# 東北地域災害科学研究

第46巻 平成22年3月

論説	頁
吾妻火山における 2008 年 11 月新噴気出現に先行した地震活動の変化	1
恐山周辺の低周波地震活動・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	7
劣化モルタルの載荷損傷過程 山本清仁・小林 晃・青山咸康	13
園芸用パイプハウスの強風被害とその低減対策植松 康・田中賢嗣・中原浩一・森山英樹・佐瀬勘紀	19
園芸用パイプハウスの設計用風荷重田中賢嗣・植松 康・森山英樹・佐瀬勘紀	25
霜害予測	31
宮城県内における自主防災組織の地震災害対応力評価その1(地震災害対応力の特性分析)	
塩田哲生・江副麻美子・佐藤 健・柴山明寛・増田 聡・村山良之	37
宮城県内における自主防災組織の地震災害対応力評価その2(被災経験の有無による地域間格差)	
江副麻美子・塩田哲生・佐藤 健・柴山明寛・増田 聡・村山良之	41
マルチエージェントを用いた超高層建物の避難方法に関する研究 伊藤博紀・柴山明寛・大野 晋	47
微動の H / V スペクトル比を利用した岩手県奥州市の基盤深度の推定	51
微動アレー探査による岩手県奥州市における地下 S 波速度構造の推定澤木俊哉・山本英和・佐野 剛	57
平成 20 年岩手・宮城内陸地震時の岩手県の震度観測点における地震動増幅特性	63
奥州市衣川総合支所における臨時地震観測	69
秋田市におけるやや長周期微動観測に基づく深層地盤構造の推定	75
衛星回線を利用したリアルタイム地震動伝達に関する研究	81
Study on Structure and Ground Vibration Reduction Using Wave Barriers	. 85
地震観測データの即時伝送に基づくフィードフォワード型制憲に関する実験的研究	91
連結機構摩擦ダンパーを用いた3層フレーム免需試験体の地震時過大変形抑制実験	95
Dynamic Characteristics of a Historical Masonry Building Located in Akita Carlos CUADRA	101
カルマンフィルタを適用した実存建物の振動特性の推定	107
離岸堤の津波防災効果検討における CADMAS-SURF の適用について	113
建物回りの津波痕跡分布 – 2009 年サモア地震津波を例に	119
Analysis of Bathymetry Change around Grovne System on Ishinomaki Coast	125
仙台湾南部海岸におけるヘッドランド周辺の地形変化に関する研究	131
非接触法による円錐浅瀬上の段波の計測	137
栗原市荒砥沢地すべり地と南耕英冷沢斜面崩壊地に分布する凝灰質土の地盤工学的性質	
梅村 順・原 勝重・橋本桂弥・石塚陽人・芦田未来矢	143
圧電飛砂計を用いた砂丘斜面における飛砂の解析	149
数値気候モデルによる豪雨の量と頻度の推計に関する研究	155
ボリビアにおける氷河後退と同国の水資源問題	161
ボリビア Tuni 湖流域の水環境調査	167
十三湖における水環境条件とヤマトシジミの生息状況石田行彦・梅田 信・田中 仁・佐々木幹夫・長崎勝康	173
越流による堤防裏法面侵食に及ぼす植牛の影響に関する実験佐藤元泰・野手 武・有働恵子・真野 明	179
河川監視カメラを用いた河川水理状況モニタリング手法の検討	185
Overwashed Sediment into the Gamo Lagoon in Nanakita River Mouth and Effectiveness of the Overwash Prevention Construction	
Xuan Tinh NGUYEN. Rvutaro HIRAO and Hitoshi TANAKA	191
Investigation of Shoreline Change Trends around Nanakita River Mouth using Aerial Photograph	
Eko PRADJOKO and Hitoshi TANAKA	197
水路実験による堰上流護床工被災メカニズムの検討	203
Measurement of Vertical Distribution of Velocity and Salinity in Mitoguchi Channel, Lake Jusan	
Atas PRACOYO, Makoto UMEDA, Hitoshi TANAKA and Mikio SASAKI	209
秋田県中央部における大気汚染物質の特徴について	215

文部科学省研究開発局 自然災害研究協議会東北地区部会 日本自然災害学会東北支部 東北地区自然災害資料センター

# Tohoku Journal of Natural Disaster Science

# Volume 46

# March, 2010

### ARTICLES

Change in Seismic Activity Ppreceding the Opening of a New Fumarole in November, 2008 at Azuma Volcano

Sadato UEKI, Satoshi HIRAYAMA and Takashi NAKAYAMA	1
Seismic Activity of Low Frequency Earthquakes around the Osorezan Volcano	7
Damage Progress with Loading of Degraded Mortar	13
Wind-induced Damage to Pipe-framed Greenhouses and its Mitigation	
Yasushi UEMATSU, Satoshi TANAKA, Koichi NAKAHARA, Hideki MORIYAMA and Sadanori SASE	19
External Wind Pressure Coefficients for Designing Pipe-framed Greenhouses Satoshi TANAKA, Yasushi UEMATSU, Hideki MORIYAMA and Sadanori SASE	25
A Prediction of Frost DamageAkira WATANABE	31
Estimation for Evaluating Emergency Response Ability by Voluntary Disaster Prevention Organizations in Neighborhood against Earthquake Disaster	
in Prefecture of Miyagi, Part-1	37
Estimation for Evaluating Emergency Response Ability by Voluntary Disaster Prevention Organization in Neighborhood against Earthquake Disaster	
in Prefecture of Miyagi, Part-2	41
Study on Human Evacuation and Rescue Simulation in a High-Rise Building Hiroki ITO, Akihiro SHIBAYAMA and Susumu OHNO	47
Estimation of Basement Structures in Oshu City, Iwate Prefecture by Using H/V Spectral Ratios of Microtremor Records	
Kazuya HATAKEYAMA, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SANO	5
Estimation of S-wave Velocity Structures at the Area of Oshu City, Iwate Prefecture by using Microtremor Array Technique	
Shunya SAWAKI, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SANO	57
Site Amplification Characteristics at the Strong Motion Observation Sites in Iwate Prefecture for the Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008	
Megumi HIRAIDE, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SANO	65
Temporal Strong Ground Motion Observation at the Koromogawa Branch Government Office, Oshu City	
Shunichi KATAOKA, Hidekazu YAMAMOTO, Tsuyoshi SANO and Akihisa KAMIHARAKO	69
Estimation of Deep Underground Sediments Structure by Microtremor Measurement in Akita City	78
A Study on Real-time Ground Motion Waveform Transmission using Satellite Communication Channel	
Akihiro SHIBAYAMA, Masafumi HOSOKAWA, Kazuya MITSUJI, Susumu OHNO and Masato MOTOSAKA	8
Study on Structure and Ground Vibration Reduction Using Wave Barriers	8
Experimental Study of Feed forward Type Damping Structure Based on Immediate Transmission of Earthquake Observation Data	
Masatomo TANINO, Masato MOTOSAKA and Kazuya MITSUJI	93
Control of Seimic Response Displacement of Three Story Base Isolated Structure Specimen by Friction Damper with Joint Mechanism	
Norio HORI and Ziyou ZHAO	95
Dynamic Characteristics of a Historical Masonry Building Located in Akita	10
Estimation of Vibration Characteristics of the Existent Building by using Kalman filter Yoshiyuki TAKAHASHI, Kazuya MITSUJI and Masato MOTOSAKA	107
Applicability of CADMAS-SURF for Estimation of Detached Breakwaters' Effects on Tsunami Disaster Prevention	
Minoru HANZAWA, Akira MATSUMOTO and Hitoshi TANAKA	113
Tsunami Trace Distribution around Building-Examples in the 2009 Samoa Earthquake Tsunami Hideo MATSUTOMI and Kenji HARADA	119
Analysis of Bathymetry Change around Groyne System on Ishinomaki Coast	123
Study of Geomorphic Change around Headlands in the Southern Sendai Coast	13
Measurements of Bore Propagation over Conical Shoal by Non-contact Method Ran HAMAMOTO and Hideo MATSUTOMI	137
Geotechnical Properties of Volcanic Ash Soils Distributed in Aratosawa and Hiyashi-sawa Landslide Area, Kurihara, Miyagi Pref.	
Jun UMEMURA, Katsushige HARA, Katsuya HASHIMOTO, Akihito ISHIZUKA and Mikiya ASHIDA	143
Observation of Aeolian Sand Transport of a Slope	149
Study on Heavy Daily Rainfall Due to General Circulation Models	153
Glacier Retreat and Resulting Water Resource Problems in Bolivia	16
Field Observations on Aquatic Environments in Tuni Reservoir Basin	167
Water Environment and Inhabitation of Corbicula Japonica in Lake Jusan	
Yukihiko ISHIDA, Makoto UMEDA, Hitoshi TANAKA, Mikio SASAKI and Katsuyoshi NAGASAKI	173
Experiment Concerning Influence of Vegetation on Embankment Back Slope Erosion by Overflow	
Motoyasu SATO, Takeshi NOTE, Keiko UDO and Akira MANO	179
Study on Monitoring Method of River Flow Conditions by use of CCTV ImagesYuta OCHIAI, Makoto UMEDA and Shigenori SAITO	18
Overwashed Sediment into the Gamo Lagoon in Nanakita River Mouth and Effectiveness of the Overwash Prevention Construction	
Xuan Tinh NGUEN, Ryutaro HIRANO and Hitoshi TANAKA	19
Investigation of Shoreline Change Trends around Nanakita River Mouth using Aerial Photograph Eko PRADJOKO and Hitoshi TANAKA	197
Experimental study on washed-away mechanism of bed protection works paved along upstream area of a diversion dam	203
Measurement of Vertical Distribution of Velocity and Salinity in Mitoguchi Channel, Lake Jusan	
Atas PRACOYO, Makoto UMEDA, Hitoshi TANAKA and Mikio SASAKI	209
Characteristics of Air Pollution Materials at Akita Prefecture	215

# Tohoku Research Group for Natural Disaster Science

#### Page

# 吾妻火山における 2008 年 11 月新噴気出現に先行した地震活動の変化\*

# 東北大学理学研究科 植木貞人・平原 聡・中山貴史

# 1. はじめに

吾妻火山では,2008 年 11 月 11 日に新噴気孔が出現した.新噴気孔の出現はごく小規模な 水蒸気爆発と見なすことができる.吾妻火山は火口近傍まで車で行くことができる数少ない活 火山であり多くの観光客が訪れる.そのため,小規模な噴火であっても人的被害が発生する可 能性がある.そこで,今回の噴気孔出現に関連して観測された現象についてまとめておくこと は,将来の防災のために意義のあることと考えられる.

# 2. 新噴気の活動

吾妻火山における噴気活動の活発化は、2008 年 11 月 11 日 11 時頃,浄土平天文台の職員に よって確認された.従来 50 m 以下の高さしかなかった噴気が、1,000 m 近く立ち上っている のが目撃された(写真 1).これに先立ち、10 時 30 分ころからジェットエンジンのような音 を聞いたが、一切経山が雲で覆われていたため、この時点では異常音の原因の特定はできなか った.なお、天文台職員は、09:45 頃に出勤したときには異常音に気づかず、開館のための屋 内作業を終えて 10:30 頃に外へ出た際に異常音に気づいたとのことである.したがって、活発 な噴気が出現した時刻は 09:45 から 10:30 の間であると考えられる.

噴気活動の活発化は、同日、気象庁職員によっても確認された.調査の結果、活動は従来からある噴気孔ではなく、新たに出現した噴気孔における活動であることが判明した.新噴気孔の場所では、1977年12月の小規模噴火の前に、浄土平・大穴火口付近で地熱活動が活発化し





写真1. 吾妻火山に出現した新噴気(2008年 11月15日撮影). a) 浄土平からの全景, b) 噴 気孔の近景.

\* Change in seismic activity preceding the opening of a new fumarole in November, 2008 at Azuma volcano by Sadato Ueki, Satoshi Hirahara and Takashi Nakayama た際にも噴気が出現したことが気象庁の記録によって示されている<sup>1)</sup>. しかし,浄土平・大穴 火口の地熱活動は 1978 年以降低下傾向にあり<sup>2)</sup>,新噴気付近では最近 10 年間以上噴気活動の 兆候がなかった. したがって,今回の噴気活動は新たな噴気孔の出現と見なすことができる. 新しい噴気孔の周囲では,100 m 程度の範囲に泥状の降下堆積物が分布し(写真1b),ごく 小規模な爆発的現象が発生したことがうかがわれる. 産総研の調査<sup>30</sup>によれば,新噴気は高濃 度の SO2 を含み,組成は従来の噴気と異なり,1977 年噴火後の高温噴気ガスと似ているとの ことである.

# 3. 新噴気出現に先行した地震活動の変化

新噴気孔は、2008 年 8 月上旬に始まった群発地震活動の中で出現した(図1). 群発地震の活動は 2009 年 4 月頃に一旦低下したが、その後再度やや活発化し、2009 年 12 月の時点でも継続している. 群発地震は、一切経山南山腹、大穴火口、1893 年火口付近のごく浅部に発生した高周波地震と低周波地震から構成される. 同様な群発地震は、1998 年から 1~3 年の間隔で繰り返し発生してきた 4). 近年では、これらの群発地震活動にともない数 cm の地盤変動がGPS 観測(気象庁) 5.6)や干渉 SAR 解析(国土地理院、気象研) 7.8)によって検出されている. 2008 年の活動についても、GPS 観測により、8 月~11 月に約 1 cm の伸張が報告されている<sup>1)</sup>.

|新噴気の出現に先行する地震活動の一つに, 2008 年 11 月 11 日 08:37~08:43 に発生した卓



図1. (a) 2008年8月1日~2009年10月2日, (b) 1998年1月1日~2009年9 月30日における,吾妻火山地域の日別地震発生頻度の時間変化.

越周波数約1Hzの連続微動(震央域の東約5kmのAZM観測点で最大振幅6×10<sup>-7</sup>m/s)がある(図2).連続微動のスペクトルは、後に述べる「単色地震」のものに比較して広い周波数帯域の信号を含んでいる.微動は地下における火山性流体の運動にともなって生じたものと考えられる.ただし、この時間帯には雲のために火口の状況は確認されていない.また、噴気音を含めて何らかの異常に気づいた者もいない.

一方,浄土平天文台職員がジェット音に気づいた同日 10:30 前後には,地震記録に特異な現 象は記録されていない.

先に述べたように、新噴気孔は微小地震が群発する中で生じた.同様の群発地震活動が1998 年以降繰り返して観測されている中で、今回の活動は、地震発生頻度や地震の規模の面で特異 性は見られない.最も注目すべき特徴は、地震波スペクトルが少数の狭い周波数帯のピークで 構成される「単色地震」の発生頻度の高さにある.図3に「単色地震」の波形例とそのスペク トルを、図4に地震活動の時間変化を示す.ここに示す解析期間全体では、全地震中の約10% が単色地震であった.単色地震の活動度は9月中旬から下旬にかけて高くなり、この時期の全 地震数の中で単色地震が占める割合は半数以上になった.図4bで9月後半には全地震と単色 地震の曲線がほぼ並行、すなわち、両者の増加率がほぼ同じであり、単色地震が全地震数のほ とんどを占めているのが分かる.単色地震はこれまでの群発地震の中でも観測されていたが4, ある期間に発生した地震のほとんどが単色地震であるという現象は、吾妻山における2007年 以前の群発地震では認められておらず、今回初めて観測された現象である.新噴気孔出現の2 ヶ月前に初めて観測されたことから、噴気孔出現に先行して、深部から一切経山に火山性流体 が供給されて、地下浅部に蓄積され、地震が発生しやすくなる(群発地震の発生)とともに、



流体だまりが形成され, 共鳴体として働いたことを示すものと解釈できる.

図5に、単色地震とともに、比較的広いスペクトルをもつ「単色」でない低周波地震ならび にコーダのみが低周波の地震も合わせて、2008年8月1日~2008年11月30日に発生した低





図5.2008年8月1日~11 月30日に発生した単色 地震を含む3種類の低 周波地震の(a)コーダQ, (b)継続時間,(c)卓越周波 数.

図 6.2006年9月1日~ 2007年1月31日に発生 した低周波地震の,(a) コーダQ,(b)継続時間, (c)卓越周波数. 周波地震の卓越周波数,継続時間,簡易推定したコーダQの時間変化を示す.図6には、比較のために,前回の群発地震におけるこれらのパラメーターの変化を示した.前回の群発地震時に観測された単色地震の卓越周波数が,約3 Hz でほぼ一定であったのと異なり,今回は,新噴気孔出現に先行して9月下旬から10月上旬にかけて発生した単色地震の卓越周波数が,約1 Hz~20 Hz の広い範囲に分布している.このことは,新噴気出現に先行して火山体浅部に形成された流体だまりは,多様な特性をもっていたことを示唆する.

# 4. まとめ

吾妻火山では、2008年11月に新噴気孔が出現した.ごく小規模な水蒸気爆発と言えるこの 現象は、同年8月に始まった群発地震活動の中で発生した.しかし、同様の群発地震活動は、 1998年以降数年間隔で発生しており、今回の群発地震活動は、地震の規模や発生頻度において はこれまでの群発地震と大きく異なることはない.今回の群発地震でもっとも特徴的な点は、 新噴気の出現に2ヶ月間先行して「単色地震」の発生頻度が増加し、9月下旬には発生した地 震のほとんどが「単色地震」であった点である.噴気孔の出現に先立ち、一切経山の浅部に多 様な流体だまりが形成され、共鳴体として働いたものと考えられる.

吾妻火山では、気象庁が発表する火山活動情報に噴火警戒レベルが導入されている. 噴火警 戒レベルは、火山活動とこれへの防災対応を結びつける情報であり、レベルの判断は社会的に 大きな影響を与える.現在、警戒レベルの判定は、主として火山性地震の発生頻度に基づいて いる. 今後は、波形の変化も考慮する必要があろう.

# 参考文献

1) 気象庁(2009) 吾妻山. 第112 回火山噴火予知連絡会資料, 東北地方, 22-32.

- 2) 東北大学理学部(1988)吾妻山周辺の最近の火山活動. 噴火予知連会報, 40, 94-100.
- 3) 産業総合研究所地質調査総合センター(2009) 吾妻山新噴気形成と噴気活動. 第 112 回火 山噴火予知連絡会資料,東北地方, 39.
- 4) 東北大学理学研究科地震・噴火予知研究観測センター(2008) 吾妻火山における地震活動 (2006 年 6 月~2007 年 1 月).噴火予知連会報,96,10-13.
- 5) 仙台管区気象台(2009) 吾妻山の地震活動に伴う地殻変動. 噴火予知連会報, 98, 25-27. 6) 山崎伸行・近江克也・高木朗充(2008) 吾妻山の地震活動に伴う地殻変動. 火山学会講演 予稿集, 2008 年秋季大会, 77.

7)国土地理院(2008)「だいち」PALSAR による吾妻山の解析結果について.第111回火山 噴火予知連絡会資料,追加資料,2.

8) 安藤忍・北側貞之(2008) 干渉 SAR で見た東北地方の活火山周辺における地殻変動.火山 学会講演予稿集, 2008 年秋季大会, 147.

# 恐山周辺の低周波地震活動\*

## 弘前大学理工学研究科 小菅 正裕

# 1. はじめに

東北日本弧内陸において発生する浅発地震の震源の深さの下限は 15~20 km で、それ以深の 下部地殻から最上部マントルの深さにおいて発生する地震は、例外なく低周波地震である [Hasegawa et al. (1993), Hasegawa and Yamamoto (1994)]。低周波地震の卓越周波数は 1~5 Hz で、同程度の規模の通常の地震の卓越周波数よりは有意に低い。低周波地震は、その規模が最 大でもマグニチュード (M) 2.5 程度であるので、低周波微小地震と呼ばれる。または、火山の 火口付近で発生する低周波地震と区別して、深部低周波地震とも呼ばれる。深部低周波地震は 東北地方においては主に火山フロントに沿って分布する [Hasegawa and Yamamoto (1994)] が、 火山から離れた場所でも発生していることが明らかになっている [鎌谷・勝間田 (2004)]。西 南日本においては、活断層の深部延長付近や 2000 年鳥取県西部地震の震源下での発生が知られ ている [大見 (2002), Ohmi and Obara (2002)]。深部低周波地震の発生する深さは岩石の脆性-流 動境界よりも深いので、その発生には通常の浅発地震とは異なるメカニズム、例えばマグマま

たはそれから派生した流体の関与などが考えら れてきた [Hasegawa and Yamamoto (1994)]。波 形インバージョンから震源メカニズムを推定し た例もある [西富・武尾 (1996), 岡田・長谷川 (2000), 佐鯉・他 (2001)] が、発生機構の一般 的な特徴は明らかになっていない。マグマから 派生した地殻流体が内陸大地震の発生をもたら すというモデルも提案されている [Hasegawa *et al.* (2005)] ので、低周波地震の発生メカニズム の解明は地震防災上の観点からも重要である。

青森県下北半島の恐山の北方は、低周波地震 の定常的な発生領域の一つとなっている(図1)

[小菅・長谷川 (1992), Hasegawa and Yamamoto (1994), 佐鯉・他 (2001)]。震央の分布域はむつ 市大畑の沖合であるが、2009 年 10 月には陸域 での発生が見られた[中村 (2009, 私信)]ので、 本論では 1997 年以降の地震活動の時空間変化 について調査を行った。



図1 下北半島とその周辺での低周波地 震の震央分布(十字印)。黒い三角印は 恐山の位置を表す。白い三角印は均質観 測点法での震源決定に用いた観測点を 表す。

\*Seismic Activity of Low Frequency Earthquakes around the Osorezan Volcano by Masahiro Kosuga





° °

30

40

50

(a) 気象庁一元化震源カタログの震源。十字は通 常の地震、丸印は低周波地震を表す。(b) 気象庁 一元化震源カタログの験測値を用いて再決定し た震源。(c) 筆者の読み取りによる震源。点線で 囲んだ部分は2009年10月に発生した低周波地震 の位置を表す。(d) 佐鯉・他(2001) による震源。 期間は1997年から1998年。

# 2. 震源分布

# 2-1. 異なるデータ及び震源決定法による震源の比較

低周波地震の波形の特徴として、S波は振幅が大きく初動も明瞭であるのに対して、P波初 動の振幅が小さいことが挙げられる。そのため、P波初動到達時刻の読み取りには、験測者に よる差異が生じる可能性がある。そこで本研究では、いくつかのデータおよび震源決定法によ る震源分布の比較を行った。使用したデータ及び方法は以下の通りである。

(1) 気象庁一元化震源カタログの震源要素。1999 年以降のカタログには、低周波地震を表すフ ラグが付けられている。使用した期間は 1999 年 2 月~2009 年 7 月である。

(2) 気象庁一元化震源カタログの験測値を用い、東北大学においてルーチン処理の震源決定に 用いられている地震波速度構造 [Hasegawa *et al.* (1978)] を使用して再決定した震源。

(3) 弘前大学大学院理工学研究科附属地震火山観測所で収録した地震波形データから、筆者が 験測を行って求めた震源。

(4) 佐鯉・他(2001)による震源。期間は1997年~1998年である。

それぞれの震源分布を図2(a)~(d)に示す。(a)においては通常の地震の震源を+印で示している。(a)を見ると、低周波地震の震源は深さ12km程度から45km程度まで深さ方向に細長く伸びた分布をしている。その領域は深さ30km付近で上下に分けられ、浅部での活動の方が活発である。(b)の震源分布は(a)とほぼ同じで、震源決定に用いる速度構造及び震源決定プログラム

の違いは、震源分布にほとん ど影響しないことを表してい る。(c)は数が少なくて浅部で の活動が深さ方向にあまり広 がっていないが、これは、相 対的に規模の大きな地震の分 布を表しているためである。 (c)において点線で囲んだ範 囲の地震が、2009年10月に 発生したものである。この領 域での活動はそれ以前には認 められない。(d)は期間が異な るが、深さ 20~30 km での活 動であったものと考えられる。 以上のことから、恐山北方の 低周波地震の震源位置は、使 用したデータや震源決定の方

用したデータや震源決定の方 法にあまり依存しないことが 明らかになった。



図3 均質観測点法による震源(黒丸)と比較した震源分 布。黒丸に対応する地震の震源を白丸で示す。(a)気象庁 一元化震源カタログの震源。(b)気象庁一元化震源カタロ グの験測値を用いて再決定した震源。(c)筆者の験測によ る震源。

# 2-2. 均質観測点法による震源との比較

低周波地震の規模はあまり大きくないので、ノイズの大小によって験測ができた観測点が異なり、それが震源のばらつきを生む可能性がある。そこで、筆者が読み取った(c)のデータを用い、観測点の組み合わせを固定して震源を決める方法(均質観測点法)で震源の再決定を行った。図1に示した観測点の全てで験測値がある地震の震源を決定した。図3は、均質観測点法による震源を黒丸で、図2(a)~(c)の震源で均質観測点法による震源と対応するものを白丸で示している。いずれの場合にも震央はややまとまり、深さ15~18 kmの範囲の地震がやや深くなるが、顕著な違いはない。このことからも、ルーチン的な震源決定によって震源位置に大きなバイアスは生じていないと考えられる。

# 2-3. 浅部及び深部の低周波地震の波形

図2において、低周波地震の震源が分布する深さ方向の範囲は30kmにも及ぶ。一般に、震源の深さの決定精度が悪い場合には深さ方向に伸びた震源分布となるが、30kmの範囲は震源決定誤差に起因するばらつきよりもはるかに大きい。図4は浅部と深部で発生した地震について、易国間(AO.IKM)観測点での波形を比較したものである。深部の低周波地震は規模が小さくS/N比が悪いが、震源の深さに対応したS-P時間となっていることは明らかである。このことからも、低周波地震の震源が深さ方向に伸びているのは有意であると考えられる。図2で

は、震源は浅部と深部のクラス ターを形成し、浅部の活動の方 が活発である。この特徴は十和 田における低周波地震の活動 [大谷 (2003)]と共通している。 ただし、十和田の場合は浅部の 活動は15 km、深部は30 km 程 度と、深さの絶対値は異なる。

# 3. 震源の時空間変化

次に、気象庁一元化震源カタ ログを基に、震源の時空間的な 変化を検討する。そのため、低 周波地震の震央分布域の中心 (図5の十字)を設定し、そこ からの距離と方位角、及び震源 の深さの時間変化を調べた。結 果を図6に示す。黒丸は低周波 地震、+印は高周波地震を示し、 距離と方位角の変化は高周波地 震についてのみ示す。

地震数が多い浅部の低周波地



図 4 浅部(b)と深部(c)の低周波地震の波形の比較。カットオフ周波数 16 Hz の低域フィルターを通した波形。

震の活動は比較的定常的であるが、深部での 活動は間欠的である。深部での活動がやや活 発であった 2000 年~2001 年、及び 2005 年~ 2006 年には、浅部での低周波地震の震源が相 対的に深いという相関が見られる。その中間

の2003年には浅部低周波地震の震源が浅く、 活動が活発であった。ただし、2007年には深 部での活動があったが、浅部でそれに対応す るような活動の変化は認められない。

低周波地震と高周波地震の活動にも相関が 認められる期間がある。浅部低周波地震の活 動が活発であった 2003 年に一時的な活動の 中断があるが、その時期には高周波地震の活 動が活発化するという相補的な関係が見られ る。図5と図6を見比べると、高周波地震の 活発化は図5において大畑の東のクラスター での活動であったことがわかる。また、2007





図5(上) 低周波地 震の震央分布域周辺 での通常の高周波地 震の震央分布。低周波 地震の分布域の中心 を十字で示し、図6の 距離と方位角はこの 点を基準として測っ た。

図 6 低周波地震(黒 丸)及び高周波地震 (+)の震源の時空間 変化。上段の距離と中 段の方位角は、低周波 地震の震央分布域の 中心(図 5)を基準と して求めた。方位角は 中心から北向きが 0 度で、時計回りを正と している。 年以降は、浅部低周波地震の深さの上限の時間変化と、高周波地震の深さ変化が対応するよう に見える。この変化には、大畑の東のクラスターの他に、大畑の西のクラスター、及び図5の 十字の西側(下北半島北岸付近)の広範囲の活動が関わっているようである。低周波地震の活 動が高周波地震の活動に影響を及ぼす要因としては、低周波地震の発生によって地殻浅部に応 力変化がもたらされることなどが考えられる。これまで低周波地震の発生メカニズムの検討は、 震源メカニズムを直接のターゲットとしてきていたが、地震活動の相関も検討の材料になるこ とが示唆される。今後は、東北日本各地域での低周波地震について、高周波地震活動との相関 を調べる必要がある。

# 4. まとめ

本論文では、気象庁一元化震源カタログ及び弘前大学で収録している地震波形データを基に、 恐山北方の低周波地震の震源分布とその時間変化について検討した。低周波地震の震源分布域 は浅部と深部に分けられ、浅部での活動が活発である。この特徴は十和田における低周波地震 の活動と共通する。震源の時空間変化に着目すると、浅部と深部の低周波地震、及び浅部低周 波地震と高周波地震の震源の深さの時間変化に相関が見られる場合があることがわかった。低 周波地震と高周波地震の震源分布の相関は、低周波地震の発生メカニズム検討のための一つの データとなる可能性がある。

# 謝辞

仙台管区気象台の中村浩二地震情報官には、2009 年 10 月の地震活動の変化について情報を 提供していただき、それが本研究のきっかけとなった。本研究で使用した気象庁一元化震源は、 北海道大学、東北大学、独立行政法人防災科学技術研究所、青森県等が提供した地震波形デー タを、気象庁・文部科学省が協力してデータを処理した結果である。以上の関係者・関係機関 に厚くお礼申し上げます。

# 文献

Hasegawa, A. and A. Yamamoto, 1994, Tectonophysics, **233**, 233-252. Hasegawa, A. *et al.*, 1978, Tectonophysics, **47**, 43-58. Hasegawa, A. *et al.*, 1993, Phil. Trans. R. Soc. London, Ser. A., **342**, 167-178. Hasegawa, A. *et al.*, 2005, Tectonophysics, **403** 59-75. 鎌谷紀子・勝間田明男, 2004, 地震 2, **57**, 11-28. 小菅正裕・長谷川 昭, 1992, シンポジウム内陸地震一発生の場と物理一, 22-27. 西富一平・武尾 実, 火山, **41**, 43-59. 大見士朗, 2002, 京都大学防災研究所年報, **45B**, 545-553. Ohmi, S. and K. Obara, Geophys. Res. Lett., **29**, 1.1029/2001GL014469. 大谷佳子, 2003, 弘前大学修士論文, 66 pp. 岡田知己・長谷川 昭, 2000, 火山, **45**, 47-63. 佐鯉央教・他, 2000, 地震 2, **54**, 397-414.

# 劣化モルタルの載荷損傷過程\*

### 岩手大学農学部 山本清仁

京都大学大学院農学研究科 小林 晃

# 石川県立大学生物資源環境学部 青山咸康

# 1. はじめに

既存の農業水利施設を維持して行くためには施設材料の劣化(損傷)を把握し、劣化度合いに応じた経済的 な維持・改修を考える必要がある。また、劣化による材料の力学挙動を把握することは、コンクリートや岩盤 の崩落の予測において重要であると考える。ここでは、モルタルに EPS ビーズを混ぜて劣化による弱部を模 擬した試料を作製し、一軸圧縮試験および割裂引張試験を行い、劣化による力学定数の変化を調べた。また、 試験中の載荷に伴う AE (アコースティック・エミッション)パラメータと損傷変数および膨張ひずみの変化 を調べた。

# 2. 供試体

モルタルの配合を表-1に示す。14日以上水中養生を行い、その後、 端面を切断機で平滑に整形し、空気中に放置した。EPSビーズ(発泡ビ ーズ)を用いて供試体の内部に球形の弱部を分布させた(図-1)。ビ ーズの直径は0.22cmであり、密度は0.03g/cm<sup>3</sup>である。モルタル打設時 に、IL当たり2.55gおよび5.09gのEPSビーズが混入するようにEPS ビーズを均一に混ぜた。図-1のように、ビーズはランダムに分布して おり、円形を保っている。ビーズの分布に偏りがある場合、著しい強度 低下や偏心荷重による座屈が起きるが、ここでは著しい強度低下や偏心 荷重を起こさない供試体についての結果を示すこととする。EPSビーズ を混ぜない健全供試体と2種類のEPSビーズ混入供試体(2.55g劣化供 試体、5.09g劣化供試体)の3パターンについて、一軸圧縮試験と割裂 引張試験(強度試験)を行った。

表-1 配合表	
水セメント比 (%)	50
水 (kg/m <sup>3</sup> )	284
セメント (kg/m <sup>3</sup> )	568
細骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	1421
単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	2270



図-1 劣化供試体端面 (割裂引張試験用)

## 3. 強度試験および AE 計測

圧縮試験機で載荷される供試体のひずみはひずみゲージで、載荷重はロードセルで計測した。ひずみゲージ とロードセルはひずみ計測用アンプにつなぎ、アンプより出力される電圧を記録した。劣化供試体および健全 供試体について単調載荷の一軸圧縮試験と割裂引張試験(強度試験)を実施した。また、AE センサーにより 強度試験中に供試体から発せられる AE を計測した。

# 3.1 一軸圧縮試験

長さ 30mm のひずみゲージ(共和電業製: KFG ゲージ)を図-2(a)のように供試体中央に貼り付けて(同製: CC-35 接着剤)一軸圧縮試験を行った。健全供試体は4本、EPS ビーズ含有量 2.55g/L 供試体(2.55g 劣化)

\*Damage progress with loading of degraded mortar by Kiyohito Yamamoto, Akira Kobayashi and Shigeyasu Aoyama

供試体) と EPS ビーズ含有量 5.09g/L 供試体 (5.09g 劣化供試体) はそれぞれ 3 本用意した。 軸ひずみ速度は 11.4~19.0 $\mu$ /sec.、軸圧縮応力速 度は 214~375kPa/sec.である。試験直前の質量測 定による含水比は 5.1~9.5%である。試験結果よ り、圧縮割線単性係数  $E_{50}$ 、圧縮割線ポアソン比  $\nu_{50}$ 、圧縮割度  $f_c$  および最大応力時軸ひずみ $\varepsilon_{amax}$ を求めた。



3.2 割裂引張試験

長さ10mmのひずみゲージを図-2 (b) のように供試体端面に設置し、割裂引張試験を行った。健全供試体、2.55g 劣化供試体および 5.09g 劣化供試体をそれぞれ 3 本ずつ用意した。ここで用いる供試体は、ゲージの設置箇所にビーズによる大きな凹凸がないものであり、気泡による比較的小さな凹凸部分が設置箇所にある場合は、接着剤を満たしてゲージを貼り付けた。縦ひずみ速度は1.7~5.1 µ/sec、引張応力速度は 13~36kPa/sec.である。試験時含水比は 7.5~13.7%である。試験結果より、引張強度 ft と最大応力時縦ひずみ amax を求めた。 圧縮を正値とし、引張強度の算出には次式を用いた。

$$f_{t} = -\frac{2P}{\pi dl} \tag{1}$$

ここで応力の単位は Pa である。また、P(N) は最大荷重、l(m) は供試体の奥行き方向の長さ、d(m) は直径である。式(1)のPに載荷中の荷重を代入したものを引張応力 $\sigma_r$ とする。

引張弾性係数E'と引張ポアソン比 $\nu'$ は、ひずみゲージ上の平均応力と平面応力の応力ひずみ関係より算出 した。平均応力は、線形弾性体に線荷重が作用した場合(図-2 (b))を仮定し、その応力分布<sup>1)</sup>より次式の ようになる。

$$(\sigma_{y})_{x=0} = 19.2 \frac{P}{l}, \ (\sigma_{x})_{x=0} = -6.37 \frac{P}{l}$$
 (2a)

$$(\sigma_x)_{y=0} = -6.28 \frac{P}{l}, \ (\sigma_y)_{y=0} = 18.9 \frac{P}{l}$$
 (2b)

ここで、圧縮は正値である。式中の各定数の有効数字は3桁として、全供試体の計算において直径をd=0.100mとした。 $(\sigma_{j})_{s=0}$ と $(\sigma_{c})_{s=0}$ のx=0は、縦ひずみゲージ上(図-2 (b) ③④)の応力を示し、 $\sigma_{r}$ は縦方向応力、  $\sigma_{r}$ は横方向応力を示し、 $(\sigma_{r})_{s=0}$ は引張応力 $\sigma_{r}$ と等しい。同様に $(\sigma_{r})_{s=0}$ と $(\sigma_{r})_{s=0}$ は、横ひずみゲージ上(図-2 (b) ①②)の応力である。そして、平面応力の応力ひずみ関係は次式のようになる。

$$\varepsilon_{x} = \frac{1}{E^{t}} \left\{ \left( \sigma_{x} \right)_{y=0} - \nu^{t} \left( \sigma_{y} \right)_{y=0} \right\}$$
(3a)

$$\varepsilon_{y} = \frac{1}{E^{t}} \left\{ \left( \sigma_{y} \right)_{x=0} - \nu^{t} \left( \sigma_{x} \right)_{x=0} \right\}$$
(3b)

ε<sub>x</sub>は横ひずみ、ε<sub>y</sub>は縦ひずみである。式(2)(3)より、供試体の直径を0.100mとした場合の引張弾性係数お よび引張ポアソン比はそれぞれ次式のように求められる。

$$E^{t} = \frac{323P}{(6.37\varepsilon_x + 18.9\varepsilon_y)l} \tag{4}$$

$$v^{t} = -\frac{19.2\varepsilon_{x} + 6.28\varepsilon_{y}}{6.37\varepsilon_{x} + 18.9\varepsilon_{y}}$$
(5)

引張強度 50%時の荷重とひずみより求めた引張割線弾性係数と引張割線ポアソン比をそれぞれ Est、vso とする。

# 3.3 AE 計測

ー軸圧縮試験と割裂引張試験において供試体から発せられる AE を計測した。日本フィジカルアコースティック 社製 PCI-DSP と同製の R6 センサ(共振周波数 50kHz、直径 19mm)を用いて AE を計測した。供試体と AE センサの接着にはシリコングリース(信越シリコーン製 G30M)を用いた。AE センサで受信した AE 信号はプリアンプ

(1220A)で100倍(40dB)に増幅され、出力電圧として AE計測装置に送られ、設定された電圧閾値を超えるとそ の波形についてのAEパラメータを記録する。AE以外の 微動やノイズの記録を避けることおよび記録が安定して 行われることを考慮して閾値電圧を設定した。計測条件 を表-2に示す。ここで、閾値電圧はプリアンプで100 倍に増幅された値である。検討に用いたAEパラメータは、 立上がり時間(図-3②)、残響周波数(Reverberation frequency, 図-3⑤)、平均信号レベル<sup>2)</sup>(ASL)、イベン トカウントレートの計4つである。



ここで、AE イベントの判定に2 つのセンサ間の AE 記録時間差を用いた。一軸圧縮試験の場合(図-2(a) (5)⑥)の時間差は70µsec.、割裂引張試験の場合(図-2(b)⑤⑥)の時間差は90µsec.である。これらの時間 差で計測されたものが同一震源の AE であるとし、これを1 つのイベントとして数え、10 秒間のイベントの合 計をイベントカウントレートとした。供試体外の弾性波形も計測されるので、AE 計測結果の考察においては 供試体パターンおよび載荷方法の違いによる定性的な比較を行うこととする。

3.4 膨張性損傷モデル

載荷に伴う弾性係数の減少と膨張するひずみに着目し、単調載荷時の力学挙動の把握を行う。ここでは、実験結果の応カーひずみ関係に膨張性損傷モデル<sup>30</sup>を適用し、それにより得られる損傷変数と膨張ひずみより、 力学挙動の変化を把握する。

(1) 基本概念

材料内部の損傷が増加して応力伝達に有効な断面積が減少すると、見かけの弾性係数は減少し、大きなひず みが発生すると考えられる。この挙動を弾性係数の減少率である損傷変数 D を用いて表現するのが損傷力学 <sup>3)</sup>である。また、本モデルで導入する膨張ひずみは、材料の変形にともなって増加する亀裂や間隙の量が等方 に膨張する体積ひずみとして現れると仮定したひずみである。そして、過去の経験より大きな損傷共役力(弾 性エネルギー)を受けると損傷変数と膨張ひずみが発生し、それらの発生量は損傷共役力との関係により決定 されるという仮定に基づき以下のように式を定める。

弾性ひずみ $\epsilon^{\circ}_{ii}$ と材料内部の損傷が原因となる等方な膨張ひずみ $\epsilon^{\circ}_{ii}$ の和が全ひずみ $\epsilon_{ii}$ であると仮定する。

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon^e_{ij} + \varepsilon^v_{ij} \tag{6}$$

等方な損傷進展について、全応力のよと全ひずみの関係は次式によって示される。

$$\sigma_{ij} = (1 - D) \left\{ \left( \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \right) - \frac{1}{3} \varepsilon_{kk}^{\nu} (3\lambda + 2\mu) \delta_{ij} \right\}$$
(7)

 $\lambda \succeq \mu$ はラーメ定数で、また、等方膨張による体積ひずみ $\varepsilon^{v}_{k}$ (膨張は負値)は $\varepsilon^{v}_{k}=3 \varepsilon^{v}_{11}$ の関係がある。 (2) 一軸圧縮試験

まず、膨張ひずみ $\varepsilon^{v}_{kk}$ の計算を行う。軸ひずみと横ひずみの関係 ( $\varepsilon^{e}_{22} = -v_{b}\varepsilon^{e}_{11}$ )と膨張ひずみの関係 ( $3\varepsilon^{v}_{11} = 3\varepsilon^{v}_{22} = \varepsilon^{v}_{kk}$ ) および式 (6) より次式が求められる。

$$\frac{1}{3}\varepsilon_{kk}^{\nu} = \frac{\varepsilon_x + v_0\varepsilon_a}{1 + v_0} \tag{8}$$

ここで、16は初期ポアソン比、66は軸ひずみ、66は横ひずみである。次に、損傷変数Dは次式で評価する。

$$D = 1 - \frac{\sigma_a}{E_0 \varepsilon_a^e} \tag{9}$$

ここで、 $\epsilon_a^e$ は式(6)により求められる弾性軸ひずみ、 $\sigma_a$ は軸応力、 $E_0$ は載荷過程で最大の割線弾性係数とする。

(3) 割裂引張試験

まず、膨張ひずみ $\varepsilon_k^v$ の計算を行う。式 (5) のひずみを弾性ひずみ $\varepsilon^e$ に、ポアソン比を $v_b$ に置き換えて、式 (6) を用いて整理すると次式が得られる。

$$\frac{1}{3}\varepsilon_{kk}^{\nu} = \frac{\nu_0(6.37\varepsilon_x + 18.9\varepsilon_y) + 19.2\varepsilon_x + 6.28\varepsilon_y}{25.5 + 25.3\nu_0}$$
(10)

次に、損傷変数Dは、式(4)のひずみを弾性ひずみを<sup>e</sup>置き換えた式から次式のように表す。

$$D = 1 - \frac{323 P}{E_0 (6.37 \varepsilon_x^e + 18.9 \varepsilon_y^e) l}$$
(11)

ここで弾性ひずみは式(6)より求める。

# 4. 結果

破壊供試体の写真を図-4に示す。図-4 (a)①のように健全供試体では両端面にわた り上下に亀裂が発生しているが、図-4 (a) ③の場合、供試体中心部分の膨張により亀裂 が発生していることが確認でき、劣化供試体 では破壊に伴う膨張が著しい。また、図-4 (b)①を見ると、破断面は平滑であるが、図

-4 (b)③では粗い凹凸が見られる。これは、 ビーズにより骨材とセメントペーストの接着 が阻害されること、ひずみ分布が不均一にな ることにより破断面が荒々しくなったと考え られる。

ー軸圧縮試験の結果を表-3に、割裂引張 試験の結果を表-4に示す。表中の試験結果 では、材令、空気量(4)、および含水比(w)



表	-3	試驗約	課(	一軸王絲	話(験)		
供試体	Age	Α	w	$f_{\rm c}$	$E_{50}^{c}$	$v_{50}^{c}$	$\mathcal{E}_{amax}$
	(day)	(%)	(%)	(MPa)	(GPa)		(μ)
健全供試体	29	0.7	7.7	53.5	27.4	0.21	2786
2.55g劣化供試体	29	7.3	7.2	36.9	23.7	0.21	2049
5.09g 劣化供試体	29	14.6	5.9	22.1	17.5	0.20	1941
表	-4	試験約	詩果(	割裂引張	<b>試験</b> )		
表供試体	-4 Age	試験約 A	<u>詰果(</u> w	割裂引張 <i>f</i> t	試験) <i>E</i> <sup>t</sup> 50	$\nu_{50}^{t}$	Elmax
表供試体	-4 Age (day)	試験約 A (%)	<u>時果(</u> w (%)	割裂引进 ft (GPa)	記険) E <sup>t</sup> 50 (GPa)	<i>v</i> <sup>t</sup> <sub>50</sub>	Elmax (µ)
表 供試体 健全供試体	<u>-4</u> Age (day) 29	試験約 A (%) 0.8	<u>勝</u> (%) (%) 9.5	<u> 割裂引</u> <u>f</u> <u>(GPa)</u> 3.77	試験) E <sup>t</sup> 50 (GPa) 33.5	$v_{50}^{t}$ 0.33	ε <sub>lmax</sub> (μ) 391
表 供試体 健全供試体 2.55g 劣化供試体	<u>-4</u> Age (day) 29 33	試験約 <i>A</i> (%) 0.8 9.5	<u>勝</u> (%) 9.5 9.7	<u>制裂引</u> <i>f</i> t (GPa) 3.77 3.08	試験) E <sup>t</sup> 50 (GPa) 33.5 24.0	<i>v</i> <sup>t</sup> <sub>50</sub> 0.33 0.27	ε <sub>lmax</sub> (μ) 391 439

を示しており、一軸圧縮試験においては圧縮強度 ( $f_c$ )、 圧縮割線弾性係数 ( $E_{50}^{\circ}$ )、圧縮割線ポアソン比 ( $v_{50}^{\circ}$ )、最 大応力時軸ひずみ ( $\epsilon_{amax}$ )を示している。割裂引張試験で は、引張強度 ( $f_t$ )、引張割線弾性係数 ( $E_{50}^{\circ}$ )、引張割線 ポアソン比 ( $v_{50}^{\circ}$ ) および最大応力時縦ひずみ ( $\epsilon_{max}$ )を 示している。表中の各力学定数は複数ある供試体におけ る平均値である。

表-3、4より圧縮と引張ともにビーズ量の増加に伴い強度( $f_{c}$ ,  $f_{f}$ )および割線弾性係数( $E_{50}$ ,  $E_{50}$ )が減少している。また、一軸圧縮試験結果(表-3)において最大応力時軸ひずみ( $e_{amax}$ )は、ビーズの増加により減少するが、割線ポアソン比( $\nu_{50}$ )の変化は確認できない。また、表-4の引張試験結果における最大応力時縦ひずみ( $e_{max}$ )の変化も認められない。

ー軸圧縮試験における AE パラメータおよび膨張ひず みと損傷変数の関係を図-5に、割裂引張試験によるもの を図-6にそれぞれ示す。ここで、図中の平均信号レベル、 残響周波数および立上がり時間は10秒間の平均値であり、 各供試体パターンにおいて平均的な挙動を示す1本の供 試体についての結果を示している。

圧縮と引張のいずれの関係においても健全供試体と劣 化供試体との間に顕著な差異は認められないが、圧縮と引 張の載荷形式において異なる傾向が観察された。圧縮にお いては損傷変数が0.1を超えた付近において膨張ひずみが 増加し、AEパラメータの挙動が変化することが観察され、 特に平均信号レベルと膨張ひずみの挙動が比較的良好に 対応している。一方、引張においては膨張ひずみが漸次増 加し、立上り時間は減少、残響周波数は増加傾向にある。



# 5. まとめ

直径 0.22cm の EPS ビーズをモルタルに混ぜて、劣化供 試体を作製した。ビーズ混入量は、2.55g/L と 5.09g/L の 2 パターンである。それら劣化供試体とビーズ未混入の健全 供試体について、一軸王縮試験および割裂引張試験を行い、 試験中に AE を計測した。試験結果より AE パラメータ・ 膨張ひずみー損傷変数関係を求めた。その結果、以下の知 見が得られた。

- 1)圧縮と引張の両強度試験において劣化供試体の強度と 弾性係数は健全なものと比べて減少する。また、圧縮 試験における最大応力時軸ひずみはビーズの増加に より減少する。
- 2) AE 計測結果において健全供試体と劣化供試体との間 に顕著な差異は認められないが、圧縮と引張の載荷形 式において異なる傾向が観察された。圧縮においては 損傷変数が 0.1 を超えた付近において膨張ひずみと平 均信号レベルが増加することが観察され、引張におい ては膨張ひずみが漸次増加し、立上り時間は減少、残 響周波数は増加傾向にある。

# 参考文献

- 1) 中原一郎:応用弹性学、実教出版、pp.60、1977.
- 日本非破壊検査協会:アコースティック・エミッション試験 I、pp.34、2006.
- 山本 清仁、小林 晃、青山 咸康:損傷パラメータを用 いた劣化モルタルの力学特性評価手法、応用力学論文 集、Vol.11、pp.911-928、2008.



# 園芸用パイプハウスの強風被害とその低減対策\*

# 1. パイプハウスの強風被害

農林水産省の農林水産統計情報総合データベース<sup>1)</sup>によれば、植物の生産施設としての温室は、被覆材の種類によって、ガラス室と プラスチックハウスに大別される。実際の設置面積をみると、約95% がプラスチックハウスである。プラスチックハウスの中でも、パイ プハウスの占める割合が高く、設置面積では温室全体の約80%を占 める。温室では、一般に光合成に必要な光透過量を確保するために 骨組部材寸法と部材数が最小限に抑えられる。一方、強風中に人間 が滞在することは殆どないことより通常の建物と同じ安全性を確保 する必要はなく、建設コストの観点からも、通常の建築物より細い 部材や軽微な基礎が利用される。さらに開けた場所に建設されるこ とが多いため、より強い風に曝される。従って、一般の建築物に比 べて耐風性に乏しく台風等の強風で被災することが多い。

パイプハウスの強風被害状況を分類すると、被覆材(フィルム)の 剥離・飛散(図 1(a)), アーチパイプ接合部のはずれ(図 1(b)), アー チパイプの座屈(図 1(c)),および、基礎の浮き上がり(図 1(d))に大 別される。このような被害の発生要因としては、先ず、園芸施設に は建築基準法が適用されず、設計者や使用者の耐風設計に対する認 識も低いことが挙げられる。強風被害を低減するためには構造強度 を上げる必要があるが、コスト高を招くため敬遠されがちである。 できるだけコストを上げずに耐風性を高める工夫が求められる。ま た、耐風性能を評価するための設計指針やマニュアルが整備されて いないことも被害発生の大きな要因である。園芸施設の設計は日本 施設園芸協会「園芸用施設安全構造基準」<sup>2)</sup>に基づいて為されること が多いが、この基準には我が国で一般的なパイプハウス形状の風力 係数は与えられておらず、正しい風荷重評価ができない。従って、 我が国で一般的に普及しているパイプハウス形状に対して、風力の 動的荷重効果を適切に考慮した設計用風荷重の整備が急務の課題で ある。

東北大学 植松 康・田中賢嗣 大和ハウス工業㈱ 中原浩一 農村工学研究所 森山英樹・佐瀬勘紀



図1 パイプハウスの強風被害例

\*Wind-induced damage to pipe-framed greenhouses and its mitigation by Yasushi Uematsu, Satoshi Tanaka, Koichi Nakahara, Hideki Moriyama and Sadanori Sase

# 2. パイプハウスの強風被害低減の試み

強風被害は、構造物の耐力と構造物に作用する荷重との大小関係で決まる。従って、被害を低減するための 基本的な考え方は、構造強度を上げるか、あるいは風荷重を低減させるかのいずれかである。構造強度を上げ るには、①部材寸法の増大、②部材接合部強度の増大、③基礎の補強、④方杖や斜材の設置などが有効である。 しかし、これらはいずれもコスト高を招いてしまう。一方、構造物に作用する風荷重の特徴は、その大きさや 分布が構造物の形状に大きく依存することであり、この性質を逆に利用すれば、ハウスの断面形状やディテー ルを工夫することで風力低減を期待できる。例えば、Uematsu et al.<sup>3</sup>)は断面形状を「翼型」にすることで抗力係 数が大幅に低減することを示した。Richardson et al.<sup>4</sup>)によれば、切妻屋根の軒先形状を変化させるだけでもある 程度の風力低減効果が期待される。側壁面に適当な開口を設けることでも同様の効果が得られると期待される。

2004 年台風 18 号は、札幌管区気象台で最大瞬間風速 50.2m/s を記録し、北海道に大きな強風被害をもたら した<sup>5)</sup>。図 2(a)は、そのような強風下でも無被害であった北海道大学農場のパイプハウス(スパン約 6.5m、長 さ約 40m、パイプフレーム間隔約 0.5m)である。強風は南西の風と推定され、このパイプハウスの風上(南西 方向)約 120m には北海道大学のシンボルともいえるポプラ並木があり、図 2(b)のように多くが倒れた(全体で 約 50 本のうち約 30 本が倒木)。また、風下(北東方向)約 40m にはボイラー棟があり、図 2(c)に示すように屋 根葺き材と野地板がほとんど全て剥離・飛散した。しかし、それらの中間に建っていた図 2(a)のパイプハウス は全くの無被害であった。そこで筆者らが調査したところ、両側壁面のフィルムが 40~45cm ほど全長にわた って巻き上げられていた。すなわち、側壁面に開口があったため、ハウスまわりの流れのパターンが変化し、 いわゆる「等圧効果」によって風力が低下して被害を免れたものと推測される。本研究ではこの点に着目し、 ハウスの全体形状を変えることはせず、側壁面の開口を調整することで、どの程度の荷重低減効果が得られる かを風洞実験に基づいて検討する。

側壁面に完全な開口(開口率 100%)を設けると、ハウス内部に強風が吹き込んで、中の植物に損傷を与える ことが懸念される。フェンスの防風効果を検討した既往の研究(例えば、Raine and Stevenson<sup>9</sup>)によれば、開口 率 40%程度の場合に最も風速低減効果が大きい。そこで、本研究においては側壁面の開口部にネット等適当な 開口率をもつ部材を設置することを想定し(ここでは、具体的な材料や取り付け方法は検討外とする)、風上お よび風下側の側壁面の開口率を種々変化させ、それによる風荷重低減効果を検討する。なお、ここで対象とし ているパイプハウスは比較的小規模なものであるから、その応答は準静的であると仮定する。設計上最もクリ ティカルな荷重効果として、フレームの風上側柱脚部(柱脚は固定と仮定する)の曲げモーメントに着目し<sup>7</sup>、 LRC 法(Kasperski<sup>9</sup>)に基づき荷重評価を行う。すなわち、柱脚部の最大ピーク曲げモーメントに対応する等価 静的風力係数分布を求める。また、それを用いて応力解析を行う。



(a)無被害であったパイプハウス (b)ポプラ並木の倒木

(c)ボイラー棟の屋根被害

図2 2004 年台風 18 号の強風による北海道大学構内の被害と無被害

# 3. 風洞実験

実験は、(独)農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所(以下,「農工研」)の大型風洞で行った。実 験気流は、日本建築学会・建築物荷重指針が定める地表面粗度区分IIに相当する境界層乱流である。平均風速 のプロファイルを表すべき指数はα=0.15、高さz=100mmにおける乱れの強さは*I*<sub>100</sub>=0.19、乱れのスケール は*L*<sub>x</sub>=0.23mである。風洞実験模型を図3に示す。これは、プロトタイプとしてスパン7.2m、棟高さ3.9m、 長さ21.6m、屋根勾配30°のパイプハウスを想定し、幾何学的縮尺率1/40で作製したものである。図2(a)に示 すように、我が国で普及しているパイプハウスでは、側壁はやや傾斜し屋根面にも若干の曲率がある。風洞実 験模型はそれを単純化したものである。側壁は垂直、肩部は曲率を有しているが屋根自体はまっすぐである。 両側壁面の床面から22.5mm(フルスケールでは90cm)までの高さは開口となっており、図4に示すように、外 側から厚さ0.3mmの多孔板を貼り付けることで、風上側および風下側の開口率(*ϕ*wおよび*ϕ*)を9通りに変 化させた(表1)。図3に示す3ライン(E, C, G)上に、それぞれ表裏12個ずつ圧力測定孔が設けられており、

気流中でそれらに作用する風圧を全点同時計測した。ただし、閉鎖型( $\phi_{N}=\phi_{-}=$ 0)の場合、圧力測定孔は表面のみであり、各ラインに沿って 14 点である。風向 $\theta$ 式図3に示すように定義し、 $-90^{\circ}$ ~+90<sup>°</sup>の範囲を 15<sup>°</sup>ピッチで変化させた。なお、ラインGについては、 $\theta < 0^{\circ}$ の場合の方が $\theta > 0^{\circ}$ の場合より風力が大きくなるので、以下においては $\theta$ の符号を入れ替えて表示する。

風圧の時刻暦データに対してLRC法<sup>8</sup>を適用し,風圧の時間的・空間的変動 を考慮した風荷重評価を行った。その際,設計上最もクリティカルな荷重効果 として、フレーム風上柱脚部の曲げモーメントに着目した。また、開口がハウ ス内部の風速に及ぼす影響を検討するため、図3に示す4点(#1~4)における 平均風速をサーミスタ風速計を用いて測定した。測定高さは12.5mmである。

衣
---

ケース	$\phi_{ m W}$	ØL.
1	0	0
2	30	30
3	50	30
4	50	50
5	50	70
6	50	100
7	70	50
8	70	70
9	100	100



模型頂部高さ H での実験風速は  $U_{H\approx}$  6.7m/s である。従って、風速および時間の縮尺率は、それぞれ  $\lambda_{V\approx}$  1/4.5、 $\lambda_{T\approx}$  1/8.9 となる。各圧力測定孔に作用する風圧は、周波数 200Hz で同時サンプリングされ、コン ピュータのメモリに収録される。計測時間は5分であり、これより実風に換算して 10分間相当の時刻歴デー タを4組得る。風圧や荷重効果の統計量は全て 10分間の値とし、4 個のデータのアンサンブル平均で評価す る。各圧力測定孔で測定された風圧 p(t)は、頂部高さ H での接近流の速度圧  $q_H$ で基準化し、風圧係数  $C_p(t)$ で 表す。風力係数  $C_p(t)$ は、同一点における外圧係数  $C_{pe}(t)$ と内圧係数  $C_p(t)$ の差として、 $C_p(t) = C_{pe}(t) - C_p(t)$ で与え られる。風力係数の符号は、外側から内側へ向う方向を正と定義する。

# 4. 実験結果と考察

# 4.1 外圧係数および内圧係数分布

各ライン上の平均外圧係数 C<sub>pe mean</sub>の分布を図5に示す。図の横軸sは、風上側柱脚を原点とし屋根面に沿った座標であり、全長 Smax で基準化されている。ここでの風向Gは後で示すように最大荷 重効果をもたらす風向である。図より、いずれのラインにおいて も、側壁面開口の影響は、風上屋根面の風圧分布に対しては小さ いが、風下屋根面には比較的大きな影響を及ぼす。開口率が大き くなるほど風下屋根の負圧が小さくなる傾向が読み取れる。これ は、開口を設けることで風上屋根に沿って流れる空気の流量が減 少し(すなわち、風速が低下し)、頂部での流れの剥離が弱まった ためと考えられる。

平均内圧係数  $C_{pi_mean}$ に関する結果を図6に示す。内圧係数は開口位置における外圧と開口の大きさに依存するため、風上および風下壁面の開口率の組み合わせによって複雑に変化する。例えば、風上側の開口率 $\phi_W$ と風下側の開口率 $\phi_i$ が等しい場合、開口率の増大に伴い $C_{pi_mean}$ は負側にシフトする。また、 $\phi_W < \phi_i$ の場合より $C_{pi_mean}$ は負側にシフトする。これは、風上面の正圧より風下面の負圧の方が大きいからである。 $C_{pi_mean}$ の空間的変化は小さく、開口率が 0.5 以下の場合には全面にわたってほぼ一定である。しかし、開口率が 0.7 以上になると、 $C_{pi_mean}$ は風下に向ってやや大きくなる(負圧の場合、絶対値が小さくなる)。

# 4.2 等価静的風力係数分布と動的荷重効果

LRC 法を用いて荷重評価を行う場合,ハウスの骨組(アーチパイプ)の寸法を仮定する必要がある。本解析では、パイプ外径 d=35mm,パイプ肉厚 t=1.6mm,フレーム間隔l=50cm と仮定する。また、各風圧孔に作用する風圧(あるいは風力)と荷重効果の関係を表す影響係数が必要になるが、本解析では有限要素法を用いて計算する。さらに、解析における風荷重は、速度圧  $q_H$ に圧力測定孔位置での風力係数  $C_f$ と荷重負担面積を乗じたものを集中荷重として法線方向作用させる。ここで、速度圧は  $q_H$ =595N/m<sup>2</sup>(設計風速  $U_H \approx 32$ m/s 相当)と仮定する。

LRC 法により求められた等価静的風力係数  $C_{f_{eq}}$ の分布を図 7 に示す。ケース 0(閉鎖型)については、内圧は 0 とおき外圧のみ 考慮している。上述のように、側壁面に開口があると、開口率に 応じて平均内圧係数が変化する。一方、内圧の変動は比較的小さ いため、各ケースの  $C_{f_{eq}}$ 分布はケース 0 の分布を全体的にシフト させたような形状となっている。 $\phi_{H} = \phi$ の場合、開口率が大きい



ほど、より正側にシフトする傾向が読み取れる。

各ライン上の $C_{f_{eq}}$ 分布を用い、ライン上にパイプフレームがあ ると仮定して曲げモーメントMの分布を計算した(以下、フレー ム名をライン名で表す)。各フレームに対し、風上柱脚部の無次 元曲げモーメント $M^{*}(=M(q_{H}SH))$ の風向 $\theta$ による変化を図 8~10 に示す。植松ら(2008)が検討した閉鎖型(ケース0)と同様、 $M^{*}$ は $\theta$ = 30~45°で最大となる。中央部ではそれほど顕著ではないが、端 部に近いフレームほどその傾向が強い。最も大きい $M^{*}$ はフレーム G に生じる。側壁面開口による $M^{*}$ の低減効果はこのフレームで最 も大きく、 $\phi_{H}=\phi_{L}\approx 0.5$ の場合、低減率は約 20%である。ただし、 開口率0.3~0.7 の範囲では、開口率の影響は小さい。

4.3 ハウス内風速

 $\phi_{W}=\phi_{c}$ であるケース1および3について,風速分布に関する実験結果を図11に示す。ここに,縦軸の風速比(R)は図2に示した測定点1~4における平均風速 $V_{i}(i=1\sim4)$ を同一高さにおける接近流の平均風速 $V_{0}$ で除した比である。Rの値は,測定点1(ハウス外側)では風向によって大きく変化するが,ハウス内の測定点2~4 では変化は比較的小さく,風下に向って小さくなる傾向を示す。当然のことであるが,開口率が増大すれば,Rも大きくなる。

3.0 2.0 case case (peak) 1.0 case 8 s/Şmax 0.0 eg 0.4 -1.0 5 -2.0 (a)Line E (風向30 -3.0 2.0 case 0 B case 1 0.0 Cf ed (beak) 0.0 -1.0 1.0 case 7 Δ case 8 (b)Line C (風向30° -2.0 2.0 case ( B case ' 1.0 case 0.0 (peak) case 8 8-1.0 ັບ່<sub>-2.0</sub> (c)Line G (風向45° -3.0

図7 等価静的風力係数分布

いま、フレームの構造設計上重要となる $\theta$ =30°~45°に着目すると、 $\phi_W = \phi = 0.3$ の場合  $R \approx 0.4 \sim 0.2$  である。 $\phi_W = \phi = 0.5$ では $R \approx 0.5 \sim 0.3$ ,  $\phi_W = \phi = 0.7$ では $R \approx 0.8 \sim 0.5$ である。

5. 結 論

我が国で広く普及している断面形状を有するパイプハウスを対象として、側壁面に意図的に開口を設けた場合の風荷重低減効果を縮尺 1/40の模型を用いた風洞実験により検討した。閉鎖型の場合と同様、風向 $\theta=30\sim45^{\circ}$ のとき、妻面からいくらか内側に入ったフレーム(本検討ではフレーム G)に最大荷重効果が生じる。風上および風下側壁面の開口率( $\phi_W$ および $\phi$ )が 0.5 程度のとき荷重低減効果が最大となることが示された。実際のハウスの場合、風の吹く方向が定まっている訳ではないので、 $\phi_W=\phi_L$ とするのがよいであろう。開口率 $\phi=0.3\sim0.7$ の範囲では、荷重低減効果の $\phi$ による変化は小さい。一方、ハウス内の風速は $\phi$ の低下とともに低減するので、骨組の荷重低減とハウス内の風速低減を併せて考えれば、今回実験した範囲では $\phi\approx0.3\sim0.5$ 程度が適当と考えられる。











# 参考文献

1992.

1) http://www.tdb.maff.go.jp/toukei/toukei

- 2) 日本施設園芸協会:園芸用施設安全構造基準(暫定基準), 1999.
- 3) Y. Uematsu, T, Orimo, S. Watanabe, S. Kitamura and M. Iwaya: Wind loads on a steel greenhouse with a wing-like cross section, Proc. 4th European and African Conference on Wind Engineering, Prague, Check Republic, 11 - 15 July, 2005.
- 4) GM. Richardson, A.P. Robertson, R.P. Hoxey and D. Surry: Full-scale and model investigations of pressures on an industrial/agricultural building, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 36, 1053-1062, 1990.
- 5) 植松 康, 桂 重樹, 桜井修次, 城 攻: 2004 年台風 18 号 (SONGDA)による北海道の強風被害,東北地域災害科学研究, 41, 203-209, 2005.
- 6) J.K. Raine, D.C. Stevenson: Wind protection by model fences in a simulated atmosphere, Journal of Industrial Aerodynamics, 2(2), 159-180, 1977.
- 7) 植松 康, 中原浩一, 森山英樹, 佐瀬勘紀: 園芸用パイプハウスの構 造骨組用風荷重に関する研究-閉鎖型構造の外圧係数について-,農業施設,39(2),35-46,2008.
- 図 11 風速比分布 8) M. Kasperski: Extreme wind load distributions for linear and non-linear design, Engineering Structures, 14(1), 27-34,

1.0

۲



風向 0°

風向 15°

風向 30°

風向 45°

# 園芸用パイプハウスの設計用風荷重

# 東北大学大学院工学研究科 田中 賢嗣,植松 康

# 農村工学研究所 森山 英樹, 佐瀬 勘紀

# 1. はじめに

わが国では、主として建設コストの観点より、パイプハウスが温室としてよく用いられる(農林水産省生産局生産流通振興課,2009)。しかし、このパイプハウスは鉄骨ハウスに 比べて耐風性に乏しく台風等の強風で被災することが多い。様々な被害が発生するが、被 害は、構造骨組(アーチパイプ)の座屈や曲げ降伏(構造被害)と被覆材(フィルム)の剥離・ 飛散に大別される。被害原因の一つとして、設計用の風力係数が設定されていないことが 挙げられる。パイプハウスの設計は日本施設園芸協会「園芸用施設安全構造基準」(1999) に基づいて為されることが多いが、この基準にはわが国で一般的なパイプハウス形状(側壁 がやや傾斜し、肩部だけでなく屋根面にも曲率がある)の風力係数は与えられていない。切 妻屋根や円弧屋根の風力係数を準用して設計される場合が多いと考えられるが、それらは アーチパイプの耐風設計において最も重要な荷重効果であるフレーム風上柱脚部の曲げモ ーメントを過小評価することが指摘されている[1]。また、外装材の設計についても、旧建 築基準法(風荷重に関して2000年に大幅な改定が為されたが、その改定以前のもの)に基づ いており、外装材の耐風設計に必要なピーク風力を適切に評価しているとは言い難い。そ

こで本研究では、わが国で広く用いられてい る図1に示すような形状のパイプハウスを対 象とし、一連の風洞実験結果に基づき、単体 モデルの構造骨組用外圧係数と外装材用ピー ク外圧係数を提案する。また、数棟が隣接し て設置されることも多いことを考慮して、複 数棟モデルの風洞実験を併せて行い単体モデ ルの結果との比較を行った。なお、ここでは 外圧係数のみを扱う。



図1 代表的なパイプハウス形状

#### 2. 風洞実験

### 2.1 実験気流と模型

実験は独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所の大型風洞で行った。実験気流は日本建築学会「建築物荷重指針」(2004)が定める地表面粗度区分II(田園地帯に相当)に対応する境界層乱流である。

実験に使用した模型は、スパン *S*=5.4m、棟高さ *H*=3.0m、棟長さ *L*=21.6m を有するプロ トタイプモデルを幾何学的縮尺率 $\lambda_L$ =1/40 で再現したものである(図 2)。

<sup>\*</sup> External wind pressure coefficients for designing pipe-framed greenhouses by Satoshi Tanaka, Yasushi Uematsu, Hideki Moriyama and Sadanori Sase



模型には、図2に示す6ライン(Line1~6)上に、それぞ れ 14 個の圧力測定孔(内径 0.5mm)が設けられている。風 向  $\theta$  は側壁に正対する方向を 0°とし、向きを図2に示す ように定義する。実験では $\theta=0\sim90^\circ$ の範囲を 15°ピッチで 変化させる。

複数棟モデルにおいて検討する模型配置は図3に示す4 ケースである。黒色のモデルは風圧測定用模型,白色のモ デルはダミー模型(形状は同一であるが風圧測定孔を設け ていない模型)を表わしている。ケース1は単体モデル, ケース2および3は2棟モデル,ケース4は3棟モデルで ある。ケース4の場合,風上のハウスはケース2,風下の



ハウスはケース3の場合とほぼ同様であると考えられるので、中央のモデルのみ測定する。 隣棟間隔dは、実際の設置状況を考慮し、実スケールで0.75~3m(d/H=0.25~1.0)とする。

# 3. 構造骨組用外圧係数

既往の研究[1]から,構造骨組を設計する際に最も重要な荷重効果として風上柱脚部の曲 げモーメントを選択した。荷重効果が最もクリティカルとなる外圧係数分布(等価静的外圧 係数)を基に,設計用外圧係数のモデル化を行う。

# 3.1 等価静的外圧係数分布

各ライン上の圧力測定点(14 点)に作用す る風圧の時刻暦データにLRC(Load Response Correlation)法[2]を適用し,最大荷重効果に対 応する「等価静的外圧係数( $C_{pe}^*$ )」の分布を 求めた(図4)。図は展開図である。sは風上柱 脚部を原点とし屋根面に沿った座標であり,



全長*s*<sub>max</sub>で基準化されている。凡例に示す括弧内の角度は、測定ライン上にフレームがある と仮定して曲げモーメントの分布を計算し、それぞれのフレームにおいて最大荷重効果を 与えるときの風向である。図より、いずれのフレームでも風向*θ*=15~30°で荷重効果が最大 となることが分かる。ライン3,4,6では、頂部近傍で局所的に大きな負圧が発生している。 これは、風上屋根面での流速の上昇と、模型頂部および風上側妻面における流れの剥離に 起因していると考えられる。

図の各ラインの等価静的外圧係数がフレームに作用したときの曲げモーメント分布を計算したところ, ライン 4, 風向 *θ*=30°のときに風上柱脚部の曲げモーメントが最大となった。 そこで, このときの等価静的外圧係数分布に基づき, 設計用外圧係数のモデルを提案する。

# 3.2 設計用外圧係数のモデル化

モデル化の方法は、ライン4、風向θ=30°のときの等価静的外圧係数分布(図5中の×印)を 風上の壁面と屋根、風下の壁面と屋根の4領域に対して空間平均する。さらに、設計上重要 な荷重効果である風上柱脚部の曲げモーメン

トと柱脚部にはたらく引き抜き力について, 最大応答を再現するよう設計用外圧係数の値 を調整すると図5中の実線のようになる。この 分布を用いて計算したフレームの曲げモーメ ント分布は,風圧の時刻暦を用いて計算した 最大ピーク応答時(風上柱脚部の曲げモーメ ントが最大ピーク値になる時)の曲げモーメ ントをよく再現していることが確認された。



図5 単体モデルの設計用外圧係数分布

# 3.3 複数棟の場合

前節では、パイプハウスが単体として建設された場合を想定し、構造骨組設計用外圧係 数について考察した。しかし、現実には複数棟が並列して設置されることも多い。そこで

複数棟モデルについても同様の実験を行 い,各ケースの最大応答を単体モデルの 結果と比較した(図6, d は実スケールで 表示)。図より,ケース3,d=3mのとき単 体モデルの値を僅かに上回っているが, 設計上問題ではないと考えられる。これ より,複数棟が並列して設置される場合 にも単体モデルに提案した構造骨組設計 用外圧係数を適用することが可能である と考えられる。



# 4. 外装材用ピーク外圧係数

パイプハウスは一般に図 7 のように構成されている。ここで検討する「外装材用ピーク 外圧係数」は、フィルムだけでなくその固定部分や抑えひもおよびその固定部分の設計用 に用いられえる。設計において重要となるのは、

①断面全体(領域 I ~ IV)に作用する風圧の面平均値(鉛直成分)

②屋根(図7領域ⅡおよびⅢ)および側壁(領 域ⅠあるいはⅣ)およびのそれぞれに作用 する風圧の面平均値

の二種類である。本研究では,これら面平 均風圧に着目し,外装材設計用ピーク外圧 係数について考察,提案する。



図7 パイプハウスの一般的な構成

# 4.1 局所揚力係数と屋根面に作用する力

ハウス屋根部分(図 7 の領域 II およびIII)のフィルム並びに抑えひもにもたらされる力は 屋根部分に作用する揚力(鉛直方向の風力)と強い相関をもつ。従って、それらの設計にお いてはハウス断面に作用する揚力が重要となる。すなわち、局所揚力(桁行方向単位長さ当 たりの揚力)が最大ピーク値となるときの外圧分布に基づいて外装材設計用ピーク外圧係 数を設定するのが適切であると考えられる。

そこで先ず初めに、各ラインに対して局所揚力  $L_f$ を風向ごとに計算し、局所揚力係数  $C_{Lf}$ (= $L_f/q_HS$ ,  $q_H$ :基準高さ Hでの速度圧、S:スパン)で表した。 $C_{Lf}$ の最大ピーク値に関する 結果を図 8 に示す。図の横軸はハウス中央断面からの距離 x を桁行長さ L で基準化したも のである。図より、 $C_{Lf}$ は  $\theta$ =75°のとき妻壁に最も近いライン 6 で最大ピーク値を示す。こ のような結果に基づき、風向  $\theta$ =75°のときライン 6 について、局所揚力係数の最大ピーク値 に対応する等価外圧係数分布を LRC 法に基づいて算定した。すなわち、荷重効果として局 所揚力係数  $C_{Lf}$ に着目し、その最大ピーク値に対応する瞬間的な外圧の分布を求めた。結果 を図 9 に示す(図中の×印)。屋根部分のフィルムや抑えひもの取付部の設計においては、 この分布を直接用いることもできるが、さらに荷重算定を容易にするため、各領域に対し て面平均値を算定すると、図中の実線のようである。



図8 断面全体の局所揚力係数の最大ピーク値



# 4.2 壁面の面平均ピーク外圧係数

風上および風下側の側壁(地面から肩ま での範囲)には各ラインに沿って 2 点の圧 力測定孔が設けられている。それらの荷重 負担長さを考慮して壁面の面平均外圧係数 を計算し,それらの最大および最小ピーク 値を求めた。図 10 は,風上側壁について, 様々な風向に対する最大および最小ピーク 値の桁行方向分布を示す。最大ピーク値は  $\theta = 30 \sim 45^{\circ}$ のとき,最小ピーク値は  $\theta = 75$  $\sim 90^{\circ}$ のとき,いずれも妻面に最も近いライ ン6に生じている。風下側壁の最小ピーク 値に関する同様の結果を図 11 に示す。最小 ピーク値は  $\theta = 90^{\circ}$ のとき妻面に最も近いラ イン6に生じ,その値は風上側壁に対する 値(図 10(b))とほぼ同じである。

以上の結果より,最大および最小面平均 ピーク外圧係数は,いずれも風上側壁の妻 面に近い位置に生じ,その値は以下のよう である。

最大ピーク値:1.7,最小ピーク値:-2.7

# 4.3 複数棟の場合

図12は、各ケースにおける局所揚力係 数の最大ピーク値に関する結果である。横 軸は隣棟間隔*d*であり、ケース1(単体モデ ル)の結果は縦軸上にプロットされている。 いずれのケースでも全体的にケース1の 結果より大きな値を示している。特に隣棟 間隔が狭い場合に増加率が大きく、*d*= 0.75mの場合、最大15%程度大きくなって いる。そのため、隣棟間隔に応じた割増が 必要であり、その割増係数は図の結果を参 考にして決定することができる。

風上側壁および風下側壁の面平均外圧 係数の最大・最小ピーク値(全風向, 全ラ





インにおける最大・最小値)に関する結果を図 13 に示す。最大・最小ピーク値とも隣接構 造物の影響を強く受け,最大ピーク値は 10%程度,最小ピーク値は 35%程度絶対値が大き くなっている。これらの結果より側壁の外装材用ピーク外圧係数として,正+1.9,負-3.7程 度の値を用いる必要がある。



図 13 各ケースにおける側壁の面平均外圧係数の最大・最小ピーク値

# 5. 結論

わが国で一般的に用いられている園芸用パイプハウスを対象とし,一連の風洞実験により,閉鎖型の場合の外圧の分布を詳細に把握し,構造骨組設計用外圧係数と外装材設計用 ピーク外圧係数について考察・提案した。

構造骨組については、荷重効果として風上柱脚部の曲げモーメントに着目し、等価静的 外圧係数分布を基に提案モデルの作成を行い、提案モデルが時刻歴応答の最大値をカバー していることを確認した。また外装材については、側壁のフィルム、屋根面のフィルムお よびその取り付け部、抑えひもおよびその取付部を設計するための局所揚力係数の最大ピ ーク値と面平均ピーク外圧係数を与えた。

最後に、同一形状のパイプハウスが2ないし3棟並列配置された場合について、棟数や 隣棟間隔が及ぼす影響を検討した。構造骨組については単体モデルに対して提案したもの が適用できることを確認した。外装材については単体モデルの結果を大きく上回るものが あったので、割増係数を示した。

# 参考文献

- 1. 植松 康ほか:園芸用パイプハウスの構造骨組用風荷重に関する研究-閉鎖型構造の外 圧係数について-,農業施設, 39(2), 2008.
- 2. Kasperski, M.: Extreme wind load distributions for linear and non-linear design, Engineering Structures, 14(1), 1992.

# 霜害予測\*

#### 福島大学理工学群 渡邊 明

# 1. はじめに

全球的な平均気温は、確かに上昇しているものの、局所的には大きな気温変動が生じており、その 変動に伴う気象災害が近年頻発している。福島市内に位置する福島気象台では1890年から今日まで観 測が継続されており、その経年変動では1.35℃/100年の割合で気温が上昇している。しかし、これら のデータを月別にみると一様に気温が上昇しているのではなく、第1図に示す通り月ごとに大きな違 いを示している。中でも最も気温上昇が大きいのは5月で1.92℃/100年の割合で上昇しているのに対



第1図 福島気象台における月別気温上昇 率の年変動



第2図 福島気象台における4月と5月の最 低気温の10年毎の標準偏差の変動



して,最も小さいのは7月で0.72℃/100年と月ごとに2.7 倍も気温上昇量に差があることがわかる。とりわけ春期と 秋期の気温上昇の割合が大きいことが東北地方全体の特徴 である。こうした中,東北地域の果樹栽培地域では発芽や 開花が早期化している。藤沢,小林和彦(2007)は福島と青 森のりんごの発芽日や開花日の経年変動を調査し,福島で は発芽が2.3日/10年,開花が2.7日/10年の割合で早期化 していることを指摘している。

平均的な気温上昇は,発芽や開花を早期化しても春季の 最低気温の変動は必ずしも安定して上昇しているわけでは ない。第2図に4月と5月の10年毎の最低気温の標準偏差 の変動を示す。年々変動では4月,5月とも標準偏差が年々 増加している。特に4月の最低気温の標準偏差が大きく, 平均的に気温上昇しながらも寒暖の差が大きくなっている ことを示している。こうした結果,第3図に示すとおり, 福島県では晩霜害が発現し,多くの被害が発生している。 特に2000年以降顕在化している。

こうした晩霜害の災害低減を図るために,現在霜害発生 予測時には燻煙作業が行われているが,そのための気温の 監視と予測が必要になっている。しかも,栽培種によって 氷点が異なると同時に,同じ種類であっても生育段階で氷 点が異なり,例えば,りんごのふじでは,発芽時-1.6℃, 展葉初期-1.4℃,花蕾露出期-1.4℃,花蕾着色期-1.3℃と なっており,霜害を受けない安全限界温度(工藤ら,1983) は,展葉開始期-3.5℃,花蕾露出開始期-1.5℃,花蕾着色 期-1.0℃,開花期-1.5℃,幼果期-1.5℃と0.5℃の精度で 一定の面積の気温監視と予測が必要になっている。ここで

\* A prediction of frost damage by Akira Watanabe は当面 10kmX10km を範囲とし,地表高度 1.5m の気温を 0.5℃の精度で求めることを目標とし,霜 害低減のための気温監視と予測について試みたのでその結果について報告する。

# 2. 気温監視システムの開発

今回対象とした領域の地形を第4図に示す。海抜50mから400mまでの高度差があり、摺上川の扇



第4図北福島管内果樹園地帯の地形



第5図 気温の2次元監視システム開発手法

状地を中心としたモモ,リンゴを中心とした果樹園地帯 である。気温監視には地形特性に応じて気温観測網を設 置し,常時観測をすることが必要で,技術的にも容易で あるが,設置,管理費用がかかるため,1地点の監視で, この領域全体の監視ができるように工夫した。第5図に その手法のflowchartを示す。特徴的な地点に検定を行 ったデータロガを18地点設置し,相互相関を求めること によって,最も各地点間との相関がよい地点を代表地点 として設定し,その地点にリアルタイムでデータ転送可

> 能な気温・湿度測定装置(KADE21)を設置し, その基準点の気温と各地点の気温との関係を Map factor として 50mX50m の分解能で求めるこ とによって,一定の誤差で気温監視ができるよ うにした。

> 第6図は2009年3月10日から5月10日まで の代表地点と各観測地点との相関をとり,最も よかった地点11と,最も悪かった地点1との相 関を示したものである。地点11との相関係数は 0.99,最も悪い地点との相関でも0.94とよい相 関があるものの,最も相関の悪い地点では±5℃ 程度の差異がある。しかし,最低気温付近では ±1℃程度の誤差になっており,最少二乗法によ る直線回帰定数と回帰係数をMap factorとして 領域内を内挿し,さらに,そのMap factor



第6図 代表地点と地点 11(最も相関の良い地点, 左図)と地点1(最も相関の悪い地点, 右図)の相関図



25 30 35 40 45

20

Temperatur (°C) 150cm

15

第7図 高度 1.5m の気温と地表温度, 60cm の温度との関係

45

40

35

30 25

20 15

10

5 0

-5

-5

0 5

10

Temperature(°C)

を高度などの地形特性を考慮しながらチュー ニングした。その結果,おおよそ±0.5℃の精 度でリアルタイムに2次元表示できるシステ ムを開発した。なお,栽培種によって対象と なる高度が異なり,特に霜害発生時の大気成 層は安定な場合が多く,高度が低いほど低温 になっている。第7図は2009年4月4日から 5月10日までの高度1.5mの気温に対する地 表温度と高度 60cm の温度の関係を示したも のである。高度1.5mの気温に対して高度60cm

の温度は、ほぼ±2℃程度の誤差で、直線性を示し、気温が5℃以上でやや高く、5℃以下でやや低い 傾向を示している。しかし 0℃付近で-0.04℃程度の誤差と小さい。一方、地表温度では、1.5m の気 温に対して 10℃を境に、それより高温で地表の温度が高く、それより低温で地表の温度が低くなって いる。0℃付近では 1.5m の高度の気温に対して平均-4.3℃程度低くなっている。最低気温を対象とす る場合、いずれにせよ下層ほど低温で、1.5m の高度に近くなる程直線性が得られ、空間代表性も広く なると考えられる。しかし、実際に燻煙作業等の実施の可否については、従来どおりこうした気温監 視データを見ながら生産者が直接判断する必要がある。



第8図 2009 年 4 月 6 日 6 時の観測値の客観解析(左図)と1 地点の気温監視システムによる気温分布(右図)単位は℃ 温の極値の出現域がずれており、そこで2℃程度の誤差が生じているものの、低温域の出現域はきち んと表現されている。極値も 0.4℃程度の誤差で表現されており、ほぼ使用に耐える気温監視システ ムである。

# 3. 最低気温の出現特性

最低気温予測は、従来熱収支法(近藤、1982)によって行われてきたが、局地的な雲の発生などにより、最低気温予測値が大きく異なり、3次元数値モデルを用いて雲の発生予測も踏まえて予測する

ことが求められている。しかし、こうした雲の発生を予測するためには適切な初期値や境界条件が不可欠である。10km 程度の水平スケールでは、1m/sec の風速でも3時間予測すると、大気の質量が領域外になってしまい、ネスティングなどの手法をとり3時間ごとに気象庁予測のグリッドデータ(GPV)を境界条件として活用することなどが必要になる。しかし、GPV は必ずしも最低気温などを適切に予測する境界条件になっていない。

第9図は2009年4月5日から10日までの18時から翌7時までの夜間の10分ごとの正味放射収支 量の変化を示したものである。この間,4月5日に気圧の谷が通過したものの,降水現象がなく,前 線も本州南岸を通過し,7日,8日は移動性高気圧に覆われ,穏やかな日が続いた。このような総観



第9図 2009 年 4 月 5 日から 10 日までの夜間の正味放 第 10 図 2009 年 4 月 5 日から 10 日までの夜間の気温変動 射収支量の変化

場の変化の中で,対象地域では第10回に示すような夜間の気温変動が観測された。対象領域内の最低気温は6日から10日かけて上昇しているものの,6日朝から10日朝まで零下を示す観測地点が出



第11図 2009 年4月5日から10日までの夜間の風向・風速変動

現し,果樹に霜害が発生した。また,第 11 図に同時期の風向・風速変動を示す。 基本的に風が弱く,夕方4~3m/secの風 速があるものの,夜半から1m/sec以下と 弱くなっている。いずれも低温発生日は 風速が弱いという特徴がある。近藤

(1982)は 5m/sec 以下の弱風時の夜間冷 却量について静穏状態とあまり変わらな いことを指摘している。すなわち,これ は移流量や風速 shear による鉛直混合を

無視して,放射冷却量のみで地表付近の気温が下降することを示している。しかし,領域内で観測した夜間(18時から翌7時まで)の平均風速と11地点の平均気温降下量は第12図に示すとおり3m/sec以上の風速で夜間冷却量は約4℃と一定値を示す様子が示されているが,むしろ2m/sec以下の弱風領域では0℃から14℃までの大きな降下量の差異を示している。特に,晴天日(福島気象台の目視観測で雲量2以下)と晴天夜間以外とを比較すると,晴天夜間では6℃から14℃と比較的大きい降下量でまとまっているが,晴天以外の夜間気温降下量は非常に幅があることがわかる。さらに,第13図に対象領域の平均気温降下量と湿度との関係を示した。湿度が90%以上になると平均気温降下量は4℃




第13図平均気温降下量と平均湿度の関係

以下になるものの,90%以下の領域では晴天夜間,その他の夜間とも非常に変動幅が大きい。また, 平均気温降下量が12℃程度の領域では,湿度が40%から80%ぐらいの幅で出現している。しかし, こうした変動がありながらも第10図の気温変動をみると,比較的一様な傾斜をもって下降している ことがわかる。

# 4. 最低気温予測

最低気温予測については、雲の出現による放射冷却効果が大きいため、3次元数値モデルを用いた 予測が必要である。ここでは雲解像度が最もよいとされている Tsuboki and Sakakibara (2007)の開



発した CReSS (Cloud Resolving Storm Simulator)を用い て予測を行った。第 14 図は 4 月 6 日 6 時の地上気温と風 向風速分布を示したものである。初期値は仙台管区気象 台の高層観測がなくなったため輪島の5日21時の高層観 測値を用いて 9 時間積分した結果である。数値実験の結 果は、雲水量の存在は小さく、雲の出現がないことを予 測している。しかし、地上 1.5m の気温は 6℃程度と、観 測値が-3.8℃を記録したこととの差が大きい。第 15 図は 同時刻の温位 (℃) と風の東西 - 鉛直、南北-鉛直成分を

第14図数値モデルによる地上気温,風向・風速の分布



第15 図数値実験によるN37.8°における東西断面(ベクトルは風の東西-鉛直成分)とE140.5°における南北断面(ベクト ルは風の南北-鉛直成分)

示したものである。気温分布では明確に等温位線が高度1000m付近から400m付近まで連続しており, 地形に沿って下降していることが分かる。断熱変化では低地の低温は説明することは困難で,この数 値モデルでは地表面温度を表現する放射過程が不十分であることを示している。

そこで、当面実用 model として、

$$\frac{\partial T}{\partial t} \cong \frac{T_{i+1} - T_i}{t_{i+1} - t_i}, \qquad T_m = T_0 + \frac{\partial T}{\partial t} (t_m - t_0)$$

で計算を行い、予測を行った。ここで気温傾度  $\frac{\partial T}{\partial t}$ は、前1時間の気温観測から最小二乗法によって 計算し、最低気温T<sub>m</sub>は予測を始める時刻t<sub>0</sub>の気温T<sub>0</sub>から日の出の時刻t<sub>m</sub>の気温として計算した。 計算した気温を基準地点の温度として設定し、気温監視システムと同様な Map factor を用いて2次元 的に果樹園地帯の最低気温を予測した。しかし、現在 3℃程度の誤差が生じており、さらに調整が必要になっている。

# 5. まとめ

2008 年 3 月から 2009 年 5 月まで気象観測を果樹園地帯の多点で実施し、基準地点を設置するとともに、 基準地点に対する気温変動状況を Map factor としてチューニングすることによって基準地点の観測のみで約 10kmX10kmの範囲のリアルタイムでの気温監視システムを作り上げた。第 16 図にそのシステムの概要を示 す。しかし、目標とする 0.5℃の精度にするには、誤差の大きい地点の観測を充実させながら精度向上を図る





ことが必要である。また,最低気温予測について は,現在試行段階でチューニングが必要である。 特に,気温傾度の求め方として,どの程度の時 間を取ることが適切なのか,どこの時間帯の気 温傾度が最低気温を求めるのに適切なのかを 検討する必要がある。また,局所的な数値モデ ルでは最低気温予測に重要な雲の出現が的確 に予測できても,放射過程がまだ不十分で,観 測に基づき parameterization の再検討が必要で ある。さらに,初期値問題や数値モデルを稼動さ

せるのに必要な計算機等の整備も重要であることから, 簡易的な予測システムを開発した。今後, これらのシ ステムを適正化して, 実用できるレベルまで精度向上を図る予定である。

この研究は2008年度,2009年度の農業・食品産業技術総合研究機構委託研究「高精度最低気温予測手法および晩霜害発生予測モデルの開発」によって実施されたものである。

#### 引用文献

藤沢茉莉子,小林和彦,2007:日本におけるリンゴの発育早期化にみられる温暖化の影響,農業気象, Vol. 63, No.4, 185-191.

工藤和典,西山保直,久保田貞三,1983:リンゴの晩霜害に関する研究(1),リンゴ花器,幼果の晩霜害発生限界温度,農林水産省果樹試験場果樹試験報告C10,23-33.

近藤純正, 1982: 複雑地形における夜間冷却, 天気, Vol.29, 935-949.

森洋介,近藤純正,庄司邦彦,佐藤威,安田延壽,荻野谷成徳,三浦章,山沢弘実,川中敦子,高平進,阿部愛美, 1983:山地の夜間冷却と熱収支,天気,Vol.30, 259-267.

森洋介,近藤純正, 1984:冷気の堆積。流出を考慮した山地の夜間冷却, 天気, Vol.31, 45-52.

Tsuboki.K. and A. Sakakibara:2007:Numerical prediction of high-impact weather system, 1-273.

# 宮城県内における自主防災組織の地震災害対応力評価 その1(地震災害対応力の特性分析)

東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 塩田 哲生

### 東北大学工学部建築・社会環境工学科 江副 麻美子

- 東北大学大学院工学研究科附属災害制御研究センター 佐藤健
- 東北大学大学院工学研究科附属災害制御研究センター 柴山 明寛

#### 東北大学大学院経済学研究科経済経営学専攻 増田 聡

#### 山形大学地域教育文化学部 村山 良之

#### 1. はじめに

地震時における地域の対応は、2次、3次災害を回避する上で非常に重要である。今後30年 以内に 99%の確率で大地震が発生する宮城県においては、被害が予想される地域における災害 対応力を事前に備えておく必要性がある。佐藤らの研究では、シナリオ地震に対して地域が持 つ防災力を定量的に評価する手法<sup>1)</sup>を提案し、その手法を宮城県内の自主防災組織に対して適 用した<sup>2)</sup>。その結果、宮城県内において地震のリスクに都市間格差が見られる一方で、自主防 災組織の持つ緊急時対応能力は一様に低いという結果が得られた<sup>2)</sup>。

地震発生までの限られた時間と予算の制約条件のもと、被害が想定されるすべての地域につ いて、一様に高い地域防災力を備えることは理想であっても容易ではない <sup>3)</sup>。そこで、地域防 災力の地域特性及び組織特性を分析し、各地域、各自主防災組織に対してその特性を考慮した 異なる防災計画の提言を行うことで、合理的かつ計画的な地域防災力の高度化を目指すことを、 本研究の目的とする。

#### 自主防災組織の地震災害対応力調査 2.

地域防災力発揮のための4要素に分類され、全32間で構成される地震災害対応力チェックシ ートを、宮城県内の対象地域の自主防災組織に対して配布、回収した。その回収状況を表1に 示す。地震災害対応力の4要素とは、高梨による地域防災力発揮のための4要素<sup>4)</sup>として、防 災知識、防災技能、防災資源、防災組織を用いる。地震災害対応力は、佐藤らによる地震災害 対応力評価式<sup>1)</sup>を用い、要素ごとの最高点が各25ポイント、計100ポイントとして評価される。

調査対象地域における地震災害対応 力の評価結果を図1に示す。地震災 害対応力が 40 ポイント未満の自主 防災組織が、全体で約8割という結 果であった。旧古川市がやや高い得 点を示しているが、その差は特筆す るほど大きくない。

2017ファーの回収11/1/L				
対象地域	配布数	回収数	回収率	調査時期
仙台市青葉区	513	335	65.3%	2007/7
仙台市宮城野区	215	153	71.2%	同上
仙台市太白区	272	208	76.5%	同上
仙台市若林区	181	121	66.9%	同上
仙台市泉区	210	152	72.4%	同上
旧石巻市	190	139	73.2%	2008/7
旧古川市	158	122	77.2%	同上
白石市	113	97	85.8%	同上

素1 アンケートの回収状況

Estimation for Evaluating Emergency Response Ability by Voluntary Disaster Prevention Organizations in Neighborhood against Earthquake Disaster in Prefecture of Miyagi. by Tetsuo SHIOTA, Mamiko EZOE, Takeshi SATO, Akihiro SHIBAYAMA, Satoru MASUDA and Yoshiyuki MURAYAMA





(b) 旧石巻市



<sup>(</sup>c)白石市

(d)旧古川市

図1 地震災害対応力の相対度数分布

#### 3. 地震災害対応力の特性分析

本章では、地震災害対応力チェックシートによって得られた地震災害対応力の地域特性および組織特性を把握することにより、地域や組織によって異なる防災対策の提言を行う。分析に 用いるデータは、地震災害対応力の4要素に加え、平成17年度国勢調査<sup>5)</sup>、平成18年度事業 所企業統計調査<sup>5)</sup>等の社会特性を表すデータとする。

### 3.1. 地震災害対応力の地域特性

地震災害対応力の特性を市区単位で分析する。市区ごとに異なる地震災害対応力の特性が見 られた場合、自治体ごとに異なる防災対策の提言が可能となり、全市区に対して均質な防災対 策を取るよりも合理的な防災力向上が見込める。主成分分析を行った結果を図2に示す。

第1主成分では年齢層の高い人口割合が正の負荷量を示しており、人口密度や人口増加数の 割合が負の負荷量を示していることから、「都市部と農村部」を表す軸であると読み取れる。ま た、防災知識と防災技能の値が負の負荷量を示していることから、高齢者の多い農村部では、 都市部と比べて相対的に防災知識や防災技能に欠けるということが読み取れる。第2主成分で は20歳未満と40~60歳未満の割合が正の負荷量を示しており、昼夜間人口比が負の負荷量を 示していることから、「住宅地と商業地」を表す軸であると読み取れる。また、防災組織と防災 資源の値が高い正の負荷量を示していることから、住宅地は商業地と比べると、相対的に防災 組織や防災資源が豊富に存在するということが読み取れる。 次に、第1主成分を横軸に、第2主成分を縦軸にとって各市区をプロットすると、図のよう な4つのクラスターに分けることができた。ここで、各クラスターが補うべき防災対策の一例 を筆者が示す。

クラスター1:高齢者を中心とした防災知識・防災技能の習得

クラスター2:企業・事業所を主体とした防災組織の結成や組織的活動

クラスター3:家族を対象とした防災訓練等の実施による防災知識・防災技能の習得

クラスター4:小中学校を主体とした防災組織・防災資源の確保

このように、各地域によって異なる防災対策を示すことで、各市区の防災担当者等が地域に対してより合理的で計画的な防災対策を施すための一助となり得る。



図2 地震災害対応力の地域特性

#### 3.2. 地震災害対応力の組織特性

前節で行った分析を市区単位から組織単位に縮約する。組織ごとに異なる地震災害対応力の 特性が見られた場合、組織ごとに異なる防災対策の提言が可能となり、全組織に対して均質な 防災対策を取るよりも合理的な防災力向上が見込める。主成分分析を行った結果を図3に示す。

第1主成分では人口密度と高齢者の割合が高い正の負荷量を示していることから、昔から存 在する古い町であると考えられる。また、若い世代の割合と世帯当たり人員が高い負の負荷量 を示していることから、郊外に近年発達し始めた新興住宅地であると考えられる。以上から、 第1主成分は「既存住宅地と新興住宅地」を表す軸であると読み取れる。第2主成分では概ね 労働力人口に関係する値が負の負荷量を示している。正の負荷量を示すものは殆どなく、第2 主成分は「労働力人口の多さ・少なさ」を表す軸であると読み取れる。

次に、前節と同様、第1主成分を横軸に、第2主成分を縦軸にとって自主防災組織をプロットしたものを図に示す。ただし、対象となった全組織をプロットすると煩雑になるため、ここでは地震災害対応力チェックシートによる得点が高い100組織と低い100組織のみをプロット

する。これにより、社会的特性の違いが地震災害対応力の優劣に影響を与えるのかを分析する。 その結果、地震災害対応力の優劣に関わらず全ての組織が同じような地点にプロットされて おり、地震災害対応力の優劣が社会的特性の違いには因らないということが伺える。



図3 地震災害対応力の組織特性

#### 4. まとめ

宮城県内の対象地域において地震災害対応力評価を行ったが、地震時の地域の対応能力はどの地域も一様に低かった。また、地震災害対応力の特性分析を行った。市区単位での分析では地域ごとに異なる地域特性が見られた。各行政によって異なる防災対策の提言が可能となり、 合理的かつ計画的な防災対策を施すための一助となり得る。また、組織単位での分析では地震 災害対応力の明瞭な組織特性は見当たらなかった。自主防災組織の地震時の緊急事態対応能力 は、その組織の属する地域の社会的特性とは無関係であるということが伺える。

#### 謝辞

仙台市、旧石巻市、旧古川市、白石市の多くの町内会長・自治会長の方々には、地震災害対応力チェックシートにご回答頂きました。ここに心からお礼申し上げます。

国勢調査や事業所・企業統計調査のデータは東京大学空間情報科学研究センター(CSIS)のデータを使用させて頂きました。ここに心からお礼申し上げます。

#### 参考文献

- 佐藤健他:コミュニティ防災計画支援のための地域防災力評価手法とその仙台市への適用, 自然災害科学, vol27, No.4, pp387-399, 2009
- 2) 萩原駿也:想定宮城県沖地震を対象とした地域防災力の都市間格差に関する研究,東北大学 卒業論文 2008
- 3) 佐藤健,増田聡,村山良之,源栄正人:住民アンケート調査に基づいた宮城県域における 地震防災対策の現状分析,日本自然災害学会学術講演会講演梗概集,pp.155-156, 2005.
- 4) 高梨成子:地震災害への備え~災害実践力を高めるために~,国際シンポジウム講演会予稿 集「地震のしくみと災害への備え」(仙台), pp.9-13, 2001
- 5) http://www.csis.u-tokyo.ac.jp/japanese/index.html

# 宮城県内における自主防災組織の地震災害対応力評価 ~その2(被災経験の有無による地域間格差)~

東北大学工学部建築・社会環境工学科 江副 麻美子

- 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 塩田 哲生
- 東北大学大学院工学研究科附属災害制御研究センター 佐藤 健
- 東北大学大学院工学研究科附属災害制御研究センター 柴山 明寛
  - 東北大学大学院経済学研究科経済経営学専攻 増田 聡

### 山形大学地域教育文化学部 村山 良之

#### 1. 研究の背景と目的

既往の研究<sup>1)2)</sup>で、宮城県の人口集中地区である仙台市、旧石巻市、白石市、旧古川市については地域防災力の評価を行ったが、人口の集中していない地域に対する評価はまだ行われておらず、災害対応力にどのような傾向があるのかは不明である。

そこで本研究では、既往の研究の対象地域と比べて人口が少なく、田畑や山林が集中している地域に対して地震災害対応力の追加調査をし、地域防災力の評価を行うとともに、上記4市との地域間比較を行うことを目的とする。対象地域は、2003年宮城県北部地震の被災地である旧鹿島台町、旧河南町、旧南郷町とし、地震前後の災害対応力の変化について調べる。

#### 2. 対象地域

#### 既往の研究の対象地域との比較

旧鹿島台町は 2006 年に旧古川市などと市町村合併し、現在の大崎市となった。旧河南町は 2005 年に旧石巻市などと市町村合併し、現在の石巻市(新石巻市)となった。また、旧南郷町は 2006 年に旧小牛田町と合併し、現在の美里町となった。大崎市内、新石巻市内で最も人口密度 が高く、人口集中地区である旧古川市、旧石巻市に比べて、本研究の対象地域である旧鹿島台 町、旧河南町、旧南郷町の人口密度は小さく、第1次産業従事者の割合は高い(表1、図1参照)。

これらの社会的背景から、仙台市も含め、既往の研究の対象地域が宮城県内で比較的都市部であるのに対し、旧鹿島台町、旧河南町、旧南郷町は農村部であることがわかる。

表	1 人	口密度	(資料	: 2005	年国勢調査)
---	-----	-----	-----	--------	--------

	人口密度(人/Km)
仙台市	1301.00
旧古川市	560.27
旧石巻市	843.52
旧鹿島台町	249.77
旧河南町	252.73
旧南郷町	169.99



図1 産業別就業人口(資料:2005年国勢調査)

### 2003年7月26日宮城県北部地震の被害概要

2003 年 7 月 26 日、宮城県北部を震源とし、前震(0 時 13 分、M5.6)、本震(7 時 13 分、 M6.4)、最大余震(16 時 56 分、M5.5)の連続地震が発生した。旧鹿島台町、旧河南町、旧南 郷町、旧矢本町、旧鳴瀬町の旧 5 町では震度 6 弱以上の揺れが 3 回観測された。中でも旧河南 町や旧南郷町は、被害率が高くなる要因の一つといえる木造平屋建ての建物が多く、被害が大 きかった地域である。一方旧鹿島台町の平渡地区では、調査建物における半壊以上被害率が 0% であり、旧 5 町内でも被害の小さい地域である<sup>3)</sup>。

#### 本研究の対象地域間の比較

2003 年 7 月 26 日の宮城県北部地震では、旧鹿島台町の被害が比較的小さかったのに対し、 旧河南町と旧南郷町は被害が大きく、被害状況に違いがある。また、旧鹿島台町、旧河南町は 合併して宮城県内の大都市である大崎市、石巻市になったのに対し、旧南郷町は合併して比較 的農村部である美里町になった。このように合併後の市・町の大きさに違いがある。さらに、 合併相手の ERA 平均得点については、旧古川市の点数が高いのに対し、旧石巻市の点数は低い という違いがある(表 2 参照)。なお、旧小牛田町についてはまだ調査が行われていない。

このように様々な要素で違いのある3町を対象地域とすることで、地震被害の程度、合併相 手の市・町の大きさや地震災害対応力の違いによる災害対応力変化の特性を調べる。

$\sim$	2003年宮城県北部地震 住家全半壊率(%)	現在の市・町名	合併相手の 地震災害対応力平均点(点)
旧鹿島台町	11.8	大崎市	31.4 (旧古川市)
旧河南町	40.7	石巻市	19.3(旧石巻市)
旧南郷町	32.4	美里町	-

表2 本研究の対象地域

#### 3. 自主防災組織の地震災害対応力調査

#### 調査概要

本研究では、大崎市鹿島台総合支所、石巻市河南総合支所、美里町役場総務課防災係の協力 のもと、2009年9月に旧鹿島台町、旧河南町、2009年12月に旧南郷町の行政区を対象にアン ケート調査を実施した。配布・回収状況を表3に示す。なお、データは自主防災組織の有無に 関わらず、回収した全有効回答を母集団としている。

表3 アンケートの配布・回収状況

	配布数	回収数	回収率(%)	調査時期
旧鹿島台町	32	30	93.8	2009年9月
旧河南町	38	31	81.6	同上
旧南郷町(旧小牛田町も含む)	65	迈	送待ち	2009年12月

#### 調査結果

#### 地震災害対応力の地域間比較

地震災害対応力の4要素ごとの平均得点を地域ごとに図2に示す。いずれの要素も25点を 最高得点とする。4要素の中では、防災資源に関する備えの状況が最も高く、防災組織に関す る備えの状況が最も低い結果となったが、要素間の平均得点の格差は特筆するほど大きくない。

旧鹿島台町、旧河南町の得点は全要素において平均得点以上であったが、得点は5点から9 点前後でどの要素の得点も低く、他の地域との差も小さかった。

次に、対象地域における地震災害対応力の平均得点と頻度分布図を図3に示す。

旧鹿島台町、旧河南町は青葉区、白石市と比較して平均点が高く、高得点の割合が高い分布 であることが見てとれる。しかし、これらの地域においても40点未満の自主防災組織は70% 近くあり、他の地域との格差は特筆するほど大きくなく、どの地域の地震災害対応力も一様に 低いといえる。







図3 地震災害対応力の頻度分布図

#### 2003年7月26日宮城県北部地震前後の比較

旧鹿島台町、旧河南町において、2003 年宮城県北部地震前と地震後それぞれについての地震 災害対応力の評価を行った。その結果を図4に示す。なお、評価の際は、地震前と地震後それ ぞれの回答がともに有効であった自主防災組織のみを対象とした。

地震災害対応力の平均得点は、旧鹿島台町では地震前の 3.6 点から、地震後は 25.7 点に、 旧河南町では地震前の 1.2 点から、地震後は 29.9 点に増えた。これらの結果から、旧鹿島台町、 旧河南町ともに地震前後で災害対応力が顕著に上がったといえる。





#### 4. 地震災害対応力向上の要因

アンケートの設問のうち、地震災害に対する防災組織の活動が活発になったと感じられる要 因についての集計結果を表4に示す。旧鹿島台町では「④.行政による指導」と答えた組織が最 も多かったのに対し、旧河南町では「①.地震による教訓」と答えた組織が最も多いという結果 になった。このアンケート結果と、3章で述べた 2003 年宮城県北部地震前後の災害対応力の 評価結果を踏まえ、大崎市鹿島台総合支所、石巻市河南総合支所に対してヒアリング調査を行 い、地震災害対応力の向上の要因について考察した。

<旧鹿島台町>

ヒアリング調査では、2006年の旧古川市との合併を経て防災活動に対する支援を開始したこ とが分かった。具体的には、自主防災組織を結成した行政区に対する補助金の交付や、まちづ くり協議会の結成などが挙げられる。また、防災活動の質の面でも旧古川市の施策が大きく影 響していることが分かった。一方、2003年宮城県北部地震の被害は局所的であまり大きくない。

以上より、旧鹿島台町は災害対応力の高い旧古川市と合併をした 2006 年を境に地震災害対応力が向上し、その要因については旧古川市の指導・支援の影響が大きいと考えられる。

<旧河南町>

ヒアリング調査の結果、2005年の旧石巻市との合併を経て資金援助はなされるようになった が、旧石巻市からの指導はほとんどないことが分かった。一方、2003年宮城県北部地震の被害 は大きく、地震を経て組織を結成し、防災対策を開始した行政区が多いことも分かった。

以上より、旧河南町は被災した 2003 年を境に地震災害対応力が向上し、その要因について は旧石巻市の指導・支援の影響というよりは、被災経験に基づく防災意識の変化の影響が大き いと考えられる。

このように、共に地震災害対応力が向上した2町においても、地震被害の程度や合併相手の 地震災害対応力の違いによって対応力向上の要因が異なると考えられる。

表4 アンケート集計結果

	旧鹿島台町(%)	旧河南町(%)
①. 地震による教訓	33.3	60.7
②. 市町村合併による影響	4.2	0.0
③. 地震に関する講演会やセミナー	0.0	3.6
④.行政による指導の影響	54.2	7.1
⑤. その他(自由記述)	0.0	7.1
⑥. 特になし(活動は活発になってない)	8.3	21.4

# ●防災組織の活動が活発になった要因

#### 5. まとめ

地震災害対応力の評価では、旧鹿島台町、旧河南町は都市部に比べて災害対応力の平均得点 がやや高く、高得点の割合が高い分布となった。また、2003 年宮城県北部地震前後の比較につ いては、旧鹿島台町、旧河南町ともに地震前後で災害対応力が大きく向上した。その要因とし て、旧鹿島台町については合併相手である旧古川市の指導・支援の影響が大きいと考えられる。 旧河南町については旧石巻市の指導・支援の影響というよりは、被災経験がもたらした防災意 識の変化の影響が大きいと考えられる。

#### 謝辞

地震災害対応力チェックシートの配布、回収にあたっては、大崎市鹿島台総合支所、石巻市 河南総合支所、美里町役場総務課防災係の関係者の方々に多大な協力をして頂きました。関係 者各位に深く感謝申し上げます。

最後に、地震災害対応力チェックシートに回答して頂いた旧鹿島台町、旧河南町、旧南郷町、 旧小牛田町の行政区長・自主防災組織会長に対し、深く感謝の意を表します。

### 【参考文献】

- 佐藤健他:コミュニティ防災計画支援のための地域防災力評価手法とその仙台市への適用, 自然災害科学,vol.27,No.4,pp.387-399,2009
- 2) 萩原駿也:想定宮城県沖地震を対象とした地域防災力の都市間格差に関する研究,東北大 学卒業論文,2008
- ※山明寛他: 2003 年 7 月 26 日宮城県北部地震における建物被害調査,日本建築学会技術報告集,第 22 号, pp. 595-600, 2005
- 4) 高梨成子:地震災害への備え~災害実践力を高めるために~,国際シンポジウム講演会予稿 集「地震のしくみと災害への備え」(仙台), pp. 9-13, 2001

# マルチエージェントを用いた超高層建物の避難方法に関する研究

# 東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター 伊藤 博紀 東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター 柴山 明寛 東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター 大野 晋

# 1. はじめに

近年の超高層建築物に代表される多層建築物においては、利用者が迅速にかつ安全に避難できる避難計画を 整備することが必要不可欠である.しかし、地震等災害時における高層建築物内の在館者の安全確保に関する 議論は、これまで活発に行われてきたとは言い難い<sup>1)</sup>.現在、日本において多くの高層建築物では、災害時の 避難計画に危険領域を該当階に制限することを前提とした階避難方法を採用しており、全館避難方法に関して はあまり考えられていない.これらの背景を踏まえリスクマネジメントの観点から地震災害時に全館避難が必 要な状況も想定しておく必要があると考えられる.既往の研究<sup>2)</sup>ではオフィスビルを模した空間モデルによる シミュレーションを通じた研究がいくつか行われており、全館避難における一般特性として順次避難の一斉避 難に対する優位性が示されている.しかし高層建築物における災害時では、不安を感じた在館者が一斉に避難 を開始し階段室などで混雑が生じたという報告がいくつかなされている<sup>3)</sup>.そこで本研究では、想定される地 震災害時の状況を反映した高層複合施設の避難シミュレーションを通じて、高層建築物における全館一斉避難 の状況及び問題点を把握する.さらに高齢者等の災害時要援護者を想定し、一斉避難において避難者の避難能 力(歩行速度)の差異を考慮した場合を比較した。

#### 2. 高層建築物のモデル化及びシミュレーション方法

#### (1) 高層建築物のモデル化

本研究では、宮城県仙台市に実存する地上31 階建て145.5mの高層複合施設を対象建物した.図1,図2に 対象建物の立面図と基準階平面図を示す.平均在館者数は、低層部で約2,000人、高層部で約1,700人である. 避難シミュレーションとしては、高層部のオフィスエリアのみを対象としモデル化を行った.避難経路として は、階段a,階段bの2箇所となる.



\*Study on Human Evacuation and Rescue Simulation in a High-Rise Building

Tohoku Univ. by Hiroki ITO, Akihiro SHIBAYAMA, Susumu OHNO

階数	従業員(人)	来客等(人)	合計(人)
31	50	50	100
30	40	0	40
28-29	30	70	100
27	20	40	60
26	120	10	130
25	10	30	40
24	60	0	60
23	100	20	120
22	40	10	50
21	60	0	60
20	70	20	90

階数	従業員(人)	来客等(人)	合計(人)
19	50	0	50
18	120	10	130
17	50	0	50
16	80	0	80
15	60	0	60
14	50	20	70
13	60	0	60
12	60	20	80
11	50	10	60
10	30	30	60
9	140	0	140

また避難シミュレーション方法に関しては、構造計画研究所のマルチ エージェントシステム (artisoc)を用いてシミュレーションを行った. エージェント (以下, Agt)は、図3に示す行動フローに則り他のAgtと の衝突を回避しながらサブゴールを経由しゴールを目指すこととした. 避難者の歩行速度 (m/s)は、歩行速度の経験式<sup>40</sup>に従い周辺密度(人/ m<sup>3</sup>)に応じて1ステップ(0.5s)毎に変化するものとした. 階段歩行時 は下降速度が60%減少するものとする.また高齢者等の災害時要援護者を 想定したAgtの歩行速度は、初期速度が60%減少するものとした.出力 の値としてはステップ毎に避難完了者数、滞留者数を計算した.



(2) 一斉避難の避難シナリオについて

解析する一斉避難の状況として、4つのシナリオを設定した.表2に想定シナリオを示す.

まず、シナリオAとして、避難者数の違いによる避難状況を定量的に把握するために、平均在館者数の0.5 倍~3倍(0.5倍刻み)の5パターンを行った、次に、シナリオBとして、災害時に火災が発生し、煙の煙突 効果などにより片側階段(階段aもしくはb)が使用できなくなる2つのパターンを行った、シナリオCとし ては、在館者の避難の際に消防隊員や救助隊員が負傷者などの救助のため下階から階段を上る場合<sup>33</sup>を想定し、 避難者が階段の内側を歩行して避難する場合と外側を歩行して避難する場合の2つのパターンを行った、シナ リオDとして、災害時要援護者を想定した避難者を平均在館者数の0~40%(10%刻み)の割合でランダムに配 置した5パターンを行った。

シナリオ	避難者数(人)	避難状況
Α	1790	階段a、階段bによる二方向避難
B-1	1790	階段aのみを使用して避難
B-2	1790	階段bのみを使用して避難
C-1	1790	階段の内側を歩行して避難
C-2	1790	階段の外側を歩行して避難
D	1790	災害時要援護者を含めた階段abによる二方向避難

表2 想定シナリオ

#### 3. 解析結果

各シナリオの滞留率を図3~6、避難完了ステップ数を表3~5に示す.滞留率とは,各ステップにおいて, 建物内に存在する避難者に対する歩行が困難な人数の割合とした. (1)避難者数の違い(シナリオA)

シナリオAでは、避難者数が多くなるにつれて滞留率は高い値を示し、いずれも200ステップあたりでピー クをむかえる(図3).これは、各階の避難者が階段室に到着し、階段室の入り口付近で滞留するからである. ピーク後は、避難者数が多いパターンほど減少が小さくなり滞留率が高い値を維持したままになる.また、避 難完了間際に滞留率が再び増加するのは、1 階の避難口において滞留が生じているからであると考えられる. 次に避難完了までのステップ数では、避難者の人数に比例するかたちで延びていることがわかる(表3). (2) 片側階段のみ使用(シナリオB)

片側の階段を使用できないことにより、それだけ狭められた空間に同じ人数の避難者が存在することになる. そのため滞留率は、両側の階段を使用できる場合(A) と比べ、階段 a のみを使用した場合(B-1)と階段 b のみを使用した場合(B-2)ともに高い値となった(図4).また2,000ステップ付近以降、滞留率の挙動に違 いが生じているのは、階段 a から避難する場合と階段 b から避難する場合とで避難口の位置や形状が異なるた めであると考えられる.B-1とB-2のステップ数においては、ほとんど差がみられなかったが、シナリオAと 比較すると1,000ステップ以上の差が出る結果となった(表4).

(3) 階段内側・外側の歩行(シナリオC)

階段の内側を歩行した場合(C-1)と外側を歩行した場合(C-2)では、避難完了までのステップ数が100ス テップほどの差があり、滞留率ではC-1の方が高い値を示した(図5).内側を歩行させる避難方法は、高密 度の中を長時間にわたって避難することになり、2次災害の危険性も高い.このことから、外側を歩行させる 避難方法の方が良いと言える.

(4) 避難能力の差異(シナリオD)

避難完了までのステップ数をみると、高齢者等の災害時要援護者を想定した避難者の割合が高くなるにつれ て延びていることがわかる(表5).また、災害時要援護者を想定した避難者付近で混雑が生じるため滞留率を みると僅かに高くはなっているが、それほど大きな違いはみられなかった(図6).これはいずれも階段室での 滞留が激しいため、一旦階段室に入ってしまうと避難能力の差が現れなくなるからであると考えられる.









倍率	避難者数(人)	ステップ数
0.5	895	995
1.0	1,790	1,600
1.5	2,685	2,188
2.0	3,580	2,799
2.5	4,475	3,343
3.0	5,370	3,894

	<b>4</b> -	Phenicipality	the second	man	THE WAY	
*	8 -					
	8 -				_	- 30% - 40%

表4 シナリオ A~C ステップ数

8 -

シナリオ	ステップ数
Α	1,600
B-1	2,723
B-2	2,697
C-1	2,113
C-2	2,230



2000



### 4. まとめ

在館者が一斉に避難する状況では、階段室において避難者が合流する際に滞留率のピークが生じることが確 認できた。また、階段の内側を歩行して避難する場合と外側を歩行して避難する場合とでは、避難完了時刻に はほとんど差がみられなかったが、外側を歩行し内側をあけて避難させた場合の方が滞留率の抑制につながっ たといえる.

#### 謝辞

仙台市及び対象建築物の防災担当である(株)クロップスのご協力をいただきました. 記して謝意を表しま す.

# 参考文献

- 1) 日本建築学会:長周期地震動と建築物の耐震性,2007
- 2) 例えば、鴨井悠太、翠川三郎: 簡易なシミュレーションに基づく高層建築物における地震時避難状況の 把握に関する研究,日本建築学会大会学術講演集B2,643-644,2005
- 3) 日本建築学会: 世界貿易センタービル崩壊特別調査委員会報告書, 2003
- 4) John・J. Fruin: 歩行者の空間, 鹿島出版会, 1974

# 微動のH/Vスペクトル比を利用した岩手県奥州市の基盤深度の推定\*

#### 岩手大学工学部 畠山和也,山本英和,佐野剛

#### 1. はじめに

常時微動は人間の日常活動,交通,工場などの人為的な振動や気象条件などからの自然な振動によるもので,振動源や伝播経路,地下構造,表層地盤の特性を反映したものと考えられる。 いつでもどこでも存在し測定可能であることから地震時の地盤振動特性などの概略的な予測な どに利用されたり,微動を伝播する表面波としてとらえ,地下構造探査に利用されている。

微動から地下構造を推定する方法として、微動アレー観測に基づいたレイリー波の分散特性 を利用する方法と、1点3成分微動の移動観測による水平成分と鉛直成分のスペクトル比を利 用する方法の2通りがある。微動アレー観測は通常7台以上の地震計を同時に必要とし、観測 自体が大掛かりである。また、アレー長に依存した波長の波しか解析が行えないために、深部 の地下構造を推定するには数 km といった大規模なアレーを展開する必要がある。つまり、都 心部などではアレーの配置が困難であると考えられる。一方、1点3成分微動の移動観測は地 震計を1台しか使用せず、観測時間が短いため、多くの地点で観測が行える。また、既知の情 報が少ない地域における概略的探査の場合、アレー観測による正確な探査よりも深部の地下構 造の推定が容易である。

我々はこれまでの研究で、北上低地帯北部岩手県盛岡市において約300点、また北上低地帯 中央部に位置する岩手県北上市において約100点、盛岡・北上間で約60点の1点3成分微動測 定を密に実施し、微動 H/V スペクトルを利用して基盤構造を推定してきた(山本ほか、2006、 鷺坂ほか、2007、小松ほか、2008)。しかしながら、岩手県南部においては地下構造のデータ がほとんどない。

本研究では,奥州市において約80地点の1点3成分常時微動測定を実施し,微動のH/Vに 基づいて地盤の卓越周期を推定し,さらにH/Vがレイリー波の振幅比で説明可能と仮定して基 盤深度の空間分布を推定する。

#### 2. 微動測定

図1に研究対象地区を示す。測定地点は基本的には南北2km, 東西2kmの区画を作成し, できるだけ測定一点が等間隔になるように選定した。測点数は77点である。

微動測定に使用した機材を以下に示す。微動計として、レナルツ社製固有周期 5 秒 3 成分速 度型振動計 LE-3D5s を使用し、収録機として、白山工業(株)製データロガーLS-8000SH を 使用した。一箇所における微動の測定時間は約 15 分間、サンプリング周波数は 100Hz である。

 $<sup>^\</sup>ast$  Estimation of basement structures in Oshu City, Iwate Prefecture by using H/V spectral ratios of microtremor records

by Kazuya HATAKEYAMA, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SANO



図 1 本研究における微動測定点。黒色の丸が微動観測点,灰色の丸は基盤強震ネット金ヶ崎観測点を示す。 右図は岩手県地図。図中の実線で囲まれた部分が左図の測定範囲に対応する。



図2 観測された微動波形,東西動,南北動,上下動のパワースペクトル,H/Vスペクトル比。

# 3. 微動の H/V スペクトル

図2に測定した微動の波形,パワースペクトル,H/Vスペクトルを示す。測定された3成分 (東西動,南北動,上下動)の微動の波形から,FFTによるスペクトル解析により各成分のパ ワースペクトルを算出する。ただし,15分の測定時間の中で車両の通行などによるノイズが混 入している測定地点も多々存在していたため,以下の手順でスペクトル解析を実施した。測定 時間を,20.48 秒ずらした 40.96 秒を基本とする解析区間に分割し,それぞれパワースペクト ルを算出した。それぞれの区間で rms 振幅を算出し,全測定区間の rms 振幅を下回る区間の みを使用した平均パワースペクトルを算出した。この操作により車両などの通行による振幅の 大きい区間を除外し,定常的な振動のみからスペクトルが計算されたと期待される。

こうして得られた東西動と南北動の相乗平均から水平動のスペクトルを算出し、それを上下 動のスペクトルで除して、最終的には2乗根をとることにより微動の H/V スペクトルを算出し た。図3に北から9列目北緯(39°4′10″~39°5′10″)の同一緯度における H/V の経度 方向の変化を示す。西から東へ向かって H/V のピーク周波数が大きくなるのがわかる。



# 図 4 (a) 図 4 H/V ピーク周期分布 (a)観測点におけるピーク周期, (b)コンター表示。

図 4 (b)

各地点で微動の H/V スペクトルからピーク周波数を読み取り, 逆数をとることによりピーク 周期とした。複数ピークが存在するところでは基本的には低周波側のピークを読み取った。

図4に微動の H/V スペクトル比のピーク周期の分布を示す。ピーク周期は全観測点である 77 点で算出された。北上川を挟んで東側ではピーク周期1秒以下の点が,西側ではピーク周期 1秒以上の点が広く分布している。コンターで表現すると東西方向の変化がよくわかる。

#### 4. ピーク周期を用いた基盤深度の推定

図4より測定された H/V のピーク周期が,大局的には東部から西部に向かって徐々に大きく なっていることが示された。このことからピーク周期が地下構造,とりわけ基盤の構造に影響 を受けていることが予想される。そこで,測定された H/V スペクトルが基本モードレイリー波 で表現可能と仮定して基盤深度分布を推定する。ここでレイリー波振幅は,地下構造を表層と 基盤の2層モデルと仮定して算出する。必要なパラメータは表層と基盤の,層厚,S波速度, P波速度,密度である。このうち P波速度と密度は,S波速度から換算する。さらに基盤の層 厚は無限大とし,基盤のS波速度を 3000m/s と仮定することで,変数は表層の層厚(基盤深度) と,表層のS波速度の2つとなる。

基盤深度, すなわち表層の層厚を推定するためには, 微動の H/V のピーク周期のみの利用で は表層の S 波速度を仮定する必要がある。本研究では, 鷺坂ほか(2007)より基盤強震ネット花 巻南観測点において行った方法を今回, 基盤強震ネット金ヶ崎観測点においても行った。その 結果, 全地点での表層 Vs を 500m/s と設定した。図5に観測値と理論値の適合を示す。各観測 点において理論値を Vs=500m/s と固定し, 層厚を変化させ, 観測値に合わせこみ, 層厚を推 定する。これを全地点において行った。

図6に2層モデルにおける表層の層厚を示す。 北上川の東側では層厚は最小11m,概ね100m以 下程度を示し、東から西に向かって徐々に深くな り、範囲西端では最大500m程度となっている。 この結果から、実際の標高から推定された表層の 厚さの差をとることにより基盤の標高を推定した。 図7に基盤の標高分布を示す。北上川の東側では 基盤が露出している箇所が多く、最も高いところ で基盤は海抜52mであった。範囲の東から西へか けて基盤は落ち込んでおり、最も深いところで基 盤は海抜-412mであった。また、中央付近は複雑 な形を示している。



図5 観測値と理論値の適合。黒丸が観測値, 実線が理論値を示す。

最後に、本研究の1点3成分微動観測により推定された基盤の標高と、日本の重力(地質調 査総合センター、2004)から抜き出した重力異常分布(仮定密度 2.3g/cm<sup>3</sup>)と比較を行った。 図8に重力異常分布を示す。東から西にかけて重力異常が低くなっているため、基盤の深度が 東から西へ深くなっていることが予想される。また、中央付近で複雑な形を示している。本研 究において推定された基盤の標高分布と重力異常分布の傾向は似ていることがわかる。



図 6 (a)

図 6 (b)

図6 2層モデルでの基盤の層厚 (a)観測点における層厚, (b)コンター表示。



図 7

図 8

図7 基盤標高分布。

図8 日本の重力(地質調査総合センター,2004)から本研究の測定範囲部分を抜き出した仮定密度2.3g/cm<sup>3</sup> のブーゲー異常分布(単位,mgal)。東側で高異常,西側で低異常を示す。東から西に向かってブーゲー異常 が小さくなっている。

#### 5.まとめ

岩手県奥州市において 77 点の1点3成分微動測定を実施し、その全地点で H/V スペクトルのピーク周期を読み取り、レイリー波振幅に基づいて2層モデルの基盤の深度分布を推定した。 その結果、

1. H/V のピーク周期は、大局的に東部から西部に向かって徐々に長くなっている。

2. 研究範囲における基盤深度はおおむね東から西にかけて深くなっている。

3. 推定された基盤深度分布は、重力異常分布と傾向が似ている。

今後の課題として,H/Vの形状を精査し,単純2層モデルを拡張する地区を判別し,より真 実に近い構造モデルを構築する必要がある。

# 謝辞

微動の測定・解析には岩手大学工学部建設環境工学科地下計測学研究室の学生の協力を得た。 日本の重力 CDROM から重力異常を抜き出す際にプログラムを利用させていただいた。記して ここに謝意を表する。

# 参考文献

山本英和,角舘健太,佐野剛,齋藤徳美,郷右近友貴(2006),高密度測定された微動の H/V スペクトル比を利用した盛岡市域の基盤構造の推定(その2),社団法人物理探査学会第 114 回学術講演会講演論文集, pp. 134-137.

鷺坂志織,山本英和,佐野剛(2007),微動の H/V スペクトル比を利用した岩手県北上市の基盤 深度の推定,東北地域災害科学研究,第 43 巻, pp. 45-50.

小松美緒,山本英和,佐野剛(2008),微動の H/V スペクトル比を利用した岩手県花巻市,紫波町,矢巾町の基盤深度の推定,東北地域災害科学研究,第44巻,pp. 45-50.

斎藤正徳、椛沢宏之(1993),成層構造に対する反射率,表面波分散曲線の計算Ⅱ. レイリー波の計算,物理探査,第46巻,4号 pp. 283-298

地質調査総合センター(編) (2004), 日本の重力 CD-ROM 第2版, 数値地質図 P-2, 地質 調査総合センター

# 微動アレー探査による岩手県奥州市における S 波速度構造の推定\*

#### 岩手大学工学部 〇澤木俊哉,山本英和,佐野剛

### 1. はじめに

地震防災において地下構造を明らかにすることは、地震が起こった際の揺れや被害予測を行う上で重要である。S 波速度構造の推定に有効である微動アレー探査は常時微動を利用するため、震源の制約が無く都市部に適した探査法であるといえる。本研究の対象である岩手県奥州市は平成20年岩手・宮城内陸地震で被害を受けた地域であるが、S 波速度データが十分に得られていない。本研究では微動アレー探査を当該地域の4地点で実施しS波速度構造を推定する。また、同時に得られる H/V を併用することで詳細な推定を行う。

### 2. 微動アレー観測

図1に奥州市内での微動アレー観測点を示す。観測点は、西側から順に①胆沢区作屋敷周辺、 ②水沢区佐倉河周辺、③江刺区愛宕小学校周辺、④江刺区江刺第一中学校の4地点とする。南 西-北東断面となるX-X'断面の全長は約10.5kmとなる。円上に配置された地震計の様子(ア レー)の例を図2に示す。今回の観測では、同時に4台の地震計を利用する中心を含む正三角 形型アレー(図2a)と、同時に5台の地震計を利用する中心を含まない正五角形型アレー(図 2b)を用いた。アレーサイズは円の半径、r で示される。微動計はレナルツ社製の LE-3D/5s を、収録器には白山工業製のLS-8000SHを使用した。測定開始直前に GPS により時刻同期を 行った。



 $<sup>^{\</sup>ast}\,$  Estimation of S-wave velocity structures at the area of Oshu City, Iwate Prefecture by using microtremor array technique

by Shunya SAWAKI, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SANO



図 2a 中心を含む正三角形型アレー



図 2b 中心を含まない正五角形型アレー



図 3a 観測された波形例

### 3. S 波速度構造の推定

まず、観測された常時微動の上下動から位相速度 を各アレーごとに算出する。位相速度の算出には微 動を 40.96 秒づつずらした 81.92 秒、または 20.48 秒づつずらした 40.96 秒ごとの区間に分割し、空間 自己相関法や周波数-波数法を利用する。位相速度の 解析可能な波長範囲として、短波長限界は空間エイ リアジングが発生しない最短地震計間隔の 2 倍とし、 長波長限界は最長地震計間隔の 4 倍とした。異なる アレーごとに算出された位相速度が、低周波から高 周波へ連続するように当該地点の位相速度分散曲線 を決定する。ハスケルのマトリクス法により、位相



速度の分散関係を満足するように、2ないし3層の水平層モデルを仮定し,各層のS波速度と 層厚を推定する。さらに、微動の水平動と上下動の比となる H/V を算出して、この H/V が基 本モードレイリー波の振幅比を満足するように、層モデルを微調整する。図3に、観測点①で 実施した 30m アレーの常時微動の波形例と FFT により算出されたスペクトル例を示す。 図4に観測点①における観測結果を示す。この観測点 では、中心を含む正三角形型アレーにより、アレーサイ ズ6m、30m、95m、280m、700mの観測を5展開実施 した。サンプリング間隔は6mアレーで5ms、それ以外 のアレーで10msとした。位相速度は0.27Hzから5.6Hz の周波数帯で、440m/sから2100m/sで得られた。この 観測点ではS波速度構造を3層のモデルで推定した。1 層目はVs460m/s、層厚100m、2層目はVs770m/s、層 厚500m、基盤はVs2600m/s、基盤深度は600m 図. である。





理論値

観測値

0

100

図 4b 観測点①での位相速度 図 4c H/ 図 5 に観測点②における観測結果を示す。この観 測点では、中心を含む正三角形型アレーにより、ア レーサイズ 100m、300m、650m の観測を 3 展開実 施し、サンプリング間隔は全観測で 10ms とした。 位相速度は 0.53Hz から 2.4Hz の周波数帯で、 500m/s から 2300m/s で得られた。この観測点では S 波速度構造を 3 層のモデルで推定した。1 層目は Vs500m/s、層厚 175m、2 層目は Vs770m/s、層厚 100m、基盤は Vs2600m/s、基盤深度は 275m であ る。



図 4a 胆沢区作屋敷周辺でのアレー配置

0



図 5a 水沢区佐倉河周辺でのアレー配置



図 6 に観測点③における観測結果を示す。 この観測点では、中心を含む正三角形型アレ ーにより、アレーサイズ 6m、18m、100m、 300m の観測を2展開実施し、サンプリング 間隔は 6m・18m アレーで 5ms、100m・300m アレーで 10ms とした。位相速度は 1.25Hz から 3.5Hz の周波数帯で、380m/s から 900m/s で得られた。この観測点では S 波速 度構造を2層のモデルで推定した。1層目は Vs385m/s、層厚 120m、基盤は Vs2600m/s、基盤深度は 120m である。



図 6a 江刺区愛宕小学校周辺でのアレー配置









図 7a 江刺区江刺第一中学校でのアレー配置

層厚 77m、基盤は Vs2600m/s、基盤深度は 86m である。

図7に観測点④における観測結果を示す。この 観測点では、中心を含まない正五角形型アレーに

より、アレーサイズ 6m、18m、54m の観測を 3 展開実施し、サンプリング間隔は 6m・18m アレ

ーで 5ms、54m アレーで 10ms とした。位相速度 は 2Hz から 16Hz の周波数帯で、250m/s から 1200m/s で得られた。この観測点ではS波速度構 造を3層のモデルで推定した。1層目は

Vs250m/s、層厚 9m、2 層目は Vs470m/s、



図8は、各観測点ごとに算出された位相速度の分散曲線を示す。S波速度構造を各観測点で 解析した結果、表層のS波速度の値が全地点で約400から500m/sであることから、奥州市に おいて、ほぼ同種の地層が南西部から北東部にかけて、層厚のみを変化させて堆積していると 考えられる。



図9では、各観測点ごとに推定されたS波速度構造を比較する。南西部から北東部にかけて、 基盤深度が浅くなっていく様子がわかる。



図9 各観測点で推定したS波速度構造図

図 10 は観測点ごとに推定した S 波速度構造を利用して作成した、奥州市における地下断面 図である。南西部には Vs770m/s の厚い層があるが、北東部に向かうにつれて薄くなっている。 北東部には表層に Vs250m/s の薄い層があると考えられる。



図 10 岩手県奥州市における X-X'地下構造断面図

# 4. まとめ

岩手県奥州市内で微動観測を行い、2 ないし 3 層のモデルにより S 波速度構造を推定した。奥州市の地下構造は南西部から北東部にかけて基盤深度が浅くなる傾向がある。また、南西部には Vs770m/s の厚い層があり、北東部の表層には Vs250m/s の薄い層があることがわかった。

### 謝辞

微動の測定・解析には岩手大学工学部建設環境工学科地下計測学研究室の学生(畠山和也, 平出愛実,藤田将季)の協力を得た。記してここに謝意を表する。

#### 参考文献

- (1) 熊田修平,山本英和,佐野剛,宮越亜矢子 (2009): 微動アレー探査による北上市におけるS波速度構造の推定,東北地域災害科学研究,第45巻, pp.99-104.
- Haskell, N.A. (1953) : The dispersion of surface waves on multilayered media, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 43, pp. 17-34

# 平成 20 年岩手・宮城内陸地震時の岩手県の震度観測点に

# おける地震動増幅特性\*

#### 岩手大学工学部 〇平出愛実,山本英和,佐野剛

#### 1. はじめに

現在、岩手県に存在する震度観測点に震度計を設置している機関は、岩手県、気象庁、強震 観測網(K-NET)や基盤強震観測網(KiK-net)である。しかし震災時に速報で発表される各地の計 測震度は岩手県、気象庁、K-NET が観測した情報のみである。KiK-net による強震記録や震度 情報は手軽に手に入れることができ、これらを合わせると観測点は県内で 109 箇所ある。この ことから、これら全ての観測点の震度データを利用することはより正確な地盤増幅特性の推定 のために必要であると思われる。

岩手県内の地盤の揺れやすさを定量的に把握するために平成20年岩手・宮城内陸地震の震 度を対象として、K-NET、KiK-net、市町村の震度観測点において、地盤の震度増幅を推定し た。KiK-netの地中観測点の震度を用いて距離減衰式を作成し、計測震度とその式から予測し た震度との差で定義される震度増幅を求め、八幡ほか(2008)による過去の地震の震度増幅と比 較検討した。過去の地震とは、本研究ではプレート内地震である岩手県内陸南部地震(2001)、 プレート内地震である三陸南地震(2003/5)、プレート間地震である十勝沖地震(2003/9)、プレー ト間地震である宮城県沖地震(2005)である。図2に各地震の震央を示す。北から十勝沖地震、 岩手県内陸南部地震、岩手・宮城内陸地震、三陸南地震、宮城県沖地震の震源地の位置を示す。



<sup>\*</sup> Site amplification characteristics at the strong motion observation sites in Iwate Prefecture for the Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008 by Megumi HIRAIDE, Hidekazu YAMAMOTO and Tsuyoshi SANO

#### 2. KiK-net の地中震度を利用した距離減衰式に基づく解析

岩手県内の多数の地点では地表下数 m 程度で Vs1000m/s 以上の岩盤が存在しているため、 片岡・山本(2007)および八幡ほか(2008)にならい、地震ごとに KiK-net の地中震度を対数に近 似し次式を用いて距離減衰式を求めた。

# $y = a \times \log X + b$

y:計測震度, X:震源距離, a, b:回帰係数

KiK-net 距離減衰曲線と各観測点計測震度との関係を図3に示す。横軸が震源距離、縦軸が 計測震度を示しており、曲線で表されるのが作成した KiK-net 距離減衰曲線、点で表されるの が各観測点の計測震度である。



図3 KiK-net 距離減衰曲線と各観測点計測震度との関係

地中データに基づいているため、ほとんどの観測点が減衰曲線を上回っているが、一関東山町 と KiK-net 安代の 2 点が減衰曲線を下回っている。

### 3. 過去の地震との比較

40° 24'N

40° 18'N

40° 12'N

40° 06'N

40° 00'N

39" 54'N 39° 48'N

39° 42'N

39° 36'N

39° 24'N 39° 18'N

39° 12'N 39° 06'N 39° 00'N

38° 54'N

38° 48'N

今回の地震の震度増幅を八幡ほか(2008)の卒論を基に過去の地震の震度増幅と比較した。各 観測地点の震度増幅を表したものが図4である。円が大きくなるほど震度増幅が大きいことを 示している。沿岸の一部、二戸市と洋野町、旧玉山村地区、北上川沿いの内陸南部にかけて共 に増幅が大きくなっていることが判明した。過去の地震の震度増幅を図5に示す。過去の地震 のなかでは三陸南地震(2003/5)と宮城県沖地震(2005)が比較的今回の地震と傾向が似ていると 思われる。沿岸に比べ内陸が近い値を示している。また、地震のタイプに注目すると、三陸南 地震はプレート内地震であり、宮城県沖地震はプレート間地震である。ここで、岩手・宮城内 陸地震は地殻内地震であることから、これら3つの地震のタイプはそれぞれ異なる。このこと から、一見震度増幅には地震のタイプは影響しないと考えられる。



65

### 4. 微地形区分による表層地盤増幅率との比較

微地形区分から求められた 2009 年に更新された表層地盤増幅率を岩手・宮城内陸地震の震 度増幅とともに図6に示す。震度増幅と比較してみると北上川沿いの内陸南部一帯にかけては 大きく、北上山地内では小さな値を示すなど、ほぼ一致しているが、二戸市や洋野町,旧玉山 村など一致していない観測点も多数見られることが判明した。このことから、岩手県において は震度増幅特性を微地形区分からのみ判断するのは困難であることが判明した。



図6 岩手・宮城内陸地震の震度増幅と表層地盤増幅率との比較

#### 5. 地震による震度増幅の差異

観測点における地震ごとの震度増幅の差異を考察する。各観測点の震度増幅の平均値は 1.03 である。図7に特徴的だった観測点の地震ごとの震度増幅を示す。左から 2008 年 6 月の岩手・ 宮城内陸地震、2003 年 5 月の三陸南地震、2005 年の宮城県沖地震、2001 年の岩手県内陸南部 地震、2003 年 9 月の十勝沖地震である。KiK-net 玉山は全ての地震で大きな値を記録し、 KiK-net 葛巻は小さな値を記録した観測点である。気象庁が震度計を移設している洋野町大野 なども大きな震度増幅を示した。これら以外に震度増幅の平均値が大きな値を示した観測点と して、平均値が 1.82 の KiK-net 二戸東、1.96 の南矢幅、1.66 の K-NET 藪川、1.65 の K-NET 北上がある。(図8) 震度増幅が常に大きい観測点のうち、KiK-net 玉山のようにまだ検討され ていない観測点も多数ある。



図7 KiK-net 玉山、KiK-net 葛巻、岩手洋野町大野における地震ごとの震度増幅



図8 KiK-net 二戸東、矢巾町南矢幅、K-NET 藪川、K-NET 北上における地震ごとの震度増幅

### 6. 震度増幅による観測点の分類

岩手県内の観測点では、震度増幅の大小が 同一の傾向の観測点と異なる観測点とに分類 することができる。各観測点で、過去の地震 のなかで最大の震度増幅を示す地震を、地震 のタイプ別に分類し色分けしたものを図9に 示す。

沿岸には地殻内地震で震度増幅の最大を記 録した観測点が分布し、岩手県の中心にプレー ト内地震、それを囲むようにプレート間地震で 最大を記録した観測点が分布しているように見 受けられる。



図9 最大の震度増幅を示す地震のタイプ

#### 7.まとめ

震度増幅は北上川沿いの内陸南部では大きく、北上山地内では小さい値を示し、表層地盤増幅と対応している地域もあるが、県北部や旧玉山村のように対応していない地域もあり、岩手県においては震度増幅特性を微地形区分のみから判断するのは困難な箇所があることが判明した。震度増幅が常に大きい観測点のうち、既に震度計が移設された観測点はあるが、まだ検討されていない観測点もある。岩手県内の観測点では、震度増幅の大小が同一の傾向の観測点と異なる観測点とに分類することができる。

#### 謝辞

本研究では防災科学技術研究所の強震ネットワーク(K-NET)ならびに基盤強震観測網 (KiK-net)のデータを利用させていただいた。記してここに謝意を表する。

# 参考文献

(1) 気象庁ホームページ: 地震・火山月報(防災編)

http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/gaikyo/index.html

(2)防災科学技術研究所:基盤強震観測網(KiK-net)ホームページ

http://www.kik.bosai.go.jp/kik/

(3)防災科学技術研究所:強震ネットワーク(K-NET)ホームページ

http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/

(4) 地震調査研究推進本部: 地震ハザードステーション: 表層地盤増幅率:

http://www.j-shis.bosai.go.jp/

- (5) 片岡俊一・山本博昭(2007): 地震動記録に基づく青森県内の強震観測点サイト増幅度、 日本地震工学会論文集、第7巻、第2号(特集号)、pp. 110-129
- (6)八幡邦哉、山本英和、佐野剛(2008):岩手県の震度観測点における地震動増幅特性東北地 域災害科学研究、
  44巻、pp.51-56.

# 奥州市衣川総合支所における臨時地震観測\*

弘前大学	片岡俊一
岩手大学	山本英和
岩手大学	佐野 剛

弘前大学 上原子晶久

### 1. はじめに

2008年岩手・宮城内陸地震の最大震度は6強であり,奥州市衣川区ともう1地点で観測された.本震の記録は残っていないが,震度6強であった地点の地盤震動特性を理解することは, 震源近傍の地震動特性を知る上で重要であると考えられる.また,震度計センサー設置地点の ごく近傍の振動特性が震度をやや大きくした可能性も指摘されおり<sup>1)</sup>,このことに関する観測に 基づいた知見を得ることも重要であろう.さらに,この観測点は奥州市衣川総合支所の敷地内に あり,その庁舎の応答性状を知ることも有意義である.そこで,地盤震動特性,また庁舎の応答 特性を知るために臨時地震観測を行った.ここでは,観測状況を報告し,得られた観測記録の 一例を紹介する.

# 2. 観測概要

# 2.1 衣川総合支所および周辺の状況

衣川総合支所周辺の状況 を簡単にまとめる.詳細は文 献1)に記されている.支所 は尾根の上に位置し,三方 を法面で囲まれている.岩手 県が設置した震度計のセン サー部分は,高さ約5mの法 面の法肩から4.3m離れた位 置にある.建物からの距離は 1.8mほどである.震度計セ ンサーが設置されている地 盤は,周辺の状況から考え て,自然地盤であろう.

衣川総合支所の建物は昭 和39年に建設された直接基 礎, RC 造3階建ての建物で あり,3階部分は1スパン分



\* Temporal strong ground motion observation at the Koromogawa branch government office, Oshu city by Shunichi KATAOKA, Hidekazu YAMAMOTO, Tsuyoshi SANO and Akihisa KAMIHARAKO

セットバックしている.1階と3階の平面図を図1,図2にそれぞれ示す.この建物の構造図面は 現存せず,図1および図2は内部改装の際に作成された図をもとに作成した。図の上側が玄関 であり、下側の屋外に震度計センサーが設置されている.なお、建物の長手方向の方位は図面 の上向きが N55E である.

# 2.2 臨時地震観測

1階と3階に各1台の地震計を設置して臨時地震観測を行った.地震計設置場所と地震計の 向きも図1と図2に記した、2台の地震計は同期させておらず、時刻校正も行っていない、さらに、 地震計の仕様のために1階と3階では地震計の向きも異なり、X方向と上下方向は逆向きであ る.

1階に設置した地震計は、電気の便と降雨対策を考え、当初から室内に設置することを考えて いた.設置場所の制約から玄関に近い場所であり、県が設置した震度計からは建物分離れてい ることになる.しかしながら、気象庁が7月2日から臨時震度観測を玄関脇で開始した<sup>2)</sup>ために、 結果的に気象庁震度計の近傍での観測となった.

地震計は応用地震計測社製の E-キャッチャーであり, トリガーレベルは 5cm/s<sup>2</sup>とした. この地 震計の場合,遅延時間は15秒で固定である.観測は地震の

翌日から開始し, 12月10日に終了した.

3階には,東京測振製のネットワークセンサー CV373を設 置した. トリガーレベルは 2cm/s<sup>2</sup>とし, 遅延時間を 15 秒とした. 地震計手配の都合から,観測開始は1階の設置時点から11 日遅れ、6月26日から観測を開始した.観測を終了したのは 1 階の地震計と同じ 12 月 10 日である. この地震計は電源が 切れると初期化され,保存データは消えてしまう.今回は無停 電装置が準備できなかったため、少なくとも2回の停電により、 地震計が起動した正しい時間が分かるものは,8月3日まで である.



# 3. 観測結果

# 3.1 概要

1階で観測された地震は53を数える.観測した地震の諸元 と気象庁発表の震度および震源距離を整理して表1に示す.

これをもとに、観測した地震 の震央を本震の震央と併せて 図3に示す.また観測した地 震のマグニチュードと震源距 離を図4に示す.これらの図 表から,今回観測できた地震 は,余震が多いものの,遠方 で起きた規模の大きいものも 含まれることが分かる.



Focal Depth (km)

図3 観測された地震の震央およ び本震の震央(星)と観測点 三 鱼 ) (


観測された地震記録の震度を気象庁発表のもので整理した.結果を図5に示す.多くの地震 動記録は震度2以下であり,震度3以上は3記録しかないことが分かる.最大震度は7月24日 の岩手県沿岸北部の地震による4.9であり,それに続くものは6月16日23:14に起きた最大余 震による4.4である.

3階に設置した地震計では,停電により再起動,初期化が行われ,観測期間の後半は正しい 起動時間が不明である.観測期間の前半で1階の記録と対応するものは23地震であり,これを 含め,88個の地震動らしい記録が得られた.

#### 3.2 観測例

観測例の一つとして、最大余震(*M:5.8*)の波形を図6に示し、そのフーリエスペクトルを図7に 示す.フーリエスペクトルはデータ先頭から20.48秒間を用い、バンド幅0.3HzのParzenウィン ドウで平滑化している.図を見ると、余震らしくS-P時間が短い.最大値は図に示してあるが、短 手方向(図ではTrans.)の最大値が長手方法(図ではLongi.)よりも2倍程度大きい.また、主 要動の後にやや振幅が大きい位相が見られる.フーリエスペクトルを見ると、広い範囲で短手方 向が長手方向よりも優勢であり、特に3~4Hzの成分に卓越が見られる.玄関の前で計測した 微小地震記録では3~4Hzの成分が卓越しており<sup>1)</sup>、これが地盤の卓越振動数とも思われる. なお、この地震の際には、まだ3階に地震計を設置していない.

さらに, 観測期間中で最大の加速度を記録した7月24日に岩手県沿岸北部で起きた地震の





図9 岩手県沿岸北部の地震の加速度記録のフーリエスペクトル

1階と3階の記録を図8に示す.この地震は,遠方で起きた地震であり,S-P時間が長い.また, 最大値は水平2成分で大差なく,1階では200cm/s<sup>2</sup>を超えている.3階の最大値は1階のそれ の大凡2倍程度になっている.

図9に加速度記録のフーリエスペクトルを示す.解析区間は主要動を挟み約40秒間とし,バンド幅0.3HzのParzenウィンドにより平滑化を行っている.1階の水平動のスペクトルは4Hzを中心に比較的広い振動数範囲が卓越している.4Hzを卓越振動数と見ると,最大余震と変わらない.一方,3階のそれは水平動では2Hz付近で卓越が見られる.地震計を撤収する際に,2台の地震計の位置で同時に微動計測を行ったが,それから想定される固有振動数は長手方向が3.4Hz,短手方向が4.1Hzであった.それに比べて,卓越振動数はだいぶ小さく2Hz程度になっている.このことは,固有振動数の振幅依存性を表していると考えている.

#### 4. 震度の比較

2008年岩手・宮城内陸地震の際に気象庁が発表した震度6強は,岩手県が設置した震度計 によるものである.この震度計のセンサーの設置位置が法面に近いために庁舎の玄関周辺に比 べ地震動がやや大きい可能性が高い<sup>1)</sup>.そこで,臨時地震観測で得られた計測震度と気象庁が 発表した計測震度とを比較した.ただし,岩手県が設置した震度計は,詳細な調査によりセンサー 基礎の周辺に隙間があることが分かったので,7月2日18:00以降利用されておらず,それ以 降は気象庁が庁舎内に設置した震度計の震度が発表されている<sup>2)</sup>.そこで,比較は7月2日以 前と以降で区分して比較した.その結果を図10に示す.7月2日以前では20地震で比較が可 能である.実際には,震度計を移設した訳ではないが,説明上7月2日以前,以降をそれぞれ 移設以前,移設以降と呼ぶ

ことにする.

図10(a)を見ると移設以前 では,低い震度でばらつき が大きいが,2つの地震計 から算出された計測震度は 系統的に異なっているように 見える.そこで,両者の計測 震度の差を求め,その平均 を取ると0.37になり,標準 偏差は0.17となった.また,



図 10 気象庁発表の計測震度と臨時観測の地震計から算出した計測 震度との比較.(a)県設置が設置した震度計との比較(7月2日以前),(b)気象庁が設置した震度計との比較

$$I^{EC} = 0.98 I^{pref} - 0.32 \tag{1}$$

ここで, *I<sup>EC</sup>* が臨時観測の地震計の計測震度, *I<sup>pref</sup>* が気象庁発表の計測震度である.ただし,計測震度が最も大きなものについては,気象庁発表値が4.4,臨時地震観測の結果は4.2 であり,差は0.2となる.つまり,平均よりも差が小さく,回帰直線よりも1:1の関係に近い.

一方,移設後は両者の違いは小さく,ほぼ1:1の関係になっている.計測震度の差の平均値 は0となった.両者の関係を線形回帰した結果は,式(2)のようになっている.

$$I^{EC} = 0.95 I^{JMA} + 0.14 \tag{2}$$

臨時観測で用いた E-キャッチャーは本来, 震度3程度以上の強い揺れを対象としており<sup>3)</sup>, 震度2以下では算出される計測震度に疑問が残っていた.しかしながら, そのようなことはなく, 低 震度でも E-キャッチャーの記録から算出される計測震度はそれなりの精度を有していると判断 できよう.

岩手・宮城内陸地震の際の衣川観測点の計測震度は6.1であり,差の平均あるいは回帰式 (1)を用いると,玄関位置では5.7となる.また,移設以前の最大震度の差がそのまま本震時に も保たれていたと考えても,玄関位置の計測震度は5.9となる.気象庁が指摘した基礎周辺の 隙間がこの差に影響を及ぼしている可能性もあるが,今回比較して得られた関係が本震時でも 成り立つとすると,本震時の玄関位置の震度は6弱となることが分かる.

#### 5. まとめ

半年間の観測の結果,最大余震を始め,53 個の地震を観測することができた.遠方で起きた やや規模の大きい地震もあるが,観測されたものの大半は余震である.観測された震度は気象 庁の発表値では,岩手県沿岸北部の地震(M6.8)による4.9 が最大であった.

公表されている震度と今回の臨時地震観測から得られる震度とを比較すると,震度6強を観測 した地点の震度は,臨時地震観測地点よりもやや大きかった.比較した結果の関係が本震時で の成り立つとすると,本震時では震度6弱であったことになる.

#### 謝辞

臨時地震観測にあたっては,奥州市衣川総合支所総務企画課の若槻寛康主任をはじめ,総 合支所の皆様に協力頂いた.この調査は北東北国立3大学連携推進研究プロジェクトの一環と して行った.記して謝意を示す.

# 参考文献

- 片岡俊一,山本英和,上原子晶久,佐野剛:衣川震度観測点に関する調査報告,東北地域 災害科学研究,45,105-110,2009.
- 2) 気象庁:奥州市衣川区の臨時の震度計設置について,報道発表資料,平成20年7月2日.
- 3) 小出栄治,福和伸夫,正木和明,原徹夫,太田賢治,糸魚川貢一:建物観測のためのインター

					震央	(緯	度)	震央(縦	E度)	震源深さ	規模	震源距離	発表	3Fの観測
No.			時間	震央地名	度		分	度	分	(km)	(M)	(km)	震度	データ
1	2008	06/16	2:36 岩	手県内陸南部		39	8.6	140	55.9	10	4.4	19	2.6	×
2	2008	06/16	13:35 岩	手県内陸南部		39	6.2	140	55.4	12	4.1	19	2.2	×
3	2008	06/16	13:56 岩	手県内陸南部		39	0.4	140	47.5	10	3.9	26	1.8	×
4	2008	06/16		手県内陸南部		38	59.8	140	50.4	11	5.3	23	4.4	×
5	2008	06/17	0:59 利	田県内陸南部		39	3.6	140	46.1	12	4.1	29	1.8	×
6	2008	06/17	3:02 ⊭	手県内陸南部		39	3.9	140	57.7	10	3.2	14	2.2	×
7	2008	06/17	3:23 岩	手県内陸南部		39	5.4	140	56.0	11	4.2	17	2.7	×
8	2008	06/17	4.05 岩	手具内陸南部		39	81	140	56.5	11	4.6	19	3.0	×
9	2008	06/17	21·30 ⊭	手具内陸南部		39	6.4	140	56.4	11	4 1	17	21	×
10	2008	06/18	16:55 \	手具内陸南部		39	2.3	140	51.8	12	4.5	21	29	×
11	2008	06/18	17·05 岩	手具内陸南部		39	2.3	140	55.8	12	4.5	17	11	×
12	2008	06/18	18.04 岩	411月11日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日		39	6.0	140	55.8	12	4.5	18	33	×
13	2000	06/18	10.04 <del>2</del> 23·55 <del>学</del>	4.11年月11日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日		39	29	140	53.4	12	4.0	20	1 9	×
14	2000	06/21	20.00 <del>2</del> 1·55 学	- 千個 内 陆 古 如		30	10.3	1/10	57 A	10	4.0	20	1.0	×
15	2000	06/22	11.00 2	子乐的性闲即		38	56.2	1/0	53.1	8	4.0	20	2.4	×
16	2000	06/26	12.00 左	1 于 宗 内 座 用 即		30	2.4	140	53.6	11	3.5	10	2.4	Ô
10	2000	00/20	15.51	1 于 宗 内 座 用 即		20	4.4	140	50.0	7	3.5	10	1. <del>4</del> 2.4	. 0
10	2000	06/20	15.51 石	5 于 県 内 座 角 部		29	4.9	140	JO.Z	7	4.0	12	0.1 2.4	0
10	2000	06/29	10:03 논	出现宗北部		30 20	23.1	140	44.0 56.0	1	4.3	34	Z.4	0
19	2006	06/30	14:13 元	5于県内陸用部		39	4.7	140	50.2	9	3.3	CI 44	1.0	0
20	2008	06/30	22:25 元	· 手県内陸南部		39	4.3	140	57.5	9	3.2	14	1.0	0
21	2008	07/03	21:30 元	· 手県内陸南部		39	2.4	140	51.6	10	3.3	21	0.9	Ö
22	2008	07/05	13:14 7	手県内陸南部		39	6.5	140	56.9	9	4.0	16	1.3	0
23	2008	07/05	14:21 岩	手県内陸南部		39	3.9	140	56.9	9	4.0	14	2.5	O O
24	2008	07/07	15:14 岩	手県内陸南部		39	2.1	140	53.2	10	4.0	19	2.4	· ()
25	2008	07/11	21:16 岩	手県内陸南部		39	5.8	140	55.7	10	3.2	17	1.0	0
26	2008	07/12	8:06 岩	手県内陸南部		39	10.4	140	50.6	8	4.4	26	1.7	0
27	2008	07/14	23:56 岩	手県内陸南部		39	8.0	140	53.9	11	4.3	21	1.9	0
28	2008	07/15	17:42 岩	手県内陸南部		39	5.6	140	56.4	10	2.8	16	1.0	0
29	2008	07/19	11:39 福	畐島県沖		37	31.2	142	15.8	32	6.9	201	2.5	0
30	2008	07/19	13:09 岩	手県内陸南部		39	6.4	140	51.1	12	4.2	23	1.6	0
31	2008	07/20	3:58 岩	手県内陸南部		39	6.2	140	50.4	12	3.9	24	2.0	0
32	2008	07/21	20:30 福	富島県沖		37	8.1	142	20.4	27	6.1	241	1.7	0
33	2008	07/23	12:54 岩	手県内陸南部		38	59.7	140	51.6	10	4.2	21	2.1	0
34	2008	07/24	0:26 岩	;手県沿岸北部		39	43.9	141	38.1	108	6.8	141	4.9	0
35	2008	07/24	11:27 岩	手県沿岸北部		39	37.2	141	31.3	112	4.8	135	1.8	0
36	2008	07/29	16:27 岩	手県内陸南部		39	3.7	140	51.6	10	4.3	21	2.2	0
37	2008	07/29	16:35 岩	手県内陸南部		39	3.7	140	51.7	10	4.6	21	3.1	0
38	2008	07/30	8:15 岩	手県内陸南部		39	3.1	140	51.9	9	3.5	20	1.2	Ō
39	2008	08/22	15:02 ⊭	手県内陸南部		39	8.0	140	55.9	10	4.1	19	1.7	×
40	2008	08/25		手県内陸南部		39	6.6	140	56.3	8	3.1	16	1.2	×
41	2008	09/02	18:35 岩	手県内陸南部		39	9.9	140	50.9	6	4.4	24	1.9	×
42	2008	09/07	8:58 岩	手具内陸南部		39	3.7	140	51.7	7	3.4	19	1.4	×
43	2008	09/14	19:10 岩	手具内陸南部		39	3.2	140	50.7	6	3.4	20	0.9	×
44	2008	09/15	1.05 室	2. 城區北部		38	53.7	140	56.3	8	39	21	1 9	×
45	2000	09/17	1.00 日	「「「「」」の「「」」の「」。		39	5.7	140	56.2	q	33	16	1.3	×
46	2008	09/24	8.43 ਵ	「「」」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「」		38	58.2	141	39.5	9 73	0.5 4 ع	0 0	1.0	×
40	2000	09/24	0.43 mm 15·04 空	「城県」中		30	52 /	141	51.6	13	4.5	90 27	1.4	× ×
41 19	2000	10/09	10.04 논 19·07 브	「「「「「「「」」」。		30	10	140	55.0	0	4.1	21	1.9	×
40	2000	10/00	10.07 石	1 于 宗 的 陛 用 即		39 20	4.0	140	50.2	8	ა. <del>ა</del>	10	1.2	× ×
49	2008 2008	10/10	0.28 元	コナ県内陸用部		<u>ა</u> 9	3.0	140	54.4	8 7	ა.ა ე ∢	16	1.2	×
50	2008	10/12	19:22 元	5		39	3.3	140	50.6	1	3.1	21	1.3	×
51	2008	10/28	7:53 元	于宗内腔用部		39	0.4	140	51.5	11	3.7	23	1.1	×
52	2008	10/30	0:48 注	いいいので、「「「「」」の「「」」で、「」」の「「」」の「」」の「」」の「」」の「」」の「」」の「」」の「」」の「」		38	2.7	141	43.9	86	5.1	151	2.1	×
53	2008	11/04	4:06 岩	于果内陸南部		39	3.0	140	52.8	9	4.1	19	1.4	×

ネット活用型低コスト地震計の開発,日本建築学会技術報告集,第23号,453-458,2006.

# 秋田市におけるやや長周期微動観測に基づく深層地盤構造の推定\*

秋田工業高等専門学校 環境都市工学科 水田 敏彦 秋田工業高等専門学校 専攻科 安田 祐輔

# 1. はじめに

長大構造物などに影響を及ぼす周期1秒以上のやや長周期地震動の特性は、厚い堆積層の構造による影響を 受けていることが明らかになっており、その構造を知ることは重要である。しかし、秋田市ではS波速度構造 を対象とした深層地盤構造調査はあまり行われていない。そこで本研究では、秋田市を対象にやや長周期微動 のアレイ観測と移動観測を併用し、深層地盤構造の基礎資料を得ること目的としている。アレイ観測について は、得られた結果から周波数-波数スペクトル解析法<sup>1)</sup>を用いて位相速度を求め、遺伝的アルゴリズム<sup>2)</sup>(以 下 GA と略記する)を用い、S 波速度構造を推定した。また、移動観測については H/V スペクトルを求め、そ の卓越周期から秋田市の深層地盤構造の空間分布を推定した。

# 2. アレイ観測の概要と記録の分析

#### 2.1 アレイ観測の概要

秋田市におけるやや長周期微動のアレイ観測は、図1に示す秋田市山王(秋田地方気象台)を中心に行った。 観測方法は最大地震計間隔約7.8kmの大アレイ、約1.2kmの中アレイと約0.4kmの小アレイについて7点同時 観測を100Hz サンプリングで大アレイは90分間、中アレイは50分間、小アレイは25分間行った。図2に観 測点の配置を、表1に観測点のリストを示す。



\* Estimation of deep underground sediments structure by microtremor measurement in Akita City

by Toshihiko MIZUTA and Yusuke YASUDA

	小アレイ			中アレイ			大アレイ	
観測地点	緯度	経度	観測地点	緯度	経度	観測地点	緯度	経度
С	39.7146	140.1031	С	39.7146	140. 1031	С	39.7146	140. 1031
S1	39.7142	140.1007	M1	39.7123	140.0979	L1	39.7464	140. 1089
S2	39.7169	140.1020	M2	39.7203	140. 1015	L2	39.6954	140. 1270
S3	39.7147	140.1053	M3	39.7138	140. 1093	L3	39. 7182	140.0605
S4	39.7120	140.1038	M4	39.7046	140.1046	L4	39.7349	140. 0863
S5	39.7166	140.0988	M5	39.7184	140.0893	L5	39.7195	140. 1165
S6	39.7176	140.1064	M6	39.7217	140.1146	L6	39. 7028	140. 0947

表1 微動アレイ観測点のリスト

## 2.2 秋田市山王で推定された位相速度

位相速度の推定には周波数-波数スペクトル解析法 を用いた。解析では得られた速度データを163.84秒間 ごとに分割し、各データセットに対して周波数-波数 スペクトルを計算することで位相速度を求めている。 また、アレイサイズに依存する解析可能なレイリー波 の波長範囲の目安として、MATSUSHIMA AND OKADA<sup>3)</sup>を 参考にして、最大波長は最大観測点間隔の約3倍、最 小波長は最小観測点間隔の約2倍程度までとした。秋 田市山王において得られた位相速度の分散曲線を図3 に示す。位相速度は分散性を示しており、レイリー波 であると考えられる。



図3 秋田市山王で推定された位相速度

#### 3. 移動観測の概要と記録の分析

3.1 秋田市におけるやや長周期微動の安定性と振動源

長周期微動は、波浪等の自然要因に大きく影響を受けることが既に報告されている<sup>候は4)</sup>。そこで、波浪と 微動の時間変化について比較・検討を行った。図4に定点観測点である秋田市飯島(秋田高専)の位置を●印 で示す。定点観測点は日本海側から内陸に約3.5 kmの位置にあり、アレイ観測点の位置も併せて★印で示して いる。定点観測は2007年6月から2008年6月まで、4時間毎(0,4,8,12,16,20時)に30分間ずつ、1年間 にわたって行った。

微動計は、べた基礎平屋建て倉庫内のコンクリート床上に設置し、(株)東京測振社製固有周期 10 秒のサー ボ型速度計(VSE15D)を使用、サンプリング 100Hz、30 分間、東西、南北、上下の 3 成分について観測を行っ た。スペクトル解析は、観測した記録 163 秒を 1 セグメントとして、ノイズの少ない 5 セグメントを選んで、 その平均のよって評価を行う。また、比較する海洋波浪の情報はインターネット上で公開されている国土交通 省港湾局全国港湾海洋波浪情報網<sup>5)</sup>(ナウファス)の「秋田」における波の周期、波高を利用した。なお、2007 年 12 月から 4 月までは観測機材の故障により欠測し、その期間の波の周期、波高の情報は公開されていない。



図4 微動の定点観測点位置

2008 年 5 月における波浪(波の周期、波高)とフーリエスペクトル(周期、振幅)の変化を図 5 に、2007 年 6 月から 2008 年 6 月における波浪とフーリエスペクトルの変化を図 6 に示す。波の周期と波高は横軸に時間、左の縦軸に波の周期(s)と波高(m)として折れ線グラフで示す。フーリエスペクトルは横軸に時間、右 の縦軸にフーリエスペクトルの周期として、色はフーリエスペクトルの振幅を表す。赤になるほど振幅が大き く、白になるほど振幅が小さくなる。なお、フーリエスペクトルの縦軸は左側波浪の縦軸の半分となっている。 図 5 をみると 5 月 6 日、16 日、21 日において急激に波高が高くなり、波の周期も 5 秒~9 秒程度に長くなっ ている。これらに比例して、フーリエ振幅とピーク値も大きくなっており、強い相関がみられる。



図5 2008年5月における波浪(波の周期、波高)とフーリエスペクトル(周期、振幅)の変化



図6 2007年6月から2008年6月における波浪とフーリエスペクトルの変化

また、図6をみると10月から3月にかけてフーリエ振幅の周期2s以上で振幅が大きくなっている。これは 冬季に日本海が荒れるため振動源が大きくなったためだと考えられる。これらのことから、波浪の変化に比例 して、フーリエ振幅と卓越周期(波の周期の1/2程度)に強い相関がみられ、秋田市における周期1秒~4秒 付近の微動は日本海の波浪が主な振動源と思われる。一方、H/Vスペクトルについては、一年を通して変化が ほとんど無く、移動観測についてはH/Vスペクトルから地盤構造を推定することとした。

# 3.2 微動の移動観測

移動観測は、図7に示すAB測線上の秋田市内6地点で観測を行った。なお、地質および重力異常も併せて示している。秋田市に各 観測点については定点観測と同じ機材を使用し、サンプリング100Hz、 30分間、東西、南北、上下の3成分について観測を行った。フーリ エスペクトルは定点観測と同様の方法で求め、水平成分の相乗平均 を上下成分で除してH/V スペクトルを算出した。

移動観測によって得られた各観測点のH/V スペクトルについては、 山側の観測点である観測点1と観測点2で1秒前後と2秒前後でピ ーク周期がみられた。また、平野部の観測点については、観測点3 から観測点5では1秒~1.5秒と2秒~3秒付近でピーク周期が表れ、 観測点6では周期2秒と周期4秒付近でピーク周期がみられた。



図7 移動観測点の位置

# 4. 秋田市における微動観測に基づく深層地盤構造の推定

4.1 位相速度の逆解析によるS波速度構造の推定

アレイ観測から得られた位相速度に対して GA による逆解析を行 い、S 波速度構造の推定を行った。逆解析では、水平成層での基本 モードのレイリー波を仮定し、秋田市における層構造として、地質 図を参考に第四紀層と5つの第三紀層からなる6層モデルを仮定し た。また、P 波速度は狐崎・他<sup>6)</sup>による経験式によってS波速度と 連動させ、密度は各層で一定とした。

推定されたS波速度構造を図8および表2に示す。逆解析結果については、沖積層~笹岡層相当でS波速度0.78km/s、天徳寺層相当

(シルト岩)で1.28km/s、船川層相当(凝灰岩)で1.69 km/s、その下部の女川層相当(泥岩)については2.34km/s、砂小渕層相当(玄 武岩)については3.00 km/s、太平山花崗岩類相当(花崗岩)につ いては3.95 km/sとなった。地震基盤(3 km/s)までの深さについ ては約1.7kmである。また図9は、観測された位相速度と図8のS 波速度構造モデルに対するレイリー波の基本モードの位相速度が比 較されている。逆解析されたモデルに対する理論位相速度とよく一 致した結果が得られている。

4.2 微動のH/V スペクトルに基づく深層地盤構造の推定

図10にS波速度構造から求めたレイリー波基本モードの理論 H/V スペクトルと同観測点で観測された微動観測によるH/V スペク トルを示す。理論値の形状は観測と全般的な傾向は概ね一致し、そ の値が最大となる周期は理論値で約3秒、観測値で約3.5秒と理論 値が0.5秒程度小さくなっている。以上の結果を踏まえ、移動観測 によって得られた微動のH/V スペクトルに基づいて秋田市の深層地 盤の空間分布を推定した。移動観測によって得られた微動のH/V ス ペクトルの位置的変化を線形補完して図11に示す。縦軸は周期、 横軸は距離(km)、スペクトル比の大小は色の濃淡により表示し、ピ ーク周期の位置を〇で示している。観測点1から6の間で、H/V ス





地質	年代	地層	主な岩質	P波速度(km/s)	S波速度(km/s)	密度(g/cm3)	H(m)
第四紀	完新世	沖積層	LOAR				
		段丘堆積物					
	更新世	潟西層	泥・砂・礫・砂石	2.16	0.78	1.9	320
		高岡層					
新第二纪		笹岡層					
初 ⁄ 카 — 心	제 써 뜨	天徳寺層	シルト岩	2.71	1.28	1.90	350
		船川層	凝灰岩	3.17	1.69	2.00	720
	中新世	女川層	泥岩	3.89	2.34	2.20	290
		砂小渕層	玄武岩	4.62	3.00	2.40	450
新第	新第三紀		花崗岩	5.67	3.95	2.60	8

## 表2 秋田市山王において推定されたS波速度構造



ペクトルのピーク周期が2秒から4秒程度へ、山側から海側に向かうほど周期が長くなることが確認された。

## 5. まとめ

秋田市を対象に、深層地盤構造の基礎資料を得ること目的とし、微動のアレイ観測と移動観測を行った。微 動のアレイ観測では、観測された速度記録から周波数-波数スペクトル解析法を用いて位相速度を求め、GA による逆解析によりS波速度構造を推定した。微動の移動観測では、H/Vスペクトルを求めその分布から秋田 市の深層地盤構造の空間分布を検討した。

# 謝辞

本研究のアレイ観測およびその解析は、東京工業大学の山中浩明准教授、元木健太郎助教、鹿島建設技術研 究所の大保直人氏、株式会社アルテスの比嘉泰雄氏、秋田高専の学生諸氏からご協力いただきました。また本 研究の一部は、科学研究費補助金・基盤研究(A)(2)(代表者 瀬尾和大 14205081)により実施いたしました。 ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) Capon. : High-resolution frequency-wave number spectral analysis, Proc. IEEE. vol. 57, pp. 1408-1419, 1969.
- 山中浩明・石田寛:遺伝的アルゴリズムによる位相速度の逆解析、日本建築学会構造系論文集、No. 468、 pp. 9–17、1995.
- Matsushima T., and H. Okada: determination of deep geological structures under urban areas using long-period microtremors, Butsuri-Tansa, vol.43, No.1, pp. 21-33, 1990.
- 4) 小林喜久二:やや長周期微動の基礎的性質と地下構造推定への応用、第 17 回地盤震動シンポジウム、 pp. 19-30 、1989.
- 5) 国土交通省港湾局 全国港湾海洋波浪情報網 (ナウファス) http://www.mlit.go.jp/kowan/nowphas/index.html
- 6) 狐崎長琅・後藤典俊・小林芳正・井川猛・堀家正則・斎藤徳美・黒田徹・山根一修・奥住宏一:地震動予 測のための深層地盤 P・S 波速度の推定、自然災害科学、9-3、pp. 1-17、1990.

# 衛星通信回線を利用したリアルタイム地震動伝達に関する研究\*

東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター 柴山明寛

# 総務省消防庁消防大学校消防研究センター 細川直史

- 東北大学大学院工学研究科建築学専攻 三辻和弥
- 東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター 大野 晋

#### 東北大学大学院工学研究科災害制御研究センター 源栄正人

# 1. はじめに

大規模地震災害では、本震による直接被害だけではなく、余震による2次災害にも注意が必要である.特に 救援救助活動を行う消防隊員などは、危険な場所で作業をしなくてはならず、余震による怪我や生き埋めなど の危険に常にさらされている.余震をいち早く把握するためには、既存の地震観測網からの余震情報と現場に テンポラリーに設置する P 波検知システムがある.前者は、本震の被害により通信途絶などが起る可能性が あり、余震情報を伝えられない可能性がある.後者に関しては、P 波到達から S 波到達までの余裕時間があま り取れない欠点がある.

そこで本実験では、既存の通信網の通信途絶を想定した衛星通信回線を用いた地震動波形データの伝達の検 証を行う.また、本実験では、次世代地震観測網を想定して、リアルタイムに地震動波形を伝達する実験を行う.

#### 2. 実験概要

# 2.1 実験概要

本実験では、東北大学大学院工学研究科附属災害制御研究センターが運用している地震観測点の一つである 石巻市牡鹿総合支所の観測点<sup>11</sup>から技術試験衛星の ETS-VIII を経由して東北大学青葉山キャンパス総合研究 棟まで地震動波形を伝達する実験を行った.石巻市牡鹿総合支所の観測点は、30 年以内に地震が発生する確 率が 99%と最も高い宮城県沖地震<sup>20</sup>の震源から最も近い陸地に位置しており、宮城県沖地震発生後に最も早く 地震発生情報を送ることが可能な場所である.この石巻市牡鹿総合支所の観測点からリアルタイムに観測した 地震動波形データを時々刻々と東北大学総合研究棟までリアルタイムに地震動波形を伝送させる実験を行い、 衛星通信で可能なデータ転送量、及び通信遅延の度合いの検証を行った.

# 2. 2 技術試験衛星 ETS-VIII (きく 8 号) の概要

技術試験衛星 ETS-VIII(きく8号)は、災害時の利活用等を目的に2006 年末に独立行政法人宇宙航空研究開 発機構(JAXA)が打ち上げた技術試験衛星である. ETS-VIII は、通信機能と高精度時刻基準装置を用いた測位 が可能であり、山間部や海上など地上交換局がない場所での利用の他、災害時の緊急車両の運行や被災者救援 の迅速化などが期待される衛星である<sup>3</sup>. 通信機能には、Sバンドの2.5GHzの通信帯域を利用しており、最 大1.5Mbpsの通信が可能である. 本実験では、この通信機能を利用して実験を行う.

by Akihiro SHIBAYAMA, Masafumi HOSOKAWA, Kazuya MITSUJI, Susumu OHNO, Masato MOTOSAKA

<sup>\*</sup>A study on real-time ground motion waveform transmission using satellite communication channel

# 2.3 実験機材

図1に実験構成図を示す.送信側の牡鹿総合支所では、DAQ Systems 社製の MEMS センサーを内蔵した 3 軸加速度計(3ch)を3台、同じく DAQ Systems 社製の分解能 24bit(120dB)の A/D 変換機を1台用意して行った. A/D 変換機と配信用 PC との接続には USB で接続を行い、配信用 PC を経由して衛星通信端末から地 震波形を転送することとした.衛星通信端末と配信用 PC との接続には、直接 LAN ケーブルで接続を行った. 受信側の東北大学総合研究棟に関しては、衛星通信端末と受信用 PC を LAN ケーブルで接続し、受信用 PC で地震波形を受信することとした.実験では、パケットの流れの状況を確認するために配信用 PC と受信用 PC の両方に Network Protocol Analyzer の WIRE SHARK Version1.2.4を用いてパケットの送受信の状況の 把握を行った.

衛星間の通信速度は、送信側の牡鹿総合支所を384kbp、受信側の東北大学総合研究棟を64kbpsの通信速度で行った.衛星通信を行うためのパラボラアンテナに関しては、送信側の牡鹿総合支所においては建物の3階のベランダに90cmのパラボラアンテナを設置し、受信側の東北大学総合研究棟では11階の非常階段の踊り場に60cmのパラボラアンテナを設置した.牡鹿総合支所に関しては、袖壁や庇の関係でアンテナの有効面積が3/4程度しか使えない状況であったが、Tx PWR Level がある程度取れたため、そのまま実験を行った.



# 2.4 実験方法

本実験では、衛星通信のデータ量を変化させるために A/D 変換機で読み取るチャンネル数 (3ch, 6ch, 9ch) 及びサンプリングレート (100Hz, 200Hz, 400Hz) を変更し、表 1 の実験パターンで実験を行った. 仮想 18ch, 仮想 36ch に関しては、本実験で使用した機材において 9ch 以上のチャンネル数を増やすことができな かったため、9ch を 200Hz のサンプリングレートで計測することで仮想 18ch を作りだし、9ch を 400Hz の サンプリングレートで仮想 36ch を作り出した. 表 1 の Sky-X とは、TCP の通信を長距離高速通信に適した プロトコル (XTP: Xpress Transport Protocol) に変換して、転送処理を向上させるアクセラレータである. 本実験では、アクセラレータの有無の違いの実験も行った. また、サンプル/パケットとは、TCP で送るため のパケットサイズで一回に送る地震波形データのサンプル個数を示したものである. 本実験では、1パケット 20 サンプルとして行った.

実験では、3 軸加速度計で常時微動観測を行い、その波形を伝達することとし、各実験パターンを 10 分間

ch 数	サンプ・リンク・レート	Sky-X	サンプル/パケット (サンプル科数)	通信時間×回数
3ch	100Hz	無	20(0.2sec)	10分×3セット
6ch	100Hz	無	20(0.2sec)	10分×3セット
9ch	100Hz	無	20(0.2sec)	10分×3セット
9ch (仮想 18ch)	200Hz	無	20(0.1sec)	10分×3セット
9ch (仮想 36ch)	400Hz	無	20(0.05sec)	10分×3セット
3ch	100Hz	有	20(0.2sec)	10分×3セット
6ch	100Hz	有	20(0.2sec)	10分×3セット
9ch	100Hz	有	20(0.2sec)	10分×3セット
9ch (仮想 18ch)	200Hz	有	20(0.1sec)	10分×3セット
9ch (仮想 36ch)	400Hz	有	20(0.05sec)	10分×3セット

表1 実験パターン

# 3. 実験結果

実験結果を表2に示す.気象庁等の地震観測に使用される地震計は、X軸、Y軸、Z軸の3成分(3ch分) で構成され、サンプリングレートは100Hzとなる.本実験では、3ch、100Hzサンプリングの波形伝送では データ欠損は起きず、遅延も1秒程度と実運用上において問題無いことがわかった.負荷実験では、アクセラ レータ無し(Sky-X 無し)の状況で 9ch 分の波形伝送までは、データ欠損等も起きず問題無いことがわかっ た.しかし、9ch、200Hzサンプリング(仮想18ch分)では、28.1%のデータ欠損が発生し、9ch、400Hz サンプリング(仮想36ch分)では、半分以上のデータ欠損することがわかった.原因に関しては、転送中の パケットロス及び伝送遅延の問題が原因であった.アクセラレータ有り(Sky-X 有り)に関しては、9ch、400Hz サンプリング(仮想36ch)まで問題無く波形伝送が可能であることがわかった.参考として、9ch、200Hzサン プリング(仮想18ch分)のアクセラレータ有り無しの比較を図2に示す.

ch 数	サンプリングレー	Sky-X	データ	平均スループット(kbps)		
	ŀ	OKy X	欠損率	牡鹿→東北大	東北大→牡鹿	
3ch	100Hz	無	0%	20.8	1.0	
6ch	100Hz	無	0%	41.6	1.8	
9ch	100Hz	無	0%	62.8	2.3	
9ch(仮想18ch)	200Hz	無	28.1%	89.1	3.3	
9ch(仮想36ch)	400Hz	無	60.2%	95.9	3.3	
3ch	100Hz	有	0%	21.5	2.0	
6ch	100Hz	有	0%	42.2	2.5	
9ch	100Hz	有	0%	63.0	3.0	
9ch(仮想18ch)	200Hz	有	0%	126.2	4.8	
9ch(仮想36ch)	400Hz	有	0%	250.9	8.8	

表2 通信実験結果



図2 Sky-X 有無の違いによるパケット送信数の比較 (9ch, 200Hz)

# 4. まとめ

本実験では、石巻市牡鹿総合支所の観測点からリアルタイムに観測した地震動波形データを時々刻々と東北 大学総合研究棟までリアルタイムに地震動波形を伝送させる実験を行い、衛星通信で可能なデータ転送量、及 び通信遅延の度合いの検証を行った.本実験結果から大量のデータを送るにはパケット伝送を効率化するアク セラレータが必要とわかり、送信側の通信速度が384kbps程度確保できれば、最大12個の地震計を一つの通 信端末で送信が可能であることがわかった.また、3ch分の転送に関しては通信遅延も1秒程度と実用に耐え られる性能があることがわかった.今後は、パケットサイズを変更による検証及びADSL、無線LAN などの 様々な通信回線を用いた検証等を行う予定である.

謝辞

本実験では、石巻市牡鹿総合支所、及び ETS-VIII 利用実験実施協議会、独立行政法人宇宙航空研究開発機構(JAXA)、社団法人電波産業会(ARIB)に多大なるご協力をいただいた、ここに記して感謝の意を表する.

#### 参考文献

- 1) 源栄正人、本間 誠、セルダル クユク、フランシスコ アレシス:構造ヘルスモニタリングと緊急地震速 報の連動による早期地震情報統合システムの開発、日本建築学会技術報告集、第28号、pp.675-680、2008
- 2) 地震調査研究推進本部地震調査委員会:活断層で発生する地震および海溝型地震の発生確率値の更新前後の比較(算定基準日平成22年(2010年)1月1日), http://www.jishin.go.jp/main/chousa/10jan\_kakuritsu/index.htm, 2009.1.9 参照
- 3) 独立行政法人宇宙航空研究開発機構(JAXA) 技術試験衛星 VIII 型「きく 8 号」: http://www.jaxa.jp/projects/sat/ets8/index\_j.html, 2009.1.9 参照

# Study on Structure and Ground Vibration Reduction Using Wave Barriers

# Department of Architecture and Building Science, Tohoku University CAO Miao Disaster Control Research Center, Tohoku University MOTOSAKA Masato

# 1. Introduction

Ground vibration induced by seismic waves, traffic, machinery parts can propagate through the surrounding soils to adjacent building structures and make people who lived nearby feel distress. Therefore, the ground vibration reduction has become an important issue in recent years.

The problem of vibration isolation induced by various sources has been the focus of a great deal of research since the 1950s [1]. Generally, vibration countermeasures have been adopted include the construction of open or in-filled trenches, wave impeding barriers (WIB) and etc [2, 3]. In this paper, a method in consideration of wave barriers is used to reduce the ground vibration and the effects of wave barrier depth, width, quantity and materiel are investigated.

# 2. Parametric study of wave barriers

The problem of passive isolation of horizontal vibration by wave barriers is considered. As shown in Fig. 1, some rectangular barriers (depth Dm, width Wm) of the interval Mm are located at a distance Pm from the vibration source to the first barrier and a distance Qm from the last barrier to the observation point. Properties of soil and wave barriers are shown in Tab. 1.



Fig. 1: Schematic model of problem/FEM model of problem

No.	Thickness (M)	Density (t/M <sup>3</sup> )	P-wave Vel. (M/s)	S-wave Vel. (M/s)	Damping (%)
1	2	1.6	300	150	2
2	4	1.7	500	300	2
3	24	1.8	1000	500	2
Soft	Н	1.5	200	100	2
Hard	Н	2.3	4000	2200	2

Tab. 1: Properties of soil model and wave barriers

The vibration of excitation wave propagates through wave barriers from the vibration source to the observation point. Since vibration isolation by wave barriers is primarily achieved by screening of surface waves (Rayleigh wave), the vibration source is be setup in the surface of the soil. Usually, the predominant \*東北大学工学研究科 都市・建築学科 曹 森

東北大学工学研究科 災害制御研究センター 源栄 正人

<sup>&</sup>quot;宋礼八于工于听儿什 前巾 定来于什 旨 脉

frequency of seismic waves and traffic should be considered. The predominant frequency of seismic waves is mostly from 0.1 to 1 Hz. And the one for traffic is from 15 to 30 Hz [4]. On the other hand, the present soil properties can not be ignored as maximum energy in the frequency which the group velocity of Rayleigh wave is minimized can be transmitted when the vibration propagates in the surface ground. The phase and group velocities of Love wave and Rayleigh wave for soil properties is been shown in Fig. 2.



Fig. 2: Phase and group velocities of Love wave and Rayleigh wave

It can be observed that the minimized group velocity of Rayleigh wave is around 12 Hz. Therefore, the frequency around 12 Hz should also be considered. In this case, a Gaussian distribution with mean of 12 Hz and variance of 4 Hz is selected as the assumed input motion.



Fig.3: Gaussian variation of the assumed input motion

The acceleration response of observation point will be calculated based on FEM methodology. A parametric investigation is carried out to study the effect of depth, width, quantity, material of wave barriers by comparasion between transfer function of each situation.

### 3. Results of parametric study

# 3.1. Effect of wave barrier depth

In this part, the effect of wave barrier depth is investigated. Acceleration transfer functions of observation point are compared in Fig. 4 and properties of wave barrier for simulation are shown in Tab. 2. In Fig. 4, H=0m means the situation of no barrier.

It is obvious that deep wave barrier is more effective than the shallow one. There is a quite big drop between H=5m and H=10m. Considered properties of soil model, the wavelength of surface wave is approximately 8m [5]. When its depth is longer than the wavelength of surface wave, the reduction is obviously effective. A reduction of 50-70% is observed round 20 Hz. On the other hand, the amplification is observed over 30 Hz. It is possible that the soft barrier is used in this case.



Fig.4: Comparative study of wave barrier depth

Width	Depth	Interval	Quantity	Material
4m	Hm	2m	1	Soft
	TT 1 0 D		1 .	

Tab. 2: Properties of wave barrier

# 3.2 Effect of wave barrier width

In this part, the effect of wave barrier width is investigated. Acceleration transfer functions of observation point are compared in Fig. 5 and properties of wave barrier for simulation are shown in Tab. 3. In Fig. 5, W=0m means the situation of no barrier.

It is more effective by increasing wave barrier width and the increase of effect is not a quite obvious one such as the depth. But the attenuation zone becomes wider by increasing wave barrier width. The effect is also thought that should be related with the interval of wave barriers when the quantity is over 1.

# 3.3 Effect of wave barrier quantity

In this part, the effect of wave barrier quantity is investigated. Acceleration transfer functions of observation point are compared in Fig. 6 and properties of wave barrier for simulation are shown in Tab. 4. In Fig. 6, N=0 means the situation of no barrier.

It is shown that although a single wave barrier can be effective, wave barriers arranged in periodic pattern or etc can be getting the better reduction. Comparing with the increase of wave barrier width, the

attenuation zone does almost not become wider. It can be seen that the attenuation zone depends on the form of wave barrier but not the quantity.



Fig.5: Comparative study of wave barrier width



Fig.6: Comparative study of wave barrier quantity

Width	Depth	Interval	Quantity	Material
4m	20m	2m	Ν	Soft
	TT 1 4 D		1 .	

Tab. 4: Properties of wave barrier

# 3.4 Effect of wave barrier material

In this part, the effect of wave barrier material is investigated. Acceleration transfer functions of observation point are compared in Fig. 7 and properties of wave barrier for simulation are shown in Tab. 5.

Two materials which soil cement as for the soft wave barrier and concrete as for the hard one are be used in this case. We can see that the soft wave barrier (Low Velocity) is more effective in low domain and the hard wave barrier (High Velocity) is more effective in high domain.



Fig.7: Comparative study of wave barrier material

Width	Depth	Interval	Quantity	Material				
4m	20m	2m	1	Soft/Hard				
	Tab. 5: Properties of wave barrier							

#### 4. Conclusion

A FEM method is used for simulating the reduction of vibration by ground propagation using the wave barrier. It is shown that a minimum depth is the guarantee of an effective reduction for the ground vibration. Wave barriers which arranged in layering pattern are more effective than the single one. Different materials can play different roles in the reduction.

# 5. Reference

[1]. Miller, G. F., and Pursey, H. (1955), "On the partition of energy between elastic waves in a semi-infinite solid", Proc., Royal Society, London, England, 233, 55-69

[2]. YEONG-BIN YANG and HSIAO-HUI HUNG (1997), "A parametric study of wave barriers for reduction of train-induced vibrations", International Journal for Numerical Methods in Engineering, vol. 40, 3729-3747

[3]. Hirokazu Takamiya (2004), "Field vibration mitigation by honeycomb WIB for pile foundations of a high-speed train viaduct", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 69-87

[4]. Hong Hao, T. C. Ang and Jay Shen (2001), "Building vibration to traffic-induced ground motion", Building and Environment, Vol. 36, 321-336

[5]. 国土交通省住宅局建築指導課・他(2001), "2001 年版建築物の構造関係技術基準解説書", 工学図書

# 地震観測データの即時伝送に基づく フィードフォワード型制震に関する実験的研究

#### 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 谷野 正朝

#### 東北大学大学院工学研究科附属災害制御研究センター 源栄 正人

#### 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 三辻 和弥

#### 1. はじめに

近年のコンピュータ技術の進歩によって、リアルタイム地震情報を得ることが可能になりつつあ り、それを利用したフィードフォワード制御によるアクティブ・セミアクティブ制震の研究が行わ れている<sup>1)</sup>。本研究では将来的な緊急地震速報の利用法を前提に可変剛性制震システムについて検 討する。現在の緊急地震速報における地震動予測は精度の面で課題があるが、前線地震観測点で得 られた地震波形から震源位置・地震規模を推定するのではなく、得られた地震波形を直接入力とし て評価点の地震動を高精度に予測する研究が行われており、建物の振動制御に応用できると考えら れる<sup>2)</sup>。特に本研究では、建物の振動制御に着目し、やって来る地震動のフーリエスペクトルが得 られると仮定したフィードフォワード制御による可変剛性制震システムの有効性を小型振動台を 用いて実験的に検証する。

# 2. 実験システムと建物模型の基本的性能

実験システムは振動台加振と可変剛性制震の二つのシステムから成る。その概略を図1に示す。 点線で囲まれた部分が可変剛性制震システムでフィードフォワード制御、破線で囲まれた部分が振 動台加振システムでフィードフォワードとフィードバックを併用した2自由度制御(図2)となって おり、入力どおりの信号を再現することができる。建物模型は3層(写真1)で、それぞれの層の梁 と真ん中の柱の接合部に電磁石が設置してある。電磁石がオンの状態(写真2)になると、梁と柱が くっつき、剛性が高くなる。逆にオフの状態(写真3)になると梁と柱が離れ、剛性は低くなる。ま た、振動台加振システムの方は構造物の地震応答をフィードバックすることで、地盤と建物の動的 相互作用を考慮した加振ができるという特徴もある<sup>3)</sup>。



\*Experimental study of feed forward type damping structure based on immediate transmission of earthquake observation data, Tohoku Univ. by Masatomo Tanino, Masato Motosaka, Kazuya Mitsuji





写真3

5 (Hz)





写真1





それぞれの層の電磁石は独立に制御可能であり剛性タイプとして8パターン再現可能であるが、 今回の実験では全部の層を電磁石オフにした低剛性タイプ(固有振動数 1.7Hz)と全部の層をオン にした高剛性タイプ(固有振動数 3.4Hz)を用いて実験を行う。それぞれの伝達関数を図 3,4 に示 す。



調和振動加振で剛性の切り替えによる応答低減を確認する。それぞれの固有振動数の調和振動 で加振して共振させた状態から剛性を変化させ、加速度応答の変化を見た。図5が1.7Hzの調和 振動加振で低剛性タイプを共振させてから高剛性タイプに切り替えたもの、図6が3.4Hzの調和 振動加振で高剛性タイプを共振させてから低剛性タイプに切り替えたものである。図から高剛性 から低剛性への切り替えでは応答がスムーズに低減されているのに対し、低剛性から高剛性への 切り替えでは応答が低減されるのに1秒位のタイムラグがあることがわかる。



# 3. 制御アルゴリズム

調和振動加振での剛性の切り替えで応答が低減されるのに1秒位のタイムラグがあることから、 可変剛性制震システムで利用できると仮定する地震情報を2秒間隔のフーリエスペクトル(図7)と する。この情報を基に建物の剛性の切り替えを行い、建物を制御していく。2つのタイプの伝達関 数を比較すると(図8)、2Hz までは低剛性タイプの方が大きいが、2Hz から逆転して高剛性タイプ の方が大きくなる。したがって、得られた2秒間隔のフーリエスペクトルから卓越振動数を読み取 り、伝達関数が逆転する2Hz と比較し、以下であれば高剛性タイプを、大きければ低剛性タイプを 選択することとする。



図 7

# 4. 地震応答

振動台による地震動加振の結果を図 6 に示す。入力は JMA 神戸の 10%とした。一番上のグラフが 低剛性タイプと制御を比較したもの。二番目のグラフが高剛性と制御を比較したもので、一番下の グラフが選択した剛性のタイプを示している。低剛性と制御したものを比較すると応答加速度が低 減されており、その効果を確認できた。



# 5. まとめ

フィードフォワード制御による可変剛性制震システムの性能を小型振動台を用いて実験的に検証 した。JMA 神戸波加振で剛性を制御した結果、低剛性と制御したものを比較すると応答加速度が低 減されており、その効果が確認できた。

#### 参考文献

- 1) 折田潤, 金久保利之, 境有紀: 地震動の即時配信によるフィードフォワード型制震システムに関す る基礎研究, 日本地震工学会論文集 第7巻 第1号 pp. 61-78 2007
- 2) KUYUK, H. S. and MOTOSAKA: Spectral Forecasting of Earthquake Ground Motion using Regional and National EEWS for Advanced Engineering Application against Approaching Miyagi-ken Oki Earthquakes, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Oct. 2008
- 3)Sung-Kyung Lee and MOTOSAKA:Shaking Table Testing Method based on the Substructure Method considering Dynamic Soil-Structure Interaction, International Symposium on Network and Center-Based Research for Smart Structure Technologies and Earthquake Engineering

# 連結機構摩擦ダンパーを用いた3層フレーム免震試験体の

# 地震時過大変形抑制実験\*

# 東北工業大学 工学部 堀 則男

東北大学 工学研究科 趙 自由

1.はじめに

免震構造は戸建住宅などにも多く適用されるようになってきたが、応答変形が大きくなるため、 巨大地震時や長周期成分を含む地震動による擁壁やストッパーへの衝突も懸念されている。また、 過大変形を抑えるのに十分なダンパーを設置した場合には、小地震時や、大地震時の主要動後の応 答加速度を低減できないことも問題である。

筆者らは,弾塑性型の復元力特性を有する摩擦ダンパーによる応答加速度の低減<sup>[1]</sup>,さらに連 結機構による過大変形の抑制<sup>[2]</sup>について検討してきた。本稿では多質点系の免震試験体を対象と した振動台実験により,連結時の振動性状,履歴型のダンパーを設置した場合の短周期振動励起の 問題について検討を行った。

### 2. 連結機構摩擦ダンパーを用いた免震構造システム

2.1 システム概要と機構 図1にシステムの概念図を示す。連結機構摩擦ダンパーは,通常 のダンパー付き免震構造に付加して用いられ,ある程度大きな応答変形が生じた場合に連結して摩 擦力を発揮する。図2にダンパーの機構模式図を示す。摩擦力は,摩擦部で内部ロッドを締めつけ ることによって生じ,締めつけの程度によって大きさを調整することができる。

(a) 連結前:応答変形が設定クリアランス以下であれば、摩擦ダンパーとして機能しない。

(b) 連結後:連結部はソケット式となっており,設定クリアランスを超える応答変形が生じた場合 に外部ロッドと内部ロッドが連結し,その後は外れることなく力を伝えることとなる。内部ロッド に力が作用するときには,まずコイルばねが伸縮して弾性復元力を発揮し,その力が摩擦力よりも 大きくなると滑り始める。この機構により,ダンパー全体としては完全弾塑性型の復元力特性とな



\* Control of Seismic Response Displacement of Three Story Base Isolated Structure Specimen by Friction Damper with Joint Mechanism by Norio Hori and Ziyou Zhao **2.2** ダンパー単体の正弦波加力実験 について,設定クリアランスLs=70mmとした状態で,周期3.0秒, 振幅90mmの正弦波加力実験を行い,連結機構の作動を確認した。 図3にダンパーカー変形関係を示す。連結前の,振幅が70mmより 小さい時点では,0.03kN程度の摩擦力が確認された。

振幅 70mm を超えて連結した後は,74.5kN/m の弾性剛性でダンパー力が上昇し,安定した復元力特性を示した。

# 3. 免震試験体の振動台実験

3.1 試験体概要 免震試験体を図4に示す。H型鋼製の免震

架台はアイソレータである直動ローラー上に設置されており,免震層の水平剛性は幅125mm,厚 さ9mmの鋼製板ばね2組によって模擬されている。上部3層フレームの柱も鋼製板ばねである。

静的加力実験,自由振動実験から得られた,免震試験体の質量と剛性は表1の通りであり,上部 3層フレームの基礎固定時の減衰定数は0.003程度である。固有周期について,固有値計算による 値とホワイトノイズ加振実験の伝達関数による結果を表2に示すが,両者の値には多少の差異が生 じている。また,刺激関数及び正規化したモード形 ( $\sum m_i su_i^2 = 1$ )を図5に示す。免震層の変形 が大きいため,刺激関数でみた場合にはほとんど1次モードのみとなっている。

免震層の粘性減衰係数は0.3kNs/m (全質量に対し て減衰定数0.028), 直動ローラーの摩擦力は0.02kN (摩擦係数0.73×10<sup>-3</sup>), 設置したオイルダンパーの 粘性減衰係数は2.0kNs/m (全質量に対して減衰定数 0.183) であった。

表1 免震試験体の質量と剛性

	質量		剛性
R階	1.07t	3層	$262.0 \mathrm{kN/m}$
3階	0.47t	2 層	$229.0 \mathrm{kN/m}$
2 階	0.37t	1層	209.3kN/m
1階	0.87t	免震層	$10.7 \mathrm{kN/m}$



表2 免震試験体の固有周期(固有振動数)

	固有值計算	加振実験結果
1st	3.28秒 (0.31Hz)	3.70秒 (0.27Hz)
2nd	0.50秒 (2.01Hz)	0.47 秒 (2.15Hz)
3 rd	0.22秒 (4.52Hz)	0.23 秒 (4.35Hz)
$4 \mathrm{th}$	0.15秒 (6.67Hz)	0.16秒 (6.10Hz)





3.2 実験ケースと入力地震動 減衰装置としてオイルダンパーを、過大変形抑制装置として 連結機構摩擦ダンパーを設置し、振動台による水平一方向加振実験を行った。連結機構摩擦ダン パーは変形の正側(図4における右向き)でのみ連結するように設置し、以下のように設定した。 (a)連結なし:連結機構摩擦ダンパーの設定クリアランスを十分大きくし、連結・作動しないよう にする。即ち、転がり支承+オイルダンパーの、通常の免震構造である。

(b)連結あり:連結機構摩擦ダンパーの摩擦力を Fc=0.5kN 及び 0.9kN,設定クリアランスを Ls=70mm とし,連結・作動させる。これにより過大応答時の変形を抑制し,その効果と試験体の振動 性状を検討する。

免震試験体は,免震架台も含めて4質点系とした場合と,上部3層フレームの1~3層の層間変形を拘束して上部剛体の1質点系とした場合について実験を行った。

入力地震動のレベルは、4 質点系で(a)連結なし の場合に応答最大変形 90mm 程度となるように設 定し、八戸港湾 EW (1968 十勝沖地震) 68%, JMA 神戸 NS (1995 兵庫県南部地震) 43%とした。加速 度応答スペクトルを図6に示す。二つの入力地震動 について、1次固有周期での応答はほぼ同程度であ るが、高次モードについては神戸 NSが大きな値を 示している。



図 6 入力地震動の加速度応答スペクトル と免震試験体の固有周期

#### 4. 実験結果

4.1 時刻歴と履歴ループ 実験結果の時刻歴を図 7~図9に示す。また,免震層及び連結機構摩擦ダンパーの履歴ループを図 10,図11に示す。ここで,各階の質量と計測加速度から各階慣性力を求め,これを累加することで免震層の層せん断力を算定している。

1 質点系については、応答加速度の時刻歴に小振幅の短周期振動が見られるものの、総体的には 3.2 秒の固有周期で振動している。4 質点系では短周期の振動が加わって応答加速度が大きくなっ ており、特に神戸 NS では R 階と1 階で大きくなっている。しかし履歴ループは (a) 1 質点系と (b) 4 質点系は概ね対応しており、高次モードの影響は相殺されていると思われる。

連結機構が作動する場合には,瞬間的には応答加速度が大きくなっているがそれほど過大ではな く,また,連結後は短周期の振動が増加したものの応答変形は抑えられている。



図7 1質点系,連結なしの場合の応答時刻歴



図9 4質点系,連結あり (Fc=0.5kN, Ls=70mm)の場合の応答時刻歴



4.2 応答最大値 図12に応答最大値を示す。 図12(b)は免震層位置についての,応答加速度 と応答変形である。連結なしの場合に90mm程度で ある免震層変形は,連結ありの場合には70~80mm 程度に低減され,応答加速度も大幅に増加してはい ないといえる。摩擦力 Fc=0.9kNの場合には,免震 層変形は Fc=0.5kN の場合と同程度ながら応答加速 度は大きくなってしまった。

図12(a) に示す応答加速度の高さ方向分布につい ては、八戸 EW の場合は概ね均一であり、1 次モー ドの振動が卓越していると考えられる。一方神戸 NS の場合は、連結なしの場合は R 階と1 階で大きく、 3 階が節になる 2 次モードの振動と考えられる。連 結ありの場合は均一に近づいている。

 4.3
 振動特性の検討
 4 質点系の実験結果より、計測された応答加速度の Fourier 振幅スペクトルを図 13 に示す。また、試験体のみのホワイトノイズ加振実験結果から得られた固有振動数と、免震層の剛性を板ばね 10.7kN/m +連結機構摩擦ダンパー弾性剛性 74.5kN/m = 85.2kN/m として固有値計算か



ら得られた1次,2次の固有振動数を併せて示す。

八戸 EW は1次モード成分がピークとなっているのに対して,神戸 NS は2次モード成分が大きく,高次モードの影響が見られる。連結ありの場合には,試験体+摩擦ダンパー弾性剛性の1次固有振動数付近でもピークが見られ,また,2次や3次の成分が増加している。



図13 4 質点系の実験結果の Fourier 振幅スペクトル

5.まとめ

多質点系の免震構造に対しても連結機構摩擦ダンパーは応答変形低減効果のあることが実験的に 確認できた。一方で,それほど過大とはいえないが高次モードの振動を励起してしまうため,適切 な弾性剛性,摩擦力の設定が必要と考えられる。

参考文献

- [1] 趙 自由, 堀 則男: 弾塑性型摩擦ダンパーを用いた免震試験体の地震応答性状, 東北地域災害科 学研究, 第45巻, pp.117-122, 2009.3
- [2] 趙 自由, 堀 則男, 井上範夫: 連結機構摩擦ダンパーによる免震試験体の地震時過大変形抑制実験, 第 28 回 日本自然災害学会学術講演会 講演概要集, pp.1-2, 2009.9

Carlos Cuadra\*

# ABSTRACT

The seismic vulnerability of a historical masonry building located in rural area of Akita is investigated in this research. The study of these types of buildings is essential due to that there are not specific regulations for masonry buildings and that only few researches have been performed in the field of masonry constructions. As an initial step to estimate the seismic vulnerability of these historical constructions evaluation of dynamic characteristics of the target building has been undertaken. For this purpose, microtremor measurements in the building were carried out. To calibrate the analytical FEM model, mechanical parameters of masonry brick units were estimated by a series of laboratory test on some stock brick units available near the building under study. Good agreement between modes of vibrations estimated from microtremor measurements and from FEM model was obtained.

# 1. INTRODUCTION

Many brick masonry buildings were built during the Meiji period in Japan (by the end of the 19<sup>th</sup> century), becoming a common technology of construction. During the great Kanto earthquake, which occurred in the year 1923, many brick masonry buildings collapsed dramatically, mainly due to the lack of appropriate reinforcement. Due to that poor seismic performance, this type of construction was abandoned and was replaced by reinforced concrete technology. Therefore, only few masonry constructions remain at present, and have became historical constructions.

Some of these buildings are located at the north east part of Japan, specifically in Akita prefecture, and most of them have been declared local cultural heritages. One of them is located at Ani village, which was constructed in 1879 to serve as residence for a German engineer that worked in a local mining company. In recent years, many regions, cities or towns in Japan have been very active in showing their own particularities; especially in historical and local culture aspects and some masonry buildings are being included in their local activity programs. However, it is necessary to consider the restoration and conservation of these buildings.

For this purpose, the assessment of seismic behavior and its vulnerability as well, are needed. The study of these types of buildings in Japan is essential due to that there are not specific regulations for masonry buildings and that only few researches have been performed in this field.

Under this context, the seismic vulnerability of the target building is assessed in this research. As an initial step to evaluate the seismic vulnerability of these historical buildings, the dynamic characteristics of the target building have been undertaken. For this purpose, microtremor measurements in the building were carried out in this research. For the analytical modeling, mechanical parameters of masonry brick units were estimated by a series of laboratory test on some brick units available in stock near the building under study.

<sup>\*</sup>Associate professor, Department of Architecture and Environment Systems, Akita Prefectural University

The calibration of the mechanical parameters of masonry brick walls in the analytical modeling was performed based on the results obtained from microtremor measurements. The dynamic characteristics obtained from the analytical modeling of target structure shows intricate modes of vibration, which reflect the multiple predominant peaks observed in the transfer functions of microtremor measurements. The multiple predominant frequencies obtained for a certain frequency range are consequence of the effect of mass distribution in brick walls. The procedure has permitted the identification of the probable mode of failure of the concerned structure.

### 2. BUILDING CHARACTERISTICS

The building object of the present study is located at Ani village in Akita prefecture and it was constructed during the 12<sup>th</sup> year of the Meiji period (year 1879). It was constructed to host Adolf Mecker, a German engineer that came to Japan to work in the mines at Akita region. As can be observed in Figure 1, the main structure is formed by the masonry walls and complemented with wooden elements that form a kind of fence around the building. The architectural style corresponds to Gothic Renaissance with some arches at doors and at windows. The masonry units were fabricated with clay of the zone and burned in a factory constructed for that specific purpose. The design and the direction of the construction of the house were done by Mr. Mecker himself.



Figure 1. Target building (Ani Ijinkan)

After finishing his employment contract, Mr. Mecker returned to his country and the house was used first as a government office, and then as social club for the mining workers.

The building under study, have suffered the action of some earthquakes, and the most recent was the Moriyoshiyama earthquake in the year 1982. This earthquake was a near source earthquake and destroyed partially the building. The prefecture government reconstructed the building replacing the triangular gabble wall of the second story by light material instead of clay brick masonry. Then, only the first floor walls remain with the former clay brick jointed with cement mortar. The building was designated as prefecture cultural heritage in the year 1956, and was recognized as Japanese national cultural heritage in the year 1990.

# 3. MICROTREMOR MEASUREMENTS

Figure 2 shows the plan distribution of the building, where the sensors were located in the following arrange for one set of measurement: one sensor at the first floor (1) and six sensors at the second floor level (from 2 to 7).



Figure 2. Locations of microtremor measurements

Three sensors for microtremor measurements along principal directions (east-west (EW), north-south (NS) and up-down (UD)) were set at each location. The micro vibrations were measured simultaneously during 500 seconds with sampling frequency of 100Hz. Then, transfer functions using selected stationary portions of these records were calculated, and the values at predominant frequencies were picked up to estimate the dynamic characteristics of the structure. The results of transfer function for horizontal components are shown in Figure 3 and 4. The Fourier spectrum calculated at each measured point of the structure was divided by the Fourier spectrum obtained at the first floor level, to obtain only the vibration characteristics of the building. The several peaks displayed in transfer functions would indicate intricate modes of vibration in such a way that is difficult to interpret the vibration characteristics of the building. These intricate modes of vibrations can be explained by the mass concentration in walls instead of the slab.



Figure 3. Transfer function for EW direction

However, based on microtremor measurements results verified by analytical modeling, it was possible to identify the predominant mode of vibration of the building that corresponds to the horizontal normal mode of vibration of the whole structure. The values of 7.7 Hz and 7.0 Hz around one of the predominant peaks in the EW direction and in the NS direction

were identified (Fig. 3 and 4). The other peaks can be explained as higher modes of vibration that would correspond to the vibration of walls. Also, a small peak around 5.5 Hz was detected (Fig. 3), which could correspond to the vibration of the chimneys of the building.



Figure 4. Transfer function for NS direction

To verify the predominant mode of vibration, portions of microtremor records for all locations were filtered for 7.7 Hz. As shown in Figure 5, the signals filtered for 7.7 Hz in the EW direction show that all the movements at all locations are in phase. Therefore, the value of 7.7 Hz corresponds to the horizontal normal mode of vibration.



Figure 5. Signals filtered at 7.7 Hz (1st mode in EW direction)

# 4. BRICK MASONRY TEST

Brick units taken from a stock of the target building were tested to determine their physical and mechanical properties. It was difficult to distinguish the brick units of the stock used during former construction works from those used for repairing works. Independently of this condition, units of good appearance were selected for laboratory tests (Fig. 6).



Figure 6. Masonry brick unit and compression test

Compression tests were performed to obtain the values of strength and Young modulus. However, high values of these mechanical properties were obtained, which could be due to the size of test pieces. Apparently, the height of specimens was not enough to avoid the confinement effect produced by the constraint of lateral sides of brick units. Therefore, this constraint could be one of the factors of apparently high values for elastic properties. Then, slender specimens and the inclusion of joint mortar as well, would be necessary for appropriate characterization of masonry walls. As reference, the values of water suction ratio, density, compression strength and modulus of elasticity obtained from brick units are shown in Table 1.

Suction	Density	Compression	Young
ratio	(gr/cm <sup>3</sup> )	strength	Modulus
(%)		$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$
24	1.64	12	$1.06 \times 10^{4}$

Table 1: Physical and mechanical properties obtained from brick units

# 5. FEMANALYSIS

In order to compare the results obtained from microtremor measurements with some analytical procedure, a finite element model considering the brick masonry walls, the second floor wooden slab and the wooden roof was performed. The wall thickness is 80 cm, which was modeled as solid element instead of shell element. This criteria was adopted with the intention of obtain the influence of wall mass in the modes of vibration. Here, a matrix of masonry brick units and mortar with homogenous properties was assumed.

An inverse analysis considering that the dynamic characteristics from the analytical FEM model must be equal to those obtained from micro vibration measurements was carried out. The model was performed according to available plans and direct measurements of the building. The complete model is displayed in Figure 7.



Figure 7. FEM model of Ani Ijinkan building

Tables 2 shows the comparison of the predominant frequencies for the 12 modes of vibration obtained from microtremor measurements and the results obtained from 3D analytical FEM model (EW and NS directions). A good agreement between both results of modes of vibration was obtained.

Mode	Microtremor	FEM
1 <sup>st</sup> (NS normal mode)	7.0	7.2
2 <sup>nd</sup> (EW normal mode)	7.7	7.8
3 <sup>rd</sup> (Torsional mode)	9.7	9.6
4 <sup>th</sup>		12.0
5 <sup>th</sup>	Predominant	12.6
6 <sup>th</sup>		12.8
7 <sup>th</sup>		13.2
8 <sup>th</sup>	peaks from 11.4	13.3
9 <sup>th</sup>	Hz to 14.4 Hz	13.5
10 <sup>th</sup>	]	13.6
11 <sup>th</sup>	]	13.7
12 <sup>th</sup>		14.1

Table 2: Comparison of predominant frequencies obtained by microtremor and analysis (Hz)

#### 6. CONCLUSIONS

Several predominant frequencies in the transfer functions of micro vibration measurements were obtained. According to these results, intricate modes of vibration in target building are assumed.

Mechanical and physical properties of brick units were evaluated from laboratory test. High values of these mechanical properties were obtained. Therefore, appropriate values were estimated from inverse analysis by comparing values of modes of vibration from analytical FEM model and from transfer functions of microtremor measurements.

The FEM model was performed based on the properties of masonry brick walls considered as solid elements, due to the masonry brick walls concentrate structure mass mainly, and therefore they have a great influence in the modes of vibration. The results showed that there is a good agreement between the observed frequencies from microtremor measurements and those obtained from analytical 3D FEM model in the range of 7.0 Hz to 14.4 Hz.

Microtremor measurements combined with FEM analysis have provided valuable basis for assessing the dynamic characteristics of heritage masonry structures.

# REFERENCES

Cuadra, C., Sato, Y., Tokeshi, J., Kanno, H., Ogawa, J., Karkee, M. B. & Rojas. J. 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.

Kanai, J., Tokeshi, K., Cuadra, C., & Karkee. M.B. 2006. Vibration characteristics of buildings using microtremor measurements. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13<sup>th</sup> ECEE & 30<sup>th</sup> General Assembly of the ESC)*, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Paper Number: 708.
# カルマンフィルタを適用した実存建物の振動特性の推定\*

### 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 髙橋 容之

#### 東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻 三辻 和弥

### 東北大学大学院工学研究科附属災害制御研究センター 源栄 正人

#### 1. はじめに

近年、BCP・BCM や建築物の長寿命化という観点から、都市や建築物の運用・維持管理の重要 度が増しており、これらを実行していく一つの手段として、建築物に関しては構造ヘルスモニ タリングが注目されている。本論では、地震時にオンライン構造ヘルスモニタリングを行うこ とを前提として、逐次計算が可能なカルマンフィルタを適用して実存建物の振動特性を推定し、 基本的な検討を行う。

#### 2. カルマンフィルタ

カルマンフィルタは、図1のような状態空間モデルで表される可制御、可観測な線形離散時 間システムの状態推定に用いられるフィルタとしてよく知られている<sup>1),2)</sup>。また、非線形離散 時間システムに対して適用できるよう線形化を行ったものが拡張カルマンフィルタである(以 下 EKF)。EKF では、線形化のため、非線形関数の偏微分行列の計算が必要となる。さらに、確 率変数の非線形変換後の統計量を近似計算するアンセンテッド変換に基づいたカルマンフィル タが近年注目を集めている(以下 UKF)。UKF では、シグマポイントと呼ばれるサンプル値生成 のため、正定値対称行列のコレスキー分解が必要となる。表1に各フィルタの特徴を示す。

EKF は非線形離散時間システムの状態推定に適用できることから、線形離散時間システムの パラメータを状態量とみなして、定常パラメータの推定に利用できる。また、忘却係数を導入 することにより、非定常パラメータの推定を行うことも可能である<sup>2),3),4)</sup>。

フィルタ(略称)	特徴	近似の精度
カルマンフィルタ(KF)	線形システムで最適推定	
拡張カルマンフィルタ (EKF)	非線形システムを線形近似	Taylor 展開の1次項
アンセンテッドカルマンフィルタ(UKF)	非線形変換後の統計量を近似	Taylor 展開の 2 次項

表1 カルマンフィルタの特徴

$\int \boldsymbol{x}(t+1) = \boldsymbol{A}(t)\boldsymbol{x}(t) + \boldsymbol{B}(t)\boldsymbol{u}(t) + \boldsymbol{D}(t)\boldsymbol{w}(t)$	$\int \mathbf{x}(t+1) = \mathbf{f}(\mathbf{x}(t),t) + \mathbf{G}(\mathbf{x}(t),t)\mathbf{w}(t)$	t = t + t + 1 + t + 2
$\int \mathbf{y}(t) = \mathbf{C}(t)\mathbf{x}(t) + \mathbf{v}(t)$	$\int \mathbf{y}(t) = \mathbf{h}(\mathbf{x}(t), t) + \mathbf{v}(t)$	$i = i_0, i_0 + 1, i_0 + 2, \dots$

### 図1 状態空間モデル

(左:線形離散時間システム,右:非線形離散時間システム)

\*Estimation of vibration characteristics of the existent building by using Kalman filter, Tohoku Univ. by Yoshiyuki Takahashi, Kazuya Mitsuji and Masato Motosaka

### 3. カルマンフィルタによる1質点系モデルの状態とパラメータ推定

EKFを適用して1質点系モデルのパラメータ推定を行っている例は数多くあるが、UKFを適用 している例はまだ少ない。UKFによる非定常パラメータの推定のため、EKFと同様に忘却係数を 導入し、数値シミュレーションによるパラメータ推定の検討を行う。

カルマンフィルタは離散時間に対するアルゴリズムであるため、連続時間で表される1質点系の運動方程式を状態空間モデルで表現し、状態方程式を4次精度 Runge-Kutta 公式を用いて離散化する。図2に離散化した1質点系の運動方程式を示す。

1 質点系の運動方程式  $\ddot{x}(t) + 2h\omega\dot{x}(t) + \omega^{2}x(t) = -\ddot{x}_{0}(t)$ 1 質点系の運動方程式の線形離散時間システム表示  $\mathbf{x}(t_{n+1}) = A_{D}\mathbf{x}(t_{n}) + B_{D}\overline{\mathbf{u}}(t_{n})$   $\mathbf{y}(t_{n}) = C_{D}\mathbf{x}(t_{n})$   $\mathbf{x}(t_{n}) = \begin{cases} x(t_{n}) \\ \dot{x}(t_{n}) \end{cases}, \ \overline{\mathbf{u}}(t_{n}) = \begin{cases} \mathbf{u}(t_{n}) \\ \mathbf{u}(t_{n+1}) \end{cases} = \begin{cases} \ddot{x}_{0}(t_{n}) \\ \ddot{x}_{0}(t_{n+1}) \end{cases}$   $A_{D} = \mathbf{I} + \Delta t \mathbf{A} + \frac{1}{2}(\Delta t)^{2} \mathbf{A}^{2} + \frac{1}{6}(\Delta t)^{3} \mathbf{A}^{3} + \frac{1}{24}(\Delta t)^{4} \mathbf{A}^{4}$   $B_{D} = \frac{1}{2}\Delta t \mathbf{B} \mathbf{c}_{1}^{T} + \frac{1}{6}(\Delta t)^{2} \mathbf{A} \mathbf{B} \mathbf{c}_{2}^{T} + \frac{1}{24}(\Delta t)^{3} \mathbf{A}^{2} \mathbf{B} \mathbf{c}_{3}^{T} + \frac{1}{24}(\Delta t)^{4} \mathbf{A}^{3} \mathbf{B} \mathbf{c}_{4}^{T}$   $C_{D} = [-\omega^{2} - 2h\omega]$  $\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\omega^{2} & -2h\omega \end{bmatrix}, \ \mathbf{B} = \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \end{bmatrix}, \ \mathbf{c}_{1} = \begin{cases} 1 \\ 1 \end{cases}, \ \mathbf{c}_{2} = \begin{cases} 2 \\ 1 \end{cases}, \ \mathbf{c}_{3} = \begin{cases} 3 \\ 1 \end{cases}, \ \mathbf{c}_{4} = \begin{cases} 1 \\ 0 \end{cases}$ 

図2 1 質点系の運動方程式の離散化

これより、 $t_n \rightarrow t$ ,  $A_D \rightarrow A$ ,  $B_D \rightarrow B$ ,  $C_D \rightarrow C$ ,  $\overline{u} \rightarrow u$ として、Appendix1、Appendix2 に示すアル ゴリズムを適用すれば、状態とパラメータを推定することができる。

UKF では、シグマポイントの計算に共分散行列のコレスキー分解を必要とする。コレスキー 分解は正定値対称行列でなければ計算できないが、誤差やシステムで表現できない成分の影響 により共分散行列が正定でなくなる場合がある。この場合には、共分散行列を単位行列の正定 数倍に置き換えることで解決できる。本論では、正定数を0.1としている。

パラメータ推定の数値シミュレーションとして、2008年岩手・宮城内陸地震の際に東北大学 工学部人間・環境系研究棟に設置されている強震計 SMAC-MD により観測された 1F の加速度記録 のNS成分を入力とし、高次モードの影響を見るために定常な3質点系モデルの加速度応答値に ノイズを加えたもの、非定常な1質点系モデルの加速度応答値にノイズを加えたものを観測値 とした。加速度応答値は4次精度 Runge-Kutta 法を用いて求め、ノイズv(t) は次式

 $w(t+1) = -4 \times \{w(t) - 0.5\}^2 + 1, w(0) = 0.12345$ 

 $v(t) = 0.1 \times \{w(t) - 0.5\}$ 

で計算したものとした。ノイズのパワーが平坦で位相がランダムであることを確認している。 建物の上下階に地震計が設置されている場合を想定して、3質点系モデルの最上層の観測値を

108

	パラメータ	1次	2 次	3 次	
定常3質点系モデル	減衰定数	0.0499	0. 114	0. 107	
	固有振動数	1.82 Hz	6.40 Hz	10.96 Hz	
非定常1質点系モデル	減衰定数	0. 05	0.10 まで一定増加		
	固有振動数	5.0 Hz	20 秒でステップ的に 4. 0Hz に変化		

表2 質点系モデルのパラメータ設定

解析に使用した。パラメータの初期値は減衰定数を 0.10、固有振動数を 5.0Hz とし、推定誤差 共分散行列の初期値は EKF で 100、UKF で 1、忘却係数は EKF、UKF ともに 0.975 とした。

表2にモデルパラメータを示す。図3に3 質点系モデルの最上層の観測値とパラメータ の推定結果を、図4に1質点系モデルのパラ メータの推定結果を示す。2つのモデルとも、 微動レベルではノイズの影響で推定できてい ないが、振幅が大きくなると推定の精度が上 がっている。3質点系モデルでは、3次モード までの応答が含まれており、その影響で推定 値に変動が生じていると考えられる。1 質点 系モデルでは、推定値は真値とほぼ同じであ るが、ノイズの振幅レベルが加速度応答値と 比較して相対的に大きくなると、推定誤差が 大きくなる。図5に図4の19~24秒の区間を 拡大して示す。固有振動数がステップ的に変 化する時刻周辺で、減衰定数の推定値にも誤 差が見られる。固有振動数の推定誤差の影響 が減衰定数に及んでいることが分かる。





### 4. 実存建物の振動特性の推定

実観測記録への適用として、対象建築物をSRC造9階建ての東北大学工学部人間・環境系研 究棟とした。解析には2008年岩手・宮城内陸地震の際にSMAC-MDにより観測された1Fと9F の地震記録のNS成分を用いた。パラメータの初期値は減衰定数を0.10、固有振動数を5.0Hz とし、推定誤差共分散行列の初期値はEKFで100、UKFで1、忘却係数はEKF、UKFともに0.975 とした。図6に加速度記録を、図7に振動特性の推定結果を示す。EKF、UKFともに同様な推定 結果を示し、固有振動数の振幅依存性も確認できる。減衰定数は、変動が大きく負の値にまで 達しているが、観測値の振幅が大きくなると減衰定数も大きくなる傾向にある。



#### 5. まとめ

UKF に忘却係数を導入することにより、EKF と同様に非定常パラメータの推定が行えることが 確かめられた。実存建物の振動特性の推定結果は、質点系モデルと比較して変動は大きいが、 概ね良好であり、固有振動数や減衰定数の振幅依存性も確認できた。今後は、多自由度化や非 線形システムについて、さらなる検討を重ねていく必要がある。

#### 謝辞

今回使用した地震記録は、東北大学と(独)建築研究所の共同研究により得られたものです。

#### 参考文献

- 1) 谷萩隆嗣:ディジタル信号処理ライブラリー5 カルマンフィルタと適応信号処理,コロナ社, 2005.12
- 2) Simon Haykin: Kalman Filtering and Neural Networks, WILEY, 2001.10
- 3) 佐藤忠信, 竹井賢二: 適応型カルマンフィルタの構築とその応用, 土木学会論文集, 第584 巻, 第 I-42 号, pp.163-173, 1998.1
- 4) 桐田史生,金澤健司,森清宣貴,北村春幸:建築物の地震損傷検知のための適応回帰型シス テム同定,日本建築学会構造系論文集,第619号,pp.65-72,2007.9
- 5) 柴田明徳:最新耐震構造解析 第2版,森北出版, 2003.5

Appendix1. 拡張カルマンフィルタによる状態とパラメータの推定アルゴリズム

未知パラメータを含む線形離散時間システム

 $\mathbf{x}(t+1) = \mathbf{A}(\mathbf{\theta}(t))\mathbf{x}(t) + \mathbf{B}(\mathbf{\theta}(t))\mathbf{u}(t) + \mathbf{D}(\mathbf{\theta}(t))\mathbf{w}(t)$  $\mathbf{\theta}(t+1) = \mathbf{\theta}(t)$  $\mathbf{y}(t) = \mathbf{C}(\mathbf{\theta}(t))\mathbf{x}(t) + \mathbf{v}(t)$ 

の状態ベクトルx(t)、パラメータベクトル $\theta(t)$ を推定する。ただし、v(t), w(t)は平均値がそれ ぞれ 0、0、共分散行列がそれぞれV(t), W(t)である白色雑音とする。

初期化 (t = t<sub>0</sub>)  

$$\hat{x}(t_0) = 0$$
  
 $\hat{\theta}(t_0) = \theta_0$  (ただじ、 $\theta_0 \neq 0$ 、I は単位行列)  
 $P_e(t_0) = \alpha I, \alpha > 0$   
逐次計算 (t = t<sub>0</sub> + 1, t<sub>0</sub> + 2,...)  
 $\hat{x}^-(t) = A(\hat{\theta}(t-1))\hat{x}(t-1) + B(\hat{\theta}(t-1))u(t-1)$   
 $\hat{\theta}^-(t) = \hat{\theta}(t-1)$   
 $P_e^-(t) = A_e(t-1)P_e(t-1)A_e^T(t-1) + D_e(t-1)W(t-1)D_e^T(t-1)$   
 $A_e(t) = \begin{bmatrix} A(\hat{\theta}(t)) & A_{\theta}(t) \\ O & I \end{bmatrix}, A_{\theta}(t) = \frac{\partial \{A(\theta(t))x(t) + B(\theta(t))u(t)\}\}}{\partial \theta^T(t)} \Big|_{\theta(t) = \hat{\theta}(t)}$   
 $D_e(t) = \begin{bmatrix} D(\hat{\theta}(t)) \\ O \end{bmatrix}$   
 $K(t) = P_e^-(t)C_e^T(t)[C_e(t)P_e^-(t)C_e^T(t) + V(t)]^{-1}$   
 $C_e(t) = [C(\hat{\theta}^-(t)) & C_{\theta}(t)], C_{\theta}(t) = \frac{\partial \{C(\theta(t))\hat{x}^-(t)\}}{\partial \theta^T(t)} \Big|_{\theta(t) = \hat{\theta}^-(t)}$   
 $e(t) = y(t) - C(\hat{\theta}^-(t))\hat{x}^-(t)$   
 $\left\{ \hat{x}(t) \\ \hat{\theta}(t) \right\} = \left\{ \hat{x}^-(t) \\ \hat{\theta}^-(t) \right\} + K(t)e(t)$   
 $P_e(t) = [I - K(t)C_e(t)]P_e^-(t)$ 

パラメータが非定常である場合には、 $P_e^-(t)$ を計算した後に、パラメータに関する部分行列を 忘却係数 $\lambda$ で割ればよい。また、忘却係数は $0.950 \le \lambda \le 0.995$ 程度が一般的である。

$$\boldsymbol{P}_{e}^{-}(t) = \begin{bmatrix} [\boldsymbol{P}_{e}^{-}(t)]_{xx} & [\boldsymbol{P}_{e}^{-}(t)]_{x\theta} \\ [\boldsymbol{P}_{e}^{-}(t)]_{x\theta} & \lambda^{-1}[\boldsymbol{P}_{e}^{-}(t)]_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

Appendix2. アンセンテッドカルマンフィルタによる状態とパラメータの推定アルゴリズム 状態ベクトル x(t)、パラメータベクトル $\theta(t)$ 、プロセス雑音ベクトルw(t)を一体とした N 次 元ベクトル $\sigma(t) = [\hat{x}^{T}(t) \quad \hat{\theta}^{T}(t) \quad w(t)^{T}]^{T}$ 、共分散行列  $P_{\sigma}(t)$ を考えたとき、シグマポイントを $\Sigma_{i}(t)$ と表し、その各成分をそれぞれ  $X_{i}(t), \Theta_{i}(t), \Omega_{i}(t)$ と表す。

 $[\sqrt{P_{\sigma}(t)}]_{i}$ は $[\sqrt{P_{\sigma}(t)}][\sqrt{P_{\sigma}(t)}]^{T} = P_{\sigma}(t)$ を満たす下三角行列 $\sqrt{P_{\sigma}(t)}$ の第*i*列である。

初期化 ( $t = t_0$ )  $\hat{\boldsymbol{x}}(t_0) = \boldsymbol{0}$  $\hat{\theta}(t_0) = \theta_0$ (ただし、*θ*₀ ≠0、*I* は単位行列)  $\boldsymbol{P}_{z}(t_{0}) = \alpha \boldsymbol{I}, \ \alpha > 0$ 逐次計算 ( $t = t_0 + 1, t_0 + 2, ...$ )  $\boldsymbol{P}_{\sigma}(t-1) = \begin{bmatrix} \boldsymbol{P}_{z}(t-1) & \boldsymbol{O}^{T} \\ \boldsymbol{O} & \boldsymbol{W}(t-1) \end{bmatrix}$  $\boldsymbol{\Sigma}_{0}(t-1) = \hat{\boldsymbol{\sigma}}(t-1) = [\hat{\boldsymbol{z}}^{T}(t-1) \quad \boldsymbol{0}^{T}]^{T} = [\hat{\boldsymbol{x}}^{T}(t-1) \quad \hat{\boldsymbol{\theta}}^{T}(t-1) \quad \boldsymbol{0}^{T}]^{T}$  $\boldsymbol{\Sigma}_{i}(t-1) = \hat{\boldsymbol{\sigma}}(t-1) + \gamma [\sqrt{\boldsymbol{P}_{\boldsymbol{\sigma}}(t-1)}]_{i} \qquad (i=1,2,...,N)$  $\Sigma_{i}(t-1) = \hat{\sigma}(t-1) - \gamma [\sqrt{P_{\sigma}(t-1)}]_{i-N} \quad (i = N+1, N+2, ..., 2N)$  $\boldsymbol{\Sigma}_{i}(t) = [\boldsymbol{Z}_{i}^{T}(t) \quad \boldsymbol{\Omega}_{i}^{T}(t)]^{T} = [\boldsymbol{X}_{i}^{T}(t) \quad \boldsymbol{\Theta}_{i}^{T}(t) \quad \boldsymbol{\Omega}_{i}^{T}(t)]^{T} \quad (i = 0, 1, \dots, 2N)$  $\boldsymbol{Z}_{i}^{-}(t) = \begin{cases} \boldsymbol{X}_{i}^{-}(t) \\ \boldsymbol{\Theta}_{i}^{-}(t) \end{cases}, \quad \boldsymbol{X}_{i}^{-}(t) = \boldsymbol{A}(\boldsymbol{\Theta}_{i}(t-1))\boldsymbol{X}_{i}(t-1) + \boldsymbol{B}(\boldsymbol{\Theta}_{i}(t-1))\boldsymbol{u}(t-1) + \boldsymbol{D}(\boldsymbol{\Theta}_{i}(t-1))\boldsymbol{\Omega}_{i}(t-1) \\ \boldsymbol{\Theta}_{i}^{-}(t) = \boldsymbol{\Theta}_{i}(t-1), \quad \boldsymbol{\Omega}_{i}^{-}(t) = \boldsymbol{\Theta}_{i}(t-1) \end{cases}$  $(i = 0, 1, \dots, 2N)$  $\hat{z}^{-}(t) = \begin{cases} \hat{x}^{-}(t) \\ \hat{\theta}^{-}(t) \end{cases}, \ \hat{x}^{-}(t) = \sum_{i=0}^{2N} w_i X_i^{-}(t), \ \hat{\theta}^{-}(t) = \sum_{i=0}^{2N} w_i \Theta_i^{-}(t)$  $\boldsymbol{P}_{z}^{-}(t) = \sum_{i=0}^{2N} w_{i} \{ \boldsymbol{Z}_{i}^{-}(t) - \hat{\boldsymbol{z}}^{-}(t) \} \{ \boldsymbol{Z}_{i}^{-}(t) - \hat{\boldsymbol{z}}^{-}(t) \}^{T}$  $Y_i^{-}(t) = C(\Theta_i^{-}(t))X_i^{-}(t)$  (*i* = 0,1,...,2*N*)  $\hat{\boldsymbol{y}}^{-}(t) = \sum_{i=0}^{2N} w_i \boldsymbol{Y}_i^{-}(t)$  $\boldsymbol{P}_{y}^{-}(t) = \sum_{i=1}^{2N} w_{i} \{ \boldsymbol{Y}_{i}^{-}(t) - \hat{\boldsymbol{y}}^{-}(t) \} \{ \boldsymbol{Y}_{i}^{-}(t) - \hat{\boldsymbol{y}}^{-}(t) \}^{T} + \boldsymbol{V}(t)$  $\boldsymbol{P}_{zy}^{-}(t) = \sum_{i=0}^{2N} w_i \{ \boldsymbol{Z}_i^{-}(t) - \hat{\boldsymbol{z}}^{-}(t) \} \{ \boldsymbol{Y}_i^{-}(t) - \hat{\boldsymbol{y}}^{-}(t) \}^T$  $\mathbf{K}(t) = \mathbf{P}_{zv}^{-}(t)[\mathbf{P}_{v}^{-}(t)]^{-1}$  $\boldsymbol{e}(t) = \boldsymbol{v}(t) - \hat{\boldsymbol{v}}^{-}(t)$  $\hat{\boldsymbol{z}}(t) = \hat{\boldsymbol{z}}^{-}(t) + \boldsymbol{K}(t)\boldsymbol{e}(t)$  $\boldsymbol{P}_{z}(t) = \boldsymbol{P}_{z}^{-}(t) - \boldsymbol{K}(t)\boldsymbol{P}_{y}^{-}(t)\boldsymbol{K}(t)$ ただし、  $\gamma = \sqrt{N + \kappa}, \ w_0 = \frac{\kappa}{N + \kappa}, \ w_i = \frac{1}{2(N + \kappa)} \quad (i = 1, 2, ..., 2N)$ であり、 $\kappa$ はスケーリングパラメータ(正規分布のとき、 $\kappa=3-N$ )である。 パラメータが非定常である場合には、共分散行列 $P_{z}^{-}(t)$ に対して Appendix1 と同様の計算を行

えばよい。

# 離岸堤の津波防災効果検討における CADMAS-SURF の適用について\*

株式会社不動テトラブロック環境事業本部 半沢 稔

株式会社不動テトラ総合技術研究所 松本 朗

#### 東北大学大学院工学研究科 田中 仁

#### 1. はじめに

近年、東海、南海、東南海をはじめ、宮城沖においても地震による津波の発生リスクが高まっている。また、 2004 年末に発生したインド洋大津波を契機に、津波災害軽減に向けた研究が精力的に進められている。例え ば、海岸施設に作用する津波波力については従来より多くの研究例がある(例えば、水谷・今村(2000)<sup>1)</sup>、 朝倉ら(2000)<sup>2)</sup>、加藤ら(2005)<sup>3)</sup>。これらは、海岸堤防を対象としたものであるが、多くの海岸で設置 されている離岸堤の効果について研究された事例は少ない。著者らは、離岸堤の持つ津波防災効果に着目し、 実験並びに、数値計算を交えた研究を行っている。今回は、数値計算による検討結果について報告するもので ある。

#### 2. CADMAS-SURF

海域施設の設計は従来、水理模型実験かそれに基づく設計公式によっている。しかし、水理実験には多大な 費用、時間を要する。CADMAS-SURF とは <u>SUper Roller Flume for Computer Aided Design of MA</u>ritime <u>Structure</u> の略称であり、水槽内での現象を精度よく再現することができる数値計算手法のことである。近年の数値計 算手法の進展並びに、計算機の能力向上を背景に、海域施設の設計を数値計算を利用して効率的にまた、精度 良く行うことを目指しており、多くの研究者によってその活用範囲の拡大に向けた研究が進められている。 (例えば、磯部ら(1999)<sup>4)</sup>)、しかし、津波防災の観点での取り組みは未だ端緒に付いたばかりである。本 研究は、津波防災の観点から離岸堤の持つ機能を検討するに当たって、孤立波を対象として CADMAS-SURF の適用を試みたものである。

#### 3. 計算条件

計算対象とした水槽内の条件を図-1に示す。地形他は後述の比較対象とした Hanzah ら (2000) <sup>5)</sup> を参考に している。水槽内 x =5mに造波機を設置しており、x =0~5mの区間は消波材(計算上はスポンジ層)とし ている。 x =14mから 34mまでの 20m区間を勾配 35/1000 の斜面とし、そこから岸側は水平床としている。 x =35.55mの位置に海岸堤防を、また、その前面には図-2に示すように x =28mを中央として離岸堤(テト ラポッド相当消波ブロック)を配している。水槽内には沖側一様水深部から堤防前面(x =7.5m~35.55m) まで計 14 箇所に波高計を設置しそれらの位置での水位を計算している。なお、図-1 は沖側造波機位置での水 深h =0.8m(海岸堤防位置水深h<sub>0</sub>=0.1m)の状況であるが、後述の計算ではh =0.7m(海岸堤防位置水深 h<sub>0</sub>=0m)も対象としている。また、計算において離岸堤は、空隙率 $\rho$ =0.5、慣性係数CM=1.2、抵抗係数 CD=1.0とした。

\*Applicability of CADMAS-SURF for estimation of detached breakwaters' effects on Tsunami disaster prevention by Minoru Hanzawa, Akira Matsumoto and Hitoshi Tanaka



表-1に計算ケースを示す。Case-0は海岸堤防および離岸堤ともに設置しないケースであり、沖の水 深を 0.8mおよび、0.7mとして計算の妥当性の確認を行ったものである。Case-1は海岸堤防を設置し たケースであり、離岸堤のあり・なしによる波高の変化や、海岸堤防に作用する波力の変化から離岸堤の効果 を検討したものである。沖水深は 0.8m(海岸堤防位置水深は 0.1m)である。Case-2はCase-1 と同様の構造物条件で、沖水深(海岸堤防位置水深)を 0.7m (0.0m)としたものである。

ケース名	海岸堤防	離岸堤	<b>沖水深 h</b> (m)	海岸堤防位置 水深 h <sub>o</sub> (m)
Case-0	なし	なし	0.8•0.7	0.1•0.0
Case-1	あり	なし・あり	0.8	0.1
Case-2	あり	なし・あり	0.7	0.0

表-1 計算ケース表

### 4. 計算結果

(1) Case-0(海岸堤防および離岸堤なし)

図-3は沖水深 0.8m(海岸堤防位置水深 0.1m)の場合の各点での水位変化を時系列として示したものである。斜面沖端部 x =14mから斜面を遡上するに従い、浅水変形により波高が増大し x =29m位置でピークとなり、その後は砕波により波高が減衰している状況が良く再現されている。図-4は沖水深 0.7m(海岸堤防位置水深 0.0m)の場合の結果である。このケースは水深が浅いため x =29mで既に砕波が生じており、更に岸

側にかけて波高の減衰が大きい状況がよく表現できている。



図-3 水位変化計算結果(海岸堤防および離岸堤なし:h=0.8m, h<sub>0</sub>=0.1m)



図-4 水位変化計算結果(海岸堤防および離岸堤なし:h=0.7m, h\_0=0.0m)

(2) Case-1 (沖水深: 0.8m、海岸堤防位置水深: 0.1m)

図-5に離岸堤がない場合の各波高計位置での水位の計算結果を示す。斜面法先位置(x = 14.0m) で孤立 波の波高は 0.248mである。図-3で示したのと同様に斜面を遡上するに従い浅水変形により波高が増大しx=29m以降砕波により波高が減少していくが、堤防位置では反射のため水位が高まる状況が表現できているこ とがわかる。図-6は離岸堤を設置した場合の結果である。離岸堤に至るまでの地点では水位の変化に差は見 られないが、離岸堤背後では波高が低減する状況がよく表現されている。例えば、x = 31.5m位置での離岸堤 による波高低減率は0.77 である(離岸堤なし $\eta = 0.290$ 、あり $\eta = 0.224m$ )。

図-7は離岸堤がない場合の海岸堤防に作用する波力の計算結果を、最大波圧分布として示したものである。 縦軸は波圧計算点位置の高さzを沖水深hで無次元化している。横軸は波圧計算値pを構造物なしの場合の海 岸堤防位置での波高 $a_H$  (このケースでは図-3より $a_H$ =0.142m)で無次元化している。図中にはHamzahら による数値計算並びに、実験結果も併せて示している。実験結果の再現性はHamzahらの計算よりも本計算の 方が良好であった。

図-8は離岸堤のある場合とない場合で堤防に作用する波圧分布を比較したものである。縦軸(高さ)、横軸 (波圧)ともに計算における次元付きの値を用いている。離岸堤による波高低減の結果として波力の低減が表 現されている。特に、離岸堤がない場合に見られる z =0.25m付近に発生するピークが離岸堤設置により消滅 していることがわかる。



図-5 水位変化計算結果(離岸堤なし:h=0.8m, h<sub>0</sub>=0.1m)



図-6 水位変化計算結果 (離岸堤あり:h=0.8m, h<sub>0</sub>=0.1m)



(3) Case-2(沖水深:0.7m、海岸堤防位置水深:0.0m)

図-9に離岸堤がない場合の各波高計位置での水位の計算結果を示す。Case-1と同様に斜面法先位置 (x=14.0m)における孤立波の波高は0.248mである。斜面を遡上するに従い浅水変形により波高が増大し x=29m以降砕波により波高が減少していく点や、堤防位置では反射のため水位が高まる状況がCase-1 と同様に表現できていることがわかる。また、Case-1よりも水深が0.1m小さいため、砕波点付近から 陸側、海岸堤防にかけての波高も小さいことがわかる。図-10は離岸堤を設置した場合の結果である。Ca se-1と同様に離岸堤に至るまでの地点では水位の変化に差は見られないが、離岸堤により波高が低減して いる状況がよく表現されている。x=31.5m位置での波高低減率は0.67(離岸堤なし $\eta$ =0.195、あり $\eta$ =0.130 m)でありCase-1に比べて離岸堤による波高低減効果が大きいことがわかる。これは、Case-2は 1によりも離岸堤のクリアランス(静水面上の天端高)が大きいことにより波高低減効果がより大きくなる現 象が計算においても再現された結果である。



図-9 水位変化計算結果(離岸堤なし:h=0.7m, h<sub>0</sub>=0.0m)



図-10 水位変化計算結果 (離岸堤あり:h=0.7m, h<sub>0</sub>=0.0m)

図-11は離岸堤がない場合の海岸堤防に作用する波力の計算結果である。このケースでは離岸堤がない場合でもCase-1に見られたような波圧のピークは生じていない。海岸堤防への波の当たり方の違いによるものであり、Case-1では衝撃的な波圧が発生しているのに対し、Case-2ではそれが見られなかったためと考えられる。図中にはCase-1と同様にHamzahらによる数値計算並びに、実験結果も併せて示

している。本計算結果はHamzah らの実験結果の傾向を表現できていることがわかる。

図-12は離岸堤のある場合とない場合で堤防に作用する波力を比較したものである。Case-1と同様 に離岸堤による波高低減の結果として波力の低減が表現されている。離岸堤を設置することで、離岸堤がない 場合に比べて全体的に1/2に縮小された形状となっている。



図-11 海岸堤防波圧分布 (離岸堤なし)

図-12 海岸堤防波圧分布 (離岸堤ありなし比較)

以上より、離岸堤の設置による波高減衰効果並びに、それに伴う海岸堤防に作用する波圧低減効果を確認できた。また、水位が最大となる時刻についてみると、離岸堤手前では離岸堤のあり・なしによる差はないが、離岸堤背後では離岸堤の影響で最大水位の発生時刻が遅れていることがわかる。例えば、Case-1ではx=31.5m位置で0.20s、海岸堤防位置では0.59sの時間差となっている(図-5,6より)。同様にCase-2ではx=31.5m位置で0.37s、海岸堤防位置では1.25sの遅れが生じている(図-9,10より)。この時間差は津波防災の点からは従来あまり議論がされていないが、避難を考えた場合には非常に重要と考えられる。すなわち、仮に、海岸堤防位置について考えると、実験縮尺を1/50としフルード則に従い現地換算すればCase-1の0.37sは2.6s、Case-2の1.25sは8.8sとなり、避難において例えば、生死を分けるような場面では大きな意味をもつものと考えられる。

### 5. まとめ

離岸堤の津波防災効果検討における CADMAS-SURF の適用の可能性が確認できた。今後は、水理模型実験も行い計算手法の妥当性検証を行うとともに、設計手法の提案を目指して研究を進める予定である。

#### 参考文献

1) 水谷将、今村文彦(2000):構造物に作用する段波波力の実験、海工論文集、第47巻、pp.946-950

2) 朝倉良介ら(2000):護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究、海工論文集、第47巻、pp.911-915

3)加藤史訓ら(2005):津波により海岸堤防に作用する波力に関する大型模型実験、海工論文集、第52巻、pp. 756-750
 4) 磯辺雅彦ら(1999):数値波動水路の開発に関する研究、海工論文集、第46巻、pp. 36-40

5) M. A. Hamzah ら(2000):海岸堤防に作用する津波波力の実験と数値バュレーション、海工論文集、第47巻、pp. 371-375

# 建物回りの津波痕跡分布\*

秋田大学 松冨英夫 埼玉大学 原田賢治

### 1. はじめに

静水圧(浮力を含む)や揚圧力を除き,流体力(せん断応力,抗力,揚力など)は最終的に 流速へ結びつけられる.これは,流体力(流体現象)の基本が流速であることを物語っている.

津波氾濫流速の推定に津波石や津波堆積物を用いる方法が開発されている<sup>1)-4)</sup>. これらの方 法は、例えば、津波の初期波形を地震情報から間接的に推定する現行の方法に相当する.本来 ならば、津波の初期波形は人工衛星などによる面的な直接測定に基づく推定が望ましい. これ は津波氾濫流速でも同じである.ただし、津波石や津波堆積物を用いる方法は過去の津波、特 に古津波には非常に有用である.

松富・首藤は建物の前・背面の津波痕跡から津波氾濫流速を推定する方法を提案した<sup>5)</sup>. 現 地調査や水理実験を重ね,その信頼性の向上が試みられている<sup>6)</sup>.しかし,建物回りの津波痕 跡分布特性がよく判っておらず,①痕跡が引き波の影響を受けているかどうか(データの有効 性の問題),②一般に,目立たず,部分的に存在する痕跡から有用な現地調査データを得るに は,建物回りのどこを測定すればよいか,などが判断できない状況にある.

本研究は,2009年サモア地震津波を例に,建物回りの津波痕跡分布の現地調査結果を報告する.その現地調査結果と水理実験結果<sup>5)</sup>の比較・検討,氾濫流速と建物被害の調査結果,氾濫流速や抗力からみた建物の造り別の被災程度の判断基準も報告する.

#### 2. サモア地震津波の概要

2009年9月29日午前6時48分(日本時間 30日午前2時48分), サモア諸島南方沖 (15.559°S, 172.034°W)で*M*<sub>W</sub>=8.0の地震 (深さ18 km, 傾斜角52°, 走向345°, す べり角-61°)とそれに伴う津波が発生し た.証言によれば,米領サモアの南西岸 における津波初動は引きで, Pago Pagoで は第1波が引ききらないうちに第2波が打 ち寄せ,第2波が最大であった. Pago Pago の検潮記録によれば,地震の20分後に小 さな押しの初動が認められるが,これは 目視では見過ごされた可能性が高い.米



図-1 米領サモアにおける津波高分布

\* Tsunami Trace Distribution around Building — Examples in the 2009 Samoa Earthquake tsunami — by Hideo MATSUTOMI and Kenji HARADA

領サモアにおける津波高分布を図-1に示す<sup>7)</sup>. 死者はサモア独立国で183人(人口約18.9万人), 米領サモアで34人(約6.0万人),トンガで9人(約10.4万人)に達した.

### 3. 建物回りの津波痕跡分布

現地調査は 2009 年 10 月 16 日~18 日(正味)にかけて米領サモアの Tutuila 島で行った.調査地域は島の西側から反時計回りに Maloata, Amanave, Leone と Pago Pago で, 図-1 の四角で囲ったところである.

できるだけ平坦地にあり,孤立的な建物で,痕跡が引き波の影響を受けていない有意なデー タを図-2~4 に示す.建物は写真と平面図の両方で表示してある.図中の太い黒実線と矢印は 各々浸水深と建物回りの痕跡分布から推定した津波の氾濫方向を示す. Pago Pago は細長く曲 がった湾の奥に位置する(図-1).ここで調査した3軒の建物回りの痕跡は全て引き波の影響 を受けており,有意なデータが得られなかった.その例を図-5に示す.

図-2 に Maloata での調査結果を示す. 建物はほぼ平坦地(衛星写真中の白矢印線に沿って, 勾配約+1/19の前浜に引き続く勾配約+1/52の緩斜面上)にあり, 汀線からの距離約 64 m 地点 に孤立的に建っている. 建物の平面形状はやや複雑(トの字形)であり, ここでは 12 点で痕跡



図-2 建物回りの津波痕跡分布 (Maloata)



図-3 建物回りの津波痕跡分布 (Amanave)



図-4 建物回りの津波痕跡分布 (Leone)



図-5 建物回りの津波痕跡分布 (Pago Pago)

の水位と水深を得た.建物がないとしたとき の津波ピーク時の入射氾濫流速(エネルギー 損失を考慮した補正後<sup>6)</sup>で,以下同じ)は3.0 m/s,入射フルード数*F*,は0.79と推定された.

図-3 に Amanave での調査結果を示す. 建物は高さ約 1 m の浜崖に引き続く勾配約+1/40 の緩斜面上にあり, 汀線からの距離約142 m 地点にやや密集して建っている. ここでは6点で痕跡の水位と水深を得た. 津波ピーク時の入射氾濫流速は1.7 m/s, 入射フルード数は0.42 と推定された. 入射フルード数が小さいが, これは建物が緩斜面上で, 氾濫域



図-6 地震と津波の両方に耐えた Putri 家の家

の奥部に建っているためと思われる.参考までに、これまでに現地調査で収集された補正後の入射フルード数は0.42~1.2(補正前は0.7~2.0)の範囲である.

図−4に Leone での調査結果を示す. 建物は平坦地(高さ約1mの浜崖に引き続く勾配約+1/220の緩斜面上)にあり, 汀線からの距離約109m地点にやや孤立的に建っている. 今回の現地調査において最も理想的なデータであり, ここでは7点で痕跡の水位と水深を得た. 津波ピーク時の入射氾濫流速は2.5 m/s, 入射フルード数は0.72と推定された.



図-7 正四角柱回りの浸水深分布(実験)と現地調査データ(縦棒)の比較



上述した何れの場合も津波ピーク時の入射フルード数は1以下で,流れは常流である.これは,汀線から陸側へ離れた場合を対象とした氾濫流実験での結果<sup>7)</sup>や2004年インド洋津波時の Banda Aceh の Putri家(図-6)でのもの(F,≃0.92<sup>8)</sup>.本研究の方法では0.56)と整合している.

図−7(a)と(b)に Maloata と Leone での建物の前・背面痕跡水深(縦棒)と正四角柱模型での実 験結果(自由曲線)<sup>6)</sup>の比較を示す.実験結果は定常流実験で得られたもので,凡例の B は水 路幅(cm), F<sub>r0</sub>は等流のフルード数である.また,h は水路底面から水際線までの高さ,h<sub>0</sub> は等流水深,y は模型前面(左図)では模型左端,模型背面(右図)では模型右端を原点とす る水平距離座標で,模型幅 W で無次元化されており,x は模型右側面に沿い,模型上流端を原 点とする距離座標で,模型長さL で無次元化されている.ここで,無次元前面痕跡水深は入射 フルード数 F<sub>r</sub>(≅F<sub>r0</sub>と考える) に応じて実験結果(B=100 cm) のそれ(太い水平直線)と一致 させ,それに基づいて,順次, 等流水深と無次元背面痕跡水深 を評価し,背面での無次元痕跡 水深と実験結果のそれ(太い水 平直線)を比較している.図か ら,無次元背面痕跡水深は定常 流の実験結果より大きめである ことが判る.この理由として, 実際の氾濫流は非定常であり, 窓や戸口を通して建物背面へ流 れ込むことなどが考えられる.



表-1 建物の造り別の被災程度の判断基準

	中 破			大破		
建物の造り	<i>h<sub>f</sub></i> (m)	<i>u</i> (m/s)	F <sub>D</sub> (kN/m)	<i>h<sub>f</sub></i> (m)	<i>u</i> (m/s)	F <sub>D</sub> (kN/m)
鉄筋コンク リート造	_	_	_	8.0 以上	5.8 以上	155~281 以上
コンクリート ブロック造	3.0	3.6	21.8~39.6	7.0	5.5	118~215
木造	1.5	2.5	5.4~9.9	2.0	2.9	9.7~17.6
被災程度	ほとんどの柱は残っているが, 壁の一部が破壊されている.			壁はもちろん,柱のかなりの部 分が折れるか失われている.		

#### 4. 氾濫流速と建物の被災程度

**図-8**に補正前の氾濫流速 *u* と前・背面浸水深 *h<sub>f</sub>*, *h<sub>r</sub>*の関係を

示す. 図中, g は重力加速度, R は前面浸水深の測点やその近傍での津波来襲時の海面からの 津波高である. ●が今回のサモア地震津波で得られたもので,氾濫流速はこれまでの変動範囲 内であることが判る.

図-9 に前面浸水深と建物の被災程度の関係を示す. ▲と●が今回のサモア地震津波で得られたもので,右横の数値は汀線からの距離である. このような表示法は洪水氾濫ですでに行われている<sup>9)</sup>. コンクリート・ブロック造の建物において貴重なデータが得られた(図-9 中の丸囲い). 地震で揺られ,汀線から 70 m 以上離れて,前面浸水深が 5.3 m に達したにもかかわらず, 建物の被災程度は中破(Partially Damaged)<sup>5)</sup>であった.

#### 5. 氾濫流速や抗力からみた建物の被災程度

段波先端部や氾濫流先端部(サージフロント)の衝突時を除けば、建物に働く流れ方向の流体力では抗力が支配的と言われている<sup>10)</sup>.現地調査で得られた浸水深を氾濫流速に換算し、建物の被災程度を氾濫流速 u と抗力  $F_D$ で表現する試みが行われている<sup>11)</sup>.現地調査と実験の結果を考慮した氾濫流速に関する最新の知見<sup>6)</sup>を用いて、建物の造り別の被災程度の判断基準<sup>12)</sup>を再整理した結果を表-1 に示す.表中、氾濫流速は $u = 0.66\sqrt{gh_f} = 1.2\sqrt{gh_r} \cong 1.2\sqrt{gh}$ ,抗力は $F_D = 0.22\gamma_s C_D h_f^2 B$ で評価されている.ここで、h は建物への入射氾濫水深、 $\gamma_s$  は海水の単位体積重量(=10.1 kN/m<sup>3</sup>)、 $C_D$  は抗力係数、B は建物の幅で、氾濫流速は建物にとって最も危険(大き)なもの、抗力係数は建物の形状と氾濫流の流向を考慮して1.1~2.0 が採用されている.氾濫流速として最も小さなものが採用されれば、氾濫流速は表の値の5割強、抗力は約3割となる.建物の被災程度を氾濫流速や抗力で表現すれば、このように大きな幅を持つことになる.



これは、浸水深が同じでも、氾濫流速は千差万別だからである。

図-10 に我が国の木造家屋に対する被災程度(大破)の新判断基準(表-1)と越村<sup>13</sup>の津波 被害関数 PDの比較を示す.図から、両者の対応が比較的よいことが判る.

#### 6. おわりに

本調査研究で得られた主な結果は次の通りである。①建物回りの津波痕跡分布は実験結果と 調和的である.②氾濫流速はこれまでの変動範囲内であった.③コンクリート・ブロック造の 建物において貴重なデータが得られた. 地震で揺られ, 汀線から 70 m 以上離れて, 前面浸水 深が 5.3 m に達したにもかかわらず, 建物の被災程度は中破であった. ④最新の津波氾濫流速 に関する知見を用いて,氾濫流速や抗力からみた建物の造り別の被災程度の判断基準を示した.

謝辞:本調査研究は JST-JICA 地球規模課題対応国際科学技術協力「インドネシアにおける地 震火山の総合防災策」(研究代表 東京大学教授 佐竹健治)の一環として行われた.また, 日本地震工学会「津波災害の実務的な軽減方策に関する研究委員会」から調査費の補助を受け た.ここに記して感謝の意を表する.

#### 参考文献

- 1) Nott, J.: Waves, coastal boulder deposits and the importance of the pre-transport setting, Earth and Planetary Science Letters, 210, pp.269-276, 2003.
- 2) Goto, K. et al.: Distribution, origin, and transport process of boulders deposited by the 2004 Indian Ocean tsunami at
- Pakarang Cape, Thailand, Sedimentary Geology, 202, pp.821-837, 2007.
  Moore, A. L., McAdoo, B. G. and Ruffman, A.: Landward fining from multiple sources in a sand sheet deposited by the 1929 Grand Banks tsunami, Newfoundland, Sedimentary Geology, 200, pp.336-346, 2007.
- 4) Jaffe, B. E. and Gelfenbaum, G.: A simple model for calculating tsunami flow speed from tsunami deposits, Sedimentary Geology, 200, pp.347-361, 2007.
- pp.246-250, 1994.
- 5) 松富英夫・首藤伸夫: 津波の浸水深, 流速と家屋被害, 海岸工学論文集, 第41巻, pp.246-250, 1994. 6) 岡本憲助・松富英夫: 津波氾濫流速の簡易推定法に関する基礎的研究, 海岸工学論文集, 第56巻, pp.296-300, 2009. 7) ITST から提供を受ける.
- 勉・松冨英夫・都司嘉宣・村上嘉謙:ビデオ画像による津波氾濫流速と現地調査による推定値との比較, 8) 榊山
- #波工学研究報告,第22号,pp.111-117,2005. 土木学会平成 16 年 7 月北陸豪雨災害緊急調査団:破堤氾濫と家屋被害,平成 16 年 7 月北陸豪雨災害調査報告 9)

- 3) エホチェチー版 10 キノ 月 北陸家 (利火 音系 志) [10] ・ 観 堤 化 [10] マイ ノ 月 北陸家 (利火 音) 前 1 (10) キノ 月 北陸家 (利火 音) 前 1 (10) 年ノ 月 北陸家 (利火 音) 前 1 (10) 年ノ 月 北陸家 (10) 年ノ 月 北陸家 (10) 年ノ 月 北陸家 (10) 年ノ 月 北陸家 (10) 年ノ (10)
- 義集, B コース, pp.B-3-1-B-3-20, 2009. 越村俊一:我が国の木造家屋に対する津波被害関数 —1993 年北海道南西沖地震津波の事例から—, 東北地域 13)災害科学研究,第46巻,2010.(印刷中)

# ANALYSIS OF BATHYMETRY CHANGE AROUND GROYNE SYSTEM ON ISHINOMAKI COAST

### Tohoku University, Widyaningtias<sup>1</sup>, Hitoshi Tanaka<sup>2</sup>

#### ABSTRACT

Coastal protection has been an interesting case to study. Groyne, as mean of coastal protection structures, has been applied in many cases in the world. In Japan, it is applied to protect sediment deposition in Ishinomaki Coast and also others coastal. The purpose of this study is to analyze influence of groyne system on Ishinomaki Coast using bathymetry data sheet from 1990 to 2006. Analyzing using standard deviation presents how significant sea bed level change to mean elevation. Using Least Square Method, it can also represent changing bottom rate along those years.

### 1. INTRODUCTION

Uncontrolled coastal change is one of problem in coastal area. Erosion and deposition rate in some area occurs rapidly, thus requires hydraulic structure for protection. There is various type of construction for this purpose, such as groyne. Groyne has been used in Ishinomaki coast to protect its coastline from severe sediment transport of its bed material which is sandy clay. Furthermore, past construction of breakwater for harbor in nearby area has affected the mechanism of sediment movement. Since 1990 to 2001, seven groyne has been constructed along Ishinomaki Coast. The construction purpose is to manage sediment transport problem along the coast. From previous study, it is concluded that westward movement of longshore sediment is predominant along Ishinomaki Coast (Mochizuki et al., 1990 and Inoue et al., 2002). In long-term prediction, it can be caused severe deposition around Nobiru Coast.

The previous study has already discussed about morphological change based on bathymetry data sheet 1990 to 2002 due to breakwater and also river mouth influence (Takahashi et al, 2005). However, since the final groyne was finished constructed in the end of 2001, the effect of this construction was not evaluate clearly.

#### 2. STUDY AREA

Ishinomaki coast is one of sandy coast in Japan. It is located around 40 km northeast Sendai Port. Its coastline length is approximately 12 km. Ishinomaki Industrial Port is located on the eastern side of the study area, whereas the western side is bounded by Miyato Island as seen in Figure 1. The construction had been started in 1991 when groyne nos. 6,7 was constructed. Following the year, groyne no. 4 was constructed in 1993 and groyne no. 5 in 1994. Miyagi Prefectural Government program to overcome erosion problem was still conducted continuously, along with groyne no. 3 was constructed in 1997, and no. 2 in 1999. Finally, the groyne construction planning has been done in 2001. Groyne no. 1 was installed near Naruse River mouth area.

### 3. FIELD MEASUREMENT

The measurement has been performed by government from 1990 to 2006, in the winter season, using echosounding and leveling. From this survey it was obtained depth measurement point that was used for further bathymetry analysis along the period. Figure 1 shows field measurement area. Bathymetry surveying has been

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

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

conducted beyond the depth of closure in this coastal area. The measurement area covered 11,6 km in longshore direction and 10 m in spatial interval. Moreover, it is also applied in approximately 600 m in cross shore direction, and 0.2 km spatial interval.



Figure 1: Ishinomaki Coast, location of groyne system construction and field measurement area



4. **RESULT AND DISSCUSSION** 

Figure 2: Cross section location for the analysis

Analyses of bathymetry change around groyne system conclude comparison of sea bed change for each year, standard deviation, and changing bottom rate analysis using least square method. Mean elevation analysis is one of requirement to generate standard deviation and least square method. These analyses applied in the cross shore direction as shown in Figure 2. The locations of groyne construction are also confirmed in this figure. Comparison of sea bed deformation profile in 1990 to 2006 for each year is shown in Figure 3. It will be difficult to make comprehensive discussion regarding only from comparison analysis.

Therefore, further analysis using comparison result is conducted to understand morphological behavior.

#### **Average Bathymetry**

Average bathymetry is the requirement to analyze standard deviation and changing bottom rate. It also presents sea bottom level in relatively stable condition. From 1990 to 2006 bathymetry data sheet, the range value of average bathymetry elevation is 4 m in land to -10 m in deeper area.





**Figure 3:** Comparison of cross section bathymetry change, (a) Groyne No. 1, (b) Groyne No. 2, (c) Groyne No. 3, (d) Groyne No. 4, (e) Groyne No. 5, (f) Groyne No. 6, (g) Groyne No. 7

Bathymetry change around groyne construction can be examined by Figure 3. In shallow area sea bed changes are varies. In the deeper area, due to depth of closure influence, it is relatively stable.

### **Standard Deviation**

Standard deviation represents how significant sea bed change to mean elevation. Figure 4 shows correlation of standard deviation with sea bed elevation. Regarding to this result, it can be seen that deeper area (TP = -7m) has less variation. Theoretically, it represents this area is influenced by depth of closure. Otherwise, in shallow area ( $TP = -2 \sim 6m$ ), it shows the largest fluctuation. Sediment movement activity in beach area is the major influence in this phenomenon.



Figure 4: Standard deviation around groyne system (data sheet 1990 – 2006)

#### **Trend Analysis**

Least square method is one method to examine trend analysis. In coastal case it can be used to understand changing rate of bottom elevation. Using this method, sea bed deformation in meter peryear can be calculated. The locations of measuring point are pointed in Figure 2.

Trend analysis derived from least square method expresses changing rate of bottom elevation as slope or gradient. Using one variable and linier function, the prediction is given by the following equation:

$$Y = aX + b \tag{1}$$



Figure 5: Trend analysis using Least Square Method in cross section A

Suppose year is independent variable (X) and elevation is a value of the dependent variable (X) as shown in Figure 5. The R-square as correlation coefficient determines goodness-of-fit of the regression. The R-square takes value from -1.00 to +1.00. The strong correlation is indicated by value closer to |1|.



**Figure 6**: Trend analysis using Least Square Method in cross section B



**Figure 8**: Trend analysis using Least Square Method in cross section D









From figures above it can be examined that erosion occurred in cross section A, B, C and D. In the other side, the trend raising indicates sediment deposition settles in cross section E.



Figure 8: Changing rate of bottom elevation analysis using Least Square Method in



**Figure 10**: Changing rate of bottom elevation analysis using Least Square Method in groyne no3



Figure 9: Changing rate of bottom elevation analysis using Least Square Method in



Figure 11: Changing rate of bottom elevation analysis using Least Square Method in groyne 4



Figure 12: Changing rate of bottom elevation analysis using Least Square Method in groyne



**Figure 14**: Changing rate of bottom elevation analysis using Least Square Method in groyne no 7

#### Distance (m) 0 100 200 300 400 500 0.00 -0.02 -0.04 a (m/year) -0.06 -0.08 -0.10 -0.12 -0.14

**Figure 13**: Changing rate of bottom elevation analysis using Least Square Method in groyne no 6

The positive value represents deposition occurrence, otherwise the negative value explains depth of erosion in that section.

The maximum deposition reaches 0.15 m/year occurred around groyne no. 1 until distance 200 m and the 0.16 m severe erosion occurred around groyne no. 7 until distance 150 m from shoreline.

#### 5. CONCLUTION

Bathymetry change around groyne system on Ishinomaki Coast can be examined using several methods. Standard deviation shows that sea bed formation has less variation in elevation TP = -7 m to the deeper area. The most variation of sea bed formation is located in shallow area, until elevation TP = -6 m. It gives interpretation that sediment movement activity becomes the main cause in this phenomenon. Trend analysis carried out using least square method represents changing rate of bottom elevation in meter peryear. Positive value indicates occurrence of deposition. Otherwise, negative value presents depth of erosion in representative area. Correlation coefficient regarding the least square method is much smaller than 1. It is indicates that raw data process should be enhanced to acquire a more accurate result

### REFERENCES

- Takahashi, Toru and Tanaka, H, Change In Morphology and Sediment Budget in The Vicinity of Ishinomaki Port, Proceeding of 3<sup>rd</sup> Asian and Pasific Coastal Engineering Conference, 1386-1395, 2005
- Dean, Robert G., et al, *Coastal Processes with Engineering Applications*, Cambridge University Press, UK, 133 158, 2004
- Ritphring Sompratana, *Morphology Variability in The Vicinity of Coastal Structures*, Ph.D Dissertation, Tohoku University, Japan, 2008

# 仙台湾南部海岸におけるヘッドランド周辺の地形変化に関する研究

### 東北大学工学部 鈴木惇彦

#### 東北大学災害制御研究センター 有働恵子・真野明

#### 1. はじめに

近年,日本各地で海岸侵食が問題となっている.侵食をもたらす外力としては,汀線を 変化させる波の侵食作用の他,潮汐,海流,沿岸流,地盤沈下などが挙げられる.また, 土砂補給源が失われることで海岸においてこれまで築き上げられてきた土砂収支のバラン スが崩壊して侵食が生じる.これまでは河川から流れてくる土砂や海岸崖の崩壊による土 砂が沿岸流によって砂浜に運ばれ供給されていたが,ダム建設や河道整備により河川から の土砂流出が止まり,海岸に港湾・漁港の防波堤や海岸堤防などの構造物を設置すること で沿岸漂砂が遮断されたことでバランスの崩壊に至ったのである.

海岸侵食に関してはまだよく分かっていない部分が多い.現在に比べ海岸の利用度が低く 近くに住む人も比較的少なかったため汀線後退について関心が薄く,また地方の問題とし て放置または無視していたためせいぜい50年程度の資料しかなく現象も学問も新しいも のである.また,潮位と波向き,波高,周期などの外力の組み合わせが時間・空間的にか なりの範囲で変化するので各時刻毎の外力の変化を有義的に把握して海岸地形の変化と組 み合わせて考えることは難しく,荒天時には海底土砂が最も多量に移動し海底変形が最も 大きく現れるが,調査・観測は著しく困難なため期間中は実施できずその前後を比較する ことしかできない.

また,海岸侵食によって砂浜が失われることで高潮や津波などによる波のエネルギーが直 接海岸に到達し,越波や堤防崩壊などの防災上の影響が指摘されている他,生態系への影 響,景観の悪化,利用の不便性など様々な弊害も生じる.この対策として離岸提や突堤な どの構造物を建設してきた.季節によって波向が変化するような海岸に対してはヘッドラ ンド工法により,海岸線をいくつかに分割してポケットビーチ化を図る手法がとられてい る.しかしその土地それぞれの特性によって効果は変化し,施工後の調査も不十分なため 未だ最適な工法はわかっておらず試験的に施工しているのがほとんどである.本研究の目 的はヘッドランド周辺の海岸地形変化解析を行い土砂移動に対し波浪および構造物がどの ような影響を及ぼすかを明らかにすることである.

### 2. 研究対象地域

仙台湾南部海岸は、仙台市から福島県境まで総延長約 65 kmに及ぶ長大な砂浜海岸である

Study of Geomorphic Change around Headlands in the Southern Sendai Coast, Tohoku Univercity by Atsuhiko Suzuki, Keiko Udo and Akira Mano で海岸線とほぼ平行で年平均波向きが東方向であることから,北向きの沿岸流が卓越して いるが,冬季は北東方向からの波も卓越しており波向が季節的に変動する海岸である.こ の海岸では1970年代初めから徐々に侵食され始め,近年その度合いが急激に進み,堤防の 倒壊などの災害をもたらしている.汀線の変化が著しい箇所では50mも後退している.こ のような急激な侵食の原因として,最大の土砂供給源であった福島の崖海岸での侵食防止 対策や,福島県の相馬港の整備が進んだことにより,沿岸流の上手側である南方からの土 砂供給が激減し,土砂収支のバランスが崩れてしまったこと等が挙げられる.本研究では, 仙台湾南部海岸の中でも侵食や越波が特に顕著で,既にヘッドランドが設置されている山 元海岸を対象領域とした.(図-1)この海岸では,1997年よりこれまで8基のヘッドラン ドが1km間隔に設置されており,将来的には既存のヘッドランドの中間地点に偶数番号の ヘッドランドが500m間隔で設置される.現時点のヘッドランドの長さは,1~11号につい ては長さ100m,S4号については200mであり,最終的には全長200mのヘッドランドが 全部で17基設置される予定である.



図-1 研究対象地域

3. 研究方法

### 3.1 地形データ解析

国土交通省東北地方整備局仙台河川国道事務所により取得された 2003 年 2 月から 2009 年 2 月までの地形データを用いて、山元海岸全体の広域地形変化について解析した. 広域 の地形変化は、沿岸方向 7.9km×岸沖方向 1km の領域に沿岸方向 200m 毎に設定された測 線のデータを用いた.本研究における原点としては測線 Co130 (HL11号)上の測量基準 点とした.ここで 2009 年 2 月時点における山元海岸の海底地形を図-2 に、山元海岸の側 線位置を図-3 に示す.また、ヘッドランド周辺の詳細な地形変化を見るために HL5 号周辺 の測量データも用いた.このデータは測線 8 本に沿って、沿岸方向約 200m×岸沖方向約 250m の領域に沿岸方向 20m、岸沖方向 10m 毎に設定されている.(図-4)







### 3.2 波浪データ解析

対象領域に最も近い亘理観測所では,波浪データの欠損や異常値が多いためデータの欠損 の少ない相馬観測所の NOWPHAS (全国港湾海洋波浪情報網)データを用いて対象領域の 沖波およびエネルギーフラックスについて解析した.使用したデータは2時間毎に計測さ れた有義波高,有義波周期,波向きで,波向きは真北を0度として時計回りにとられてい る.次に,波浪データの解析方法を示す.次式から沖波における波長,波速,及び相馬観 測所における波長,波速を求めた.

$$\begin{split} L_o &= \frac{gT^2}{2\pi} \\ L_o &: 沖 波波長 (m) \\ c_o &: 沖 波波速 (m/s) \\ L_s &: 相馬観測所における波長 (m) \\ c_s &: 相馬観測所における波速 (m/s) \\ L_s &= L_o \tanh \frac{2\pi h}{L} \\ c_s &= c_o \tanh \frac{2\pi h}{L} \\ c_s &= c_o \tanh \frac{2\pi h}{L} \end{split}$$

さらに相馬観測所における波高を用いて、沖波波高を求める.

$$H_o = \sqrt{\frac{2ncH^2}{c_o}}$$
$$n = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\frac{4\pi h}{L}} \right)$$

*H*<sub>o</sub>: 沖波波高 (*m*)

H:相馬観測所における波高(m)
 また,沖波周期T<sub>o</sub>は観測された有義波周期
 Tを用いた.

さらにエネルギーフラックス
$$E_f$$
は以下の

式によって求めた.

$$E_f = \frac{1}{16} \rho g c_o H_o^2$$

ρ:海水の密度 (g/m3)

対象領域の海底地形を等深線海岸と仮定 し、スネルの法則を用いて亘理及び相馬、 2つの観測所から沖波波向きを算出し比較 した.その相関関数を*θ*。として用いた.

まず初めに,相馬の観測データと沖波に ついてスネルの法則を用いた.

$$\frac{c_s}{\sin\alpha_s} = \frac{c_o}{\sin\alpha_1}$$

α、:相馬観測所における入射角

α<sub>1</sub>:相馬観測所から算出した沖波入射角

さらに,入射角と波向きの関係を相馬観測 所の海岸線を直線と見なして考えると

$$\alpha_1 = \theta_{os} - 63.76$$

 $\alpha_s = \theta_s - 63.76$ 

 $\theta_s$ :相馬観測所における波向き

 $\theta_{as}$ :沖波波向き

これを変形して $\theta_{os}$ を求める.

$$\theta_{os} = 63.76 + \arcsin(\frac{c_o}{c_s}\sin\alpha_s)$$

同様に、今度は亘理の観測データと沖波 にについてスネルの法則を用いると

$$\frac{c_w}{\sin \alpha_w} = \frac{c_o}{\sin \alpha_2}$$

 $c_w$ : 亘理観測所における波速(m/s)  $\alpha_w$ : 亘理観測所における波向き  $\alpha_2$ : 亘理観測所から算出した沖波の波向き

さらに,入射角と波向きの関係を相馬観測 所の海岸線を直線と見なして考えると

 $\alpha_2 = \theta_{ow} - 93.90$ 

$$\alpha_w = \theta_w - 93.90$$

これを変形して $\theta_{ow}$ を求める.

$$\theta_{ow} = 93.90 + \arcsin(\frac{c_o}{c_w}\sin\alpha_w)$$

 $\theta_{os} \geq \theta_{ow}$ を比較すると図-5のような関係が得られ、十分相関が見られ相馬観測所のデータを亘理観測所のデータとして用いた.



### 4. 解析結果と考察

2006年2月から2009年2月の3年間の広域地盤高変化とHL5号周辺の地盤高変化を図-6に示す.領域全体としては沿岸部で堆積し,そのさらに沖側で帯状の侵食域が形成されている.これは年平均波向きが東方向であることから波が海岸線にほぼ直角に入射することで岸向きの漂砂が生じ,また卓越した北向き沿岸流による沿岸漂砂が生じていることがわかる.また最近完成したHL11号及びS4号周辺では堆積が顕著にみられた.HL5号周辺では観測期間中に荒天によって侵食が起きたため侵食傾向にあったと考えられる.次に,季節毎の地盤高変化を図-7に示す.







図-7 季節毎の地盤高変化(a) 2008年11月~2009年2月 (b) 2008年2月~2008年11月

2008年11月~2009年2月の地盤高変化は北よりの卓越した波向きによりHL 北側に堆積 が見られるが領域全体としては侵食傾向にあり、HL 間でもやや侵食傾向にあった。2008 年2月~2008年11月の地盤高変化は反対に全体として堆積傾向がみられ、HL 南側に堆積 しているが HL 間では同様に侵食がみられた。季節毎に沿岸漂砂が波向きに対し上手側に 堆積していることから HL の効果が得られていると推測できる。しかし、HL 間では侵食で あり、これは HL の全長が短いためと間隔が長いからだと考えられる。 また、沖波のエネルギーフラックスと HL 5 号周辺の土砂変化量を図-8に示す。波高が 6m 以上になるような時化が生じた時期に $E_f$ は非常に増大しており、これに対応して土砂変化 量が負になっている。これは沖向き漂砂によって汀線周辺の HL 基部から沖側に土砂が運 ばれたためと考えられる。2008年2月~11月の期間では $E_f$ は比較的小さく、この期間中 は堆積傾向にあることがわかった。



図-8 沖波のエネルギーフラックスとHL5号周辺の土砂変化量

### 5.まとめ

ヘッドランド周辺においては季節により変動する波向きによって沿岸漂砂の堆積する側 が変化していた.またヘッドランド間では侵食傾向にあり、ヘッドランドが未完成である ことが原因と考えられる.波浪データから荒天時には沖向き漂砂により侵食傾向にあるこ とがわかった.

# 非接触法による円錐浅瀬上の段波の計測\*

秋田大学 濵本 藍 松冨英夫

### 1. はじめに

1983 年日本海中部地震津波の際,秋田県北部海岸でエッヂ・ボアが形成され,大きな話題となった.エッヂ・ボアは時として海岸構造物などに強力な波力を及ぼすのではないかと考えられており,その性質などを検討する必要がある.

エッヂ・ボアは汀線に沿って伝播する段波で、一般的な波と異なり、伝播方向に対して直角 方向のエネルギー輸送などにより、沖側へ伝播しようとする性質をもっていることを既報<sup>1)</sup>の 研究で指摘した.

本実験では、段波先端の到達時間を水面に触れずに正確に測るためにタッチセンサ(SUNX 製)を導入し、波高を水面に接触せずに測るために容量線式波高計から超音波式波高計 (KEYENCE 社製) へ変更した.

#### 2. 実験方法

### 2.1 実験器具

実験装置の概略を図-1(a)~(c)に示す. 図-1(a),(b)に示すように,実験に用いた 平面水槽(1 cm 厚の塩化ビニール樹脂製) は長さ 350 cm,幅 100 cm,高さ 10 cm で ある.平面水槽の端から 100 cm のところ にはゲート(0.2 cm 厚の真鍮製)が設置 してある.図-1(c)に示すように,静水深  $h_0$ は水平床部分で2 cm,円錐頂部の静水 深は 0.8 cm である.円錐浅瀬模型は,ゲ ートから 150 cm の位置に円錐頂部がく るように設置し,タッチセンサはその頂 部から前後 40 cm,超音波式波高計はタ ッチセンサと同じ位置に設置できないた





めそれぞれタッチセンサから下流側に4 cm ずらして前 36 cm,後44 cm に設置した(既報の研 究では図-1 中 A~E の位置に設置していた).

各測点 A~D 点にはそれぞれタッチセンサが一組ずつ,各測点 A'~E'には超音波式波高計が 1 台ずつ設置してある.円錐浅瀬は正十六角錐を半分にした状態のもので(4 mm 厚の塩化ビ ニール樹脂製),斜面勾配は 1/100 に設定してある.また,水路床と円錐浅瀬模型法先は 1/



by Ran HAMAMOTO and Hideo MATSUTOMI

25 の勾配でシリコンによって滑らかに接続されている.

### 2.2 実験手順

段波の挙動を水面に接触せずに計 測する.

80 cm 離れている計測地点 A-C 間と B-D 間を段波先端が伝播する のに要する時間から,両者の時間差 を求めることができる.段波は 0.2 cm の真鍮製のゲートを急速に抜く ことによって発生させる.このゲー トは滑車とワイヤーを使用し,ゲー トが真上に抜けるよう両隅と中心を 3 点で吊ってある.また AD 波形集 録ユーティリティーを使用し,

Excel データとして保存した.タッチ センサは光を遮ればその瞬間が検知 される光センサを,波高計は超音波 式波高計を使用したので水面に触れ ずに計測できる.

タッチセンサの光線を感知する孔 の大きさは測点 A, B, C では直径 1.5 mm, 測点 D では直径 2.0 mm で ある. タッチセンサは予備実験とし て水路の両脇にレールを張り, そこ に台車を落として測点 A-B 間, 測 点 C-D 間の時間差ができるだけ小 さくなるように設置した. 台車は長 形でできており, 両脇に付けたレー



ルの傾きは同じであるため測点 A-B間, 測点 C-D 間が一直線上に設置してあれば時間差は 0.000 s = 無しになるはずであるため, それを利用してタッチセンサの反応時間差ができるだけ 小さくなるように設置した. レールはステンレスの甲丸レールを鉄製のアングルにたわまない ように固定し, 台車は4角に丸型戸車をつけ脱輪しないようにした. 図-2 は測点 A-B間, 測 点 C-D間のタッチセンサの反応時間差を示し,反応時間差が1/500 s以下であることが判る. 図-2 のグラフは

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left(-\frac{(x-x_m)^2}{2\sigma^2}\right) \quad \cdot \quad \cdot \quad (1)$$

を用いて作成した.ここで、 $\sigma^2$ は分散、xはx軸上の任意の値、 $x_m$ は反応時間差の平均を示す.

#### 3. 実験結果

### 3. 1 タッチセンサでの到達時間の計測

**表-1**に実験条件<sup>1),2)</sup>や測点 A-B間, 測点 C-D間, 測点 A-C間, 測点 B-D間それぞれの 段波先端の到達時間差, 測点 A-C間と測点 B-D間を伝播するのに要する時間差を示す. 表 中の記号は,  $h_1$ は貯留水深である.  $\angle$ t は時間差, 添え字 A, B, C, Dは測点を表しており, S は斜面勾配である. **表-1** 中の $\angle$ t(AC-BD)の値が負であれば測点 A-C間の伝播時間が測点 B -D間のそれより短いことを示す. つまり浅い方(A点からの入射)の段波先端が深い方(B 点からの入射)のそれより速く伝播した場合が負で示されている.

水 (c	位 m)	S		段波伝播速度 (cm/s)					
$h_1$	h <sub>0</sub>		$\Delta(t_A-t_B)$					A-C 間	B-D 間
7			0.016	0.011	1.087	1.092	-0.005	73.6	73.3
8	2	0.01	0.014	0.008	0.991	0.997	-0.006	80.7	80.2
9			0.017	0.006	0.912	0.923	-0.010	87.7	86.7

表-1 実験条件と実験結果(タッチセンサ)

表-1 より測点 A-C 間の伝播時間が測点 B-D 間のそれより短いことがわかる.水深の浅い ところほど伝播速度が大きいことが確認できた.この結果は既報の実験データと同じ傾向を示 している.また,タッチセンサの精度(図-2参照)からもこの値は1/500 s 以上の差があるの で信用できるといえる.

### 3. 2 超音波式波高計での水位の計測

**表-2**に,波高が立ち上がりから落ち着くまでの凡その時間を示す.この時間は図-3のように 測った時間であり,全てのグラフを見て平均した時間である.

水位(。	m) s		t (s)					
$h_1$	$h_0$	5	A'	B'	C'	D'	E,	
7			0.900	0.900	0.700	0.700	0.700	
8	2	0.01	0.800	0.800	0.600	0.600	0.600	
9			0.700	0.700	0.600	0.600	0.600	

表-2 立ち上がり基準から水位が落ち着くまでの時間

表-3 に,各測点での波高を 示す.測点A',B'では3通 りとも $\triangle$ H<sub>A</sub>·の方が $\triangle$ H<sub>B</sub>·よ り波高が大きく既報の傾向と 逆の傾向を示している.測点 C',D',E'では、 $\triangle$ H<sub>C</sub>·が最 小となり、 $\triangle$ H<sub>D</sub>·が $\triangle$ H<sub>E</sub>·より 大きくなった.既報の結果で は $\triangle$ H<sub>C</sub>·が最大となり $\triangle$ H<sub>D</sub>· が次に大きく $\triangle$ H<sub>E</sub>·が最小だ ったため、測点C'を除いて 既報と同じ傾向を示した.



更に,図-4は各立ち上がり 基準時から落ち着くまで時間

図-3 各測点での水位の経時変化の例 (h<sub>1</sub>=9cm)

を足してから 0.1 s 間平均した波高から, 平均水深を引いた波高である. 殆どが既報の結果と逆の傾向を示していることがわかる.

また,全体的に既報の実験結果より波高が小さくなっている.7 cm ではおおよそ 0.5~0.6 cm, 8 cm ではおおよそ 0.6~0.7 cm, 9 cm ではおおよそ 0.7~0.8 cm 小さくなっている.4 cm 下流側 にずらしたことがどれほど影響しているかわからないし,何故小さくなったのかもわかってい ない.

水位(cm)		S	波高⊿H(cm)				
$h_1$	$h_0$	5	$ extstyle H_{A'}$	$\angle H_{B'}$	$ extstyle H_{C'}$	$\angle H_{D'}$	$\angle H_{E'}$
7			1.509	1.560	1.286	1.382	1.364
8	2	0.01	1.768	1.789	1.372	1.505	1.401
9			1.996	2.060	1.721	1.735	1.780

表-3 各測点での波高

### 4. 考察

### 4. 1 タッチセンサでの計測

タッチセンサを導入したことによって、段波到達時間を水面に接触することなく測ることが できた. 3. 1にも記述したように、多くの実験データが既報と同じ傾向を示した. しかし前 述したようにタッチセンサは光が遮られた瞬間を検知する. 水という無色透明なものを測って いるため、段波が来た瞬間でなく、段波ではない水の揺れで光を遮っている可能性もある. 今 回は一番初めにタッチセンサが反応した瞬間のデータを使って統一したが、読み取り誤差があ ると考えられる. そのためタッチセンサのデータの読み取りに関しては改善が必要であると考 えられる. 光が遮られるだけで反応するのではなく、反応する水位を決められるタッチセンサ があれば、それに変更することによって大きく改善できると考えられる.

また, 孔の大きさについては測点 A, B, C では直径 1.5 mm, 測点 D では直径 2.0 mm であった. 測点 D では, シリコンが光が通ることを邪魔していたため計測範囲が他より大きくなってしまった. 次回からは円錐模型の設置の際, 測点がある位置にシリコンが付着せず, 実験水路のアクリル板が汚れていない状態にし, 光がよく通るようにし, もう少し孔を縮めて計測範囲を小さくしたい.

これより今後の課題として、読み取り誤差を小さくすることと、計測範囲の縮小があげられる.

### 4.2 超音波式波高計での計測

**3. 2**にも記述したように,多くが既報と 逆の傾向を示した.

測点 C', D', E'に関しては, 測点 C'のみ逆 の傾向だった. これについては波高計の不具 合が考えられる. 測点 C'の波形は, 立ち上が ってからすぐに落ちているものが多かった. そのため測点 D', E'よりも使用できるデータ 数が少なかった.

測点 A', B'について考えられる原因として は、読み取り誤差があげられる.例えば、立 ち上がり基準に初めに達する点が 0.1 cm で、 次に 0.01 cm だった場合も同じように落ち着 くまでの時間を足し 0.1 s 間平均した.この場 合、0.1 cm が先で 0.01 cm が後になり、波高 もばらついてしまう.つまり小さい立ち上が り基準より先に大きい立ち上がり基準に達す るということである.これに関しては AD 波 形集録ユーティリティーを 1000 Hz で使って いるのでノイズが発生しているためと考えら れる(図-5 参照).

また,計測位置が既報より下流側に4 cm 程 度ずれている. それがどれくらい影響を及ぼ したのかもわかっていない.

これより、今後の課題としては設置位置を 設置場所がずれたことがどのくらい影響する のか明らかにすること、波高データが既報と 逆の傾向になった原因を明らかにすること、 ノイズを失くすことがあげられる.









(c) 9cm 図-4 各立ち上がり基準での波高



図-5 測点 A', B'での水位の経時変化の例(h<sub>1</sub>=7 cm)

### 5. おわりに

本実験では,波高に関しては既報の傾向と逆になったが,段波到達速度に関しては同じ傾向 を示した.これより,円錐浅瀬上における段波は水深の浅いところほど伝播速度が大きい傾向 を持っており,浅い方から深い方へと伝播する傾向が,本実験から再確認された.

**謝辞**:今回の実験を行うにあたり,惜しみない御協力をいただいた本学大学院生の相馬崇志さん,朝倉塁さん,卒業研究生の渡邊麻衣さん,田地秀光さん,安田晃照さんには深く感謝いたします.特に,渡邊麻衣さんには,実験データ取得のために貴重な時間を割いて頂きました. 併せて深く感謝いたします.

### 参考文献

- Matsutomi, H.: Two-dimensional Behavior of a Strong Bore over a Sloping Beach, J. Hydraulic, Coastal and Environ. Eng., JSCE, No.740/II-64, pp.197-208, 2003.
- 2) 松冨英夫・神 昭平:斜め入射する砕波段波の斜面からの反射,海岸工学論文集,第51巻, pp.256-260, 2004.
# 栗原市荒砥沢地すべり地と南耕英冷沢斜面崩壊地に分布する 凝灰質土の地盤工学的性質\*

## 日本大学工学部 梅村 順 新協地水(株) 原 勝重 日本大学工学部 橋本 桂弥・石塚 陽人・芦田未来矢

## 1 はじめに

平成20年6月14日に発生した岩手・宮城内陸地震の際、宮城県栗原市では、二迫川上流にある荒砥沢ダムの堤体の北西1kmほど上流の北側斜面で、今回の地震で最大の土砂移動となった地すべりが生じた(荒砥沢地すべり:写真-1)。また、三迫川上流の耕英地区冷沢では、その両岸斜面が幅1kmに渡って崩壊(冷沢崩壊:写真-2)した。著者らはこれらの地すべりと斜面崩壊それぞれで素因となった、凝灰質火山灰土について試料を採取し、それらの地盤工学的性質を調べた。本文ではまず、これら地すべりと崩壊の概要について紹介し、次いで採取した試料の地盤工学的性質、特に、地震に伴う破壊と、その後の移動体の長距離移動に着目して、

せん断変位の増加に伴う変形性状の変化を調べた 結果について述べる。そして、得られた性質から、 これら地すべりと斜面崩壊のメカニズムについて、 若干の考察を行う。

2 荒砥沢地すべりと冷沢崩壊の概要

#### 2.1 荒砥沢地すべり

荒砥沢地すべりの規模は幅 900m、長さ 1300m、 移動土砂量 67,000,000m<sup>3</sup>で、移動体の平均層厚は 100m を超えると推定され、移動体が北西から南東 方向に 300-350m の距離を滑動した。この地すべり の発生箇所はもともと、地すべり地形が認められ るところであった。今回の地震でこの地すべり地 形の東側の大部分が滑動し、さらに後方にも波及した<sup>1),2)</sup>。

図-1 は、日本地すべり学会が作成した、レーザープロフ ァイラに基づく陰影図に特徴的な地形を着色した地形分類 図である<sup>2</sup>。移動体の中腹から下部には地表の乱れの少な い地塊A、Bがあり、またそれらの間や不動部との境界には 圧縮擾乱帯(E)や圧縮丘(F)がある。さらに、東端には比高 は 10m 以上の泥火山(ダイアピル)様の隆起地形(G)が形成 されている。一方、中腹から主滑落崖までは陥没構造を呈 し、ここには取り残された2列の尖塔列(リッジC、D(写真 -3))と、北東部の小規模な逆向きスランプ型崩壊によって 形成されたリッジ(H)群が特徴的にある<sup>2</sup>。



写真-1 荒砥沢地すべり全景 ((社)東北建設協会提供)



**写真-2 耕英地区冷沢崩壊** (上方が下流。(社)東北建設協会提供)

\* Geotechnical properties of volcanic ash soils distributed in Aratosawa and Hiyashi-sawa landslide area, Kurihara, Miyagi pref by Jun Umemura, Katsushige Hara, Katsuya Hashimoto, Akihito Ishizuka and Mikiya Ashida



図-1 地形区分図
 (基図:林野庁東北森林管理局)<sup>2</sup>

## 2.2 冷沢崩壊

冷沢で発生した斜面崩壊の一例を、写真-4 に示 す。崩壊の多くはスランプ型であり、比高約 10m の斜面が奥行 5m 程度の規模で崩壊している。また、 崩壊後に土石流化して移動体が失われた。

崩壊は、斜面下部に露頭する、上面にアクリー ショナリ・ラピリを伴う降下軽石堆積物と、その 上位の溶結相を伴う火砕流堆積物の境界面付近を すべり面として生じている。

## 3. 地質と試料の物理的性質

著者らが確認したこの地域の暫定的な地質層序 を、表-1に示す。但し、地質系統は文献3)を参考 にし、表中には本文で検討した試料の採取層準を 示した。また、中新統後期に属する地層の傾斜は ほぼ水平、不整合で接する下位の中新統中期に属 する地層は東から北東向きに8~10度で傾斜して おり、また、中新統後期上面には埋没土壌が発達 しており、それを第四系の降下軽石堆積物層が不



写真-3 地すべり地内に形成された尖塔列



写真-4 代表的な冷沢崩壊の一例

表-1 この付近の地質層序 地質系統は、文献3)を参照した

地系	質統	地層名	構成地質	観察事項		
第四			火砕流堆積物	溶結相には deno で、理解なユータキシティック構造を示す。非 溶結相には二次増加が発達。 冷沢崩壊 試料		
L	系		降下軽石堆積物	<ul> <li>縦底、上面にアクリーショナリ・ラビリを伴う。</li> <li>下位第上面の役負地形に沿って準確。</li> <li>【不整合】</li> </ul>		
	中新統後期		埋 没 土 场 火砕流堆積制	下位大陸途里積物上面の大陸サージや数枚の大山反連積物を 覆って発達。一部、股后準續物を覆う箇所も見られる。 浴詰期はpartialで、軽石巨蒜を伴う。この地域では50m 程度 の厚さを示す。		
新第		小野松沢屬	凝灰質砂岩/頁岩	履理15m程度、本政層で各種理・業産で総括が自己的→、因結 度が低く、指で簡単に環境、層壁面によれどそれに直交する方向 へのクラックが発達、一部層理面に有種物を装在。 流 磁沢 地 す べり 試料		
三系		-	19 19	小豆大~直径数(mの円線を主体とした砂礁、上境界面から湧 水有り、下位シルト岩と描文し、連続目に乏しい、 焼酎が築造した砂塔/自(シルト)岩支属、この接触での収置		
			シルトギ	第通記地すべり舌端認には、古い地すべり滑動で切断された痕 跡有り。 [不整合?(未確認)]		
	中新統中期	葛峰曆	凝灰岩	現地では本物観乱。		

整合で覆っているため、降下軽石堆積物層は勾配の変化が他の層に較べて複雑である。

荒砥沢地すべり地では、写真-5 に示す圧縮擾乱帯や圧縮丘等の地形断面から、これらの地形が破砕された 小野松沢層中の凝灰質砂岩/頁岩互層構成物から成り、それがあたかも移動体縁辺部に沿って下位から絞り出 されて形成されたものであった。このことは、この層準にすべり面が形成されたことを示すと判断されるの で、この地すべり地左岸側の不動部で、その層準から試料を採取した(凝灰質砂岩/頁岩試料)。また、冷沢崩 壊地では、すべり面が形成された第四系の降下軽石堆積物層直上の火砕流堆積物層最下部の非溶結相を、崩



写真-5 圧縮丘(F)の開削断面 凝灰質砂岩/頁岩互層構成物(明灰色)の貫入

壊地背後から試料として採取した(軽石質火山灰試料)。試料はいずれも、ブロックで、乱さない状態として採取した。

それぞれの試料の物理的性質は、図-2、図-3の通 りである。凝灰質砂岩/頁岩試料はシルト分を多く含 み、コンシステンシー特性は非塑性であった。なお、 図中には参考として、フォールコーン法による液性 限界試験結果を示した。一方、軽石質火山灰試料は 粒径範囲が広く、軽石礫を主とする礫分から粘土分 までを含み、特に粘土分を 30%程度含んでいた。ま た、写真-6のように、自然含水状態のまま練返すと 塑性状態からスラリー状態に変化した。コンシステ ンシー特性から得られる液性指数(相対含水比)は 1 を超えて鋭敏な土と判断される結果からも裏付けら れ、この試料に特徴的なものであった。

#### 4. 採取した試料の地盤工学的性質

## 4.1 荒砥沢地すべり凝灰質砂岩/頁岩試料

## 4.1.1 試験方法

試験はまず、地震で破壊に至ったときにこの層準 に作用した応力を推定するための基礎資料として、 定体積一面せん断試験と非排水繰返し三軸圧縮試験 を、乱さない供試体と再構成した供試体を対象に実 施した。乱さない供試体を対象とした試験ではいず れも、試料に葉理面が発達しているので、上下方向 は原位置に合わせた。次いで、地すべり移動体が 300m 以上の長距離を移動したメカニズムを検討す るための基礎資料を得る目的で、リングせん断試験







図-3 冷沢崩壊軽石質火山灰試料の物理的性質



写真-6 冷沢崩壊軽石質火山灰試料の自然 含水状態での練返し (左)練返し前、(右)練返し後





を、再構成した供試体を対象に行った。

定体積一面せん断試験は、すべり面上で の土被り圧が大きいことを考え、上載圧を 1200kN/m<sup>2</sup>まで作用可能な中型(供試体寸法 直径100mm、高さ 60mm)高圧一面せん断試験 装置を用い、せん断変位速度0.05mm/min、 せん断箱間隔0.02mmで実施した。また、非 排水繰返し三軸圧縮試験は、圧密圧力を装 置容量限界である500kN/m<sup>2</sup>、背圧200kN/m<sup>2</sup> の条件で、正弦波0.1Hzを与えた。一方、 リングせん断試験は、排水、上載E300kN/m<sup>2</sup>

までの条件で、せん断箱間隔 0.02mm、中心線せん断変位 速度を 0.05mm/min で実施した。

## 4.1.2 試験結果

定体積一面せん断試験結果を図-4 に示す。図中には、 乱さない供試体と再構成供試体とを併せて示した。乱さ ない供試体の強度定数は、再構成供試体に較べて c<sub>cu</sub>'値が 大きく、aging が認められて軟岩と判断された。また、 ピーク強さを呈した後、残留強さにほぼ等しい再構成供 試体の破壊規準線に向かって軟化すると考えられるが、



図-6 凝灰質砂岩/頁岩の残留せん断強さ

試験を打ち切ったせん断変位15mmに達してもなお、その破壊規準線よりも大きなせん断強さを呈し、脆性的ではあるが、破壊後に一気に軟化する性質はないことが分かった。

(IMIN/m<sup>2</sup>)

აგ

modulus

Equivalent shear

また、非排水繰返し三軸圧縮試験での 10 サイクル目から得た結果を、図-5 に示す。図中には乱さない供 試体と再構成供試体とを併せて示した。再構成供試体では、圧縮・伸張ともに同程度のひずみが生じたが、 乱さない供試体では載荷軸応力が大きくなるに連れ、堆積構造と aging の影響に伴い引張側のひずみが生じ にくくなる傾向にあった。等価せん断剛性率  $G_{eq}$ 、履歴減衰率 h とも、乱さない供試体、再構成供試体ともほ ぼ同じ傾向を示した。0.01%程度以下までの片振幅せん断ひずみ  $\gamma_a$ では、 $G_{eq}$ が 76MV/m<sup>2</sup>程度、h が 0.08%以下 で、弾性的な挙動を示した。そして、 $\gamma_a$ =0.1%から  $G_{eq}$  と h の変化が顕著となり、 $\gamma_a$ =1%程度では  $G_{eq}$ が 15MV/m<sup>2</sup> 程度、h が 15%程度となった。また、初期せん断剛性率  $G_0$ は、乱さない供試体、再構成供試体とも 76MV/m<sup>2</sup> であった。以上のように、動的せん断特性は、乱さない状態、再構成状態ともほぼ同じ挙動を呈する点で、 特徴的であることが判った。

一方、リングせん断試験の結果を図-6に示す。残留強さから強度定数は、  $\phi_r$ =36.5°であった。

## 4.2 冷沢崩壞軽石質火山灰試料

## 4.2.1 試験方法

試験はまず、前述した凝灰質砂岩/頁岩試料同様、作用した応力を推定するために、定体積一面せん断試 験を乱さない供試体と再構成した供試体を対象に実施した。また、地震時の繰返し載荷に伴うせん断剛性変 化を推定するために、繰返し定体積一面せん断試験を乱さない供試体を対象に行った。次いで、崩壊後に土 石流化したメカニズムを検討する目的で、定圧一面せん断試験を乱さない供試体を対象に行った。これらの



試験ではいずれも、上下方向は原位置に合わせた。

いずれの試験も、標準の一面せん断試験装置(供 試体寸法直径 60mm、高さ 20mm)を用いた。せん断 変位速度は、定体積を繰返しも含めて 0.05mm/min、 定圧を 0.02mm/min、せん断箱間隔をいずれの試験 とも 0.02mm で実施した。また、繰返し定体積一面 せん断試験では、所定の変位に達したらせん断方 向を逆転し、せん断抵抗力が 0kN/m<sup>2</sup>になったら再 び正転に戻すことを繰返す方法で行った。

## 4.2.2 試験結果

定体積一面せん断試験結果を図-7 に示す。また、 図-8 は、繰返し試験結果の一例である。このよう な結果から、変位の増加に伴うせん断剛性の変化 を見るために、せん断逆転時の除荷過程での(せん 断抵抗力/せん断変位)勾配を求めて見掛けの剛性 率とし、せん断変位との関係で表して図-9 に示し た。上載圧に依らず、変位の増加と共に見掛けの 剛性率は急激に低下し、変位 2mm でほぼ塑性状態 に移行した。ここで、上載圧 $\sigma_N$ =200kN/m<sup>2</sup>までは、 見かけの剛性率が上載圧に依らずほぼ同じになる 傾向にあることが判った。

一方、定圧試験の結果を図-10 に示す。上載圧 σ=100kN/m<sup>2</sup>以上ではせん断応力-変位曲線が延性 的でダイレイタンシーが負を呈し、せん断変形を 受けると間隙水圧の上昇を引き起こす可能性が示



図-10 定圧一面せん断試験結果

唆された。また、体積変化は、 $\sigma=150$ kN/m<sup>2</sup>で顕著に収縮するようになり、それ以上の上載圧では、ほぼ一定となった。

なお、いずれの試験でも試験後のせん断面上にスラリー化した様子は視認できなかった。

- 5. 試験結果から推定される地すべり・崩壊メカニズム
- 5.1 荒砥沢地すべりのメカニズム

荒砥沢地すべりでは、すべり面上に少なくとも2層の溶結相を伴う火砕流堆積物が分布しており、その厚 さは100mを超えるものである。今回の地震時に、これら上載層に大きな慣性力が生じ、結果として対象とし た凝灰質砂岩/頁岩層に片振幅せん断ひずみで0.1%以上のひずみが生じたと推察された。

対象とした凝灰質砂岩/頁岩層は、軟岩様の強さを呈した。また、動的性質では乱さない状態と再構成状態とでほぼ同じ挙動を呈した。これらのことは、今回の地震とほぼ同規模の外力が作用しなければ、この地すべりは滑動しないと考えられ、過去にこの地域が今回とほぼ同規模の地震に見舞われた可能性を示唆する。それ故、この地すべりの滑動履歴が、この地域の地震活動になり得る可能性がある点で興味深い。

一方、この地すべりは滑動後、移動体は 300m 以上の距離を移動したが、ここでの試験では、残留強さを 用いるモデルでの長距離移動が説明し難しい結果となった。流体モデルの適用をはじめ、他のモデルで検討 する必要がある。

#### 5.2 冷沢崩壊のメカニズム

冷沢ではすべり面上に1層の溶結相を伴う火砕流堆積物が分布しているので、荒砥沢地すべり同様、この 層に作用した慣性力に起因して、対象層に一面せん断変位で2mmに相当する変位が生じ、弾性的性質が失わ れて変形が大きくなったと考えられた。

繰返し一面せん断試験では、上載E  $\sigma$  =200kN/m<sup>2</sup>程度で見かけの弾性係数の変化が $\sigma$  =100kN/m<sup>2</sup>とほぼ同じ 傾向であった。これは、上載E  $\sigma$  =200kN/m<sup>2</sup>程度でスラリー化が生じたためと思われる。この崩壊発生箇所の すべり面上の層厚は 8~10m 程度であり、そこから上載Eは 150~200 kN/m<sup>2</sup>程度と予想され、この推定上載 圧と対応している。このことから発生箇所の層厚が崩壊の一因であった可能性が示唆される。

一方、定圧一面せん断試験では、σ=150kN/m<sup>2</sup>時以降の体積変化傾向がほぼ同じになったが、これは上述した繰返し試験同様、供試体のスラリー化と関連すると考えられる。そして、σ=150kN/m<sup>2</sup>時以降は体積変化が 収縮側に大きく間隙水圧の上昇を生じやすくなり、σ=200kN/m<sup>2</sup>時程度ではせん断抵抗力も特徴的に低下する ので、それらが相互に作用して崩壊後の土石流化を引き起こしたと考えられる。

#### 6. まとめ

- 1) 荒砥沢地すべり凝灰質砂岩/頁岩試料はシルト分を多く含み、コンシステンシー特性は非塑性であった。 また、冷沢崩壊軽石質火山灰試料は粘土分を30%程度含み、自然含水状態のまま練返すと塑性状からスラ リー状に変化する性質を示した。
- 2) 荒砥沢地すべり凝灰質砂岩/頁岩試料は、軟岩様のせん断強さであった。また、非排水繰返し三軸圧縮試 験の結果、乱さない状態、再構成状態ともほぼ同じ挙動を呈した。
- 3) 荒砥沢地すべりでは残留強さを用いるモデルで、移動体の長距離移動を説明できなかった。異なるメカ ニズムでの解明が課題である。
- 4) 冷沢崩壊軽石質火山灰試料は、上載圧は 150~200 kN/m<sup>2</sup> 程度で繰返しせん断を受けるとスラリー化する ことが予想された。

最後に、東北森林管理局宮城北部森林管理署宮城山地災害復旧対策室長の江坂文寿氏、(株)テクノ長谷 加藤 彰氏、(社)東北建設協会、弘前大学 檜垣大助教授、東北学院大学宮城豊彦教授、東北工業大学千 葉則行准教授には、資料の提供や現地調査で大変お世話になった。ここに記して厚く感謝の意を表する。 参考文献 1)千葉他(2009):4.3.2 荒砥沢ダム上流で発生した大規模地すべりと変位地形,平成20年(2008年) 岩手・宮城内陸地震災害調査報告書,(社)土木学会東北支部他4学協会編,pp.69-73.2)東北森林管理局(2009): 岩手・宮城内陸地震に係る山地災害対策検討会分科会資料(荒砥沢地すべり),101p.3)農水省迫川上流農業水利 事務所(1999):『荒砥沢ダム技術誌』,農水省迫上川農業水利事務所刊.

# 圧電飛砂計を用いた砂丘斜面における飛砂の解析

東北大学工学部 満塩将太

東北大学災害制御研究センター 有働恵子・真野明

1.緒言

海岸の砂浜で起こる砂輸送の現象には「波による砂輸送」と「風による砂輸送」の2種類がある.前者は漂砂と呼ばれ主として前浜で起こる.後者は飛砂と呼ばれ主として後浜で起こる.飛砂は砂浜地形の変形をもたらす他にも、周辺地域に砂漠化をもたらしたり隣接する農地へ塩害をもたらしたりするなど様々な分野で深刻な問題を引き起こしている. 飛砂に関する諸問題を扱うためには飛砂量の算定が必要であり、様々な研究者によって研究が進められてきた.その中でいくつかの飛砂量の算定式(河村,1951;Owen,1964)が提案されている.また、提案されている飛砂量算定式には限界摩擦速度や摩擦速度が含まれるのだが、限界摩擦速度式

(Bagnold,1941)や摩擦速度と粗度長さの関係式(Raupach,1991)も提案されている.しかし、どの推定式も研究室 で行われた実験によって導き出されたものであり、実際に現地で飛砂量観測を行ってこれらの推定式の現地で の適用性を検討した例は少ない.様々な条件下で飛砂量の現地観測を行い提案されている推定式の適用性を検 討することが必要である.

すでに行われている飛砂の現地観測では気象条件の変化に伴う限界摩擦速度特性や気象条件の変化に伴う 海岸の飛砂特性(有働,2007;有働,2008)が調べられた.これらの研究は平面で行われた.しかし,飛砂が問題と なっている場所は必ずしも平面だけではなく,砂丘などの斜面勾配をもった場所も少なくはない.斜面では風 の場も変化し飛砂の動きも変化してくると考えられる.そこで本研究では,静岡県中田島砂丘において2009 年2月21日の平均風速及び飛砂粒子数データを用いて解析を行い,平面と斜面においての摩擦速度と飛砂フ ラックスの関係を調べた.



Observation of Aeolian Sand Transport of a Slope by Shota MITSUSHIO, Keiko UDO, Akira MANO

本研究で用いてデータの観測は、静岡県中田島砂丘において豊橋技術科学大学と東北大学が共同で行った (図-1).計測日は2009年2月21日で、中田島砂丘のふもと(以下 foot)と頂上(以下 crest)の地点でそれぞれ0.3m、 1m 地点の1分間ごとの平均風速、1秒間ごとの飛砂粒子数の計測を行った.風速は超音波式風向風速計を用 いて、飛砂粒子数は圧電飛砂計を用いて計測した.圧電飛砂計は圧電振動子に飛砂が衝突する際に生じるノイ ズを利用して10kHz で飛砂数を計測し、1Hz で飛砂数を記録する.1秒間あたりの最大カウント数は10000で ある(図-2). 圧電飛砂計で計測される飛砂粒子数 n(s)を飛砂フラックス q(kg/s)に換算する際には、はじめに1 分間の積算飛砂フラックスを算定しそれを 60 で除して1秒間あたりの平均飛砂フラックスを計算した.計算 式は、

$$q = \sum_{n=1}^{60} \frac{4}{3} \pi \left( \frac{d \times 10^{-3}}{2} \right)^3 \rho n \times \frac{1}{60}$$

を用いた. ここで, d:砂の中央粒径(crest:0.35mm, foot:0.33mm), ρ:砂の密度(2.65×10<sup>3</sup>kg/m<sup>3</sup>).

観測日の風向は北西に卓越していた(図-3). 0.3mの高さにおいて記録された風速が lmの高さにおいて記録 された風速より大きな値を示すことはなかったので(図-4), 0.3m, lmの2つの高さにおける風速のデータを用 いて1分間ごとの摩擦速度と粗度長さを算定した.これを算定するにあたっては、

$$u = \frac{u_*}{\kappa} ln \frac{z}{z_{0s} \times 10^{-3}}$$

という風速分布式を用いた. ここで, u:風速(m/s), u<sub>\*</sub>:摩擦速度(m/s), κ:カルマン係数(=0.4), z:風速計 の砂面からの高さ(m), z<sub>0s</sub>:粗度長さ(=mm).









3.粗度長さと摩擦速度との関係

粗度長さと摩擦速度の関係についてはRaupach(1991)によって以下のような式が提案されている.

$$z_{0s} = c_0 \frac{u_*^2}{2g}$$

ここでc<sub>0</sub>:定数(=0.16). この式の現地での適用性について調べるために,先に現地観測のデータに基づいて導出された粗度長さと摩擦速度の2乗の関係を表したものと比較した(図-5). crest では粗度長さと摩擦速度の2 乗は高い相関関係を示した.しかし,Raupachの提案する関係式と現地観測のデータをもとに引いた線形近似 曲線は一致しなかった.同様に,footでも粗度長さと摩擦速度の2乗は高い相関関係を示したのだが,現地観 測のデータをもとに引いた線形近似曲線とRaupachの提案する関係式は一致しなかった.またRaupachの提案 している式のc<sub>0</sub>の値を crest では0.40,foot では0.26 とすると線形近似曲線にほぼ一致するという結果が得ら れた.

4.摩擦速度と飛砂フラックスとの関係

発生した飛砂フラックスとその時の摩擦速度の関係について調べた(図-6). crest では飛砂フラックスと摩擦 速度との間にはほとんど相関がみられなかったが、foot では中程度の相関がみられた.

5.風速と飛砂フラックス

発生した飛砂フラックスとその時の風速の関係について調べた(図-7). 風速と飛砂フラックスとの関係も摩擦速度と飛砂フラックスとの関係と同様に crest の方が foot よりも低い相関関係を示した. つまり, 斜面を移動してきた飛砂は平面を移動してきた飛砂よりも風速との相関関係が低いことを示している.



図-5 粗度長さと摩擦速度の2乗の相関図



6.結論

現地海岸において、圧電飛砂計を用いて砂丘のふもと(foot)と頂上(crest)で観測されたデータをもとに解析を行った。粗度長さと摩擦速度の関係に関しては foot, crest ともに高い相関関係を示した。また、Raupach の式  $Oc_0$ の値を foot, crest でそれぞれ 0.26, 0.40 と変更することで今回の現地観測の結果と概ね等しくなることを示した。

観測日当日の風向から考えるとcrestでは主として斜面を移動してきた飛砂を, footでは主として平面を移動 してきた飛砂を観測していたことになる.このことから,摩擦速度と飛砂フラックスの関係に関しては平面を 移動してきた飛砂は摩擦速度と相関を示した(foot)ものの斜面を移動してきた飛砂は摩擦速度とはほとんど相 関を示さなかった.平面を移動してきた飛砂と斜面を移動してきた飛砂にこのような特性の違いがみられた 要因としては斜面における風の場の変化や,頂上(crest)で観測した飛砂が斜面を移動してきた飛砂だけを正確 にとらえたものではなく飛砂計周辺の飛砂も計測していた可能性があることが考えられる.

## 参考文献

有働恵子(2007):飛砂の限界摩擦速度に関する現地観測,海岸工学論文集,第54巻, pp.536-540.

有働恵子(2008): 圧電飛砂計を用いた飛砂フラックスの現地観測,海岸工学論文集,第55巻, pp.551-555.

河村龍馬(1951):飛砂の研究,東大理工研報告, No. 5, pp. 95-112.

Bagnold, R. A. (1941) : The physics of Blown Sand and Desert Dunes, Methuen, London, 265p.

Owen, P. R. (1964) : Saltation of uniform grains in air, Journal of Fluid Mechanics, Vol. 20, pp. 225-242

Raupach, M. R. (1991): Rough-wall turbulent boundary layers, Applied mechanics reviews, Vol. 44, pp. 1-25.

# 数値気候モデルによる豪雨の量と頻度の推計に関する研究

#### 福島大学大学院共生システム理工学研究科 川越 清樹

## 東北大学大学院工学研究科土木専攻 小野 桂介

## 1. はじめに

人為起源の温室効果ガス排出による気候システムの温暖化が指摘され、地球環境のリスク増大が危惧されている。リスク低減には、緩和策と適応策を補完的に用いることが必要とされており<sup>1</sup>,低炭素・循環型社会への順次的移行、温暖化を含む気候変動に伴う地球環境変化に適応できる社会形成が求められている。適切かつ 具現化された緩和策と適応策の指針を得るため、大気、海洋等の気候要素と温室効果ガス排出シナリオ(以下 SRES: Special Report on Emissions Scenarios)に基づく数値気候モデルを用いた気候変動の推計が世界各国の研 究機関で進められ、出力データを用いた影響評価が行われている。しかしながら、数値気候モデルの空間解像 度は0.5°から2.5°程度と粗く、局地的地形や土地利用状況により生ずる気象現象の再現には限界が有ると評 価されている<sup>2</sup>)。これらに対し、数値気候モデルのバイアス補正<sup>3</sup>、解像度のダウンスケーリング<sup>4)</sup>等の多角的 なアプローチから、細解像度の気象現象にも対応可能なモデルの精度を高める研究が取り組まれている。その 一方で、気候変動に対する早急な対応の要望から、マルチアンサンブルを用いることで、モデルの限界や不確 実性を予め含めた気候変動の影響を統合的に推計する研究も進められている<sup>50</sup>。この成果は、複雑な社会情勢 に伴い変化する温室効果ガス排出量に応じて柔軟に対応できる気候変動対策の検討に有用である。

多くの数値気候モデルは、気候システムの温暖化が与える影響として水循環の活発化に従う豪雨頻度増加を 見積もっている<sup>7</sup>。日本列島は、環太平洋造山地域に由来する急峻な河川地形の発達する地形的特徴と、沖積 平野に人口や資産の集中する社会的特徴により、河川を通じて相当量の水、土砂が短時間で移動しやすい条件 を有する。そのため、毎年、台風や梅雨前線の停滞による豪雨に伴い水災害が頻発している。気候変動による 豪雨頻度増加の推計は、日本列島の水災害のリスク増加と早急な対策の必要性を示唆するものである。

本研究では、AMeDASとIPCC data distribution center,および気候モデル開発機関より取得した18の数値気候 モデルの出力データを利用することでSRESに応じた豪雨の再現精度を日本列島全域、都道府県別で検討する とともに、再現精度を踏まえて気候変動に伴う豪雨に関する量と頻度をマルチモデルで推計することとした。 また、マルチモデルの推計結果を日本列島の近年の豪雨と水害被害額の関係式に当てはめることにより、気候 変動に対する水災害リスクの影響評価を試みた。

## 2. 解析方法およびデータセット

## (1) 数値気候モデルの豪雨再現精度検討

実績データと比較した数値気候モデルの豪雨再現精度は、1981年から2000年の期間を対象に日本列島全域、 および都道府県毎で検討した。検討した項目は、日降雨量100mm以上の出現日数と最大日降雨量である。

a)データセット

実績データには、気候変動監視レポート 2008 を参考に観測データの均質性が長期間継続されていること、

\*Study on heavy daily rainfall due to General Circulation Models, Fukushima University by Seiki Kawagoe and Tohoku University by Keisuke Ono また,各都道府県を網羅できることを考慮して, 82 ヶ所の地上気象観測所,AMeDAS の暖候期(4 月から11月)の日降水量データを利用した。検討 に用いた数値気候モデルの出力データは表-1 に 示すとおりである。モデルの出力データは暖候期 (4月から11月)の日毎の降水量である。モデル毎 に排出シナリオ想定に差異があるものの,概ねの モデルは、地域的に持続可能な発展を描く

表-1 数値気候モデル利用データ							
Model name	Country	SRES			Accession of output daily data		
BCCR-BCM2.0	Norway	AIB	A2 0		1971-2000	2046-2065	2081-2100
CCCma T47	Canada	0	ŏ	ŏ	1971-2000	2046-2065	2081-2100
CCCma T63	Canada	0		0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
CNRM-CM3	France	0	0	0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
CSIRO-MK3.0	Australia	0	0	0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
CSIRO-MK3.5	Australia	0	0	0	1971-2100		
ECHAM5/MPI-OM	Germany	0	0	0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
GFDL-cm2.0	USA	0	0	0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
GFDL-cm2.1	USA	0	0	0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
GISS-AOM	USA	0		0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
ECHO-G	Germany/Korea	0	0	0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
GISS-ER	USA	0			1971-2000	2046-2065	2081-2100
FGOALS-g1.0	China	0		0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
INM-CM3.0	Russia	0	0	0	1971-2000	2046-2100	
MIROC3.2(hires)	Japan	0		0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
MIROC3.2(mederes)	Japan	0	0	0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
MRI-CGCM2.3.2	Japan	0	0	0	1971-2000	2046-2065	2081-2100
NCAR ccem3	USA/Japan	0	0	0	1971-2100		
NCAR ocm1	USA/Japan	0			1971-2000	2046-2065	2081-2100

SRES-B2(地域共存型社会)の緩慢な温室効果ガス排出を除いた SRES-A1B(化石・非化石燃料バランスによる高成長型社会), A2(多元型社会), B1(持続発展型社会)で気候値を推計しており,これらの SRES に対する日降雨量 100mm 以上の出現日数と最大日降雨量を求めた。

b)数値気候モデル出力データの都道府県別集計

数値気候モデルの出力データは粗い解像度であるため、都道府県毎の気候値の導出が困難である。本研究では、メッシュ気候値 2000(監修:気象庁)を基に数値気候モデル出力データを3次メッシュ(解像度 lkm×lkm) にダウンスケーリングし、国土数値情報の都道府県コードにより都道府県別の日降雨量を求めた。メッシュ気 候値 2000 は、1971 年から 2000 年まで観測された AMeDAS の平年値を平均高度や陸度、海度等の地形要素を 説明変数にした重回帰式で補間し、日本列島全域を3次メッシュ化した気候データである<sup>8</sup>。そのため、地形 に依存した細かな解像度の気候分布を表現できるデータとして数値気候モデルの簡易的ダウンスケーリング に利用されてきた<sup>9</sup>。数値気候モデルの都道府県別日降雨量を求めるまでの過程を以下のi)~iv)に示す。

- i) 数値気候モデルの解像度に平均化したメッシュ気候値2000の月降雨量と数値気候モデルの1971年から 2000年の平均月降雨量の比(モデル補正係数*Bm*)を暖候期の月毎に求める。
- ii) 数値気候モデルの解像度に平均化したメッシュ気候値2000の月降雨量とこのメッシュ内のメッシュ気候 値2000の月降雨量の比(細解像度変換係数*Bd*))を暖候期の月毎,および3次メッシュ毎に求める。
- iii) モデル補正係数Bmj, 細解像度変換係数Bdjを数値気候モデルの日降雨量mjに乗じて3次メッシュ毎の日降 雨量Rjを求める。以下(1)に変換式を示す。

$$R_{ij} = m_j \cdot Bm_j \cdot Bd_{ij} \tag{1}$$

iv) 3次メッシュを国土数値情報の都道府県コード毎に集計し、都道府県の日降雨量を求める。

## (2) 気候変動に対する豪雨の量, 頻度の検討

気候変動に対する豪雨の量,頻度の検討として,数値気候モデルの1981年から2000年(以下 現在気候)の20年間のデータを基準に設定し,2046年から2065年(以下 近未来気候),2081年から2100年(以下 将来気候)の2期における日降雨量100mm以上の出現日数と最大日降雨量を日本列島全域,および都道府県毎に比較した。数値気候モデルの都道府県毎の集計は(1)節の方法と同様である。概ねの数値気候モデルは20世紀再現計算を基に21世紀に対する気候値を求めているため,1981年から2000年までを現在気候と仮定し基準に設定した。気候変動に応じた豪雨は数値気候モデル,およびSRES毎に検討するが,実績と数値気候モデルの豪雨再現精度もふまえた結果を考察で述べた。

## (3) 気候変動に伴う水災害リスクの影響評価

気候変動に伴う水災害リスクの影響は、豪雨の実績と、水害被害額の関係を明らかにし、その関係に数値気

候モデルにより推計される気候変動に応じた豪雨の 推計結果を反映させることで見積もられた。水害被 害額は、1988年から2007年に対する各年のデータ であり、国土交通省監修の水害統計より取得した。 水害統計の水害被害額は、被害変化だけでなく、経 済成長、停滞による各年の経済価値に影響されて変 動する可能性が高い。これに対し、水害統計では、 水害被害額デフレーターを用いることで平成12年 基準の価格に統一した水害被害額を求めている。水 害被害額の内訳として、一般資産、営業停止損失、 農作物の被害のみを考慮した。

## 3. 数値気候モデルの豪雨再現精度検討

地上気象観測所,および AMeDAS による豪雨実績 と数値気候モデルの豪雨推計を日本列島全域で比較 検証した結果として,図-1 に日降雨量 100mm 以上 の出現日数比較,図-2 に最大日降雨量比較を示す。

雨量 100mm 以上の日数の総和である。最大日降雨量 は、都道府県毎に出現した最大日降雨量を日本列島 で平均したものである。図から、数値気候モデルの 出力結果は、総じて実績データよりも日降雨量 100mm 以上の出現日数が少なく、最大日降雨量も小 さな値で示されていることが明らかにされた。数値 気候モデルは都道府県全土を平均したものであるた め、局所的な多雨の平滑化が検討結果に影響した可 能性もある。ただし、均質性が長期間継続される気 象観測所の概ねは、平均高度が低い等の地形依存し た降水の認められにくい主要都市に設置されている。 そのため、平滑化の原因のみで一概に説明できるも のではないと解釈される。この結果は、豪雨の再現



なお、日本列島全域の日降雨量 100mm 以上の出現日数は、都道府県毎に出現した 1981 年から 2000 年の日降



精度を高める場合、メソスケールの大気水循環の物理過程、極端な降水事象出現の統計的アルゴリズムも考慮 したダウンスケーリングを行う必要性を示唆する。また、本研究で試みた数値気候モデルを直接的に利用した 気候変動の影響評価を行う場合、変動比を活用することが適当であることを示している。以後の気候変動に対 する豪雨の量、頻度の検討では、気候変動に伴う水害リスクの影響評価は変動比を利用する。

数値気候モデルの空間的な豪雨の再現性を評価するため、都道府県毎に再現性を検討した結果を図-3 に示 す。量的な値について日降雨量 100mm 以上の出現日数、最大日降雨量ともに差異があるものの、静岡県から 鹿児島に至る日本列島の南海地域、日本アルプスの高山地帯、北陸地方は相対的に多雨地域として一致する。



しかしながら、東北地方、関東地方では、数値気候モデルにおいて豪雨の影響が認められないのに対し、実績 データにより日降雨量 100mm 以上の出現日数が多く、最大日降雨量も大きな値が示されている。特に関東地 方では、実績と数値モデル間に著しい差異が認められている。都市排熱に起因した水循環の活発化に伴う局所 的な短時間の降雨が近年問題にされているが<sup>10</sup>、数値気候モデルで再現しにくい都市化によるメソスケールの

大気水循環過程により出現する豪雨の存在が実績とモデルの誤差を広げているものと推測される。

## 4. 気候変動に対する豪雨の量、頻度の検討

実績と数値気候モデルの豪雨再現精度の検討より、変動比を基に気候変動に対する量、頻度を求める。図-4 は、日本列島全域に対する SRES に応じた各数値気候モデルの日降雨量 100mm 以上の出現日数比を現在気候、 近未来気候、将来気候で集計したものである。SRES-A1B は、MIROC3.2mdres を除くと近未来気候時に変動 比 1.0 から 2.5、将来気候時に変動比 1.0 から 3.0 前後に到達する安定した推移を示す。また、SRES-B1 は、 MIROC3.2mdres と hres を除くと近未来気候時に変動比 1.0 から 2.0、将来気候時に変動比 1.0 から 2.5 前後に到 達する安定した推移を示す。その一方で、SRES-A2 に関すれば、数値気候モデルによって不規則に変動し、 大きなばらつきを示している。この原因として、経済重視、地域性重視という極限状態の SRES に伴い不規則 に豪雨出現することが考えられる。図-5 は、日本列島全域に対する SRES に応じた各数値気候モデルの最大



図-7 気候変動に対する都道府県毎に変動比増加量

日降雨量比を現在気候、近未来気候、将来気候で集計したものである。日降雨量100mm以上の出現日数比と比較して、いずれの気候モデル、およびSRESともに安定した推移を示している。また、最大日降雨量の変動比も1.0から1,5弱であり、日降雨量100mm以上の出現日数よりも小さな変動比で示されている。この結果は、日降雨の量よりも、日降雨量100mm以上に示される豪雨の頻度が気候変動に従い著しく増加することを示している。図-4と図-5をSRES毎に整理したものが、図-6である。日降雨量100mm以上の出現日数比より、近未来気候時までSRES-A1Bの日降雨量100mm以上の出現日数比が最大だが、将来気候時にSRES-A2の日降雨量100mm以上の出現日数比が最大に変化することが明らかにされた。これはIPCC第4次評価報告書の結果と一致する<sup>1)</sup>、気温上昇量に伴う水循環の活発化に起因して日本列島の豪雨頻度が高まることを示す。

空間的な豪雨増加量を評価するため、都道府県毎に変動比増加量を示したものが図-7 である。日降雨量 100mm 以上の出現日数比の増加量より、関東地方以北の豪雨頻度の高まりが認められる。特に、北海道、青 森県、岩手県、秋田県の東北地方北部、関東地方、関東地方に接する福島県、山梨県、長野県の豪雨頻度の顕 著な増加が示されている。将来気候時には、各 SRES ともにこれらの地域で 200%以上(現在比 3 倍以上)の日 降雨量 100mm 以上の出現日数比の増加量が認められる。最大日降雨量比の増加量より、大局的に愛知県から 北側の日本列島、九州地方の降雨量増加が示されている。数値気候モデルに基づく結果を統合すると、気候変 動により日本列島北部の豪雨頻度、量が著しく増加すると解釈される。北海道、東北地方は、台風の上陸およ び接近しやすい静岡県から鹿児島に至る日本列島の南海地域と比較すると豪雨に伴う水災害の稀な地域であ る。しかしながら、数値気候モデルにより推計される豪雨から、気候変動に伴う水災害の急増が懸念される。

## 5. 気候変動に伴う水害リスクの影響評価

数値気候モデルの豪雨推計結果を参考に、気候変動による水害リスクの影響を評価した。検討結果は、図-8の日降雨量 100mm 以上の出現日数と水害被害額の関係に示すとおりである。実績による日降雨量 100mm 以上の出現日数と水害被害額の関係を定式化した場合、最も強い相関を示したものが指数関数式である。この式は決定係数 R<sup>2</sup>=0.562 で示され、統計的に有意な関係と解釈できる。この関係をふまえ、1988 年から 2007 年までの日降雨量 100mm 以上の平均出現日数を現在気候に対応できる基準として設定し、図-7 で求められた SRESに応じた日降雨量 100mm 以上の出現日数比を乗じて指数関数式に代入することで近未来気候、将来気候の平均的な水害被害額を求めた。なお、基準となる現在気候の平均水害被害額は 1160 億円である。実績を考慮した検討結果より、近未来気候時において、およそ現在比6 倍から7 倍の被害になることが見込まれる。また、

将来気候時では、およそ現在比 13 倍から 20 倍の被 害になることが見込まれる。近未来気候に関すれば 各 SRES ともに水害被害額に差異が小さいものの、 将来気候により被害額差が広がる傾向を示す。なお、 将来気候時の水害被害額は、豪雨に伴い深刻な災害 の生じた 2004 年の約1 兆 4160 億円に匹敵し、将来 気候において 2004 年時と同等な水災害が頻発する ことを懸念させるものである。



## 6. おわりに

数値気候モデルの再現精度を検討するとともに、モデルを基に気候変動に応じた日本列島、および都道府県 毎に豪雨の量と頻度の推計を試みた。結論、および考察を以下に列挙する。

- 実績と数値気候モデルの再現精度の検討より、関東地方の誤差の大きさが明らかにされた。この結果は、 メソスケール現象も考慮したダウンスケーリング手法の向上に努める必要性を示す。
- 2) 豪雨の量と頻度の検討より、数値気候モデルでは、気候変動に対し日降雨量100mm以上の出現日数比が最 大日降雨量比よりも大きな変化を示すことが明らかにされた。
- 3) 豪雨の量と頻度の検討より、数値気候モデルでは、気候変動に応じて日本列島北部の豪雨頻度、量が著し く増加することが明らかにされた。
- 4) 気候変動に伴う水害リスクの影響評価より、日本列島の豪雨頻度の変化を考慮した場合、近未来気候時に 現在比約6倍から7倍、将来気候時に現在比約13倍から20倍の水害被害額が見込まれることを明らかにした。

**謝辞**:本研究は環境省地球環境研究総合推進費(S-4)の研究助成によって行われた。数値気候モデルのデー タ処理でみずほ情報総研株式会社様に指導を頂いた。ここに記して謝意を示す次第である。

## 参考文献

- 1) 経済産業省,気象庁,環境省:IPCC第4次評価報告書統合報告書政策決定者向け要約, pp.1-24,2007.
- 2) 例えばHasegawa, A., and Emori, S.: Tropical cyclones and associated precipitation over the western North Pacific; T106 atmospheric GCM simulation for present and doubled CO2 climate, SOLA, Vol.1, pp.145-148, doi:10.2151/sola, 2005.
- 3) 例えばAmor V.M. Ines, James W. Hansen: *Bias correction of daily GCM rainfall for crop simulation studies*, Agricultural and Forest Meteorology, Volume 138, Issues 1-4, pp.44-53, 2006.
- 4) 例えばBarbara Tomassetti, Marco Verdecchia and Filippo Giorgi: *A neural network based approach for the downscaling of precipitation fields Model description and preliminary results,* Journal of Hydrology, Volume 367, Issues 1-2, pp.14-26, 2009.
- 5) 例えばJean-Philippe Vidal, Steven D. Wade: *Multimodel projections of catchment-scale precipitation regime*, Journal of Hydrology, Volume 353, Issues 1-2, pp.143-158, 2008.
- 6) 例えばYuji Masutomi, Kiyoshi Takahashi, Hideo Harasawa and Yuzuru Matsuoka : *Impact assessment of climate change on rice production in Asia in comprehensive consideration of process/parameter uncertainty in general circulation models*, Agriculture, Ecosystems & Environment, Volume 131, Issues 3-4, pp. 281-291, 2009.
- 7) 清野豁: アメダスデータのメッシュ化について, 農業気象, Vol.48, pp.319-383, 1993.
- 8) 川越清樹,風間聡,肱岡靖明,高橋潔:土砂崩壊リスク評価に対する気候モデルの適用,土木学会水工 学論文集, No.53, pp.661-666,2009.
- 9) 国土交通省:平成19年度版水害統計, pp.1-464, 2009.
- 10) 例えば三上岳彦:ヒートアイランド現象と都市型集中豪雨,下水道協会誌, Vol.42, No.512, pp.4-6, 2005.

# ボリビアにおける氷河後退と同国の水資源問題\*

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災害制御研究センター 真野 明

## 1. はじめに

地球温暖化に伴う気候変動,それがもたらす環境の変化は人類の将来にとってきわめて重大な課題であり, 様々な将来予測,緩和策・適応策の検討などがなされている.この中でも、氷河の融解がもたらす影響は多岐 にわたり、世界各地の氷河を対象に調査・研究が行われている.代表的な例としては、氷河湖の決壊による大 規模な洪水災害が危惧されているヒマラヤ<sup>1),2)</sup>や、アフリカのキリマンジャロ<sup>3)</sup>などである.

南米ボリビアにおいては、温暖化による氷河の融解水によって水資源が豊富になっている一方で、将来的に 氷河の縮退が進み、水資源が枯渇化することが懸念されている<sup>4)</sup>.このため、将来への影響予測と水資源の確 保ならびに渇水への適応策が重要な課題となっている.

そこで、将来予測が可能な数値シミュレーションよって、気候変動による水需要予測を通した都市計画や総 合水資源マネージメントによる社会環境と気候の変化に対する適応策を提案することを目的とした研究プロ ジェクトが進行している.具体的には、過去の研究により精度が高められた局所スケールにおける各要素モデ ル(雪氷解析、流出解析、ダム堆砂予測、水質評価、地域計画立案)の統合化とボリビア国内への拡張を行い、 気候変動と社会環境変化を反映した水資源管理モデルの開発を共同で行うものである.

本稿は、同プロジェクトの一環として 2009 年 8 月から 9 月にかけてボリビアを訪れ、現地調査を行った成 果を報告するものである.

## 2. 現地調査の概要

ボリビアは南米でももっとも貧しい国の一つである.高山域の盆地に位置する首都ラパスは、水資源の多く を高山域の降水量に過去から頼ってきた.近年では、氷河の融解によって水資源の増加がみられるが、少雨に よる渇水と豪雨による洪水頻度も増加しており、気候変動に伴う水循環システムの変化に、対応できていない. また、首都近郊の人口集中に伴う都市域の拡大と耕作地の拡大によって水需要は増加しているにも関わらず、 都市廃水による水質の悪化と貯留施設(ダムや貯水池)の老朽化や堆砂に伴い可能水資源量が減少している. こうした社会環境変化に伴う水資源システムの変化に、人間活動の基本である安全で安心な水供給を満足して いない.この様な背景から、今回の調査の対象は、首都ラパス市と、隣接するエルアルト市の水源である、 Huayna Potosi 西氷河および Tuni-Condorini 氷河を対象とすることとした.

研究対象であるボリビアの氷河地域の位置を図-1に示す.同国の首都ラパスの標高は 3,600m であり、今回の調査対象とした Huayna Potosi, Condoriri は、それぞれ 6,088m、5,850m の標高を有し、いずれも山頂部は 氷河に覆われている.

\* Glacier Retreat and Resulting Water Resource Problems in Bolivia, Hitoshi Tanaka and Akira Mano



今回の研究プロジェクトにおける研究グループの構成を図-2に示す.以下では、現地調査をもとに、それ ぞれの研究グループにおける研究内容・課題について検討を行った結果を示す.



図-2 研究グループの構成

#### 3. 現地調査の結果

(1) 雪氷研究について

9月2日に行った、Zongo 氷河、Chacaltaya 氷河跡の現地視察を踏まえて、9月3日に本プロジェクトが研究 対象とする2つの氷河の選定について、現地カウンターパートであるサンアンドレアス大学(UMSA)水理研 究所(IHH)と協議した. La Paz/El Alto市の主要水源であること、アクセスや機材設置が容易なこと、既存の 観測網を生かせることなどの要件を満たす氷河として、IHH 側からの強い推薦もあり、Huayna Potosi 西氷河、 Tuni-Condriri 氷河の2つを研究対象とすることを合意した. これらの氷河の位置を図-3に示した. 氷河融解 モデルは熱収支方に拠るものとし、そのモデル構築のための気象観測機器、検証のための流量観測機器を設置 することとした.

9月5日には、両氷河の視察を行い、IHHのRamirez博士より説明を受け、既存観測機器の確認、地形や氷河の観察を行った. 図ー4は、Tuni氷河の下流部に設置されている流量計測用の三角堰であり、この直下流に

おいて Tuni 湖に流入している.

氷河観測の課題としては、最初に既存の観測機器で盗難や破壊が多かったことが報告され、盗難防止や保険 などの対策をとる必要があることが挙げられる.第2の課題としては、降雨降雪に標高分布があることが IHH より報告され、これを限られた観測機器で如何に把握するかが挙げられる.



図-3 研究対象流域



図ー4 Tuni川下流部の三角堰

図-5 Huayna Potosi 西氷河下流の湿原

(2) 流出解析研究について

流出解析は、氷河融解と降雨・降雪を考慮した分布型モデルを開発することを、9月2日に行った IHH との 打ち合わせで確認した.また、解析範囲は対象氷河域から水源となっている貯水池までとし、流出解析の精度 の検証のため、該当貯水池に流入するすべての流量は、観測値あるいは流出モデルで推定することとした.(1) で確定した研究対象の両氷河の流出先は、図-3に示すとおり Tuni 貯水池であり、ここでの流出量と貯水池 の水位の測定値より、総流入量が推定でき流出解析の精度が検討できる.

課題として次の一点が特に重要である. Huayna Potosi 西氷河から Tuni 貯水池まで伸びる Huayna Potosi 川は 40km 程度の流程を有し、広い流域を抱えている(図-3参照). 流出解析の精度を確保するためには、ここで の降雨による影響を考慮する必要がある. このため、雨量計を複数設置し、できれば時間雨量の観測を行い高 降雨現象による洪水流出を評価できるようにすることが、特にこの結果を使って行われる土砂輸送解析では必 要である. また、IHH だけでは、多数の機器を設置するのが難しいと考えられ、上下水道公社(EPSAS) など 他機関が既設している観測データの収集利用が欠かせない.

(3) 土砂輸送研究について

対象とする氷河を Huayna Potosi 西氷河, Condriri 氷河に絞ったことから, 土砂堆積の検討を行う貯水池は Tuni 貯水池となる. ただし, いずれの氷河においても直下流に比較的広大な湿原を有し, その中を幅数十 cm 程度の水路が流下しており, 氷河域から多量の土砂輸送があるとは考えにくい状況であった(図-5). 一方, Huayna Potosi 氷河から東側に向けて発達した Zongo 氷河直下流にはこのような湿原が存在せず, 好対照を成し ている. Zongo 氷河の流量観測所においては土砂の堆積が著しく, 特に雨期には1ヶ月に三度ほどの土砂の排 除が必要とのことであった.

ただし、Huayna Potosi 西氷河から Tuni 貯水池に至る Huayna Potosi 川では左右岸から多量の土砂供給が認め られ、Tuni 貯水池における堆砂を引き起こす主要な要因になると考えられる.この状況を図-6、図-7に示 した.このため、前述の通り、精度の高い流出解析を行うとともに、その成果をもとに土砂輸送のモデル化が 重要な課題である.







図−6 Huayna Potosi 川中流部

図-7 Huayna Potosi 川取水堰の堆砂



図-8 Tuni 川河口部の土砂堆積状況



図-9 Tuni湖に流入する小河川河口部の土砂堆積状況

また, Tuni 氷河から Tuni 貯水池に流入する河川の最下流部には顕著な土砂堆積が認められ, この河川の土 砂生産に関しても検討が必要である. Tuni 湖河口部の様子を図-8に示している. また, Tuni 湖に流入する他 の小河川河口部の堆積状況を図-9に示す. 現地調査を実施した9月は乾期に当たるため, 湖内の水位が低下 している. このため, 雨期の洪水時に形成された円弧状の土砂堆積地形が明瞭に認められる. 今後, IHH の協 力の下, 定期的な測量を行うことにより, 貯水池の堆砂量を評価する可能であると考えられる.

(4) 水質研究について

水質調査は Tuni 貯水池およびこれに流入する河川において行う.具体的な調査は、多項目水質計による現 地計測と、採水資料の手分析とからなる.前者については購入機材としてすでに計上している.後者について は、UMSAの化学系研究室の協力を得て、水質分析を行えることが確認された.

Tuni 貯水池の中央付近には東西方向に横切る半島状の張り出し地形が見られる.この様な地形的特徴により, 二分された水域間での流動が阻害されているものと予想される.このような流動特性が水質環境に及ぼす影響 について,現地調査・数値シミュレーションを通じて検討を行うことが可能である.

なお,2009 年 8 月,9 月の現地調査に引き続いて,12 月には Tuni 湖における水質に関する現地調査が実施 されている(梅田・朝岡<sup>5)</sup>).

(5) マネージメント研究について

本研究は、上記4研究の成果を受けて行われるものであり、今回の現地調査においては、具体的な打合せは なされてはいない.

## 4. おわりに

本稿においては、今年度より着手された、ボリビアにおける氷河後退に関する研究の概要を紹介した、今後、 具体的な調査結果について報告を行う予定である.

謝辞:本研究は、JST-JICA 地球規模課題対応国際科学技術協力事業「氷河減少に対する水資源管理適応策モデルの開発」の補助を受けて実施されたものである.ここに記して関係各位に謝意を表する.

#### 参考文献

- 1) 中尾正義(編著):ヒマラヤと地球温暖化―消えゆく氷河,159p,昭和堂.
- 藤田耕史:アジア高山域における氷河質量収支の特徴と気候変化への応答,雪氷,第63巻, pp.171-179, 2001.
- Kaser, G, Hardy, D. R., Molg, T., Bradley, R. S. and Hyera, T. M.: Modern glacier retreat on Kilimanjaro as evidence of climate change: observation and facts, International Journal of Climatology, Vol.24, pp.329-339, 2004.
- Wagnon, P., Ribstein, P., Francou, B. and Pouyaud, B.: Annual cycle of energy balance of Zongo Glacier, Cordillera Real, Bolivia, Journal of Geophysical Research, Vol.104, D4, pp.3907-3923, 1999.
- 5) 梅田 信・朝岡良浩: ボリビア Tuni 湖流域の水環境調査, 東北地域災害科学研究, 第46巻, 2010. (印刷中)

# ボリビア Tuni 湖流域の水環境調査\*

## 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 朝岡良浩

## 1. はじめに

ボリビア多民族国は南米に位置する内陸国である(図・1 参照). 首都ラパスは, アンデスの 高山域の盆地に位置し, 水資源の多くを高山域の降水に依存している. 特に氷河の融解を起源 とする表流水が, 水資源の多くを占める. 近年, 氷河融解の進行により, 一時的な水資源の増 加がみられる. しかし, ラパスを含むアンデス高地は, 降水の少ない半乾燥地域であり(図・2 参照), 少雨による渇水が発生することも多い. またラパス市及び近郊のエルアルト市では, 人 口集中に伴う都市域の拡大と耕作地の拡大によって水需要は増加している. さらに, 気候変動 に伴う水循環システムの変化が予想されており, 将来的に氷河が融解し消失した後の水資源の 確保が大きな課題となっている. こうした自然環境と社会環境の変化に対応した水資源システ ムの再構築による, 十分かつ安定した水供給の確保は, 国内で大きな関心となっている.

こうした課題に対処するため、筆者らを含む日本とボリビアの共同研究グループが、気候変動による氷河の減少に伴い懸念される将来的な水資源不足への対応について検討を開始したところである.そこで、当該研究において対象となる Tuni ダム湖およびその流域について、予備調査として現地踏査を 2009 年 12 月 2~3 日に実施した.調査内容は、流域の概要などを現地の共同研究者(サンアンドレアス大学水理研究所-Instituto de Hidraulica e Hidrologia, IHH-)などに聞き取りを行うことに加え、簡易方式による水質計測を実施した.本論文では、この結果を踏まえて、現地の状況に関して紹介をする.



<sup>\*</sup>Field observations on aquatic environments in Tuni Reservoir basin, by Makoto Umeda and Yoshihiro Asaoka (Tohoku University / JST, SATREPS)

#### 2. 研究対象地域の概要

Tuni 湖は、ラパス市から北北西に約 30km に位置する貯水池である. 1977 年に完成したロ ックフルダムである.総貯水容量は 24.7×10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>,満水時の水位高度は 4,437m である (写真 -1, 2). この貯水池からエルアルト市内の浄水場へ 1.0m<sup>3</sup>/s の水が送られており、エルアルト 市に 80%、ラパス市に 20%の比率で配水される.

図・3 に示すとおり、Tuni 湖への流入する河川は、大きく 3 つに分けられる.またそれぞれ の流域の最上流部には氷河が存在していることが大きな特徴である.流域の一つは、Tuni 湖へ 直接流入する Tuni 氷河流域である.流域面積は約 10km<sup>2</sup>である.あとの二つは、Tuni 湖へ 面側に位置する Condoriri 氷河流域で、Tuni 湖への集水面積は約 15km<sup>2</sup>である.もう一つは、 Tuni 湖の東側にある Huayna Potosi 西氷河流域で、集水面積は約 35km<sup>2</sup>である.もう一つは、 ちのほかに、湖へ直接流入する残留域や図-1 でやや細い線で示した河川があるが、これらは常 時は(特に乾期には)ほとんど水が流れていないようである.このことは、半乾燥地というこ の地域の特徴を示しているとともに、氷河の融解による流出水の主要河川での重要性を示唆す るものと考えられる.



図-3 Tuni ダム湖流域の概略と調査地点



写真-1 Tuni 貯水池(容量 24.7 百万 m<sup>3</sup>, 高度 4,437m)



写真-2 Tuni 湖面 (中流部から下流を望む)

## 3. 研究対象地に関する既存の観測態勢

IHH の共同研究者から、本研究の対象地とその周辺における、これまでの種々の観測状況に ついて聞き取りを行った.その概要は以下の通りである.現在、IHH はフランスの研究機関(開 発調査研究所-Institut de Recherche pour le Développement, IRD-)と共同で Zongo 氷河(本研 究対象地の東方で隣接する流域)の気象観測を 1991 年から実施している.この調査は、 GLACIOCLIM (Les GLACIers, un Observatoire du CLIMat)という氷河観測プロジェクトに参加 している.観測項目は放射 4 成分、気温、湿度である.データは氷河観測プロジェクト GLACIOCLIM のホームページから取得可能とのことである.

Tuni 湖の水位データは、ラパス・エルアルト水道公社(EPSAS-Empresa Publica Social de Agua y Saneamiento-)が1996年から観測開始しており、日単位のデータがある.また Tuni 湖に流入する支川の上流部(Huayna Potosi West, Tuni bajo [写真-3, 4], Condoriri [写真-5, 6])で気象観測と流量観測が行われている.なお、流量データは15分間隔のデータから日データに平均化される.それぞれの気象観測項目と期間は表-1のとおりである.現在測定が継続している2地点において、電源は太陽光発電とバッテリのハイブリッドであるが、ソーラーパネルは盗難を試みた形跡が見られる(写真-6).

Tuni 湖流域外の気象自動観測ステーションについては,国立気象水文協会(SENAMHI-Servicio Nacional de Meteorologia e Hidrografia-)が Tuni 湖から約 32km 離れた地点(ラパス市内)で正味放射量,気温,風速,湿度,降水量を観測している.測定期間は 1960~2007 年で,測定間隔は基本的に 15 分となっている.その他,ラパス市内 4 地点,エルアルト市内 2 地,チチカカ湖付近(Tuni 湖から西方に約 35km 離れたチチカカ湖岸の Batallas 及び Huarina)の 2 地点で気温・湿度・雨量(Pluviografo)を観測している.なお,ラパス市内の 1 地点においては, 1950 年から 2002 年まで日射量,降水量,気温の測定が行われていた.

これらの地域における降水の分布については,地形の影響やチチカカ湖からの水蒸気の影響 などがあり,かなり複雑である. IHH の共同研究者も降水分布に関するモデルの構築がまだ不 十分であると考えているということである.



写真-3 Tuni bajo 観測所(流量堰と気象観測機)



写真-4 Tuni bajo 観測所(下流側から)

観測地点	期間	測定項目	測定間隔					
HuaynaPotosiWest	1999年12月~2006年							
Tuni bajo	1999年12月~継続中	気温,湿度,流量	15 分					
Condoriri	1999年9月~継続中	気温,流量	15 分					

表-1 Tuni 湖周辺の観測状況



写真-5 Condoriri 観測所



写真-6 ソーラーパネル(補助状況と悪戯跡)

## 4. 今回の調査結果

今回の調査は、2009年12月2~3日に実施した.調査内容は、前章で述べたような流域の概要をIHHの共同研究者などに聞き取りを行うことに加え、簡易方式による水質計測を実施した. 測定事項は、水温、pH、電気伝導度の計器測定(東亜ディーケーケー(株)製)に加えて、参考 としてパックテスト((株)共立化学研究所製)を用いた栄養塩濃度等の測定も行った.調査地 点は、図-3に示す5地点([1]~[5])である.Tuni湖及び主要な流入河川で測定した.

Tuni 湖は中心部に突き出る半島のより二つの湖に分断され、人工水路で繋がっている(写真-3). 水路の水深は 3.5m であり、2009 年 10 月に掘削されたものである. それ以前は、水位の低い時期(乾期)に Tuni 湖が半島で二つに分断されていた.

この掘削水路の直上流側で HuaynaPotosi からの導水水路の放流が行われている(写真-4). この水路は,1986年に Tuni 湖左岸に水路を設けられたものである.1995年には水路が拡大さ れたということである.図-3において破線で示されたのがこの水路である.水路は、半島下流 で合流するのが自然であると思われるのを、敢えて湖上流部まで延伸しているのは、河川水に 含まれる土砂(主として微細成分)を堆積させるためである.



写真-3 貯水池上下流を結ぶ掘削水路



写真-4 HuaynaPotosiからの導水路の放流



写真-5 HuaynaPotosi 川の取水(分派) 堰



写真-6 堰上流の土砂堆積状況

HuaynaPotosi 川は、Condoriri 川より濁度が高い傾向にあるとのことである. Tuni 湖への導水 路の取水堰(写真-5)の付近には、浚渫を行った土砂が堰の左右岸に盛られており、このこと からも土砂流出が多いこと推察される(写真-6).調査時の HuaynaPotosiの河川水は微細土砂で 茶色く濁っていた. さらに HuaynaPotosi 川の上流域に廃鉱山がある. 流量堰の上流において、 水力発電所とそこへの水路があるが、発電所は2年前から停止している. HuaynaPotsi 川の上流 域には湿地が存在し、乾季には面積が減少し雨季に増加する.

一方、Condoririからの導水路は、1995年に設置されたものである.地図等から確認する限り、 この水路は、Condoriri流量堰の下流にある小規模な治水用ダムの下流側で取水されていると思 われる.なおこの導水路の流量は測定されていない.Condoriri氷河の下流には、比較的大きな 氷河湖(写真-7)が存在している.

水質の測定結果(2009年12月2日実施)を表-2,3に示す.氷河からの流出水であるという ことに加え,標高が高いため,水温は10℃程度と概ね低い.パックテストの測定結果はあくま で参考値であるが,どの地点も概ね清澄な水質であると言えそうである.ただし,Tuni川と Huayna Potosi川の河川水は,目視では土砂による濁りがやや目立っていた.その影響か,Huayna Potosiの水路において COD がやや高めにでている.なおTuni川の水色はTuni湖の色と近く, やや緑色掛かった白濁色であった(写真-3,4).HuaynaPotosi川の廃鉱山に関しては,下流の HuaynaPotosi流量堰でのpH測定結果が7.6であったことから,重金属類の流出のような影響は, ほとんど無いものと考えられる.



写真-7 氷河湖と Condoriri 氷河



写真-8 Condoriri 観測所直下に広がる湿地

	~	0 /11/241		
바 도	測定	水温	pН	EC
地尽	時刻	[°C]	[-]	[mS/m]
[1] Condoriri 川	10:37	10.3	7.79	9.46
[2] Tuni 湖左岸	11:55	11.9	7.51	9.94
[3] Huayna 水路	12:24	10.8	7.79	9.94
[4] Tuni 川	14:53	11.5	7.64	4.77
[5] HP 西氷河下流	17:39	8.3	7.73	9.66

表-3 水質測定結果(計器測定)

表-2 水質測定結果(パックテストの簡易測定)

바 노	測定	COD	NH <sub>4</sub> -N	NO <sub>2</sub> -N	NO <sub>3</sub> -N	PO <sub>4</sub> -P
地点	時刻	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]	[mg/L]
[1] Condoriri 川	10:35	0.5	< 0.2	< 0.005	<0.2	< 0.02
[2] Tuni 湖左岸	11:55	2	0.2	0.005	0.2	0.03
[3] Huayna 水路	12:20	4	0.3	< 0.005	< 0.2	0.03
[4] Tuni 川	14:45	2	0.2	0.005	0	0.02

## 5. おわりに

今後より詳細な調査,検討を進め,熱帯氷河を持つ流域に関する知見を増やすとともに,ボ リビアの水資源管理に寄与する成果を出していきたい.

**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, JST/JICA)の支援を受けて 実施された.

# 十三湖の水環境条件とヤマトシジミの生息状況

東北大学 工学部建築・社会環境工学科 石田行彦

- 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
- 八戸工業大学 環境建設工学科 佐々木幹夫

## 地方独立行政法人青森県産業技術センター内水面研究所 長崎勝康

## 1. はじめに

青森県津軽半島北西部に位置する十三湖は、国内有数のヤマトシジミの産地である. しかし近年ではシジ ミの漁獲量の減少が懸念されており、その原因として湖内の水環境条件の変動が関連していると考えられる. 本研究では、十三湖内で実施したシジミの現存量調査と、十三湖の最大の流入河川である岩木川における水 質調査の結果を解析し、シジミの生息状況について考察した. ヤマトシジミの生息に影響を与える要因のう ち、本研究では餌としての COD に着目した.

#### 2. 研究対象領域及びヤマトシジミの概要

+三湖は、岩木川の最下流部に位置する汽水湖である。岩木川は、流域面積は2,544km<sup>2</sup>、幹川流路延長が 115km である。最下流部で日本海へと注ぐ直前に、十三湖を経由している。図-1 に流域及びに湖形状の概略 を示した。十三湖は、湖面積 18.6km<sup>2</sup>、水面標高 0m、湖心部における最大水深が約 2m の浅い湖である。十 三湖の下流端が岩木川の河口となっており、水戸口と呼ばれている。湖の容積に対して集水面積が大きいこ とから、湖水の平均滞留時間が 3 日程度と湖水の回転が早いことも特徴の一つといえる。流入河川は、岩木



図-1 十三湖及び岩木川流域図

\*Water environment and inhabitation of Corbicula japonica in Lake Jusan by Yukihiko Ishida, Makoto Umeda, Hitoshi Tanaka, Mikio Sasaki and Katuyoshi Nagasaki 川を主流とし全流域面積の約80%を占める.

+三湖では、ヤマトシジミが重要な漁業資源となっている.漁獲量全体のうちの90%がシジミであり、年間1,000t以上の漁獲をほこる.ヤマトシジミは汽水域に生息する二枚貝である.底質が砂質である所に定着して、水中の植物プランクトン及び懸濁有機物を餌とする.成長期は4月から11月であり、7月から9月は 産卵期にあたる.また殻長の成長速度は7mm程度である<sup>1)</sup>.

## 3. ヤマトシジミの生息状況調査

## 3.1. 生息状況調査の概要

ヤマトシジミの生息状況の調査は、青森県水産総合研究センター内水面研究所により行われている. 回数 は年に一回、夏季に1日または2日間の日程で実施される. 調査内容は湖内の41地点においてシジミを採取 し各個体の殻長を計測するものである. 殻長ごとに個体数を計測し、その結果から各地点別及び全湖平均の 殻長別個体数密度を求める. また殻長 18.5mm 以上と殻長 18.5mm 未満の個体に分けてそれぞれの合計重量 を計測する. この結果から全湖の総現存量(シジミの推定合計重量)を求める. また数年に一度底質分析が行



図-2 シジミ個体数密度分布

174

われ、シジミの生息限界に関わる粘土シルト含有率が測定されている.

## 3.2. 調査結果

図-2 に 2002 年,2003 年,2005 年及び 2007 年の,十三湖におけるヤマトシジミの個体数密度分布を示した.湖内の多地点で調査が行われており,年ごとのシジミの生息密度の分布や,殻長別の生息数の変動の傾向を知ることができる.2002 年は,後述するように総現存量(湖内シジミ総重量)が低かった年であるが,2つの高密度生息区域は例年高い個体数密度を示している区域である.理由の一つに,底質の条件が挙げられる.シジミの生息適正条件として底質の粘土・シルト含有率が 10%以下であるとされている<sup>1)</sup>.上記の 2つの高密度生息息は、例年 10%以下で,底質に砂の成分が多いことが、シジミの生息密度の高さに関係していると考えられる.ただし、その他の区域における高密度生息地の変動は、底質の変化だけでは説明できない.このため分布の変動を考察するには塩分、DO や餌の空間変動を考慮する必要があると考えられる.また高密度生息地は小さな個体が多い場所であり、産卵による影響も考えられる.

図-3 に現存量及び個体数密度の経年変動を示した.現存量は年によって大きく変動していることが分かる. 特に 2002 年から 2004 年にかけては急激に増加していることが確認された. 殻長 18.5mm 未満の現存量もこ れと類似した変動を示している. これに対し 18.5mm 以上の個体はまったく異なる変動を示している. この 理由としては小型の個体ほど湖内の流動や生息環境の変化による影響が大きいこと, 18.5mm 未満の重量増 加には産卵による加入が大きく関わっていること, 18.5mm 以上の個体には漁獲による損失が大きく関わっ





図-3 現存量及び個体数密度の経年変動

ていることなどがあげられる. 殻長別個体数密度に関しても同様に殻長が小さいほど変動が大きい傾向が見 られる. 現存量と殻長別個体数密度を比較すると、それぞれの変動傾向は異なっていることが分かる. 例え ばその年の個体数密度が高くても現存量が大きいとは限らない. これは、小さい個体ほど個体数変動は激し いが体重は軽いためである.

図4に2002~2004年及び2008年の殻長別個体数密度を示した.年ごとの殻長別個体数密度の内訳を知る ことができる.2002年は総個体数密度が少なく,殻長の小さな個体(稚貝)も少ないため産卵による加入が少 ないと考えられる.しかし2003年は稚貝の大量発生が見られる.2004年は前年度に比べ稚貝は少ないもの の7.5mmから14.5mmの範囲で個体数密度が多い結果となっている.またこの年の現存量は前年度の約1.9 倍に増加している.この現存量の大幅な増加の原因は,前年度に発生した稚貝が成長したためと推測される (シジミの成長速度は年間7mm程度).2008年は2004年を大幅に上回る稚貝の大量発生が確認されおり,総 個体数密度は2004年比で約3.6倍にもなっている.このため2009年における現存量の大幅な増加が予見さ れる.しかし,稚貝の生存性も年によって差があると考えられるため,どの程度の増加が起こるかという予 測は難しい.

## 4. 岩木川水質及び流量の経年変動観測

+三湖の流入河川は岩木川を主流とし全流域面積の約80%を占める. このため岩木川の流量および流入水



図-4 殻長別個体数密度



図-5 岩木川経年水質,流量変動

質の変動が十三湖の水環境に大きく影響していると考えられる.そこで本研究では国土交通省による岩木川 の長期定点観測結果を用いて考察を行う.

## 4.1. 観測の概要

岩木川の水質及び流量の定点観測は国土交通省により行われている.測定地点は、図-1 に示した岩木川の 河口から約 30km 上流に位置する五所川原地点である.この地点では流量の長期定点観測及び月に2回、ご く近傍の乾橋において水質調査が行われている.調査項目は COD,総窒素,総リン,BOD などである.

## 4.2. 観測結果

図-5 に COD,総リン,総窒素及び流量の経年変動を示した. COD,総リン,総窒素に関しては春季に最 小値となり夏季に最大値を示す傾向が見られる. この理由として春季は融雪により流量が増大すること,夏 季は農業活動など人為的な要因で河川への有機物の流入が増加することが挙げられる. また,岩木川の COD は常に 2mg 以上を示している.

## 5. 考察

図-3 に示した殻長別個体数密度の変動より、2003 年及び 2008 年に稚貝の大量発生が見られる. 一方図-5 から、同年の COD は夏季に高くなっていることが読み取れる. 2005 年から 2007 年にかけて大発生は見られ



図-6 岩木川夏季 COD と稚貝個体数密度の相関

なかったが、同期間における COD は、夏季に低い傾向がある.この関連について考察を行った.シジミは 懸濁有機物を主に摂食する.したがって有機物量の変動はシジミの成長、産卵などに影響を及ぼす可能性が ある.特に夏季はシジミの成長及び産卵期であり、この時期にシジミは多量の有機物を摂食する必要がある. このことから夏季の有機物の流入と稚貝の変動は関連している可能性があると考えられる.

そこで、岩木川の夏季の懸濁有機物と稚貝の個体数密度の相関性を調べた.ここでは、岩木川の COD を 十三湖へ流入する懸濁有機物の指標と考えた.結果を図-6 に示す.稚貝の大きさは、殻長の成長速度は年間 7mm 程度であることから、0-6.5mm までとした.また COD の値については、産卵期が 7~9 月であることか ら、その期間の平均値とした.図-6 によると COD が高いほど稚貝の個体数密度が高い傾向が確認できる. よって、夏季の岩木川からの有機物流入は稚貝の生育に影響を与えている可能性がある.このような生物的 な現象において図-6 で得られた相関は比較的高いと考えられる.しかし、岩木川の COD(濃度)と稚貝の増殖 の因果関係は必ずしも明確ではない.また、COD 以外の要因による影響についても、考慮する必要があると 考えられる.

## 6. まとめ

本研究では、近年のヤマトシジミの生息状況と流入河川の流量及び水質の変動を把握することができた. また夏季における流入有機物は、産卵や稚貝の生育に影響を与える可能性があることが分かった. 今後は底 質の変動や塩分、DO など他の影響要因も考慮し、総合的にヤマトシジミの変動を考察する.

## 謝辞

本研究は、岩木川における河川生態学術研究会の総合的な調査研究の一環として実施された.また本研究 の一部は、科学研究費補助金基盤研究(B)(21360230,代表:田中仁)により実施された.本研究にあたり、 国土交通省青森河川国道事務所にご協力頂いた.ここに記して謝意を表する.

#### 参考文献

1) 中村幹雄編著(2000), 日本のシジミ漁業, たたら書房, 1-16.
# 越流による堤防裏法面侵食に及ぼす植生の影響に関する実験

#### 東北大学工学部 佐藤元泰

#### 東北大学大学院工学研究科 野手武・有働恵子・真野明

# 1 実験背景と目的

近年の局所的豪雨,大雨の頻度増加など気象環境の変化によって,堤防の計画高水位を超え て洪水になる危険性は増加しており,これに対応した治水計画が要求されている.また,公共 事業費削減の政策や予算縮小を望む世論などコスト面にも配慮する必要がある中,既存堤防の 強化方法や評価方法の確立は,求められる治水計画にとって有益な情報となる.

洪水に対する堤防の評価において,堤防の計画高水位を超えて越流破堤の可能性がある場合 の破堤予測には,破堤にいたる物理的過程の解明が必要不可欠である.過去の破堤事例の観測 や実スケールの実験によって,越流侵食と破堤に至るまでの様々な物理的要素との関係性は巨 視的には明らかになりつつある.

この物理的要素のひとつに堤防裏法面に生える植生が挙げられる.実スケールの実験(国土 交通省,2006)1)では、植生がない場合に比べ、ある場合は侵食の速さが遅くなる結果となり、 また同じ植生が生えている場合でも刈り込んである場合のほうが、放置され背が伸びた状態よ り侵食速度が低減されている.しかしこのような植生が洪水のような流速の速い流れに及ぼす 影響の研究は数少ない.よって今回の実験では、この植生の堤防裏法面侵食に及ぼす影響を、 洪水時の基本的なモデルを使い、植生による底面せん断力への影響と土砂の巻き上げフラック スに注目し、その関係性を実験で明らかにすることを目的とする.

# 2 実験方法

# 2.1 現象の簡易モデル化

堤防を越流した流れは,裏法面で常流から射流へ変化する.流速は加速し,水深は等流水深 となる.ここで起こる侵食は,流れ方向の底面せん断力によっておこる土砂輸送と考えると, 射流で速さが速いために輸送形態は浮遊が卓越し,また,裏法面法肩では流水中の浮遊砂濃度 は低く,土砂の巻き上げが激しく起こると考えられる.底面に植生がない場合,等流条件で流 水が受ける重力は底面のせん断力と釣り合っている.植生が存在すると,重力はせん断力と植 生の茎・葉部分の抗力の和と釣り合う.この植生の抗力によって,底面せん断力は小さくなる ため,土砂の巻き上げフラックスも小さくなると予想される.また,植生の根の体積分,底面 の土砂体積も減るため巻き上げフラックスは減少する.

これらの基礎的現象をモデル化した実験装置を用いて検証していく.

#### 2.2 実験装置

これらの現象をモデル化し、水理実験を行う.用いる実験装置を写真 1~3 に示す.乱流境界 層の発達や土砂の浮遊条件を考慮し水路長は 5m,水路幅は 0.2m,勾配は 1/10 に設定した.水

Experiment concerning influence of vegetation on embankment back slope erosion by overflow, Tohoku University by Motoyasu Sato, Takeshi Note, Keiko Udo and Akira Mano

路床は上流端より 4.4m は発砲ポリスチレンによる固定床,下流端より 0.6m を実験ケース部と して発泡ポリスチレンの固定床と土砂の移動床の2種類とした.これは移動床の実験で巻き上 げられた土砂量を巻き上げフラックスとして近似するためである.植生の茎・葉モデルには竹 ひごを用い,路床全面に 2cm 間隔で高さ 3cm,円柱状のものを正方 45 度ねじれに配置した(写 真 4).植生の根モデルには、ラッカーやペンキの研磨除去に用いられるたわしを用いた.



写真1 実験装置(横から) 写真2 実験装置(縦から)



写真3 実験装置(流速測定部)写真4 植生モデル

# 2.3 実験ケース

実験ケースは,固定床に植生モデルを埋め込むケース(ケース1),移動床に植生の茎・葉モデルを埋め込むケース(ケース2),移動床に植生の茎・葉モデルと根モデルを埋め込むケース(ケース3)の3種類とした.

ケース1では 5,8,11L/s の3種類の流速を用いて,底面 0.2mm, 1.0mm, 2.0mm から水面付近 まで 2.0mm 間隔で流速を 100Hz のサンプリング周波数で測定する.これにより,水路に対して の鉛直流速分布と流速乱れを求め,これにより底面せん断応力を以下の式によって算出する.  $\tau = -\rho \overline{u'v'}$ 

*τ*: せん断応力, *ρ*: 密度, *u*': 流下方向の流速乱れ, *v*': 横断方向の流速乱れ

また、過去の実験データと分布を比較、検討する.

ケース2では植生がある場合のせん断力と巻き上げフラックスの関係を調べるため、ケース 1と同様の流速の水を流し、土砂の巻き上げフラックスを求める.これは巻き上げられた土砂 を水路下流端でトラップし、体積を測定することで近似する.またケース1で求めた底面付近 せん断応力との評価を行う.

ケース3では密度の異なる植生の根モデルによる土砂体積の減少が巻き上げフラックスの減少に影響するかを調べる.ケース2と同じ実験を行い,巻き上げフラックスの変化を評価する.

# 2.4 予備実験

#### 2.4.1 流量設定

水路を流れる水量は,実験水路前に設置したバルブの開度によって決まる.設定水量は実験 水路下部に取り付けた直角三角堰の越流水深によって算定し,設定した流量に達した時のバル ブ開度を本実験に用いた.

用いた直角三角堰を写真5に,流量式を以下に示す.

 $Q = Ch^{5/2}$   $C = 1.350 + \frac{0.004}{h} + (0.14 + \frac{0.2}{W^{1/2}})(\frac{h}{B} - 0.09)^2$   $Q: 越流量(m^3/s) h: 越流水深(m)$   $C: 流量係数(m^{1/2}/s) B: 水路幅(m)$ W: 水路底面より切欠き底点までの高さ(m)



写真5 直角三角堰

2.4.2 等流確認

任意の流量3ケースで水路に水を流し,流下方向17地点で水深を測り,水の流れが等流であるかを確認した.実験の様子を写真6に,結果を図1に示す.横軸は測点,3ケースともほぼ水深は変化していないため,実験水路が等流であることを確認した.





	1.60 1.40	y=	0.0064x - 1.	3457			
	1.20	v	0.0058x-1.	2069	◆ 水深1(cm)		
F	1.00	1					■ 水澡2(cm)
こ 既	0.80	t					▲ 水澤2萬測定(em)
ž	0.60	t					→ 長河2(cm)
	0.40	÷	××× ×××				
	0.20	y =	• • 0.0034x + 0	4248			——穆形(水深)(em))
	0.00	+					
		С	5	·0 測点	15	20	
			5	< 1	等流码	寉認	

2.4.3 流速計とロガーの設定

本実験で流速を測定する際に、レーザー流速計を 用いた.この流速計から出力される計測電圧値はデ ータロガーを通じて PC に C-Logger ファイル, Excel ファイルとして転送され、係数をかけて流速値とす る.このときアクリル板の汚れや水中の気泡によっ てレーザーが妨げられるケース、ロガーの設定間違 いによる設定された電圧値と出力された電圧値が異 なるケース, PC での処理速度が転送されてくるデー タ量に追いつかずに処理落ちするケースがないこと を確認した.



写真 6 レーザー流速計での流速測定

# 3 実験結果と考察

# 3.1 ケース1 流速分布,流速乱れ分布結果

今回の実験流量 5,8,11L/s の流速分布と植生がない場合の流量 10L/s の対数則による流速分布 の理論値を図 2 に示す. 横軸が流速,縦軸は底面からの距離を植生高によって無次元化した値 である. 植生がない場合は底面付近でも流速が 100cm/s を越えているのに対して,今回の実験 値は 50cm/s 程度までに抑えられている. この傾向は植生高付近まで見られ,植生がなくなると 流速が増加している. 流量が多い場合ほどこの傾向は顕著になると考えていたが実際には流量 の違いで植生外層での流速の増加が現れることはなかった.

次に、流下方向にとった流速乱れ強度の分布を図3に示す. 横軸に乱れ強度、縦軸は図2と 同じ底面からの距離を植生高によって無次元化した無次元量である. 速度勾配が最大となるた めに流速乱れはいずれのケースでも植生高で最大値を示している. 図2の流速分布では3ケー スと植生層内では分布に変化が表れなかったのに対して、流速乱れ分布の図3では流量が5L/s のケースと11L/sのケースで流量がほぼ倍になると乱れの値も倍となっている. また横軸を最 大乱れ強度で無次元化した図4を見てみると分布の形は3ケースとも似ており、乱れの構造は 流量に関わらず同じような構造をしていることが分かる.



図2 流速分布



#### 3.2 ケース1 流速分布,流速乱れ分布の過去の実験値との比較

今回測定した流速分布,流速乱れ強度分布と乱流条件で過去に行われた実験(清水ら,1991) 2)の実験値との比較を図 5,図 6,図 7 に示す.清水らの実験では勾配を 1/1000 程度とし,流 速を今回の実験より抑え,3 ケースのデータを残している.図 5 で,今回の流速分布は流量の 違いからその分布位置は異なっているものの,分布傾向は清水らの実験ケースと近い分布を見 せている.

図6の流速乱れ分布では、図3での考察と同様,清水らの実験でも流量が増えると流速乱れ 分布は増えていることが分かる.図7は図4と同様,横軸を最大流速乱れ強度で無次元化した 値とした.今回と清水らの全ケースで植生上端部の流速乱れが最大となり,植生層,植生外層 に入るにつれ流速乱れは小さくなっており,同様の流れ場構造を成している.しかし河床位付 近では、今回の実験と清水らの実験で分布が異なり,清水らの実験の場合は底面付近で乱れは 収束方向に向かうのに対して、今回の実験では底面付近で乱れ強度は増加している.これは今 回の実験と清水らの実験で,植生モデルの格子配置が違うこと,底面材質の違いなど実験条件 が異なっているため,現段階で何が原因なのかを確定することはできない.







# 4 まとめと実験の今後

植生有と無の流速比較で,植生が流速を減衰させていることが分かった.今後,K-εモデル によって出されたせん断力との関係,また今回出された流速乱れからレイノルズ応力から水路 に対しての並行成分垂直成分の等方性を仮定して出したせん断力の妥当性も調べていく.

勾配 1/1000 で流速の遅い清水らの実験と、今回の勾配 1/10 で流速の速い今回の実験を比べると、底面に近い個所では分布に差異がでたものの、それ以外では流速乱れの分布が近似していることから底面の流れ場は勾配、植生の配置、流速にかかわらず同じ乱れ構造になっていると予測できる.また、今回の3種類の流量での実験値を比較で、流速と流速乱れの分布の関係についても考察の余地が残されているので今後明らかにしていきたい.

実験は今後実験ケース2,3による実験を行い,せん断力との関係を考察するため土砂の巻き 上げフラックス量を求める.

参考文献

1)国土交通省河川国道事務局:平成19年度須川堤防実験解析検討業務報告書

2)清水義彦・辻本哲郎・中川博次・北村忠紀:直立性植生層を伴う流れ場の構造に関する実験的研究,土木学会論文集,1991

# 河川監視カメラを用いた河川水理状況モニタリング手法の検討\*

#### 東北大学工学部 落合雄太

#### 東北大学大学院工学研究科 梅田 信

#### 国土交通省北上川下流河川事務所 齋藤茂則

#### 1. はじめに

一級河川の多くには河川管理を目的とした CCTV(Closed Circuit Television)カメラが設置されている.カメラ の利用目的は様々であり、具体例としては不法行為(不法投棄、不法取水、不法工作物)の監視、河川環境の 状況把握、洪水時の河川および河岸状況の監視などが挙げられる.しかし、現在、カメラをより有効活用する ことが望まれている.カメラ画像から河川の状態に関する定量的な情報を引き出すことが可能になれば、活用 範囲は拡がることが期待できる.画像から引き出せる可能性がある定量的な情報の一つとして、流速、流量な どの河川の流れに関する情報が挙げられる.

本研究では、カメラ画像から流速を計測するために、粒子画像流速計測法(Particle Image Velocimetry、以下、 PIV)を用いた.河川の水面を撮影した画像を PIV により解析して河川の表面流速が求められれば、実際に河川 に行かずに流速を計測することができる可能性がある.そこで本研究では既設の CCTV カメラ画像を用いて、 洪水時の河川の表面流速を PIV で計測した.またこの結果を用いて流量の算出を試みた.

#### 2. 解析対象の概要

本研究の対象領域である鳴瀬川は、宮城県にある一級河川である.鳴瀬川水系には、国土交通省により河川 管理用の CCTV カメラが数 km ごとに計 23 地点に設置されている. PIV で流速を計測するためには、基準点 を得るために河川の両岸が映っていることが必要である.この条件を満たす地点の一つが図-1 に示す野田橋 (宮城県大崎市松山町千石) 地点である.ここは、河口から約 24.6km 上流に位置し、右岸にカメラが設置さ

れている.

本研究では、2009年10月の台風18号により発生 した洪水流を対象とした。台風18号が宮城県を通過 する前後の野田橋付近の観測地点の雨量と水位の変 化を図-2に示す。最大雨量は8日の12時に記録され た28mm/hであり、最高水位は8日の21時に記録さ れた4.61mであった。流速が大きい方が解析精度が 高くなるとされるため、最高水位を記録した付近の 時刻が解析に好ましい時間ではある。しかしながら PIV では撮影した画像が暗いと解析が行えない。そ こで本研究では、2009年10月8日12時30分から 17時までの時間帯を対象に解析を行った。



\*Study on monitoring method of river flow conditions by use of CCTV images

by Yuta Ochiai, Makoto Umeda, Shigenori Saito





#### 3. 画像解析

#### 3.1. 解析方法

図-3 に本研究で用いた一般的な PIV による解析方法の流れ<sup>20</sup>を示す. PIV は画像の輝度に着目した相互相関 法により流速を算出するため、河川表面の浮遊物だけでなく、水面に現れている波紋や気泡も一種のトレーサ ーとして取り扱うことができる.また、通常 CCTV カメラは堤防上に設置されているため、河川を斜めから 撮影することになる.このような斜めから撮影した画像であっても、射影変換を行い、水平投影画像に変換す ることにより、解析を行うことができる.しかしながら、撮影位置から物理的に遠方に位置する場所の画像は、 射影変換を行う際、画質が低下してしまうことがある<sup>30</sup>ため、カメラの位置が河川からなるべく近いことが望 まれる.本研究では、射影変換のための基準点4点の設定を台風通過時とは別の日に行い、図-4に白線で示す 領域(79m×72mの長方形)の映像に対して、射影変換を施し、PIV による解析を行った.

# 3.2. 解析結果と考察

表-1 に示す解析条件で12:30 から1 時間ごとに解析を行った. 結果について、平均表面流速ベクトル図を図-5(a)-(e)、平均流速分布を図-6(a)-(e)に示す. なお、解析条件の名称は既往の研究<sup>4)</sup>に準ずる.



図-5 1分間の平均表面流速ベクトル (a)12:30~12:31 (b)13:30~13:31 (c)14:30~14:31 (d)15:30~15:31 (e)16:30~16:31



図-6 1分間の平均表面流速分布図 (a)12:30~12:31 (b)13:30~13:31 (c)14:30~14:31 (d)15:30~15:31 (e)16:30~16:31

河川の流下状況から考え、図-5の表面流速ベクトルの向きは概ねうまく計測できたと推測される.図-6(a)-(c) より、時間が経過するごとに全体的に流速が大きくなっていき、流速分布が類似していることがわかる.しか しながら、河川の状況から考え、さらに流速が大きくなると推測される図-6(d)において、流速が全体的に小さ くなってしまっている.これは雨粒がカメラのレンズに付着したため、画像が不鮮明になり、誤ベクトルが計 測されてしまったのではないかと考えられる.また、図-6(c)においても流速が全体的に小さく、他の時間帯と は多少異なった流速分布になっている.これは既に日没時刻に近く、画像が暗いため、十分な輝度が得られな かったと考えられる.その他の誤ベクトルを計測する原因としては、橋脚の影が河川に映ったこと、射影変換 を行う際に画質が低下してしまったことなどが考えられる.

#### 4. 流量推定

#### 4.1. 推定方法

計測した表面流速から流量の推定を行う.流量を推定するために、まず、横断測量を行い、河床横断面図を 得る.次に測量した横断面を水平方向にいくつかに分割し、それぞれの横断面に対応する流速を掛ける.その 横断面と流速の積を合計することにより流量を推定することができる.用いた横断面は、図4で示した測定範 囲内にある、野田橋から約75m下流の横断面(図-7)を用いた.また、横断面の分割幅は2mとした.

流量の算定は、計測した表面流速とそこから推定される水深平均流速の2通りを行った. なお、水深平均流 速*U*は、表面流速*V*から対数則を用いて、(1)式から推定した.

$$U = V - \frac{u_*}{\kappa} \tag{1}$$

ここに、u\*:摩擦速度、κ:カルマン定数、である. なおu\*は以下の式で得られる.

$$u_* = \sqrt{gRI_e} \tag{2}$$

ここに、R: 径深、 $I_e:$  エネルギー勾配である. なお、今回は $\kappa = 0.4$ 、 $I_e$  は河床勾配と仮定して計算した. 河 床勾配は、図-7 とそこから 100m 下流の横断面を用いて算出した.

#### 4.2. 推定結果と考察

前節の方法で算出した流量と、以下に示す HQ 式より求めた流量を比較した結果を図-8 および表-2 に示す.  $Q = 53.96(H + 0.09)^2$  (0.28  $\leq H \leq 3.78$ ) (3)

ここに, Q:流量, H:水位である.



the last	水位(m)	HO 式からの	推定	流量(m <sup>3</sup> /s)	HQ 式との差(%)		
時刻		流量(m <sup>3</sup> /s)	表面流速	水深平均流速	表面流速	水深平均流速	
12:30	1.22	92.60	143.00	107.21	54.4	15.8	
13:30	1.51	138.14	185.98	138.57	34.6	0.3	
14:30	1.89	211.54	238.96	176.78	13.0	-16.4	
15:30	2.34	317.32	287.57	211.57	-9.4	-33.3	
16:30	2.82	455.37	407.19	299.88	-10.6	-34.1	

表-2 HQ 式と推定流量の比較

12:30~14:30 において、HQ 式から求めた流量と表面流速から推定した流量を比較すると、推定流量の方が大 きくなった.しかしながら、水深平均流速から推定した流量と比較すると、差は比較的小さく、概ね良好な結 果が得られたと考えられる.しかしながら、16:30 と 17:30 において、HQ 式より求めた流量に比べ、表面流速、 水深平均流速の両者から推定した流量が小さくなった.これは、第3章で述べたように、得られた画像の条件 が良くなったため、流速が過小評価されたためではないかと考えられる.また、今回、水位が大幅に上昇し、 川幅が解析範囲を大きく超えてしまい、流速が計測できなかった部分があることも誤差原因として考えられる.

# 5. おわりに

本研究では、CCTV カメラの有効活用する一つの方法として、カメラ画像から PIV により洪水時の河川にお ける表面流速の計測と流量の算出をすることを提案した.計測結果は概ね良好であり、本研究より、カメラの 活用方法の可能性を広げたと言える. PIV による解析は、今回のような洪水時の急激な水位上昇に対しても、 画像を得ることが可能であれば、流速、流量の計測が行うことできる.

しかしながら課題点として、周囲が暗かったり、雨粒がレンズに付着したりするような悪条件の画像や、射 影変換の際の画質低下等により、解析精度が低下してしまうことが挙げられる.その結果、撮影条件が限定さ れてしまうことを確認した.カメラをズームすることにより、画像の解像度を上げ、解析精度を上げることが できるが、ズームにより撮影範囲が限定されてしまうため、ズームと撮影範囲のかね合いを考慮する必要があ る. 今後、撮影条件および PIV の解析条件の変化に伴う解析結果の変化を確認し、適切な解析条件の検討が必 要である.

**謝辞**:本研究は、河川整備基金の助成を受けて実施された.記して謝意を表する.

#### 参考文献

1) 水情報国土データ管理センタークリアリングハウス: http://idc.river.go.jp/ch/page1.htm

 2) 綾史郎,藤田一郎,柳生光彦: 画像解析を用いた河川の洪水時の流れの観測,水工学論文集,第 39 巻, pp.447-452, 1995

3)藤田一郎,河村三郎:ビデオ画像解析による河川表面流計測の試み,水工学論文集,第38巻,pp.733-738, 1994

4)野村昌生,綾史郎,武藤裕則,藤田一郎:淀川水系における LSPIV の利用に関する研究 - ITV 画像の利用 を目指して - ,河川技術論文集,第8巻, pp471-476, 2002

# OVERWASHED SEDIMENT INTO THE GAMO LAGOON IN NANAKITA RIVER MOUTH AND EFFECTIVENESS OF THE OVERWASH PREVENTION CONSTRUCTION

# Xuan Tinh Nguyen<sup>1</sup>, Ryutaro Hirao<sup>2</sup>, Hitoshi Tanaka<sup>3</sup>

#### ABSTRACT

Coastal overwash occurs primarily during severe storms. In the Japan, overwash is common during the Typhoon on a low sand dune or beach as well as on the barrier island between lagoon and sea. Overwashed sediment or washover can be transported very long inland and on barrier islands in their natural state, contributes to the maintenance of an island's sediment budget during severe storms. Overwash may damage or destroy bridges and roads or simply render roads impassable due to large depths of deposited sand. Overwash can lead to coastal breaching when the overwashing waves and currents open new inlets on barrier islands. The occurrence of storm is expected to increase because of the Global Warming Effects so the study about storm impacts is become very important for coastal management and engineers.

# 1. INTRODUCTION

Study area is located in the southern part of Sendai Port as shown in the Figure 1. This sandy beach is limited by Nanakita River mouth in the south and Sendai port in the north. However, this study will be focused on the sandy beach at the Gamo Lagoon as denoted by a dot-line in the Figure 1.

Overwash is often occurred during the extreme storms and it is the flow of water and sediment over the crest of the beach that does not directly return to the water body where it comes from such as ocean or lake. Washover is the sediment transported and deposited inland by overwash processes. There is a number studies on the overwash process such as Sallenger at el. (2000), and Donnelly at el. (2005). Most of them have classified the overwash processes into two main mechanisms of overwash, namely runup overwash and inundation overwash.



Figure 1: Location of the study area on Japan map

From 8th to 10th of October 2009, an extreme Typhoon number 18 was attacked to the Nanakita Beach in Japan. Figure 2 is the aerial photograph taken before one month of the typhoon and Figure 3 shows the aerial photograph was taken immediately 4 days after the typhoon. There a big amount of sediment was transported

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Post-doctor Fellow, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Undergraduate Student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, 6-6-06 Aoba, Sendai 980-8579, Japan

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

and deposited inland after as seen in Figures 3. The morphological change of this area suggested that the sediment was even reached to the Gamo Lagoon area. This intruded sediment may cause the smaller area of lagoon, thus it is definitely not good for the lagoon environment. This study is to evaluate the total deposited sediment by overwash processes in the Nanakita Beach and to discuss about the importance of constructions for preventing the wave overwash as well as sediment intrusion into the lagoon in this area.



**Figure 2:** Aerial photo of study area on 5<sup>th</sup> Sept. 2009

# CONSTRUCTION AREA GAMO LAGOON After the Typhoon

Figure 3: Aerial photo of study area on 14<sup>th</sup> Oct. 2009

Cross-shore profile measurements

In order to estimate the impacts of Typhoon to the beach and calculate how much was the deposited sediment inland, the pre- and post-storm beach profiles as well as the hydrodynamics condition are appreciated. However, there were no historical data of the previous cross-shore profiles that available to use in this study area. Based on

the evidence that the before surface beach layer was covered by vegetation and grass, the cross-shore profile holes were dug until reaching this grass layer and then measure the sediment thickness so that the previous beach surface was roughly known. An example of digging hole is shown in Figures 4. The average deposited sediment thickness is about 10 cm height.

2. DATA COLLECTION AND ANALYSIS

The results of measured cross-shore profiles and location holes can be seen in the Figure 5. There were in total seven different locations occurring wave overwashing during the typhoon. The whole study area was divided by two area, namely construction area and overwash area as shown in Figures 2, 3.



Figure 4: Thickness of deposited sediment after the Typhoon

#### **Topographic field measurement**

A field survey is also conducted to measure the topography of study area in order to get the shape of dunes and overwash fans morphology. The result is plotted and shown in Figure 6. It is clearly seen that overwash only occurred through the lower notch in between two dunes.

In the southern part near Nanakita River mouth, the elevation of topography is quite low and morphological changes suggested that this part was inundated during the typhoon.



Figure 5: Location of overwashed area and surveyed profiles



Figure 6: Topography of the study area

#### 2.2 Hydrodynamics collection

The time series of hydrodynamic conditions of typhoon such as the wave height, wave period, and water level including storm surge height are of interest when estimating beach profiles response due to overwash and for developing and applying the empirical formula discussed in this study. The wave information is taken from the Sendai Port station which located in about 20m of water depth. The tidal level is obtained from the Ayukawa station. The time-series of Typhoon 18th hydrodynamic conditions are illustrated in Figure 7 and summarize of the maximum condition values are shown in the Table 1. where  $H_c$  is the dune crest height, *R* is wave runup height calculated by Larson Formula (2004).



height calculated by Larson Formula (2004). Figure 7: Hydrodynamic condition of Typhoon No. 18 The excess runup,  $\Delta R$ , is difference in elevation between the wave runup heights plus storm surge height (Still Water Level) and the beach crest height. And the excess runup duration,  $t_D$ , is the time of excess runup occurrence.

Table 1: Summarize of maximum hydrodynamic values of the Typhoon 18 in 2006

Profile No.	Wave height H (m)	Wave period T (s)	Beach crest height H <sub>c</sub> (m)	Tidal level (m)	Runup height R (m)	Excess runup ∆R (m)	Excess runup duration t <sub>D</sub> (s)
Profile 1	3.65	8.6	2.56	1.09	3.24	0.68	126000
Profile 2	3.65	8.6	2.82	1.09	3.24	0.42	108000
Profile 3	3.65	8.6	2.07	1.09	3.24	1.17	248400
Profile 4	3.65	8.6	2.85	1.09	3.24	0.39	108000
Profile 5	3.65	8.6	2.56	1.09	3.24	0.68	122400
Profile 6	3.65	8.6	2.56	1.09	3.24	0.68	126000
Profile 7	3.65	8.6	2.54	1.09	3.24	0.7	126000

# 3. RESULTS AND DISCUSSIONS

#### 3.1 Cross-shore overwashed sediment volume

Nguyen (2008) has developed an empirical formula for overwashed sediment volume by assuming this volume is proportional to the sediment transport rate multiplied by the excess runup duration ( $t_D$ ).

$$Q = 0.0011 \frac{H_c}{R} \frac{t_D}{T} (R - H_c)^2$$
(1)

where Q is the cross-shore sediment transport volume (m<sup>3</sup>/m), R is the wave runup height (m), and  $H_c$  the beach crest height (m) referenced to the still-water level,  $t_D$  is the overwash duration (s), T is the wave period (s), and an empirical coefficient,  $\alpha = 0.0011$ , was calibrated using the field data sets from United States.

By applying the Equation 1 for seven cross-shore profiles and comparison with the measured volume, which is computed by integrating the area between two profiles, and the results are illustrated in the Figure 8. These

shown that there is a well agreement between calculated and measured sediment volume. Most is felt in a factor of two.

#### 3.2 Total of overwashed sediment volume

Using above seven measured overwashed sediment volumes and by multiplying to the overwash fan area, the total overwashed sediment volume, which deposited on the surface of Nanakita beach can be computed as approximately equal to 930 m<sup>3</sup>. Since this typhoon is rather lower in magnitude compared to some previous events attack to this area but we still obtained significant deposited sediment inland direction. These indicated that this area was very frequently impacted by overwash and the sediment deposited further inland by overwash is a big concern issues for local coastal management and environment.

# **3.3** Effectiveness of overwash prevention construction in this area

There are two different types of overwash prevention construction in this area. One is a hard-rock construction and the location can see in Figures 9 in the upper picture. Another



Figure 8: Comparison with measured data

small and separated construction is made from bamboo trees (Figure 9 in the lower picture). These bamboo constructions were built up in different directions to prevent the wind-induced sediment transportation inland.

As mentioned above, the topography of whole area was measured and Figure 10 is shown the results of longshore elevation at the dune crest location. At the sites of construction, the elevation is designed as a constant level so that there were almost no sediment deposited on the back side of construction, even thought the structure

elevation is not so high compared to the overwash area part (see Figure 10). This is because of constant level of construction and no v-notching places, which make the overwash can occur and sediment intrude to the inland direction. Therefore, the hardconstruction is played in important roles to prevent wave overwash. Because of that this study recommends to further construct the hard-rock structure to the northern part and in the overwash area we might have to conduct the beach nourishment such as bring the transported and deposited sediment in the lagoon to the nearshore zone. Since the fresh sediment in overwash area is somehow important for the immigrating birds that living in the lagoon.



Figure 9: Types and locations of construction in this area



Figure 10: Long-shore section of elevation at the dune crest location

#### 4. CONCLUSIONS

The cross-shore sediment volume calculated by new empirical formula is again in agreement with the measured volume and felt in a factor of two for the Nanakita data sets. This indicated that the new empirical formula is able to predict the overwashed sediment volume for any future storm events at a sandy beach.

The total overwashed sediment volume on the surface of the Nanakita Beach after the Typhoon number 18 in October 2009 was estimated about  $930 \text{ m}^3$ .

Since when the sediment reaches to the Gamo Lagoon side, the area of the lagoon will probably smaller and it is not good for the environment of lagoon. Therefore, a recommendation is to further build up a hard rock construction up to the northern part of Gamo Lagoon. In the southern part, which is closed to the Nanakita River mouth, we allowed overwash occurrence for some environmental reasons but the deposited sediment by overwash needs to move to the nearshore zone if it is necessary.

# ACKNOWLEDGMENTS

This study can not be conducted without the financial support from Grant-in-Aid for Scientific Research from JSPS (No. 21-360230) and the first author is a Postdoctoral Fellow granted by JSPS (No. P09287). The authors would like gratefully appreciate their supports.

#### REFERENCES

Donnelly, C., N.C. Kraus and M. Larson (2006): State of knowledge on measurement and modelling of coastal overwash, Journal of Coastal Research, Vol. 22, pp. 965-991.

Larson, M., Wise, R.A., and Kraus, N.C., 2004: "Coastal Overwash. Part 2: Upgrade to SBEACH," Regional Sediment Management Demonstration Technical Note, ERDC/RSM-TN-15, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS

Nguyen, X.T., Donnelly C., Tanaka H., and Larson M., 2008: A new empirical formula for coastal washover sediment volume, Proceedings of 31st International Conference on Coastal Engineering, ASCE, pp.975-985.

Shallenger at el. 2000: "Storm impact scale for barrier islands," Journal of Coastal Research Vol. 16(3), pp. 890-895.

# INVESTIGATION OF SHORELINE CHANGE TRENDS AROUND THE NANAKITA RIVERMOUTH USING AERIAL PHOTOGRAPH

# Eko Pradjoko<sup>1</sup>, Hitoshi Tanaka<sup>2</sup>

# ABSTRACT

The shoreline is dynamic feature in the coastal area. It always changes in respond to natural forces. As a border between land and sea, the stable shoreline is more preferable due to a lot utilization of coastal area. This study attempts to analyze the shoreline change trends around the Nanakita River mouth by utilizing the aerial photograph which has been taken regularly in that area. The results show that the shoreline around the Nanakita River mouth is moving dynamically during the time with maximum-minimum range is about 70 m and standard deviation is about  $\pm 14$  m. The shoreline change trends was retreat from 1990~1999, change to advance in 2000~2005 and back to retreat again in 2006~2009. The left side has bigger changes than the right side due to the effect of port breakwater. Additionally, the shoreline around the Nanakita River mouth is considered in condition "dynamic stable".

#### 1. INTRODUCTION

The shoreline is the border between land and sea. The shoreline is influenced by natural process such as wave, tide and current which exist in sea area. The shoreline responds those processes by moving advance to the sea or retreat to the land. However, the stable shoreline is more preferable due to a lot utilization of coastal area as human living, various kind facility, and environmental preservation. Therefore, the study of shoreline change is important for managing the utilization of coastal area.

This study attempt to investigate the shoreline condition around river mouth specially at the Nanakita River Mouth. The Nanakita River is located at Sendai City in Miyagi Prefecture Japan. The length of river is 45 km and the basin area is 229.1 km2. Flood discharge of 100-years return period is 1,650 m3/s and typical river discharge is 10 m3/s. The Nanakita river mouth is located at east side of Japan Coast, facing to the Pacific Ocean. Tidal range at Sendai Coast is about 1.5 m at spring tides and most prevailing incoming wave is from south-east direction. These wave conditions generate longshore current and sediment transport from south to north direction for overall coast. The location of study can be seen in Figure 1.



Figure 1: Study area

In the late of 1960's, there was construction of Sendai Port at 2 km north of the Nanakita river mouth. Large port basin had been excavated and almost 2 km long breakwater had been built. This huge structure had given a large impact on the surrounding coastal area (Tanaka and Srivihok, 2004). Since then the attention to shoreline around the Nanakita River mouth has increased and it is supported by the existence of Gamo Lagoon behind the shoreline. In terms of environmental reason, the lagoon is very important place for resting of migration bird. Moreover, the area behind this shoreline is highly utilized. There are human living area, agriculture, and waste water treatment facility. According to planning plan of Sendai Port Authority, there will be development of port facility to south ward close to the Nanakita River mouth by reclamation in

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

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

the future. Therefore, the investigation of shoreline behavior around this river mouth is very important in order to anticipate the future changes.

# 2. DATA COLLECTION

The aerial photograph is one kind of remote sensing data which taken by airplane and special camera. The utilization of aerial photograph in shoreline change analysis has been used by a lot of researches. The general explanation about shoreline mapping techniques by using aerial photograph can be found in Moore (2000). The study utilizes image data from aerial photograph which have taken regularly in the study area. The aerial photograph has been taken every two months since 1990 until 2009. In order to analyze by using aerial photograph, firstly the image should be rectified, detect and delineate the shoreline. Then, the shoreline is measured from baseline and corrected with tide data for getting same datum level for all images. The detail process is explained below :

#### **Image Rectifying**

Aerial photograph of Sendai Coast has 1:8,000 scale in print format  $9 \ge 9$  inches. The aerial photograph should be scanned by machine to make it become digital format. The scanning resolution will influence the accuracy of image digitizing. The high resolution will increase the accuracy of digitizing. However, the resolution quality should in balance with the file size. The image is scanned in 400 dpi (dot per inch) resolutions. That resolution will give :

9 inches x 400 dpi = 3,600 pixels so 1 pixel = 0.0025 inch = 0.0064 cm Photo has 1 : 8,000 scale, therefore in reality :

1 pixel =  $0.0064 \times 8,000 = 51.2 \text{ cm} = 0.512 \text{ meter.}$ 

So the scanned result of photograph in 400 dpi give resolution 1 pixel = 0.51 meter and it save in JPEG file type due to make small file size.

The images data have many variant and discrepancies both in temporal and spatial. The digital images have pixels system which it will give little difficulties when measuring the shoreline. Therefore it needs rectification process to conform to another coordinate system, conform to each other images and get accurate result (Anonim, 2005). The rectification process in this study conform the image to the local coordinate system in Japan (JGD2000/Japan Plane Rectangular CS X). This local coordinate system is expressed in meter distance, such as UTM system, so the extracting data will be more easy and accurate. The rectification process use 10 Ground Control Points (GCP) from Japan Map and give total RMS error about 12 pixels x 0.51 m = 6.12 meter. At last the rectified image has Japan local coordinate system and the beach line oriented around  $212^0$  clockwise from North.

### **Shoreline Detection and Delineation**

The method of shoreline detection and its reliability has been discussed in many papers (Camfield and Morang 1996, Boak and Turner 2005). The shoreline delineation around the Nanakita River mouth was being processed by automatic delineation using BeachTools extension in GIS program from CIRP Project of US Army Coastal Engineering Center. The tool also can generate the baseline and transect for measuring shoreline position automatically. It can remove the tedium and subjectivity of extracting data by hand and allowing for much greater precision of such measurement (Hoeke et al., 2001). An example of shoreline delineation by this tool is shown in Figure 2(a) below.

Then the image is corrected toward tidal and wave setup phenomena for getting same water level. But only tidal correction had been made in every image, since the error caused by wave set-up is much smaller than the one caused by tidal level. All shoreline in image was being corrected to the same level i.e. mean water level at Tokyo Port (TP-0 m level). The tidal correction use data from tidal measuring station at Sendai Port and Ayukawa Port. According to these data, the tidal level at the time image can be determined. So the correction value was got by using calculation from tidal data and average beach slope (i.e. 0.11) from Kurosawa and Tanaka (2001).

Total shoreline length which analyze in this study is 1,600 m. Cross section or transect had been set up with 20 m interval. Every cross section is approximately perpendicular to the shoreline. The generation of baseline, cross section and measuring the distance between baseline and shoreline had done by the tool automatically. Figure 2(b) show the position of baseline and cross section.



Figure 2: (a) Shoreline delineation, (b) Baseline and cross section position

# 3. RESULTS AND DISCUSSIONS

In order to analyze shoreline change in spatial term, it calculate the mean of shoreline position  $(\overline{y})$  and standard deviation ( $\sigma$ ) in every section as follows :

$$\overline{y}(x) = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^{n} y(x,t)$$
(1)  
$$\sigma(x) = \sqrt{\frac{\sum (y - \overline{y})^2}{n - 1}}$$
(2)

where y denotes the position of shoreline at distance x and time t. Figure 3 shows the results of statistical analysis on left and right side of river mouth. The shoreline is seen to be retreat if it refers to shoreline position on May 1990 and September 2009. Fortunately due to a lot of data, the behavior of shoreline change can be examined carefully during 19 years. Both on left and right side, the mean position show steady line

alongshore. The mean position is more advance near river mouth due to the effect of blockage from river discharge flow.

The maximum and minimum (max-min) position on left side also show same trend line with the mean line. On right side there is some variation in max-min position near river mouth. It is caused by the movement of river mouth path which ever strongly deviate to the right. The range of max-min position is about 70 m on both sides.

The standard deviation of left side is 14.5 m and right side is 13.5 m on average. The left side has bigger movement than right side. It means the left side get more external force (i.e. wave force) than right side which is due to wave reflection from port breakwater. The magnitude of  $\sigma$  value (+14 m ~ -14 m) is about  $\frac{1}{2}$  of the range of max-min position. This condition implies that the shoreline move dynamically within the range during the time.



Figure 3: Max-min position, mean position, and standard deviation

In temporal term, the position movement of some shoreline section can be seen in Figure 4. All side show seasonal fluctuation every year. The shoreline was moving dynamically in respond to seasonal condition. In long term, the left side also show changing trend of movement. The trend of movement go down from 1990 until 1999, change to up from 2000~2005 and go down again from 2006~2009. The right side also show same trend but with less magnitude. The changing trend on right side will be more clearly seen from calculation of change rate in those periods. Some zero or small data on sections very near with river mouth are due to influence of river mouth movement. And the zero data on beginning and last sections are due to the limitation of image.

The change rate calculation will show the trend of movement, i.e. advance or retreat. The change rate (a) is calculated by linear regression from relationship as follows :

$$y(x,t) = a(x)t + b(x)$$
(3)



Figure 4: Movement of shoreline position from 1990~2009

The change rate is calculated in 3 different periods, i.e. 1990~1999, 2000~2005 and 2006~2009. Figure 5 shows the left side retreat during 1990~1999, change to advance in 2000~2005 and retreat again in 2006~2009. The right side show same trend but with smaller magnitude as mentioned before. The changing trend of movement reflect to the condition of longshore sediment transport which influenced by river mouth. River mouth might act like jetty which interrupt the longshore sediment transport by means of flow pattern or sand terrace forming in front of river mouth. The different magnitude between left and right side also depicts that the left side get more wave force than right side as effect of the port breakwater.

Moreover, there is no indication of net significant advance or retreat movement in this area. This situation depicts the decreasing function of river mouth as sediment supplier to the beach. The shoreline is moving advance or retreat in respond to wave action with little sediment supply from river mouth as main source component in that area. In addition, there is no exist significance sink component which can decrease the sediment. Therefore, the condition of shoreline around the Nanakita River mouth can be said in "dynamic stable".



Figure 5: Trend of shoreline change

# 4. CONCLUSIONS

In general, the conclusions are follow :

- The utilization of aerial photograph in shoreline change analysis has presented. The frequent taken images have given comprehensive results for understanding the shoreline behavior in that area.
- In general the shoreline around the Nanakita River mouth is moving dynamically during the time with constant maximum-minimum range (about 70 m) and standard deviation (about  $\pm$  14 m).
- The trend of shoreline change was fluctuated in long term. The trend was retreat from 1990~1999, change to advance in 2000~2005 and back to retreat again in 2006~2009.
- The left side has different behavior with right side as effect of port breakwater.
- The condition of shoreline around the Nanakita River mouth is in "dynamic stable".

#### ACKNOWLEDGMENTS

This study was financially supported by the Grant-in-Aid for Scientific Research from JSPS (No. 21360230), the Grant for "Academic Frontier Project" from the Ministry of Education, Culture, Sports, and also Technology, Grant-in-Aid for Scientific Research from the River Environmental Fund (REF) in charge of the Foundation of River and Watershed Environmental Management (FOREM). This study is also part of Doctoral study of first author in Tohoku University which is supported by the Ministry of National Education of the Republic of Indonesia. The authors would like to gratefully appreciate these financial supports.

#### REFERENCES

- Anonim, 2005, Rectification, *ERDAS Field Guide*, Leica Geosystems Geospatial Imaging, LLC., pp. 376-377.
- Boak, E.B. and I.L. Turner, 2005, Shoreline definition and detection: a review, *Journal of Coastal Research*, Vol. 21, No. 4, pp. 688–703.
- Camfield, F.E. and A. Morang, 1996, Defining and interpreting shoreline change, Ocean & Coastal Management, Vol. 32, No. 3, pp. 129-151.
- Hoeke, R.K., G.A. Zarillo, and M. Synder, 2001, A GIS based tool for extracting shoreline position from aerial imagery (BeachTools), *Coastal and Hydraulics Engineering Technical Note*, CHETN-IV-37, U.S. Army Corps Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS.
- Kurosawa, T. and H. Tanaka, 2001, A study of detection of shoreline position with aerial photographs, *Proceedings of Coastal Engineering*, Vol. 48, Japan Society of Civil Engineer, pp. 586–590 (in Japanese).
- Moore, L.J., 2000, Shoreline mapping techniques, Journal of Coastal Research, Vol. 16, No. 1, pp. 111-124.
- Tanaka, H. and P. Srivihok, 2004, Impact of port construction on coastal and river mouth morphology : a case study at Sendai port, *Proceedings of the 9th International Symposium on River Sedimentation*, pp.406-415.

# 水路実験による堰上流護床工被災メカニズムの検討

#### 岩手大学農学部 三輪 弌

# 研究の背景と目的

平成19年9月の台風9号による洪水によって、多摩川に設置されている宿河原堰上流の護床工が、Fig.1 のように多数流出した. 堰周辺の護床工被災は、通常、堰の下流側において発生することが多く、堰の上流護 床工が被災した事例はあまり知られていない. そのため, 堰を管理する国土交通省京浜河川事務所において被 害状況の詳細な調査がなされた、その報告資料を参考にして、堰上流護床工の被災現象を小型水路実験によっ て再現し、被災が発生するメカニズムと要因を明らかにしようとした.

#### 2. 実験の方法と手順

# 2.1 使用した実験水路

実験水路は、全長 8m,幅 20cm のジグザグ型蛇行水路(蛇行半波長 86cm,屈折蛇行角 24°Fig. 2 参照)と した. 直線水路において明瞭な砂礫堆が形成される水理諸量(水路流下方向の谷勾配: 1/70, 水路床砂の平均 |粒径:0.8mm (0.6mm~1.0mm), 流量:0.4, 0.6, 0.8L/s の 3 通り) を通水したさいに, 水路上に十分発達し て形成される砂礫堆の長さに合わせて蛇行水路の半波長を決めた.限界蛇行角より少し大きい蛇行角にして、 砂礫堆の下流への移動を抑えた.約5蛇行の区間をとることができる.

#### 2.2 堰と上流護床工模型

堰は、水路側壁に直角方向の堰とし、上流から全長の約2/3にあたる区間付近に設置した.堰の位置は、蛇 行半波長区間において、順次4カ所に移動させて実験した.Fig.2の堰位置は③とし、他の堰は①、②、④の 位置に配置する.

護床工模型としては、Table 1 のように、比重と大きさを変えた5 種類を用い、堰の上流側に敷き並べる.

Fig.1 多摩川宿河原堰における上流護床工の流亡(平成19年9月洪水による. 同年10月三輪撮影)

Experimental study on washed-away mechanism of bed protection works paved along upstream area of a diversion dam by Hajime MIWA





Fig.2 実験水路と上流護床工を配置した堰 小タイルを2列配置した堰3の場合.2分間通水後の撮影.

# 2.3 実験の手順

水路砂床は、通水前は所定の 勾配になるように平坦に(堰上 流は、堰の天端高に合わせ、堰 下流は、それより 6mm 下がり の高さで)均してある.通水後、 凹岸下流側河岸沿いで洗掘さ れて淵が生じ、凸岸下流側に堆 積する.淵にかかる堰の下流 側に大きな局所洗堀が生じる.

上流側に敷き並べられた護 床工模型は、模型の種類や堰の 位置,流量のちがいによって, 流亡状況が異なる.各実験にお いて,流亡の有無と流亡個数を 調べるとともに,流亡状況を把 握するため,直上方と斜め上方 からビデオ撮影を行う.また, 随時パンチくずを流下させて 表面流況も記録した.

Table 1 上流護床工模型の諸元一覧

護床工 諸元	小タイル	4⊐連結 タイル	ブリキ板	画鋲	ナット
縦横 (mm)	10×10	20×20	10.4×10.4	直径10	10×10
厚み (mm)	4.3	4.3	0.1	1.0	2.5
比重	2.31	2.31	8.11	8.05	7.84
備考	2列配置	1列配置	1列配置	2列配置	中央に直径 6mmの円穴 2列配置

4 ⊐連結 金属 護床エタイプ 小タイル ブリキ板 ナット 堰位置 流量 タイル 画鋲 0.4 L/s 0 1 0.6 0 0 0.8 0.4 0 2 0.6 2 (1) 0.8 4 1(1)2 0.4 0 3 0.6 6 1 0.8 9 2 7 0 0.4 0 0 0 0 **(4)** 0.6 1 0 1 0 0.8 4 2 3 4 ①から順次22cm間隔で下 注) ー: 実施せず、(1): 位置が少しずれたもの 流へ移して設置

#### Table 2 上流護床工のタイプ別流亡状況一覧

#### 3. 実験結果

- 3.1 護床工流亡の経過
- 通水当初, 護床工模型は,

Fig.2のように堰の上流側の平坦な砂床に埋め込まれている.時間の経過とともに,屈折蛇行水路の凹岸下流 河岸沿いに深掘れ,凸岸下流前面に堆砂が発達してくる.護床工の上流砂床が深掘れし,護床工の上端面が露 出して,水流を直接受けるようになった後,突然,めくれ上がるように下流に流亡する.連続的にあるいは時 間をおいて,いくつか流亡した後は,流亡しなくなる.

#### 3.2 堰の位置による流亡状況のちがい

流亡状況は、Table 2 に整理したように、堰 位置と流量によって異なる. Fig.3 は4 コ連結 タイルの堰位置③, 0.6L/s の場合で、最も高流 速部分が通過する位置でタイルが流亡してい る. Fig.2 にある 2 列に並べられた 1cm 四方の タイルの場合で比較すれば、堰①では流亡しな いのに対し、堰③において最も多数のタイルが流 亡する. 流量の増大とともにより多数のタイルが 流亡する.



Fig.3 4コ連結タイルの流亡状況 (堰3), 0.6L/sの場合)

# 3.3 流量増大の効果

堰①の場合は、最大流量でも流亡したタイル はなかった.他の堰②、④では、0.4L/sのとき に流亡しなかったのに、流量の増大とともに流 亡個数が増えていった.4コ連結タイルほかの 護床工模型をみても、流量増大によって流亡し やすくなることが分かる.

# 3.4 他の護床工の場合

タイルを真四角に4個連結したものは、1個 当たりの重さも大きくなり、1辺の長さも大き くなることから、1個の小タイルに比べると流 亡しにくくなる.ブリキ板と金属画鋲は、タイ ルより比重は大きいものの、厚さがないために、 重量がなく砂床に埋め込めないので、小タイル と類似した結果になった.金属製のナットは、 小タイルで最も多数が流亡した条件での実験 においても流亡はなかった.

# 3.5 上流護床工設置の効果

上流護床工を設置せず,堰③で通水すると, Fig.4 に見られるとおり,堰の上流側砂床が堰上 端に沿って局所的に深掘れを生じる.流量増大と ともに深掘れは大きくなる.そこに,護床工を設 置した場合,残留した護床工模型の影響で,深掘 れが抑えられる.特に,すべてが残されたナット の場合,砂床を被覆する効果によって深掘れ防止 の効果が大きい.



Fig.4 上流護床工設置の効果 (ナット配置. 堰③, 0.8L/sの場合)



#### 4. 上流護床工に働く力とモーメントの概算

護床工模型の流亡過程をみると、Fig.5 に見られるように、上端下部の砂床が洗堀されて、上端部が全体的に水流 にさらされると、下方から押し上げる力を受ける、めくれ上がるように流亡する場合と、全体が浮き上がって滑るように 流亡する場合がある. 蛇行水路における淵と洲の形状の発達によって、流速の平面的な遅速分布が生じるので、 堰 の位置が異なると、護床工上流端にぶつかってくる流速、ひいては流体力が異なり、流亡状況が変化する。

#### 4.1 揚力の計算

Fig.5は、小タイル2個並列で並べた場合に、上流側のタイルの下面が3/4露出した状態を示している.このとき、 水流は、上流の深掘れ部から斜め上方に向かってくる. 護床工下面と 30°の角度をなして下面にぶつかってくると して, 各流量の揚力を下式によって計算してみると, Table 3 の通りになる. いずれもタイルの重力の方が大きくなっ ている.

Q=0.8L/Sの場合(平均流速:36.5cm/sを用いて計算)の揚力(流体力Fの上向き成分):

# $\rho v^2 A \sin 30^{\circ} (N) = 1000 \times 36.5^2 \times (1 \times 0.75) \times 0.5 \times 10^{-8} (N) = 0.50 \times 10^{-2}$

なお、Q=0.4 L/sの場合の平均流速は29.1cm/s、Q=0.6 L/sの場合の平均流速は33.6cm/sとして計算する.

4コ連結タイルとブリキ板の場合は、下面の上流側3/8が露出しているものとし、画鋲とナットは小タイル同様、上流 側の 3/4 が露出しているとして計算した. いずれの場合も護床工模型の重力の方が大きくなっているが, 小タイルと ブリキ板については、流量0.8L/sの場合に、値が近づいて流亡しやすくなることがわかる.

# 4.2 0軸回りのモーメントの計算

Fig.5において、O軸回りの下向き、上向きのモーメントを計算してみる. 上向きモーメントが大きくなったとき、護 床工はめくれ上がるように流亡すると考えられる. 下向き, 上向きのモーメントは, それぞれ下式によって概算できる. なお、護床工上側面に働く力 D も存在するが、作用面積が小さくモーメントの腕の長さも短いので、ここでは無視し ている.

小タイルで Q=0.8 L/S の場合: 
$$Md = G \times \frac{L}{2} = 0.55 \times 0.5 \times 10^{-4}$$
  
 $Mu = F \sin 30^{\circ} \times \left\{ \frac{L}{4} + \frac{3L}{4 \times 2} \right\} = 0.50 \times 0.625 \times 10^{-4}$ 

なお、4コ連結タイルの場合とブリキ板の場合は、下流端をモーメントの軸と考えて同様の計算を行う.

Table 3 刀とモーメントの人きさ比較(城昇)							
諸量	護床	C	小タイル	4コ連結タ イル	ブリキ板	画鋲	ナット
重力G (10 <sup>2</sup> N)			0.55	2.21	1.15	0.60	1.37
坦力 Ecin20°	法	0.4L/s	0.32	0.64	0.65	0.27	0.23
/10-2NI	加旦	0.6L/s	0.42	0.85	0.87	0.36	0.31
(10-11)	里	0.8L/s	0.50	1.00	1.03	0.42	0.37
下向きモーメント Md(10 <sup>5</sup> N・m)			2.75	22.10	11.50	3.00	6.85
	法	0.4L/s	1.98	10.30	10.60	1.67	1.46
工向きモーメント Mu (10 <sup>5</sup> N・m)	加景	0.6L/s	2.65	13.80	14.20	2.23	1.94
	里	0.8L/s	3.12	16.20	16.70	2.63	2.29

小タイル 0.8L/s とブリキ板 0.6L/s, 0.8L/s において, 上向きモーメントが大きくなる. ナットでは, 0.8L/s の場合でも下向きモーメ ントの方が 3 倍近くも大きく, 流亡しないこと が分かる.

# 4.3 概算結果の考察

Table 3 の計算は、いずれの流量でも平 均流速を用いて計算している. 今回の実験 蛇行水路の場合, 右岸側壁沿いが淵になっ

て深掘れし,流れも集中して流速も大きくなる. そのため, 堰の位置によって上流護床工が受ける力とモーメントの 大きさが異なってくる.

堰③の場合, Fig. 6 に見られるように,右岸側に流れが 偏り,高流速部になるのに対し,凸岸下流となる左岸側は パンチくずが流れない水裏となって流速は遅く,寄洲が 発達する.この結果,平均流速から計算したモーメントの 比較では,上向きモーメントが小さい流量 0.4L/s と 0.6L/s の場合にも,主流部分はより大きな力を受けるため,小タ イルが流亡する.これに対し,最も流れが広がった位置 にある堰①では,堰の上流側砂床が洗堀されないことも あって,どの流量でも小タイルの流亡はなかった.

他の護床工模型においても、堰位置のちがいと流量 (流速)のちがいによって、護床工模型の流亡が変化する 状況がよく現れている.



Fig.6 堰を越える流れの様子 (水表面を流下するパンチくずの1/10秒間の流跡, 堰3), 0.6L/sの場合)



Fig.7 多摩川宿河原堰上下流河道区間 (Google Earthより)

# 5. 現地被災状況の検討

# 5.1 堰と砂礫堆の位置関係

多摩川宿河原堰上流の河道区間は、Fig.7 のように大きく右に左に蛇行している.低水路内の砂礫堆は、低水路幅の3倍程度の長さで形成されており、河道の湾曲をすり抜けるように移動しようとしている.しかし、小田急線鉄橋上流の強い湾曲の影響によって、右岸側に流れが寄せられるため、少し複雑な流れになっている. H.19 洪水直後の堰上流側の河床形態は、Fig.8の通り(左岸側から撮影)で、左岸に広く寄洲が発達し右岸側が淵になっている.低水河岸護岸ブロックが投入されていることからみても、右岸側が水衝部であり、今回の実験における堰③の位置関係にあったことが分かる.

# 5.2 護床工に働く揚力と上向きモーメントの試算

現地での被災状況について、京浜河川事務所のCCTV映像の解析によって、実験と同様に護床ブロックの下面に 働いた揚力によって、ブロックがめくれ上がるように流出したとされている。洪水前に設置されていた護床ブロックの 正確な形状資料が入手できなかったので、Fig.9に示す災害復旧工事において使用したブロックについて、4.1 お よび4.2と同様な試算を試みる.

護床ブロックの重量4トンは、水中重力で約23 kN になる. それに対し、1620mm×1600mmの底面積から中央のく



Fig. 8 H. 19 洪水後の宿河原堰直上流区間の河床形状 (H. 20.3 三輪撮影)

ぼみ部分の面積を差し引くと、約 2m<sup>2</sup>の底面積になり、それに斜め 30°下方から流体力が作用すると考え、その局 所流速を4m/sと仮定すれば揚力は16kNになる.局所流速が5m/sあれば、重力より大きな25kNの揚力が発生し、 流出する.災害当時のブロックは、これよりも軽量の厚さのないもののようで、より小さい流速でも流出可能であった と推察される.

# 5. まとめと今後の課題

水路幅 20cm という小型水路の実験であったが、堰上流護床工の流 ビメカニズムをうまく再現し、力とモーメントのつり合い関係もほぼ合理 的な説明が可能であった。その解析に倣って行った現地災害での概算 ももっともらしい結果が得られた。

今後は、実験蛇行水路における流速分布測定を試みて、さらに定量 的な検討を進めるとともに、使用した護床工模型と現場ブロックとの力 学的な相似関係についても考察を深めていきたい.



Fig.9 護床ブロック (H.19 災害の復旧工事で使用)

本研究の遂行にあたって、国土交通省関東地方整備局京浜河川事務所の工藤美紀男調査課長および松本将能開発調 査係長から貴重な資料と情報の提供をいただいた.水路実験においては、平成21年度三輪研究室専攻生にご尽力して いただいた.なお、費用の一部は、科学研究費補助金・基盤研究(C)(代表者・三輪弌,課題番号・20580260)によった.記 して心よりお礼申し上げる.

[参考文献]

1)国土交通省関東地方整備局京浜河川事務所(2007~2009):多摩川「過去の水害記録」,京浜河川事務所ホームページ, http://www.ktr.mlit.go.jp/keihin/disaster/record/index.htm

2)高井・三輪(2010)堰下流河床洗堀の発生メカニズムと深掘れ軽減対策,水土の知(農業農村工学会誌)78-1, pp. 49-52. 3)高井・三輪(2009):水路実験による堰下流護床工の洗堀軽減対策効果の検討,平成21年度応用水理部会講演集(農業 農村工学会), pp. 1-6

# MEASUREMENT OF VERTICAL DISTRIBUTION OF VELOCITY AND SALINITY IN MITOGUCHI CHANNEL, LAKE JUSAN

Atas PRACOYO<sup>1</sup>, Makoto UMEDA<sup>2</sup>, Hitoshi TANAKA<sup>2</sup>, Mikio SASAKI<sup>3</sup>

#### ABSTRACT

Hydrodynamic information is essential for developing a predictive water quality model in Lake Jusan. The lake is connected to the sea by the Mitoguchi channel. Saline water and freshwater exchange through this channel, and it take dominant effect on the water quality behavior in the lake. Detail information about parameters of velocity and salinity distribution in the channel is very important to achieve a good result of numerical modeling. Field observation was carried out by deploying continuous point measurement devices to measure the both parameters. Spatial measurements by using ADCP and water quality device are also performed to verify vertical distribution. The result shows that both parameters are only distributed vertically. The distribution is changed due to flood and tidal conditions. For the velocity, even it is distributed vertically, but its direction from the bottom to the surface is uniform. By using this information, a better result of numerical simulation could be achieved.

Keywords: Mitoguchi channel, vertical current distribution, salinity distribution

# **1. INTRODUCTION**

Lake Jusan is brackish lake, located in northwestern part of Aomori prefecture, Japan. The lake is connected to Japan Sea by the Mitoguchi channel (Fig. 1). The lake is wide shallow lake which has an average depth of 0.9 m and a surface area of  $18.06 \text{ km}^2$ . The Mitoguchi channel is a man-made canal, 180 m wide and protected from blockage by longshore transport by two jetties; 389 m and a 337 m long in north and south side, respectively (Sasaki and Sato, 2006). There are some rivers flowing into the lake, but only three of them are dominant, they are Iwaki River, Yamada River and Toriya River which have catchments areas of 1996 km<sup>2</sup>, 267 km<sup>2</sup> and 106 km<sup>2</sup>, respectively.

The lake has the third biggest production of Yamato sijimi (*Corbicula japonica*), a species of bivalve that is an important resource in fisheries in Japan, usually cooked as an ingredient of soup. In 2008, the amount of 8900 ton of bivalve stays in the lake. The population of bivalve fluctuates yearly (Fig. 2), but the parameters which are responsible for it have not been clearly understood.

The bivalve life depends much on appropriate water quality, and hydrodynamic condition. They can not move to feed, but water flow brings food to them. Hydrodynamic information in the lake is essential for developing a predictive water quality model for the lake. A 3-dimmensional hydrodynamic model is sufficient to simulate the circulation structure in the lake. To obtain precise results, a set of boundary condition data is needed. The objective of this study is to measure the characteristic of flow velocity and salinity distribution in Mitoguchi channel, and to obtain sufficient data for boundary conditions of numerical simulations.



Figure 1- Location of study and lay out of measurement in Mitoguchi Channel

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup>Graduate Student, Department of Civil Engineering, Tohoku University, Japan

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Professor, Department of Civil Engineering, Tohoku University, Japan

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Professor, Department of Civil Engineering, Hachinone Institute of Technology, Japan



Figure 2- Fluctuation of total sijimi in Lake Jusan (measurements were done in every Aug. or Sept.)

#### 2. FIELD OBSERVATION

Two kinds of observations were conducted; continuous and spatial observation. Both consist of velocity and salinity measurement. The objective of continuous measurement is to obtain a set of data that will be applied in the computational simulation as boundary condition data. The spatial measurement will be used to verify the vertical distribution of both parameters.

For continuous observation, devices were deployed at point A and B to figure out the horizontal distribution. Meanwhile, to catch the vertical distribution, several devices were installed at each point that located vertically at fixed distance, measured from bottom (Fig. 3 and Table 1). All devices were set to record the data at 10 minute intervals and the period of measurements start from 10 July to 25 October, 2009.

The spatial measurements were conducted by using portable water quality meter (AAQ1183, Alec Electronics Co. Ltd) and ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) to measure vertical distribution of salinity and velocity, respectively. Salinity measurement was carried out in the same location as the continuous measurement points, meanwhile the velocity measurement was performed at several tracks as shown in Fig. 1. The spatial measurements were carried out two times on July 10<sup>th</sup> and August 10<sup>th</sup>, 2009.

During the first spatial measurement, there was a storm with high intensity rain and strong wind. The water elevation in the lake was high and the tide elevation might be effected by the storm. In Mitoguchi channel, it was clearly observed that water flew from the lake to the sea. The contrast condition happened on the second measurement: it was calm and sunny day.



**Figure 3-** Measurement setup. (A) Sketch of installation of salinity meters and current meters at Point A. (B) Sketch of cross section between point A and point B

Table 1- Instrumentation in Mitoguchi Channel						
Location	Device	Туре	Elevation from bottom (m)			
Point A	Current meter	COMPACT-EM, Alec Electr	onics Co. Ltd. 0.5 and 1.5			
	Salinity meter	COMPACT-CT, Alec Electro	onics Co. Ltd. 0.5, 1.0 and 1.5			
Point B	Salinity meter	COMPACT-CT, Alec Electro	onics Co. Ltd. 0.5, 1.0 and 1.5			

antation in Mitamahi Channa

#### **3. RESULTS AND DISCUSSION**

#### River discharge and tidal condition

Conditions of river discharge, water level in the lake and tide in the sea have effects on the flow characteristics in the Mitoguchi channel (Fig. 4). During the measurement, several floods occurred, and four of them were big with peaks over  $400 \text{ m}^3$ /s. Flood continue for more than 2 days. Stormy wind is one of the characteristics of Lake Jusan (Umeda et al, 2007). The wind plays big effect on tide elevation. In some cases, especially during flood, high tide occurred and it seemed not because of lunar tide. These phenomena observed clearly in several flood events.



**Figure 4-** (A) Condition of river discharge, tide and water level in the lake during continuous measurement period. (B) Flow direction at point A on 0.5 m and 1.5 m, clockwise start from the North. (C) The magnitude of velocity at point A

#### Velocity distribution

In order to make clear the effect of river discharge and tidal condition on the distribution of velocity and salinity, the analysis will be focused on two cases: during flood and low river discharge. Considering the availability of spatial data, the period of 10-12 July and 9-11 August are chosen as flood and low discharge cases, respectively (Fig. 5).

Direction of current is controlled by the differences between water level in the lake and tidal elevation in the sea. When water level is higher than tide, water flows to the sea even in the flood tide condition. During flood, the current mostly flows to the sea. In some cases, because the flood occurred during the storm, sea water flew to the lake even as low velocity. During low discharge, the current controlled totally by tide.

In vertical direction, velocity in the lower surface, 0.5 m, always smaller than that in the upper surface, 1.5 m (Fig. 5.B). This distribution was well captured by spatial measurement ADCP (Fig. 6). Compare to the continuous data, the ADCP data looks very realistic. From both data, it shows that the current flows in the same direction from the bottom until surface.



Figure 5- Profiles of velocity and salinity with river discharge and tidal conditions for flood and low discharge cases. The vertical dot line indicates the time of spatial measurement for both velocity and salinity.



Figure 6- Comparison between vertical velocity distribution measurement by using ADCP and continuous point measurement data..

#### Salinity distribution

Water depth at point A is 0.5m deeper than point B, therefore 1.0 m at A is the same elevation with 0.5 m at B, and also for 1.5 m at A and 1.0 m at B as well (Fig 3.B). Fig. 7 shows that on the same elevation, point A and B has similar salinity even it fluctuates due to river discharge and tidal level. Comparison of spatial and continuous data shows that the vertical distribution exactly already captured by continuous measurement data (Fig 8). Furthermore, the figure gives a proof that salinity is not distributed horizontally across Mitoguchi channel.



**Figure 7-** Comparison of salinity data at point A and B during flood and low discharge cases. (A) Point A 1.0 m and point B 0.5 m. (B) Point A 1.5 m and point B 1.0 m.



**Figure 8-** Comparison of salinity data at point A and B during flood and low discharge cases. (A) Point A 1.0 m and point B 0.5 m. (B) Point A 1.5 m and point B 1.0 m.

#### 4. CONCLUSIONS

Field measurements were conducted in Mitoguchi channel to investigate the horizontal and vertical distribution of velocity and salinity. Both parameters are distributed vertically. Behaviors of both parameters during river flood and low discharge have been characterized. For the velocity, even it is distributed vertically, the direction from the bottom to the surface is uniform. The highest concentration of salinity occurs in the bottom and distributed vertically. All of these information are detail, therefore it is sufficient to be applied as boundary condition data in order to simulate the hydrodynamic behavior in Lake Jusan.

# **5. ACKNOWLEGEMENTS**

The authors would like to gratefully acknowledge the Aomori Prefecture Government for providing us the sijimi data in Lake Jusan, and for Indonesian Government for giving scholarship during the study.

# 6. REFERENCES

Konishi E. (2009). Research on water environment in a shallow brackish lake, Jusan Lake in Aomori Perfecture, Master Thesis, Civil Dept., Tohoku Univ. Japan (in Japanese)

Sasaki M, Sato M. (2006). Topographical change of Iwaki River Mouth in the early 1900's. Vietnam-Japan estuary workshop, Hanoi, Vietnam.

Umeda M, Tanaka H, Sasaki M. (2007). Field measurements on brackish water environment in Lake Jusan, Japan. Japan-Vietnam estuary workshop, Hochiminh, Vietnam,
# 秋田県中央部における大気汚染物質の特徴について

秋田工業高等専門学校 佐藤 悟

### 1. はじめに

環境問題、特に大気汚染問題は最も人々の興味を引く話題の一つであり、それに対する意識 もますます高いものになっている。ここ秋田県は人口密度が他県に比べ比較的小さく、また主 要産業に占める工業の構成比率も低いため、これまで特に深刻な大気汚染問題が生じることは 希であったが、近年の産業構造とライフスタイルの変化は、本県の現状に大きな影響を与えつ つある。また大気汚染問題はいまやグローバルな問題であり、中国大陸方面から飛来したと思 われる汚染物質による、いわゆる越境公害も数多く報告されている。ここでは秋田県内に複数 箇所設置されている自動大気測定局のデータを基に、各種大気汚染物質濃度の特徴と挙動につ いて、主に時系列解析と各種気象要因との関連から評価し、さらに越境公害の可能性について 報告するものである。

# 2. 観測データ

秋田県内には、約 30 カ所の一般大気観測局と 自動車排気ガス測定局が設置され、1 時間のイン ターバルでそれぞれ 8~13項目の大気汚染物質を 測定している。年間データ総数は約 200 万以上に 及び、これらから秋田市近郊における測定局を中 心に、2005 年度の硫黄・窒素酸化物を主に取り上 げ考察した。なお解析に併用する気象項目(風向・ 風速・降水量)については、測定局に最も近い地 点のアメダス時間データを用い、高層大気の風向 と風速については、秋田地方気象台での観測デー タ(1日2回観測)を用いた。

# 3. 降雨との関係

大気汚染物質の濃度変化には、これまで多くの 研究で報告されているように、短期的な変化を与 える人為・物理的要素と、長期的な緩やかな変化 を与える自然要素の二つが存在し、それぞれは時 間・空間的に複雑に関わりながらその時々の濃度 に特徴を与えている。図-1は、一例として日本



Characteristics of Air Pollution Materials at Akita Prefecture by Satoru SATO

海までおよそ1km、秋田市土崎地点と将軍野地点におけるNOxの挙動について上段に示した。 これによると、各家庭で暖房器具を使用する 10 月下旬より徐々にその濃度は増加し、これに 続く 11 月から 2 月にかけてそのピークを迎え、以後 3 月には減少傾向に転じている。他地点 の硫黄酸化物や SPM (浮遊粒子状物質)も同時に示した。短期的な変化には、風や降雨を原因 とするものあり、後者は特に Washout 現象と呼ばれ、降雨後に大気が清浄になる様子を誰も が経験するところである。また同時に、風による大気汚染物質の移流拡散の結果、大気が清浄 化することもよく知られている。

図-2は1年間すべての降雨前後における汚染濃度の減少量を縦軸に、また横軸には降雨量 と降雨強度をそれぞれ県内代表地点別に、3種の汚染物質を対象に比較したものである。これ によると、右側に示す降雨強度と Wash Out 効果の程度は NOx で特に顕著であり、これに次 いで硫黄酸化物であった。また SPM では、降雨による濃度減少は少なくかつ不定であり、さ

きの2種の汚染物質ほど明瞭な傾 向は認められなかった。また左側 に示す降雨量との関係では、先の 降雨強度の場合とほぼ同じ傾向で あった。当初両者には特徴の違い が現れるものと予想したが、一般 に降雨強度が強い場合には、降雨 量も多くなるケースが一般的であ るためと思われた。

図-3は、縦軸に降雨により低 下した汚染物質濃度の累計を、ま た横軸には降雨量の同じく累計を 1年間について示した累積加積曲 線である。ここで、曲線の傾きは Wash Out 効果の程度を示してい る。これによると、Wash Out 効 果の程度はここに示した汚染物質 間の比較では NOx > SPM > SO<sub>2</sub> となった。また NOx に注目する と、交通量が多い秋田市内の山王 地点と土崎地点では、他の2地点 よりも傾きは大きく、Wash Out 効果は強く働くことも分かる。ま た、後半にはその傾きを増したが、 これは降雪による Wash Out 効果 である。同じ重量の水が地表へと 降下する際、結晶となりその比表



図-2 降雨による Washout 効果



図-3 Washout 効果の比較(年間)

面積を大きくした「雪」の形態が、より多くの汚 染物質を取り込むことは当然であろう。この傾向 は SO<sub>2</sub>にもみられたが、SPM は特に顕著ではな かった。

# 4. 風速との関係

図-4は秋田市内中央部に位置する将軍野にお ける SO<sub>2</sub> と NOx、さらには CO について、大気 自動観測所からの時間データに見る各濃度の減少 量について、その直前の風速値とともに、無降雨 期間であった4月4日から8日までの4日間の時 間データを対象に、各時系列変化を示したもので ある。図中において、ハッチ部は風速を示し、折 れ線は各大気汚染物質濃度の減少量である。なお、 ここでは風向については考慮しないものとした。 これによると両者には非常に良好な相関関係が現 れた期間があり、風速の増加とともに各大気汚染 物質の濃度が低下する様子が示されている。なお 4月7日の1日間を見ると、各汚染物質に共通し た現象として、風による除去効果が明瞭でない様 子が現れるが、これには風向の影響や週末に伴う 自動車利用数の急激な増加など、風速だけを唯-の説明因子とした説明では不十分であることを示 している。

図-5 は秋田県男鹿半島、海岸線に面した船川 における浮遊粒子状物質(S.P.M.)の同様な減少量 について、風速値の累積とともに、夕刻6時にお



ける 2005 年度半年間の変化を示したものである。 ここで S.P.M.は、その挙動が他の大気汚染物質と比 較して不明な点が多いことが知られているが、これ にはその起源が地表面など広く面源を由来とするた めや、自らの自重により地表へと降下する作用が生 じるなどの理由によるためであり、他の窒素酸化物 などと比較して明らかにその特徴は異なる。この図 を見ると、風速とその減少量は決して一様ではなく、 急激に増減する期間が現れている。これには他の気 象要素の影響が反映したものとも考えることもでき るが、この傾向は他の大気汚染物質でもほぼ同じ時 期、同様な現象を示した。この原因についてはその

時々の各要素を取り上げ、詳細 な検証が必要であると考えられ るが、ここでの目的である風速、 風向を唯一の説明要因として扱 う手法で説明することは困難で あった。

同様な観点から、図-6には 秋田県北部、海岸線に近い西能 代と桧山地点における硫黄・窒 素酸化物について、それぞれの 観測濃度とその時の風速を両軸 にとり、その関係を示したもの である。風速の増加と共に、特 に窒素酸化物についてその濃度 の減少は著しく、この傾向は硫 黄酸化物でも同様であった。図 中には直線近似した結果を示し たが、むしろ両対数上で良好に 近似できるものが多く、その傾 向は SPM を除くほぼ全ての項 目について共通であった。





図-6 風速と大気汚染物質濃度の関係

## 5. 高層風と大気汚染物質

大気汚染物質は工場などの排出源を離れた後、その大部分が高層へと移動滞留し、その後に は偏西風により移動すると言われる。秋田県はその西側を日本海に面し、季節変化、特に秋か ら冬にかけて西側から吹き付ける季節風が、その頻度と風速の両者について大幅に増加する地 域である。日本海を越えた先には中国大陸と朝 鮮半島が位置し、両地域ともに近年めざましい 工業発展を遂げつつある。そのため中国などで は深刻な酸性雨や大気汚染が大きな社会問題と なっている。

図-7は風向別に風速値を累計し、それぞれ の風向別に過去10年間を比較したものである。 これによると、本県では特に北西方向を中心と した日本海方向からの風、いわゆる季節風によ る影響が年間を通じて非常に大きい状況が分か り、さらにその傾向は年度による変化もない様 子が明らかである。

一般に高層風(偏西風)は年間を通じてその 風向と風速に大きな変化はなく、常に安定した地球 規模の大気運動の一つとして捉えられている。図-8は、秋田市における高層大気の年間風向頻度を方 位角で示したものである。これによると、高度 5000m付近においては主に方位角 270 度前後の、い わゆる西風が吹き付ける割合が非常に多いことが確 認できる。

また同様に、表-1は高度 6000m までの高層風 が示す風速について、それぞれを相関行列として示 したものである。これによると、上空方向への風速 の特徴は、その相関係数は特に高層になるほど無関 係となる傾向が強いこと、さらには高度 4000m 程 度より高層ではその挙動は安定する様子が分かる。

なおここには示さないが、平均風速 は高層に向かうにつれ極端に増加 し、量的に大量な偏西風を受けて いる秋田の様子が推察されるこの ような環境におかれた本県の大気 汚染の特徴を検討するため、一例 として図-9左に、日本海より内 陸側へおよそ 10 km に位置する 秋田県能代市檜山地点において観 測された NOx について、その変 化に含まれる周期成分をパワース ペクトルで示した。檜山地点は県



図-7 風向別発生頻度(風速の累計)



表-1 高度別風速の相関行列

高 度	Om	200m	500m	1000m	2000m	3000m	4000m	5000m	6000m
0m	1.000								
200m	0.158	1.000							
500m	0.764	0.197	1.000						
1000m	0.661	0.207	0.873	1.000					
2000m	0.213	0.089	0.614	0.747	1.000				
3000m	0.201	0.093	0.490	0.598	0.962	1.000			
4000m	0.226	0.088	0.502	0.584	0.926	0.963	1.000		
5000m	0.199	0.077	0.285	0.314	0.733	0.769	0.804	1.000	
6000m	0.231	0.110	0.407	0.440	0.817	0.865	0.917	0.803	1.000

内全ての観測地点で、いずれの測定項目についてその平均濃度が最も小さく、県内では大気汚 染の程度が最も軽微な地点である。ここでは年間の観測データから人為的活動の影響を極力除 外するため、その影響をほぼ無視できる時間帯として深夜午前3時を選択し検討した。この図 では当該時間帯の年間に現れる周期成分について示している。同様に、図-9右には高度 5000 m付近での同年風速変化に現れる周期成分を、同様な手法で1年間を示したものであるが、こ れによると、両者には非常に類似した周期成分が、特に長い周期成分となるものに複数ピーク として現れていることが分かる。また、同様な検討を硫黄酸化物についても試みたが、ほぼ同 じ傾向のスペクトルピークが現れた。これらのピークの出現と高層風が持つ変動との類似性は 人為的な活動とは無縁なものと考えられ興味深い。このように、変化パターンにはいくつかの

類似性が現れる事実は、 地表面で観測されてい る数種の大気汚染物質 濃度に、バックグラウ ンド濃度として特徴を 与えていることが予想 された。



# 6. さいごに

以上、ここでは秋田 県における大気汚染物 質の挙動について降雨

図-9 高層風と窒素酸化物にみる周期成分の類似性

と風速を主な説明要因とし、その特徴について報告した。また同時に、高層風との関連性についても言及した。大気汚染物質の変動特性にはこれ以外にも地理的特性や風向も大きく関わり 不明な点も多いが、これらについては今後の課題として取り上げていく予定である。

# 参考文献

- 1) 大橋唯太、澤上平護:岡山平野で発生する海風収束と大気汚染濃度の関係、岡山理科大学総合情報学部、Naturalistae 13: pp.19-26, 2009
- 2) 大島新一、佐藤 悟:秋田県中央部における大気汚染の特徴について、秋田工業高等専門 学校特別研究論文、2004
- 3) 木野村達哉、石井義裕、入江健太:アメダスデータによる広島地域における夏季風向・風 速場に関する研究、土木学会第62回年次学術講演会、pp.215-216
- 4) 佐藤悟:秋田県における大気汚染物質の挙動と高層風との関連について、土木学会第62回 年次学術講演会、pp.315-316
- 5) 気象庁ホームページ:http://www.jma.go.jp/jma/index.html

日本自然災害学会東北支部役員(平成21年度)

支	部	長	海	野	徳	仁	(東北大学・理)
幹	事	長	植	木	貞	人	(東北大学・理)
評	議	員	片	岡	俊	_	(弘前大学・理工)
			松	富	英	夫	(秋田大学・工資)
			Л	辺	孝	幸	(山形大学・教育)
			岩	崎	正	<u> </u>	(岩手大学・工)
			神	ıЩ		真	(東北工業大学・工)
			中	村		晋	(日本大学・工)
			源	栄	正	人	(東北大学・工)
会計監査員			5 <b>F</b> ]	部	良	洋	(東北工業大学・工)

平成22年3月1日 発行
東北地域災害科学研究 第46巻 (平成21年度)
編集者 自然災害研究協議会東北地区部会 部会長 海野徳 仁
日本自然災害学会東北支部 支部長 海野徳仁
<ul> <li>発 行 者 東北大学大学院工学研究科</li> <li>東北地区自然災害資料センター</li> <li>センター長 源 栄 正 人</li> </ul>
〒 980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-11-1102 TEL 022 (795) 6169
印 刷 所 有限会社 明 倫 社 〒 983-0842 仙台市宮城野区五輪二丁目 9 - 5 TEL 022 (295) 8211