平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震
災害調査報告書

2010 年 6 月

（社）地盤工学会
2008 年岩手・宮城内陸地震災害調査委員会

目次

まえがき
委員構成
執筆者一覧

1. 地震および地震動 1
1.1 地震 1
1.2 地震動 4
1.2.1 はじめに 4
1.2.2 地震動の概要 4
1.2.3 強震動 6
1.2.4 奥州市衣川区観測点における計測震度 12
1.2.5 アンケート方式による詳細震度分布 13

2. 被害の全体像 19
2.1 人的および家屋の被害 19
2.2 直接経済被害 19
2.3 山間地の被害（土砂移動現象） 19
2.4 農林関係の被害 21
2.5 道路関係の被害 21
2.6 河川関係の被害 22

3. 強震動と地盤および構造物の被害 24
3.1 被災地域における地震動の推定 24
3.1.1 検討対象地点 24
3.1.2 仙台東部道路 24
3.1.3 一迫川流域および二迫川流域 25
3.1.4 磐井川流域 30
3.1.5 胆沢ダム付け替え道路 34
3.1.6 まとめ 37
3.2 強震動と地盤災害および土木構造物の被害 39
3.2.1 既往の震源近傍の強震動との比較 39
3.2.2 既往の地盤災害との比較 40
3.2.3 土木構造物の設計地震動との比較 42
3.3 強震動と建物の被害 43
3.3.1 建物の被害 43
3.3.2 地震前後での建物の固有振動数変動 56

4. 火山性堆積物と地盤災害 60
4.1 地震地盤災害と地形・地質 60
4.1.1 地形・地質構造 60
4.1.2 栗駒南麓地域の地形と斜面災害 61
4.1.3 地質と斜面変動被害 63
4.1.4 地域ごとの地質と斜面変動 65
4.2 荒砥沢地すべり 67
4.2.1 地すべりの諸元と地形的特徴 67
4.2.2 地すべり地周辺の地質 69
4.2.3 地すべり面付近を構成する地質の物理的・静力学的性質 72
4.2.4 地すべり面付近を構成する地質の動力学的性質 74
4.2.5 移動体の地質構造が地すべりの滑動に及ぼす影響 76
4.2.6 地盤工学的に見た地すべり機構と今後の課題 78
4.3 造成盛土 83
4.3.1 築館館下地区 83
4.3.2 鶯沢工業高校 87
4.4 土石流 93
4.4.1 発生場所の概要 93
4.4.2 駒の湯温泉を襲った土石流の詳細 101
4.4.3 土石流を対象とした土砂災害対策 107

5. 周辺地域の被害 114
5.1 秋田県の被害 114
5.1.1 被災地の地形・地質 114
5.1.2 道路の被害状況 114
5.1.3 地すべり・斜面崩壊 114
5.1.4 落石 119
5.1.5 斜面崩壊路面のきれつ 121
5.1.6 橋台背面の変状 123
5.1.7 被害状況のまとめ 124
5.2 岩手県の被害 125
5.2.1 はじめに 125
5.2.2 斜面崩壊・地すべり 125

6. 天然ダムと河道閉塞 130
6.1 天然ダムの発生と基本特性 130
6.1.1 天然ダムの発生 130
6.1.2 天然ダムの形成要因 133
6.1.3 天然ダムの規模特性 136
6.2 地震による天然ダムの形成特性 137

6.2.1 対象とする天然ダムの事例 137
6.2.2 既往地震における天然ダムの規模特性 137
6.2.3 地震による天然ダムの規模特性 137
6.2.4 まとめ 138
6.3 天然ダムの調査および監視 139
6.4 河道閉塞の復旧計画とその実施状況 141
6.4.1 応急復旧および本復旧（直轄災関） 141
6.4.2 今後の対策 144
6.5 天然ダムの地盤工学的性質 144
6.6 荒砥沢ダム上流部の地すべり近傍の天然ダム 146

7. 宅地地盤 149
7.1 はじめに 149
7.2 被災宅地危険度判定士の調査内容および分析方法 149
7.3 宅地擁壁被害分析 151
7.4 宅地地盤被害分析 152
7.5 のり面・自然斜面被害分析 153
7.6 既往地震との比較 155
7.7 まとめ 156

8. 土砂災害とハザードマップ 158
8.1 はじめに 158
8.2 土砂災害警戒区域および土砂災害危険個所の指定 158
8.3 土砂災害に関するハザードマップの現状 158

あとがき

A. 付録
A.1 皆瀬ダム左岸の二次崩壊（動画ファイル）

1. まえがき

2008 年 6 月 14 日 8 時 43 分ごろ，岩手県内陸南部を震源とする気象庁マグニチュード M7.2 の地震が発生した。この地震は気象庁により平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震と命名された。この地震により，岩手県奥州市と宮城県栗原市で震度 6 強，宮城県大崎市で震度 6 弱を観測したほか，北海道から中部地方にかけて揺れを感じた。この地震は深さ約 8km を震源とした西北西—東南東の圧縮軸をもつ逆断層型であり，近年我が国で発生した逆断層型の内陸地震としては最大規模のものであることが明らかにされている。

この地震により死者 17 名，行方不明者 6 名（平成 21 年 12 月現在），負傷者 431 名の人的被害がもたらされたほか，住家被害，道路施設被害（路床路盤，橋，トンネルなど），河川施設被害，上下水道などのライフライン施設被害，農業施設被害など多くの施設構造物が被災した。とりわけ，震源域が多様な火山性堆積物を有する山間部にあることを反映して，大規模な土砂災害（崖くずれ，地すべり，土石流など）が発生して，道路不通，集落の孤立，河道の閉塞など中山間地特有の被害形態が現れた。

この地震は近年日本で発生した被害地震でも特徴的な地震として注目される。震源近傍では人類が未だかって経験したことのない最大加速度約 4,000 ガル（3 成分合成）に及ぶ強震記録が得られた。このような重力加速度を大幅に越える最大振幅値をもつ地震動が実際に記録されたことは値が値だけに多くの研究者にとって驚きであった。一方では，このように大きな地震動や M7.2 という地震規模に関わらず，被害は地域，規模，形態などの点から極めて限定されているとの印象を与えた。史上稀な大規模地すべりが震源近傍で現出する一方，住家などの被害は相対的に少ないとの指摘が多く聞かれた。地震による構造物被害が何故生じるかの問題は現在でも十分に解明されていないが，この地震はこのような地震被災に関する本質的な課題を改めて提起したものと言えよう。

周知のように，最近約 40 年に限ると，我が国で発生した被害地震は多く東北地方に発生している。たとえば，1968 年十勝沖地震(M7.9)，1978 年宮城県沖地震(M7.4)，1983 年日本海中部地震（M7.7），1994 年三陸はるか沖地震(M7.6)，2003 年三陸南地震（通称）(M7.1)，2003 年宮城県北部連続地震（通称）（M6.４），2003 年十勝沖地震（M8.0）などによりそれぞれの地震固有の被災がもたらされている。加えて，1978 年宮城県沖地震の再来が政府の地震調査委員会で長期予測されている状況にある。

以上のような東北地方特有の地震被災の繰り返しのなか今回の地震の発生をみたものであるが，上記の過去における被害地震と比較しても，この地震固有の被害特徴が顕著にみられた。この特徴的な地震被災状況を調査すべく，（社）地盤工学会，（社）土木学会，（社）日本地すべり学会，（社）日本地震工学会の 4 学会の合同による緊急調査団（団長：風間基樹東北大学教授）が地震発生後直ちに組織された。この調査結果は地震発生の 1 週間後に開催された緊急報告会で報告された。続いて，緊急調査団の結成を契機に，この地震による被災状況をさらに詳細に調査するため上記３学会（地盤工学会，土木学会，日本地すべり学会）の東北支部と（社）東北建設協会から成る 4 学協会合同の平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査委員会が発足された。この合同委員会はそれぞれの学協会の得意分野を活かしつつ，相互協力しながら，平成 20 年岩手・宮城内陸地震の特徴的な被害実態を調査研究して，その詳細を後世に残すことを第 1 の目的として掲げた。約１年におよぶ調査活動を経て，DVD および紙媒体による報告書を発行するとともに，平成 21 年 6 月 13 日（土）に仙台市において 180 名を越える参加者を得た調査結果報告会を開催して，その調査結果を明らかにしている。

（社）地盤工学会としては上記の緊急調査団，東北合同調査委員会に東北支部のメンバーを中心として積極的に参加するとともに，学会独自の調査活動を地盤工学会災害連絡会議における担務の一環として継続してきた。すなわち，地盤工学会災害連絡会議運営細則第 4 章「災害調査委員会の設立」第 18 条に基づいて，東北支部の会員をコアメンバーとして学会独自の災害調査委員会の発足を計り，委員を学会誌，HP を通じて公募することとなった。この結果，24 名の委員からなる 2008 年岩手・宮城内陸地震災害調査委員会が組織され，約 1 年半にわたる調査活動を続けてきた。この間，上記合同委員会へ中心的に関与するとともに，平成 21 年 4 月 4 日（土），5 日（日）の両日にわたり岩手県，宮城県の被災現場を中心に合同の被害現地調査行を実施した。また，平成 21 年 8 月 20 日（木）には第 44 回地盤工学研究発表会（横浜市，関東学院大学）において委員会活動の中間報告と新たな調査研究結果の情報収集をかねた「2008 年岩手・宮城内陸地震における被害の特徴」と題する特別セッションを開催した。この特別セッションでは，3 編から成る委員会の活動報告を行うとともに，発表論文公募による 14 編の一般発表がなされた。

本報告書は以上のような地盤工学会独自の地震災害調査委員会による調査結果をまとめたものである。調査委員会発足の経緯から，本報告書の内容は上述の平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査委員会の調査報告書に重複する部分が少なくない。一方では，合同調査委員会の報告内容を受けて，その後継続的になされた調査結果も含まれている。とりわけ，この地震による最も象徴的な被害である荒砥沢ダム上流の大規模地すべりの被害には地盤工学的な観点からの分析が多く盛られている。また，強震動と構造物被害との関係，4 学協会報告書では不足していた岩手県，秋田県の被害，河道閉塞の復旧，宅地地盤やハザードマップの課題などの調査結果が新たに述べられており，学会独自の報告に意を用いている。

本報告書は委員の皆さまのご尽力により成ったものである。また，本報告書では多くの方々，機関の調査研究成果を多数引用している。これらの皆さま，機関のご協力に心からお礼申し上げる。最後に，被災された方々に心よりお見舞い申し上げるとともに，被災された地域の一日でも早い復興をお祈り申し上げる次第である。

2010 年 6 月
2008 年岩手・宮城内陸地震災害調査委員会
委員長　神山　眞

（社）地盤工学会　2008 年岩手・宮城内陸地震災害調査委員会

委員長	神山　眞	東北工業大学工学部環境情報工学科
副委員長	吉田　望	東北学院大学工学部環境建設工学科
幹事長	渦岡良介	東北大学大学院工学研究科土木工学専攻
幹事委員	長田正樹	応用地質（株）　東北支社技術部
幹事委員	風間基樹	東北大学大学院工学研究科土木工学専攻
幹事委員	佐藤真吾	（株）復建技術コンサルタント
幹事委員	仙頭紀明	日本大学工学部土木工学科
幹事委員	高橋一雄	（株）テクノ長谷　地質工事部
幹事委員	中村　晋	日本大学工学部土木工学科
幹事委員	藤井　登	奥山ボーリング株式会社　調査設計部
委員	上島照幸	宮城大学食産業学部環境システム学科
委員	梅村　順	日本大学工学部土木工学科
委員	大河原正文	岩手大学工学部社会環境工学科
委員	片岡俊一	弘前大学大学院理工学研究科
委員	熊谷浩二	八戸工業大学土木建築工学科
委員	鈴木輝一	埼玉大学工学部建設工学科
委員	鈴木久美子	八戸工業大学土木建築工学科
委員	千葉則行	東北工業大学工学部建設システム工学科
委員	常田賢一	大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
委員	中道育夫	（株）中日コンサルタント
委員	橋本隆雄	（株）千代田コンサルタント　東京支店　地域整備部
委員	原　勝重	新協地水（株）
委員	細矢卓志	中央開発（株）技術センター　地質部
委員	三辻和弥	東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻
委員	山本英和	岩手大学工学部社会環境工学科

執筆者一覧

1. 地震および地震動

片岡俊一　弘前大学大学院理工学研究科
山本英和　岩手大学工学部社会環境工学科

2. 被害の全体像

長田正樹　応用地質（株）　東北支社技術部

3. 強震動と地盤および構造物の被害

3.1 被災地域における強震動の推定

秦　吉弥　日本工営株式会社　中央研究所
野津　厚　(独)港湾空港技術研究所　地盤・構造部
中村　晋　日本大学工学部土木工学科

3.2 強震動と地盤災害および土木構造物の被害

中村　晋　日本大学工学部土木工学科
秦　吉弥　日本工営株式会社　中央研究所

3.3 強震動と建物の被害

三辻和弥　東北大学大学院工学研究科（3.3.1）
上島照幸　宮城大学食産業学部（3.3.2）

4. 火山性堆積物と地盤災害

4.1 地震地盤災害と地形・地質

高橋一雄　（株）テクノ長谷　地質工事部

4.2 荒砥沢地すべり

梅村　順　日本大学工学部（4.2.1，4.2.3）
細矢卓志　中央開発（株）技術センター（4.2.2）
原　勝重　新協地水（株）（4.2.4）
鈴木輝一　埼玉大学工学部建設工学科（4.2.5）
中道育夫　（株）中日コンサルタント（4.2.6）

4.3 造成盛土

仙頭紀明　日本大学工学部土木工学科

4.4 土石流

佐藤真吾　（株）復建技術コンサルタント
風間基樹　東北大学大学院工学研究科

5. 周辺地域の被害

5.1 秋田県の被害

藤井　登　　奥山ボーリング株式会社

5.2 岩手県の被害

大河原正文　岩手大学工学部社会環境工学科

6. 天然ダムと河道閉塞

常田賢一　大阪大学大学院工学研究科
渦岡良介　東北大学大学院工学研究科
細矢卓志　中央開発（株）技術センター　地質部

7. 宅地地盤

橋本隆雄　（株）千代田コンサルタント東京支店

8. 土砂災害とハザードマップ

鈴木久美子 八戸工業大学土木建築工学科
熊谷浩二　八戸工業大学土木建築工学科

1. 地震および地震動

2008 年 6 月 14 日午前 8 時 43 分頃, 岩手県内陸南部を震源とする地震が発生した。この地震による被害が甚大であったため，気象庁は「平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震」と命名し，また英語名称を「The Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008」とした [1)]。

地震直後にはこの地震のマグニチュードは 7.0（速報値）として発表されたが, その後数時間後には暫定値として 7.2 となり，地震火山月報では 7.2 とされている [2)]。深さは，地震直後は約 10km とされていたが, 暫定値は 8km となり，地震火山月報でもこの値である。震央は，北緯 39 ° 01.7 ’, 東経 140 ° 52.8 ’ とされている。

この地震による最大震度は岩手県奥州市と宮城県栗原市における震度６強である。また，北海道から関東・中部地方にかけて有感となり，日本全国を覆う強震観測網である K-NET や KiK-net では良好な記録が得られた。特に，震源直上とも言える KiK-net 一関西観測点（IWTH025）で３成分合成最大加速度が 4000cm/s^2 を超える記録が得られたことは様々な意味で特筆すべきことであろう。これ以外にも最大加速度が 1000cm/s^2 を超えた観測点が２点あった.

また気象庁は，この地震に対して，震度５弱以上を予測したときに発表する緊急地震速報（警報）を岩手県一関市舞川観測点における最初の地震波の検知から 4.5 秒後に発表した。この緊急地震速報（警報）は，震度６強を観測した岩手県奥州市では主要動の到達後の発表となったが，同じく震度６強を観測した宮城県栗原市及び震度６弱を観測した宮城県大崎市では主要動の到達とほぼ同時刻の発表となり，場所により最大で数秒程度の猶予時間があったと考えられる。

1.1 地震

気象庁 [2)]による本震及び余震の状況を以下に述べる。2008 年 6 月 14 日 08 時 43 分に，岩手県内陸南部の深さ 8km，北緯 39 度 01.7 分，東経 140 度 52.8 分で M7.2（最大震度６強）の地震が発生した。地震活動は本震－余震型で推移している。本震の規模が同程度であった「1995 年（平成 7 年）兵庫県南部地震」（M7.3）に比べて，余震活動は活発である。余震は北北東－南南西方向の長さ約 45km に広がっており，本震は余震域の中央付近で発生している。これまでの最大余震は，本震の 37 分後の 09 時 20 分に発生した M5.7（最大震度５弱）の地震である。

本震の発震機構は西北西－東南東方向に圧力軸を持つ逆断層型であった。図－1.1.1 に気象庁による余震分布を示す。余震域を３つに分けた領域毎の断面図では，余震は概ね西北西に傾き下がる面に沿うように分布しており，発震機構解の２枚の節面のうちの１枚の走向や傾斜と調和的である。

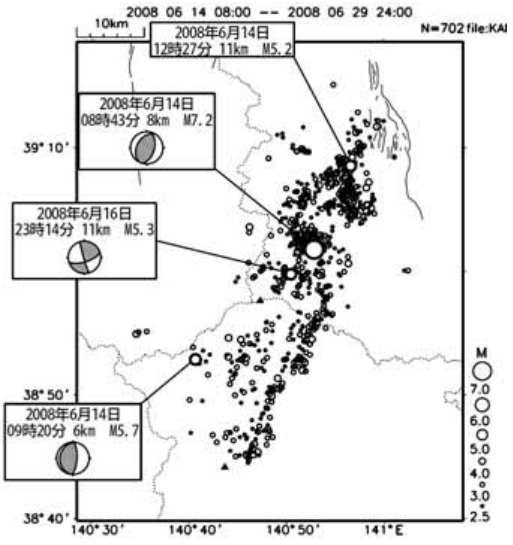
過去の地震活動に関して以下に述べる（図－1.1.2）。1885 年以降の活動を見ると，今回の地震の震央周辺ではＭ６を超える地震が時々発生していたが，Ｍ７以上の地震は 1914 年３月 15 日に発生した M7.1 の地震（秋田仙北地震：死者 94 人，負傷者 324 人など）以来約 94 年間発生していなかった。なお，この領域では，1894 年 10 月 22 日の庄内地震（M7.0）から 1914 年３月 15 日の秋田仙北地震にかけての約 20 年間にＭ７以上の地震が４回発生するなど地震活動の活発な時期があった。

気象庁は，この地震に対して，震度５弱以上を予測したときに発表する緊急地震速報（警報）を岩手県一関市舞川観測点における最初の地震波の検知から 4.5 秒後に発表した。その内容は，「岩手県内陸南部，岩手県内陸北部，岩手県沿岸南部，岩手県沿岸北部，宮城県北部，宮城県中部，山形県最上，秋田県沿岸南部，秋田県内陸南部で強い揺れに警戒が必要」というものであった。この緊急地震速報（警報）は，震度６強を観測した岩手県奥州市では主要動の到達後の発表となったが，同じく震度６強を観測した宮城県栗原市及び震度６弱を観測した宮城県大崎市では主要動の到達とほぼ同時刻の発表となり，場所により最大で数秒程度の猶予時間があったと考えられる。また，震度５弱を観測した宮城県仙台市では約 15 秒の猶予時間があった。

この地震に関する震源過程は各種機関が解析を行ってその結果をホームページなどに公開している [3)~ 8)]。（独）防災科学技術研究所による強震ネットや基盤強震ネットによる近地実体波を用いた震源過程の解析や，多くの機関による遠地実体波を用いた震源過程の解析結果が報告されている。表－1.1.1 に各種機関による震源過程の解析結果をまとめたものを示す。いずれの結果も得られた地震モーメントは約 2×10^{19}Nm 程度であり，モーメントマグニチュードに換算すると 6.7 から 6.9 に相当する。すべりの大きな地域はいずれの解析も震源より南西部に存在する結果となっている。最大すべり量は近地解析で 5m強，遠地解析で 2m 強のように差があるように見受けられる。これは解析に使用する周波数帯により解像度に差異が生じていると考えられる。

図－1.1.3 に（独）防災科学技術研究所による断層面上のすべり分布を示す。断層面全体での地震モーメントは 2.83 × 10^{19} Nm (Mw = 6.9)である。破壊は，主として破壊開始点の南側の浅い方に進展し，破壊開始点の南約 8km の領域で最大すべり量 5.7 m が推定された。図－1.1.4 に（独）防災科学技術研究所のすべり分布の地表投影を示す。

遠地実体波解析の例として，図－1.1.5 に東京大学地震研

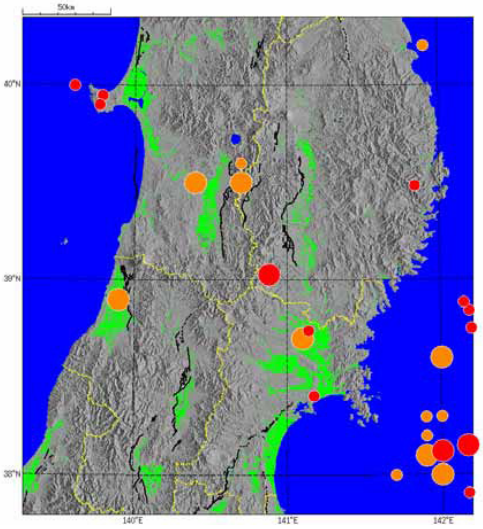


図－1.1.1　気象庁による余震分布

究所強震動グループによる断層面上でのすべり分布を示す。震源から浅部に向かって大きなすべりが得られている。断層面 44km×24km の大きさとしたが, 大きなすべりは 25km ×16km 程度の範囲に見られる。震源継続時間は 10～15 秒である．図－1.1.6 に地表面に投影したすべり分布を示す。南部に破壊が伝播した様子が見られる。他の機関による遠地実体波解析の結果もほぼ同様である。

図－1.1.7 は震央位置と政府地震調査研究推進本部が調査対象としていた活断層の位置とを示したものである [9]。この地震の震央付近には，活断層が記されておらず調査対象とする活断層は認識されていなかった。しかしながら，地震後に地表変状が現れたことが報告されている。地震調査研究推進本部地震調査委員会は，活断層との関係を次のように評価しており [10]，既存の活断層が活動したと考えるのが妥当のようである。

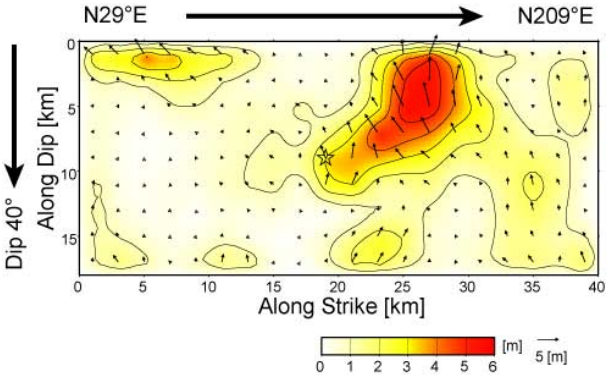
- これまでの時点で，変状は北北東－南南西方向に約 20km にわたって点在していることが確認されている。このうち, 少なくとも約 8km にわたっては, 最大 50cm 程度の上下方向のずれを伴う北西側隆起の地表変状が，断続的に分布していることが確認された。これらの場所は地質図に示されている地質境界としての断層に沿っている。
- 1976 年に撮影された空中写真について，地震後に詳細な判読が行われた結果, 地表変状が確認された場所に沿って，約 4km にわたり活断層によると考えられる地形が断続的に認められた。この地形に一致して地表変状が現れた地点で実施したトレンチ調査により，過去の活動の痕跡が認められた。今回の地震は、この活断層に関係したと考えられる．



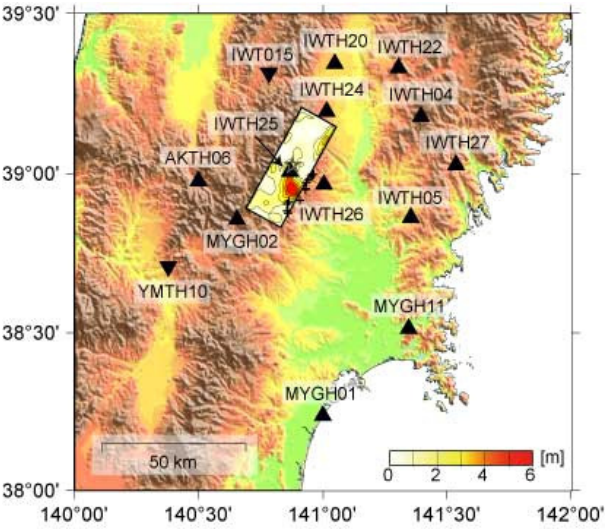
図－1.1.2　過去の地震活動（気象庁による）。赤丸は 1923 年から現在までの震央

表－1.1.1　各種機関における岩手・宮城内陸地震の震源過程解析結果一覧

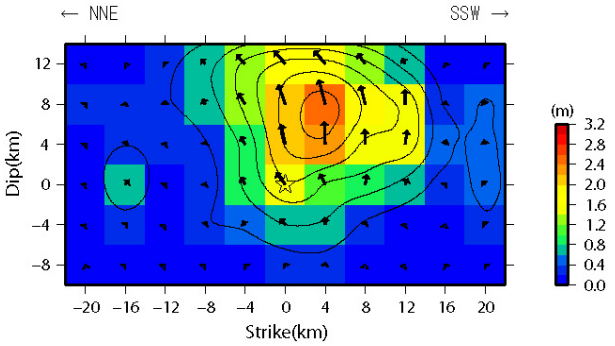
機関	著者	遠地 or 近地	震源位置	走向	傾斜	大きさ	解析に用いた波形データ	地震モーメント	最大すべりなど	URL もしくは参考文献
(独)防災科学技術研究所	鈴木亘・青井真・関口春子	近地	北緯 39.0269 度，東経 140.8779 度, 深さ 6.5km	209 度	40 度	長さ 40km，幅 18km	防災科研 K-NET および KiK-net の 14 観測点	2.83 x 10^19 Nm (Mw: 6.9)	破壊開始点の南約 8km の領域で最大すべり量 5.7 m	http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/topics/Iwatemiyagi nairiku_080614/inversion/
(独) 産業技術総合研究所活断層研究センター	堀川晴央	遠地	5km	208 度	50 度	長さ 47.5 km，幅 20 km	広帯域地震計で収録された記録のうち，P 波部分, 22 点	1.4 x 10^19 Nm（Mw：6.7)	最大すべり 2 m 強のすべりを伴うアスペリティは南南西側	http://staff.aist.go.jp/h.horikawa/2008Iwate/200806Iwate.html
東京大学地震研究所強震動グループ	引間和人	遠地	気象庁による暫定値（北緯 39.028°，東経 140.880°，深さ 8km）	203 度	37 度	44km× 24km	IRIS-DMC から収集した遠地実体波記録（P 波上下動 54 点）	2.0×10^19 Nm(Mw: 6.8)	Dmax=2.5m	http://taro.eri.u-tokyo.ac.jp/saigai/iwate/index.html#A
筑波大学	八木勇治・西村直樹	遠地	6km	211 度	42 度	40km× 15km	FDSN と GSN の地震波形記録	2.1 x 10^19 Nm (Mw: 6.8)		http://www.geo.tsukuba.ac.jp/press_HP/yagi/EQ/20080613/
名古屋大学地震火山・防災研究センター	山中佳子	遠地	5km	189 度	24 度	30km x 10km		2.4 x10^19 Nm (Mw: 6.9)	Dmax = 2.6m	http://www.seis.nagoya-u.ac.jp/sanchu/Seismo_Note/2008/NGY9.html
気象庁		遠地	気象庁一元化震源の位置（39.030N140.881E）8km	気象庁 P 波初動解西傾斜の節面	気象庁 P 波初動解西傾斜の節面		IRIS より広帯域地震波形記録を取得し，遠地実体波を利用	2.02×10^19 Nm（Mw: 6.8）		「平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震」について（第9報）



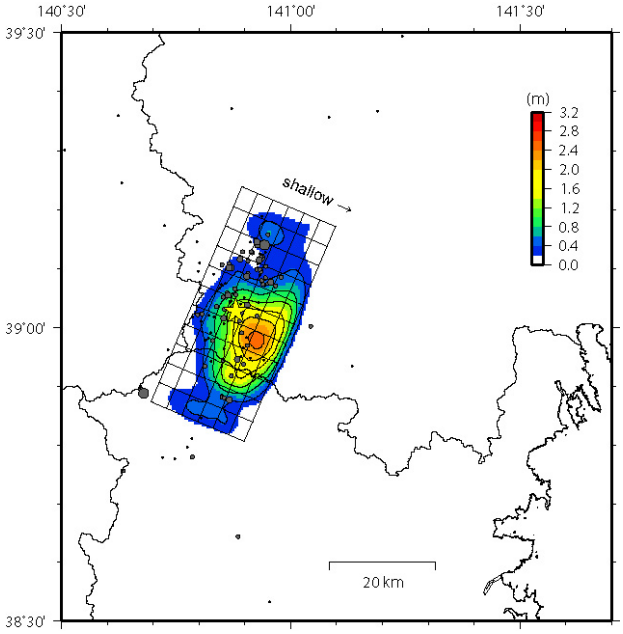
図－1.1.3　（独）防災科学技術研究所による断層面上のすべり分布図。星印は破壊開始点を示す。すべりのコンターは 1m 間隔で描かれている。



図－1.1.4　（独）防災科学技術研究所のインバージョン解析によるすべり分布の地表投影。三角はインバージョンに用いた強震観測点，星印は破壊開始点，十字は産総研・活断層研究センターにより報告されている地表変状の位置を示す。



図－1.1.5　東京大学地震研究所強震動グループによる断層面上のすべり分布。



図－1.1.6　東京大学地震研究所強震動グループによる地表に投影したすべり分布　（北西傾斜の断層面）。灰色の丸は 6/14 18:00

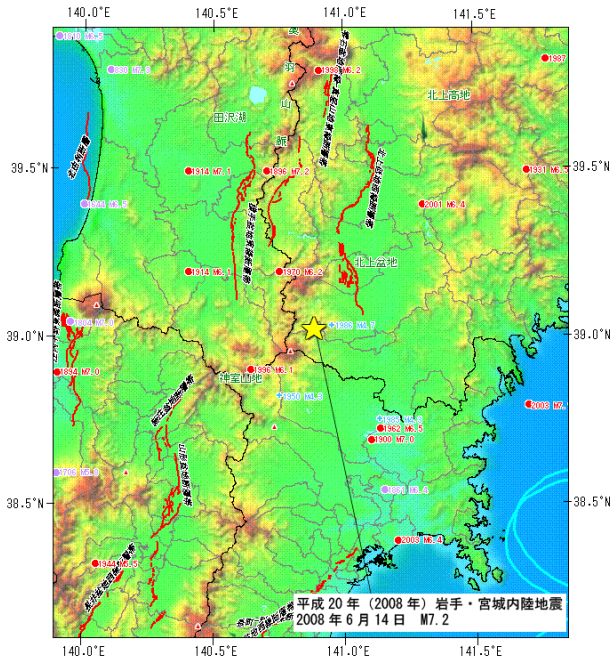


図-1.1.7　政府地震調査研究推進本部が調査対象としていた活断層（赤線）と今回の地震の震央位置

1.2　地震動

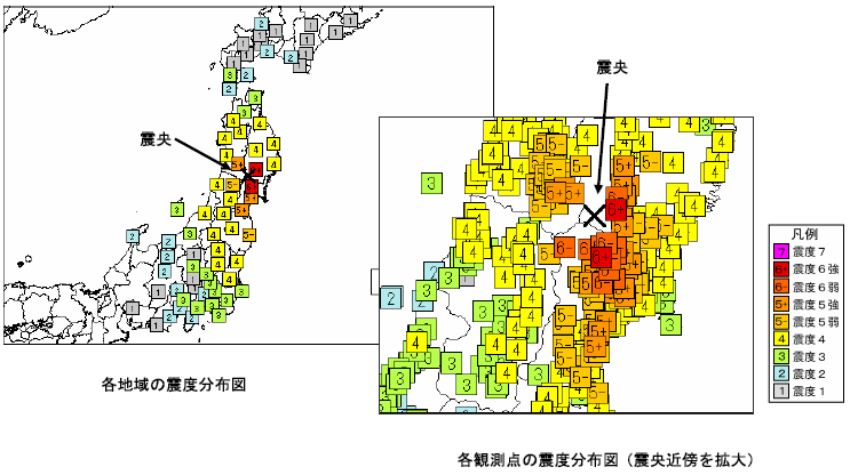
1.2.1　はじめに

この地震では，北海道から関東・中部地方にかけて有感であった。また，日本全国を覆う強震観測網である K-NET，KiK-net や気象庁の強震観測網で良好な記録が得られた。

本節では，観測された地震動を紹介する。まず，概要を示し，ついで震源域で得られた強震動の特徴を記す。今回の地震では，最大加速度が 1000cm/s^2 を超えた観測記録が３地点で得られた。また，そのうちの１地点である KiK-net の一関西観測点（IWTH25）は震源直上に位置している。これらの記録は，震源域の強震動として，今後の耐震設計や地震そのものの理解のために有益なデータになるものと思われる。

本節の後半では，観測された記録についての若干の考察を行うとともに，大加速度の記録と過去に被害をもたらした地震動との比較を行う。

この地震は名前通り，岩手県と宮城県の県境付近で発生したが，秋田県にも近い．さらに，山形県からも遠くない．しかしながら，強震観測点の分布状況から，優先的に紹介すべきと考える地震動記録は岩手県，宮城県内のものが多い。この点を了解して欲しい。



図－1.2.1　震度分布図

1.2.2　地震動の概要

1.2.2.1　震度分布

この地震による最大震度は岩手県奥州市にある奥州市衣川区観測点と宮城県栗原市にある栗原市一迫観測点における震度６強である。各地域の震度分布図を図－1.3.1 に示すが，北海道から関東・中部地方にかけて有感であった。震央近傍を見ると震度６弱は震央の南に多いことが分かる。空間分布については後述するが，観測点の数を数えてみると，岩手県側では奥州市胆沢区観測点のみであるが，宮城県では震度６弱の観測点は 11 箇所となる。この傾向は震度５強でも同じであり，岩手県に比べて宮城県の震度が大きかったと言えよう．

宮城県の観測点における震度が大きかった理由として，前節で紹介されていたように，主たる破壊が断層面の南側で起きたこと，および観測点が揺れやすい地点であったことが地震後早い時点から指摘されている．たとえば，内閣府中央防災会議が発表している「表層地盤のゆれやすさ全国マップ」[11]を見ると，岩手県における震度増分が大きい地域は北上川にそった狭い地域であり，その面積は広くない．一方，宮城県側は迫川にそって上流まで震度増分が大きい地域が広がっている．

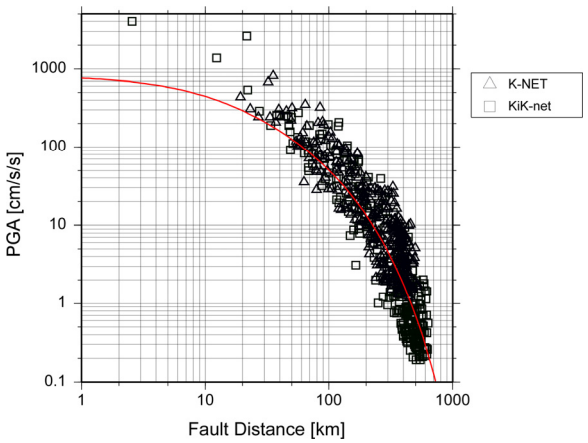
震央の西側の位置する秋田県では，震度 5 強が最高であった．震度 5 強を観測した観測点は，東成瀬村椿川（計測震度，5.2），東成瀬村田子内（同，5.2），湯沢市川連町（同，5.0）である。東成瀬村は県境に位置し，図－1.2.1 にあるように，これらの震度観測点は震央に近い。そのうちの椿川は K-NET の椿台観測点（AKT023）であり，詳細は後述するが，地盤は硬質である。図－1.3.1 を見ると，秋田県と岩手県の県境には観測点がなく，地盤条件が良かった為に大きな震度が観測されなかったと考えられる。

また，山形県の北東部も震央に近いが，この地域にも観測点はない。山形県内の最大震度は，最上町向町における震度 5 弱（計測震度，4.7）である。

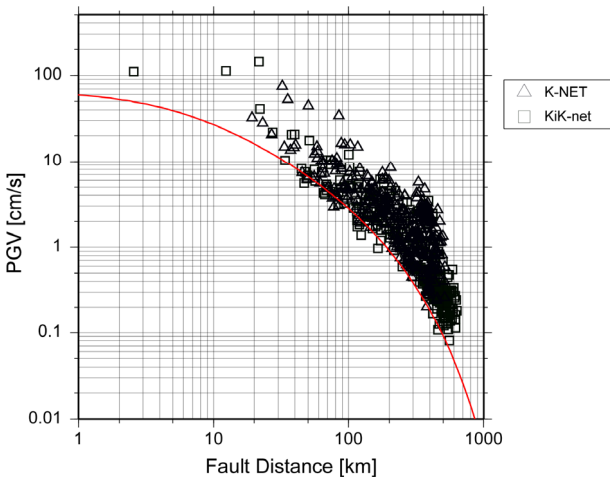
1.2.2.2　最大値の距離減衰

K-NET および KiK-net で観測された加速度最大値と断層からの距離の関係を図－1.2.2 に示す．また，加速度記録を積分して求めた速度の最大値と震源からの距離の関係を図－1.2.3 に示す [12]．最大加速度および最大速度の距離減衰の状況はモーメントマグニチュードを 6.8 とすると司・翠川の距離減衰式 [13]とよく対応している。

モーメントマグニチュードは 1.1 節で述べたように多くの機関が 6.8 前後と評価しており，その値を用いた経験式と観測結果の対応が良いことは望ましいことであるが，気象庁マグニチュードとの差がやや大きいことは気になる点である。



図－1.2.2　最大加速度の距離減衰の様子。赤の実線は司・翠川による距離減衰式。



図－1.2.3　最大速度の距離減衰の様子。赤の実線は司・翌川による距離減衰式。

1.2.2.3　地震動パラメータの空間分布

2008 年岩手・宮城内陸地震で強震記録を観測した地点のうち，震央距離 100km 以内の強震観測点における最大加速度値(PGA), 最大速度値(PGV)および計測震度の空間的な分布の表示例を図－1.2.4～図－1.2.6 に示す。なお，PGA および PGV は各観測点の 3 成分の最大値を採用している。

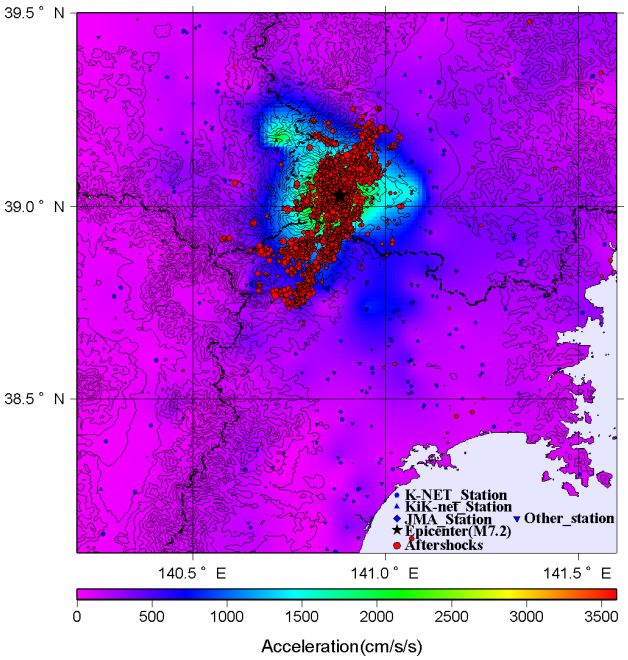
このような図は既に文献 14)に掲載されているが，ここでは，文献 14)の表－1.3.1 に掲載された観測点の各数値に加えて，土木学会のホームページ [15]からダウンロードができる JR 東日本，NEXCO 東日本の地震動記録の地震動記録も利用している。これらは地震動記録が公開されていることから，最大速度と計測震度も算出した。さらに，土木研究所が整理したダムにおける観測最大加速度 [16]のうち，基礎に設置された地震計の値も利用した。つまり，空間分布を描く際には，そのもととなる観測点のデータが図毎に異なっている。いずれの場合も，観測点の緯度，経度が不明確な場合は, 国土地理院の電子国土ポータルにより調べた。

図にはさらに，気象庁，（独）防災科研，各大学の観測データの一元化処理による余震（本震後の 1 ヶ月間）を地震動分布の理解に資するために重ねてプロットした。これらの図から地震動パラメータの分布と震源域との関係が論じられよう。

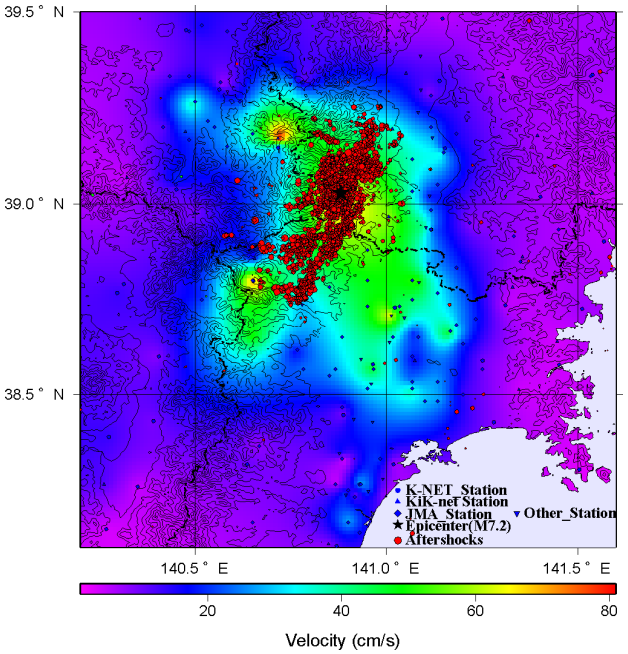
PGA 分布には総じて余震分布と調和的な傾向がみられ，北西側を除くと余震が密に起きている領域で PGA が大きい。なお，北西側が大きくなっているのは，PGA が 3 成分とも 1000cm/s^2 を超えた KiK-net 東成瀬観測点（AKTH04）の影響が大きい。

一方，PGV や計測震度分布はその形状が PGA 分布に比べて複雑であり，観測点のローカルサイト効果の影響がより強く含まれているように見える。概観的には，PGA で見られた北西側の飛び地に加えて，南東側に大きな値が延びている。PGV 分布では余震分布が終わる 140.8 ° 付近で一旦小さくなって，それより東側で再度大きくなる傾向が見られる．このような特徴は文献 4)でははっきりしていなかったが, JR のデータを導入したことで山側が小さい傾向がはっきりしてきた。これは，後述する K-NET 鳴子（MYG005）における PGV や計測震度が周辺に比べ大きかったことに起因している．

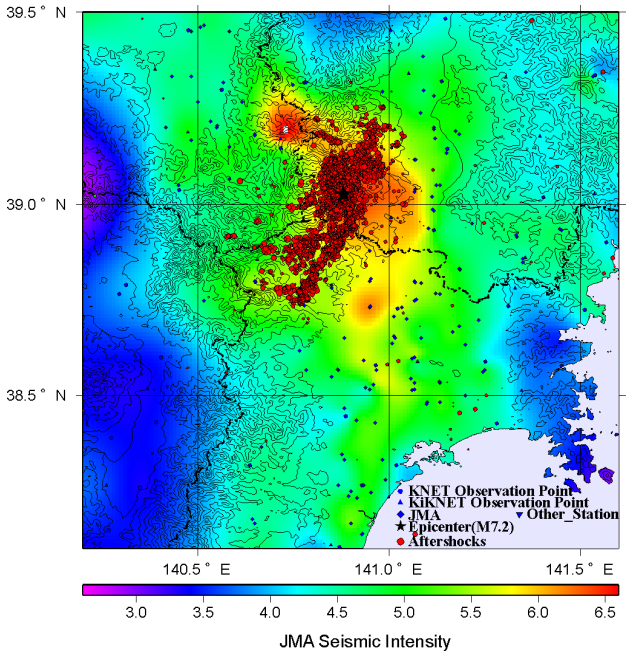
また，震度分布を見ると図の中央部で大きな値になっているが，これは計測震度 6.1 であった一迫観測点の影響である。その周辺には観測点がなく孤立したピークであるが，その南側には北西から南東に比較的大きな値の帯がある。ここは大崎市古川周辺に対応する。この帯状分布も文献 14)でははっきりしなかったが，今回のデータ追加により明確になった。



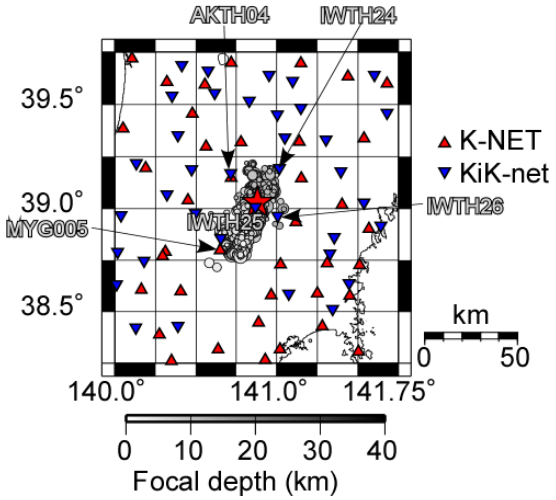
図－1.2.4　最大加速度の空間分布



図－1.2.5　最大速度の空間分布



図－1.2.6　計測震度の空間分布



図－1.2.7　震源近傍の観測点。背景にある灰色の丸は本震後24 時間の余震の震央

1.2.3　強震動

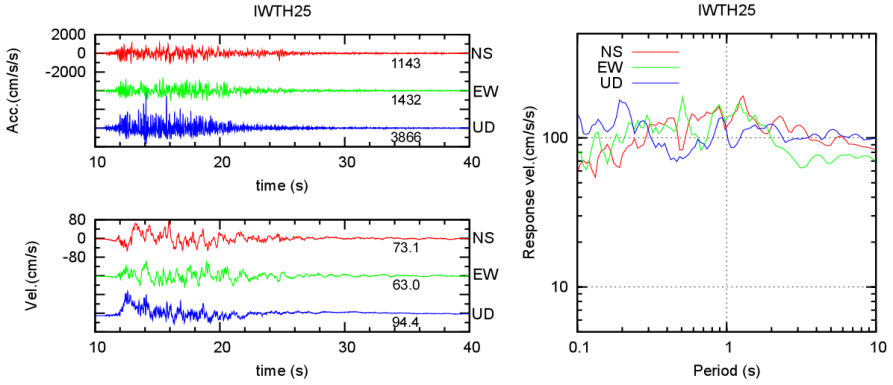
1.2.3.1　震源域における強震波形とスペクトル

ここでは，図－1.2.7 に示す K-NET，KiK-net，気象庁（JMA）の観測点より震源域を囲むように選んだ 5 地点（IWTH25，AKTH04，IWTH24，IWTH26，MYG005）の地震動記録とそれを積分した速度波形および減衰定数を 5%とした時の速度応答スペクトルを図－1.2.8～図－1.2.12 に示す。なお，加速度記録の積分は振動数領域で因果性を考慮した方法 [17]で行い，その際に 0.05Hz 以下の成分は除去した。

KiK-net 観測網の IWTH25（一関西）における最大加速度は，図－1.2.8 に示すように NS 成分で 1143cm/s^2，EW 成分で 1433cm/s^2，上下動成分で 3866 cm/s^2 であり，いずれも重力加速度よりも大きなものであった。しかしながら，最大速度はそれほど大きくなく 3 成分のうち最大のものは UD 成分の 94cm/s である。UD 成分の速度波形は三角波の形状をしており，残留変位が存在することが示唆される。残留変位を求める積分方法は容易ではないが，この観測記録を積分することで得られる残留変位が近傍の GPS 測位結果と調和的であることは報告されている [12]。

加速度波形の上下動成分では，ゼロ軸に対して波形が非対称であり，+側の成分が顕著に大きい。一方，この地点には地中にも加速度計が設置されているが，岩盤内の設置されている地中の記録ではこのような非対称形の記録は観測されていない。そこで，文献 18)では，表層がトランポリンのように上方に飛び出したとして，トランポリン効果と名付けている。さらに，文献 19)においては，既存の数値解析手法を用いて，このような非対称波形の生成について検討し，波形をある程度の精度で復元している。そこでは，片振れ現象は鉛直加速度の下限値の存在と，地盤の圧縮応力の発現に伴う短周期の鉛直上向きの加速度パルスの存在で特徴づけられるとしている。つまり，このような現象は，新たに見つけられた地盤の非線形挙動との考えが多い。

しかしながら，文献 20)ではこの非対称な鉛直動は小屋の浮き上がりを伴ったロッキングによって発生したと主張している。文献 20)では，水平動を観測小屋の長軸と短軸方向に変換して上下動と比較を行うと，上下動の上向きパルスと長軸方向のピークの位置が一致していることから，両者の相関関係を主張している．さらに，観測小屋底面が地盤から剥離する有限要素モデルを作成し，有限要素法の接触法により小屋の地震応答を算出している．その計算結果は観測波形とよく一致している。計算結果では，小屋は



図－1.2.8 IWTH25（一関西）における観測加速度記録（左上），それを積分した速度波形（左下），減衰定数 5%の速度スペクトル。時刻歴の時刻は相対値。

地盤から浮き上がり，落下して小屋と地面が衝突した瞬間に上向きに大きな加速度が生じている。また，自由表面における上下動の最大加速度は 1.6g と推定している．

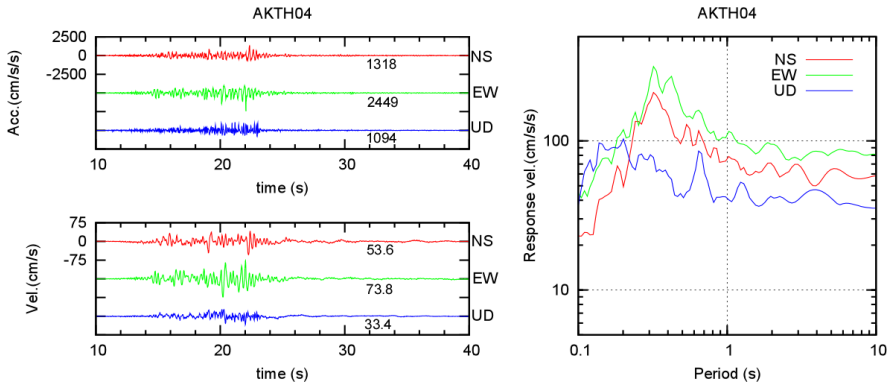
この地点における観測は鉛直アレーを成していることから，地震動の伝播時間に着目して，地盤の非線形特性を検討している論文[21]もある。その結果によると，地中の観測点から地表までの剛性が平均的に初期の 40%程度に低下している。

図－1.2.9 に示した AKTH04（東成瀬）では３成分の最大加速度は全て 1000cm/s^2 を超え，EW 成分は 2000cm/s^2 も超えている．また，応答スペクトルを見ると水平動では 0.3 秒，上下動では 0.1～0.2 秒に鋭いピークがある．また，この記録では最大加速度は主要動の後半部に現れており，継続時間が長い。これは，主要な破壊が南側に伝搬したことで説明が可能である。

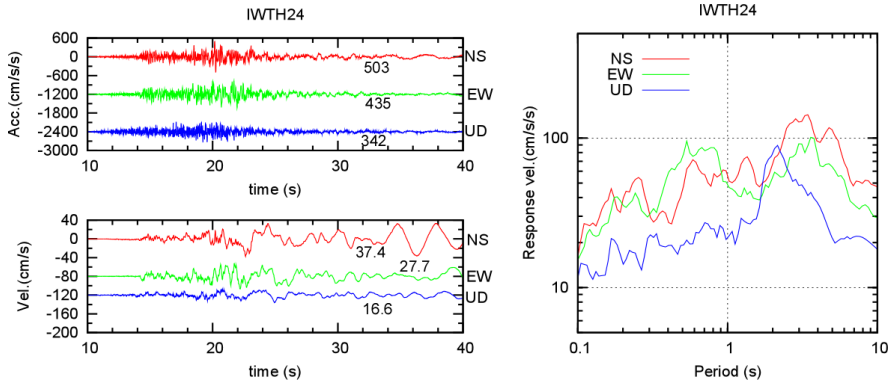
震央から北側にやや離れた IWTH24（金ヶ崎）の記録を図－1.2.10 に示す。この記録の最大加速度はそれほど大きくなく，加速度波形の包絡形は AKTH04 に近い。速度波形には長周期成分の波が見られる。一つは 22 秒から 24 秒にかけてのものであり，もう一つの位相は 34 秒以降のものである．後半の位相は震源から射出された表面波であろう。この長周期成分に対応して，応答スペクトルは周期２～５秒で 100cm/s を超えている。

IWTH26（一関東）の記録を図－1.2.11 に示す。この記録の PGA を見ると，東西成分のみが 1000cm/s^2 を超える．応答スペクトルを見ると 0.1 秒から 1 秒の範囲にあっては常に EW 成分の振幅が大きい．

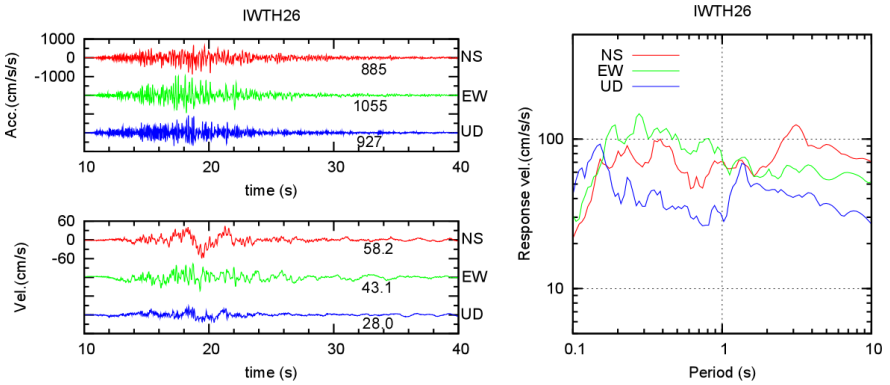
図－1.2.12 に示した MYG005（鳴子）では NS 成分にお



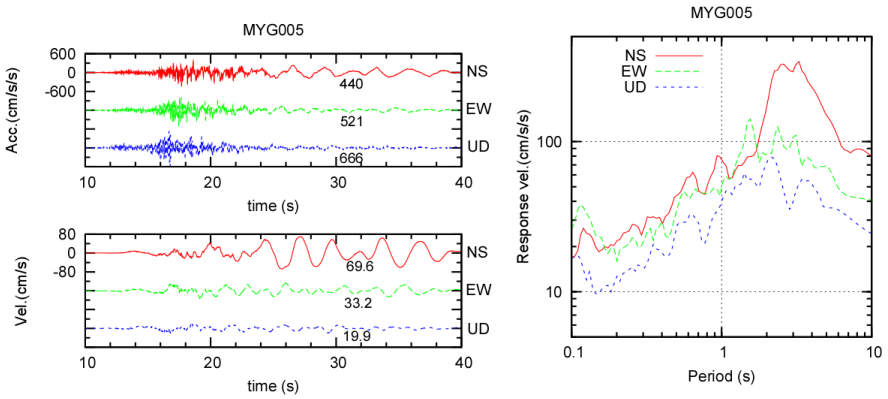
図－1.2.9 AKTH04（東成瀬）における観測加速度記録，速度波形（左下），減衰定数 5%の速度スペクトル。



図－1.2.10　IWTH24（金ヶ崎）における観測加速度記録，速度波形（左下），減衰定数 5%の速度スペクトル。



図－1.2.11　IWTH26（一関東）における観測加速度記録，速度波形（左下），減衰定数 5%の速度スペクトル。



図－1.2.12　MYG005（鳴子）における観測加速度記録，速度波形（左下），減衰定数 5%の速度スペクトル。

いて周期 3 秒～4 秒の卓越が見られるが，後述するようにこの観測点においては過去の記録を見ても周期３秒に卓越が見られること，隣接した KiK-net 観測点（MYGH02）では見られないことからサイト特性による増幅と考えられる。佐藤らは 1996 年 8 月に秋田・宮城県境で起きた M_J5.9 の本震，余震を収集分析し，MYG005 の周期３秒の卓越はサイト特性であると結論づけ，その原因として，MYG005 が鬼首カルデラの中に位置することを挙げている [22]。

1.2.3.2　強震記録に対する若干の考察

(1)　AKTH04 の記録について

AKTH04 では非常に大きな地震動が観測されたことから，図－1.2.4～1.2.6 では地震動パラメータの空間分布では孤立したピークが見られる。図－1.2.4 と図－1.2.6 のうち，AKTH04 周辺の地図を再度示すと，図－1.2.13 になる。ここでは，前掲した空間分布とは異なり，各観測点の最大加速度と計測震度の大きさを色で識別し，観測点毎に示している。図を見ると，この地域は奥羽山脈の中心部に位置するためか，観測点は多くはない。しかしながら，図でも分かるように，AKTH04 の最大加速度あるいは計測震度は近くの観測点に比べて各段に大きい。例えば，約 3km 離れた K-NET 椿台（AKT023）の最大加速度は 359cm/s^2，計測震度は 5.3 であるが，AKTH04 はそれぞれ 2185cm/s^2，6.4 となっている。

AKTH04 と AKT023 の地震動波形を積分して速度成分にし，図－1.2.14 に比較して示す。ここでは，AKTH04 の地表と地中の EW 成分を重ねて描き，AKT023 の原点をずらしている。AKTH04 の地中地震計は S 波速度 1500m/s の地層に設置されている。また，AKT023 は表層 3m の S 波速度は 220m/s であるが，それ以深では S 波速度は 480m/s と硬質の岩盤である。AKTH04 の地表の地動は短い周期の振動が卓越しているが，地中のそれは地表の平均値を縫っているように動いている。また，AKT023 の振幅は地盤の堅さに対応して，AKTH04 の地中の記録よりも大きいが，波形の消長は地中の記録と対応しているように見える。

さらに，本震記録について地中と地表のスペクトル比を求めてみると図－1.2.15 のようになる．図には公表されている地中の速度データを基に，鉛直入射 SH 波，P 波の重複反射理論から得られる理論増幅曲線も記入してある．その際の減衰定数は各層ともに粘性減衰として 4%を与えている。観測スペクトル比は非常に大きく，EW 成分にあっては 3.7Hz 付近で 40 を超えている。ただし，このピークは NS 成分には見られない。また，図－1.2.9 の応答スペクトルに見られた水平動における 0.3 秒，上下動における 0.1～0.2 秒のピークはスペクトル比のピークにも対応することから，本震時の卓越振動は地盤の増幅効果が原因であることが分かる。

観測と理論を比較すると，水平動の約 3Hz，上下動の 5Hz 付近のピークについては両者は一致しているように見える。しかしながら，これを 1 次モードとすると，水平動にあっては 3.5Hz から 4Hz 付近にあるピークについては重複反射理論では説明がつかないことになる。一方，現地で計測した微動の水平動と上下動とのスペクトル比を図－1.2.16 に示すが，これには 4Hz 付近にピークが見られる。このことから，3Hz 付近のピークは地盤の非線形特性によって 4Hz

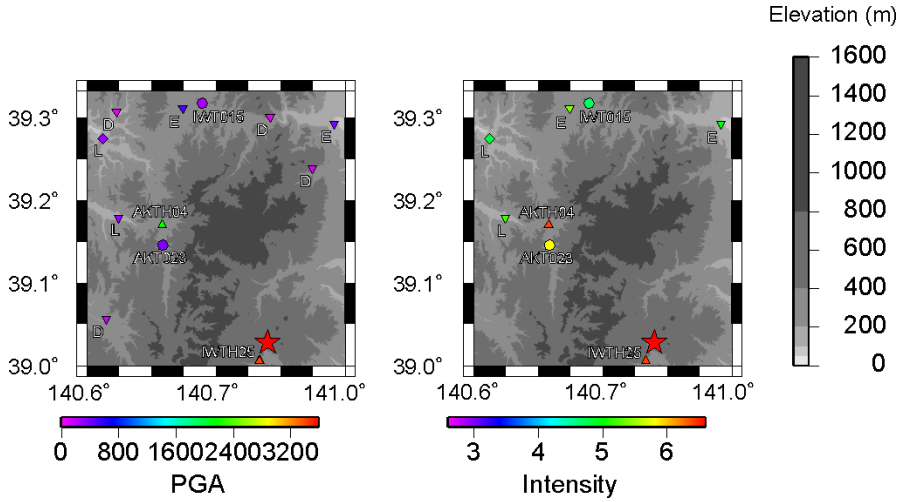


図-1.2.13　AKTH04 周辺の地震動パラメータの空間分布。観測点にある E は NEXCO 東日本の観測点，D はダムの観測点を表す。

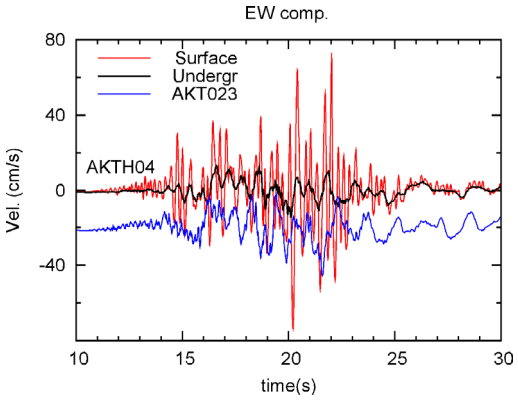
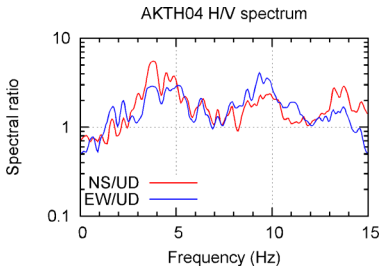


図-1.2.14　AKTH04 の地表と地中の速度波形および AKT023 の速度波形.



図－1.2.16　AKTH04 における微動の水平上下スペクトル比

のピークが低下したとも考えられ，更なる増幅特性についての議論が期待される。

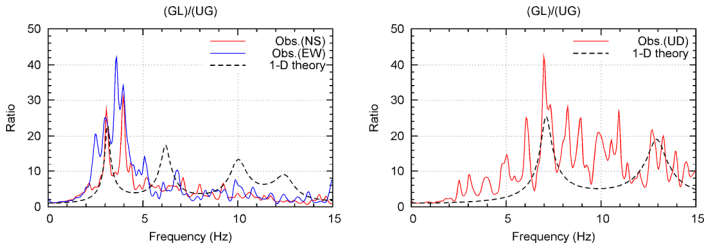
(2)　IWTH26 の記録について

IWTH26（一関東）で観測された地震動記録の応答スペクトルでは，東西成分がほぼ全周期帯域で南北成分を上回っていた。当初，この観測点は河岸段丘の縁に位置することから，地盤の不整形性による影響の可能性が危惧されていたが，以下に述べるように，局所的な地形の影響とは考えにくい。

KiK-net 一関東観測点は磐井川の支流がつくる河岸段丘の法肩にある。周辺の位置を図－1.2.17 に示し，河川側から見た観測点を写真－1.2.1 に示す．こののり面の高さは約 5m で，小屋の中心位置は法肩から約 3m 程度である．このの り面の走向は N310 ° E であった.

のり面の下と観測小屋の正面（のり面の逆側）で同時に微動を計測した．両地点のスペクトル比を求めると図－1.2.18 のようになる。スペクトルは 200 秒のデータを用いて，分解能を約 0.05Hz とし，バンド幅 0.4Hz の Parzen ウィンドで平滑化してある．法面の上と下を比較すると，X 方向では 9Hz においてスペクトル比（図中の SPR）で 10 倍程度, Y 方向では11Hzで10倍を超す振幅となっている．上下動もスペクトル比で比較するとやはり 10 倍程度の違いがある．地震時も微動時と振動挙動が同じであれば，約 10Hz 付近でのり面の影響が現れるものと考えられる．

この地点では，地中での地震動データが得られているので，本震記録について地中と地表のスペクトル比を求めてみると図－1.2.19 のようになる．図には公表されている地中の速度データを基に，鉛直入射 SH 波の重複反射理論か

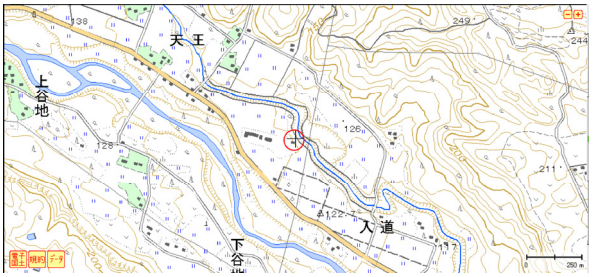


図－1.2.15　AKTH04 観測点における地中と地表の観測記録のスペクトル比と理論値との比較

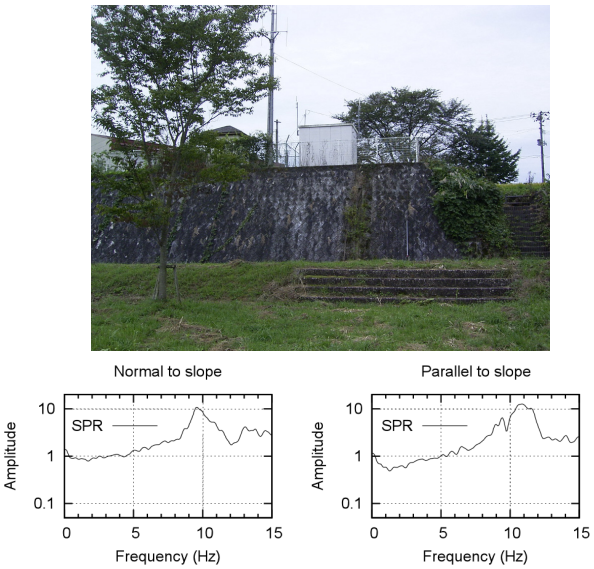
ら得られる理論増幅曲線も記入してある．その際の減衰定数は各層ともに粘性減衰として 4%を与えている．

理論値のピーク振動数と観測値のピーク振動数はほぼ対応している．また，6.5Hz 付近で EW 成分のピークが顕著ではないが，NS 成分と EW 成分で大きな違いは見られない．のり面の上下で同時観測した際に得られた 10Hz 付近の卓越もこのスペクトル比には現れているが，それほど顕著なピークではない．

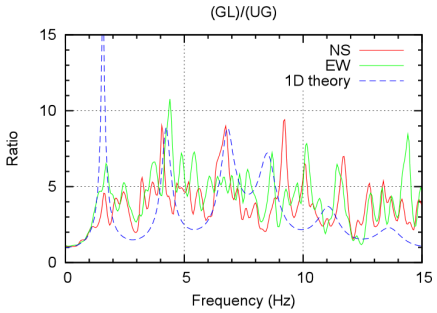
当初の問題は，地表記録の応答スペクトルにおいて，EW 成分が NS 成分よりもすべての周波数帯域で大きいとのことであった．応答スペクトルでは，２成分の周波数領域の大小関係は厳密には議論できないので，地表と地中の記録のフーリエスペクトルを計算してみた．その結果は図－1.2.20 のようになり，地表でも地中でも EW 成分が NS 成分よりも優勢であることが分かる．



図－1.2.17　KiK-net 一関東観測点の位置。赤丸の位置が観測点



図－1.2.18　KiK-net 一関東観測点における微動測定の結果。真。法面の上と下とのスペクトル比



図－1.2.19　IWTH26 観測点における地中と地表の観測記録のスペクトル比と理論値との比較

以上の検討から，IWTH26（一関東）の観測点で得られた地表の記録では，東西成分が南北成分よりも優勢であるが，その原因として地表近傍の影響は考えにくく，大規模な地下構造あるいは震源特性の影響であると考えられる．

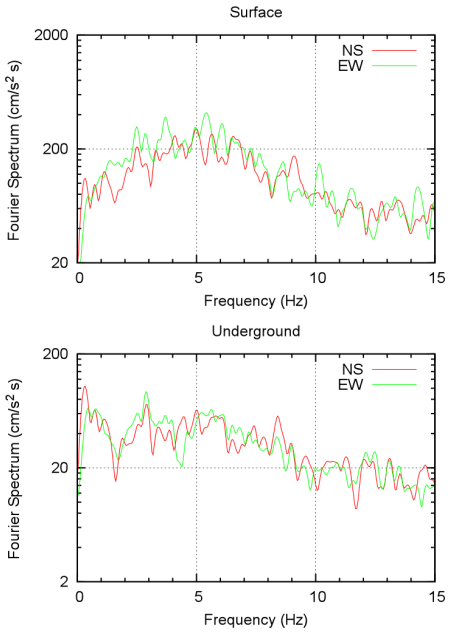
(3)　MYG005 の記録について

前述したように，MYG005 では周期３秒の成分が卓越している。そこで，過去の地震でも同様の周期が卓越することを確認してみた。図－1.2.21 は検討に用いた地震の震央分布を示している。ここでは，規模が大きく MYG005 において地震動が比較的強かった４つの地震を比較対象として選んでいる。４つの地震の発生年月日とマグニチュード，震源深さは図中の震央位置に記してある。

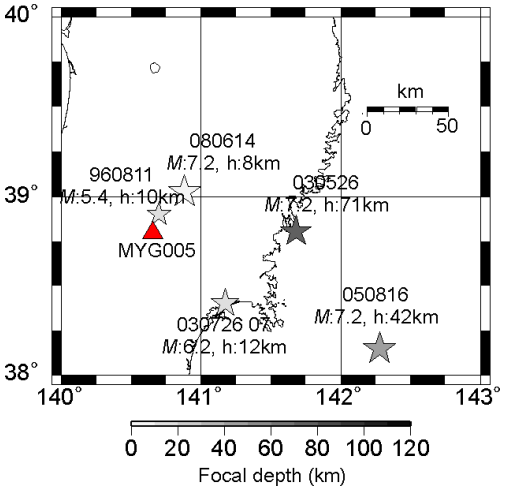
過去の地震動記録を積分し，速度波形として岩手・宮城内陸地震の記録と合わせて図－1.2.22 に示す。図を見るといずれの地震でも長周期成分が卓越していることが分かる。また，NS 成分の方が EW 成分よりも振幅が大きいように見える。そこで，水平 2 成分を合成したベクトルスペクトル [23]の振幅と長軸の方向を図－1.2.3.2-7 に示す。なお，ベクトルスペクトルの定義はパワースペクトルで行われているが，ここではフーリエスペクトルの次元に変換して表示した。対象とした時間区間は主要動が始まる前から 81.92 秒間であり，96 年 8 月 11 日の地震動記録の継続時間は短いので，これのみ 40.96 秒とした。

図を見るといずれの地震でも周期 3 秒付近に卓越があることが分かる。また，2 秒弱にもピークがある地震動が多い。周期 3 秒付近での振動方向は 2005 年 8 月 16 日の地震を除いて±90 度であり，これは南北方向に対応している。8 月 16 日の地震についても南北方向に近い方向となっている。

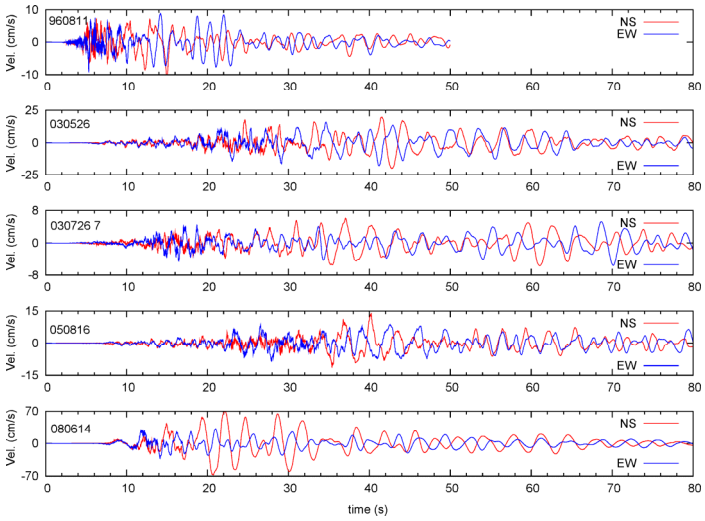
以上を整理すると，K-NET 鳴子（MYG005）では，この５地震に関しては，地震によらず周期 3 秒の成分が卓越しており，その振動方向は南北方向となる。ここで選んだ地震の震央分布は偏ったものではないことから，この卓越は地盤特性に起因すると言えよう。



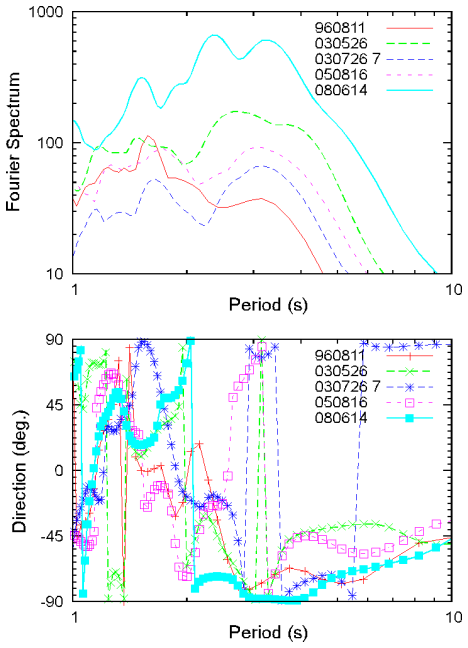
図－1.2.20　IWTH26 観測点における地中と地表の観測記録のスペクトル



図－1.2.21　K-NET 鬼首（MYG005）の地震動記録を検討する地震の震央位置



図－1.2.22　MYG005（鬼首）における観測記録の例．速度波形で比較している．

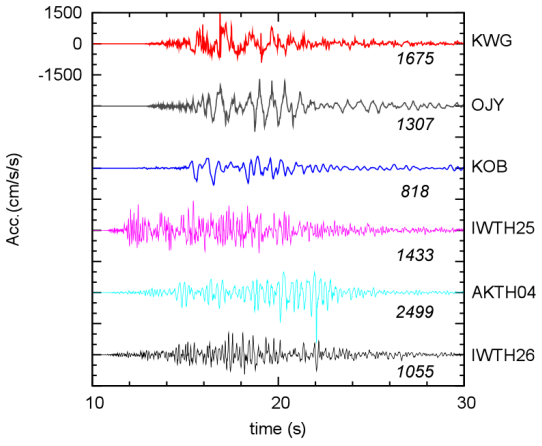


図－1.2.23　K-NET 鳴子（MYG005）における過去の観測記録の回転スペクトル(上)と長軸の方向

1.2.3.3　被害をもたらした過去の地震動との比較

阪神・淡路大震災以降，K-NET，KiK-net，自治体震度計の展開がなされ，地震動を観測する密度がそれ以前に比して極端に高くなった。これにより，構造物が甚大な被害を受けた地点近傍の地震動が少なからず観測されている。ここでは，過去に被害をもたらした地震動として３つの記録を取り上げ，今回の地震で 1000cm/s^2 を超える最大加速度であった３地点の記録との違いを検討する。

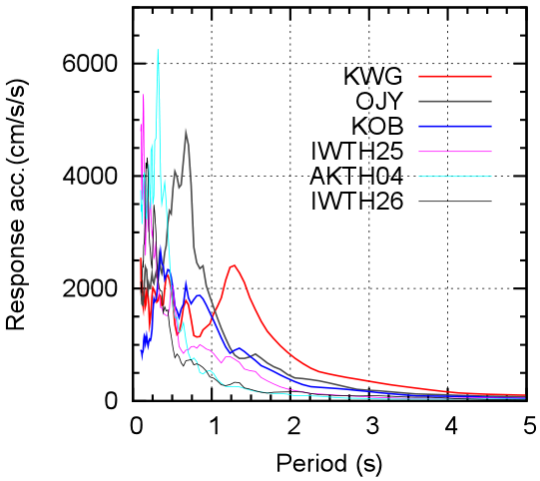
ここで取り上げる既往の記録は，2004 年新潟県中越地震（M_J: 6.8）の際に川口町と K-NET 小千谷（NIG019）とで観測されたものと，1995 年兵庫県南部地震（M_J: 7.3）の際に神戸海洋気象台で観測されたもの（後述する図では JMA と略する）である。川口町の記録は自治体震度計で観測されたものであり，計測震度が利用されて最初に震度７と発表されたものである。この記録が観測された周辺の家屋には，少なからず構造的被害が見られた。後述する図ではこの記録を KWG としている。K-NET 小千谷の記録（OJY）が取られた周辺でも，構造物被害が見られた。ここでは，３地点で観測された加速度記録のうち，水平２成分のうち最大値が大きい成分を比較に用いる。一方，今回の地震の記録としては，IWTH25，AKTH04，IWTH26 で得られた記録を用い，やはり水平２成分のうち最大値が大きい成分を用いるが，偶然か，３地点とも東西成分になっている。



図－1.2.24　既往の加速度記録（上３段）と今回の地震で観測された加速度記録（下３段）

観測記録を比較したものを図－1.2.24 に示す。このうち，今回の地震の記録は再掲であり，また波形の相対時刻には意味がない。最大加速度の値は JMA の 818 cm/s^2 から AKTH04 の 2449 cm/s^2 とばらつくが，それよりも大きな違いは波形そのものである。既往の波形は図中で顕著な位相が識別できるが，今回の地震動記録は短周期に富み，位相が分からない。

減衰定数 5%の加速度応答スペクトルで比較したものが図－1.2.25 である。今回の地震動記録は，短周期領域で既往のものよりも大きいが，大小関係は 1 秒よりやや短いところから入れ替わり，それより長い周期帯域では既存の地震動の応答スペクトルの方が大きい。文献 24)では，木造住家の被害を適切に表す指標として，周期 1.2 秒から 1.5 秒の応答スペクトルの平均値が妥当であると述べている。このことから類推すると，今回の地震動記録の方が木造家屋への影響が小さいことになる。今回の地震では，近年の内陸地震に比べて，木造家屋の被害は非常に少なかった。ここで示した記録はその地点の地盤の影響を受けたものであり，ここでの単純な比較から結論を下すのは適切ではないが，少なくともこれらのスペクトル比較は今回の 2008 年岩手・宮城内陸地震の被害レベルを考察する上での示唆を与えるものと考えられる。



図－1.2.25　既往の加速度記録と今回の地震で観測された加速度記録から算出した減衰定数 5%の加速度応答スペクトル.

1.2.4　奥州市衣川区観測点における計測震度

この地震の際に震度６強を観測した奥州市衣川区観測点における最大加速度は南北成分 1607.6cm/s^2，東西成分 1606.6cm/s^2，上下成分 635.7cm/s^2 と発表されている [2]。このような大きな値の原因として，震度計周辺の地形の影響が考えられることから，地震直後から数度にわたり微動を計測し，地形に関する簡単な調査も行った [25]。さらに，臨時地震観測も行った。以下にその概要をまとめる。

奥州市衣川区観測点は以前の衣川村役場，現在の奥州市衣川支所の敷地内に設置されている。支所の敷地は北東から南西に延びる狭い尾根の上に位置し，図－1.2.26 に示すように道路が北，西，南を回っており，３方向が法面となっている。震度計は敷地の南西端にあり，法肩から 4m 程度内側にある。

周辺の法面のうち，南東側の法面の高さは南側で 3m 程度，北側で 2m 程度であり，その勾配は 30 度から 40 度となっている。震度計の位置では南西向きの法面の高さは 5m 程度となり，周辺に比べて最も高い比高となる。

地震翌日に図－1.2.14 に示すように庁舎玄関脇（Site A）と震度計のコンクリート升の上(Site B)に微動計を設置し，微動を計測した。計測中に最大振幅 0.1mm/s 程度の微小地震を数度観測したので，その記録を用いて玄関脇に対する震度計位置でのスペクトル比を算出した。その結果を図－1.2.27 に示す。低振動数では比は概ね１であるが，7Hz 付近にピークがあり，Y 方向では 4 倍程度になる。

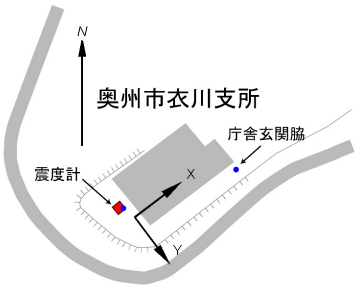
２地点間の振幅比は地震動そのものの比較であるので，本震の際であっても高振動数成分は Site A に比べて Site B の方が断然大きいと考えられる。その影響は計測震度と最大加速度との関係に表れていると言えよう。つまり，計測震度は 6.1 であるが，この値を与える換算最大加速度は 380cm/s^2 である。この値は，最大加速度 1606cm/s^2 を大きく下回っている。この理由として，最大加速度は高振動数成分の増幅によって生成されたもので，計測震度を算出する際のフィルターにより高振動数成分が除去されたと考えれば齟齬はない。

庁舎の玄関付近での地震動がどのようなものであるかを確認するために，地震の翌日から，庁舎内に応用地震計測社製の E-キャッチャー（以下，EC と記す）を設置し，その年の 12 月 10 日まで約半年の間, 臨時地震観測を行った。一方で，岩手県が設置した震度計は，設置台と地面との間に僅かな隙間が見つかったことから，気象庁が震度計を庁舎内に臨時に設置し, 平成 20 年 7 月 2 日以降は気象庁が設置した震度計の値を震度情報として用いている [26]。

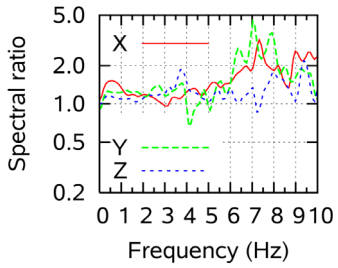
そこで，7 月 2 日以前の地震のうち，EC で観測できた 20 地震について気象庁発表の計測震度と比較を行った。結果を図－1.2.28 に示すが，２つの地震計から算出された震度は系統的に異なっており，震度の差の平均値は 0.37，標準偏差は 0.17 である。計測震度との差について，回帰分析したところ，式（1.2.1）の様な結果となった。

$$I^{EC} = 0.98 I^{pref} - 0.32 \qquad (1.2.1)$$

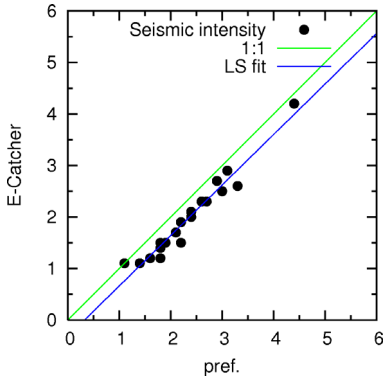
ここで，I^{EC} は EC による計測震度，I^{Pref} は県設置の震度計による計測震度（気象庁発表値）である。この回帰曲線も図には描いてある。



図－1.2.26　衣川支所の案内図と微動計設置位置



図－1.2.27　庁舎玄関脇と震度計位置での微小地震のスペクトル比．玄関脇を基準としている。



図－1.2.28　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。図中の LS fit は回帰曲線を表している。

なお，7 月 3 日以降では，気象庁が設置した震度計と EC との計測震度との差は，両者が 10m 程度しか離れていないこともあり，平均値は 0 である。EC は，震度 3 程度以上の強震動を対象としており [27]，今回の比較対象の震度はそれよりは小さいものも多いが，後半における差の平均値が 0 であることから考えて，比較の精度はそれほど悪いとも思えない。

計測震度の差の原因として，震度計の設置台と地盤との隙間も考えられる。この隙間の影響を定量的に調べるのは容易ではないが，本比較例程度の震度であれば，隙間があることで震度が極端に大きくなるとも思えない。このことより，本震時の計測震度は庁舎玄関部分のそれに比べるとやや大きいことは間違いないであろう。

1.2.5　アンケート方式による詳細震度分布

1.2.5.1　はじめに

今回の地震では，岩手県奥州市と宮城県栗原市で震度 6 強を観測するなど，各地で高い震度を観測した。また今回の地震の特徴として，地震の規模のわりに街中での住居の被害が少なかったということが報告されている。現在では各市町村に震度計が配置され，ほぼリアルタイムで震度分布を把握できようになってきてはいるが，狭い区域内で見たとき震度計の設置密度はまだ低い。そこで，震央に近い岩手県内陸南部の北上市・奥州市・一関市を対象にアンケート震度調査を行い，区域ごとの震度分布の詳細を明らかにした。

1.2.5.2　アンケート震度調査について

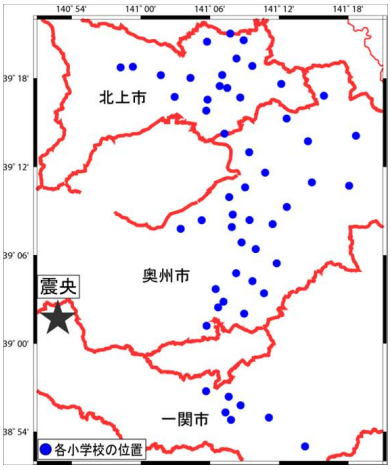
アンケート調査には太田方式(1998 改訂版)[28]を用いた。アンケートは教育委員会の協力を得て，小学校の児童の家庭を対象に実施した。図－1.2.29 にアンケート調査対象の北上市，奥州市，一関市の小学校の位置を示す。北上市は市内の 18 校全て，奥州市は被害の少ない地域にある 28 校，一関市は旧一関市内で被害の少ない地域にある 7 校にアンケートを配布した。図－1.2.30 にアンケート震度調査の流れ，図－1.2.31 に震度分布図作成の流れを示す。地震時に居た場所の住所をもとに電子住宅地図を用いて緯度経度を１枚ずつ調べた。各質問に対する回答番号，緯度・経度を OCR シートに転記し，その内容をスキャナーで読み取った。

アンケートの集計結果を以下に示す。北上市のＰＴＡ数は 4604 人，回収率 78.3%，有効回答率 54.4%，奥州市のＰＴＡ数は 4891 人，回収率 76.4%，有効回答率 51.5%，一関市のＰＴＡ数は 2040 人，回収率 77.1%，有効回答率 56.8%，全体のＰＴＡ数は 11535 人，回収率 77.3%，有効回答率 53.6%であった。図 - 1.2.32 に北上市，奥州市，一関市ごとのアンケート震度の頻度分布を示す。

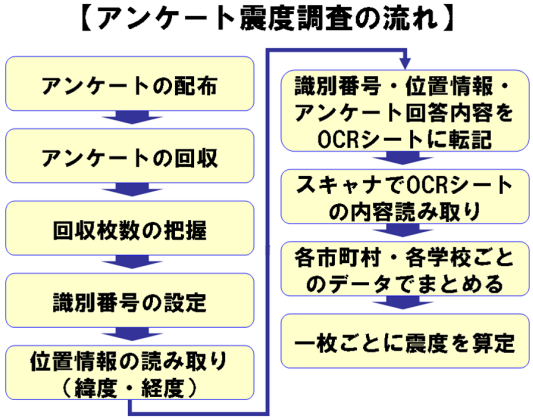
1.2.5.3　震度分布図

アンケート 1 枚ごとの算定震度では個人差の影響を大きく受けると考えられるので，それを軽減するため対象区域内において１ｋｍ×１ｋｍ(東西方向 0 ° 00 ′ 45 ″，南北方向 0 ° 00 ′ 30 ″)のメッシュを作成し，1 枚のアンケートから得られる震度をメッシュごとに平均化した。さらに，本報告では対象区域内において有効なアンケートが３枚以上存在するメッシュのみを使用してアンケート震度分布図を作成した。最終的には 500mメッシュ，250mメッシュで震度分布を求めた。図－1.2.33 に 1km メッシュでの，図－1.2.34 に 500m メッシュでの震度分布を示す。図－1.2.35 に 500m メッシュにおける回答の頻度分布を示す。

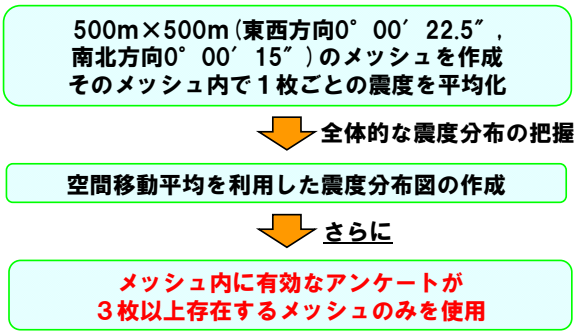
対象区域内で３枚以上アンケートが存在するメッシュの数は 308，最大震度は 5.6(奥州市胆沢区)，最小震度は 3.6 であった。ここで，対象区域内でアンケートが１枚でも存在するメッシュを用いた場合では，メッシュ数 663，最大震度は 6.7，最小震度は 2.0 であった。アンケート１枚ごとの震度やアンケートが１枚でも存在するメッシュを用いた場合では震度７や震度６強が存在するが，メッシュ内３枚以上の平均震度では最大でも震度６弱となっており，多くは震度４から震度５弱の分布となっていて全体的にばらつきが小さくなっていることが分かる。



図－1.2.29　アンケート調査対象の北上市，奥州市，一関市の小学校の位置

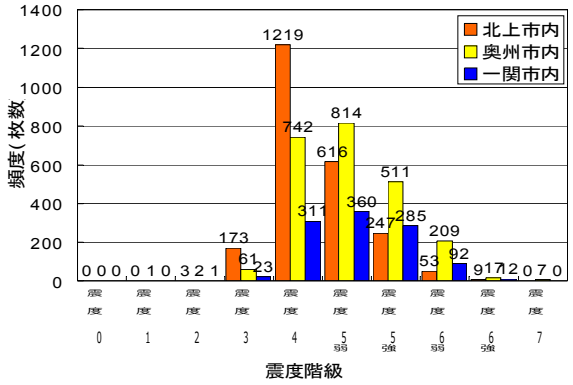


図－1.2.30　アンケート震度調査の流れ



図－1.2.31　アンケート震度調査の流れ

図－1.2.36 に一関市における５万分の１表層地質と 250mメッシュ詳細震度分布との比較を示す。一関市では震央に近い地域ほど震度が大きくなっている傾向にある。図－1.2.37 に江刺区以外の奥州市における５万分の１表層地質と 250mメッシュ詳細震度分布との比較を，図－1.2.38 に北上市および奥州市江刺区における表層地質（５万分の１）と 250mメッシュ詳細震度分布との比較を示す。奥州市では震度５弱が多く分布しており，震央に近い地域ほど震度



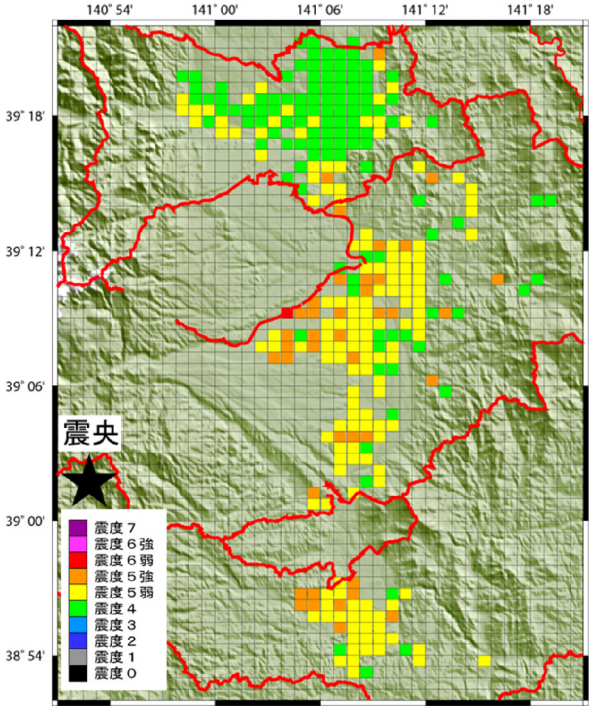
図－1.2.32　北上市，奥州市，一関市ごとのアンケート震度の頻度分布

が大きくなっているが，震央から遠い東側でも震度５強が分布しており多少の震度のばらつきが見られる。北上市では震度４が多く分布しており，やはり震央に近いほど震度が大きいという結果になっている。

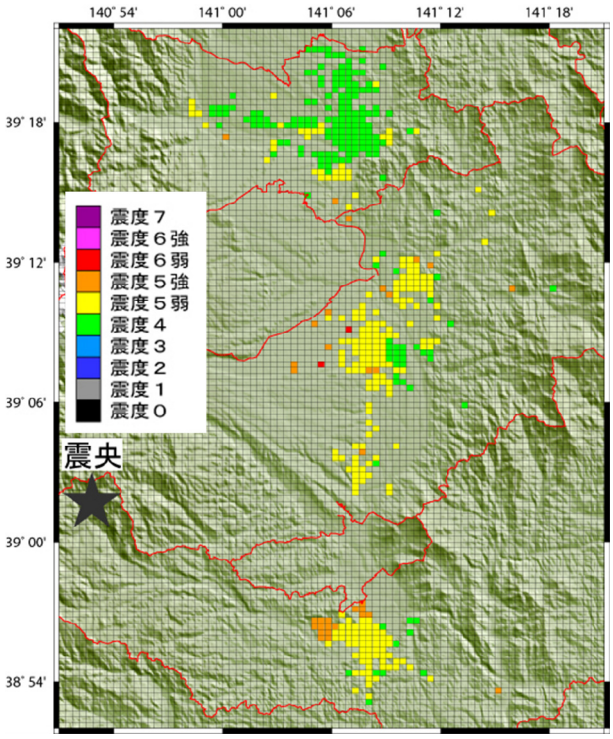
また，計測震度とアンケート震度との比較を９つの観測点で行った結果（図－1.2.39），計測震度とアンケート震度の値がほぼ近いことがわかったが，全体的にみると計測震度よりもアンケート震度のほうが若干小さいという傾向が見られた。

1.2.5.4　まとめ

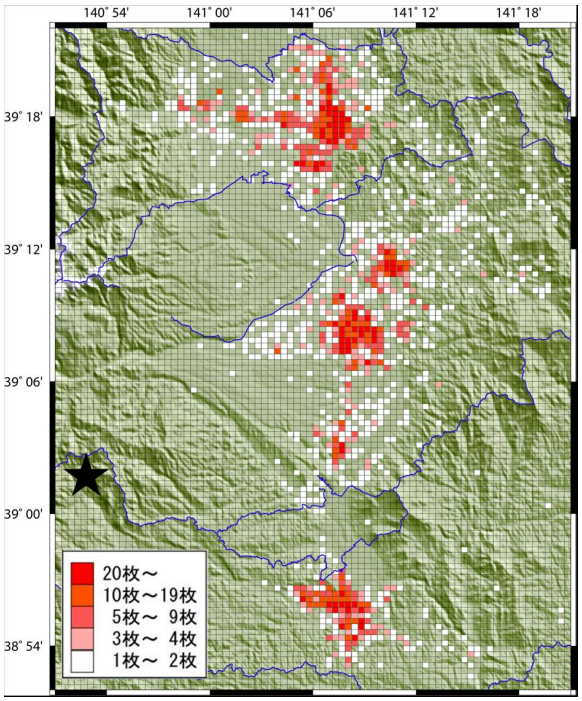
今回のアンケート震度調査の結果では全体的に震度４から震度５弱が多く分布する結果となった。このことから，岩手・宮城内陸地震の特徴として報告されている，地震の規模に比べて街中の住居の被害が少なかったということが確認できる。全体的に見て，震央に近い地域ほど震度が大きくなっている傾向にあるが，部分的に見ると震度のばらつきがある地域もあるということが分かった。



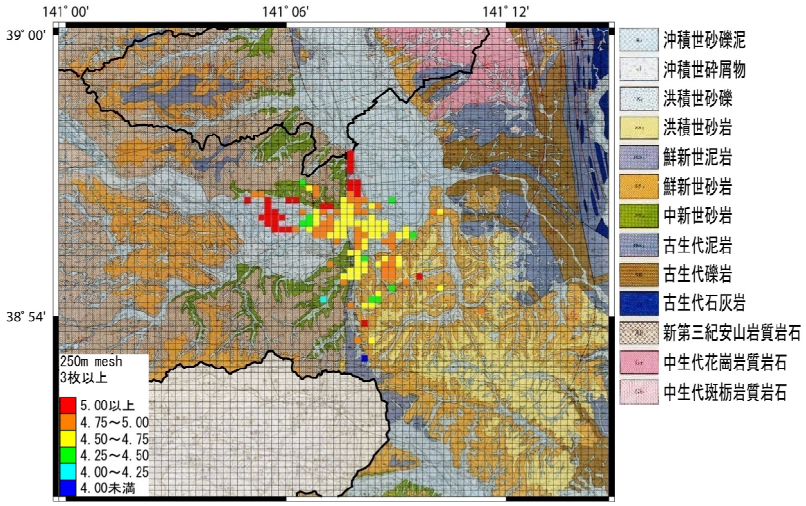
図－1.2.33　1km メッシュで３枚以上回答を平均した震度分布



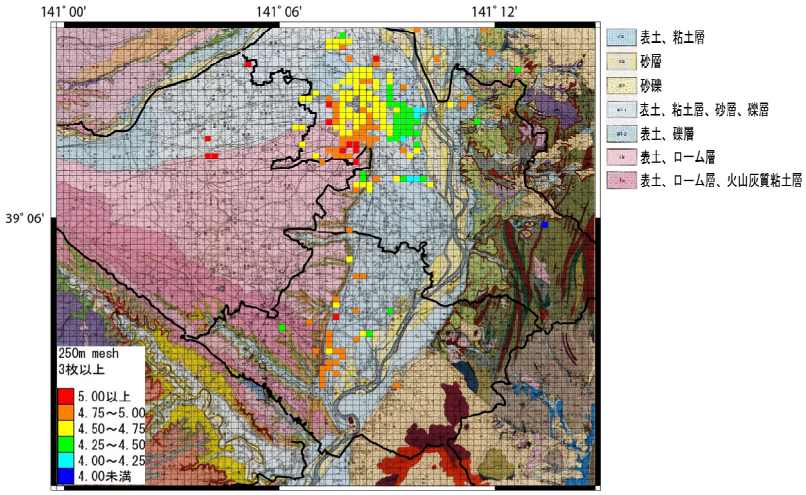
図－1.2.34　500m メッシュで３枚以上回答を平均した震度分布



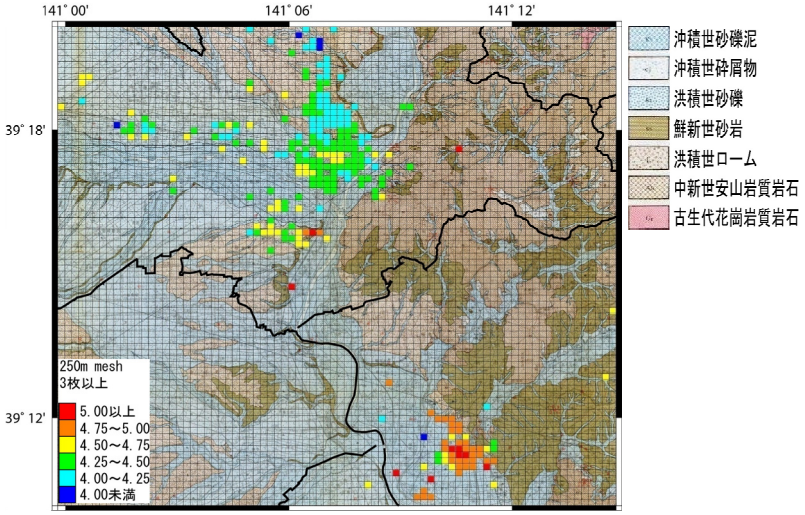
図－1.2.35　500m メッシュにおける回答の頻度分布図



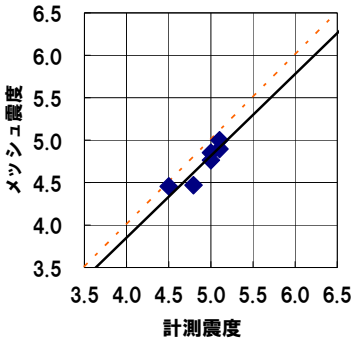
図－1.2.36　一関市における表層地質（５万分の１）と 250m メッシュ詳細震度分布との比較



図－1.2.37　奥州市（江刺区以外）における表層地質（５万分の１）と 250m メッシュ詳細震度分布との比較



図－1.2.38　北上市および奥州市江刺区における表層地質（５万分の１）と 250m メッシュ詳細震度分布との比較



	計測震度	メッシュ震度	枚数
1	4.5	4.5	17
2	5.0	4.8	22
3	4.8	4.5	12
4	5.1	5.0	17
5	5.1	4.9	22
6	5.0	4.8	23

図-1.2.39　アンケート震度と計測震度との比較

謝辞

第 1 章全般

防災科学技術研究所が維持管理されている K-NET, KiK-net の記録を利用した。また，気象庁が公開した強震記録の一部を利用した。図の一部は GMT[29]で製作した。記して謝意を示す。

1.2.2

土木学会のホームページから地震動記録をダウンロードできるようにされた関係各位に謝意を示す。また，地震動記録を提供されている JR 東日本と NEXCO 東日本に謝意を示す。

1.2.4

衣川総合支所における臨時地震観測に当たっては，総務企画課の若槻寛康氏始め総合支所の皆様のご協力を得た。図－1.2.14 は京都大学防災研究所の後藤浩之先生が作成されたものに加筆したものである。記して謝意を示す。

1.2.5

北上市，奥州市，一関市教育委員会にはアンケート調査において各小学校に対して調査票の配布回収の便宜を図っていただいた。八戸工業大学坂尻直己教授には同大学のスキャナーおよび OCR 読み取りシステムを使用させていただいた。小学校の先生方，ご父兄の皆様にはアンケート調査に協力していただいた。記してここに謝意を表す。

参考文献

1) 気象庁：2008 年６月 14 日 08 時 43 分ころ岩手県内陸南部で発生した地震について（第２報），報道発表資料平成 20 年 6 月 14 日 11 時 10 分.
2) 気象庁：平成 20 年６月 地震・火山月報（防災編），121p，2008.
3) （独）防災科学技術研究所強震ネットホームページ：近地強震記録による平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震の震源インバージョン（2008/12/02）http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/topics/Iwatemiyaginairiku_080614/inversion/
4) 東京大学地震研究所強震動グループホームページ，2008 年岩手・宮城内陸地震－震源過程－，http://taro.eri.u-tokyo.ac.jp/saigai/iwate/index.html#A
5) (独) 産業技術総合研究所活断層研究センター堀川晴央によるホームページ，遠地実体波から推定される 2008 年 6 月岩手･宮城内陸地震の断層モデル(第 1 報)，http://staff.aist.go.jp/h.horikawa/2008Iwate/200806Iwate.html
6) 筑波大学，八木勇治・西村直樹によるホームページ：2008 年 6 月 14 日岩手・宮城内陸地震（暫定），http://www.geo.tsukuba.ac.jp/press_HP/yagi/EQ/20080613/
7) NGY 地震学ノート No.9 遠地実体波解析（暫定解改訂版）Jun. 14, 2008，名古屋大学地震火山・防災研究センター，http://www.seis.nagoya-u.ac.jp/sanchu/Seismo_Note/2008/NGY9.html
8) 気象庁，「平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震」について（第９報），2008 年 6 月 26 日.
9) 地震調査研究推進本部： 平成２０年（２００８年）岩手・宮城内陸地震に関する情報，http://www.jishin.go.jp/main/oshirase/20080614_iwate_miyagi.htm
10) 地震調査研究推進本部地震調査委員会： 平成２０年（２００８年）岩手・宮城内陸地震の評価（主に地表変状に関する評価）,http://www.jishin.go.jp/main/chousa/08jul_iwate_miyagi/index.htm
11) 内閣府中央防災会議： 地震のゆれやすさ全国マップ, http://www.bousai.go.jp/oshirase/h17/yureyasusa/#
12) 防災科学技術研究所： 2008 年 6 月 14 日 岩手・宮城内陸地震による強震動，http:// www.hinet.bosai.go.jp/topics/iwate-miyagi080614/
13) 司宏俊，翠川三郎： 断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，第 523 号，63-70，1999.
14) 平成 20 年岩手・宮城内陸地震４学協会東北合同調査委員会：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震災害調査報告書，405p，2009.
15) 土木学会・観測地震記録ダウンロードサイト，http://download.jsce.or.jp
16) 土木研究所：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震被害調査報告，土木研究所資料第 4120 号，第５章，2008.
17) 林康裕，勝倉裕，渡辺孝英，片岡俊一，横田治彦，田中貞二：デジタル強震計の加速度記録を積分して得られる変位の信頼性について，日本建築学会構造系論文報告集，419 号，57-66，1991.
18) Aoi, S., Kunugi, T., Fujiwara, H. (2008): Trampoline effect in extreme ground motion, Science 322, 727-730.
19) 飛田哲男，井合進，岩田知孝：震源近傍における鉛直動の片揺れ現象に対する数値解析，第 44 回地盤工学研究発表会（横浜），1517-1518，2009.
20) 水野剣一，山田雅人，大町達夫，井上修作：2008 年岩手・宮城内陸地震で観測された特異な地震動記録の解析，３大学院シンポジウム梗概集，2010.
21) 茂木秀則，Shrestha Santa Man, 川上英二，川村潤也：KiK-net 一関西観測記録から推定した岩手・宮城内陸地震とその前後の S 波伝播時間の経時変化と地盤の非線形挙動, 日本地震工学論文集, 第 9 巻, 第 5 号, 44-56, 2009.
22) 佐藤智美，川瀬博，松島信一：1996 年８月秋田・宮城県境付近の地震群の K-NET 記録から推定した震源・伝播・サイト特性，地震第２輯，第 50 巻，415-429，1998.
23) 中村晋：ベクトルスペクトルによる地震動の増幅特性評価とその適用，土木学会論文集，No.519／I-32，161-173，1995.
24) 境有紀，纐纈一起，神野達夫：建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案，日本建築学会構造系論文集，515 号，85-91，2002.
25) 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.
26) 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.
27) 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.
28) 太田裕・小山真紀・中川康一(1998)：アンケート震度算法の改訂-高震度領域-，自然災害科学，16，pp.307-324.
29) Wessel P. and Smith W. H. F.: Free software helps map and display data, EOS Trans. AGU, vol.72, 445-446, 1991.

2. 被害の全体像

2008年6月14日午前8時43分頃に発生した岩手・宮城内陸地震は，岩手県南部，宮城県北部，秋田県南部を中心とした東北地方内陸部の広い範囲に渡って大きな被害をもたらした。その復旧・復興事業は，発災後約１年半をすぎた本稿執筆時点でも継続されている。本地震の被害については，既に学協会等による多方面に及ぶ調査・報告がなされているので，詳細は例えば報告書[1)]等を参照されたい。本稿では，被害の全体像として，いくつかの特徴的な事項について，復旧状況などを含めてまとめてみたい。

この地震とその被害の特報としては，1) 山間地の直下で発生した地震（Mj 7.2）であり，断層距離 20km 以内では概ね 1000 ガル（最大 4000 ガル）程度の強震動[1)]と，大きな co-seismic 地殻変動量（祭畤地区　北34cm，東45cm，上 156cm）などが観測されたこと[2)]，2) このような強い地震動により多様な大規模土砂移動現象が発生したこと，3) 土砂移動や地盤変動が震源域直上部付近の山間部に集中的に発生し，4) そのため，山間地の河川・道路や農林関連施設に被害が集中したこと，5) 23 名に上る死者・行方不明者[3)]が出たのをはじめ多くの人的被害があった一方で，地盤や堤防等の液状化による被害など低平地部での地盤災害は比較的軽微であったこと，などが挙げられよう。

2.1 人的および家屋の被害

人的および家屋の被害を，表－2.1.1 に示した。被害は甚大なものとなったが，地震の規模が Mj7.2 であったことから見れば，これまでの被害地震，例えば，同様に内陸の中山間地で発生した 2004 年中越地震（Mj 6.8）と比較すると，人的被害および家屋被害も幸いにも限定的なものに留まった。

ただし，今回の地震では地震後約１カ年を経た 2009(平成 21)年 7 月 1 日に 2 名の行方不明者の死亡が確認されるなど，山間地での土砂移動現象に伴った被災により被害確認が難航したことも特徴のひとつである。また，牛山・太田[4)]が示すように，被害に遭った方は，年齢に関わらず自宅外で，「外出先・移動中」が 20 名と犠牲者の 9 割近くを占めていることも，大きな特徴であろう。

地震以後，地域住民に対し避難の勧告・指示が発せられた。宮城県では，最大で 150 世帯 412 名が対象となっている。平成 21 年 9 月１日時点で栗原市沼倉耕英地区および花山浅布地区の５世帯 13 人が避難を継続している（表－2.1.2）。

2.2 直接経済被害

経済的被害は，岩手県，宮城県，秋田県の3県に及んでいる。各県のまとめ（表－2.2.1）によれば，被害の総額は，約1,480億円に上っており，とくに震源域の南半にあたる宮城県での被害が突出している。内訳としては，農林業関係の被害額が占める割合が3県ともに高くなっているのは，今回の地震が山間地を直撃した地震であったことに対応している。

2.3 山間地の被害（土砂移動現象）

今回の地震では，山腹崩壊，土石流，地すべりなど多様でかつ大規模な土砂移動現象が発生したことが多く報告されている。強い地震動と軟質な火山噴出物からなる地質条件が相俟って，土砂を移動させたものと見られている。

表－2.1.1　人的及び家屋の被害

	人的被害（人）				住家被害（棟）			火災（件）
	死者	行方不明者	重傷者	軽傷者	全壊	半壊	一部損壊	
岩手県	2		9	28	2	4	778	2
宮城県	14	4	54	311	28	141	1,733	1
秋田県		2	5	16		1	9	1
山形県			1				1	
福島県	1		1	1				
計	17	6	70	356	30	146	2,521	4

出典：内閣府(2009).「平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震について（平成21年7月2日）

（参考）　2004年新潟県中越地震（Mj 6.8）による人的ならびに家屋被害

	人的被害（人）				住家被害（棟）			火災（件）
	死者	行方不明者	重傷者	軽傷者	全壊	半壊	一部損壊	
新潟県	68	0	632	4,163	3,175	13,810	104,619	9
長野県			1	2			7	
埼玉県				1				
福島県							1	
群馬県				6			1,055	
計	68	0	633	4,172	3,175	13,810	105,682	9

出典：内閣府(2009)「平成16年(2004年)新潟県中越地震について(第64報)」

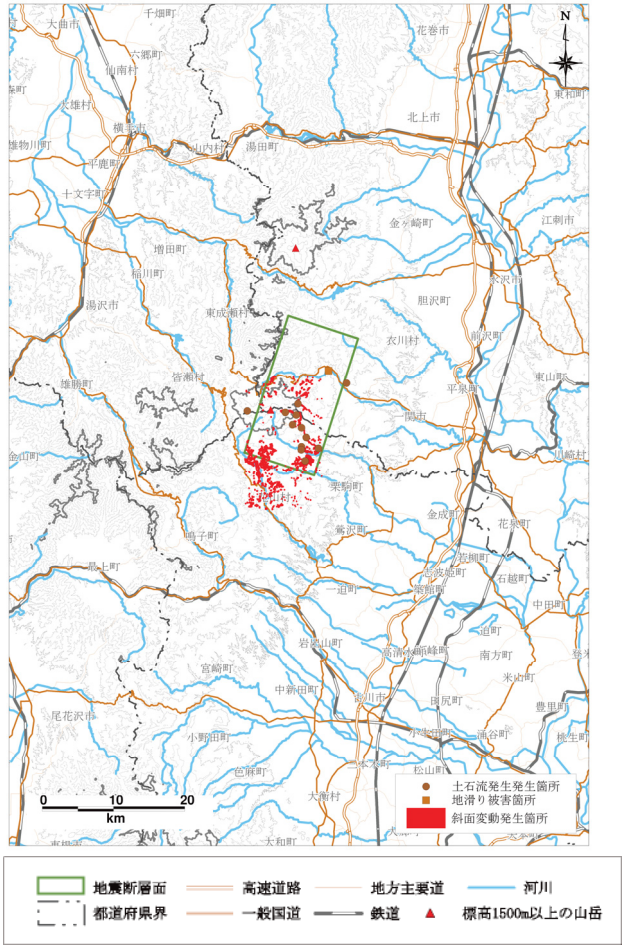
表－2.1.2　避難勧告・指示等の発令状況

避難指示・勧告	地区名	対象世帯数	対象人員	解除日時
指示	栗原市沼倉放森	3	7	平成２１年９月１日７時全解除
指示	栗原市花山金沢地区	11	24	平成 21 年７月１日正午全解除
指示	栗原市沼倉耕英地区	継続中 2	継続中 5	平成 21 年９月１日一部解除
指示	栗原市金成片馬合上吉目木地区	1	2	７月 11 日９時
指示	栗原市金成日向田地区	1	6	７月３日９時
指示	栗原市松ノ原	1	2	11 月 12 日 15 時
指示	栗原市金成姉歯根岸	1	1	平成 21 年２月 23 日 16 時
勧告	栗原市栗駒沼倉　栗駒稲屋敷　栗駒芋埣	10	33	平成 21 年９月１日７時全解除
勧告	栗原市一迫萩生	1	7	平成 21 年５月 20 日７時
勧告	栗原市一迫清水堰田	1	2	平成 21 年８月１日７時
勧告	栗原市一迫北沢二本松	1	3	３月２６日１６時
勧告	栗原市鶯沢南郷上川久保　鶯沢南郷上新反田　鶯沢袋長原	3	10	８月９日９時全解除
勧告	栗原市鶯沢北郷早坂　鶯沢北郷大畑　鶯沢南郷中原　鶯沢南郷洞泉寺	6	28	８月 26 日 16 時全解除
勧告	栗原市鶯沢南郷五輪原　鶯沢南郷原	4	9	８月２６日１６時全解除
勧告	栗原市花山程野	2	8	平成 21 年７月１日正午全解除
勧告	栗原市花山浅布	継続中 3	継続中 8	平成 21 年９月１日７時一部解除
勧告	栗原市花山中村	29	78	平成 21 年５月 20 日７時
勧告	大崎市鳴子温泉字黒崎地域	2	12	７月 25 日 15 時
勧告	大崎市鳴子温泉鍛冶屋沢地域	1	4	７月２日 12 時
合　計	指示・勧告世帯・人数総計	150	412	
	指示・勧告継続中世帯・人数	5	13	

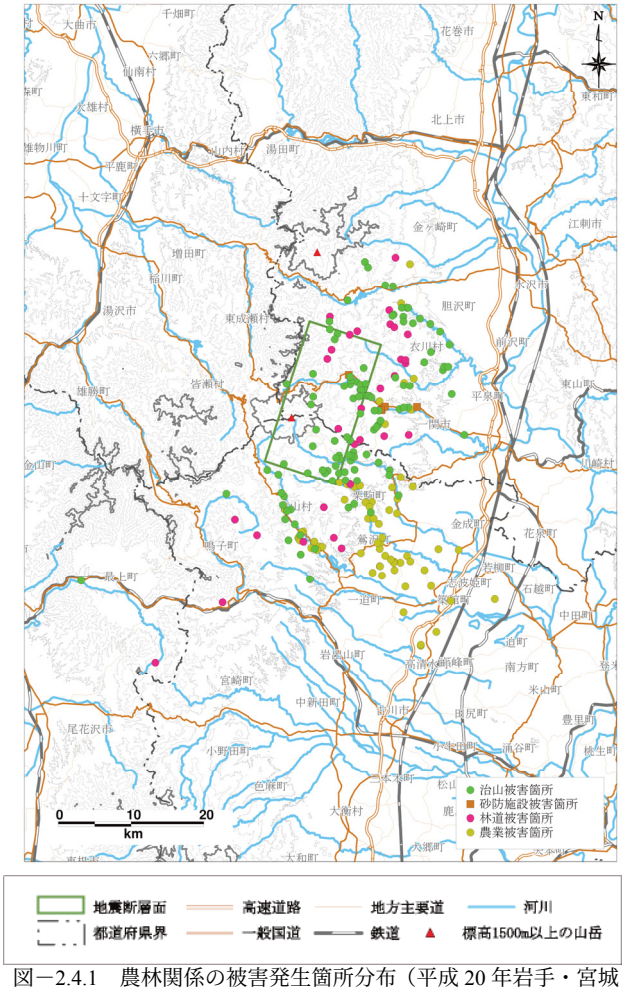
出典：宮城県（2009).「平成 20 年 6 月 14 日岩手・宮城内陸地震」の被害及び県の対応について（平成 21 年 9 月 1 日)」

表－2.2.1　地震による直接被害額集計（単位：千円）

	宮城県	岩手県	秋田県	総額
土木施設被害	40,888,100	7,751,431	2,510,000	51,149,531
経済商工観光関係被害	7,091,781	1,089,927		8,181,708
農林水産業関係被害	59,569,182	10,618,956	15,752,438	85,940,576
文教施設被害	896,246	470,965		1,367,211
保健福祉関係被害	44,453	16,669		61,122
環境生活関係被害	859,393	205,675		1,065,068
県立病院施設被害	70,475	50,547		121,022
公営企業関係施設被害	20,810			20,810
その他公共施設被害	22,026	44,661		66,687
合計	109,462,466	20,248,831	18,262,438	147,973,735
出典	宮城県「平成 20 年岩手・宮城内陸地震による被害について(第 70 報）」2009 年 9 月 1 日	岩手県総務部総合防災室(2009)「平成 20 年中の岩手県災害被害状況報告書」	秋田県ホームページ「平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震（第 28 報)」	（空欄は資料なし）



図－2.3.1　土砂移動現象発生箇所分布（平成 20 年岩手・宮城内陸地震４学協会東北合同調査委員会 [1]による資料に基づいて作図）



図－2.4.1　農林関係の被害発生箇所分布（平成 20 年岩手・宮城内陸地震４学協会東北合同調査委員会 [1]による資料に基づいて作図））

図－2.3.1 は，平成 20 年岩手・宮城内陸地震４学協会東北合同調査委員会[1)]がまとめた資料に基づいて，土砂移動現象のうち，斜面変動が認められた箇所，土石流および地すべりが発生した箇所の空間的分布をみたものである。震源域[5)]南半の直上部の，磐井川流域，迫川流域の上流域に現象が集中しているのが，明瞭である。

2.4 農林関係の被害

農林水産省のまとめによれば，農林水産業関連の被害総額は，岩手・宮城・秋田・山形の 4 県で，約 1,300 億円に上る（表－2.4.1）。なかでも，林業関係で土砂移動現象の多発による林地荒廃となった被害が約 300 カ所で発生し，その被害額も民有地と国有地を合わせ約 950 億円ともっとも大きく，次いで，農地・農業施設関連の被害も膨大なものとなっている。

この林地荒廃とされる被害箇所は，図－2.4.1 の被害分布図では，治山関係の被害箇所とほぼ対応するものと見られるが，被害箇所は震源域を含み岩手県から宮城県にかかる広い範囲に分布しており，胆沢川，衣川，磐井川，迫川の各河川流域の上流域で発生している。農業関連の被害は，治山関係被害発生河川の中流域から下流域にかけて発生しており，平地部にも及んでいる。図の元となった資料は，岩手県及び宮城県についてより多くの資料を収集したものとなっていはいるが，にもかかわらず農林業関連の被害は，他の被害と比較して広範囲に亘っており，概ね震源域から約 20km 程度の範囲に限定されている傾向が見られる。

表－2.4.1 農林水産業関係の被害

区分		主な被害		被害額（百万円）	被害地域
農作物		水稲の倒伏等		249	岩手県、宮城県、秋田県、山形県
営農施設		農業倉庫、畜産施設、園芸施設等の破損		690	岩手県、宮城県、秋田県、山形県
農地・農業用施設		農地の損壊	464 箇所	545	岩手県、宮城県、秋田県、山形県
		農業用施設等の損壊	940 箇所	4,693	
		農業用ダムへの土砂流入	1 箇所	24,881	
林野関係	民有林	林地荒廃	109 箇所	37,961	岩手県、宮城県、秋田県、山形県
		治山施設	25 箇所	478	
		林道施設	784 箇所	1,284	
		林産施設等	97 箇所	296	
	国有林	林地荒廃	190 箇所	57,848	
		治山施設	2 箇所	648	
		林道施設	202 箇所	1,775	
水産関係		養殖施設	10 箇所	68	岩手県、宮城県、秋田県
		水産物		36	
合計				131,452	

出典：農林水産省（2009）「平成 20 年岩手・宮城内陸地震による被害と対応」（平成 21 年 2 月 27 日）
http://www.maff.go.jp/j/saigai/zisin/0806.html

2.5 道路関係の被害

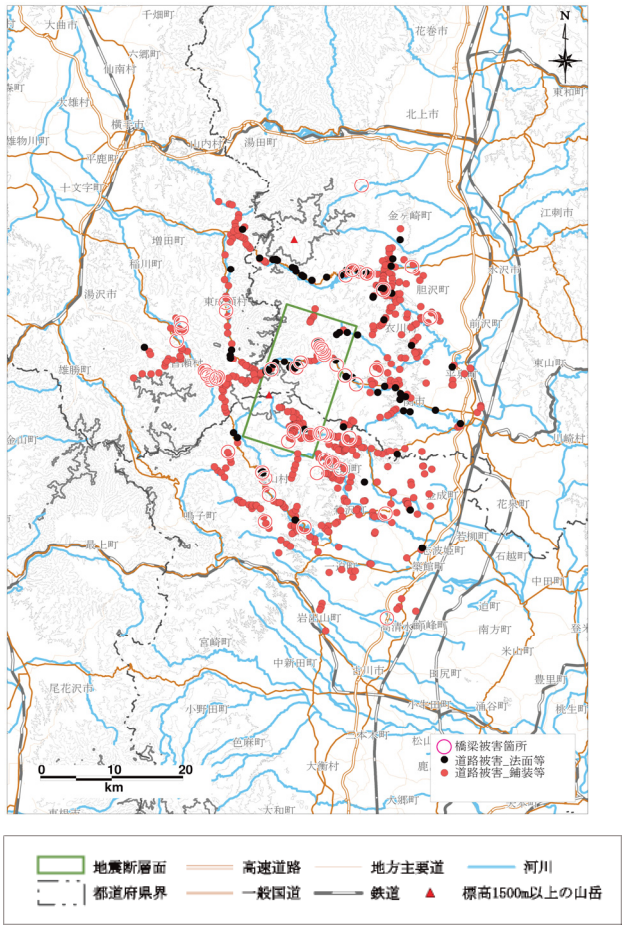
山間地で発生した地震であり，土砂移動現象が多発したことにより，東北地方の脊梁山脈を縦横断する道路交通網は，道路斜面の被害または舗装の被害などにより通行が阻害された地点が多数発生した。図－2.5.1 では，道路被害発生箇所 611 箇所のうち，舗装関係の被害は 608 箇所で報告されているが，道路法面等の斜面災害も，81 箇所に上る。被害箇所には，国土交通省が管理する国道 4 号などでの舗装被害を含むものの，多くが県が管理する国道や，地方道が主に大きな被害を被っている。

また，橋梁についても祭畤大橋での被災事例についてはよく知られているところであるが，その他にも，国道 342，397，398 号などを中心に，橋台部や支承部の損傷などを含め 58 箇所で報告されている[1)]。

表－2.5.1 地震発生直後（6 月 19 日 17 時現在）

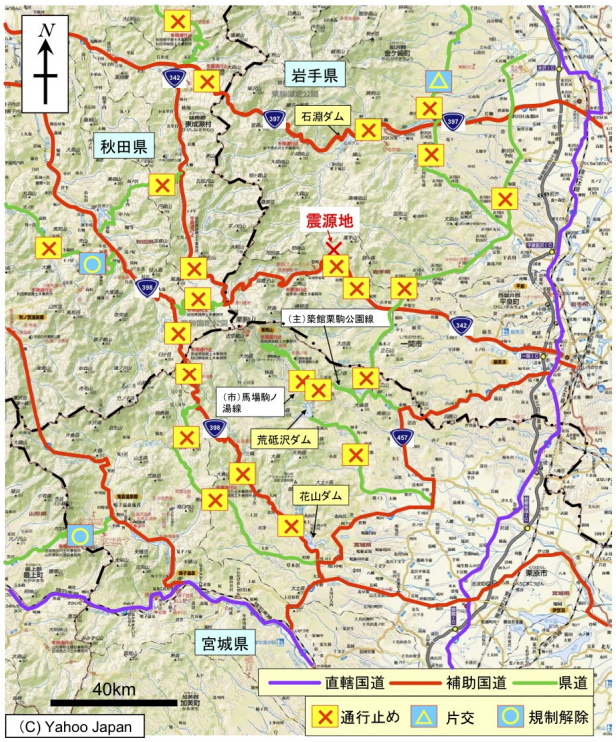
	全面通行止め区間数	規制区間数	片側交互通行区間数
直轄国道	3	0	0
補助国道	7	7	1
県道	19	16	1
合計	29	23	2

出典：国土交通省東北整備地方局道路部(2008)「平成 20 年 6 月 14 日　平成 20 年岩手・宮城内陸地震（第 1 報）」



図－2.5.1 道路橋梁関係の被害発生箇所（平成 20 年岩手・宮城内陸地震４学協会東北合同調査委員会 [1)]による資料に基づいて作図）

地震発生直後の主要な道路の規制状況を，表－2.5.1，表－2.5.2，および図－2.5.2 に示す。交通支障の解消のために，地震直後より復旧作業が行われている。これらの路線の地震発生後約 1 年半を経過した平成 21 年 12 月 1 日時点での復旧状況も表－2.5.2 には示した。国道 398 号宮城県栗原市花山～秋田県湯沢市皆瀬小安奥山区間のうち，宮城県側で通行が依然として規制されているなど，7 区間で規制が継続されている。

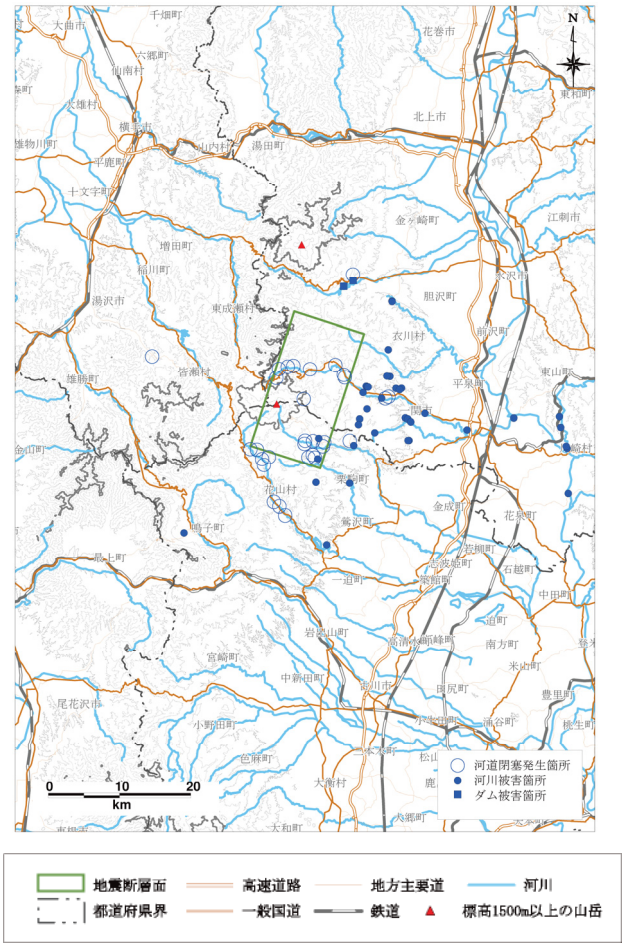


図－2.5.2　地震直後(平成 20 年 6 月 19 日 17 時）の通行規制状況（出典：国土交通省東北地方整備局道路局(2008)「平成 20 年 6 月 14 日　平成 20 年岩手･宮城内陸地震（第一報)」）

2.6　河川関係の被害

今回の地震では，磐井川，迫川流域での土砂移動現象などにともなって土砂が河川に流入したことにより，土砂が河道を塞ぎ，天然ダムを形成する河道閉塞が多く認められている。図－2.6.1 では，38 箇所での河道閉塞地点を示している。これらの閉塞地点のうち，決壊や氾濫のおそれが特に高い 8 地区(市野々原地区，産女川地区 ，小川原地区， 温湯地区， 湯ノ倉温泉地区， 湯浜地区， 沼倉地区，沼倉裏沢地区)について，国土交通省は直轄砂防災害関連緊急事業による対策工事を実施するとともに，越流などに備えた観測管理を継続している。

このほか，図には，報告されている 38 箇所の河川被害箇所が示されている。これらの被害は，やや広範囲に分布しており，その被害内容は護岸の被災とするものが多い箇所が多い。



図－2.6.1　河川関係の被害発生箇所（平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査委員会 [1]による資料に基づいて作図）

謝辞

本報告をまとめるにあたって，国・地方自治体の公表資料を利用させていただいた。また，図版中の背景地図データは，国土地理院発行の基盤地図情報，数値地図 25000，ならびに国土交通省の国土数値情報による GIS データを利用した。

参考文献

1) 平成20年岩手・宮城内陸地震４学協会東北合同調査委員会：「平成 20 年(2008 年)岩手・宮城内陸地震災害調査報告書」，2009.
2) 2008 年岩手・宮城内陸地震緊急観測グループ／東北大学：2008 年岩手・宮城内陸地震について，第 178 回地震予知連絡会資料，2008.
3) 内閣府：平成 20 年(2008 年）岩手・宮城内陸地震について（第 33 報:平成 21 年 7 月 2 日 14:00 現在)，2009.
4) 牛山・太田：平成 20 年(2008 年)岩手・宮城内陸 地震による死者・行方不明者の特徴，自然災害科学，vol.28,159-66，2009.
5) 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），2008. http://www.gsi.go.jp/johosystem/johosystem60032.html

表－2.5.2　道路被害とその復旧状況

路線名	区間	規制規制理由	規制状況	
			2008 年 6 月 19 日 17 時(＊)	2009 年 12 月 1 日 07 時(**)
国道 397 号	岩手県奥州市胆沢区若柳字市野々～秋田県東成瀬村岩井川	法面崩壊路面亀裂	通行止め	
（主）栗駒衣川線	奥州市衣川区　餅転橋	橋梁路面損傷	通行止め	
	栗原市栗駒沼倉玉山～岩手県境	土砂崩落一部	通行止め 緊急車両のみ通行可	規制中（通行止め） ・一部、緊急車両のみ通行可
（主）花巻衣川線	奥州市衣川区大平	法面崩壊	通行止め	規制中（通行止め）
	奥州市胆沢区下鹿合	路面損傷	通行止め	
（一）衣川水沢線	奥州市胆沢区大袋	路面陥没	通行止め	
国道 342 号	秋田県東成瀬村檜山台～岩手県一関市厳美町（矢櫃ダム付近）	土砂崩落・落橋・路面段差	通行止め 一部、緊急車両のみ通行可	岩手県内規制中（通行止め） ※祭畤大橋の仮橋開通に伴い、真湯温泉口まで通行可能（通行車両の制限等は無し）
	一関市厳美町天王	土砂崩落	通行止め 緊急車両のみ通行可	
国道 398 号	宮城県栗原市花山～秋田県湯沢市皆瀬小安奥山	法面崩壊・路面崩壊	通行止め ・湯浜温泉は秋田県側から緊急車両のみ通行可能･栗原市金沢・中村・浅布地区は、緊急車両のみ通行可　（一時帰宅も可能）	規制中 ・緊急車両のみ通行可能（一時帰宅も可能）
（主）築館栗駒公園線	栗原市栗駒沼倉玉山～栗原市栗駒岩鏡平	大規模崩落	通行止め ・耕英地区は、並行する市道で一部緊急車両及び徒歩で通行可	規制中 ・耕英地区は、並行する市道で緊急車両のみ通行可
（一）文字上尾松線	栗原市栗駒文字	土砂崩落	通行止め	
（一）沼倉鳴子線	大崎市鳴子温泉鬼首	路面段差緊急車両のみ通行可	通行止め	規制中 ・緊急車両のみ通行可
（一）岩入一迫線	栗原市花山草木沢～大崎市境	路面段差・落石	通行止め	規制中 ・緊急車両のみ通行可
	大崎市鳴子温泉鬼首	路面段差・落石	通行止め	
（主）湯沢栗駒公園線	湯沢市高松（黒滝橋付近）	法面崩壊	通行止め	
（一）仁郷大湯線	東成瀬村椿川～湯沢市皆瀬小安奥山	落石	通行止め	
（主）横手東成瀬線	横手市山内三又～東成瀬村岩井川	路肩亀裂	通行止め	
（一）小安温泉椿川線	湯沢市皆瀬上生～東成瀬村椿川菅ノ台	路面亀裂	通行止め	
（主）盛岡横手線	雫石町南畑～西和賀町沢内川舟	土砂崩落	通行止め	

(*) 出典：国土交通省東北地方整備局道路部（2008）「平成２０年６月１４日　平成２０年岩手・宮城内陸地震（第一報）」
(**) 出典：国土交通省　http://www.thr.mlit.go.jp/road/H20iwate_miyagi_nairikujisin/index.html
「平成 20 年　岩手・宮城内陸地震　道路被災状況及び通行規制情報について」道路通行規制状況(12 月 1 日 7:00 現在)

3. 強震動と地盤および構造物の被害

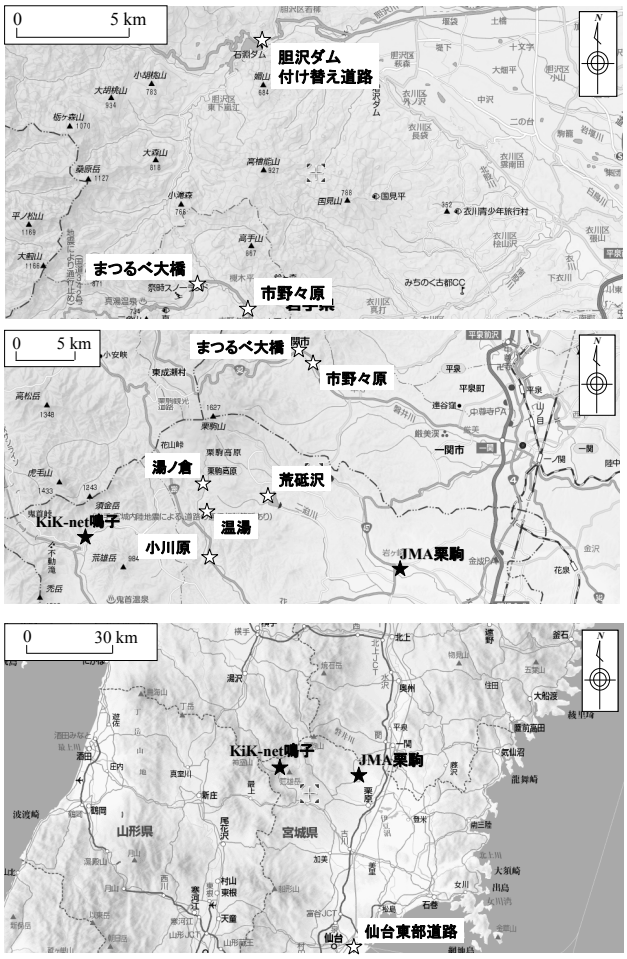
3.1 被災地域における地震動の推定

3.1.1 検討対象地点

表－3.1.1 に地震動推定の検討対象地点の一覧を示す。検討対象地点は，計 10 地点である。図－3.1.1 には，検討対象地点の位置関係図を示す。仙台東部道路を除く，計 9 地点は，2008 年岩手・宮城内陸地震の震源近傍に位置する。地震動の推定手法としては，表－3.1.1 に示すとおり①検討対象地点周辺の本震観測記録の適用性を確認する方法，②強震波形計算 [1]，③サイト特性置換手法 [2]のいずれかの手法を検討対象地点の特徴に応じて採用した。

表－3.1.1　検討対象地点と地震動推定手法の一覧

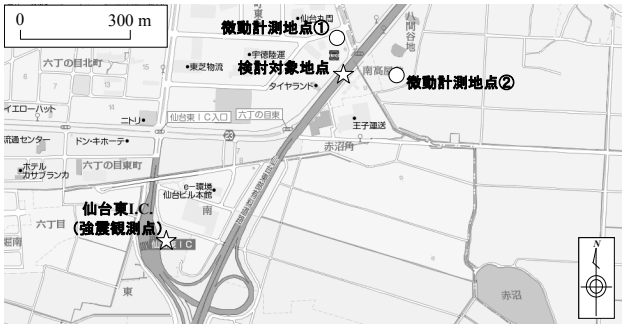
検討対象地点			推定手法
道路	胆沢ダム付け替え道路	谷子沢大橋	石淵ダムの強震記録の適用性
		赤倉大橋	石淵ダムの強震記録の適用性
		焼石トンネル	サイト特性置換手法
	祭畤(磐井川)	まつるべ大橋	サイト特性置換手法
	仙台東部道路	仙台東I.C.周辺	仙台東I.C.の強震記録の適用性
河道閉塞	磐井川水系	市野々原	サイト特性置換手法
	一迫川水系	小川原	強震波形計算
		温湯	強震波形計算
		湯ノ倉	強震波形計算
斜面崩壊	二迫川水系	荒砥沢地すべり	強震波形計算



図－3.1.1　地震動推定の検討対象地点

3.1.2 仙台東部道路

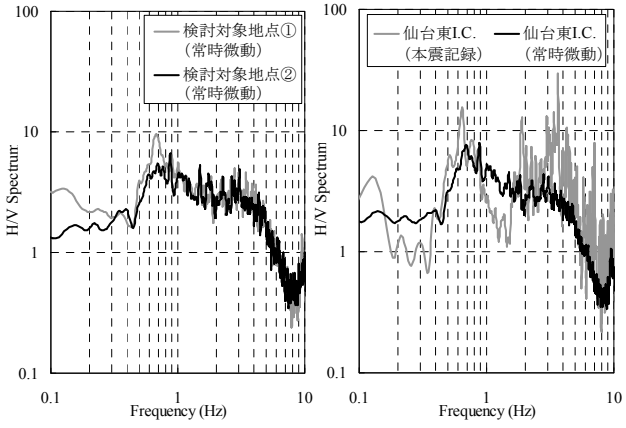
図－3.1.2 に仙台東部道路における検討対象地点(2008 年岩手・宮城内陸地震において支承などが損傷)と仙台東 I.C.の位置関係を示す。仙台東 I.C.では強震観測が行われており本震の観測記録が得られている。検討対象地点は仙台東 I.C.から約 700m と近いので，地震動に対して影響を及ぼす諸要因のうち震源特性と伝播経路特性は両地点に対してほぼ等しいと考えられる。しかし，距離が近くとも，サイト特性（地盤震動特性）が大きく異なれば，地震動が大きく異なることもある。そこで，今回，両地点において常時微動計測(写真－3.1.1 参照)を実施し，両地点の地盤震動特性に違いが見られるか検討した。その結果，検討対象地点と仙台東 I.C.における常時微動 H/V スペクトルの形状やピーク周波数は概ね一致することがわかった（図－3.1.3)。従って両地点の地盤震動特性はほぼ同等であると考えられる。以上のことから，検討対象地点での推定地震動として，仙台東 I.C.での本震記録(図－3.1.4)を用いることができると考えられる。なお，図－3.1.3 には参考のため仙台東 I.C.での本震記録に対する H/V スペクトルも示しているが，常時微動 H/V スペクトルとの類似が認められる。



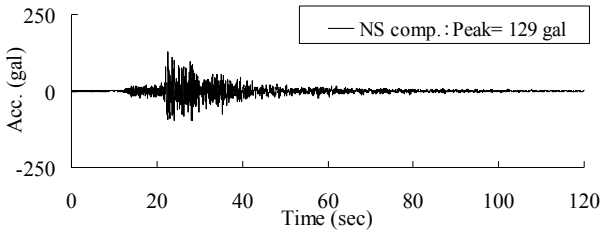
図－3.1.2　検討対象地点（仙台東部道路）

(a)　仙台東 I.C.　　(b)　微動計測地点①

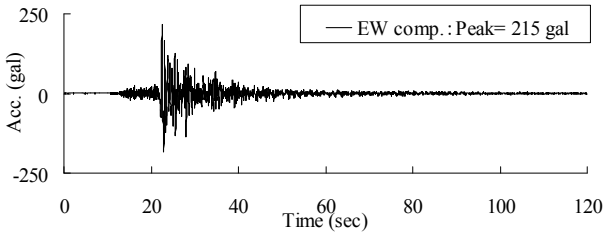
写真－3.1.1　常時微動計測状況（仙台東部道路）



図－3.1.3　H/V スペクトルの比較（仙台東部道路）



(a)　NS 成分



(b)　EW 成分

図－3.1.4　仙台東 I.C.での本震記録
（仙台東部道路検討対象地点での推定地震動）

3.1.3　一迫川流域および二迫川流域

(1)　検討対象地点

図－3.1.5 に一迫川流域および二迫川流域での地震動推定地点を示す。具体的には，河道閉塞を引き起こした温湯，湯ノ倉，小川原（一迫川流域）および大規模な斜面崩壊が発生した荒砥沢地すべり（二迫川流域）の計 4 地点である。検討対象地点周辺には，既存の強震観測点が少なく，更に対象地点毎にサイト特性が異なっている可能性が高いことから，経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法[1]を用いて検討対象地点における地震動を推定した[3),4)]。

図－3.1.5　検討対象地点（一迫川流域および二迫川流域）

(2)　断層モデルの設定

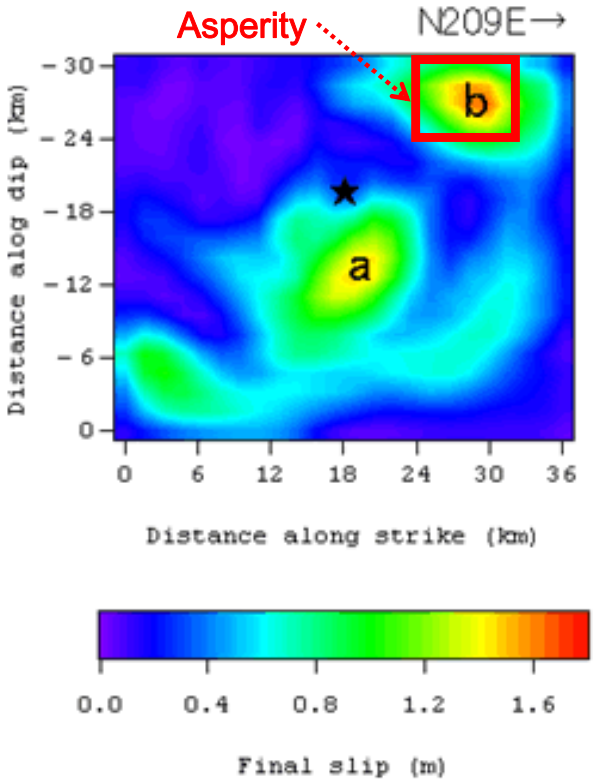
(a)　特性化震源モデルの構築

2008 年岩手・宮城内陸地震の波形インバージョン結果[5)]を参考に特性化震源モデルの構築を行った。図－3.1.6 に示す波形インバージョンによる最終すべり量分布において，特にすべり量の大きい領域（同図中**(b)**）に矩形のアスペリティを配した特性化震源モデルを試行錯誤の結果により構築した。

表－3.1.2 に特性化震源モデルの断層パラメータ一覧を示す。アスペリティの面積は 48km^2（長さ 8km×幅 6km），地震モーメントは 4.0E+18Nm，ライズタイムは 0.58sec，分割数は 5×5×5 である。Q 値については，東日本の内陸部での推定値[6)]を採用した。

(b)　強震波形計算手法

本研究では，強震動計算手法として，統計的グリーン関数法のバリエーションの 1 つである古和田の方法[7)]を適用した。すなわち，まず，地震基盤での地震動を評価し，次に，地震基盤での地震動をフーリエ変換し，振幅に後述する各検討対象地点でのサイト増幅特性を乗じ，更に，後述する各検討対象地点での中小地震記録を周波数領域で振幅 1 に調整して乗じ，最後に，フーリエ逆変換を行った。



図－3.1.6　特性化震源モデル

表－3.1.2　断層モデルパラメータ

巨視的断層パラメータ	断層長さ (km)	36
	断層幅 (km)	30
	走向 (deg.)	209
	傾斜 (deg.)	51.0
微視的断層パラメータ	地震モーメント (dyne･cm)	4.0×10^{25}
	長さ (km)	8.0
	幅 (km)	6.0
	ライズタイム (sec)	0.58
その他のパラメータ	破壊開始点位置	N39.028
		E140.880
	破壊開始点深さ (km)	8.0
	破壊伝播方向	破壊開始点より放射状
	Q 値	$Q=166f^{0.76}$
	密度 (g/cm^3)	2.7
	せん断波速度 (km/sec)	3.5
	破壊伝播速度 (km/sec)	2.6

このことを具体的に数式で表現すると以下のようになる。

$$A(f) = A_b(f) \cdot G(f) \cdot \frac{O(f)}{|O(f)|_p} \tag{3.1.1}$$

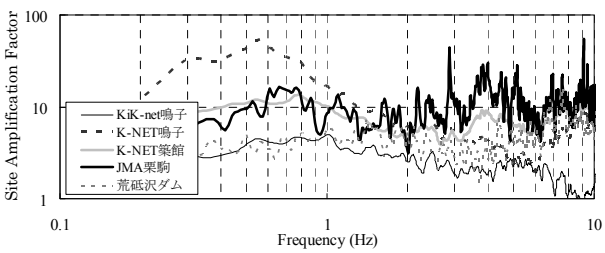
$A(f)$は対象地震による地表での地震動のフーリエ変換で複素数，$A_b(f)$は対象地震による地震基盤での地震動のフーリエ変換で複素数，$G(f)$はサイト増幅特性で実数，$O(f)$は対象地点で得られた中小地震記録のフーリエ変換で複素数である。すなわち，上式における右辺第 2 項は堆積層が地震動の振幅に及ぼす影響を，右辺第 3 項は堆積層が地震動の位相に及ぼす影響をそれぞれ表している。

更に，本検討では，強震動計算に多重非線形効果 [8]を考慮した手法 [9]を採用した。具体的には，非線形パラメータとして堆積層における平均的なせん断波速度の低下率ν_1および堆積層における平均的な減衰定数の増分ν_2を用い，波形合成に用いるグリーン関数に対して予め補正を加えておくという方法である。本検討では試行錯誤の結果，ν_1=0.90およびν_2=0.01(各検討対象地点で共通)と設定した。

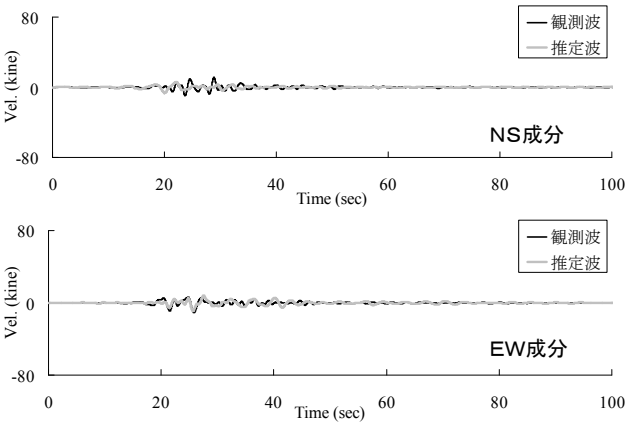
(c)　キャリブレーション

図－3.1.7 に検討対象地点周辺で本震の地震動を記録した強震観測点の分布を示す（同図中の★印)。最初にこれらの地点での地震動を計算し，震源モデルと計算手法の適用性を検討する。その際，図－3.1.8 に示す各地点におけるサイト増幅特性 [4),10)]を用いる。また，2008 年 6 月 16 日の 23 時 14 分の余震(M5.3)による各地点での記録を位相特性として用いる [3),4)]。図－3.1.9 は各地点における本震時の速度波形(観測波)と強震動計算の結果(推定波)を比較したものである。図－3.1.9 より，観測波形の振幅や継続時間などは地点間で大きく異なっている。特に，震源距離が比較的近い KiK-net 鳴子では振幅が小さく，継続時間も短いのに対し，K-NET 鳴子ではカルデラ内での地震動の増幅効果 [11)]により振幅が大きく，継続時間も長くなっている。一方，検討対象地点周辺の強震観測点における観測波と推定波は概ね一致している。このことは，検討対象地点におけるサイト増幅・位相特性を考慮して強震動計算を実施すれば，本震時における検討対象地点での強震波形をかなり精度良く推定できる可能性が高いことを示唆するものである。

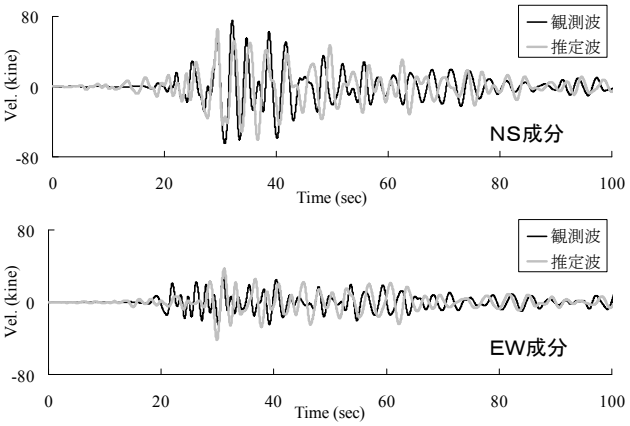
図－3.1.7　強震観測点の分布（一迫川流域および二迫川流域）



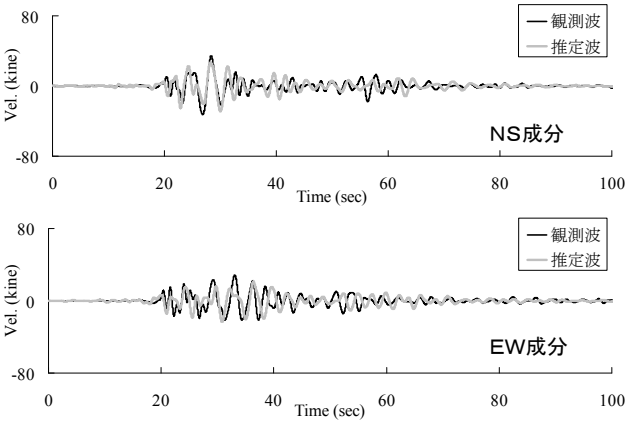
図－3.1.8　強震観測点におけるサイト増幅特性の比較 [4),10)]



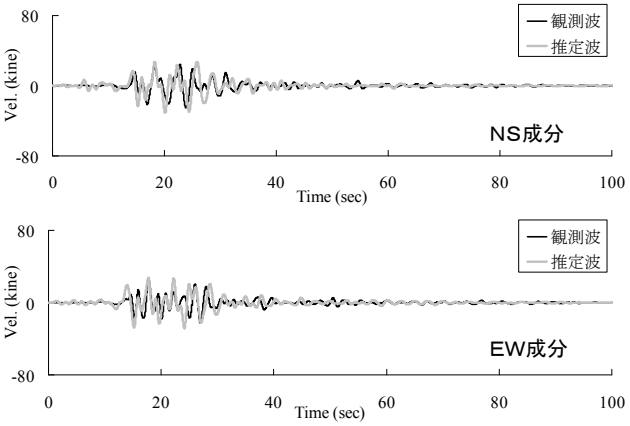
(a)　KiK-net 鳴子



(b)　K-NET 鳴子

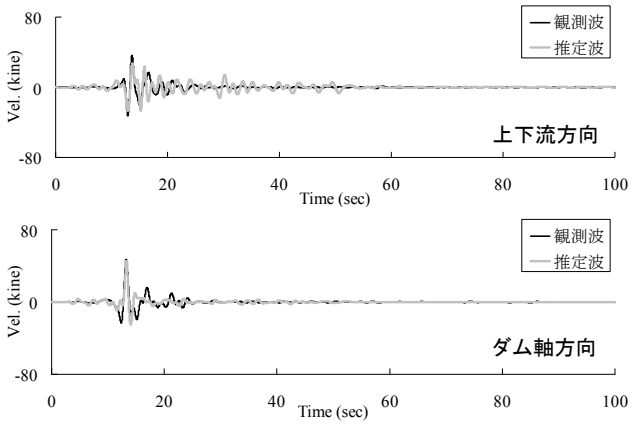


(c)　K-NET 築館



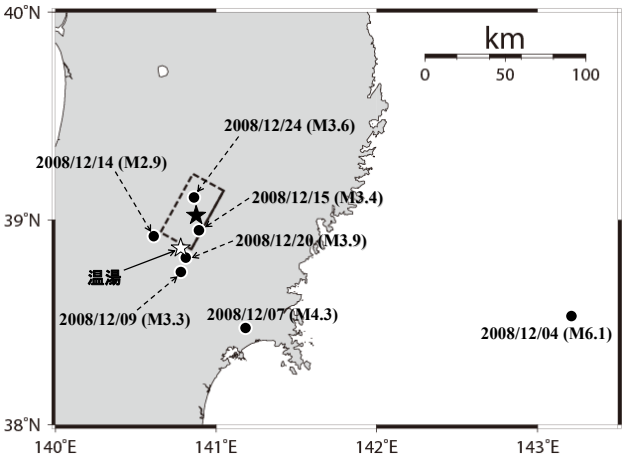
(d)　JMA 栗駒

図－3.1.9　周辺の強震観測点での地震動の再現



(e) 荒砥沢ダム(基礎岩盤監査廊)

図－3.1.9 周辺の強震観測点での地震動の再現



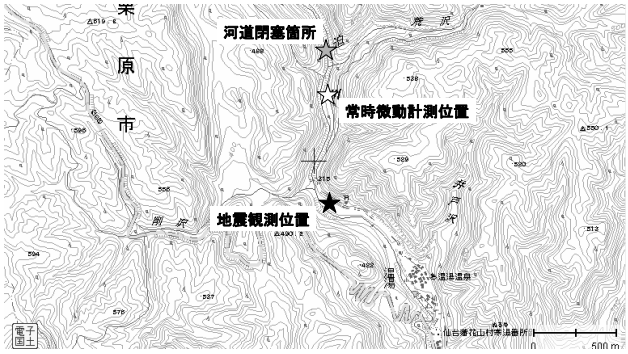
図－3.1.11 中小地震観測状況（温湯）[3)]

(3) 温湯

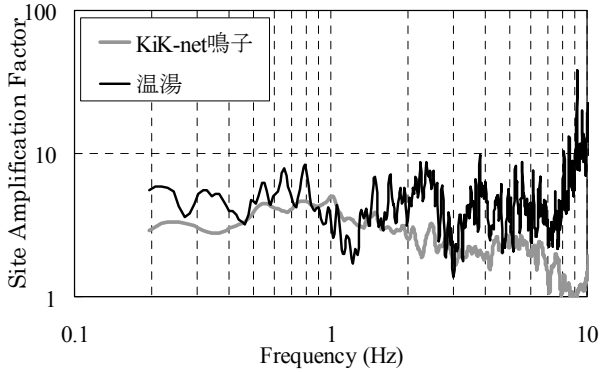
温湯(図－3.1.10 参照)では 2008 年 11 月から 2009 年 2 月までの約 4 ヶ月間，地震観測を実施した。図－3.1.11 に得られた中小地震記録の震央分布 [3)]を示す。温湯地点におけるサイト増幅特性は，S/N 比が十分に高い地震観測記録を利用し，既存強震観測点とのスペクトル比に基づいて設定した。具体的には，温湯地点と KiK-net 鳴子で同時に得られた中小地震観測記録を対象に，幾何減衰を考慮したフーリエスペクトルの比率(温湯／KiK-net 鳴子)を計算し，この比率を KiK-net 鳴子における既存のサイト増幅特性 [10)]に掛け合わせることによって設定した。図－3.1.12 に温湯におけるサイト増幅特性の評価結果を示す。さらに，図－3.1.13 に示すように，河道閉塞箇所近傍の常時微動計測地点(図－3.1.10 参照)と地震計設置地点の H/V スペクトルの特性が比較的類似していることから，地震計設置地点でのサイト増幅特性を河道閉塞箇所にもそのまま適用する。

位相特性としては，2008 年 12 月 15 日岩手県内陸南部の地震(M3.4)による温湯での観測波を採用した。この地震の位相特性を用いることの妥当性を確認するため，図－3.1.14 では，KiK-net 鳴子における本震の位相特性をこの地震の位相特性に置換した速度波形(置換波)を本震による速度波形(観測波)と比較している。同図に示すとおり観測波と置換波が類似しているので，この地震の位相特性を用いることは妥当であると考えられる。

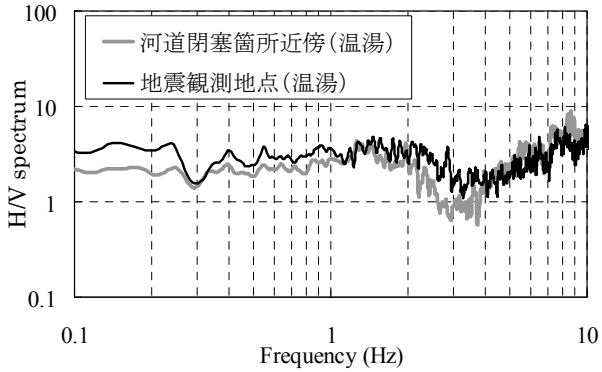
図－3.1.15 には，上記で評価したサイト増幅・位相特性を考慮した強震波形計算を実施し，温湯の河道閉塞箇所での地震動を推定した結果を示す。



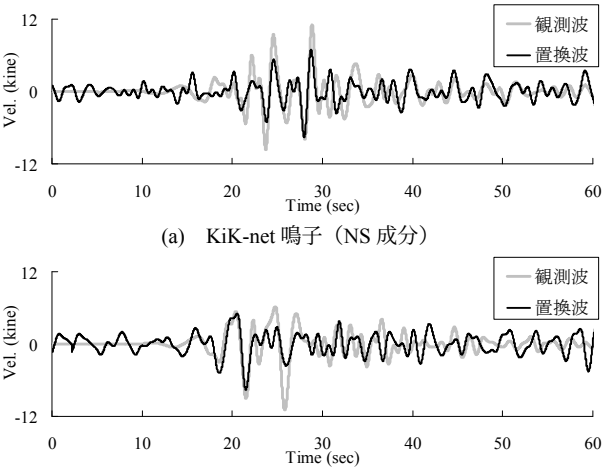
図－3.1.10 地震観測位置と河道閉塞箇所の位置関係（温湯）



図－3.1.12 サイト増幅特性の評価（温湯）



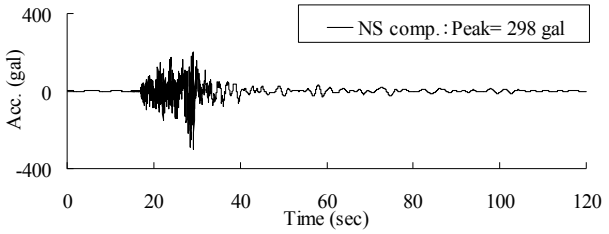
図－3.1.13 H/V スペクトルの比較（温湯）



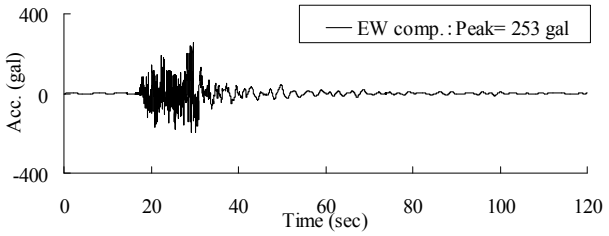
(a) KiK-net 鳴子（NS 成分）

(b) KiK-net 鳴子（EW 成分）

図－3.1.14 2008 年 12 月 15 日の地震の位相特性の評価



(a)　NS 成分



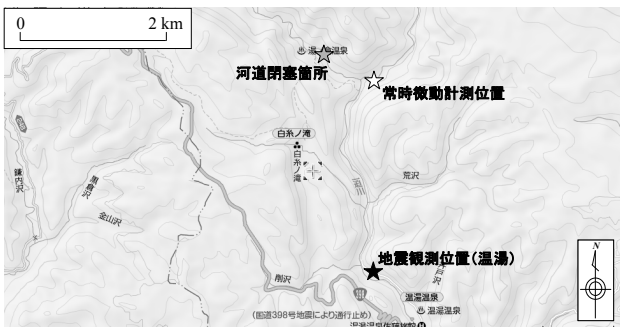
(b)　EW 成分

図－3.1.15　推定地震動（温湯）

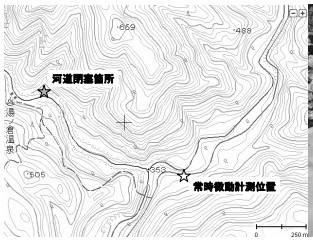
(4)　湯ノ倉

湯ノ倉での河道閉塞箇所(図－3.1.16 参照)では，本震の前後においても通電状況が整っていないことなどを考慮して地震観測の実施を断念した。そのため，河道閉塞箇所近傍の地点において常時微動計測を実施した(図－3.1.17 および写真－3.1.2 参照)。図－3.1.18 に示すとおり，河道閉塞箇所近傍(湯ノ倉)と地震観測点(温湯)のH/Vスペクトルを比較すると，比較的低周波側(3～4Hz 以下)では両者は概ね一致している。一方，比較的高周波側(3～4Hz 以上)では両者に差異が見られるが，これは表層のごく薄い層の影響であると考えられる。高周波側での差異は少し計測場所を変えただけでも変化する可能性があり，湯ノ倉での H/V スペクトル(図－3.1.18 参照)が河道閉塞箇所を代表しているかどうかも高周波成分に関しては不明であること，3～4Hz 以上の高周波成分が当該地域での被害を大きく左右した可能性は小さいと考えられることなどを考慮し，湯ノ倉でのサイト増幅・位相特性としては，温湯のもの(図－3.1.12 および図－3.1.14 参照)を採用することとした。

図－3.1.19 には，上記で評価したサイト増幅・位相特性を考慮した強震波形計算を実施し，湯ノ倉の河道閉塞箇所での地震動を推定した結果を示す。なお，強震波形計算では，湯ノ倉と温湯のサイト増幅・位相特性は同様と仮定しているが，アスペリティとの位置関係は湯ノ倉と温湯で若干異なっていることに留意されたい。

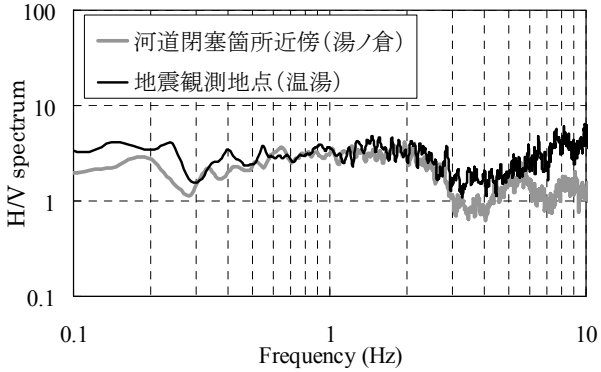


図－3.1.16　検討対象地点（湯ノ倉）

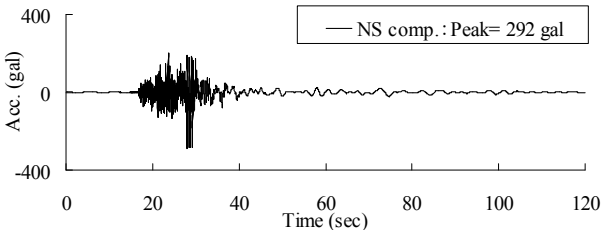


図－3.1.17 微動計測位置

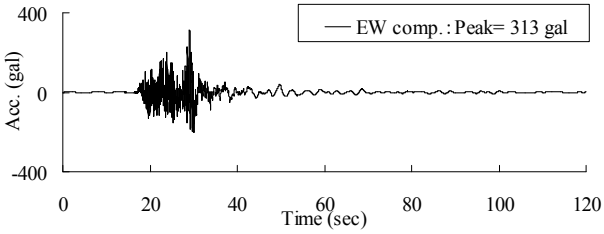
写真－3.1.2 微動計測状況



図－3.1.18　H/V スペクトルの比較（湯ノ倉）



(a)　NS 成分



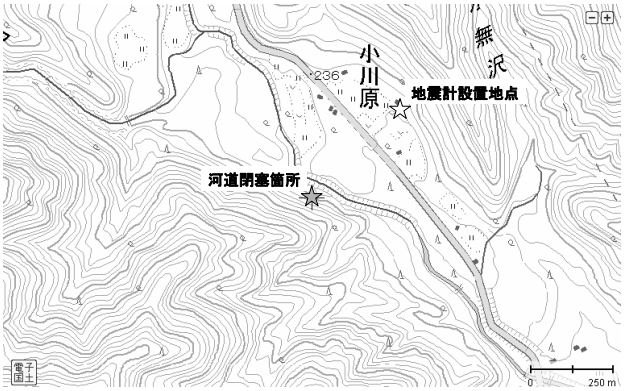
(b)　EW 成分

図－3.1.19　推定地震動（湯ノ倉）

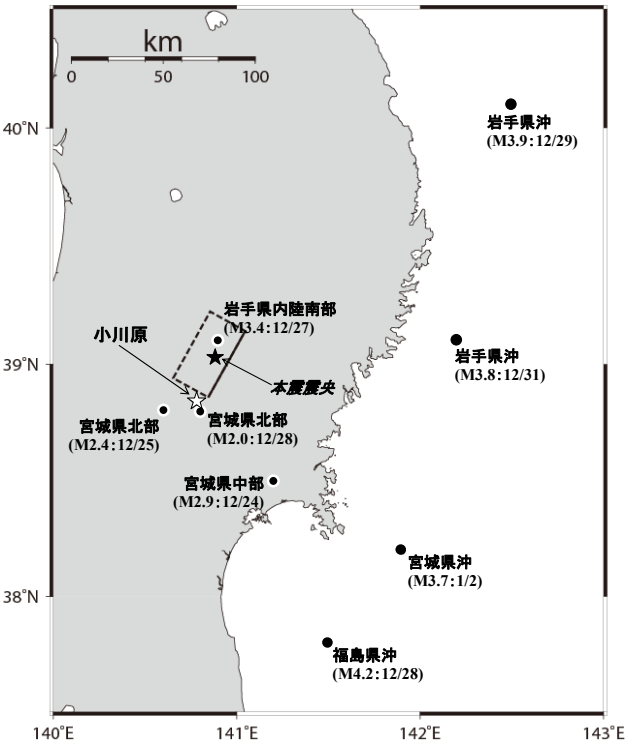
(5)　小川原

小川原(図－3.1.20 参照)では 2009 年 12 月から 2010 年 1 月までの約 2 ヶ月間，地震観測を実施した。図－3.1.21 に得られた中小地震記録の震央分布を示す。小川原地点におけるサイト増幅特性は，S/N 比が十分に高い地震観測記録を利用し，既存強震観測点とのスペクトル比に基づいて設定した。具体的には，小川原地点と K-NET 築館(観測記録の制約を考慮)で同時に得られた中小地震観測記録を対象に，幾何減衰を考慮したフーリエスペクトルの比率(小川原／K-NET 築館)を計算し，この比率を K-NET 築館における既存のサイト増幅特性 [10]に掛け合わせることによって設定した。図－3.1.22 に小川原におけるサイト増幅特性の評価結果を示す。小川原では低周波側(0.2-0.5Hz)で非常に大きな増幅が見られることが一つの特徴である。位相特性としては，2009 年 12 月 27 日岩手県内陸南部の地震(M3.4)による小川原での観測波を採用した。この地震の位相特性を

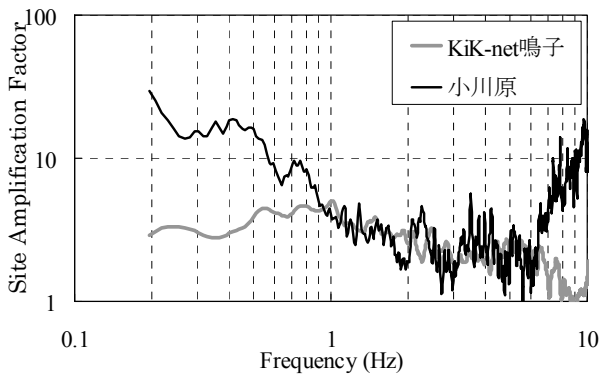
用いることの妥当性を確認するため，図－3.1.23 では，K-NET 築館における本震の位相特性をこの地震の位相特性に置換した速度波形(置換波)を本震による速度波形(観測波)と比較している。同図に示すとおり観測波と置換波が類似しているので，この地震の位相特性を用いることは妥当であると考えられる。図－3.1.24 には，上記で評価したサイト増幅・位相特性を考慮した強震波形計算を実施し，小川原の河道閉塞箇所での地震動を推定した結果を示す。



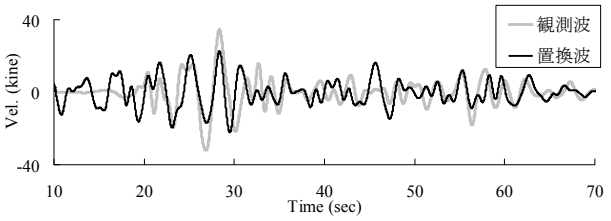
図－3.1.20　検討対象地点（小川原）



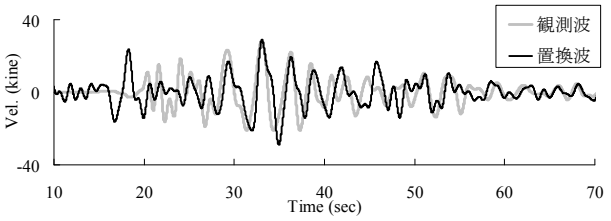
図－3.1.21　中小地震観測状況（小川原）



図－3.1.22　サイト増幅特性の評価（小川原）

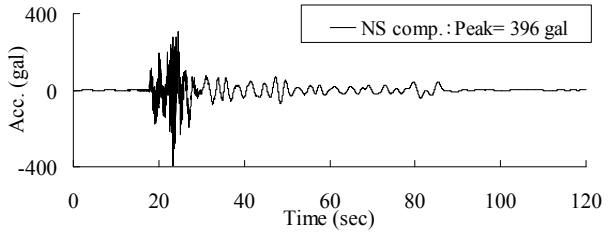


(a)　K-NET 築館（NS 成分）

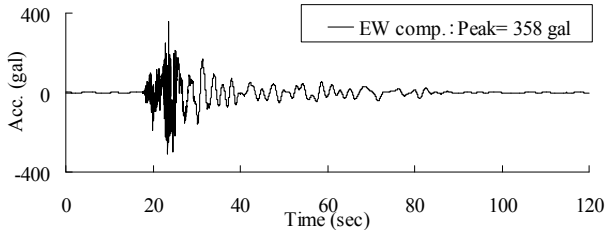


(b)　K-NET 築館（EW 成分）

図－3.1.23　2009 年 12 月 27 日の地震の位相特性の評価



(a)　NS 成分



(b)　EW 成分

図－3.1.24　推定地震動（小川原）

(6)　荒砥沢地すべり

写真－3.1.3 は, 荒砥沢地すべりにおける余震観測地点[12]である。さらに図－3.1.25 には，荒砥沢地すべりの余震観測点と荒砥沢ダムの強震観測点の位置関係[12]を示す。これらの図より, 荒砥沢地すべりでは, 荒砥沢地すべり背後(L1), 荒砥沢地すべり土塊内部の谷底(L2)，顕著な変動が発生しなかった東側近傍の地すべり(L3)の計 3 箇所(地表)において余震観測結果が得られている[12]。本検討では，荒砥沢地すべり背後(L1)および顕著な変動が発生しなかった東側近傍の地すべり(L3)での余震観測記録を利用して，強震波形計算により, これらの検討対象地点(L1, L3)における本震時の強震動を推定した。

荒砥沢地すべり(L1, L3)におけるサイト増幅特性は，S/N 比が十分に高い余震観測記録を利用し，強震観測点(KiK-net 鳴子)とのフーリエスペクトル比に基づいて設定した。具体的には，検討対象地点(荒砥沢地すべり(L1, L3))と KiK-net 鳴子で同時に得られた中小地震観測記録[4),12)]を対象に, 幾何減衰を考慮したフーリエスペクトルの比率(検討対象地点／KiK-net 鳴子)を計算し，この比率を KiK-net

鳴子における既存のサイト増幅特性 [10]に掛け合わせることによって設定した。図－3.1.26 に荒砥沢地すべり(L1, L3)におけるサイト増幅特性の評価結果を示す。

位相特性としては，2008 年 7 月 7 日 15:14 の地震(M4.0)による荒砥沢地すべり（L1,L2）での観測波を採用した。この地震の位相特性を用いることの妥当性を確認するため，図－3.1.27 では，KiK-net 鳴子における本震の位相特性をこの地震の位相特性に置換した速度波形(置換波)を本震による速度波形(観測波)と比較している。同図に示すとおり観測波と置換波が類似しているので，この地震の位相特性を用いることは妥当であると考えられる。

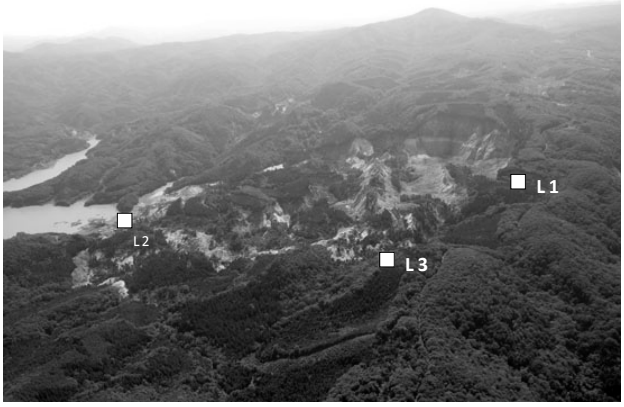
図－3.1.28 には，上記で評価したサイト増幅・位相特性を考慮した強震波形計算を実施し，荒砥沢地すべりの L1 および L3 位置での地震動を推定した結果を示す。

3.1.4 磐井川流域

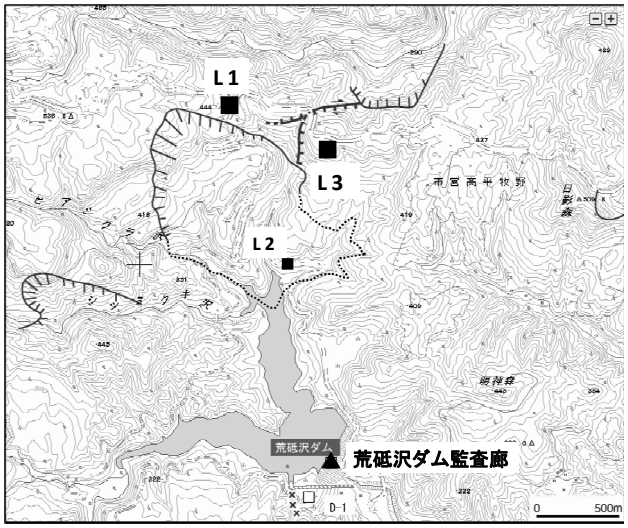
(1) 市野々原

(a) サイト特性の評価

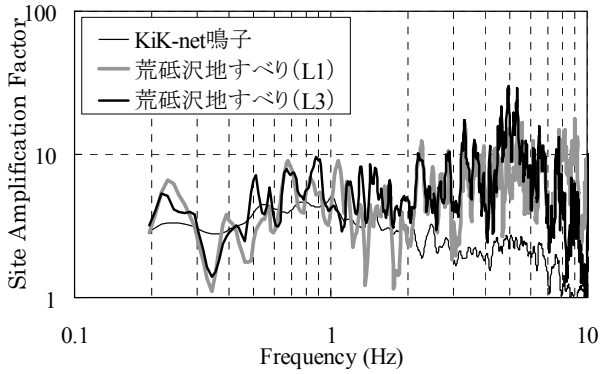
図－3.1.29 に検討対象地点である市野々原での河道閉塞地点，その周辺の既存の強震観測点，大学機関による余震観測地点の分布状況をそれぞれ示す。さらに，図－3.1.30 に示すように，河道閉塞箇所近傍の常時微動計測地点と東大余震観測地点[13]の H/V スペクトルの特性が比較的類似していることから，東大余震観測地点でのサイト特性は，河道閉塞箇所でのサイト特性と概ね同等であると考えられる。



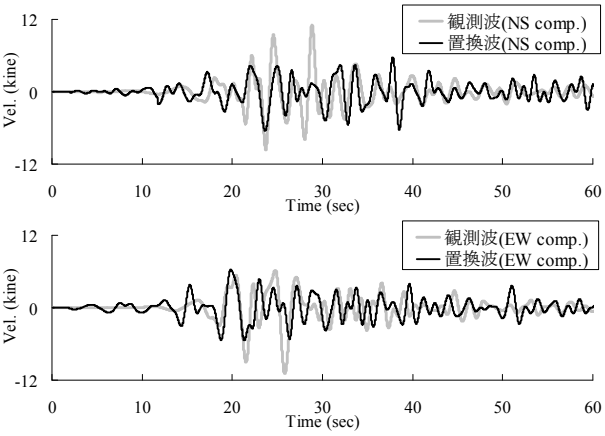
写真－3.1.3　荒砥沢地すべりにおける余震観測地点 [12]



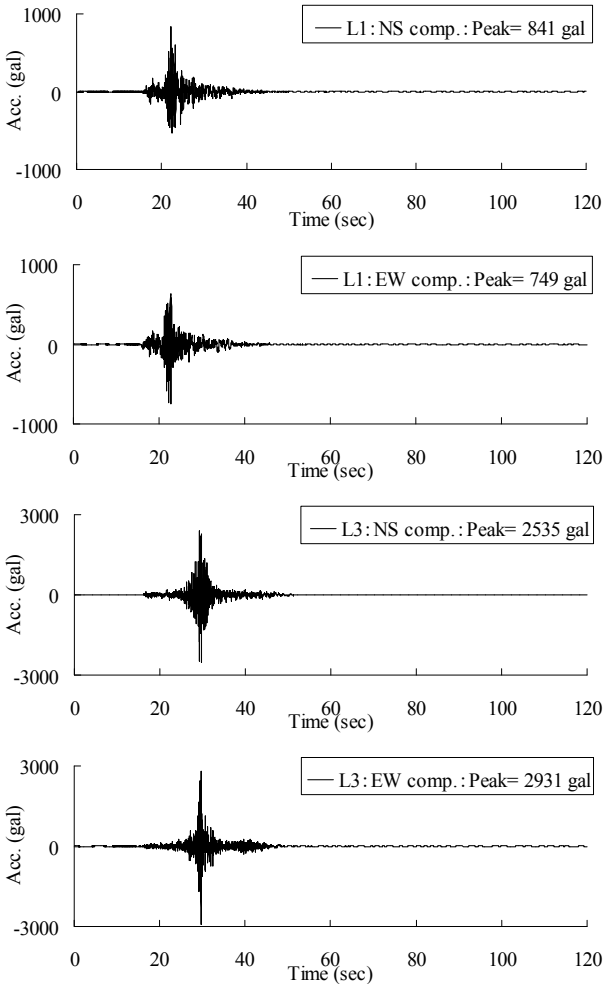
図－3.1.25　荒砥沢地すべりと荒砥沢ダムの位置関係 [12]



図－3.1.26　サイト増幅特性の評価（荒砥沢地すべり）



図－3.1.27　2008 年 7 月 7 日 15:14 の余震の位相特性の評価

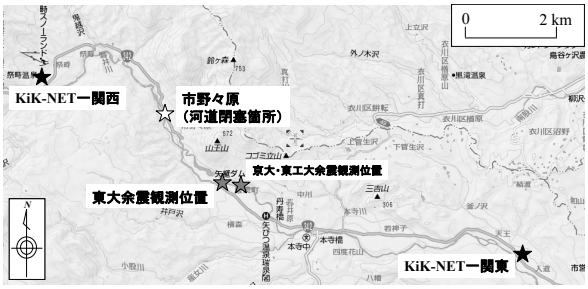


図－3.1.28　推定地震動（荒砥沢地すべり）

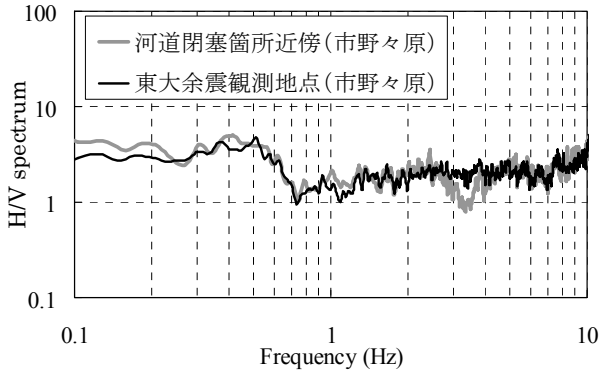
サイト増幅特性は，S/N 比が十分に高い東大余震観測地点での記録[13]を利用し，既存強震観測点とのスペクトル比に基づいて設定した。具体的には，東大余震観測地点(＝市野々原での河道閉塞地点)と KiK-net 一関東で同時に得られた中小地震観測記録を対象に，幾何減衰を考慮したフーリエスペクトルの比率(市野々原／KiK-net 一関東)を計算し，この比率を KiK-net 一関東における既存のサイト増幅特性[10]に掛け合わせることによって設定した。図－3.1.31 に市野々原におけるサイト増幅特性の評価結果を示す。ここに，市野々原の最近傍にあたる KiK-net 一関西では，2008 年岩手・宮城内陸地震による強震動により地盤の破壊が発生し，本震の前と後で地盤震動特性が変化し連続性が保たれていない可能性があるため[14]，基準強震観測点として KiK-net 一関東を採用した。図－3.1.32 は，KiK-net 一関東における本震の位相特性を 2008 年 6 月 16 日 23 時 18 分の余震(M5.3)による位相特性に置換した速度波形(置換波)を本震による速度波形(観測波)と比較したものである。また，図－3.1.33 は，KiK-net 一関西に対して同様の検討を行ったものである。両地点においても，観測波と置換波は概ね類似しているため，対象地域においては，本震の位相特性と 6 月 16 日 23 時 18 分の余震の位相特性とは類似したものであったと言える。そこで，後にサイト特性置換手法により市野々原での地震動を推定する際には，市野々原における 6 月 16 日 23 時 18 分の余震観測記録の位相特性を利用する。

(b)　サイト特性置換手法による地震動の推定

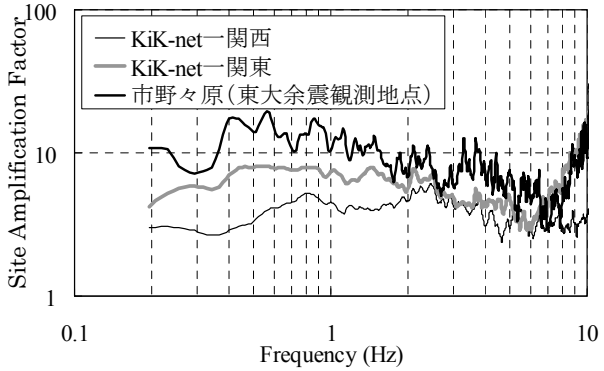
市野々原ではサイト特性置換手法[2]により地震動の推定を行った。図－3.1.34 は，サイト特性置換手法における地震動推定のフローである。まず，基準強震観測点として市野々原の最近傍の KiK-net 一関西を選定し，本震における地中での地震観測記録を元に，地中～地表の伝達関数(本震以前の中小地震観測記録に基づいて予め算定しておく)を利用して，工学的基盤以浅の表層地盤の非線形の影響が含まれていない地表面相当の地震動(図－3.1.33：観測波)を計算する。そして計算した地震動に対して，パーセンウィンドウを考慮したフーリエ変換を実施し，KiK-net 一関西におけるフーリエ振幅を算定する。次に，算定したフーリエ振幅に対して KiK-net 一関西と市野々原の震源からの距離の差異に基づく幾何減衰による補正を施す。幾何減衰補正を施したフーリエ振幅に対して，サイト増幅特性(図－3.1.31 参照)の比率(市野々原／KiK-net 一関西)を掛け合わることによって，本震時の市野々原における地震動のフーリエ振幅を設定する。最後に，市野々原における 6 月 16 日 23 時 18 分の余震観測記録のフーリエ位相特性を利用し，因果性を考慮したフーリエ逆変換[1]を実施することにより，市野々原における本震時の地震波形を推定した(図－3.1.35



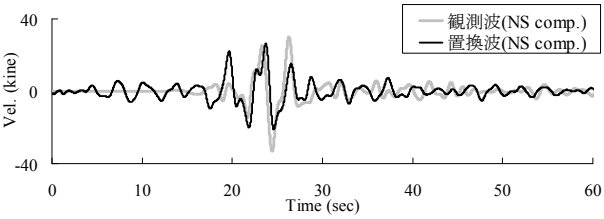
図－3.1.29　検討対象地点（市野々原）



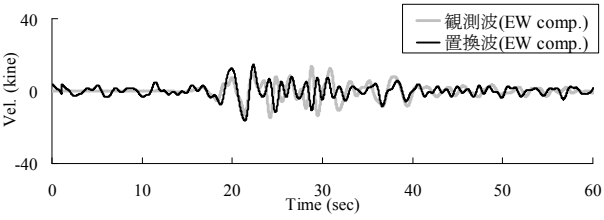
図－3.1.30　H/V スペクトルの比較（市野々原）



図－3.1.31　サイト増幅特性の評価（市野々原）

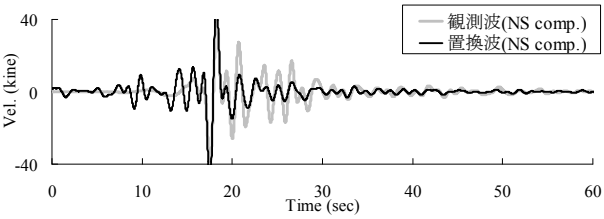


(a)　KiK-net 一関東（NS 成分）

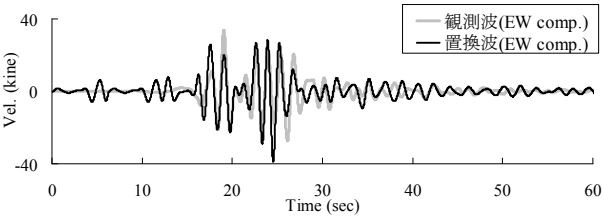


(b)　KiK-net 一関東（EW 成分）

図－3.1.32　2008 年 6 月 16 日 23:18 の余震の位相特性の評価



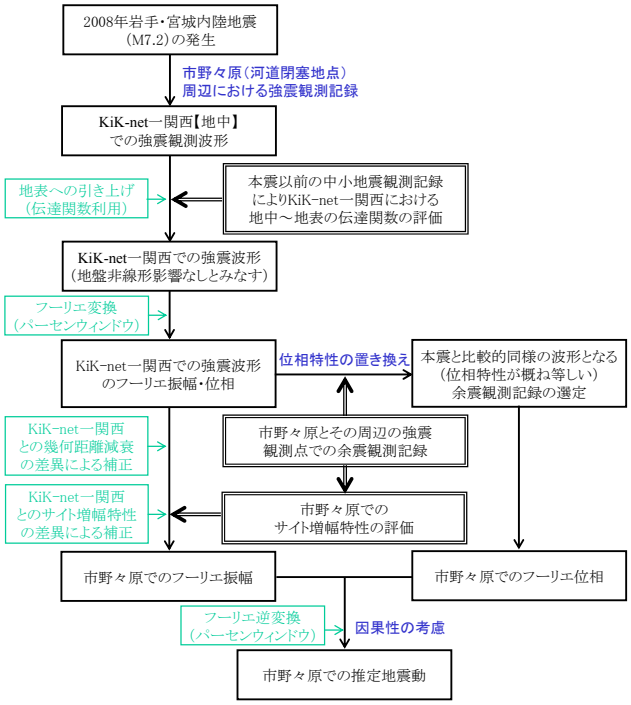
(a)　KiK-net 一関西（NS 成分）



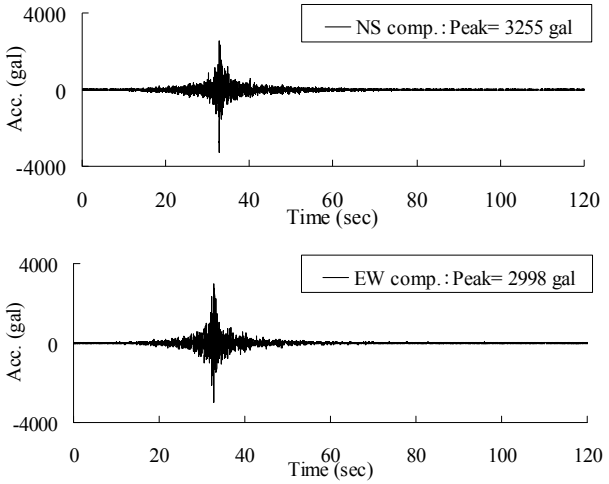
(b)　KiK-net 一関西（EW 成分）

図－3.1.33　2008 年 6 月 16 日 23:18 の余震の位相特性の評価

参照)。この図より，3G 相当の強震動が得られているが，この結果においては地盤の非線形挙動は考慮されていないことに留意されたい。なお，ここで用いたサイト増幅特性置換手法は，震源モデルの構築という手順を経ることなく地震動の事後推定を行うことが出来るという利点を有している。今回の場合，一迫川流域および二迫川流域での地震動の推定に用いた震源モデルが，市野々原に対しては十分な適用性を有していないと判断されたので，サイト増幅特性置換手法を適用した。サイト増幅特性置換手法の問題点としては，上述のように中小地震のフーリエ位相特性をそのまま用いる方法であるため，本震波形に複数のアスペリティの寄与が表れるような場合に，適用性が低下する可能性が一般的にはあるということが挙げられる。しかしながら，今回の場合，図－3.1.33 に示すように当該地域において本震のフーリエ位相特性と 6 月 16 日 23 時 18 分の余震のフーリエ位相特性はほぼ同等であると考えられ，今回の場合にはこのことはほとんど問題にならないと考えている。



図－3.1.34　サイト特性置換手法による地震動の推定（市野々原）

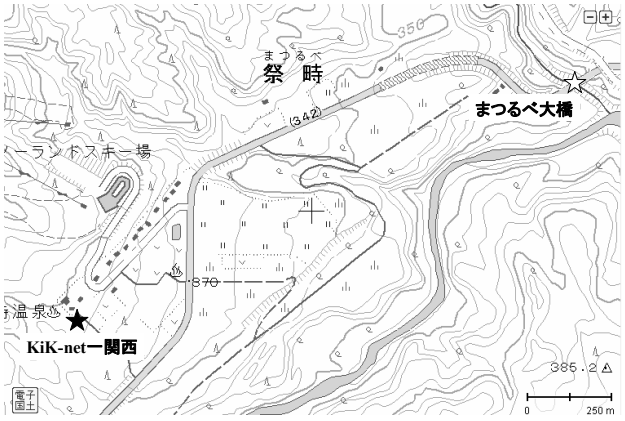


図－3.1.35　推定地震動（市野々原）

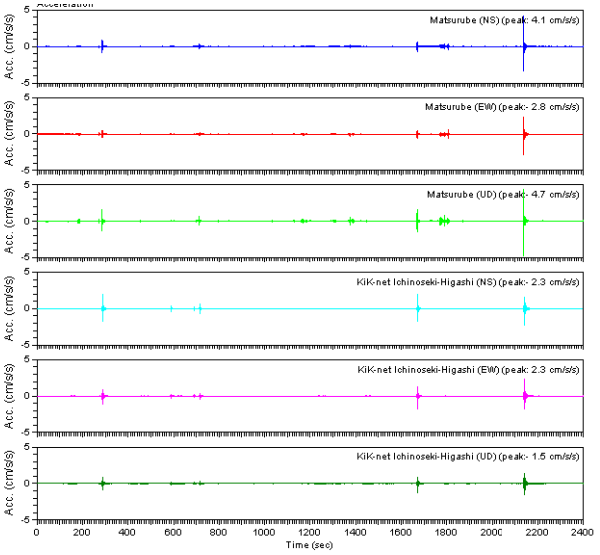
(2)　まつるべ大橋

図－3.1.36 に検討対象地点であるまつるべ大橋とその周辺の強震観測点の分布を示す。まつるべ大橋の近傍には，KiK-net 一関西が存在し(図－3.1.37 参照)，本震時に非常に大きな強震動が観測されている。図－3.1.38 は，まつるべ大橋(写真－3.1.4 参照)と Hi-net 一関東での 2008 年 7 月 15 日 12 時 58 分から 2400 秒間(40 分間)の地表における常時微動の加速度時刻歴であり，当該時間帯においていくつかの小地震が発生している。ここに，Hi-net 一関東における常時微動観測記録は，もともとは地中において得られた速度波形であり，これを加速度波形に変換した後に，地中～地表の伝達関数(本震以前の中小地震観測記録に基づいて予め算定しておく)を利用して地表の加速度波形に変換したものである。なお，当該時間帯において，まつるべ大橋の最近傍にあたる Hi-net 一関西では，常時微動記録は得られていない。図－3.1.39 は，図－3.1.38 で示した微動時刻歴に対して 2120～2220 秒間の時間断面を切り出したものであり，ほぼ同時刻にまつるべ大橋と Hi-net 一関東において小地震による観測記録が得られている。図－3.1.40 は，この小地震によるフーリエスペクトルをまつるべ大橋と KiK-net 一関東で比較したものである。この図より，1Hz 以上の比較的高周波領域では，まつるべ大橋と KiK-net 一関東でのスペクトルの傾向が概ね類似しているものの，小地震の規模が小さい(マグニチュードは不明)ことに起因して，1Hz 未満の比較的低周波の成分はほとんど含まれていない。なお，当該スペクトルは，両地点での S-P 時間と地震基盤での弾性波速度から震源距離の差異を推定し，まつるべ大橋を基準に幾何減衰による補正を施したものである(当該地震の震源位置は知られていないのでこのような形で補正を行った)。図－3.1.41 は，図－3.1.40 で示したフーリエスペクトルの比率(まつるべ大橋／KiK-net 一関東)を計算したものである。ここでは，信頼性に劣る 1Hz 未満の低周波領域を無視して，1Hz 以上の高周波領域でのスペクトル比率を採用した。図－3.1.42 はまつるべ大橋でのサイト増幅特性を評価した結果である。1Hz 以上の高周波領域では，KiK-net 一関東とのスペクトル比率に基づいて算定し，1Hz 未満の低周波領域では，まつるべ大橋近傍の KiK-net 一関西でのサイト増幅特性 [10]を採用した。図－3.1.43 は，KiK-net 一関東における本震の位相特性を 2008 年 7 月 15 日 13 時 33 分頃の余震(震源位置・マグニチュード不明；図－3.1.39 参照)による位相特性に置換した速度波形(置換波)を本震の速度波形(観測波)と比較したものである。観測波と置換波が概ね類似していることから，対象地域においては，本震の位相特性と 7 月 15 日 13 時 33 分頃の余震の位相特性とは類似したものであったと言える。そこで，サイト特性置換手法によりまつるべ大橋での地震動を推定する際，まつるべ大橋における 7 月 15 日 13 時 33 分頃の余震観測記録の位相特性を利用する。図－3.1.44 は，前述したサイト特性置換手法により本震時におけるまつるべ大橋での地震動を推定した結果である。この図より，4G 相当の強震動が得られているが，この結果においては地盤の破壊を含む非線形挙動は考慮されていないことに留意されたい。さらに，上述したとおり 1Hz 未満の低周波領域では，フーリエ振幅の信頼性が劣ることにも留意する必要がある。

図－3.1.36　検討対象地点（まつるべ大橋）

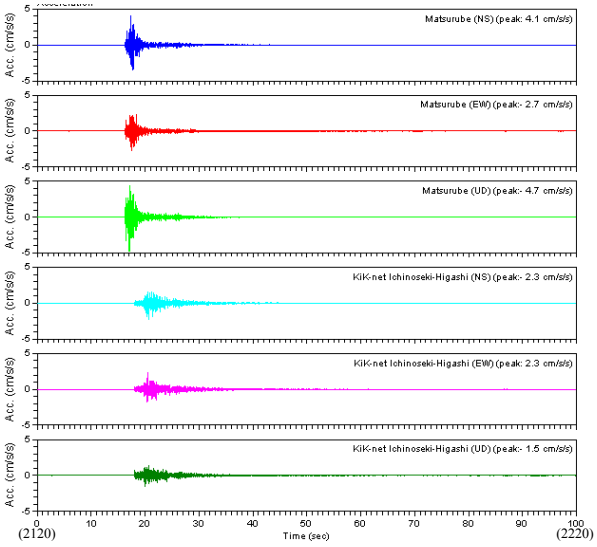


図－3.1.37　まつるべ大橋と KiK-net 一関西との位置関係

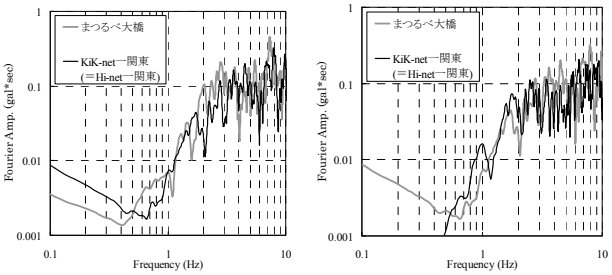


図－3.1.38　まつるべ大橋と Hi-net 一関東での微動の時刻歴
（2008 年 7 月 15 日 12 時 58 分から 40 分間）

写真－3.1.4　まつるべ大橋での常時微動計測状況
（(株)ニュージェック　山田氏・羽田氏　提供）

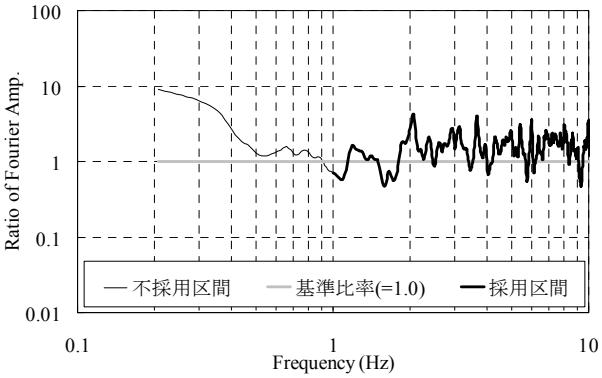


図－3.1.39　まつるべ大橋と Hi-net 一関東での微動の時刻歴
（2120～2220 秒間：図－3.1.38 の時間断面を切り出し）

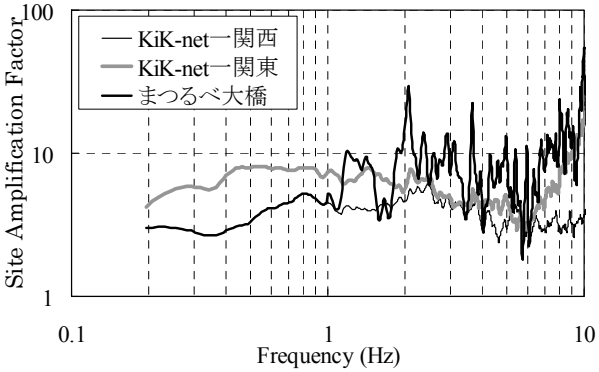


(a)　NS 成分　　(b)　EW 成分

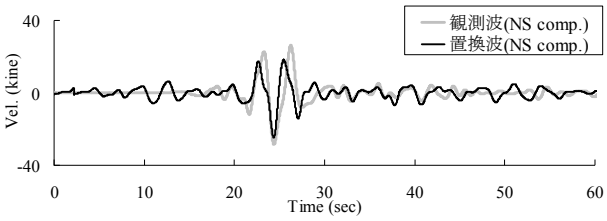
図－3.1.40　まつるべ大橋と Hi-net 一関東のフーリエ振幅の比較
（2008 年 7 月 15 日 13 時 33 分頃の余震）



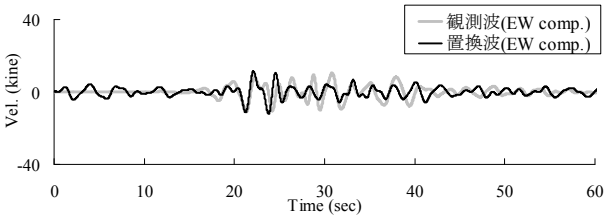
図－3.1.41　フーリエスペクトルの比率
（まつるべ大橋／Hi-net 一関東）



図－3.1.42　サイト増幅特性の評価（まつるべ大橋）

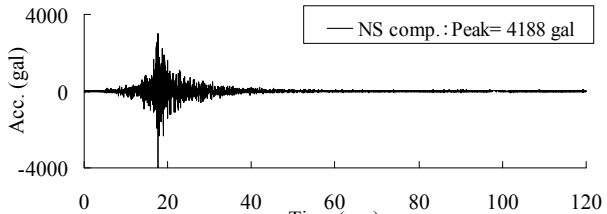


(a)　KiK-net 一関東（NS 成分）

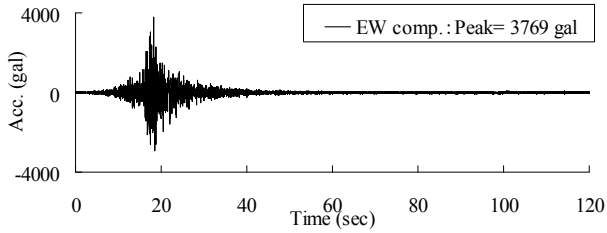


(b)　KiK-net 一関東（EW 成分）

図－3.1.43　2008 年 7 月 15 日 13:33 頃の余震の位相特性の評価



(a)　NS 成分



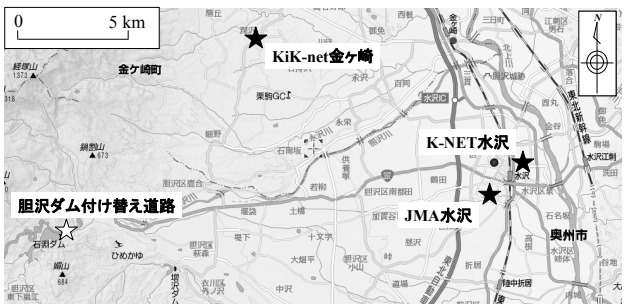
(b)　EW 成分

図－3.1.44　推定地震動（まつるべ大橋）

3.1.5　胆沢ダム付け替え道路

(1)　検討対象地点

図－3.1.45 に胆沢ダム付け替え道路とその周辺の強震観測点の分布を示す。胆沢ダム付け替え道路の付近には石淵ダムが存在し，本震の観測記録が得られている。図－3.1.46 には，胆沢ダム付け替え道路における検討対象地点である赤倉大橋，谷子沢大橋，焼石トンネルに対する石淵ダムの位置関係を示す。検討対象地点周辺には，他に既存の強震観測点は少ないことから，石淵ダムでの本震記録をそのまま適用するか，または，サイト特性置換手法 [2)]を適用するかついて検討を行った。



図－3.1.45　検討対象地点（胆沢ダム付け替え道路）

図－3.1.46　胆沢ダム付け替え道路の位置関係

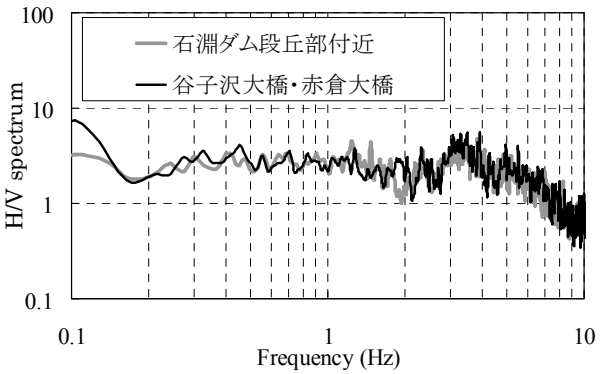
(2)　谷子沢大橋・赤倉大橋

谷子沢大橋・赤倉大橋は石淵ダムから約 1km と近いので，地震動に対して影響を及ぼす諸要因のうち震源特性と伝播経路特性は両地点に対してほぼ等しいと考えられる。しかし，距離が近くとも，サイト特性（地盤震動特性）が大きく異なれば，地震動が大きく異なることもある。そこで，今回，谷子沢大橋・赤倉大橋と，強震記録の得られている石淵ダム段丘部において常時微動計測(写真－3.1.5 参照)を実施し，両地点の地盤震動特性に違いが見られるか検討した。その結果，谷子沢大橋・赤倉大橋と石淵ダム段丘部における常時微動 H/V スペクトルの形状やピーク周波数は概ね一致することがわかった（図－3.1.47)。従って両地点の地盤震動特性はほぼ同等であると考えられる。

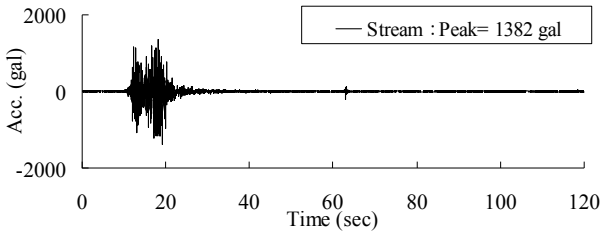
以上のことから，谷子沢大橋・赤倉大橋での推定地震動として，石淵ダム段丘部での本震記録(図－3.1.48)を用いることができると考えられる。

(a)　石淵ダム段丘部周辺　　(b)谷子沢大橋・赤倉大橋

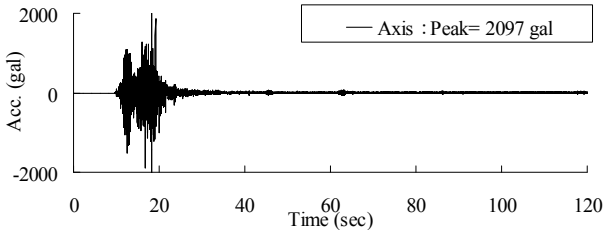
写真－3.1.5　常時微動計測状況（谷子沢大橋・赤倉大橋）



図－3.1.47　H/V スペクトルの比較（谷子沢大橋・赤倉大橋）



(a) 上下流成分



(b) ダム軸成分

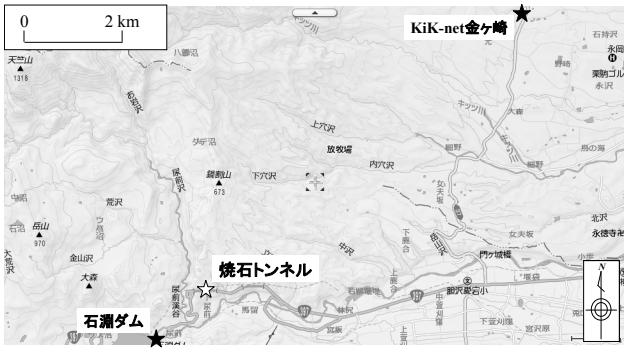
図－3.1.48 推定地震動（谷子沢大橋・赤倉大橋）

(3) 焼石トンネル

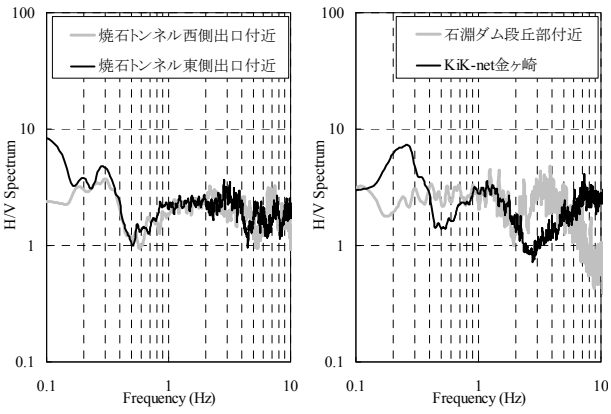
図－3.1.49 に検討対象地点である焼石トンネルとその周辺の強震観測点の分布を示す。焼石トンネルの地盤震動特性を強震記録の得られている石淵ダム段丘部および KiK-net 金ヶ崎と比較するため，先ほど紹介した石淵ダム段丘部に加え，焼石トンネル西側ならびに東側出口付近および KiK-net 金ヶ崎において常時微動計測(写真－3.1.6 参照)を実施した。図－3.1.50 には，各計測地点での常時微動に対する H/V スペクトルを比較したものを示す。この図より，焼石トンネル西側出口と東側出口では，H/V スペクトルの特性が類似しており，焼石トンネルでの地盤震動特性(サイト特性)は，1 つで代表できる可能性が高いことが読み取れる。一方で，焼石トンネルでの H/V スペクトルの特性と，周辺の強震観測点である石淵ダム段丘部および KiK-net 金ヶ崎の H/V スペクトルの特性を比較した場合，類似しているとは言い難い。つまり，焼石トンネルでのサイト特性として石淵ダム段丘部や KiK-net 金ヶ崎のものを補正することなくそのまま利用することは難しい。

図－3.1.51 は，焼石トンネル東側出口付近と Hi-net 金ヶ崎(＝KiK-net 金ヶ崎)での地表における常時微動の加速度時刻歴であり，当該時間帯において小地震(2010 年 1 月 14 日 17 時 51 分頃発生した岩手県内陸北部の地震(M2.6)：図－3.1.52 参照)が発生していることが読み取れる。ここに，Hi-net 金ヶ崎における常時微動観測記録は，もともとは地中において得られた速度波形であり，これを加速度波形に変換した後に，地中～地表の伝達関数(本震以前の中小地震観測記録に基づいて予め算定しておく)を利用して地表の加速度波形に変換したものである。なお，当該時間帯において，焼石トンネルの最近傍にあたる石淵ダム段丘部では，常時微動記録は得られていない。図－3.1.53 は，当該小地震によるフーリエスペクトルを焼石トンネルと KiK-net 金ヶ崎で比較したものである。この図より，約 1Hz 以上の比較的高周波領域では，焼石トンネルと KiK-net 金ヶ崎でのスペクトルの傾向が概ね類似しているものの，小地震の規模が小さい(マグニチュード M2.6)ことに起因して，約 1Hz 未満の低周波数側では観測精度は十分でないと考えられる。なお，当該スペクトルは，焼石トンネルを基準として両地点の幾何減衰の差異による補正を施したものである。図－3.1.54 は，図－3.1.53 で示したフーリエスペクトルの比率(焼石トンネル／KiK-net 金ヶ崎)を計算したものである。ここでは，信頼性が十分でないと判断した 1.3Hz 未満の低周波領域を無視して，1.3Hz 以上の高周波領域でのスペクトル比率を採用した。図－3.1.55 は，焼石トンネルでのサイト増幅特性を評価した結果である。1.3Hz 以上の高周波領域では，KiK-net 金ヶ崎とのスペクトル比率に基づいて算定し，1.3Hz 未満の低周波領域では，焼石トンネル近傍の石淵ダム段丘部でのサイト増幅特性を採用した。なお，石淵ダム段丘部でのサイト増幅特性は石淵ダム段丘部における強震記録に基づいて設定した。

以上の情報をもとに，サイト特性置換手法により，石淵ダム段丘部での本震時の強震観測記録から焼石トンネルでの本震時の地震動を推定した。その際，フーリエ位相については，現地での適切な地震観測記録が得られていないことから，2008 年 6 月 14 日 9 時 52 分頃の余震(M4.6)による石淵ダム段丘部での観測記録を採用した。結果を図－3.1.56 に示す。この図より，1G を超える推定強震動が得られている。ただし，上述したとおり約 1.3Hz 未満の低周波領域では，フーリエ振幅の信頼性が劣ることに留意する必要がある。一方，フーリエ位相特性については，6 月 14 日 9 時 52 分頃の余震の記録を用いることに関しては，この余震記録を用いたサイト特性置換手法による石淵ダム段丘部での本震時の地震動の推定結果（KiK-net 金ヶ崎での本震記録をもとにしたもの）が観測結果と良く一致する（図－3.1.57）ことから妥当であると考えられるが，石淵ダム段丘部での記録をサイト特性の異なる焼石トンネルでの地震動の推定に適用している点で課題が残されている。



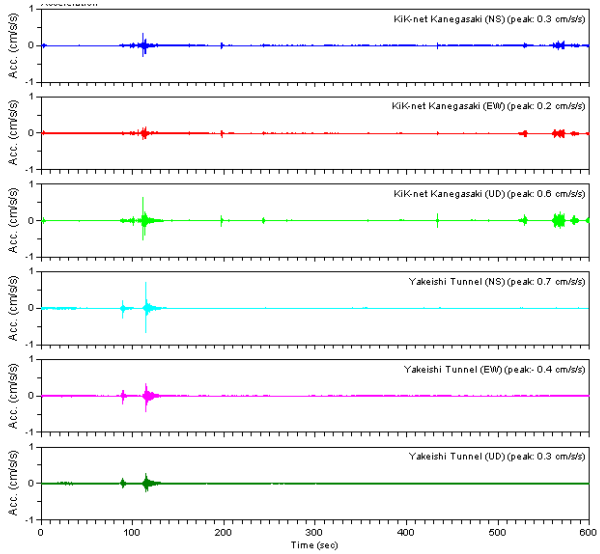
図－3.1.49 検討対象地点（焼石トンネル）



図－3.1.50 H/V スペクトルの比較（焼石トンネル）

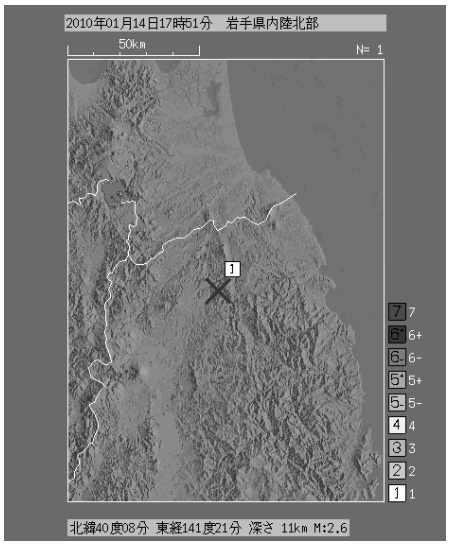
(a)　西側出口付近　　(b)　東側出口付近

写真－3.1.6　常時微動計測状況（焼石トンネル）

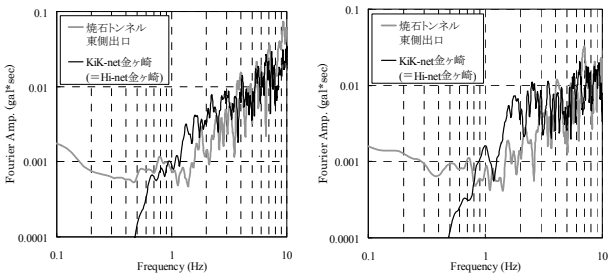


図－3.1.51　常時微動の時刻歴の比較

(焼石トンネルと Hi-net 金ヶ崎)



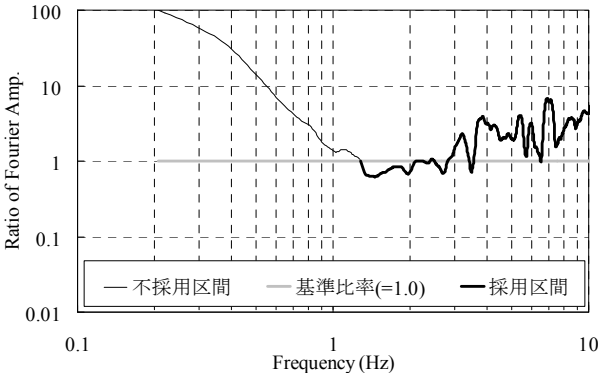
図－3.1.52　焼石トンネルでの常時微動計測時に発生した地震



(a)　NS 成分　　(b)　EW 成分

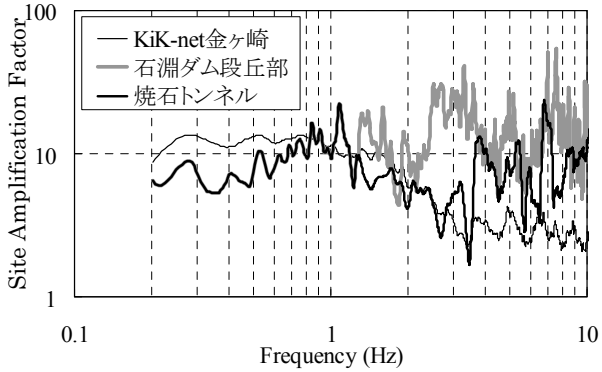
図－3.1.53　焼石トンネルと Hi-net 金ヶ崎のフーリエ振幅の比較

（2010 年 1 月 14 日 17 時 51 分頃の地震）

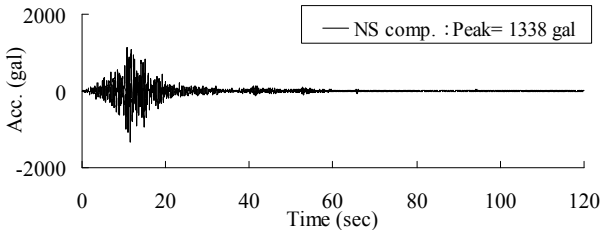


図－3.1.54　フーリエスペクトルの比率

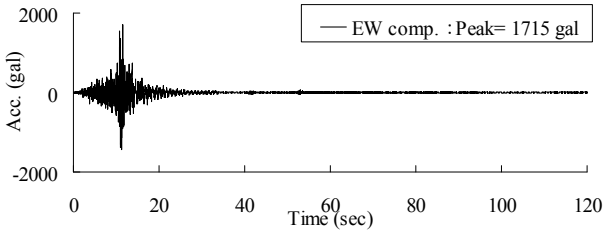
（焼石トンネル／Hi-net 金ヶ崎）



図－3.1.55　サイト増幅特性の評価（焼石トンネル）

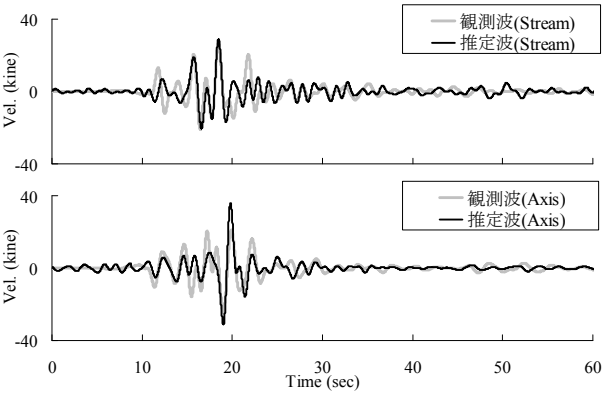


(a)　NS 成分



(b)　EW 成分

図－3.1.56　推定地震動（焼石トンネル）



図－3.1.57　サイト特性置換手法の適用性確認（石淵ダム段丘部）

3.1.6 まとめ

本節では，2008 年岩手・宮城内陸地震の震源近傍の被災地域などにおける地震動を強震波形計算 [1)]やサイト特性置換手法 [2)]などを用いて推定した結果を報告した。

サイト特性の差異などに起因して中山間地域における被災地点での地震動にかなり大きな地点間の差異が生じている可能性が高いことを示した。これは，単純な距離減衰式などで被災地域の地震動を推定することが困難であることを示唆するものである。本節で示したように，地震観測記録や微動観測記録を利用して被災地域の地震動を推定するための技術が確立してきたので，大地震後に被災地域において余震観測 [15)]を行うことの意義はこれまで以上に明確になったと考えている。特に，地震後の早い時期に余震観測を行うことは，精度の良い観測記録を短期間に多数取得することにつながるので，有意義であると考えられる。また，地震動の事後推定を行う場合だけでなく，構造物の耐震設計のために想定地震による地震動を評価しようとする場合にも，サイト特性をできるだけ正確に評価結果に反映させることは重要である。本節の結果は，構造物の建設予定地点における中小地震観測の推進 [16),17)]の必要性についても示唆している。なお，本検討は，限られた調査期間内に得られた知見に基づいて実施したものであり，検討対象地点での与条件(余震観測の有無など)に起因して，推定地震動の信頼性に優劣があることに留意する必要がある。今後，中小地震観測を実施し，サイト特性を再評価するなどして,推定地震動の精度を高めていく取組みが必要である。

謝辞

ここでは，多くの機関が実施した強震観測記録，余震観測記録および常時微動計測記録を利用させていただきました．まず，独立行政法人防災科学技術研究所の強震観測網 K-NET，KiK-net および Hi-net のデータを使わせて頂きました．市野々原での強震動評価は，三宅弘恵准教授(東京大学地震研究所)よりご提供いただいた一関市厳美町字板川(観測点コード：ITG000)での余震観測記録に基づいて実施させていただきました。盛川仁准教授(東京工業大学大学院)および後藤浩之助教(京都大学防災研究所)には，矢櫃ダム周辺での地震観測記録をご提供いただきました。また，まつるべ大橋での強震動評価では，(社)土木学会地震被害調査委員会の活動の一環として実施したまつるべ大橋での常時微動計測記録を山田雅行氏および羽田浩二氏((株)ニュージェック)よりご提供いただきました。先名重樹博士((独)防災科学技術研究所)には，まつるべ大橋の右岸部および左岸部などでの常時微動計測結果をご提供いただきました。さらに，吉見雅行博士((独)産業技術総合研究所)には，2008 年岩手・宮城内陸地震の震源近傍での余震観測に関する情報を提供していただきました。深く御礼申し上げます。

参考文献

1) 野津厚，長尾毅，山田雅行：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法の改良-因果性を満足する地震波の生成-，土木学会論文集 A，Vol.65，No.3，pp.808-813，2009.
2) 秦吉弥，一井康二，野津厚：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した八戸市簀子渡における強震動の推定，地盤と建設，Vol.27，No.1，2009.
3) 秦吉弥，大角恒雄，野津厚：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法に基づく 2008 年岩手・宮城内陸地震における温湯温泉での地震動の推定，土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集，I-331，pp.661-662，2009.
4) 秦吉弥，大角恒雄，野津厚，釜井俊孝：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法に基づく 2008 年岩手・宮城内陸地震における荒砥沢地すべり地での地震動の推定, 日本地すべり学会誌, 2010.(投稿中)
5) 野津厚：2008 年岩手・宮城内陸地震の震源モデル－デジタルデータ付き－，港湾空港技術研究所地盤・構造部耐震構造研究チーム研究ノート，Vol.30，2008. http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bsi/taisin/research_jpn/research_jpn_2008/japanese_research_30.html
6) 佐藤智美，巽誉樹：全国の強震記録に基づく内陸地震と海溝性地震の震源・伝播・サイト特性，日本建築学会構造系論文集，Vol.556，pp.15-24，2002.
7) 古和田明，田居優，岩崎好規，入倉孝次郎：経験的サイト増幅・位相特性を用いた水平動および上下動の強震動評価，日本建築学会構造系論文集，Vol.512，pp.97-104，1998.
8) 野津厚，盛川仁：表層地盤の多重非線形効果を考慮した経験的グリーン関数法，地震，第 2 輯，Vol.55，pp.361-374，2003.
9) 野津厚，菅野高弘：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法－因果性と多重非線形効果に着目した改良－, 港湾空港技術研究所資料, No.1173, 2008.
10) 野津厚，長尾毅，山田雅行：スペクトルインバージョンに基づく全国の強震観測地点におけるサイト増幅特性とこれを利用した強震動評価事例，日本地震工学会論文集，Vol.7，No.2，pp.215-234，2007.
11) 野津厚，山田雅行，長尾毅：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した盆地生成表面波のシミュレーション－九州地方のカルデラを例として－, 土木学会論文集 A, Vol.62，No.4，pp.891-905，2006.
12) 釜井俊孝：平成 20 年(2008 年)岩手・宮城内陸地震による斜面災害，自然災害科学，Vol.27，No.2，pp.189-198，2008.
13) 木村武志，竹本帝人，塚越大，坂上実，三宅弘恵，纐纈一起：2008 年岩手宮城内陸地震における震源近傍の強震動，日本地震学会講演予稿集 2008 年秋季大会(Programme and Abstracts, The 7th General Assembly of Asian Seismological Commission and the 2008 Fall Meeting of Seismological Society of Japan)，X1-022，2008.
14) Aoi, S., Kunugi, T. and Fujiwara, H.: Trampoline effect in extreme ground motion, *Science*, Vol.322, pp.727-730, 2008.
15) たとえば，秦吉弥，大角恒雄，野津厚：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法に基づく 2007 年能登半島地震における能登空港での強震動推定に関する試み, 第 44 回地盤工学研究発表会講演論文集, No.753，pp.1505-1506，2009.

16) 野津厚：重要構造物の建設予定地点における地震観測を推進しよう，土木学会第 62 回年次学術講演会，土木学会研究討論会講演概要集，2007.
17) 野津厚：地震動の新しい考え方, 基礎工, Vol.37, No.9, pp.9-12，2009.

3.2　強震動と地盤災害および土木構造物の被害

主要な地盤災害地点や被災した土木構造物の位置における強震動の特性を把握することを目的とし，地盤災害としては，大規模地すべりの生じた荒砥沢地域で 2 点，斜面崩壊により河道閉塞の生じた磐井川水系の市野々原，一迫川水系の小川原，温湯および湯ノ倉の 4 地点，土木構造物として，まつるべ大橋，谷子沢大橋，赤倉大橋，焼石トンネルおよび仙台東部道路の仙台東 IC 周辺の 5 箇所の合計 11 地点で前節に示すように強震動の推定を行った。

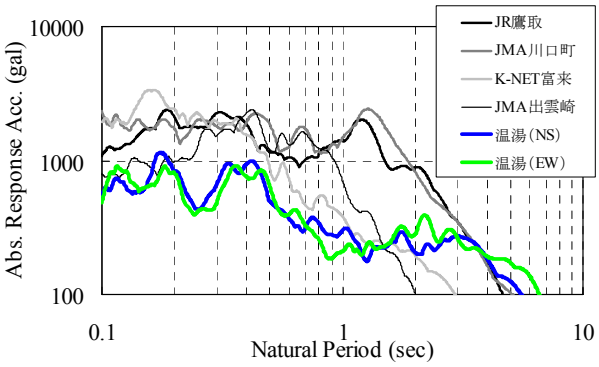
仙台東 IC を除けばいずれの地点も震源域直上であることから，まず，1995 年兵庫県南部地震以降，国内に被害をもたらした地震のうち内陸のプレート内地震による震源近傍での観測記録の特性との比較を行う。次に，地盤災害地点における強震動と既往の距離減衰式による地震動強さの比較，前述のプレート内地震により得られた地盤災害地点周辺の観測記録の特性との比較を行う。最後に，土木構造物の被災地点における強震動と耐震設計で用いられている地震動との比較を行う。

3.2.1　既往の震源近傍の強震動との比較

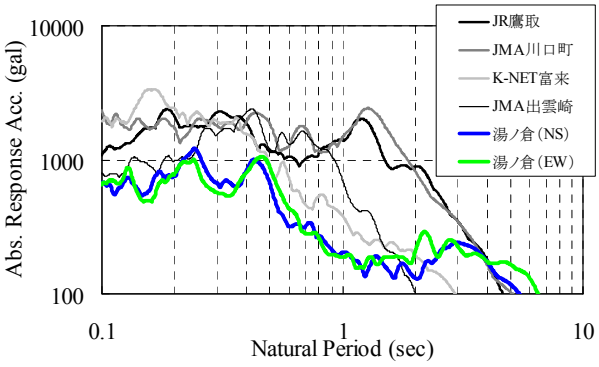
ここでは，国内に被害をもたらした地震のうち内陸のプレート内地震には，1995 年兵庫県南部地震(Mj=7.3)，2004 年新潟県中越地震(Mj=6.8), 2007 年能登半島地震(Mj=6。9)，および 2008 年新潟県中越沖地震(Mj=6.8)の 4 地震を対象とした。震源近傍の地震動として，1995 年兵庫県南部地震では震度 7 を観測した JR 鷹取駅の記録，2004 年新潟県中越地震でも震度 7 を観測した JMA 川口の記録，2007 年能登半島沖地震では K-net 富来，および 2008 年新潟県中越沖地震では JMA 出雲崎の記録を対象として。それら観測記録と推定した強震動の特性として加速度応答スペクトル(h=5%)の比較を図－3.2.1 に示す。

これより，一迫川水系の斜面崩壊のよる河道閉塞が生じた 3 地点の記録は周期 2 から 3 秒以上の長周期側で JR 鷹取や JMA 川口と同程度であるが，それより短周期側で既往の観測記録より小さな値となっている。一方，震源近傍また北部の市野々原やまつるべ大橋の記録は，周期 1 秒より短周期側で既往の記録より大きな値を示している。特に，周期 0.3 秒より短周期側で 10G に及ぶスペクトル値が得られている。周期 1 から 2 秒では，JR 鷹取や JMA 川口の記録よりは小さいものの，他よりは大きく，周期 2 から 3 秒より長周期側では，それらと同程度の値となっている。

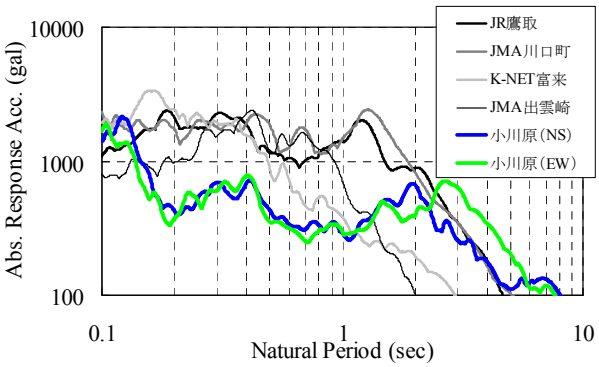
震源に近い市野々原やまつるべ大橋で推測された強震動は，周期 0.3 秒より短周期にて既往の観測記録を大きく上まわり，10G に至る記録であるということが，大きな特徴と言える。



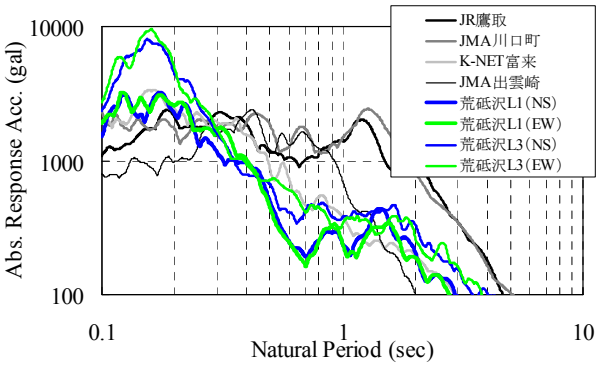
(a)　温湯



(b)　湯ノ倉

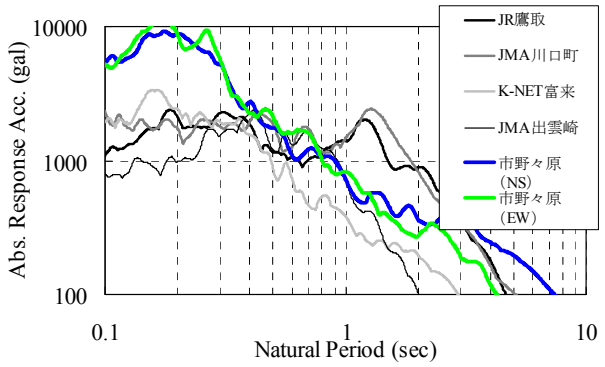


(c)　小川原

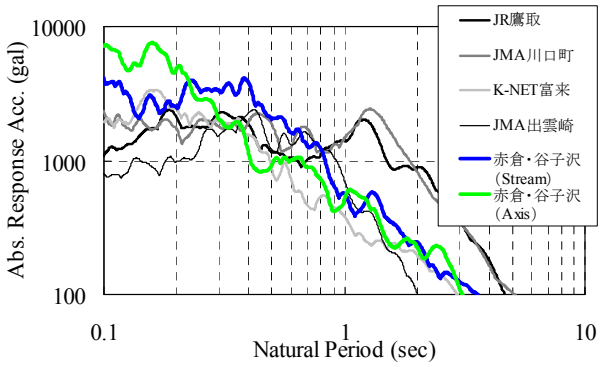


(d)　荒砥沢

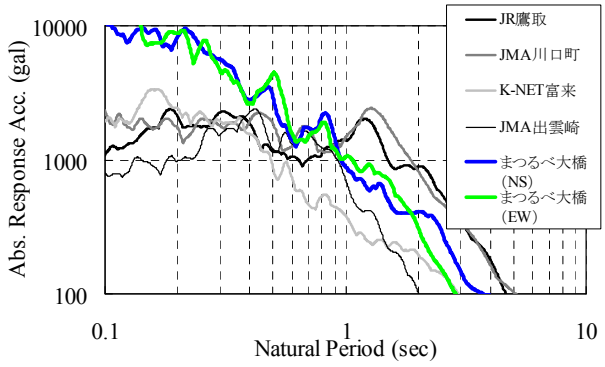
図－3.2.1(1)　既往の大地震による応答スペクトル（震源近傍地点）との比較



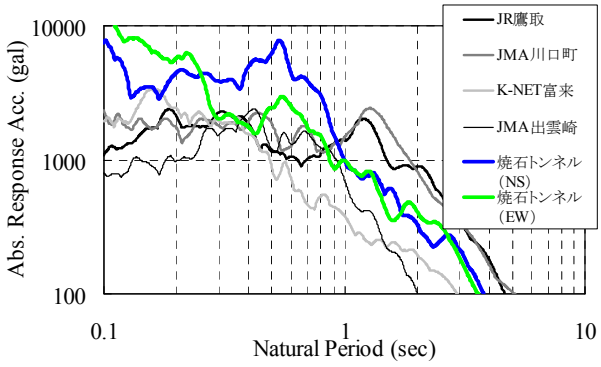
(e)　市野々原



(g)　赤倉大橋・谷子沢大橋



(f)　まつるべ大橋

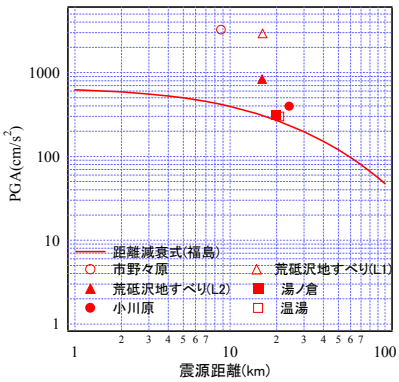


(h)　焼石トンネル

図－3.2.1(2)　既往の大地震による応答スペクトル（震源近傍地点）との比較

3.2.2　既往の地盤災害との比較

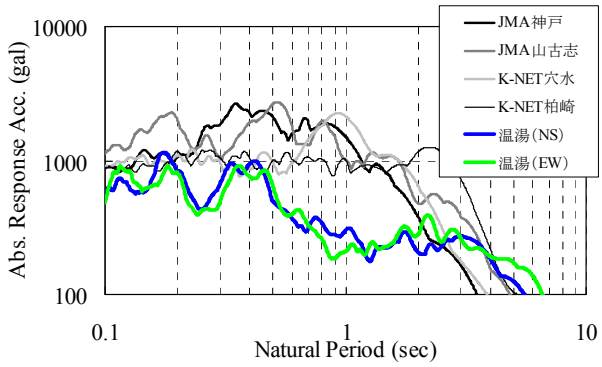
ここでは，まず，急傾斜斜面の地震危険度を評価 [1]する際に用いられている距離減衰式 [2]より得られる地震動強さである基盤(Vs=400m/s 程度)上の最大加速度と河道閉塞箇所と荒砥沢の地すべり地における最大加速度の比較を図－3.2.2 に示す。距離減衰式による震源距離は断層面よりの最短距離であるが，ここではその値を震源距離として算出した。震源近傍の市野々原や荒砥沢を除くと，距離減衰式による推定値は概ね推定した強震動が表層であることを加味するとその最大値と対応していることが分かる。しかし，市野々原や荒砥沢の強震動の推定値は，距離減衰式による推定値よりかなり大きな加速度となっている。



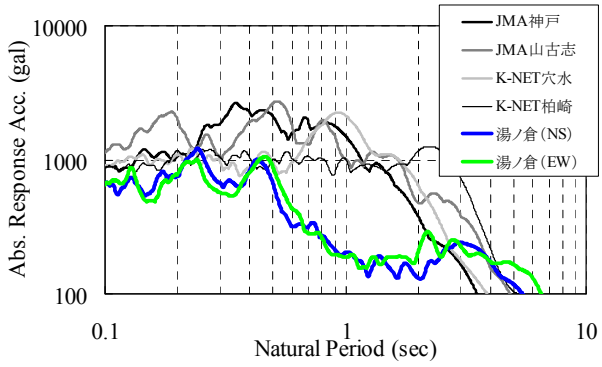
図－3.2.2　強震動と距離減衰式による最大加速度の推定値の比較

次に，前項で比較に用いた 4 つの地震について，地盤災害が生じた地域周辺の地震動として，1995 年兵庫県南部地震では六甲山に近い JMA 神戸の記録，2004 年新潟県中越地震では斜面崩壊や河道閉塞などにより孤立した山古志村周辺の JMA 山古志の記録，2007 年能登半島沖地震では地盤変状による住宅被害が生じた地域周辺の K-net 穴水，および 2008 年新潟県中越沖地震では K-net 柏崎の記録を対象として。それら観測記録と推定した強震動のうち河道閉塞が生じた 4 地点と荒砥沢地すべり地における 2 地点の特性として加速度応答スペクトル(h=5%)の比較を図－3.2.3 に示す。

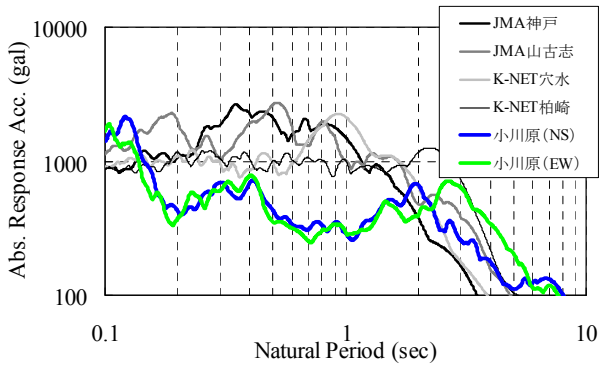
これより，市野々原のスペクトル値は，0.8 秒より長周期側で既往の被災地震より若干小さな値となっているもの，それより短周期側で大きな値となっている。他，震源より南の温湯，湯ノ倉および小川原では周期 2 から 3 秒より長周期側，周期 0.4 秒程度より短周期側にて既往の被災地震のスペクトル値と同程度，また若干小さな値となっている。その間の周期 0.4 から 2 秒では，推定された地震動のスペクトル値は既往の被災地震のスペクトル値の 5 割程度と小さな値となっている。荒砥沢地すべりの 2 地点でも温湯などと同様な傾向があるものの，周期 0.3 秒より短周期側にて推測された地震動のスペクトル値が既往の地震より大きな値となっている。



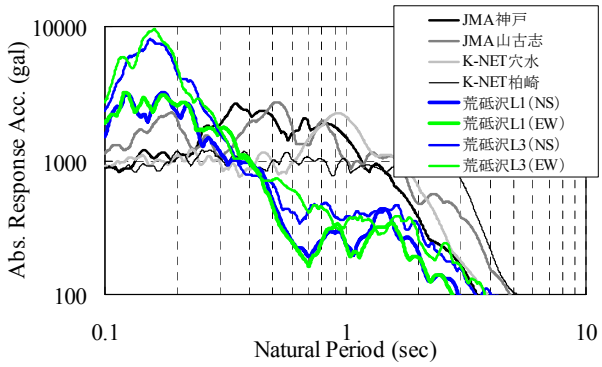
(a)　温湯



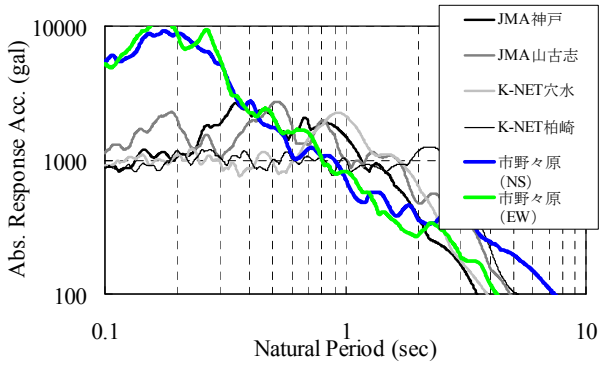
(b)　湯ノ倉



(c)　小川原



(d)　荒砥沢

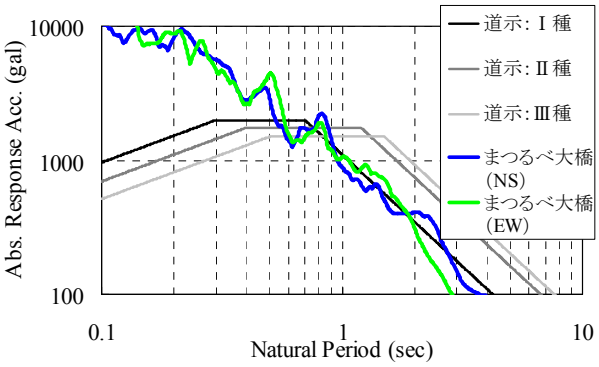


(e)　市野々原

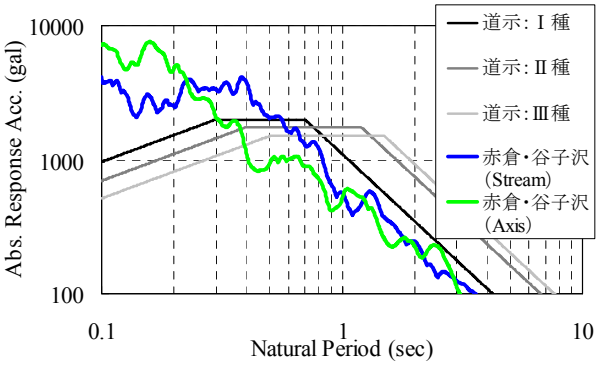
図－3.2.3　既往の大地震による応答スペクトル（地盤災害地点）との比較

3.2.3　土木構造物の設計地震動との比較

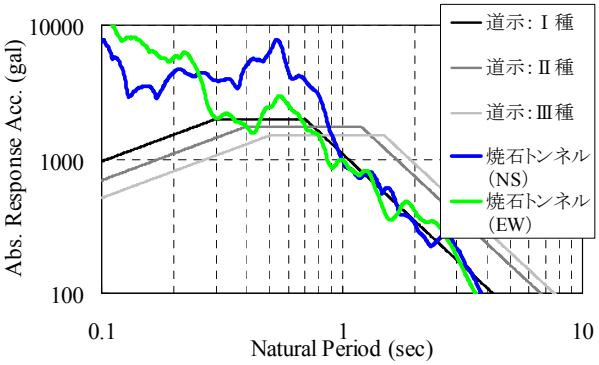
ここでは，道路橋の設計 [3)]に用いられているレベル 2 地震動(タイプ II)の標準加速度応答スペクトルと推定した強震動のうちまつるべ大橋，赤倉大橋・谷子沢大橋および焼石トンネルの 3 地点の加速度応答スペクトル(h=5%)との比較を図－3.2.4 に示す。ここで，レベル 2 地震動のスペクトルは，地盤種別に応じた３つのタイプを示している。いずれの地点も震源近傍に位置し，地盤種別は 1 種地盤に相当している。3 地点とも，推定した強震動のスペクトルは，標準加速度応答スペクトルに比べ，周期 0.7 秒より長周期側で同定度，それより短周期側でかなり大きな値となっている。ここで示した標準加速度応答スペクトルはトンネルの設計に用いられる地震動はない。また，まつるべ大橋は橋脚の背後地盤の崩壊による橋梁全体の崩壊，赤倉大橋・谷子沢大橋も背後地盤の変状による橋脚の移動，基礎の変状に至っており，振動に起因する被災とはなっていない。しかし，ここで推定された周期 0.7 秒より短周期側で設計地震動を上まわるスペクトル特性を有する地震動が，設計で保証すべき性能に及ぼす影響という観点での検証を行うことが必要であると考えられる。



(f)　まつるべ大橋



(g)　赤倉大橋・谷子沢大橋



(h)　焼石トンネル

図－3.2.4　道路橋示方書の基準スペクトルとの比較

参考文献

1) 内田太郎他, 地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究，国土技術政策総合研究資料，第 204 号，2004.
2) 福島美光, 田中貞二, 新しいデータベースを用いた最大加速度の距離減衰式の改訂, 地震学会講演予稿集, No.2, pp116，1992.
3) (財)道路協会，道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.

3.3　強震動と建物の被害

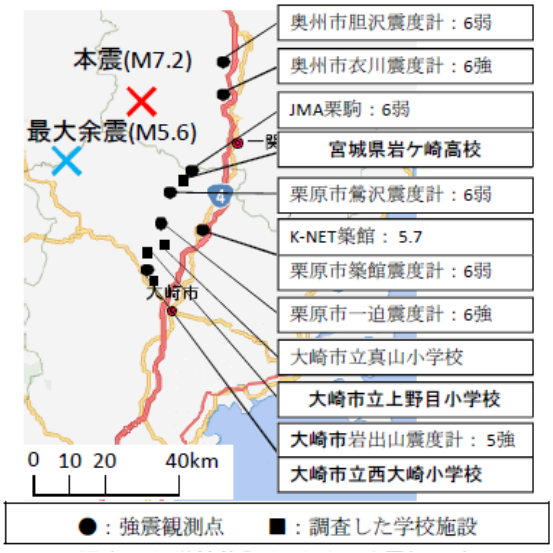
3.3.1　建物の被害

6 月 14 日午前 8 時 43 分に岩手県内陸南部を震源とする M7.2 の地震が発生し，岩手県奥州市，宮城県栗原市で震度 6 強，宮城県大崎市で震度 6 弱など，岩手県南部から宮城県北部にかけて強い揺れが観測され，山間部を中心に地盤崩壊などにより，死者 17 名，行方不明 6 名，負傷者 426 名など人的被害や土木構造物の被害が発生した。

本節では建物の被害を中心に，筆者らのグループが行った被災度区分判定を含む被害調査，建物被害のあった地区での余震観測，微動観測，および地震応答解析による本震時の地震応答推定などの内容について報告する。

3.3.1.1　調査の概要

地震発生当日の 6 月 14 から 16 日にかけて強震観測点周辺と複数の学校建築物の被害調査を簡単に行ったが，その際の情報をもとに構造躯体に比較的大きな被害が発生した大崎市立上野目小学校・宮城県岩ケ崎高校について，後日あらためて被害調査を行い，部材の損傷状況などを確認した。上野目小学校については，近隣にほぼ同年代・同形式の西大崎小学校と真山小学校があるが，構造躯体に損傷を受けたとみられるのは上野目小学校だけであった。このため，西大崎小学校，真山小学校についてもごく簡単な被害調査を行った。 図－3.3.1 に調査した学校建築物と近隣の強震観測点の位置関係をまとめる。被害調査後,上記の 4 校について，建物の振動特性を把握し,本震時の建物応答の検討に用いることを目的として，7 月 2 日から 8 月 1 日までの約一か月に渡って地盤および建物内における余震観測を行った。



図－3.3.1　調査した学校施設と付近の強震観測点

3.3.1.2　地震の概要

今回の地震の概要を表－3.3.1 に示す。この地震により，岩手県奥州市，宮城県栗原市の 2 か所で震度 6 強の揺れが観測された。死者・行方不明者合わせて 23 名などの人的被害が発生したが，地盤崩壊などが原因で，建築物の被害は比較的少なく，建築物の振動被害による人的被害は少ないと報告されている。

表－3.3.1　地震の概要

発生日時		6 月 14 日午前 8 時 43 分
震央		岩手県内陸南部 39° 01.7'N, 140° 52.8'E
震源深さ		約 8km
規模		M7.2
震度	6 強	岩手県奥州市，宮城県栗原市
	6 弱	宮城県大崎市
	5 強	岩手県北上市，一関市，金ヶ崎町 ,平泉市 宮城県加美町，涌谷町，登米市，美里町，名取市，仙台市，利府町 秋田県湯沢市，東成瀬村
人的被害		死者 17 名，行方不明 6 名， 重傷 70 名，軽傷 356 名
住家被害		全壊 30 棟，半壊 146 棟， 一部損壊 2521 棟

（平成 20 年 7 月 2 日 14 時の内閣府発表より [1]）

3.3.1.3　強震観測記録

今回の地震による強震記録は防災科研 K-NET[2]および気象庁(JMA)[3]によって公開されている。調査した上野目小学校，岩ケ崎高校周辺の各観測点における観測地震動とその周辺の被災状況を簡単にまとめたものを表－3.3.2 に示す（被害の詳細は文献 [4] を参照されたい）。

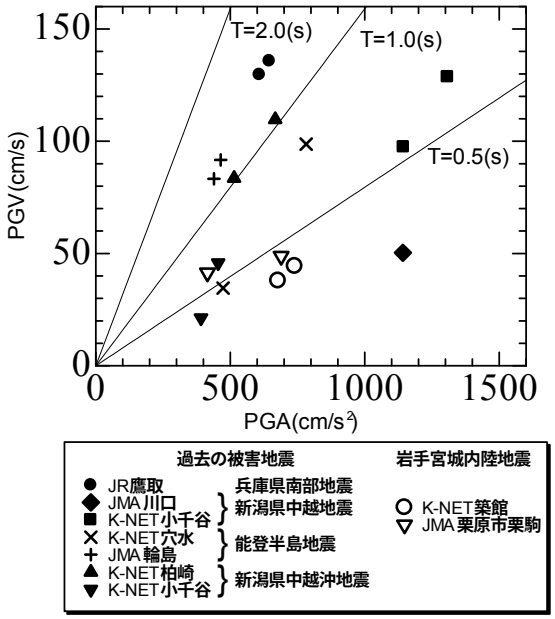
また，地震の建物応答への影響を検討するため，調査した学校施設に近い K-NET 築館，JMA 栗原市栗駒と過去の主な地震の観測記録の最大加速度(PGA)－最大速度(PGV)の関係を図－3.3.2 に示す。なお，図中の 3 本の点線は等価周期を表す。また，減衰 5%および 10%で求めた Sa-Sd スペクトルを図－3.3.3 に示す。

K-NET 築館の強震記録は，0.2～0.3 秒以下の短周期が卓越する地震動であり，JMA 栗原市栗駒も周期 1 秒程度を超える成分は少ない地震動で，建物被害への影響は比較的小さいと思われる。また PGA および PGV の値も兵庫県南部地震や新潟中越地震と比較すると小さい。

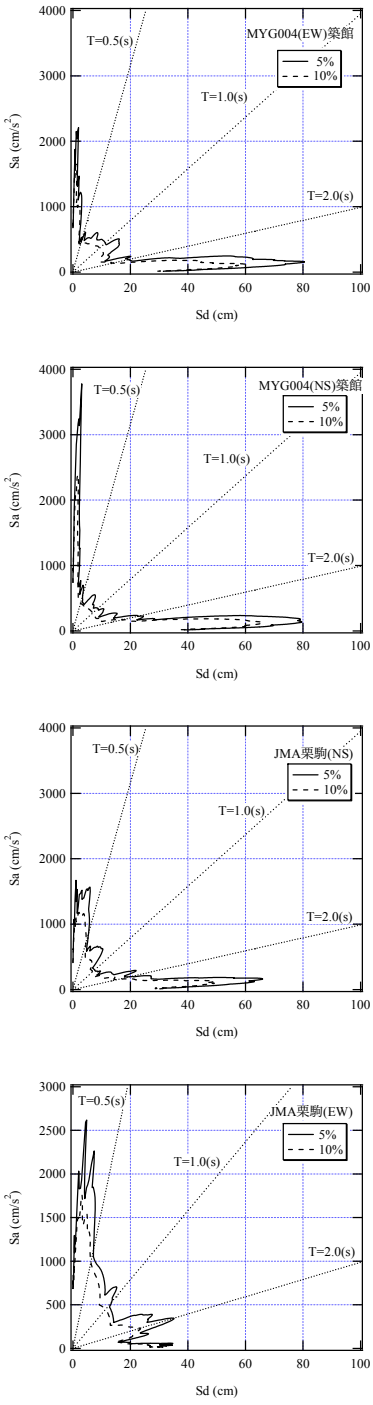
震度 6 強を観測した自治体震度計の加速度波形は公開されていないが，今回の地震で震度の割に比較的建物被害が少なかったのは，このように地震動が短周期で卓越するものであったこと，PGA および PGV が比較的小さかったことが幸いしたと考えられる。

表－3.3.2　各観測点の観測地震動

観測点	方向	PGA (gal)	PGV (cm/s)	計測震度	観測点と周辺の状況
栗原市一迫 (震度計)	NS	823		6.2	栗原市一迫総合支所内に設置。
	EW	793			
	UD	417			
栗原市築館 (震度計)	NS	740		5.7	築館中心街の栗原市役所に設置。
	EW	678			
	UD	224			
栗原市栗駒 (JMA)	NS	415	41.4	5.9	
	EW	689	48.8		
	UD	281	14.9		
K-NET 築館	NS	740	44.4	5.7	築館の中心街から少し離れた低い丘の上の築館中の近くに設置
	EW	678	37.9		
	UD	224	14.0		
奥州市衣川 (震度計)	NS	1608		6.1	奥州市衣川総合支所内に設置。支所の建物は非構造壁にひび割れ。
	EW	1607			
	UD	636			
奥州市胆沢 (震度計)	NS	342		5.5	奥州市胆沢総合支所内に設置。
	EW	574			
	UD	275			
K-NET 一関	NS	219	22.6	5.0	一関消防署の敷地内に設置。
	EW	287	25.4		
	UD	210	11.8		



図－3.3.2　**最大加速度－最大速度の関係**



図－3.3.3　Sa-Sd **スペクトル**（h=5%,10%）

3.3.1.2　学校建築の被害

前述のように，今回の地震では上野目小学校及び岩ヶ崎高校大きな被害が生じた。筆者らのグループで調査した範囲で建設年代・耐震補強の有無と学校建築の被害の関係をまとめると以下のとおりとなる。

1）上野目小学校：2 階建て RC 造の普通教室棟は 1963 年，同じく RC 造の新棟は 1982 年の建設。次節で述べるように，普通教室棟に大きな被害が生じているが，新耐震設計法に基づき建設された新棟は無被害。被災前に普通教室棟に耐震補強などは施されていない。

2）西大崎小学校（写真－3.3.1）：上野目小学校普通教室棟とほぼ同形式の校舎で 1964 年建設。1 階柱に軽微なひび割れが見られたが大きな被害は生じていない。被災前に耐震補強などは施されていない。

3）真山小学校（写真－3.3.2）：上野目小学校普通教室棟とほぼ同形式の校舎で 1964 年建設。後者にはほぼ被害は見られなかった。被災前に耐震補強などは施されていない。

これら 3 つの小学校はほぼ同年代に，ほぼ同形式で建設されている。（上野目小学校の全景は次節参照）

4）岩ヶ崎高校：3 階建て RC 造校舎 3 棟。いずれも 1982 年 3 月の竣工となっており，新耐震設計法直前の建物である。後述のように，上野目小学校ほどではないが比較的大きな被害が生じている。上野目・西大崎・真山小学校に比べると，震源に近い位置にあり，JMA 栗駒観測点に近い。被災前に耐震補強などは施されていない。

5）栗駒中学校：校舎は 1973 年，屋内運動場は 1974 年の建設。以下の優奈被害報告がなされている [4]。校舎は 2007 年 12 月から耐震補強工事を実施中で，外付けブレース補強が完了。開口付き RC 造耐震壁補強を行い，耐震補強工事中（開口付き RC 耐震壁と外付け鉄骨ブレース）であった。屋内運動場は鉄骨造屋根面の耐震補強済みで，被害はなかった。校舎には 9m スパンの教室の柱際に出入口開口を設けたタイプの RC 補強耐震壁があり，開口上部の梁は垂れ壁などによる補強がされておらず，せん断ひび割れが発生した。廊下窓下の有孔レンガ腰壁のせん断ひび割れや，教室間のコンクリートブロック壁の一部で，ブロックの破損・落下が生じた。

6）宝来（たからぎ）小学校（写真－3.3.3）：RC 造 2 階建ての校舎は 1992 年建設であり，他に屋内運動場および幼稚園棟がある。校舎棟と幼稚園棟はほぼ無被害であったが，屋内運動場の ALC 版が落下する被害があった [4]。

写真－3.3.1　西大崎小普通教室棟の全景

写真－3.3.2　真山小普通教室棟の全景

写真－3.3.3　宝来小学校屋内運動場　ALC 版の落下

3.3.1.3　上野目小学校の被害 [5)]

建物調査概要

大崎市立上野目（かみのめ）小学校は，宮城県大崎市岩出山地区の山麓に位置しており，1963 年および 1982 年建設の 2 階建 RC 造校舎 2 棟および屋内運動場がある。新耐震設計法により設計された 1982 年建設の管理教室棟は無被害であったが，1963 年の普通教室棟（写真－3.3.4）と屋内運動場に被害が生じた。被害調査は被害が見られた普通教室棟と屋内運動場について行っている。

なお，上野目小が所在する大崎市内には，教室棟に関して建設時期，構造形式がほぼ同じである真山小と西大崎小が位置しているが，上野目小に大きな建物被害が見られたのに対し，真山小と西大崎小では目立った建物被害は見受けられなかった。

写真－3.3.4　上野目小普通教室棟の全景

耐震診断結果

上野目小学校は 2006 年度に耐震診断 [6)]（2 次診断）が行われている。桁行方向について診断結果の概要を表－3.3.3 に示す。普通教室棟の柱断面リストを図－3.3.1.4 に，柱梁伏図を図－3.3.5 に示す。診断の結果，1,2 階とも，柱は靭性指標 F=2 以上の曲げ柱で靱性型の建物と評価され，Is 値が目標値 Iso=0.7 を上回り耐震補強不要と判断された。

表－3.3.3　普通教室棟　耐震診断結果

階	C	F	E_0	S_D	T	Is	C_{Tu}・S_D
2	0.675	2.59	1.311	0.975	0.979	1.251	0.493
1	0.469	2.25	1.056			1.008	0.457

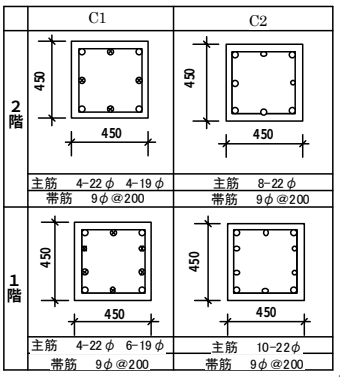
被害状況と被災度区分判定

・普通教室棟（RC 造 2 階建，1963 年建設）

図－3.3.5 中には被災度区分判定 [7)]による柱の損傷度を示した。1 階では，柱 22 本のうち，4 本に幅 10mm を超える大きなせん断ひび割れが生じ（損傷度 IV・写真－3.3.5），3 本にも大きなせん断ひび割れが生じた（損傷度 III・写真－3.3.6）。1 階の南構面は東方向に 10mm 程度の残留変形が生じていた。

写真－3.3.5　1 階 Y0-X6 柱(損傷度 IV)

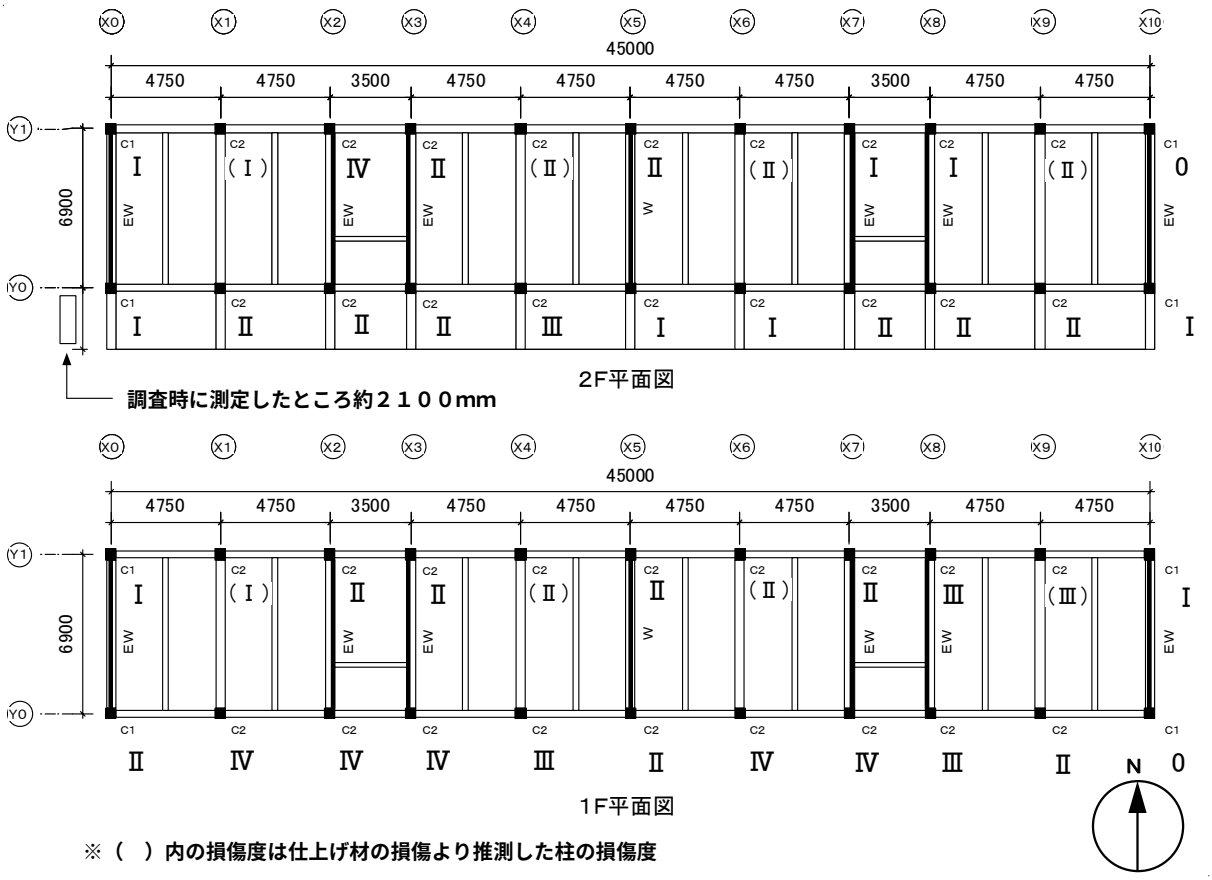
写真－3.3.6　1 階 Y0-X8 柱(損傷度 III)



図－3.3.4　柱断面リスト

柱断面は，図－3.3.4 に示したように 450mm×450mm とこの規模の建物としては小さく，また，1971（昭和 46）年以前の建築基準法により設計されており，設計図書によると帯筋も 9φ@200 と少ないため，上記のような大きなせん断ひび割れが生じた柱は，せん断耐力，及び，軸力支持能力を失う直前の状態であった。

2 階の被害は，1 階と比較して全体的に損傷度は小さく，損傷度 II 以下の柱が半数を占めたが，局所的に損傷度の大きい柱も見受けられ，Y1- X2 の柱には幅 7mm のせん断ひび割れが生じた（損傷度 IV）。2 階も 1 階同様，南構面において東方向に 10mm 程度の残留変形を生じている柱が多数見られた。



図－3.3.5　上野目小学校　柱伏図と柱の損傷度

Y 方向壁には，面外に変形によると思われるひび割れが壁下部水平方向に生じたほか，階段の踊り場部分のかぶりコンクリートの剥落や内壁の一部脱落が見られた。

被災度区分判定 [7]の結果，1 階桁行方向の残存耐震性能率 R＝49%，被災度は［大破］となり，［応急措置または応急復旧］が必要と判定され，復旧を行うまで使用禁止の措置が取られた。

また，実際の柱の破壊モードは写真に示したようにせん断破壊型であり，診断結果と一致していない。実際の破壊モードに合わせて柱の靭性指標 F=1 と評価すれば，1 階の $Is(=C_T \cdot S_D)=0.457$ であるので，十分には耐震性が高くなかったとも考えられるが，診断と実被害の破壊モードの乖離の原因については，今後の検討が必要と思われる。

・屋外運動場

屋内運動場は，1 階が RC 造，2 階が鉄骨造（桁行：ブレース構造，梁間：ラーメン構造）の典型的な体育館である。桁行方向 2 階の X 型ブレース（アングル材）の 4 構面すべてで，接合部でアングル母材が破断していた（写真－3.3.7）。梁間方向の鉄骨ラーメン，屋根面ブレースには特に損傷は見られなかった。1 階 RC 造部分については，軽微なひび割れは発生しているが深刻な被害はなかった。桁行き方向 2 階の被災度区分判定の結果は，ブレースの破断により［大破］であるが，その他の部分は損傷が少ない。

写真－3.3.7　接合部におけるブレースの破断

3.3.1.4　岩ヶ崎高校の被害 [5)]

建物調査概要

調査対象建物である岩ヶ崎高校は，宮城県栗原市栗駒に位置する。3階建RC造校舎と平屋建の昇降口棟があるが，3階建校舎3棟について被害調査を行った。これらの校舎は全て昭和57年（1982年）3月竣工の新耐震設計法直前の建物である（写真－3.3.8）。1階の主な柱の断面は700mm×700mm，主筋20-D25，せん断補強筋4-D13（せん断補強筋比p_w=0.7%程度）と，3階建校舎としては比較的断面が大きく，鉄筋も十分に配筋されているため，柱の強度・変形能力に富む部材となっていると思われる。

写真－3.3.8　岩ヶ崎高校校舎の全景

耐震診断結果

2004 年度に行われた耐震診断 [5)]の結果，3 棟とも各階・各方向で構造耐震指標 Is が判定指標値 Iso=0.7 を上回り，耐震補強の必要はないと判断されている。3 棟の桁行方向の 1 階の耐震診断結果の概要を表－3.3.4 に示す。

表－3.3.4　普通教室棟　耐震診断結果

階	C	F	E_0	S_D	T	Is	C_{Tu}・S_D
管理教室東棟							
1	0.086 1.026	0.80 1.00	1.026	0.926	0.997	0.947	0.950
管理教室西棟							
1	0.168 0.886	0.80 1.00	0.886	0.950	0.999	0.822	0.823
特別教室棟							
1	0.153 0.824	0.80 1.00	0.824	0.950	0.990	0.775	0.782

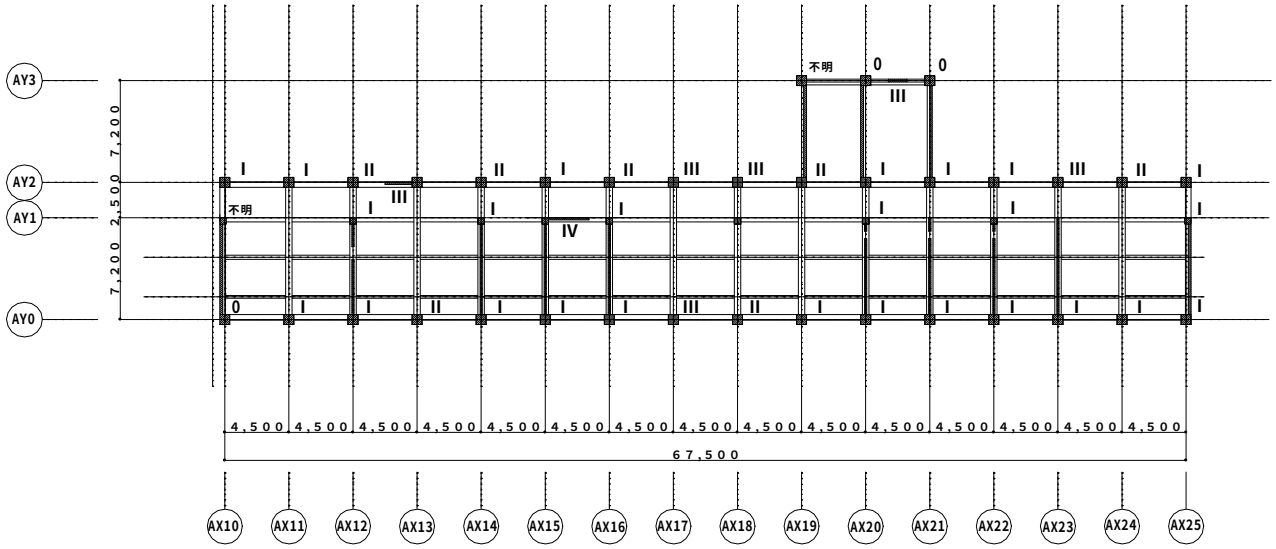
被害状況と被災度区分判定

・管理教室東棟の被害

図－3.3.6 に管理教室東棟 1 階伏図と損傷度を示す。管理教室東棟の被害は，桁行方向（長手方向）の 1 階，2 階が大きく，1 階の柱 4 本，2 階の柱 1 本に比較的大きなせん断ひび割れ（幅 1～2mm 程度）が生じた（被災度区分判定による損傷度 III，写真－3.3.9 左）。また，1 階放送室の前の壁に大きなせん断ひび割れ（幅 2mm 以上）が生じ一部コンクリートが圧壊した（損傷 IV・写真－3.3.10）ほか，トイレ外壁や，廊下消火栓・配電盤スペースの非構造壁にもせん断ひび割れが発生した（損傷度 III）。他の柱にも，柱頭・柱脚の曲げひび割れやせん断ひび割れが発生しているが，構造躯体の損傷は比較的軽微であり，せん断補強筋が比較的多く配筋されていることから，耐力・塑性変形能力の低下はあまりないと考えられる。2 階の梁端には多数の個所で曲げひび割れや仕上げの軽微な剥離が見られ，梁降伏型のメカニズムを形成しある程度の層間変形を生じた可能性も考えられる。その他，管理教室西棟とのエキスパンション・ジョイント部に建物の振動による衝突でカバーの損傷（写真－3.3.9 右）や，境界部分の梁・壁の一部仕上げに損傷が生じている。また一部，躯体コンクリートにジャンカ（写真－3.3.11）が見られた。被災度区分判定 [7)]の結果，1, 2, 3 階の残存耐震性能率 R はそれぞれ，80%，84%，94%で，各階とも［小破］判定されるが，3 階については，ほぼ［軽微］と考えても問題ない被害程度であった。なお，耐震診断の結果では，1 階柱の多くはせん断柱と診断されているが，実際のひび割れ状況を見ると，柱頭・柱脚に曲げひび割れが発生し，残留ひび割れが生じていることから，被災度区分判定では，曲げ柱と判断して残存耐震性能率 R を求めた。

写真－3.3.9（左）　柱のせん断ひび割れ（損傷度 III）
（右）　EXP. Joint カバーの損傷

写真－3.3.10　せん断破壊した壁（損傷度 III）



図－3.3.6 管理教室東棟 1 階伏図と柱・壁の損傷度

写真－3.3.11　曲げ圧壊した柱脚（ジャンカが見られる）

・管理教室西棟の被害

管理教室西棟の被害は, 管理教室東棟とほぼ同様な状況で, 1 階の柱 2 本に比較的大きなひび割れ（損傷度 III）, トイレの非構造壁は 1 階から 3 階まで大きなせん断ひび割れ（損傷度 IV）が生じた。

被災度区分判定の結果，1，2，3 階の残存耐震性能率 R はそれぞれ，82%，87%，93%で，各階とも［小破］判定されるが，3 階については，ほぼ［軽微］と考えても問題ない被害程度であった。

・特別教室棟の被害

特別教室棟の被害状況は，管理教室東棟・西棟と比較すると全体として軽微であり，損傷度IIIの柱は無く，すべて損傷度 II 以下であった。最も被害が大きいのは 2 階で，トイレの非構造壁に大きなせん断ひび割れ（損傷度 III・写真－3.3.12）が生じた。

被災度区分判定の結果，1，2，3 階の残存耐震性能率 R はそれぞれ，95%，91%，97%で，1,3 階は［軽微］，2 階は［小破］と判定されるが，2 階についても，ほぼ［軽微］と考えても問題ない被害程度であった。

写真－3.3.12　非構造壁のせん断ひび割れ（損傷度 III）

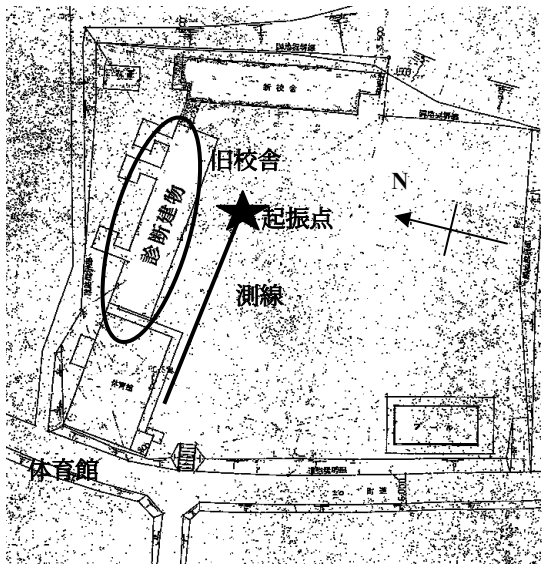
3.3.1.5　上野目小学校での常時微動観測 [5)]

建物調査概要

前述したように, 2008年岩手・宮城内陸地震においては, 大崎市内にある同年代に建設されたほぼ同様の構造系式を持つ3つの小学校で被害の程度に大きな差が見られた。本報では，これらのうちで唯一大きな被害を受けた上野目小学校について，地震後に旧校舎およびグラウンドで行った常時微動観測結果を報告する。

上野目小学校の敷地概要

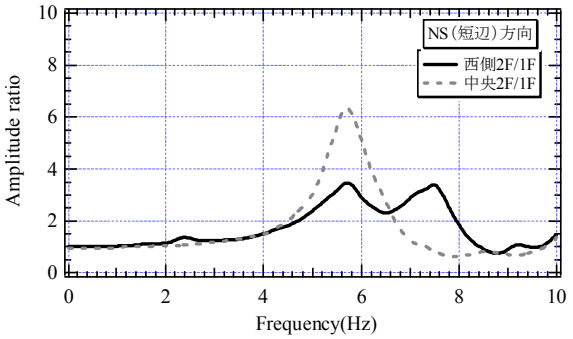
図－3.3.7 に上野目小学校の敷地概要を, グラウンドで行った常時微動観測の測線とともに示す。建物被害は前報のとおりであるが，敷地西側にある盛土や擁壁・アスファルトに亀裂などが見られた。また擁壁近くに建つ体育館ではブレースの破断，体育館に隣接する旧校舎では中央から西側にかけて柱に損傷度 III～IV 程度のせん断ひび割れが生じるなどの被害が見られた。被害状況から察するに敷地西側にある盛土の挙動が建物被害に何らかの影響を与えたことが推察される。



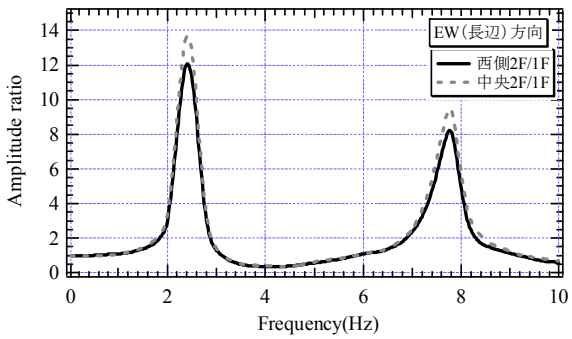
図－3.3.7　上野目小学校敷地概要

旧校舎での常時微動観測

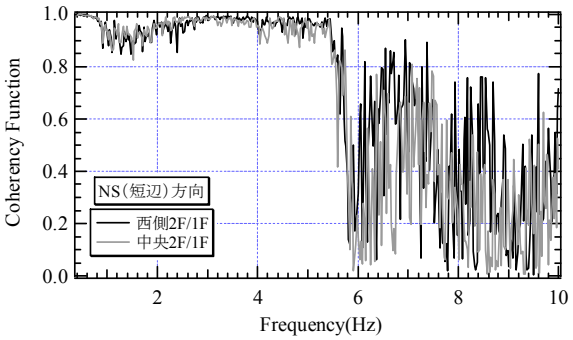
余震観測のための地震計を撤去した後，ほぼ同位置にセンサーを設置して常時微動観測を行った。計測器には電磁式速度計（東京測振社製）を用い，サンプリング周波数は 100Hz とした。図－3.3.8 および図－3.3.9 に建物短辺，長辺方向について 2 階／1 階のフーリエスペクトル比を示す。計測は 10 分間行い, 1 セット 40.96 秒として 10 セットについて求めたフーリエスペクトル比の平均と採用している。短辺方向ではおよそ 5.7Hz に，長辺方向ではおよそ 2.5Hz と 7.8Hz にピークが見られる。スペクトル比の結果は余震観測結果とも概ね対応しており，このあたりが建物の卓越周波数と考えられる。また，フーリエスペクトル比の倍率は長辺方向のほうが短辺方向に比べて約 2～4 倍程度大きな増幅率を示している。図－3.3.10 および図－3.3.11 には建物短辺，長辺方向について 2 階／1 階のコヒーレンス関数を示す。短辺方向では 6Hz より少し低周波数側からコヒーレンスが大きく低下している。また，長辺方向では 2.5Hz 前後でコヒーレンスの低下が大きく，4Hz 付近ではほぼ 0 を示しており, 図－3.3.8 および図－3.3.9 が示す卓越周波数をほぼ裏付ける結果となっている。図－3.3.12 および図－3.3.13 には 1 階西側／1 階中央，2 階西側／2 階中央のコヒーレンス関数を示す。特に長辺方向では，1 階はほぼ同様な挙動を示していることが窺えるが，2 階の挙動は卓越周波数付近でのコヒーレンスが高く，その前後で低下していることがわかる。



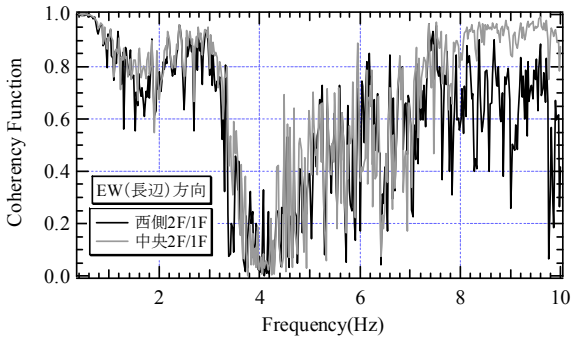
図－3.3.8　旧校舎のフーリエスペクトル比（建物短辺方向）



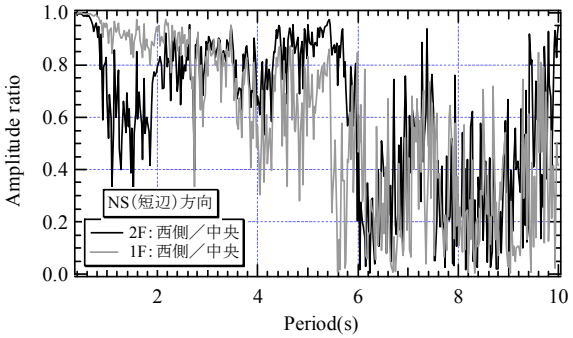
図－3.3.9　旧校舎のフーリエスペクトル比（建物長辺方向）



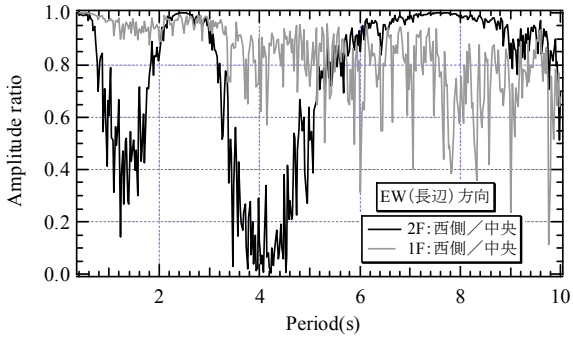
図－3.3.10　コヒーレンス関数（建物短辺方向）



図－3.3.11　コヒーレンス関数（建物長辺方向）



図－3.3.12　コヒーレンス関数（建物短辺方向）



図－3.3.13　コヒーレンス関数（建物長辺方向）

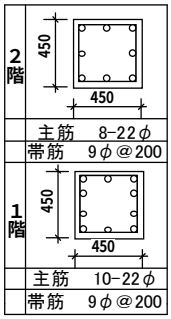
3.3.1.6　上野目小学校の地震応答推定 [8)9)]

本節では，本震および余震観測記録に基づき，各小学校での地震入力の違いを推定し，大破した上野目小学校敷地地盤での本震時の地盤応答を推定した。検討結果についてはあくまで可能性の一つとして参照されたい。

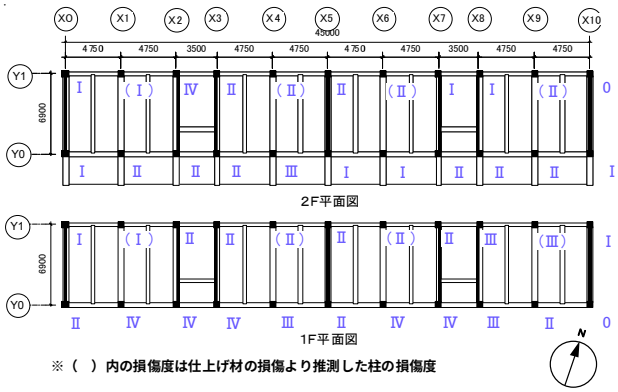
建物概要と被害状況

上野目・真山・西大崎小学校と，本震時の強震記録が観測された岩出山観測点の位置関係を図－3.3.14 に示す。上野目小学校の校舎は昭和 38 年に建てられ，鉄筋コンクリート造の校舎に木造下屋が付随している。骨組形式として桁行，梁間方向ともラーメン架構であり，梁間方向の一部に耐震壁が配置されている。耐震診断報告書によると，基礎形式としては杭基礎であるが詳細は不明である。代表的な柱断面を図－3.3.15 に示す。柱断面は 450×450mm と小さく，主筋・帯筋の量も少ない。真山・西大崎小学校校舎については，構造形式，柱断面，建設年代はほぼ同一であるが，基礎形式は直接基礎となっている。

図－3.3.14 各小学校の位置関係



図－3.3.15 柱断面

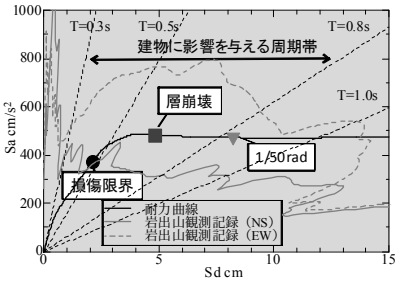


図－3.3.16　平面図と損傷度

上野目小学校校舎の各階柱の損傷度を図－3.3.16の平面図中に示す。1階では，柱22本のうち，柱4本に幅10mmを超える大きなせん断ひび割れが生じ（損傷度IV），柱3本にも大きなせん断ひび割れが生じた（損傷度III）。2階の被害は，1階と比較して損傷度は小さく，損傷度II以下の柱が半数を占めたが，局所的に損傷度の大きい柱も見受けられた。被害調査の結果，1階で大破，2階で中破の被害を受けたと判断した。周辺の被害状況としては擁壁の移動や亀裂，道路に多数の亀裂があり，地盤が非線形化したことが推測できる。一方，真山・西大崎小学校校舎の被害については，階段踊り場部分の損傷や柱脚付近の軽微な曲げひび割れ等にとどまり，被災度は軽微で上野目小学校校舎と比較しても小さいものであった。

対象建物の解析モデル

解析対象は小学校校舎の桁行方向（EW 方向）とし，柱及び梁を，剛域を持つ線材に置換した。剛域は柱・梁のフェースまでとし，基礎はピン支持で剛梁により固定されるものとした。各線材の挙動は，材端曲げバネ，せん断バネ及び軸バネによって考慮している。履歴特性には武田モデルを用いた。静的漸増載荷解析の結果，層間変形角が約 1/250rad.で損傷限界(1 階の梁の一端が降伏)，1/100rad.で層崩壊(1 層のすべての柱頭・柱脚が降伏)という結果を得た。図－3.3.17 には 1 質点系への縮約を行い算出した耐力曲線と岩出山観測点の本震の Sa-Sd スペクトル（EW 方向：h=5%）を示す。



図－3.3.17　耐力曲線と岩出山の Sa-Sd

図－3.3.17 より建物の弾性固有周期 0.3 秒周辺では，上野目小学校は他の 2 校に比べて揺れやすいことが推察される。ただし，各小学校での観測記録の長周期領域にはノイズとみられる成分が混入していることが見られたため，周期約 0.8 秒よりも長周期領域では信頼性が低くなっていると考えられる。

余震観測記録

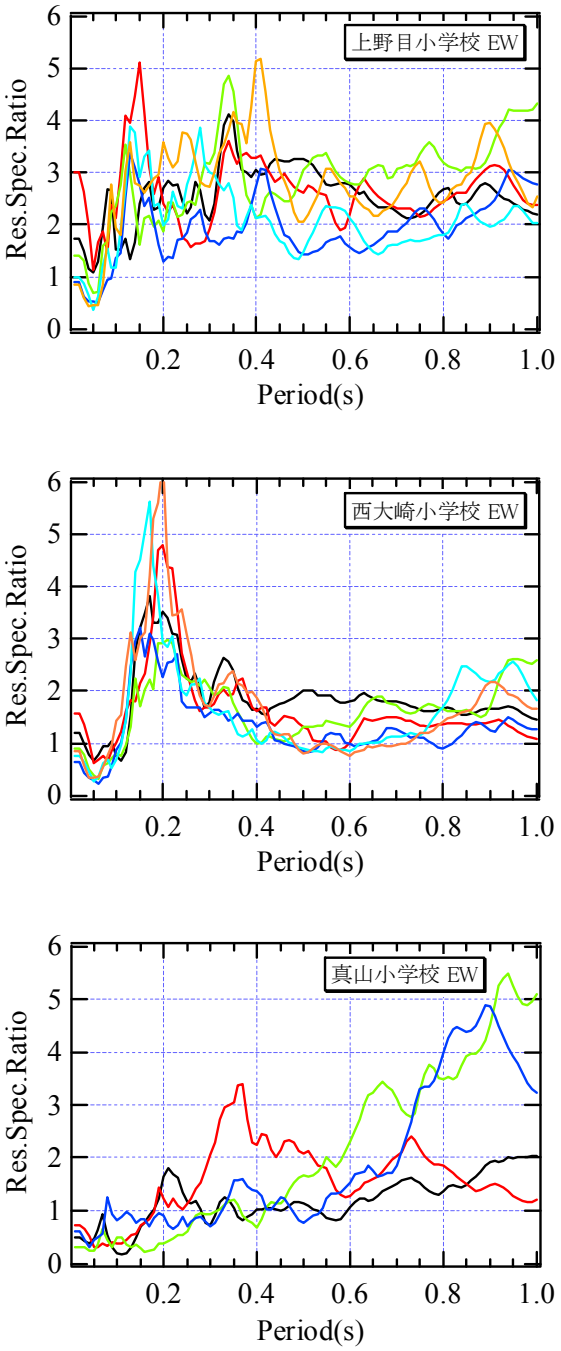
2008 年 7 月 2 日から 8 月 1 日の 1 か月間にわたって，上野目・真山・西大崎小学校において余震観測を行った（地表面加速度の最大が上野目の 37gal）。本震時の入力地震動の推定を目的として，岩出山観測点と各小学校の地表面で得られた余震記録から応答スペクトル比を算出した（各サイトで記録の得られた 6 波，真山小については 4 波）。図－3.3.18 に EW 方向の加速度応答スペクトル比を示す。図－3.3.17 より建物の弾性固有周期 0.3 秒周辺では，上野目小学校は他の 2 校に比べて揺れやすいことが推察される。ただし，各小学校での観測記録の長周期領域にはノイズとみられる成分が混入していることが見られたため，周期約 0.8 秒よりも長周期領域では信頼性が低くなっていると考えられる。

上野目小学校の地盤増幅特性

図－3.3.19 に示すように上野目小学校周辺でボーリングデータ得られている。N 値の情報から，各層におけるせん断波速度を太田・後藤の式[10]を用いて算出し（図－3.3.20），一次元重複反射理論を用いた等価線形解析[11]により，上野目小学校表層の 10m による地盤増幅特性を求めた。地盤の非線形特性を図－3.3.21 に示す[12]。ここでは，岩出山の本震記録を解放基盤面での地震動と仮定して解析を行った。尚, 文献 8)9)からの修正で, 表層地盤の非線形特性を GL-4m までは'Sand6'を，GL-4m～5m を'Sand7'，それ以下の層を'Gravel'としてモデル化した。図－3.3.22 に線形解析の場合と比較した上野目の増幅スペクトルを，図－3.3.23 には岩出山で観測された時刻歴波形を，図－3.3.24 には解析の結果得られた上野目の推定地震波時刻歴波形を, 図－3.3.25 にはフーリエスペクトルを示す。時刻歴波形ではそれほど顕著な差は見られないが，フーリエスペクトルおよび増幅スペクトルの比較からは，線形解析では 0.1～0.2 秒の短周期成分にピークが見られるが，地盤の非線形性を考慮すると 0.3 秒付近に増幅のピークが移動し，建物の推定耐力曲線から求められる弾性固有周期とほぼ近い周期帯での増幅が励起されると思われる。

まとめ

大きな被害の見られた上野目小学校では余震観測記録からも他の 2 校に比べて大きな地震入力があったと推察される。地盤の非線形性を考慮した地震応答解析結果からは定性的には被害を説明する結果が得られるが，まだ十分ではなく，今後は局所的な地盤破壊や建物のねじれ振動の影響などについて検討する必要があると考えている。



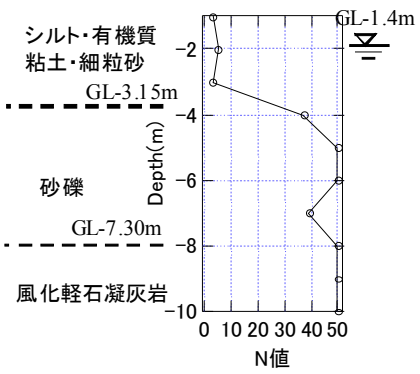
図－3.3.18　加速度応答スペクトル比
（EW 方向：各小学校/岩出山）

謝辞

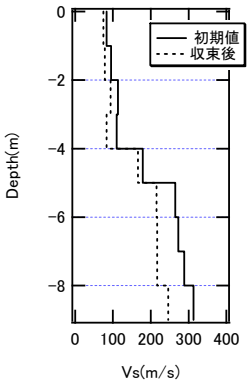
本報告は筆者も参加した東北大学大学院工学研究科都市・建築学専攻リハビリテーション工学研究室での被害調査に基づいて執筆しました。執筆にあたり，東北大学・前田匡樹准教授に感謝いたします。調査，観測にあたり大崎教育委員会，学校関係各位に感謝いたします。地震観測記録については，気象庁から公開されている自治体震度計のデータ，および東北大学理学研究科地震・噴火予知研究観測センター大都市圏強震動観測ネットワーク（宮城県，東北大学工学研究科災害制御研究センター）のデータを使用しました。余震観測は鹿島建設小堀研究室と共同で行いました。被害調査については東北大学リハビリテーション工学研究室と宮城高専共同で行いました。岡野創氏，山添正稔氏，迫田丈志助手，李晩在准教授および研究室の学生の方々には多大なご協力をいただきました。関係者各位に感謝いたします。

参考文献

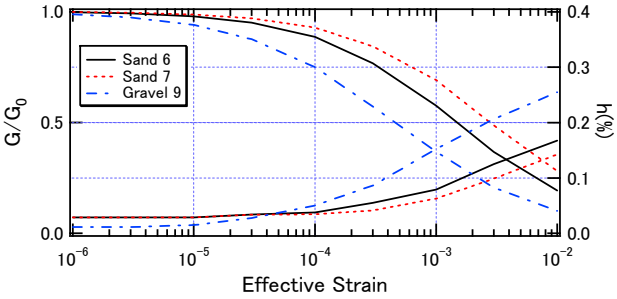
1) 内閣府防災情報のページ：平成 20 年度(2008 年)岩手・宮城内陸地震被害の状況・政府の主な対応一覧, http://www.bousai.go.jp/jishin/iwate/2008iwate.html
2) K-NET:http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/
3) 気象庁:「平成 20 年(2008 年)岩手宮城内陸地震」の特集 http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2008_06_14_iwate-miyagi/index.html
4) 前田匡樹，中埜良昭：2008 年 6 月 14 日岩手・宮城内陸地震による建築物の被害調査報告，ビルディングレター2008 年 8 月号，日本建築センター，pp63-74,2008 年 8 月。
5) 前田匡樹ら，2008 年岩手・宮城内陸地震で被災した学校建築物の調査と余震及び常時微動観測（その 1）～（その 5），地震工学会年次大会，pp.324-pp.333，2008.11
6) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準　同解説，2001.
7) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2002.8.
8) 三辻和弥，中神宏昌，松川和人，前田匡樹，2008 年岩手・宮城内陸地震により被災した RC 造学校建築の入力地震動と被害要因に関する研究　その 2　余震観測記録の分析と本震時地震応答の推定，日本建築学会大会梗概集 C-2，pp.349-pp.350，2009.8
9) 三辻和弥，前田匡樹，中神宏昌，松川和人， 2008 年岩手・宮城内陸地震で被災した RC 造建物の地震応答の推定，第 44 回地盤工学研究発表会，pp.1507-1508，2009.8
10) Ohta, Y. and Goto, N., 1976, “Estimation of S-wave velocity in terms of characteristics indices of soil”, *Buturi-Tanko*, 29(4), pp.34-41
11) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B., 1972, “SHAKE A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites”, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley.
12) 宮城県地震地盤図作成調査報告書，宮城県，1985.3



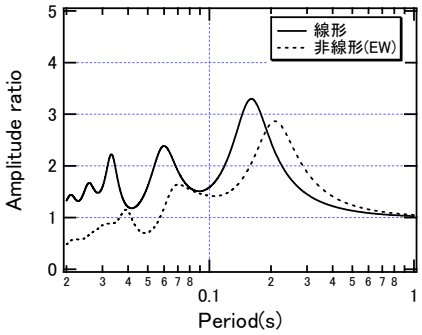
図－3.3.19　上野目のボーリング柱状図の N 値



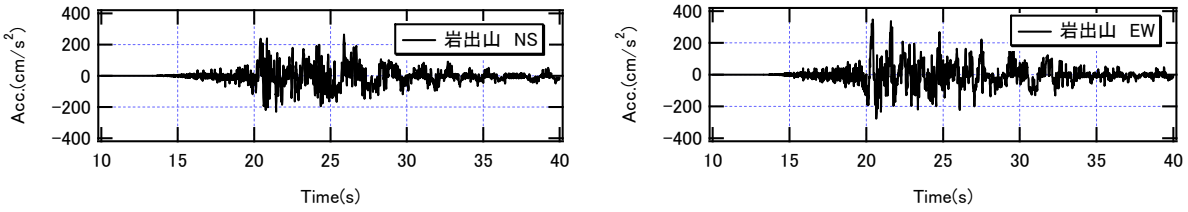
図－3.3.20　上野目の推定せん断波速度



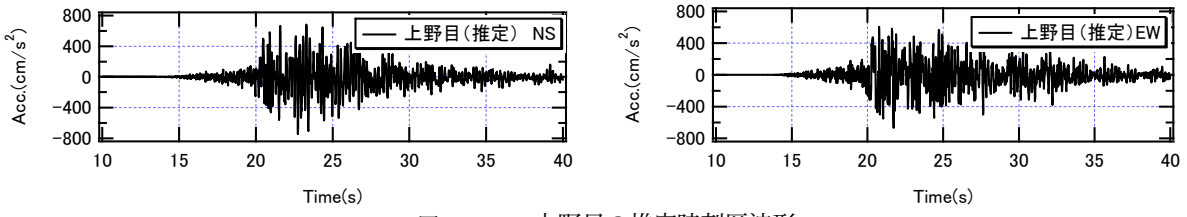
図－3.3.21　非線形特性



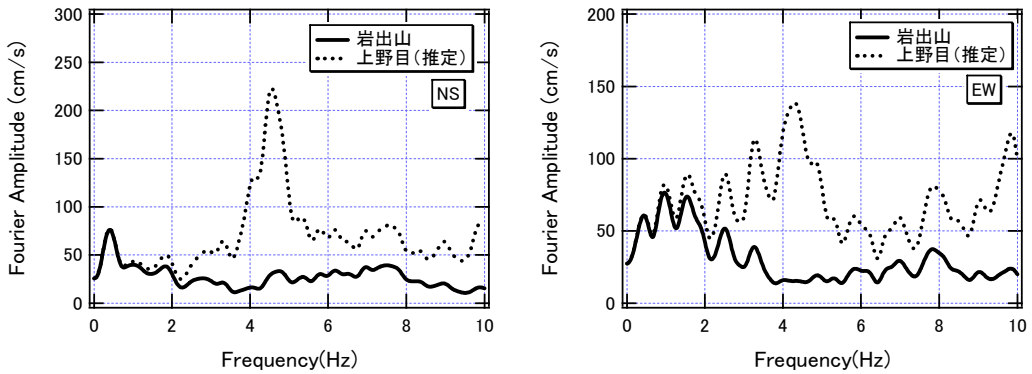
図－3.3.22　上野目の増幅スペクトル



図－3.3.23　岩出山の観測時刻歴波形



図－3.3.24　上野目の推定時刻歴波形



図－3.3.25　上野目の推定フーリエスペクトル

3.3.2 地震前後での建物の固有振動数変動 [1)]

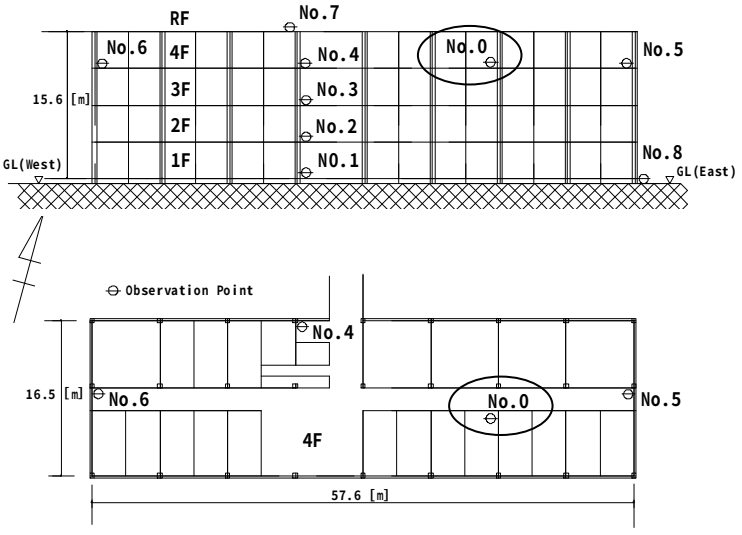
3.3.2.1 はじめに

常時微動観測に基づく既設構造物の振動特性評価は，比較的簡易に高頻度で実施できるという利点を有することから，構造健全性診断への応用が期待されている [2)]。その場合，振動観測に基づく構造物の構造健全性診断を実用化するためには，構造物の振動特性に損傷とは無関係な変動がどの程度含まれているかを知ることが必要である。宮城大学（食産業学部）では，鉄筋コンクリート構造物を対象として，その通常使用状態における振動特性の長期間にわたる変動を把握・評価することを目的として，常時微動の長期継続観測を行ってきた。また併せ，振動特性の地震時変動の検出を行うことを目的として，強震動についても長期間にわたって観測を行ってきた。

2008 年岩手・宮城内陸地震が発生した折りも，常時微動・地震動観測が継続して行われていたが，本震記録収録中にトラブルがあり，観測が中断することとなった。記録中断より 1 日半程度の欠測期間を経て，観測システムを再び起ち上げ, 常時微動･地震動の長期継続観測を再開した。こうして収録された本震前後の常時微動記録の分析から，構造物の固有振動数の地震時変動が検出されたので，以下報告する。

3.3.2.2 観測対象建物概要と解析法

観測対象建物は, 宮城大学食産業学部南研究棟(仙台市太白区，北緯 140°48’，東経 38°13’)であり，一部鉄骨造の 4 階建て鉄筋コンクリート(RC 造)建物である（2005 年 12 月竣工)。対象建物の概略を図－3.3.26 に示す。微動・地震動の長期連続観測を同研究棟 4 階 429 研究室(図－3.3.26 中,”観測点 No.0”）において実施している。竣工後約８ヶ月を経た 2006 年 9 月に観測を開始し，2010 年 2 月現在も継続実施中である。観測量は，強震動から常時微動レベルまでのそれぞれ水平 2 方向の加速度と上下方向加速度である。



図－3.3.26 観測対象建物 （上）断面図 （下）4F 平面図

全観測記録を重複しないように 5 分ごとの小サンプルデータに分割した後，各小サンプルデータに対して，ARMA モデルによる振動モード同定法(以下，ARMA 法と称する)[3)]を適用して，対象建物の振動特性を同定した。日変動をより明確に把握するために，日変動の影響を除去せず，スパイクノイズを除去できるよう窓幅 60 分の移動平均によるフィルタを，季節変動，経年変動については，日変動およびスパイクノイズの影響を除去するために窓幅 1 日の移動平均によるフィルタを適用した。また，各振動特性変動と気象条件との相関を確認するため仙台市気象庁観測点の気象観測データを用いた。また同定対象とする固有振動数を抽出するため，±0.1Hz のバンドパスフィルタを使用した。

3.3.2.3 固有振動数の日変動の検出

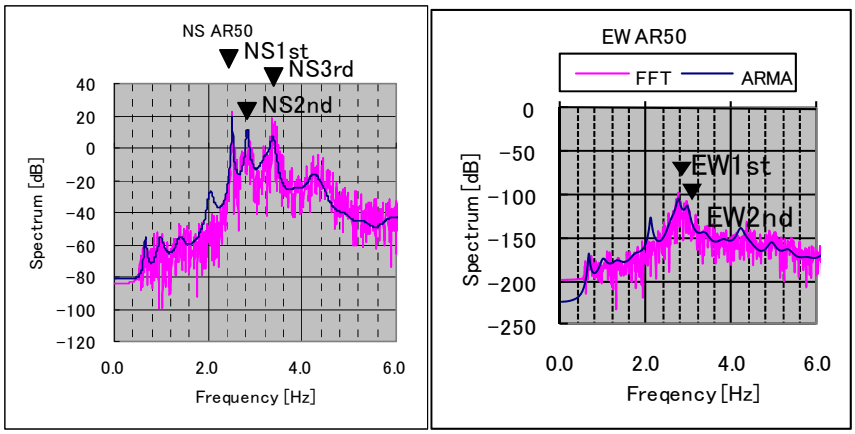
(1) ある時間断面における対象建物の振動特性を同定した結果を観測値と対比して図－3.3.27 に示す。最大振幅値との比が 0.1 以上のピークを与える振動数を固有振動数と

表－3.3.5 振動特性同定結果

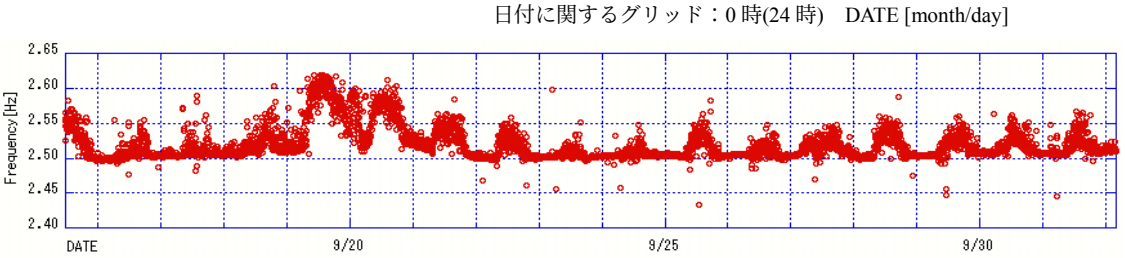
No	次数	固有振動数[Hz]	減衰定数[%]
1	NS-1次	2.507	0.258
2	NS-2次	2.821	1.179
3	NS-3次	3.362	1.223
4	EW-1次	2.735	1.803
5	EW-2次	2.943	1.839

して採用したところ，NS(短辺)方向で３次まで，EW(長辺)方向で２次までのモードが同定された(表-3.3.5)。

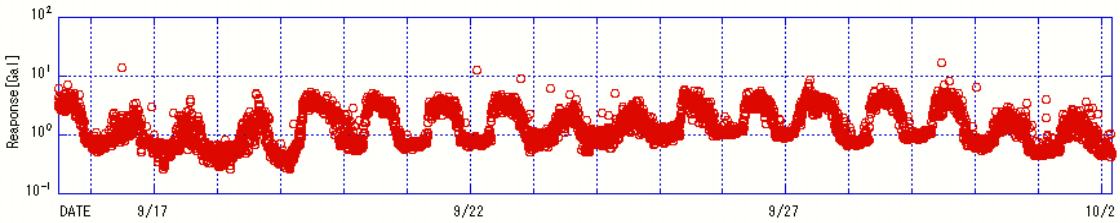
(2) 固有振動数 (f_j) の日変動の一例を図－3.3.28 に示す。f_j は（一見）大気温と相関を持ちつつ日変動しており，一定の周期で変動している（正月休暇時などには殆ど日変動を示さない。このことは大気温との相関ではないことを示す)。対象建物内外の温度差が影響している可能性がある [4)]。図－3.3.28(a)には 2006 年 9 月 15 日から同年 10 月 2 日までの NS 方向 1 次固有振動数，図－3.3.28(b)にはその応答振幅値の経時変動をそれぞれ示す。図－3.3.28(c)には同時期の仙台市の気象庁観測点における大気温の経時変動を示す。このように, 固有振動数は，外気温の高い日中に高く，外気温の低い夜間に低下するような，1 日周期の日変動をしており，観測対象建物の例で，日変動の幅：Δf=0.05-0.1Hz 程度である。ただし，応答の二乗平均平方根（RMS 値，図－3.3.28(b)）も同様に，(人間活動の多い)日中に大きく，(人間活動の少ない)夜間に小となるような日変動をしており，固有振動数の日変動が，応答振幅，或いは，外気温(或いは対象建物内外の温度差)のどちらにより多く起因しているかは，ここからだけでは判断が付かない。今後の検討課題である。



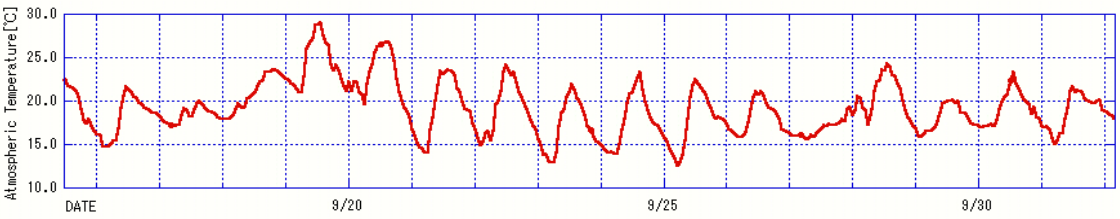
図－3.3.27　振動特性の同定 (1)NS 方向 (2)EW 方向



(a)　NS 方向 1 次固有振動数



(b)　NS 方向応答振幅の RMS 値



(c)　大気温（仙台市における気象庁観測点）

図－3.3.28 検出された固有振動数の日変動例

3.3.2.4　地震前後での建物の固有振動数変動

前小節においては，固有振動数の，損傷とは無関係な変動を取り扱ったが，本小節では，固有振動数の地震時変動を取り扱う。報告の性質上，本小節では，2008 年岩手・宮城内陸地震本震（以下，本震と略す）時に，本節において観測対象としている建物の固有振動数にどのような経時変動が観測されたか，に限定して記載する。

(1)　当観測点における本震時最大加速度の推定

前述のとおり，2008 年岩手・宮城内陸地震本震を観測することは出来なかったが，本小節において記述する事項から考えると，当観測点での最大加速度はどの程度であったかは重要であると考え，次のような方法で，当観測点での最大加速度を推定した；

本震と同じ震源域で発生した別の地震(余震)について，（当観測点に最も近い k-net 観測点である）k-net 仙台観測点で観測された記録 [5]の最大加速度と当観測点で得られた記録の最大加速度との比を求め，本震時に k-net 仙台観測点で観測された記録の最大加速度にその比を乗じて当観測点での本震時の最大加速度の推定値とする。このようにして求められた当観測点での本震時の最大加速度の推定値は，NS 成分：46.6gal，EW 成分：169.7gal，であった。（本震時，当観測点の震源距離は，97.4km であった。）

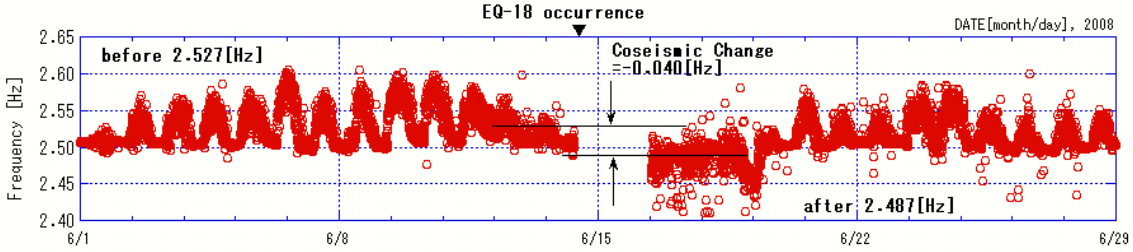
(2) 本震時における固有振動数変動の検出

前小節におけると同様の解析手法を用いて，本震前後における常時微動の連続観測記録から，本震時における固有振動数の変動を検出する。

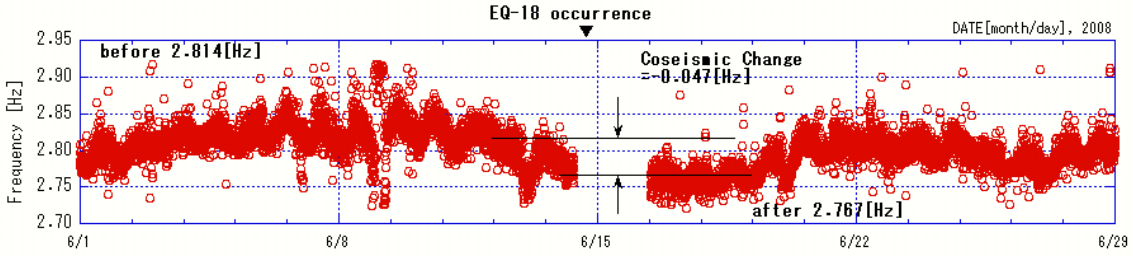
図－3.3.29(1)に本震前後での NS 方向（1 次～3 次）固有振動数および応答振幅値の変動を，また，図－3.3.29(2)には本震前後での EW 方向（1 次～2 次）固有振動数および応答振幅値の変動を，いずれも 2008/6/1-29 の期間について抽出した結果を示す。

これらの図より，次のことが判明した；

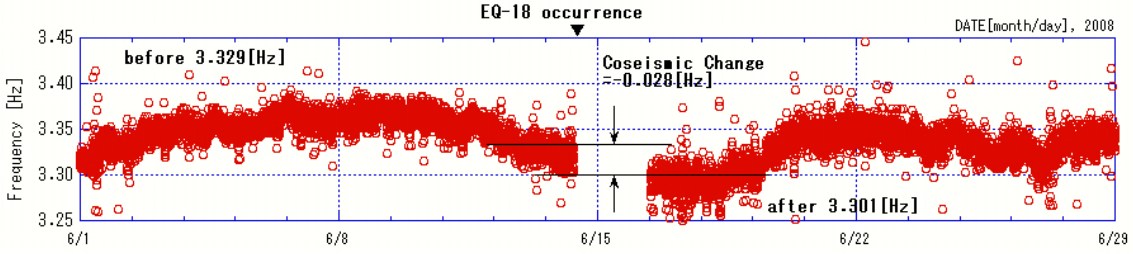
(a) NS 方向固有振動数では，次数が進むにつれて，日変動は次第に不明瞭となるが，本震後に平均的に変動幅：Δf=0.03-0.05Hz 程度低下し，5 日程度後に，本震前のレベルに回復する，との現象が，1-3 次まで共通に観測された。この固有振動数の地震時低下量は，日変動などで検出された 1 日あたり変化量と比してほぼ同程度であり，構造健全性診断の観点からは，通常使用状態での変動を観測・把握しておくことの重要性が示されたものと言える。



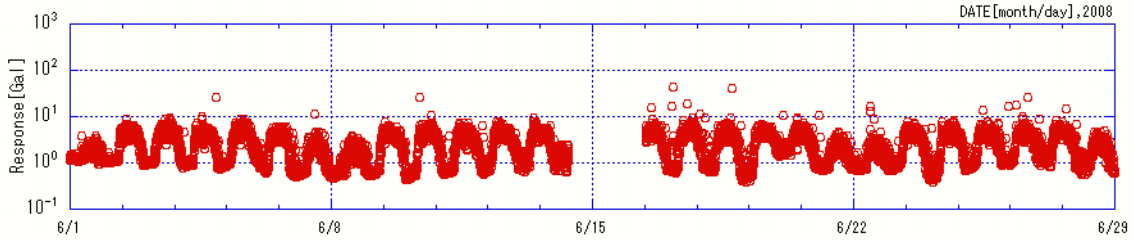
(a) NS 方向 1 次固有振動数



(b) NS 方向 2 次固有振動数



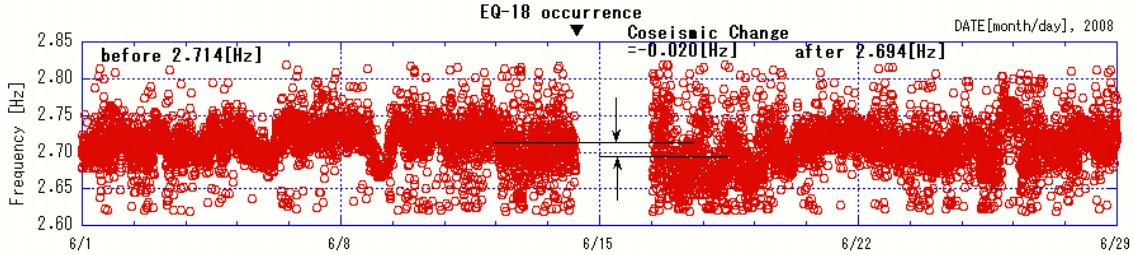
(c)NS 方向 3 次固有振動数



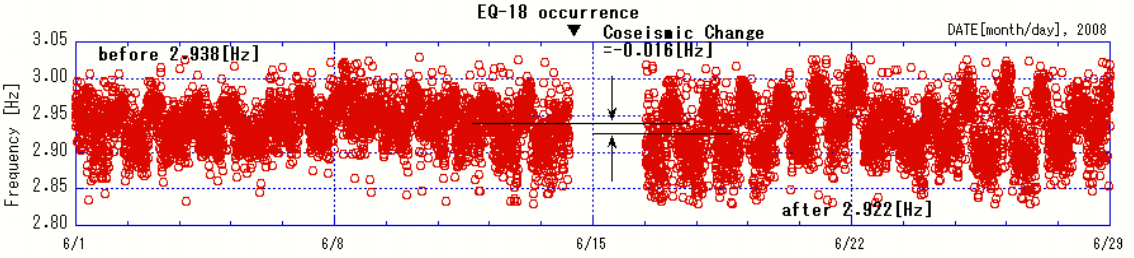
(d) NS 方向応答振幅の RMS 値

図－3.3.29(1)　本震前後での NS 方向固有振動数および応答振幅値の変動（2008/6/1-29）

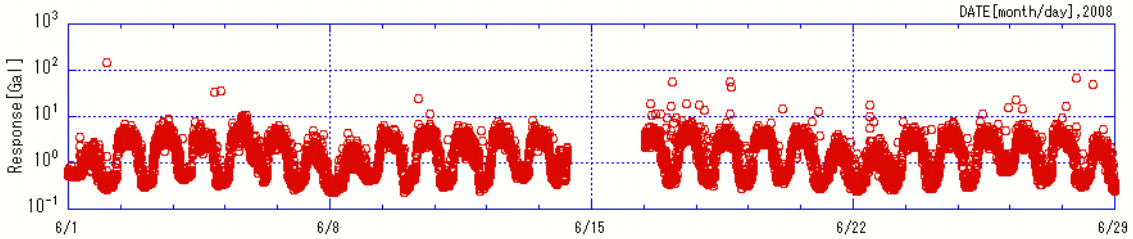
(注)　上図中，”EQ-18 ”は，2008 年岩手・宮城内陸地震本震のことである。



(a)　EW 方向 1 次固有振動数



(b) EW 方向 2 次固有振動数



(c) EW 方向応答振幅の RMS 値

図－3.3.29(2)　本震前後での EW 方向固有振動数および応答振幅値の変動（2008/6/1-29）
(注)　上図中，”EQ-18 ”は，2008 年岩手・宮城内陸地震本震のことである。

(b)　EW 方向より NS 方向の固有振動数の低下のほうが明瞭であり，低下量も大きい傾向が見られた。推定値ではあるが，本震では EW 方向で最大加速度 169.7gal を記録しており，最大加速度の大きさと固有振動数の低下量が対応していないことになる。（対象建物では他の地震時においても，NS 方向で明瞭な地震時変動が確認でき，EW 方向ではその変動が確認できたものは少なく，確認できたとしても，不明瞭であった。また，EW 方向では日変動も明瞭ではない。これらの原因の探求は今後の課題である。）

(c)　応答振幅値の日変動については，地震前後で大きな変化はなく，ほぼ一定の変動を繰り返している。地震直後に着目すると，応答振幅値のばらつきが大きくなっているようにも見えるが，このばらつきが地震による影響だとしても，その後収まっており，応答振幅値の変動に影響を与えるほどの損傷はなかったと考えられる。

謝辞

§3.3.2.4(1)において，防災科学技術研究所が運用する k-net からのデータを使用させて頂いた。ここに記して謝意を表する。

引用文献

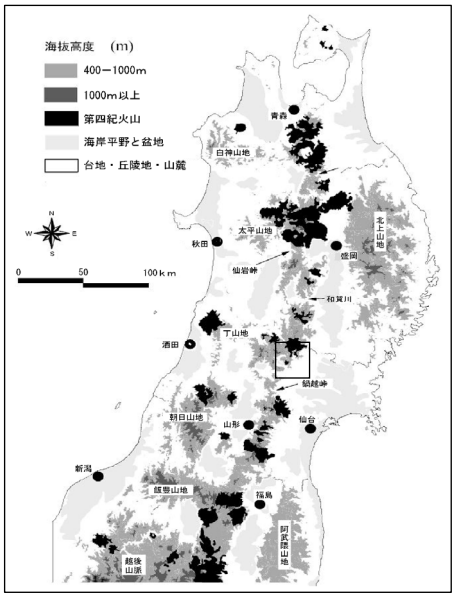
1) 本小節の前半は，以下に既発表の文献から多くを引用(一部改変)したものであるが，本小節の主たる小々節：§3.3.2.4 を記述する上で必要と考え，再録した；
・上島照幸，佐藤和敬，金澤健司：常時微動の長期継続観測を通じた構造物の振動特性変動の検出，土木学会第 64 回年次学術講演会，VI-350，2009 年 9 月.
2) 山本鎮男：ヘルスモニタリング－機械・プラント・建築・土木構造物・医療の健全性監視，共立出版，1999.
3) 金澤健司，平田和太：クロススペクトル推定法による多自由度系構造物の振動モード同定，日本建築学会構造系論文集，第 529 号，pp.89-96，2000 年 3 月.
4) 金澤健司：コンクリート系建物の固有振動数の日変動メカニズムの解明，日本建築学会構造系論文集，第 612 号，pp.63-71，2007 年 2 月.
5) 防災科学技術研究所運用の k-net：http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/

4. 火山性堆積物と地盤災害

4.1 地震地盤災害と地形・地質

4.1.1 地形・地質構造

図－4.1.1 に東北地方の地形概略を示した。



図－4.1.1　東北地方の地形概略（宮城,2005)

宮城によれば，東北地方の陸域の地形は，島弧に平行な 7 列の帯状の地形が明瞭である。

それらは，太平洋側から順に，

①北上山地と阿武隈山地から成る非火山性外弧
②奥羽脊梁山脈と非火山性外弧との間に形成された北上川・阿武隈川低地帯
③奥羽脊梁山脈と火山フロント
④奥羽脊梁山脈に隣接し，南北に配列する内陸盆地列
⑤内陸盆地列と日本海側の海岸低地帯とを隔てる出羽丘陵の隆起帯
⑥日本海側の低地帯
⑦海岸低地帯の沈降帯と西側の日本海大陸斜面を境とする男鹿半島－粟島の隆起帯

である。

東北日本は，15Ma 頃は引張テクトニクスにあり，東西方向の引張応力場のもと，多くの南北方向の正断層とそれらの間をつなぐ断層群により，地溝ないし半地溝上の堆積盆が形成され，新第三紀以降の堆積物が厚く埋積した。

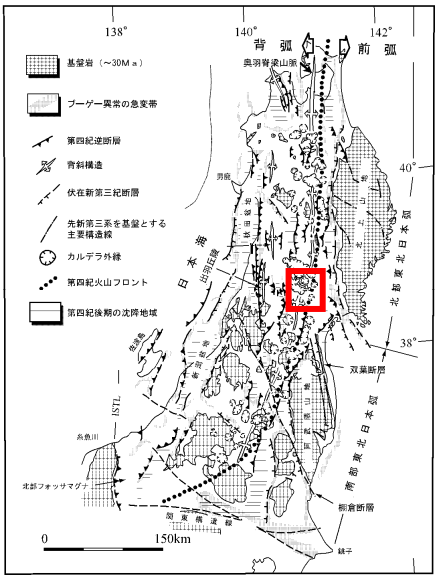
応力的な中立時期を経て，3Ma 以降，一転して東西方向の水平圧縮応力を受け，地層群は 50km 程度の波長で背斜と向斜を繰り返し，上記のような島弧に平行な帯状配列が形成された。

奥羽脊梁山脈は，幅 20～30km の複背斜を形成する背斜で，その東西両側には山脈側に傾く逆断層や急傾斜帯が発達している。

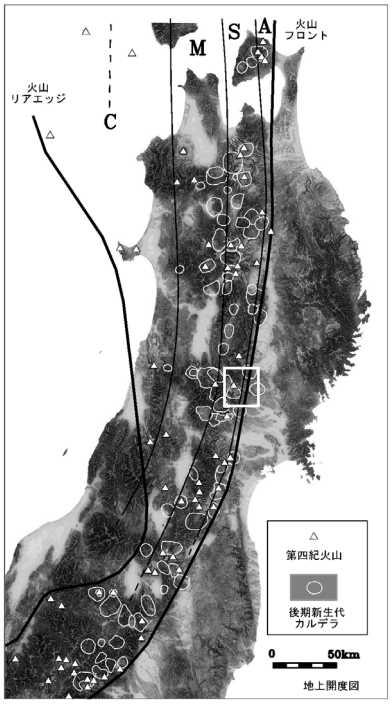
奥羽脊梁山脈は，8Ma から活発な火山活動を繰り広げ，多くのカルデラ群を形成した。3Ma 以降は，現在のような安山岩・玄武岩質の成層型の複成火山に変わった。

図－4.1.3 には，東北地方の第四紀火山とカルデラの分布状況を示した。第四紀火山の多くは奥羽脊梁山脈の稜線付近に集中するが，火山はおよそ 30～50km ほどの広がりの中に数個～数十個の成層火山といくつかの大きなカルデラが密集して火山クラスターを構成している。

火山クラスターは, 70～100km ほどの間隔で認められる。今回の被災地域は，栗駒火山を中心とする火山クラスター付近に位置する。今回の被災形態は，こうした地形・地質構造を反映したものである。



図－4.1.2　東北地方の地質構造概略（Sato，1994)



図－4.1.3　東北本州弧の第四紀火山とカルデラの分布（吉田ほか，2005)

4.1.2 栗駒南麓地域の地形と斜面災害

2008 年岩手宮城内陸の地震では，震源断層と見られる断層の上盤側，東西 10～20km，南北約 40km の狭い範囲，地形的には奥羽山脈東側の主山稜から山麓部，焼石岳火山と一迫川に挟まれる地域に，被害が集中した。

宮城は，この地域の地形的特徴として，

①奥羽山脈

②奥羽山脈上の第四紀の火山

③山脈を開析する河川

延長は数十 km 程度の支流が多いが，主山稜付近では比高数百 m の長大な浸食斜面を形成する。

④脊梁山脈東麓部の地形

火山性の堆積物からなる平坦面と，第四紀初等の地形面を背面とする丘陵地からなる

を指摘している。

(1) 地形分類

宮城は，斜面災害の集中地域の南半部を含む地域の地形分類図を作成した。図－4.1.4 に，栗駒火山とその南麓地域の地形分類と斜面被害分布を示した。

宮城は，この地域の地形について，

①現在の栗駒火山山頂部などを構成する熔岩類

栗駒火山の大規模な活動の最末期に形成された火山で，熔岩の堆積面にはガリーなどの浸食形はほとんど発達していない。

②栗駒火山起源と思われる火山砕屑物・熔結凝灰岩類で構成される緩斜面群

希大ヶ原は火砕流堆積物から成る広大な南東傾斜の緩斜面，耕英地区の北半や駒の湯などは熔結凝灰岩とともに火山泥流の堆積面，御沢から耕英地区にかけて，爆裂火口や御室に起因する泥流の堆積面と思われる緩やかな波状地

③更新世初期の熔結凝灰岩類

耕英地区から一迫川上流部の海抜 600m以下の地域の丘陵地。開析谷が発達する領域と，それに囲まれる緩斜面領域に区分。緩斜面領域は，北川石英安山岩やその他の熔結凝灰岩の堆積原面である可能性。

④地すべり地形

極めて多数の地すべり地形が分布。

大規模な地すべり地形が集中するのは産女川右岸，二迫川流域の荒砥沢ダム周辺，一迫川上流の温湯温泉から河原小屋沢一帯，栗駒山南方の爆裂火口付近である。

中小規模は，三迫川上流の御沢，一迫川中流の伊豆根沢付近である。

⑤大規模(顕著)な遷急線

空中写真上で極めて明瞭なものとして判読・認知できるものを図示した。

特に，一迫川上流の湯の倉から湯浜，相ノ沢，河原小屋沢一帯では，比高 150m を越すような渓岸と大規模な遷急線が熔結凝灰岩や栗駒火山の堆積物からなる緩斜面や小起伏面を切り込んでゴルジュを形成している。温湯から下流では開析谷が高密度に発達し，その比高は 100m 以下に低下し，隣接する尾根部は隣接する谷壁で切り合う状態となる。

もう一つは，栗駒火山の堆積面を開析するガリーと火山性堆積面の境界に認められる。

⑥開析斜面

⑦河岸段丘・沖積錐

⑧湿地

などに区分した。

(2) 地形と斜面変動

図－4.1.4 に示した被害分布状況によると，典型的に出現する斜面変動と地形・地質環境の対応は，以下の通りである。

①火山特有の溶岩流や高山地形の雪窪・雪渓などの局地的な地形・水文条件を反映

・ドゾウ沢原頭部に発生した崩壊と土石流

火山斜面を開析する大規模なガリーの上端に発生したもの

・産女川源流部の大規模な地すべり

熔岩とその下位の凝灰岩というキャップロック構造が産女川の浸食により大きな渓岸を創り出し，過去に生じた地すべり性の破壊を更に拡大する破壊が生じ，大規模化につながった可能性がある。

② 河床の下刻が進んだ場所

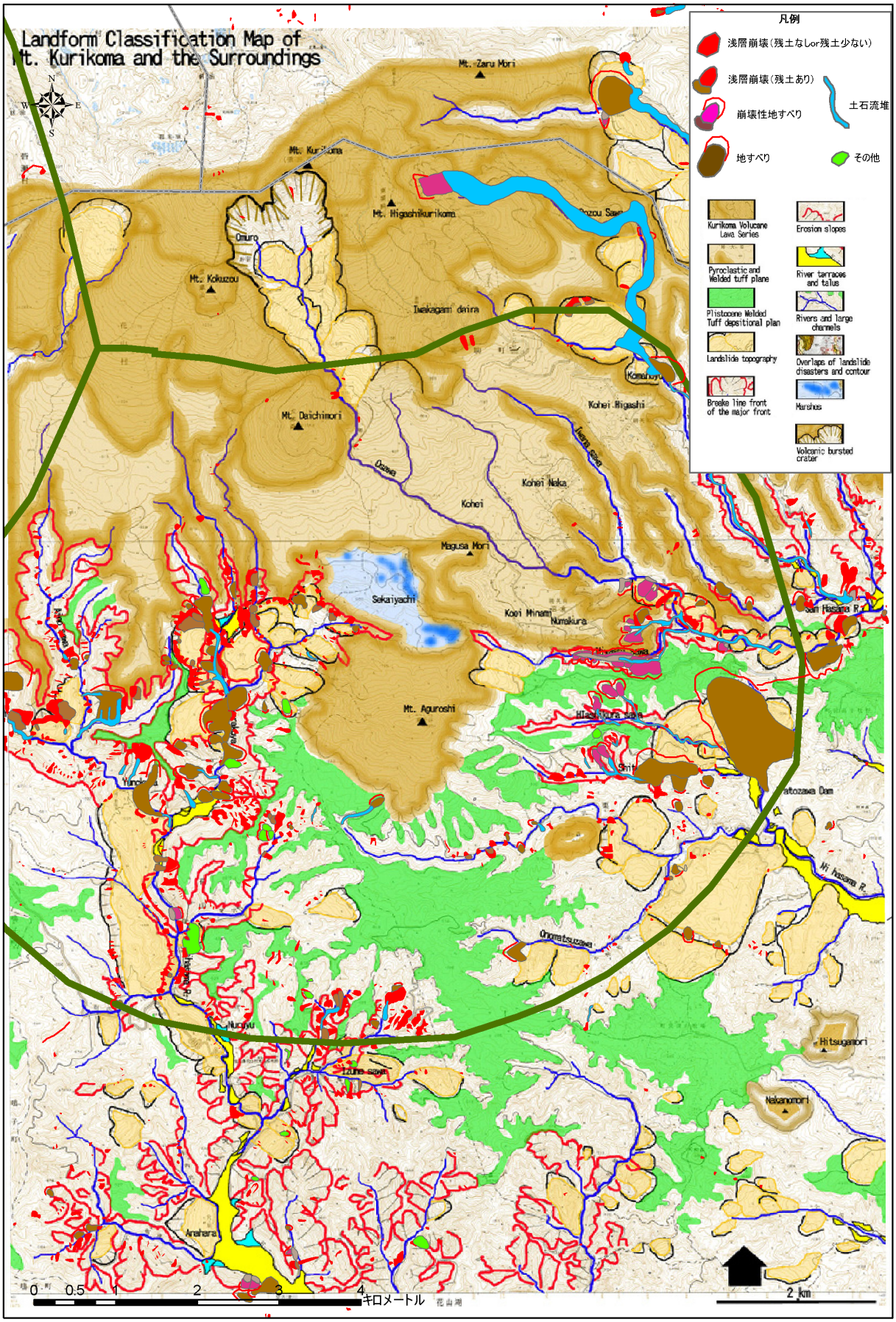
・一迫川上流の湯の倉地区や湯浜地区，河原小屋沢や相の沢などの発生した大規模な山腹崩壊熔結凝灰岩など火山起源の岩石が作る緩斜面と谷壁渓岸斜面との間に極めて明瞭かつ 150m を超える大比高の遷急線を形成している。

③谷頭部のような水が集中する部位

・耕英地区と隣接する二迫川支流で，集中した地すべりと崩壊・土石流が複合した斜面災害

なお，火山斜面を開析する小規模なガリー，山麓部の丘陵地，泥流堆積地，火砕流台地では大きく破壊された箇所は余り目立たない。

荒砥沢ダム上流の巨大地すべり，隣接するヒアシクラ沢，シズミクキ沢などで発生した巨大地すべりは，地形条件が関連した斜面災害とは考え難く，地質構造そのものに破壊の素因を求めることが現実的であろうとしている。



図－4.1.4　栗駒火山とその南麓地域の地形分類と斜面災害分布
（宮城作成図面に，斜面変動，カルデラ推定線を加筆）

4.1.3 地質と斜面変動被害

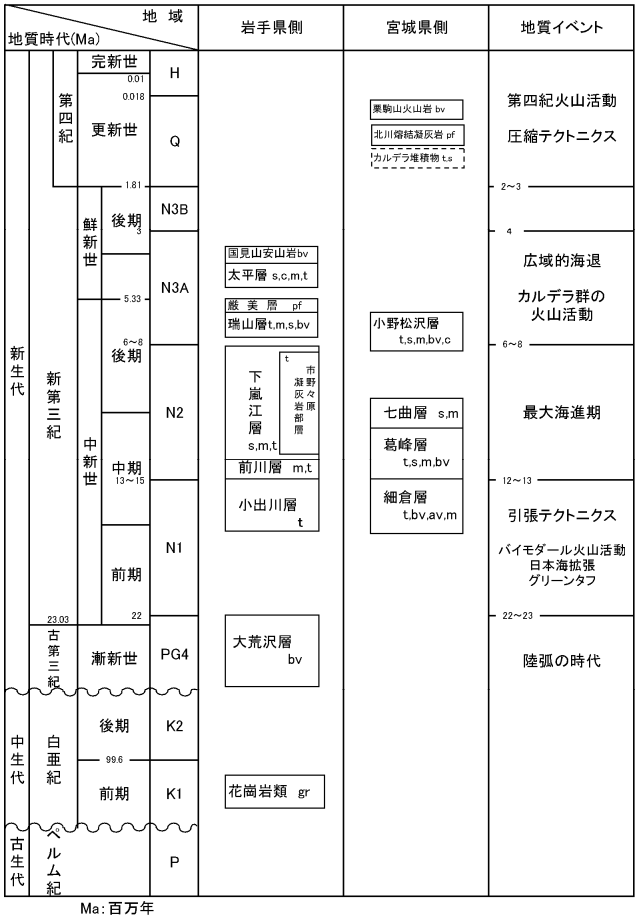
(1) 地質層序

震源域全体の地質を，東北地方デジタル地質図 GIS 版（2006)の記載を中心に概観する。図-4.1.5 に，震源域全体の地質層序概念図を示した。震源域全体の地質は，先第三系の変成岩類・花崗岩類が新第三系の基盤をなす。

新第三系は，先第三系を不整合に覆って，震源域に広く分布する。前期中新世（Ｎ１)の変質安山岩類(av)，中期中新世以降（N2，N3)の火砕岩，砂岩(s)・泥岩(m)などの堆積岩などが広範囲に分布する。

第四系(Q)は，第四紀火山である焼石岳，栗駒山の周辺に同火山起源の噴出物が分布する。また，栗駒山南方には，第四紀火砕流堆積物の分布が下位の地層群を覆って広く分布する。

河川沿いには，小規模な段丘堆積物が分布する。



図－4.1.5　震源域全体の地質層序概念図

(2) 地質と斜面変動被害

図－4.1.6 には，主な被害状況と地質の関係を示した。八木らが作成した「2008 年岩手・宮城内陸地震に伴う斜面災害分布」[4]を，GIS 版地質図に読み込み，斜面災害と地質区分の関係を検討した。

図－4.1.7 には，地質区分と斜面変動面積の関係を示した。図－4.1.8 には，地質区分と斜面変動箇所数の関係を示した。面積，箇所数とも，地質区分の N2t が最大値を示し，次いで N1ｔと Qpf がほぼ同じ値を示している。最大を示した N2t 層は，岩手県側の下嵐江層の部層である市野々原凝灰岩部層，宮城県側の小野松沢層が該当する。

市野々原凝灰岩部層は，磐井川流域の市野々原地区の発生した地すべりにより河道閉塞を引き起した地層である。

小野松沢層は，栗駒山南麓一帯に分布する，凝灰岩を主体とする地層である。

N1t 層は，岩手県側では小出川層（グリーンタフ主体)，宮城県側では細倉層（凝灰岩主体）が該当する。

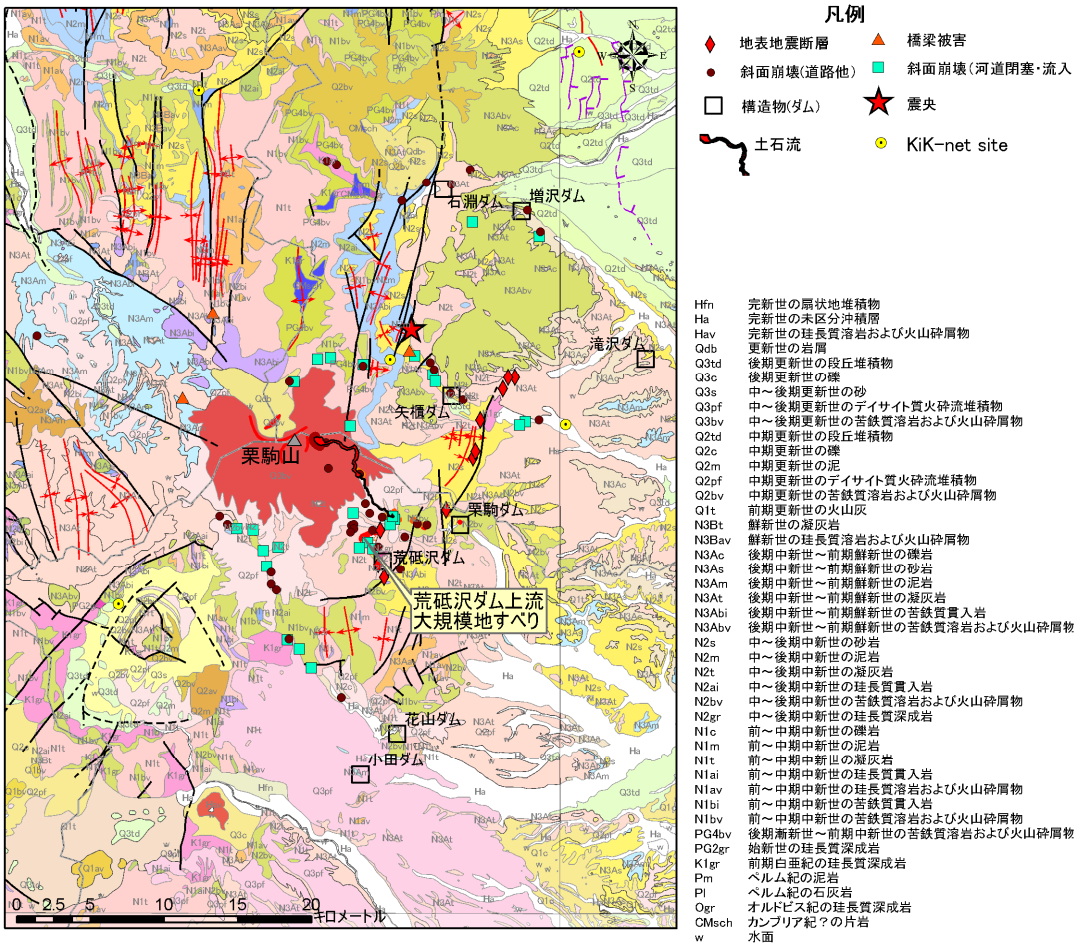
Q2pf は，栗駒山南麓一帯に広く分布する北川熔結凝灰岩が該当する。

表－4.1.1 には，八木による「地質ごとにみた斜面災害タイプの発生面積と発生率の関係」を示した。八木は，今回発生した斜面変動を，形態から深層地すべり，崩壊性地すべり，浅層崩壊および土石流に区分した。

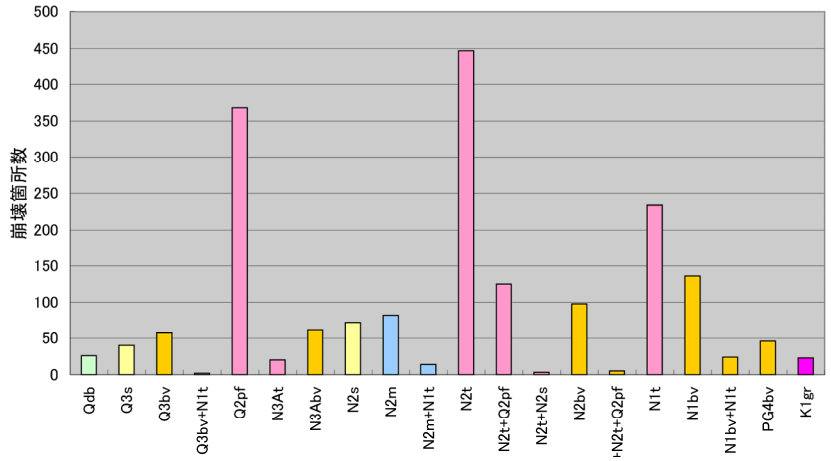
浅層崩壊は，発生した斜面変動 2234 箇所のうち 1855 箇所(83%)にのぼり，これらが比高 100－300m のほぼ垂直に近いゴルジュが発達する一迫川上流や磐井川上流に集中し，これらは，火砕流堆積物がなす急斜面の谷壁斜面上部に集中していると指摘している。

表－4.1.1　地質ごとに見た斜面災害タイプの発生面積と発生率

地域	地質・岩相	年代	地質帯面積 (m^2)	深層地すべり面積 (m^2)	崩壊性地すべり面積 (m^2)	浅層崩壊面積 (m^2)	地質帯ごとの斜面変動発生率(%)		
							深層地すべり	崩壊性地すべり	浅層崩壊
北部	安山岩質溶岩/火砕岩	後期鮮新世/中期更新世	73,525,581	40,831	260,598	500,944	0.06	0.35	0.68
	デイサイト火砕岩	後期中新世/前期鮮新世	22,129,165	96,774	21,718	361,481	0.44	0.10	1.63
	砂岩・泥岩互層/凝灰岩質堆積岩	後期中新世/前期鮮新世	43,072,233	95,324	23,402	361,054	0.22	0.05	0.84
南部	デイサイト溶結凝灰岩/火砕岩・凝灰岩	後期鮮新世/中期更新世	79,997,007	295,854	363,440	1,271,638	0.37	0.45	1.59
	凝灰質堆積岩・礫質凝灰岩	後期中新世/前期鮮新世	49,526,621	1,805,869	411,725	1,157,186	3.65	0.83	2.34



図－4.1.6　2008 年岩手宮城内陸地震に伴う主な被害分布と地質



図－4.1.7　地質区分と斜面変動面積

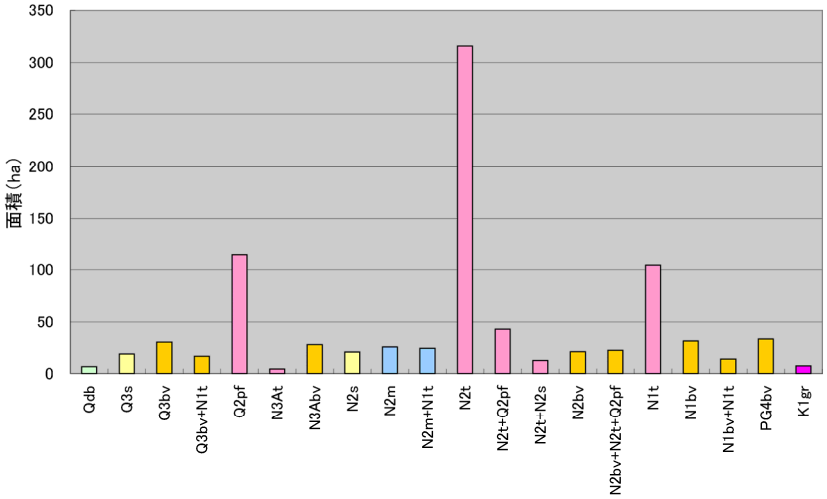


図-4.1.8　地質区分と斜面変動箇所数

4.1.4　地域ごとの地質と斜面変動

地域ごとの地質と斜面変動の特徴として，

(1)　胆沢川流域

・石淵ダムから胆沢ダム(建設中)周辺
・急斜面での斜面崩壊
・新第三紀中新世の堆積岩類や凝灰岩類の風化部の表層崩壊
・節理の発達した亀裂性岩盤(熔結凝灰岩)での岩盤崩落

(2)　磐井川流域

①下流側　岩盤崩落が多発

・新第三紀の厳美層の熔結凝灰岩の冷却節理に沿った岩盤のトップリング～すべり

②市野々原付近の中流域

・新第三紀中新世の堆積岩類(下嵐江層など)の層理面すべりが多発→河道閉塞（図－4.1.9）
・国道 342 号まつるべ大橋　西側の尾根型斜面の岩盤初生すべり→落橋災害

③上流域　規模は小さいが，崩壊密度は大きい

・新第三紀のグリーンタフ(小出川層相当)の岩盤崩落
・新期熔結凝灰岩（低熔結）の崩壊

(3)　栗駒火山地域

・火山灰や溶岩流（自破砕熔岩）等の火山噴出物の崩壊
・ドゾウ沢や産女川上流での大規模な崩壊と崩壊土砂による土石流

(4)　栗駒山南東地域

・耕英地区付近　火砕流台地を浸食する谷の両側斜面が連続的に崩壊し，崩壊土砂が土石流となって流下（図－4.1.10)
・行者の滝付近の御沢右岸や裏沢左岸で規模の大きい斜面崩壊～崩壊性地すべり
・荒砥沢上流の大規模な地すべり(幅 800m，長さ 1200m，図－4.1.11)，西側のシツミクキ沢の地すべり。
　共通点は，下位に低固結の軽石凝灰岩があり，その上に熔結凝灰岩が累重する地質構成
・日影森　尾根部の斜面崩壊，上部は熔結凝灰岩(低熔結)，下部は軟質な軽石凝灰岩
・放森(行者の滝東南東約 2km)の尾根型斜面の表層崩壊崩壊土砂が段丘面を長距離移動

(5)　一迫川流域

①一迫川上流域

・火砕流台地の縁辺部で地すべり性崩壊や表層崩壊が著しく多発，河道閉塞を生じた。
　（図－4.1.12）

②一迫川下流

・熔結凝灰岩のトップリングなどによるやや大規模な岩盤崩壊が多数発生

4.1.5　おわりに

今回の地盤災害に対する地形，地質の特徴は，

①地質が火山噴出物を主体としていること
②下部の軟質（低固結）な凝灰岩・堆積岩を，硬質な火山岩（熔岩，熔結凝灰岩）が上部を覆うキャップロック構造であること
③熔結凝灰岩など火山起源の岩石が作る緩斜面を開析して形成された，比高 100～300m のゴルジュが発達する地域で，浅層崩壊が集中したこと
④高山地形の雪窪・雪渓などの局地的な地形・水文条件が関係すること

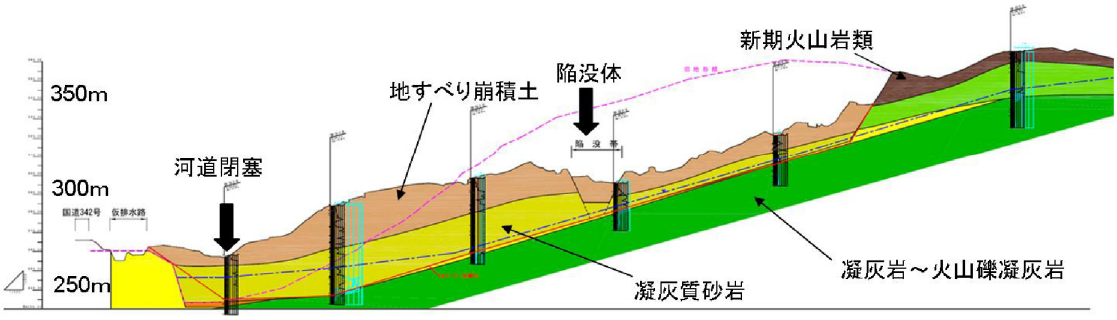
が指摘されている。

なお，荒砥沢の巨大地すべりでは，地質的に上部の熔結凝灰岩とその下位の軽石凝灰岩，およびその下位の砂岩・シルト岩（岩相はカルデラ湖盆堆積物）の間には時間的間隙がないことから，推定される栗駒南麓カルデラの可能性，小野松沢層と火砕岩類の層序および年代認識について，今後の研究課題とされている。

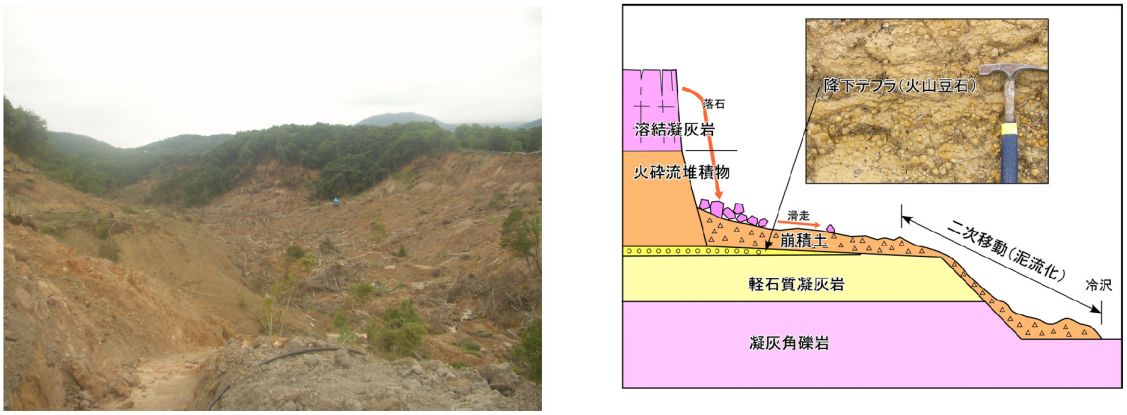
本報告は，平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震災害調査報告書の，
第 2 章　地形・地質
第 4 章　地盤災害
にもとづき，まとめたものである。
ここに，第 2 章および第 4 章の筆者に，謝意を表する。

参　考　文　献

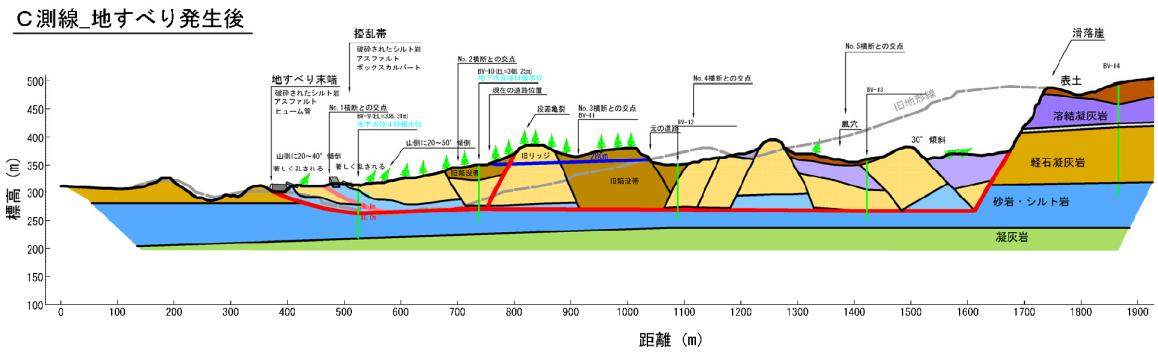
1) 平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査委員会：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震災害調査報告書，2009.
2) 社団法人東北建設協会監修：建設技術者のための東北地方の地質，2006.
3) 社団法人　東北建設協会監修：東北地方デジタル地質図，2006.
4) 八木浩司，佐藤剛，山科真一，山崎孝成：2008 年岩手県・宮城内陸地震により発生した地すべり・崩壊分布図，http://japan.landslide-soc.org/education/report/iwate_miygi_EQ_080717, 2008.
5) 布原啓史，前田修吾，吉田武義，山田亮一：地理情報システムを用いた地震災害とカルデラ構造との関連の検討，日本地質学会，2009.
6) 北村　信編：新生代東北本州弧地質資料集　第 2 巻－その 7－　島弧横断ルート　No.19（飛島－鳥海山－湯沢－水沢)，1986.
7) 北村　信編：新生代東北本州弧地質資料集　第 2 巻－その 8－　島弧横断ルート　No.20(鬼首－細倉－花泉)，1986.



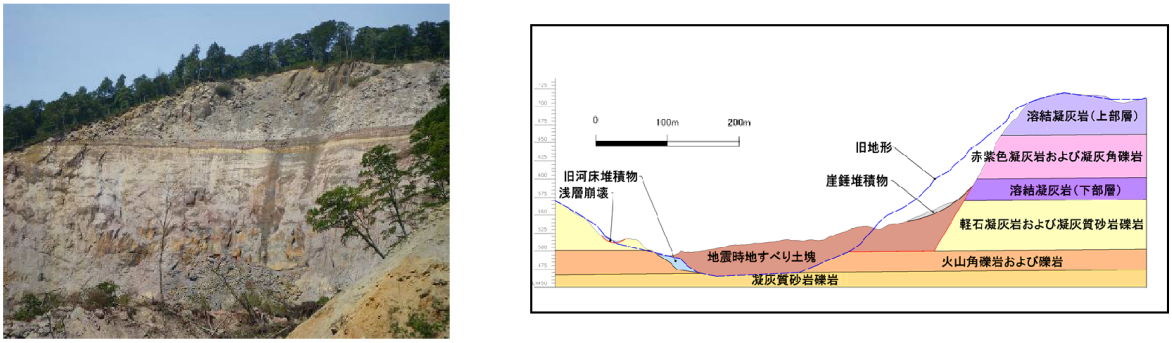
図－4.1.9　磐井川流域　市野々原地すべりの地質断面図



図－4.1.10　耕英地区冷沢の崩壊状況と地すべり性崩壊模式図



図－4.1.11　荒砥沢地すべり主断面図（林野庁東北森林管理局）



図－4.1.12　一迫川上流域　湯浜地区の冠頭部滑落崖の状況と崩壊模式断面図

4.2　荒砥沢地すべり

荒砥沢ダム堤体から北西へ 1 km ほどの上流部で，今回の地震で最大の土砂移動現象となった地すべりが発生した(写真－4.2.1)。その規模は幅 900m，長さ 1300m，移動土砂量 70,000,000m^3 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 の距離を滑動したものであった。

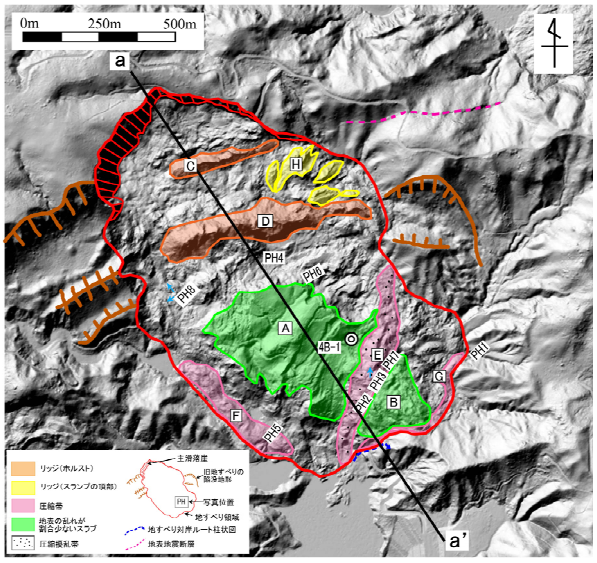
この地すべりの発生箇所はもともと，頭部陥没，滑落崖などの地すべり地形が明瞭に認められるところであった。今回の地震でこの地すべり地形の東側の大部分が滑動し，さらに後方にも波及した[1),2)]。

この地すべりの地形的起象，および地質の概要については既報に詳しい[3)]ので，本文では，この地すべりの滑動に寄与した土の性質と，解析を行う際の力学的メカニズムに重点を置いて報告する。まず，地形的起象と地質概要について，既報の要旨，および，それに加えて本委員会で把握した事項について述べる。次いで地盤工学的な見地から，主としてすべり面が形成されたと考えられた層準から採取した試料を対象に実施した各種試験結果を報告する。そして，これらの結果に基づいて，本報告の時点で推定される地すべりの力学的メカニズムを考察し，今後取り組むべき課題や問題点を提案する。

4.2.1　地すべりの諸元と地形的特徴

図－4.2.1.1 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，空中写真判読と現地調査に基づいて，いくつかの特徴的な地形をかたまり毎に区分し着色した地形分類図[3)]である。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 A，B の間や不動部との境界には，移動体が圧縮された擾乱帯(E)や移動体に圧縮されて形成された丘(F：写真－4.2.1.2)がある。さらに，末端東端には絞り出されたような隆起地形(G：写真－4.2.1.3)が形成されており，その頂部最大比高は 10m 以上となっている。写真－4.2.1.4 は，対策工事中に露頭した写真－4.2.1.2 の圧縮丘断面である。後述する移動体底部を構成する凝灰質砂岩・頁岩層が，破砕され下位から絞り出された様子を確認することができる。

一方，中腹から主滑落崖までは陥没構造を呈している。ここでは取り残された 2 列の尖塔列(リッジ D：写真－4.2.1.5，C：写真－4.2.1.6)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)群が特徴的に見られた。



図－4.2.1.1　地形区分図
(基図：林野庁東北森林管理局)[3)]

写真－4.2.1.1　荒砥沢地すべり全景
((社)東北建設協会提供)

写真－4.2.1.2　移動体右岸に見られる圧縮丘

写真－4.2.1.3　移動体舌端部東端に見られる隆起地形

写真－4.2.1.4　圧縮丘(F)の開削断面
凝灰質砂岩・頁岩構成物(明灰色)の貫入

写真－4.2.1.5　地すべり地内に形成された尖塔列
(下流側から望む)

写真－4.2.1.6　地すべり地内に形成された尖塔列
(滑落崖から地すべり地内を望む)

前述したように，この地すべりの発生箇所はもともと，滑落崖に特徴付けられる地すべり地形が明瞭に認められるところであった。地すべり地内や側方滑落崖の旧地すべり地形の滑落崖直下には，V 字型の堆積物が認められた(写真－4.2.1.7)。また舌端部で，移動体下位の不動部に，旧地すべり滑動で破断されたと考えられる地層が認められた(写真－4.2.1.8)。これらのことから，今回の地震での地すべりは旧地すべり地形の内部で生じ，そのメカニズムはそれと類似しているかもしれないが，旧地すべりでのすべり面全体が今回の滑動に寄与していないと思われた。

写真－4.2.1.7　旧滑落崖直下に見られた V 字堆積物
(右岸側側方滑落崖)

写真－4.2.1.8　舌端部で認められた地層の破断

参考文献

1) 千葉則行,橋本修一,加藤彰,前田修吾,大場司,山崎孝成,阿部真郎,濱崎英作:荒砥沢ダム上流の巨大地すべり発生に関わる地質・地質構造所見,第 47 回日本地すべり学会研究発表会
2) 宮城豊彦：平成 20 年岩手・宮城内陸地震速報 http://wwwsoc.nii.ac.jp/thb-jls/download/h20eq_JLS2008.pdf
3) 林野庁東北森林管理局：岩手県・宮城内陸地震に係る山地災害対策検討会資料,2008

4.2.2　地すべり地周辺の地質

本地域地周辺には，新第三系の葛峰層を基盤岩とし，広く火山系の堆積物が分布する。地すべり地周辺の地質は，荒砥沢ダムの基礎となっている新第三紀中新統の葛峰層を基盤とし，その上位に新第三紀中新統の小野松沢層と第四系の軽石堆積物，火砕流堆積物が覆う．（表－4.2.2.1)。

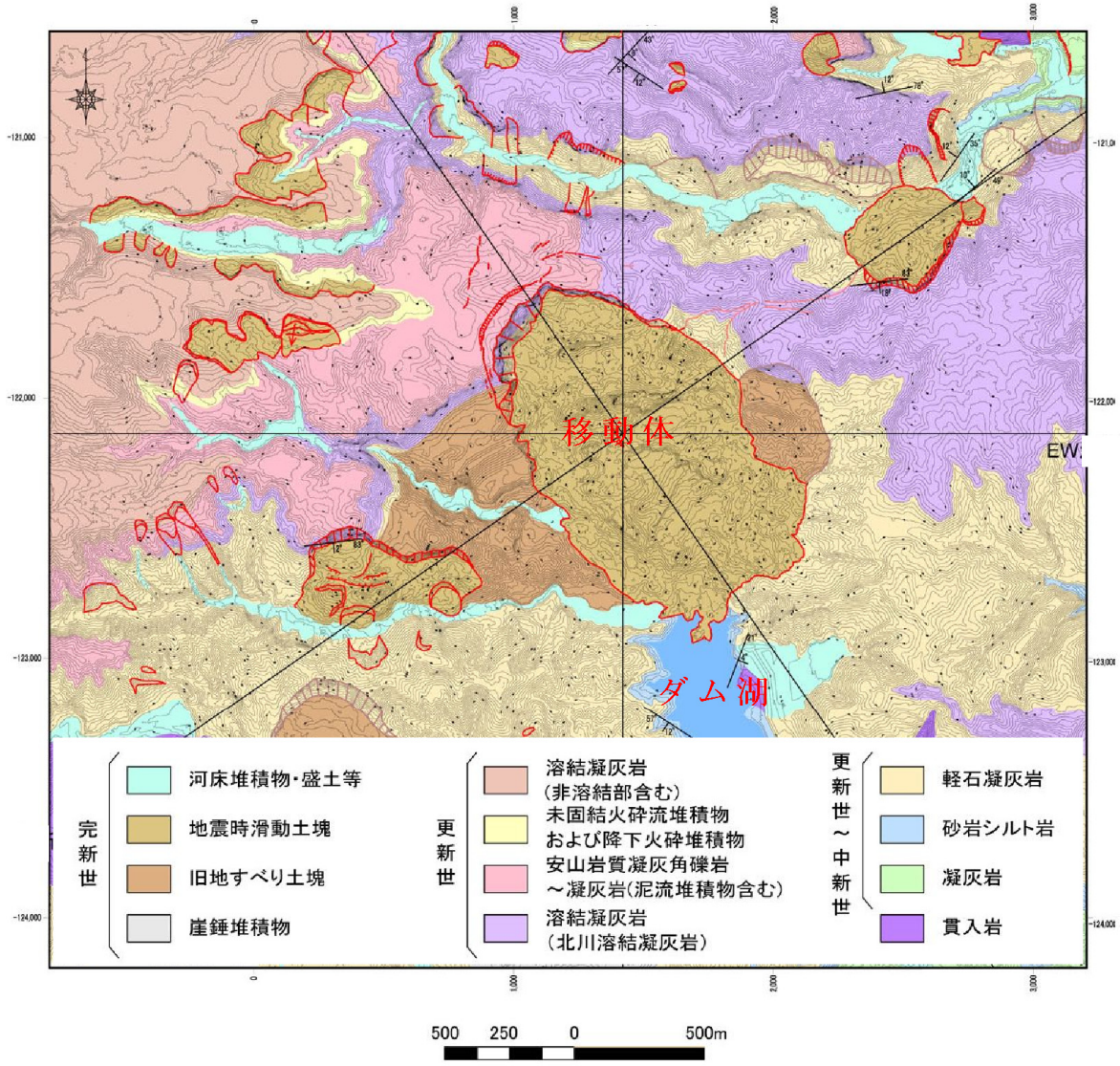
葛峰層は，海成の頁岩・シルト岩の互層およびこれらに貫入する安山岩･石英安山岩からなる。小野松沢層は，下位より凝灰岩質シルト岩，礫岩，凝灰質砂岩・頁岩，火砕流堆積物から構成される。埋没土壌，軽石堆積物，火砕流堆積物は小野松沢層を覆う様に分布し，火砕流堆積物は一部溶結凝灰岩化している。葛峰層を除けば，全体的にやや軟質である。

地すべり移動土塊内（移動体）で認められるのは，小野松沢層準より上位のもので，地すべり土塊の末端部ほど相対的に古い地層が出現している。

なお，葛峰層と小野松沢層との境界面（不整合面）は，ダムサイト右岸の付け替え道路法面から取水塔東側を抜け南北方向に分布し，境界面の東に葛峰層が，西側に小野松

表－4.2.2.1　地すべり地付近の地質柱状図

地質年代		地質名	地質	分布	備考
第四系			火砕流堆積物	地すべり頭部	溶結凝灰岩主体
			降下軽石堆積物		緻密
			埋没土壌	地すべり中央部	有機物を楔状に挟在
新第三系	中新世	小野松沢層	軽石岩・火砕流堆積物		軽石巨礫を伴う
			凝灰質砂岩･頁岩	地すべり末端部	水成層で全体的に細粒。層理面発達し､有機物を挟在
			礫岩		連続性に乏しい
			シルト岩		
		葛峰層	貫入岩類（安山岩）	ダム～地すべり間の湖底に露出	緻密
			堆積岩	ダム軸付近	頁岩～シルト岩の互層（海成層）,均質堅硬



図－4.2.2.1　地すべりブロック付近の地質
（林野庁 HP より引用[1)]）

沢層が分布する。基盤の葛峰層が陥没して形成されたカルデラを小野松沢層が埋積したと考えられる。

移動体周辺の地質図を図－4.2.2.1 に示す。今回の移動体周辺には，旧地すべり土塊が分布しているが，これらと今回の移動体は全く一致してはいない。

4.2.2.1　移動体の地質

移動体の地質は場所により異なるため，以下では「末端部」,「中央部」,「頭部」の 3 地区に分けて説明をおこなう。

＜地すべり末端部＞

埋積層下部は葉理の発達した植物化石を含むシルト岩，凝灰質砂岩/頁岩の互層が認められる（写真－4.2.2.1，写真－4.2.2.2)。これらは湖成層・火砕流堆積物であり全体的に細粒である。葉理が発達確し，数㎜から数㎝の厚さで燐片状に剥がれ易く，低強度軟岩である。

＜地すべり中央部＞

地すべりブロック中央部は，基本的には，軽石～軽石凝灰岩からなる。軽石～軽石凝灰岩層内には，所々楔状の陥没帯が分布する。陥没帯中には，有機質層や砂礫層が堆積し（写真－4.2.2.3，写真－4.2.2.4)，旧地すべり形成後の陥没地などで堆積した可能性が高い。(社)日本地すべり学会は，この有機質堆積物のサンプル試料の C14 年代測定を行い，39,690±300 yrBP，53,190 yrBP の年代値を報告している[2)]。

＜地すべり頭部＞

地すべりブロック頭部は，土塊の移動により大きな陥没帯が形成されている。写真－4.2.2.5 で明らかなように，ブロック頭部の地質は，火砕流堆積物，軽石堆積物から構成される。これらは水平に分布している特徴があり，火砕流堆積物の一部は強溶結し，しばしば柱状節理が発達している。

写真－4.2.2.1　地すべり土塊末端部の地質状況

写真－4.2.2.2　地すべり土塊末端部の地質

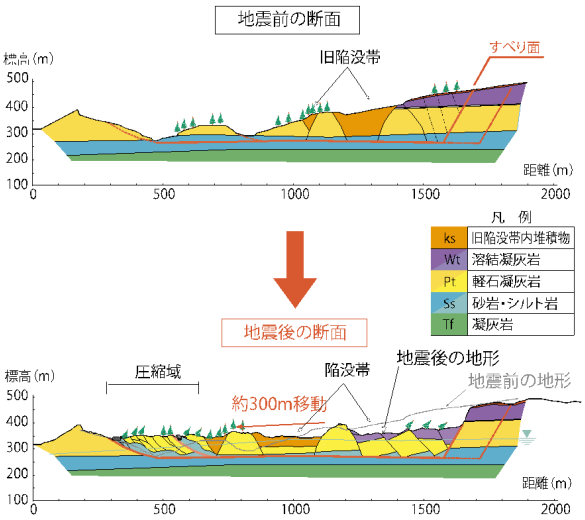
写真－4.2.2.3　地すべり中央部の地質状況

写真－4.2.2.4　地すべり中央部の地質状況

写真－4.2.2.5　地すべり頭部の地質状況

4.2.2.2　すべり面の地質

すべり面は小野松沢層内の凝灰岩質砂岩･シルト岩(頁岩）内に形成されており，砂岩・シルト（頁岩）岩の堆積構造が，すべり面の形成と深く関係している。また，すべり面の傾斜は 1～2 ° 程度と非常に緩いことが特徴である（図－4.2.2.2)。



図－4.2.2.2　荒砥沢地すべりの断面図
（東北農政局 HP より引用）

参考文献

1) 東北農政局 HP：山地災害の記録
http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/introduction/gaiyou_kyoku/annai/panph/pdf/sanchi1.pdf
2) (社)日本地すべり学会東北支部
http://wwwsoc.nii.ac.jp/thb-jls/

4.2.3　地すべり面付近を構成する地質の物理的・静力学的性質

前述のように，この地すべりでは現地調査やボーリング調査の結果から，すべり面が層理面の発達する低固結度の凝灰質砂岩・頁岩層に形成された。この層は，上位ほど粗粒砂岩層が挟在するが，下位は頁岩層が優勢である。前述した圧縮丘や隆起地形の殆どが，この頁岩層の破砕物で構成されていたことから，すべり面の主体はこの互層の下位に存在すると判断し，この層準から試料をブロックで採取した。

また，この凝灰質砂岩・頁岩層の下位には，上部境界面に礫岩が指交して挟在する，層理面の発達したシルト岩層が分布する。この層は，層理面に直交する方向での軟岩用シュミットハンマによる計測で平均20.5MN/m^{2}の圧縮強さを示し，軟岩用シュミットハンマで計測できなかった上位凝灰質砂岩・頁岩層に較べて固結度が大きい。このシルト岩層には今回の地すべりで，滑動の痕跡は認めていない。しかし，層理面で容易に剥離する性質を有し，また前述のように，旧地すべり地形を形成した際，この層にすべり面が発達したことが認められた。そこで，すべり面の一部がこの層準に及んでいる可能性も否定できないことから，この層についても試料を採取して試験を実施した。

4.2.3.1　物理的性質

a)　凝灰質砂岩・頁岩層

対象層準構成物の物理的性質を図－4.2.3.1 に示す。なお，液性限界は，JIS 規格法では NP となったので，フォールコーン法で求めた。この構成物は工学的分類上，火山灰質粘性土(Ⅰ型)に分類されるが，塑性図上ではシルトに分類される性質を有していた。また，乾燥かさ密度 ρ_t は，=0.8-1.1g/cm^3 の範囲にあった。

b)　葛峰層群中のシルト岩層

この試料は固結した岩塊として採取され，その乾燥かさ密度は，ρ_t =1.179g/cm^3 であった。

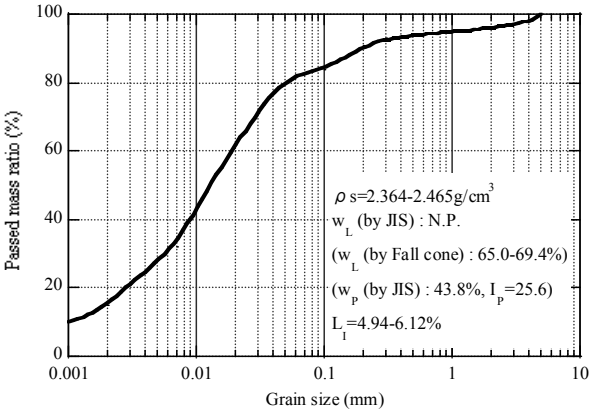
4.2.3.2　静力学的性質

凝灰質砂岩/頁岩互層試料とシルト岩層試料は，土質材料の力学的性質の基礎となるせん断強さを把握するために，まず，一面せん断試験(CU 条件)に供した。次いで，凝灰質砂岩/頁岩互層試料について，移動体が長距離を移動したこと，圧縮丘や隆起地形をこの層の破砕物が構成しており，長距離移動に寄与したと考えられることから，この試料を対象に，乱した試料を対象とした一面せん断試験(CU 条件)とリングせん断試験(CD 条件)を実施した。

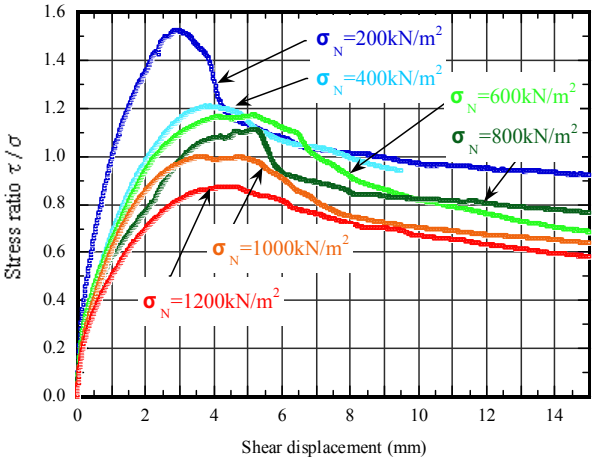
a)　一面せん断強さ

当概地での有効土被り圧は，その移動体厚から 2MN/m^2 に近いと推定されるが，通常の土質試験装置の構造上，その圧力を載荷できないので，できるだけその値に近づけた条件で行うために高圧中型(供試体径：10cm，供試体高さ：6cm)一面せん断試験装置を用い，垂直載荷圧 σ を最大 1.2MN/m^2 で実施した。

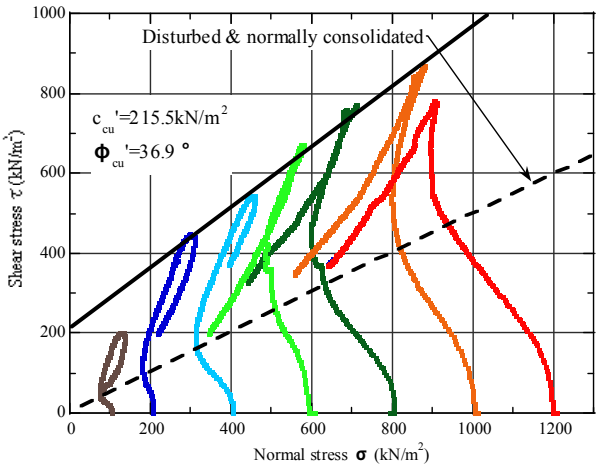
図－4.2.3.2 は，凝灰質砂岩/頁岩互層供試体の応力比-変位曲線である。垂直載荷圧の増加に伴い，曲線は一般に脆



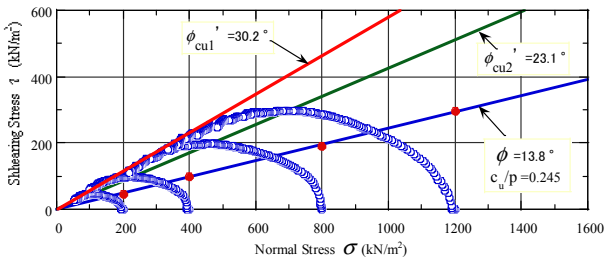
図－4.2.3.1　凝灰質砂岩・頁岩層の物理的性質



図－4.2.3.2　凝灰質砂岩・頁岩層試料の
一面せん断応力比-変位曲線



図－4.2.3.3　凝灰質砂岩・頁岩層試料の
一面せん断有効応力経路



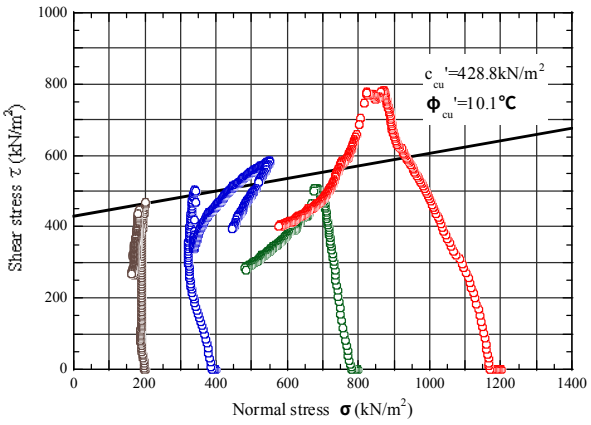
図－4.2.3.4　乱した凝灰質砂岩・頁岩層試料の
一面せん断有効応力曲線

性的から延性的な挙動へと推移するが，σ=1.2MN/m^2 でも脆性的な挙動が認められた。図－4.2.3.3 は，その有効応力経路であるが，その挙動を反映して c_{cu}'=215.5kN/m^2 を得た。また，破壊規準線について，高圧条件で見られる Griffith 規準的な傾向は，この垂直載荷圧の範囲では見られず，ほぼ Coulomb 規準で説明できる結果であった。また，図中には，図－4.2.3.4 に示す乱した正規圧密状態試料を対象とした CU 条件試験での破壊規準線を併せて示した。破壊後に各曲線ともこの規準線に向かって収束する傾向を呈しているものの，試験でのせん断変位の範囲でこの規準線まで到達しなかった。このことは，この材料は脆性的に破壊しても，その後，大きなせん断変位に到達するまでは，せん断抵抗力を維持する性質を持つことを表していると解せた。さらに，図－4.2.3.4 から便宜的に求めた強度増加率は 0.245 で，シルト質の試料であることを反映して，圧密に伴う強度回復が粘性土に比して小さな結果であった。

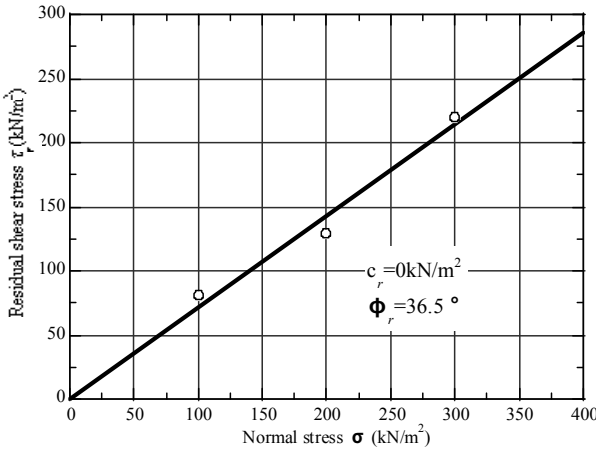
一方，シルト岩層試料の結果を図－4.2.3.5 に示す。φが小さく岩石材料の様相を呈し，垂直上載圧が 400kN/m^2 を超えると，せん断強さが凝灰質砂岩/頁岩互層供試体よりも小さくなるので，この層準にもすべり面の一部が発達した可能性が示唆された。

b) リングせん断試験での残留強さ

図－4.2.3.6 は，乱した凝灰質砂岩/頁岩互層供試体のリングせん断試験結果である。この結果から得られる残留せん断抵抗角は 30 度を超え，通常の降雨・融雪誘因地すべり同様に評価すれば，長距離滑動することを考えにくい結果であった。またせん断後半にかけて，垂直変位が減少したが，これは，試験中にせん断面付近の土が剥離してリング箱間のすき間から漏れ出す現象が，通常の降雨・融雪地すべり粘土を対象とした試験時に較べて顕著で，この結果はそれを反映したものである。このことは，前述した圧縮丘や隆起地形を生じたことや長距離を活動したことと関係すると思われるが，課題として残された。



図－4.2.3.5　シルト岩層試料の一面せん断有効応力経路



図－4.2.3.6　凝灰質砂岩/頁岩の残留せん断強さ

参考文献

1) 檜垣大助：平成 20 年岩手・宮城内陸地震　荒砥沢ダム上流地すべりに関する現地調査報告，社団法人日本地すべり学会東北支部，2008.
2) 農水省迫川上流農業水利事務所：『荒砥沢ダム技術誌』，農水省迫上川農業水利事務所刊，1999.

4.2.4　地すべり面付近を構成する地質の動力学的性質

地すべり移動体を構成する地質は，旧カルデラの湖成層であるシルト岩・砂岩，その上位の軽石凝灰岩および溶結凝灰岩である。地すべり末端部において，迫り上がった部分にシルト岩が見られ，また，対岸には不動体のシルト岩・砂岩互層の湖成堆積物層（写真－4.2.4.1）が見られる。ここでは，この不動体層中のシルト岩（写真－4.2.4.2）の動的性質を把握することを目的としてブロックサンプリングを行った。採取したシルト岩の室内土質試験項目は，土粒子の密度試験，含水比試験，粒度試験，液性限界・塑性限界試験，最大・最小密度試験，湿潤密度試験，三軸圧縮試験(UU 条件，CUB 条件)および動的変形特性試験である。表－4.2.4.1 に試験結果一覧表を示した。試験結果に関しては，一部 5.2.3 や 5.2.4a)と重複する部分もあるが，シルト岩の堆積環境を考えた場合には，必要と判断した。

ⅰ）一般的性質

土粒子の密度は，ρ_s=2.401g/cm^3 と一般的な土と比較した場合には小さい値である。湿潤密度も，ρ_t=1.527g/cm^3 と小さく，含水比がw_n=47.3%であることから，乾燥密度もρ_d=1.037g/cm^3 と小さい。飽和度は，S_r=86.4%であり，相対密度は，D_r=90.7%と密な状態である。

ⅱ）粒度特性

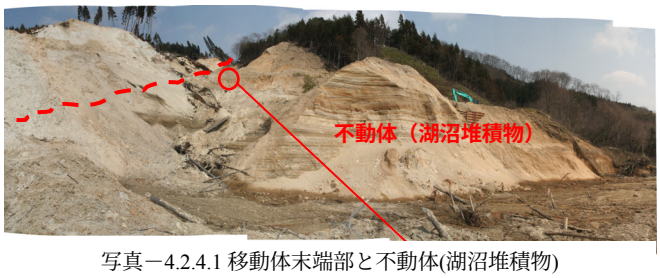
粒度組成は，砂分 29.6%，シルト分 59.8%，粘土分 10.6%とシルト分が多く，砂質シルト(MS)に分類される。

ⅲ）コンシステンシー特性

シルト分を 59.8%，粘土分を 10.6%含有するが，液性限界，塑性限界とも JIS A 1205 では求められず NP（non-plastic）であった。なお，フォールコーンを用いた液性限界試験（JGS 0142-2009）では，液性限界w_L=59.5%が得られた。

表－4.2.4.1　土質試験結果一覧表

試料番号（採取深度）				ブロックサンプリング
土質区分				シルト岩
物理特性	一般	湿潤密度	ρ_t (g/cm^3)	1.527
		乾燥密度	ρ_d (g/cm^3)	1.037
		土粒子の密度	ρ_s (g/cm^3)	2.401
		自然含水比	w_n (%)	47.3
		間隙比	e	1.315
		飽和度	S_r (%)	86.4
		相対密度	D_r (%)	90.7
	粒度	石　　分(75mm以上)	(%)	
		礫　　分(2～75mm)	(%)	0.0
		砂　　分(0.075～2mm)	(%)	29.6
		シルト分(0.005～0.075mm)	(%)	59.8
		粘 土 分(0.005mm未満)	(%)	10.6
		最大粒径	(mm)	2
		均等係数	Uc	14.1
		曲率係数	Uc'	-
	コンシステンシー特性	液性限界	w_L (%)	N.P.
		塑性限界	w_p (%)	
		塑性指数	I_p	
		最小密度	ρ_{dmin} (g/cm^3)	0.734
		最大密度	ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.083
	分類	地盤材料の分類名		砂質シルト
		分類記号		(MS)
力学特性	三軸圧縮	全応力	c_{uu} (kN/m^2)	205.5
			ϕ_{uu} (°)	0.0
			c_{cu} (kN/m^2)	350.9
			ϕ_{cu} (°)	31.0
		有効応力	c' (kN/m^2)	94.4
			φ' (°)	39.9
動的変形特性		初期せん断剛性率	G_0 (MN/m^2)	76.2　(76.1)
備考				(　)内の値は再構成試料



写真－4.2.4.1 移動体末端部と不動体(湖沼堆積物)

写真－4.2.4.2
ブロックサンプリング箇所 →

ⅳ）三軸圧縮試験結果

三軸圧縮試験は，UU 条件と CUB 条件の２種行った。UU 条件での拘束圧は，σ_c=10kN/m^2 で実施した。これは，本来，一軸圧縮試験を行う予定であったが，葉理が発達した試料で非常に脆弱であったため，ゴムスリーブを掛けて低拘束圧で行った。

CUB 条件の拘束圧は，本来の有効土被圧では 1000kN/m^2 を越えるものであるが，三軸セル [1]の耐圧の関係上，背圧は，σ_{BP}=100kN/m^2 とし，σ_c=250kN/m^2，σ_c=400kN/m^2 およびσ_c=700kN/m^2 の３種で行った。

・ 非圧密非排水せん断強度特性

低拘束圧の UU 条件で行った三軸圧縮試験から得られた粘着力は，c_{uu}=205.5kN/m^2 であり，圧縮強さ($\sigma_a-\sigma_r$)は，349.7～471.9kN/m^2 であり，シルト岩というよりは，固結シルト程度の強度である。

・ 圧密非排水せん断強度特性

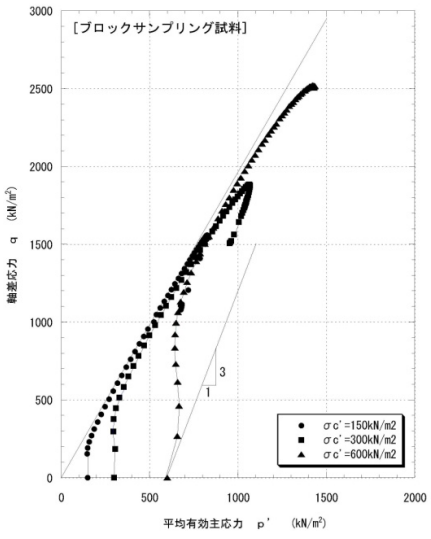
有効拘束圧σ_c'=150kN/m^2，σ_c'=300kN/m^2 およびσ_c'=600 kN/m^2 で行った CUB 試験から得られた強度定数は，

全 応 力：c_{cu}=350.9kN/m^2，ϕ_{cu}=31.0 °

有効応力：c'=94.4kN/m^2，φ'=39.9 °

であり，せん断抵抗角は，φ=30 ° 以上を有している。

図－4.2.4.1 に有効応力経路を示した。この図においても，せん断抵抗角が大きいことが判り，また，応力経路は，密な砂の様相を呈している。圧縮強さ($\sigma_a-\sigma_r$)は，1559.2～2518.5kN/m^2 である。



図－4.2.4.1　シルト岩の三軸圧縮試験時の有効応力経路

ｖ）シルト岩の動的変形特性

シルト岩の動力学試験は，地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験（JGS　0542）を行った。

拘束圧は，本来の有効土被圧では 1000kN/m^2 を越えるものであるが，三軸セル [1)]の耐圧の関係で，背圧はσ_{BP} =98kN/m^2 とし，拘束圧σ_c=598kN/m^2，有効拘束圧σ_c' =500kN/m^2 で行った。

図－4.2.4.2 にシルト岩の非排水繰返し三軸試験での各載荷段階１０サイクル目から得られた G～γ曲線およびｈ～γ曲線を示す。この図中には，ブロックサンプリング供試体と水中で再堆積させ，湿潤密度を同程度に再構成した供試体の結果を併せて示した。

再構成供試体においては，圧縮・伸張ともに同程度のひずみが生じたが，ブロックサンプリング供試体においては，堆積構造と aging の影響により載荷軸応力の増加（載荷段階の増加）に伴い，圧縮側にひずみ発生が少なく，伸張側にひずみ発生が多くなる片振り傾向が顕著に見られた。

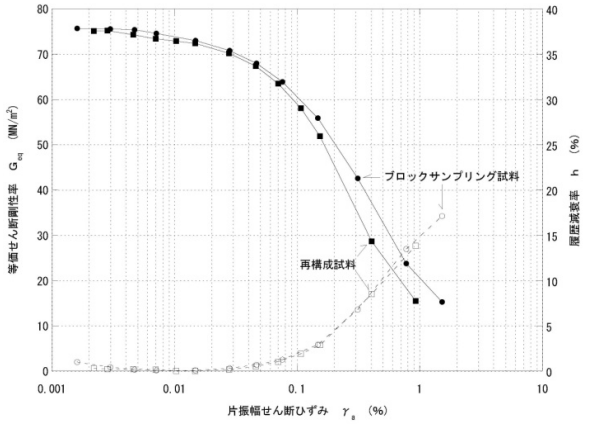
しかし，等価せん断剛性率 $G_{eq,}$ 履歴減衰係数ｈとも，ブロックサンプリング供試体，再構成供試体ともほぼ同じ傾向を示した。

まず，初期せん断剛性率G_0は，ブロックサンプリング供試体，再構成供試体とも 76MN/m^2 であり，片振幅せん断ひずみγ_a=0.01%以下においては，等価せん断剛性率 G_{eq} が 76MN/m^2 程度，履歴減衰率ｈが 1.0%以下で弾性的な挙動である。つぎに，片振幅せん断ひずみγ_a=0.1%から等価せん断剛性率 G_{eq} は低下傾向を示し，履歴減衰係数ｈは上昇傾向を示すなど変化が顕著となり，片振幅せん断ひずみγ_a =1.0%程度になると等価せん断剛性率G_{eq}が 15MN/m^2 程度，履歴減衰係数ｈが 15%程度となった。

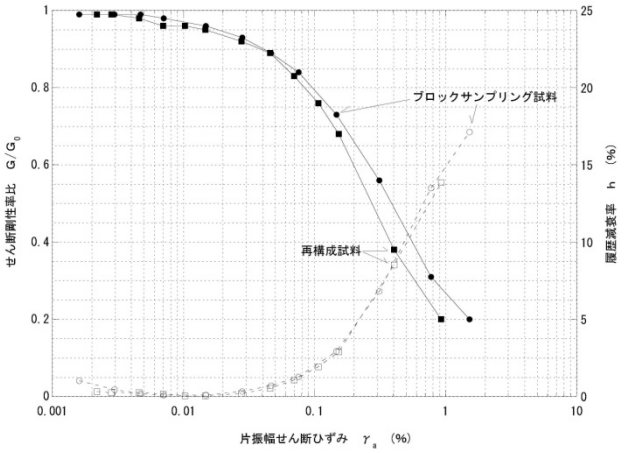
以上のように，シルト岩の動的変形特性は，ブロックサンプリング供試体，再構成供試体ともほぼ同じ挙動を呈し，特徴的であることが分かった。このことは，図－4.2.4.3 に示したせん断剛性率比 G/G_0～γ曲線においても同様である。

唯一異なるところは，片振幅せん断ひずみγ_a=0.1%を越した段階において等価せん断剛性率 G_{eq} の低下が再構成供試体において顕著になったことである。これは，再構成供試体の最終載荷段階のヒステリシスループがひずみ軟化傾向を示していることに起因するものと判断される。

動的変形特性試験は，粘性土，砂質土および礫質土などで多数行われている。また，兵庫県南部地震後にはまさ土



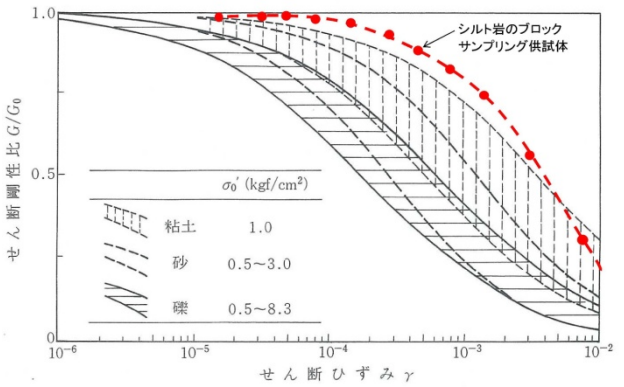
図－4.2.4.2　G～γ曲線およびｈ～γ曲線



図－4.2.4.3　G/G0～γ曲線およびｈ～γ曲線

も多数行われた。しかし，今回のような火山性堆積物に関する試験データは，少ないのが現状である。

このため，図－4.2.4.4[2)]に示す粘土・砂・砂礫の動的変形特性（G/G_0～γ曲線）にシルト岩の動的変形特性をプロットした。シルト岩の動的変形特性は，粘土の傾向に似ているものの，片振幅せん断ひずみγa=0.1%程度から急激に低下することが特徴である。



図－4.2.4.4　粘土・砂・礫のG/G_0～γ曲線群 [2)]

以上のように，シルト岩においては，せん断抵抗角ϕ_{cu} =31.0°およびϕ'=39.9°と 30°以上を有している。このシルト岩に地震時において片振幅せん断ひずみγ_a=0.1%以上のせん断ひずみが生じるような大きな慣性力が作用したことが崩壊（地すべり）につながったものと推察される。

また，湖沼堆積物であるシルト岩を攪乱し，水中で再堆積させ，湿潤密度を同程度に再構成した供試体の動的変形特性は，ブロックサンプリングした供試体とほぼ同じ挙動を示した。このことは，今回の地震動と同規模の外力が作用しない限りこの地すべりは活動しないものと考えられる。

参考文献

1) 龍岡文夫,原勝重,山田真一：土質せん断試験機の設計と製作-応力・荷重の制御と測定 6-,地質と調査,1984.4

2) 今津雅紀，福武毅芳：砂礫材料の動的変形特性，第 21 回土質工学研究発表会，vol.1,pp.509～512.1986

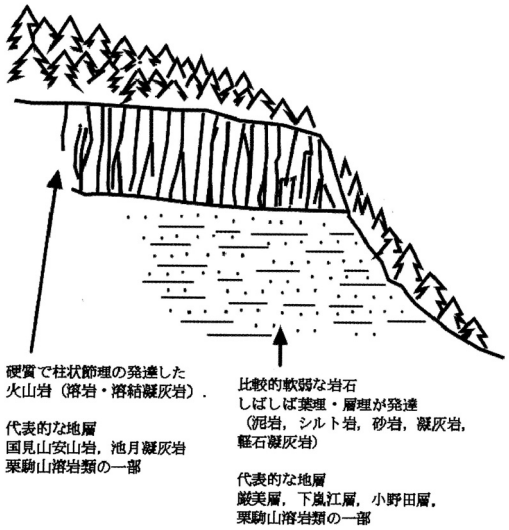
4.2.5　移動体の地質構造が地すべりの滑動に及ぼす影響

地すべり現象は地質構造によって左右されることから，地すべり現象の解明には，地質構造の把握が重要であることは言うまでもない。地質構造が明確でない場合，地質構造を仮定することによって，数値解析等による定性的あるいは定量的検討が可能ではあるが，異なる前提条件で同じ結論が得られるなど，前提条件が明確でなければ信頼性のある結果は得られない。ここでは，数値解析については今後の課題として，移動体の地質構造が地すべりの滑動に及ぼす影響という観点から，荒砥沢ダム上流の巨大地すべりについて整理しておく。

平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査会[1)]によって，荒砥沢ダム上流の巨大地すべりは流れ盤層すべりであり，傾斜変換線とか比高，勾配といったその場の地形条件を破壊の要因として考え難く，地すべり地形に重なって発生したと言う地形条件を差し引いて考えれば，地質構造そのものに破壊の素因を求めることが現実的であろうとされている。流れ盤とは，岩盤の表面と同方向に傾く割れ目が卓越した岩盤の構造を呼ぶ[2)]。軟質の地層を硬質の地層が覆うキャップロック構造（caprock structure）を有する地質体は，大規模な流れ盤（dip slope, back slope, “nagareban”）構造の地すべりを発生しやすいということは既に注目されている[3)]もので，キャップロックについて以下のように説明を付記しておく。キャップロックの用語については，地質学，地形学によって意味合いが異なる。応用地質学の観点からは，キャップロック構造は，礫岩・砂岩・石灰岩・火山岩など硬質の岩体の下位に，上位層とは相対的に軟弱な地層・岩石が分布している構造を言う．特に，地すべりの場合，火山岩などキャップロックとなる岩体に節理などの割れ目に貯留している地下水が下位の岩体（地層）に供給されて滑動が発生するのが典型的なキャップロック型の地すべりとされている[3)]。また，別の説明では，塑性変形しやすい泥岩・凝灰岩の上が変形性の小さな火山岩で覆われたキャップロック（帽岩）の端部では，上載荷重によって泥岩が変形して火山岩に亀裂を生じる。このタイプは長崎県の北松浦地方に多く，地すべり規模が大きく滑落崖の比高も大きいが，背後斜面に二次亀裂は認められない。薄い凝灰岩をすべり面とした流れ盤地すべりでは，すべり面傾斜が 3°~10°である等の特徴があるとされている[4)]。

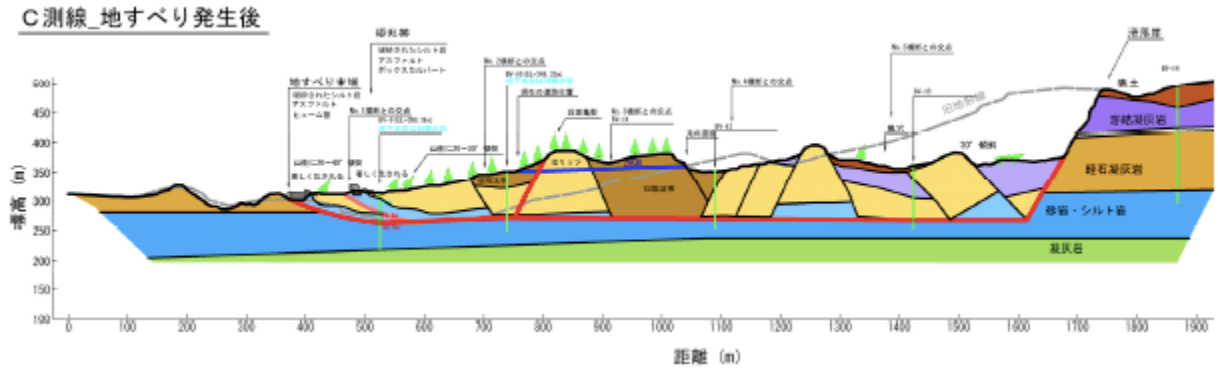
このように同じキャップロック構造に関する説明でも須少しずつ異なっており，その地質構造によっては地すべりのメカニズムも異なることになる。日本でキャップロック構造とされている地域の地すべりのタイプの分類としては，①下部の層面すべり，②下部の膨張・軟化から起こるクリープ性の滑動，③上部の急崖下部に堆積した岩屑崩土の滑動，④上部の柱状節理が原因の滑落，⑤下部から上部を巻き込んだ崩壊・滑動があり，この内，最も一般的なタイプが①下部の層面すべりとされている[5)]。単に軟質の地層を硬質の地層が覆っており境界部で滑る場合と，柱状節理を有する上部地層がまず崩壊する場合とでは，同じキャップロック構造と言っても地すべりのメカニズムは異なる。

それでは，荒砥沢ダム上流の巨大すべり地域の地質構造はどうであろう。平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査会[1)]では，荒砥沢ダム上流地域の地質構造を以下のように説明している。下部より成層構造の発達したシルト岩を主体とする地層，厚い軽石凝灰岩，溶結凝灰岩，礫岩を主とする堆積岩が順に重なっており，滑落崖では，キャップロック構造の下盤となる地層は軽石凝灰岩の小野松沢層，上位の地層は溶結凝灰岩の北川溶結凝灰岩であると判断している。さらに，今回の地震で斜面災害が発生した地域の地質は，図-4.2.5.1 に示すように，軟弱な地層を柱状節理の発達した硬質な火山岩類が覆うキャップロック構造が特徴的であるとしている。主滑落崖の背後には多数の開口亀裂が存在している。また，少なくとも今回の地すべりによって地表に露出した古い亀裂（節理の割れ目）は，古い年代を示す泥で充填されており，亀裂から侵食が進んだ痕跡がないという報告もある[6)]。地すべり後の断面図を図－4.2.5.2 に示す。すべり面は層理面が発達する凝灰質な砂岩・シルト岩に沿う層面すべりで，傾斜は極めて低く 0°~2°であることがボーリング調査結果で明らかにされている[7)]。しかしながら，地すべりのような斜面変動は，複数の運動のタイプが場所的に，あるいは時間的に関連した複合的な運動であるという認識[3)]から考えると，キャップロック構造がどのように地すべりに関わっているか，さらにトリガーとなっているのかがここでの課題である。



図－4.2.5.1　被災地域の地質に特徴的なキャップロック構造[1)]

一般に地すべりの数値解析には，連続体アプローチとして有限要素法（FEM）等，不連続体アプローチとして個別要素法（Distinct Element Method, DEM）や不連続変形法（Discontinuous Deformation Method, DDA）がある。地すべりタイプの分類によって，連続体アプローチか不連続体アプローチかの数値解析手法を選ぶ必要がある。また，地下水供給，クリープあるいは地層，地震動の三次元効果等が地すべりに大きな影響を及ぼすのであれば，それらのモデル化が可能である手法でなければならない。さらに，不連続体アプローチでは，柱状節理のすべり，剥離特性の物性値等を得なければならず，定量的評価は前途多難であろう。移動体の地質構造が地すべりの滑動に及ぼす影響についての数値解析による評価は今後の課題であるが，既に連続体



図－4.2.5.2　主断面図 [1)]

アプローチとして近似三次元安定解析（簡易ヤンブ法），地震応答解析，そして不連続体アプローチとして DDA を用いて基本的な検討がなされている [7)]。さらなる検討が必要ではあるものの以下に概略を示しておく。

近似三次元安定解析（簡易ヤンブ法）では，剛性，水平震度，せん断強度をパラメータとして検討し，一面せん断試験で得られた粘着力 $c'=0$，内部摩擦角 $\phi'=10^{\circ}$ のもとでは，かなり小さな水平震度でもすべりを生じることから実際の抵抗力はもっと大きいと考えて，滑動前は残留強度の $\phi'=10^{\circ}$ 以上のせん断強度を有していたが，滑動後 $\phi'=10^{\circ}$ に低下したとしている。さらに，DDA では内部摩擦角 $\phi'=5^{\circ}$ とし，かつ，42 m の間隙水圧に相当する強制滑動力を付加することによって，300 m のブロックの移動が可能であるとしている。また，地震応答解析によるせん断応力，せん断ひずみ，残留変位の結果からキャップロック構造（剛性比の考慮）に強く支配されているとしている。地質構造による影響という観点では，ここでの地震応答解析が軟質の地層を硬質の地層が覆うキャップロック構造の影響に関する検討ということになる。しかしながら，キャップロック構造の影響は剛性比のみではない。1G をはるかに超える激しい上下の震動によって，すべり面（層理面）が剥離し，水平動によってすべり層がすりつぶされ，すべり面強度の低下と間隙水圧の増加が同時に発生したと推定 [8)]すれば，上下動および水圧の考慮も必要となる。さらに剛性比のみでなく柱状節理を考慮する場合にも，これら上下動および水圧等の影響等についての検討が今後の課題となってくる。

参考文献

1) 平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査委員会：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震災害調査報告書，2009.
2) 社団法人地盤工学会：地盤工学用語辞典，2006.
3) 社団法人日本地すべり学会：地すべり 地形地質的認識と用語， 2004.
4) 社団法人地盤工学会：ジオテクノート 10 地盤の見方，1999.
5) 国立防災科学技術センター：北松型地すべりの発生機構および予知に関する研究（第 3 報），防災科学技術総合研究報告，No. 32, 1973.
6) 川辺孝幸：2008 年岩手宮城内陸地震による地質災害について，山形応用地質，Vol.29, pp.41-53，2009.
7) 東北森林管理局：岩手・宮城内陸地震に係る荒砥沢地すべり対策と大規模地すべりにより出現した地形・景観の活用に関する検討会（第 1 回），2009.
8) 釜田俊孝：岩手・宮城内陸地震災害報告，京都大学防災研究所ニュースレター，Vol.49，2008.

4.2.6　地盤工学的に見た地すべり機構と今後の課題

本節では，地盤の性質と解析の境界条件に着目した地すべりのメカニズムと今後の課題について述べてみたい。

4.2.6.1　地すべりの特徴

公開された林野庁などの資料[1) 2)]から，荒砥沢地すべりが他の地すべりと大きく異なる点は，次のとおりである。

①非常に大規模である（幅 900m，長さ 1,300m，すべり面深度 100m，滑落崖落差 150m，移動土塊 6,700 万 m^3）。
②一回の滑動変位・移動量が大きい (約 300m)。
③滑動推進力が大きい (不動土塊に 65m 乗り上げ停止)。
④すべり面傾斜角が 2～4 ° と極めて緩傾斜である。
⑤すべり面地質は第三紀砂岩シルト岩互層(固結)である。
⑥滑動誘因は激しい地震動である (M 7.2，NS 1,143 gal，EW 1,433 gal，UD 3,866 gal)。

4.2.6.2　地震動による地すべりメカニズムの課題

地震動ですべり面が形成され観測研究された地すべりには，中越地震と中越沖地震によるものがある。これらの多くは，傾斜角が 15～25 ° で流れ盤の砂岩シルト岩互層に狭在する凝灰質砂岩（層厚 5 ㎝程度の脆弱な弱透水性固結砂層）が，3 日前の降雨と地震動によって間隙水圧増加と高速せん断による強度低下で発生したと説明されている[3)]。

これら中越地方のものに比べ，本地すべりの特徴は 2～4 ° と極めて緩傾斜角の流れ盤すべり面が固結粘性土で構成されることである。従来，すべり面を形成している粘土は，地震動の高速せん断によって強度増加する[4)]ため，地震による地すべりは発生しないとされていた。本地すべりの発生はその定説に異議を挟むものである。

過去，地震上下動の影響について言及したものは少ないが，石井靖雄ら[5)]は，中越地震の「加速度分布と地すべり・崩壊の分布図を比較した結果，合成，南北，東西成分の加速度より，上下成分の加速度の大きな地域で地すべり・崩壊が多発する傾向が認められた」と指摘している。

本地すべりのメカニズムを解明するためには，主たる発生原因が地すべり機構の素因にあるのか，それとも激しい地震動の誘因なのかを明らかにし，それら相互の関係を解明する必要がある。そのためには，まず地形地質構造と地盤強度等の素因特性を明らかにし，次に地震の上下動をも考慮した地すべり発生シミュレーションなどの解析を行う必要がある。

4.2.6.3　地すべり機構

(1) 地すべりの変状断面図

図－4.2.6.1～4.2.6.3 は，東北森林局が公表した資料[1)]から引用したものである。

図－4.2.6.1 地すべり地形判読図は，B 地すべりが今回発生した A-1 ブロックの地すべり舌端部を斜めに横切ることを示している。A-1 ブロックの左に隣接する A-2 ブロックは，今度の地震で滑動していない。地すべりブロックを反映して，図－4.2.6.2 調査平面図は A-1 ブロックの C 側線舌端部を B 地すべりの B-1-1 側線が斜交するように設定している。図－4.2.6.3 は A-1 ブロックの主側線である C 側線の地すべり模式断面図を示したものである。

図－4.2.6.3 の地すべり発生前の原地形断面形状からみて，激しい地震動が発生しても，地すべりの主すべり面が一挙に滑動したとは考えにくい。また，地すべり頭部の比重の大きい熔結凝灰岩（キャップロック）は，全体のすべり土塊に占める体積の割合が小さく，この頭部上載荷重の滑動で主すべり面全体が同時に滑動したことも考えにくい。

東北森林局は[6)] FEM による地震応答解析結果の 36 秒後の点安全率の分布状態から，「荒砥沢地すべりは旧滑落崖から下方が先に滑動し，足元が不安定となった上部斜面が後追いするように滑動した」と記述している。

(2) 地すべり面

平成 20 年 10 月～平成 21 年 2 月に計測したひずみゲージでは，地すべり変動を確認していない。しかしボーリングコアの観察により，すべり面は C 側線の BV-9，-23,-10，-13 の 4 箇所で，B-1-1 側線の BV-4,-22,-23 の 3 箇所で確認されている。

これらすべり面の土質は，主すべり面の BV-13,-10 がシルト岩，舌端部の BV-23,-9,-22,-4 が礫混じり砂質土である。ただし，BV-9 の深部 46m で確認されたすべり面は強風化細粒凝灰岩中にある。

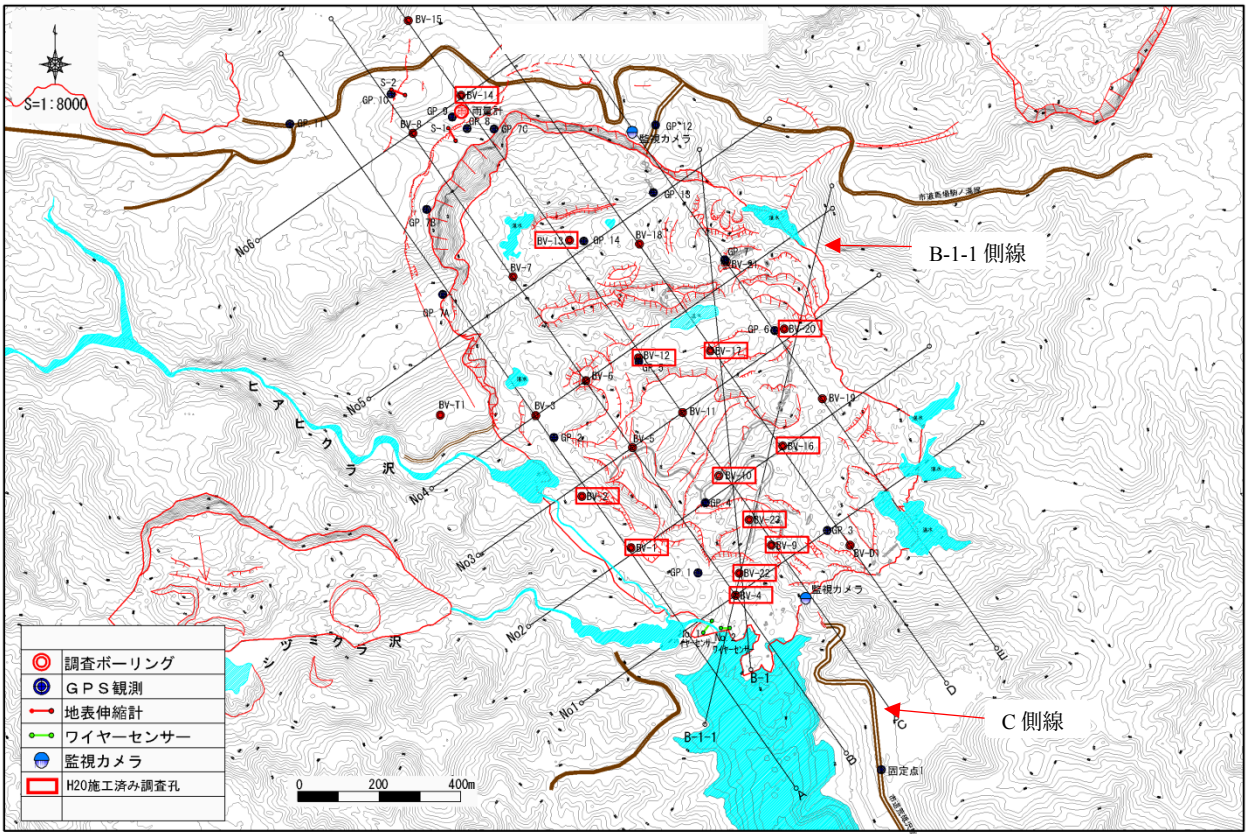
他のボーリングで確認されたすべり面の土質をも考慮すると，滑落崖から中腹部にかけての主すべり面は主にシルト岩を母岩とし，舌端部の浅いすべり面は礫混じり砂質土で構成され，両者のすべり面は異なる地すべりブロックを形成していたと推定される。

(3) 舌端部の地すべり

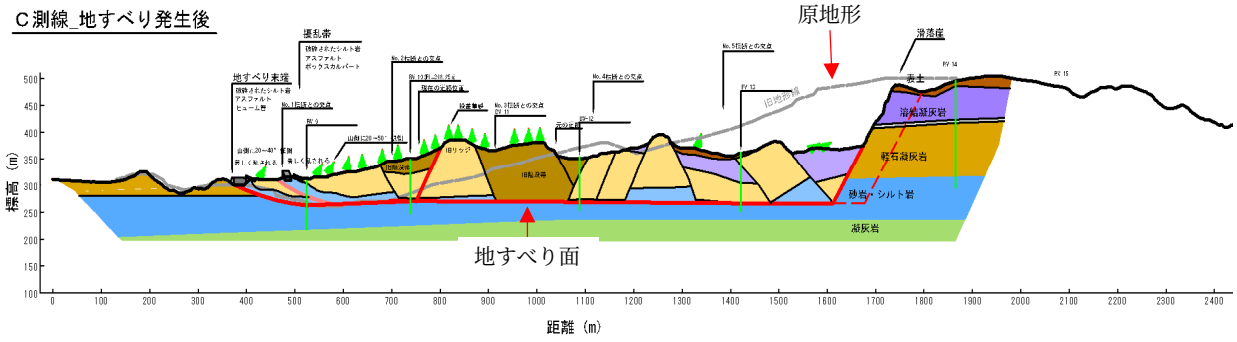
舌端部 B-1-1 側線のボーリング BV-23，-22，-4 のすべり面は，その深度と土質からみて連続する可能性があることから，舌端部のすべりは図－4.2.6.1 地すべり判読図 (地震前) の B 地すべりに相当すると考えられる[7)]。

この地すべりは，地震動によって礫混じり砂質土に過剰間隙水圧が発生して見掛けのφ要素抵抗力が低下すると共に，砂質土の細粒化による強度低下によって発生したもの

図－4.2.6.1　地すべり地形判読図



図－5.2.6.2　調査位置平面図



図－4.2.6.3 模式断面図

と推察される。

つまり，荒砥沢地すべりは，まず地震動で地形的かつ土質的に滑動しやすい舌端部の地すべりが発生した。次に，舌端部のカウンターウエイトが除去された中腹部から滑落崖にかけた大規模地すべりが発生した。そして，この地すべりは移動土塊の滑動がキャップロックの荷重で加速され，東側に 4°傾斜する主すべり面上を不動土塊の尾根に向かい，約 65m 上方へ乗り上げて停止した可能性がある。

(4) 地すべりの主体

主すべり面は，第三紀湖成堆積物のほぼ水平堆積のシルト岩層中に想定されている。本層は軟質だが過圧密と地質時代の続成作用によるセメンテーションで固結している。N 値は舌端部の BV-4 のボーリング孔のみで実施され，すべり面上位の擾乱帯が 5～9 回，乱されない新鮮部では 50 回以上を示す。主すべり面付近での N 値の測定はない。地すべり中腹部から滑落崖すべり面の N 値は，シルト岩上層部に位置するため固結度合いが低く，地下水位昇降等による強度劣化も予測され，50 回以下と推定される。

なお，本層は固結しているが，平行葉理面が発達し部分的に落ち葉化石や木片が濃集する薄層の狭在が確認されている。これらの葉理面は剥離面に発達連続して地すべり面を生成した可能性もある [8]。

(5) すべり面の強度

主すべり面の成因は，次の 3 種が想定される。地形的に確認された旧地すべりのすべり面が再滑動したもの，今回の地震動で生成された初生破壊のすべり面，落葉化石と並行葉理面などの不連続面が地震動で連結し形成されたすべり面，である。地すべりのシミュレーション解析を行う際は，すべり面の成因等の特性を明らかにして地盤強度定数等の入力条件を適切に設定する必要がある。

旧地すべり面が再滑動したのなら，地盤強度定数はすべり面固有の残留強度を，また激しい地震動がシルト岩の初生破壊を誘発したのなら，その強度はシルト岩のピーク強度を，さらに葉理面等の不連続面がすべり面を形成したの

なら，その強度は不連続面のピーク強度を，それぞれ用いる必要がある。また，その強度が地震時の過剰間隙水圧発生と高速せん断変位の状況下で，どのように変化するかを解明し，入力条件を設定することも必要である。

一方，すべり面強度はすべり面の土質，試料採取方法，試験方法などの違いで大きく異なる。

東北森林局はBV-10深度78m～79mボーリングコアの試料を用いて一面せん断試験を実施した。コア試料は泥岩の鏡肌すべり面や植物遺骸や木片を狭在するもので，試験の供試体は既存剥離面を有するものを使用した。

試験結果は$c'=0$ kN/m^2，$\phi'=10°$であった。また，軽石凝灰岩の比較的新鮮なコアを用いた三軸圧縮試験も実施した。結果は，ピーク強度が $c=200$ kN/m^2，$\phi=35°$，残留強度が $c=0.8$ kN/m^2，$\phi=27.8°$であった。

同時に，当局は実務的な対策工立案のために逆算法ですべり面強度を求めた。地震時の条件を$Kh=0.241$, $Fs=0.98$と仮定したとき，すべり面強度は$c'=0$ kN/m^2，$\phi'=23.8°$となり，一面せん断試験結果より大きくなった。原因はすべり面を局所的な試験供試体で評価する場合と連続するすべり面全体で評価する場合の差異であり，当局は「全体ブロックが一体として滑動する可能性は小さく，全体ブロックに対する地すべり対策の必要性が低いと判断される[6]」と記述している。

次に，長谷川ら[9]は，上記の深度でトリプルチューブサンプラーにより不撹乱試料を採取し，鏡肌のすべり面を対象にせん断試験とリングせん断試験を実施した。すべり面の土性は，粘土分が66%，シルト分が34%，塑性指数が31.08の低塑性粘性土である。その強度は，せん断試験で $c'=11.67$ kN/m^2，$\phi'=9.75°$，リングせん断試験の残留強度が $c'=14.39$ kN/m^2，$\phi'=27.28°$であった。リングせん断試験の結果が大きいのは，供試体の「粘土分が少なく，シルト分が多い低塑性な特徴を示した」からとした。また，圧密非排水三軸試験の結果から「有効応力条件でのピーク強度のせん断抵抗角 ϕ'は30～38°が得られ，採取深度が深くなるほど粘着力が大きく固結度の高い岩盤である」と指摘した。なお，深部の細粒凝灰岩とシルト岩は，固結した試料のため液状化試験が困難であったと記述し，これらの岩が液状化しないことを示唆した。

さらに，梅村[10]は，現地に露岩する層状のシルト岩を乱さない状態で採取し，層理面に対して一面せん断試験を実施した。結果は$c=466.1$ kN/m^2, $\phi=3.3°$, $c'=462.5$ kN/m^2, $\phi'=4.3°$であり，他機関での試験結果よりも粘着力が大きくなった。

ところで，鈴木ら[11)12)]は粘土と砂のせん断強さに及ぼすせん断速度の影響を調べるため，全国に分布する砂や粘土の乱された試料を調整してせん断試験をした。結果を次のように記述している。

①粘土含有率が大きい試料ほど，せん断速度の増加に伴う残留強度の増加度合いは大きくなる。

②砂質土において，初期相対密度を低く設定したものに比べ，高くした方がピーク強度は高く，またピーク強度から定常状態強度への強度低下が大きい。

③せん断速度の高い範囲において，高塑性の粘性土のせん断強度は増加する傾向を示すが，砂質土のせん断強度は減少するケースがある。

また，鵜飼[13]は中越地震の地すべり地から採取された不撹乱土の動的試験を実施した。結果は繰返し載荷により土の内部過剰間隙水圧が急激に上昇して有効応力が減少し，見かけのせん断強度が大幅に低下するが，この種の強度低下は土質に依存しない。しかし，泥岩地域の再滑動型地すべり地のすべり粘土は残留強度になっているため，せん断によるダイレタンシーがゼロと考えられ，非排水または定体積状態で繰返しせん断を受けても過剰間隙水圧の上昇はないと推定し，「地すべり粘土の発達した地すべりが，大地震時にすべり面に沿って到達距離の長い滑動を生じる可能性は小さいと予想」している。

さらに，中村[14]は上越地方の高塑性地すべり粘土（LL 145%）のリングせん断試験を実施した。その結果，「強度はせん断速度が1オーダー上がると8から12%上昇し」「地震で大きな加速度が作用しても地すべりは移動しない」。しかし，中越地震の東竹沢や尼谷地の地すべり面地層のリングせん断試験結果などから，脆性破壊する砂や砂岩，ひずみ軟化する低塑性（塑性指数29.3，LL 62.2%，WL 32.9）の硬質粘土やシルト岩，そして液状化しやすい砂やシルト，および鋭敏比の高い火山性粘土などは，せん断速度の増加で，強度が急激に低下すると指摘している。

一方，安原ら[15]は，三軸圧縮試験で繰返しせん断試験を行い不飽和シルトの飽和に伴う強度・剛性劣化を調べた。市販の非塑性シルトを突固めて調整した供試体の試験結果から，「不飽和状態から飽和状態に至る過程で液状化強度は低下し，飽和になるにしたがって著しく低下することがわかった」と指摘している。

一般に，すべり面の強度は斜面の変形や崩壊および地すべりなどの現象を識別しながら，地盤の破壊現象を弾性領域から破壊時ピーク強度とその後の完全軟化領域を経て大変位の残留強度にいたる強度劣化過程の中で理解する必要がある。また，解析手法を視野に入れながら，すべり面の成因と連続性の評価をしつつ，地震時や飽和・不飽和状態での挙動をも把握する必要がある。

すべり面強度試験は，これらの条件を考慮し，供試体の採取方法，試験方法を選定すると共に，すべり面の粘土含有率･塑性指数･鋭敏比などの土性をも調べる必要がある。

すべり面強度定数設定の方法は種々提案されているが，今後これらの事柄を体系的に整理し，試験方法等の基準を整備する必要がある。

(6) 地下水位の状況

主すべり面のシルト層と上位の細粒凝灰岩はそれぞれの土質から難透水層と推定され，地下水は地すべり面や割れ目などの不連続面を介して流動するものと推察される。その状況は，滑落崖上部の熔結凝灰岩と下位の風化砂岩シルト岩との境界からの湧水落下位置が，滑落崖上方の不動土塊で実施されたBV-14の孔内地下水位と，ほぼ同じ標高であり同じ層序であることからも類推できる。

地層の成層状態とボーリング柱状図の記述から，BV-13, -12 の地下水位は，すべり面直上のシルト岩のそれぞれ深度91m，83m付近にあると推定される。ただし，BV-10の孔内地下水位は深度 39mの地すべり崩積土より少し下方の軽石凝灰岩中に賦存する。

一方，奥山ら[16]は震源地より南南西約 35 ㎞に位置する高さ 10m の谷埋盛土で地震時間隙水圧（孔内地下水位）の上昇を観測記録した。結果は深度 6.1m の盛土内に設置した間隙水圧計が起震 6 秒後に 1.01m の地下水位上昇が認められ，その後漸次水位低下が認められたが，10 日間以上にわたって高水位が継続したと報告している。
本地すべり近傍では，地震による地下水位（間隙水圧）上昇の観測記録は見当たらない。

なお，山科ら[17]は，地下水検層の結果から BV-13 で認められた約 70m の圧力水頭が本地すべりの発生に大きく影響を及ぼしたと考えている。

種々の解析に大きな水圧をかけるか否かは，結果を左右する大きな問題である。しかし，掲載された資料からは地下水検層の方法が確認できないため，現状では 70m 水頭がすべり面での間隙水圧なのか，難透水層で遮断された複数以上の地層に賦存する地下水が混合した水位なのか，地下水検層実施時のボーリング孔内水位なのかの判別が難しい。

(7) 地すべりのシミュレーション

若井[18]は，「ひずみ軟化挙動」というモデルを用いて，地震中にすべり面上のせん断強度が低下し土塊自重を支えきれなくなったとき，地震終了後も土塊の運動が継続することを示した。モデルは地震動で自然堆積の固結構造の一部が損傷・劣化し，その累積がせん断強度を徐々に低下させるというものである。

具体的には，中越地震で発生した横渡地すべりの凝灰質砂層の不撹乱ブロック試料一面せん断試験を行い，全応力弾塑性 FEM 解析の結果から，地すべり土塊の滑動落下状況を説明している。

また，秦[19]は，二次元有効応力解析手法 LIQCA を用いて中越地震の東竹沢地すべりを解析した結果から，地震の「上下動を考慮することにより過剰間隙水圧および滑動変位量が増加する傾向にあり，特に水平動と上下動の位相関係が地震時における地すべりの安定性に悪影響を及ぼしていることを確認した」と記述している。

さらに，国生ら[20]は，斜面上の剛体ブロックの滑動についてのエネルギー収支式と模型砂斜面の振動実験により，地震波動エネルギーを用いて斜面崩壊土塊の流動距離を簡便に予測することが可能である。中越地震で検討した結果によれば，「大被害を招きがちな大規模崩壊ほど位置エネルギーの役割が圧倒的で，地震波動エネルギーの直接的貢献は小さい」。また，「大規模斜面災害を考える場合は，斜面を滑らす慣性力の直接的な効果より，地震を契機に斜面材料が強度低下する可能性や，滑りが始まってからの強度低下メカニズムを十分に検討することの方が重要である」と指摘している。

地震時の地すべりシミュレーションは，これらの指摘を取り入れながら，実際の地すべりを忠実に再現し，現象を説明する必要がある。

参考文献

1) 林野庁東北森林局治山課ホームページ http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/koho/saigaijoho/kyoku/kentokai/hokokusho.html, 2008
平成 20 年度岩手・宮城内陸地震に係る山地災害検討会報告書及び分科会：荒砥沢地すべり総括資料，2008.
2) 大野亮一，丹羽諭，山科真一，山崎孝成，小山倫史，江崎文寿，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－，シンポジューム－大規模地すべりの機構－p27～30，(社)日本地すべり学会，2009.
3) 例えば，王功輝，佐々木恭二，汪発武，斎藤龍太，末峯章，福岡浩：中越地域における砂質土の動的せん断特性と風化泥岩の残留強度特性，中山間地における地震斜面災害―2004 年新潟県中越地震報告(Ⅱ)―地盤工学編，p1～15，(社)日本地すべり学会，2008.
4) 例えば，鈴木素之：地震により大変形を受けた砂質土のせん断強さとその速度効果，中山間地における地震斜面災害―2004 年新潟県中越地震報告(Ⅱ)―地盤工学編，p17～44，(社)日本地すべり学会，2008.
5) 石井靖雄，野村康裕，藤澤和範，西本晴男，鈴木常正：平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震により発生した地すべりの特徴，第 44 回日本地すべり学会研究発表会講演集 p15～18，（社）日本地すべり学会，2005.
6) 林野庁東北森林局治山課ホームページ http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/koho/saigaijoho/kyoku/kentokai/jisuberikentou.html, 2009
岩手・宮城内陸地震に係る荒砥沢地すべり対策と大規模地すべりにより出現した地形・景観の活用に関する検討会・第１回検討資料４，p35，p38，2009.
7) 山科真一，山崎勉，橋本純，笠井史宏，我妻智浩，渋谷研一：岩手・宮城内陸地震で発生した荒砥沢地すべり，日本地すべり学会誌Ｖol45,No.5（187）p42～ 47，（社）日本地すべり学会，2009.
8) 橋本純，笠井史宏，山崎勉，大坪俊介，黒川将：荒砥沢地すべりの地質的特徴，第 48 回日本地すべり学会研究会発表会講演集 p162～163，(社)日本地すべり学会，2009.
9) 長谷川陽一，笠井史宏，柴崎達也，山崎考成：荒砥沢地すべりのすべり面および地質ごとの土質・岩石特性，第 48 回日本地すべり学会研究会発表会講演集 p164～165，(社)日本地すべり学会，2009.
10) 梅村順：平成 20 年岩手宮城内陸地震で発生した荒砥沢上流で発生した巨大地すべり地から採取した試料の直接せん断試験，第 44 回地盤工学会研究発表会予稿集，p1443～1444，（社）地盤工学会，2009.
11) 鈴木素之，藤井公博，山本哲朗，甲斐康広：粘土と砂のせん断強さに及ぼすせん断速度の影響，第 44 回地盤工学会研究発表会予稿集，p1671～1672，（社）地盤工学会，2009.
12) 鈴木素之：粘性土と砂質土に現れるせん断速度効果，降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関するシンポジューム発表論文集，p124～129，（社）地盤工学会，2009.
13) 鵜飼恵三：地盤工学からみた地震地すべり，中山間地における地震斜面災害―2004 年新潟県中越地震報告（Ⅱ）―地盤工学編，p193～195，（社）日本地すべり学会，2008.
14) 中村浩之：地震地すべりとその対策，「地すべり防止工

事士」技術講習会テキスト，平成 21 年度版，（社）斜面防災対策技術協会，2009.
15) 安原一哉，小峯秀雄，村上哲，西丸あずさ，安島史征，増田拓哉：繰返し荷重を受ける不飽和シルトの飽和化に伴う不安定性，降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関するシンポジューム発表論文集，p311～314，（社）地盤工学会，2009.
16) 奥山武彦，黒田清一郎：2008 年岩手・宮城内陸地震の際に観測された間隙水圧，第 48 回日本地すべり学会研究会発表会講演集 p136，(社)日本地すべり学会，2009.
17) 山科真一，内藤祥志，熊井直也，鈴木亘，広瀬伸二，我妻智浩：荒砥沢地すべりのすべり面構造と地すべり発生機構，第 48 回日本地すべり学会研究会発表会講演集 p166～167，(社)日本地すべり学会，2009.
18) 若井明彦：地震時の地すべり挙動予測と数値解析，第 48 回日本地すべり学会研究会発表会講演集 p(32)～(37)，(社)日本地すべり学会，2009.
19) 秦吉弥，小原大輔：過剰間隙水圧の影響を考慮した再活動型地すべりの地震応答解析，中山間地における地震斜面災害―2004 年新潟県中越地震報告（Ⅱ）―地盤工学編，p139～143，（社）日本地すべり学会，2008.
20) 国生剛治，石澤友浩：2004 中越地震での斜面崩壊のケーススタディーとエネルギー評価，第 44 回地盤工学研究発表会予稿集，p1557～1558，（社）日本地盤工学会，2009.

4.3　造成盛土

造成地の被害事例として，栗原市築館館下の沢埋め造成盛土斜面の崩壊および栗原市鶯沢の鶯沢工業高校の盛土崩壊の 2 事例について被害の特徴および盛土材料の特性を以下に示す。

4.3.1　築館館下地区

(1) 斜面崩壊の概要

宮城県北部の栗原市築館町館下地区において，造成盛土斜面が流動性の土砂崩壊を生じた。写真－4.3.1 および写真－4.3.2 に被害状況を示す。現場周辺は，栗駒や鬼首などの火山性屑砕物が堆積した標高 50m 程度の丘陵地である。崩壊は，南向きの緩い斜面で発生したが，その傾斜は平均約 13 度程度である。2003 年三陸南地震の際には，今回崩壊した斜面の西側 30m 地点が傾斜 7 度にもかかわらず同様の崩壊形態で大規模に崩壊した [1),2)]。今回崩壊した盛土斜面は，2003 年の地震被災以降に「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」（通称：土砂災害防止法）の指定を受けていた。

崩壊現場の平面図を図－4.3.1 に示す。崩壊土砂量は約 4,000m^3，崩壊部の厚さは，約 2～4m，幅約 45m,長さ約 85m である。崩壊土砂は幅約 40m,長さ約 70m に渡って堆積した。滑落崖の上端部から流下した土砂末端部までの距離は約 155m であり，この間の比高は約 35m 程度である。流下した土砂は斜面の先にある民家の手前で停止した。

写真－4.3.1　築館館下地区の崩壊の空撮
（ミヤギエンジニアリング）

写真－4.3.2　地震 1 日後の様子（2008.06.15　海野撮影）
（崩壊部分の表面は比較的乾燥している様に見える）

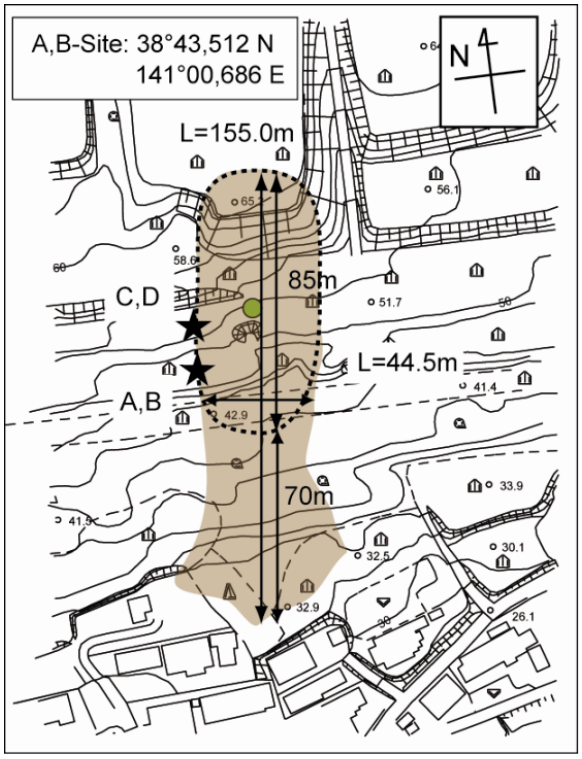
(2)　崩壊現場の状態

（ｉ）崩壊部の地質的条件

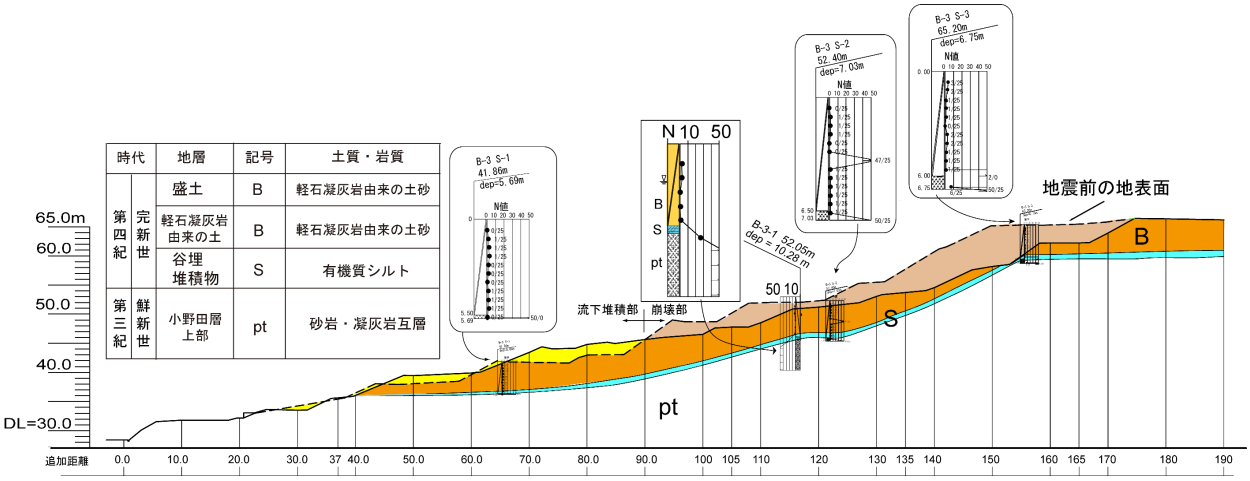
宮城県北部の地質マップによれば,一帯は80～100万年前の大噴火「鬼首火砕流」の火山灰域に位置している。この地区では，1970 年頃丘陵地を切り崩して畑地造成が行なわれた [1)]。当該地点は切り取った土砂で沢部を造成した場所である。この崩壊した沢埋め盛土斜面は，前述の通り 2003 年三陸南地震の被害から同一丘陵地の周辺 8 箇所の盛土斜面とともに，農林水産省所管の地すべり防止区域とされ，地盤調査が実施されている。図－4.3.2 は，スウェーデン式サウンディングとボーリングによる調査結果から作成された斜面崩壊地点の縦断図である。崩壊した盛土の厚さは最大で約 4m であった。また，崩壊地の崖錐面より下には，残留した盛土部と有機質シルト層（腐植土）さらにその下に凝灰岩層がある。有機質シルト層は旧表土に相当する。盛土部分および有機質シルト層の N 値は 3 以下であり非常に軟弱である。また，埋立部と地山部はサウンディングにより明瞭に区別できている。地震後の現地調査より，崩壊土砂は，盛土土砂と一部腐敗臭を伴った有機質シルト（腐植土）が確認できた。

(ⅱ)　築館地区の地震前における気象条件

地震前の降雨状況を図－4.3.3 に示す。気象庁発表の築館地区のレーダアメダスデータ [3)]によれば，地震発生日 8 日前に日最大雨量 36.5mm の降雨があったが，その後地震発生（14 日）までの 1 週間には降雨はなかった。このため，地下水面より上の盛土の大部分は不飽和状態であったと推測できる。これは地震発生前に 11 日間降雨がなかった 2003 年の地震の時と状況は類似している。



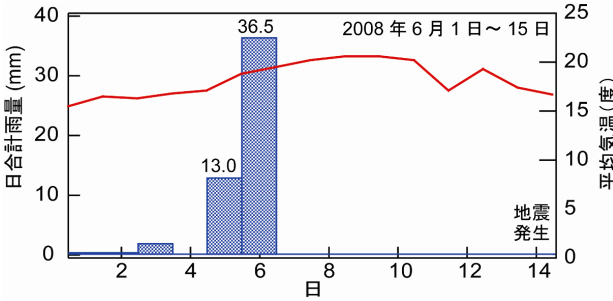
図－4.3.1　宮城県栗原市築館館下地区の崩壊



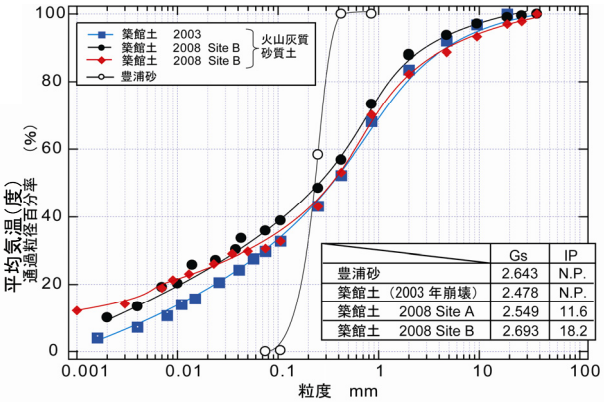
図－4.3.2　斜面崩壊の縦断図（宮城県北部地方振興事務所栗原地域事務所の調査による）

表－4.3.1　崩壊土の物理特性

	試料の採取方法	含水比 w_n (%)	Gs	粒度分布 (%) 礫分	砂分	シルト	粘土	間隙比 e	現場乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	現場湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	飽和度 Sr (%)
Site A	攪乱			-	-	-	-	1.236	1.138	1.44	54.6
Site B	不攪乱	26.5	2.549	11.9	54.4	20.3	13.4				
Site C	不攪乱			-	-	-	-	1.556	1.054	1.34	47.1
Site D	攪乱	27.2	2.693	17.8	52.4	15.6	14.2				
2003 三陸南地震	攪乱 不攪乱	26.1	2.478	17	53	22	8	1.175	1.120	1.46	59.0



図－4.3.3　2008 年 6 月 1 日～15 日の築館地区の気象状況
（気象庁レーダアメダスデータの時刻歴）



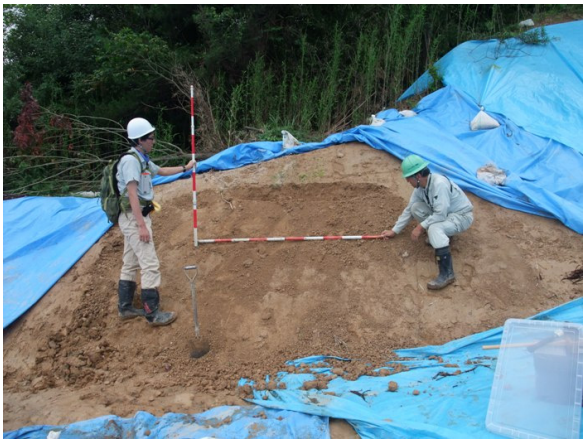
図－4.3.4　崩壊土の粒度分布

(3) 崩壊土砂の物理的性質

地震のおよそ 1 カ月半後に崩壊斜面より攪乱/不攪乱試料を採取し，物理試験を実施した。表－4.3.1 が崩壊斜面残留部の土砂の物理的性質である。土試料の採取は，図－4.3.1 に示す斜面の 2 箇所（★印）により採取した。写真－4.3.3 に試料の採取状況を示す。崩壊盛土残留部分の平均現場乾燥密度 ρ_d は，1.138g/cm^3 と 1.054g/cm^3 であり非常に緩い状態である。図-4.3.4 は，試料の粒度分布である。礫分 12%，砂分 55%，シルト分 20%，粘土分 13%である。得られた粒度分布によれば，この土は火山灰質起源の土であることを考慮し，土質分類上は「軽石混じり火山灰質シルト質砂」である。塑性指数は 11.6 および 18.2 である。土粒子の比重 Gs は低い値を示し，2.549 である。また，地震直後の値ではないが，現場含水比 w_n は，26.5%と 27.2%であり，平時より砂質土としては高い値であった。これらの性質は，写真－4.3.4 に示す軽石に代表されるように，土粒子自身が非常に多孔質な特性を持つことに由来する。この性質はしらすに代表される火山起源の土の大きな特徴である。各図表には，2003 年三陸南地震の際に崩壊した斜面の値も示している。今回崩壊した斜面と 2003 年に崩壊した斜面を構成する土は，現場密度も含め類似しており，起源が等しい土である。

(4) 2003 年三陸南地震の崩壊事例との比較

今回の崩壊と 2003 年三陸南地震の際に生じた崩壊を比較する。表－4.3.2 に両崩壊事例の特徴をまとめたものを示す。2003 年時の崩壊の方が今回の崩壊よりも崩壊規模が大きく，崩壊土量や流下距離が大きい。2003 年時の崩壊と今回の崩壊では，崩壊土砂量が異なる。表中に示す通り崩壊

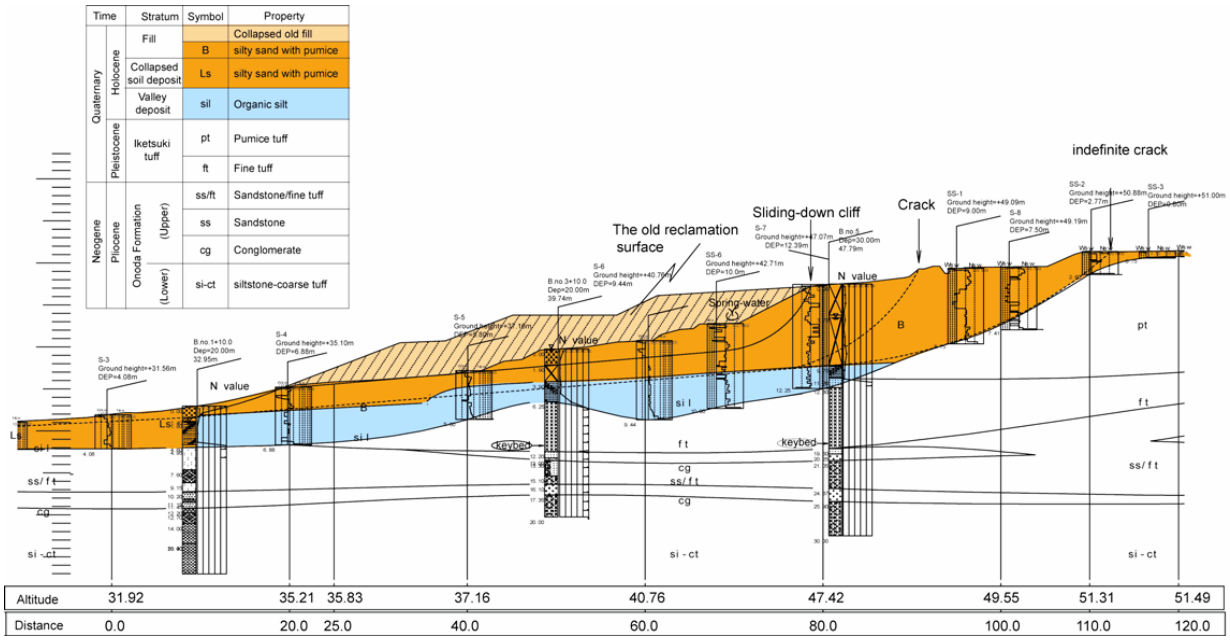


写真－4.3.3　土試料採取地点の土の様子（地震発生 1 月半後）

写真－4.3.4　礫分中に含まれる軽石

表－4.3.2　2003 年三陸南地震時の崩壊と 2008 年岩手・宮城内陸地震の際の崩壊の各諸元の違い

	崩壊部				堆積土砂					
	盛土平均傾斜	崩壊部幅	崩壊部長さ	崩壊部厚さ	流下距離	流下幅	土量	崩壊形態	崩壊土土質	現場含水比
2003年三陸南地震	7度	40m	80m	3m	120m	50m	8,100 m^3	泥流型	軽石混じり火山灰質砂質土	26–56%
2008年岩手宮城内陸地震	13度	45m	85m	3m	70m	40m	4,000 m^3			27%（ただし地震直後の値ではない）



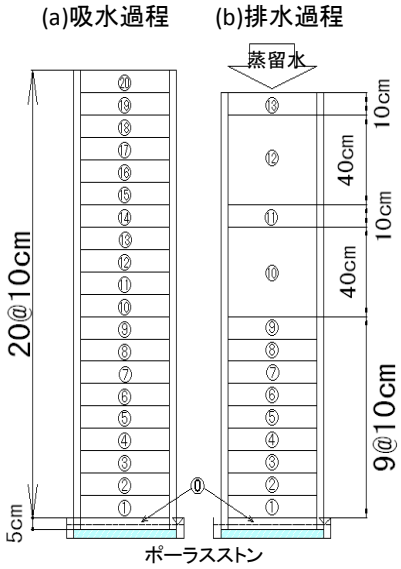
図－4.3.5　2003 年三陸南地震の際の斜面崩壊の縦断図（Uzuoka et al.[2] に加筆）

土砂を比較すると 2 倍程度の差がある。図－4.3.5 に 2003 年時の崩壊の縦断図を示す。どちらの沢も盛土部の N 値は 10 以下（0～3 程度）であり，この部分が崩壊した。この図と図－4.3.2 を比較すると 2003 年の崩壊前の盛土層厚が今回の斜面よりも厚く，規模が大きかったためである。

さらに盛土部の含水状態の違いも影響している。すなわち崩壊盛土の含水状態は，地震直後のデータがないため地震時の正確な含水状態は不明であるが，地震発生翌日の調査時の写真から判断すると 2003 年の崩壊と比べ含水量は低い状態にあったと推測できる。

(5) 造成盛土の保水性と流動性の関係

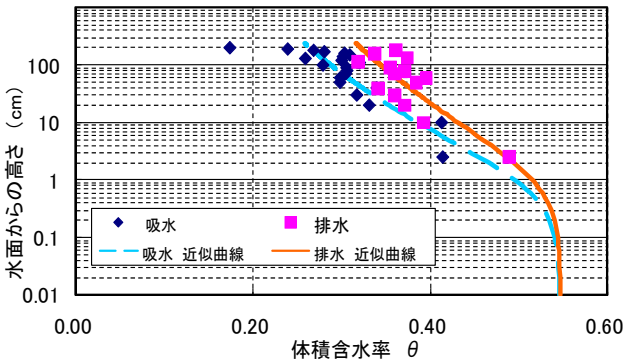
2003 年, 2008 年の 2 つの地震で規模は異なるものの流下距離が 70m 以上となる泥流型の斜面崩壊が生じた。流下距離が長くなった原因として，盛土材は火山灰起源の砂質土であり，軽石を多く含み，保水性が高かったことがあげられる。その結果，造成の過程において，過転圧が生じやすく，十分な締固めを行うことが困難で，盛土が緩かったことも素因であったと考えられる。そこで崩壊を免れた盛土斜面（図-4.3.1 の★印の B 地点）より不撹乱試料を採取し，土柱法による保水性試験とフローテーブルを用いたフロー



図－4.3.6　土柱法の概要

試験を行い[4]，盛土斜面の水分状態と流動性の関係を評価した[5]。

試料は内径 10cm・高さ 10cm の塩化ビニール管を土中に挿入し，その後試料ごと管を地中より掘り出した。試料の水分状態を変化させるために，土柱法による保水性試験を行った。不撹乱試料は 33 個採取したが，それらの試料の湿潤密度は，1.296～1.614g/cm^3 で平均値は 1.454g/cm^3，変動係数は 0.055 であった。また含水比は 21.7～27.3%の範囲にあり，平均値は 25.9%，変動係数は 0.046 であった。図－4.3.6 に土柱法による保水性試験の概要を示す。図に示すように円柱供試体を約 2m の高さまで積み上げ，底面から水を吸わせる吸水過程（a），上部より蒸留水を流して排水する排水過程（b）の，2 つの過程の試験を行った。定常状態にするために吸水過程は約 3 週間，排水過程は蒸留水を供給後約 1 週間放置した。その後，供試体の質量を測定して体積含水率を求め，下部水面から供試体中心までの高さと



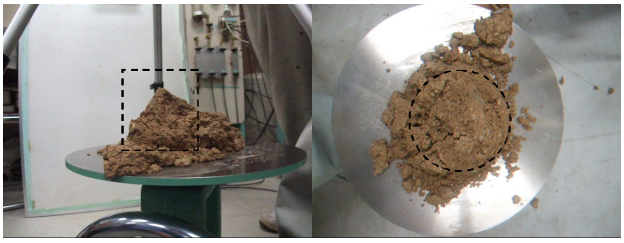
図－4.3.7　保水性試験結果

の関係から水分特性曲線を求めた。その後，JIS R 5201 で規定されているフロー試験に用いるフローテーブルに試料を載せて，地震動の代わりにテーブルの自由落下による衝撃を試料に与え，その時の変形状態を比較した。試験では，１秒に１回テーブルを落下させ，総落下回数は 180 回とした。試験状況はデジタルビデオカメラで 2 方向より撮影し，供試体の高さおよび幅を計測した。

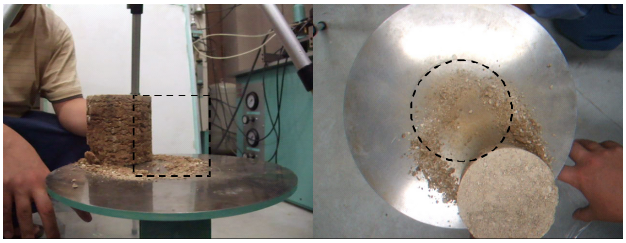
土柱法による保水性試験結果を図－4.3.7 に示す。なお，データを van Genuchten の曲線[6]で近似した結果についても同図に示した。排水過程と吸水過程の実験結果は，既存の実験と同様にヒステリシス挙動を示し，排水過程のデータが上にプロットされた。

フロー試験の結果を以下に示す。写真－4.3.5 は，体積含水率が高かった試料（吸水過程①供試体）の落下回数 170 回の状況である。一方，写真－4.3.6 は体積含水率が低い試料（吸水過程⑳供試体）の落下回数 20 回の状況である。写真－4.3.5 の供試体は高さが減少しながら，幅が増加するような流動性の変形挙動を示し，写真－4.3.6 の供試体は形状を保ったまま側方に移動した。

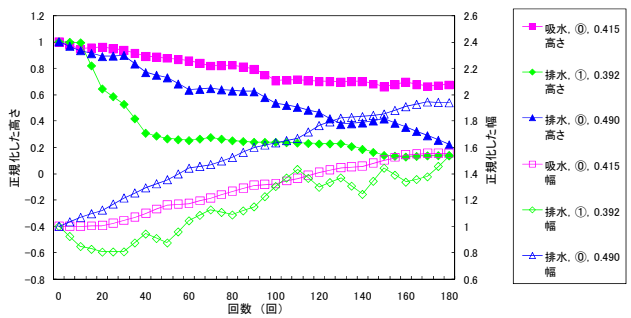
供試体が流動性の変形モードを示したものは，排水⓪・①・⑥，吸水⓪・①供試体であり，その時の体積含水率の下限値は 0.392，飽和度では 69.0%であった。供試体の形状の



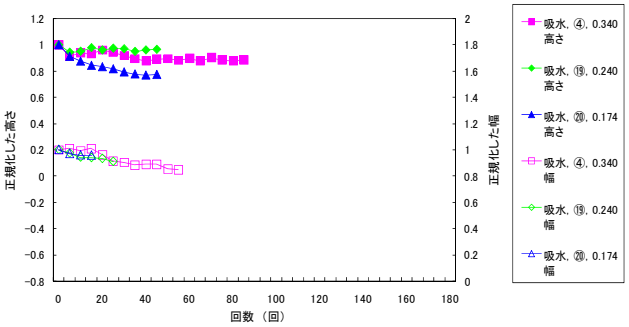
写真－4.3.5　吸水①供試体（落下回数 170 回）



写真－4.3.6　吸水⑳供試体（落下回数 20 回）



図－4.3.8 高体積含水率(0.396～0.490)供試体の変化



図－4.3.9　低体積含水率(0.174～0.279)供試体の変化

図－4.3.10　現場の位置図（カシミール 3D に加筆）

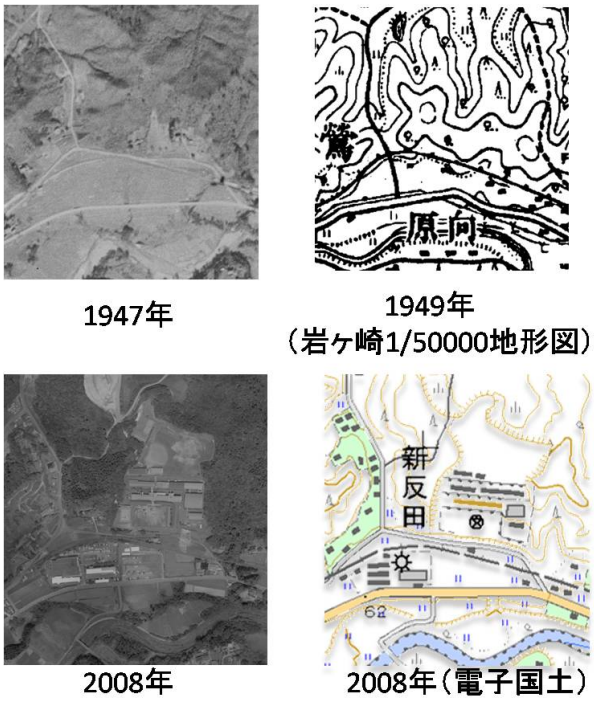
変化と落下回数の関係を図－4.3.8 および図－4.3.9 に示す。縦軸の値は，高さおよび幅をそれぞれその初期値で除して正規化した値である。図－4.3.8 は体積含水率の値が高かった試料（吸水過程⓪-①，排水過程⓪供試体），図－4.3.9 は体積含水率の値が低かった試料（吸水過程⑩-⑲-⑳供試体）の結果を示した。体積含水率が高い試料は落下回数の増加とともに高さが減少し，幅が広がる流動性の変形をしていることがわかり，体積含水率の値が高いほど流動的な挙動を示した。また，体積含水率の低い試料は正規化した高さおよび幅とも 1 に近い値で推移しており，試料はその形状を保ったまま側方に移動したことと対応している。実験結果をまとめると，流動性の変形を示した体積含水率の範囲は 0.39～0.49，飽和度では 69～93%であった。なお室内要素実験により火山灰質砂質土が繰返しせん断により，不飽和状態であっても過剰間隙水圧が上昇し，液状化状態になるメカニズムが示されている [7]。また，本地点と類似の地層構成の東側の斜面において地下水位計測が行われ，地震により 50cm の水位上昇が観測されている [8]。これは，地震により盛土内部で過剰間隙水圧が発生したことを示す証拠である。

4.3.2　鶯沢工業高校

(1)　概要

鶯沢工業高校の造成盛土法面が崩壊する被害が生じた。高校は，栗原市鶯沢南郷新反田（図－4.3.10）にあり，敷地は丘陵地を切盛して造成したものである。切盛の範囲は，図－4.3.11 に示した新旧の地形図と航空写真より概ね判断できる。1949 年と 2008 年の地形図からは，今回被災した位置も含めて複数の沢が敷地内に沢が南北にのびており，これらの沢部を埋めて造成が行われたことがわかる。

岩ケ崎地域地質図（1:50000）によれば周囲の地質は，第三紀鮮新世の小野田層（Od）に相当し，主な岩層は軽石凝灰角礫岩，火山礫凝灰岩，礫，凝灰質砂，シルト及び亜丹となっている。そのため敷地内の盛土材料は，地山を切土した際に発生した火山灰起源の軽石を含んだ砂質土が主体



航空写真は国土地理院空中写真より抜粋

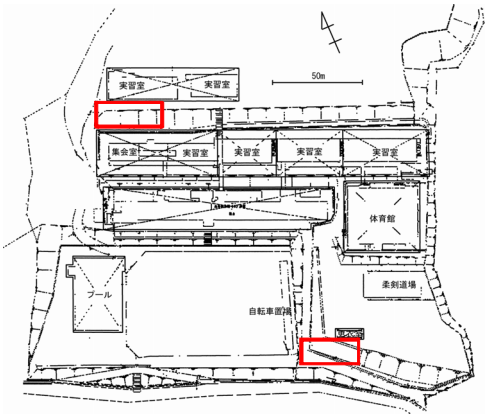
図－4.3.11　地形改変の変遷

となっている。なお，地震後に敷地内で行ったボーリング調査においても，盛土の下層に N 値が 25～50 以上の砂質凝灰岩が確認された。

(2)　被害状況

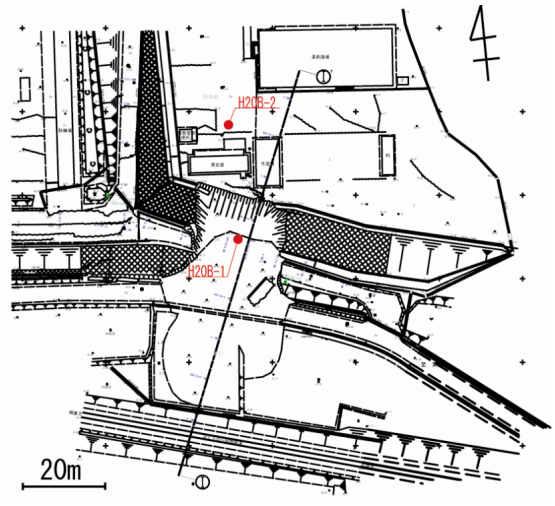
図－4.3.12 に高校の全景と平面図を示す。敷地内の東部

(a) 現場の全景

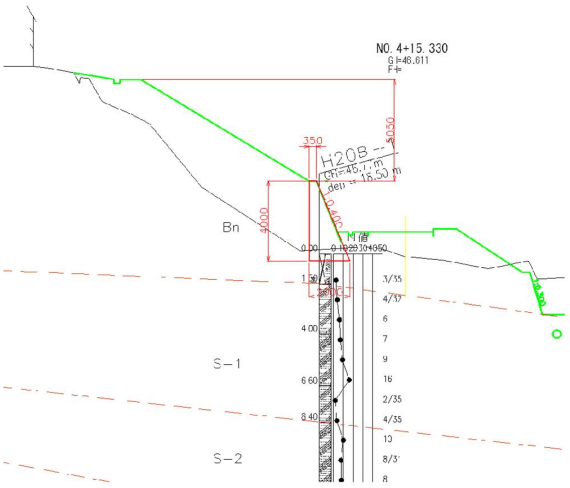


(b) 現場の平面図

図－4.3.12　現場の全景写真と平面図

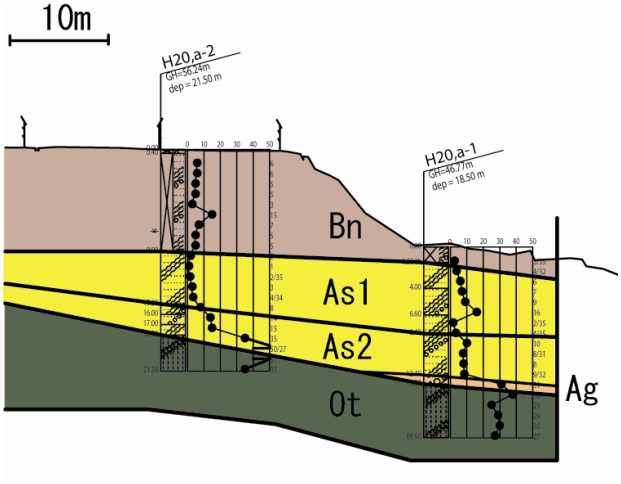


図－4.3.13　東部法面の平面図



図－4.3.14　東部法面の断面図

写真－4.3.7　東部法面の被害全景写真



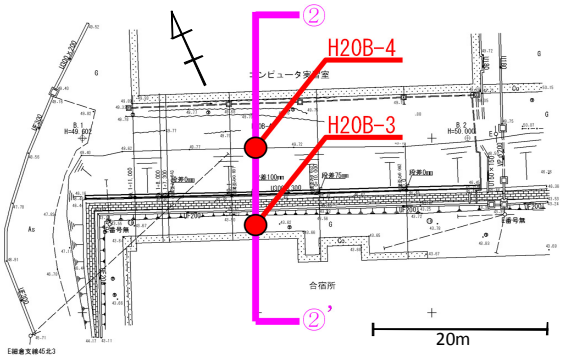
図－4.3.15　東部法面の地層断面

法面（図中右下□）と北部法面（図中左上□）において，崩壊または変状がみられた。法面の被害に加えて，法面の背後地盤には亀裂が発生した。以下にこの２つの法面の被害を説明する。

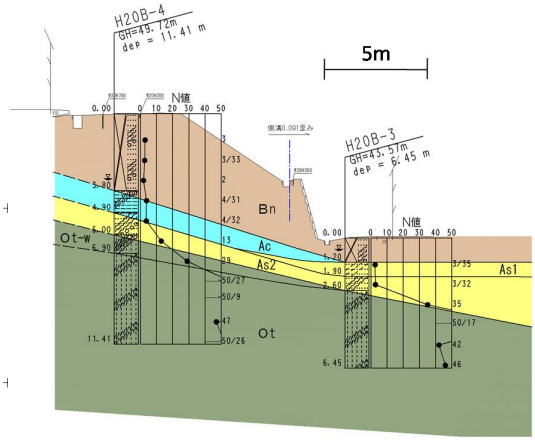
(ｉ)東部法面

敷地東部の南側に面した盛土法面が崩壊した。被災状況の平面図を図－4.3.13 に，被害写真を写真－4.3.7 に示す。土砂は約 30m の幅で，約 40m 流下した。また盛土の上部には崩壊斜面肩より約 15m の範囲まで地表面に亀裂が発達している。流下した土砂は，敷地および南側の道路を乗り越えて，南側の水田に堆積した。このことから，流化した土砂には流動性があり，泥流状であったことがうかがえる。

被災前後の法面の断面図を図－4.3.14 に示す。法面は，2 段になっており小段には幅員約 4m の通学路がある。上段は，高さ 4m の重力式擁壁とその背面に高さ 5m，勾配 1:1.5 の盛土が施工されていた。下段は高さ約 2m のブロック積み擁壁で，その背面は高さ 2m，勾配 1:1.5 の盛土が存在し



図－4.3.16　北部法面の平面図



図－4.3.17　　北部法面の地層断面図

写真－4.3.8　北部法面の変状

表－4.3.3　土質試験結果

No.	Bo.No.	深度 (m)	土層区分	w (%)	ρ_s (g/cm^3)	粒度				e	ρ_d (g/cm^3)	ρ_t (g/cm^3)	S_r (%)	I_p	c_d(kN/m^2) ϕ_d（°）	分類名
						礫	砂	ｼﾙﾄ	粘土							
1	B-1	2.15~ 2.47	As1	33.7	2.556	12.0	60.5	12.8	14.7							礫混じり細粒分質砂(SF-G)
2	B-1	4.15~ 4.45	As1	34.5	2.602	2.8	52.4	17.0	27.8					23.0		粘土質砂(SCL)
3	B-1	6.75~ 7.75	As1	42.2	2.582	7.6	56.9	15.1	20.4	1.095	1.233	1.752	99.0	24.1	23.1 36.9	礫混じり粘土質砂(SCH-G)
4	B-1	9.15~ 9.45	As2	28.9	2.637	5.6	78.9	15.5								礫混じり細粒分質砂(SF-G)
5	B-2	1.15~ 1.45	Bn	47.1	2.641	6.1	51.5	9.2	33.2	1.237	1.181	1.738	98.9	54.0		礫混じり粘土質砂(SCH-G)
6	B-2	4.10~ 4.90	Bn	32.7	2.601	17.0	60.3	9.4	13.3	0.898	1.371	1.818	93.5	22.2		粘土質礫質砂(SCLG)
7	B-2	11.15~ 11.45	As1	52.4	2.605	8.1	59.1	6.1	26.7							礫混じり細粒分質砂(SF-G)
8	B-2	15.15~ 15.45	As2	34.3	2.646	6.2	76.4	17.4								礫混じり細粒分質砂(SF-G)
9	B-2	16.15~ 16.45	As2	25.3	2.692	2.0	87.0	11.0								細粒分混じり砂(S-F)
10	B-2	17.15~ 17.45	As2	37.1	2.659	0.3	70.3	8.3	21.1							細粒分質砂（SF）
11	B-3	1.15~ 1.50	As1	27.3	2.627	23.3	49.8	10.1	16.8							細粒分質礫質砂(SFG)
12	B-3	2.15~ 2.47	As2	41.9	2.669	21.2	21.3	6.8	19.7							細粒分質礫質砂(SFG)
13	B-4	3.15~ 3.45	Bn	34.9	2.616	24.6	55.2	8.1	12.1							細粒分質礫質砂(SFG)
14	B-4	5.15~ 5.47	As2	31.9	2.685	21.2	49.2	10.3	19.3							細粒分質礫質砂(SFG)

（w:含水比，ρ_s:土粒子の密度，e:間隙比，ρ_d:乾燥密度，ρ_t:湿潤密度，S_r:飽和度，I_p:塑性指数，c_d:粘着力，ϕ_d:内部摩擦角）

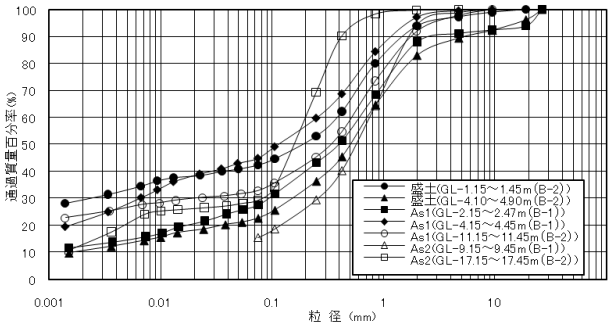
た。崩壊の形態は，上段の重力式擁壁が地震の震動により，滑動して前方に移動したことで，背面の盛土が円弧状にすべりを起こし，擁壁もろとも下方に押し流したものと推定される。被災後に行った地盤調査結果に基づく被災状況断面図を図－4.3.15 に示す。盛土は，層厚が最大で約 10m の礫混じり火山灰質砂で標準貫入試験の N 値も 10 以下と緩い状態にあることがわかった。盛土より下の砂質土（As1 層）も火山灰質砂で N 値が 5 以下の箇所もあり緩いことが特徴である。また盛土に地下水が貯留して，水圧が作用していたことも素因であると考えられる。これは後述する土質試験結果から，盛土は砂質土としては比較的細粒分が多い（23～42%）ため，透水性が小さい土であると判断されること，土の飽和度が 100%に近かった（93～99%）こととも対応している。

(ⅱ)　北部法面

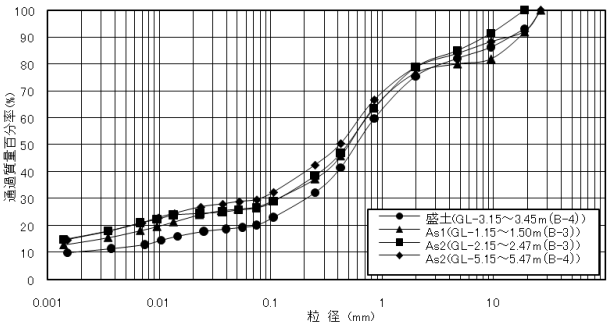
当該法面は高さ約 3m のブロック積み擁壁とその背面に高さ 3m，勾配 1:1.5 の盛土が施工されている。法面周辺の平面図を図－4.3.16 に被害状況写真を写真－4.3.8 示す。擁壁が前方に約 2cm 移動し，盛土上部の斜面肩より 10m の範囲の地表面に亀裂が発生していた。法面の断面図を図－4.3.17 に示す。背面の盛土は，層厚約 4m の礫混じり火山灰質砂で N 値は 5 以下とかなり緩い。盛土の下には旧表土と思われる粘性土（Ac1 層）が約 1m 堆積している。東部法面に比べて法面の変状が小さくなった原因は，盛土層厚が薄かったこと，および後述する土質試験結果にあるように東側の盛土と比べて細粒分が少ないために，盛土内に地下水が溜りにくかったことが原因であると推定される。

(3)　盛土材料の物理・力学特性

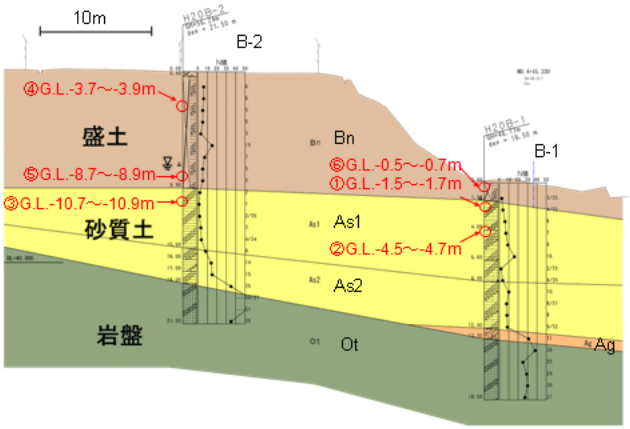
敷地内のボーリング孔より採取した土質試料より物理試験・力学試験が行われた。ボーリング孔は東側法面の法尻（B-1），背面（B-2），北側法面の法尻（B-3）および背面（B-4）である。実施した試験は土粒子の密度試験，土の含水比試験，土の粒度試験，土の湿潤密度試験，土の液性限界試験，塑性限界試験および土の三軸圧縮試験（CD 試験）である。試験結果の一覧表を表－4.3.3 に，東部法面と北部法面の試料の粒径加積曲線を図－4.3.18 および図－4.3.19 に示す。表



図－4.3.18　粒径加積曲線（東部法面）



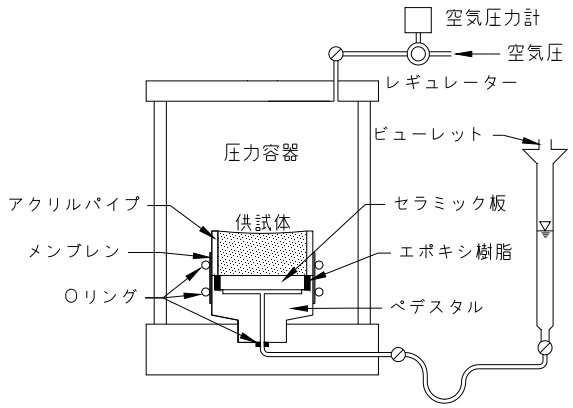
図－4.3.19　粒径加積曲線（北部法面）



図－4.3.20　保水性試験の実施箇所

表－4.3.4　含水比とサクションの関係

項目 / 地点	現場 土層区分	現場 ρ_t (g/cm³)	現場 ρ_d (g/cm³)	現場 w_n (%)	実験 ρ_s (g/cm³)	実験 ρ_d (g/cm³)
標準砂（豊浦砂）	－	－	－	－	2.653	1.605
①B-1 G.L.- 1.5～- 1.7m	As1	1.752	1.233	42.12	2.578	1.360
②B-1 G.L.- 4.5～- 4.7m					2.684	1.237
③B-2 G.L.-10.7～-10.9m					2.672	1.235
④B-2 G.L.- 3.7～- 3.9m	Bn	1.818	1.371	32.68	2.642	1.354
⑤B-2 G.L.- 8.7～- 8.9m					2.711	1.373
⑥B-1 G.L.- 0.5～- 0.7m					2.581	1.353
火山灰質砂質土（ゆな）	ー	1.695	1.262	36.70	2.564	1.266



図－4.3.21　保水性試験装置

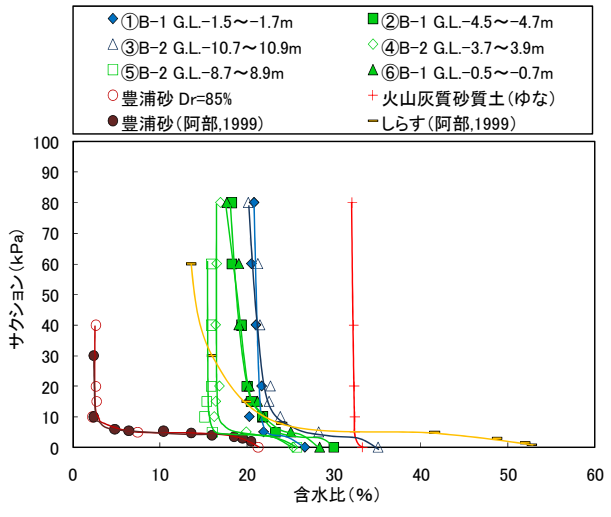
および図より盛土および下部の砂質土層は細粒分を多く含んだ砂質土であることがわかる。東部と北部を比較すると東部の細粒分含有率ならびに粘土分含有量が若干高く，塑性指数も 22～54 と高いことが特徴である。また，鶯沢の雨量データ（気象庁）によれば，サンプリング実施日（6 月 21，22 日）の約 2 週間前（6 月 6 日）からまとまった降雨がなかった。これに対して東部法面の盛土内の地盤（表中の No.4,5）は孔内水位（GL.-7.95m）よりも 3m 以上高い位置にあるにもかかわらず，高含水比で飽和度も 93%を超えていた。この原因は，盛土部が集水地形に相当していることに加え，盛土は火山灰質の砂質土で構成され，軽石を含み保水性が高かったことが原因であると考えられる。

(4)　盛土材料の保水性

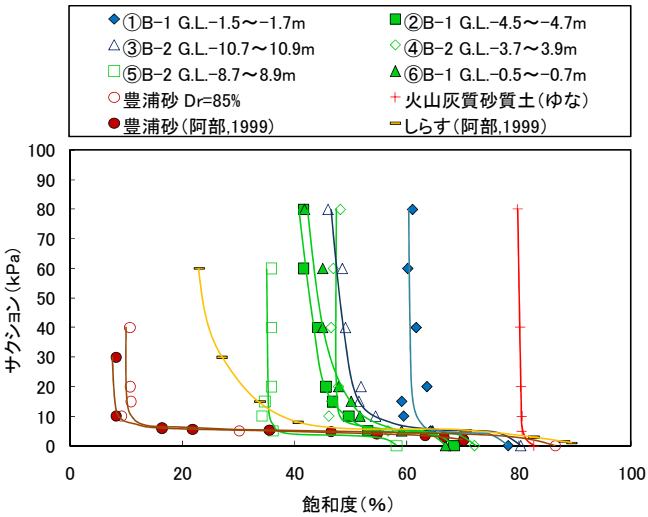
被害が大きかった東部法面について地盤の保水特性を調べた。図－4.3.20 に示すように盛土層（Bn）および沖積砂層（As1）の 6 深度について実験を行った。さらに比較のために，豊浦砂，および 2 種類の火山灰質砂質土（シラス，ゆな[8]）のデータについても示した。豊浦砂とシラスについてはは既往の実験結果[9]である。保水性は JGS0151-2000「土の保水性試験」の加圧板法に準拠し，排水過程について試験を行った。表－4.3.4 に試料の密度を示した。試験装置を図－4.3.21 に示す。実験装置はセラミック板付きペデスタル，ビュレットおよび圧力計より構成される。セラミック板の空気浸入値（AEV）は 200kPa である。供試体は最適含水比付近になるように水分調整した後，アクリルパイプ（内径 46mm，高さ 30mm）に試料を 3 層に分けて入れて所定の乾燥密度なるように突き棒で突き固めて作成した。その後，供試体の下部から蒸留水を吸水させながら 1 日間放置して飽和度を高めてからペデスタルに設置した。含水比とサクションの関係を図－4.3.22 に示す。飽和度とサクションの関係を図－4.3.23 に示す。両図から，どの試料もサクションにして約 5kP から排水が生じ，約 15kPa で排水が終息し，含水比と飽和度がほぼ一定になっている。排水が収まったときの飽和度を比較すると，豊浦砂が最も低く，しらす，鶯沢土，ゆなの順に大きくなることがわかる。すなわち保水性もこの順に大きくなっており，鶯沢土は，既存の火山灰土と比べると，細粒分をより多く含むゆなよりは保水性が低いものの，シラスと同等またはそれ以上の保水性を有しており，砂質土としては比較的保水性が高い材料であることがわかる。ただし，地盤調査結果では，地下水面よりも 3m 以上高い位置で飽和度が 90%を超えていたが，その高い飽和度は，今回の保水性試験結果からは説明ができなかった。

(5)　復旧方法

東側法面は，安全性，経済性および施工性を考慮して，図－4.3.24 に示すように上段および下段ともにふとんかご工（鋼製組立網工）が採用され，平成 20 年度末に竣工にし



図－4.3.22　含水比とサクションの関係



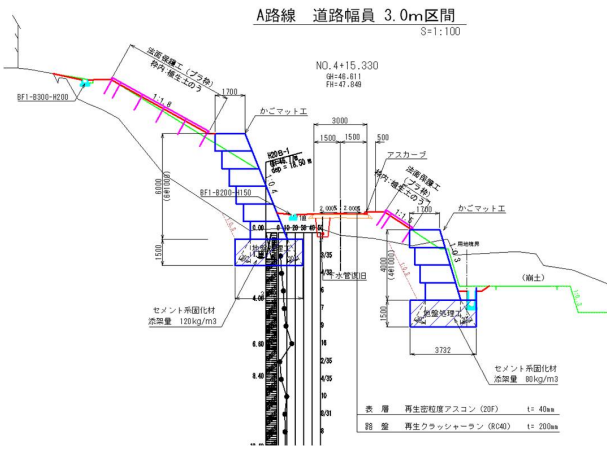
図－4.3.23　飽和度とサクションの関係

た。かごマットは上段では 6 段, 下段では 4 段としている。かごマット工を採用した理由は上記に加えて，崩壊した法面の西側で, かごマットによる擁壁が既に施工されており，今回の地震において目立った変状がなかったという実績があったためである（写真－4.3.9 参照)。これは，集水地形であることと盛土材が砂質土としては保水性が高い材料であるため，盛土内部の地下水がかごマットによりすみやかに排水されていたことが要因であると推察される。

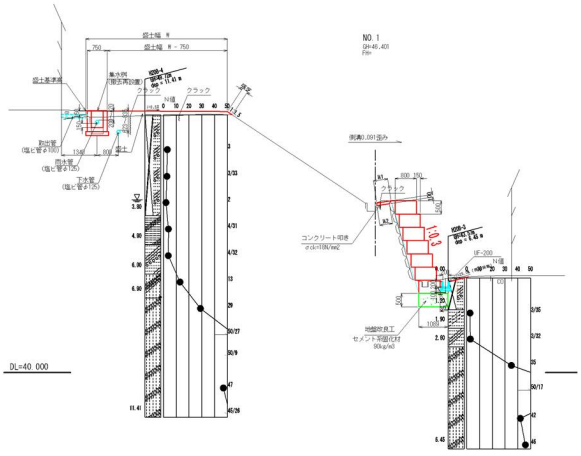
北側法面の復旧は，東側法面と同様にかごマット工を用いる。ただし，図－4.3.25 に示したように変状があったブロック擁壁は撤去をしないで，その前面にかごマットを設置する。これは，ブロック擁壁を撤去すると法面背後の建物に影響が及ぶと判断したためである。東部法面の復旧後の状況を写真－4.3.10 に示す。

(6)まとめ

丘陵地の沢部に火山灰質の砂質土を盛土した法面の擁壁がすべりを起こし，盛土が流動性の崩壊形態を示した。同様の盛土材料が関係した被害は，宮城県沖地震の白石市寿山団地 [11]や 2003 年三陸南地震の築館町館下（現栗原市）の事例 [1]にもみられている。これらの地点では盛土材料が



図－4.3.24　東部法面の代表復旧断面



図－4.3.25　北部法面の代表復旧断面

写真－4.3.9　既存のかごマットによる擁壁

写真－4.3.10　かごマットによる対策工

火山灰起源の砂質土であること，比較的緩い状態で厚く堆積していたこと，および高い含水状態であったことが共通している。火山灰質砂質土では，一般的な砂質土よりも，保水性が高いことから，盛土内に地下水が溜りやすくなる。したがって，擁壁を含む盛土法面の安定性を確保するためには，外的安定および内的安定の検討に加えて，盛土の排水処理を入念に行うことが肝要である。

謝辞：宮城県北部地方振興事務所栗原地域事務所には，館下地区の資料を提供いただいた。また宮城県教育委員会より鶯沢工業高校の調査データを提供いただいた。ここに記して厚く御礼申し上げる。

参考文献

1) 2003 年三陸南地震および宮城県北部地震災害調査委員会：2003 年三陸南地震・宮城県北部地震災害調査報告書，地盤工学会，2003.
2) Ryosuke UZUOKA, Noriaki SENTO, Motoki KAZAMA and Toshiyasu UNNO：Landslides during the earthquakes on May 26 and July 26, 2003 in Miyagi, Soils and Foundations, Vol.45, No.4, pp.149-164, 2005.
3) 「気象庁 / 気象統計情報」＜http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php＞
4) 松元啓輔，森芳信，梅村順：斜面崩壊地から採取した表層土の水分状態による流動性評価の試み，平成 17 年度東北支部技術研究発表会講演概要，pp450-451，2006.
5) 仙頭紀明，海野寿康，関 秀一：2008 年岩手・宮城内陸地震で崩壊した盛土斜面の水分状態と流動性の関係，土木学会第 64 回年次学術講演会，Ⅲ-158，pp.315-316，2009.
6) 地盤工学会（2004）：不飽和地盤の挙動と評価，pp.35-37.
7) 風間基樹・高村浩之・海野寿康・仙頭紀明・渦岡良介：不飽和火山灰質砂質土の液状化機構について，土木学会論文集 C, Vol. 62, No. 2, pp. 546-561, 2006.
8) 海野寿康，仙頭紀明，日野友則：2008 年岩手宮城内陸地震における栗原市築館地区の沢埋め造成盛土斜面の崩壊事例について，第 44 回地盤工学研究発表会 pp.1447-1448，2009.
9) 宮越信，佐々木龍良，園部昭，滑川英紀：火山灰質粘性土質砂（ゆな）による大規模施工について，土木学会東北支部技術研究発表会講演概要，Ⅲ-46，pp.375-376，2009.
10) 阿部廣史：不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究，東京大学学位論文，pp.196-201，1999.
11) 土木学会東北支部：1978 年　宮城県沖地震調査報告書 pp.445-450, 1980.

4.4　土石流

土石流とは，崩壊した土砂・岩塊が水と一緒になって，速い流速で長い距離を流下する運動形態のものを指す [1]。この定義では，単純な急斜面の斜面崩壊との区別においてやや曖昧な部分もあるが，ここでは，後に示す衛星写真上の判読によって，土砂の流下痕が筋状であると認められるものを抽出した。その意味では，国土地理院の情報集約マップ [2]において示されている土石流の判読箇所と整合しない部分もあることをお断りしておく。

4.4.1　発生場所の概要 [3]

図－4.4.1 は，地震後 7 月 2 日に撮影した栗駒山付近の衛星画像である．写真の茶色になった筋状の部分が土石流の発生した箇所である。国土地理院の判読を参考にして，ここでは以下の 6 つの区域で土石流を紹介する。

① 駒の湯を襲った土石流（ドゾウ沢，裏沢）
② 産女川上流部
③ 耕英南（御沢，冷沢）
④ ヒアシクラ沢
⑤ 湯沢市秣岳（まぐさだけ）南
⑥ 山王山

注）このうち，⑤は平成 17 年春の融雪期に生じた地すべり性のものであり，今回の地震では土石流的な動きは示していない。衛星画像から判読にされたため、参考のためここに記す。

表－4.4.1 は，上記六つの土石流の諸元を示している．土石流の流下水平距離（崩壊部の源頭から流下端まで）は，①のドゾウ沢で発生したものが圧倒的に長い。また，③耕英南（御沢，冷沢）は，崩壊部および流下端の勾配とも最も小さい。⑤～⑥の崩壊部は，沢部に到達していないため，流下端勾配は大きい値となっていることがわかる。なお，崩壊部の土量は，②産女川上流部が最も多く，1260 万 m^3 となっている。（③以降の土量は，未推定である）

表－4.4.1　発生した土石流の諸元

場所	崩壊源頭標高	崩壊部最急勾配	流下端標高	流下端勾配	流下水平距離
単位	(m)	(度)	(m)	(度)	(m)
①	1358	22.1	284	4.5	9636
②	1047	27.1	596	4.0	2424
③	533	7.5	313	2.3	2636
④	564	11.8	284	3.5	2145
⑤	1371	23.5	974	9.0	1578
⑥	528	27.1	329	19.0	421

① 駒の湯を襲った土石流（ドゾウ沢，裏沢）

東栗駒山山頂に近いドゾウ沢に面する斜面で発生した崩壊によって土石流が発生した。国土地理院によれば，源頭部での土砂崩壊の規模は，長さ約 200m，最大幅約 300m，最大厚さ約 30m，崩壊土砂量約 150 万 m^3（東京ドーム約 1.2 杯分）と推定されている。写真－4.4.1 に源頭部の空撮写真を示す。この写真を見て気がつくことは，源頭部で起こった崩壊が対岸の尾根を乗り越えていること，左下の雪渓の下部が土砂を被って茶色になっていることである。図－4.4.2 に衛星画像の拡大図を示した．

標高約 1360m から崩壊した土砂は，沢に沿って一気に駒の湯まで標高差 800m を流れ下った。死者 7 名を出した駒の湯は，土石流に飲み込まれたものであるが，本来土石流が流下するはずの沢が駒の湯対岸の斜面の崩壊によって埋まったため，土石流の流れが宿側に方向を変えたことが原因である。

図－4.4.1　栗駒山付近の衛星画像（黄色の点線が県境を表す），宇宙航空研究開発機構（JAXA），岩手大学地域連携推進センターリモートセンシング実利用技術開発室（2008.7/2 撮影画像）

図－4.4.2　ドゾウ沢，裏沢の土石流の衛星画像，図－4.4.1 の拡大図（ALOS “だいち” 衛星画像）

土石流はさらに，駒の湯を越えて裏沢を約 5km 下流の行

者滝（写真－4.4.2）まで流れ下った。この間の標高差と距離の関係は，図－4.4.3～4.4.4 のようにまとめることができる。土砂の堆積量は，旧地形と堆積後の地形の比較によって，駒の湯付近で約 50 万 m^3，行者滝上で約 65 万 m^3 と算定されている。両地点で堆積量が多くなっているのは，同地点付近で生じた斜面崩壊によって河道が閉塞されていたためである。なお，源頭部の崩壊及び駒の湯対岸の斜面の崩壊部分は，元々地すべり地形であったことがわかっている。駒の湯に堆積した土砂には，泥まみれになった大きな岩塊やブナの大木が大量に含まれている．写真－4.4.3 は，ドゾウ沢で確認された巨大な転石である。

なお，駒の湯を襲った土石流の詳細は 4.4.2 に記述する。

写真－4.4.1　ドゾウ沢，土石流源頭部，長さ約 200m，最大幅約 300m，最大厚さ約 30m，崩壊土砂量約 150 万立方メートル（撮影：4 学会合同調査団，6/18）

写真－4.4.2　行者滝上部，ドゾウ沢から流下した土石流の端部，人道橋（つり橋）に達している．：4 学会合同調査団，6/15 撮影）

② 産女川上流部

ドゾウ沢の北側に位置する産女川の上流部では，1260 万 m^3 もの土砂崩壊が生じ，2km ほどを流れ下っている.図－4.4.5 に当該部分の衛星画像の拡大図を，図－4.4.7,8 に土石流の流下部の縦断図，3D イメージを示す。

③ 耕英南（御沢，冷沢）

荒砥沢上流部巨大地すべりの北側に位置する御沢，冷沢でも，急斜面での土砂崩壊が沢部に流れ込み，土石流化している。図－4.4.9,10 に土石流の流下部の縦断図，3D イメージを示す。

写真－4.4.3　ドゾウ沢で確認された巨大転石（林野庁提供）

④ ヒアシクラ沢

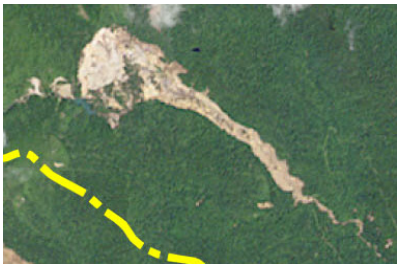
荒砥沢上流部巨大地すべりの西側に位置するヒアシクラ沢では 500mほどの土石流の流下があった.図－4.4.11,12 に土石流の流下部の縦断図，3D イメージを示す。

⑤ 湯沢市秣岳（まぐさだけ）南

秋田県湯沢市秣岳南に位置する斜面では，平成 17 年の融雪期に生じた地すべりの崖すい部分が，地震によって拡大した。しかしながら，土砂の土石流的な動きは生じていない。衛星画像では，1.5km ほどを流れ下っていることが読み取れるが，これは平成 17 年時点のものであることがわかっている。図－4.4.13, 14 に地すべりの流下部の縦断図，３D イメージを示す。

⑥ 山王山

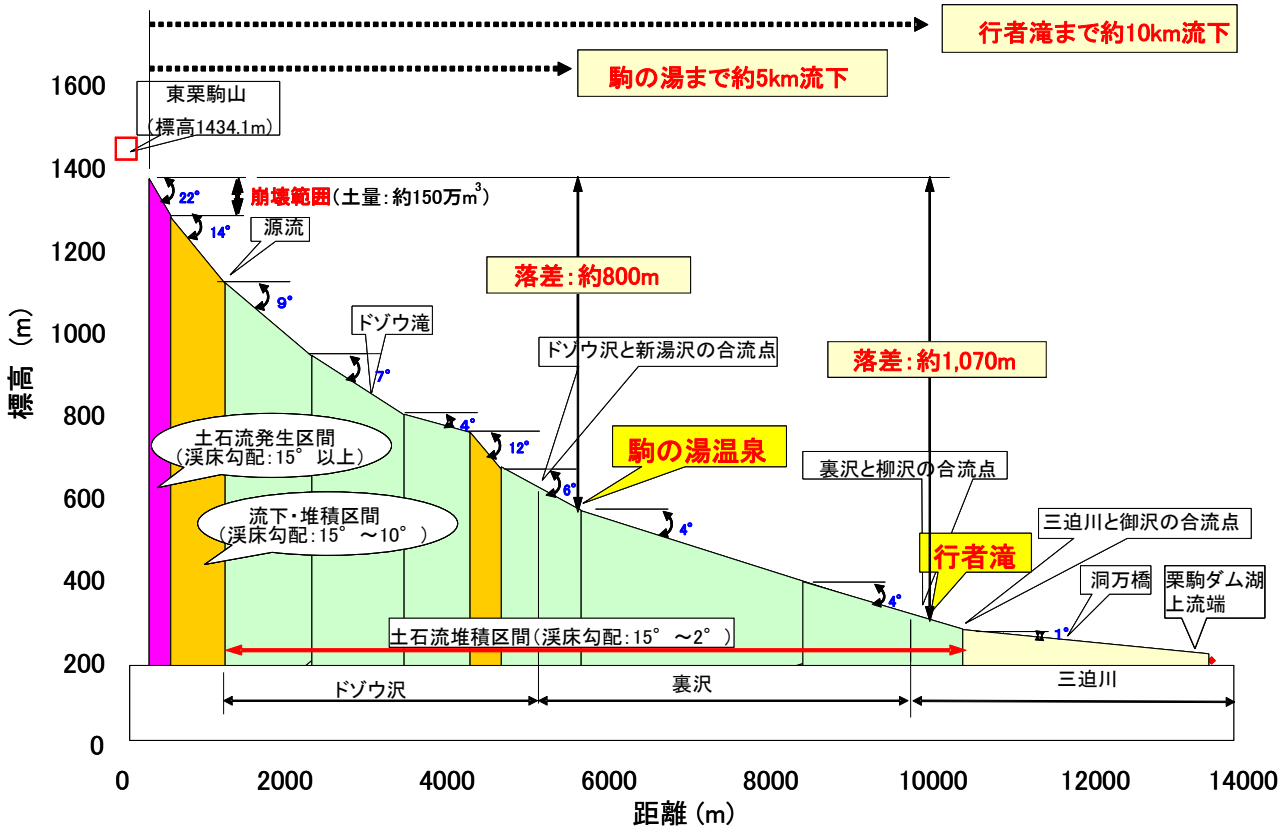
岩手県一関市山王山の頂上付近から土砂崩壊が生じ，1km ほどを流れ下っている.図－4.4.15,16 に土石流の流下部の縦断図，３D イメージを示す。



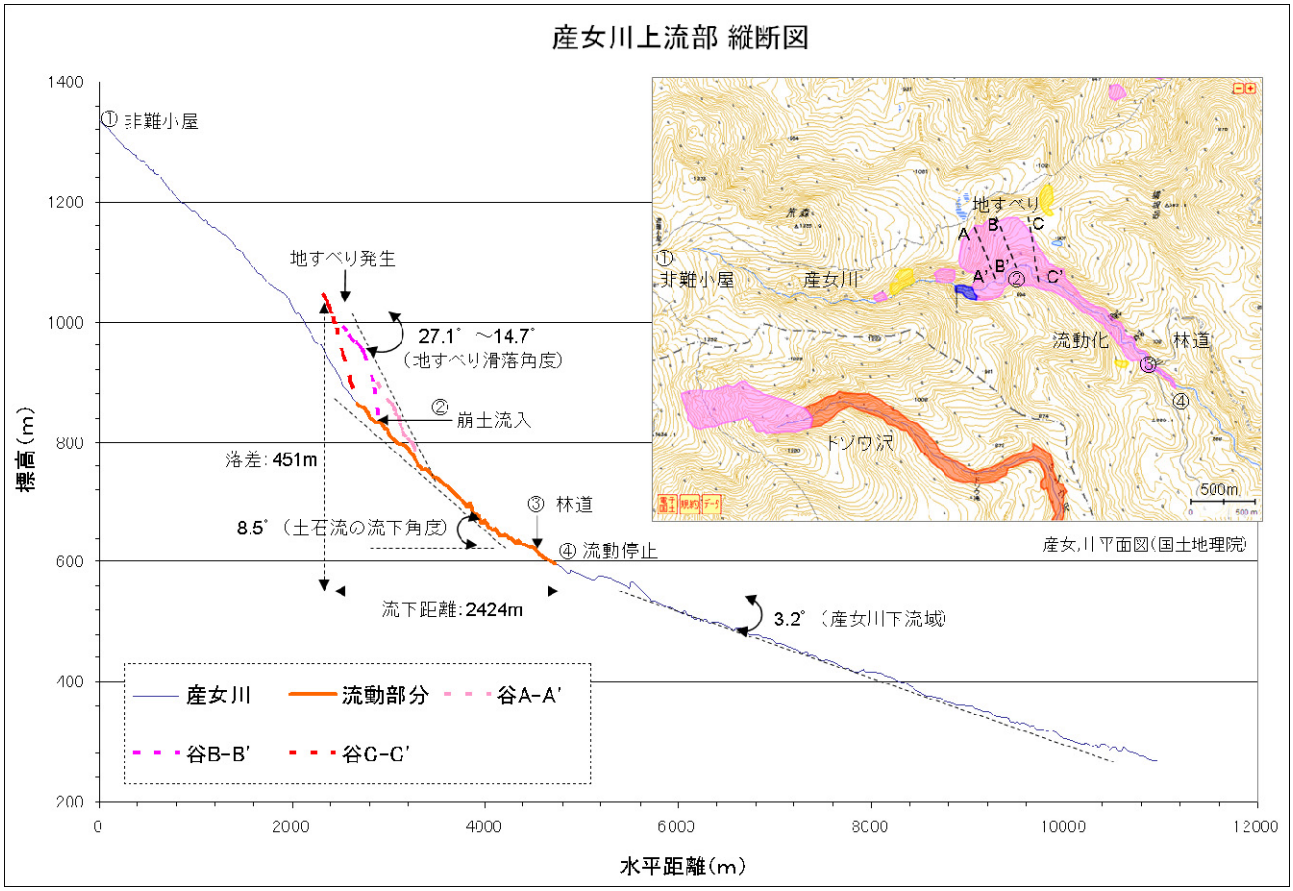
図－4.4.5　産女川上流部の土石流の衛星画像，図－4.4.1 の拡大図

図－4.4.6　耕英南（御沢，冷沢）の土石流の衛星画像，図－4.4.1 の拡大図

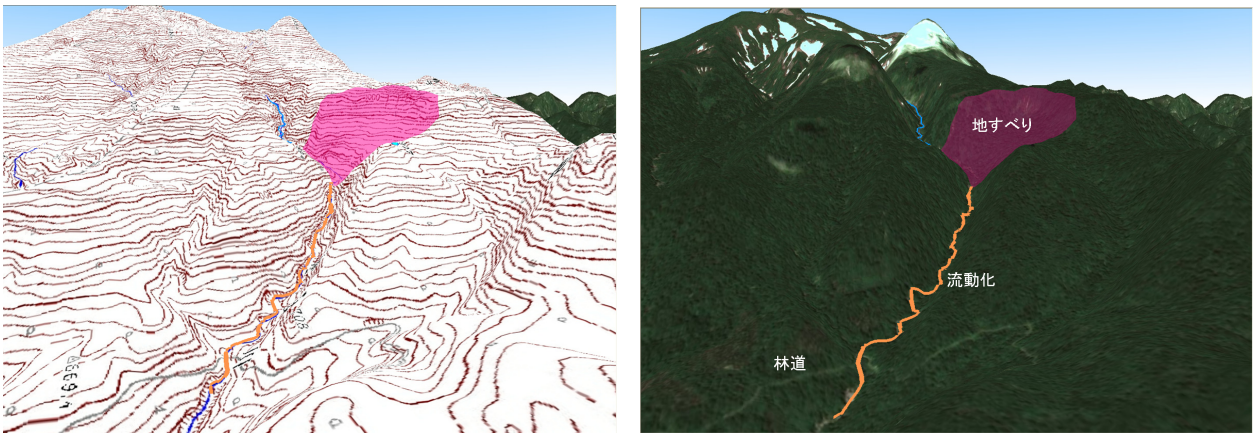
図－4.4.3　駒の湯を襲った土石流の流下経路と推定堆積土砂量（復建技術コンサルタントによる）



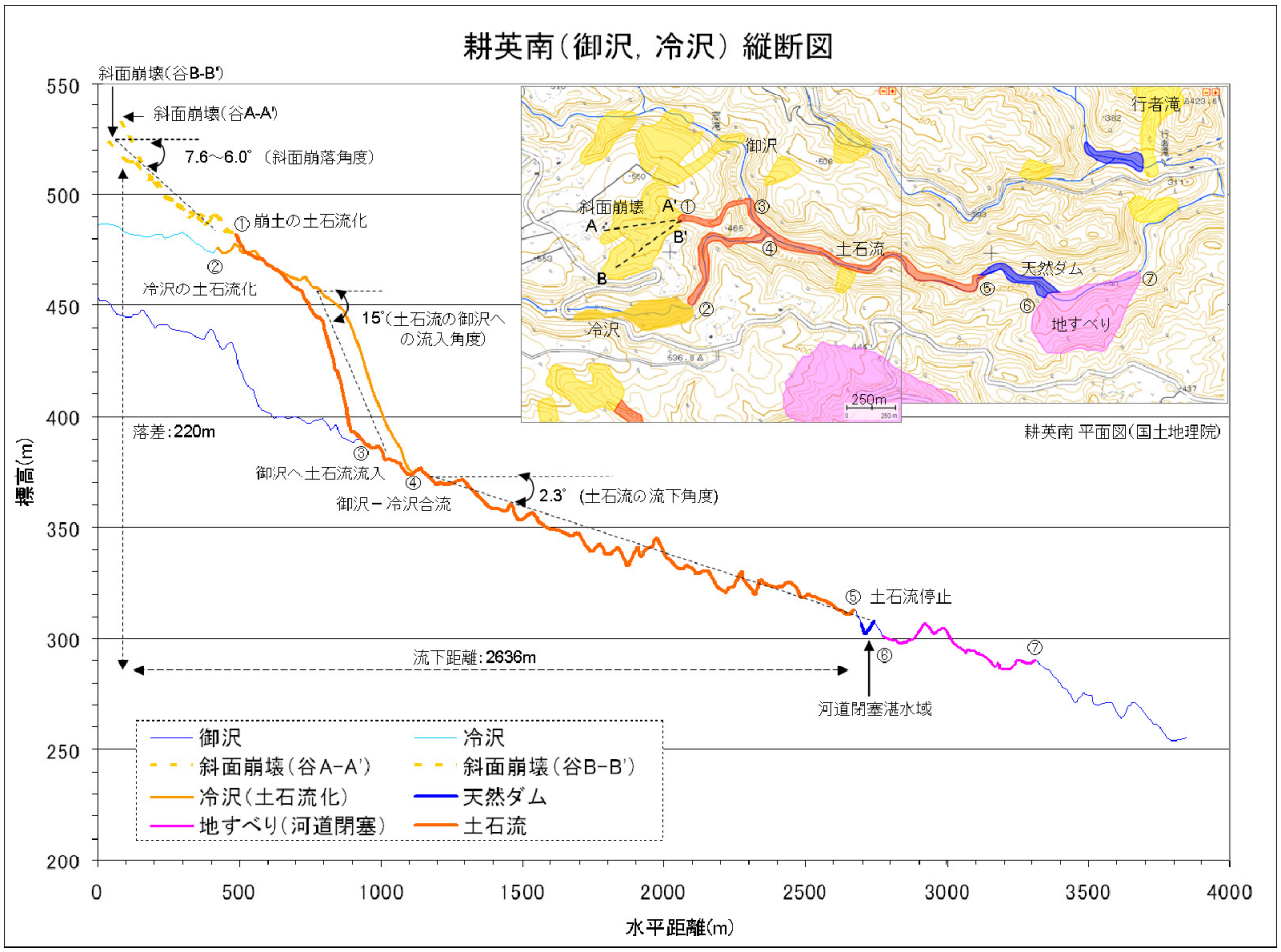
図－4.4.4　駒の湯を襲った土石流流下経路の渓床勾配（復建技術コンサルタントによる）



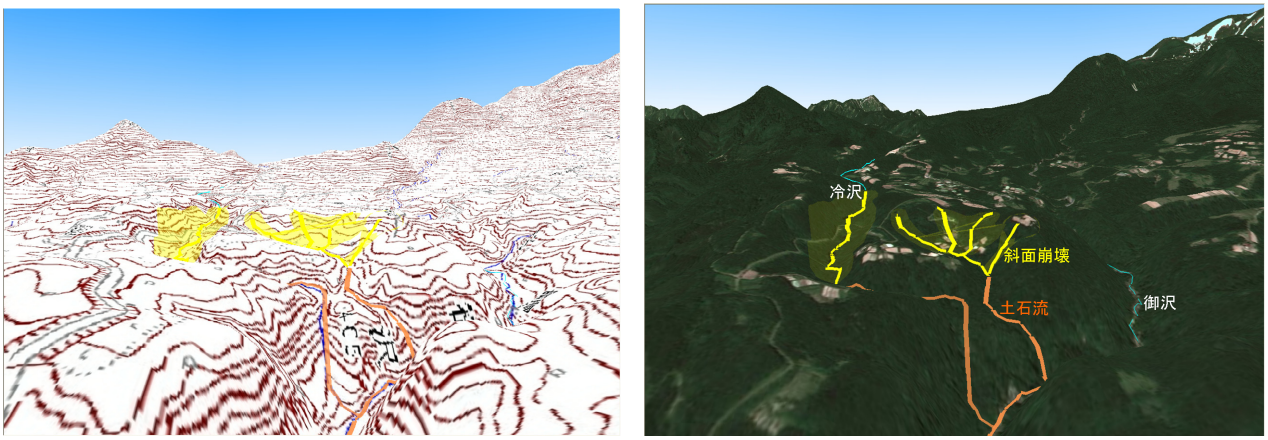
図－4.4.7　②産女川上流部の土石流の縦断図



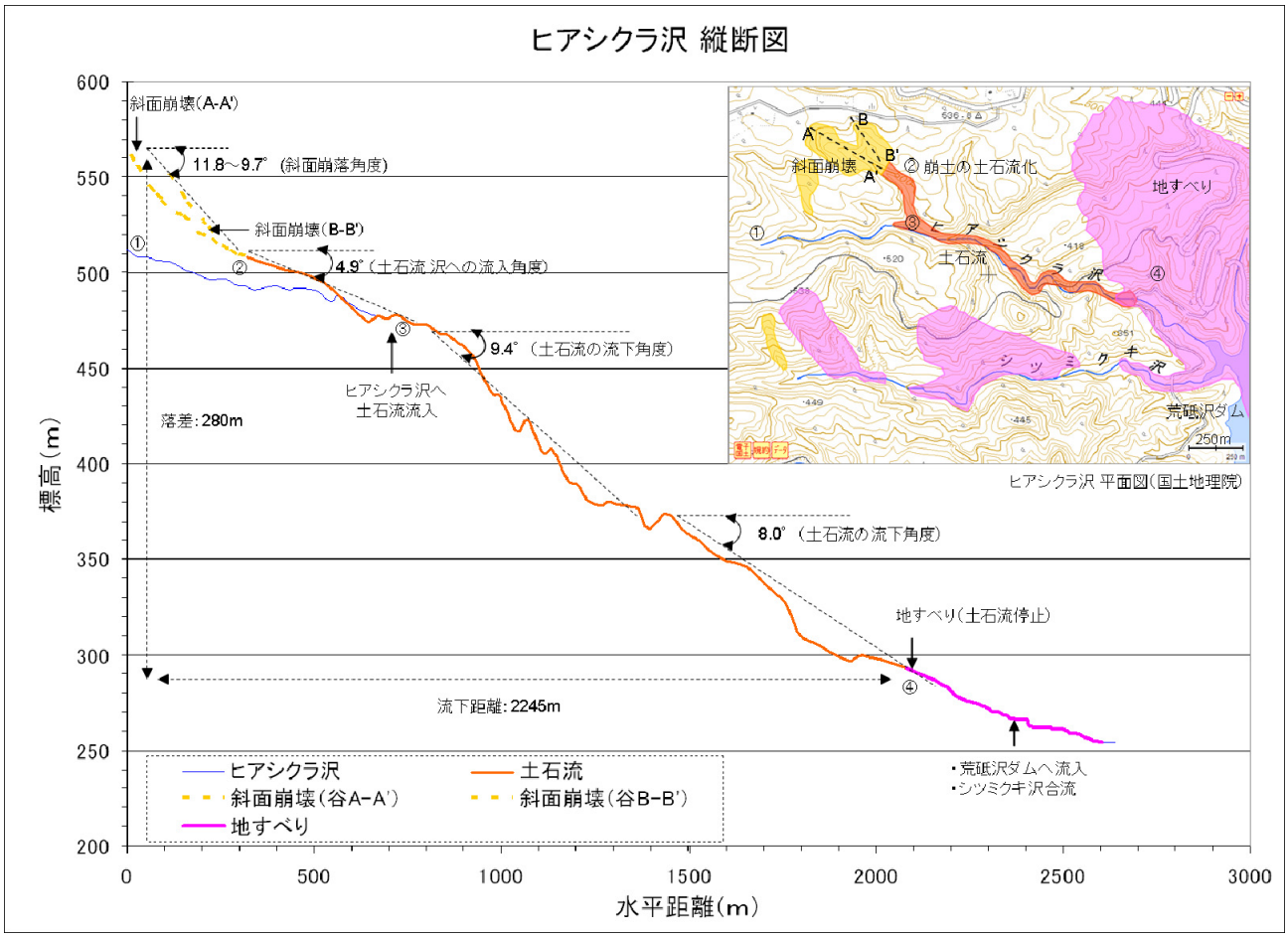
図－4.4.8　②産女川の土石流　3Dイメージ



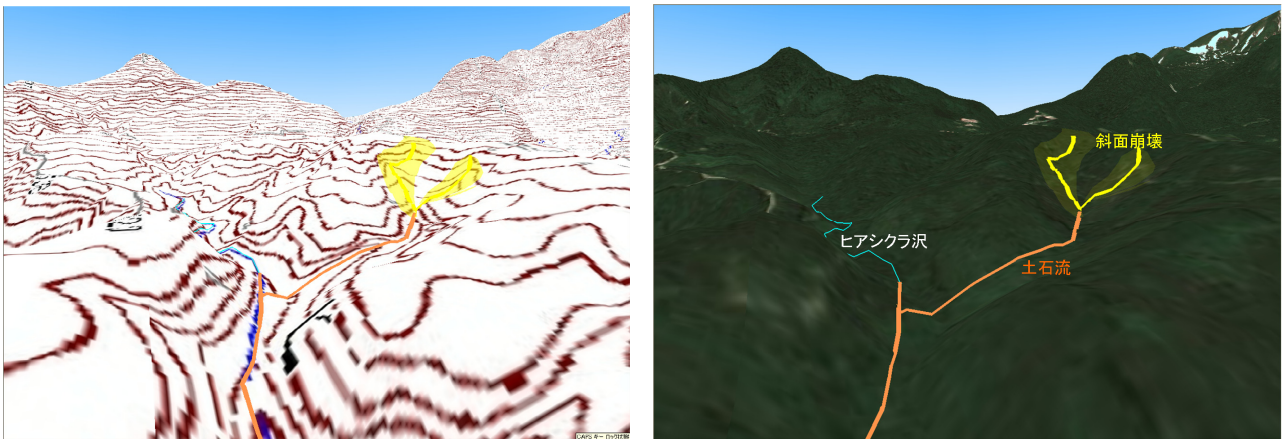
図－4.4.9　④ヒアシクラ沢の土石流の縦断図



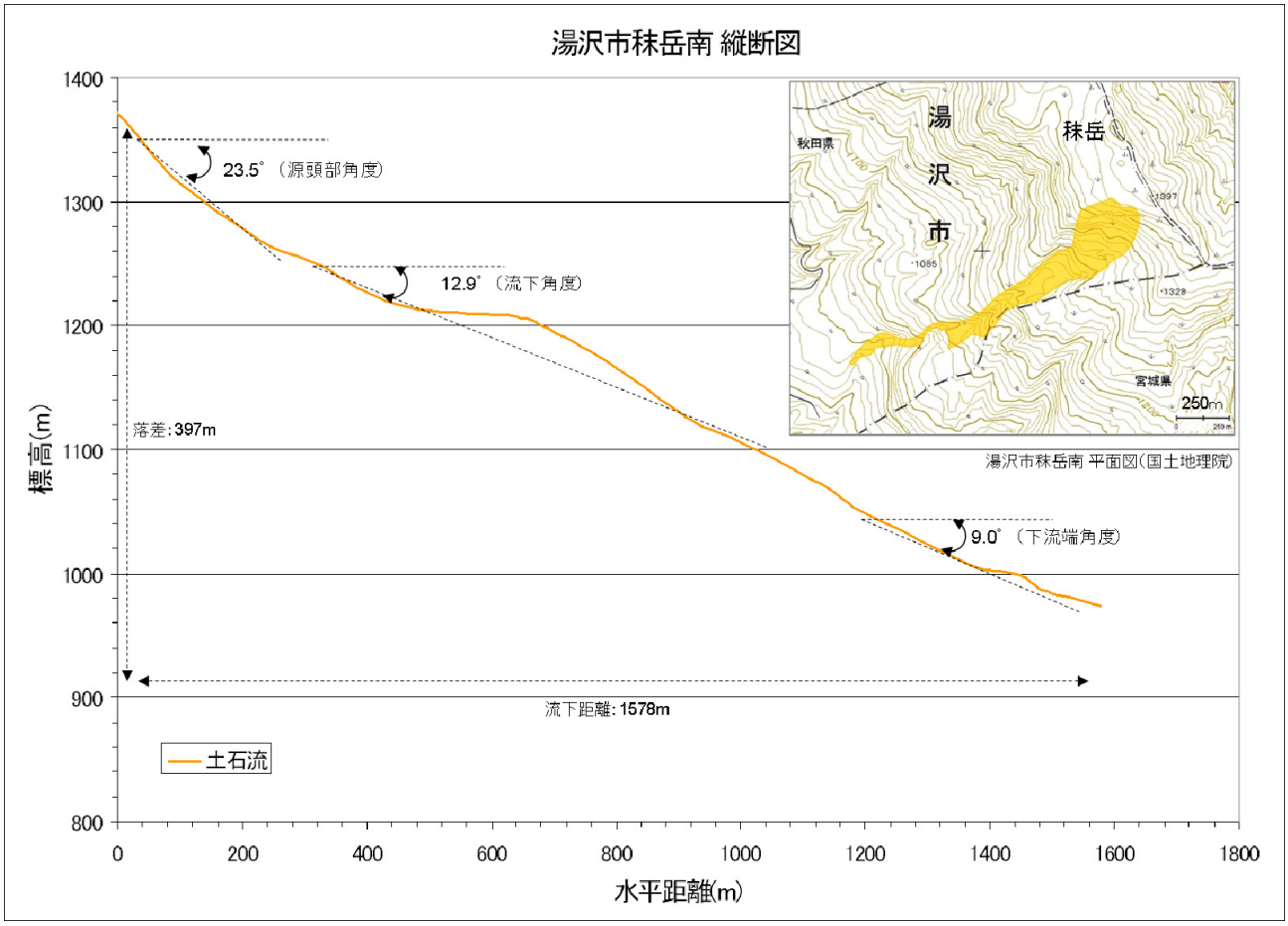
図－4.4.10　④ヒアシクラ沢の土石流　３Ｄイメージ



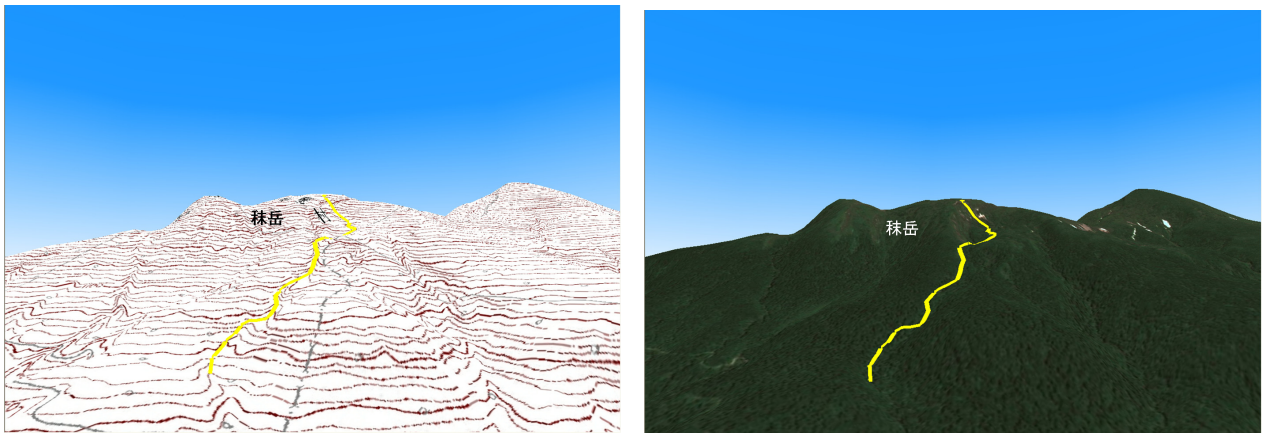
図－4.4.11　④ヒアシクラ沢の土石流の縦断図



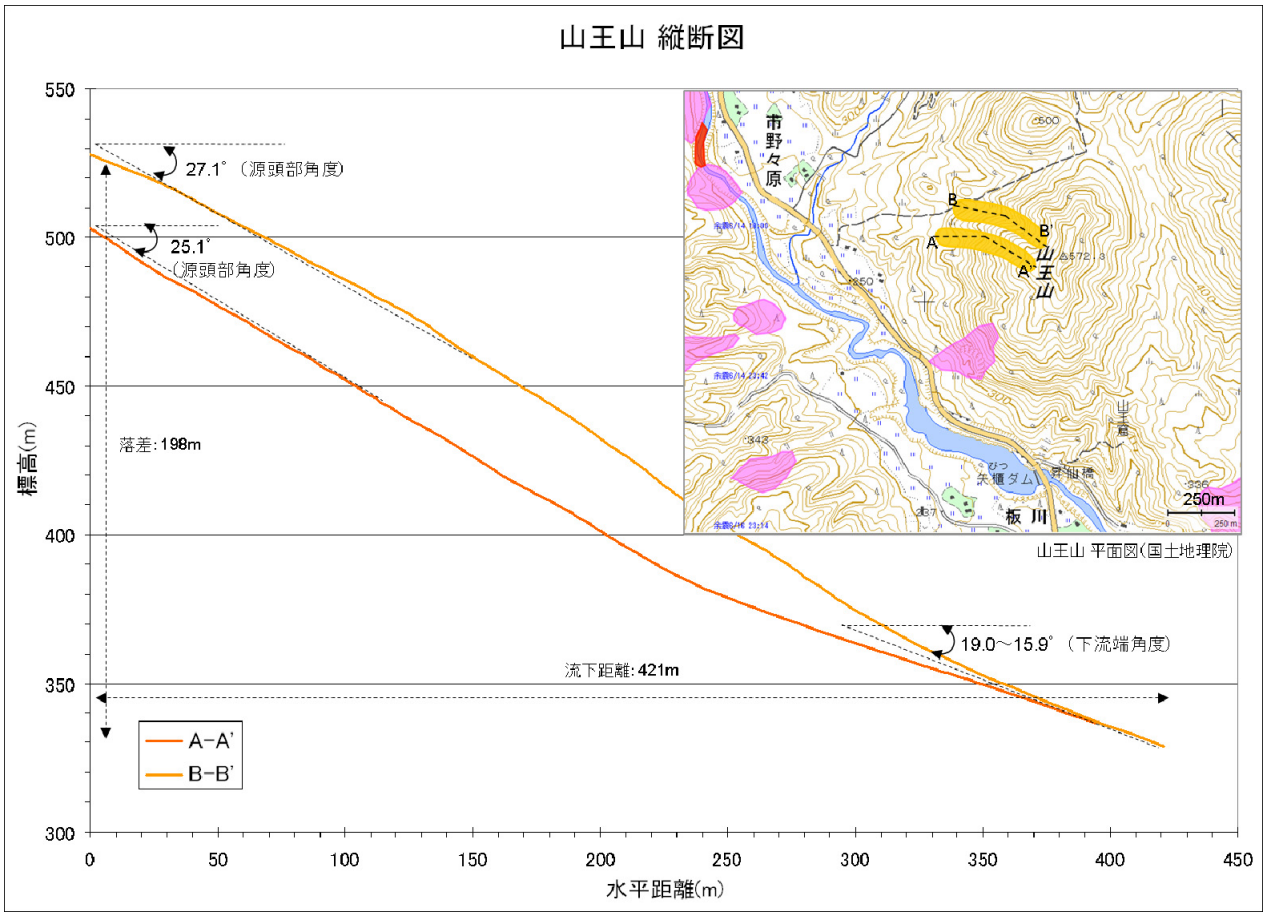
図－4.4.12　④ヒアシクラ沢　土石流　３Ｄイメージ



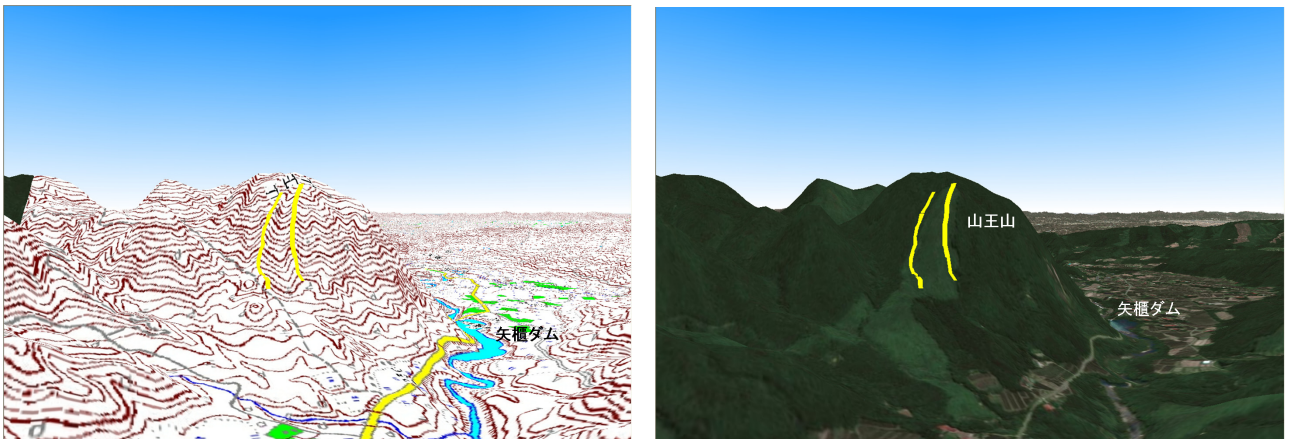
図－4.4.13　⑤湯沢市秣岳南の地すべり(H17)の縦断図



図－4.4.14　⑤湯沢市秣岳南の地すべり　３Ｄイメージ



図－4.4.15　⑥山王山の土石流の縦断図



図－4.4.16　④山王山　土石流　３Ｄイメージ

4.4.2　駒の湯温泉を襲った土石流の詳細

駒の湯温泉では，土石流により多くの死者・行方不明者を出した。この駒の湯温泉を襲った土石流の推定される時系列は次のとおりである。

① 東栗駒山頂付近の火山噴出物（安山岩溶岩・火山砕屑岩，約 150 万 m^3：国土地理院発表）が地震により崩落し，土石流となって時速約 30km の速さで下流へ流れ始めた。
② 地震の際に，①と同時に駒の湯温泉の対岸の山が地震で地すべり崩壊し，ドゾウ川を閉塞した。
③ 地震発生から約 10～15 分後（後段：菅原さんの共同記者会見参照）に，源頭部からの土石流が駒の湯付近まで到達した。河道が閉塞されていたため，行き場を失った土石流は約 30m 高台にあった駒の湯温泉側に流れ込み宿を襲った。（死者 5 名，行方不明者 2 名）
④ その後，土石流の一部はさらに下流に流れ下り，約さらに 5km 先の行者滝まで到達し，そこに架かる吊り橋に堰き止められる形で止まった。

以降には，得られた画像等をもとにしながら土石流の足跡を時系列にまとめて示した。

（1）地震により土石流が発生

- 平成 20 年 6 月 14 日（土）午前 8 時 43 分頃発生
- 山腹崩壊土量；約 150 万 m^3（国土地理院発表）

写真－4.4.4　源頭部の崩壊状況（提供：早川輝雄氏）

図－5.4.17　駒の湯温泉を襲った土石流の概要

写真－4.4.5　崩壊前の源頭部の状況（提供：早川輝雄氏）

写真－4.4.6　土石流発生箇所の植生（提供：早川輝雄氏）

(2) 駒の湯温泉対岸で地すべり発生

■ 土石流襲来の前に対岸の山が地すべり崩壊した。

写真－4.4.7　地すべり発生状況（提供：早川輝雄氏）

写真－4.4.8　地すべり発生状況

(3) 土石流が駒の湯温泉を襲う

■ 駒の湯温泉対岸の地すべりによりドゾウ沢が堰き止められた。

■ そこへ土石流が襲来し，流路を塞がれた土石流は駒の湯温泉をのみ込んだ。

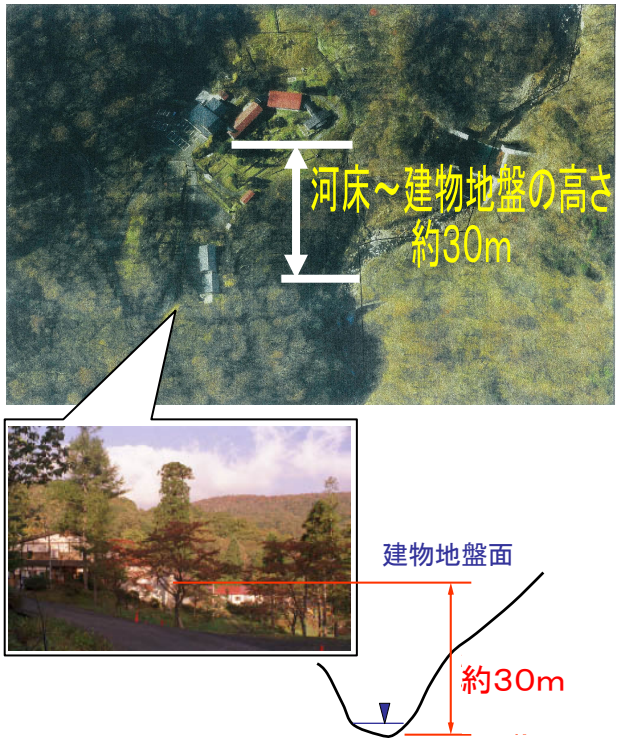
■ 生存者（菅原昭夫氏）の記憶では，地震発生から 10～15 分後に土石流が襲来した。

■ 土石流は約 30m 下を流れているドゾウ沢から上ってきた。

■ 人的被害：死者 7 名，（内 2 名は，1 年後に遺体収容）

■ 建物被害：本館 1 棟全壊，ほか 4 棟程度埋没流失

写真－4.4.9　駒の湯温泉を襲った土石流跡



図－4.4.18　河床と建物の高低差（約 30m）

写真－4.4.10　地震直後の駒の湯（2008/6/14　11：24　飯塚さん撮影，山岳写真家　早川輝雄さん提供）

写真－4.4.11　捜索状況（2008 年 6 月 18 日）

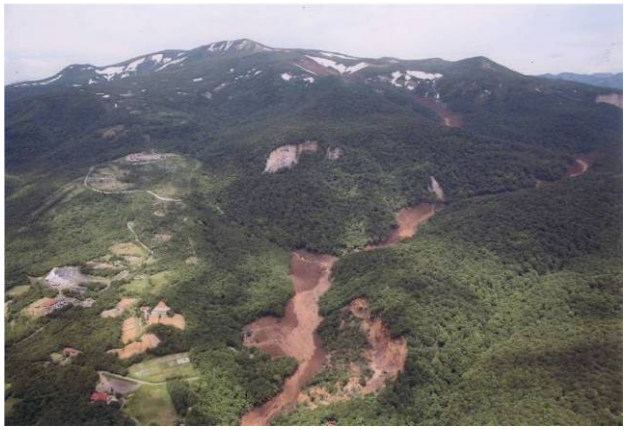
写真－4.4.12　災害当事にあった建物（提供：早川輝雄氏，2003 年頃撮影）写真は上流側を望んでいる．沢は写真外の右側に位置している．中央の木は，土石流によって破壊されなかったので，写真－4.4.9 との比較により，建物が 50mほども回転しながら移動したことがわかる．

写真－4.4.13　駒の湯温泉周辺，堆積した土砂が広がる，写真奥には現在のドゾウ沢の流路，手前には行方不明者捜索のために敷かれた足場が見える．

写真－4.4.14　土石流通過跡

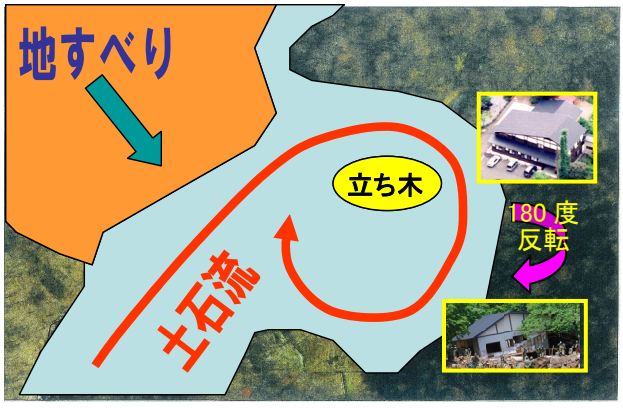
写真－4.4.15　泥に覆われた巨石

写真－4.4.16　泥に覆われたブナの大木



写真－4.4.17　源頭部から駒の湯温泉に至る土石流跡

写真－4.4.18　土石流災害前後の状況



図－4.4.19　２本のカラマツの木が残った理由の推定図

写真－4.4.19　災害前のカラマツの木
（提供：早川輝雄氏，上；2006 年撮影，下；2003 年頃撮影）

写真－4.4.20　無事残ったカラマツの木２本

写真－4.4.21　土石流災害４日後の状況（6/18 撮影）
※　表面排水を施すもマット無しでは歩行も困難であった。

写真－4.4.22　土石流堆積状況と土石流中の礫等

写真－4.4.23　吊り橋で土石流が止まった様子（行者滝）

写真－4.4.24　行者滝で堰き止められた土石流

写真－4.4.25　土石流が電線に衝突した衝撃で折れた電柱

（4）土石流は行者滝に架かる吊り橋で止まる

- 土石流は源頭部から約 10km 下流の行者滝にて，吊り橋に堰き止められる形で止まった。
- 土石流が吊り橋と電線に衝突した衝撃で，吊り橋脇の電柱が破断した。

参 考

駒の湯温泉の建物内にいて土石流に襲われ，奇跡的に救出された生存者（菅原昭夫さん）が語った当時の情況を下記に示す。

向かいの山が崩れ，土石流が襲ってくる状況について

－駒の湯温泉で奇跡的に救助された菅原昭夫さんの共同記者会見から－

■「・・・お客さんが “ 山が崩れた！ ”と言ってあわてて上がってきたので，私もあわてて外を見ましたならば，向かいの沢が上の崖が崩れていまして，だんだんと水位が上がってくるような感じがしたんですよ。・・・ものすごい轟音とともに土石流が迫ってくるのが見えたんですよ，建物の方へ向かってくるのが。それで，あわてて，土石流が来る方向とは反対側の建物の一番奥の方に，一番遠い方に逃げていったんですよ。もしかしたら，建物が潰されても，そこまでは来ないだろうと，瞬間的にそう思ったんですけれどもね。」

■「そんな勢いではなくて，圧倒的なパワーですね，建物がどんどん潰されて畳まって迫ってくる感じがあったんですよ。逃げるしかないので，一番奥まで逃げ込んで，裏口から出ようとしたんですけれども，そのドアもやっぱりゆがんで開かなくて，結局，洗濯室に閉じ込められた状態だったんですよ。」

■「母は，目の前のすぐ私の１ｍぐらい右前方にいたのですが，やっぱり出られなくて，そのうち建物は流されていきながら，母は転倒してしまって，その上に瓦礫が崩れてきて，母も見えなくなってしまったんですよ。」

■「建物が潰されてくるだけでなくて，土台から外れてですね，移動していくのもわかったんですよ。あっ，これは止まってないなと思ってね。その間も，私は転んだら終わりだなと思って，転ばないように必死でバランスをとりながら，どこまでいくかわかんないその中で，止まっていたんですけどね。・・・」

■「・・・一部で，洗濯機ごと 2 階に押し上げられたという話があったようですけれども，そういうことはなくて，私は一番下で埋もれていました。・・・」

■「・・・そのとき，肋骨と右足の甲の骨が折れていましたので･･･木の枝と空がちょっと見えたので，そちらの方向に行きたかったんですけれども，痛くて，腹ばいにならないと出られないのに，腹ばいにはなれなくて，もうやっぱりダメかなあと思ったんですけどもね。もう一回揺れが来て，もう一回土石流が来たらもう終わりだと思って，・・・何とか上へ出たんです。そしたらもう，・・・本当に泥の海で，信じられないような光景が広がっておりました。・・・」

■「・・・目の前の沢というのは，家の玄関からみると 30mくらい下を低いところを流れているんですよ。ですので，それがそこを抜いてですね，水が迫ってくるというのはちょっと考えられなかったです。いつも一番心配しているのは，家のすぐ裏に池があって，その池の上の山が崩れてこないかという心配をしていました。また，そこは砂防指定地といいまして，地すべり地帯なんですね。20 年くらい前に，地すべり工事をしていまして，下に砂防ダムも 3 段に造っていまして，何かあった場合の一番心配ごとはその裏の山が崩れてくること，あと，その地すべりで建物自体が沢の方に流れてしまわないかというのが，一番心配でしたけれども，そのときは，あれほどの揺れでしたけれども，裏の山は崩れなかったので，本来ですと池側の方に逃げるということは危ないことなんですけども，今回に関しては逆でして，結果的にですね，普通考えられない方向から来たと思います。・・・」

■「(今までみたこともない光景とは)・・・30mも低い沢が目の前で同じ高さまで来たということで，例えば昨日まで病院の 5 階に入院していたんですけれども，そこから下の駐車場を見たよりも低い所から上の 5 階の窓まで水が上がってきたという感じと思っていただければ。・・・」

■「・・・私どもの宿は玄関から一段下りたところに 1 棟，それからもう 1 段階段を下りたところに，1 段というか 1 つ降りたところに 1 棟，さらにそこからもう一つわたり階段を通ってお風呂という，まあ変形 4 階ですね，そういう地形上です･･･」

■「・・・玄関からお風呂場までは廊下で 100mほどあるんですよ。その間，階段が 40 段ほどあります。たぶんだいぶ，いままでないくらい建物がゆがんでおりましたので，歩きにくい状態だったとおもいますけれども，ただ岸さんたちが走ってきましたんでね，途中の階段とかが壊れてないだろうとは思いましたけどもね。・・・」

■「・・・お風呂場あたりは 15mくらい埋まっていると思いますし，源泉のあたりはお風呂場に近いんですけれども，3～4m 高いところにあって，10m以上土砂に埋まっている状態なんですよ。

■ それも，土砂といいましても，泥沼みたいな状態です････」

■「・・・とにかく，出て，建物はあり得ない場所に移動していましたし，1 階は潰れて 2 階は本来ある形とは 180 度近い動きを変えていましたので････」

■「木が 2 本だけ残っていますが，それはこの木です。すぐこの脇から玄関だったんですけれど，これがはるか後ろのこの木まで移動して，今その木のどれくらいでしょうね，1/3 くらいは埋まっているのではないかと思います。」

■「(地震の揺れが収まってから土石流が来るまでの時間は？)・・・・あのときは時計をみる余裕はありませんでしたし，でも感じ的には 10 分から 15 分ぐらいの間だった気がするんですけれどもね。新聞で見ると，8 分から 9 分で来たという分析のようですけれども，だとしたらそうかも知れないですとしか言いようがないですよね。何分くらいかというのは，揺れた時間というのは，実際自分が思っているよりも短かったたりしますからね，ですので，感覚的にはその 10 分前後かまあ少し経ったかというぐらいですかね。・・・」

－2008 年 7 月 31 日，栗原市役所に於ける共同記者会見より－

4.4.3 土石流を対象とした土砂災害対策 [4)~8)]

本稿では岩手・宮城内陸地震災害で規模の大きい土石流災害の発生した宮城県栗駒市の三迫川上流域裏沢（ドゾウ沢）と岩手県一関市の産女川における土砂災害対策（ハード対策・ソフト対策）について述べる。二つの土石流とも栗駒山の源頭部に近い国有林野内で発生した大規模崩壊の発生が原因となっている。

裏沢（ドゾウ沢）で発生した大規模崩壊地の最大幅は約300m，最大長は約 200m，発生前の斜面勾配は約 23 ° である。崩壊地の下方斜面では表面侵食が卓越する。崩壊土砂上には数 m 程度の溶岩礫が多数確認でき，崩壊地の対岸に崩壊土砂が乗り上げた斜面にも溶岩礫が多数点在している。

崩壊発生前の空中写真（2007 年 10 月撮影）を判読した結果，崩壊地とその周辺範囲は高山植生で覆われ，崩壊頭部周辺には露岩地が点在し，斜面には大小の沢地形が見られた。崩壊発生後の空中写真では，崩壊地周辺の沢筋や凹地に残雪があったことから，当該崩壊地でも崩壊発生前に残雪があったものと推定される。崩壊地内の流水痕跡の上端（湧水源）は露岩範囲の上端であった。空中斜め写真で確認した結果，露岩範囲の上位には溶岩層が滑落崖となっていたことから，この崩壊地はキャップロック構造となっていた可能性が高い。崩壊地内に多数の流水痕跡が確認できること，周辺に残雪が確認できることから，地震によって崩壊した土砂は地下水や表流水に加えて雪解け水などによって流動化したものと推定される。流動化した土砂は崩壊地対岸のドゾウ沢左岸山腹斜面に乗り上げて流れ，ドゾウ沢の谷に沿って流れた土砂と合わさって土石流となって流下したものと推定される。

土石流は偏流によって左右岸の山腹斜面に乗り上げ，斜面の表層土壌や立木を侵食しながら流下している。なお，土石流が流下した範囲では表層が侵食されているが，斜面上の比較的勾配が緩い範囲には土砂が堆積している。土石流の性状は堆積物から推察するとかなり流動性が高く泥流状であったものと推定される。空中写真から読み取れる流下幅と偏流高から，水山・上原（1981）による左右岸の最大水位差と流速の関係式を用いて土石流の平均流速を試算したところ 9～12m/s 程度という値を得た。この流速だと土石流は崩壊地から駒の湯温泉まで約 7 分～9 分で到達したものと推定される。

三迫川上流域の荒廃面積は約 125ha，荒廃率 9.2%，渓床不安定土砂量は 89 万 m^3，崩壊残存土砂量は 33 万 m^3，合計約 122 万 m^3 の不安定土砂量がある（岩手・宮城内陸地震に係る山地災害対策検討会）。土砂災害対策の方針としては①崩壊発生源の対策，②崩壊発生源から駒の湯の区間，③駒ノ湯温泉から行者の滝間の区間，④行者の滝から栗駒ダム間の４つに区分して対策の検討がなされている。崩壊発生源の対策は今後も浸食による土砂生産は予想されるものの，地形が急峻でかつ気象も厳しいこと，さらに森林生態系保護地域に指定されていることから当面の緊急施工は見送り，航空緑化工などの対策をとることとしている。崩壊発生源から駒の湯の区間は土石流の流下により山腹や渓岸が浸食されており，表層崩壊や河床浸食による土砂の生産が予想されることから，駒の湯温泉の上流側に谷止め工の設置が計画されている。駒ノ湯温泉付近の土石流堆積区間はえん堤工や渓流保全工の整備がなされる。駒ノ湯温泉から行者の滝間の区間は土砂流出状況や崩壊地の拡大状況をふまえて必要があれば渓間工，えん堤工を検討するとしている。なお，災害発生直後に行者の滝北側で発生した山腹崩壊の土砂が裏沢の河道を閉塞したため，直轄砂防災害関連緊急事業により除石や流木除去がなされた。柳沢を閉塞した沼倉裏沢地区についても同様である。両河道閉塞区間は今後，床固工による通水断面の確保と埋塞土砂の安定化を図るとともに，山腹工の施工もなされる。行者の滝から栗駒ダム間は渓床の変動の大きい区間であり，土砂や流木の流出や渓岸浸食が予想されることからえん堤工の設置が計画されている。

ソフト対策としては工事の安全管理や下流の住民のために雨量計，水位計，ワイヤーセンサ，監視カメラの設置がなされ，国・県・市の一体となった情報連絡体制が構築されている。

産女川においては笊森山の遷急線付近（標高約 1000m）から山体崩壊が発生し，対岸を乗り上げて河道を閉塞し，一部は下流へ 1.5km 程度の狭窄部に流下した。崩壊の規模は斜面長 400m，幅 350m，最大滑落高さ 100m である。狭窄部にかかっていた林道橋は破壊され流出した。狭窄部付近の河道は最大で 20～30m 程度上昇している。笊森山緩斜面の地質はドゾウ沢と同様に栗駒溶岩である。下部には凝灰角礫岩などの火山性粗粒物である。崩壊発生後の空中写真では，発生源にはドゾウ沢と違い残雪は無かった。このためドゾウ沢に比べ，山体中の地下水が比較的少なく，土石流流下距離が短かったと推定される。 なお，地震後の 6 月 19 日には旧林道橋から下流 1.5km に土石流が流下している。本土石流は狭窄部で堆積していた土砂の流出と下流河床堆積物の浸食によるものである。産女川の荒廃面積は約 36ha，荒廃率 3.7%，渓床不安定土砂量は 248 万 m^3，崩壊残存土砂量は 647 万 m^3，合計約 895 万 m^3 の不安定土砂量である（岩手・宮城内陸地震に係る山地災害対策検討会）。土砂災害対策の方針としては①崩壊発生源の対策，②崩壊発生源から旧林道橋の区間，③旧林道橋から国有林境界の区間，④国有林境界の区間から磐井川合流間の４つに区分して対策の検討がなされている。

大規模崩壊地の発生した冠頭部と崩壊土砂堆積土砂の末端は不安定となっている。冠頭部背後には開口亀裂があり，拡大傾向が続いている。このため，伸縮計等の変状を計測するシステムが構築され今後の対策が検討されることとなっている。崩壊堆積地本体は流出を防止するため山腹工，水路工，土留工が必要に応じて対策を行うことが計画されている。崩壊発生源から旧林道橋の区間は膨大な土砂が堆積しており，流出する危険性が極めて高い。このため，渓間工の施工が予定されている。なお旧林道橋付近に谷止工の設置が予定されている。旧林道橋から国有林境界の区間は国有林界に谷止工の施工が予定されており，不安定土砂の流出抑制を図る予定である。国有林境界の区間から磐井川合流間は災害発生直後に既設砂防堰堤の緊急除石が直轄砂防災害関連緊急事業によりなされた。

ソフト対策としては工事の安全管理や下流の住民のために大規模崩壊地に伸縮計が設置されている他，雨量計，ワイヤーセンサ，監視カメラの配置がなされ，国・県・市の

一体となった情報連絡体制が構築されている。

今後の土砂流出対策としての課題は，融雪や豪雨による土砂の二次移動である。今回の地震による大規模な土砂イベントは，今後，数十年，あるいはそれ以上の長期間にわたって，土砂生産の発生した上流域だけでなく下流域まで大きな影響を与え続けると思われる。土砂ばかりでなく，流木，濁水，生態系などの面も含め長期モニタリングが不可欠である。

写真－4.4.26　産女川の大規模崩壊地。山体崩壊地及び堰き止め土体から湧出する地下水が見られる。

写真－4.4.27　産女川を閉塞してできた堰き止め湖

写真－4.4.28　源頭部直下の大規模崩壊末端の堆積状況

写真－4.4.29　源頭部直下の大規模崩壊末端から下流を望む。流下堆積痕が高い場所まで残っている。

写真－4.4.30　旧林道橋の流出跡

写真－4.4.31　旧林道橋直上流の狭窄部末端での土石流停止による堆積物

写真－4.4.32　二次災害の恐れが高い土砂災害の現場において，安全かつ迅速に工事を実施するため無人化施工機械にて工事を実施した（国土交通省提供）

4.4.4　被災から１年８ヵ月経過後の土砂災害対策 [8)]

前項は 2008 年 6 月 14 日の地震発生から約半年後の間に実施または検討された対策工について述べたが，ここでは，さらに 1 年 8 ヶ月経過後の 2010 年 2 月末現在までに実施もしくは計画されている土砂災害対策について述べる。なお，前項同様，本稿では岩手・宮城内陸地震災害で大規模な土石流災害が発生した宮城県栗駒市の三迫川上流域（ドゾウ沢，裏沢）と，岩手県一関市の産女川における土砂災害対策について述べる。

これまでに実施もしくは計画されている土砂災害対策箇所の一覧図を図－4.4.19 に示す。

INSEM鋼製谷止工

（堤長：71.5m，堤高：12.0m
放水路天端幅：4.0m，堤体積：4,294m^3）

写真－4.4.33　ドゾウ沢の治山ダム（林野庁提供）

①　三迫川上流域（ドゾウ沢，裏沢）

ドゾウ沢では，新湯沢との合流地点の上流で林野庁が治山ダムを計画し，平成 21 年 11 月に完成した（写真－4.4.33）。ドゾウ沢については，あと 3 基の治山ダム新設の治山事業全体計画があるが，施工予定箇所が国定公園第 1 種特別地域や森林生態系保護地域に指定されているため，治山ダムを更に設置するかどうかについては，土砂流出状況などを見つつ，慎重に検討を進めることとしている。

また，裏沢では駒の湯温泉付近の上下流で計 4 基，および行者滝の上流 1 箇所で，それぞれ砂防ダムが計画されている。なお，行者滝上流では流路工が施工され平成 22 年 3 月に完成した。（写真－4.4.34）

さらに，行者滝下流付近の三迫川でも砂防ダムが 1 箇所計画されている。

このほか，行者滝の上流左岸の支渓で発生した小規模土石流箇所については，林野庁が山腹工と治山ダム 3 基を施工し，平成 22 年 2 月までに完成した。（写真－4.4.35）

写真－4.4.34　流路工（国土交通省提供）

写真－4.4.35　山腹工と治山ダム（林野庁提供）

② 産女川流域

産女川流域では，林野庁が治山事業として上流域に治山ダム 2 基（うち 1 基はセル式治山ダム）を施工し，それぞれ平成 21 年 3 月と 7 月に完成した。（写真－4.4.36，37）

また，小又川との合流点の上流付近に，治山ダムを 2 基施工し，平成 21 年 11 月に完成した。（写真－4.4.38，39）

このほか，磐井川との合流点の上流側 2 箇所では，砂防ダムが計画されている。なお，同付近では，既設の砂防えん堤で河道が閉塞していたため除石作業が行われた。

産女川の下流部については，民有林直轄地すべり防止事業によって，既に 25 基の治山ダムが整備されている。

セル式治山ダム

堤長：67.1m，堤高：12.0m
円形セルの直径：16.55m，堤体積：7,460m^3

写真－4.4.36　セル式治山ダム（林野庁提供）

このため，今後は，林道等が流された地点の上流の不安定土砂対策として，国有林内に治山ダムの設置を進める計画となっている。

これまでの施工に際しての問題点としては，セルダムの施工に際して，施工箇所までのアクセス道路が被災しており橋の補強等を行う必要があったこと，および，ダム本体の着手が 12 月になってしまい約 8km の除雪を行うなど資材運搬路の確保に苦労したとのことである。

また，融雪期に土石流発生の恐れがあったため，寒さの厳しい 1 月を除き 2 交代の施工体制を組むことによって，融雪期前にダムを完成させることができた。

治山ダム

堤長：66.0m，堤高：13.0m，堤体積：4,292m^3

写真－4.4.38　最下流から 2 段目の治山ダム（林野庁提供）

治山ダム

堤長：58.0m，堤高：7.5m，堤体積：1,547m^3

写真－4.4.39　最下流の治山ダム（林野庁提供）

写真－5.4.37　セル式治山ダム直下の治山ダム（林野庁提供）　（堤長：107.5m，堤高：9.5m，堤体積：4,283m^3）

4.4.5　土砂の流動性評価の試み [10)]

4.4.1 では，土石流の発生に関する地形的な特性 [11)~12)]を述べたが，土砂の流動性評価を試みたので報告する。

流下時の栗駒山周辺の土砂は，礫を除けば主に火山灰質砂質土から構成されていると考えられるが，その含水状態や，空気の含有量，流化時のせん断強度と流動性の関係を検討した。

試料としては，宮城県築館より採取した軽石混じり火山灰質砂質土を天日・炉乾燥し，細粒分含有率 Fc および含水比を調整したものを用いた．

（1）　空気含有量試験

細粒分含有率 Fc16，33，50%の火山灰質砂質土を含水比 33～50%で撹乱した後，コンクリート空気量試験機を用いて空気含有量を測定した．測定結果を図－4.4.20 に示す．空気含有量は含水比に比例して少なくなる傾向がみられた．また，細粒分含有率 Fc16%の試料はおおよそ Fc33，50%より空気を多く含んでいた．

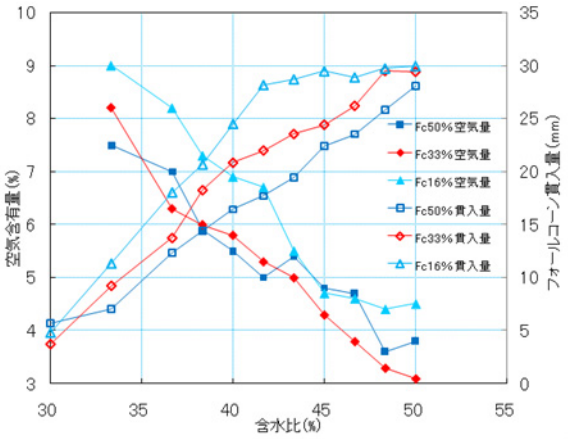


図-4.4.20　空気含有量・フォールコーン貫入量

（2）　フォールコーン試験

細粒分含有率 Fc16，33，50%の火山灰質砂質土を含水比 30～50%で撹乱した後，フォールコーン試験装置を用いて，貫入量を測定した．測定結果を見ると，含水比に比例して貫入量が増大する傾向がみられ，細粒分が多いほど貫入抵抗が大きいことがわかる．

（3）　フロー試験（水平）

含水比 30～50%，細粒分含有率 Fc16，33，50%に調整して，コンクリートのモルタルに対して行われるフロー試験を行った．フロー試験（水平）方法は，直径 30（cm）のフローテーブル上中央に，フローコーン（底面直径 10cm）につめた試料を置き，フローコーンを取り去って，15 回の落下運動を与えた後に，試料の広がった径を測定するものである．

図－4.4.21 に試験結果を示す．全体的に，含水量が多ければ大きなフロー値を示すが，Fc16%は含水比 43%付近でその勾配が大きくなった．Fc50%はフロー値が比較的小さい傾向がみられ，含水比が高い領域では細粒分含有率が高いほどフロー値が小さい．

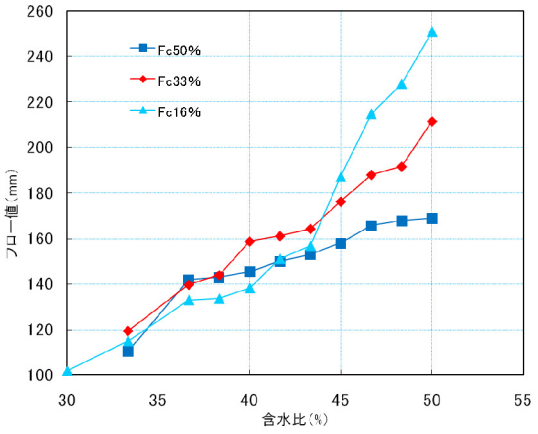
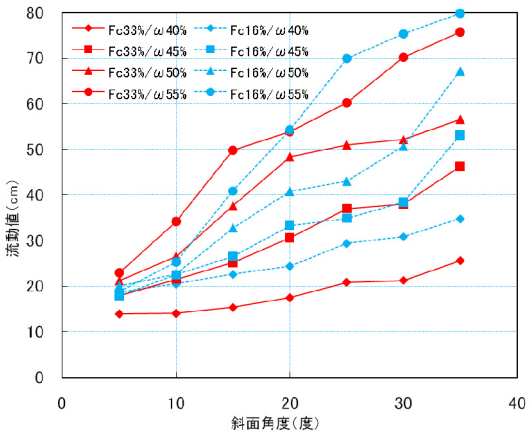


図-4.4.21　フロー試験(水平)の結果

（4）　フロー試験（傾斜）

含水比 40～55（%），細粒分含有率 Fc16，33（%）に調整してフロー試験（傾斜）を行った．試験方法は傾斜を加えたテーブルに，フローコーン（底面直径 10cm）につめた試料を置き，取り去ったときの流動幅を測定するものである．傾斜角度は 5～35（度）で実施した．

図－4.4.22 に試験結果を示す．全体的に高含水比ほど，流動値が大きい．含水比 40%ではすべての傾斜角で細粒分の少ないケースが大きく流動したが，45%ではほぼ同じ流動値であった．50，55%では傾斜角が大きくなるに従って細粒分が少ない方が大きく流動するようになる傾向がみられた．



図－4.4.22　フロー試験(傾斜)の結果

ここでは，土石流のように土砂と水が攪拌され乱された状態における流動性について，火山灰質砂質土を対象に，その粒度構成，含水比に着目して評価することを試みた．その結果，含水比が多いほど，また，細粒分含有率が少ないほど流動性が大きいこと，空気含有量は細粒分が多いと少なくなること，フォールコーン試験は流動性を評価する一つの指標となりうることがわかった。

【謝辞】

駒の湯の被災前の写真，被災直後の写真につきましては，山岳写真家，早川輝雄さんからご提供いただきました。また，本文の作成にあたっては，国土交通省東北地方整備局，林野庁東北森林管理局，宮城県砂防課に資料のご提供をいただきました。土砂災害対策の実施および計画の掲載においては，林野庁東北森林管理局の江坂文寿室長から多大なるご協力を戴きました。ここに，御礼を申し上げます。

参考文献

1) 地盤工学会　ジオテクノート　「土は襲う」地盤災害 http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/Jhome.html，2003.
2) http://zgate.gsi.go.jp/iwate2008/index.htm
3) 平塚祐介，森　友宏，株木宏明，渦岡良介，風間基樹：2008 年岩手・宮城内陸地震で発生した土石流の地形的考察，第 44 回地盤工学研究発表会，pp.1435-1436, 2009.8.
4) 林野庁東北森林管理局：http://www.tohoku.kokuyurin.go.jp/
5) 岩手・宮城内陸地震に係る山地災害対策検討会（東北森林管理局主催）
6) 国土交通省砂防部：http://www.mlit.go.jp/river/sabo/
7) 国土交通省東北地方整備局：http://www.thr.mlit.go.jp/
8) 砂防学会：http://www.jsece.or.jp/indexj.html
9) 林野庁東北森林管理局 HP，平成 20 年岩手・宮城内陸地震災害復旧対策の取組状況（平成 22 年 2 月 26 日），http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/koho/saigaijoho/kyoku/h21_press_saigai_36.html
10) 株木宏明，平塚祐介，渦岡良介，風間基樹：火山灰質土の流動性評価の試み，第 44 回地盤工学研究発表会，pp.681-682, 2009.8.
11) 常田賢一：地震時の天然ダムと土石流の発生特性に関する考察，第 30 回地震工学研究発表会，No.5-0008, 2009.5.
12) 常田賢一：地震に係る話題と技術的課題，土木構造物の効率的・効果的な強化・補強に関する報告会，2009.7.

※
1）：林野庁提供
2）：国土交通省提供

図－4.4.19　三迫川上流域（ドゾウ沢，裏沢）と産女川地区における土砂災害対策箇所位置図

5. 周辺地域の被害

5.1 秋田県の被害

岩手・宮城内陸地震により秋田県内では，ほぼ全域にわたり推計震度 4 以上が確認されている（図－5.1.1）。

被害は甚大で，秋田県災害対策本部発表「岩手・宮城内陸地震被害状況（第 28 報）」において，

人的被害；重傷者 5 名，軽傷者 16 名

建物被害；住家半壊 1 棟，一部損壊 10 棟，火災 1 棟

公共施設 69 棟（壁小破損などの軽微なもの）

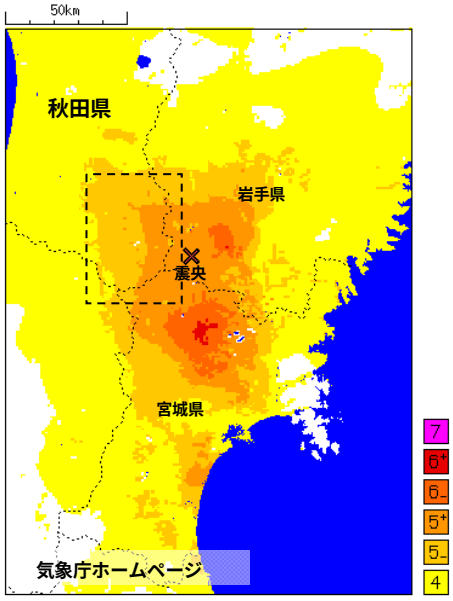
農林被害；141,194（千円）

公共土木施設；2,510,000（千円）

と報告されている。

地震による被害は，震央に近い岩手県，宮城県と接する秋田県南東部（図－5.1.1 に示す破線部分）の推計震度 5 弱～5 強が観測された山岳部に集中している。

被害が集中した山岳部の道路被害を中心に報告する。



図－5.1.1　岩手・宮城内陸地震の推計震度分布

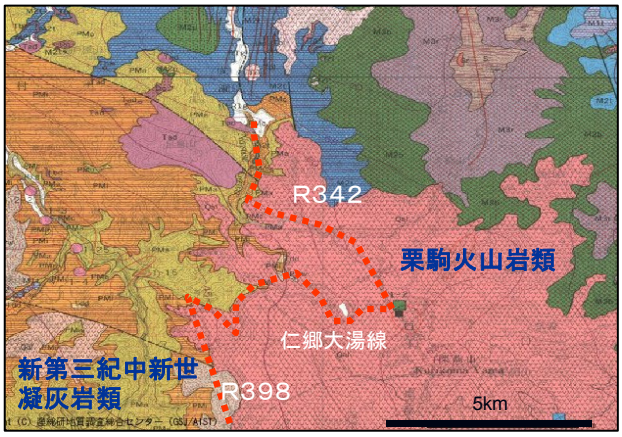
5.1.1 被災地の地形・地質

被災地周辺の鳥瞰図を図－5.1.2 示す。

地震による被害は，奥羽脊梁山地骨格部西側，標高 700m～1000m 前後の急峻かつ長大斜面中腹に構築された道路，斜面に集中している。

図－5.1.2　被災地（秋田県南東部）の北西からの鳥瞰図

被災地の地質は，新第三紀中新世の凝灰岩類および第四紀の栗駒火山岩類（安山岩類）を基盤とし，これらを崖錐性堆積物が覆っている。崖錐性堆積物には，φ2m 以上にもおよぶ安山岩の転石が確認される（図－5.1.3）。



図－5.1.3　被災地周辺の表層地質図

5.1.2 道路の被害状況

地震発生直後の震央に近い秋田県南東部の道路の通行規制状況を図－5.1.4 に示す。

岩手県と秋田県を結ぶ国道 342 号，宮城県と秋田県を結ぶ国道 398 号は，県内で片側交互通行，県境付近より全面通行止めとなっている。

このほか，図－5.1.4 に記載されていない岩手県と秋田県を結ぶ国道 397 号も全面通行止めとなっている。

図－5.1.4　地震直後の山岳道路部の交通規制状況

地震よる山岳部の被害としては，地すべり・斜面崩壊，落石，路面のきれつ，橋台背面の変状等であり，切土法面の被害は殆ど確認されていない。

5.1.3 地すべり・斜面崩壊

地すべり・斜面崩壊による被害は，図－5.1.4 に示す「黒滝橋左岸」，「皆瀬ダム左岸」の 2 箇所で発生している。

両地点共に推計震度は 5 弱に相当する。

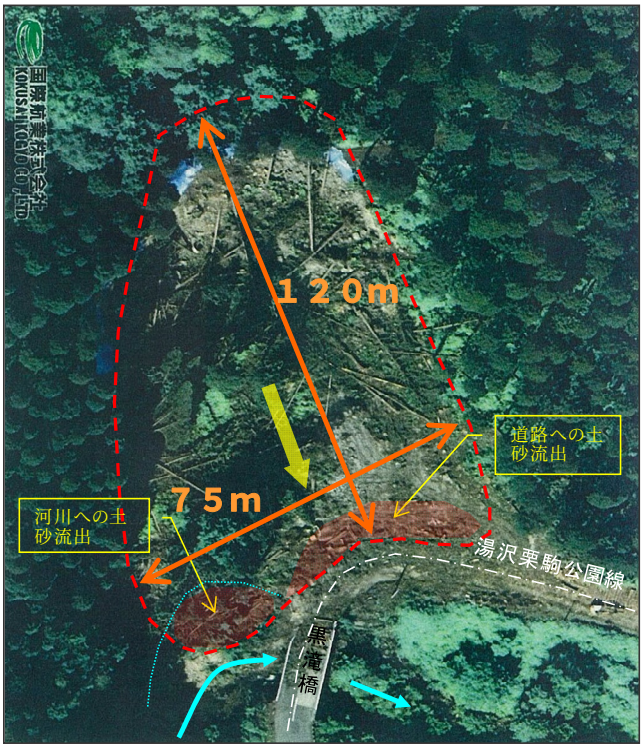
5.1.3.1　黒滝橋左岸の地すべり

（主）湯沢栗駒公園線の黒滝橋左岸で発生した地すべりは，震源から西方約 27km に位置する。変動方向は N48゜E で東方向，規模は幅約 75m，長さ約 120m，厚さ約 15m である（写真－5.1.1）。

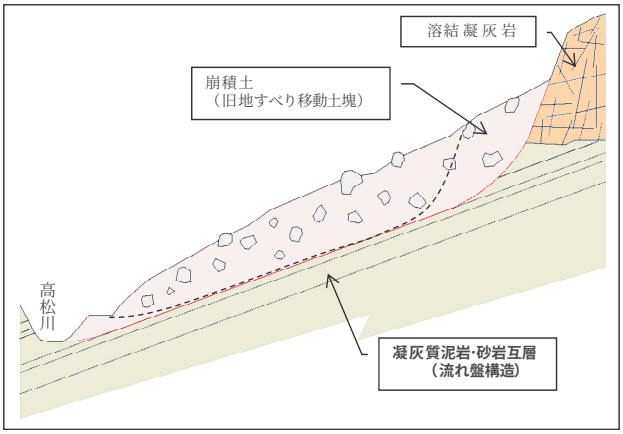
地すべり地の地質は，流れ盤を呈す新第三紀中新世の凝灰質泥岩・砂岩の互層を基盤とし，崖錐層がこれを覆っている。すべり面は，崖錐層と基盤の境界部で，すべり面傾斜は約 18゜～30゜である（図－5.1.5）。

地元住民の話によると，滑落崖付近に位置する山道が以前から僅かであるものの谷側へ変動していたとのことである。したがって，当箇所は旧地すべり地が地震の影響により大規模に変動したものと推察される（図－5.1.8）。

調査結果より，滑落崖上部に旧地すべりの移動土塊の存在が確認され，対策工計画の留意点として上げられる（図－5.1.5）。



写真－5.1.1　黒滝橋左岸の地すべり空中写真



図－5.1.5　黒滝橋左岸地すべり模式断面図
黒い破線が今回発生したすべり面、赤い破線が旧すべり面

当地すべりにより，（主）湯沢栗駒公園線の山側落石防護柵・擁壁の倒壊および埋塞，一級河川高松川の一部が埋塞し，（主）湯沢栗駒公園線は地震発生後約 3 ヶ月間全面通行止めとなった（写真－5.1.2～写真－5.1.5）。

写真－5.1.2　発生直後の状況

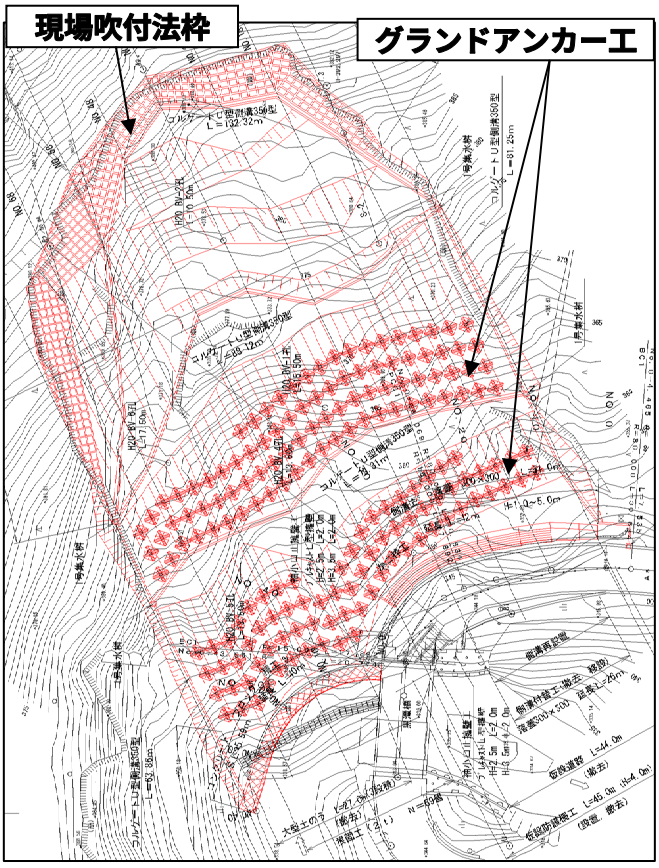
写真－5.1.3　道路の埋塞状況

写真－5.1.4　高松川の埋塞状況

写真－5.1.5　滑落崖の状況

（主）湯沢栗駒公園線の通行止めにより，黒滝橋下流側（上新田地区）から黒滝橋上流側（下新田地区；じゅんさい沼キャンプ場・いこいの村等の施設がある）への通行は国道 398 号への迂回（約 25km）を強いられていたため，8 月初旬に仮設防護柵を設置する応急仮工事を実施し，片側交互通行を確保した（写真－5.1.6）。

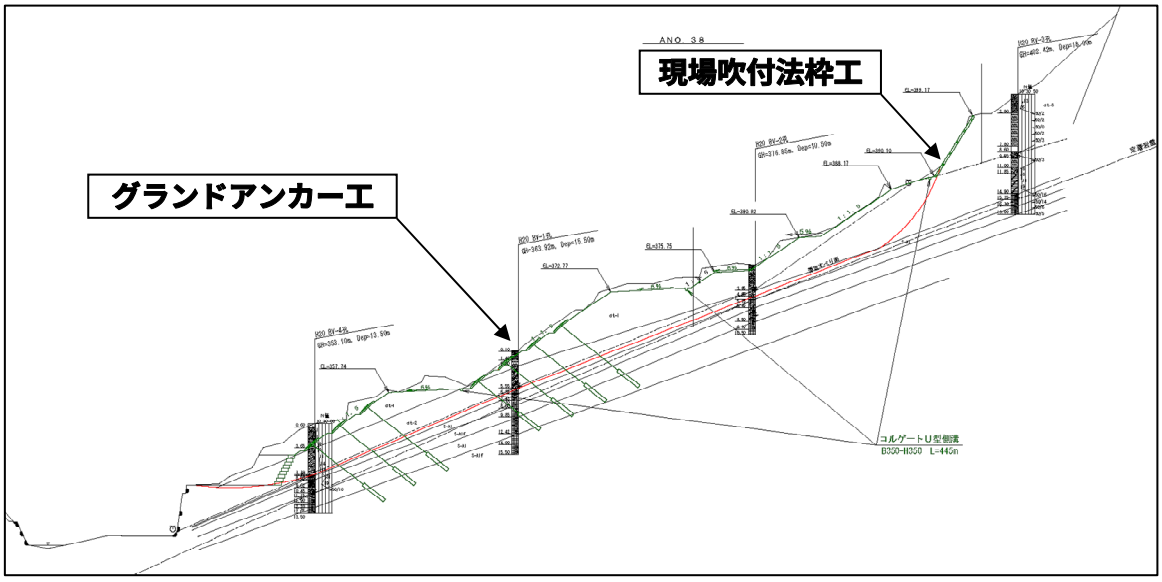
復旧工法は，当地すべり後背地に旧地すべりの移動土塊が存在することから，整形程度の切土工とグランドアンカー工が採用された。滑落崖処理として現場吹付法枠工を実施した（図－5.1.6，図－5.1.7，写真－5.1.7）。



図－5.1.6　復旧計画平面図

写真－5.1.6　仮設防護柵設置状況

写真－5.1.7　完成状況



図－5.1.7　復旧計画横断面図

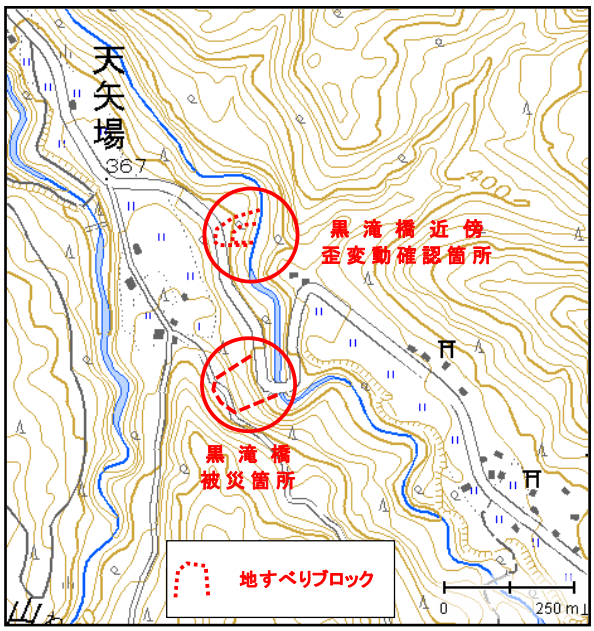
黒滝橋左岸の地すべり発生箇所から約 250m 北側に位置する地すべり対策工施工済み箇所（黒滝橋近傍地すべりと称す）に設置されているパイプ歪計で地震時に想定すべり面以浅でひずみ変動が確認されている（図－5.1.8）。

図－5.1.9 は，黒滝橋近傍地すべり箇所におけるパイプ歪計の歪累積変動図である。地震が発生した 6 月 14 日に深度 20m 以浅で歪の変化が認められる。

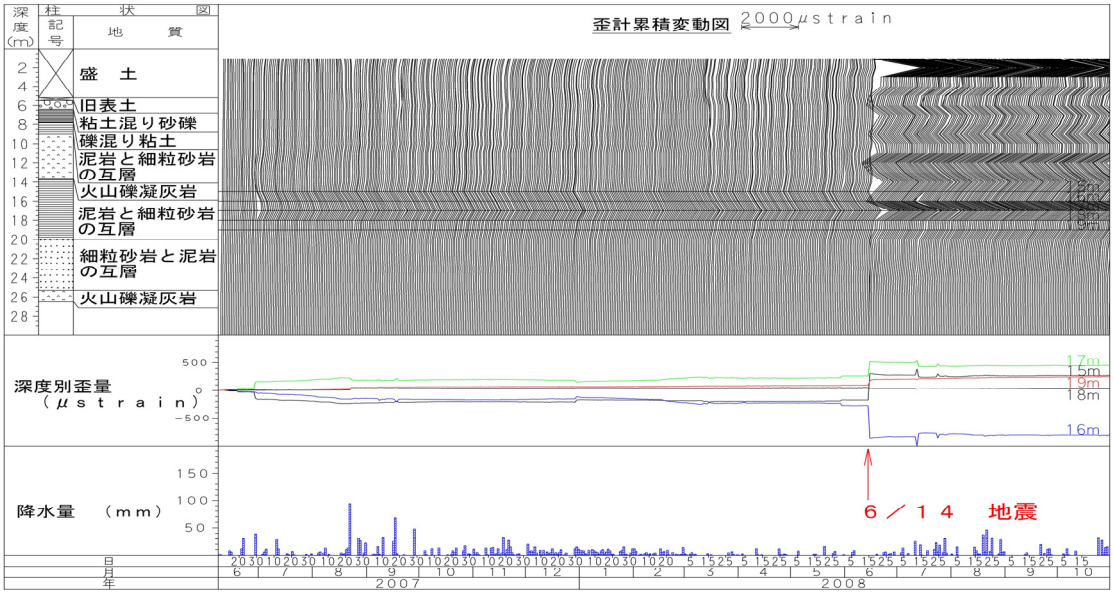
図－5.1.10 は，パイプ歪計が設置されている箇所の地質縦断図に観測孔の地震前後における歪変位の絶対値を深度別に記載したものである。

当箇所の地質は，新第三紀中新世の泥岩・砂岩・凝灰岩の互層を基盤とし，斜面に対し流れ盤を呈する。調査結果より深度 20m 以浅が移動部と想定されている。歪の変動は，これに調和するように地震後深度 20m 以浅で顕著である。

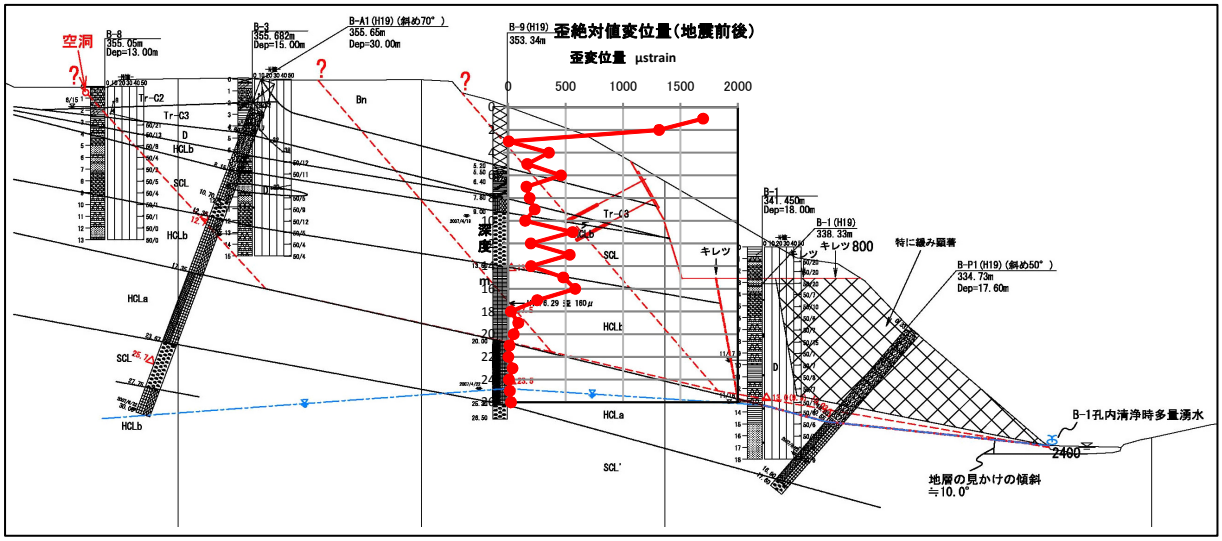
なお，地震直後に歪の変動が確認されたものの，当箇所では地すべり対策工として末端に押え盛土，アンカー工が施工されていることから，その後の歪の累積変動は認められない（図－5.1.10 には，対策工は記載していない）。



図－5.1.8　パイプ歪計変動確認箇所位置図



図－5.1.9　パイプ歪計　歪累積変動図（黒滝橋地すべり近傍調査孔）



図－5.1.10　黒滝橋地すべり近傍調査箇所地質縦断図

5.1.3.2　皆瀬ダム下流左岸の斜面崩壊

皆瀬ダム下流左岸で発生した崩壊は，幅約 60m，長さ約 90m，厚さ約 20m の規模である（写真－5.1.8）。

この崩壊により，重力式擁壁タイプの護岸が倒壊し，ダム下流の河川が堰き止められ，排水トンネルが埋塞された（図－5.1.11）。

写真－5.1.9 は，1 次崩壊後の末端部からの全景である。

当箇所は，昭和 62 年の豪雨時に渓岸の浸食により崩壊し，復旧工法として重力式擁壁による護岸兼用の土留めが構築された経緯がある（写真－5.1.10）。

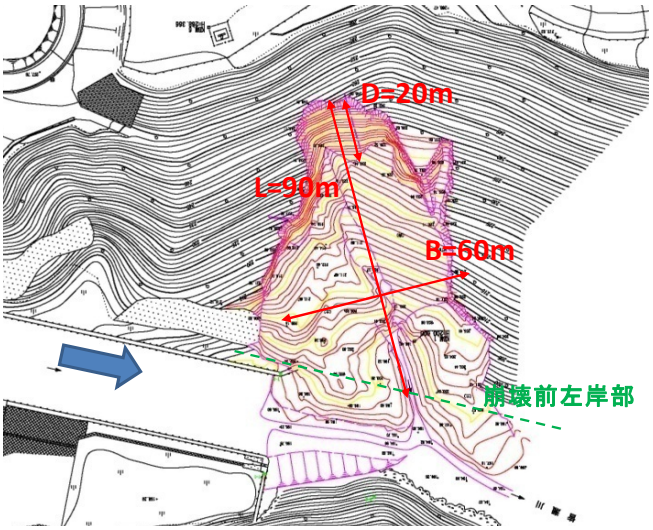
当箇所では，地震から 11 日経過した平成 20 年 6 月 25 日に滑落崖部で 2 次崩壊が発生している。なお，この時撮影された動画（約 2 分 30 秒）を前兆現象も含めて付録に収録している。

地質は，流れ盤を成す新第三紀中新世の凝灰質泥岩・砂岩の互層を基盤とし，崖錐層がこれを覆っている。

崩壊は，崖錐層と基盤の境界部で発生し，基盤岩の傾斜は約 30゜である（図－5.1.12）。

対策工は，2 次崩壊により斜面の不安定土塊が概ね崩落したことから，滑落崖の安定を図る現場吹付法枠工が施工されている（写真－5.1.11）。

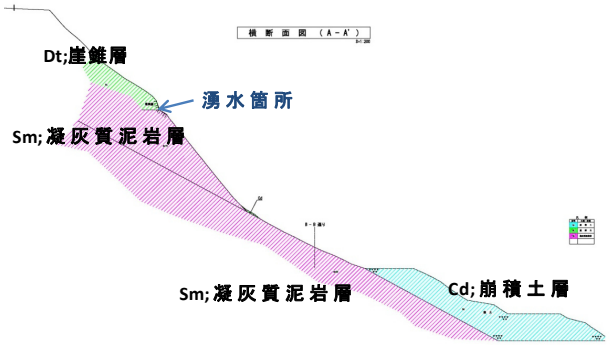
写真－5.1.8　地震直後の空中写真



図－5.1.11　地震直後の崩壊状況

写真－5.1.9　皆瀬ダム左岸 1 次崩壊後の状況
11 日後に滑落崖部である赤の破線部が再度崩壊している

写真－5.1.10　昭和 62 年度の被災状況



図－5.1.12　2 次崩壊後の地質想定断面図

写真－5.1.11　滑落崖部の現場吹付法枠工完成状況

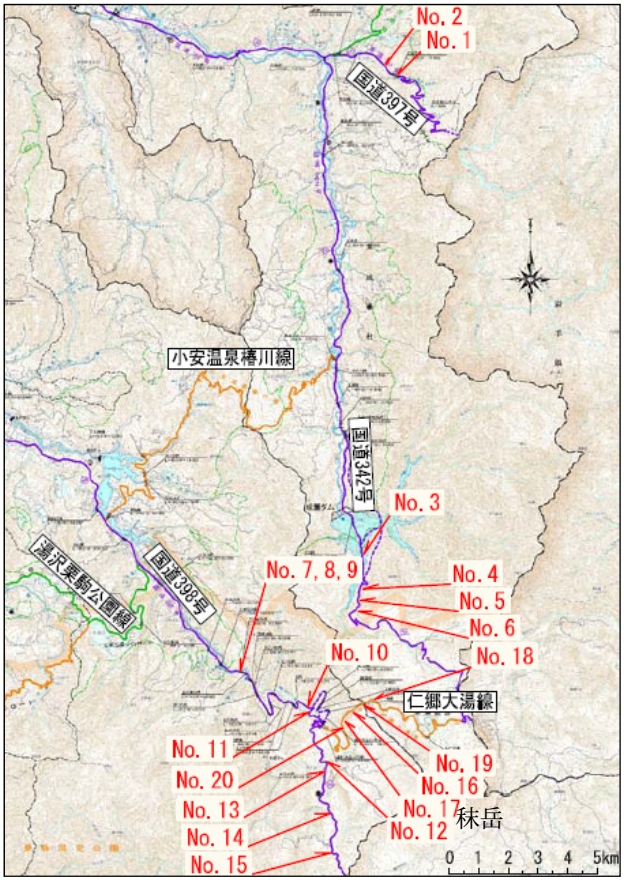
5.1.4　落石

落石は，震源に近い県道仁郷大湯線，国道 342 号，国道 398 号等の急峻斜面の道路部で認められ，秣岳周辺西側の道路で多く発生している。

移動距離が 100m 以上の落石も確認されている。

幸いにも，落石による事故・けが人等は発生していない。

落石による被災箇所を図－5.1.13 に示す（図－5.1.13 の番号は，表－5.1.1 の番号に対応する）。



図－5.1.13　落石による被災箇所図

落石による被災状況を以下に示す。

写真－5.1.12 は，国道 342 号の落石状況である。

写真－5.1.12　国道 342 号の落石状況

写真－5.1.13 は，雪崩防止の吊柵に捕獲された落石，写真－5.1.14 は，雪崩防止の吊柵上部斜面に確認される転石である。

写真－5.1.13　雪崩防止の吊柵に捕獲された落石

写真－5.1.14　雪崩防止の吊柵上部に確認される転石

写真－5.1.15 は、県道仁郷大湯線の落石で直径最大 2m にもおよんでいる。

写真－5.1.15　県道仁郷大湯線の落石　直径 2m 程度

写真－5.1.16 は，県道仁郷大湯線の落石発生源の転石が抜け落ちた状況である。

写真－5.1.17 は，県道仁郷大湯線の道路敷地からの落石発生状況である。

写真－5.1.16　落石発生箇所の転石の抜け落ち状況

写真－5.1.17　道路敷地内からの落石発生状況

表－5.1.1 は，落石発生源と発生形態を落石発生箇所別にまとめたものである。

落石の発生源は，全20箇所中，道路敷地内5箇所（25%），道路敷地外 15 箇所（75%）で道路敷地外の自然斜面からの落石が大部分を占める。

発生源が道路敷地内の場合，植生工のり面やのり面保護工の施されていない自然斜面で落石が発生している。

落石の発生形態は，抜け落ち型（転石）18 箇所（90%），剥離型（浮石）2 箇所（10%）であり，斜面の地質が栗駒火山岩類起源の崖錐性堆積物で構成されていることを反映している。

落石による道路の被災は，路面の陥没程度であり，舗装の補修程度で対応可能であった。

落石箇所への対応は，通行止め期間中に行った。

路上の落石は取り除き，斜面部は現地踏査により不安定な転石の判定を行い，不安定と判定された転石の除去を実施した。

この対応により，その後落石は確認されていない。

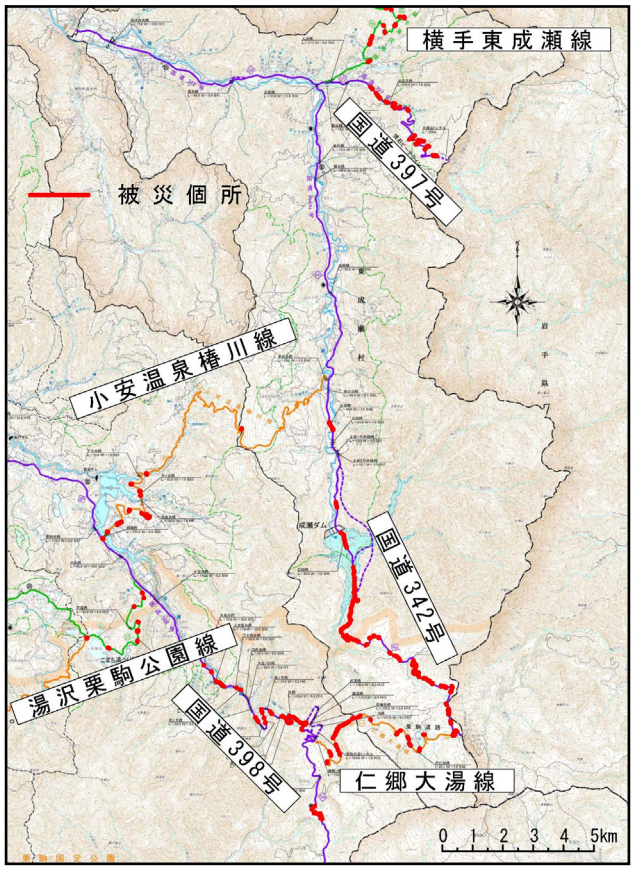
表－5.1.1　落石箇所の発生源と発生形態一覧

路線名	No.	落石発生源		落石の発生形態							
				抜け落ち型（転石）				剥離型（浮石）			
		道路敷地内	道路敷地外	a (a) 礫を含む土砂斜面（段丘，火山砕屑物等）	b (b) 上部が土砂の斜面（自然斜面上部の遷急線部，切土のり面ののり肩付近等）	c (c) 下部が土砂の斜面（自然斜面下部の崖錐等）	d (d) 表層が土砂～強風化岩の斜面（自然斜面中腹等）	a (a) 不連続面が流れ盤となっている斜面	b (b) 不連続面が水平から受け盤となっている斜面	c (c) 不連続面が高角度に入っている斜面	d (d) 不連続面のない岩盤斜面
国道397号	1	○		○							
	2		○				○				
国道342号	3		○				○				
	4		○							○	
	5		○						○		
	6		○				○				
国道398号	7		○				○				
	8		○				○				
	9		○				○				
	10		○	○							
	11	○					○				
	12		○				○				
	13	○		○							
	14	○		○							
仁郷大湯線	15	○		○							
	16		○				○				
	17		○				○				
	18		○				○				
	19		○				○				
	20		○				○				
合計	－	5	15	5	0	0	13	0	1	1	0

5.1.5　斜面崩壊路面のきれつ

今回の地震において大多数を占める被災現象で，調査延長 77km に対し延長約 10km にわたって路面のきれつが発生している。きれつの深さは最大 198cm, 幅は最大で 55cm, 段差は最大で 55cm が確認されている。

図－5.1.14 は，きれつの発生箇所を示したものである。

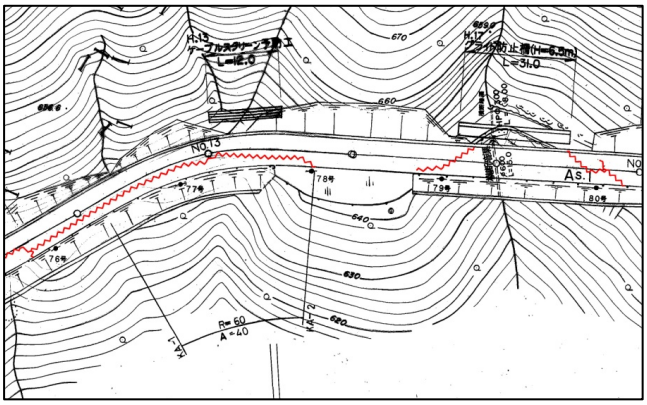


図－5.1.14　きれつ発生状況平面図

きれつ，段差の発生状況を写真－5.1.18～写真－5.1.20，図－5.1.15～図－5.1.16 に示す。きれつ，段差は片切片盛部で道路縦断方向の切盛境界，沢埋め盛土部で馬蹄形の旧沢地形，盛土部で道路横断方向に確認される。

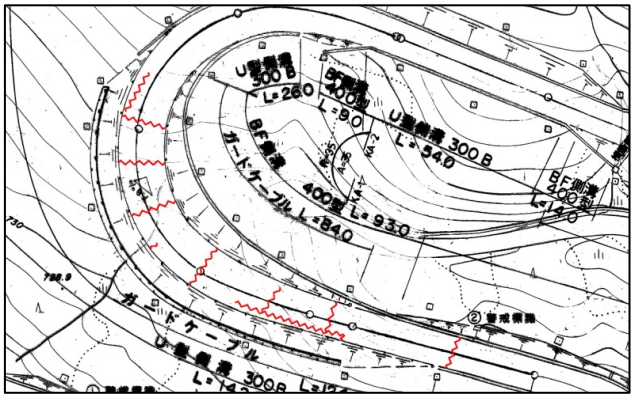
写真－5.1.18　片切片盛土部のきれつ発生状況
道路縦断方向の切土、盛土境にきれつが発生している

写真－5.1.19　沢埋め盛土部のきれつ発生状況
旧沢地形に沿った馬蹄形にきれつが発生している



図－5.1.15　片切片盛土部・沢埋め盛土部のきれつ発生状況
赤い波線がきれつを表している

写真－5.1.20　県道盛土部のきれつ発生状況
道路横断方向にきれつが発生している



図－5.1.16　盛土部のきれつ発生状況
赤い波線がきれつを表している

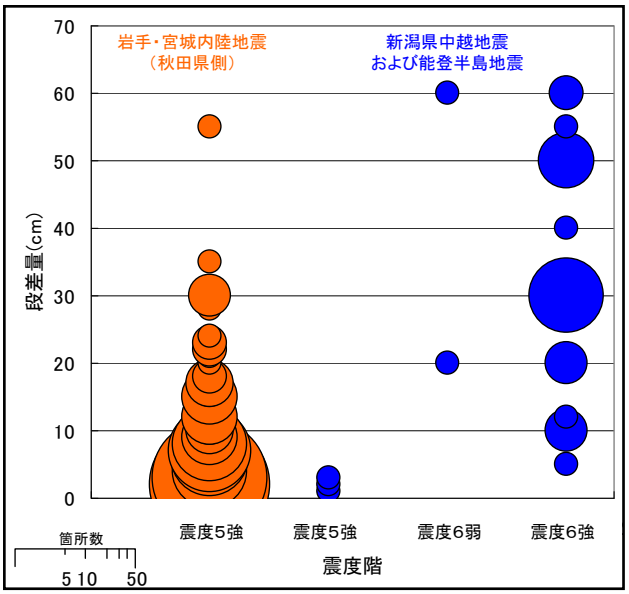
段差量と盛土構造別の発生箇所数を表－5.1.2 に示す。

段差は 10cm 以下の発生箇所が全体の 83%を占め，通行機能が低下し，通行の確保が困難となる段差 25cm を超える箇所の割合は 5%と少ない。盛土構造別の段差発生箇所の割合は，盛土部,沢埋め盛土部，片切片盛土部の順で多くなっている。

表－5.1.2　段差量と盛土構造別の発生箇所数

段差(D)	発生箇所数				
	片　切 片盛土	盛土	沢埋 盛土	合計	%
0cm＜D≦5cm	40	11	31	82	64%
5cm＜D≦10cm	18	1	5	24	19%
10cm＜D≦15cm	3	2	4	9	7%
15cm＜D≦20cm	4	1	0	5	4%
20cm＜D≦25cm	2	0	1	3	2%
25cm＜D≦50cm	4	0	1	5	4%
50cm＜D	1	0	0	1	1%
合計	72	15	42	129	

新潟県中越地震と能登半島地震における道路盛土の段差量と震度階の関係と当地震における調査結果を加筆した結果を図－5.1.17 に示す。当調査箇所の推定震度は 5 強であるものの，新潟県中越地震，能登半島地震に比べ大きい段差量が確認されている。

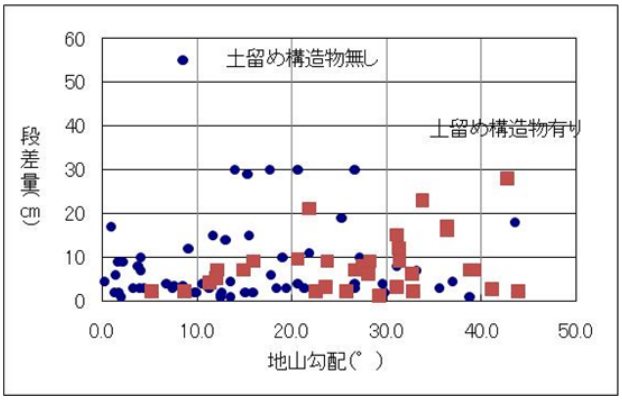


図－5.1.17　新潟県中越地震と能登半島地震及び
岩手・内陸地震における道路盛土の段差量と震度階の関係
(参考文献 6 に加筆)

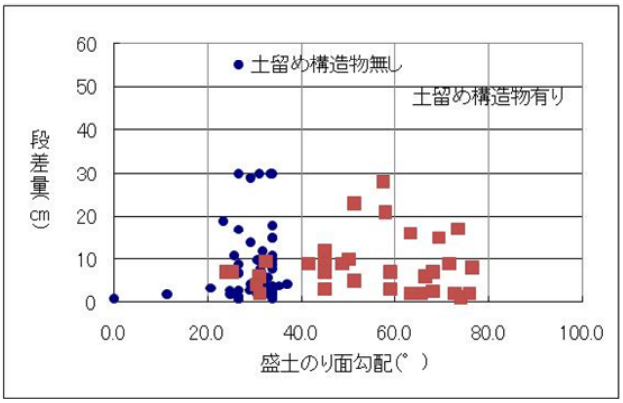
道路震災対策便覧に基づく段差量と地山勾配，のり面勾配, 盛土高さおよび土留構造物の有無との関係を図－5.1.18～図－5.1.20 に示す。

図中の青丸が土留工造物のない箇所, 赤四角が土留工造物のある箇所である。

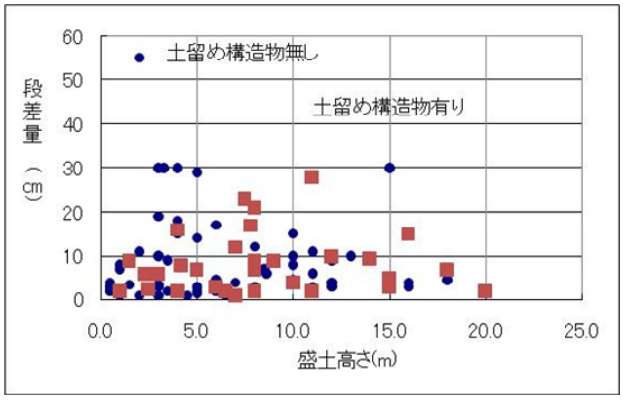
データがばらついて明瞭な相関関係が認められないものの，地山勾配，のり面勾配，盛土高さが増加するほど段差が増加する傾向にあり，土留工造物がある箇所の段差が小さい傾向にある。



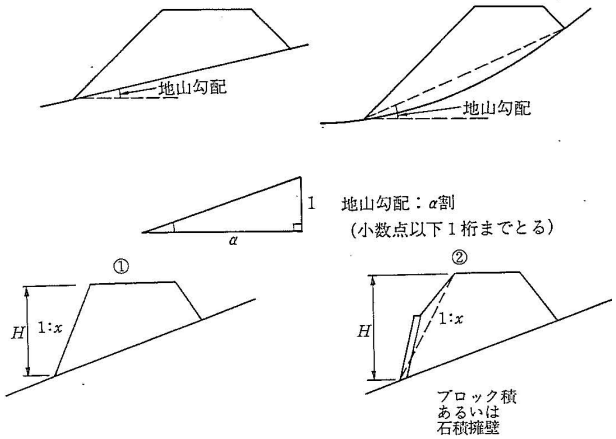
図－5.1.18　段差量と地山勾配の関係



図－5.1.19　段差量と盛土のり面勾配の関係



図－5.1.20　段差量と盛土高さの関係

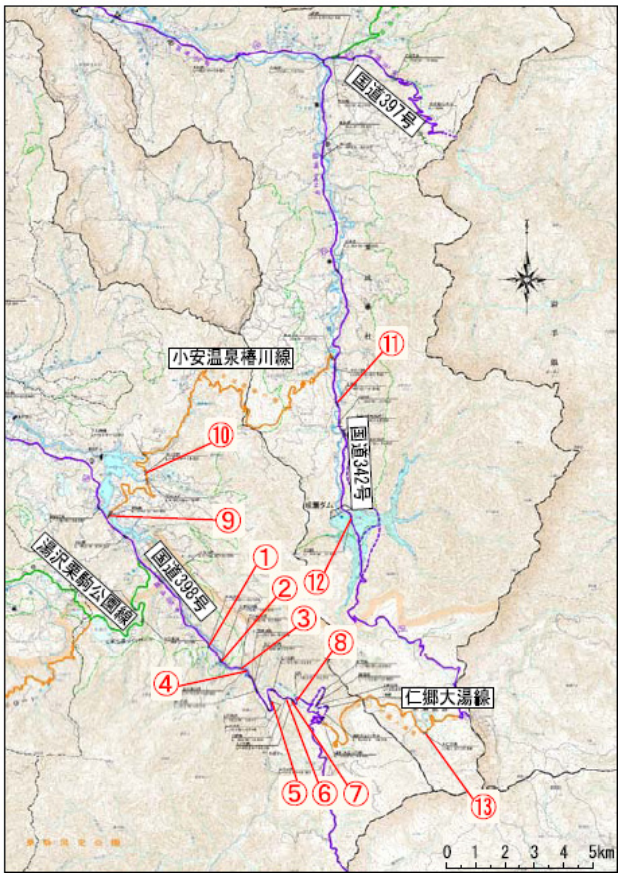


図－5.1.21　段地山勾配、盛土のり面勾配、盛土高さの算出図

5.1.6　橋台背面の変状

橋台背面の変状は，橋台部との隙間，段差，陥没である。縦断勾配のある橋台部では，標高の高い山側橋台背面部での変状が多く認められる。

図－5.1.22 は，橋台背面部の変状が確認された橋梁の位置を示した図である（図－5.1.22 の番号は，表－5.1.4 の番号に対応）。

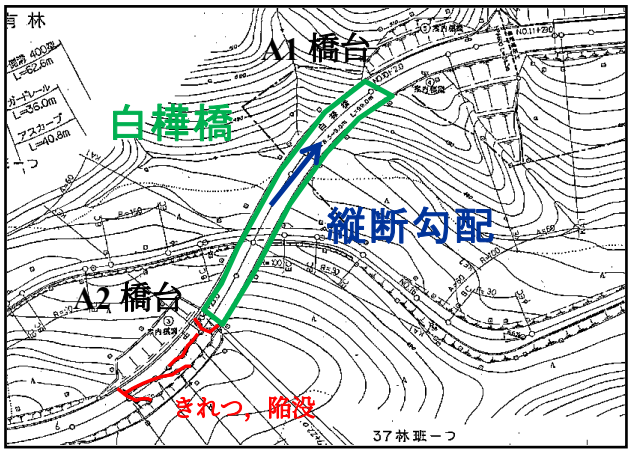


図－5.1.22　橋台背面変状箇所位置図

写真－5.1.21，図－5.1.23 は，国道 342 号白樺橋（⑥）A2 山側橋台背面の変状状況である。白樺橋では，標高の高い A2 橋台背面でのみきれつ，陥没、段差が確認された。

変状が認められる A2 橋脚の基礎形式は，深礎である。

写真－5.1.21　白樺橋（⑥）山側橋台背面の陥没状況

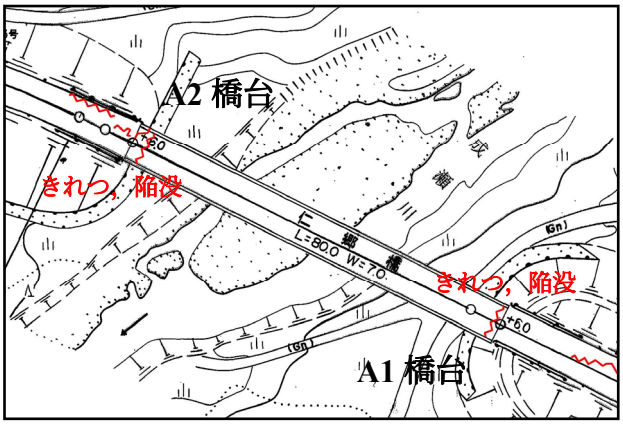


図－5.1.23　白樺橋（⑥）山側橋台背面の変状状況
きれつ赤い波線がきれつ，陥没を表している

写真－5.1.22，図－5.1.24 は，縦断勾配の小さい国道 342 号仁郷橋（⑫）橋台背面の変状状況である。当箇所では，両橋台背面できれつ，陥没，段差が確認された。

両橋台共に基礎形式は、直接基礎である。

写真－5.1.22　仁郷橋背面の陥没状況



図－5.1.24　仁郷橋（⑫）橋台背面の変状状況
赤い波線がきれつ，陥没を表している

表－5.1.4 は，橋台背面で変状が認められた 13 橋梁の橋台の諸元一覧表である。表－5.1.4 では，基礎形式を杭基礎，深礎・直接基礎に区別し，橋台背面に関しては橋台背面が周辺の地山部より高い場合を背面盛土有り（例として、図－5.1.23 の A1 橋台）とし，その他は背面盛土無し（例として、図－5.1.23 の A2 橋台）として区別した。

表－5.1.3 は，表－5.1.4 を基に基礎形式，橋台背面の盛土の有無と橋台背面の変状の有無をとりまとめたものである。

橋台背面の変状発生の有無を基礎形式の違いで区別した場合，杭基礎・深礎箇所での変状の発生率が高く，更に背面盛土の有無を考慮すると杭基礎・深礎で背面盛土有りの場合，全ての箇所で変状が発生している。直接基礎においても背面盛土がある場合は，変状の発生率が高くなる傾向が認められる。

表－5.1.3　基礎形式、橋台背面の盛土の有無と橋台背面の変状の関係

基礎形式	盛土の有 無	変状の有無（箇所数）		合計	変状の有無（割合）	
		無し	有り		無し	有り
杭基礎･深礎	無し	2	3	5	40%	60%
	有り	0	4	4	0%	100%
	小計	2	7	9	22%	78%
直接基礎	無し	4	1	5	80%	20%
	有り	3	9	12	25%	75%
	小計	7	10	17	41%	59%
合計		9	17	26		

5.1.7　被害状況のまとめ

秋田県南東部の山岳部における岩手・宮城内陸地震による被害の状況は，以下のとおりである。

・地すべり，斜面崩壊の発生箇所は 2 箇所であり，震度 5 弱の流れ盤箇所の崩積土で発生している。
・落石の発生形態は，周辺の地質が栗駒火山岩類起源の崖錐性堆積物で構成されていることを反映し，抜け落ち型（転石）が大部分を占める。
・路面のきれつ，段差は，山岳道路部の切土，盛土境界に発生し，交通供用が困難となる 25cm 以上の段差発生箇所は片切片盛土部に多く認められる。
・橋台背面の変状は，段差，陥没であり，縦断勾配のある橋梁箇所では山側橋台での変状の発生が顕著である。
また、基礎形状にかかわらず橋台背面盛土箇所での変状が顕著であり，盛土の締固めが重要と考えられる。
・モルタル吹付，吹付法枠工，擁壁工等が施工されている切土法面では，殆ど被害が発生していない。

最後に，本報告をまとめるに当たり，貴重なデータを提供していただいた秋田県建設交通部ならびに秋田県雄勝地域振興局建設部に感謝いたします。

参考文献

1) 気象庁：http://www.seisvol.kishou.go.jp/
2) 産総研地質調査総合センター：地質図
3) 秋田県：http://road.pref.akita.lg.jp/modules/tinyd0/
4) 地盤工学会：岩手・宮城内陸地震被害調査速報,地盤工学会誌 Vol.56.No.8,pp.70-73,2008.
5) 常田賢一，小田和広，中平明則：道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート No.17-4，新道路技術会議, 2008
6) 依藤光代・常田賢一：地震時の段差被害に対する補修と交通開放の管理・運用方法について,平成 19 年度近畿地方整備局研究発表会, 防災･保全部門, No.16, 2007.
7) （社）日本道路協会：道路震災対策便覧（震災対策）
8) 岩野利広：秋田県雄勝地域振興局建設部、岩手宮城内陸地震の被害に関する研修会，資料 5 黒滝地すべりに関して http://www.pref.akita.lg.jp/www/contents/1254902093098/files/siryou_5.pdf,2009
9) 国土交通省地理院：http://watchizu.gsi.go.jp/right_top.html

表－5.1.4　橋台背面で変状が認められた 13 橋梁の諸元一覧表

No.	橋梁名	橋長 m	橋幅 m	完成年度	A1橋台				A2橋台					A1からA2への勾配%
					基礎形式	橋台高 m	盛土の有無	変状の有無	基礎形式	橋台高 m	盛土の有無	変状の有無	A2−A1 比高 m	
①	大鳥谷橋	70.0	10.0	S55	杭	10.5	無し	無し	杭	10.5	盛土	有り	-	-
②	上大鳥谷橋	77.0	10.0	S56	直接	12.5	有り	無し	直接	13.0	盛土	有り	2.695	3.50%
③	下小鳥谷橋	80.0	8.0	S62	直接	11.0	無し	無し	直接	11.0	盛土	有り	1.400	1.75%
④	上小鳥谷橋	74.0	8.0	S52	直接	5.0	無し	無し	直接	11.0	盛土	有り	1.295	1.75%
⑤	栃ノ木橋	81.0	8.5	H4	深礎	8.0	無し	有り	直接	7.0	無し	有り	3.544	4.38%
⑥	白樺橋	99.0	8.5	H6	直接	7.0	無し	無し	深礎	9.5	盛土	有り	5.098	5.15%
⑦	朴ノ木橋	120.0	8.0	H6	深礎	8.0	無し	無し	深礎	9.5	盛土	有り	5.098	5.15%
⑧	桂橋	145.0	8.5	H11	直接	8.0	無し	無し	深礎	9.0	無し	有り	7.613	5.25%
⑨	羽場橋	249.5	8.3	S59	直接	不明	有り	有り	深礎	不明	盛土	有り	不明	不明
⑩	中ノ台橋	65.0	7.0	S63	杭	不明	無し	有り	直接	不明	盛土	無し	-0.247	-0.38%
⑪	土寄橋	44.0	7.0	S45	直接	13.7	有り	有り	直接	8.0	盛土	有り	-0.510	-1.16%
⑫	仁郷橋	80.0	7.0	S49	直接	16.5	有り	有り	直接	16.5	盛土	有り	0.800	1.00%
⑬	大仁郷橋	45.1	7.0	S48	直接	不明	有り	無し	直接	不明	盛土	有り	不明	不明

5.2 岩手県の被害

5.2.1 はじめに

岩手県では，一関市，奥州市を中心に人的被害，物的被害を受けた（表－5.2.1，5.2.2，5.2.3）。なかでも斜面崩壊・地すべりによる斜面被害が著しく，一関市の須川温泉から矢櫃ダム付近にかけての国道 342 号線沿い，奥州市胆沢区の尿前沢，増沢などに集中している。４学協会の災害調査報告書（2009 年 6 月発行）に記された「祭畤大橋の岩盤すべり」，「市野々原の河道閉塞を引き起こした地すべり」，「産女川の大規模崩壊」，「須川の大規模崩壊」などのほか，奥州市衣川区で発生した「増沢地すべり」など地震特有の斜面災害も発生している。本報告では，4 学協会報告書の内容を補う目的で作成された。

表－5.2.1　岩手県の人的被害状況

死　者	2 名
重傷者	9 名
軽傷者	28 名

H20.9.24.　総合防災室調べ

表－5.2.2　岩手県の物的被害状況　　単位：百万

区分	数量	被害額
住宅等被害	780 棟	303
農業関係被害	801 箇所	2,408
林業関係被害	630 箇所	8,210
土木施設被害	393 箇所	16,574
その他		2,315
計		29,811

H20.9.24.　総合防災室調べ

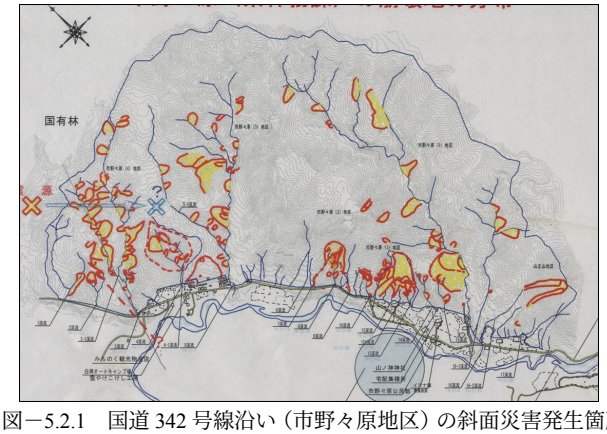
表－5.2.3　岩手県の主な治山関連被害状況

区分	奥州市	一関市	計
林地荒廃	21 箇所 14.5ha	27 箇所 57.5ha	48 箇所 72.0ha
施設災害	2 箇所	6 箇所	8 箇所
被害額 （百万円）	1,039	6,258	7,297

5.2.2 斜面崩壊・地すべり

5.2.2.1 一関市（国道 342 号線，磐井川）

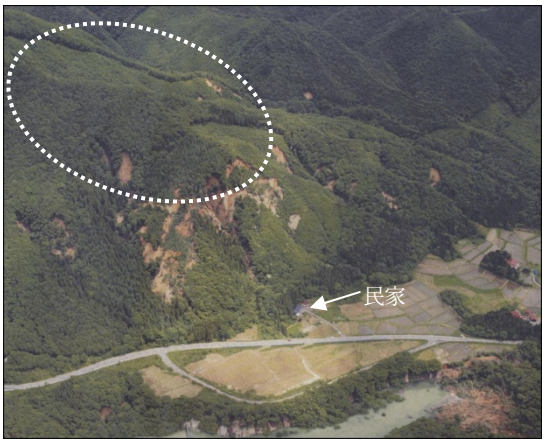
岩手県において最も多くの斜面崩壊，地すべりが発生した地域である。図－5.2.1 に 342 号線市野々原地区の崩壊地分布図を示す。この地域だけで 116 箇所の崩壊地が確認されている。



図－5.2.1　国道 342 号線沿い（市野々原地区）の斜面災害発生箇所

(1) 市野々原地区（磐井川左岸）の地すべり [1)]

市野々原地区には，河道閉塞を引き起こした地すべり（磐井川右岸）のほかに，その対岸に発生した地すべり（磐井川左岸）がある。本報で述べる地すべりは後者である。地震発生当初，小規模な崩壊の発生にとどまるとみられたが，その後の調査で背部に旧地すべり地形の滑落崖に沿って新たな亀裂が見つかり，大規模地すべりの兆候とされた。地すべり末端付近には民家があり「激甚災害指定地」に指定された。



写真－5.2.1　市野々原地すべり

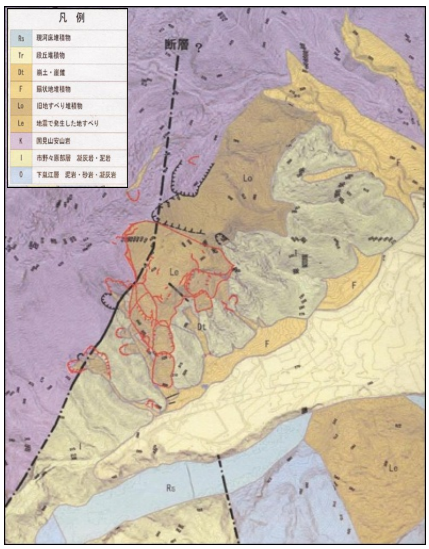
地形概要

磐井川の左岸斜面は受け盤構造であるため，右岸側斜面と比べて急傾斜である。また，川沿いの平坦地形と急峻な山地地形の間に丘陵地と山麓緩斜面が混在する低起伏の地形が認められる。これら地形は，磐井川の河川段丘や山側から押し出した扇状地だったものが長年にわたる浸食で刻まれて，現在，丘陵状の地形を呈していると考えられる。

図－5.2.2　市野々原地区の地形図

地質概要

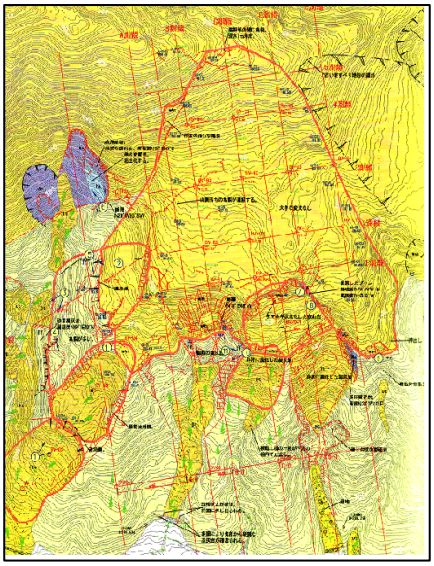
図－5.2.3 に市野々原地区の地質図を示す。本地区では、新第三系中新統の下嵐江層堆積岩類及び市野々原凝灰岩部層を基盤とし，同時代の瑞山層デイサイト及び鮮新統国見山安山岩の溶岩がこれを覆っている。急峻な山地斜面が国見山安山岩に，その下方の丘陵地と山麓斜面が下嵐江層（市野々原凝灰岩部層）の分布域とほぼ重なる。このような地形と地質との対応関係は，国見山安山岩に比べて堆積岩類で構成される下嵐江層が浸食に弱いために起きた差別的浸食の結果と考えられる。



図－5.2.3　市野々原地区の地質図

発生原因

空中写真判読では，地震前にも地すべり地形が認められることから，過去の降雨，地震等により，斜面上部に及ぶせん断帯が形成されていたと考えられる。岩手宮城内陸地震では，すべり頭部の尾根付近で地震動が増幅し，上部の安山岩が大きく揺られることで地すべりが発生したと推測されている。



図－5.2.4　市野々原地すべり平面図

土質試験

ボーリングコアの物理試験，鉱物同定，化学試験，一面せん断試験等が実施され，すべり面粘土より 20wt.%程度の Ca 型スメクタイトが検出され，残留状態でのせん断抵抗角としてΦ＝10 ° 程度が得られている。

(2)　山王山の地すべり [2)]

磐井川左岸の標高 572m を頂部とする山王山山頂付近の北西側で発生した。この地すべりは移動土塊が山腹の 2 筋の沢に沿って流化し、多くが斜面に残存している。

写真－5.2.2　山王山地すべりと沢沿いに流下した土砂

地形概要

山腹には 2 筋の沢地形があり，沢の下には磐井川にかけて扇状地が広がっている。これらは過去の山崩れや土石流により運ばれた土砂が堆積してできたものと考えられる。

地質概要

山王山周辺には国見山安山岩が広く分布している。黒灰色の斜長石斑晶を有する輝石安山岩溶岩を主体としており、柱状節理が発達している場合が多い。節理面に沿ってタマネギ状に風化が進行し、崩落岩塊は亜円礫状を呈するものが多く見られる。また、磐井川左岸では国見山安山岩分布斜面の下部に崖錐堆積物が認められ、磐井川川岸部には、支流からの流出土砂および段丘堆積物が分布している。

写真－5.2.3　山頂付近の崩壊した安山岩塊

発生原因

過去の火山活動等により、柱状節理などの面に沿って熱水変質帯が形成されており、山王山頭部の尾根地形で地震動が増幅され、節理面に沿って安山岩が崩壊、末端の渓流に土塊の一部が流出したものと推測されている。

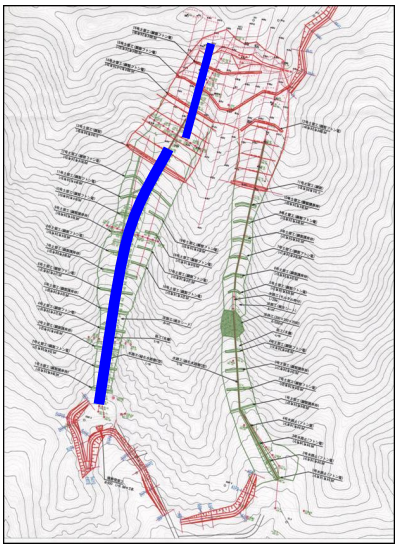
土質試験

山頂付近より採取した土砂試料に対し K0 圧密三軸圧縮試験が実施され，粘着力 c ’＝20kPa 程度，Φ ′ ＝35 ° 程度が得られている。

対策工

移動土塊の多くが斜面に残存しており、また末端が谷地形で谷出口に民家が存在することから、土石流化することが懸念されている。

流下部においては土砂の除去の後、フトン篭、護岸枠による法面保護が進捗中であり、また山頂付近では流下部と同様の施工に加え、排土もしくはアンカー工による再滑動の防止が検討されている。



図－5.2.5　地すべりおよび流下土砂の対策工

(3)　柧木立地区の地すべり [3)]

厳美町柧木立地区において発生した地すべりで，立木が民家の軒下に突き刺さったことで知られている。滑落崖から pH４以下の強酸性の白色岩盤が広範囲に露出し，地すべり発生前からすべり面付近で変質が進行していたと考えられる。

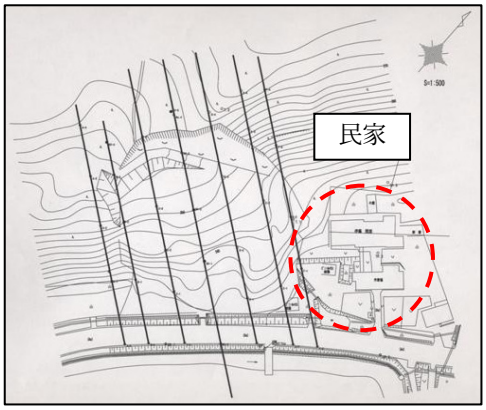
写真－5.2.4　柧木立地すべり

地形概要

西方の小衣森（標高 479.5m）に端を発し北東方向に流下する沢と，南西から北東に流下する高畑沢の間に挟まれた丘陵地形の突端部に位置している。滑落崖の背後斜面は 5°程度と緩く，さらにその背後には脊梁尾根と分離した小高い地形が認められる。

地質概要

当地区周辺の地質は新第三紀中新世後期の下嵐江層を基盤とし，中新世後期の瑞山層の同時異相の厳美層が基盤を覆うように広く分布している。柧木立地すべりが発生した小猪岡川の左岸側斜面は，下嵐江層の分布域にあたる。



図－5.2.6　柧木立地すべり平面図

発生原因

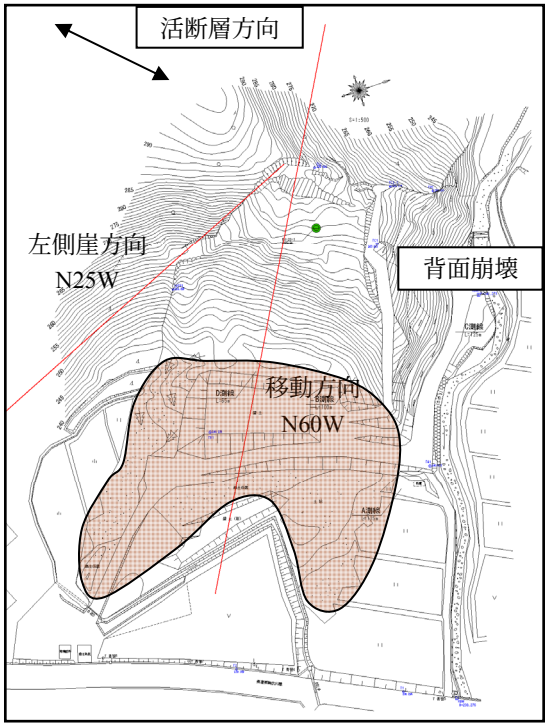
地震動により斜面下部が押し上げられ、続いて斜面上部が滑動したものと考えられている。斜面上部の立木が山側を向いて傾倒していることから回転運動も加わっていたものと推測される。

土質試験

すべり面構成土の物理試験，鉱物同定，化学試験，一面せん断試験等が実施された。すべり面からスメクタイトが検出されたが 10wt.%未満と少量で，残留状態でのせん断抵抗係角はΦ＝25°程度と小さくない。

(4)　落合地区の岩盤崩壊 [4)]

やせ尾根の張り出し部に発生した岩盤崩壊で，尾根部を境にその両側に２方向に分散して発生した（本体崩壊部と背面崩壊）。本体崩壊部は、岩盤安定部の上の岩盤脆弱部に発生し，厚さは約 10m，背面崩壊は，崩壊深は浅くほぼ最大傾斜方向に崩壊した。



図－5.2.7　落合地区岩盤崩壊の平面図

地形概要

崩壊地付近は、起伏量が 100m 前後の比較的なだらかな丘陵を形成しており、平坦地は水田として利用されている。崩壊地は、やせ尾根に発生しており，尾根を境に 30～40°の急傾斜面が形成されている。また、東側の本崩壊背面には、比較的流量の多い高畑沢が存在しており侵食が進んでいる。

地質概要

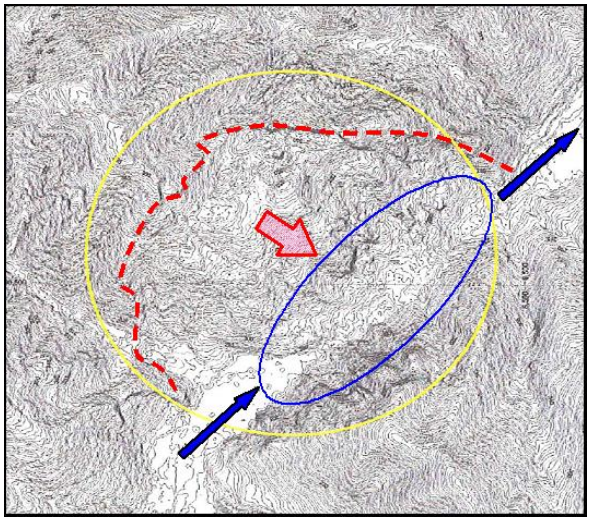
周辺には、新第三紀中新世の下嵐江層、厳美層が分布している。

5.2.2.2　奥州市（胆沢区，衣川区）

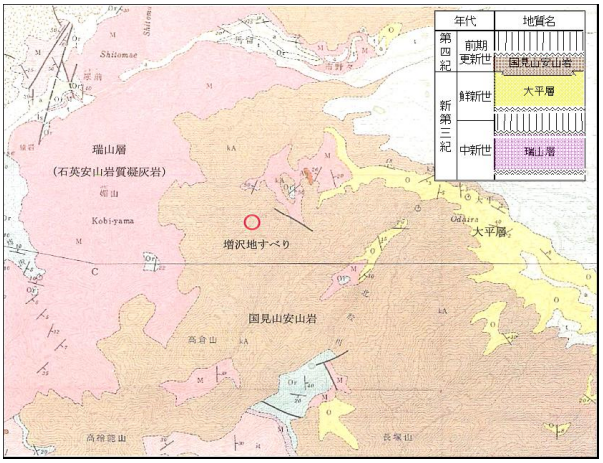
(1)　増沢地区の地すべり [5)]

奥州市胆沢区北股川上流域の増沢地区において発生した地すべりで，地すべり規模は、斜面長 240m、幅 350mである。滑落崖が尾根を越えてその背後に形成されるという特異な形態を呈し，末端部は北股沢の対岸に乗り上げ河道閉塞により土砂ダムを形成している。

写真－5.2.5　増沢地すべり



図－5.2.8　レーザー測量による地形図



図－5.2.9　増沢地区周辺の地質図

地形概要

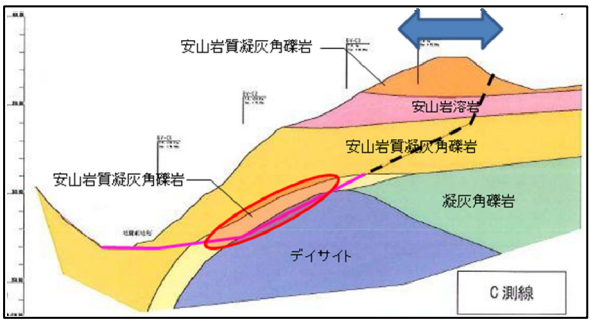
北股沢上流の標高 380m の尾根の南東斜面で発生した地すべりで，滑落崖が尾根を越えて、その後方に形成されている特異な形態を呈す。頭部は滑動により陥没し原形をとどめていない。

地質概要

付近はほとんどが国見山安山岩からなり、わずかに瑞山層と推測される石英安山岩質凝灰岩が認められる。下嵐江層は、地表部では認められない。

発生原因

頭頂部の重い安山岩に大きな揺れが発生し、それに連動して流れ盤を呈する弱層部に大きなひずみが発生し、滑落崖と流れ盤弱層部が連結して発生したと考えられる。



図－5.2.10　増沢地すべりの発生メカニズム

土質試験

ボーリングコアの物理試験，鉱物同定，化学試験，一面せん断試験等が実施され，すべり面粘土より 20wt.%程度の Ca 型スメクタイトが検出され，残留状態でのせん断抵抗角としてΦ＝15 ° 前後が得られている。

対策工

地すべり末端部が対岸に乗り上げることで安定しているものの，土砂ダムを形成しており，下流には人家１４戸のほか増沢ダム１基などの保全対象があるため、早急な対応が迫られている。

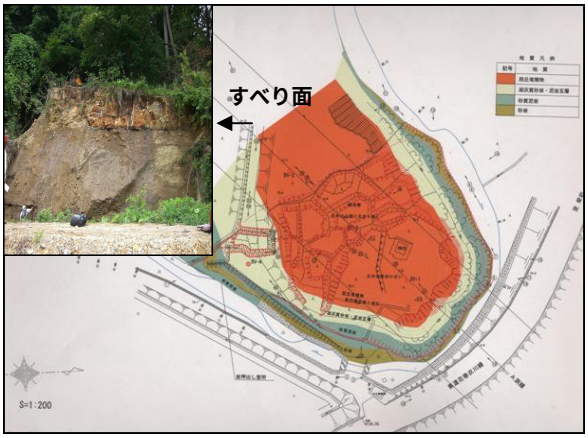
河床の洗掘防止，土砂ダムを固定する工法などが検討されている。

(2) 有浦地区の岩盤すべり [6)]

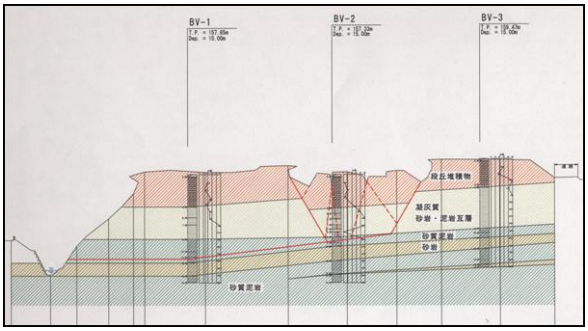
奥州市衣川区の県道沿いの尾根部で発生した岩盤すべりで，神社を載せたままほぼ水平に移動した。側面にすべり面が露出しており，すべり面を直接観察できる。やせ尾根に発生したこと，すべり面傾斜角が 10°程度と低角度で，すべり背部に陥没帯が形成されるなど，祭畤大橋の岩盤すべりと類似している。

地形概要

地形的な特徴として、地すべり発生前の斜面は第四紀の段丘堆積物が覆っていたことから緩い傾斜をなしており、明瞭な地すべり地形は認められなかった。分離丘地形をなしている。



図－5.2.11　有浦岩盤すべりの崩壊形態



図－5.2.12　有浦岩盤すべりの地質縦断面図

地質概要

周辺の地質は新第三紀中新世の瑞山層を基岩とし、それらを不整合に鮮新世の大平層や大平層と同時異相関係にある国見山安山岩が覆う。さらに大平層と国見山安山岩を扇状地堆積物や段丘堆積物などの第四紀層が広く覆っている。

発生原因

基岩層の大平層は凝灰岩や砂質泥岩からなり、これらの層理面が緩い流れ盤を呈し、上述のように分離丘地形をなしていたため、地震動により凝灰岩を基盤に上位の砂質泥岩が 10°程度の傾斜で移動した。

土質試験

現地より採取されたコアについて一面せん断試験が実施され，せん断抵抗角としてΦ＝25°程度が得られている。

参考文献

1) 岩手県治山林道協会：市野々原(1)地区治山測量調査設計報告書,2009.
2) 岩手県治山林道協会：山王山地区治山測量調査設計報告書,2009.
3) 県南広域振興局：柧木立地区治山調査測量報告書，2009.
4) 岩手県治山林道協会：落合地区治山測量設計報告書,2008.
5) 岩手県農林水産部森林保全課：増沢地区地すべり機構解析技術検討会資料,2010.
6) 県南広域振興局：有浦地区治山測量調査報告書，2009.

6. 天然ダムと河道閉塞

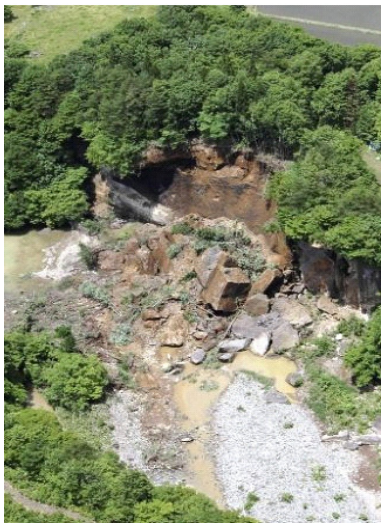
4 学協会報告書 [1]では，大小合わせて 50 箇所（図－6.1 参照，四角囲いの数字は地点番号）の河道閉塞箇所について，位置，崩壊斜面の諸元，斜面崩壊の諸元，天然ダムの諸元，堰止湖の諸元，応急復旧対策，過去の河道閉塞との比較，水文学的特徴などを整理している。本報告書では，その後の調査結果として以下を中心にとりまとめる。

・天然ダムの発生要因・規模特性（6.1 節，6.2 節）
・天然ダムの調査および監視（6.3 節）
・河道閉塞の復旧計画とその実施状況（6.4 節）
・天然ダムの地盤工学的性質（6.5 節）
・荒砥沢ダム上流部の地すべり近傍の天然ダム（6.6 節）

6.1 天然ダムの発生と基本特性

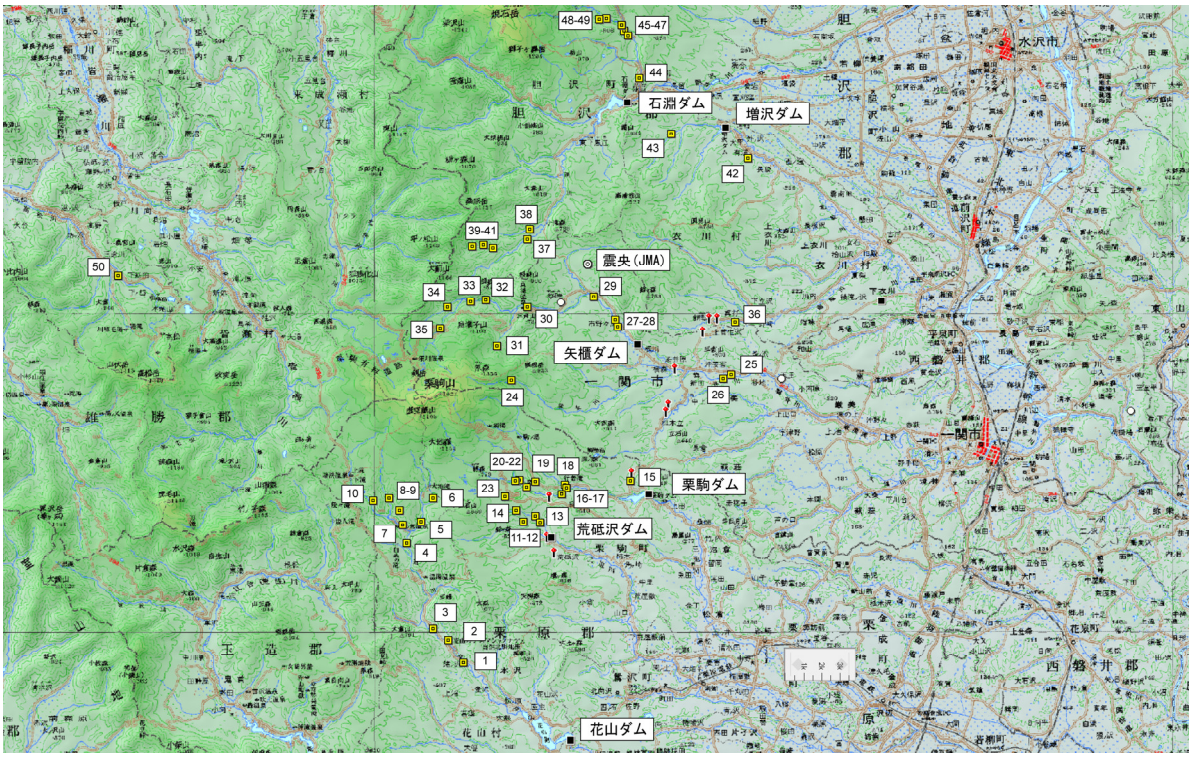
6.1.1 天然ダムの発生

天然ダムの規模が明らかな岩手県内の 5 事例および宮城県内の 9 事例の一覧を表－6.1.1[2), 7)~10)]に示す。同表の岩手・宮城内陸地震の事例 No.1～No.15 は，国土交通省東北地方整備局により天然ダムの規模（堰止長，堰止幅および概算崩落土砂量）が公表されている [2)]。ただし，No.13 の荒砥沢は巨大崩壊のために規模等が明示されていない。また，これらの 14 事例の位置図を図－6.1.1 に示す。また，写真－6.1.1～写真－6.1.14 は，それぞれ岩手県内および宮城県内での公表された河道閉塞の写真をそのまま引用したものである [2)]。地区名は発表時点のものであり，その後，整理されて名称が変わっている地区もある。最終的な名称は表－6.1.1 に示す。



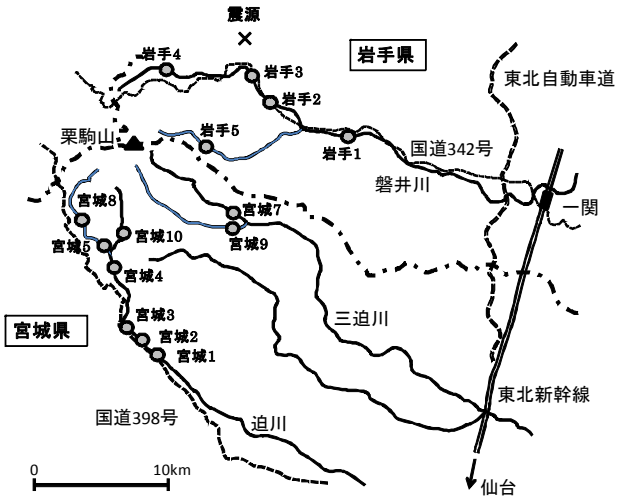
写真－6.1.1　岩手 1：小川原地区
（幅 30m，長さ 60m，20 千 m^3）[2)]

写真－6.1.2　岩手 2：市野々原地区



図－6.1　主な河道閉塞・流入の位置図 [1)]（黒■：人工ダム，黄色□：天然ダム，◎：気象庁による震央，○：防災科研による地震計位置，ピンマーク：産総研による地表地震断層，地図はカシミール 3D を使用）

（幅 200m，長さ 700m，1,730 千 m^3）[2)]



図－6.1.1　天然ダムの位置図（2008 年岩手・宮城内陸地震）[2)]

写真－6.1.3　岩手 3：槻木平地区
（幅 60m，長さ 100m，80 千 m^3）[2)]

写真－6.1.4　岩手 4：須川地区
（幅 130m，長さ 280m，390 千 m^3）[2)]

写真－6.1.5　岩手 5：産女川地区
（幅 200m，長さ 260m，12,600 千 m^3）[2)]

写真－6.1.6　宮城 1：坂下地区
（幅 20m，長さ 80m，90 千 m^3）[2)]

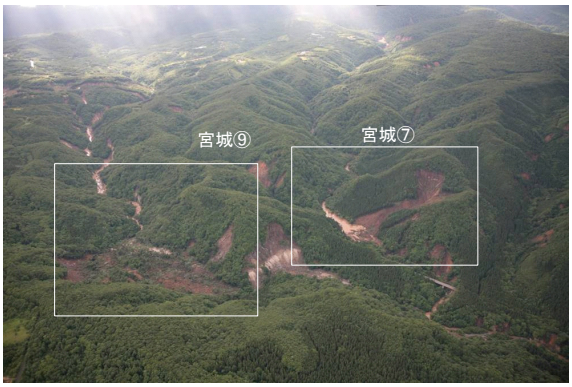
写真－6.1.7　宮城 2：浅布地区
（幅 220m，長さ 220m，300 千 m^3）[2)]

写真－6.1.8　宮城 3：小川原地区
（幅 200m，長さ 520m，490 千 m^3）[2)]

写真－6.1.9　宮城 4：温湯地区
（幅 80m，長さ 580m，740 千 m^3）[2)]

写真－6.1.10　宮城 5：湯ノ倉温泉地区
（幅 90m，長さ 660m，810 千 m^3）[2)]

写真－6.1.11　宮城 6：荒砥沢地区 [2)]



写真－6.1.12　宮城 7：沼倉地区
（幅 120m，長さ 130m，270 千 m^3）[2)]
宮城 9：沼倉裏沢地区
（幅 160m，長さ 560m，1,190 千 m^3）[2)]

写真－6.1.13　宮城 8：湯浜地区
（幅 200m，長さ 1,000m，2,160 千 m^3）[2)]

写真－6.1.14　宮城 10：河原小屋沢地区
（幅 170m，長さ 400m，210 千 m^3）[2)]

6.1.2 天然ダムの形成要因

本地震の天然ダムの形成特性に関する資料として，国土地理院による正射写真 [3]および地形図 [3]が得られており，それに基づいて天然ダムの形成要因の分析を実施したが[4),5)]，その結果を再整理すると以下の通りである。

(1) 形成要因と評価方法

地震時の天然ダム形成は沿川斜面の崩壊に関係するが，斜面崩壊自身に関しては多数の研究が行われている。内田ら[6)]は国内の 46 の既往研究成果に基づいて，地形素因として，標高，斜面勾配，斜面方位，偏差，ラプラシアン，地上開度，地下開度，平均曲率の 8 項目を抽出するとともに，新たに尾根谷度を加え，兵庫県南部地震による六甲山地における崩壊発生の有無の判別分析を行っている。そして，斜面崩壊危険度の判別の主要因として，勾配と平均曲率を選定し，地震動誘因としての最大加速度を含めた 3 要因による斜面崩壊危険度の判別式を提案しているが，同式では勾配の寄与度が特に大きく，次いで最大加速度，平均曲率の順となっている。

このように斜面崩壊に係る要因としては，斜面の勾配あるいは曲率といった地形要因が一般的であるが，斜面崩壊が天然ダムの形成に至るか否かの判別のためには，単に斜面崩壊の有無だけでは不十分であり，崩壊土量，河道形状などが関係すると思われる。

しかし，表－6.1.1 に示すように，地震に起因する天然ダムの形成事例が少ないことから，天然ダムの形成に係る諸要因の吟味は十分とは言えないのが実情である。そのため，本研究において天然ダムの形成地点に関して抽出した要因は，既往の研究事例を参考にして，崩壊斜面の勾配，斜面形状および斜面の方向（＝斜面方向）とするとともに，加えて，河道の平面形状，震源からの方向（＝震源方向）の 5 要因とした。なお，内田ら [6)]は斜面の平均曲率などをメッシュデータから数値化しているが，本研究では簡易判別を中心とし，斜面勾配だけは目視設定により数値化しているが，その他の要因は写真あるいは地形図からの目視判読としている。

1) 斜面勾配

国土地理院が公表した正射写真 [3)]および地形図 [3)]を用いて，崩壊斜面の主要な崩壊方向を想定することにより，崩壊前の斜面勾配を算出した。

表－6.1.1 我が国における地震に起因する天然ダムの事例 [2), 7)～10)]

No.	地震名	地区名等	堰止タイプ	土砂移動の形態	堰止幅W（m）	堰止長L（m）	堰止土量V（千m^3）
1	2008年岩手・宮城内陸地震	岩手１：小河原地区	a	崩壊	30	60	20
2		岩手２：市野々原地区	a	崩壊	200	700	1,730
3		岩手３：槻木平地区	a	崩壊	60	100	80
4		岩手４：須川地区	a	崩壊	130	280	390
5		岩手５：産女川地区	a	崩壊	200	260	12,600
6		宮城１：坂下地区	a	崩壊	20	80	90
7		宮城２：浅布地区	a	崩壊	220	220	300
8		宮城３：小川原地区	a	崩壊	200	520	490
9		宮城４：温湯地区	a	崩壊	80	580	740
10		宮城５：湯ノ倉温泉地区	a	崩壊	90	660	810
11		宮城８：湯浜地区	a	崩壊	200	1,000	2,160
12		宮城10：川原小屋沢地区	a	崩壊	170	400	210
13		宮城６：荒砥沢地区	-	-	-	-	-
14		宮城７：沼倉地区	a	崩壊	120	130	270
15		宮城９：沼倉裏沢地区	a	崩壊	160	560	1,190
16	2004年新潟県中越地震	寺野地区	a	地すべり	123	260	303
17		東竹沢地区	a	地すべり	168	320	656
18	1586年天正地震	天正・（帰雲山）	a	土石流	700	600	19000
19		天正・（大白川下流）	c	土石流	250	400	1000
20		天正・（大白川上流）	c	土石流	300	300	1200
21		天正・（庄川下流）	a	崩壊・地すべり	400	750	30000
22	1662年琵琶湖西岸地震	琵琶湖西岸・（町居崩れ）	a	崩壊・地すべり	350	362	24000
23	1683年日光・南会津地震	日光・南会津（五十里）	c	崩壊・地すべり	700	400	3800
24	1707年宝永地震	宝永・大谷崩れ（大池）	c	崩壊・地すべり	500	650	4000
25	1847年善光寺地震	善光寺・犀川（岩倉山）	a	崩壊・地すべり	650	1000	21000
26		善光寺・柳久保川（柳久保）	a	崩壊・地すべり	150	250	650
27		善光寺・裾花川（岩下）	a	崩壊・地すべり	300	250	1200
28		善光寺・当信川	a	崩壊・地すべり	250	400	4000
29	1858年飛越地震	立山・鳶崩れ（湯川・泥鰌池）	c	土石流	620	700	12000
30		立山・鳶崩れ（真川）	c	土石流	600	200	400
31	1891年濃尾地震	濃尾地震・根尾西谷川	a	崩壊・地すべり	235	250	1800
32	1923年関東地震	関東地震・震生湖	a	崩壊・地すべり	120	200	180
33	1949年今市地震	今市地震・七里	a	崩壊・地すべり	50	100	4.5
34	1984年長野県西部地震	王滝村・御嶽山	a	土石流	7	30	1.2

注１）堰止めタイプ　ａ：谷壁斜面の崩壊による、ｂ：本川上流からの土砂流出による、ｃ：支川上流からの土砂流出による
注２）土砂移動の形態　「崩壊or地すべり」：谷壁斜面で表層崩壊や地すべりが発生し、崩壊地の直下で堰止め。「土石流」：谷壁斜面上部や支渓流で表層崩壊や地すべりが発生し、崩積土が流下して泥流・土石流化し、河道をせき止め。 注３）網掛けは検討対象外。

2) 河道形状

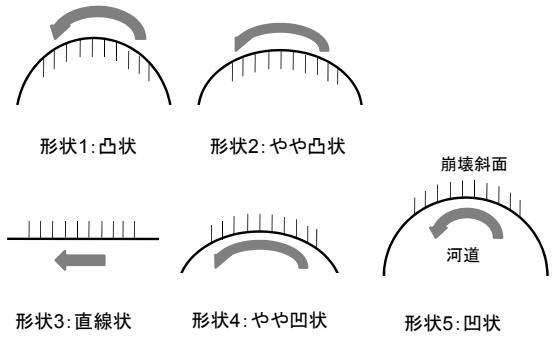
斜面の崩壊と崩壊前の河道の形状との関係を把握するために，図－6.1.2 のように崩壊斜面に対する河道形状を，形状 1：凸状，形状 2：やや凸状，形状 3：直線状，形状 4：やや凹状および形状 5：凹状の 5 つに分類した。そして，各天然ダムの崩壊前の河道形状は国土地理院の地形図 [3]から判別した。

3) 地形形状

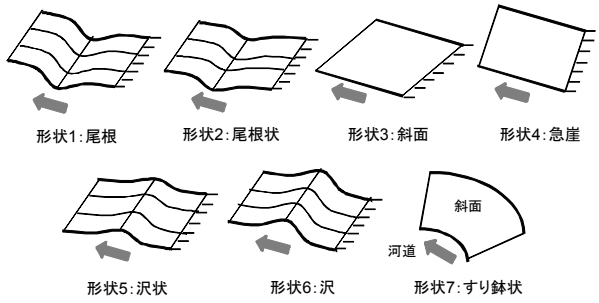
斜面の崩壊と崩壊前の地形の形状との関係を把握するために，図－6.1.3 のように河道の形状を，形状 1：尾根，形状 2：尾根状，形状 3：斜面，形状 4：急崖，形状 5：沢状，形状 6：沢および形状 7：すり鉢状の 7 つに分類した。そして，各天然ダムの崩壊前の斜面の地形形状は国土地理院の地形図 [3]から判別した。

4) 斜面方向と震源方向

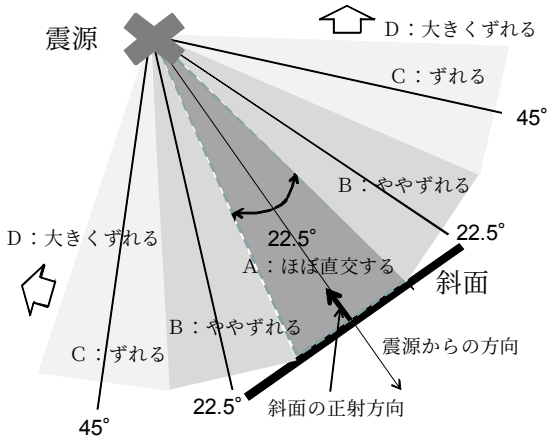
天然ダムの崩壊前の斜面方向と震源方向の関係を把握したが，震源方向と比較した斜面の方向は，崩壊前の主たる斜面に垂直な方向（＝正射方向）である。そして，斜面方向と震源方向の比較は，両方向の直交性から，図－6.1.4 の A：ほぼ直交，B：ややずれる，C：ずれるおよび D：大きくずれる，の 4 分類とした。ここで，各方向は天然ダムの位置図および国土地理院の地形図 [3]から，十六方位（±11.25°）の読み取り誤差で判読した。



図－7.1.2 河道形状の分類方法



図－7.1.3 地形形状の分類方法



図－6.1.4 斜面方向と震源方向の相関の分類方法

(2) 諸要因の一次的特性

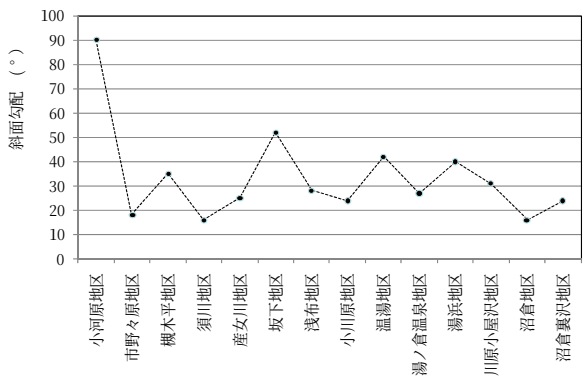
前項の 4 つの要因を 14 の天然ダムについて整理したのが表－6.1.2 である。同表に基づいて，天然ダムの形成地点毎の一次的な分布特性を図－6.1.5～図－6.1.8 に示す。

図－6.1.5 は崩壊前斜面の斜面勾配の分布であるが，15°～45°にある天然ダムが 12 個所であり，大部分がこの範囲にある。また，図－6.1.6 は天然ダム位置における崩壊前の河道形状の分布であるが，上位から形状 5（凹状）が 5 個所，形状 2（やや凸状）が 4 個所，形状 1（凸状）が 3 箇所であり，86%がこれらの 3 分類に相当する。

さらに，図－6.1.7 は天然ダム位置における崩壊前斜面の地形形状の分布であるが，上位から形状 6（沢）が 4 個所，形状 4（急崖）が 3 個所，形状 2（尾根状形状）が 3 箇所であり，71%がこれらの 3 分類に相当している。ここで，前項で 5 つに分類した崩壊斜面の地形形状は，内田ら [6]のように斜面の曲率を定量的に算定しておらず，目視判別によるが，尾根状地形，つまりマイナスの平均曲率に相当する場合は 3 箇所であるのに対して，平均曲率がゼロに相当す

表－6.1.2 天然ダムの諸要因の分類結果

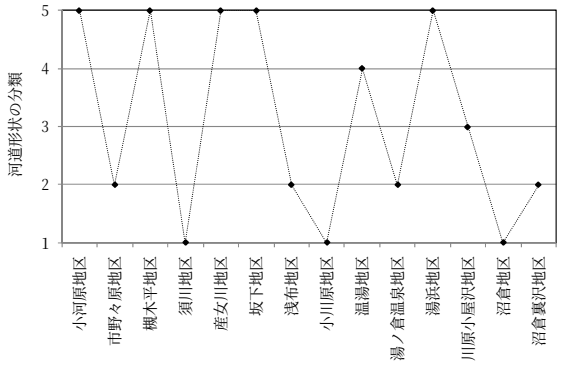
天然ダムの位置	斜面勾配（°）	河道形状	地形形状	斜面方向と震源方向		
				斜面の正射方向	震源からの方向	分類
小河原地区	90	凹状	急崖	南	南東	C
市野々原地区	18	やや凸扇状	斜面	東	南南東	D
槻木平地区	35	凹状	斜面	北北西	南	B
須川地区	16	凸状	沢	北東	西南西	B
産女川地区	25	凹状	すり鉢状	東南東	南西	D
坂下地区	52	凹状	急崖	南南西	南南西	A
浅布地区	28	やや凸状	尾根状	南西	南南西	B
小川原地区	24	凸状	沢	南西	南南西	B
温湯地区	42	やや凹状	急崖	西	南南西	D
湯ノ倉温泉地区	27	やや凸状	沢	南南西	南西	B
湯浜地区	40	凹状	すり鉢状	南西	南西	A
川原小屋沢地区	31	直線状	尾根状	東	南西	C
沼倉地区	16	凸状	沢	南	南	A
沼倉裏沢地区	24	やや凸状	尾根状	北北西	南	B



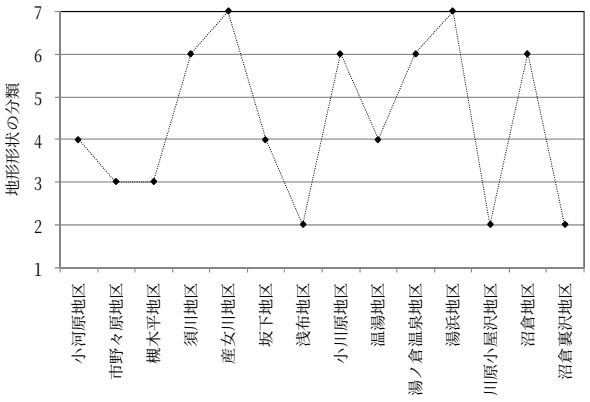
図－6.1.5 天然ダム位置の崩壊前斜面の斜面勾配

る急崖地形の場合が 3 個所，プラスの平均曲率に相当する沢地形の場合は 4 箇所となっている。内田ら [6]の判別式によれば，勾配の影響が大きいため，平均曲率の正負の影響は，崩壊危険度の有無の判別に直接的に結びつくわけではないが，図－6.1.7 の結果はゼロからプラスの曲率と思われる地形でも天然ダムを形成する斜面崩壊の発生を示唆している。

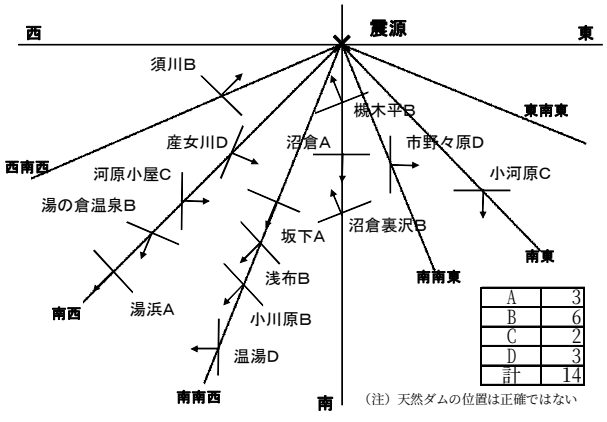
図－6.1.8 は天然ダム位置の崩壊前の斜面の正射方向と震源方向の関係であるが，斜面の正射方向と震源方向のずれが，±11.25°以内の分類 A が 3 個所，±11.25°～±33.75°の分類 B が 6 個所であり，64%が±33.75°以内にある。マクロな評価であるので断定はできないが，震源方向と斜面方向の相対関係が斜面崩壊に関係があるようである。



図－6.1.6　天然ダム位置の崩壊前の河道形状



図－6.1.7　天然ダム位置の崩壊前斜面の地形形状



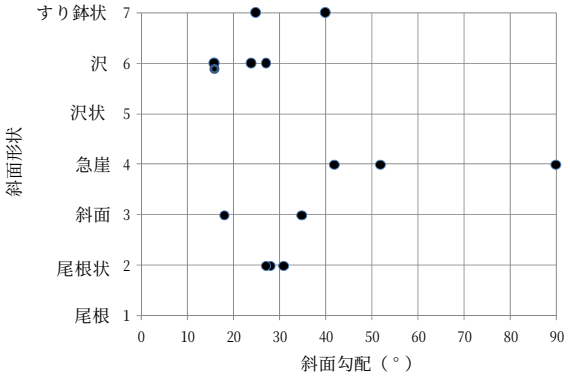
図－6.1.8　天然ダム位置の崩壊前の斜面方向と震源方向

(3)　諸要因の相互関係

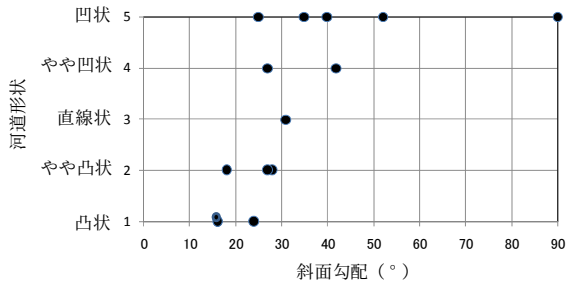
本項では，内田ら [6]の判別式で影響度が大きいとしている斜面勾配および本研究で定義した河道形状について，斜面勾配と斜面形状あるいは河道形状の相互関係，河道形状と地形形状の相互関係を概観する。

図－6.1.9 は斜面勾配と斜面形状の関係であるが，急崖斜面では斜面勾配が大きいものの，全体的には斜面勾配と斜面形状の相関は低い。これは，内田ら [6]の判別式において，斜面崩壊危険度は斜面勾配の影響が大きく，斜面形状を表す平均曲率の影響が小さいことと符合しているが，換言すれば，当該事例でも斜面形状の影響はそれほど大きくないことになる。

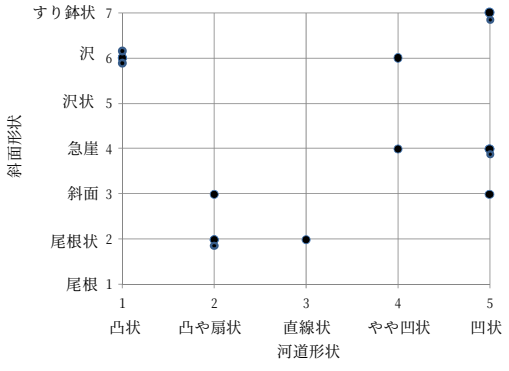
一方，図－6.1.10 は斜面勾配と河道形状の関係であるが，凸状地形では斜面勾配が小さく，凹状地形に遷移するのに従って斜面勾配が大きくなる傾向が見られる。また，図－6.1.11 は河道形状と斜面形状の関係であるが，凸状の場合を除くと，右肩上がりの関係があり，河道形状と斜面形状



図－6.1.9　斜面勾配と斜面形状



図－6.1.10　斜面勾配と河道形状



図－6.1.11　河道形状と斜面形状

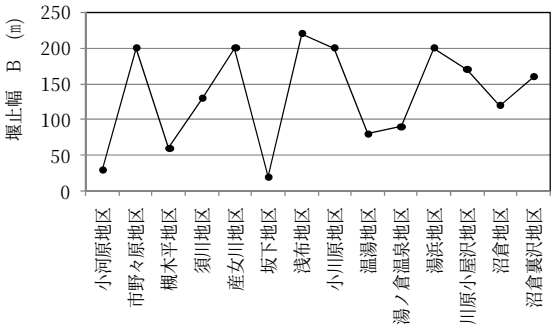
が対応する傾向がある。一方，凸状の河道形状の場合の斜面形状は全てが沢である．これは，凸状の河道形状の地点は，沢のある後背斜面から流出した土砂により形成された扇状地地形となっているためである。そのため，図－6.1.10においても，凸状地点の斜面勾配は小さく算定されていることに繋がっている。

以上のことから，本文で定義した河道形状は，斜面勾配あるいは斜面形状に置き換えができると考えられる。

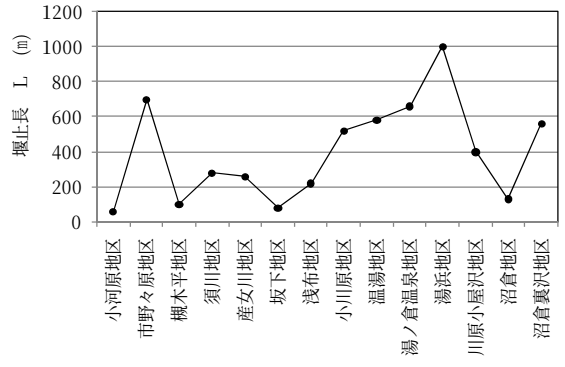
6.1.3 天然ダムの規模特性

(1) 規模の一次的特性

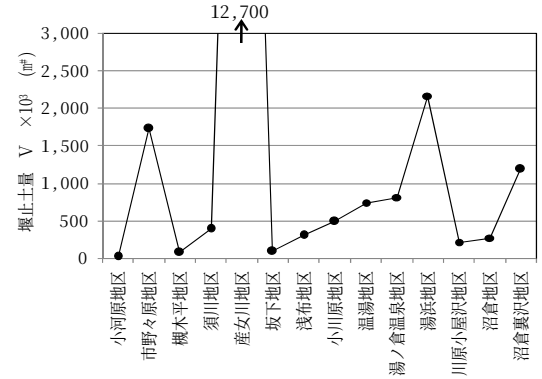
前項の 14 個所の天然ダムの規模（堰止長，堰止幅および堰止土量）は表－6.1.1 の通りであるが，報告された概算崩落土砂量は堰止土量と見なしている。天然ダムの形成地点毎の規模の分布は図－6.1.12～図－6.1.14 の通りである。



図－6.1.12 天然ダムの堰止幅



図－6.1.13 天然ダムの堰止長

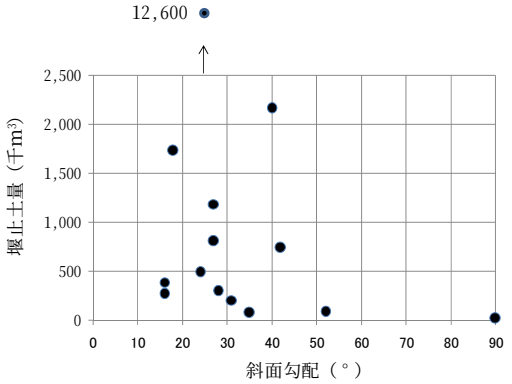


図－6.1.14 天然ダムの堰止土量

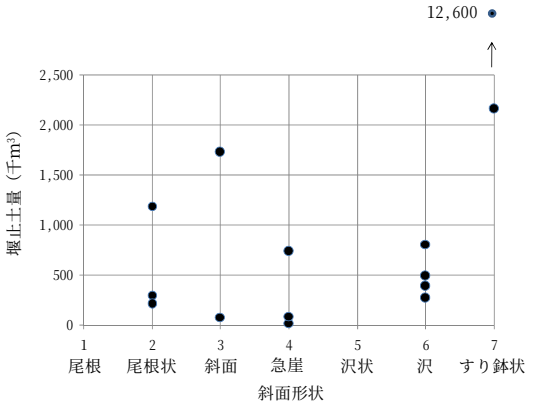
図－6.1.12 は堰止幅の分布であるが，11 個所（79 %）が 100～200 m の範囲にある。堰止幅は河道の幅に左右されるため，変動の幅が小さいと思われる．また，図－6.1.13 は堰止長の分布であるが，11 個所（79 %）が 100～600 m の範囲にあるが，1,000 m に及ぶ事例も見られる。さらに，図－6.1.14 は堰止土量の分布である。産女川地区だけが格段に規模が大きいものの，9 箇所（64 %）が 200×10^3～$2{,}000\times10^3$ m^3 の範囲にある。

(2) 規模の二次的特性

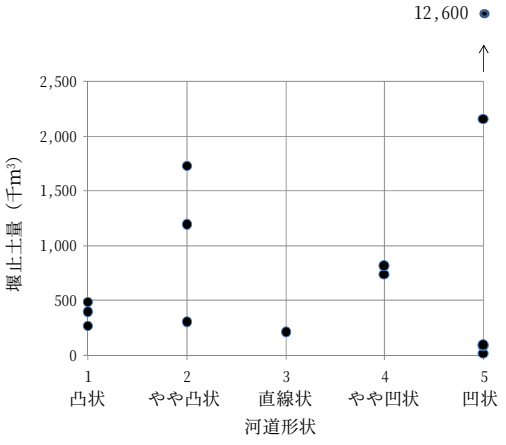
本項では，堰止土量と勾配，斜面形状，河道形状との相互関係を概観する。図－6.1.15 は堰止土量と斜面勾配の関係であり，全体的に明確な関係はないが，緩くもなく，急でもない 20～40°程度の斜面勾配での堰止土量が大きい。



図－6.1.15 斜面勾配と堰止土量



図－6.1.16 斜面形状と堰止土量



図－6.1.17 河道形状と堰止土量

また，図－6.1.16 は堰止土量と斜面形状の関係であり，全体的に明確な関係はないが，すり鉢状の斜面形状の場合，堰止土量が比較的大きい。さらに，図－6.1.17 は堰止土量と河道形状の関係であり，全体的に明確な関係はないが，やや凸状と凹状の河道形状の場合，堰止土量は比較的大きい。なお，斜面形状が沢である凸状の河道形状の場合は比較的小さい。

(3) 規模の定量評価

前記の分析 [4]では，他の地区と比較して堰止土量が極端に多い岩手県 5 の産女川地区を除いて，斜面崩壊型に分類した 13 事例の天然ダムに関して形成規模の定量化を試みている。そして，斜面崩壊型の場合，堰止長，堰止幅および堰止土量の関係を線形として，平均値あるいは上限値を式 (6.1.1)，式 (6.1.2) および式 (6.1.3) で定式化している。

V と L の関係

平均　$V=1.76\times L$　（R^2: 0.906）　(6.1.1a)

上限　$V=2.5\times L$　(6.1.1b)

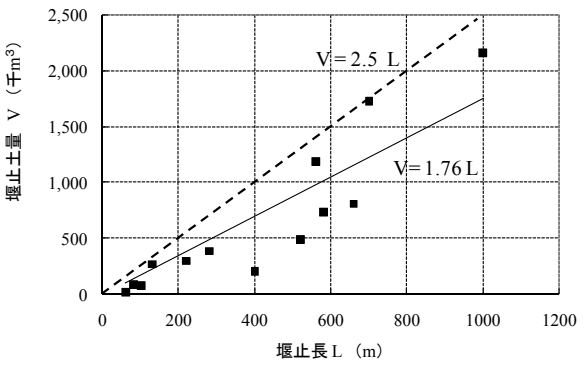
V と W の関係

平均　$V=5.08\times W$　（R^2: 0.535）　(6.1.2)

L と W の関係

平均　$L=2.99\times W$　（R^2: 0.557）　(6.1.3)

ここに，V：堰止土量（千 m^3），L：堰止長（m），W：堰止幅（m），R^2：相関係数である。上式において，相関が高いのは V と L の関係であり，V と W あるいは L と W の相関は高くない。V と L の関係を平均で評価する場合は式（6.1.1a）が，上限で評価する場合は式（6.1.1b）が適当であるが，両式は図－6.1.18 のように図示される。



図－6.1.18　斜面崩壊型天然ダムの堰止土量と堰止長の関係
（2008 年岩手・宮城内陸地震：13 事例）

6.2　地震による天然ダムの形成特性

既往の地震における天然ダムの既往事例について，田畑ら [7]は井上ら [8]および旧建設省中部地方建設局 [9]が収集した事例に最近の事例を追加することにより，約 500 年前から西暦 2000 年までに発生した 29 災害において形成あるいは決壊した 79 件の天然ダムの既往事例を整理している。また，これらの事例以外では，2004 年新潟県中越地震（以下，中越地震と呼ぶ）での 2 事例が報告されている [10), 11)]。

ここでは，岩手・宮城内陸地震の 15 事例，田畑らの事例から抽出した 17 事例および中越地震の 2 事例の合計 34 事例を基礎資料として，絞り込みを行った 25 事例を対象とした。これらの 25 事例の天然ダムの規模に着目して定量化を試みた [4), 5)]。

6.2.1　対象とする天然ダムの事例

基礎資料として検討の対象とした地震に起因する天然ダムの事例の一覧を表－6.1.1[2), 7)~10)]に示す。また，No.16 および No.17 は中越地震の事例であり，同地震において形成されたとされる 5 事例のうち，本格的な復旧が実施された代表事例として対象にした。さらに，No.18～No.34 は田畑らにより整理された天然ダムのうちの地震に起因する 17 事例である。

同表における「堰止タイプ」と「土砂移動の形態」の分類は，田畑らの整理を岩手・宮城内陸地震および中越地震の事例に準用した。ここで，土砂移動形態は岩手・宮城内陸地震が崩壊，中越地震が地すべりで明確であるが，その他の既往地震は崩壊と地すべりが区分されていない。

ここでは崩壊斜面の直下で形成される天然ダムを対象としたので，34 事例のうちの堰止タイプａ，かつ土砂移動形態が崩壊あるいは崩落・地すべりによる天然ダムとした。従って，検討対象として絞り込んだ天然ダムは，表－6.1.1 で網掛けをした 9 事例（No.13，18，19，20，23，24，29，30，34）を除いた 25 事例である。

6.2.2　既往地震における天然ダムの規模特性

表－6.1.1 に示した中越地震での 2 事例および田畑らが整理した 9 事例の天然ダムの特性を検討した。前者の 2 事例は地すべりによるものであるが，後者の 9 事例は表－6.1.1 の土砂移動の形態が崩壊・地すべりとされており，斜面崩壊型とも地すべり型とも判別ができないので，崩壊・地すべり型と呼ぶ。なお，天然ダムの規模の定義について，中越地震の 2 事例の天然ダムの最大長および最大幅は，それぞれ堰止長および堰止幅に対応させた。また，堰止土量について，中越地震では堰き止め土砂量と地すべり土砂量とが区分されているが，堰き止め土砂量を堰止土量とした。

これらの 11 事例について，堰止土量と堰止長の関係は図－6.2.1 で得られる。同図を両対数の表記としたのは，既往の天然ダムにおいて堰止土量に大規模なものが多いこと，田畑らの整理方法に準じていることによる。崩壊・地すべり型天然ダムの平均的な関係は式(6.2.1)で定式化できる。

$V=7\times10^{-7}\times L^{3.703}$　（R^2: 0.800）　(6.2.1)

ここに，V：堰止土量（千 m^3），L：堰止長（m）である。図－6.2.1 に示すように，V と L の相関係数は 0.800 であり，相関は高い。

6.2.3　地震による天然ダムの規模特性

岩手・宮城内陸地震および既往地震の天然ダムの比較，集約化を行う。まず，図－6.1.18 で定式化した岩手・宮城内陸地震の 13 事例について，図－6.2.1 と同様に両対数で表記すると図－6.2.2 が得られる。同図から，斜面崩壊型天然ダムについて，堰止土量と堰止長の平均的な関係は式

（6.2.2）により定式化できる。

$V = 0.180 \times L^{1.333}$ （R^2: 0.862） (6.2.2)

ここに，V：堰止土量（千 m ^{3}），L：堰止長（m）である。次に，堰止土量の多い岩手県 5 の産女川地区を加えた岩手・宮城内陸地震の 14 事例および既往地震の 11 事例を合わせた 25 事例について，堰止土量と堰止長の関係は図－6.2.3 となる。同図から，堰止土量と堰止長の平均的な関係は式（6.2.3）により定式化される。

$V = 0.008 \times L^{1.978}$ （R^2: 0.525） (6.2.3)

ここに，V：堰止土量（千 m ^{3}），L：堰止長（m）である。式（6.2.3）は図－6.2.3 の実線であるが，岩手・宮城内陸地震の 13 事例の式（6.2.2）の点線と既往地震の 11 事例の式（6.2.1）式の破線とでは分布傾向が異なるので，25 事例全体の相関は高くない。そこで，堰止長が小さい領域では岩手・宮城内陸地震のデータが多いことから図－6.2.3 の点線により，他方，大きい領域では安全側の破線により代表させることとし，堰止土量の単位を m^3 に変えた式（6.2.4a）と式（6.2.4b）の組み合わせにより定式化する。

60 m ≦ L ≦192 m

$V = 180 \times L^{1.333}$ (6.2.4a)

192 m ≦ L ≦1000 m

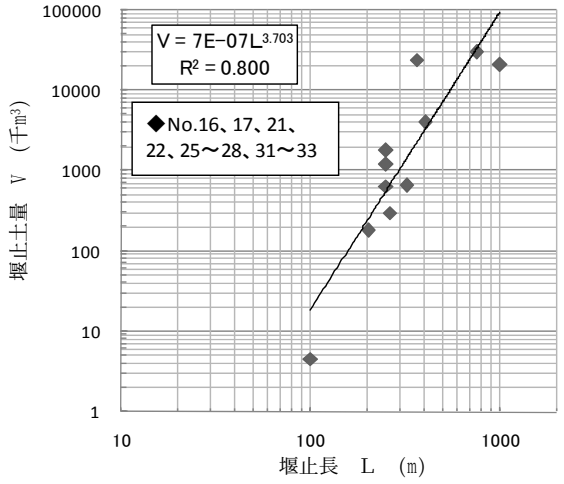
$V = 7 \times 10^{-4} \ L^{3.703}$ (6.2.4b)

ここに，V：堰止土量（m^3），L：堰止長（m）である。

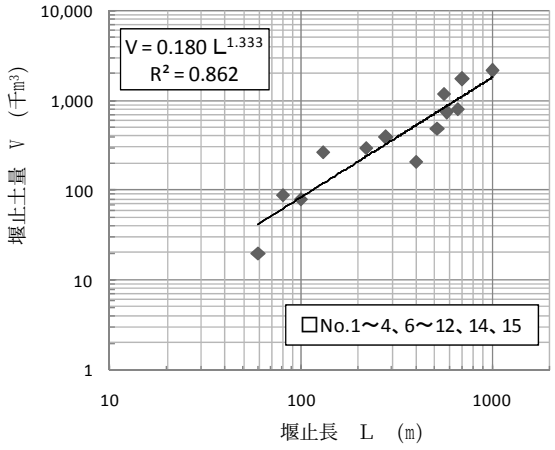
6.2.4 まとめ

ここでは，地震時の斜面崩壊を共通の誘因とする天然ダムの形成特性について，岩手・宮城内陸地震および既往地震について分析した。その結果，事例数は少ないものの，地震時の斜面崩壊に起因する天然ダムに関して，既往地震においては 11 事例が該当すると見なせ，岩手・宮城内陸地震の 14 事例は新たな事例と追加できるが，それらの発生特性に関して以下の知見が得られた。

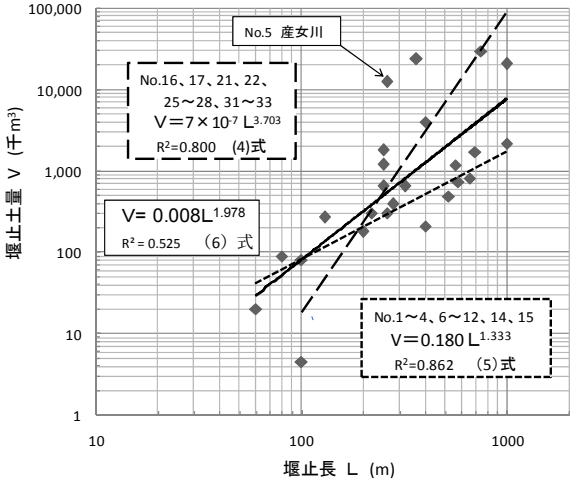
1) 岩手・宮城内陸地震の斜面崩壊型の天然ダムについて，斜面勾配，河道形状，地形形状および斜面方向と震源方向の相関に着目した要因特性および堰止幅，堰止長および堰止土量の規模特性を明らかにした。なお，本文で定義した河道形状は，斜面勾配あるいは斜面形状との相関が見られることから，それぞれに置き換えられる。
2) 岩手・宮城内陸地震の斜面崩壊型の天然ダムでは，堰止土量と堰止長の平均的な相関関係は式（6.1.1a）あるいは式（6.2.1）により定式化できる。なお，堰止土量の上限は式（6.1.1b）により定式化される。
3) 既往地震の崩壊・地すべり型の天然ダムでは，堰止土量と堰止長の平均的な相関関係は式（6.2.2）により定式化できる。
4) 岩手・宮城内陸地震および既往地震を集約した崩壊・地すべり型の天然ダムでは，堰止土量と堰止長の平均的な相関関係は式（6.2.4a）および式（6.2.4b）により定式化できる。



図－6.2.1 崩壊・地すべり型天然ダムの堰止土量と堰止長の関係
（既往地震：11 事例）



図－6.2.2 堰止土量と堰止長の関係
（岩手・宮城内陸地震：13 事例）



図－6.2.3 堰止土量と堰止長の関係（25 事例）

6.3 天然ダムの調査および監視

地震に起因する天然ダムについて，発生（地点，崩壊土量など）を予測し，事前に対策をとることは難しく，発生後の二次災害防止のための緊急対応が主体になると思われるが，以下の課題が考えられる。

1) 天然ダムの構造特性（規模，土質など）の把握法（迅速かつ精度など）
2) 湛水湖の水深の把握法（簡易，精度，連続性など）
3) ダムの安定性（崩壊など）および影響の評価法
4) 緊急復旧工法（排水工など）
5) 資機材（排水ポンプ，大型ふとんかごなど）備蓄および緊急対応体制

決壊やはん濫のおそれがある天然ダムに対して，図－6.3.1 および表－6.3.1 に示す 8 地区において国土交通省による直轄砂防災害関連緊急事業が実施され，ワイヤーセンサー，水位計，監視カメラなどの観測機器が設置されるとともに，排水ポンプの搬入・設置，仮排水路の工事などの対策が順次実施された。その後，大凡 1 ヶ月後の 7 月 16 日の発表では，天然ダム（河道閉塞）の対応方針が出され，天然ダムの状況に応じて次の 3 区分の対策が取られることとなった [12)~14)]。

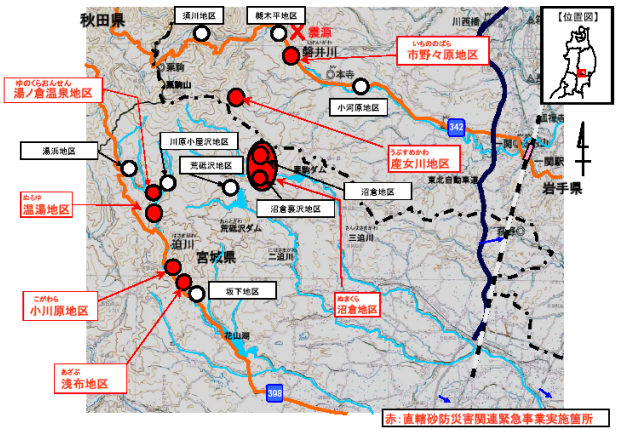
a) 河道掘削及び床固工工事により河道閉塞（天然ダム）箇所における決壊・氾濫の可能性を低下させるもの（7 箇所）：市野々原，浅布，小川原，湯ノ倉，湯浜，沼倉，沼倉裏沢
b) 河道閉塞（天然ダム）箇所における決壊の切迫性は小さいものの，今後の降雨に伴う土砂の流出に備え，下流で待ち受け施設を確保するもの（5 箇所）：産女川，温湯，槻木平，須川，荒砥沢
c) 降雨により流路が形成される等，河道閉塞（天然ダム）箇所における決壊の危険性が低いもの（3 箇所）：小河原，坂下，河原小屋沢

以上のように，川沿いの斜面の崩落による天然ダム（河道閉塞）について，現時点では事前予測と対策は困難であるので，発災時以降の二次災害防止のための迅速な事後対応が必要である。

国土交通省東北地方整備局では比較的規模の大きい 15 箇所の天然ダム（表－6.3.1 参照）を対象として，地震直後から様々な調査や監視を実施し，復旧に役立てている。以下では主な調査・監視方法について述べる。

(1) 被災規模の把握

航空機搭載型レーザープロファイラ（以下，LP）による調査が実施され，被災後の地形については数 m 単位での解像度の高い地形データが得られている。一例として，図－6.3.2 に湯ノ倉温泉地区の被災後の LP による地形図を示す。これと旧地形データを比較することにより，表－6.3.1 に示している天然ダムの規模を測定することができる。ただし，旧地形に対する LP データがない場合，2.5 万分の 1 の地形図などを用いることになることから，測定精度は落ちることになる。表－6.3.1 に示すデータにおいても，磐井川の下



図－6.3.1 直轄砂防災害関連緊急事業箇所 [15)]

表－6.3.1 国土交通省が対象としている河道閉塞の諸元（国土交通省東北地方整備局 [15)]）

地点番号	河川名	地区名	堰止幅（m）	堰止長（m）	崩落土砂量（千 m3）	監視項目（直轄のみ）	直轄砂防災害関連緊急事業（直轄災関）（応急・本復旧）	栗駒山系特定緊急砂防事業（直轄特緊）（砂防施設整備等）
岩手 1	磐井川	小河原地区	約 30	約 60	約 20			
岩手 2	磐井川	市野々原地区	約 200	約 700	約 1,730	土石流センサー，水位計，監視カメラ	河道掘削，護岸工	砂防えん堤工
岩手 3	磐井川	槻木平地区	約 60	約 160	約 80			砂防えん堤工
岩手 4	磐井川	須川地区	約 130	約 280	約 390			
岩手 5	産女川	産女川地区	約 200	約 260	約 12,600	土石流センサー，監視カメラ，雨量計	河道掘削，除石工	砂防えん堤工
宮城 1	迫川	坂下地区	約 20	約 80	約 90			
宮城 2	迫川	浅布地区	約 220	約 220	約 300	水位計	河道掘削，護岸工	
宮城 3	迫川	小川原地区	約 200	約 520	約 490		河道掘削，護岸工	斜面対策
宮城 4	迫川	温湯地区	約 80	約 580	約 740	土石流センサー，水位計，監視カメラ	除石	砂防えん堤工
宮城 5	迫川	湯ノ倉温泉地区	約 90	約 660	約 810	水位計，監視カメラ	河道掘削，排水ポンプ，渓流保全工，床固工	砂防えん堤工
宮城 6	二迫川	荒砥沢地区	—	—	—			
宮城 7	三迫川	沼倉地区	約 120	約 300	約 270		河道掘削，護岸工	砂防えん堤工
宮城 8	迫川	湯浜地区	約 200	約 1,000	約 2,160	水位計，監視カメラ	渓流保全工，床固工	砂防えん堤工
宮城 9	三迫川	沼倉裏沢地区	約 160	約 560	約 1,190	土石流センサー	河道掘削，護岸工	砂防えん堤工
宮城 10	迫川	川原小屋沢地区	約 170	約 400	約 210			

流部で発生した小河原地区および市野々原地区の天然ダムについては平成 18 年度に実施した LP データと被災後の LP データを比較することで各諸元を測定している。それ以外の地点については旧地形データとして 2.5 万分の 1 の地形図を用いている。今後，現在の地形に対する LP データの蓄積が進んでいるが有効利用のためにデータベース化が必要である。

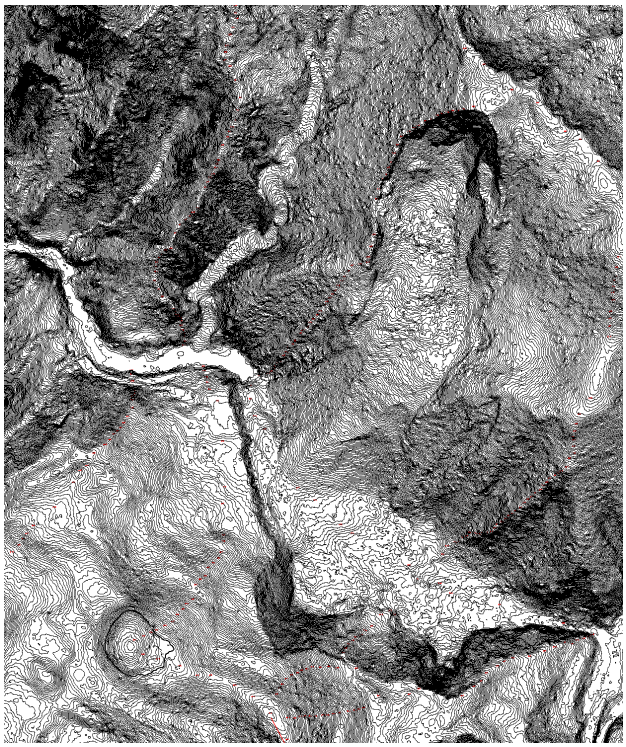
(2)　監視体制

表－6.3.1 に示すように規模が比較的大きい河道閉塞に対して，土石流センサー，水位計，雨量計，監視カメラによる監視が地震発生直後の 2008 年 6 月末から 7 月末にかけて開始されている。迫川では宮城県の雨量計（湯浜，温湯，駒ノ湯，耕英）や土石流センサー（温湯）と連携して監視を行っている。これら水位計や監視カメラのデータは東北地方整備局のホームページ [16]を通じて現在（2009 年 12 月）も公開されている。この監視は栗駒山系特定緊急砂防事業による砂防施設整備が終了するまで継続される予定である。

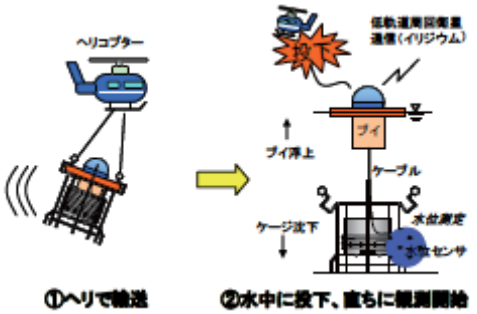
天然ダムにより堰き止められて，俄かにできた湛水湖では，上流からの流水により水位が上昇し，越流あるいは浸透破壊により天然ダムが崩壊し，下流への二次災害を発生させることが危惧される。そのため，湛水湖の水深変動を簡易かつ迅速に行うことが必要であるが，山間部で発生した天然ダムの水位計測のための水位計設置では，人の立ち入り，資機材の搬送，電源・通信施設の確保などの課題があり，迅速な対応には困難が伴う。迫川上流に位置する湯ノ倉温泉地区および湯浜地区では最寄りの国道 398 号線からのアクセスが悪いことから，監視は 2008 年 7 月に入ってから開始されている。両地区での水位観測は衛星通信を活用した「土研式投下型水位観測ブイ」[17]によって行われている。

本地震の天然ダムに対して独立行政法人土木研究所は山間部で発生し，人跡未踏といった天然ダムの水位計測のために，ヘリコプターから投下し，水位観測データの送信が可能な投下型水位観測ブイ（実願 2008-008836）を開発し，本地震において活用している。このブイに必要とされた機能は，①ヘリコプターで空輸し投下設置ができること，②人が地上に降り立っての機器調整が不要なこと，③水位計の測定範囲が十分あること，④ブイに通信装置，電源装置を収容できること，⑤衛星通信を利用してデータ伝送できること，⑥内臓バッテリーで必要期間駆動することなどである。

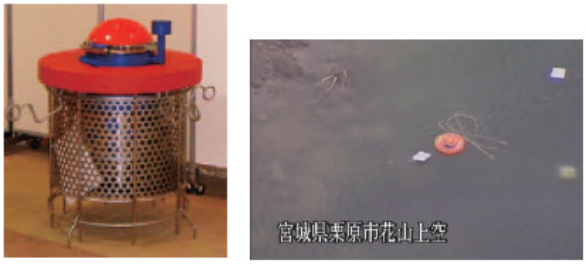
今回使用された投下型水位観測ブイは，図－6.3.3 あるいは写真－6.3.1 のように，ブイ，ケージ，ケーブル，水位センサーなどから構成され，運搬時はケージ内にブイが収容され，空輸し易くなっている。水中投下後はケージと水位センサーが河床に沈み，ブイはケージから分離して水面に浮上するとともに，ケージから水深に応じた長さのケーブルが繰り出される。観測された水位データは，ブイに収容された伝送装置から通信衛星を通じて，設定された時間間隔で管理者にメール配信される。今回使用された衛生通信方式は，数十機の低軌道衛星を使用しており，比較的狭隘な山間部でも安定した通信が確保でき，指向性アンテナが不要であったとのことである。今回使用した水位計の測定



図－6.3.2　湯ノ倉温泉地区の LP による地形図
（国土交通省東北地方整備局）



図－6.3.3　投下型水位観測ブイの設置方法 [17]



写真－6.3.1　投下型水位観測ブイの外観（左）
および設置後のブイ浮上状況（右）[17]

可能範囲は 10m であるので，この範囲で測定可能な水深の地点を探し，水面上 10m に降下したヘリコプターからケージを吊り降ろして着水，沈下させている（写真－6.3.1 参照）。

水位計が設置されたのは湯浜地区の天然ダムであるが，天然ダムの水位変動がリアルタイムで遠隔監視でき，最新の技術を駆使して効果的に行われた。湯浜，湯ノ倉の両地点の水位データは東北地方整備局のホームページ [16]を通じて現在（2009 年 12 月）も公開されている。陸上でのアクセスが困難な山間部において迅速に監視する手段の一つとして有用と思われる。

陸上でのアクセスが困難な地区があることや河道閉塞箇所が広範囲にわたっていることから，地震直後からヘリコプターによる監視も継続して行われている。地震発生後 1 年間で計 44 回実施され，降雨や雪解けによる出水状況にあわせて実施されている。標準的な飛行ルートは，花山ダムから迫川上流，荒砥沢ダム，沼倉地区からドゾウ沢上流，産女川上流から須川地区，磐井川上流から下流に至るものである。各地点における空撮写真は東北地方整備局のホームページ[16]を通じて現在（2009 年 12 月）も公開されている。

6.4 河道閉塞の復旧計画とその実施状況

表－6.3.1 に示した河道閉塞箇所に対して，国土交通省東北地方整備局は，

・直轄砂防災害関連緊急事業（直轄災関）：応急復旧および本復旧が対象で 2010 年 3 月まで。
・栗駒山系特定緊急砂防事業（直轄特緊）：砂防施設等の整備が対象で 2009 年から約 5 年間。

の事業を計画・実施している。ここでは主にこれらの国土交通省東北地方整備局による復旧について述べる。

なお，被災地の多くは国有林であり，河道閉塞を引き起こした斜面崩壊については林野庁東北森林管理局が復旧を行っている。川原小屋沢地区，荒砥沢地区，尿前川など一部の河道閉塞（図－6.1 中の地点番号 5-6，8-9，11，44-49 など）については林野庁東北森林管理局が河道掘削や砂防えん堤工などの対策[18]を実施している。

6.4.1 応急復旧および本復旧（直轄災関）

地震直後の 2008 年 6 月から 2010 年 3 月までに実施された国土交通省東北地方整備局による直轄砂防災害関連緊急事業の対象となった地点（表－6.3.1 に示す 9 箇所）について応急復旧と本復旧の概要を述べる。表－6.4.1 に各地点における工程の概要を示す。

(1) 市野々原地区（岩手 2）

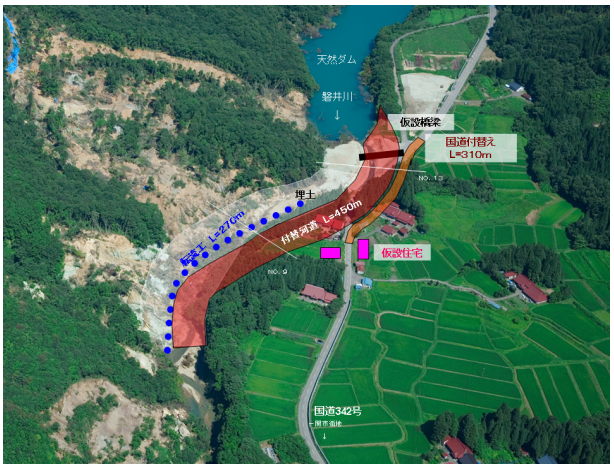
市野々原地区では，磐井川右岸の比較的緩斜面が地すべり的に崩壊し，併せて約 860m にわたって磐井川が堰き止められた。推定崩壊土量が 173 万 m^3 である上流側の市野々原の天然ダムの堤長は約 700m であり，磐井川流域では最大長である。地すべり性崩壊のため天然ダム堤体の乱れは比較的少なく，天然ダムの透水性は低いと推定できる。また，天然ダムの堤幅も広く，河床勾配も比較的緩やかであることから，長さ 1km を超える大きな堰止湖が発生しており，堰止湖の規模としては今回の地震で最大規模のものである。

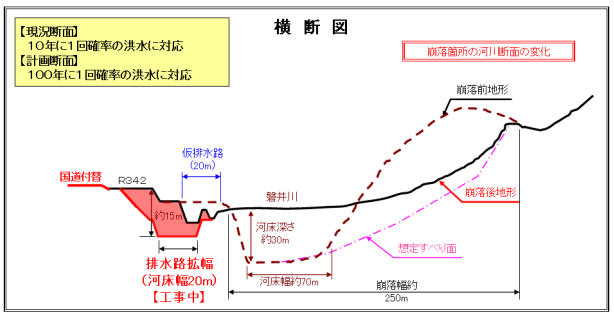
2008 年 6 月 17 日に応急復旧工事に着手している。同 6 月 19 日から 20 日にかけてポンプ 6 台を順次敷設および稼働を開始し，さらに並行して仮排水路の掘削を 24 時間体制で進めている。崩壊土を避ける形で左岸側の地山を掘削して排水路を施工している。同 6 月 21 日に仮排水路による通水を開始し，同 8 月 15 日に仮排水路が完成している。仮排水路の完成によって越流や堰止湖の大きな水位上昇は発生していない。

表－6.4.1 応急復旧の工程（国土交通省東北地方整備局）

地点番号	地区名	2008年 6	7	8	9	10	11	12	2009年 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	2010年 1	2	3
2	浅布地区																						
3	小川原地区																						
4	温湯地区																						
7	湯ノ倉温泉地区																						
10	湯浜地区																						
16, 17	沼倉裏沢地区																						
18	沼倉地区																						
24	産女川地区																						
27, 28	市野々原地区																						

：応急復旧　：本復旧





図－6.4.1 市野々原地区（岩手 2）の本復旧の平面・横断図
（国土交通省東北地方整備局）

写真－6.4.1 市野々原地区（岩手 2）の本復旧後の流路
（撮影：国土交通省東北地方整備局，2009/11/17）

2009 年 1 月 29 日に本復旧工事に着手している。図－6.4.1 に本復旧工事の平面および横断の模式図を示す。排水路を

拡幅するため平行する国道 342 号線の付替工事（L=310m）を行い，新たな河道（河床幅 20m，L=410m）を掘削し，2009 年 12 月 3 日には新河道への転流が行われている（写真－6.4.1）。

(2)　産女川地区（岩手 5）

磐井川の支流である産女川の河道閉塞は崩壊土砂量（約 1260 万 m^3）としては今回の地震では最大規模のものであり，産女川を約 260m にわたって堰き止めている。なお，左岸側の崩壊部源頭部から流下下端までの距離が約 2km と長くなっているのは，崩壊土の一部が土石流となって流下したためと思われる。

天然ダムへのアクセスは困難なため，2008 年 6 月 25 日より下流域の複数の既設砂防えん堤の除石を実施し，同 11 月 27 日に完了している。

(3)　浅布地区（宮城 2）

浅布地区では長さ約 220m にわたって一迫川が堰き止められた。堰止湖の長さは約 330m（2008 年 6 月 18 日撮影の航空写真 [3] より測定）であり，上流部側にある水無橋付近の落差はみえなくなっている。崩壊土は土砂が主体であるが，φ1.0m を越える巨レキも存在している。

2008 年 6 月 17 日に応急復旧工事を開始し，同 6 月 22 日には既設水路が，同 6 月 25 日には延長約 200m の仮排水路が通水している。同 8 月 29 日に仮排水路が完成している。

2009 年 2 月 17 日に本復旧工事に着手し，断面を拡大した本復旧の排水路（底面幅 30m，深さ 5.1m）工事を実施している（写真－6.4.2）。本復旧工事の内容は渓流保全工（L=188m），床固め工（1 基），帯工（1 基），根固め工であり，2010 年 2 月 17 日完成予定である。

(4)　小川原地区（宮城 3）

小川原地区では長さ約 520m にわたって一迫川が堰き止められた。堰止湖の長さは約 600m（2008 年 6 月 18 日撮影の航空写真 [3] より測定）であり，左岸側の水田の一部は冠水している（同 6 月 28 日）。崩壊土は川から約 100m 離れた国道 398 号線を越え，民家のすぐ脇まで堆積しており，崩壊土の流下距離が長い点が特徴である。崩壊土は土砂が主体であるが，φ1.0m を越える巨レキや倒木も存在している。

2008 年 6 月 17 日に応急復旧工事を開始し，同 6 月 27 日には延長約 475m の仮排水路が通水している。同 8 月 29 日に仮排水路が完成している。

2009 年 2 月 5 日に本復旧工事に着手し，断面を拡大した本復旧の排水路（底面幅 30m，深さ 5.0m）工事を実施している（写真－6.4.3）。本復旧工事の内容は渓流保全工（L=356m），帯工（2 基），根固め工であり，2010 年 2 月 17 日完成予定である。

(5)　温湯地区（宮城 4）

温湯地区では，一迫川沿いの急傾斜地で比較的小規模な斜面崩壊が多発し，崩壊土が流入しているが，大きな堰止湖は発生していない。

2008 年 6 月 27 日より 2 基の既設えん堤の除石工（約 20,000m^3）を実施し，同 10 月 20 日に完了している（写真－6.4.4）。同 10 月 24 日に発生した湯ノ倉温泉の大規模侵食では約 10 万 m^3 の土砂が流出したが，これらの対策によって温湯地区で流出土砂が捕捉され下流域への影響を防ぐこ

写真－6.4.2　浅布地区（宮城 2）の本復旧後の排水路
（撮影：国土交通省東北地方整備局，2009/12/11）

写真－6.4.3　小川原地区（宮城 3）の本復旧後の排水路
（撮影：国土交通省東北地方整備局，2009/12/11）

写真－6.4.4　温湯地区（宮城 4）の除石工
（撮影：国土交通省東北地方整備局）

とができた。この影響で満砂となったため，その後同 11 月に再度除石を実施している。

(6)　湯ノ倉温泉地区（宮城 5）

湯ノ倉温泉地区では長さ約 660m にわたって一迫川が堰き止められた。堰止湖の長さは約 700m（2008 年 6 月 28 日撮影の写真より測定）であり，湯ノ倉温泉の旅館の建物（2 階建て）は屋根だけが見える状態である。崩壊土砂量は 81 万 m^3 と推定されており，一迫川流域の河道閉塞では二番目の規模である。図－6.3.2 の LP よる被災後の地形と旧地形（2.5 万分の 1 地形図）の比較によると，天然ダム底部の長さは約 660m，最大高さは約 30m である。崩壊土は山頂付近の溶結凝灰岩とその下の凝灰岩からなり，土砂が主体であるが，φ1m を越える巨レキや倒木も多くみられる。湯ノ倉温泉では降雨の影響により越流が度々発生しており，天然ダムの天端標高 395.4m に水位が達した回数は 2008 年 11 月までに 5 回ある。同 10 月 24 日の越流時には大規模侵食が発生した。同 24 日 2:00～21:00 間の累加雨量が 106mm に達しており，これは地震以後最大の連続雨量となっている。この越流による天然ダムの侵食により，堰止湖の水位は 10m 程度低下した。

現地へのアクセス道路がなく，工事用道路の造成に時間がかかることから，当初は重機の搬入にヘリコプターを用いている。2008 年 7 月 5 日にポンプ排水を開始し，同 8 月 12 日には右岸側の仮排水路による通水を開始した。その後，2 本目の排水路が計画されていたが，水位が急激に上昇した 10 月 24 日に堤体が侵食された。これにより水位低下により天然ダムの浸透破壊に対する危険性は低くなったが，新たに形成された水路がさらに侵食される可能性があるため，ダム流下端部の耐侵食性を高めるための帯工を同 11 月 20 日に設置した。

本復旧でもさらに帯工を追加し 5 基を設置するとともに，左岸斜面の安定化のための斜面整形を実施し，2009 年 11 月 30 日に本復旧工事を終了している（写真－6.4.5）。

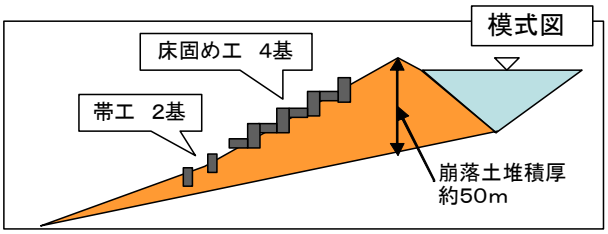
(7)　湯浜地区（宮城 8）

湯浜地区では長さ約 1,000m にわたって一迫川が堰き止められた。堰止湖の長さは約 500m（2008 年 6 月 16 日撮影の航空写真 [3] より測定）であるが，湛水量は約 785 万 m^3 であり一迫川流域の河道閉塞では最大規模である。また，崩壊土砂量は 216 万 m^3 と推定されており，これも一迫川流域の河道閉塞では最大規模である。崩壊土は軽石質凝灰岩，溶結凝灰岩を主として，φ50cm～200cm の岩塊が表面を覆っており，倒木も含まれている。越流した回数は 2008 年 11 月までに 5 回であり，越流回数は湯ノ倉温泉と同様であるが，越流時を除いて水位変化は小さい。湯浜地区では湯ノ倉温泉とは異なり，越流時に堤体が大きく侵食されることはなく，天然ダム表面に自然水路が形成されている。

湯浜は湯ノ倉温泉よりもさらにアクセスが悪く，地形が急峻であることから，2008 年 9 月 29 日に工事用道路の造成に着手し，そのまま冬季間の工事休止となった。2008 年度には水位観測や天然ダムの監視は行われているものの，応急復旧工事はなされていない。

本復旧は 2009 年春より実施し，湯ノ倉温泉同様に堤体下流部に床固め工（4 基），帯工（2 基）が設置され，2009 年 12 月 15 日に完成している（図－6.4.2）。

写真－6.4.5　湯ノ倉温泉地区（宮城 5）の本復旧後の排水路
（撮影：国土交通省東北地方整備局，2009/11/28）



図－6.4.2　湯浜地区（宮城 8）の本復旧断面の模式図
（撮影：国土交通省東北地方整備局，2009/10/30）

写真－6.4.6　沼倉地区（宮城 7）の本復旧後の流路
（撮影：国土交通省東北地方整備局，2009/11/6）

(8)　沼倉地区（宮城 7）

沼倉地区は三迫川左岸側の斜面崩壊によって生じた河道閉塞であり，行者の滝のすぐ上流部に位置している。斜面崩壊が発生した斜面の傾斜は約 19 度であり比較的緩い斜面となっているのが特徴である。また，閉塞土には岩塊等はほとんど認められず土砂が主体となっており，大量の流木が混在している。

2008 年 7 月 1 日より倒木処理や仮排水路整備に着手し，同 9 月 30 日に仮排水路が完成している。

2009 年 1 月 28 日に本復旧に着手し，渓流保全工（L=247m）を 2010 年 2 月 17 日に完了する予定である（写真－6.4.6）。

(9)　沼倉裏沢地区（宮城 9）

沼倉裏沢地区は御沢沿いの右岸側および少し下流の左岸側の斜面崩壊によって生じた河道閉塞であり，両者の崩壊土はほぼ連続している。上流側の沼倉裏沢の斜面崩壊は規模が比較的大きく，崩壊土量は約 119 万 m^3，天然ダムの堤長は約 560m と見積もられている。なお，下流の栗駒ダムでは 2008 年 6 月 21 日午前 0 時 30 分に約 37 万 m^3 の流入が観測されている [19]。このため，ダムの水位は約 90cm 上昇したが，事前に放流をして空容量を確保していたため下流への影響はなかった。ダムが砂防機能を果たした一例である。この流入の原因は沼倉裏沢の天然ダムの越流（写真－6.4.7）によると考えられている。実際，同 6 月 28 日時点では天然ダム表面に自然水路が形成されている。

2008 年 7 月 1 日より倒木処理や河道修正を実施しており，同 10 月 24 日に完了している（写真－6.4.8）。

6.4.2　今後の対策

本復旧に引き続き栗駒山系特定緊急砂防事業（直轄特緊）として，今後 5 年間の計画で砂防施設等の整備が実施される予定である。表－6.2.1 に示す 8 箇所（1 箇所は斜面対策）ではその下流部に砂防えん堤の設置が予定されている。これらの砂防えん堤の設置位置を図－6.4.3 に示す。なお，図には示していないが，磐井川・産女川（岩手県），迫川・三迫川（宮城県）では県による災害補助事業として砂防えん堤が計画されている。

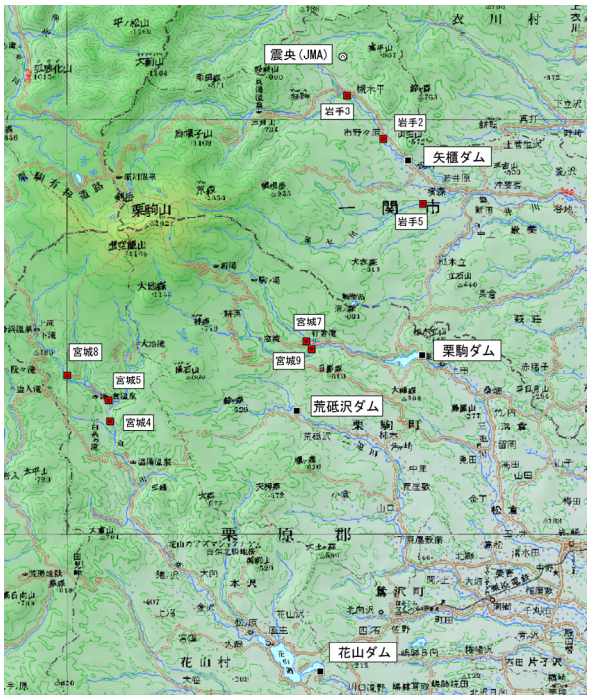
6.5　天然ダムの地盤工学的性質

斜面崩壊によって発生する天然ダムの性質は斜面崩壊の形態に影響される。市野々原地区のように地すべりブロックが堤体となる場合や湯浜・湯ノ倉地区などのように岩盤斜面の崩壊土が堤体となる場合もある。また，崩壊土にも巨レキや倒木が含まれている場合もあるなど，天然ダムの構成土は斜面崩壊の流下距離の影響も受けている。ここでは，比較的規模の大きい湯ノ倉温泉地区の天然ダムを一例として，天然ダムの地盤工学的性質について述べる。

湯ノ倉地区の崩壊土は左岸斜面の山頂付近の溶結凝灰岩とその下の凝灰岩からなる。土砂が主体であるが，φ1m を越える巨レキや倒木も多くみられる（写真－6.5.1）。崩壊土より採取した試料より得られた粒径加積曲線を図－6.5.1 に示す。図に示すように土砂には細粒分が多く含まれるこ

写真－6.4.7　沼倉裏沢地区（宮城 9）の越流状況
（撮影：国土交通省東北地方整備局，2008/6/20～21）

写真－6.4.8　沼倉裏沢地区（宮城 9）の復旧後の流路
（撮影：国土交通省東北地方整備局，2008/10/8）

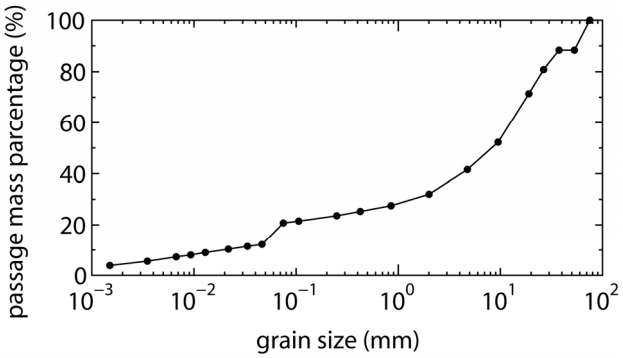


図－6.4.3　国土交通省（直轄特緊）による砂防えん堤の計画位置
（国土交通省東北地方整備局，地図はカシミール 3D を使用）

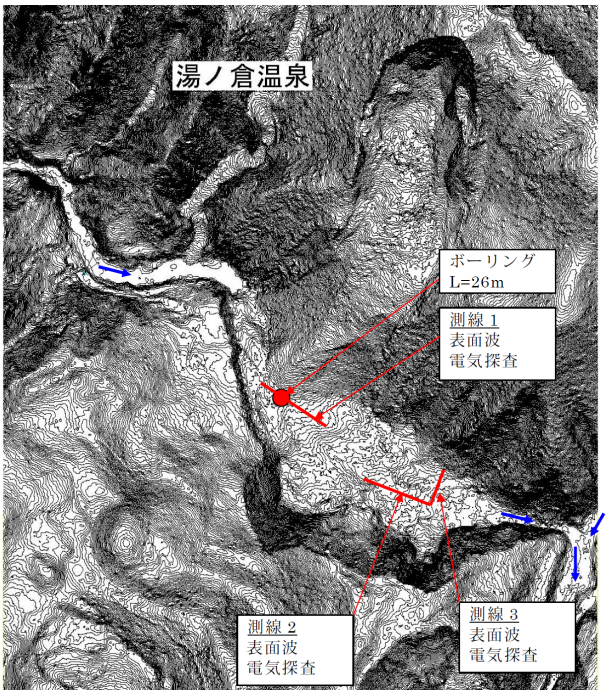
とがわかる。このため締固め試料に対する透水係数は 2.3×10^{-6} cm/s と小さい値なっている。

図－6.5.2 に示す堤体天端において 2009 年 10 月にボーリ

写真－6.5.1　湯ノ倉温泉地区の天然ダムの堤体表面
（撮影：株木宏明（東北大学），2008/7/20）

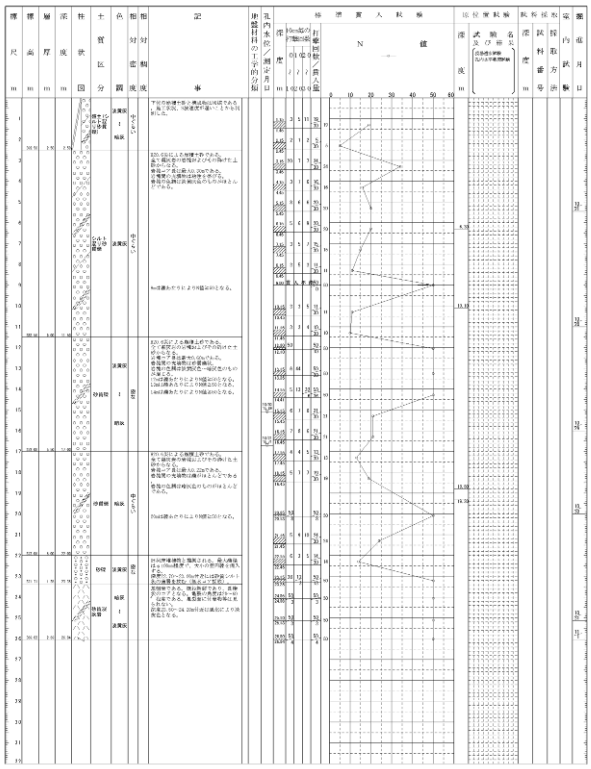


図－6.5.1　湯ノ倉温泉地区の崩壊土の粒度分布



図－6.5.2　湯ノ倉温泉地区におけるボーリング位置図

ングおよび原位置試験を実施した。ボーリング柱状図および標準貫入試験による N 値の深度分布を図－6.5.3 に示す。深度約 22m で旧河床堆積物が現れており，それ以浅が崩壊



図－6.5.3　湯ノ倉温泉地区におけるボーリング柱状図

土で構成されている。N 値の分布に示すように表層 10m 程度はレキ当たりも少なく N 値は 10～20 程度である。なお，表層 2m 程度は復旧工事において堤体を整形した影響があり乱れている可能性がある。深度 10m 以深ではレキ当たりが多くなり，深度 17m あたりで再び N 値が 20 前後となっている。これより表層 10m の範囲では径の大きい岩塊が少ないが，これより深い深度では岩塊の比率が大きくなっていると思われる。図－6.5.2 に示すように調査地点は崩壊した斜面の直下に位置していることから，斜面崩壊によって発生した岩塊が先に堆積し，その後，比較的粒径の小さい崩落土が堆積した可能性がある。また，同ボーリング孔を用いて実施したダウンホール法による PS 検層の結果，N 値の深度分布に対応して，表層 10m では S 波速度が 340m/s であるが，それ以深では 540m/s と大きくなっている。2008 年 10 月 24 日の大規模侵食では，堤体が 15m 程度低くなっており，表層の土砂分の多い比較的緩い層に加えて岩塊の多い比較的堅い層も侵食されたと考えられる。

6.6　荒砥沢ダム上流部の地すべり近傍の天然ダム

荒砥沢ダム上流部の大規模地すべり近傍では，地すべり発生直後，複数の天然ダムが形成されたが，その後の降雨などの影響により地すべり土塊を取り囲むように多くの堰止湖が形成されている。しかしながら，地震直後には確認できなかった天然ダム（地すべり土塊の東側）については，4 学協会報告書 [1]では記述されていない。そこで，ここでは地震直後には確認できなかった天然ダムを含めて，大規模地すべり近傍での天然ダムについて整理する。

これら天然ダムの多くは地すべり土塊の末端部に集中して認められた。本地域では，小規模な河川が地すべり土塊によって閉塞された影響で形成された小規模な天然ダムが多く，地すべり土塊を囲む様に U 字状に分布する。

荒砥沢地すべり近傍の天然ダムは小規模なこと，周辺には人家はなく，下流側には荒砥沢ダムがあること等から河道閉塞に対する対策は取られていない。

以下に荒砥沢地すべりで発生した 8 箇所の天然ダムの記録を示すとともに，図－6.6.1 にそれらの位置を示す。

(1)　土塊東側天然ダム①（写真－6.6.1）

右ヨモギクボ沢が地すべり土塊によって閉塞されたために形成された天然ダム。震災翌日の 2008 年 6 月 15 日の写真では確認できない。

(2)　土塊東側天然ダム②（写真－6.6.2）

右ヨモギクボ沢の支流が地すべり土塊によって閉塞されたために形成された天然ダム。震災翌日の 2008 年 6 月 15 日の写真では確認できない。

(3)　土塊東側天然ダム③（写真－6.6.3）

右ヨモギクボ沢の支流が地すべり土塊によって閉塞されたために形成された天然ダム。震災翌日の 2008 年 6 月 15 日の写真では確認できない。

(4)　土塊東側天然ダム④（写真－6.6.4）

荒砥沢地すべりの東側に位置する天然ダム。大きな沢を閉塞された結果にできた天然ダムではなく，移動土塊が山

写真－6.6.1　天然ダム①を下流側（南側）から撮影

写真－6.6.2　天然ダム②を西側から撮影

図－6.6.1　荒戸沢天然ダム近傍天然ダム位置図（背景には国土地理院 [3] の空中写真使用）

写真－6.6.3　天然ダム③を西側から撮影

写真－6.6.4　天然ダム④を下流側から撮影

にぶつかった際にできた凹地に水が貯まった天然ダム。震災翌日の 2008 年 6 月 15 日の写真では確認できない。

(5)　シツミクキ沢天然ダム⑤（写真－6.6.5）

荒砥沢地すべり土塊の西側に位置する天然ダム。地すべり土塊西側から流れるシツミクキ沢が地すべり土塊により閉塞された影響で形成された。今回，荒砥沢地すべりによって形成された天然ダムの中で最も規模が大きい。震災翌日の 2008 年 6 月 15 日の写真には映っているが，2008 年 6 月 21 日に現地調査に行った際には既に決壊していた(写真－6.6.6)。

(6)　土塊西側天然ダム⑥（写真－6.6.7）

本天然ダムは，移動土塊内に位置する。元々ヒアシクラ沢が流れていた沢上に位置することから，ヒアシクラ沢閉塞による天然ダムとみることができる。後日決壊し，天然ダム内の水はすべて流出した。

(7)　土塊西側天然ダム⑦（写真－6.6.8）

本天然ダムは, 移動土塊と山地斜面の境界部に位置する。⑥同様に元々ヒアシクラ沢が流れていた沢上に位置することから，ヒアシクラ沢閉塞よる天然ダムとみることができる。震災翌日の 2008 年 6 月 16 日の写真では確認できないことから，斜面からの水の供給もあったと推定される。

(8)　土塊西側天然ダム⑧（写真－6.6.9）

ヒアシクラ沢が地すべり土塊によって閉塞された影響で形成された天然ダム。震災翌日の 2008 年 6 月 15 日の写真には映っているがその後の土砂流入により著しく形が変形した。

写真－6.6.5　天然ダム⑤を下流側から撮影

写真－6.6.6　天然ダム⑤閉塞部（決壊部は大きくえぐれている）

写真－6.6.7　天然ダム⑥を上流側から撮影

写真－7.6.8　天然ダム⑦を東側から撮影

写真－6.6.9　天然ダム⑧を東側から撮影

謝辞

河道閉塞の監視および復旧に関する資料は国土交通省東北地方整備局よりご提供頂いた。斜面崩壊に関する文献に関しては，国土技術政策総合研究所地震防災研究室の片岡正次郎主任研究官にご協力頂いた。湯ノ倉温泉地区での天然ダム堤体の地盤調査は，科学研究費（課題番号 21360220）および（社）東北建設協会による平成 20 年度技術開発支援制度の援助のもと，国土交通省東北地方整備局北上川下流河川事務所および応用地質株式会社東北支社にご協力頂いた。ここに記して感謝いたします。

参考文献

1) 平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査委員会：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震災害調査報告，2009.6
2) 国土交通省東北地方整備局：直轄砂防災害関連緊急事業記者発表，平成 20 年 6 月 19 日
3) 国土地理院 HP : http://zgate.gsi.go.jp/iwate2008/index.htm
4) Tokida, K.: Natural dams built by sliding failure of slope during the Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008, Pro. o f International Symposium on Prediction and Simulation Methods for Geohazard Mitigation, No.111, 2009.
5) 常田賢一：地震時の天然ダムと土石流の発生特性に関する考察, 第 30 回地震工学研究発表会, No.5-0008, 2009.
6) 内田太郎，片岡正次郎，岩男忠明，松尾修，寺田秀樹，中野泰雄，杉浦信男，小山内信智：地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，No.204，2004.
7) 田畑茂清，水山高久，井上公夫：天然ダムと災害，古今書院，2002.
8) 井上公夫，南哲行，安江朝光：天然ダムによる被災事例の収集と統計的分析，昭和 62 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.238-241，1987.
9) 建設省中部地方建設局：昭和 61 年度地震後対策調査検討業務報告書,（財）砂防・地すべり技術センター, pp.119, 1987.
10) 国土交通省北陸地方整備局：新潟県中越地震－北陸地方整備局のこの一年－，第 3 章　第 12 節　芋川河道閉塞対策，2005.
11) 国土交通省北陸地方整備局：平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震芋川河道閉塞における対応状況，2004.
12) 国土交通省東北地方整備局：災害現地対策本部　活動通信，No.1～No.40，平成 20 年 6 月 23 日
13) 国土交通省東北地方整備局：直轄砂防災害関連緊急事業記者発表，平成 20 年 6 月 25 日
14) 国土交通省東北地方整備局：直轄砂防災害関連緊急事業記者発表，平成 20 年 7 月 16 日
15) 国土交通省東北地方整備局：岩手・宮城内陸地震発生から 1 年～東北地方整備局における災害への対応状況について～，2009.6
16) 国土交通省東北地方整備局：岩手・宮城内陸地震関連情報，http://www.thr.mlit.go.jp/
17) 独立行政法人土木研究所：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震被害調査報告，土木研究所資料，第 4120 号，pp.63-64，2008.12
18) 林野庁東北森林管理局：平成 20 年岩手・宮城内陸地震災害復旧対策の取組状況（平成 21 年 11 月 27 日），http://www.tohoku.kokuyurin.go.jp/
19) 宮城県：http://www.pref.miyagi.jp/kikitaisaku/saigai_index.htm

7. 宅地地盤

7.1 はじめに

2008 年 6 月 14 日にマグニチュード（M_{JMA}）7.2 の岩手・宮城内陸地震が発生し，最大震度 6 強を観測した岩手県奥州市と宮城県栗原市の両市を中心に，**写真－7.1.1** に示すように宅地に甚大な被害が生じた。この被害の発生状況を把握し，二次災害を軽減・防止し住民の安全の確保を図ることを目的に，6 月 15 日～12 月 16 日の 11 日間にかけて 53 名の被災宅地危険度判定士により，宮城県栗原市 55 件，奥州市 360 件，西和賀町 2 件の合計 417 件の危険度判定が行われた。

この論文では，被災宅地危険度判定士による宅地擁壁，宅地地盤，のり面・自然斜面等の被害状況の判定の際に用いた調査票の結果を分析し，さらにこれまでの 1995 年兵庫県南部地震，2004 年新潟県中越地震および 2007 年新潟県中越沖地震との比較を行い被害の特徴を明らかにし，今後の宅地防災対策のあり方について検証する。

写真－7.1.1 宮城県栗原市鶯沢工業高校の盛土の崩落

7.2 被災宅地危険度判定士の調査内容および分析方法

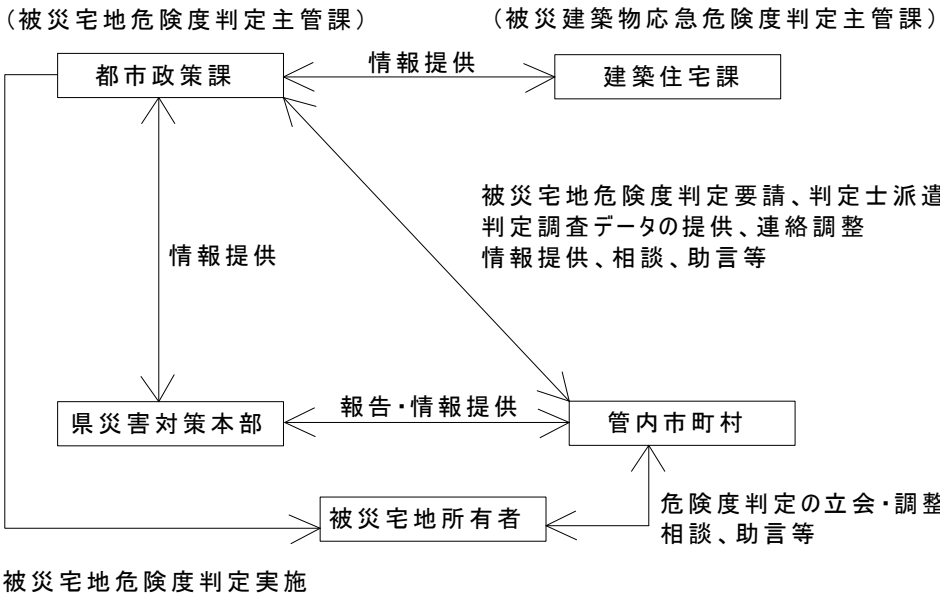
(1) 判定調査事務の流れ

図－7.2.1 は，岩手県および宮城県の調査事務の流れを示したものである。この図から，岩手県及び宮城県の都市政策課が中心となって県災害対策本部と被災建築物と被災宅地との調整を図り，建築住宅課が中心となっている被災建築物応急危険度判定士との情報交換をしながら被災した管内市町村からの要請を受けて判定士を派遣し，判定調査結果データの提供や相談・助言に至るまで被災宅地所有者に適切な避難指示・勧告を行っていることがわかる。

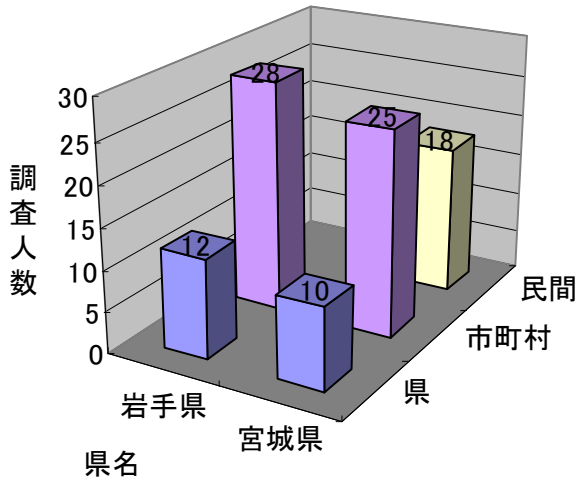
(2) 判定調査内容

岩手・宮城内陸地震被害調査では，**図－7.2.2**に示すように岩手県が県職員12名，市町村職員28名の計40名，宮城県が県職員10名，市町村職員25名，民間18名の計53名で被災宅地危険度調査を行った。

被害調査の実施日及び実施期間は，**表－7.2.1** に示すように岩手県奥州市と西和賀町で 10 日間，宮城県栗原市で 1 日間実施した。被害調査件数は，宮城県と岩手県を合わせると**図－7.2.3** に示すように，危険（ステッカーの色：赤）40 件，要注意（黄）53 件，調査済（青）352 件の合計 445 件である。調査方法は，宅地の宅地擁壁，宅地地盤，のり面・自然斜面等の被害状況判定を「被災宅地危険度判定士危険度判定ファイル」[1]の「擁壁・のり面等被害状況調査・危険度判定票」を用いて被害が大きい場所から順番に行った。



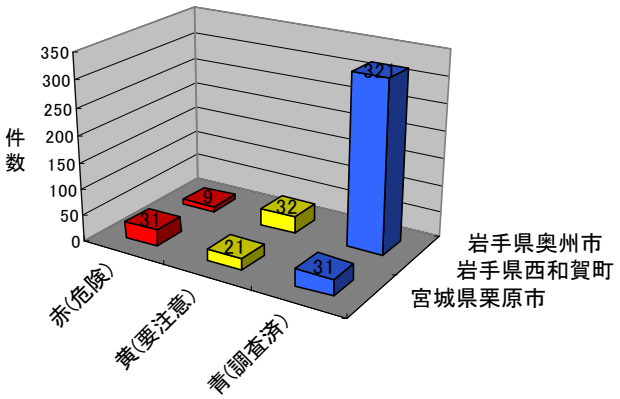
図－7.2.1 調査事務の流れ



図－7.2.2　調査事務の流れ

表－7.2.1　市町村別被害調査の実施日及び実施期間

番号	市町村名	調査実施日	調査延べ日数
1	岩手県奥州市	6 月 15 日～20 日， 7 月 7 日，9 日 11 月 18 日，12 月 16 日	10 日
2	岩手県西和賀町		
3	宮城県栗原市	6 月 20 日	1 日
合　計			11 日



図－7.2.3　被害調査件数

(3)　判定調査結果の分析方法

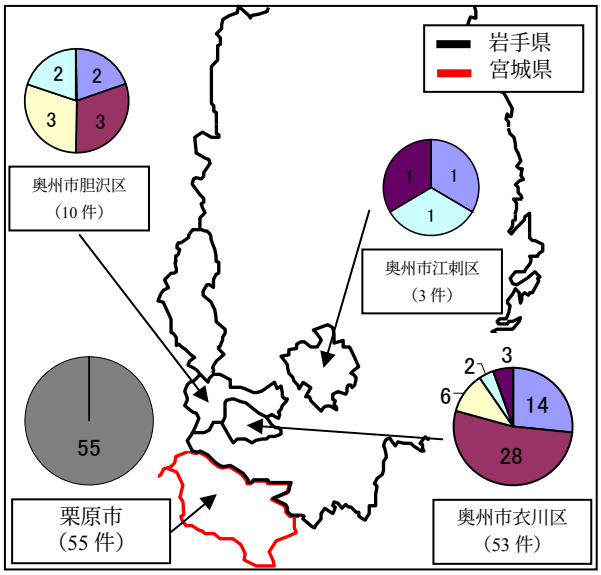
調査結果は，1 件分の調査票に複数回答している調査票を複数件数として集計しているため，調査結果を整理するにあたっては，調査票 1 部を 1 件として扱った。調査票の作成は，講習会を受けた各判定士が行っている。しかし，既存不適格な建築ブロックを擁壁として用いているものを L（逆 T）型擁壁として計上しているために，被災した擁壁のうちコンクリート系が約半数を占める結果となっていることがわかった。そこで，調査票に添付している写真から著者が精査し直したものを用いた。

図－7.2.4，**図－7.2.5** に示す宅地被災個所は，宮城県栗原市の被害宅地危険度判定士の調査票の情報提供がなかったことから，岩手県内の 362 件のみを対象とした。合計 417 件から 55 件を除く調査結果（362 件）は，1 件分の調査票に複数回答している調査票を複数件数として集計しているため，調査結果を整理するにあたっては，調査票 1 部を 1 件として扱った。

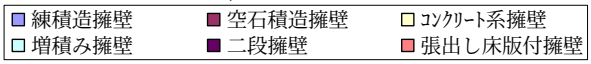
調査票の各調査項目は，集計を行うに当って以下の事項に注意する必要がある。

(a)　調査票の各調査内容に記載のないものは，各調査内容の集計から棄却するため，調査票の母数より，少ない集計結果となる場合がある。

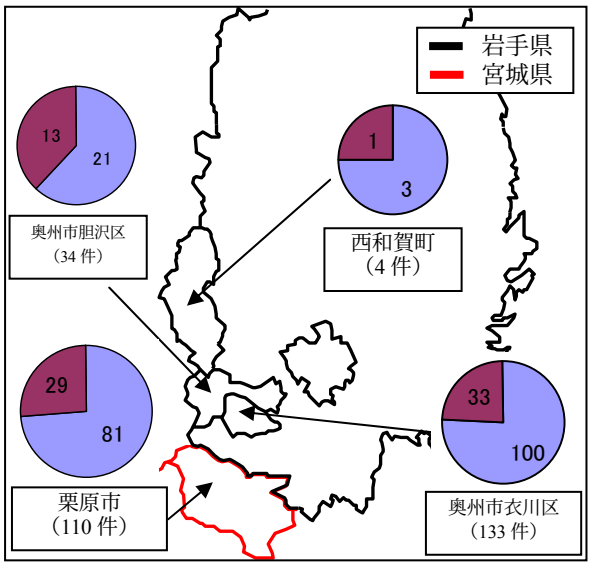
(b)　調査票の各調査内容が重複するものは，反映して集計を行うため，調査票の母数より，集計結果が多くなる場合がある。



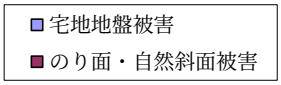
※グラフ中の数値は，宅地擁壁の被災件数を示す。



図－7.2.4　宅地擁壁被害



※グラフ中の数値は，住宅／のり面・自然斜面の被災件数を示す。



図－7.2.5　宅地地盤／のり面・自然斜面地震被害

7.3　宅地擁壁被害分析

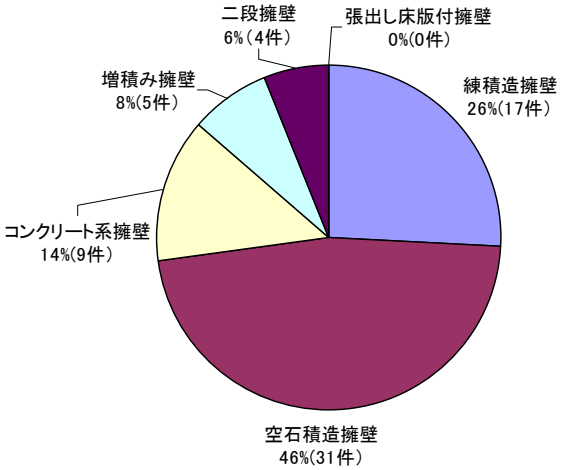
宅地擁壁被害調査は，**図－7.2.4** に示すように岩手県内において実施した調査票数である 362 件の内，被害程度が大及び中の調査票である奥州市衣川区 53 件, 奥州市胆沢区 10 件，奥州市江刺区 3 件総数 66 件について行った。ここで調査票数では，奥州市衣川区 49 件，奥州市胆沢区 8 件，奥州市江刺区 1 件総数 58 件であるが, 被害内容が 1 件でも複数あるため 66 件になっている。宅地擁壁の被害調査結果を取りまとめるにあたっては，**表－7.3.1** に示すように調査票総数から，被災した件数，奥州市衣川区 53 件，奥州市胆沢区 10 件，奥州市江刺区 3 件総数 66 件について集計を行う。**図－7.2.4** は，各市町村での被害件数を円グラフで示し，それぞれの宅地擁壁の種類を区分したものである。この図から被害のほとんどが練石積造擁壁及び空石積造擁壁となっていることがわかる。空石積造擁壁など既存不適格擁壁のものは，全数（絶対数）が少なくても被害程度が傾斜・倒壊に至るなど被害発生率が高い。一方，L 型擁壁や練石積造擁壁の場合は全数が多いのに対し，他の形式の擁壁と比較すると被害発生率が少ない傾向にある。

表－7.3.1　調査票数に対する被災件数

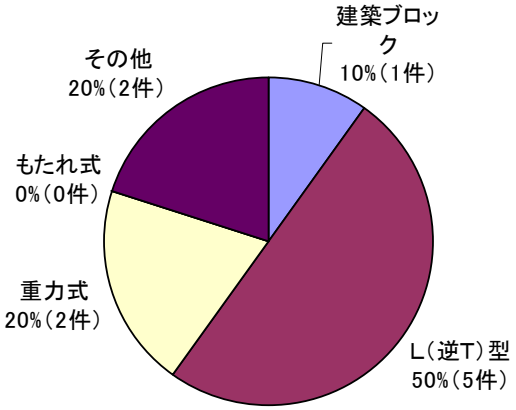
市町村名	調査票数	被災件数
奥州市衣川区	295	53
奥州市胆沢区	64	10
奥州市江刺区	1	3
合計	360	66

(1)　宅地擁壁の種類

宅地擁壁の種類は，**図－7.3.1** からわかるように空石積造擁壁が非常に多く 46%を占め，練石積造擁壁が 26%，コンクリート系擁壁が 14%である。練石積造擁壁は，コンクリートブロックが 77%（14 件）を占め非常に多く，間知石が 6%（1 件）と少なくなっている。空石積造擁壁は，くずれ石積が 45%（14 件），玉石積が 32%（10 件），間知石が 10%（3 件）となっている。コンクリート擁壁は，逆 T 型を含む L 型擁壁 50%（プレキャスト 1 件, 現場打ち 1 件），重力式が 20%となっている。また，増積擁壁の被害は全体の 8%（5 件）程度であった。



図－7.3.1　被災擁壁の種類別分類（総件数 66 件）



注 1)　調査票 1 件で，2 つ以上の分類に記入がある場合，グラフ内の合計数は調査票件数（分母）より大きくなる。

図－7.3.2　コンクリート系擁壁（10 件）の種類別細分類

(2)　宅地擁壁裏込め地盤の種類

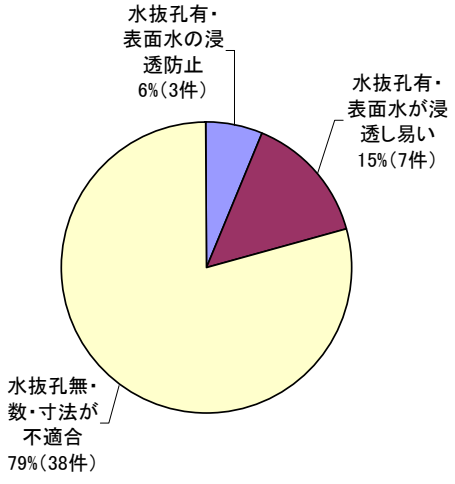
宅地擁壁裏込め地盤の種類は，不明箇所 0%（0 件）を除いて切土地盤が 20%（1 件）しかなく，残り 80%（4 件）が盛土地盤となり地盤の影響を強く受けていることがわかる。

(3)　宅地擁壁擁壁上盤の建物の影響

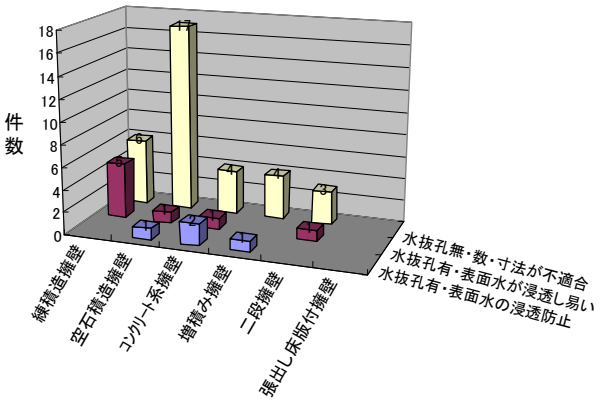
宅地擁壁の被害は，宅地擁壁の上部の地盤に住宅があるものがほとんどで，下部の地盤に住宅があるものはなかった。

(4)　宅地擁壁の水抜き孔の状況

宅地擁壁は，**図－7.3.3** に示すように水抜き孔を設置しているものが 21%しかなく，残り 79%が設置していないことがわかった。しかし，地震の前に降雨が少ないことから宅地擁壁背面の地下水位が崩壊に影響を及ぼしたかは不明である。



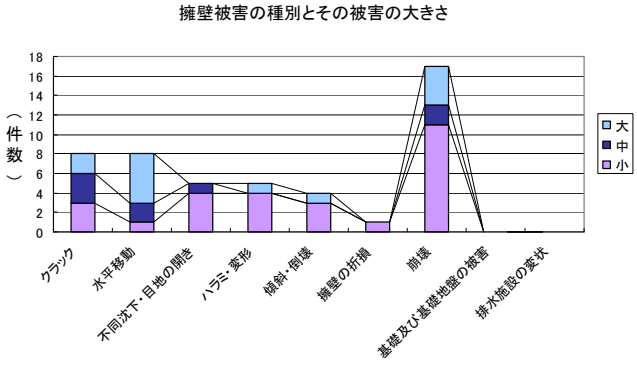
図－7.3.3　宅地擁壁の水抜き穴の状況（48 件）



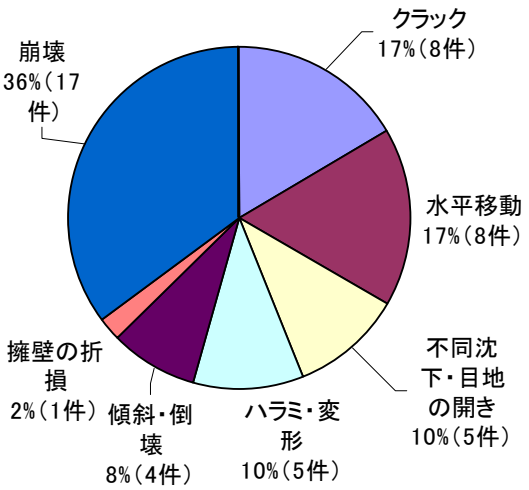
図－7.3.4　宅地擁壁の種類と水抜き孔の状況の関係

(5)　擁壁被害の分類（48 件）

宅地擁壁の被害は，**図－7.3.5** 及び**図－7.3.6** に示すように崩壊が 36%，クラックが 17%，水平移動が 17%となっている。



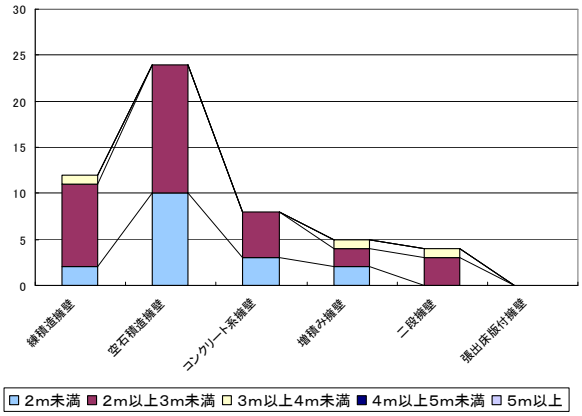
図－7.3.5　宅地擁壁被害の種類と被害程度



図－7.3.6　宅地擁壁の被害種類別と被害程度（48 件）

(6)　宅地擁壁種類毎の高さ別分類

宅地擁壁の高さは，**図－7.3.7** に示すように全体的に 2m 以上 3m 未満の擁壁が被害を受けているものが多く，空石積造擁壁で 45%，練石積造擁壁で 23%を占めている。一方，空石積造擁壁では高さが 2m 未満のものが 42%を占めており，被害率も高くなっている。



図－7.3.7　宅地擁壁の種類毎の高さ別分類

7.4　宅地地盤被害分析

被害調査結果を取りまとめるにあたっては，**表－7.4.1** に示すように調査票総数から，被災した件数の奥州市衣川区 74 件，奥州市胆沢区 16 件，西和賀町 2 件の総数 92 件について集計を行った。

図－7.2.5 は，各市町村での被害件数を円グラフで示し，それぞれの住宅被害が生じた件数を集計したものである。

表－7.4.1　調査票数に対する被災件数

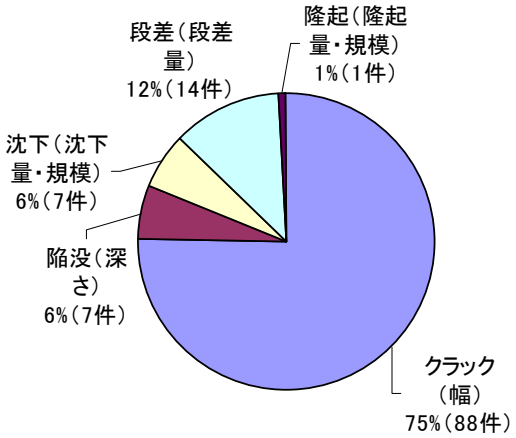
市町村名	調査票数	被災件数
奥州市衣川区	227	74
奥州市胆沢区	58	16
西和賀町	2	2
合計	287	92

(1)　宅地地盤の種類

宅地地盤の地盤種類の岩盤系では 6 件の内，不明箇所 83%（5 件）を除いて軟岩が 17%（1 件），硬岩 0%（0 件）を占め，土砂系では 59 件の内，不明箇所 14%（8 件）を除いて砂質土が 20%（12 件），礫質土 25%（15 件），粘性土 41%（24 件）であり，土砂系による被害件数が多く，地盤の影響を強く受けていることがわかる。

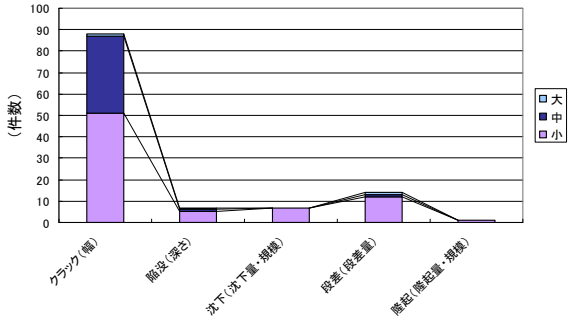
(2)　宅地地盤被害の分類（117 件）

宅地地盤被害は，**図－7.4.1** 及び**図－7.4.2** に示すようにクラック（幅）による被害が 75%を占め，段差（段差量）が 12%，陥没（深さ）と沈下（沈下量・規模）が 6%となっている。



注 1)　大，中，小は，被害の程度を示す。

図－7.4.1　宅地地盤被害の種類と被害程度



図－7.4.2　宅地地盤の被害種類別と被害程度

7.5　のり面・自然斜面被害分析

被害調査結果をとりまとめるにあたっては，**表－7.5.1** に示すように調査票総数から，被災した件数の奥州市衣川区 74 件，奥州市胆沢区 16 件，西和賀町 2 件の総数 33 件について集計を行う。

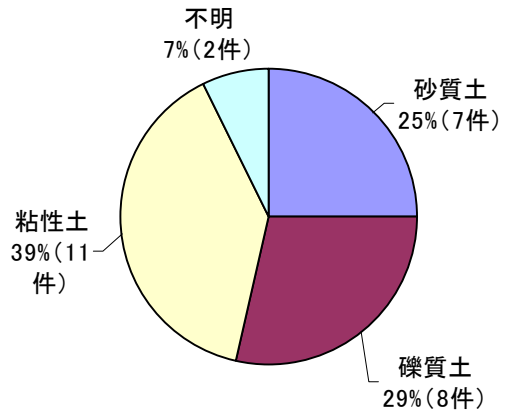
図－7.2.5 は，各市町村での被害件数を円グラフで示し，それぞれののり面・自然斜面の被害件数を集計したものである。

表－7.5.1　調査票数に対する被災件数

市町村名	調査票数	被災件数
奥州市衣川区	227	23
奥州市胆沢区	58	9
西和賀町	2	1
合計	287	33

(1)　のり面・自然斜面の地盤種類

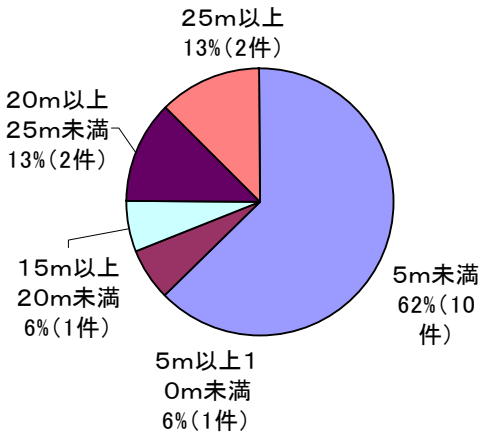
のり面・自然斜面の地盤種類は，**図－7.5.1** からわかるように岩盤系の不明箇所が 2 件で，土砂系では 28 件の内，不明箇所 7%（2 件）を除いて砂質土が 25%（7 件），礫質土 29%（8 件），粘性土 39%（11 件）であり，土砂系による被害件数が多く地盤の影響を強く受けていることがわかる。



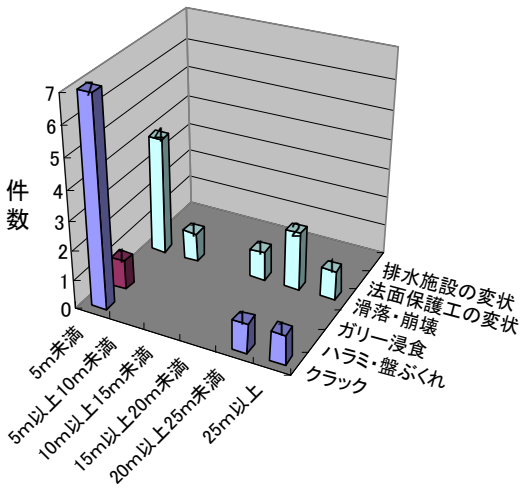
図－7.5.1　のり面・自然斜面の地盤種類（28 件）

(2)　のり面高及びのり面長の影響

のり面・自然斜面の被害は，**図－7.5.2** に示すようにのり面高状況の 5m 未満が 62%を占め，のり面長でも同様に 5m 未満が 47%（7 件）を占めており，5m 未満ののり面による災害が半数以上を占めている。10m 未満ののり面では，のり面安定解析を行っていないことやのり面勾配が急であることも原因の 1 つと考えられる。**図－7.5.3** はのり面被害とのり面高さの関係を示している。この図から，のり面高さ 15m 以上で滑動・崩落の多いことがわかる。



図－7.5.2　のり面高及びのり面長の影響（16 件）



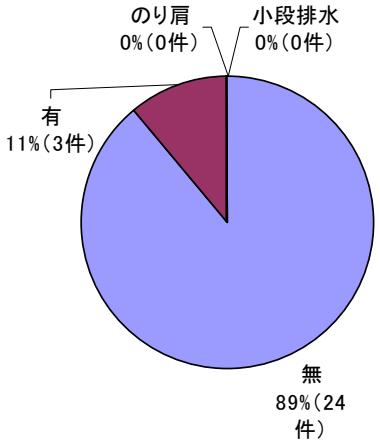
図－7.5.3　のり面被害とのり面高の関係

(3)　オーバーハングによるのり面への影響

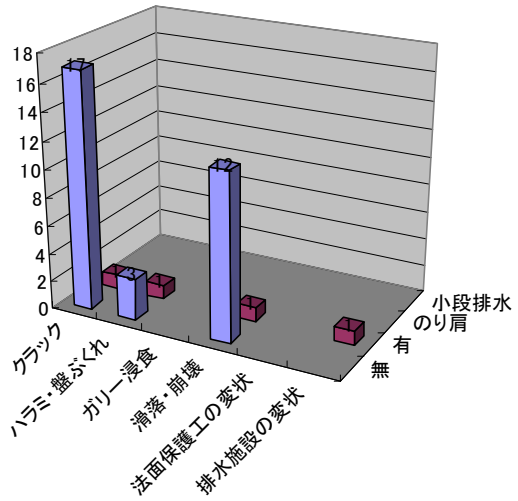
　のり面・自然斜面被害は，オーバーハングを有する場合が 19%（5 件），無しの場合が 81%（21 件）である。住宅周辺ののり面は，未整備（オーバーハング）の斜面を整備することが前提であるが 2 割程度，未整備の斜面が残っている事が分かる。

(4)　排水施設によるのり面への影響

　排水施設によるのり面の被害は，**図－7.5.4** に示すように排水施設を有さないのり面による被害が 89%を占めていることがわかった。**図－7.5.5** は，のり面被害と排水施設の関係を示したもので，排水施設の無いものの被害が非常に多く，特に滑動･崩壊の大被害を生じているものが多い。しかし，地震の前に降雨が少ないことから，排水施設の有無が影響を及ぼしたかは不明である。



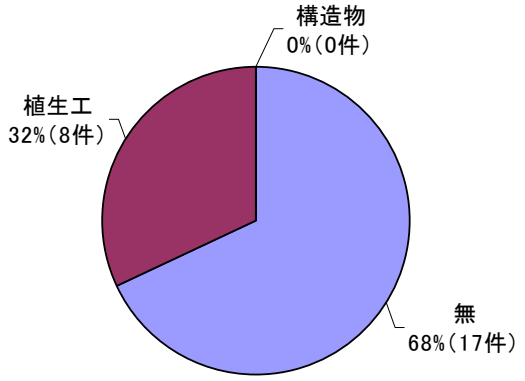
図－7.5.4　排水施設によるのり面への影響（27 件）



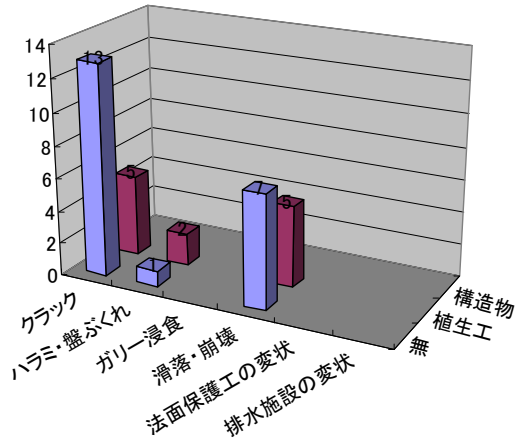
図－7.5.5　のり面被害と排水施設の関係

(5)　のり面保護工によるのり面への影響

　のり面保護工による宅地の被害は，**図－7.5.6** に示すように保護工を有さないのり面による被害が 68%を占めており，排水施設の有無と同様にのり面保護工の有無に大きく影響があると考えられる。**図－7.5.7** は，のり面被害とのり面保護工の関係を示したものである。この図から，構造物や植生工があるものはのり面被害が少なく，排水施設と同様に地下水の上昇により滑動・崩壊が多くなったと考えられる。



図－7.5.6　のり面保護工によるのり面への影響（25 件）



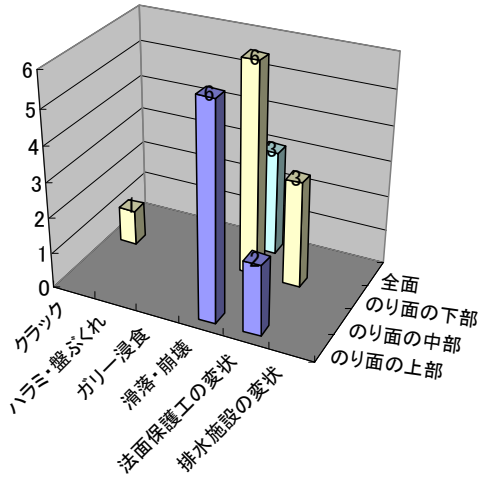
図－7.5.7　のり面被害とのり面保護工の関係

(6)　湧水箇所ののり面への影響

　湧水箇所ののり面被害は，22 件の内 3 件（14%）に過ぎない。このことは，地震の前に降雨が少ないために湧水が生じていないと考えられる。

(7)　住宅への影響

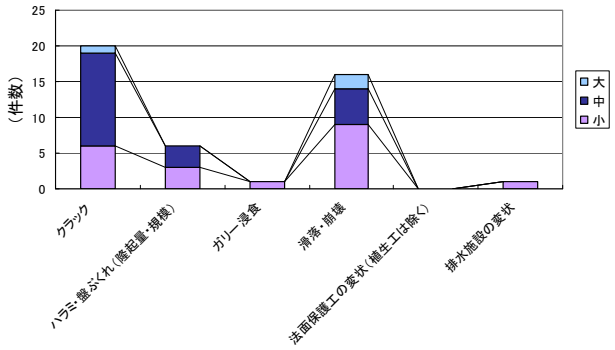
　のり面の被害は，のり面の上部に住宅があるものが下部に住宅があるものの約 4 割程度多く，住宅荷重の影響を直接に受けていると考えられる。また，のり面のわずかな変状でも住宅被害を生じると考えられる。



図－7.5.8　のり面被害と被害箇所の関係

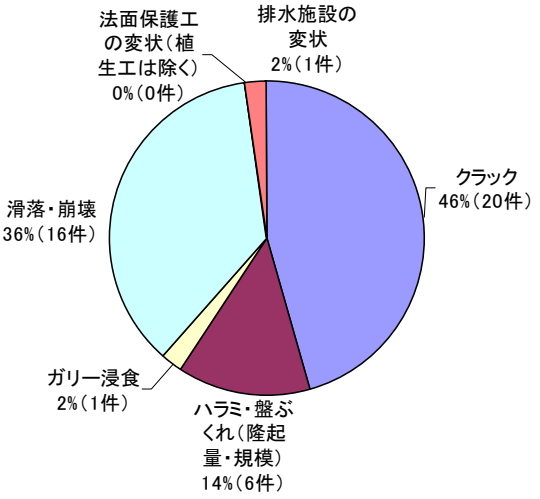
(8)　のり面・自然斜面被害の分類（44 件）

のり面・自然斜面の被害は，**図－7.5.9**，**図－7.5.10** クラック（幅）による被害が 46%を占め，ハラミ・盤ぶくれ（隆起量・規模）が 14%，ガリー浸食が 2%，滑落・崩壊が 36%となっている。なお，この集計は全数 33 件に 11 件の重複項目を加えた 44 件を母数として分類した。



注 1)　大，中，小は，被害の程度を示す。

図－7.5.9　のり面・自然斜面被害の種類と被害程度



図－7.5.10　のり面・自然斜面の被害種類別と被害程度（44 件）

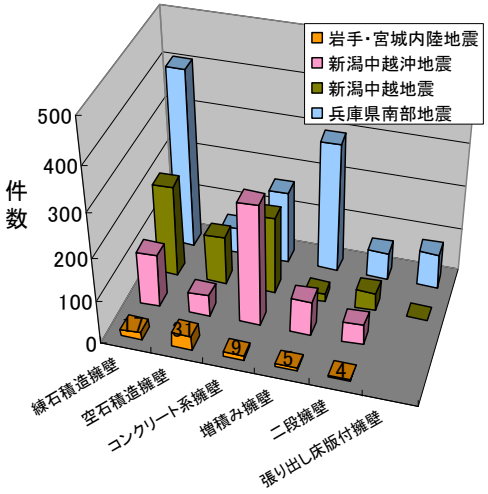
7.6　既往**地震との比較**

(1)　宅地擁壁の比較

図－7.6.1 は，岩手・宮城内陸地震 66 件と兵庫県南部地震 1,085 件，新潟県中越地震 561 件，新潟県中越沖地震 576 件について宅地擁壁被害の種類を対比したものである。岩手・宮城内陸地震では，他の地震に比較して空石積造擁壁の割合が多く，練石積造擁壁の被害が少ないことが分かる。

表-7.6.1　過去の被災宅地擁壁の種類件数

	岩手・宮城内陸地震	新潟中越沖地震	新潟中越地震	兵庫県南部地震
練石積造擁壁	17	122	211	411
空石積造擁壁	31	48	111	61
コンクリート系擁壁	9	279	178	168
増積み擁壁	5	80	18	299
二段擁壁	4	47	42	64
張り出し床版付擁壁			1	82
計	66	576	561	1085

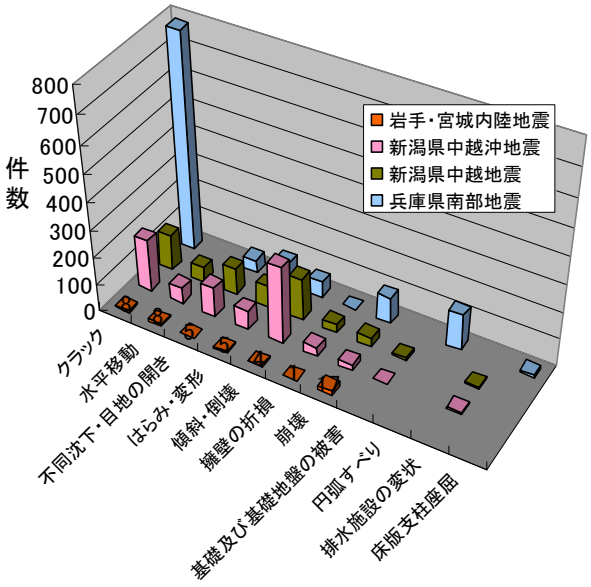


図－7.6.1　過去の被災宅地擁壁の種類

また，被害宅地擁壁の変状項目の分類は**図－7.6.2** に示すように，岩手・宮城内陸地震 48 件と兵庫県南部地震 1,218 件，新潟県中越地震 586 件，新潟県中越沖地震 779 件について宅地擁壁被害の種類を対比したものである。岩手・宮城内陸地震では，他の地震に比較して特に特徴がないことが分かる。

表-7.6.2　過去の被災宅地擁壁の項目分類件数

	岩手・宮城内陸地震	岩手・宮城内陸地震	新潟県中越地震	兵庫県南部地震
クラック	10	190	128	785
水平移動	7	59	54	
不同沈下・目地の開き	5	108	96	46
はらみ・変形	11	71	77	85
傾斜・倒壊	4	282	152	59
擁壁の折損		34	31	2
崩壊	4	23	33	96
基礎及び基礎地盤の被害		4	8	
円弧すべり				133
排水施設の変状		8	7	
床版支柱座屈				12
計	41	779	586	1218



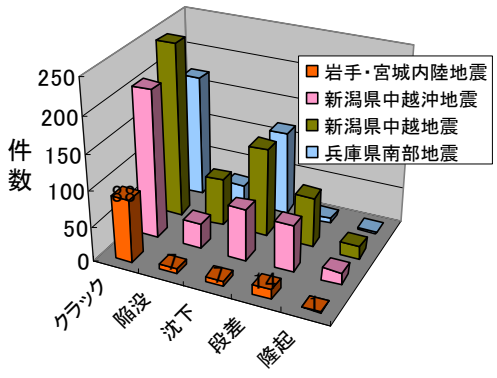
図－7.6.2　過去の被災宅地擁壁の項目分類

(2)　宅地地盤の比較

図－7.6.3 は，岩手・宮城内陸地震 117 件と兵庫県南部地震 330 件, 新潟県中越地震 525 件, 新潟県中越沖地震 401 件について宅地地盤被害の種類を対比したものである。岩手・宮城内陸地震では，他の地震と同様にクラックが多い他は段差・沈下がわずかにある程度である。

表-7.6.3　被災宅地地盤の項目分類件数

	岩手・宮城内陸地震	新潟県中越沖地震	新潟県中越地震	兵庫県南部地震
クラック	92	208	245	172
陥没	6	37	67	27
沈下	10	72	125	119
段差	14	67	71	8
隆起	1	17	17	4
計	123	401	525	330



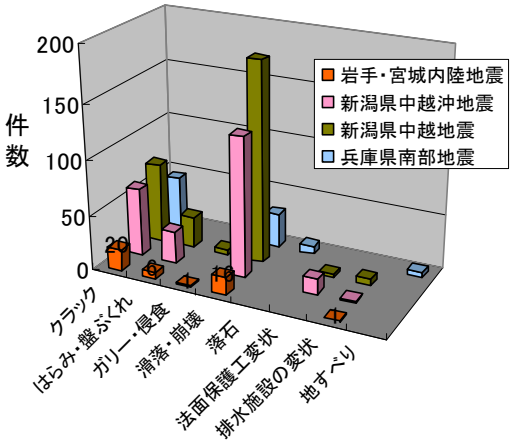
図－7.6.3　被災宅地地盤の項目分類

(3)　宅地のり面・自然斜面の比較

図－7.6.4 は，岩手・宮城内陸地震 44 件と兵庫県南部地震 90 件，新潟県中越地震 297 件，新潟県中越沖地震 234 件について宅地のり面被害の種類を対比したものである。岩手・宮城内陸地震では，他の地震と同様に滑落・崩壊，クラックが多い他ははらみ・盤ぶくれがわずかにある程度である。

表-7.6.4　被災宅地のり面の項目分類件数

	岩手・宮城内陸地震	新潟県中越沖地震	新潟県中越地震	兵庫県南部地震
クラック	20	62	72	47
はらみ・盤ぶくれ	7	29	29	
ガリー・侵食	1		5	
滑落・崩壊	19	127	182	31
落石				7
法面保護工変状		14	3	
排水施設の変状	1	2	6	
地すべり				5
計	48	234	297	90



図－7.6.4　被災宅地のり面の項目分類

7.7　まとめ

本論文では，宮城県の 83 件の判定帳票の提供のないことから，岩手県の 321 件の調査に用いた判定帳票を基に宅地擁壁・斜面・地盤被害分析を行い，これらの岩手・宮城内陸地震の特徴と今後の教訓を得ることを目的としている。

(1)　宅地擁壁の教訓

被災した宅地擁壁の種類は，空石積造擁壁が 46%と多くなっている。また，L 型擁壁が多いことから支持地盤が弱く，十分な支持力を確保できていなかったことが考えられる。今後，既存不適格擁壁の耐震補強対策を早急にしておく必要がある。また，これからの擁壁について宅地開発において開発指導の際に支持力の確認の徹底を図り，支持力が確認できない場合は地盤改良及び設計を行う必要がある。

(2)　宅地地盤の教訓

宅地地盤被害は，クラック（幅）による被害が 75%と大半を占めているが，残り段差，陥没，沈下が残り 25%ある。このことは，宅地盛土全体の滑りによる変形および地盤の地耐力の不足が考えられる。今後，宅地盛土地盤の改良および盛土施工段階の十分な締固めの指導が必要である。

(3)　宅地のり面・自然斜面の教訓

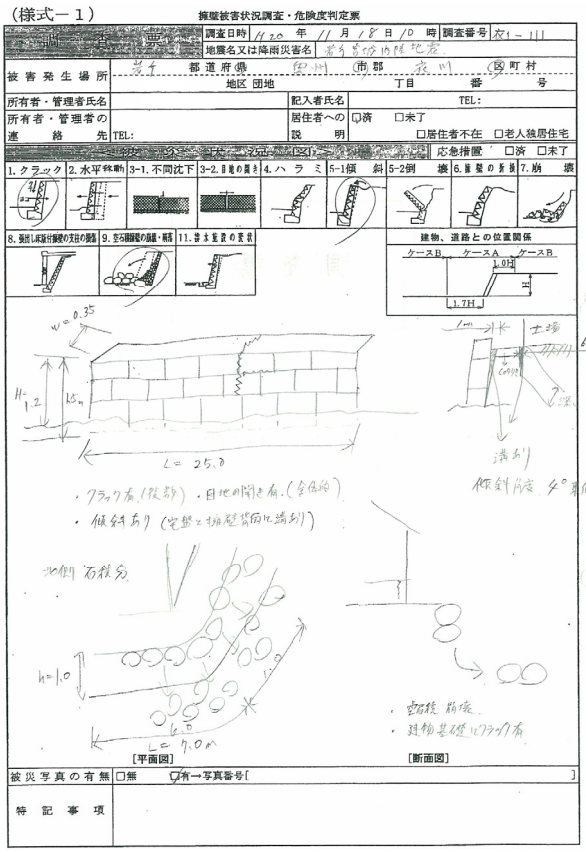
宅地のり面・自然斜面の被害は，クラック被害が 46%を占めているが，滑落・崩壊が 36%およびハラミ・盤ぶくれが 14%と多くを占めて，現地では盛土の被害が目立った。このことは，盛土のり面の基礎が軟弱地盤である可能性が高いことが考えられる。今後，宅地耐震化促進事業に基づ

いた谷埋めおよび腹付け大規模盛土造成地の宅地ハザードマップを促進して滑動崩落防止対策を行う必要がある。

【参考】危険度判定票記入例

(1) 擁壁（様式－１）

（様式－１）


擁壁被害状況調査・危険度判定票

調査日時 11 20 年 11 月 18 日 10 時　調査番号 岩1－111

地震名又は降雨災害名 岩手宮城内陸地震

被害発生場所 岩手 都道府県 伊沢 市部 衣川 区町村 地区 団地 丁目 番 号

所有者・管理者氏名　記入者氏名　TEL:

所有者・管理者の連絡先 TEL:　居住者への説明 ☑済 □未了　□居住者不在 □老人独居住宅

被害状況図　応急措置 □済 □未了

1.クラック 2.水平移動 3-1.不同沈下 3-2.目地の開き 4.ハラミ 5-1.傾斜 5-2.倒壊 6.擁壁の折損 7.崩壊

8.張り出し床版付擁壁の支柱の損傷 9.玄石積擁壁の孕出・傾斜 11.基礎地盤の変状

建物、道路との位置関係　ケースB　ケースA　ケースB　1.0H　H　1.7H

[平面図]　[断面図]

被災写真の有無 □無 ☑有→写真番号[ ]

特記事項

擁壁の基礎的条件

擁壁の種類：□RCﾝｸﾘｰﾄ系擁壁 □L(逆T)型 ☑重力式 □もたれ式 □その他[ ] □場所打ち □ﾌﾟﾚｷｬｽﾄ □練石積擁壁 □関知石 □ｺﾝｸﾘｰﾄﾌﾞﾛｯｸ □その他[ ] □空石積擁壁 □玉石積 ☑くずれ石積 □関知石 □その他[ ]

□増積み擁壁　増積部分[ ] 擁壁部分[ ] 全擁壁高 m:増積高 m 上部[ ] 下部[ ] 上部高 m:下部高 m

□二段擁壁 □張出し床版付擁壁 □その他[ ]

擁壁の設置条件 ☑切土・盛土境 □軟弱地盤上 □他 □不明

擁壁の勾配 度

基礎地盤

住宅または道路がある（A）	①湧水	乾燥：0 湿潤：0.2 にじみ出し、流出：0.3	基礎点計 ①+②+③
	②排水施設	・水抜孔有、天端排水溝有、表面水の浸透阻止：0 ・水抜孔有、天端は表面水が浸透しやすい：0.3 ・水抜孔無、あっても数・寸法が不適当：0.6	
	③高さ	H≦1m：0 1m<H≦3m：0.2 3m<H≦4m：0.3 4m<H≦5m：0.4 5m<H：0.6	0.8
住宅または道路がない（B）	①湧水	乾燥：0 湿潤：0.1 にじみ出し、流出：0.2	
	②排水施設	・水抜孔有、天端排水溝有、表面水の浸透阻止：0 ・水抜孔有、天端は表面水が浸透しやすい：0.2 ・水抜孔無、あっても数・寸法が不適当：0.4	
	③高さ	H≦1m：0 1m<H≦3m：0.1 3m<H≦4m：0.2 4m<H≦5m：0.3 5m<H：0.4	

変状形態の配点表

区分	項目＼擁壁種類	程度 小 ｺﾝｸﾘ	練積	増積	2段	張出	空積	程度 中 ｺﾝｸﾘ	練積	増積	2段	張出	空積	程度 大 ｺﾝｸﾘ	練積	増積	2段	張出	空積
	1 クラック	1	2	3	4	5		(3)	4	4	5	7		4	5	6	7	8	
	2 水平移動	2	3	3	4	6	6	3	4	4	5	7	7	5	6	6	7	9	9
	3 不同沈下・目地の開き	3	4	4	5	7		4	5	5	6	7	9	7	8	8	9	10	
	4 ハラミ	4	5	5	6	8	8	6	7	7	8	9	9	8	9	9	10	10	10
	5 傾斜・倒壊	(5)	6	6	7	8		7	8	8	9	10		8	9	10	10	10	
	6 擁壁の折損	6	7	7	8	9		7	8	9	9	10		8	9	10	10	10	
	7 崩壊	9	9		10	10	8	10	10		10	10	9	10	10		10	10	10
	8 張り出し床版付擁壁の支柱の損傷					7						9						10	
	9 基礎及び基礎地盤の被害	10																	
	10 排水施設の変状	3						5						7					
	11 擁壁背面の水道管等破裂	10																	

変状の程度（大・中・小）の概要説明

項目＼程度	小	中	大
1 クラック（幅）	2mm未満のｸﾗｯｸはあるが、機能上の支障なし（ｺﾝｸﾘｰﾄ系擁壁の場合2mm未満）	2mm～2cm未満（ｺﾝｸﾘｰﾄ系擁壁の場合2mm～5mm未満）	2cm以上（ｺﾝｸﾘｰﾄ系擁壁の場合5mm以上）
2 水平移動（伸縮目地前後のずれ）	5mm未満の隙間（変位）がある	5mm～5cm未満の隙間（変位）がある	5cm以上の隙間（変位）がある。
3 不同沈下・目地の開き（目地上下・左右の開き）	5mm未満の目地上下のずれ又は目地の開きがある。	5mm～5cm未満の目地上下のずれ又は目地の開きがある。	5cm以上の目地上下のずれ又は目地の開きがあり、擁壁、転倒のおそれが有る。
4 ハラミ（ﾃﾝｼｮﾝｸﾗｯｸ・ずれ・中抜け）	小規模のハラミ及び中抜け（積石が1～2個抜け落ちる）	宅地地盤にﾃﾝｼｮﾝｸﾗｯｸ無し 円弧すべりのおそれ無し	宅地地盤にﾃﾝｼｮﾝｸﾗｯｸ有り 円弧すべりのおそれ有り
5 傾斜・倒壊	擁壁が前面地盤に対し垂直以	擁壁が前面地盤に対し垂直以	擁壁が前傾・倒壊してその機
6 擁壁の折損（横・斜めひびわれから起きるもの。はらんでいるが曲線的でなく、ｸﾗｯｸを境に鈍角に折れている。）	ｸﾗｯｸを境にわずかに角度をなしている。（ｺﾝｸﾘｰﾄ系擁壁の場合ｸﾗｯｸを境にわずかに前傾している。）	ｸﾗｯｸを境に明らかに角度をなしており、抜け石があり、裏込めｺﾝｸﾘｰﾄが見える。（ｺﾝｸﾘｰﾄ系擁壁の場合ｸﾗｯｸを境に前方に傾斜している）	一見して大であると判るもの（ｺﾝｸﾘｰﾄ系擁壁の場合ｸﾗｯｸを境に前傾している。又は、1mで も剪断破壊があり、後傾して いる。）
7 崩壊	中間辺りから上が滑っている。	基礎部を残して滑っている。	機能を果たしていない。
8 張出し床版付擁壁の支柱の損傷	支柱にひびが入っている。	支柱のｺﾝｸﾘｰﾄがはがれて鉄筋が見えている。	支柱の剪断破壊
9 基礎及び基礎地盤の被害	大規模な沈下やｸﾗｯｸが生じている。		
10 排水施設の変状	天端排水溝にずれ、欠損がある。又は、天端背面、舗装面にｸﾗｯｸが見られる。	左に加え擁壁のｸﾗｯｸ又は目地からの湧水がある。	水抜孔の詰まり、破損があり、排水機能が失われている。
11 擁壁背面の水道管等の破裂	破裂して水が流出している。		

被害の判定値（基礎点に上記の最大値を被害程度の点数を加えた点数とする。）　基礎点 0.8 ＋ 被害点 8 ＝ 8.8 点

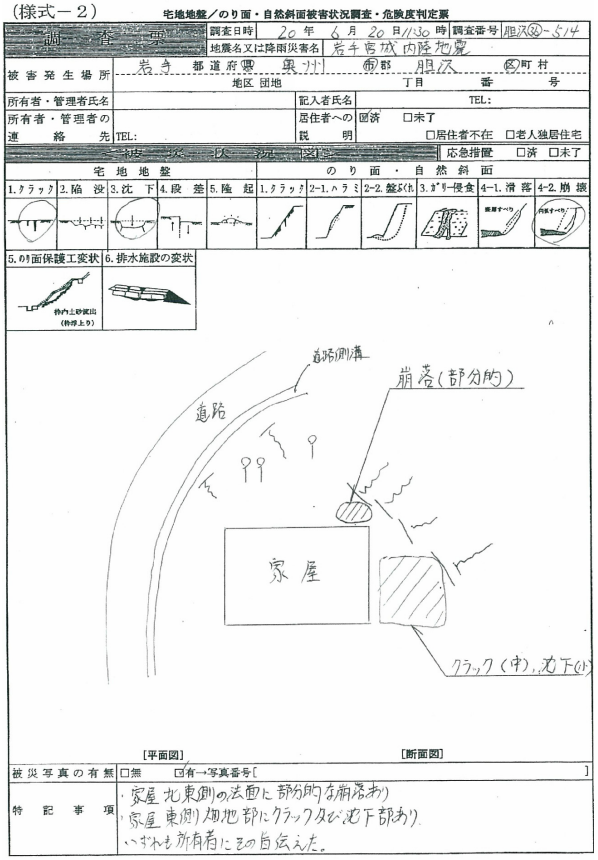
☆被害程度の点数と危険度判定☆
小被害：ｹｰｽA－4.0点未満 ｹｰｽB－4.0点未満（当面は誘災上問題なし）
中被害：ｹｰｽA－4.0点以上～8.5点未満 ｹｰｽB－4.0点以上～8.0点未満（制限付き立入、通行していれば避難）
大被害：ｹｰｽA－8.5点以上 ｹｰｽB－8.0点以上（危険、要避難。立入禁止）

危険度判定 ☑大 □中 □小

所見（記入者の意見） 緊急度 ☑大 □中 □小（人命・財産・交通の3点を判定基準とする。） 込 ☑有 □無 □判断不可（備考：）

(2) 宅地地盤，のり面・自然斜面（様式－２）

（様式－２）


宅地地盤／のり面・自然斜面被害状況調査・危険度判定票

調査日時 20 年 6 月 20 日 11:30 時　調査番号 胆沢④－514

地震名又は降雨災害名 岩手宮城内陸地震

被害発生場所 岩手 都道府県 奥州 市部 胆沢 区町村 地区 団地 丁目 番 号

所有者・管理者氏名　記入者氏名　TEL:

所有者・管理者の連絡先 TEL:　居住者への説明 □済 □未了　□居住者不在 □老人独居住宅

被害状況図　応急措置 □済 □未了

宅地地盤：1.ｸﾗｯｸ 2.陥没 3.沈下 4.段差 5.隆起　のり面・自然斜面：1.ｸﾗｯｸ 2-1.ﾊﾗﾐ 2-2.盤ぶくれ 3.ｶﾞﾘｰ侵食 4-1.滑落 4-2.崩壊

5.のり面保護工変状 6.排水施設の変状

[平面図]

[断面図]

被災写真の有無 □無 □有→写真番号[ ]

特記事項：・家屋北東側の法面に部分的な崩落あり
・家屋東側の地耳に クラックおよび沈下部あり
いずれも所有者にその旨伝えた。

のり面・自然斜面の基礎的条件

地盤：岩 □軟岩 □硬岩 □不明　土砂 □砂質土 ☑礫質土 □粘性土 □不明

のり面高 最大高 m（平均高 m）（複合のり面は擁壁高含）　うち擁壁高さ m

のり面勾配 度

のり長さ m

オーバーハング ☑無 □有

排水施設 ☑無 □有（のり肩、小段排水）

のり面保護工 ☑無 □植生工 □構造物

擁壁配置 □のり面の上部 □のり面の中部 □のり面の下部 □全面

家屋の有無 上部 □有 □無　下部 □有 □無

変状形態と配点表

宅地地盤

変状形態のチェック（複数可）	小		中		大	
1 クラック（幅）	3cm未満又は単数	1	3～15cm未満又は複数	2	15cm以上又は全面	3
2 陥没（深さ）	15cm未満	1	15cm～25cm未満	2	25cm以上	3
3 沈下（沈下量・規模）	20cm未満又は1宅地ごとの面積に対し10%未満	2	20～50cm未満又は1宅地ごとの面積に対し10～50%未満	3	50cm以上又は1宅地ごとの面積に対し50%以上	4
4 段差（段差量）	20cm未満	3	20～50cm未満	4	50cm以上	5
5 隆起（隆起量・規模）	10cm未満又は1宅地ごとの面積に対し10%未満	3	10～30cm未満又は1宅地ごとの面積に対し10～50%未満	4	30cm以上又は1宅地ごとの面積に対し50%以上	5
6 湧水、噴砂	□無 □有→＋1点（上の点数に1点を加える）					

のり面・自然斜面

変状形態のチェック（複数可）	小		中		大	
1 クラック（幅）	3cm未満又は単数	1	3～15cm未満又は複数	2	15cm以上又は全面	3
2 ハラミ・盤ぶくれ（隆起量・規模）	10cm未満又は1宅地ごとののり面等面積に対し10%未満	3	10～30cm未満又は1宅地ごとののり面等面積に対し10～50%未満	4	30cm以上又は1宅地ごとののり面等面積に対し50%以上	5
3 ガリー侵食	クラックなどが誘因となって雨漏による侵食が現れはじめた段階。	6	のり面の表土が雨裂に陥没するなど放置していると被害が広がるおそれのあるもの。	7	洞穴状や複雑状にガリーが進展して家屋の基礎やのり面等の下側に被害を及ぼすような状態。	8
4 滑落・崩壊	部分的な表層すべり、又はのり面上部の小崩壊。	7	表層すべりが進んでえぐり取られたような状態。放置すると拡大するおそれのあるもの、又はのり面中部までの崩壊。	8	全面的なすべり崩壊で、さらに拡大のおそれがあるもの、又はのり面底部を含む全崩壊。	9
5 のり面保護工の変状（植生工は除く）	例えば、のり枠の雪塗め施設。又はコンクリート吹付工におわずかにテンションクラックが見られるが吹付面のずれは認められない程度。	7	例えば、のり枠の部分的な破損。又はコンクリート吹付工のクラック部分で陥没・ずれが見受けられる。	8	例えば、のり枠の浮上り破壊。又はコンクリート吹付工のラス金網が露出し、コンクリート吹付面にも破損が見受けられる。	9
6 排水施設の変状	天端排水溝にずれ、欠損がある。又は、天端背面、舗装面にクラックが見られる。	3	左に加え、のり面のクラック、又は目地からの湧水がある。	5	排水溝が破断沈下するなど、排水機能が失われている。	7
7 のり面内の水道管等の破裂	破裂して水が流出している。					8
8 湧水、落石・転石	☑無 □有→＋1点（上の点数に1点を加える）					

被害の判定値（上記の最大値を被害程度の点数とする）　7 点

☆被害程度の点数と危険度判定☆
小被害：1～3点（当面は誘災上問題なし）
中被害：4～7点（制限付き立入、通行していれば避難）
大被害：8～10点（危険、要避難。立入禁止）

危険度判定 □大 ☑中 □小

所見（記入者の意見） 緊急度 □大 ☑中 □小（人命・財産・交通の3点を判断基準とする。） 拡大の見込 ☑有 □無 □判断不可（備考：）

8. 土砂災害とハザードマップ

8.1 はじめに

本節では，岩手・宮城内陸地震時に土砂災害が多発した岩手県一関市厳美町を対象として，実際に土砂災害が起きた場所が，土砂災害に関してどのような指定を受けていたのかを確認し，地震防災におけるハザードマップの可能性について検討するものである。

8.2 土砂災害警戒区域および土砂災害危険個所の指定

岩手・宮城内陸地震でも多数の土砂災害が発生し，河道閉塞を引き起こした。平成 13 年に施行された「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」（以下，土砂災害防止法）において土砂災害警戒区域・特別警戒区域として指定される理由は，傾斜度が 30 ° 以上の急傾斜地や地すべり，土石流の危険が想定される地域であることが挙げられ，各県では土砂災害警戒区域および土砂災害特別警戒区域を指定し，指定個所に応じた災害対策を進めている [1)]。

地震による土砂災害が発生した岩手県では，現在，「岩手県統合型地理情報システム」（通称「いわてデジタルマップ」）を公開している [2)]。このシステムは様々な主題図を用意しており，その中の一つに砂防 GIS コンテンツがある。このコンテンツには，土石流対策施設，急傾斜地対策施設，土石流危険渓流，急傾斜地崩壊危険個所の指定がある。図－8.1 は，このコンテンツを利用して，土砂災害の多発した一関市厳美町のまつるべ大橋付近の土石流危険渓流の指定状況を示した。まつるべ大橋付近では，磐井川に合流する支川が合流地点で土石流危険渓流指定を受けているが，大規模な土石流の発生は報告されていない。しかし土石流が発生した場合には，道路閉塞が発生し避難行動に影響が出ることから，国道 342 号線を生活道路として利用している場合には，早めの避難行動が必要と予想される。

8.3 土砂災害に関するハザードマップの現状

8.3.1 土砂災害に関するハザードマップのインターネットを利用した論文検索数

土砂災害に関するハザードマップへの取り組みを確認するために，論文情報ナビゲータ「CiNii」を利用し土砂災害に関する論文数の検索を行った。その検索結果と検索に用いた検索キーワードを表－8.1 に示す。土砂災害に関するハザードマップは作成事例が多いものの，当該地域のように活断層の特定ができない地区において，地震による土砂災害に関する研究自体はごく少ない。

8.3.2 地震に関する土砂災害ハザードマップの作成 [3)]

2008 年岩手・宮城内陸地震のほかに，2003 年の宮城県北部地震，2004 年の中越地震，2005 年の福岡県西方沖地震等でも土砂災害が発生している。また，中央防災会議において切迫性の高い東海地震，東南海・南海地震，首都直下地震発生時の土砂災害による被害予測が行われている。その結果，首都直下地震の被害推定では，全体死者数のうち約 2 割以上ががけ崩れであると予想されている。

図－8.1　まつるべ大橋付近の土石流危険渓流指定状況

表－8.1　土砂災害に関する論文の検索キーワードと検索結果

検索に用いたキーワード	検索数
土砂災害，ハザードマップ	35
急傾斜，ハザードマップ	1
地滑り，ハザードマップ	1
土石流，ハザードマップ	6

現在，地震による土砂災害は発生予測が難しく，被害軽減にはハード対策によるところが大きいと考えられる。そのため，地震による土砂災害を軽減するために，地震時の山腹斜面を対象とした精度の良い崩壊危険度評価手法が必要とされている。

今後，国土交通省砂防部では，首都直下地震等の際に発生するがけ崩れにより，地域に甚大な被害が懸念される箇所において，平成 19 年度より地震による崩壊の防止に係る急傾斜地崩壊対策事業の推進を図っていくこととしている。

人間の生死を分けるような場面が少なからず想定されるような場合に，過小な警告では不十分なのである。“ 過ぎたるも咎められず ” が許される社会の構築が今後必要になるものと考える。

参考文献

1) 国土交通省　砂防：土砂災害防止法（土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律），http://www.mlit.go.jp/river/sabo/linksinpou.htm，2009/12/20.
2) 岩手県：いわてデジタルマップ（岩手県統合型地理情報システム），http://gisweb.pref.iwate.jp/iwategis/readMe.jsp, 2010/02/20.
3) 大野宏之：講座「ハザードマップと土砂災害対策」，地盤工学会誌，pp.45-50，2007.10.

あとがき

過去の地震と被害の関係を見ると，昔から知られていたのと同じタイプの被害もある一方で，地震のたびにこれまで知られていなかった新しいタイプの被害が発生し，これを防止するために耐震設計法が進歩してきた。岩手・宮城内陸地震でも，この例外ではなく，新しいタイプの被害が発生した。この地震による新しい問題には，次のようなものがある。

1) 荒砥沢ダムの上流で日本では最大級と考えられる地すべりが発生した。移動した土塊は 7,000 万 m^3 程度と推定され，最大落差 148m，地盤の移動距離は 300m 以上に及んだ。また，滑った土塊が流入することによって荒砥沢ダムで津波が発生した。幸いにもダムに流れ込んだ土砂の量がそれほど多くなかったこと，貯水量を下げていた事もあり，津波がダムの堤体を超えなかったが，もし，超えたとしたら被害は甚大なものとなったかもしれない。
2) 断層が山岳地帯であったこと，崩壊しやすい火山性堆積物地盤が広く分布していたこともあり，土砂崩れや斜面崩壊が多発した。このため，山間の村は孤立し，または避難を余儀なくされた。

   斜面崩壊に伴い多くの河道閉塞が発生し，天然ダムが形成され，その崩壊による洪水のおそれが現実の脅威となった。さらに，東栗駒山山頂で発した約 150 万 m^3 の土石流は，約 10km 流下し，途中にあった駒ノ湯温泉が土砂に飲み込まれた。
3) 震源近くで非常に大きな地震動の記録が得られた。最大は 4,022cm/s^2（3 成分合成）と実に重力加速度の 4 倍に及ぶ大きさで，トランポリン現象と名付けられた。

これらの現象はいずれも今後の耐震設計，地震対策を考える上で重要である。

荒砥沢の地すべりは，ダムの耐震設計に影響を与えるかもしれない。

斜面崩壊は山間地では常に発生する。しかし，斜面放火に対する予知の精度が十分ではないこともあり，この様な災害に対して万全の体制が取られているわけではない。道路が通れないことが原因となる避難の長期化などの社会的影響を考えると，被害が発生したら復旧という現状の方法が良いのかという疑問が残る。さらに，河道閉塞に対しても設計で対処すべきなのか，発生してからの対応で対処すべきなのかなどの問題を残した。

地震に関する土石流として大規模なものでは，1984 年長野県西部地震の際に発生したいわゆる御岳すべりが有名で，3,400 万 m^3 の土砂が時速 100km/h に近い速度で 15km を流下し，途中にあった濁川温泉を飲み込んで伝上川は最大 50m の土砂が堆積した。駒ノ湯を襲った土石流は規模としてはこれより小さいが，それでも被害は甚大である。予測，対策法は考えなくて良いのであろうか。

1995 年兵庫県南部地震を契機として日本では多数の地震計が設置され，その結果断層に近いところの地震記録が得られるようになり，大きな記録も得られてきたが，4G を超える加速度は全く初めてのことである。この様な巨大な地震動に対して，従来と同じ耐震設計が可能なのであろうか。それとも新しい発想，設計法に移行すべきなのであろうか。

この様な新しい問題だけではなく，これまでに見られたような問題も当然見られている。この様な被害に対する対応も必要である。

地震に関する被害報告書の目的は，地震に伴う現象，被害を後世に残し，地震対策に生かすことにある。本報告書がその様な使われ方をすることを期待している。

2010 年 6 月
2008 年岩手・宮城内陸地震災害調査委員会
副委員長　吉田　望