 6 shows the erosion distance x_e (m) of shoreline on the right side of Nanakita River mouth which measured from aerial photograph and its corresponding time t (days) since the tsunami. Erosion distance is distance along the x axis from $x=0$ to the point when shoreline, which is on the wet/dry line, to reach the initial shoreline. Initial shoreline (Fig. 6) representing the shoreline right after the tsunami, in this study, the photograph on March 12th is taken for the determination of initial shoreline. Fig. 7 shows the relationship between x_e and t in a log-log scale graph. The trend line has the slope about of 0.5 which indicates that the erosion distance is a function of square root of time. The relationship between erosion distance and its corresponding time deriving on the same format with Eq. (4) is as following.

$$x_e = 58.8\sqrt{t} \quad (5)$$

From Eq.(5), the value of ε is obtained, $317\text{m}^2/\text{day}$ (or $13.2\text{m}^2/\text{h}$). This value is close to the value carried out by Hirao et al. (2012), $13\text{m}^2/\text{h}$ for Akaiko area which is located 7.5km south of Natori River mouth. That value was computed based on the constant wave height and period from wave climate statistics and other parameters from the previous studies (before the tsunami) on that area.

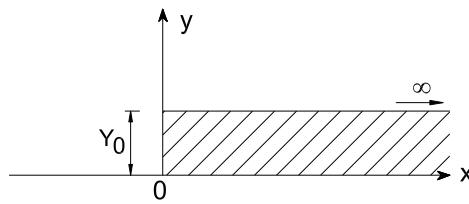


Fig. 5. Semi-infinite beach fill ($t=0$)

On the comparing, these two areas have similar condition and characteristics, hence, it can be said that the value of diffusion coefficient carried by this study is reliable.

4. CONCLUSIONS

This study has investigated the changes and evolution of morphology around river mouth on Sendai Coast subsequently after the tsunami. The diffusion coefficient has been carried out from the analytical solution of one-line model and measured erosion distance. And, this value could be used for the numerical simulation of shoreline change in the future. It also pointed out that, there is a need of further study on the response after the tsunami of shoreline entire the Sendai Coast.

ACKNOWLEDGEMENTS

This study was financially supported by the Grant-in-Aid for Specific Research Project, International Research, Institute of Disaster Science, Tohoku University, the Grant-in-Aid for Scientific Research from the River Environmental Fund (REF) in charge of the Foundation of River and Watershed Environmental Management (FOREM) and the Assistance for Technological Development, Tohoku Construction Association.

REFERENCES

- Hirao, R., Tanaka, H., Umeda, M., Tinh, N. X., Eko, P., Mano, A. & Udo, K. (2012). River mouth morphoplogy change and its problems after the Great East Japan earthquake tsunami. *Journal of JSCE, Ser. B1 (Hydraulic Engineering)*, Vol. 68(2), pp.I-601-I-605 (in Japanese).
- Kraus, N. C., Larson, M. & Wise, R. A. (1998). Depth of Closure in Beach-fill Design, *Coastal Engineering Technical Note CETN II-40*, 3/98. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Mori, N., Takahashi, T., Yasuda, T. & Yanagisawa, H. (2011). Survey of 2011 Tohoku earthquake tsunami inundation and run-up. *Geophysical Research Letters*, Vol. 38(7), p.L00G14.
- Pradjoko, E. & Tanaka, H. (2010). Aerial photograph of Sendai Coast for shoreline behavior analysis. *Proceedings of 32nd International Conference on Coastal Engineering*.
- Tanaka, H., Bagus, M. A., Roh, M. & Hoang, V. C. (2013). Sand spit intrusion into a river mouth after the Great East Japan tsunami. *Journal of JSCE, Ser.B2 (Coastal Engineering)*, Vol. 69, pp.I-616-I-620 (in Japanese).
- Tanaka, H., Takahashi, F. & Takahashi, A. (1996). Complete closure of the Nanakita River mououth in 1994. *Proceedings of 25th International Conference on Coastal Engineering*, pp.4545-4556.
- Tanaka, H., Tinh, N. X., Umeda, M., Hirao, R., Pradjoko, E., Mano, A. & Udo, K. (2012). Coastal and estuarine morphology changes induced by the 2011 Great East Japan earthquake tsunami. *Coastal Engineering Journal*, Vol. 54(1), pp.1250010-1-1250010-25.
- Uda, T. (1997). Beach erosion in Japan. *Sankaido Press, Tokyo*, 442p. (in Japanese).
- Walton, T. L., & Chiu, T. Y. (1979). A review of analytical techniques to solve the sand transport equation and some simplified solutions. *Coastal Structures '79*, pp.809-837.

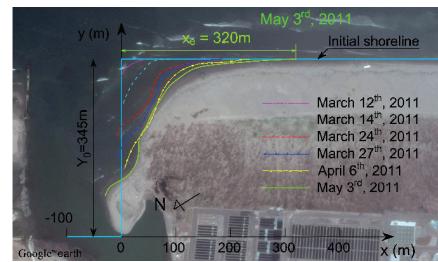


Fig. 6. Measured erosion distance

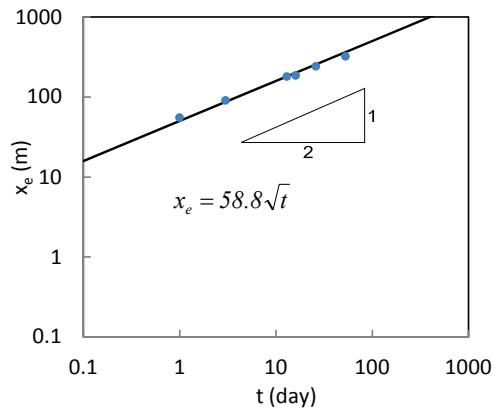


Fig. 7. Measured erosion distance

東日本大震災前後の深浅測量データを用いた石巻海岸の地盤沈下量評価*

東北大学大学院工学研究科土木工学専攻

田中 仁

東北大学大学院工学研究科土木工学専攻

Nguyen Xuan Dao

東北大学大学院工学研究科土木工学専攻 Mohammad Bagus Adityawan

1. はじめに

2011年東日本大震災の際に、震源地に近い三陸沿岸において大規模な地盤沈下が生じた。陸域においては国土地理院などにより実測が行われており、その最大値は鮎川における1.2mにも及んでいる¹⁾。これにより、高潮時に海水の侵入する沿岸地域が多く見られ、河川堤防の沈下による洪水時の治水安全度低下などの問題が発生した。坂井・泉宮²⁾はGPS地殻変位データから波源域の逆推定を行い、これから得られる地殻変位は海底の数点の測点を除いて国土地理院の実測値と良好に一致するとの報告を行っている。

著者らは、東日本大震災前後における石巻海岸における深浅データをもとに海域の地盤沈下量の算定を行っている³⁾。ただし、この発表論文中に数値の誤りがあったことが判明した。そこで、本稿において正しい値を示すとともに、より詳細な検討結果を示すこととした。したがって、以下に示す図面の多くは文献3)に示したものと類似しているが、ここに示すものが修正された確定値である。

2. 研究対象海岸の概要

研究対象とした石巻海岸の概要を図-1に示す。また、深浅測量の測線位置は図-2の通りである。図-2

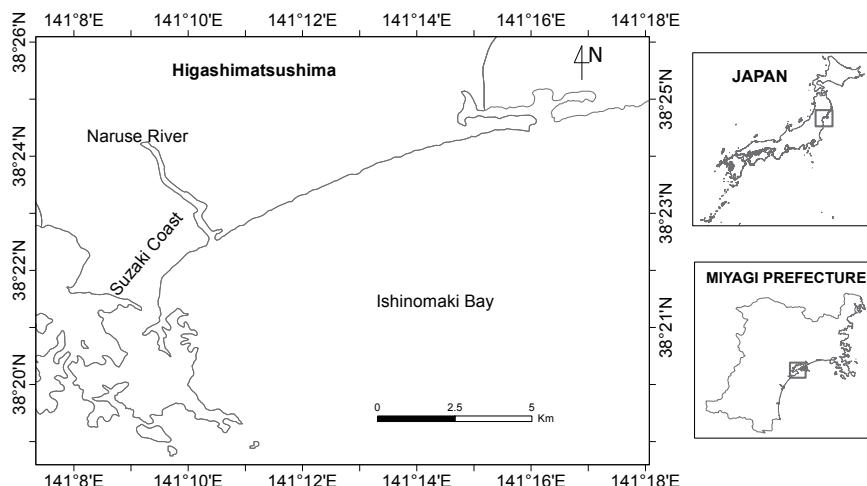


図-1 石巻海岸の位置

* Application of bathymetry for estimating of sea bottom subsidence in Ishinomaki due to the 2011 East Japan Earthquake, Hitoshi Tanaka, Nguyen Xuan Dao and Mohammad Bagus Adityawan

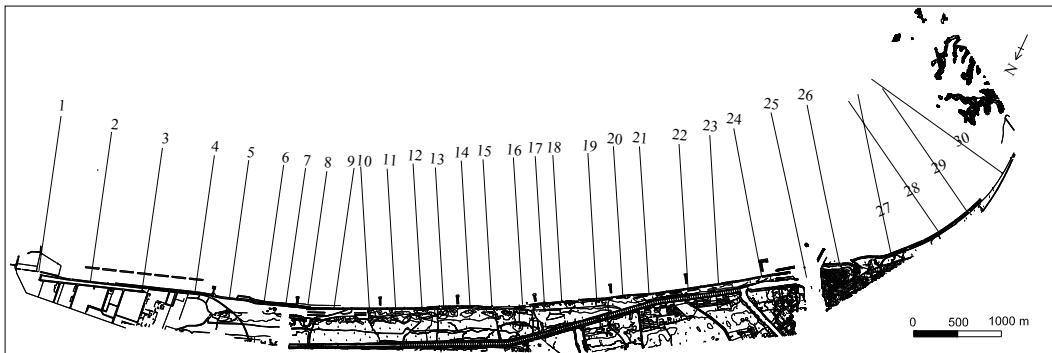


図-2 石巻海岸における深浅測量の測線位置

の No.1 測線の東側には石巻工業港が位置している。同港の建設後、沖側に延伸された防波堤により沿岸漂砂の移動が阻止され、防波堤西側での海岸侵食が顕在化した⁴⁾。このため、石巻工業港から鳴瀬川河口にかけて8基のヘッドランドが施行され、さらに東端の一号ヘッドランドの東側には離岸堤も建設されている。一方、漂砂系の末端に位置する洲崎海岸では汀線の前進が著しい⁵⁾。

津波前後の深浅データとして、2010年12月および2011年8月に宮城県河川課により取得されており、これを入手して詳細な解析を行った。

3. 結果および考察

(1) 海浜断面変化

東日本大震災津波の発生前後における海浜断面測量結果を図-3に示す。ほぼいずれの測線においても地震後の2011年8月の断面（鎖線）が低下を示していることが確認される。No.26以降では津波前後で顕著な地形の変化が見られるが、それ以外では地震前の断面がそのまま断面形状を保って平行移動している。津波による地形変化は当然浅水域に限定され、深い箇所での海底面の平行移動は地盤沈下によるものと推測される。なお、No.26は鳴瀬川河口近くに位置し、特に大きな変化を示している。

(2) 地盤沈下量の推定

そこで、地震前の地盤高さ z_2 と地震前の地盤高さ z_1 との関係を図-4にプロットした。いずれもの測線においても、実測データはほぼ6m以深では勾配45度の線上に位置しており、地震による地盤沈下が生じていると解釈される。図示した様に、平行移動量から地盤沈下量 Δz を推定することが出来る。

なお、石巻海岸において地形変化的限界水深は8mであることが知られている（望月ら⁶⁾）。風波による限界水深に比べて、津波による限界水深は2mほど浅いとの結果が得られた。

他の測線についても同様な平行移動量の評価により、地盤沈下量を求めることが出来る。各測線での地盤沈下量を図-5に示す。石巻海岸の東部においては80cmから100cm程度であり、西に向かって徐々に減少する傾向を示し、最小で40cm程度となっている。一方、国土地理院により測定された陸上部での地盤沈下量¹⁾を図-6に示す。また、図-5に示した本研究の対象エリアを“Study area”として示している。これより、本研究で得られた地盤沈下量は、国土地理院による陸上でのそれときわめて調和的であることが確認される。

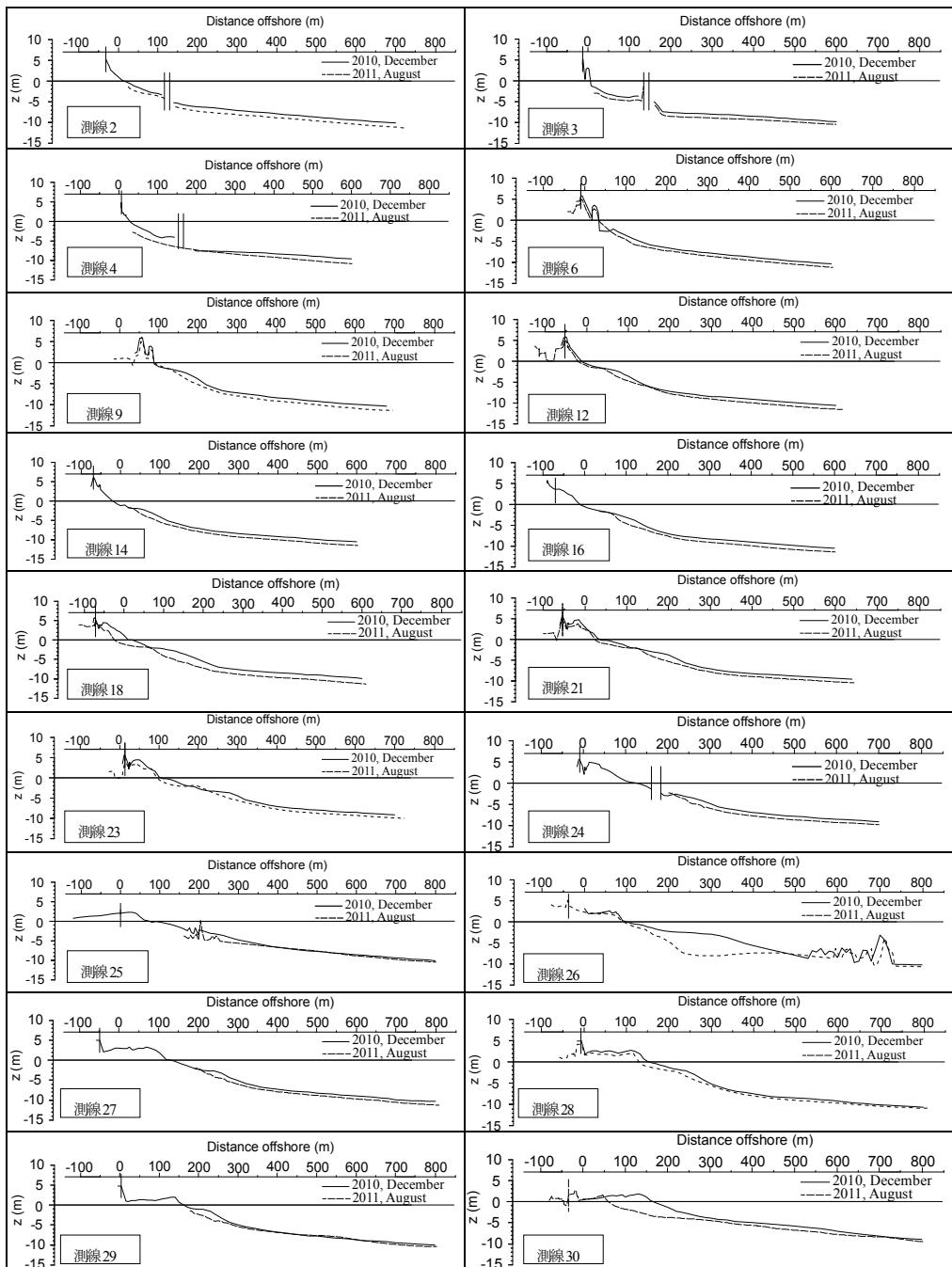


図-3 地震前後の深浅測量結果の比較

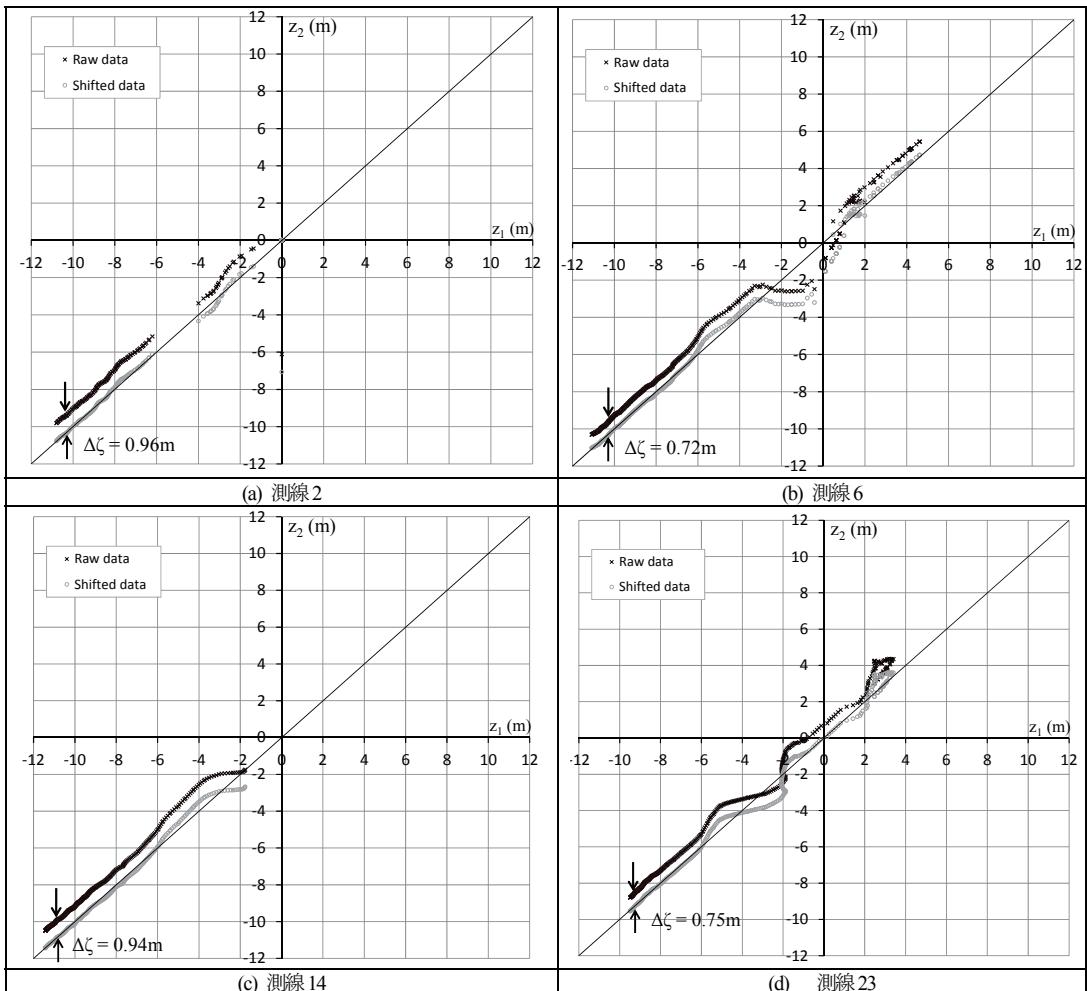


図-4 地震前後での地盤高さの比較

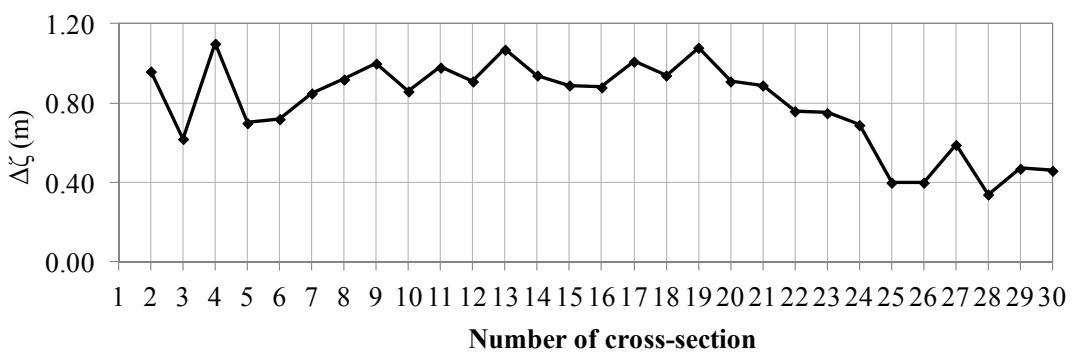


図-5 推定された地盤沈下量



図-6 国土地理院による地盤沈下の実測値

(3) 津波による石巻海岸での海浜変形

図-7には津波前後の地形変化量を、堆積を正、侵食を負としてセンターにより示している。ただし、図-5に示した地盤沈下が地震直後に発生し、その後来襲した津波により地形変化が生じたものと考え、推定された地盤沈下量だけ図-3に示した2010年12月の地盤高さを下げ、2011年8月の実測値との差をもってして地形変化量とした。

これによれば、鳴瀬川の河口部においてもっとも大きな地形変化が生じている。河道に向かう押し波および引き波により、河口テラスの侵食が生じた結果である。また、河口右岸の洲崎海岸においても顕著な侵食が見られる。Nguyenら⁷⁾はこの原因について検討を行うためにVOFおよびk-εモデルをベースとした断面二次元計算を行い、洲崎海岸西側の捨て石堤が津波により破壊され、岸向きの流れが卓越して大きな侵食が生じたのに対し、それ以外の区間ではコンクリート被覆ブロック堤が残したことにより、堤防前面海側での底面せん断力が捨て石堤部よりも低下したことを明らかにしている。さらに、測線2から4にかけての離岸堤付近においても侵食が見られる。

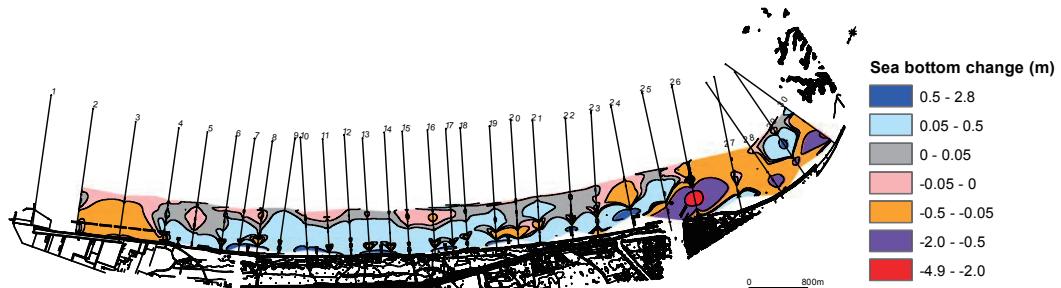


図-7 津波による地形変化のセンター図

4. おわりに

本論文においては、2011年東日本大震災津波の際に生じた宮城県石巻湾における地盤沈下量に関する検討を行った。推定された沈下量は、国土地理院による陸上部でのそれと良い一致を示すものであった。この結果は、津波前後の深浅データから単純に差を取ると、津波による地形変化を過大評価してしまうことを意味している。地盤沈下量を取り除くことにより、津波の流体力によりもたらされた地形変化を正確に求めることが可能になった。

謝辞：本研究を行うに際して宮城県河川課から深浅測量資料の提供を受けた。また、(財)河川環境管理財団河川整備基金、東北建設協会建設事業に関する技術開発支援、および東北大学特定研究プロジェクトの助成を受けた。ここに記して深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土地理院：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震に伴う地盤沈下調査結果について,
<http://www.gsi.go.jp/sokuchikijun/sokuchikijun60008.html>, 2011.
- 2) 坂井雄太・泉宮尊司：GPS地殻変位データを用いた東北地方太平洋沖地震津波の波源域の逆推定およびその精度に関する研究, Vol.B2-69, pp.I_181-I_185, 2013.
- 3) Nguyen Xuan Dao・田中 仁・Mohammad Bagus Adityawan・真野 明・有働恵子: 東日本大震災津波による石巻海岸での海浜地形変化, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.B2-69, pp.I_281-I_285, 2013.
- 4) 高橋 徹・田中 仁: 石巻湾におけるヘッドランド施工による漂砂制御効果, 海岸工学論文集, 第52巻, pp.471-475, 2005.
- 5) 田中 仁・松富英夫・泉 典洋: 古地図を用いた仙台海岸・石巻海岸の長期汀線変動に関する検討, 海岸工学論文集, 第52巻, pp.556-560, 2005.
- 6) 望月倫也・宇多高明・大類光男・大谷靖郎: 仙台湾北部沿岸の海浜変形の実態, 海岸工学論文集, 第37巻, pp.369-373, 1990.
- 7) Nguyen Xuan Dao・Mohammad Bagus Adityawan・田中 仁: 海岸堤防の構造に依存した津波被害と数値モデルによる検証, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.B2-69, pp.I_346-I_350, 2013.

仙台市蒲生干潟の津波被災とその後の地形回復*

東北大学大学院工学研究科土木工学専攻

田中 仁

東北大学大学院工学研究科土木工学専攻

三戸部佑太

東北大学大学院工学研究科土木工学専攻 Mohammad Bagus Adityawan

1. はじめに

仙台海岸における地形的特徴の一つは、河口周辺にラグーン地形が多く見られる点である。阿武隈川河口の鳥の海、名取川河口の井戸浦・広浦、七北田川河口に位置する蒲生干潟などがその代表的な事例である。これらの水域の形成要因は共通しており、沿岸漂砂の卓越により河口部の流路が漂砂下手方向に曲げられ、その後、人工的な河口開口位置の固定により以前の流路がラグーン地形を形成したものである¹⁾。これらの水域は貴重な汽水環境を形成しており、これまで詳細な水質・生態環境の調査がなされている²⁾。また、仙台湾水域における有用漁業資源であるイシガレイの耳石の分析によれば、水揚げされた約半数が稚魚期に河口・汽水域を生育場としており、汽水域の水産面での重要性が指摘されている³⁾。

2011年3月11日に発生した東日本大震災津波はこれらのラグーン地形・河口地形を大きく変容させた⁴⁾。その後の地形変化は河川毎に大きく異なっており、ある河川は早い段階で地形回復が見られ、一方で、全く河口地形の回復が見られない河川もある⁵⁾。このうち、蒲生干潟の存在する七北田川の地形は、現在、以前と近い形状に戻りつつあると言われている。そこで、本研究においては、津波の発生前から1ヶ月または2ヶ月の間隔という極めて高頻度で撮影されている空中写真を用いて、蒲生干潟地形の回復過程、およびそれが依然抱える問題点を明らかにした。

2. 蒲生干潟の概要

図-1に蒲生干潟の概要を示した。蒲生干潟は仙台市蒲生地先に位置し、二級河川七北田川河口の左岸に存在する。七北田川はもともと現河口近くで約1km北上してから仙台湾に注いでいた。これは先述した沿岸漂砂卓越方向が南から北に向かうためである。昭和40年代に仙台港の建設が始まり、これに伴い旧河口を縮め切り、導流堤により河口は現位置に固定された。そして、以前の北上していた河道部が蒲生干潟として残された。

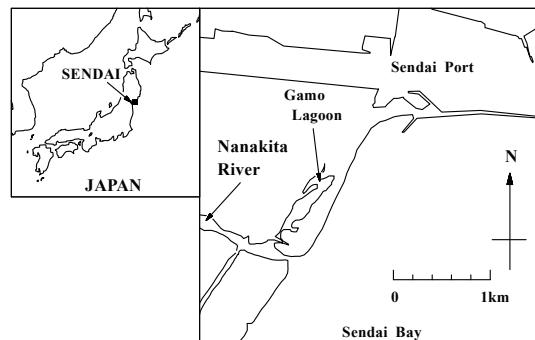


図-1 蒲生干潟の概要

3. 蒲生干潟の地形変化

(1) 東日本大震災津波以前の地形変化

* Morphological Change of Gamo Lagoon due to the 2011 Tsuanmi and Its Recovery, Hitoshi Tanaka, Yuta Mitobe and Mohammad Bagus Adityawan

蒲生干潟では、高波浪時に波が砂丘を越えて土砂の流入をもたらす⁶⁾。これにより、干潟の浅化が顕在化した。また、干潟内水質環境も悪化が進んだために、平成 17 年に「蒲生干潟自然再生協議会」が結成され、そこでの協議をもとに濁筋の掘削や越波防止堤の建設などが進められた。

図-2(a)は津波来襲前の河口地形である。仙台海岸では北上する漂砂が卓越し、このために七北田川河口では右岸砂州の発達が顕著である。左岸には汀線部まで導流堤が建設されており、このため、河口開口部の左端はこの導流堤の位置を越えることはない。写真左側の砂浜部には越流防止堤が認められる。

(2) 東日本大震災津波による地形変化

図-2(b)は 2011 年 3 月 12 日の津波来襲直後の河口地形であり、ラグーン地形が消失し、島状に分断された地形が残されている。また、以前のラグーン内における砂の堆積が認められる。河口左岸海側には前述の導流堤が見られ、特に左岸海浜での汀線の後退が顕著である。

(3) 東日本大震災津波後の地形回復

その後、**図-2(c)**、**図-2(d)**の様に河口砂州が発達した。**図-2(a)**の津波来襲前の河口砂州形成位置に比べ、河川上流に遡った箇所に砂州発達が見られる点が大きな特徴である。同様な現象は他の河川においても見られている^{5), 7)}。津波により河口部が洗堀され、河口内部まで進入した波浪により、**図-2(c)**、**図-2(d)**の様な砂州の形成が生じたものと考えられる⁷⁾。

その後、2011 年 8 月 10 日には現地において河口閉塞が確認されている。閉塞後の空中写真を**図-2(e)**に示す。七北田川においては 1990 年代まで河口閉塞が頻繁に発生した¹⁾。今次の河口閉塞後に七北田川河川流は貞山運河を通じて名取川に注いだ。このため、河川の自己流量による堆積砂のフラッシュは生じず、**図-2(e)**に示した地形が安定した状態で保たれた。

2011 年 9 月 22 日に台風 15 号による出水が生じた。このため、**図-2(f)**に見られるように以前の蒲生干潟奥部に対応する箇所で砂浜の breaching が生じ、新たな河口が形成された。以前の蒲生干潟内を流れる湾曲河道地形は、洪水時水位せき上げによる治水安全度の低下、および干潟の汽水環境喪失の問題を抱えていた。そのため、2012 年 3 月上旬に、蒲生干潟・七北田川本川を隔てる導流堤を嵩上げした上で、以前の河口開口部の位置で人工開削が行われた(**図-2(g)**)。掘削土は河口左岸に盛り立てられた。その後、9 月の出水により形成された開口部は閉塞し、津波来襲前の同じ場所に河口が安定した(**図-2(h)**)。

図-2(i)は夏季に撮影されたものであり、流量の増加により七北田川河口幅が増大している。その後、秋季、冬季には河川流量が減少し、河口幅が極端に減少する(**図-2(j)**、**図-2(k)**、**図-2(l)**)。なお、**図-2(k)**によれば、左岸導流堤の一部が破壊され、海域からの塩水が直接的にラグーン内に流入する状況となっており、塩分の上昇やそれに伴う生態系の変化が危惧される。

次に、蒲生干潟水域の形状については**図-2(c)**以降、大きな変化は見られない様である。そこで、この点を確認するために、**図-2**から海岸およびラグーンの水際線を読み取り、図化したものを**図-3**に示す。**図-3**によれば、汀線については、一度後退した後に徐々に回復が見られる。一方、ラグーン内の水際線については、6 月 8 日以降、ほとんど変化は見られない。**図-4**には、**図-3**に示した測線 L1, L2 について、汀線位置、ラグーン内水際位置を示す。ここで、海岸線については平均的な海浜勾配をもとに潮位補正を行い、TP0m に基づく汀線位置を示す。ラグーン内についてはこのような補正が困難であり、空中写真から得られた水際線をそのまま示している。上述の通り、汀線の回復とラグーン内の安定した水際位置を確認することが出来る。ただし、汀線については依然変化が見られ、新たな平衡状態に遷移している途上と考えられる。

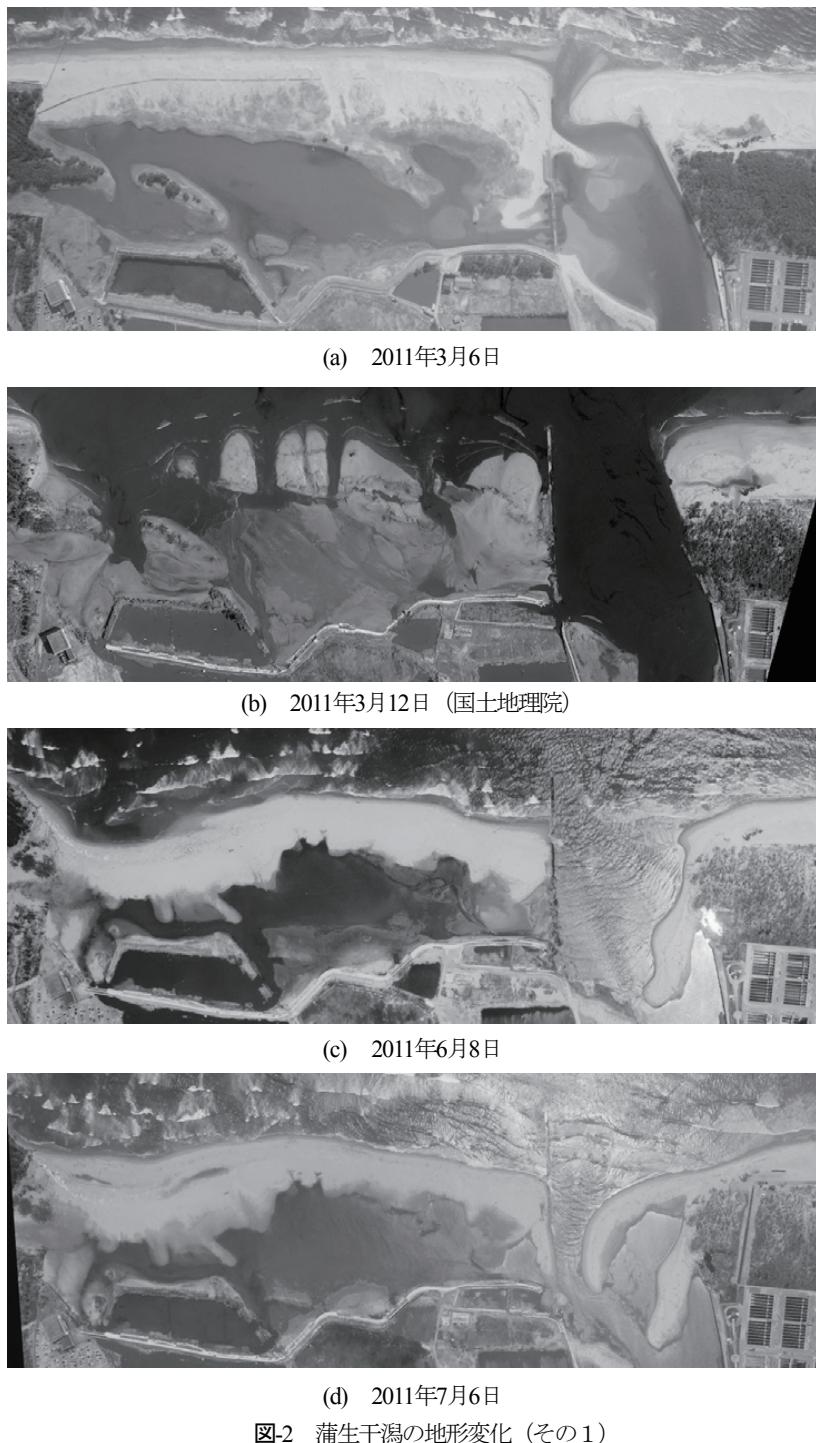


図-2 蒲生千潟の地形変化（その1）



(e) 2011年9月7日



(f) 2011年9月24日



(g) 2012年3月14日



(h) 2012年4月8日

図-2 蒲生干潟の地形変化（その2）

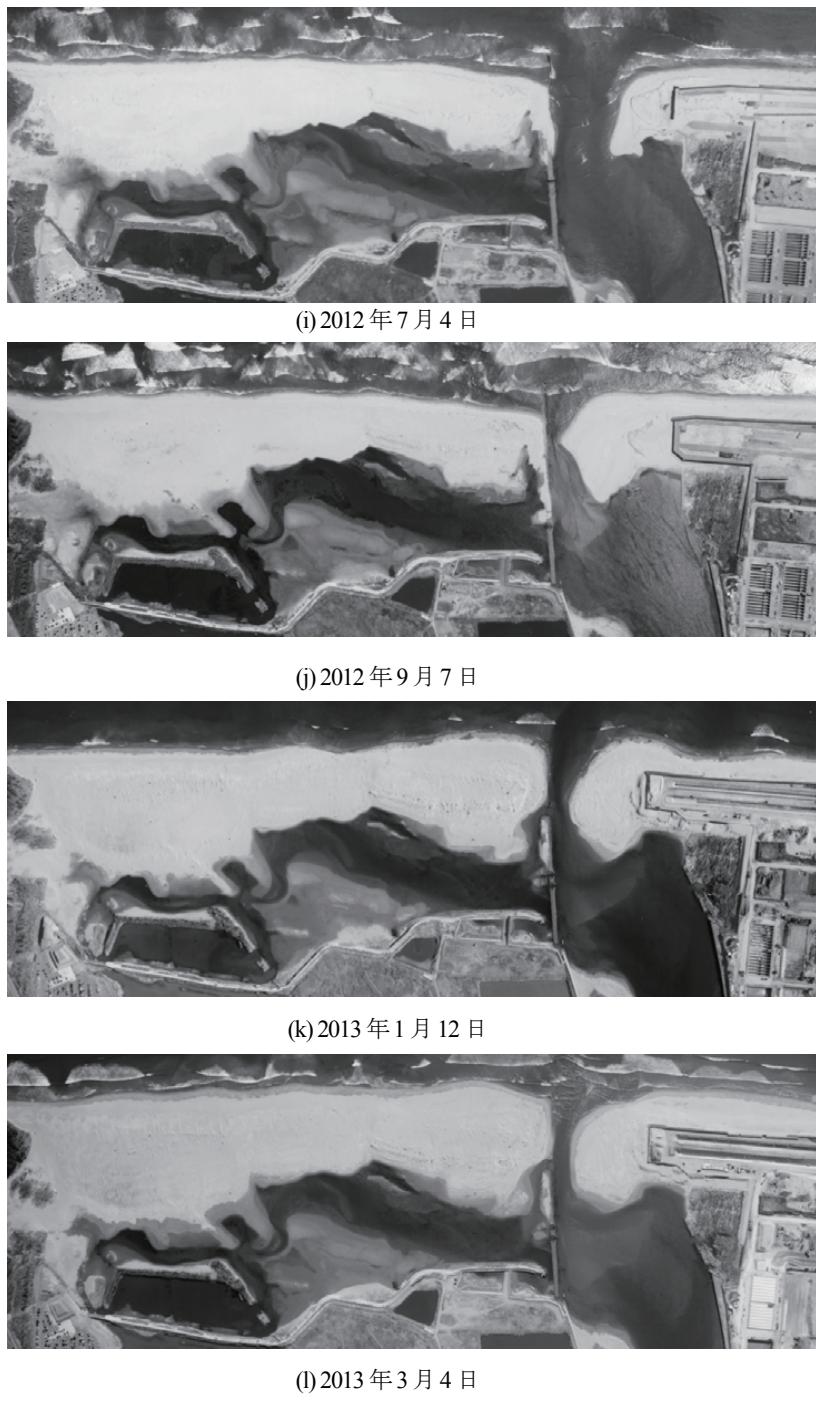


図-2 蒲生干潟の地形変化（その3）

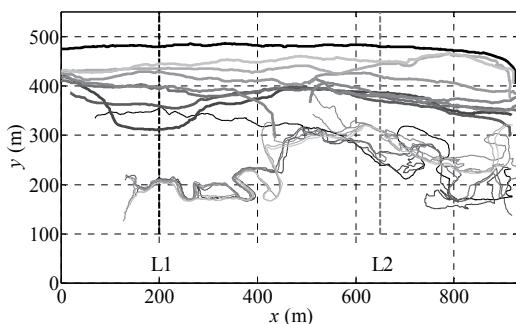


図-3 蒲生干潟付近の汀線位置の変化

図-5は図-2に示した空中写真からラグーン水域の面積を読み取ったものである。上述の潮位変動によると考えられる増減は見られるものの、以前に比べて40%程の水域面積の減少が見られ、最近ではほぼ安定した面積・形状を維持していることが分かる。

4. おわりに

東日本大震災津波により大きな被災を受けた仙台市蒲生干潟を対象に、空中写真を用いてその後の地形回復過程に関する検討を行った。その結果、ラグーン水域面積の減少、汀線の変動過程が明らかになった。干潟内の生態系の回復はこのような地形の回復と連動しているので、今後もモニタリングを継続し、新たな平衡状態への移行過程を注意深く見守る必要がある。

謝辞：本研究に対して、(財)河川環境管理財団河川整備基金、東北建設協会建設事業に関する技術開発支援、および東北大学特定研究プロジェクトの助成を受けた。ここに記して深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 田中 仁: 七北田川において観測された中小河川特有の河口現象、土木学会論文集、第 509 号/II-30, pp.169-181, 1995.
- 2) 栗原 康: 干潟は生きている、岩波新書, 219p.
- 3) Yamashita, Y., Otake, T. and Yamada, H.: Relative contributions from exposed inshore and estuarine nursery grounds to the recruitment of stone flounder, *Platichthys bicoloratus*, estimated using otolith Sr:Ca ratios, *Fisheries Oceanography*, Vol.9, No.4, pp.316-327, 2000.
- 4) 田中 仁・真野 明・有働恵子: 2011年東北地方太平洋沖地震津波による海浜地形変化、土木学会論文集B2(海岸工学) , Vol. 67, No.2, pp.I-571-I-575, 2011.
- 5) 平尾隆太郎・田中 仁・梅田 信・Nguyen Xuan Tinh・Eko Pradjoko・真野 明・有働恵子: 東日本大震災津波後の河口地形変化の特徴と問題点、土木学会論文集B1(水工学) , Vol.68, No.4, pp.I-1735-I-1740, 2012.
- 6) 平尾隆太郎・Nguyen Xuan Tinh・田中 仁: バリアー上の越波による海浜変形と対策工の効果の検証、土木学会論文集B2(海岸工学) , Vol. B2-66, No.1, pp.526-530, 2010.
- 7) 田中 仁・Mohammad Bagus Adityawan・盧 敏・Vo Cong Hoang: 東日本大震災津波後の河口砂州河道内侵入現象、土木学会論文集B2(海岸工学) , Vol. 69, pp.I-616-I-620, 2013.

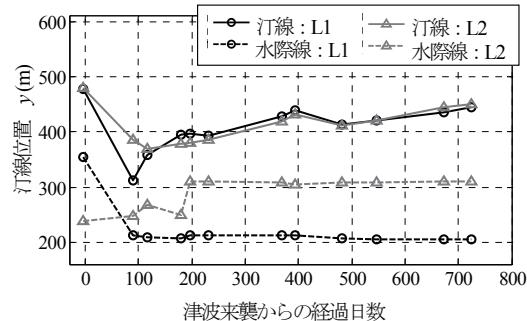


図-4 蒲生干潟付近の汀線位置・水際位置の変化

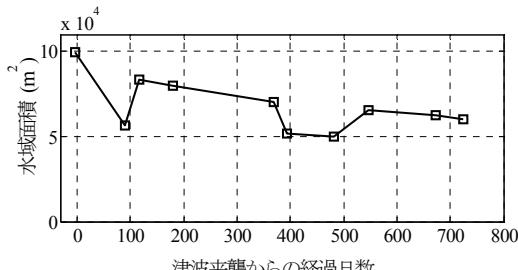


図-5 ラグーン面積の変化

ESTIMATION OF LAND SUBSIDENCE INDUCED BY A MEGA EARTHQUAKE USING WATER LEVEL DATA

Mohammad Bagus Adityawan¹
Hitoshi Tanaka²

ABSTRACT

This paper investigates the land subsidence at the Kobama harbor caused by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake as detected by the water level measurement data. The continuous water level measurement data were compared to the astronomical tide. It was found that before the earthquake, the recorded water level coincide well with the astronomical tide. The land subsidence caused vertical dislocation of the measurement device. Therefore, the measured water level deviates from the astronomical tide. This deviation corresponds to the subsidence. It was found that the earthquake caused an approximately 39 cm of subsidence at Kobama port. The result correlates well with the reported height change, issued by the Geospatial Authority of Japan (GSI). The water level analysis can be used to monitor the land subsidence and therefore, will be beneficial in reconstruction process concerning future disaster.

1. INTRODUCTION

The 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake occurred at 14:46 on March 11, 2011. The earthquake was recorded at 9.0 (Japan Meteorological Agency (JMA)) with the epicenter approximately 70 km east of the Oshika Peninsula of Tohoku. The hypocenter was located at an underwater depth of approximately 30 km. The earthquake violently rocked the Tohoku Region to the Kanto Region, and triggered a massive tsunami wave that caused severe damages to the coastal area.

Imakiire and Koarai (2012) provided an overview of the crustal deformation caused by the earthquake. They had shown that both the horizontal and the vertical deformation occur along the affected regions, including in the Pacific coastal area. The subsidence of several tens of centimeters was recorded along the coast in Miyagi to the Ibaraki Prefecture. The GPS Earth Observation Network (GEONET) detected that the earthquake caused a great displacement. GSI (2011a) reported that a wide area was affected by this displacement with a maximum subsidence of 1.20 m occurred at the Oshika site in Ishinomaki City, Miyagi Prefecture, based on the GPS data, as shown in Fig. 1.

This deformation greatly changed the height of the benchmark points such as that on 14 March, the GSI decided that the control points and benchmarks were no longer usable. Their locations and elevation had greatly changed by the earthquake. Therefore, the GSI resurveyed and issued a corrected version on 31 October (2011b). The height change based on the survey is shown in Fig. 2, which correlates well with those obtained from GPS data in Fig. 1. The maximum height change was approximately -1.14 m at the same location.

The water level data in coastal area, when available, may provide an efficient way to estimate the magnitude of land subsidence, following a mega earthquake. Yeh et al. (1995) had shown that a continuous water level measurement data in coastal area could be applied to estimate the magnitude of subsidence. They analyzed the water level data at Malokurilskaya Bay during the 1994 Shikotan Earthquakes and Tsunami and found that the earthquake caused an approximately 53 cm of subsidence.

Unfortunately, the tsunami triggered by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake caused damages to most of the water level measurement devices along the coast. However, Kakehi (2011) measured the water level data continuously at Kobama harbor during the earthquake. This data set can be used to estimate the subsidence at the corresponding location. In this study, the continuous water level measurement data at Kobama port were analyzed and compared to the astronomical tide provided by the Japan Meteorological Agency (JMA) at Sendai Port.

¹ Research Associate, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

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

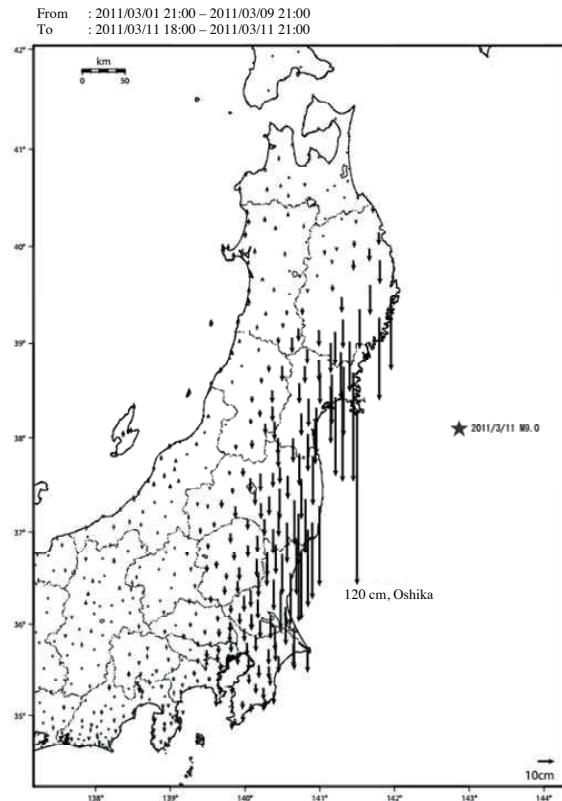


Fig. 1 Vertical displacement caused by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake (GPS), GSI (2011a)

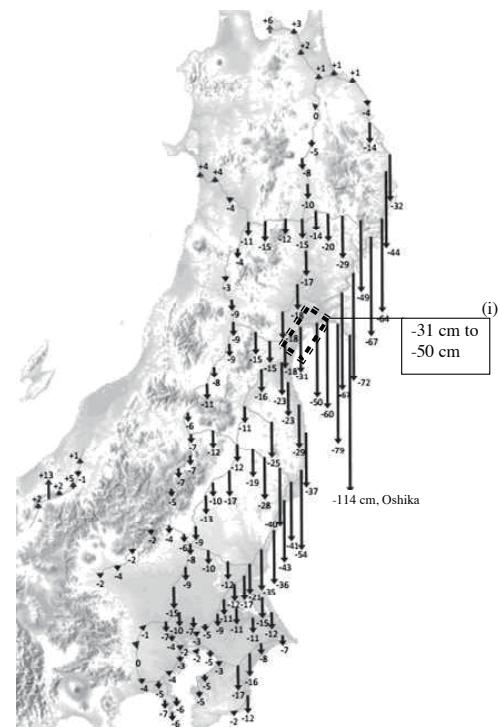


Fig. 2 Height change along the leveling survey, GSI (2011b)

2. STUDY AREA AND DATA

The study area is the Kobama harbor, which is located in Sendai Bay, Miyagi Prefecture as shown in Fig. 3. This harbor is located at the north east of the Sendai Port. Kakehi (2011) measured the water level at this location. Although this area was severely damaged by the tsunami, the measurement device in Kobama harbor did not suffer from any significant damages and continued to record the water level data continuously with a 10 minutes interval. It was confirmed that the measurement device was still secured in its position after the tsunami with no significant damages (Kakehi, 2011). On the other hand, the measurement device at the Sendai Port was damaged by the tsunami and the tidal level was not measured continuously. Nevertheless, the astronomical tide at Sendai Port is available. Further discussions in this study will be based on these two sets of water level data.

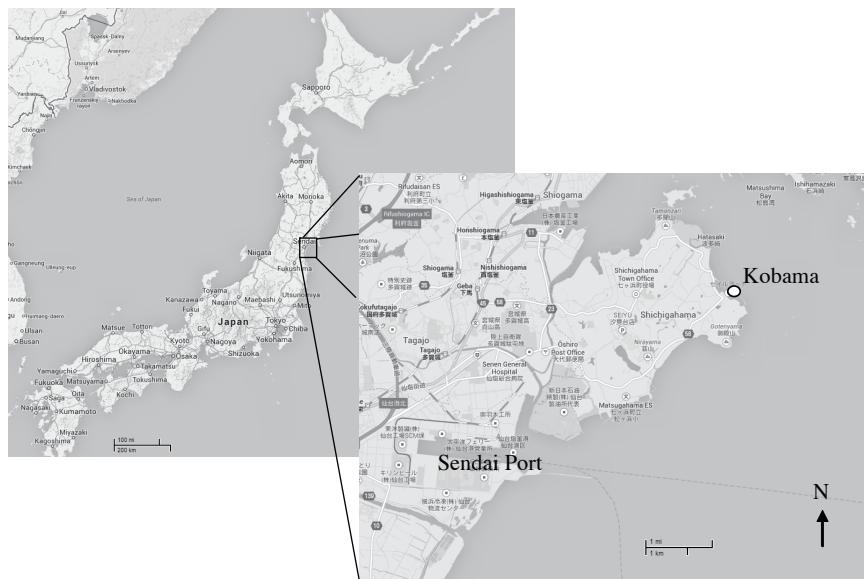


Fig. 3 Study area

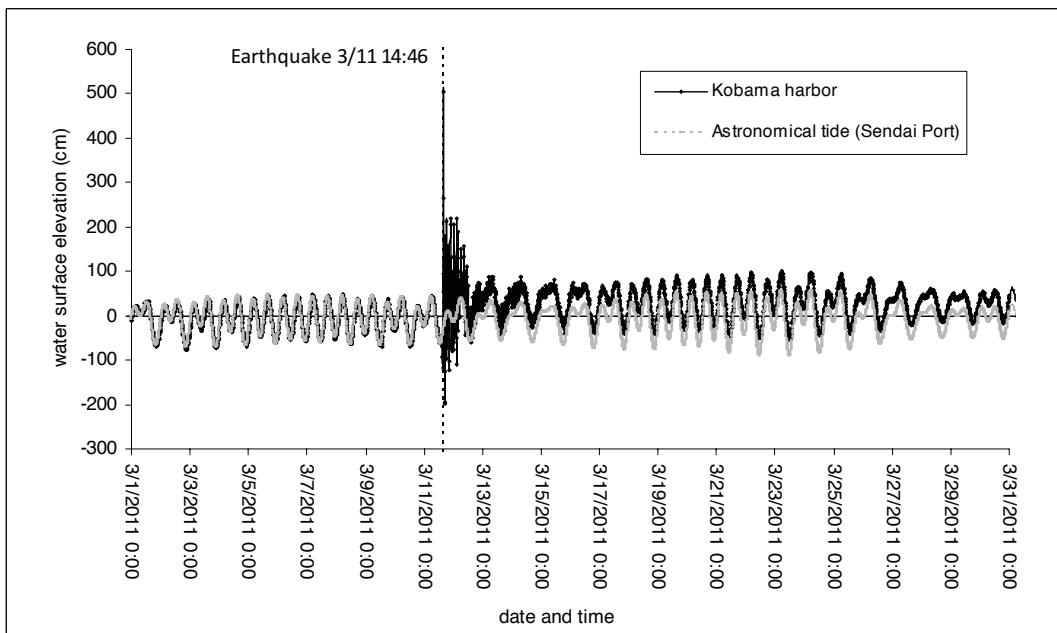


Fig. 4 Water level data (Kobama) and astronomical tide (Sendai Port), GMT +09:00

In this study, the measurement data at Kobama harbor, starting from 14 January to 6 April was obtained and used for analysis. The measurement device here was not tied to any control points or benchmarks. Therefore, the data were converted based on the average water level from 15 January 2011 00:00 to 11 March 2011 00:00. The mean sea level is estimated at +2.08 m. The astronomical tide was obtained at the nearest location, Sendai Port, given at an hour interval (JMA, 2011). The mean sea level at Sendai port is +0.90 m. The measurement data at Kobama harbor were obtained with an interval of 10 minutes. Thus, the astronomical tide at Sendai Port was interpolated.

The converted data for water level at Kobama harbor and astronomical tide at Sendai Port are shown in Fig. 4. The raw data clearly shows the tsunami wave that was caused by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. It is also shown here that both data overlaps each other well prior to the earthquake. However, the water level at Kobama port shows a consistent shift from the astronomical tide after the tsunami. Hence the elevation of the measurement device was lower in the period after the earthquake than in the before. This suggests that land subsidence occurred at this location, which will be discussed further in the next section.

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

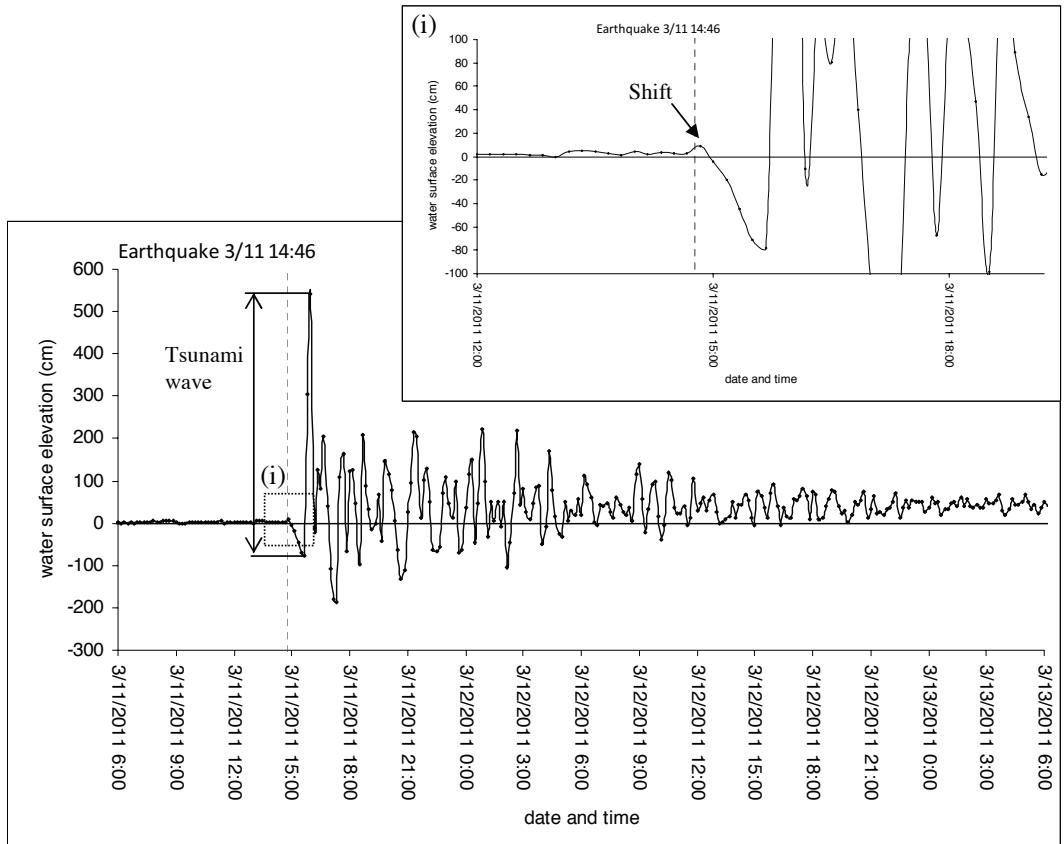


Fig. 5 Water level data (Kobama) after removal from the astronomical tide, GMT +09:00

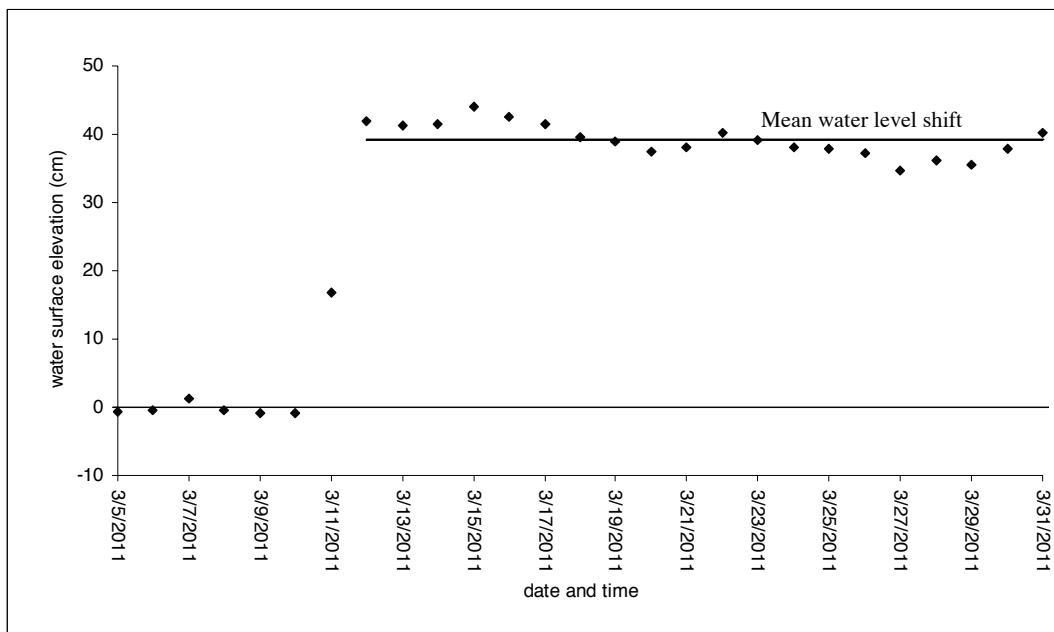


Fig. 6 Daily average data, GMT +09:00

The data were analyzed in details to estimate the subsidence in the study area. The water level data were separated from the astronomical tide and the result is shown in Fig. 5. According to this figure, the first tsunami wave peak arrived at 16:00, or approximately 74 minutes after the earthquake. The water level at this time was approximately 5.42 m. The water level drops prior to this peak was approximately 0.78 m at 15:40. Thus, the incoming tsunami wave height is approximately 6.19 m, measured from the lowest water level before the peak. This agrees well with the results obtained by Kakehi (2011).

Figures 4 and 5 both show that this shift appears after the initial wave. However, the initial subsidence occurrence might be earlier than the tsunami wave. A closer look at Fig. 5 at the period (i) shows a vertical shift occurred almost immediately after the initial shock from the earthquake. The water level recorded at 14:40, 6 minutes before the earthquake was approximately +2.89 cm. The water level suddenly increased to +9.22 cm at 14:50, 4 minutes after the earthquake. This suggests that the subsidence process may have started although it has not reached the maximum value. It should be noted that the subsidence in coastal area might occur due to the shock from the earthquake itself and the pore water pressure, in which the later is usually larger. Thus, the initial subsidence immediately after the earthquake can be lower. Unfortunately, the sudden drop of water level due to the incoming tsunami wave soon followed this shift. Thus, the gradual increased of the subsidence cannot be further analyzed.

Daily averaged water level data were computed based on the measurement data and further adjusted by eliminating the daily variations caused by astronomical tide. The results are presented in Fig. 6. It was confirmed that the daily averaged water level before the earthquake did not show significant deviation to zero. However, their values were greatly increased after the earthquake. This figure shows the shifting of the mean water level of approximately 39 cm after the earthquake and tsunami. This vertical shift correlates well within the range of the surveyed height change by GSI around Sendai Bay (Fig.2 (i)), from 31 cm to 50 cm. This value

also agrees well with the reported seabed subsidence at the nearby southern end of Suzaki Coast (Tanaka et al., 2014). It is also shown here that after the earthquake on 11 March, there were no significant deviations to the new value of mean water level. This suggests that there were no additional subsidence in the following days after the major earthquake although there were several major aftershocks occurred. Interesting to note that this mechanism is different to the subsidence occurred at Malokuriiskaya Bay. There, the subsidence occurred gradually which lasted for several days in which the main subsidence was followed by smaller ones due to the aftershocks as reported by Yeh et al. (1995).

4. CONCLUSIONS

The water level data at Kobama harbor has been successfully used to estimate the subsidence caused by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake at the corresponding location. The magnitude of the land subsidence was estimated by computing the mean water level shift from the astronomical tide. In addition, the water level analysis also shows that the first tsunami wave arrived at approximately 74 minutes after the earthquake with a wave height of approximately 6.19 m.

The water level data at the Kobama harbor correlate well with the astronomical tide prior to the earthquake. However, the water level data shifted from the astronomical tide after the earthquake. The subsidence started immediately after the initial shock. It was found that the Kobama harbor area suffered from an approximately 39 cm of subsidence, which corresponds well to the general range of subsidence in this area.

The methods has shown that the water level data can be used to assessed the subsidence in coastal area that can be very useful in the early stage of recovery process concerning future disasters. The method should be applied and verified with other data set in various locations.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors wish to express grateful thanks to Dr. Shigeho Kakehi from Tohoku National Fisheries Research Institute for providing us the precious water level data at Kobama harbor.

REFERENCES

- Geospatial Information Authority of Japan: Crustal deformation associated with the 2011 off the Pacific Coast of the Tohoku Earthquake on March 11, 2011, <http://www.gsi.go.jp/chibankansi/chikakukansi40005.html>, 2011a. (in Japanese) (last accessed 16.01.2014)
- Geospatial Information Authority of Japan: Revision of the survey results of the control points and leveling benchmarks related to the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, <http://www.gsi.go.jp/sokuchikijun/sokuchikijun60011.html>, 2011b. (in Japanese) (last accessed 16.01.2014)
- Imakiire, T., Koarai, M.: Wide-area land subsidence caused by “the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, *Soils and Foundations*, 52(5), 842-855, 2012.
- Japan Meteorological Agency: Tide table for Sendai port: <http://www.data.kishou.go.jp/db/tide/suisan/suisan.php?stn=SD>, 2011. (in Japanese) (last accessed 16.01.2014)
- Kakehi, S.: Analysis of the tsunami attacked Shichigahama, Miyagi Prefecture, caused by “the Great Eastern Japan Earthquake” using wave height measurements, *Oceanography in Japan*, 20 (3,3), 51-57, 2011. (in Japanese)
- Tanaka, H., Dao, N.X., Adityawan, M.B.: Application of bathymetry for estimating of sea bottom subsidence in Ishinomaki due to the 2011 East Japan Earthquake, *Tohoku Journal of Natural Disaster Science*, 2014. (in Japanese) (accepted)
- Yeh, H., Titov, V., Gusiakov, V., Pelinovsky, E., Khramushin, V., Kaistrenko V.: The 1994 Shikotan earthquake tsunamis, *Pure and Applied Geophysics*, 144 (3-4), 855-874, 1995.

ソリトン分裂波の数値計算の高精度化に向けた文献調査と提案*

福島大学共生システム理工学類 佐藤 兼太
福島大学共生システム理工学類・福島大学環境放射能研究所 横尾 善之

1. はじめに

現在実用化されている津波の数値解析モデルは線形長波式や非線形長波式を支配方程式としている。一般に、日本近海で発生する近地津波は伝播距離が短いため分散効果を考慮しない場合が多い。首藤(1976)は、少なくとも三陸沖で発生する津波の数値計算を行う場合、分散項を除外してもよいと述べている。しかし1983年日本海中部地震津波では浅海域において津波がソリトン分裂波を起こす様子が確認された。津波のソリトン分裂は非線形効果と分散効果の相互作用により生じるものであるため、非線形分散波理論を支配方程式としなければならないと後藤(1984a)は述べている。間瀬ら(2007)は水平床を伝播するソリトン分裂波の水理実験を行い、分散性を第4次まで考慮した Boussinesq(1878)を用いて数値計算を行った。間瀬ら(2007)は実験結果と数値計算結果を比較したところ、ソリトン分裂過程の全体的な傾向は再現できるが詳細には両者には相違が見られることが多かったと述べている。

非線形分散波式には直接碎波による波高減衰が計算できないという問題がある。このためソリトン分裂波の碎波現象を理解し、モデルを作らなければなければならない。しかし碎波は流体力学的にも未解明な問題が多く、ソリトン分裂波の碎波指標は実験的に得られた指標を用いているのが現状である。このため地形や波形の影響を十分に考慮できていない。

以上のことからソリトン分裂波を高精度に数値計算を行うために解決すべき課題が残されているといえる。そこで本研究はソリトン分裂波に関する文献調査を行い、ソリトン分裂波の数値計算の高精度化に向け今後どのような方針でソリトン分裂波の研究を行えばよいかを提案するものである。

2. ソリトン分裂波の研究動向

2.1. 非線形分散波理論の研究動向

ソリトン分裂波は1983年日本海中部地震津波で確認されて以来、数値計算と水理実験を中心に研究が進められてきた。前章で述べたようにソリトン分裂波の数値計算には非線形分散波理論を用いなければならない。代表的な非線形分散波理論はBoussinesq(1878)の式、Peregrine(1967)の式、Kakutani(1971)の式、後藤(1984b)のアーセル数が大きい場合の式、Madsen and Sørensen(1992)の式がある。このうち後藤(1984b)の式以外の式は波高水深比と相対水深がともに小さくアーセル数が1のオーダーであると仮定して導かれている。一方、後藤(1984)の式は波高水深比が1オーダーで相対水深が小さくアーセル数が大きいと仮定して導かれている。長尾ら(1985)は非線形分散波理論の精度を比較するために水理実験を行った。長尾ら(1985)が数

*A literature review and a proposal toward precise numerical simulation of soliton fission wave by Kenta Sato and Yoshiyuki Yokoo

値計算で用いた式は Peregrine (1967)の式と後藤 (1984b)の式である。この結果、Peregrine (1967)の式では波高水深比が小さいと精度よく計算できるが、波高水深比が大きくなると波高を過大評価する。また、波の分裂も実験値よりも早く起こる。後藤 (1984b)の式では波高水深比が大きくなても精度よく計算できることがわかった。さらに岩瀬ら (2002)も非線形分散波理論の精度を比較するために水理実験と数値計算を行った。岩瀬ら (2002)は後藤 (1984b)の式は実験値に比べて波高が低くなると述べており、深海域では Madsen and Sørensen (1992)の式が、浅海域では Peregrine の式が精度よく数値計算できると述べている。ただし岩瀬ら (2002)が用いている Peregrine の式は岩瀬ら (1988)で改良した水深方向に積分した Peregrine の式であり本来の Peregrine (1967)の式ではない。岩瀬ら (2002)は Peregrine の式、Madsen and Sørensen (1992)の式は共通して第2波目以降の分裂波形および碎波直前の急激な波高増幅を再現できていないことを指摘し、実験値と計算値の差異に関して何らかの修正モデルを検討していく必要があると述べている。

2.2. ソリトン分裂波の碎波の研究動向

非線形分散波理論は長波がソリトン分裂波に変形する過程を再現することはできるが、ソリトン分裂波の碎波変形を再現することはできない。この問題の解決に向けて佐藤 (1995)は風波の実験を元に碎波限界を求めた。岩瀬ら (2001)は水平床を伝播するソリトン分裂波の碎波指標を求め、松山ら (2005)は緩勾配を遡上するソリトン分裂波の碎波指標を求めた。岩瀬ら (2001)、松山ら (2005)の指標は共に水理実験によって得られたものである。深澤ら (2002)は岩瀬ら (2001)が求めたソリトン分裂波の碎波指標を用いて勾配が 1/15 である陸上を遡上するソリトン分裂波の遡上実験と数値計算を行った。図-1 に深澤ら (2002)の結果を示す。

図-1 からソリトン分裂波が斜面を遡上する直前の碎波現象を高精度に計算することができていないということがわかる。この結果から深澤ら (2002)は岩瀬ら (2001)の碎波モデルを斜面を遡上するソリトン分裂波の碎波モデルとするには限界があるとし、斜面上でもソリトン分裂波の碎波を高精度に再現できるモデルが必要であると述べている。一方、松山ら (2005)の実験は

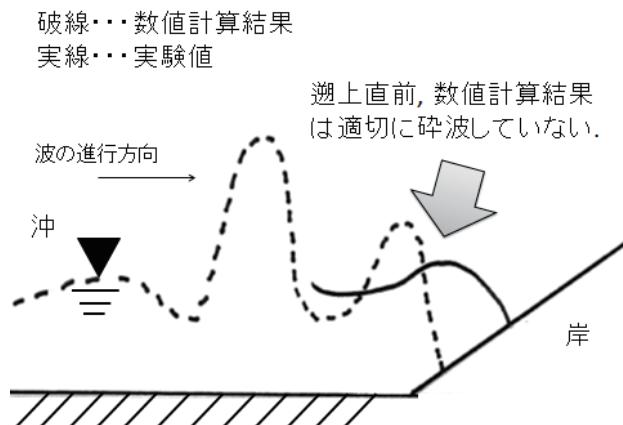


図-1 深澤ら (2002)の結果のイメージ図

実際の大陸棚を想定した水底条件の下で行った実験であるため、現実のソリトン分裂波の碎波変形に近いものである。松山ら (2006)は松山ら (2005)が求めた指標を用いて緩勾配上を遡上するソリトン分裂波の水理実験と数値計算を行い、碎波水深と碎波波高を 10%の誤差の範囲で推定できるとした。

以上の非線形分散波理論と碎波指標によりソリトン分裂波の数値計算が行われているのが今日のソリトン分裂波研究の現状である。

3. 課題と提案

ソリトン分裂波の数値計算の高精度化に向けた課題は 3 点ある。①初期波形の把握、②分散項、③碎波の改良である。この 3 点について述べる。

3.1. 初期波形の把握

最近の間瀬ら (2007)によって初期波形の違いによりソリトン分裂波の発達の様子が違うことがわかっている。このため初期波形を高精度に決定することは重要であるといえる。しかし実際は初期波形を高精度に決定するには課題が多い。

初期波形の決定の方法は 2 つある。第 1 の方法は、地震記録から地盤変化量を決める方法である。この方法は Mansinha and Smylie (1971)の結果を用いて断層近くの海底面で生じた鉛直変位の場所的分布を決め、津波の初期波形を求めるものである。しかし、この方法は地震断層モデルから計算される鉛直地盤変位がそのまま海面の変動量になると仮定しているため、計算で得られた初期波形が実際の現象とどの程度一致しているのかは不明である。さらに津波の初期波形そのものの観測例がないため、その問題が検討されていないという課題が小池ら (2001)によって指摘されている。

第 2 の方法は、津波の逆伝播図を描く方法である。この方法は海岸の各地点から様々な方向に放射する波面の位置を描き、津波到達までに要した時間の分だけ各地点から海の方に逆行させる。こうして得られた各地点からの最終波面の包絡線を波源域とする方法である。この方法では波源域はわかるが変移量の大きさを確定することはできないという問題が首藤 (1981)により指摘されている。

3.2. 分散項

分散項については、間瀬ら (2007)の実験によって実験値と計算値で波の分裂の様子が違うところが確認されており、その差異にも一貫性が見出せないという結果が得られた。間瀬ら (2007)の結果を図-2、図-3 に示す。図-2 は押し波から始まる場合の実験結果と数値計算結果である。押し波で始まる場合は第 1 波目のソリトン分裂を再現できていないことがわかる。また引き波から始まる場合は実験値に比べて計算値が過小評価された。間瀬ら (2007)の数値計算で用いられた式は分散項を第 4 次まで考慮する近似度の高い式であったがソリトン分裂が高精度に再現されないという結果が得られた。この結果からソリトン分裂波を高精度に計算するためにはさらに近似精度を上げて計算しなければならないといえる。

3.3. 碎波の改良

現在のところソリトン分裂波の碎波は実験的に得られた指標で考慮されているため、地形や波形の影響を十分に考慮できていない。岩瀬ら (2001)は水平床を伝播するソリトン分裂波の碎

破線…数値計算結果
実線…実験値

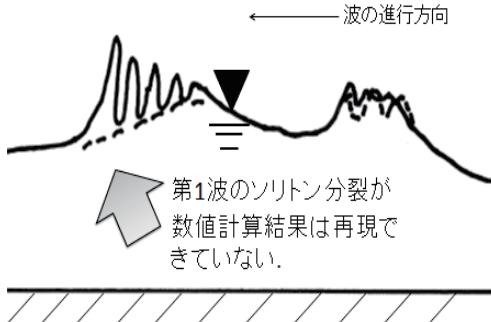


図-2 押し波ケースのイメージ図

破線…数値計算結果
実線…実験値

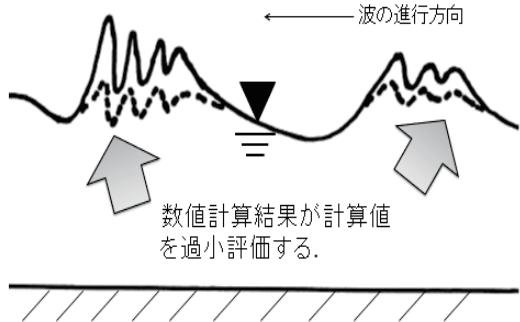


図-3 引き波ケースのイメージ図

波条件を実験的に求め、この場合の碎波条件を流速波速比が 0.59 となるときとした。さらに松山ら (2005)は実際の大陸棚を遡上するソリトン分裂波の碎波条件を実験的に求め、この場合の碎波条件を流速波速比が 0.5-1.2 の間にあるとした。松山ら (2005)が求めた碎波条件は岩瀬ら (2001)が求めたソリトン分裂波の碎波条件の値よりも大きな値をとることがわかった。松山ら (2005)は岩瀬ら (2001)が求めた値よりも大きくなることについて、岩瀬ら (2001)は 3/20 勾配で急激に浅水変形させていることに対し、松山ら (2005)の実験では 1/200-1/100 という緩勾配で浅水変形させており非線形性と分散性のバランスがよく、分散波の安定性が高いためと述べている。岩瀬ら (2001)と松山ら (2005)の実験から地形の違いにより碎波条件が大きく異なることがわかった。しかし地形の違いが碎波条件に与える影響を数値上で表すことはできないのが現状である。

ソリトン分裂波の碎波変形を流体力学的に理解し、包括的にソリトン分裂波の碎波変形を説

③ 碎波の流体力学的理義.
現存の碎波指標の吟味.

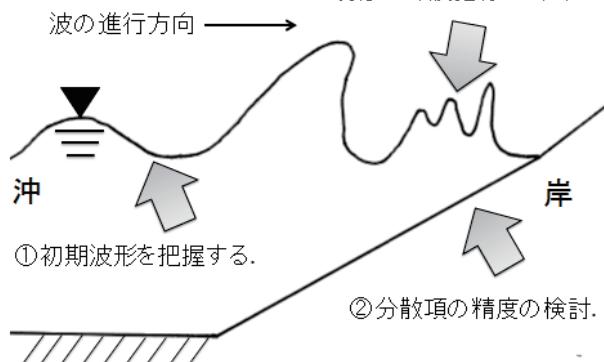


図-4 ソリトン分裂波研究の課題と提案

明できる理論が必要であるといえる。

以上の文献調査と課題の抽出のまとめとして、ソリトン分裂波研究の今後の展開についての提案を図-4にまとめた。図-4の①から③までそれぞれ別に行っている研究はあるが、3点を総合して行っている研究はまだない。3点を総合的に検討して研究を行うことがソリトン分裂波研究の今後の展開についての提案であり、ここにこの研究の新規性があるといえる。

参考文献

- Boussinesq, M.J. (1877), Essai sur la théorie des eaux courantes, *Hemo. Acad. Science.*, 2éme Sér, Tome23, No.1, pp.1-680.
- Kakutani, T. (1971), Effect of an uneven bottom on gravity waves, *J. Phys. Soc. Jpn.*, Vol.30, No.1, pp.272-276.
- Madsen, P.A. and Sørensen, O.R. (1992), A new form of the Boussinesq equations with improved linear dispersion characteristic Part2. A slowly-varying bathymetry, *Coast. Eng.*, 18, pp.183-204.
- Mansinha, L. and Smylie, D.E. (1971), The displacement fields of inclined faults, *B. Seismol. Soc. Am.*, Vol.61, No.5, pp.1433-1440.
- Peregrine, D.H. (1967), Long waves on a beach, *J. Fluid. Mech.*, Vol.27, part.4, pp.815-827.
- 岩瀬浩之, 深澤雅人, 後藤智明 (2001), ソリトン分裂波の碎波変形に関する水理実験と数値計算, 海岸工学論文集, 第48巻, pp.306-310.
- 岩瀬浩之, 見上敏文, 後藤智明 (1998), 非線形分散波理論を用いた実用的な津波計算モデル, 土木学会論文集, No.600/II-44, pp.119-124.
- 岩瀬浩之, 見上敏文, 後藤智明, 藤間功司 (2002), 津波の伝播計算を対象とした非線形分散長波式の比較, 土木学会論文集, No.705/II-59, pp.129-138.
- 小池信昭, 今村文彦 (2001), Wavelet 変換を用いた津波初期波形推定方法, 津波工学研究報告, 第18号, pp.141-150.
- 後藤智明 (1984a), 北秋田海岸における日本海中部地震津波の計算に関する検討, 第31回海岸工学講演会論文集, pp.233-236.
- 後藤智明 (1984b), アーセル数が大きい場合の非線形分散波の方程式, 土木学会論文集, 第351号, pp.193-201.
- 佐藤慎司 (1995), 波の分裂と碎波を考慮した津波の数値計算, 海岸工学論文集, 第42巻, pp.376-380.
- 首藤伸夫 (1976), 津波の計算における非線形項と分散項の重要性, 第23回海岸工学講演会論文集, pp.432-436.
- 首藤伸夫 (1981), 新体系土木工学24 海の波の水理, 情報堂出版, pp.193-196.
- 長尾昌朋, 後藤智明, 首藤伸夫 (1985), 非線形分散波の数値計算, 第32回海岸工学講演会論文集, pp.114-118.
- 深澤雅人, 岩瀬浩之, 藤間功司, 青野利夫, 後藤智明 (2002), ソリトン分裂波の陸上遡上に関する数値計算, 海岸工学論文集, 第49巻, pp.271-275.
- 間瀬肇, 安田誠宏, 加次淳一郎, 高山知司, 沖和哉, 中平順一 (2007), 津波のソリトン分裂過

程に関する実験結果と数値解析結果との比較研究, 京都大学防災研究所年報, 第 50 号 B,
pp.505-513.

松山昌史, 池野正明, 榊山勉, 武田智吉 (2006), 大陸棚上における津波のソリトン分裂波に関する碎波モデル, 海岸工学論文集, 第 53 卷, pp.226-230.

松山昌史, 池野正明, 榊山勉, 柳沢賢, 藤井直樹 (2005), 大陸棚上におけるソリトン分裂した津波の碎波に関する無ひずみ模型実験, 海岸工学論文集, 第 52 卷, pp.241-245.

日本全国の山地流域の気候・地理条件と流況曲線形状の関係*

福島大学理工学群共生システム理工学類 原田 賢州
福島大学共生システム理工学類・福島大学環境放射能研究所 横尾 善之

1. 序論

流況曲線は水利計画等に用いられ、効率的な水利用を行う上で重要であるが、河川流量の観測が行われていない流域では流況曲線の描画に必要な流量データを取得することができない。これに対し、流域の気候・地理に関するデータの取得は容易であることから、降水量、蒸発散量等の気候条件や地形、地質、土壤等の地理条件から流況曲線形状を推定する手法について多くの研究がなされている。例えば、Famer *et al.* (2003), 横尾・有働 (2007), Mohamoud (2008)は、主にモデルの適合性に着目し、推定手法について報告している。また、志水 (1980), 虫明ら (1981), 地頭菌・竹下 (1987), 横尾・沖 (2010)は、流域の気候・地理条件と流況の関係について説明している。これら以外にも Sugiyama *et al.* (2003), 小松・横尾 (2013)は気候条件と流況曲線形状との関係を階層的に整理している。

しかし、これらの既往研究には対象流域の流域特性に流況曲線形状の推定結果が大きく依存してしまう問題点がある。これは、対象流域数が少ないこと、対象流域の選定が局所的であることが原因である。これにより流況曲線形状の推定手法を対象流域以外に適用できない可能性がある。

そこで、本研究ではこの問題点を踏まえ、日本の山地流域 144 流域を対象とし、気候・地理条件との関係について解析を行った。また、解析結果から流況曲線形状の推定を行い、実測値と推定値との比較・検証を行った。

2. 方法

2.1. 対象流域と使用データ

本研究では日本国内の山地流域 144 流域を対象とした。図-1 に対象流域の観測点位置を示す。対象流域は上流部に他のダムや観測所がなく、人為的な影響が少ないと考えられる位置にあること、流量データの欠損がないことを条件に選定した。使用データは対象年度を 2005~2007 年の 3 年間とし、3 年分の平均値を算出し用いた。それぞれのデータは流量データを国土交通省の水文水質データベースから、日降水量、月別平均気温データを気象庁のアメダスから、地形、地質、土壤データを国土交通省の国土数値ダウンドロードサービスから取得した。流量データは単位を mm/day へ変換し、日流量として用いた。

2.2. 流量と気候・地理条件設定

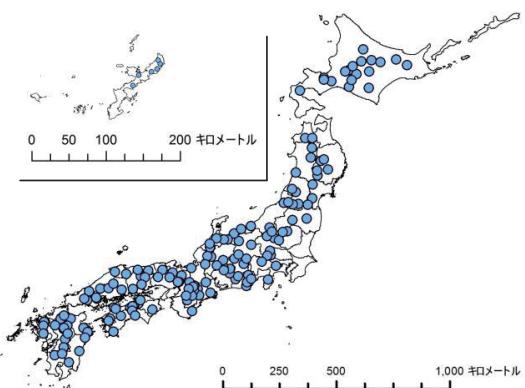


図-1 対象流域の観測点位置

*Exploring the relationships between physiographic characteristics and shapes of flow duration curves in Japanese mountainous watersheds by Kensyu Harada, Yoshiyuki Yokoo

本研究では流況曲線においてどの条件がどの部位に影響を及ぼしているかを確認するため、特に流況曲線上の超過確率 5%刻みの流量に着目した。図-2 に作成した対象 144 流域の流況曲線を示す。各対象流域の流況曲線上の超過確率 5%刻みの流量 Q を算出し解析に用いた。次に取得した日降水量から対象 144 流域の雨況曲線を作成した。図-3 に対象 144 流域の雨況曲線を示す。各対象流域の雨況曲線上の超過確率 5%刻みの日降水量 P を算出し、月別平均気温と共に気候条件として設定した。また、取得した地形、地質、土壤データから GIS

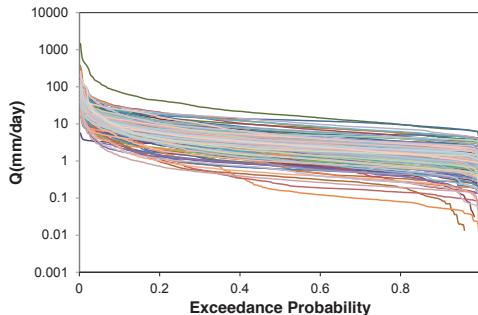


図-2 対象 144 流域の流況曲線

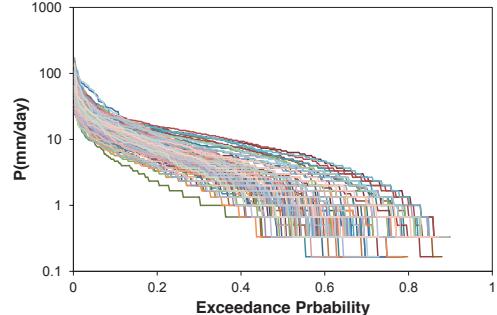


図-3 対象 144 流域の雨況曲線

を用いて対象流域内の各地形、地質、土壤成分の面積を算出し、地形条件として設定した。

2.3. 相関解析

流域の気候・地理条件に関する特性値が河川の流況曲線から得られる流況因子に与える影響を調べるために両者の相関解析を行った。流況曲線上のどの部位でどの条件がどの程度影響しているかを分かりやすくするために、Yokoo and Sivapalan(2011)、小松・横尾(2013)を参考に流況曲線を 3 区間に分割して区間ごとに気候・地理条件と流況因子の関係を調べた。3 区間はそれぞれ超過確率 0~30%，超過確率 30~70%，超過確率 70~100% で分割した。本研究では計 144 流域を対象としたので、標本数が 200 の場合の 5%有意水準および 1%有意水準、それぞれ 0.139, 0.182 を基に、5%有意水準を超える有意な相関係数が得られた関係に着目して考察した。

3. 結果

3.1. 超過確率 0~30% 区間における流

量と気候・地理条件の関係

相関解析の結果、超過確率 0~30% の区間における流量 $Q_{max} \sim Q_{30}$ については日降水量 P との相関が最も強いことが分かった。図-4 に超過確率 5% 刻みの降水量 $P_{max} \sim P_{30}$ と超過確率 5% 刻みの流量 $Q_{max} \sim Q_{30}$ との相関解析結果を示す。本研究では超過確率に関係なく P と Q の関係式を単純に 1 式で示した。1 式で示すことにより流域間の差が見られるが、超過確率ごとに P と Q の関係式を求め

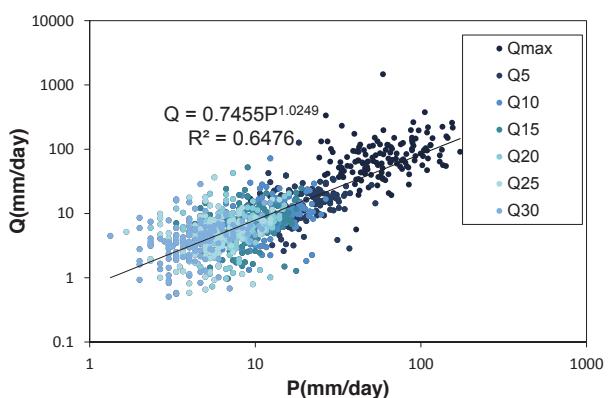


図-4 超過確率 0~30% 間の P と Q の関係

るとサンプル数が減り決定係数値 R^2 も小さくなることからここでは1式で示す方が適している可能性がある。以上から日降水量 P と流量 Q の関係は強いことがわかる。また、超過確率 0~30% の区間については流況曲線形状を雨況曲線を用いて説明できる可能性があることを示している。

3.2. 超過確率 30~70% の区間における流量と気候・地理条件の関係

相関解析の結果、超過確率 30~70% の区間における流量 $Q_{30} \sim Q_{70}$ については火山性岩石、深成岩類との相関があることが分かった。しかし、超過確率 30~70% の区間については流量の変化率が低いことから Q_{30} と Q_{70} の2点間を対数軸上で結ぶことで流況曲線形状を再現できる可能性がある。本研究では流況曲線形状の推定に関しては Q_{30} と Q_{70} の2点間を対数軸上で結ぶことによって再現することとした。

以上から、超過確率 30~70% の区間の流量 $Q_{30} \sim Q_{70}$ については火山性岩石、深成岩類との相関が強く、 Q_{30} と Q_{70} の2点間を対数軸上で結ぶことによって流況曲線形状を再現できる可能性がある。

3.3. 超過確率 70~100% の区間における流量と気候・地理条件の関係

流量 $Q_{70} \sim Q_{100}$ と火山性岩石 V と灰色土壌 G との相関解析結果を図-5、図-6 にそれぞれ示す。これらの図から火山性岩石と灰色土壌に関しては流量との相関係数が小さく、相関がないように見受けられる。しかし、流量 $Q_{70} \sim Q_{100}$ までの各流量と火山性岩石 V 、灰色土壌 G との相関は強いことから超過確率 70~100% の区間の流量 Q に関しては火山性岩石 V と灰色土壌 G との間に相関があるといえる。

ここで、先ほど超過確率 30~70% の区間について、流量の変化率が低いことから Q_{30} と Q_{70} の2点間を対数軸上で結ぶことで流況曲線形状を再現できる可能性があると述べたが、この区間は流域ごとに流量のばらつきが大きく、また流量の変化率も大きいため超過確率 30~70% の区間のように $Q_{70} \sim Q_{100}$ の2点間を対数軸上で結ぶことで流況曲線形状を再現するのは適さないと考えられる。よって、この区間においては火山性岩石 V 、灰色土壌 G と流量 Q との関係式から流況曲線形状を推定するのが適すると考えられる。

また、先ほど超過確率 0~30% の区間ににおいて日降水量 P と流量 Q の関係式について超過確率に関係なく1式で示したが、上述のようにこの区間は流量の変化率が

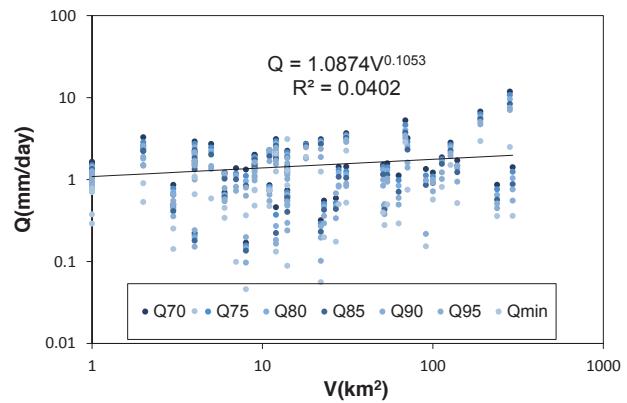


図-5 V と超過確率 70~100% 間の Q との関係

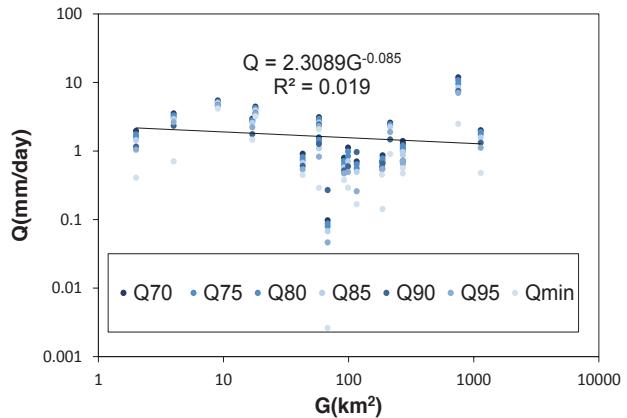


図-6 G と超過確率 70~100% 間の Q との関係

大きいため、1式に単純化することはせずに超過確率5%刻みの流量 Q ごとに式を求め推定を行うこととした。

以上から、超過確率70~100%の区間の流量 $Q_{70} \sim Q_{100}$ については火山性岩石 V 、灰色土壌 G との相関が強く、火山性岩石 V 、灰色土壌 G から流量 $Q_{70} \sim Q_{100}$ を推定できる可能性があることが分かる。

3.4. 実測値と推定値の比較

解析結果から得られた知見を基に対象流域の実測値から作成した流況曲線と関係式から推定した流量を基に作成した流況曲線との形状の比較、検証を行った。超過確率0~30%の区間の流量 $Q_{max} \sim Q_{30}$ の推定値は図-4中の式を用いて各流域の $P_{max} \sim P_{30}$ から算出した。超過確率70~100%の区間の流量 $Q_{70} \sim Q_{100}$ の推定値は超過確率5%刻みごとに火山性岩石 V 、灰色土壌 G との関係式を求め、算出した。また、超過確率30~70%の区間については Q_{30} と Q_{70} の2点間を対数軸上で結ぶことで形状を再現した。

図-7、図-8、図-9にそれぞれ今回の対象流域から選出した寺内観測所と岩出観測所と福山観測所の実測値から作成した流況曲線と推定値から作成した流況曲線をそれぞれ示す。

図-7の寺内観測所については全体を通して、流量の値に差はあるものの形状自体は比較的再現できている。特に超過確率30~70%の区間は形状をほぼそのまま再現できている。

次に図-8は実測値と推定値の値が大きく異なってしまっている。これは今回用いた気候・地理条件以外に流量変動に作用してくる要因がこの流域には存在していると考えられる。しかし、形状自体は比較的よく再現できていることが読み取れる。

図-9については実測値と推定値で形状が大きく異なっている。特に超過確率30~70%の区間について大きく形状が異なっている。このことから Q_{30} と Q_{70} の推定値が実測値と大きく異なっているため直

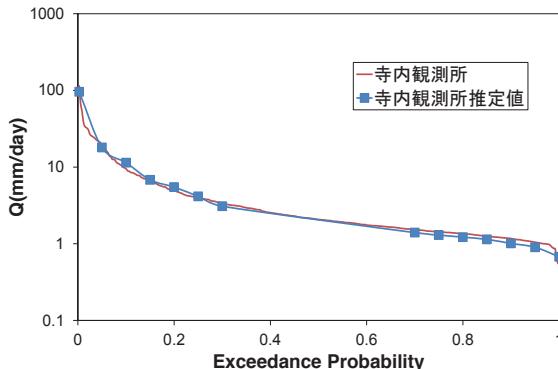


図-7 寺内観測所の形状比較

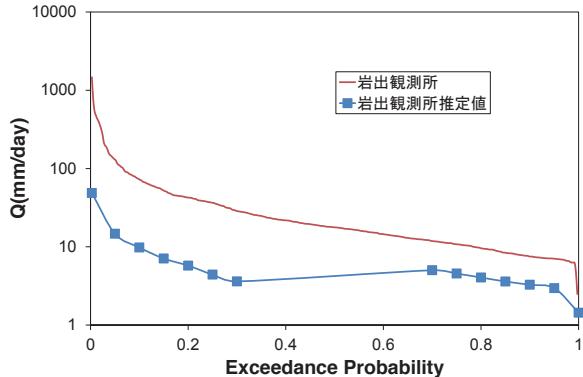


図-8 岩出観測所の形状比較

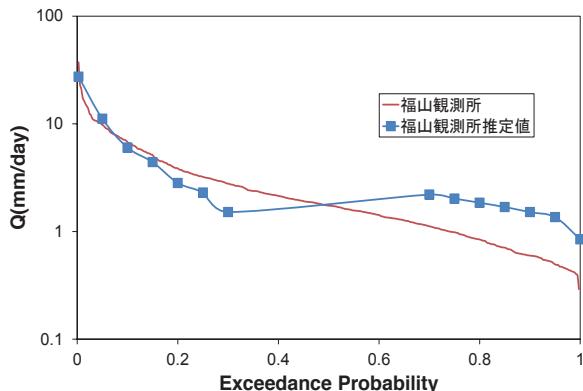


図-9 福山観測所の形状比較

線で結んだ際に再現性が悪くなっているとわかる。福山観測所流域に関しては超過確率0~30%の区間と超過確率70~100%の区間にについて更に細分化して気候・地理条件との解析が必要と考えられる。

4. 考察

図4から超過確率0~30%の区間の流量と日降水量との相関が最も強く、実測値と推定値を用いた流況曲線の形状比較でも形状は比較的再現できていた。小松・横尾(2013)の研究でもこの区間は雨況曲線から流況曲線の概形を説明できる可能性があるとしている。しかし、図7、図8のように実測値と推定値では流況曲線の形状は比較的再現できていたが、値は異なってしまっていた。これは気候的・地理的多様性を考慮せず、全流域で雨況曲線との同一の関係式から試算を行ったためと考えられる。Mohamoud(2008)はアメリカの中部大西洋沿岸地域を対象として行った研究の中で、超過確率0~30%の区間における流況因子として $Q_{0.1}$, $Q_{0.5}$, Q_1 , Q_5 , Q_{10} , Q_{20} , Q_{30} を扱っているが、その中で $Q_{0.1} \sim Q_5$ への影響については地理条件の方が気候条件に比べて大きいことをモデルによって示している。このことからこの区間の流量についてはさらに超過確率を細分化し、今回用いた地理条件以外の条件も加えて形跡が必要であると考えられる。

次に図5、図6から超過確率70~100%の区間では火山性岩石と灰色土壌との関係が強く、この区間の流況曲線形状をこの二つの条件を用いて説明できる可能性があると分かった。虫明ら(1981)でも平水量以降の流況因子に対する規定力が大きいのは地質要因であると報告されている。図7、図8、図9でも流況曲線の形状は比較的再現できている。しかし、どの流域も実測値と推定値は値に差が生じた。また、小松・横尾(2013), Castellarin *et al.*(2004), Botter *et al.*(2008)は気候・地理条件と流況曲線形状の関係に季節性の影響があるとしていることから、この区間の流量には今回用いなかった季節性及び雨季乾季といった要因が影響を与えていると考えられ、今後はこれらの条件も加えた解析が必要である。

最後に流況曲線形状の推定結果に着目すると、おおむね図7、図8のように比較的形状を再現できているが図9のように大きく形状が異なる流域も存在した。これは降雪の有無や無降雨日数等を考慮していないためと考えられ、今後は図9のように形状が異なった流域に関してはこれらを加えた気候・地理条件の見直しが必要と考えられる。

5. 結論

本研究では既往研究よりも対象流域を拡大し、流量と気候・地理条件との関係を考察することと、考察結果から流況曲線形状の推定を行うことを目的として、日本の山地流域144流域を対象に流量と気候・地理条件との相関解析を行った。得られた結果を以下に示す。

- ① 超過確率0~30%の区間では雨況曲線を用いて流況曲線の形状を説明できる可能性があることが分かった。しかし、実測値と推定値の差異については超過確率を細分化し、地理条件も加えた解析が必要である。
- ② 超過確率30~70%の区間では Q_{30} と Q_7 の2点間を対数軸上で結ぶことで流況曲線形状を再現できる可能性があることが分かった。
- ③ 超過確率70~100%の区間では火山性岩石と灰色土壌との相関が強く、流況曲線の概形を説明できる可能性があることが分かった。今後は実測値と推定値との差異について季節性や雨季乾季といった条件も加えた解析が必要である。
- ④ 流況曲線形状の推定について形状自体は再現できている流域と大きく形状が異なる流域に分かれてしまった。今後は大きく形状が異なった流域に関しては降雪の有無、無降雨日数等を加えた気候・地理条件の

見直しが必要である。

謝辞

JST/JICA-SATREPS「気候変動に対する水分野の適応策立案・実施支援システムの構築(IMPAC-T)」、東北大学災害科学国際研究所「特定プロジェクト研究(B-18)」、科学研究費補助金(若手研究B, 24760388)、科学研究費補助金基盤研究B, 22360192の成果の一部である。本研究では、国土交通省所管の水文水質データベース、国土数値ダウンロードサービス、気象庁の気象統計情報を活用した。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- Botter, G., Zanardo, S., Porporato, A., Rodriguez-Iturbe, I., Rinaldo, A. (2008), Ecohydrological model of flow duration curves and annual minima, *Water Resour. Res.*, 44, W08418, doi:10.1029/2008WR006814.
- Castellarin, A., Vogel, R. M., Brath, A. (2004), A stochastic index flow model of flow duration curves, *Water Resources Reserch.*, 40, W03104.
- Famer, D., Sivapalan, M., Jothityangkoon, C. (2003), Climate, soil, and vegetation controls upon the variability of water balance in temperate and semiarid landscapes: Downward approach to water balance analysis, *Water Resour. Res.*, 39, 1035, doi: 10.1029/2001 WR000328.
- Mohamoud, Y.M. (2008), Prediction of daily flow duration curves and streamflow for ungauged catchments using regional flow duration curves, *Hydrol. Sci. J.*, 53, 706-724.
- Sugiyama, H., Vudhivanich, V., Whitaker, A.C., Lorsirirat, K. (2003), Impact of climate on flow regimes of the upper reaches of streams, *Water Resources Systems-Hydrological Risk. Management and Development, IAHS Pub.* 281, 141-147.
- Yokoo, Y., Sivapalan, M. (2011), Towards reconstruction of the flow duration curves: development of a conceptual framework with a physical basis, *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 15, 2805-2819, doi: 10.5194/hess-15-2805.
- 小松和, 横尾善之 (2013) 日本の流域における気候条件と流況曲線形状の関係に関する検討, 土木学論文集 B1(水工学), Vol.69, 481-486.
- 志水俊夫 (1980), 山地流域における渇水量と表層地質・傾斜・植生との関係, 林業試験場研究報告, 301, 109-128.
- 地頭菌隆, 竹下敬司 (1987), 山地河川の流況と流域条件の関係 II 流域地質が流況に及ぼす影響, 鹿児島大学農学部演習林報告, 15, 61-81.
- 虫明功臣, 高橋裕, 安藤義久 (1981), 日本の山地河川の流況に及ぼす流域の地質の効果, 土木学会論文報告集, 309, 51-62.
- 横尾善之, 有働恵子 (2007), 流域の地理条件が流況曲線形状に与える影響, 水工学論文集, 第51卷, 373-378.
- 横尾善之, 沖大幹 (2010), 流域の気候・地形・土壤・地質・土地利用が河川の流況に与える影響, 水工学論文集, 第54卷, 469-474.

流域の気候・地理条件と渴水比流量の関係*

福島大学共生システム理工学類 佐藤 雄一
福島大学共生システム理工学類 横尾 善之

1. はじめに

どのような流域条件下にある流域で渴水流量が大きいのか未だに特定されていない。渴水流量が大きい流域は地下水をその起源としている可能性が高いため、渴水流量が大きい地域に共通する流域条件を理解しなければ、地下水の利用を促進しても良い地域と控えるべき地域を明確に見分けることができない現状にある。この問題に対して志水(1980)は、渴水流量と流域の地質・地形・植生との関係について検討することで、5種類の地質(第四紀火山岩類、第三紀火山岩類、花崗岩類、中・古生層、第三紀層)から渴水流量がより豊富である流域を把握して、その流域を水源涵養機能の良好な流域であると考察した。また、虫明ら(1981)は太平洋側の山地河川を対象とした気候区分・地質区分別に流量との要因分析を検証することで、地質区分に対応して流域の地下水貯留能ならびに流出調節機能に有意な相違があると考察した。

これらの先行研究を踏まえて、日本全国の地下水涵養地として最適な条件の組み合わせを見出しができれば、水源地の特定ができる可能性が高いと考察する。

そこで横尾ら(2011)にならい、流域条件を満たす流域を水源涵養ポテンシャルが大きい流域であると仮定し、地図上に表示した日本全国の水源涵養ポテンシャルマップとして作成することを目指す。特に本研究では、ダム・堰・観測所の渴水流量とその流域内の気候・地理条件との関係を調べ、より多くの渴水流量が安定している流域の条件を明らかにすることを目的とする。

2. 方法

2.1 対象流域の選定

本研究は、図-1に示す日本全国の計145か所のダム・堰・観測所を対象とした。これらの流域は、河川上流にあり、人の影響をほとんど受けておらず、データの欠測が少ない流域を選んだ。なお、流域面積が小さい流域は、気候変動や集中豪雨の影響を強く受けると考えられるため、流域面積 10km^2 以下 のダム・堰・観測所を対象外とした。

2.2 渴水流量の算出

対象流域の流量は、国土交通省が所

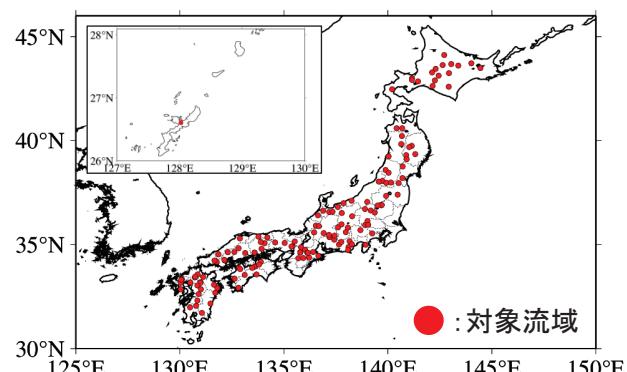


図-1 対象流域の位置

*Exploring the relationships between low-flows and physiographic watershed characteristics by Yuuichi Sato and Yoshiyuki Yokoo

管する水文水質データベースにおける日流量データから取得した。図-2は日流量から算出できる流況曲線を示していて、渴水流量は流況曲線上で355番目にあたる流量である。また、渴水流量は2005年から2007年までの日流量データ3年分の平均値を用いた。欠測がある流域については、うるう年を除く他年のデータで補った3年分の平均値を用いた。

2.3 地理条件の算出

流域の地理条件を抽出するため、地理情報システム(Geographical Information Systems: GIS)を用いて対象流域のみを抜き出す作業を行った。この作業には、国土地理院発行の50mメッシュの標高データを使用し、①標高ポイントデータのラスタデータへの変換、②流向の計算、③累積流量の計算、④累積流量の値を用いた支流への分割、⑤集水域データの作成、⑥作成した流域内の地形条件を算出するため、マスクによって定義した標高データから集水域の標高データを抽出の順に作業を進めた。

2.4 豪雪地帯の流域と非豪雪地帯の流域の分類

夏期の降水と冬期の降水では流出過程が異なる。特に積雪地帯において冬期の降水のほとんどはすぐに流出することなく積雪として長期間貯留され、流量に影響を及ぼしていると考えられる。そのため豪雪地帯と非豪雪地帯とで区別しておく必要がある。

そこで本研究では、地頭菌ら(1987)にならい、夏期の6月から10月までの5ヶ月間の流量と降雪および融雪時期にあたる11月から5月までの7ヶ月間の流量の大小で非豪雪地帯と豪雪地帯の区別をした。ここでは、夏期の6月から10月までの流量の合計が年間流量の合計の4割以下である流域を豪雪地帯の流域とした。

なお、豪雪地帯において積雪量が正確に観測されない場合が多いことから、年降水量と相関が高い年流量($=Q$)を代わりとして用いた(図-3)。豪雪地帯と非豪雪地帯の分類は、図-4に示すとおりである。

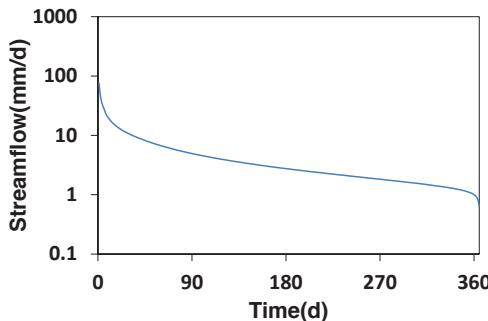


図-2 流況曲線

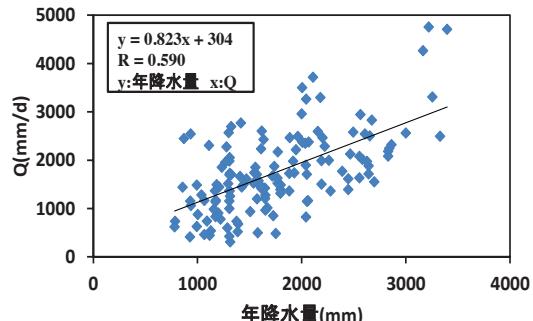


図-3 年流量と年降水量との相関関係

2.5 相関解析

流域の気候・地理条件に関する特性値が渴水流量に与える影響を調べるために、両方の相関を調べた。相関の有無を判断するため有意水準5%を基準に無相関検定を行った。有意水準5%以

内に相関係数 R が収まる場合は相関あり、超えた場合は相関なしと判断して、それぞれ得られた関係に基づき考察した。

3. 結果

3.1 豪雪地帯の流域と非豪雪地帯の流域

対象 145 流域のうち、豪雪地帯に分類した流域の数は 29 流域、非豪雪地帯に分類した流域の数は 116 流域となった。図-4 から、豪雪地帯に分類した流域は日本海側、特に東北地方から北陸地方にかけての日本海側に集中していると判断できる。一方、非豪雪地帯に分類した流域は太平洋側と西日本に集中していると判断できる。これは、地頭菌ら(1987)の研究結果と整合する。

3.2 豪雪地帯

図-5 は、豪雪地帯にある流域の渴水比流量と山体の高さの相関を示している。相関係数 R が有意水準 5% 以下に収まることから渴水比流量と山体の高さは相関があるとわかる。また、この図から山体の高いところにある流域ほど渴水比流量が増加する傾向が読み取れる。

図-6 は、豪雪地帯にある流域の渴水比流量と土地起伏の相関を示している。この図から、土地起伏が大きい流域ほど渴水比流量が増加する傾向が読み取れる。ただし、渴水比流量と土地起伏は正の相間にあるが、渴水流量が約 0.41mm/day、土地起伏が約 452m である大沢野大橋観測所(富山県)は他の対象流域と比較すると、土地起伏は大きい値を示すが、渴水流量は小さい値を示す。そのため、大沢野大橋観測所は近似曲線から大きく外れる結果となった。この原因について、その流域の特徴を調べ解明する必要がある。

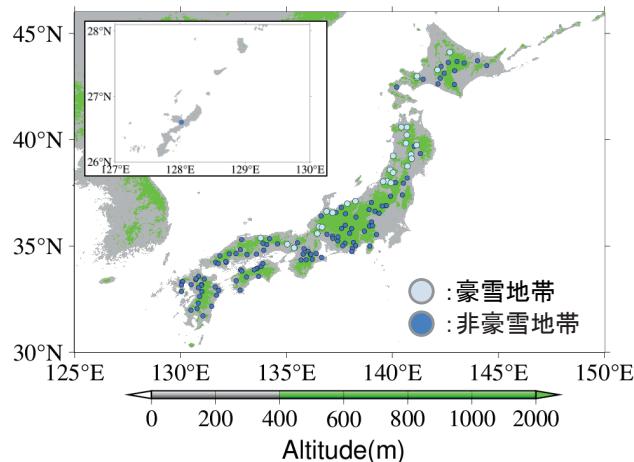


図-4 豪雪地帯と非豪雪地帯の分類

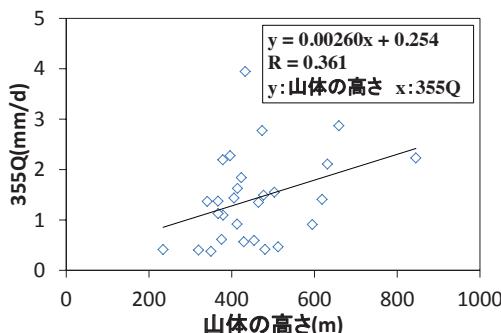


図-5 条件：山体の高さ（豪雪地帯）

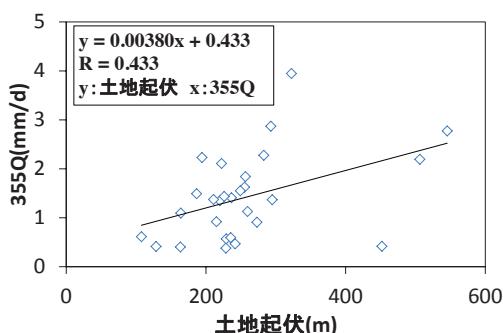


図-6 条件：土地起伏（豪雪地帯）

図-7は、豪雪地帯にある流域の渴水比流量と冬期の降水量の相関を示している。この図から、渴水比流量と冬期の降水量は正の相関があり、冬期の降水量が大きい流域ほど渴水比流量が増加する傾向が読み取れる。冬期の降水のほとんどはすぐに流出することなく流域内に積雪として貯留されることから、積雪量の増加に強く影響すると判断できる。そのため寒冷の湿潤気候で、積雪量が多く持続性が良い地域ほど渴水流量が大きくなり、水源涵養ポテンシャルが大きい流域であると言える。

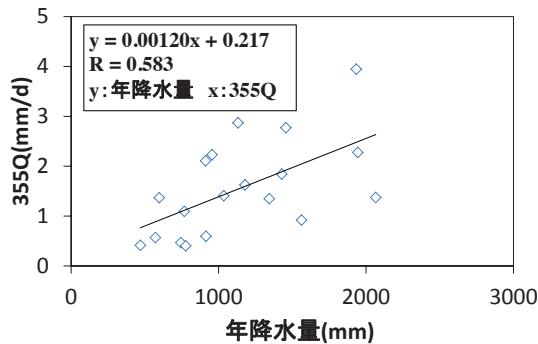


図-7 条件：冬期の降水量

3.3 非豪雪地帯

図-8は非豪雪地帯にある流域の渴水比流量と山体の高さの相関を示しているが、無相関検定の結果、相関係数Rが有意水準5%を超えたため相関がないと判断した。同様に、図-9の非豪雪地帯にある流域の渴水比流量と土地起伏の関係も解析の結果、相関がなかった。

のことから、非豪雪地帯にある流域の渴水流量は今回の条件に影響されないことがわかつた。

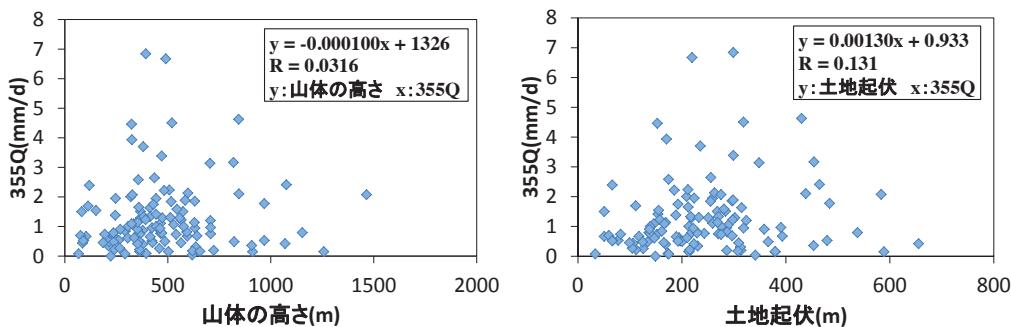


図-8 条件：山体の高さ（非豪雪地帯）

図-9 条件：土地起伏（非豪雪地帯）

4. 考察

本研究は、渴水流量が安定している流域の条件を明らかにすることを目的とし、豪雪地帯と非豪雪地帯に分類した各ダム・堰・観測所の渴水流量とその流域内の気候・地理条件の関係を調べ、相関解析を行った。

その結果、豪雪地帯に分類した流域は渴水比流量と地形条件の間で相関がみられた。このこ

とから、渴水流量の増大に積雪が影響していると考えられる。山体の高いところにある流域ほど渴水流量が増加する傾向にみられたのは、上空ほど気温が低く雪の状態を長期間維持できるため、水を貯留し河川へ流出する水量が管理され流量が安定したと考えられる。同様に、土地起伏が大きい流域ほど渴水流量が増加する傾向にみられたことも積雪の涵養機能がはたらいたためだと考えられる。これは、土地起伏が小さい地域に比べて土地起伏が大きい地域に窪地が多く存在し、そこに発生した雪だまりが要因となった可能性が高い。

一方、非豪雪地帯に分類した流域では渴水比流量と地形条件との関係において相関はなかった。豪雪地帯のように積雪による保水力や涵養機能がなかったことを要因に挙げられる。しかし、非豪雪地帯に分類した流域のうち、豪雪地帯に分類した流域より渴水流量が大きい流域がみられた。ほとんど同じ地形条件でも気候・地質・土壤などの条件によって流出状況が異なるためだと考えられる。この原因を解明するためにも、積雪や地表面の形にのみ議論するのではなく、Musiake ら(1975)の地質・土壤分類、同じく虫明ら(1981)の気温・降水・日照率・乾湿の4つの気候要素を組み合わせて区分した気候区分といった既存研究を用い、さまざまな気候・地理条件の組み合わせを検討して最適な条件の組み合わせを特定する必要がある。

5. 結論

本研究は、渴水流量が安定している流域の条件を明らかにすることを目的とし、豪雪地帯と非豪雪地帯に分類した各流域の渴水流量とその流域内の気候・地理条件との関係を調べ、相関解析を行った。得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 豪雪地帯に分類した流域のほとんどは、東北・北陸地方の日本海側に集中した。
- (2) 豪雪地帯に分布する流域では、山体の高さが高い流域や土地の起伏が大きい流域ほど渴水流量が増加する。
- (3) 積雪量の大きい流域ほど渴水量を増加させる傾向がある。
- (4) 積雪量には涵養機能がある。
- (5) 非豪雪地帯に分布する流域では、渴水比流量と山体の高さ、および渴水比流量と土地起伏との関係性はみられなかった。

今後は、豪雪地帯での渴水流量と土地起伏との相関解析の結果で近似曲線から大きく外れた流域や、非豪雪地帯に分類した流域のうち渴水流量が大きい値を示した流域の原因解明をする必要がある。積雪による涵養機能の影響を受けにくい非豪雪地帯に限定し、渴水比流量と気候・地質・地形条件との相関を解析するとともに水源涵養地の特定を検討することが課題である。

謝辞

本研究は、国土交通省の水文水質データベース、国土地理院の数値地図情報を活用した。ここに謝意を記す。

参考文献

志水俊夫 (1980), 山地流域における渴水量と表層地質・傾斜・植生との関係, 林業試験場研究報告, Vol.301, pp.109-128.

- 虫明功臣・高橋裕・安藤義久 (1981), 日本の山地河川の流況に及ぼす流域の地質の効果, 土木学会論文報告集, Vol.309, pp.51-62.
- 横尾善之, 沖大幹, 川崎雅俊, 坂田加奈子 (2011), 渴水比流量の増加要因に着目した全日本地下水涵養ポテンシャルマップの作成, 水工学論文集, 第 55 卷, pp.385-390.
- 地頭菌隆・竹下敬司 (1987), 山地河川の流況と流域条件の関係Ⅱ. 流域地質が流況に及ぼす影響, 鹿児島大学農学部演習林報告, Vol.15, pp.15-38.
- Musiake Katumi, Syohei Inokuti, Yutaka Takahashi (1975), Dependence of low flow characteristics on basin geology in mountainous areas of Japan, IAHS Publication, 117, pp.147-156.

カラーパターン照明を用いた3次元浮遊砂濃度分布計測法の開発*

東北大学工学部 今田 遥介
東北大学大学院工学研究科 三戸部 佑太
東北大学大学院工学研究科 田中 仁

1. はじめに

海岸において発生する碎波は、多くの土砂を巻き上げ輸送することで沿岸域における地形変化を支配する。碎波時には、碎波先端部で発達する乱流に加え波峰付近における水平渦や碎波背後に生じる斜め下方に軸をもつ渦（いわゆる斜降渦）などの大規模渦が形成され、複雑かつ3次元的な流れ場が生じている（灘岡ら, 1987）。このような碎波下における土砂の挙動を調べることは困難であり、その輸送メカニズムはいまだ明らかにされていない。この数十年間、輸送メカニズム解明のため水理実験における浮遊砂濃度の計測が数多く行われてきている。既往の多くの研究において濁度計等の計測器を用いて浮遊砂濃度分布の計測が行われてきたが、このような計測はある点での濃度の時系列を取得する点計測であるため、3次元かつ複雑な流れ場における空間分布を把握できない。そこで画像計測法により浮遊砂濃度の空間分布を取得する試みが行われてきている（佐藤ら, 1991など）。画像計測法では、水中における浮遊砂濃度に依存する散乱光強度分布によって決定される撮影画像の輝度分布に基づいて浮遊砂濃度分布を特定する。この計測方法では、水槽内の流れを乱さず、かつ瞬間的な浮遊砂の分布を得ることができる。しかしながら、従来の画像計測法は水槽側壁近傍の2次元的な濃度分布を計測するものであり、3次元かつ複雑な碎波下の流れ場における浮遊砂輸送過程を十分に説明することができていない。そこで本研究では実験において浮遊砂の3次元的な濃度分布を計測する新たな画像計測法を開発する。

2. 計測アルゴリズム

本研究ではデジタルカメラおよびプロジェクタを用いて浮遊砂濃度を計測する。カメラに対する奥行き方向に色合いを変化させた照明（カラーパターン照明）をプロジェクタから照射し、浮遊砂による散乱光をデジタルカメラで撮影する（図-1 参照）。これにより撮影される浮遊砂の散乱光の色はカメラとの距離に応じて変化するため、撮影画像から抽出した各色の輝度分布からそれぞれの色の層内での2次元的な浮遊砂濃度分布を決定できる。各色に対応する奥行き方向座標を予め取得し、それをもとに合成することで1枚のカラー画像から瞬時の3次元的な浮遊砂濃度を取得する。

3. 計測実験

本計測法の実用性を評価するため、1辺 10cm、壁面の厚さが 2mm の透明アクリル製の水槽

* Imaging technique for measuring 3D distribution of suspended sediment concentration with color pattern illumination, by Yosuke Imada, Yuta Mitobe and Hitoshi Tanaka

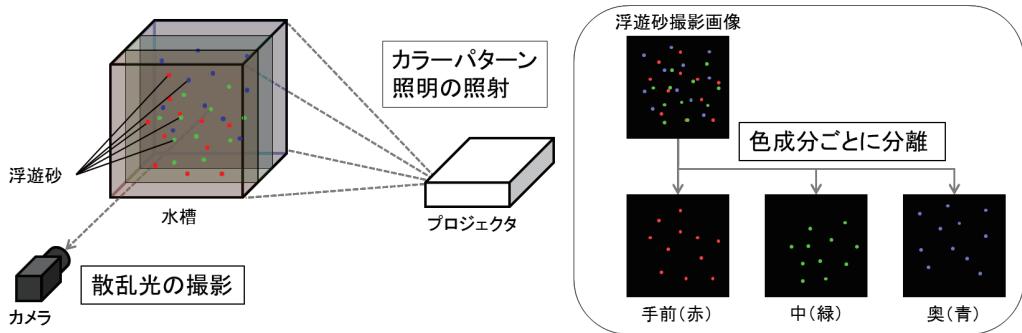


図-1 計測法のイメージ

を用いて試験計測を行った（図-2）。粒径 0.34mm の硅砂および水を水槽に投入し、攪拌した際に巻き上がる砂にプロジェクタからカラーパターンを照射し、その散乱光をカメラにより撮影した（図-3）。カメラのレンズと水槽壁面の距離は 53cm、プロジェクタのレンズと水槽壁面の距離は 52cm とし、カメラの撮影方向とプロジェクタの投影方向が直交するように配置した。各色の層の幅はプロジェクタからの距離に応じて変化するが、本実験ではプロジェクタからの距離に対して計測領域が十分小さいため、その影響を無視できるものとした。今回の計測実験では、最も簡単なケースとして赤・緑・青の 3 色によるカラーパターン照明を用いた。画像解析方法と計測結果を次章に示す。

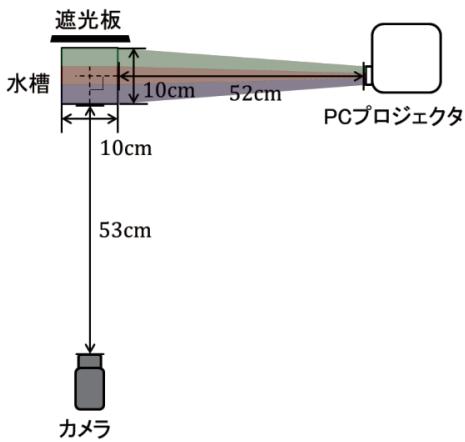


図-2 実験装置平面図

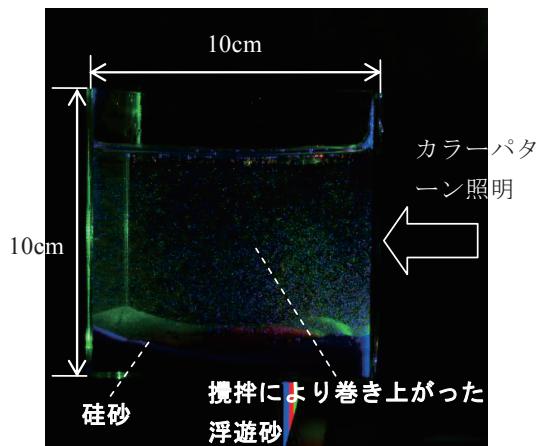


図-3 撮影画像例

4. 画像解析方法

通常、デジタルカメラで撮影したカラー画像の各画素の色は RGB (赤・緑・青) の 3 成分の値によって記録される。したがって、今回の実験で用いた赤・緑・青の 3 色による照明光の場合、各色の輝度分布は RGB 各成分の撮影輝度分布として簡単に分離することができる。

撮影画像から各色の層の輝度分布を抽出後、その各色の輝度分布から浮遊砂濃度分布を決定する。浮遊砂の写り方はカメラの撮影解像度と浮遊砂の粒径に依存しており、カメラの撮影解像度が高く砂の粒径が大きい場合、砂粒子による散乱光は輝点として撮影される。そのため、輝点を撮影画像から検出しその重心位置を求め、その分布に基づいて浮遊砂数密度分布を決定できる。一方、カメラの撮影解像度が低く砂の粒径が小さい場合は、砂粒子の散乱光を輝点として撮影できず浮遊砂濃度に応じた散乱光強度分布が撮影される。水中のある点における散乱光強度は入射光強度およびその点における散乱媒質すなわち浮遊砂の濃度に比例するため（Lambert-beer の法則）、キャリブレーションを行い予めその比例定数を取得することで撮影輝度分布から直接濃度分布を推定できる（神田ら、1998；神田ら、1999）。本実験で使用した粒径 0.34mm の珪砂の場合、浮遊砂の散乱光は輝点として撮影されたため（図-4 参照），以下では前者の方法について画像解析方法の詳細を示す。

4.1. 色の補正・抽出

プロジェクタから照射されたカラーパターン照明の色はプロジェクタ光源の特性や、砂表面の分光反射率、レンズの分光透過率、カメラのカラーフィルタ等の多様な条件に応じて変化するため、一般的に投影画像の色と異なる色で撮影される。ここで投影画像の RGB 値 $[R_0 \ G_0 \ B_0]$ から撮影 RGB 値 $[V_R \ V_G \ V_B]$ への色の変化を、色変換行列 \mathbf{F} を定義し、以下のように表す。

$$\begin{bmatrix} V_R \\ V_G \\ V_B \end{bmatrix} = \mathbf{F} \begin{bmatrix} R_0 \\ G_0 \\ B_0 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{F} \equiv \begin{bmatrix} F_{RR} & F_{GR} & F_{BR} \\ F_{RG} & F_{GG} & F_{BG} \\ F_{RB} & F_{GB} & F_{BB} \end{bmatrix} \quad (1)$$

これを変形すると、

$$\begin{bmatrix} R_0 \\ G_0 \\ B_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{RR} & F_{GR} & F_{BR} \\ F_{RG} & F_{GG} & F_{BG} \\ F_{RB} & F_{GB} & F_{BB} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} V_R \\ V_G \\ V_B \end{bmatrix} \quad (2)$$

となる。したがって \mathbf{F} を求めることで撮影 RGB 値から投影画像の RGB 値を推定できる。ここで、赤 ($[R_0 \ G_0 \ B_0] = [1 \ 0 \ 0]$)、緑 ($[R_0 \ G_0 \ B_0] = [0 \ 1 \ 0]$)、青 ($[R_0 \ G_0 \ B_0] = [0 \ 0 \ 1]$) の単色光を投影した場合、その撮影 RGB 値はそれぞれ $[V_R \ V_G \ V_B] = [F_{RR} \ F_{RG} \ F_{RB}]$, $[F_{GR} \ F_{GG} \ F_{GB}]$, $[F_{BR} \ F_{BG} \ F_{BB}]$ となるので、赤・緑・青の 3 色の照明に対する浮遊砂の撮影 RGB 値を取得することで \mathbf{F} を求めることができる。この方法により色補正を行った画像（図-5）から RGB 各成分を分離することで、赤・緑・青各色の輝度分布を抽出する。

4.2. 輝点の検出

今回の計測実験においては水槽内の水に含まれる微粒子による照明光の散乱が生じたため、浮遊砂の写っていない背景部分にわずかながら輝度の分布が見られた。さらに、散乱に伴う透過光の減衰によってプロジェクタからの距離に応じて、輝点および背景双方に輝度の減少がみられた。そのため、撮影画像全体で一定の閾値を設定し輝点を検出することは困難であり、本研究では局所平均化フィルタを用いて輝点の検出を行った。元の輝度分布とフィルタリング後

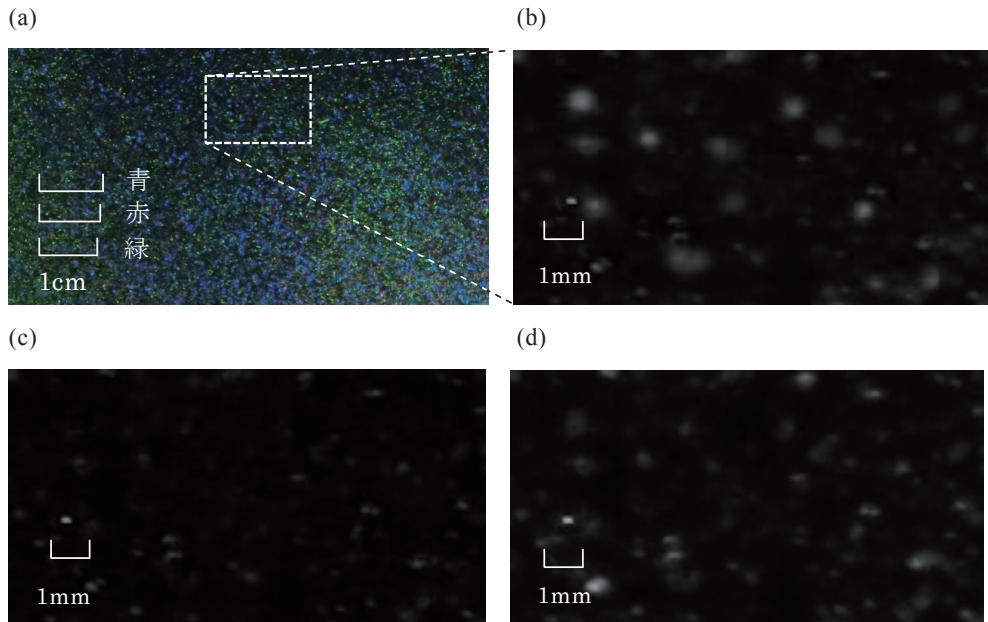


図-4 補正前の撮影画像 (a) およびRGB各成分における点線部分の拡大画像
(b:青・奥行き0~3.3cm, c:赤・奥行き3.3~6.7cm, d:緑・奥行き6.7~10cm)

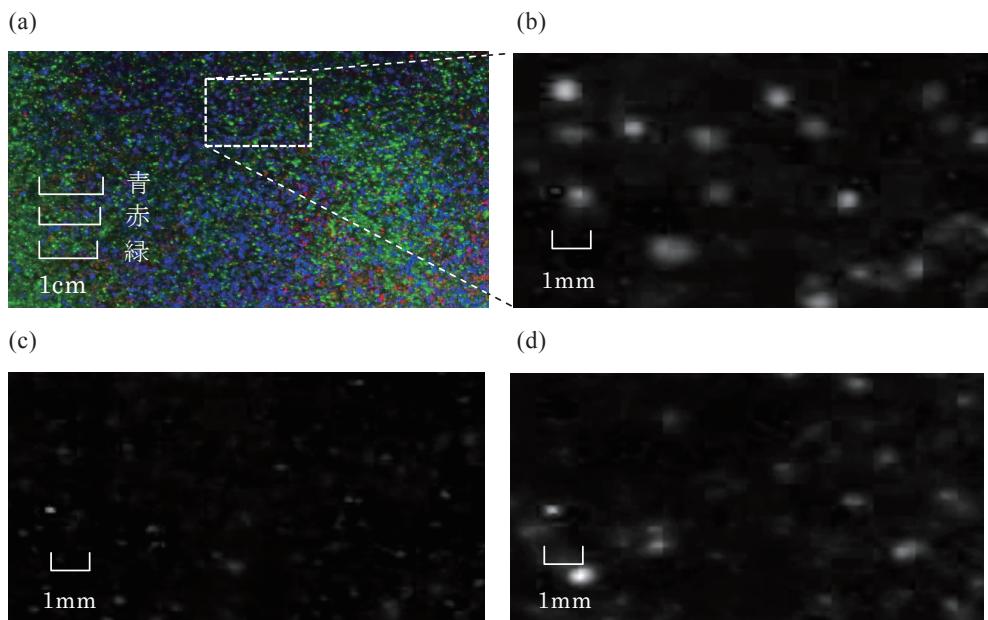


図-5 補正後の撮影画像 (a) およびRGB各成分における点線部分の拡大画像
(b:青・奥行き0~3.3cm, c:赤・奥行き3.3~6.7cm, d:緑・奥行き6.7~10cm)

の輝度分布の比をとることで、周囲の明るさに対する相対的な輝度のピークとして輝点を検出できる。なおノイズによる輝度ピークの誤抽出が生じたため、10pixel以下の輝点を除去した。検出した輝点について輝度による加重平均をとることで重心位置を算出し、これを浮遊砂の撮影画像座標として決定する(図-6)。

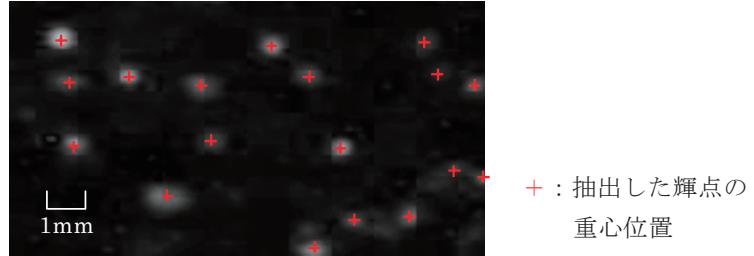


図-6 輝度分布(図-4(b))からの輝点検出結果。図中の点は検出した重心位置

4.3. 座標変換と数密度分布の決定

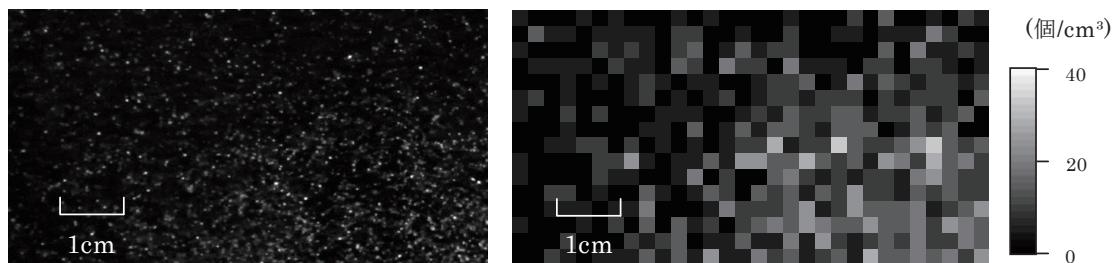
抽出した浮遊砂の画像座標を決定後、浮遊砂画像座標を実座標に変換し、これに基づいて数密度分布を決定する。実験時に予め実座標が既知の格子点を描いたグリッドボードを撮影し、その実座標と撮影画像座標の関係に基づき、浮遊砂画像座標を実座標へ変換する。以上により取得した浮遊砂実座標群から任意に設定した格子内における浮遊砂の個数を求めて数密度分布を決定する。

図-7は図-4(a)に色の補正を加えた後RGBで分離した画像(左)と、格子間隔を0.25cm間隔に設定して求めた浮遊砂の数密度分布(右)を表している。今回開発する画像計測法では、このようにカメラ奥行き方向座標の異なる複数の層の浮遊砂濃度分布が取得できる。

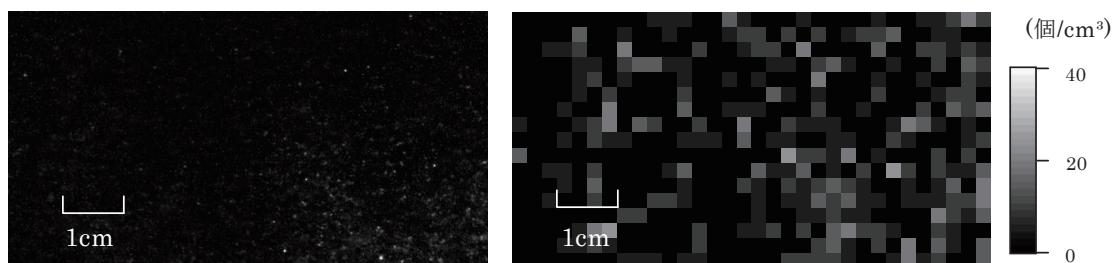
5. まとめ

本論文では、カラーパターン照明を用いて浮遊砂の3次元的な濃度分布を計測する画像計測法を提案し、小型の水槽にてその実用性を確認するための実験を行った。撮影画像から各色の輝度分布を抽出し、輝点として検出した浮遊砂の座標に基づき浮遊砂の数密度分布を決定できる。今後、詳細な精度検証を行う。また今回用いたカラーパターンは3色であり、これはカメラ奥行き方向に3層にしか分離できず、3次元的な浮遊砂濃度分布を計測するには不十分である。色を分離する方法を改良することによりカラーパターンの色の数を増やした画像を処理可能にし、計測をカメラ奥行き方向に高解像度化する。その後、造波水槽内で碎波により発生した浮遊砂の様子を動画撮影し、3次元浮遊砂濃度の時間変化を調べる実験に適用する。

(a)青：奥行き 0～3.3cm



(b)赤：奥行き 3.3～6.7cm



(c)緑：奥行き 6.7～10cm

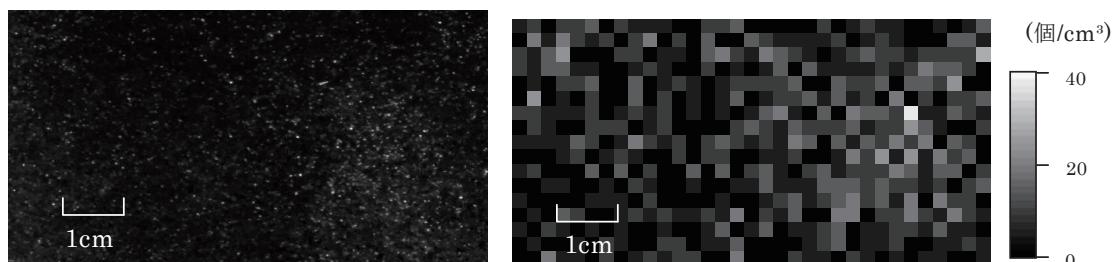


図-7 RGB 各色の輝度分布（左）と数密度分布（右）

参考文献

- 1) 瀧岡和夫・上野成三・五十嵐竜行： 碎波帶内の三次元的大規模渦構造と浮遊砂の現地観測， 第34回海岸工学講演会論文集， pp.21-25， 1987
- 2) 佐藤慎司・久保田洋次： ビデオ画像を用いた碎波点付近の浮遊砂現象の解析， 第38回海岸工学論文集， pp.251-255， 1991
- 3) 神田徹・宮本仁志・東野誠・岩見収二： 画像の輝度情報を用いた浮遊泥濃度の計測， 水工学論文集， 第42卷， pp.553-558， 1998
- 4) 神田徹・宮本仁志・岩見収二： 光の多重散乱の影響を考慮した浮遊物質濃度の画像計測法， 水工学論文集， 第43卷， pp.767-772， 1999

流域に応じた土砂流出特性に関する研究

福島大学共生システム理工学類 伊藤 圭祐

江坂 悠里

福島大学環境放射能研究所 川越 清樹

1. はじめに

地球温暖化に伴う気温、および海水温の上昇に従い水循環の変化が見積もられており、大気中の飽和水蒸気圧の増加、海水温上昇に伴う台風強度の増大等に従った豪雨の量的増加、および出現頻度の増大が予見されている¹⁾。数値気候モデルにより解析された結果によれば、亜熱帯気候区と温帶気候区の境界域での気候遷移に従う豪雨の形態変化が見積もられているが、この地域に属する日本列島も豪雨の量と頻度の増大が推計されている²⁾。また、各都道府県の状況に着目すれば、現行で台風の影響度の低い日本列島北部域の豪雨の状況が将来の数年をかけてドラスティックに変化することも示されている。こうした将来予測に加えて、既にこの影響を受けていることを示唆する降雨量極値更新も列島各地で記録されており³⁾、各々で短時間降雨量に起因した災害が多く認められている。こうした未曾有の降雨量の発生は、安全な国土を構築する上で、雨量に対する社会基盤の設計基準を超過しうる事象を予測して緩和策、適応策を至急に講じるべき必要性を示唆するものである。

日本列島を対象にした場合、太平洋造山地域に属し、急峻な地形、脆弱な地質を呈することから、土砂生産が活発である特徴を有している。そのため、将来の豪雨増加は更なるマスマープメントを促進させるものである。マスマープメントの促進に関連して様々な現象が存在するが、社会的インパクトの大きなものとして挙げられるのが土石流である。

- ① 地すべり、山体崩壊の集合体であり、流域を単位とした現象であるため規模が大きい。
- ② 土砂、水が混合して流体化するため、加速度が大きく、波及も広範になりうる。

以上の①、②に示すメカニズムの特徴から社会基盤と隔離されたエリアで発生した現象であっても、人命、資産の集中しうる領域に影響を及ぼす可能性が高いと推測される。特に土砂に関わる災害は、現象の起動域が地中であるため挙動を可視化しにくい特性も有している。そのため、監視により事前の危険性を予知することも困難であり人的被害が生じやすいことも知られている⁴⁾。こうした土石流は直接的な被害を与えるだけではない。その土砂の波及性から広範領域に環境影響を及ぼす可能性があり、例えば、現在放射性土壤の分布が明らかにされている福島県を対象にすれば、想定外の土砂動態を引き起こす可能性も推測される。そのため、直接、間接ともに社会へのインパクトが大きい中止の必要なマスマープメントであると評価できる。

以上の背景を踏まえ、本研究では、流域に応じた土砂流出特性として土石流評価の基礎となる災害実績、地形、地質、降水量の基礎情報を日本列島全域の規模で収集し、土石流としての危険の高まる領域の展望を示すことに取り組んだ。以上の背景を踏まえ、本研究では、流域に応じた土砂流出特性として土石流評価の基礎となる災害実績、地形、地質、降水量の基礎情報

*Research on sediment dynamics types for basin scale in Japan by Keisuke Ito, Yuri Esaka and Seiki Kawagoe

を日本列島全域の規模で収集し、土石流としての危険の高まる領域の展望を示すことに取り組んだ。こうしたデータベースを重ね合わせて解析していくことで、豪雨出現に応じた日本列島で発生しうる土石流の危険度を定量化して示すモデル構築の研究展開を図り、今後の社会基盤整備への適応策への貢献を図りたい意向である。

2. 解析方法、およびデータセット

本研究の解析方法は、以下の①から③に示すとおりである。

- ① 既往土石流災害事例分析
- ② 流域の地形解析
- ③ 流域の地質解析

解析方法①に関しては、国土交通省河川局監修による平成 10 年から平成 22 年版の水害

統計を基に土石流災害事例を抽出し、現象発生地域、土石流発生時の降水状況を整理した。また、これらの情報をベースに土石流の生じうる降雨状況の分析を試みた。降雨データは土石流発生位置最近隣の AMeDAS 観測所より取得し、土石流発生時の降雨状況とした。土石流発生時降雨量のタイムスケールとしては、日雨量、週間雨量を集計した。日雨量を短時間雨量、週間雨量を先行雨量の検討ケースとして設定している。実質的な土石流発生に関して、短時間としては時間単位のケース、先行雨量としては更に長期間を設定するケースも想定されるが、列島全域を包括的に評価していることから、細かなスケールまでを対象とした場合、諸特徴により時間軸の傾向が発散する可能性を含む。更なる時間軸地域、および土石流の特徴に応じて降雨のケースに関しては段階的に検討していく方針とし、本分析では全体的な傾向をとらえるものと捉え、日雨量を短時間雨量、週間雨量を先行雨量に設定する。

解析方法②に関しては、流域に応じた河床の勾配を求め、勾配急峻の程度より解析を試みている。流域の単位は水系における支川の最小単位を対象に設定している。この最小単位の支川(河道)、流域は、国土地理院監修の数値地図 50m メッシュの DEM 情報を利用することで求められた。9 のグリッドセル(図-1 参照)の標高差比較より傾斜度、方向を計算し、谷地、窪地を求めるアルゴリズムを日本列島全域標高で連続処理することで流域の基礎情報が算出された。グリッドセルに応じて谷地を連続させたものを河道、尾根部を連続させたものを流域の情報として整備した。DEM 情報を利用した流域整備より求められた流域は、289,236 ヶ所である。流域単位の河道の最上流端に位置する最大標高と最下流端の最小標高との差と、河道延長の比より河床勾配は求められている。勾配急峻の程度は、国土技術政策総合研究所資料の砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説に示される土砂移動の形態の渓床勾配による目安を参考に

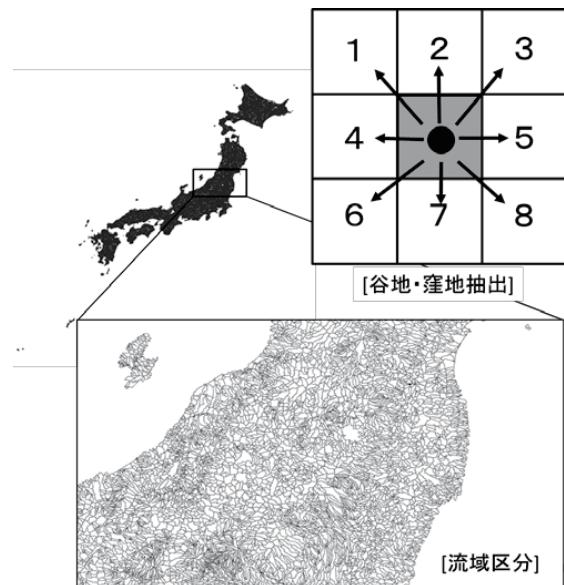


図-1 流域地形抽出模式図

土砂動態に応じてタイプ分類(レベル1から5)することで危険度を判別した(図-2参照)。判別について、勾配 $1/3$ 以上のレベル5、勾配 $1/3$ から $1/4$ のレベル4の急峻な河床は、土砂生産域に属するため危険度高く、落下、堆積、掃流に合わせたレベルに変化することで危険度低いと評価できるものであり、掃流区間はほぼ土石流影響はないものと解釈できる。なお、この解析より求められる危険度は土砂の流下しうる運動性を捉えていることから、土砂氾濫が波及しうる範囲を誘導させるポテンシャルを評価している。土砂と水の混合率、および土石の粘性や流域の植生等の諸条件によっては一概に国土技術政策総合研究所資料の勾配と運動特性が異なる可能性もあるが、この点は包括的な評価を行った後にさらに精査していく必要がある。

解析方法③に関しては、解析②で整備された流域データ、および河床勾配評価結果に国土交通省国土政府局国土情報課の整備した50万分の1土地分類基本調査の表層地質データを重ね合わせすることで、流域の地質状況を分類し、解析を試みたものである。重ね合わせしている地質状況の情報は地質年代と岩石である。本解析より得ることのできるアウトプットは、河床勾配で求められた危険度の流域に対する地質状況を求めるため、地形より求められた評価を地質状況も踏まえた危険度に更新されたものである。統成期間に依存し、第四紀起源は未固結であり、第三紀堆積岩は半固結のものが多いと解釈できる。また、花崗岩に関しては、風化に伴い岩体から砂状に変化しうる特性もあるため、土砂移動性が高い様相に変化する。これらに挙げられる地質状況の分布する流域に関しては、特に土石流リスクの大きい領域と見積もられる。なお、本解析に関しては、断層、破碎帶の情報を検討していない。そのため、より緻密な評価を行うためには、より精読した地質情報も加味しなければならない。

3. 既往土石流災害事例分析

平成10年から平成22年版の水害統計を基に日本列島の土石流災害事例を抽出した結果、13年間で計722ヶ所の土石流発生が記録されている。図-3は土石流発生位置を図化したものである。抽出集計結果より、土石流発生個所の多いエリアは、中国地方西部から九州地方、日本アルプス周辺に集中している。中国地方西部から九州地方に関しては相対的に日本列島で豪雨発生しやすい状況であることが影響している可能性を有する。また、日本アルプス周辺に関しては列島でも特に急峻な地形を呈するエリアであることから、気象以外の地形地質要因が影響していることが有力である。なお、土石流発生個数上位の都道府県は、広島県(110ヶ所)、長野県

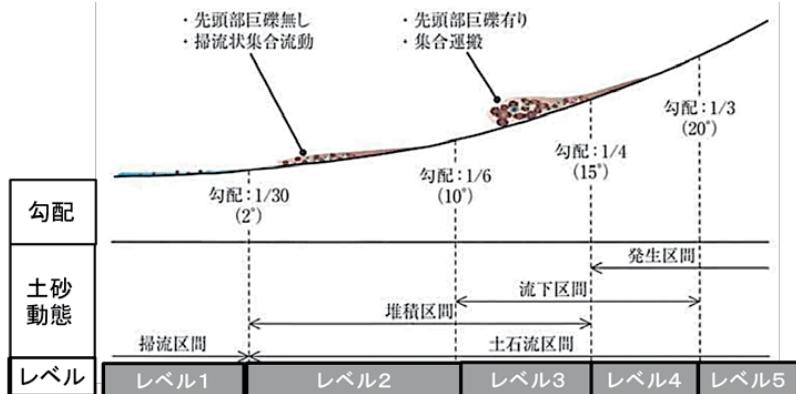


図-2 河床勾配による危険度評価基準

(83ヶ所), 新潟県(63ヶ所), 鹿児島県(42ヶ所), 香川県(40ヶ所)である。広島県に関する土砂災害防止法成立の契機となった平成11年6月29日の集中豪雨, 新潟県に関しては平成16年7月に生じた新潟福島豪雨, および新潟福井豪雨による土石流発生が大きな占拠率を示している。参考までに, 図-3に土石流の平均発生面積を示すが, 相対的に列島西南部の土石流規模が大きい傾向を示している。この結果は, 多雨の生じやすい列島西南部では, 出水の多さより比較的に面積の大きな流域で土石流が生じていることを示唆している。なお, 福井県の面積規模が大きいのは, 甚大な降雨量を記録した新潟福井豪雨によるものであり, サンプル数も少ないとことからこの降雨イベントの依存度が高いものと解釈できる。

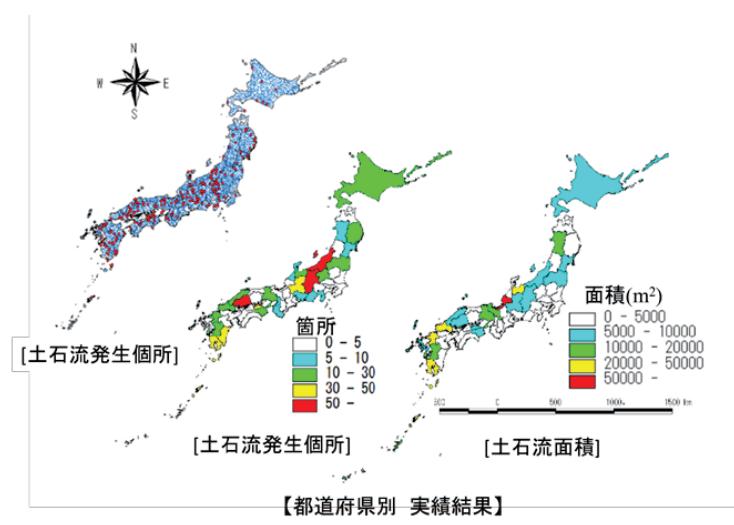


図-3 土石流実績図

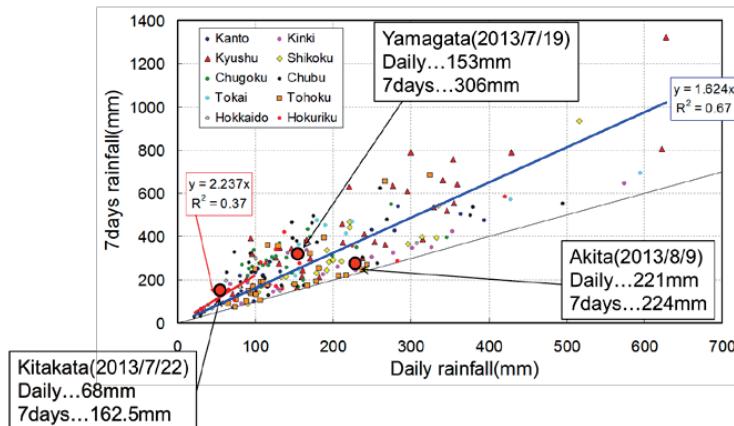


図-4 土石流発生の豪雨状況

図-4は、土石流災害発生事例の日降雨量と週間降雨量の関係を地方毎のプロットで明示したものである。土石流災害発生事例の日降雨量と週間降雨量の関係は概ね強い相関(決定係数 $R^2=0.67$)を示していることが明らかにされた。この結果は、土石流のメカニズムを考慮した場合、特に土砂の生産領域について土壤の雨水貯留を踏まえる必要がある一方で、日降雨量による評価でも相応の危険度を評価できる可能性を示唆している。そのため、簡易的に土石流の危険度を評価するケースにおいては、日降雨量を考慮することも有効な手段になりうることも含んでいる。また、図より東北地方は相対的に甚大ではない降雨量でも土石流発生していることも示されている。先に示した土石流実績の規模も踏まえると、東北地方は、相対的に甚大ではない降雨量でも強い土石流発生の感度を示し、小規模流域で土石流発生しうる危険性をもつと評価できる。参考として、図-4中に平成25年に東北地方で生じた土石流の降雨情報も追加しているが、平成25年7月22日に生じた福島県喜多方市熱塩加納で生じた土石流も実績中で相

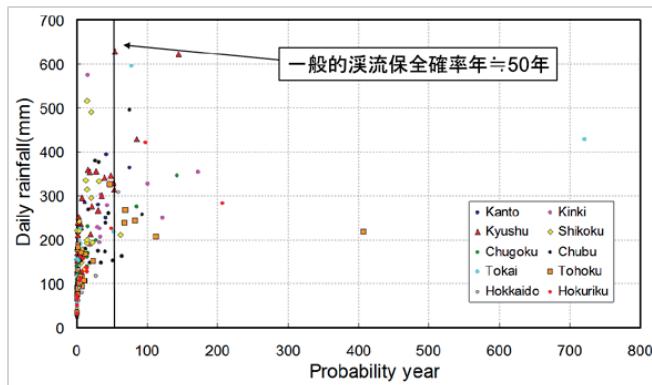


図-5 確率降雨と土石流発生の関係

対的に少雨により生じた災害事例であることが理解できる。また、図-5に確率降雨と土石流発生の関係を示す。土石流発生事例は一般的な渓流保全確率年である50年確率雨量以下で発生していることが明らかにされている。この結果は、対策整備が未だ目標まで達していない流域が多く存在していることを示唆しており、対策整備の進捗を高める、および対策を補完すべき適応整備の必要性を示している。

4. 地形・地質解析

表-1に列島における流域の河床勾配による危険度レベル分類結果、図-6に地質、および地質年代に応じた河床勾配による危険度レベル結果を示す。図-6に示された河床勾配は平均値、および平均値と標準偏差の和であり、地質状況の代表値を表している。

表-1より河床勾配より分類される列島に分布する流域は、概ねがレベル1,2に含まれており相対的に低い危険度を示すものの、レベル4,5に含まれる高い危険度も6%存在していることが明らかにされた。

図-6では、表-1に示されるとおり、平均値として概ねレベル1,2に流域の危険度が含まれることが示されている。平均値に偏差を加えることで傾向として地質に応じた渓流のばらつきも踏まえた集約状況を把握できるが、地質では特に安山岩、砂岩・頁岩・礫岩が急峻な河道勾配を呈する危険流域に分布する傾向が明らかにされた。安山岩の分布する流域に関しては表層風化に伴う岩の剥離や断層・破碎帶の関連性に留意して更に注視して危険度を見積もる必要がある。また、砂岩・頁岩・礫岩の分布する流域に関しては、堆積岩であることから特に表層の風化も著しくなる可能性もあるため更に土石流の危険性が高まる危険性を有している。なお、地質状況の結果より注目すべき結果は、花崗岩分布する流域の河道勾配が大きいことであり、平均と偏差の和でレベル3,4の境界に位置している。今後の降雨状況によっては日本列島の花崗岩分布域における土石流増加も危惧される。地質年代では、特に第三紀堆積岩類が急峻な河道勾配を呈する危険流域に分布する傾向が明らかにされた。第三紀起源の地質年代に関しては、新第三紀、古第三紀により続成状況も大きく異なり風化促進度も変化するため、更に緻密な解析を実施し最終的な評価結果を求める必要がある。また、注目すべき結果として、第四紀起源

表-1 流域危険度分類結果

レベル	流域数	占拠率(%)
1	144,467	49.9
2	108,062	37.3
3	18,502	6.3
4	8,068	2.7
5	10,115	3.8

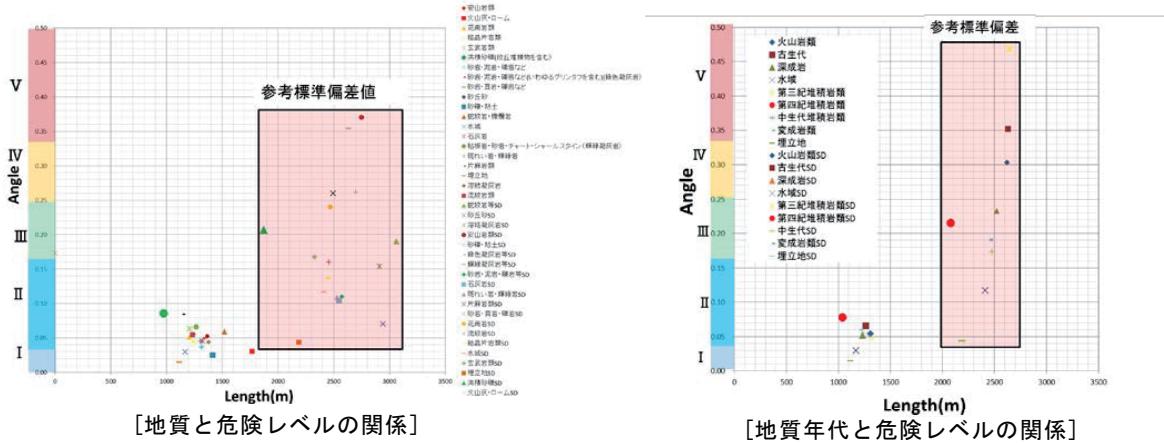


図-6 地質、および地質年代に応じた河床勾配による危険度レベル

の堆積物も平均と偏差の和でレベル3に位置することが明らかにされた。こうした結果は、未固結の地質の分布する危険度の極めて高い流域が列島に存在することを示しており、こうした流域をマップ情報として明らかにするとともに、現行の土石流対策状況と将来の降水推計も重ね合わせて総合的な評価を行い、至急の対応を検討する必要がある。

5. おわりに

本研究の取り組みにより、①列島南西部では、降雨特性に従い出水の多さより比較的に面積の大きな流域で土石流が生じていること、②東北地方では、相対的に甚大ではない降雨量で土石流発生が生ずること、③降雨と対策設計基準よりの検証より対策整備が未だ目標まで達していない流域が多く存在していることが明らかにされた。また、地形・地質による土石流危険流域の判別に関しては、さらにデータ精査していくことが必要である。

今後は、①地形地質の分析精査とともに土地被覆、気候(降水)特性も加えた土石流危険流域の判別を進めるとともに、災害実績と比較検討を行い日本列島全域の土石流評価を行う。また、将来的には数値気候モデルも利用し、将来の危険度を見積もる予定である。

謝 辞：この研究は、環境放射能研究所プロジェクト「陸域から水圏へと移行する放射性物質の把握と移行メカニズムの解明」および環境省の環境研究総合推進費(S-8)の支援により実施された。

参考文献：

- 1) 例えは楠原啓右・今田由紀子・井芹慶彦・森正人・鼎信次郎:確率台風モデルを用いた近未来台風リスク評価,土木学会論文集B,Vol.68,pp.445-450,2012
- 2) 川越清樹・江坂悠里:気候システムの温暖化による斜面崩壊と影響人口の関係に関する推計, 土木学会論文集G,Vol.68,I_287-I_296,2012
- 3) 鬼頭昭雄:防災影響評価のための極端気象現象の将来変化予測,自然災害科学, Vol.28, pp.281-282,2010.
- 4) 牛山素行・横幕早季:発生場所別に見た近年の豪雨災害による犠牲者の特徴,災害情報,No.11, pp.81-89,2013.

脱水汚泥中の Cs-137 の変動特性とモデリング*

福島大学共生システム理工学類 三浦 尚也
福島大学共生システム理工学類・福島大学環境放射能研究所 横尾 善之

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災による東京電力株式会社福島第一原子力発電所の一連の事故発生後、福島県内の下水処理場にて下水汚泥等から放射性物質が検出された。これは、事故により福島全域に拡散した放射性物質が市街地の土壤に付着、降雨によって下水管に土壤が流入、最終的に下水処理場に移行していることが原因であると考えられる。測定・公開されている放射性物質は I-131, Cs-134, Cs-137 の3種類である。また、放射性物質は脱水汚泥中の濃度 (Bq/kg) として公開されている。検出される放射性物質の値は降雨後に上昇し、時間の経過とともに徐々に減少する傾向がある。この減少の傾向は降雨後の河川流量の減少の傾向に似ている。そこで本研究は下水管に流入する放射性物質の動態を明らかにすることを目的として、日野・長谷部 (1985) の成分分離手法を用いて Cs-137 の時系列データを水文学的に解析した。

2. 方法

2.1 対象地点および使用データ

本研究では福島県内の2箇所の下水処理場 (処理場A, 処理場B) を対象とした。脱水汚泥中の放射性物質濃度 (Bq/kg) のデータを取得し、このデータに各処理場で発生している脱水汚泥量 (kg/d) の値を掛け合わせ、1日に発生する脱水汚泥中に含まれる放射性物質総量 (Bq/d) の値を算出し使用した。また、本研究ではデータが公開されている放射性物質のうち半減期が最長である Cs-137 について検討した。図-1, 図-2 には脱水汚泥中の放射性物質濃度と降雨の関係、図-3, 図-4 には放射性物質濃度総量と降雨の関係の図を記載する。

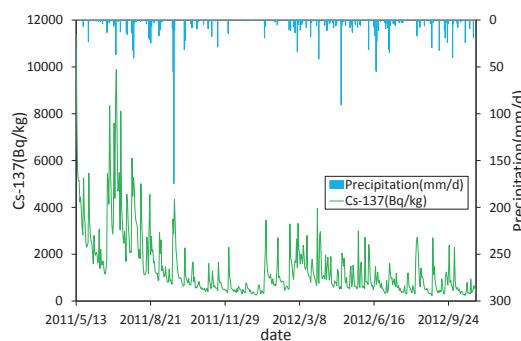


図-1 Cs-137 濃度と降雨の関係 (A 処理場)

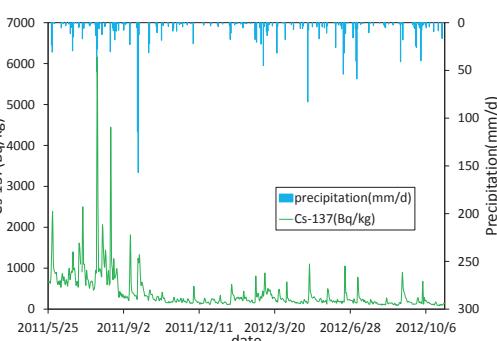


図-2 Cs-137 濃度と降雨の関係 (B 処理場)

* Variability and its modeling of Cs-137 concentration in the dehydrated sewage sludge in Fukushima by Naoya Miura, Yoshiyuki Yokoo.

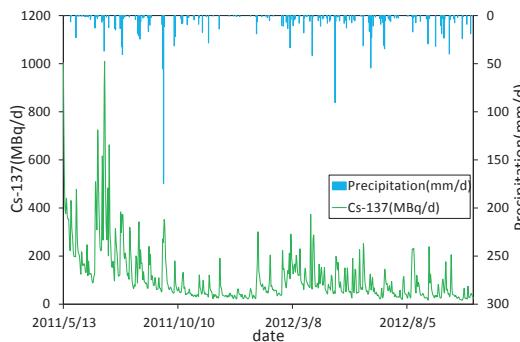


図-3 Cs-137 総量と降雨の関係 (A 処理場)

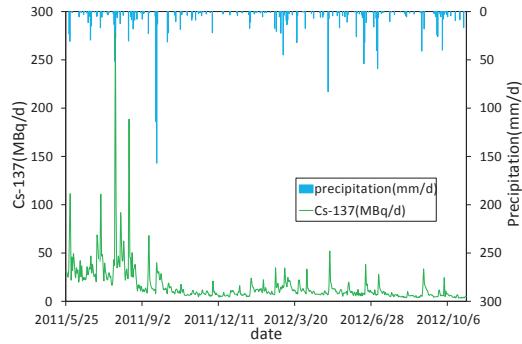


図-4 Cs-137 総量と降雨の関係 (B 処理場)

2.2 時定数 T_c の算出

時定数 T_c の算出では、放射性物質総量 (Bq/d) の対数プロットグラフを作成し、放射性物質総量の通減部分の勾配変化について直線を引いた。直線を引いた区間と対応する放射性物質総量の区間を抽出し指数近似を行った。指数近似で得られた式(1)の at からその逆数である時定数 T_c を求めた。 α は通減係数 ($/\text{d}$) であり、 t は時間間隔 (d) である。求められた時定数は表-1に示す。

$$Q = Q_0 \exp(-\alpha t) \quad \dots \quad (1)$$

$$T_c = 1/(\alpha t) \quad \dots \quad (2)$$

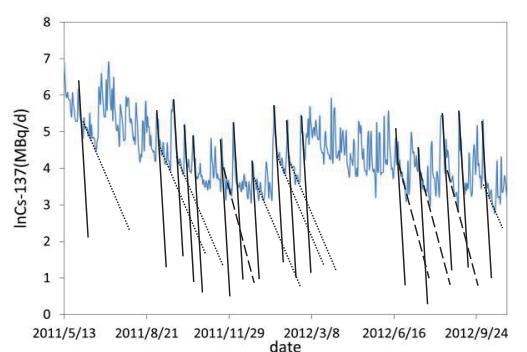


図-5 通減部分の勾配変化

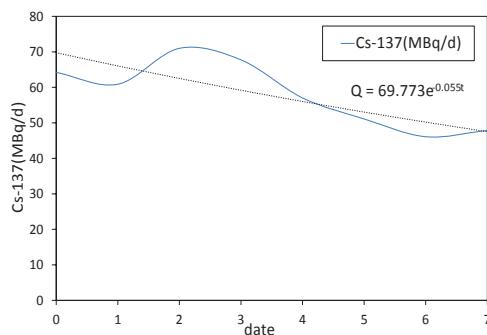


図-6 通減部分の抽出

表-1 算出した時定数 T_c

	処理場 A	処理場 B
時定数 T_c	$T_{c1}=18.2\text{d}$ $T_{c2}=8.3\text{d}$ $T_{c3}=2.5\text{d}$	$T_{c1}=27.0\text{d}$ $T_{c2}=11.2\text{d}$ $T_{c3}=2.7\text{d}$

2.3 成分分離方法

T_c を(5), (6)式に代入することで C_0 と C_1 を求め, C_0 と C_1 を(3)式に代入し数値フィルター $\omega(\tau)$ を求めた。そして、数値フィルター $\omega(\tau)$ を(4)式に代入することで Cs-137 総量 (MBq/d) の成分分離を行った。本来であれば日野・長谷部 (1985) の成分分離手法は河川流量に対して用いられる手法であるが、本研究では Cs-137 総量 (MBq/d) に対して行った。これは Cs-137 が付着した土壤が降水とともに移動していることや、Cs-137 総量の減少傾向が降水後の河川流量の減少傾向に類似していることに起因する。

$$\omega(\tau) = \begin{cases} c_0 \exp\left(-\frac{c_1 \tau}{2}\right) \sinh\left(\sqrt{\frac{c_1^2}{4} - c_0 \tau}\right) / \sqrt{\frac{c_1^2}{4} - c_0} & (\tau > 0) \\ 0 & (\tau \leq 0) \end{cases} \quad \cdots (3)$$

$$Q(t) = \sum \omega(\tau) Q(t - \tau) \quad \cdots (4)$$

$$C_0 = \left(\frac{2.1}{t_c} \right)^2 \quad \cdots (5)$$

$$C_1 = \frac{2.1^2}{t_c} \quad \cdots (6)$$

3. 結果

3.1 Cs-137 総量の算出と時間経過

図-3, 図-4 に Cs-137 総量 (MBq/d) の算出結果を示した。脱水汚泥中の Cs-137 の濃度 (Bq/kg) のグラフ形状と Cs-137 総量 (MBq/d) のグラフ形状は似ていることが分かった。これは、処理場にて排出される脱水汚泥量が年間を通して一定の値を示しているからである。Cs-137 総量は原子力発電所の事故当初は高い値を示していたが、時間が経過するとともに減少し、現在は低い値を示していることが分かった。Cs-137 総量の値が高い期間は A 処理場・B 処理場共に 2011 年 6 月下旬から 8 月上旬にかけてであることが分かった。これは、Cs-137 が付着した土壤が 6 月下旬からの梅雨によって押し流されたことが原因であると言える。また、2012 年の梅雨の期間を見ると、両処理場共に前年度ほど高い値は検出されていない。これは、市街地に存在する事故由来の Cs-137 が降雨による河川や下水管への流出、または除染活動によって減少したことが原因であると言える。

3.2 脱水汚泥中の Cs-137 の成分分離

成分分離の結果を図-7, 図-8 に示す。ここで $Q1, Q2, Q3, Q4$ はそれぞれの基底流出、遅い中間流出、速い中間流出、表面流出である。 $Q1$ から順に流出変動が激しくなっていることが分かり、表面流出は降雨に敏感に反応していることが分かった。また、処理場 A, B の成分分離結果を比較すると、処理場 A の表面流出が処理場 B よりも激しいことが分かった。これは処理場の下水管の配管の違いからきているものであり、A 処理場の方が B 処理場よりも降雨の影響を大きく

受けていることが分かる。その他の成分 $Q_1 \sim Q_3$ は、時定数から考えると放射性物質が付着した土壤が下水管に流入し、処理場内で脱水汚泥として流出するまでに約 1~2 日かかることから、土壤が下水管に流入する以前の過程を表していると言える。

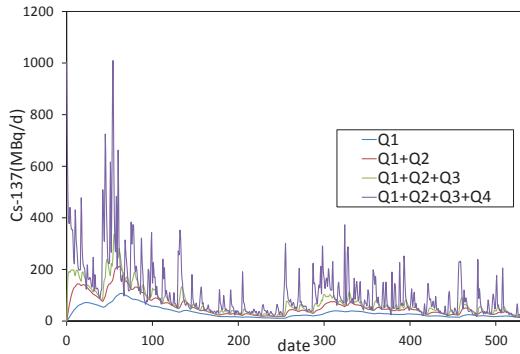


図-7 成分分離結果(A 処理場)

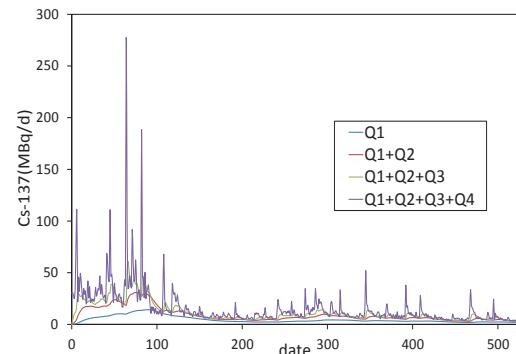


図-8 成分分離結果(B 処理場)

3.3 Cs-137 と降雨の関係

Cs-137 総量 Q (MBq/d) と降雨 P (mm/d) の関係を図-9、図-10 に示す。また、以下の図は土壤が降雨によって下水管に流入し脱水汚泥として流出するまでに約 1~2 日かかることから、検出される Cs-137 総量 (MBq/d) の値をその前日の降水量と対応させた図である。図-9、図-10 から Cs-137 総量 (MBq/d) と降雨との間には弱い相関があることが分かった。このことから、Cs-137 総量 (MBq/d) の流出成分の中に降雨との相関がある成分があることが分かった。また、成分分離して得られた表面流出 Q_4 (MBq/d) と降雨 P (mm/d) の関係を図-11、図-12 に示す。表面流出 Q_4 と降雨との相関は、A 処理場・B 処理場共に Cs-137 総量 (MBq/d) と降雨との相関に比べて高くなっていることが分かった。このことから、表面流出 Q_4 は降雨の影響が大きいことが分かった。また、事故由来の Cs-137 は時間経過につれて着実のその存在量を減らしており、降雨に対する応答も小さくなっていることがわかった。また、 $Q_1 \sim 3$ と降雨との

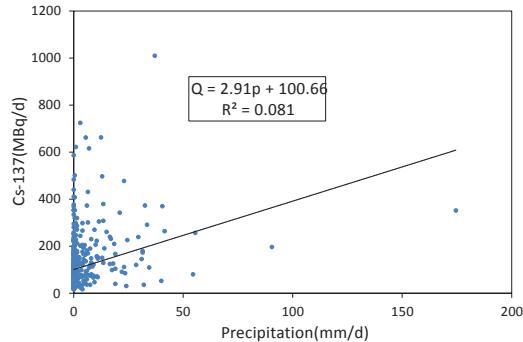


図-9 Cs-137 と降雨の関係(A 処理場)

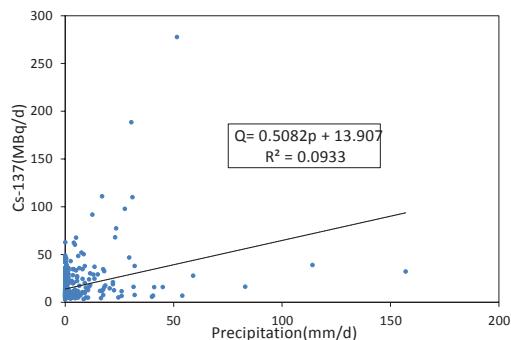


図-10 Cs-137 と降雨の関係(B 処理場)

相関は両処理場どちらからも確認できず, $Q1 \sim 3$ は降雨の影響が小さいことが分かった。時定数 T_c の値から考えても、この結果は正しいと言える。

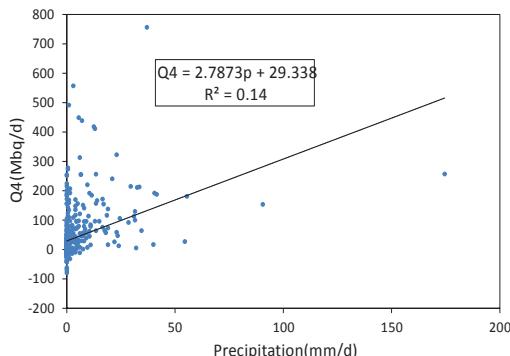


図-11 Q4 と降雨の関係(A 処理場)

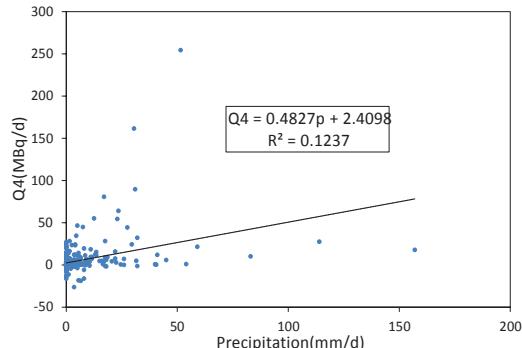


図-12 Q4 と降雨の関係(B 処理場)

4. 考察

本研究では日野・長谷部 (1985) の成分分離手法を用いて Cs-137 の時系列データを水文学的に解析した。本来であれば成分分離は河川流量を分離する場合に用いられるが、本研究では Cs-137 総量 (MBq/d) の流出成分を分離するために用いた。処理場 A・処理場 B ともに流出成分は 4 成分であると考え分離した。時定数 T_c や図-11, 図-12 から考えても、表面流出 $Q4$ は降雨による流出であると言える。 $Q1 \sim 3$ は規定流出や中間流出であると考えられるが、下水管内では土壤に付着した Cs-137 は地面に浸透せず、成分ごとの下水管内の流速に差異は生じないと考えられることや、時定数 T_c や脱水汚泥の処理工程を考慮しても、 $Q1 \sim 3$ は下水管内の Cs-137 の移行ではなく下水管に流入する以前の成分を表していると考えられる。このことから、土壤に付着した Cs-137 が市街地上を 3 つの成分に分かれて移動していると考えることができる。よって、時定数 T_c の算出で得られた速度で Cs-137 が市街地を移動していると考えられる。

現時点では、表面流出 $Q4$ が降雨による流出であることがわかっているが、 $Q1 \sim 3$ の流出が何に起因しているかが分かっていない。今後の展開としては、 $Q1 \sim 3$ がどのような流出経路を辿っているかを明らかにする必要がある。それに至って、本研究では日野・長谷部(1985)の成分分離手法だけではなく、表面流モデルである kinematic wave 法を用いることで $Q1 \sim 3$ の流出成分を明らかにする予定である。

5. 結論

本研究は下水管に流入する放射性物質の動態を明らかにすることを目的として、日野・長谷部 (1985) の成分分離手法を用いて Cs-137 の時系列データを水文学的に解析した。得られた結果を以下にまとめる。

- ① A 処理場・B 処理場とともに Cs-137 の流出成分は 4 成分である。
- ② 成分分離した結果によると、表面流出 $Q4$ は降雨と相関があるが、 $Q1 \sim 3$ は降雨と相関が

なく、日野・長谷部（1985）の成分分離手法だけでは Q1～3 の流出成分が何に起因しているかを特定することは難しい。

今後、本研究は kinematic wave 法を用いることで Cs-137 の動態に関する検討を進めることを検討している。

謝辞

本研究は、CREST 「安全で持続可能な水利用のための放射性物質移流拡散シミュレータの開発」および国立大学改革強化推進事業「環境放射能の動態と影響を解明する先端研究拠点の整備」の成果の一部である。

参考文献

日野幹雄・長谷部正彦（1985），水文流出解析，森北出版。

Analysis of sediment yield and sediment deposition in Lake Tuni, Bolivia

Gabriela Sossa Ledezma¹, Hitoshi Tanaka², Francisco Rojas Illa³

1. Introduction

Lake Tuni is a very precious water resource that provides water resources to two major cities of Bolivia, La Paz and El Alto. Hence there is a big concern about global climate change not only will accelerate glacier retreat, but also it may result in accelerate sediment deposit, reducing the capacity of the lake. In this sense studies directed toward the analysis of the deposition phenomenon will be of great help.

After sediment particles have been removed from the watershed surface, some of them are transported through the river system into a reservoir. Some of the eroded materials are transported to a lower area for temporary storage before they eventually move through the river system for a terminal point of deposition. Thus the amount of sediment deposition to a reservoir depends on the amount of sediment yield produced by the upstream watershed although this relationship was not yet clearly quantified; herein these patterns are analyzed for Lake Tuni.

There are numerous studies on various aspects of soil erosion and sediment deposition that gave sights in the current study. Milan et al. (2007) and Hashimoto et al. (2013) proposed new techniques for field survey to estimate the sediment deposits volume. The sensibility of sediment yield to land use, soil coverage, soil formation, precipitation and area coverage was analyzed in the approaches of Hippe et al. (2012), Walling (1999), Kothyari et al. (1994) and Avendaño et al. (1997). These were very helpful for the interpretation of our results in comparison with the approach of Kawagoe (2012) who reported the current sediment yield of Tuni catchment area.

2. Study Area

In Lake Tuni were found two sand deposits, the sediment deposit of Tuni River and the sediment deposit of a nameless river, which surface area are 0.035 Km^2 and 0.019 Km^2 respectively (Fig. 1).

Tuni River originates in Tuni Glacier flows for 5.46 Km before draining into Lake Tuni, and has a contributing catchment area of 10 Km^2 . On the other hand, the above mentioned nameless river flows for 0.94 Km before draining into Lake Tuni, and it has a contributing catchment area of 0.65 Km^2 .

3. Methodology

Digital Elevation Model

Both sediment deposits were surveyed in early October 2013 with the 3D laser scanner, Quarryman Pro, in three parts to reduce the possibility of unscanned areas due to shadowing effect and with a high

¹ Research student, School of Engineering, Tohoku University (6-6-6, Aoba, Aoba-ku, Sendai, 980-8579), Japan.

² Dr. Eng., Prof., Department of Civil Engineering, Tohoku University (6-6-6, Aoba, Aoba-ku, Sendai, 980-8579), Japan.

³ Technician, Institute of Hydraulics and Hydrology, Major de San Andres University (39 Street, Cota Cota, La Paz), Bolivia

definition of 0.20 [m] (vertical and horizontal interval between each observation). on each sand deposit respectively. The instrument combines reflectorless laser measurement technology with high-speed automatic robotic surveying to obtain topographical accurate measurements. Later MDL software is used to export that data into Global Mapper format, deriving in a digital elevation model (Fig. 2-3).

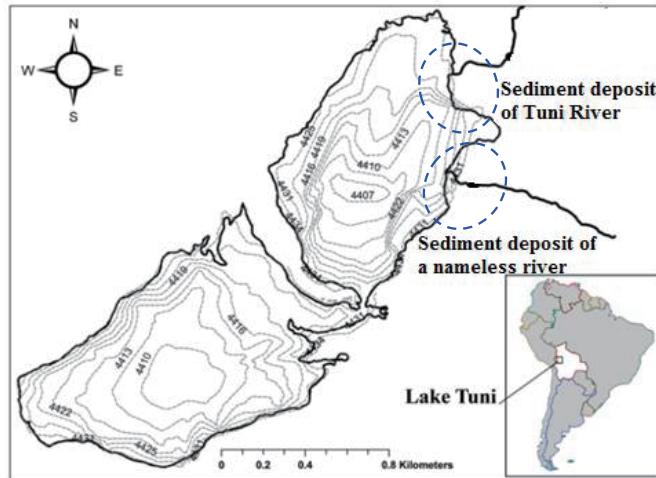


Fig. 1 Location of Tuni River mouth and a nameless river mouth in Lake Tuni

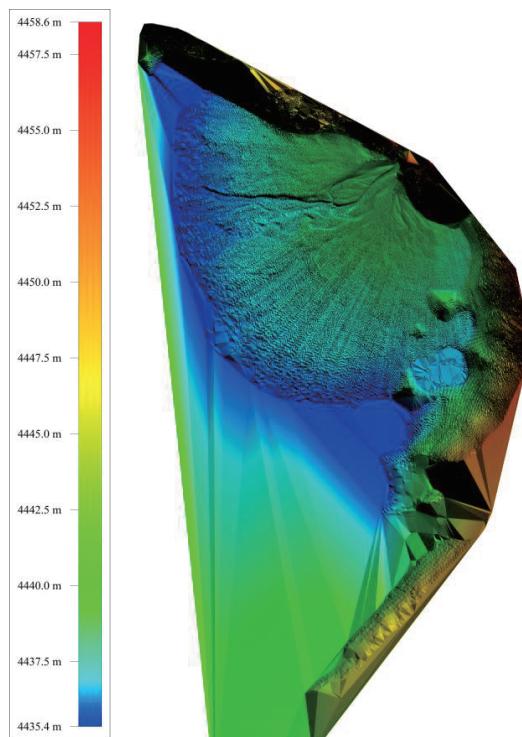


Fig. 2 Topography of the sediment deposit of Tuni River

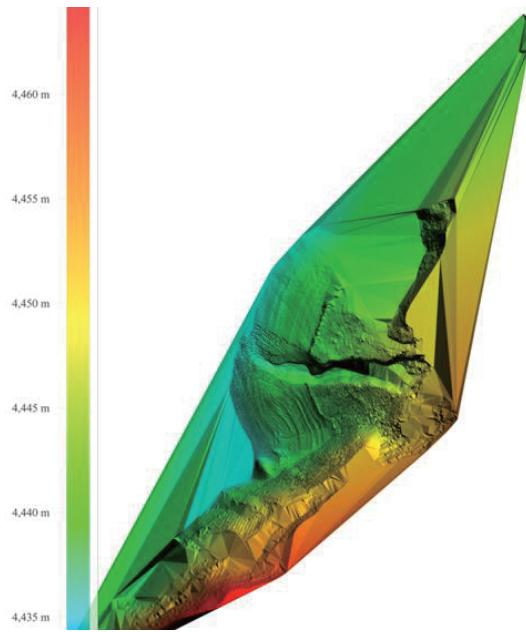


Fig. 3 Topography of the sediment deposit of a nameless river

The bottom level of the sediment deposits

Sediment movement is accompanied by the organization of grains into morphologic elements called bedforms. Hence in this study the bottom level of the sediment deposit is defined as the base over which the presence of bedforms started to be evident. Similar assumption was already validated in the study of Hashimoto et al. (2013).

In the sediment deposit of Tuni River was performed two excavation points (Fig.4). Analyzing the excavation point T2, 4436 [m.a.s.l], was found the predominance of clay, without any presence of bedforms. In the other hand at the excavation point T1, 4437.1 [m.a.s.l], was appreciable the existence of two layers of gravel which thickness are 0.29[m] and 0.22 [m] respectively (Table 1). Below this bedforms, at the elevation of 4436.5 [m.a.s.l.], the composition of the soil suddenly changed from gravel to clay.

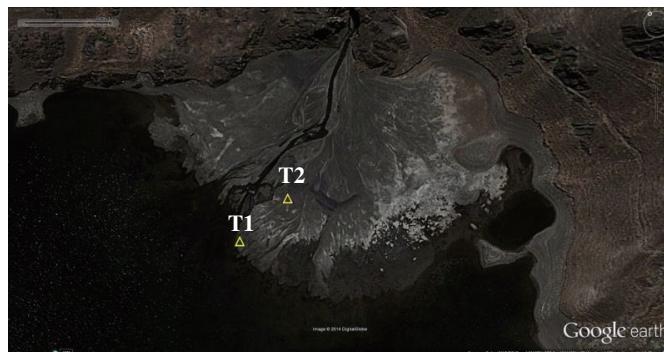


Fig. 4 Excavation points on the sediment deposit of Tuni River

Table 1 Soil composition at Excavation Point T1

Bedform	1st	2nd	3rd
Thickness [m]	0.29	0.22	0.65
Soil composition	Gravel	Gravel	Clay

For the sediment deposit of a nameless river was performed three excavation points (Fig.5). At the excavation point N1, 4437 [m.a.s.l], clay was found below three layers, at the elevation of 4435.9 [m.a.s.l.]. These layers are composed by mixture sand and clay, which thickness are 0.2 [m], 0.5[m] and 0.37[m] respectively. Although for the cases N2, 4436.3[m.a.s.l], and N3, 4436.5[m.a.s.l], the excavations was less depth than in case N1. Both cases present similar composition in the upper layers, a mixture of sand and gravel, and on the deeper layers a mixture of thinner sand and clay. The thickness of each layer is summarized in Table 2-4.

Therefore 4436.5 [m.a.s.l] is the level assumed as the bottom of the sediment deposit of Tuni River and 4435.9[m.a.s.l] in the case of the sediment deposit of a nameless river. These levels are considered as a constant base height for the estimation of the sediment deposit volume.

**Fig. 5** Excavation points on the sediment deposit of a nameless river**Table 2** Soil composition at Excavation Point N1

Bedform	1st	2nd	3rd	4th
Thickness [m]	0.2	0.5	0.37	0.19
Soil composition	Sand	Sand	Mixture of sand and clay	Clay

Table 3 Soil composition at Excavation Point N2

Bedform	1st	2nd	3rd
Thickness [m]	0.12	0.33	0.55
Soil composition	Sand	Sand	Mixture of sand and clay

Table 4 Soil composition at Excavation Point N3

Bedform	1st	2nd	3rd	4th
Thickness [m]	0.06	0.1	0.18	0.6
Soil composition	Sand	Sand	Mixture of sand and clay	

4. Results and discussion

Estimation of the sediment deposit's volume and the rate of sediment deposition

Based on the information collected with the 3D laser scanner and with the help of a tool menu in Global Mapper's setup was estimated the sediment deposit volume. The same base height (the bottom elevation of the sediment deposit) relative to each vertex was specified as 4436.5[m.a.s.l] for the sediment deposit of Tuni River and 4435.9 [m.a.s.l] in case of the sediment deposit of a nameless river. These results were summarized in Table 5.

Finally in order to estimate the rate of sediment deposition due to sediment transport by rivers, the total volume of sediment was divided by the length of time that the Dam is functioning of 34 years from 1978 to 2013, showing the results in Table 6.

Table 5 Volume of sediment deposits until 2013 [m³]

Parameter	Value
Volume of Tuni sand deposit [m ³]	4.63×10^4
Volume of a nameless sand deposit [m ³]	3.6×10^4

Table 6 Rate of sediment deposition [m³/year]

Parameter	Value
Tuni sand deposit [m ³ /year]	1363
A nameless sand deposit [m ³ /year]	1068

Comparison

Kawagoe (2012) reported that the current rate of sediment yield of Lake Tuni catchment area is 76.7 m³/year. This a much lower value than our estimations of the rate of sediment deposition, summarized in Table 2. Furthermore this value is low if we compared with other approaches with similar coverage area. Therefore the sensibility of sediment yield to different parameters (soil formation, soil coverage and precipitation) was analyzed to establish the reliability of our results.

According to Hippe et al. (2012) the study area belongs to the formation of Paleozoic which indicates a stronger resistance to weathering and erosion processes. Moreover the gradient of precipitation varies monthly from 120 mm in rainy season (Jan-Mar) to 18 mm in dry season (Jun-Aug), which is characterized by episodic, heavy and short duration. Thus the sediment particles removal and the fluvial sediment transport are largely limited to the rainy season. In addition the vegetation on Lake Tuni catchment area is limited to grass and small bushes. This is consistent with results obtained in many different areas of the world, which have already provided evidence that slight land use leads to low

erosion rates. Therefore taking into account this factors can be explained the low rate of sediment yield reported by Kawagoe (2012). In the other hand it was exposed the necessity to establish the current rate of sediment deposition by other methodologies.

5. Conclusions

The estimation of the sediment deposit's volume and the rate of sediment deposition was obtained by means of topographical measurements on the sediment deposits (performed with a 3D laser scanner) and information about bottom level of the sediment deposits.

It was established that parameters such as: precipitation soil coverage and type of soil formation are influencing the low rate of sediment yield in Tuni catchment area.

In order to establish the rates of sediment deposition with more accuracy it should be necessary to evaluate other techniques such as the comparison of the current measurements made on 2013 with a future one in 2014.

Acknowledgement

The authors would like to express our greatest gratitude to JST/JICA, SARTREPS (Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development) for supporting financially this study. It would not have been possible without its help.

References

- Avendaño, C., Sanz, E., Cobo, R., Gomez, J.L., 1997. Sediment yield at Spanish reservoirs and its relationship with the drainage basin area. 19th Congress of large dams, Florence: 863-874
- Hashimoto, K., Goto, K., Sugawara, D., Imamura, F., 2013. Consideration of tsunami deposits distribution in Sendai plain evaluated by sediment transport model, in 2ndG-EVER International symposium and The 1st IUGS&SCJ international workshop on natural hazards, Japan
- Hippe, K., Kober, F., Zeilinger, G., Ivy-Ochs, S., Maden, C., Wacker, L., Kubik, P.W., Wieler, W., 2012. Quantifying denudation rates and sediment storage on the eastern Altiplano, Bolivia, using cosmogenic ¹⁰Be, ²⁶Al, and in situ ¹⁴C. Geomorphology 179: 58-70
- Kawagoe, S., 2012. Sediment production in Lake Tuni catchment due to climate change, in Grande Congress, October 5th, Japan
- Kothiyari, U.C., Tiwari, A.K., Singh, R., 1994. Prediction of sediment yield. Journal of Irrigation and Drain Engendering 120:1122-1131
- Milan, D.J., Heritage, G.L., Hetherington, D., 2007. Application of a 3D laser scanner in the assessment of erosion and deposition volumes and channel change in a proglacial river. Journal of Earth Surface Process and Landforms: 1657-1674.
- Walling, D.E., 1999. Linking land use, erosion and sediment yields in river basins, Journal of Hydrobiology: 223-240

Tuni 湖における斜面形状と浮遊砂特性に関する研究

福島大学大学院共生システム理工学研究科 今泉 直也

Fabiana Mercado

福島大学共生システム理工学類

川越 清樹

1. はじめに

気候システム温暖化は今後の地球環境改変を及ぼす関心事であり、様々な分野で将来予測に取り組むと同時に、適応するための対策、施策を検討が進められている。温暖化に伴う氷河減衰は全球規模の水資源問題において重点的課題として取り上げられており、融解水量の減少、水質変化、土砂生産等多岐にわたる問題が指摘されている。

本研究の対象地域となるアンデス山脈山麓に分布するボリビアのTuni湖(図1参照)は、標高約4,500mに位置する1977年に建設された総貯水量 $24.7 \times 10^6 \text{ m}^3$ のロックフィルダムにより貯水されている湖沼である。貯水池から南東約30kmに位置するLa pazおよびEl altoへ生活、灌漑用水として $1.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ を配水させている。Condriri, Tuini, huyna potosiと呼称される3つの流域からの出水をトゥニ貯水池の水源とするが、各々の流域最上部には氷河が分布する。当該領域は年間降水量500mm程度の半乾燥地域の気候を呈し、降水よりも氷河融解による出水を貯水池に集積させて水資源を確保させている。しかしながら、近年の気温上昇によりアンデス山脈氷河の急速な減衰が報告されており¹⁾、将来的な水資源量の切迫が危惧されている。加えて、近年、La paz, El altoの人口集中の加速も認められており、都市域、耕作地の拡大による水需要の増加も指摘されている。そのため、気候システムの温暖化に伴う水資源の影響を見積もることが必要とされている。

ただし、気候システムの温暖化としての影響は水資源量にとどまらず、貯水池の土砂堆砂の影響を考慮しなければならない。温暖化により氷河融解が進行した場合、植生の乏しい地表面

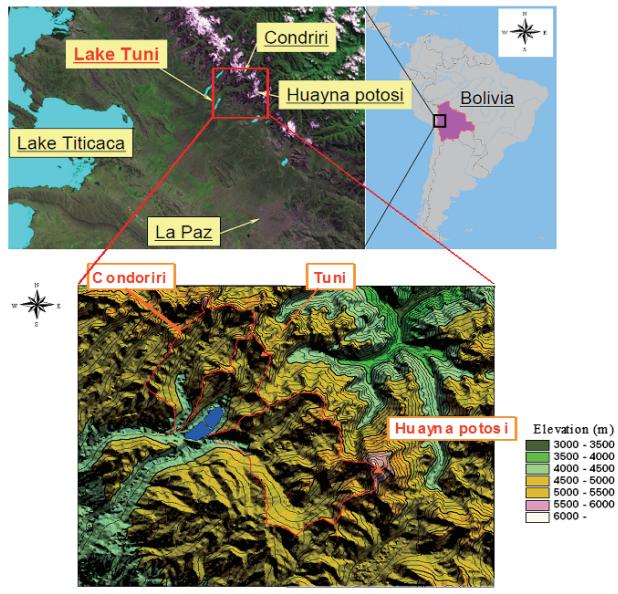


図1 調査対象地域

*Research on characteristic relationship between landform and suspended sediment in Tuni lake by Naoya Imaizumi, Fabiana Mercado and Seiki Kawagoe

に裸地が広がることとなる。特に氷河下の土砂浸食量は火山地帯の次いで多いことが指摘されている²⁾が、植生繁茂するまで降水衝撃吸収効果がないため裸地面で降水による浸食の進む過程が想定される。その一方で、温暖化することにより植生繁茂しやすい条件に変化することとなる。そのために長期的には土砂浸食が減少する可能性も含まれる。

以上を背景に、氷河下領域の湖沼である Tuni 湖流域を対象に土砂動態の解明を目的に研究を試みている。本論文では、湖沼の流域内の地形・土地被覆・斜面構成土壤の分析と浮遊砂の研究経過について取りまとめたものである。

2. 研究方法

土地被覆解析、地形情報整備、斜面構成土壤分析を試みているが、各研究の手法は以下に示す通りである。

① 土地被覆解析

衛星画像 Landsat TM(グリッドセル解像度 30m×30m)を利用し、氷河、裸地地域、植生被覆地域の特定を試みた。

② 地形情報整備

緻密な地形、微細地形情報(基礎データ衛星画像 ALOS グリッドセル解像度 7m×7m)を利用し、Tuni 湖に流入する流域の河床勾配と周辺斜面のデータ整備を実施した。

③ 斜面構成土壤分析

現地より各流域の土壤試料をサンプリングし、粒度試験を行うことで流域各エリアの土壤粒径の分布状況把握を試みた。

以下に各取り組みの詳細を記載する。

① 土地被覆解析

衛星画像 Landsat TM(グリッドセル解像度 30m×30m)は、可視域バンドを 3 つ、近・中間赤外域バンドを 3 つ、赤外域バンドを 1 つとした計 7 つより構成されている。これらのバンドを合成利用することで指標を求め、植生、裸地、氷河の被覆領域の判読を試みた。以下の(1)式から(3)式に示す指標をグリッドセル毎に求めて空間領域を判読している。

$$(植生) \quad NDVI[Normalize difference vegetation index] \quad ([NIR-VIS]/[NIR+VIS])-----\quad (1)$$

$$(裸地) \quad NDSI[Normalize difference soil index] \quad ([MIR-NIR]/[MIR+NIR])-----\quad (2)$$

$$(氷河) \quad NDSI[Normalize difference snow index] \quad ([GIS-MIR]/[GIS+MIR])-----\quad (3)$$

ここで、NIR:0.76-0.90 μ m(近赤外 Band4), VIS:0.63-0.69 μ m(可視 Band3), GIS:0.52-0.60 μ m(可視 Band2), MIR:1.55-1.75 μ m(中間赤外 Band5)である。判読画像は 1986 年から 2011 年までの 8 月のデータ(2011 年のみ 5 月)である。既に著者らにより、年毎の乾季(おもに 8 月)のデータは判読されており、流域毎の乾季時期のみの土地被覆は求められている³⁾。傾向として、植生被覆領域増加、裸地被覆領域やや減少、氷河被覆領域減少が認められている。本解析では、各月の 1986 年から 2011 年平均値を求め、季節的な変化傾向を求めるに取り組んでいる。

② 地形情報整備

緻密な地形、微細地形情報(基礎データ衛星画像 ALOS グリッドセル解像度 $7m \times 7m$)を利用し、Tuni 湖に流入する Condri, Tuni, huyna pototi 流域の河床勾配と周辺斜面のデータ整備を実施した。周辺斜面のデータとして同一方向の斜面延長、斜面傾斜度を求めた(図 2 参照)。これら地形情報を整備することで、流域内の地形緩急を理解することが可能となる。急勾配ほど土砂移動特性が高まり、緩勾配ほど土砂堆積が進むといったプロセスを重ね合わせることで、土砂生産が貯水池に到達するまでの、土砂生産、土砂輸送、土砂堆積の動態推測にも利用できる。なお、本論では土砂生産に特化した考察を示すこととし、裸地の土地被覆と重ね合わせしたことによる土砂生産活性化ゾーンを検討した。

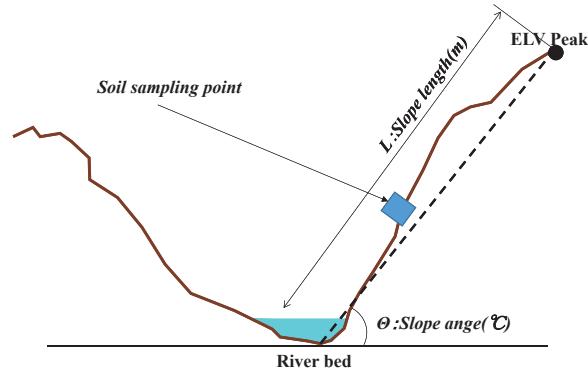


図 2 地形情報概念図

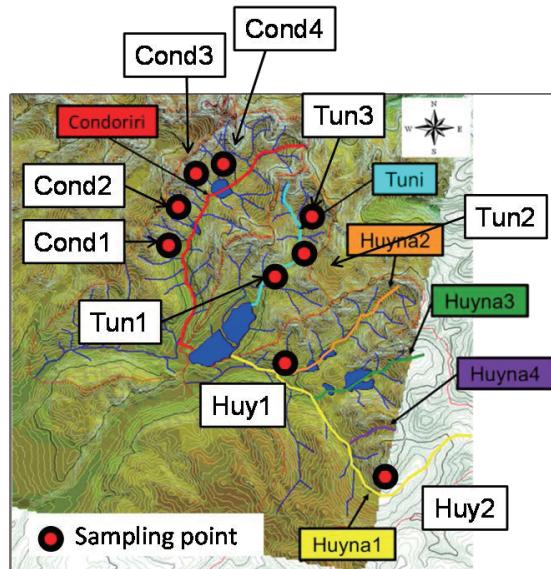


図 3 斜面構成土壤サンプリング位置図

③ 斜面構成土壤分析

現地より各流域の土壤試料をサンプリングし、粒度試験を行うことで流域各エリアの土壤粒径の分布状況把握を試みた。図 3 に斜面構成土壤サンプリング位置を示す。斜面構成土壤サンプリングした土壤とは、斜面表層 5cm 内に分布する裸地に分布するものである。表層に分布する土壤の粒度を把握することにより、雨食に伴う土砂流動しやすい土壤粒子の分布状況を確認できる可能性をもつ。また、河道内の土砂形状や浮遊砂状況との比較より量的な土砂動態把握できる可能性も有する。なお、現地調査結果から表層に分布する土壤は、先に示した氷河直下流域で植生乏しい状況であることも影響し、有機物混入を示唆する黒褐色化した色調を成していない。概ねが粘板岩基質の暗青灰色を呈した状況であることが把握されている。基本的に当該流域の概ねは粘板岩が剥離した土砂が表層に分布している。

3. 土地被覆解析結果

土地被覆解析結果として、図4に各月の平均的土地被覆、図5に雨季(2月)と乾季(8月)の統括比較図を示す。各結果に示されるとおり、植生の活性度は異なるものの各月で植生分布領域に大きな変化がないことが明らかにされた。流域に分布する植生は Paja と呼ばれる雑草だが、多年草で完全に枯れて消失することではなく、乾季に活性乏しくなるものの、雨季には活性高まる傾向を示す。なお、既往研究から植生被覆範囲が徐々に増加することも踏まえる³⁾と、気候変動により枯渇しにくいため、今後も温暖化により植生被覆領域は増加する可能性を有する。その一方で裸地面積が減少する可能性も示唆される。また、標高との比較によれば、標高4,500m 以上で裸地の占拠率が著しく広がることが明らかにされた。現行の植生繁茂限界高度は概ね4,500m であると考えられる。

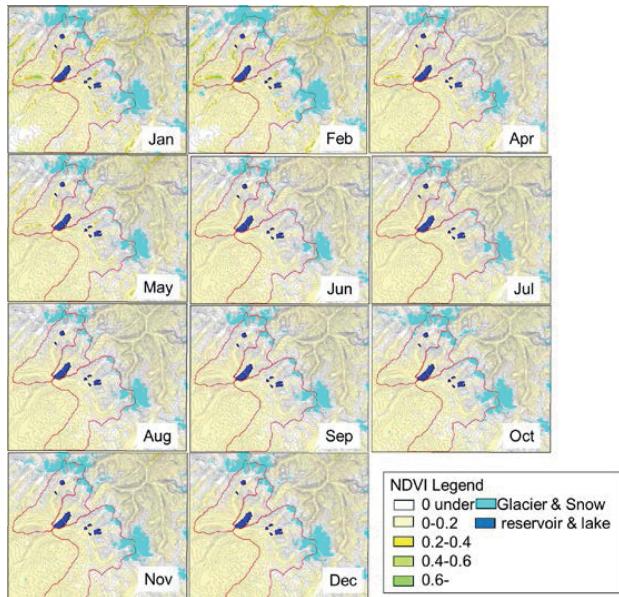


図4 各月の平均的土地被覆図

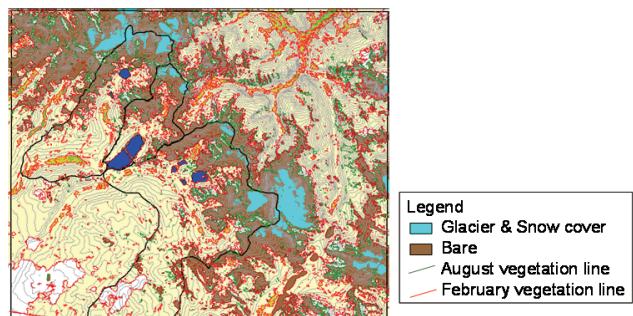


図5 雨季(2月)と乾季(8月)の統括比較図

4. 地形情報整備と土砂生産の考察

地形情報整備、および土砂生産性を踏まえた考察を行うための結果として、図6に地形判読統括図を示す。図6は流域毎の河床勾配、斜面延長、斜面斜度に加えて、斜面に対する裸地の占拠率を示している。裸地と地形の情報を重ね合わせることで土砂生産の活発化しやすい領域を把握することができる。

Condoriri 流域では、裸地が広がり、斜面傾斜度が大きな(左岸、右岸とも最大20°程度)領域はL=6,500 から 7,000m 地点で土砂生産が活発に生じうる可能性が示唆される。なお、この直下流の河床勾配は急変して緩くなる。そのため、規模の大きな生産でない限り、直下に土砂堆積ゾーンも確保され、粒径の細かな浮遊土砂が貯水池に波及していく過程が推測できる。他のCondoriri 流域の特徴としては、標高4,600m の地点で裸地斜面増加している傾向が認められる。

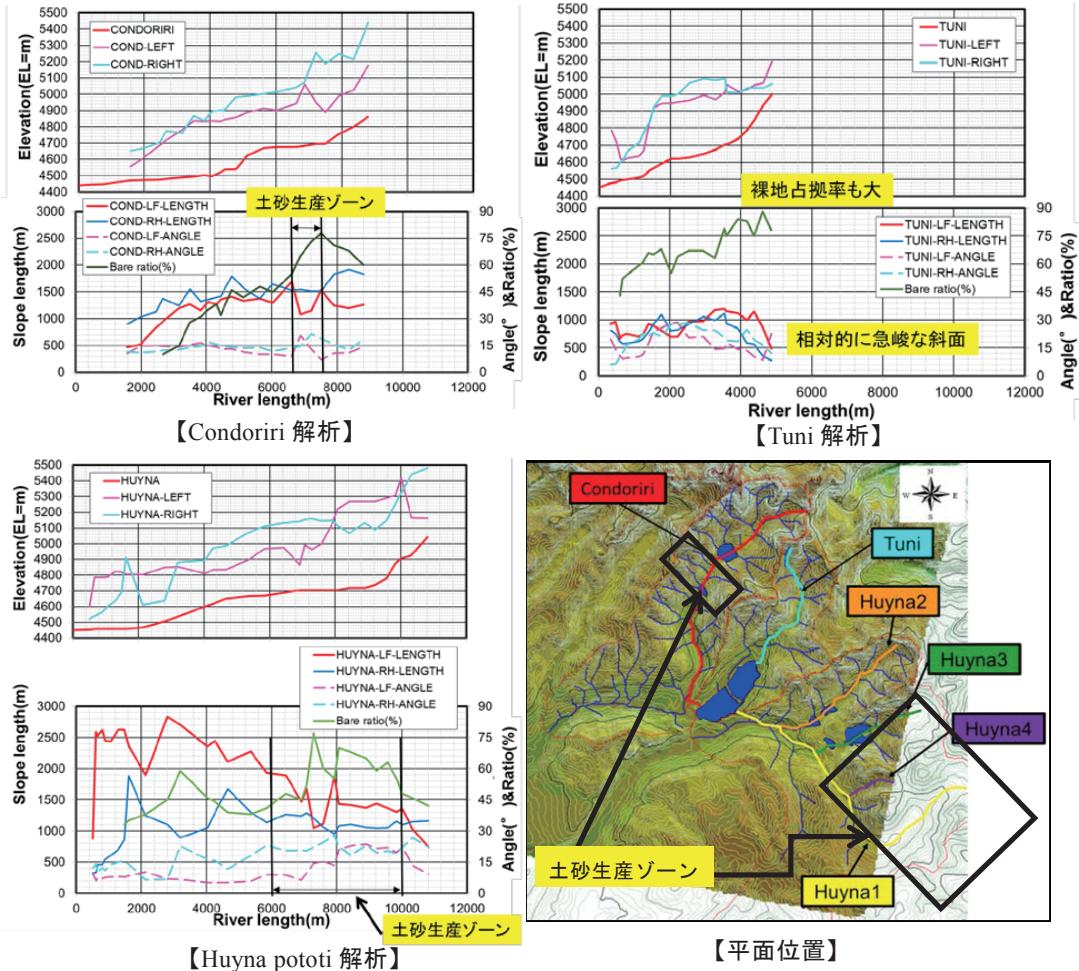


図6 地形判読統括図

Tuni 流域では、他流域と比較して裸地斜面の占拠率が大部分を占めている。斜面傾斜度も急峻であり、地形的には土砂生産ポテンシャルが高いと推測される。河床勾配も急であるものの、流末側で河床幅が広がっており、テラスも形成されていることから、貯水池に土砂が流入しにくい地質形状を成しているといえる。

Huyna 流域では、裸地が広がり、斜面傾斜度が大きな(左岸、右岸とも最大 20°以上)領域は L=6,500m 以降で認められている。この状況は、L=6500 より上流側のエリアが土砂生産しやすい形状をなしていると推測される。また、この流域の右岸側は全流域区間を通じて急峻(15°以上)であり、特に右岸側の土砂流出しやすい地形特徴を有しているといえる。

5. 斜面構成土壤分析

現地調査より把握された地質状況として、Condoriri, Tuni では暗青灰色を呈する粘板岩基岩の原色に近似した状況が認められる一方で、Huyna potosi では風化劣化を示唆する褐色の色調を呈する。色調から Huyna potosi で土砂生産しやすい状況が推測される。土壤粒度分析の結果は図7の土壤粒度分析図に示す通りである。粒度の傾向より粒径 2mm 以下の砂を対象にすれば Tuni 流域、Huyna potosi 上流域で多く分布すること、概ねの流域で粒径 200 μm 以下の細

砂から粘土は概ね 3%から 10%の分布する一方で、Tuni 流域は 20%以上と多い結果が明らかにされた。輸送されやすい土砂は粒径的に Tuni 流域に多く分布するが、特に輸送しやすいシルト($75 \mu\text{m}$ 以下)よりも小粒径の分布は不明であるため、今後、試料をさらに細分化する意向である。また、浮遊砂の分析も踏まえて土砂動態の解析を進める予定である。

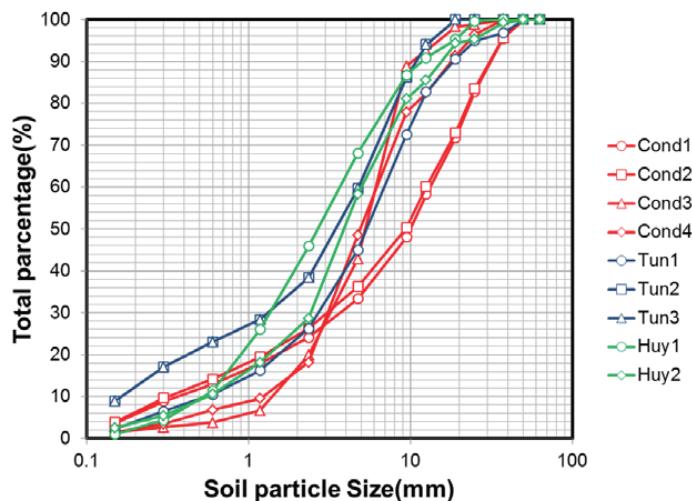


図 7 土壤粒度分布図

6. おわりに

研究の取り組みにより以下の考察を得た。

- 土地被覆より、季節変化で枯れにくい Paja の植生特性より裸地領域は減少する可能性が明らかにされた。
- 地形情報整備と土地被覆の関係より、Condoriri, Huyna potosi 流域の土砂生産しやすい領域と Tuni 流域は総じて土砂生産しやすいものの流出部のテラスの形成により流出制限されていることが明らかにされた。
- 土壤粒度分析より、Tun 流域および Huyna potosi 上流では土砂輸送しやすい細粒土砂粒子が多く分布していることを明らかにした。

今後、浮遊砂も含めた土砂化学組成、および細粒粒度構成も含めた緻密な解析を加え最終的な土砂動態過程を誘導する結論を導き、氷河下流域の土砂特性を明らかにする..

謝辞：本研究は、地球規模課題対応国際科学技術協力事業(SATREPS)の援助による GRANDE によって実施されました。ここに記して謝意を示す次第である。

参考文献

- Bernard Francou, Edson Ramirez, Bolivar Caceres, and Javier Mendoza : Glacier Evolution in the Tropical Andes during the the Last Decades of the 20th Century, A Journal of the Human Environment Vol.29, Issue.7, pp.416-422, 2000.
- Koppes, M. and Montgomery, D.R., The relative efficacy of fluvial and glacial erosion over modern to orogenic timescales, Nature Geoscience ,2 ,pp.644-647,2009.
- 今泉直也, Fabiana mercado, 川越清樹:熱帯氷河流域下の植生変化が土砂浸食に及ぼす影響の評価, 2013 年度水文水資源学会研究発表会要旨集, pp.210-211, 2013.

泥火山噴出物流入に伴うインドネシア・ポロン川の河床変動*

東北大学 工学部 森 文章

東北大学 大学院工学研究科 三戸部 佑太

東北大学 災害科学国際研究所 呉 修一

Institut Teknologi Sepuluh Nopember Suntoyo

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

東北大学 災害科学国際研究所 有働 恵子

東北大学 災害科学国際研究所 真野 明

1. はじめに

2006年5月インドネシア・シドアルジョ市で泥火山が発生し、大量の汚泥が噴出した。泥火山とは水を多量に含む粘土が地下からのガスによって押し上げられガス噴出孔のまわりにできる円錐形の丘のことである。インドネシアのジャワ島は世界有数の地殻変動帯であり、泥火山の発生は多くの場所で起こっている。泥火山は数年～数十年に一回程度の間隔で爆発的に活動し、一回の活動で泥火山からの汚泥噴出量は最大数十万 m^3 になる可能性がある(高橋ら, 2006年)。シドアルジョ市で発生した泥火山の汚泥分析(US Geological Survey, 2013)や泥火山の活動継続期間の解析(Davies et al, 2011)は行われているが、泥火山噴出物流入に伴う河川への影響については十分な検討が行われていない。よって、本研究ではポロン川へ流入する汚泥の堆積状況の評価を目的とし、ポロン川の河床の測量結果を基にその変動と汚泥堆積の関係について検討を行った。

2. 研究対象と被害状況の概要

全長320km、流域面積12,000 m^2/km のジャワ島第2の河川であるプランタス川は下流域でスラバヤ川とポロン川に分流している(図-1参照)。ポロン川は全長約60kmの河川であり、インドネシア・ジャワ島東部のスラバヤから約30km南に位置している。河川幅は150m～300m、河川勾配は1/3500～1/8000であり、天井川区間が多く存在している。流域の年間雨量は1500～2000mm程度であり、明瞭な雨期(概ね10月～4月)と乾期(概ね5月～9月)が存在する(図-2参照)。

もともとはスラバヤ川が本川であったが、19世紀末にポロン川を洪水排水路として開削した。雨期にはスラバヤ川下流に位置するスラバヤを洪水から守るため、洪水流のすべてをポロン川へ流している。一方で乾期は新レンコンダムによりスラバヤ川とプランタス・デルタ灌漑水路に取水され、ポロン川へはほとんど供給されない。

シドアルジョ市の泥火山では泥の噴出量が最大で約18万 m^3/day にも達し、その後日々に噴

*River bed variation in Prong River in Indonesia due to sediment inflow from mud volcano by Fumiaki Mori, Yuta Mitobe, Shuichi Kure, Suntoyo, Makoto Umeda, Hitoshi Tanaka, Keiko Udo, and Akira Mano

出量が減少しているが、発生から7年以上経過した現在も噴出が続いている（表-1参照）。この災害により避難住民が4万人に達した2006年7月に泥をせき止めるための堤防を設置したが、一部の堤防では決壊や泥の越流が生じ、これにより公共機関への影響も生じている。堆積・貯蔵限界に達した泥は2006年11月22日以降ポロン川へ排出されており、現在でも大量の汚泥がポロン川に排出されている。ポロン川の汚泥流入口は二箇所あり、どちらも河口からおよそ28km地点に存在している。

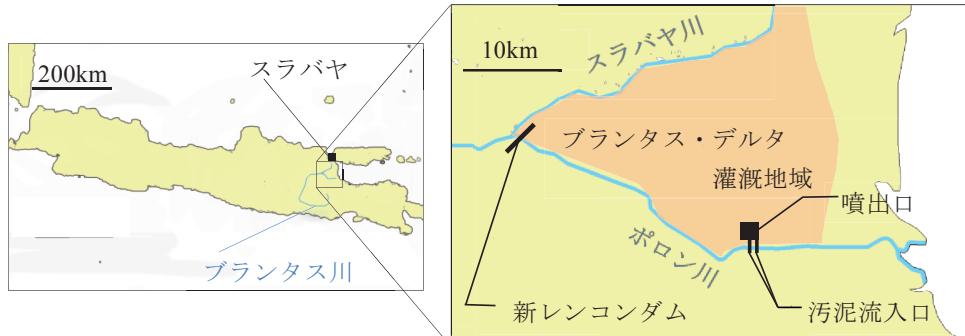


図-1 対象領域

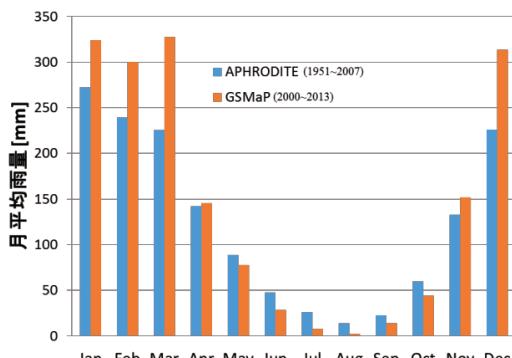


図-2 ブランタス川流域における月平均雨量(呉ら,2013)

表-1 汚泥噴出量(呉ら, 2013)

年	平均噴出量 (千 m ³ /day)	最小噴出量 (千 m ³ /day)	最大噴出量 (千 m ³ /day)
2006	100	90	180
2007	80	60	95
2008	60	20	80
2009	50	5	75
2010	40	1	70
2011	30	0	70
2012	20	0	70

3. 研究方法

インドネシア政府のLumpur Sidoarjo(LUSI)泥火山災害の担当部局であるBPLS (Badan Penanggulangan Lumpur Sidoarjo - Sidoarjo Disaster Recovery Agency) が汚泥噴出後に測量した1km毎の河床断面データ(図-3参照)を用いて、河道部の地形変化過程を調べた。ただし、河床断面データの基準点は測量日毎に異なり(図-3(b)参照)、また横断面の測量間隔が一定ではない。そこで時間変動のない堤防位置を基準に補正を行い(図-3(c)参照)、補正後のデータについて線形補間を行うことで横断面方向1m間隔のデータを取得した。これを汚泥噴出量や流量、及びシンガポール国立大学が公開している衛星画像と比較し、汚泥流入が河床変動に与えた影響を評価する。

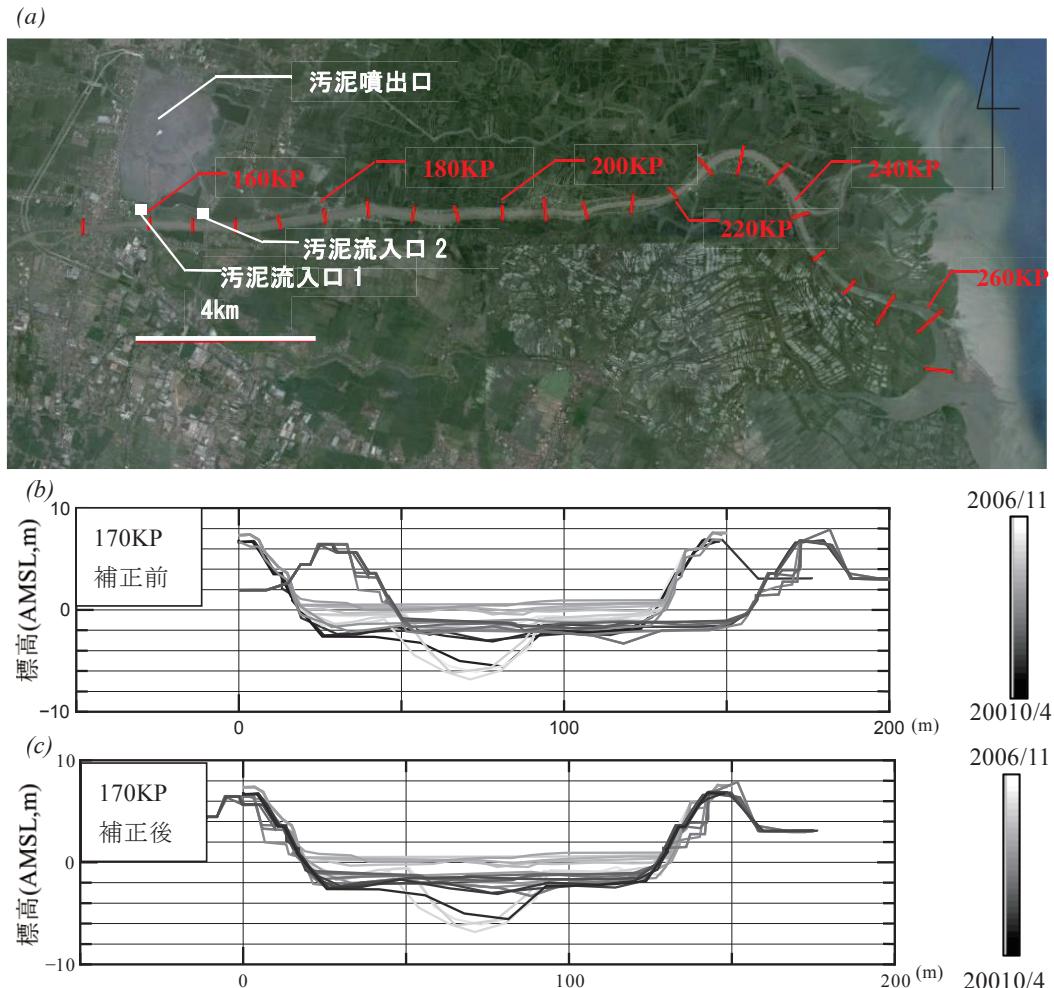


図-4 BPLS による河床測量データ. (a)測量断面, (b)測量データの例(170KP 準正前), (c)測量データの例(170KP 準正後). (b),(c)の線の色は時間を示す

4. 平均河床高

図-4(a)に平均河床高の河道縦断方向分布を示す. 汚泥流入口上流の 152KP では河床変動がほとんどみられない一方で、汚泥流入口より下流側では大きな河床変動が生じておる、流入した汚泥の堆積物がボロン川における河床変動に大きな影響を及ぼしていることがわかる. また乾期での河床上昇量は汚泥流入口付近で最大となっている. 汚泥噴出量が少ない 2009 年の河床変動をみると乾期の間での河床高の増加量は 2007 年乾期の増加量に比べ小さい(図-4(b)参照). 汚泥流入口より下流側では 2007 年乾期(概ね 5 月～9 月)に大きく河床が上昇し、雨期に急激に減少しているが、190KP 付近では 2007 年乾期に河床が上昇した後雨期(2007 年 5 月～2008 年 2 月)での減少量が他の断面と比較して小さい.

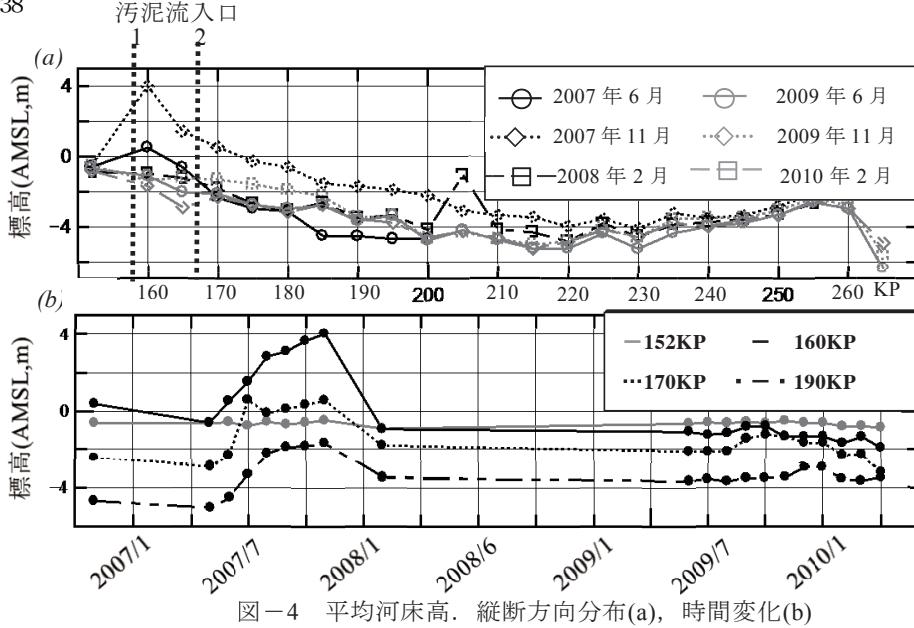


図-4 平均河床高. 縦断方向分布(a), 時間変化(b)

5. 経験的固有関数法による河床変動解析

ボロン川の河床変動の主因を探るため、経験的固有関数による解析を行った。この解析方法は次式のように、地形データ等の時空間分布を空間方向の固有関数 $e_n(x, y)$ と時間方向の固有関数 $c_n(t)$ の積で表す、主成分分析の一種であり、これらの固有関数はデータを基に経験的に決定される（加藤・吉松、1984）。

$$h^*(x, y, t) = h(x, y, t) - h_1(x, y, t) = \sum_{n=1}^k c_n(t) e_n(x, y) \quad (1)$$

本研究では多くの断面で最低河床位となった 2007 年 6 月の河床位 $h_1(x, y, t)$ からの変動量 $h^*(x, y, t)$ について解析を行った。また各モードの寄与率 R_n は対応する固有値 λ_i から以下のように計算できる。

$$R_n = \frac{\lambda_i}{\sum_{i=1}^k \lambda_i} \quad (2)$$

固有関数 $c_n(t)$ と $e_n(x, y)$ は寄与率 R_n の大きい順に第一モード c_1, e_1 、第二モード c_2, e_2, \dots と呼ぶこととする。

BPLS による測量は月に一度程度の間隔で行われているが一部欠損や不足があり、今回はデータが比較的多い 152KP～200KP の区間で 2006 年 11 月～2010 年 4 月について経験的固有関数解析を行った。図-5(a)に第一モードから第三モードまでの空間に関する固有関数 $e_n(x, y)$ の各断面での平均を、図-5(b)に時間に関する固有関数 $c_n(t)$ を示す。尚、寄与率は第一モードで 83.5%，第二モードで 12.2%，第三モードで 1.3% であり、第二モードまでで 95.7% に達するため第二モードまでの主因の考察を行う。

第一モードの空間関数 e_1 の断面平均値は 152KP～200KP の区間のすべてで正の値を示しており、河床内での全体的な堆積・浸食過程に対応している。第一モードは時間関数 c_1 が増加する

2007年5月～2007年11月（期間I）及び2009年6月～2010年1月（期間I'）では河床上昇に寄与し、時間関数 c_1 が減少する2007年11月～2008年2月（期間II）及び2010年1月～2010年4月（期間II'）では河床減少に寄与している。この時間関数 c_1 の変動を流量（図-6参照）と比較すると流量の少ない乾期に増加し、流量の多い雨期に減少していることがわかる。したがって、第一モードは流量の少ない乾期における汚泥の堆積及び流量の増加した雨期における堆積汚泥の浸食を表している。期間I'の時間関数 c_1 増加量は期間Iに比べ小さく、これは汚泥噴出量減少に伴うポロン川への汚泥流入量の減少を表すものと考えられる。

第二モードの空間関数 e_2 の断面平均値は160KPで負の値のピークがある。160KPでは時間関数 c_2 が減少する期間Iには e_2 と c_2 の積が正となり、河床上昇に寄与しているが、期間I'には時間関数 c_2 にほとんど変化がみられず、河床上昇に寄与していないことがわかる。衛星画像から2007年乾期には汚泥流入口1からの汚泥の流入が確認できるが（図-7(a)参照）、2009年乾期には汚泥流入口1からの流入が確認できない（図-7(b)参照）。したがって、160KPにおける時間関数 e_2 のピークは汚泥流入口の変化による汚泥堆積位置の変化に対応したものと考えられる。

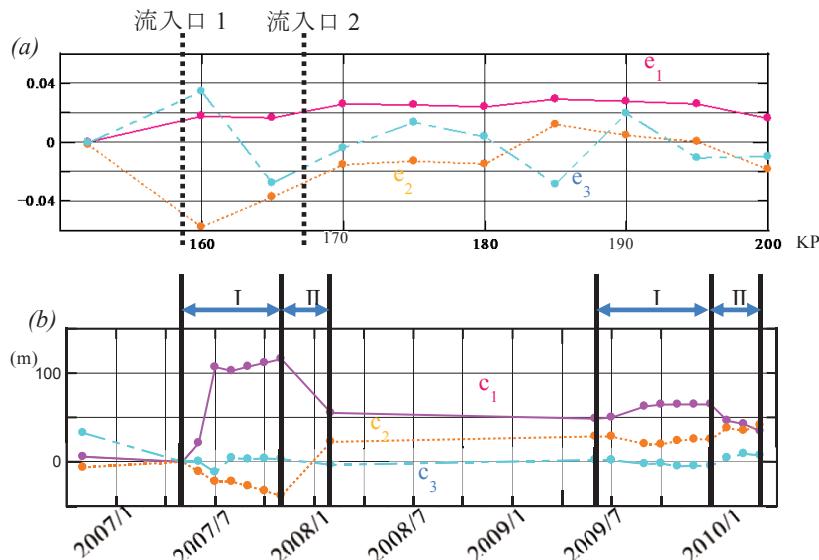


図-5 経験的固有関数. (a)空間関数, (b)時間関数

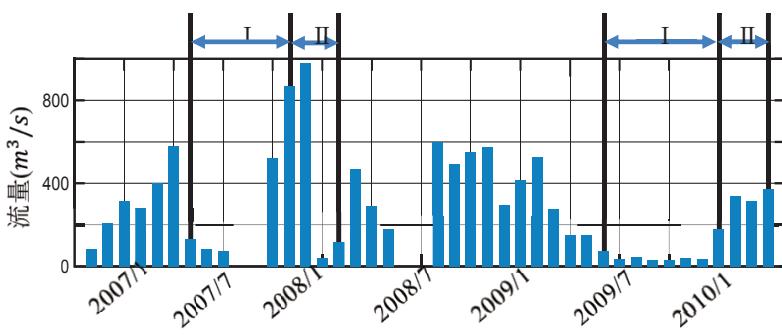


図-6 月平均流量



図-7 IKONOS 衛星画像. (a)2007 年 10 月 20 日, (b)2009 年 11 月 30 日

また 185KP～195KP の区間のみ空間関数 $e_2(x, y)$ の断面平均値が正となっている。第二モードの時間関数 c_2 は第一モードの時間関数 c_1 が減少する期間Ⅱにおいて増加し、その後は大きな変化がみられない。2007 年 11 月～2008 年 2 月での平均河床高の変化をみると(図-4 参照)，185KP～195KP の区間では他と比較して河床の低下が小さく、雨期の後も堆積した汚泥の一部が残っていることがわかる。第二モードにおける 185KP～195KP の符号が正になっている区間は局所的な浸食傾向の違いに起因するものである。以上のように第二モードは局所的な堆積・浸食傾向の差異を表している。

6. おわりに

汚泥流入後のポロン川の河床測量データについて経験的固有関数による解析を行い、ポロン川の河床変動の主因を抽出できることがわかった。第一モードは全体的な汚泥堆積・浸食傾向を表しており、第二モードでは局所的な汚泥堆積・浸食傾向を表している。今後は測量期間が少ない下流域も含めて解析を行い、河道全域での汚泥堆積・浸食過程について検討を行う。

謝辞:本研究は JSPS 科研費(課題番号 24404014 および 24404015)の支援を受けて実施された。

参考文献

- 加藤一正, 吉松晃:三次元の経験的固有関数による深浅図解析法, 港湾技術研究所報告, 第23巻, 第2号, pp27-47, 1984.
- 吳修一, Bambang Winarta, 武田百合子, 有働恵子, 梅田信, 真野明, 田中仁: インドネシア・ポロン川における泥火山噴出物の流出・堆積状況, 地球環境シンポジウム, 2013.
- 日本工営コーポレーション総合研究所: ブランタス河の開発, 385ページ, 1997年.
- 高橋正明, 森川徳敏, 戸丸仁, 高橋浩大, 和田道子, 竹野直人, 風早康平: 遠別旭温泉・歌越別泥火山について, 地質ニュース627号, pp48-53, 2006.
- Davies ,R.J., Mathias,S.A., Swarbrick R.E. and Tingay ,M.J.: Probabilistic longevity estimate for the LUSI mud volcano, East Java, *Journal of the Geological Society*, Vol.168, pp.517-523, 2011.
doi: 10.1144/0016-76492010-129
- US Geological Survey:Preliminary Analytical Results for a Mud Sample Collected from the LUSI Mud Volcano, Sidoarjo, East Java, Indonesia, 2008, 2008.

泥火山噴出物の流入部下流におけるポロン川の水質環境*

東北大学 梅田信, 森文章, 田中仁, 呉修一
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember Suntoyo

1. 序論

インドネシア、ジャワ島東部のシドアルジョで、2006年5月に発生した泥火山の噴出が発生し、現在でも継続している。噴出した泥は、噴出域を囲む堤防により貯留する対策が取られたものの、多大な噴出量を抑えきることができないため、付近を流れるポロン川へ排出するという対処が取られている。泥火山噴出は、天然ガスの採掘地から発生したものであるため、硫化物や重金属など有害物質を含んでいる可能性があり、ポロン川の自然環境に対する影響が懸念されている。本報では、噴出物の排出地点より下流におけるポロン川の水質、底質の調査を実施した結果についてとりまとめた。

2. 観測方法

現地観測は、2013年11月12日から13日に実施した。観測は、ポロン川の河口付近から約2km間隔で地点を設定し、多項目水質計（RINKO Profiler, JFEアドバンテック製）を用いて、水温、塩分、濁度、DOの測定をおこなった。またエクマンバージ採泥器を用いて底質を採取した。ただし、河道内の水深が上流部で浅くなっているため、調査船での遡上ができなかったため、最上流の観測地点は、泥火山噴出物の流入地点から約3km下流までの範囲となった。したがって、観測範囲は河口付近を含め約18kmの延長となった。観測地点の配置を図-1に示す。

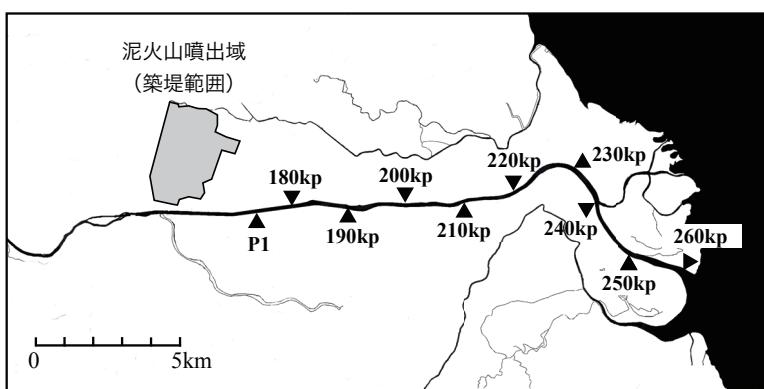


図-1 ポロン川下流域および観測地点の配置

採取した底質は、植物防疫法に基づき農林水産大臣の許可を受けて日本国内へ輸入し、粒度

* Aquatic environment of Porong River downstream of inflow from mud volcano by Makoto Umeda, Fumiaki Mori, Hitoshi Tanaka, Shuichi Kure, and Suntoyo.

分析を行った。分析は、まずふるい目 1mm および 2mm のふるいを用いて粗粒分と細粒分に分けた。それぞれの秤量を行った後、細粒分についてはレーザー回折・散乱式の粒度分析装置 MICROTRAC MT3000 II（日機装（株）製）を用いて粒度分析を行った。

3. 観測結果（水質計）

図-2 に多項目水質計を用いた観測結果を示す。観測は、11月12日午前11時から午後4時にかけて地点 240KP から上流部を計測し、11月13日午前10頃に地点 250KP および 260KP で計測を行った。このときの潮汐は、午前8時頃に満潮、午後2時頃が干潮となる条件であったため、計測は概ね下げ潮時に行われたことになる。

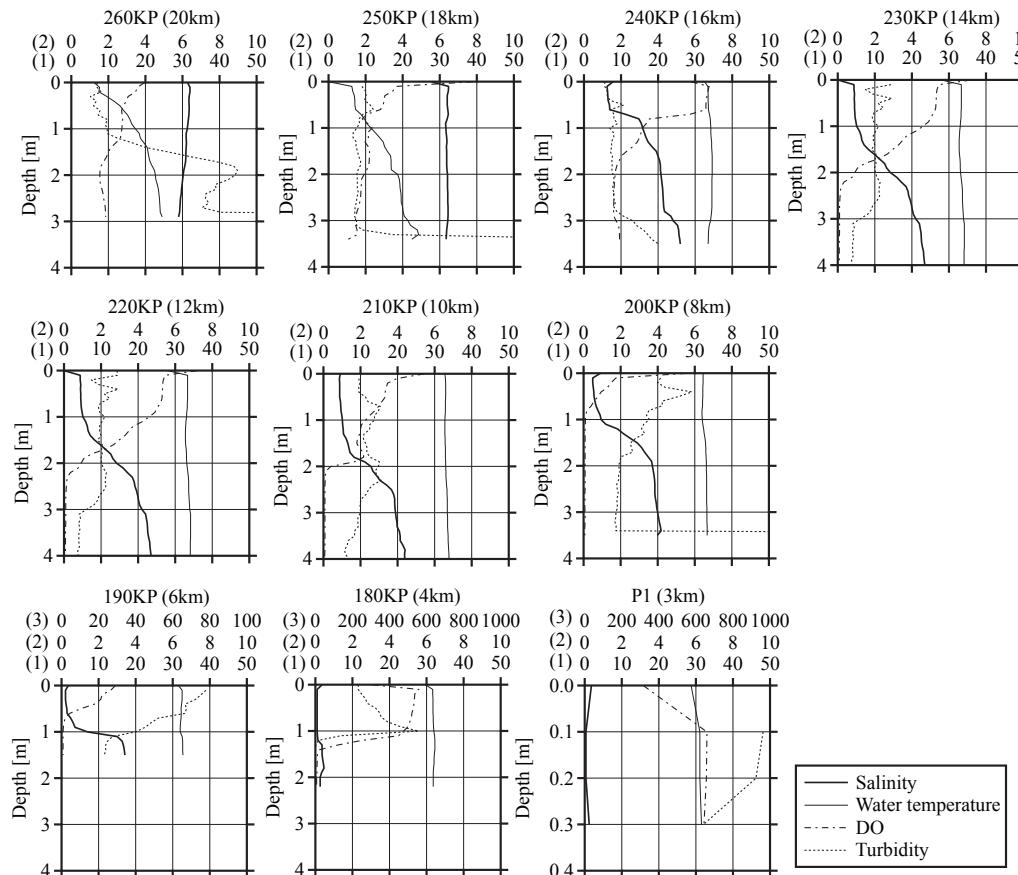


図-2 多項目水質計による計測結果。横軸は(1)水温 (°C)・塩分 (psu), (2)DO(mgl/)である。濁度 (度) に関しては、50 度以下で表示ができる場合は(1)軸、それ以上の地点は(3)軸で示した。

水温は概ね 30°C を超えるような値で概ね全地点、全水深で一様な分布をしていた。塩分は、最下流地点 260KP の底層で最大 25 程度となっている。この地点は、河口に対応するが、ポロ

ン川に泥火山噴出物を排出したことによる堆積土砂を使って、人工島が造られている。その影響もあり、海水よりも塩分が8程度低くなっていると考えられる。塩水遡上の先端は、地点180KP程度まで達していたようである。上層でも運行により多少の塩分上昇が生じているが、塩淡境界が比較的はっきり確認でき、弱混合河川であると言えそうである。

濁度に関しては、排砂地点に近い地点180KP（土砂流入部から約4km下流）まで、かなり高い濁度が観測された。ただし、流下方向の濁度の低下はかなり速やかに生じており、地点180KPで最大500度程度あった濁度が、約2km下流の地点190KPでは最大約80度で、さらに地点210KPより下流では10度前後となっている。また、塩淡の密度流による影響に加え、塩水に接触した濁質が凝集し急速に沈降が進んでいるためではないかと推測されるが、上流部の高濁度層は上層に発生しており、上層と下層の差が非常に大きくなっている様子が見られる。

溶存酸素量(DO)については、貧酸素水の発生が顕著であった。地点30KP(河口から約6km)より上流において、下層ではDOが概ねゼロとなる嫌気状態にまでなっていた。これは、塩水くさび内での流れが滞留していることや、泥火山から排出された土砂の酸素消費量が大きいことが、原因として推測される。

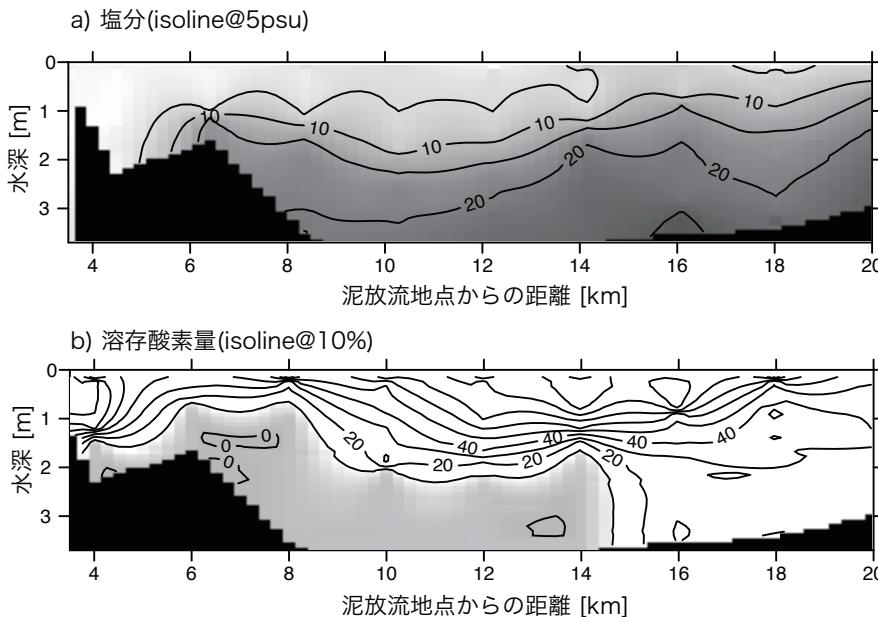


図-3 塩分 (psu) と DO (%) の縦断・鉛直分布

図-3は、塩分とDOについて、縦断方向の分布を連続的に示したものである。この範囲では、最大水深が4m弱と比較的浅いが、約6km(190kp)地点付近でマウンドを形成しており、これが塩水遡上を食い止める格好となっているようである。DOは、図-3では飽和度の百分率で表示をした。これによると、塩水楔の内部では全般的にDOが50%程度未満と低いが、特に楔先端である6km地点付近で、DOが0%になっていることが分かる。また下流側に目を向けると、15km付近から下流では、海水の供給によると推測されるが、DOはやや回復傾向の分布になっ

ている。

4. 観測結果（底質粒度）

図-4に底質の粒度分析結果を示す。大まかな傾向として、上流ほど細粒になっている。ただし、このグラフ中では200kp地点のみが、砂質を含んでおり、粗粒分の重量比率が高くなっている。本観測では、190kpおよび200kpの2地点で、砂分が多い試料が採取された。当該観測実施中にも、所々で川砂を採取している様子が見られ、噴出泥の放流があるとは言え、砂分が多い底質も分布しているようである。しかし、特に泥放流に近い地点で細粒分が多く、図-4では、180kpと220kpの2地点において、50%粒径が $10\mu\text{m}$ 以下であるという非常に細かな泥質となっている。

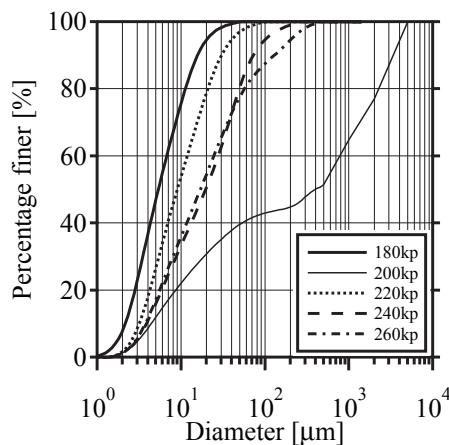


図-4 底質の粒度分析結果

5. 結論

本研究では、2013年11月（乾季から雨季への移行直前の時期）に実施した計測により、ボロン川下流部の水質環境に関して、つぎのようなことが分かった。

- 1) 雨期に本格的に入っていない時期であったため、河川流量が小さく、泥放流部より下流では、塩水楔が形成されていた。
- 2) 塩水楔内では、水の滞留により水中の酸素消費が進んでおり、溶存酸素量が低い。特に塩水楔先端付近では、飽和度0%にまで下がっていた。
- 3) 放出泥が河道内に堆積しているため、非常に細かな底質組成の地点が多い。

なお、対象地は雨季と乾季の比較的明瞭な季節区分がある中で、まだ1回の調査結果のみであるため、調査データの蓄積が望まれる。泥火山の排出土砂による環境的な影響に関しては、さらに調査を実施していく必要がある。

6. 謝辞

本研究は、JSPS科研費(課題番号24404014および24404015)の支援を受けて実施された。

裏磐梯毘沙門沼融雪期の流入表流水量と水質の関係*

福島大学共生システム理工学類 三浦 淳
 福島大学大学院共生システム理工学研究科 渡辺 泰世
 福島大学共生システム理工学類・福島大学環境放射能研究所 横尾 善之
 福島大学共生システム理工学類 藤崎 志穂

1. はじめに

裏磐梯五色沼湖沼群は1888年の磐梯山噴火によって形成された。千葉(1988)によると五色沼湖沼群の水系は、瑠璃沼→青沼→弁天沼と弥六沼→父沼→母沼→柳沼の2つに分けられ、これらの水系が合流し竜沼→深泥沼→毘沙門沼の順に流れ、長瀬川へと排出されているとしている。また、千葉ら(1986)などによって以前から水質の調査が行われている。渡辺ら(2013)は五色沼湖沼群の末端に位置する毘沙門沼において水量の連続観測を行い、五色沼湖沼群の表流水量の把握を行っている。このように五色沼湖沼群の表流水の流動や流量、水質形成について調査、研究が行われている。

近年になって、福島県(2012)が裏磐梯湖沼の水質環境基準が達成されていないことやそこから水が流入している猪苗代湖のpHが上昇していることなど水環境変化について報告している。このような水環境変化を理解するためには水が流域内のどこを流れているか、つまり流出過程を知ることが重要になってくる。流出過程の解明は水文学的課題であり、水中に存在する物質をトレーサーとして用いて水量と水質の関係から流出過程を明らかにする研究が行われている。五色沼湖沼群では水量と水質の調査は行われているが、これらを組み合わせて流出過程を解明する研究は行われていない。

また、裏磐梯は融雪出水が卓越する地域であるが、融雪期を対象とした水質の連続観測や流出過程に関する研究は行われていない。融雪流出過程に関する研究としては、鈴木ら(1987)の研究がある。融雪期間中の水質をトレーサーとして用い、地表や地中からの流出過程を説明している。五色沼湖沼群で融雪期の水質の連続観測を行うことでトレーサーをみつけ、流出過程を解明できると考えられる。そこで、本研究は融雪期の毘沙門沼へ流入する表流水量と水質の関係から五色沼湖沼群の流出過程を明らかにすることを目的とする。

2. 研究方法

2.1 対象調査地点

本研究では福島県の裏磐梯地域にある五色沼湖沼群毘沙門沼の流入口(北緯 37°39'、東経 140°05')で調査を行った(図-1)。流域面積は 10.54km² である。

2.2 水質測定および使用データ

平成 25 年 3 月 4 日から 1 台の自記水質計 (東亜ディーケーケー株式会社, WQC-24), 平成

*Relationship between quantity and quality of surface water flowing into the Bisyamon Pond during a snowmelt season by Jun Miura, Yasuyoshi Watanabe, Yoshiyuki Yokoo and Shiho Yabusaki

25年4月9日からもう1台の自記水質計（ワイエスアイ・ナノテック株式会社, EXO 2)を設置し、毎時の水質の連続観測を行った。2種類の水質計で共通している項目は、pH、溶存酸素(DO)、電気伝導率(EC)、濁度、総溶解固形分(TDS)、塩分、水温である。 K^+ 、 Cl^- 、 Ca^{2+} はWQC-24のみで測定した項目である。酸化還元電位(ORP)、総懸濁物質(TSS)、蛍光溶存有機物(fDOM)はEXO2のみで測定した。

今回、結果に示す水質データは特徴のあった K^+ 、 Cl^- 、 Ca^{2+} である。また、流量は渡辺ら(2013)のデータを用いた。降水量は、気象庁の気象統計情報の桧原観測所(北緯37°43'、東経140°04')のデータを用いた。

2.3 解析方法

解析期間は平成25年3月4日から7月3日である。水質項目、流量、降水量の時系列変化、水質項目同士の相関関係、流量と水質項目の流出負荷量との相関関係から解析を行った。流出負荷量に関しては橋ら(1996)の方法を利用した。流出負荷量は濃度と流量の積から求められ、整理すると(1)式で表せる。 $L(mg/m^2 \cdot h)$ は流出負荷量、 $Q(mm/h)$ は流量、 C 、 n は定数である。

$$L = C \cdot Q^n \quad (1)$$

3. 結果

3.1 水質項目、流量、降水量の関係

図-2に水質項目、流量(Q)、降水量(Precipitation)の時系列変化を示す。

流量は、3月下旬から増加し始め、4月上旬までその傾向が続いている。それ以降は、増減を繰り返しながら、推移している。しかし、5月下旬ごろから流量は減少し6月初めから安定している。これから融雪のピークが終わつたとみられる。このような流量変動からこの期間を融雪期とした。

6月下旬に流量が短時間増加しているが、これは降水に反応し一時的に増加したとみられる。

各イオンについては4月8日までは、流量の増加とともに濃度が上昇してい



図-1 調査地点

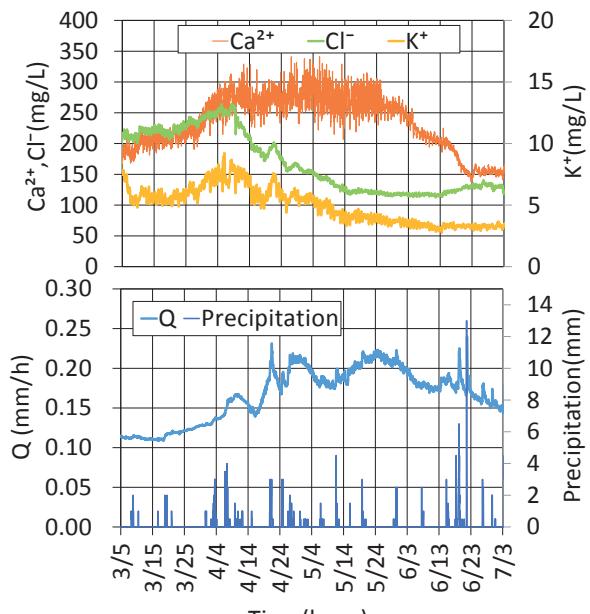


図-2 水質項目、流量、降水量の時系列変化

る。それ以降の K^+ , Cl^- 濃度は流量に似た変動を示していたが、5月10日を境に減少した後、安定しており傾向が変わった。 Ca^{2+} 濃度は6月18日まで流量に似た変動を示し、以降は急に減少した後、安定している。イオンと降水量については特に関係がみられなかった。

3.2 各イオンの関係

各イオン関係図を図3~5に示す。図-3で決定係数は0.787であり、 K^+ と Cl^- には正の相関があり同じような変動していることが分かる。一方、 Ca^{2+} と K^+ 、 Ca^{2+} と Cl^- の間には相関がみられなかった。

3.3 各イオンの流出負荷量と流量の関係

解析期間を区分し流量と各イオンの流出負荷量の関係を表したもの図6~8に、 L と Q についての相関係数 R 、(1)式から得られた n , C を表1に示す。

橋ら(1996)によると $n>1$ の場合、流量の増大、すなわち雪解け水の流出とともに地表から洗い出されていることを示すとしている。また、 $n<1$ を示すこと、融雪が進むにつれて時計回りにデータが推移することは濃度が流量によって希釈されることを示すとしている。

Ca^{2+} の流出負荷量は、相関係数が0.835であり、流量とは正の相関が高いことがいえる。また、表1で示した n の値は、 $n>1$ であった。図6からは、6/10までは、同じ傾向で推移していることが分かる。一方、 Cl^- は相関係数が低かった。また、 $n<1$ であった。期間ごとのデータは融雪が進むにつれ時計回りに推移していることが分かる。 K^+ も Cl^- と同様に相関がみられず、 $n<1$ 、また、期間ごとのデータの推移でも同様の傾向がみられた。各イオンの流出負荷量は、流量と関係性があることが分かった。

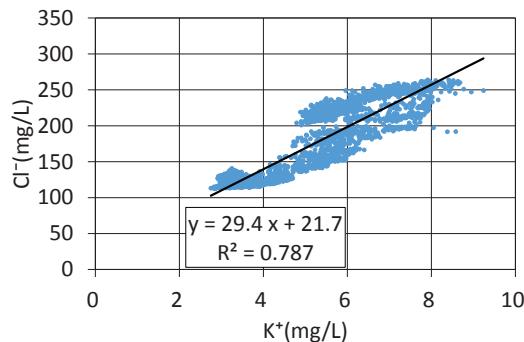


図-3 K^+ と Cl^- の関係

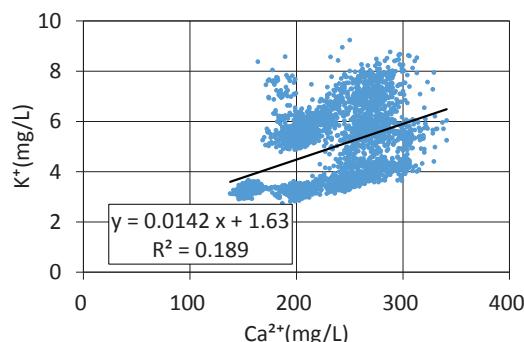


図-4 Ca^{2+} と K^+ の関係

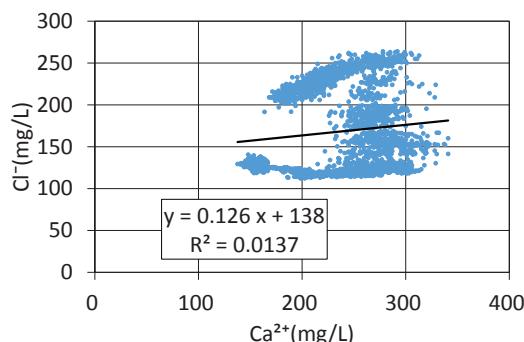


図-5 Ca^{2+} と Cl^- の関係

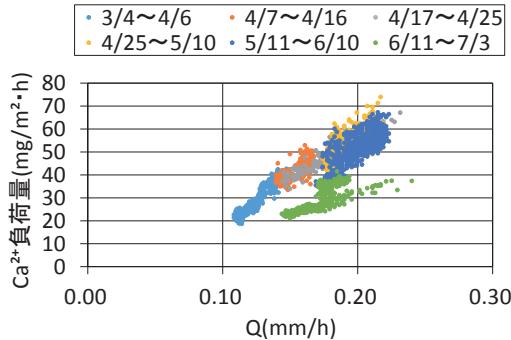
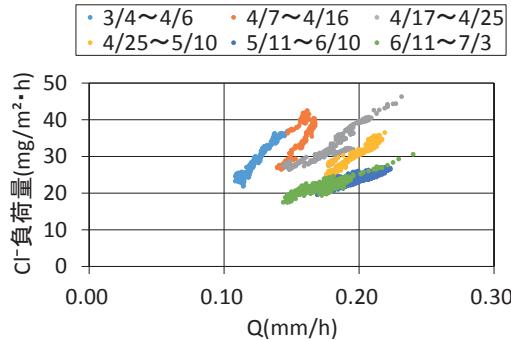
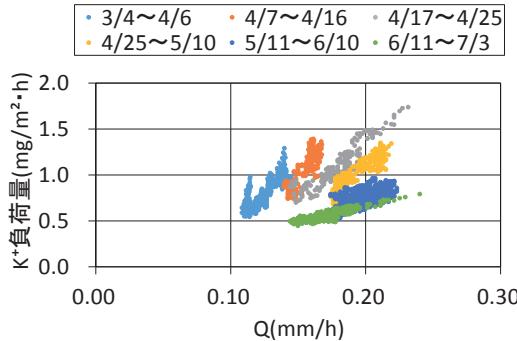
図-6 Ca^{2+} の流出負荷量と流量の関係図-7 Cl^- の流出負荷量と流量の関係図-8 K^+ の流出負荷量と流量の関係

表 1-流量と流出負荷量の関係

N:サンプル数 R:相関係数 n, C:定数

項目	N	R	n	C
Ca^{2+}	2913	0.835	1.34	424
Cl^-	2913	0.00548	0.00498	26.4
K^+	2913	0.273	0.345	1.45

4. 考察

融雪期の流量変動が水質に影響を与えることが分かった。イオンは特徴的な変動をしていた。それらがどのような過程で流入してきたのかを考察する。

Ca^{2+} は、図-6 から流量と正の相関がみられた。また、 $n > 1$ であった。結果で述べたように、流量の増大によって地表から流されてきたことを示すとされている。これから Ca^{2+} は、融雪出水とともに表層土壤から流されてきたのではないかと考えられる。鶴木ら(2002)は、地表面に達した融雪水は土壤が凍結していないとき地下に浸透し、土壤表層が凍結または飽和状態のときは地表面を流出するとしている。表層土壤の状態についても考慮する必要がある。

Cl^- と K^+ は、融雪開始時期から 5 月 10 日ごろまで流量と似た変動をしていた。しかし、 Ca^{2+} とは違い、相関がみられないこと、4 月上旬にピークをむかえていることが分かる。志知ら(2005)によれば、一般的に融雪が始まったころの水質は高濃度になることが知られている。これは、融雪期まで積雪中に蓄積し、それが濃縮して融雪出水とともに流出してきたことが原因であるとしている。その後、融雪が進むにつれて濃度が低下するが、これは積雪中から低濃度の融雪水が負荷される希釀効果によるものであるとされている。また、図-7, 8 から期間ごとのデータは融雪が進むにつれて時計回りに推移していたこと、表 1 から $n < 1$ であることから結果で述

べたように濃度が希釈されていると考えられる。これらから各イオンをトレーサーとして用い、融雪水が表流水として直接流出していることを説明できると考える。しかし、地下水など基底流出によって運ばれてきた過程について説明するトレーサーをみつけられなかつたので今後は今回観測しなかつた水質項目についても考慮する必要がある。

また、上流から流入する水によって濃度が変動している可能性を挙げる。これは千葉ら(1986)が五色沼湖沼群の水質について Ca-SO_4 型と Na-Cl 型の混合によって生成しているとしており、これが影響していると考えるからである。 K^+ は前者の型の方には少なく、後者の方に多く含まれている。 Cl^- は後者に非常に多く含まれている。 Ca^{2+} はどちらの型にも多く含まれている。この2種の型の割合が融雪期に変化することで濃度が変動するのではないかと考えられる。また、國井ら(2013)によると毘沙門沼に流入するのは深泥沼以外に赤沼というどの系にも属さない湖沼の可能性を挙げており、それらの湖沼の水質との比較や毘沙門沼への流入割合についても考慮し、各イオンがどのような過程で運ばれてきたかを検討する必要がある。

5. 結論

- 毘沙門沼流入口で水質測定を行い、そこでの融雪流出について解析し、以下の結果を得た。
- ① 融雪期において K^+ , Cl^- , Ca^{2+} の濃度変動は流量との関係性がみられた。また、 K^+ と Cl^- の濃度には正の相関がみられた。
 - ② K^+ , Cl^- の流出負荷量と流量の関係から冬期間に大量に貯留されていたものが流出し、4月上旬にピークをむかえ、その後は流量の増加によって希釈されたとことを説明できた。 Ca^{2+} の流出荷量と流量には正の相関がみられ、融雪流出とともに洗い出されていることを説明できた。これらのイオンは融雪期のトレーサーになり、融雪水が直接流出する過程について説明できる。
 - ③ 流出過程についてより明確にするために基底流出を説明できるトレーサーをみつけることが課題であり、今回測定しなかつた水質項目についても測定する必要がある。また、積雪中の成分、土壤、他の湖沼についても考慮に入れて検討する必要がある。

今後は今回得られた課題について検討していく予定である。また、融雪期だけでなく年間を通して水質の連続観測をし、五色沼湖沼群の流出過程を解明していくことを考えている。

謝辞

本研究は福島大学共生システム理工学研究科プロジェクト研究「遷移途中有る自然環境を自然遺産として良好に保全するための研究モデルの策定-磐梯朝日国立公園の人間-自然環境系(生物多様性の保全)に関する研究-」〔文部科学省特別経費(プロジェクト)採択事業〕、科学研究費補助金(若手研究B, 24760388)、科学研究所補助金(基盤研究B, 22360192)、JST/CREST「安全で持続可能な水利用のための放射性物質移流拡散シミュレータの開発」、東北大災害科学国際研究所「特定プロジェクト研究(B-18)」の成果である。気象データには気象庁のデータを利用した。ここに謝意を表す。

参考文献

- 鶴木啓二, 長澤徹明, 井上京, 山本忠男 (2002), 農業流域における融雪期の水質環境と土地利用, 水文・水資源学会誌, Vol.15, No.4, pp.391-398.
- 國井芳彦, 渡邊稔, 佐久間智彦 (2013), 裏磐梯五色沼湖沼群の湖水の化学的な成分に関する調査結果 (第 2 報), 磐梯朝日遷移プロジェクト 裏磐梯五色沼湖沼群の環境調査報告書, pp.26-35.
- 志知幸治, 橋本徹, 三浦覚, 相澤州平, 池田重人 (2005), 東北地方内陸部の森林流域における年間および融雪期の溪流水質, 日林誌, Vol.87, No.4, pp.340-350.
- 鈴木啓助, 小林大二 (1987), 森林小流域における融雪流出の形成機構, 地理学評論 Ser.A , Vol.60, No.11, pp.702-724.
- 橋治国, 清水達雄, 中川佳久 (1996), 石狩川の融雪期水質, 水文・水資源学会誌, Vol.9, No.5, pp.444-456.
- 千葉茂, 朝倉誠司, 松本仁志 (1986), 裏磐梯五色沼の水質とその成因について, 福島大学教育学部論集理科報告, 38, pp.19-29.
- 千葉茂 (1988), 猪苗代湖・裏磐梯湖沼群の水質, 地学雑誌, Vol.97, No.4, pp.376-381
- 福島県 (2012), 猪苗代湖及び裏磐梯湖沼水環境保全推進計画(中間整理案),
<http://wwwcms.pref.fukushima.jp/download/1/keikaku.pdf>
- 渡辺泰世, 横尾善之 (2013), 裏磐梯毘沙門沼の表流水量調査の中間報告, 磐梯朝日遷移プロジェクト, 裏磐梯五色沼湖沼群の環境調査報告書, pp.11-17.

2013年1月に発生したジャカルタ洪水時の降雨特性と企業の洪水対策*

東北大大学災害科学国際研究所

福谷 陽 呉 修一, ジェレミー・ブリッカー, ア卜ドル・ムハリ

1. 序論

2013年1月15日から18日に掛けて、インドネシアの首都ジャカルタ市周辺で熱帯モンスーンに伴う集中豪雨が発生し、ジャカルタ市的主要河川であるチリウン川流域において内水氾濫や外水氾濫を生じさせた。この洪水により、40名以上の死者、 140km^2 の地域の冠水、45,000名以上の避難者が生じた。ジャカルタでは、大規模な洪水が1996年、2002年、2007年などにも生じており、今後も流域の都市化や集中豪雨の発生により甚大な被害を及ぼす洪水が発生するものと懸念されている。今回の洪水が発生した要因として、流域の市街化、北部沿岸域周辺での地盤沈下、排水施設（排水ポンプ）の機能不全、河道内の土砂およびゴミの堆積等が挙げられているが、本報告では、1月15日から17日に掛けての降雨の時空間分布の変動に着目する。また加えて、2月に実施した現地調査の際に訪問した日系民間企業の洪水対策についても概説する。

2. 降雨の時空間分布の変動

チリウン川流域において、過去に大規模な洪水が発生した際の2日間最大雨量を雨量計のデータで確認すると、2007年洪水の降雨量が多くなっている一方、2013年洪水時の雨量は2007年に比して少ない（図1）。しかしながら、2013年洪水では、ジャカルタ市内西放水路で破堤が生じ、また、チリウン川と旧チリウン川の分流地点であるマンガライ水門における水位も2013年は、2002年、2007年に匹敵するような高い水位を記録している。この一つの要因として、洪水をもたらした降雨の時空間分布の変動が影響していると考えられる。

降雨の詳細な時空間分布の変動を確認する前に、まずは総観的な気象場を確認する必要がある。図2に1月9日～16日の世界の週間降水量の分布を示した。この期間、ジャカルタ市を含む東南アジアの多くの地域は、

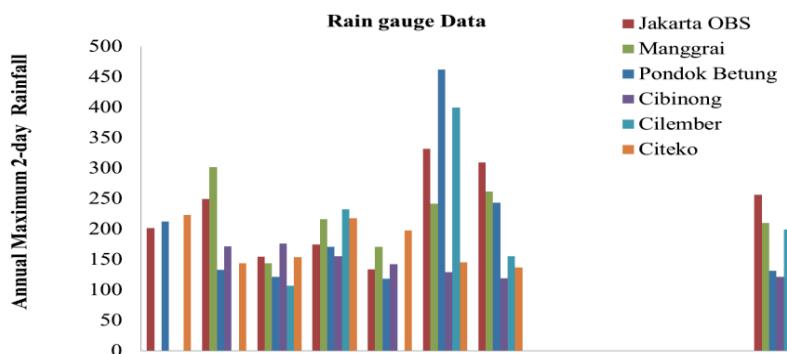


図1 2002年から2008年および2013年の2日間降雨量（年最大）（縦軸の単位はmm）

*Rain fall characteristics of 2013 Jakarta flood and flood countermeasures by private company by Yo Fukutani, Shuichi Kure, J. D. Bricker and Abdul Muhari.

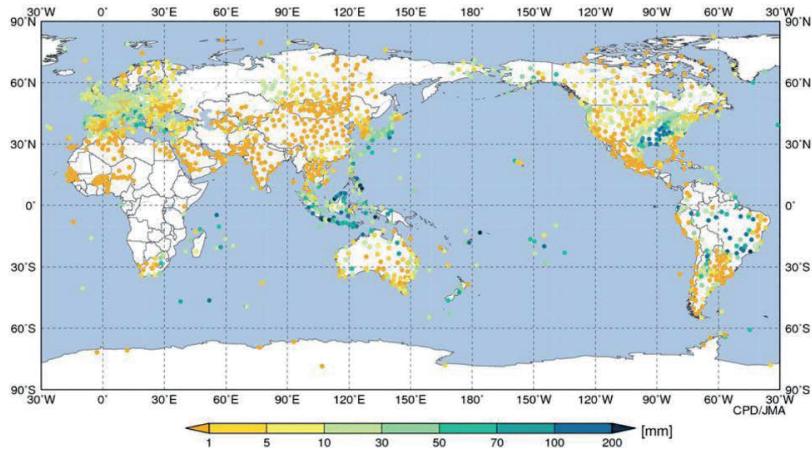


図2 1月9日～16日の世界の週間降水量（気象庁ホームページより）

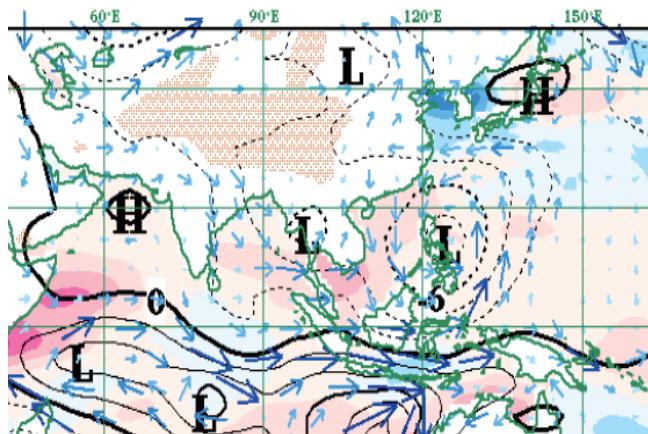


図3 1月9日～15日平均の850hPa（約1500m）の高度場（実線および点線）、風速ベクトル場（矢印）。図中のLは低圧部、Hは高圧部を示す。（東北大学大学院理学研究科流体地球物理学講座・岩崎俊樹教授提供）

周辺地域と比較しても、降水量の多い状態であることが分かる。Peiming (2013)は、今回の洪水の原因となつた豪雨の発生要因としては、当該期間における赤道越えの冬季アジアモンスーン（季節風）がジャワ島付近にまで到達しており、インド洋から発達しつつ東進してきたマッデン・ジュリアン振動（MJO 振動）がぶつかり、そこにジャワ島北西岸の海陸風循環の3つの要因が重なって活発な対流が発生したことが考えられる、と結論付けている。図3に、1月9日～15日平均の850hPa（約1500m）の高度場、風速ベクトル場を示した。太平洋西部には低圧部があって、それに伴う低気圧性循環の影響で、極東からの北風アジアモンスーンが赤道を越えて、南シナ海からジャワ島の北部近辺にまで到達していることが分かる。このアジアモンスーンと熱帯赤道域上空で対流活動が活発な領域（大気循環場）が約1～2ヶ月かけて東に進んでいく現象である、MJO振動に伴う西風が、丁度ジャワ島付近で合流し、対流活動を活発化させていたと考えられる。さらに、この期間、南半球インド洋の下層に発生していた低圧部（Cyclone-4 NARELLE, Tropical Storm EMANG）の影響で、インド洋

からの西風が強化されており、それが更なる対流活動の活発化に寄与していたことが推測される。また、下層における南シナ海からのアジアモンスーンやインド洋からの西風は海洋からの湿気を多量に含んでおり、ジャワ島付近においては、大気の不安定な状態が継続していたことも容易に推測される。

上述した環境場のなかで1月上旬から中旬のジャワ島周辺は、積乱雲が頻繁に発生し、豪雨が降りやすい状況となっていた。以下、2009年に(独)海洋研究開発機構(JAMSTEC)が技術支援を行ってジャカルタ市に導入したCバンドレーダの観測データを基に、洪水時の降雨特性を議論する。まず、1月15日、1月16日、1月17日の1時間レーダ降水強度(mm/hour)の日積算データを図4に示した。1月15日は主として、ジャカルタ市南部や南東部の上空(チリウン川中・上流域)を強雨域が通過したことが分かる。一部の地域では、50mmから100mmの積算降水強度となっている。そして、1月16日については、ジャカルタ市周辺上空では顕著な積乱雲は発生しておらず、それに伴う豪雨も発生していないことが確認できる。ただし、ジャカルタ市のはるか南方のチリウン川上流域では局所的に強い降雨領域が見られる。1月17日については、ジャカルタ市の上空(チリウン川下流域)で、0時から9時までの積算降水強度で、強いところで20mmから30mm程度の降雨が観測されている。なお、図4の各図の下端中央部辺りには、日時によらず常に一定の場所で比較的強いレーダ降水強度が観測されているが、これは、山などの障害物があると、そのエコーが観測されてしまう、いわゆる地形エコーの可能性がある。

次に、詳細な降雨の時空間分布の変動を捉えるため、レーダから6分毎に取得された降水強度データを連続的に見ると、多くの降雨域は環境場の風に流されて、概ね北西方向から南東方向に移動する様子が確認出来た。1月15日、1月17日に顕著な降雨がジャカルタ市内を襲来した時間帯におけるレーダ降水強度を、それぞれ図5、図6に示した。図5は、1月15日1:23から3:53までの30分間隔のデータであるが、ジャカルタ市北西のジャワ海上で積乱雲が発生した後、環境場の風に流されて南東方向に進み、2:30頃に組織化した後、発達・衰弱を繰り返しながら、4:00頃に掛けて、ジャカルタ市の南方上空(チリウン川の中流域)に到達して、チリウン川に降雨を流入させたことが理解できる。また、図6からは、1月17日6:29から8:29までの1時間毎のデータであるが、ジャカルタ市上空周辺で積乱雲が発生した後、発達しながら南東進し、ジャカルタ市や旧チリウン川およびチリウン川下流域に降雨をもたらしたことが理解できる。

このような降雨の時空間分布の変動によって、2013年の洪水が、例年の洪水に比して個々の雨量計では小さい雨量であっても、下流における水位上昇が生じ、洪水被害を助長させた可能性が考えられる。また、この2例だけを見ても、豪雨をもたらす積乱雲の発生・発達・移動に伴う降雨の時空間分布の変動は大きく、これらがチリウン川の流量や水位に及ぼす影響は大きいと考えられる。

3. 企業の洪水対策

上述した降雨分布に伴いジャカルタ市内では洪水被害が発生したが、幾つかの企業では、これまでの度重なる洪水の教訓から洪水対策に予算を投じてきた結果、2013年の洪水では被害を免れることができた。そこで、2月に実施した現地調査時に訪問したジャカルタ市プロガドゥン地区に所在する日系自動車生産工場の洪水対策の概要について記載する。

ハード的な対策としては、工場敷地周囲の鉄筋コンクリート壁の造成、敷地内の溜池の新設、排水ポンプの追設、非常用発電機の設置、土嚢の準備、敷地全体の嵩上げ、排水溝の新設などがある(写真1参照)。工場敷地周囲のコンクリート壁は内部に鉄筋を組み込んで流速の速い洪水流にも耐える構造としていた。また、敷地内に溜池を新設して、敷地内に流入する水を呼び込んだ上で、追設した排水ポンプにより排水している。

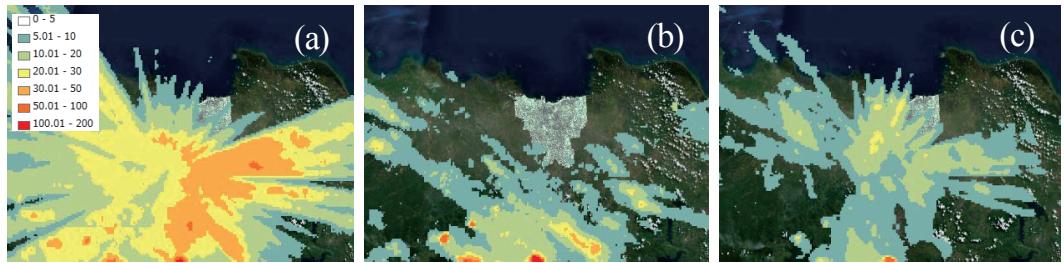


図4 各日における1時間レーダ降水強度の日積算データ(mm)。中心にジャカルタ市を図示している。((a)1月15日, (b)1月16日, (c)1月17日。ただし、1月17日は0時から9時までの積算値を表示している。)

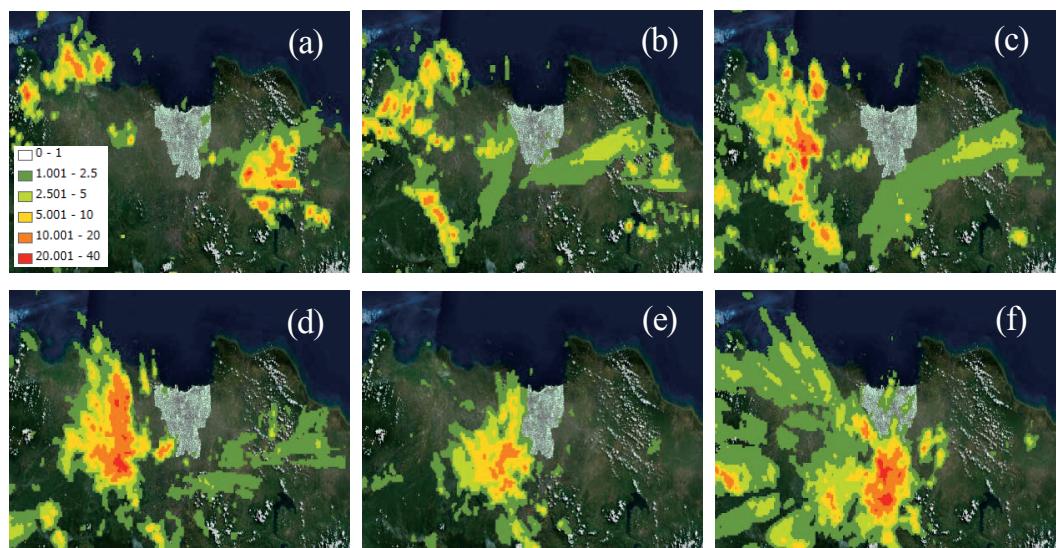


図5 各時間におけるレーダ降水強度(mm/hour)。中心にジャカルタ市を図示している。(上段：(a)1月15日1:23, (b)1月15日1:53, (c)1月15日2:23, 下段:(d)1月15日2:53, (e)1月15日3:23, (f)1月15日3:53)



図6 各時間におけるレーダ降水強度(mm/hour)。中心にジャカルタ市を図示している。((a)1月17日6:29, (b)1月17日7:29, (c)1月17日8:29)



洪水被害によって工場内への電力供給が途絶することを勘案して、排水ポンプには非常用発電機が接続されている。排水ポンプや非常用発電機自体が洪水被害を受けて排水機能が停止しないように、排水ポンプや非常用発電機自体が数10cm程度嵩上げされている。排水ポンプとしては、据付式ポンプに加えて、可搬式ポンプも準備され、想定していない場所で浸水が発生しても柔軟に対応可能なようにしている。土嚢は24時間構内に常駐する警備員が迅速に設置できるよう、取り出し易い場所に保管されていた。さらに、工場の敷地全体を数十cm程度嵩上げし、氾濫水が敷地に入り込まないような対策が取られていた。

ソフト的な対策としては、緊急時対応計画の策定、排水溝への水位計の設置、緊急時対応訓練の実施、過去の洪水水位の記録、雨季前の用具点検、備蓄品の準備がされていた（写真2参照）。緊急時対応計画の中には、従業員への避難喚起や各種指示を実施する基準となるトリガーとして、排水溝に設置した水位計で計測した水

位やインドネシア気象庁 (BMKG) が公表するチリウン川マンガライ水門での水位を設定していた。これらの水位は、24 時間常駐の複数の警備員が定期的に確認している。敷地内の壁面の一部には、2002 年や 2007 年に発生した過去の洪水の浸水深を記入し、従業員に対して注意喚起を呼びかけている。また、警備員は雨季が到来する前に排水ポンプや自家発電機の動作試験や土嚢の状態点検を必ず行っている。点検するポイントに抜け・漏れが発生しないよう、チェックリストを用いて確実に点検を行っている。加えて、社内には緊急時用の備蓄品が相当数準備されていた。備蓄品は、従業員だけではなく、必要な時には、周辺に居住する住民に対しても配布可能なよう準備されていた。このような民間企業から周辺住民への支援体制は、災害時においては重要な効果を発揮すると考えられる。

これらのハード対策・ソフト対策は多くの在日企業と比較すると、予算を十分に投じ、かなり周到に準備されているように思われたが、それはジャカルタ市の雨季においては、豪雨が頻繁に発生して洪水被害を受けてしまうという現状を反映していると考えられる。

4. 今後の研究に向けて

2013 年ジャカルタ洪水時の降雨の時空間変動について、C バンドレーダデータを用いて確認した。今後、レーダデータを用いた河川氾濫モデリングや、気象モデルを用いた降雨の再現および降雨の時空間分布の変動が河川流量に与える影響や不確実性等に関して定量的に解析を行う予定である。加えて、企業の洪水対策に関する知見も継続して収集していく。

5. 謝辞

本研究は、東北大学災害科学国際研究所平成 25 年度特定プロジェクトの支援を受けて実施された。著者らが 2013 年 2 月に行った現地調査では、インドネシア国家防災庁、インドネシア公共事業省、JICA インドネシア事務所、八千代エンジニアリング株式会社に、非常に多くの有益な情報を提供頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表します。

6. 参考資料

- 1) 東北大学災害科学国際研究所: IRIDeS Fact-finding missions to Jakarta, Indonesia (2013), 災害科学国際研究所災害速報, http://irides.tohoku.ac.jp/media/files/topics/irides_jakarta_2nd_report.pdf.
- 2) 独立行政法人 海洋研究開発機構、独立行政法人 科学技術振興機構、独立行政法人 国際協力機構 (2013), 現地での気象観測によるジャカルタ豪雨の原因とメカニズムを解明, <http://www.jst.go.jp/pr/announce/20130514-2/index.html>.
- 3) Peiming Wu, Ardhi A. Arbain, S. Mori, J. Hamada, M. Hattori, F. Syamsudin, M. Yamanaka (2013), The Effects of an Active Phase of the Madden-Julian Oscillation on the Extreme Precipitation Event over Western Java Island in January 2013, SOLA, Vol. 9, 79–83.
- 4) 気象庁ホームページ, 世界の天候, <http://www.data.jma.go.jp/gmd/cpd/monitor/>.

Evacuation decision during the flood: a case from the 2013 Jakarta flood

Abdul MUHARI, Shuichi KURE, Jeremy D. BRICKER and Yo FUKUTANI*

Abstract

We present the results of questionnaire survey to identify the flood awareness in Jakarta. Three locations were selected as the study areas to represent three different types of flood in populated city. First is the area along the river that frequently inundates by the overflow water during the rainy season. Second is the area that often inundates temporarily due to insufficient drainage and the third is an area near the coast that frequently flooded by the ocean water during the high tide. We hypothesized that those different types of flood may affects in determining the awareness, which we parameterized in the evacuation activity before and/or during the flood. The analyses indicated that the evacuation is indeed determined by the actual flood height –that reflects different types of flood, and its impact on the respondent's house. However, this result also emerges that the awareness is very low because people start the evacuation not before the flood arrives but after it impacts their house and after the flood height has been very dangerous to their safety.

1. Introduction

Jakarta has undergone frequent floods in every five years since 1996 (1996, 2002, 2007 and 2013). The last two events caused 87 deaths in 2007 and 47 deaths in 2013 respectively. Of the total number of casualty in 2013, some of them occurred in the central business region of Jakarta City, where a part of the flood canal's dike were collapsed and suddenly flashed the most important economic district with deluge including the presidential palace. Up to present, there was no systematic flood early warning and no official evacuation sites developed by the government. Thus, awareness and evacuation response is mostly based on people's judgment and their personal risk perception at the time of the flood. Noting this fact, we carried out questionnaire survey to determine the evacuation response of people during the flood. We aimed to demonstrate that evacuation response might be different depending on the type of flood, which represent the actual flood risk during the event.

We distributed around 600 questionnaires and collected around 448 valid results in three places (Fig. 1). These three places represent different types of flood namely riverine flood, local urban flood and coastal/tidal flood. Two villages located along the Ciliwung River were selected to reflect area that is prone to riverine flood, namely Cililitan and Manggarai. In these villages, flow capacity of the river has been decreased in the last three decades due to sediment and illegal settlements (Steinberg, 2007). This yields to the frequent floods with a height up to 9 meter once a heavy rainfall occurred in the upstream. The second study area located near the central business district namely Cikini District. Here, local urban flood with a height less than 0.5 meter often occurred due to insufficient city drainage and not well maintained water paths. The third area located nears the coast namely Pademangan District, where the tidal flood is frequently occurred during the high tide (up to 1 meter). Pademangan District has also

*International Research Institute of Disaster Science (IRIDeS), Tohoku University

undergone massive subsidence (up to 1.5 meter) since the last three decades (Abidin et al. 2011) and it was surrounded by rivers where the water surfaces area lower the mean sea level. The river flow is transferred to the ocean by using water pumping, which is not also well maintained.

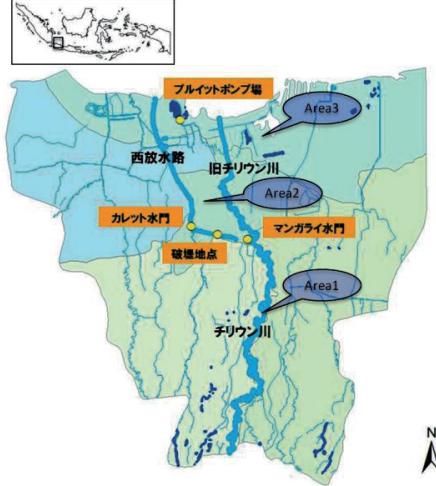


Figure 1. The location of study areas in the City of Jakarta, Indonesia.

2. Data and methodology

We developed set of questions consist of three major parts that are evacuation response, risk perception and socio-economic including the trash and garbage management problem. In addition, basic demographic data is also collected. The respondents are ‘accidentally’ selected, which means the haphazard sampling method is applied. The results of the questionnaire survey were analyzed by means of logistic regression analysis (Eq. 1) to identify factors contributed on decision to evacuate (fig. 2).

$$\log\left(\frac{p}{1-p}\right) = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_p x_p \quad (1)$$

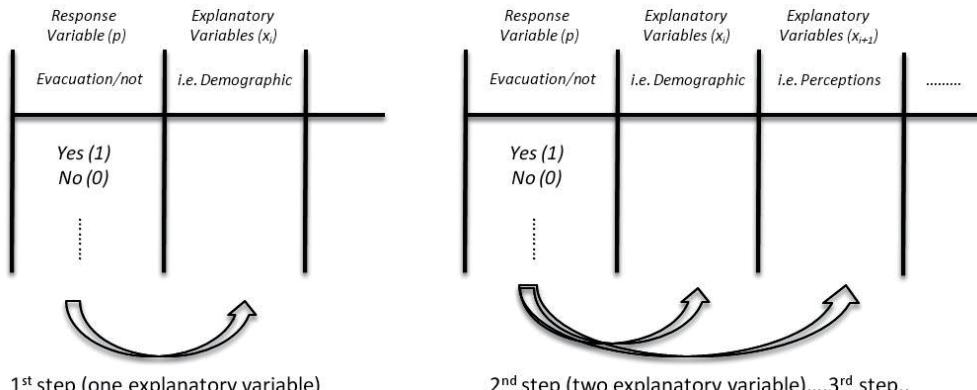


Figure 2. The data processing steps to analyze the influential aspects in the evacuation activity.

The tendency to evacuate is analyzed to be correlated with actual perceive risk (actual flood height and inundated or not, house damage and etc.), experiences (past maximum flood height, estimated return period and etc.), demographic (age, gender, occupation and etc.), ownership (house ownership, duration of stay, house material and etc.), risk perception (type of flood, estimated flood hazard/harmful or not, estimated height of dangerous flood and etc.), and early warning (availability, received it or not and etc.).

By referring to Fig. 2, we are first analyzing the influence of each component (single explanatory variable) in the evacuation activity (response variable), which we represent in binomial number; 1 for evacuate and 0 for not-evacuate. Next, we exercise the influence of the other factors by adding more explanatory variables in the Eq. 1 and check their contribution to improve the statistical correlation between the expected frequencies with the observed ones. The results of the regression are analyzed by means of various statistical coefficients and methods. Among them *G*-test (e.g. Hoey, 2012) is chosen to be presented in this paper.

3. Discussions

The low-income families mostly dominate the respondents in the first and third areas. Some of them live in illegal settlement along the Ciliwung River with the dominant demographic parameters are female (64%), elderly (35.9%) and unemployed (63.6%). This class represents the most vulnerable people in the society since they are more depending to the other class (i.e. young, male and etc.) in deciding and do the evacuation during the flood. In contrary, respondents in the second area are junior high school students who live in the central city and mostly come from the high-income family.

The general statistical description of the respondent and their primary responses in a closed-type question for the variables described in the previous chapter is given in Table 1.

Table 1. The statistical descriptions of the respondent and their primary responses on flood awareness

Variable	Number	Percentage	Variable	Number	Percentage
<i>Age</i>			<i>Home ownership</i>		
< 20 years	148	33.04	Own	70	15.63
20 - 40 years	109	24.33	Parents	70	15.63
40 - 60 years	161	35.94	Brother	111	24.78
> 60 years	30	6.70	Tenant		
	<i>n</i>	448		<i>n</i>	448
<i>Gender</i>			<i>Evacuate or not</i>		
Male	110	35.95	Yes	199	46.06
Female	196	64.05	No	233	53.94
	<i>n</i>	306		<i>n</i>	382
<i>Education</i>			<i>Experience with previous flood</i>		
Never been at school	29	6.47	Yes	323	74.60
Elementary school	73	16.29	No	110	25.40
Junior high school	219	48.88		<i>n</i>	433
High school	107	23.88			
S1/diploma	18	4.02	<i>Flood early warning availability</i>		
S2	2	0.45	Yes	142	34.89
	<i>n</i>	448	No	265	65.11
				<i>n</i>	407
<i>Occupation</i>					
Government	8	1.79	<i>Flood can threatening safety</i>		
Private	43	9.60	Yes	215	56.28
Unemployee	285	63.62	No	167	43.72
Self employee	91	20.31		<i>n</i>	432
Unskilled labour	21	4.69			
	<i>n</i>	448			

The breakdown of the general perception and knowledge about flood and the awareness in each area are given in Table 2. Here, we can see that most of respondents said garbage disposal into the river is the primary causes of the flood, regardless the type of the flood (Table 2). This may indicates that flood in Jakarta has been shifted from the purely natural phenomenon into the social driven (human-made) flood.

The respondent in each area can also identify the type of flood that occurs in their neighborhood. This reflects that people experienced not only the cause but also the characteristics of flood in each area. The evacuation response is found to be associated to the actual flood height and feeling worries/afraid. It explains the reason why most of respondent in area 1 evacuated while in area 2 and area 3 were not. In area 1, the flood height can reach up to 9 m, so the hazard is perceived to be harmful on property as well as the life. However, flood height in area 2 and area 3 exceed no more than 1 m yields less awareness and reduce pretension to evacuate. There is an exception in area 3 where feeling worries is the most dominant factor in the perception of flood hazard. This is because the respondent is perturbed by the appearance of animals, flood-debris and the potential of outbreaks during the flood.

Table 1. General findings from the questionnaire survey

No.	Variable	Area1 (%)	Area2 (%)	Area3 (%)
1	Causes of the flood			
	- Garbage disposal in the river	36.10	92.68	44.08
	- River sedimentation	13.74	0.00	3.29
	- Heavy rain	5.75	2.44	7.24
	- Flood in upstream	24.60	0.81	1.32
	- High tide	0.00	0.00	28.95
	- Others	19.81	4.07	15.13
	Total	100.00	100.00	100.00
2	Types of flood			
	- Riverine flood	89.54	33.93	22.00
	- Local Urban flood	10.46	66.07	30.00
	- Tidal flood	0.00	0.00	48.00
	Total	100.00	100.00	100.00
3	Evacuation response			
	- Evacuate	83.77	17.19	31.79
	- Not evacuate	16.23	81.25	68.87
	Total	100.00	100.00	100.00
4	Reasons to evacuate			
	- Actual flood height (velocity)	55.81	71.43	52.17
	- Worries/afraid	41.09	28.57	17.39
	- Evacuation order	1.55	0.00	6.52
	- Solidarity	1.55	0.00	2.17
	- Convenient	0.00	0.00	21.74
	Total	100.00	100.00	100.00
5	Reasons why flood is harmfull			
	- Expected flood damage (house/life)	72.97	33.33	13.27
	- Worries (desease, debris, animals)	23.42	33.33	84.69
	- Limited access to lifelines (water, electricity)	3.60	33.33	2.04
	Total	100.00	100.00	100.00

We continue the analysis by using logistic regression to check the influence of each variable in the questionnaire and the combination of them in affecting the evacuation response. The maximum likelihood G for the single parameter is shown in Fig. 3.

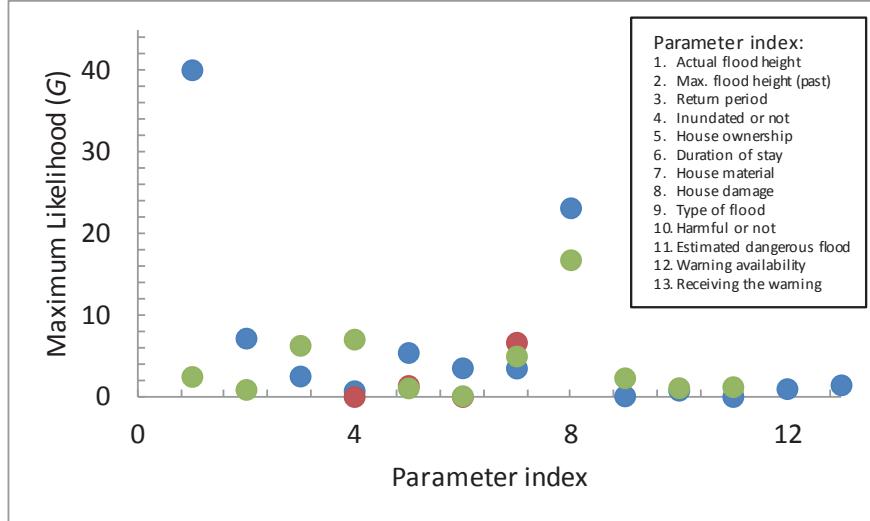


Figure 3. The result of G -test for each parameter in each area. Blue circles represent results from the area 1, green circles from the area 2 and red circles from the area 3 respectively.

In area 1, we found that the evacuation activity (evacuate or not) is mainly influenced by the actual flood height and with the actual perceived risk (whether the respondent's house is damaged or not). There is no significant influence of the early warning to urge people to evacuate. This is because of the term of 'early warning' refers to the chain of information about the water level between people in the upstream with people in the downstream. However, the information is sometime biased and yields distrust among people in the downstream about the validity of the warning.

In area 3, the actual perceived risk (house damage or not) is the most influential parameter to urge people to evacuate. This result underlies by the fact that the typical tidal flood in this area requires longer time to recede. Thus, people whom their house are damaged by the flood will be more convenient to stay in the evacuation shelter, particularly for elderly and jobless person.

In area 2, we obtained inconsistent answer on the above parameters. We supposed that this is because of the impact of flooding in their neighborhood is not severe; some of them are even not impacted at all. This situation makes them unable to answer the question appropriately.

4. Conclusions

The results we presented above highlight that decision to evacuate are highly depending on the actual perceived risk (the actual flood height and its impact on respondent's house). There is no influence of the community based flood early warning is found. It means people will evacuate not before the flood arrives,

but after the flood has been inundated their neighborhood and damages their house, or after they felt that flood height has been very dangerous for their safety. This result emerges that the flood awareness may still very low. Thus, education and socialization are urgently needed.

References

- Abidin, H. Z., H. Andreas, I. Gumilar, Y. Fukuda, Y. E. Pohan and T. Deguchi (2011). Land subsidence of Jakarta (Indonesia) and its relation with urban development, *Nat. Hazards*, 59, 1753-1771.
- Steinberg, F (2007). Jakarta: environmental problems and sustainability. *Habitat International*, 31, 354-365.
- Hoey, J (2012). The Two-Way Likelihood Ratio (G) Test and Comparison to Two-Way Chi-Squared Test. Available in <http://arxiv.org/abs/1206.4881v2>, last access January 2014.

秋田県沿岸市町村への津波等に関するアンケート調査（続）

—平成24年末の『秋田県「地震被害想定調査」に係る津波関連データ』公表後の対応について—

秋田大学地域創生センター 野越三雄
日本赤十字秋田看護大学 佐藤考司

1.はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震は日本で未曾有の規模M9.0を発生し、多大な被害を及ぼし、東日本大震災と呼ばれ、2万人近い死者となつた。その殆どは津波によるものであった。その後、多くの自治体では今迄の地域防災計画の見直しを行つてゐる。秋田県でも見直しに先立ち平成24年4月秋田県地震被害想定調査委員会を発足させて検討を行つてゐた。そこで秋田大学地域創生センター地域防災部門（野越三雄地域防災アドバイザー担当）では今まで殆ど調査対象とされなかつた各自治体では津波被害対策にどのように対応しているかに注目し、平成24年9月秋田県沿岸の6市2町1村（北から八峰町、能代市、三種町、大潟村、男鹿市、潟上市、秋田市、由利本荘市、にかほ市）にアンケート調査を実施し、結果を纏めている。¹⁾ 平成24年12月29日秋田県は津波被害対策の緊急性に鑑み、『秋田県「地震被害想定調査」に係わる津波関連データ』を公表した。この後約1年を経過した

ので当センター地域防災部門（野越三雄地域防災アドバイザー担当）が前回と同主旨の2回目のアンケート調査を実施し、現状の把握と前回との比較を目的に分析したので報告したい。

2.方法とアンケート内容

前回のアンケートは電子メールを使用して送信し、回答の返信は郵送等も良しとしたが、返信は全部メールであつて、短時間で収集できた。このことを踏まえ今回は平成25年11月に電子メールで送受信を使用し回収した。今回のアンケート調査全文を卷末に示した。

内容は前回のパーソナリティを外し、「津波関連データ」公表を受けた感想、その後の「自治体からの住民への調査または配布物の実施」（前回のIV, Vに対応）、「防災行政無線の対処または避難経路及び訓練」（前回のVI, VIIに対応）、「地域防災計画に対する準備と今後の対応」（前回のVIII, IXに対応）とした。

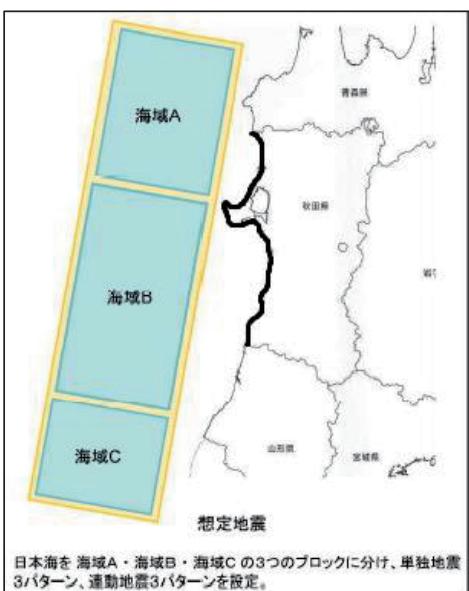


図1.想定地震(海域A+B+C)²⁾と秋田県沿岸部(黒太線)

Questionnaire survey on tsunami and earthquake of self-governing bodies of the coastal cities and towns along Akita Prefecture(II) by Mitsuo NOGOSHI and Koji SATO

3.『秋田県「地震被害想定調査に係わる」津波関連データについて』について²⁾

ここでは本研究のサブタイトルについて簡単な説明をする。先に述べたように秋田県地震被害想定調査委員会では地震調査研究推進本部の研究成果を参考に県内陸と海域の地震域について連動も含めると合計 27 パターンの地震を想定した。その内津波発生には海域地震として A(主に日本海中部地震域)、B(主に佐渡島北方沖、秋田県沖、山形県沖の地震) 及び C(主に新潟県北部沖、山形県沖の地震) の 3 ブロックに分け連動を含めて 6 パターンを考慮し、その中で最大の被害を与える海域 A+B+C 連動地震を対象として秋田県地震被害想定の震源モデル設定が成された。この断層モデルの長さは 350km、幅 135km となり、M8.7 の超巨大地震となる。その位置を図 1 に秋田県沿岸部と共に示す。これから出る津波シミュレーションは最大津波高では表 1 に示したように全沿岸市町は 10m 以上となり、最高は八峰町で 14.36m、人口の多い秋田市では 2 番目の 13.61m だった。極めて高い波高となった。又浸水深は最高で 10m~20m と大変深く、浸水域や遡上域は極めて広いものなり、被害は極めて大きなものとなることが予想される。そして最短津波到達時間は男鹿市内で 11 分等で大変速くその対応策は苦慮されよう。従って全体的にもその対策は行政にとって大変な負担になることが予想される。

表 1. アンケート回答 1

市町 村名	最大津 波波高 (m)	II 公表に対する感想
八峰町	14.36	非常に大きな被害予測に驚くとともに、発生確率の低さと災害対策の進め方に戸惑っている
能代市	11.41	秋田県は、連動地震による地震被害想定(津波浸水想定)について、発生確率が限りなくゼロに近いことや法律に基づく想定ではないこと、これをもとにしたハード対策を講じないことを明確にしている。市としては、災害は想定外の規模で発生することもあり得るとの考え方から、市民の防災意識啓発に役立たせるための参考の一つとして捉えている。
三種町	11.8	想像以上の被害様相に驚きました
大潟村		大潟村(県内各市町村)の防災対策の基礎データになると思った。
男鹿市	10.81	浸水エリアに関しては、ある程度の地域が浸水することは想定していたが、その浸水深の数値は予想を超えるもの(③連動の場合)であったため驚いた。また、それに伴う今後の防災計画への対応の方向性が非常に厳しくなることが予想された
鳴上市	11.47	想像をはるかに超えた結果で、防災行政を進めていく中でどのような対応ができるのか困惑した
秋田市	13.61	これまでの想定より、大きな津波が発生する可能性があることがわかり、発生確率が低いとされているが、備えをしなければいけないと感じた
由利本 荘市	11.27	東日本大震災を受けて、市として仮に設定した津波高より低かった。内陸部に入ると津波高の減衰率が大きいように感じた。
にかほ 市	10.14	標高の低い土地への浸水は想定していたが、浸水域の広さに驚いた

しかも、東日本大震災を起こした東北地方太平洋沖地震発生の反省から「想定外をつくりない」との観点に立ち、この海域 A+B+C 連動地震の発生確率は限りなくゼロに近いとした。

4. アンケート回答及び考察について

紙数の関係上アンケート回答と分析を主要な回答を 3 つの表、即ちアンケート回答 1（公表に対する各市町村の「感想」）、アンケート回答 2（住民への避難経路通知・避難訓練等と前回との比較）、アンケート回答 3（津波ハザードマップ作成等、防災行政無線等への対応、地域防災計画への対応）について述べる。表 1 のアンケート回答 1 に於ける各市町の「感想」から分かるように、一様にその津波高、浸水域、浸水深、到達時間などから予想される被害の大きさが想像をはるかに超えたものであることに驚きを隠せずにいるのが分かる。そしてこれらの状況が地元での今後の防災計画に沿う対策への危惧と戸惑いを表明していると思われる。しかしながら全体的に、被災が最も大きい思われる秋田市のように「これまでの想定より、大きな津波が発生する可能性があることが分かり、発生確率が低いとされているが、備えをしなけれ

表 2. アンケート回答 2

市町村名	7昨年度避難経路確認実施有無	VI避難経路の通知、避難訓練の実施	実施内容	実施時期	実施後の問題点
八峰町	有	実施した	津波避難訓練	H25.5	新たに避難路の整備が必要になった
能代市	有	無			
三種町	無	実施した	避難訓練	H25.5.26	
大潟村	無	実施	ラジオ等で情報を入手したと仮定しての、集落外での避難訓練	H25.5.24	情報伝達手段の確立
男鹿市	有	実施した	津波ハザードマップ説明会、避難訓練	H25.5～随時	男鹿市では地域防災計画上、避難路指定はしていない。災害状況に合わせ各自臨機応変に避難路選定することを、市防災訓練や各町内会・自主防災組織の防災講習会などで伝えております
鴻巣市	有	無			
秋田市	無	実施した	地域を限定した津波避難訓練	H25.11.5	避難訓練における避難者は高齢者が多く、避難フロアまでの異動に苦慮している場面も見受けられ、車いすでの上階移動ではエレベータおを使用したが実際の災害時には避難住民による高齢者等への手助けが必要となる
由利本荘市	有	実施	避難場所の追加	H25.3	
にかほ市	有	実施	秋田県総合防災訓練での津波避難訓練	H25.8.30	避難路等の冬季の除雪及び平常時の管理

ばならない」と前向きに捉えているのが伺えるのは心強い。

次に東日本大震災でも注目された「避難経路」の問題について、表2のアンケート回答2に於ける「住民への避難経路通知・避難訓練」の実施等について前回（公表前）調査と比較しながら述べる。公表前には6市町が実施しており、公表後も7市町村で実施している。やはり。この問題に関して重要視していると思われる。実施後の問題点では「避難者の高齢者が多く避難場所への移動とそれに対する住民の手助けの必要性」、「避難路等の冬季の除雪、平常時での管理」、「新たに避難経路の整備の必要性」、「情報伝達手段の確立」などが挙げられている。

表3にはアンケート回答3に於ける「津波ハザードマップなどの作成」、「防災行政無線など

表3. アンケート回答3

市町村名	5昨年度ハザードマップ配布有無	IV津波防災マップ、地震ハザードマップの作成の実施	V防災無線、戸別送受信への対応	8昨年度地域防災計画	VII地域防災計画について
八峰町	有	作成し配布	無	有	町でも平成26年度に地域防災計画の見直しをする予定であり、県の計画と整合性を取るように進めている
能代市	有	無	無	有	津波防災地域づくりに関する法律に基づく震源モデルによる津波浸水想定をもとにハード・ソフトを組み合わせた総合的な津波対策を行う。
三種町	有	作成予定	対応していない	有	地域防災計画を見直す予定
大潟村	無	作成し配布した	無	有	地域防災計画を大まかにどのように見直しをするか検討している
男鹿市	有	作成し配布した ※増設、調整に関しては公表があつたためというわけではなく従来からの計画に沿って実施するもの	対応していない ※増設、調整に関しては公表があつたためというわけではなく従来からの計画に沿って実施するもの	有	男鹿市の地域防災計画の修正は平成25年度で実施することとして、当初予算に修正にかかる予算を計上しており、業者への委託を行いました。修正内容は秋田県の修正方針に乗っ取りながら、各計画に齟齬の内容修正を実施している。
潟上市	有	作成予定	無	有	地域防災計画の見直しと、自主防災組織の育成、津波避難所等の整備を実施する予定
秋田市	有	配布予定	対応予定	有	現在、県の地震被害想定調査報告書に基づき、県地域防災計画に沿って、市地域防災計画の見直しを進めている。
由利本荘市	有	作成し配布	対応予定	有	地域防災計画の改正（平成27年3月）
にかほ市	有	作成し配布	無	有	H27.3の策定を目指し、H25年度中に業者委託し全面改訂を行う

への対応」、「地域防災計画について」につき公表前後の比較を述べる。「津波ハザードマップ作成等」について公表前には大潟村を除いて全てが作成し配布済みとしていたが、公表後には作成予定をいれると能代市を除いて全てが作成されることになる。甚大な津波被害が見込まれるので住民避難の道標となるハザードマップは緊急に必要である。「防災行政無線」については公表前において既に設置されていたが、設置台数が少ないと天候条件によっては役に立たない場合があるなどと指摘されており、問題視されていた。しかし公表後は更に格段に被災地域の拡大が見込まれるのに全市町村が対応していないのは大きな課題と言える。最後の地元の「地域防災計画」の策定については全市町村が県の地域防災計画の策定が成立した後（平成 25 年度 3 月）、それに対応できる対策を待ち望んでいるのが明らかとなった。

5. 結語

1)最大規模 M8.7 となる海域 A+B+C 連動地震における被害想定公表（平成 24 年 12 月 29 日）についての各市町村自治体の感想は、全て津波高が 10m 以上となって最大浸水深が 10m～20m、浸水域の広がりから、一様に驚愕を受けて今後の地域防災計画の策定に困惑を示した。しかし、全体的には、その発生確率が極めて低く対応する防災計画への困難さを認めながらも、秋田市のようにそれでも備えはしなければならないとの気持ちは伺えた。しかし、実際的には経済的にも時間的にも極めて困難である。現実的には段階的にとらえて、先ず、緊急に発生が見込まれる M7.8 級の地震を念頭にしっかりと対策を行った後に、出来るところからそれ以上の規模の地震の対策を目指すとする方がより現実的だと思われる。住民の感想も必要と思われる。

2)2011 年東日本大震災の津波被害で注目された「住民への避難経路通知・訓練」については公表前後で実施しているが、新たな避難経路の整備、高齢者避難者の移動などの助力の問題、避難経路の平常時のみならず冬季の管理などの長期的な対策方針が必要と指摘されている。高齢者社会を抱えて平常時のみならず災害時には大変な時代が始まる。しっかりとマニュアル作りが何より必要となろう。住民が主役である。住民の意見聴取が必要と思われる。

3)津波ハザードマップ類は公表前から殆ど用意されており、公表後も作成の予定を含めると殆ど作成配布がなされる。公表後の被災の大きさ、被災域の拡大からしてこれまでの想定をはるかに超えているので、その緊急性もあり作成可能な地域は早急に完成し、住民に配布する必要がある。防災行政無線については 1983 年日本海中部地震以降全市町村に設置されているが、天候状態によっては聞こえないなどの問題も指摘されているおり、更に公表後の被災の大きさや広さにより、その機能や増設の必要性が高まっているのに、全市町村では未だ対応していないのは今後の大きな課題と思われる。

4)各市町村自治体の「地域防災計画」については県の地域防災計画の策定を待っており、全市町村で見直しに着手するとしていて、平成 26 年度を予定している。尚、県では平成 25 年 12 月 14 日から意見公募し、平成 25 年度内に決定するとしている。

尚、これらの結果を踏まえて当センターで今度は住民へのアンケート調査を実施したい。

謝辞

アンケート回答には当該各市町村の防災関係部署にはご多忙中にご協力頂きました。また、電子メールでの送受信では秋田大学地域創生センター利勝利事務官に協力頂きました。ここに記して感謝申し上げます。

参考

- 1) 野越三雄・佐藤考司、2013、秋田県沿岸市町村への津波等に関するアンケート調査について、東北地域災害科学研究、第49巻、225-230。
- 2) 秋田県総務部総合防災課 2013 (資料1 A4) 「地震被害想定調査」に係る津波関連データの提供について

第2回秋田県沿岸市町村を対象とした津波等に関するアンケート調査(全文)

<p>秋田県沿岸市町村への津波等に関するアンケート調査（第2回目）</p> <p>一秋田県が平成24年度に公表した『秋田県「地震被害想定調査」に係る津波関連データ』発表後の対応について</p> <p>※回答は()内に御記載下さい。()内で書ききれない場合は欄の追加、別葉等により御記載下さい。</p> <p>I (1) 貴自治体名 () (2) 担当部局課係名 ()</p> <p>II 平成24年12月29日における県の津波データ公表（以下「県公表」という）について、貴自治体ではどのような感想をお持ちになりましたか。 ()</p> <p>III 貴自治体（又は貴部署）では「県公表」後、住民を対象に防災（津波・地震に限る）に関する調査（例えばアンケート調査など）を行いましたか。（他機関・企業等との共同実施の場合も含みます。） (1) 実施した・実施しない（どちらかを○でお囲み下さい） (2) 実施した場合は内容について御記載願います。 ()</p> <p>IV 貴自治体では「県公表」後、新しい津波防災マップ、新しい地震ハザードマップなどを作成・配布しましたか。ただし、HPのみである場合は含めません。また、予定がある場合は予定欄に御記載下さい。 (1) 作成し配布した・作成していない。（どちらかを○でお囲み下さい） (2) 作成・配布している場合： ①配布した時期 () ②配布物の名称 () ③配布の目的 () ④配布数 () (3) 予定の場合： ①予定時期 () ②予定する配布物の名称 () ③予定する配布物の目的 () ④予定する配布数 () (4) 作成・配布していない場合はその理由を御記載下さい。()</p>	<p>V 「県公表」後、貴自治体では防災行政無線、戸別送受信機などの防災に関係のある機器についてどのように対応しましたか。また、予定がある場合は予定欄に御記載下さい。</p> <p>(1) 対応した・対応していない（どちらかを○でお囲み下さい。） (2) 対応した場合： ①対応した内容 () ②時期 () ③対応した際の問題点 () (3) 対応する予定の場合： ①予定する内容 () ②予定する時期 () (4) 対応しなかった場合は理由を御記載願います ()</p> <p>VI 貴自治体では、「県公表」後、避難経路について改めて住民への通知及び避難訓練を実施しましたか。また、予定がある場合は予定欄に御記載下さい。</p> <p>(1) 実施した・実施していない（どちらかを○でお囲み下さい） (2) 実施した場合： ①実施した内容 () ②実施時期 () ③実施後に把握した問題点 () (3) 実施予定の場合： ①予定する内容 () ②予定時期 () (4) 実施しなかった場合は理由御記載願います ()</p> <p>VII 前述のように、秋田県は「津波関連データ」「秋田県地震被害想定調査報告書」を公表しました。それに基づき、秋田県における地域防災計画の策定がされ、順次、各自治体への指導等が始まると考えられます。貴自治体ではそれに対してどのように備え、準備されているか御記載願います。 ()</p> <p>以上でアンケートは終了です。御協力ありがとうございました。 平成24年9月以降に新たに作成した津波・地震等のハザードマップ等がありましたら、1部御恵与いただければ幸いです。</p>
---	---

自然災害から生延びる判断力向上のための減災学習ツールの開発と効果の検証-減災ポケット「結」と災害模擬体験ブック-

東北大学災害科学国際研究所 ○保田真理・今村文彦・サッパシー アナワット

1. はじめに

宮城県では約40周年周期で繰り返されている宮城県沖地震の発生確率が99%と言われていた。そのため、県および各市町でも対策は議論され、実施されつつあったが間に合わなかった。これほどの地震と津波が来ることが予測でき無かったために、多くの地域で無防備な中、なす術が無かった状態であった。対策とはハード整備だけではない。住民の津波に対する警戒意識向上の対策も不可欠であった。このソフト対策の遅れていた地域が、より甚大な被害を受けている。津波被害を十分に想定して訓練を積み重ねていた地域はごく限られた地域であった。津波被害を想定してワークショップを重ねていた地域では人的被害がほとんど無い地域もあったが、多くの地域では、沿岸部に住んでいながら、津波に対する備えを行っていなかった。意識啓発の遅れが、今回の惨事の一因とも言える。特に、未成年者（生徒、児童）の被害は痛ましく、2年8ヶ月経った今でも、以前の生活に戻れない家族が多くいる。未成年者を灾害で亡くす事は、現場の教師にとっても生涯消えない悔いをのこすこととなり、復興に大きな陰を落としている。

これまで、学校教育の中で、カリキュラムや、教師に素直に従い、与えられた課題を着々と遂行していく子どもが、できの良い子とされ、災害発生時における子ども自身の判断力を育成する事はして来なかった。そのため、子どもは家庭・学校等で保護するものとの考えが主流であったが、両親が就労している、塾に通っているなど、近年頻発する自然災害において、必ずしも守りきれない時間帯や状況がある。そこで、発想の転換が求められている。大人が子どもに対して実施する教育は、いかに保護下におくか、ではなく子ども自身の災害対応能力を高める事である。状況認知能力、判断力、危機回避行動力の三つの力を育成して行く事を目標として、学習ツールを開発し、その効果を検証して行く。

2. 減災学習の手法

小学校・中学校で出前講座を開催している。前半は自然災害のメカニズムや災害の実態を座学で学習し、後半でツールを使ったゲームで学習をするプログラムを実施した。今回使用したのは、大判のハンカチに分かりやすく災害の知識、避難の仕方、備えなどをプリントし、子どもたちでも理解しやすいように可愛いイラストで表現した「減災ポケット結」（表-1）とクイズを解いてい

く災害模擬体験ブック(表-2)である。

最初の意識付けとして、前半では災害が地球の自然の営みの中で発生する仕組みを分かりやすく、備える、避難する等の行動をとれば、命の危険は回避できる事を簡潔に伝えた。

後半では減災ポケットやイメージゲームを使い、グループで自分の判断した行動や、イメージした事をディスカッションしてもらった。グループごとに、出た意見を書き留める人と、まとめを発表する人を決めてもらい、グループの中でお互いに意見を出し合って十分に話し合いをし、論点や問題点を明確にする作業を行う事によって、より深く減災を捉えさせる手法をとった。

表-1 減災ポケット「結」の特長



内容	自然災害の基礎知識と代表的な対処方法、東日本大震災の教訓、日常の備えと心構え
使用方法	広げてディスカッション、たたんでクイズ、頭に巻く、物を包む等

表-2 災害模擬体験ゲームブックの特長

		隕災イメージゲーム「大地震シナリオ」													
あなたは、海から離れた町で(注)津波が来ないという前提を承示しています。両親と一緒に人でマンションの7階に暮らしています。															
両親は、スーパーに買い物出かけっていて、今日は一人で自宅で留守番をしています。															
健時はお腹が痛いでいたので、母親が作ったお弁当を温めようとしています。															
時刻は12時を過ぎています。お腹がすいてきたので、母親が作ったお弁当を温めようとしています。															
1 両親で一人で電子レンジでお弁当を温めている時に地震の情報が発生した!		2 すぐにお弁当盒食べ始めた	3 周りの人は、机の下に隠れているようだ。	4 娘はびっくりしているようだが、けがなどはないそうだ。	5 一旦、娘が寝まるまで母と一緒に机の下に隠れた。										
・トイレの下に隠れる→3 ・すぐにお弁当を食べる→2 ・すぐに両親は携帯電話で連絡をとる→4		・テレビを見かけ地震の情報を集める→7 ・余震に備えて机に隠れる→9	・テレビの下に隠れる→6	・娘の反応を見る→3 ・娘にお茶を飲ませる→2 ・すぐにテレビに隠れる→5	・携帯電話で両親は電話をする→6 ・ワードローブ内の様子を見る→8										
6 携帯電話がつながりにくい。		7 メールもうまくながらないようだ	8 コードコート内の様子でみると、商品が棚から落ちて、トレーラーが倒れてしまつた。	9 店員さんと一緒に商品を開けるなど忙いをして、懇親会。	10 店内アナウンスが流れてきて、すみやかに隣の駐車場に避難するようお詫びがあった。										
・検索ダイヤルで二人とも無事であることをメップで見つけた→1 ・携帯のメールを送ってみる→7		・コードコート内の様子を見る→8	・店員さんが一時に落ちていたもののを両の場所に隠す→9 ・自分の安全を守るために、机の下で待機した→10	・そのまま商品を開いた→10 ・真っ先にエレベーターに向かう→11 ・階段で1階に向かう→12											
11 エレベーターに向かつたが、地震の影響で使えなくなつた。		12 階段に向かうと多くの人が並んでいた。	13 どんどん階段を下りていたら、周りの人危険だと感じて止めてされた。	14 階段を下りる人の列は途切れることなかつた。	15 階段を下りきり、ゆっくりと階段を下りることにした→15 ・少しでも時間があれば、前の人の抜かしてもどちらか階段を下りた→15 ・階段を守り、ゆっくりと階段を下りた→19	16 階段を下りきり、「どうひんダヨー!」の隣についた。その隣、小さな猫が地面に座った。									
・階段に向かう→12		・少しでも時間があれば、前の人の抜かしてもどちらか階段を下りた→13 ・列が途切れなまで、階段の前に待っている→14 ・順番を守り、ゆっくりと階段を下りる→15	・順番を守り、前の人抜かしてもどちらか階段を下りた→15 ・順番を守り、ゆっくりと階段を下りた→19	・階段を守り、前の人抜かしてもどちらか階段を下りた→16 ・次の手をとり、急いで出口に向かう→17 ・商品が落ちてきそうな棚を避け、ゆっくりと出口に向かう→18											
16 隕は、葛ヶ谷川河である間にまだ商品があり、大きな崩落物が大きく揺れていますのが見えた。		17 慌てて出口に向かう途中で、店員さんから慌てて手に出口に向かうようにアナウンスがあった。	18 隕の駐車場に無事に行くことができた。	19 人の少ない所に行き、少し休憩をすると→19 ・人と地震の感想を言い合→20 ・人と地震の感想を言い合→20 ・ラジオを開いている人に状況を聞く→21	20 あとどのくらいの大さきの地震だったのかなどと話した。										
・角の手をとり、急いで出口に向かう→17 ・商品が落ちてきそうな棚を避け、ゆっくりと出口に向かう→18		・商品が落ちてきそうな棚を避けて、ゆっくりと出口に向かう→16	・ラジオを開いている人に状況を聞く→21												

目的	発災から保護者に巡り会うまでの時間、様々な課題をクリアしてゴールまで行かせる
内容と方法	個々に解答を選択しながら避難行動をさせて、終了後グループでディスカッションする

3. ツールの特徴

ツールを使ったグループワークでは、ツールは考えのきっかけを提供し、自分の意見を整理する事を、補助する物であると考える。

ツールの特徴として、子ども達にとってわかりやすく楽しみがある事を前提に考える。そのため、ゲーム性を持たせる工夫をしている。減災意識を持つきっかけは、楽しみの中にあるちょっとした好奇心から芽生えるのではとの前提から、まず、興味を持たせる事を第一の目的とし、このツール開発に着手している。

減災ポケット(表-1)は、6人程度のグループワークで使用する。

災害模擬体験ブック(表-2)は、各自がゲームをやった後に、お互いの行動について振り返り、グループで議論を深める仕組みである。これは、災害科学国際研究所 災害情報認知研究分野の野内類助教と開発中の被災疑似体験ゲームである。日常の中で、地震等に遭遇し、避難をしなければならないとき、どのような行動をして行くのかを、設問の答をチョイスしていく事で導いて行くものである。

たとえば、いつも使っている道路が、障害物で通行できなくなっていたり、途中で出会った友達の手助けをするべきか、自分の避難行動を優先するべきか、決断をしなければならない状況も想定されている。なるべく、現実に近い体験をイメージしてもらうため、状況の設定に苦慮した。またゲームの進め方にも工夫が必要である。

4. 減災学習の結果

図-1に示すように学習前と学習後でとったアンケートの比較で、学んだ事を教えた両親は地震対策をしてくれると思う児童が学習前の49%から61%に増加した。特にどちらでもないと回答していた児童の数が半数以上減り、自分で考え意思決定をした点は、地震・津波のメカニズム理解し減災する意識を持ち始めた結果(表-3)と捉える。

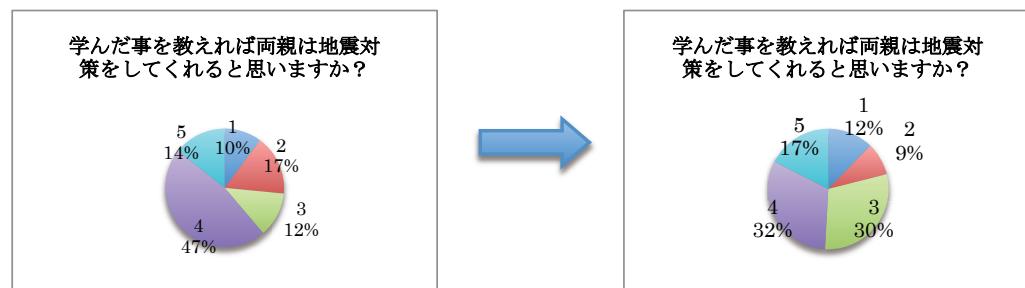
また、授業前は57%の児童がどちらでもないと答え、学習の内容をイメージできず漠然として設問の意味を理解できていない状態である事がわかるが、学習後はどちらでもないと答えたのは2%に減少し、90%の児童が役立つ学習であったと思っている。テキストブックだけでは補填できない、災害の疑似体験や、友人とのコミュニケーションを通じて学習する部分を補填して行く必要性を強く感じた。

今後もこのスタイルの出前授業を行う事により、児童の状況認知能力、判断力、危機回避行動力と家庭での減災力を育てて行く事が期待できる。今後は的確な判断力を育むために、対象とする児童に繰り返し減災学習を実施したい。

表-3 アンケートからの児童のコメント

認知：前は津波が来たら無理だと思っていたけれど逃げれば大丈夫だと思えるようになった。
認知：実験で津波がすごい早さで来る事がよくわかった。災害時の立場で考えることができた。
行動：家族の集合場所は決めておく。地震が起きたら高台に避難します。
行動：家の工夫、自分の命を守る。今日知った事を教える。近くの人に声をかけて避難する。

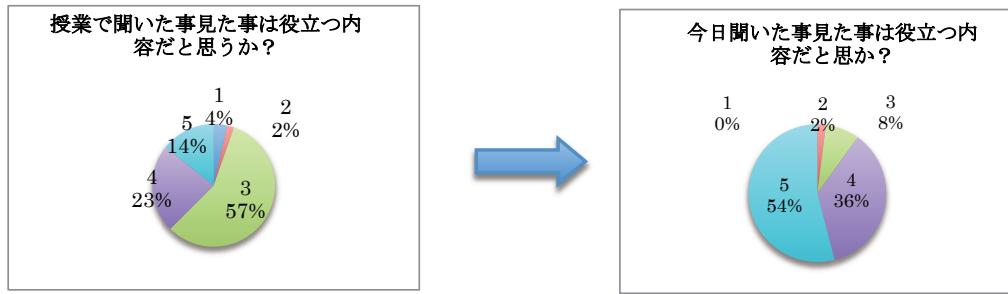
図-1



a:授業前アンケート

b:授業後アンケート

1. ぜんぜん思わない 2. あまり思わない 3. どちらでもない 4. すこし思う 5. かなり思う

**a:授業前アンケート****b:授業後アンケート**

1. ぜんぜん思わない 2. あまり思わない 3. どちらでもない 4. すこし思う 5. かなり思う

謝辞

本研究に使用したツール開発の支援に仙台放送エンタープライズの皆さま、株式会社 WXY の皆さま、災害科学国際研究所 災害情報認知研究分野の野内 類助教には、ご支援をいただきました事を感謝申し上げます。また、出前授業の機会を提供してくださった、仙台市立七郷中学校、仙台市立高森小学校、多賀城市立天真小学校の皆さんにも感謝申し上げます。

参考文献

学習指導要領の変遷過程に見る防災教育展開の課題 自然災害科学 163-167(2007)

城下英行 河田恵昭

自らの命を守る主体性を育む防災教育, MH ジャーナル平成 25 年 1 月号, pp. 32-37, 2013. 1. 片田敏孝 「いのちの尊さ」を中心に置いた防災教育へ, 研究紀要 防災教育の現状と今後の取り組み 第 92 号,

86-90, 2012. 5. 30. 河田恵昭

秋田県における地域特性を考慮した防災教育についての検討：

小学校の児童・保護者を対象としたアンケート調査を基に*

秋田大学工学資源学部土木環境工学科

伊藤あさみ

秋田大学地域創生センター地域防災部門

鎌滝 孝信

秋田大学大学院工学資源学研究科土木環境工学専攻 渡辺 一也

1. はじめに

少子高齢化および過疎化が進む秋田県では、地域防災力を向上させるために20代から40代の若者の役割を中学生や高校生が積極的に担っていかなければならない状況にある。そのため県内では、若年齢からの発達段階に応じた適切な防災教育を進めるため、2012年より秋田県教育委員会が中心となって、学校における防災教育の強化に取り組んでいる。一方秋田県における地震による被害状況をみてみると、秋田市を含む沿岸自治体では1983年日本海中部地震以降、30年にわたって甚大な被害を伴う地震は発生していない。そのような背景のもと、秋田県は太平洋側の各自治体と比較して県民の地震や津波に対する防災意識がやや低いという作業仮説をたて、秋田県民の防災意識に関するアンケート調査をおこなってきた。本研究の目的は、秋田県の地域特性に則した防災教育の内容を検討するための基礎的な情報を得ることである。

2. 調査方法

秋田県男鹿市および秋田市の小学校3校について、防災意識に関するアンケート調査を実施した。今回の調査は、外部講師が地震と津波に関する出前授業を実施した小学校を対象とした。アンケートの質問内容は、「地震・津波防災の基礎知識、関心の度合い」、「家庭で行っている災害対策」、「東北地方太平洋沖地震について」などから構成され、児童生徒、保護者および教職員向けの3種類のアンケートシートを作成した。さらに上記の内容に加え、児童へのアンケートでは、「生活空間での地震の対処」についての質問を、保護者や教職員へのアンケートでは、「2011年東北地方太平洋沖地震前後での防災意識の変化」や、「1983年日本海中部地震の経験の有無や記憶の濃淡と現在の防災意識との関係」などの質問をおこなった。児童に関しては学校、学年ごとに集計しており、保護者は学校ごとに集計・解析をしているが、今回は集計人数が少なく地域も偏っているため学校ごとの比較は行わず、児童は学年ごとに分けて集計を行ったデータを示す。調査対象は秋田県内各地の公立小学校とし、12月現在まで3校の小学校から児童609人、保護者205人分の回答を得ている。以下にその一部について、質問および回答の集計結果を示す。

3. 結果とその解釈

*Study on Education of the Disaster Reduction from Regional Characteristics in Akita Prefecture by Asami Ito, Takanobu Kamataki, and Kazuya Watanabe

3-1. 児童に対するアンケート結果について

まず、児童に対する東北地方太平洋沖地震の記憶に関する質問「2年前に東日本大震災をおこした大きな地震をおぼえていますか」という質問に対し、図1（棒グラフ中の数字は人数：他のグラフも同様）のような回答結果を得た。学年が上がるにつれて「おぼえている」と回答した児童の割合が増えていることがわかるが、「おぼえている」または「少しおぼえている」と回答した児童は低学年では約75%，中学年から高学年は90%以上の割合で存在することもわかる。これは学校で東日本大震災を取り扱うことや、メディアなどで定期的に取り上げられて震災に関する情報を目にする機会が多いことなどが要因であると考えられる。しかし、ここで注目に値する結果は、小学校1年生では約3割の児童が「おぼえていない」と回答したことである。現在の小学校1年生は、震災当時4歳ということになるが、その年齢では、実際に被災していなければ記憶に残らないことが多いのかもしれない。

また、さらに詳しく震災の記憶に関して「おぼえている」、「少しおぼえている」と答えた人に「地震の揺れを感じたとき、どのような行動をとりましたか」という質問に対する選択肢を「何もしなかった」「机の下にもぐって頭を守った」「すぐに家や建物の外に出た」として質問したところ（図2）、どの学年でも「机の下にもぐって頭を守った」と回答した児童の割合が一番多いという結果になった。この結果は、避難訓練で屋内にいるときはまず机やいすの下に身を隠し頭を守るということを教えられ、それが身についている児童が多かったためと解釈した。6年生で「何もしなかった」を選択している割合が多いが、この理由は、今後、聞き取り調査等によって明らかにしていきたいと考えている。

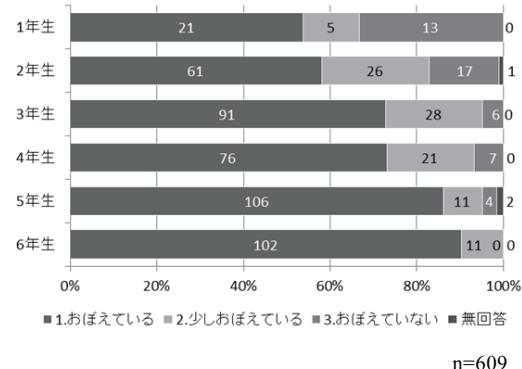


図1 東日本大震災の記憶について 1

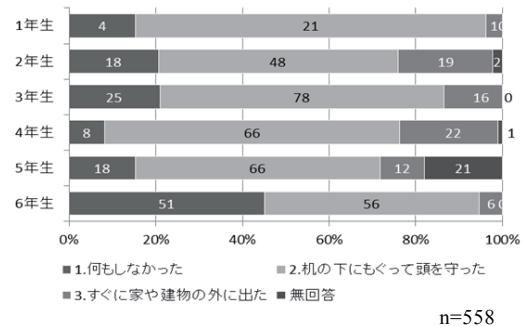


図2 東日本大震災の記憶について 2

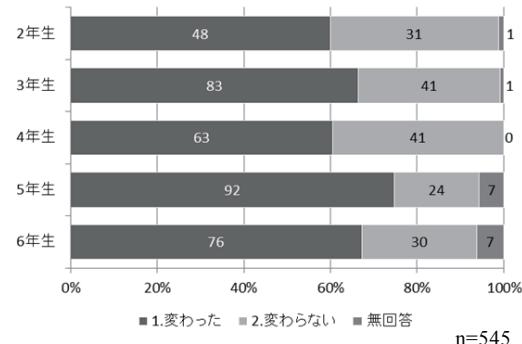


図3 防災教育を受けた前後の考え方の変化

次に、外部講師による防災教育の出前授業を受けた児童に対しての質問「防災の授業を受け前と後で、津波に対しての考えは変わりましたか」という質問ではどの学年でも60~70%前後の児童が「変わった」と回答しており、学年ごとに大きな差は見られなかった（図3）。

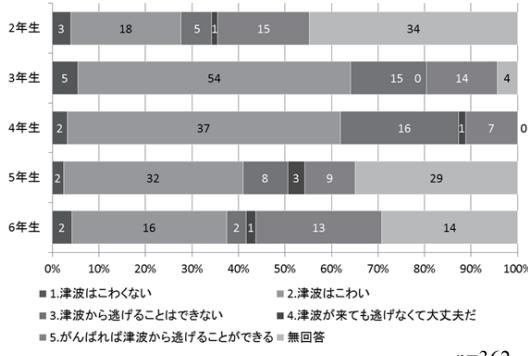


図4 防災の授業を受ける前の考え方

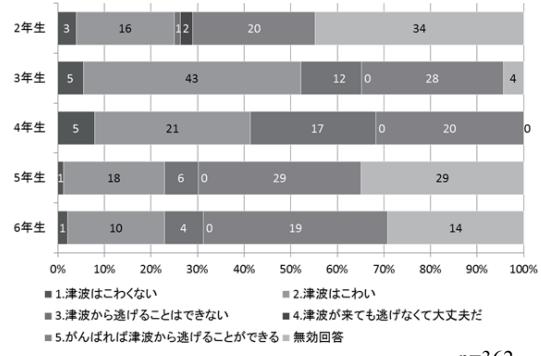


図5 防災の授業を受けた後の考え方

また、この質問で「変わった」と答えた人に「考えはどのように変わりましたか」という質問をし、「話を聞く前の考え方」（図4）、「話を聞いた後の考え方」（図5）でそれぞれ同じ選択肢を設け、回答を得た。話を聞く前の考え方、聞いた後の考え方を比較すると全学年に共通して話を聞く前は単に「津波はこわい」と回答している児童が一番多いが、話を聞いた後の考え方では差はあるものの単に「津波はこわい」と回答している児童が減り、「がんばれば津波から逃げることができる」と回答した児童が増えている傾向が見られる。この結果から、授業を聞いて津波の特性と対処を学び、自分も津波から逃げることができる、学んだことを生かそうと考えた児童が多かったと考えられる。一方で4年生、6年生では「津波から逃げることはできない」を選択した児童が増えていて、また、話を聞く前は「津波はこわくない」を選択していて話を聞いた後に「津波はこわい」を選択した児童もいた。この結果は、授業では津波を模して波を作り、その波がどれほどの力を持っているかという映像を見せることや、ただ走って海岸から遠ざかるだけでは津波から逃げきれないという話をしていたので、そこから恐怖心を抱き「津波はこわい」、「津波から逃げることはできない」を選択した児童が増えたと推察した。このことから、児童への地震・津波防災教育を行うにあたって、災害への恐怖心をいたずらに与えてしまうことは、「あきらめ」の行動につなげてしまう危険性があることを改めて認識した。

3-2. 保護者に対するアンケート結果について

保護者に対して「東日本大震災が起こる前後で災害への意識はどう変化しましたか」と震災前（図6）、震災後（図7）の災害対策に関する質問をしたところ（図6）、「災害対策は万全だった」と回答した家庭は一つもなく、半数以上の家庭で「あまり対策していないなかつ

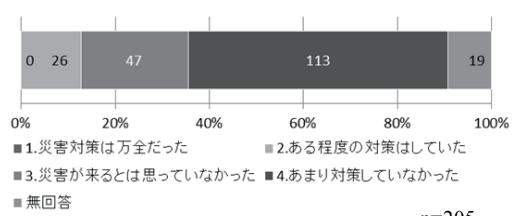


図6 東日本大震災が起きる前の災害対策

た」と回答しており、さらに約23%の家庭は「災害が来るとは思っていなかった」と回答している。この結果は、東日本大震災が発生する以前の秋田県民の防災意識の低さを如実に示しているといえよう。また、震災が起ったことで新たな対策を講じるなど、より対策を強化した家庭は52%に留まっており、震災を経験しても防災への取り組み方が変わらないという家庭も多いことがわかった。この結果から、今後児童だけでなく、保護者に対する防災教育の必要性もあると考えられる。

先ほどの質問で「震災前で」選んだ回答ごとに、「震災後」にどちらを回答しているかをグラフにしてみると(図8)，ある程度対策している家庭よりも対策していないかった家庭で対策を強化している割合が多く、大きな差はないがそれぞれの回答で40～50%の家庭では防災について考え直していることがわかった。

日本海中部地震の経験の有無に関する質問については(図9)，68%の保護者が「経験がある」と回答し、残りの32%が「経験したが幼かったためおぼえていない」，または「経験がない」と回答している。

次に「日本海中部地震の被害状況を知っていますか」という質問では(図10)，経験している保護者と経験していない、または、経験したがおぼえていないと回答した保護者で比較すると、経験している保護者は75%が「知っている」と回答しており、おぼえていない、経験していない保護者は20%程度にとどまっている。経験している保護者の中で24%が「あまり知らない」と回答している。この結果は、地震を経験していたことはおぼえているが、その後地震の詳細を改めて知る機会がなかったということを示すと考えられる。したがって、今後は各学校や自治体で、過去の災害についての理解を深めるための普及活動をおこなうことも重要ということがわかった。

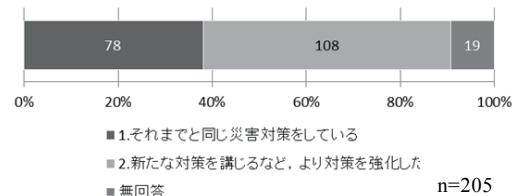


図7 東日本大震災が起きた後の災害対策

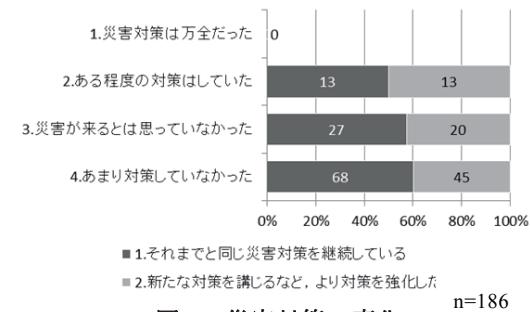


図8 災害対策の変化

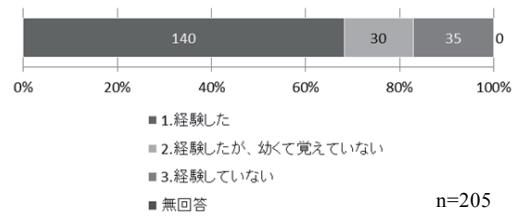


図9 日本海中部地震の経験の有無

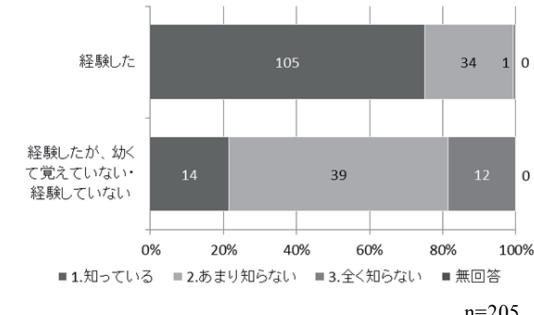


図10 日本海中部地震の被害状況について

4.まとめ

今回のアンケート調査によって以下のことが確認できた。

- ① 小学校1年生に対するアンケート調査では、3割以上の児童が東日本大震災を「覚えていない」と回答した。今後、これよりも下の世代に対する防災教育をおこなう際には、「東日本大震災」を知らない児童がいることを念頭に授業を組み立てる必要がある。
- ② 現在取り組んでいる児童への地震・津波防災教育では、災害への過度な恐怖心を与えてしまっていることで、「あきらめ」の行動につながっている可能性があるため、さらなる工夫が必要といえる。
- ③ 保護者に対するアンケート結果では、震災を経験しただけでは防災意識の向上にはつながっていないと考えられることから、大人に対する防災教育も必要である。
- ④ 1983年日本海中部地震の記憶に関する調査から、秋田県の住民の防災意識を向上させるためには、その地域の過去の災害についてより詳しく知ってもらうことが重要である。
- ⑤ 今後、学校ごとや学校の立地条件等によるアンケート結果の比較を進めていき、秋田県の地域特性を考慮した防災教育について考えていきたい。

謝辞

アンケート調査は、男鹿市および秋田市の公立小学校の校長をはじめとする教職員の先生方、児童および保護者の方々の協力を得て実施した。アンケートへの回答および調査にご協力いただいた方々に深謝いたします。

秋田工業高等専門学校の学生を対象とした通学中の 津波防災に関するアンケート調査*

秋田工業高等専門学校環境システム工学専攻 星野翔磨
秋田工業高等専門学校 寺本尚史

1. はじめに

秋田県では1983年の日本海中部地震で発生した大きな津波により、多くの犠牲者を出した。また、東日本大震災における津波被害を受け、秋田県では既に最新のハザードマップ^[1](図1)が公表されており、例えば秋田市では最大で10mを超える津波高さになると予測されている。こうした背景から、沿岸部における津波避難訓練や、主要道路沿いに海拔表示のサイン^[2](図2)が設置されるなどしており、そうした取り組みを津波防災への意識向上、被害低減につなげることが重要であると思われる。また、ハザードマップの外に位置する地域の場合でも通勤、通学に遭う可能性もあることから、将来的にはこうした点も含めた総合的な対策が必要となると考えられる。そこで本研究では、秋田高専の学生を対象に、津波被害への対処に関するアンケート調査を実施した。秋田高専は津波浸水危険区域外であるが、海岸に近い場所に位置しており、学生が通学路の途中に津波被害を受ける可能性がある。そのためアンケートの内容は、通学中の津波への対処に関するものとした。

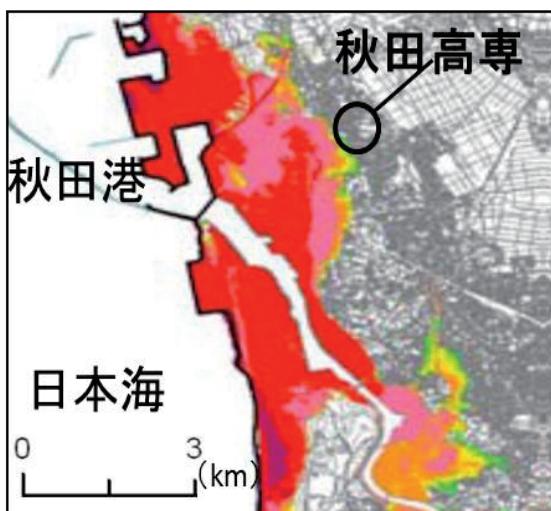


図1 最新のハザードマップ^[1]



図2 海拔表示看板の例^[2]

*Questionnaire survey of the tsunami disaster prevention focused on the commuting time of the students at Akita National College of Technology by Shoma Hoshino and Naohumi Teramoto

2. 調査方法

環境都市工学科3年生39人（うち有効回答38人）を対象に2013年9月30日にアンケート調査を行った。今回調査を行った秋田高専生のほとんどは秋田市内に住んでいる。内容は、大きく分けて各学生の大まかな通学方法と津波に対する意識を調査するものである。アンケートを集計した後、各質問について検討した。なお、本論ではアンケート項目のうち5項目（表1）の結果について述べる。

表1 アンケート項目の一部

	通学中に津波が来たときどうしようと思しますか？（複数回答可）
①	1. 近くの建物に逃げる 2. 高台に逃げる 3. 高専に行く 4. 家に行く 5. 何もしない 6. 思いつかない 7. その他
②	建物や道路で見かける海拔を表示する看板は参考になると思いますか？ 1. はい 2. いいえ 3. 見たことがない 4. わからない
③	どのルート使って通学していますか？ 1. 船川街道（国道7号の北側：上飯島方面） 2. 臨海バイパス（国道7号の南側：土崎方面） 3. 自衛隊通りの東側 4. 自衛隊通りの西側 5. 高専の東側（飯島中、組合病院方面） 6. 奥羽本線より西側（港方面） 7. 学生寮 8. その他
④	通学中に津波が来るかもしれませんと考えたことはありますか？ 1. はい 2. いいえ
⑤	自分の家、通学路が津波浸水想定区域（津波の被害を受ける場所）に入っているかをハザードマップなどで確認したことがありますか？ 1. ある 2. ない

3. 調査結果

図3にアンケート項目（表1）のうち、①の項目の結果を示す。38人中半分以上の25人が津波が来た時に、高台に逃げる（図中Bの回答）と答えており高専に逃げると答えた人（図中Cの回答）も合わせると計29人（複数回答による重複を除く）であった。近くの建物に逃げる（図中Aの回答）等の回答も含めると、大部分の人が津波が来る時に何らかの避難方法を考えていることが分かった。

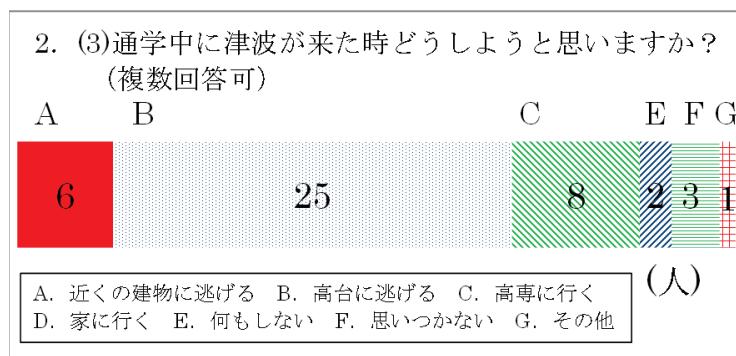


図3 表1の①の項目の結果

図4に表1の②の項目の結果を示す。海拔を表示する看板について参考になる(図中のA)と答えた人は39%であり約4割の人が看板を参考になるとを考えていることが分かった。海拔表示看板が参考になると答えた理由について回答者から聞き取り調査を行ったところ、自分が現在いる場所の海拔が分かるので避難行動が取りやすい、標高が高いかどうかの参考になるという回答のほか、10m以下を低い標高と考えて、津波が来る恐れのある時は逃げる判断基準している、という回答もあった。一方、高台に逃げるよう促す矢印を看板に載せたほうがいい、という意見が寄せられた。これらの意見から看板を参考にしている人は看板に表示されている海拔の高さによって津波に対する避難を判断しようと考えており、看板が設置者の狙い通り地震による津波発生時の状況把握および津波被害の軽減のために利用されていることが分かった。

参考にならない等、A以外の回答者についてはまだ聞き取り調査を行っておらず、今後改めて調査を行う必要があるが、参考にならない(図中のB)、分からない(図中のD)と答えた理由は、看板に書かれている海拔の深さが地震の大きさに対してどのくらい有効なのかが分からない、あるいはそもそも看板の内容が何を目的とするのかわからないからではないかと考えられる。また、見たことがない(図中のC)という人の理由としては、実際にその看板の前を通っているのに実感がなく素通りしている可能性もあると考えられる。

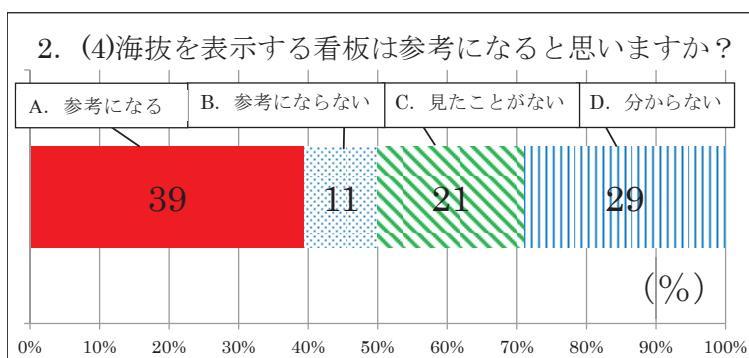


図4 表1の②の項目の結果

図5および図6はアンケート内容で秋田高専学生の通学ルートおよびそのルートを通る学生数を示したものであり、図1における秋田高専周辺部を拡大したものである。秋田高専の西側に奥羽本線が通っており、その西側に国道7号線が通っている。ルートは全部で7つに分け、国道7号線の北側から来る人がルート1、南側から来る人がルート2、陸上自衛隊秋田駐屯地の東側から来る人がルート3、西側から来る人がルート4、内陸側から来る人がルート5、港方面から来る人がルート6、秋田高専の学生寮に住んでいる人はルート7とした。このうち、ルート1、2、4、6の太線で示すルートが津波の危険性があるルートになっている。図6に示す各ルートを通る学生数より、津波の危険性があるルート1、2、4、6を通学している学生は合計で46%となった。



図 5 秋田高専学生の通学ルート

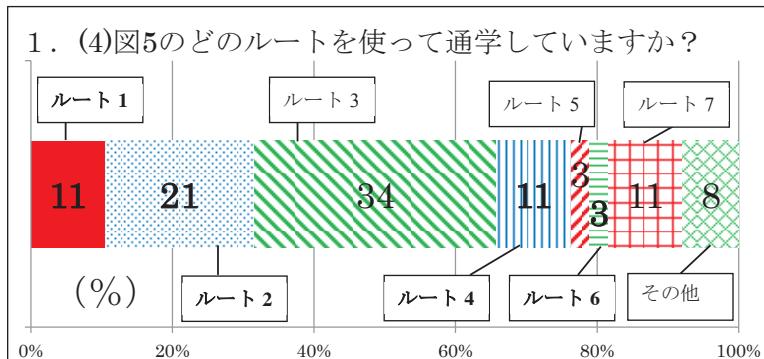


図 6 表 1 の③の項目の結果

次に、図 7 に表 1 の④の項目の結果を示す。図 7 より通学中の津波の危険意識を持っていない人は 82% になった。図 7 の結果と、津波の危険性があるルートを使用している学生が合計で 46% になった結果を比較すると、通学中における津波への危険意識はあまり高くないことが分かった。

図 8 に表 1 の⑤の項目の結果を示す。現在 Web 上で公開されているハザードマップで自分の家、通学路が津波浸水危険区域に入っているかを調べたことがある人は全体の 5% にとどまった。5% に留まった理由として、秋田市ではまだ各家庭にハザードマップが配布されていないことが考えられる。現在、県で実施された「地震被害想定調査」^[3]の成果の一部は市町村に提供され、「津波ハザードマップ」の見直し等を行うために活用されており、秋田県男鹿市などでは

津波の浸水予測区域を見直したハザードマップが既に各家庭に配布されている。秋田市もこのように各家庭にハザードマップが配布されることによってハザードマップの認知度が上がり、防災意識の向上にもつながると思われる。

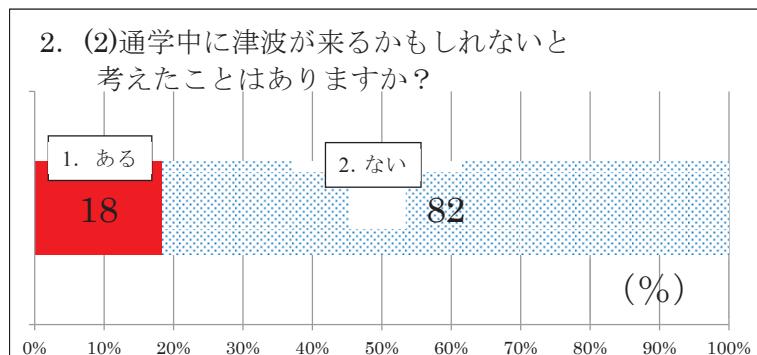


図7 表1の④の項目の結果

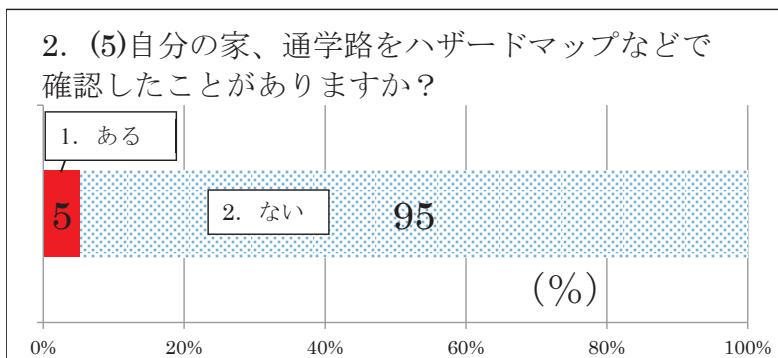


図8 表1の⑤の項目の結果

4.まとめ

本研究では秋田高専の学生が通学中に津波被害を受ける可能性があるか、また遭った場合にどのように対処するのかを目的にアンケートを実施した。今回の調査では調査対象者の大部分は津波が来たら高台に逃げるというように津波に対する意識は持っていることが分かった。

一方、津波避難の際に参考になると思われる海拔表示看板を参考になると考えている人は4割にとどまった。聞き取り調査より、看板を参考にしている人は看板の高さを参照して避難を考えているという意見があり、地震による津波発生時の状況把握のために海拔を参照していることが分かった。一方、参考にしているという回答が全体の4割にとどまつたことを考えると、看板設置の理由等についてさらに周知すると共に、アンケート対象者へのより詳細な聞き取りなどにより回答理由を詳細に分析し、より多くの人に津波の危険性を認識してもらう必要があると考えられる。

【参考文献】

- [1] 秋田県：海域 A+B+C 連動の最大浸水分布図(資料 3P9),
<http://www.pref.akita.lg.jp/www/contents/1356530698859/files/siryousp9.pdf>, 2013.12.06 参照
- [2] 秋田河川国道事務所, 能代河川国道事務所：海拔表示シート設置方針（案）,
http://www.thr.mlit.go.jp/bumon/kisyah/kisyah/images/44963_1.pdf, 2014.01.17 参照
- [3] 秋田県：「秋田県地震被害想定調査」に係る津波関連データ,
<http://www.pref.akita.lg.jp/www/contents/1377750769093/index.html>, 2013.12.06 参照

石巻市立鹿妻小学校における災害復興教育の実践 —『復興マップづくり』プログラム—*

○徳山英理子(東北大学), 桜井愛子(神戸大学), 村山良之(山形大学), 佐藤健(東北大学)

1. はじめに

「復興マップづくり」プログラムは、東日本大震災以前から筆者等が開発と実践に取り組んでいた事前予防型の防災教育実践プログラム^{1),2)}をアレンジした災害復興教育プログラムである。佐藤ら³⁾によつて報告された平成24年度の石巻市立鹿妻小学校での実践について、本報ではその成果と課題、および25年度の取り組みについて報告する。

2. 石巻市立鹿妻小学校の概要

石巻市立鹿妻小学校は、石巻市中心部の東方約4km、海岸線から約1kmの沖積低地上に位置する。周辺地域は、もともと複数列の浜堤上に集落と畠、堤間低地は水田であったが、1970年代以降急激に都市化して、1986年同校が開校した。学区内のほとんどは標高2m程度で、北側の丘陵地の裾でようやく標高5mに達する。学区は津波によって全面的に浸水し、鹿妻小で床上10cm程度浸水した。学区の南部(海側、海岸から約300~500m)では家屋の流出もあり、現在も更地は少なくないが、北側(内陸側)ほど被害が小さい傾向がみられる。

3. 「復興マップづくり」プログラムの概要

鹿妻小学校での「復興マップづくり」は、以下の目的で行われている。

①児童一人ひとりが被災の経験と向き合い、地震と津波から立ち直りつつある鹿妻の今の様子をまち歩きにより確認し、復興プロセスに主体的に関わるきっかけをつくること。

②鹿妻の復興の記録を「マップ」として残し、これからも続く鹿妻の復興活動や、広く日本や世界の人々の今後の防災活動に役立たせること。

平成24年度のプログラムは、鹿妻小学校の4年生の総合的な学習の時間を約20時間費やして行われた。プログラムの実践では、津波被災の経験を受けた児童が心的なストレスを受けないように、また自らの地域を肯定的に捉えられる取組みになるよう、工夫と配慮を行い、教育臨床心理学の専門家から助言を得た。学区を12のエリアに分割し、4年生2クラスの全児童が12グループに分かれて活動に取り組んだ。プログラムは、ガイダンス→まち歩き→マップ作成→成果発表で構成された。まち歩き

表1 復興情報の分類

- | |
|--|
| (ア) 震災の前にはなかったもので震災の後に新しくできたもの(青) |
| (イ) 震災の前からあったもので被害を受けたがこれまでに直されたもの(緑) |
| (ウ) いま建設中、修理中のもの(黄) |
| (エ) 復興準備中のところ(がれきがなくなつて整理された更地は復興のスタート)(オレンジ) |
| (オ) 危険や不安に思う場所やもの(赤) |
| (カ) その他、みんなが特に気付いた場所やもの(楽しい、きれい、自慢できる場所やもの)(金) |

*Implementation of "Reconstruction Map Making Program" at Kazuma elementary school in Ishinomaki-City by Eriko Tokuyama,Aiko Sakurai,Yoshiyuki Murayama and Takeshi Sato

で得られた情報は表 1 に示される(ア)から(カ)の 6 つの分類で整理され、マップ上に色分けされたシールで示された(図 1). 分類の(ア)から(オ)は復興の段階の記録、(カ)は子どもの視点で地域の良い所を記録している。

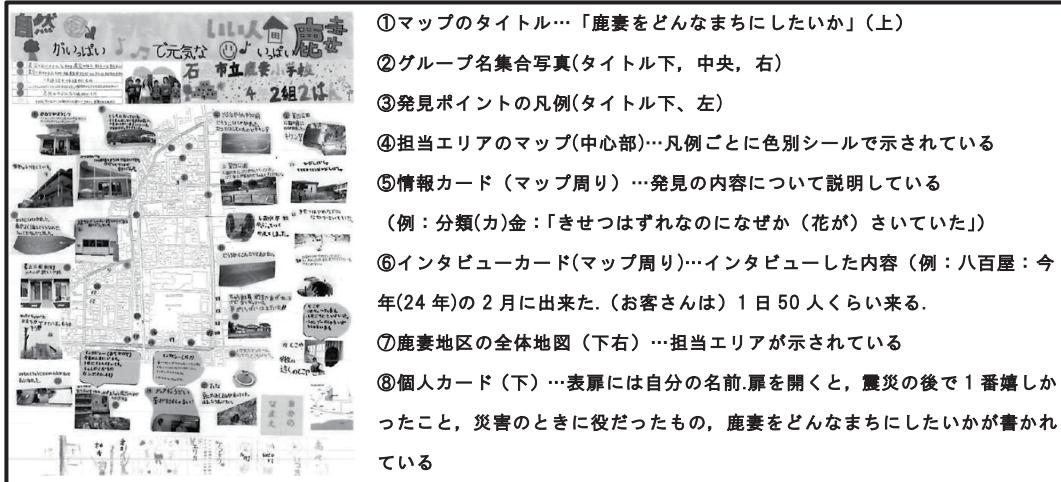


図 1 「復興マップ」の一例

4. 平成 24 年度の成果と課題

24 年度の最大の成果は、大学研究者、学校、NPO、教育委員会との協働により、「復興マップづくり」という被災地における災害復興教育プログラムが形づくられたこと、また鹿妻小学校で 25 年度も継続して実施することに発展したことである。成果発表を聞いた保護者からも「震災の経験を前向きにとらえ、地域の未来に役立ってほしい」など一定の評価を受けた。さらに作成された「復興マップ」は石巻市の津波避難ビルや学区内の公園に掲示され、地域住民の目に触れる機会に恵まれた。その一方でプログラムの普及、教育的効果の検証や、今後継続してプログラムを実施することを考えた時の復興マップやその情報の蓄積方法や活用方法の検討が必要である。

5. 平成 25 年度の取り組み

25 年度の取り組みは、他地域への普及可能な学習指導案の作成、鹿妻小学校における総合的な学習の時間での本格展開という二方向での活動が行われている。

5.1 学習指導案の作成

児童の発達段階や、教科・単元の目標を考慮した構成にすることで、単発のイベントプログラムから持続可能な教育プログラムへと転換させること、さらに学習指導案を共有することにより、「復興マップづくり」プログラムの他地域への普及を目的に指導案の開

表 2 平成 25 年度年間学習計画

時期	活動内容	授業時間
1学期	ガイダンス まち歩き(2回) 情報整理	15時間
夏休み	宿題「おうちの人へのインタビュー」	
2学期	復興マップ作成 発表の準備 学年発表会 地域発表会の準備・発表	25時間
3学期	3年生への発表会 5年生への発表・パネルディスカッション 学習の振り返り	10時間

発を行った⁴⁾.学習指導計画では、全体で 12 時間から 17 時間で実施できる計画とし、まち歩きを行う回数や発表会の回数によって時間数の調整が可能である。

5.2 「復興マップづくり」プログラム

25 年度の復興マップづくりは、4 年生の総合的な学習の時間のメインテーマとして表 2 に示す通り、年間約 50 時間の計画で実施している。

プログラムの内容は、24 年度の活動をベースにしながら、特に次に示すような4つの変更を加えている。まず最初に 2 年目の取り組みであるため、昨年度の取り組みを活かし、昨年度の情報との比較することで地域の変化を確認出来るように、まち歩きで使用する地図に昨年度の 4 年生が撮影した写真を加えた。図 2 に実際に児童が記録した内容と撮影した地域の写真を示す。

	平成 24 年度	平成 25 年度
地点 A	 建設中の家「なおしてある」	 家が完成し、人が住んでいる
地点 B	 危険!! 鹿妻第二公園のフェンス 直ってほしい	 きれいに直されている

図 2 地域の変化の一例

次に、地域とのつながりを重視し、事前にまち歩きの際のインタビューを設定したことが挙げられる。復興マップ作成後には、このプログラムの実施にあたりご協力いただいた地域の人や保護者、学生ボランティアを小学校に招き、児童が作成した復興マップについての発表会を行った。地域の人や、保護者からは「住んでいるまちを良く知ることや、仲間で一つのことをやり遂げる経験はすばらしい」、「子ども達のこの経験が無駄にならないように大人がもっと復興に前向きに真剣に取り組まないと改めて思った」といった前向きな感想が得られた。

また、まち歩きでの児童の見守りには、保護者に加えて、東北大学、山形大学、宮城教育大学、東北福祉大学の学生ボランティアの協力を得た。これは、震災の被害を受けて、学区外の仮設住宅に住んでいるなど、学校行事に参加することが困難な環境にある保護者も少なくないため、それを補うことが第一の目的であるが、被災地の児童が地域について学び、復興に主体的に関わろうとする姿勢に、参加した学生にとっても有意義な体験となったことが実施後のアンケートからうかがえた。

そして、復興マップの構成についても昨年度から一部変更を加えた。特に大きな違いは、メインとなる

エリアの地図を2枚使用し、昨年度の復興段階や地域の良い所を示す情報と今年度の情報を地図上に色別の分類シールで示すことにより、地域の変化を視覚的に確認出来るようにした。図3に今年度の4年生が作成した復興マップの一例を示す。



図3 平成25年度復興マップの一例

6. 今後の展望と課題

今後は、この取組みを来年度の4年生につなぐために、復興マップの3年生への発表会や、昨年度復興マップづくりに取り組んだ1つ上の学年(現5年生)への報告会のための準備・発表、成果物を児童が発信するためのツールとしての復興マップパンフレット等の作成とその発信を予定しており、マップの共有に向けた取り組みを強化していく方針である。

プログラム普及用の指導案は、今年度の経験から現場の先生方の教育支援ツールとして活用しやすくなるように、さらなる改善を加え、石巻市教育委員会やその他関心のある学校や地域の教育委員会に共有される予定である。また、記録や成果物の蓄積方法や蓄積された情報の活用方法については、紙情報をデータベース化してインターネット上の地図システムで管理することを検討している。これによりこの取り組みを通じて獲得される貴重な地域の記録や、その情報の活用が可能となるが、蓄積されたデータの管理・運営や、その活用方法については、さらなる検討が必要とされる。

謝辞

25年度の復興マップづくりプログラムの実践、学習指導案の開発にあたり、石巻市立鹿妻小学校大谷友宏校長、千葉宏樹教務主任、4年生担任萩原学教諭、本郷真哉教諭など関係のみなさまに深く感謝申し上げる。さらに、学校教員の立場から北浦早苗氏より、また、まち歩き用のマップ作成では、東北大学災害科学国際研究所情報管理・社会連携部門災害アーカイブ研究分野より、多大なるご協力を頂いた。深く謝意を表す。また、本研究は東北大学災害科学国際研究所特定プロジェクト研究「学校の災害危機管理の高度化に関する総合的な調査研究」の成果の一部である。ここに謝意を示す。

参考文献

- 1)佐藤健・村山良之ほか:自然と社会の地域学習に基づいた小学生のための災害安全教育モデルの開発と実践—仙台市長町地域を例に—.安全教育学研究:9(1), 31-48,2009.
- 2)佐藤健・村山良之ほか:小学生のための地域性を考慮した地震防災教育の実践、安全教育学研究:11(1),25-40,2011.
- 3)佐藤健・村山良之ほか:石巻市立鹿妻小学校における防災・復興教育の実践事例、東北地域災害科学研究集会講演予稿集:2013
- 4)佐藤健:東日本大震災被災地の小学校における災害復興教育プログラムの実践.日本建築学会技術報告:20(44),417-422,2014.(印刷中)

山形県小国盆地西縁沖庭山系における崩壊地形の形成過程と年代 —山形県立小国高校第一学年「地域文化学」における 研究活動を通した防災教育の取り組み—*

山形大学地域教育文化学部 川辺孝幸・

山形県立小国高校 高梨里子・(現)山形県立霞城学園高校 高橋 史・
山形県立小国高校「地域文化学」第1班2011年度・2012年度・2013年度履修生

1はじめに

山形県小国盆地は、朝日連峰と飯豊連峰の中間にある東西約2km、南北約5mの盆地で、盆地内には、日本海に流出する荒川水系の本流である荒川が盆地の北側から、支流の横川が東南東から流入し、盆地の出口である赤芝峠の直前で合流している。盆地の西側には断層を挟んで沖庭山山系が急斜面で接している、急斜面には幅・奥行きともに1kmを越える大規模な崩壊地形が連なっている(図-1, 2)。盆地の東側は、丘陵が盆地に向かって緩く高度を下げながら接しており、沖庭山山系より上位の地層が西傾斜で分布しており、盆地西縁の断層に向かって傾動する地形・地質をなしている。

この新潟県境に近い小国盆地の山形県西置賜郡小国町にある山形県立小国高等学校は、連携型小中高一貫教育を実施している(山形県教育委員会, 2009, 山形県立小国高等学校, 2013)。小国高校では、1) 小中高一貫教育の最終学校段階として、一貫教育が目指す「自ら学ぶ意欲を持ち、個性豊かな生徒」「心豊かで、チャレンジ精神にあふれる生徒」「国際感覚を身につけ、郷土を愛する生徒」の育成に努める、2) 地域や大学等との連携を密にして、生徒の視野を広げ自ら学ぶ意欲を高める、3) 連携を土台に「国際理解教育」「情報教育」を教育の特色とし、活力ある学校の実現を目指すことを目標としている。第1学年次には、大学との連携による地域学習として、地域文化学の授業を開講している。地域文化学では、小学校より取り組んできた地域学習「白い森学習」をさらに発展させ、他地域との比較という視点も取り入れて、地域の利点や問題点を検討し主体的に解決する姿勢の育成をめざして、近隣の大学・短大の教員等を講師としての直接指導により、専門的な手法を用いながら毎年5~7班に分かれてそれぞれにテーマを決めて班ごとに学習を進めている。

筆者のうち川辺は、2011年度から、『小国町の地質・地形の成り立ちを知る』をテーマに講師をおこなっている。担当教員と生徒7~8名とともに、防災の観点から、小国盆地の西側に位置する沖庭山山系の地質・地形とその形成史について調査をおこなっている。学期中は2週間に1度2時間限を連続で使って立体地図模型の作製などの室内作業をおこない、夏休みには2日間の現地調査を行いながら学習を進めている。

本報告では、2011年度~2013年度の地域文化学の学習の中で明らかになった、小国盆地西縁の山地の東麓が、その地質的要因によって、大規模な崩壊を起こして現在の地形が成り立っていること、大規模な崩壊は山地の頂部にまで影響を及ぼしていること、その形成年代が少なくとも22000年前よりやや溯ること、小国盆地を流れる荒川水系の盆地からの出口の赤芝峠で崩壊があった場合にどの程度の規模の崩壊が起これば小国盆地が水没するかのシミュレーション結果などを、地域文化学の報告書をもとに報告する。

2「地域文化学」における『小国盆地の地形・地質の成り立ちをさぐる』取り組み

小国町の地形や地質を理解することが防災への知識に活かせるのではないかとの観点から、実感として地

Process and age of the mega mass movements on the eastern slope of Mt. Okiniwayama facing to the Oguni Basin, Yamagata Prefecture, Japan – Education for disaster prevention through the research activities in “Study of Areal Culture” class of Oguni Senior High School –. Takayuki Kawabe, Satoko Takanashi, Fumi Takahashi and the students of the first team of “Study of areal culture” class in 2011, 2012 and 2013

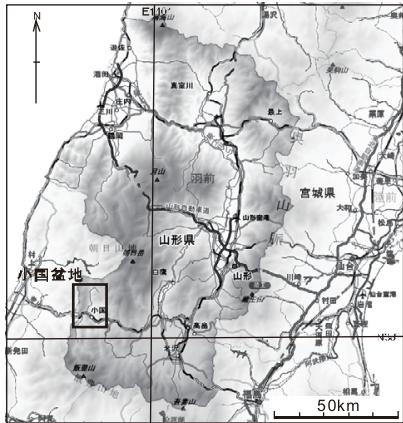


図-1 小国盆地の位置(図-2の範囲)
地図は昭文社「スーパー・マップル・デジタル12」を一部加工の上使用した。

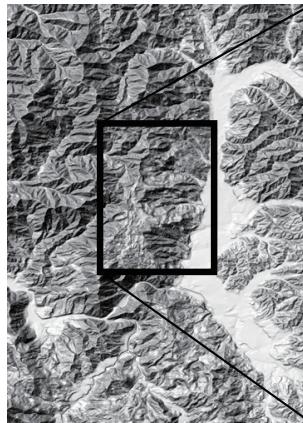
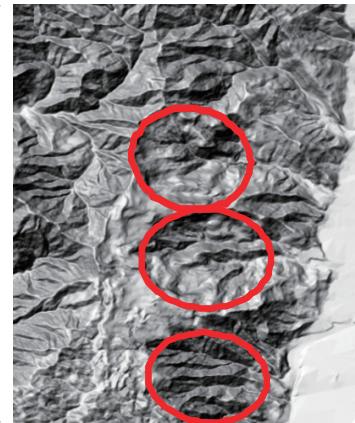


図-2 小国盆地と沖庭山山系の陰影図(左)と沖庭山の拡大図(右)
国土地理院基盤数値情報10mメッシュ標高を使用した。楕円は東斜面の崩壊地形を示す。



形を把握するために、地形図もしくは地質図を用いて1万分の1～7000分の1の立体地形(地質)模型を作製している。また、現地調査で、実際の地形・地質を目の当たりにすることで、地形・地質を身近に感じられるようしている。

2011年度は、2.5万分の1の地形図を1万分の1に拡大して小国盆地と西側の通称沖庭山山系(以下、沖庭山)の立体地図模型を作成した。また、小国盆地周辺に分布する地質が代表的にみられる、荒川赤芝峡周辺の現地調査によって実際の地質を観察し、さらに沖庭山の地形・地質を探るために、通称沖庭山の山頂部を調査した。その結果、断層によって小国盆地と区切られる沖庭山の東麓斜面には、大規模な地滑り・崩壊地形が複数あることや、山頂部には、それらの冠頭部の急斜面に並行して、幅1mで深さ数m以上の開口割れ目がみられること、複数の尾根や谷(ホルストやグラーベン)があること、山頂部に発達する谷には、湿地や池があること、山頂部でも大きい谷には水が流れている、魚が生息しているなどを見出した。これらのことから、数十万年前以降の構造運動で西側の山と東側の盆地からなる現在の地形ができた、盆地に望む山地の急斜面では大規模崩壊がおこり、落ち残った部分が沖庭神社周辺の割れ目やホルスト・グラーベンとして現在の山頂の地形をついている、その割れ目が水を貯めて山頂部の川に豊富な水を供給している可能性を明らかにした。また、西側の山は崩れやすいため、もし、赤芝峡の周辺が崩れると小国盆地は天然ダムに水没する危険性があり、計算上では、崩れた土砂の高さがおよそ30mになると、小国高校や町役場が浸水はじめ、およそ40mで小国町全体が水没することになることを明らかにした。

2012年度は、2011年度の結果を踏まえて、産業技術総合研究所地質調査総合センターの20万分の1シームレス地質図に5万分の1の地形図を重ねた地図を用いて、沖庭山山系～小国盆地西部の立体地質模型を作製した。さらに、沖庭山の山頂部にある湿地において、東邦地下工機製HDサンプラーによる簡易ボーリングによって湿地地下の柱状サンプルを採取して観察するとともに、年代測定をおこなって、湿地の形成過程の解明を試みている。簡易ボーリングでは深度3mまで掘削でき、深度1mまでは单子葉類の遺体からなる湿地堆積物、深度1m～3mは全て泥炭層で、泥炭はさらに続くことがわかった。年代測定を行なった結果、最深部で9500yBPの年代が得られ、少なくとも9000年前には山頂部のホルストやグラーベンの地形ができていたことが明らかになった。

2013年度は、沖庭山の掘削地点から南の赤芝峡の南岸の山系までを、国土地理院基盤数値情報10mメッシュのデータをもとに、詳細な地形図模型を作成するとともに、2012年度に3mまで掘削できなかつた湿地の

簡易ボーリングを、HDサンプラーの製造元である東邦地下工機によるサンプラーの改良と引き抜き機の提供によって、さらに深い深度までの掘削に挑んだ結果、深度6mまで掘削でき、崩壊発生期に迫る掘削ができた。また、年代測定結果によって、およそ2.2万年前より少し前に崩壊が発生した可能性が明らかになった。さらに、室内作業で、小国町が水没する天然ダムを作るための崩壊土砂量について概数を計算し、そのために必要な崩壊範囲の推定をおこなった。さらには、小国盆地内の標高ごとの面積の概数を測定し、標高ごとに滞水する水の体積の概数を算出した。本来は、この結果と荒川・横川の流量をもとに、実際にどのくらいのペースで水没が進んでいくのかシミュレーションをおこなう予定だったが、体積の概数の算出で時間切れとなり、シミュレーションは、次年度への課題となつた。

3 小国盆地周辺の地形・地質の概要

小国盆地は、西側を荒川に、南西側を横川に限られた、盆地底の標高が130m～150mの西南西に傾動した盆地で、北東側は新第三系からなる丘陵で、東に次第に高度を増す。盆地の南西縁～西縁には断層があり、この断層を境に南西側～西側が急斜面となって、標高700m～900mの山塊をなしている。荒川より北川では、小国盆地の西縁の山塊は、頂部が平坦になっており、南から、通称“沖庭山”，勘倉峰、鷹ノ巣山などが並んでいる。この山塊の東側の急斜面は、スプーンでえぐったような円弧状に尾根がつながっていて、地すべりの跡地のようにみえる(図-2)。

小国盆地周辺には、熱変成を受けてホルンフェルス化した後期白亜系の堆積岩類や花崗岩類からなる先第三系、中新世前期の酸性火山活動による流紋岩類からなる北小国層、新第三系の眼鏡橋礫岩層などが分布している(山路ほか, 1989)。小国盆地には、これらの先第四系を覆って、北部には荒川の谷底の沖積平野や横川の流域となる市街地から上流側では後期更新統の段丘堆積物が広がっている(産総研地質贈号センター, 2012, 図-3)。

後期白亜系の堆積岩類は、小国町伊佐領に分布が限られる。ホルンフェルス化した泥岩主体のタービタイト砂泥互層からなっている。

白亜紀後期の花崗岩類は、沖庭山山系に広く分布している。後期白亜系の堆積岩類を貫き、中新世前期の北小国層や新第三系の眼鏡橋礫岩層に不整合に覆われる。

中新世前期の酸性火山活動による流紋岩類からなる北

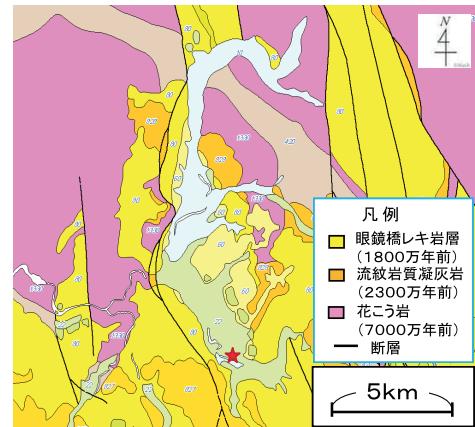


図-3 小国盆地周辺の地質図 地質図は、産総研地質総合センター1/20万シームレス地質図を使用した。

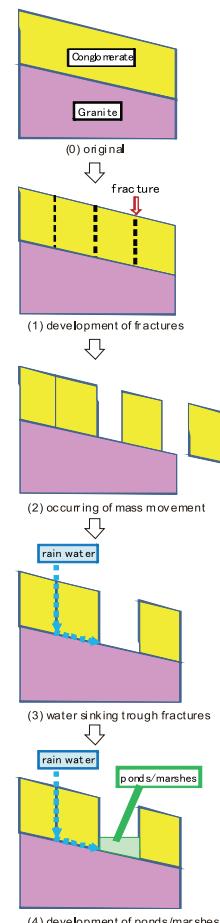


図-4 沖庭山山系の崩壊地形と湿地の形成過程

小国層は、小国町東部の綱木箱口北方から南方の横川ダムにかけて広く分布するほか、赤芝峡の東部、赤芝橋の周辺に、両側との関係は不明であるが、花崗岩類と眼鏡橋層に挟まれて分布している。緑灰白色を呈する流紋岩で、球状の沸石がたくさんできており、沸石の中には空洞はないものもある。

新第三系の眼鏡橋礫岩層は、1mを超す巨礫の亜角礫を含む大小の石が混じりあったおもに基質支持の不淘汰な礫岩で、土石流成の地層を主体とする。礫は、おもに流紋岩、花崗岩類からなり、頁岩・ホルンフェルス、赤色チャートなどが含まれている。

段丘堆積層は、小国盆地内に広く分布する。横川および荒川沿いに、比高によって、少なくとも現河床との比高約5mの最低位段丘、比高約7mの低位段丘、比高約9mの中位段丘の3つに区分できる。このうち低位段丘には小国町役場が、中位段丘には、小国高校が位置している。

なお、沖庭山山系の東斜面は顕著な崩壊と侵食の地形がみられるが、その東麓には、それらによつてもたらされたはずの崩壊堆積物はほとんど見られず、堆積物は、ほぼ全てが盆地内から流出した可能性がある。

4. 沖庭山山系東斜面～山頂部の崩壊地形と地質状況とその成因

沖庭山山系の東斜面は、顕著な崩壊地形をなしている。その崩壊地形の底部には花崗岩類が分布し、崩壊の冠頭崖～側部の崖には、新第三系の眼鏡橋礫岩層が露出している。花崗岩類からなる崩壊地形の底部は、複数の急峻な谷によって浸食を受けている一方で、これらの谷は新第三系のつくる崖には及んでいない。

一方、山頂部は、新第三系の眼鏡橋礫岩層が分布しているが、東斜面の崩壊地形の冠頭崖に平行に、頂部が平坦で両側に急崖をもつ尾根(ホルスト)と底部が平坦な谷地形(グラーベン)が繰り返して発達している。尾根部には、幅約1m、深さ数mの割れ目があり、尾根部と谷部との境界には断層は見られないが、尾根に面する谷部には径が数mを越す転石が点在している。また、谷部には湿地や沼が発達しており、山頂部には源頭部から数百mに満たない沢でも水が流れている。

このような地形・地質状況から、山頂部のホルスト・グラーベンは、花崗岩類の基盤の上に重なる眼鏡橋礫岩層が東斜面で崩壊する際に、山頂部にも及んでできた引張力によって分断されたブロック群が東側にずれ動いてできた、山頂部の谷における豊富な水や、東側斜面の崩壊地形の底部の侵食は、花崗岩類との不整合面を基底とする、眼鏡橋礫岩層に発達した引張割れ目に賦存された地下水に由来すると考えられる。

5. 沖庭山山系東斜面～山頂部の崩壊、ホルスト・グラーベンの形成年代

以上のような沖庭山山系東斜面～山頂部の崩壊、ホルスト・グラーベンの形成年代に関して、沖庭山山系、

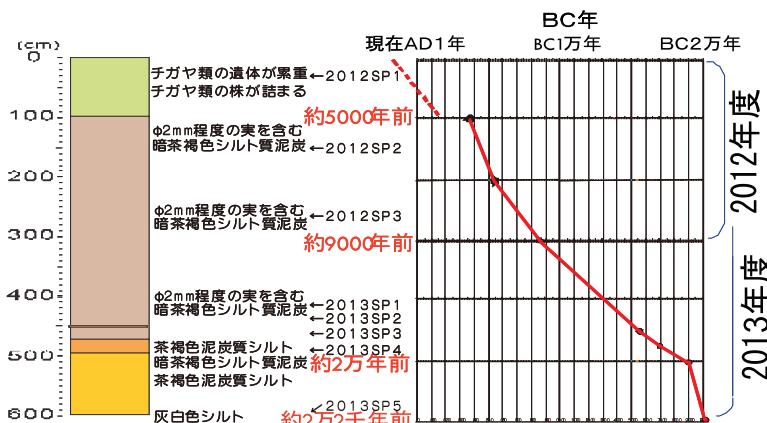


図5 2012年度（昨年度）および2013年度（今年度）による沖庭山山頂の湿地におけるHDサンプラーによる簡易ボーリング結果とAMS放射年代

沖庭山の西に隣接する湿地において、HDサンプラーによる簡易ボーリングによる掘削をおこない、その堆積年代を明らかにすることで、推定を試みた。

2012年度、2013年度に掘削を行なった結果、図-4に示すように、最深6mまでの掘削ができた。湿地を埋める堆積物と基盤との不整合までは到達したかったが、地表下1m～約5mまで連続する泥炭層の下に、1m以上の厚さで腐植物の少ないシルト層が確認できた。AMSC14年代測定の結果からは、深さ5mの泥炭層とシルト層の境界付近で約20,000年前、深さ6mのシルト層の最深部で22,000年前であることがわかつた。

シルト層は、浮流によって運搬・堆積した岩相で、リップルなど流れを示す堆積構造は見られなかつた。このことから、基本的には滞水域で堆積したが、周囲の後背地は、現在のような安定した斜面ではなく、崩壊を頻繁におこして土砂を滞水域に供給し、その浮流成分が滞水域の中央部に供給され、シルトが堆積したと考えられる。シルト層の堆積速度は、1m/2000年と速く、この湿地＝当時の滞水域をつくったグーラーベンの形成年代は、22,000年前から大きくは溯らない、およそ2万数千年頃ではないかと考えられる。

6. 赤芝峠の崩壊・天然ダムの形成による小国湖の形成の可能性の評価

赤芝峠は、国道113号、JR東日本米坂線が通り、置賜地域と越後地域とを結ぶ交通の要所となつてゐるのみならず、国道113号は、東北地方北部と関西地方とを結ぶ陸上。明治時代以前も、小国町は越後（米沢）十三峠街道として交通の要所であったが、当時の街道は赤芝峠を通つておらず、南側の尾根の大里峠（と桜峠）や、越後金丸から北に沖庭山を越えるなど、赤芝峠を迂回して通つていた。もともと地形が急峻であつた上に、積雪期の雪崩や融雪期の崩壊など、交通の安全が保たれなかつたのが原因とされている。

赤芝峠の斜面は、地質的には、東部は花崗岩類を基盤として上部に眼鏡橋礫岩層が重なつてゐる。斜面上部を構成する眼鏡橋礫岩層は、過去に東斜面で大規模な崩壊がおこつてゐる。地形的には東斜面における崩壊に伴うと考えられるホルスト・グーラーベンの地形は、赤芝峠の斜面頂部にも及んでゐる。このことは、強震動をもたらす地震が、とくに融雪期など地下水を多く含んでゐる時期に起つた場合には、崩壊する危険性を否定できない。

そこで、赤芝峠の斜面においてどの程度の範囲が崩壊すればどの程度の天然ダムができる、その結果、小国盆地がどの程度滞水するかの推定をおこなつた。

天然ダムの高さは、崖錐が対岸に到達した際の高さになるが、まず、その崖錐を作るのに必要な土砂量の概数を算出した。対岸の斜面が無ければ、崖錐は円弧状に半径を増して広がる。一方、積み重なつて行くにつれて、頂部の位置は斜面に沿つて元の位置より次第に後退する。単純な円錐の半分の体積と比較すると、実際の崖錐の体積は、対岸に阻まれた分だけ少なくて済む一方で、頂部が後退する分だけ、余分に多く必要になる。このような条件から、計算を極めて単純にするために、対岸の斜面によつて堆積できなかつた土砂量を頂部が後退するために必要な土砂量の増加分とが同じと仮定して、単純な円錐の半分を必要な土砂量

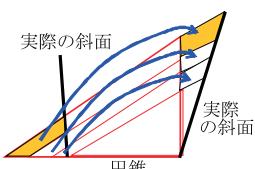


図-5 川幅の中できることのできる崖錐の体積量の考え方。計算が簡単な円錐をもとに、対岸にぶつかつて実際に堆積しない部分を、崖錐が供給される方向の斜面の空間の量として補完することで計算した。

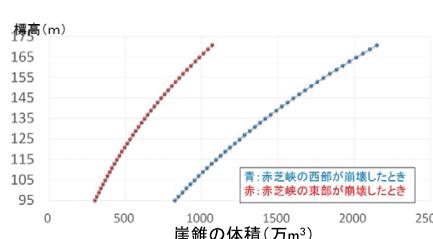


図-6 図-5の考え方をもとにした荒川をせき止める崖錐の高さと必要な土砂量との関係

赤芝峠の西部が崩れた場合		赤芝峠の東部が崩れた場合	
崩れる崖錐の奥行き	崩れる崖錐の奥行き	崩れる崖錐の奥行き	崩れる崖錐の奥行き
幅600m、高さ100mのとき	幅600m、高さ200mのとき	幅600m、高さ100mのとき	幅600m、高さ200mのとき
145m 267m	133m	145m 122m	61m
143m 269m	130m	143m 119m	59m
141m 254m	127m	141m 115m	57m
139m 248m	124m	139m 111m	56m
137m 242m	121m	137m 108m	54m
135m 236m	118m	135m 104m	52m
133m 230m	115m	133m 101m	51m
131m 225m	112m	131m 98m	49m

図-7 河川にできることのできる天然ダムの体積をもとにした崩壊範囲の推定。崩れる範囲は、川幅の広い赤芝峠下流部と川幅の狭い上流部の2箇所で想定した。

として計算した(図-5)。

この土砂量をもとに、崩壊が起こって天然ダムができる場所を谷底の広い赤芝峠西部と、谷底の狭い赤芝峠東部の2箇所において、崩壊の幅と高さを限定して、崩壊部分を長方体として奥行きを計算した。結果は図に示すように、赤芝峠東部の場合、標高137mの小国町役場が浸水する137mまで堰き止める崖錐は、およそ1500万立方メートルの土砂量が必要で(図-6)、幅600m、高さ200mにわたって崩壊するとすると、奥行きが54mの範囲が崩壊する必要があることがわかった(図-7)。

なお、2013年度の授業では、小国盆地の標高ごとの面積を測定して、それぞれの標高が滞水するために必要な水量を求めたが、実際に横川および荒川の流量の観測値をもとに、どのくらいのペースで滞水が進むのか=現実にどの程度の小国湖が出現するのかどうかのシミュレーションを行なうまでには至らず、来年度の課題となった。

7. おわりに

山形県立小国高等学校の第一学年「地域文化学」の授業において、小国町の地形・地質と防災意識の向上のために、「小国盆地の地形・地質の生い立ちを探る」をテーマに実習をおこなった。室内実習では、地形図・地質図から立体地図(地質図)模型を作成した。また、夏休み期間中の野外調査では、現地における地形・地質の観察および、東斜面の崩壊地沖庭山山頂部に発達する湿地内で、簡易ボーリング調査で深さ6mまでの掘削をおこなった。その資料の年代測定を山形大学高感度質量分析センターでおこなった結果、最深部で22,000前であることがわかり、岩相から推定して、湿地の形成がおよそ2万数千年前である可能性がわかった。さらに、小国盆地出口の赤芝峠において崩壊が起こって天然ダムが出来た時、小国盆地が水没するかどうかのシミュレーションを行なった結果、赤芝峠東部が幅600m、高さ200m、奥行き57mの規模で崩壊が起こると、小国町役場まで浸水することがわかった。このような実習の活動を通して、生徒は、単純で困難な作業を通して、根気よく続けることで結果が付いてくることを実感できたのではないかと思われる。また、小国盆地の地形・地質、および防災上の問題点などに関して、実感として理解が深まったと思われる。

来年度に関しては、2013年度にできなかった、横川・荒川の流量の観測地を用いた赤芝峠閉塞時の滞水の進行状況のシミュレーションとともに、小国盆地が過去に小国湖になったかどうかについても現地調査で明らかにしたい。

なお、本研究を進めるにあたって、株式会社土質リサーチ大里重人氏には、本研究におけるテーマのきっかけとなるヒントをいただいた。林野庁東北森林管理局置賜森林管理署には、管理地における掘削調査を快く許可いただいた。また、アジア航測株式会社千葉達郎氏には、国土地理院基盤地図情報数値標高モデル10mメッシュ5739-15を使用して赤色立体図を作成していただいた。さらに、山形大学高感度加速器質量分析センターには、AMS14C年代測定に関して便宜を図っていただいた。HDサンプラーの制作元である東邦地下工機株式会社石川太貴夫氏には、掘削機械の貸与および掘削作業に同行し指導をいただいた。記してお礼申し上げる。

文 献

- 産業技術総合研究所地質調査総合センター(編), 2012, 20万分の1日本シームレス地質図データベース(2012年7月3日版). 産業技術総合研究所研究情報公開データベース DB084, 産業技術総合研究所地質調査総合センター.
- 山形県教育委員会, 2009, 山形県中高一貫教育校設置構想, 14, <http://www.pref.yamagata.jp/ou/kyoiku/700013/kokokaikaku/tyukoikkan/comment/kousou.pdf>.
- 山形県立小国高等学校, 2013, 小中高一貫教育. <http://www.ygt-oguni-h.ed.jp/integratededucation.html>.
- 山路 敦・佐藤比呂志, 1989, 中新世における東北本州弧の沈降運動とそのメカニズム. 地質学論集, no.32, 339-349.

2011年東北地方太平洋沖地震による国道の被災データに基づく橋梁のフラジリティー評価

日本大学工学部土木工学科 中村 晋, 川前 俊也, 佐々木 聰

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り多くの社会基盤施設が被災した。高速道路や国道などの道路網は、復旧などに重要な役割を担っている。落橋が生じるような被害は生じていないが、補修や補強のための交通規制などにより、復旧のみならず地域活動に大きな影響を及ぼすことになる。南海トラフ沿いの巨大地震の発生が懸念されているなかで、地震への備え、さらに地震後の復旧や復興への対応という観点で道路網、特に国道の被災想定を行うことが必要不可欠と考えられる。

岩手県、宮城県および福島県内に位置する国道のうち、東北地方太平洋沖地震により被災した橋梁は960橋に及ぶ。ここでは、まず、橋梁の被災状況を示す。次に、津波以外の地震動により被災した橋梁を対象とし、被災部位、橋梁の形式、建設年などの構造的な特性に関するデータと、被災地点において推定した地震動強さとの関係に基づき、被災部位の構造的な特性を踏まえフラジリティーの曲線の評価を行う。

2. 国道の橋梁に関する被害概要

岩手県、宮城県及び福島県に位置する国道のうち被災した橋梁は960¹⁾にも及び、その位置を図-1に赤の点で示す。そのうち津波の被害を受けた橋梁は141橋あり、写真-1に示した国道45号の歌津大橋のように橋脚が圧壊するなどの甚大な被害が発生した。

Fragility curve of the bridge member at National road based on the damaged data due to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake by Susumu Nakamura, Toshiya Kawamae, Satoshi Sasaki

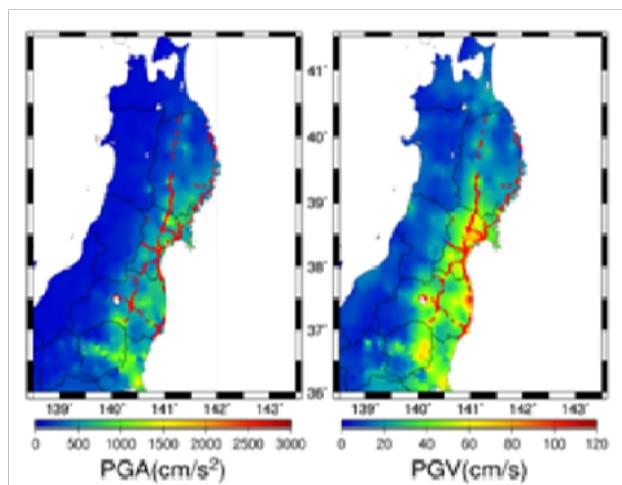


図-1 PGA、PGV の空間分布と橋梁の被災位置



写真-1 津波により橋脚が圧壊した歌津大橋

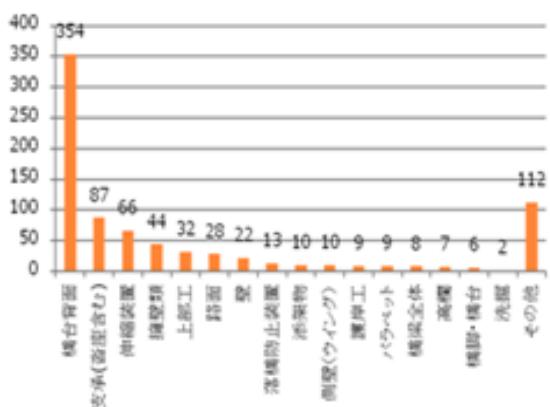


図-2 被災部位ごとの被災件数



写真-1 鮫川橋(福島県、国道6号線)
の橋台背面地盤で生じた段差

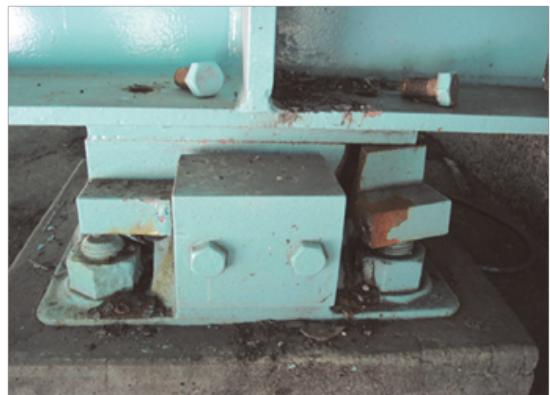


写真-2 稲迦堂川橋(福島県、国道4号線)
で生じた支承の破断

ここでは 960 橋のうち津波による被害を除く 819 橋を検討の対象とした。まず、橋梁の被災部位に応じた被災件数の比較を図-2 に示す。図より、橋台背面の地盤沈下による段差などの被災件数が最も多い。その一例として、福島県の国道 6 号線に位置する鮫川橋で生じた段差を写真-2 に示す。次いで支承の被災が多く発生している。支承の被害には BP 支承、ゴム支承、鋳鉄支承といった種類によらず、いずれも被災している。鋳鉄支承の被災事例として、福島県の国道 4 号線に位置する稻迦堂川橋の支承の破断事例を写真-3 に示す。一方、橋脚や橋台の被災件数が 6 橋と少ないのも特徴と言える。ここでは、橋台背面地盤と支承の被害に着目して、構造的な特性や地震動強さとの関係について関係について分析するとともに、それらの被災確率と地震動強さとの関係についても評価を行う。

3. 検討に用いた強震記録の概要

フラジリティーの評価に必要な被災地点の地震動強さは、既往の地震観測点における地震動強さを空間補間することにより求めた。ここでは、盛土の変状に影響を及ぼす様々な強度指標のうち、最大加速度 PGA、最大速度 PGV を地震動強さとして用いた。また、補間に用いた既往の地震観測網は、防災科学研究所強震ネットワーク(K-NET)、防災科学研究所基盤強震観測網(KiK-net)より東北 6 県と、新潟県、群馬県、栃木県、茨城県の観測地点(合計 369 箇所)で得られた記録、NEXCO 東日本の IC(61 箇所)で観測された強震記録、国土交通省より公開されている観測データ(87 箇所)を用いた。それらの観測点の PGA、PGV データを用いてスプライン法により空間補間された東北 6 県と隣接県における PGA、PGV の空間分布を図-1 に示す。

4. 橋梁の部位に応じた被災と地震動強さ、構造的な特性との関係

ここでは、支承(沓座の被害含む)と橋台背面地盤の段差の被害と、地震動強さ PGA および PGV、橋梁の種類、橋長との関係、さらに準拠基準と被災件数の関係について検討を行う。被災橋梁位置の地震動強さ PGA、PGV は、前述の空間補間ににより推定された PGA、PGV を用いた。

まず支承が被災した橋梁位置における地震動強さと橋種、橋長さといった構造的な特性との関係を図-3、4 に示す。これより支承の被災地点においては鋼橋が最も被災件数が多いことが分かる。これは鋼橋が軽量であり、阿武隈川や北上川などの川幅の広い河川が東北地域に多く存在するためと

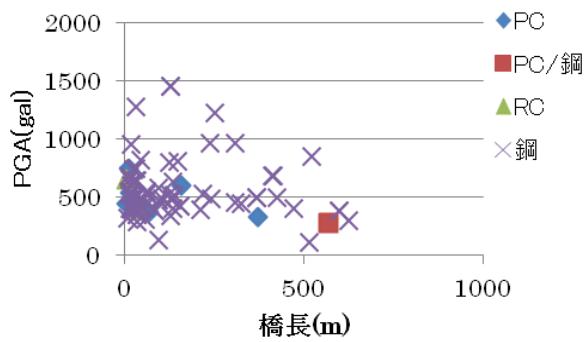


図-3 支承の被災地点における PGA と橋種、橋長との関係

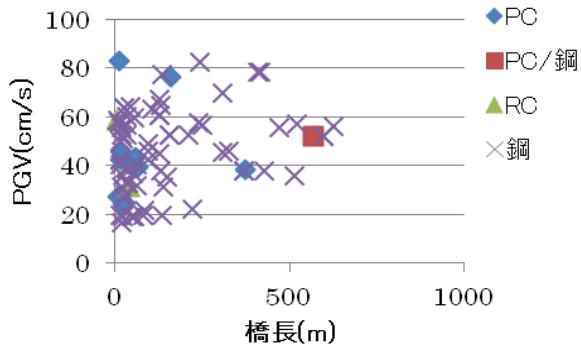


図-4 支承の被災地点における PGV と橋種、橋長との関係

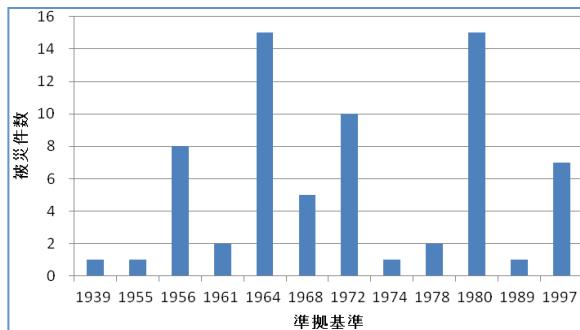


図-5 被災した支承の準拠基準と被災件数の関係

考えられる。また、図より、橋長 100m 以上の橋梁においては橋長が長くなるにつれて小さな PGA に対する被災件数が多く、PGV が増加するにつれて被災件数が増加する傾向にあった。これは橋長さが長くなるにつれ、支承への作用慣性力が増加するためと考えられる。図-5 に準拠基準と支承の被災の関係を示す。準拠基準として 1980 年代以前のものが多く、特に 1956 年、1980 年の基準により構築された橋梁において被害が多かった。

次に橋台背面の被害について地震動強さと構造的な特性との関係について示す。最初に、被災位置における PGA と PGV の関係を図-6 に示す。PGA、PGV ともにかなり小さな地震動にて被害が現れており、PGV の増加とともに被災件数が多くなっていることが分かる。このことを踏まえ、次に橋台背面の被災位置における地震動強さのうち、PGV と橋種に応じた被災件数との関係について図-7 に示す。被害が生じた橋梁の形式は支承と異なり、PC、RC 形式の橋梁が鋼橋に比べて少し多い程度であり、橋種との明確な関係は認められない。また、PGV が 30cm/s から 70cm/s に及ぶ広い範囲で被害が多い。次に、準拠基準と橋台背面の被災の関係を図-8 に示す。被災した橋梁はその準拠基準が 1980 年以前の古いものが多いが、最近の準拠基準による橋梁も比較的多く含まれている。作用地震動の強さには準拠基準年代による差は認められ

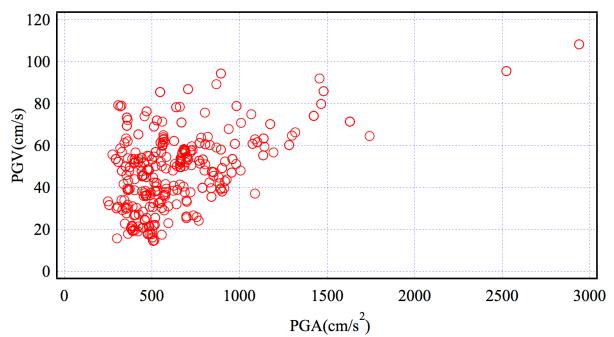


図-6 被災地点における PGA と PGV

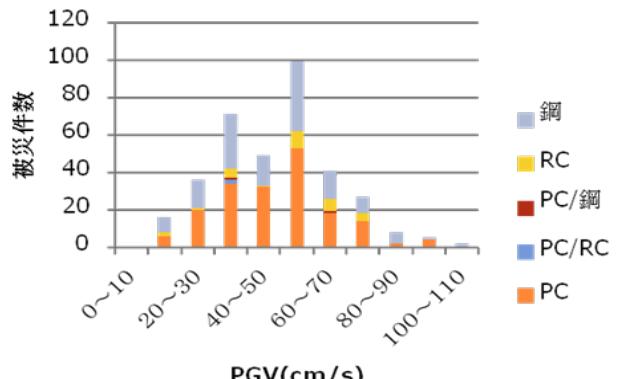


図-7 橋台背面の被災地点における PGV と橋梁の形式の関係

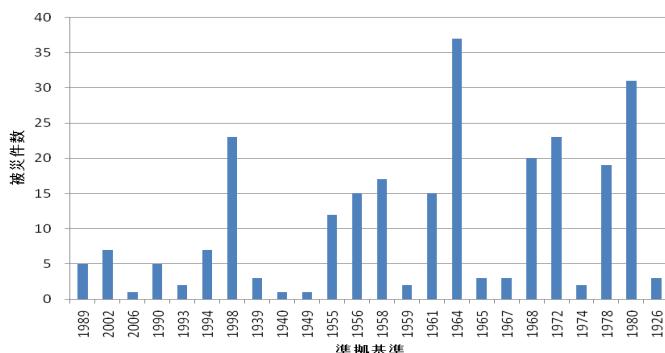


図-8 橋台背面の被災地点の地震動強さと準拠基準の関係

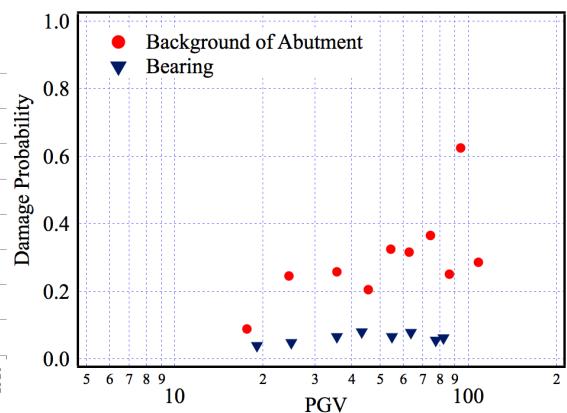


図-9 PGV と橋台背面および支承の損傷確率との関係

なかつた。

5. 被災部位ごとの損傷確率

橋台背面と支承の被害に着目し、損傷確率と PGV の関係を図-9 に示す。ここでは、損傷確率をある地震動強さ区間における被災した橋梁の割合として定義し、検討した構造的な特性を踏まえて損傷確率と PGV との関係について考察する。橋台背面の損傷確率は PGV が 20cm/s で 20%以上と大きな値を示し、PGA とともに増加する傾向にあり、支承の損傷確率は PGV が 20cm/s から 90cm/s 程度までほぼ一定の大きさであり、大きな変化は見られなかった。

6. まとめ

ここでは東北地方太平洋沖地震によって被災した960の橋梁のうち津波の被害を除く819橋の被災データを使用し、被災の特徴とそれに及ぼす構造、地震動強さとの関係について検討を行った。

被災は橋台背面の段差などの被害、次いで支承の被害が多く、橋脚や橋台の被害が少ない。支承の被災は鋼橋が多く、橋長 100m 以上の橋梁において橋長が長くなるにつれて小さな PGA に対する被災件数が多い傾向が認められる。また、1980 年代以前の古い基準により構築された橋梁の被災件数が多かった。

橋台背面の被害は橋梁形式による差異は少なく、PGV の増加とともに被災件数も増加している。また、被災した橋梁は準拠基準 1980 年代以前の古い基準により構築された橋梁のみならず、最近の基準による橋梁も比較的多く含まれていた。

橋台背面の損傷確率は PGV が 20cm/s で 20%大きな値を示し、PGV の増加とともに増加していく傾向にあった。

参考文献

- 1) 東日本大震災に関する東北支部学術合同調査委員会 (2013):平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震災害調査報告書～地震・地震動および社会基盤施設の被害～