

ISSN 1346-7301

国総研研究報告 第27号
平成 18 年 1 月

ISSN 0386-4995

土木研究所報告 第203号
平成 18 年 1 月

国土技術政策総合研究所研究報告

RESEARCH REPORT of National Institute for Land and Infrastructure Management
No.27 January 2006

土木研究所報告

Research Report of Public Works Research Institute
No.203 January 2006

平成16年(2004年)新潟県中越地震土木施設災害調査報告

Report on Damage to Infrastructures by the 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management

Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

独立行政法人 土木研究所

Incorporated Administrative Agency Public Works Research Institute

Copyright © (2006) by N.I.L.I.M.and P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director-General of N.I.L.I.M. and the Chief Executive of P.W.R.I

この報告書は、国土交通省国土技術政策総合研究所長、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国土交通省国土技術政策総合研究所長、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

まえがき

平成16年10月23日17時56分頃、新潟県中越地方を震源とするマグニチュード6.8（暫定値）の地震が発生した。この地震は、翌24日に気象庁により「平成16年(2004年)新潟県中越地震」と命名された。本地震は、わが国において震度計により地震の震度が観測されるようになってから、初めて震度7が観測された地震である。また、同日のうちに最大震度6強の地震が2回、最大震度6弱の地震も2回（同日及び10月27日）発生するなど、活発な余震活動を伴った。これらの地震により、多数の人命が失われるとともに、建物や土木施設にも多くの被害が生じた。

今回の地震は、わが国でも有数の地すべり多発地帯を震源域とするものであり、多数の斜面崩壊や地すべりが発生した。公共土木施設でも、中越地方を中心に、下水道施設、河川施設、ダム及び河道外貯留施設、道路施設等で被害が発生した。地震後、国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所及び独立行政法人建築研究所では連携して、関係する分野ごとに調査チームを派遣し、現地における技術支援、調査等に当たった。この成果は、平成17年1月に現地調査概要として公開されている。

本地震による特徴的な被害として、大規模な河道閉塞が河川の上下流にて同時に複数発生したことが挙げられる。現行の大規模河道閉塞対応マニュアルではこのような事態は想定しておらず、本地震による被災を踏まえ、現在、同マニュアルの改訂が進められているところである。下水道施設については、管路を開削工法により設置した箇所では埋戻し土の液状化により、マンホールの浮上がり及び路面の陥没が多数発生した。地震後、国土交通省では技術検討委員会を設置し、復旧方法に関する提言が出されるとともに、本提言の内容は下水道法に基づく構造基準として告示されたところである。また、道路土工・斜面及びトンネルの被災によりやや長期にわたる通行規制を余儀なくされた。このような中山間地における道路被害を踏まえ、道路震災対策便覧の改訂が進められている。国土技術政策総合研究所及び土木研究所では、これらの活動に積極的に関与するとともに、技術的な支援を行っているところである。

本報告は、公共土木施設を対象として、地震直後の現地調査結果、また、その後実施された調査・研究結果を取りまとめたものである。現在、続行中の研究成果の公表については別の機会に譲らざるを得ないが、本報告書により、新潟県中越地震の被害とそれらがもたらした教訓が体系的に整理され、今後の地震防災対策の一助となれば幸いである。また、建築物については、別途、国土交通省国土技術政策総合研究所及び独立行政法人建築研究所により調査報告が取りまとめられているので、あわせて参照いただきたい。

平成18年1月

国土交通省国土技術政策総合研究所長 望月常好
独立行政法人土木研究所理事長 坂本忠彦

目 次

	まえがき	望月 常好	坂本 忠彦		
1 .	地震と地震動	片岡 正次郎	松本 俊輔	長屋 和宏	1
		日下部 毅明			
2 .	地形・地質	佐々木 靖人	塩見 哲也	阿南 修司	9
3 .	被害の概要	田村 敬一	松尾 修		33
4 .	土砂災害	杉浦 信男	綱木 亮介	小山内 信智	39
		清水 孝一	野呂 智之	水野 秀明	
		内田 太郎	西本 晴男	寺田 秀樹	
		笹原 克夫	栗原 淳一	秋山 一弥	
		山越 隆雄	田方 智	藤澤 和範	
		石井 靖雄	野村 康裕	花岡 正明	
		丸山 清輝	吉田 克美	ハスバトール	
5 .	下水道施設	藤生 和也	行方 馨	宮内 千里	89
		南山 瑞彦	桜井 健介	落 修一	
		佐々木 哲也	石原 雅規		
6 .	河川施設	杉田 秀樹	石原 雅規	田村 敬一	113
7 .	ダム及び河道外貯留施設	安田 成夫	筋野 晃司	佐野 貴之	133
		山口 嘉一	佐々木 隆	佐藤 弘行	
		富田 尚樹	金銅 将史		
8 .	道路施設	玉越 隆史	渡辺 陽太	廣松 新	157
		中洲 啓太	武田 達也	運上 茂樹	
		遠藤 和男	小林 寛	西田 秀明	
		塩島 亮彦	Mohammad R. Salamy	加納 匠	
		二井 伸一	Solo Shanmuganathan	福井 次郎	
		村越 潤	田中 良樹	中谷 昌一	
		石田 雅博	竹口 昌弘	梅原 剛	
		野々村 佳哲	浅井 隆一	松尾 修	
		小野寺 誠一	桑野 玲子	佐々木 靖人	
		塩見 哲也	矢島 良紀	杉田 秀樹	
		近藤 益央	佐々木 哲也	真下 英人	
9 .	震後対応	日下部 毅明	真田 晃宏	鶴田 舞	237

第1編 地震と地震動

片岡 正次郎^{*1}

松本 俊輔^{*2}

長屋 和宏^{*2}

日下部 毅明^{*3}

by Dr. Shojiro Kataoka
Shunsuke Matsumoto
Kazuhiro Nagaya
and
Takaaki Kusakabe

細目次

1 . 概 要	3
2 . 震源と震度分布	3
2.1 本震	3
2.2 余震活動	4
3 . 地震動の特性	5
3.1 強震記録の概要	5
3.2 最大加速度とその距離減衰	5
3.3 加速度応答スペクトルとSI値、計測震度	6
3.4 地震動の方向性	7
4 . まとめ	8
謝 辞	8
参考文献	8

*1 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室主任研究官、博（工）

*2 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室研究官

*3 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室長

1. 概要

1926年以降、新潟県で震度5以上が観測された地震は、1964年新潟地震（気象庁マグニチュードM7.5）のほか、2001年1月に中越地方で発生したM4.5とM5.3の2つの内陸浅発地震のみである。平成16年(2004年)新潟県中越地震は、このように比較的地震活動度が低い地域で発生した内陸地殻内地震であり、全国的にも発生回数が少ない逆断層型のやや規模の大きい地震
最大震度6弱以上の余震が4回観測されるなど余震活動が活発 気象庁の計器観測で初めて震度7を観測、といった特徴を有している。

2. 震源と震度分布

2.1 本震

平成16年10月23日17時56分頃、新潟県中越地方で発生した地震は、北緯37度17.3分、東経138度52.2分、深さ13kmを震源とし、気象庁マグニチュードMは6.8であった¹⁾。気象庁の発表による推計震度分布を図-1.1に示す。推計震度分布とは、観測した震度をもとに地盤の特性等を考慮して震度の面的な広がりを推定し、地図上に表示したものである。図より、震央を中心に強い地震動が分布しており、特に北東から南西の方向に広がりをもっていたことが分かる。また、図-1.2に示すとおり、川口町で震度7、小千谷市、山古志村、小国町で震度6強を観測したほか、長岡市、十日町市、栃尾市など12の観測点で震度6弱、東北地方から近畿地方にかけて震度5強から震度1の揺れを観測した。

図-1.2には、震央とともに、地表面に投影した今回の地震を発生させた断層面²⁾を示している。震度7の川口町や、震度6強の山古志村が断層面の直上であることが分かる。また、上述の推計震度分布による地震動の広がりが、断層の長手方向と一致することが確認できる。

今回の地震を引き起こした上記の断層は、逆断層であったと考えられている。逆断層とは、図-1.3に示すとおり、断層面を境にして上盤が下盤に対し相対的にずり上がった断層である。今回の断層面において、上盤側は、小千谷市のように断層面の北西に位置する地域である。震度分布からは、上盤側の震度が下盤側にくらべて大きい傾向であることが確認できる。

1885年以降に我が国で発生した内陸地震とそのタイプを表-1.1に示す。1945年の三河地震から約60年ものあいだ、M6.8以上の逆断層の地震は発生していなかった。また、1945年三河地震以前の過去の地震

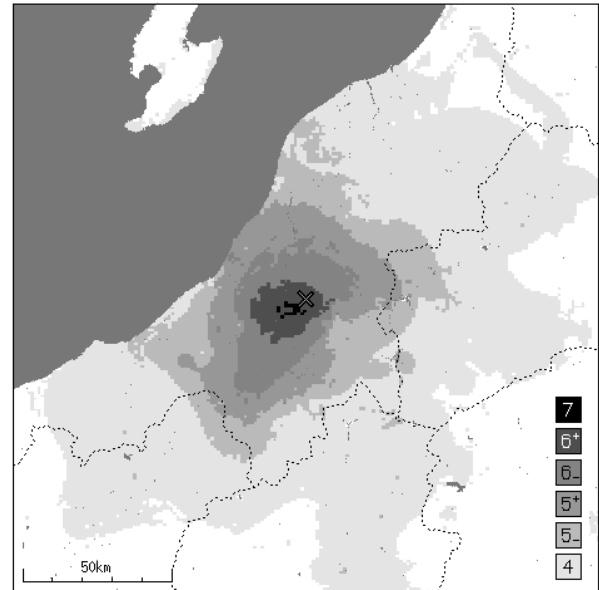


図-1.1 推計震度分布¹⁾

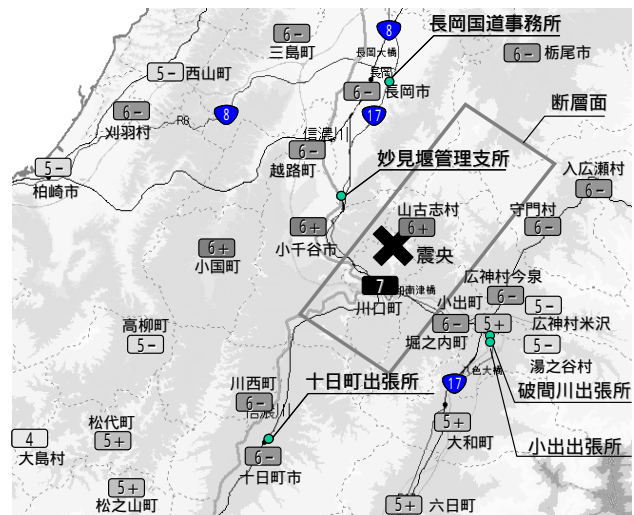
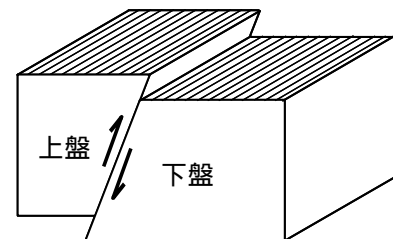
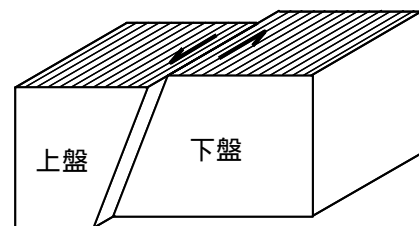


図-1.2 震度分布と地震計NW観測地点



(a) 逆断層



(b) 横ずれ断層

図-1.3 逆断層と横ずれ断層

をみても、タイプが不明の地震はあるが、逆断層に分類される内陸地震は横ずれ断層のものと比較してかなり少ないことがわかる。

なお、今回の地震では明瞭な地表地震断層は出現していない。1885年～2003年に我が国で発生した内陸地震についてみると、M6.8の4地震のうち2地震、M6.6以上7.0以下の13地震のうち4地震で地表地震断層が出現している³⁾。

2.2 余震活動

今回の地震は比較的揺れの強い余震が多く、本震の発生から3分後、7分後、11分後に最大震度5強、15分後と38分後には最大震度6強の比較的強い余震が発生した。なお、最大震度5弱以上の余震の数は、震度6強と6弱がそれぞれ2回、5強が9回、5弱が7回となっている(表-1.2)。

過去に発生した内陸地震との余震活動の比較を図-1.4に示す。図より、今回の余震活動が過去の地震と比較して特に活発であることがわかる。その活動は、余震活動が活発であった1945年三河地震や1943年鳥取地震と同程度であり、1995年の兵庫県南部地震を始めとする近年の代表的な地震を上回ることがわかる。

余震の分布を図-1.5(a)に示す。推計震度分布による地震動強さの分布と同様に、北東から南西の方向に広がりを持っていることがわかる。断層と直交方向の

表-1.1 1885年以降の内陸地震(M 6.8)とそのタイプ³⁾

地震	M	タイプ
1891年濃尾地震	8.0	横ずれ断層
1894年庄内地震	7.0	逆断層
1896年陸羽地震	7.2	逆断層
1900年宮城北部地震	7.0	不明
1909年姉川地震	6.8	横ずれ断層
1914年桜島地震	7.1	不明
1914年羽後仙地震	7.1	不明
1925年北但馬地震	6.8	不明
1927年北丹後地震	7.3	横ずれ断層
1930年北伊豆地震	7.3	横ずれ断層
1931年西埼玉地震	6.9	横ずれ断層
1943年鳥取地震	7.2	横ずれ断層
1945年三河地震	6.8	逆断層
1948年福井地震	7.1	横ずれ断層
1961年北美濃地震	7.0	傾斜断層
1974年伊豆半島沖地震	6.9	横ずれ断層
1978年伊豆大島近海地震	7.0	横ずれ断層
1984年長野県西部地震	6.8	横ずれ断層
1995年兵庫県南部地震	7.3	横ずれ断層
2000年鳥取県西部地震	7.3	横ずれ断層
2004年新潟県中越地震	6.8	逆断層

表-1.2 本震と最大震度5弱以上の余震の一覧¹⁾(2005年10月22日現在)

No.	発生年月日					M	深さ(km)	震央地名(地震名)	最大震度	本震からの経過時間
	年	月	日	時	分					
1	2004	10	23	17	56	6.8	13	新潟県中越地方	7	本震
2	2004	10	23	17	59	5.3	16	新潟県中越地方	5強	3分
3	2004	10	23	18	3	6.3	9	新潟県中越地方	5強	7分
4	2004	10	23	18	7	5.7	15	新潟県中越地方	5強	11分
5	2004	10	23	18	11	6.0	12	新潟県中越地方	6強	15分
6	2004	10	23	18	34	6.5	14	新潟県中越地方	6強	38分
7	2004	10	23	18	36	5.1	7	新潟県中越地方	5弱	40分
8	2004	10	23	18	57	5.3	8	新潟県中越地方	5強	61分
9	2004	10	23	19	36	5.3	11	新潟県中越地方	5弱	100分
10	2004	10	23	19	45	5.7	12	新潟県中越地方	6弱	109分
11	2004	10	23	19	48	4.4	14	新潟県中越地方	5弱	112分
12	2004	10	24	14	21	5.0	11	新潟県中越地方	5強	翌日
13	2004	10	25	0	28	5.3	10	新潟県中越地方	5弱	2日
14	2004	10	25	6	4	5.8	15	新潟県中越地方	5強	2日
15	2004	10	27	10	40	6.1	12	新潟県中越地方	6弱	4日
16	2004	11	4	8	57	5.2	18	新潟県中越地方	5強	12日
17	2004	11	8	11	15	5.9	ごく浅い	新潟県中越地方	5強	16日
18	2004	11	10	3	43	5.3	5	新潟県中越地方	5弱	18日
19	2004	12	28	18	30	5.0	8	新潟県中越地方	5弱	66日
20	2005	6	20	13	3	5.0	15	新潟県中越地方	5弱	約8か月
21	2005	8	21	11	29	5.0	17	新潟県中越地方	5強	約10か月

最大震度6弱以上

A-A'断面からみた深さ方向の余震分布を図-1.5の(b)(c)に示す。(b)は本震発生から27日の余震(M6.1)が発生するまでの余震の分布、(c)は27日の余震(M6.1)とそれ以降の余震の分布を表している。本震から27日の余震までの余震活動では、本震の震源付近と震源より少し浅い場所の余震活動が活発であった。しかし、27日の余震以降については、本震の余震分布がより地表に近い場所に移るとともに、27日の余震の震源付近で余震活動が活発になったことがわかる。

3. 地震動の特性

3.1 強震記録の概要

国土交通省では、施設の管理を目的とした全国的な地震計ネットワーク観測施設(以降、地震計NW)を整備しており、今回の地震においても約180箇所の観測地点で地震動を観測した。図-1.6に最大加速度の分布を示す。観測された記録の最大加速度及びSI値(最大加速度は水平成分を合成して算出、SI値は水平2成分のうち大きい方)は国総研ホームページ⁵⁾で公開している。

3.2 最大加速度とその距離減衰

図-1.6に示した数値は、地震計NWにより観測された記録のうち、震源近傍の5地点で得られた最大加速度値である。このうち、妙見堰管理支所(震央距離:7km)の最大加速度が最も大きく1715[cm/s²]であった。瞬間的に作用した加速度ではあるもののその値は、重力加速度(980[cm/s²])の約1.7倍であった。一方、地震動の強さを表し、一般的な構造物に与える被害との相関が高い指標であるSI値についても、妙見堰において最も大きな値106[cm/s] (EW成分)を観測した。これは兵庫県南部地震の強震記録(神戸海洋気象台NS成分)から算出した114[cm/s]に迫る値である。

地震計NWで観測された最大加速度の距離減衰特性と、距離減衰式による推定値を図-1.7に示す。推定式Aは内陸の浅い地震について提案されている距離減衰式⁶⁾、推定式Bは国土交通省で過去に観測した強震記録から提案された距離減衰式⁷⁾である。これによると、今回の地震で観測された最大加速度は内陸地震としては、ほぼ平均的であったと考えられるが、震源近傍の観測点のうち示した地点については推定式よりもかなり大きな値となっていることがわかる。このうちについては、図-1.3の上盤に相当する位置にある。逆断層の地震では上盤側の地震動が下盤側より大きくなるといわれており、妙見堰管理

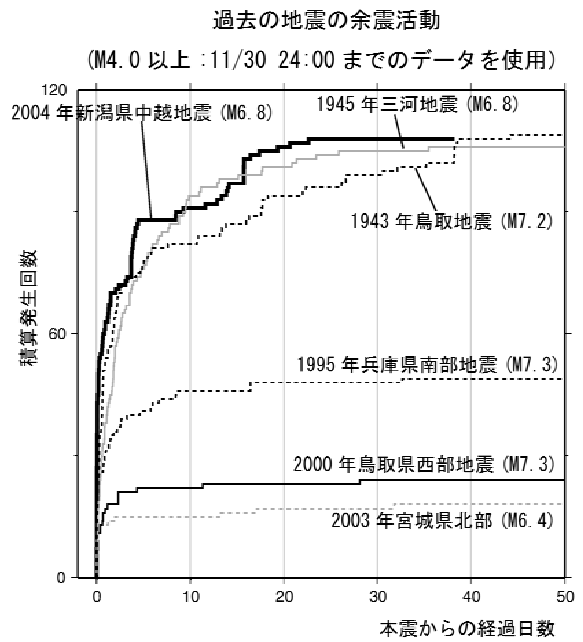


図-1.4 過去の地震との余震活動の比較¹⁾

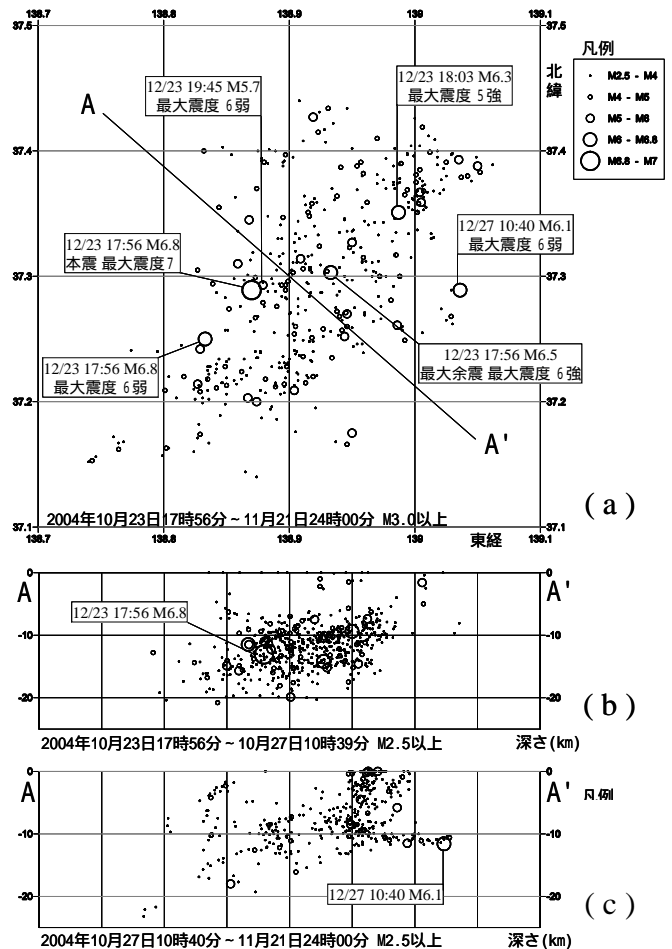


図-1.5 余震分布図(一元化震源リスト⁴⁾より作成)

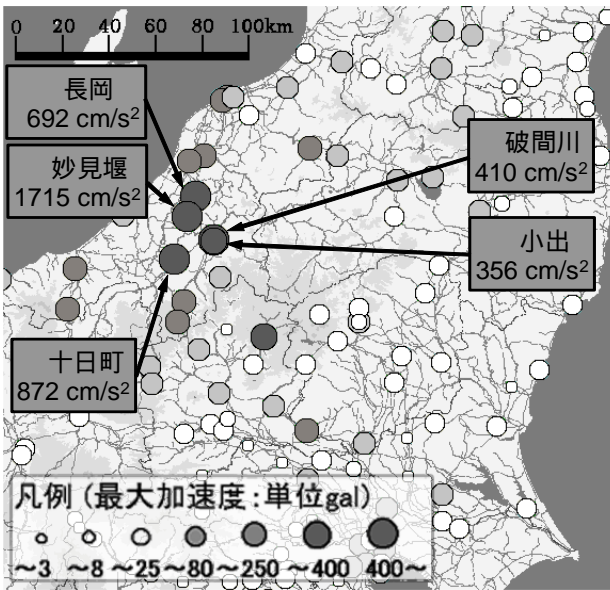


図-1.6 地震計 NW で観測された最大加速度

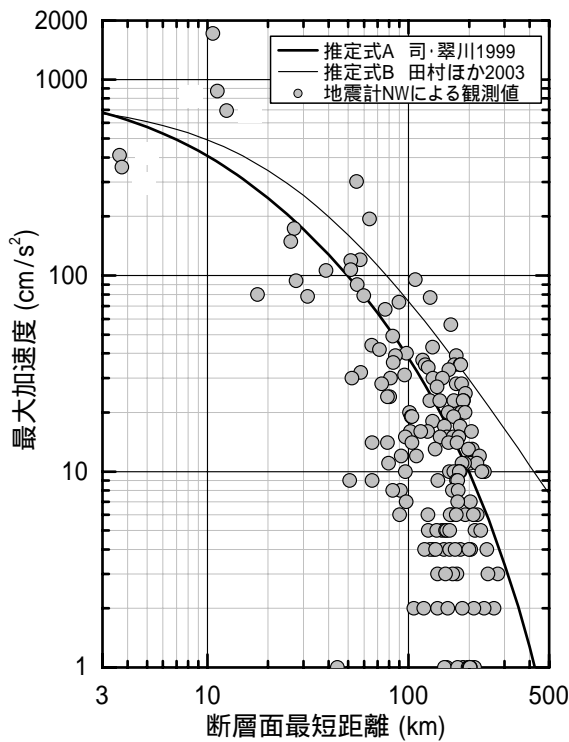
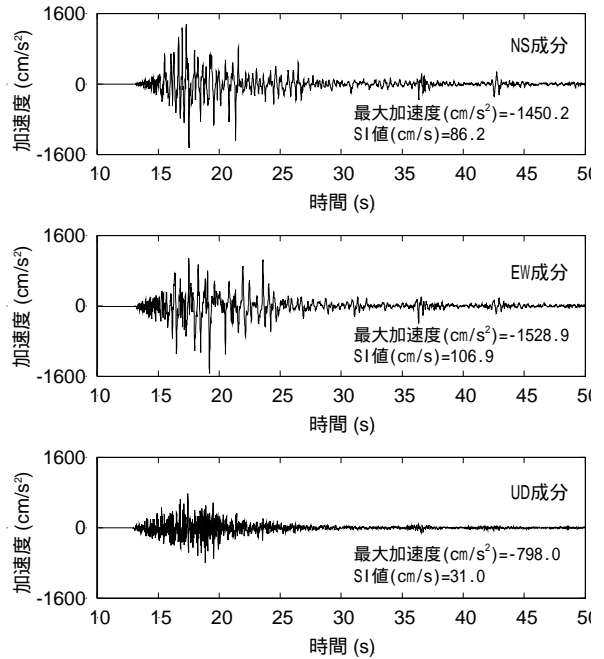


図-1.7 地震計 NW 記録の距離減衰状況

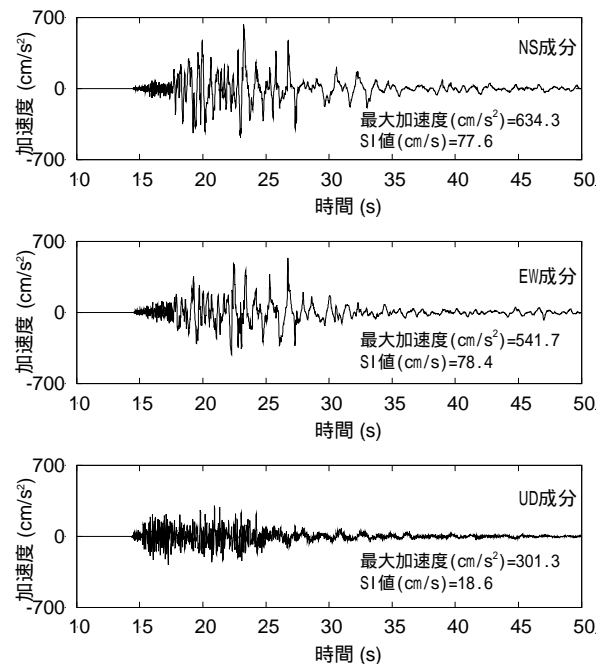
支所や長岡国道事務所の最大加速度が大きくなった理由のひとつと考えられる。

3.3 加速度応答スペクトルと SI 値、計測震度

妙見堰管理支所と長岡国道事務所で観測された記録の加速度波形を図-1.8(a)(b)に示す。これらの観測記録より、気象庁と同様の手法を用いて震度を算出した



(a) 妙見堰管理支所



(b) 長岡国道事務所

図-1.8 観測された加速度時刻歴波形 (横軸の絶対時刻は地点毎に異なる)

結果、妙見堰管理支所は震度 7 (計測震度相当値 6.5)、長岡国道事務所は震度 6 強 (同 6.1) であった。最大加速度や SI 値からも、これらの地震動が非常に強いものであったことがわかる。また、観測記録より求めた加速度応答スペクトルを図-1.9 に示す。同図には、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で得られた記録(NS 成分)による加速度応答スペクトルを併せ

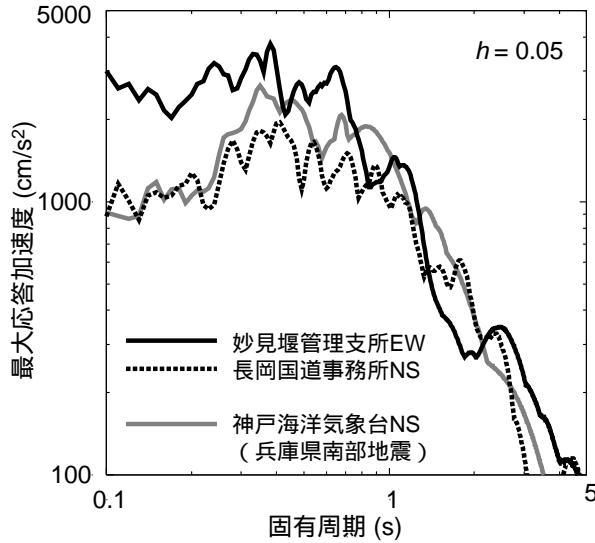


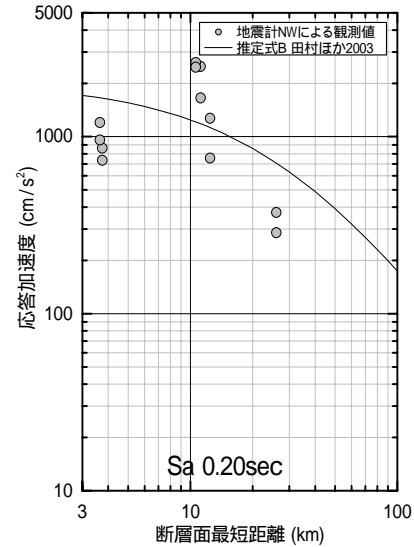
図-1.9 加速度応答スペクトル (減衰定数5%)

で示している。これらの比較より今回の地震で観測された妙見堰における地震動は、神戸海洋気象台の記録と同程度、固有周期の短い構造物についてはそれ以上に、影響の大きい地震動であったことがわかる。

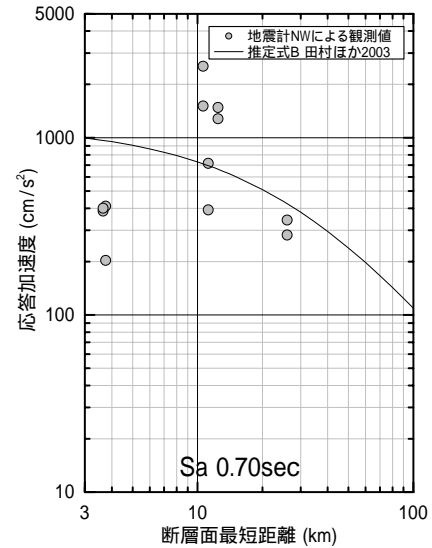
加速度応答スペクトルについて、距離減衰式⁷⁾による推定値と、観測記録より求めた値との比較を図-1.10に示す。観測記録は、妙見堰管理支所や長岡国道事務所等を含む6地点によるものを用い、NS成分とEW成分それぞれの加速度応答値を示した。特に固有周期0.7秒の加速度応答値について、一部の観測記録が推定値より大幅に大きく、妙見堰のEW成分では観測値は推定値の約4倍(観測値2500[cm/s²],推定値650[cm/s²])であった。ただし、これらの観測値を除いた全体の観測記録は、過去の地震動からの推定値と比較しても平均的であったことがわかる。

3.4 地震動の方向性

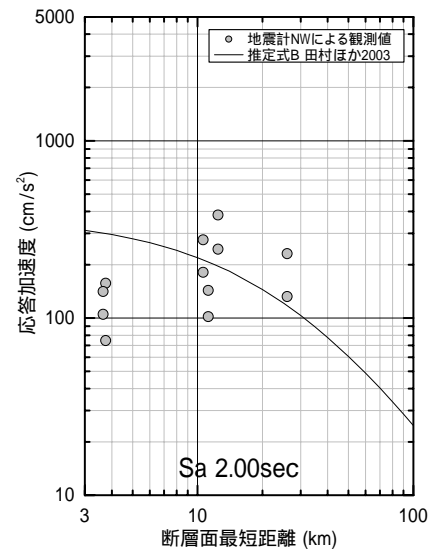
妙見堰の加速度記録より求めた地動速度の軌跡を図-1.11に示す。図より、推定される断層面の直交方向の地震動が強かったことがわかる。また、震源近傍の墓地(堀之内町新道地区)では、写真-1.1のように複数の石の移動が確認された。地震前にあったと思われる場所と、移動後の石の間には転がった形跡は無いため、跳躍かそれに近い状況で石が移動したと思われる。移動の方向は北北西であり、ほぼ断層面と直交方向であった。これらのことから、今回の地震による地震動は断層面と直交方向に非常に強かったことが考えられる。



(a) 固有周期0.2秒



(b) 固有周期0.7秒



(c) 固有周期2.0秒

図-1.10 加速度応答スペクトルの距離減衰式

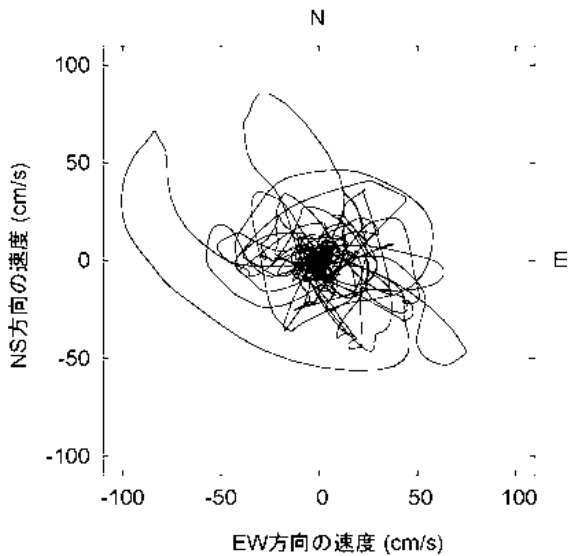


図-1.11 妙見堰における地動速度の軌跡



写真-1.1 震源近傍で確認された石の移動

4. まとめ

今回の地震は、気象庁の計器観測で初めて震度7を観測したやや規模の大きい逆断層の地震であり、過去の地震の中でも余震活動が活発であった。また、地震計NWで観測された妙見堰管理支所の地震動は震度7に相当し、1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録と同程度以上に構造物に対して影響の大きい地震動であった。地震動は断層の上盤側で強く、推定される断層面と直交方向に強いことが確認されたが、このような影響を考慮するためには、断層面と対象地点の位置関係に応じた補正係数⁸⁾を距離減衰式に導入する、あるいは断層モデルを用いたより高度な手法⁹⁾に基づ

いて地震動を推定する必要がある。

なお、本編は文献10)の第2章に加筆・修正したものである。

謝辞

現地調査にあたっては、北陸地方整備局道路工事課よりご便宜を図っていただいた。記して深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 気象庁ホームページ <http://www.jma.go.jp/>
- 2) 東京大学地震研究所ホームページ <http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/>
- 3) 片岡正次郎, 日下部毅明: 内陸地震の規模・タイプと地表地震断層の特性との関係, 土木学会論文集, No. 801/I-73, pp. 21-32, 2005.
- 4) 防災科学技術研究所ホームページ <http://www.bousai.go.jp/>
- 5) 国土技術政策総合研究所ホームページ 河川・道路施設の地震計ネットワーク情報 <http://www.nilim.go.jp/japanese/database/nwdb>
- 6) 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, pp.63-70, 1999.
- 7) Tamura, K., Matsumoto, S. and Nakao, Y.: Attenuation relations of peak ground acceleration and acceleration response spectra for engineering applications, *Research Report of PWRI*, Vol. 199, pp. 79-95, 2003.
- 8) 佐藤智美, 片岡正次郎: 加速度応答スペクトルの放射特性補正係数の経験的モデルに関する研究, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp. 331-341, 2003.
- 9) 片岡正次郎, 日下部毅明, 村越潤, 田村敬一: 想定地震に基づくレベル2地震動の設定手法に関する研究, 国土技術政策総合研究所研究報告, No. 15, 32p., 2003.
- 10) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 平成16年(2004年)新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要, 国総研資料第248号, 187p., 2005.

第2編 地形・地質

佐々木 靖人^{*1}

塩見 哲也^{*2}

阿南 修司^{*3}

by Yasuhito Sasaki,

Tetsuya Shiomi

and Shuji Anan

細 目 次

1 . 概 要	3
2 . 中越地域の地形	3
3 . 中越地域の地質	4
4 . 活構造	5
4.1 活断層	5
4.2 活褶曲	9
5 . 地震被害と地形・地質との関係	9
6 . 斜面崩壊発生箇所における地形・地質的特性の検討	10
6.1 検討範囲の地形・地質	10
6.1.1 地形・地質概要	10
6.1.2 地すべり	11
6.2 地形・地質特性の把握方法	11
6.2.1 斜面崩壊発生箇所の抽出	11
6.2.2 地形特性の抽出	12
6.2.3 地質特性の抽出	12
6.3 斜面崩壊発生箇所の地形・地質的特性	13
6.3.1 崩壊等の長さおよび最大幅との関係	13
6.3.2 斜面方位との関係	13
6.3.3 傾斜度との関係	13
6.3.4 斜面方位と傾斜度による崩壊等発生率の検討	14
6.3.5 斜面の凹凸との関係	14
6.3.6 受け盤および流れ盤との関係	16
6.3.7 岩質との関係	18
6.3.8 岩質および地質構造との関係	20
6.3.9 褶曲軸および断層からの距離との関係	20
7 . まとめ	21
謝 辞	22
参考文献	22

*1 土木研究所材料地盤研究グループ（地質チーム）上席研究員

*2 土木研究所材料地盤研究グループ（地質チーム）交流研究員

*3 国土交通省近畿地方整備局大戸川ダム工事事務所（前 土木研究所材料地盤研究グループ（地質チーム）主任研究員）

1. 概要

中越地震の震源域は、北北東-南南西方向に延びる東山丘陵および魚沼丘陵に分布していた。これらの丘陵のほか、丘陵と山地の境界や震源域も北北東-南南西方向に延びており、震源域周辺の地形・地質は全体的にこの方向に特徴的な構造を持っている。丘陵と山地の境界には山下(1970)¹⁾の提唱した新発田-小出構造線が位置し(例えば 2)³⁾⁴⁾、この構造線は地質分布の境界ともなっている(図-2.1 参照)。震源域周辺の地質は、構造線より東の山地に主として先新第三系が、西の丘陵に新第三紀以降の堆積岩が分布している。

構造線より西に分布する堆積岩は、中新世以降の構造運動を受けて断層や褶曲構造が発達している。現在の地形はこの構造運動により形成され、盆地や平野の縁辺部には北北東-南南西方向に延びる活断層が認められている(例えば 6)^{~11)}。また信濃川沿いに発達する段丘にも褶曲による変形が認められ(例えば 12)¹³⁾、褶曲運動が第四紀更新世以降にも継続している証拠となっている。

東山丘陵・魚沼丘陵は日本でも有数の地すべり地帯であり、調査・研究も多く行われている(例えば 3)⁴⁾¹⁴⁾¹⁵⁾。地すべりが多発する原因としては、構造運動により亀裂や小断層が岩盤内に形成され透水性が高くなることや斜面に対して層理面が流れ盤構造を形成していること、軟岩に分類される物理的、化学的な作用に対して抵抗性の低い岩盤や未固結で含水率の高い地盤が分布すること、さらに地下水位や間隙水圧を上昇させる降

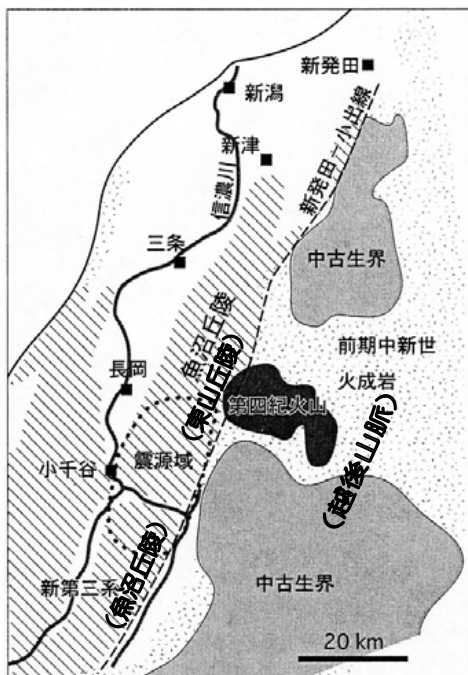


図-2.1 新潟県中越地震震源域周辺の地質概略
(岡村・柳沢(2005)⁵⁾に一部加筆)

雨や降雪の量が多いことなどがある。これらの要因は地すべりを含めた斜面崩壊全般に対しての要因となる。新潟県中越地震は上記のような地質的に脆弱な状況にある丘陵の直下で発生し、斜面崩壊による被害も多く発生している。第2編では、このような地形・地質特性をもつ新潟県中越地域における地形および地質の概説を2章~4章で、地震被害と地形・地質との関係を5章で、地震被害のうち特に斜面崩壊と地形・地質との関係を6章で述べていく。

2. 中越地域の地形

この地域の地形を概観すると、東から標高 1,500 - 2,000m の急峻な越後山脈、その西に震源域が分布する東山丘陵・魚沼丘陵(あわせて魚沼丘陵と呼ばれることもある)さらに西に東頸城丘陵が分布し、越後山脈と東山丘陵・魚沼丘陵の間を魚野川・破間川、魚沼丘陵と東頸城丘陵の間を信濃川が流下している(図-2.2 参照)。

この地域の地形の特徴として、平野や盆地の長軸、丘陵の稜線、河川の流下方向などが北北東-南南西方向に延びていることが挙げられる。これは更新世~現在に至るまでの構造運動の結果を反映したものである。越後山脈と丘陵の境界も北北東-南南西方向に直線的に延びており、地質学的には新発田-小出構造線と呼ばれる断層上に位置する。この構造線を境に地形・地質とも大きく異なり、この構造線より西側の丘陵に、北北東-南南西方向に延びた特徴的な稜線や谷地形が見られる。丘陵には新第三紀以降の地質学的に比較的新しい堆積岩が分布し、丘陵の地形はこの地層が構造運動に伴う複数の断層や褶曲により変位・変形して形成されたものである。現在見られる丘陵の稜線や斜面は褶曲構造に規制され、背斜軸あるいは向斜軸付近に主要な稜線や谷が概ね位置している。背斜の西翼が緩傾斜となっている地域では西側斜面が緩く、東側斜面が急勾配のケスタ地形を示すところもある。

新発田-小出構造線より西は中期中新世に急速に沈降して形成された堆積域で、厚い海成層を堆積させる場となっていた。後期中新世から鮮新世の初めには沈降域内に隆起が起こり、鮮新世末から更新世には内湾から平野の堆積物の魚沼層群が堆積、その後、比較的短い期間に激しい褶曲運動が起こり、現在の丘陵を形成したとされている⁴⁾。

震源域周辺を流れる主要な河川には信濃川および信濃川の支流の魚野川、破間川がある。魚野川は六日町盆地の中を北北東に流下し、小出にて破間川と合流し

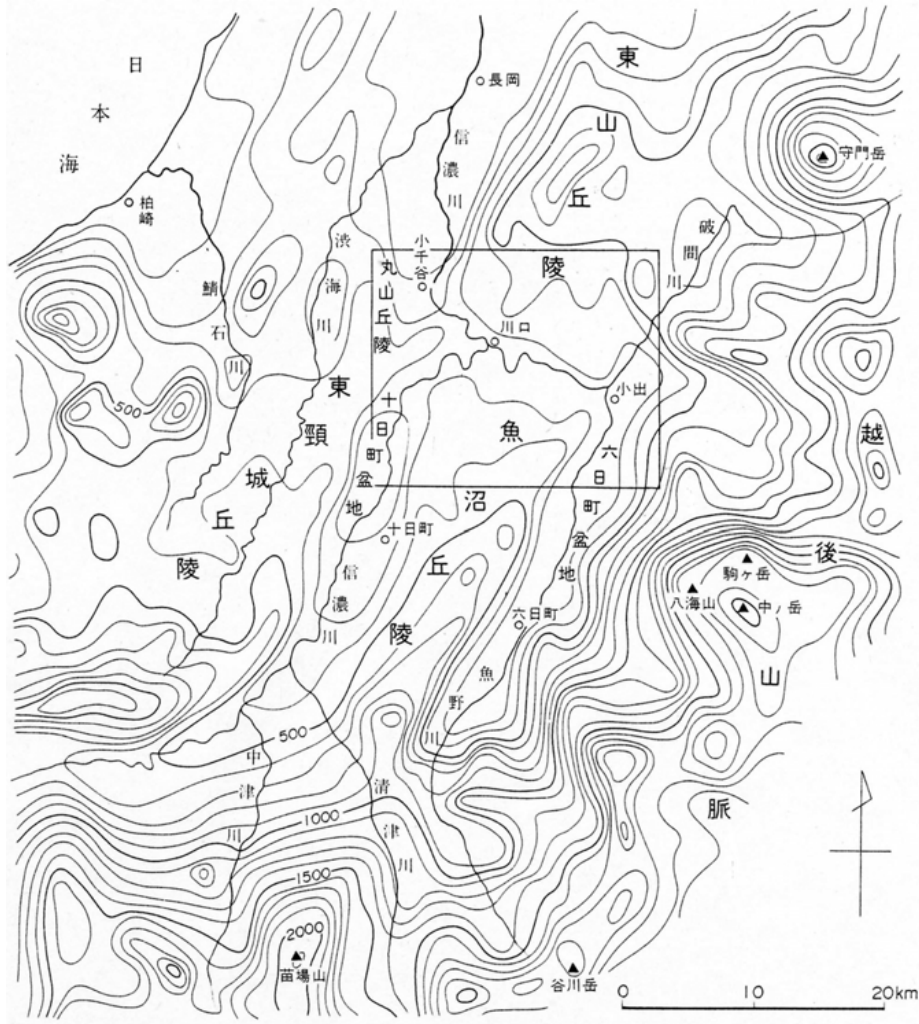


図-2.2 中越地域の地形（出典：柳沢ほか（1986）²⁾）
 （図中の枠は地質図幅「小千谷」²⁾の範囲を示す）

て西北西に向きを変え、川口町で信濃川に合流する。また信濃川は十日町盆地の中を北北東に流下し、小千谷の北で長岡から新潟にかけて広がる新潟平野へ至っている。この地域の河川沿いの地形的特徴としては、河成段丘の発達が挙げられる。新潟平野に至るまでの信濃川では段丘がよく発達しており、模式地として多くの研究が行われている¹⁶⁾。また魚野川でも六日町盆地では盆地西縁の一部および小出から川口において段丘の分布が認められる。信濃川沿いでは、これまでの研究で7~10段程度の段丘面が区分されている。段丘面の中には活褶曲による変形が認められるものがあり、またその変形も高位の古い段丘面ほど大きい傾向があることが指摘され^{例えば 12)13)}、褶曲運動が第四紀更新世以降にも継続していることが分かる。

十日町盆地では、現河道付近まで段丘崖が迫っており沖積低地の発達に乏しいものとなっている。また六日町盆地では厚い礫層が盆地内に堆積し、その上も扇

状地性の堆積物に広く覆われている²⁾。したがって小千谷付近までの河川沿いには液状化が起きやすい砂質土層からなる沖積低地の分布はわずかで、沖積低地は小千谷付近以北の新潟平野に広範囲に分布し、長岡市内の信濃川周辺で液状化現象が報告されている^{例えば 17)}。

3. 中越地域の地質

図-2.3 に中越地域の地質図を示す。

この地域の地質は、新発田 - 小出構造線を境に大きく異なっている。構造線より東側は、先新第三系の中生界、花崗岩、変成岩の基盤岩類を主体とし、グリーンタフなどの新第三系の分布はわずかである。一方、構造線より西側の丘陵や平野の広がるところでは、新第三系や第四系が厚く堆積している。この新第三紀以降の地層は、最大約 5,000mの層厚を有している（図-2.4 参照）。また泥岩層が厚く堆積し、褶曲も発達しているため日本でも有数の油田地帯を形成している。

この地域に堆積する新第三紀以降の厚い地層は、下位から中部中新統の津川層、七谷層、中・上部中新統の寺泊層、上部中新統～下部鮮新統の椎谷層、鮮新統の西山層、下部更新統の灰爪層、上部鮮新統～中部更新統の魚沼層からなる(図-2.3、図-2.5 参照)。地質構造は、北北東-南南西方向の断層や褶曲軸に支配され、丘陵では上記の地層が褶曲軸に沿って細長く地表に現れる。また、層理面は褶曲によって西北西あるいは東南東に傾斜しているものが多く、丘陵の西向き斜面あるいは東向き斜面では流れ盤あるいは受け盤構造となっている。この他に、上記の地層を覆う未固結な被覆層として、丘陵周辺に分布する礫・砂・シルトからなる段丘堆積物、扇状地堆積物、崖錐堆積物、新潟平野を広く覆う沖積層がある。

以下に各地層の概要を述べる。

(1) 津川層

基底礫岩、砂岩、泥岩、凝灰岩からなる海成層で、新発田-小出構造線より東の守門岳山麓に見られる。

(2) 七谷層

深海成の泥質岩、硬質頁岩を主体とし、流紋岩・デイサイト質の火山砕屑岩類を挟む地域もある。地域によって層相が異なり、震源域付近では破間川流域の東山丘陵に西名層として分布する。

(3) 寺泊層

主として泥岩優勢の泥岩砂岩互層で深海の海底扇状地相とされる。火山岩類も伴う。東山丘陵では東山背斜の軸部および守門岳の北部および南部の山麓の一部に見られる。

(4) 椎谷層

砂岩泥岩互層からなるタービダイト性の深海成層である。黒色泥岩からなる椎谷層相当層は荒谷層と呼ばれる。東山背斜周辺には川口町荒谷付近の黒色泥岩に代表される荒谷層が分布する。

(5) 西山層

青緑色～灰色の塊状泥岩を主体とし西山丘陵(東頸城丘陵北部)を模式地とする。地域により層相が異なり、西山層相当層としてそれぞれ別の名称で呼ばれている。東山背斜周辺では灰色～暗灰色の塊状泥岩からなる層を牛ヶ首層、川口町西倉を模式地とする砂岩泥岩互層を川口層、長岡市妙見町白岩付近を模式地とする青灰色で塊状の砂質シルト岩および砂岩砂質シルト岩互層を白岩層としている。

(6) 灰爪層

浅海性の砂質シルト岩、石灰質砂岩からなる。主に西山丘陵(東頸城丘陵北部)に見られる。

(7) 魚沼層群

未固結な海成の砂層・泥層、デルタ・河川・氾濫源成の礫、砂礫シルト層からなり、魚沼丘陵、東山丘陵の南東部、東頸城丘陵に広く見られる。堆積相の詳細な研究から海退・海進を繰り返しながら全体として陸域環境に変化していく様子が解明されている。なお川口町和南津付近を模式地とする浅海成で細～粗粒の砂層からなる和南津層については、魚沼層群の最下位として扱う考えと魚沼層群に含めない考えがある。

(8) 段丘堆積物

段丘は信濃川沿いによく発達する。また魚野川、破間川沿いでも部分的に見られる。主として未固結の礫層から構成され、砂・シルトを伴う。一般に高位のものにはくさり礫や赤色化土壌が見られ、また中位のものには褐色土が見られる。

(9) 沖積層(平野部の堆積物)

小千谷より北方の新潟平野に広く分布する。最終氷期の海水準が最も低下していた時期以降に、海面上昇とともに信濃川やその支流からの供給物が堆積して形成された地層。河床砂礫や後背湿地の細粒の堆積物よりなる。

4. 活構造

中越地域は、日本を地質学的に東西に分断するフォッサマグナと呼ばれる大構造帯の北東部(北部フォッサマグナ)に位置し、新第三紀以降の地殻変動が活発で、褶曲速度も速い地域とされている。

中越地域の北部フォッサマグナは新発田-小出構造線より西側にあたり、ここは北北東-南南西方向の特徴的な地形を形成した構造運動に伴う断層や褶曲が多く存在する。断層のいくつかは第四紀後期に活動し将来も活動する可能性があるとして推定される活断層とされているものや、褶曲のいくつかは現在あるいは最近も変形が進行していると推定される活褶曲とされているものがあり、これらに関する地形・地質的研究が多く行われている。

4.1 活断層

この地域に分布する活断層について位置が図示されている資料としては、『信越地域活構造図』(地質調査所,1979)¹⁹⁾、『新編 日本の活断層』(活断層研究会,1991)⁶⁾、『都市圏活断層図「長岡」⁷⁾「小千谷」⁸⁾「十日町」⁹⁾』(国土地理院,2001)、『活断層詳細デジタルマップ』(中田・今泉編,2002)¹⁰⁾、『第四紀逆断層アトラス』(池田ほか,2002)¹¹⁾などがある。『活断層

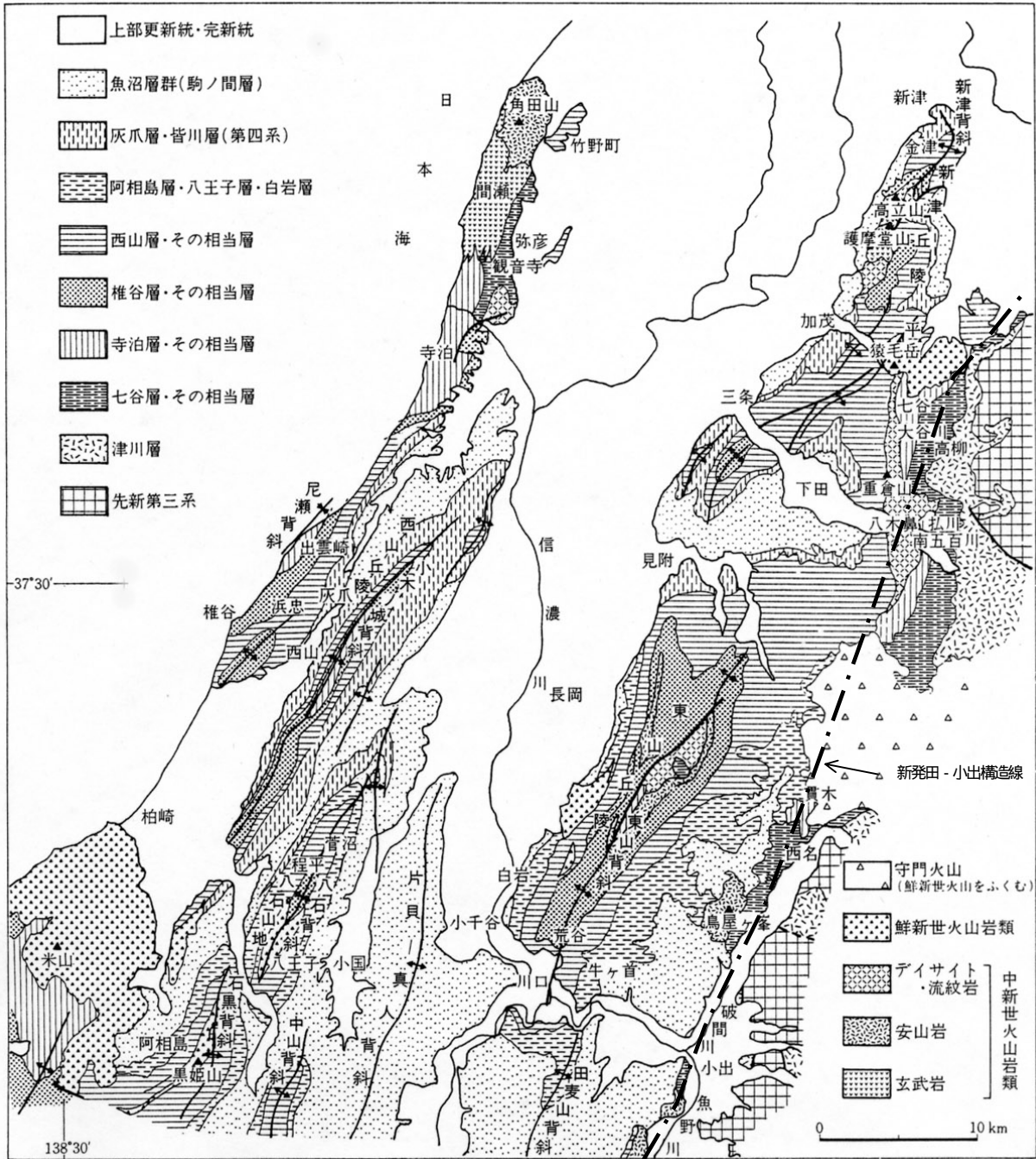


図-2.3 新潟県中越地域の地質図(出展:植村・山田(1988)¹⁸)
 新発田-小出構造線を信越地域活構造図(地質調査所)¹⁹より加筆

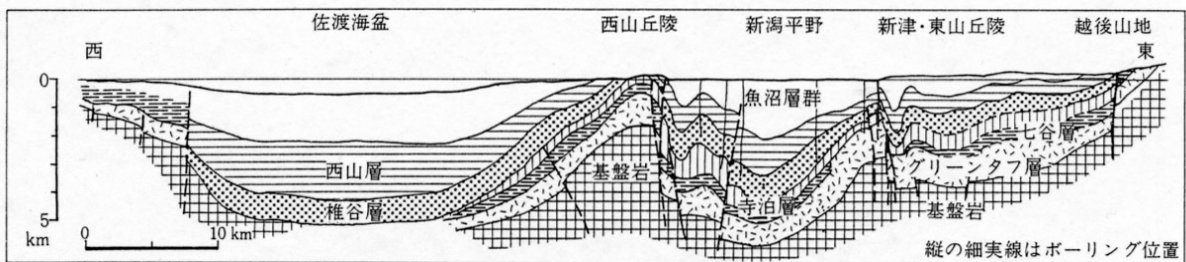


図-2.4 新潟油田地域の地質断面図
 (出展:植村・山田(1988)¹⁸)

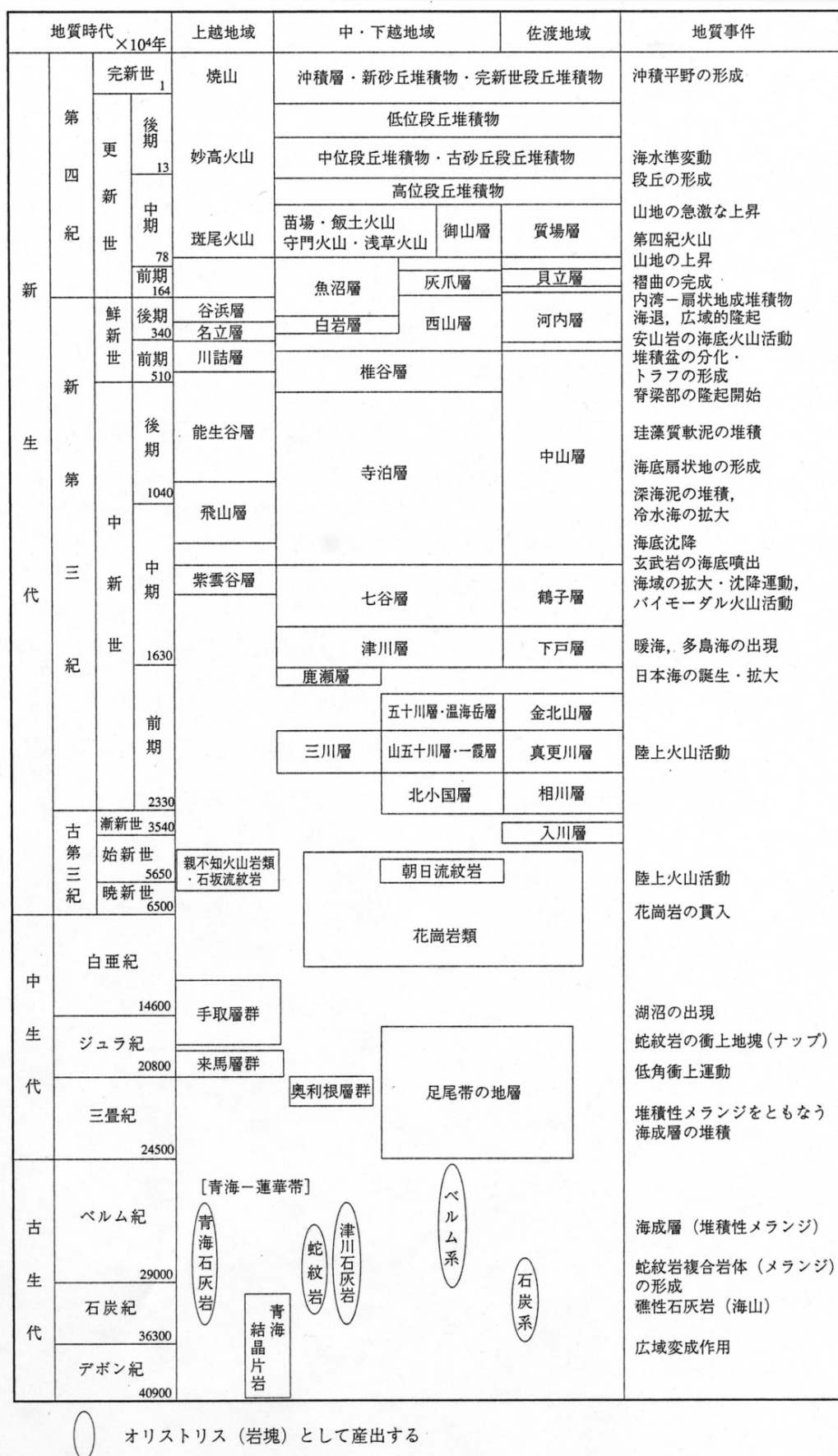


図-2.5 新潟県の地質系統
(出展：新潟県(2000)⁴⁾)

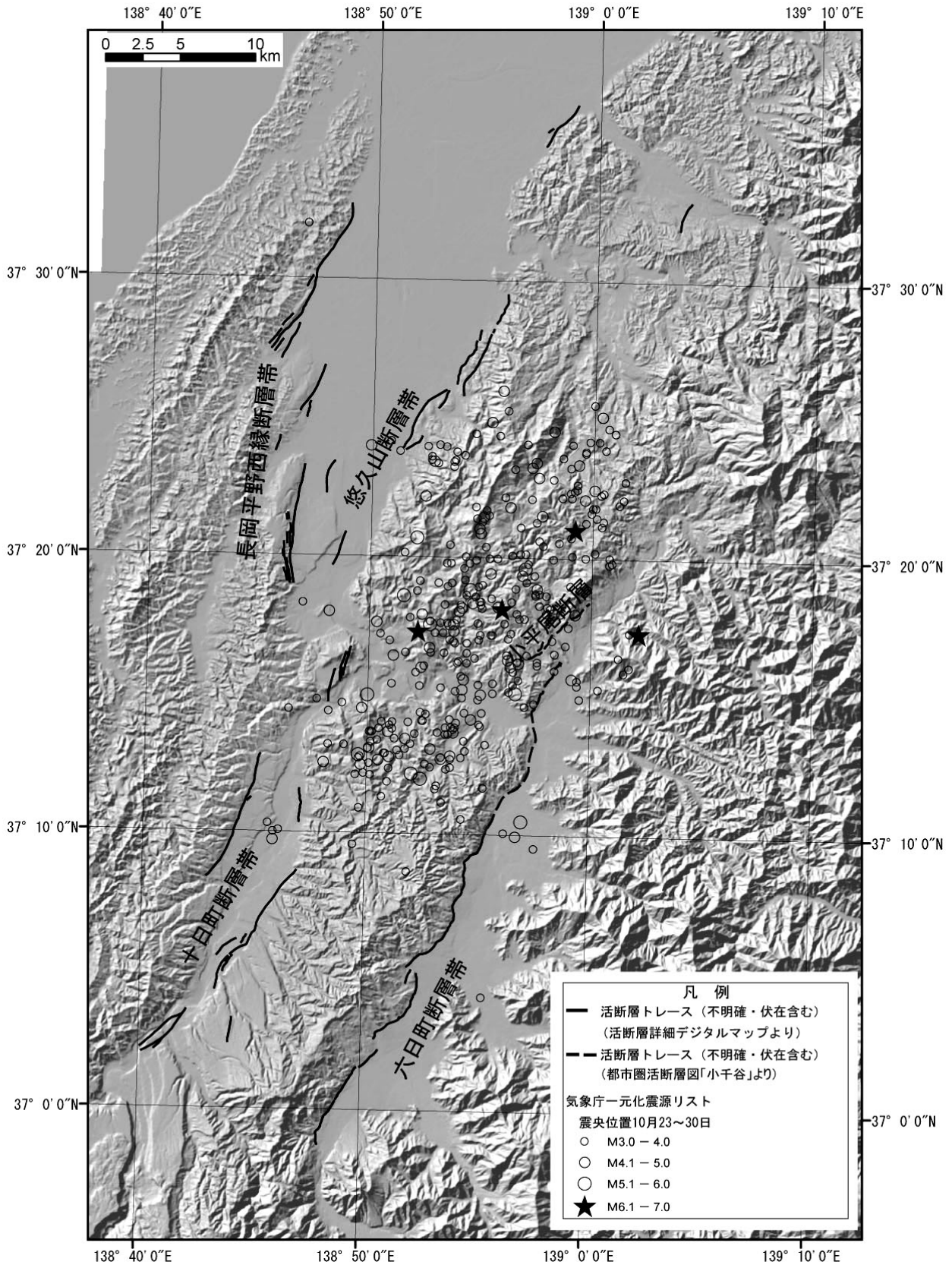


図-2.6 中越地方の活断層分布図

活断層詳細デジタルマップ(中田高・今泉俊文編, 東京大学出版会, 2002)¹⁰⁾の「活断層シェイプファイル(製品シリアル番号: DAFM0057)」を編集し、数値地図50mメッシュ(国土地理院)より作成した地形の陰影図に重ね合わせて作成。一部、『都市圏活断層図「小千谷」』⁸⁾からトレース。

『詳細デジタルマップ』は、1995年の兵庫県南部地震以降に『新編 日本の活断層』のデータを基に進められている活断層調査の結果や、確実度の低い活断層の再評価が行われた結果が編集されたものであり、位置情報もより詳細となっている。図-2.6に『活断層詳細デジタルマップ』をもとに作成した活断層の分布図を示す。なお図-2.6には『活断層詳細デジタルマップ』には記載されていない、六日町盆地西縁の断層の北部延長(旧大和町浦佐以北)と小平尾断層を『都市圏活断層図「小千谷」』から転記している。

今回の地震活動は、主に北西-南東圧縮の逆断層型で、西傾斜の六日町盆地西縁断層帯、小平尾断層、東傾斜の悠久山断層が推定されたが²⁰⁾、余震分布などから複数の断層面が推定され²¹⁾²²⁾²³⁾、地震活動は複雑なものと考えられている。また、小平尾断層付近や六日町盆地西縁断層帯の北部では、断層の一部が地表付近にまで到達したことを示唆する小規模な地表変位が認められたとされる報告もある²⁴⁾²⁵⁾。

4.2 活褶曲

活褶曲は段丘面の傾斜異常と長岡～柏崎間の1等水準点の改測結果をもとに池辺(1942)²⁶⁾によって、また地質構造と調和的な段丘面の変形をもとに大塚(1941、1942)²⁷⁾²⁸⁾によって提唱され¹³⁾、その後、中越地域の活褶曲について多くの研究が行われてきた。

中越地域の活褶曲については、信濃川沿いに発達する段丘面を利用した地形・地質的な研究が多く行われている^{例えば 12)29)30)}。その中では通常 10%前後で川側へ傾斜する段丘面がより急な勾配で川側に傾斜する、あるいは逆に山側へ傾斜するなどの傾斜異常を示すことや、段丘堆積物の下に分布する地層の褶曲構造と調和的に段丘面が傾斜すること、また古い段丘面ほど変形量が多いことなどから活褶曲の存在が示されている。

また小玉ほか(1974)³¹⁾は上記のことを裏付ける水準点の変動を利用した測地学的データを示している。その中で、1等水準点の水準路線が整備されている東山背斜の南部を横切る小出-小千谷間では、現在でも褶曲の背斜部が隆起し、向斜部が沈降していることを水準点変動から指摘し、隆起軸部では向斜軸部に対し0.2-0.75mm/年程度上昇していることが示されている。

5. 地震被害と地形・地質との関係

山地、丘陵、段丘、平野では地震被害の様相がそれぞれ異なる。そのため、この章ではそれぞれの地形域における被害と地形・地質との関係について述べる。

(1) 丘陵および山地

国土交通省の調べ³²⁾によると東山丘陵、魚沼丘陵周辺では約3,800カ所と多くの斜面崩壊が発生している。このうち震度6強以上を記録した川口町、小千谷市、旧山古志村、旧十日町、旧小国町での崩壊数を合わせると全崩壊数の約5割を占め、幅50m以上の規模の大きな崩壊では約7割を占める。これらの市や町は丘陵に位置する。

このように丘陵では数多くの斜面崩壊が発生し、それにより家屋損壊、道路、鉄道などのライフラインの切断、河道閉塞による家屋の水没、ため池、水田、養鯉池などの崩壊による生計への被害など多様で数多くの被害が発生した。また道路では自然斜面の崩壊による被害の他に、谷埋め盛土の崩壊、切土のり面の崩壊、切土と盛土の境界での段差、トンネルの坑口斜面の崩壊や覆工コンクリートの崩落などの被害も発生し、鉄道でも同様の被害が生じている。

丘陵で数多くの斜面崩壊が発生した理由には、震源域にあたり強い地震動を受けたという誘因の他に、素因としての地形・地質的脆弱性が挙げられる。東山丘陵は固結度が低く物理的・化学的な作用に対する抵抗性の低い軟岩が分布し、また地層の褶曲が著しく、地下水を供給また劣化を進行させやすい引張性の亀裂や小断層が形成されているほか流れ盤も形成されている。また魚沼丘陵は未固結で透水性が大きく地層面に地下水を供給しやすい魚沼層群が分布し、また地層面が褶曲により斜面と同様の傾斜をしている。丘陵の地山はこのような地形・地質特性下にあり元来、地すべりの多発地帯でもあった。斜面崩壊はこの他に人工的な地盤・地山改変に起因していることもある。例えば地すべりなどによって形成された山間部の平坦地を造成して作られた水田や池においては、地震動により発生した亀裂から貯水が浸透することにより崩壊が引き起こされたように見られる箇所もある。

なお主に先新第三系が分布する丘陵東側の山地では、丘陵に比べ被害も少なく、現地調査の報告も少ない。

(2) 段丘

段丘堆積物は主として未固結の礫層からなり、段丘の縁では急傾斜の段丘崖が発達している。段丘崖では斜面崩壊が多発し、段丘崖に隣接した段丘面上の家屋や道路に被害を及ぼしている。また段丘崖直下にある道路では、崩積土によって道路が被覆されるなどの被害も生じている。

このような段丘崖での斜面崩壊は、堆積物が未固結で急崖をなすところに強い地震動が作用して崖の表層

部が崩壊に至ったものであるが、この他に透水性の低いシルト層などが下位に分布することによる地下水の影響や、下位の地層が段丘崖に対し流れ盤構造となっていたことなどの影響も受けている。

段丘面は平坦であるため生活の場として広く利用されている。段丘面上での地震被害としては家屋等の建造物の損壊のほか生活基盤である道路の亀裂やたわみ、マンホールの浮き上がり、電柱の傾き、ガス導管の破損などが生じている。建造物の被害については吉見ほか(2005)³³⁾で調査が行われ、調査された範囲においては、段丘上でも建造物に被害が発生しているが、段丘の背後にある地すべり性斜面などからの供給物が堆積した扇状地性段丘の上で特に大きな被害が発生している傾向が見られている。

段丘での液状化は一般に発生しにくいとされているが、今回の地震では若松ほか(2005)³⁴⁾で、沖積低地のような大規模で広範囲なものは生じていないものの、小千谷市内などで埋戻し土の液状化によるマンホールの浮上がりや、水田での噴砂の報告がある。

(3) 平野

小千谷市北部から北に広がる新潟平野では、三島郡与板町、旧中之島町、見附市にかけて信濃川やその支流沿いで液状化による噴砂等の発生が報告されている(例えば¹⁸⁾³⁴⁾。若松ほか(2005)³⁴⁾によれば、長岡市内の信濃川にかかる蔵王橋付近より北部は砂質地盤(自然堤防地帯)からなり、田畑や市街地で噴砂が報告されている。これらの噴砂は、自然堆積したものが噴出してき

たと推定されるものもあるが、市街地での盛土や旧河道を埋めた材料と考えられるものもある。また長岡市内の蔵王橋付近より南部は砂礫地盤(扇状地)からなり、ここでは砂利採取跡地が分布する水田で、埋戻し土の液状化による噴砂が認められている。

この他に平野部では生活基盤である道路のたわみや段差、下水管施設での管路沿いの地盤沈下やマンホールの浮上がり、電柱の傾きやガス導管の破損などが各所で発生している。また平野を通る高速道路や国道17号などで施工された盛土では、崩壊、はらみ出し、沈下、ボックスカルバートの継目の開口などが発生している。同じく盛土建造物の河川堤防でも亀裂、護岸の崩壊などの被害が発生している。

6 .斜面崩壊発生箇所における地形・地質的特性の検討

5章で述べたように丘陵では斜面崩壊が多発し、今回の地震被害の特徴の1つとなっている。丘陵の地山は脆弱な地質状況下であり、斜面崩壊の多発には地形・地質的特性が関与しているものと考えられる。そこでこの章では、地形標高データおよび各種地質データを用いて崩壊等発生箇所の地形・地質(地質構造)的特性について検討した結果を述べる³⁵⁾。

6.1 検討範囲の地形・地質

6.1.1 地形・地質概要

検討範囲は、崩壊が多発し複数の地質にまたがる東山丘陵の南西部とした(図-2.7参照)。

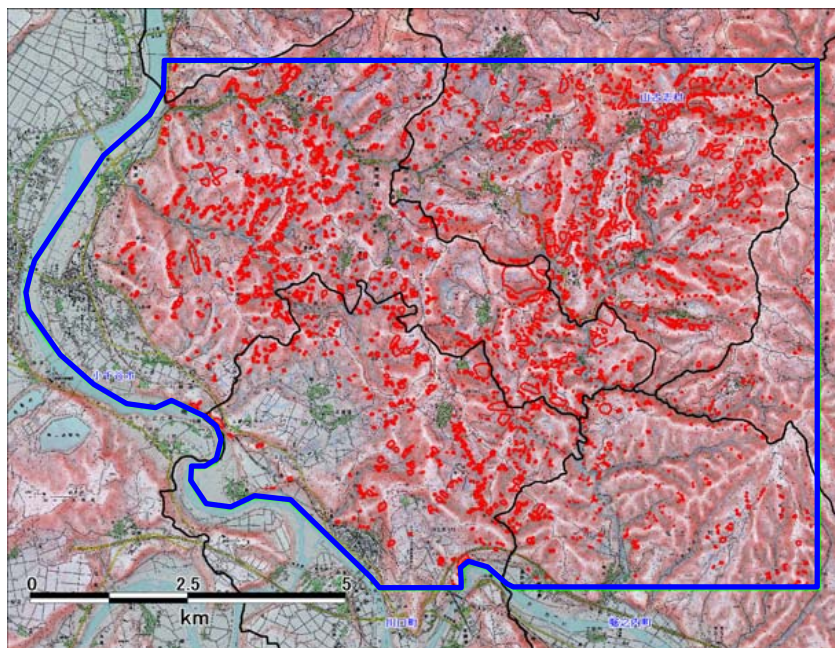


図-2.7 検討範囲(青枠)と崩壊分布(背景には国土地理院の数値地図 50mメッシュ(標高)を用いて作成した赤色立体地図³⁶⁾を使用)

検討範囲が位置する東山丘陵は複背斜帯に相当し、丘陵中央のやや北西側に東山背斜と呼ばれる新潟県内でも第1級の背斜軸を有している。標高は概ね300～500mであるが、東山背斜の背斜軸付近では高いところで標高500～700m程度の山が連続している。また東山背斜の東方、破間川までの区間にも複数の軸長の短い向斜軸や背斜軸が分布し、南方の魚沼丘陵とは対照的に褶曲、断層が多く地層の変形が著しい。

東山丘陵の地質は、大部分が新第三紀中新統～鮮新統からなり、下位から寺泊層（泥岩砂岩互層）、荒谷層（主に泥岩）、川口層（主に砂岩泥岩互層）、牛ヶ首層（主に泥岩）、白岩層（主に砂質シルト岩）が分布する。最下層の寺泊層は東山背斜の軸付近に分布し、その両翼により上位の地層が分布している。これらの地層より新しい鮮新統～更新統の魚沼層は東山丘陵の東部や南西部に分布する（図-2.10参照）。

6.1.2 地すべり

東山丘陵は新潟県内でも地すべり多発地帯として有名で、図-2.8のように多くの地すべり地形を有する。

この地域では、泥岩層の風化に加えて、褶曲構造が著しく発達し、流れ盤斜面の形成や岩盤中の亀裂や断層からの降雨浸透や融雪による地下水浸透により多くの地すべりが発生している。豪雪地帯でもあるため地

すべりは梅雨期や台風時のほか融雪期にも多く発生している。

6.2 地形・地質特性の把握方法

図-2.7に示す検討範囲は約90km²と広域で、斜面崩壊も多く見られる。このような広域かつ多数の崩壊地の地形・地質特性の把握には、GISの活用が効率的である。今回の検討では、まず斜面崩壊の発生箇所を抽出し、それをGISで扱えるようにデータ化した。また同様に地形特性、地質特性もGISで扱えるようにデータ化し、これらをGIS上で重ね合わせて、斜面崩壊発生箇所の地形・地質特性の把握を行った。

以下に斜面崩壊発生箇所の抽出方法、さらに地形・地質特性の抽出方法について述べる。

6.2.1 斜面崩壊発生箇所の抽出

今回の検討では、土石流を除く崩壊（表層・深層）・地すべり（狭義）などの土砂移動（マスマーブメント）現象を一括して崩壊等として扱い、抽出を行った。

崩壊等は、2004年10月24日撮影の1:12,000アナログ空中写真、およびデジタル航空カメラデータの判読により抽出した。抽出した崩壊等の分布は図-2.7に示すとおりで、検討範囲内で2551箇所の崩壊等が見られた。また抽出した崩壊等の形状は、GISでポリゴン化した。

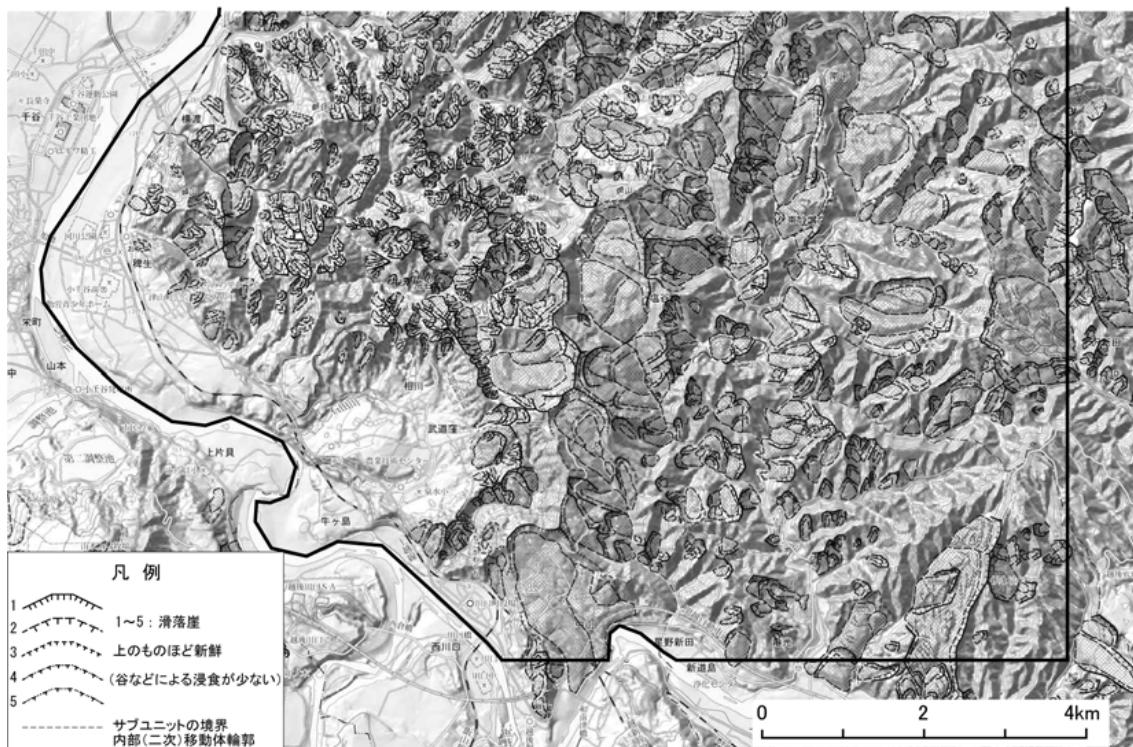


図-2.8 地すべり地形分布図（出典：独立行政法人防災科学技術研究所 HP³⁷⁾）

6.2.2 地形特性の抽出

崩壊等発生箇所の地形特性は、ポリゴンの面積から崩壊面積を、ポリゴン化した崩壊等発生箇所内の最高標高点と最低標高点から勾配、移動方位、比高を求め、移動方位と直交する方向の線分とポリゴンの交点間の最大距離から崩壊の最大幅を算出した。またその他の地形特性として数値標高モデル(DEM)から地形の凹凸を表す曲率、ある地点の地形が周囲に比べ地上に突出あるいは地下に食い込んでいる程度を表す地上開度・地下開度³⁸⁾、地上開度と地下開度の差の1/2で定義される尾根谷度³⁶⁾を算出した。

なお上記の標高や勾配などの地形量の算出には、北海道地図(株)製の数値標高モデル(10mメッシュDEM、GISMAP Terrain)を使用した。

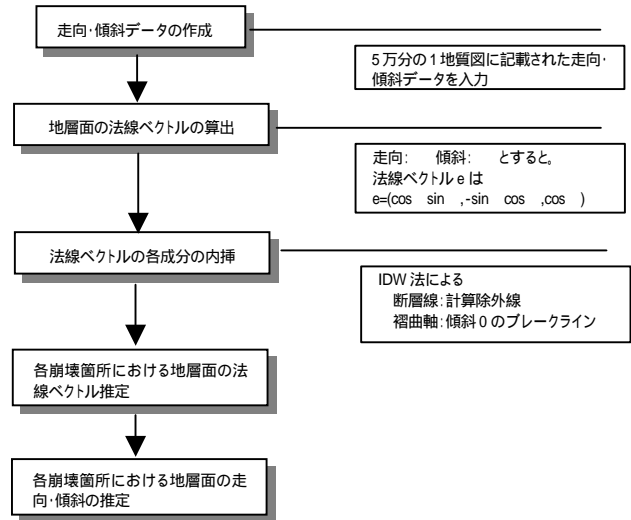


図-2.9 各崩壊等発生箇所における地質構造推定フロー

6.2.3 地質特性の抽出

検討に使用した地質データは、産業技術総合研究所地質調査総合センター作成の5万分の1数値地質図³⁹⁾を用いた。またこの他に、崩壊等発生箇所における地質構造を把握するために、1/5万地質図幅「小千谷」²⁾、「長岡」⁴⁰⁾に記載されている走向・傾斜データもGIS

で扱えるようにデジタル化した。

走向・傾斜データは地質図上にまばらに点在しているため、内挿計算によりデータのない地点の地質構造の推定を行った。推定のフローを図-2.9に示す。手順としては、まず地質図に記載されている走向・傾斜データから、記載地点における層理面の法線ベクトル

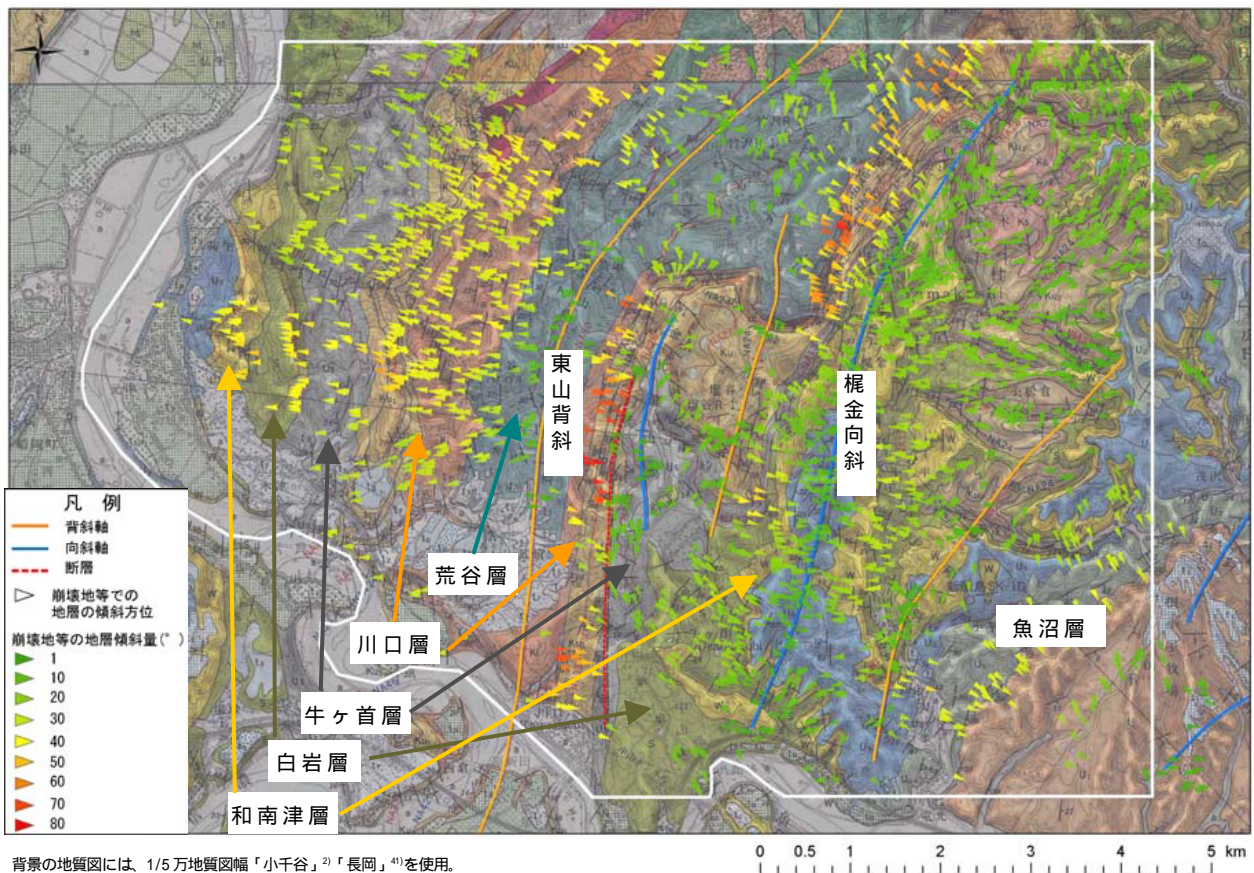


図-2.10 各崩壊等発生箇所における地層面の走向・傾斜の推定結果

(X,Y,Z)を求め、次にベクトルの各成分について逆距離加重法 (Inverse Distance Weighted : IDW法) を用いて内挿計算を行った。なお、内挿計算時には、断層を計算除外線、また、褶曲軸は地層傾斜が0となるブレークラインとしてオプション設定した。内挿計算により推定した各崩壊等発生箇所における地層面の法線ベクトルから、崩壊等発生箇所における地層面の姿勢を推定した。

各崩壊等発生箇所における地層面の走向・傾斜の推定結果を図-2.10に示す。

6.3 斜面崩壊発生箇所の地形・地質特性

6.3.1 崩壊等の長さおよび最大幅との関係

崩壊等発生箇所の長さのヒストグラムを図-2.11に、最大幅のヒストグラムを図-2.12に示す。

崩壊等発生箇所の長さは10~20mのものが多いが、100mを超える規模の大きいものも存在する。また崩壊の最大幅は20~50mのものが多いが、200mを超える規模の大きいものも存在する。なお長さ、幅ともに10mより小さいものは空中写真等では判読するのが難しいため、図-2.11、図-2.12では箇所数としては少なくなっているが、実際には崩壊は多数発生している。

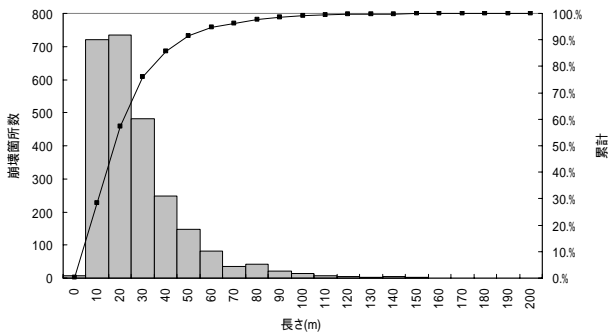


図-2.11 崩壊等発生箇所の長さ

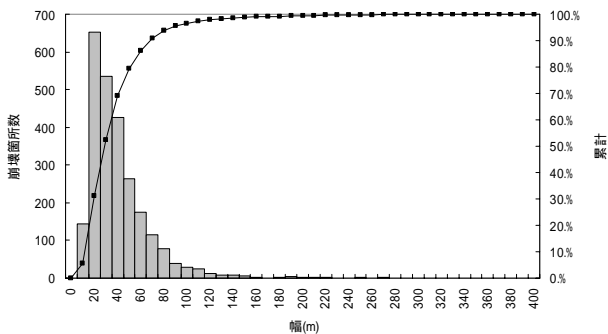


図-2.12 崩壊等発生箇所の最大幅

6.3.2 斜面方位との関係

方位ごとの崩壊等発生率を図-2.13に示す。これは斜面方位を10°ごとに階級分けした上で方位階級ごとに崩壊等発生箇所数を求め、同様に方位階級ごとに求めた検討対象範囲全体の斜面数(5mDEMのメッシュ数)で割って算出した。0°および360°が北、90°が東、180°が南、270°が西を表す。

全体的に北向きより南向き斜面で崩壊等発生率が高く、南東向き斜面で最も高くなっている。

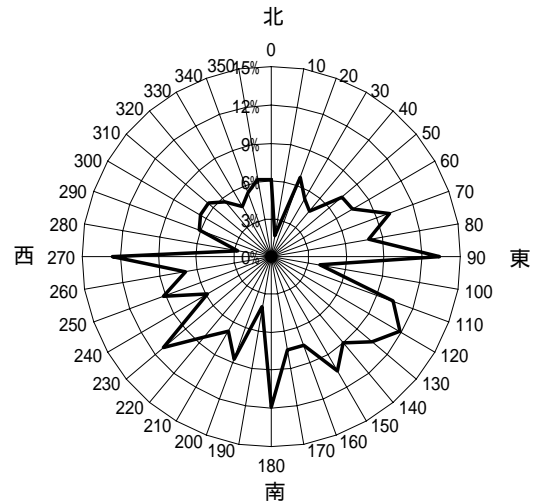


図-2.13 各方位における崩壊等発生率

6.3.3 傾斜度との関係

傾斜度ごとの崩壊等発生率を図-2.14に示す。崩壊等発生率は傾斜度を5°ごとに階級分けした上で傾斜階級ごとに崩壊等発生箇所数を求め、同様に傾斜度階級ごとに求めた検討対象範囲全体の斜面数(5mDEMのメッシュ数)で割って算出した。崩壊等発生率は50°にピークを持ち、急傾斜であるほど発生率が高くなる。なお65°以上の傾斜については、地形データとして使用した10m-DEMでは表現できていない。

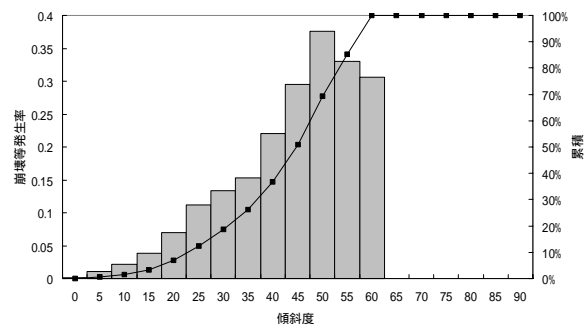


図-2.14 傾斜度ごとの崩壊等発生率

6.3.4 斜面方位と傾斜度による崩壊等発生率の検討

地震動による斜面崩壊においては、崩壊等発生箇所の斜面方位と傾斜度をそれぞれ個別に扱うよりも、両者の組み合わせで評価を行う方が妥当であると考えられる。ここでは、斜面方位と傾斜の両方を組み合わせた場合の崩壊等発生率について検討した結果を示す。

図-2.15には検討範囲全体の斜面方位と傾斜度の分布を、図-2.16には崩壊等発生箇所における斜面方位と傾斜度の分布を示す。グラデーションは図-2.15においてはDEMのメッシュ数、図-2.16は崩壊等発生箇所数である。検討範囲全体の斜面の傾斜度は概ね50°以下であり、斜面方位は南西方向のものが卓越している。また、崩壊等発生箇所における傾斜度は概ね20~40°が、斜面方位は南東~南西にかけてが卓越している。

図-2.17には検討対象範囲全体の斜面方位と傾斜度

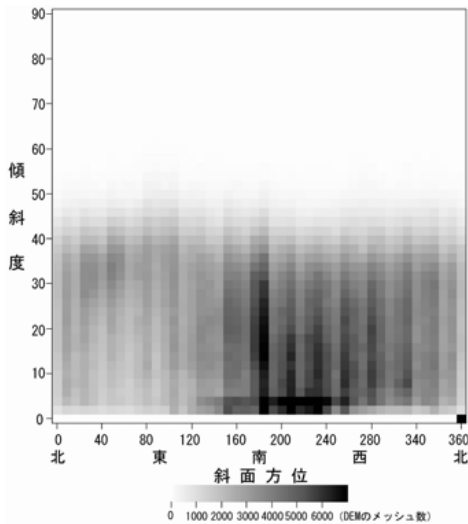


図-2.15 検討範囲全体の斜面方位と傾斜度の分布

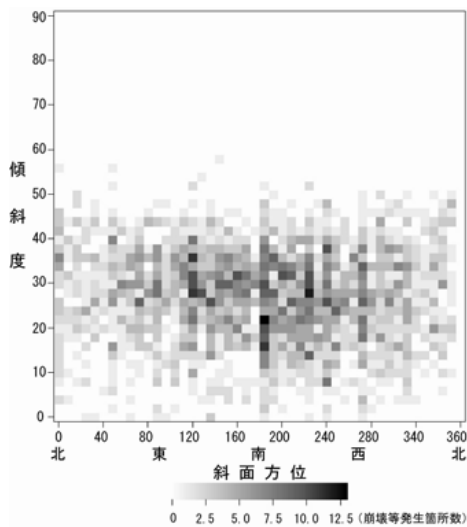


図-2.16 崩壊等発生箇所における斜面方位と傾斜度の分布

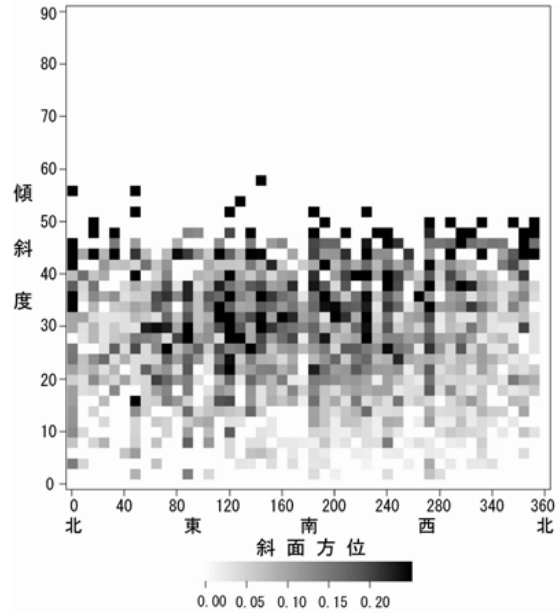


図-2.17 検討対象範囲全体の斜面方位と傾斜度に対する崩壊地の傾斜方位と傾斜度の割合

に対する崩壊地の傾斜方位と傾斜度の割合を示す。概ね傾斜度が35°を越える範囲においては傾斜方位にかかわらず崩壊等の発生率は高くなっている。傾斜度が35°以下の範囲では、斜面方位90~270度(東~南~西)において発生率が高い。図-2.15に示すように南東向き斜面は検討範囲全体では数が少ないが、図-2.16のように崩壊等の発生箇所数では多いため、35°以下の傾斜度においては、南東向き斜面での崩壊等発生率が特に高くなっている。

上記のように傾斜度が35°以上の斜面では、地震動の方向性によらず、斜面が急勾配であることからどのような斜面方位でも崩壊が発生しやすいが、傾斜度が35°以下の斜面では、地震動の方向性ないし地質構造に影響を受けて崩壊が発生しているものと考えられる。

6.3.5 斜面の凹凸との関係

(1) 曲率

地形の曲率を表す指標として、今回の検討では斜面の最大傾斜方向の曲率(以下、K1とする)とそれに直交する方向の曲率(以下、K2とする)を用いた。図-2.18にK1、K2の概念図を示す。K1はマイナス側で凸型、プラス側で凹型の地形形状となる。またK2はマイナス側で尾根型、プラス側で谷型の地形形状となる。なお、対象地域および崩壊等の規模を考慮し、曲率を算出する際の考慮距離は15mとした。また各崩壊等発生箇所のK1、K2の値は崩壊頭部における値とした。

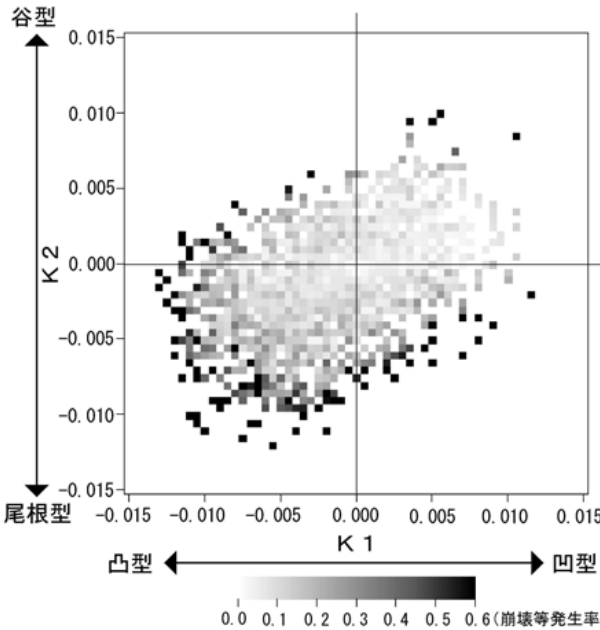


図-2.20 K 1・K 2 による崩壊等発生率分布

(2) 尾根谷度

尾根谷度は地上開度と地下開度³⁸⁾の差の1/2で定義され³⁶⁾、算出された値は0で平坦、プラス側で凸地形、マイナス側で凹地形を表す。なお開度の算出においては対象地域および崩壊等の規模を考慮し、曲率の考慮距離を30mとしているため、尾根谷度は半径30mの周囲の地形に対する鉛直方向への突出度を表していることになる。また、各崩壊等発生箇所尾根谷度の値は崩壊頭部における値としている。

図-2.21には崩壊等発生箇所の尾根谷度ごとの崩壊等発生率を示す。崩壊等発生率は凸地形で明瞭に大きいことが確認できる。図-2.22には平成16年7月の新潟豪雨で発生した斜面崩壊について検討された⁴²⁾ラプラシアンごとの崩壊発生率を示す。この豪雨による斜面崩壊に対する検討は、本検討地域のすぐ北方を対象地域としており、地質的にもほぼ同様の地域である。ま

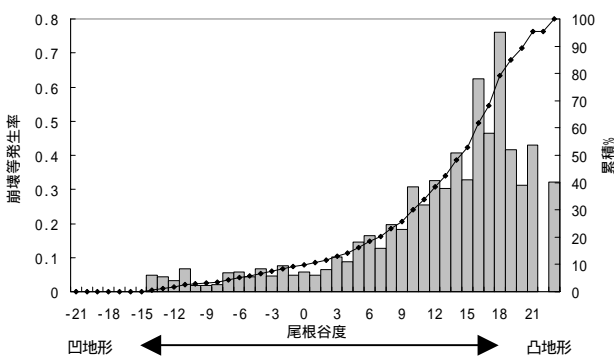


図-2.21 尾根谷度ごとの崩壊等発生率

たラプラシアンとは地形の凹凸およびエッジを表す指標で尾根谷度と同様、プラス側で凸地形、マイナス側で凹地形を表している。図-2.22のように、豪雨による斜面崩壊は凹地形で崩壊発生率が高くなっている。このように凸地形で崩壊が発生しやすい地震による斜面崩壊は、豪雨による斜面崩壊と対照的である。

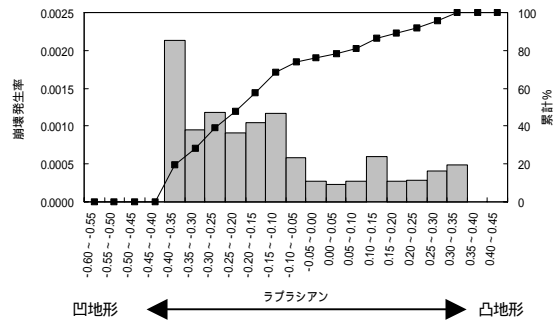


図-2.22 豪雨時の斜面崩壊におけるラプラシアンごとの崩壊発生率 ⁴²⁾より一部抜粋

6.3.6 受け盤および流れ盤との関係

ここでは1/5万地質図幅の走向・傾斜データから推定した崩壊等発生箇所の地層の傾斜(図-2.10参照)が、斜面の傾斜との関係から受け盤となるか流れ盤となるかを把握し、それと崩壊がどのように関係するかについて検討した結果を述べる。なお崩壊等発生箇所の地層面の姿勢は内挿計算により全ての地点で推定できるが、地すべり地形内部や地質構造を作らない地層では、推定結果を適用できない。そのため、表-2.1に示す項目に含まれる崩壊等発生箇所は検討から除外している。

表-2.1 地質構造の推定から除外する項目

地層 (岩質)	岩屑及び崩積土
	安山岩火砕岩
	礫・砂及びシルト
	礫・シルト及び砂
	シルト・砂及び礫
地すべり地形分布図の移動体に含まれるもの	

受け盤・流れ盤は、推定した各崩壊等発生箇所における地層面の姿勢と地形面の傾斜・傾斜方位から、地形の最大傾斜方向における地層面の見かけ傾斜()および相対傾斜()を求め、図-2.23、24の関係から判定した。なお図-2.23、24は鈴木(2000)⁴³⁾を参照している。

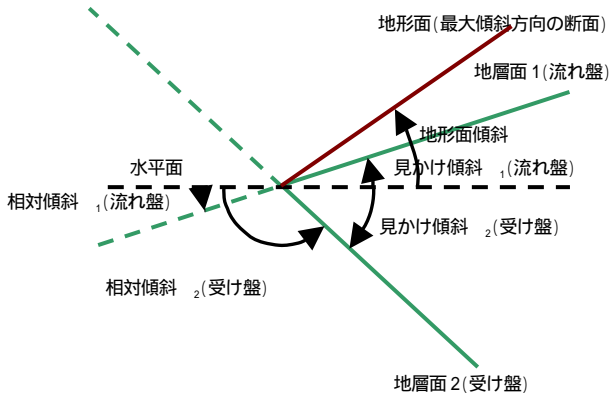


図-2.23 地層の見かけの傾斜 と相対傾斜

模式図			
区分	水平盤	流れ盤	平行盤
定義	=0	0° < <	=
模式図			
区分	逆目盤	垂直盤	受け盤
定義	< < 90°	=90°	90 < < 180

図-2.24 崩壊等発生箇所における地質構造区分

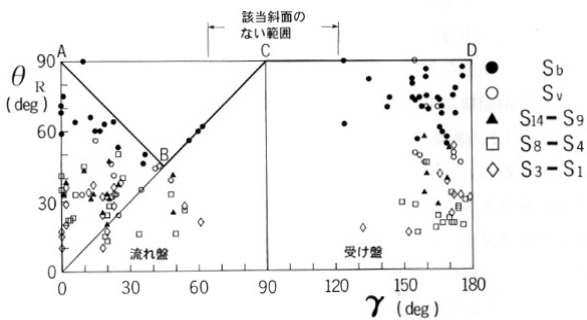


図-2.25 秩父盆地荒川沿岸における岩石段丘崖の中部等斉斜面の傾斜角 () と岩盤(第三系)の相対傾斜 () の関係⁴³⁾ (Suzuki and Nakanishi, 1990⁴⁴⁾ から引用)

段丘崖の形成年代(T)で段丘崖が次の5群に区分されている。Sb: 現成段丘崖(裸岩斜面、T=0.5ka)、Sv: 現成段丘崖(植生被覆斜面、T=1ka)、S₁₄-S₉: 最下位の段丘崖群(T=1.5~4ka)、S₈-S₄: 中下位の段丘崖群(T=5~9ka)、S₃-S₁: 上下位の段丘崖群(T=10~30ka)。

Suzukiほか(1990)⁴⁴⁾では、固結度の類似した岩盤の場合には、斜面傾斜と地層の相対傾斜の組み合わせにより、斜面の安定度が著しく異なることを示している(図-2.25参照)。例えば図-2.25のABCの領域はもっとも不安定であり、ここに含まれる斜面は軟岩斜面ではほとんど存在しないとされている⁴³⁾。

図-2.26は本検討において同様のプロット図を作成したものである。本検討では流れ盤領域で617箇所、逆目盤領域で113箇所、受け盤領域で867箇所の崩壊等が

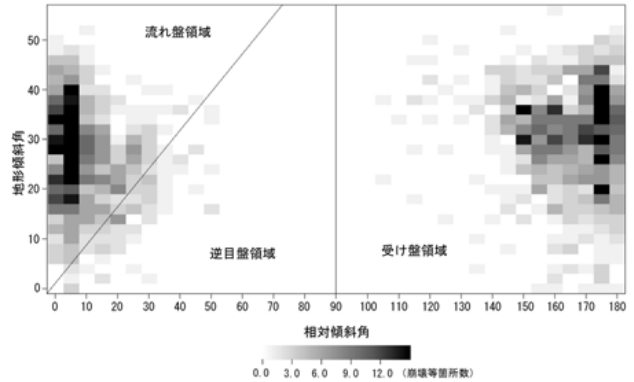


図-2.26 地質構造ごとの崩壊箇所数

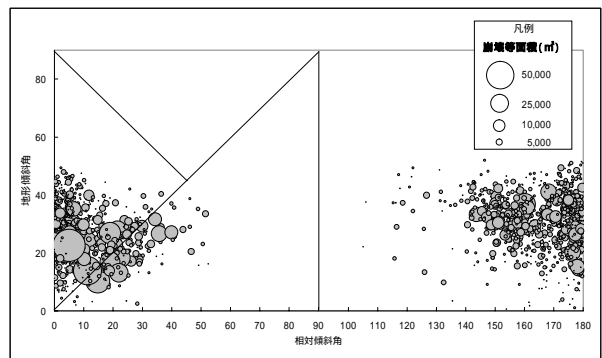


図-2.27 崩壊等発生箇所における地形傾斜と地層傾斜および面積の関係

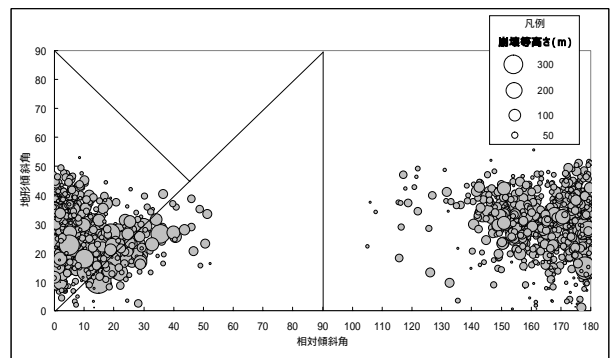


図-2.28 崩壊等発生箇所における地形傾斜と地層傾斜および崩壊高さの関係

見られた。データ個数のピークは相対傾斜角が5～10°付近に認められるが、全体としては、逆目盤を含む流れ盤領域よりも受け盤領域に多くの崩壊等が発生している。また、崩壊等の規模については、図-2.27、図-2.28に示すとおり、流れ盤および逆目盤側で大きくなる傾向が見られる。とりわけ流れ盤と逆目盤の境界域（いわゆるディップスロープ斜面）付近で崩壊規模が大きく、逆目盤の領域に入ると崩壊数は急に減少する。このように逆目盤を含む流れ盤領域では数は少ないものの規模の大きな崩壊が発生し、受け盤領域では規模の小さな崩壊等が数多く発生している傾向が伺える。

なお上記の検討には地すべり地形分布図³⁷⁾に示される移動体の中で発生した崩壊等は含まれていない。これは移動体内では既に地質構造が乱されていると考えたことによるが、地すべり地形分布図の移動体内で発生した崩壊等であっても周囲の地質構造データから、元々の地質構造がどのような場であったかを推定することは可能である。また初成的な地すべりは元々の地質構造の影響を受けて発生していると考えられる。そこで移動体内で発生した崩壊等についても周囲のデータから元々の地質構造を推定した上で、崩壊発生と地質構造との関係を移動体の内と外の比較から検討した（図-2.29）。

移動体外で発生した崩壊等については受け盤で多く発生し（図の破線参照）、移動体外で発生した崩壊等の約5割を占めるが（図の白色棒グラフ参照）、移動体内で発生した崩壊等については流れ盤で多く発生し（図の実線参照）、移動体内で発生した崩壊等の約5割を占め、逆目盤も含めると約6割を占める（図の灰色棒グラフ参照）。このように、地すべり地形分布図の移動体内で発生した崩壊等は、元々の地質構造が流れ盤領域である

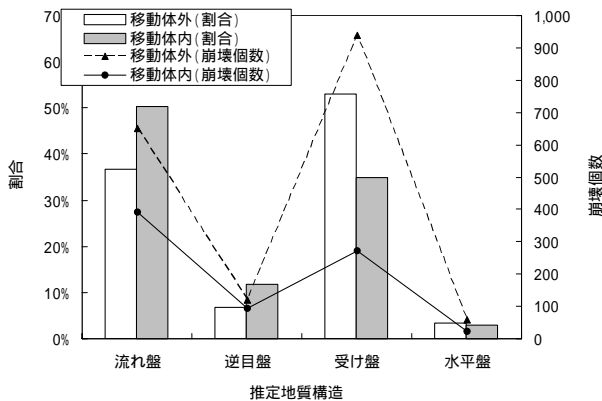


図-2.29 地すべり地形分布図³⁷⁾の移動体内外で発生した崩壊等の受け盤・流れ盤等との関係

ものが多く、初成的な地すべりも多くが流れ盤の影響を受けて発生していると推測できる。

6.3.7 岩質との関係

5万分の1数値地質図³⁹⁾の凡例に示されていた記載を基に各地質から表-2.2に示すように岩質を区分した。岩質ごとの崩壊数、崩壊面積、平均面積等を表-2.3および図-2.30～図-2.33に示す。

表-2.2 岩質区分と地質の対応

岩質区分	対応する地質	
礫・砂及びシルト	段丘堆積物、 河道及び後背湿地堆積物	未 固 結 堆 積 物
岩屑及び崩積土	古期崩積及び地すべり堆積物	
シルト・砂及び礫	魚沼層及び灰爪層の砂シルト相	
礫・シルト及び砂	魚沼層及び灰爪層の礫シルト相	
海成シルト及び砂	魚沼層及び灰爪層の海成シルト砂相	砂 岩 質
砂岩	川口層、和南津層の砂岩	
砂岩優勢砂岩泥岩互層	川口層の砂岩優勢砂岩泥岩互層	泥 岩 質
塊状泥岩	荒谷層、牛ヶ首層の塊状泥岩	
砂質シルト岩及び 砂岩シルト岩細互層	白岩層の砂質シルト岩及び砂岩シル ト岩細互層	
泥岩優勢砂岩泥岩互層	川口層の泥岩優勢砂岩泥岩互層	
安山岩火砕岩	荒谷層、牛ヶ首層の安山岩火砕岩	

最も大きな崩壊は泥岩優勢砂岩泥岩互層が分布する小千谷市塩谷で発生した水平面積19.7万m²の崩壊である。これに続く崩壊面積は、半分以下の砂岩で発生した6.9万m²、泥岩優勢砂岩泥岩互層で発生した6.8万m²で、塩谷で発生した崩壊は飛び抜けて規模が大きい。泥岩優勢砂岩泥岩互層ではこのような極めて大規模な崩壊が発生しているため、標準偏差ではばらつきが大きく、歪度からも崩壊面積の分布ピークが他のものと比べ大きく左に歪み、分布ピークより大きな崩壊が発生していることが分かる（表-2.3参照）。極端に大きなものを受けにくい中央値で見ると、泥岩優勢砂岩泥岩互層の崩壊は砂質シルト岩及び砂岩シルト岩細互層や未固結の崩壊と大きな差は見られない（図-2.33参照）。このような傾向は砂岩でも見られる。砂岩では2番目に大きな崩壊が1番目の半分以下の2.9万m²で、標準偏差でのばらつきも大きく、歪度も泥岩優勢砂岩泥岩互層に次いで大きい。しかし中央値では未固結のものと同じかやや小さい程度であり、砂岩の全体的な崩壊規模はそれほど大きくはない。

表-2.3 岩質ごとの崩壊箇所数および崩壊面積等

	崩壊箇所数	崩壊面積合計	最大値	最小値	相加平均	標準偏差	中央値	歪度
礫・砂及びシルト	28	41,205	13,109	83	1,472	2,521	639	4
岩屑及び崩積土	11	7,343	1,236	255	668	264	643	1
シルト・砂及び礫	36	13,966	3,489	53	388	651	183	4
礫・シルト及び砂	56	54,250	5,503	65	969	927	665	3
海成シルト及び砂	189	208,572	28,363	38	1,104	2,592	444	7
砂岩	407	662,286	69,039	28	1,627	4,759	409	9
砂岩優勢砂岩泥岩互層	262	482,755	13,374	52	1,843	2,005	1,282	3
塊状泥岩	504	1,099,798	53,010	38	2,182	4,323	1,026	7
砂質シルト岩及び砂岩シルト岩細互層	441	660,008	32,116	40	1,497	3,040	616	6
泥岩優勢砂岩泥岩互層	593	1,211,453	196,507	48	2,043	9,078	742	18
安山岩火砕岩	24	44,258	10,453	152	1,844	2,144	1,338	3

※最大値・最小値:崩壊面積の最大値・最小値(m²)、平均値:崩壊面積の相加平均(m²)、中央値:崩壊面積の中央(m²)値、歪度:崩壊面積の分布の歪度(値が0で正規分布、0<では分布のピークが左に歪むことを意味する)

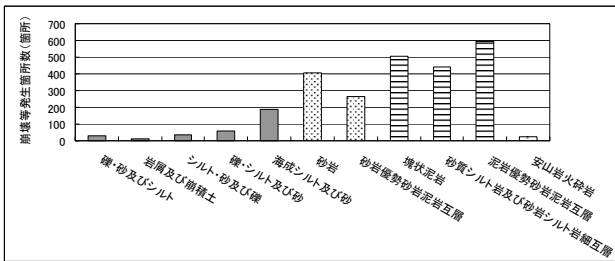


図-2.30 崩壊等発生箇所数

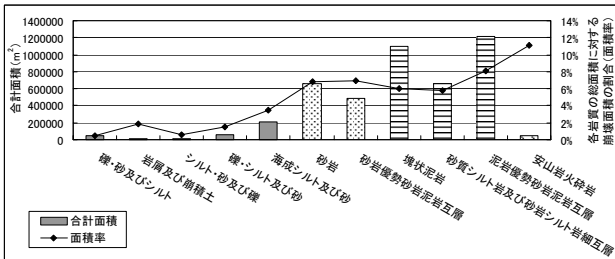


図-2.31 崩壊面積と発生面積率

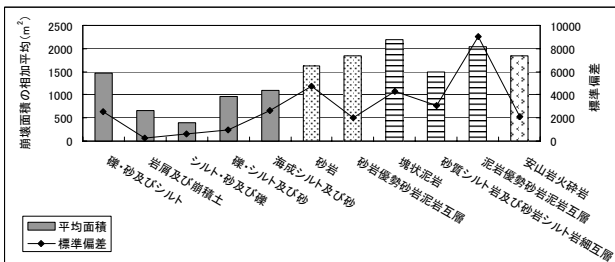


図-2.32 崩壊1箇所あたりの平均面積

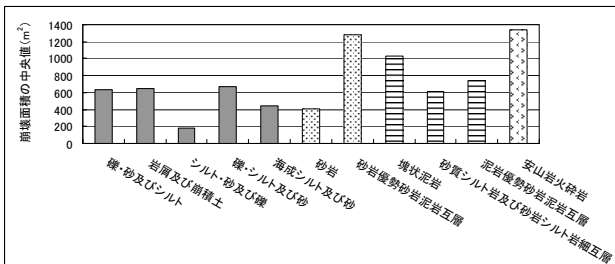


図-2.33 崩壊面積の中央値

全体的な傾向を見ると、図-2.30に示すように崩壊等発生箇所数では泥岩質のものが全体の約60%を占め最も多く発生し、次いで砂岩質のものが約26%、未固結のものが約13%を占めている。検討範囲全域に対する分布面積は泥岩質のものが約55%、砂岩質のものが約18%、未固結のものが約27%を占めている。

このように泥岩質のものは検討範囲全域の約半数の分布面積を占め崩壊等の発生箇所数も多くなっている。

崩壊面積では図-2.31に示すように全体の約66%を泥岩質が、約26%を砂岩質が、約7%を未固結のものが占める。泥岩質のものは崩壊発生数も多く、また小千谷市塩谷で発生した大規模な崩壊もあり1箇所あたりの平均面積も図-2.32に示すようにやや大きく、砂岩質や未固結のものに比べ高い傾向を示している。ただし中央値で見ると砂岩優勢砂岩泥岩互層、塊状泥岩、安山岩火砕岩を除くといずれも概ね同程度の値を示し、全体的な崩壊規模が泥岩質のもので大きいわけではなく、砂岩優勢砂岩泥岩互層および砂岩において面積の最大値を除いて平均すると、砂岩質と泥岩質との差はさらに小さくなり、泥岩質のものが若干大きい程度となる。なお中央値でも高い値を示す砂岩優勢砂岩泥岩互層と塊状泥岩は、全体的に大きな崩壊が発生していると考えられる。これらは東山背斜軸の周囲に分布しており、より脆弱な地質状況下であったと考えられる。

崩壊面積の平均値と中央値の差を見ると、未固結のものに比べて泥岩質および砂岩質でその差が大きくなっている。これは泥岩質や砂岩質では未固結のものと同程度の規模の崩壊が多く発生している一方で大規模な崩壊も発生していることを示す。このような規模の大きな崩壊には、地すべり性の崩壊が多く見られる。

岩質ごとの検討範囲内の総面積に対する崩壊面積の比率(面積率:図-2.31の折れ線グラフ参照)では、泥岩質、砂岩質は未固結のものに比べ高い割合を示すが、泥岩質と砂岩質には差が見られない。これは泥岩質では多数の崩壊、また大規模な崩壊が発生しても泥岩質

分布域の総面積が大きく、一方、砂岩質では泥岩質ほど崩壊数や崩壊規模が大きくなっても分布域の総面積が小さいために起こり、泥岩質と砂岩質では布域の総面積に対する崩壊面積で見ると同程度の割合で発生していることを示す。なお、安山岩質火砕岩については母数(総面積)が少ないため、データの信頼性が低く、詳細についてはさらにデータを増やして検討する必要があると考えられる。

6.3.8 岩質および地質構造との関係

崩壊は図-2.27で示したように、流れ盤、逆目盤で規模の大きいものが発生し、崩壊規模は地質構造に影響を受けている。ここでは流れ盤、逆目盤、受け盤での崩壊の発生状況を岩質ごとに分けてより詳細な検討を行った結果について述べる。表-2.4は6.3.6項と同様に表-2.1に示す岩質を除いた上で、泥岩質、砂岩質、未固結堆積物ごとに流れ盤、逆目盤、受け盤での崩壊箇所数、崩壊箇所の合計面積、崩壊面積の平均値、中央値を示したものである。

表-2.4 岩質、地質構造ごとの崩壊規模の比較

	岩質	流れ盤	逆目盤	受け盤
崩壊箇所数	泥岩質	335 (54%)	72 (64%)	554 (64%)
	砂岩質	201 (33%)	36 (32%)	251 (29%)
	未固結	81 (13%)	5 (4%)	62 (7%)
合計面積 m ²	泥岩質	858,278 (65%)	216,912 (65%)	717,202 (64%)
	砂岩質	393,306 (30%)	87,265 (26%)	308,518 (28%)
	未固結	61,515 (5%)	31,341 (9%)	87,687 (8%)
平均 m ²	泥岩質	2,141	3,013	1,549
	砂岩質	1,535	2,424	1,567
	未固結	1,083	6,268	992
中央値 m ²	泥岩質	719	1,226	915
	砂岩質	493	1,146	943
	未固結	561	1,365	316

箇所数、合計面積の下段は流れ盤、逆目盤、受け盤ごとの泥岩質、砂岩質、未固結の割合

流れ盤での泥岩質は全崩壊等発生箇所数の54%を占

めるが、全崩壊箇所合計面積に対しては65%を占める。一方、流れ盤での砂岩質は全崩壊箇所数に対する割合が33%であるのに対して全崩壊合計面積での割合が30%と、崩壊箇所数と崩壊面積で割合が大きく変わらない。泥岩質では崩壊箇所数に比べ合計面積で割合が増加しているが、これは流れ盤における泥岩質は崩壊1箇所あたりの大きさが砂岩質のものに比べて大きいために、合計面積での割合が増していることによる。実際に崩壊面積の平均や中央値を見ると、流れ盤の泥岩質と砂岩質では崩壊規模に差が見られる。一方、受け盤での崩壊では、各岩質とも崩壊箇所数と合計面積とで割合がほぼ同じで、泥岩質や砂岩質では、崩壊面積の平均や中央値が同程度の値を示す。

また逆目盤における崩壊面積の平均や中央値を見ると、各岩質とも流れ盤や受け盤に比べ値が大きく、逆目盤では崩壊数は少ないが規模の大きな崩壊が発生している。この関係は図-2.27でも示したとおりで、流れ盤領域から受け盤領域に入ると崩壊数が急に減少し、数は少ないが規模の大きな崩壊が発生していることを示す。なおこの傾向には岩質による差が見られない。

6.3.9 褶曲軸および断層からの距離との関係

ここでは向斜軸・背斜軸・断層からの距離と崩壊等発生率との関係について検討した結果について述べる。なお崩壊等の発生箇所数および合計面積は向斜軸・背斜軸・断層からそれぞれ250m離れるごとに集計した(図-2.34~図-2.36参照)。また崩壊等発生箇所の面積率は、距離ごとの崩壊等発生箇所の合計面積を分子として、また距離ごとの総面積を分母として算出した。崩壊等発生箇所によっては、解析対象範囲外に最も近い向斜軸・背斜軸・断層がある可能性もあるため、向斜軸・背斜軸・断層は解析対象範囲外のものも対象とした。

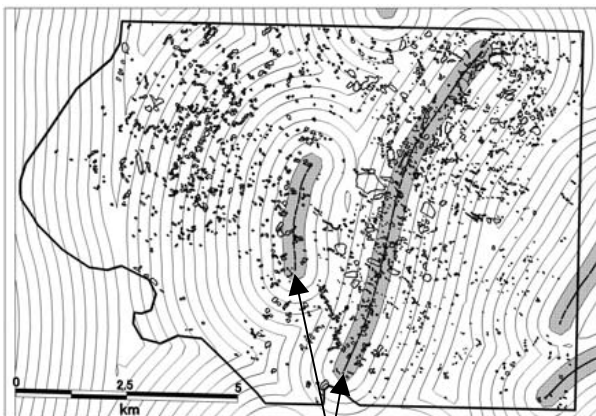
図-2.37には背斜軸からの距離と崩壊等発生率との関係を、図-2.38には向斜軸からの距離と崩壊等発生率との関係を示す。背斜軸、向斜軸ともに軸から遠ざかるに従い崩壊等発生率が下がる傾向が認められる。褶曲度が大きい東山背斜では背斜軸付近で地すべりが多発しているとの調査結果¹⁴⁾¹⁵⁾があり、褶曲軸付近では構造運動による亀裂等が発達し、地すべりや斜面崩壊を起こしやすい素因を有していたものと考えられる。

図-2.39には断層からの距離と崩壊発生率の関係を示す。褶曲軸のような明瞭な傾向は認められないが、今回の検討では解析対象範囲内に1本あるのみであるため、断層との関係については今後、他地域などでも検討を行う必要がある。



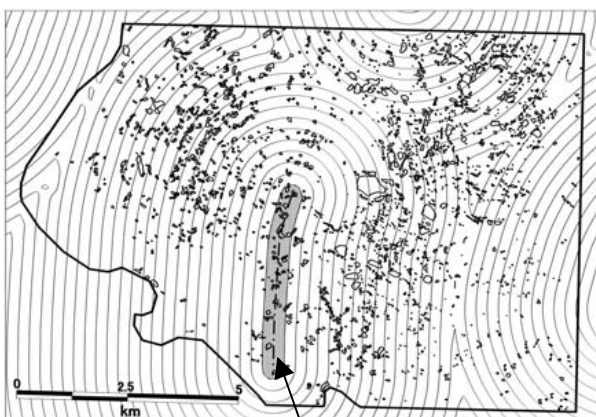
背斜軸から250m以内のエリア

図-2.34 背斜軸からの距離による崩壊等発生箇所を集計例



向斜軸から250m以内のエリア

図-2.35 向斜軸からの距離による崩壊等発生箇所を集計例



断層から250m以内のエリア

図-2.36 断層からの距離による崩壊等発生箇所を集計例

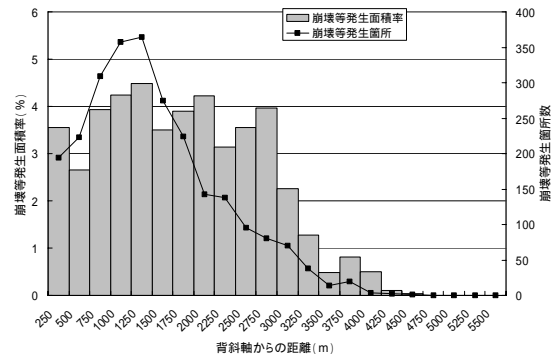


図-2.37 背斜軸からの距離と崩壊等発生率

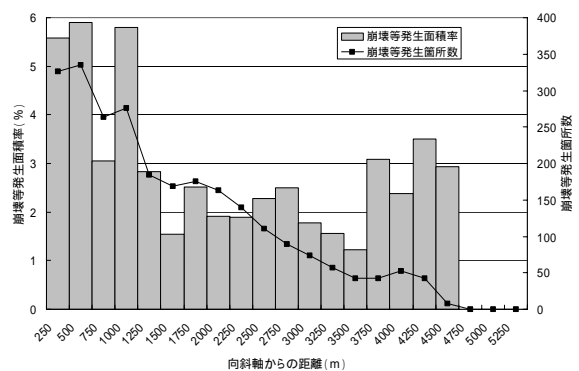


図-2.38 向斜軸からの距離と崩壊等発生率

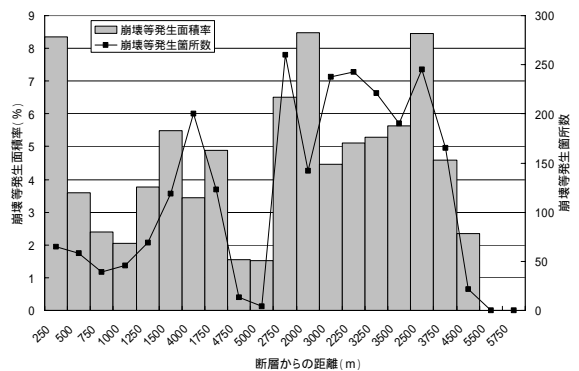


図-2.39 断層からの距離と崩壊等発生率

7. まとめ

新潟県中越地方の地形を概観すると、東に越後山脈、その西に魚沼丘陵、東山丘陵、東頸城丘陵などの丘陵地が分布し、また小千谷から北方には信濃川によって形成された新潟平野が広がる。この地域の地形は北北東 - 南南西方向に特徴的な構造を持っており、山地と丘陵の境もこの方向に延びている。山地と丘陵の境には新発田 - 小出構造線が位置し、魚野川、破間川の流

路となっている。またこの構造線は地質の分布境界ともなっており、構造線より東の越後山脈には主に先新第三系が、西の丘陵には新第三紀以降の堆積岩が分布している。

構造線より西の丘陵地にある主要な盆地の長軸、丘陵の稜線、河川の流下方向も北北東 - 南南西方向にある。このような特徴的な地形は、丘陵に厚く堆積している新第三紀以降の堆積岩が、複数の断層や褶曲による変位・変形を受けて形成されたものである。東山丘陵・魚沼丘陵に分布する今回の地震の震源域や震源域周辺の活断層も概ねこの方向に延びている。活褶曲に関する調査や測地学的データから、このような構造運動が現在でも継続していることが判明している。平成16年新潟県中越地震は、地質的時間スケールで見れば上記のような構造運動の1つであると考えられる。

中越地方の新第三紀以降の堆積岩が分布する地域は地すべりの多発地帯として有名で、今回の地震でも地すべりの他、多くの斜面崩壊が発生した。これには褶曲構造が発達するなどのこの地域の地形・地質的特性が関係していると考えられる。以下に斜面崩壊の発生箇所における地形・地質特性について検討した結果のまとめを示す。

斜面の方向と傾斜度との関係から、傾斜度が概ね35°を超える範囲においては斜面方位にかかわらず崩壊等の発生率は高くなるが、傾斜度が概ね35°以下では斜面方位が90~270度(東~南~西)において発生率が高くなる傾向が見られた。傾斜度が35°以下の斜面崩壊では地震動の方向性の影響あるいは地質構造の影響を受けていると考えられる。

斜面の凹凸との関係では、凸型斜面(尾根型斜面)で崩壊数が多く、また崩壊規模も大きなものが発生している傾向が見られた。

受け盤・流れ盤との関係では、崩壊の発生数では受け盤領域で多く、崩壊の規模では流れ盤領域で大きい傾向が見られた。これは表層崩壊のような規模の小さなものが受け盤斜面で数多く発生し、地すべりのような規模の大きなものが流れ盤斜面で発生したことによると考えられる。また流れ盤での規模の大きな崩壊は、砂岩質や未固結堆積物に比べ泥岩質で比較的多く発生している傾向が見られた。

岩質との関係では、泥岩質が最も分布域が広く崩壊数も多い傾向が見られた。崩壊面積を比較すると砂岩優勢砂岩泥岩互層と塊状泥岩で大きい傾向が見られた。これらは東山背斜軸周辺に分布するものであった。それ以外では大きな差は見られなかった。た

だし極めて規模の大きな崩壊は泥岩質のもので比較的多く発生している傾向が見られた。

褶曲軸からの距離との関係では、褶曲軸に近いほど崩壊発生率が高い傾向が見られた。これは褶曲軸付近ほど褶曲運動による亀裂等が発達し、地すべりや斜面崩壊を起こしやすい素因を有していたものと考えられる。

謝 辞

2章の図-2.6では、気象庁・文部科学省が協力してデータを処理した結果を使用した。また6章の検討にあたっては、アジア航測株式会社の小野田敏氏、高山陶子氏、鈴木雄介氏の各氏には多大な協力を得た。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 山下 昇：柏崎-銚子線の提唱、島弧と海洋、東大出版会、1970
- 2) 柳沢幸夫、小林巖雄、竹内圭史、立石雅昭、茅原一也、加藤碩一：小千谷地域の地質、地域地質研究報告(5万分の1地質図幅) 地質調査所、177p、1986
- 3) 茅原一也、青木 茂：新潟県の地盤、地質と調査、第4号、pp36~46、1998
- 4) 新潟県：新潟県地質図説明書(2000年版) 200p、2000
- 5) 岡村行信、柳沢幸夫：新潟県中越地震と地質構造との関係、地質ニュース、第607号、pp13~17、2005
- 6) 活断層研究会：新編 日本の活断層 - 分布図と資料、東京大学出版会、1991
- 7) 堤 浩之、東郷正美、渡辺満久、金 幸隆、佐藤尚登：1:25,000都市圏活断層図「長岡」、国土地理院技術資料D・1-No.388、2001
- 8) 渡辺満久、堤 浩之、鈴木康弘、金 幸隆、佐藤尚登：1:25,000都市圏活断層図「小千谷」、国土地理院技術資料D・1-No.388、2001
- 9) 鈴木康弘、東郷正美、渡辺満久、金 幸隆、佐藤尚登：1:25,000都市圏活断層図「十日町」、国土地理院技術資料D・1-No.388、2001
- 10) 中田 高、今泉俊文：活断層詳細デジタルマップ、東京大学出版会、2002
- 11) 池田安隆、今泉俊文、東郷正美、平川一臣、宮内崇裕、佐藤比呂志：第四紀逆断層アトラス、東京

- 大学出版会、254p、2002
- 12) 太田陽子、町田 貞、白井哲之、鈴木隆介、池田宏：信濃川中・下流部の河岸段丘と地殻運動 - 十日町～長岡間の段丘の変位を中心として -、地理学評論、第38巻、第6号、p380、1965
 - 13) 中村一明、太田陽子：活褶曲 - 研究史と問題点 -、第四紀研究、第7巻、第4号、pp200～211、1968
 - 14) 岩永 伸：新潟県の地すべりと地質との関係、地質学論集、第28号、pp123～134、1986
 - 15) 新潟県農林水産部治山課：地すべり調査総括書 - 魚沼地域・中越地域編 -、423p、1981
 - 16) 信濃川ネオテクトニクス団体研究グループ：信濃川中流域の活構造運動と段丘形成、日本地質学会第109年学術大会(2002新潟)見学旅行案内書 第6班(信濃川) pp109～117、2002
 - 17) 宮地良典、木村克己、国松 直、竿本 英貴、吉田邦一、小松原 琢、吉見雅行：2004年10月23日新潟県中越地震における液状化現象(速報) 地質ニュース、第607号、pp29～33、2005
 - 18) 植村 武、山田哲朗：日本の地質 4 中部地方、共立出版、1988
 - 19) 加藤碩一、山崎晴雄：信越地域活構造図、地質調査所、1979
 - 20) 東京大学地震研究所資料：中越地震震源域の地殻・地質構造、第160回地震予知連絡会資料、2004
 - 21) 京都大学防災研究所・九州大学地震火山観測研究センター：震源分布から観測される断層面、第161回地震予知連絡会資料、2004
 - 22) 平田 直、新潟県中越地震緊急余震観測グループ：2004年新潟県中越地震の緊急余震・GPS観測、日本地震学会ニュースレター、第16巻、第5号、pp27～29、2005
 - 23) 平田 直、佐藤比呂志、東京大学地震研究所緊急余震観測グループ：2004年新潟県中越地震 地下構造と余震分布から推定される震源断層、科学、第75巻、第2号、pp149～151、2005
 - 24) 鈴木康弘、渡辺満久、廣内大助：2004年新潟県中越地震の地表地震断層、地学雑誌、第113巻、第6号、pp861～870、2004
 - 25) 丸山 正、伏島祐一郎、吉岡敏和、栗田泰夫：平成16年(2004年)新潟県中越地震に伴い地表に現れた地震断層の性状、地質ニュース、第607号、pp9～12、2005
 - 26) 池辺展生：越後油田褶曲運動の現世まで行はれてゐることに就いて、石油技術協会誌、第10巻、pp108～109、1942
 - 27) Otuka, Y. : Active rock folding in Japan. Proc. Imp. Acad. Japan, 17, pp518-522, 1941
 - 28) 大塚弥之助：活動してゐる皺曲構造、地震、第14巻、pp46～63、1942
 - 29) 町田 貞、池田 宏：信濃川中流域における段丘面の変位、地理学評論、第42巻、第10号、pp623～631、1969
 - 30) 太田陽子・鈴木郁夫：信濃川下流域における活褶曲の資料、地理学評論、第52巻、第10号、pp592～601、1979
 - 31) 小玉喜三郎、鈴木尉元、宮下美智夫、相馬庸三：上・中越地域の水準点変動と地質構造の相関、地質調査所報告、第250-2号、pp37～51、1974
 - 32) 国土交通省河川局砂防部：平成16年新潟県中越地震に伴う斜面崩壊の発生状況(続報) http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha05/05/050113_.html
 - 33) 吉見雅行、小松原琢、宮地良典、木村克己、吉田邦一、関口春子、佐伯昌之、尾崎正紀、中澤 努、中島 礼、国松 正、竿本英貴：2004年10月31日新潟県中越地震被害調査 - 構造物被害と地形との関係、地質ニュース、第607号、pp18～28、2005
 - 34) 若松加寿江、吉田 望、規矩大義、安田 進：4.2液状化、土木学会(第1次)・地盤工学会合同調査団報告書(Ver.1.0)、2005、<http://shake.iis.u-tokyo.ac.jp/chuetsu/4-2.pdf>
 - 35) 鈴木雄介、高山陶子、小野田敏：中越地震による崩壊発生箇所の地形・地質的特性、日本応用地質学会平成17年度研究発表会講演論文集、pp303～306、2005
 - 36) 千葉達郎・鈴木雄介：赤色立体地図 - 新しい地形表現方法 -、応用測量論文集、第15巻、pp81～89、2004
 - 37) 独立行政法人防災科学技術研究所：地すべり地形分布図 小千谷、http://lweb1.ess.bosai.go.jp/jisuberi/jisuberi_mini/nigata/nigata_index.html
 - 38) 横山隆三、白沢道夫、菊池 祐：開度による地形特徴の表示、写真とリモートセンシング、第38巻、第4号、pp26～34、1999
 - 39) 竹内圭史、柳沢幸夫、宮崎純一、尾崎正紀：中越魚沼地域の5万分の1数値地質図(Ver.1) 地質調査総合センター研究資料集、no. 412、2004
 - 40) 小林巖雄、立石雅昭、吉岡敏和、島津光夫：長岡地域の地質、地域地質研究報告(5万分の1地質図

幅) 地質調査所、132p、1991

- 41) 西田顕朗、小橋澄治、水山高久：数値地形モデルに基づく地震時山腹斜面の地形解析，砂防学会誌，第49巻、第6号、pp9～16、1997
- 42) 塩見哲也、阿南修司、佐々木靖人：降雨による斜面崩壊発生率のGISを活用した予測手法、日本応用地質学会平成17年度研究発表会講演論文集、pp45～48、2005
- 43) 鈴木隆介：建設技術者のための地形図読入門 第3巻 段丘・丘陵・山地、古今書院、2000
- 44) Suzuki,T.,Nakanishi,A. : Rates of decline of fluvial terrace scarps in the Chichibu basin, Japan. Trans. Japan. Geomorph. Union,11,pp. 117-149, 1990

第3編 被害の概要

田村 敬一^{*1}

松尾 修^{*2}

by Dr. Keiichi Tamura

and

Osamu Matsuo

細目次

1 . 概 要	3
2 . 人的被害及び住家被害	3
3 . 土砂災害	3
4 . 下水道施設	4
5 . 河川施設	5
6 . ダム及び河道外貯留施設	5
7 . 道路施設	5
7.1 道路橋	5
7.2 道路土工・斜面	6
7.3 道路トンネル	6
参考文献	6

*1 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震災害研究官、工博

*2 土木研究所耐震研究グループ長

1. 概要

平成16年(2004年)新潟県中越地震により、公共土木施設では下水道施設、河川施設、ダム及び河道外貯留施設、道路施設等で多くの被害が生じた。また、多数の斜面崩壊や地すべりが発生し、それに伴い、家屋への被害に加えて、道路等のライフラインの途絶から集落が孤立するといった事態が生じた。さらに、斜面崩壊や地すべりにより河道閉塞が発生し、大規模な浸水被害を引き起こした。主な被害箇所の位置は、図-3.1に示すとおりである。

平成17年12月現在、本地震による被害額として公表されているものは、表-3.1に示す新潟県による集計のみである¹⁾。ここで、本被害額は地震発生から約3週間という短期間でまとめられた集計である点に注意が必要である。表-3.1によれば、被害総額は約3兆円に上り、平成7年(1995年)兵庫県南部地震以来、わが国の地震災害としては最大の被害額となっている。項目別の被害額としては住宅関連が7千億円、また、社会資本関連が1兆2千億円となっており、これら2つが他の項目に比較して大きくなっている。また、社会資本関連の中でも地すべり被害が8,300億円に上り、山間部を震源域とする本地震の特徴が現れているものと考えられる。

表-3.1 新潟県中越地震の被害額(単位：億円)¹⁾
(平成16年11月17日現在、新潟県)

項目	被害額
住宅	7,000
社会資本(道路、鉄道、河川など)	12,000
うち地すべり(1,662箇所)	8,300
うち鉄道(上越新幹線、在来線)	500~1,000
うち高速道路	200
農林水産関係	4,000
中小企業の損失など	3,000
電気・水道・ガス	1,000
その他(学校、病院施設など)	3,000
合計	約30,000

2. 人的被害及び住家被害

新潟県中越地震による人的被害は、表-3.2に示すように、平成17年10月14日16時15分現在、死者51名、負傷者4,805名、また、住家被害は、全壊3,185棟、半壊13,715棟、一部破損104,560棟に上っている(消防庁まとめ²⁾)。死者のうち、建物の倒壊等による直接死は16名であり、地震によるショック死、地震後のストレス等による死者が多く認められる。また、地震の発生時刻が午後6時前であり、夕食あるいはその準備の

時間帯であったと考えられるが、火災の発生は限定的であった。

表-3.2 人的被害及び住家被害の概要²⁾

(平成17年10月14日16時15分現在、消防庁)

	人的被害		
	死者	行方不明	負傷者
	人	人	人
新潟県	51		4,795
長野県			3
埼玉県			1
福島県			
群馬県			6
合計	51	0	4,805

	住家被害			建物火災 件
	全壊	半壊	一部破損	
	棟	棟	棟	
新潟県	3,185	13,715	103,497	9
長野県			7	
埼玉県				
福島県			1	
群馬県			1,055	
合計	3,185	13,715	104,560	9

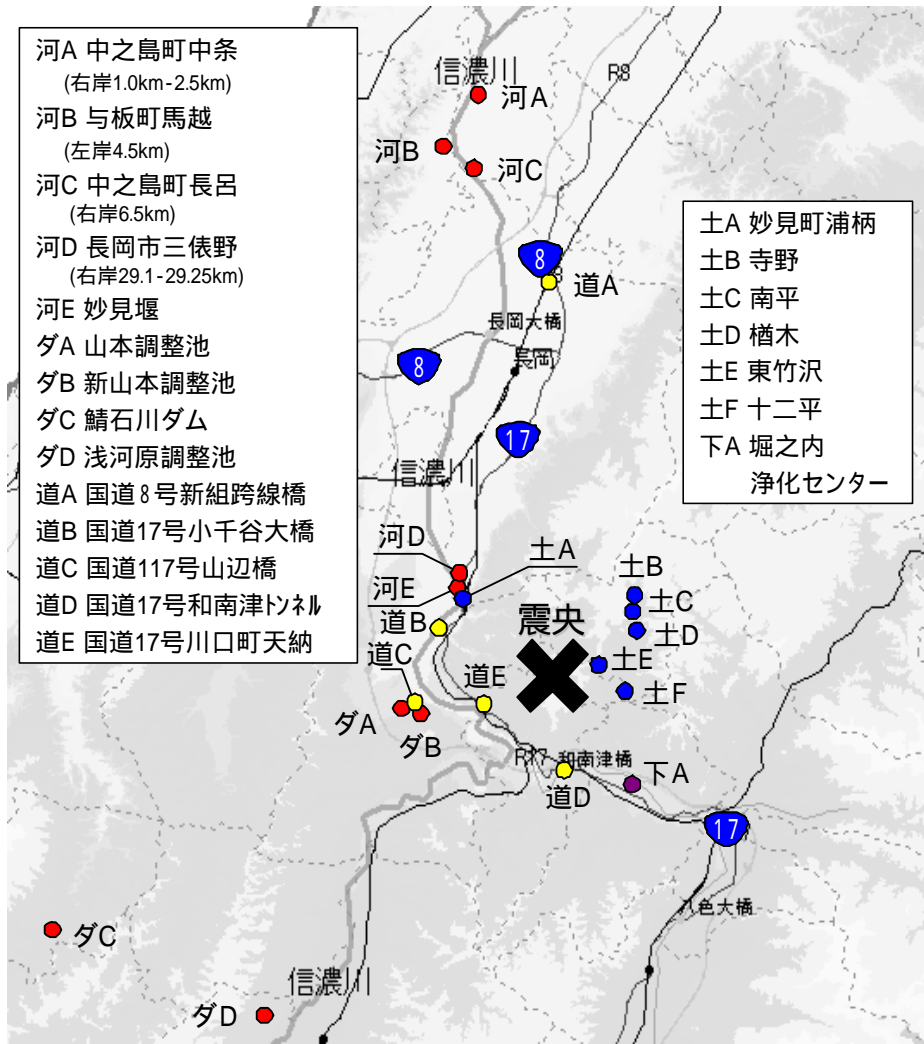
注) 新潟県の住家被害には、一部未確認の非住家分を含む。

木造建築物³⁾では、地すべり、土砂崩落等に伴う被害が目立つとともに、比較的古い建物で大きな被害を受けたものが見られた。1層を鉄筋コンクリート造とした高床式木造の被害は概して軽微であったが、2層以上の木造部分の壁量不足等が原因と考えられる被害や地盤変状による被害を受けた家屋が少なからず存在した。また、基礎については、築年数の古い戸建て住宅で、無筋コンクリート造基礎、無補強のコンクリートブロック積基礎及び一体につながっていない基礎などの立ち上がり部分の破壊や土台の外れ等の被害が多く見られた。

3. 土砂災害

新潟県中越地震により発生した土砂災害は、土石流4箇所、地すべり131箇所及びがけ崩れ90箇所に及び(平成16年12月31日現在、国土交通省砂防部まとめ)。本震の震央に近いところで斜面崩壊が多数発生しており、被害の大きかった旧山古志村を中心に撮影した空中写真から判読された斜面崩壊が計1,662箇所確認されている⁴⁾。

砂防研究室及び土砂管理研究グループが行った地震



注) 土：土砂災害、下：下水道施設、河：河川施設、ダ：ダム及び河道外貯留施設、道：道路施設
 図-3.1 公共土木施設の主要な被害箇所

発生前後の衛星写真の判読比較⁵⁾によると、土砂災害による被害の大きかった旧山古志村西部の斜面崩壊地発生面積率が4.7% (判読面積21km²) となっており、昭和39年の新潟地震及び平成7年兵庫県南部地震によって発生した斜面崩壊の発生事例と比較しても斜面崩壊の発生率が大きいことが判明した。

新潟県中越地震は第三紀層のもとと地すべりの多発している地域において発生しており、斜面崩壊、地すべりが多発した。中でも芋川本川の5つの地区(上流から寺野、南平、榑木、東竹沢、十二平)では大規模な河道閉塞が発生し、浸水被害を引き起こした。

また、長岡市妙見町浦柄地先では幅約250m、長さ約150mにわたって斜面崩壊が発生した。これにより県道長岡小千谷線は全面通行止めとなった。本箇所では斜面崩壊に巻き込まれた車内より1名が奇跡的に救出されたが、土木研究所では岩塊の除去及び新たな崩落の警戒に関して技術支援を行った。

4. 下水道施設

下水道管路施設の被害は、震源に近い川口町を始めとした新潟県中越地方に広く及んでいる。被害の形態としては、液状化に伴う管渠やマンホールの浮上がり、管渠の破損・閉塞、マンホール躯体のずれ、管接合部の破損等である。また、下水処理場及びポンプ場については、いずれも12箇所被害が発生した。中でも、魚野川流域下水道堀之内浄化センターでは、通常の下水处理機能が損なわれるような被害が発生した。

管路施設の被害の主な特徴は、次のとおりである。各地で管路埋設路線上の地盤沈下やマンホールの浮上がりが発生しており、場所によっては30cm程度地盤沈下した箇所や、1m以上マンホールが浮上がった箇所もあった。

管路埋設路線上の地盤沈下が発生している箇所の中には、管路埋設部で噴砂が発生した箇所もあった。

浮上がったマンホールでは、躯体のズレや管接合部の破損が見られるものもあった。

上水道の復旧後、管渠・マンホール内では汚水が流れているべきところで滞水を生じている箇所もあった。

魚野川流域下水道堀之内浄化センターでは、水処理施設のひび割れ、汚泥濃縮槽の傾斜、流入下水の漏水、各接続部の破損、補機類の破損・浸水等が発生し、水処理設備、汚泥処理設備の通常の運転が不能となった。そのため、堀之内浄化センターでは、仮設処理施設が設けられ、簡易処理による仮復旧が行われた。

5. 河川施設

本地震により、直轄河川では信濃川水系信濃川及び魚野川、信濃川水系信濃川下流、また、補助河川では4水系49支川において被害が報告されている（平成16年11月1日現在、国土交通省発表）。河川堤防や樋門・堰等の河川構造物の主要な被害は、震源近傍の小千谷市から大河津分水路河口までの信濃川中下流域に多い。

小千谷市周辺から上流域では、被害箇所数は多いが、主たる被害パターンは堤防・護岸等の亀裂である。ただし、長岡市三俣野地先では、堤防の天端幅の約1/2を残して、川裏側のり面が延長約150mにわたって滑り崩壊するという被害が発生した。なお、同地点の周辺では液状化の痕跡は認められなかった。一方、小千谷市周辺から下流域では、中之島町中条地先、与板町馬越地先、中之島町長呂地先等において、堤体の陥没や崩壊など比較的大規模な被害が生じた。信濃川中下流域においては、堤防のり面周辺で液状化の発生を示す噴砂痕が少なからず認められた。

また、地震計ネットワークにより1,500galを上回る最大加速度が観測された長岡市妙見の妙見堰では、左岸側の2基の門柱の基部または中間部でかぶりコンクリートが剥落して鉄筋が露出するという被害が発生した。

6. ダム及び河道外貯留施設

新潟県中越地震の本震後には、117のダム等において管理者による臨時点検が実施された。その結果、ほとんどのダム等では変状が認められなかったものの、小千谷市、十日町市及び川西町に位置する新潟県管理の農業用の3ダム及び3つの河道外貯留施設（東日本旅客鉄道株式会社の発電用の調整池）で変状が確認された。ただし、変状が生じた箇所でも、堤体天端の縦

断方向の亀裂の発生程度であり、変状の程度としては、全般に軽微であった。

東日本旅客鉄道株式会社が管理する浅河原調整池では、堤頂天端のほぼ全長にわたって、堤軸に平行する複数の亀裂が発生した。亀裂の最大開口幅は約40cmであり、亀裂の発生により貯水池側が最大約70cm沈下する段差が生じた。

新山本調整池では、堤体の貯水池外側の天端から1m程度下がった部分で亀裂が堤軸方向に平行に100m程度発達し、亀裂発生位置より上部が陥没したように見える箇所があった。堤体天端の舗装アスファルトには、貯水池側から貯水池外側へ横断する最大開口幅数cm程度の亀裂が発生した。また、天端舗装面が貯水池側に傾斜している箇所があった。

東日本旅客鉄道株式会社では、平成17年11月現在、3つの調整地を修復している。

7. 道路施設

7.1 道路橋

新潟県中越地震により、道路橋では、鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋の段落し部や支承部の損傷、桁端部の衝突及びそれに伴う橋台の損傷、橋台背面土の沈下に伴う路面段差等が生じたが、ほとんどの事例は従来の地震における損傷形態と同様のものではなかった。新組跨線橋、小千谷大橋及び山辺橋では、損傷の程度が相対的に大きかったが、応急復旧により交通を確保できる程度のものであった。これら3橋の被害概況は、次のとおりである。

国道8号の新組跨線橋では、橋脚の軸方向鉄筋の段落し位置でかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋の重ね継手のはずれが生じた。また、橋台上の移動制限ストッパー部に破損が確認された。

国道17号の小千谷大橋では、連続桁の固定支承部にあたるT型橋脚の柱部と横梁部の境界付近において、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋の重ね継手のはずれ、斜めひびわれが生じた。また、支承部の移動制限ストッパー部やサイドブロックの損傷等が発生した。

国道117号の山辺橋では、ローゼ桁の固定側の壁式橋脚において、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋の重ね継手のはずれが生じた。また、フーチングの下面で深礎杭の頭部が露出している橋脚が確認された。

7.2 道路土工・斜面

道路土工の被害や斜面崩壊による国道及び県道の通交止め箇所は209箇所に及んだ。特に、地震発生の日前の10月20日には台風23号の通過に伴う激しい降雨があり、地震発生時には土の含水比が高かったことも被害を拡大した原因と考えられる。主な被害は、盛土のり面の崩壊、ブロック積擁壁の倒壊、ボックスカルバートの沈下及び目地部の開き、切り土のり面及びその上部斜面の崩壊等である。道路土工の特徴的な被害は、次のとおりである。

国道17号川口町天納地区では、幅約40mにわたってのり面の崩壊が発生した。国道17号の谷側にはJR上越線があり、のり面崩壊はこのJR上越線の盛土の崩壊とともに生じている。

国道117号小千谷市塩殿では、谷部を横断する高さ約20mの道路盛土が大きく崩壊した。

関越自動車道の堀之内インターチェンジでは、高さ約9mの補強土擁壁（テールアルメ）のはらみ出し、壁面材の倒れやずれが発生した。それに伴い、背面盛土の沈下が発生した。

7.3 道路トンネル

新潟県中越地震により何らかの被害が発生していることが確認された道路トンネルは20本余りとなっている。今回の地震による被害の主なものは、トンネル覆工コンクリートのクラック及びそれに伴う覆工コンクリートの剥落または崩落、側壁部の押し出し、路面の盤膨れ、側溝の変状等である。被害の発生箇所としては、総じてトンネル坑口部付近が多いが、トンネルの

奥部で被害が発生しているトンネルも見られた。

特に、国道17号の和南津トンネルでは、長岡側坑口から約100mの区間で天端部に縦断方向に連続して覆工コンクリートの剥落が発生するとともに、長岡側坑口から約100mの地点では幅約2m、延長約20mにわたって天端部の覆工コンクリートが崩落した。

参考文献

- 1) 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1年 -、2005
- 2) 消防庁ホームページ：
<http://www.fdma.go.jp/detail/527.html>
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所：平成16年(2004年)新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要、2005
- 4) 国土交通省河川局砂防部：平成16年新潟県中越地震に伴う斜面崩壊の発生状況について（速報）
http://www.ml.it.go.jp/kisha/kisha04/05/051101_2_.html
- 5) 国土技術政策総合研究所砂防研究室、土木研究所土砂管理研究グループ：平成16年新潟県中越地震に伴う斜面崩壊について
http://www.nilim.go.jp/lab/rbg/chuetsujishin_sabo.html

第4編 土砂災害

杉浦 信男 ^{*1}	綱木 亮介 ^{*2}	小山内 信智 ^{*3}
清水 孝一 ^{*4}	野呂 智之 ^{*4}	水野 秀明 ^{*5}
内田 太郎 ^{*6}	西本 晴男 ^{*7}	寺田 秀樹 ^{*8}
笹原 克夫 ^{*9}	栗原 淳一 ^{*10}	秋山 一弥 ^{*11}
山越 隆雄 ^{*12}	田方 智 ^{*13}	藤澤 和範 ^{*14}
石井 靖雄 ^{*15}	野村 康裕 ^{*16}	花岡 正明 ^{*17}
丸山 清輝 ^{*18}	吉田 克美 ^{*19}	ハスバテール ^{*20}

by Nobuo Sugiura, Yoshikazu Shimizu, Dr. Taro Uchida, Katsuo Sasahara, Dr. Takao Yamakoshi, Yasuo Ishi, Dr. Kiyoteru Maruyama,	Dr. Ryosuke Tsunaki, Tomoyuki Noro, Haruo Nishimoto, Junnichi Kurihara, Satoshi Tagata, Yasuhiro Nomura, Katsumi Yoshida	and Dr. Nobutomo Osanai, Dr. Hideaki Mizuno, Hideki Terada, Kazuya Akiyama, Kazunori Fujisawa, Masaaki Hanaoka, Dr. Hasbaator
--	--	---

細目次

1 . 概 要	5
2 . 地震により発生した地すべりの特徴	6
2.1 概要	6
2.2 全般的な傾向	6
2.3 地すべり・斜面崩壊発生箇所と震度、加速度との関連性	6
2.4 芋川流域における地震前の地形的特徴と地すべり発生箇所	7
2.4.1 地震により発生した地すべり	7
2.4.2 地震により発生した地すべりの長さとの関係	7
2.4.3 地すべり発生箇所の地質構造	7
2.4.4 斜面方位	8
2.4.5 斜面勾配	9
2.4.6 地すべり末端の斜面形	9
2.5 まとめ	9
2.6 中越地震により発生した代表的な地すべりの調査事例	10
2.6.1 中越地方の地形・地質概要	10
2.6.2 塩谷神沢川地すべり	12
2.6.3 まとめ	20
3 . 砂防施設に生じた変状	20
3.1 調査したえん堤と被災率	20
3.2 変状が見られた砂防えん堤の施工年代	20
3.3 変状が見られたえん堤の種類	21
3.4 変状が見られたえん堤の高さ	21
3.5 変状形態とその特徴	21

3.6	変状が見られたえん堤と地震動の関係	23
3.7	その他	26
3.8	床固工や砂防えん堤に付属する施設の変状	26
3.9	まとめ	26
4	地震後と融雪後の斜面崩壊に関する検討	27
4.1	調査目的	27
4.2	調査の内容	27
4.2.1	調査範囲と方法	27
4.2.2	崩壊の区分と解析データ	28
4.3	調査結果	29
4.3.1	芋川流域の崩壊数、崩壊面積、崩壊土砂量	29
4.3.2	芋川流域と単元流域別の崩壊面積率	29
4.3.3	地震時・融雪期における斜面方位別の崩壊発生面積率	30
4.3.4	地震時・融雪期における斜面傾斜別の崩壊発生面積率	31
4.3.5	地震時・融雪期における地質別の崩壊発生面積率	31
4.4	まとめ	32
5	簡易な熱収支式を用いた融雪量予測の検討	32
5.1	目的	32
5.2	流域の概要と計算メッシュ	32
5.3	計算方法	32
5.4	検証結果	34
5.4.1	積雪の状況	34
5.4.2	実況予測	34
5.4.3	パラメーター等の改良	34
5.4.4	短期予測の結果	35
5.4.5	長期予測の結果	36
5.5	まとめ	36
6	浮遊砂量の観測	36
6.1	芋川の流域概要	36
6.2	観測方法の概要	38
6.3	観測結果	39
6.3.1	観測期間中の気象状況	39
6.3.2	濁度計・水位計の計測値	40
6.3.3	浮遊砂の土砂容積濃度	40
6.4	考察	41
6.4.1	流量と土砂容積濃度の関係	41
6.4.2	一日あたりの流出水量と流出土砂量の関係	41
6.4.3	一日あたりの流出土砂量と積雪深及び降水量の関係	42
6.4.4	日平均土砂容積濃度と積雪深及び降水量との関係	42
6.5	まとめ	43
7	崩壊発生予測	44
7.1	背景と目的	44
7.2	検討方法	44
7.3	検討結果	45
7.4	まとめ	47

8 . ま と め	47
謝 辞	48
参考文献	48

-
- *1 前 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター長
 - *2 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター長、学術博
 - *3 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室長、農博
 - *4 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室主任研究官
 - *5 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室主任研究官、農博
 - *6 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室研究官、農博
 - *7 前土木研究所土砂管理研究グループ長
 - *8 土木研究所土砂管理研究グループ長
 - *9 前土木研究所土砂管理研究グループ（火山・土石流チーム）上席研究員
 - *10 土木研究所土砂管理研究グループ（火山・土石流チーム）上席研究員
 - *11 土木研究所土砂管理研究グループ（火山・土石流チーム）主任研究員
 - *12 土木研究所土砂管理研究グループ（火山・土石流チーム）主任研究員、農博
 - *13 土木研究所土砂管理研究グループ（火山・土石流チーム）交流研究員
 - *14 土木研究所土砂管理研究グループ（地すべりチーム）上席研究員
 - *15 土木研究所土砂管理研究グループ（地すべりチーム）主任研究員
 - *16 前土木研究所土砂管理研究グループ（地すべりチーム）研究員
 - *17 土木研究所土砂管理研究グループ（雪崩・地すべり研究センター）上席研究員
 - *18 土木研究所土砂管理研究グループ（雪崩・地すべり研究センター）主任研究員、学術博
 - *19 前土木研究所土砂管理研究グループ（雪崩・地すべり研究センター）主任研究員
 - *20 土木研究所土砂管理研究グループ（雪崩・地すべり研究センター）交流研究員、理博

1. 概要

平成16年（2004）10月23日の地震発生以降、危機管理技術研究センター砂防研究室及び土砂管理研究グループでは、現地調査や現場技術指導などの技術支援を行ってきた。

これより前に震度7規模の地震による大きな被害を出した、平成7年兵庫県南部地震では、都市域の地震に伴う土砂災害が発生した。今回の地震では中山間地において土砂災害が発生し、山古志村（現長岡市）をはじめとする中山間地域住民の生活基盤が破壊され、多数の住民が長期にわたる避難生活を余儀なくされる

等の影響が出た。復旧復興等地元の人々が生活を再建するには兵庫県南部地震とは異なり、高齢者が自活してきた場の復興等数々の課題があり、現在もなお関係機関が復興に向けた取り組みを行っているところである。

一方、土砂災害の現象面から兵庫県南部地震と対比しても、地質・地形といった素因の違いを反映して、発生した土砂災害の形態などの特徴が異なる。また、積雪地帯での土砂災害であったため、積雪・融雪に伴う土砂の二次移動など、今後の対策を考える上で把握しておかなければならない現象が多く見られた。



図-4.1 中越地震により発生した地すべり・崩壊の分布図

本編では、災害直後から現地入りして調査した地すべり地の調査・解析、被災した砂防施設の被災形態等の分析、融雪等により流出する土砂に関する調査解析、今後予想される地震により発生する斜面崩壊の発生予測の検討、及び今回大きな問題となった大規模な河道閉塞に関する対応について述べる。

2. 地震により発生した地すべりの特徴

2.1 概要

平成16年新潟県中越地震においては、多くの地すべり・崩壊が発生した。しかしながら、地すべりと地震の関係については、これまで必ずしも明らかとはなっていない。そこでここでは、地すべり発生箇所の地震動特性、地形的特徴と地すべり発生との関係を分析した結果について述べる。

地震の加速度分布と地すべり・崩壊発生箇所との関係については、概略の傾向を把握するため地形図「長岡」、「小千谷」図幅の範囲について分析を行った。地質及び地震前の地形的特徴と地すべり・崩壊の発生箇所との関係については、芋川流域についてより詳細な分析を行った。

地すべりの判読は、国土交通省による崩壊地すべりの調査結果¹⁾をもとに、空中写真を用いて芋川流域について再判読を行った(図-4.1)。

地すべりと崩壊の区分は、空中写真において移動土塊が元地形を残していると判断されたものは地すべり、それ以外は崩壊とした。さらに、地すべりは、次の定義によりさらに2つに区分した。

Aタイプ地すべり

地震発生前の地形図上で地すべり地形が認められない、あるいは不明瞭である斜面で発生した地すべりと、地震前に地すべり地形と認められた斜面において滑落崖以外を頭部として発生したものの。

Bタイプ地すべり

地震発生前の地形図上で明瞭な地すべり地形が判読され、この範囲が滑動したものの。

2.2 全般的な傾向

国土交通省による調査結果¹⁾によると、地すべり・崩壊の発生は3,791箇所にとのぼり、そのうち362箇所が崩壊幅50m以上の規模であった。崩壊幅50m以上の大規模な崩壊のうち約7割を震度6強以上を記録した市町村が占めていたが、崩壊幅50m未満の崩壊については約5割であり、震度の大きな地域は、崩壊の規模が大きくなったことが窺われる。

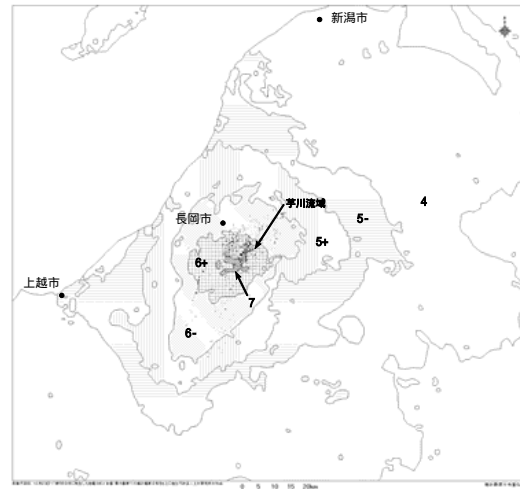


図-4.2 推計震度分布と地すべり・崩壊の分布の関係

2.3 地すべり・斜面崩壊発生箇所と震度、最大加速度との関連性

新潟県中越地方推計震度分布図²⁾に地すべり・崩壊発生箇所の分布図を重ねたものを図-4.2に示す。地すべり・崩壊発生箇所は推計震度6強以上の範囲に多く分布する傾向が認められた。しかしながら、推計震度7の地域に特に集中するというような傾向は認められない。

最大加速度の計測結果³⁾を用いて、合成、南北方向、東西方向、上下方向の成分毎に等最大加速度線を作成し、それらと地すべり・崩壊発生箇所の分布図を重ね合わせてみた。ここでは、図-4.3に合成成分の最大加速度分布図を、図-4.4に上下方向成分の最大加速度分布図を示す。図-4.3によると最大加速度の大きな範囲は芋川流域のやや南西よりであり、地すべり・崩壊が多発した芋川流域からずれている。一方、図-4.4の上下方向の最大加速度の大きな範囲は芋川流域内にあり、地すべり・崩壊が多発した範囲と整合する傾向が認められた。今後、さらに詳細な調査、研究が必要であるが、上下方向の最大加速度の大きさが地すべり・崩壊の発生に何らかの影響を及ぼしている可能性がある。

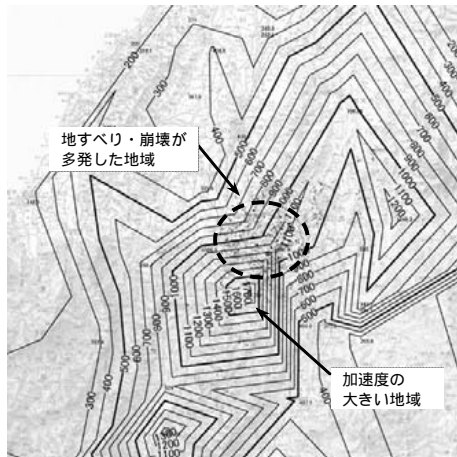


図-4.3 最大加速度分布（水平合成）と地すべり・崩壊の分布の関係

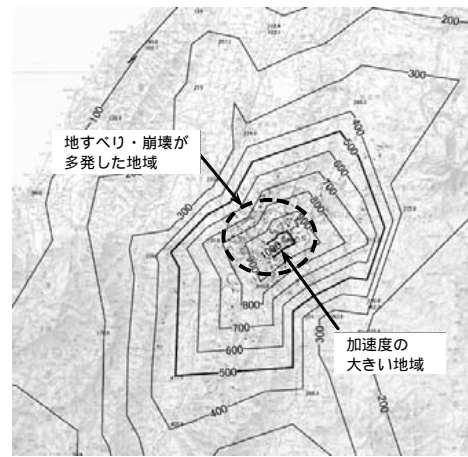


図-4.4 最大加速度分布（上下方向）と地すべり・崩壊の分布の関係

2.4 芋川流域における地形等の特徴と地すべり発生箇所との関連性

2.4.1 地震により発生した地すべり

芋川流域において空中写真判読を行い、地すべり・崩壊発生箇所として比較的規模の大きなもの140箇所を抽出した。その結果、地すべりは53箇所（うちAタイプ地すべりは34箇所、Bタイプ地すべりは19箇所）、崩壊は87箇所となった（図-4.5）。今回発生した地すべりは、Aタイプが多かったことがわかる。

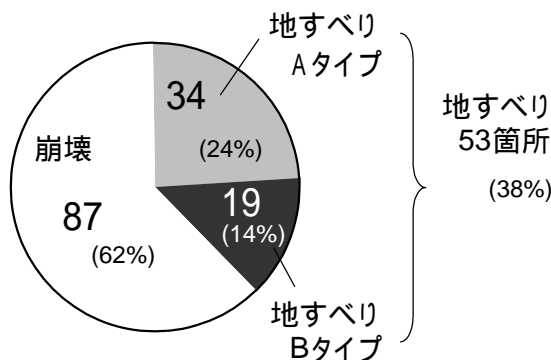


図-4.5 中越地震により芋川流域で発生した地すべり・崩壊箇所数

2.4.2 地震により発生した地すべりの長さとの関係

空中写真の判読結果をもとに、地震により発生した地すべり・崩壊の幅と長さの関係について、両者の比（形状比 = 長さ / 幅）をとってその発生頻度を形態別に図-4.6に整理した。今回の調査は、空中写真の判読結果をもとにしていることから、地すべりの深さには言及することが出来なかった。Aタイプ地すべり、

Bタイプ地すべりと崩壊のいずれにおいても、形状比は0.51～1.50でその頻度が高くなっている。このような傾向は、降雨、地下水位の上昇を誘因として発生した地すべりの調査結果⁴⁾とも類似した傾向となっている。Aタイプ地すべり、Bタイプ地すべりでは、両者に明瞭な傾向の違いは認められない。崩壊についても形状比1.0程度までのものが多い傾向にあるが、形状比の大きなものが地すべりよりも多い傾向にある。

2.4.3 地すべり発生箇所の地質構造

地質図「長岡」図幅、「小千谷」図幅によると、芋川流域の中心部付近をほぼ北北東から南南西方向に向斜軸が伸びており、この向斜軸に並行して東西に背斜軸が位置している。向斜軸周辺の走向傾斜を読み取ると、向斜軸は全般的に南側に沈み込んでいる傾向が認められる（第2編参照）。これらの向斜軸、背斜軸により芋川流域の地質の走向傾斜が規定されており、芋川を中心として東側の背斜軸まで範囲の走向傾斜は概ねNS～N30°W、2～35°W、西側の背斜軸まで範囲の走向傾斜は概ねNS～N70°E、4～50°Eである。向斜軸東側での地層傾斜は芋川北部で小さく、向斜軸の沈み込みのある南部で傾斜が大きくなる傾向にある。

今回の地震により発生した地すべり・崩壊の分布図を地質図に重ねあわせると、芋川流域内で発生した地すべり・崩壊は、芋川流域中心部付近に位置する向斜軸とその東西にある背斜軸に挟まれた地域と、さらに北側に延びる向斜軸付近に集中している傾向が見られた（図-4.13参照）。

芋川流域の地質の走向傾斜は背斜軸、向斜軸の影響を受けている。地質図から読み取った走向傾斜より地すべり・崩壊発生箇所の地質構造（流れ盤、受け

盤)を図-4.7に整理した。地すべり・崩壊発生箇所が走向方向に近似し、流れ盤、受け盤の判断が難しい箇所や走向方向が不明な箇所については「その他」とした。図-4.7によると、地すべり、崩壊ともに流れ盤で発生したものが多い傾向が認められる。地すべりは流れ盤で発生したものが60%程度を占めているが、Aタイプ地すべりは受け盤での発生が認められた。

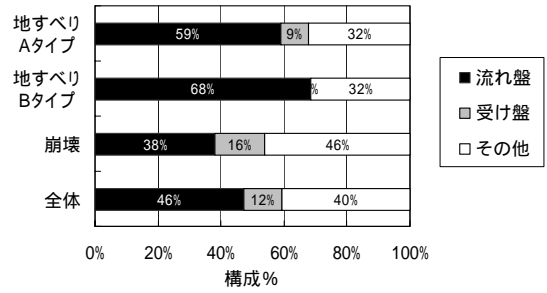


図-4.7 地すべり・崩壊発生箇所の地質

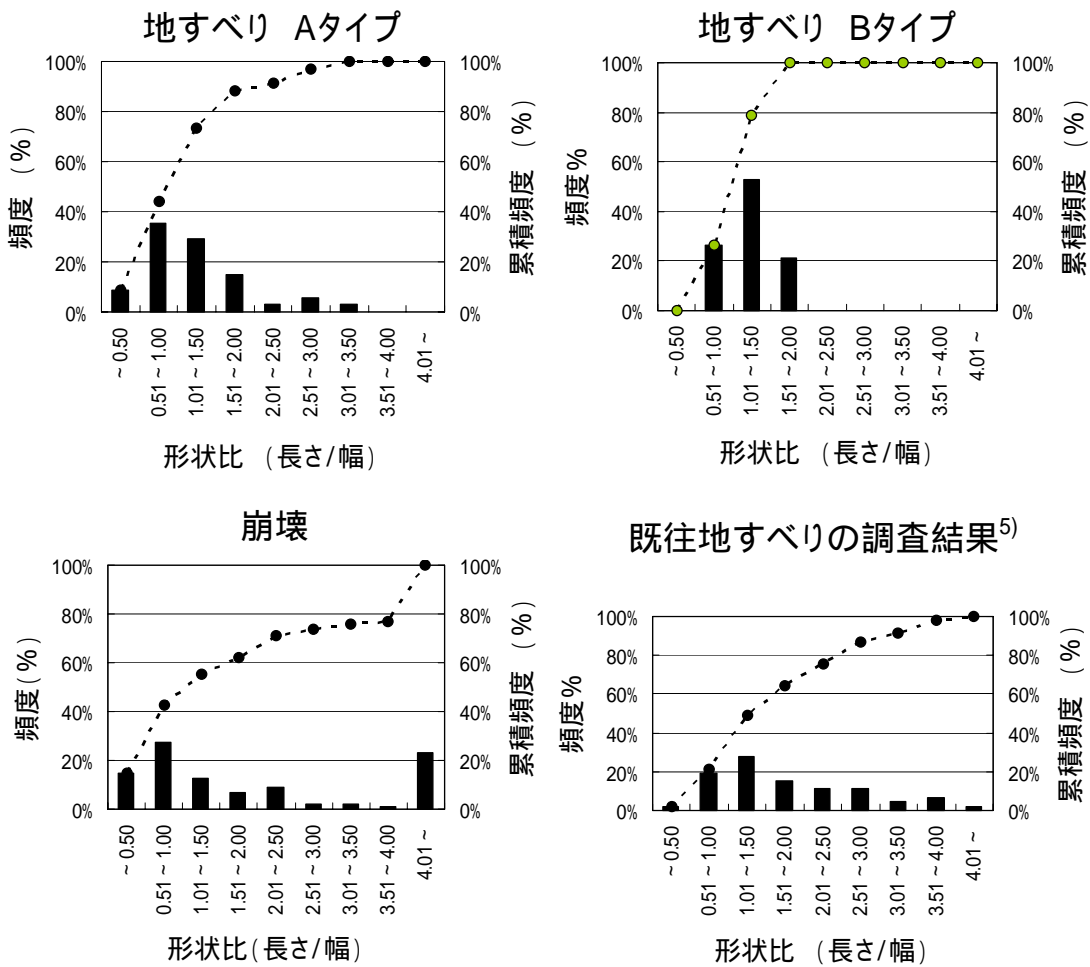


図-4.6 地すべり・崩壊の形状比

2.4.4 斜面方位

地震による地すべり・崩壊発生前の斜面方位を測定した結果を図-4.8に示す。地すべりは概ね南北方向に少なく、これ以外の斜面方位で発生している。地震発生前から認められる既往の地すべりは、地質構造の影響を受け東西方向の斜面方位に偏った分布であったと考えられる。

一方、崩壊は概ねN45°W~N45°Eに発生が少なく、

これ以外の斜面方位で発生している。芋川流域の地質構造は、芋川に沿ってほぼ南北方向に向斜軸が発達し、向斜軸は一般的に南側に沈み込んでいる傾向が認められた。このため流域の地質の走向傾斜は全般に南落ちとなっている。北方向の斜面がわずかに受け盤となっていることが、崩壊の発生が少ない要因の一つとも考えられる。

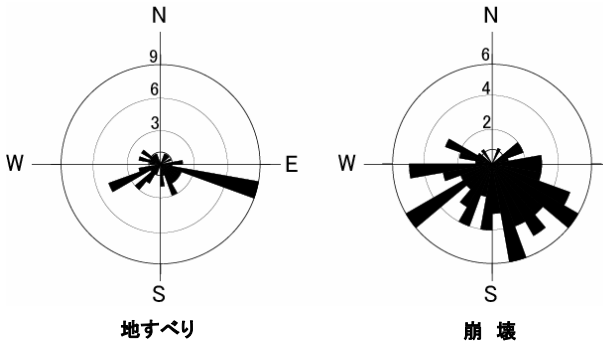


図-4.8 地すべり・崩壊発生箇所の斜面方位

2.4.5 斜面勾配

地すべり・崩壊発生箇所の地震前の斜面勾配毎の発生頻度を図-4.9に整理した。斜面勾配は、地すべり・崩壊の末端部と頭部の勾配を地震発生前の地形図から推定し求めた。図-4.9によると、Aタイプ地すべりは40°以下で発生し、特に20~30°で多く発生している。Bタイプ地すべりは10~30°に多い傾向にある。崩壊は10~80°で発生し、特に30~40°で多く発生している。一般的に地すべりは5~20°の斜面で多く発生し、崩壊は30°以上の急傾斜地に多く発生する傾向がある。今回も同様の傾向が認められる。Aタイプ地すべりの発生傾向が20~40°に多いことは地震に起因した地すべりの特徴と考えられる。

2.4.6 地すべり末端の斜面形

地すべり・崩壊発生箇所の地すべり発生前の斜面末端部の形状が地すべり・崩壊の発生に及ぼす影響を調査するため、図-4.10に示す方法により勾配(α、β)を求めた。両者の勾配の差(β-α)が正の場合には凸型斜面、零の場合には直線斜面、負の場合には

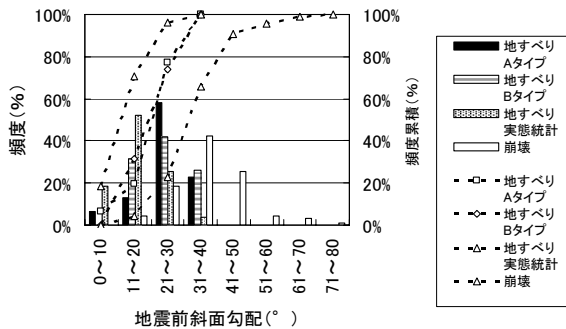


図-4.9 地すべり・崩壊発生箇所の斜面勾配

凹形斜面と斜面形を区分した。図-4.11に区分した結果を示す。

図-4.11によると、崩壊は何れの斜面形においても同程度の割合で発生しているのに対して、地すべりは凸型斜面での発生が概ね70%を占めている。Bタイプ地すべりでも凸型斜面が70%を超えている。地すべり末端が凸型斜面であるものが多いことが、地震による地すべりの特徴とも考えられる。末端の勾配(図-4.10に示すβ)を調べたところ、崩壊は30~50°に多く、地すべりは10~40°で多く発生している傾向が認められた。

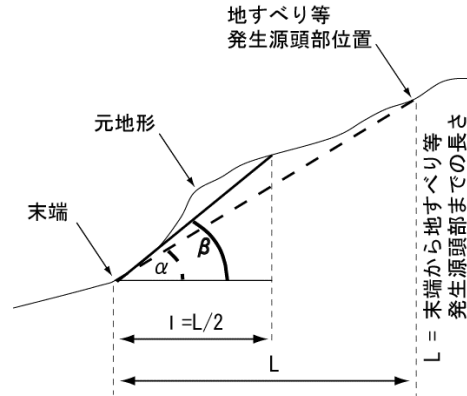


図-4.10 斜面形区分に用いた勾配(α、β)

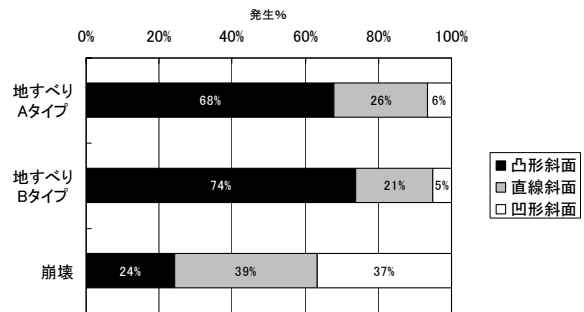


図-4.11 地すべり・崩壊発生箇所の斜面形

2.5 まとめ

地すべり・崩壊発生箇所の地震動特性、地形地質的特性と地すべり・崩壊発生との関係を分析した結果、以下のことがわかった。

- 1) 地すべり・崩壊発生箇所は推計震度6強以上に多く分布する傾向が認められた。
- 2) 地すべり・崩壊の発生する箇所は水平方向最大加速度よりも上下方向最大加速度との相関が高かった。
- 3) 地すべりは、Aタイプ地すべり、Bタイプ地すべりともに凸型の断面形状を呈する斜面で多く発生する傾向が認められた。

2.6 中越地震により発生した代表的な地すべりの調査事例

表-4.1には、中越地震により地すべり地形（ここで、昔地すべりを起こした痕跡がある地形を指す）内で発生した典型的な再滑動したといわれる地すべりを示した。中越地震では、地震に伴って急激に再滑動する地すべりはないという定説に反して、集落を直撃もしくはアクセス道路及びライフラインの寸断や河道を閉塞する地すべりが多発した。これらの地すべりは、長期にわたり集落を孤立化させるなど中山間地に深刻な影響をもたらしている。

そこで、数多くの既存の地すべりが急激な滑動をした原因を明らかにするために、芋川、朝日川、太田川などで発生した激甚な地すべり地において、地すべり

の挙動及び地質構造などの地盤条件を中心に、誘因である地下水位などを含め、詳細かつ総合的な調査・解析を実施している。ここでは、中越地震により発生した地すべりの中から代表的な地すべりの事例として、塩谷神沢川地すべりを取り上げた。この地すべりは、今回の地震で発生した地すべりの中では面積、最大厚さとともに規模が最大級のものであるばかりではなく、滑動距離が100mにも及び、ダイナミックかつ複雑な挙動を示したことから、大学等研究者からの注目を集めている。地すべりは既存の地すべり地形内で発生しており、地震による「再滑動型」地すべりの発生機構解明の事例として、現地踏査及びボーリング調査を含めた詳細な調査結果をもとに、検討を行ったのでその結果を報告する。

表-4.1 中越地震により発生した主な地すべり

地区名	地質	長さ(m)	幅(m)	最大厚さ(m)	移動距離(m)	体積(万m ³)
尼谷地	暗色塊状泥岩	170	120	18	40	35
寺野	砂岩泥岩互層	200	125	18	50	45
塩谷神沢川	砂岩泥岩互層	650	450	80	90	750
塩谷南	シルト・砂及び礫	150	100	15	30	23
東竹沢	砂質泥岩及び砂岩泥岩互層	240	250	30	120	180
芋川沢	砂岩	180	150	16	40	43
小栗山	砂岩泥岩互層	400	170	22	30	150
田麦山小高	砂質泥岩	370	260	30	50	290

2.6.1 中越地方の地形・地質概要

図-4.12は、中越地方の地形を示したものである。この地方の地形は、信濃川の支流である魚野川やその支流の破間川を境に東西でまったく異なる。東側には標高1,500～2,000mの急峻な越後山脈が南北に連なるのに対し、西側は魚沼丘陵・東山丘陵や東頸城丘陵などの低平な丘陵やその間に分布する盆地からなる。これらは“新潟方向”と呼ばれる北北東～南南西方向に分布し、丘陵の稜線やその間の盆地は顕著な北北東～南南西方向を示す。信濃川の東側に分布する幅15～20kmの丘陵全体は魚沼丘陵と呼ばれるが、それを横切

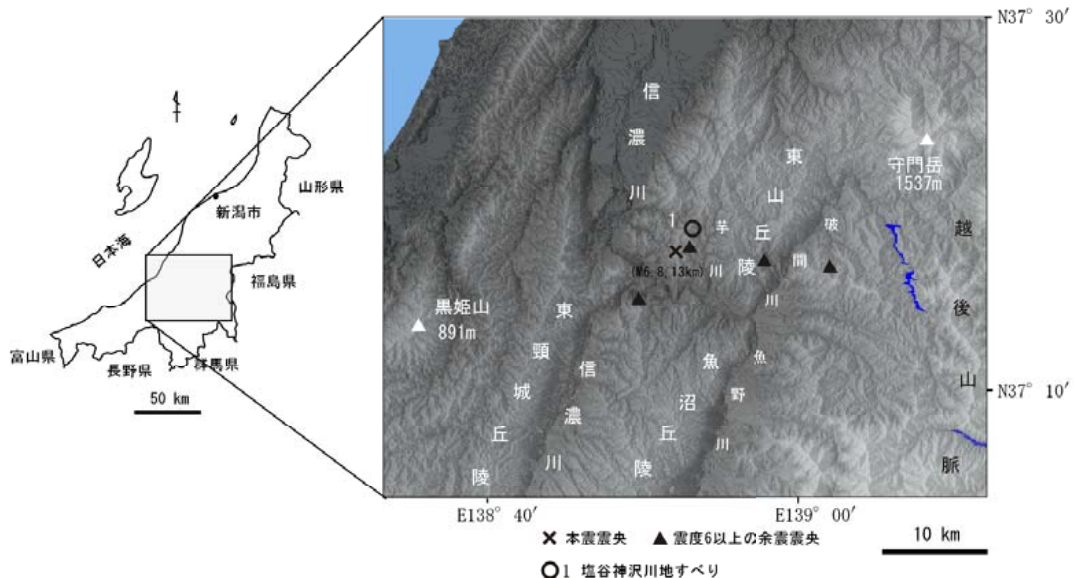


図-4.12 中越地方の地形（国土地理院 50mメッシュ数値地図から作成）

る魚野川によって北側の東山丘陵と南側の魚沼丘陵と呼ばれることもあり、ここではこの名称を使う。魚沼丘陵及び東山丘陵は北北東方向に極めて明瞭な直線状の稜線をもち、本地域の地質構造や地殻変動の結果を反映したものとなっている。魚沼丘陵は標高700m以下で、北方に向かって漸次低くなり、一般に稜線が東側

に偏り、非対称な地形をなす。一方、東山丘陵は、標高が約300～450mであり、北北東～南南西方向に伸張し、稜線も極めて明瞭な方向性を示しており、丘陵の中心部を芋川が北から南に流れ、魚野川に合流する。

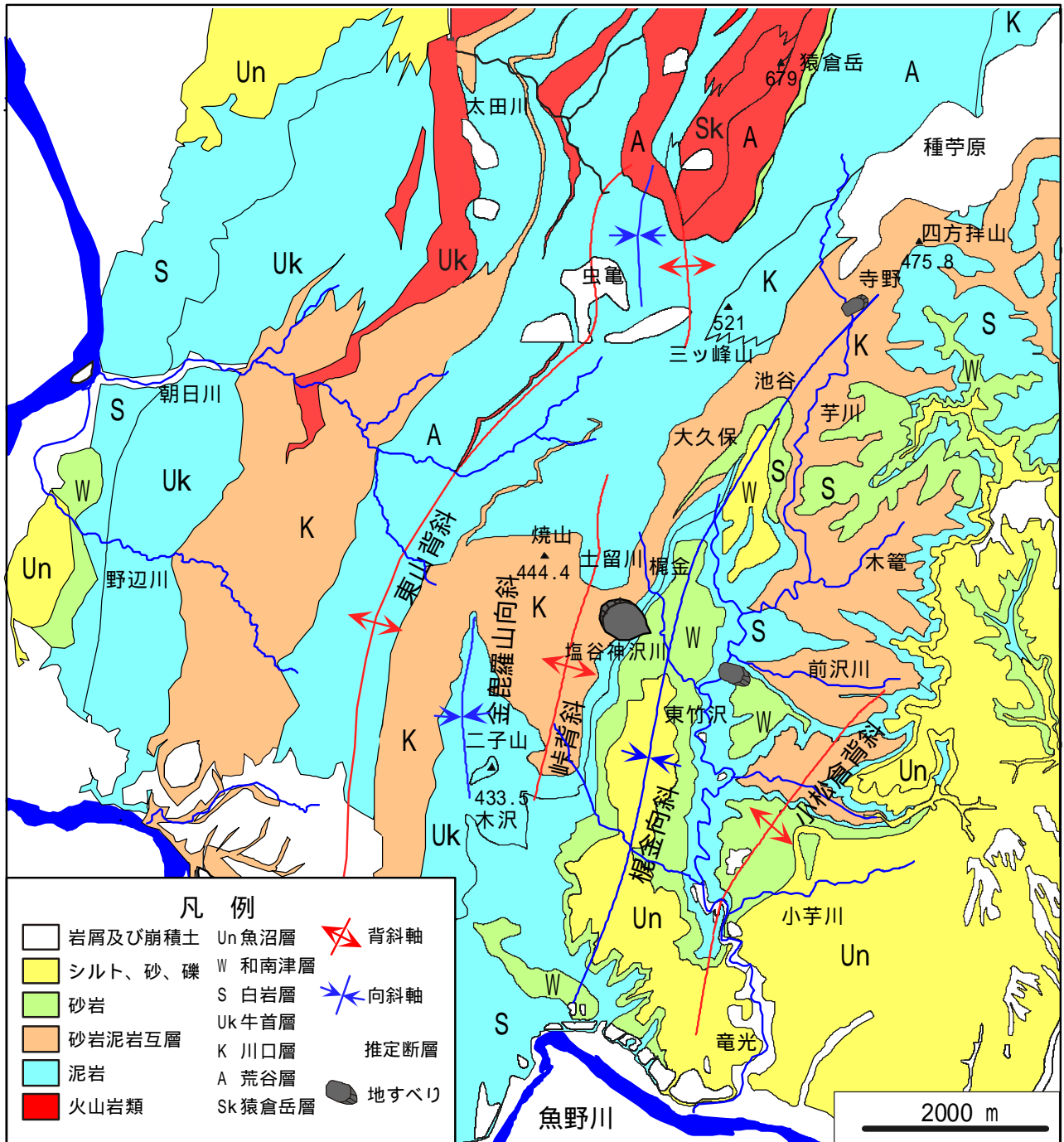


図-4.13 長岡市、小千谷市、川口町、魚沼市一帯の東山丘陵における地質分布図
 (地質調査所 50,000 分の 1 地質図「長岡」⁵⁾及び「小千谷」⁶⁾を簡略化)

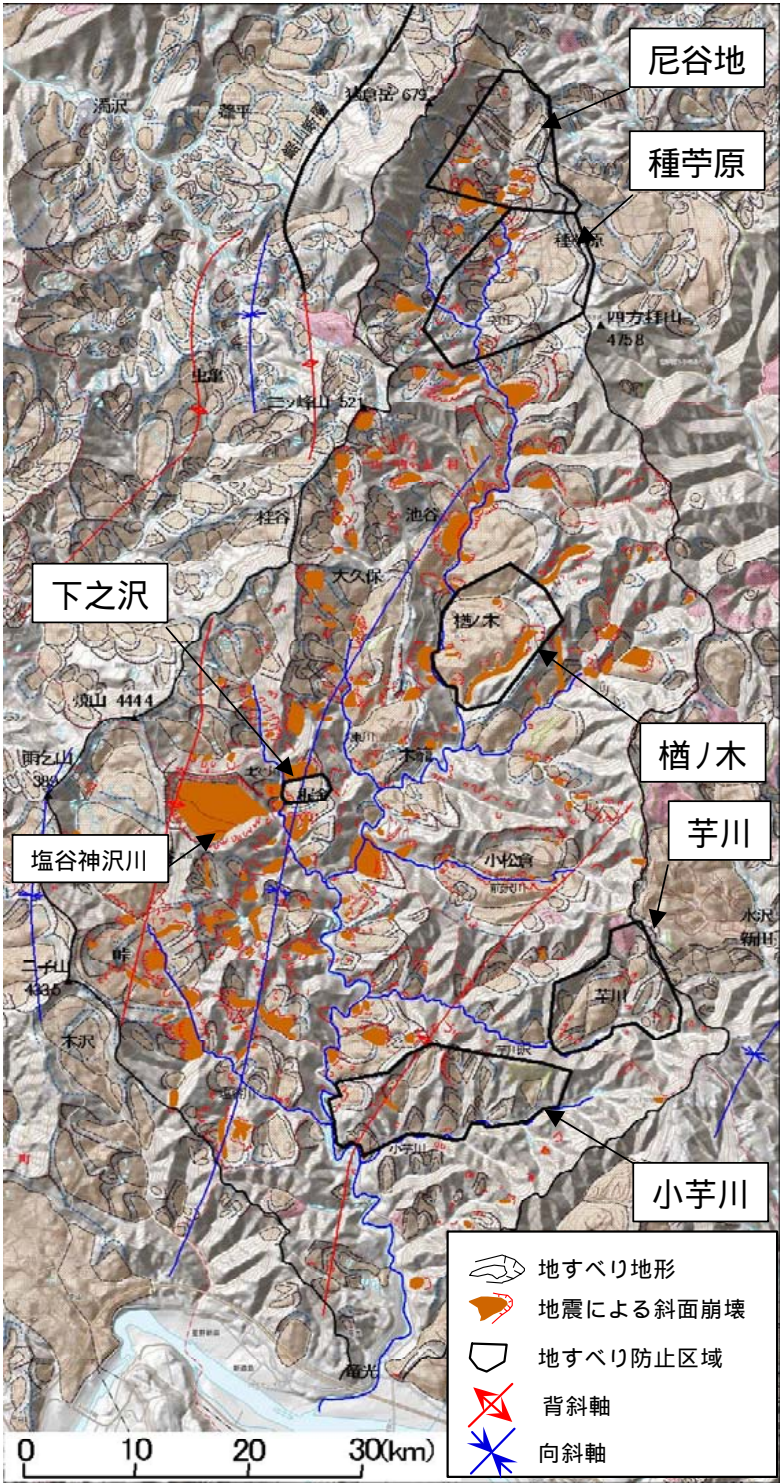


図-4.14 芋川周辺における地すべり分布図
(防災科学技術研究所 2004年3月発行⁷⁾に加筆)

における地質分布を示した。東山丘陵には、新第三紀中新世から第四紀更新世にわたる褶曲した地層が分布している。東山丘陵の地層は全体的には北北東 - 南南西に配列し、この丘陵には幾つかの褶曲軸が通っている。褶曲軸は、川口町から伸びる東山背斜から東の方向に金比羅山向斜、峠背斜、梶金向斜、松倉背斜の順に概ね1 km間隔で並んでいる。地層は主に泥岩、泥岩・砂岩互層、砂岩から成り、泥岩の主要なものはシルト岩である。また、第四紀更新世の魚沼層は主にシルト、砂及び礫などから構成される。ちなみに、塩谷神沢川地すべりは、峠背斜と梶金向斜の間の砂岩地帯に位置している。

図-4.14は、防災科学技術研究所が2004年3月に発行した地すべり地形分布図⁷⁾上に、今回の地震により芋川周辺で発生した地すべり及び斜面崩壊の発生状況を重ねて示したものである。芋川周辺には、数多くの地すべり地形が存在している。今回発生した地すべり及び斜面崩壊は、全体的には芋川の右岸及び右支川側に位置する傾向があり、地すべり地形内の他に地形外でも認められる。なお、斜面崩壊発生位置は、地すべり地形内では滑落崖付近や地すべりブロック境界、斜面末端部などであり、地すべり地形外では尾根付近や川沿いの急斜面である。また、地すべり地形内では大きな地すべりが発生しており、その発生位置は河道閉塞を起こした芋川上流域の寺野地区や中流域の東竹沢地区、芋川右支川の梶金地区対岸などである。この他、芋川流域内の地すべり防止区域には、尼谷地、種芋原、榎ノ木、下之沢、芋川、小芋川などがある。これらの区域では、尼谷地、下之沢で地すべりが発生し、その他の区域でも斜面崩壊が発生した。

新潟県中越地震の本震は東山丘陵の南部で起き、その余震域は東山丘陵の南部や魚沼丘陵の北部で起きている。

図-4.13 には、塩谷神沢川地すべりが位置している長岡市、小千谷市、川口町、魚沼市一帯の東山丘陵

2.6.2 塩谷神沢川地すべり

(1) 地すべり地の概要

図-4.15には、塩谷神沢川地すべりの位置図を示した。塩谷神沢川地すべりは、新潟県中越地震の本震の震央から北東方向に約4km、小千谷市中心部より東に約10kmの塩谷地区に位置する。本地すべりは、芋川支

流土留川右岸側の標高400～200m南東向き斜面で発生した。この斜面の北部はほぼ東西方向から南東方向に変化する稜線を持ち、斜面の南西側には大日山（標高390m）を含む南東方向から東北東方向に湾曲する明瞭な稜線が存在する。また、斜面の南端には東北東方向に流れる小さな沢があり、それが土留川に合流する付近で狭窄部を形成し、いわゆるボトルネック状となっている。

本地すべり地の地質は、図-4.13に示したとおり、主に新第三紀鮮新世の川口層からなり、泥岩優勢の砂岩・泥岩互層から構成される。また、地すべり地の西

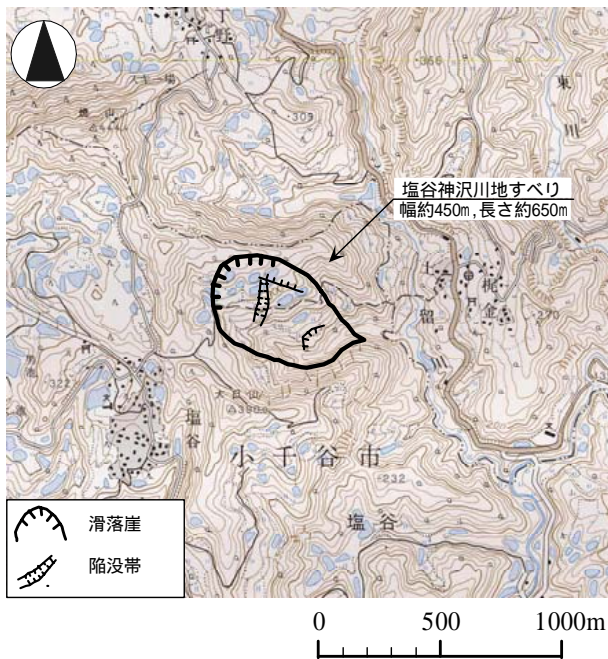


図-4.15 塩谷神沢川地すべり位置図（国土地理院 1:25,000の地形図「小平尾」⁸⁾に加筆）

方には峠背斜の背斜軸が北北東方向に伸びる。

調査地は、既存地すべり地として地形図や空中写真から確認できる。今回の地すべりは、このような既存地すべり地形内で発生した。地すべりの規模は、長さ約650m、幅約450mであり、冠頂部から先端部までの標高差は約120mである。

中越地震の前、7月12日夜から14日朝にかけて本地域で歴史的な豪雨を記録した。これによる地下水位の上昇が中越地震で発生した地すべりへの影響が考えられるが、本文では地形・地質調査の結果のみを扱うことにした。

(2) 地すべり斜面の変状

写真-4.1は、本地すべりの全景を示したものである。地すべりにより明瞭な滑落崖が形成され、滑落崖頭部と移動体との標高差は30～50mに達する。地すべり斜面上部では、陥没帯（写真-4.2、4.3）、後方回転運動（写真-4.4）、中間部では水田の東西方向への傾動（写真-4.5）及び表層崩壊（写真-4.6）、末端部の圧縮リッジ（写真-4.7）や大量の湧水（約500ℓ/分）、池などが各々観察される。

写真-4.8、4.9には、地震発生前と地震発生翌日である10月24日の各空中写真を示した。地震前の空中写真に見られる旧地すべり斜面では養鯉池や水田が分布しているが、地震発生翌日の空中写真ではこれらが地すべりにより移動したことが明瞭に分かる。



写真-4.1 塩谷神沢川地すべり全景（北東方向を望む 2005年11月1日撮影）



写真-4.2 地すべり斜面上部の陥没帯
(滑落崖附近から南東方向を望む)



写真-4.5 地すべり斜面中間部の水田の傾動
(東方向を望む)



写真-4.3 地すべり斜面上部の陥没帯
(北東方向を望む)



写真-4.6 地すべり斜面中間部の表層崩壊
(東方向を望む)



写真-4.4 地すべり斜面上部の後方回転運動
(北東方向を望む)



写真-4.7 地すべり斜面末端部 (東方向を望む)

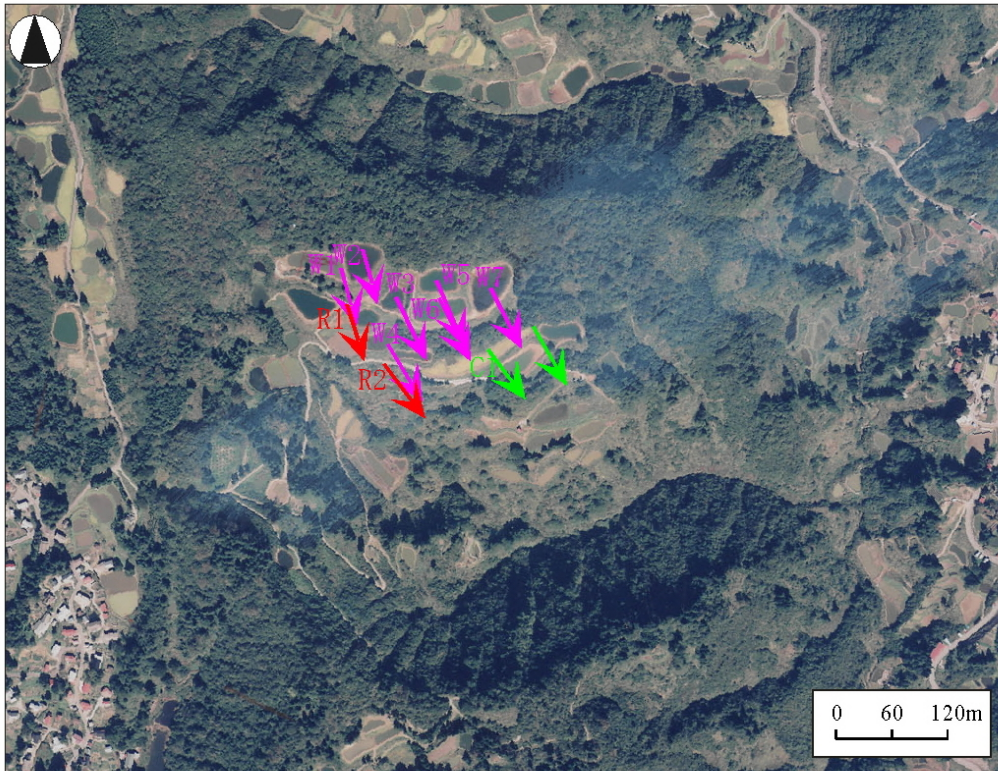


写真-4.8 地震前の空中写真 W 養鯉池、R 道路、C 水田（平成 10 年）

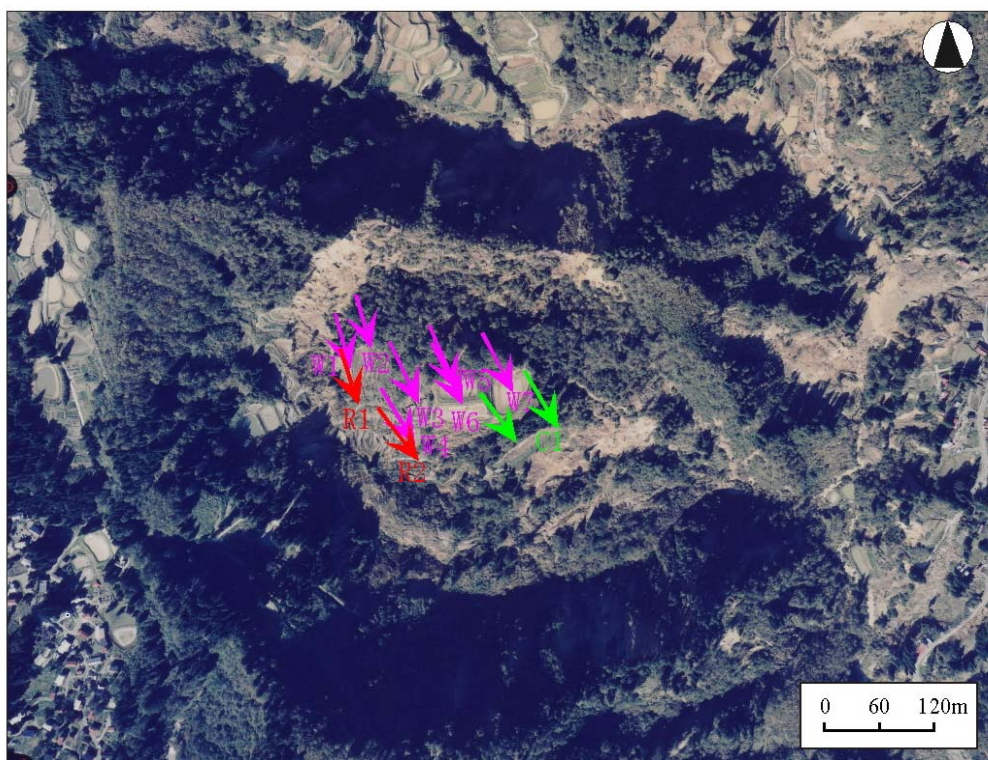


写真-4.9 地震後の空中写真（国際航業株式会社 平成 17 年 10 月 24 日撮影）

(3) 地すべり地形及び地すべりブロック

図-4.16は、本地すべりの平面図を示したものである。前述したとおり、本地すべりの規模は幅約450m、長さ約650mの範囲で発生し、上部に最大比高50mの滑落崖が形成された。また、地すべり斜面下部には、その対岸の尾根及び北側の尾根によって狭窄部が形成されている。このことにより、地すべりはボトルネック型を呈しており、地すべりブロックの下部は圧縮部になっている。また、地すべり斜面上部には、滑落崖下の大陥没帯と比較してはるかに小さい(幅約30m、落差約2~3m)陥没地形が大陥没帯と直交するように発達している。

本地すべりの地すべりブロックは、滑落崖の下部

に見られるすべり面、陥没帯、亀裂の分布状況などをもとに大別するとA大ブロックとその側面に位置するBブロックに区分され、更にA大ブロックはA-1、A-2、A-3ブロックに、BブロックはB-1、B-2、B-3ブロックに区分される。

図-4.17は、図-4.16に示した地形測線における地形線を地すべり発生前後について模式的に示したものである。滑落崖附近に薄い砂岩を挟む泥岩が露出し、一部は崩積土により覆われている。斜面は、地すべり移動体上部の後方回転運動により階段状を呈す。地すべり発生前の地形線との対比によれば、末端部では標高が概ね50m程度高くなったことが分かる。

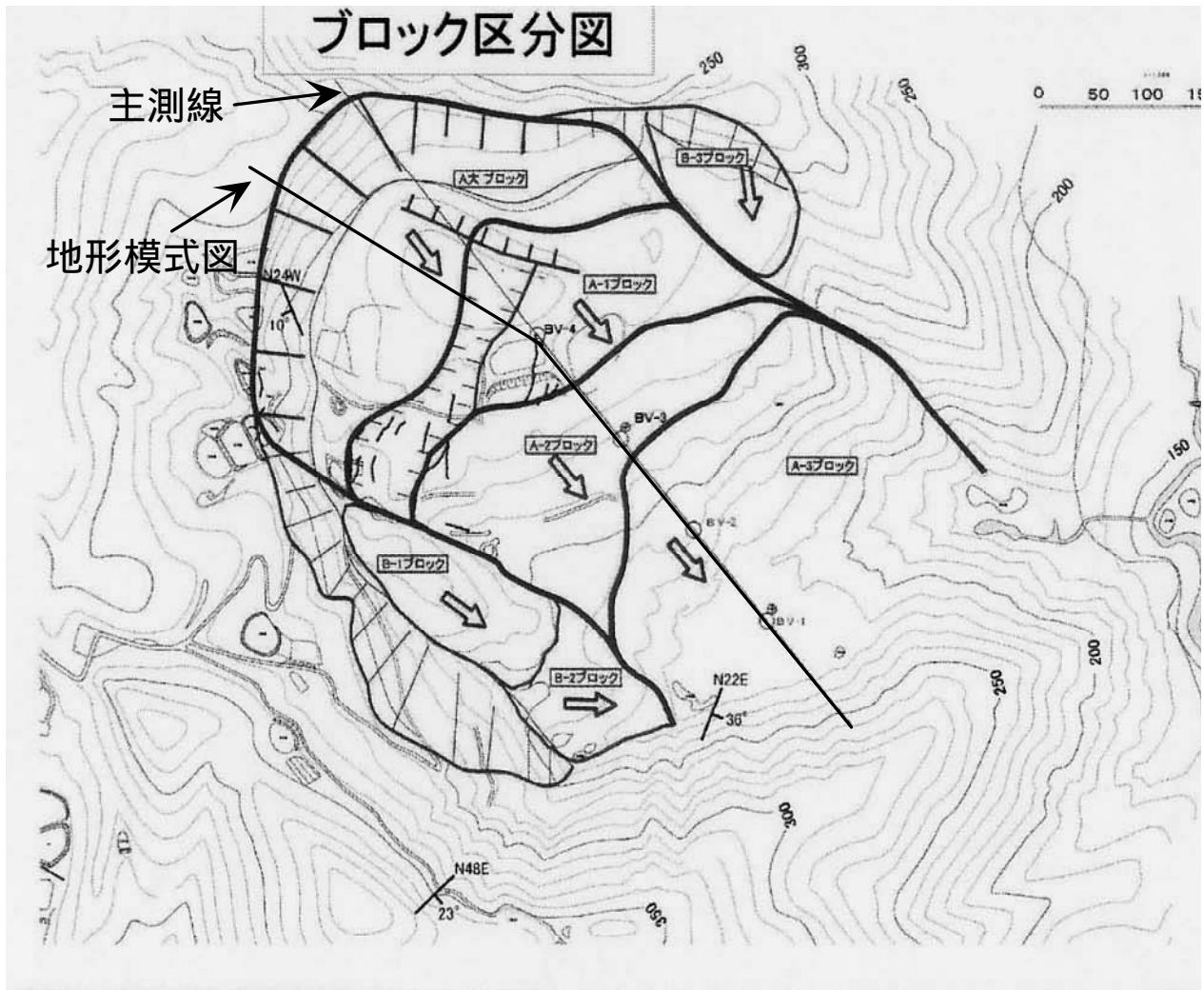


図-4.16 塩谷神沢川地すべり平面図(矢印は地すべり運動方向を示す)

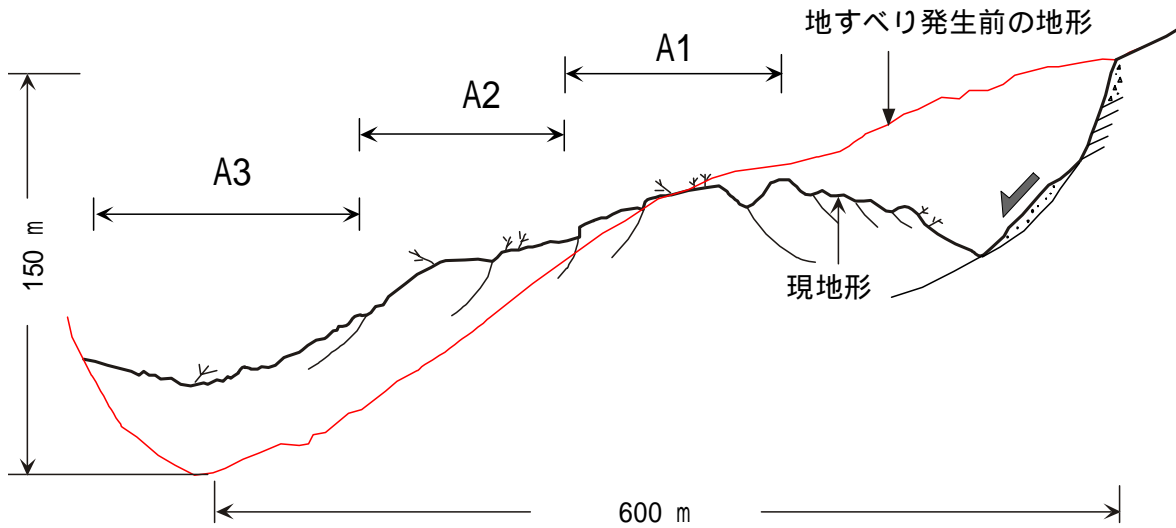


図-4.17 地すべり発生前後の地形模式図

(4) 地すべり土塊の移動状況

図-4.18、写真-4.9には、A大ブロックの移動状況を示した。地すべり発生前後の地形図による移動方向及び移動量の計測結果から、地すべり斜面A1の移動量は水平方向約100m、鉛直方向約25mであり、A2、A3の水平移動量は約40mであると推定された。また、移動方向は概ね南東方向であった。

図-4.19には、地震前の地形図に今回の地震により発生した地すべり地形を重ねて示した。今回の地すべり斜面上部西側の陥没帯は、旧地すべり地形を切って形成されている。また、今回の地すべりの移動方向はS40°E方向を示し、これが地震前に存在した地すべり地形から推定される移動方向S60°Eと異なることが分かる。

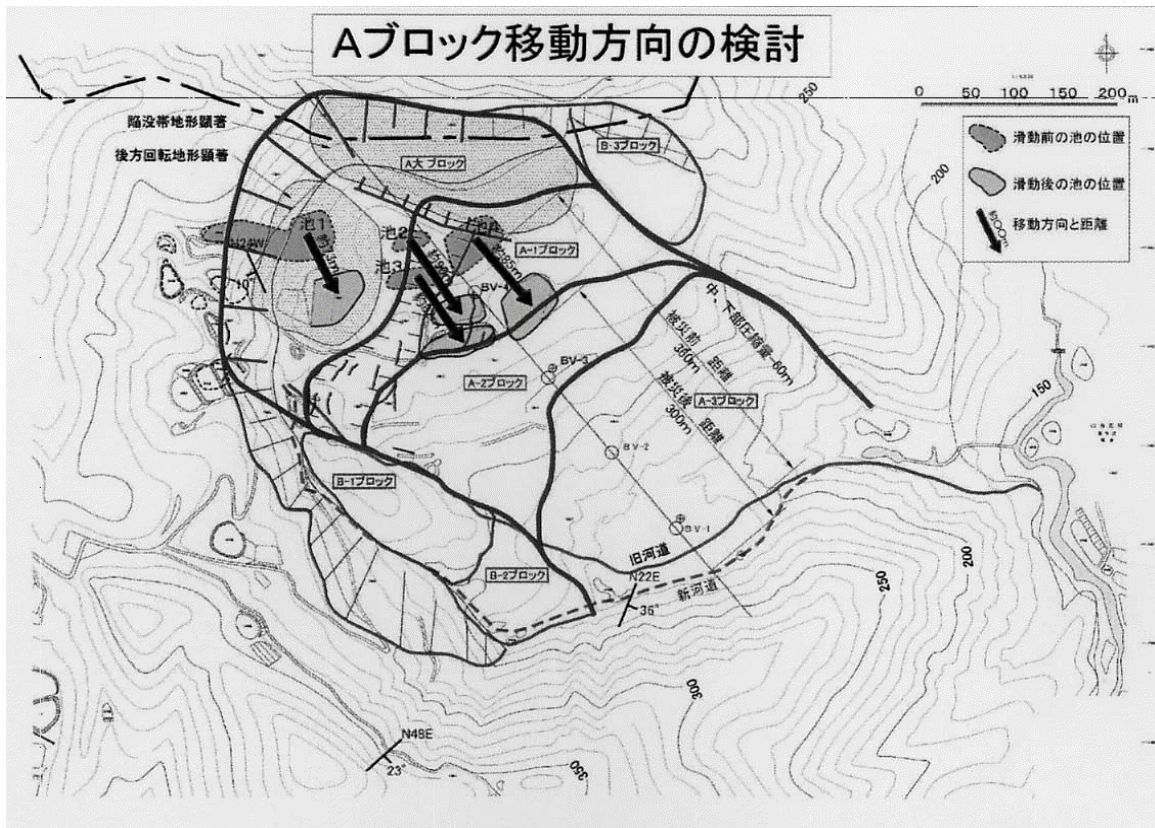


図-4.18 A大ブロックの移動状況

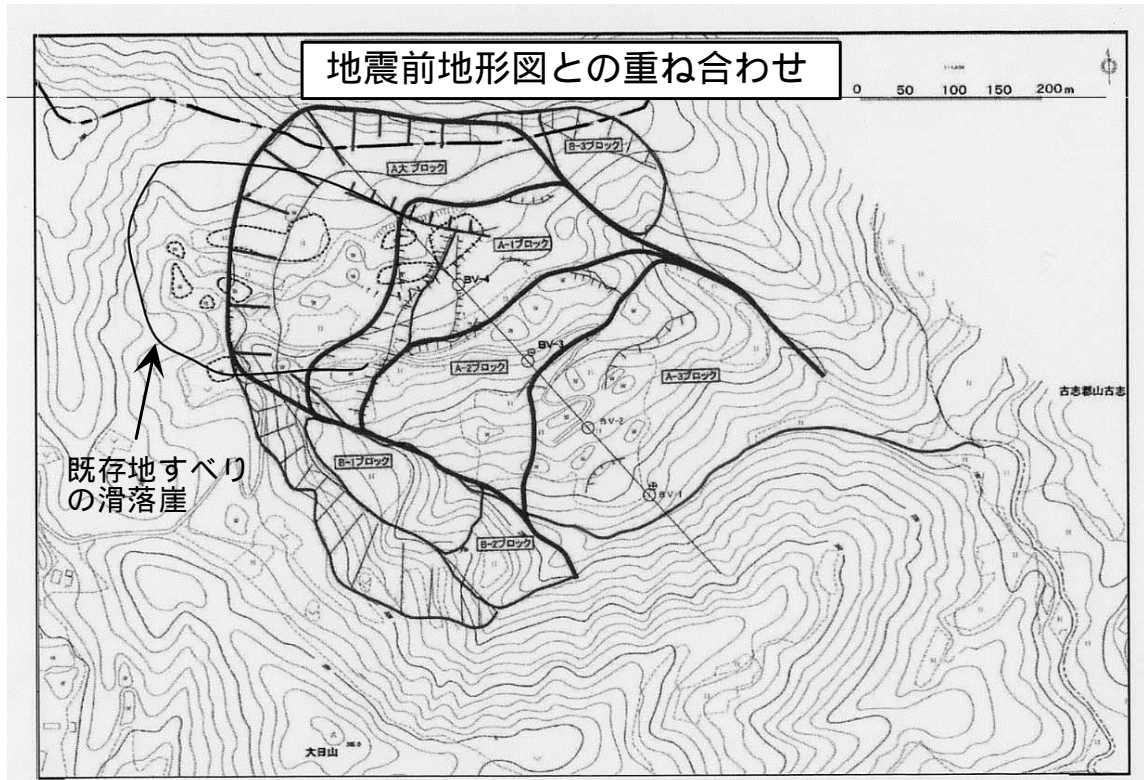


図-4.19 地震前後の地形の重ね合わせ

(5) 地すべり土塊の地質とすべり面の推定

本地すべり地一帯の地質は、下位から新第三紀鮮新世の荒谷層、川口層、牛ヶ首層から成る。また、本地すべり地は新第三紀鮮新世の川口層の下部にあたり、泥岩優勢の砂岩・泥岩互層から成る。滑落崖附近の露頭では、砂岩部分の層厚はわずか数cmであり、泥岩部分は主にシルト岩で新鮮なものは暗灰色を呈し、風化部分は淡褐色を呈する（写真-4.10）。

写真-4.11は、滑落崖附近に見られたすべり面と擦痕を示したものである。すべり面は層理面を切っており（写真-4.10参照）、その上に擦痕が鮮明に残っている。滑落崖附近では、すべり面上に多数の擦痕が観察され、それらの方向の大部分がS35～45°E位である。この方向は、養鯉池などの移動から推定した移動方向と概ね一致する（写真-4.8、4.9参照）。



写真-4.10 地すべり斜面の地質



写真-4.11 すべり面に見える擦痕

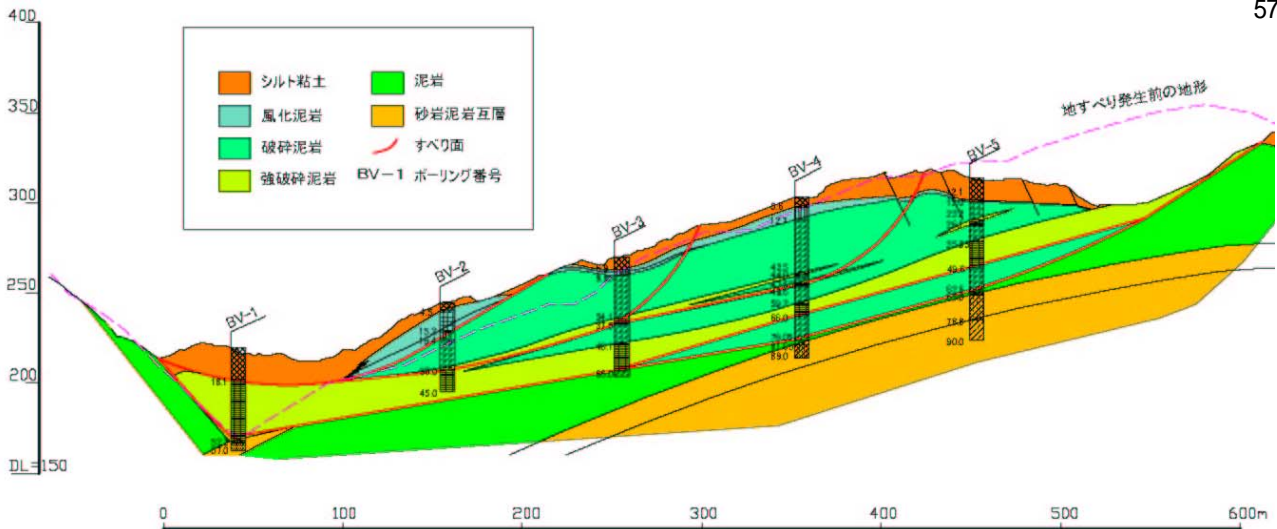


図-4.20 塩谷神沢川地すべり主測線地質縦断面図
(ボーリングデータは新潟県による)

図-4.20には、主測線地質縦断面図を示した。本地すべりでは、主測線上に斜面下部からBV-1～5の5箇所の調査ボーリングが実施された。地すべり斜面の地質は、概ね地表面からシルト粘土、強風化泥岩、破碎泥岩、泥岩、砂岩・泥岩互層から成っている。

本地すべりでは、数枚のすべり面の存在が推定されたが、最深部のすべり面について着目すると以下のことが推定された。

BV-1では深度49.10mの強破碎泥岩の上位に岩片混じりシルトがあり、両層の境界面付近にはわずかな腐植物や木片の混入が認められた。このことから、地震前の地表面であった所に地すべり土塊が被さったことが推定された。

BV-2では深度37.90mの強破碎泥岩中に擦痕が認められた。

BV-3では深度62.85mの泥岩の上位に強破碎泥岩があり、両層の境界面付近には破碎部に粘土化した部分や鏡肌が認められた。

BV-4では深度79.05mの泥岩の上位に破碎泥岩があり、両層の境界面付近には鏡肌が認められた。

BV-5では深度62.60mの泥岩の上位に破碎泥岩があり、両層の境界面付近には破碎が著しく指圧で岩片状に割れ、弱い擦痕が認められる部分があった。

以上の観察結果に基づき、推定すべり面を図-4.20に示した。

(6) 地すべり機構の検討

本地すべりの規模が大きいことから、地すべりは相当深いところで発生したと考えられる。また、地すべり斜面上部において後方回転運動が生じた(写真-4.4)。地すべりが深部の層理面で最初に移動し、その移動に伴い地すべり斜面上部が移動したため、移動土塊上部の開放によって移動土塊が斜面上部方向へ逆に移動したと考えられる。

全体をみると、頭部の移動量が大きく、陥没帯が形成されている(写真-4.2、4.3)。中部では水田などの傾動や表層崩壊(写真-4.5、4.6)が生じているものの、末端部の沢地形から推定してその移動量はあまり大きくない。その原因は、地すべり斜面を取り巻く地形がボトルネック状であったことによるものである。地すべり移動土塊に陥没帯が形成されたことについては、おそらく度重なる余震もあったため、地すべり斜面内の部分的な不安定化によって二次地すべりが発生したためと考えられる。

地すべりは、図-4.20の主測線縦断面図に示すように、深いすべり面と浅いすべり面の存在が推定される。斜面は地震によって、まずは深部の層理面附近で地すべりが発生したと考えられる。また、浅いすべり面については、その後の地すべり斜面内の部分的な不安定化による地すべりにより形成されたと考えられる。地すべり斜面頭部附近では、層理面を切るすべり面が形成されており、そこにS40°E方向の擦痕が観察された(写真-4.11)。滑落崖附近に観察される多数の擦痕は概ね南東方向を示しており、地表の変状から推定される今回の地すべり移動方向と一致していることから、これらが今回の地すべりによるものとする。

本地すべり斜面の主測線上の上部から下部に位置しているBV - 5 ~ 2のボーリングコアには、泥岩が破碎され擦痕や鏡肌が認められる部分があり、それらの部分がすべり面と推定されている。また、中越地震前の地すべり地形と地震後の地すべり地形を比較すると、地すべりブロックの移動方向が異なる(図-4.19)。したがって、今回の地すべり現象は、地震前から進行していた地すべり現象とは異なり、新たに起ったものと考えられる。

2.6.3 まとめ

塩谷神沢川地すべりは、中越地震によって起きた地すべりの中で最大級の規模のものであり、既存の地すべり地形を呈していた斜面で発生した。また、すべり面は、斜面頭部付近では層理面を切るものの、斜面中下部ではほぼ層理面沿いに存在し、新たに形成されたものと考えられた。

中越地震では地震により数多くの地すべりが再滑動したとされているが、本地すべりは既存のすべり面での再滑動ではなく、既存地すべり斜面内に新たに発生したものであり、通常の地下水を誘因とする地すべりとは著しく異なる現象であった。従来、あまり考慮されなかった地すべり土塊の地震時の挙動を明らかにし、東南海・東海地震などの大規模な地震や活断層による直下型地震の発生が懸念される昨今、より適確な土砂災害対策を検討してゆくことが強く望まれる。今後も、中越地震における激しい地震時地すべり土塊の挙動解明を、総合的かつ詳細な調査手法により重点的に進めてゆく予定である。

3. 砂防施設に生じた変状

ここでは、現地調査をもとに砂防施設に生じた変状を確認し、その特徴を整理した結果を報告する。なお、現地調査は平成17年7月および8月に実施した。

3.1 調査した砂防えん堤と被災率

今回の地震により特に変状が大きいと新潟県より報告のあった砂防施設について現地調査を実施し、その変状を確認した。調査を実施した砂防えん堤全17箇所を図-4.21に示す。調査した砂防えん堤の形式は、コンクリート重力式が15基、既設石積式をコンクリートで補強したものが1基、鋼製不透過型(ダブルウォール)が1基である。調査地である新潟県長岡地域振興局および魚沼地域振興局管内の既存砂防えん堤数は385基であり、変状がみられた施設は4%を占める。兵庫県

南部地震時の砂防えん堤の被災率は1.5%⁹⁾であったことと比較すると中越地震での被害が大きかったことがわかる。



図-4.21 調査を実施した砂防えん堤の位置

3.2 変状がみられた砂防えん堤の施工年代

変状がみられた砂防えん堤の施工年代別の基数を図-4.22に示す。昭和40年代に施工された砂防えん堤で変状がみられた基数は多くなっているが、施工年代が新しいほど基数が少なくなる傾向ではない。また、平成以降に施工された砂防えん堤でも変状が確認された事例はみられ、時間の経過による老朽化だけの問題ではないと考えられる。なお、調査した17施設のうち最も施工年が新しい砂防えん堤は平成13年竣工のものである。

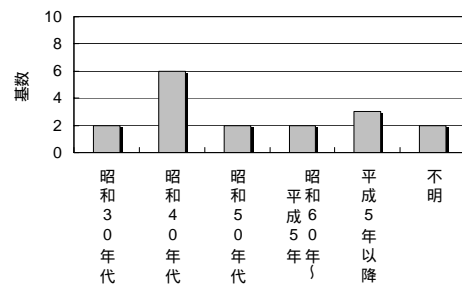


図-4.22 変状がみられた砂防えん堤の施工年代と基数

3.3 変状がみられた砂防えん堤の種類

今回調査を実施し、変状がみられた砂防えん堤を材料面から見て分類した内訳を図-4.23に示す。調査した砂防えん堤はいずれも不透過型であり、コンクリート重力式のもの15基とほとんどを占める。鋼製不透過型(ダブルウォール式)の砂防えん堤が1基、「その他」は、古い既設の石積えん堤をコンクリートで巻いて補強したもの1基であった。

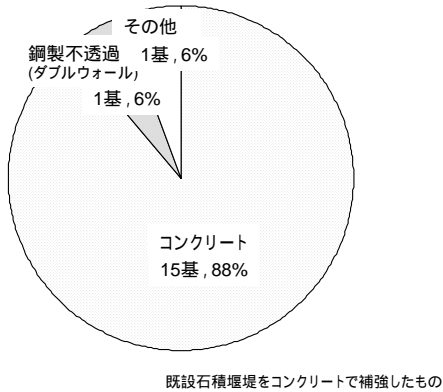


図-4.23 変状がみられた砂防えん堤の種類

3.4 変状がみられた砂防えん堤の高さ

変状がみられた砂防えん堤の高さの内訳を図-4.24に示す。高さが5.0～10.0mの砂防えん堤の割合が全体の70%を占めている。

建設省河川砂防技術基準(案)同解説¹⁰⁾等では、ダム高15m以上のものについては地震時慣性力や地震時動水圧を設計外力として考慮するものとされているが、今回の地震で変状が確認された砂防えん堤は全て15m未満であった。

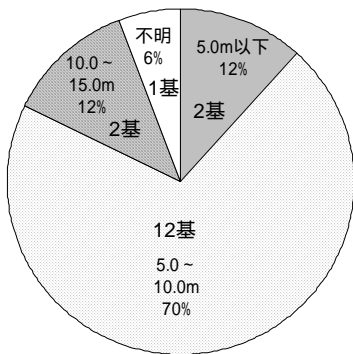


図-4.24 変状がみられた砂防えん堤高さの内訳

3.5 変状形態とその特徴

変状形態としては、砂防施設本体、袖部の倒壊・流失、本体や袖部の一部剥離・欠損、クラック、打継部のずれ、漏水が確認された。写真-4.12～写真-4.17にそれぞれの変状形態を示す。



写真-4.12 堤体にクラックが生じた事例



写真-4.13 打継目にずれが生じた事例



写真-4.14 堤体の表面が一部剥離した事例



写真-4.15 堤体本体が破壊された事例



写真-4.16 地すべりにより袖部が倒壊した事例



写真-4.17 地すべりにより袖部が倒壊した事例

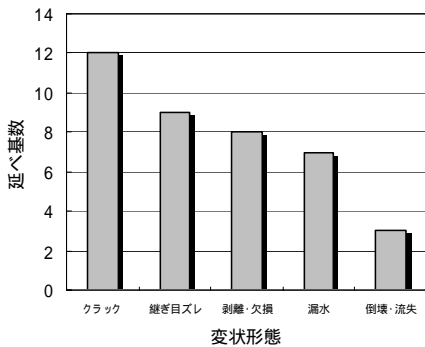


図-4.25 変状形態と変状が確認された施設の延べ基数

図-4.25に変状形態とその基数を示すが、ひとつの砂防えん堤で複数の変状形態が確認されるものもあり、ここでは延べ基数として示している。最も多く確認されたのが、クラックと打継目におけるずれであり（写真-4.12、写真-4.13）、クラックが生じた事例は調査を実施した全17事例中12事例で確認され、打継目におけるずれが生じた事例は17事例中9事例と約半数の施設で確認された。なお、剥離・欠損が生じたのはクラックや継目のずれに伴うものであり、漏水はクラックや継目ずれを生じた箇所で見られる。

本体や袖部等の堤体の一部に剥離や欠損が確認された事例は、全17事例中8事例と約半数を占めている。この剥離や欠損は単独で発生しているのではなく、クラックやずれに伴って発生しているのが特徴である。

写真-4.15は地震動によって本体が破壊された事例であるが、これは古い練石積のえん堤をコンクリートで補強した構造のもので、地震動に対する強度が極めて低かったものと考えられる。写真-4.16および写真-4.17は、主に袖部が倒壊した事例であるが、これは地震動そのものが原因ではなく、袖部付近の地山における地すべりや地震後の土砂流出に伴って二次的に被災

したもので、想定外の特殊なものである。

上記のように、変状を生じた原因は、地震動そのものによるものと、地震後の地すべりや土砂流出に伴うものに大きく分けられるが、地すべりや土砂流出によるものは二次的な被災として考えられ、また剥離・欠損および漏水はクラックや継目ずれに伴う形態であると考えられることから、以下では地震動そのものによる変状の形態について述べる。

地震動による変状の形態としては、打継部のずれやクラックが最も多く14基で確認され、全体の82%を占める。クラックが生じている箇所は袖部に多く発生しているのが特徴である。また、打継部におけるずれは水通し面に水平に沿う面が多く確認された。地震動そのもので本体が破壊された事例が1基確認されるが、これは前述のように古い練石積のえん堤をコンクリートで巻いて補強した形状のもので、地震動に対する強度が低かったものと考えられる。すなわち、地震動そのものでなく地すべり等により被災した例や構造上で特殊なものを除けば、砂防えん堤の機能を喪失するような被災はなかったと考えられる。

次に、地震動による主な変状の形態であるクラック、打継目ずれに加えて、地震動により本体が破壊された施設と砂防えん堤の竣工年代の関係を表-4.2に示す。すべての変状形態で昭和30年～50年代のものが多くなっていることがわかる。

表-4.2 竣工年代と変状の形態

竣工年代	のべ基数	クラック	継目ずれ	本体の破壊
S30～S50年代	14	7	6	1*
S60年代～H5年	2	1	1	0
H5年以降	5	3	2	0
不明	1	1	0	0

*: 古い練石積えん堤をコンクリートで補強したもの

3.6 変状がみられた砂防えん堤と地震動の関係

変状が生じた施設の位置と本震による推計震度分布を図-4.26に示すが、ここでは、地震動そのもので変状が生じたものを考えており、地震後の出水や地すべり等により変状が生じたと考えられる施設は除いている。地震動により変状が生じたと考えられる砂防えん堤の多くは震度6強であり、最大は震度7、最小は震度5強であった。その内訳は全15施設のうち、震度7の範囲にあった施設が1施設、震度6強が11施設、震度6弱が2施設、震度5強が1施設である。

気象庁¹¹⁾によると、2005年10月23日17:56の本震以降、同年12月28日18:30までに最大震度5強以上を観測した余震を18回記録している。本震以外の余震によって変状が生じた可能性も大いに考えられ、ここでは本震(最大震度7)に加え、震度6強以上の余震(10/23 18:11、10/23 18:34)の計3回の地震のうち、それぞれの砂防えん堤位置で記録した最も大きな推計震度と変状の形態などについて以下のとおり考察した。

まず、変状がみられた施設のある新潟県長岡地域振興局および魚沼地域振興局管内の既存砂防えん堤数と変状がみられた砂防えん堤数の震度別の内訳を表-4.3に示す。震度7の範囲内にある施設数が少ないため、一概に比較することはできないが、震度が大きくなるほど既存施設数に対する変状が生じた施設数の割合が高くなる傾向を示し、施工年代に拘らず、震度6強以上にほぼ限られた。

前述のように、兵庫県南部地震時の砂防えん堤の被災率は1.5%⁹⁾であったことと比較すると、中越地震での被害が大きかったことがわかる。

次に、推計震度と変状の形態の関係を表-4.4に示す。変状は震度6強以上で増えるが、クラックと継目ずれの割合は、震度の大きさによって大きく異なる傾向にはない。次に、図-4.27を参考に本体と袖部を区分し、それぞれの箇所において確認されたクラックと打継部でのずれの発生箇所数の内訳(延べ数)を図-4.28に示す。図のように水通し面から上部の非越流部を袖部とし、水通し面から下部を本体と区分している。最も多くみられた変状の形態は、袖部におけるクラックであり、17カ所で確認された。そして、袖部と本体の境界部でのずれが次に多く確認された。

次に計測が可能であったクラック幅とその発生頻度を図-4.29に示す。最も多くみられるのは5cm～10cmのクラックであった。また、ずれの程度とその発生頻度を図-4.30に示す。本体におけるずれ、袖部におけるずれ、本体と袖部の境界でのずれについて、それぞ

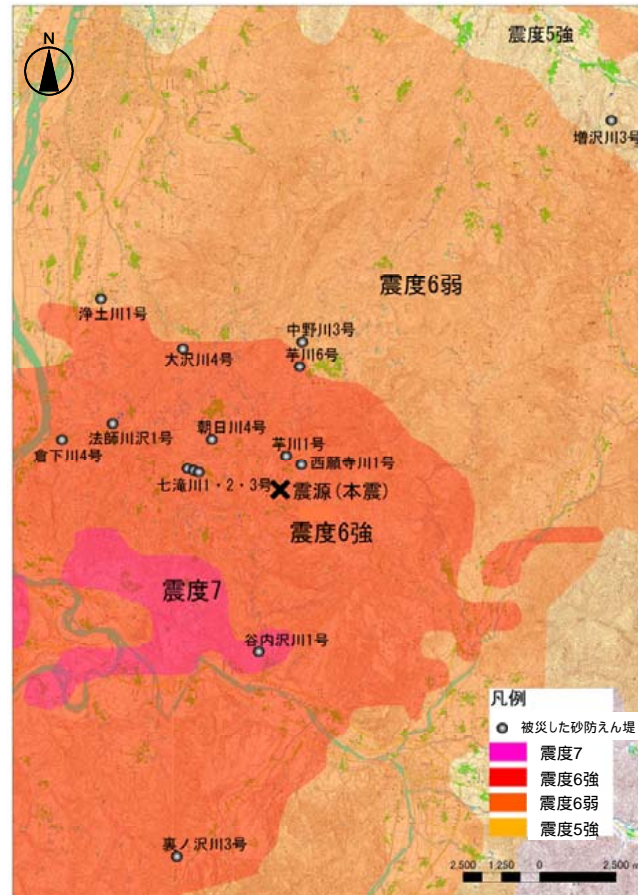


図-4.26 地震動による変状がみられる砂防えん堤と推計震度分布(本震)
(気象庁HP¹¹⁾を基に作図)

表-4.3 調査地管内の既存砂防えん堤数と変状がみられる砂防えん堤数の内訳

最大震度 (本震・余震)	長岡地域振興局・魚沼地域振興局管内 合計		
	既存えん堤数	うち被災えん堤数	既存施設数に対する被災施設数の割合(%)
7	7	1	14%
6強	151	11	7%
6弱	180	2	1%
5強	47	1	2%
合計	385	15	4%

表-4.4 変状の形態と推計震度の内訳

	のべ基数	クラック	継目ずれ	本体の破壊
震度7	1	0	1	0
震度6強	16	9	6	1*
震度6弱	3	2	1	0
震度5強	2	1	1	0

*: 古い練石積えん堤をコンクリートで補強したものを示す。

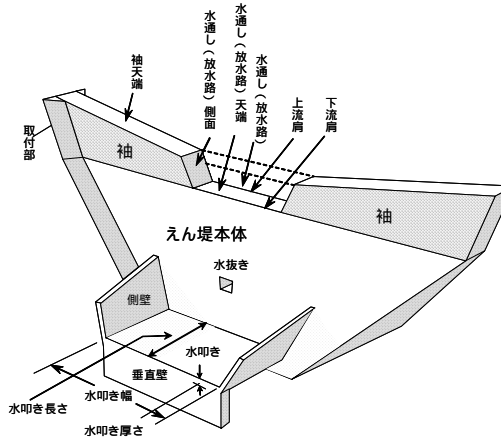


図-4.27 砂防えん堤の各部の名称 (砂防用語集¹²⁾より抜粋)

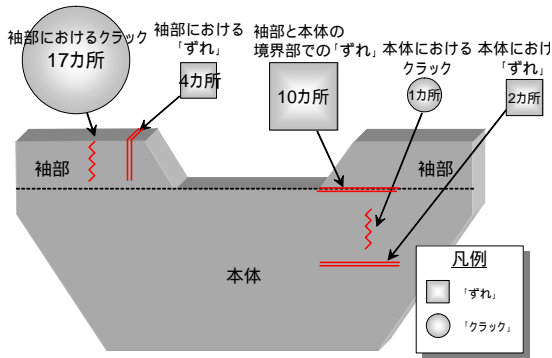


図-4.28 クラックやずれが生じた箇所と発生数

れの程度を示している。本体や袖部においては10cm未満のずれが多いのに対し、10cm以上のずれは本体と袖部の境界部でしか発生しておらず、境界部において幅の大きなずれが生じている。

今回変状がみられた砂防えん堤は湛水している1施設を除き、その他全ての砂防えん堤で地震発生前に満砂していた。加えて、本体および袖部と本体の境界部でずれを生じた12事例のうち、縦断方向(流下方向)にずれが生じていたのは8事例であった(本体：2事例、袖部・本体の境界部：6事例)。袖部と本体との境界において縦断方向のずれがみられる事例は、袖の上流側に水通し面から上部の高さまで土砂が堆積している場合に多く生じている。

これは、地震によって袖部と本体の境界面の接合が一旦弱まり、そこに堆積土砂が上流側から作用するために縦断方向へずれが生じていると想定できる。

次に、砂防えん堤の竣工年代とクラックやずれの関係を表-4.5に示す。クラックやずれがみられた砂防えん堤は昭和30年代～昭和50年代のものが多く、一概

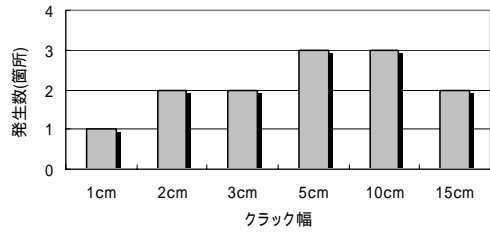


図-4.29 クラック幅と発生数

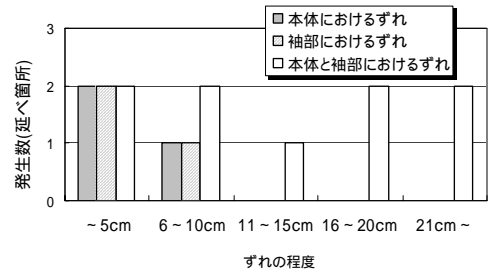


図-4.30 ずれの程度と発生数

表-4.5 えん堤の竣工年代とクラック・ずれの延べ発生数

竣工年代	本体		袖部		本体と袖部におけるズレ
	クラック	ズレ	クラック	ズレ	
S30～S50年代	1	2	12	0	10
S60年代～H5年	0	0	1	3	0
H5年以降	0	0	3	1	0
不明	0	0	1	0	0

には比較できないが、本体と袖部の境界部のずれは昭和30年～昭和50年代竣工の砂防えん堤のみで発生している。

中越地震において打継目におけるずれが多く確認されたが、これは、兵庫県南部地震時の砂防えん堤の変状においても多かったものである。打継目におけるずれは堤体の本来の機能が喪失している訳ではないので、この程度の被害をもって設計外力の議論は拙速であるが、次期出水を考えると、これらの箇所について、災害復旧工事なども含め、十分に調査・検討の上、対処することが望まれる。ライフサイクルコストとして、復旧事業面を含めた事業コストをできるだけ少なくするのであれば、例えば本体と袖部の継目において鉄筋を挿入し、境界部でのずれを防止することなどが考えられる。この点については、今後、幅広に検討していきたい。

表-4.6 砂防えん堤の変状一覧

砂防えん堤名	えん堤形式	高さ	竣工年	被災概要	主な被災形態	推定被災原因	推計震度 (本震 10/23 17:56)	推計震度 (余震 10/23 18:11)	推計震度 (余震 10/23 18:34)
増沢川 10号	ダブルウォール	8.0	平成13年	右岸袖部継目ズレ(横断方向7cm)、鋼材変位他	クラック・継目ズレ	地震	5+	4	5+
浄土川 1号	コンクリート (既設嵩上げ)	9.0	平成10年	左岸袖部クラック(開口幅2cm)他	クラック	地震	6-	5+	6-
倉下川 4号	コンクリート	7.0	昭和47年	右岸本体継目ズレ(縦断方向10cm)、漏水他	クラック・継目ズレ	地震	6+	6-	6-
谷内沢川 1号	コンクリート	12.0	平成3年	左岸袖部継目ズレ(鉛直方向10cm)、漏水他	継目ズレ	地震	7	6-	6+
裏ノ沢川 1号	コンクリート	9.2	昭和44年	左岸袖部既補修クラック開口(開口幅15cm、縦断方向ズレ7cm)他	クラック	地震	6+	5+	6-
七滝川 1号	コンクリート	6.0	昭和42年	左岸袖部クラック(開口幅5cm、縦断方向ズレ3.5cm)他	クラック	地震	6+	6-	6-
七滝川 2号	コンクリート	8.0	昭和41年	左岸袖部継目ズレ(縦断方向18cm)、漏水他	継目ズレ	地震	6+	6-	6-
七滝川 3号	コンクリート	5.0	昭和40年	右岸袖部継目ズレ(縦断方向20cm)、漏水他	クラック・継目ズレ	地震	6+	6-	6-
朝日川 4号	コンクリート	7.5	昭和39年	両岸袖部継目ズレ(縦断方向45cm)、漏水他	クラック・継目ズレ	地震	6+	5+	6-
大沢川 7号	コンクリート	7.0	平成元年	右岸袖部クラック(開口幅1cm)他	クラック	地震	6+	5+	6-
西願寺川 1号	コンクリート	8.5	平成10年	両岸袖部継目ズレ(横断方向15cm)、漏水他	クラック・継目ズレ	地震	6+	5+	6-
芋川 1号	コンクリート	15.0	昭和57年	右岸袖部継目ズレ(横断方向40cm)、漏水他	クラック・継目ズレ	地震	6+	5+	6-
芋川 6号	コンクリート (既設石積補強)	8.0	昭和33年	両袖の一部を残し、本体流失	本体倒壊	地震	6+	5+	6+
神沢川 3号	コンクリート	7.5	昭和58年	右岸袖部倒壊、袖小口部流失	袖部倒壊	地すべり	6+	6-	6-
中野川 9号	コンクリート	(3.8)	昭和42年	右岸袖部継目ズレ(縦断方向5cm)、クラック(開口幅8cm)他	クラック・継目ズレ	地震	6-	5+	6-
法師沢川 1号	コンクリート	(6.0)	不明	左岸袖部クラック(開口幅2cm) 右岸袖部埋没	クラック	地震	6+	5+	6-
法師沢川 3号	コンクリート	不明	不明	右岸袖部倒壊、流失 水通し部欠損、左岸袖部埋没	袖部倒壊・流出	地震 土砂流	6+	5+	6-

表-4.7 床固工や砂防えん堤に付属する施設の変状の状況

施設名	施工年	被災箇所	状況
浄土川1号	H10	左岸導流壁	開口幅1cmのクラック
倉下川4号	S47	右岸取付部の階段	一部破損
谷内沢川1号	H3	左岸側壁	一部傾倒
裏ノ沢1号	S44	左岸取付護岸	本堤との接合部の開口
七滝川1号	S42	右岸側壁 右岸護岸	継目のずれ(約20cm) 一部倒壊
七滝川2号	S41	左岸側壁 左岸側壁・垂直壁 右岸側壁・垂直壁	開口幅3cmのクラック, はらみだし7cm 接合部の開口(10cm) 接合部の開口(9cm)
七滝川3号	S40	左岸側壁 右岸側壁	開口幅5cmのクラック, はらみだし10cm 開口幅2cmのクラック
朝日川4号	S39	左岸側壁	開口幅5cmのクラック, はらみだし30cm
西願寺川1号	H10	左岸護岸 右岸護岸 右岸側壁と護岸	クラック クラック 取付部のずれ
増沢川6号床固工(H=2.0m)	S10	水通し天端	一部欠損
増沢川7号床固工(H=2.0m)	S11	水通し天端 水叩き	一部欠損 大部分破損



写真-4.18 床固工水通し天端の変状



写真-4.19 砂防えん堤側壁の変状

3.7 その他

事例を整理する中で確認されたその他の特徴的な事項を下記に示す。

- ・既往の補修箇所にクラックが生じ、開口した事例がある。
- ・嵩上げた砂防えん堤にクラックが生じた事例がある。
- ・クラックやずれが生じた砂防えん堤では、その箇所からの漏水がみられる。特に大きなずれが生じていなくても、打継目から漏水している事例もある。
- ・弱点となると考えられる水抜き暗渠付近の被災はほとんどみられない。

3.8 床固工や砂防えん堤に付属する施設の変状

前項までは、砂防えん堤に生じた変状の事例を示した。ここでは、床固工や砂防えん堤に付属する施設の状況を紹介します。表-4.7に変状状況の一覧を示す。床固工に生じた変状については件数が少ないが、水通

し天端や水叩きが欠損している事例がみられた(写真-4.18)。状況から地震動のみでなく、その後の土砂流出や出水による影響で破損したと推察されるものも多い。砂防えん堤に付属する施設については、側壁や護岸などにクラックやずれが生じた事例が多くみられた(写真-4.19)。

3.9 まとめ

新潟県中越地震によって砂防えん堤に生じた被害状況を調査し、その内容について整理した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 変状がみられた事例として、クラックや打継目のずれ、本体や袖部の倒壊・流出等が確認された。変状がみられた砂防えん堤全17施設のうち、クラックが生じたのは12事例、継目ずれが生じたのは9事例と多くの施設で確認された。
- 2) 地震後の地すべりや土砂流出に伴うと考えられる事例、古い練石積えん堤をコンクリートで補強し

た構造等の特殊な事例を除けば、主な変状の形態はクラックや打継目のずれであり、砂防えん堤の機能を喪失するような被災はなかったといえる。

- 3) 調査地管内で変状が確認された砂防えん堤は全17施設であり、地震動そのものによる被災数は15施設である。既存砂防えん堤数に対する地震動により変状が生じた砂防えん堤の割合は約4%を占める。なお、平成7年に発生した兵庫県南部地震でのそれは1.5%であった。
- 4) 今回の地震により変状がみられた砂防えん堤の竣工年代は昭和40年代のものが全体の35%を占めており最も多かったが、平成以降に竣工した砂防えん堤もあり、竣工年代と変状の状況との因果関係は明らかではなかった。
- 5) 震度5弱以下では、ずれなどの変状は生じていない。震度5強以上で変状が生じた砂防えん堤の割合と震度分布との関係は、震度が大きくなる程その割合が高くなる傾向がみられた。
- 6) 震度と変状の形態の関係をみると、震度6強より大きくなるとクラックや打継目のずれの発生割合が高くなっている。
- 7) クラックは主に袖部で多く発生し、打継目のずれは砂防えん堤本体と袖部との境界で主に発生していた。
- 8) クラックの開口幅は5cm～10cmが最も多くみられた。打継目のずれは、本体・袖部では5cm以下のずれ幅が多かったが、本体と袖部の境界においては6～10cmのずれ幅が多く確認された。

今回は砂防えん堤やそれに付属する施設へ生じた変状の状況について発生事例を中心に整理した。今後は発生メカニズムの詳細検討、耐震性等の検討が必要であると考えられる。

4. 地震後と融雪後の斜面崩壊に関する検討

4.1 調査目的

今回の地震により信濃川水系魚野川支川の芋川流域を中心として多数の地すべりや斜面崩壊が発生し、渓流内に大量の土砂が供給されて不安定土砂として堆積するとともに、多くの箇所でも河道閉塞が発生した。

地震の被害が生じた中越地域は新潟県内においても豪雪地帯であるうえ、地震直後に積雪期を迎えるという状況となり、融雪期には融雪水に起因する土砂災害の発生が懸念された。2004～2005年の冬期は19年ぶりの大雪に見舞われたため、融雪期の土砂生産に与える影響度は通常より大きかったと考えられる。

一般的に、地震と降雨における斜面崩壊の地形的な特徴については表-4.8のとおりで、地震が発生した場合、山地では山体にゆるみが生じることにより、地震後は降雨による二次災害の危険度が增大するといわれている。1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、崩壊分布図から地震と地震後の崩壊発生状況を区分した事例¹³⁾や、地震後の崩壊拡大が顕著な箇所において、崩壊発生要因の一つである降雨を指標として地震の前後を比較し、地震後の崩壊拡大を評価した事例¹⁴⁾などがある。しかし、地震後の降雨や融雪による影響の定量的な検討は未だ少なく、その長期的な推移についても不明な状態である。

地震で多数の斜面崩壊が発生した流域において土砂災害対策を実施する場合、地震直後の崩壊の調査だけでなく、その後の降雨や融雪による二次的な崩壊状況の経年変化を把握することが重要となる。

このため、本調査では新潟県中越地震を対象として、地すべりや表層剥離程度の小規模なものを除いた形態の斜面崩壊を対象に、地震後の降雨や融雪に起因する土砂生産現象の把握を行うことを目的としている。本章では融雪期を中心に、地震後の2004～2005年冬期を経た流域の崩壊状況について報告するものである。

表-4.8 地震と降雨による崩壊の差異

	地震による崩壊	降雨による崩壊
標高・比高	斜面の上方に位置するものが多い	山腹に多い
傾斜	35°～55°で崩壊が多い	30°～40°で崩壊が多い
斜面形状	<ul style="list-style-type: none"> ・遷急線付近で崩壊が多い ・平行型斜面や尾根型斜面で崩壊が多い ・凹凸が激しいほど崩壊出現率が高い 	<ul style="list-style-type: none"> ・谷線に沿って崩壊したものが多い ・尾根筋にはほとんど崩壊はみられない ・凹状地形であるところに崩壊数が多い

13)の文献の表-1を一部改変

4.2 調査の内容

4.2.1 調査範囲と方法

調査範囲は中越地震によって多数の斜面崩壊が発生した芋川流域(約38km²)を対象とした。検討は芋川流域を22個の小流域(単元流域)に区分して行った(図-4.31)。

崩壊状況については定量的な把握を行うために、流域内の状態を広範囲で把握できる空中写真、レーザ

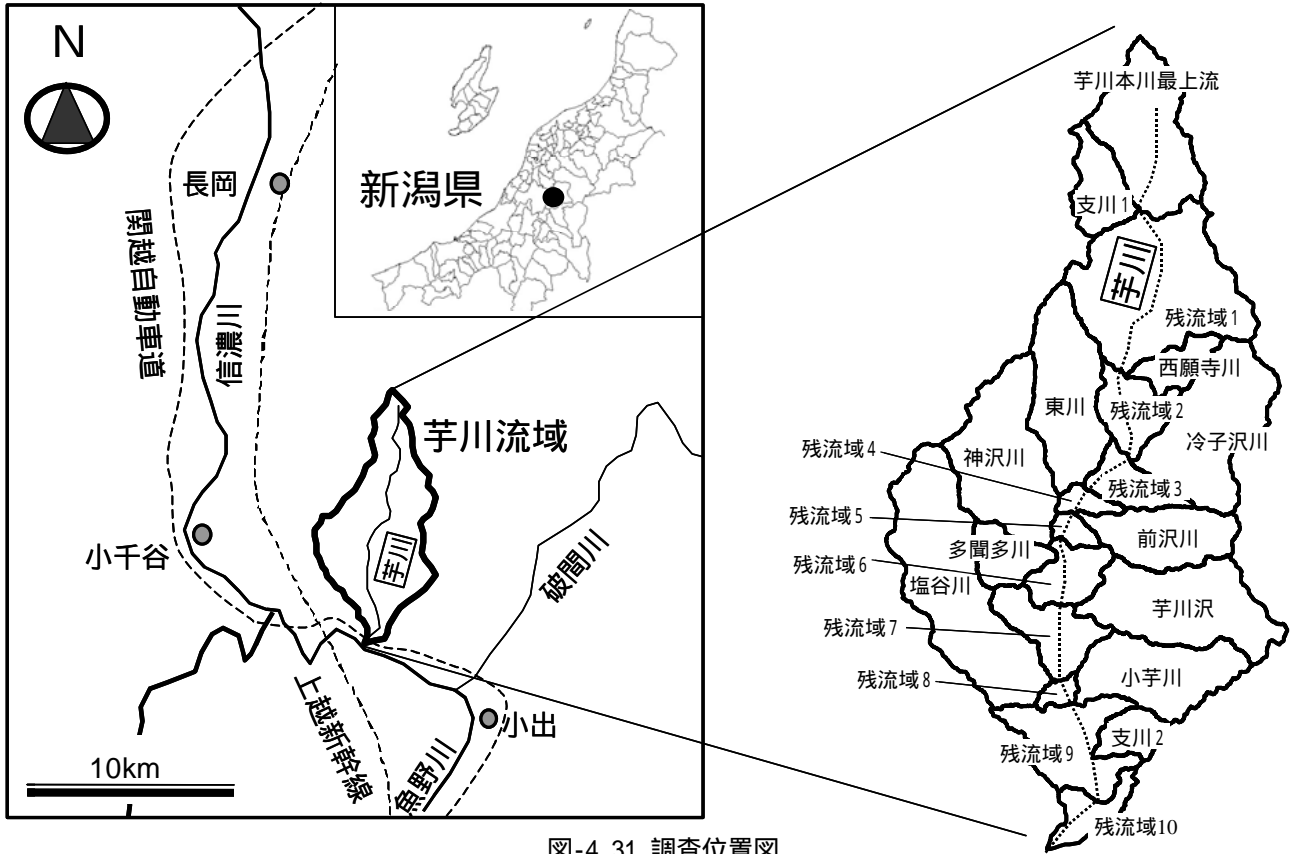


図-4.31 調査位置図

ープロファイル（以下LPと略記）データを用いて検討を行った。崩壊地の判読は、地震前の状況として1998年撮影の空中写真（縮尺1/20000）、地震発生直後に撮影された空中写真（2004年10月24日撮影、縮尺1/12000）および融雪期終了後の空中写真（2005年5月11、17日撮影、縮尺1/10000、1/5000）を用いて行った。また、数値的な解析には、地震前後は10mの格子間隔の数値地理情報（DEM）と2004年10月28日計測のLPデータを、融雪前後は2004年11月26日と2005年5月11日計測のLPデータからそれぞれ1mの格子間隔のDEMを作成して用いた。

これら写真やDEMを比較することによって、地震直後の崩壊に対して、積雪期間を経て新たに発生した崩壊や河道閉塞の状況を判読した。

4.2.2 崩壊の区分と解析データ

融雪期の崩壊については、地震による崩壊との関係から以下の区分で抽出を行った（図-4.32）。

- 1) 新規崩壊：期間中に新たに発生したもの
- 2) 拡大崩壊：地震で発生した崩壊地の頭部や側面が崩壊し拡大したもの
- 3) 再崩壊：地震で発生した崩壊地の内部（崩壊面）が崩壊したもの

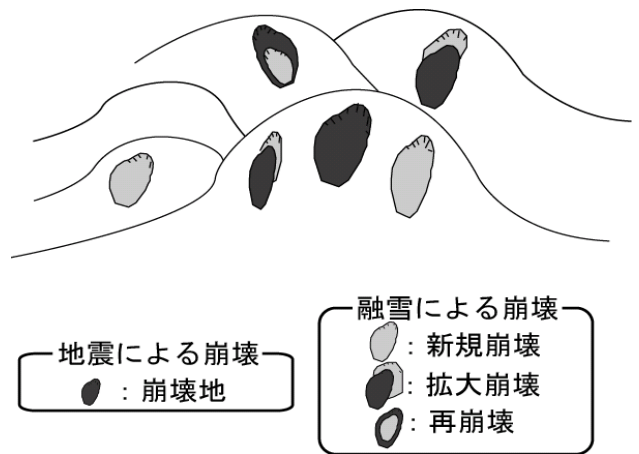


図-4.32 融雪後の崩壊の区分

このうち、3)については、面積は拡大していないが、深さ方向には拡大しているものである。判読では、斜面崩壊のみを対象とし、地すべりの形態や、地すべり地内での崩壊、表層剥離程度の小規模なものは除いて抽出を行った。

以上のように2時期の写真を比較することによって、崩壊の数や面積の増加が明らかとなる。面積は空中写真とLPデータを合成したデジタルオルソを作成して算出を行った。なお、面積は図上の計測であるため投影面積である。

なお、地質データは地質調査総合センター研究資料集による中越魚沼地域の5万分の1数値地質図(Ver.1)を用いた。

4.3 調査結果

4.3.1 芋川流域の崩壊数、崩壊面積、崩壊土砂量

芋川流域の崩壊数、崩壊面積、崩壊土砂量について表-4.11に示す。地震による崩壊箇所数は1,419箇所、河道閉塞は52箇所を確認されたが、融雪後には新規崩壊822箇所、拡大崩壊435箇所、再崩壊191箇所の計1,448箇所、河道閉塞が5箇所認められ、崩壊数は地震、融雪時ともほぼ同数であった。

崩壊面積は地震時が融雪時の約3.3倍であり、融雪による崩壊面積は新規崩壊、拡大崩壊ともほぼ同じであるが、再崩壊の面積はこれらの約1/3である。崩壊地1箇所あたりの平均的な面積は地震時が融雪時の約3.4倍であり、これを崩壊形態別でみると拡大崩壊が最も面積が大きい。

地震時と融雪期の崩壊の位置的な特徴として、地震時の崩壊は、多くが尾根型、平行型斜面の上部から崩壊している。これに対して、融雪期の崩壊は、新規

表-4.11 芋川流域の地震と融雪による崩壊

	地震による崩壊	融雪による崩壊			
		新規崩壊	拡大崩壊	再崩壊	融雪計
崩壊数	1,419	822	435	191	1,448
崩壊面積(m ²)	1,477,818	194,892	186,995	62,360	444,247
崩壊地1箇所あたりの面積(m ²)	1,041	237	430	326	307

表-4.12 単元流域別の崩壊面積率

番号	単元流域名	流域面積(m ²)	地震時の崩壊面積(m ²)	地震時の崩壊面積率(%)	融雪期の崩壊面積(m ²)	融雪期の崩壊面積率(%)
1	芋川本川最上流	2,729,037	19,480	0.7	10,737	0.4
2	支川1	1,032,820	9,983	1.0	9,023	0.9
3	残流域1	4,635,901	419,499	9.0	90,140	1.9
4	西願寺川	679,055	36,175	5.3	9,665	1.4
5	残流域2	1,072,040	81,408	7.6	22,570	2.1
6	冷子沢川	3,061,404	173,120	5.7	58,583	1.9
7	残流域3	772,803	39,543	5.1	10,478	1.4
8	東川	2,609,874	164,587	6.3	38,805	1.5
9	残流域4	292,027	6,824	2.3	1,968	0.7
10	前沢川	1,701,013	64,116	3.8	15,003	0.9
11	残流域5	269,873	712	0.3	1,206	0.4
12	神沢川	3,045,012	162,569	5.3	47,197	1.5
13	多聞多川	816,306	31,200	3.8	11,675	1.4
14	残流域6	890,927	63,521	7.1	15,325	1.7
15	芋川沢	3,045,379	30,687	1.0	18,231	0.6
16	残流域7	1,241,571	33,821	2.7	11,487	0.9
17	塩谷川	4,412,068	96,005	2.2	44,347	1.0
18	残流域8	213,838	4,228	2.0	1,019	0.5
19	小芋川	2,263,750	17,632	0.8	16,083	0.7
20	残流域9	1,884,635	16,434	0.9	5,198	0.3
21	支川2	616,767	5,239	0.8	4,517	0.7
22	残流域10	655,585	1,035	0.2	990	0.2
	芋川流域全体	37,941,685	1,477,818	3.9	444,247	1.2

崩壊は尾根型、平行型斜面のほか谷状地形の部分でも発生しており、地震時に崩壊がなかった斜面においても発生している。また、拡大崩壊は地震時の崩壊の頭部に多いが側部にも存在しており、再崩壊は地震時の崩壊面の上~中部に多く発生していることが特徴である。

以上のとおり、芋川流域の崩壊の特徴として、融雪期は地震時に比較して崩壊数はほとんど同じであったが、融雪期の崩壊面積は地震時の約30%であり、地震時よりも小規模であることがあげられる。

4.3.2 芋川流域における単元流域別の崩壊面積率

芋川流域の単元流域別において地震時、融雪期に発生した崩壊発生面積率を表-4.12に、また単元流域別の崩壊面積率の分布を図-4.33に示す。

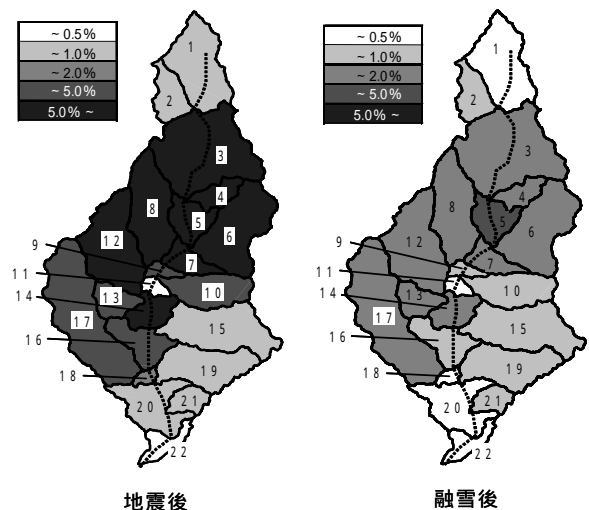


図-4.33 芋川流域の崩壊面積率

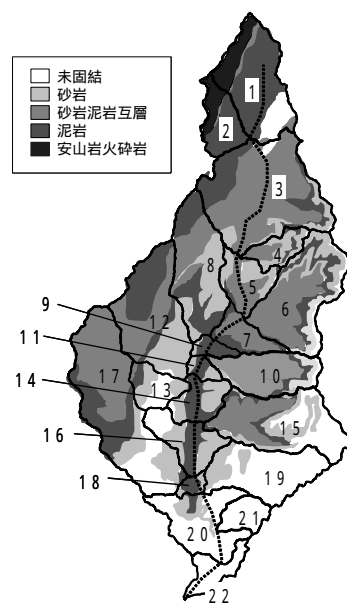


図-4.34 芋川流域の地質(5区分)と単元流域

流域全体では地震時の崩壊面積率は3.9%、融雪期は1.2%であり、融雪期の崩壊面積率は地震時の約1/3である。

単元流域別の崩壊面積率をみると、地震時、融雪期のいずれにおいても流域内における相対的な傾向はほぼ同様であり、地震時に崩壊面積率が大きい単元流域では、融雪後でも大きい傾向にある。崩壊面積率が相対的に大きい単元流域は、地震時が番号3~10、12~14、16、17、融雪期が3~8、12~14、17の流域であり、芋川流域の中流部に隣接して位置している。これらの単元流域を構成する主な地質を5つに区分し図-4.34に示す。崩壊面積率が大きい範囲は砂岩や砂岩泥岩互層など砂質であることが特徴で、これらの分布の少ない単元流域では崩壊面積率は小さい傾向にあることがわかる。

なお、地震時と融雪による崩壊を合わせた合計崩壊面積率については、融雪期の再崩壊では面積が拡大していないことを考慮して、約4.9%と算出された。

次に過去の地震による崩壊面積率との比較について表-4.13に示す。調査範囲は様々であるので単純な比較はできないが、新潟県中越地震による崩壊面積率は比較的大きい部類に属し、融雪期の崩壊面積率も地震による数値より大きい場合があることがわかる。

4.3.3 地震時・融雪期における斜面方位別の崩壊発生面積率

地震前の流域内における斜面の方位について、10mの格子間隔の数値座標を5mの格子間隔に変換して、各格子の占める斜面方位(4方向)の数を算出し、格子面積を乗じて各方位の流域に占める面積の割合を算出した。また、崩壊地については、各方位に含まれる崩壊地面積から地震と融雪期に発生した崩壊の面積率を算出した。各崩壊地の方位は、LPデータから崩壊地の最高点と最低点を結んだベクトルを水平面に投影

表-4.13 地震による崩壊面積率

地震名	発生前	マグニチュード	対象面積 (km ²)	崩壊面積率 (%)
濃尾地震 ¹⁵⁾	1891	8.0	99.03	10.9
北丹後地震 ¹⁶⁾	1927	7.3	643.7	0.53
関東地震 ¹⁷⁾	1923	7.9	52.84	15.1
北伊豆地震 ¹⁸⁾	1930	7.3	70.6	5.7
福井地震 ¹⁸⁾	1948	7.1	326	0.613
今市地震 ¹⁷⁾	1949	6.4/6.7	199.46	0.29
新潟地震 ¹⁹⁾	1964	7.5	386.4	0.084
伊豆半島沖地震 ¹⁸⁾	1974	6.9	82.7	0.902
伊豆大島近海地震 ¹⁸⁾	1978	7.0	300	0.467
長野県西部地震 ¹⁷⁾	1984	6.8	58.1	0.94
北海道南西沖地震 ²⁰⁾	1993	7.8	140	0.74
兵庫県南部地震 ²¹⁾	1995	7.2	145.8	0.2
新潟県中越地震	2004	6.8(最大)	37.9	3.9

15) ~ 21)の文献を引用

した方向の角度を用いた。方位については、北(N)を0°として、時計回りに-45(315)~45°、45~135°、135~225°、225~315°の範囲にある場合、それぞれ北、東、南、西向きとした。結果について図-4.35、4.36に示す。

芋川流域内で斜面方位の占める割合は大きな差異はないが、南向きの斜面の占める割合が大きい。地震による崩壊は西~南向きの斜面で多く発生している。融雪は通常日射の影響が大きい南斜面で早く進む傾向があり、南向きの崩壊面積が大きくなると考えられるが、崩壊面積率をみると北~西向きが大きく、

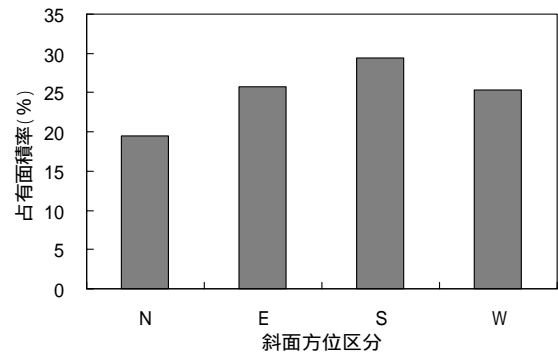


図-4.35 斜面方位別の占有面積率

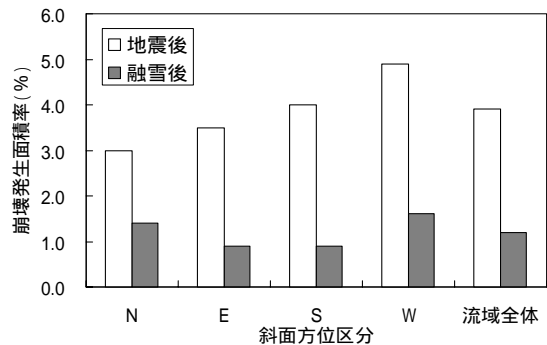


図-4.36 斜面方位別の崩壊面積率 (地震後・融雪後)

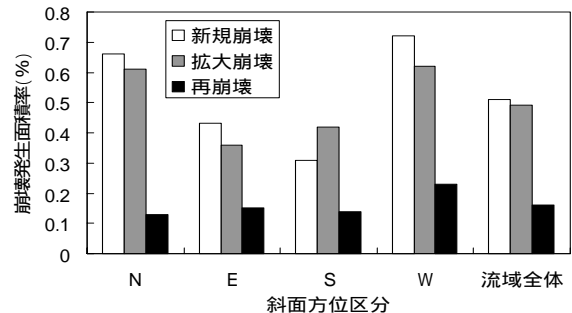


図-4.37 斜面方位別の崩壊面積率 (融雪後・崩壊形態別)

南向きは小さくなっている。また、融雪による崩壊を種類別に比較した結果を図-4.37に示す。新規、拡大崩壊は同様の傾向を示し北～西向き斜面が多いが、再崩壊は西向き斜面が多く、これは再崩壊が地震で発生した崩壊地内で発生するためと考えられるが、他の方位では地震による崩壊の特徴とはやや異なっている。

以上より、融雪期の崩壊は融雪の影響よりも地形や地質構造など他の要素に関係していることが示唆される。今後は方位をさらに細区分するとともに、地形や地質構造など他要素との比較について検討する必要があるといえる。

4.3.4 地震時・融雪期における斜面傾斜別の崩壊発生面積率

地震前の流域内における斜面の傾斜について、斜面方位と同様に、各格子の占める傾斜区分（10°単位）の数を算出し、格子面積を乗じて各傾斜区分の流域に占める面積の割合を算出した。また、崩壊地についても同様に各傾斜区分に含まれる崩壊地面積から地震と融雪期に発生した崩壊の面積率を算出した。各崩壊地の傾斜は、LPデータから崩壊地の最高点と最低点を結んだ直線と水平面がなす角度とした。結果を図-4.38、図-4.39に示す。なお、融雪の影響を考慮して、崩壊斜面の方向を北と南向きに区分した。

芋川流域では斜面の傾斜が10°～40°の区分に占める割合が多い。地震の崩壊率は30°～40°の範囲で最も高く、地震により崩壊しやすい傾斜（表-4.8）とほぼ同等の範囲であるが、これより傾斜が小さい箇所でも発生している。また、融雪期の崩壊率は40°～50°の範囲で最も高くなっている。これは降雨により崩壊しやすい傾斜（表-4.8）の数値より大きく、地震で崩壊しやすい傾斜の範囲に入っており、融雪により崩壊した斜面が地震の影響を受けていることが示唆される。

また、北、南向きいずれも傾向としては特に大きな差異はなく、崩壊発生面積率は融雪の速度よりも斜面の傾斜に依存していることが想定される。

融雪による崩壊を種類別に比較した結果を図-4.40に示す。新規崩壊は30～50°が多いが、拡大崩壊、再崩壊は急勾配の範囲にも多く発生している。

4.3.5 地震時・融雪期における地質別の崩壊発生面積率

流域内に分布する地質について、流域に占める面

積の割合および各地質区分に含まれる崩壊地面積から崩壊面積率の算出を行った。地震時・融雪期それぞれ

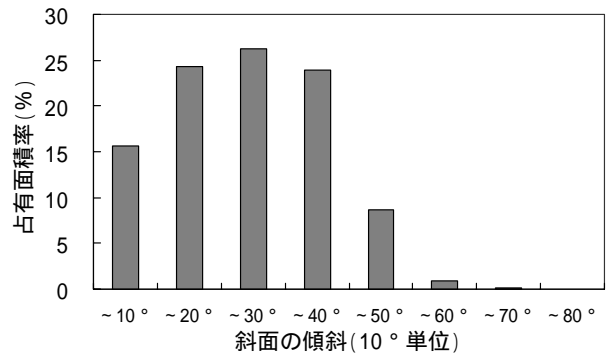


図-4.38 斜面傾斜別の占有面積

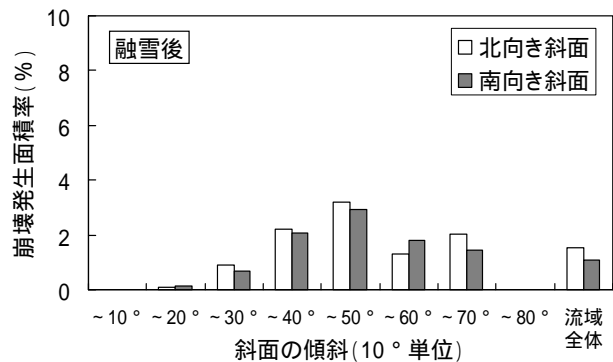
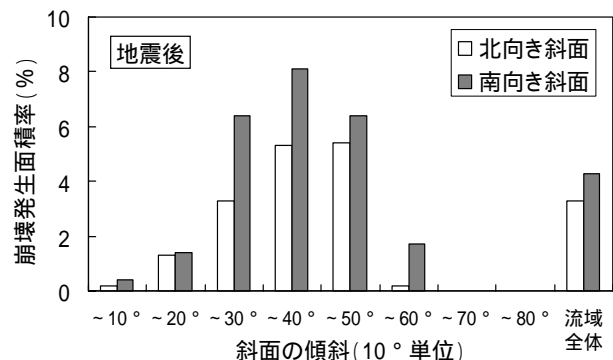


図-4.39 斜面傾斜別の崩壊面積率（地震後・融雪後）

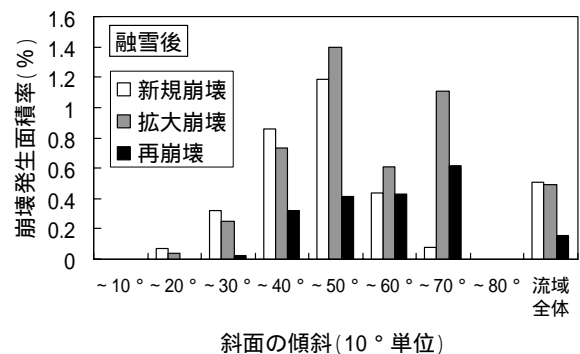


図-4.40 斜面傾斜別の崩壊面積率（融雪後・崩壊形態別）

の結果を図-4.41に示す。地質区分は前述の数値地質図の区分に従い、崩壊がなく流域内の分布が極めて少ないデイサイト溶岩および火砕岩、硬質頁岩・砂岩頁岩互層の区分は省略した。

芋川流域に占める地質区分は、砂岩や泥岩を主体とするものがほとんどであり、地震時、融雪期の崩壊面積率はいずれも砂岩、砂質シルト岩及び砂岩シルト岩細互層など、砂岩質の地質で高くなっており、特に砂岩優勢砂岩泥岩互層では、占有面積率は小さいものの、崩壊発生面積率は地震後、融雪後いずれも大きく、崩壊が発生しやすいことがわかる。

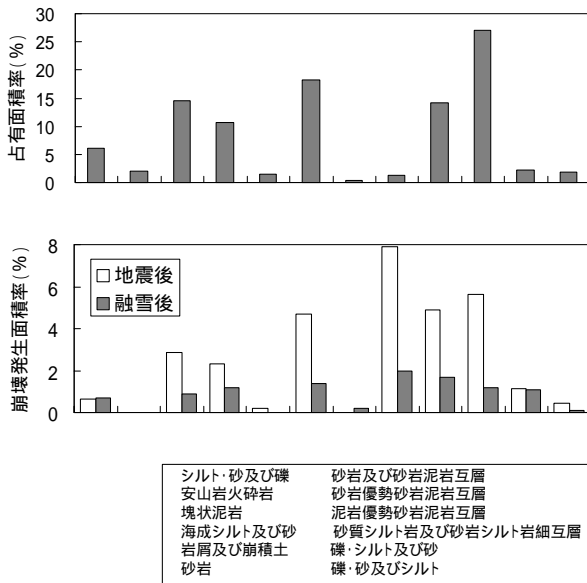


図-4.41 地質区分別の占有面積率および崩壊面積率（地震後、融雪後）

4.4 まとめ

今回は新潟県中越地震を対象に地震後と融雪期の崩壊を中心に検討を行った。2004～05年の冬期は19年ぶりの豪雪であったため、土砂生産に及ぼす融雪の影響は通常より大きかったと思われる。

山地での地震に対する影響を評価するには、地震後の降雨や融雪による崩壊地の推移などの土砂動態を追跡する必要があり、今後もさらに調査・解析を進めていく予定である。

5. 簡易な熱収支式を用いた融雪量予測の検討

5.1 目的

中越地震は、我が国を代表する豪雪地帯で発生したこと、また芋川流域周辺は屈指の地すべり地帯でもあることから、雪解けによる大量の融雪水が地中に浸透、流出する過程で再度土砂災害が発生する危険性が

指摘された。

特に、融雪水と大雨が重なった場合には、大規模な出水になることが懸念されることから、現地の北陸地方整備局湯沢砂防事務所の防災業務の参考情報とすることを目的に、翌日の融雪量の予測（短期予測）、及び流域の全ての地点における積雪がなくなるまでの長期的予測（長期予測）を簡易な熱収支式を用いて、3月14日から5月9日まで毎日行ったのでその概要を紹介する。

5.2 流域の概要と計算メッシュ

芋川は、信濃川水系の支川魚野川の右支川で、流域面積は38.4km²、上流は旧山古志村（現長岡市）、中流部は小千谷市、下流は旧堀之内町、旧広神村（いずれも現魚沼市）に位置する。

今回の検討に当たっては、小芋大橋を基準点とし、その上流域における融雪量の計算を行った。計算メッシュは、国土地理院の数値地図から、50m正方メッシュのDEMデータを作成して用いた。標高区分は、25mから725mまでを50mごとに14段階に分け、各標高区分の平均値を代表値とした。



図-4.42 対象流域

5.3 計算方法

(1) 予測の種類

芋川流域の融雪量を、次の三つに分けて、いずれも日単位で計算した。

- 1) 実況予測
その日の融雪量を予測する。
- 2) 短期予測
次の日の融雪量を予測する。
- 3) 長期予測
流域の全ての地点における積雪がなくなるまでの融雪量を予測する。

(2) 小松倉観測所

小松倉観測所は芋川の左支の前沢川流域の前沢川第3えん堤上流に設置した。標高は190mである。本観測所では、積雪深、風向風速、融雪量（降雨量を含む）、気温、湿度、全天日射量、純放射量を30分間隔で計測・記録している。観測装置の概要を図-4.43に示す。観測結果は毎日夕方、土木研究所に送信されるように設定した。

本観測地で得られた融雪量と各種予測値を比較して予測の妥当性を検証する形で進める。

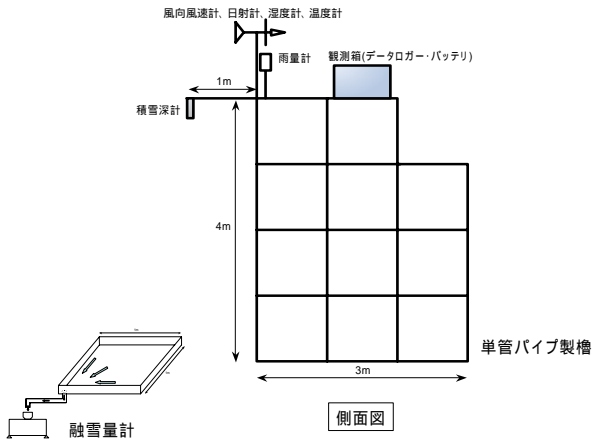


図-4.43 観測装置（上：模式図 下：写真）

(3) 予測に必要なデータ

融雪量予測モデルは、簡単に計算が行えるという視点から、以下の熱収支式を用い、融雪量は式(4.1)により計算される融雪熱量を氷の融解潜熱 l_F で割ることによって求めた²²⁾(式(4.2))。

$$Q_M = (1 - \alpha)Q_g + (R \downarrow - R \uparrow) + H + \lambda E + Q_r \quad (4.1)$$

$$M = Q_M / l_F \quad (4.2)$$

ここに、 Q_M ：融雪熱量、 α ：雪面のアルベード、 Q_g ：全天日射量、 $R \uparrow$ ：赤外放射、 $R \downarrow$ ：大気放射、 H ：顕熱輸送量、 λE ：潜熱輸送量、 Q_r ：降雨による搬送熱、 M ：融雪量、 l_F ：氷の融解潜熱、である。

水津²²⁾は、このうち H および λE を以下の通り簡易に設定できるよう提案した。

$$H = Ksl P Ta / 1013 \quad (4.3)$$

$$\lambda E = 1.53 Ksl (e - 6.11) \quad (4.4)$$

ここに、 Ksl ：顕熱・潜熱輸送を簡略化して求めるために導入した係数、 P ：大気圧、 Ta ：気温、 e ：水蒸気圧、である。

これらの式に基づき融雪量を計算したが、これに必要な気象データは、気温、降水量、全天日射量及び水津の式で必要となる係数 Ksl である。

このうち、 Ksl 以外の三つの気象データについては、

実況予測、短期予測、長期予測の各々において、以下のように設定、入力した。

1) 実況予測

表-4.14に示す実測データを用いた。

表-4.14 融雪量計算に用いる現地観測データ

対象流域	気温	日射量	降水量
寺野観測点上流域	寺野観測値	小松倉観測値	寺野観測値
東竹沢観測点～寺野観測点流域	小松倉観測値		東竹沢観測値
小芋大橋観測点～東竹沢観測点流域			

2) 短期予測

・全天日射量

新潟地方気象台発表の天気予報と過去の日々の天気と日照時間の実績の関係から、日照時間（日照予測率）を予測し、日平均日射量を推定した。なお、メッシュごとに太陽と斜面の角度を考慮して斜面が向いている方角を考慮して日射量を計算しており、結果的に斜面の方角により融雪の速度に差が生じるようになっている。

・気温

新潟地方気象台における1972年から2000年の最高気温、最低気温と日平均気温との関係式を導いておき、日々の天気予報から日平均気温を求めた。これを-6/kmの低減率を用いて標高補正を行った。

・降水量

地表に達する降水量は、気温により降雨と降雪に分かれ、前者は降雨の搬送熱により積雪を溶かし、後者は積雪深を深くする。このため、予想された降水量のうち、どれだけ降雨として、もしくは降雪として地表に達するかを推定する必要がある。

このため、1994年から2003年までの新潟地方気象台のデータにより、気温と降雪の発生確率を求め、何度以下なら降雪が確実か、また何度以上なら降雨が確実か、各々の限界値を求めその中間の気温については比例計算をして、降雪、降雨の割合を求めた。

・係数 Ksl

水津の式においては、顕熱 H 、潜熱 λE による融雪量を求めるにあたり、係数 Ksl が必要になる。本検討では、水津の既往研究²²⁾で長岡市に適用されている値 $Ksl=2.0$ を用い、計算を行った。

3) 長期予測

長期予測では、芋川流域周辺における気象データの年平値を用いて融雪量を計算した。年平値の算出は、

気象観測所であるAMeDAS小出観測所では日射量の観測が行われていないため、日射量の観測が行われている長岡市の防災科学技術研究所において1981年から1991年に観測されている冬期間の気温、降水量、日射量を用いて行った。

(4) 初期条件

計算開始時における積雪深は、2月18日に実施された積雪面標高の航空レーザー計測結果を用いて、メッシュ別に積雪深を設定した。また、積雪層の平均積雪密度は、現地調査結果を基に $0.456\text{g}/\text{cm}^3$ とした。なお、融雪水の密度は $1.0\text{g}/\text{cm}^3$ とした。

5.4 検証結果

5.4.1 積雪の状況

積雪深の状況を図-4.44に示す。平成16年から17年にかけては、中越地方は19年ぶりの豪雪に見舞われ、平年値を大幅に上回る積雪深となった。

芋川流域の中では寺野で3月10日過ぎに3.5mを超えたことが特筆される。2月上旬に一気に積雪深が増え、3月中旬まで断続的に降雪が続いた。なお、小松倉の観測所での消雪は5月8日であった。

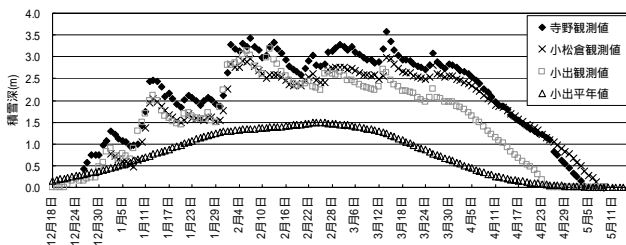


図-4.44 5月までの積雪深の推移

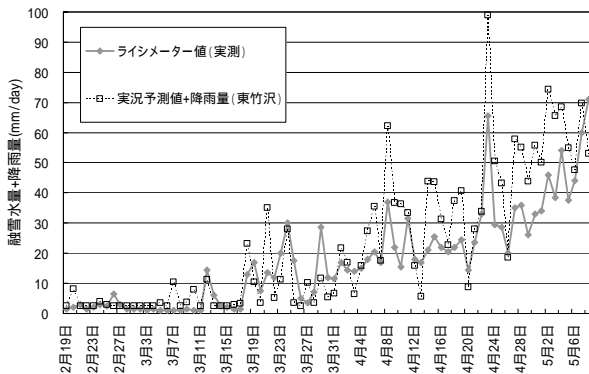


図-4.45 融雪量の実況予測結果

5.4.2 実況予測

小松倉観測所における融雪量の予測結果とライシ

メーターによる融雪量実測値を比較した。計算は、2005年2月19日から小松倉観測所での積雪がなくなった5月8日まで行った。なお、ライシメーター値が融雪量と降雨量の和であることから、計算予測も融雪量と実測降雨量の和で比較した。

図-4.45に計算結果と実測値の比較を示す。相関係数は0.92、平均誤差は $8.36\text{mm}/\text{day}$ となった。相関性はあがるが、以下のように誤差が大きい部分がある。

- 1) 3月下旬のライシメーター値が徐々に増えている時期に、実況予測値がやや低い傾向にある。
- 2) 4月初旬から中旬にかけて実況予測値の変化の程度が、ライシメーター値に比べて大きい。
- 3) 4月下旬以降、実況予測値がライシメーター値より大きい値となっている。

5.4.3 パラメーター等の改良

これらの問題点をふまえ、以下の検討を行った。

(1) 顕熱及び潜熱の計算に用いる K_{sl}

上述の通り K_{sl} は、水津が長岡のケースで用いた2.0を用いたが、水津によると全国の K_{sl} の値には幅があり、0.9~5.4という値が示されている。前項の3)の日平均気温が一段と上昇した時期に予測値が大きくなっている原因として、 $K_{sl}=2.0$ の値が大きすぎ、特に顕熱の寄与を過大に評価している可能性がある。そこで水津が新潟県津南町（標高は452mで芋川とおおよそ同じ）で用いた値1.2を用いて再計算を行った。

(2) アルベード値

前項の2)の4月初旬から中旬にかけて予測値が実測値より大きくなったのは、日射量が大きいい日に短波長放射が過大に計算されていると見られ、これはアルベードの値が影響していることが考えられる。アルベードの値は、山崎(1994)²³⁾による算定式に基づいて設定しているが、これは札幌のデータを基に設定されたものである。このため、Radionov(1997)が示した雪面のアルベードの最高・最低値²⁴⁾を基に、以下のように設定した。

改良前 最大値：0.88 最小値：0.40

改良後 最大値：0.94 最小値：0.58

(3) 潜熱を発生させる日平均気温下限値

前項の1)の3月下旬の予測値が低い傾向については、潜熱を発生させる日平均気温下限値の設定が影響していることが考えられる。つまり、潜熱は日平均気温が7 以上の日のみ生じる計算としているが、前述の実態を踏まえるとその閾値が高すぎるのではないかと考えた。水津によると、潜熱計算下限気温は過去の

調査事例によると5.7 という報告があることから、これを採用し、再計算を行った。

(4) 降雨と降雪の発生气温

前項の1)の課題を修正するもう一つの対応案として、3月下旬の気温は降雨・降雪の判定が一義的に決まらずその発生割合を過去の新潟気象台の気温と、実際の降雨・積雪の実績から求めたが、ライシメーターの実績値と計算値の誤差が最小になるよう気温の判定基準を設定し直した。その結果、降雪0%発生气温の下限値を4.6 から3.0 に修正した。一方、降雪100%発生气温の上限値は0.6 のままとした。

以上の改良を行い計算し直した結果が図-4.46である。この結果、相関係数は0.94、平均誤差は4.05mm/dayと改良された。図-4.46によると、3月末～4月上旬の短波長放射が少ない時期にやや実況予測が少なめの傾向を示すものの、全体的には実測値とよく一致している。

5.4.4 短期予測の結果

短期予測は、翌日の天気予報をもとに翌日の融雪量の予測を行うものであるが、この場合、気象データの予測精度が重要な鍵となる。そこで、最初に融雪量予測に用いた気象データの精度検証を行った。ここでは、そのうち最も重要な因子である日平均気温についての検討結果を紹介する(図-4.47)。

図-4.47によると、観測値と予測値では全体的には同様の傾向を示しており、相関係数0.87、平均誤差は1.6 となった。誤差の程度が小さいことから天気予報により翌日の日平均気温を予測することは可能と考えられる。

次に、これらの気象データを用いた融雪量の短期予測の結果を図-4.48に示す。4月下旬において実測値と観測値の変動傾向が逆になっている時期はあるものの、相対的に実態を反映する予測になっている。相関係数は0.70、平均誤差は8.8mm/dayとなっている。実況予測に比べ、平均誤差で約4mm/day多くなっている。

5.4.5 長期予測の結果

長期予測では、平年の気象データをもとに融雪量の予測を行っている。よって、対象期間の気象状況が平年値とどの程度異なるかが精度を左右することになる。今年の融雪期のように平年に比べ大量の積雪深が記録されると、その予測精度は落ちる。従って、本手法を用いる際には、積雪の状況を見ながら、適用性を臨機応変に検討していくことが必要となる。

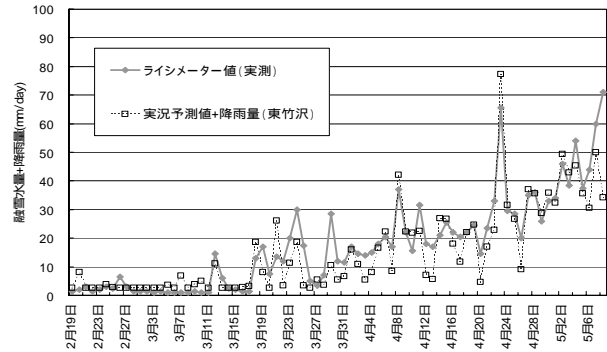


図-4.46 改良後の実況予測結果

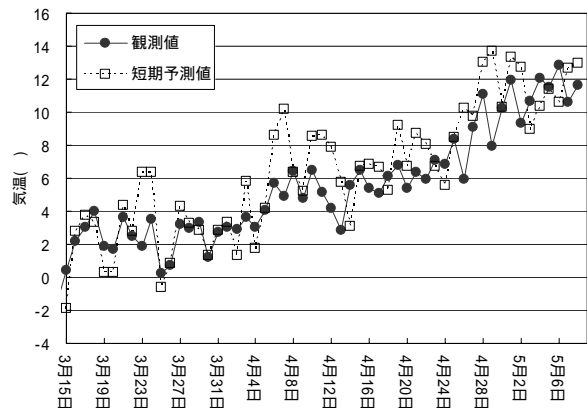


図-4.47 小松倉における日平均気温の観測値と短期予測値(短期予測)

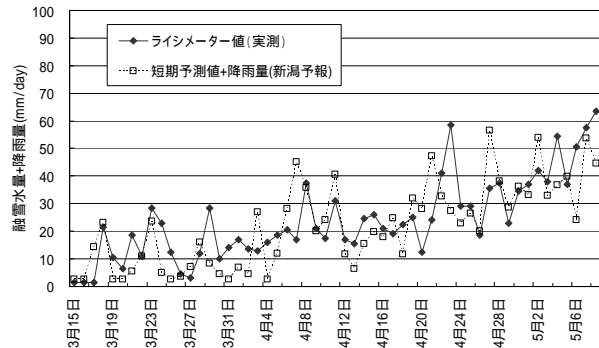


図-4.48 短期予測の結果

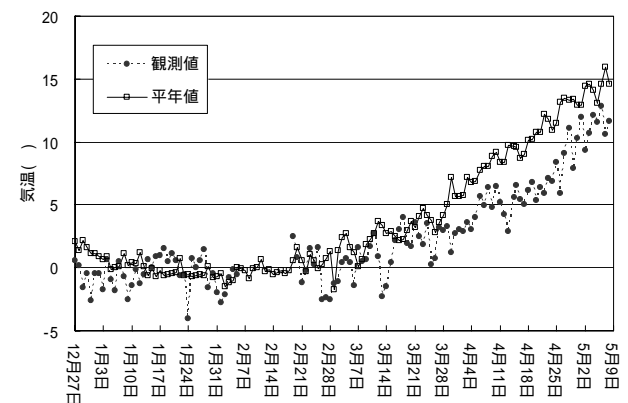


図-4.49 小松倉における日平均気温の観測値と平年値(長期予測)

短期予測と同様に、日平均気温について平年値と今冬の観測値について比較を行った（図-4.49）。

これによると、3月上旬までは比較的平年値と同程度で推移していたが、3月下旬以降は例年に比べ約3ほど日平均気温が低い日が続いている。今冬は、豪雪でしかも気温が低かったことがこのグラフからも読み取れる。

次に、融雪量の長期予測の結果を図-4.50に示す。3月上旬から実測値のほうが予測値に比べ少ない傾向に終始しているが、前述の日平均気温の精度が影響しているものと思われる。相関係数は0.85、平均誤差は10.8mm/dayとなっている。実況予測に比べ、平均誤差で約6mm/day以上多くなっている。

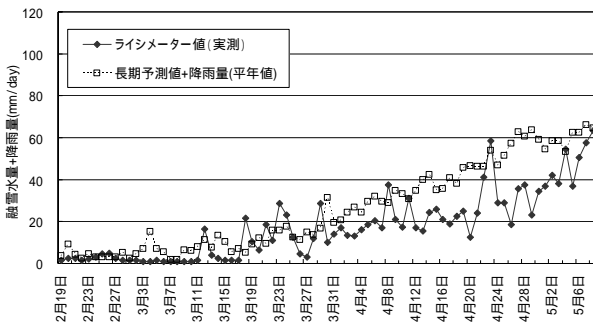


図-4.50 長期予測の結果

以上、小松倉における融雪量を予測し、実測との平均誤差率を示した。これを流量観測が行われている小芋大橋地点に換算して、どの程度の流量誤差になるかを示したのが表-4.15である。平成17年の春に小芋大橋で観測された流量は、3月下旬から5月初旬にかけては概ね5~20m³/s程度であるが、砂防の場合に問題となるのは融雪出水の場合であり、それを考えると実況予測、短期予測であれば十分に実用可能である。

表-4.15 予測手法ごとの平均誤差とそれに相当する量

	日平均融雪量 誤差（小松倉） (mm/day)	流量誤差 (小芋大橋) (m ³ /s)
実況予測	4.05	1.65
短期予測	8.77	3.56
長期予測	10.80	4.39

5.5 まとめ

(1) 中越地震で大規模な崩壊が多数発生し、融雪によ

る被害拡大が懸念された信濃川水系の芋川流域で簡易な熱収支式を用いて融雪量の予測を行った。予測の種類は、実況予測（その日の融雪量を予測）、短期予測（次の日の融雪量を予測）、長期予測（流域の全ての地点における積雪がなくなるまでの融雪量を予測）の3種類について行い、については、日々湯沢砂防事務所へ報告し、防災業務の参考にしてもらった。

- (2) 熱収支式は、水津が提案した手法を用い、入力する気象因子は、気温、降水量、全天日射量及び水津の式で必要となる係数 K_{sl} の4項目とした。これらのデータの inputs は、現地で観測されたデータや、気象台発表の天気予報と過去の気象データとの関係から入力値を設定した。
- (3) その結果、パラメータ等の改良を行い、十分な精度を有する予測が可能であることが分かった。今後、この手法により十分実用化が可能であると考えられる。このような空間分布型の解析を今後は降雨による流出解析にも適用し、予測精度の向上に努めていきたいと考えている。
- (4) 一方、長期予測の場合、その年の気象が平年と大幅に異なると予測値の精度が大幅に低下するので、気象を踏まえながら予測を行う必要がある。

6. 浮遊砂量の観測

芋川流域では、今回の地震に伴って、崩壊等が多数発生するなど、土砂移動の環境が大きく変化した。そのため、土砂移動量も大きく変化するものと予想される。そこで、流域内での土砂移動の環境が大きく変化した場合、土砂移動量がどのように変化するのかを把握することを目的に、土砂移動モニタリングを行っている。ここではその結果を報告する。

6.1 芋川の流域概要

芋川は流域面積38.4km²、流路延長17.2kmで、信濃川水系に属する（図-4.51）。流域内には、西願寺川、冷子沢川、東川、前沢川、神沢川、芋川沢、多間多川、塩谷川、小芋川の主な9つの小流域が存在する。平成17年新潟県中越地震の際には、芋川本川、冷子沢川、東川、前沢川、神沢川、芋川沢、塩谷川で河道閉塞が発生した（図-4.52）。平成17年新潟県中越地震直後に着目された河道閉塞は表-4.16に示した5つであった（国土交通省国土技術政策総合研究所、2005）²⁵⁾。それらのうち寺野と東竹沢で形成された河道閉塞（天

然ダム)を構成する土砂の粒度分布を調べたところ、1mm以下の砂が大半であった(図-4.53)。

砂防研究室が設置した濁度計は芋川本川と小芋川の合流点の下流に位置する小芋川大橋である(図-4.52)。この地点には、濁度計のほかに、土石流検知センサーとしてワイヤセンサー及び水位計が設置されている。また、観測地点付近の河床に堆積していた土砂は最大30mm程度で、主に1mm程度の砂成分であった(図-4.54)。

芋川流域の近くにあるアメダス観測所は小出観測所(観測所番号54616)がある。小出観測所の位置を図-4.51に示す。また、小出観測所における観測結果を表-4.17に示す。一般化極値分布(Generalized Extreme Value distribution)(土木学会、2000)²⁶⁾を仮定して、この観測所における1976年から2004年までの観測データを分析したところ、100年超過確率規模の1時間当たりの降水量は67mm/hr、3時間当たりの降水量は107mm/3hrs、6時間当たりの降水量は135mm/6hrs、24時間当たりの降水量は229mm/24hrsであった(表-4.18)。

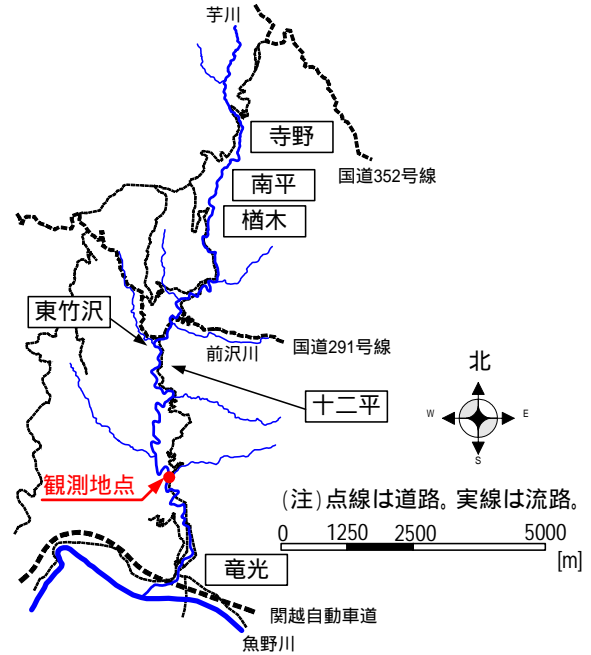


図-4.52 芋川における主な河道閉塞発生箇所

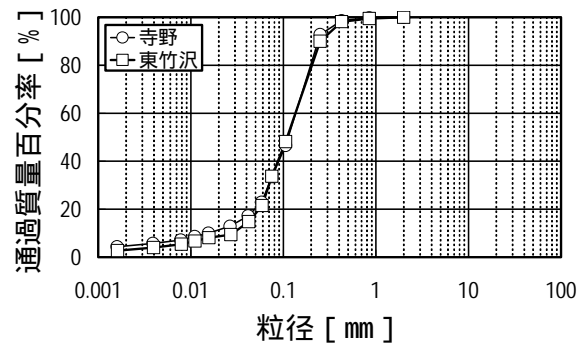


図-4.53 河道閉塞を引き起こした土塊の粒度分布(平成17年6月24日採取)



図-4.51 芋川の位置

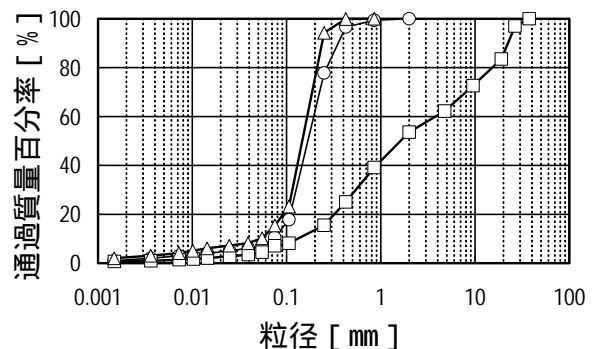


図-4.54 小芋川大橋における河床材料の粒度分布(平成17年6月24日採取)

表-4.16 河道閉塞の形状

地区名	河道閉塞の形状				
	長さ [m]	高さ [m]	幅 [m]	せき止め土量 [m ³]	貯水量[m ³] (満水湛水量)
寺野	360	26	230	107,800	428,900
南平	220	8	345	11,700	20,200
檜木	190	9	240	44,500	9,100
東竹沢	350	28	295	1,272,300	3,273,100
十二平	125	9	95	23,300	25,200

高さは越流する地点(天然ダムの低い天端)と元河床位との差、
川幅は地形図(H6作成)から読み取った値と、天然ダムの幅の平均値とした。

表-4.17 小出観測所における年最大降雨量と発生年月日

年	1時間最大 時間雨量 [mm/1hr]	年月/日/時刻	3時間最大 時間雨量 [mm/3hrs.]	年月/日/時刻	6時間最大 時間雨量 [mm/6hrs.]	年月/日/時刻	24時間最大 時間雨量 [mm/24hrs.]	年月/日/時刻
1976	30	76/8/14 9	50	76/8/14 10	60	76/8/10 12	111	76/8/15 6
1977	16	77/7/2 9	36	77/8/17 17	51	77/8/18 12	108	77/8/18 14
1978	55	78/8/7 20	59	78/8/7 20	68	78/6/27 8	199	78/6/27 22
1979	31	79/5/26 16	39	79/6/6 3	55	79/7/2 16	95	79/7/3 3
1980	18	80/8/16 21	41	80/8/16 21	49	80/8/17 1	90	80/8/17 3
1981	30	81/8/23 7	70	81/8/23 9	82	81/8/23 9	106	81/8/23 12
1982	35	82/7/9 16	57	82/7/9 17	58	82/7/9 18	91	82/9/13 6
1983	36	83/8/8 17	46	83/8/18 7	60	83/8/18 9	102	83/9/28 20
1984	42	84/8/30 11	79	84/8/30 12	96	84/8/30 12	188	84/8/30 24
1985	16	85/9/18 13	36	85/7/8 6	63	85/7/8 6	101	85/7/8 16
1986	14	86/6/30 16	29	86/6/30 18	45	86/6/30 20	83	86/6/26 14
1987	17	87/8/5 17	26	87/9/26 14	38	87/9/26 17	50	87/8/18 20
1988	32	88/8/27 16	49	88/8/27 18	69	88/8/27 21	119	88/7/10 12
1989	17	89/7/12 4	39	89/7/12 5	51	89/7/12 7	64	89/7/13 1
1990	27	90/7/26 8	50	90/7/26 9	61	90/7/26 12	68	90/9/8 1
1991	22	91/8/8 9	37	91/8/8 9	44	91/8/8 12	96	91/8/8 12
1992	28	92/7/24 3	60	92/7/15 22	62	92/7/15 22	126	92/6/21 17
1993	24	93/8/22 20	46	93/7/10 5	68	93/7/10 8	98	93/5/14 11
1994	25	94/7/25 19	41	94/7/2 13	55	94/7/2 13	81	94/12/5 24
1995	20	95/7/17 4	38	95/7/17 5	75	95/7/17 8	148	95/7/17 12
1996	32	96/8/4 22	51	96/8/4 23	59	96/6/25 11	94	96/6/25 19
1997	36	97/7/24 16	41	97/7/24 17	41	97/7/24 17	77	97/4/8 8
1998	58	98/7/29 20	72	98/7/29 21	93	98/7/29 23	100	98/9/16 14
1999	25	99/8/20 18	38	99/8/20 19	44	99/9/15 18	91	99/7/1 3
2000	29	0/7/18 20	40	0/7/18 21	42	0/7/18 21	50	0/11/21 21
2001	20	1/7/13 24	28	1/7/13 24	39	1/6/20 12	59	1/1/13 13
2002	21	2/8/2 15	42	2/10/1 21	63	2/10/1 22	101	2/7/11 8
2003	15	3/8/18 7	34	3/9/1 7	57	3/9/1 8	82	3/9/1 8
2004	39	4/7/16 18	90	4/7/17 20	128	4/7/17 23	169	4/7/11 14

(注意)1976年1月、2月は欠測。

表-4.18 年超過確率規模の降雨量

	100年超過確率規模	30年超過確率規模
時間雨量 [mm/hr]	67	54
3時間雨量 [mm/3hrs.]	107	85
6時間雨量 [mm/6hrs.]	135	108
24時間雨量 [mm/24hrs.]	229	186

6.2 観測方法の概要

濁度計を設置した地点は芋川本川の左岸側の天然河岸である(写真-4.20、図-4.55)。その80m上流において、芋川本川と小芋川が合流する。また、芋川本川は小芋川大橋付近において右岸側に湾曲しており、濁度計を設置した地点は出水時に水衝部になる(写真-4.21)。写真-4.21は観測状況の一例で、平成17年3月25日に撮影したものである。

観測システムは、流水中の浮遊粒子濃度を計測するための濁度計、流量を推定するための水位計からなる。濁度計は泥などの付着物の除去などメンテナンス

を容易にするため、H形鋼で作成した鋼製の器具の先端に固定した(写真-4.20)。濁度計を設置した標高は水位計が計測する水位で0.31mであった(図-4.56)。濁度計はD&A Instrument社製のOBS-3で、長さ18cm、直径3cmの円筒形で、計測した濁度に応じて、0~5Vの電圧で計測値を出力する。濁度計は電源部(写真-4.22)とケーブルで接続しており、そのケーブルは流木などによる破損を防ぐために鋼管の中を通してある。また、濁度計の計測値は電源部からデータロガーに伝達される。計測値は小芋川大橋の左岸側に設置したデータロガー(写真-4.22)のメモリーカード(2メガバイト)に蓄積される。データロガーの計測間隔は10分間隔で、10秒間計測する(図-4.57)。メモリーカードは約40日に一度交換し、計測値を回収した。水位計は新潟県が小芋川大橋の橋梁の中央部に設置したものである(写真-4.23)。

土砂容積濃度は濁度計の計測値を式(4.5)に代入して算出した。

$$C = 1.24763 \times 10^{-3} V^2 + 7.69324 \times 10^{-2} V \dots\dots (4.5)$$

ここで、C : 土砂容積濃度、V : 濁度計により出力された電圧値 [V] である。式(4.5)は小山内ら(2005)²⁷⁾と同じ方法で作成した。詳細は小山内ら(2006)²⁸⁾を参考にしていきたい。

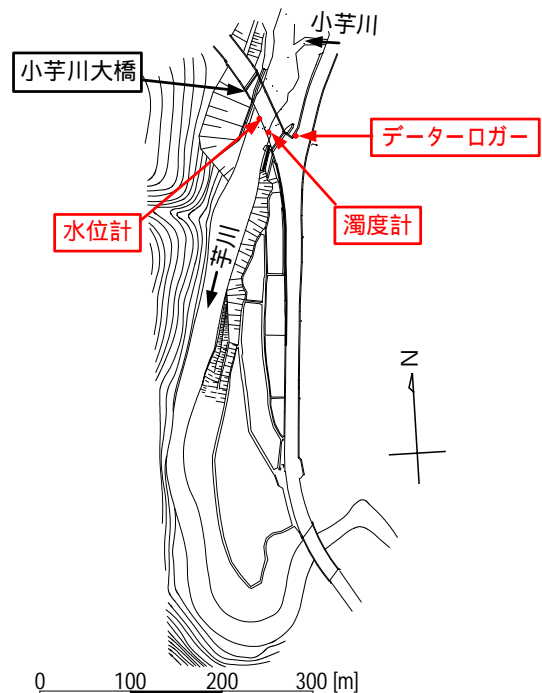


図-4.55 濁度計の設置箇所

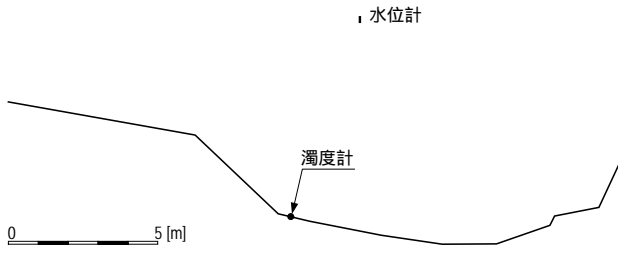


図-4.56 濁度計の設置箇所における横断面図（平成17年6月24日測量）

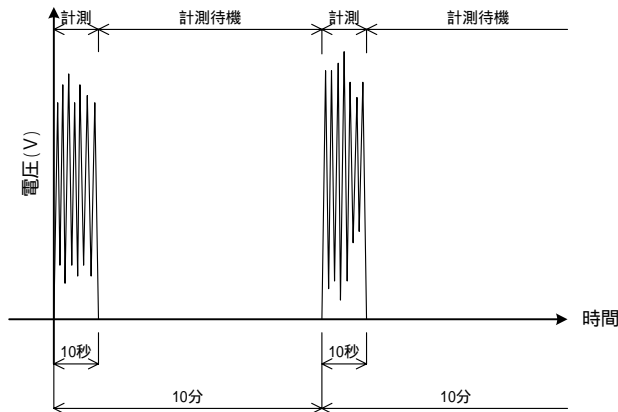


図-4.57 濁度の計測間隔



写真-4.22 データロガーの設置状況（平成17年4月14日撮影）



写真-4.23 水位計の設置状況（平成17年8月2日撮影）



写真-4.20 濁度計の設置状況（平成17年2月23日撮影）

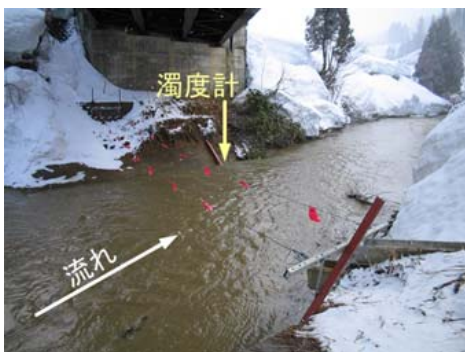


写真-4.21 観測状況（平成17年3月25日撮影）

6.3 観測結果

6.3.1 観測期間中の気象状況

図-4.58はアメダスの小出観測所における降水量の変化を示したもので、主に濁度計の観測期間を含む期間（平成17年2月1日から同年6月30日まで）の観測値である。時間当たりの降水量の最大値は23mm/hr（平成17年6月28日）、3時間当たりの降水量の最大値は62mm/3hrs（平成17年6月28日）、6時間当たりの降水量の最大値は107mm/6hrs（平成17年6月28日）、24時間当たりの降水量の最大値は238mm/24hrs（平成17年6月28日）であった。それぞれの生起確率は0.613（1.6年超過確率規模）、0.141（7.1年超過確率規模）、0.034（29.2年超過確率規模）、0.008（126.4年超過確率規模）であった。

図-4.59はアメダスの小出観測所における積雪深の変化を示したものである。濁度計による観測を開始した平成17年2月23日は、積雪深が0時時点で230cmあり、積雪期に入っていた。積雪深の最大値は317cm（平成17年2月12日）で、それ以降減少傾向であった。積雪深が0cmになった日（消雪日）は平成17年4月25日であった。そこで、積雪期を平成17年4月25日までとする。また、積雪深の変化（図-4.59）、及び、水位の変化

(図-4.60) から判断すると、融雪は平成17年3月13日ごろから始まったと考えられる。そこで、本報告では、積雪期のうち融雪期を「積雪期(融雪期)」と呼ぶこととし、その期間を平成17年3月13日から同年4月25日までとする。また、濁度計の観測期間のうち積雪期(融雪期)以前の期間を「積雪期(堆積期)」と呼ぶこととする。なお、無雪期の期間(平成17年4月25日以降)は「無雪期」と呼ぶこととする。

6.3.2 濁度計・水位計の計測値

図-4.60は水位計の観測結果である。平成17年3月26日から4月25日までの積雪期(融雪期)の計測値はそれ以前での計測値と比べて高くなっており、流量が増加していたことが分かる。なお、濁度計は水位計の計測値で0.31mの位置にある。水位計を設置している地点の河床が出水などの影響により侵食されたため、水位が平成17年6月7日11:40から同月28日02:20までの間、濁度計の標高よりも低くなった。

図-4.61は平成17年2月23日14:40から6月28日22:40までの濁度計の計測値で、10秒間計測した値を平均したものである。なお、同年5月9日20:00から6月24日11:00までの間、原因は明確になっていないが、データロガーが不調となったため、計測値が記録されていなかった。また、積雪期(融雪期)の4月18日15:00、無雪期の5月4日13:40と13:50、5月8日21:50、22:00、22:10、6月28日02:40以降の計4日、記録された電圧は5Vを越えて、オーバーレンジした。平成17年6月28日には、12:00時点で100m³/sを超える流量が観測された。それに伴って、濁度計と電源部を接続するケーブルが切断された。電圧は同日02:40から11:20までの間、5Vを越えていたものの、11:30には一旦5Vを下回り、11:40以降再度5Vを越えたままとなった。このことから、ケーブルは11:30から11:40の間で切断されたと考えられる。

6.3.3 浮遊砂の土砂容積濃度

図-4.62は土砂容積濃度と流量の時間変化を示したものである。土砂容積濃度は濁度計の計測値を式(4.5)に代入して算出した値である。流量はマンゲ式から算出した流速に、河床の横断形状と水位から算出した流下断面積を掛け合わせることで求めた。なお、河床の横断形状は無雪期の期間で変化していたが、当該期間においても当初と同じと仮定した。土砂容積濃度は流量の増加に伴って高くなり、また、その減少に伴って低くなった。積雪期(堆積期・融雪期)の増水

時における土砂容積濃度のピーク値は、積雪期(堆積期)から積雪期(融雪期)になるにつれて高くなる傾向を示した。なお、図中には電圧が5Vを超えた計測値もプロットしたが、実際の土砂容積濃度はこの数値よりも大きいと推定される。

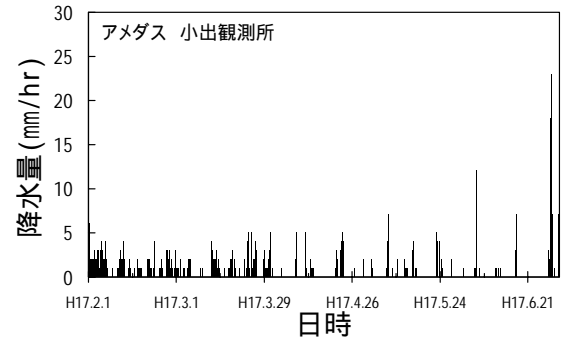


図-4.58 降水量の変化

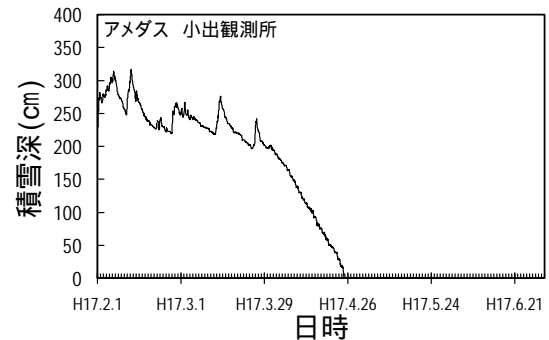


図-4.59 積雪深の変化

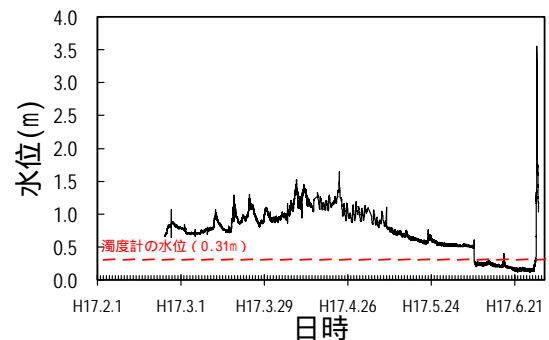


図-4.60 水位の時間変化

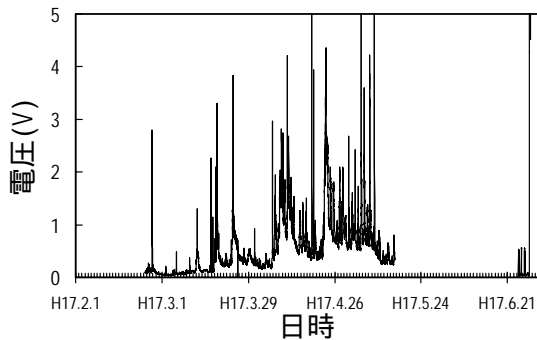


図-4.61 濁度の計測値の時間変化

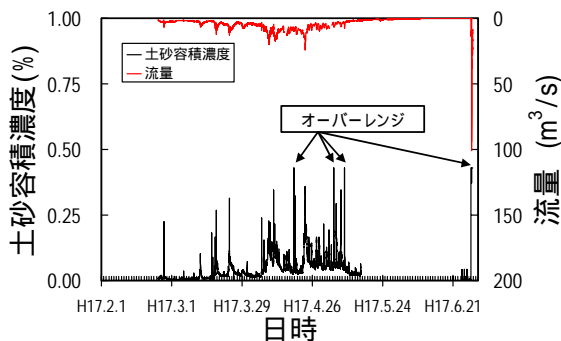


図-4.62 土砂容積濃度と流量の変化

6.4 考察

平成17年6月27日から28日にかけて生じた出水については、濁度計と電源部を接続するケーブルが切断され、計測ができなかったことから、考察の対象から外した。

6.4.1 流量と土砂容積濃度の関係

ここでは、積雪期（堆積期）、積雪期（融雪期）、無雪期の3つの期間における、流量と土砂容積濃度の関係の変化を考察する。

図-4.63は10分間隔の土砂容積濃度と10分間隔の流量との関係で、5V以上の計測値を除いたものとした。積雪期（堆積期）、積雪期（融雪期）、無雪期のいずれの時期においても、流量が大きくなるにつれて、土砂容積濃度は高くなる傾向を示した。流量と土砂容積濃度との関係は積雪期（堆積期）と積雪期（融雪期）との間で顕著な差を示すことなく、ほぼ同じ傾向であった。ただし、積雪期（堆積期）における観測データは18日間分と少ないため、今後観測データが蓄積されると、これとは違った傾向を示す可能性がある。一方、流量と土砂容積濃度との関係は積雪期（堆積期・融雪期）と無雪期との間で差を示しており、前者の方が後者よりも低い傾向を示した。このような傾向が現れた

理由としては、積雪期（融雪期前・融雪期）の場合では降雨が斜面に直接降り注がないため、土砂が河道に流れ込みにくかったこと、無雪期の場合では降雨が斜面に直接降り注ぐため、土砂が河道に流れ込みやすかったこと等が考えられる。ただし、無雪期のデータは、濁度計の欠測期間を除けば19日間分しかないため、今後データを蓄積した上で、さらに詳しく考察を加える必要がある。

6.4.2 一日当たりの流出水量と流出土砂量の関係

ここでは、積雪期（堆積期）、積雪期（融雪期）、無雪期の3つの期間における、一日当たりの流出水量と流出土砂量の関係を考察する。

図-4.64は小芋川大橋における一日当たりの流出水量と流出土砂量の関係をプロットしたものである。なお、一日当たりの流出水量は式(4.6)のように0時～23時までの24時間に観測された流量の総和として計算したものである。

$$Q_d = \sum_{h=0}^{23} \left\{ \sum_{m=0}^5 (Q_{d,h,m} \times 600) \right\} \dots \dots \dots (4.6)$$

ここで、 Q_d : d日目の一日当たりの流出水量

[m³/day]、 $Q_{d,h,m}$: d日目t時での0分からm番目

(m=0,1,2,3,4,5で、それぞれ毎時0分、10分、20分、30分、40分、50分に対応している)に観測した流量[m³/s]である。また、一日当たりの流出土砂量は式(4.7)のように0時～23時までの24時間に観測された浮遊砂量の総和として計算したものである。

$$Q_S|_d = \sum_{h=0}^{23} \left\{ \sum_{m=0}^5 (C_{d,h,m} \cdot Q_{d,h,m} \times 600) \right\} \dots \dots \dots (4.7)$$

ここで、 $Q_S|_d$: d日目の一日当たりの流出土砂量

[m³/day]、 $C_{d,h,m}$: d日目t時での0分からm番目に

観測した土砂容積濃度である。積雪期（堆積期・融雪期）と無雪期のいずれの時期においても、一日当たりの流出水量が多くなると、一日当たりの流出土砂量は増加する傾向を示した。また、その傾向は積雪期（堆積期）と積雪期（融雪期）とでほぼ同じであった。しかし、無雪期と積雪期（堆積期・融雪期）とで比較す

ると、前者の傾向が後者のものよりも大きかった。これは、図-4.63に示したように、無雪期の土砂容積濃度が積雪期（堆積期・融雪期）のものよりも高い傾向を示したためである。

6.4.3 一日当たりの流出土砂量と積雪深及び降水量の関係

ここでは、積雪期（堆積期）、積雪期（融雪期）、無雪期の3つの期間における、一日当たりの流出土砂量と積雪深の関係、一日当たりの流出土砂量と降水量の関係を考察する。

図-4.65は、アメダス観測所（小出）における積雪深と、小芋川大橋での一日当たりの流出土砂量の変化を示したものである。積雪深は各日の0時での計測値である。図-4.63から、一日当たりの流出土砂量は2227m³/day（平成17年4月23日）を最大値とし、積雪期（融雪期）の後半になるにつれて多くなった。

図-4.66は、アメダス観測所（小出）における一日当たりの降水量と、小芋川大橋における一日当たり流出土砂量の変化を示したものである。積雪期（堆積期）では、一日当たりの降水量が多くても、一日当たりの流出土砂量は多くなかった。ところが、積雪期（融雪期）の4月1日を過ぎた頃から、少量の降水量であっても、一日当たりの流出土砂量が多くなった。

以上のように、積雪深が浅くなるにつれて、一日当たりの流出土砂量は大きくなる傾向を示した。また、当該時期になると、少量の降水量であっても、一日当たりの流出土砂量が多くなるという傾向を示した。

6.4.4 日平均土砂容積濃度と積雪深及び降水量との関係

図-4.67は、アメダス観測所（小出）における積雪深と、小芋川大橋での日平均土砂容積濃度の変化を示したものである。積雪深は各日の0時での計測値である。日平均土砂容積濃度は式(4.8)に基づいて算出したものである。

$$\bar{C}_d = \frac{\sum_{h=0}^{23} \left\{ \left(\sum_{m=0}^5 (C_{d,h,m} \cdot Q_{d,h,m} \times 600) \right) \right\}}{\sum_{h=0}^{23} \left\{ \left(\sum_{m=0}^5 (Q_{d,h,m} \times 600) \right) \right\}} \times 100 \quad \dots \dots (4.8)$$

ここで、 \bar{C}_d ：d日目の日平均土砂容積濃度（%）である。積雪深が浅くなるにつれて、日平均土砂容積濃

度が高くなった。

図-4.68は、アメダス観測所（小出）における一日当たりの降水量と、小芋川大橋での日平均土砂容積濃度の変化を示したものである。積雪期（堆積期）では、一日当たりの降水量が変化しても、日平均土砂容積濃度は殆ど変化しなかった。ところが、積雪期（融雪期）の4月1日を過ぎた頃から、一日当たりの降水量が少し変化すれば、日平均土砂容積濃度が大きく変わるようになった。

日平均土砂容積濃度を積雪期（堆積期・融雪期）と無雪期の各期間で平均した値はそれぞれ0.008%、0.050%、0.073%となった。積雪期（堆積期）における日平均土砂容積濃度は、積雪期（融雪期）の値の0.16倍となり低かった。また、無雪期の日平均土砂容積濃度は積雪期（融雪期）の値の1.46倍と高くなった。これは、6.4.1で述べた理由と同じく、積雪期（融雪期）の後半や無雪期の時期になると、降雨が直接地面に届くようになり、斜面から河道に流れ込む土砂量が増えたためと考えられる。

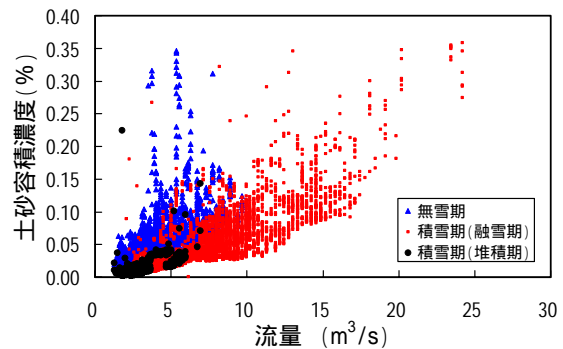


図-4.63 土砂容積濃度と流量の関係

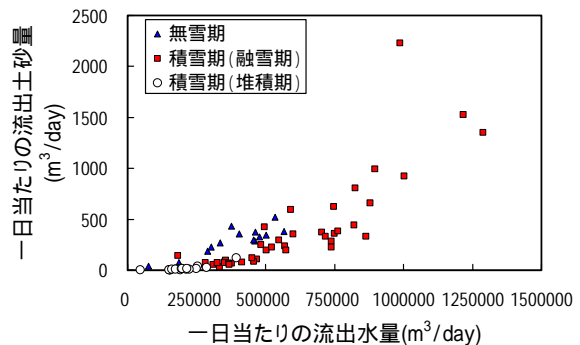


図-4.64 一日当たりの流出流量と流出土砂量の関係

6.5 まとめ

6.4までをまとめると次のようになる。

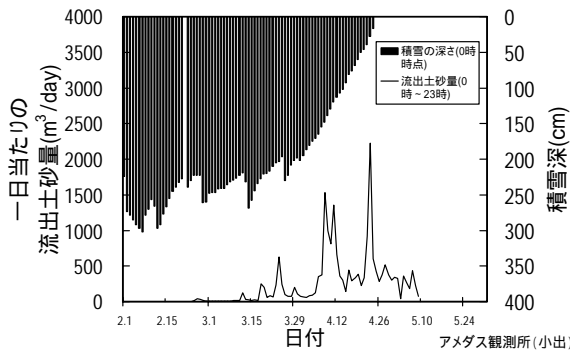


図-4.65 一日当たりの流出土砂量と積雪深との関係

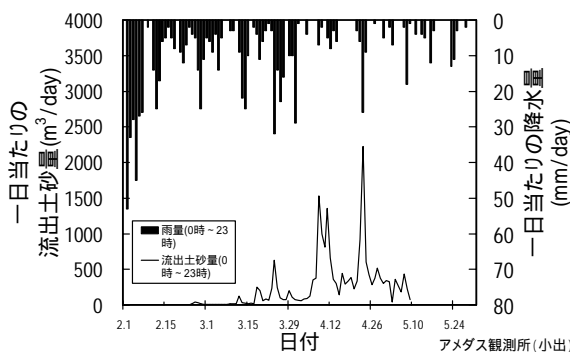


図-4.66 一日当たりの流出土砂量と降水量との関係

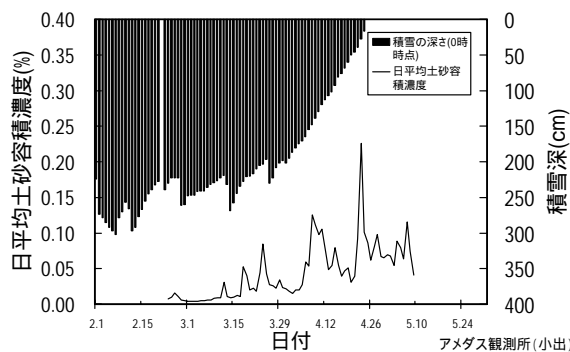


図-4.67 平均土砂容積濃度と積雪深との関係

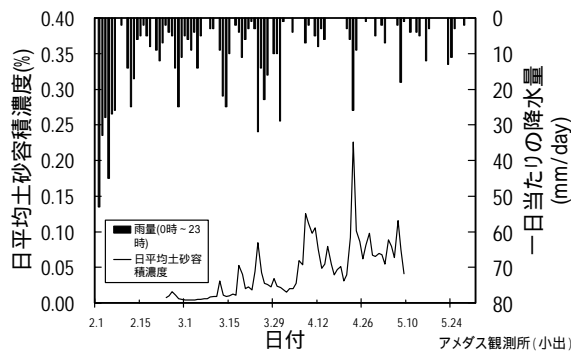


図-4.68 平均土砂容積濃度と降水量との関係

- (1) 小芋川大橋での、濁度計を用いた流出土砂量の観測を、平成17年2月23日から開始した。途中、平成17年5月8日から同年6月24日まではデータロガーの不調により、計測値が記録されていなかった。また、平成17年6月27日から28日にかけて発生した大規模な出水により、濁度計と電源部を接続するケーブルが切断された。
- (2) 積雪期（融雪期）の4月18日15:00、無雪期の5月4日13:40と13:50、5月8日21:50、22:00、22:10、6月28日02:40以降の計4日、記録された電圧は5Vを越えて、オーバーレンジした。
- (3) 土砂容積濃度は流量の増加に伴って高くなり、また、その減少に伴って低くなった。積雪期（堆積期・融雪期）の増水時における土砂容積濃度のピーク値は、積雪期（堆積期）から積雪期（融雪期）になるにつれて高くなる傾向を示した。
- (4) 積雪期（堆積期）、積雪期（融雪期）、無雪期のいずれの時期においても、流量が大きくなるにつれて、土砂容積濃度は高くなる傾向を示した。流量と土砂容積濃度との関係は積雪期（堆積期）と積雪期（融雪期）との間で顕著な差を示すことなく、ほぼ同じ傾向であった。一方、流量と土砂容積濃度との関係は積雪期（堆積期・融雪期）と無雪期との間で差を示しており、前者の方が後者よりも低い傾向を示した。
- (5) 積雪期（堆積期・融雪期）と無雪期のいずれの時期においても、一日当たりの流出水量が多くなると、一日当たりの流出土砂量は増加する傾向を示した。また、その傾向は積雪期（堆積期）と積雪期（融雪期）とではほぼ同じであった。しかし、無雪期と積雪期（堆積期・融雪期）とで比較すると、前者の傾向が後者のものよりも大きかった。
- (6) 積雪深が浅くなるにつれて、一日当たりの流出土砂量は大きくなる傾向を示した。また、当該時期になると、少量の降水量であっても、一日当たりの流出土砂量が多くなるという傾向を示した。
- (7) 積雪期（堆積期）における日平均土砂容積濃度は、積雪期（融雪期）の値の0.16倍となり低かった。また、無雪期の日平均土砂容積濃度は積雪期（融雪期）の値の1.46倍と高くなった。

今回の報告では、積雪期（堆積期）及び無雪期の観測データの数が少ない。積雪期（堆積期・融雪期）や無雪期といった季節ごとの流出土砂量の変化を把握するために、今後も観測を継続し、観測データの数を増やす必要がある。

7. 斜面崩壊発生予測

7.1 背景と目的

中央防災会議において切迫性の高い東海地震発生時の斜面崩壊による被害予測が行われるなど、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。地震時の斜面崩壊予測手法のうち、既往地震時の崩壊実績から、地形、地質の要素と崩壊地分布の関係に基づく経験的手法（松岡・翠川、1995²⁹⁾；Caplango et al., 2002³⁰⁾など）は、航空測定の技術の向上により、広域の精度の高い地形情報が得られるようになってきた上、GISの技術進歩などにより、広域の空間的に分布するデータの取り扱いが容易になってきており、実用可能性は高いと考えられる。

しかし、既存の崩壊分布実績を基に作成された手法が、他地域、または異なる特徴を有する地震動波形に対しても有効であるかという手法の汎用性を検討する必要があるが、これまで行われてきていない。そこで、国土技術政策総合研究所砂防研究室では、兵庫県南部地震による六甲山地の崩壊事例を基に作成した地震時崩壊危険度評価手法の汎用性を1997年の鹿児島県北西部の地震、2000年の神津島の地震に適用し、六甲山地の崩壊事例を基に作成した地震時崩壊危険度評価手法は両地震においても、相対的な斜面崩壊の危険度を表すことが出来ることを示した（内田ら、2004³¹⁾）。さらに、地盤の物性に関する情報を広域で得るのが依然として困難である現状を考慮すれば、汎用性の高い地形、地質の要素と崩壊地分布の関係に基づく経験的手法を構築することは、地震による斜面崩壊危険度を評価する上で重要であると考えられる。

一方、新潟県中越地震では、これまで検討してきた3地震（兵庫県南部地震、鹿児島北西部の地震、神津島の地震）に比べて崩壊面積率が高く、3地震ではほとんど見られなかった規模の大きい崩壊・地すべりが数多く見られた。そこで、兵庫県南部地震による崩壊事例を基に作成した地震時崩壊危険度評価手法を新潟県中越地震に適用し、崩壊が多発する地震・地域に対する同手法の有効性、大規模崩壊・地すべりに対する同手法の有効性について検討した。

その上で、「既往地震時の崩壊実績から、地形、地質の要素と崩壊地分布の関係に基づく経験的手法」の汎用性、課題について整理することを目的とした。

7.2 検討方法

国総研砂防研究室では兵庫県南部地震による六甲山地の崩壊事例を基に、一般的に入手可能な地形、地震動特性を説明変数とした地震時の山腹斜面を対象とした崩壊危険度評価式（式(4.9)：以下では「基礎式」と呼ぶ）を提案してきた。（内田ら、2004³¹⁾）

$$F = 0.075I - 8.9c + 0.0056a - 3.2 \dots \dots \dots (4.9)$$

ここで、Fは判別得点で値が大きいほど斜面崩壊の危険度が高いことを示す、Iは斜面勾配（°）、cは斜面の平均曲率（西田ら、1997³²⁾参照）、aは最大加速度（cm/s²）である。

本研究で対象とするエリアは旧山古志村役場、東竹沢地区など芋川の河道閉塞箇所を含む4×5km(20km²)とした。地形量の算出に用いるDEMは、地震後の10月28日にレーザー計測により得られた1mメッシュDEMを10mメッシュに調整したDEMとした。崩壊地分布に関しては、国土交通省湯沢砂防事務所により、10月24日に撮影された空中写真（1：10000）を判読し、ポリゴンデータ化されたものを用いた。なお、判読の際に、概ね崩壊した土塊の50%以上が元の形状を残し、崩壊発生域内に残っていて、かつ発生源の平均傾斜が30°未満のものを「地すべり」、それ以外のものを「斜面崩壊」として区分している。その結果、対象エリア内では、崩壊箇所は878箇所（斜面崩壊831、地すべり47）であった。また、本研究では10mメッシュの中心が崩壊ポリゴン内にある場合、そのメッシュは崩壊メッシュとして扱うこととした。

地震動の最大加速度は福島（2002）³³⁾による距離減衰式を用いて推定した。算出に用いる震央の座標、断層の座標、マグニチュードは地震調査研究推進本部地震調査委員会が示した値を用いた。また、距離減衰式中の係数は、福島（2002）³³⁾が兵庫県南部地震の地震動の解析により得た値を用いた。

次に、斜面勾配、平均曲率、地震動の最大加速度の算出結果及び崩壊地分布図を基に、説明変数は基礎式と同じ勾配、平均曲率（影響範囲20m）、最大加速度とし、目的変数を崩壊発生の有無とした判別分析を実施し、各説明変数の係数を決定した判別関数式（式(4.10)）を導出した（以下では、「中越式」と呼ぶ）。

$$F = 0.079I - 35c + 0.018a - 7.3 \dots \dots \dots (4.10)$$

その上で、基礎式及び中越式を用いて、メッシュご

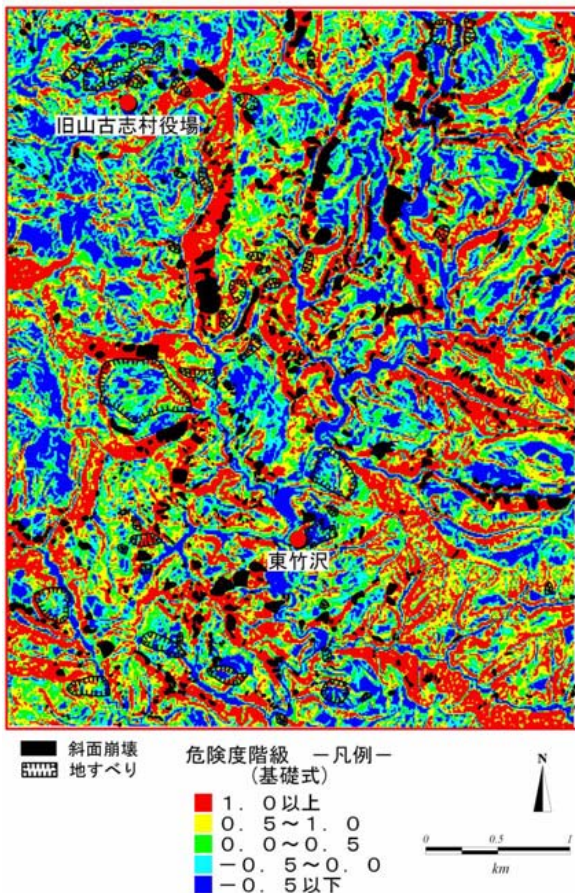
との判別得点を算出した。

表-4.19に基礎式、中越式の標準化された係数の値をまとめた。表-4.19より、いずれの式においても、標準化された係数は勾配が最も大きく、最も影響の大きい変数は勾配であることがわかる。また、基礎式では、勾配の次に、最大加速度の標準化された係数が大きく、平均曲率が最も小さかったが、中越式では、平均曲率の標準化された係数の方が、最大加速度の標準化された係数より大きかった。さらに、中越式の斜面勾配の標準化された係数はおおむね基礎式に近い値であったが、中越式では、平均曲率、最大加速度の標準化された係数は基礎式より大きかった。このことは、中越式のほうが基礎式に比べて、平均曲率、最大加速度が判別得点に及ぼす影響が大きいことを意味している。また、基礎式と中越式の標準化された係数に差が見られたことは、六

表-4.19 標準化された基礎式、中越式の係数

	勾配	平均曲率	最大加速度
基礎式	0.967	-0.117	0.189
中越式	0.920	-0.366	0.265

(a) 基礎式



甲山地と芋川流域の地形の違い、兵庫県南部地震と中越地震の崩壊地の地形特性の違い及び地震動特性の違いなどが考えられる。

7.3 検討結果

(1) 判別得点の算出結果

図-4.69には、基礎式及び中越式により求めた判別得点の空間分布と斜面崩壊、地すべり発生箇所を示した。図より、基礎式及び中越式で算出された判別得点はおおむね近い分布を示すことがわかる。例えば、旧山古志村役場周辺では、いずれの式で算出した判別得点も小さく、0以下のところが多かった。一方、芋川の右岸沿いには比較的判別得点の高い地域がいずれの算出結果でも存在している。また、いずれの算出結果においても、斜面崩壊の発生箇所の多くは判別得点が1以上となった。一方、地すべりの発生箇所内には、算出された判別得点が-0.5以下の箇所もあった。

図-4.70には、判別得点とその判別得点以下のメッシュが全メッシュに占める割合を示した。中越式の場合、約半数が0以下であったのに対し、基礎式

(b) 中越式

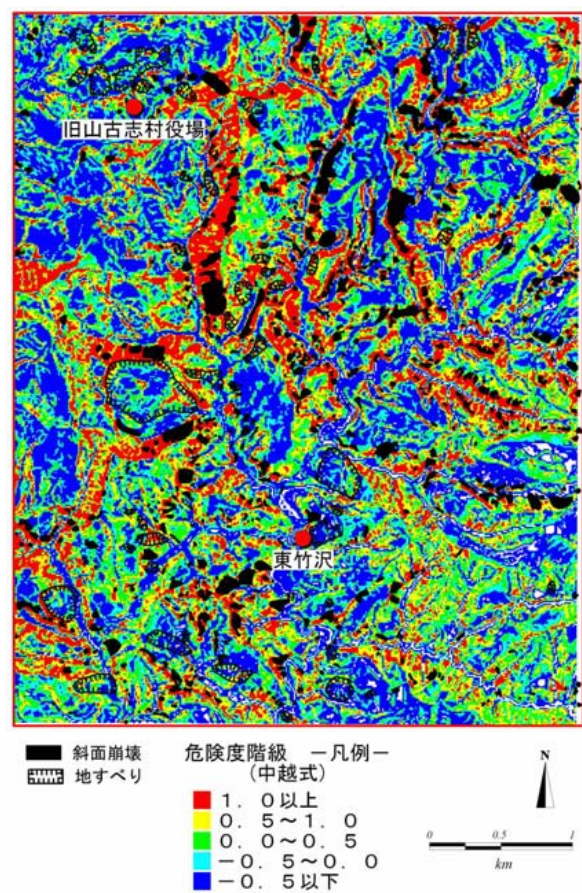


図-4.69 判別得点の算出結果 (a)基礎式、(b)中越式

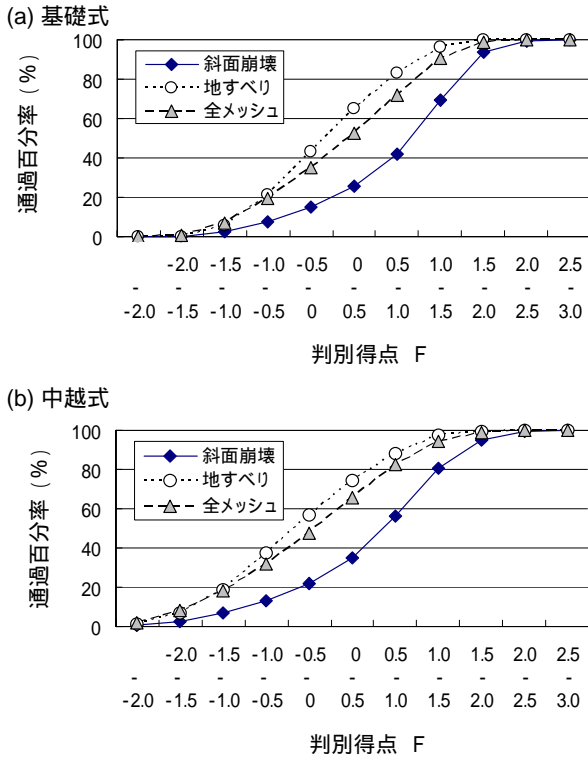


図-4.70 判別得点とメッシュ数の関係

では0以下のメッシュは約35%であり、基礎式を用いて算出した判別得点の方が、中越式より算出した判別得点より高かった。一方、基礎式の判別得点が0以下の斜面崩壊メッシュは、全斜面崩壊メッシュの15%、中越式で22%であり、斜面崩壊メッシュの大半が判別得点が正の領域に属していた。一方、全地すべりメッシュのうち基礎式で43%、中越式で57%が判別得点0以下のメッシュであった。

(2) 判別得点と崩壊面積率の関係

各判別得点の崩壊面積率（各判別得点に属する全メッシュに対する崩壊メッシュの割合）を算出した。図-4.71には基礎式と中越式から算出した判別得点と崩壊面積率の関係を示した。図-4.71に示したように、基礎式及び中越式で算出した判別得点 - 崩壊面積率の関係はほとんど差が見られなかった。いずれの場合においても、判別得点の増大にともない、崩壊面積率が急激に増大する傾向が見られた。例えば、判別得点が-1~0のメッシュでは、崩壊発生率は7%程度であるのに対し、判別得点が2.5以上では、崩壊発生率は28%以上であった。このことは、基礎式及び中越式のいずれもが斜面崩壊発生危険度を相対的に評価できることを示している。ただし、判別得点が負のメッシュであっても、崩壊面積率は

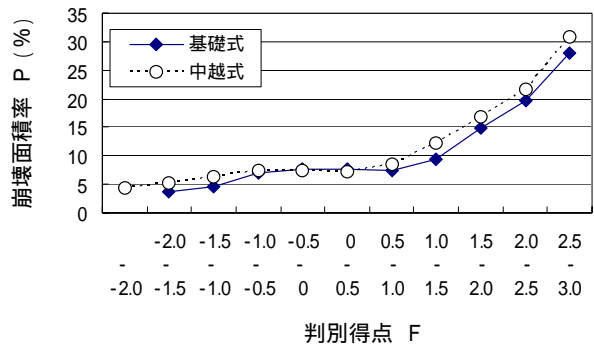


図-4.71 判別得点と崩壊面積率の関係

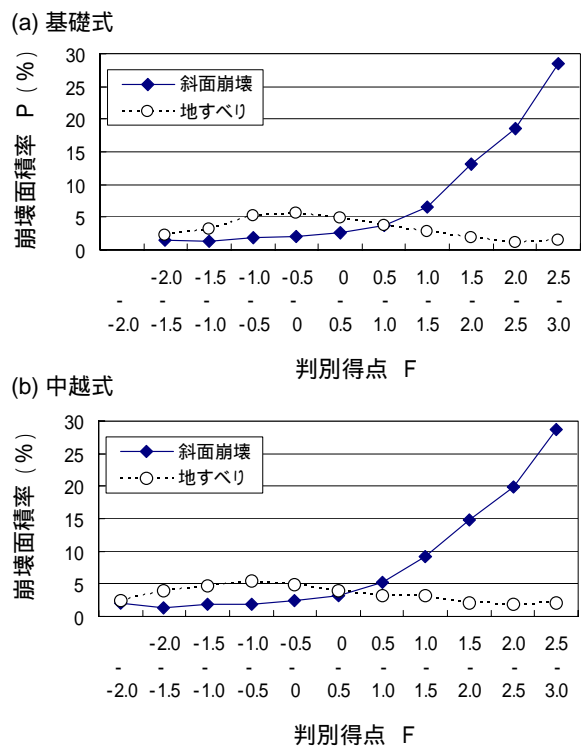


図-4.72 崩壊形態ごとの判別得点と崩壊面積率の関係

4~8%と比較的高く、点数と判別得点の間に明瞭な正の相関が見られなかった。

次に、図-4.72に、判別得点と各判別得点の全メッシュに占める斜面崩壊メッシュ及び地すべりメッシュの割合の関係を示した。この図に示したように、基礎式及び中越式で算出した判別得点と地すべりメッシュが各得点の全メッシュに占める割合の間には顕著な相関が見られず、わずかではあるが点数が小さいほど地すべりメッシュの割合が高くなった。西田ら(1997)³²⁾、Carro et al.(2003)³⁴⁾は、斜面崩壊の危険度を評価するにあたっては、地形量を算出

するメッシュサイズの影響を考慮する必要があることを示した。さらに、Carro et al.(2003)³⁴⁾は、斜面崩壊と落石の発生危険度を予測する場合、斜面崩壊と落石で異なる地震動の特性値を用いる必要があることを明らかにした。これらの研究から、本研究において地すべりの発生危険度が良好に評価できなかった(図-4.72)理由として、本研究で用いた地形量を算出する際に用いたメッシュのサイズ(10m)が小さすぎる、説明変数とした地震動の特性値(最大加速度)が適当でなかったなどの可能性が考えられる。

一方、斜面崩壊面積率は、判別得点の増加に従い、増加する傾向が見られた。斜面崩壊メッシュの割合は、基礎式で算出した判別得点が-0.5以下のとき、2%以下であったが、判別得点が2.5以上のメッシュでは29%が斜面崩壊メッシュであった。このことは、斜面崩壊の発生確率は、判別得点が-0.5のメッシュに比べて、判別得点が2.5以上のメッシュは15倍程度高いことを示している。

7.4 まとめ

兵庫県南部地震の事例に基づき作成した判別関数式(基礎式)により算出した判別得点は、崩壊面積率と正の相関があり、特に、判別得点が正の領域で判別得点が大きくなるに従い、急激に崩壊面積率が大きくなる傾向を示した(図-4.71及び4.72)。このことは、基礎式を用いることによって、芋川流域においても、斜面崩壊発生相対的危険度を表すことが出来たことを示している。すなわち、兵庫県南部地震の事例に基づき作成した危険度判定手法は崩壊が多発するような地震・地域(中越地震による芋川流域の斜面崩壊の面積率は、兵庫県南部地震による六甲山地の崩壊面積率より1オーダー大きかった)であっても相対的斜面崩壊の危険度判定に有効であると言える。

さらに、中越地震の崩壊分布を基に作成した中越式と基礎式の間には判別得点-崩壊面積率関係に顕著な差は見られなかった(図-4.71及び4.72)。このことから、基礎式と中越式の斜面崩壊発生相対的危険度を表す精度はほとんど差がないといえる。言換えれば、1次式で芋川流域の斜面崩壊危険度を評価することを目的とした場合、基礎式と中越式で係数に違いはあるものの、基礎式の係数は、勾配、平均曲率、地震動の最大加速度を説明変数としたときの最適の組み合わせに近いものであったと考えら

れる。すなわち、地震前においても、基礎式を用いることによって、経験的な手法で得られる最適に近い相対的斜面崩壊危険度評価結果を得ることが可能であったと指摘できる。

しかし一方、本研究から、基礎式および中越式では地すべりの発生危険度を予測することはできず、地震による地すべりの発生危険度評価手法を開発する必要があることがわかった。すなわち、地すべりが多発する地域における地震時の土砂災害発生危険度マップを作成するには、基礎式から作成できる地震による斜面崩壊発生危険度マップ(例えば図-4.69)に、地震による地すべり危険度評価図を重ね合わせる作業が必要であることがわかった。

以上のように、ここで示した手法は地震による土砂災害の被害推定、対策箇所の優先順位決定に活用できると考えられた。なお、今後の問題点としては以下の2点が挙げられる。

(1) 地すべり性の崩壊に関する発生危険度判定手法を確立し、本研究で提案した斜面崩壊に関する手法と重ね合わせ、より広範な土砂災害に適用できる手法を提案する。

(2) 地震に対する斜面崩壊分布のデータを蓄積し、現行の評価式では考慮されていない土質・地質の影響について評価式に組み込むことにより、地域内の相対的崩壊発生危険度のみならず、全国一律に斜面崩壊発生危険度を評価できる手法を提案する。本研究を進めるにあたっては、国土交通省湯沢砂防事務所にデータの提供等多大な協力を得た。

8. まとめ

2004年10月新潟県中越地震による土砂災害の調査では、1995年1月兵庫県南部地震等の既往の地震による土砂災害に関する知見を指示するものもあったが、これまでの知見とは異なった現象も多く確認された。

斜面崩壊等の発生に関しては、兵庫県南部地震等のデータで作成した相対的崩壊危険度予測式が、地質等の異なる中越地域においても基本的には適用が可能であることが確認された。このことは、今後大規模な地震が発生すると予想される地域において、事前の対策を考える上で有用な情報を提供できることを示唆している。

一方で、この手法では地すべり地形内での崩壊発生予測が困難であるという結果であった。今回多数発生した地すべり地形内での土砂移動現象に関して

は、これまでの「地震力は地すべりの再滑動には大きく影響しない」という知見とは異なるようにも見えるが、大規模な移動土塊の調査結果では、既往のすべり面ではない部分でのすべり面が確認されており、厳密には地すべりの再滑動とはいえない、という事例も得られた。地すべり地形内での斜面崩壊・土砂移動現象については、今後、他の地すべり事例の解析を進め、メカニズムの解明を行うとともに、地山とは異なった土質条件の下での危険度予測の手法を検討していく必要がある。

斜面崩壊等発生箇所と震度との関係では、震度6弱以上で多数の崩壊箇所が見られるようになり、特に震度6強以上で集中的な発生が見られる、という知見を支持する結果に加え、上下方向の加速度分布の大きな範囲で崩壊が多発するという新たな知見も得られた。変状のあった砂防えん堤の分布についても、震度5強以上の範囲で見られたが、特に集中するのは震度6強以上の範囲であるという結果であった。このことは、余震の発生が長期化する大規模地震の際の現地調査・施設調査の優先度や緊急調査の決定に有用な情報であるといえる。

今回の災害は、地震動により多数の斜面崩壊等が発生したと言うだけでなく、大量に生産された土砂が中長期的に流下して広範な流域に影響を及ぼす可能性が指摘されている。実際に2005年融雪後の芋川流域内の崩壊土砂量は地震による生産土砂量の1割程度あり、流域の土砂生産ポテンシャルはなお高い状態であると考えられる。また、今後の流域土砂管理を考える上で、土砂生産や流送実態を把握する必要がある。そのため、熱収支式を用いた融雪量予測も続けているが、土砂流送状態は依然として活発である。今後、数年程度は流域内の生産土砂・流送状態を追跡する必要がある。

中越地震災害で最もクローズアップされたものの一つに「天然ダム（大規模河道閉塞）」があった。これまでも対応手法の検討はなされていたが、多数の規模の大きな天然ダムが発生し、長期間消滅しないという状況は初めての経験といってもよい。緊急対応のあり方などの危機管理体制のあり方を始め、恒久対策計画の方向性等、様々な課題が表面化した。これらの経験を活かすための研究やマニュアル整備を行っているところであるが、更に関係機関との連携を強めて検討を進めたい。

謝辞

本編では、新潟県及び北陸地方整備局湯沢砂防事務所より調査資料の提供、現地調査における便宜供与など多大なご協力をいただいた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局砂防部保全課：平成16年新潟県中越地震に伴う斜面崩壊の発生状況について（続報）、
http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha05/05/050113_.html、2005
- 2) 気象庁：2004年10月23日17時56分 新潟県中越地方推計震度分布図、気象庁ホームページ
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2004_10_23_niigata/event/map200410231756_suikei.html、2004
- 3) 気象庁：「新潟県中越地震における最大加速度」、気象庁ホームページ、
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/041023_niigata/1756/nigata_main.htm、2004
- 4) 藤田壽雄、板垣治：地すべり実態統計（その3）、土木研究所資料、1204号、pp58、1977
- 5) 地質調査所：「50,000分の1地質図「長岡」図幅」、2001
- 6) 地質調査所：「50,000分の1地質図「小千谷」図幅」、1996
- 7) 防災科学技術研究所：「山古志村周辺地すべり地形分布図」、2004
- 8) 国土地理院：25,000分の1「小平尾」地形図幅、2003
- 9) 土木研究所、(財)砂防・地すべり技術センター：平成6年度地震時の土砂災害防止技術に関する調査業務報告書(その1)、1995
- 10) 建設省河川局監修：建設省河川砂防技術基準(案)同解説設計編[]、1985
- 11) 気象庁ホームページ：
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2004_10_23_niigata/event.html
- 12) 砂防学会編集：砂防用語集、1976
- 13) 断層研究資料センター：地震と土砂移動 - 六甲を中心に、台湾の事例を合わせて -、断層研究資料センター第13回セミナー、pp.1-59、

- 2000
- 14) 富田陽子、桜井亘、中庸充：六甲山系における地震後の降雨による崩壊地の拡大について、新砂防、Vol.48、No.6、pp.15~21、1995
- 15) 田畑茂清、原義文、井上公夫：濃尾地震（1891）の起因した土砂移動の実態、新砂防、vol52、No.3、pp.24-33、1999
- 16) 石川芳治、小野彩、水原邦夫：北丹後地震による斜面崩壊面積率、砂防学会誌、vol51、No.4、pp.27-32、1998
- 17) 川辺洋：地震による斜面崩壊の研究（ ）東京大学農学部演習林報告、77、49-90（1987）、pp.94-116、1987
- 18) 大村寛、戸塚達也、都築賢治：駿河湾で巨大地震が発生した場合の山地崩壊面積の推定手法に関する一試論、新砂防、Vol.32、No.4、pp.9-17、1980
- 19) 尾張安治、駒村富士夫：新潟地震による岩船地方の山地崩壊について、新砂防58、pp.24-34、1965
- 20) 斉藤正美、新谷融、中村太士：北海道南西沖地震にともなう奥尻島の斜面崩壊の特徴と土砂滞留、砂防学会誌、Vol47、No.6、pp.28-33、1998
- 21) 建設省土木研究所：平成7年（1995）年兵庫県南部地震調査報告、土木研究所報告、196号、p.350、1996
- 22) 水津重雄：簡易熱収支法による融雪・積雪水量モデル、雪氷63巻第3号、pp.307-318、2001
- 23) 山崎剛、田口文明、近藤純正：積雪のある森林小流域における熱収支の評価、天気41、pp.71-77、1994
- 24) Radionov, V.F., et al. : The snow cover of the Arctic basin, Appl. Phys. Lab.- Univ. Washington, TR9701, 1997.
- 25) 国土技術政策総合研究所：平成16年（2004年）新潟県中越地震被害に関わる現地調査概要、国土技術政策総合研究所資料No.248、pp.187、2004
- 26) 土木学会：水理公式集平成11年度版、土木学会、pp.8-9、2000
- 27) 小山内信智、水野秀明、沖中健起、原槇利幸：Time-integrated Samplerの浮遊砂採取効率に関する水路実験、国土技術政策総合研究所資料、No.266、pp.4-6、2005
- 28) 小山内信智、水野秀明、清水武志、沖中健起、原槇利幸：平成16年新潟県中越地震における浮遊砂量の観測、国土技術政策総合研究所資料 No.278、2006
- 29) 松岡昌志、翠川三郎(1995)：国土数値情報を利用した地震時斜面崩壊危険度予測、日本建築学会構造系論文報告集 Vol.474、pp.59-66、1995
- 30) Caplongo D., Refice A., Mankelov J. : Evaluating earthquake-triggered landslide hazards at basin scale. The example of the upper Sele river valley., Survey in Geophysics Vol.23, pp.595-625,2002
- 31) 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、91pp、2004
- 32) 西田顕郎、小橋澄治、水山高久：数値地形モデルに基づく地震時山腹崩壊斜面の地形解析、砂防学会誌 Vol.49、No.6、pp.9-16、1997
- 33) 福島美光：距離減衰式の再構築と地盤増幅のモデル化、地球 Vol.37、pp.80-89、地球 Vol.57、No.5、pp.39-46、2002
- 34) Carro M., De Amicis M., Luzi L., Marzorati S. : The application of prediction modeling techniques to landslide induced by earthquake; the case study of the 26 September 1997 Umbria-Marche earthquake (Italy), Engineering Geology Vol.69, pp.139-159, 2003

第5編 下水道施設

藤生 和也^{*1}
 南山 瑞彦^{*4}
 落 修一^{*7}

行方 馨^{*2}
 平出 亮輔^{*5}
 佐々木 哲也^{*8}

宮内 千里^{*3}
 桜井 健介^{*6}
 石原 雅規^{*9}

by Kazuya Fujiu,
 Mizuhiko Minamiyama,
 Syuichi Ochi

Kaoru Namekata,
 Ryosuke Hiraide,
 Tetsuya Sasaki

Chizato Miyauchi,
 Kensuke Sakurai,
 and Masanori Ishihara

細目次

1 . 概 要	3
2 . 下水道施設の被害	3
2.1 管路施設の被害	3
2.2 下水処理場・ポンプ場の被害	3
3 . 管路施設	8
3.1 管路施設の被災に関する調査の概要	8
3.2 管路施設に関する現地調査結果	9
3.3 管路施設に関する現地調査結果の分析・考察	9
3.4 管路施設の被害原因の分析	9
3.5 半年後に発生した道路陥没に関する調査結果	16
3.6 半年後に発生した道路陥没に関する考察	16
4 . 下水処理場	17
4.1 下水処理場の被災後の応急復旧に関する調査の概要	17
4.2 下水処理場に関する調査結果	17
4.3 下水処理場に関する調査の分析・考察	17
5 . まとめ	21
謝 辞	21
参考文献	21

*1 国土技術政策総合研究所下水道研究部下水道研究室長

*2 日本下水道事業団関東・北陸総合事務所（前国土技術政策総合研究所下水道研究部下水道研究室研究官）

*3 国土技術政策総合研究所下水道研究部下水道研究室研究官

*4 国土技術政策総合研究所下水道研究部下水処理研究室長

*5 国土技術政策総合研究所下水道研究部下水処理研究室研究官

*6 国土技術政策総合研究所下水道研究部下水処理研究室研究員

*7 土木研究所材料地盤研究グループリサイクルチーム主任研究員

*8 土木研究所耐震研究グループ振動チーム主任研究員

*9 土木研究所耐震研究グループ振動チーム研究員

1. 概要

新潟県内では、5流域下水道及び57市町村で下水道事業を実施しており、供用中の下水道施設は、下水処理場88箇所、ポンプ場86箇所、管路延長約9,200kmであった¹⁾。

新潟県中越地方における下水道管内図を図-5.1に示す²⁾。旧山古志村や旧高柳町など下水道事業を実施していない自治体も若干あるが、多くの市町村では下水道事業を実施していた。なお、下水道事業を実施していない下水道処理区域外では、農業集落排水事業や合併処理浄化槽等により汚水処理を実施していた。

2. 下水道施設の被害

2.1 管路施設の被害

管路施設の被害が生じた範囲は、震源地に近い川口町をはじめとした新潟県中越地方に広く及んでおり、流域下水道の幹線管渠では2流域下水道3処理区で、公共下水道の管渠では24市町村34処理区（流域関連公共下水道も含む）で被害が発生していた。地震発生後、新潟県を筆頭に、国土交通省、都道府県・政令指定都市及び関連団体等で構成された新潟県中越地震下水道災

害復旧支援本部、ならびに被災した地元市町村は、管路施設の被害状況について目視等による調査（一次調査）を行った。一次調査において、異常が確認された箇所数を表-5.1に示す。さらに、表-5.1に挙げられた箇所を対象として、テレビカメラを用いた詳細な調査（二次調査）が引続き実施された。主な被災市町村の管路延長と二次調査結果を表-5.2に示す。その結果、被災した管路延長は153.9km、マンホールは2719個であった。震源地に近い小千谷市、川口町、小国町、和島村では全管路施設の20%前後の管路施設が被災した。

2.2 下水処理場・ポンプ場の被害

下水処理場・ポンプ場については、新潟県中越地方の2流域下水道、4市町村の6下水処理場、5ポンプ場で被害が発生した。表-5.3と表-5.4に災害査定結果概要を示す。中でも、魚野川流域下水道堀之内浄化センターでは、水処理施設のひび割れ（写真-5.1）、污泥濃縮槽の傾斜、流入管渠破断による下水の漏水（写真-5.2）、各接続部の破損、補機類の破損・浸水等が発生し、水処理設備、污泥処理設備の通常運転が不能となった。

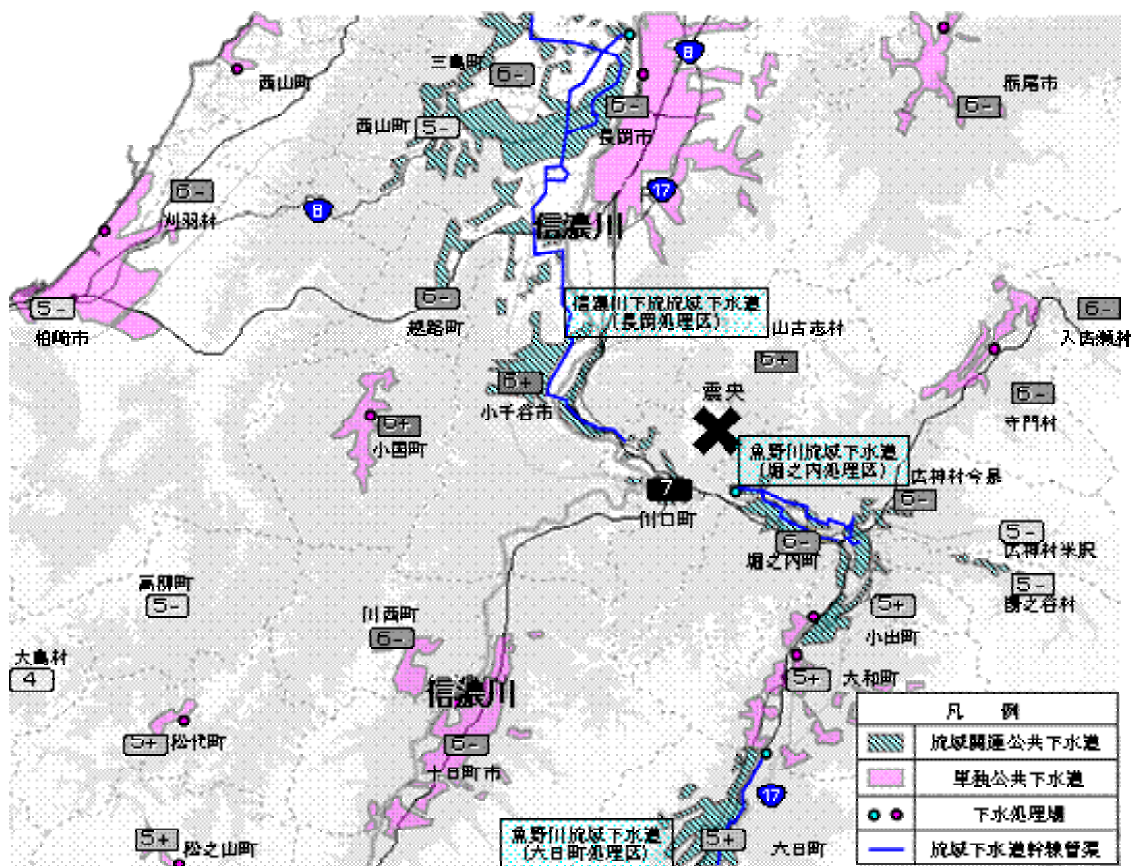


図-5.1 新潟県中越地方の下水道管内図

表-5.1 管路施設の被害箇所数（一次調査結果）

平成17年1月28日現在

	管 渠						マンホール					
	路面 異常 (箇所)	人孔 滞水 (箇所)	途中 水没 (箇所)	管閉塞 (箇所)	本管 破損 (箇所)	本管 浸入水 (箇所)	鉄蓋 (箇所)	躯体 (箇所)	土砂 汚水 (箇所)	管接 合部 (箇所)	隆起 沈下 (箇所)	その他 (箇所)
流域下水道												
新潟県	130	7	1	3	77	43	6	250	4	24	51	98
公共下水道												
旧長岡市	3,685	1,643	142	38	25	3	90	105	67	35	436	152
旧柏崎市	230	22	20	9	0	9	35	3	20	20	12	0
小千谷市	349	662	8	9	6	6	84	56	4	11	400	166
栃尾市	20	12	0	0	0	0	0	0	9	0	9	18
見附市	315	34	13	20	3	1	14	25	3	1	64	10
旧越路町	157	147	86	43	14	3	19	50	6	26	93	38
旧三島町	16	47	0	32	0	0	3	19	5	2	5	0
与板町	187	116	7	62	104	2	3	11	10	5	88	78
和島村	114	32	0	8	0	7	0	0	0	0	36	102
出雲崎町	22	4	0	1	8	0	66	26	2	0	5	0
旧小国町	107	115	54	82	0	0	25	19	10	8	158	22
旧十日町市	110	54	0	0	0	0	12	18	2	2	10	0
川口町	93	49	13	10	15	0	31	3	2	0	24	6
魚沼市	290	96	14	26	12	0	25	14	1	1	51	0
旧川西町	1	70	2	0	0	0	1	2	0	0	0	0
弥彦村	3	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
津南町	20	29	38	3	3	2	0	2	29	0	0	0
旧西山町	2	8	0	2	0	0	0	0	0	0	8	0
加茂市	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1
分水町	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
下田村	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0
六日町	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
浦川原村	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	0
旧松代町	10	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
合計	6,019	3,155	401	351	345	119	421	854	178	160	1,504	789

新潟県土木部都市局下水道課資料より

表-5.2 管路施設の調査・査定結果

平成17年1月28日現在

	管路延長 (a) (km)	一次調査 延長 (km)	二次調査 延長 (km)	災害査定 結果延長 (b) (km)	被災率 (b/a) (%)	調査 スパン数 (c) (箇所)	被害確認 スパン数 (d) (箇所)	被害確認 率 (d/c) (%)
流域下水道								
新潟県		80.6	20.3	2.03		311	95	30.5
小計		80.6	20.3	2.03		311	95	30.5
公共下水道								
旧長岡市	1,183.6	1,183.6	166.8	62.88	5.3	5,587	5,327	95.3
旧柏崎市	410.0	410.0	6.5	3.85	0.9	219	115	52.5
小千谷市	150.9	150.9	33.0	31.24	20.7	1,435	1,192	83.1
栃尾市	135.0	135.0	2.6	2.26	1.7	90	82	91.1
見附市	195.0	195.0	6.8	0.24	0.1	170	92	54.1
旧越路町	75.4	75.4	8.4	4.78	6.3	301	287	95.3
旧三島町	58.1	58.1	4.6	1.77	3.0	115	88	76.5
与板町	54.1	54.1	9.8	5.07	9.4	345	230	66.7
和島村	38.0	38.0	7.2	6.06	15.9	203	179	88.2
出雲崎町	40.2	40.2	4.1	3.19	7.9	127	88	69.3
旧小国町	53.6	53.6	12.5	9.61	17.9	368	179	48.6
旧十日町市	182.0	182.0	4.4	2.88	1.6	135	102	75.6
川口町	38.0	38.0	9.2	9.44	24.9	107	64	59.8
魚沼市	200.0	117.9	6.8	4.40	2.2	152	99	65.1
旧川西町	30.7	30.7	3.0	2.37	7.7	95	70	73.7
弥彦村	82.0	0.02	0.0	0.02	0.0	1	1	100.0
津南町	59.0	59.0	1.5	1.47	2.5	39	38	97.4
旧西山町	26.0	26.0	0.3	0.29	1.1	11	9	81.8
旧中之島町	33.3			0.03	0.1			
加茂市	110.0	0.4	0.1	0.0	0.0	4	0	0.0
分水町	13.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0	0	-
下田村	27.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0	0	-
六日町	72.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0	0	-
浦川原村	10.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0	0	-
旧松代町	18.0	18.0	0.0	0.0	0.0	0	0	-
小計	3,295	2,881	287.6	151.9	4.6	9,504	8,242	86.7
合計		2,961	307.9	153.9		9,815	8,337	84.9

新潟県土木部都市局下水道課資料より

表-5.3 流域下水道の処理場及びポンプ場査定結果概要

施設名称		査定結果	
流域 下水道	信濃川下流流域下水道 長岡処理区 長岡浄化センター	水処理施設復旧	
		最初沈殿池汚泥掻き寄せ機	3池
		最初沈殿池汚泥掻き寄せ機	9池
		最終沈殿池越流板取替え	2池
		機械棟施設	
		クリーンガータ受復旧工	2箇所
		管廊目地補修工	7箇所
		消化タンクモルタル補修工	A= 20m ²
	信濃川下流流域下水道 長岡処理区 川口ポンプ場	ポンプ場躯体壁復旧工	式
		舗装復旧工	A= 147m ²
		消雪パイプ工	L= 38m
	魚野川流域下水道 堀之内処理区 堀之内浄化センター	水処理施設復旧	
		伸縮継ぎ手	1式
		越流板復旧工	1式
		汚泥掻き寄せ機	1式
		送風機	2台
		管渠開削工法	L= 175m
		汚泥処理施設ほか	
		汚泥濃縮タンク傾斜復旧	1式
		汚泥濃縮タンク鑄鉄管復旧	1式
		汚泥脱水機復旧	2基
		電気復旧工	1式
		管理機械棟玄関キャパ°-地中線亀裂補修	2箇所
		管廊亀裂補修	L= 32.9m
		場内アスファルト補修	A= 3,151m ²
		魚野川流域下水道 堀之内処理区 宇賀地ポンプ場	管渠工 250mm
	マンホール工		1式
	ポンプ場 ジョイント工		1式
	ポンプ場 汚水排水管 100mm		L= 200m
	場内ブロック積み工		A= 28m ²
場内舗装工	A= 292m ²		
魚野川流域下水道 堀之内処理区 竜光ポンプ場	変圧器交換	1式	
	ロードセル補修工	1式	
	場内アスファルト補修	A= 141m ²	
	消雪パイプ工	L= 158.3m	

新潟県土木部都市局下水道課資料より

表-5.4 公共下水道の処理場及びポンプ場査定結果概要

施設名称		査定結果	
魚沼市	上条終末処理場	舗装版復旧工	A= 32m ²
		自由勾配側溝設置工	L= 27m
		ブロック擁壁補修削孔工	L= 316.5m N=66本
		応急仮工事	
		消雪パイプ復旧工	L= 0.6m
	舗装復旧工	A= 1m ²	
	須原処理場	場内舗装版復旧工	A= 673m ²
		U型側溝設置工	L= 238m
建築工事			
川口町	大島中継ポンプ場	処理場躯体補修	1式
		操作盤傾斜復旧	1式
		低圧ケーブル600V-CVT (150sq)	L= 52.5m
	東川口中継ポンプ場	アスファルト舗装	A= 160m ²
		破碎機減速機交換	1式
		低圧受電盤内UPS補修	1式
		アスファルト舗装	A= 147m ²
旧十日町市	十日町市下水処理センター	舗装復旧工	A= 1,358m ²
		消雪施設復旧工	L= 176m
		スルスEXP.J復旧工	L= 574m
		ダクト設備復旧工1式	1式
		建築ひび割補修	L= 244.7m
		ガスホルダー復旧工	1基
		オイルタンク復旧工	1基
		送風機修繕工	2台
		汚泥ホッパー復旧工	1式
		マンホール復旧工	23基
		旧小国町	小国浄化センター
沈砂池汚泥掻き寄せ機	1式		
OD曝気装置	1式		
コントロールセンタ筐体補修	1式		
脱臭ダクト	1式		
アスファルト舗装	1式		
応急仮工事			
汚泥脱水機応急工	1式		

新潟県土木部都市局下水道課資料より

3. 管路施設

3.1 管路施設の被災に関する調査の概要

地震発生直後、下水道施設が被災していることは分かっても、被害の全容を把握できない市町村や、県や近隣市町村等と連絡を取り合うことができない市町村が多くあった。そこで、国土交通省国土技術政策総合研究所下水道研究部下水道研究室は、管路施設の被害状況について把握するため、数回にわたり、新潟県中越地方の被災地で現地調査を行った。現地調査を実施した調査日と調査箇所を表-5.5に示す。

また、国土交通省国土技術政策総合研究所下水道研究部下水道研究室及び独立行政法人土木研究所耐震グループ振動チームは、3.4に示すとおり、管路施設の被災箇所分布に特徴が見られた長岡市・小千谷市について、原地盤土質に着目した被害原因分析を行った。

この他、旧長岡市で震災から半年程経過した平成17年4月頃から道路陥没の報告が増加し、6月10日までの間市道上で約1400件あった。そこで、国総研下水道研究室は、3.5~3.6に示すとおり、道路陥没状況の把握と発生原因の調査を行った。

表-5.5 現地調査の調査日及び調査箇所

調査日：平成16年10月24日・25日

自治体名	調査箇所	調査概要
小千谷市	桜町地区、油新田地区、土川地区、両新田地区、山田地区、中通地区、城内地区、旭町地区ほか	目視による被災状況調査
旧堀之内町	竜光地区、新道島地区、堀之内地区、大石地区ほか	目視による被災状況調査

調査日：平成16年11月15日～17日

自治体名	調査箇所	調査概要
旧長岡市	稲葉町地区、中沢地区、悠久町地区	目視による被災状況調査
小千谷市	桜町地区、両新田地区、若葉地区、土川地区	目視による被災状況調査
川口町	川口地区	目視による被災状況調査

調査日：平成16年11月23日～26日

自治体名	調査箇所	調査概要
旧長岡市	柿町地区、中沢地区、渡沢町地区	TVカメラを用いた管渠の浮上がり状況の調査
小千谷市	桜町地区、両新田地区、土川地区	目視による被災状況調査
川口町	川口地区、天納地区	目視による被災状況調査
旧堀之内町	竜光地区、新道島地区	目視による被災状況調査

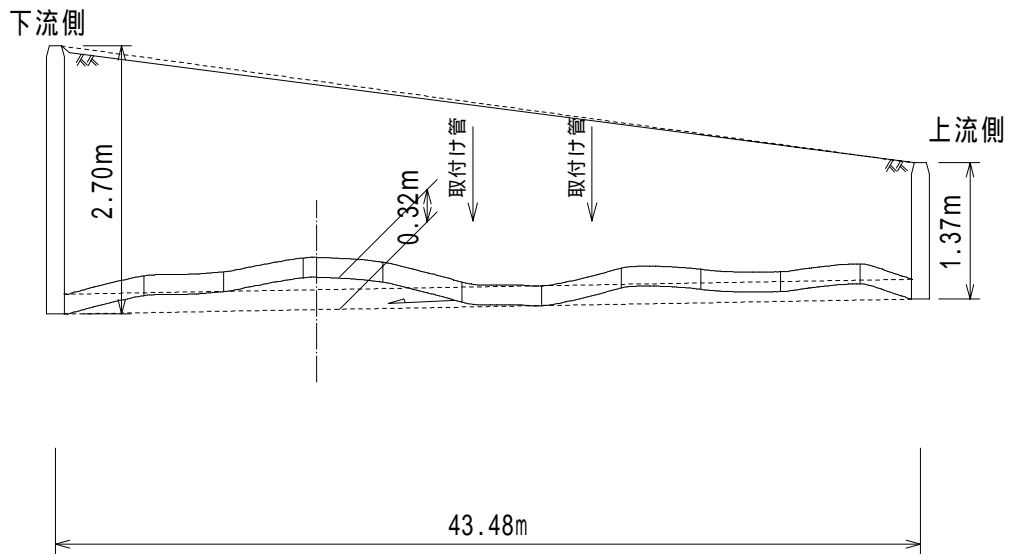


図-5.2 旧長岡市柿町地区の管路の浮上がり状況

3.2 管路施設に関する現地調査結果

被災した管路施設について現地調査を実施し、確認された被害状況を以下に示す。

各地で管路埋設路線上の地盤沈下やマンホールの浮き上がりが発生しており、場所によっては30cm程度地盤沈下した箇所（写真-5.3）や、1m以上マンホールが浮き上がった箇所（写真-5.4）もあった。

管路埋設路線上の地盤沈下が発生している箇所の中には、管路埋設部で噴砂が発生した箇所（写真-5.5）もあった。

浮き上がったマンホールでは、写真-5.6に示すような躯体の継ぎ目のズレや、写真-5.7に示すような管接合部の損傷が見られるものもあった。

上水道の復旧後、写真-5.8に示すように管渠・マンホール内に汚水の滞水が生じている箇所もあった。

旧長岡市の被災した管路を対象に、管路の勾配を測定可能なテレビカメラを用いて浮き上がり状況の調査を行ったところ、図-5.2に示すようにマンホールや取付け管接合部の浮き上がり量よりも、それ以外の管渠部の浮き上がり量が大きくなっていった。

現地調査を行った旧長岡市、小千谷市、川口町、旧堀之内町では、マンホールの浮き上がりや管路埋設路線上の地盤沈下の被害が数多く発生しており、甚大な被害が発生していることが確認された。

3.3 管路施設に関する現地調査結果の分析・考察

今回の地震では、マンホールの浮き上がり、管路埋設部の地盤沈下、管渠・マンホール内の汚水滞水が多数発生した。被災した下水道管路施設は、いずれも開削工法で敷設した管路であり、管路埋設部で噴砂が見られた箇所もあった。一方、川口町や旧長岡市の応急復旧現場で、被災した管路周辺の原地盤を確認したところ、液状化しない粘性土が見られた。粘性土の下部に緩い砂層等があり、粘性土層の下部で液状化した可能性もあるが、管路埋設部以外の道路や周辺家屋で特に噴砂は見あたらなかった。したがって、管路埋設部の埋戻土に用いた山砂等が液状化し、図-5.3に示すメカニズムで被害が発生したものと考えられる^{5), 6)}。

また、地震発生直前に日降水量100mm前後の降雨が被災地にあったことから、平常時よりも地下水位が高くなっていた可能性が高い。そのため、液状化による被害が大きくなったということも考えられる。

3.4 管路施設の被害要因の分析

旧長岡市、小千谷市、出雲崎市、旧小国町の災害査定

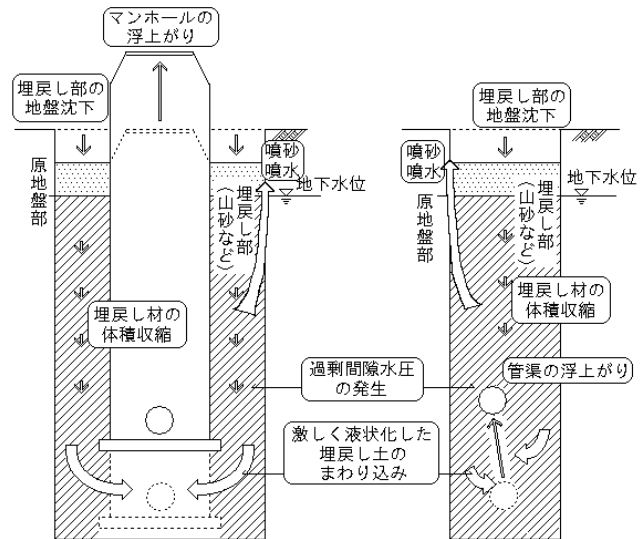


図-5.3 管渠・マンホールの浮上がり模式図

路線の位置を図-5.4に示す。災害査定路線の分布より、旧長岡市と小千谷市の信濃川沿いの市街地で管路被害が少なく、市街地から離れるにしたがい管路被害が大きくなる傾向が見られた。

ここでは、地震時の被害規模に影響する要因の1つと思われる原地盤土質に着目して、管路被害と原地盤土質の関係をボーリングデータから整理を行った。

旧長岡市と小千谷市における検討対象エリアとボーリングデータの位置を図-5.5に示す。旧長岡市と小千谷市の市街地および、郊外のボーリングデータをまとめたものを図-5.6～図-5.9に示す。

ボーリングデータより、いずれの箇所に置いても地下水位は比較的高いものの、被害の少ない信濃川沿いの市街地では軟弱な粘性土は厚くても4m程度であり、またその下にはN値 50相当の締まった礫質土が存在していた。他方、被害の目立つ信濃川から離れた郊外においては、約10m程度の軟弱な粘性土が堆積している。

以上から、軟弱層の厚さが被害程度に影響している可能性があると考えられる。この原因として、軟弱地盤において地震動が増幅したことと、埋戻し部が大きくせん断変形を受け、発生した過剰間隙水圧が消散しにくく、液状化の程度が高まったこと、が考えられる。

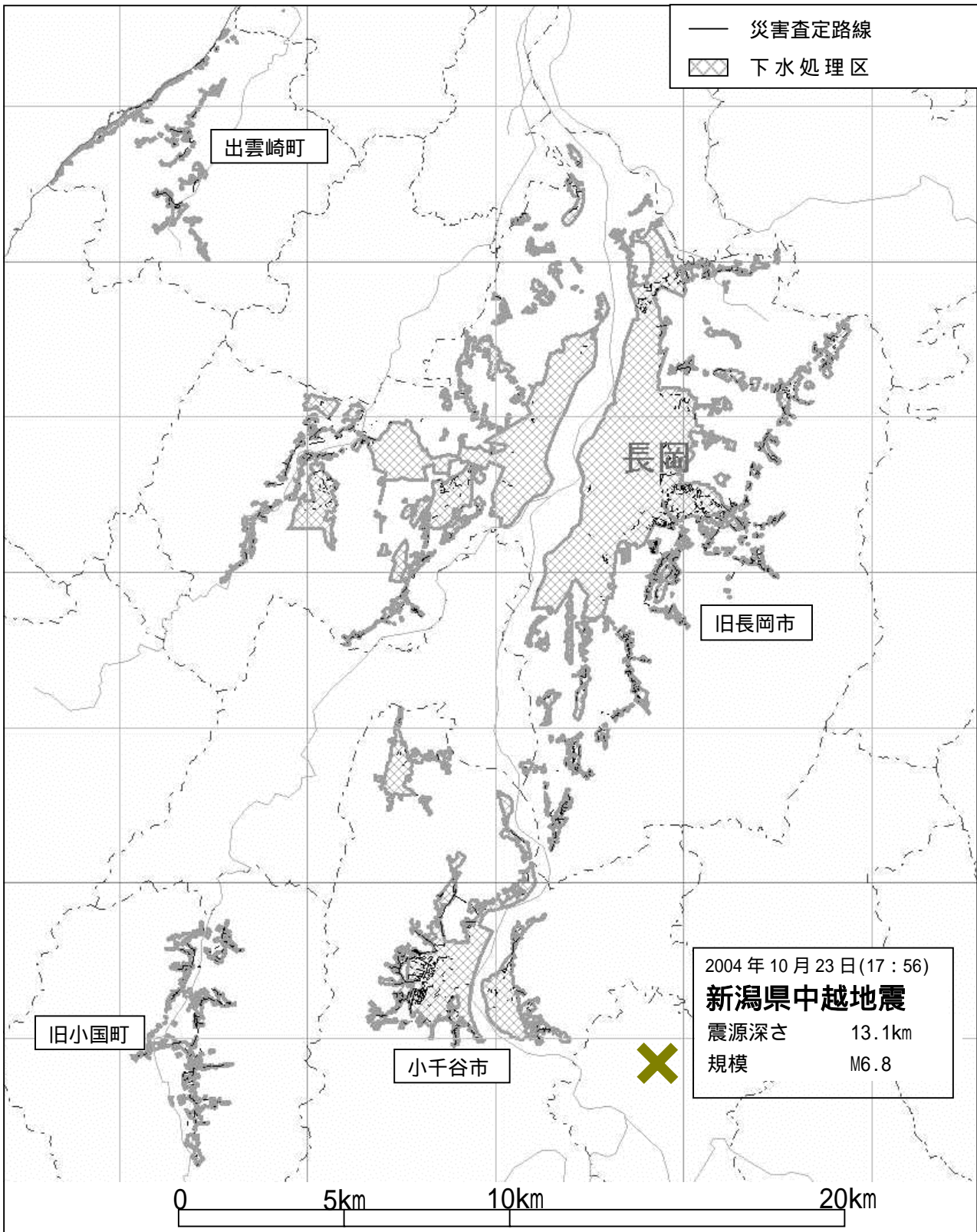


図-5.4 災害査定路線位置および震源位置図

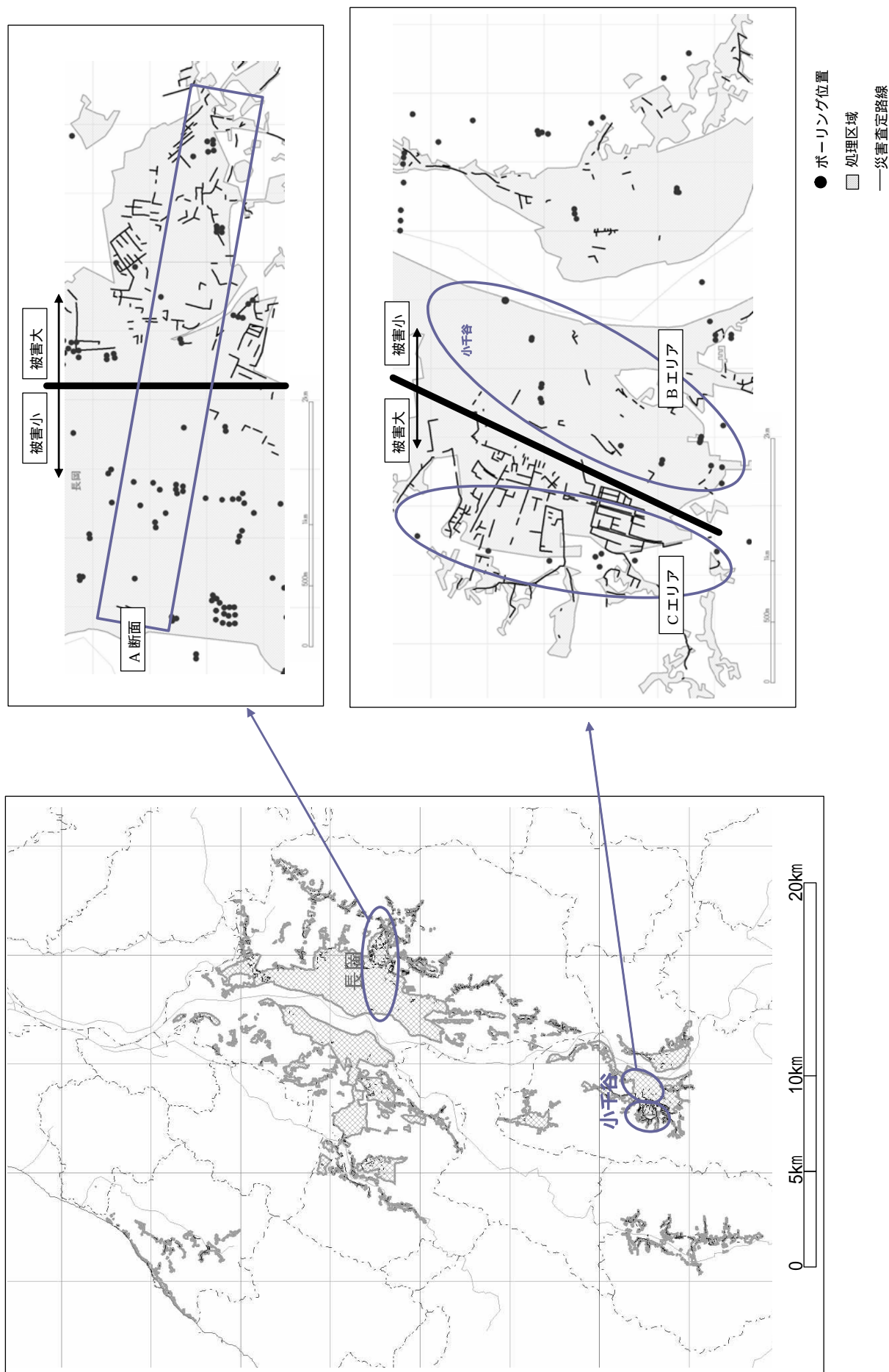


図-5.5 原地盤土質に着目した要因分析検討対象箇所(長岡市、小千谷市)

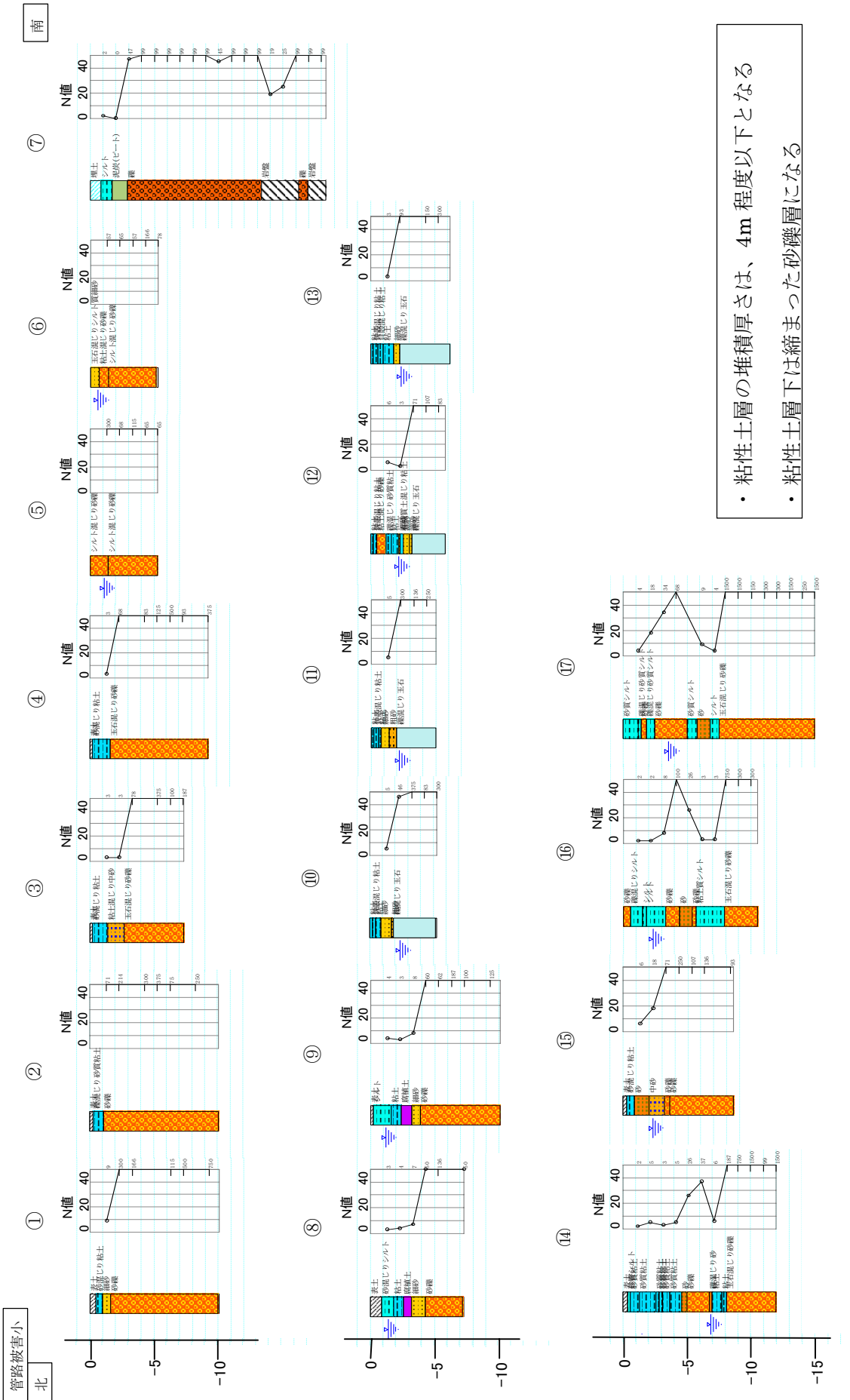


図-5.8 下水道管路の被害が小さい市街地における原地盤のボーリングデータ(小千谷市Bエリア)

3.5 半年後に発生した道路陥没に関する調査結果

平成17年6月10日時点の旧長岡市内の道路陥没箇所の分布を図-5.10に示す。平成17年6月10日までに報告された陥没箇所1400件のうち9割近い1220件が下水道管路上部で発生しており、災害査定決定路線上部で500件、それ以外の管路上部で720件であった。道路陥没の多くは管路被害の集中していた信濃川から離れた郊外で起きており、被災の少なかった信濃川沿いの市街地ではほとんど起きていなかった。道路陥没の多くは震災直後に路面異常が見られなかった箇所では起きていたが、一部は路面復旧箇所でも起きていた。(写真-5.9、写真-5.10、写真-5.11)

陥没深さは最大30cm程度、陥没幅は管路の埋戻し幅以下で、陥没は埋戻し部直上で起きていた。また、陥没

箇所の管路の埋設深は1.2~4.0mであり、施工方法は開削工法であった。

陥没箇所から埋戻し土(上層:山砂、下層:川砂)のサンプルを取り、粒度分析を行った結果を表-5.6に示す。埋戻し土の粒度は、道路橋示方書⁷⁾の中で示された液状化の可能性のある土質条件を満たしていた。

3.6 半年後に発生した道路陥没に関する考察

震災から半年後に発生した今回の道路陥没の多くは、震災時に下水道管路被害が大きかった郊外で発生していた。このため、下水道管路被害箇所と同様に図-5.3で示したように埋戻し土が液状化後に体積収縮をおこし、地下に空洞が生じ、時期をおいて陥没が起きたと考えられる。

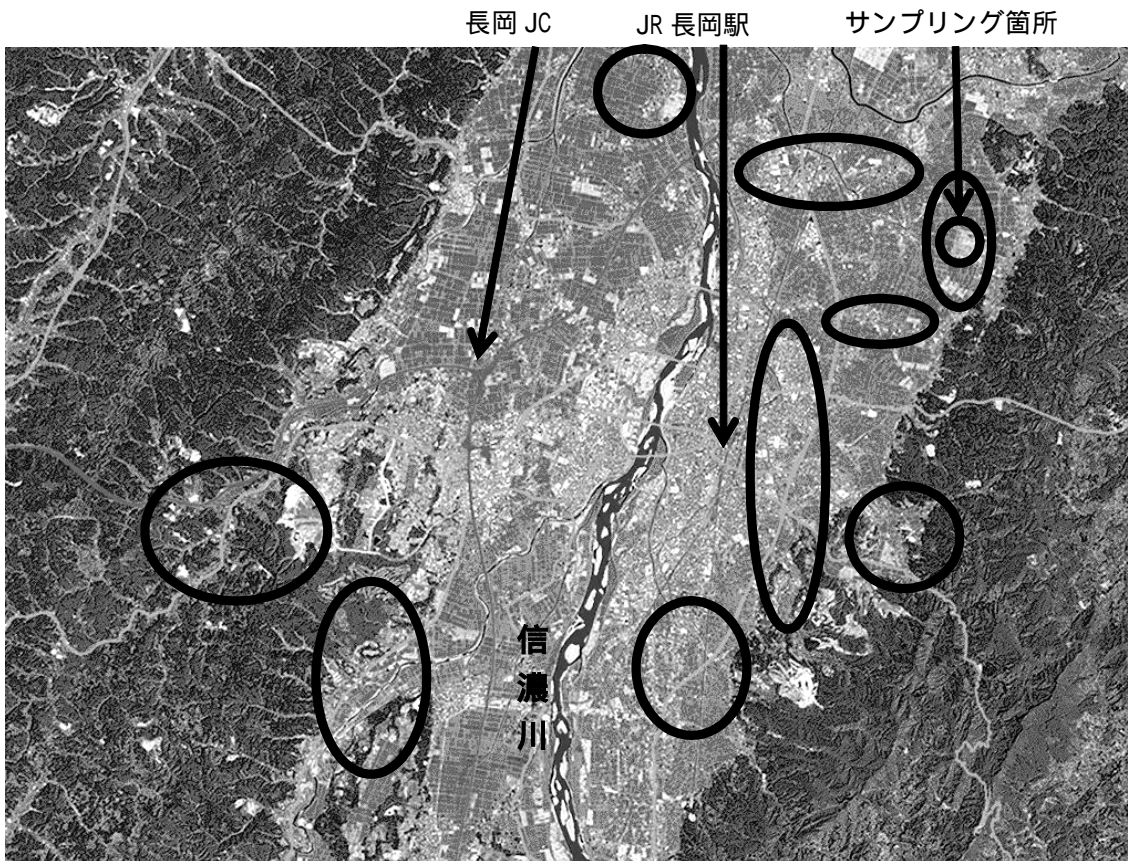


図-5.10 旧長岡市内の道路陥没箇所の分布
(黒線で囲まれた地域が陥没多発地域)

表-5.6 粒度分析結果

	山砂	川砂	液状化する可能性のある土質条件
細粒分含有率FC	9.80%	3.90%	35%以下(注)
平均粒径D50	0.46mm	0.42mm	10mm以下
平均粒径D10	0.08mm	0.17mm	1mm以下

注 35%以下またはFCが35%を超えても塑性指数I_pが15以下の土層

4. 下水処理場

4.1 下水処理場の被災後の応急復旧に関する調査概要

新潟県中越地震により魚野川流域下水道堀之内浄化センター（以下、浄化センター）が被災し、通常の下水処理が困難となったため、簡易処理による仮復旧が行われた。新潟県の要請により、国総研下水処理研究室及び土研リサイクルチームは、仮復旧対策として設置された仮設処理施設に係る現地調査を実施した。

(1) 堀之内浄化センターの被災への主な対応

国土交通省北陸地方整備局、新潟県等から提供された情報では、以下の通りであった。

浄化センターの被災確認直後より、新潟県の下水道担当部局と環境部局、国土交通省北陸地方整備局が連携し、水質管理について対応した。浄化センターの被災により、浄化センターにおける通常の下水処理機能が失われたため、以下の仮復旧対応を行った。また、降雪が予想される 11 月末を目途に通常の処理水準までの機能回復をめざした本復旧を進めた。（写真-5.12～5.15）

- ・ 仮設沈殿池等を設置し、10 月 30 日の夜から使用した。
- ・ 仮設沈殿池等における汚泥等の管理を実施した。
- ・ 流入下水が仮設沈殿池への水路に流入した直後に高分子系凝集剤を 3ppm 相当量添加した。
- ・ 消毒剤として固形塩素剤（有効塩素 70%以上）を 3,000g/3hr 添加した。また、11 月 2 週目頃からは、固形塩素剤に加え、本施設の次亜塩素酸ナトリウム添加施設を使用し、仮設塩素混和池流入前に次亜塩素酸ナトリウムを 1.6L/hr で添加した。

(2) 堀之内浄化センターにおける仮設処理施設の下水処理状況調査方法

1) 調査工程

調査工程は以下の通りである。

2004.11.12

- 13:00～13:30 聞き取り調査（状況概略説明）
- 13:30～15:00 現場にて聞き取り調査
- 15:00～16:30 仮設処理施設堆積汚泥量調査

2004.11.13

- 9:00～9:30 打合せおよび情報収集
- 9:30～10:30 水質調査用試料採取
- 10:30～11:00 試料調製
（帰所）
- 15:30 水質分析開始

2) 仮設処理施設堆積汚泥量調査

仮設処理施設の管理状況の把握のため、仮設処理施設での汚泥の堆積状況を調査した。

調査箇所は、仮設沈殿池、仮設塩素混和池とした（図-5.11 参照）。調査には汚泥界面計を用い、汚泥界面および沈殿池底までの水深を測定した。

3) 水質調査

仮設処理施設における水処理状況の把握のため、水質調査を実施した。

採水箇所を図-5.11、表-5.7 に示す。また、分析項目と分析方法を表-5.8 に示す。

4.2 下水処理場に関する調査結果

浄化センターの仮設処理施設の処理状況を調査したところ以下の通りであった。

(1) 仮設処理施設堆積汚泥量調査結果

仮設処理施設での汚泥堆積状況は以下のとおりであった。

- ・ 仮設沈殿池の水深は約 2m で、汚泥は 20cm 程度堆積していた。
- ・ 仮設塩素混和池の水深は約 1m で、汚泥は 10cm 程度堆積していた。

(2) 水質調査結果

水質調査の結果を表-5.9 に示す。

4.3 下水処理場に関する調査の分析・考察

(1) 仮設沈殿池と仮設塩素混和池の能力

新潟県から提供された実下水流入量等を用い、仮設沈殿池の滞留時間（以下 HRT）、水面積負荷、仮設塩素混和池の HRT を算出することとした。算出に用いた沈殿池の寸法を図-5.12 に示す。沈殿池の側面には勾配があるが、勾配がないものと仮定した。流入下水は浄化センターの流量計の上流で地表に漏出していて流量が測定できなかったため、浄化センターの上流で流入下水が全て通る竜光ポンプ場の揚水量で代用した。調査日付近の竜光ポンプ場揚水量の推移を図-5.13 に示す。流入下水量には、調査日付近の平均的な水量である 10,000m³/d を用いた。算出結果を表-5.10 に示す。仮設処理施設の HRT、水面積負荷は、一般的な値と比較して安全側の値となった。

(2) 仮設処理施設での処理状況と復旧の考え方

堆積汚泥量調査により、仮設処理施設の汚泥堆積厚は 10～20cm 程度であったことから、比較的良好に管理されていると思われた。

今回の水質調査では、放流口における残留塩素濃度

は2mg/L程度、大腸菌群数は3,000個/mL以下であった。また、新潟県の報告によると放流先の河川の水質は河川環境水質（魚野川下流の環境基準値 BOD 2mg/L）を満足しており、簡易処理放流による特段の汚染は観測されていないとのことであった。以上より、浄化センターで仮復旧として実施されている簡易処理は、水質面から見て問題点は見当たらなかった。

地震等の不可避的な要因による処理場の機能停止においては、関係部局との緊密な連携の下、仮復旧及び早急な本復旧という二段階での対策が必要である。

仮復旧においては、衛生学的観点から放流先の安全

性を確保することが重要である。その上で、本復旧においては、通常の下処理機能を回復することが求められる。

今回の浄化センターの被災では、関係部局との連携を取りつつ、仮復旧が行われたと報告されている。今回の調査では、仮設処理施設での処理に関し、特段の問題点は見あたらなかった。また、12月10日に本復旧したと報告されている。今後も、今回のような緊急時には関係部局との緊密な連携を取りつつ、仮復旧、本復旧をすすめるべきである。

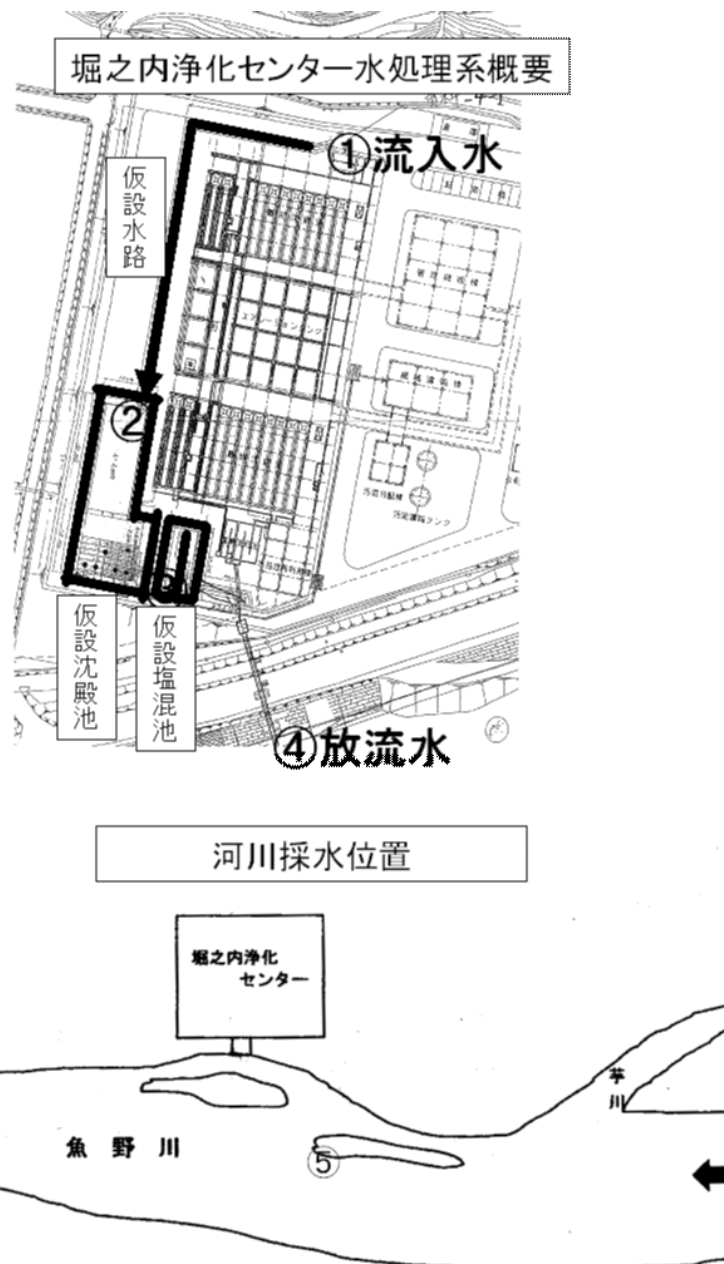


図-5.11 堀之内浄化センター水処理系の概略と採水箇所

表-5.7 採水箇所と分析項目

採水箇所	項目
流入下水(凝集剤添加前)	水温、pH、SS、BOD ₅ 、COD、TOC、NH ₄ -N、大腸菌群等、クリプトスポリジウム
仮設沈殿池前(凝集剤添加後)	水温、pH、SS、BOD ₅ 、COD、TOC、NH ₄ -N、大腸菌群等
仮設沈殿池後・仮設塩素混和池前	水温、pH、SS、BOD ₅ 、COD、TOC、NH ₄ -N、大腸菌群等
放流口	水温、pH、SS、BOD ₅ 、COD、TOC、NH ₄ -N、大腸菌群等、クリプトスポリジウム、残留塩素
放流口よりやや上流の河川水	水温、pH、SS、BOD ₅ 、COD、TOC、NH ₄ -N、大腸菌群等、クリプトスポリジウム

表-5.8 分析方法

測定項目	分析方法	備考
pH(水温)	ガラス電極法	現地
SS	ガラス繊維ろ紙法	
BOD ₅	ウインクラーアジ化ナトリウム変法	
T-COD _{Mn} 、D-COD _{Mn}	100 における過マンガン酸カリウムによる酸素要求量	
T-COD _{Cr} 、D-COD _{Cr}	簡易分析計による吸光光度法(Hach 社)	
D-TOC	TOC 分析計(島津 TOC5000A)	
NH ₄ -N	インドフェノール青吸光光度法	酸固定
大腸菌群	デソキシコール酸塩培地法	チオ硫酸ナトリウムで中和
大腸菌	特定酵素基質培地法(クロモカルト寒天培地・メルク社)	
クリプトスポリジウム	検鏡法(メンブレンフィルター濃縮、免疫磁気ビーズ精製、メンブレンフィルター直接染色)	
残留塩素(結合、遊離)	ジエチル-p-フェニレンジアミン法(Hach 社)	現地

表-5.9 水質調査結果

	水温 ()	pH (-)	SS (mg/L)	BOD ₅ (mg/L)	T-COD _{Mn} (mg/L)	D-COD _{Mn} (mg/L)	T-COD _{Cr} (mg/L)	D-COD _{Cr} (mg/L)	D-TOC (mg/L)	NH ₄ -N (mg/L)
流入下水	16.0	7.2	171	117	75	24	303	64	28	23.3
沈殿池直前	15.4	7.3	152	110	57	21	270	71	29	23.2
沈殿池直後	15.9	6.7	42	42	28	14	80	37	18	14.2
放流水	15.2	7.1	73	32	33	14	181	60	26	13.3
上流の河川水	10.7	6.8	599	1.0	14	2	38	<15	2.6	0.07

* 4での残留塩素は、全塩素 2.09mg/L、遊離塩素 0.54mg/Lであった。(Hach 簡易法)

	大腸菌群数 (CFU/mL)	大腸菌数 (CFU/mL)	クリプトスポリジウム
流入下水	643,000	67,000	0(個/200mL)
沈殿池直前	390,000	87,000	-
沈殿池直後	343,000	25,300	-
放流水	78	7	0(個/400mL)
上流の河川水	196	1	0(個/10L)

表-5.10 仮設処理施設の能力

		仮設処理施設	(参考) 一般的な値
仮設沈殿池	HRT (hr)	3.2	1.5
	水面積負荷 (m ³ /d/m ²)	13	35 ~ 70
	有効水深 (m)	1.5 ~ 2.0	2.5 ~ 4.0
仮設塩素混和池	HRT (min)	26	15以上

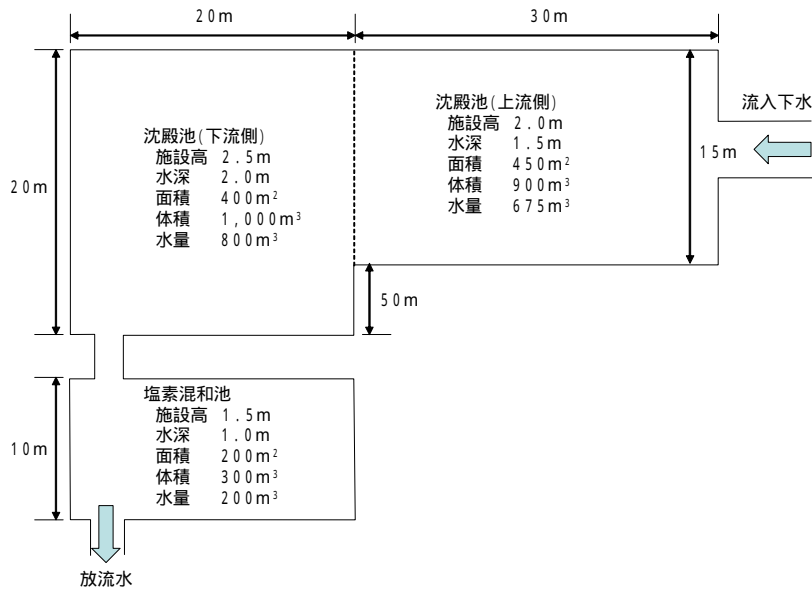


図-5.12 仮設処理施設の寸法

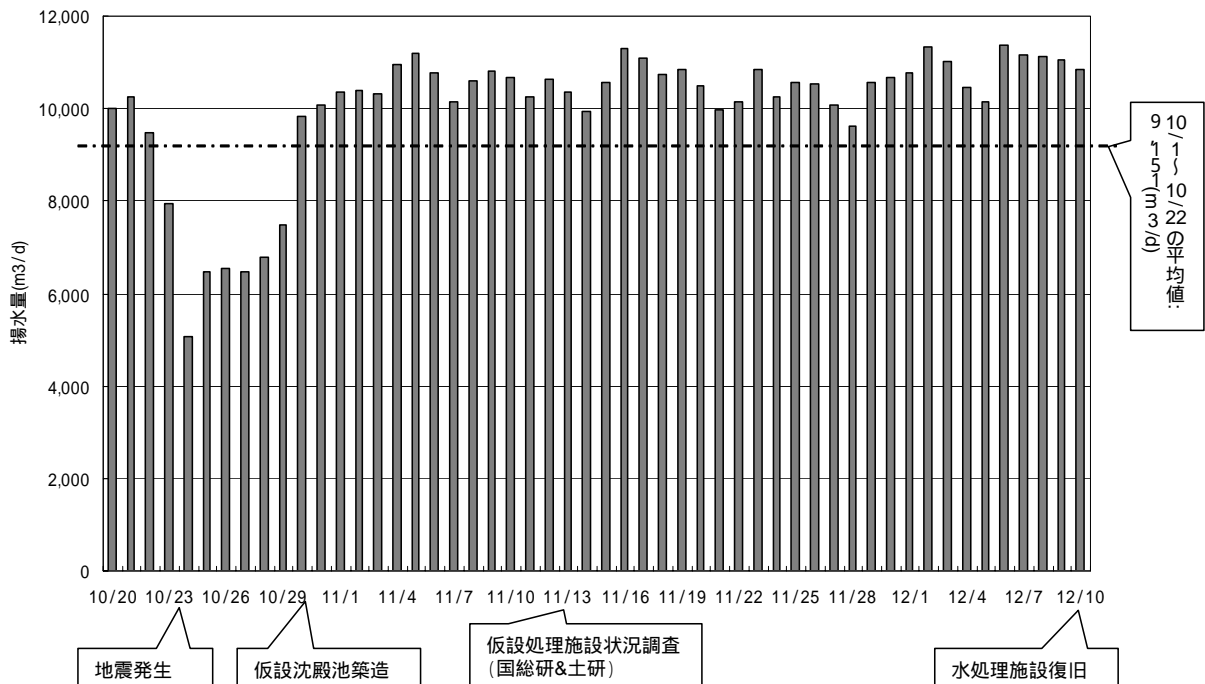


図-5.13 竜光ポンプ場揚水量

(新潟県下水道課提供)

5. まとめ

今回の地震により、下水道施設には平成7年兵庫県南部地震以来の大きな被害が発生し、新潟県のとりまとめによると、下水道施設全体の災害査定総額は、約183億円に達した。国土交通省下水道部では、新潟県の要請を受け、下水道施設に甚大な被害が発生した新潟県内の市町村の早期復旧を支援するため、平成16年11月27日新潟県中越地震下水道災害復旧支援本部（以下、支援本部という）を設置した。支援本部は、被災自治体である新潟県を筆頭に、国土交通省、都道府県、政令指定都市及び関連団体等で構成されており、被災箇所の復旧に向けた被災状況調査、応急復旧、ならびに災害査定をはじめとする本格復旧に向けた対応を行った。全世帯の下水道がおよそ1ヶ月で使用可能になり、マンホールの応急復旧が約2ヶ月で完了した。今回の広域的な早期の復旧支援の確立を好例とし、緊急時の支援体制を確立しておくことが有効であると考えられる。また、管路の蛇行、道路陥没を未然に防ぐために埋戻し部の液状化対策が重要であると考えられる。

謝 辞

現地調査においては、北陸地方整備局建政部、新潟県、長岡市、小千谷市、川口市、堀之内町の関係各位に便宜を図っていただいた。ここに記して、感謝の意を表する。

おわりに

本文は中越地震被害に係わる現地調査概要⁸⁾に修正加筆したものである。また、市町村名は平成16年11月時点での名称を使用している。

参考文献

- 1) 下水道協会：平成15年度版下水道統計、2005
- 2) 新潟県土木部都市局下水道課：新潟県の下水道、2001
- 3) 加藤 裕之、藤生 和也、行方 馨：平成16年新潟県中越地震による下水道管路施設の被害、下水道協会誌、Vol.42、No.507、pp.64-69、2005
- 4) 佐藤 洋行：平成16年新潟県中越地震による下水処理場の被害状況、下水道協会誌、Vol.42、No.507、pp.70-74、2005
- 5) 建設省土木研究所：釧路沖地震により浮上した下水道マンホールの調査、土木研究所資料、第3275号、1995
- 6) 行方 馨、田村 敬一、石原 雅規：十勝沖地震に

よる下水道施設の被害状況、第41回下水道研究発表会講演集、pp.708-710、2004

- 7) 日本道路協会：道路橋示方書（耐震設計編）・同解説、平成8年12月、pp.121-125、1996
- 8) 国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所：平成16年(2004)年新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要、国総研資料第248号、pp.59-70、2005



写真-5.1 水処理施設のひび割れ



写真-5.2 流入管渠破断による下水の漏水



写真-5.3 管路埋設路線上の地盤沈下
(小千谷市)



写真-5.4 マンホールの浮上がり
(小千谷市)



写真-5.5 アスファルトの割れ目からの噴砂
(小千谷市)



写真-5.6 マンホールの躯体のズレ
(旧堀之内町)



写真-5.7 マンホールと管渠の接合部のズレ
(旧長岡市)



写真-5.8 マンホール内の滞水状況
(旧堀之内町)



写真-5.9 マンホール付近の陥没
(旧長岡市)



写真-5.10 管路上の陥没
(旧長岡市)



写真-5.11 アスファルト舗装下の空洞
(旧長岡市)



写真-5.12 仮設管渠からの流入
(堀之内浄化センター)



写真-5.13 仮設沈殿池
(堀之内浄化センター)



写真-5.14 汚泥引き抜き作業
(堀之内浄化センター)



写真-5.15 固形塩素の供給
(堀之内浄化センター)

第6編 河川施設

杉田 秀樹^{*1}

石原 雅規^{*2}

田村 敬一^{*3}

by Dr. Hideki Sugita
Masanori Ishihara
and
Dr. Keiichi Tamura

細目次

1 . 概 要	3
2 . 被害と原因	3
2.1 被害の分布	3
2.2 信濃川右岸堤防2.0km付近（長岡市中条地先）	11
2.3 信濃川左岸堤防4.5km付近（長岡市本与板地先）	12
2.4 信濃川右岸堤防6.5km付近（長岡市長呂地先）	12
2.5 信濃川右岸堤防29.3km付近（長岡市三俵野地先）	13
2.6 信濃川30.0km妙見堰（長岡市妙見）	14
2.7 信濃川左岸堤防32.3km付近（小千谷市千谷地先）	17
2.8 その他の被害	17
3 . 復 旧	17
3.1 概 要	17
3.2 信濃川右岸堤防2.0km付近（長岡市中条地先）	17
3.3 信濃川左岸堤防4.5km付近（長岡市本与板地先）	18
3.4 信濃川右岸堤防29.3km付近（長岡市三俵野地先）	18
3.5 信濃川30.0km妙見堰（長岡市妙見）	18
4 . まとめ	19
謝 辞	19
参考文献	19

*1 土木研究所耐震研究グループ（振動）上席研究員、工博

*2 土木研究所耐震研究グループ（振動）研究員

*3 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震災害研究官、工博

1. 概要

直轄河川では信濃川水系信濃川及び魚野川、信濃川水系信濃川下流、また、補助河川では5水系146支川において被害が報告されている。河川堤防や樋門・堰等の河川構造物の主要な被害は、震源近傍の小千谷市から大河津分水路河口までの信濃川中下流域に多い。

直轄河川においては、合計185箇所の被害が報告されている。被害箇所の内訳は、堤防・護岸等の亀裂が147箇所（79%）と多数を占め、堤体の沈下やのり面崩壊が27箇所（15%）、樋門・堰等の河川構造物の被害が11箇所（6%）であり、被害パターンの発生傾向は既往の地震被害に類似している。長岡市中条、本与板、長呂地先の3箇所の延長合計約900mの間では、液状化に起因し比較的大きな沈下が生じた。また、特徴的な被害としては、長岡市三俵野地先ののり面崩壊や、妙見堰の門柱（RC）コンクリートが剥落し鉄筋が露出するなどの被害が挙げられる。

2. 被害と原因

2.1 被害の分布

河川堤防等の被害分布を図-6.1に、被害箇所数を表-6.1に示す。小千谷市～十日町市の信濃川や魚野川の被害箇所の多くは、通常の維持補修によって本復旧が可能な被害である。一方、より下流に位置する小千谷市～長岡市の被害箇所は、それぞれの延長も長く、長岡市中条、本与板、長呂地先のように液状化により大きく沈下した区間や、長岡市三俵野地先ののり面崩壊のように著しい被害が多い。

北陸地方整備局信濃川河川事務所における災害復旧事業の全対象箇所の位置、被害状況、復旧方法を表-6.2に示す。小千谷市より上流の災害復旧事業は、中・下流部に比べ少ない。

表-6.2に示す信濃川の災害復旧箇所のうち、堤防本体の被害について、復旧方法に着目し、以下の3種類に分類した。

- 1) 仮設を伴わない切返し
- 2) 二重矢板締切りなどの仮設を伴う切返し
- 3) 地盤改良などの耐震対策と二重矢板締切りなどの仮設を伴う切返し

1) の主な被害は、計画高水位に達しない深さの比較的軽微な縦断亀裂である。2) の主な被害は、計画高水位に達するような深い縦断亀裂や、複数の縦断亀裂やのり面すべりなどにより堤体の多くの範囲が損傷する被害である。3) の主な被害は、基礎地盤等の液状化などに起因する大きな沈下である。1) ほど軽微

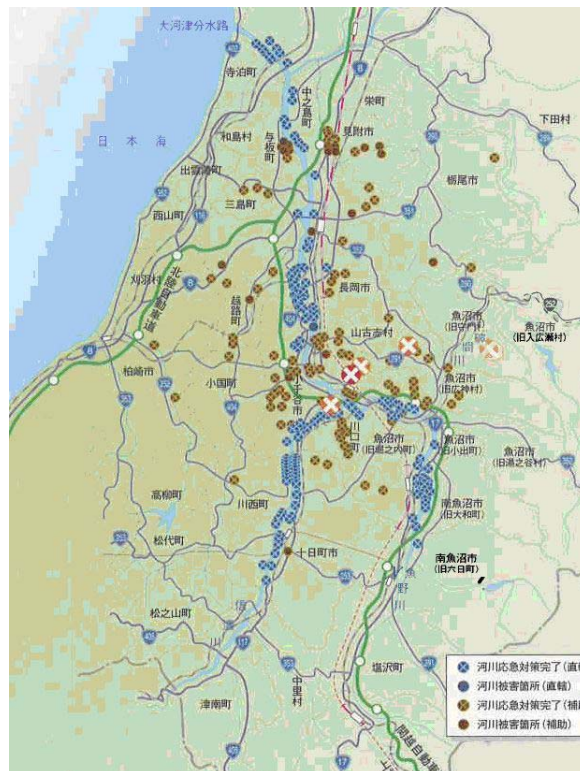


図-6.1 河川堤防等の被害分布³⁾

表-6.1 河川施設の被害箇所数¹⁾

【直轄河川】

水系	河川	被害箇所				
		亀裂	沈下	法面崩壊	水門等施設	計
信濃川	信濃川下流	1	0	0	0	1
	信濃川	101	18	1	6	126
	魚野川	45	6	2	5	58
合計(1水系3河川)		147	24	3	11	185

【補助河川】

河川被害	堤防・護岸の亀裂等	河川埋塞	合計
新潟県 (5水系146河川)	278	147	425

な被害、3) ほど著しい被害である。

表-6.2に示す信濃川の災害復旧箇所のうち、堤防本体の被害について上記分類にしたがって整理した結果を図-6.2に示す。まず、堤防の被害が著しく多いのが20km～30kmの範囲（右岸は長岡市の南部、左岸は長岡市（旧越路町）及び小千谷市北部）であり、左右岸の延長が約10km、約50%の被害率であった。延長は長大

表-6.2 直轄河川災害復旧事業箇所（その1）

信濃川	長岡市真野代新田 ～中条地先	右岸	1.0 k+ 00m	～	1.5 k+200m	690	堤防天端に縦断亀裂。	堤防天端付近の切返し	A,B,E,F,G(噴砂、 高水護岸、遮水矢 板)
		右岸	1.5 k+200m	～	2.0 k+200m	450	堤防天端に縦断亀裂が生じ、川表側の のり肩が沈下し、のり面がはらみ出し た。沈下量は、最大60cm程度であっ た。のり尻の遮水矢板、のり面下部の 護岸も損傷した。	二重矢板締切り堤防を仮設し、全断面 切返し。液状化層はサンドコンパク シヨンプイル工法により改良。のり面 は緩傾斜化し、遮水矢板は再度打設。	
信濃川	長岡市本与板地先	右岸	2.0 k+200m	～	2.5 k- 27m	282	堤防天端に縦断亀裂。背割り堤区間。	堤防天端付近の切返し	A,B,C,E,F,G(噴 砂、目黒川側の遮 水矢板と護岸)
		左岸	4.0 k- 20m	～	4.0 k+300m	320	堤防天端に縦断亀裂が生じた。また、 堤内側(目黒川)の遮水矢板が前傾 し、護岸も損傷した。	堤防天端付近の切返し	
信濃川	長岡市本与板地先	左岸	4.5 k- 75m	～	4.5 k+334m	344	堤防天端に縦断亀裂が生じた。天端の かなりの部分が全体的に沈下し、川側 ののり面がはらみ出した。沈下量は、 最大1.2m程度である。また、堤内側 (目黒川)の遮水矢板が前傾し、護岸 も損傷した。	二重矢板締切り堤防を仮設し、全断面 切返しを行う。粘土層上の砂層に対 し、表層安定処理を行う。	A,B,C,E,F,G(噴 砂、目黒川側の遮 水矢板と護岸)
		左岸	4.0 k+300m	～	4.5 k- 75m	225	堤防天端と小段に縦断亀裂が生じ、の り肩付近が沈下した。	堤防付近及びびのり面を切返し。腹付け 盛土を仮設。	
信濃川	長岡市季崎地先	左岸	6.5 k-290m	～	6.5 k-120m	170	堤防天端に縦断亀裂が生じ、全体的に 沈下した。沈下量は最大30cm程度で あった。	堤防天端周辺の切返し	A,B,C,G(噴砂)
		左岸	6.5 k- 70m	～	6.5 k+ 70m	140	堤防天端に縦断亀裂が生じた。	堤防天端付近の切返し	
信濃川	長岡市長呂地先	右岸	6.0 k+215m	～	6.0 k+360m	145	堤防天端に縦断亀裂が生じた。	堤防天端付近の切返し	A,B,C,E
		右岸	6.0 k+360m	～	6.5 k+140m	220	約50mの区間では大きく天端が陥没 し、最大1.1m程度の沈下量であった。 小段やのり面にも亀裂やはらみ出しが 生じた。	二重矢板締切りを仮設し、表層の液状 化層には、表層安定処理工法による対 策を実施。盛土は全断面切返し。	
信濃川	長岡市下々条地先	右岸	6.5 k+140m	～	7.0k-100m	155	堤防天端に縦断亀裂が生じ、一部の区 間で、のり肩付近に陥没も生じた。	堤防天端付近の切返し	G(取付護岸)
		右岸	12.5k+ 70m	～	12.5k+170m	100	下々条排水樋管の取付護岸(コンク リートブロック張)が損傷した。		
信濃川	長岡市中島地先	右岸	17.5k-115m	～	17.5k- 15m	100	低水護岸(コンクリートブロック張) が損傷した。		G(低水護岸)

被災区分A：縦断亀裂（HWLに達しないもの）、B：縦断亀裂（HWLに達するもの）、C：横断亀裂（HWLに達しないもの）、D：横断亀裂（HWLに達するもの）、E：すべり崩壊（はらみ出し）、F：沈下（基礎地盤）、G：その他（噴砂等）

表-6.2 直轄河川災害復旧事業箇所（その2）

河川名	箇所名	キロポスト	延長(m)	被害状況	復旧特記事項	被災区分
信濃川	長岡市山田町地先	右岸 18.0k+100m ~ 18.0k+150m	50	堤内側のり面がはらみ出した。のり尻が数十cm移動した。	のり面切返し	A, C, E
信濃川	長岡市草生津 ~ 大宮地先	右岸 18.25k-80m ~ 19.5k-40m	1530	堤防天端に縦断亀裂が生じた。	堤防天端周辺の切返し	A
信濃川	長岡市水梨地先	右岸 20.5k+50m ~ 20.75k+80m	240	堤防天端に縦断亀裂が生じた。	堤防天端周辺の切返し	A
信濃川	長岡市南陽 ~ 前島地先	右岸 22.0k-120m ~ 23.25k+90m	1470	堤防天端に縦断亀裂が生じた。	堤防天端周辺の切返し	A
		右岸 24.5k-50m ~ 25.75k-30m	1240	堤防天端に縦断亀裂が生じた。	堤防天端周辺の切返し	
		右岸 25.75k-30m ~ 27.25k+50m	1600	堤防天端に複数の縦断亀裂が生じた。	堤防天端周辺の切返し	
		右岸 27.25k+50m ~ 28.25k+190m	1060	堤防天端のり肩付近に亀裂及び陥没が生じた。	堤防天端周辺の切返し	
		右岸 28.25k+190m ~ 29.0k+100m	805	堤防天端のり肩付近に段差、堤内側のり面にはらみ出しが生じた。	のり面切返し	
信濃川	長岡市浦 ~ 三俵野地先	右岸 29.0k+100m ~ 29.25k+0m	150	堤防天端を約半分含め、堤内側のり面がすべり崩壊した。	堤防天端、のり面切返し	A, C, E
		右岸 29.25k+0m ~ 29.5k-140m	110	堤防天端に縦断亀裂が生じた。一部の区間で、のり肩に陥没が生じた。	堤防天端周辺の切返し	
		右岸 29.5k-140m ~ 29.5k-53m	85	堤防天端堤外側のり肩付近に亀裂及び陥没し、のり面がはらみ出した。のり面の護岸（コンクリートブロック張）も損傷。	のり面切返し	

表-6.2 直轄河川災害復旧事業箇所（その3）

河川名	箇所名	キロポスト	延長(m)	被害状況	復旧特記事項	被災区分
信濃川	長岡市釜が島 ～小千谷市五辺地先	左岸 25.5k+ 95m ~ 25.75k+125m	274	堤防天端に縦断亀裂が生じた。	堤防天端付近の切返し	A, C, E
		左岸 25.75k+125m ~ 25.75k+200m	75	堤防天端に複数の縦断亀裂が生じた。沈下量は、最大40cm程度であった。	川側に盛土を仮設し、堤防半断面切返しを行う。	
		左岸 25.75k+200m ~ 26.25k+150m	416	堤防天端に縦断亀裂が生じた。	堤防天端付近の切返し	
		左岸 26.25k+150m ~ 26.5 k+ 00m	70	のり面にも大きな亀裂が生じ、最大50cm程度沈下した。	川側に二重矢板締切りを仮設し、ほぼ全断面切返し。	
		左岸 26.5 k+ 00m ~ 26.5 k+200m	200	堤防天端のり肩付近に縦断亀裂が生じた。	堤防天端付近の切返し	
		左岸 26.5 k+200m ~ 26.75k+100m	151	堤防天端に大きな亀裂が生じ、最大80cm程度沈下した。のり面は川側にはらみ出している。	川側に二重矢板締切りを仮設し、半断面切返し。	
		左岸 26.75k+100m ~ 26.75k+275m	175	堤防天端のり肩付近に縦断亀裂が生じた。	堤防天端付近の切返し	
		左岸 26.75k+275m ~ 27.0 k+ 25m	51	堤防天端に複数の縦断亀裂が生じ、最大50cm程度沈下した。	川側に二重矢板締切りを仮設し、全断面切返し。	
		左岸 27.0 k+ 25m ~ 28.5 k+198m	1643	堤防天端に縦断亀裂が生じた。	堤防天端付近の切返し	
		左岸 26.5 k-115m ~ 27.0 k- 15m	515	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		
信濃川	長岡市釜が島地先	右岸 26.75k- 17m ~ 27.0 k+ 13m	195	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	長岡市仲島(上流)地先	右岸 27.25k+ 10m ~ 27.25k+100m	90	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	長岡市三俵野(下流)地先	右岸 29.25k- 80m ~ 29.25k+150m	230	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	長岡市三俵野(上流)地先	右岸 29.5 k+171m ~ 29.5 k+308m	119	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	小千谷市高梨地先	左岸 29.75k-182m ~ 29.75k+ 51m	148	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	長岡市妙見(右岸)地先	右岸 30.0 k- 76m ~ 30.0 k+234m	310	高水護岸(コンクリートブロック張、のり粒ブロック張等)損傷した。	一部の区間において、高水敷に固結工法による地盤改良や、補強土盛土により復旧する。	G(高水護岸)

表-6.2 直轄河川災害復旧事業箇所（その4）

河川名	箇所名	キロポスト	延長(m)	被害状況	復旧特記事項	被災区分
信濃川	長岡市妙見地先	29.75k+ 47m ~ 30.0 k+162m		妙見堰に係わる被害。堰の門柱に亀裂、コンクリートの剥離が生じた。P7、P8の損傷が顕著である。魚道、舟通しのコンクリートにも亀裂が発生し、周辺の高水敷が沈下した。堰の管理棟は、高水護岸の損傷に伴い、沈下・傾斜した。また、マイクログ通信用の鉄塔脚部のアンカーボルトが破断した。	門柱の周りに鉄板巻きつけ補強。管理棟は、基礎地盤に高圧噴射地盤改良を実施。	G(堰、管理棟、魚道等)
信濃川	小千谷市三仏生(下流)地先	左岸 30.25k-145m ~ 30.25k+114m	259	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	小千谷市三仏生(中流)地先	左岸 30.75k+ 66m ~ 30.75k+106m	40	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	小千谷市横渡地先	右岸 31.25k-244m ~ 31.25k+ 13m	197	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	小千谷市三仏生(上流)地先	左岸 31.5 k- 36m ~ 31.5 k+ 20m	56	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	小千谷市千谷地先	左岸 32.25k- 31m ~ 32.25k+ 79m	110	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。茶郷川樋門函体継ぎ手部の間隔が広がり、堤体にも亀裂が発生した。翼壁下流側立壁も損傷した。	函体には止水板を設置。堤体のうち、亀裂が生じた部分の切返し。	G(護岸、樋門)
信濃川	小千谷市ひ生(下流)地先	右岸 32.5 k-248m ~ 32.5 k+ 34m	282	低水護岸(コンクリートブロック張)が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	小千谷市ひ生(上流)地先	右岸 33.0 k- 17m ~ 33.5 k- 4m	513	低水護岸(連結ブロック)がはらみ出した。堤体にも縦断亀裂・陥没が生じた。	護岸の復旧だけでなく、堤体切返し。護岸の頭部にはRCパイルを打設。	A,G(低水護岸)
信濃川	小千谷市千谷川地先	左岸 34.0 k+170m ~ 34.25k+175m	240	高水護岸及び高水敷保護工(平張りコンクリート)が損傷した。		G(護岸)
信濃川	小千谷市元町(下流)地先	左岸 34.25k+200m ~ 34.5 k+ 92m	120	高水護岸が損傷した。		G(高水護岸)
信濃川	小千谷市元町(上流)地先	左岸 34.75k- 98m ~ 34.75k+ 00m	92	高水護岸及び高水敷保護工(平張りコンクリート)が損傷した。山付部分の盛土には、天端に縦断亀裂が生じた。	山付部分では、護岸の復旧だけでなく、盛土も切返し。	A,G(高水護岸)
信濃川	小千谷市西中地先	左岸	336	信濃川から茶郷川への導水管の一部に、浮き上がりによる損傷が生じた。		G(導水管・通信管)

表-6.2 直轄河川災害復旧事業箇所（その5）

河川名	箇所名	キロポスト	延長(m)	被害状況	復旧特記事項	被災区分
信濃川	小千谷市山本地先	左岸 36.0 k-111m ~ 36.0 k+34m	145	低水護岸（コンクリートブロック張）が損傷した。近くのポンプ場の可とう継ぎ手も設計偏心量100mmのところ146mm偏心し、損傷した。		G(低水護岸、可とう継ぎ手)
信濃川	小千谷市上片貝地先	左岸 38.5 k+165m ~ 39.0 k+108m	324	堤防天端に縦断亀裂が生じた。途中約40mの区間では、のり面がすべり崩壊した。	すべり崩壊した区間では、半断面切返し、その他の区間では、天端付近の切返し。	A, B, E
信濃川	川口町西川口地先	右岸 42.0 k-322m ~ 42.0 k+385m	707	魚沼川との合流地点。のり面に亀裂が発生し、亀裂よりのり側の天端が若干沈下した。	堤防天端付近の切返し	A
信濃川	小千谷市川井（下流）地先	右岸 45.0 k-70m ~ 45.0 k+425m	495	高水護岸（コンクリートブロック張）が合計290mにわたって、損傷した。また、延長440mにわたって、堤防天端に縦断亀裂が生じた。	堤防天端付近の切返し	A, G（高水護岸）
信濃川	小千谷市川井（下流）地先	右岸 45.5 k-180m ~ 46.5 k+260m	1340	堤防天端中央に縦断亀裂が生じた。	堤防天端付近の切返し	A
信濃川	小千谷市塩殿地先			道路盛土の崩壊によって盛土の中に埋設していた光ケーブルが損傷した。		G(光ケーブル)
信濃川	小千谷市岩沢地先			道路盛土の崩壊によって盛土の中に埋設していた光ケーブルが損傷した。		G(光ケーブル)
信濃川	小千谷市真人地先	左岸 54.5 k+425m ~ 54.5 k+460m	35	高水護岸（練石積）が損傷した。		G(高水護岸)
信濃川	川西町上新井地先	左岸 63.0 k-20m ~ 63.0 k+40m	60	低水護岸（練石積）が損傷した。		G(低水護岸)
信濃川	十日町市城之古地先	右岸 66.5 k+130m ~ 66.5 k+350m	160	護岸（練石積）が損傷した。		G(護岸)
信濃川	十日町市高島地先	左岸 67.5 k+100m ~ 67.5 k+340m	240	護岸（練石積）が損傷した。		G(護岸)
信濃川	十日町市姿地先	右岸 70.0 k+95m ~ 70.0 k+111m	16	護岸（練石積）が損傷した。	重力式擁壁により復旧	G(護岸)
魚野川	川口町東川口地先	右岸 1.5 k+30m ~ 1.5 k+30m		川口消流雪用水揚水機場の可とう継ぎ手（700）が損傷した。偏心量は45mmであった。		G(可とう継ぎ手)
魚野川	川口町西川口地先	左岸 1.5 k+65m ~ 1.75k+55m	194	堤防天端のり肩付近に縦断亀裂が発生し、のり面が堤内地側にはらみ出した。	堤体半断面切返し、のり尻にふとん管によるドレーン工設置。	B, E

表-6.2 直轄河川災害復旧事業箇所（その6）

河川名	箇所名	キロポスト	延長(m)	被害状況	復旧特記事項	被災区分
魚野川	魚沼市新道島地先	右岸 6.0 k-348m ~ 7.0 k+ 96m	1200	延長が836mにわたり、堤防天端に縦断亀裂が生じ、天端のり肩が部分的に沈下した。また、延長が655mにわたり、護岸が損傷した。	天端付近の切返し	A,G(護岸)
魚野川	魚沼市下島地先	左岸 6.75k- 5m ~ 7.0 k+200m	449	堤内側天端のり肩や小段に縦断亀裂が生じた。一部区間では、小段より下のり面がはらみ出した。	天端の切返し。部分的に小段より下のり面切返し	B,E

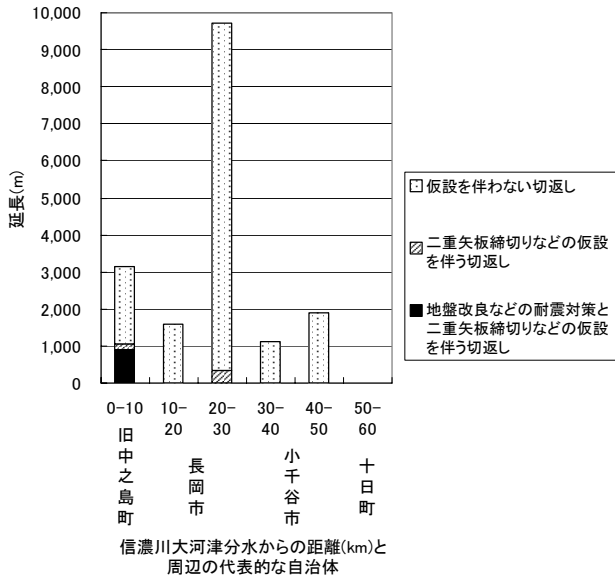


図-6.2 信濃川大河津分水から10kmごと、復旧方法別の延長(データ：北陸地方整備局提供)

であるが、大部分が計画高水位に達しない縦断亀裂等の被害であり、重大な被害は少なかったことがわかる。また、大河津分水から10kmまで(右岸は長岡市旧中之島町及び長岡市北部、左岸は寺泊町、長岡市)は、被害延長は比較的短いものの、本復旧に地盤改良などの震災対策と二重矢板締切りなどの仮設を伴う切返し約3割と突出して高く、著しい変状の発生した区間が多いことがわかる。さらに、震源からの距離は20km~30kmまでと同程度であるにも拘らず、30km~40kmの区

間の被害延長が非常に短いなど、延長にバラツキが見られることも特徴の1つである。

このような被害の傾向は、地盤条件と震度分布(震源からの距離等)、堤防の形状・延長によって概ね説明できると考えられる。

まず、地盤条件であるが、大河津分水から小千谷市までのボーリングデータを図-6.3に示す。大河津分水から10kmの区間では、地下水位以下の数mは液状化する可能性が高く、このために大きな変状を生じた区間の割合が高かったものと考えられる。長岡市中条地先や長岡市長呂地先の被害が代表的な事例である。一方、10kmより上流の地盤条件は、かなり良好であり、液状化の発生はかなり限定的であり、10kmより上流の被害は、主として慣性力によるものであったと考えられる。長岡市三俵野地先の被害が代表例である。

一般に、震源地に近いほど強い慣性力が作用し、慣性力による被害は震源に近いほど多くなる。このため、震源に近い20~30km区間において、被害率が非常に高くなったものと考えられる。また、特に強い震度が記録された地域が、震源から北西方向(震源から下流側)であったことも影響していると考えられる。地盤条件と震度分布を組み合わせると考えれば、0~10km区間の被害が10~20kmの区間よりも多くなることも理解できる。

震源域に位置する30km~40kmの区間の被害が短かったのは、震度分布の方向の影響だけでなく、地盤が良

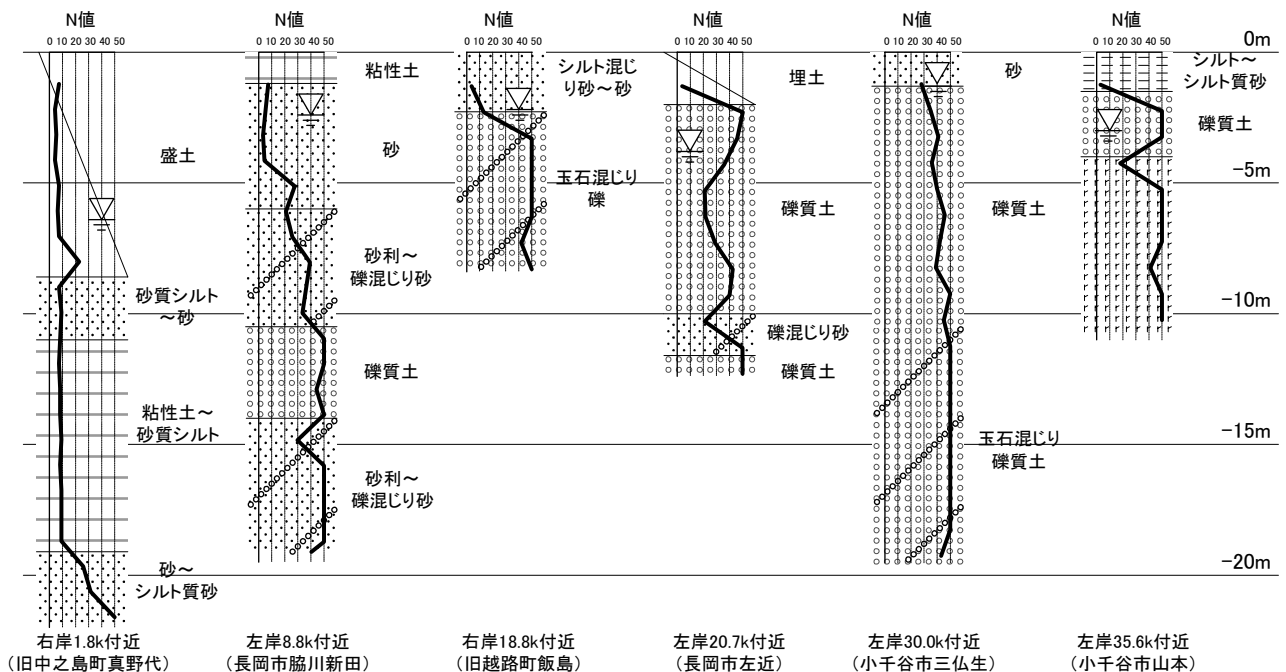


図-6.3 信濃川沿いのボーリング調査結果(データ：北陸地方整備局提供)

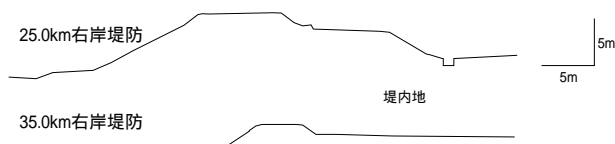


図-6.4 25.0km右岸堤防と35.0km右岸堤防の形状
(データ：北陸地方整備局提供)

好であり、山付き区間が多く堤防の延長が短いこと及び堤内地が比較的高く堤防の規模が小さいことが影響していると考えられる。図-6.4に25.0kmの右岸堤防と35.0kmの右岸堤防を示す。

2.2 信濃川右岸堤防2.0km付近（長岡市中条地先）

写真-6.1に示すように、延長1,500m程度にわたり堤防天端に縦断亀裂が発生した。亀裂深さは最大約2.4mに達しており、亀裂深度が計画高水位に達した区間がかなりの割合を占めた。また、天端の沈下量は最大約60cmであった。川表側ののり面のコンクリートブロック張高水護岸が座屈し、のり尻に設置されていた止水矢板には前傾などの変状が見られた。高水敷が局所的に隆起しており、所々に噴砂痕が確認されている。変状は、主として川表側に集中しており、川裏側に変状はほとんど見られない。



写真-6.1 信濃川右岸堤防2.0km付近（長岡市中条地先）の堤防天端の縦断亀裂と段差（北陸地方整備局撮影）

被災後に実施したボーリング調査結果と被害断面を図-6.5に示す。堤防直下にN値10～20程度の細砂～中砂の層が約6m存在することが明らかとなっていることから、被害の主な要因は、基礎地盤の液状化であると考えられる。液状化しやすいきれいな砂は、天端中央から川表側に分布しており、川裏側ではシルトや粘性土が互層に堆積している。このため、川裏側では液状化が発生しにくく、変状が生じなかったものと考えられる。

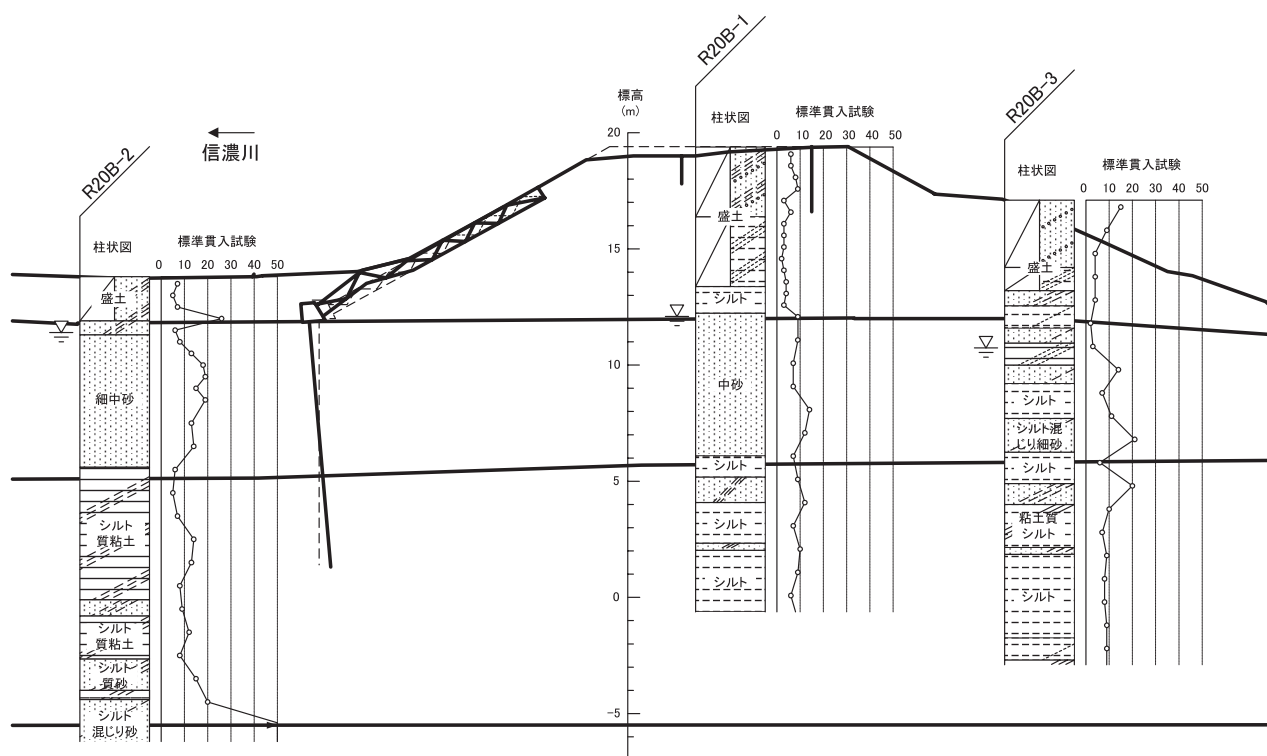


図-6.5 信濃川右岸2.0km付近（長岡市中条地先）の被害断面とボーリング柱状図
(北陸地方整備局データ提供)

2.3 信濃川左岸堤防4.5km付近（長岡市本与板地先）

延長800m程度にわたり、堤防天端に縦断亀裂や陥没などが発生した。4.5km付近では、写真-6.2に示すように、天端に比較的大きな陥没が生じた。堤防天端は両のり肩を残して最大1.2m程度沈下した。堤防天端の沈下量に比べるとのり肩やのり面では大きな変状は認められない。川表側のり面に軽微なはらみ出しが認められるが、のり尻付近の農道には変状は認められない。川表側のり尻に噴砂痕が認められ、堤体下部～基礎地盤の液状化が関与していると推察される。被災後に実施されたボーリング調査結果を図6.6に示す。地下水位が盛土層の下部にまで達しており、盛土層が液状化した可能性が高い。



(a)のり肩を残し堤防天端が陥没



(b)のり肩と天端の段差

写真-6.2 信濃川左岸堤防 4.5km 付近
（長岡市本与板地先）

2.4 信濃川右岸堤防6.5km付近（長岡市長呂地先）

延長500m程度にわたり堤防天端に縦断亀裂が発生した。このうち50m程度では、写真-6.3(a)に示すように、のり肩を残して天端が約80cm陥没した。縦断亀裂や段差が川裏側のり面と小段にも生じた。亀裂深さは最大約2.3m、沈下量は最大約1.1mであった。

被害箇所周辺の高水敷には、写真-6.3(b)に示すよう被災後に実施したボーリング調査により、堤防直下に2m程度の薄い砂層の存在が明らかとなった。特に、川裏側にはN値10以下の砂層が2m強と天端や川表側のり尻に比べ厚く堆積していたため、川裏側の小段に大きな段差や亀裂が生じたものと考えられる。

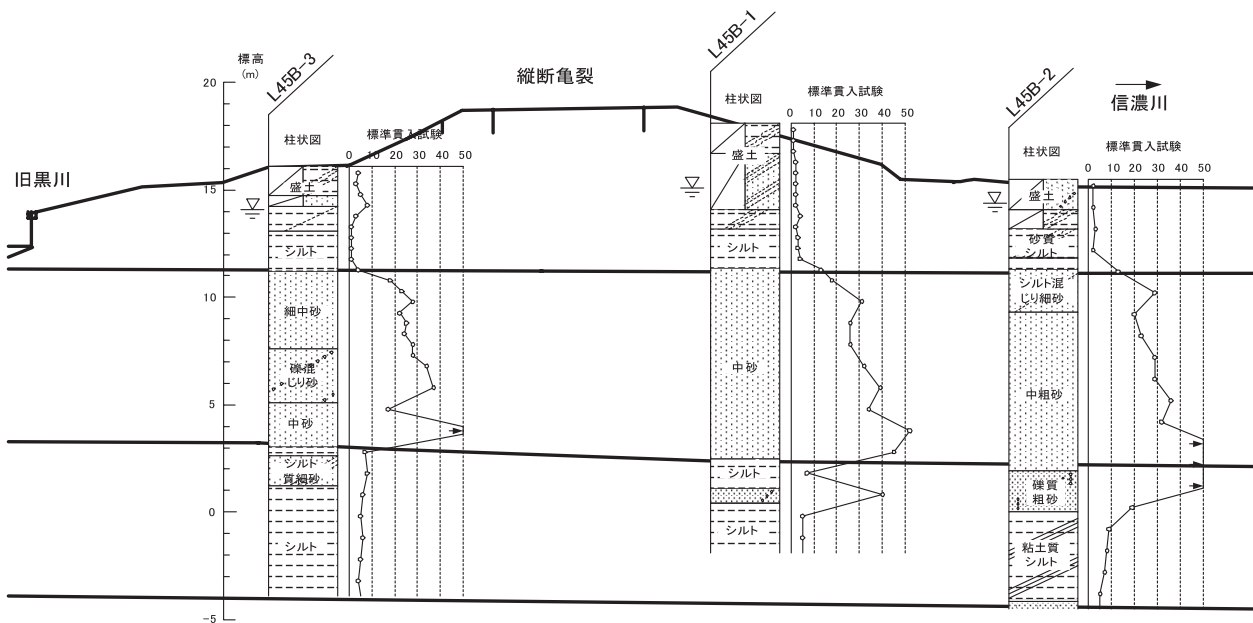


図-6.6 信濃川左岸 4.5km 付近(長岡市本与板地先)の被害断面とボーリング柱状図

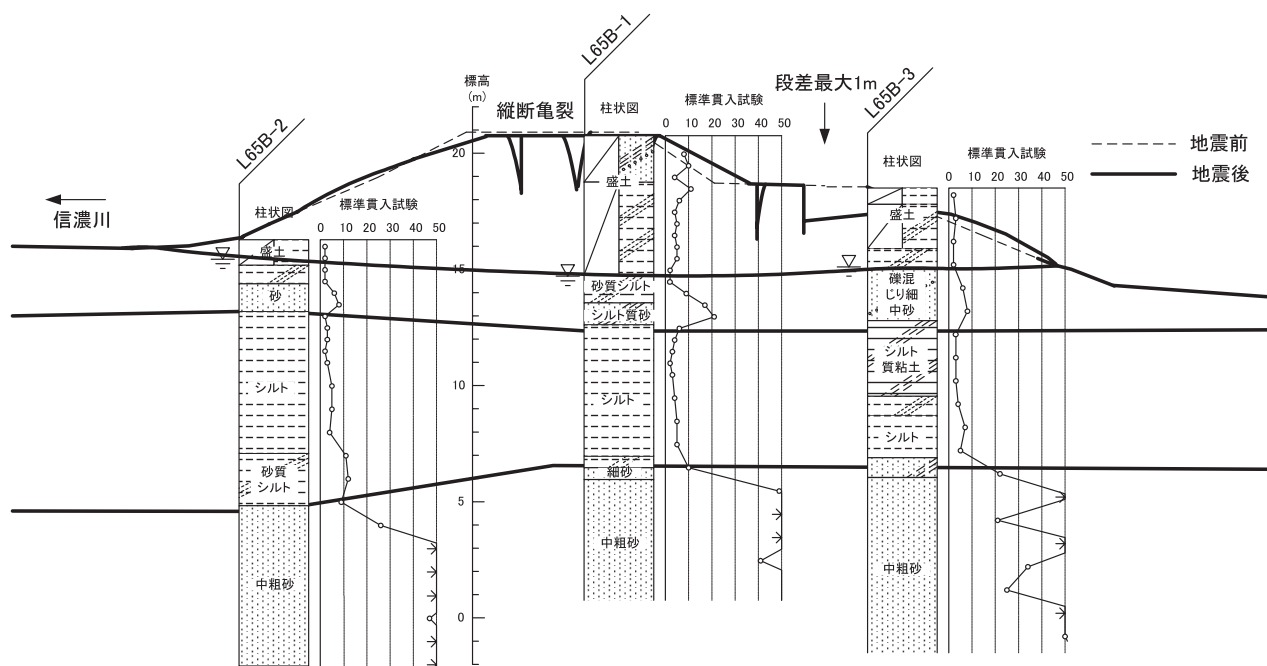


図-6.7 信濃川右岸 6.5km 付近(長岡市長呂地先)の被害断面とボーリング柱状図
(北陸地方整備局データ提供)



(a) 堤防天端の縦断亀裂と段差



(b) 高水敷の噴砂

写真-6.3 信濃川右岸堤防 6.5km 付近
(長岡市長呂地先)

2.5 信濃川右岸堤防29.3km付近(長岡市三俣野地先)

写真-6.4に示すように、天端幅7mのうち3m程度を残して、川裏側のり面が延長約150mにわたって崩壊した。図-6.8に示すように崩壊区間は、24.5km~29.5kmの全長約5,000mに及ぶ被災区間の一部である。被災区間のうち約8割は、天端の縦断亀裂のみの被害である。比較的大きな被害は、28.4kmよりも上流で発生している。崩壊区間の下流側に隣接する28.4km~29.1kmの800mの区間では、天端の川裏側約半分が沈下し、のり面がはらみ出した。崩壊までは至らなかったものの崩壊区間と良く類似した変形状況である。また、崩壊区間の少



写真-6.4 信濃川右岸堤防29.2km付近(長岡市三俣野地先)のすべり崩壊(北陸地方整備局撮影)



写真-6.5 信濃川右岸堤防29.0km付近（長岡市三俵野地先）のすべり崩壊箇所と並行する水路（茂みの向こう側が崩壊した区間）

し上流では、100m弱に渡り、護岸が損傷した。川表側ののり面がはらみ出したことによると考えられる。のり面はらみ出しや崩壊などの比較的被害程度の高い区間には、堤内側のり尻に並行して3面張りの水路がある（写真-6.5参照）。この水路に変状が認められないことから、被害の主たる要因は基礎地盤の液状化ではなく、強い地震動に伴う慣性力の作用によって水路より上部の堤体が変形したものと推察される。しかし、図-6.8に示すように、水路と並行する区間の被害程度がその周辺よりも激しいことから、水路が何らかの影響を与えたものと推察される。

2.6 信濃川30.0km妙見堰（長岡市妙見）

妙見堰は、信濃川の河床安定、農水・上水の取水、JR水力発電放流の逆調整、及び、国道17号の橋梁の架橋を目的として、平成2年に竣工したローラーゲート7門、調節ゲート1門を有する全長524mの可動堰である（図-6.9、写真-6.6参照）。基礎形式は、右岸側のP0～P4の5基の門柱では直接基礎であるが、左岸側のP5～P8の4基の門柱では河床の堆積物が比較厚いためケーソン基礎となっている。

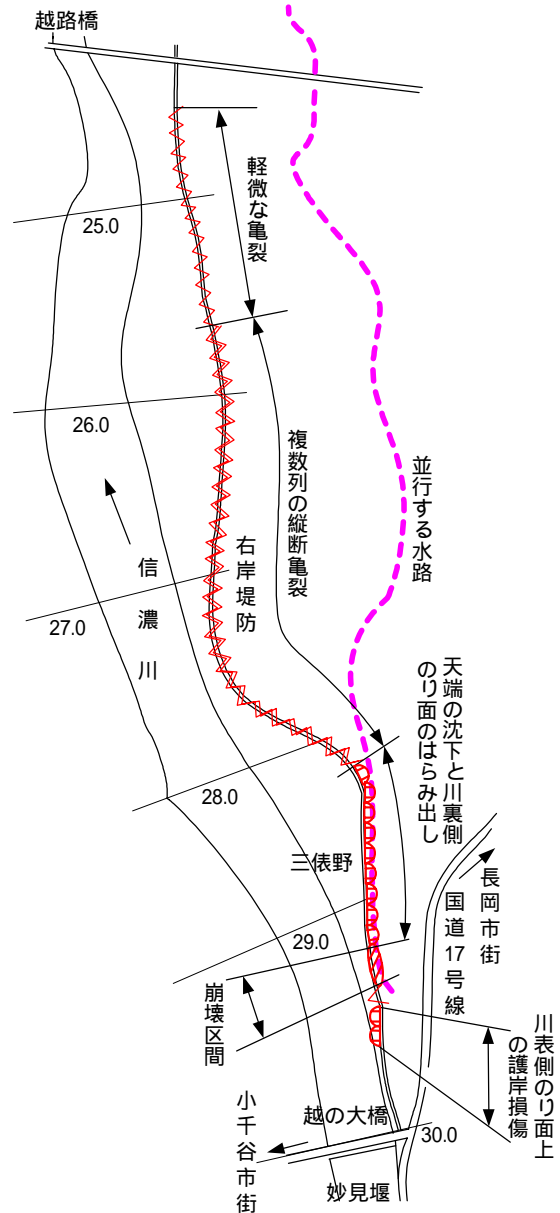


図-6.8 信濃川右岸堤防 24.5km～29.5kmの被害箇所と並行する水路の位置関係

妙見堰本体には、ひび割れ等が生じた。被害程度が比較的大きいのは、左岸側第1ゲート両側の操作室を支える2基の門柱（P7,P8）であり、門柱の基部または

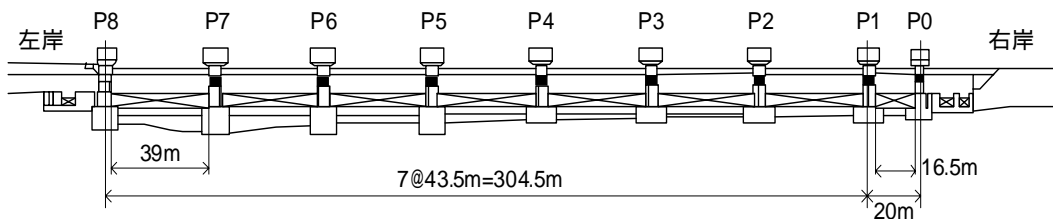


図-6.9 妙見堰一般図

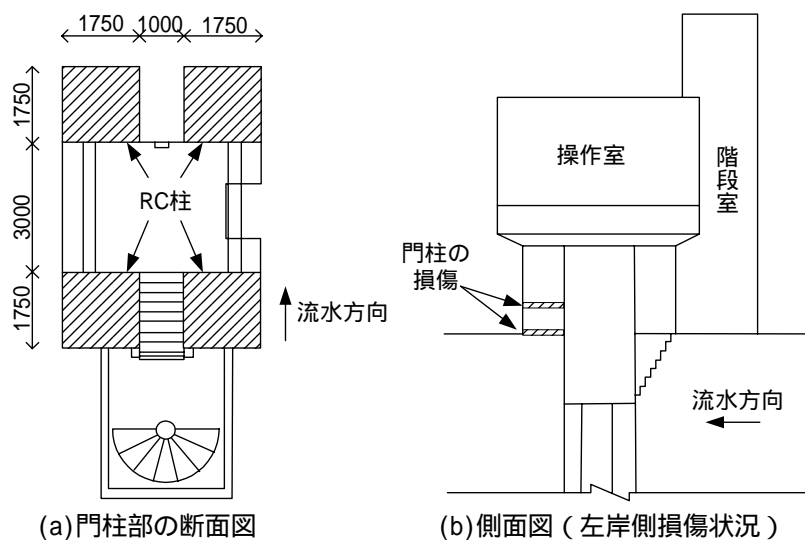


図-6.10 妙見堰 P8



写真-6.6 妙見堰全景（手前がP0）



(a)P7 右岸側（左側が上流）

(b)P8 左岸・下流側
写真-6.7 妙見堰の門柱の損傷

中間部でコンクリートが剥落して鉄筋が露出した（写真-6.7参照）。図-6.10に示すように1つの門柱は4本のRC柱から構成されており、P7及びP8とも下流側の2本の被害程度が比較的大きい。P8では1本の鉄筋が破断している。門柱の残留変位は、被害程度の比較的大きいP7及びP8も含め、2mm以下であった。P7、P8以外にも、P0の堰柱に最大幅1mmのひび割れの発生や、P1～P6の門柱に水平及び斜めひび割れの発生が確認されている。

このような門柱、堰柱の損傷によりゲート操作ができなくなることはなかった。ただし、左岸側第1ゲートは操作盤の転倒により地震後一時操作不能となったが、翌日には復旧し、操作可能となった。

右岸側に立地する妙見堰管理所では建物に亀裂が入り傾斜（写真-6.8参照）するとともに、屋上に設置された通信用鉄塔の基部のアンカーボルトが破断して不



写真-6.8 妙見堰管理所建物の傾斜



写真-6.9 信濃川左岸妙見堰上流の低水護岸の損壊

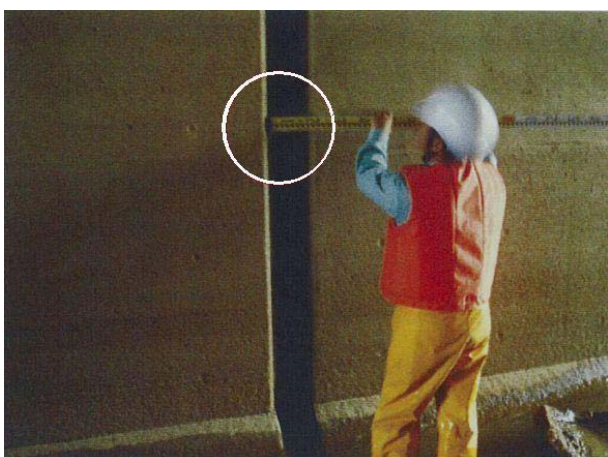


写真-6.10 茶郷川樋門函体継ぎ手部の開き
(北陸地方整備局撮影)



写真-6.11 継ぎ手部上部の盛土に発生した亀裂
(北陸地方整備局撮影)

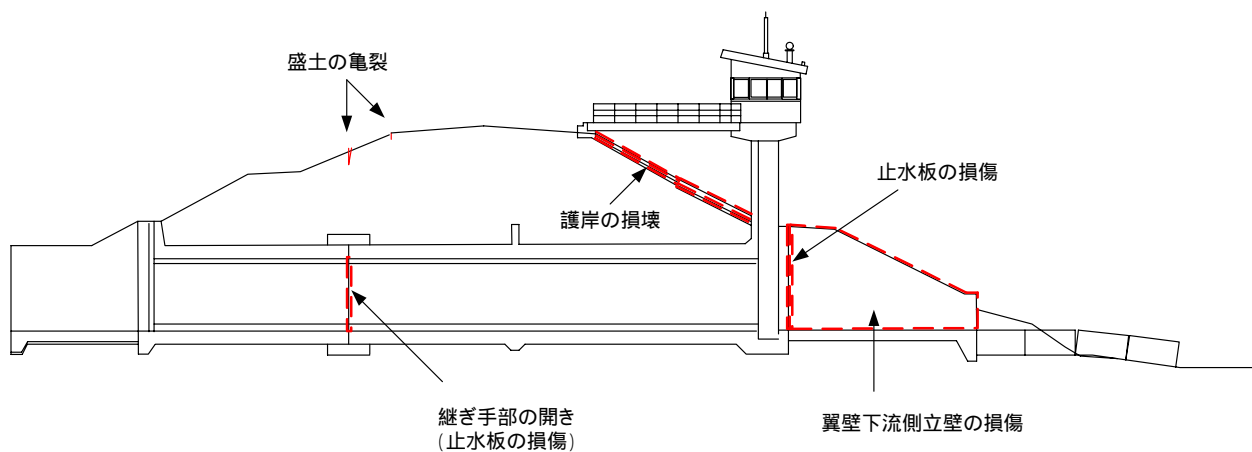


図-6.11 茶郷川樋門の損傷

安定な状態となった。このため、通信用鉄塔を撤去するとともに、管理所建物への立入規制の措置が取られた。なお、管理所の地盤上には強震計が設置されており、加速度が記録されている。本震の最大加速度は1500gal以上であり、非常に強い地震動であったこと

が確認されている。

堰上下流左岸の低水護岸が一部損壊していたが、踏査を行った上流側護岸の陥没深さは約1mであった(写真-6.9参照)。同写真の箇所から上流へ数百mの区間では護岸に損壊が認められた。

2.7 信濃川左岸堤防32.3km付近（小千谷市千谷地先）

小千谷市街の西側を右回りに迂回するように流れる茶郷川は、小千谷市千谷地先において茶郷川樋門を通り信濃川に注ぎ込む。この茶郷川樋門とその周辺の護岸及び堤防が約100mに渡って損傷した。

図-6.11に示すように樋門の損傷は、翼壁下流側の縦壁と函体継ぎ手部（写真-6.10）に発生した。継ぎ手部の開き量は15cm程度である。地震前から広がっていた可能性があるが、地震によってさらに広がったものと考えられる。写真-6.11に示すように継ぎ手部の直上の盛土には、亀裂が生じた。地盤調査結果はないが、樋門はもともと小河川が大河川に注ぎこむ地盤の悪いところに設置されることが多く、茶郷川樋門もそういった悪い地盤条件にあったのではないかと推測される。樋門周辺では、噴砂痕が確認されている。

2.8 その他の被害

その他の被害を列挙する。

小千谷市山本地先や川口町東川口地先では、周辺地盤の変状に伴い、消雪用水用の揚水機場の可とう継ぎ手が偏心する被害が発生している。小千谷市山本地先では偏心量が許容偏心量を越えていた。

小千谷市西谷地区では、道路路肩に埋設した導水管が浮き上がりにより損傷した。この導水管は、消雪用水確保のため、信濃川の水を茶郷川にバイパスするものである。管は、800mmのFRP管であり、深度約3mの位置に埋設してあったが、ほぼ地表まで浮き上がった区間もあった。

3. 復旧

3.1 概要

応急対策（緊急復旧、応急復旧）は、台風24号（10月26日に温帯低気圧に変更）の接近に伴う降雨が予想されるなか、地震発生翌日の10月24日から昼夜兼業で進められた。雨水や河川水位の上昇による浸透破壊などの二次被害の可能性がある直轄河川の9箇所については11月10日までに緊急復旧工事が完了しており、地震発生後速やかに浸水等の二次被害の発生の危険性を低下させることができた。

直轄河川における緊急復旧、応急復旧の件数を表-6.3に示す。

被害のほとんどは、比較的軽微な縦断亀裂であったため、応急復旧として、天端付近の切返しを行った箇所がほとんどである。応急復旧不要箇所も23箇所あっ

た。

表-6.3 信濃川河川事務所における緊急・応急復旧¹⁾

種別	被害箇所			
	堤防	護岸	水門等	合計
緊急復旧	7	3	1	11
応急復旧	121	14	5	140
他機関対応箇所	10			10
復旧不要箇所	23			23
合計				184



写真-6.11 大型土のうによる補強
（長岡市中条地先）



写真-6.12 サンドコンパクションパイル工法による
液状化対策（長岡市中条地先）



写真-6.13 表層安定処理工法施工状況（長岡市本与坂地先）（北陸地方整備局撮影）³⁾



写真-6.14 緊急復旧完了後の状況（長岡市三俣野地先）

3.2 信濃川右岸堤防2.0km付近（長岡市中条地先）

緊急復旧工事は、地震発生翌日24日午後から開始され、11月6日に完了した。縦断亀裂が入った付近の盛土を掘削し、再盛土を行った。天端には雨水浸透防止のためにブルーシートで覆った。また、高水護岸のブロックの折れ曲がり箇所に関しては補強を行った（写真-6.11参照）。

本復旧工事は、沈下の比較的大きかった区間（延長450m）では、二重矢板締切りを仮設した上で、全断面切返しを行った。また、沈下の原因が基礎地盤の液状化であると考えられるため、サンドコンパクションパイル工法によって地盤改良も実施した。地盤改良の状況を写真-6.12に示す。

3.3 信濃川左岸堤防4.5km付近（長岡市本与板地先）

緊急復旧工事は、10月26日より亀裂に砂を充填する工事を開始し、10月28日に完了した。

本復旧工事は、沈下の比較的大きかった区間（延長225m）では、二重矢板締切りを仮設した上で、全断面切返しを行った。沈下の原因が比較的浅い砂の薄い層が液状化したことによると考えられるため、写真-6.13に示すように表層安定処理工法を実施した。

3.4 信濃川右岸堤防29.3km付近（長岡市三俣野地先）

緊急復旧工事は、地震発生翌日24日から開始され、10月25日24時に完了した。崩壊した部分の土砂を掘削し、再盛土した。写真-6.14に示すように天端は雨水浸透防止のためブルーシートで覆った。

本被災箇所では、すべり崩壊範囲が比較的浅く、掘削しても決壊の恐れが低いいため、堤防本体の復旧に伴い二重矢板締切り等の仮設は実施されなかった。しか



(a)門柱への鋼板巻付け



(b)門柱の内側

写真-6.15 妙見堰の門柱の復旧・補強状況

し、周辺の低水護岸の損傷箇所に関しては、仮締切りを行い、護岸の復旧が行われた。

3.5 信濃川30.0km妙見堰（長岡市妙見）

妙見堰の堰柱、門柱は、曲げ破壊先行型の構造とな

っており、想定以上の外力が作用したため、門柱が損傷した。復旧・補強工事においては、曲げ耐力を確保できるよう、写真-6.15に示すように鋼板を巻きアンカーによって一体化した。

4. まとめ

新潟県中越地震により、信濃川全域と支派川において、河川堤防等に多くの被害が生じた。被害原因及び特徴的な被害は以下のとおりである。

- (1) 信濃川の下流部においては液状化に伴う噴砂痕が認められること、及び、沈下の比較的大きかった3箇所地盤調査結果から液状化する可能性のある砂層が確認されたことから、堤防被害には液状化が関与していると考えられる。
- (2) 一方、妙見堰付近の中流域から上流域にかけては液状化の痕跡はさほど認められず、被害のほとんどが大きな沈下を伴わない縦断亀裂であったことから、強い地震動に伴う慣性力の作用によるものと推察される。
- (3) 妙見堰の門柱（RC）コンクリートが剥落し鉄筋が露出した。既往の地震による水門・堰の被害は軽微なものを除き、報告されていない。今後、水門・堰などの耐震補強を実施する上で、参考となる事例である。

謝 辞

現地調査・資料収集にあたっては、北陸地方整備局河川部、同信濃川河川事務所の関係各位より多大なご便宜を図っていただいた。また、国土技術政策総合研究所河川部河川研究室板垣主任研究員、榎本交流研究員、危機管理技術研究センター地震防災研究室上原主任研究員及び（独）土木研究所材料地盤研究グループ金主任研究員には現地調査にご協力いただいた。ここに記して、深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省北陸地方整備局：平成16年新潟県中越地震による被害と復旧状況、2004
- 2) 国土技術政策総合研究所・土木研究所合同緊急調査団：平成16年新潟県中越地震の緊急調査速報、土木技術資料、第46巻、第12号、2004
- 3) 国土交通省北陸地方整備局信濃川河川事務所：地震発生から復旧まで、2005

第7編 ダム及び河道外貯留施設

安田 成夫*1
山口 嘉一*4
富田 尚樹*7

筋野 晃司*2
佐々木 隆*5
金銅 将史*8

佐野 貴之*3
佐藤 弘行*6

by Dr. Nario Yasuda,
Dr. Yoshikazu Yamaguchi,
Naoki Tomida

Kouji Sujino,
Takashi Sasaki,
and Masafumi Kondo

Takayuki Sano,
Hiroyuki Sato,

細目次

1. 概要.....	3
2. 調査結果および考察.....	3
2.1 調査の概要	3
2.2 調査結果	3
2.2.1 発電用調整池	3
2.2.2 農業用フィルダム	14
2.3 ダムで観測された地震動	17
2.3.1 最大加速度の距離減衰特性	17
2.3.2 加速度時刻歴波形	18
2.3.3 加速度応答スペクトル	20
2.4 ロックフィルダムの安定性に与える影響分析.....	20
2.4.1 解析モデルとすべり変形解析法	20
2.4.2 解析ケース	22
2.4.3 解析結果	23
3. まとめ.....	23
謝辞.....	24
参考文献.....	24

*1 国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室長、工博

*2 国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室主任研究官

*3 国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室研究官

*4 土木研究所水工研究グループ（ダム構造物チーム）上席研究員、工博

*5 土木研究所水工研究グループ（ダム構造物チーム）主任研究員

*6 土木研究所水工研究グループ（ダム構造物チーム）主任研究員

*7 土木研究所水工研究グループ（ダム構造物チーム）研究員

*8 財団法人ダム技術センター企画部企画課長（前国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室主任研究官）

1. 概要

新潟県中越地震の本震後には、ダム管理者による臨時点検が実施された。その結果、ほとんどのダム等で変状がなかったものの、小千谷市、十日町市、川西町に位置する 6 施設で変状が報告された（表-7.1 参照）。

国土技術政策総合研究所および独立行政法人土木研究所は調査チームを派遣し、変状の有無と、変状がある場合にはその状況、地震による変形量や漏水量（浸透量）の変化等について現地調査を行った。その結果、一部の施設における堤体の亀裂等が確認され、安全確保のため一部の施設では速やかなる水位低下を行っていた。

また、東日本旅客鉄道株式会社（以下「JR 東日本」）の3つの河道外貯留施設においては、地震により発生した変状等に対する独自の調査結果を踏まえ、復旧工事が実施された。

2. 調査結果および概要

2.1 調査の概要

現地調査の概要を表-7.2 に、調査対象ダム等（表-7.3 参照）と震央との位置関係を図-7.1 に示す。調査目的は、地震後の臨時点検で指摘されたものも含めて、地震による変状の有無と、変状がある場合にはその状況の確認、地震動の記録状況の確認と収集、堤体変位や漏水量等の地震前後での変化と、変化している場合にはその後の変化傾向の確認などである。

本報告では変状・被害が相対的に大きかった JR 東日本の発電用調整池、および農業用フィルダムの変状・被害と収集された地震動について報告するとともに、JR 東日本の発電用調整池については、推定される発生原因と復旧工事の概要についても報告する。なお、現在、管理者により3調整池堤体の被害状況の

詳細調査、補修設計のための委員会（「JR 東日本信濃川発電所復旧工事技術専門委員会調整池分科会」）が開催されている。そのため、本稿においては、国総研・土研調査チームによる現地調査結果に加えて、同分科会の審議を踏まえた管理者である JR 東日本による調査・検討の結果^{2) 3)}を交えて報告する。

2.2 調査結果

2.2.1 発電用調整池

JR 東日本の信濃川発電所は、信濃川本川に築造された宮中取水ダムから取水した水を浅河原調整池、新山本調整池、山本調整池の3つの調整池に送り、ここからの導水で発電を行い、上越線や関東一円の列車運転等に電力を供給する施設である。信濃川発電所の主要施設配置を図-7.2に示す。

(1) 浅河原調整池

1) 被害状況と原因の推定

浅河原調整池の平面と標準断面を図-7.3に示す。

a) 堤体変形

同調整池では天端において堤軸に平行な複数の亀裂が発生していた。亀裂は雁行しながらおおむね連続し、亀裂発生範囲は堤頂長 292m のほぼ全長に及ぶとともに、これらの亀裂により貯水池側が沈下する段差が生じており（写真-7.1、7.2 参照）、複数亀裂での段差累積は最大 70cm 程度、1 つの亀裂での最大開口幅は 40cm 程度であった。亀裂の段差や開口の規模は堤体中央部ほど大きく両岸に向かって小さくなっていた。

地震による堤体の変形については、管理者による測量の結果、堤体の上流側および下流側の斜面には、今回の地震が原因と考えられる変状は認められず、地震前後における堤体の沈下量は、最大で20cm程度とのことであった。

表-7.1 本震での臨時点検結果¹⁾

分類		点検ダム数	変状報告
国土交通省 所管	直轄	10	なし
	補助	30	なし
水資源機構所管		3	なし
利水専用施設		71	新潟県所有の農業用の3ダム（川西ダム、長福寺ダム、坪山ダム）
合計		114	

※上記に加え、3つの河道外貯留施設（JR 東日本所有の浅河原調整池、新山本調整池、山本調整池）で変状報告。

表-7.2 現地調査の概要

調査班編成	日程	調査箇所
国土技術政策総合研究所 河川研究部 ダム研究室 室 長：安田成夫 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ ダム構造物チーム 主任研究員：佐々木隆	平成 16 年 10 月 25 日 (月)	浅河原調整池 鯖石川ダム 柿崎川ダム
	平成 16 年 10 月 26 日 (火)	新山本調整池 山本調整池
(地震動記録の収集) 国土技術政策総合研究所 河川研究部 ダム研究室 研究官：佐野貴之	平成 16 年 10 月 27 日 (水)	奈良俣ダム
(新潟県中越地震ダム工学会災害調査団) 国土技術政策総合研究所 河川研究部 ダム研究室 主任研究官：金銅将史 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ ダム構造物チーム 上席研究員：山口嘉一 研 究 員：富田尚樹	平成 16 年 11 月 5 日 (金)	浅河原調整池 長福寺ダム 坪山ダム 川西ダム
	平成 16 年 11 月 6 日 (土)	新山本調整池 山本調整池 広神ダム 妙見堰
(信濃川発電所復旧工事技術専門委員会調整池分科会) 国土技術政策総合研究所 河川研究部 ダム研究室 室 長：安田成夫 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ ダム構造物チーム 上席研究員：山口嘉一	第 1 回 平成 16 年 11 月 12 日 (金) ～13 日 (土)	浅河原調整池 新山本調整池 山本調整池
	第 2 回 平成 17 年 1 月 19 日 (水)	
	第 3 回 平成 17 年 2 月 12 日 (土)	
	第 4 回 平成 17 年 6 月 11 日 (土) ～12 日 (日)	
	第 5 回 平成 17 年 8 月 8 日 (月)	
	第 6 回 平成 17 年 10 月 31 日 (月)	
(復旧工事調査) 国土技術政策総合研究所 河川研究部 ダム研究室 研 究 官：佐野貴之 交流研究員：古本浩一 交流研究員：長井健二 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ ダム構造物チーム 主任研究員：佐々木隆 研 究 員：富田尚樹	平成 17 年 9 月 14 日 (水)	浅河原調整池 新山本調整池 山本調整池

表-7.3 現地調査ダム等の一覧

名称	管理者	形式	堤高(m)	竣工年
妙見堰	国土交通省北陸地方整備局	可動堰	13.815 [※]	1990
奈良俣ダム	独立行政法人水資源機構	中央土質遮水壁型ロックフィル	158.0	1991
鯖石川ダム	新潟県土木部	重力式コンクリート	37.0	1973
柿崎川ダム	新潟県土木部	中央土質遮水壁型ロックフィル	54.0	2003
長福寺ダム	新潟県農地部	中央遮水ゾーン型アース	27.2	2000
坪山ダム	新潟県農地部	中央遮水ゾーン型アース	20.5	1997
川西ダム	新潟県農地部	中央遮水ゾーン型アース	43.0	1978
広神ダム	新潟県土木部	重力式コンクリート	83.0	建設中
浅河原調整池	JR 東日本	中央遮水ゾーン型アース	37.0	1945
新山本調整池	JR 東日本	中央遮水壁型ロックフィル	42.4	1990
山本調整池	JR 東日本	中央遮水ゾーン型アース	27.1	1954

※上流水叩きの上面 (T.P. 32.430m) から堰柱の天端 (T.P.46.215m) までの高さ。

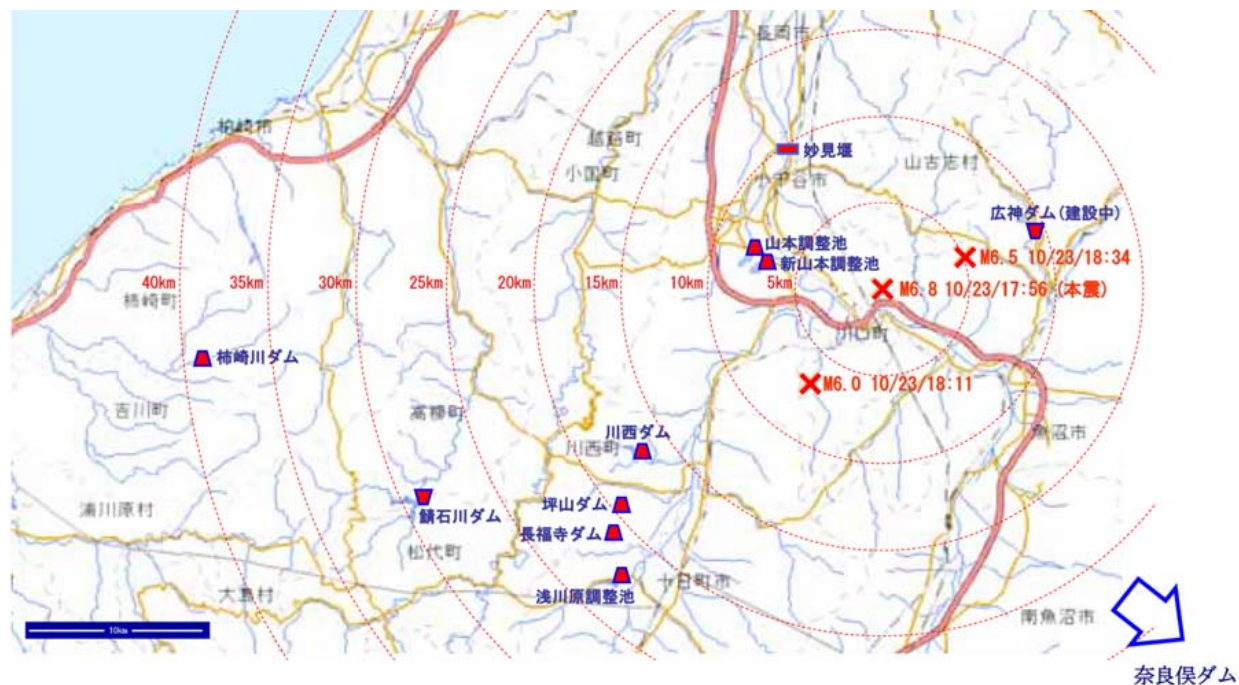


図-7.1 調査ダム等と震央の位置関係

(国土交通省国土地理院 電子国土ポータル (URL:<http://www.cyberjapan.jp/>)
掲載地図に加筆)

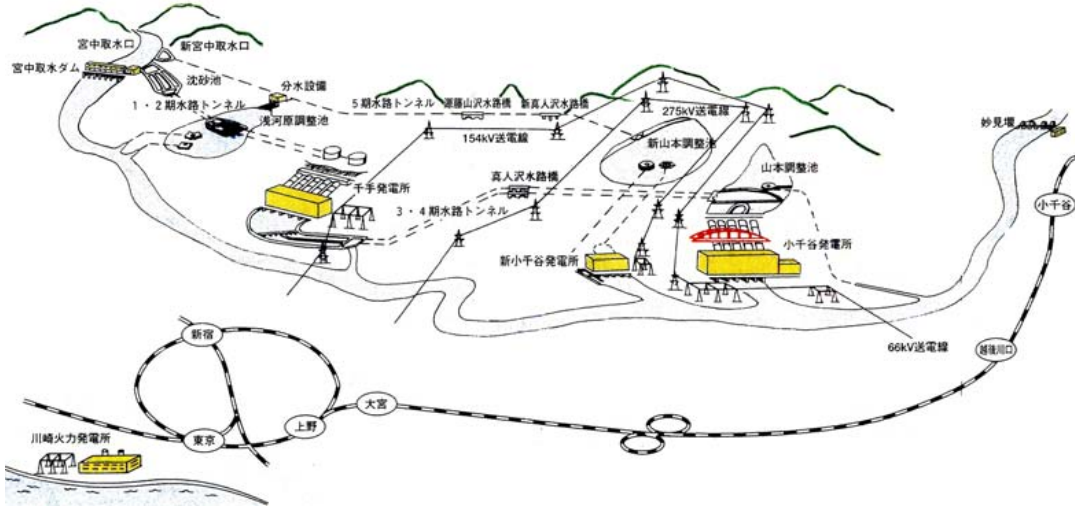
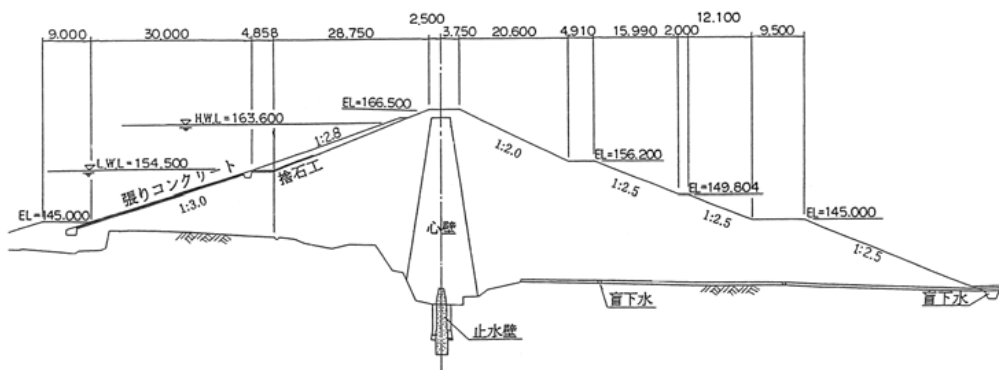


図-7.2 信濃川発電所の主要施設配置 (JR 東日本提供資料より)



(a) 平面図



(b) 標準断面図

図-7.3 浅河原調整池の構造 (JR 東日本提供資料より)



写真-7.1 天端亀裂近景 (浅河原調整池)



写真-7.2 天端亀裂による段差 (浅河原調整池)



写真-7.3 天端亀裂のブルーシートによる保護 (浅河原調整池)



写真-7.4 地震後の水位上昇 (北陸地方整備局撮影) (浅河原調整池)

天端のダム軸に平行な亀裂は、1984年の長野県西部地震における牧尾ダム⁴⁾や2003年の十勝沖地震における高見ダム⁵⁾などにおいても見られたが、これらのダムでは亀裂は表面の保護層内にとどまり、遮水ゾーンに至らないことを確認のうえ、保護層の復旧で補修を終えている。しかし、これらのダムの亀裂では、天端における上下流方向の強い振動応答による開口は見られたが、本堤で見られたような大きな段差は認められていない。さらに、亀裂の段差が最大70cmにも及ぶことを考えると、亀裂はかなり深い部分まで及んでいる可能性が想定された。

この亀裂の深さと連続性を調査するために、JR 東日本により堤頂部のトレンチ掘削が実施された。

その結果、堤頂部さや土（砂礫質盛土材）の締固め密度が低く、上流側に円弧状のクラックが確認されたが、クラックは心壁まで貫通しておらず、心壁は殆ど損傷を受けていないことがわかっている。また、上流側堤頂部のさや土には、一部粘土質材料が使われていたことも確認されている。

次に、心壁の深部での損傷の有無を確認するためボーリング調査（ボーリングコア、ボーリング孔による透水試験）が実施された。

その結果、深部での密度・基礎岩盤との密着性や止水壁コンクリートの健全性も良好であることが確認され、深部の心壁や止水壁コンクリートは損傷を受けていないと判断されている。

b) 漏水

漏水については、地震による大きな量の変化や濁りの発生はないが、漏水量は若干増加している。

これは3つの調整池（浅河原調整池、新山本調整池、山本調整池）に共通することであるが、余震が頻繁に発生していたため、職員の安全上の対応から地震直後の漏水量観測は行われていない。地震後の漏水量測定は安全対策としての貯水位低下後であることから、観測データの信頼性は高いとはいえず、地震による影響の考察は難しいと思われるため、漏水調査については復旧後の試験湛水時に十分な対応が望まれる。

また取水設備については、目視では大きな被害は認められない状況であった。

c) 非常用電源

今回の地震による停電で貯水位制御機能が一時的に停止した。

貯水池への導水中に本地震が発生し、導水は中止されたが、停電により即座に連絡水そうのゲートを開

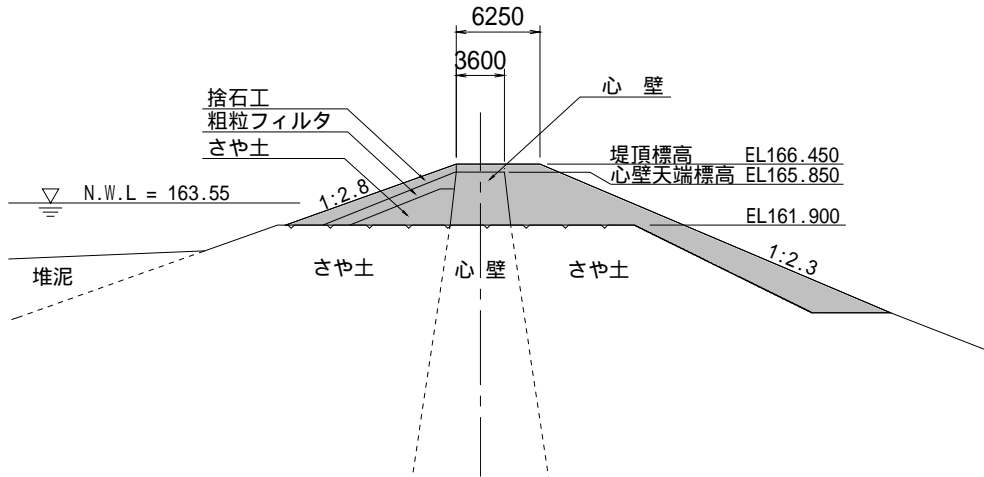


図-7.4 浅河原調整池 復旧標準断面 (JR 東日本提供資料より)



写真-7.5 堤体全景 (浅河原調整池)



写真-7.6 粗粒フィルター～さや土～心壁材 (浅河原調整池)



写真-7.7 上流側捨石工 (浅河原調整池)



写真-7.8 粗粒フィルター材 (浅河原調整池)

くことができず導水トンネル内に残った水が貯水池に流れ込み、一時的に高い水位にまで貯水位が上昇したとのことである(写真-7.4 参照)。その後、発電機を持ち込んでゲートを開き排水を行い、約 1 日で貯水池を空虚とするとともに、被害の状況や貯水状況を踏まえ、周辺に速やかに避難依頼を行ったとのことである。これは、ダムにおける水位低下設備の設置と自家発電設備の設置の重要性を再認識させられる事例であると考えられる。

2) 復旧工事の概要

図-7.4 に浅河原調整池の復旧標準断面図を示す。復旧は原形復旧を基本としている。

1) の調査結果を受けて、クラックや沈下による損傷部を掘削撤去し、再盛立てを行うと同時に、高標高部の下流面勾配を 1 : 2.3 と緩勾配化することで、沈下に対する基本断面の回復を図った。

さらに、現行の河川管理施設等構造令に照らした場合、原形は非越流部高が不足するため、心壁標高を

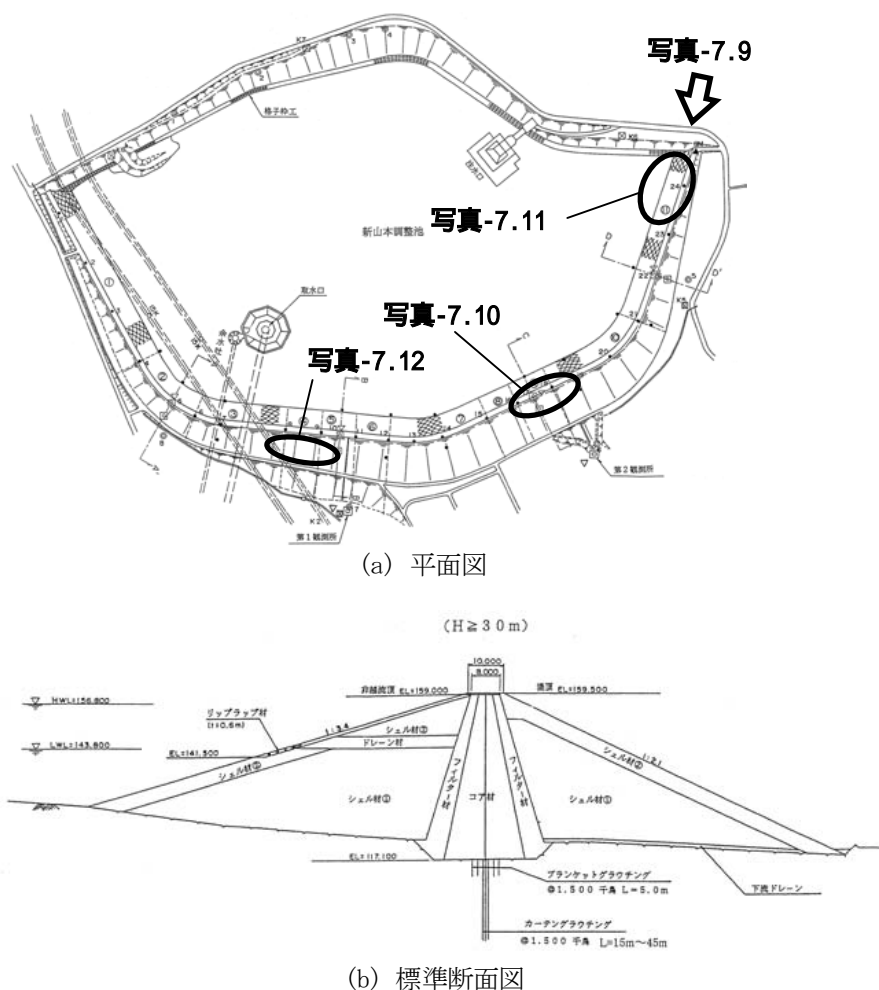


図-7.5 新山本調整池の構造 (JR東日本提供資料より)

90cm 嵩上げてこれに適合させることとしている。

また、上流側の捨石工と再盛立さや土の間に粗粒フィルター層を新たに設けて、上流さや土微粒分の吸出防止を図っている。

盛立材料はリップラップ材の一部は既設材を流用するものとし、心壁材・粗粒フィルター材およびさや土の不足分は新規購入することとしている。

写真-7.5～7.8に復旧工事状況写真を示す。

(2) 新山本調整池

1) 被害状況と原因の推定

新山本調整池の平面と標準断面を図-7.5に示す。

a) 堤体変形

堤体天端の舗装アスファルトに、貯水池側から貯水池外側へ横断する亀裂が多数発生していた。亀裂の開口幅は大きいところで2～3cmであった。この横断亀裂は、地震時におけるダム軸方向の振動により、特に屈曲部などの形状変化部においてダム軸方向の引張が作用したことが原因と考えられる。堤体天端舗装の貯

水池側の2箇所で見計器ケーブル保護用H鋼が突出しており、その突出部の舗装との高低差が30～40cm程度ある。また、天端舗装面は明らかに貯水池側に傾斜している箇所があった(写真-7.9参照)。堤体の貯水池外側の天端から1m程度下がった部分で亀裂が堤軸方向に平行に100m程度発達し、亀裂発生位置より上部が陥没したように見える箇所があった(写真-7.10参照)。

そこで、堤頂の舗装および路盤をすべて剥ぎ取り調査した結果、コア上面には外見上の変状は確認できなかったとのことである。また、コア深部での損傷の有無を確認するために、浅河原調整池と同様にボーリング調査を実施している。採取されたコアは深部ほどよく締まっており、亀裂や損傷も無い状態であり、以上のことから心壁は損傷を受けていないと判断している。

また、貯水池側のり面のリップラップに段差が認められる変状箇所が存在し(写真-7.11参照)、リップラップの下位標高部では玉石の底面が上を向いて



写真-7.9 天端舗装面の傾斜
(新山本調整池)



写真-7.10 貯水池外側のり面陥没
および亀裂 (新山本調整池)



写真-7.11 貯水池側のり面リップラップの
段差 (新山本調整池)



写真-7.12 貯水池外側のり面のはらみだし部
(新山本調整池)

いる箇所があるほか、一部噴砂と見られる痕跡が確認された。貯水池外側のり面においても、その中腹部にはすべり頂部と思われる滑落部とすべり末端部と推測されるはらみだし部が認められた(写真-7.12 参照)。その規模は、貯水池側から堤軸方向に長さ数十m程度×堤体横断方向に幅5mである。堤体のり尻の部分にある側溝には変位が認められなかった。

これらの変状の原因調査のため、トレンチ・立孔を掘削して調査が実施されている。

その結果、貯水池側のり面の変状は、地震動によって表層に緩み領域が形成された後、一部にすべりを発生させながら沈下したものと考えられ、すべりの深さは最大で 2.5m 程度であることが確認されている。この沈下により、天端付近の部分が上流側に倒れ込むような変形が発生していると推定できる。このような変形挙動は、遠心力載荷模型実験や有効応力法に基づく弾塑性解析を用いた、大規模地震による中央コア型ロックフィルダムの被害形態についての研究結果^⑧と合致する。測量結果によれば、堤体は最大で約 2%程度(最大で 85cm)沈下しており、堤頂は貯水池側に傾斜し、上流側の沈下がやや大きいことが判っている。沈下量と堤高との間には高い相関が認められるため、

その発生は、低密度部分を主要因とするゆすり込み沈下と推測される。噴砂については、間隙水圧消散の為のドレイン層出口が堆泥によりふさがれていたため、地震時に上昇した過剰間隙水圧により、噴砂となって上部に噴出したと推測されている。

また、貯水池外のり面の変状については、深さ 1m 程度の円弧すべりによるもので、堤体内に局部的に滞留してしまった水を成因とする湧水がそれを助長したものと推測されている。

b) 漏水等の計測事項

本貯水池堤体は、1990 年に完成した比較的新しい中央土質遮水壁型のロックフィル形式であるため、漏水(浸透)量の観測のほか、間隙水圧計、土圧計、層別沈下計などの埋設計器、また天端に 4 箇所、下流のり先に 2 箇所の計 6 箇所に地震計が設置され、挙動観測が行われている。今回の地震においては、本震時の記録が得られなかったのは残念であるが、今後、他の計測結果も含めて、さらなる分析・検討が進むことが期待される。

c) 非常用電源

本震発生時点において、浅河原調整池と同様、貯水池への導水中で、地震により導水は中止されたが、

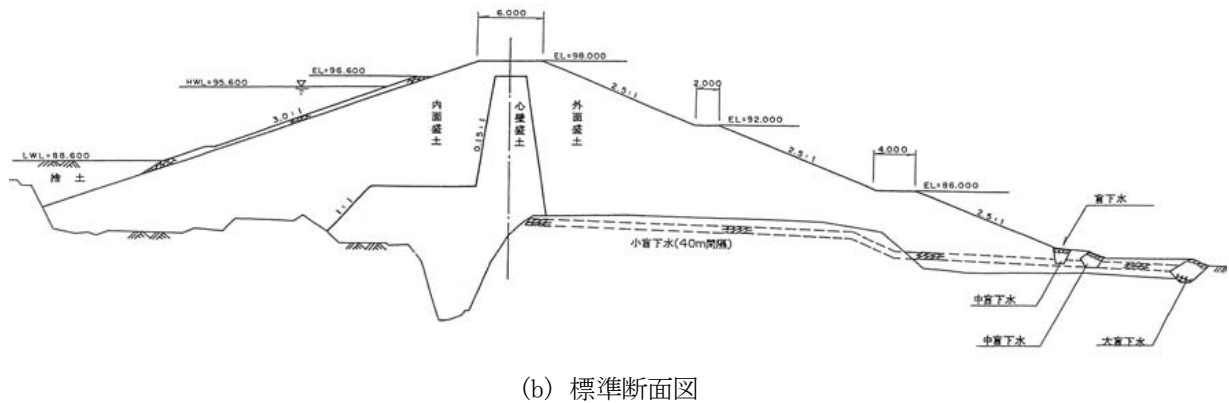
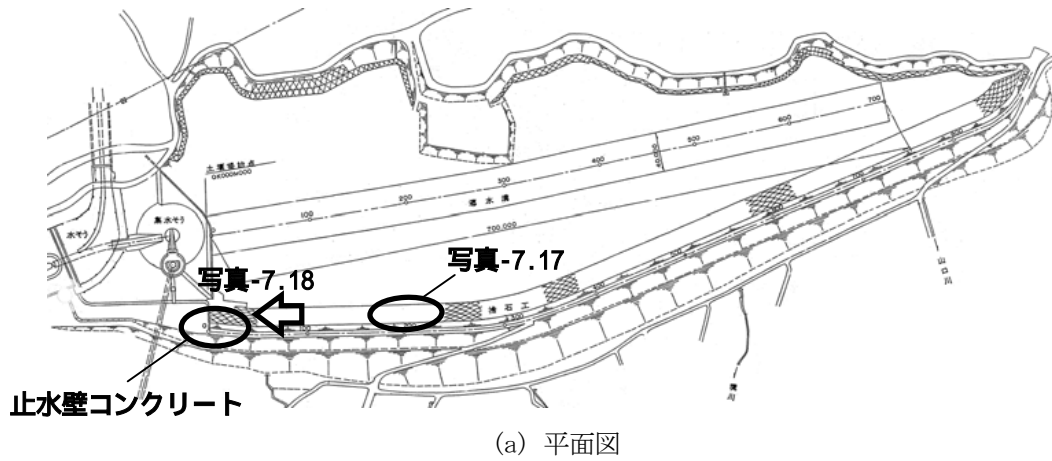


図-7.7 山本調整池の構造 (JR東日本提供資料より)



写真-7.17 貯水池側のり面のすべり変状 (山本調整池)



写真-7.18 取水設備周辺の地盤変状 (山本調整池)

る。

写真-7.13～7.16 に復旧工事状況写真を示す。

(3) 山本調整池

1) 被害状況と原因の推定

山本調整池の平面と堤体標準断面を図-7.7 に示す。

a) 堤体変形

貯水池側のり面のリップラップに頂部で 50cm 程度の段差を伴うすべり変状が確認され (写真-7.17 参

照)、数箇所噴砂も確認されている。段差の規模は、堤軸方向に長さ 10m×堤体横断方向に幅 5m 程度である。

堤頂部にはほとんど変状が認められていないが、集水槽(取水工)周辺の擁壁部の裏込め沈下が顕著であり(写真-7.18 参照)、この裏込め土と堤体の接合部付近の堤体天端に小規模な縦断亀裂が発生していた。

これらの変状調査として、測量およびトレンチ掘削調査、心壁のボーリングコア調査が実施されている。



写真-7.19 コアゾーン全景
(山本調整池)



写真-7.20 フィルターゾーン全景
(山本調整池)



写真-7.21 心壁材料 (コア材料)
(山本調整池)



写真-7.22 粗粒フィルター材
(山本調整池)

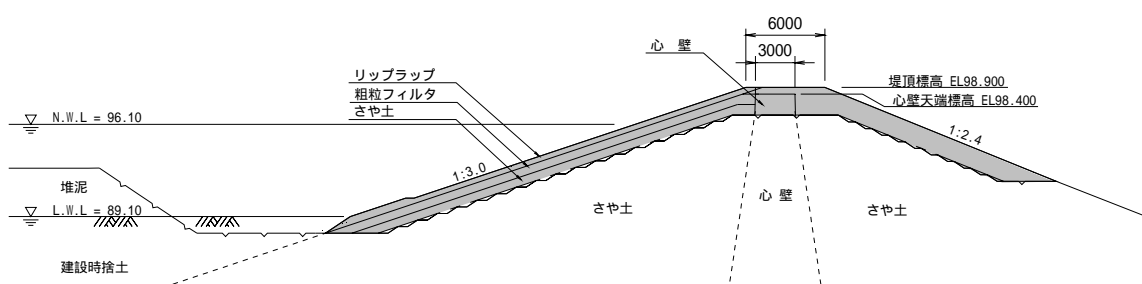


図-7.8 山本調整池 復旧標準断面 (JR 東日本提供資料より)

堤体の測量の結果によれば、沈下量は堤体全長にわたり 10～20cm であり、堤高との間に高い相関は認められていない。

トレンチ掘削調査によれば、段差部分はリップラップ直下の表層すべりによる浅いものであった。噴砂については、その発生位置は、本震および余震時の水位標高付近であった。発生原因としては、さや土表層の緩い砂部分が液状化し、リップラップとさや土の間の粘性材料による排水障害がこれを助長したものと考えられ、噴出源深度は 1m 程度とわかっている。堤頂

縦断亀裂は表層のみのもので、深部では消滅しており、地震時の引張応力によるものと推定されている。さらに、その下部の止水壁コンクリートと心壁の境界に最大 1cm 程度の空隙が確認されており、これは止水壁コンクリートと心壁が地震時に異なる挙動をしたため形成されたものと推測されている。

心壁のボーリングコアを確認したところ、コアの状態は良好であり、心壁深部は損傷を受けていないと判断されている。

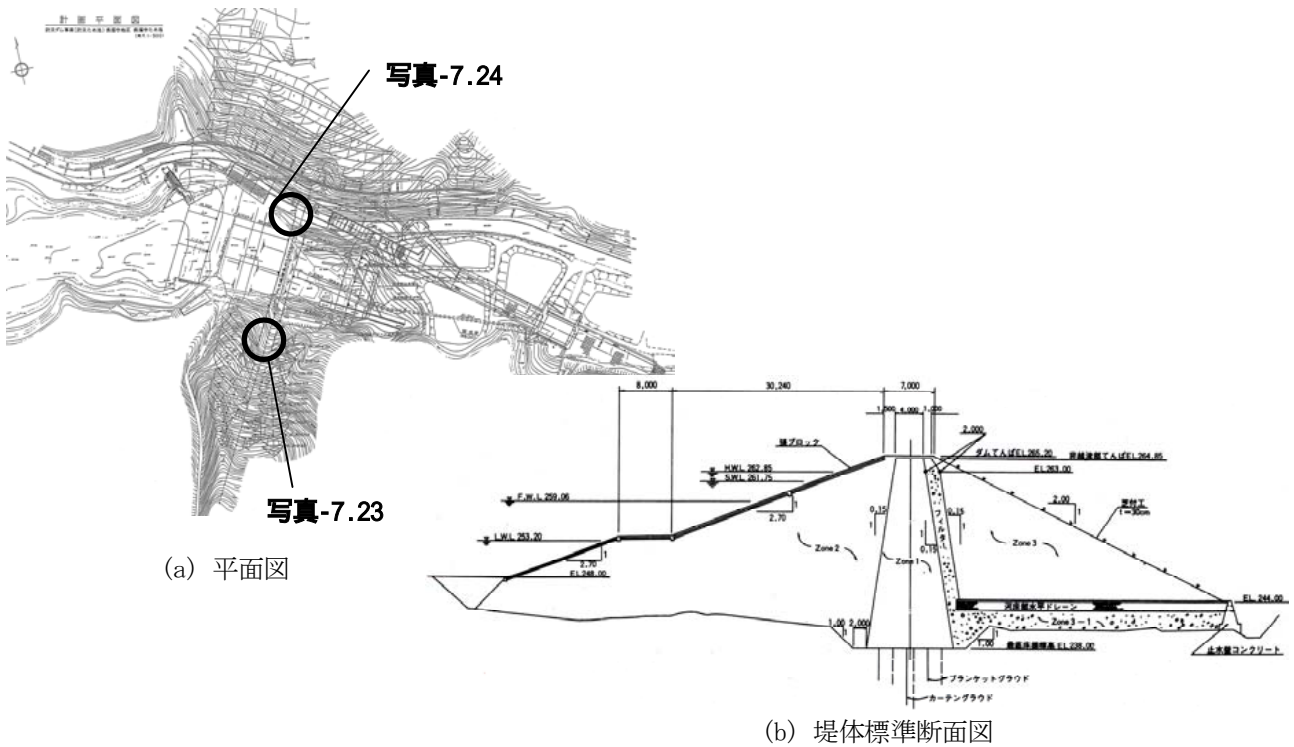


図-7.9 長福寺ダムの構造（十日町地域振興局農業振興部提供資料より）

b) 漏水等の計測事項

他の調整池と同様に、地震後には貯水池の排水がおこなっているため、漏水量の詳細な分析は困難であるが、地震後には漏水に濁りが認められたとのことであり、復旧後の試験湛水時には漏水について注視する必要がある。

c) 非常用電源

本震発生時点において、他の調整池と同様、貯水池への導水中で、地震により導水は中止されたが、停電により即座にゲートを開くことができず導水トンネル内に残った水が貯水池に流れ込み、一時的に高い水位にまで貯水位が上昇したとのことである。その後、手でゲート操作を行い、1日程度で貯水池を空虚としたとのことである。

ペンストックおよびその下流の斜面にすべりが生じていること、取水工周りの盛土が沈下していることなどから、管理者ではその後直上の取水工に変状がないかを確認したとのことである。また、小千谷発電所への導水管4本は、地震直後に伸縮継ぎ手部から漏水が認められたが、その後の詳細点検で発電機や導水管等の異常は認められず、漏水もパッキンの交換と増し締めで補修が完了しているとのことである。

2) 復旧工事の概要

図-7.8に山本調整池の復旧標準断面を示す。

新山本調整池と同様に、沈下部分の再盛立てにより基本断面の復旧を行うとともに、貯水池側のり面のリップラップ段差部および噴砂部の復旧のために、上流面を掘削除去して再盛立てを実施している。止水壁境界部の空隙に対しては、空隙発生部まで心壁およびさや土を掘削撤去して再盛立を実施している。

堤頂標高については、浅河原調整池と同様に、河川管理施設等構造令に適合するように心壁標高を1.3m嵩上げし、越流時対策として上流側リップラップを堤頂まで設置することとしている。

盛土材料について、心壁材と粗粒フィルター材は全て購入材料とし、さや土およびリップラップ材については、既設材料を転用した不足分のみを新規購入材料で補っている。

写真-7.19～7.22に復旧工事状況写真を示す。

2.2.2 農業用フィルダム

(1) 長福寺ダム

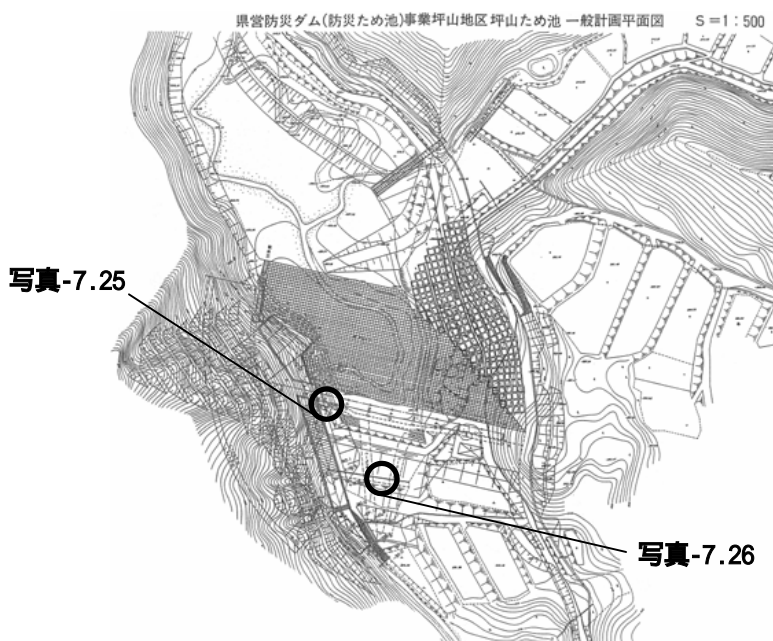
長福寺ダムの平面と堤体標準断面を図-7.9に示す。左右岸の地山取付け境界で上下流方向に横断する亀裂が発生していた。亀裂の開口幅は大きいところで5cmであった（写真-7.23参照）。この亀裂は、地震時に堤体が若干沈下し、堤体と地山に段差が生じたため発生したと考えられる。



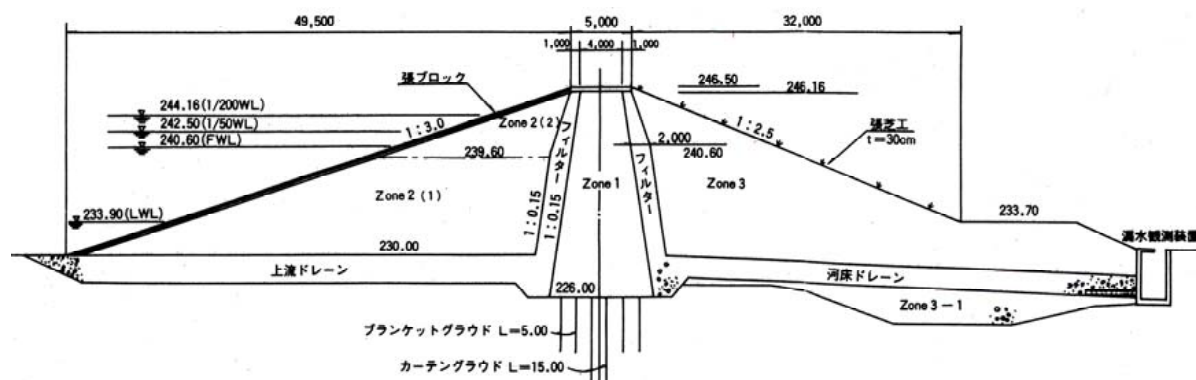
写真-7.23 天端の上下流方向に発生した亀裂
(長福寺ダム)



写真-7.24 洪水吐と張りブロック間の沈下
(長福寺ダム)



(a) 平面図



(b) 堤体標準断面図

図-7.10 坪山ダムの構造 (十日町地域振興局農業振興部提供資料より)



写真-7.25 洪水吐と張りブロック間の沈下
(坪山ダム)



写真-7.26 下流のり面の亀裂
(坪山ダム)

上下流のり面では、左岸側の洪水吐と上流側盛土の取付け部に段差が確認された。段差は約 7cm であった(写真-7.24 参照)。上流側のり面は張りブロックによって局所的な変状は判別しづらい状態であったが、目視上では大きな変状は認められなかった。

本震発生時において、貯水池は空虚であった。

漏水(浸透)量は、地震前には堤体部で 58.00/min、地山部で 2.40/min、地震直後(10月23日18時)には堤体部で 88.00/min、地山部で 2.40/min、地震から2時間後には堤体部で 125.90/min、地山部で 3.70/min、10月28日9時には堤体部で 109.80/min、地山部で 1.90/min が観測されているが、その後は落ち着いており濁りもないとのことであった。

なお、地震計は設置されていない。

その後、十日町地域振興局農業振興部において、上記変状箇所を含めた被害調査がおこなわれ、復旧工法の検討が行われている。

(2) 坪山ダム

坪山ダムの平面と堤体標準断面を図-7.10に示す。

天端の舗装面に上下流方向に横断する亀裂が5本程度発生していた。

上下流のり面では、右岸側の洪水吐と盛土の取付け部で段差が確認された。段差は約 7cm 程度であった(写真-7.25 参照)。下流のり面では3カ所の変状(すべり、崩壊状の亀裂)が発生していた(写真-7.26 参照)。

本震発生時において、貯水池は空虚であった。

漏水(浸透)量は、地震前には堤体部で 24.20/min、地山部で 00/min、地震直後(10月23日18時)には堤体部で 21.70/min、地山部で 00/min、10月25日12時には堤体部で 32.50/min、地山部で 00/min、

同月30日9時には堤体部で 25.50/min、地山部で 00/min と、地震による変化がほとんどなく濁りもないとのことであった。

坪山ダムについても、長福寺ダムと同様に、上記変状箇所を含めた被害調査がおこなわれ、復旧工法の検討が行われている。

なお、地震計は設置されていない。

(3) 川西ダム

川西ダムの平面と堤体標準断面を図-7.11に示す。

天端舗装面の左右岸部に上下流方向に横断する亀裂が4本発生していた。測定の結果、天端で 31~276mm 沈下しているとのことであるが、基準点が移動している可能性があり、鉛直、水平方向の変位の検証が必要である。

上流のり面では左岸中位標高からのり尻にかけて変位(全体として沈下)が見られ、のり先では上流側に水平移動している箇所が見受けられた。特に堤体左岸側の張りブロック部の変状(30cm 程度の陥没と段差)が顕著であった(写真-7.27、7.28 参照)。

下流側では、洪水吐、放水路末端の側壁が1スパン分、打継ぎ目で上下の側壁が分離、崩壊している。また、管理棟が被災し、立ち入れない状況にあった。

漏水(浸透)は、地震後に濁りが確認されている。その後の調査で、洪水吐の放流水路に沿って設置してある漏水(浸透)を下流に流下させるための導水管が損傷して、洪水吐からの漏水(浸透)が混入したことが判明した。

地震計は天端中央、左岸地山および下流法尻の3ヶ所に設置され、下流基礎で最大加速度 558gal を計測した。

川西ダムについても、長福寺ダム・坪山ダムと同

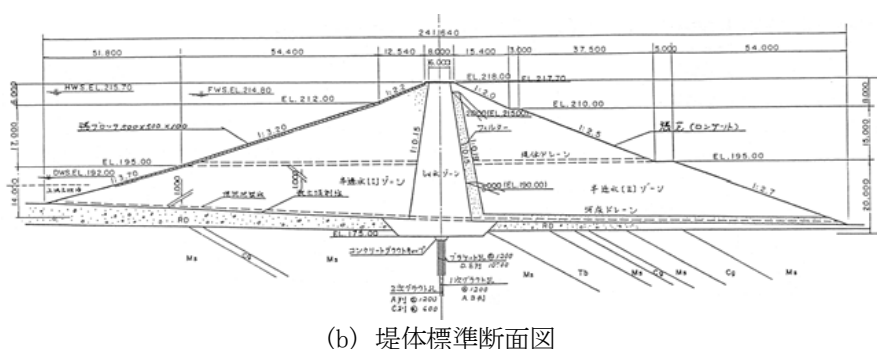
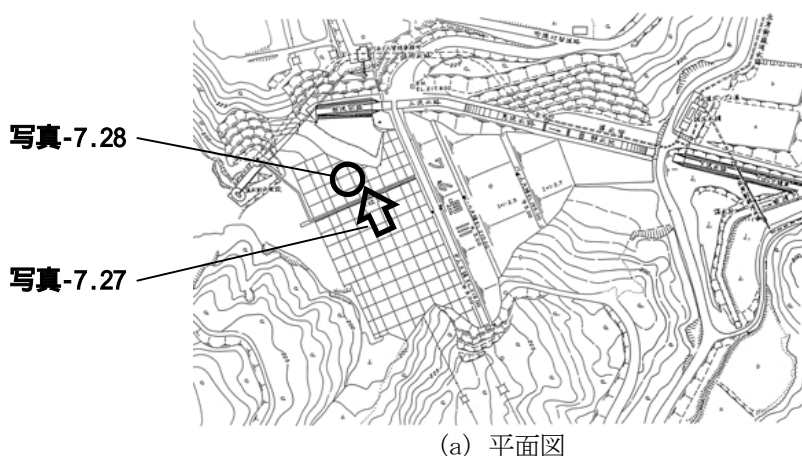


図-7.11 川西ダムの構造 (十日町地域振興局農業振興部提供資料より)



写真-7.27 上流のり面の変状 (川西ダム)



写真-7.28 上流のり尻から見た左岸上流のり面の変状 (川西ダム)

様に、上記変状箇所を含めた被害調査がおこなわれ、復旧工法の検討が行われている。

2.3 ダムで観測された地震動

2.3.1 最大加速度の距離減衰特性

今回の地震（平成16年10月23日17時56分の本震）時において、ダムの基礎岩盤相当位置（以下「基礎部」）および天端に設置された地震計により観測された最大加速度値を、基礎部の水平方向成分で50gal以上記録したダムについて表-7.4に示す。また、基礎部における最大加速度について、震央からダムサイトまでの距離との関係を水平方向成分（上下流方

向とダム軸方向の大きい方の値）および鉛直方向成分についてそれぞれ整理した結果を図-7.12に示す。

なお、図中、水平方向成分については、今回の地震に対し、地震動の距離減衰特性に関する田村・岡本・加藤による推定式⁸⁾、および松本らによる推定式⁹⁾（最大加速度の平均値（ μ ）および平均値+標準偏差（ σ ）に相当するもの）を適用した場合の推定値についてもあわせて示している。ただし、図の横軸（距離）に関し、前者は震央距離、後者は断層面との最短距離（断層面が不明の場合は震源との距離）に基づく推定式である。ここでは観測データとともに今回の地震の推定断層面¹⁰⁾との最短距離により整理

表-7.4 ダム基礎部及び天端で観測された最大加速度 (本震、基礎部の水平方向成分で 50gal 以上)

ダム名	型式	管理者	本震 最大加速度 (gal)					
			基礎部			天端		
			上下流	ダム軸	鉛直	上下流	ダム軸	鉛直
川西 ⁷⁾	アースフィルダム	新潟県(農地部)	558	444	406	582	518	430
城川	重力式コンクリートダム	新潟県(土木部)	162	92	48	182	110	74
下条川	重力式コンクリートダム	新潟県(土木部)	120	101	80	215	118	66
鯖石川	重力式コンクリートダム	新潟県(土木部)	105	85	67	131	189	81
刈谷田川	重力式コンクリートダム	新潟県(土木部)	62	78	66	455	404	107
三国川	ロックフィルダム	北陸地方整備局	46	74	32	146	164	112
笠堀	重力式コンクリートダム	新潟県(土木部)	56	62	39	448	261	235
大谷	ロックフィルダム	新潟県(土木部)	62	53	44	195	205	140
矢木沢	アーチ式コンクリートダム	水資源機構	55	46	37	425	97	119

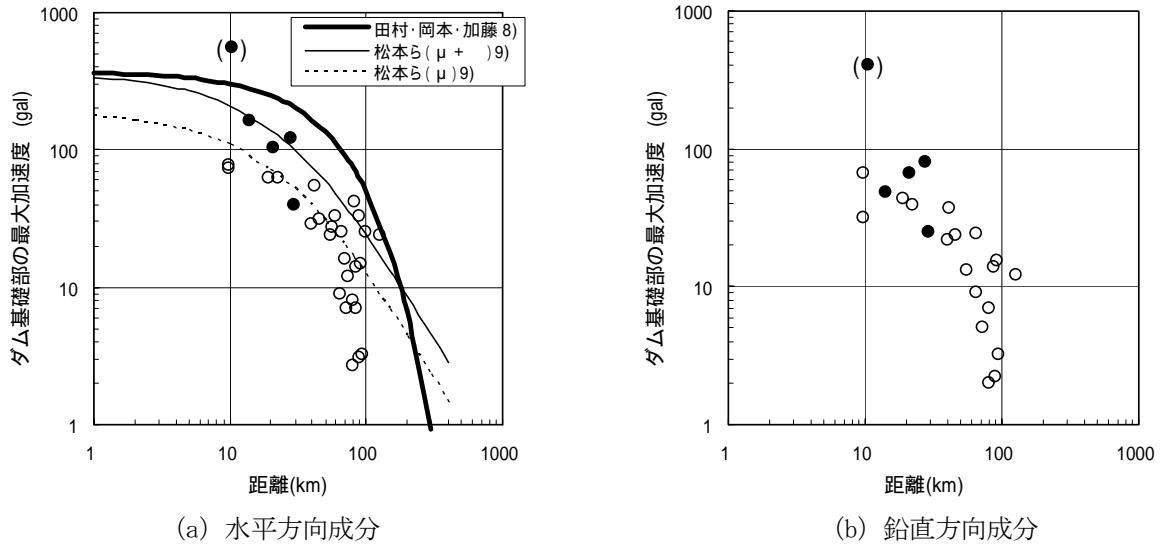


図-7.12 最大加速度と震央距離の関係 (本震、ダム基礎部)

注) (●) は堤体下流法尻の地盤における観測値⁷⁾

している。

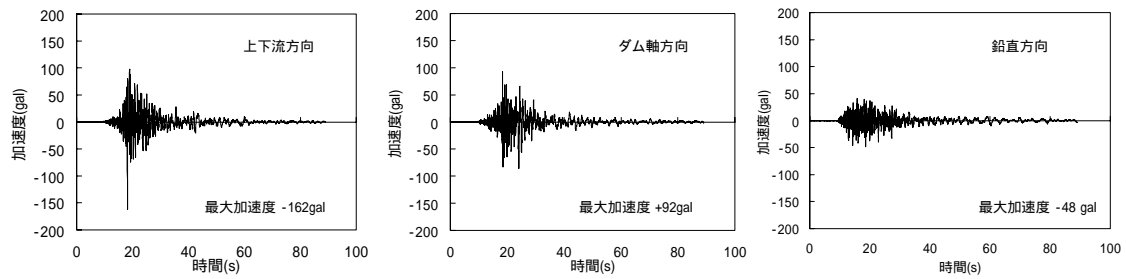
図-7.12より、観測データは既往の推定式による推定結果によりほぼ包絡されるものとなっている。ただし、震源近傍では推定式を上回る観測値が得られているダムもある。これは、今回の地震が逆断層型の地震であったことが理由の一つとして考えられる。そこで図-7.12には、観測データのうち、震源近傍(震源断層面から最短距離が50km以内)でかつ断層面上盤側もしくは断層の延長線上付近に位置したと見られるダムのデータを●で、それ以外のデータを○で表示している。

これによると、震源近傍では、特に上盤側もしくは

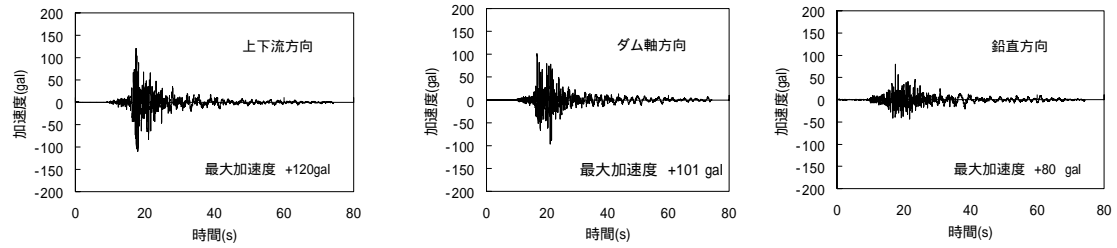
は断層の延長線上に位置したダムの方がそれ以外のダムよりも大きな加速度値が得られていることが理解される。今回のような逆断層型の地震では、サイトでの地震動の強さは、震源からの距離だけでなく震源断層との位置関係にも左右されるものと考えられる。

2.3.2 加速度時刻歴波形

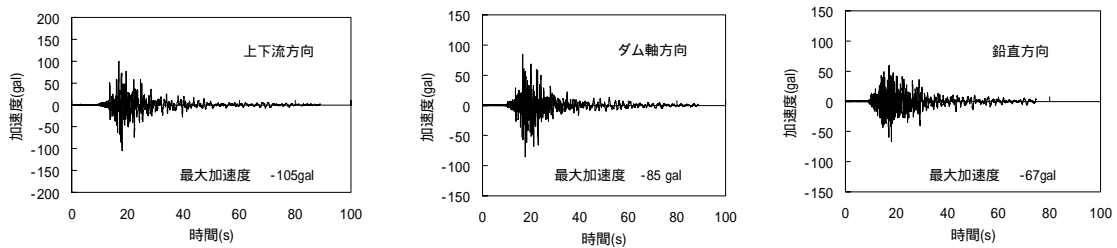
本震時に大きな地震動記録が得られたダムのうち、城川ダム(震源断層面までの距離約14km)、下条川(げじょうかわ)ダム(同約28km)および鯖石川ダム(同約21km)の基礎部における加速度時刻歴波形



(a)城川ダム

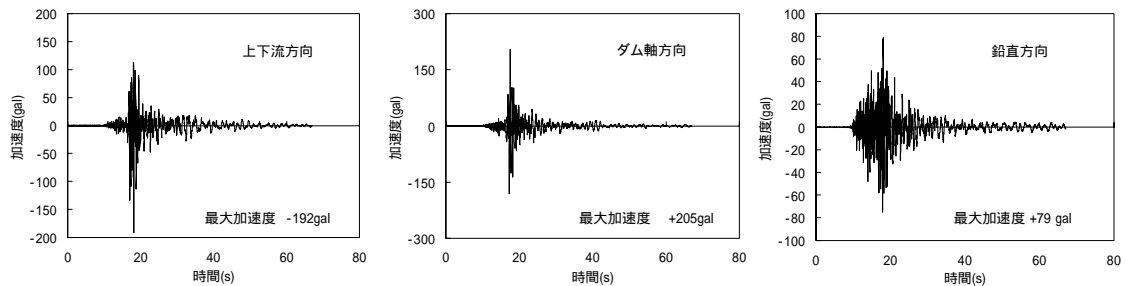


(b)下条川ダム

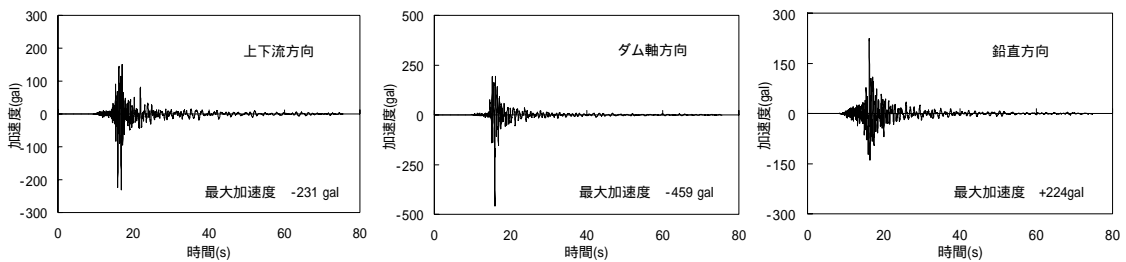


(c)鯖石川ダム

図-7.13 加速度時刻歴波形（本震、ダム基礎部）



(a)城川ダム



(b)鯖石川ダム

図-7.14 加速度時刻歴波形（最大余震、ダム基礎部）

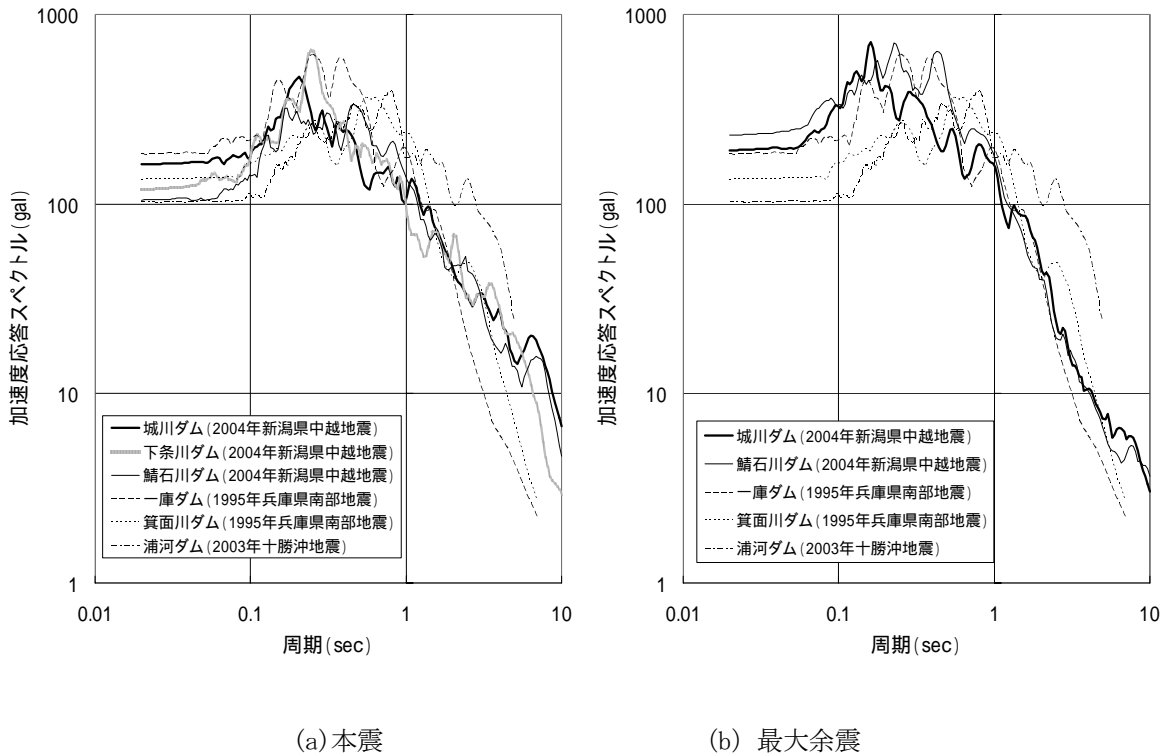


図-7.15 加速度応答スペクトル (上下流方向成分、減衰定数5%)

(本震時)を図-7.13に示す。なお、今回の地震では、ダムによっては本震時より余震時の方が大きな加速度記録が得られたことも特徴的であった。城川ダムおよび鯖石川ダムでは、最大余震時(10月23日18時34分)に本震時より大きな最大加速度値が得られたため、最大余震時の加速度時刻歴波形を図-7.14に示す。

なお、震源断層との位置関係としては、城川ダムおよび鯖石川ダムは上盤側、下条川ダムはほぼ延長方向に位置する。

2.3.3 加速度応答スペクトル

図-7.13および図-7.14に示した加速度時刻歴波形から求めた地震動の加速度応答スペクトルを図-7.15に示す。なお同図中には、比較のため1995年の兵庫県南部地震時¹¹⁾および2003年の十勝沖地震時¹²⁾に震源近傍のダムの基礎部で得られた地震動の加速度応答スペクトルについても示している。

2.4 ロックフィルダムの安定性に与える影響分析¹²⁾

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震においてダムサイトで観測された地震動が、ロックフィルダムの安定性(耐震性能)に与える影響を分析することを目的とし、堤高50m、100mおよび150mのロ

ックフィルダムのモデルダムを対象に、動的解析とNewmark法を組み合わせることによりこれらの地震動に対するすべり変形量を算出し、その安定性に及ぼす影響について考察を行った。

2.4.1 解析モデルとすべり変形解析法

(1) 解析モデル

解析モデルは、図-7.16に示す堤高H=50m、100mおよび150m、天端幅10mの中央土質遮水壁型ロックフィルダムで、コアゾーンの上下流勾配はともに1:0.2、フィルタゾーンの上下流勾配は1:0.35とした。また、ロックゾーンの上下流斜面勾配は、現行設計法である震度法^{13) 14)}によるすべり安定解析で、強震帯における震度k=0.15を与え、貯水位は堤高Hの92%(0.92H)(常時満水位相当)という条件で最小安全率がほぼ1.2(ただし1.2以上)になる勾配として上流側1:2.6、下流側1:1.9と決定した。断面決定に用いた堤体材料の物性値を、表-7.5に示す。これらの物性値のほか、以下の動的解析に用いる物性値なども含めて、我が国のロックフィルダムの標準的な堤体材料と判断したセヶ宿ダムの物性値や設計値を基本として設定した¹⁵⁾。

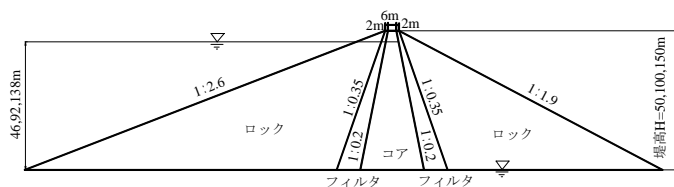


図-7.16 解析モデル

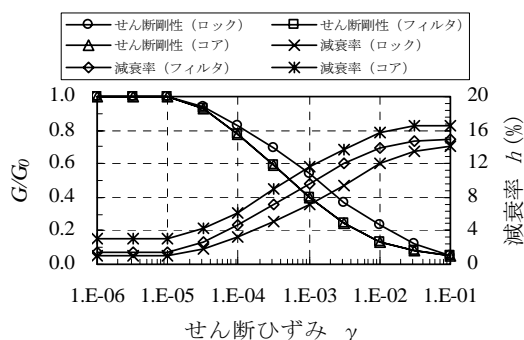


図-7.17 堤体材料のせん断ひずみとせん断剛性および減衰率の関係

表-7.5 堤体断面決定に用いた堤体材料の物性値

堤体材料	ロック	フィルタ	コア
湿潤密度(t/m ³)	1.94	2.13	2.22
飽和密度(t/m ³)	2.15	2.24	2.23
せん断強度			
粘着力(kN/m ²)	-	-	0
内部摩擦角(°)	-	-	35

表-7.6 加速度応答解析およびすべり変形解析に用いた堤体材料の物性値

堤体材料	ロック	フィルタ	コア
湿潤密度 ρ _t (t/m ³)	1.94	2.13	2.22
飽和密度 ρ _d (t/m ³)	2.15	2.24	2.23
粘着力 c (kN/m ²)	-	-	0.0
内部摩擦角 φ (°)	-	-	35.0
A*	4.37	1.57	-
b	0.804	0.902	-
ポアソン比	0.35	0.35	0.35
間隙率	0.33	0.33	0.33

*応力は kN/m² 単位として算出

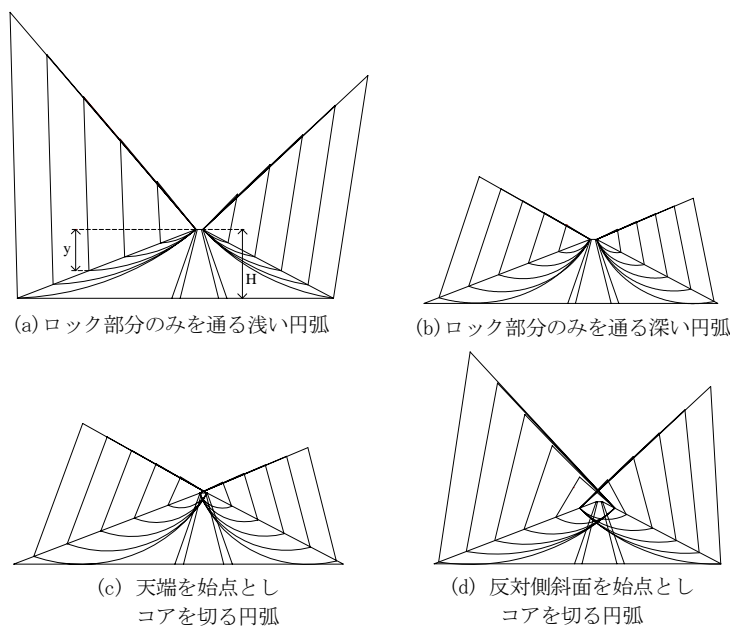


図-7.18 解析の対象とした円弧

(2) 解析の基本的な流れ

ここでは、複素応答法による等価線形解析により、入力地震動に対する堤体の応答加速度の時刻歴を求めた。そのうえで、設定したすべり土塊の入力地震動に対する応答加速度の平均値の時刻歴を求め、Newmark法^{16) 17)}によりすべり変形量を算出した。加速度応答解析における、せん断剛性および減衰率とせん断ひずみとの関係は図-7.17¹⁵⁾で与えた。なお、初期せん断剛性率 G_0 (kN/m²) は次式¹⁵⁾により算出した。

$$G_0 = 5820 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.6} \quad (\text{ロック}) \dots (7.1)$$

$$G_0 = 2380 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.7} \quad (\text{フィルタ、コア}) \dots (7.2)$$

$$\sigma_m' = \frac{1 + 2K}{3} \rho \cdot g \cdot D \dots (7.3)$$

ここで、 e : 間隙比、 σ_m' : 平均有効主応力 (kN/m²)、 K : 主応力比、 ρ : 密度 (t/m³)、 g : 重力加速度 (=9.8m/s²)、 D : 層厚 (m) である。

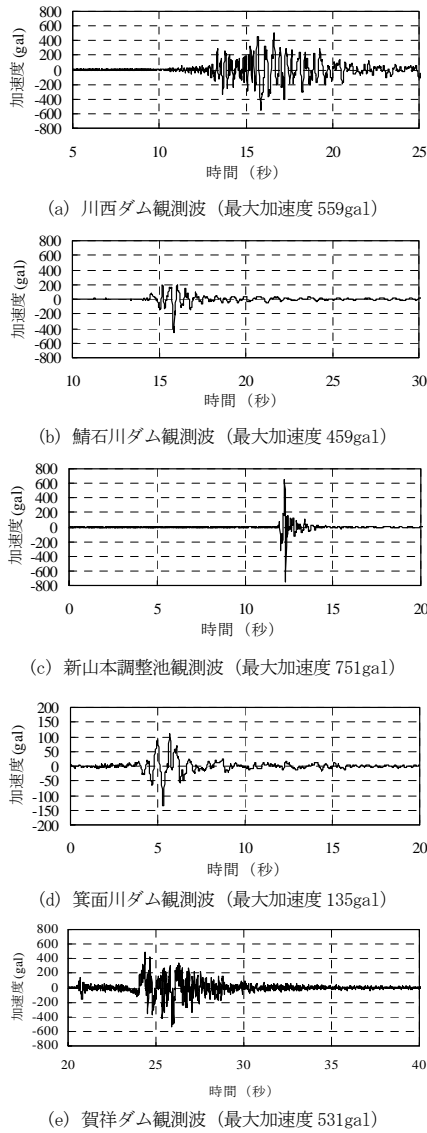


図-7.19 入力地震動

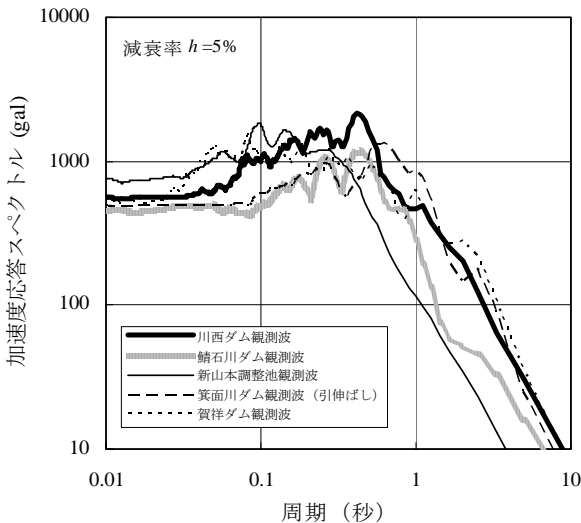


図-7.20 加速度応答スペクトル

Newmark 法では、すべり土塊のすべり安全率が 1.0 となるときの加速度を限界加速度とし、すべり土塊の地震動に対する応答加速度の平均値が限界加速度を超えるとときに変形が生じるとして変形量を算出する。ここでは、すべり土塊の限界加速度およびすべり変形量は、簡便分割法（モーメント法）により求めた。

加速度応答解析およびすべり変形量の算出には、前述したように、表-7.6 に示すセッケ宿ダムの物性値を基本に設定したものをを用いた。なお、Newmark 法の実施にあたって、堤体材料は完全塑性体と仮定した。

検討の対象とするすべり円弧は、すべり円弧始点や円弧深さにより上流側・下流側それぞれ図-7.18 に示す 20 円弧を設定した。それぞれの設定円弧グループにおいて、円弧の無次元高さ y/H を 0.2、0.4、0.6、0.8 および 1.0 の 5 円弧設定した。ここに、 y は天端から円弧最深部までの深さである。

(3) 基本解析条件

入力地震動としては、2004 年の新潟県中越地震時に川西ダム下流法尻で観測された上下流方向の地震動（以下、地震動と略称する）、鯖石川ダム基礎岩盤で観測された地震動（下段監査廊内）および新山本調整池で観測された地震動、また、比較のために 1995 年の兵庫県南部地震時に箕面川ダム基礎岩盤で観測された地震動の最大加速度が 500gal になるように振幅のみを引き伸ばした地震動および 2000 年の鳥取県西部地震時に賀祥ダム基礎岩盤（下段監査廊）で観測された地震動を用いた。それぞれの地震動の加速度時刻歴を図-7.19 に、減衰定数 $h=5\%$ とした加速度応答スペクトルを図-7.20 に示す。地震動の加速度時刻歴の正の符号は、下流方向への加速度を表す。

解析では、図-7.19 の加速度の符号を反転させた地震動についても検討を行った。

貯水位は常時満水位相当として、堤高Hの92%に相当する水位とした。

2.4.2 解析ケース

解析ケースを表-7.7 に示す。

なお、堤高100mのモデルダムに関する検討の結果、震度法による設計では上流側と下流側でほぼ同程度の安定性を有していても、大規模地震時には、上流側斜面の方が下流側斜面に比べてすべり変形量が大きく相対的に安全性が低いことがわかったため、上流側斜面のみを対象として検討を行った。

表-7.7 解析ケース

堤高	対象斜面	入力地震動
50m	上流	川西ダム観測波形 (新潟県中越地震)
		鯖石川ダム観測波形 (新潟県中越地震)
100m	上流 下流	新山本調整池観測地震動 (新潟県中越地震)
		箕面川ダム観測波形の引き伸ばし (兵庫県南部地震)
150m	上流	賀祥ダム観測波形 (鳥取県西部地震)
		および、これらの地震動の加速度符号を反転した地震動

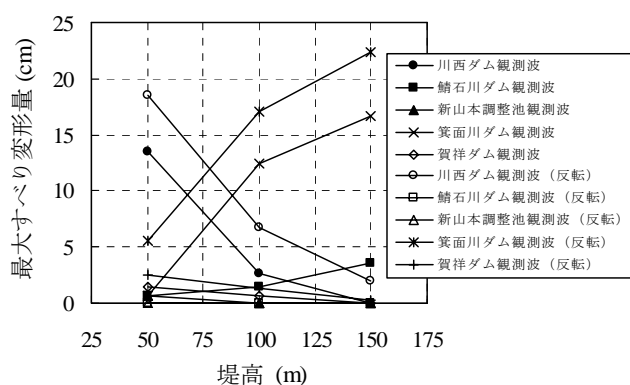


図-7.21 堤高と最大すべり変形量の関係

2.4.3 解析結果

表-7.7に示す入力地震動のケースにおける堤高と最大すべり変形量の関係を図-7.21に示す。最大すべり変形量は、ロックフィルダムの耐震性能を評価するにあたり重要なパラメータであり、ここでは上流側に設定した20円弧で算出したすべり変形量の最大値である。

図-7.21 より最大すべり変形量は、堤高 50m では川西ダム観測地震動の加速度符号を反転した地震動によるものが最も大きく 18.5cm、堤高 100m および 150m では、箕面川観測地震動 (引き伸ばし) の加速度符号を反転した地震動によるものが最も大きく、それぞれ 17.1cm、22.4cm である。なお、鯖石川ダム観測地震動、新山本調整池観測地震動、賀祥ダム観測地震動、およびそれらの加速度符号を反転した地震動によるすべり変形量は、どの堤高においても 5cm 以下である。最大すべり変形量は、箕面川ダム観測地震動を反転した地震動とそうでない地震動、および賀祥ダム観測地震動では円弧⑫、それ以外の地震動ですべりが発生したケースでは全て円弧⑪において発生しており、いずれの円弧も天端下流端を始点とし、コアを切る高い標高に位置する円弧において発生している。

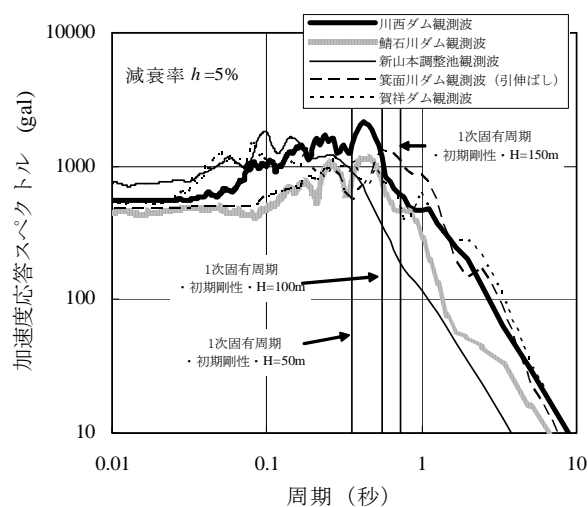


図-7.22 加速度応答スペクトルと堤体の一次固有周期の関係

加速度応答スペクトルと、堤体の1次固有周期の関係は図-7.22に示すとおりである。この図から、箕面川ダム観測波については、堤高が50、100、150mと大きくなると1次固有周期での加速度応答スペクトルは大きくなり、川西ダム観測波については、堤高が50、100、150mと大きくなると1次固有周期での加速度応答スペクトルは小さくなっている。

また、賀祥ダム観測波については、堤高が50、100、150mと大きくなると1次固有周期での加速度応答スペクトルは小さくなっている。これらのことから、入力地震動により、最大すべり変形量に差がでてくることは、これらの入力地震動の周波数特性と関係していると考えられる。

3. まとめ

今回の地震の震源近くでは、ダム、あるいは調整池を形成するダムに構造が類似する堤体としては比較的大きな地震時被害が発生した。残念ながら、被害を受けたダム等のほとんどで地震の観測記録が得られていないが、川西ダムの記録から推定されるように、震源近傍の上盤に位置するダムでは、かなりの地震動を受けたと思われる、それが被害の実態に結びついている

と考えられる。

JR 東日本により管理される調整池の被害調査・分析によれば、心壁への損傷は無く、2005 年 3 月に、国土交通省河川局から出された『大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説』¹⁸⁾において規定されている、レベル 2 地震動に対して必要な耐震性能である「貯水機能が維持され、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまること」という条件について、今回の地震に対してはこれを満足していたと考えられる。しかし、電源供給の停止と非常用電源設備の不足により、一時的には貯水位が上昇したということであり、貯水位の制御のための関連構造物・施設に対する再検討は必要と思われる。前述の指針（案）が通知（現在は試行中）されたことにより、今後、各ダム管理者等により、動的解析による耐震性能照査が進むと思われる。それらを通し、レベル 2 地震動のような大きな地震動に対するダムの耐震性能について貴重な知見が得られることが期待される。

被害を受けた施設では、地震時に貯水池がほぼ空虚状態であったり、あるいは貯水位を速やかに低下させたため、貯水をしている状態での堤体からの漏水（浸透）に関する情報が少ない。そのため、それらの施設における復旧後の運用再開に際しては、修復箇所の状態や堤体変形などとともに、漏水の挙動について十分に注視していく必要がある。

謝 辞

現地調査にあたっては、北陸地方整備局、独立行政法人水資源機構、新潟県土木部、同農地部、及び東日本旅客鉄道株式会社の関係各位より多大なご便宜を図っていただき、現地調査にご協力いただいた。ここに記して、深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局防災課災害対策室：国土交通省災害情報「平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震（第 30 報）」，2004.11.26.
- 2) 島峰徹夫、富田修司、馬場敏宏、目時政紀：信濃川発電所（調整池）の被害と復旧計画（案）基礎工，vol.33, No.10, pp.88-92, 2005.10.
- 3) 野澤伸一郎：新潟県中越地震における JR 信濃川発電所の被害とその復旧，電力土木技術講演会（投稿中）
- 4) Norihisa Matsumoto, Nario Yasuda and Minori Shiga : The Western Nagano Prefecture Earthquake, 1984 and Dams, Technical Memorandum of Public Works Research Institute, Ministry of Construction, No.2242, May 1985.
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所、独立行政法人 港湾空港技術研究所：「平成 15 年十勝沖地震被害に係わる現地調査報告書」 8.ダムの被害状況，pp.56-68, 2004.3.
- 6) 岩下友也：ロックフィルダムの遠心模型振動実験とその動的弾塑性有効応力解析，ダム技術，No.184, pp32-42, 2002.1.
- 7) 新潟県中越地震ダム工学会災害調査団：新潟県中越地震に関するダム工学会災害調査団調査報告，ダム工学，vol.14, No.4, pp285-296, 2004.12.
- 8) 田村重四郎、岡本舜三、加藤勝行：岩盤地帯地震動の最大加速度について，第 15 回地震工学研究発表会講演概要，pp.181-184, 1979.7.
- 9) 松本徳久、吉田 等、佐々木隆、安中 正：ダムサイトでの地震動の応答スペクトル（ICOLD 第 21 回大会提出課題論文），大ダム，No.186, pp.69-86, 2004.1.
- 10) 国土地理院：平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震に伴う地殻変動（第 3 報），2004.10.
- 11) 建設省土木研究所：平成 7 年（1995 年）兵庫県南部地震災害調査報告，土木研究所報告，No.196, pp.337-339, 1996.3.
- 12) 山口嘉一、富田尚樹、水原道法：ロックフィルダムの地震時すべり変形量の影響分析と簡易推定法，独立行政法人土木研究所報告（執筆中）.
- 13) （財）国土技術研究センター：改定 解説・河川管理施設等構造令，（社）日本河川協会，2000.1.
- 14) 建設省河川局監修：改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説，設計編 [I]，（社）日本河川協会，1997.10.
- 15) 松本徳久、安田成夫、大久保雅彦、境野典夫：七ヶ宿ダムの動的解析、建設省土木研究所資料，No.2480, 1987.3.
- 16) 舘山 勝、龍岡文夫、古関潤一、堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998.4.
- 17) （財）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計・同解説耐震設計，1998.11.
- 18) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説，2005.3

第8編 道路施設

道路橋

玉越 隆史 ^{*1}	渡辺 陽太 ^{*2}	廣松 新 ^{*3}
中洲 啓太 ^{*4}	武田 達也 ^{*5}	運上 茂樹 ^{*6}
遠藤 和男 ^{*7}	小林 寛 ^{*8}	西田 秀明 ^{*9}
塩島 亮彦 ^{*10}	Mohammd Reza Salamy ^{*11}	加納 匠 ^{*12}
二井 伸一 ^{*13}	Solo Shanmuganathan ^{*14}	福井 次郎 ^{*15}
村越 潤 ^{*16}	田中 良樹 ^{*17}	中谷 昌一 ^{*18}
石田 雅博 ^{*19}	竹口 昌弘 ^{*20}	梅原 剛 ^{*21}
野々村 佳哲 ^{*22}	浅井 隆一 ^{*23}	

道路土工・斜面

松尾 修 ^{*24}	小野寺 誠一 ^{*25}	桑野 玲子 ^{*26}
佐々木 靖人 ^{*27}	塩見 哲也 ^{*28}	矢島 良紀 ^{*29}
杉田 秀樹 ^{*30}	近藤 益央 ^{*31}	佐々木 哲也 ^{*32}

道路トンネル

真下 英人^{*33}

Highway Bridges

by Takashi Tamakoshi, Keita Nakasu, Kazuo Endo, Akihiko Siojima, Shiniti Futai, Jun Murakoshi, Masahiro Ishida, Yoshinori Nonomura	and	Youta Watanabe, Tatsuya Takeda, Hiroshi Kobayashi, Dr. Mohammd Reza Salamy, Dr. Solo Shanmuganathan, Yoshiki Tanaka, Masahiro Takeguchi, Ryuichi Asai	Arata Hiromatsu, Dr. Shigeki Unjoh, Hideaki Nishida, Takumi Kanou, Jiro Fukui, Shochi Nakatani, Tsuyoshi Umehara,
---	-----	--	---

Road Earthworks / Slopes

by Osamu Matsuo, Yasuhito Sasaki, Dr. Hideki Sugita,	Seiichi Onodera, Tetsuya Shiomi, Masuo Kondoh	and	Dr. Reiko Kuwano, Yoshinori Yajima, Tetsuya Sasaki
--	---	-----	--

Road Tunnels

by Dr. Hideto Mashimo

細目次

1 . 概要	5
2 . 道路橋	5
2.1 道路橋被害の概要及び分布	5
2.2 被害状況	8
2.2.1 新組跨線橋（下り線）	8
2.2.2 小千谷大橋・小千谷ランプ橋（ひ生IC）	10
2.2.3 山辺橋	11

2.2.4	その他の橋梁	15
2.3	まとめ	22
3	道路土工・斜面	23
3.1	道路土工・斜面の被害概要	23
3.2	道路盛土	28
3.2.1	概要	28
3.2.2	道路盛土被害の傾向	28
3.2.3	道路盛土の被害事例	30
3.2.4	道路盛土の被害のまとめ	46
3.3	擁壁	48
3.3.1	概要	48
3.3.2	道路擁壁の被害状況	48
3.3.3	コンクリート擁壁の被害	49
3.3.4	補強土擁壁の被害	53
3.3.5	道路擁壁の被害のまとめ	58
3.4	カルバート	59
3.4.1	概要	59
3.4.2	被害事例	59
3.4.3	カルバートの被害のまとめ	62
3.5	斜面災害	63
3.5.1	道路斜面災害の概要	63
3.5.2	1年後の復旧状況	63
3.5.3	被害事例	63
3.5.4	道路斜面被害のまとめ	70
3.6	まとめ	71
4	道路トンネル	72
4.1	はじめに	72
4.2	道路トンネルの被害状況	72
4.3	和南津トンネルの被害	72
4.3.1	和南津トンネルの概要	72
4.3.2	和南津トンネルの被害状況	74
4.3.3	和南津トンネルの復旧方法	74
4.4	木沢トンネルの被害	75
4.4.1	木沢トンネルの概要	75
4.4.2	木沢トンネルの被害状況	75
4.4.3	木沢トンネルの復旧方法	76
4.5	荒谷トンネルの被害	76
4.5.1	荒谷トンネルの概要	76
4.5.2	荒谷トンネルの被害状況	76
4.5.3	荒谷トンネルの復旧方法	77
4.6	羽黒トンネルの被害	77
4.6.1	羽黒トンネルの概要	77
4.6.2	羽黒トンネルの被害状況	77
4.6.3	羽黒トンネルの復旧方法	78
4.7	十二平トンネルの被害	78

4.7.1 十二平トンネルの概要	78
4.7.2 十二平トンネルの被害状況	78
4.7.3 十二平トンネルの復旧方法	78
4.8 まとめ	79
5 . まとめ	79
謝 辞	80
参考文献	80

-
- *1 国土技術政策総合研究所道路研究部道路構造物管理研究室長
 - *2 国土技術政策総合研究所道路研究部道路構造物管理研究主任研究官
 - *3 北陸地方整備局信濃川下流河川事務所調査設計課長（前国土技術政策総合研究所道路研究部道路構造物管理研究室研究官）
 - *4 国土技術政策総合研究所道路研究部道路構造物管理研究主任研究官
 - *5 国土技術政策総合研究所道路研究部道路構造物管理研究室研究員
 - *6 土木研究所耐震研究グループ（耐震）上席研究員、工博
 - *7 土木研究所耐震研究グループ（耐震）主任研究員
 - *8 土木研究所耐震研究グループ（耐震）主任研究員
 - *9 土木研究所耐震研究グループ（耐震）研究員
 - *10 前土木研究所耐震研究グループ（耐震）研究員
 - *11 土木研究所耐震研究グループ（耐震）専門研究員、工博
 - *12 ㈱荒谷建設コンサルタント（前土木研究所耐震研究グループ（耐震）交流研究員）
 - *13 ㈱ウエスコ（前土木研究所耐震研究グループ（耐震）交流研究員）
 - *14 Opus International Consultants Ltd.(前日本学術振興会招聘研究員)、工博
 - *15 土木研究所構造物研究グループ長（前土木研究所構造物研究グループ（基礎）上席研究員）
 - *16 土木研究所構造物研究グループ（橋梁構造）上席研究員
 - *17 土木研究所構造物研究グループ（橋梁構造）主任研究員
 - *18 土木研究所構造物研究グループ（基礎）上席研究員
 - *19 総合政策局国土環境・調整課 課長補佐(前土木研究所構造物研究グループ（基礎）主任研究員)
 - *20 土木研究所構造物研究グループ（基礎）主任研究員
 - *21 中部地方整備局沼津河川国道事務所工務第三課(前土木研究所構造物研究グループ（基礎）研究員)
 - *22 土木研究所構造物研究グループ（基礎）研究補助員
 - *23 ㈱大林組（前土木研究所構造物研究グループ（基礎）交流研究員）
 - *24 土木研究所耐震研究グループ長
 - *25 土木研究所技術推進本部（施工技術）主任研究員
 - *26 土木研究所材料地盤研究グループ（土質）主任研究員、工博
 - *27 土木研究所材料地盤研究グループ（地質）上席研究員
 - *28 土木研究所材料地盤研究グループ（地質）交流研究員
 - *29 土木研究所材料地盤研究グループ（地質）研究員
 - *30 土木研究所材料耐震研究グループ（振動）上席研究員、工博
 - *31 土木研究所材料耐震研究グループ（振動）主任研究員
 - *32 土木研究所材料耐震研究グループ（振動）主任研究員
 - *33 土木研究所基礎道路研究グループ（トンネル）上席研究員、工博

1. 概要

道路施設の被害は、長岡市、小千谷市を中心とした国道8号、17号、117号等の主要幹線道路、関越自動車道、県道、市町村道等において、橋梁、土工、トンネルを対象とした調査により多数確認された。

道路橋では、落橋に至る大きな被害は無かったものの、調査を行った橋梁40橋のうち、27橋に対して地震に起因したと考えられる損傷が確認された。

土工・斜面崩壊に関しては、高速道路を除く国道及び県道で通行止め箇所が241箇所のうち209箇所が土工・斜面崩壊に関わる通行止めとなっていた。

トンネルに関しては、10本あまりのトンネルにおいては何らかの被害が生じており、軽微な補修で済むものから大規模な補強が必要なものまで被害の状況は大きく異なっていた。

各構造物の調査及び被害、原因の詳細については、2. 以降に述べる。

2. 道路橋

2.1 道路橋被害の概要及び分布

道路橋の被害状況の把握及び復旧支援を目的として、平成16年10月26日から11月23日にかけて3回にわたり長岡市及び小千谷市を中心とした地域の主要幹線道路にかかる橋梁の調査を行った。橋梁の諸元及び被害状況ならびに位置を表-8.2.1、図-8.2.1に示す。

調査を行った道路橋のうち、比較的被害の大きかった3橋（新組跨線橋（下り）、小千谷大橋、山辺橋）を中心として被害状況を述べる。

表-8.2.1(1) 調査橋梁一覧

NO	橋梁名	路線	竣工年	橋長(m)	橋梁形式(上部)	橋梁形式(下部)	損傷の概要(注1)
1	新組跨線橋(下り線)	国道8号	1989	170.0	(2径間単純+3径間連続+2径間単純)鋼鉄桁	RC(円形)	橋脚かぶりコンクリート剥落及び水平・せん断ひびわれ・軸方向鉄筋座屈(P5柱頭部段落とし部)、橋脚水平・せん断ひびわれ(P5を除く橋脚)、支承上変位制限ストッパー部変形・破断
2	長岡大橋	国道8号	1970	1078.2	(4+3+3)径間連続鋼箱桁+(3+3)径間連続鋼鉄桁	RC(小判)	支承カバープレート及びサイドブロック変形、主桁ウェブ変形
3	宮本橋	国道8号	1971	40.2	単純鋼鉄桁	両端橋台	橋台背面土沈下、橋台ウイングひびわれ
4	観音橋側道橋	国道8号	2002	29.0	単純PC板桁	両端橋台	橋台背面土沈下、橋台バラベットのひびわれ
5	新佐梨橋	国道17号	1962	83.0	3径間単純鋼鉄桁	RC(小判)	損傷なし
6	堀之内橋	国道17号	1964	218.0	(2+3)径間連続鋼箱桁	RC(小判)	橋台背面土沈下、橋脚水平ひびわれ、支承サイドブロック変形、脱落、支承ピンの水平方向へのずれ、ピンカバー脱落
7	和南津橋	国道17号	1954	189.7	7径間鋼ゲルバー鉄桁	RC(小判)	橋台背面土沈下、橋台バラベットのひびわれ、橋台上主桁破損、添架物破損、橋台上の桁の沈下、ゲルバー部桁間連続プレートボルト脱落(主として腐食による)
8	小千谷大橋	国道17号	1982	584.9	単純鋼鉄桁+(4+3)径間連続鋼箱桁	RC(円形)	橋脚かぶりコンクリート剥落、水平、斜めひびわれ、軸方向鉄筋座屈(P2、柱梁境界部)、橋脚水平・斜めひびわれ(P4、P6、P7上流側)、箱桁下フランジ座屈、支点上垂直補剛材の座屈・破断(P3、固定支承)、可動支承上変位制限ストッパー部およびサイドブロック破損
9	越の大橋	国道17号	1998	519.4	2径間連続鋼箱桁+(3+3+2)径間連続鋼鉄桁	RC(小判) RC水門からの張出	橋台背面土沈下、橋脚に鉛直方向の貫通ひびわれ、支承セットボルト及びサイドブロック破損、支点上垂直補剛材座屈
10	十日町高架橋(上下線)	国道17号	上り 1978 下り 1995	534.8	(4+4)径間連続RC中空床版桁+(3+3)径間連続鋼鉄桁+(6+6)径間連続RC中空床版桁	RC(角柱)	ゴム支承残留変形、アンカーバー変形、対傾構・下横構の変形
11	清津大橋	国道117号	1996	519.0	PC単純鋼鉄桁+多径間連続鋼鉄桁(耐険性鋼材)	RC(小判)	損傷なし
12	魚沼橋	国道117号	1965	205.6	3径間単純鋼鉄桁+ランガー	RC(小判)	橋台背面土沈下、橋台背面路肩崩落、側道橋部と車道橋部の衝突による車道部地覆コンクリート剥落、アンカーボルト若干引き抜け及び音座モルタルわれ(ランガー固定支承部)、ソールプレート割がれ(ランガー可動支承部)
13	山辺橋	国道117号	1987	222.0	単純鋼鉄桁+ローゼ+単純鋼箱桁+単純鋼鉄桁	RC(壁、一層ラーメン(矩形)+耐震壁、二層ラーメン(円柱)、一層ラーメン(円柱))	橋台背面土沈下、かぶりコンクリート剥落・軸方向鉄筋座屈(P1)、ラーメン梁部縦ひびわれ及びラーメン円柱(短柱)斜めひびわれ(P3)、中間梁ひびわれ及びラーメン円柱2基水平・斜めひびわれ(P4)、支承上変位制限ストッパー部破断、深礎杭鉄筋引張破断及び橋台躯体傾斜、側道橋橋座コンクリートの破壊(両橋台)
14	栄橋	国道252号	1964	403.0	多径間RC板桁	RC(小判)	橋台背面土沈下、RC高欄・地覆・親柱破損
15	十日町橋	国道253号	1967	476.3	4径間単純鋼鉄桁+10径間RCゲルバー鉄桁(ゲルバー部剛結)	RC(小判)	橋台背面土沈下、桁下部と橋脚の接触による桁コンクリート破損、橋軸直角方向の変位制限構造(コンクリートブロック)脱落

表-8.2.1(2) 調査橋梁一覧

16	錦鯉橋	国道291号	1990	19.7	プレテンPCスラブ桁	両端橋台	橋台背面土沈下、橋台傾斜、ひびわれ
17	旭橋	国道291号	1959	350.5	14径間単純鋼ゲルバー鉄桁	RC(小判)	橋台背面土沈下、橋脚2基水平ひびわれ
18	長生橋	国道351号	1937	851.7	ゲルバートラス(下路)	RCラーメン	橋台背面土沈下
19	蔵王橋	国道352号	1994	808.0	多連4径間連続箱桁	RC(小判)	損傷なし
20	宮中橋	国道353号	1976	261.7	多連鋼鉄桁	RC(小判)	橋台背面土沈下、沓座モルタル破損及びアンカーボルト露出・引抜け(左岸橋台固定支承部)、中央桁下フランジ変形(右岸橋台)、支承上沓変位制限ストッパー変形
21	室島橋	国道403号	1959	42.0	曲弦トラス	両端橋台	損傷なし
22	大手大橋	国道404号	1985	878.3	多連3径間連続箱桁橋	RC(小判)	橋脚コンクリート剥落
23	塩殿橋	関越自動車道	1981	181.0	鋼単純鉄桁+ 2径間連続上路トラス	RC(壁)	支承の変形、橋脚掛け違い部における水平ひびわれ
24	高見橋	関越自動車道	1978	上り97.2 下り69.0	上り:3径間連続鉄桁 下り:2径間連続鉄桁	RC(円形)	損傷なし
25	信濃川橋	関越自動車道	1975	963.0	鋼連続箱桁	RC(小判)	損傷なし
26	天神高架橋	関越自動車道	1978	278.7	鋼単純鉄桁	RC(壁)	損傷なし
27	芋川橋	関越自動車道	1982	上り271.0 下り295.0	3径間連続PC箱桁	RC(角柱)	下り線橋脚1基斜めひびわれ、桁の衝突による橋台ひびわれ、支承部損傷
28	根小屋橋	県道23号線 (主)柏崎高浜堀之内線	1956	200.0	4径間単純鋼鉄桁	RC(小判)	橋台背面土沈下、橋脚水平ひびわれ、橋台前部ひびわれ、支承上沓変位制限ストッパー部破断(右岸橋台固定支承部)
29	越路橋	県道23号線 (主)柏崎高浜堀之内線	1998	596.0	7径間連続鋼箱桁	RC(壁)	橋台背面土沈下、橋脚水平ひびわれ
30	小出橋	県道47号 (主)小出停車場線	1975	270.6	多連単純鉄桁	鋼製(円形)	損傷なし
31	川口橋	県道71号 (主)小千谷川口大和線	1954	211.0	9径間RCゲルバー桁	RCラーメン(円形)	橋台背面土沈下、左岸側橋脚1基柱頭部付近水平ひびわれ、右岸側橋脚柱部(下流側)及び柱頭部(上流側)水平ひびわれ、桁側面のコンクリート剥離
32	西倉橋	県道83号 (主)川口塩殿線	1974	310.0	(3+3)径間連続鋼鉄桁	RC(小判)	橋台背面土沈下、桁間ジョイント部段差(最大45mm)、支承ローラー抜け出し・ボルト破断、支点上垂直補剛材座屈
33	四日町橋	県道458号 (一)下倉小出線	1985	139.4	鋼連続鉄桁	RC(小判)	損傷なし
34	青島大橋	県道232号 (主)浦佐小出線	1989	222.2	鋼連続鉄桁	RC(小判)	損傷なし
35	姿大橋	県道285号 (一)姿土市停車場線	1967	183.7	4径間単純鋼鉄桁	RC(円形)	損傷なし
36	宇賀地橋	県道333号 (一)中山電光堀之内線	1990	236.6	(3+2)径間連続鋼鉄桁	RC(小判)	橋台背面土沈下、右岸側橋台ウイング部ひびわれ、左岸側橋台パラベット基部コンクリート剥落、支承上沓変位制限ストッパー部破断(右岸側橋台可動支承部)、支承上沓変位制限ストッパー部変形(左岸側橋台可動支承部上流側)
37	新柳生橋	県道532号 (一)五箇小出線	1984	215.8	鋼連続鉄桁	RC(小判)	損傷なし
38	青島跨線橋	県道532号 (一)五箇小出線	1984	81.4	鋼単純鉄桁	RC(小判)	損傷なし
39	浦橋橋(旧橋)	県道589号(旧道) (一)小千谷長岡線	不明	不明	RCラーメン	RCラーメン(3柱2層)	橋脚せん断ひびわれ
40	川井大橋	小千谷市道	1994	307.0	4径間連続鋼箱桁	RC(円形)	橋台背面土沈下、落橋防止装置と取り付けウェブ座屈

(注1) 損傷の概要は、平成16年10月26日から11月23日にかけて実施した3回の調査で確認したものであり、また対象橋梁すべてを詳細に調査したものではない。

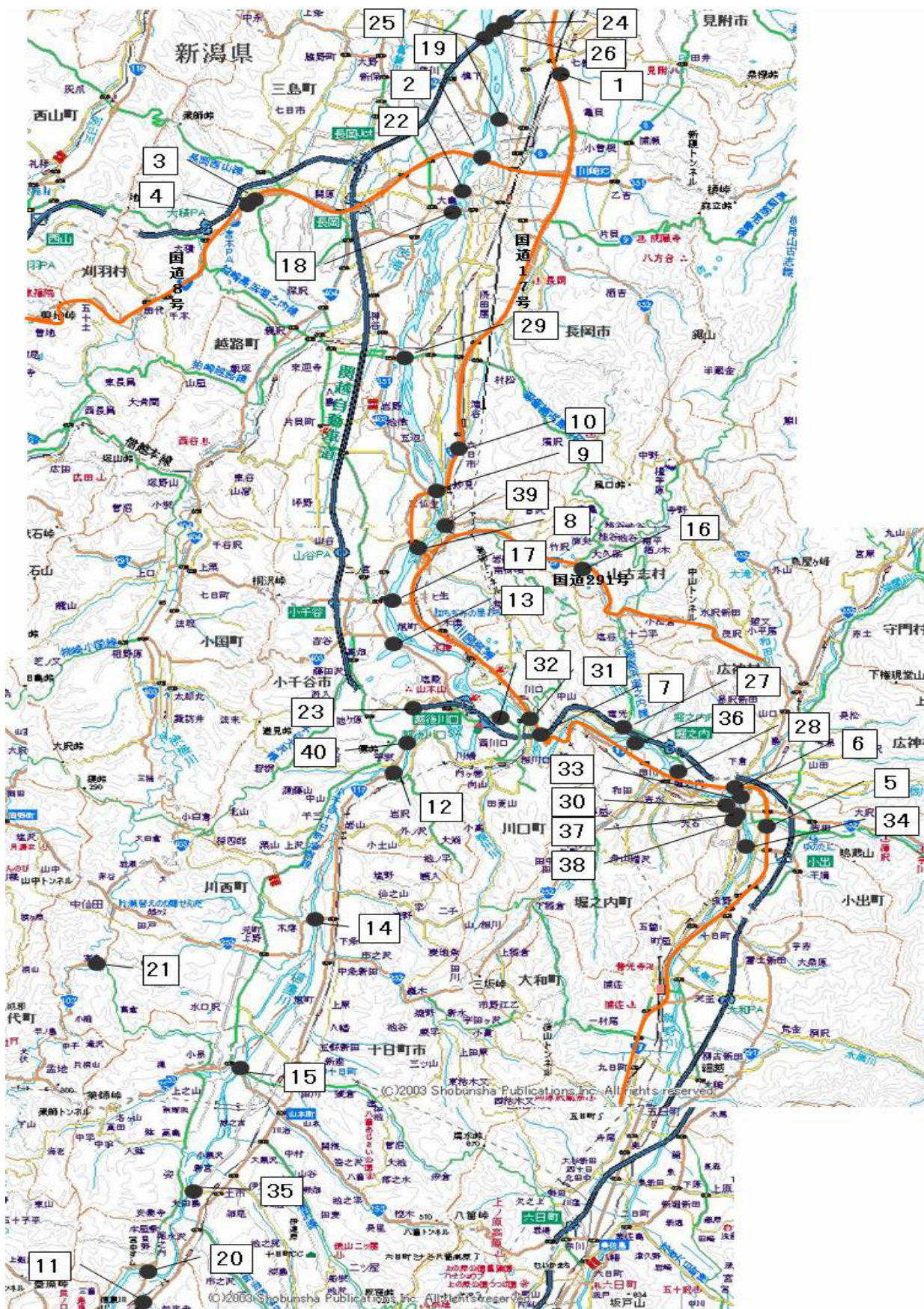


図-8.2.1 調査橋梁一覧

2.2 被害状況

2.2.1 新組跨線橋（下り線）

新組跨線橋の下り線は、1989年に竣工したJR信越本線を跨ぐ国道8号の橋である（写真-8.2.1）。上部構造は2径間単純＋3径間連続＋2径間単純鋼鈹桁、下部構造は円柱RC橋脚で杭基礎により支持されており、支承はBP支承である。上り線は1981年に竣工しており、下り線とはほぼ同じ構造であるが、板巻立てによる耐震補強が実施されていた（写真-8.2.2）。なお、下り線は耐震補強されていない。

地震により、下り線（柏崎方面）のP5橋脚の軸方向鉄筋(D32)の段落し位置でかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋(D16、150mm間隔で配筋)の重ね継手のはずれが生じた（写真-8.2.3、写真-8.2.4）。また、P6橋脚でも斜めひびわれとかぶりコンクリートのうきが確認された。その他の橋脚では、橋脚柱上部に水平及び斜めひびわれが生じていた。さらに下り線A2橋台上におけるBP支承5基の移動制限ストッパー部に破損が確認された。特に両外桁のストッパーの変形が著しく、一部破断も確認された。

橋脚については、地震後10月26日から断面修復、炭素繊維シート巻立て（P5及びP6橋脚）ならびにひびわれへの樹脂注入（P5、P6橋脚以外）による応急復旧が行われた（写真-8.2.5、写真-8.2.6）。



写真-8.2.1 新組跨線橋（手前が下り線）



写真-8.2.2 上り線橋脚の鋼板巻立て補強



写真-8.2.3 P5橋脚の断面損傷状況



写真-8.2.4 P5橋脚の断面損傷状況（拡大）



写真-8.2.5 モルタルによる断面修復後の状況（P5橋脚、この後に炭素繊維シート巻立て）



写真-8.2.6 炭素繊維シート巻立てによる応急復旧状況（P6橋脚）

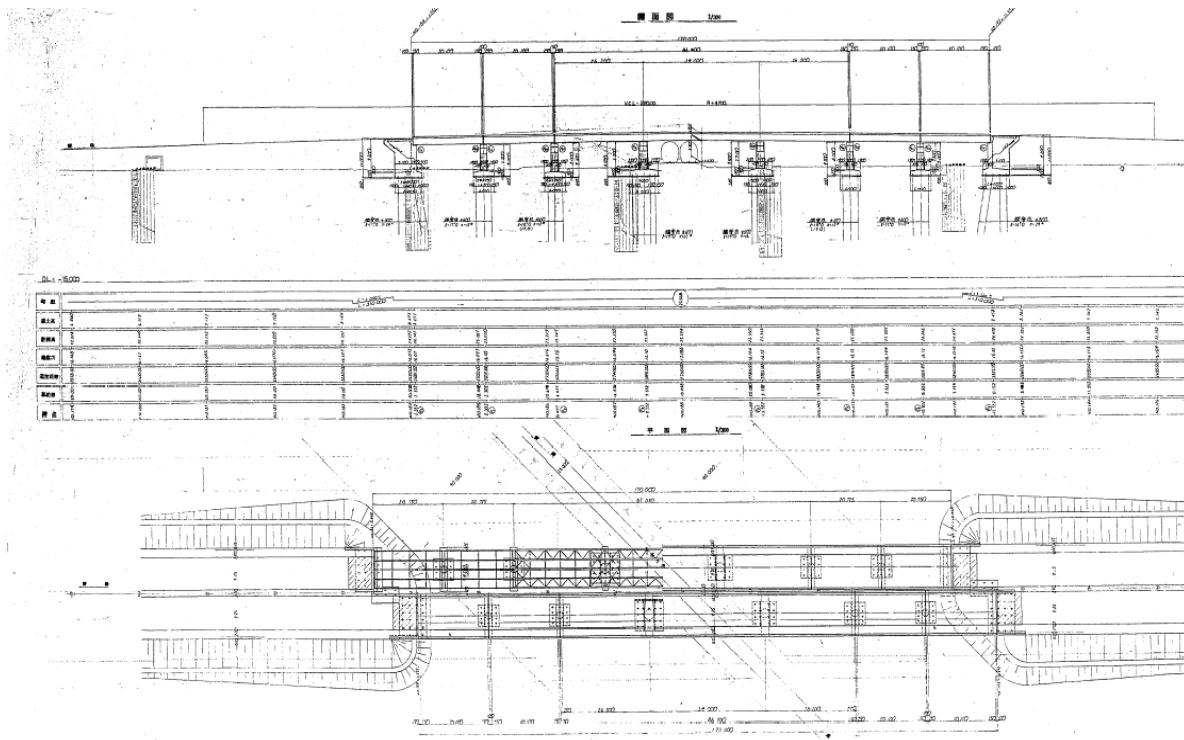


图-8.2.2 新組跨線橋橋梁一般図

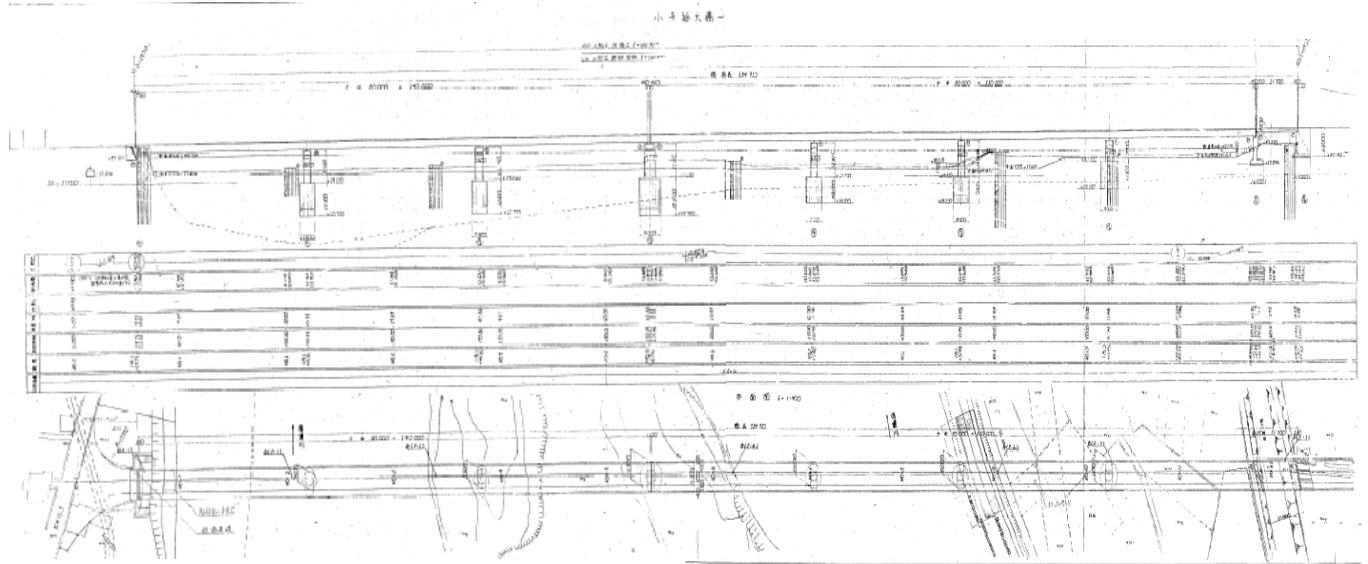


图-8.2.3 小千谷大橋橋梁一般図

2.2.2 小千谷大橋・小千谷ランプ橋（ひ生IC）

国道17号小千谷大橋は、1982年に竣工した信濃川を渡河する橋梁である（写真-8.2.7）。上部構造は、起点側（右岸側）から4径間と3径間の連続鋼箱桁、下部構造は円形RC橋脚、支承部はピン・ローラー支承である。なお、右岸側には側径間が1径間あり全8径間となる。このうち、4径間連続桁の固定部にあたるP2橋脚の柱部と横梁部の境界付近において、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋の重ね継手のはずれ、斜めひびわれが生じた（写真-8.2.8～写真-8.2.10）。可動支承のみを有する橋脚のうち、P4、P6及びP7橋脚の上流方向に水平及び斜めひびわれが生じた（写真-8.2.11）。この他に、支承部の移動制限ストッパー部やサイドブロック等の損傷（写真-8.2.12、写真-8.2.13）、3径間連続桁固定支承部の箱桁下フランジの変形、支承上補剛構造の局部座屈・亀裂が生じた（写真-8.2.14、写真-8.2.15）。10月26日から、P2橋脚では断面修復ならびに炭素繊維シート巻立てによる応急復旧が行われた（写真-8.2.16）。

また、右岸側の小千谷ランプ橋においては支承のサイドブロックの損傷が見られた。



写真-8.2.7 小千谷大橋（手前が起点側）



写真-8.2.8 P2橋脚の損傷状況



写真-8.2.9 P2橋脚の損傷状況（拡大：P1側）



写真-8.2.10 P2橋脚の損傷状況（拡大：上流側）



写真-8.2.11 橋脚に生じたひびわれ(P6橋脚)



写真-8.2.12 可動支承の損傷状況 (A2 橋台)



写真-8.2.15 箱桁端部支承上補剛構造の損傷状況 (P4 橋脚上)



写真-8.2.13 支承サイドブロックの損傷(P6橋脚上)



写真-8.2.16 P2橋脚の炭素繊維シート巻立てによる応急復旧状況



写真-8.2.14 箱桁下フランジの変形(P5橋脚上)

2.2.3 山辺橋

山辺橋は、1986年に竣工した、JR信濃川発電所の導水管を跨ぐ国道117号の橋である。上部構造は、起点側（十日町側）から、単純鋼鈹桁、鋼ローゼ桁、単純鋼鈹桁、2径間単純鋼鈹桁の全5径間である。下部構造は、起点側から、RC壁式橋脚（P1）、耐震壁付きRC1層ラーメン橋脚（P2）、RC2層円柱ラーメン橋脚（P3）、RC1層円柱ラーメン橋脚（P4）からなり、橋台を含めて全て深礎杭で支持されている。支承部は、単純桁部がBP支承、ローゼ桁部がピン・ローラー支承である。地震当時は、鈹桁部と橋台部で上部構造 - 下部構造を結ぶ落橋防止ケーブルの取り付け工事中であり、ローゼ桁部 - 橋脚間のみ完成している状態であった。また、ローゼ桁部には段差防止構造も設置されて



写真-8.2.17 山辺橋（右が小千谷方向）

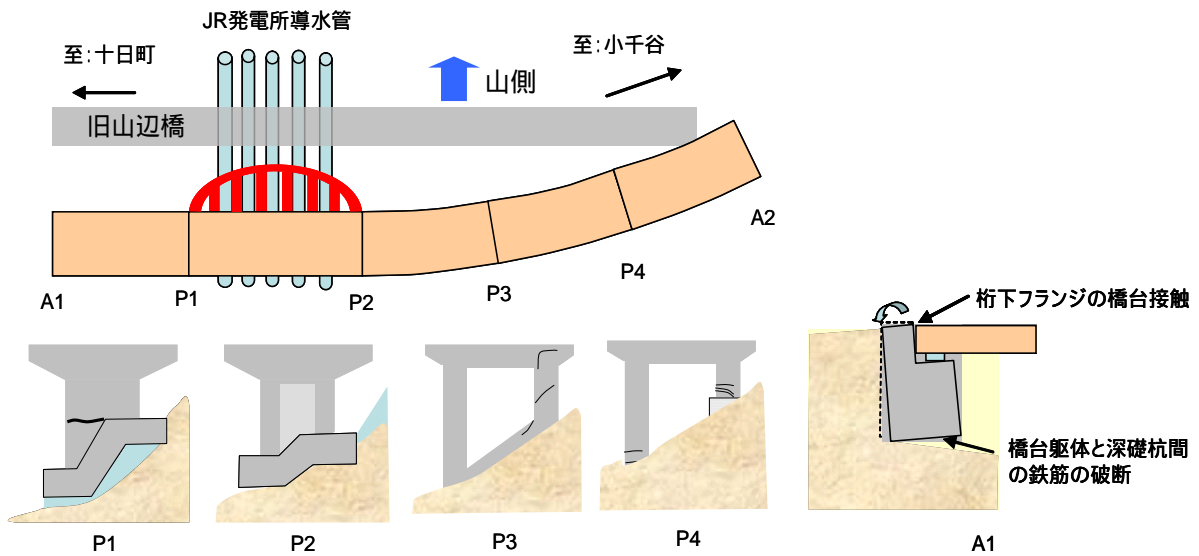


図-8.2.4 山辺橋の周辺状況と下部構造の損傷状況

いた（写真-8.2.17、図-8.2.4）。

ローゼ桁固定側（単純桁側は可動）のP1橋脚において、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋の重ね継手のはずれが生じた（写真-8.2.18）。損傷の程度はA1橋台側の面の方が大きく、P2側はかぶりコンクリートが剥離している状態であった（写真-8.2.19）。これらの損傷位置は、壁式橋脚の山側半分ほどの基部にあたり、断面の剛性が急変しているところである。また、この橋脚のフーチング下面では深礎杭の頭部が露出していたが、これは周辺の斜面や擁壁部が沈下したためと考えられる。ローゼ桁可動側のP2橋脚についても基礎周辺は同様な状況であったが、橋脚自体に損傷は見られなかった（写真-8.2.20）。

P3橋脚（写真-8.2.21）では、山側の柱部の上部に位置する梁部に縦ひびわれが生じた。このひびわれは、この柱の谷側からかぶりコンクリートの厚さ分内側の位置付近を起点に上方に延びており、梁上端付近で山側に曲がるように生じていた（写真-8.2.22）。さらに、山側の短柱では柱の中間付近に斜面に沿う方向にせん断ひびわれが生じていた（写真-8.2.23）。また、斜面に沿って設置されている中間梁についても、山側の柱基部付近から谷方向にひびわれが生じていた。谷側では深礎杭の頭部が露出していた。

P4橋脚では、山側の短柱の基部付近から柱高さの半分程度にわたり水平および斜めひびわれが生じており、深礎杭の頭部が露出していた（写真-8.2.24）。さらに、谷側の長柱では、柱基部付近で水平ひびわれが発

生じた。P3橋脚と異なり、梁部には損傷は見られなかった。

A1橋台は、橋台背面盛土の沈下その他、固定支承の移動制限ストッパー部が破断し、桁の下フランジがパラペットに衝突してジョイント部の遊間も無くなっていたが（上フランジ側は逆に遊間が広がっていた）、橋台躯体には衝突痕が残る程度で損傷がなかった。また、橋台基礎周辺地盤が沈下し、橋台躯体部と深礎杭間の鉄筋が破断しているのが確認された（写真-8.2.25）。これら2点をあわせると、橋台が足下をすくわれる形で前面に押し出され、傾斜したものと考えられる（図-8.2.4の右の図）。

A2橋台は、橋台背面盛土が1m程度沈下した他（写真-8.2.26）、固定支承の移動制限ストッパー部が破断していたが、こちらも橋台躯体には損傷は見られなかった。また、橋台周辺地盤の沈下により深礎杭の頭部が露出していたが、A1橋台のような鉄筋の破断は確認できなかった。

各ジョイント部における山側と谷側の遊間量を計測し、道路線形の設計時に対する地震後の状態を推定した（図-8.2.5）。P1、P2、P3橋脚部では、山側の遊間量は谷側に比べ大きく、P4、A2ではその逆となっていた。この傾向は、各可動支承の移動状況と整合していた。このことから、ローゼ桁（P1～P2間）の線形を不動と仮定した場合、設計に比べ全体的に谷側に道路線形が振れていることになる。

山側にある旧山辺橋（1949年竣工、RC鈹桁橋）は、橋台背面盛土は1m程度沈下していた（写真-8.2.27）。また、橋脚上では2～3 cm程度の路面段差が生じていた。



写真-8.2.18 P1橋脚の損傷(A1橋台側、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋の重ね継手のはずれ)



写真-8.2.19 P1橋脚の損傷(P2橋脚側)



写真-8.2.20 P2橋脚 (P3橋脚側)



写真-8.2.21 P3橋脚 (P2橋脚側)



写真-8.2.22 P3橋脚梁部のひびわれ



写真-8.2.25 A1橋台部における橋台躯体と深礎杭間の鉄筋の破断



写真-8.2.23 P3橋脚短柱側面の斜めひびわれ



写真-8.2.26 A2橋台背面盛土の沈下



写真-8.2.24 P4橋脚（短柱側）の水平・斜めひびわれ



写真-8.2.27 旧山辺橋（左）の橋台背面盛土

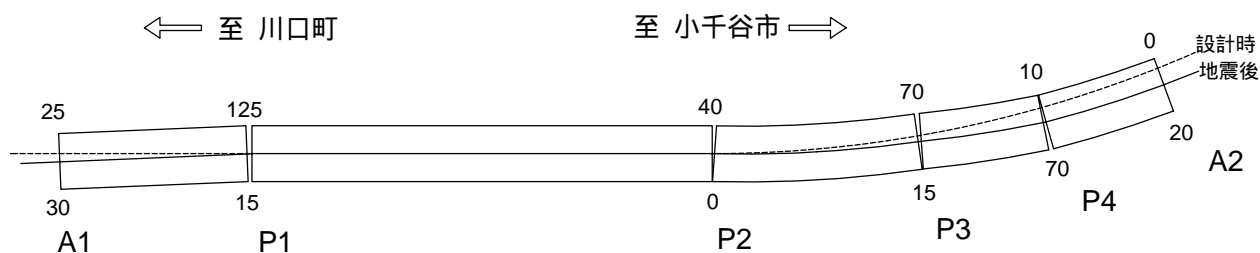


図-8.2.5 山野辺橋における伸縮装置の遊間量(mm)と橋梁線形の推定イメージ
(P1～P2間の線形を不動と仮定した場合)

2.2.4 その他の橋梁

上記3橋梁に比べると構造的な被害は少ないが、支承部の損傷や橋台、橋脚のひびわれ等の損傷が生じている橋が多く見られた。表-8.2.1において損傷が確認された橋梁の状況を、表の順番に従って以下に示す。なお、数多くの橋梁で生じている橋台背面土の沈下については、表-8.2.1に記載し、本節においては記述を省略する。

(1) 長岡大橋

長岡大橋では、支承カバープレート及びサイドブロックの変形、ロッカーローラー支承の傾斜、主桁ウェブの変形等が生じた(写真-8.2.28)。また、支間の中央部における添架管の破損や高欄の破損も見られた。

(2) 宮本橋

宮本橋では、橋台ウイング部にひびわれが生じた(写真-8.2.29)。

(3) 観音橋側道橋

観音橋側道橋では、橋台パラペットと桁の衝突に起因すると考えられるひびわれが見られた。(写真-8.2.30)。

(4) 新佐梨橋

新佐梨橋では、小千谷側のA2橋台で支承の下沓のわれが見られた(写真-8.2.31)。

(5) 堀之内橋

堀之内橋では、P1橋脚の固定支承においてサイドブロックの変形・脱落及び支承ピンの橋軸直角方向へのずれ、ピンカバーの脱落が見られ、支点上の桁ウェブ面にはらみが生じた(写真-8.2.32)。また、P2橋脚の高さ方向中心部と、地表面付近に水平ひびわれが生じた(写真-8.2.33)。



写真-8.2.28 サイドブロックの変形(長岡大橋)



写真-8.2.29 A2橋台ウイング部のひびわれ(宮本橋)



写真-8.2.30 橋台パラペットのひびわれ (観音橋側道橋)



写真-8.2.33 P2 橋脚の水平ひびわれ (堀之内橋)

(6) 和南津橋

和南津橋では、小出側A1橋台上ではパラペットのひびわれ、主桁端部の腐食の激しい部分での損傷や、添架物の破損が生じた (写真-8.2.34、写真-8.2.35)。また、P1、P2間のゲルバー部において桁間連結部の固定ボルトの損傷やサイドブロックの損傷が見られた (写真-8.2.36)。さらに、小千谷側A2橋台においても、桁の衝突による橋台パラペット部下端のひびわれ・剥離が生じた。

(7) 越の大橋

越の大橋では、P1橋脚において垂直方向へ貫通ひびわれが生じた (写真-8.2.37)。また、P1橋脚の固定支承の支承セットボルトの破断 (写真-8.2.38) 及びサイドブロックの破損が生じた。P2においても可動支承のサイドブロックの破損、支点上垂直補剛材の座屈変形や亀裂、対傾構の変形が生じた。

(8) 十日町高架橋

十日町高架橋では、中空床版桁の支承アンカーバーの損傷及びゴム支承の残留変形がA1～P12の間で見られた (写真-8.2.39)。また、P12からP18の連続鉄桁部における対傾構・下横構の変形 (写真-8.2.40) や、床版下面のコンクリートの剥離、主桁ウェブ突合せ溶接部塗膜剥離が生じた。A1～P12の間の橋脚基部では、液状化による噴砂及び地割れが確認された。

(9) 魚沼橋

魚沼橋では、右岸側橋台のランガー桁固定支承部のアンカーボルトが若干抜け出るとともに (写真-8.2.41)、ランガー桁可動側の橋脚上の側道橋側固定支承における沓座モルタルのわれ、側道橋部と車道橋部の衝突による車道地覆コンクリートのわれが生じた。また、側道橋では兩岸橋台上の沓座コンクリートの損傷が見られた。



写真-8.2.31 A2 橋台部支承下沓のわれ (新佐梨橋)



写真-8.2.32 支点上の桁ウェブ面のはらみ (堀之内橋)

(10) 栄橋

栄橋では、桁コンクリートのひびわれおよび線支承沓座モルタルのわれが生じた（写真-8.2.42）。

(11) 十日町橋

十日町橋では、2橋脚上で橋脚および支承との接触による桁下部のコンクリートの剥離が確認できた。また、橋軸直角方向のコンクリート製の変位制限構造が無くなっている箇所が4カ所確認できたが、全てが今回の地震が原因かは確認できなかった（写真-8.2.43）。さらに、左岸側橋台部（A1）では、親柱と高欄の衝突痕も確認できた。

(12) 錦鯉橋

錦鯉橋では、両橋台の基部が河川側に移動して橋台背面方向へ傾斜し、背面土工部が沈下するとともに、橋台躯体に斜めひびわれが生じた（写真-8.2.44）。

(13) 旭橋

旭橋では、右岸側橋脚2基に水平ひびわれが生じた。また、上流側の側道橋では、右岸側橋台部で桁との衝突による橋台の破損、沓座モルタルのわれ、アンカーボルトの抜け出しが生じた。下流側の側道橋では、右岸から7～8径目付近の桁間連結プレートのボルトがはずれた（写真-8.2.45）。

(14) 宮中橋

宮中橋では、左岸側橋台の支承部（固定支承）で沓座モルタルが剥落し、支承のアンカーボルトが露出するとともに、抜け出しも生じており、応急処置としてH鋼の仮受けが施されていた（写真-8.2.46）。また、右岸側橋台の支承部では中央の主桁の下フランジの変形、左岸から1本目の橋脚上のかげ違い部では単径間側可動支承の移動制限ストッパー部の変形をそれぞれ確認した。



写真-8.2.34 A1 橋台上主桁の損傷（和南津橋）



写真-8.2.35 橋台パラベットのひびわれ（和南津橋）



写真-8.2.36 P1-P2 ゲルバー部におけるボルトの破損（和南津橋）



写真-8.2.37 P1 橋脚の垂直ひびわれ（越の大橋）



写真-8.2.38 ピボット支承セットボルトの破損
(越の大橋)



写真-8.2.41 ランガーアーチ固定支承部のアンカーボルトの引き抜け(魚沼橋)



写真-8.2.39 ゴム支承の変形(十日町高架橋)



写真-8.2.42 桁コンクリートおよび支承沓座モルタルの剥離(栄橋)



写真-8.2.40 連続鈹桁における対傾構・下横構の変形(十日町高架橋)



写真-8.2.43 橋軸直角方向の変位制限構造のはずれ(十日町橋)



写真-8.2.44 橋台に生じた斜めひびわれ (錦鯉橋)



写真-8.2.45 桁間連結プレートとボルトのはずれ (旭橋)



写真-8.2.46 左岸側橋台部支承部の損傷状況 (宮中橋)

(15) 大手大橋

大手大橋では、既設橋のP1橋脚と下流側に建設されたRC小判型橋脚を連結するRC壁連結部でかぶりコンクリートのひびわれおよび剥落が生じた (写真-8.2.47)。

(16) 塩殿橋

塩殿橋では、橋脚のかけ違い部には震災前のものと思われる補修跡が見られたが、その箇所には水平ひびわれが見られ、補修モルタルの一部が欠けていた (写真-8.2.48)。

(17) 芋川橋

芋川橋では、下り線の固定支承を有する橋脚1基で橋軸直角方向の面にせん断ひびわれが生じた (写真-8.2.49)。また、桁衝突により高欄および橋台が損傷した (写真-8.2.50)。なお、この他に、本橋では支承部の破損が報告されている。

(18) 根小屋橋

根小屋橋では、両端の橋台から1本目の橋脚で、いずれも水面から1.5m程の高さに水平ひびわれが生じた (写真-8.2.51)。また、右岸側橋台の固定支承の移動制限ストッパー部の破断及び橋台ウイング部のひびわれ、左岸側橋台の可動支承の移動位制限ストッパー部に衝突痕を確認した。

(19) 越路橋

越路橋では、右岸側橋台から2本目のRC壁式橋脚に地表面から高さ1.5mと2mほどのところに微小な水平ひびわれが生じた。また、高欄および右岸側橋台のBP支承 (可動) に3、4cm程度の擦過痕を確認した (写真-8.2.52)。

(20) 川口橋

川口橋では、左岸側1本目の橋脚の上流側柱部の柱頭部付近に水平ひびわれが、また、右岸側1本目の橋脚の上流側梁接合部に水平ひびわれ、下流側柱部に斜めひびわれが生じた (写真-8.2.53)。さらに車道部と側道部の衝突により側道地覆コンクリートが損傷した。

(21) 西倉橋

西倉橋では、2連のかけ違い部のジョイント部に段差が生じており、その差は車道部の下流側45mm程度、上流側5mm程度となっていた。かけ違い部橋脚上の右岸側連続桁下流側主桁における支承で、ボルト破断によるサイドブロックの損傷、支点上垂直補剛材の座屈が見られた (写真-8.2.54)。この箇所では、路面段差の程度から、ローラーが抜け出していたものと考えられる。一方、段差が軽微であった上流側の支承部は、

右岸側、左岸側ともに支承のローラーの抜け出しが確認された。橋台部の支承でもストッパーのボルト抜け出しが見られた。橋台部の支承でもストッパーのボルト抜け出しが見られた。

(22) 姿大橋

姿大橋では、側道橋部で支承アンカーボルトの若干のずれ、橋脚天端の沓座モルタルの破損が生じた（写真-8.2.55）。

(23) 宇賀地橋

宇賀地橋では、両端橋台の parapet 基部付近でひびわれ及び剥離が生じるとともに、両端橋台部の可動支承の移動制限ストッパー部が変形した（写真-8.2.56）。

(24) 浦柄橋(旧橋)

県道589号線（旧国道17号線）の浦柄橋の上流部にある旧橋では、長岡側の三柱ラーメン柱部のうち2柱に斜めひびわれが生じ、一部かぶりコンクリートが剥落して鉄筋が露出していた（写真-8.2.57）。

(25) 川井大橋

川井大橋では、橋台部の落橋防止装置の面外曲げ変形とその取付け部ウェブの座屈変形が生じた（写真-8.2.58）。また、その近傍のソールプレートと支承の間では1 mm 程度のずれが生じた。



写真-8.2.47 RC 壁連結部でのかぶりコンクリートの剥離（大手大橋）



写真-8.2.48 橋脚かけ違い部の水平ひびわれ（塩殿橋）



写真-8.2.49 固定橋脚に生じたせん断ひびわれ（芋川橋）



写真-8.2.50 桁衝突による高欄および橋台の損傷（芋川橋）



写真-8.2.51 橋脚に生じた水平ひびわれ（根小屋橋）



写真-8.2.54 支点上垂直補剛材の座屈（西倉橋）



写真-8.2.52 BP 支承に生じた擦過痕（越路橋）



写真-8.2.55 沓座モルタルの損傷（姿大橋）



写真-8.2.53 左岸側 1 本目の橋脚の上流側柱頭部に生じた水平ひびわれ（川口橋）



写真-8.2.56 可動支承上沓の変位制限ストッパー部分の変形（宇賀地橋）



写真-8.2.57 ラーメン柱部に生じたせん断ひびわれ（浦柄橋旧橋）



写真-8.2.58 橋台部落橋防止装置の変形状況（川井大橋）

2.3 まとめ

今回の地震により、道路橋では、鉄筋コンクリート橋脚段落とし部や支承部の損傷、桁端部の衝突およびそれに伴う橋台の損傷、橋台取付け盛土の沈下等が生じたが、ほとんどの事例は従来の地震における損傷形態と同様のものであった。新組跨線橋、小千谷大橋および山辺橋では、損傷の程度が相対的に大きかったが、応急復旧により交通を確保できる程度のものであり、被災地における交通ネットワークの確保及び早期の震後復旧に対する要求を満足できたものと考えられる。しかし、強震域に道路橋自体がそれほど多くなかったことが、被害が少なかった要因である可能性もあることから、今後、地震動と橋梁の被害程度や地震応答特性の関係について検討し、道路橋の耐震設計に反映させていく必要があると考えられる。

3. 道路土工・斜面

3.1 道路土工・斜面の被害概要

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震では、山間地の自然斜面の崩壊や土工構造物の崩壊など、各地において土砂災害が多く発生した。道路においても山間部の土工構造物の被害や斜面崩壊が多発し、道路の寸断から集落が孤立するといった事態も生じた。本章では、直轄国道、県管理の国道、県道の主な道路土工・斜面の被災状況について報告する。

図-8.3.1は、道路土工・斜面崩壊に係わる地震被害による通行止め箇所を示したものである。表-8.3.1に直轄国道の土工・斜面区間において交通規制の対象となった箇所の一覧を示す。また、表-8.3.2に国道291号の直轄権限代行区間における道路土工関係の被災箇所と通行規制状況を示す。図-8.3.2に示す国道291号の大規模な土砂災害が生じた約10kmの区間では、北陸地方整備局が直轄権限代行により災害復旧を行っている。

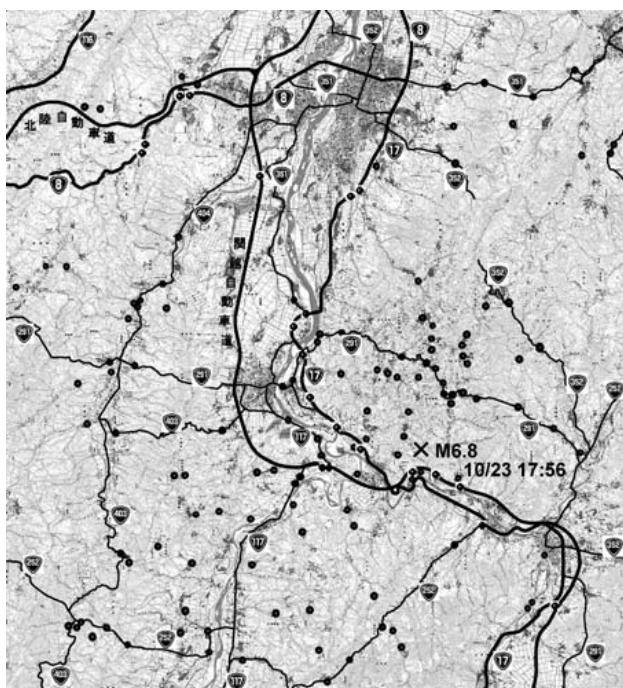


図-8.3.1 道路土工の被害及び斜面崩壊による通行止め箇所

図-8.3.1の範囲外も含めた国道及び県道の通行止め箇所は241箇所（高速道路を除く）であり、そのうち道路土工の被害、斜面崩壊による通行止め箇所は209箇所であった。したがって、土工・斜面に係わる被害箇所は全体の87%を占め、新潟県中越地震による道路の被害の特徴として土工部の被害が多かったことがわかる。

また、表-8.3.3 に、新潟県の管理する国道・県道における、被害形態別の全面通行止め箇所数を示す。新潟県の管理する国道・県道において、地震発生直後に全面通行止めの措置がとられたのは合計 224 箇所（補助国道：61 箇所、県道：163 箇所）であった。被害形態別に集計したものが図-8.3.3 である。「その他」を除く、施設被害による通行止め箇所数 197 箇所の内訳は、斜面崩壊 82 箇所（41.6%）、路面損傷 108 箇所（54.8%）、構造物損傷 7 箇所（3.5%）となっており、いわゆる土工部（斜面崩壊および路面損傷）の被害は 96.5%を占めている。なお、この被害形態分類は新潟県によっているが、橋梁取り付け盛土の段差は路面損傷に分類されている。1995 年兵庫県南部地震において、土工部の被害が施設被害全体に占める割合は 58%であり¹⁾、このことから今回の地震による道路被害は土工部の被害が目立ったことが裏付けられる。

今回の地震発生3日前にあたる10月20日には、台風23号の通過にともなう激しい雨が長岡市を中心に降った。表-8.3.4に地震発生前5日間の日降雨量を示す。長岡観測所における累積降雨量は124mmに達した。10月の月間平均降雨量（気象庁、1979年～2000年の平均値）が195.3mmであることから、わずか5日間に月間平均降雨量の約64%にあたる降雨があった。このため、地震前には土壌は多くの水分を含んでいたものと推定され、このことが土工・斜面の被害を拡大させたことも考えられる。

道路土工・斜面の主な被害は、沢埋め盛土の沈下や崩壊、ブロック積擁壁の倒壊、ボックスカルバートの沈下及び目地部の開き、斜面の崩壊等であった。



図-8.3.2 国道291号における直轄権限代行区間

表-8.3.3 新潟県の管理する国道・県道における全面通行止め箇所数

被害形態		箇所数	(比率)
斜面崩壊	土砂崩れ	78	34.8
	落石	2	0.9
	石積み倒壊	2	0.9
路面損傷	道路決壊	30	13.4
	道路陥没	78	34.8
構造物損傷	橋梁	4	1.8
	シェッド	2	0.9
	トンネル	1	0.4
その他	事前通行規制	22	9.8
	その他	5	2.2
合計		224	100

注1) 新潟県が管理する道路(国道・県道)において、地震後に通行規制を実地した箇所

注2) 被害形態の分類は新潟県による

注3) 出典：新潟県道路管理課

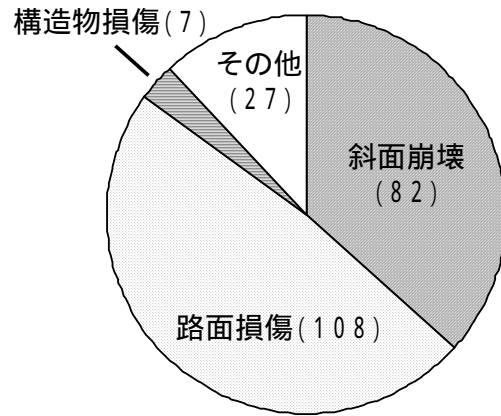


図-8.3.3 新潟県の管理する国道・県道における被害形態別の全面通行止め箇所数

表-8.3.4 長岡市及び小千谷市周辺での降雨量

	24時間降雨量(但し、23日については17時間累計)				
	10月19日	10月20日	10月21日	10月22日	10月23日
長岡観測所	4mm	101mm	13mm	1mm	5mm
小千谷観測所	4mm	98mm	16mm	21mm	5mm
堀之内観測所	6mm	74mm	15mm	23mm	9mm
上条観測所(守門村)	7mm	76mm	12mm	13mm	3mm

国土交通省水文水質データベースより

表-8.3.1(1) 直轄国道の土工区間における交通規制状況
(国土交通省北陸地方整備局災害対策本部情報より)

番号	路線名	被災地名	概況	キロ標	被災内容		交通規制
					道路施設分類	内容	通行止(応急復旧)
1	8号	見附市大字上新田字新江東	橋梁取付部盛土区間	49k560 ~ 50k110	盛土	盛土変状(法面崩壊)	【全面通行止め】 (H16.10.23 20:05 ~ H16.10.24 18:36) 【片側交互通行】 (H16.10.24 18:36 ~ H16.10.30 17:00)
					擁壁	ブロック積破損	
					函渠	ボックスカルバート沈下・目地開口	
4	8号	長岡市喜多町字金輪	I.Cに位置する盛土区間	64k280 ~ 65k830	盛土	盛土変状(法面変状)	交通規制なし
					函渠	ボックスカルバート沈下・目地開口・頂版破損	
6	8号	長岡市宮本町字新保	盛土区間	69k391 ~ 69k990	盛土	盛土変状(法面崩壊)	【全面通行止め】 (H16.10.27 11:02 ~ H16.10.28 6:00)
					擁壁	擁壁変状 ブロック積破損 補強土壁変状	
					函渠	ボックスカルバート沈下	
7	8号	長岡市大積3丁目	片切片盛土区間	73k480 ~ 74k320	擁壁	擁壁沈下	【全面通行止め】 (H16.10.23 23:35 ~ H16.10.25 0:45)
8	8号	柏崎市北半田一丁目	橋梁取付部盛土区間	92k353 ~ 92k448	擁壁	擁壁損傷、地覆損傷	【全面通行止め】 (H16.10.23 20:25 ~ H16.10.23 22:00)
					函渠	ボックスカルバート目地開口	
10	17号	魚沼市(旧堀之内町)大字田戸字前島	橋梁取付部盛土区間	250k280 ~ 252k140	擁壁	石積擁壁崩壊 L型擁壁沈下・傾斜	【全面通行止め】 (H16.10.23 20:58 ~ H16.10.25 4:30) 【片側交互通行】 (H16.10.25 4:30 ~ H16.10.28 6:00)
11	17号	魚沼市(旧堀之内町)大字下島字若宮	切土区間	254k360 ~ 256k600	盛土	盛土沈下・陥没	【全面通行止め】 (H16.10.23 19:00 ~ H16.11.2 16:20) 【片側交互通行】 (H16.11.2 16:20 ~ H16.12.26 14:55)
					斜面	斜面崩壊 斜面クラック・変状	
					擁壁	ブロック積破損、ブロック張破損 重力式擁壁破損	
12	17号	北魚沼郡川口町大字和南津字野中	盛土区間	256k905 ~ 257k203	擁壁	ブロック積破損	【全面通行止め】 (H16.10.23 19:00 ~ H16.11.2 16:20) 【片側交互通行】 (H16.11.2 16:20 ~ H16.12.26 14:55)
14	17号	北魚沼郡川口町大字和南津字仏古田	片切片盛土区間	257k363 ~ 258k190	盛土	盛土沈下	【全面通行止め】 (H16.10.23 19:00 ~ H16.10.24 15:20) 【片側交互通行】 (H16.10.24 15:20 ~ H16.11.2 16:20)
					擁壁	ブロック張・ブロック積・石積破損	
					函渠	函渠変位・継目開口	
15	17号	北魚沼郡川口町大字川口字前島	片切片盛土区間	260k405 ~ 261k570	盛土	盛土変状(法面崩壊)	交通規制なし
					擁壁	ブロック積破損 グラウンドアンカーの抜け	
16	17号	北魚沼郡川口町大字牛ヶ島字貝之沢	片切片盛土区間	261k780 ~ 262k375	擁壁	ブロック積破損 擁壁破損	【全面通行止め】 (H16.10.23 18:45 ~ H16.10.29 9:00)
17	17号	北魚沼郡川口町大字牛ヶ島字落田	切土盛土区間	262k375 ~ 262k580	盛土	盛土変状	【全面通行止め】 (H16.10.25 9:35 ~ H16.10.29 20:00) 【片側交互通行】 (H16.10.29 20:00 ~ H16.10.31 6:00)
					斜面	斜面崩落	
					擁壁	ブロック積倒壊、擁壁損傷	

表-8.3.1(2) 直轄国道の土工区間における交通規制状況
(国土交通省北陸地方整備局災害対策本部情報より)

番号	路線名	被災地名	概況	キロ標	被災内容		交通規制
					道路施設分類	内容	
20	17号	北魚沼郡川口町 大字相川字天納	片切片盛区間	263k427 ~ 263k483	盛 土	盛土崩壊	【全面通行止め】 (H16.10.23 18:45 ~ H16.10.25 1:00) 【片側交互通行】 (H16.10.25 1:00 ~ H16.10.31 22:30)
					擁 壁	擁壁倒壊	
21	17号	小千谷市大字上 片貝字川向	片切片盛区間	263k483 ~ 264k170	擁 壁	ブロック積沈下・傾斜	【全面通行止め】 (H16.10.23 18:45 ~ H16.10.25 1:00) 【片側交互通行】 (H16.10.25 1:00 ~ H16.10.31 22:30)
22	17号	小千谷市大字ひ 生字広田	盛土区間	264k610 ~ 265k802	盛 土	盛土崩壊・変状	【全面通行止め】 (H16.10.23 23:25 ~ H16.10.25 18:30)
					擁 壁	ブロック積破損、倒壊	
					函 渠	函渠変位・継目開口	
23	17号	小千谷市大字ひ 生字河内	トンネル橋梁間の切 土盛土	266k300 ~ 266k356	盛 土	盛土法面の滑落	
25	17号	小千谷市大字ひ 生字前山	トンネル坑口切土法 面	267k460 ~ 267k630	斜 面	斜面崩壊	【全面通行止め】 (H16.10.23 23:25 ~ H16.10.25 18:30)
					擁 壁	ブロック積破損	
					函 渠	ボックスカルバート沈下・目地開口	
28	17号	長岡市十日町字 狐塚	I.Cに位置する盛土区 間	275k590 ~ 276k852	盛 土	盛土変状	【全面通行止め】 (H16.10.24 0:50 ~ H16.10.24 17:38) 【片側車線通行止め】 (H16.10.24 17:38 ~ H16.10.25 10:00) 【車線減少】 (H16.10.25 10:00 ~ H16.10.30 17:00)
30	17号	長岡市片田町字 三辺	盛土区間	277k200 ~ 278k240	函 渠	ボックスカルバート袖部開口	全面通行止め (H16.10.24 0:50 ~ H16.10.24 17:38) 【片側車線通行止め】 (H16.10.24 17:38 ~ H16.10.25 10:00) 【車線減少】 (H16.10.25 10:00 ~ H16.10.30 17:00)
31	17号	長岡市高畑町字 上喪	盛土区間	280k375 ~ 281k100	擁 壁	ブロック積破損・倒壊	全面通行止め (H16.10.24 0:50 ~ H16.10.24 17:38) 【片側車線通行止め】 (H16.10.24 17:38 ~ H16.10.25 10:00) 【車線減少】 (H16.10.25 10:00 ~ H16.10.30 17:00)
32	17号	長岡市鉢伏町字 京田	盛土区間	281k200 ~ 281k940	擁 壁	ブロック積破損・倒壊	【車線減少】 (H16.10.23 10:00 ~ H16.10.24 14:00) 【片側車線通行止め】 (H16.10.24 14:00 ~ H16.10.25 10:00)
33	17号	長岡市長倉町字 久保田	I.Cに位置する盛土区 間	282k070 ~ 284k040	函 渠	ボックスカルバート沈下・目地開口	交通規制なし
						地下横断歩道目地破損	

表-8.3.2 国道291号直轄権限代行区間における土工関係被災箇所と通行規制状況

番号	箇所名	被害内容	交通規制状況		箇所番号
			一般車両	工事車両等	
1	山古志村大字小松倉	斜面・道路崩壊 L=50m, 道路崩壊 L=10m, 路面不陸 L=110m	通行不可	通行可	1 - - A
2	山古志村大字小松倉	斜面・道路崩壊 L=35m, 道路崩壊 L=45m, 路面不陸 L=100m	通行不可	通行可	1 - - C
3	山古志村大字小松倉	斜面・道路崩壊 L=70m, 路面不陸 L=70m	通行不可	通行可	
4	山古志村大字小松倉 ～東竹沢	斜面・道路崩壊 L=25m, 道路崩壊 L=310m, 路面不陸 L=925m	通行不可	通行可	1 - - G
5	山古志村大字東竹沢	斜面崩壊による道路埋没 L=300m, 冠水 L=100m, 路面不陸 L=180m	通行不可	一部通行 不能	
6	山古志村大字東竹沢	斜面・道路崩壊 L=110m, 道路崩壊 L=60m, 路面不陸 L=120m	通行不可	通行可	1 - - A, 1 - - B
7	山古志村大字東竹沢	斜面崩壊 L=110m, 路面不陸 L=60m	通行不可	通行可	1 - - C, 1 - - D
8	山古志村大字東竹沢	道路崩壊 L=80m, 路面不陸 L=90m	通行不可	通行可	1 - - E, 2 - - A
9	山古志村大字東竹沢	道路崩壊L=40m, 崩壊土砂 V=220m ³ , 路面不陸 L=160m	通行不可	通行可	
10	山古志村大字東竹沢	斜面・道路崩壊 L=50m, ブロック積崩壊 L=35m, 路面不陸	通行不可	通行可	2 - - B
11	山古志村大字東竹沢	斜面・道路崩壊 L=50m, 道路崩壊 L=70m, 吹きつけコンクリート崩壊 A=600m ² , 路面不陸 L=91m	通行不可	通行可	
12～ 14	山古志村大字竹沢	斜面・道路崩壊 L=490m, 道路崩落 L=50m, 路面不陸 L=150m, 吹付コンクリート剥離A=7430m ² , ブロック積崩壊L=30m, 雪崩予防策滑落N=30基	通行不可	一部通行 不能	
15	山古志村大字竹沢	斜面崩壊 L=30m, ブロック積崩壊 L=30m, トンネル内クラック, 路面不陸 L=441m	通行不可	通行可	
16	山古志村大字竹沢	斜面崩壊 L=90m, 道路崩壊 L=460m, 吹付コンクリート剥離A=1000m ² , 路面不陸 L=250m	通行不可	通行可	
17	山古志村大字竹沢	道路陥没 L=440m, ブロック積はらみ出 L=30m, 井桁擁壁はらみ出 L=70m, 路面不陸 L=181m	通行不可	通行可	
18	小千谷市大字南荷頃	道路陥没 L=300m, 路面不陸 L=180m	通行不可	通行可	4 - A - 1, 4 - A - 2, 4 - A - 3
19	山古志村大字竹沢	道路陥没 L=50m, 路面不陸 L=580m	通行不可	通行可	

3.2 道路盛土

3.2.1 概要

今回の地震は中山間地域に震源域を持ったことから、河岸段丘沿いの盛土や、山間部の盛土に被害が生じた。特に、山岳部盛土における沢部盛土の大規模な被害が目立った。また、山間部で発生した地震のため、液状化による道路土工構造物に対する地震被害は比較的少なかったが、一部の取付盛土では液状化に起因すると考えられる被害が見られた。

3.2.2 道路盛土被害の傾向

道路盛土の被害の傾向を確認するため、国道17号の道路施設の被害が報告されている範囲内の道路盛土を対象に、被害傾向に関する分析を行った。

調査では、図-8.3.4に示す堀之内町田戸付近(kp250)から長岡市川崎町付近(kp284)までの延長約34kmを調査対象とした。この区間は、震度7を記録した川口町を含む区間である。分析に用いた資料は、道路施設台帳およびMICHIデータ、被災状況に関する資料として災害査定資料である。

道路管理図(道路平面図)から対象区間における道路盛土の総延長は約19.5kmで、盛土構造別の延長割合は図-8.3.5のようになる。また、図-8.3.6に高さ別の延長を示す。検討対象区間の盛土の約80%が、盛土高6m以下の比較的低い盛土となっている。ただし、盛土

高10mをこえるような高盛土が1.2km程度(全延長の7%程度)含まれている。

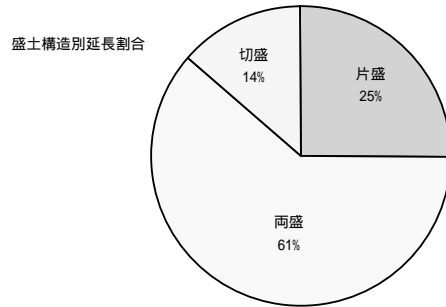


図-8.3.5 検討対象区間における盛土構造別の延長割合

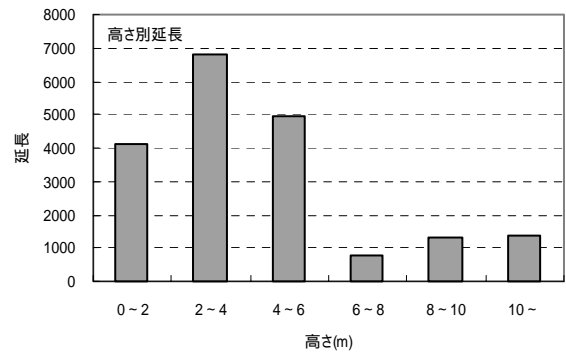


図-8.3.6 検討対象区間における盛土高さ別の延長



図-8.3.4 国道17号盛土の被害分析対象箇所

上記の検討対象範囲の盛土について、「道路震災対策便覧（震災復旧編）」²⁾の被災パターン分類表（表-8.3.5、表-8.3.6）を用いて、被災パターン、被災度の判定を行った。判定に際しては、災害査定資料および現地写真をもとに被災パターンを判定し、被災度判定に用いる変状量（きれつ幅・沈下等）については、写真判読により行った。図-8.3.7に国道17号における盛土の被災パターンの割合を示す。盛土のり面のすべりによる被害であるⅠ型・Ⅱ型の被害が多く見られ、全体の半数以上を占めている。また、橋梁やカルバートの取付部の段差によるⅢ型被災も多い。一方で、基礎地盤の液状化に起因することが多いⅣ型、Ⅴ型の被害については、比較的軽微な損傷であるⅣ型でも3%程度であり、大規模な破壊であるⅤ型に至ってはまったく生じていない。

高さとの関係を示したものである。盛土高さが高いほど被災率が高い傾向があり、特に、10mをこえる盛土では約70%が何らかの被害を受けていることがわかる。

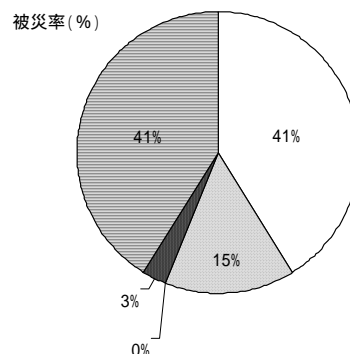


図-8.3.7 検討対象区間における盛土の被害形態割合

表-8.3.5 盛土の被災パターン分類²⁾

被災パターン	被災模式図	被害形態
Ⅰ型		り面の流出、崩壊またはきれつ幅の発生が道路車線まで及ばず、り面にきれつ幅が広がるもの。
Ⅱ型		盛土のすべり崩壊またはきれつ幅の発生が道路車線まで及ぶもの。
Ⅲ型		破壊が基礎地盤におよぶ盛土形状が原型をとどめないもの。
Ⅳ型		盛土の一律な沈下に伴って、盛土形状をある程度保ちつつ変形したもの。
Ⅴ型		構造物背面の盛土が沈下およびきれつ幅を起したものの。

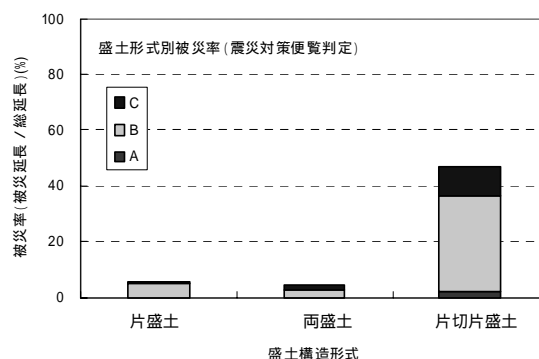


図-8.3.8 盛土構造別の被災率

表-8.3.6 盛土の被災度分類²⁾

被災パターン	被災度	被災度の説明
Ⅰ	B	きれつ幅 15cm 以上または段差量 20cm 以上
	C	きれつ幅 15cm 未満、かつ段差量 20cm 未満
Ⅱ	A	きれつ幅 30cm をこえ、かつ段差量 50cm をこえたもの
	B	きれつ幅 30cm 以下または段差量 50cm 以下
Ⅲ	A	—
	B	—
Ⅳ	B	沈下量 50cm 以上
	C	沈下量 50cm 未満
Ⅴ	B	沈下量 20cm 以上
	C	沈下量 20cm 未満

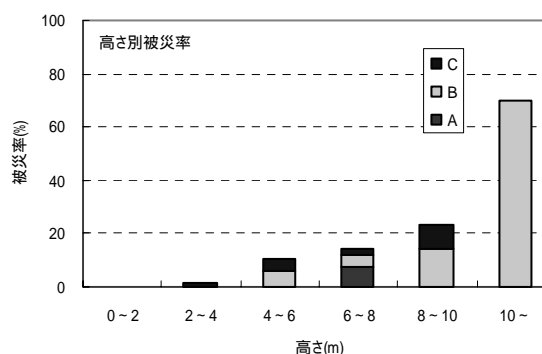


図-8.3.9 盛土高さ別の被災率

被災状況を整理するために、被災率と盛土構造および盛土高さの関連性を検討した。ここで、被災率は、被災延長 / 盛土延長と定義した。図-8.3.8に、盛土構造別の被災率を示す。片切片盛区間における被災率が高いことがわかる。特に大規模な被害（被災度A）は片切片盛区間で生じており、傾斜地盛土における被害が大きかった傾向があるといえる。図-8.3.9は、盛土

3.2.3 道路盛土の被害事例

ここでは、直轄国道、県管理の国道、県道の主な盛土の被災状況について報告する。

(1) 一般国道8号見附市大字上新田字新江東（橋梁取付盛土）

一般国道8号49k560～50k110地点の信濃川と魚沼丘陵に挟まれた沖積低地（氾濫平野）に築造された見附大橋への取付部盛土が被災した。主な被害としては、のり面崩壊、橋梁取付部の段差、ボックスカルバートの沈下及び目地開き、ブロック積擁壁の変状であった。写真-8.3.1に被害箇所周辺の航空写真を、図-8.3.10に被災箇所周辺の平面図を示す。当該地の地盤は、自然堤防性の砂質土、後背湿地性の粘性土が複雑に分布しており、盛土は刈谷田川の旧河道部に当たるものと考えられる。

図-8.3.11に盛土の標準断面と主な被害状況を示す。また、写真-8.3.2に取付盛土と橋梁部との段差の様子を示す。盛土と橋梁との段差は約40cmであった。見附橋の橋台は50～70mm程度河川側に変位しており、この影響で橋台背面の裏込め土が盛土部よりも大きく沈下したものと考えられる。



写真-8.3.2 取付盛土と橋梁部との段差（国道8号）

写真-8.3.3、図-8.3.12に、長岡側上り線のり面崩壊状況と、この箇所の断面図をそれぞれ示す。図-8.3.12に示したボーリングデータから、盛土直下には緩い砂質土層が分布しており、地震動によりこの層が液状化したことが、盛土のり面に大きな変形を引き起こした原因であると考えられる。

応急復旧としては、盛土のり面の崩壊の拡大防止を図るために、崩壊末端と本線部分の盛土のり尻に大型



写真-8.3.1 国道8号見附市大字上新田の被災箇所全景



写真-8.3.3 のり面の崩壊状況（国道8号）

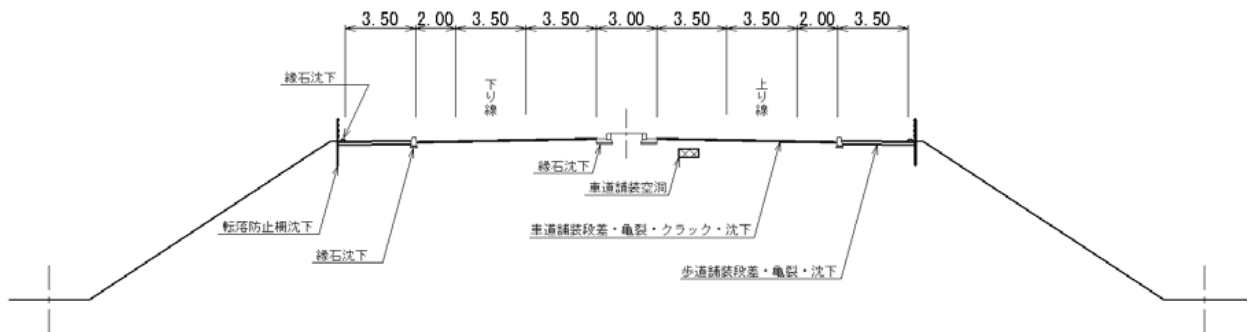


図-8.3.11 盛土標準断面と被害状況（国道8号）

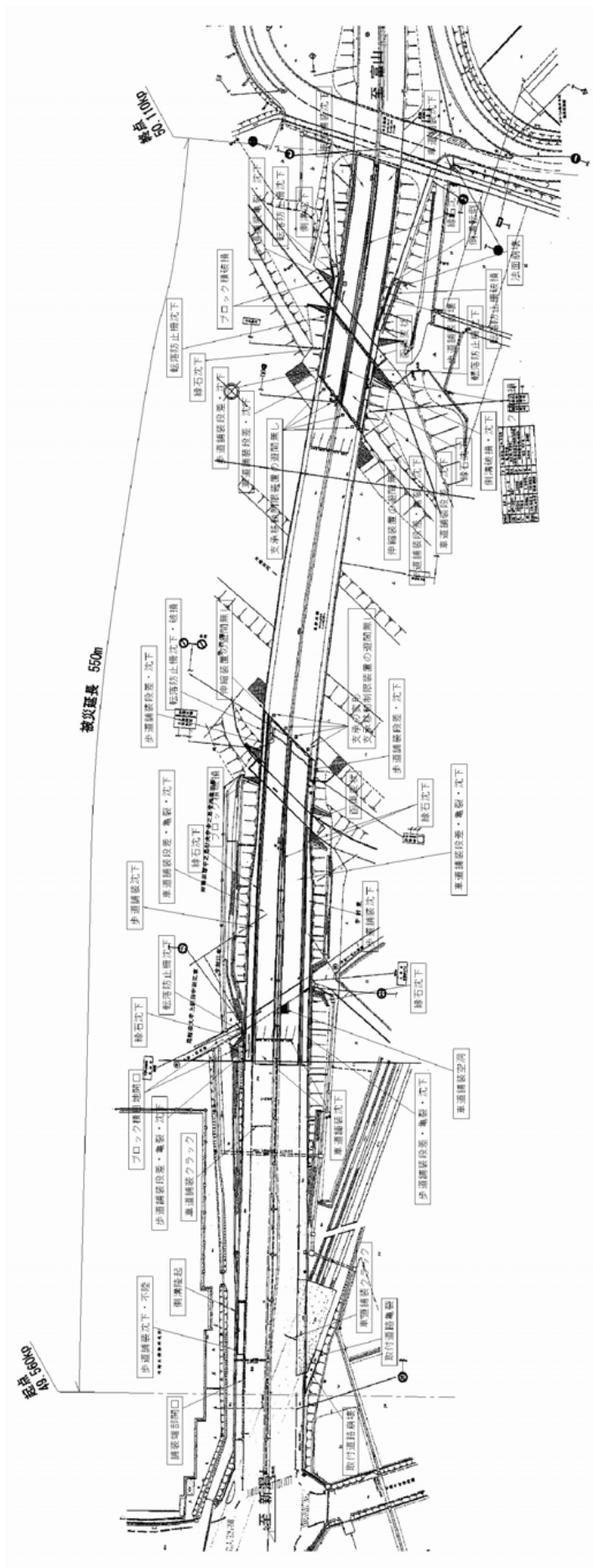


図-8.3.10 被災箇所平面図（国道8号）

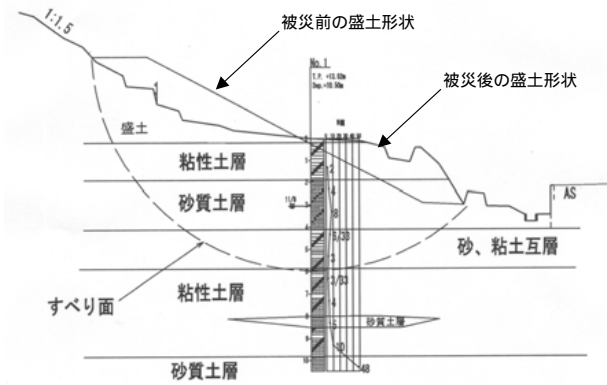


図-8.3.12 のり面崩壊箇所断面図と地盤柱状図 (国道8号)

土のうを設置し、さらに、崩壊頭部にブルーシートを敷設し、雨水の浸透防止が図られた。本格復旧としては、盛土のり面直下を改良幅5m、改良深さ9m、改良率35%で深層混合処理工法により強化復旧することが検討された。

(2) 一般国道8号長岡市宮元町字新保 (のり面崩壊)
 一般国道8号69kp391～69kp990の長岡市の西方を流下する一級河川黒川の低地と信濃川中位段丘面の関原台地の境界付近の道路盛土および擁壁部分に、盛土のり面の崩壊、L型擁壁、補強土壁の変状等の被害が生じた。

写真-8.3.4および写真-8.3.5に、のり面の崩壊状況および歩道部に生じた段差の様子をそれぞれ示す。盛土の被災としては、上り線の盛土のり面が下方の民地側に大きく変位し、歩道部分が60cm程度沈下した。これに伴い道路面にも全体に亀裂、沈下が多く生じた。図-8.3.13に、盛土のり面崩壊箇所の模式断面図を示す。盛土のり面の崩壊が生じた箇所は丘陵との境界部にあたり、地下水位が流入しやすい部分であることから、地震前までの雨により盛土内に雨水が浸入していたことが、被害を拡大した原因と考えられる。

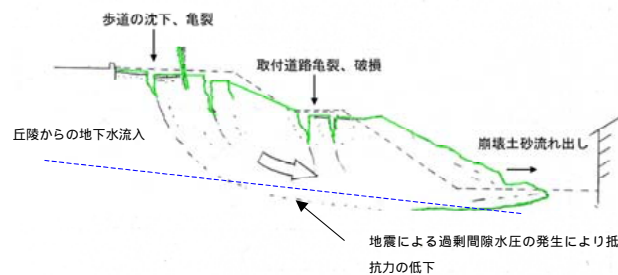


図-8.3.13 盛土のり面崩壊箇所の模式断面図 (国道8号)



写真-8.3.4 被災した盛土の状況 (国道8号)



写真-8.3.5 歩道部の沈下の状況 (国道8号)

応急復旧としては、盛土崩壊の拡大を防ぐことを目的に、大型土のうのり尻に設置された。本復旧に当たっては、盛土のり面直下地盤を締め改良(グラベルコンパクションパイル工法)により強化することが検討された。

(3) 一般国道17号新潟県川口町大字和南津字仏古田 (腹付盛土の沈下)

和南津橋を挟む一般国道17号257k363～258k190の延長827mの区間で魚野川に架かる和南津橋の取付盛土およびその先の新潟側の片切片盛土間で被害が生じた。

写真-8.3.6に和南津橋右岸側の橋梁取付部の段差の様子を、図-8.3.14に取付盛土の被災箇所の断面図をそれぞれ示す。和南津橋の新潟側取付部では、盛土高約9m、のり勾配1:1.5の盛土が全体的に沈下するとともに、拡幅で腹付けされた上り線側の路肩や下り線側歩道部が、旧盛土線に沿ってすべるように沈下し、盛土のり肩からのり尻にかけて大きく変形した。この沈下により、両路肩付近には開口亀裂(最大20cm)、段差

(最大40cm)が発生した。盛土のり尻部ではブロック積・ブロック張の目地・ブロック間の開きや石積擁壁が崩壊した。図-8.3.14に示したボーリング調査の結果から、旧盛土と腹付け盛土の境界部に腐食物を含むシルト層が分布し、腹付け盛土のほうが旧盛土に対してN値が相対的に低いことがわかる。したがって、被災の原因としては、旧盛土と拡幅盛土の強度の違いにより、腹付け盛土が旧盛土との境界に沿って変位したものと考えられる。

写真-8.3.7に片切片盛区間に生じた路面段差の状況を示す。257.7KP付近から新潟側については片切片盛の構造であり、路面・路床の亀裂・段差、縦排水溝の破損・変形、盛土のり尻水路の変位、横断函渠の破損などが生じた。同区間の被災は、地山に腹付けされた盛土が地山に沿って変位したものと考えられる。

復旧方針として、橋梁取付部については、盛土全体の沈下については、沈下したものの特に地すべり的な滑動ではないことから、盛土嵩上げで対処することが検討された。ただし、路肩及び表層のり面の滑落については、過去の拡幅工事で腹付された盛土が地震により揺すられて旧盛土線に沿ってすべるように沈下したものであるため、この腹付け部分を一時撤去、段切り後に腹付け・転圧により盛土の強度を上げるとともに、のり面は鋼製のり枠で補強することが検討された。切盛区間では、亀裂の発生が著しい車道中心から下り線側について路床入れ替えを行い、舗装は全層打ち換えすることが検討された。



写真-8.3.6 橋梁取付部の段差状況 (国道17号)



写真-8.3.7 片切片盛部の路面変状 (国道17号)

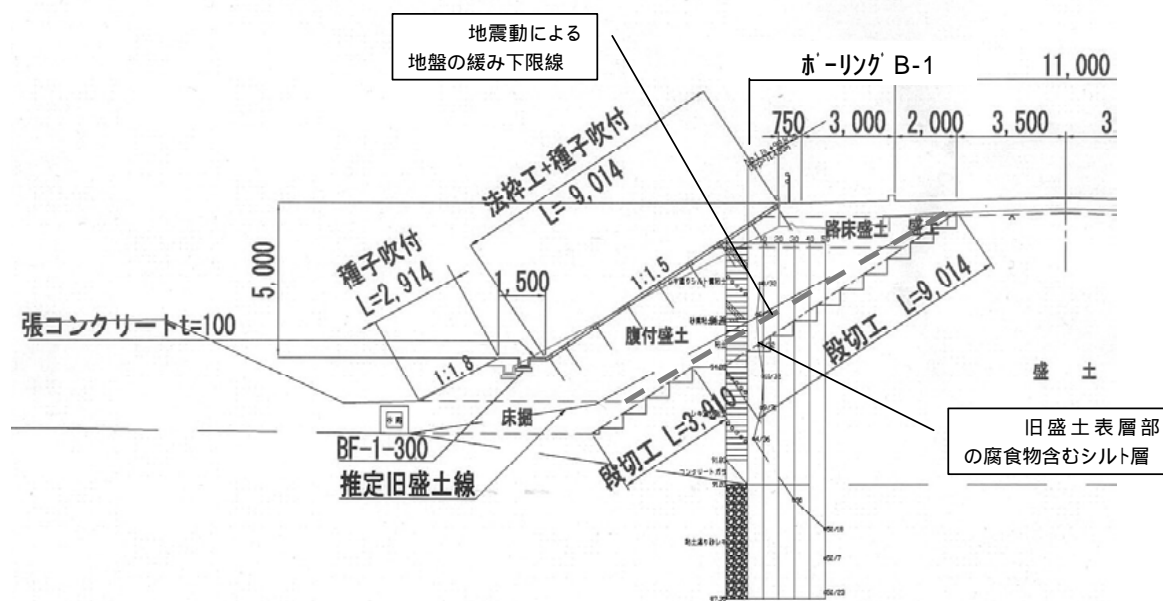


図-8.3.14 取付盛土の被災箇所断面図およびボーリング柱状図 (国道17号)

(4) 一般国道17号川口町大字川口字前島（盛土のり面の崩壊）

一般国道17号260k405～261k480の信濃川と魚野川の合流点より約0.3km上流の信濃川右岸に位置する自然斜面に腹付け盛土で作られた区間が被災した。主な被害は腹付け盛土の沈下、盛土のり面の崩壊、ブロック積擁壁の倒壊及び変状、グラウンドアンカーの抜け等であった。被災箇所の地質は、新第三紀鮮新世の川口層の砂岩・泥岩互層を基盤としているが、山腹斜面には基盤岩起源の崖錐堆積物が分布している。

図-8.3.15に被災区間のうちkp261～kp261.480区間の平面図を示す。また、写真-8.3.8および写真-8.3.9にkp261.2～261.4付近の盛土のり面の変状および路面の変状の状況を示す。盛土の被災箇所の背後は沢地形となっており、盛土内に水が進入していた可能性が考えられる。

本復旧に際しては、盛土表層部がすべりにより沈下しているため、すべり部分を撤去し、再転圧しながら腹付け盛土を行い復旧するとともに、のり面は鋼製の軽量のり枠で補強することが検討された（図-8.3.16）。なお、隣接するブロック積み擁壁の被災箇所では、ジオテキスタイル補強盛土の採用が、グラウンドアンカーの被災箇所の復旧に際しては、抜けたアンカーの下方に吹付のり枠を追加し、代替のアンカーを設置することが検討された。



写真-8.3.8 盛土のり面の変状（国道17号）



写真-8.3.9 路面の変状（国道17号）

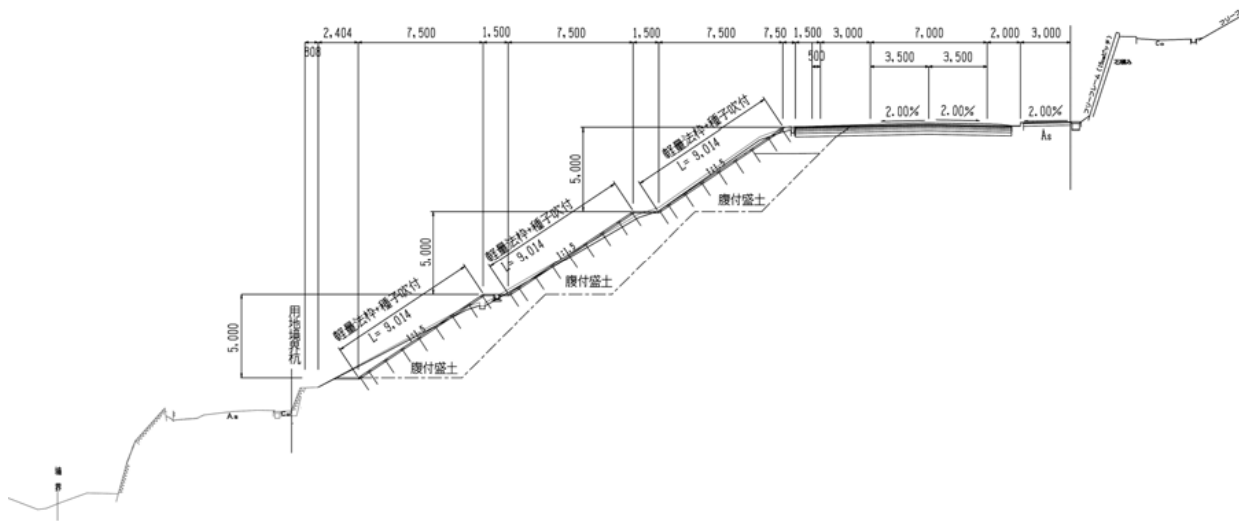


図-8.3.16 盛土区間の復旧断面図（国道17号）

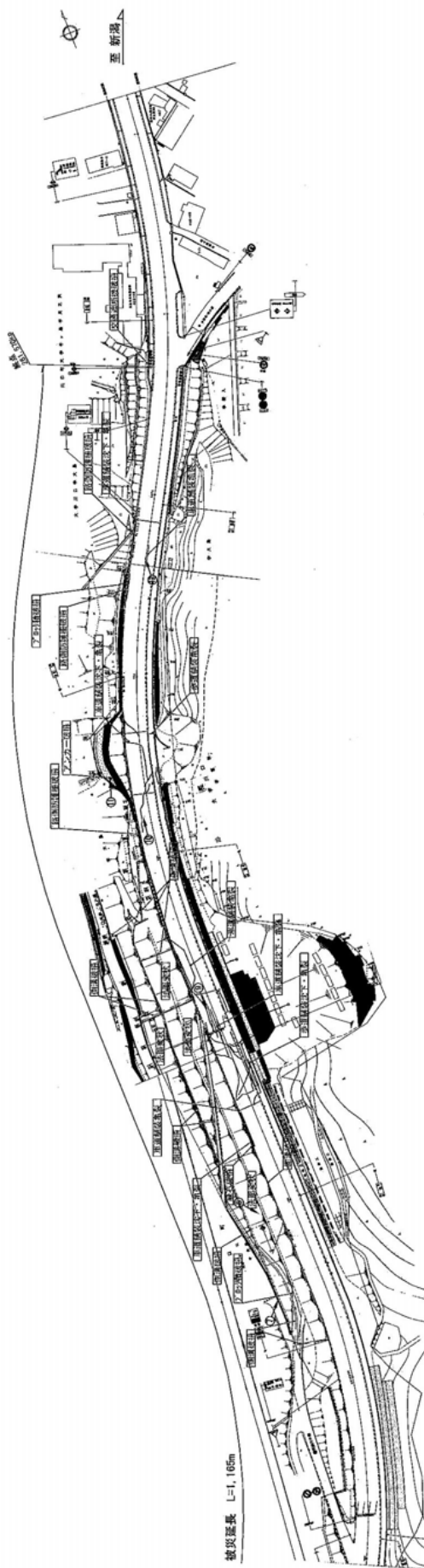


图-8.3.15 被災箇所平面図(国道17号)

(5) 一般国道17号川口町大字相川字石田南平（沢埋め盛土の沈下）

一般国道17号263k206～263k427の信濃川の支流石田川が形成した沢を埋めるように築造された、延長221mの盛土区間が被災した。図-8.3.17に被災箇所の平面図および断面図を示す。主な被害としては、写真-8.3.10、写真-8.3.11に示すように路面の沈下及び路肩の滑落、沈下に伴う舗装の亀裂・段差である。また、道路左側のブロック積擁壁では、背面側（石田川上流側）への沈下と亀裂が生じている。

盛土は最大高さ20m程度の高盛土であり、道路右側（石田川上流側）の盛土勾配は1:1.5～1:1.8程度である。一方、道路左側（石田川下流側）には、ブロック積擁壁の下に路面より3～4m程度低い位置をJR上越線が並走している。このJR線の盛土が幅広な小段的な形状となっていることから、盛土全体の平均勾配として考えた場合は道路左側に比べて道路右側の勾配が急勾

配となっている。盛土下には石田川の沢水を流下させる幅3.0mのアーチカルバートが存在している。



写真-8.3.10 盛土の沈下に伴う路面段差の状況（国道17号）

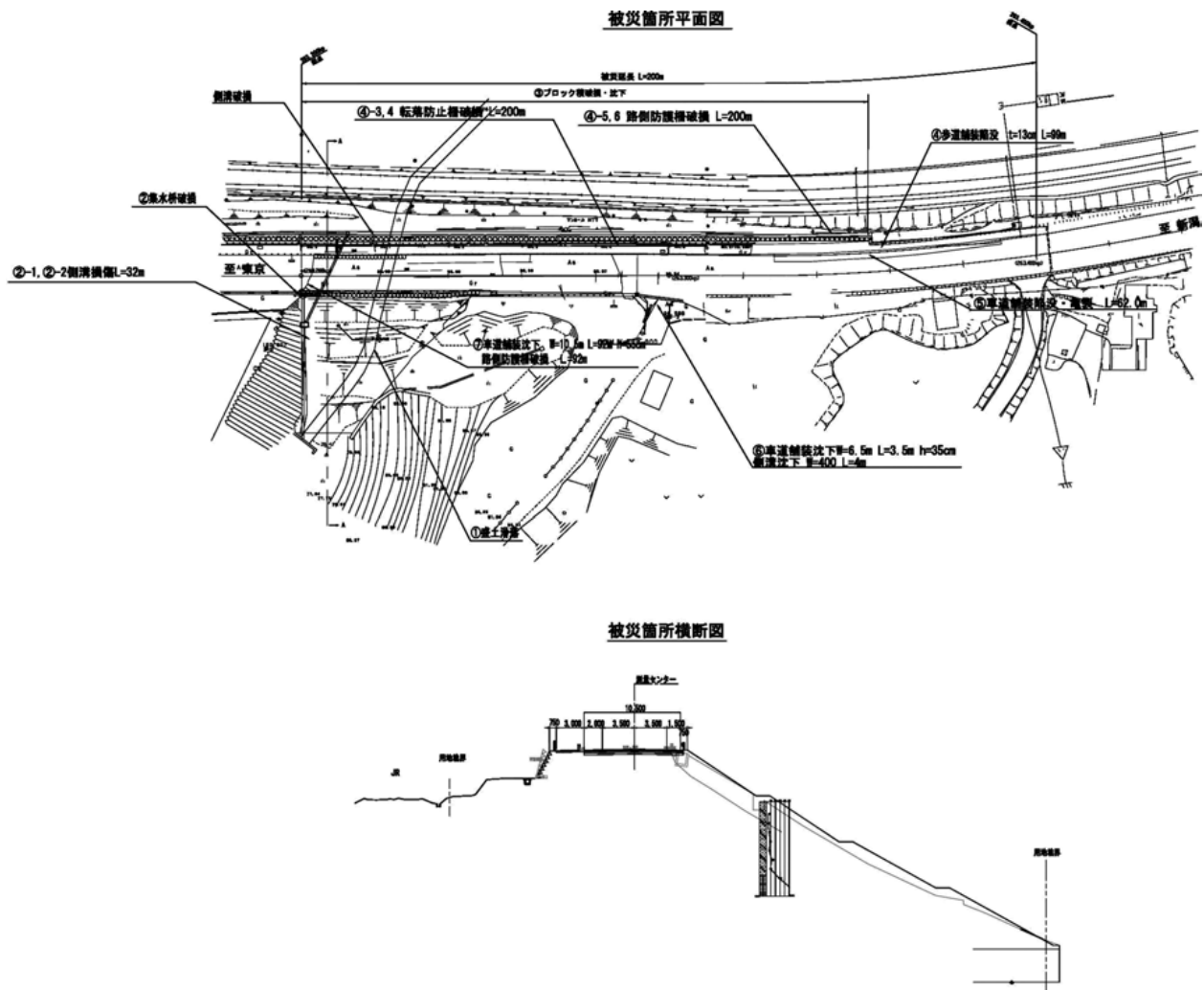


図-8.3.17 川口町大字相川字石田南平の平面、断面図（国道17号）



写真-8.3.11 石田川上流側盛土のり面の変状（国道17号）

路面の沈下は0.5～1m程度であり、沈下に伴い道路直交方向に数十cm程度の段差が発生した。最も沈下した位置は盛土高が最も高い石田川の沢筋と概ね一致している。アーチカルバート自体には顕著な変状は認められなかった。路肩の崩壊は、盛土の平均勾配が急である道路右側（石田川上流側）で発生しており、盛土高の高い道路起点側で大きくなっており、路肩を含めた幅2m程度が0.3～1.0m程度崩壊した。

被害の原因としては、最大沈下位置が沢筋と概ね一致することから、路面に発生した沈下は地震動による盛土自体の沈下であると考えられる。また、国道に沿ってJR線が併走する道路左側では、JR線が押え盛土的效果を発揮した結果、道路右側ほどの変状は発生しなかったものと考えられる。

本復旧として、盛土全体の沈下については、すべり的な変位ではないことから、盛土嵩上げで対処し、路肩及び表層の崩壊については、盛土撤去再転圧した後、盛土のり面にのり砕工を設置することが検討された。

(6) 一般国道17号川口町天納（道路崩壊）

一般国道17号天納地区の263.46KPの、信濃川の右岸の段丘面縁をJR線と併走する区間において、幅約40mにわたってのり面が崩壊した。写真-8.3.12に被災箇所の航空写真を、写真-8.3.13、写真-8.3.14に被災状況を示す。また、図-8.3.18に被災箇所断面図を示す。

被災箇所付近の平均斜面傾斜は、約25°であり、道路は古い崩壊により形成された浅い谷地形の頭部に位置している。被災箇所の基盤地質は、新第三紀鮮新世、川口層の砂岩・泥岩互層であり、この上位に第四紀更新世の段丘砂礫層（未固結の円礫層、シルト層、粘土層）や古い崩壊地を覆う崖錐堆積物が堆積してい

る。被災区間の崩落面（滑落崖）には、段丘礫層が露出し、崩壊地の側壁には基盤岩（砂岩・シルト岩互層）が約25°の流れ盤として露出していた。

崩壊面内に古い吹き付けモルタル面が確認されたことから、1車線＋歩道部については盛土により拡幅拡幅工事が行われていたものと考えられる。したがって、崩壊箇所は明らかに沢地形であることから、台風23号による降雨により斜面および盛土内の水位が高い状態にあり、地震動により間隙水圧が上昇することにより、盛土部が崩壊したものと考えられる。また、併走するJR上越線の盛土のり先では噴砂のような現象も確認されたことから、盛土のり先付近の地盤の液状化も崩壊に關与していた可能性も考えられる。



写真-8.3.12 被災箇所周辺の航空写真（国道17号）



写真-8.3.13 崩壊した道路（国道17号）



写真-8.3.14 崩壊した道路（国道17号）



写真-8.3.15 山側に設置した緊急迂回路（国道17号）

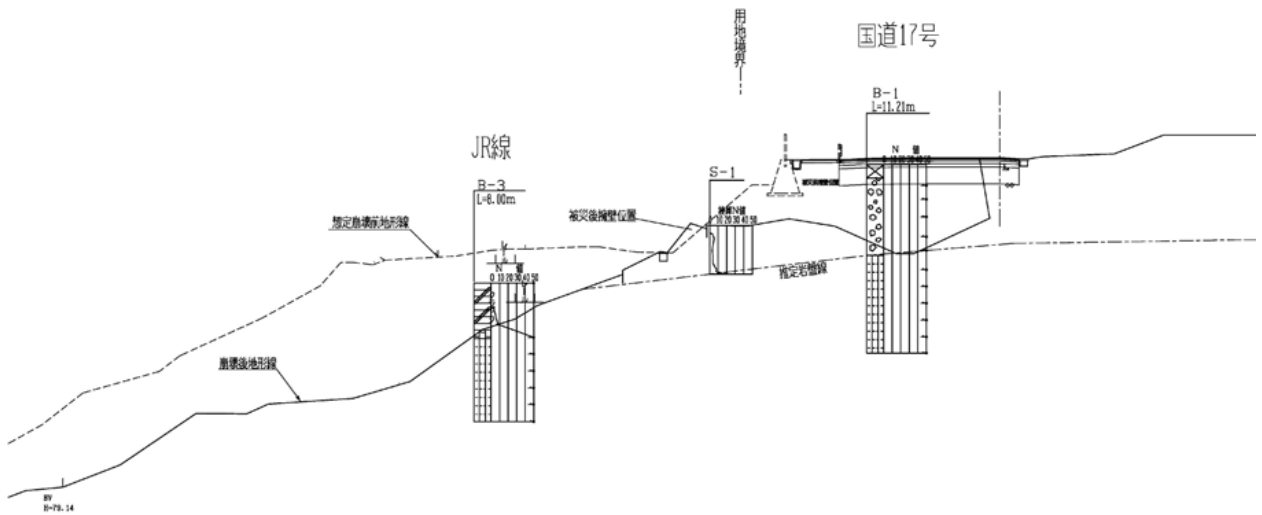


図-8.3.18 被災箇所断面図（国道17号）

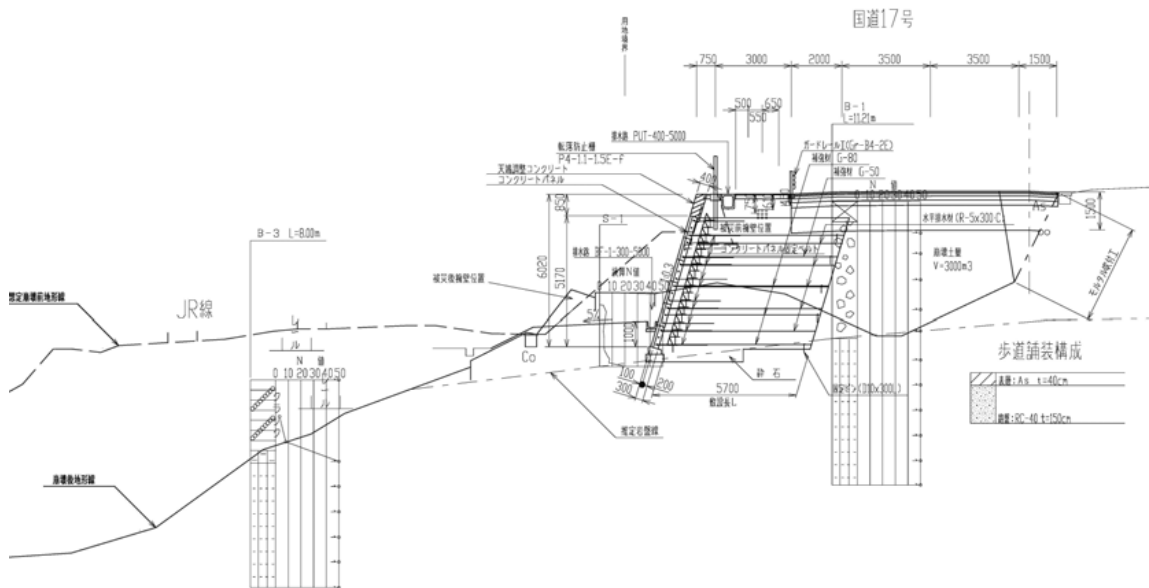


図-8.3.19 補強土壁による本復旧断面（国道17号）



写真-8.3.16 ジオテキスタイル補強土壁による復旧状況 (国道17号)

応急復旧として、崩壊の拡大防止を図るためにのり面にモルタル吹き付けるとともに、ブルーシートで被覆された。あわせて、緊急的に現道の路肩部分に緊急車両、地域交通を通すべく1車線の迂回路を設置した。さらに山側に暫定的な迂回路を設置し、11月1日には2車線を確保し、一般車両の通行規制が解除された。

本復旧としては、下方のJR線の盛土の復旧工事と調整を図りながら、写真-8.3.16、図-8.3.19に示すようにジオテキスタイル補強土擁壁により強化復旧がなされた。

(7) 国道117号小千谷市細島 (のり面崩壊)

国道117号小千谷市塩殿の谷部を横断する高さ約20mの道路盛土およびそれに近接する片切片盛土が大きく崩壊した。

図-8.3.20に被災箇所周辺の平面図を示す。図中右側の盛土が沢部を横断する盛土である。図-8.3.21に断面図を示す。谷部を横断する高さ約20mの道路盛土の下流側のり面が大きくすべり崩壊し、崩壊土は完全に流動化して下流側の水田を数十m先まで埋めた。崩壊の上端部は2車線道路の路肩に達した。

のり尻先端部の移動量やすべり土塊先端部の状況から、台風23号の降雨により盛土内の含水比が高かったことにより、盛土が流動的な崩壊を生じたものと考えられるが、盛土内に存在する地下水の供給源については現時点で明確でない。

現地では、崩壊部に碎石による余盛りを施し、暫定的に片側交互通行により11月1日より一般車両の交通解放がなされた。

図-8.3.20の左側の尾根部を挟んで隣接する片切片盛土間では片盛部が車線全部を含む形ですべり崩壊し

た。図-8.3.22に崩壊した片盛り区間の断面図を示す。崩壊土は隣接する水田を数十m遠方まで覆っており、また、のり尻に隣接する水田には明確な液状化の痕跡が見られていないことから、盛土内の含水比が高かったことが被害の原因と考えられる。山側には明確な沢地形は見られなかったが、斜面から表面水が流れているのが確認されたことから、山側からの地下水が盛土内へ供給されていた可能性がある。



写真-8.3.17 盛土のり面の崩壊状況 (国道117号)



写真-8.3.18 崩壊土先端部の状況 (国道117号)



写真-8.3.19 崩壊土によるアンダーパス道路の閉塞

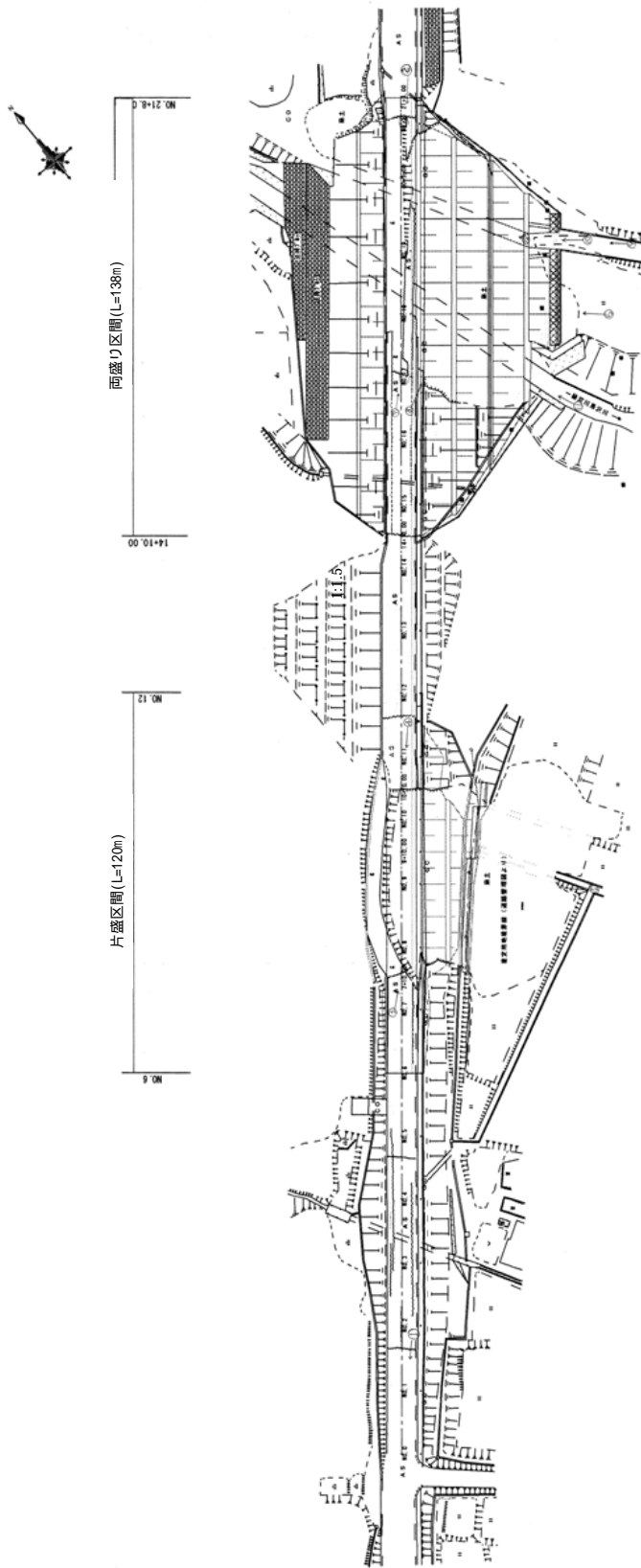


図-8.3.20 小千谷市細島の崩壊盛土周辺の平面図（国道117号）

第2工区（悪沢川部）

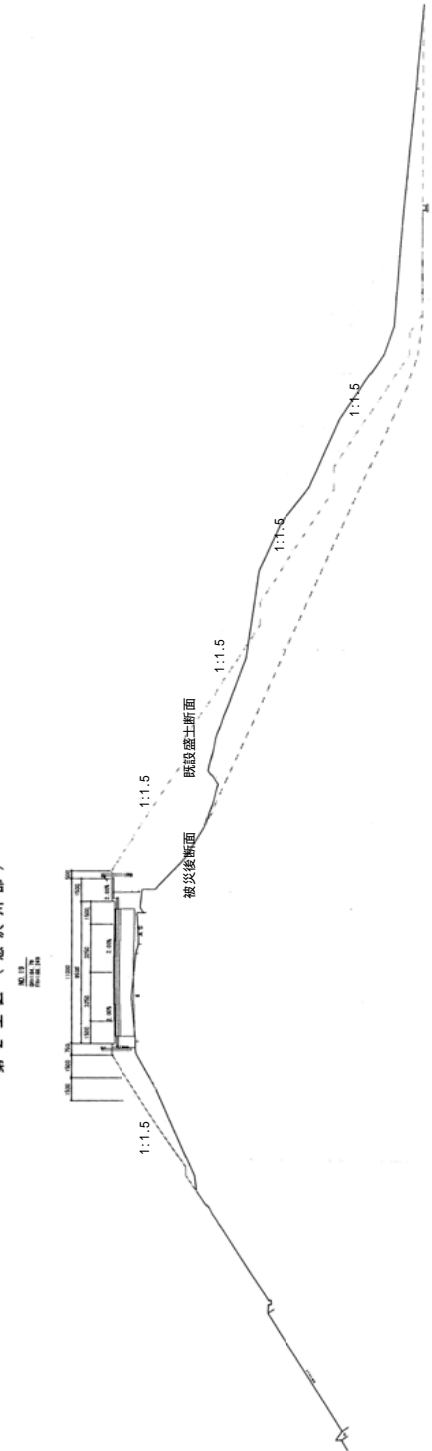


図-8.3.21 崩壊した盛土の断面図（両盛り区間）（国道117号）

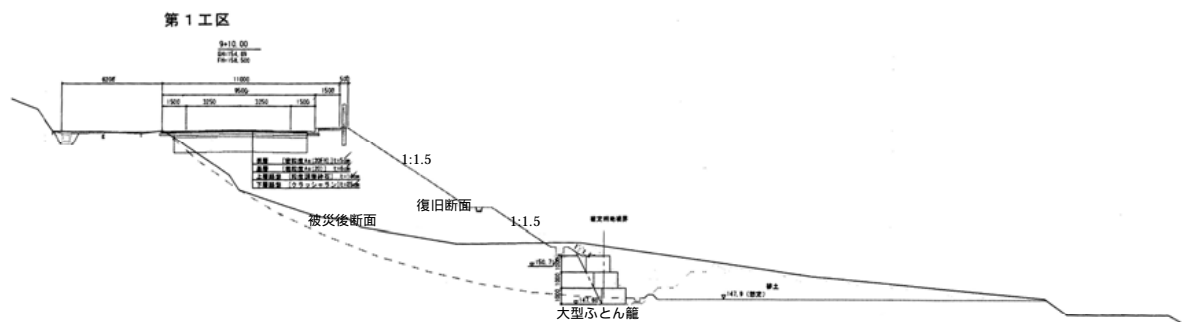


図-8.3.22 崩壊した盛土の断面図（片切片盛区間）（国道117号）



写真-8.3.20 片切片盛土のり面の崩壊状況（国道117号）



図-8.3.22 大型ふとん籠工による復旧状況（国道117号）



写真-8.3.21 崩壊土先端部の状況（国道117号）



写真-8.3.23 盛土の崩壊状況（国道351号）

本復旧として、写真-8.3.22に示すように、盛土崩壊部ののり先に大型ふとん籠工を3段設置してのり先の排水性高め、盛土が再構築された。

8) 国道351号長岡市宮地町（切盛境にある盛土の崩壊）

国道351号長岡市宮地町において切盛り境にある盛土が大きく崩壊した。図-8.3.23に盛土崩壊箇所周辺

の平面図を、図-8.3.24に断面図を示す。また、盛土崩壊の状況を写真-8.3.23に示す。崩壊した盛土は盛土高が約15mであり、盛土区間の前後は切土区間になっている。崩壊した盛土周辺は緩い沢地形となっており、地山からの水の供給により盛土内の地下水位が高かったことが考えられる。

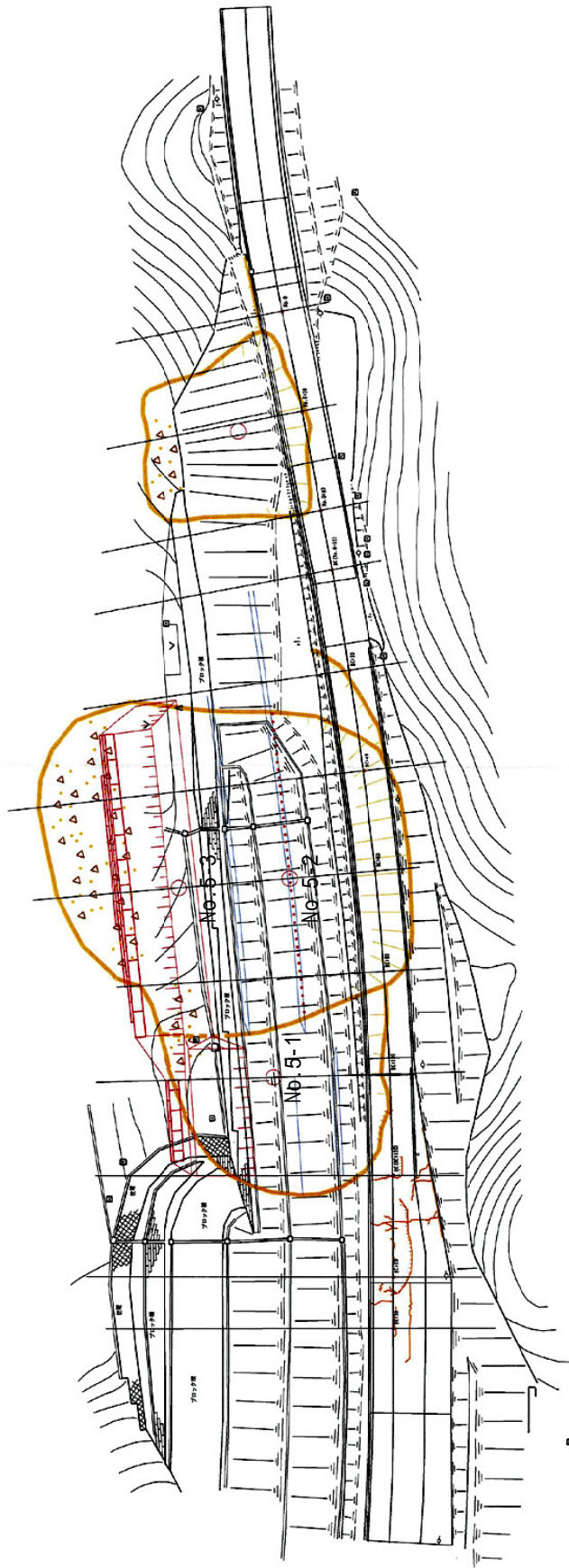


図-8.3.23 長岡市宮地の崩壊盛土周辺の平面図(国道351号)

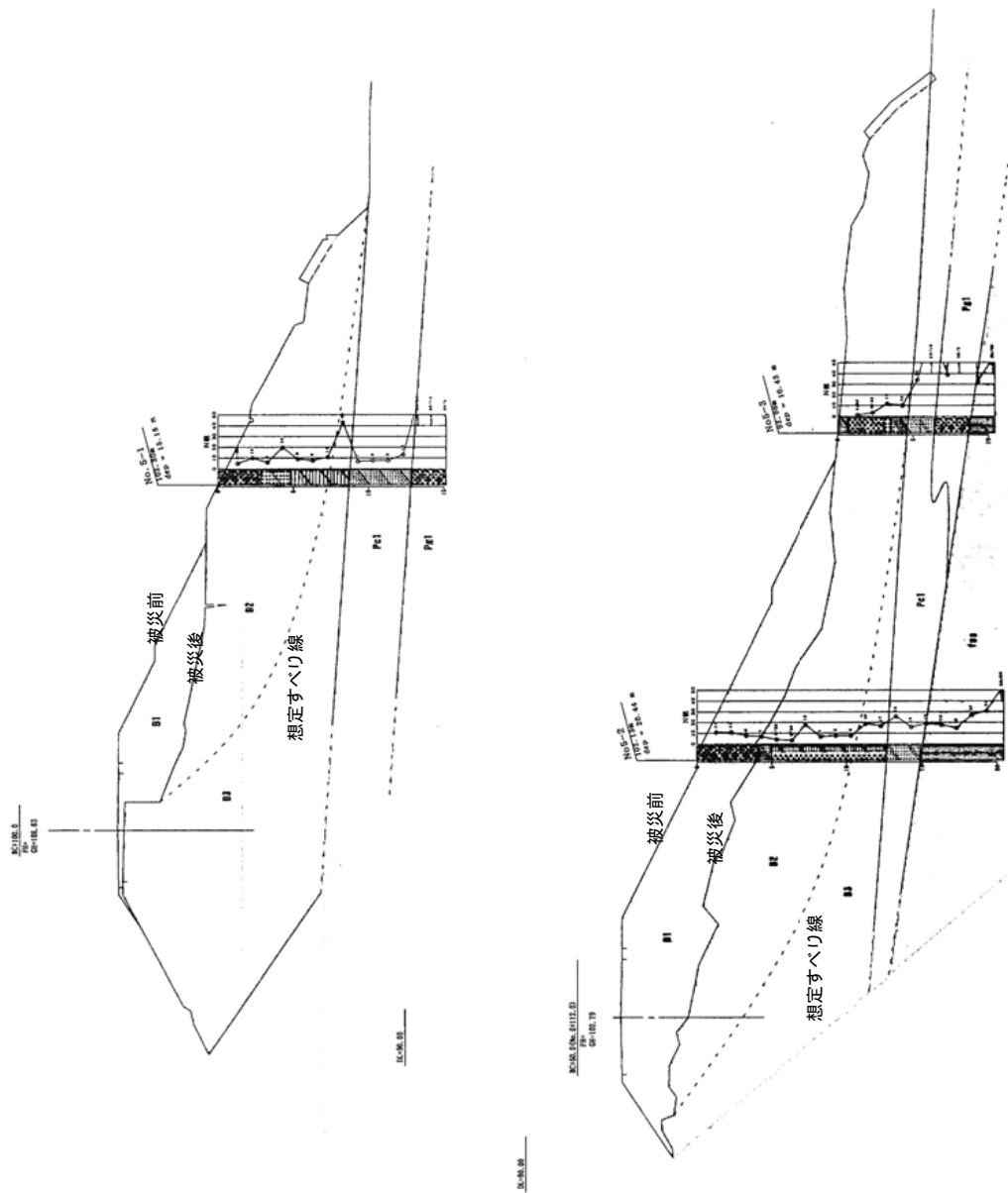


図-8.3.24 長岡市宮地の崩壊盛土周辺の断面図（国道351号）

(9) 国道290号栃尾市栗山沢（沢部の盛土の崩壊）

国道290号栃尾市栗山沢において線形改良のために沢部を埋めた盛土が大きく崩壊した。写真-8.3.24に崩壊箇所周辺の航空写真を、写真-8.3.25に崩壊の状況を示す。また、図-8.3.25、図-8.3.26に崩壊箇所周辺の平面図および断面図をそれぞれ示す。

写真-8.3.24右上の山側に屈曲した道路は、沢地形に沿って作られた旧道である。旧道は無被害であった一方で、線形改良のために比較的最近に沢部を埋めた盛土が下部斜面上を大きく流動崩壊した。被災状況から、地震時に盛土中に地下水が進入し盛土内の含水比が高い状態にあったことが考えられる。なお、写真-8.3.25に示した補強土盛土の崩壊は、過去に降雨により崩壊した箇所を補強土盛土により強化復旧した箇所が、周囲の盛土の崩壊に引きずられて部分崩壊したものである。

応急対策として旧道を利用した交互通行により交通解放されていた。



写真-8.3.24 盛土崩壊箇所周辺の航空写真
(国道290号)



写真-8.3.25 盛土の崩壊状況 (国道290号)

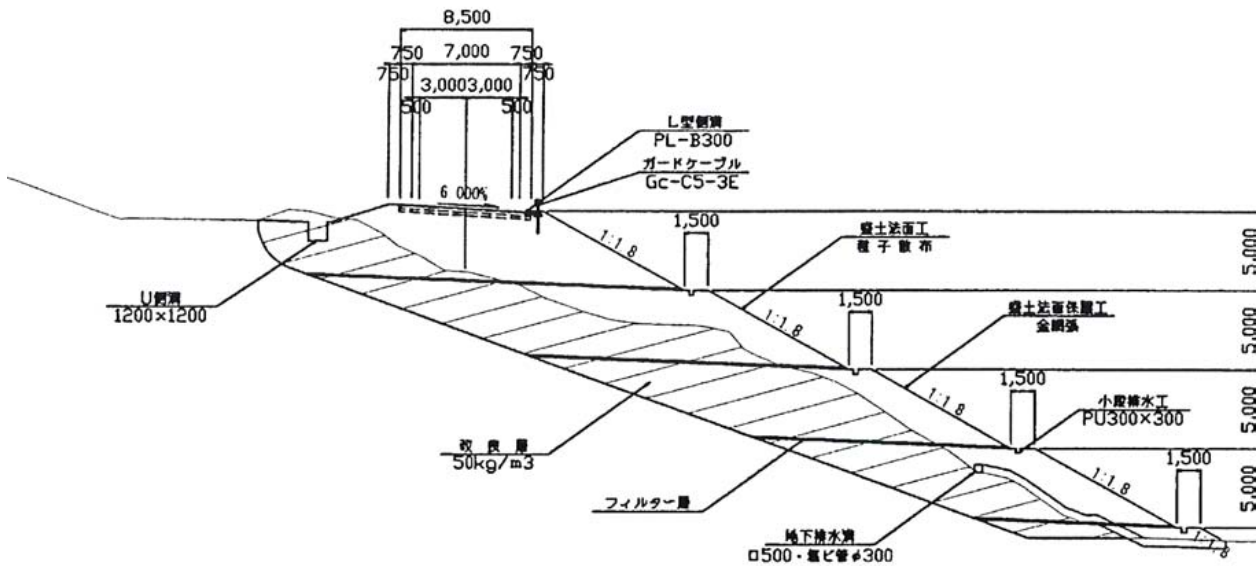


図-8.3.26 崩壊箇所の断面図 (国道290号)

(10) 一般県道大沢小国小千谷線小国町法末（沢部の盛土の崩壊）

一般県道大沢小国小千谷線小国町法末において、線形改良のために沢部を埋めた盛土が断続的に崩壊した。写真-8.3.26、写真-8.3.27に崩壊箇所周辺の空中写真を、写真-8.3.28に崩壊状況を示す。写真-8.3.26の左上から谷川に沿って走る道路に断続的に4箇所の区間が被害を受けた。写真-8.3.27、写真-8.3.28はそれらのうちの1箇所の被害状況をそれぞれ示している。また、図-8.3.27、図-8.3.28に、写真-8.3.26の右側2箇所の崩壊箇所周辺の平面図と断面図をそれぞれ示す。崩壊した4箇所のいずれにおいても上方の山側に屈曲した道路が見えるが、これらは沢地形に沿って作られた旧道である。

特徴的な点は、沢地形に沿って作られた旧道は無被害であったのに対して、線形改良のために比較的最近に沢を埋めて作られた新道が崩壊したことである。なお、旧道と新道に挟まれた部分は、以前から水田などとして利用されており、常時より地下水が盛土内に供給されていた可能性が高く、このことが盛土の被害を拡大させた原因と考えられる。

3.2.4 道路盛土の被害のまとめ

以上より、2004年新潟県中越地震における道路盛土の被害をまとめると以下ようになる。

- ・ 国道17号の盛土区間を対象に道路盛土の被害形態に関する分析を行った結果、片切片盛土における被災率が高く、特に大規模な被害は片切片盛土間で生じており、傾斜地盛土における被害が大きい傾向があることがわかった。
- ・ 道路盛土の被害の中では、山岳部盛土における沢部盛土の大規模な被害が目立った。
- ・ 今回調査した範囲では、大規模な崩壊が生じた盛土は、沢部を埋めた盛土のうち盛土高さが15mから20mの高盛土であった。
- ・ 山間部で発生した地震のため、液状化による道路土工構造物に対する地震被害は比較的少なかったが、国道8号の見附橋への取付盛土では液状化に起因すると考えられる被害が見られた。

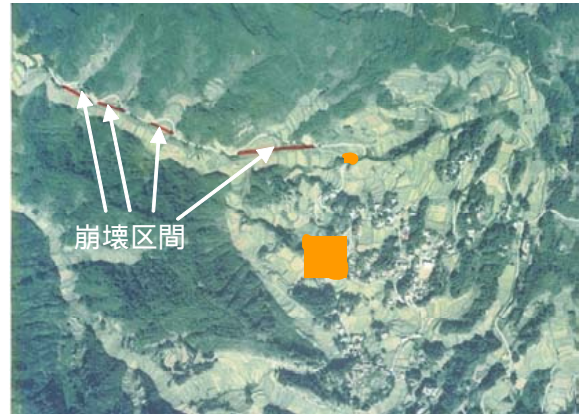


写真-8.3.26 崩壊箇所周辺の空中写真（小国町法末）



写真-8.3.27 沢埋め盛土の崩壊状況の空中写真（小国町法末）



写真-8.3.28 盛土の崩壊状況（小国町法末）

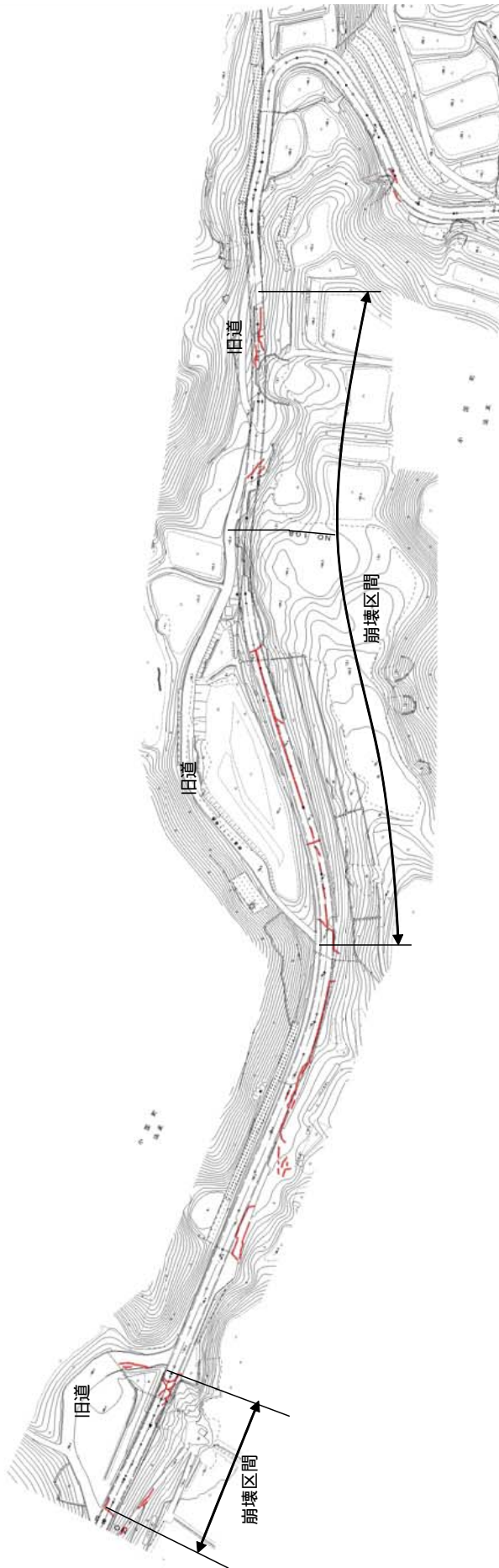


図-8.3.27 崩壊箇所周辺の平面図（小国町法末）

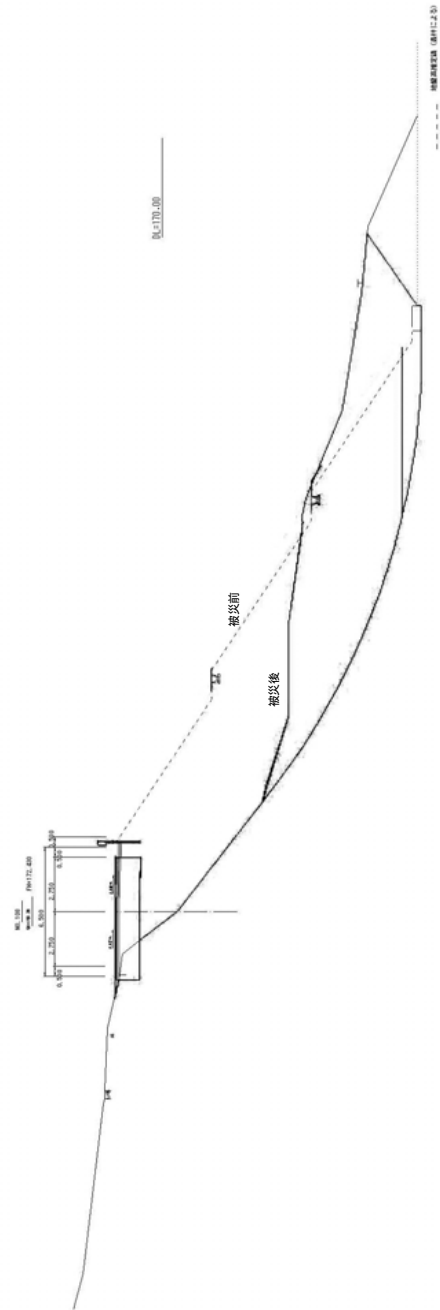


図-8.3.28 崩壊箇所(No. 108)の断面図（小国町法末）

3.3 擁壁

3.3.1 概要

道路擁壁の被害は、各種構造形式の擁壁に対して見られた。特に、耐震性が比較的低いと考えられるブロック積（石積）擁壁では、他の形式の擁壁に比べて被災率が高く、被害の程度も大きい傾向にある。比較的新しい擁壁構造である補強土擁壁でも被害は見られるが被害の程度は比較的小さく、耐震性の高さが確認された。

3.3.2 道路擁壁の被害状況

道路擁壁の被害状況や擁壁種別毎の被害傾向を把握するためには、地震により影響を受けた地域の全ての道路擁壁を対象に調査分析する必要があるが、対象とする擁壁の数が膨大であり、擁壁のデータも十分に整っていないことから、ここでは国道17号を対象に調査分析した結果を紹介する。

調査対象とした区間は、国道17号の魚沼市（旧堀之内町）田戸付近（kp250）から国道8号と合流する長岡市川崎町付近（kp284）までの約34km区間であり、道路施設台帳やMICHIシステムから擁壁の諸元を、災害査定資料や現地調査結果から被災状況・復旧状況のデータを収集した。この区間は、震度7を記録した川口町を含む区間であり、激震地であったと言える。

(1) 国道17号の擁壁の特徴

国道17号の調査対象区間には、計397基の擁壁が存在し、これらを擁壁種別毎に分類すると図-8.3.29の様になる。なお、擁壁種別は「道路土工 - 擁壁工指針」³⁾に従い分類している。擁壁種別では、ブロック積（石積）擁壁が約43%と最も多く、次に重力式擁壁（約27%）、片持ばり式擁壁（約20%）となっている。

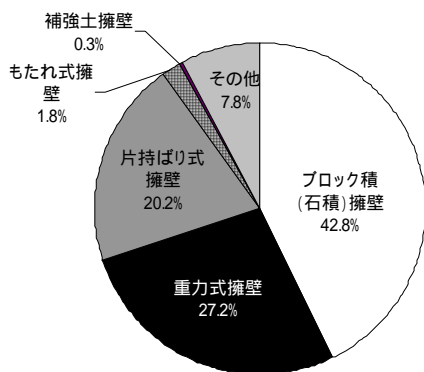


図-8.3.29 国道17号の擁壁種別割合

これら擁壁は、図-8.3.30に示すように高さが低いもの多く、全体の約37%は高さが2m以下の低い擁壁である。擁壁種別毎の擁壁高さの割合を見ると、重力式

擁壁、片持ばり式擁壁では高さ4m以下のものが大部分であるのに対して、ブロック積（石積）擁壁では4～6mの擁壁高さ、もたれ式擁壁では6m以上の擁壁の割合が高くなっている。

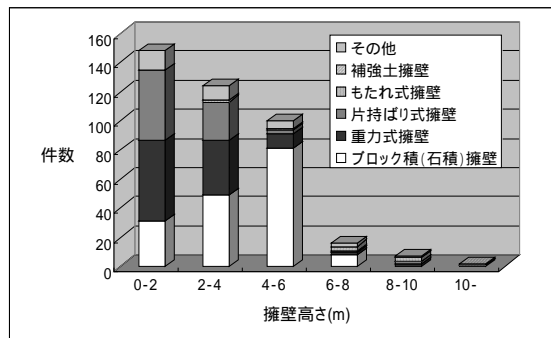


図-8.3.30 擁壁高さの割合

擁壁の完成年は、データあるものだけで整理すると図-8.3.31の様に、兵庫県南部地震以前の1995年より前に施工された擁壁が全体の約88%を占め、殆どの擁壁において耐震設計が行われていないか、行われていたとしても、大規模地震動対応の耐震設計は実施されていないと推測される。

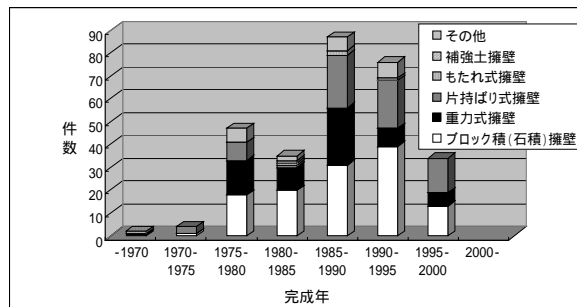


図-8.3.31 擁壁の施工年

(2) 国道17号の擁壁の被災状況

擁壁の被災状況を、以下の考え方に従い被災度を三段階に判定した。なお、判定に際しては、主に災害査定資料や現地写真に基づき判定しているため、変用量（滑动・沈下・はらみ出し等）は、写真判読により大凡の値を抽出した。

表-8.3.7 被災度判定の考え方

被災程度	被災状況
大	変用量(滑动・沈下・はらみ出し)が50cm以上の場合
	擁壁が転倒または倒壊した場合
中	変用量(滑动・沈下・はらみ出し)が10cm以上50cm未満の場合
	変用量が小さいが、擁壁躯体がせん断破壊していると考えられる場合
小	変用量(滑动・沈下・はらみ出し)が10cm未満の場合
	擁壁に軽微な亀裂や目地の開口が見られる場合

調査対象区間における被災度毎の擁壁数と被災率

(擁壁種別毎及び擁壁全体)を表-8.3.8、図-8.3.32、8.3.33示す。擁壁全体の被災率は約14%程度であり、種別毎に見るとブロック積(石積)擁壁の被災率が約28%と大きな値となっており、被災の程度が大きい比率も高い。ブロック積(石積)擁壁は、主としてのり面の保護に用いられ、経験に基づいて設計されており、耐震性は比較的低い構造形式と言われていたが、このような傾向が明らかに見られる結果となっている。重力式擁壁、片持ばり式擁壁は、被災率が2%程度と被災率は非常に低い値となっている。この理由としては、重力式擁壁、片持ばり式擁壁の殆どは設計計算に基づき設計をしていること、また今回の調査区間では比較的高さの低い擁壁の割合が多かったことなどが考えられる。しかし、もたれ式擁壁が約14%と大きな値を示しているが、全体の母数が7と小さいために擁壁種別毎の被災率として評価するには問題がある。このため、擁壁全数(397件)に対する被災率で表すと、ブロック積擁壁以外は1%未満となり、地震動が大きかったと考えられる国道17号の区間においても、被災率は比較的小さかったと考えられる。

表-8.3.8 擁壁の被災数・被災率

	全体	種別毎の被災数・被災率					
		ブロック積(石積)	重力式	片持ばり式	もたれ式	補強土	その他
擁壁数	397	170	108	80	7	1	31
被災数(大)	6	6	0	0	0	0	0
被災数(中)	32	28	2	1	1	0	0
被災数(小)	16	13	1	1	0	1	0
被災数合計	54	47	3	2	1	1	0
被災率(大)	1.5%	3.5%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
被災率(中)	8.1%	16.5%	1.9%	1.3%	14.3%	0.0%	0.0%
被災率(小)	4.0%	7.6%	0.9%	1.3%	0.0%	100.0%	0.0%
全体被災率(種別毎)	13.6%	27.6%	2.8%	2.5%	14.3%	100.0%	0.0%
全体被災率(全体)	13.6%	11.8%	0.8%	0.5%	0.3%	0.3%	0.0%

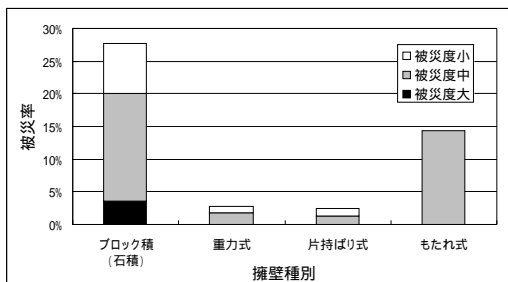


図-8.3.32 擁壁種別毎の被災率

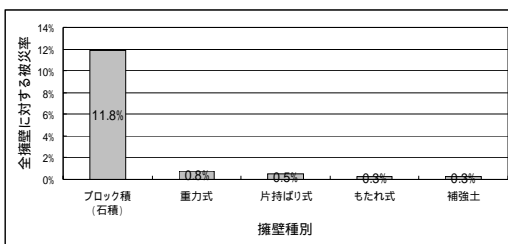


図-8.3.33 擁壁全体に対する被災率

被災率が高いブロック積擁壁に限定し、被災率と高さの関係を図-8.3.34に示す。ブロック積擁壁において、擁壁高さが高くなるほど被災率が高くなる傾向にある。今回調査対象としたブロック積擁壁のうち、高さが6-8mの件数は他の高さに比べて少ないが、このような高いブロック積擁壁の場合には、耐震性に留意する必要があると考えられる。

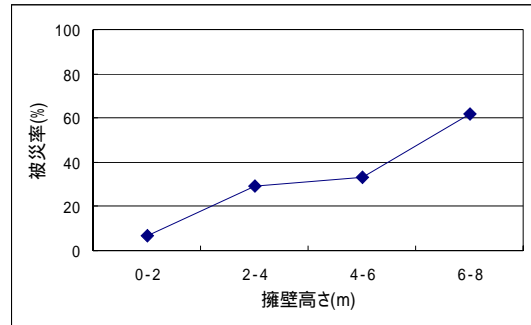


図-8.3.34 ブロック積擁壁の高さと被災率の関係

図-8.3.35に被災した擁壁の復旧方法を擁壁種別毎に示す。全体的には、被災度中程度以上の擁壁では再構築により復旧するケースが多い様である。また、被災度が小程度の場合でも、ブロック積擁壁では再構築するケースが多く、被災規模の割には復旧規模が大きくなる傾向にあると言える。一方、補強土擁壁では、被災度が小さかったこともあり、無対策となっている。

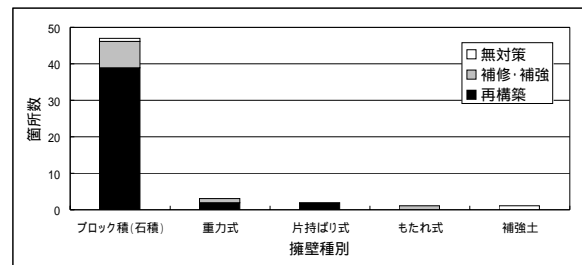


図-8.3.35 被災した擁壁の復旧方法

以上の様に、今回の調査分析は、道路施設管理が適切に行われている直轄国道の例であり、比較的規模の小さな擁壁が多い区間であったが、耐震設計を行っていない擁壁でも常時の設計で安定性を確保していれば、地震時の安定性もある程度確保できるとされていた従来の経験を確認できたと考えられる。ただし、被災した場合の復旧規模が大きくなる場合もあることから、今後は路線の重要度や復旧の難易度に応じて適切に耐震設計を行う必要もある。

3.3.3 コンクリート擁壁の被害

コンクリート擁壁等の被害について、構造形式毎の特徴的な被害を以下に記す。

(1) ブロック積（石積）擁壁の例

写真-8.3.29は、国道17号（川口町牛ヶ島地区）でのブロック積擁壁の被害状況である。被災箇所は、信濃川右岸側の丘陵地であり、国道は尾根部を切土、沢部を盛土により通過しており、切土側の斜面が崩壊し、切土側に設置された最大高さ5.2mのブロック積擁壁が約40mに渡って倒壊し、車道へ崩壊土砂が堆積した。また、斜面崩壊現場の谷側には重力式擁壁が設置されていたが、写真-8.3.30のように、擁壁躯体に2～3mm程度の縦クラックが入っており、前面に押し出されたために路面では約20cmの陥没が発生していた。



写真-8.3.29 ブロック積擁壁の倒壊（国道17号）

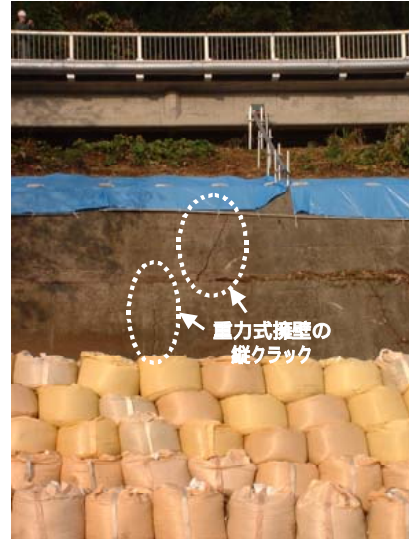


写真-8.3.30 谷側の重力式擁壁の縦クラック

地山の地質は、図-8.3.36に示すように新第三紀鮮新世川口層の砂岩・泥岩の互層であり、道路のり面に対してやや緩い流れ盤構造であった。また、広域的には、段丘地形の縁辺部に位置することから斜面内の風化が進行していたと考えられる。さらに、斜面からの湧水も確認されたように集水地形であると考えられ、地震前の台風23号により斜面内の地下水位も高い状態にあったと推測される。このようなことから、斜面崩壊が発生し、ブロック積擁壁が広範囲に倒壊したものと考えられる。

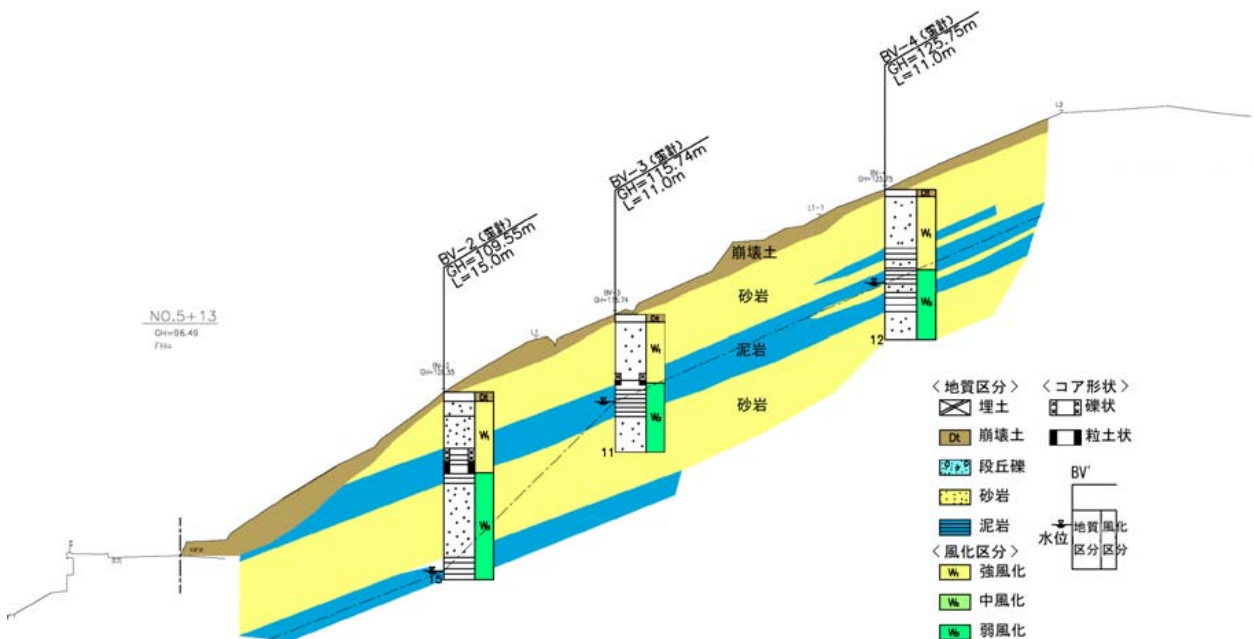


図-8.3.36 想定地質断面図

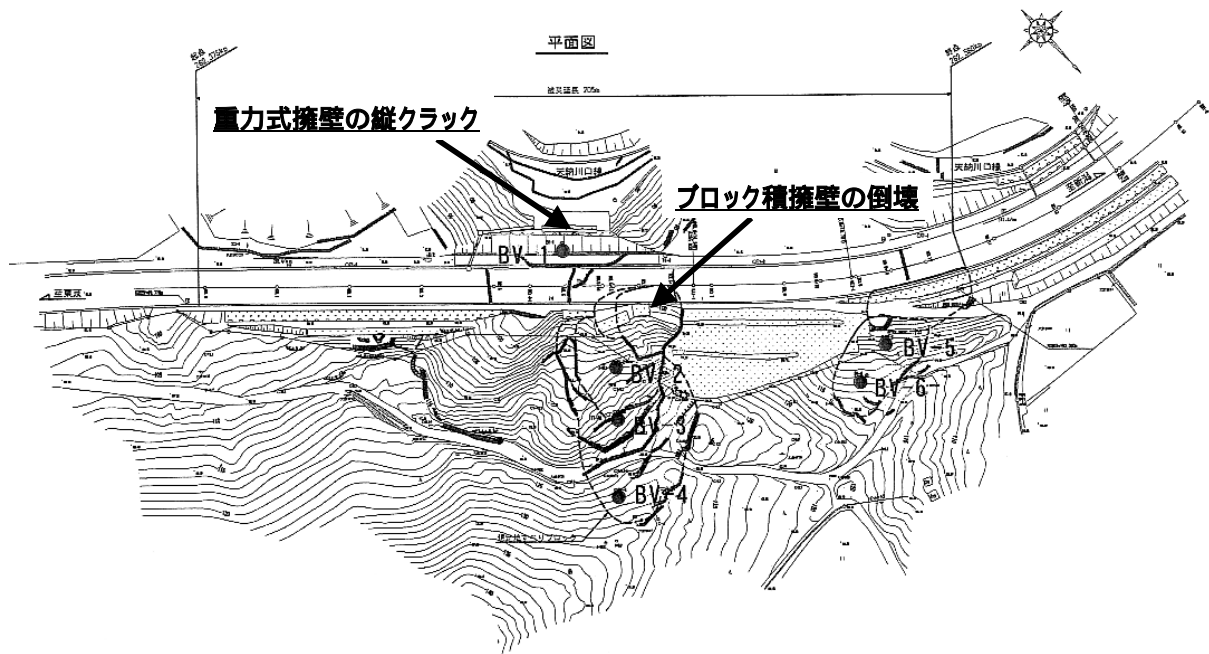


図-8.3.37 被災箇所平面図

写真-8.3.31は、国道117号（小千谷市上片貝地区）でのブロック積擁壁の倒壊の例である。このブロック積擁壁では、最大高さ約8mと比較的高さが高かったことから、擁壁躯体の慣性力により擁壁自体の転倒・中折れにより倒壊したものと推測される。



写真-8.3.31 ブロック積擁壁の倒壊（国道117号）



写真-8.3.32 ブロック積擁壁の躯体のせん断破壊例

ブロック積（石積）擁壁では、上記の様に倒壊に至らなくても、躯体の亀裂、ブロックの落下、はらみ出しなどの変状も多く見られた。写真-8.3.32は、ボックスカルバートのウイング周辺に設置されたブロック積擁壁（国道17号道の駅ちぢみの里周辺）であるが、凸形状の擁壁配置と飽和状態の背面土からの過大な土圧により擁壁躯体がせん断破壊している例である。

(2) 重力式擁壁・もたれ式擁壁

重力式擁壁では高さの低いものでは、斜面・盛土上に設置された擁壁が斜面・盛土の変状に伴い被害を受ける例が見られる。写真-8.3.33は、国道351号（小千谷市ひ生地区）のJR上越線を跨ぐ跨線橋の高さ約15mの取付け盛土がすべり破壊を起こし、これに伴い盛土が大きく沈下するとともに、高さ約1.7mの重力式擁壁も変状した例である。これにより、跨線橋との間に約75cmの段差が生じたとともに、擁壁が支持する歩道部も沈下が生じていた。

また、高さが比較的高いもたれ式擁壁では、写真-8.3.34の国道17号和南津トンネル坑口でみられたように、コンクリート打継ぎ目でのズレが生じたり、写真-8.3.35の国道291号（小千谷市南荷頃地区）の擁壁のように、基礎地盤の支持力不足により基礎コンクリート部が転倒し、擁壁全体が変状している被害も見られる。



写真-8.3.33 跨線橋取付け盛土の沈下（国道351号）

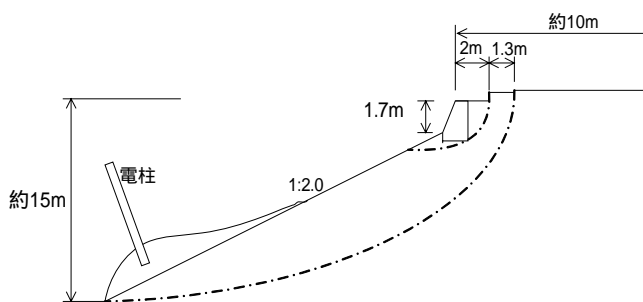


図-8.3.38 跨線橋取付け盛土の変状概念図



写真-8.3.34 もたれ式擁壁の被災例（国道17号）



写真-8.3.35 もたれ式擁壁の被災例（国道291号）

(3) 片持ばり式擁壁

片持ばり式擁壁では、比較的高さの高いものは多くなく、その変状も小さい。一方、斜面・盛土上に設置された片持ばり式擁壁は、高さが低くても斜面・盛土の変状に伴い沈下・傾斜する被害が見られた（例えば、写真-8.3.36）。また、地下水位が高い軟弱な基礎地盤上にされたL型擁壁が足元をすくわれるように傾斜した被害も報告⁴⁾されている。

さらに、今回の地震において片持ばり擁壁の特徴的な被害としては、関越自動車道の盛土でのり尻に設置されていた高さ約1.5mのプレキャスト製のL型擁壁が、写真-8.3.37のように滑動・傾斜、たて壁の損傷などの被害を受けていた。これらの擁壁は、高速道路への侵入防止の目的で設置されたものであり、積極的に背面盛土を支持するものでなかったことから、擁壁の倒壊による高速道路への影響はそれ程大きく無かった。



写真-8.3.36 盛土上のL型擁壁の被害例



写真-8.3.37 倒壊したL型擁壁（関越道小千谷市内）

(4) 井桁組擁壁

井桁組擁壁は、透水性に優れることから、山間部などの湧水の多い切土部に設置されることが多いことから、今回の地震において、写真-8.3.38の例（国道117

号小千谷市上片貝地区)に示すように斜面の崩壊に伴い井桁組擁壁が破壊したり、目地間が開いて背面土がこぼれ出すなどの被害が見られた。



写真-8.3.38 井桁組擁壁の破壊例

一方、井桁組擁壁自体は比較的柔な構造であるため、大きな変形にも追従し、写真-8.3.39の例(旧山古志村役場付近の県道)に示すように大きく傾いてはいるが、倒壊には至らない程度の被害で収まっている場合も見られた。

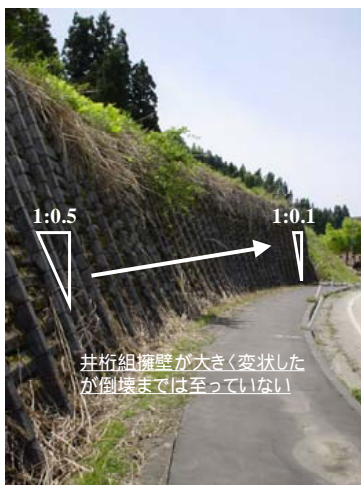


写真-8.3.39 井桁組擁壁の変状事例

(5) 軽量材を用いた擁壁

写真-8.3.40は、県道(小千谷市岩沢地区)に設置されたEPS(発泡スチロール)ブロックを用いた擁壁の被害状況である。写真のように、EPSの前面を保護するコンクリート製のパネルが地震動により損傷を受け、一部落下している。しかし、擁壁全体では、大きな変状はなく、隣接する石積擁壁に比べて変位量も小さく抑えられている。このため、このような軽量材を用いた擁壁は耐震性が比較的高いと考えられるが、壁面材等の使用する部材の強度・耐久性も十分に考慮の上で設計・施工される必要があると考えられる。



写真-8.3.40 EPSを用いた擁壁の被害

3.3.4 補強土擁壁の被害

(1) 中越地方における補強土擁壁

補強土擁壁は、1970年代に我が国で初めて施工されて以降、着実にその施工実績を伸ばし、現在では施工壁面積が年間100万 m^2 を超えるまでとなっており、道路擁壁として一般的に採用されている。中越地震により被害を受けた地域においても、多くの補強土擁壁が施工されており、地震発生後にこれら補強土擁壁の被害状況の詳細な調査が実施された。被害調査が行われた補強土擁壁の分布を図-8.3.39に示すが、我が国の代表的な補強土擁壁である帯鋼補強土壁、アンカー補強土壁、ジオテキスタイル補強土壁だけでも当該地域において計201件(壁面積:約47,500 m^2)の調査が実施された。

調査された補強土擁壁の多くは、本震の震源近くに位置しており、図-8.3.40に示すように全体の約63%(126件)が本震において震度6弱以上の強い揺れを経験していると推測され、中には震度7の激しい揺れを経験した補強土擁壁もある。補強土擁壁の高さは、5~8mの高さのものが多いが、8mを超える高さのものも約25%(51件)あり、壁面勾配は帯鋼補強土壁、アンカー補強土壁の殆どが直勾配であるが、ジオテキスタイル補強土壁では3分勾配が多い。各補強土擁壁の施工年の割合を図-8.3.41に示すが、約半数が2000年以前に施工されており、これらの中には耐震設計を行っているものもあると推測されるが、殆どは「道路土工-擁壁工指針」(平成11年3月)での大規模地震対応の設計は実施されていないと考えられる。

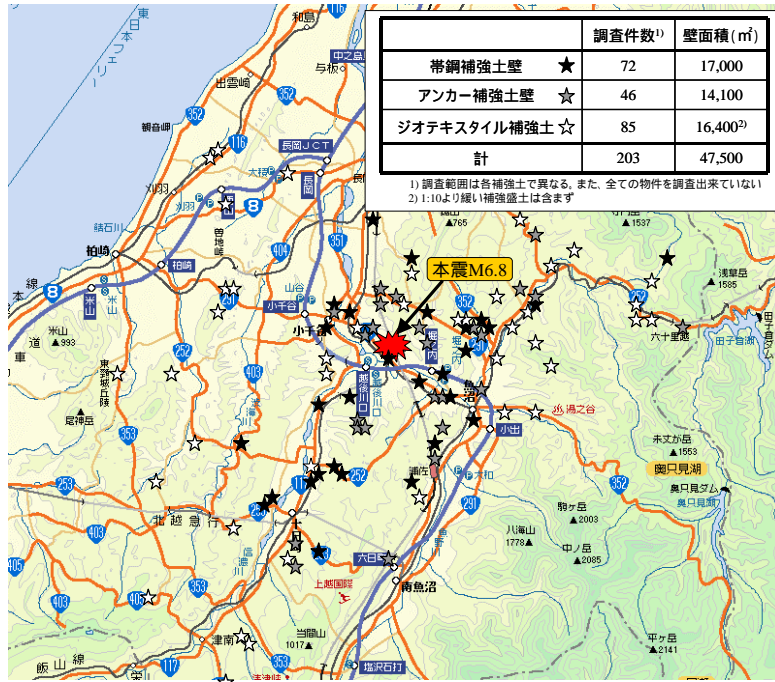


図-8.3.39 調査した補強土擁壁の分布

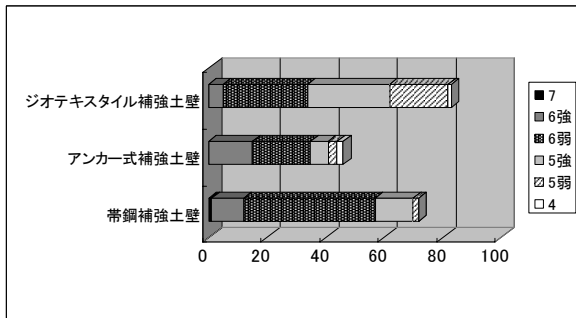


図-8.3.40 調査した補強土擁壁の本震での震度

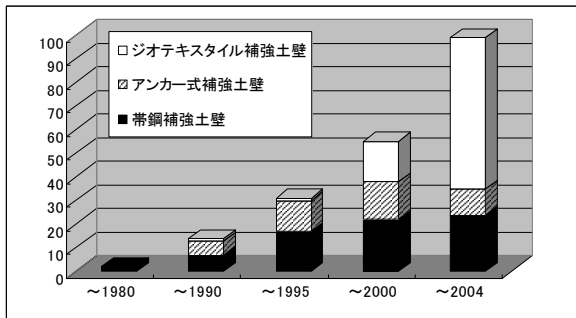


図-8.3.41 調査した補強土擁壁の施工年

(2) 補強土擁壁の被害の傾向

調査された各補強土擁壁の被害の程度を、補強土擁壁が支える道路の被害と補強土擁壁自体の構造物としての被害の観点から、表-8.3.9の指標により評価した。

補強土擁壁の被害の程度を図-8.3.42に示すが、道路や構造物に大きな被害が生じた補強土擁壁も見られたが、殆どの補強土擁壁において被害は小さく、7割

以上の補強土擁壁では全く被害が無かった。また、構造物としての被害が比較的大きいが道路の被害が比較的小さい補強土擁壁も多く見られる。これは、補強土の特徴である地震時に粘り強い挙動を示すことにより、補強土擁壁自体は変形・損傷するが崩壊には至らず、このため、道路の被害が小さく、道路の復旧も比較的容易に出来たものと考えられる。

表-8.3.9 補強土擁壁の被害程度の定義

道路の被害	I	道路としての機能を喪失し、復旧に長期間を要する
	II	道路としての機能を一時的に喪失したが、短期間での復旧が可能
	III	何とか通行可能であり、短期間での復旧が可能
	IV	無被害。または通常の通行が可能であり、軽微な補修で修復可能
構造物としての被害	1	崩壊または大変形をし、復旧には再構築が必要
	2	変形・損傷したが、補強対策や部材の交換・補修等で修復可能
	3	部分的に変形・損傷したが、軽微な補修で修復可能
	4	無被害。または補修を必要としない程度の損傷・変形

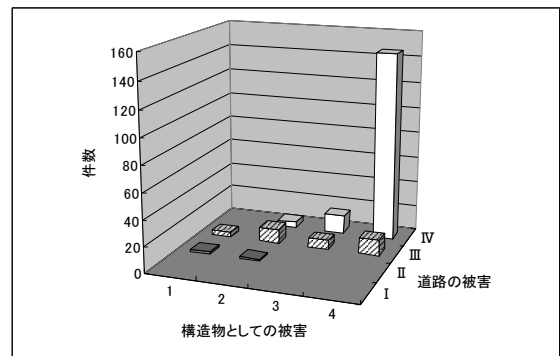
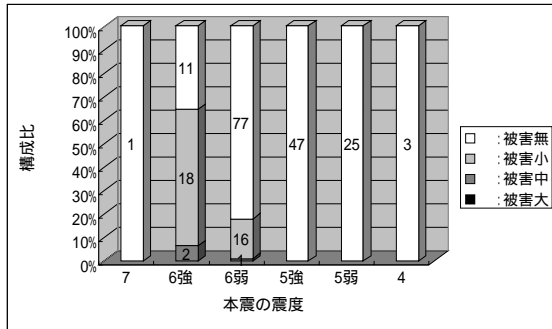
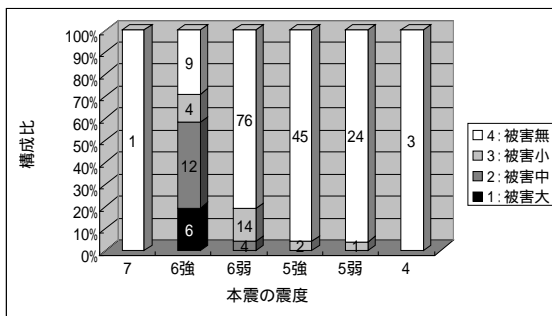


図-8.3.42 補強土擁壁の被害のまとめ



道路の被害と震度の関係



構造物の被害と震度の関係

図-8.3.43 補強土擁壁の被害と震度の関係

補強土擁壁の被害の程度と本震での震度との関係を図-8.3.43に示すが、道路の被害は震度6弱以上の場合にのみ発生しており、震度が高い(震度6強)ほど被災の割合が高くなっている。また補強土擁壁の構造物としての被害も殆どが震度6弱以上で発生しており、特に被害の程度が大きい(被害程度1)のは、震度6強以上の強い揺れが発生した場合のみであることが分かる。この様に、今回の地震の被害状況から、補強土擁壁では震度5以下程度の供用期間中に発生する確率の高い地震に対しては、殆ど被害が発生することは無く、供用期間中に発生する確率が低い激しい地震動に対してはある程度の被害は生じるが、短期間で復旧可能な程度の被害に収まることが推測される。

補強土擁壁の被害が発生した震度6弱以上の経験をした補強土擁壁を対象に、構造物としての被害の程度と壁高との関係を図-8.3.44に示す。被災の割合としては、高さによる明確な違いは見られないが、被害の程度では、大きい被害(被災程度1)の割合が壁高8mを超えると多くなる傾向が見られる。一般に補強土擁壁は従来のコンクリート擁壁では適用が難しい壁高の高い場合に採用される場合が多く、この様に8mを超えるような壁高が高くなる場合には、耐震設計を行うなど安定性の確保に努めることが必要である。

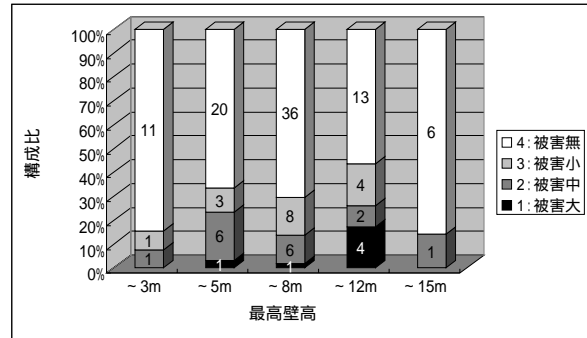


図-8.3.44 補強土擁壁の被害と壁高の関係

(3) 補強土擁壁の特徴的な被害

調査した補強土擁壁の内、補強土擁壁の被害の特徴が見られる事例を以下に幾つか紹介する。

1) 帯鋼補強土壁の例

(a) 国道117号(小千谷市上ノ山地区)

この補強土擁壁は、橋梁のアプローチ盛土部に1998年に施工された最大高さ4mのテールアルメ壁であり、高さの低い場合に適用されるミニテールアルメ(壁面材の寸法:1m×1m、厚さ110mm)が用いられている。本震の震源から約7kmに位置し、震度6強を経験したと推測される。周辺は水田が広がっており、軟弱な地盤が厚さ2.0m程度で堆積しているため、基礎地盤は砕石で置換えを行っている。変状は、写真-8.3.41に示すように壁面の天端付近が若干はらみ出しており、壁面材に水平方向にクラックが発生している。この原因としては、壁面材天端に設置した笠コンクリートが地震動により大きく振動し、その影響でクラックが発生したものと考えられる。このような変状を防止するためには、笠コンクリートの設置方法の改善が必要と思われる。



写真-8.3.41 壁面材のクラックの発生

また、写真-8.3.42に示すように、横断排水管の両側で不同沈下が生じ、壁面材の縦クラックや目地の開きが発生している。この原因としては、補強土擁壁の

基礎地盤は地震動により沈下を発生したが、杭基礎などで支持されている横断排水管の沈下は少なく、この影響で不同沈下が生じたものと考えられる。この対策として、一般には横断構造物に接する位置には縦目地を設けて不同沈下の影響を軽減するような対策を行っており、今回の補強土擁壁でもこのような対策を行っていれば、壁面材の大きな損傷は防げたと考えられる。道路面の被害は、補強土擁壁の沈下や変位の影響により歩道部で沈下が見られたが、通行に大きな影響を及ぼす程の被害は見られなかった。



写真-8.3.42 横断排水管周辺の不同沈下

(b) 県道（長岡市濁沢町地区）

この補強土擁壁は、県道の道路拡幅のための腹付け盛土の擁壁として2001年に施工された最大高さ6mのテールアルメ壁である。本震の震源から約8kmに位置しており、震度6弱を経験していると推測される。地震による腹付け盛土部の沈下・変位により写真-8.3.43に示すように既設道路と拡幅部との間に縦断方向に段差が生じており、片側1車線の通行規制がなされた。



写真-8.3.43 道路面の損傷

補強土擁壁は、全体的にはらみ出しや壁面材のクラックや角欠けなどが見られるが、特に大きな損傷とは成っていない。この区間では、補強土擁壁と隣接して片持ばり式のコンクリート擁壁が設置されているが、写真-8.3.44のように、コンクリート擁壁の前面の路

面が大きく隆起しているのに対して、補強土擁壁の前面では殆ど変状が見られない。



写真-8.3.44 補強土擁壁とコンクリート擁壁の変状

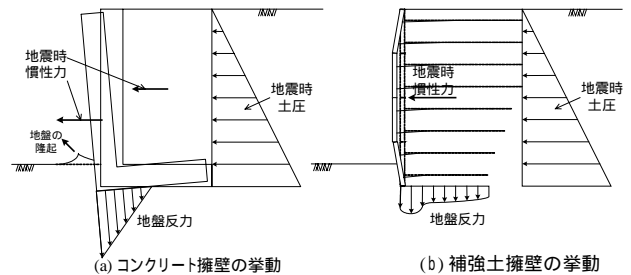


図-8.3.45 地震時の挙動の違い

これは、図-8.3.45に示すように、コンクリート擁壁では地震時の土圧や慣性力による荷重が剛な擁壁のつま先部に集中して作用するため基礎地盤が変状したのに対して、補強土擁壁では補強土全体で外力に抵抗するために基礎地盤への作用圧力が分散され基礎地盤の変状が避けられたものと考えられ、補強土擁壁の特徴が大きく表れた現象と言える。

2) アンカー補強土壁の例

(a) 県道（小千谷市小栗山地区）

この補強土擁壁は、尾根上の斜面に設置された最大高さ8.8mのアンカー式補強土壁であり、1985年に施工されている。本震の震源から約6kmに位置し、震度6強を経験していると推測される。補強土擁壁の被害の状況は、写真-8.3.45に示すように補強土擁壁の下から約1/3の高さの位置で大きくはらみ出し、それに伴い壁面材の目地の開き（100mm程度）やクラック等が確認された。壁面からは、排水の跡が明確に確認され、常に水の供給がされやすい現場であったことと、地震直前の台風23号による豪雨の影響により補強土擁壁内の地下水位が高い状態にあったと考えられること、更には尾根上のヘアピンカーブ状の道路線形となっており、地震動の影響を大きく受けやすい立地条件にあったことなどが影響し、大きく変状したものと考えられ

る。しかし、補強土擁壁天端の道路面はきれいに修復され（平成17年5月調査時点）、補強土擁壁が大きく変状した状態でも道路擁壁としての機能は当面維持されていた。



写真-8.3.45 アンカー式補強土壁の被災状況

一方、この現場から100m程度手前では、斜面上にL型擁壁が設置されていたが、地震により大きく変状し（写真-8.3.36）、地震後半年経過後でも復旧出来ずに、片側1車線通行規制が行われている状態であった。

(b) 県道（小千谷市首沢地区）

この補強土擁壁も、斜面上に設置された最大高さ11.6mのアンカー式補強土壁であり、2000年に施工されている。本震の震源から約5kmに位置し、震度6強を経験していると推測される。



写真-8.3.46 アンカー式補強土壁の変状

補強土擁壁の被害の状況は、写真-8.3.46に示すように約半分の高さの位置においてははらみ出す様な変状をしており、はらみ出した位置より下方に壁面材の目地からの多量の排水跡が見られる。この補強土擁壁は、背面地山から長期的に継続して地下水の供給がなされ、常に約半分の高さの位置まで地下水位があったと考えられることから、今回の地震による変状も地下水による盛土材料の強度低下、及びヘアピンカーブ状の道路線形が影響して、変状を生じたものと考えられる。ただし、補強土擁壁天端の道路面では、部分的な補修に

より通常の走行が可能な状態（平成17年5月調査時点）にあり、斜面崩壊や落石防護擁壁の転倒などの被害が見られる周辺の状況と比較しても比較的被害は小さかったと言える。

3) ジオテキスタイル補強土壁の例

(a) 市道（小千谷市池ヶ原地区）

この補強土擁壁は、斜面上に設置された最大高さ6mのジオテキスタイル補強土壁である、2000年に施工されている。本震の震源から約7kmに位置し、震度6強を経験していると推測される。壁面工は1:0.5勾配で補強材に用いたジオグリッドを巻き込んで形成し、表面は植生で保護されている。基礎は一部の区間でジオグリッドによるマットレス基礎を用いて補強している。



写真-8.3.47 天端の道路面の被害状況



写真-8.3.48 ジオテキスタイル補強土壁の壁面の状態

補強土擁壁の被害は、写真-8.3.47の様に天端の道路面に縦断方向に幅10cm程度以上の亀裂が生じており、起点側の高さの低い区間では円弧状にクラックが生じている。円弧状のクラックが生じた高さの低い区間は、小さな谷筋地形となっており山側からの湧水も確認され、基礎もマットレスで補強されておらず、地震動により補強土擁壁が若干滑動したものと考えられる。また、高さが比較的高い区間では、補強土擁壁が約1/3の高さの位置で若干のはらみ出しが確認された（写

真-8.3.48)。はらみ出しの確認された部分周辺で壁面に苔が壁面全面に生えていることから、盛土内の含水比が常に高い状態にあったと考えられ、盛土内の水も影響して補強土擁壁が変状したものと考えられる。ただし、路面の変状は、短期間の補修で修復可能な程度であり、この箇所から約50m先の盛土区間では路面に大きな段差が生じて通行止めが続いている状況（平成17年5月調査時点）や周辺の家屋の被害状況と比較すると、補強土擁壁は比較的被害が小さかったと考えられる。

(b) 国道291号（旧山古志村向田地区）

この補強土擁壁は、旧山古志村内の国道291号に設置された最大高さ14m、1:0.5勾配のジオテキスタイル補強土壁であり、1994年に施工されている。本震の震源から約4kmに位置し、震度6強を経験していると推測される。この補強土擁壁は、地すべり地形の谷側に設置されており、地震により地すべり変位を受けたにもかかわらず、補強土擁壁には大きな損傷は見られず、路面に段差が生じたが早期に復旧が可能な程度の損傷に収まっている。この区間では、写真-8.3.49に示すように井桁組擁壁が隣接して設置されているが、井桁組擁壁では基礎地盤の沈下に伴うと思われる変状により路面の沈下が生じており、一部通行規制がなされていた（平成17年5月時点）。



写真-8.3.49 ジオテキスタイル補強土壁の遠景

(4) 補強土擁壁の被災道路の復旧への適用

補強土擁壁は、耐震性の高さや施工性などから、被災した道路の復旧にも適用されている。写真-8.3.50は、国道17号川口町天納地区において、国道とJR上越線が併設する区間が大規模に崩壊した現場で、国道の復旧にジオテキスタイル補強土壁が用いられた例である。これにより、この区間の国道は地震発生後約2ヶ月後の平成16年12月29日に復旧が完了している。また、旧山古志村を横断する国道291号の復旧においても、多くの区間で補強土の適用が計画されている。



写真-8.3.50 補強土擁壁の道路復旧への適用例

3.3.5 道路擁壁の被害のまとめ

以上より、今回の中越地震における道路擁壁の被害として、以下のことが言える。

- ・ブロック積（石積）は、他の擁壁形式と比較して被災率が高く、壁高が高いと被災率も大きくなる傾向が見られる。
- ・国道17号では、ブロック積（石積）擁壁以外の擁壁形式では被災の程度は比較的小さかった。
- ・コンクリート擁壁では、盛土・斜面上の擁壁で、盛土・斜面の変状に伴い被害を受けている擁壁も見られる。
- ・被災した擁壁の復旧は、再構築が行われる場合が多く、路線の重要度や復旧の難易度に応じて適切に耐震性を確保する必要があるとともに、被災した擁壁の補修・補強方法の更なる技術開発も必要である。
- ・補強土擁壁は、他の土構造物に比べて被害は小さく、被害を受けても道路への影響は比較的小さかった。
- ・補強土擁壁の被害の殆どは、震度6弱程度以上の激しい地震動を経験した場所で発生している。
- ・補強土擁壁は、耐震性や施工性の面から、被災した道路の復旧にも利用されている。

3.4 カルバート

3.4.1 概要

本節では長岡国道事務所管内の直轄国道を横断するボックスカルバートを対象とする。カルバートの被害は、周辺地山を形成する盛土の被害と連動するが、阪神淡路大震災の際の被害状況とほぼ同様で、比較的軽微なものにとどまった。損傷パターンは、目地部の開きやズレ、カルバートあるいは周辺地盤の沈下により生じる路面の段差、ウィングの損傷等が大半で、短期間で応急復旧が可能であった。

3.4.2 被災事例

災害査定資料や施設台帳を元にボックスカルバート

の被災状況を整理したところ、長岡国道事務所管内の国道8号、17号、116号におけるカルバートの被災は計10件で比較的広範囲（小千谷市、長岡市、見附市、柏崎市）にわたっていた。図-8.3.46に被災したボックスカルバートの位置、表-8.3.10に被災概要の一覧を示す。また、写真-8.3.51～57（長岡国道事務所撮影）に、被災パターンの典型的な例を示す。なお、JH関越自動車道においても、主に盛土高さ6～10m程度の平行ウィングを有する2～3ブロックのカルバートボックス（約20箇所）において、継目の開き、本線の不同沈下、取付部の段差などが見られ、大きな地震力により道路直角方向に慣性力および土圧が作用し、カルバートボックスが滑動したものと推察されている⁶⁾。

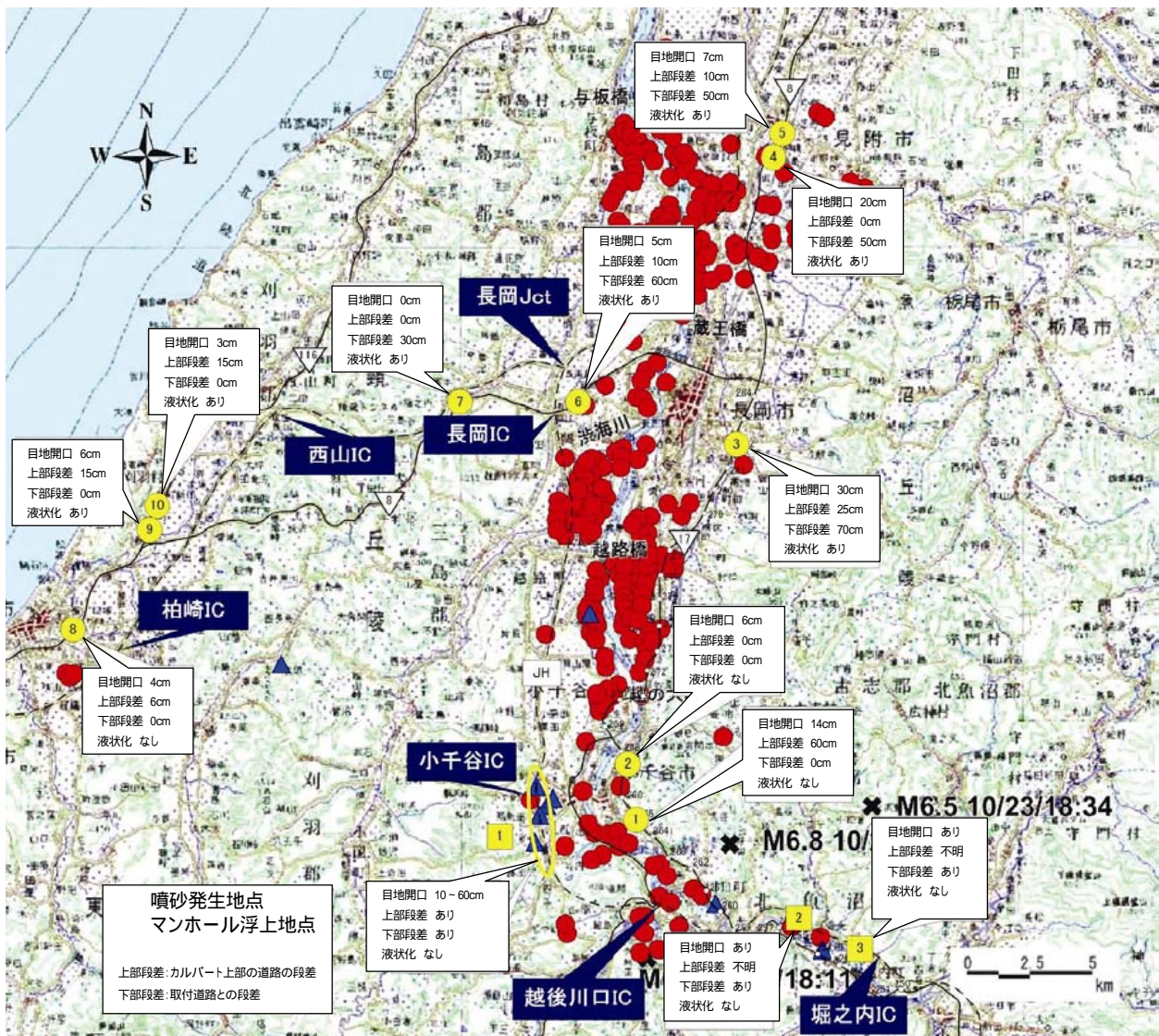


図-8.3.46 カルバートの被災概要（噴砂発生地点分布図⁵⁾に加筆）

（～はR8、R17、R116における被災地点（表8.3.9参照）を、
①～③は関越自動車道における代表的な被災地点を示す。）

表-8.3.10 長岡国道事務所管内一般国道におけるボックスカルバートの被災状況

路線	位置	形式	断面寸法	最小土被り	被災状況	番号
R17	小千谷市大字ひ生字 広田 (kp264.9)	門型	B4.0×H3.0	0.5m	ボックス目地の開口 14cm カルバート内部への土砂流入 上部盛土の沈下 (段差 60cm) 坑口部段差 30cm 坑口擁壁間の開口 30cm	
R17	小千谷市大字ひ生字 前山 (kp267.54)	ボックス	B8.0×H4.85	7.5m	目地開口 9cm 盛土の沈下 30cm	
R17	小千谷市大字ひ生字 前山 (kp282.19)	ボックス	B6.0×H3.9	1.6m	ボックス目地の開口 30cm 内部への土砂流入、噴砂 上部道路の段差 (25cm) 取付道路の隆起 (70cm)	
R8	見附市大字上新田字 新江東 (kp50.0)	ボックス	B6.0×H3.9 B5.5×H4.5	1.6 0.8	ボックス目地の開口 20cm、7cm 内部への土砂流入、噴砂 上部道路の段差 (10cm) 取付道路の隆起 (50cm)	
R8	長岡市喜多町字金輪 (kp64.28)	ボックス	B7.0×H3.6	1.7	ボックス目地の開口 7cm 内部において噴砂 上部道路の段差 (10cm) 取付道路の隆起 (60cm)	
R8	長岡市宮本町字新保 (kp69.5)	ボックス	B4.5×H2.5	1.7	内部において噴砂 取付道路の隆起 (30cm)	
R8	柏崎市北半田一丁目 (kp92.4 付近)	ボックス	-	-	ボックス目地の開口 ボックスとウィング間の開き 上部道路の段差 (7cm)	
R116	刈羽郡刈羽村大字正 明寺字南向 (kp0.755 付近)	ボックス	B2.5×H2.5	0.4	ボックス目地の開口 6cm 内部において噴砂 上部道路の段差 (15cm)	
R116	刈羽郡刈羽村大字下 高 (kp1.32 付近)	ボックス	B2.5×H2.5	0.5	ボックス目地の開口 3cm 内部において噴砂 上部道路の段差 (15cm)	

国道17号 (kp250～kp284) について着目すると、当該区間には106箇所のボックスカルバートが設置されており、そのうち38箇所が車道または歩道、68箇所が水路に用いられている。被災が確認されたのは3箇所 (図-8.3.44の～) で全て道路用ボックスであった。道路用ボックスカルバートは水路用に比べて内空幅が大きく、延長が短く、土被りが小さい傾向にある。

なお、変状のあったボックスカルバートへの対策として、目地の開口量に応じた補修が施された。また、地盤の液状化が見られた箇所には、ボックス内部から底版の配筋を切断しない小口径の削孔を行い、薬液注入によって地盤改良を行っている。道路に生じた段差については舗装のオーバーレイにより対応しているのが一般的である。



写真-8.3.51 地点 : 上部盛土の沈下 (60cm)



写真-8.3.54 地点 : 取付道路の隆起 (70cm)



写真-8.3.52 地点 : 継目の開き (14cm)



写真-8.3.55 地点 : 上部道路の段差 (25cm)



写真-8.3.53 地点 : 坑口擁壁間の開口 (30cm)



写真-8.3.56 地点 : 内部への土砂流入、噴砂



写真-8.3.57 地点 : 継目の開口 (30cm)

3.4.3 カルバートの被害のまとめ

カルバートの被害は、盛土の破壊や変状に連動し、カルバート本体の損傷は継手部の開口が大半であった。また、上部道路、及び取付道路との段差なども盛土の規模に応じて発生した。これらの変状は、基礎地盤の液状化が見られた地点で多く見られた他、液状化と関連が薄いと思われる箇所でも発生した。従来ボックスカルバートの設計では地震の影響を考えていないが、今回のような強い地震でも被害は比較的軽微なものにとどまり、地震の影響は小さかったと考えられる。

3.5 斜面災害

3.5.1 道路斜面災害の概要

本節では、道路上方斜面（切土を含む）の崩壊で発生した災害、道路下方斜面（盛土を除く）の崩壊で発生した災害について記述する。

今回の地震は中山間地域に震源域を持ち、山間地の集落を結ぶ道路の多くが斜面崩壊によって被災した。これは、誘因としての地震動が強かったことや、台風の通過に伴う降雨によって地盤が湿潤状態であったことのほかに、素因としてのこの地域の地質的脆弱性が挙げられる。この地域の地質は、第2編で述べたように褶曲構造が発達しており、岩盤内に引張性の亀裂や小断層が形成され、斜面によっては流れ盤構造が形成されている。また地質的に比較的新しい新第三紀中新世以降の堆積岩を主体とし、物理的・化学的な作用に対する抵抗性が低い軟岩が分布することも影響し、地すべりの多発地帯となっている。また人工的な地盤改良も斜面崩壊の一因となっており、地すべり地形を改良した棚田や養鯉池等の下方斜面や、切土斜面などでも崩壊が発生している。

上記のような状況下で発生した斜面崩壊は、大きく以下のタイプに分けられる。

地すべり

地すべり地帯であることから多く見られる。規模の大きいものは、道路より離れた上方斜面で発生した場合でもその崩土が道路まで到達し道路上を被覆するあるいは末端部で道路構造物に変状を与えるなどの被害を与えている。旧山古志村では多くの道路が地すべり地内を通過しており多大な被害を受けている。

岩盤崩壊

岩盤内の層理面に沿った崩壊、層理面と節理面に囲まれた範囲がくさび状に抜け落ちた崩壊（くさび状崩壊）などがあり、調査した限りでは流れ盤構造に起因している。小千谷市横渡の国道291号沿いでは大規模な崩壊が発生し、岩塊が道路を広く被覆している。

表層崩壊

表層部の表土や崩積土、岩盤の強風化部で崩壊が発生し、崩壊深度が比較的浅いもの。基盤岩と未固結の表層部の境界が平滑な層理面で流れ盤となっている場合は、岩盤上の表層部のみが崩壊していることもある。また受け盤斜面でも発生している。段丘崖では、未固結の段丘堆積物の崩落も見られる。小規模なものを含めると数は多いが、道路への被害は比較的小さい。

3.5.2 1年後の復旧状況

中山間地域における道路はライフラインとして重要であり、早急な復旧が必要とされる。しかし今回の地震による斜面崩壊には規模の大きなものもあり、現道復旧が難しく場合によっては道路線形を改良せざるを得ない所もでてきていた。

地すべりによる被災箇所では、地表踏査、ボーリング調査、動態観測等の調査が行われ、崩壊機構の把握、対策工の選定が概ね行われていた。復旧工事も開始され法枠工、アンカー工等の地すべり対策が進行していたが、道路への直接の被害が小さい箇所では、対策工事が着手されておらず被災当時と大きく変化のない箇所、動態観測が続けられている箇所などがあった。

岩盤崩壊による被災箇所のうち規模の大きい小千谷市横渡では崩壊した岩塊は被災当時のままで仮設道路が設けられているが、規模の小さい箇所では対策が完了しているところもあった。

表層崩壊による被災箇所では、崩積土を排土するだけで通行が可能となる箇所が多く、1年後では概ね通行可能となっていた。規模の大きい箇所では不安定土砂として残る表層部の排土あるいは緩勾配での切土が施工中のところもあった。

3.5.3 被害事例

2004年10月26～27日と11月24～25日に現地調査を実施した。調査を実施した道路のリストを表-8.3.11に、調査ルートおよび調査地点を図-8.3.47に示す。なお1年が経過した2005年10月24～25日に、同じ地点の追跡調査も実施した。調査方法は自動車で移動しながら被害状況の目視観察、写真による記録を行い、主要な被害箇所については踏査を実施した。

調査した中のいくつかの被害事例について、1年後の調査結果も交えて以下に記述する。

表-8.3.11 調査対象道路リスト

路線名	調査区間（地名）
国道17号	小千谷市街～川口町和南津トンネル
国道117号	小千谷市塩殿
国道291号	小千谷市横渡～旧山古志村竹沢、 旧山古志村東竹沢
県道83号	川口町西川口～小千谷市塩殿
県道421号	川口町牛ヶ島
県道582号	川口町天納
県道23号	長岡市村松町～旧山古志村虫亀
県道24号	旧山古志村竹沢
県道589号	長岡市妙見町白岩

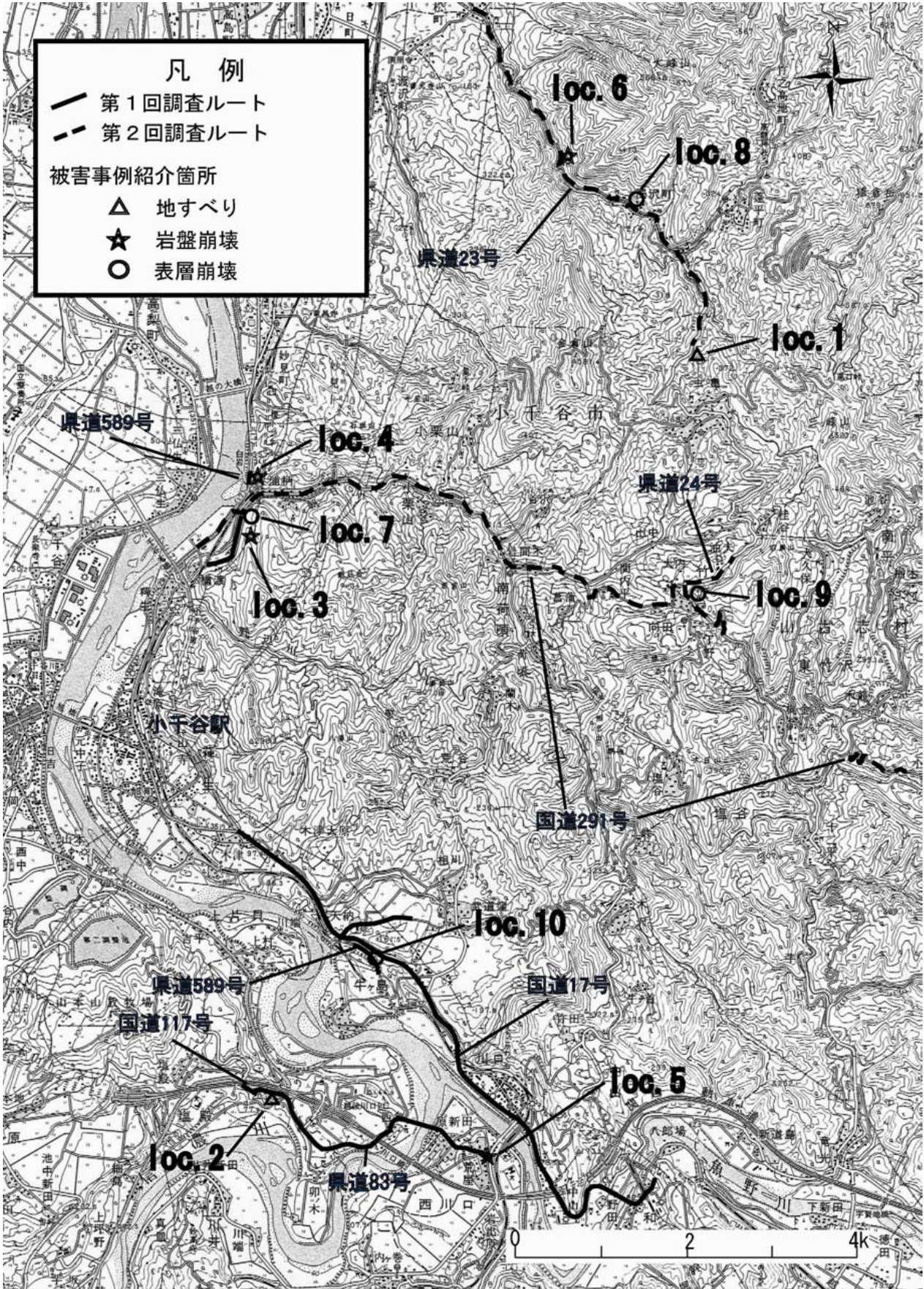


図-8.3.47 道路斜面災害調査ルート

(1) 地すべり

1) 県道23号 旧山古志村虫亀細声地区 (loc.1)

県道の上方斜面で幅約60～100m、長さ約250m、移動層厚平均10mの規模の大きい崩壊が発生した。崩積土は県道を超え斜面下方の細声川にまで達し、県道は長さ約160mに渡り崩積土に被覆された(写真-8.3.58)。崩壊が発生した斜面は傾斜が約30°で、基盤の荒谷層の泥岩の上に表土や風化泥岩が分布していた。新潟県が実施した調査では基盤の泥岩は流れ盤の地質構造となっており、表土や風化泥岩が地震により移動したとされている(図-8.3.48)。

道路復旧のための対策工としては、道路を被覆した崩積土への切土工が計画されている。1年後に現地を訪れたときには崩積土上に仮設道路が設けられ、また上部斜面の地すべりに対してアンカー工や法枠工等の地すべり対策工が行われていた。



写真-8.3.58 被災1ヶ月後の道路の状況 (loc.1)

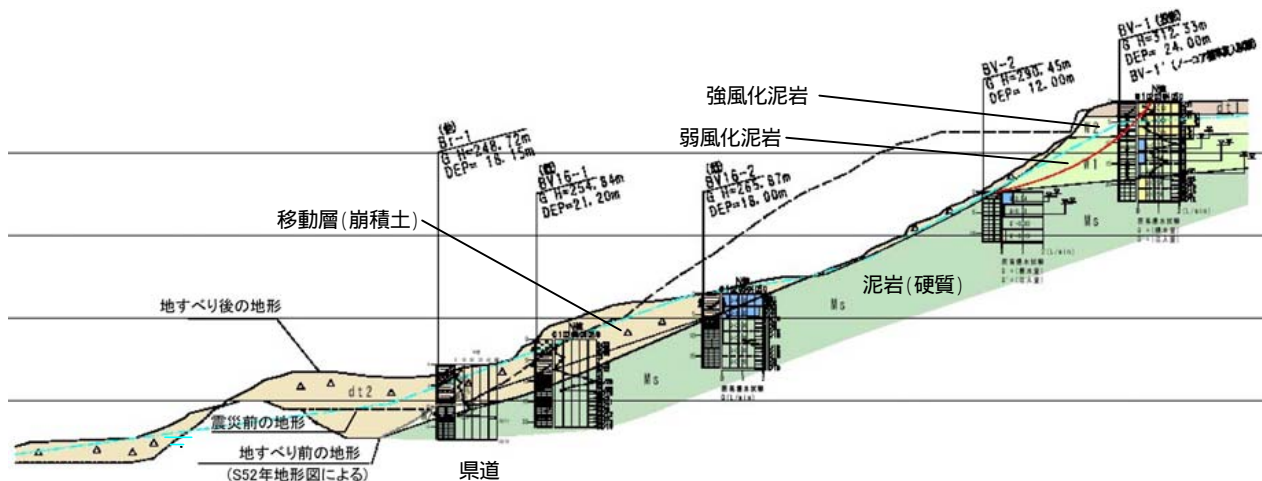


図-8.3.48 崩壊箇所の推定地質断面図 (県道23号 旧山古志村虫亀)

2) 国道117号 小千谷市塩殿 (loc.2)

道路が通る低位段丘が地震で川側に崩壊し道路の一部が欠落した(写真-8.3.59)。崩壊は隣接して2箇所が発生し、崩壊規模は幅約30mと60mで延長は約70mであった。滑落崖はいずれも明瞭な馬蹄形を呈し、移動土塊はあまり乱れず分離丘として残存していた。

崩壊した斜面は基盤に牛ヶ首層の泥岩が、その上位に段丘堆積物が分布している。新潟県の調査では泥岩は流れ盤構造を有し、また段丘堆積物直下で斜面側の泥岩は風化していたと考えられている。崩壊は基盤の風化部を巻き込んで流れ盤となっている層理面上ですべりが発生したと考えられている(図-8.3.49)。

1年が経過した時点での被災箇所には、崩壊時と比べて大きな変化は見られなかったが、実施された調査結果を受けて、費用、用地、施工期間等を勘案し盛土



写真-8.3.59 被災直後の道路の状況 (loc.2)

による復旧が計画されていた。



写真-8.3.62 巨大岩塊の堆積状況（中央の崩壊）



写真-8.3.63 北側の崩壊状況 (loc.3)

2) 県道589号 長岡市妙見町白岩 (loc.4)

県道を巻き込み幅約200mに渡り崩壊が発生し（写真-8.3.64）、車に乗った母子二人が犠牲となった。

地質はloc.3と同様で塊状のシルト岩からなり、斜面下方には崩壊した道路とともに新鮮で巨大な岩塊が多く見られる。滑落崖や側方崖の多くは高さ10m程度で、高角度の節理によって切り立つ。地質構造はloc.3と同様と考えられ、新潟県が実施したボーリング調査では、シルト岩に挟まれる形で川側に見かけ約20°で傾斜する凝灰質の砂岩・泥岩層の分布がすべり面付近に推定されている。この地点の崩壊は、流れ盤となる比較的low角度のすべり面と背後の高角度の節理面に囲まれた範囲で発生したことが考えられる。

1年後の崩壊現場は、崩壊斜面の裏側を通るJRのトンネル上部斜面で法枠工が施工されていた他は、ほぼ崩壊当時のままであった。なお県道では上部斜面の不安定岩塊の除去および切土による現道ルートでの復旧が新潟県で計画されている。

3) 県道83号 川口町西川口 (loc.5)

道路の下方斜面が崩壊し、斜面側の車線に亀裂や段差が発生した（写真-8.3.65）。崩壊後の斜面には風化した川口層の泥岩が現れ、斜面に対し流れ盤となる平滑な層理面や節理面を有し、一部ではくさび状崩壊を呈していた（写真-



写真-8.3.65 被災直後の道路の状況 (loc.5)



写真-8.3.64 崩壊直後の斜面の状況 (loc.4)

8.3.66)。

この斜面では地震で被災する前に歩道整備に伴う盛土が計画され、ボーリング調査が実施されていた。その調査結果によると斜面表層部には風化した泥岩の分布が推定されている（図-8.3.50）。今回の地震では斜面表層の岩盤が風化していたという条件と、流れ盤構造という条件が重なり崩壊に至ったと考えられる。

1年後に現地を訪れたときには、斜面前面に歩道整備に伴う盛土が施工されていた（写真-8.3.67）。

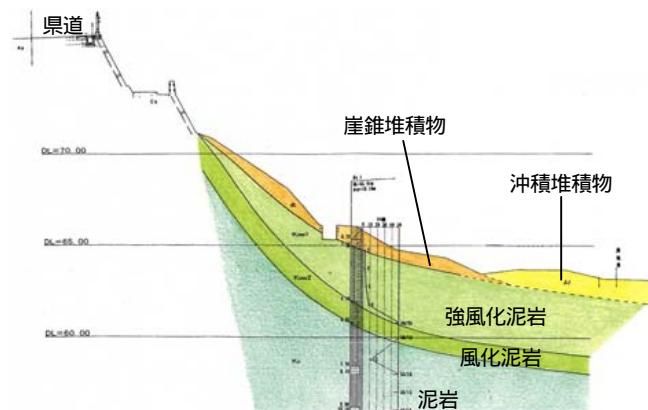


図-8.3.50 被災前の調査結果に基づく推定地質断面図 (loc.5)



写真-8.3.66 崩壊直後の斜面の状況 (loc.5)



写真-8.3.67 復旧後の斜面の状況 (loc.5)

4) 県道23号 長岡市濁沢町弁天地区 (loc.6)

県道の上方斜面で崩壊が発生し、崩積土が道路を被覆した。

新潟県の調査によれば、地質は砂岩礫岩互層からなる。層理面の走向は北北東-南南西走向で北西に約50°で傾斜し、西向き道路斜面に対しては約40°の流れ盤構造となる。

斜面では層理面と節理面に囲まれた範囲がくさび状に抜け落ちたくさび状崩壊が起こり(写真-8.3.68)、基盤の新鮮部、風化部が流れ盤に起因して崩落した(図-8.3.51)。同様の崩壊は数箇所で見られている。また崩壊部より上方の斜面では亀裂が確認されており、より大きな地すべりが懸念されている。

1年後に現地を訪れたときには、被災箇所には崩壊時と比べて大きな変化は見られず、対策工も実施されていなかったが、地下水位観測や歪み計による観測が実施されていた。



写真-8.3.68 崩壊直後の斜面の状況 (loc.6)

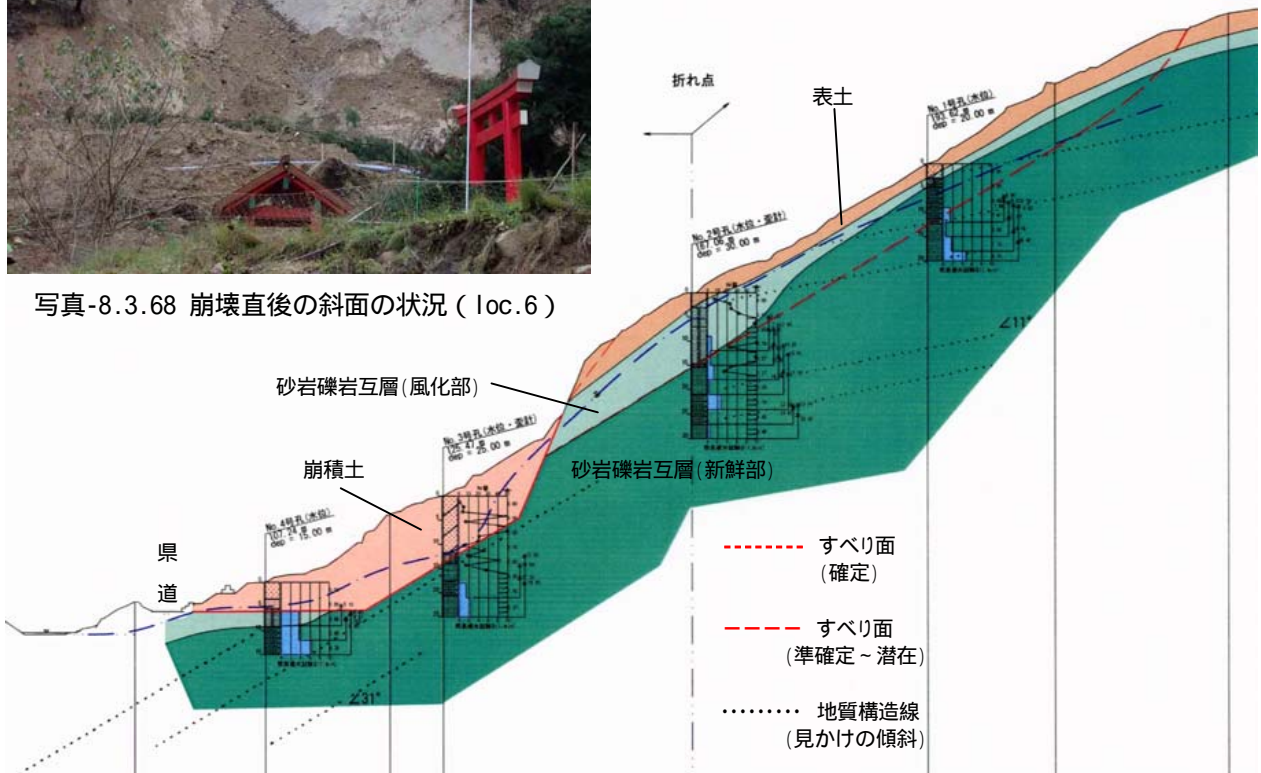


図-8.3.51 推定地質断面図 (県道 23号 長岡市濁沢町弁天地区)

(3) 表層崩壊

1) 国道291号 小千谷市横渡 (loc.7)

白岩層のシルト岩が露出する切土のり面の上部の斜面から表層が崩壊し、崩積土が道路を被覆した(写真-8.3.69、写真-8.3.70)。被災直後は排土して片側は通行できるようにされていた。

基盤のシルト岩は斜面に対して流れ盤構造となっており、1年後に現地を訪れたときには、基盤上に残っていた表層がすべて排土されていた(写真-8.3.71)。



写真-8.3.69 被災1ヶ月後の道路の状況 (loc.7)



写真-8.3.70 崩壊1ヶ月後の斜面の状況 (loc.7)



写真-8.3.71 1年後の斜面の状況 (loc.7)

2) 国道291号 旧山古志村竹沢 (loc.8)

吹付けコンクリート背後の風化した荒谷層の泥岩の表層部が崩壊し、道路を被覆した。崩積土は比較的早く排土され、1ヶ月後に現地調査を実施したときには通行できるようになっていた(写真-8.3.72)。1年後に現地を訪れたときには、被災前より緩い勾配で切土が施工されていた(写真-8.3.73)。



写真-8.3.72 被災1ヶ月後の道路の状況 (loc.8)



写真-8.3.73 1年後の道路の状況 (loc.8)

3) 県道23号 長岡市濁沢町 (loc.9)

吹付けコンクリート背後の表層部が崩壊し、崩積土が道路を被覆した(写真-8.3.74)。崩積土には風化岩塊が多数混在し、風化した岩盤の表層部が崩壊したと考えられる。またこのことから吹付けコンクリート背後の岩盤は、崩壊以前に風化が進行していたものと考えられる。1年後に現地を訪れたときには、崩積土が排除され、吹付けコンクリートが施工されていた(写真-8.3.75)。



写真-8.3.74 被災1ヶ月後の道路の状況 (loc.9)



写真-8.3.77 崩壊直後の斜面の状況 (loc.10)



写真-8.3.75 1年後の道路の状況 (loc.9)

4) 県道421号 川口町牛ヶ島 (loc.10)

段丘崖直下を道路が通っており、崩壊した段丘堆積物が道路を被覆した(写真-8.3.76)。段丘崖の下半分には川口層の泥岩が分布し、崩壊したのはその上位に分布する段丘堆積物の斜面側の表層部であった。この付近では段丘崖が連続し同様の崩壊が数箇所発生していた。1年後に現地を訪れたときには、被災箇所



写真-8.3.76 被災直後の道路の状況 (loc.10)

には崩壊時と比べて大きな変化は見られなかったが、仮設道路が崩積土の前面に施工されていた。

3.5.4 道路斜面被害のまとめ

今回の地震は東山丘陵や魚沼丘陵に震源域が分布する。この丘陵には新第三紀以降の比較的新しい地質が分布し、褶曲等の構造運動を受けて地質的にも脆弱で、地すべり地形や流れ盤斜面を形成していた。このような状況下で強い地震動を受けて多くの斜面崩壊が発生し、道路も多くの被害を受けた。道路斜面の被害をまとめると以下ようになる。

- ・斜面崩壊は大きく 地すべり、 岩盤崩壊、 表層崩壊に分けられる。
- ・地すべりは旧山古志村をはじめとして数多く発生し、また大規模なものも発生し、各所で道路が寸断された。
- ・岩盤崩壊は、流れ盤構造を有する斜面において多く発生した。層理面をすべり面とする崩壊には規模が大きく、また巨大な岩塊が集積し復旧が困難なものとなっている地点が見られた。
- ・流れ盤による岩盤崩壊の一部は、層理面と節理面に囲まれた範囲がくさび状に抜け落ちるくさび状崩壊を形成しているものがあった。
- ・表層崩壊は道路に直接面した斜面のほか多くの斜面で発生していた。また山間部の斜面のほか段丘崖でも発生していた。
- ・表層崩壊は規模の大きなものは少なく、道路への被害も崩積土に被覆される程度で、被害は比較的小さかった。
- ・調査した限りでは落石による被害は見られなかった。

3.6 まとめ

2004年新潟県中越地震における道路土工・斜面の被害状況、被災要因等について以下にまとめて示す。

- ・国道及び県道の通行止め箇所のうち、土工・斜面の被害に係わる箇所が全体の87%を占めた。
- ・今回の地震は中山間地域に震源域を持ったこと、台風23号の影響による直前の降雨により、盛土・斜面の含水比は高かったことが、土工・斜面の被害を拡大した可能性がある。
- ・道路盛土の被害の中では、山岳部盛土における沢部盛土の被害が目立った。
- ・今回調査した範囲では、大規模な崩壊が生じた盛土は、沢部を埋めた盛土のうち盛土高さが15mから20mの高盛土であった。
- ・山間部で発生した地震のため、液状化による道路土工構造物に対する地震被害は比較的少なかったが、長岡市内の盛土区間では液状化に起因すると考えられる被害が認められた。
- ・ブロック積（石積）は、他の擁壁形式と比較して被災率が高く、壁高が高いと被災率も大きくなる傾向が見られる。
- ・国道17号では、ブロック積（石積）擁壁以外の擁壁形式では被災の程度は比較的小さかった。
- ・コンクリート擁壁では、盛土・斜面上の擁壁で、盛土・斜面の変状に伴い被害を受けている擁壁も見られる。
- ・被災した擁壁の復旧は、再構築が行われる場合が多く、路線の重要度や復旧の難易度に応じて適切に耐震性を確保する必要があるとともに、被災した擁壁の補修・補強方法の更なる技術開発も必要である。
- ・補強土擁壁は、他の土構造物に比べて被害は小さく、被害を受けても道路への影響は比較的小さかった。
- ・補強土擁壁の被害の殆どは、震度6弱程度以上の激しい地震動を経験した場所で発生している。
- ・補強土擁壁は、耐震性や施工性の面から、被災した道路の復旧にも利用されている。
- ・ボックスカルバートの目地部で開きが発生し、盛土材が流入した。このため、カルバート内が閉塞したり、カルバート上の道路路面に開口部が発生する等の被害が確認された。
- ・震源域は、地すべりの多発地帯として有名な東山丘陵・魚沼丘陵の直下にあり、地すべりをはじめとする斜面崩壊により、山間地の集落を結ぶ道路の多くが被災した。
- ・斜面崩壊が多発した理由には、誘因としての地震動が強かったことや、台風の通過に伴う降雨によって地盤が湿潤状態であったことのほかに、素因としての褶曲構造が発達したこの地域の地質的脆弱性が挙げられる。
- ・斜面崩壊には地質構造が大きく関与し、表層崩壊を除き、多くが流れ盤斜面で発生していた。
- ・表層崩壊による被害は比較的小さいものが多く、復旧も早い。地すべりや岩盤崩壊では規模の大きなものが発生し、被災から1年経過した段階でも依然として復旧中あるいは計画中のものが多く見られた。とりわけ岩盤崩壊が発生した箇所では巨大な岩塊が集積し、復旧を困難なものにしているところが見られた。

4．道路トンネル

4.1 はじめに

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震においては、関越自動車道、国道17号、国道291号などの幹線道路、上越新幹線、上越線などの主要鉄道幹線に大きな被害が生じ、特に地震の被害を受けにくいと言われてきたトンネルで多くの被害が生じたのが特徴となっている。

本稿は、今回の地震により発生した道路トンネルの被害とその復旧の概要について報告するものである。

4.2 道路トンネルの被害状況

今回の地震により被害が発生した国道・県道の道路トンネルは、図-8.4.1および表-8.4.1に示す21トンネルである。被害があったトンネルのうち、補修・補強を必要とするトンネルは10本、被害が軽微で補修・補強を必要としないトンネルは11本であった。補修・補強を必要とするトンネル10本のうち8本が震央から約6km以内に分布しており、今回のトンネル被害は狭い範囲に限定的に発生している。また、トンネル工法別には矢板工法によるものが7本、NATMによるものが3

本であった。今回の地震による被害の主なものとしては、覆工コンクリートのひび割れおよびそれに伴う覆工コンクリートの剥落または崩落、側壁部の押し出し、路面の隆起、側溝の変状などとなっている。被害の発生箇所は、規模の大きな被害の多くは土被りが15～40mで過去の地震において被害が発生したトンネルと同様に坑口部付近で発生したが、トンネルの中間部で規模の大きな被害が発生したトンネルも見られたことが今回の地震による被害の特徴となっている。

以下に比較的規模の大きな被害が発生した5つの道路トンネルについて被害状況と復旧方法の概要を紹介する。

4.3 和南津トンネルの被害

4.3.1 和南津トンネルの概要

和南津トンネルは、矢板工法により建設された延長300m、全幅9mの2車線道路トンネルで昭和40年に竣工した。掘削工法としては底設導坑先進上部半断面工法が採用され、覆工厚は500～900mmである。トンネル周辺の地質はシルト質砂岩により構成されており、トンネルは最大土被り40m程度の段丘地形を通過している。



図-8.4.1 被害が発生したトンネル位置図

表-8.4.1 被害が発生したトンネルの概要

No.	被害程度	トンネル名	路線名	竣工(年)	断面規模	延長(m)	土被り(m)		覆工(巻厚:cm)	幅(m)	高さ(m)	施工法	地質	主な被害状況
							最大	代表						
1	A1	和南津	国道17号	1965	2車線	300	40	40	C(60~90)	9.0	4.60	矢板	新第三紀鮮世和南津層砂岩	覆工コンクリート(天端部分)の一部崩落, 覆工コンクリート剥落・ひび割れ, 覆工コンクリート(側壁部)のはみだし, 側溝の変状
2	A2	小千谷第2	国道17号	1983	2車線	1088	62		C(60)	9.50	4.80	矢板	新第三紀鮮世和南津層砂岩	覆工コンクリート(側壁~アーチ下部)に縦断方向ひび割れ, 横断目地付近で覆工コンクリート片剥離
3	B	山中	国道252号	1972	2車線	1307	200	100	C(60~75)	6.50	4.50	矢板	砂岩, 泥岩	アーチ部に縦断方向ひび割れ
4	A2	竹沢	国道291号	1965	2車線	182	6	6	C	6.00	4.50	矢板		側壁・アーチ部に貫通ひび割れ, 路盤にひび割れ
5	B	中山	国道291号	1988	2車線	913	120	100	C(30~35)	8.50	4.70	NATM	砂岩, 泥岩	横断目地付近でコンクリート剥離
6	B	栗山	国道291号	1987	2車線	220	35	25	C	7.00	4.70	矢板		アーチ部施工目地に開き
7	B	小平尾	国道352号	1991	2車線	390	90	45	C	9.25	4.70	NATM		全周に輪切りひび割れ, 目地に圧縮剥離, 路肩側溝と車道にあき
8	B	折中	国道352号	1994	2車線	374	60	50	C	9.25	4.70	NATM		側壁・アーチ部にひび割れ
9	B	城山	国道352号	1997	2車線	128			C	7.00	4.70	NATM		側壁の縦断方向にひび割れ
10	B	浜海	国道403号	1995	2車線	860			C	6.00	4.70	NATM		アーチ肩部の目地にコンクリート剥離
11	A1	羽黒(車道)	主要地方道柏崎高浜堀之内線	1967	1車線	506	100	50	C(45)	5.50	5.20	矢板		アーチ天端に圧さ, 歩道路盤の浮き上がり, アーチ部・側壁部に貫通したひび割れ
12	A2	羽黒(歩道)	主要地方道柏崎高浜堀之内線	1994	歩道	550	100	50	C(30)	2.20	2.85	NATM		NATM区間(136m)に被害報告なし, 素掘区間の吹付けコンクリート剥離
13	A1	十二平	主要地方道柏崎高浜堀之内線	1986	2車線	210	40	35	C(60~80)	8.70	4.70	矢板		アーチ肩部の圧さ, 盤ぶくれ
14	A2	蘭木	主要地方道小千谷川口大和線	1989	2車線	590	180	100	C(60)	6.00	4.70	矢板		アーチ肩部に縦断方向ひび割れ, 歩道の隆起
15	A2	塩谷	主要地方道小千谷川口大和線	1983	2車線	512.5	110	50	C(60~60)	7.50	5.85	矢板		アーチ天端に縦断方向ひび割れ, アーチ部全周に輪切りひび割れ
16	A1	木沢	主要地方道小千谷川口大和線	1991	2車線	305	30	25	C(30~70)	9.00	4.70	NATM		側壁に押し出し変形, 側壁・アーチ肩部に圧さ, トンネル軸方向に伸び, 覆工・路盤の目地に開き
17	A1	荒谷	一般県道小栗山川口線	1977	2車線	292	45	20	C(60)	7.60	5.64	矢板		側壁・アーチ肩部に水平に圧さ, アーチ部に斜めひび割れ, 側壁に押し出しによるせん断ひび割れ, 歩道路盤の浮き上がり, 車道路盤の開き・段差
18	B	山本山(上り)	関越自動車道	1981	2車線	1838.5	140	50	C(60~70)	10.20	7.50	矢板	魚沼層群・泥岩, 砂岩, 礫岩の互層	ひび割れ
19	B	沖見峠	一般県道礼拝長岡線	2000	2車線	1080			C	8.50	4.70	NATM		側壁部に縦断方向ひび割れ
20	B	武石	国道291号	1986	2車線	831	140	100	C(60~60)	7.00	7.74	矢板	砂岩, 泥岩	側壁に縦亀裂
21	B	栃尾	一般県道栃尾田井線	2001	2車線	854			C(30~50)	10.25	4.70	NATM	新第三紀西山層	縫ぎ目から漏水

・被害程度 A1: 大規模な補強・補修を必要とするもの A2: A1以外で補強・補修を必要とするもの B: 補強・補修を必要としない軽微なもの

・覆工 C: コンクリート

4.3.2 和南津トンネルの被害状況

地震により発生した変状の展開図を図-8.4.2に示すが、主な被害としては終点側（長岡側）坑口から20～110mの区間で天端部において縦断方向に圧ざあるいはせん断破壊によると思われる覆工コンクリートの剥落が発生し、特に、終点側坑口から90～107m区間では天端部において幅約2～6mのコンクリート塊が崩落した（図-8.4.3、写真-8.4.1参照）。また、終点側坑口から10～30m間においては両側壁（特に山側）が5～15cm内空側に押し出すとともに、側壁部とア - 子部の水平打ち継ぎ目付近において圧縮破壊によるコンクリートの剥落（図-8.4.4、写真-8.4.2参照）が発生した他、ほぼ全線（特に山側）で側溝の変形破損が発生した。なお、終点側坑口部では、坑門壁においてコンクリート打ち継ぎ目に目開きや段差が生じたほか川側の上部ブロック（幅8m、高さ2m）が川

側へ約20cm、坑外長岡側へ12cm移動し、坑口部のもたれ擁壁も5～10cm移動した。

4.3.3 和南津トンネルの復旧方法

和南津トンネルの復旧対策は、一刻も早い通行の

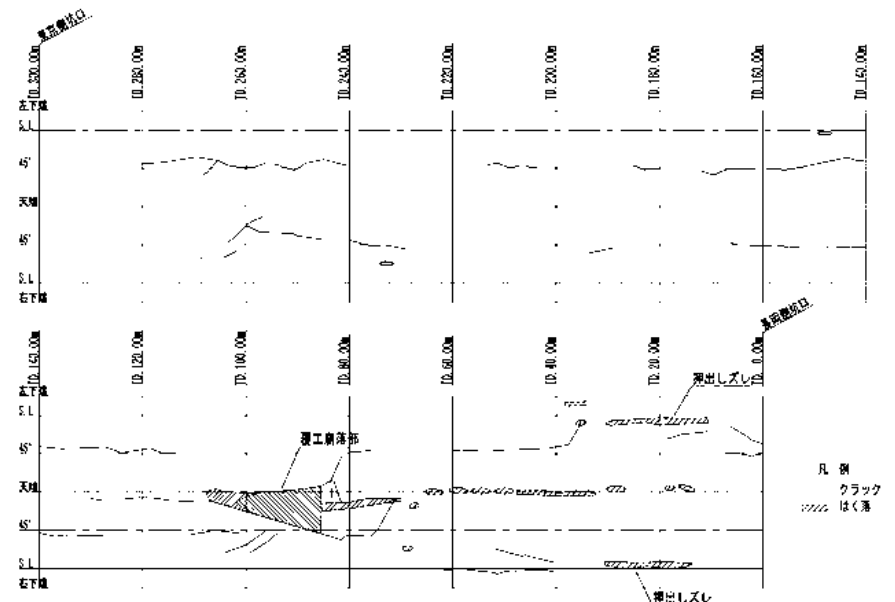


図-8.4.2 和南津トンネル変状展開図

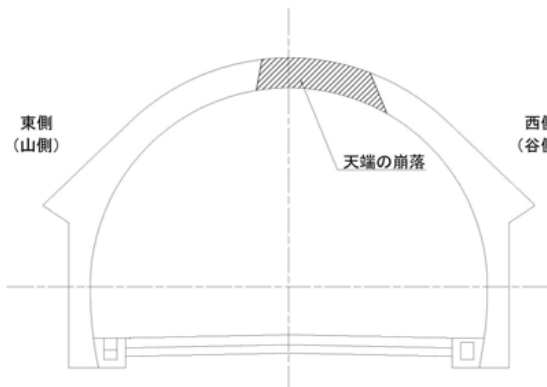


図-8.4.3 和南津トンネル被害状況図
（終点側坑口から100m付近）

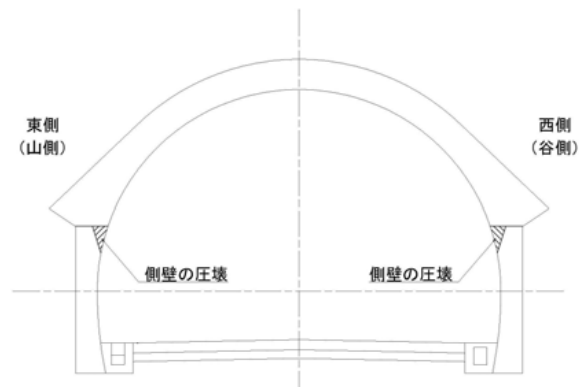


図-8.4.4 和南津トンネル被害状況図
（終点側坑口から20m付近）

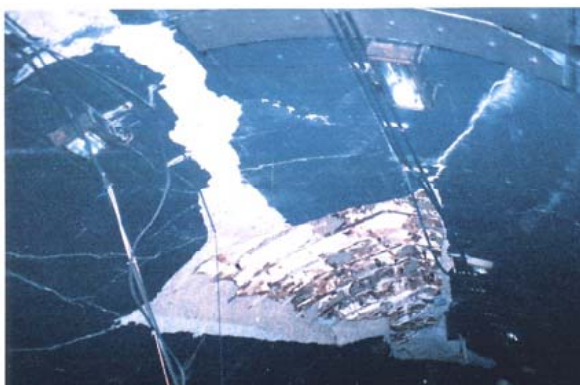


写真-8.4.1 和南津トンネルの被害状況
（天端の崩落）



写真-8.4.2 和南津トンネルの被害状況
（側壁の押し出し）

確保が求められたことから応急対策と本復旧対策の2段階に分けて実施された。応急対策としては終点側坑口から約120mまでの天端に圧座などが発生した区間において、覆工が崩落した箇所をコンクリートで充填した後、覆工の内側に鋼製支保工（H-200）を建て込むとともに鋼製支保工間を吹付けコンクリートで充填することなどによりトンネルの安全性を確保した（図-8.4.5参照）。また、本復旧対策は、応急対策として鋼製支保工の設置と吹付けコンクリートの施工を行った終点側坑口から120mの区間において、内側に最小巻厚150mmのコンクリートを巻き立てるとともに、変状が発生した側溝・坑門部は場所打ちコンクリート構造物に置き換えた。

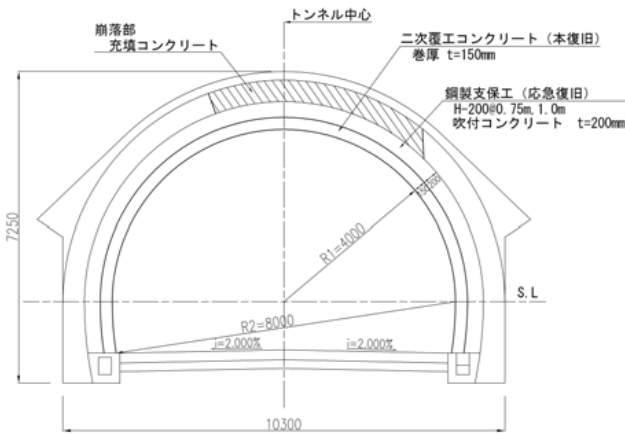


図-8.4.5 和南津トンネル復旧方法

4.4 木沢トンネルの被害

4.4.1 木沢トンネルの概要

木沢トンネルは、延長305m、全幅9.0mの道路トンネルで平成3年に竣工した。施工方法はNATM、掘削工法は上半先進ベンチカット工法で、補助工法として上半フォアパイルL=2mをほぼ全線にわたり施工している。覆工厚はアーチ部300～700mm、側壁450～700mm、インパ - ト500mmである。トンネルの土被りは、大半の区間で30m弱程度であり、終点側（木沢側）坑口部の36m区間は明かり巻き施工となっている。

4.4.2 木沢トンネルの被害状況

地震により発生した変状の展開図を図-8.4.6に示すが、ひび割れや変位の状況から、木沢トンネルの変状形態は次の3パターンに大別できる。

起点側（峠側）坑口から30～80mの区間は、最も変状をきたした区間で、側壁からア - チ部にかけて山側と谷側の両側に大規模な連続したひび割れが発生した。また、ひび割れ上部の半断面が谷側に変位し、山側側壁部では大きな剥落が生じ、トンネルが破壊した状態であった（写真-8.4.3参照）。大規模なひび割れの他にも、ア - チ部や側壁部に縦断方向および横断方向の多くのひび割れが発生した他、舗装目地が開き、最大150mmに及ぶものもあった。

起点側坑口から80～240mの区間では、横断方向

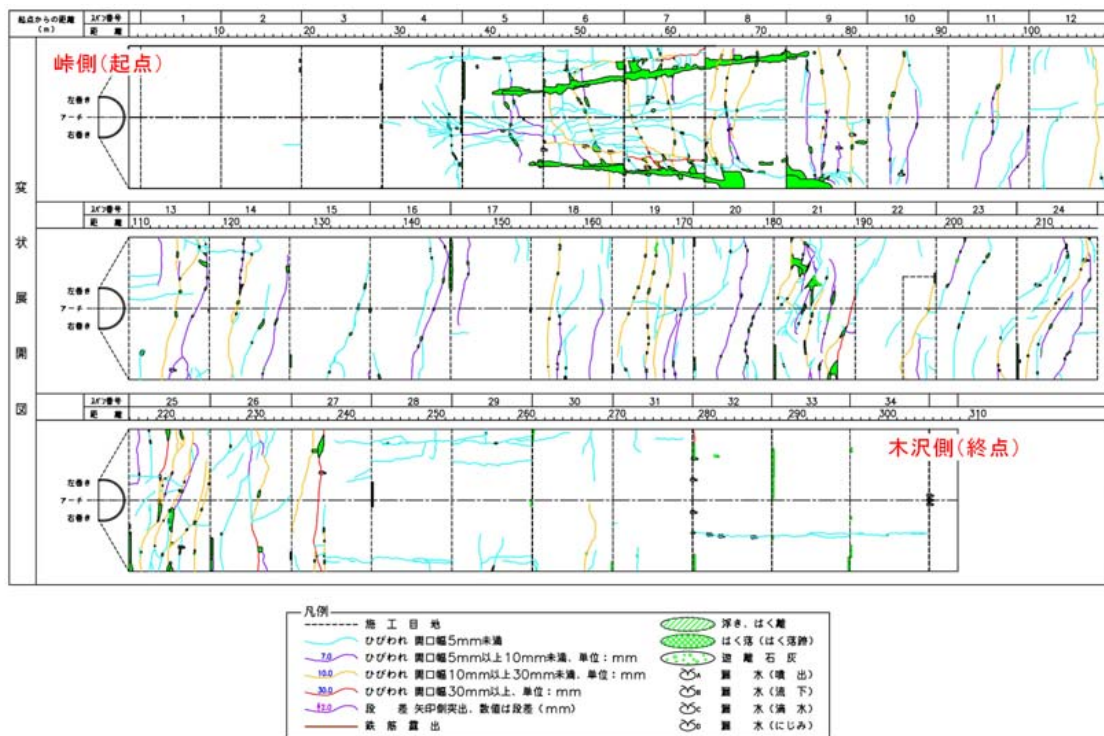


図-8.4.6 木沢トンネル変状展開図

のひび割れが数多く発生し（写真-8.4.4参照）、特に起点より180m付近、220m付近及び240m付近では開口幅の大きいひび割れが密集し、ひび割れが閉合して剥離した状態であった。また、舗装目地はほとんどの箇所で開催しており、最大150mmを超える箇所もあった（写真-8.4.5参照）。

起点側坑口から240～305m区間（終点側坑口部）では、横断方向のひび割れは少なく、ア - チ部や側壁部に縦断方向の連続したひび割れが発生した。舗装目地の開口も認められるが一部の箇所を除いて開口幅は比較的小さかった。

4.4.3 木沢トンネルの復旧方法

起点側坑口から30～80mの大規模ひび割れ区間については、覆工の損傷が激しいことから縫返しによって覆工背面の状態を確認した上でトンネル改築工



写真-8.4.3 木沢トンネルの被害状況
（側壁部からアーチ部のひび割れ）



写真-8.4.4 木沢トンネルの被害状況
（横断方向のひび割れ）



写真-8.4.5 木沢トンネルの被害状況
（舗装版のひび割れ）

による対策を行うこととした。また、覆工自体は安定しているが、ひび割れが集中した剥落の危険のある面積の広い箇所には、内面補強工として建築限界を確保でき経済的なセメント系繊維補強材内巻き工を採用し、その他の剥落危険箇所には剥落防止対策として、炭素繊維複合板接着工を施工することとした。

4.5 荒谷トンネルの被害

4.5.1 荒谷トンネルの概要

荒谷トンネルは、延長292m、全幅7.6mの道路トンネルで、昭和52年に竣工した。施工方法は矢板工法、掘削工法は底設導坑先進掘削工法である。覆工厚はア - チ部600mm、側壁600mmである。トンネルの土被りは最大45m程度で両坑口に向かいなだらかに減少している。

4.5.2 荒谷トンネルの被害状況

荒谷トンネルの全体被害状況を図-8.4.7に示すが、被害は両坑口部付近に集中して発生した。

起点側（荒谷側）坑口から0～70m区間では、ア - チ部から側壁部にかけて多数の斜め方向ひび割れ（写真-8.4.6）、あるいは天端部に圧ざと思われる剥落が発生した（図-8.4.8、写真-8.4.7参照）。また、側壁部の押し出しあるいは側壁部とア - チ部の水平打ち継ぎ目付近における圧縮破壊によるコンクリ - トの剥落が発生（図-8.4.8、写真-8.4.7参照）した他、横断目地部においても水平横方向に段差が確認された。さらに、舗装面にも複数のひび割れが

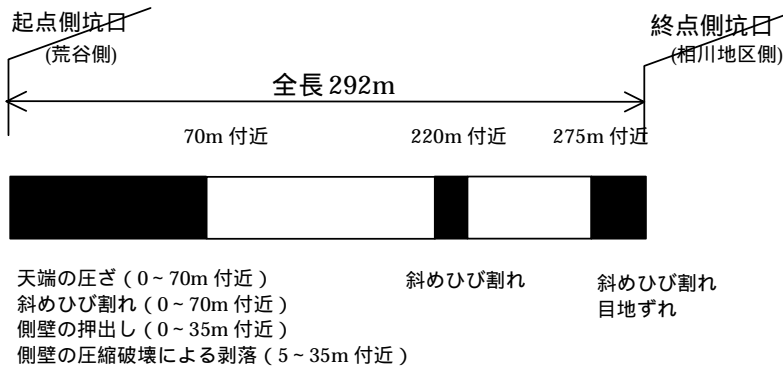


図-8.4.7 荒谷トンネルの全体被害状況図



写真-8.4.6 荒谷トンネルの被害状況
(斜め方向ひび割れ)

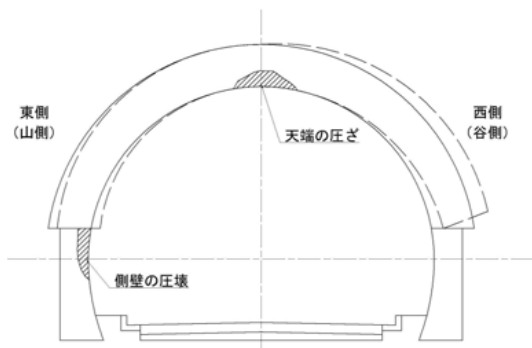


図-8.4.8 荒谷トンネル被害状況図
(起点側坑口付近)



写真-8.4.7 荒谷トンネルの被害状況
(天端の圧さ、側壁部の圧壊)

発生した。

終点側（相川地区側）坑口部では、ア - チ部や側壁部に多数の斜め方向や横断方向のひび割れが発生した。また、ア - チ部と側壁間の目地部において、水平横方向にずれが発生し、横断目地部においても水平横方向に段差や目地開きが確認された。

なお、中間部では坑口部より被害が少ないものの、ア - チ部から側壁部にかけて斜め方向ひび割れなどが発生した。

4.5.3 荒谷トンネルの復旧方法

荒谷トンネルの復旧工法はひび割れ補修工、断面修復工、コンクリート剥落防止対策工（内面補強工）の3種類の中でコンクリート剥落防止対策工（内面補強工）が中心的な役割を受け持ち、ひび割れ補修工、断面修復工はコンクリート剥落防止対策工（内面補強工）を施工する前処理工と位置付けた。コンクリート剥落防止対策工（内面補強工）としては炭素繊維複合板接着工を施工することとした。

4.6 羽黒トンネルの被害

4.6.1 羽黒トンネルの概要

羽黒トンネルは、延長506m、全幅5.5mの道路トンネルで、昭和42年に竣工した。施工方法は矢板工法、掘削工法は側壁導坑先進工法である。覆工構造は巻厚450mmで逆巻工法により築造された。地質は、施工時の記録によれば準硬岩程度の頁岩となっているがその後の調査で風化泥岩の存在が確認されており、トンネルの土被りは最大で100m程度である。

4.6.2 羽黒トンネルの被害状況

羽黒トンネルの全体被害状況を図-8.4.9に示すが、被害は両坑口付近に集中して発生した。起点側（西側）坑口部では、トンネル南側の斜面崩壊に伴い坑門工にひび割れや目開き、段差などの大規模な変状が発生した。また、天端部に幅1.5m程度の連続した圧さが発生、ア - チ肩部や側壁目地部では長さ十数mに及ぶ縦断方向のひび割れが発生し、コンクリート片の剥落がいたるところで発生した。中間部では、坑口部より被害は少ないものの、ア - チ部肩部に長さ数m程度の縦断方向のひび割れが発生し、側壁部では目地モルタルのはらみ出しや剥落が発生した。

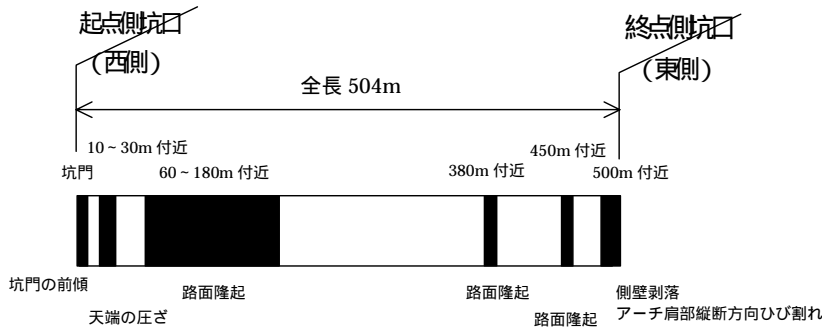


図-8.4.9 羽黒トンネルの全体被害状況図



写真-8.4.8 羽黒トンネルの被害状況 (舗装版の隆起)

さらに舗装版においてもひび割れや目開きが確認され、連続的に50～100mm程度隆起した(写真-8.4.8参照)。終点側(東側)坑口部でも、トンネル背面の斜面崩壊で坑門工にひび割れや目開き、段差などの大規模な変状が発生した。また、ア-チ肩部に十数m程度の縦断方向ひび割れが確認され、側壁部では目地モルタルのはらみ出しや剥落が見られた。さらに、舗装版においてもひび割れが密集し、500mm程度の隆起が確認された。

4.6.3 羽黒トンネルの復旧方法

羽黒トンネルでは、代替ル-トが無いという地理的条件から通行不能期間を最短とするため、既設覆工コンクリ-トの内側に鋼製支保工を建て込むとともに吹付けコンクリートを施工した。ただし、内空断面が減少し、一車線幅員しか確保できないため、隣接する歩道トンネルを一車線歩道付断面に拡幅新設することとした。

4.7 十二平トンネルの被害

4.7.1 十二平トンネルの概要

十二平トンネルは、延長210m、全幅8.7mの道

路トンネルで昭和61年に竣工した。施工方法は矢板工法、掘削工法は上部半断面先進掘削工法である。覆工厚は600～800mmで、トンネルの最大土被りは40m弱程度である。

4.7.2 十二平トンネルの被害状況

十二平トンネルの全体被害状況を図-8.4.10に示す。起点側(北側)坑口部付近は、他の区間に比べて変状は少なく、左ア-チ部に縦断方向のひび割れが見られる程度であった。

起点側(北側)坑口から70～90mの間では、著しい変状が見られ、谷側のアーチ肩部に縦断方向の圧ざが見られるとともに、天端部においてはせん断破壊によるものと思われるひび割れが亀甲状に入っており、山側側壁部には大きな剥落も発生した(図-8.4.11、写真-8.4.9参照)。また、舗装版に大きな開口も見られ、山側の車線が約20mにわたり、50mm程度浮き上がる現象が発生した。終点側坑口部においては、坑口より約20mの明かり巻き区間が折れるように谷側に移動するとともに、ア-チ部と側壁部の水平打ち継ぎ目において圧縮破壊によるコンクリ-トの剥離が、アーチ部コンクリ-トあるいは側壁コンクリ-トに発生した(図-8.4.12、写真-8.4.10参照)。

4.7.3 十二平トンネルの復旧方法

当該トンネルの復旧工法は、起点側坑口から60m～110m区間ではファイバーポリマーモルタル吹付工を施工した後、プレキャスト版内巻工を施工することとした。それ以外の区間はひび割れ補修工と断面修復工を施工した後、ファイバーポリマーモルタル吹付工を施工することとした。明巻区間は上部法面と合わせて対策工法を検討中である。

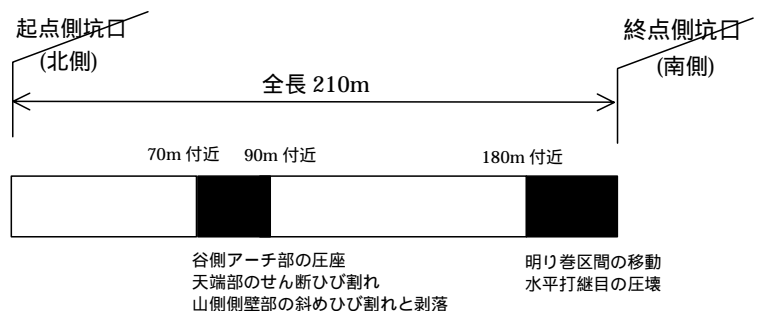


図-8.4.10 十二平トンネルの全体被害状況図

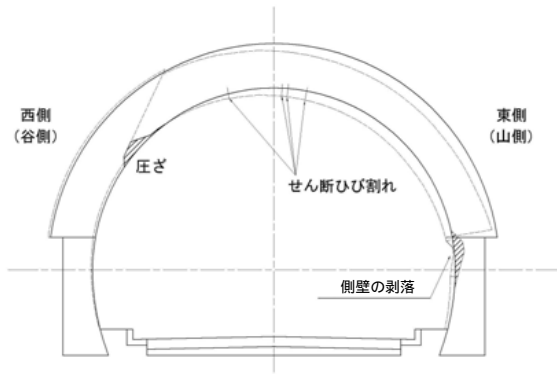


図-8.4.11 十二平トンネル被害状況図
(起点側坑口から70～90m付近)



写真-8.4.9 十二平トンネルの被害状況
(アーチ肩部の圧ざ、側壁部の剥落)

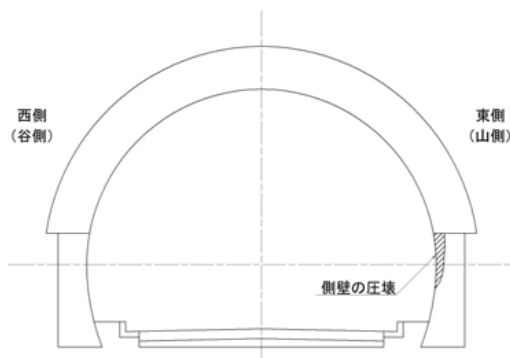


図-8.4.12 十二平トンネル被害状況図
(起点側坑口付近)

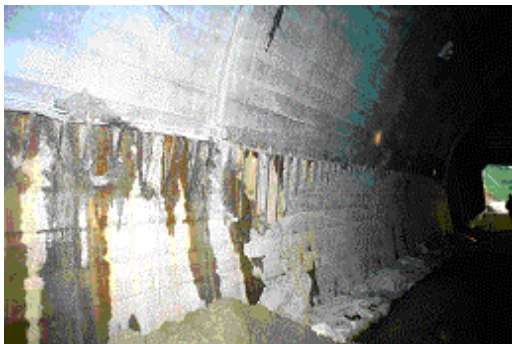


写真-8.4.10 十二平トンネルの被害状況
(側壁部の圧壊)

4.8 まとめ

過去の震災事例の調査結果に基づく分析結果によれば、地震規模が大きく、地震断層面からの距離が近く、地形・地質条件やトンネル構造などに問題がある場合は山岳トンネルも地震の被害を受けることが報告されている。今回の地震により比較的規模の大きな被害を受けたトンネルも、旧地すべり地あるいは断層を通過する場合や、土被りが浅く偏圧地形を有する場合など地形・地質的に問題を有する場合が多いことが明らかとなってきている。しかし、発生した被害は、天端部における圧ざ、側壁から肩部にかけての縦断方向のひび割れ、横断方向のひび割れ、側壁部の押し出し、側壁部とアーチ部の打ち継ぎ目部付近における圧壊、路面の隆起などトンネルによって異なった形態を示しており、また、同一トンネルでも区間によって被害の有無やその程度に差が見られるなど被害の発生には個々のトンネルの条件が大きく影響しているものと考えられる。

今後は、被害が発生したトンネルの特徴を震源や断層との位置関係、地盤の変形、トンネル周辺の地質・地形、トンネル工法・構造などの観点から分析した上で、地震時におけるトンネルの挙動を再現できる数値解析モデルを開発し、大規模地震時の被害発生メカニズムを究明することにより、地震時の被害を最小に抑制する対策法を確立することが必要である。

5. まとめ

新潟県中越地震により、道路橋、道路土工・斜面、道路トンネル等に多くの被害が生じた。被害の特徴は、次のように分類することができる。

道路橋では、鉄筋コンクリート橋脚段落し部や支承部の損傷、桁端部の衝突及びそれに伴う橋台の損傷、橋台背面土の沈下等が生じたが、ほとんどの事例は従来の地震における損傷形態と同様のものであった。新組跨線橋、小千谷大橋及び山辺橋では、損傷の程度が比較的大きかったが、応急復旧により交通を確保できる程度のものであった。また、耐震補強が完了していた橋脚には大きな損傷は見られず、耐震補強が未完了のものに大きな損傷が生じていた事より、耐震補強の有効性がかくにんされた。

道路土工の被害や斜面崩壊による国道及び県道の通交止め箇所は209箇所に及んだ。主な被害は、盛土のり面の崩壊、ブロック積擁壁の倒壊、ボツ

クスカルバートの沈下及び目地部の開き、切り土のり面及びその上部斜面の崩壊等である。また、今回の地震は中山間地域に震源をもったことより盛土、斜面の含水比が高かったことが、土工、斜面の被害を拡大した可能性がある。

道路トンネルでは20本余りのトンネルで何らかの被害が発生していることが確認された。被害があったトンネルのうち、補修・補強を必要とするトンネルは10本であり、今回のトンネル被害は狭い範囲に限定的に発生した。主な被害は、トンネル覆工コンクリートのクラックおよびそれに伴う覆工コンクリートの剥落または崩落、側壁部の押し出し、路面の盤膨れ、側溝の変状等であった。また、被害の発生箇所は、規模の大きな被害の多くは土被りが15～40mで坑口部付近で発生したが、トンネルの中間部で規模の大きな被害が発生したトンネルも見られた。今後は、地震時におけるトンネルの挙動を再現できる数値解析モデルを開発し、大規模地震時の被害発生メカニズムを究明することにより、地震時の被害を最小に抑制する対策法を確立することが必要である。

謝 辞

現地調査や資料収集にあたっては、国土交通省北陸地方整備局道路部、同長岡国道事務所および新潟県土木部道路管理課の関係各位より多大なご便宜を図っていただいた。また、補強土擁壁の被害の取りまとめにおいては、JFE商事(株)及び岡三リビック(株)、三井化学産資(株)、前田工織(株)に資料・データの提供をいただいた。ここに記して、深甚なる謝意を表す。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：占用施設・沿道施設の耐震性評価に関する調査（その1）平成7年兵庫県南部地震における被災調査、土木研究所資料第3557号、1998
- 2) （社）日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）、2002
- 3) （社）日本道路協会：道路土工 - 擁壁工指針、1999
- 4) 古関潤一：一般道路の被害と復旧、基礎工、Vol.33、No.11、2005
- 5) 若松加寿江、吉田望、規矩大義：液状化とその

特徴、平成16年新潟県中越地震被害調査報告会概要集、pp.53-60、2004

- 6) 大久保克己、浜崎智洋、横山康弘：土構造物における被災状況、ハイウェイ技術、30、pp.27-33、2005

第9編 震後対応

日下部 毅明^{*1}

真田 晃宏^{*2}

鶴田 舞^{*3}

by Takaaki Kusakabe

Akihiro Sanada

and

Mai Tsuruta

細目次

1 . 概 要	3
2 . 調査方法	3
2.1 調査範囲および調査方法	3
2.2 調査項目	3
3 . 新潟県中越地震の特徴に関連した課題の整理	3
3.1 休日夕方地震発生	3
3.1.1 参集、体制構築	3
3.1.2 施設点検	4
3.2 大規模な被害の発生	4
3.2.1 職員、協定業者の被災	4
3.2.2 さまざまな組織との連携	4
3.3 規模の大きな余震の長期継続	5
3.4 積極的な情報提供	5
4 . 震後対応改善のための検討のポイント	6
4.1 円滑な体制構築	6
4.2 人員・資機材等の運用マネジメント	6
4.3 適切な情報収集・共有・提供手段の使い分け	6
4.4 災害対応に役立つ訓練	6
5 . まとめ	7
謝 辞	7
参考文献	8

*1 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室長

*2 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室主任研究官

*3 国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室研究官

1. 概要

主に地震発生直後の初動期における震後対応の課題をヒアリング等によって調査した。その結果、休日夕方に地震が発生したために遠方にいた職員の参集や夜間の施設点検に時間を要した、大規模な被害が発生したために職員や協業者が被災し、施設点検要員の確保が難しかった、体制構築段階においては多数の応援人員を効果的に活用できなかった、規模の大きな余震が頻発したために被害情報の収集や施設点検に苦労した等の調査結果を得た。一方で、組織内での情報集約・共有手段を工夫したり、多様な手段を用いて情報提供を行ったりといった積極的な取り組みも見られた。

これら新潟県中越地震の特徴に関連した課題の他に、既往の地震から指摘されてきた課題と重複するものも多かった。

2. 調査方法

2.1 調査範囲および調査方法

調査は北陸地方整備局の協力を得て、地方整備局（以下本局という）の3部局（企画、河川、道路）2事務所（信濃川河川事務所、長岡国道事務所）および2出張所（小出維持出張所、長岡維持出張所）を対象に実施した。

本局および事務所については、事前に送付した質問票に基づいた聞き取り調査を2004年12月21日、22日の二日間に渡って行い、直接聴取することのできなかった部署については書面により回答を得た。出張所への聞き取り調査については、2005年3月28日、29日に実施した。

2.2 調査項目

調査項目は、参集、体制構築、体制解除、施設点検、被害報告、状況把握、情報収集、上位機関・自治体等との連絡、締結していた応援協定の実施、マスコミ・問い合わせ対応、事前の準備、その他とした。表-9.1に調査項目および調査事項の例を示す。

3. 新潟県中越地震の特徴に関連した課題の整理

本節では、調査した震後対応上の課題を今回の地震の特徴と関連させて整理した結果を示す。また、3.4では震後対応における積極的な取り組み事例を示す。

なお、調査により把握した課題について、筆者らのこれまでの知見等を基に意見を付記（〔 〕内に記述）しているものもある。

表-9.1 調査項目

調査項目	調査事項の例
1 参集、体制構築、体制解除	参集、体制構築段階での混乱 防災エキスパート等外部支援の利用 体制下の職員交代等
2 初動、施設点検、被害報告、状況把握	点検時の支障 防災ヘリコプターの利用 CCTVによる被害・状況把握
3 情報収集、上位機関・自治体等との連絡	他部署、他機関との情報連絡 電話、ファクスによる情報連絡 情報集約、共有 県市町村の情報の入手
4 締結していた応援協定の実施	協定の実施状況
5 マスコミ・問い合わせ対応	公表情報、問い合わせに対する苦情 住民対応、マスコミ対応の負荷度合い 住民、マスコミからの問い合わせ
6 事前の準備(防災訓練、点検・対応要領・情報システムの整備)	防災訓練の効果 日頃からの準備、事前の取り決めでの不足事項 マニュアルの利用
7 その他	上記の調査事項以外での反省、教訓

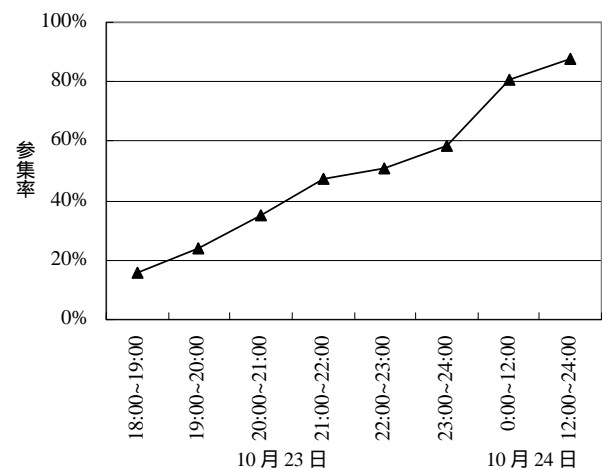


図-9.1 事務所職員の参集状況

3.1 休日夕方の地震発生

3.1.1 参集、体制構築

新潟県中越地震では発生時刻が休日の夕方（10月23日（土）17:56頃）であったため、事務所・出張所では長距離通勤者や単身赴任者の帰省等で事務所付近から離れていた職員がおり、参集経路があちこちで分断されたことにより参集に長時間を要した。ある事務所における時間帯別の参集状況を図-9.1に示す。参集に時間がかかる幹部職員は、初動体制に関する指示を電話で出す計画であったが、電話が通じず指揮命令系統の確立に時間を要した。また、本務地への参集が困難なため、他事務所・出張所等に参集した職員もいたが、

参集先で何をしてもよいか分からずとまどったという声があった。

一方、本局では数名の防災担当者が在庁していたことから体制構築が比較的スムーズであったとのことである。〔これらのことから、休日等において迅速に職員が参集できるようにしておくことが初動期の混乱を抑制し適切な対応を行う上で重要であることが改めて確認された。なお、本局においては幹部職員が当番制で休日でも参集できる仕組みをあらかじめ構築していたとのことであり、参考にすべきと考えられる。〕

3.1.2 施設点検

地震発生が18時頃と夕刻であったため、施設点検においても弊害が生じた。道路施設では、発生当日深夜までに徒歩で到達できる範囲の点検を終えたが、一般車が通れるかどうかの判断しかできず、詳細な被害状況は翌朝以降にならないと判明しなかった。河川施設では、堤防道路がどこで寸断されているかなどの情報がないために点検に当たる際の安全の確保が危惧された。〔夜間の施設点検に関しては、点検を行うかどうかの判断も含めたルールの明確化が必要だと思われる。また、道路の被災状況の情報が河川巡視において役立つことから、道路・河川部局間での情報共有が有効であると思われる。〕

3.2 大規模な被害の発生

前編までの報告からも分かるように、新潟県中越地震では大規模な被害が発生した。ここでは、大規模地震時の震後対応に特有の課題についてまとめる。

3.2.1 職員、協定業者の被災

震源に近いエリアでは、職員自身の被災や道路の寸断等のため、事務所・出張所における初動の災害対応に遅れが生じた。また、震後の施設点検を委託していた協定業者の従業員も被災したため、点検要員の確保が困難となり状況把握が遅延した。本来であれば、施設点検者が被災箇所を発見した場合には、応急措置を行ったり応援要員の到着を待ったりした上で引き続き施設点検を実施するが、今回は人手が足りないため、被災箇所を発見した点検者にそのまま通行規制要員として現場で対応してもらったり、被災していても通行可能な場合は応援要員を待たずにコーンやバリケードを設置する等の措置のみを行い点検を進めてもらったとのことであった。

震源に近いほど職員や協定業者等の被災により初動

の動きが悪くなることをあらかじめ念頭に置いておくべきとの声があった。

3.2.2 さまざまな組織との連携

被害状況の把握、応急措置、通行規制の実施等、地震発生直後からの初動期においては、さまざまな組織との間で支援・情報等の授受がおこなわれるが、状況によっては十分に対応できない場合がある。

(1) 他の組織からの支援

本地震では、他整備局・事務所、防災エキスパート、協定業者等、他の組織からの支援を非常に多く受けた。短時間で広範囲の調査・業務をこなしていかなければならなかったため、大変ありがたかったとのことであった。ただし、支援を調整する本局では、多数の人員を対象とした組織編成や、業務が円滑に進むまでのこ入れに苦労した。

また、支援を受ける事務所においては、他事務所等からの応援職員、交通規制のために臨時で依頼したガードマン等の現場への割付を考える際、集合人数、集合場所への到着時刻、希望配置場所などがばらばらで配置表を作るのにかなり時間がかかった。特に体制構築段階においては、応援者の有効活用が難しかった。自分の対応に追われていて他事務所からきた応援者に指示を出す余裕がなく、事務所内に人ばかりが増えて困った。積極的な応援意識できてほしい、食料・水等を持参するなど自己完結型での応援をしてもらえるとありがたいとの声があった。〔このような声は、兵庫県南部地震時の状況について別途実施したヒアリング調査からも得ており、応援のあり方について検討する必要があるのではないかとと思われる。〕

防災エキスパートも事務所・出張所に自主的に何名か参集したが、ある事務所では現場が被災して職員も立ち入りができず、また余震による2次災害の危険性もある中では、巡視点検等の依頼はできず待機してもらった。一方、ある出張所では土地勘のある防災エキスパートが参集し、道路利用者・マスコミ等からの問い合わせ対応ほか多岐に渡り非常に戦力になったとの事例もあった。〔現場の状況に合わせて柔軟かつ適切な支援を要請することが必要なのではないかと考えられる。〕

(2) 他機関への支援

県市町村の管轄範囲においても甚大な被害が生じ、自治体の対応能力を超えたところもあった。県からの

要請を受け、本局が窓口となって災害対策機械の派遣、土砂災害危険箇所の点検、衛星携帯電話の貸与、市町村道の被災状況調査等の支援を行った。その際、現場の被災状況等に関する情報が自治体からなかなか伝わってこなかったために問題が生じた。

例えば、市町村道の被災調査の際、調査地点までの通行可能道路等の情報が必要であったため、各市町村に職員を派遣して情報を得ようと試みたが、役場担当者は住民対応に追われて役場内の情報も混乱しておりうまく機能しなかった。道路の被災状況等に関する情報伝達を円滑に実施するため、関係機関間でのシステム整備の提案があった。

(3) 他機関との協働・協議

他機関との震後対応上の協力が困難であった事例もある。道路被災箇所の通行規制においては、当初警察が規制していた箇所に職員が到着すると警察は別の規制箇所に行ってしまった。逆に、機材と人手を出して欲しいという依頼が警察からあった。道路管理者側においても、全面通行止めの起終点にガードマンとともに最低1名の職員を派遣したため、他の対応に当たる人手が不足した。同様の状況は兵庫県南部地震でも見られた。

また、状況・事態が多くの箇所で時々刻々と変化する震後数日間、他機関との協議の実施が困難であった。具体的には、迂回路の設定や通行止め実施・解除等に、道路管理者、地元、警察間の協議が必要だが、連絡が取れない、相手先の中での調整が取れない等に対応に苦慮した。例えば、県市町村からの情報がこないため職員が迂回路の通行可否を調査したが、通れることを確認できても、道路利用者からの問い合わせに対し迂回路として情報提供してよいかの調整ができなかった。

3.3 規模の大きな余震の長期継続

本地震では、規模の大きな余震がたびたび発生した。これまでの地震と同様に余震が続く中での職員の交代や体制のシフトダウンのタイミング等についての判断が難しかっただけでなく、余震の多さに起因した問題が生じた。

震度5弱以上の地震が起こった場合、30分以内に周辺の状況等を本省に報告する「30分ルール」があるが、余震が多くあったため（地震発生直後に3日間における震度5弱以上の余震は10月23日10回、24日1回、25日2回）、情報収集に苦労したとの事例が示された。

ただし、被災概要の把握に役立つことから、大変だけれどもやる必要はあるとの認識を持って行なっていたとのことであった。

震度4以上の地震が起きた場合に実施する管内の施設点検については、本震と余震で同じルールを適用している現状に対し、意見・疑問の声があった。本震の場合であれば被害状況の把握のために必須の作業であるが、余震の場合、本震で既に被害を受けていることが分かっている中で毎回点検を実施することは、余震が頻発し、職員や業者も疲れている中でかなりの負担であった。河川事務所では、夜間は点検に当たる際の安全確認が難しく、詳細な被災状況も確認できないことから、巡視による点検を控えた。また、昼間の点検では、当初の巡視で被災があった箇所について変状がないかを重点的に見るなどメリハリをつけた施設点検を行った。一方で、本震では軽微な被害であっても、余震で被害が進行する場合もあるため、震度3以上の余震で自主的に点検を行った出張所もあった。〔このような柔軟な対応も含め、余震での施設点検の実施方法について検討する必要があるのではないと思われる。〕

3.4 積極的な情報提供

本地震においては、巡視の状況や復旧工事進捗状況等の多量の情報をホワイトボード、管内図への書き込みだけでなく、パソコン上で時系列表を作成しスクリーンに映す等で集約・共有していた事務所があった。また、多数の情報提供ニーズに応えて、ホームページや携帯電話等を用い積極的に提供していたのが印象的であった。このような取組みに対し、今後に向けた課題として指摘されたものを列挙する。

- ・ 本局道路管理課において、道の相談室を24時間化して情報提供を行ったが、当面は職員を2名割り当



写真-9.1 携帯電話サイト案内看板
(長岡国道事務所撮影)

てて対応したため少ない人員の中で負担が大きかった。

- ・被災状況や復旧状況等について、定期的にホームページで情報提供を行ったが、PDF形式を主に用いたため、パソコンユーザのみ閲覧可能であった。今後は、携帯版への提供方法も検討する必要がある。（道路事務所では携帯電話による道路の渋滞状況等の情報提供を行った（写真-9.1参照）。和南津トンネルの渋滞情報等に対し多数のアクセスがあった）
- ・ホームページでの情報提供は、基本的に本局から行ったが、地元住民に対して事務所が直接情報を発信できるとよかったのではないかと。
- ・新潟県と情報を共有し、国道と県道の規制情報を図表で示して提供した（図-9.2参照）。今回は通れない箇所の情報だけであったので割合作りやすかった。情報の正確さが課題であり、地図では通行可となっているところでも現地に行ってみると通行できない場合もあった。実走確認がいるので手間はかかるが、どこを通ればよいかまで載せられればさらによかった。また、情報の様式が県と異なっていたので、そろえることで情報更新等がスムーズになるのではないかと。

4．震後対応改善のための検討のポイント

本調査からは、3．でまとめたものの他にも課題を得ている。表-9.2は今回の調査で得られた課題に、地震防災研究室において過去に実施した既往地震時における震後対応の調査（鳥取県西部地震（2000）¹⁾、宮城県沖を震源とする地震（2003）²⁾、十勝沖地震（2003）³⁾）で得られた課題（表中 印）を追加したものである。本調査のみで得られたものは 印で示してある。多くが過去の地震から指摘されてきた課題^{1)~3)}と重複するもの（表中無印）であることがわかる。

以下に今後の震後対応の改善に向け特に重要と考える検討のポイントを述べる。

4.1 円滑な体制構築

他事務所職員、防災エキスパート、協定業者等組織外からの応援者が多数参集する。よって、事務所や出張所等、支援を受ける組織においては、これら多数の参集者に作業を割り振る手法を検討する必要がある。また、外部応援者に任せられる作業と内部職員が行うべき作業の区別等平常時からの準備も必要である。



図-9.2 ホームページでの通行規制情報提供

4.2 人員・資機材等の運用マネジメント

地震の規模が大きくなるほど、必要な人員・資機材の分量が増すが、現実には地震規模が大きくなるに従い、被災地に居住する担当人員・資機材プラント自体が被災し迅速な対応が困難となる。そこで、組織外からの支援を活用するため、地方整備局等支援を調整する組織においては、人員や資機材の戦略的配置・運用をマネジメントすることが非常に重要であり、このための手法を検討する必要がある。

4.3 適切な情報収集・共有・提供手段の使い分け

災害の状況把握、情報共有、情報提供等の各フェーズにおいて様々な既往・新たな手段がある。表-9.2にも示したように、手段にはそれぞれメリット・デメリットがあり、作業の特徴を踏まえて手段を使い分けることが必要である。

また、災害規模によっても適切な手段は異なるという点も考慮する必要がある。例えば、災害の状況把握について、規模が比較的大きくはない地震時には施設巡視が最も迅速で確実な方法である。一方で、今回のように大規模な被害により施設の巡視が困難な場合にはヘリコプター等による上空からの把握が有効である。

よって、情報の収集・共有・提供を円滑に行うためには、手段の特性を整理した上で、それぞれの手段の使い分け方針を決め、合わせて新たなツール、人員体制を整備し、適切な情報伝達実施体制を構築することが必要である。

4.4 災害対応に役立つ訓練

震後対応時において想定外の事態に混乱することを防ぐためには、地震による被害想定に基づいた災害イ

表-9.2 これまでの調査から得られた課題の整理

調査項目	課題	調査項目	課題
1 参集、体制構築、体制解除	遠方からの参集は参集経路の被災により長時間を要する	上位機関・他機関との連絡	不要・不急の指示、規定された指示系統によらない指示は現場を混乱させる
	庁舎の被災により初動対応全般に遅延が生じる		上位機関が決定した事項や外部へ発表する情報が現場まで連絡されず、問い合わせ等の対応に苦慮する
	安否確認に手間と時間を要する		お互いに対応に追われており、情報のやりとりが遅れる、忘れられる
	多数の応援人員を効果的に活用できていない		電話回線がつながりにくく、ファクスの不達、着信確認もできない場合がある
	余震が続く中で全体制から交代制への移行、体制のシフトダウンのタイミングが難しい	災害情報5の連絡・管理	被災箇所が多くなると地図やホワイトボードがごちゃごちゃになり判別しづらい
職員や施設点検委託業者の被災等により点検要員が確保できない	ホワイトボード、現地画像、パソコン等の活用が重要であるがマンパワーが不足する		
プラントの被災等により応急復旧資機材の確保に支障が生じる	被害が多い部署では情報システム入力に余裕がない		
夜間の施設点検は安全確認が難しく、また通常時より時間を要する	使用できる人が限られている、アクセスが集中すると使用できない等の不都合がある		
点検に際し、他管理者の施設の被災状況(通行可否、迂回路)が分からない	ファクスは操作が簡単、時間管理が楽というメリットがある反面、大量に送られてきた場合の中身の確認、整理が大変、字が潰れる、白黒写真では被災状況を把握するのに限界がある等のデメリットがある		
2 初動対応、状況把握	点検ルートの被災により被災箇所遠の点検が遅延する	マスコミ・6 問い合わせ対応	マスコミからの問い合わせ(電話、現地取材等)に対する作業負荷が大きい
	航続距離の不足、夜間設備なし、電波不感地帯での連絡支障等により、防災ヘリでの十分な被災状況把握ができない		伝達された情報がすぐに提供されずストックされる、伝達内容が途中で食い違う等、情報がスムーズに流れない場合がある
	停電・光ケーブル断絶、設置箇所が少ない、細部(クラック等)の確認ができない、高感度機種でも夜間は詳細が見えない等、CCTVによる情報収集はメリットもあるが限界もある		管理区間外の道路に関する問い合わせや河川事務所への道路に関する問い合わせに対して十分に対応できない
	自治体は少ない人員で多数の施設を管理しているため状況把握等に時間を要する		道路の規制情報だけでなく通行可能箇所、迂回ルートの提供ニーズがあるが、短時間での情報収集・整理及び情報の正確性が課題となる
	一般等からの情報提供を活用できる人的余裕がない	7 事前の準備	実際の災害対応に役立つ訓練ができていない
	余震が頻発すると、本震と同様の対応(「30分ルール」や施設点検)を行うことが困難となる		マニュアルに作業上どちらを優先すべきかの明確な記述がなく判断に迷う
	マイク回線中継施設の被災により通信手段が断絶する		マニュアルが被災規模によらず一律に規定されている
3 通信手段	事務所、各出張所が同じ周波数帯を用いるため無線が混線する	普段から他地整の災害対応の状況を知る機会もあったが他人事という意識があり、教訓が活かせていない	
	電話回線の輻輳や、山間地の電波不感地帯の存在等により、現地からの連絡が困難な場合がある		

: 本調査でのみ得られた課題

: 既往調査でのみ得られた課題

メージを持ち、訓練によってその対応イメージを持つておくことが重要である。

十勝沖地震では、地震から約1週間前に被害想定に基づいたロールプレイング訓練を実施しており、この訓練が混乱のない震後対応に大変役だったとのことである³⁾。なお、新潟県中越地震でも、出張所において協定業者を交えた訓練や異常時点検を事前に実施していたために、非常時には巡回をしなければならないという認識があり、参集できた業者は自主的に巡回を始めていた。

5. まとめ

「普段から他地整の災害対応の状況を知る機会もあったが他人事という意識があった」という反省からも分かるように、これまでに得られた課題を関係者が共有し、次の災害対応時に繰り返さないよう取組みを進

めていくことが肝要である。地震防災研究室では課題解決への一助として、被災の具体的なイメージを共有するために、想定地震に対する地震動の推定手法及び道路施設・道路ネットワークの被害想定手法の開発や、災害対応時能力を向上させるために事前に導入すべき方策の提案及びその具体化の検討を行っている。これらの検討を進め、現場への提案を行っていきたいと考えている。

謝 辞

本調査および本報告にあたっては、北陸地方整備局企画部、河川部、道路部、同信濃川河川事務所、長岡国道事務所、同小出維持出張所及び長岡維持出張所の関係者の方々より多大なご協力を頂いた。ここに記して、深甚なる謝意を表す。

参考文献

- 1) 真田晃宏、日下部毅明、村越潤：平成12年（2000年）鳥取県西部地震で得られた災害対応上の教訓，土木技術資料，44巻8号，pp.30-35，2002.8
- 2) 日下部毅明、真田晃宏：5月26日宮城県沖を震源とする地震での震後対応を踏まえた今後の危機管理について，土木技術資料，45巻12号，pp.22-27，2003.12
- 3) 日下部毅明：平成15年十勝沖地震を踏まえた震後対応に関わる今後の課題，土木技術資料，46巻11号，pp.58-63，2004.11

国土技術政策総合研究所研究報告

RESEARCH REPORT of N I L I M

No. 27 January 2006

土 木 研 究 所 報 告

Research Report of P W R I

No. 203 January 2006

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所
©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
国土技術政策総合研究所 企画部 研究評価・推進課
〒305-0804茨城県つくば市旭1番地 電話029-864-2675
独立行政法人 土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754