

平成 20 年(2008 年)岩手・宮城内陸地震による

土砂災害に関する報告

原 義文*1 田村 圭司*2 山越 隆雄*3 内田 太郎*3 武澤 永純*4 松本 直樹*5
松岡 暁*6 吉野 弘祐*6 藤澤 和範*7 千田 容嗣*8 小原 嬢子*9 九田 敬行*10
奥田 慎吾*11 窪塚 大輔*11 千葉 伸一*11 石井 靖雄*12 丸山 清輝*13
ハスバートル*14 寺田 秀樹*15

Report on sediment-related disasters by the 2008 Iwate-Miyagi nairiku earthquake

Yoshifumi Hara, Keiji Tamura, Takao Yamakoshi, Taro Uchida, Nagazumi Takezawa,
Naoki Matsumoto, Kazunori Fujisawa, Yoji Chida, Joko Ohara, Takayuki Kuda, Shingo
Okuda, Daisuke Kubozuka, Shinichi Chiba, Yasuo Ishii, Kiyoteru Maruyama,
Hasbaator, Hideki Terada

要旨

2008 年 6 月 14 日 8 時 43 分頃、岩手県内陸南部を震源とするマグニチュード (M) 7.2 の「平成 20 年 (2008 年) 岩手・宮城内陸地震」が発生した。本地震による最大震度は、岩手県奥州市及び宮城県栗原市で観測された震度 6 強である。この地震の震源が栗駒山の火山噴出物が厚く堆積している山体直下であったことから、多くの山腹崩壊・地すべりが発生した。そこで、土木研究所土砂管理研究グループでは、平成 20 年 (2008 年) 岩手・宮城内陸地震で発生した土砂災害のうち、特徴的な地すべり、土石流、河道閉塞に関する実態調査を行った。その結果、本地震による土砂災害の特徴として①極めて規模の大きい地すべりの発生②深層崩壊起因の土石流の発生③大規模な天然ダムの発生、があげられた。これらは、1984 年長野県西部地震や 2004 年新潟県中越地震といった、今回同様、中山間地域を襲った地震にみられた特徴であった。

Synopsis

A strong earthquake of magnitude 7.2 occurred in the southern part of Iwate Prefecture at 8:43 a.m. on June 14, 2008. This earthquake was named "2008 Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake" by the Japan Meteorological Agency. The maximum seismic intensity was 6 upper, which was observed in Oshu City, Iwate Prefecture and Kurihara City, Miyagi Prefecture. Many landslides were induced by the earthquake, because its hypocenter underlay Mt. Kurikoma where volcanic products are thickly deposited. The Sediment and Erosion Control Research Group investigated major landslides, debris flows and landslide dams caused by the 2008 Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake. As a result, the sediment-related disasters due to this earthquake were featured by the occurrence of 1) extremely large-scale landslides, 2) debris flows induced by deep-seated landslides and 3) large-scale landslide dams. These features are similar to those accompanied by the previous earthquakes occurred in mountainous areas, such as the Nagano-ken Seibu

Earthquake in 1984 and the Mid Niigata Prefecture Earthquake in 2004.

Key Words: 2008 Iwate-Miyagi nairiku earthquake, sediment-related disasters, landslide, debris flow induced by deep-seated landslide, landslide dam

- *1 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ グループ長
- *2 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 上席研究員
- *3 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 主任研究員
- *4 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 研究員
- *5 前独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 研究員
- *6 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 交流研究員
- *7 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 地すべりチーム 上席研究員
- *8 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 地すべりチーム 総括主任研究員
- *9 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 地すべりチーム 研究員
- *10 前独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 地すべりチーム 交流研究員
- *11 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 地すべりチーム 交流研究員
- *12 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター 上席研究員
- *13 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター 総括主任研究員
- *14 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター 専門研究員
- *15 前独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ グループ長

平成 20 年(2008 年)岩手・宮城内陸地震による土砂災害に関する報告

目 次

1. はじめに	4
2. 地すべり	5
2. 1 二迫川流域	5
2. 2 三迫川流域（県道築館栗駒公園線）	14
2. 3 地震により発生した地すべりの分布と地質的特徴	17
3. 土石流	21
4. 天然ダム	23
4. 1 天然ダム越流侵食による土砂移動実態	23
4. 2 越流にともなう天然ダムの侵食に関する実験	32
4. 3 天然ダム監視手法の開発	34
5. おわりに	38

1. はじめに

2008年6月14日8時43分頃、岩手県内陸南部を震源とするマグニチュード(M) 7.2の「平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震」が発生した。本地震による最大震度は、岩手県奥州市及び宮城県栗原市で観測された震度6強である。この地震の震源が栗駒山の火山噴出物が厚く堆積している山体直下であったことから、多くの山腹崩壊・地すべりが発生した。この地震によって、48件の土砂災害(土石流24件、地すべり9件、がけ崩れ15件(平成20年7月31日まで、国土交通省河川局砂防部保全課調べ))が発生し、これらの土砂災害によって死者・行方不明者17名の人的被害(土砂災害以外にもあわせると23名)が生じた。また特に規模の大きい現象として、三迫川上流域のドゾウ沢の源頭部を震源とする大規模な土石流や二迫(にはさま)川に建設された荒砥沢ダムの貯水池末端付近で大規模な地すべりが生じた。さらに、今回の地震は2004年新潟県中越地震と同様に山間部を震源とする地震であり、2004年新潟県中越地震の芋川流域同様大規模な河道閉塞(天然ダム)(以下、「天然ダム」)が発生するなど多くの被害が生じた。特に規模の大きい天然ダムは、岩手県一関市の磐井川流域と、宮城県栗原市の迫川流域に集中的に発生した。

図1-1に震源断層域と崩壊・地すべり分布の重ね図を示す。震源断層は、

- ・断層の向き：ほぼ北北東-南南西方向
- ・長さ約20km、幅約12km、東から西に傾き下がる逆断層(傾斜角度31度)
- ・上端部の深さ：約0.4km
- ・すべり量：約3.5m

と推定されている¹⁾。

航空写真判読による崩壊・地すべりの発生箇所(2,991箇所)は、震源の近くである断層域の北部および南部の一迫(いちはさま)川流域付近に集中し、中央部(栗駒山山頂頭部)には少ない。また、断層域から離れている胆沢川流域北東部など崩壊が集中して発生している地域がある。これは、断層域の中央部に位置する地形が新しい火山体であるために傾斜が小さく開析されていないこと、一迫川流域は開析され谷添いに急傾斜地が分布しその谷壁が一般的に崩壊しやすいと言われるキャップロック構造を呈していることが要因と考えられる。

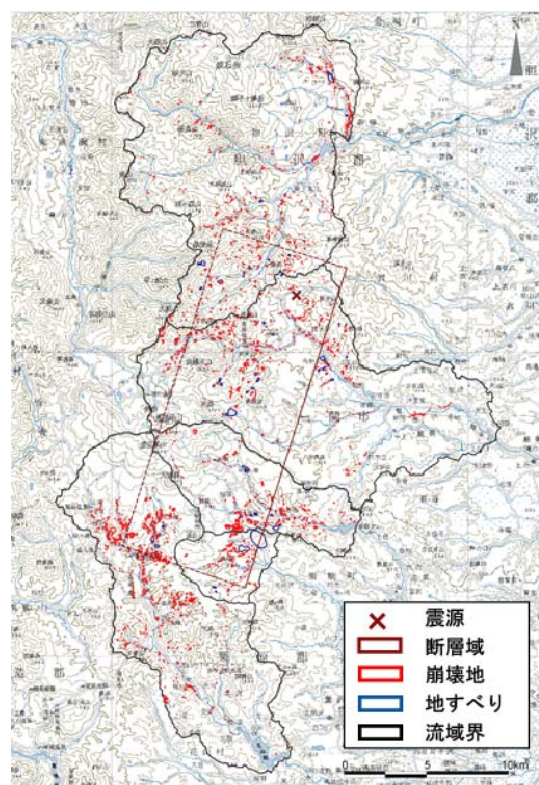


図-1.1 崩壊分布図

(国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術センター砂防研究室提供)

また、断層の破壊の進行方向の先で揺れが大きくなる傾向があるとの指摘もあり、本地震での断層の破壊過程は断層域の北部から南部に向かって起こったと考えられていることから、断層域の南端付近に位置する一迫川流域付近で相対的に揺れが大きかったことも考えられる。

土木研究所土砂管理研究グループでは、平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震で発生した土砂災害のうち、特徴的な地すべり、土石流、河道閉塞に関する実態調査を行ってきたので、これらの成果を報告する。

参考文献

- 1) 国土交通省国土地理院：平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震に伴う地殻変動(第2報)，
<http://www.gsi.go.jp/johosystem/johosystem60032.html>

2. 地すべり

2.1 二迫川流域



写真-2.1 地すべり全景 (2008年6月15日空撮)

2.1.1 荒砥沢（あらとざわ）地区の概要

宮城県栗原市栗駒の荒砥沢ダム右岸上流で、長さ1,300m、幅900m、滑落崖高さ150m、崩壊土塊約6,700万 m^3 ¹⁾の大規模な地すべりが発生した。地震で動いた地すべりとしては国内最大級と言われている(写真-2.1)。この地すべりにより、ダム貯水池内への大量の土砂の流入による治水・利水容量の減少や、地すべり地周辺道路の寸断などの被害が発生している。

2.1.2 地形地質

周辺の地形は、平均勾配 10° 程度の緩やかな起伏が見られる南向きの緩斜面であり、清水ら²⁾により地すべり地形が抽出されている(図-2.1)。地すべり発生地の地形的特徴は、地すべり土塊本体は原形をとどめているが、地すべり地の上部には、本体の移動により形成された複数の陥没帯と前後に分離して三角に尖った形の分離小丘(引張り部)が帯状をなして交互に分布することである。また、地すべり頭部には明瞭な陥没帯が見られる(写真-2.2)。さらに、末端部の一部には、圧縮により土塊が乱された部分と二次すべりを起こした部分が確認される。

地すべり地周辺の地質は、下位が新第三紀の泥岩、上位が第四紀の軽石凝灰岩を主体とする層から構成され、その構造は約 5° で貯水池側に傾斜している緩い流れ盤構造をなすと考えられ³⁾、それらを第四紀の火山噴出物が覆っている(図-2.2、図-2.3(a))。すべり面は、軽石凝灰岩主体層の下面付近であり、地すべり土塊は主に軽石凝灰岩からなると推定された。その後の林野庁東北森林管理局等による調査ボーリング結果等によると、すべり面傾斜角は、BV-12から山側に向かって僅かに逆傾斜を示すが、下流側では 2° の傾斜で全体としてほぼ水平をなし、推定値より緩い、 $0\sim 2^\circ$ であることが確認され

ている⁴⁾(図-2.3(b))。

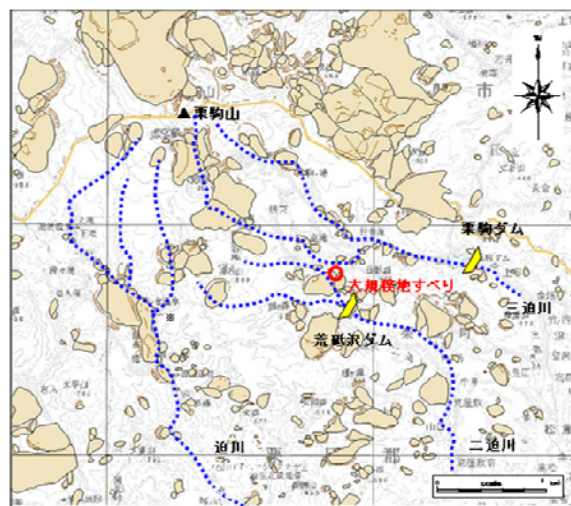


図-2.1 地すべり地形分布図 (清水ほか²⁾に加筆)

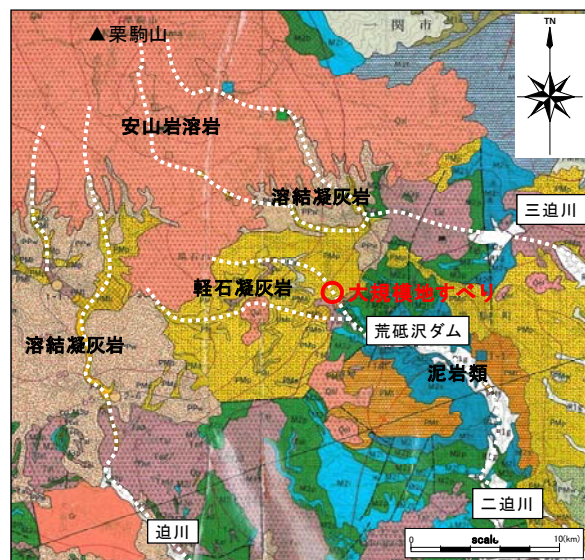


図-2.2 荒砥沢周辺の広域地質図
(地質調査所³⁾に加筆)

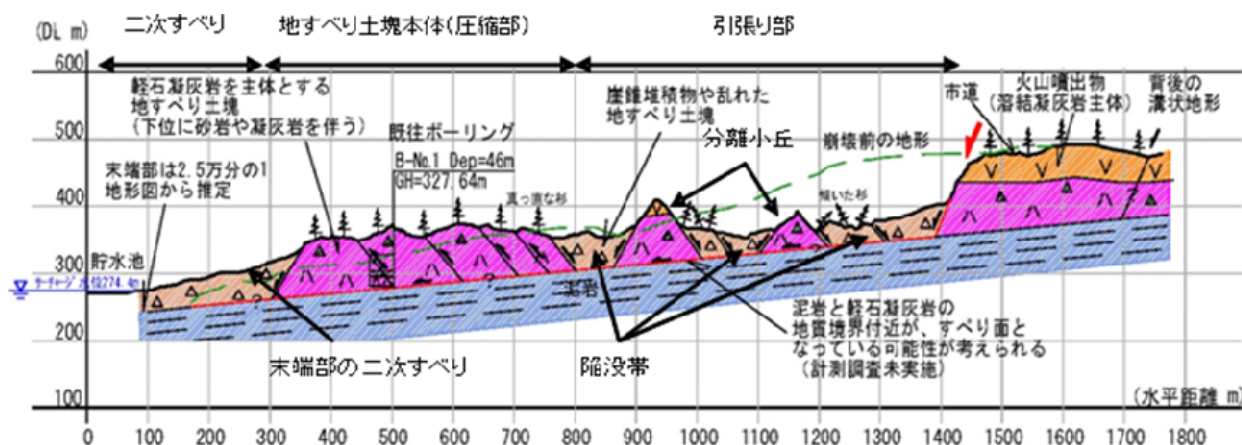
2.1.3 地すべり発生機構

本地すべりは、過去に発生した地すべり地の一部が、1,000galを超える強い地震動によって滑動したものである。また、地すべりのタイプは、直線的なすべり面の形状、および引張り部と地すべり本体の圧縮部が明瞭に区分される地形の特徴から、すべり面が直線で末端が開放された流れ盤の地すべり(通称：椅子型地すべり)と考えられる(図-2.3(a))。

地すべり滑動時の状況は、①地すべり本体が広い範囲で斜面下方に動きながら、本体の上部が何個かの分離小丘に分かれて取り残された。②次に地すべり本体が斜面下方の尾根に達し、地すべり末端部は強い圧縮を受けて土塊の一部が乱されるとともに、貯水池付近の開放部分では二次すべりが発生し、③背後には本体ブロックの滑



写真-2.2 地すべり上部斜面（2008年6月22日撮影）



(a) 地震直後の想定断面図

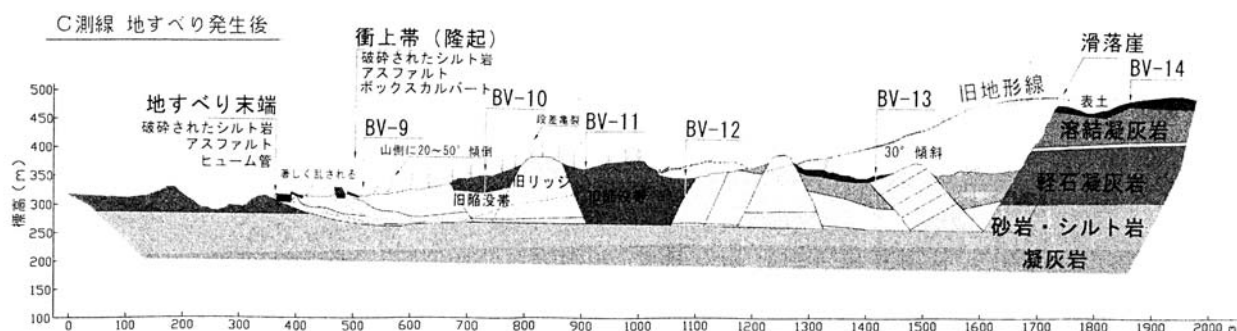
(b) ボーリング調査結果による推定縦断面図（大野ほか⁴⁾に加筆）

図-2.3 荒砥沢地すべり断面図

動により、不安定化したブロックが発生したものと推定される（図-2.4）。

2.1.4 荒砥沢地すべりの詳細状況

荒砥沢地すべりの詳細な状況は、下記のとおりである。

- ・荒砥沢地すべりは、引っ張り部と圧縮部および細分化したブロックに分けられる（写真-2.3）。
- ・地すべりの滑落崖上部には、茶色の溶結凝灰岩、下部は薄黄色の軽石凝灰岩が露頭している（写真-2.2）。また、写真-2.2の中央部から右側の露頭は、地すべり本体から取り残された分離小丘が斜面上側に滑落した面であり、明瞭な条線が見られる。
- ・地すべり中央部の移動土塊と分離小丘は、滑動後も比

較的原形を保っている（写真-2.4）。一方で、地すべり末端部で移動土塊が圧縮を受けた範囲では、杉が様々な方向に倒れているおり、土塊が乱されている（写真-2.5）。

なお、地すべり本体の末端部では、隣接する尾根部斜面への泥の付着、その斜面の下端から高さ約10mまでの倒木、さらにその上方の立木に泥の飛散が見られる（写真-2.6、写真-2.7）。このことから、地すべり本体が尾根部に衝突したことが考えられる。また、荒砥沢地すべり末端に位置するシツミクキ沢は、地すべり土塊により閉塞されて上流側が湛水し、天然ダムが形成されている（写真-2.8）。

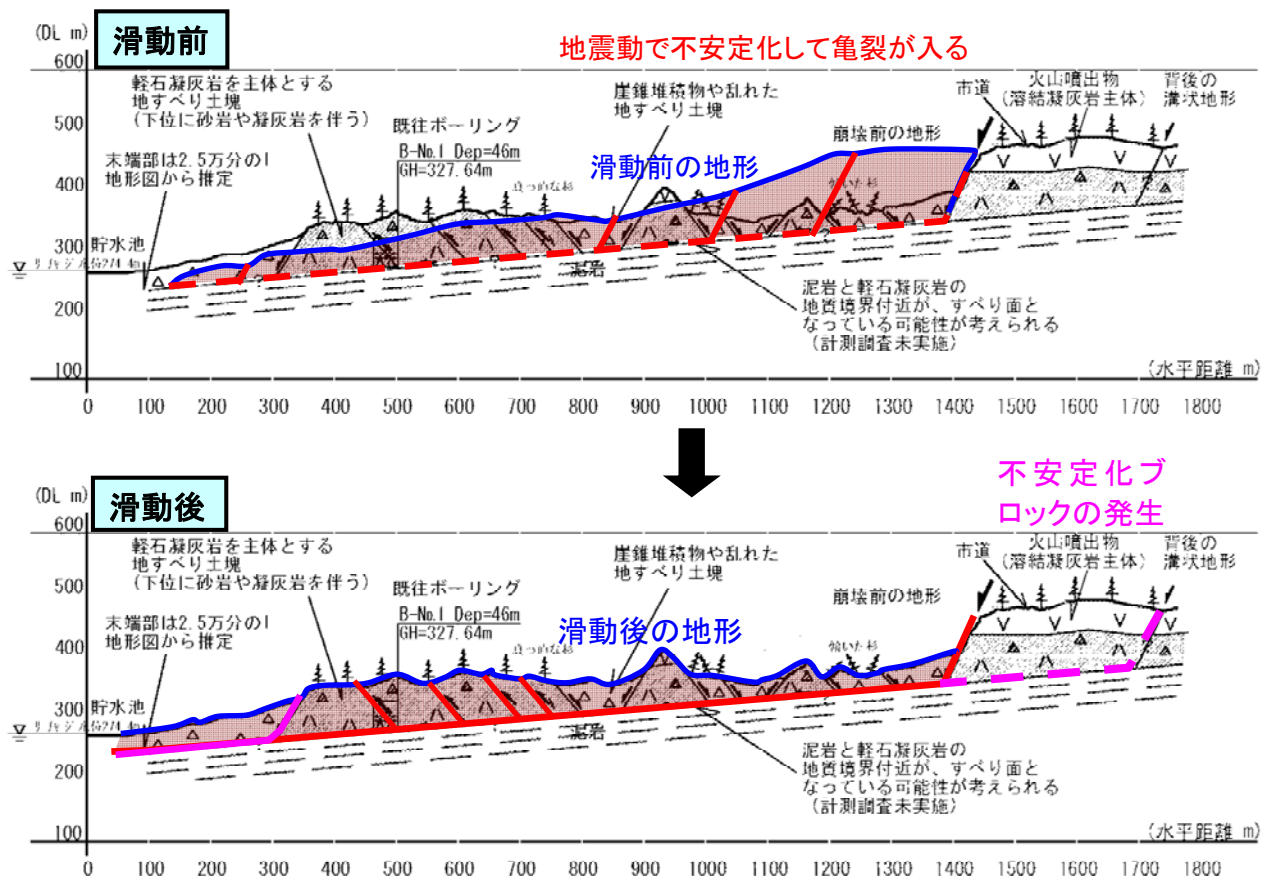


図-2.4 地すべり発生機構

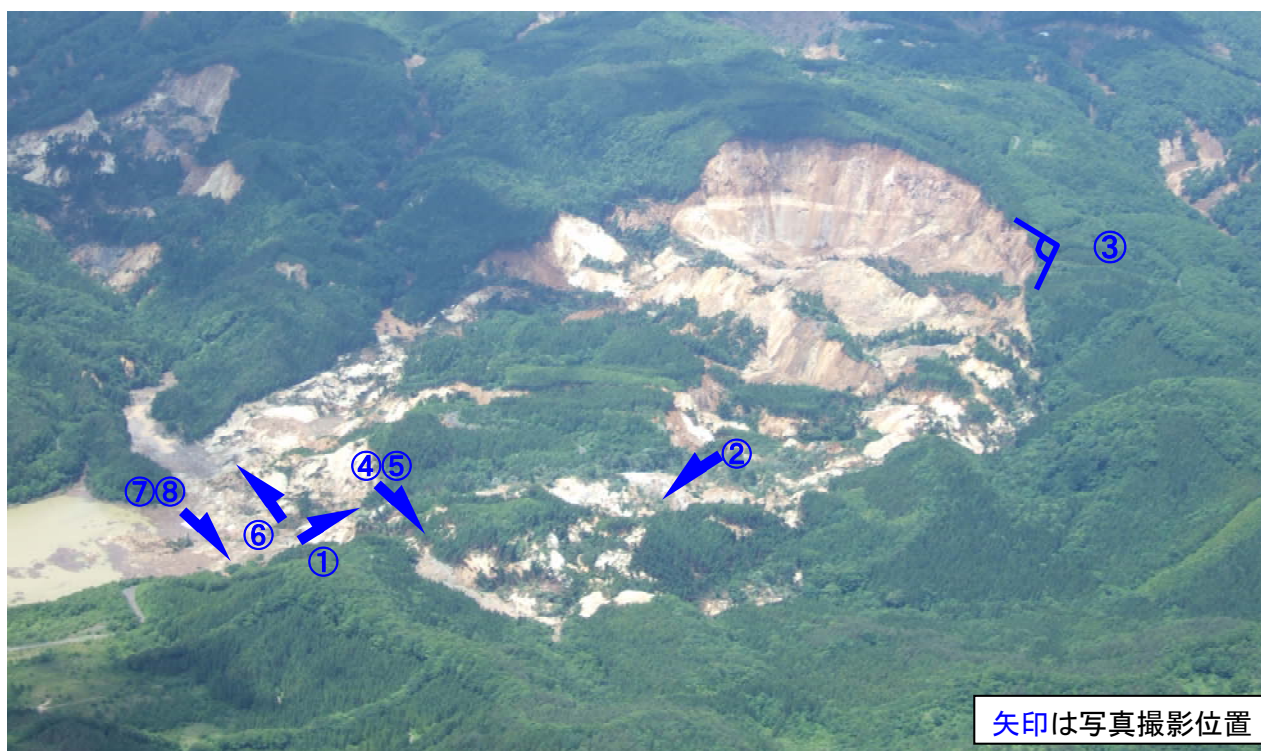


写真-2.3 地すべり範囲の全景 (2008年6月15日空撮)



写真-2.4 地すべり土塊本体と分離小丘
(2008年6月22日撮影)



写真-2.5 地すべり側方の圧縮部
(2008年6月15日空撮)



写真-2.6 地すべり末端部の隣接斜面
(2008年6月22日撮影)

荒砥沢地すべりの下方に位置する道路には、写真-2.9に見られるような段差を伴う亀裂が形成され、道路と沢が斜交する位置で道路が大きくせん断されている(写真-2.10)。これは荒砥沢地すべり地の末端に位置する尾根地形部において、地すべり本体と異なるブロックの地すべりが発生したものであるが、本ブロックの発生原因が地震によるものか、あるいは荒砥沢地すべりの衝突によるものかは不明である。

2.1.5 荒砥沢地すべり背後地の状況

荒砥沢地すべりの背後地の現地調査では、主に地震により寸断された市道馬場駒の湯線等における地すべりや崩壊状況を調査した。



写真-2.7 尾根地形斜面の立木
(2008年6月22日撮影)



写真-2.8 シツミクキ沢 (2008年6月22日撮影)



写真-2.9 尾根地形部の地すべりブロック
(2008年6月22日撮影)



写真-2.10 道路に斜交する沢
(2008年6月22日撮影)



図-2.5 航空鉛直写真（宮城県提供資料に加筆）

調査結果の概要は下記のとおりである。

- ・荒砥沢ダム上流の地すべり範囲の背後（北側）には、長い年月をかけて形成された複数の溝状地形が見られ、その場所に市道馬場駒ノ湯線が通過している。
- ・今回の地震により、上記の溝状地形の一部に新しい亀裂が見られ、現在の市道馬場駒ノ湯線より北側にも複数の新たな亀裂が確認された。新しい亀裂は東西方向の配列と概ね調和している（溶結凝灰岩の節理の方向と南北方向のものが見られ、地すべり内部の分離小丘と関係する可能性がある）。
- ・耕英開拓線では、ヒヤシクラ沢支川の左岸に緩勾配の円弧すべりによる崩壊が見られた（H20.8.9 調査結果）。荒砥沢地すべりの背後地（市道馬場駒ノ湯線等）の調査は、(1)地すべり背後地の東側、(2)迂回路計画（建設）箇所、(3)地すべり背後地の西側、(4)冷沢及び御沢支川の崩壊地、(5)耕英開拓線で実施した（図-2.5 に(1)～(4)の各範囲を示す）。調査結果は下記のとおりである。また、写真の撮影位置を図-2.5、図2.6に示す。

(1)地すべり背後地の東側

道路を横断する開口亀裂（写真-2.11）や、引張り部に生じた荒砥沢側の斜面下方に連続する陥没帯がみられた

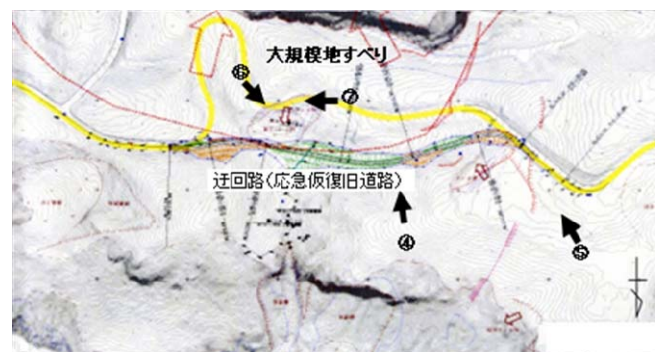


図-2.6 迂回路の設置計画（宮城県提供資料に加筆）

（写真-2.12）。また、写真-2.13 のように道路に 2m の段差が生じた箇所があり、段差の下側が地すべりによって相対的に沈下したものと考えられる。

(2)迂回路計画（建設）箇所

- ・平成 20 年 6 月 22 日の調査では、市道より奥側（北側）の林や休耕地の中に、連続した新しい開口亀裂が確認された（写真-2.14, 2.15）。また、市道を頭部とする幅 50m 程度の比較的小規模な地すべりがみられた（写真-2.16, 2.17）。
- ・平成 20 年 8 月 9 日の調査では、荒砥沢地すべりは、少しずつ後退しているように見受けられた。



写真-2.11 道路を横断する開口亀裂
(2008年6月21日撮影)



写真-2.14 市道北側の林の連続した新しい
開口亀裂(2008年6月22日撮影)



写真-2.12 引張り部に生じた陥没帯
(2008年6月21日撮影)



写真-2.15 市道北側の休耕地の連続した新しい
開口亀裂 (2008年6月22日撮影)



写真-2.13 道路に生じた段差
(2008年6月21日撮影)



写真-2.16 比較的小規模な地すべりの状況
(2008年6月22日撮影)

(3)背後地の西側

荒砥沢地すべりの背後地では、山側（左側）斜面の押し出しにより、谷側（右側）斜面が持ち上げられているように見える段差が生じていた（写真-2.18）。これは、初めに斜面下方の土塊が地すべりによって滑動し、その後に斜面上方の土塊が動いて下側の地すべり土塊に衝突

したために形成されたと考えられる（図-2.7）。また、滑落崖上部斜面に幅約50cmの開口亀裂（写真-2.19）や、最大約10mの段差がある亀裂（写真-2.20）が確認された。



写真-2.17 現道の崩壊箇所
(2008年7月14日撮影)



写真-2.18 地すべり背後地に生じた段差
(2008年7月14日撮影)

(4) 冷沢および御沢支川の崩壊地

各写真の撮影位置を写真-2.21 に示す。

- ・冷沢の右岸は崩積土の厚さから現道の高さ付近で滑動した可能性がある。現道は、部分的な欠落はあるものの、崩壊せずに残っている箇所が多いと思われる。
- ・冷沢左岸は、直線的な崩壊が生じていた (写真-2.22)。
- ・冷沢の右岸では、写真-2.21 の⑪付近のブロック積に変状がほとんど見られないことから (写真-2.23)、崩積土より深部に明瞭なすべり層がないと考えられる。
- ・冷沢右岸の滑落崖の状況を写真-2.24～2.26 に示す。ここでは、円弧地すべりや椅子型地すべりが発生し、大きいもので直径 5m 程度の岩塊が崩壊地内に多数見られた (写真-2.27)。
- ・御沢支川の崩壊 (写真-2.28) により市道の一部が崩壊し、路面に亀裂が生じた (写真-2.29)。

(5) 市道耕英開拓線

ヒヤシクラ沢で生じた地すべりによる市道耕英開拓線への影響について調査した結果は下記のとおりである。

図-2.8、図-2.9 に市道耕英開拓線の平面図と断面図、写真を撮影した位置を示す。

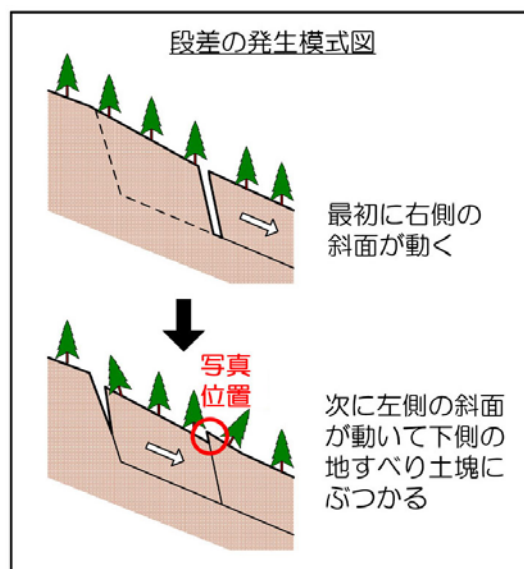


図-2.7 段差の発生模式図



写真-2.19 滑落崖上部斜面の亀裂
(2008年7月14日撮影)



写真-2.20 地すべり地背後の亀裂
(2008年8月9日撮影)

- ・ヒヤシクラ沢支川の左岸では、緩勾配の円弧すべりによる崩壊が見られる (写真-2.30, 2.31)。
- ・崩壊地の上部斜面の段地形は、過去に動いたものと思われるが、斜面上に新しい亀裂等がみられなかった。

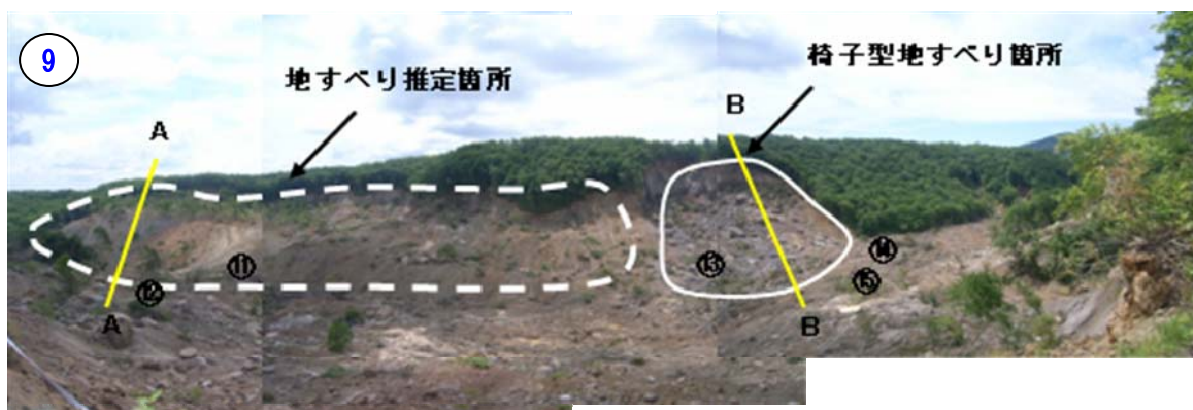


写真-2.21 冷沢右岸の崩壊の全景 (2008年7月14日撮影)



写真-2.22 崩壊地内から冷沢の左岸を撮影 (2008年8月9日撮影)



写真-2.23 市道のブロック積擁壁 (変状なし)
(2008年8月9日撮影)



写真-2.25 B-B断面付近の頭部滑落崖
(2008年8月9日撮影)



写真-2.24 A-A断面付近の頭部滑落崖
(円弧すべり) (2008年8月9日撮影)



写真-2.26 頭部滑落崖 (2008年8月9日撮影)



写真-2.27 崩壊地内の岩(2008年8月9日撮影)



写真-2.28 市道からみた御沢支川の全景
(2008年8月9日撮影)



写真-2.29 御沢支川の崩壊による市道の亀裂
(2008年8月9日撮影)



写真-2.30 左岸崩壊地全景
(2008年8月9日撮影)



写真-2.31 左岸の頭部滑落崖
(2008年8月9日撮影)

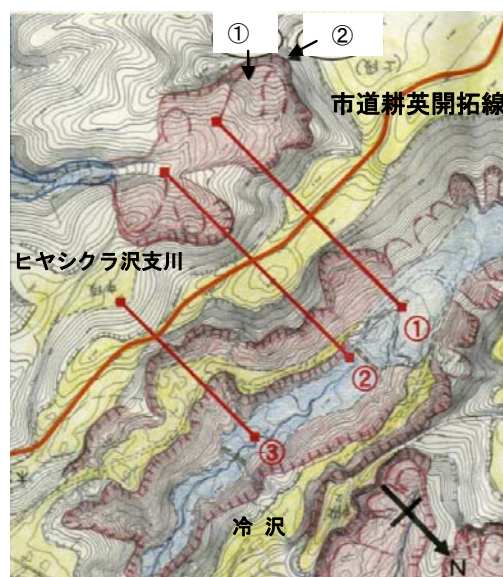


図-2.8 市道耕英開拓線平面図
(宮城県提供資料に加筆)

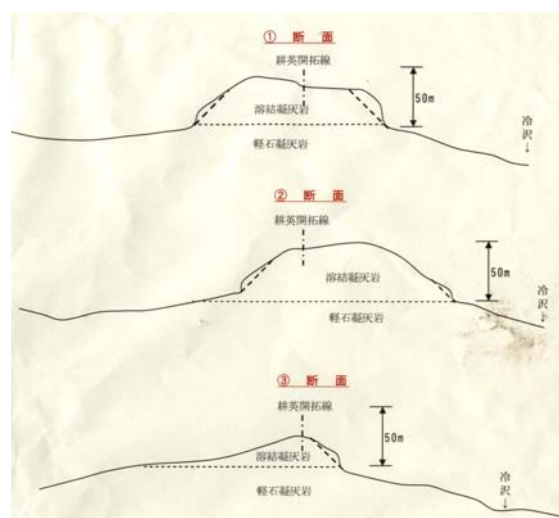


図-2.9 市道耕英開拓線断面図
(宮城県提供資料に加筆)

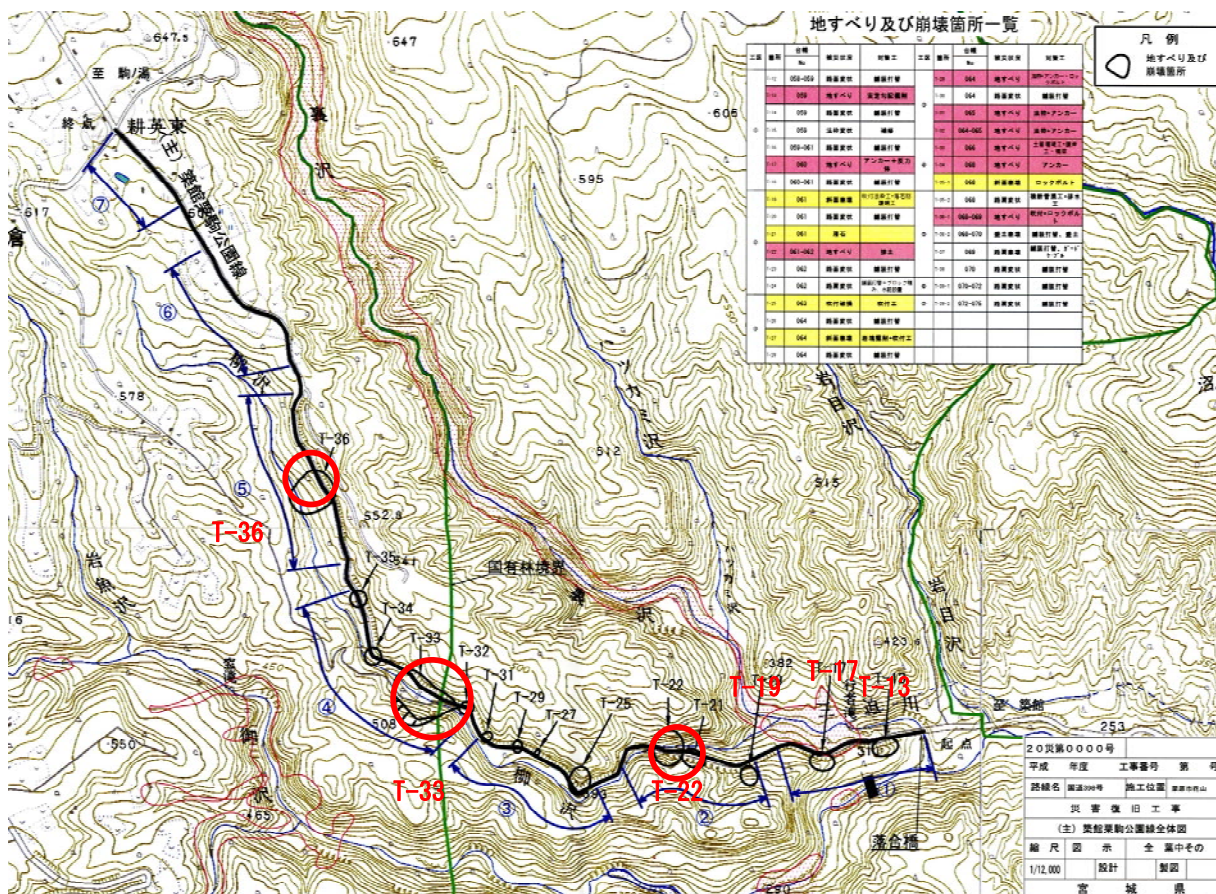


図-2.10 県道築館栗駒公園線 被災箇所位置図（宮城県提供資料に加筆）

2.2 三迫（さんばざま）川流域（県道築館栗駒公園線）

県道築館栗駒公園線は地震による斜面崩落などにより寸断され、耕英地区への通行が不可能となった。代替ルートは、前項「市道馬場駒の湯線」で述べた迂回路により当面確保される予定であったことから、本路線においては恒久対策に関して調査を行った。なお、本線では地震の影響により多くの箇所が被災している（図-2.10）が、その中で地すべり災害の規模が大きい T-36、T-33、T-22 の各箇所について調査を行った。

2.2.1 T-36（地すべり）

県道路面を頭部とする、幅約 120m、深さ約 10m の地すべりが発生し、高さ約 6m の滑落崖が形成された（図-2.11、写真-2.32、2.33）。滑落崖上部の斜面には、連続した段差や亀裂が認められ、地盤伸縮計により計測が行われていた（写真-2.34）。また、地すべり頭部付近の擁壁が上部斜面の押し出しによって被災していた（写真-2.35）。

2.2.2 T-33（地すべり）

県道の対岸斜面に、幅約 200m の地すべりが発生し、高さ 30～50m の滑落崖が形成された（図-2.12、2.13、

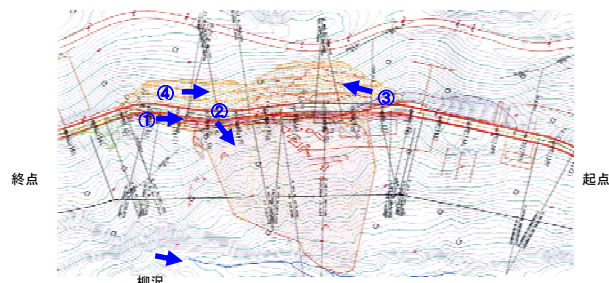


図-2.11 T-36 平面図（宮城県提供資料に加筆）



写真-2.32 頭部滑落崖（2008 年 7 月 15 日撮影）



写真-2.33 崩壊土砂の堆積状況
(2008年7月15日撮影)

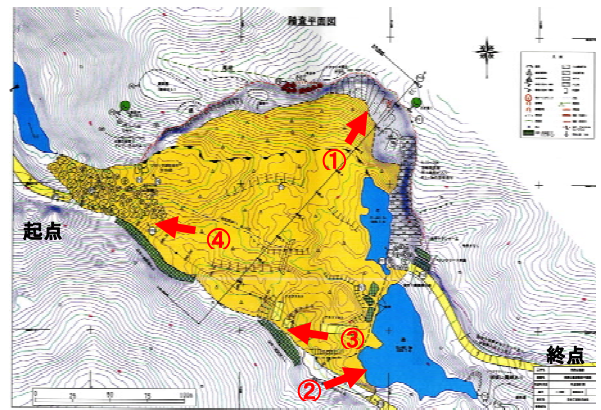


図-2.12 T-33 平面図 (宮城県提供資料に加筆)



写真-2.34 滑落崖上部斜面に発生した亀裂
(2008年7月15日撮影)

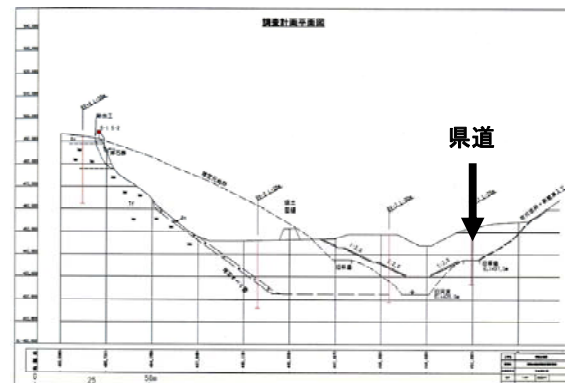


図-2.13 T-33 断面図 (宮城県提供資料に加筆)



写真-2.35 滑落崖上部の擁壁の被災状況
(2008年7月15日撮影)



写真-2.36 頭部滑落崖 (2008年7月15日撮影)

写真-2.36). 地すべりの崩落土砂が県道路面上を覆うとともに、斜面下方を流れる柳沢が土砂により閉塞された (写真-2.37～2.39)。

2.2.3 T-22 (地すべり)

幅約 130m、長さ約 130m の地すべりが発生し、移動土塊は柳沢の河道閉塞および県道の埋塞 (約 130m) を引き起こした (図-2.14, 2.15, 写真-2.40)。滑落崖の高

さは約 20m (写真-2.41) で、その上部斜面には線状の凹地が見られ、上流側の側方崖の上部斜面にも旧側方崖と考えられる地形がみられた。また、地すべり地内には陥没帯が認められた。地すべりにより崩落した土塊は、ハンマーの弱打で濁音を発して割れる程度の硬さの溶結凝灰岩 (写真-2.42) からなり、直径約 2～3m の岩塊が多数見られた (写真-2.43)。

2.2.4 その他

上述以外に県道築館栗駒公園線の被災状況を示す。



写真-2.37 河道閉塞箇所 (2008年7月15日撮影)

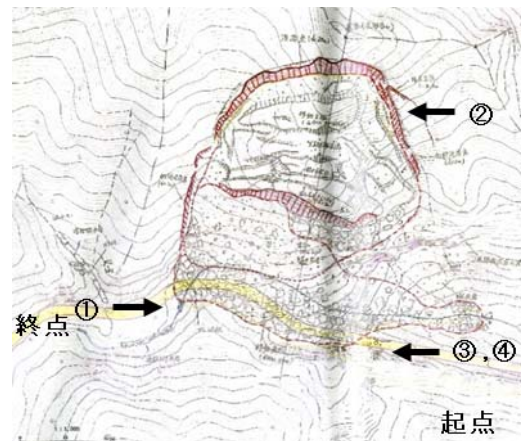


図-2.14 T-22 平面図 (宮城県提供資料に加筆)



写真-2.38 県道に堆積した土砂
(2008年7月15日撮影)

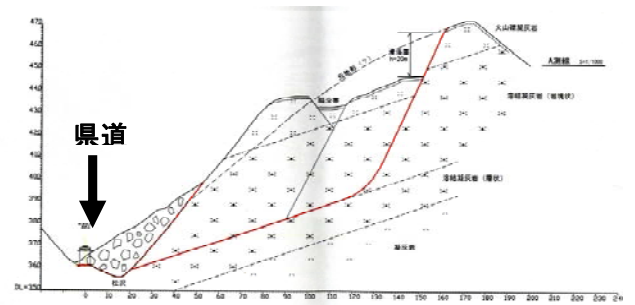


図-2.15 T-22 断面図 (宮城県提供資料に加筆)



写真-2.39 県道に堆積した土砂
(2008年7月15日撮影)



写真-2.41 滑落崖 (2008年7月15日撮影)



写真-2.40 終点側から見た地すべり末端部の状況 (2008年7月15日撮影)



写真-2.42 溶結凝灰岩 (2008年6月22日撮影)



写真-2.43 起点側から見た地すべり末端部の状況（2008年7月15日撮影）



写真-2.45 T-17 地すべり（2008年6月22日撮影）



写真-2.44 T-19 地区切土法面（2008年6月22日撮影）



写真-2.46 T-13 地区地すべり（2008年6月22日撮影）

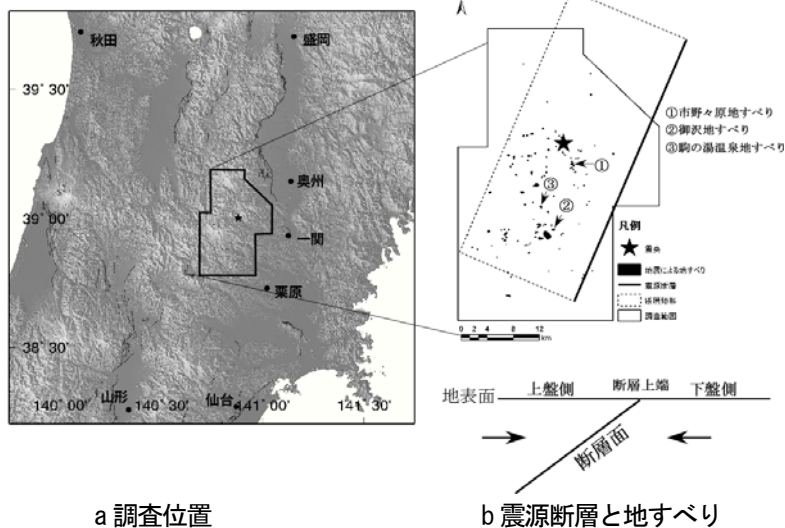


図-2.16 調査範囲及び地すべり分布図

- ・T-19 の切土法面では、のり枠工は健全であるが、路面上に落石が散在していた（写真-2.44）。
- ・T-17 では、路面の背後が地すべり地形を呈しており、路面にせん断亀裂が複数見られた（写真-2.45）。
- ・T-13 では、地すべりの崩落により大量の土砂が路面上を覆っていた（写真-2.46）。

2.3 地震により発生した地すべりの分布と地質的特

地震発生直後に撮影された空中写真を用いて、地震により発生した地すべりの判読を行った。調査範囲は、地震直後に空中写真が撮影された範囲とした。その結果、調査範囲（図-2.16a）において136箇所の地すべりが抽

出された。ここでは、これらの地すべりの分布、規模（長さ、幅、面積）と震源断層からの距離との関係、地すべりの発生と地質、地質構造との関係を検討した結果について述べる。

2.3.1 震源断層からの距離と地すべりの頻度、規模

震源断層として、東京大学地震研究所⁵⁾の断層モデルを使用し、地震によって発生した地すべりと震源断層との関係を調べた。本断層モデルは、長さ44km、幅24km、走向N23E、傾斜37NWの逆断層である（図-2.16b）。断層モデルの地表面での投影を断層面投影範囲とし、断層モデル上端の地表投影線を震源断層とした。調査の結果、136箇所の地すべりのうち、135箇所が断層の上盤側（北西側）で発生し、全体の99%を占めた。また、断層面投影範囲内で発生した地すべりが131箇所あり、全体の96%を占めた。断層の上盤側で発生した地すべりは、下盤に比べて圧倒的に多い結果となった。地すべりの長さの頻度分布から（図-2.17）、地すべりの長さが100m以下のものは全体の24%、200m以下のものは全体の75%を占め、全体的にみて、200m以下の規模の地すべりが多かったことが分かった。地すべりの幅、面積の頻度分布にも同様な傾向が見られ、幅200m以下の地すべりが全体の約85%を（図-2.18）、面積40,000m²以下の地すべりが全体の90%を（図-2.19）を占めた。

震源断層から地すべりブロック重心までの最短距離と地すべりの発生数との関係を調べた結果、図-2.20に示したように、震源断層から10～15km範囲内の地すべりは53箇所と最も多く、次いでは5～10kmの49箇所であった。断層から15kmの範囲内には全地すべりの82.4%が、20kmの範囲内には99.3%がそれぞれ含まれていた。震源断層からの距離と地すべりの規模との関係を調べた結果、図-2.21～2.23中に破線で示すように断層から遠くなるにつれ、地すべりの長さ、幅、面積が小さくなる傾向が認められた。地すべりの長さ、幅、面積ともに断層から約7kmのところで最大値を示し、必ずしも断層に近いほど規模が大きいという訳ではなかった。なお、この最大規模を示した荒砥沢地すべりは、既存地すべり地形内で発生したもので、地質は第四紀の軽石凝灰岩、溶結凝灰岩からなり、地形・地質ともに必ずしもそれ以外の地域の地質と比べて特殊なものではなく、地形・地質的な条件に大きく依存して発生したとは考えにくい。また、断層面投影範囲外で発生した地すべりの規模は、投影範囲内で発生したものに比べて小規模な傾向が見られた。断層下盤側で発生した地すべりの規模は、上盤側の地すべりに比べて小さかった。これらの結果は、逆断層型地震である中越地震や中越沖地震による地すべりと

震源断層との関係の分析結果⁶⁾と同様な傾向を示した。

2.3.2 地質構成と地すべりの発生

図-2.24に調査地の地質を示した。調査地には、先第三紀の変成岩類・花崗岩類、新第三紀の堆積岩、火砕岩類、第四紀の火山岩、火砕岩類など様々な地質が分布し⁷⁾、震源域には新第三系が広く分布する。第四系は第四紀火山である焼石岳、栗駒山の周辺に火山噴出物として分布する。また、栗駒山の南側には第四紀火砕流堆積物が分布する。調査地における地すべりと地質との関係を検討するため、調査地の地質を年代や岩相に基づき表-2.1のように区分した。地震により発生した地すべりは、新第三紀の堆積岩及び凝灰岩の分布域で多く発生したこ

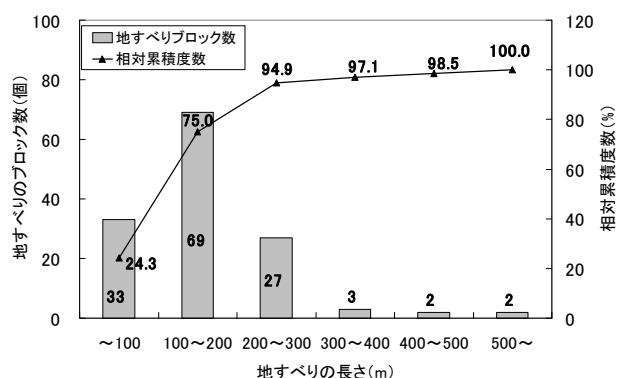


図-2.17 地すべり長さの頻度分布

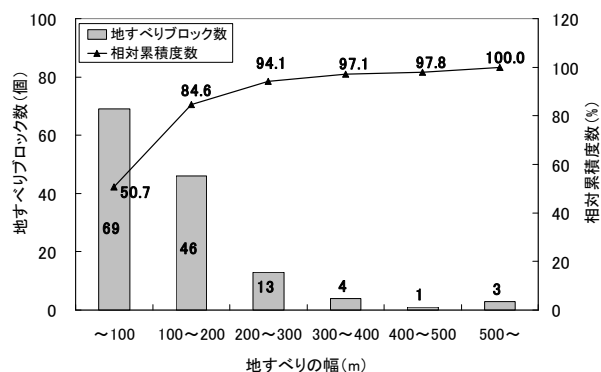


図-2.18 地すべり幅の頻度分布

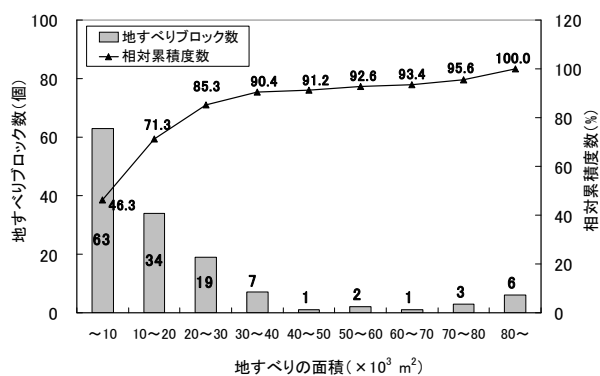


図-2.19 地すべりの面積頻度分布

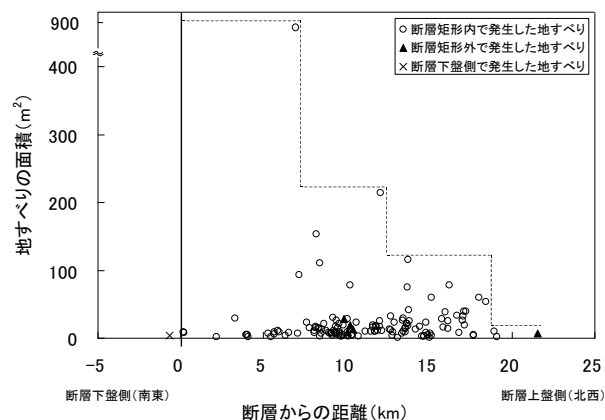


図-2.23 震源断層からの距離と地すべりの面積

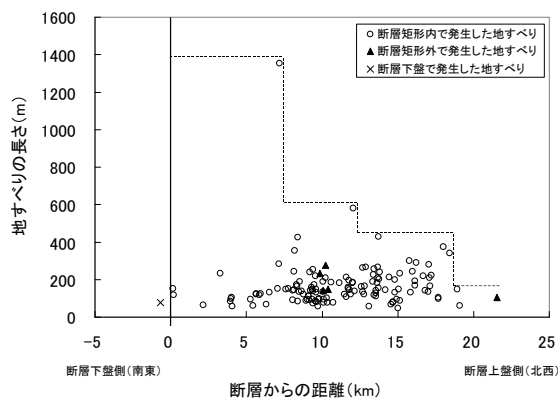


図-2.21 震源断層からの距離と地すべりの長さ

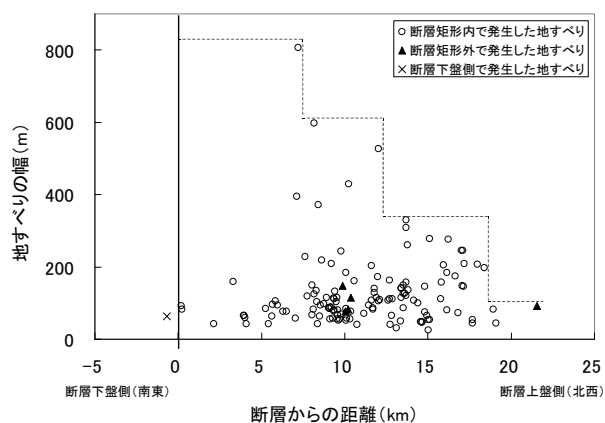


図-2.22 震源断層からの距離と地すべりの幅

とが分かる。単位面積あたり地すべり発生数では、新第三紀の堆積岩及び凝灰岩で最も多く 0.20 箇所/km²で、次いでは新第三紀溶結凝灰岩が 0.14 箇所/km²となっていた。地すべり発生面積率は、新第三紀堆積及び凝灰岩の 0.67%が最も大きく、次いでは第四紀火山噴出物の 0.27%であった。

2.3.3 地質構造と地すべりの発生

調査地の地質構造は、局所的であるが新第三系に見ら

表-2.1 地質と地すべりの発生状況

地質区分	面積 (km ²)	地すべり発生数	地質区分ごとの地すべり発生数 (個/km ²)	地すべり発生面積 (m ²)	地質区分ごとの地すべり発生面積率 (%)
第四紀未固結堆積物	24.89	—	—	—	—
第四紀火山噴出物	148.04	12	0.08	407079.30	0.27
新第三紀堆積岩及び凝灰岩	382.01	78	0.20	2573485.89	0.67
新第三紀溶結凝灰岩	187.69	26	0.14	339006.55	0.18
新第三紀火山岩類	244.57	20	0.08	298794.31	0.12
その他	21.08	—	—	—	—
合計	1008.28	136	0.13	3618366.05	0.36

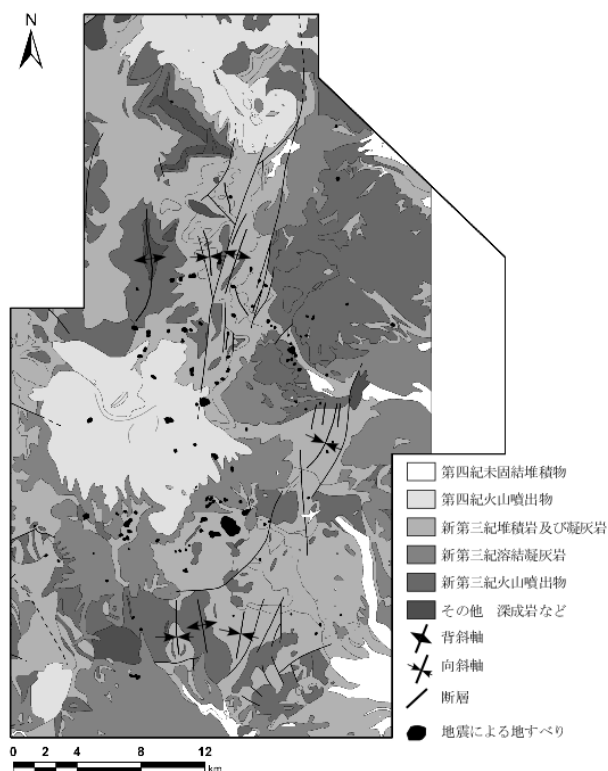


図-2.24 調査地の地質と地震による地すべりの分布

れる概ね南北方向の軸を持つ背斜，向斜及びその翼部に存在する同方向の断層があることが特徴的である（図-2.24）。ここでは，層理面が発達した新第三紀の堆積岩及び凝灰岩分布域の地すべりと地質構造との関係を調べた。地すべりの移動方向を 0° としたときの，地層の傾斜方向となす角度が 45° 以内は「流れ盤」， $135\sim 180^\circ$ を「受け盤」，その間を「中間」とし，傾斜方向と地すべりの移動方向との関係を調べた。その結果，図-2.25 に示すとおり，調査地における新第三紀の堆積岩と凝灰岩分布域では地層傾斜が分かる 69 箇所の地すべりの内，流れ盤の地すべりは 26 箇所（38%）であり，受け盤の 12 箇所（17%）より多いことが分かった。なお，中間の地すべりは全体の 45% であった。図-2.26 は，流れ盤と

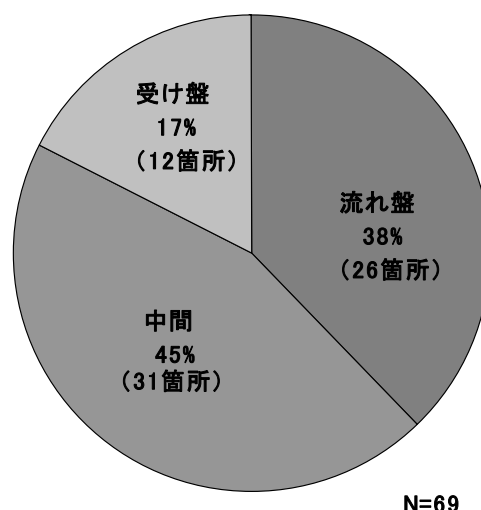


図-2.25 地質構造と地すべり
(新第三紀堆積岩及び凝灰岩分布域のみ)

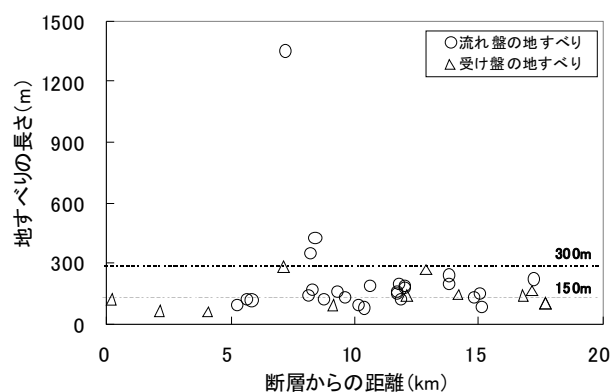


図-2.26 流れ盤と受け盤の地すべりの長さ

受け盤の地すべりの長さを比較したものである。受け盤地すべり 12 箇所の内 9 箇所（75%）の長さが 150m 以下で，流れ盤の地すべりの長さに比較して小規模であった。この結果は，中越地震や中越沖地震による地すべりと地質構造との関係⁹⁾に整合したものとなった。

このように，地すべりは新第三紀の堆積岩と凝灰岩の分布域で多く発生し，流れ盤地すべりの規模は受け盤に比較して大きい結果となった。例えば，岩手県一関市巖美町地内の磐井川の右岸に位置する市野々原地区において河道閉塞を生じさせた地すべり（写真-2.51，図-2.16b の①）は，基岩は凝灰質砂岩（表-2.1 中の新第三紀堆積岩及び凝灰岩にあたる）で，流れ盤構造である。図-2.27 には，地震前の空中写真から判読した地すべり地形と地震により発生した地すべりを示した。地震により発生した地すべり（矢印を記入した斜面）は，斜面末端



写真-2.51 市野々原地すべりの全景

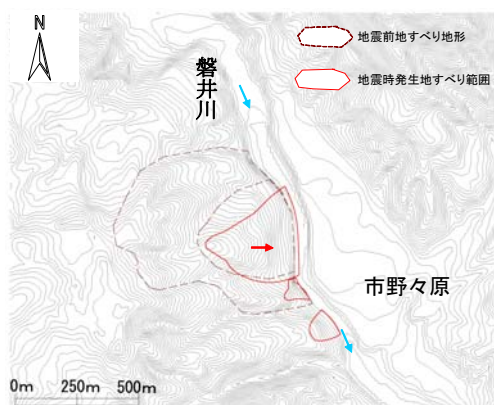


図-2.27 市野々原地すべりと地震発生前の地すべり地形



写真-2.52 御沢地すべり全景

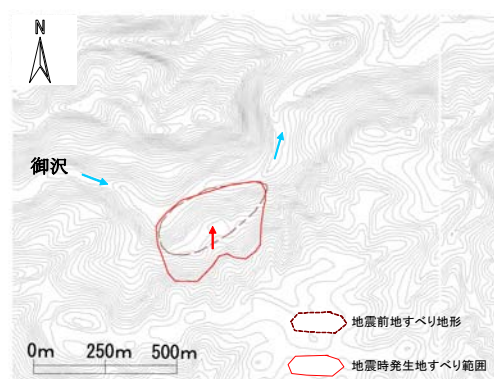


図-2.28 御沢地すべりと地震前地すべり地形



写真-2.53 駒の湯地すべりの全景



図-2.29 駒の湯地すべりと地震前地すべり地形

が急崖で開放された地すべり斜面の一部が地震により移動したものと考えられる。また、地すべり斜面は全体に緩んだ風化岩から成っており、亀裂が数多く発生している。

写真-2.52 は、荒砥沢の北東側（図-2.16b の②）で発生した地すべり（ここでは御沢地すべりと呼ぶ）の全景である。御沢地すべりは、新第三紀の堆積岩及び凝灰岩の分布域で発生し、受け盤地すべりの内最大規模のものであった。地すべり発生前の斜面は明瞭な地すべり地形を呈し、今回の地すべりはそれを若干後方に拡大させるように発生した（図-2.28）。

新第三紀の堆積岩及び凝灰岩分布以外で発生した大規模な地すべりとして、ドゾウ沢の左岸側（駒の湯温泉の対岸側）で発生したものがある（写真-2.53、図-2.16b の③）。本地すべりは、第四紀の火山噴出物の分布域で発生したもので、駒の湯温泉を襲った大規模土石流の流下経路に位置する（写真-2.53）。地すべり発生前の地形は凸型を呈す尾根で、明瞭な既存地すべり地形は認められなかった（図-2.29）。一方、川の右岸側では地すべり地形が認められるが、今回の地震で地すべりは発生していない。

参考文献

- 1) 農林水産省東北農政局, 林野庁東北管理局, 宮城県

土木部：荒砥沢ダム災害復旧事業のあらまし，
2009.2

- 2) 清水文健，大八木規夫，井口隆：地すべり地形分布図 第1集「新庄・酒田」21 葉，国土防災科学技術センター，1982.
- 3) 地質調査所：特殊地質図 No.21-3「栗駒地熱地域地質図」，1986.
- 4) 大野亮一，丹羽諭，山科真一，山崎孝成，小山倫史，江坂文寿，笠井史宏：大規模地すべりの発生機構－地震解析でみる荒砥沢地すべり－，シンポジウム－大規模地すべり機構－，(社)日本地すべり学会，2009
- 5) 東京大学地震研究所：2008 年岩手・宮城内陸地震－震源過程，東京大学地震研究所ホームページ：<http://saigai.eri.u-tokyo.ac.jp/saigai/iwate/index.html> (2009 年 7 月 23 日に閲覧)
- 6) ハスパートル，石井靖雄，丸山清輝，鈴木聡樹，寺田秀樹：震源断層と地震により発生した地すべりの分布－新潟県中越地震，中越沖地震を事例として－，第 48 回日本地すべり学会研究発表会講演集，P.199，2009.
- 7) 産業総合研究所 (2004)：20 万分の 1 数値地質図幅集「東北」
- 8) ハスパートル，石井靖雄，鈴木聡樹，丸山清輝，寺田秀樹：2007 年新潟県中越沖地震などを事例とした地すべりの分布と震源断層との関係，日本地球惑星科学連合 2009 年大会予稿集，2009.

3. 土石流

三迫川上流域のドゾウ沢の源頭部では，地震により大規模な崩壊が発生し，崩壊土砂が長距離にわたって流下した．崩壊地の幅は約 200m，長さ（水平距離）は約 300m であった．国土地理院の調査結果では，崩壊土量は約 100 万 m^3 と推定されている¹⁾．この土石流により崩壊地から下流約 4.8km の右岸に位置する駒ノ湯温泉では，死者 7 名の被害が生じた．また，土石流は，崩壊地から約 10km 下流の行者の滝付近まで流下した痕跡が見られた．崩壊地から駒ノ湯温泉までの区間の平均勾配は約 10 度，土石流状態での流動がほぼ停止したと考えられる行者の滝の上流側の縦断勾配は約 2 度であり，土石流の等価摩擦係数（崩壊土砂の水平移動距離に対する鉛直移動（落下）距離の比）は約 0.1 であった．石川²⁾ は過去の地震によって発生した土石流の等価摩擦係数は 0.08 から

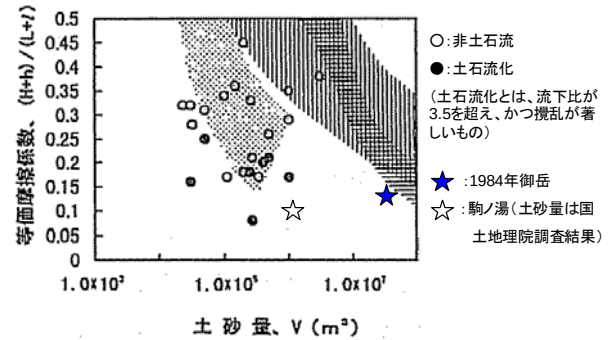


図 3.1 崩壊土砂量と等価摩擦係数の関係¹⁾
(1984 年長野県西部地震による御岳崩れと今回の土石流を追記、着色部は既往の斜面移動現象に関する透過摩擦係数の分布)



写真-3.2 土石流流下状況を示す

0.25 の範囲であることを示した．すなわち，今回の土石流はこれまでの地震による土石流の中でも，勾配の緩い位置まで到達する等価摩擦係数の小さい土石流であったと言える（図-3.1）．崩壊地から駒ノ湯温泉までの区間の流下幅は，崩壊地直下を除くと約 100m で，現河床から約 50m の高さまで土石流が流下した痕跡が見られた．崩壊地から駒ノ湯温泉までの区間の湾曲部で顕著な偏流が見られ（写真-3.1，写真-3.2），内湾側と外湾側でその痕跡水位に 23～40m の水位差が生じていた⁴⁾．この結果を用いて，水山・上原⁵⁾ の手法に従い流速を算出すると，断面 1～断面 3 の区間を土石流は 20m/s 前後の流速



写真-3.1 三迫川上流で発生した土石流の状況
(2008年6月15日 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター
砂防研究室撮影)



図-4.1 天然ダムの位置

流下したものと考えられた (表-3.1)。

地震発生から2週間後の6月28日時点で、駒ノ湯温泉付近の堆積物は表面が乾燥しつつあるものの、その内部は高い含水状態で、堆積物上の歩行は困難であった。表面から10～20cmの深さから採取した堆積物の含水比は38%であった。地震の発生から同調査時点までにはほとんど降雨がなかったことから、土石流発生当初はさらに高い含水比であったと考えられる。崩壊土砂の水分状態は土砂の移動距離に大きな影響を与えるため^①、今回の土石流の等価摩擦係数が小さかった事実と矛盾しない。また、堆積物には、最大5m程度の巨礫が含まれているものの、土質区分でいうと礫混じり砂質細粒土であった。駒ノ湯温泉には7棟の建物があったが、調査時には1棟のみ確認できる状況であった。確認できた1棟は時計周りにほぼ90°回転した状態であった。地形図から推定すると、駒ノ湯温泉付近では、10～15m程度土砂が堆積しているものと考えられた。

参考文献

- 1) 大野裕幸, 石井 宏, 中島最郎, 高橋 祥, 渡部金一郎: 平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震災害正射写真及び写真測量により判読した土砂災害の発生状況, 国土地理院時報(2008, 117集), p.39～47, 2008.
- 2) 石川芳治: 地震による土石流発生に係わる地形, 地質条件, 砂防学会誌, 第51巻5号, pp.35-42, 1999
- 3) 国土地理院: 「平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震」正射写真図 駒の湯温泉地域:

表-3.1 偏流状況に基づく土石流の流速推定

項目	水位差	流下幅	曲率半径	流速
	m	m	m	m/sec
断面1	23	115	730.4	12.0 ～ 26.8
断面2	36	90	230.2	9.5 ～ 21.3
断面3	40	100	140.7	7.4 ～ 16.6

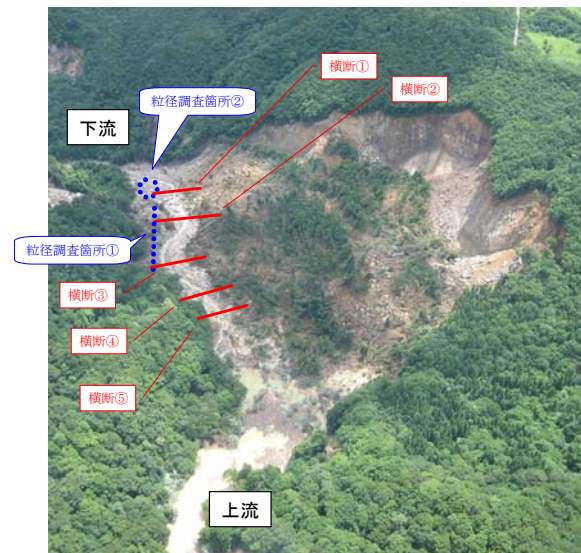


写真-4.1 沼倉裏沢地区 (2008 年 7 月 10 日)



写真-4.2 横断⑤付近の様子 (2008 年 7 月 3 日
撮影；写真手前が下流側)

http://photo.gsi.go.jp/topographic/bousai/photo_h20-iwatemiyagi/ortho/ortho.html

- 4) 国土地理院：駒の湯温泉に被害を与えた土砂崩落地域を空中写真から確認：
<http://www.gsi.go.jp/johosystem/johosystem60030.html>
- 5) 水山高久，上原信司：湾曲水路における土石流の挙動，土木技術資料，23-5，pp.15-20，1981.
- 6) 例えば臼杵伸浩，田中義成，水山高久：移動距離の長い地すべりの実態，砂防学会誌，第 57 巻 5 号，p.47-52，2005.

4. 天然ダム

4.1 天然ダム越流侵食による土砂移動実態

4.1.1 検討対象

本項では，2008 年岩手宮城内陸地震で発生した天然ダムのうち，図-4.1 に示す沼倉裏沢（ぬまくらうらさわ）地区，川原小屋沢（かわらごやさわ）地区を対象とした。沼倉裏沢地区の天然ダムは，三迫川流域の栗駒ダムより上流 5km の地点に位置し，右岸斜面で大規模な崩壊が発生し，河道を閉塞した（図-4.1 の左下図）。天然ダム形成箇所より上流の集水面積は約 18km²であった。崩壊した斜面の勾配は約 35°，崩壊地の幅は約 400～600m，高さは約 90m である。その後，形成された天然ダムは

6 月 21 日にかけて越流侵食され，湛水域は大幅に縮小した。なお，2008 年 6 月 20～21 日の同地域では大きな余震もなく降水もなかった。また，三迫川本川の沼倉地区においても天然ダムが生じ，越流侵食による土砂流出が生じた¹⁾。そこで本研究では，沼倉地区の天然ダムからの土砂流出の影響がない沼倉裏沢地区の天然ダムから三迫川との合流点までを検討対象とした。

一方，川原小屋沢地区の天然ダムは，迫川上流域の左支川川原小屋沢に位置しており，本川との合流点から上流 2km までに両岸から崩壊が複数発生し河道を閉塞した。（図-4.1 の右図）。その中でも本川合流点から 1,600m と 1,200m 付近に形成された天然ダムは比較的規模が大きく，前者では右岸側が崩壊し，崩壊した斜面の勾配は約 33°，崩壊地の幅は約 400～500m，高さは約 70m，また後者では左岸側が崩壊し，崩壊した斜面の勾配は約 30°，崩壊地の幅は約 100～200m，高さは約 90m である（GIS による簡易計測）。天然ダム形成箇所より上流



写真-4.3 横断⑤の上流の様子 (2008年6月30日撮影；写真左が下流側)



写真-4.4 横断②付近の様子 (2008年6月29日撮影；写真手前が下流側)

集水面積は約15km²であった。

2008年7月12日未明に花山ダムにおける流入流量の急増が生じた。また、2008年7月12日の午前中にヘリコプターからの観察により、川原小屋沢地区の天然ダムにおける湛水域がほぼ消滅していたことから、花山ダムにおける流入流量の急増は川原小屋沢地区の越流侵食によると考えられた。なお、2008年7月10～12日の降水量について、連続雨量は28.5mm(10日午後10時～12日午前4時)、最大時間雨量は9mm(12日午前3時)であった。

4.1.2 越流後の現地調査

(1) 現地調査位置

現地調査は沼倉裏沢地区に形成された天然ダムを対象とし、2008年6月29～30日、7月2～4日及び7月29日に行った。測量はGPS、トータルステーション、距離計を用いて行い、写真-4.1に示す5横断面と河床の縦断面勾配を計測した。最下流の横断①は調査時点の天然ダムの下流端とほぼ同じ地点であり、最上流の横断⑤は、



写真-4.5 横断②付近の侵食によって形成された溝の側岸 (2008年6月30日撮影；右岸側)

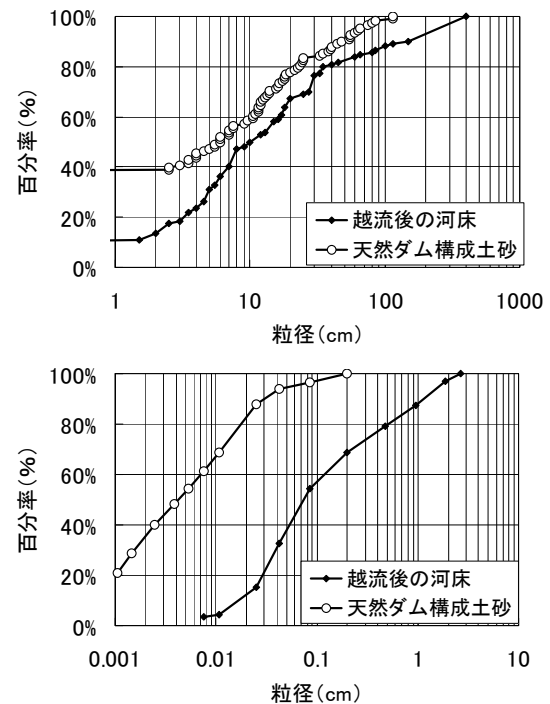


図-4.2 粒度分布 (上：2cm以上の地点数の分布，下：2cm以下の重量の分布)

湛水域からほぼ20m下流に位置する。

(2) 河床の様子・粒径の変化

写真-4.2～4.4に示したように、侵食によって形成された溝の河床はほとんど砂やシルトのような材料は見られず、径が10cm～数mの礫に覆われていた。一方、側岸の様子を観察すると10cm～数mの大きな礫が天然ダムを形成した土砂にも含まれているものの(写真-4.5)、砂やシルト分が含まれている。

また、縦断面上のほぼ最高点にあたる横断⑤の上流側には、多くの流木が堆積していたものの(写真-4.3)、下流端から横断⑤までの河床には流木の堆積はほとんど見られなかった。このことから、天然ダムを形成した土塊の表面にあった樹木は越流による侵食にともない下流に流されたものと考えられる。

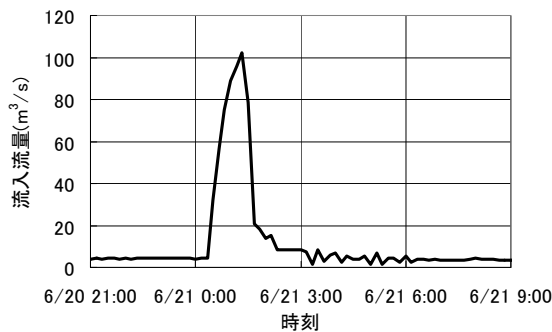


図-4.3 2008年6月21～22日の栗駒ダムの流入流量（宮城県観測データより作成）

次に、粒度分布の調査結果について述べる。粒度分布の調査は写真-4.1に示した2箇所において行った。粒径調査箇所①は、天然ダム上に位置し、越流による侵食の影響を受けていない箇所である。同箇所では、流路に沿って2～5m離れてライン状に1m間隔に112の測定点を設け、粒径を測定した。粒径調査箇所②は、天然ダム箇所の下流端に位置し、侵食によって形成された流路内に位置する。同箇所では、1m間隔で格子状に100（10×10）の測定点を設け、粒径を測定した。粒径はまず、最大径を計測し、最大径に直交する2つの互いに直交する径を計測し、計測した3つの径の平均値を粒径として求めた。また、粒径が2cm以下の場合には、一律「2cm以下」とした上で、5地点程度で別途サンプルを採取し、混合して1つのサンプルを作成し、粒度分布を測定した。

粒径調査箇所①（天然ダム形成土砂）の調査の結果、約40%が2cm以下の細礫や砂などに、約10%が50cm以上の巨礫に覆われていた（図-4.2上）。また、細粒分（ここでは、2cm以下の細礫や砂を指す）に着目すると、細粒分の70%が0.01cm以下であった（図-4.2下）。

一方、粒径調査箇所②（侵食後の河床）には、天然ダムを形成した土砂に多く見られた2cm以下の細粒分は10%程度であり、粒径7cm以下の細礫や砂は侵食後は侵食前に比べて明らかに減少していた（図-4.2上）。さらに、12%の地点が天然ダムを形成した土砂にはほとんど見られなかった100cm以上の巨礫であった。また、細粒分のみに着目した場合であっても、0.01cm以下の粒径はほとんど見られなかった（図-4.2下）。以上のよう、侵食後の河床の材料は、天然ダムを構成していた土砂に比べて明らかに粗粒化が生じていた。

(3) 侵食幅とピーク流量の関係

侵食幅と流量の関係については、通常の河床の侵食は式(1)に示すレジーム則で表すことができることが知られている（例えば、水山²⁾）。このとき、侵食幅（ B ）[m]

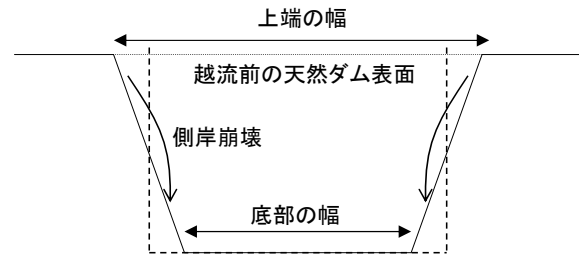


図-4.4 越流による侵食で生じた溝における側岸崩壊の概念図（点線：崩壊発生前の流路横断形状、実線：崩壊後（測量時））

は、

$$B = \alpha Q^{1/2} \quad (1)$$

ただし、流量（ Q ）[m³/s]、 α は係数であり、 α は通常の河床の侵食では3.5～7.0程度であるとされている（水山²⁾）。

一方、天然ダムの越流による侵食の場合、流量の増減が急激に生じる（図-4.3参照）ため、通常の河床の侵食と同様に、レジーム則がそのままあてはまるかどうか明らかではない。一方、流量と侵食幅の関係を明らかにすることは、侵食幅または単位幅流量が明らかになれば、ピーク流量が明らかになることと繋がり、ピーク流量の予測等、防災上重要な意味を持つ。そこで、本研究では、天然ダムの侵食においても、流量と侵食幅の間には式(1)に示す関係があると仮定し、式(1)中の α の値について検討した。

沼倉裏沢地区の場合、最も幅の狭い横断⑤において、底部の幅は19mであった。これに対して、天然ダム直下流のピーク流量は明らかではないが、下流5kmにある栗駒ダムの流入流量のピーク値は約100m³/sであった。それぞれの値を式1に代入すると、 α は1.9となる。千葉³⁾の数値シミュレーションによると、6km下流の地点では、直下に比べてピーク流量は2～3分の1になることを示した。このことは、天然ダム直下の流量は、栗駒ダム地点に比べて大きく、 α は栗駒ダム流入量データから求めた α （1.9）より小さい可能性があることを示している。

近年、小田ら⁴⁾は、水路実験により、天然ダムを水が越流し始めるとまず縦侵食が卓越し、その上で、側岸が崩壊することを示している。このことから、実際の流下幅は、測量により算出した溝の底部の幅より大きかった（側岸崩壊により埋まった）可能性が考えられる。実際、溝の側岸は緩い箇所では30°程度であり、側岸崩壊により埋まった可能性が考えられる。そこで、側岸崩壊によ

表-4.1 用いたLP データ

名称	2008/6	2008/9	2008/11
計測日	6/16	9/8, 9	11/12, 13
メッシュサイズ	1 m		
備考	地震直後	天然ダム 越流侵食後	地震から 約150日後

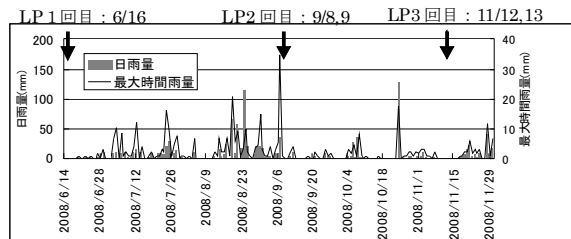


図-4.5 降雨状況(アメダス)

り埋まった影響を図-4.4 の様に仮定し、流下幅を横断⑤の溝の底部と上端部の平均値 (26m) とすると、 α は 2.6 となる。また、小田ら⁴⁾ は、水路実験で流下幅と流量の関係について検討し、流下幅はピーク流量の出現後も拡大することを示している。このことも、ピーク流量出現時の流下幅は測量結果より小さく、 α は測量結果から求めた α より小さい可能性があることを示している。以上の考察から、沼倉裏沢地区の天然ダム越流時のレジェーム則の α は 1.9~2.6 かそれより小さい値であると推定できた。

4.1.3 レーザープロファイラを用いた解析

(1) 検討方法

1) 使用したデータ

本研究では、3 時期 (2008 年 6 月 16 日 (地震発生から 2 日後)、9 月 8~9 日、11 月 12~13 日) のレーザープロファイラにより計測された地形データ (以下 LP データと呼ぶ) を用いた。なお、使用した LP データの諸元は表-4.1 のとおりである。また、同期間の降水量 (6/17~10/22 は栗駒深山、10/23~11/30 は駒ノ湯雨量観測所) を図-4.5 に示した。期間内の最大日雨量は 128.5mm (10/24)、日最大時間雨量は 17.5mm (10/24 11:00) であった。

すなわち、2008 年 6 月 16 日の LP データは天然ダム形成直後の越流侵食前のデータ、9 月 8~9 日は越流侵食後のデータ、11 月 12~13 日のデータは日雨量 128.5mm の比較的大きな降雨イベントの影響を受けた後のデータと位置づけられる。

2) 地形及び地形変化の把握

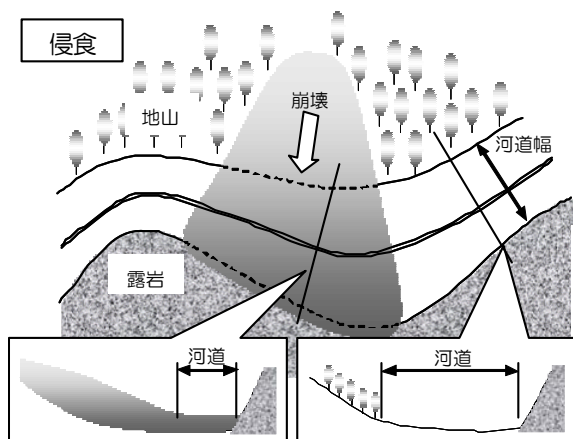


図-4.6 河道幅の設定手法に関する模式図

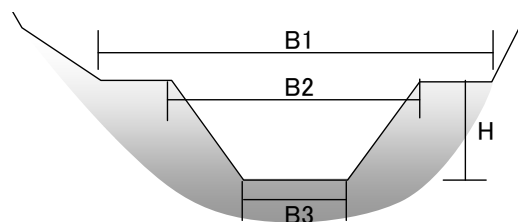
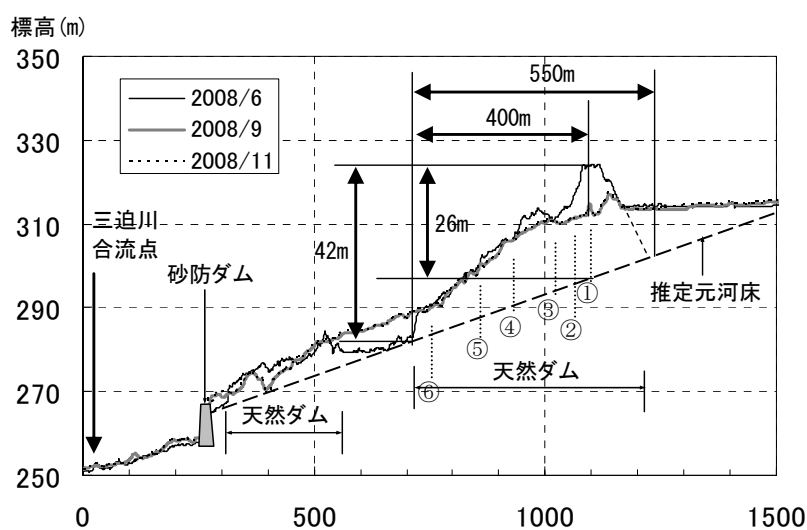
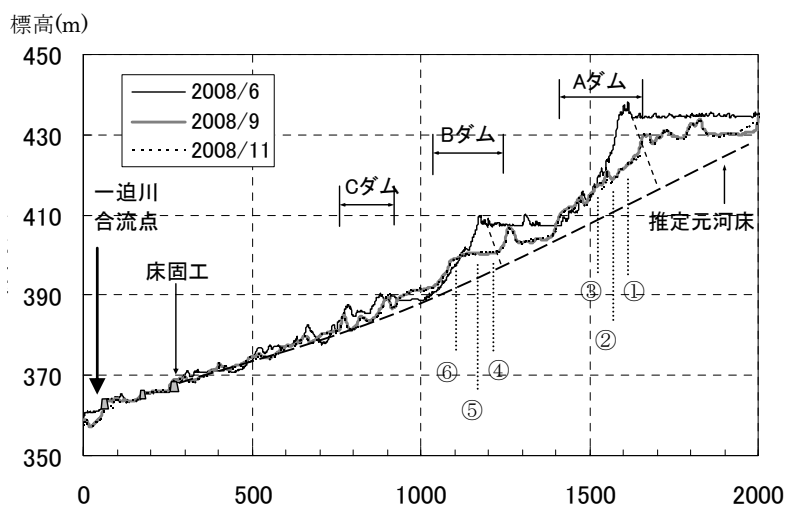


図-4.7 越流侵食により生じた天然ダムの水みちの模式図 (B1 は河道幅, B2, B3, H はそれぞれ天然ダムの越流侵食により生じた溝の上幅, 下幅および深さ)



※図中の推定元河床は、LP データによる天然ダムの上下流の縦断勾配から推定した。

図-4.8 沼倉裏沢地区における河床縦断形状の変化



※図中の推定元河床は、LP データによる天然ダムの上下流の縦断勾配から推定した。

図-4.9 川原小屋沢地区における河床縦断形状の変化

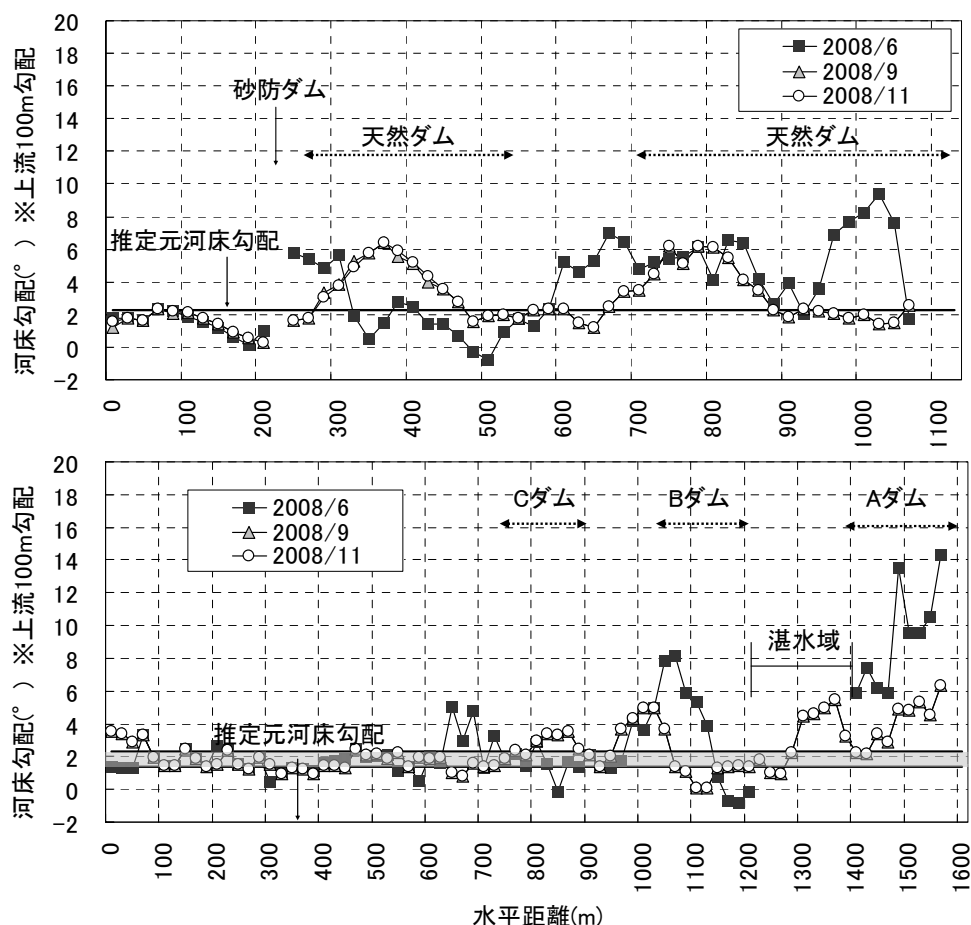


図-4.10 縦断勾配の変化(上：沼倉裏沢，下：川原小屋沢)

本研究では、地震直後(6月)の地形に基づき、図-4.6のように河道の範囲を設定した。なお、次のような箇所を河道と斜面との境界とし、越流侵食前後で河道の範囲は変更しないものとした。崩壊土砂の影響がない範囲については、実線空中写真及びオルソ画像より、河道と斜面の境界(図-4.6に示す実線の範囲)を判読した。崩壊土砂の影響がある範囲については、空中写真及びオルソ画像を確認して、地山または露岩箇所が明らかでない場合は、横断面を確認し、横断勾配の変化点となる地点(図-4.6に示す点線の範囲)を判読した。

その上で、LP データより天然ダム形成地点及びその下流の河道の中心に沿って測線(図-4.6に示す二重線)を引き河道の縦断形を求めた。また、20m 間隔で縦断測線に直交する横断測線を設定し、天然ダム及び河道の横断形を把握した。

また、横断面を用いて、天然ダム形成箇所の河道幅(図-4.7のB1)および天然ダムの越流侵食により生じた溝の上幅(B2)、下幅(B3)および深さ(H)を計測した。さらに、2)で作成した横断面とオルソ画像を用い、20m ピッチで通水面の標高を算出し、各断面での上流100mの縦断勾配を算出した。

土砂変動量および変動高は、土砂変動量、変動高を2時期のLP データの差分をとることにより算出した。その際、土砂変動量は、2)で設定した河道範囲を対象に算出した。

(2) 検討結果

1) 越流侵食前の天然ダムの形状

沼倉裏沢地区では、上流側の天然ダムは、堰き止め長さ550m、閉塞箇所の推定元河床高と河道閉塞箇所の最高点の比高は約26m、閉塞箇所の下流端と河道閉塞箇所の最高点の比高は約42m、水平距離は400m、下流のり勾配は6°であった。なお、図-4.8の天然ダム上流側の水平面は湛水の影響であると考えられる。

また、この天然ダムの下流端から約200m下流(三迫川合流点から400m~500m上流)では比較的小規模な天然ダムが形成されており、堰き止め長さ300m、閉塞箇所の推定元河床高と河道閉塞箇所の最高点の比高は約8m、閉塞箇所の下流端と河道閉塞箇所の最高点の比高は約17m、水平距離は250m、下流のり勾配は3.9°である(図-4.8)。

川原小屋沢地区では空中写真及びレーザプロファイラデータより3つの天然ダムが確認できた(図-4.9)。1

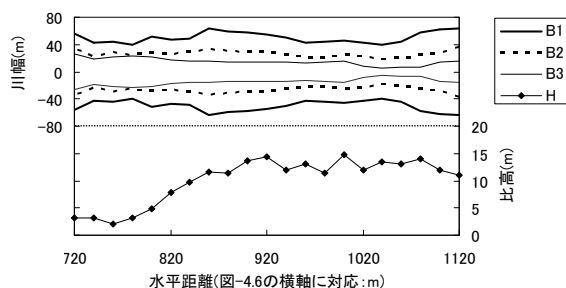


図-4.11 沼倉裏沢地区の水みちの幅および深さ（横軸の値は図-4.6 と一致）

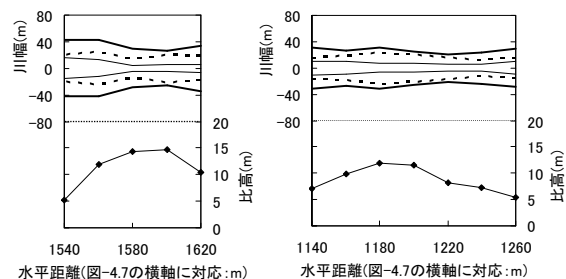


図-4.12 川原小屋沢地区の水みちの幅および深さ（横軸の値は図-4.7 と一致 左：Aダム、右：Bダム）

番上流川の天然ダム（以下 A ダムと呼ぶ）は堰き止め長さ 300m、閉塞箇所の図より、元河床高と河道閉塞箇所の最高点の比高は約 24m、閉塞箇所の下流端と河道閉塞箇所の最高点の比高は約 29m、水平距離は 200m、下流のり勾配は 8.3° である、一方、Aダムの下流の天然ダム（以下 B ダムと呼ぶ）は、堰き止め長さ 200m、閉塞箇所の推定元河床高と河道閉塞箇所の最高点の比高は約 14m、閉塞箇所の下流端と河道閉塞箇所の最高点の比高は約 20m、水平距離は 150m、下流のり勾配は 7.6° である。また、沼倉裏沢地区同様、天然ダム上流側の水平面は湛水の影響であると考えられる。さらに、Bダムの下流にはさらに小規模な天然ダム（以下 C ダムと呼ぶ）が形成していた。

2) 越流侵食による天然ダムの形状変化

越流侵食前後の天然ダム周辺の縦断勾配の変化状況を図-4.10 に示す。図中の推定元河床勾配は天然ダムの上下流の縦断勾配を示した。

沼倉裏沢地区では、地震直後（6 月）では天然ダムの形成により天端付近（1,100m 付近）の河床が約 26m 上昇したが、天然ダム越流侵食後の 9 月では河床が約 12m 低下（図-4.8）し、縦断勾配は約 10° から約 2° に低下した（図-4.10）。これに対して天然ダム下流端から上流 200m の範囲（700m～900m）付近では、河床の低下量は最大でも 2.5m 程度であり（図-4.8）、縦断勾配は侵食

前後でほとんどかわらず約 6° であった（図-4.10）。天然ダム上流側には、9 月の時点においても水平面が見られるが、越流侵食後においても河道閉塞が完全に解消されず湛水面が残っていたためである。また、9 月と 6 月の湛水位はほぼ同じであったが、6 月のデータは越流侵食が生じる 5 日前の湛水位上昇中のデータであり、たまたま越流侵食前のデータ取得時の湛水位が越流侵食後の水位と一致したと考えられる。

一方、下流側の小規模な天然ダム地点では、天端の勾配の緩やかな部分（図-4.8 の 300m～500m 付近）が 6 月～9 月の期間に侵食され平均約 2.5m 河床が低下した。また、9 月と 11 月を比較すると、天然ダム形成箇所の縦断形にはほとんど違いが見られなかった。

川原小屋沢地区では、地震直後（6 月）では A ダムの形成により天端付近（1,600m 付近）の河床が約 24m 上昇したが、天然ダム越流侵食後の 9 月では河床が約 16m 低下（図-4.9）し、縦断勾配は約 14° から約 4° に低下した（図-4.10）。また B ダム天端付近（1,200m 付近）の河床が侵食により約 10m 低下（図-4.9）し、縦断勾配は約 8° から約 1° に低下した（図-4.10）。C ダム付近の河床勾配は侵食および堆積により次第に元勾配に近づいた（図-4.10）。

沼倉裏沢地区と同様、2008 年 9 月と 11 月とを比較すると、天然ダム形成箇所の縦断形にはほとんど違いが見られなかった。

2) 越流侵食に伴う天然ダムの水みちの形成

沼倉裏沢地区において、天然ダムから 20m ピッチで横断図を作成し、図-4.7 に示す各断面の川幅を把握した（作成した横断図の一例を図-4.13 に示す）。図-4.11 に示すとおり、侵食前の天端（最高点）位置（侵食前の最高点は上流端から 40m）に近い天然ダム上流端から 1,020m～1,080m 付近で溝の下幅（図-4.7 の B3）が 15m 程度と最も狭く、下流に行くにしたがって徐々に 40～50m まで広がっている。また、溝の上幅（図-4.7 の B2）も下幅とほぼ同じ傾向が見られ、下流へ行くほど幅が広がった。溝の比高（図-4.7 の H）も侵食前の天端で最も大きく、約 13m であったのに対し、下流では約 2.5m まで小さくなった。

川原小屋沢地区において、天然ダムから 20m ピッチで横断図を作成し、図-4.7 に示す各断面の川幅を把握した（作成した横断図の一例を図-4.14 に示す）。図-4.12 に示すとおり、A ダム上流端から 20m 付近（侵食前の最高点は上流端から 20～40m）で溝の下幅が 13m 程度と最も狭く、下流に行くにしたがって徐々に約 30m まで広がっている。また、溝の上幅も下幅とほぼ同じ傾向が

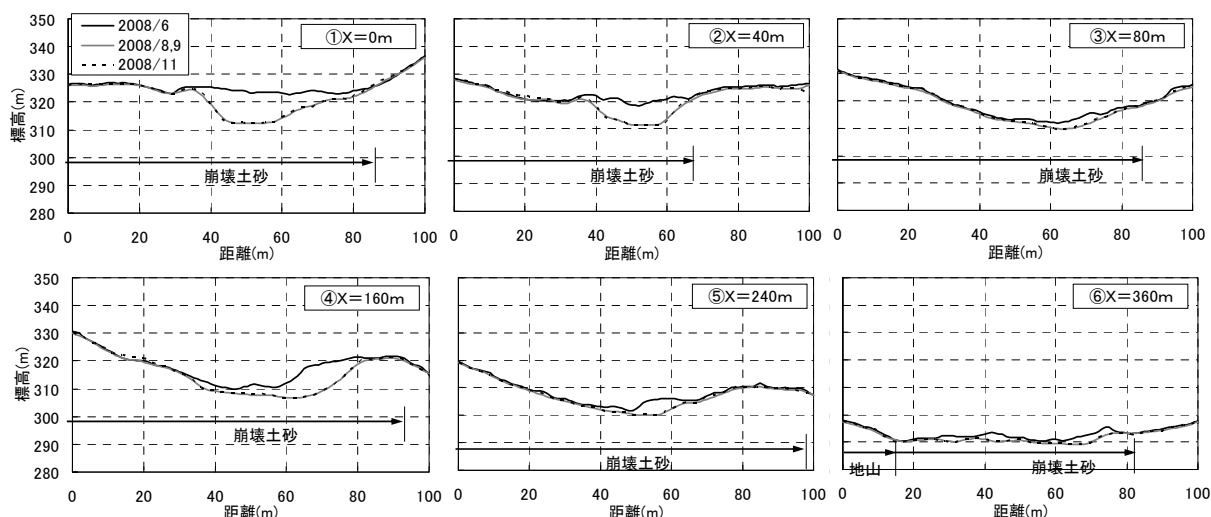


図-4.13 沼倉裏沢天然ダムの横断形状の変化（各図内右上に示す距離は、天然ダム天端からの距離を表す）

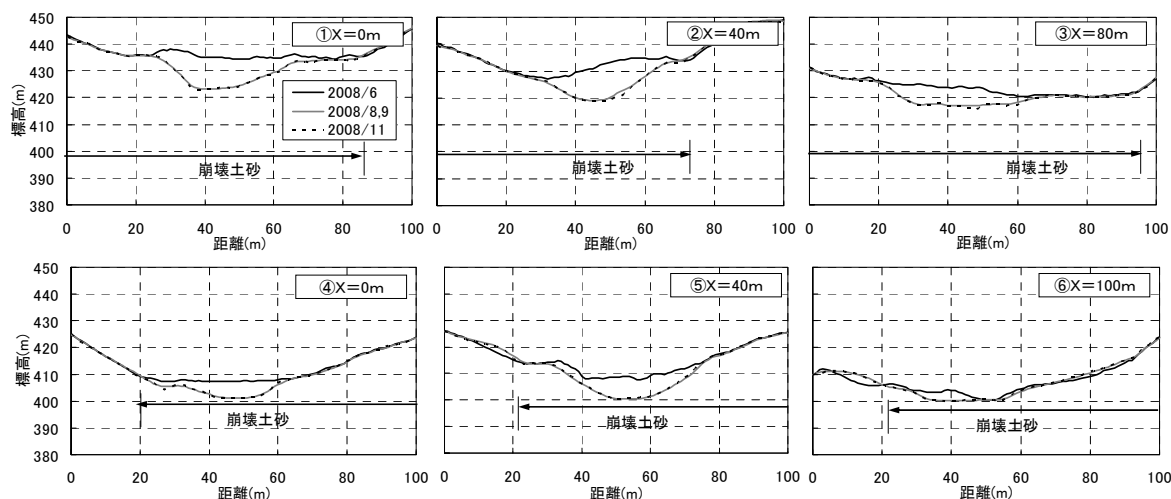


図-4.14 川原小屋沢地区天然ダムの横断形状の変化（各図内右上に示す距離は、A、Bそれぞれの天然ダム天端からの距離を表す）

見られ、下流へ行くほど幅が広がった。比高は上流端から20m付近で約15mと最も大きかったのに対し、下流では約5mまで小さくなった。

また、BダムはAダム上流端から1,220m～1,240m付近で溝の下幅が10m程度と最も狭く、下流に行くにしたがって徐々に約20mまで広がっている。また、溝の上幅も下幅とほぼ同じ傾向が見られ、下流へ行くほど幅が広がった。一方、比高は溝の下幅が最も狭い位置よりやや下流の1,180m～1,200m付近で最も大きく、約12mであったのに対し、下流では約7mまで小さくなった。なお、Bダムの侵食前の最高点は上流端から20～40mであった。

3) 越流侵食に伴う土砂流出による下流河道の河床変動

沼倉裏沢地区においては、9月のLPデータでは、6月に比べて上流側の天然ダムの直下から下流側の小規模

な天然ダムの上流側（500～700mの区間）では、最大約4.2mの土砂が堆積した（図-4.15の上図）。この区間の9月の河床勾配は概ね元河床勾配（2.3°）に近い値となっていた。下流側の小規模な天然ダムの直下には砂防えん堤が存在し、砂防えん堤下流での土砂変動は最大で約1.0mと上流区間に比べてわずかであった。また、いずれの区間においても、9月と11月の間には、顕著な河床変動は見られなかった。

川原小屋沢地区においては、9月のLPデータでは、6月に比べてAダムの直下からBダムの上流側（1,400m付近）では、最大約1.4mの土砂が堆積した（図-4.16の上図）。この区間の9月の河床勾配は概ね元河床勾配（2.3°）に近い値となっていた。一方、Bダムの直下からCダムの上流側（900m～1,100mの区間）では、最大約2.4mの土砂が堆積した。また、いずれの区間にお

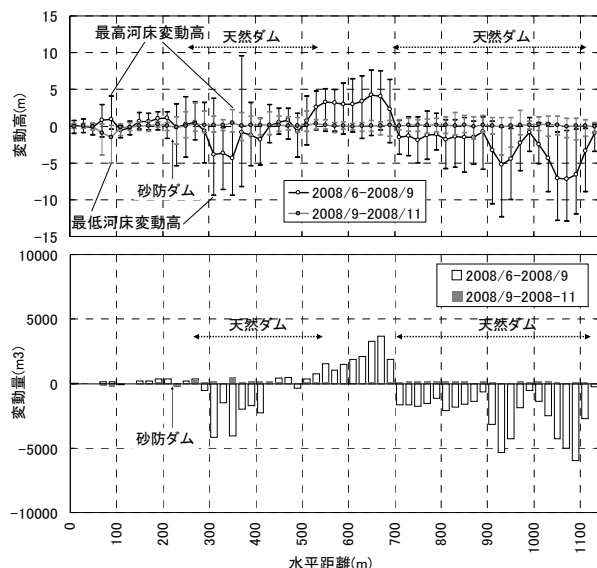


図-4.15 越流侵食後の土砂変動状況(沼倉裏沢)

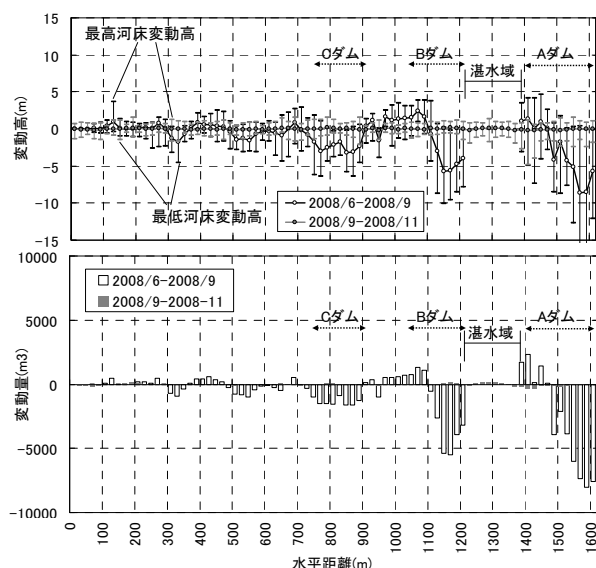


図-4.16 越流侵食後の土砂変動状況(川原小屋沢)

いても、9月と11月の間には、顕著な河床変動は見られなかった。

4) 越流侵食に伴う土砂変動量

次に、2 時期の LP データの差分をとることにより算出した 20m ピッチの土砂変動量および区間内平均、最大、最小の変動高をそれぞれ図-4.15 下図、図-4.16 下図に示す。なお、図の縦軸は、プラスが堆積、マイナスが侵食を表す。

沼倉裏沢地区では、6 月～9 月の間に上流側の天然ダムで約 5.3 万 m³ (700m～1,120m の区間) の土砂が侵食され、天然ダム下流端から下流の小規模な天然ダムとの間に全体の約 1/3 である 1.8 万 m³ (500m～700m の

区間) の土砂が堆積していた。また、この下流側の規模が小さい天然ダムの侵食量は約 1.5 万 m³ であった。さらに、この小さい天然ダムから合流点までの約 300m の区間に 0.1 万 m³ の土砂が堆積していた。この結果、2 つの天然ダムの侵食により生じた土砂のうち、約 70% (4.9 万 m³) が下流へ流出したと考えられる。

川原小屋沢地区では、6 月～9 月の間に A ダムで約 3.9 万 m³ (1,480m～1,600m の区間) の土砂が侵食され、B ダムとの間に全体の約 1/6.5 である約 0.6 万 m³ (B ダム湛水域を含まない 1,380m～1,480m の区間) の土砂が堆積していた。ただし A、B の両天然ダムは 6 月の計測時点で比較的大きな湛水域を有しており、6 月における湛水域区間の堆積量は LP による差分では算出できない。そのため、B ダム湛水域に堆積したと考えられる土砂を推定した。ここでは、B ダムの上流側法面を縦断面図から推定し、元河床との交点を 0m として、湛水している上

流側 160m の範囲の 9 月の河床高と推定元河床高の差分を算出した。これによると湛水域の 9 月時点の堆積量は約 3.6 万 m³ であった。ただし、A ダムを形成した崩壊地は、下流側にも広範囲に広がっている。そのため、この値には、側壁斜面から直接供給された土砂量も含まれ、必ずしも全てが上流から供給されたわけではないと考えられる。

一方、B ダムでは約 1.8 万 m³ (1,100m～1,200m の区間) の土砂が侵食され、C ダムとの間に約 0.5 万 m³ (900m～1,100m の区間) の土砂が堆積しており、この区間での堆積の量は沼倉裏沢と同様、上流から下流に向かって徐々に減少した。また、C ダムでは約 1.1 万 m³ (700m～900m の区間) の土砂が侵食され、さらに C ダム下流から合流点までで 0.2 万 m³ 侵食されており、B、C の 2 つの天然ダムの侵食により生じた土砂のうち、約 84% (2.6 万 m³) が下流へ流出したと考えられる。

4.1.4 平成 16 年(2004 年)新潟県中越地震により形成された天然ダムの越流侵食実態との比較

(1) 縦断面形状の変化

平成 16 年(2004 年)新潟県中越地震では、信濃川水系魚野川支川の芋川流域に 51 箇所の天然ダムが形成された。小山内⁵⁾はこのうちの塩谷川に形成された天然ダムについて、天然ダム形成直後、天然ダム越流侵食後の 2 時期のレーザプロファイラデータを用いて、天然ダムの越流侵食状況を解析している。

塩谷川における越流侵食前後の縦断面形状を比較すると、越流により侵食された土砂は直下流の規模の小さな天然ダムとの間に多く堆積しており、沼倉裏沢地区、川原小屋沢地区のケースと同様の結果が示された。

沼倉裏沢地区、川原小屋沢地区の2箇所の天然ダムは、いずれも天端の縦断方向の長さが小さく、縦断的には三角形に近い形状を示しているのに対して、塩谷川に形成された天然ダムの形状は、天端の縦断方向の長さが大きく、縦断的には台形に近い形状を示している。沼倉裏沢、川原小屋沢地区の2箇所の天然ダムは、いずれも越流により天端が侵食され、天端標高が大きく下がっている。それに対して塩谷川に形成された天然ダムは、堤体の下流肩が侵食されているのみであり、天端標高はほとんど低下していない。

(2)越流幅

芋川の別の天然ダムについて加藤ら⁶⁾によって越流侵食後の流路幅について調査されており、越流により10mの流路が生じ、下流の水位観測からピーク流量は約70m³/sであったと推定されている。この結果に基づくとレジーム則の α は1.2になり、沼倉裏沢地区の推定値(1.9～2.6)と比べると小さい値となっていた。

4.2 越流にともなう天然ダムの侵食に関する実験

4.2.1 はじめに

天然ダムは、決壊した場合には下流への影響が大きい。ため、形成された場合には、決壊の有無や決壊した場合のピーク流量、流出土砂量等について早急な判断が必要となり、これまでも水路模型実験による研究がなされている。例えば、小田ら^{4), 7)}は、天然ダムの形状と天然ダム決壊時の流量波形やピーク発生時間の関係を導いた。しかし、侵食幅について、流入流量、河床勾配が及ぼす影響について着目した事例は少ない。そこで、本研究では、水路模型実験を実施し、越流時の侵食・堆積過程を検討し、侵食幅と河床勾配、流入流量、天然ダム下流法勾配の関係について解析した。

4.2.2 実験概要

(1)実験条件

実験には、底面幅0.3m、深さ0.3m、長さ5.5m、底面勾配0～1/5まで変更可能な可変式2次元開水路を使用した。デジタルビデオカメラ3台を使用して、侵食・堆積状況等を撮影し、波高計3台を使用して水深を計測する(図-4.17)。なお、使用した砂の粒度分布図を図-4.18に記す。

実験条件、既往の実験ケースの一覧表を表-4.2に示す^{4), 7), 8), 9)}。天端幅は幅が広いほど決壊するまでの時間が長く、多くの土砂が水路内に残留する。また、下流法勾配についても、下流法勾配が小さいほど、決壊するまでの時間が長く、多くの土砂が水路内に残留する。この2

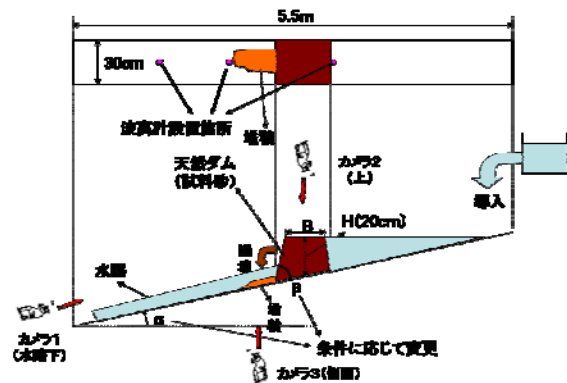


図-4.17 実験水路

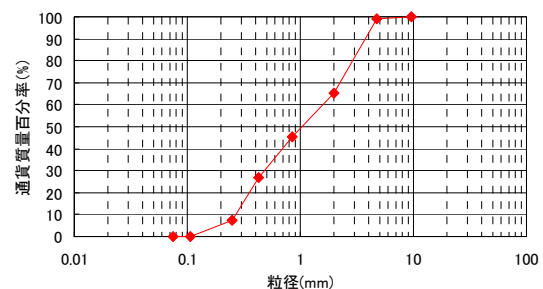


図-4.18 粒径加積曲線

表-4.2 本実験と既往の実験における実験条件の比較

項目	流入流量	単位幅 流入流量	河床勾配	下流法勾配
単位	l/s	l/m・s	度(割合)	度(割合)
本実験	0.07, 0.7	0.23, 2.3	1.1～5.7(1/52～1/10)	11.3～45(1/5～1/1)
水山ら(1989)	0.6, 1.2	6, 12	0.57(1/100)	14.1～26.6(1/4～1/2)
高橋ら(1993)	0.1	0.25	3(1/19)	?
小田ら(2006)	0.2	0.67	11.3(1/5)	23.7～38.7(1/2.3～1/1.2)
小田ら(2007)	3.13	6.26	2.8(1/20)	11.3～26.6(1/5～1/2)

つのパラメータについては、同じような効果となることから、本実験では天端幅を固定し、天端幅およびダム高は20cm、上流法勾配は1/1で全ケース固定し、勾配・流量・下流法勾配をそれぞれ組合せて、計18ケースを実施した。また、ここでの流量大及び流量小は、芋川での計画洪水流量を参考に、0.7l/sおよび0.07l/sとして実施した。この表より、本実験は、既往の実験と比較して、河床勾配が緩く、単位幅流入流量が少ない場合での評価も可能である。

(2)実験方法

実験手順を以下に記す。

1)水路に天然ダムを設置する。ただし、実験砂は、湿潤させる場合には、含水比を一定にしないと締まり方が異なり、同じ条件でも侵食状況が一定とならないことから(再現性が得られない)、本実験では、乾燥した砂を使用する。

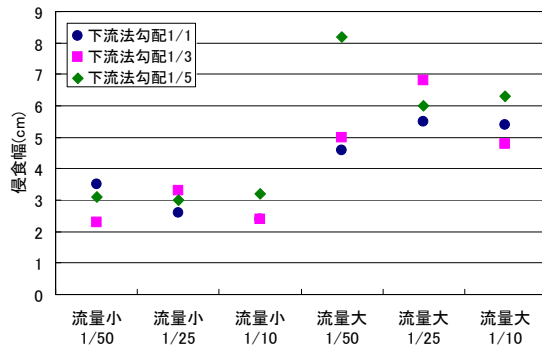


図-4.19 侵食幅と流入流量（横軸の数値は河床勾配）

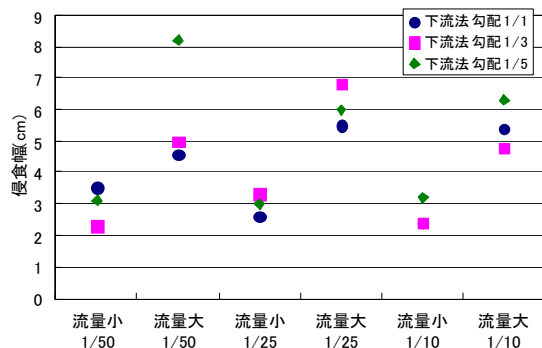


図-4.20 侵食幅と河床勾配（横軸の数値は河床勾配）

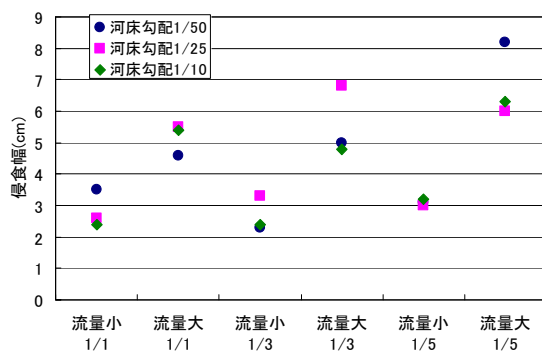


図-4.21 侵食幅と下流法勾配（横軸の数値は下流法勾配）

2) 湛水時は、流入流量及び水路勾配の違いにより、湛水時間が異なり、天然ダムへの浸透が異なるため、湛水時は、上流側をシートで覆い、湛水後シートをはがし、越流させる。

3) 越流開始から、ビデオカメラ3台（正面、側面、上面）、波高計3台を用いて観測し、ダムが安定したら、水を止

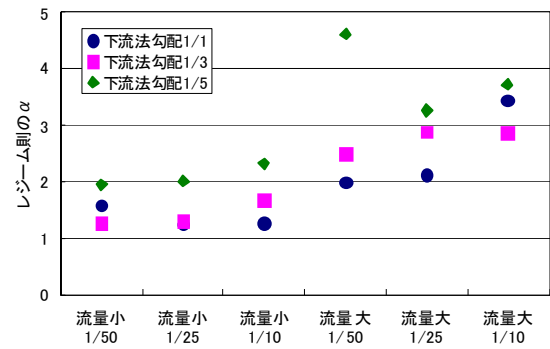


図-4.22 流入流量とレジーム則（横軸の数値は河床勾配）

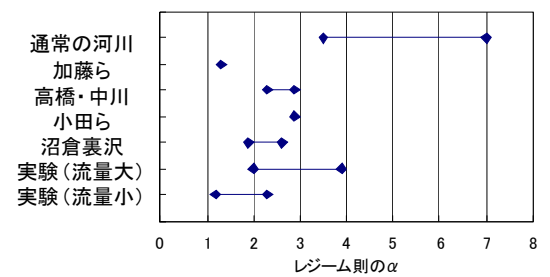


図-4.23 レジーム則の α

め、流出土砂量、堆積形状を計測する。

(3) データの整理

得られたデータから、以下の項目について整理した。

1) 湛水位：天然ダム上流法尻断面の水路中央に設置した波高計から得られる電圧から、事前にキャリブレーションを行い求めておいた、電圧と水深の関係から湛水位を求める。

2) 越流流量：湛水位から湛水量を求める。越流流量は、サンプリングタイム毎に求めておいた湛水位から得られた湛水量をサンプリングタイムで除して求める。

3) 侵食状況：侵食幅・侵食深をデジタルビデオから求める。

4.2.3 実験結果

侵食幅と流入流量および河床勾配、下流法勾配の結果を図-4.19、図-4.20、図-4.21 に示す。流量を変化させたときの越流幅は、流入流量が小さい場合は、2.4～3.6cmで、大きい場合は、下流法勾配が1/5で河床勾配が1/50のケースを除くと4.6～7.0cmであった。下流法勾配が1/5で河床勾配が1/50のとき、越流幅は8cmを超え、他の実験ケースと比べると特異的であった。このケースで特異的に越流幅が大きくなった理由は不明であるが、天然ダムの作成方法に問題があった可能性が考えられる。以上のことから、流入流量により侵食幅範囲は

異なることが分かった。一方、河床勾配および下流法勾配と、侵食幅との間には、顕著な関係は見られなかった。

図-4.22 に、レジーム則の α の算出結果を示した。この図化から、流入流量が小さい場合の α は、1.2～2.3、流入流量が大きい場合は、2.0～4.6 をとり、流入流量により α は異なった。また、既往の調査・実験結果及び沼倉裏沢地区の天然ダム、及び本実験結果から求めた α を図-4.23 に示す。図-4.23 から、天然ダムの実態調査及び実験 4・6・7・9 から、天然ダムの越流時のレジーム則の α の値は、通常の河川の河床変動計算に用いられる値に比べて小さく、1.2～3.9 であった。また、本実験ケースのうち、沼倉裏沢地区の天然ダムに近い形状のケースとしては、下流法勾配 1/5、河床勾配 1/25 の実験ケースである。また、沼倉裏沢地区の天然ダムが越流侵食したと考えられる時間の降雨量は 0mm であったことから、天然ダムへの流入流量は少なかったと考えられる。そこで、下流法勾配 1/5、河床勾配 1/25 の実験ケースの流入流量が小さい場合の α の値(2.0)と、沼倉裏沢地区の推定値(1.9～2.6)を比べると、ほぼ同じ値であった。これより、沼倉裏沢地区の天然ダムにおいて、越流による侵食幅のレジーム則の関係を実験で表わすことができた。

4.2.3 まとめ

本実験の結果、天然ダムの越流侵食による侵食幅と流入流量には正の相関関係がみられるものの、河床勾配および下流勾配と、侵食幅には顕著な関係は確認できなかった。また、本実験で得られたレジーム則の α を算出したところ、通常の河川の河床変動計算に用いられる値に比べて小さいことがわかった。沼倉裏沢地区の天然ダムの事例で得られた α は流入流量が小さい実験結果と同じ値を示した。

4.3 天然ダム監視手法の開発

4.3.1 はじめに

今回の地震は山間地で発生したため、河川沿いの斜面崩壊あるいは地すべり土塊が河道を閉塞し、栗駒山東南麓を中心として 15 箇所の天然ダムが河川に連続して縦列的に発生した⁷⁾。

天然ダムが発生すると、流水が上流に貯留されて湛水部が形成される。その結果、上流部では浸水による被害が、下流部では閉塞部の決壊による土石流、洪水、崩壊部の拡大崩壊など甚大な二次災害が発生する恐れが生じる。

このような危険性に対し、天然ダムの監視は極めて重要であり、これまでも平成 16 年新潟県中越地震による河道閉塞事例などを踏まえて、天然ダム発生直後の応急



写真-4.6 ほくりく号

監視手法等がとりまとめられている⁸⁾。

本報では、岩手・宮城内陸地震を踏まえて新たに発生した天然ダム監視に関する課題と、これらに対する技術的解決策について報告する。

4.3.2 既存監視手法における課題

今回発生した岩手・宮城内陸地震による土砂災害の特徴は、アクセスの悪い山間地域に発生したことである。このため、ヘリコプターによる調査、監視に大きく依存せざるを得ない状況となった。しかも、ヘリコプターより天然ダムの状況を確認するだけでなく、その諸元(天然ダムの高さ、長さ、幅、上下流法勾配など)を定量的に計測する手法が求められた。

また、宮城県栗原市の湯浜地区に形成された天然ダムは、一迫川沿いに連続して形成された天然ダムのうち、最も上流に位置し、周辺の地形も非常に厳しいことから湛水部にアクセスできず、既存の監視方法である水位標による目視判読や地上測量による計測が困難な状況となった。このため、現地に立ち入ることなく、ヘリコプター等の空輸により観測機器を設置して湛水位を計測する必要が生じた。

4.3.3 新たな監視手法の開発

前述した課題を解決するため、新たな監視手法の開発を行い、現地にてその実用性を確認した。以下にこれらの手法について詳細を述べる。

(1)手持ちレーザ

従来、ヘリコプターからの調査は、周囲の地物をスケールとした目視判読に頼っているのが実情である。そこで、簡易レーザ距離計を用いて、ヘリコプターの上からの計測が可能かどうか、2009年1月28日に現地実験を行った。



写真-4.7 簡易レーザ距離計



写真-4.9 斜面崩壊（東竹沢）

表-4.3 簡易レーザ距離計の概要

製品名	トウルーパールス360 (レーザーテクノロジー社:アメリカ)	
サイズ	50×120×90mm	
重量	220g	
測定モード	直線距離、水平距離、垂直距離 傾斜距離、目標物の高さ、方位角	
間隔測定モード	直線間隔距離、水平間隔距離 高低差、高低傾斜角、2点間ラインの方位角	
測定範囲	距離	0.1m～1000m
	傾斜距離	上下±90°
	方位角	0～359.9°
精度	距離	±30cm
	傾斜距離	±0.25°
	方位角	±1°
電源	単三アルカリ電池2本 (電池寿命:約7500回)	

表-4.4 計測方法

対物距離	遠い(700～800m)	近い(300～400m)
窓の状態	開	閉
測定方法	三脚	フリーハンド



写真-4.10 三脚の設置状況



写真-4.8 天然ダム（東竹沢）

1)実験方法

使用したヘリコプターは北陸地方整備局の「ほくりく」号(写真-4.6)である。簡易レーザ測距計としては、米国レーザーテクノロジー社製の「トウルーパールス360」(写真-4.7)を用いた。また、簡易レーザ距離計の概要を表-4.3に示す。

計測箇所としては、新潟県中越地震で形成された実際の天然ダム(東竹沢地区)を対象区域として、天然ダム



写真-4.11 フリーハンドでの計測

の堤体をイメージした①東竹沢一号、二号えん堤(写真-4.8)、崩壊地をイメージした②東竹沢地区崩壊法面対策工(写真-4.9)の2箇所とした。

各計測箇所について、ヘリをホバリングさせ、表-4.4

に示す8通りの組み合わせで計測シミュレーションを行った。また、三脚の設置状況ならびにフリーハンドでの計測状況を写真-4.10、4.11に記す。

2)実験結果

今回の計測結果を表-4.5に示すとともに、実験結果の概要を以下に記す。

- 窓を閉めた状態では、まったく計測を実施することができなかった。ただ、機体から真下に向けて計測した場合にのみ計測が可能であった(約250m程度の距離)。ヘリの風防ガラス(ポリカーボネート)の屈折率が大きいことなどが原因と考えられる。
- 現場への移動時間(20分)を除いて、現場で、計測を行った時間は、13:30~14:10の約40分であった。シミュレーションは、各計測箇所上記の8通りを行う予定であったが、実際には窓を閉めた状態での計測が不可能だったため、4通りしか行えなかった。したがって、計測箇所1箇所当たりの所要時間は、約5分である。この5分の間に、4点の計測をそれぞれ実施した。
- フリーハンドでも三脚を用いても、手ぶれがひどく、計測が難しい。計測自体は大変簡単で、1点の計測に要する時間は本来であれば、数十秒に過ぎないが、手ぶれのためにしばしば計測エラーに陥り、時間を要することとなった。700~800m先になると、砂防えん堤の袖全体(概ね15m×15mの大きさ)でさえ、振動のためターゲット内に収めることは困難であった。
- 感覚的には三脚を用いた方が、振動の振幅は大きく、振動数も高くなり、フリーハンドでの計測に比べてより計測が困難であるように感じたが、計測データを見る限り、フリーハンドの場合とそれほど精度の点で劣ってはいない。結論的には、どちらも結果としてはほぼ同様の結果であった。三脚は、2脚を機体の床に置き、1脚をシートにおくことによって据えた。床に置いた2脚から機体の振動がダイレクトに伝わってしまったようである。一方、フリーハンドの場合には、機体の振動は相当に吸収させることができたが、計測ボタンを押す際に計測器が傾くなどの影響が出たものと考えられる。プロフェッショナルのカメラマンであれば相当に手ぶれを軽減できる可能性もある。また、一脚を観測者の大腿部に押しつけるようにして計測したり、計測ボタンにリリースを取り付けるなどの努力をすることによって相当に精度を上げることが可能になるであろう。
- 今回計測できたデータについて、真値との比をとると、18データの内の、13データについて計測誤差は真値の

表-4.5 計測結果

		遠(700~800m)		近(300~400m)		実験の概況
		手持ち	三脚	手持ち	三脚	
(天然ダム①)	高さ(m)	-	-	25	22	19.7
	斜面長(m)	-	-	28	29	23.1
	下流法勾配	-	-	25/31 (16.1%)	22/31 (16.9%)	19.7/35 (13.5%)
(崩壊)	斜面長(m)	191	185	158	175	169
	幅(m)	163	157	224	144	170
	勾配	81/174 (28.8%)	80/178 (20.3%)	33/136 (16.2%)	50/175 (16.8%)	55/169 (20.5%)

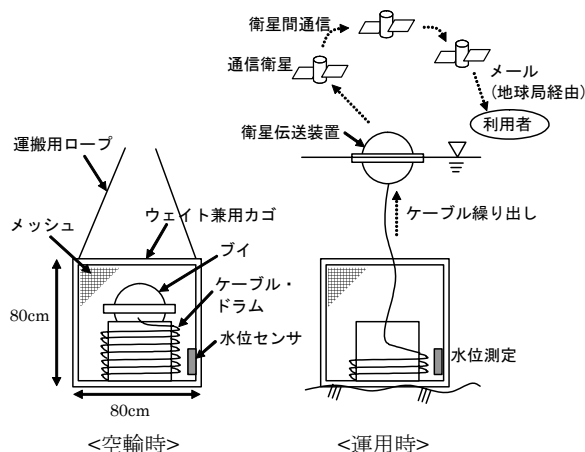


図-4.24 投下型水位観測ブイの構造等

20%以下となった。ただし、大きく真値からかけ離れたデータ(30%以上)も3つ得られており、その理由については今後検討を要する。手ぶれで観測者が狙いをつけた地点と異なる地点を計測してしまった可能性もある。実際に計測する際には、同じ箇所において、何回か計測を繰り返し、平均をとる必要がある。崩壊地の計測においては、崩壊斜面長の計測に比べて、崩壊斜面幅の計測精度が著しく悪い。これは、使用した測距計の水平角計測精度が垂直角計測精度の4倍低いことが原因の一つと考えられる。

- 計測箇所①においては、当初、えん堤脇の雪面をターゲットにして計測を試みたが、計測できなかったため、砂防えん堤本体を計測ターゲットとした。また、前述のとおり、窓を閉めた状態であっても真下を狙うと、距離によっては計測をすることができた。以上より、計測方向は、なるべく観測対象斜面に垂直となるように留意すべきと考えられる。したがって、今回は、砂防えん堤本体前のをターゲットとすることで計測を行うことができたが、実際に緩やかな天然ダム下流法面を計測する場合には、天然ダムのほぼ直上にヘリをホバリングさせて計測すると精度よく観測が可能となるものと思われる。



図-4.25 投下型水位観測ブイの外観と設置状況
(左：ブイ外観、中：ヘリコプターで輸送中の様子、右：設置中)

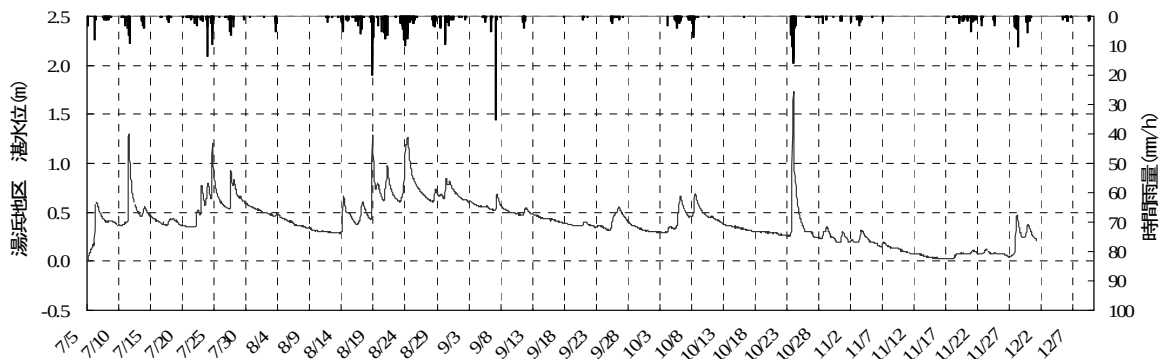


図-4.26 得られた水位変動データ（設置時を 0m とした値、図中の棒グラフは近傍の AMeDAS 観測点における時間雨量データ）

・今回は、晴天に恵まれ、また、調査対象エリアが完全に積雪に覆われていたことから、レーザ光が減衰せず、かつ、反射も強く、レーザ計測には理想的な状況であった。霧のかかっている気象条件下、または、暗色系の土色を持つ崩壊土について今回程度に遠距離から計測が可能かどうかについては今後検討の余地がある。開閉可能な窓の幅は約 23cm と小さかった。距離計測をする際に邪魔となるので、この目的のためにはもっと広い窓が良い。撮影した計測対象（天然ダム、崩壊など）の写真に、その場で、幅、長さなどを記入できるようにしておくと便利である。一人が観測をし、もう一人が記帳する、等の体制を組めば、より迅速に計測が可能である。

(2) 投下型水位観測ブイ

山間部で発生した天然ダムに水位計を設置する場合の問題点は、周辺の地形が急峻である上に道路が通じていないこと、仮に道路があっても土砂崩壊により寸断されて作業者や資機材の陸送が困難であること、山間部のためにデータ伝送設備がなかったり地震で破損していたりすることである。

このような場所に迅速に投下設置できる水位計として、以下の機能を有する観測機器を開発した。

- ・ヘリコプターで空輸し、投下できること
- ・人が地上に降り立っての機器調整が不要なこと

- ・水位計の水深測定上限が 10m 以上あること
- ・衛星通信を利用してデータ伝送できること
- ・内蔵バッテリーで必要期間駆動すること

1) 構造と動作

投下型水位観測ブイは、主にブイ、ウェイト兼用カゴ、ケーブル、水位センサなどから構成され、総重量は約 30kg である（図-4.24）。

運搬時はカゴにブイが収容されて、ヘリコプターで空輸しやすい形となっている。水中投下後はカゴと水位センサが河床に沈降・着床するとともに、ブイは水面に浮上し、水深に応じた長さのケーブルが繰り出されて、観測姿勢となる。

水位センサによって測定された水位データは、ブイに収容された衛星伝送装置によって通信衛星を通じて利用者にメール配信される。なお、今回利用した伝送方式は、数 10 機の低軌道周回衛星により衛星間伝送するものであり、比較的狭隘な山間部でも安定した通信を確保でき、指向性アンテナが不要であるという特長を有する。

2) ヘリコプターによる設置作業

今回利用したヘリコプターは、ユーロヘリ社製 AS350B3 Ecureuil というタイプで、小型であること、機外に荷物を吊り下げることが可能であることなどの特徴を有する。このヘリコプターに投下型水位観測ブイを吊り、宮城県花山ダム湖畔に臨時設置されたヘリポート

から約 18km 離れた湯浜地区まで空輸した (図-4.25)。

到着後、まずブイ投下地点を決定するために、ロープの両端に浮きと錘をつないだ簡易な測深器具をヘリコプターから水面に投げ入れて適当な水深の地点を探した。これは、今回用いた水位計の測定可能範囲が 10m であるため、水深が大き過ぎる地点にブイを投下してしまうと増水時に測定上限を超えてしまうからである。

投下地点を決めた後、ヘリコプターを水面上約 10m まで降下させてカゴを着水させた。着水後、カゴは河床に沈下するとともにブイはカゴから離脱し水面に浮上して正常に観測姿勢となり、直ちに水位測定・衛星通信を開始することが可能となった。

3) 水位測定状況

設置後のデータ観測状況を図-4.26 に示す。この図は設置時の水位を 0m とした水位変動を示す。設置後約 1 日で約 0.6m 上昇して天然ダムの最低天端高に達した。その後、非降雨時には+0.4m 前後で推移し、降雨時には+1.1~1.9m 程度まで上昇した。最大水位は 10 月 24 日の大雨によって発生し、+1.75m を記録した。この時は下流側の別の天然ダム (湯ノ倉温泉地区) で決壊が生じたため、湯浜地区の天然ダムの状況も懸念されたが、本水位計によって大きな問題が生じていないことがリアルタイムで確認することができた。

4.3.4 おわりに

今回新たに開発した監視手法は、従来では観測できない場所での監視を可能にした。また、これらの手法はヘリコプターを活用することで、二次的な災害の恐れを受けることなく観測できるため、安全面の上でも非常に有効な手法と考えられる。

参考文献

- 1) 井良沢道也, 牛山素行, 川邊 洋, 藤田正治, 里深好文, 檜垣大助, 内田太郎, 池田暁彦: 平成 20 年 (2008 年) 岩手・宮城内陸地震により発生した土砂災害について, 砂防学会誌, Vol.61, No.3, 2008
- 2) 小田 晃, 水山高久, 長谷川祐治, 森 俊勇, 川田孝信: 天然ダムの決壊過程と決壊時の流出量に関する実験的研究, 砂防学会誌, Vol.59, No.1, 2006
- 3) 小田 晃, 水山高久, 長谷川祐治: 天然ダム決壊の模型実験, 砂防学会誌, Vol.60, No.2, 2007
- 4) 水山高久, 石川芳治, 福本晃久 (1989): 天然ダムの破壊と対策, 土木技術資料, Vol.31, No.11, pp.50-56, 1989.
- 5) 高橋保, 中川一: 天然ダムの越流決壊によって形成される洪水・土石流のハイドログラフ, 水工学論文集, 第 37 巻, pp.699-704, 1993

- 6) 加藤幸男, 宮野 貴, 水山高久: 芋川流域における小規模な河道閉塞 (天然ダム) の決壊 [速報], 砂防学会誌, Vol.57, No.6, 2005.
- 7) 国土交通省砂防部砂防計画課: 平成 20 年岩手・宮城内陸地震により発生した河道閉塞 (天然ダム) 箇所について, 2008.6.19 記者発表資料
- 8) (財) 砂防フロンティア整備推進機構: 大規模な天然ダムの形成・決壊を対象とした異常土砂災害対応マニュアル (案), 2005

5. おわりに

平成 20 年 (2008 年) 岩手・宮城内陸地震では、数多くの斜面崩壊・地すべりが発生した。中でも、

- ① 極めて規模の大きい地すべりの発生
- ② 深層崩壊起因の土石流の発生
- ③ 大規模な天然ダムの発生

が特徴としてあげられた。これらは、1984 年長野県西部地震や 2004 年新潟県中越地震といった、今回同様、中山間地域を襲った地震にみられた特徴であった。しかしながら、十分にその機構が解明されてはおらず、予測技術・対策技術が十分であるとは言いがたい。そこで、本報告で示したように、土木研究所土砂管理研究グループでは、①~③の土砂移動現象を中心に現地調査を行ってきた。本報告では、地震後概ね 1 年以内に実施した調査結果について報告した。今後は、岩手・宮城内陸地震以外の地震も含めて、調査を進め、予測技術・対策技術の開発に繋げていきたい。