ISSN 1346-7328
国総研資料　第438号
ISSN 0386-5878
土研資料　第4087号
ISSN 0286-4630
建築研究資料 第111号
平成２０年２月

国土技術政策総合研究所資料
Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management, No.438
土木研究所資料
Technical Note of Public Works Research Institute, No.4087
建築研究資料
Building Research Data, No.111

February 2008

平成19年(2007年)能登半島地震被害調査報告

Report on Damage to Infrastructures and Buildings by the 2007 Noto Hanto 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, Transport and Tourism, Japan
独立行政法人土木研究所
Incorporated Administrative Agency Public Works Research Institute
独立行政法人建築研究所
Incorporated Administrative Agency Building Research Institute

ま え が き

2007年３月25日９時42分頃、能登半島西岸沖を震源とするマグニチュード（M）6.9（暫定値）の地震が発生した[1)]。本地震による最大震度は、石川県輪島市ほかで観測された震度６強である。気象庁は３月26日にこの地震を「平成19年（2007年）能登半島地震」と命名した。気象庁による地震の命名は、2004年10月23日に発生した新潟県中越地震以来である。11月28日現在、最大震度５弱を観測した余震が３月25日18時11分頃（M5.3）、３月26日14時46分頃（M4.8）及び３月28日８時８分頃（M4.9）の３回発生している。また、消防庁の取りまとめによると、11月28日18時30分現在、地震による死者は灯籠の下敷きになった１名、負傷者は356名、住家被害は、全壊684棟、半壊1,731棟、一部破損26,914棟に上っている[2)]。

能登半島は、従来、地震の少ない地域とされていたが、今回の地震により能登半島地域を中心に、建物や土木施設にも多くの被害が生じた。地震後、国土技術政策総合研究所、土木研究所、建築研究所及び港湾空港技術研究所では連携して、関係する分野ごとに調査チームを編成の上、３月25日から５月28日までの間に延べ97名の職員を順次派遣し、現地における技術支援、調査等に当たった。

本資料は、地震直後の現地調査結果、また、その後実施された調査・研究結果を現時点で取りまとめ、今後の更なる調査研究に活用できるようにするとともに、収集した調査資料の保存を図ることを目的としたものである。したがって、現在、継続中の研究成果の公表については、別の機会に譲ることにしたい。

参考文献

1）気象庁ホームページ：
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2007_03_25_noto/index.html
2）消防庁ホームページ：
http://www.fdma.go.jp/detail/710.html

目　　次

まえがき

執筆者一覧

１．地震と地震動 1

２．地形・地質 5

３．土砂災害 21

４．下水道施設 52

５．ダム 59

６．道路橋 82

７．道路土工・斜面 102

８．港湾施設 184

９．空港施設 190

10．建築物 193

謝　辞 243

執筆者一覧

まえがき

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　田村敬一

１．地震と地震動

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　室　長　小路泰広
危機管理技術研究センター地震防災研究室　主任研究官　片岡正次郎
危機管理技術研究センター地震防災研究室　研究官　長屋和宏

２．地形・地質

独立行政法人土木研究所
材料地盤研究グループ土質チーム　研究員　加藤俊二
材料地盤研究グループ土質チーム　研究員　吉田直人
材料地盤研究グループ地質チーム　上席研究員　佐々木靖人
材料地盤研究グループ地質チーム　総括主任研究員　浅井健一
材料地盤研究グループ地質チーム　研究員　矢島良紀

３．土砂災害

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　秋山一弥
危機管理技術研究センター砂防研究室　研究官　伊藤英之
危機管理技術研究センター砂防研究室　研究員　松下智祥

独立行政法人土木研究所
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム　主任研究員　内田太郎
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム　研究員　武澤永純
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム　交流研究員　鈴木隆司
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム　交流研究員　松岡　暁
土砂管理研究グループ地すべりチーム　上席研究員　藤澤和範
土砂管理研究グループ地すべりチーム　主任研究員　石田孝司
土砂管理研究グループ地すべりチーム　交流研究員　樋口佳意
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　花岡正明
土砂管理研究グループ雪崩・地すべり研究センター　総括主任研究員　丸山清輝
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　鈴木　滋
（現　日本工営(株)国土保全事業部防災部　担当課長）

４．下水道施設

国土技術政策総合研究所

下水道研究部　下水道研究官　藤生和也

下水道研究部下水道研究室　室　長　榊原　隆

下水道研究部下水道研究室　研究官　田本典秀

５．ダム

国土技術政策総合研究所

河川研究部水資源研究室　室　長　安田成夫

河川研究部水資源研究室　主任研究官　島本和仁

河川研究部水資源研究室　研究官　大谷知樹

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　総括主任研究員　岩下友也

６．道路橋

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　室　長　玉越隆史

道路研究部道路構造物管理研究室　研究官　川間重一

道路研究部道路構造物管理研究室　研究官　武田達也

（現　北陸地方整備局高田河川国道事務所工務第二課工務係）

独立行政法人土木研究所

耐震研究グループ耐震チーム　上席研究員　運上茂樹

耐震研究グループ耐震チーム　主任研究員　西田秀明

（現　九州地方整備局宮崎河川国道事務所調査第一課長）

構造物研究グループ基礎チーム　主任研究員　白戸真大

７．道路土工・斜面

独立行政法人土木研究所

技術推進本部施工技術チーム　主席研究員　大下武志

技術推進本部施工技術チーム　総括主任研究員　宮武裕昭

材料地盤研究グループ土質チーム　研究員　加藤俊二

材料地盤研究グループ土質チーム　研究員　吉田直人

材料地盤研究グループ地質チーム　上席研究員　佐々木靖人

材料地盤研究グループ地質チーム　総括主任研究員　浅井健一

材料地盤研究グループ地質チーム　研究員　矢島良紀

耐震研究グループ振動チーム　上席研究員　杉田秀樹

耐震研究グループ振動チーム　主任研究員　佐々木哲也

耐震研究グループ振動チーム　研究員　水橋正典

耐震研究グループ振動チーム　交流研究員　大川　寛

８．港湾施設

国土技術政策総合研究所

港湾研究部　主任研究官　小澤敬二

（現　東北地方整備局秋田港湾事務所長）

９．空港施設

国土技術政策総合研究所

空港研究部空港施設研究室　室　長　水上純一

10．建築物

国土技術政策総合研究所

建築研究部　部　長　西山　功

建築研究部基準認証システム研究室　主任研究官　槌本敬大

独立行政法人建築研究所

構造研究グループ　グループ長　飯場正紀

建築生産研究グループ　主任研究員　平出　務

建築生産研究グループ　研究員　脇山善夫

国際地震工学センター　上席研究員　田村昌仁

国際地震工学センター　主任研究員　鹿嶋俊英

１．地震と地震動

1.1 震源と震度分布

1.1.1 本震

平成19年3月25日9時41分頃、能登半島西岸沖で発生した地震は、北緯37度13.2分、東経136度41.1分、深さ11kmを震源とし、気象庁マグニチュードはM6.9であった[1)]。気象庁の発表による震度分布と推計震度分布を**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、震央付近に強い地震動が分布しており、能登半島の広い範囲にわたって震度５弱を上回る地震が発生したことがわかる。また、震度分布のとおり、石川県七尾市、輪島市、穴水町で震度６強、石川県志賀町、中能登町、能登町で震度６弱を観測したほか、北陸地方を中心に北海道から中国及び四国地方にかけて震度５強～１の揺れを観測した。能登地方で震度５以上の地震を観測したのは、1993年２月７日に能登半島沖で発生した地震（M6.6）により石川県輪島市で震度５（現在の器械観測による震度ではなく、体感による）を観測して以来である。

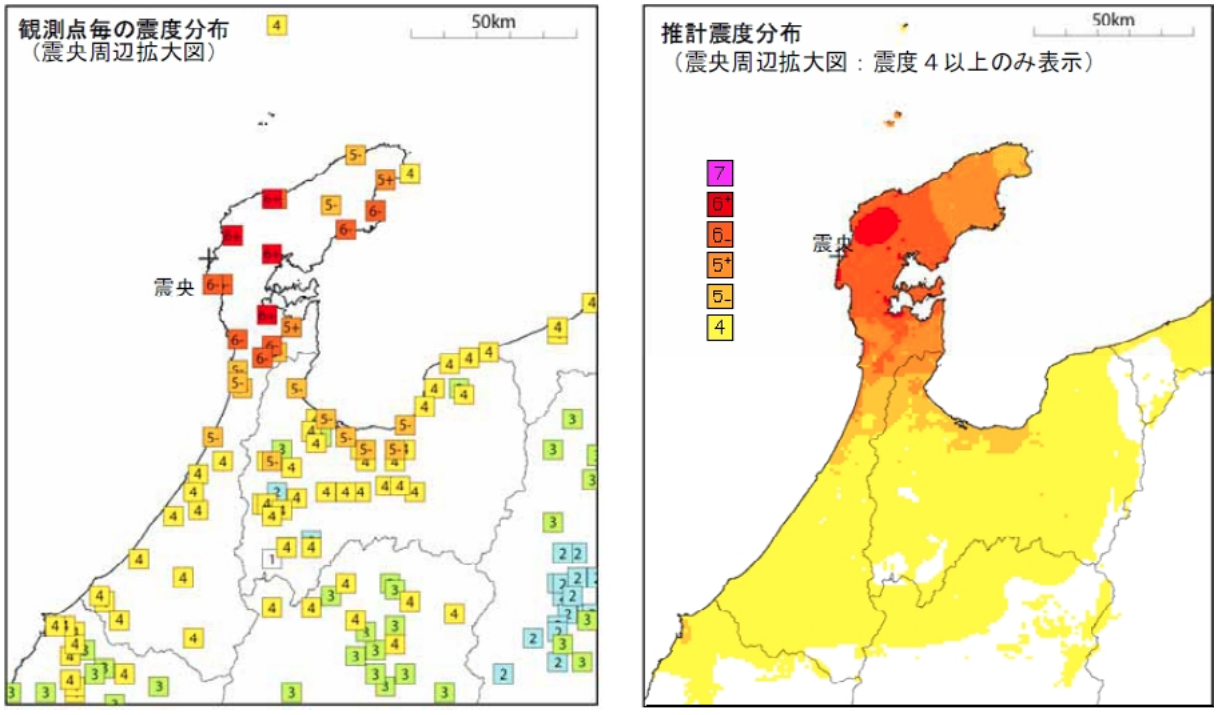


図-1.1 3月25日09時41分に発生した本震の震度分布[1)]

1.1.2 余震活動

今回の地震による本震発生以降の当該地域における震度１以上を観測した地震の発生回数を**表-1.1**および**図-1.2**に示す。また、本震および余震が発生した震央の分布を**図-1.3**に示す。これより、今回の地震活動は、一般的な本震－余震型で推移しており、余震の震源

は本震の震源より北東－南西方向に分布していることが判る。

本震発生からの最大余震は、M5.3の地震が3月25日18時11分(最大震度５弱)と3月26日7時16分(最大震度４)に発生している。また、震度５弱を観測した余震は、3月25日18時11分(M:5.3、観測地点：輪島市鳳至町、穴水町大町)、3月26日14時46分(M:4.8、観測地点：志賀町香能)、3月28日8時8分(M:4.9、観測地点：輪島市鳳至町)、2008年1月26日4時33分(M:4.8、観測地点：輪島市門前町走出)にそれぞれ発生している。

表-1.1 震度１以上を観測した地震の日別の発生回数[1)]

(本震発生～2007年4月17日24時)

期　間	最大震度別回数									震度1以上を観測した地震	
	1	2	3	4	5弱	5強	6弱	6強	7	回数	累計
3/25 09.00-24.00	92	39	15	2	1	0	0	1	0	150	150
3/26	54	17	5	2	1	0	0	0	0	79	229
3/27	20	6	2	0	0	0	0	0	0	28	257
3/28	13	2	3	1	1	0	0	0	0	20	277
3/29	10	3	0	0	0	0	0	0	0	13	290
3/30	14	1	0	0	0	0	0	0	0	15	305
3/31	7	1	1	0	0	0	0	0	0	9	314
4/ 1	6	0	0	0	0	0	0	0	0	6	320
4/ 2	5	2	2	0	0	0	0	0	0	9	329
4/ 3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	329
4/ 4	3	2	1	0	0	0	0	0	0	6	335
4/ 5	4	2	0	0	0	0	0	0	0	6	341
4/ 6	3	0	2	1	0	0	0	0	0	6	347
4/ 7	2	0	0	0	0	0	0	0	0	2	349
4/ 8	1	1	0	0	0	0	0	0	0	2	351
4/ 9	2	0	0	0	0	0	0	0	0	2	353
4/ 10	4	0	0	0	0	0	0	0	0	4	357
4/ 11	2	1	0	0	0	0	0	0	0	3	360
4/ 12	5	1	0	0	0	0	0	0	0	6	366
4/ 13	2	0	0	0	0	0	0	0	0	2	368
4/ 14	3	2	1	0	0	0	0	0	0	6	374
4/ 14	3	2	1	0	0	0	0	0	0	6	374
4/ 15	2	0	1	0	0	0	0	0	0	3	377
4/ 16	3	1	0	0	0	0	0	0	0	4	381
4/ 17	2	1	0	0	0	0	0	0	0	3	384
総計	259	82	33	6	3	0	0	1	0	384	384

※この回数には本震を含む

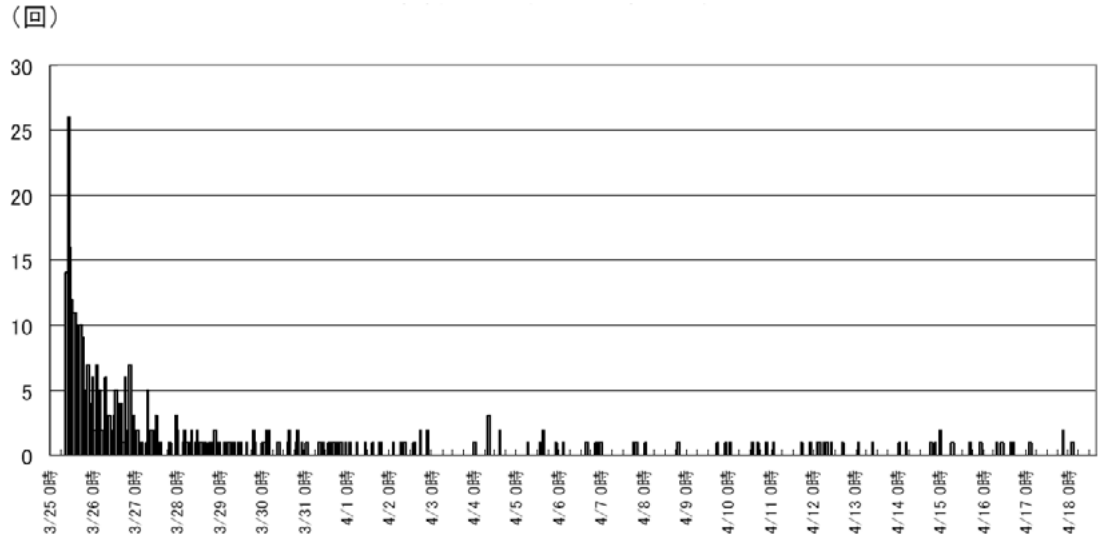


図-1.2 震度１以上を観測した地震の時間毎の発生回数[1)]

(本震発生～2007年4月17日24時)

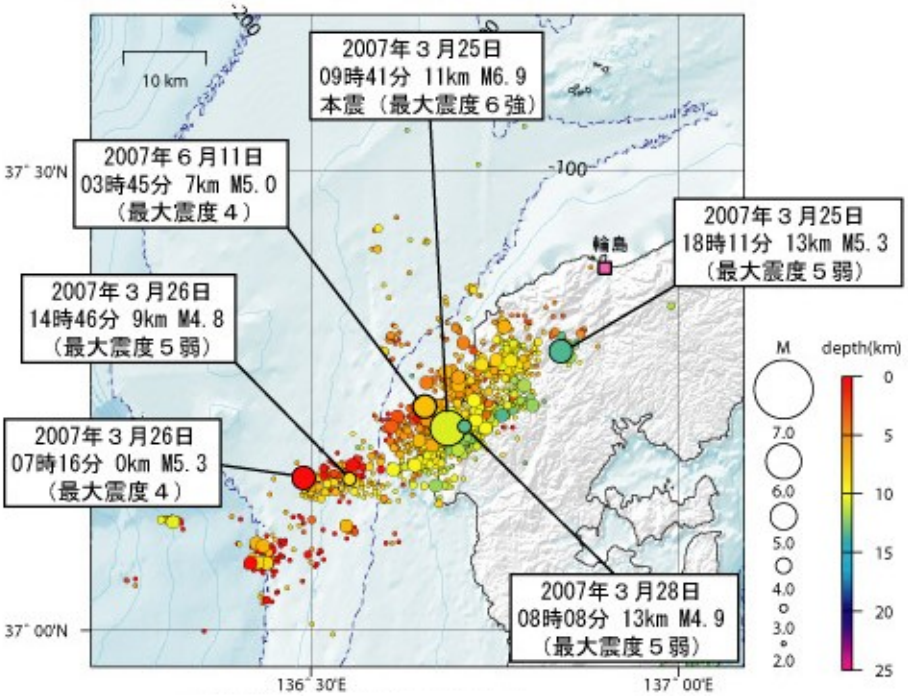


図-1.3 本震および余震の震央分布図[1)]

（本震発生～2007年6月18日、深さ25km以浅、M:２以上）

1.2 地震計ネットワークの観測記録

国土交通省では、施設の管理を目的として全国約700箇所に地震計を設置し、地震発生直後に観測した地震動の代表値を伝送する、地震計ネットワーク(以下：地震計NW)を整備している。

今回の地震においても北陸地方整備局を中心に東北、関東、中部、近畿地方整備局管内の約500箇所で地震動を観測した。**図-1.4**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[2)]にて公開中である。

図-1.4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4地点で得られた最大加速度である。このうち、国道160号沢野トンネル(震央距離：36km)で観測した最大加速度が最も大きく573gal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相関が高い指標であるSI値および気象庁より発表される震度に相当する計測震度相当値についても、同観測点で最も大きな値を観測しており、それぞれ、33cm/s、5.4(震度５強相当)であった。なお、気象庁より発表されている観測記録のうち最も大きな値は、輪島市門前町走出(震央距離：10.3km)で観測された、最大加速度1,304gal、計測震度6.4(震度６強)である。

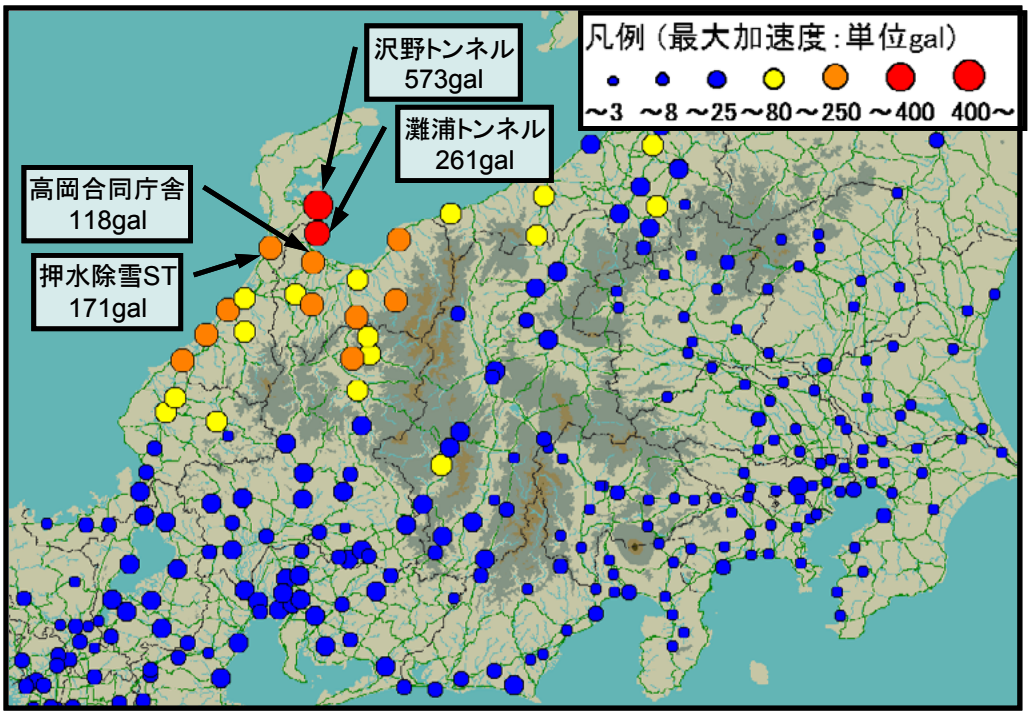


図-1.4 地震計NWで観測された最大加速度

参考文献

1) 気象庁ホームページ：
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2007_03_25_noto/index.html
2) 国土技術政策総合研究所ホームページ：河川・道路等施設の地震計ネットワーク情報
http://www.nilim.go.jp/japanese/database/nwdb/index.htm

２．地形・地質

2.1 能登半島の地形[1)、2)]

能登半島の地形を**図-2.1**に示す。能登半島の地形を概略すると、北部から能登山地、能登丘陵、邑知潟低地帯、石動・宝達山地からなる。

能登山地は半島北部の北側を占める。海抜高度300～400ｍの比較的開析の進んだ山地で、最高峰は輪島市東方の高洲山（標高567ｍ）である。

能登丘陵は能登山地とともに能登半島の主要部を構成し、分布区域によって奥能登丘陵、中能登丘陵、能登島に三分される。奥能登丘陵は半島北部の南側を占める。最高高度約300ｍで開析が進んでいる。中能登丘陵は半島中部を占め、能登島はその東側の湾内に位置する。それぞれ標高200ｍ程度以下の丘陵で、よく開析されている。

邑知潟低地帯は中能登丘陵の南側に位置し、七尾から羽咋にかけて北東－南西方向に延びる長さ約25km、幅約２km（中北部）～４km（南西部）の低地帯である。

石動・宝達山地は邑知潟低地帯の南側の能登半島付け根部、石川・富山県境に位置し、全般にやや急峻な地形を呈する。最高峰は宝達志水町南部の宝達山（標高637ｍ）である。また、相対的に石川県側の方が急傾斜であり、富山県側は緩傾斜で宝達丘陵または西部丘陵と呼ばれている。

能登半島沿岸の各所には海成段丘が分布する。また、沿岸平野は邑知潟低地帯付近を除くといずれも小規模である。

このほか、地すべり地形が多数見られ、特に能登山地と石動・宝達山地に集中して分布している。

2.2 能登半島の地質[1)]

能登半島の地質を**図-2.2**に示す。

能登山地中央部、奥能登丘陵西部、中能登丘陵及び能登島には主に中新世前期の安山岩質凝灰角礫岩・凝灰岩・溶岩が広く分布する。能登山地西部の輪島市門前町周辺には主に中新世前期の砂岩・泥岩・礫岩が分布する。また、先第三系の花崗岩類がごく一部に露出する。

能登山地東部及び奥能登丘陵東部のうち、南側には主に中新世前期のデイサイト質火砕岩が分布し、その北側には中新世中期の泥岩層が分布する。日本海側の輪島市町野町曽々木から東の海岸及び内陸には粟蔵凝灰岩層と呼ばれる凝灰岩が分布する。また、曽々木の岩倉山付近には流紋岩溶岩（岩倉山流紋岩）が分布する。国道249号八世乃洞門における岩盤崩壊はこの流紋岩溶岩が崩落したものである。

石動・宝達山地には中新世前期～後期の堆積岩類が主に分布するが、南部の宝達山は先第三系の花崗岩類からなるほか、北部の石動山付近の一部にも先第三系の花崗岩類が露出する。

邑知潟低地帯には完新世の未固結堆積物が分布する。また、邑知潟低地帯南西部の日本海沿岸には砂丘堆積物が分布する。

海成段丘上には更新世の段丘堆積物が分布するほか、河川の河口付近の低地には完新世の未固結堆積物が分布する。

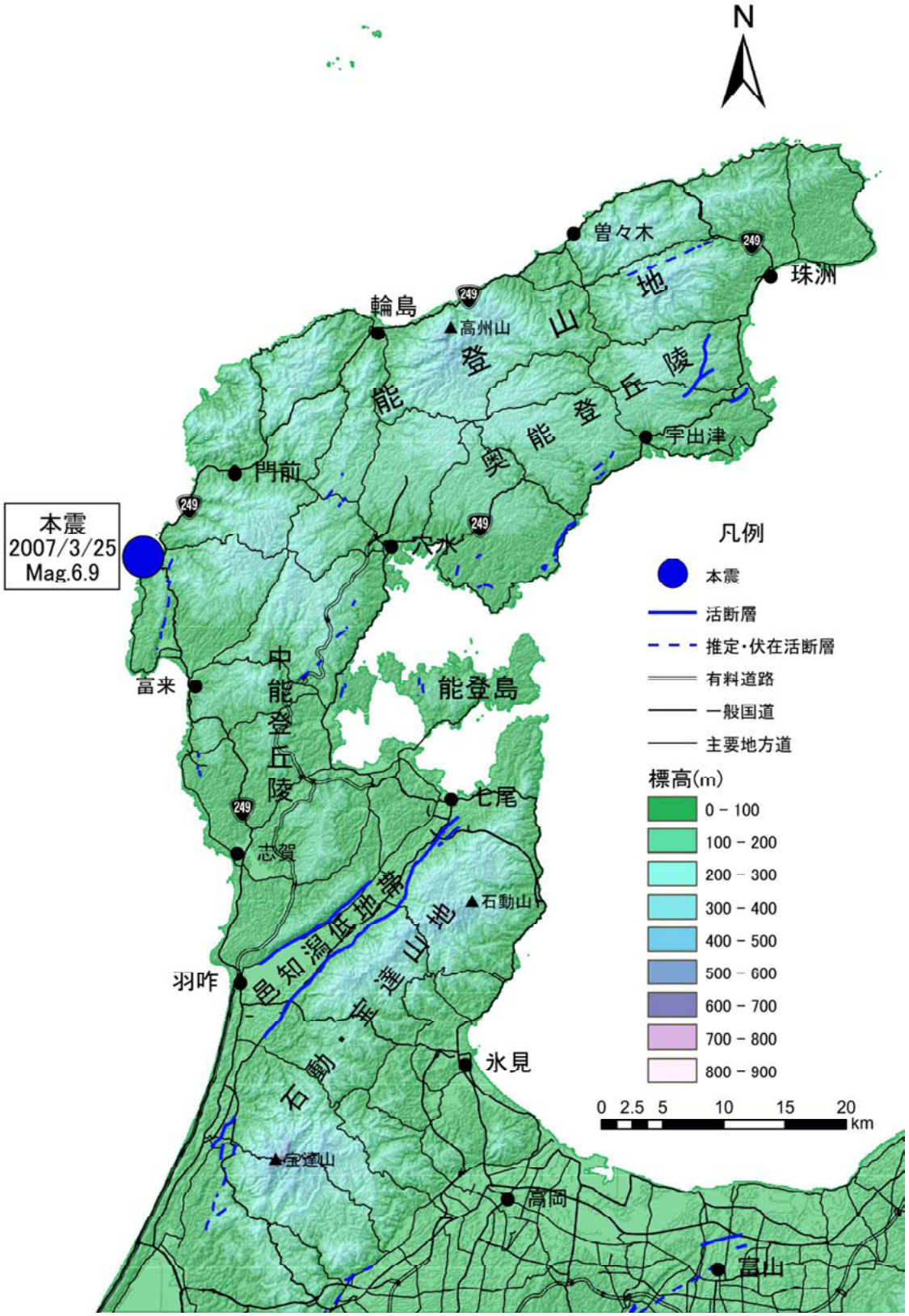


図-2.1 能登半島の地形および活断層の分布

地形は国土地理院発行の数値地図50mメッシュ（標高）を使用、活断層の分布は中田ほか[3)]による

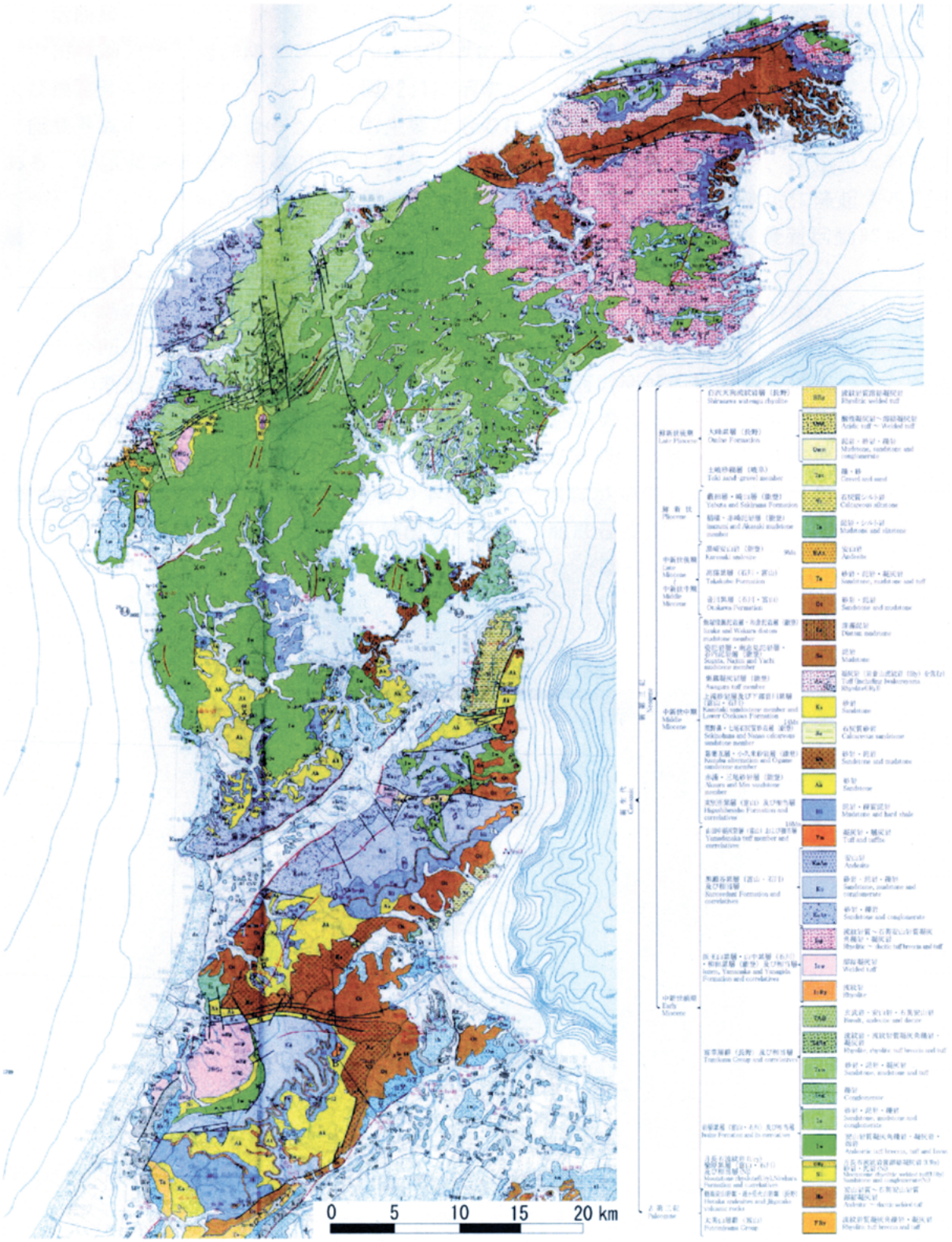


図-2.2 能登半島の地質（1:200,000北陸地方土木地質図[1)]）

2.3 活断層

中田ほか（活断層詳細デジタルマップ）[3]による能登半島の陸上活断層（伏在活断層および推定活断層を含む）の分布を**図-2.1**に示す。

能登半島の陸上活断層のうち最も主要なものは、邑知潟の南縁を区切る邑知潟断層帯である。地震調査研究推進本部[4]によると、七尾市から中能登町、羽咋市、宝達志水町を経てかほく市に至る延長約44kmの断層帯で、南東側が北西側に対して相対的に隆起する逆断層である。平均的な上下方向のずれの速度は0.4～0.8m／千年程度、最新活動時期は約3,200年前以降９世紀以前と推定されている。

能登半島の他の活断層については活動時期や変位速度等の詳細はよくわかっていない。また、今回の地震に対応すると考えられる陸上活断層は見あたらない。

海底の断層については、片川ほか[5]により能登半島西方海域の地質調査に基づいた海底断層の分布が報告されており、そのうちの一部は第四紀の地層を変形させているとされている。東京大学地震研究所[6]は片川ほか[5]による海底断層と本震・余震の震度分布を比較し（**図-2.3**）、片川ほか[5]のF14断層の下部延長で本震が発生した可能性が高いと判断した。また、産業技術総合研究所[7]は震源域において海底音波探査を実施し、海底活断層の存在と一部で海底に達する変動を確認したと報告した（**図-2.4**）。

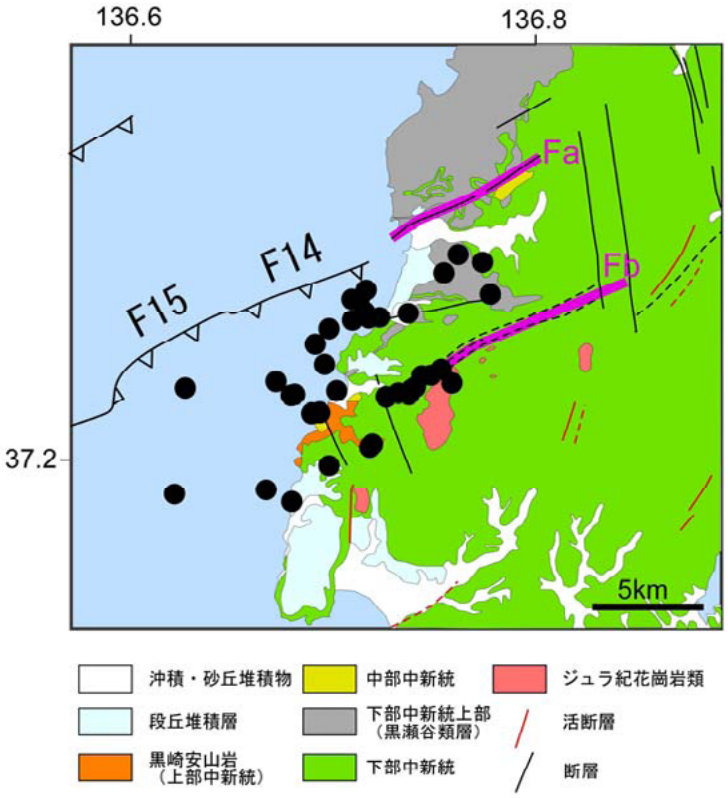
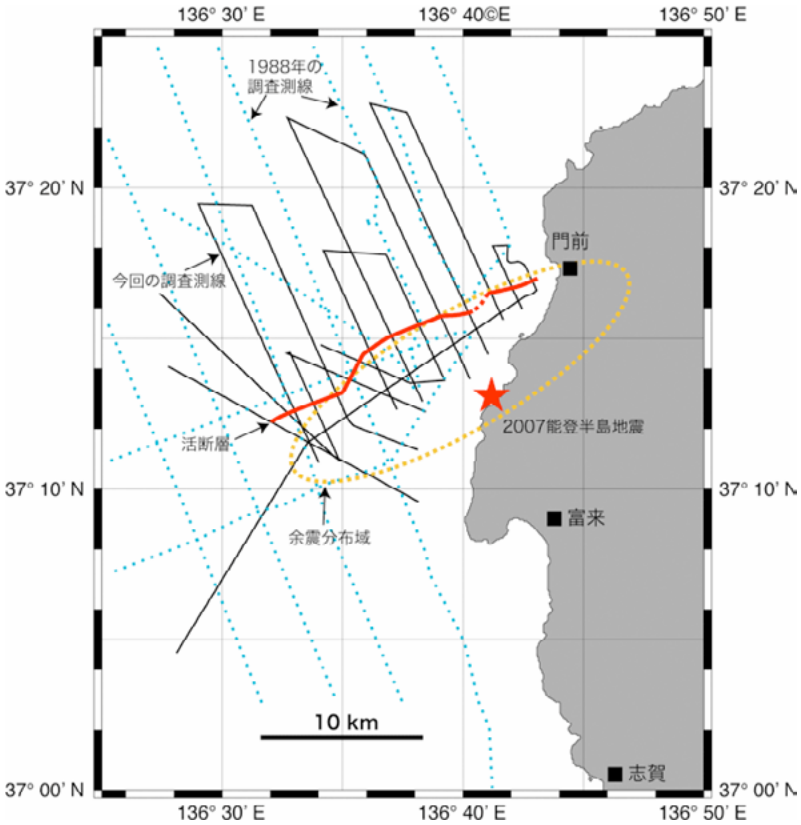
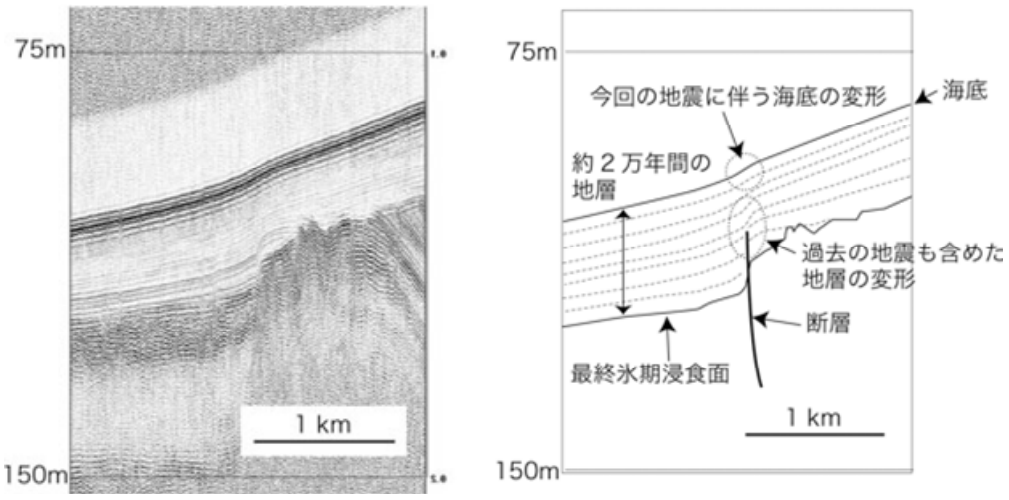


図-2.3 片川ほか[5]による海底断層と本震・余震の震度分布の比較[6]

図中のF14およびF15は片川ほか[5]による海底断層で、F14は完新統下部、F15は中期更新統下部に変形がおよぶ可能性があるとされている。陸上の断層FaおよびFbについては活断層とはされていない。



(a)海底活断層および調査測線平面図



(b)音波探査で得られた反射断面の例　　(c)反射断面の解釈図

図-2.4 産業技術総合研究所による海底活断層の存在および海底に達する変動の報告[7)]

2.4 地震断層に関する調査

金沢大学能登地震断層調査グループ[8)]は、輪島市門前町において地震を発生させた断層の一部が地表に露出させているのを確認したと発表した。これを受けて、土木研究所地質チームおよび土質チームでは、地震断層の疑いのある変状の確認及び周辺地域での変状の有無の確認のための現地調査を平成19年４月６日に実施した。

調査ルートおよび地点を**図-2.5**に示す。各地点における調査結果は以下のとおりである。

図-2.5 地震断層の疑いのある変状および周辺地域の変状の現地調査地点位置図
（図中のＡ、Ｂ、Ｃ、Ｄ、Ｅ、Ｆ）

Ａ．上黒川町地区

空中写真判読によってリニアメントが認められた地域であったが、道路沿いの井桁工に若干の損傷が見られたものの、周囲の路面や水路等には活断層に起因すると見られる変状は確認できなかった。

A-a　地区遠景

A-b　井桁組擁壁の肩部の損傷（地震動によるもの）

写真-2.1 上黒川地区

Ｂ．上山町地区

アスファルト路面に 1cm 程度のクラックが生じていた。ずれの方向は断層の方向にやや斜行する東西方向で南側が沈下している。ただし道路の状況から見ると、地震時に生じた盛土の変形に起因する可能性が高い（ただしこの道路周辺ではこの箇所付近のみに亀裂が生じている）。

B-a　路面のクラックの状況

B-b　ずれの方向

写真-2.2 上山町地区

B-c　クラックと道路脇の状況

写真-2.2 上山町地区（続き）

C．門前町中野屋地区

南北に走る道路を横断するようにクラックが生じていた。クラック間には 5cm 程度の右ずれの水平変位が見られ、周囲の盛土や田んぼ、水路の側壁等にも明瞭な亀裂が確認できた。これらの亀裂はほぼ N60E の線上に位置しており、活断層による変状の可能性もあると考えられる。

（中野屋地区については、その後トレンチ調査等から地表地震断層ではないとする見解の報告がなされている[9),10)]。）

C-a　路面のクラックの補修跡

C-b　路側帯の線のずれ

写真-2.3 門前町中野屋地区

C-c　盛土側面のクラック

C-d　田んぼ内のクラックの向き

C-e　田んぼに生じたクラック

C-f　クラックの状況

C-g　水路角の崩落

C-h　水路壁に生じたクラック

写真-2.3 門前町中野屋地区（続き）

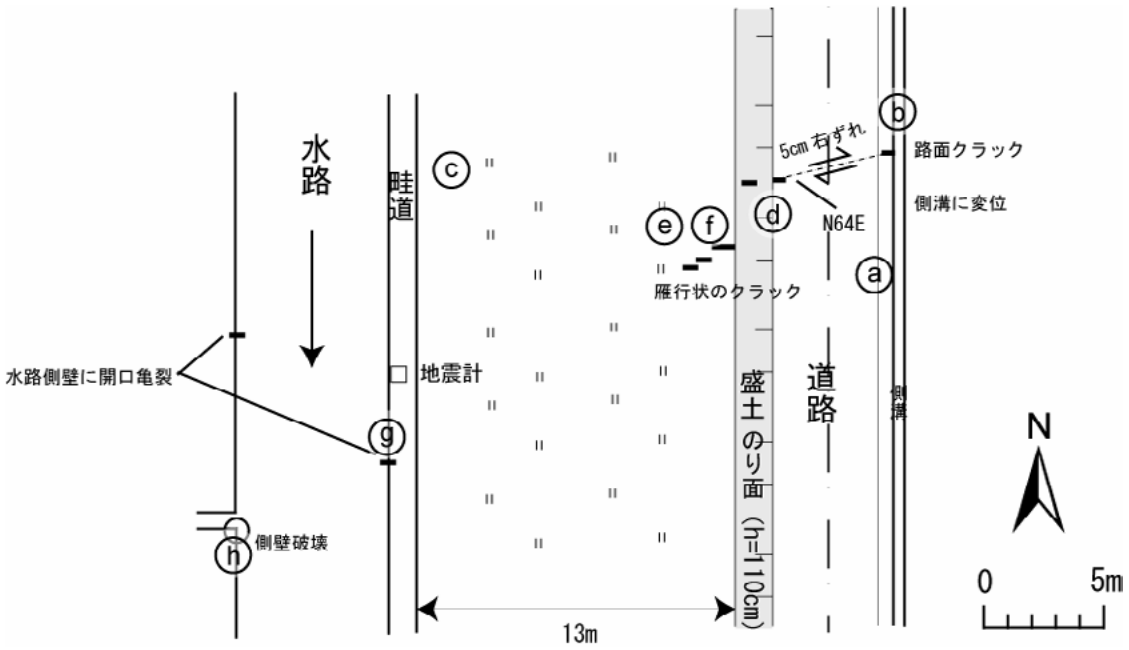


図-2.6 門前町中野屋地区平面図と撮影位置

D．門前町安代原地区

アスファルト路面に圧砕されたようなクラックが多数生じていた。周辺の畑に開口した亀裂が見られたこと、クラックの方向が様々であること、開口亀裂・圧縮亀裂・横ずれ亀裂などが複合して発生していることなどを総合的に判断すると、地滑りの末端が今回の地震によって動き、それによってクラックが生じたと考えるのが妥当である。なお、亀裂の分布と性状から推定すると地すべりブロックは複数あると思われる。

D-a　上部から見た斜面全景

D-b　斜面上部の開口亀裂

写真-2.4 門前町安代原地区

D-c　中腹部の開口亀裂

D-d　横ずれクラック

D-e　道路に生じたクラック

写真-2.4 門前町安代原地区（続き）

Ｅ．門前町中心地区

門前町の中心地区では、多くの家屋や石造構造物に大きな被害が生じていたほか、アスファルト路面にも圧縮クラックが多数生じていた。また河川近くの畑地には噴砂が確認できた。総持寺前から八ヶ川までの水路の三面張の底部にはいくつか逆断層状の亀裂（南側の水路上流部が北側に乗り上げる）が生じていたが、１～５ｃｍ以下の軽微なものであり、側部に変状が見られないことから、地震動によるものと判断した。

E-a　アスファルト路面のクラック

E-b　マンホール脇の沈下

E-c　家屋の倒壊

E-d　鳥居の崩壊

E-e　石垣の崩壊

E-f　畑に生じた噴砂

写真-2.5 門前町中心地区

Ｆ．門前町道下地区

門前町道下地区でもＥ．と同様に家屋に被害が生じていたほか、町内を流れる水路の護岸（コンクリート三面張り）にも大きな破壊が生じていた。周囲の畑地に半円弧状の開口亀裂が確認でき、護岸もせり出すように破壊されていること、周辺の国道等にも亀裂が生じているが、それらは直線的ではなく全体として半円弧状の分布を示すことなどから、こ

れらは側方流動に起因すると判断した。

F-a　護岸全景

F-b　護岸の破壊状況 1

F-c　護岸の破壊状況 2

F-d　護岸の破壊状況 3

F-e　護岸脇の半円状の亀裂

F-f　路肩に生じた亀裂

写真-2.6 門前町道下地区

2.5 まとめ

能登半島の地形を概略すると、北部から能登山地、能登丘陵、邑知潟低地帯、石動・宝達山地からなる[1)、2)]。地質は、能登山地および能登丘陵は主に新第三紀中新世の火山岩、火山採屑岩および堆積岩類、邑知潟低地対は主に完新世の未固結堆積物、石動・宝達山地は主に新第三紀中新世の堆積岩類からなる[1)]。今回の地震に対応すると考えられる陸上活断層は見あたらないが、海底断層との比較[6)]や海底活断層の存在と海底に達する変動の報告[7)]がなされている。

また、地震を発生させた断層の一部が地表に露出させているのを確認したと発表された[8)]のを受けて、地震断層の疑いのある変状の確認及び周辺地域での変状の有無の確認のための現地調査を平成19年４月６日に６箇所で実施した。結果は以下のとおりである。

①６箇所中１箇所（輪島市門前町中野屋地区）において、地震断層に起因する可能性のある変状が見られたが、その変状は数cm程度のずれであり、比較的軽微なものである。

②その他の箇所については、盛土の沈下と見られる亀裂（上山町地区）、地すべり性の亀裂（門前町安代原地区）や平野部での側方流動による亀裂（門前町道下地区）が見られるのみであり、地震断層と断定できる変状は認められなかった。

参考文献

1) 北陸地方土木地質図編纂委員会：北陸地方土木地質図・同解説書、2004

2) 紺野義夫編：石川県の環境地質、10万分の１地質図説明書、pp.10～15、石川県、1977

3) 中田高・今泉俊文編：活断層詳細デジタルマップ、東京大学出版会、2002

4) 地震調査研究推進本部：邑知潟断層帯の評価、2005（地震調査研究推進本部ホームページ：http://www.fdma.go.jp/detail/527.html）

5) 片川秀基・浜田昌明・吉田進・廉澤宏・三橋明・河野芳輝・衣笠善博：能登半島西方海域の新第三紀～第四紀地質構造形成、地学雑誌、第114号、pp.791～810、2005

6) 東京大学地震研究所：震源域周辺の地質学的背景、第172回地震予知連絡会資料、2007（地震予知連絡会ホームページ：http://www.fdma.go.jp/detail/527.html）

7) 独立行政法人産業技術総合研究所：能登半島地震の震源域で長さ18km以上の活断層と一部で海底に達する変動を確認、2007（独立行政法人産業技術総合研究所ホームページ：http://www.aist.go.jp/aist_j/press_release/pr2007/pr20070730/pr20070730.html）

8) 金沢大学能登半島地震断層調査グループ：平成19年能登地震断層発見のお知らせ、2007（金沢大学ホームページ：http://earth.s.kanazawa-u.ac.jp/2007_notohanto-earthquake/2007_notohanto-earthquake.html）

9) 野崎保・富山応用地質研究会：地表地震断層は出現したのか？－能登半島地震災害調査から－、日本応用地質学会平成19年度研究発表会講演、pp.37～38、2007

10) 川辺孝幸・冨岡伸芳・坂倉範彦・石渡明・平松良浩・奥寺浩樹・小泉一人：能登半島地震で動いた輪島市門前町中野屋地区の「断層」の発掘調査結果 第２報・第３報、2007（山形大学ホームページ：http://www.kei.kj.yamagata-u.ac.jp/kawabe/www/

nakanoya2/ および http://www.kei.kj.yamagata-u.ac.jp/kawabe/www/nakanoya3/index.html)

3．土砂災害

能登半島地震により激甚な地震動を被った石川県の能登半島外浦地方及び宝達丘陵は、非常に脆弱な地質が分布する第三紀層地帯に属し、わが国有数の地すべり多発地帯である。また、能登半島地震は、陸地に近いところを震源としたことから、ほぼ直下型地震であったと考えられる。しかしながら、土砂災害については、新潟県中越地震時のような高密度で広範囲にわたる発生はなかった。また、国土交通省砂防部の調べ（５月14日現在）による土砂災害の発生件数は、石川県64件、富山県1件の計65件であった。この中で河道閉塞が３件発生したが、早急な土砂の除去により流路が確保された。

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と土木研究所土砂管理研究グループでは、地震直後から現地入りし調査を実施した。ここでは、斜面崩壊、地すべり等についての調査・検討した結果を示す。

3.1 土砂災害緊急点検

3.1.1 緊急点検の概要

2007年能登半島地震では、地震発生後の3月25～26日に土木研究所土砂管理研究グループ長が上空からの緊急調査を行うとともに、湯沢砂防事務所、国土技術政策総合研究所・土木研究所主任研究官らによる緊急調査が同月27～30日に実施された。その後石川県、石川県建設コンサルタント協会ならびに石川県地質調査業協会等の技術者から構成される調査チームが組織され、2007年3月26日～4月13日の19日間にわたり、震度5弱以上が観測された10市町の土砂災害危険箇所2,666箇所について緊急点検を実施した。

現地における土砂災害危険箇所の調査・点検に当たっては、既往文献[1)]に基づいて緊急

表-3.1.1 能登半島地震による土砂災害発生件数（国土交通省記者発表資料[2)]）

市町村名		土石流危険渓流				地すべり危険箇所				急傾斜地崩壊危険箇所			
		調査数	A	B	C	調査数	A	B	C	調査数	A	B	C
七尾市		164			164	27	1		26	172	1	3	168
輪島市		340			340	124	4	12	108	344	2	12	330
珠洲市		60		2	58	56		2	54	152		1	151
羽咋市		54			54	5			5	15			15
かほく市		10			10	2			2	25			25
羽咋郡	志賀町	129			129	10	1	1	8	90	1		89
	宝達志水町	28			28	21			21	48			48
鹿島郡	中能登町	115			115	2			2	37			37
鳳珠郡	穴水町	86			86	1			1	106			106
	能登町	215		2	213	23		1	22	205		7	198
計		**1201**		**4**	**1197**	**271**	**6**	**16**	**249**	**1194**	**4**	**23**	**1167**

性から、土石流危険渓流は特Ａ～Ｃの４ランクに、地すべりおよび急傾斜地崩壊箇所はＡ～Ｃの3ランクに区分された。調査結果を**表-3.1.1**に示す。その結果、石川県内で発生した土砂災害64箇所中、顕著な天然ダムが生じている危険度特Ａ箇所は認められなかったものの、危険度Ａが10箇所、危険度Ｂが43箇所確認された（国土交通省記者発表資料[2)]）。

3.1.2 崩壊箇所分布と震度分布との相関

図-3.1.1に土砂災害危険箇所で発生した崩壊箇所分布と震度分布[3)]との相関を示す。**図-3.1.1**より、震度分布と崩壊発生位置には明瞭な相関が認められ、震度5強以上を観測した地域で崩壊発生箇所が有意に高く、震度５弱で発生した崩壊は全体の５％に満たない。また、**図-3.1.2**に震度分布ごとの崩壊発生件数とＡランク発生箇所の出現分布を示す。**図-3.1.2**より、Ａランク（応急対応を要する箇所）と判定された箇所もすべて震度５強以上の地域となっている。

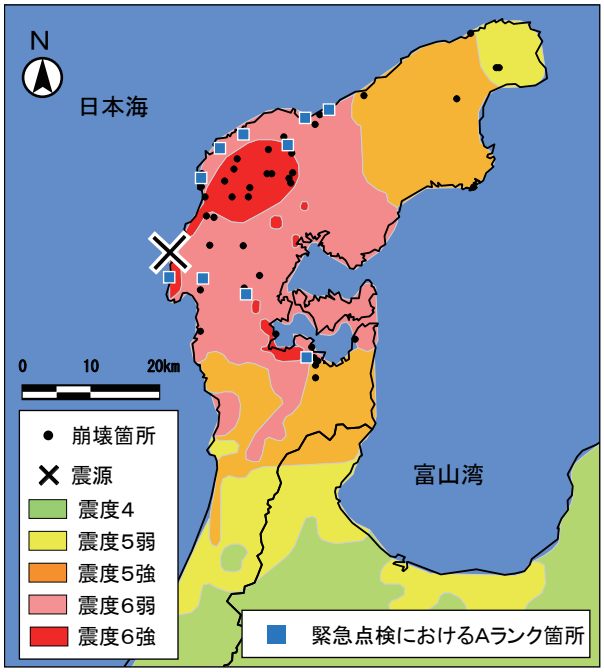


図-3.1.1 震度分布と崩壊箇所分布との関係
（震度データは気象庁による）

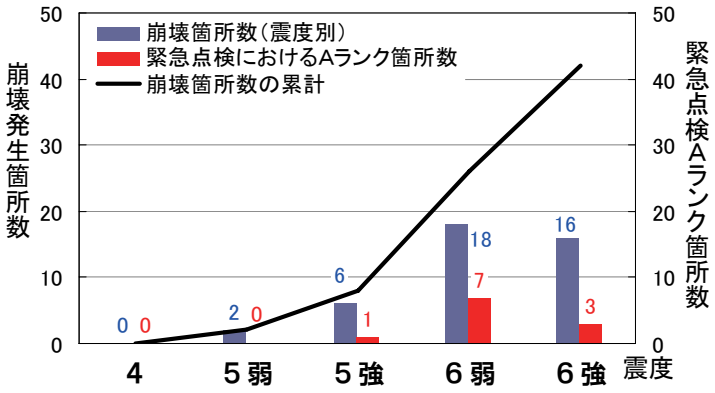


図-3.1.2 震度分布とＡランク崩壊箇所出現分布

3.2 斜面崩壊

3.2.1 斜面崩壊の分布と特徴

3.1の節で扱っている崩壊は、土砂災害危険箇所において発生したものが主体である。このほか、国土地理院では３月26日に1/10,000カラー空中写真撮影を実施し、各種の被害状況を災害状況図（電子国土）として公表している。また、空中写真撮影範囲の284.8km^{2}における65箇所の斜面崩壊について、国土地理院の50mメッシュ数値地形モデル（ＤＥＭ）を用いた地形的特徴と、防災科学技術研究所の地すべり地形分布図との重ね合わせた調査を行っている[4)]。これによると、斜面崩壊はその面積が50ｍ×50ｍに収まる程度の崩壊がほとんどであり、個々の斜面崩壊がその１メッシュすべてを占めていると仮定し、その注目メッシュの傾斜、断面曲率、斜面方位を抽出し、地形的特徴を把握したところ以下の特徴があげられている。

１）斜面崩壊は傾斜30～35° に多い。
２）断面形状が凹よりも凸の斜面で斜面崩壊が相対的に多い。
３）南から西向き成分を有する斜面で崩壊が多発しており、各斜面方位に占める斜面崩壊の面積で考えても同様である。
４）既往地すべり地形で発生した斜面崩壊（15箇所）よりも、一般斜面で生じた斜面崩壊（49箇所）のほうが３倍以上多い。

ここでは能登半島地震によって発生した崩壊全体の特徴について把握するため、土砂災害危険箇所で発生した崩壊[2)]、前記の空中写真判読によって得られている崩壊[4)]、現地調査[5)]や既往報告[6)]および道路関係等の土砂災害情報を参考に、地震によって発生した崩壊の分布と特徴について検討を行った。対象とした崩壊は、土砂災害危険箇所で発生した崩壊[2)]のうち極小規模なものを除いた43箇所、前記の空中写真判読で得られている崩壊のうち土砂災害危険箇所で発生した崩壊箇所と重複する箇所を除いた59箇所および現地調査や道路関係の情報、空中写真判読で新たに判明した14箇所の計116箇所である。

斜面崩壊は珠洲市、輪島市、旧門前町、志賀町、旧富来町、七尾市と広範囲に発生しているが、輪島市と旧門前町で発生が多い。海岸沿いの斜面では表層部や表層と基岩の風化部が崩壊し、風化岩の岩塊が大量に落下し堆積した箇所もある。崩壊は平行～尾根状の斜面において、上部から発生しているものが多い。内陸部では小規模なものから輪島市門

写真-3.2.1 海岸部の崩壊
（輪島市門前町深見）

写真-3.2.2 海岸部の崩壊
（輪島市竜ヶ崎）

写真-3.2.3 海岸部の落石と尾根直下からの崩壊（写真左上の斜面）（輪島市門前町深見）

写真-3.2.4 内陸部の崩壊（輪島市門前町尺ヶ池）

写真-3.2.5 内陸部の崩壊（輪島市門前町椎

写真-3.2.6 内陸部の崩壊（輪島市熊野）

前町中野屋(3.2.3に後述)のような比較的規模が大きい崩壊が数箇所で発生している。

海岸部と内陸部で発生した斜面崩壊の代表的な事例を**写真-3.2.1～3.2.6**に示す。

対象とした116箇所の崩壊について、資料や現地調査から崩壊の規模を落石～100m^{3}程度の崩壊を小規模、100～1,000m^{3}程度の崩壊を中規模、1,000m^{3}以上の崩壊を大規模として区分し、その平面分布を**図-3.2.1**に示す。

崩壊の分布は震央に近い箇所で多いが、崩壊は中規模までであり、震央から離れた北～北東部の輪島、門前方面にも多数発生しており、大規模な崩壊も存在している。崩壊の多い範囲は富来～門前までの海岸と内陸部（**図-3.2.1**のA）、輪島から北東部（B）および門前東部（輪島南部）の内陸部（C）である。富来～門前までの範囲（A）では内陸、海岸ともに発生しているが、輪島から北東部（B）ではほとんどが海岸部で発生している。全体的に内陸部よりも海岸部で発生が多いが、門前から輪島までの海岸と内陸部（範囲AとBの間）では崩壊はほとんど発生していない。

これらの崩壊分布と3.1.2の推計震度分布（**図-3.1.1**）を比較すると、崩壊が発生した範囲は推計震度５弱以上であり、落石～100m^{3}の崩壊は震度５弱以上、100～1,000m^{3}の崩壊は震度５強以上、1,000m^{3}以上の崩壊は震度６弱以上の範囲に分布している。

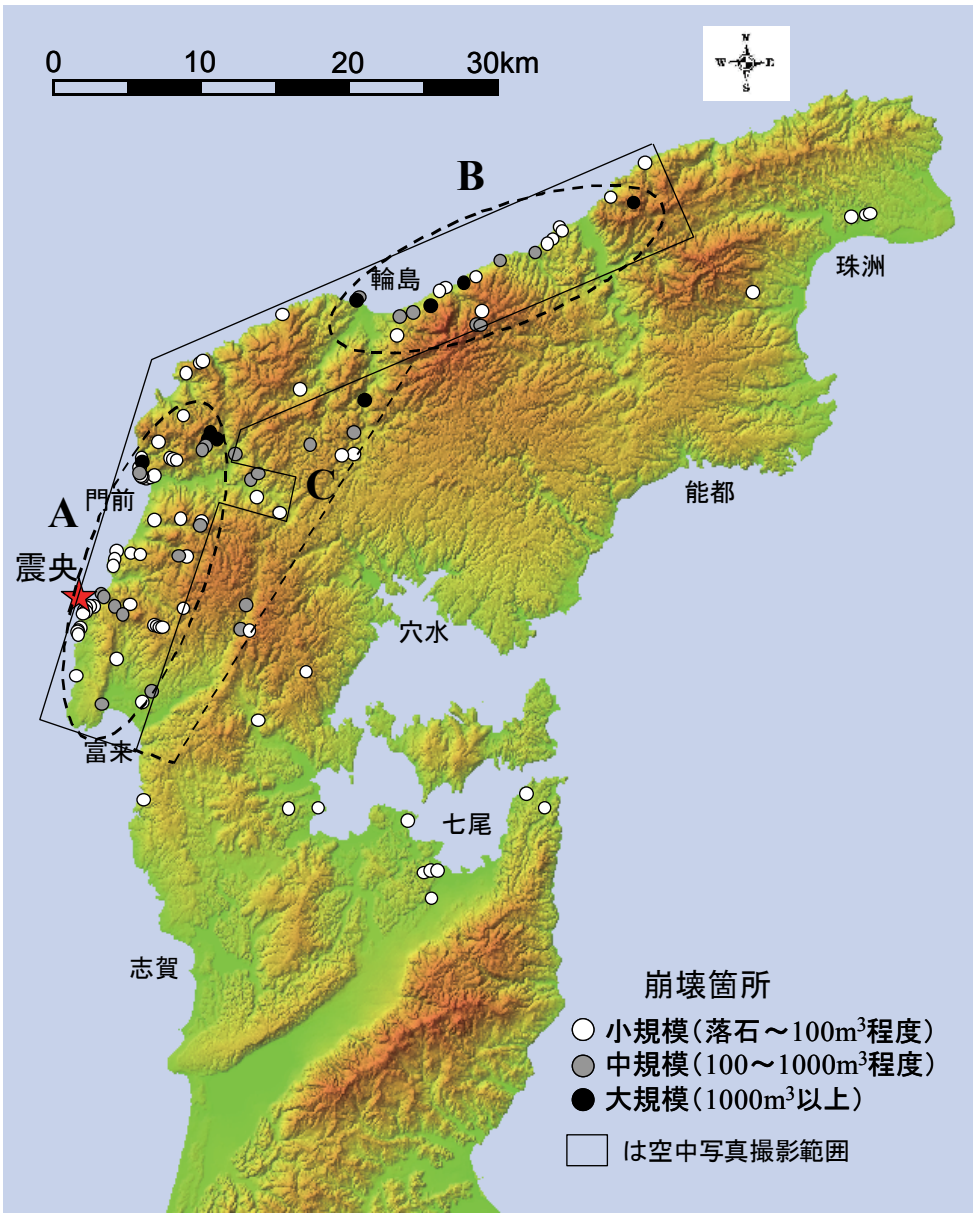


図-3.2.1 能登半島地震における崩壊の分布（陰影図は国土地理院の数値地図 50mメッシュ（標高）から作成）

能登半島地震のように陸に近い海洋部に震源を持つ地震によって斜面崩壊が発生した事例としては、新潟地震、伊豆半島沖地震、伊豆大島近海地震、千葉県東方沖地震、北海道南西沖地震などがある。以下にそれぞれの特徴を記述する。

1964年に発生した新潟地震（マグニチュード7.5、震源の深さ34km）の震源は新潟県粟島南方沖40kmであった。震央に近い岩舟地方で534箇所の崩壊が発生し、ほとんどの崩壊は震央に近い海岸側の花崗岩地帯で発生していること、震央からの距離によって崩壊数が大きく変化する（減少する）ことなどがあげられている[7)]。

1974年に発生した伊豆半島沖地震（マグニチュード6.9）の震源は、伊豆半島石廊崎沖南南東の35kmであったが、多数の山崩れが発生した。発生した225個の崩壊のうち、およそ８割が海岸線に沿った70～90°の海食崖で発生し、崩壊数は震央から遠ざかるにつれて減衰する傾向にあるが明瞭ではないことが述べられている[8)]。

1978年に発生した伊豆大島近海地震（マグニチュード7.0、震源の深さ15km）の震源は伊豆大島西岸沖約15kmであり、崩壊は伊豆半島の地質と密接に結びついていることや、崩壊は海食崖で発生し、大きい崩壊は活断層の付近に接して発生していた[9)]。

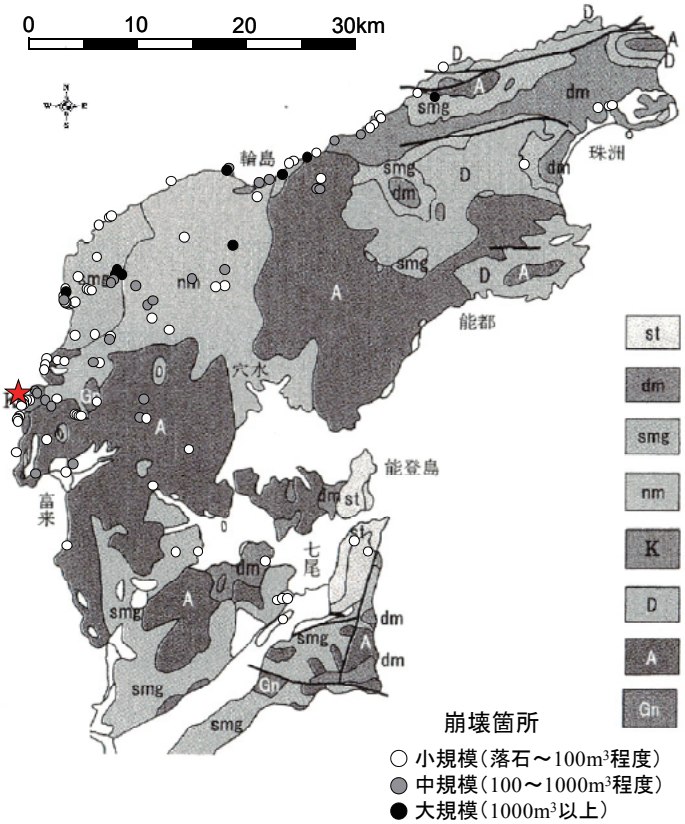
1987年に発生した千葉県東方沖地震（マグニチュード6.7、震源の深さ58km）では、海岸部では九十九里浜と平野であるため崩壊はなく、内陸部の下総台地から上総丘陵にかけて380箇所余りで崩壊が発生した。下総台地では台地の縁辺部において主として砂層の浅層崩壊が発生し、上総丘陵では砂岩、泥岩および砂泥互層が崩壊した[10)]。

1993年に発生した北海道南西沖地震（マグニチュード7.8、震源の深さ35km）では崩壊は北海道の道南や奥尻島で発生し、道南では海岸部に発生が多いが、崩壊は奥尻島で著しく概して島の北部域で多く発生しており、海岸沿線にも多いが海食崖が発達している西部海岸線に集中していた[11)]。

能登半島の地形、地質について、半島の大部分を構成するものは、新第三紀に形成された火山岩類や堆積岩の地層であり、新第三紀以前の岩類は部分的に露出し、第四紀層は海岸の段丘堆積物と、海岸や河谷に分布する沖積層である[12)]。能登半島は大半が標高300m以下の丘陵性の小起伏山地であり、海岸部では砂浜海岸は少なく大部分が岩石海岸であり、海食崖が発達している。岩石海岸は、火成岩と水成岩で形成されており、志賀～富来～門前の付近は安山岩とその火山砕屑岩を主とする。門前～輪島付近では、礫岩を主とする堆積岩であり、砂岩、泥岩や凝灰岩を含み、その東側では礫岩層は少なく砂岩・泥岩互層が優勢となっている。輪島より東側の海岸は主として安山岩質の凝灰岩で、その後泥岩層となるが一部に流紋岩類が分布している[12)]。

図-3.2.2に地質と発生した崩壊の分布について示す。崩壊のほとんどが新第三紀層である砂岩・礫岩・泥岩・凝灰岩（smg/nm）や安山岩質火砕岩（A）の範囲で発生している。

能登半島地震では震源に近い海岸部の海食崖で多くの崩壊が発生しているが、離れた海岸部や内陸部も比較的多いのが特徴である。地震によって発生した崩壊はこれらの地形・地質条件が大きく影響しているものと考えられる。



St：シルト岩、dm：主として泥質岩、smg/nm：砂岩・礫岩・泥岩・凝灰岩、K：安山岩、D：流紋岩～デイサイト質火砕岩・溶岩、A：安山岩質火砕岩・溶岩、Gn：花崗岩・片麻岩

図-3.2.2 能登半島における地質と崩壊
（紺野(1993)[13)]を一部改変・加筆）

次に能登半島の北西部における地質構造[12]、国土地理院による推定断層[14]と崩壊の位置について**図-3.2.3**に示す。能登半島の北西部は東北東－西南西方向の褶曲軸や断層が多く存在するが、中規模以上の崩壊も門前から輪島方向にかけての同様の方向に分布している。

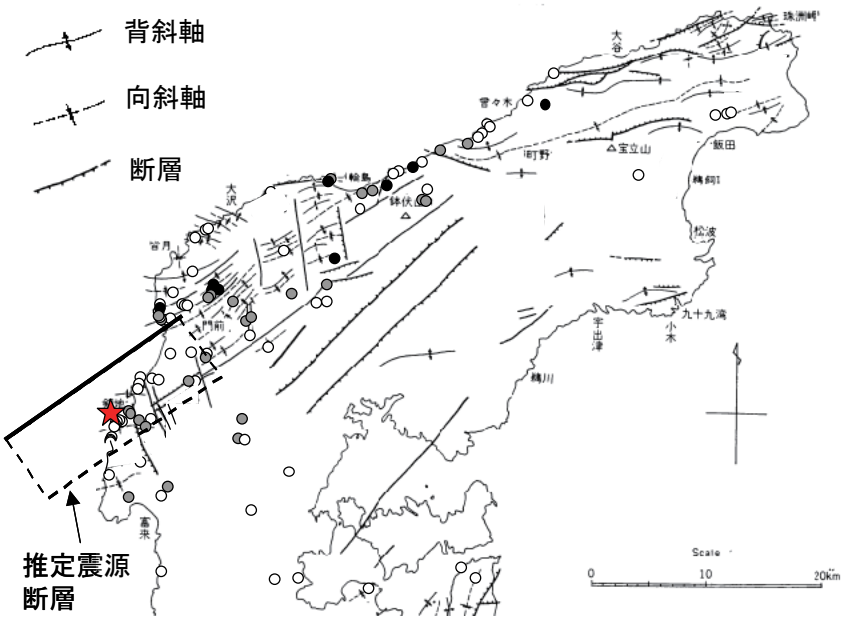


図-3.2.3 能登半島における地質構造・推定断層と崩壊
（紺野(1965)[12]を一部改変・加筆、推定断層は国土地理院[14]による）

また、推定震源断層と崩壊の位置を比較すると、中規模以上の崩壊は、推定断層付近と、それを北東方向に延長した場合の周辺に多く発生しており、断層方向から離れると少なくなる傾向がある。

3.2.2 能登半島地震における崩壊の面積率等

能登半島地震では直下型地震であったものの、土砂災害が多数発生しているわけでなく少ない印象である。そこで、3.2.1で判読した崩壊地を用いて崩壊面積率等の算定を行った。

崩壊のうち規模の大きいものは斜面長約80m、幅50m（輪島市熊野地先の崩壊[6]）や、後述の3.2.3（輪島市門前町中野屋、尺ヶ池地先の崩壊）のような事例あるが、ほとんどの崩壊はその面積は50m×50m に収まる程度と考えられるため[4]、１箇所あたりの崩壊面積を50m×50mとみなして崩壊面積率を算定した。対象面積は**図-3.2.1**の空中写真撮影範囲[4]と、Cの崩壊地を含む範囲（撮影範囲の枠と点線で囲まれた部分）をあわせた425 km^2として、116個の崩壊のうち、その範囲に含まれる100個の崩壊を対象とした。

その結果、崩壊面積率は0.06%となった。実際は多くの崩壊の崩壊面積は50m×50mよりも小さいため、崩壊面積率の数値は表よりも小さくなると考えられるが、崩壊面積率は0.1%に満たず１km^2あたりの崩壊数（崩壊密度）も0.2個と非常に少ない。なお、崩壊面積率は対象とする範囲によって値が変化することから、対象面積を空中写真の撮影範囲（284.8km^2）[4]として算出したところ、崩壊面積、崩壊密度ともにそれぞれ0.08、0.3とほぼ同値となった。これらの値を過去の地震[7)、11)、15～22)]と比較した結果を**表-3.2.1**に示す。なお、過去の地震については、地震によって崩壊が発生し、崩壊数や崩壊面積、崩壊面積率を求めることができる事例を対象とした。また、**図-3.2.4**には各地震の対象面積と崩壊面積率の関係を示した。各地震の調査方法や調査精度は同じではなく、対象とする範囲の考え方も異なるため、数値の単純な比較はできないことに留意する必要があるが、能登半島地震による崩壊面積率は地震によって発生した他の崩壊の事例と比較すると崩壊密

度、崩壊面積率ともに非常に小さい。実際は今回抽出した116箇所以外でも斜面崩壊が発生していると考えられるが、大地震であったものの過去の地震と比較して発生した崩壊は少なかったといえる。

表-3.2.1 地震による崩壊の面積率等

地震名	発生年	月日	マグニチュード	対象面積 (km^2)	崩壊数 (個)	崩壊面積 (km^2)	崩壊面積率(%)	崩壊密度 (個/km^2)	崩壊地の平均面積 (m^2/個)	文献
濃尾地震	1891	10月28日	8.0	99.03	451	10.82	10.9	4.6	23990	15)
北丹後地震	1927	3月7日	7.3	643.7	4647	3.41	0.53	7.2	730	16)
関東地震	1923	9月11日	7.9	52.84	945	8.0	15.1	17.9	8470	17)
今市地震	1949	12月26日	6.4/6.7	233.5	425	0.573	0.29	1.8	1350	18)
新潟地震	1964	6月16日	7.5	386.4	534	0.325	0.084	1.4	610	7)
伊豆半島沖地震	1974	5月9日	6.9	82.7	225	0.746	0.902	2.7	3320	19)
伊豆大島近海地震	1978	1月14日	7.0	300	224	1.4	0.467	0.7	6250	19)
長野県西部地震	1984	9月14日	6.8	88	223	0.666	0.76	2.5	2990	17)
	1984	9月14日	6.8	58.1	190	0.548	0.94	3.3	2880	17)
北海道南西沖地震	1993	7月12日	7.8	140	997	1.023	0.74	7.1	1030	11)
兵庫県南部地震	1995	1月17日	7.3	140.4	896	0.278	0.2	6.4	310	20)
鹿児島県北西部地震	1997	3月26日	6.5	6.78	166	0.0387	0.57	24.5	230	21)
	1997	5月13日	6.3	6.78	253	0.0719	1.06	37.3	280	21)
新潟県中越地震	2004	10月23日	6.8	37.9	1419	1.478	3.9	37.4	1040	22)
能登半島地震	2007	3月25日	6.9	425	100	−	0.06	0.2	−	

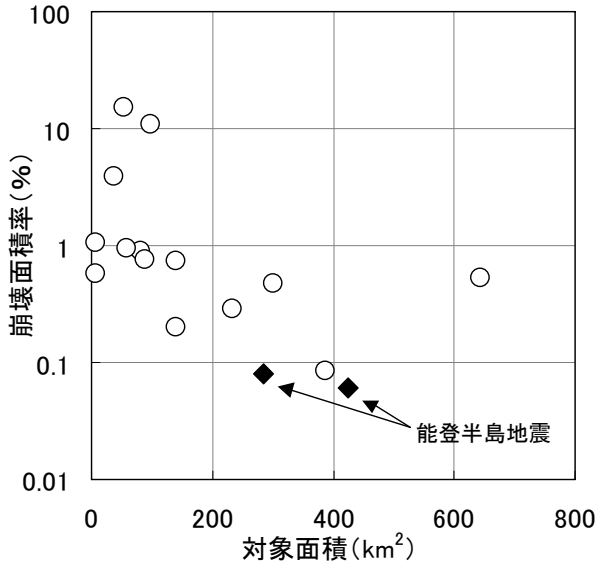


図-3.2.4 各地震の対象面積と崩壊面積率

3.2.3 崩壊土砂の移動距離が長い事例

能登半島地震(M6.9)で発生した斜面崩壊の中には、崩壊土砂の移動距離の長いものがいくつか見られた。よって、地震発生後(4月10,11日)に中野屋地区と尺ヶ池地区に発生した崩壊について、崩壊諸元、周辺の地形･地質状況の確認と崩壊部及び堆積部の試料採取等の現地調査を行った。また、地震による崩壊発生直後の3月26日に撮影された空中写真(国土地理院撮影, S=1/10,000)を入手し、同地区周辺の微地形判読図を作成した。

ここでは、輪島市門前町中野屋で発生した2箇所の崩壊地の特徴を報告する。

(1) 崩壊発生地域の地形･地質

地震により崩壊が発生した中野屋地区及び尺ヶ池地区周辺の地形･地質の概略の特徴を知るために、「20万分の1日本シームレス地質図データベース」[23]、「新編 日本の活断層」[24]及び「地すべり地形分布図 穴水」[25]を参照しながら微地形分類図を作成した。今回の地震で発生した崩壊地の位置を記載した微地形分類図を**図-3.2.5**に示す。

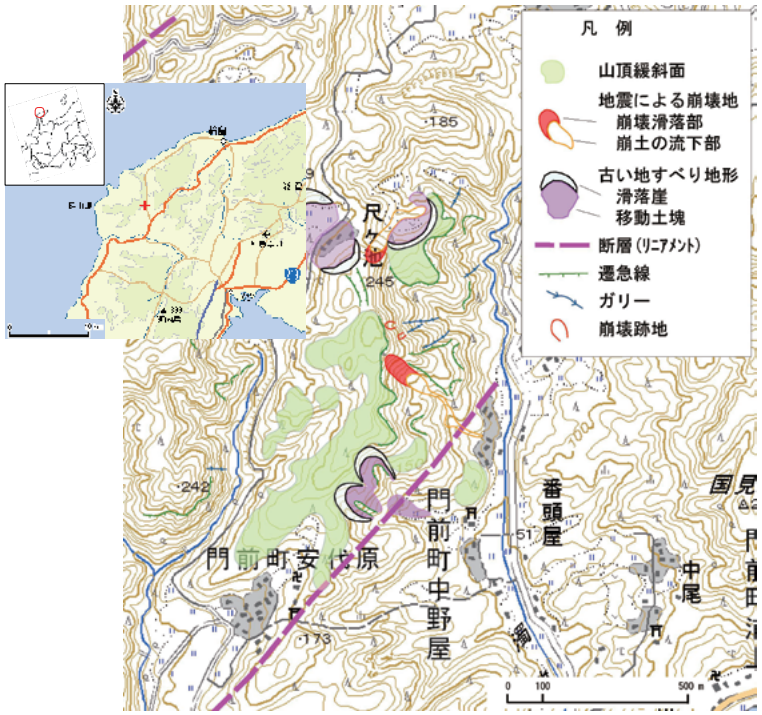


図-3.2.5 崩壊地の位置と微地形分類図

崩壊の発生した区域は東向き斜面が急勾配、西向き斜面が緩勾配になっている非対称な小起伏の山地で、稜線部は緩やかである。崩壊地及び同跡地と見られる地形は主に東向きの急勾配斜面に分布し、山頂の緩斜面の縁辺部で発生している。

中野屋の崩壊地とこれに近接する地すべり地形の下端付近には(古い)断層がNS-WE方向にあり、この断層の約1.7km北西には平行して活断層(確実度Ⅲ)がある。古い断層がある付近の中野屋地区の地すべりブロック移動土塊は侵食が進み、谷地形を作っている。

尺ヶ池地区の稜線の頂部である標高245m地点の北西～北側の斜面は地すべり地形であり、尺ヶ池の崩壊はその中で発生している。この崩壊地の頭部が接する背後の尾根部斜面には、クラック状の小規模な線状の凹地が認められる。濁池川に平行する尺ヶ池地区から中野屋にかけての斜面には明瞭な遷急線があり、崩壊地や崩壊跡地が分布している。

(2) 中野屋地区

崩壊面が深部に及ぶ大規模な崩壊が稜線部付近から発生した。崩壊地周辺の植生はスギの人工林(40～50年生)及び竹林である。竹林のある崩壊地の南西側斜面は表層近くに基盤岩が見られた。崩壊土砂は流動化し、その先端部は人家の直上流にある既設治山谷止工2基のうちの下流側谷止工の堆砂域まで達した。崩壊の規模は、崩壊地の長さ(斜距離)が約125m、最大幅が約50m、崩壊深は3～5mと推定される(いずれも現地の簡易計測による。

図-3.2.6参照)。崩壊面の上部の勾配は約40度で、風化した凝灰岩の基盤が露出(図中のA)しており、ハンマーで叩くと容易に崩れた。崩壊地の北東側斜面には幅30cm程度の亀裂や比高差50～100cmの段差地形が確認された。崩壊地頭部の滑落崖の比高は約10ｍ、崩壊地頭部から尾根(稜線)までの比高が約10ｍあったが、崩壊地頭部より上位斜面には亀裂は見られなかった。

崩壊土砂は崩壊地脚部から約100ｍの区間(Ｂ地点より下流)において、堆積勾配を35度～25度に減じながら堆積していた(図-3.2.6参照)。この堆積区間の上端部では湧水による堆積土砂の再移動によってできたと思われる小規模な崖ができていた(図中のＢ)。堆積している崩壊土砂の中には直径5～30cmの円礫が多数認められる一方で、直径が2ｍを超えるあまり風化の進んでいない角張った岩塊も存在した。流動化した土砂は、地震発生(3月25日)から現地調査(4月10日)までの間に断続的に降雨があったこともあり(総雨量110mm3月30日28mm, 31日19mm, 4月4日26mmなど)、堆積土砂の末端部における含水比は高かった。

流下域の渓床幅は5～10ｍ程度あり、勾配が約20度あること、渓流の流水量が多いこと、崩壊地内に崩れ残りの土塊が認められたこと等から、今後の出水による土砂流出の可能性が高いと考えられた。人家付近の渓床との比高は5ｍ以上あるが、上流側谷止工の右岸側袖部を乗り越えるような土砂流出がある場合には、人家に被害が及ぶ危険性が想定された。

不安定土砂の排除や崩壊地点付近の崩壊検知センサーの設置、下流部の堰堤による土砂捕捉工の設置等の対策が考えられた。

写真-3.2.7 中野屋地区の崩壊

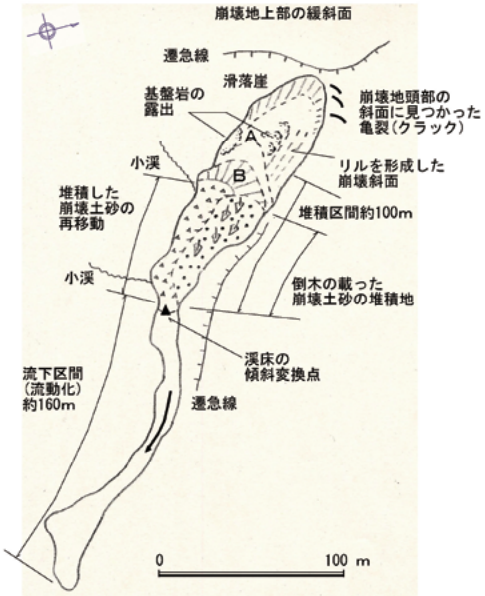


図-3.2.6 中野屋地区の崩壊地模式図

(3) 尺ヶ池地区

石川県治山所管の地すべり防止事業区域内の斜面において、過去に崩壊跡地が拡大する状態で稜線部近くまで崩壊した。現地で作業中の測量業者からの聞き取りでは、土留め擁壁が設置されていたそうである。この崩壊地の南側の稜線伝いに約300ｍ離れた地点が前項

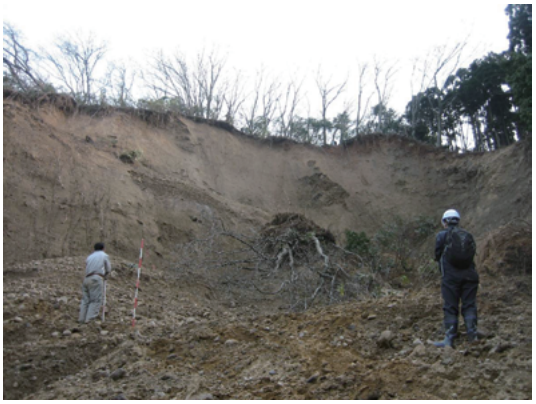


写真-3.2.8 尺ヶ池地区の崩壊地

で取り上げた中野屋地区の崩壊地である。

崩壊斜面の元の勾配は30～40度(現地聞き取り)で、発生した崩壊規模は崩壊地長さ(斜距離)が約50m、最大幅が45m、崩壊深が5～10mと推定される(いずれも現地の簡易計測による)。崩壊地の滑落部は比高が約20m、傾斜が約60度(**写真-3.2.8**参照)あり、その脚部から崩壊土砂が堆積している。

堆積域は斜距離で約90mあり、堆積域の上流側の勾配は約25度、下流側の勾配は約35～40度ほどである。堆積土砂の上端側の地点では湧水が認められた(**図-3.2.7**参照)。また、堆積土砂の中には5～30cmの円礫が多数含まれていた。

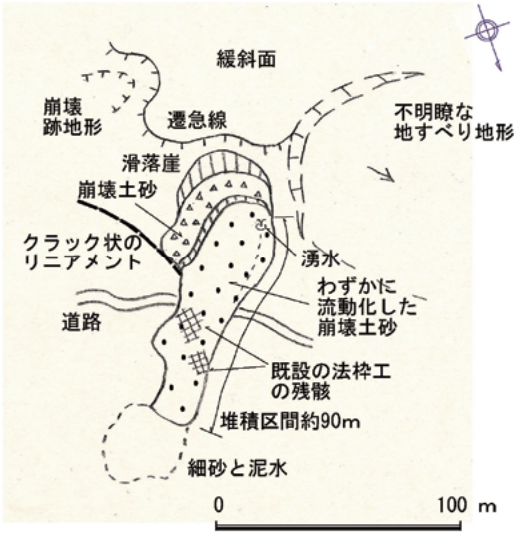


図-3.2.7 尺ヶ池地区の崩壊地模式図

(4) 崩壊土砂の流動化についての考察

大きな地震が発生した場合、斜面崩壊によって生じた崩壊土砂や地すべりが土石流化したり、流動化したりして長い距離を移動する場合があり、これまでにいくつかの研究報告がある[26),27),28)]。このような土砂移動現象は地震時の被害を助長する場合がある。能登半島地震においては、輪島市門前町中野屋(中野屋地区及び尺ヶ池地区) で崩壊土砂の移動距離が長い現象が見られたが、幸いにも人的被害は生じていない。

そこで、地震発生後の4月10-11日にかけて中野屋地区と尺ヶ池地区に発生した崩壊の現地調査を実施し、崩壊諸元、周辺の地形･地質状況の確認(**図-3.2.8**に調査地の断面図を示す)と崩壊部及び堆積部の試料採取を行った。ここでは、既往の研究結果と比較しながら、発生した崩壊土砂の移動現象の特徴を考察する。

1) 地震時の土石流発生(土塊の流動化)に係わる地形･地質条件についての考察

石川[26)]は、地震による土石流の発生に関わる地形･地質条件として「流下比(崩壊土砂の流下･堆積部距離(流下長：l)／崩壊部の比高(H))」(**図-3.2.9**)を指標にし、崩壊土砂を撹乱の大きいグループ(流下比7.5以上：土石流化)と小さいグループ(流下比3.5以下：非土石流化)に分けられることと、流下比が斜面崩壊部下流の勾配(i_d)と強い相関関係にあり、i_d＝0.15(約9度)以上の場合に流下比が7以上となって土石流化していることを示している(**図-3.2.10**)。また、斜面横断形状が谷地形の場合にはそれ以外に比べて流動化しやすいことも報告している。

中野屋地区及び尺ヶ池地区の斜面崩壊現象の諸元の一覧は**表-3.2.2**のとおりである。流下比はそれぞれ4.17と4.86となり、石川の区分の中間程度の値になるが、現地調査時の崩壊土砂の状態(**写真-3.2.7、3.2.8**)からは撹乱の大きいグループに分けられるといえる。次に、流下比と斜面崩壊部下流の勾配の関係を見ると、中野屋地区(尺ヶ池地区はi_dの計測不能)ではi_d＝0.15以上であり、土石流化の条件を満たしている。また、両地点とも崩壊発生箇所の横断形は谷地形を呈している点でも土石流化の条件を満たしている。

2) 土塊の流動化に係わる土質条件についての考察

一方、臼杵ら[27)]は移動距離の長い地すべりの実態を検討するにあたって、その定義として移動係数(Tr＝l(地すべりの移動距離)／L(地すべりの長さ))を導入し、その特徴を

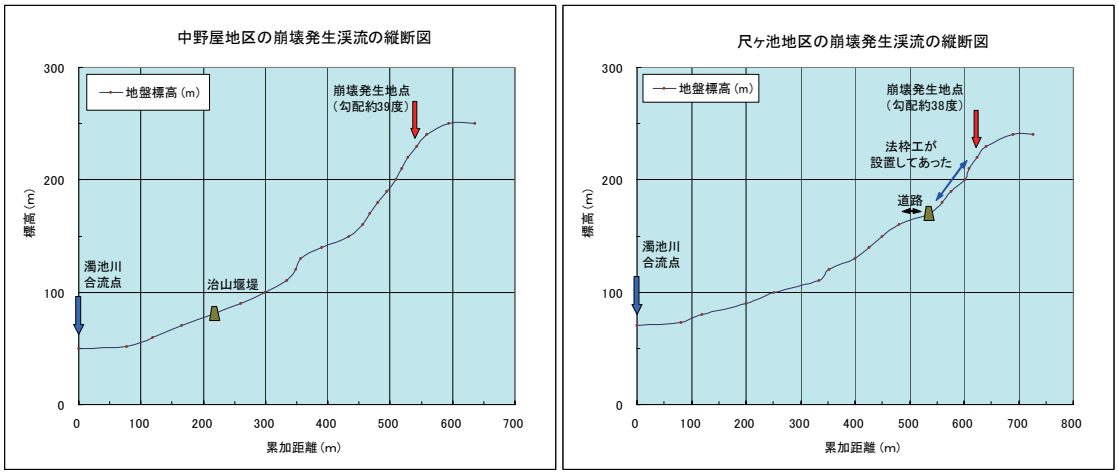


図-3.2.8 中野屋地区及び尺ヶ池地区の斜面縦断図（S=1/2.5万 地形図より計測）

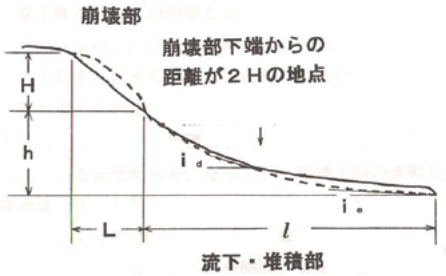


図-3.2.9 崩壊地の諸元（模式図）[26)]

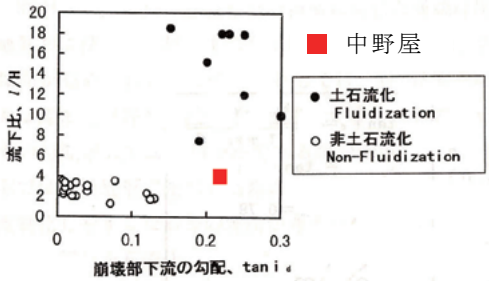


図-3.2.10 崩壊地下流の勾配と流下比（石川[26)]に加筆）

表-3.2.2 能登半島地震における斜面崩壊現象の諸元

地区名	斜面形状		斜面崩壊部				崩土流下堆積部			2H地点	停止箇所	堆積	備　考
	縦断形	横断形	水平長 L（m）	最大幅 W（m）	比高 H（m）	平均勾配 H／L	流下比高 h（m）	流下長 l（m）	流下比 l／H	の勾配 id (tan)	の勾配 ie (tan)	土砂の状態	
中野屋	上昇	谷	60	50	60	1.00	90	250	4.17	0.42	0.22	撹乱	土石流化，治山堰堤で停止
尺ヶ池	上昇	谷	25	45	35	1.40	40	170	4.86	—	0.09	撹乱	2H地点到達前に地形形状により停止

解析している。移動係数の値によって地すべり土塊の運動形態を、完全流動（Tr≧0.5）、不完全流動（0.3≦Tr＜0.9）、ほとんど土塊の撹乱されない移動（Tr＜0.3）に分類できるとしている。また、この分類法を新潟県中越地震で発生した地すべりに適用して土質試験結果（液性限界：w_L）との関連についても考察し、移動係数Tr＝1.0を境にして、完全流動の場合にw_L≦70（50≦w_L≦70）、不完全流動の場合w_L＞70に区分できるとしている。さらに、砂質分の含有率の差が流動形態や移動係数に影響を及ぼしていると推定している[28)]。

表-3.2.3 中野屋地区及び尺ヶ池地区の崩壊地の土質試験結果

地区名		中野屋（崩壊地）	中野屋（堆積地）	尺ヶ池（崩壊地）
粒度	砂分 %	45.5	39.7	51.1
	シルト分 %	37.4	41.5	35.4
	粘土分 %	17.1	18.8	13.5
液性限界	w_L %	61.8	63.3	59.9
塑性限界	w_P %	30.5	24.4	32.4
塑性指数	I_P	31.3	38.9	27.5

中野屋地区及び尺ヶ池地区の崩壊地の地すべり長さと移動距離の関係を**図-3.2.11**に示す(計測値は**表-3.2.2**参照)。両崩壊地の移動係数とも完全流動の領域にある。次に、崩壊地点の土質試験結果を**表-3.2.3**に示す。両崩壊地の液性限界とも70以下であり、移動係数との関係では完全流動の領域にある(**図-3.2.12**)。また、両試料とも砂分を40～50%程度含むことから完全流動する可能性が高い土質材料であることも推定される。これらの結果は、現地の土砂移動実態(**写真-3.2.7、3.2.8**)とも合致する結果といえる。

以上のように、本地区で地震により発生した崩壊については、地形･地質条件及び土質条件としての素因が備わっていたこと、また、地震発生日以前には27mmの降雨(気象庁：アメダス「門前」観測所22日14mm/日、24日13mm/日)があったこと等がその流動化要因として考えられた。

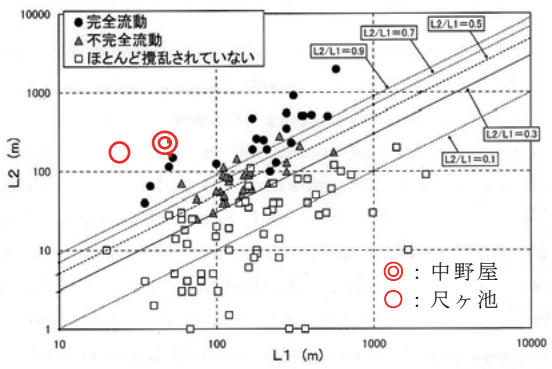


図-3.2.11 中野屋地区及び尺ヶ池地区の崩壊地の長さと移動距離の関係(臼杵ら[27]に加筆)

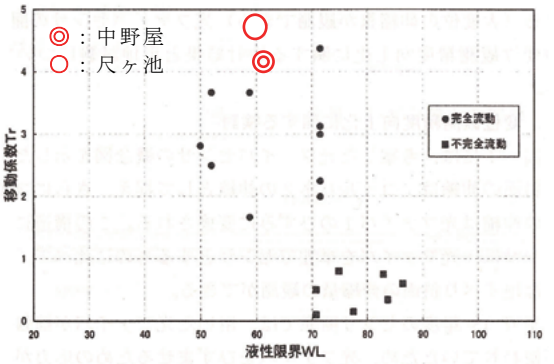


図-3.2.12 中野屋地区及び尺ヶ池地区の崩壊地の移動係数と液性限界の関係(臼杵ら[28]に加筆)

3.2.4 判別式による危険度評価

能登半島地震によって発生した斜面崩壊について、斜面勾配、斜面の平均曲率、地震動の最大加速度を説明変数とし、斜面崩壊の相対的な発生危険度を斜面ごとに判定する手法を用いて再現を行った。方法の詳細については文献[29]のとおりである。

入力した各パラメータは、独立行政法人防災科学技術研究所のHi-Netシステムにおける解析結果[30]を参考に以下のとおり設定した。

加速度計算：断層パラメータを考慮する（福島(2002)[31]の方法で計算）
震央：緯度37.22°、経度136.685°
震源深さ：11km
モーメントマグニチュード（Mw）：6.5（マグニチュードは6.9）
断層の西端座標：緯度37.19°、経度136.48°
断層の東端座標：緯度37.34°、経度136.78°
計算メッシュサイズ：10m

計算では、数値地理情報（ＤＥＭ）は国土地理院の数値地図50mメッシュ（標高）を10mメッシュに構築したものを用いている。なお、計算で用いる加速度については、実際の加速度計測値の分布[32]や、墓石の倒壊調査の結果[33]と比較した場合、破壊伝播効果を見込むと推定加速度が断層方向に同値となり実態と合わないと考えられたため、破壊伝播効果は考慮しない方法とした。計算値と崩壊位置を重ねた結果を**図-3.2.13**に示す。判別得点は寒色～暖色が負～正への変化を表し、傾斜が10°以下のメッシュは計算を行ってい

ないため、図では白色で表示している。

実際の崩壊分布と比較すると、全体的な傾向としては判別得点の低い箇所ではほとんど崩壊がなく、大部分の崩壊が判別得点の高い範囲で発生しており、地震で発生する斜面崩壊の相対的な危険度評価手法として有効な方法であることが確認された。細部でみると、震央に近い部分で判別得点の低い箇所で中規模な崩壊が発生していることや、門前から輪島までの海岸と内陸部の崩壊が少ない範囲で判別得点が高い部分など、一部で実態とあわない範囲もみられるが、今後は実際に崩壊が発生した位置およびその周辺のメッシュにおける判別得点の傾向について調査を行って再現性を高める予定である。

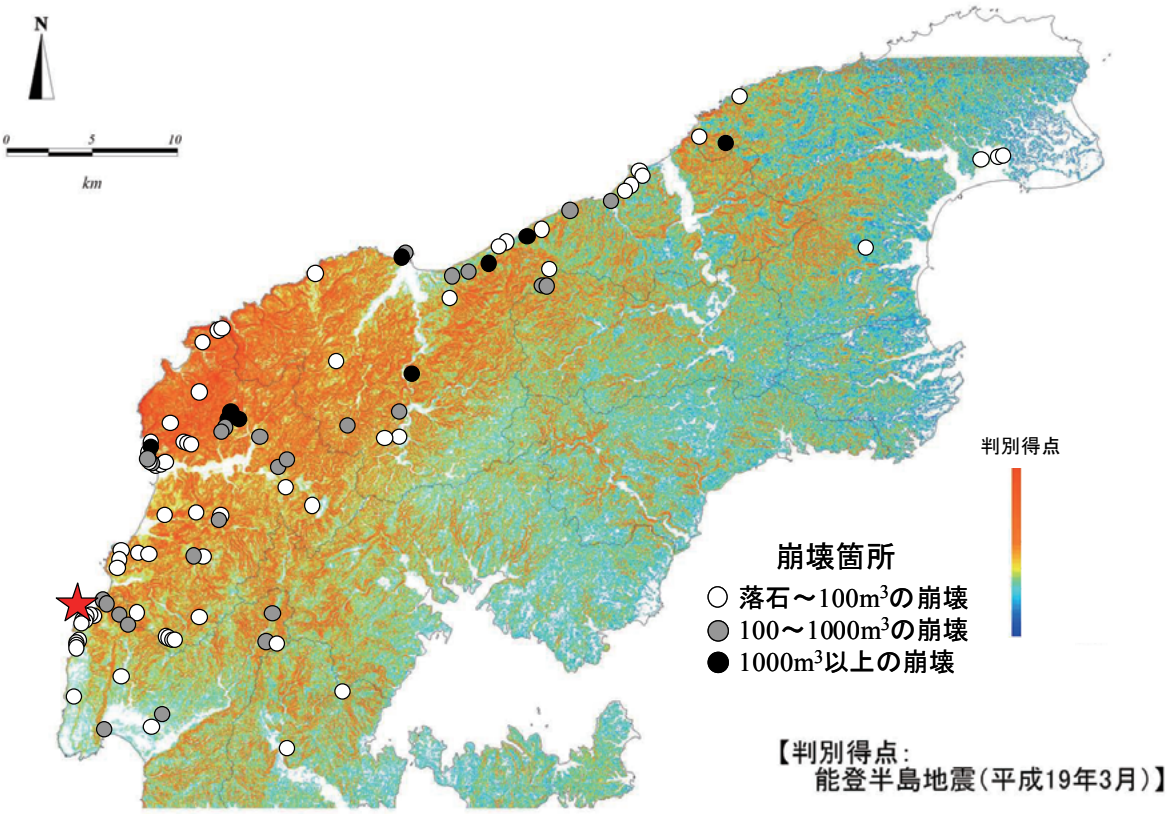


図-3.2.13 地形（勾配・曲率）と地震加速度による崩壊の危険度

3.2.5 急傾斜地崩壊対策施設等の被害

能登半島地震によって土砂災害防止施設は14箇所で被災し、そのうち急傾斜地崩壊対策施設は７箇所で被災した（国土交通省砂防部調べ）。これらの分布を**図-3.2.14**に示す。急傾斜地崩壊対策施設の被害は多くが輪島市門前町（旧門前町市街地周辺）で発生している。

急傾斜地崩壊対策施設の被災の状況は、重力式擁壁のクラック、土留め擁

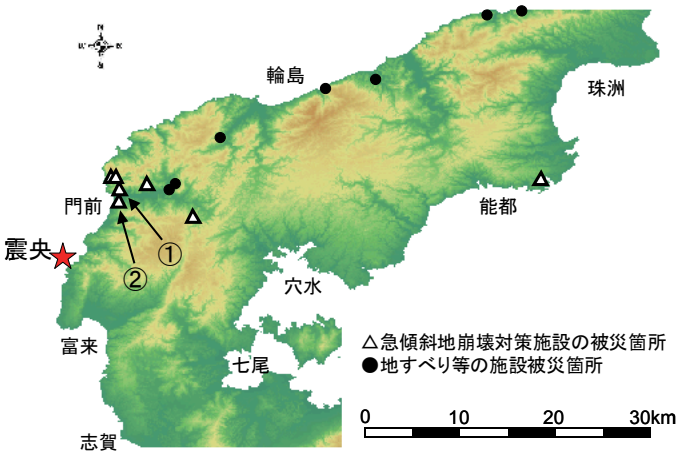


図-3.2.14 能登半島地震における急傾斜地崩壊施設等の被害

壁の変位、のり枠の亀裂やずれ、アンカーの破断や、モルタル吹付の損傷（能都町の事例）などであった。

急傾斜地崩壊対策施設が被災したのは能都町の事例を除き震度６強の範囲であるが、斜面変動を伴って被災した施設のうち、**図-3.2.14**の①に示す輪島市門前町鹿磯(かいそ)地区および②の黒島地区の施設被害について調査を行った結果[5、6]をもとに以下に示す。

(1) 輪島市門前町鹿磯地区の施設被害

当地区は急傾斜崩壊防止区域であり（**図-3.2.15**）、高台にある神社下方の南東側斜面（図のA）にはのり枠工、アンカー工（のり枠内部にはコンクリートが充填されている）が、南西側斜面（B）ではのり枠工、擁壁工が施工されている。地震によっていずれの斜面においても変状が発生したため、調査時点では監視用の伸縮計が設置され、斜面上部は雨水浸透防止のシートで覆われている状況であった（**写真-3.2.9**）。

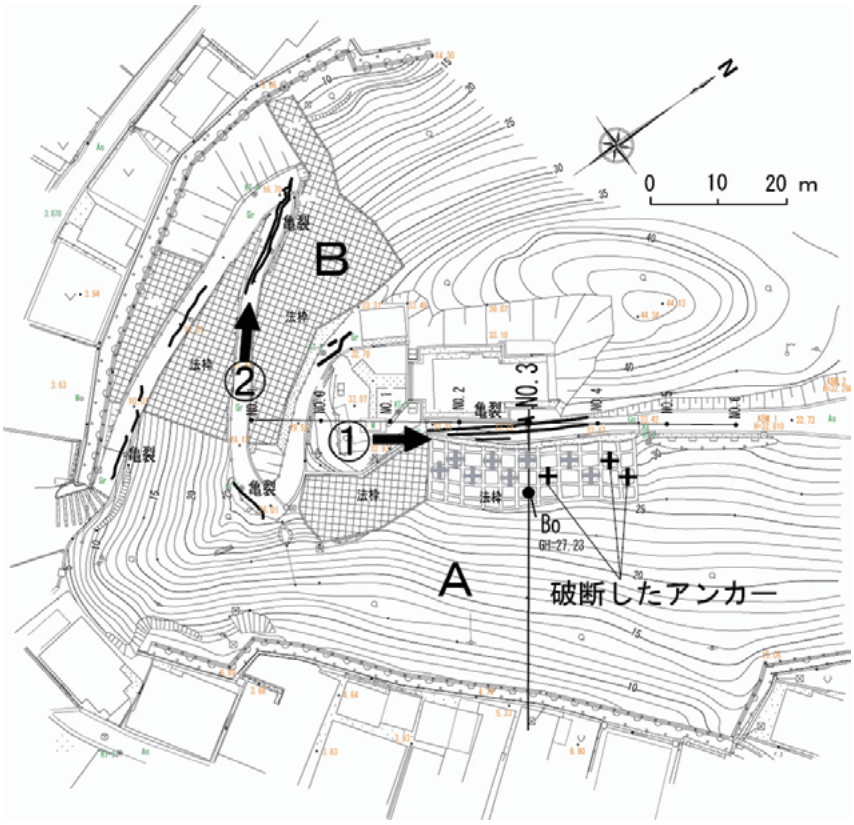


図-3.2.15 輪島市門前町鹿磯　施設配置と被災状況（石川県資料を一部加筆修正）

南東側斜面では、地すべりによって斜面上部の平坦地に最大約１ｍの段差を伴う複数の亀裂が発生し、法枠工全体が下方に変位して施工済みのアンカー工のうち３本が破断した。現地調査による亀裂および変位の状況から、すべりの規模は幅約30ｍ、長さ約40ｍ、深さ約５ｍ程度と想定された。

調査後に石川県が実施したボーリング調査（No.３測線上の標高27.2ｍ地点）によると、地質は上

写真-3.2.9 輪島市門前町鹿磯における施設の被災状況（南東側斜面）　**図-3.2.15**の①の方向から撮影（矢印が破断したアンカー）

位より地表下５ｍ程度までは表土および砂質の崖錐堆積物であり、その下位に粘土混じりで砂状の強風化礫岩、中程度の風化礫岩が順に約１ｍ、2.5ｍの厚さで分布し、その下位は弱風化の礫岩であった（**図-3.2.16**）。すべり面は強風化礫岩と中程度の風化礫岩の境界付近であり地表下６ｍ付近に存在していた。

西側の斜面では法枠工と擁壁工が施工されていたが、法枠工が下方に変位し、のり枠工下端にある擁壁工は斜面の下方側に押し出しが生じていた（**写真-3.2.10**）。斜面上部の平坦地にも亀裂は存在しているが延長は南東斜面側に比較して短く、その段差は小さい。亀裂は斜面上にある未舗装の道路上にも多数発生しており、南東側斜面に比較して浅い表層付近の土塊が移動したものと考えられる。

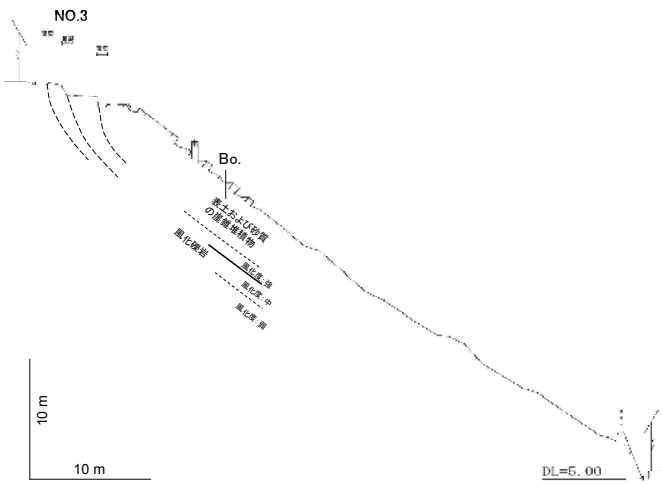


図-3.2.16 測線 NO.3 の横断図
（石川県資料を一部加筆修正）

写真-3.2.10 輪島市門前町鹿磯地区の被災状況（南西側斜面）　**図-3.2.15**の②の方向から撮影

(2) 輪島市門前町黒島地区の施設被害

当地区も急傾斜地崩壊防止区域であり、斜面上部には寺院が位置している。高台にある寺院下方の東側斜面には上部にのり枠工、下部に枠組の土留擁壁工が施工されている。地震によって斜面に変状が発生したため、調査時点では監視用の伸縮計が設置され、斜面上部は雨水浸透防止のシートで覆われている状況であった。

この斜面の上部の平坦地では、最大で約70cmの段差を伴う亀裂が発生した（**写真-3.2.11**）。斜面上ののり枠工は約40cm程度下方へ変位しており（**写真-3.2.12**）、法尻に設置されている枠組の土留擁壁工は、天端付近が押し出されてはらみだしが生じ、擁壁工上部の落石防護柵が後方の斜面側に転倒していた（**写真-3.2.13**）。

写真-3.2.11 輪島市門前町黒島地区の被災状況（斜面上部の平坦地）

移動した土塊の幅は全体で約60ｍ程度であったが、斜面の上下部の被害状況から、主

に表層部分が移動したものと想定され、開口亀裂や露出している地盤の土質は砂質土であり、表層部を構成していると考えられる。

写真-3.2.12 のり枠工の変位（約 40cm）

写真-3.2.13 枠組擁壁工と落石防護柵の被災状況（のり枠工はこの上部に設置されている）

(3) その他

当地は豪雪地帯に指定されているが、アメダス珠洲、輪島、七尾における過去の最大積雪深が１ｍ前後であるためか、調査範囲では雪崩対策施設はみあたらなかった。新潟県中越地震では多数の雪崩予防工が地震によって被災したが[34)]、能登半島地震では確認されなかった。

3.3 地すべり等

3.3.1 概要

能登半島地震による地すべり被害は、石川県９箇所、富山県１箇所の合計10箇所で発生した（5月14日現在、国土交通省調べ）。本章では、地震により発生した地すべりもしくは岩盤崩落のうち代表的な事例を取り上げ、調査（**図-3.3.1**の数字の位置が調査箇所、地すべり危険箇所は参考文献35）を参照)によって明らかになった特性とその後の対応状況等について報告する。

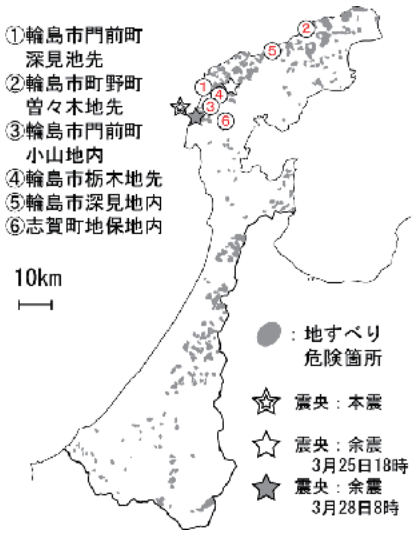


図-3.3.1 震央と地すべりの分布状況 [35)]

3.3.2 輪島市門前町深見地先で発生した地すべり

(1) 地すべりの概要

市道道下深見線の斜面上部において、長さ約70m、幅約80mの地すべりが発生した。市道より比高差約50mの位置を地すべり末端部とするものであり、移動土塊の一部は斜面下部の道路を閉塞したが、移動土塊の大部分は斜面上部に残存していた。斜面上部に残存した不安定土塊は約6,000m^{3}と推定された。本地すべり地の地質はボーリング調査の結果、礫岩を主体とし、最大厚さ約３mの砂岩層を数層挟んでいた。また地質構造は緩い流れ盤構造を呈していた。地すべり発生前の状況を**写真-3.3.1**に、地すべり発生後の状況を**写真-3.3.2**に示す。

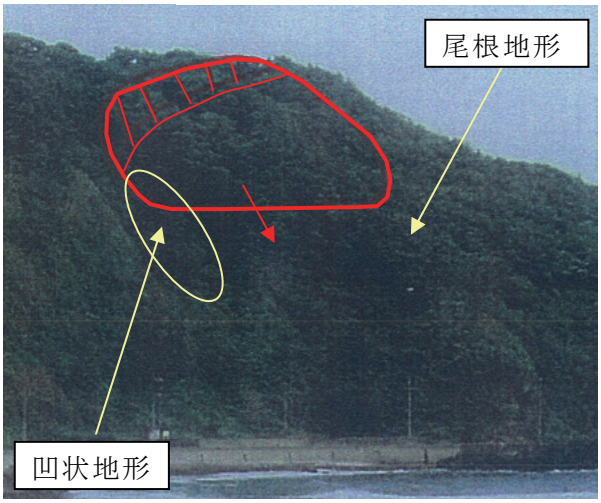


写真-3.3.1 地すべり発生前の斜面の状況
（写真提供：輪島市）

写真-3.3.2 地すべり発生後の斜面の状況
（写真提供：輪島市）

地すべり頭部には最大高さ約20mの滑落崖が形成され、これと平行して陥没帯が形成されていた。本地すべりの発生により、斜面上部からの落石・小崩壊が発生しており、また地すべり末端部には土塊の押し出しに伴う亀裂が確認でき、地すべり末端部の崩落の可能性も懸念された。

地すべりにより閉塞した市道はその先にある深見集落へ繋がる唯一の幹線道路であり、応急的に設置された迂回路も路肩の欠損や山側斜面からの落石等により危険な状態が継続したため、早急な恒久対策を実施し、通行の確保を図る必要があった。

(2) 地すべりの変動状況

市道の管理者である輪島市は、不安定土

塊の変位量を計測するために地盤伸縮計９基を設置し観測を行った。その結果、滑落崖を挟む形で地すべり頭部に設置した地点では、最大時間変位量２mm、累計600mmを超える地盤変位を記録した。また、余震や降雨に伴い変位量が増える傾向が認められた。

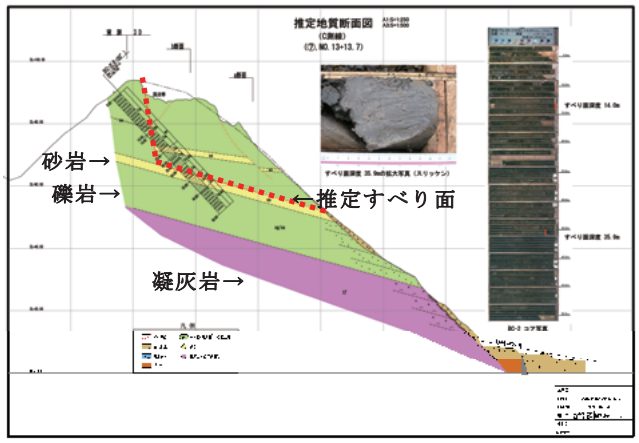


図-3.3.2 地質と推定すべり面 [36)]

(3) 活動機構について

地すべり発生前の地形（**写真-3.3.1**参照）は、斜面に向かって地すべりブロック右側が尾根、左側は凹状の地形を呈していた。地震により地すべりは地層の傾斜方向に滑動し、これに直交するように滑落崖が形成されたが、右側の尾根により変位が抑制されたため凹状地形の方向へ変位が累積した。このため、地すべりブロックの左側で変位が大きく高い滑落崖が形成されたのに対して、右側では尾根地形に規制されて変位が小さく滑落崖も低くなったものと考えられる。

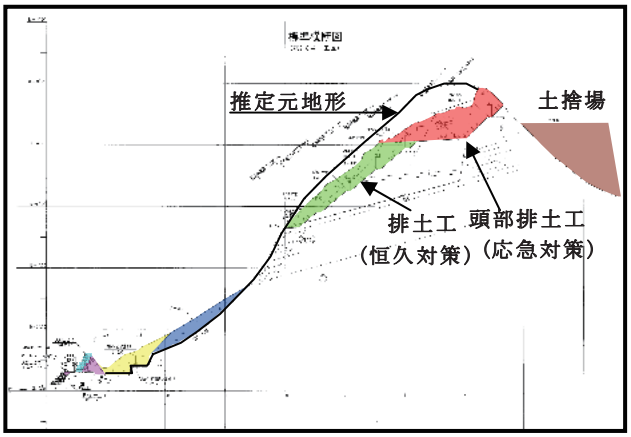


図-3.3.3 対策工断面図 [36)]

ボーリングコア観察の結果、礫岩と砂岩の岩層境界に条線を伴う面が確認された。これより上盤側は全般に風化が顕著であること、またパイプ歪計による観測結果とも調和的であることから、この位置をすべり面と想定することが妥当と判断された（**図-3.3.2**参照）。

(4) 対策工について

応急対策工は、地すべり変動を一時的に沈静化させ、早期に恒久対策工に移行できるよう、頭部排土工が選択された。また、恒久対策工は、応急対策工に引き続いて施工の段取り替えを要さず工期的に有利となる排土工が選択され、法面緑化工、待ち受け擁壁工と併せて施工が実施された。これら対策工の断面図を**図-3.3.3**に示す。なお、市道は11月25日に、片側交互通行ではあるが時間制限なしの供用が図られたところである。

3.3.3 輪島市町野町曽々木地先で発生した岩盤崩落について

(1) 概要

輪島市町野町曽々木地先の国道249号において、高さ約10m、幅約30m、厚さ数mの岩盤が約50mの高さの斜面から崩落し、八世乃洞門に被害を与えた。現象等に関する調査結果については**7.3.3**に詳述するので、ここでは土木研究所が開発した新しい斜面遠隔計測手法（RE・MO・TE 2：リモートツー）を活用して崩落後に残った不安定岩盤の変位量計測を行った結果について記載する。

(2) RE・MO・TE 2について

本手法は、クロスボー（洋弓）の矢の先端に、独自に開発した反射材入りペイントカプセルを装着し、対象斜面に対して発射することにより、斜面表面に標的となる反射材を精度よく付着させ、この標的をトータルステーションにより計測することで、危険な斜面に立ち入ることなく変位量を計測する技術である。本手法の詳細については、「地すべり地末端の崩落斜面における地盤変位の計測手法マニュアル」（土木研究所資料第4072号）[37]を参照されたい。

写真-3.3.3 対象斜面(岩盤)の状況

写真-3.3.4 RE・MO・TE 2により標的を設置

(3) 設置および観測の結果

9月4日に標的を計11ポイントに設置し、翌5日に初期値を確定させるための計測を実施した（**写真-3.3.3**、**写真-3.3.4**参照）。その後10月11日（2回目）、及び11月13日（3回目）に計測を行い、それぞれ初期値との差分により変位量を算出した。トータルステーションを観測の度に現地へ持ち込んで計測したため、整準誤差と視準誤差が大きくなりやすい観測条件であった。

この結果、設置当初から誤差が大きくなると想定していた①防護ネットの背面に設置された標的、②機械点との交角が大きい点すなわち機械点の方向を向いていない面に設置された標的の2測点を除き、不安定岩盤はほとんど変位していないと判断される観測結果が得られた。

災害発生直後の応急緊急対策で求められる観測条件は、トータルステーションを定点に固定した状態での連続計測であるため、上記の誤差を小さく抑えることが可能であり、より正確に岩盤の挙動を捉えられると考えられる。なお、本技術は現在精度等の検証中であり、今後これら計測結果について分析を加え、計測手法や分析手法等について検討を行う予定である。

3.3.4 輪島市門前町小山地先坂尻地すべりの変状

(1)地すべりの概要

写真-3.3.5には坂尻地すべりの全景を、**図-3.3.4**にはAブロックの平面図をそれぞれ示した。坂尻地すべりは輪島市門前町小山地内に位置し、国土交通省所管の地すべり防止区域となっている。また、本地すべりは標高100～200m、西向き斜面

写真-3.3.5 坂尻地すべり全景

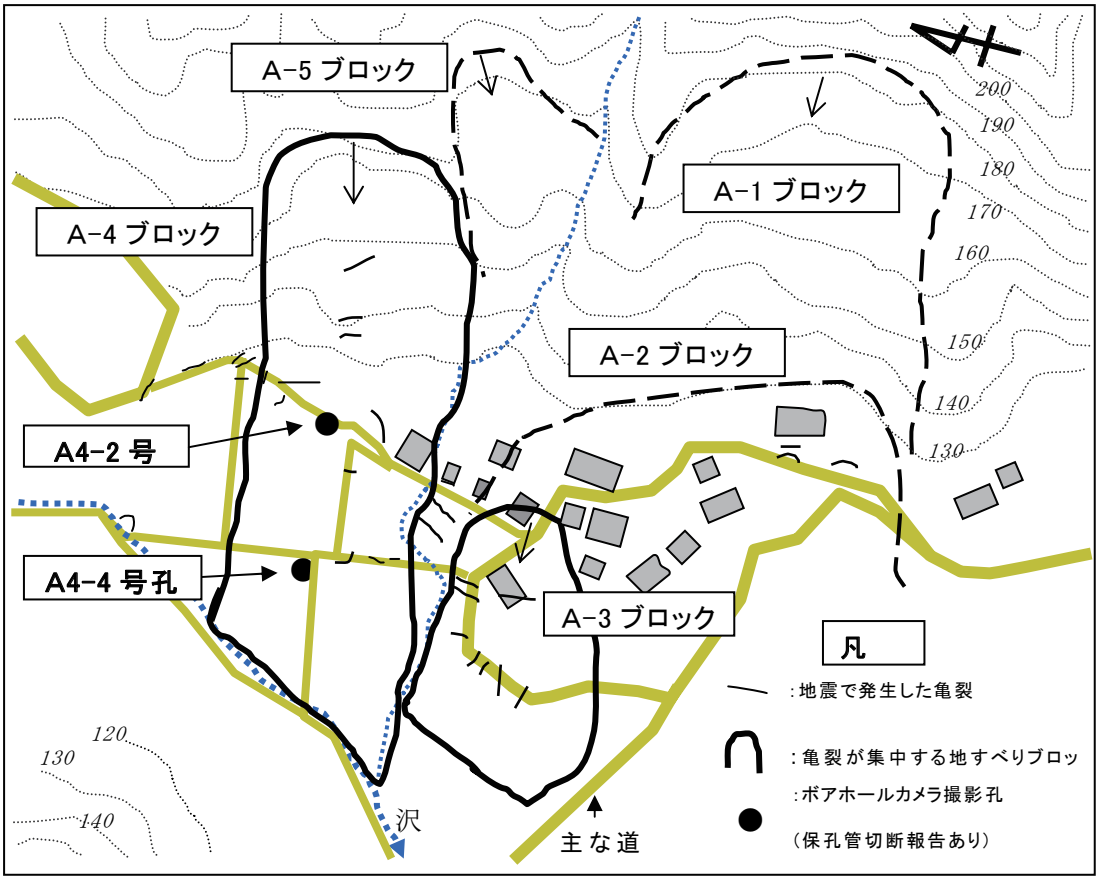


図-3.3.4 平面図（石川県提供、一部加筆修正）

に位置し、斜面下端には南川が北流する。下部斜面は勾配が約 10° の緩斜面で水田として利用され、斜面上部は勾配約 25° の山林となっている。また、地すべりブロックは北側のＡブロックと南側のＢブロックに大別され、地下水排除工による地すべり防止工事がＡブロックを中心に実施されている。

図-3.3.5 は、Ａ－４ブロックの主測線縦断面図を示したものである。基岩の地質は新第三紀中新統の砂岩および安山岩であり、移動層は風化岩で構成されている。

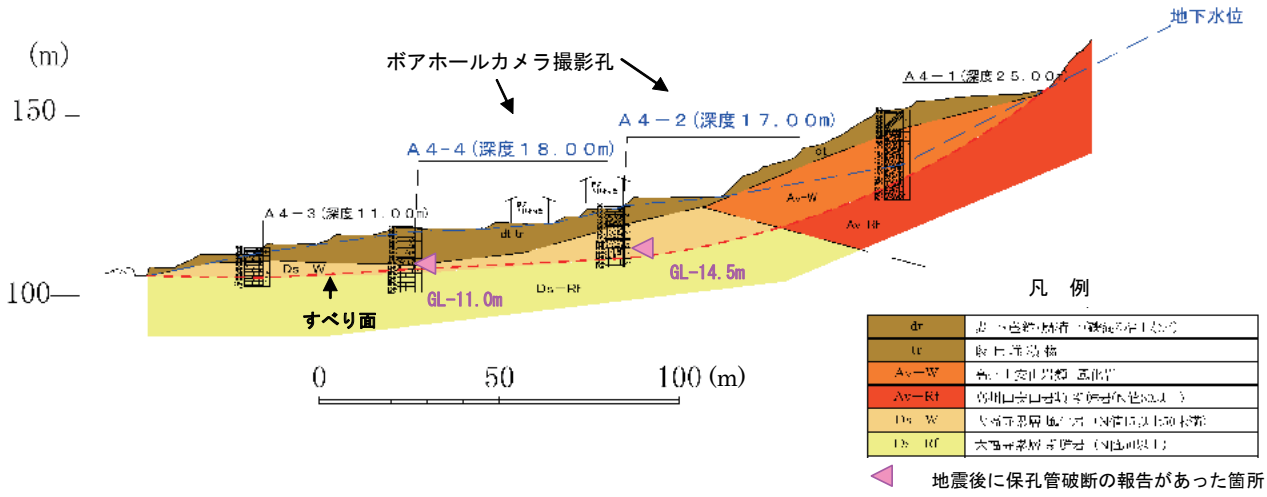


図-3.3.5 Ａ－４ブロック主測線縦断面図（石川県提供、一部加筆修正）

(2) 地すべりの変状状況

写真-3.3.6～写真-3.3.8 には、地すべり斜面の変状状況を示した。地すべり斜面北側のブロック（A-3、A-4 ブロック）周辺の家屋、水田、農道等には、開口性の亀裂が確認された。また、隣接する南側の A-1、A-2 ブロック及び、B ブロック周辺に発生した開口亀裂では擁壁の一部が壊れている箇所が認められたものの、地震前に生じたものと推定された。

写真-3.3.6 家屋周辺の開口亀裂

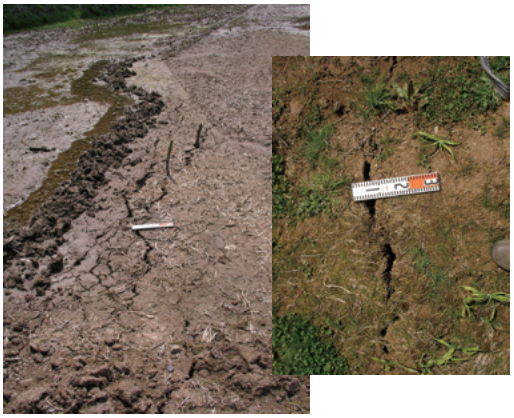


写真-3.3.7 A-4 ブロック内の水田に連続する亀裂

写真-3.3.8 北側ブロック頭部付近の農道に発生した開口亀裂

(3) ボアホールカメラによるボーリング孔内の変状の観察

本地すべりでは、A-4 ブロックの一部のボーリング孔において、地震によりすべり面付近で破断（孔内傾斜計の挿入不能）が生じたとの報告があった。そこで、このことを確認するため、ボーリング孔内の状況を直接確認できるボアホールカメラを用いて孔内を観察した。

写真-3.3.9 にはボアホールカメラと作業状況を、**表-3.3.1** には観察結果を、**写真-3.3.10**、**写真-3.3.11** にはボーリング孔内（孔内傾斜計ガイドパイプ内）の状況をそれぞれ示した。ボアホールカメラによるガイドパイプ内の観察では、孔内傾斜計が挿入不能と報告された深度でガイド管の局所的な破断・曲がりは確認されず、カメラ本体を孔底まで挿入できた（**写真-3.3.10**）。

このことから、A-4 ブロックが地震時にすべり面付近で大きく変位した可能性は低いと考えられるが、孔内傾斜計の観測結果では挿入不能とされた深度より浅い部分でも全体的に変動が出ていることから、地震によりすべり面以浅でゆるみが生じていると考えられる。また、地表の亀裂の分布に着目すると、その発生位置は部分的で A-4 ブロックの範囲を想定しえるものではなかった。このことからも同ブロックが地震時に滑動した可能性は低いと考えられ、ブロック内の部分的なゆるみによるものと考えられる。また、その後の孔内傾斜計の観測結果では、地震以降の変動は確認されておらず、地震時の一時的なものと推測される。

表-3.3.1 ボアホールカメラ観察結果

ボーリング孔No.	孔曲がりの報告があった深度	ボアホールカメラ調査結果
A4-2	GL-14.5m	GL-14.5m付近の孔内傾斜計ガイド管の破断は認められない。ボアホールカメラは孔底まで挿入可能
A4-4	GL-11.0m	GL-11.0m付近に孔内傾斜計ガイド管の破断は認められない。ボアホールカメラは孔底まで挿入可能

写真-3.3.9 ボアホールカメラによるボーリング孔内の変状観察

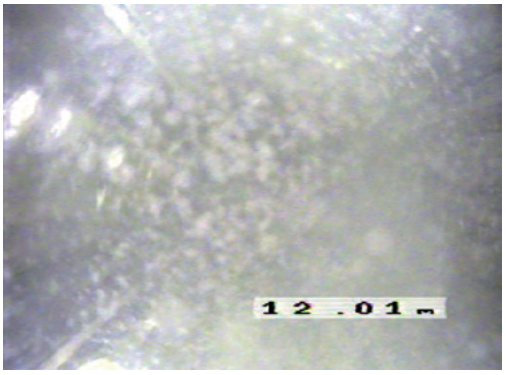


写真-3.3.10 A4-2孔内状況（孔内切断箇所なし）（深度10.5m付近,表示深度より-1.5m）

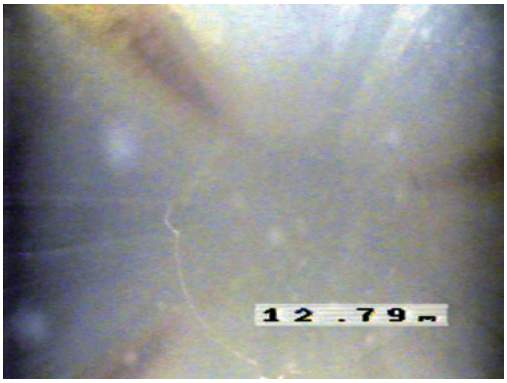


写真-3.3.11 A4-4孔内状況（孔内切断箇所なし）（深度11.0m付近,表示深度より-1.5m）

3.3.5 輪島市門前町栃木地先で発生した地すべり

栃木地すべりは、旧門前町の市街地の西方約10km にある栃木集落南端の家屋裏山の急傾斜地崩壊防止区域で発生した(**写真-3.3.12**）。

図-3.3.6 には栃木地すべりの平面図を、**図-3.3.7** には主測線縦断面図をそれぞれ示した。本地すべりは標高 80～100m の西向き斜面に位置し、斜面下端には擁壁（高さ約 5m、施工幅約 30m、重力式）が施工されている（**写真-3.3.13**）。地すべりは擁壁の上部斜面で発生しており、頭部に幅 0.5～1.0m の陥没性の亀裂が馬蹄形状に発生し（**写真-3.3.14**）、末端部（擁壁工上端）に土塊の押し出しが認められた。地すべり規模は、

写真-3.3.12 栃木地すべり全景

幅約 30m、長さ約 15m と推定される。なお、擁壁及び家屋には変状は認められなかった。

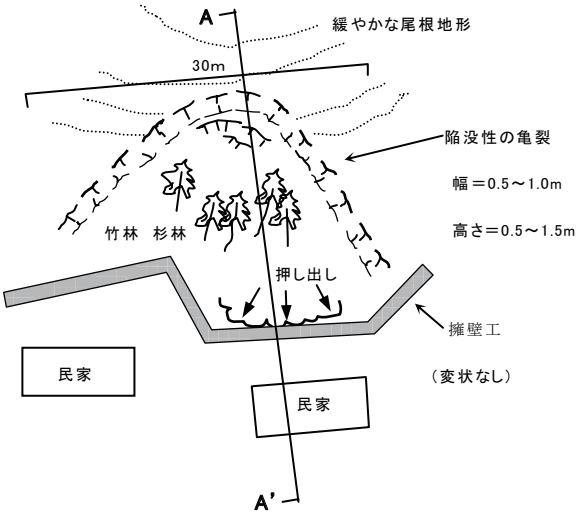


図-3.3.6 栃木地すべり平面図（模式図）

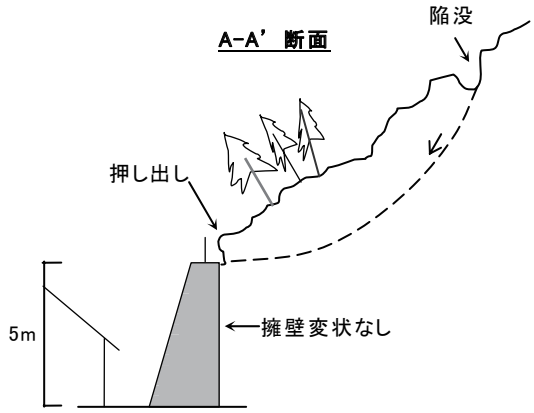


図-3.3.7 栃木地すべり断面図（模式図）

写真-3.3.13 擁壁

写真-3.3.14 地すべり頭部の陥没

3.3.6 輪島市深見地すべりで発生した崩壊

深見地すべりは、輪島市深見地内に位置する。**図-3.3.8** は、深見地すべりの模式平面図を示したものである。本地すべり地では排水トンネルの坑口斜面が幅約 20m、長さ約 30m の規模で崩壊し、坑口を埋塞した（**写真-3.3.15**）。崩壊斜面は勾配 45°の緩やかな谷地形を呈し、地すべり地外に位置する日本海に面した岩盤斜面である。崩壊した土砂は安山岩の角礫（φ0.3～1.0m）であり、工事用道路に堆積し（**写真-3.3.16**）、排水トンネルの坑口が確認できない状態になった。排水トンネルの流末（側溝 U400）では、トンネルからの排水（20～30ℓ/分）が確認され、トンネルの排水機能は維持されていると考えられた（**写真-3.3.16**）。また、地すべり地内では水路、集水

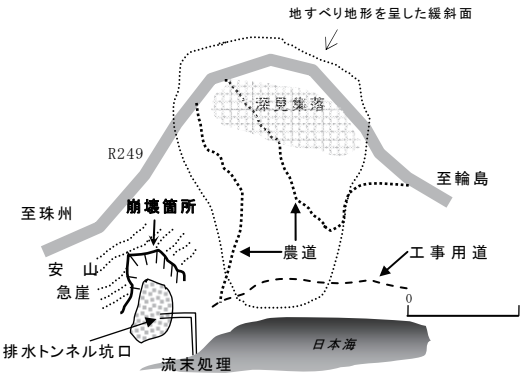


図-3.3.8 深見地すべり平面図（模式図）

井、道路、家屋等に目視できる被害は無く、地すべり本体の滑動は無かったものと推定される。

この他、石川県砂防課の調べでは、今回の地震による地すべり防止施設への被害は、この被害を除くと大きなものはなかった。

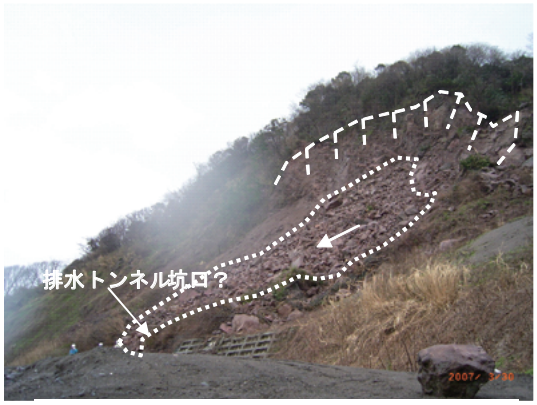


写真-3.3.15 排水トンネル抗口斜面の崩壊

写真-3.3.16 排水トンネル流末の状況

3.3.7 志賀町（旧富来町）地保地内で発生した地すべり

地保地すべりは、志賀町（旧富来町）地保地内に位置する。**図-3.3.9** には地保地すべりの模式平面図を、**図-3.3.10** には模式断面図をそれぞれ示した。本地すべりでは、富来川の右岸斜面の地すべり発生により河道が延長 15mにわたって閉塞した。斜面は勾配約 30 度の緩やかな谷地形であり、地すべりの規模は幅約 20m、長さ約 20m である。なお、移動土砂量は約 800m^3（20×20×深さ 2m）と推定される。地すべり末端は河床より約 10m 高い位置にあると推定され、移動土塊の一部が河道に流れ込んだ。したがって、地すべりの規模に対して河道閉塞規模が、比較的小さくなっている（**写真-3.3.17**）。

また、当該斜面の頭部には今回の地すべりによって形成された高さ約 3m の滑落崖があり、この縁辺には古い滑落崖が上下流方向に連続している。したがって、この斜面では地震発生前から地すべりが発生していたと考えられる（**写真-3.3.18**）。

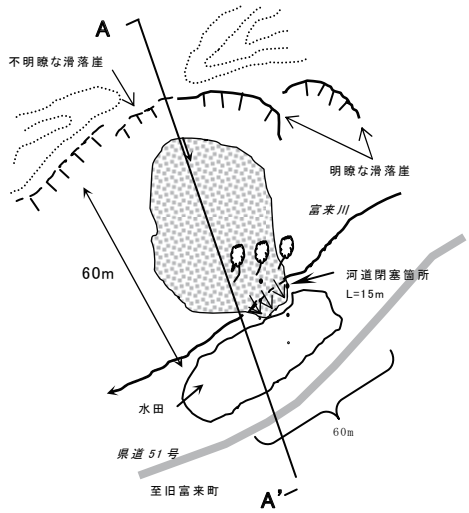


図-3.3.9 地保地すべり平面図（模式図）

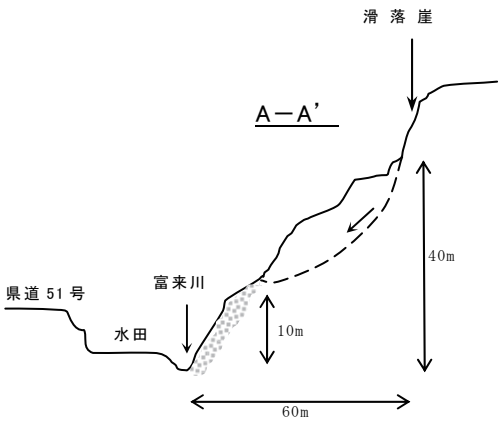


図-3.3.10 地保地すべり断面図（模式図）

写真-3.3.17 河道閉塞状況

写真-3.3.18 地保地すべりの全景

3.4 砂防えん堤の地震計データ

今回の地震において、２カ所の重力式コンクリート砂防えん堤で地震動が観測された。ここでは、それらについて検討を行い、砂防えん堤の地震応答特性を検証する。

3.4.1 概要

図-3.4.1に震源と砂防えん堤の位置関係、**表-3.4.1**に地震動記録が観測された砂防えん堤の諸元を示す。なお、この２基の砂防えん堤は今回の地震で被災していなかったことを確認している。

図-3.4.2に神田川砂防えん堤、トス谷川砂防えん堤の本震時の加速度時刻歴波形を示す。神田川砂防えん堤の地震計は堤体の天端と地盤（えん堤直下の間詰工の上）の２箇所、トス谷川砂防えん堤の地震計は堤体の天端と地盤（前庭保護工の側壁護岸の盛土上）の２箇所に設置されている。なお、神田川砂防えん堤のZ方向については欠測であった。

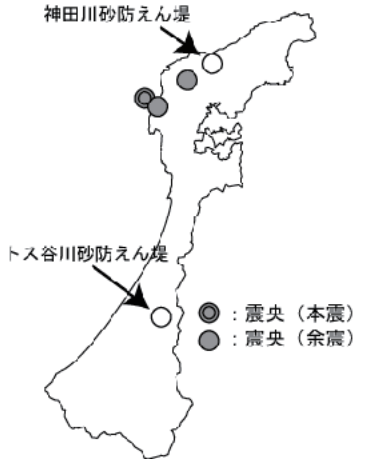


図-3.4.1 震源と砂防えん堤の位置関係

表-3.4.1 砂防えん堤の諸元

砂防えん堤名	堤高（m）	堤長（m）	本震からの震源距離（km）
神田川砂防えん堤	24	83	29
トス谷川砂防えん堤	12.5	75	79

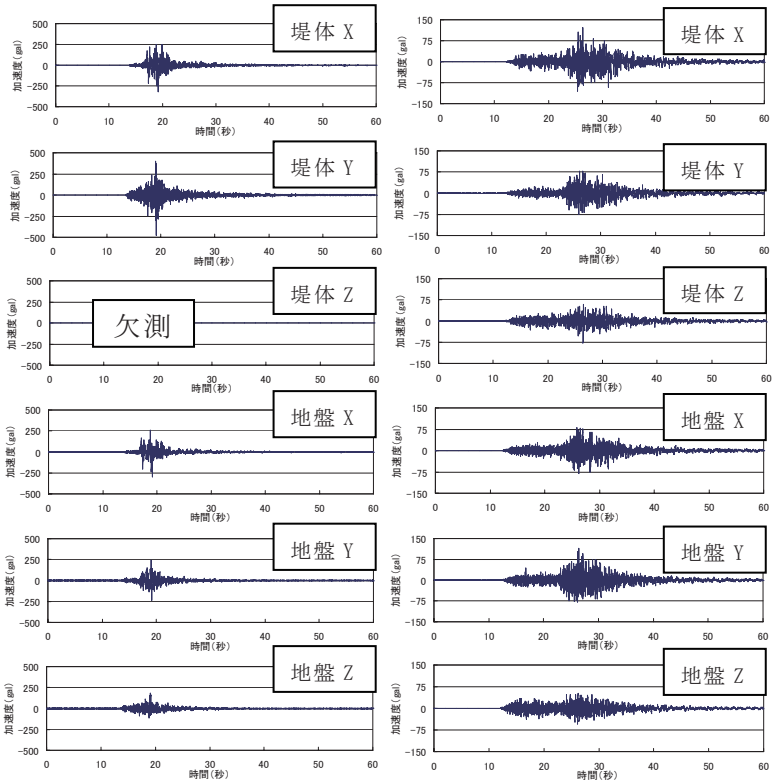


図-3.4.2 加速度時刻歴波形（左：神田川砂防えん堤、右：トス谷川砂防えん堤）

(1) 地盤の最大加速度

山間地には地震計がほとんど設置されていなかったため、地震動のデータが平野部と比較して少ない。そこで、**図-3.4.3**に独立行政法人防災科学技術研究所の強震観測網「K-net」の震源距離における水平最大加速度[38]の関係と、砂防えん堤の地盤で観測された水平最大加速度を比較したものを示す。

図より、今回の地震ではデータ数が少ないが、砂防えん堤地盤の地震計データはK-netのデータの分布域の中のやや小さい方に位置した。この傾向は今回の観測結果はこれまで検証した地震（2000年10月６日鳥取県西部地震、2001年3月24日芸予地震、2003年5月26日宮城県沖地震、2005年8月16日宮城県沖地震）[39]と同様であった。

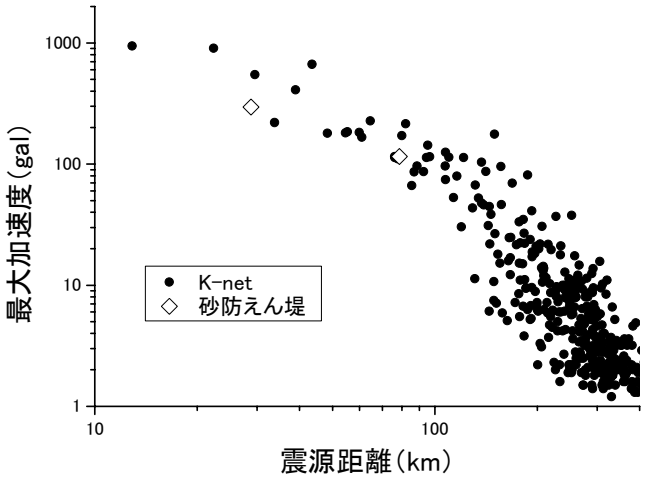


図-3.4.3 K-net と砂防えん堤の地盤で観測された水平加速度と震源距離の関係（能登半島地震）

(2) 地盤と堤体との最大加速度

砂防えん堤の堤体（天端）と地盤における加速度の関係を検討するために、**図-3.4.4**に過去に観測された砂防えん堤の地盤と堤体（天端）水平最大加速度の関係[2]に今回の地震のデータをプロットしたものを示す。神田川砂防えん堤が地盤の加速度に対して砂防えん堤の加速度がやや大きく増幅されている傾向にあるが、過去のデータと比較した結果、大きな差はないことがわかった。

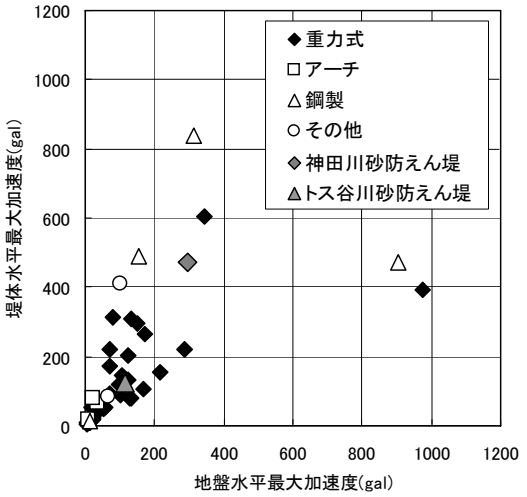


図-3.4.4 地盤と提体の水平加速度の関係

3.4.2 神田川砂防えん堤の地震応答特性

今回地震動が観測された神田川砂防えん堤の地震応答特性について考察する。

図-3.4.5に神田川砂防えん堤の地盤上下流方向の加速度応答スペクトル（減衰定数５％）を算出した。なお、比較検証として、ダムの分野で提案されている照査用応答スペクトル[40]も表示した。このスペクトルはダムの岩盤で観測されたデータをもとに提

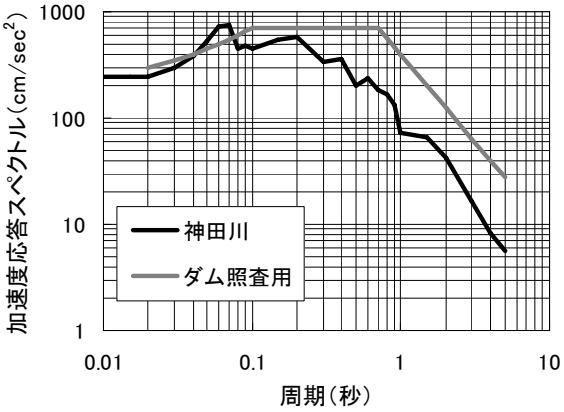


図-3.4.5 神田川砂防えん堤の地盤の応答スペクトル

案されているものであり、ダムの応答特性も加味されているものの、堅固な地盤の地震動を包括した応答スペクトルと考えられる。

これより、神田川砂防えん堤の応答スペクトルは照査用応答スペクトルと比べて長周期の領域で小さい傾向を示しており、例えば周期１秒では、神田川砂防えん堤と照査用スペクトルでは６倍程度差がある。一方、短周期の領域である0.06～0.07秒（概ね14～17Hz）では神田川砂防えん堤はダムの照査用応答スペクトルよりも1.1倍程度大きい値を示している。

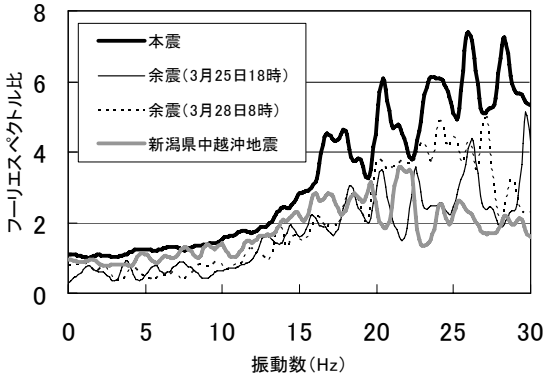


図-3.4.6 自由振動時の神田川砂防えん堤の地盤と堤体のフーリエスペクトル比

また、砂防えん堤の堤体は地震の主要動終了後、減衰を伴いながら微小な震動が継続する。この震動は堤体の固有振動数によるところが大きいため、この範囲の加速度波形を分析すれば、堤体の固有振動数をある程度把握する事ができる。ここで、本震、余震（3月25日18時11分、3月28日8時8分）ならびに７月16日の新潟県中越沖地震の地震動における、地盤の上下流方向に対する堤体（天端）の上下流方向の加速度のフーリエスペクトル比を**図-3.4.6**に示す（Personウィンドウは1.0）。これより、16-20Hz付近に１次固有振動数が確認できた。なお、この地震計の応答周波数帯域は30Hzまで一様である。自由振動状態は主要動終了後５gal以下の波形の10秒間のデータを使用した。なお、地震計の観測時間は60秒であるが、本震については60秒近くでも５gal以上の加速度が観測されているため、それらについては観測記録の最後の部分の50～60秒の10秒間のデータを用いた。

今後は砂防えん堤の詳細な応答特性について検証をする予定である。

3.5 おわりに

能登半島地震による斜面崩壊、地すべり等について調査・検討した結果を示した。また、2004 年の新潟県中越地震では、数多くの土砂災害が発生した。現在、中越地震で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、能登半島地震での経験も加えて進めて行く計画である。

参考文献

1) 砂防ボランティア全国連絡協議会：土砂災害危険個所に対する現地調査の危険度判定調査票(案)、52p、2004
2) 国土交通省砂防部記者発表資料
http://www.mlit.go.jp/river/sabo/h19dosha/noto0326/04181600saigaijyouhou.pdf
3) 気象庁：平成19年3月 地震・火山月報（防災編）、100p、2007
4) 佐藤浩：能登半島地震による輪島周辺の斜面崩壊の地形的特徴（第２報）、国土地理院ホームページ
http://cais.gsi.go.jp/Research/geoinfo/Noto_6Apr2007.pdf
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緊急調査団：平成19年能登半島地震の緊急調査速報、土木技術資料、第49巻、第６号、pp.4～11、2007
6) 林拙朗、近藤観慈、川邊洋、花岡正明、秋山一弥、沼本晋也、鈴木滋、向井啓司、福田陸寿：2007年３月25日能登半島地震による土砂災害の発生形態、砂防学会誌、第60巻、第２号、pp.51～58、2007
7) 尾張安治、駒村富士弥：新潟地震による岩船地方の山地崩壊について、新砂防、第58巻、pp.28～35、1965
8) 大村寛：伊豆半島沖地震による山崩れの特徴、新砂防、Vol.28、No.1、pp.17～26、1975
9) 安間荘：伊豆大島近海地震による急傾斜地の災害、治山、Vol.23、No.1、pp.9～19、1978
10) 釜井俊孝、野呂春文：1987年千葉県東方沖地震による上総丘陵の斜面崩壊－分布と形態についてー、応用地質、第29巻、４号、pp.1～9、1988
11) 齋藤正美、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、Vol.47、No.6、pp.28～33、1995
12) 紺野義夫：能登半島の地質、石川県発行「能登半島学術調査書」別刷、pp.1～74
13) 紺野義夫：新版・石川県地質図、石川県地質誌、石川県北陸地質研究所、1993
14) 国土地理院：平成19年(2007年)能登半島地震を起こした震源断層の姿、平成19年（2007年）能登半島地震関連ホームページ
http://cais.gsi.go.jp/Research/crust/notohanto/fault_etc.pdf
15) 田畑茂清、原義文、井上公夫：濃尾地震（1891）に起因した土砂移動の実態、砂防学会誌、第52巻第3号、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、Vol.51、No.4、pp.27～32、1998
17) 川辺洋：地震による斜面崩壊の研究（Ⅱ）崩壊特性と崩壊面積率の予測、東京大学農学部演習林報告、77、pp.91～142、1987
18) 新澤直治：今市地震による崩壊について、新砂防、第８巻、pp.7～10、1952
19) 大村寛、戸塚達哉、都築堅治：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、第32巻、第4号、pp.9～17
20) 石川芳治、綱木亮介、門間敬一、武士俊也：平成7年（1995）年兵庫県南部地震調査

報告、斜面災害および砂防施設の被害、土木研究所報告第196号、pp.349～353、1996
21) 松本舞恵、下川悦郎、地頭薗隆：1997年鹿児島県北西部地震による花崗岩斜面の崩壊の特徴、鹿児島大学農学部演習林研究報告、Vol.26、pp.9～21、1998
22) 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：平成16（2004年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告、第４編土砂災害、国土技術政策総合研究所研究報告第27号・土木研究所報告第203号、pp.39～87
23) (独)産業技術総合研究所 地質調査総合センター編：20万分の1 日本シームレス地質図データベース、2007
24) 活断層研究会編：新編 日本の活断層、303p、東京大学出版会、1991
25) (独)防災科学技術研究所ホームページ：地すべり地形分布図「穴水」
http://lsweb1.ess.bosai.go.jp/website/lsweb_jp/viewer.htm
26) 石川芳治：地震による土石流の発生に係わる地形,地質条件、砂防学会誌、Vol.51、No.5、p.35～42、1999
27) 臼杵伸浩、田中義成、水山高久：移動距離の長い地すべりの実態、砂防学会誌、Vol.57、No.5、pp.47～52、2005
28) 臼杵伸浩、田中義成、水山高久：新潟県中越地震における地滑り土塊の移動距離に関する考察、平成17年度砂防学会研究発表会概要集、pp.140～141、2005
29) 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、pp.1～91、2004
30) （独）防災科学技術研究所Hi-netホームページ、2007/3/25能登半島地震
http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/noto070325/
31) 福島美光：距離減衰式の再構築と地盤増幅のモデル化、月刊地球号外、第37巻、pp.80～89、2002
32) （独）防災科学技術研究所高感度地震観測網ホームページ、2007/03/25能登半島地震
http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/noto070325/
33) 金沢大学能登半島地震断層調査グループ：平成19年能登半島地震 墓石倒壊率調査結果、第２報、2007.4
http://earth.s.kanazawa-u.ac.jp/ishiwata/NotoTombstone.htm
34) 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成16（2004年）新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要、５．土砂災害、国土技術政策総合研究所資料、第248号、pp.31～58、2005
35) 石川県土木部砂防課：石川県土砂災害情報システムSABOアイ
http://sabo.pref.ishikawa.jp/danger.html
36) 輪島市：能登半島地震に関する報告書、2007（未発表）
37) 独立行政法人土木研究所：地すべり地末端の崩落斜面における地盤変位の計測手法マニュアル、土木研究所資料、第4072号、2007
38) （独）防災科学技術研究所強震ネットワークK-netホームページ

http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/
39) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム：砂防えん堤に設置されている地震計の観測記録（平成8年～18年）、土木研究所資料、第4071号、2007
40) 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

4．下水道施設

4.1 概　要

4.1.1 下水道の整備状況

下水道施設に被害があった石川県内では、2 流域下水道（3 処理区）及び 17 市町（52 処理区）で下水道事業が実施されており、供用中の下水道施設は、下水処理場 55 箇所、中継ポンプ場 42 箇所、管路施設（汚水）延長約 5,011 km である [1)]。

石川県能登半島における下水道管内図を**図-4.1** に示す [2)]。全ての市町で下水道事業を実施していた。なお、下水道処理区域外では、農業・漁業・林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。

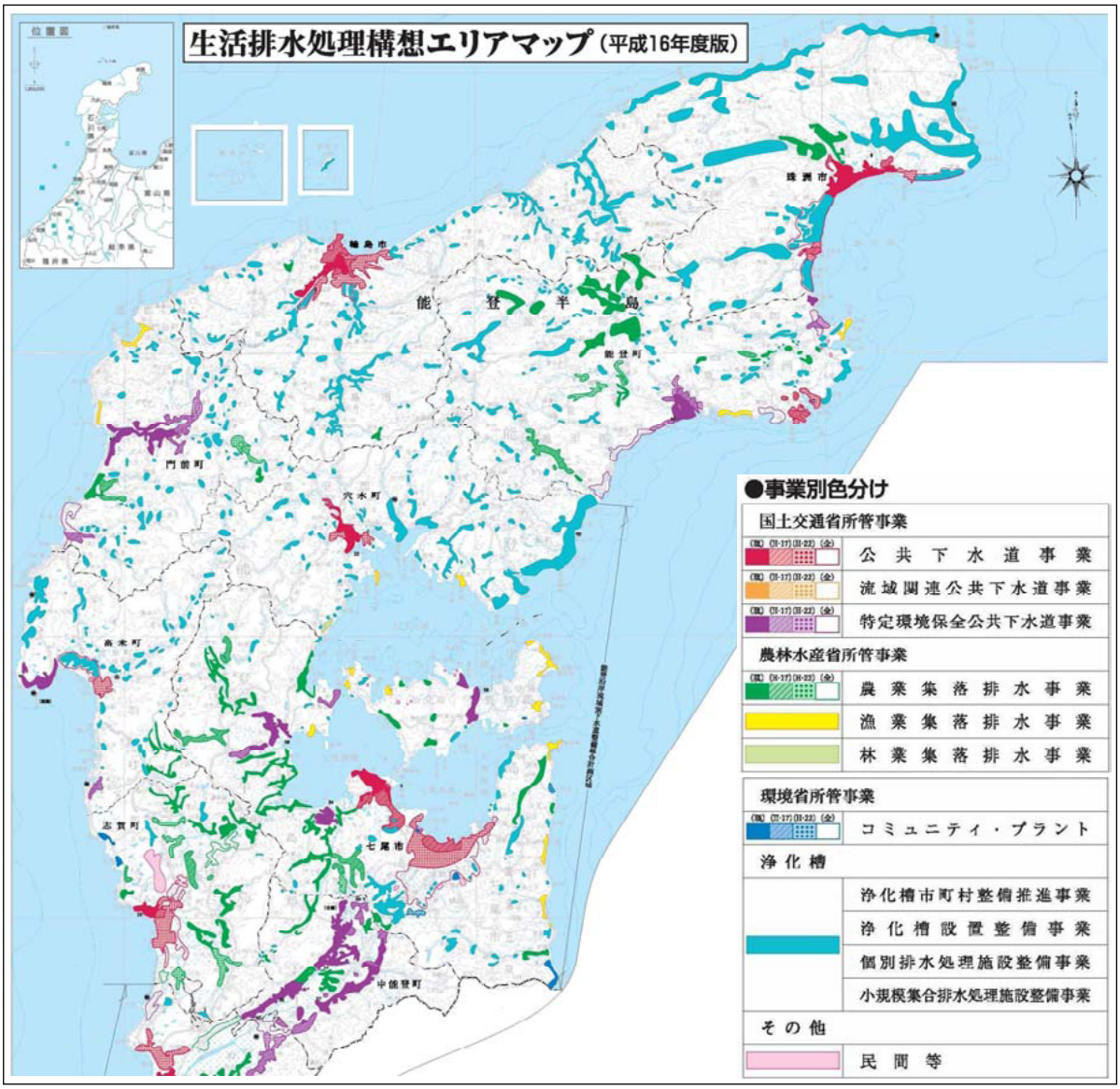


図-4.1 石川県能登半島の生活排水構想エリアマップ（平成 16 年度版）

4.1.2 管路施設の被害概要

国土交通省で取りまとめた管路施設の被害概要（平成 19 年 5 月 14 日 14 時 30 分現在）[3)]を**表-4.1** に示す。震源に近い石川県輪島市を中心に 5 市町にて、マンホールの浮き上がり、埋め戻し部の陥没などの被害が見られ、石川県内での管路のマンホール隆起は合計 108 箇所となっている。

表-4.2 は、一次調査で得られた管渠及びマンホールの被害箇所数と、災害査定により確定した被害状況を示している。輪島市の門前処理区が最も大きな被害を受けており、管路の被害率は約 20%、被災したマンホールは 222 箇所に上った。なお、下水道施設に被害のあった 6 市町分を合計すると、管路の被害率は 3.2%であった。

表-4.1 管路施設の被害概要（平成 19 年 5 月 14 日 14 時 30 分現在）

都道府県名	管理者名	施設名	被害状況等	対応状況等
石川県	七尾市	公共下水道管きょ	・管渠の変状による滞水 ・マンホール2箇所隆起 ・一部路面陥没	・流下能力に支障なし
	輪島市	公共下水道管きょ	・管渠の変状による滞水 ・マンホール106箇所隆起 ・一部路面陥没	・下水道の使用に支障なし ・応急処置が必要な箇所の仮復旧は完了
	志賀町	公共下水道管きょ	・管渠の変状による滞水 ・一部路面陥没	・流下能力に支障なし
	中能登町	公共下水道管きょ	・管渠の変状による滞水 ・一部路面陥没	・流下能力に支障なし
	穴水町	公共下水道管きょ	・管渠の変状による滞水	・流下能力に支障なし

表-4.2 管路施設の被害箇所数及び災害査定結果（平成 19 年 6 月 1 日現在）

			管渠						人孔						災害査定		
自治体	処理区	管路延長(A)	路面異常	人孔滞水	途中水没	管閉塞	本管破損	本管浸入水	人孔鉄蓋破損	人孔躯体破損	土砂汚水	管接合部	隆起沈下	その他	被災管路延長(B)	被災人孔個数	被害率(B/A)
		(km)	(箇所)	(箇所)	(箇所)	(箇所)	(箇所)	(箇所)	(箇所)	(箇所)	(箇所)	(箇所)	(箇所)	(箇所)	(km)	(箇所)	(%)
七尾市	七尾	33.5	1	3					1				1		0.1	3	0.3
	和倉	52.7	13	17									1		0.1		0.2
	田鶴浜	17.8	3	7											0.2		0.9
	中島	35.6	5	7			2			1					0.2		0.5
輪島市	輪島	80.1	多数	80			2			2			10		3.2	26	4.0
	門前	52.3	751	321	165	35	28	10	53	72	16	24	305	79	10.3	222	19.7
	剱地	6.1	5	2	0	0	0	0	2	0	0	7	6	0	0.1	2	1.8
珠洲市	珠洲	61.9	0	0	0	0	0	0	0	6	0	0	0		未申請		
志賀町	中央	37.2	4	1	2	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0.1	1	0.2
	富来	6.1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	未申請		
中能登町	南部	32.2	1	2											0.04		0.1
穴水町	穴水	35.0	20	2	0	0	0	1	0	0	0	1	2		0.1		0.4
計		450.5	804	443	167	36	32	11	56	81	17	32	325	79	14.5	254	3.2

北陸地方整備局提供

4.1.3 下水処理場・ポンプ場の被害概要

国土交通省が取りまとめた下水処理場・ポンプ場の被害概要（平成 19 年 5 月 14 日 14 時 30 分現在）[3)]を**表-4.3** に示す。石川県内 3 市の 5 下水処理場、1 ポンプ場で被害が確認されている。処理場内の一部配管の破損、施設周辺の地盤沈下などの被害が確認されたが、

いずれも通常の水処理に影響を与えるものではなかった。

表-4.3 下水処理場及びポンプ場の被害概要

都道府県名	管理者名	施設名	被害状況等	対応状況等
石川県	七尾市	中島浄化センター	・場内舗装一部陥没	・水処理は支障なし
	輪島市	門前水質管理センター	・処理水再利用場内配管破損 ・汚泥棟ダクト破損 ・脱水機ホッパー台座破損 ・場内舗装一部沈下	・水処理は支障なし
		輪島浄化センター	・脱水機ホッパーロードセル損傷	・水処理は支障なし
		剱地浄化センター	・管理汚泥棟ダクト破損 ・場内水道管破損 ・場内舗装一部沈下	・水処理は支障なし
		堀町ポンプ場	・場内舗装一部沈下	・水処理は支障なし
	珠洲市	珠洲浄化センター	・機械棟、乾燥棟ダクト破損 ・配管ピット内壁破損	・水処理は支障なし

4.2 現地調査

下水道研究部では、この地震による下水道施設の被害状況を把握することを目的に、地震発生翌日の 3 月 26 日から 29 日まで、石川県輪島市及び七尾市を中心に、北陸地方整備局および名古屋市上下水道局の緊急援助隊とともに現地調査を行った。調査の行程を**表-4.4** に示す。

表-4.4 現地調査行程

月日	自治体名	調査箇所	調査概要
3/26(月)	石川県庁 輪島市	門前町	ヒアリング(環境部水環境創造課)による情報収集 目視による被害状況調査
3/27(火)	輪島市	門前町	目視による被災状況調査
3/28(水)	輪島市	門前町、水守町	目視による被災状況調査
	七尾市	田鶴浜町、穴水町	目視による被災状況調査
3/29(木)	石川県庁	ー	ヒアリング(環境部水環境創造課)による情報収集

4.2.1 管路施設への被害

(1) 輪島市門前町

門前町は人口 7,769 人（平成 14 年、合併前)、西側に日本海を臨み、三方を山に囲まれた地区で、今回の地震では震源に近く家屋の倒壊が顕著に見られた箇所の一つである。

門前町には特定環境保全公共下水道の門前処理区（処理面積：142ha)、剱地処理区（処理面積：7ha）があり、特に門前処理区で顕著な被害が見られた。剱地処理区はより震源に近いが、管路の被害率は 1.8%に止まった。

なお、3 月 28 日にマンホール浮上または道路陥没が見られた周辺の住民に対しヒアリン

グを行ったが、下水道の使用に支障はないとのことであった。一方、輪島市下水道課は 3 月 27 日に広報無線を通じ、被害調査のため下水道の使用を控えるよう住民に呼びかけていた。

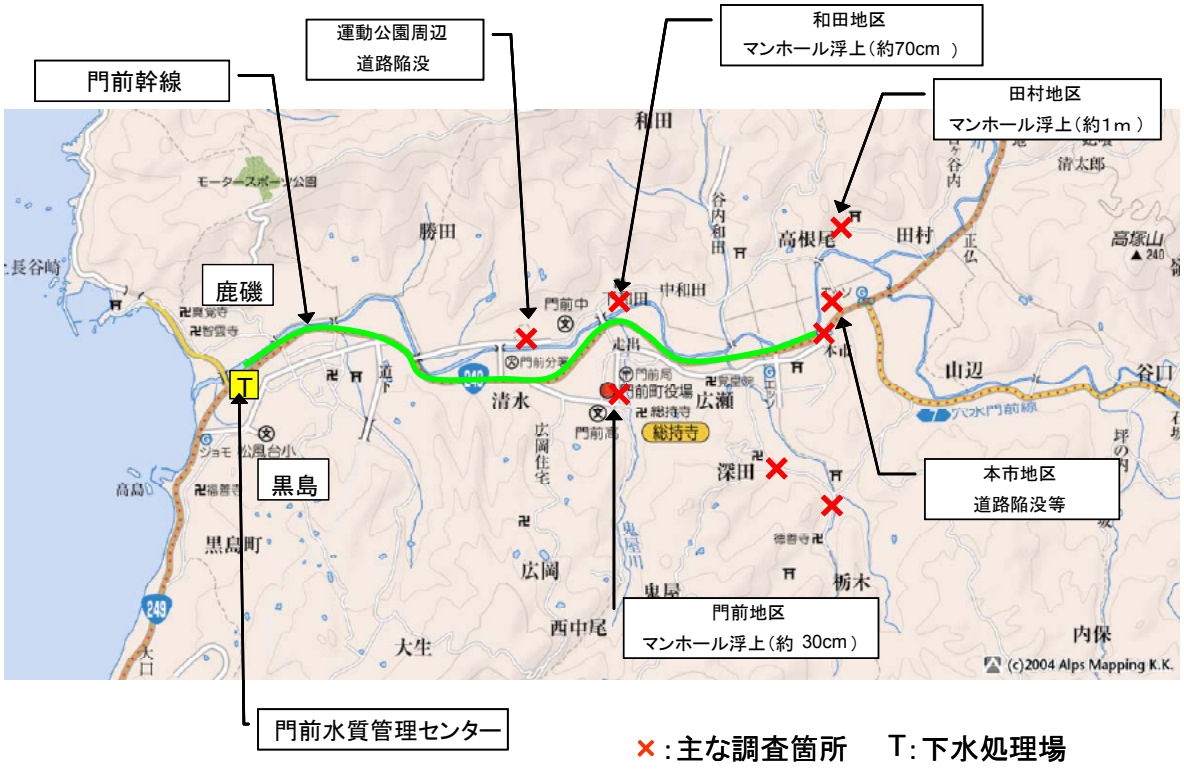


図-4.2 輪島市門前町（門前処理区）被害箇所図

1）和田・田村地区

この地区は北側に山、南側を川に面しており、田畑が多い土地利用のため地盤が緩く地下水位が高いことが推察される地区である。実際、民地内で噴砂の跡が確認された。

下水道管路の被害としては、高さ 70cm～1m 程度のマンホールの浮上が 2 箇所（**写真-4.1、4.2、4.3**）と全長約 500m に渡る道路面の陥没（**写真-4.4、4.5**）が見られた。また、所々でマンホール内の湛水が確認され、正常な流下機能が失われている箇所も見られた。

2）門前幹線

国道 294 号線の車道下に門前幹線（ヒューム管、φ450～300mm）が敷設されており、所々でマンホールの浮き上がり、マンホール内の湛水（**写真-4.6**）が確認され、複数箇所で管路が破断していることが推測された。また、歩道上に噴砂の跡が見られた箇所もあった。一次調査の段階では、液状化による逆勾配、継ぎ手・取り付け管の破損等の発生が疑われた。

3）下水道施設に被害の少なかった地区

門前町の西側、日本海に近い黒島、鹿磯地区は、木造の民家が密集する集落であり、多くの建物が倒壊したが、これら地区においては顕著な下水道施設（管渠・マンホール）の被害は少なかった。

(2) 輪島市水守町

輪島市水守町は、輪島市市街地の南西に位置し、周囲に田畑が広がる住宅地である。ここでは、約 200m にわたって道路面の沈下・陥没が確認された。また、マンホールが浮上している箇所も見られ、浮上の高さは最大で 25cm 程度であった。

(3) 七尾市穴水町

穴水港付近の住宅地において、2 箇所のマンホール浮上を確認した。周辺の道路についても最大 10cm 程度の沈下が見られた。なお、マンホール内の湛水など流下能力への支障は確認できなかった。

(4) 七尾市田鶴浜町

七尾市田鶴浜町では、国道 249 号線沿いの 1 箇所において、数十メートルにわたる道路の沈下を確認したが、マンホール内の湛水等、通水への障害は確認できなかった。

4.2.2 下水処理場・ポンプ場

調査した下水処理場は、「門前水質管理センター」（輪島市門前町）と「田鶴浜浄化センター」（七尾市田鶴浜町）であり、両施設とも調査当日は通常の運転を続けていた。

門前水質管理センターでは、貯留槽ブロワー用コンプレッサー配管、脱臭ダクトの破損（**写真-4.7**）が確認されたほか、センター建屋及びオキシデーションディッチ槽周辺の地盤が 10cm 程度沈下している状況（**写真-4.8、4.9、4.10**）が確認された。

七尾西湾に面する七尾市の田鶴浜浄化センターでは、施設に顕著な被害は確認できなかった。

4.3 まとめ

今回の地震により、下水道施設は平成 16 年新潟県中越地震以来の大きな被害が発生した。管路施設については、震源に近い輪島市門前町で大きな被害が見られたが、その他の市町では比較的軽微であった。被害が見られたのはほとんどが埋め戻し部分であったこと、家屋の被害が集中した箇所に下水道管路の被害が比較的少なかった点が注目される。また下水処理場については、機械設備の破損等が報告されたが、通常の汚水処理が停止する程度の被害は生じなかった。

被災箇所の復旧作業に関しては、被害が主として輪島市門前町を中心に発生し、比較的限定的であったことと、新潟県中越地震の経験を有する名古屋市の緊急援助隊や北陸地方整備局から技術的支援が得られたこと等により、大きな混乱無く進められたと感じられた。

参考文献

1) 日本下水道協会：平成 17 年度版下水道統計、2007
2) 石川県環境部水環境創造課：生活排水構想エリアマップ、2004
http://www.pref.ishikawa.jp/mizukankyo/gesui/areamap/index.html

3) 国土交通省ホームページ：平成 19 年（2007 年）能登半島地震について（第 31 報：最終報）
http://www.mlit.go.jp/bosai/disaster/saigaijyouhou/h18/noto_31.pdf

写真-4.1 マンホール浮き上り（舗装撤去面から約 70cm、輪島市門前町和田地区）

写真-4.2 噴砂あと（**写真-4.1** 直近）
（輪島市門前町和田地区）

写真-4.3 マンホールの浮き上がり（約 1m）
（輪島市門前町田村地区）

写真-4.4 埋戻し部の陥没
（輪島市門前町田村地区）

写真-4.5 埋戻し部の陥没（約 35cm）
（輪島市門前町田村地区）

写真-4.6 マンホール内湛水
（輪島市門前町門前幹線）

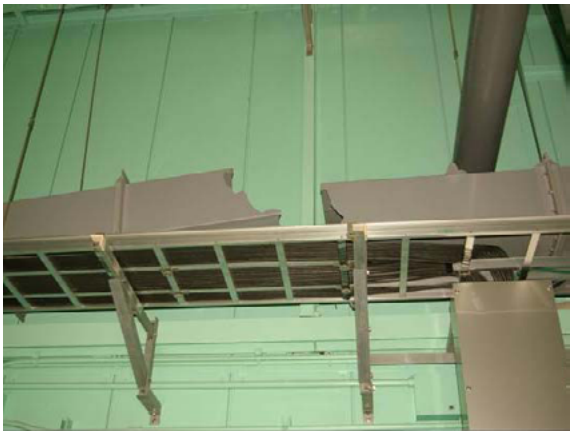


写真-4.7 脱臭ダクトの破損
（門前水質管理センター）

写真-4.8 建物と地盤のズレ
（門前水質管理センター）

写真-4.9 OD 槽周辺地盤沈下（10cm 程度）
（門前水質管理センター）

写真-4.10 オキシデーションディッチ槽周辺の噴砂跡（門前水質管理センター）

5．ダム

5.1 概　要

能登半島地震の本震後には、ダム管理者による臨時点検が行われた。点検を実施したダムは、国土交通省直轄 3 ダム（または堰）、補助 33 ダム、利水 72 ダムの計 108 ダム（または堰）である（自主点検のダム数を含む）。臨時点検の結果では、ダムの安全性に影響を及ぼす被害はなかったとの報告がなされている。国土技術政策総合研究所河川研究部水資源研究室および独立行政法人 土木研究所水工研究グループ・ダム構造物チームでは、この地震におけるダムの挙動調査を目的として、ダムに設置されている地震計で大きな加速度を記録したダムを中心に、石川県および富山県内のダムの現地調査を行うとともに、観測データの分析を行った。

5.2 ダムで観測された地震動

5.2.1 最大加速度記録

今回の地震により、ダムの基礎または監査廊の低標高部に設置された地震計で、25gal 以上の加速度を記録した国土交通省所管ダムは 19 ダムである。これらの位置図を**図-5.1** に、最大加速度記録を**表-5.1** に示す。またダムサイト岩盤における最大加速度の震央からの距離減衰を**図-5.2** に、断層からの最短距離による距離減衰を**図-5.3** に示す。なお、**図-5.2** には、岩盤の地震動の震央からの距離減衰式である田村・岡本・加藤の式[1)]（M6.9）を、また、**図-5.3** には「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」[2)]に示されているダムの距離減衰式（最短距離式、内陸型、M6.9）を併記した。また、加速度応答倍率（基礎位置と天端位置での最大加速度の比）を**図-5.4** に示す。

図-5.1 ダム基礎で 25gal 以上を記録したダムの位置

表-5.1 最大加速度記録一覧

事業者	ダム名	水系名	形式(*1)	堤高 (m)	堤頂長 (m)	震央距離 (km)	最大加速度(gal) 基礎(*2) 上下流	基礎(*2) ダム軸	基礎(*2) 鉛直	天端(*3) 上下流	天端(*3) ダム軸	天端(*3) 鉛直
北陸地整	宇奈月	黒部川	G	97.0	190.0	93	24.0	34.0	22.0	92.0	153.0	42.0
石川県	九谷	大聖寺川	G	75.0	280.0	116	31.0	33.0	15.2	100.4	48.8	18.0
	赤瀬	梯川	G	38.0	180.0	104	30.0	28.0	15.0	43.0	46.0	20.0
	犀川	犀川	G	72.0	160.0	88	38.0	22.0	11.0	58.0	98.0	30.0
	小屋	鵜飼川	R	56.5	240.0	48	81.0	156.0	77.0	316.0	473.0	202.0
	八ヶ川	八ヶ川	G	52.0	144.0	14	165.7	202.5	164.2	848.6	705.4	266.9
富山県	上市川	上市川	R	64.0	146.0	89	35.0	25.0	27.0			
	上市川第二	上市川	G	67.0	205.0	91	27.0	26.0	21.0			
	和田川	庄川	G	21.0	137.0	71	70.0	65.0	35.0	100.0	83.0	37.0
	利賀川	庄川	G	39.0	142.5	103	25.0	23.0	12.0	51.0	85.0	17.0
	白岩川	白岩川	GF	51.0	318.0	89	45.0	56.0	33.0	193.0	193.0	108.0
	子撫川	小矢部川	R	45.0	224.0	57	29.0	28.0	27.0	145.0	130.0	115.0
	角川	角川	R	58.5	180.0	85	38.0	52.0	42.0	435.0	245.0	283.0
	熊野川	神通川	G	89.0	220.0	93	34.0	27.0	21.0	113.0	87.0	44.0
	久婦須川	神通川	G	95.0	253.0	91	18.0	19.0	15.0	143.0	60.0	25.0
	朝日小川	小川	GF	84.0	260.0	91	23.0	18.0	16.0	212.0	67.0	33.0
	大谷	黒瀬川	E	81.0	172.0	82	41.0	38.0	24.0	76.0	89.0	43.0
	城端	小矢部川	G	59.0	216.5	84	35.9	30.3	18.6			
	布施川	片貝川	R	58.5	219.0	88	30.0	24.4	0.3			

(*1) G:重力式コンクリートダム、R:ロックフィルダム、GF：重力式コンクリートダムとフィルダムの複合ダム、E:アースダム

(*2) 基礎岩盤または監査廊底部に設置された地震計による最大加速度(速報値)

(*3) ダムの天端に設置された地震計による最大加速度(速報値)

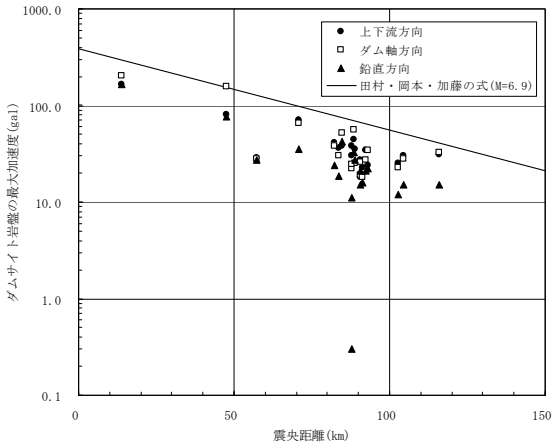


図-5.2 ダム基礎岩盤における最大加速の距離減衰分布

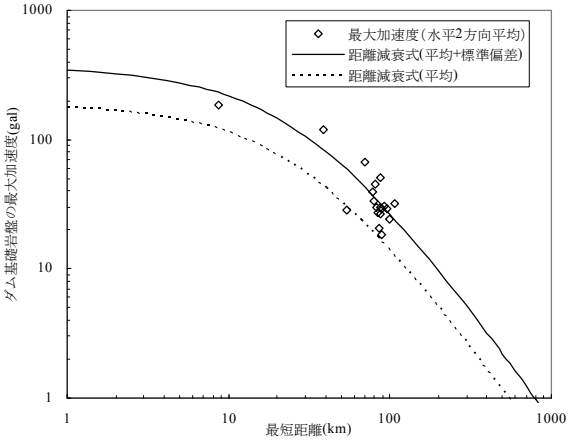


図-5.3 ダム基礎岩盤における最大加速度の距離減衰分布と距離減衰式[2)]

今回の地震では、震源から最も近い八ヶ川ダム（震央距離：14km）において、監査廊底部（基礎）に設置された地震計で、202.5gal（水平）、164.2gal（鉛直）の最大加速度をそれぞれ記録した。

5.2.2 八ヶ川ダムにおける加速度記録

八ヶ川ダムは、今回の地震の震央から14kmの距離にあり、地震動を観測したダムで最も近傍であった。ダムサイト周辺は主として穴水累層と呼ばれる中新世前期～中期の火山成岩からなっている。ダムサイト付近の穴水累層は下位より、熔結凝灰岩、軽石質凝灰岩、安山岩、火山円礫岩等からなるが、このうちダムの基礎岩盤をなすのは、主として安山岩と火山円礫岩である。

地震計は、監査廊底部と天端に設置されている。本震で観測された加速度記録の応答スペクトルを**図-5.5** に時刻歴波形を**図-5.6** にそれぞれに示す。

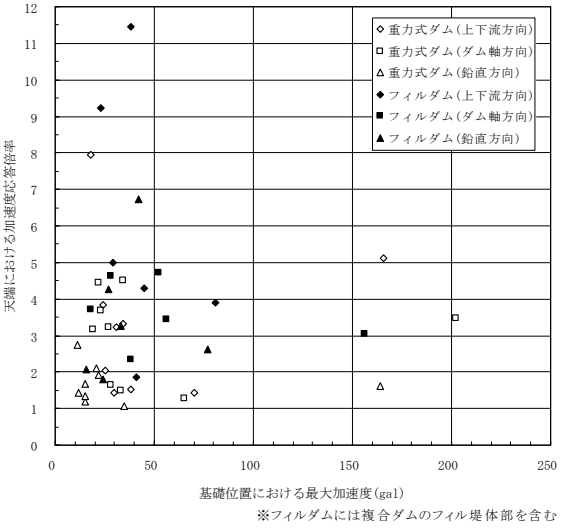


図-5.4 天端における加速度応答倍率

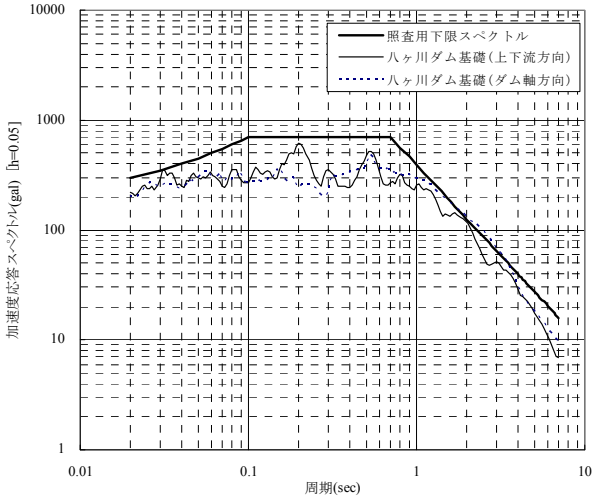


図-5.5 八ヶ川ダム加速度応答スペクトル（監査廊底部）

図-5.5 には、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説」[3]で示されている照査用下限応答スペクトルをあわせて表示している。照査用下限スペクトルとは、ダムの耐震性能照査にあたり、地震の震源となる活断層が地表面に現れていない場合を想定して、最低限考慮すべき水平地震動を加速度応答スペクトルとして設定したものである。今回の八ヶ川ダムの加速度記録は、長周期成分の一部を除いてこれを下回っている。

5.3 ダムの変状調査結果

今回の地震では、ダム基礎地盤あるいは堤体低部に設置した地震計で25gal以上の最大加速度を観測、または、ダム地点周辺の気象台で発表された気象庁震度階が4以上であったダムにおいて、地震後に臨時点検が行われた。点検を実施したダムは、国土交通省直轄3ダム（または堰）、補助33ダム、利水72ダムの計108ダム（または堰）である（自主点検のダム数を含む）。臨時点検の結果では、ダムの安全性に影響を及ぼす被害はなかったとの報告がなされている。

このうちの大きな加速度を記録したダムを中心に、5 ダムを対象に現地調査した。以下に、各ダムの調査結果を述べる。

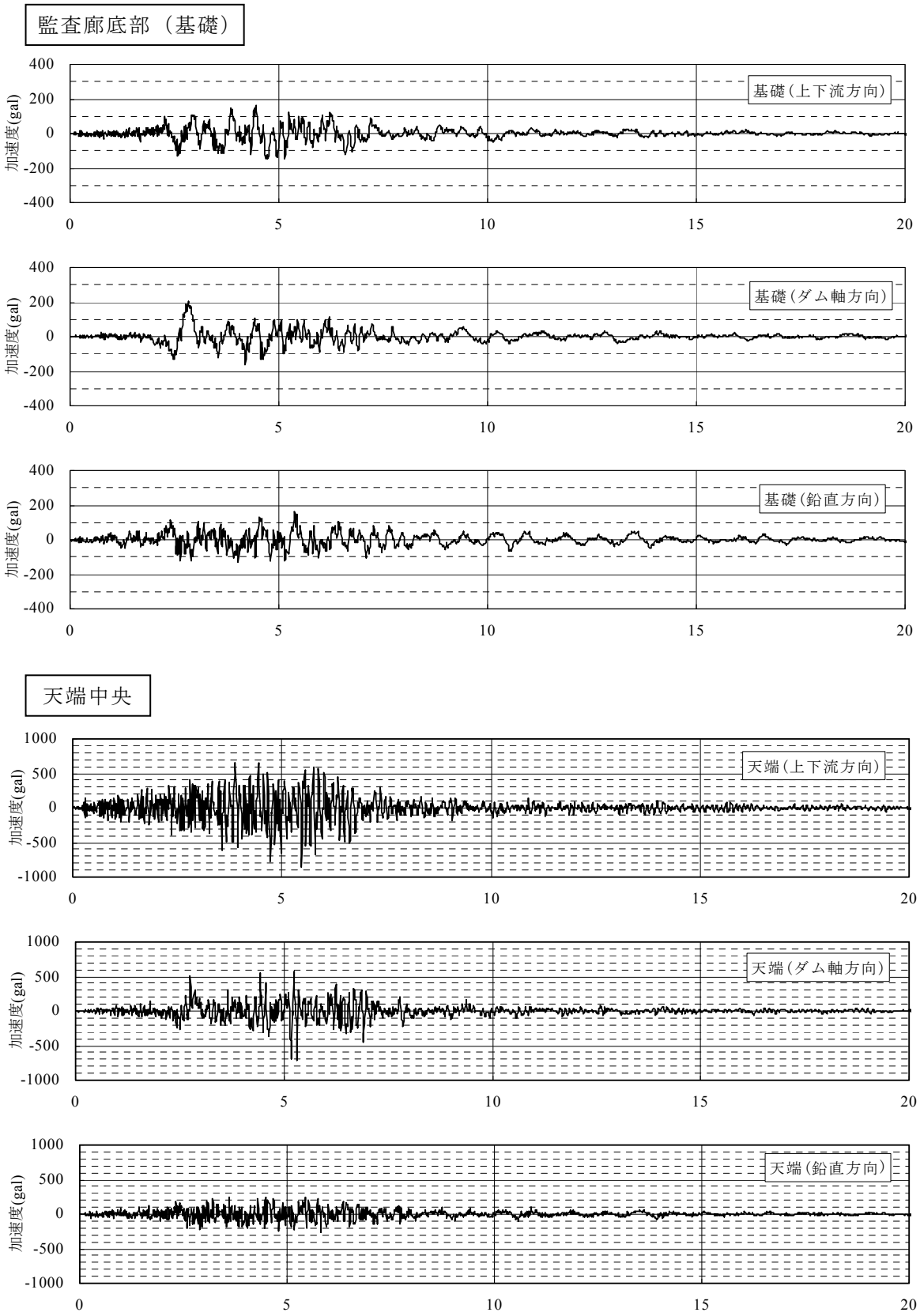


図-5.6 八ヶ川ダム加速度時刻歴波形

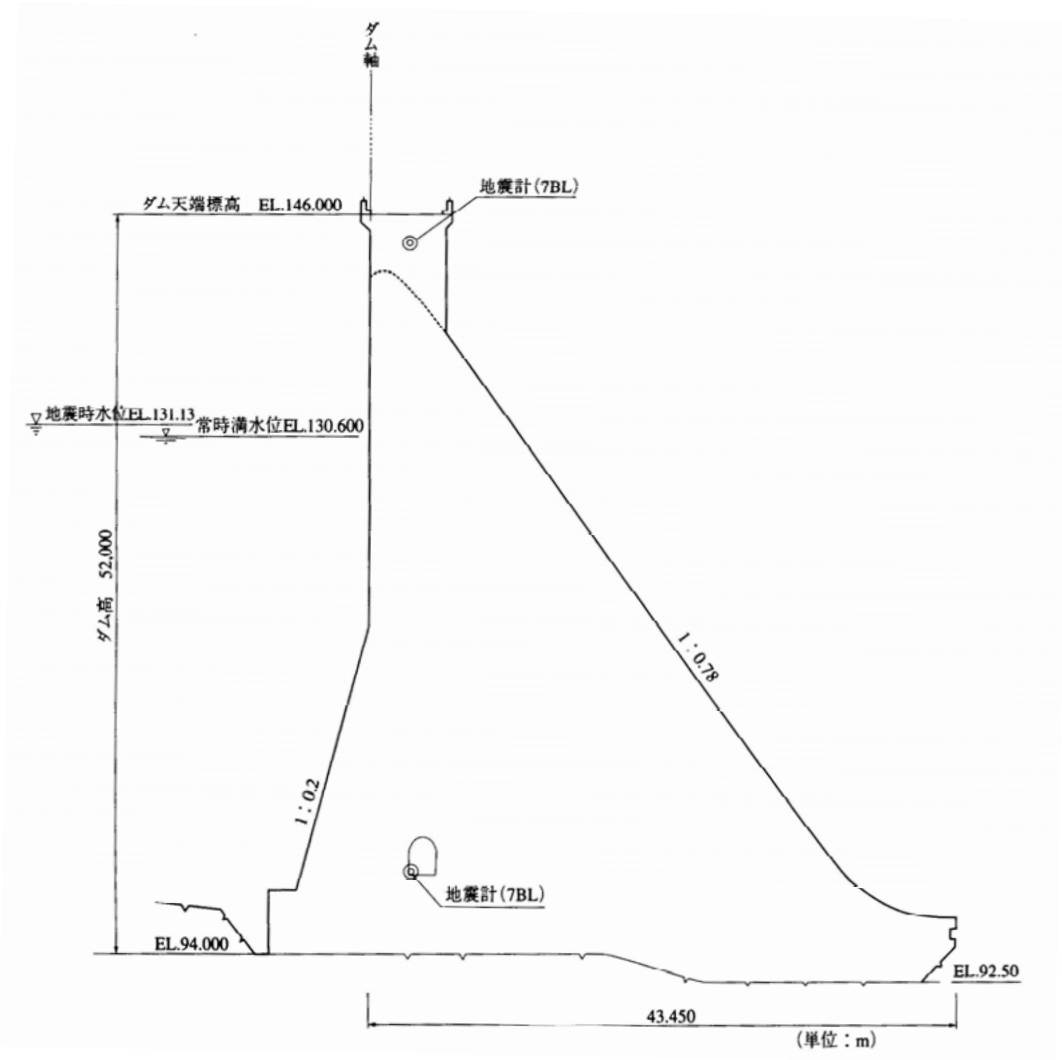


図-5.7(a) 八ヶ川ダム標準断面図

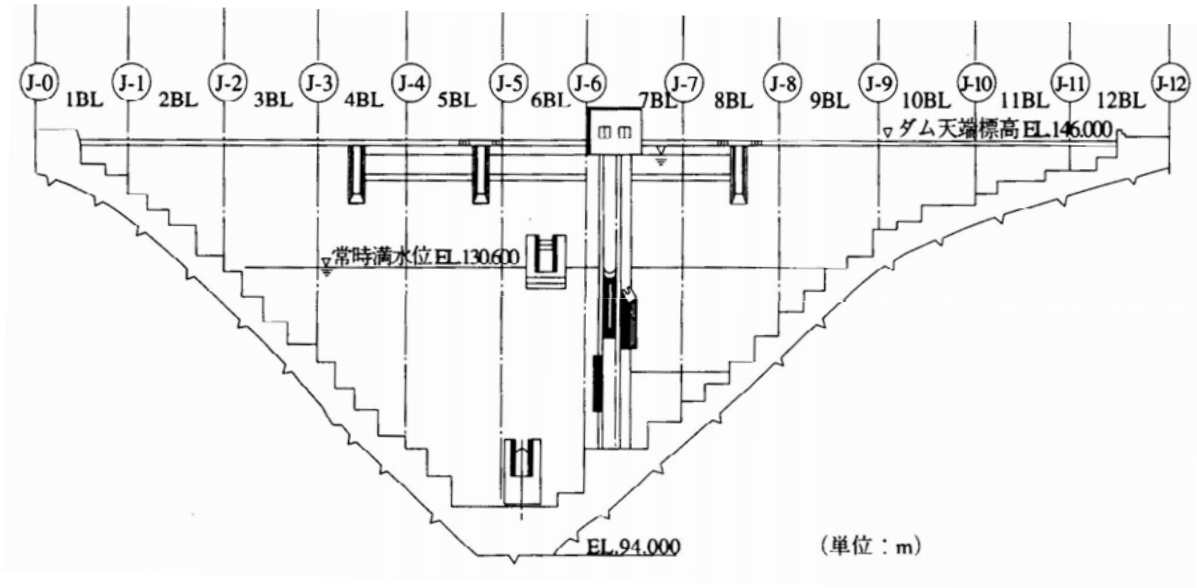


図-5.7(b) 八ヶ川ダム上流面図

(1) 八ヶ川ダム

八ヶ川ダムは石川県土木部が管理する堤高 52.0m の重力式コンクリートダムであり、1995 年に竣工した。八ヶ川ダム堤体の標準断面図、上流面図を**図-5.7(a)**、**図-5.7(b)**にそれぞれ示す。また**写真-5.1** に堤体下流面および天端の地震計の位置を示す。当ダムは、本震の震央から 14km に位置し、**図-5.7(a)**に示すダム基礎（監査廊底部）での最大加速度は水平方向 202.5gal、鉛直方向 164.2gal、天端位置（天端橋梁の門柱上部の内部）では水平方向 848.6gal、鉛直方向 266.9gal であった。

1) 目視観察結果

堤体ブロックの継目（ジョイント）にあたる天端の高欄の継目（J-1）に若干の開き（**写真-5.2**）と高欄継目（J-3、8）の隅角部のコンクリート表面の部分的にかけた跡を確認した（**写真-5.3**）。また、監査廊内のブロック継目には、補修モルタルの剥落（J-3、4、6、7、8）（**写真-5.4**）および階段ステップの床版コンクリートにクラックを確認した（J-6、8）（**写真-5.5**）。

2) 堤体観測データ

・ 排水量

表-5.3 に地震前後の全排水量の観測値（基礎排水孔排水量と継目排水孔排水量の合計）を示す。地震前の 25 日 9:00 に 2ℓ/min であった全排水量は、地震直後の 10:00 に 4ℓ/min

写真-5.1 八ヶ川ダム堤体下流面及び天端の地震計位置

写真-5.2 八ヶ川ダム天端高欄継目の開き（J-1）

写真-5.3 八ヶ川ダム天端高欄継目部のコンクリートの剥落(J-8)

写真-5.4 八ヶ川ダム監査廊継目部における補修モルタルの剥落（J-3）

写真-5.5 八ヶ川ダム監査廊継目における階段のクラック(J-8)

表-5.3 八ヶ川ダムの排水量の変化

	観測日時	貯水位 (EL.m)	排水量 (l/min)
地震前	3月23日 10:00	130.80	1.0
	3月24日 10:00	130.78	1.0
	3月25日 9:00	131.13	2.0
地震発生	9:42		
地震後	10:00	131.15	4.0
	3月26日 10:00	131.09	3.0
	3月27日 10:00	130.96	2.0
	3月28日 10:00	130.92	2.0
	3月29日 10:00	130.87	1.0

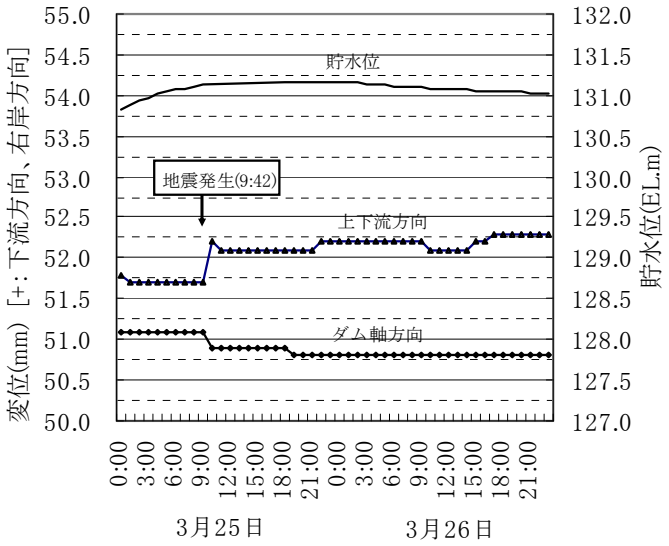


図-5.8 八ヶ川ダムプラムライン観測値の変化

に増加したが、11:00 に 3ℓ/min に減少し、26 日 19:00 には地震前と同じ 2ℓ/min となり、その後貯水位の低下とともに全排水量も減少している。

・堤体変形

堤体の 7BL に設置されているプラムラインでは、地震直後に下流方向に 0.5mm、左岸方向に 0.2mm の若干の変位が観測された（**図-5.8**)。変位量はわずかであり、かつ、急激な進行もみられない。

・その他

揚圧力などのその他観測データには、地震前後で大きな変化はみられなかった。

3) ダム堤体の地震応答特性

ダム堤体は地震の主要動終了後、基礎からの強制振動の加振が終わった後においては、減衰を伴いながら微小な振動が継続する。この振動周期は、堤体の固有周期によるところが大きい。したがって、この範囲の加速度波形を分析すれば、堤体の固有周期をある程度把握することができる。**図-5.9** に自由振動時における、天端のダム基礎（監査廊底部）に対する上下流方向成分の加速度のフーリエスペクトル比を示す。対象とした波形は、本震

と、ダム基礎で大きな加速度を観測した余震を選定した（**表-5.4**）。各余震における八ヶ川ダムの基礎及び天端での上下流方向成分最大加速度は、余震①：基礎 22.5gal、天端 129.1gal、余震②：30.7gal、143.8gal、余震③：22.6gal、73.7gal である。また、自由振動状態として、主要動終了後、ダム基礎の加速度が 5gal 以下となった後の波形を使用した。

同図から、八ヶ川ダム堤体の 1 次固有周波数は 8.5～9.5Hz 程度、2 次固有周波数は 12～13.5Hz 程度であると推測できる。

図-5.10 には、本震と余震①～③の主要動を含めた全継続時間における天端の基礎に対する上下流方向成分の加速度のフーリエスペクトル比を示す。**図-5.9** で推測したダムの１次固有周波数 8.5～9.5Hz 付近において、余震①～③は、スペクトルの応答倍率は明瞭なピークが存在するが、本震ではその周波数領域での応答倍率は小さく、明瞭なピークはみられない。２次固有周波数 12～13.5Hz 付近においても、１次固有周波数付近の傾向ほど明瞭ではないが同様である。これは、前述したように、地震後の目視観察により、天端高欄や監査廊内部において、堤体のブロック継目部にコンクリートの剥落がみられたが、これは本震の際、各ブロックが相対的に異なる挙動をし、継目がこすれた痕跡と考えられる。低次モードでは変位応答が大きいため、ブロック間の相対的振動変位に伴う相当なエネルギー損失があり、固有周波数付近での応答が小さくなったものと考えられる。このような事象から、重力式コンクリートダムの２次元地震応答解析において、入力地震動が大きいと

表-5.4 本震および余震の諸元

	発生日時	マグニチュード	震源深さ	震央		上下流方向最大加速度	
				東経	北緯	基礎	天端
本震	3/25 9:42	6.9	11km	136°41.1’	37°13.2’	165.7gal	848.6gal
余震①	3/25 15:43	4.5	9km	136°46.3’	37°17.6’	22.5gal	129.1gal
余震②	3/25 18:11	5.3	13km	136°50.3’	37°18.2’	30.7gal	143.8gal
余震③	3/28 8:08	4.9	13km	136°42.5’	37°13.3’	22.6gal	73.7gal

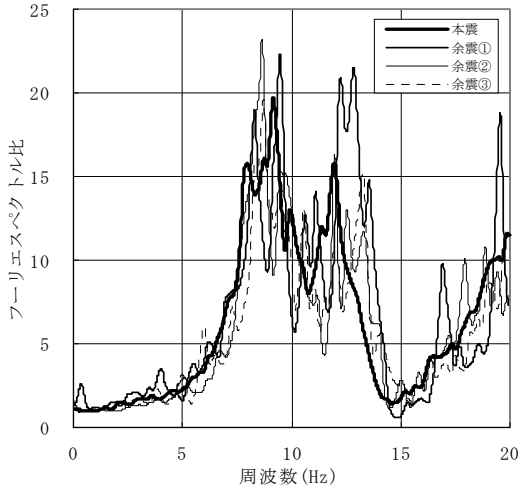


図-5.9 自由振動時のダム基礎と天端における加速度波形のフーリエスペクトル比

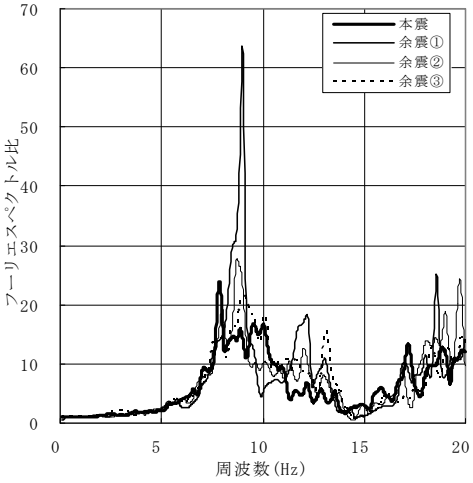


図-5.10 本震･余震のダム基礎と天端における加速度波形のフーリエスペクトル比

きは、３次元的な減衰増分を考慮する必要があることが推察される。

(2) 小屋ダム

小屋ダムは、石川県土木部が管理する堤高 56.5m の中央遮水壁型ロックフィルダムであり、1993 年に竣工した。当ダムは、本震の震央から 48km に位置し、ダム基礎（底設監査廊）での最大加速度は水平方向 156gal、鉛直方向 77gal、天端中央では水平方向 473gal、鉛直方向 202gal であった。小屋ダム堤体の標準断面図、上流面図を**図-5.11(a)**、**図-5.11(b)**にそれぞれ示す。

なお、当ダムは竣工直後に、1993 年能登半島沖地震（1993 年 2 月 7 日発生、M6.6）を経験している。今回の地震は、それ以来の大規模地震である。土木研究所ダム部フィルダム研究室（当時）では、1993 年能登半島沖地震後に、小屋ダムを含むダム調査を実施[4]しており、後述では、1993 年能登半島沖地震時の小屋ダムの変状についても今回の地震による変状と対比して述べることにする。

1) 目視観察結果

1993 年能登半島沖地震時には、**図-5.12** に示すように、天端舗装に 10 条程度のヘアークラックが確認された。**写真-5.6** に示すように、そのほとんどが上下流方向に生じており、数ヶ所は施工継ぎ目に沿って発生していた。ダム左岸上流取付部では、地震以前には、2～3 条のヘアークラックが存在していたが、地震後の詳細観察の結果、9 条のヘアークラックが確認された。天端舗装と洪水吐きコンクリートの境界部では地震前から 3～4mm の舗装面の開きがあったが、地震後には 5～6mm の開きが確認された。

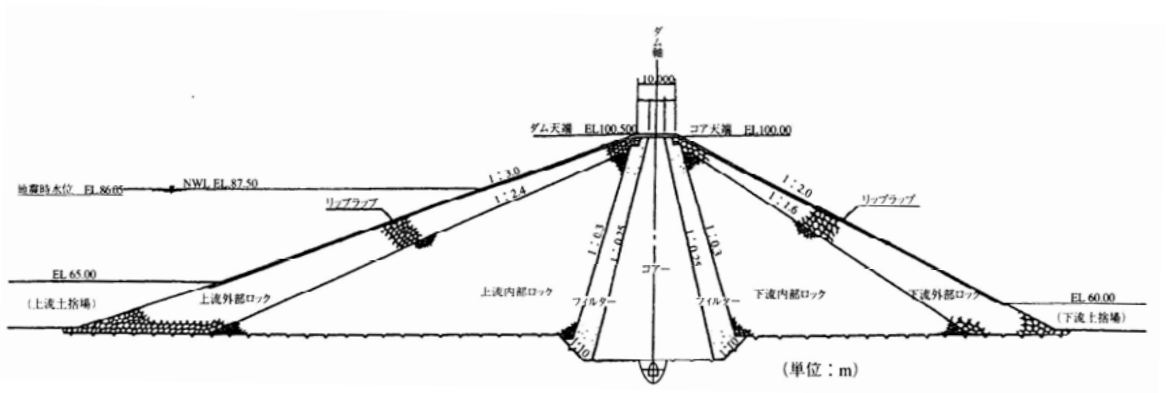


図-5.11(a) 小屋ダム標準断面図

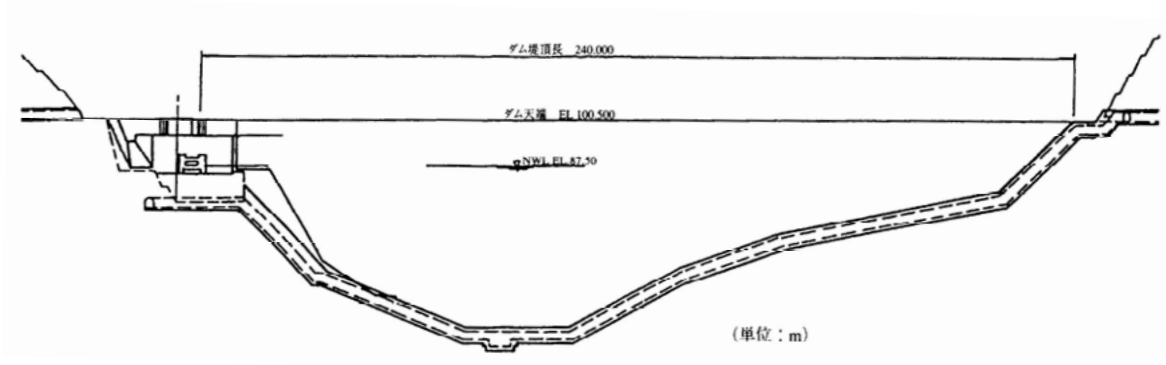


図-5.11(b) 小屋ダム上流面図

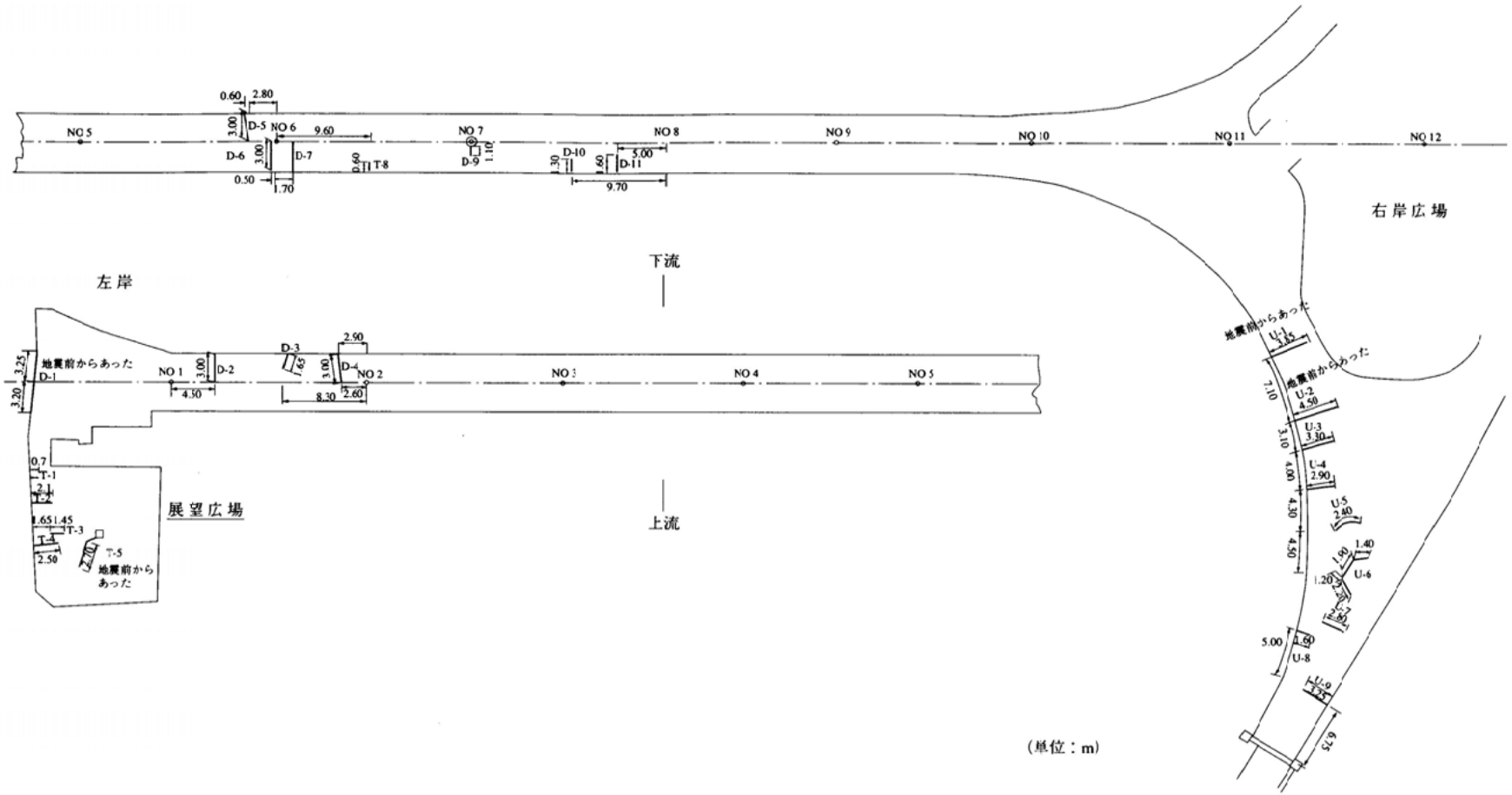


図-5.12 1993年能登半島地震による小屋ダム天端舗装面上のクラック発生状況

一方、今回の地震後の観察では、天端舗装には地震によると思われる新鮮なクラックは確認されなかった。

洪水吐きの横の左岸側展望広場は、擁壁内の埋戻し土による造成地であるが、1993 年能登半島沖地震時には、その埋戻し土に約 1cm の沈下が確認され、その舗装面に地震による新たな 4 条のヘアークラックが確認された。今回の地震後の観察でも、数条のヘアークラックは確認できたが、今回の地震により発生したものかどうかは判別できなかった。

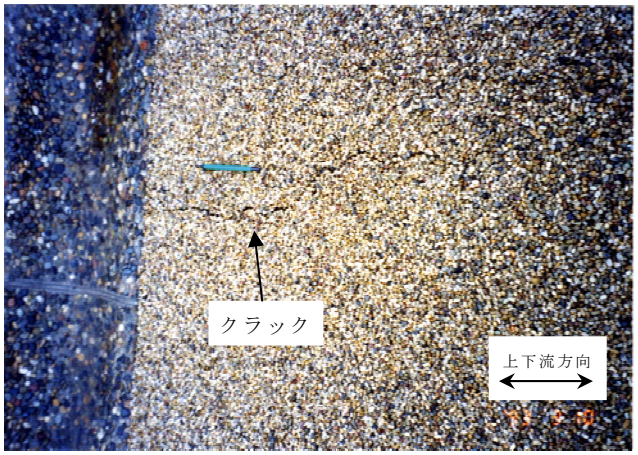


写真-5.6 1993 年能登半島地震による小屋ダム天端舗装面のヘアークラック

洪水吐きの横の展望広場において盛土擁壁と基礎コンクリートの境界の開きがみられる。この開きは 1993 年能登半島沖地震において発生を確認したものである。1993 年の地震後の計測で上流端から水平に 36cm の位置で開口幅が 23mm であった（**写真-5.7**(a)；1993 年地震直後）が、今回の地震後に計測したところ同一位置の開口幅は約 50mm であった（**写真-5.7**(b)；今回地震直後の写真）。1993 年以降の開口幅増分量は、最近傍に位置する上流法面の外部標的（No.1）の 1993 年地震以降の累計沈下量 24mm（**図-5.23**）とほぼ一致する。このことからも、展望台の盛土擁壁のテールアルメ板が洪水吐きコンクリートに差筋してあり沈下せず、その基礎となっている堤体が沈下したために開口していることがわかる。

(a) 1993 年能登半島沖地震後の状況
(擁壁と基礎コンクリートの開口幅:23mm)

(b) 1993 年能登半島沖地震後の状況
(擁壁と基礎コンクリートの開口幅:約 50mm)

写真-5.7 小屋ダム洪水吐き横の展望広場下部における盛土擁壁と基礎コンクリートの開き

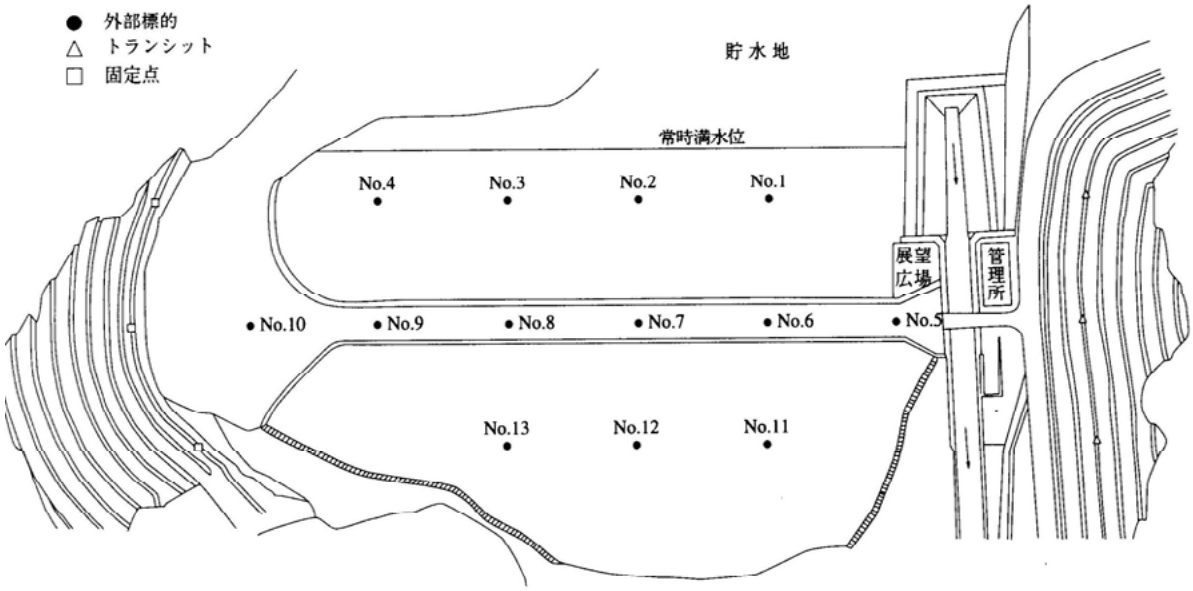


図-5.13 小屋ダム外部変形測点位置図

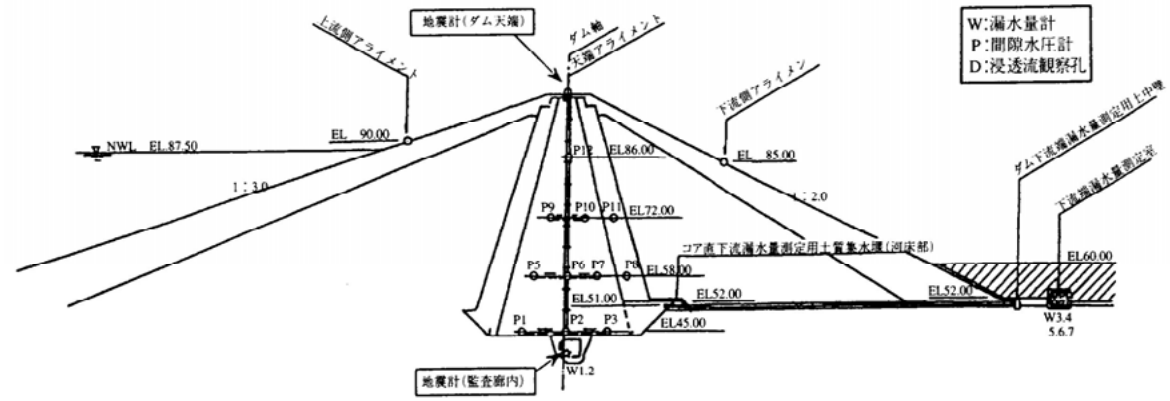


図-5.14(a) 小屋ダム観測計器横断配置図

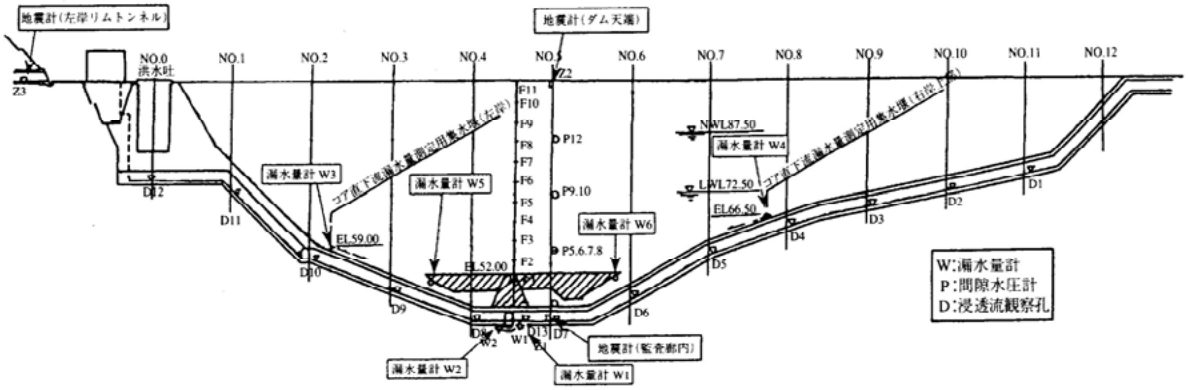


図-5.14(b) 小屋ダム観測計器縦断配置図

2) 堤体観測データ

図-5.13 に小屋ダム堤体の外部変形計測点を、**図-5.14(a)**、**図-5.14(b)**に堤体浸透量観測区分、間隙水圧計および浸透流観測孔の位置図を示す。それぞれの観測値については以下のとおりである。

・ 堤体浸透量

コアからの浸透量は、**図-5.14(b)**に示すように 4 ブロック（W-3～W-6）に分けて計測している。

1993 年能登半島沖地震時には、**図-5.15** に示すように W-3～W-6 の堤体（コア）浸透量は、地震後に一時、数ℓ/min～10ℓ/min 程度増加したが、数日後には元に戻った。

今回の地震前後の小屋ダムの堤体浸透量の経時変化を**図-5.16** に示す。地震発生後に W-5 では、5ℓ/min 程度増加した。**図-5.17** に、W-5 における堤体浸透量と貯水位の相関を地震前（2007 年 3 月 18 日～24 日)、地震後（同 3 月 25 日～4 月 30 日）に区分して示した。地震前後の降雨（地震前日の降水量：15mm/day）により、地震後に貯水位が 0.5m 程度上昇しており、それに伴い浸透量も増加している。地震直後の貯水位と浸透量の相関は、その後の 4 月後半の両者の相関とほぼ一致していることからも、地震後の W-5 における浸透量の若干の増加は、地震のみによる影響とは考えられない。また、左岸側（EL.59m 以高）の堤体浸透水を集水する W-3 において、地震直後（25 日 20:28 観測）に、茶色の濁りが観察されたとのことであるが、翌日 26 日 6:18 には濁りは観察されなかった。

・ 堤体内間隙水圧

図-5.19 に小屋ダムのコア及びフィルター部の間隙水圧計観測値の経時変化を示す。地震発生直後にコア内部の中標高部（P-9）において若干の変動がみられる。この P-9 に関して、**図-5.18** に間隙水圧と貯水位の相関を地震前（2004 年 9 月～2007 年 3 月）と地震後（2007 年 3 月 25 日以降）で整理した。地震後は地震前と比べて、同一貯水位に対する間隙水圧が増加しており、地震による影響がみられる。

・ 浸透流観測孔の間隙水圧

図-5.20 に小屋ダム監査廊内の浸透流観測孔で観測された間隙水圧の経時変化を示す。地震発生直後に特に D-5 と D-9 において変動がみられた。これらについて、**図-5.21** に浸透流観測孔の間隙水圧と貯水位の相関を地震前（2004 年 9 月～2007 年 3 月）と地震後（2007 年 3 月 25 日以降）で整理した。地震後には、同程度の貯水位に対して、D-5 で若干の増加、D-9 で減少しており、地震による影響とみられる間隙水圧の変化が若干みられた。

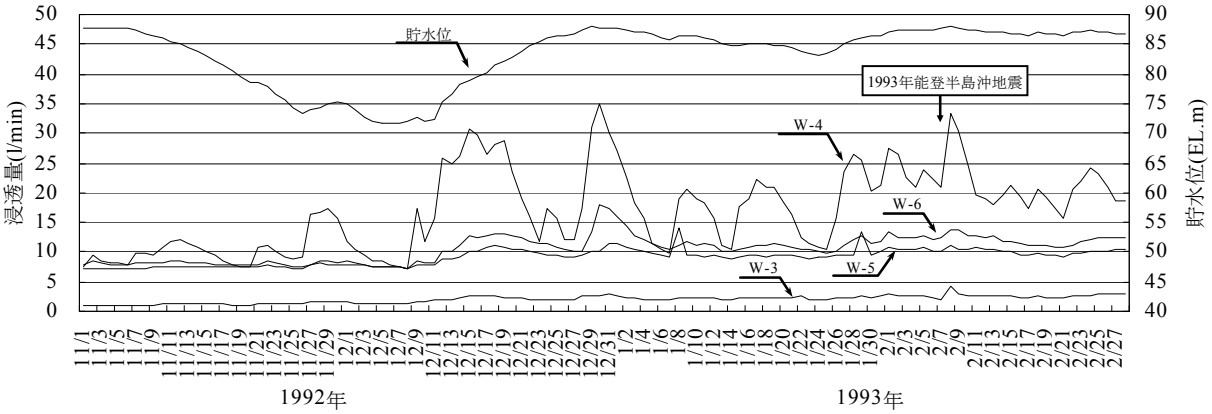


図-5.15 1993 年能登半島沖地震(1993 年 2 月 7 日)前後の堤体浸透量の変化(小屋ダム)

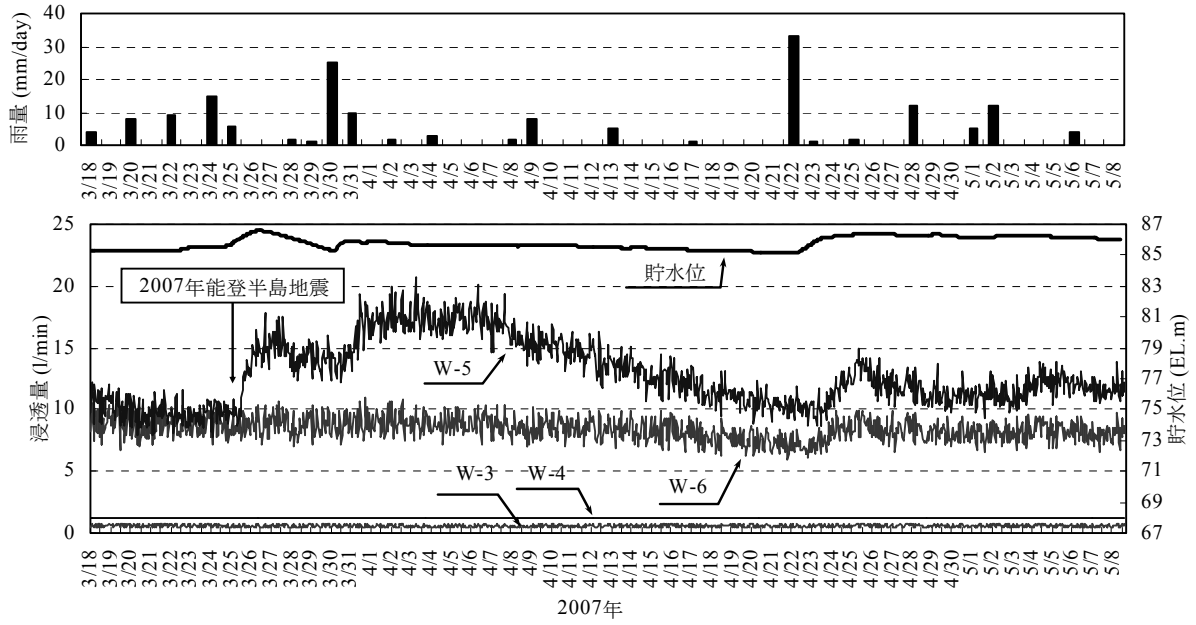


図-5.16 2007 年能登半島地震前後の堤体浸透量の変化(小屋ダム)

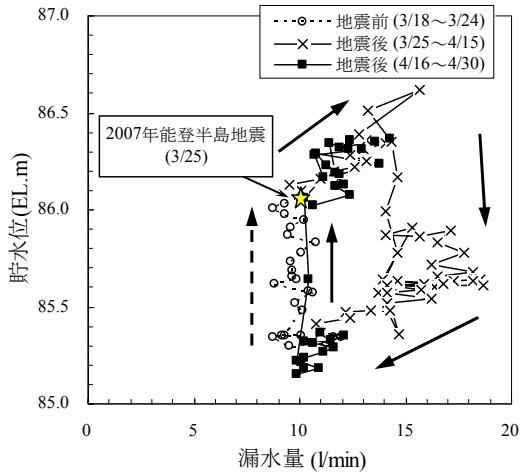


図-5.17 小屋ダム堤体浸透量と貯水位の相関(W-5)
(地震前:2007/3/18～3/24、
地震後:2007/3/25～4/30)

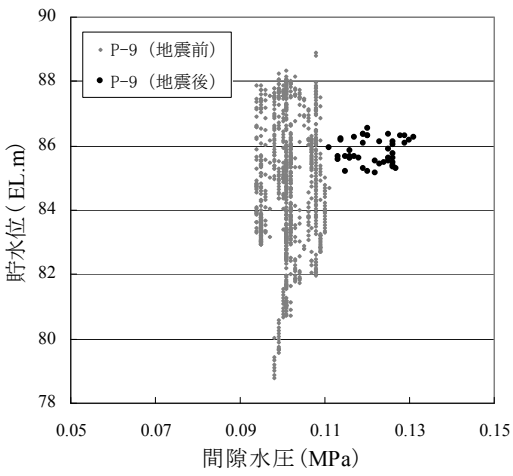


図-5.18 小屋ダムコア部の間隙水圧と貯水位の相関(P-9)
(地震前:2004/9/1～2007/3/24、
地震後:2007/3/25～5/8)

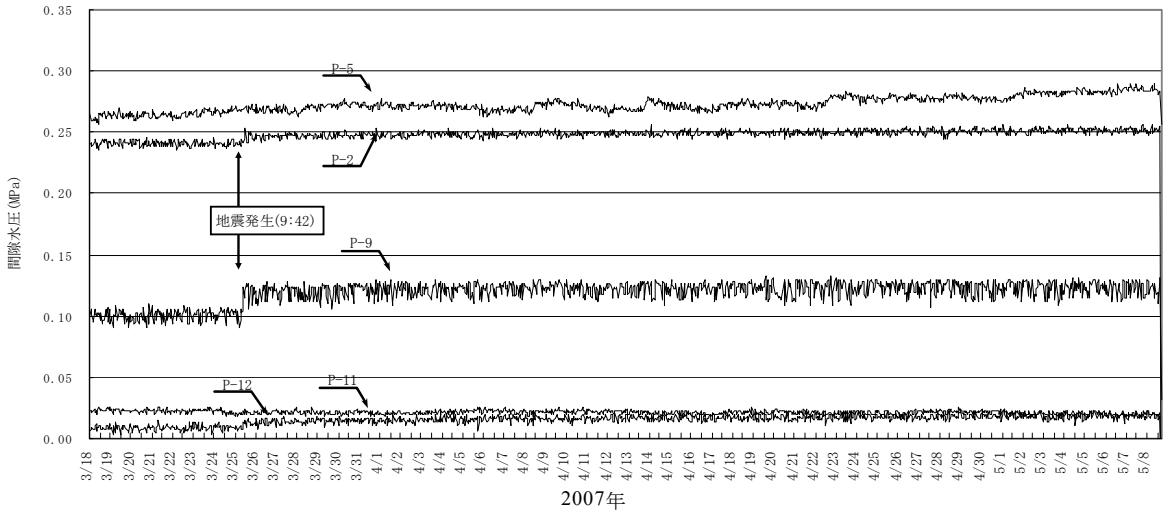
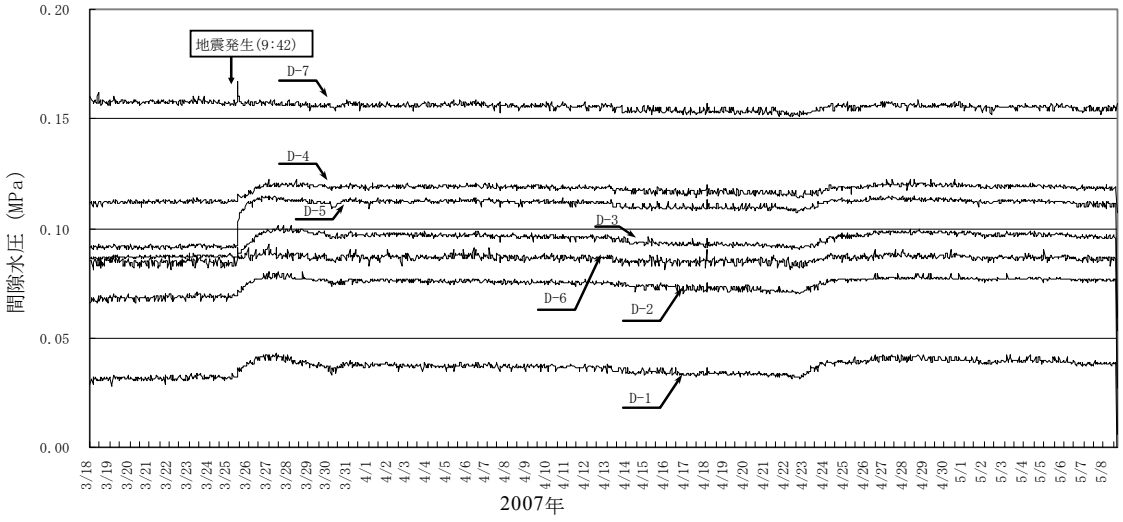
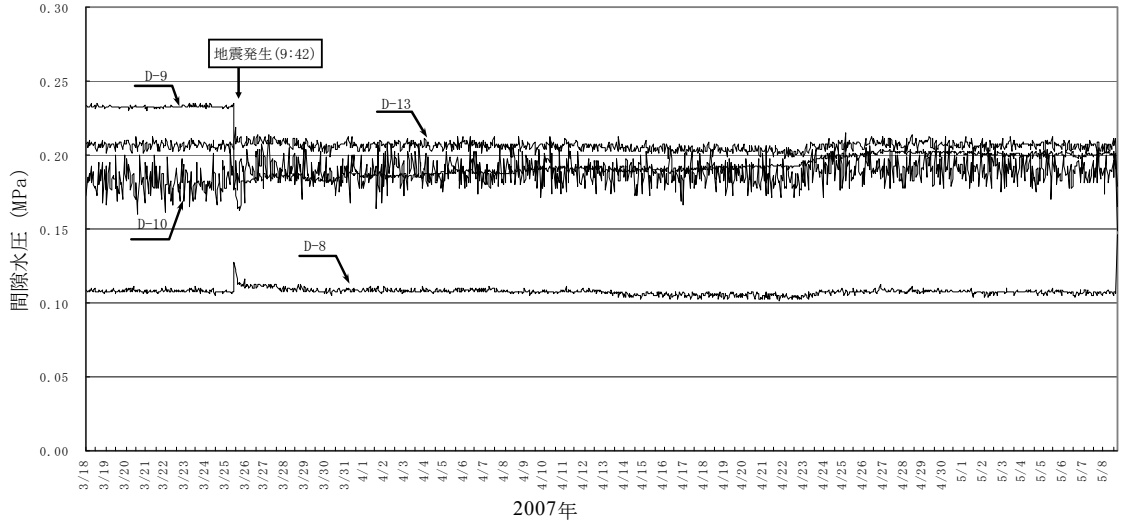


図-5.19 間隙水圧の経時変化(小屋ダム)(P-2,5,9,12:コア部、P-11:フィルター部)



(a) 右岸側



(b) 左岸側

図-5.20 監査廊内の浸透流観測孔の間隙水圧の経時変化(小屋ダム)

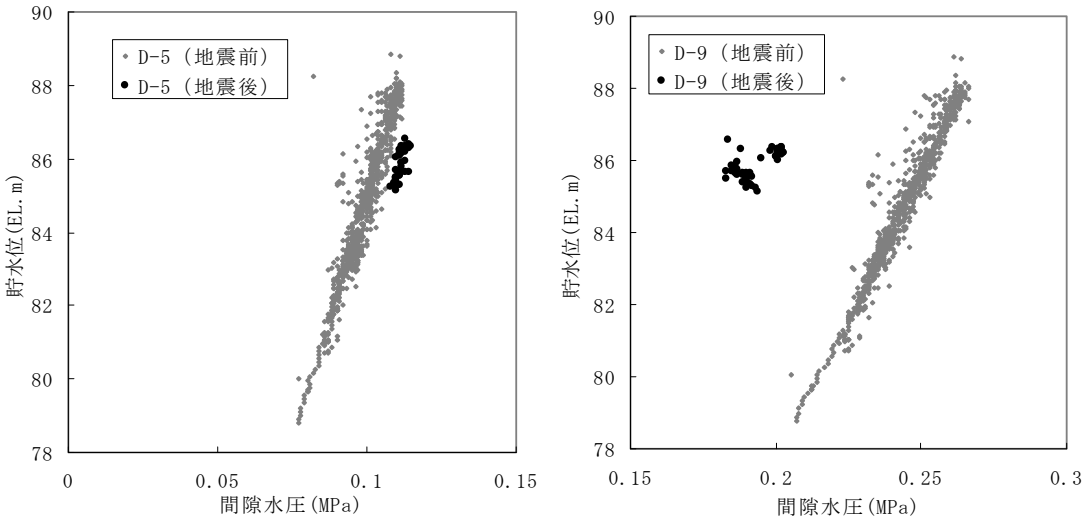


図-5.21 監査廊内の浸透流観測孔の間隙水圧と貯水位の相関（小屋ダム）
（D-5:右岸中位標高、D-9:左岸中位標高）
（地震前:2004/9/1～2007/3/24、地震後:2007/3/25～5/8）

・ 外部変形

図-5.13 に示すように、小屋ダムには、上流法面、天端、下流法面の 3 測線で合計 13 点の外部標的が設置されており、外部変形を計測している。

1993 年能登半島沖地震時には、当ダムは竣工後間もない時期であり、地震による天端中央の測点（No.7）の沈下量測量値は 9mm であった。その沈下量は層別沈下計による累積値でも確認されている。

今回の地震においては、外部変形測量値について、地震前の測量（3 月 10 日）と比較して、地震翌日（3 月 26 日）は、上流面で最大 19mm、天端で最大 25mm、下流面で最大 11mm の沈下量が計測された。また、水平移動量をみると、天端と上流法面は上流方向にそれぞれ最大 0.7mm、6.2mm、下流法面は下流方向に最大 3.4mm の変位が観測された。**図-5.23** と**図-5.24** に、外部変形測量結果による堤体の沈下量および水平移動量の経年変化を示す。また、天端測線における累計沈下量の推移を**図-5.22** に示す。

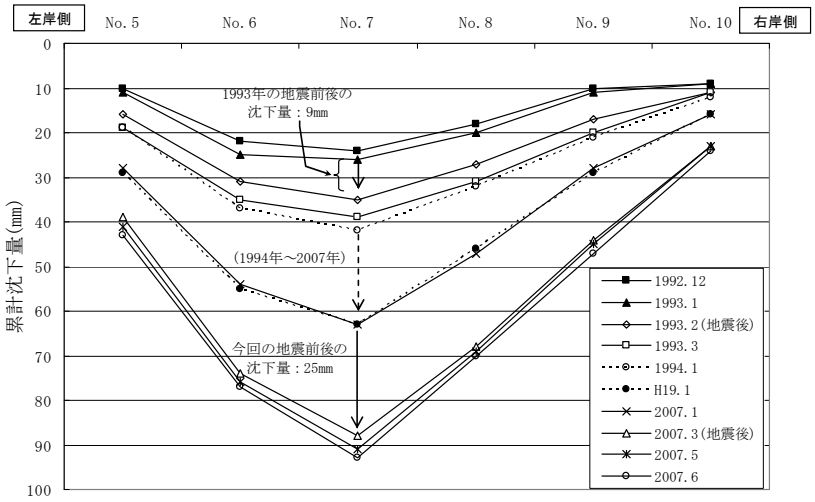


図-5.22 小屋ダム天端の累積沈下量の推移

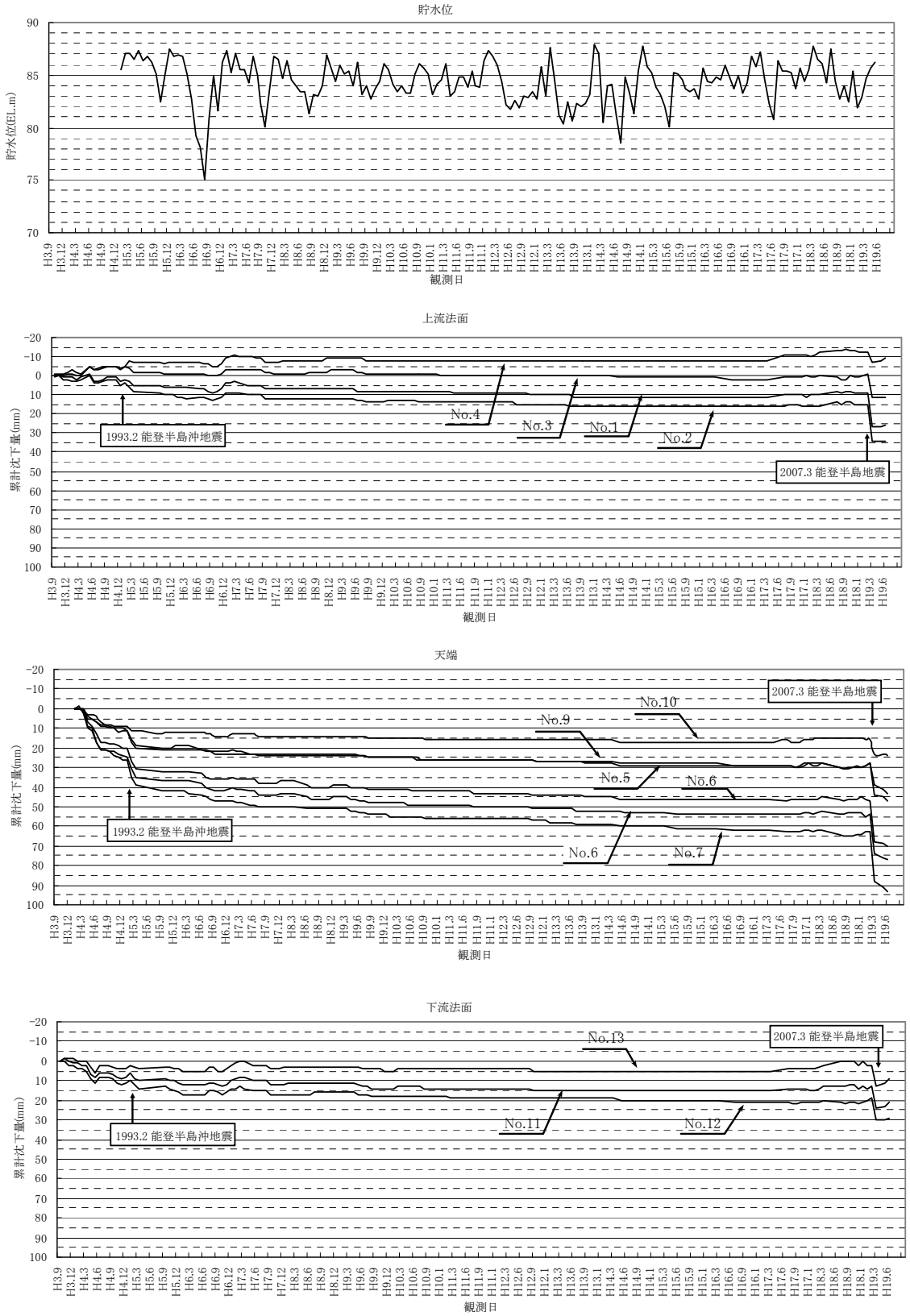


図-5.23 累積沈下量の経年変化(小屋ダム)(+:沈下、-:隆起)

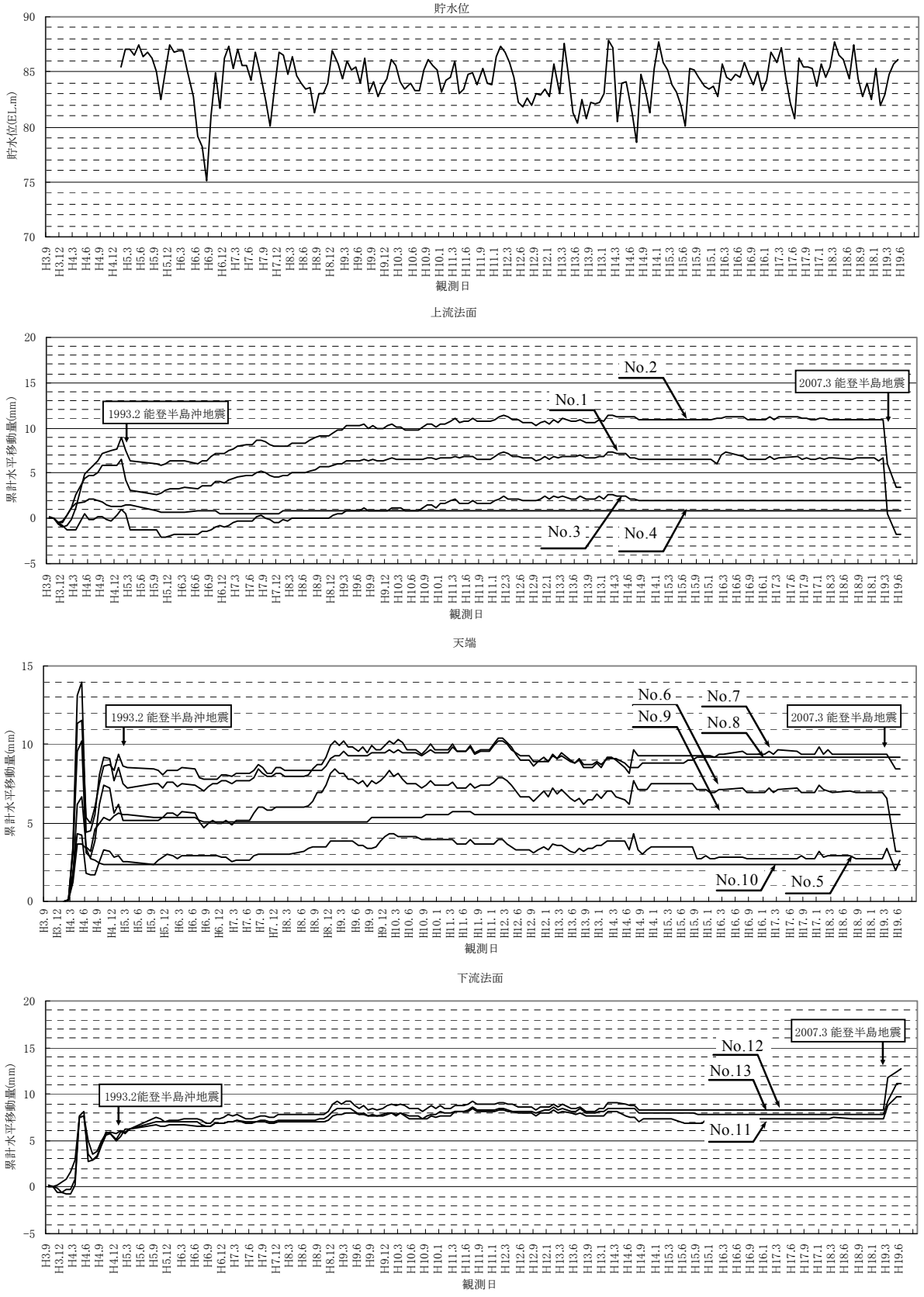


図-5.24 累積水平移動量の経年変化(小屋ダム)(+:下流方向、-:上流方向)

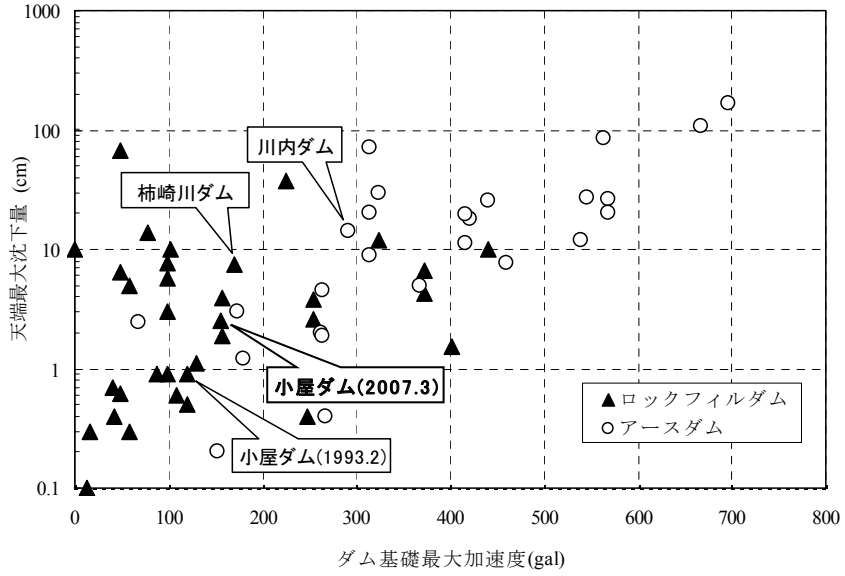


図-5.25 国内外のフィルダムにおけるダム基礎最大加速度と天端最大沈下量の関係（文献(5)に加筆）

図-5.25[5]は、国内外（日本、アメリカ、メキシコ、チリ、ペルー、フィリピン、台湾、ニュージーランド）のフィルダムにおいて、1920 年代以降の過去の地震により生じた天端最大沈下量とダム基礎最大加速度（距離減衰式等による推定を含む）の関係を示したものである。対象としたフィルダムには、基礎に沖積層を残したダムも含まれているが、基礎や堤体の液状化に伴う沈下変形事例は対象外としている。今回の地震における小屋ダムの天端中央における沈下量 25mm を**図-5.25** に併記した。小屋ダムの最大沈下量は、他ダムの天端最大沈下量とダム基礎最大加速度の関係の比較的下限域に位置している。これは、小屋ダムは岩盤の上に、大型機械施工で締め固めたロックフィルダムであるため、沈下量の下限域に位置したものと推察される。小屋ダムの土質コアは D 値 95%以上を管理値として 21 トンのタンピングローラーで締固め施工し、ロックゾーンは 18 トン振動ローラーで締固め施工された。

また、同図には、2007 年 7 月 16 日に発生した 2007 年新潟県中越沖地震（M6.8）で観測された柿崎川ダム（ロックフィルダム）と川内ダム（アースダム）の天端最大沈下量[6]を付記した。

(3) 角川ダム

角川ダムは富山県土木部が管理する堤高 58.5m の中央遮水壁型ロックフィルダムであり、1979 年に竣工した。当ダムは、本震の震央から 85km に位置し、基礎位置での最大加速度は水平方向 52gal、鉛直

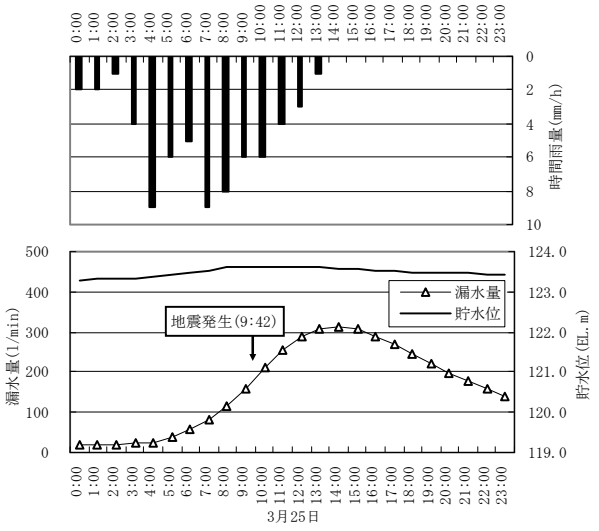


図-5.26 全漏水量の変化(角川ダム)

方向 45gal、天端位置では水平方向 435gal、鉛直方向 283gal であった。

1) 目視観察結果

特に、地震によるものと思われる変状は観察されなかった。

2) 堤体観測データ

・ 漏水量（浸透量）

当ダムの漏水量（浸透量）は、堤体（コア）からの浸透水、基礎の浅い部分を流れる浸透水、周辺地山からの湧き水、下流堤体・周辺地山への降水などを堤体下流法尻に集水し、設置した堰で計測している。そのため、計測前、計測時の降水量の影響を大きく受ける。地震の前日からの降雨により、ダム地点における地震時の累加降雨量は 60mm であった。この影響で、地震前から漏水量は増加傾向にあった。地震による顕著な増加は確認できず、降雨終了後は次第に減少し、漏水量の計測値は安定している（**図-5.26**）。

・ 外部変形

地震による大きな変化はなかった。

(4) 白岩川ダム

白岩川ダムは富山県土木部が管理する堤高 50m の、中央遮水壁型ロックフィルダムと重力式コンクリートダムの複合ダムであり、1975 年に竣工した。当ダムは、本震の震央から 89km に位置し、フィルダム堤体部の基礎位置での最大加速度は水平方向 56gal、鉛直方向 33gal、フィルダム堤体部の天端位置では水平方向 193gal、鉛直方向 108gal であった。

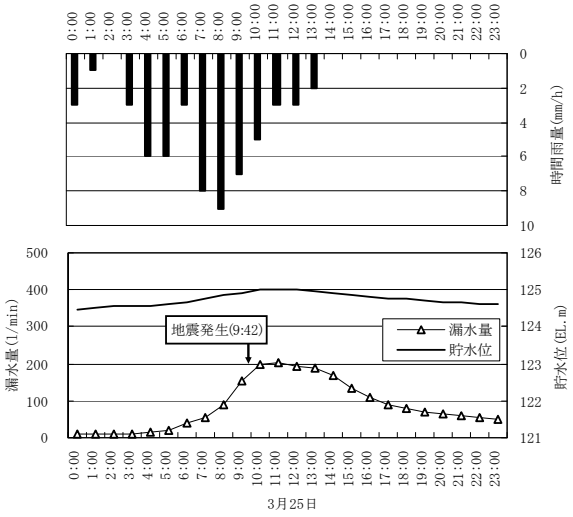


図-5.27 全漏水量の変化（白岩川ダム）

1) 目視観察結果

特に、地震によるものと思われる変状は観察されなかった。

2) 堤体観測データ

・ 漏水量（浸透量）

当ダムの漏水量（浸透量）観測も角川ダムと同様に、堤体（コア）からの浸透水、基礎の浅い部分を流れる浸透水、周辺地山からの湧き水、下流堤体・周辺地山への降水などを堤体下流法尻に設置した堰で計測するものである。そのため、計測前、計測時の降水量の影響を大きく受ける。地震の前日からの降雨により、ダム地点における地震時の累加雨量は 53mm であった。この影響で、地震前から漏水量は増加傾向にあった（**図-5.27**）。地震による顕著な増加は確認できず、降雨終了後は次第に減少し、漏水量の観測値は安定している。

(5) 久婦須川ダム

久婦須川ダムは富山県が管理する堤高95.0m の重力式コンクリートダムであり、2002 年に竣工した。当ダムは、本震の震央から 91km に位置し、基礎位置での最大加速度は水平方向 19gal、鉛直方向 15gal、天端位置では水平方向 143gal、鉛直方向 25gal であった。天端の地震計は、下流に張り出した水位計測室の下流側の壁近くの床に設置されており（**写真-5.8**）、このために水位計測室の地震応答が重なり、天端地震計の応答が比較的大きくなったと考えられる。

写真-5.8 久婦須川ダム下流面と天端地震計設置位置

1) 目視観察結果

特に、地震によるものと思われる変状は観察されなかった。

2) 堤体観測データ

・ 排水量

地震直前（25 日 9:00）の 77.9ℓ/min に対し、地震直後（25 日 10:00）は 77.5ℓ/min と一時的に減少している（**図-5.28**）。その後、排水量は増加しているが、これは降雨による貯水位上昇が原因であると考えられ、既往の貯水位と排水量の関係と比較して通常の排水量の範囲である。

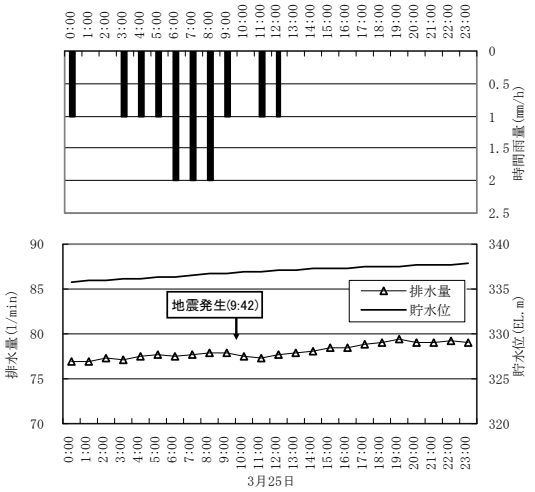


図-5.28 全排水量の変化(久婦須川ダム)

・ 堤体変形

堤体 9BL に設置されているプラムラインでは、地震直後に下流方向に 0.2mm、左右岸方向に 0.1mm の変位が観測された（**図-5.29**）。いずれも変位量としてはわずかであり、その後の貯水位上昇にともない、下流方向への変位が増加しているが、これまでの水位と変位の通常の相関関係の範囲である。

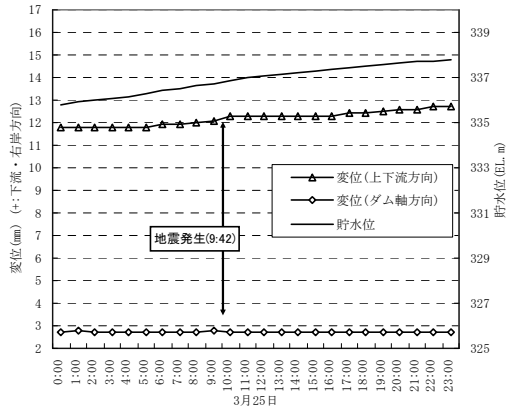


図-5.29 プラムライン観測値の変化（久婦須川ダム）

5.5 農業用ため池の被害

今回の地震においては、震源近くでは、多くの農業用ため池（堤高 15m 未満）が被害を受けた。このうちの震央近くの輪島市門前町に存在する 4 つのため池(震央距離:10～14km)について、被害状況を視察した。それらのため池の諸元を**表-5.5** に示す。

主な被害は、ため池堤体の沈下や天端のクラック（A ため池、B ため池、C ため池（**写真**

表-5.5 調査ため池の諸元

ため池名	所在地	堤高 (m)	堤頂長 (m)	上流面勾配	下流面勾配	総貯水量 (m^3)
A ため池	輪島市門前町	5.6	30	1:1.5	1:1.5	2,600
B ため池	〃	4.0	66	1:1.5	1:1.3	1,900
C ため池	〃	3.4	127	1:1.8	1:1.3	7,800
D ため池	〃	7.0	55	1:1.0	1:1.2	2,000

写真-5.9 C ため池天端の縦亀裂

写真-5.10 C ため堤体の法肩の崩落

-5.9)、堤体の一部のすべり（B ため池、C ため池）（**写真-5.10**)、下流法尻の土留めの損壊（D ため池）（**写真-5.11**）などであった。

写真-5.11 D ため池下流法尻の土留(石積)の崩壊

5.6 まとめ

今回の地震において、ダムに設置されている地震計で比較的大きな加速度を記録したダムを中心に、現地調査を実施した。調査した５ダムについて、ダムの安全管理に関わるような変状が生じていないことを現地目視および堤体観測記録から確認した。また、その観測記録の整理・分析結果から、比較的大規模な地震によるダムの挙動について把握した。

謝　辞

平成 19 年能登半島地震に際してのダムの調査に当たって、国土交通本省、同北陸地方整備局河川部、石川県土木部河川課及び富山県土木部河川課を始めとする関係諸機関には、災害対応でご多忙の中にもかかわらず、現地調査に多大な協力をいただくとともに、観測データ等の多数の資料を提供して頂いた。ここに記して深甚なる謝意を表する。

参考文献

1) 田村重四郎・岡本舜三・加藤勝行：岩盤地帯の地震動の最大加速度について、第 13 回地震工学研究発表会講演概要、pp.181～184、(社) 土木学会、1979.7
2) 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：大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料、国土技術政策総合研究所資料、第 244 号／土木研究所資料、第 3965 号、2005.3
3) 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
4) 建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室：1993 年釧路沖地震、能登半島沖地震におけるダムの挙動、ダム技術、No.80、pp.62～65、(財) ダム技術センター、1993.5
5) 岩下友也：平成 10 年度科学技術庁長期在外研究員報告書「フィルダムの耐震設計法の高度化に関する研究」、1999.8
6) 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 19 年新潟県中越沖地震の緊急調査速報 6. ダム、土木技術資料、Vol.49、No.9、pp.6～11、(財) 土木研究センター、2007.9

6．道路橋

6.1 概　要

地震後に道路管理者により行われた調査結果によると、道路橋に関する被害としては、能登島と能登半島を結ぶ能登島大橋（主要地方道七尾能登島公園線）、中能登農道橋（能登島広域農道）に損傷がみられた。能登島大橋については供用安全性確保のために石川県より通行止めが行われた。

平成19年3月26日に石川県より本省国道・防災課経由で被災調査の要請がなされ、翌3月27日現地調査を実施した。また、コンクリート上部構造の桁端部が一部損傷した国道470

図-6.1 調査箇所位置図

号（能越自動車穴水道路）此木高架橋については、現地にて北陸地方整備局より状況確認の依頼があり、調査を行った。さらに、盛土の崩壊等により多くの区間で通行止め措置がなされていた石川県道路公社管理の能登有料道路について、橋梁区間前後で大きな路面段差が生じた能登大橋、安津見高架橋について同公社と合同で被災状況の調査を実施した。

翌3月28日には北陸地方整備局、石川県の協力により自主調査を実施した。

3月28日現在、石川県の調査結果で、能登北部において、橋長15m以上の橋梁が112橋、段差、支承の損傷等の軽微な被害が15橋で確認されていた。**表-6.1**に調査箇所の概要を、**図-6.1**に調査した対象橋梁の位置を示す。

表-6.1 調査橋梁概要

	No.	橋梁名	路線名	橋長(m)	架設年次
3/27	（１）	能登島大橋	主要地方道 七尾能登島公園線	1050	昭和 57 年
	（２）	此木高架橋	国道 470 号 （能越自動車穴水道路）	270	平成 17 年
	（３）	能登大橋	能登有料道路	390	昭和 53 年
	（４）	安津見高架橋	能登有料道路	150	昭和 54 年
	（５）	中能登農道橋	能登島広域農道	450	平成 11 年
3/28	（６）	白潟橋	国道 249 号	42	昭和 35 年
	（７）	高瀬橋	主要地方道 1 号 七尾輪島線	59.5	平成 11 年
	（８）	市ノ坂大橋	主要地方道 1 号 七尾輪島線	175.2	昭和 55 年
	（９）	上町高架橋	主要地方道 57 号 内浦柳田線	211.5	平成 9 年
	(10)	小伊勢橋	国道 249 号線	48	平成 11 年
	(11)	西の端橋	一般県道 265 号 鹿磯港道下線	(不明)	(不明)
	(12)	鹿磯橋	輪島市道	(不明)	平成 10 年
	(13)	(不明)	(農道と推定)	(不明)	(不明)

6.2 能登島地区

6.2.1 能登島大橋

本橋は、**図-6.2～図-6.4**に示すように、３径間連続のＰＣ箱桁有ヒンジラーメン橋とその前後の18径間のＰＣＴ単純桁橋（５主げた）からなる。

このうち、単純桁橋の橋脚P6、P7、及び、ラーメン橋と単純桁橋の掛け違い橋脚であるP10、ラーメン橋の中間橋脚であるP11の４基に比較的顕著な損傷がみられた。その他の橋脚にも基部にひび割れやコンクリートの剥落が見られたが、いずれも軽微であった。主な損傷の状況と調査結果は以下の通りである。

写真-6.1 能登島大橋（写真手前能登島）

(1) Ｐ６橋脚

橋脚基部における曲げ損傷によるコンクリートのひびわれ、部分的なかぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋のはらみだし３本を確認した。被害としては、耐力、変形性能ともにほとんど影響がない程度であり、応急復旧としては鉄筋が露出しているはらみだし部にモルタル等で断面補修を実施することが適当と判断された。

写真-6.2 P6橋脚の損傷状況（石川県撮影）

写真-6.3 P6橋脚基部の損傷状況
（**写真-6.2**の○部拡大）

写真-6.4 橋脚基部の軸方向鉄筋のはらみだし状況

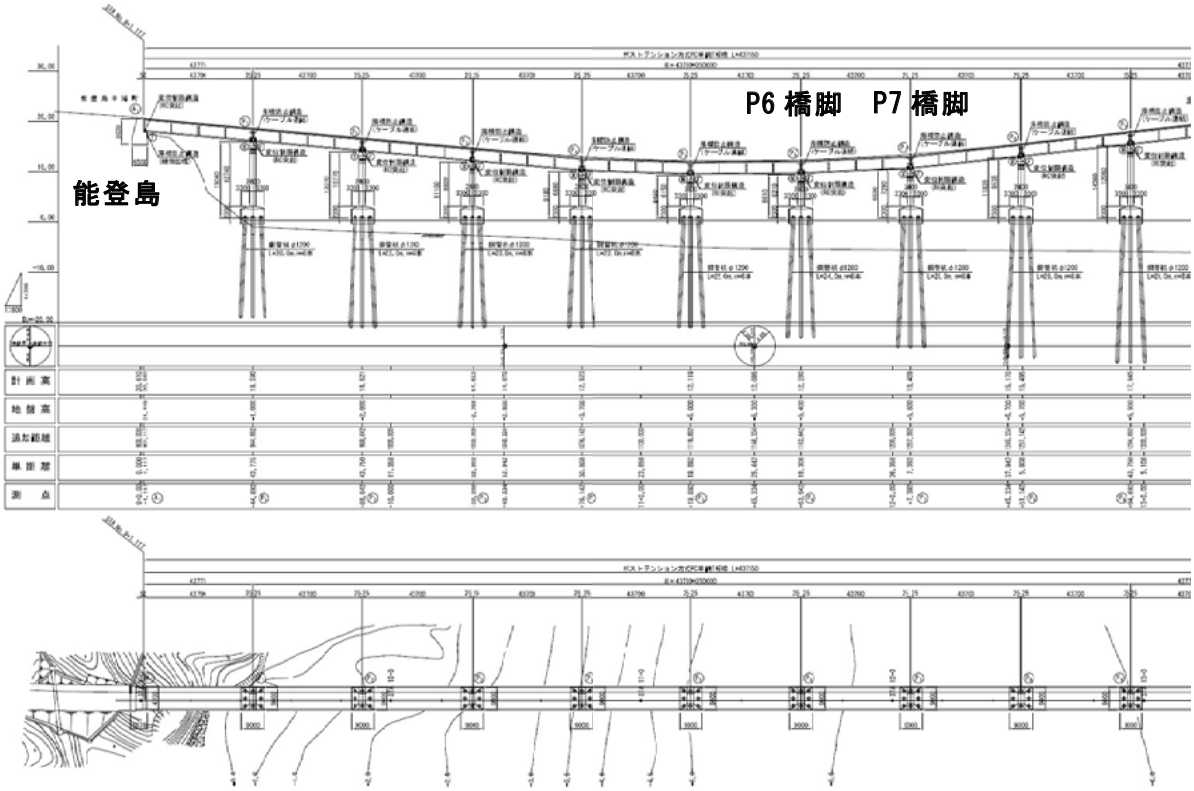


図-6.2 能登島大橋一般図（起点側）

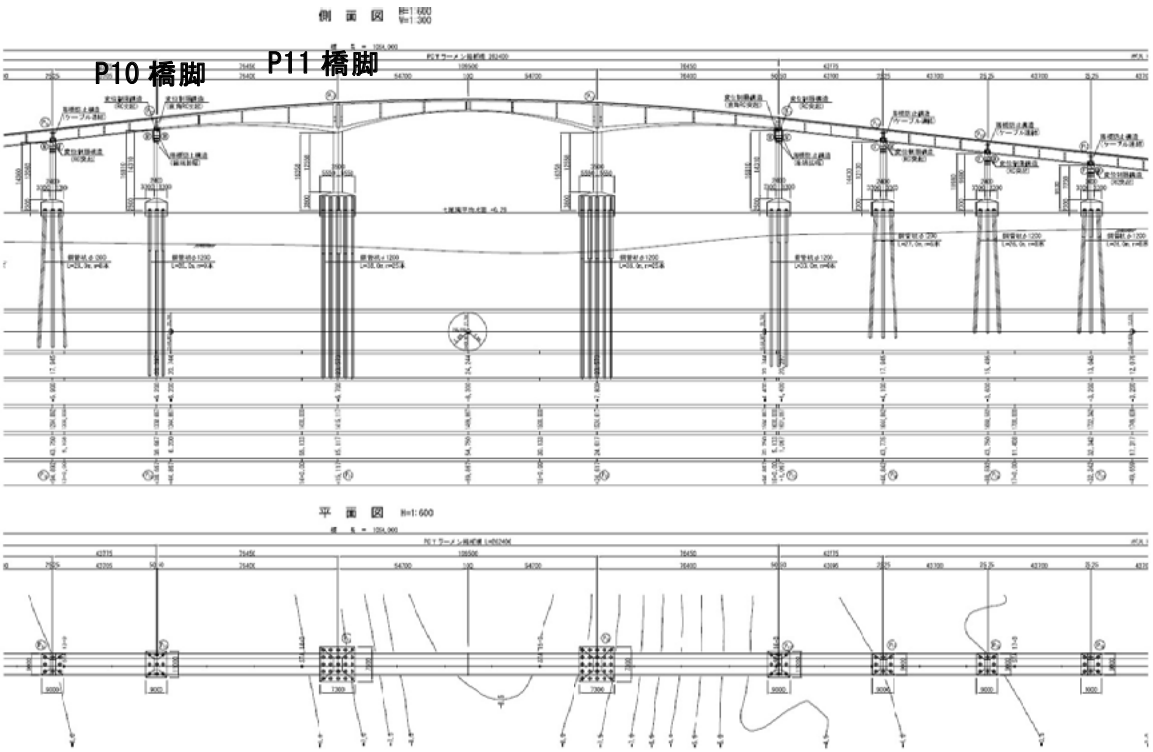


図-6.3 能登島大橋一般図（中央径間）

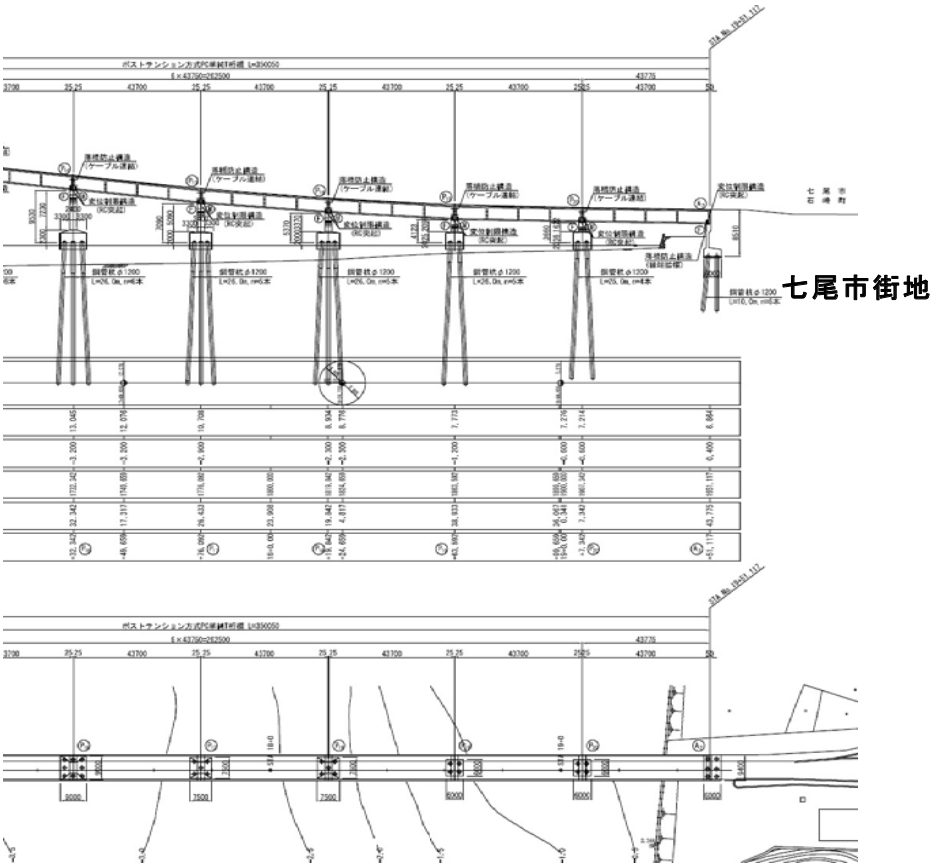


図-6.4 能登島大橋一般図（終点側）

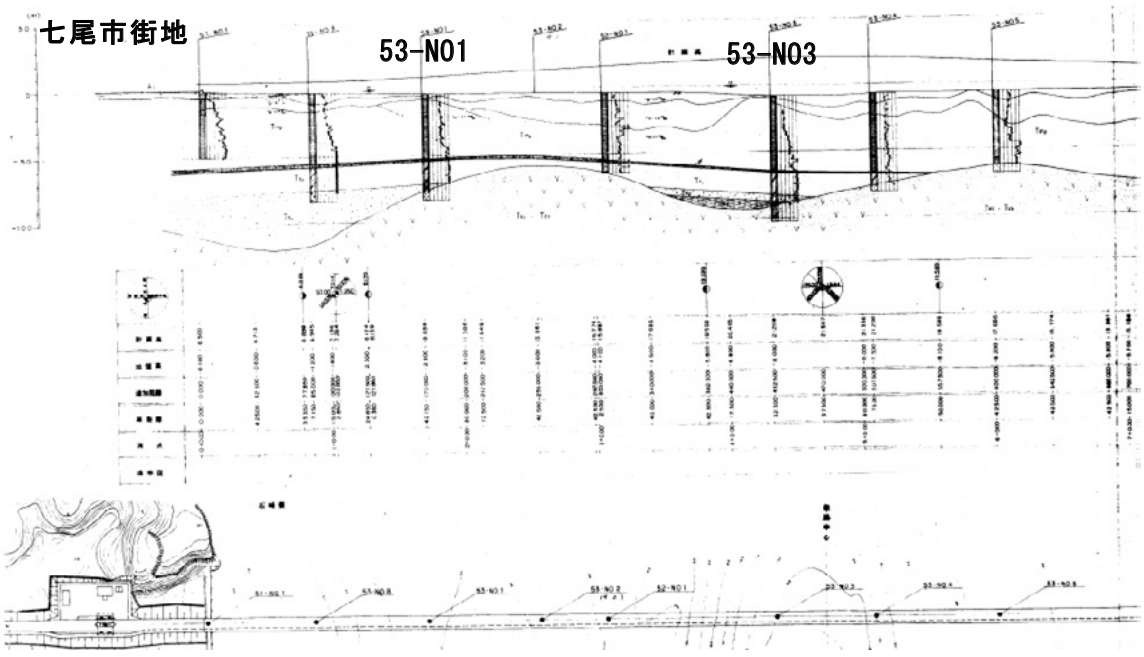


図-6.5 基礎地盤の分布

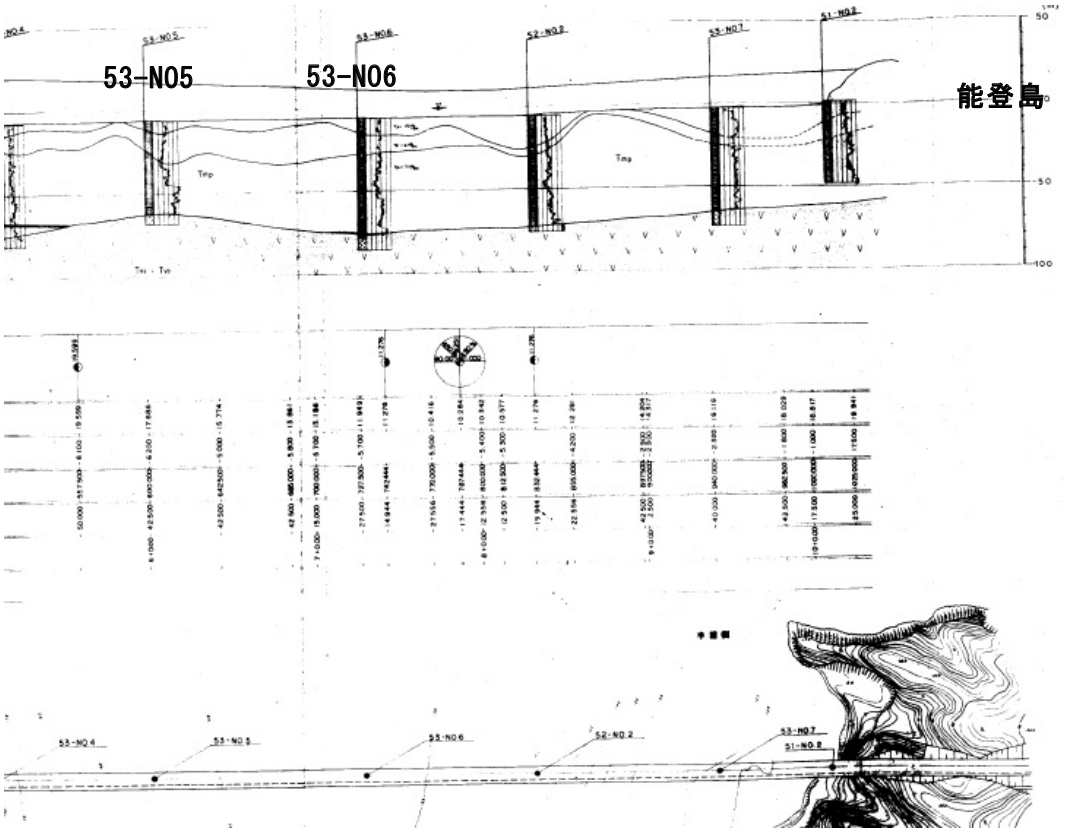


図-6.6 基礎地盤の分布

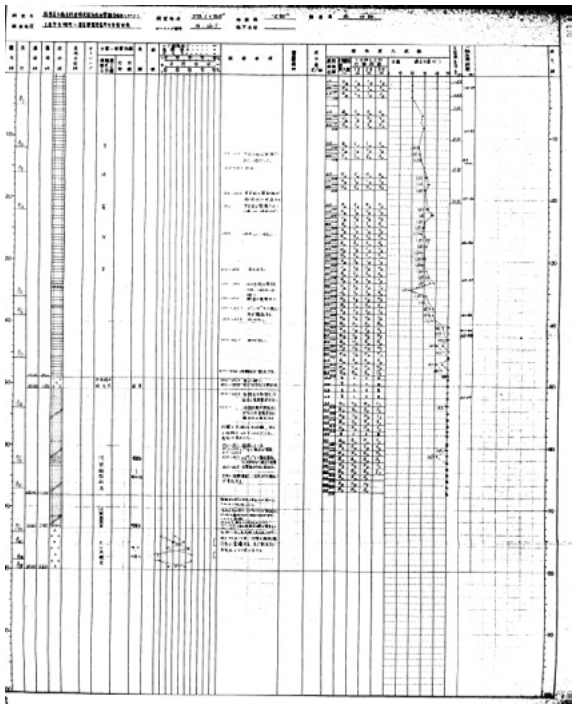


図-6.7 53NO1 の柱状図

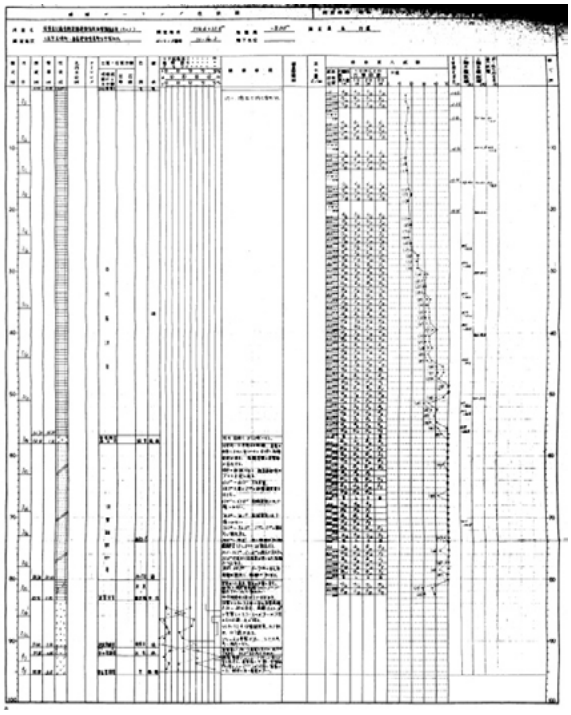


図-6.8 53NO3 の柱状図

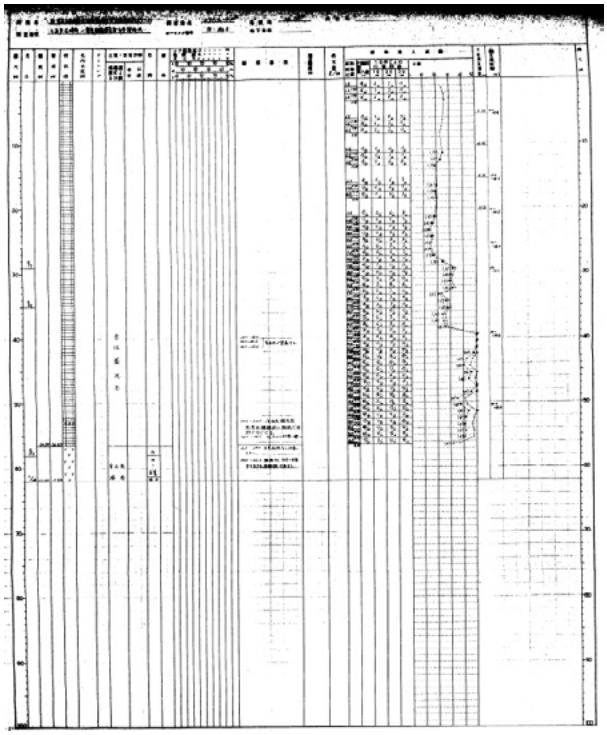


図-6.9 53NO5 の柱状図

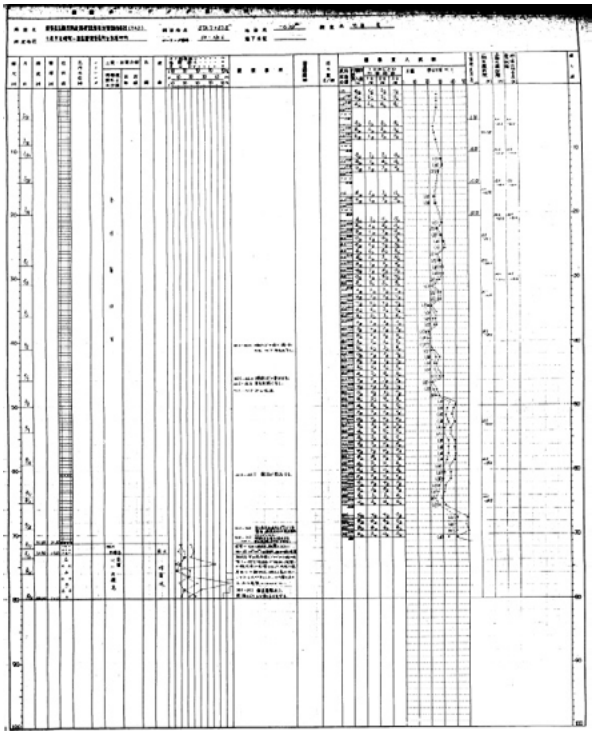


図-6.10 53NO6 の柱状図

(2) Ｐ７橋脚

本橋では最も大きな損傷箇所であった。橋脚基部（**写真-6.5**）において曲げ損傷によるひびわれ、かぶりコンクリートの剥離があり、多くの軸方向鉄筋にはらみだしがみられ、橋軸方向面の軸方向鉄筋で１本、橋軸直角方向面で２本の破断が確認された（**写真-6.6～写真-6.7、図-6.5**）。また最下段の帯鉄筋の１本の破断が確認された。

本橋脚は、鉄筋の破断により曲げ耐力の低下はあるものの、軸方向鉄筋破断量は全体の５％程度と大きくないことから耐荷力の大きな低下はないものと判断された。また帯鉄筋の破断も１本のみと限定的であったため、これが残存耐荷力に及ぼす影響は限定的と考えられた。応急復旧としては、軸方向鉄筋がはらみだして、コンクリートが剥離しているので、橋脚としての剛性低下が懸念されることと、はらみだした鉄筋が余震等の影響で再度の引張りや曲げの繰り返し変形を受けると破断する可能性もあることから、モルタル等による断面補修が必要と判断された。

写真-6.5 P7 橋脚損傷状況（石川県撮影）

断面修復による応急復旧は、3月30日に完了し、4月2日には一般車両の供用が開始された。

写真-6.6 P7橋脚基部の損傷状況

写真-6.7 P7橋脚基部の損傷状況

写真-6.8 はつり作業完了後（石川県撮影）

写真-6.9 断面修復後（石川県撮影）

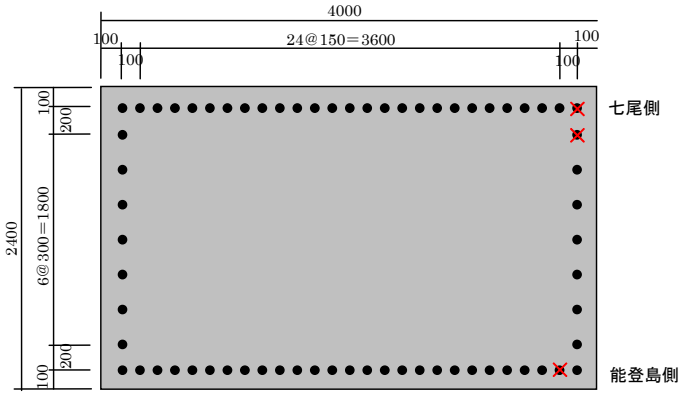


図-6.11 P7橋脚断面図（×は鉄筋破断箇所）

(3) Ｐ１０橋脚

橋脚中間部段落とし部で曲げひびわれとせん断ひびわれ（可動橋脚で、橋軸直角方向の地震力による）が確認された。ひびわれの発生状況としては、典型的な段落とし部の損傷と判断された。被災度としては小被害程度[1)]と評価され、せん断耐力もほとんど低下していない程度と考えられる。したがって応急復旧として、樹脂注入等の実施が適当と判断された。これによりせん断耐力はほぼ初期段階と同程度を確保できるものと考えられた。

写真-6.10 P10橋脚のせん断ひびわれ（石川県撮影）

写真-6.11 P10橋脚側面のひび割れ（石川県撮影）

(4) Ｐ１１橋脚

橋脚基部において小規模のかぶりコンクリートの剥落が確認された。被害としては、耐力、変形性能ともにほとんど影響がない程度であり、モルタル等で断面補修を実施することが適当と判断された。

写真-6.12 P11橋脚のコンクリート剥落箇所（石川県撮影）

写真-6.13 P11橋脚のコンクリート剥落箇所（石川県撮影）

(5) Ｐ７～Ｐ８間の桁

本橋では橋脚以外に単純桁の一径間（P7～P8間）で上部工の橋軸直角方向への変位が確認された。支承部の調査では両支承部で約４cm（Ｐ８橋脚上）、約１cm（Ｐ７橋脚上）の変位が確認された。（変位の数値はリング支承と下部構造天端間の変位。起点から終点に向かって左方向へ）。しかし、変位量も小さく、桁自体は下部構造天端、支承上で安定して支持されている状態であったので、構造安全性上問題はなく本変状に対して、供用安全性確保の観点からの応急復旧は特に必要はないと判断された。

写真-6.14 地覆の橋軸直角方向変位

写真-6.15 支承の変位(P8橋脚)

以上より、能登島大橋については、調査時点で応急復旧としてＰ７基部の断面修復とP10へのひびわれ注入を実施することでほぼ被災前の耐荷力が得られるものと判断された。

6.2.2 中能登農道橋

能登島広域農道の中能登農道橋は、全長450mの３径間連続ＰＣ斜張橋で塔柱はコンクリートで斜ケーブルは２面１４段となっている。遠望からの目視と車上からの外観調査のみであったが、斜ケーブルや塔柱など構造部分に変状はみられなかった。本橋の斜ケーブルではその多くの基部に制振装置が設置されていたが、それらにも損傷などの異常は見受けられなかった。

一方、斜張橋区間に連続した取り付け高架橋部と土工の境界では段差や高欄の損傷がみられた。盛土部の沈下や変形によるものと思われる。

なお、調査時点で段差部では路面の段差すりつけによる仮復旧が完了しており、片側交互通行によって一部車両の通行が確保されていた。

写真-6.16 高欄の損傷

写真-6.17 橋台背面部の応急処置

写真-6.18 車中から橋面を撮影

6.3 能登有料道路・能越自動車道

6.3.1 能登大橋及び安津見高架橋

能登有料道路では、能登大橋および安津見高架橋の調査を行った。安津見高架橋は過去に、アルカリ骨材反応の劣化損傷を受けたため、梁部の打ち換え及び柱部のＰＣ巻立てによる補強がなされていたところである。両橋梁とも橋梁構造本体には大きな損傷は確認されなかった。確認された損傷は、伸縮装置部で遊間異常や地震によって移動量を超える変位があったものと推定される衝突痕であった。

一方、両橋とも、橋台背面の土砂の流出、盛土の変形によるものと考えられる橋梁前後の盛土区間での顕著なひびわれや陥没、橋梁路面との段差がみられた。段差は、地盤改良後、舗装工事がなされ4月25日に復旧工事が完了し、それを受け、4月27日に一般車両の供用が開始された。

写真-6.19 能登大橋A2(手前土工区間)

写真-6.20 橋台背面の段差

写真-6.21 舗装復旧後(石川県提供)

写真-6.22 能登大橋A1(手前構造物区間)

写真-6.23 橋台背面にできた空洞

写真-6.24 安津見高架橋(手前土工区間)

写真-6.25 左のウィング箇所の拡大

写真-6.26 安津見高架橋橋脚

6.3.2 此木高架橋

本橋は、４径間連続のＰＣラーメン橋（橋長194m）と３径間連続のＰＣ中空床版橋（76m）からなる高架橋である。損傷は、Ｐ３（両橋の掛け違い部）上の上部工桁端部の片側高欄直下位置にコンクリートの剥離がみられた。損傷の状況より地震による両橋の桁端部同士の衝突が推定された。

なお、損傷範囲は限定的であり、ＰＣ鋼材の定着部など構造系への影響はないものと考えられ供用性に支障をきたすような耐荷力低下もないと判断された。

写真-6.27 此木高架橋損傷箇所

写真-6.28 左写真○の拡大写真

6. 4 その他の橋

6.4.1 白潟橋

単径間下路式トラス橋。固定側支承部の前面側に配置されたアンカーボルトの抜け出し（4cm程度）が見られたことから、両橋台は前面に若干移動したと考えられる。単径間の構造であり、橋梁の機能や安全性上、直ちに問題となることはないと判断された。橋台は、当初よりアースアンカーにより補修がなされていたことから、以前にも側方移動がみられたものと思われる。したがって、軟弱地盤上に橋台及び盛土の建設がなされていたと考えられ、今回の地震により移動量が増加したものと考えられる。

写真-6.29 白潟橋全景

写真-6.30 支承部アンカーボルト抜出状況

6.4.2 高瀬橋

２径間単純鈑桁橋。左側写真の奥側に位置する固定支承のサイドブロックが橋軸直角方向に変形した。しかし、ゴム支承本体の損傷はなく、橋梁の機能や安全性上直ちに問題となることはないと判断された。中間橋脚部直上の高欄継手部に移動の跡が、また、歩道部にも衝突の跡が見られた。以上より、地震による橋脚上で桁端部同士の衝突が生じたことが推定される。

橋台背面の沈下による路面の段差が生じたが、調査時点では段差部のすりつけによる復旧が完了しており、通行に問題のない状態となっていた。

写真-6.31 高瀬橋全景

写真-6.32 支承部サイドブロックの変形

6.4.3 市ノ坂大橋

本橋は、７径間単純鈑桁橋で橋脚躯体部分は、鋼板巻立てによる耐震補強、また、コンクリートのアルカリ骨材反応への対策として横梁部に表面塗装がされていた。

写真-6.33の奥から２基目及び４基目の橋脚横梁部のかぶりコンクリートが剥落し、鉄筋が露出した。しかし、その範囲は限定的でだり鉄筋に変状もないため、耐荷力は十分にあると考えられ、橋梁の機能や安全性上直ちに問題となることはないと判断された。また、３基目、５基目においては、横梁部にひび割れの発生を確認した。

写真-6.33 市ノ坂大橋全景

写真-6.34 橋脚のかぶりコンクリートの剥落

写真-6.35 **写真-6.34**の横梁部から落下したかぶりコンクリート

6.4.4 上町高架橋

本橋は、７径間からなる連続プレテン桁、単径間単純桁であり、一部、曲線区間を含んでいる。曲線橋と背面土工直線部を結ぶ端部橋脚と橋台の間にすりつけの桁が配置されている区間で橋台と端部桁（単純桁）の壁高欄の衝突による損傷が生じた。桁の回転により端部桁曲線部外側で桁と高欄が接触したものと考えられる。橋梁構造本体に損傷はなく、橋梁の機能や安全性上直ちに問題となることはないと判断された。

写真-6.36 上町高架橋全景

写真-6.37 橋台と端部桁

写真-6.38 橋台と端部桁壁高欄の衝突

6.4.5 その他

小伊勢橋、西の端橋、鹿磯橋についても調査を行ったが、橋台部周辺に液状化の跡が見られ、周辺盛土の沈下が見られた。しかし、調査時点ではいずれの橋梁についても段差部では路面のすりつけによる復旧が完了しており、通行に支障はなかった。

鹿磯橋については、さらに、中間橋脚上の地覆にひび割れがあり、また、橋台パラペットにひび割れ、その背面で舗装の盛り上がりが見られた。液状化により地盤がゆるんだことにより、橋台が前面に若干移動した可能性がある。なお、これらの被害は、橋梁の機能や安全性上直ちに問題となることはないと判断された。この橋梁についても、段差部では路面の段差すりつけによる復旧が完了しており、通行に支障はなかった。

また、農道橋と思われる(13)橋は、斜角を有するパイルベント橋であり、桁の回転による変位が生じ、通行止めされていた。間詰め材である帯状のゴムに桁が設置されているだけで上下部構造が固定されていないこと、斜角を有すること、下部構造の剛性が小さいために変位が生じたと考えられた。

写真-6.39 小伊勢橋全景(橋台背面沈下)

写真-6.40 西の端橋全景(橋台背面沈下)

写真-6.41 鹿磯橋全景(橋台背面沈下)

写真-6.42 鹿磯橋(橋台部の損傷)

写真-6.43 (13)橋全景

写真-6.44 (13)橋(桁の回転による変位)

6. 5 まとめ

調査を実施した道路橋の被災形態は、RC橋脚の損傷、支承の損傷、桁端部の損傷、背面盛土の沈下など、従来から比較的多く見られるタイプのものであった。損傷の程度としては、橋梁本体の損傷が原因で橋の機能や安全性に直ちに影響を及ぼすような大規模な被害は生じておらず長期間の通行止めを要する橋梁被害はなかった。通行止めが行われた能登島大橋についても応急復旧としてRC橋脚の損傷への断面補修とひびわれ注入を行うことでほぼ被災前の耐荷力が確保できるものと判断できた。橋長が比較的短く、端部が橋台に固定されると共に、壁式橋脚が用いられていた橋梁が多く、このような構造的な特徴が被害を限定的にしたものと考える。一部の高橋脚については、耐震補強工事もなされていたことが、被災度を軽微なものにとどめたことに寄与していると考えられる。

しかしながら、橋脚梁部の損傷や、斜橋において桁に大きな変位を生じたものも確認された。また、上町高架橋の壁高欄の損傷は、曲線橋特有の挙動が関係していると考えられた。今後、橋梁形式と被災度の要因分析を行う際に考慮すべき要因と考えられる。

市ノ坂大橋では、梁部の損傷によってかぶりコンクリートの剥落が生じており、このような現象についても検討が必要とされる。

中能登農道橋や能登有料道路では橋梁区間前後の土工部が沈下するなどによって路面段差を生じて通行に支障したものがいくつかみられた。特に能登有料道路の橋梁では路面段差が40cmを越えるものもあった。今回被災を受けた橋梁の裏込め部は、通常の土工部と同様の設計・施工がなされたものと考えられるが、昭和43年道路橋下部構造設計指針　橋台・橋脚の設計篇以来、現在の道路橋示方書に至るまで、橋台の背後の裏込めは特に良質で十分締固められる材料を用いることが規定され、特に慎重な配慮を求めている。したがって、今後、裏込め材料や裏込め形状、施工管理規定等具体的な仕様を策定することが必要と考えられる。また、平成8年道路橋示方書下部構造編からは、それまでの裏込めの品質に関する規定に加えて、地震時の変状に備え、踏掛版の設置が望ましいことが示されている。踏掛板の効果や基準化も視野に、背面盛土の条件による段差発生状況の相違などについて検討していくことが必要と考えられる。

参考文献

1) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）、318p、2002

7．道路土工・斜面

7.1 道路土工・斜面の被害概要

今回の地震により、何等かの通行規制を要する道路土工・斜面の被害は 80 箇所で生じた。内訳は、有料道路（能登有料道路）で 53 箇所、直轄国道（能越自動車道）で 1 箇所、補助国道で 9 箇所、県道で 17 箇所である。**表-7.1.1**、**表-7.1.2**、**表-7.1.3**、**表-7.1.4** に直轄国道、補助国道、能登有料道路、県道の被災箇所の一覧を、また、**図-7.1.1** にそれらの位置をそれぞれ示す。個々の被災箇所の状況については後述するが、道路土工の被害としては、傾斜地盤上に構築された盛土の崩壊が多く、基礎地盤の液状化による盛土全体の崩壊はほとんど見られない。こうした被災パターンの傾向は、これまでの地震においても、山間地における盛土被害の特徴として見られたものである。また、斜面の被害としては、落石による被害が多く、特に国道 249 号においては、高さ約 10m、幅約 30m、厚さ数m（推定）の岩盤が、約 50mの高さの斜面から崩落して八世乃洞門に直撃し、約 3 ヶ月間全面通行止めとなった。

表-7.1.1 直轄国道の被災箇所一覧（北陸地方整備局より　平成19年12月21日現在）

路線名	場所・区間	交通規制状況			被害状況等
		日	時刻	規制内容	
能越自動車道	能登空港IC～穴水IC	3/25	11:30	全面通行止め	路面段差 クラック
		3/26	6:30	規制解除	

図-7.1.1 被災箇所位置図

表-7.1.2 補助国道の被災箇所一覧（北陸地方整備局より　平成19年12月21日現在）

路線名	場所・区間	交通規制状況			被害状況等
		日	時刻	規制内容	
249	珠洲市逢坂	3/25	11:30	通行止め	トンネルで落石
		3/25	15:00	規制解除	
249	輪島市渋田	3/25	13:30	通行止め	崩土
		3/26	7:00	片側交互通行	
				規制解除	
249	輪島市深見	3/25	13:30	通行止め	段差
		3/25	15:00	片側交互通行	
				規制解除	
249	輪島市大野	3/25	13:30	通行止め	崖崩れ
		3/25	15:00	片側交互通行	
				規制解除	
249	輪島市門前町剣地	3/25	13:30	通行止め	陥没
		3/25	15:00	片側交互通行	
				規制解除	
249	輪島市里	3/25	10:00	通行止め	崩土
		3/27	10:00	規制解除	
249	志賀町深谷地内	3/25	12:30	通行止め	陥没、路肩決壊
		3/29	10:00	片側交互通行	
				規制解除	
249	志賀町大福寺内	3/25	12:30	通行止め	陥没、路肩決壊
		3/29	10:00	片側交互通行	
				規制解除	
249	輪島市町野町曽々木	3/27	10:00	通行止め	落石
		7/7	12:00	片側交互通行	

表-7.1.3 能登有料道路の被災箇所一覧

路線名	区間	NO.	被災箇所	kp	上下	被災状況	災害規模
能登有料道路 (能登海浜道路)	柳田IC ～徳田大津JCT	海-1	志賀町上棚	9.2	上下	下部工ｸﾗｯｸ、ﾋﾝｼﾞ部段差	橋梁損傷
		海-2	志賀町矢駄その1	11.5	上下	下部工ｸﾗｯｸ	橋梁損傷
		海-3	志賀町矢駄その2	12.0	上下	下部工ｸﾗｯｸ	橋梁損傷
		海-4	志賀町矢駄その3	12.4	上り	路面陥没、クラック	崩落予想
		海-5	志賀町安津見	15.0	上下	橋台背面陥没、ｸﾗｯｸ	路面変状
		海-6	志賀町徳田その1	19.8	上下	横断クラック	路面変状
		海-7	志賀町徳田その2	21.0	上下	下部工ｸﾗｯｸ	橋梁損傷
能登有料道路 (能登半島縦貫有料道路)	徳田大津JCT ～終点	縦-1	志賀町徳田	0.0	上下	縦横断クラック	路面変状
		縦-2	七尾市中島町豊田その1	4.6	上下	クラック	崩落予想
		縦-3	七尾市中島町豊田その2	4.8	上下	下部工ｸﾗｯｸ	橋梁損傷
		縦-4	七尾市中島町豊田その3	4.9	上下	クラック	路面変状
		縦-5	七尾市中島町豊田その4	5.4	上り	クラック	路面変状
		縦-6	七尾市中島町豊田その5	5.6	上り	道路欠壊	大規模崩落
		縦-7	七尾市中島町豊田その6	5.7	上下	路肩・横断クラック	崩落予想
		縦-8	七尾市中島町豊田その7	6.0	上下	橋台背面陥没	路面変状
		縦-9	七尾市中島町土川	6.3	下り	道路欠壊	大規模崩落
	横田IC →	縦-10	七尾市中島町横田その1	10.6	上りONランプ	道路欠壊	大規模崩落
		縦-11	七尾市中島町横田その2	10.8	上下	路面陥没	路面変状
		縦-12	七尾市中島町横田その3	11.1	上り	ｾﾝﾀｰ・横断クラック	路面変状
		縦-13	七尾市中島町横田その4	11.3	上下	横断クラック	路面変状
		縦-14	七尾市中島町谷内	11.7	上下	道路欠壊	大規模崩落
		縦-15	七尾市中島町小牧その1	12.7	上下	路肩・横断クラック	路面変状
		縦-16	七尾市中島町小牧その2	12.9	上り	ｾﾝﾀｰ・横断クラック	崩落予想
		縦-17	七尾市中島町小牧その3	13.0	上下	ｾﾝﾀｰ・横断クラック	崩落予想
		縦-18	七尾市中島町小牧その4	13.2	上下	クラック、BOX損傷	崩落予想
		縦-19	七尾市中島町小牧その5	13.7	上下	縦横断クラック	崩落予想
		縦-20	七尾市中島町小牧その6	13.9	上下	ｾﾝﾀｰ・横断クラック	崩落予想
		縦-21	七尾市中島町小牧その7	14.7	上下	道路欠壊	大規模崩落
		縦-22	七尾市中島町小牧その8	14.8	上下	横断クラック	崩落予想
		縦-23	七尾市中島町小牧その9	15.0	上下	縦横断クラック	崩落予想
		縦-24	七尾市中島町小牧その10	15.1	上下	縦横断クラック	崩落予想
		縦-25	七尾市中島町小牧その11	15.3	上下	ｾﾝﾀｰ・横断クラック	崩落予想
		縦-26	七尾市中島町小牧その12	15.9	上下	道路欠壊、クラック	大規模崩落
		縦-27	七尾市中島町小牧その13	16.1	上下	横断クラック	崩落予想
		縦-28	七尾市中島町小牧その14	16.3	上下	ｾﾝﾀｰ・横断クラック	崩落予想
		縦-29	七尾市中島町田岸その1	16.6	上下	縦横断クラック	崩落予想
		縦-30	七尾市中島町田岸その2	16.8	上下	縦横断クラック	崩落予想
		縦-31	七尾市中島町田岸その3	16.9	上下	縦横断クラック	崩落予想
		縦-32	七尾市中島町田岸その4	17.7	上下	道路欠壊、路面陥没	大規模崩落
	別所岳SA →	縦-33	七尾市中島町田岸その5	18.2	上下	縦横断クラック	路面変状
		縦-34	七尾市中島町田岸その6	18.6	上下	縦横断クラック	崩落予想
		縦-35	七尾市中島町横見その1	19.0	上下	縦横断クラック	崩落予想
		縦-36	七尾市中島町横見その2	19.1	上り	縦横断クラック	崩落予想
		縦-37	穴水町根木	20.2	下り	縦横断クラック	崩落予想
		縦-38	穴水町越の原その1	21.1	上下	道路欠壊	大規模崩落
		縦-39	穴水町越の原その2	21.5	上り	道路欠壊	大規模崩落
		縦-40	穴水町越の原その3	21.9	上下	縦横断クラック	路面変状
		縦-41	穴水町越の原その4	22.2	上り	道路欠壊	大規模崩落
	越の原IC →	縦-42	穴水町鵜島	23.4	上下	縦横断クラック	路面変状
		縦-43	穴水町宇留地	24.1～24.6	上下	橋台背面陥没、ウイング損傷等	大規模崩落 橋梁損傷
		縦-44	穴水町天神谷	25.5	上下	路面陥没、クラック	崩落予想
田鶴浜道路	徳田大津JCT ～田鶴浜IC	田-1	志賀町徳田	-0.3	上下	ジョイント部段差	路面変状
		田-2	七尾市三引町	3.7	上下	橋台背面陥没、ｸﾗｯｸ	路面変状

表-7.1.4 県道の被災箇所一覧（軽微なものを除く）（北陸地方整備局より　平成19年12月21日現在）

路線名	場所・区間	交通規制状況			被害状況等
		日	時刻	規制内容	
(主)珠洲里線	珠洲市和歌山上山～輪島市町野町鈴屋	3/25	13:30	全面通行止め	亀裂
		4/2	17:00	規制解除	
(主)珠洲里線	輪島市町野町里～川西	3/25	19:00	全面通行止め	崩土
		4/2	17:00	規制解除	
(一)柳田里線	輪島市西院内	3/25	13:30	全面通行止め	土砂崩れ
		3/25	15:00	片側交互通行	
				規制解除	
(一)県道庵鵜浦大田新線	七尾市大田	3/25	13:30	全面通行止め	陥没
		3/25	17:00	規制解除	
(一)豊田笠師保停車場線	七尾市中島町塩津	3/25	13:30	全面通行止め	崩土
		3/27	10:00	規制解除	
(一)七尾鳥屋線	七尾市国分～白馬	3/25	13:30	全面通行止め	陥没
		3/26	17:00	規制解除	
(一)滝又三井線	輪島市三井町興徳寺	3/25	13:30	全面通行止め	崩土
		3/28	10:00	規制解除	
(一)穴水剣地線	穴水町河内	3/25	10:00	全面通行止め	土砂崩れ
		3/26	17:00	規制解除	
(主)穴水剣地線	輪島市門前町白禿	3/25	21:00	全面通行止め	崩土、路肩沈下
		3/27	17:00	規制解除	
(一)深谷中浜線	志賀町西海	3/25	13:30	全面通行止め	崩土
		3/25	17:00	片側交互通行	
				規制解除	
(一)百海七尾線	七尾市柑子町～佐野町	3/25	17:00	全面通行止め	路面段差
		3/27	10:00	規制解除	
(主)輪島市浦上線	輪島市大沢町内	3/25	19:00	全面通行止め	落石の恐れ
		4/22	6:00	片側交互通行	
				規制解除	
(主)輪島市浦上線	輪島市下山町	3/30	20:00	全面通行止め	崩土
		4/2	17:00	片側交互通行	
				規制解除	
(一)小滝北川線	輪島市門前町猿橋	3/25	19:00	全面通行止め	電柱倒壊
		3/26	17:00	規制解除	
(主)七尾能登島公園線	能登島大橋	3/27	10:00	全面通行止め	点検
		4/2	17:00	規制解除	
(一)若葉台松木線	志賀町小室～若葉台	3/26	13:00	全面通行止め	路面亀裂・路肩決壊
		3/27	17:00	規制解除	
(一)滝又三井線	三井町興徳寺	3/25	14:11	全面通行止め	崩土
		4/2	17:00	規制解除	

7.2 道路土工の被害

7.2.1 概要

(1) 被害の概要

能登有料道路を中心として、強い地震動により、土工構造物に多くの被害が生じた。道路土工の被害としては、傾斜地盤上に構築された盛土の崩壊が多く、基礎地盤の液状化による盛土全体の崩壊はほとんど見られない。能登有料道路では比較的大きな盛土崩壊が 11 箇所で、国道 249 号では比較的大きな盛土崩壊が 2 箇所で生じた。盛土の被害形態としては、沢や谷等の集水地形に築造された高盛土の流動性崩壊、カルバートや橋梁など異種構造物との取り付け部の段差、切土部から片切片盛などに構造が変化する部分の切盛境での段差等であった。

能登有料道路（金沢市栗崎町～穴水町此木間 82.9km）は、昭和 45 年 11 月に着手した能登海浜道路（金沢市栗崎町～田鶴浜町大津間 55.9km）とそれに続く能登半島縦貫有料道路（田鶴浜町大津～穴水町此木間 27km）を直結したものである。能登海浜道路（金沢市栗崎町～田鶴浜町大津間）は昭和 48 年～昭和 57 年に 2 車線で順次供用が開

始され、平成 5 年～平成 6 年に白尾～柳田間が 4 車線に拡幅されている。能登半島縦貫有料道路（田鶴浜町大津～穴水町此木間 27km）については、昭和 53 年に横田～終点間 15.9km が、昭和 55 年に徳田大津～横田間 11.1km が、それぞれ供用開始されている。

図-7.2.1 に能登有料道路被災箇所位置を示す。また、**表-7.1.3** に能登有料道路の被災箇所の一覧を示した。表中の災害規模は石川県の定義にしたがい、「大規模崩落」は盛土がすべり崩壊したもの、「崩落予想」は概ねのり面の変状や路面のクラック等が路床まで達しているもの、「路面変状」は路床までは達していない路面クラック等の被害であり、以後、能登有料道路の被害程度はこの定義に従う。今回の地震で多くの盛土被害が生じた能登有料道路の柳田～穴水町此木間は、昭和 48 年～昭和 57 年に順次供用が開始された山岳道路であり、総じて切土・盛土による土工区間が多く、橋梁・トンネル等の構造物は比較的少ない。昭和 57 年に開通していることから、道路盛土の地震力に対する設計が初めて規定された昭和 58 年の道路土工指針（道路土工要綱）より以前に構築された構造物である。

能登有料道路では地震直後から柳田 IC～穴水 IC 間で全面通行止めの措置が執られた。応急復旧工法、本復旧工法は、地震後に設置された「能登有料道路復旧工法検討委員会」（委員長　金沢工業大学　川村教授）において検討された。柳田 IC～徳田大津 IC は応急復旧の後、3 月 29 日 15:00 より暫定二車線の供用が開始された。徳田大津 IC～穴水 IC については、迂回路設置等の応急復旧により、徳田大津 IC～横田 IC 間は 4 月 20 日に、横田 IC～穴水 IC は 4 月 27 日に供用が再開された。本復旧は順次行われ、11 月 30 日に全線で迂回路が解消され、本線供用が再開された。

一方で、直轄国道、補助国道、県道については、国道 249 号輪島市町野町曽々木の落石発生箇所を除いては本復旧が完了しており、この落石発生箇所についても 7 月 7 日に 5：00～20：00 の時間帯で片側交互通行による供用が開始された。

能登有料道路・能越自動車道（田鶴浜道路）被災状況

能登有料道路：柳田IC～此木終点 L=48.2km

能越自動車道：徳田大津JCT～田鶴浜IC L=4.8km

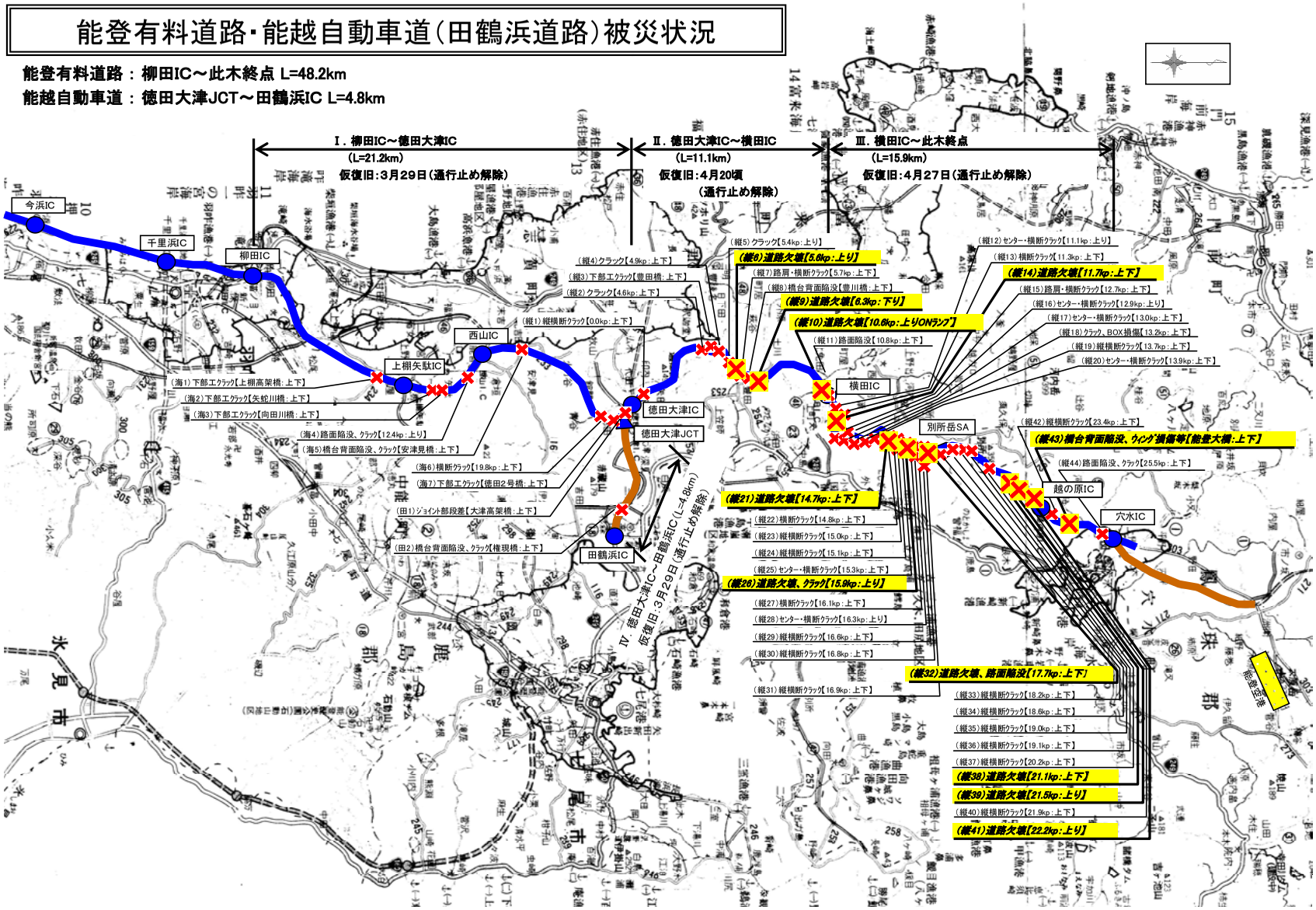


図-7.2.1 能登有料道路被災箇所位置図

(2) 現地踏査

土木研究所では、道路土工の被害に関する現地調査を、地震発生から3日後の3月28日～3月30日と約6週間後の5月8日～5月11日の2回にわたって、**表-7.2.1**に示す区間について実施した。

第 1 回調査は、盛土の被害が多数生じた能登有料道路、能越自動車道や地域の基幹道路である国道 249 号の被災状況の把握を目的に実施した。調査方法は、主要な被害箇所の踏査であり、被災状況のスケッチ、写真による記録、土砂のサンプリング等を行った。

表-7.2.1 調査対象道路リスト

	調査期間	路線名	調査区間(地名)
第1回調査	3/28～3/30	能越自動車道	能登空港IC～穴水IC
		能登有料道路	柳田IC～穴水IC
			徳田大津IC～田鶴浜IC
		国道249号線	七尾市～羽咋市
第2回調査	5/8～5/11	能登有料道路	徳田大津IC～穴水IC

第 2 回調査では、能登有料道路の徳田大津 IC～穴水 IC 区間における被害箇所および無被害箇所を対象とした詳細な現地踏査を行った。現地踏査は、被害箇所および無被害箇所について、以下の項目を把握することを目的に実施した。調査箇所数の内訳を**表-7.2.2** に示す。

①盛土背後地の水の供給・湿潤状況（沢、池、湿地等の有無）
②盛土のり面、のり先の湿潤状況・湧水の有無、排水施設の健全性
③路面の沈下、亀裂、段差、のり面の亀裂・はらみだし等の変状、補修履歴、既往災害の有無

表-7.2.2 第 2 回調査の調査箇所内訳

被災程度		全盛土箇所数	調査箇所数
被害	大規模崩落	11	11
	崩落予想	19	19
	路面変状	12	8
無被害		61 （うち盛土高 15m 以上 31 箇所）	14 （盛土高 15m 以上）
計		103	52

(3) 地盤調査

能登有料道路において、①盛土の締固めの程度、②盛土内の水位、③盛土基礎地盤の崩積土の有無、④盛土材料の力学特性等と被害の関係を把握することを目的に、地盤調査を実施した。

調査箇所は、大規模崩落箇所および類似の盛土形状、地形条件の未崩落箇所とした。

地盤調査の内容は、ボーリング調査、標準貫入試験、密度検層、ラムサウンディング、現場密度試験、サンプリングおよび室内土質試験等である。**表-7.2.2**に調査箇所及び調査内容をまとめて示す。なお、盛土内の水位を把握する目的で、ボーリング箇所の孔内水位およびサウンディング孔内の水位を測定した。サウンディング孔の水位は、サウンディング孔に塩ビ管を挿入し、電極により測定した。

表-7.2.3 能登有料道路の地盤調査箇所及び調査内容

項目			調査箇所								
			縦5+1	縦6	縦9	縦21	縦22	縦26(1)	縦26(2)	縦28+1	縦38
			無被害	大規模崩落	大規模崩落	大規模崩落	崩落予想	無被害	大規模崩落	無被害	大規模崩落
原位置調査	機械ボーリング（孔径86mm）		－	－	－	－	○	○	－	－	○
	標準貫入試験		－	－	－	－	○	○	－	－	○
	密度検層		－	－	－	－	○	○	－	－	○
	現場透水試験		－	－	－	－	○	○	－	－	○
	シンウォールサンプリング		－	－	－	－	○	○	－	－	○
	ラムサウンディング		○	○	○	○	－	○	－	○	○
	簡易水位測定		○	○	○	○	－	○	－	○	○
	RI計器による現場密度試験		○	○	○	○	○	○	○	○	○
盛土材料採取	撹乱試料採取		○	○	○	○	○	○	○	○	○
	ブロックサンプリング		○	○	○	○	○	○	○	○	○
室内土質試験	ｼﾝｳｫｰﾙｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞで得られた試料による室内土質試験	土粒子の密度試験	－	－	－	－	○	○	－	－	○
		土の含水比試験	－	－	－	－	○	○	－	－	○
		土の粒度試験	－	－	－	－	○	○	－	－	○
		土の液性限界・塑性限界試験	－	－	－	－	○	○	－	－	○
		湿潤密度試験	－	－	－	－	○	○	－	－	○
		圧密非排水（$\overline{CU}$）三軸圧縮試験	－	－	－	－	○	○	－	－	○
		土の繰返し非排水三軸試験（液状化）	－	－	－	－	○	○	－	－	○
	撹乱試料を用いた室内土質試験（盛土材）	土粒子の密度試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		土の含水比試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		土の粒度試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		土の液性限界・塑性限界試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		突固めによる土の締固め試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	不撹乱資料を用いた室内土質試験	土の含水比試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		湿潤密度試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○

7.2.2 現地踏査に基づく道路盛土の被害の傾向

ここでは、能登有料道の徳田大津IC～穴水IC間の盛土を対象に実施した現地踏査の結果を整理する。徳田大津IC～穴水IC間の盛土は103箇所あり、このうち盛土高15m超の盛土は51箇所である。盛土高15m超の盛土を対象に詳細な現地踏査を実施した。

図-7.2.2、**図-7.2.3**に徳田大津IC～穴水IC間の盛土の盛土構造や地形条件と被害程度の内訳を示す。盛土被害の傾向を整理すると以下のとおりである。

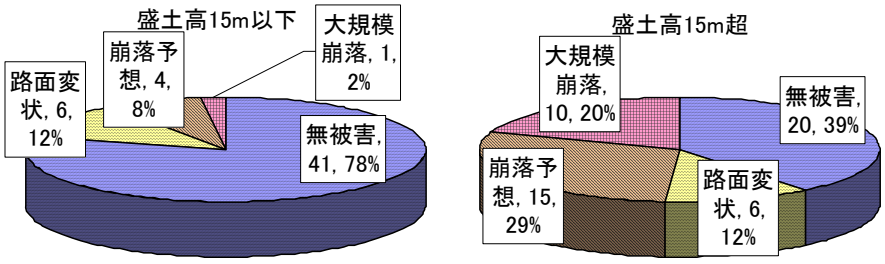
①盛土高15m超の盛土で被害の割合が高い傾向が見られた。盛土高が高いほど被害を受けやすい傾向があるといえる。

②片盛土において大規模崩落の割合が高い傾向が見られた。このことから、切盛り境や地山傾斜地において被害が大きくなった可能性が考えられる。

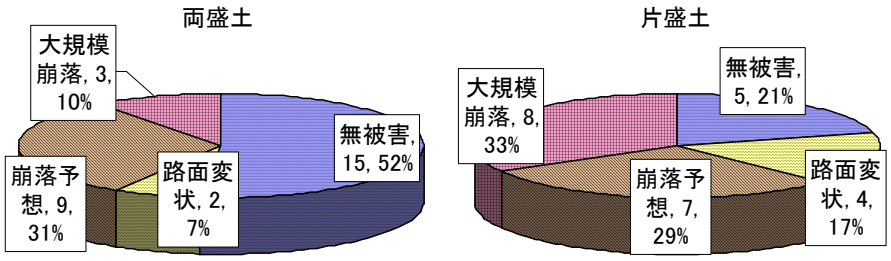
③盛土背面の沢筋の有無やのり面からの湧水状況では被害程度に明確な傾向が見られなかった。このことから、盛土内の地下水の浸透状況は沢筋や湧水の状況のみでは判断が困難である可能性が考えられる。

④地山勾配について、のり尻勾配と盛土背面部勾配との比Zが小さい、すなわち盛土背面の勾配よりのり尻の勾配が緩い傾向が高いほど、被害の割合が高い傾向が見られた。

⑤のり先構造物が無い場合において被害の割合が高い傾向が見られた。このことから、のり先構造物は盛土のり尻の変形を抑制する効果が高い可能性が考えられる。

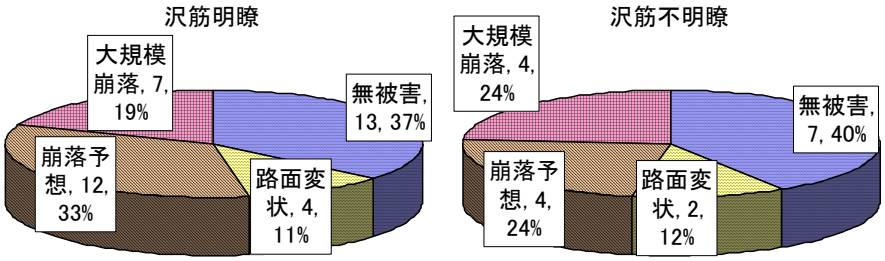


(a) 盛土高さ

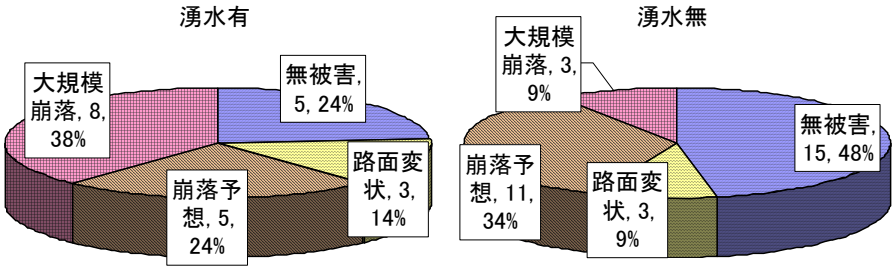


(b) 盛土形状

図-7.2.2 盛土構造と被害の関係



(a) 沢筋の影響



(b) 湧水の有無

図-7.2.3(1) 地形条件と被害の関係

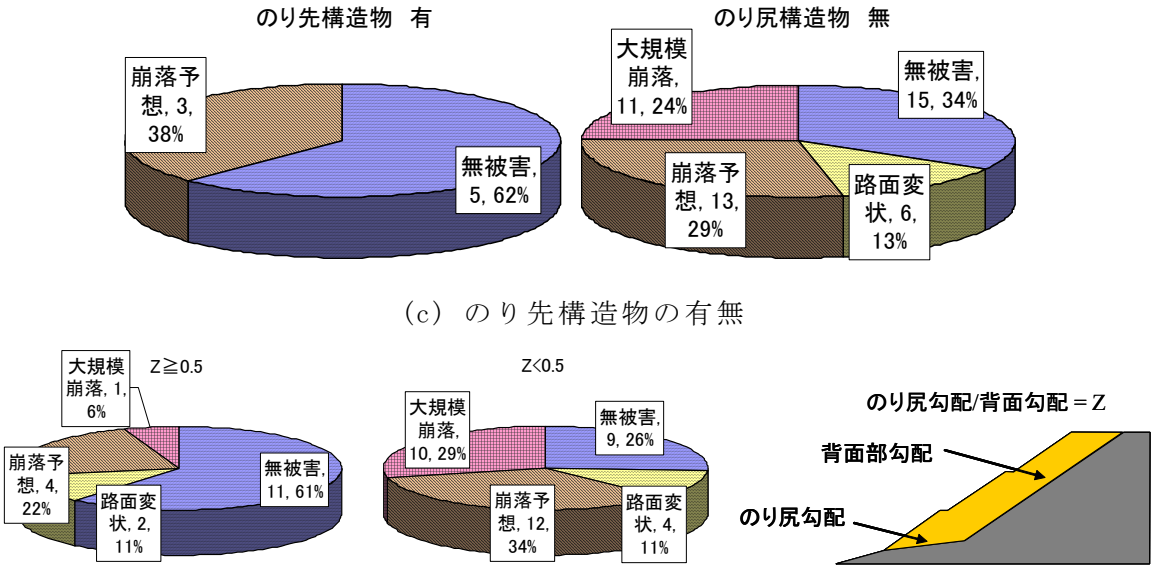


図-7.2.3(2) 地形条件と被害の関係

7.2.3 地盤調査に基づく道路盛土の被害の傾向

地盤や盛土の条件が被害の程度に与える影響について調べるため、大規模崩落箇所と未崩落箇所において**表-7.2.3**に示した内容で地盤調査を行った。調査位置図、地盤柱状図については、「**7.2.4 個別箇所の被害と復旧**」の図中に示した。

図-7.2.4に盛土材料の粒径加積曲線、**図-7.2.5**に崩壊規模と平均粒径、細粒分含有率、液性限界、塑性限界の関係をそれぞれ示す。分析に用いたデータは、標準貫入試験により得られた試料あるいはシンウォールサンプリングにより得られた試料に基づくものである。盛土材料は全体的に細粒分含有率が高く、高液性限界のシルトや粘性土に分類される材料が多くみられ、崩壊規模による材料の大きな差異はみられなかった。

図-7.2.6に崩壊規模と盛土の締固め度、盛土のり尻付近の地下水位、N値の関係をそれぞれ示す。図(a)の盛土の締固め度は、盛土表層付近のブロックサンプリングあるいはシンウォールサンプリングにより得られた試料を対象に求めたものである。また、図(b)の地下水位は、地下水位を計測したボーリングあるいはサウンディング地点の盛土厚さに対する比で表している。さらに、図(c)のN値は、ボーリング及びラムサウンディングの結果より得られた盛土部分の平均N値であり、礫等の影響により盛土内でN値50前後となった深度のN値については、その上下の深度におけるN値の平均値とした。締固め度については、大規模崩落箇所において、締固め度が高い箇所がいくつかみられたが、全体的に80～90%の範囲でばらつき、崩壊規模と締固め度との間には明瞭な相関がみられなかった。盛土内の地下水位については、大規模崩落が生じた箇所においては、盛土のり尻付近の地下水位が盛土の表面近傍まで達している箇所が多く、のり尻付近の盛土内への水の浸潤状況が盛土への被害の一因となった可能性がある。ただし、水位は調査時点の孔内水位であり、また、大規模崩落箇所の水位の測定は縦38を除き崩土内で行っており、このため崩壊前の盛土内水位と一致して

ない可能性はある。N値に関しては、無被害盛土のN値は1～3程度であるのに対し、大規模崩落盛土のN値は2～8程度となっており、大規模崩落盛土の方が高いN値となる傾向がみられたが、全体的としてどの盛土においてもN値が低いため、両者の差は有意なものとは考えにくい。

表-7.2.4、**図-7.2.7**および**図-7.2.8**に力学試験の結果を示す。力学試験は、縦22（崩落予想）、縦26（無被害）、縦38（大規模崩落）の3箇所の現場より、シンウォールサンプリングにより採取した試料に対して、圧密非排水三軸圧縮試験および繰り返し非排水三軸試験を行った。三軸圧縮試験の結果より、試料採取箇所や被災程度によらず、いずれの供試体も応力-ひずみ関係に明確なピークと残留強度が見られず、比較的高い内部摩擦角・粘着力を有していた。また、液状化試験の結果より、液状化強度については大規模崩落箇所である縦38の結果が最も低い値を示したが、いずれも0.4以上と比較的高く、また、いずれの試料も繰返し載荷に伴うひずみの急激な増加は見られない。

以上のことから、今回地盤調査を行った盛土の材料は被災程度によらず類似した力学特性と物性を示すものが多く、被災程度と盛土材料との明らかな相関は認められなかった。ただし、盛土材料の力学特性は締固め度の影響を大きく受け、また盛土内の締固め度は大きくばらついていたことから、盛土材の力学特性と被災程度の関係については、締固め度の影響等の検討を含めより詳細な検討が必要である。

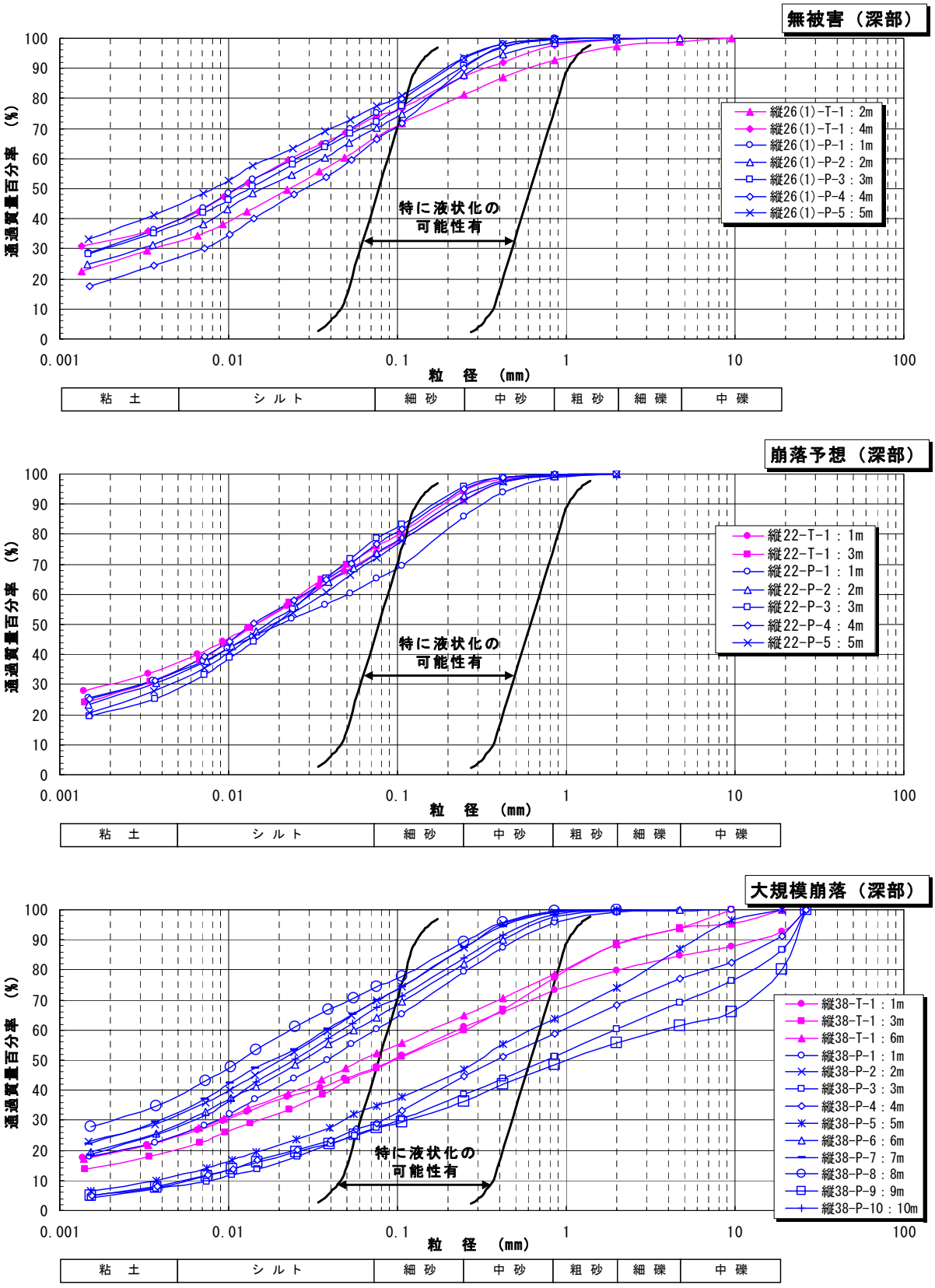
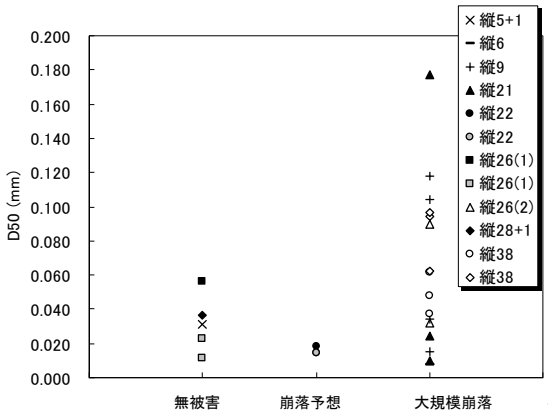
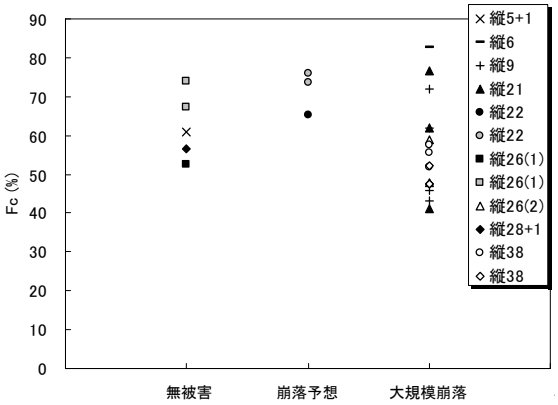


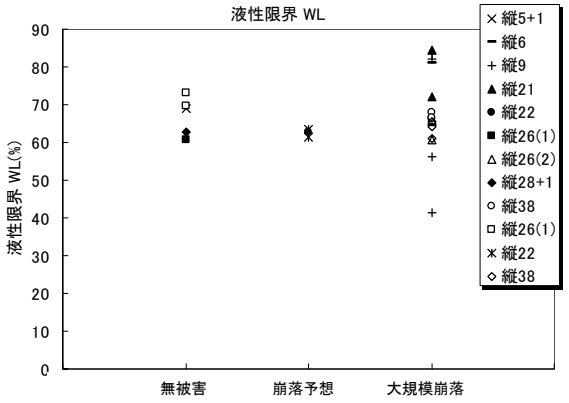
図-7.2.4 盛土材料の粒度分布図



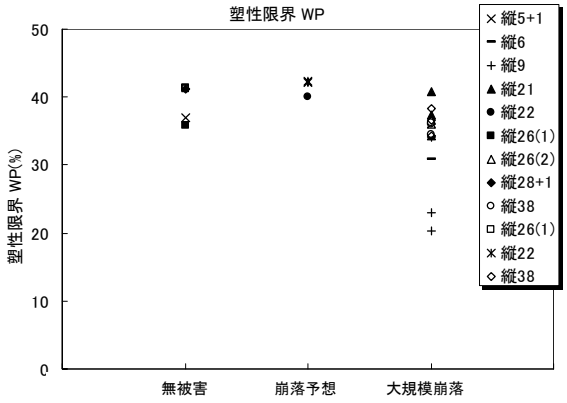
(a) D_{50}



(b) Fc

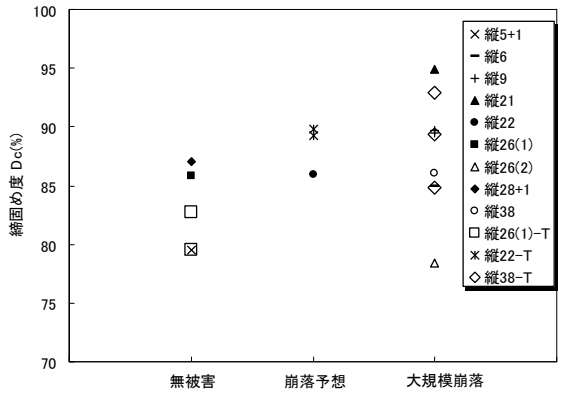


(c) 液性限界

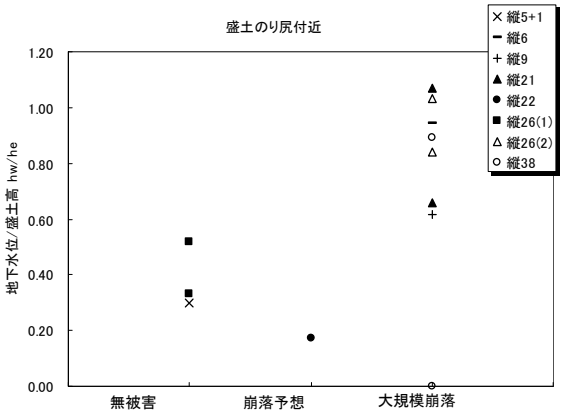


(d) 塑性限界

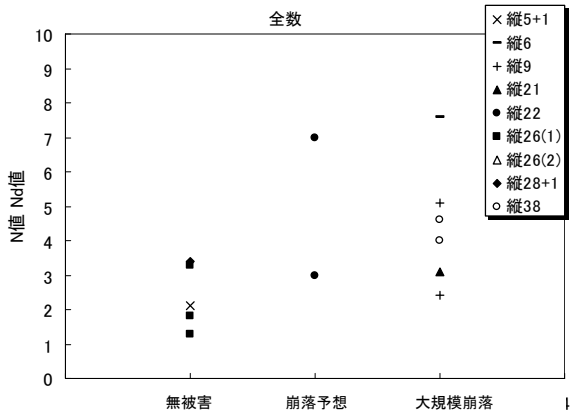
図-7.2.5 盛土材物性値と被害程度の関係



(a) 締固め度(採取試料)



(b) 地下水位

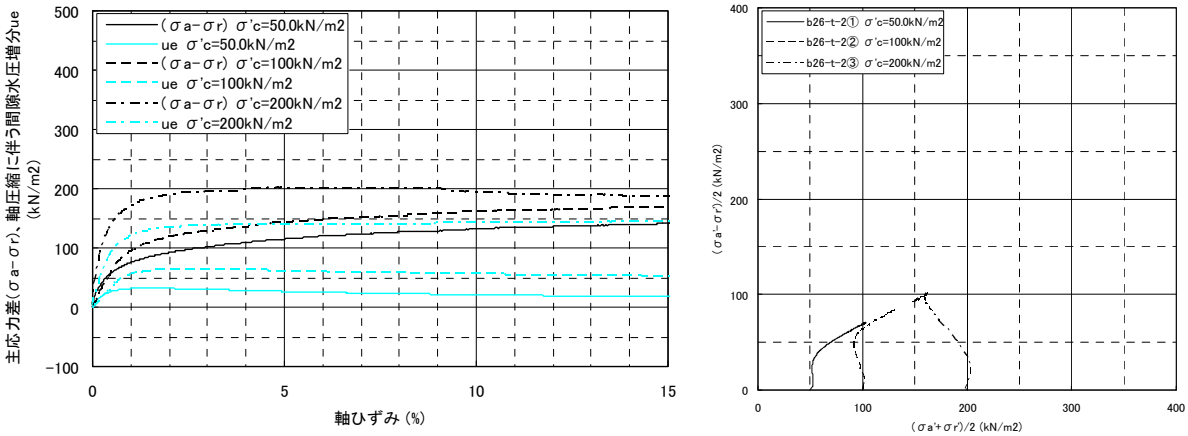


(c) N値、N_d値(崩土箇所控除)

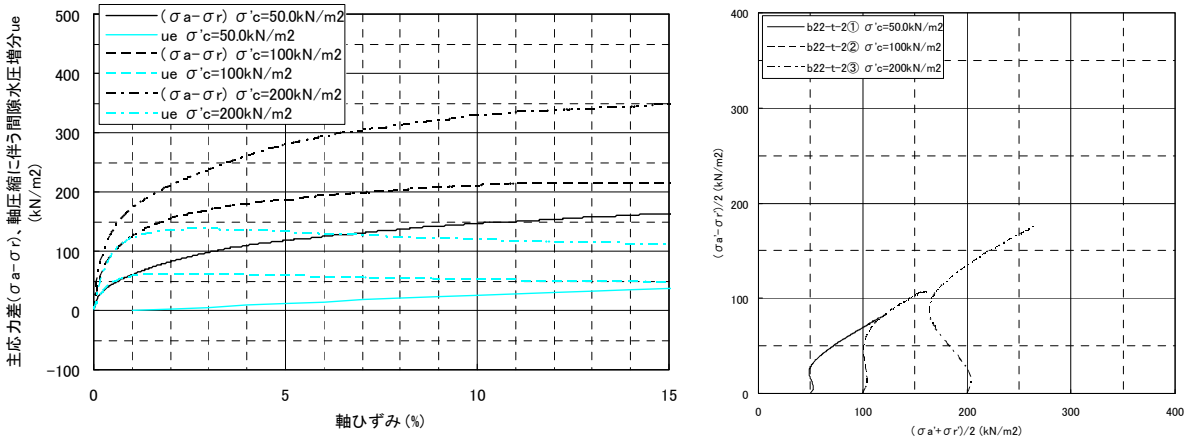
図-7.2.6 被害程度と地盤調査結果との関係

表-7.2.4 盛土材料の力学試験結果

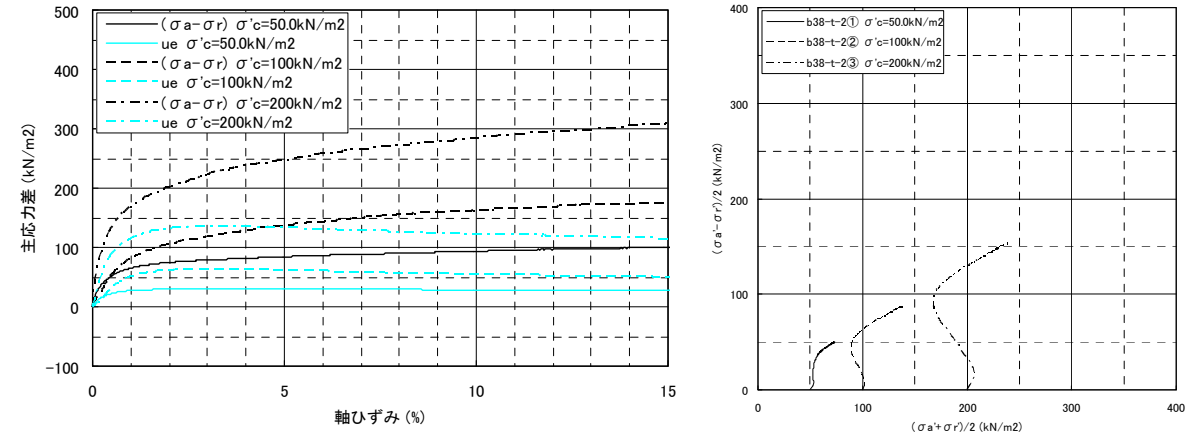
場　所			縦26(1)（無被害）		縦22（崩落予想）		縦38（大規模崩落）		
試料番号			26-T-1	26-T-2	22-T-1	22-T-2	38-T-1	38-T-2	38-T-3
区分			未崩落盛土	未崩落盛土	未崩落盛土	未崩落盛土	未崩落盛土	未崩落盛土	未崩落盛土
深　度		(GL-m)	2.00～2.80	4.00～5.40	1.00～1.80	3.00～4.70	1.00～1.80	3.00～3.80	6.00～9.23
三軸圧縮	$\overline{CU}$条件（全応力）	C (kN/m^2)	17.1	52.5	68.9	32.4	18.0	10.7	7.5
		ϕ (度)	18.68	9.52	17.78	22.52	21.66	24.16	24.50
	$\overline{CU}$条件（有効応力）	C' (kN/m^2)	4.6	20.1	7.5	6.2	4.6	3.7	3.3
		ϕ' (度)	38.67	30.90	40.65	39.95	37.30	39.04	38.10
液状化強度		RI_{20}	—	0.518	—	0.637	—	0.429	—



(a) 縦26(1)の試料の例 (26－T-2) (無被害)

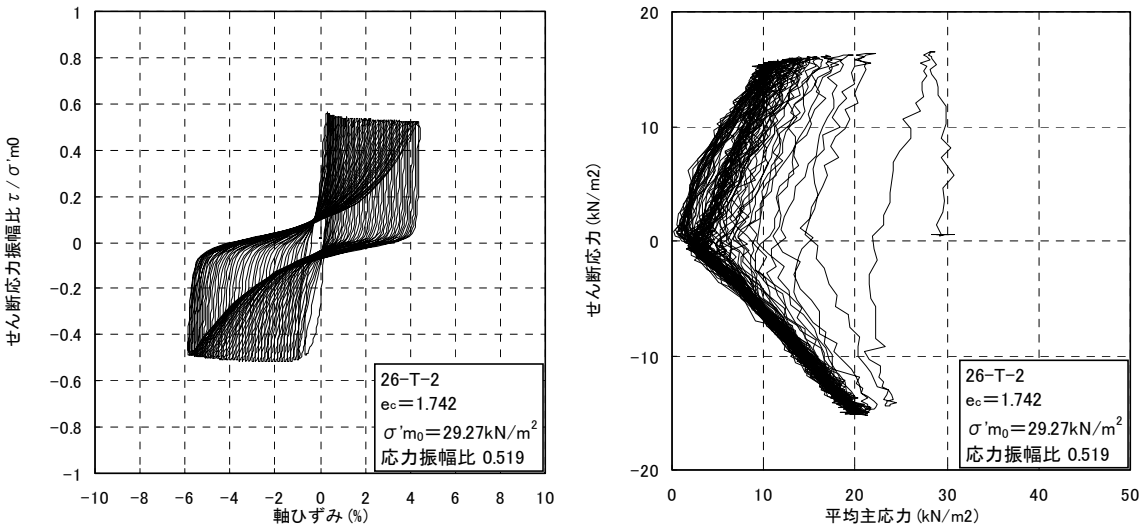


(b) 縦22の試料の例 (22－T-2) (崩落予想)

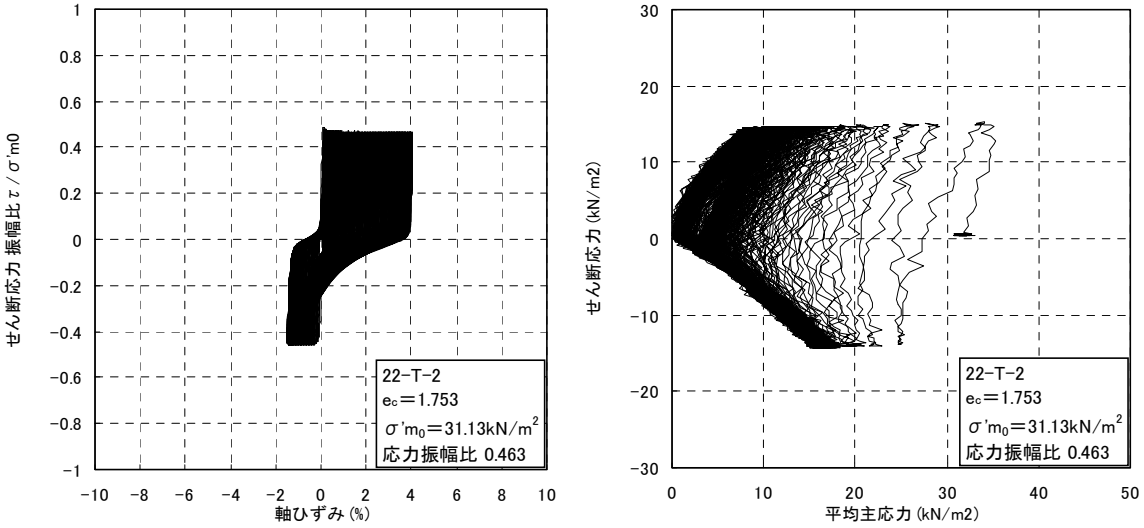


(c) 縦38の試料の例 (38－T-2) (大規模崩落)

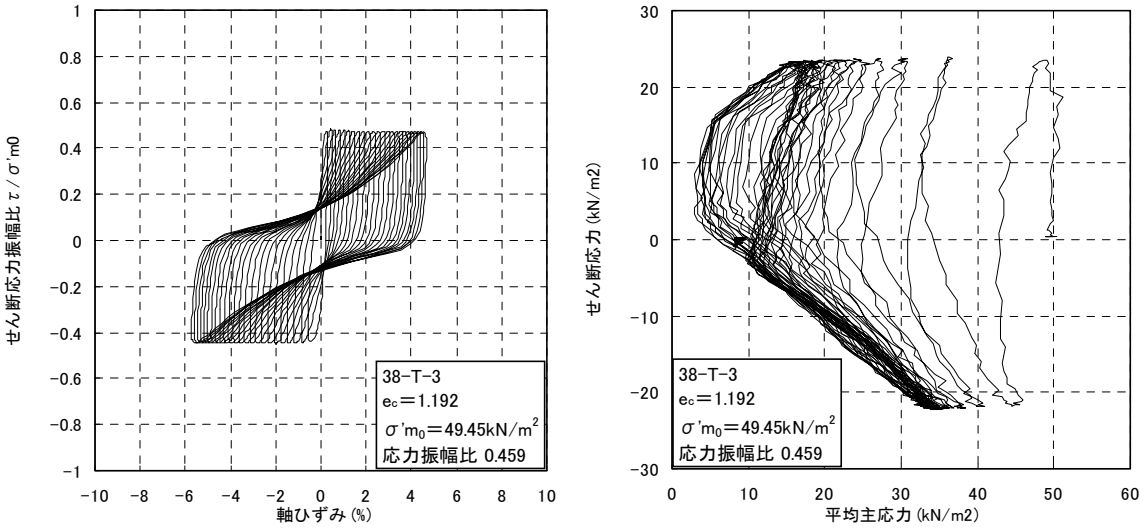
図-7.2.7 圧密非排水三軸圧縮 ($\overline{CU}$) 試験結果



(a) 縦26の試料の例（無被害）

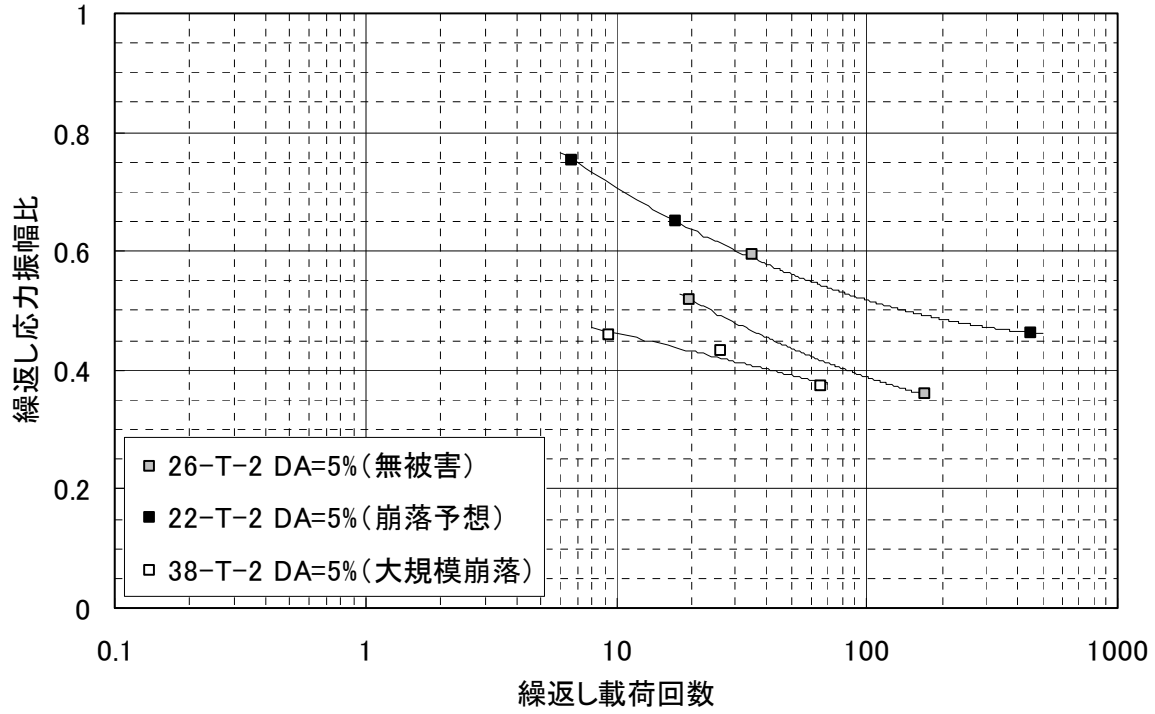


(b) 縦22の試料の例（崩落予想）



(c) 縦38の試料の例（大規模崩落）

図-7.2.8(1) 繰り返し非排水三軸試験結果



(d) 繰返し応力振幅比と繰返し回数の関係

図-7.2.8(2) 繰り返し非排水三軸試験結果

7.2.4 個別箇所の被害と復旧

ここでは、能登有料道路、国道 294 号の主な盛土の具体的な被災状況について報告する。なお、比較のために、被害箇所に隣接する無被害箇所の状況も示している。

(1) 能登有料道路　七尾市中島町豊田その５　5.6kp（道路欠壊）　縦-6

盛土高 25～30ｍの片盛土区間で、2 車線道路の上り 1 車線が崩壊した。崩壊の幅 60m 程度、頭部崩落崖の高さは最大 10m 程度の規模である。崩土は流動化して盛土下方の水田を 100m 程度先まで埋めた。また、路面から 5m 程度離れた盛土背後の平地に道路縦断方向のクラックが見られた。

本箇所は集水地形の沢埋め盛土である。沢筋は盛土中央に位置しており、盛土背後は路面と同程度の高さまで埋立てられている。基盤の地質は風化凝灰角礫岩で N 値 20～30 程度であり、盛土材は礫混じりシルト質粘土で N 値 5～10 程度である。基盤と盛土間には、N 値が 2～7 程度の腐植土を含む表層が存在する。地盤調査によれば、残盛土箇所の地下水位が盛土内にあることから、崩壊前の盛土のり先付近も盛土内に地下水位があった可能性がある。

盛土背後の平地は苔が繁茂する等、湿地化しており、背後地山から盛土内に常時から水分の供給がなされていた可能性がある。また崩土先端部の土砂は粘土分を多量に含んだ砂質土で、含水比は相当高いようであった。崩壊状況、盛土背後の状況から、山側からの地下水が浸透により盛土内へ供給され、盛土内の含水比が高かったことが被害の要因となった可能性が考えられる。

応急復旧では、盛土背後の平地部と一部の地山の切土により迂回路（2 車線）が確保された。また崩壊の拡大が懸念されたため、崩壊部背後に H 鋼杭及び頭部排土工を施工し、迂回路の安定性が確保された。

本復旧では、崩壊土砂を撤去し、盛土下部には良質土による補強土盛土が、盛土上部には現地発生土の改良土を用いた盛土が構築された。盛土内部には排水材を敷設するとともに、掘削面には排水層を施工し、暗渠工により流末へと浸透水が排出されている。

写真-7.2.1 被災箇所の航空写真（七尾市中島町豊田その５　5.6kp　縦-6）
（石川県提供）[1)]

写真-7.2.2 被災状況（七尾市中島町豊田その５　5.6kp　縦-6）
（左：路面、右：のり先方向）

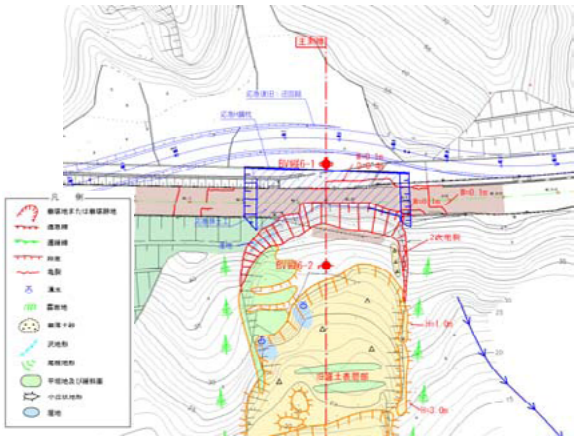


図-7.2.9 崩壊箇所平面図 [2)]

写真-7.2.3 応急復旧及び本復旧状況（石川県提供）[2)]

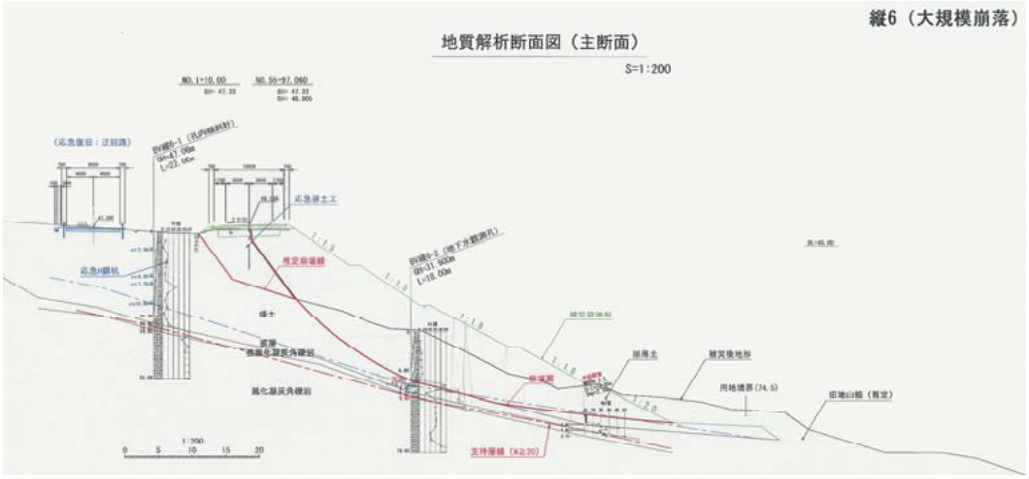


図-7.2.10 崩壊箇所の主断面図（七尾市中島町豊田その５　5.6kp　縦-6）[2)]

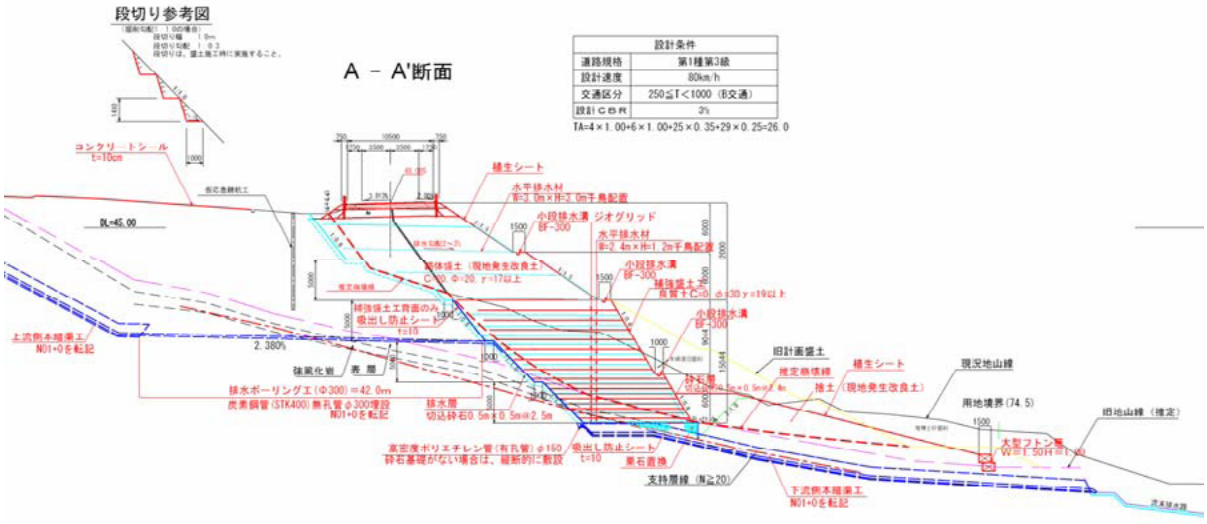


図-7.2.11 本復旧主断面図能登有料（七尾市中島町豊田その５　5.6kp　縦-6）[2)]

(2) 能登有料道路　七尾市中島町土川　6.3kp（道路欠壊）　縦-9

盛土高 20～25m 程度の沢埋めの片盛土、片切片盛土、谷埋めの両盛土が連続している箇所で、延長 200m 程度にわたり、2 車線道路の 2 車線を残して崩壊した。**写真-7.2.4**、**写真-7.2.5** に被災箇所の航空写真、被災時の状況を、**図-7.2.12**、**図-7.2.13** に被害箇所の平面図、断面図をそれぞれ示す。当該箇所は、風化凝灰角礫岩上に表層が 2m 程度堆積した傾斜地盤上に構築された盛土である。

被災箇所は 3 本の沢が集まる地形であり、路面背後はポケット状の湿地となっていた。沢に挟まれた中央の切土部は、崩壊せずに残っている。崩壊箇所中央付近からは湧水が見られた。被災箇所終点側の両盛部背後はため池となっており、横断カルバートによる水路が盛土を横断しており、多量の水が流出していた。盛土のり先下方は水田として利用されていた形跡があり、盛土のり先付近の地山部は常に水分を含んでいた可能性がある。片盛土部の路面には縦断クラックを修繕した痕がみられることから、常時から変形していた可能性がある。なお、のり先の一部には井桁組擁壁が設置されていたが、井桁組擁壁に変状はみられない。

図-7.2.13 に示したボーリング柱状図によれば、基盤地質は風化凝灰角礫岩で *N* 値 10 程度以上であり、盛土材は礫混じりシルト質粘土で *N* 値 5 程度となっている。基盤と盛土間には、*N* 値が 5 程度の表層がある。地下水位はのり尻付近では盛土内にあることから、常時から盛土内に水の供給がなされていた可能性がある。盛土背後の状況や盛土のり先の状況から、山側の沢部から相当量の流水および地下水が盛土内へ供給され、特に盛土のり先部の含水比が高かったことが、被害の原因となった可能性が考えられる。

写真-7.2.6 に応急復旧後及び本復旧状況を示す。応急復旧では、切土を行うことにより山側に迂回路（2 車線）が設置された。**図-7.2.14** に本復旧断面を示す。本復旧では、補強土工が採用された。排水対策が十分に考慮され、のり尻付近は栗石による置き換えが行われ、盛土内には水平排水材が敷設された。また、補強土前面には押さえ盛土が設置された。

写真-7.2.4 被災箇所の航空写真（能登有料　七尾市中島町土川　6.3kp　縦-9）
（石川県提供）[1)]

(a) 盛土崩壊状況

(b) 崩土の状況

写真-7.2.5 被災箇所の状況（能登有料　七尾市中島町土川　6.3kp　縦-9）

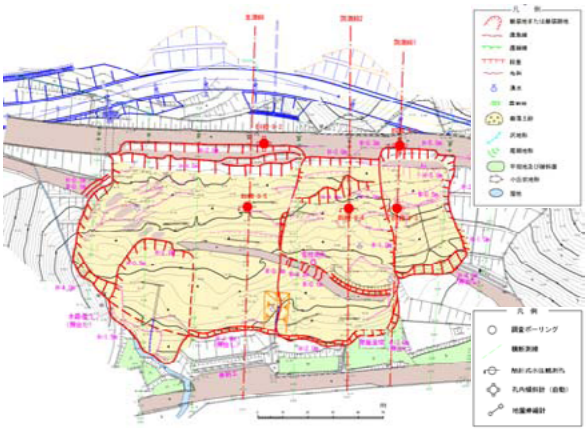


図-7.2.12 崩壊箇所の平面図 [2)]

写真-7.2.6 応急復旧及び本復旧状況（石川県提供）[2)]

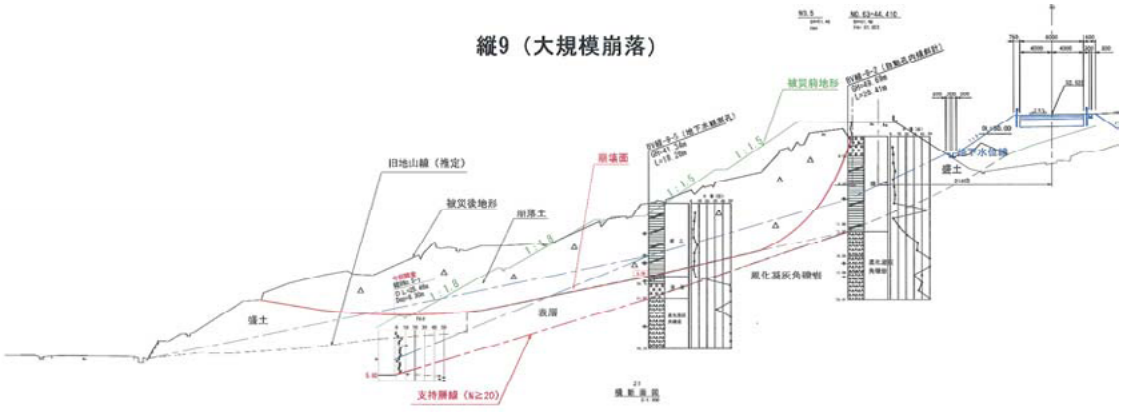


図-7.2.13 崩壊主断面図（能登有料　七尾市中島町土川　6.3kp　縦-9）[2)]

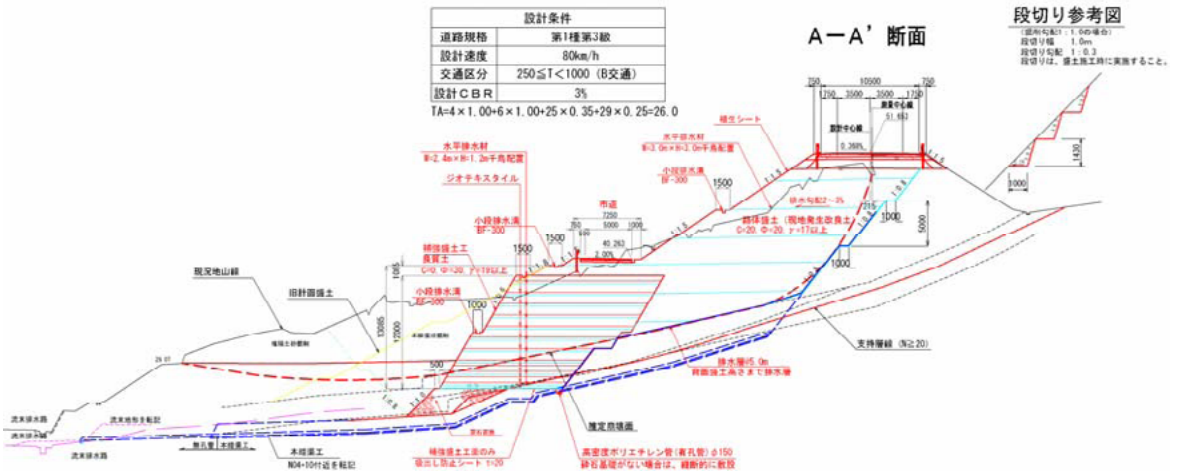


図-7.2.14 本復旧主断面図（能登有料　七尾市中島町土川　6.3kp　縦-9）[2)]

(3) 能登有料道路　七尾市中島町横田その１　10.6kp　上りオンランプ（道路欠壊）縦-10

横田 IC 上り線オンランプの盛土高 20～25m 程度の腹付け盛土が延長 50m 程度にわたりすべり崩壊し、崩土は盛土下方の沢地形を走り 50～100m 程度先の棚田に達した。**写真-7.2.7**、**写真-7.2.8** に被災箇所の航空写真、被災時の状況を、**図-7.2.15**、**図-7.2.16** に被害箇所の平面図、断面図をそれぞれ示す。被災箇所は、平面 Y 型 IC であり、本線を境に下り線ランプ側が切土、上り線ランプ側が風化凝灰角礫岩上に表層が 2m 程度堆積した傾斜地盤上に構築された盛土で、2 本の沢が集まる地形に立地している。

本線には大きな変状は見られないものの谷側の路肩に補修済みの古い縦断クラックがあったことから、常時から変状が生じていた可能性がある。なお、切土側の下り線オフランプは無被害であった。

図-7.2.16 に示した被災後に実施されたボーリング柱状図によると、基盤地質は風化凝灰角礫岩で *N* 値 10 程度以上であり、盛土材は礫混じりシルト質粘土で *N* 値 3 程度以上となっている。基盤と盛土間には、*N* 値が 5 程度の腐食土層を含む表層が存在する。地下水位がのり尻付近では盛土内にあることから、常時から盛土内に水の供給がなされていた可能性がある。崩土先端は多量の水分を含み泥状となっていた。また、下方の棚田も湿地化しており、湧水も見られた。背後地山の沢筋は明瞭であったが、二次調査の際には雨天時にもかかわらず流水が見られず、背後地山からの水は表土内を伏流している可能性が考えられる。背後地山からの水は表面排水により一度集水マスに集められた後に横断パイプにより処理されているが、背後地山から伏流した浸透水が盛土内に浸入し、盛土内の水位が高まっていた可能性がある。

崩土の湿潤状況、盛土のり先の棚田の湿潤状況から、盛土は多量の水分を含んでいたことが被害の要因となった可能性が考えられる。

写真-7.2.9、**図-7.2.17** に応急復旧後及び本復旧状況、復旧主断面図をそれぞれ示す。崩壊した上り線オンランプは本復旧を兼ねた耐候性大型土のうとジオテキスタイルにより復旧された。また、補強盛土基礎地盤は砕石置換が行われ、補強盛土下方の

崩土内にはφ1000mm の排水パイプが設置され崩土先端部には大型ふとん籠が設置されていた。本復旧ではこれに加え、補強盛土のり先に押さえ盛土が施された。

写真-7.2.7 被災箇所の航空写真（能登有料 七尾市中島町横田その１ 10.6kp 上りオンランプ 縦-10）（石川県提供）[1)]

（a）盛土崩壊状況

（b）崩土先端部

写真-7.2.8 被災箇所の状況（能登有料 七尾市中島町横田その１ 10.6kp 上りオンランプ 縦-10）

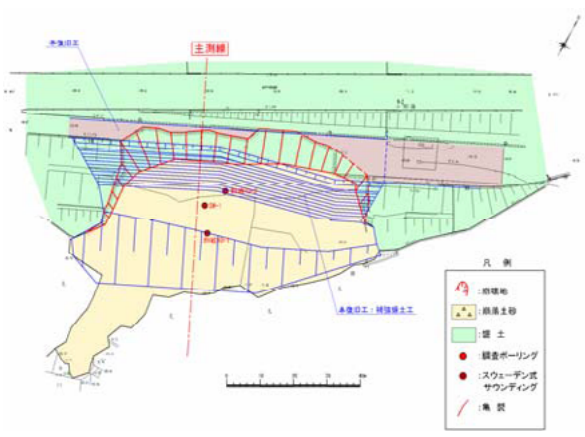


図-7.2.15 崩壊箇所平面図 [2)]

写真-7.2.9 応急復旧及び本復旧状況（石川県提供）[2)]

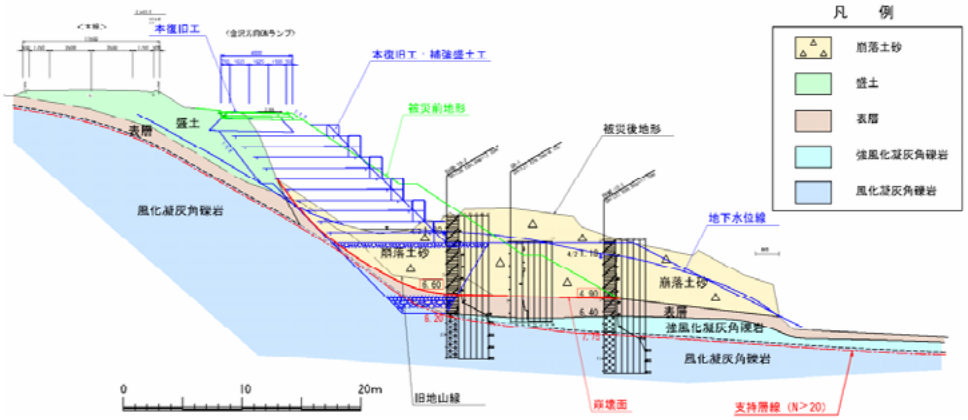


図-7.2.16 崩壊主断面図（能登有料　七尾市中島町横田その１　10.6kp 上りオンランプ　縦-10）[2)]

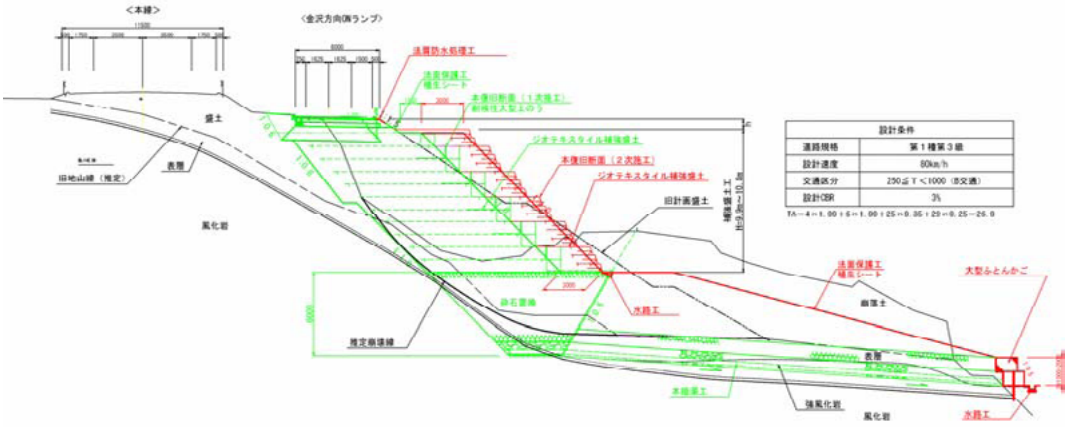


図-7.2.17 本復旧主断面図（能登有料　七尾市中島町横田その１　10.6kp 上りオンランプ　縦-10）[2)]

(4) 能登有料道路　七尾市中島町谷内　11.7kp（道路欠壊）　縦-14

傾斜地盤上の高さ 15m 程度の両盛土が延長 100m 程度、全車線にわたり崩壊した。**写真-7.2.10**、**写真-7.2.11** に被災箇所の航空写真、被災時の状況を、**図-7.2.18**、**図-7.2.19** に被害箇所の平面図、断面図をそれぞれ示す。崩壊箇所は沢埋めの両盛土区間で、山側の沢には常に流水があり、盛土背後は湿地化している。谷川ののり尻付近は隣接する沢が合流する箇所である。沢部山側の水はいったん U 字溝で集水マスに集められた後、横断カルバートで盛土内を横断させている。下流側では U 型排水溝が崩壊しており、盛土内を横断した流水は、崩土側方を流れ下方の沢に至っている。

図-7.2.19 に示した被災後に実施されたボーリング柱状図によると、基盤の地質は風化凝灰角礫岩で *N* 値 10 程度以上であり、盛土材は礫混じりシルト質粘土で *N* 値 5 程度以下となっている。基盤と盛土の間には、*N* 値が 5 程度の腐食土層を含む表層が存在する。地下水位はのり尻付近では盛土内にある。山側の沢からの流水は、横断カルバートにより排水されていたようではあるが、盛土内に地下水位が見られることから、山側からの浸透水等の影響により常時から盛土内に水の供給がなされていた可能

性がある。

以上より、山側からの水が盛土内へ浸透していたことが被害の一因である可能性が考えられる。

写真-7.2.12、図-7.2.20 に応急復旧後及び本復旧状況、復旧主断面図をそれぞれ示す。応急復旧では本復旧を兼ねた耐候性大型土のうとジオテキスタイルにより復旧された。補強盛土基礎地盤は砕石置換が行われ、補強盛土下方の崩土内にはφ1000mm の排水パイプを設置するとともに、崩土先端部には大型ふとん籠が設置されていた。本復旧ではこれに加え、補強盛土のり先に押さえ盛土が施された。

写真-7.2.10 被災箇所の航空写真（能登有料　七尾市中島町谷内　11.7kp　縦-14）
（石川県提供）[1)]

(a) 盛土崩壊状況　　(b) 崩土の状況

写真-7.2.11 被災箇所の状況（能登有料　七尾市中島町谷内　11.7kp　縦-14）

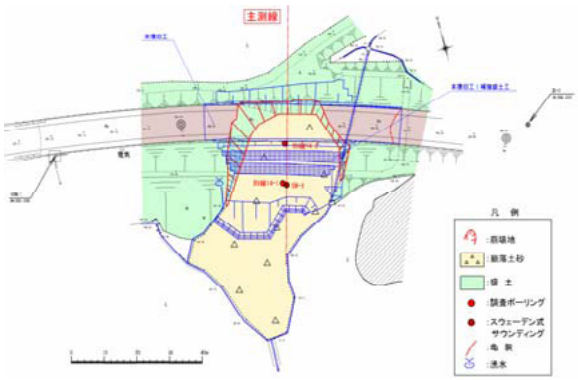


図-7.2.18 崩壊箇所平面図 [2)]

写真-7.2.12 応急復旧状況

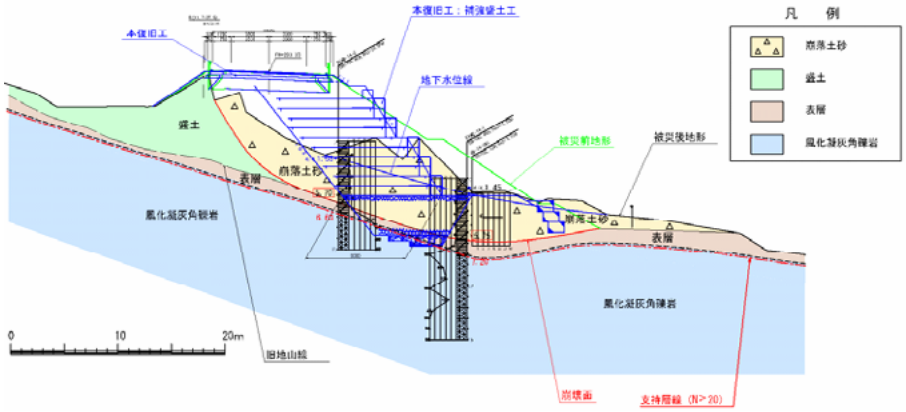


図-7.2.19 崩壊主断面図（能登有料　七尾市中島町谷内　11.7kp　縦-14） [2)]

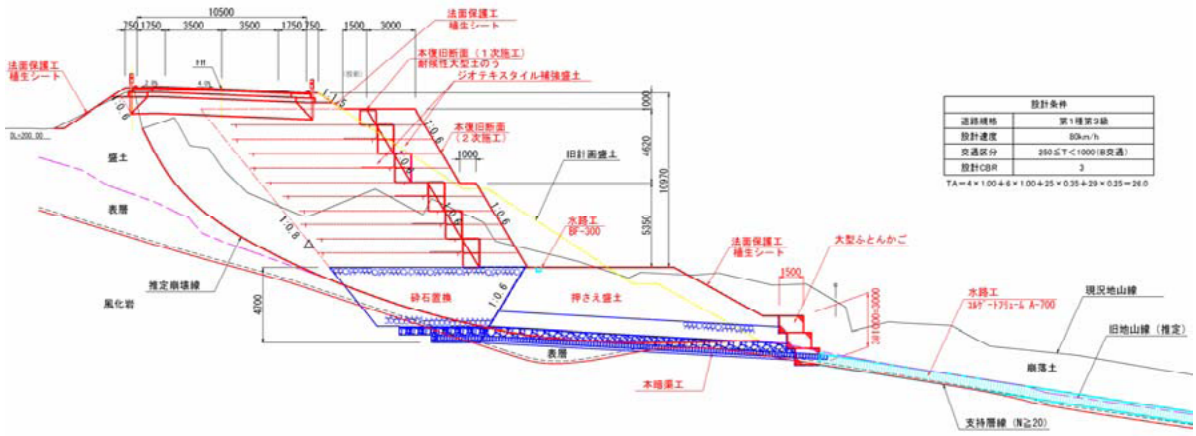


図-7.2.20 本復旧主断面図（能登有料　七尾市中島町谷内　11.7kp　縦-14） [2)]

(5) 能登有料道路　七尾市中島町小牧その７　14.7kp（道路欠壊）　縦-21

傾斜地盤上の高さ 30～35m 程度の片盛土が延長 100m 程度、2 車線にわたり崩壊し、崩土は下方の沢筋にそって 100m 程度流下した。**写真-7.2.13**、**写真-7.2.14** に被災箇所の航空写真、被災時の状況を、**図-7.2.21**、**図-7.2.22** に被害箇所の平面図、断面図をそれぞれ示す。崩壊箇所は、2 つの尾根に挟まれた沢埋めの片盛土区間で、山側の沢は林道として利用されており、流水等の状況は不明であった。

図-7.2.22 に示した被災後に実施されたボーリング柱状図によると、基盤の地質は風化凝灰角礫岩で N 値 50 以上であり、盛土材は礫混じりシルト質粘土で N 値 5 程度以下となっている。のり尻付近の基盤と盛土間には、N 値が 5 程度の腐食土層を含む表層が存在していた。盛土内には地下水位が浅い位置に見られ、常時から山側からの浸透水等の影響により盛土内に水の供給がなされていた可能性がある。また、被災後の崩壊面の元盛土のり尻の高さにあたる付近には、湧水が見られた。以上より、山側からの浸透水等の影響により盛土内には水が浸透していたことが被害の一因である可能性が考えられる。

写真-7.2.15、**図-7.2.23** に応急復旧後及び本復旧状況、復旧主断面図をそれぞれ示す。応急復旧では、山側を切土し併走する林道に盛土を施すとともに、崩壊面側にはH 鋼と大型土のうによる押さえ盛土を行うことにより 2 車線の迂回路が確保された。本復旧では、補強土工が採用された。排水対策が十分に考慮され、のり尻付近は栗石による置き換えが行われ、盛土内には水平排水材が敷設された。また、補強土前面には押さえ盛土が設置された。

写真-7.2.13 被災箇所の航空写真（能登有料　七尾市中島町小牧その 7　14.7kp 縦-21）（石川県提供）[1)]

写真-7.2.14 被災箇所の状況（能登有料　七尾市中島町小牧その 7　14.7kp 縦-21）（石川県提供）[1)]

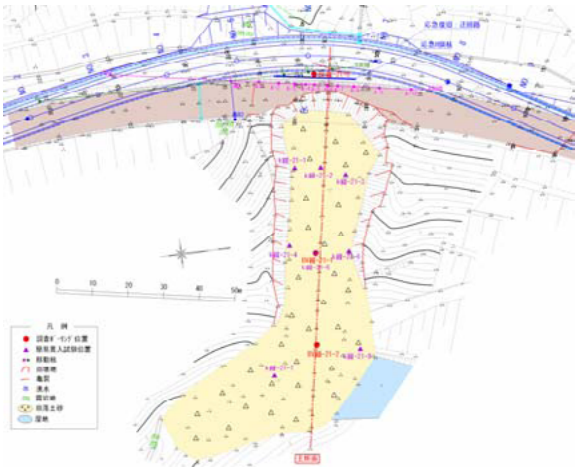


図-7.2.21 崩壊箇所平面図 [2)]

写真-7.2.15 応急復旧及び本復旧状況
（石川県提供）[2)]

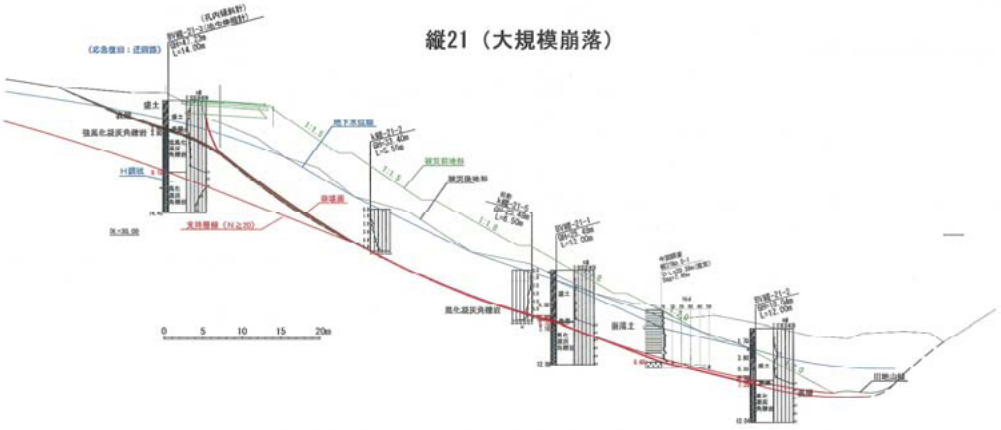


図-7.2.22 崩壊主断面図（能登有料　七尾市中島町小牧その７　14.7kp　縦-21）[2)]

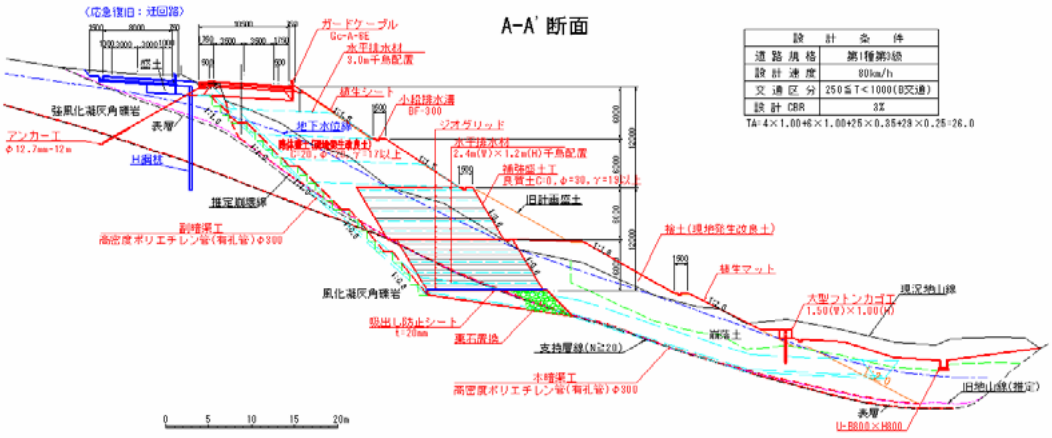


図-7.2.23 本復旧主断面図（能登有料　七尾市中島町小牧その７　14.7kp　縦-21）[2)]

(6) 能登有料道路　七尾市中島町小牧その１２　15.9kp（道路欠壊、クラック）　縦-26

能登有料道路の横田IC～越の原IC間の15.9kpの盛土高15～20m程度の片切片盛土区間で、2車線道路の上り1車線が崩落した。崩落の幅は100m程度、頭部崩落崖の高さは最大3m程度である。崩土はのり先を併走する沢の対岸の山腹に達し、沢の下流側に押し出されている。

本箇所は両盛土に挟まれた片切片盛土であり、旧地形図から崩壊箇所には横断方向に緩い沢筋が3本あり、のり尻付近には沢が道路縦断方向に流下している。基盤の地質は風化凝灰角礫岩で*N*値10程度以上であり、盛土材は礫混じりシルト質粘土で*N*値5程度以下となっている。基盤と盛土間には、*N*値が5程度以下の腐植土を含む表層が存在している。地下水位はのり尻付近では盛土内にある。

背面地山の地下水に加え、穴水側からの路面排水・地下水がのり尻付近の緩い沢筋を縦断方向へ流れている。このことから、のり尻付近の地下水位は高い状態となっていたことが被災の要因となったと考えられる。

応急復旧では、盛土背後の地山を切土し、迂回路を施工し2車線確保をしている。

本復旧では、崩壊土砂を撤去し、盛土下部に良質土による補強土盛土が、盛土上部には現地発生土の改良土を用いた盛土が構築された。盛土内部には排水材を敷設するとともに、掘削面には排水層を施工し、暗渠工により流末へと浸透水が排出されている。

写真-7.2.16 被災箇所の航空写真（能登有料　七尾市中島町小牧その１２　15.9kp　縦-26）（石川県提供）[1)]

写真-7.2.17 被災箇所の状況（能登有料　七尾市中島町小牧その１２　15.9kp　縦-26）（石川県提供）[1)]

図-7.2.24 崩壊箇所平面図 [2)]

写真-7.2.18 応急復旧及び本復旧状況（石川県提供）[2)]

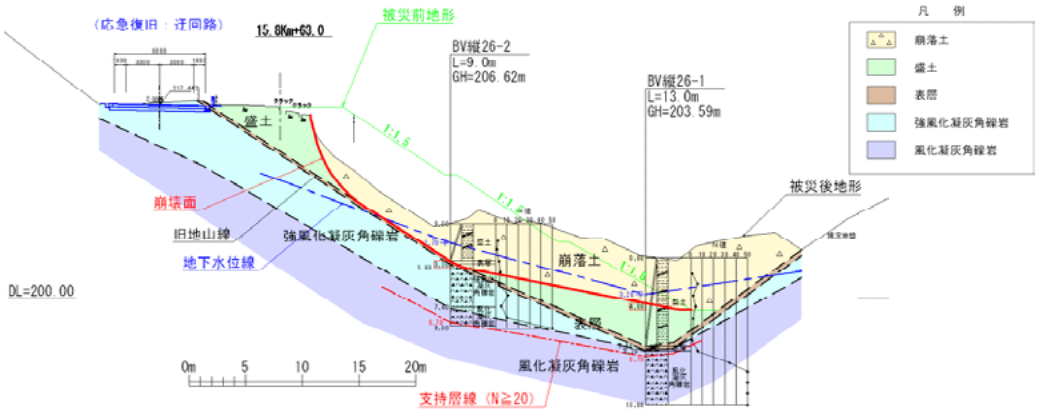


図-7.2.25 崩壊主断面図（能登有料　七尾市中島町小牧その１２　15.9kp　縦-26）[2)]

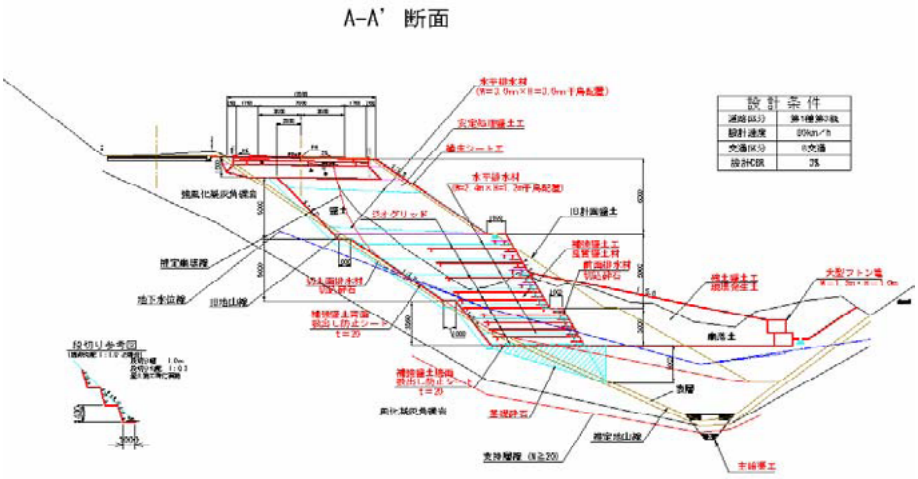


図-7.2.26 本復旧主断面（能登有料　七尾市中島町小牧その１２　15.9kp　縦-26）[2)]

(7) 能登有料道路　七尾市中島町田岸その４　17.7kp（道路欠壊、路面陥没）　縦-32

別所岳SA近傍の17.7kpの盛土高30～35mの沢埋めの両盛土で、上り2車線のうち1車線が崩落した。崩壊の幅60m程度、頭部滑落崖の高さは最大3m程度である。盛土は泥流化し、150m程度流下して、末端の谷を埋めている。またSA側のカルバート部では、盛土の沈下による段差が生じていた。

本箇所は集水地形の沢埋め盛土であり、沢筋は盛土中央に位置している。基盤の地質は風化凝灰角礫岩で*N*値10～20程度であり、盛土材は礫混じりシルト質粘土で*N*値5程度となっている。基盤と盛土間には、*N*値が2～7程度の腐植土を含む表層が存在する。被災後の地盤調査によれば、残盛土箇所の地下水位が盛土内にあることから、盛土のり先付近も盛土内に地下水位があった可能性がある。

盛土背面からの地下水とSA側からの地下水が盛土のり先の緩い沢筋に集まる地形であることと、崩土が高い含水比であることから、盛土のり尻付近の地下水は高かったことが被害の要因となった可能性が考えられる。

応急復旧では、別所岳SAの下り車線の側道を利用し、盛土背面側に盛土を構築するとともに地山の切土を行い、迂回路を施工した。

本復旧では、崩壊土砂を撤去し、盛土下部には良質土による補強土盛土が、盛土上部には現地発生土の改良土を用いた盛土が構築された。盛土内部には排水材を敷設するとともに、掘削面には排水層を施工し、暗渠工により流末へと浸透水が排出されている。

写真-7.2.19 被災箇所の航空写真（能登有料　七尾市中島町田岸その４　17.7kp　縦-32）（石川県提供）[1)]

写真-7.2.20 被災状況写真（能登有料　七尾市中島町田岸その４　17.7kp　縦-32）

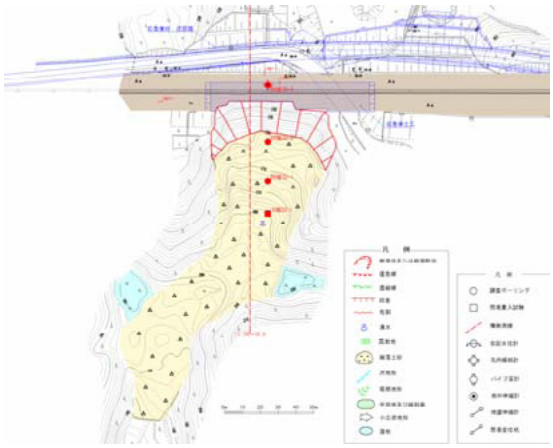


図-7.2.27 崩壊箇所平面図 [2)]

写真-7.2.21 応急復旧及び本復旧状況（石川県提供）[2)]

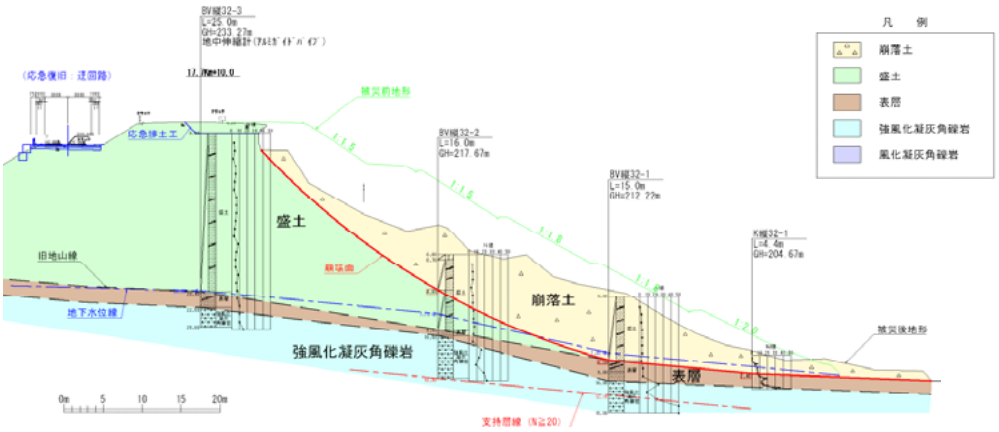


図-7.2.28 崩壊主断面図（能登有料　七尾市中島町田岸その４　17.7kp　縦-32）[2)]

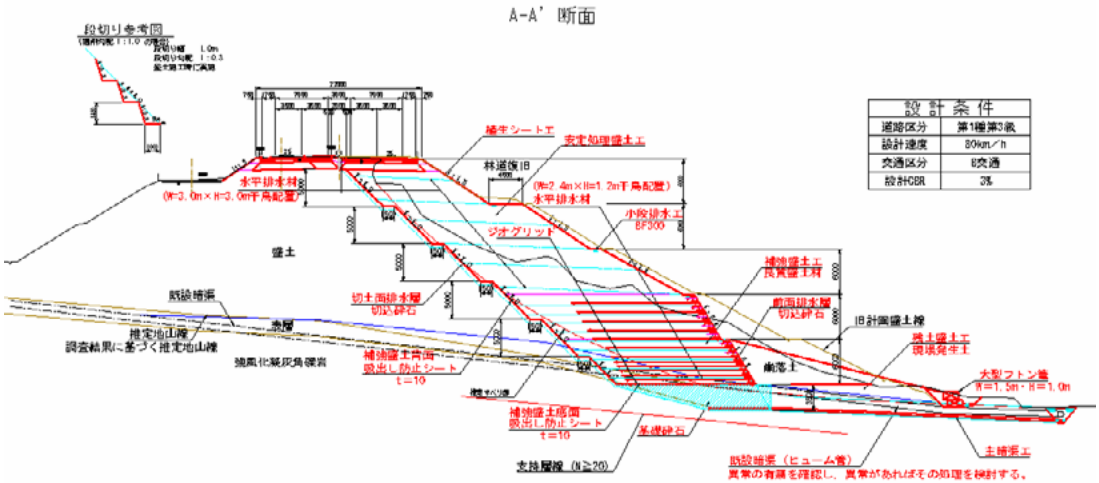


図-7.2.29 本復旧主断面図（能登有料　七尾市中島町田岸その４　17.7kp　縦-32）[2)]

(8) 能登有料道路　穴水町越の原その１　21.1kp（道路欠壊）　縦-38

谷地形を埋めた高さ20～25m程度の高盛土で、片切片盛土、片盛土、両盛土が連続する区間の片盛土部分が延長30m程度にわたり2車線を含んで崩壊した。崩土は100m程度下方に達した。

本箇所は集水地形となっており、上流側の沢から盛土内の横断排水へ流水が見られ、滑落崖では湧水箇所が多く見られた。基盤の地質は風化凝灰岩でN値10以上であり、盛土材は礫混じり砂質粘土でN値1～4程度である。基盤と盛土間には、N値が4～11程度の有機質土を含んだ旧表土層が存在する。被災後に行った地盤調査によれば、地下水位が旧表土中に位置していたことから、旧表土が透水層となっていた可能性が考えられる。また、本線谷路線や崩壊したアスファルト路面には縦断亀裂の補修痕、路面の打ち換え痕など補修履歴が認められることから、常時から変状が生じていた可能性が高い。

また、終点側の未崩落の両盛土のり尻付近において行った地盤調査の結果によれば、未崩落部分も崩落部分と同様の地盤条件となっており、地盤調査時の地下水位は高く、盛土内に水が浸潤していた。未崩落部分と崩落部分の地盤条件は同様であるが、切盛境で崩落の有無が分かれていた。

滑落崖から湧水が見られたこと、崩土は流動的に遠方にまで達していること、崩壊箇所には補修痕が見られたことから、常時より盛土内に水が浸透していたことが被害の一因となった可能性が考えられる。

応急復旧では、崩壊部分に排土工を行うとともに、下り線側に盛土を構築し、2車線の迂回路が確保された。

本復旧では、盛土下部には良質土による補強盛土が、盛土上部には現地発生土の改良土を用いた盛土が構築された。また、のり尻直下は砕石による置き換えが行われ、さらに、盛土のり先には暗渠を設置し排水機能を確保するとともに、現発生改良土による押え盛土、大型ふとん籠および鋼製土留め枠が設置された。

写真-7.2.22 被災箇所の航空写真（能登有料　穴水町越の原その１　21.1kp　縦-38）（石川県提供）[1)]

（a）盛土崩壊状況

（b）崩土の状況

（c）崩土の状況

（d）盛土背後の状況

写真-7.2.23 被災時写真（能登有料　穴水町越の原その１　21.1kp　縦-38）

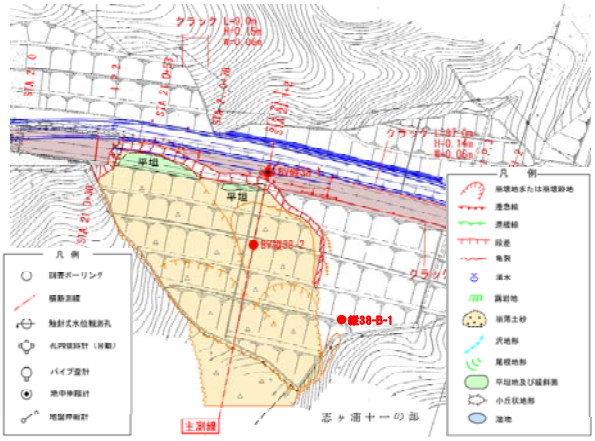


図-7.2.30 崩壊箇所平面図 [2)]

写真-7.2.24 応急復旧および本復旧状況（石川県提供）[2)]

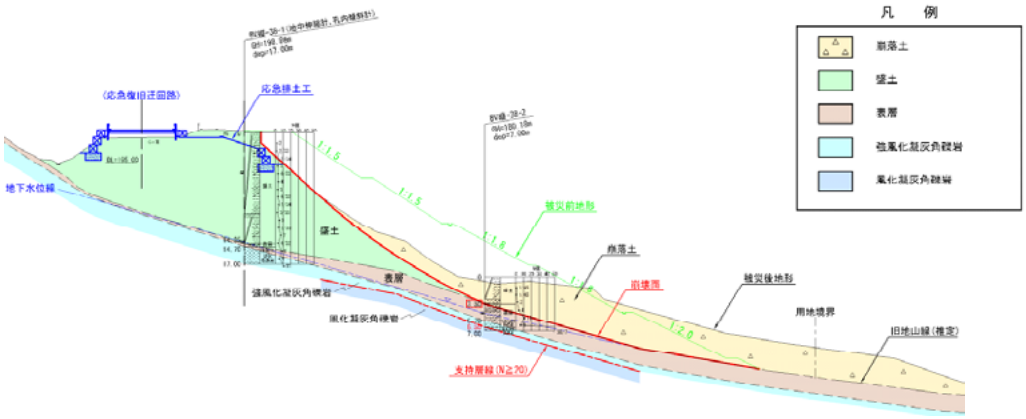


図-7.2.31 崩壊主断面図（能登有料　穴水町越の原その１　21.1kp　縦-38）[2)]

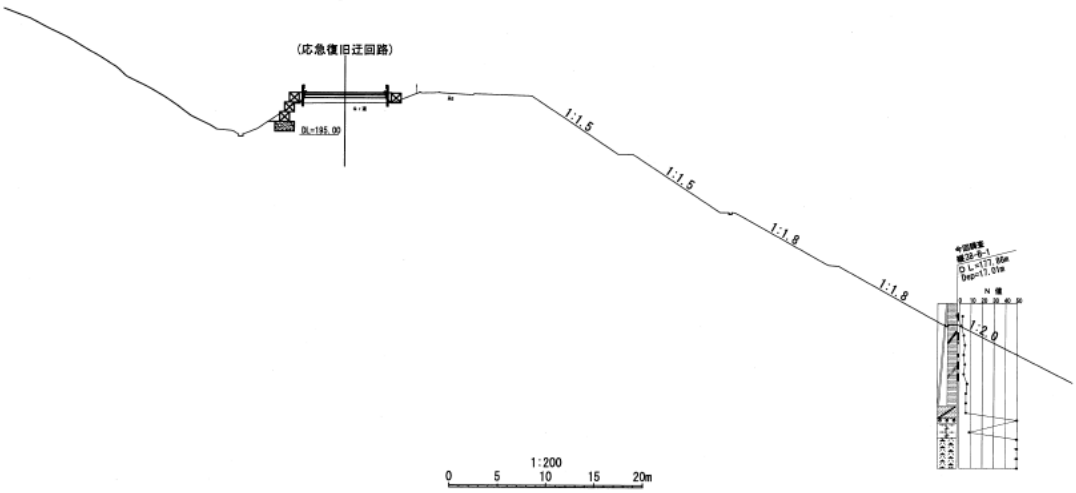


図-7.2.32 未崩落部主断面図（能登有料　穴水町越の原その１　21.1kp　縦-38）

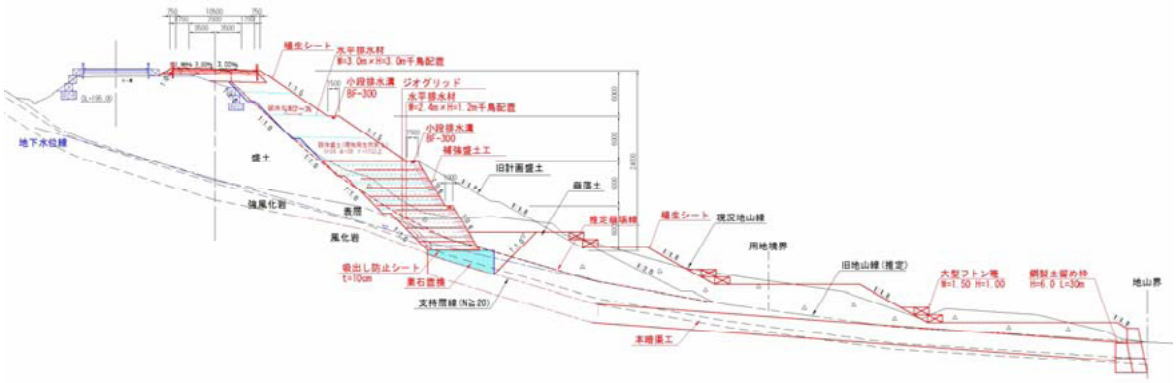


図-7.2.33 本復旧主断面図（能登有料　穴水町越の原その１　21.1kp　縦-38）[2)]

(9) 能登有料道路　穴水町越の原その２　21.5～21.7kp（道路欠壊）　縦-39

当該道路盛土では、3箇所の道路盛土の崩壊が見られた。

1) 起点側片盛土区間（写真-7.2.25左、写真-7.2.26、図-7.2.34）

起点側の谷地形を埋めた高さ15～20m程度の片盛土が、延長30m程度にわたり2車線道路の1車線を残して崩壊した。崩壊箇所は昭和60年の豪雨災害により延長22mの被害復旧がなされ、のり先にふとん籠が設置してあったことから、同じ箇所が崩壊した可

能性がある。

本箇所は、集水地形で盛土のり尻付近には道路縦断方向に沢が流下している。崩土により排水溝が埋没していたため、排水溝の状況は不明である。滑落崖からは、湧水が見られた。基盤の地質は風化凝灰角礫岩でN値3～20程度であり、盛土材は礫混じり砂質粘土でN値1～8程度である。盛土中腹からのり先にかけては、盛土と基盤との間には、N値7程度の植物根を含んだ旧表土層が存在する。また、被災後に行った地盤調査によれば、盛土のり尻付近で地下水位は高く、崩壊前の盛土のり尻付近も盛土内に地下水位があった可能性がある。

豪雨によると推測される被災履歴があり、崩壊状況や盛土周辺地形の状況等から、地下水が浸透により盛土内へ供給され、盛土内の含水比が高かったことが被害の一因となった可能性が考えられる。

2) 中央両盛土区間（図-7.2.35）

中央の高さ15～20m程度の沢埋め盛土で、上から1段目の小段付近から幅40m程度にわたり盛土のり面の崩壊が生じた。道路の路肩には、道路縦断方向の亀裂が生じていた。

下り線側の沢筋には流水や湧水等は見られなかったが、滑落崖には湧水が見られ、また、盛土のり尻付近を道路縦断方向に流下する沢には流水も見られた。基盤の地質は風化凝灰角礫岩でN値3～20程度であり、盛土材は礫混り砂質粘土でN値1～30程度である。基盤と盛土の間には、N値が3程度の植物根を含んだ旧表土層が存在する。また、盛土のり先部分は谷底堆積物からなる地層上に構築されている。被災後に行った地盤調査によれば、盛土のり尻付近で地下水位は高く、崩壊前の盛土のり尻付近も盛土内に地下水位があった可能性がある。

崩壊状況、周辺地形、地下水位の状況等から、盛土のり尻付近の含水比が高かったことが被害の一因となった可能性が考えられる。

3) 終点側両盛土区間（写真-7.2.25右、写真-7.2.27、図-7.2.36）

終点側の両盛土区間では、のり肩の崩壊と上り側1車線に50cm程度の路面陥没が生じた。盛土高さは15～20mで、路面から約5m下の盛土のり面上に側道が並走している。側道は被災箇所付近でカルバートにより盛土内を通過しており、カルバート出口は崩壊面に位置していた。盛土のり面は、のり面上の側道とともに5m程度すべり落ち、盛土のり先付近を道路縦断方向に流下する沢を閉塞させた。カルバートは2函構成で管体間の継ぎ目が10cm程度開いていた。崩土先端部から湧水、盛土近傍の地山からの流水があり、起点側から続く道路縦断方向に流下する沢と合流し、のり先の沢へと流下していた。また、崩土は多量の水分を含んでいた。地層構造は中央の両盛土区間と同様で、風化凝灰角礫岩からなる基盤上に植物根を含んだ旧表土が堆積し、旧表土上に盛土が構築されており、盛土のり先部分は谷底堆積物からなる地層上に位置している。被災後に行った地盤調査によれば、盛土のり尻付近で地下水位は高く、崩壊前の盛土のり尻付近も盛土内に地下水位があった可能性がある。

崩壊状況、周辺地形、地下水位の状況等から、盛土のり尻付近の含水比が高かったことが被害の一因となった可能性が考えられる。

応急復旧では、下り線側に並走する林道を盛土により嵩上げし、迂回路を確保した。

本復旧では、崩壊土砂を撤去し、現地発生土の改良土を用いた盛土が構築され、盛土のり尻部分には大型ふとん籠が設置された。盛土内部には排水材を敷設するとともに、暗渠工により流末へと浸透水が排出されている。

写真-7.2.25 被災箇所の航空写真（左：起点側、右：終点側）（能登有料　穴水町越の原その２　21.5kp　縦-39）（石川県提供）[1)]

（a）盛土崩壊状況　　（b）崩土の状況

写真-7.2.26 被災状況（起点側）（能登有料　穴水町越の原その２　21.6kp　縦-39）

（a）盛土崩壊状況　　（b）側道の崩壊状況

写真-7.2.27 被災状況（終点側）（能登有料　穴水町越の原その２　21.7kp　縦-39）

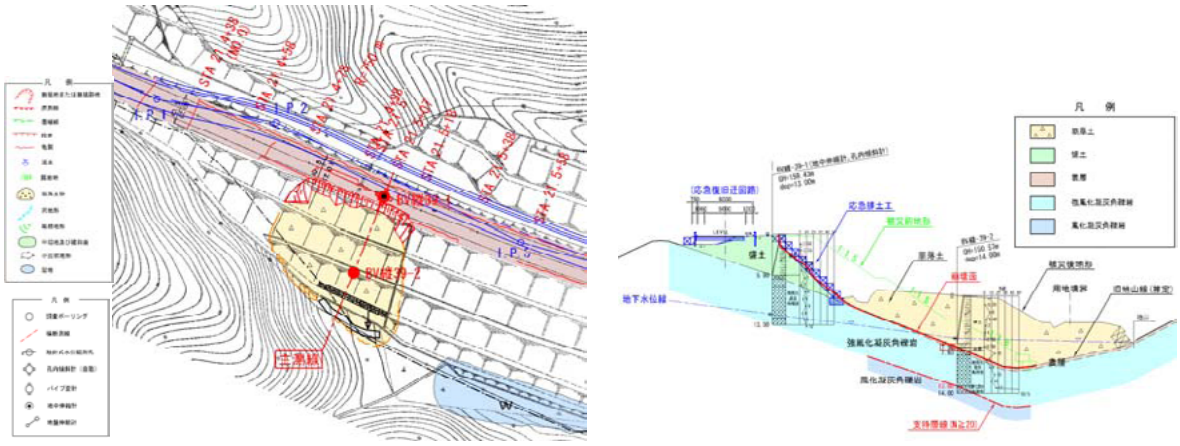


図-7.2.34 崩壊箇所平面図及び主断面図 その1（能登有料　穴水町越の原その２ 21.5kp　縦-39）[2)]

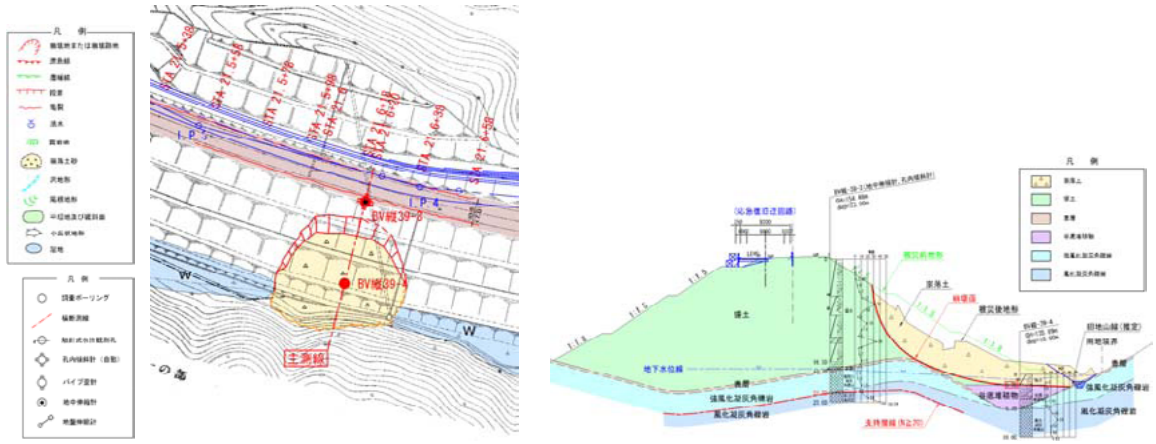


図-7.2.35 崩壊箇所平面図及び主断面図 その2（能登有料　穴水町越の原その２ 21.6kp　縦-39）[2)]

図-7.2.36 崩壊箇所平面図及び主断面図 その3（能登有料　穴水町越の原その２ 21.7kp　縦-39）[2)]

写真-7.2.28 応急復旧及び本復旧状況（能登有料　穴水町越の原その２　21.5～21.7kp　縦-39）（石川県提供）[2)]

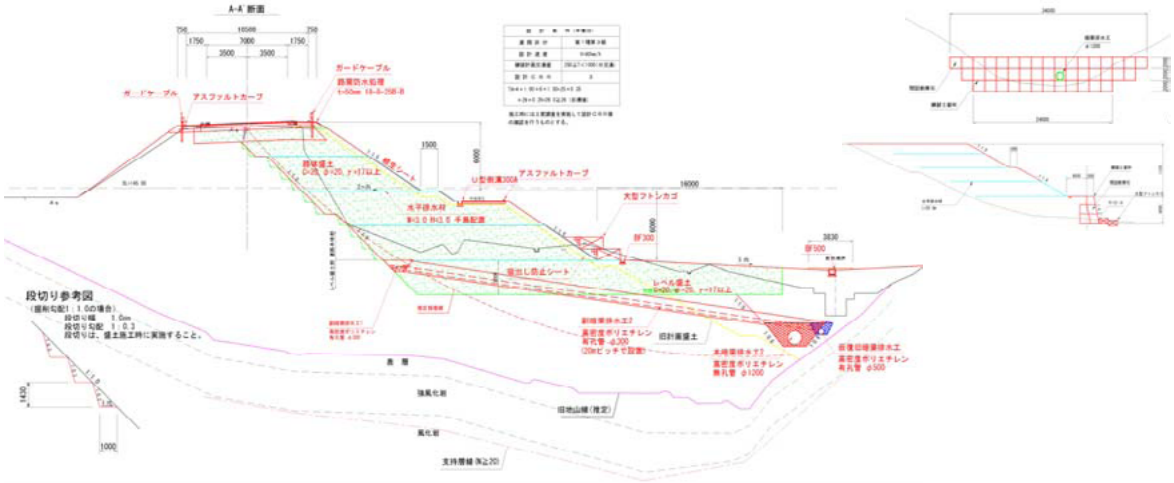


図-7.2.37 本復旧主断面図（能登有料　穴水町越の原その２　21.7kp　縦-39）[2)]

(10) 能登有料道路　穴水町越の原その４　23.4kp（道路欠壊）　縦-41

越の原ICオフランプ近傍で延長30m程度にわたり2車線道路の上り1車線が崩壊した。盛土高さは25～30m程度であり、盛土背後は平地で宅地利用されている。

本箇所は沢地形を埋めた盛土区間であり、盛土のり先には隣接する盛土から続く水路が道路縦断方向に流下している。基盤の地質は風化凝灰角礫岩でN値20以上であり、盛土材は礫混り砂質粘土でN値4～9程度である。盛土のり尻付近では基盤層と盛土との間に、N値3程度の植物根を含んだ旧表土の層が存在する。被災後に行った地盤調査によれば、盛土のり尻付近で地下水位は高く、崩壊前の盛土のり尻付近も盛土内に地下水位があった可能性がある。

当該箇所は昭和60年に降雨によるのり面崩壊が生じており、崩落したのり面にはのり枠工、のり尻ふとん籠が設置されていた。また、崩土部分に湧水が数箇所見られ、崩土は粘性土質で水分を多く含んでいた。このようなことから、盛土内の含水比が高

かったことが被害の要因となった可能性が考えられる。

応急復旧では、下り線側に2車線の迂回路が確保された。

本復旧では、現地発生土の改良土を用いたレベル盛土を構築し、レベル盛土上部に良質土による路体盛土が構築された。また、路体盛土内部には水平排水材を設置するとともに、路体盛土のり尻付近には大型ふとん籠が設置された。さらに、掘削面からレベル盛土のり尻付近にかけては暗渠工を行い、排水機能が確保された。

写真-7.2.29 被災箇所の航空写真（能登有料　穴水町越の原その４　23.4kp　縦-41）（石川県提供）[1)]

(a) 盛土崩壊状況　　(b) 崩土の状況

写真-7.2.30 被災状況（能登有料　穴水町越の原その４　23.4kp　縦-41）

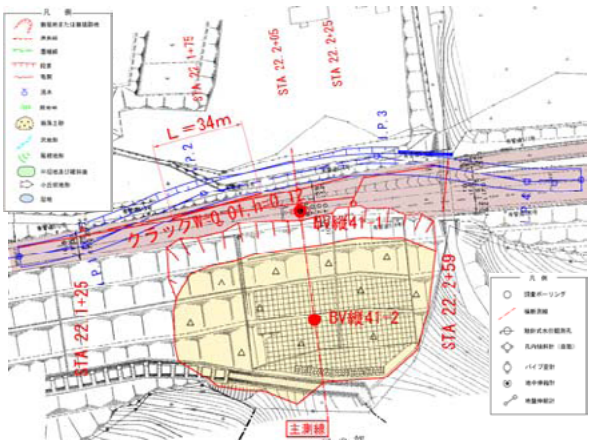


図-7.2.38 崩壊箇所平面図 [2)]

写真-7.2.31 応急復旧及び本復旧状況（石川県提供）[2)]

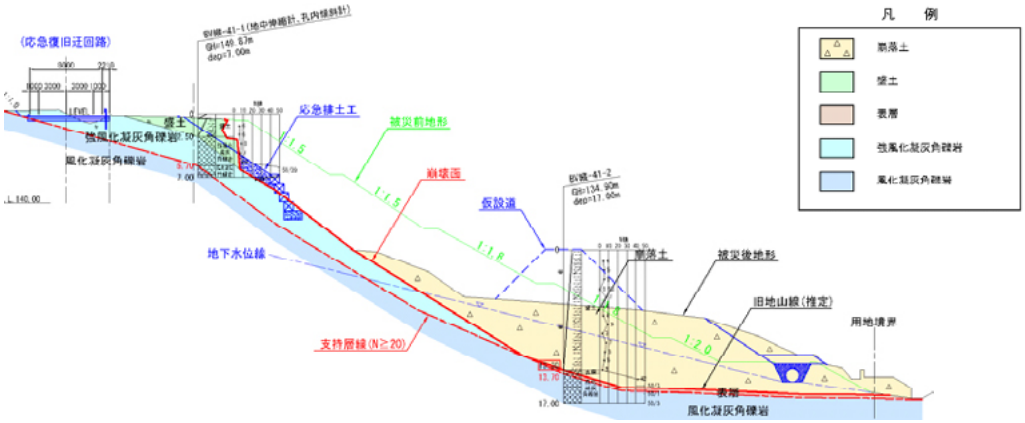


図-7.2.39 崩壊主断面図（能登有料　穴水町越の原その４　23.4kp　縦-41）[2)]

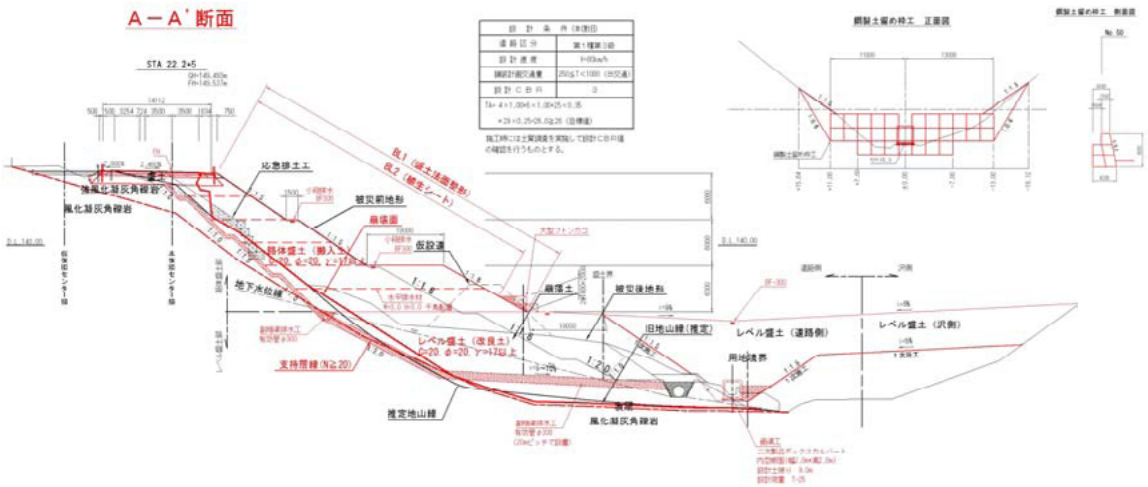


図-7.2.40 本復旧主断面図（能登有料　穴水町越の原その４　23.4kp　縦-41）[2)]

(11) 能登有料道路　穴水町字留地　24.1kp～24.6kp（橋台背面陥没、ウィング損傷等）　縦-43

直高約30mの橋梁取付盛土の谷側のり面ですべり崩壊が生じ、取付盛土が30～40cm程度沈下した。

当箇所は、全長約450ｍにわたり谷地形を埋めた、終点側の橋梁へと接続する取付盛土であり、盛土両側の尾根より複数の沢が入り込む集水地形上に立地している。崩土は粘性土で多くの水分を含んでいた。基盤の地層は風化凝灰角礫岩でN値10以上であり、盛土材は礫混り粘土でN値1～4程度である。盛土と地山との境界には、N値4程度の腐植有機質土を含んだ砂質粘土層が存在する。被災後に行った地盤調査によれば、盛土のり尻付近で地下水位は高く、崩壊前の盛土のり尻付近も盛土内に地下水位があった可能性がある。

崩壊状況や周辺地形の状況等から、盛土のり尻付近の含水比が高かったことが被害の一因となった可能性が考えられる。

応急復旧は本復旧を兼ねて行われ、のり肩部にH鋼を打設し、沈下した取付盛土部分を切り返した後、補強土および現地発生土の改良土を使用した盛土が構築された。さらに本復旧では、改良土による押え盛土を行い、のり先部分に大型ふとん籠が設置された。

写真-7.2.32 被災箇所の航空写真（能登有料　穴水町字留地　24.1kp～24.6kp　縦-43）（石川県提供）[1)]

写真-7.2.33 被災状況（能登有料　穴水町字留地　24.1kp～24.6kp　縦-43）（石川県提供）[1)]

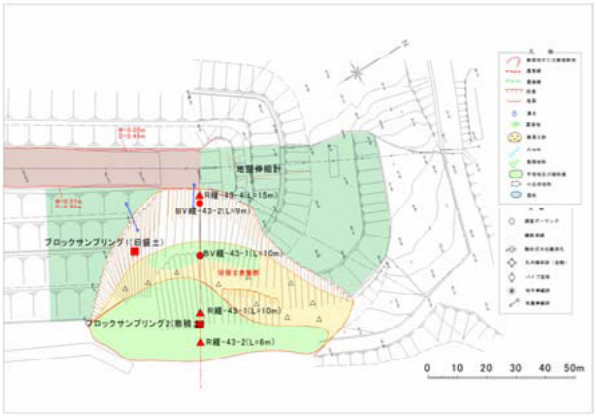


図-7.2.41 崩壊箇所平面図 [2)]

写真-7.2.34 応急復旧及び本復旧状況（石川県提供）[2)]

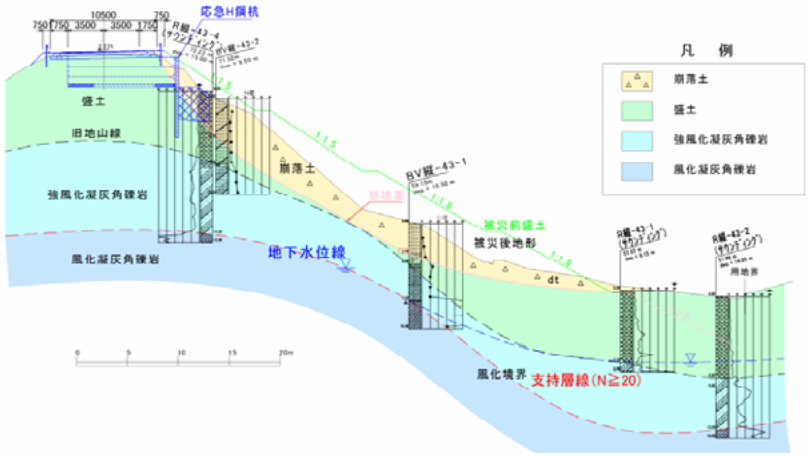


図-7.2.42 崩壊主断面図（能登有料　穴水町字留地　24.1kp～24.6kp　縦-43）[2)]

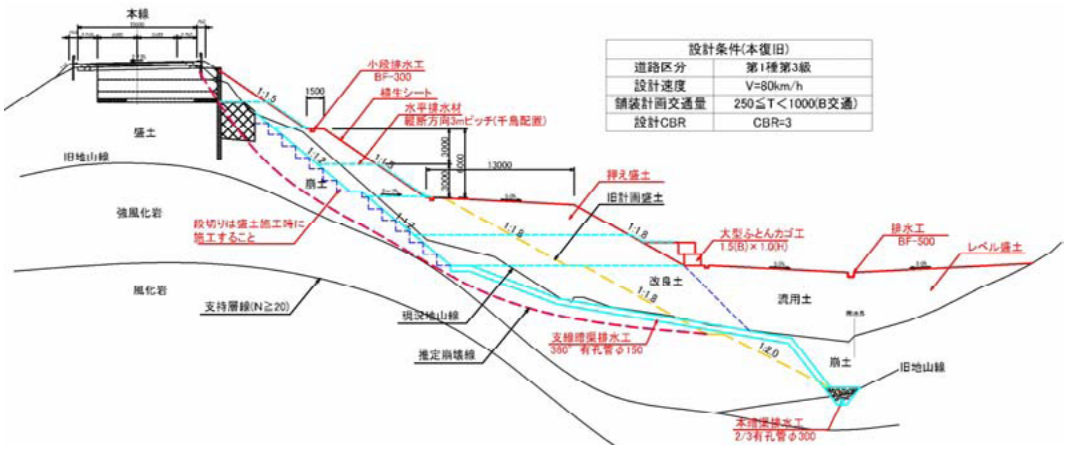


図-7.2.43 本復旧主断面図（能登有料　穴水町字留地　24.1kp～24.6kp　縦-43）[2)]

(12) 能登有料道路　七尾氏中島町小牧その８　14.8kp（横断クラック）　縦-22

傾斜地盤上の高さ 30～35m 程度の片切片盛～両盛区間の切盛境で横断クラックが発生した。**図-7.2.44**、**図-7.2.45** に被害箇所の平面図、断面図をそれぞれ示す。当該箇所の尾根を挟んで隣接する片盛区間の縦-21 は(5)に示した大規模崩落区間である。集水地形の沢埋め盛土で、盛土背後地山から 2 本の沢筋流入しており、盛土のり尻付近にも道路に並行する沢が合流している。盛土背後の沢からの流水は一旦集水マスで集められた後、横断カルバートで盛土を横断させている。当該箇所では、昭和 62 年にのり面中腹とのり尻付近に横ボーリング工が実施されていた。また、今回の地震後に、のり尻付近から横ボーリング工 4 本が施工されている。

図-7.2.45 に示した柱状図より、基盤地質、盛土材の N 値は隣接する縦-21 とほぼ同じである。一方、地下水位については、未崩落箇所の縦-22 の方が特にのり尻付近で低い傾向にあり、このことが、盛土の崩壊が生じなかった原因である可能性がある。

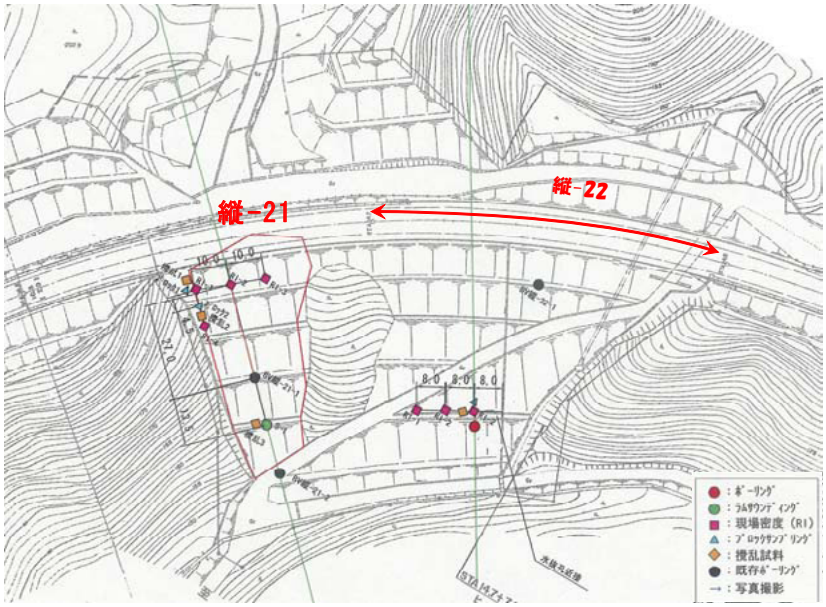


図-7.2.44 平面図（能登有料　七尾氏中島町小牧その８　14.8kp　縦-22）

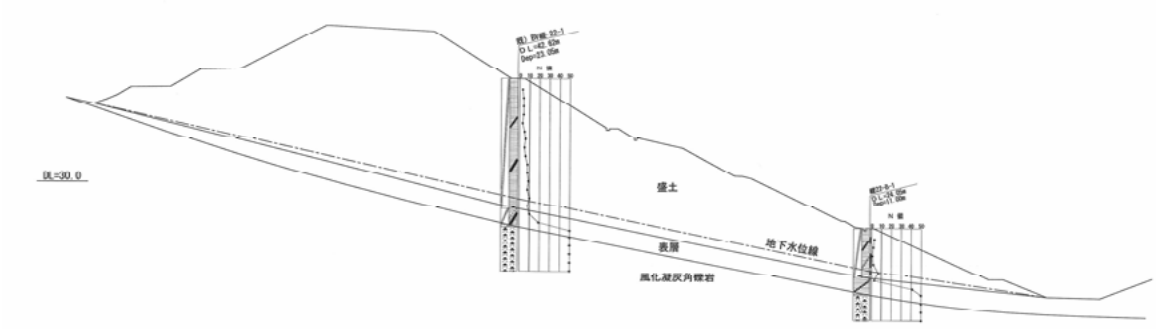


図-7.2.45 主断面図（能登有料　七尾氏中島町小牧その８　14.8kp　縦-22）

(13) 能登有料道路　七尾氏中島町小牧その１２　15.9kp（無被害区間）　縦-26近傍

能登有料道路の横田IC～越の原IC間の15.9kpの両盛土区間で、隣接する片切片盛区間の縦-26は(6)に示した大規模崩落区間である。

集水地形の沢埋め盛土で、盛土背面から2本の沢筋があり、盛土のり尻付近では穴水側からの排水溝の流末となっている。また、のり尻には堰堤が設置されている。基盤地質、盛土材は隣接する盛土とほぼ同じであるが、基盤と盛土間の旧表土は、*N*値が10程度と当該箇所のほうがやや大きくなっている。また、のり尻付近の沢筋の勾配は、旧地形図によると崩壊区間と比べてやや急な勾配となっている。

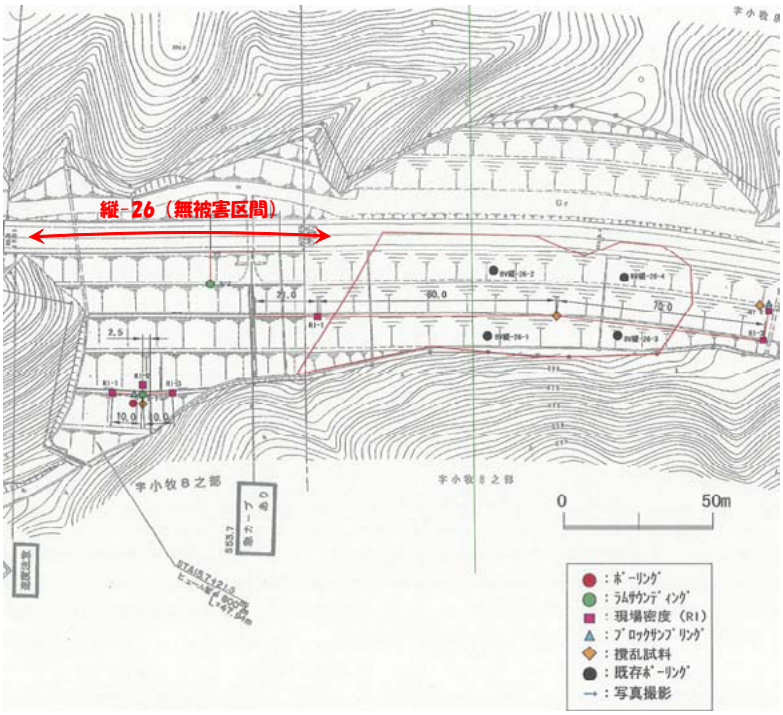


図-7.2.46 平面図（能登有料　七尾氏中島町小牧その１２　15.9kp　縦-26 隣接）

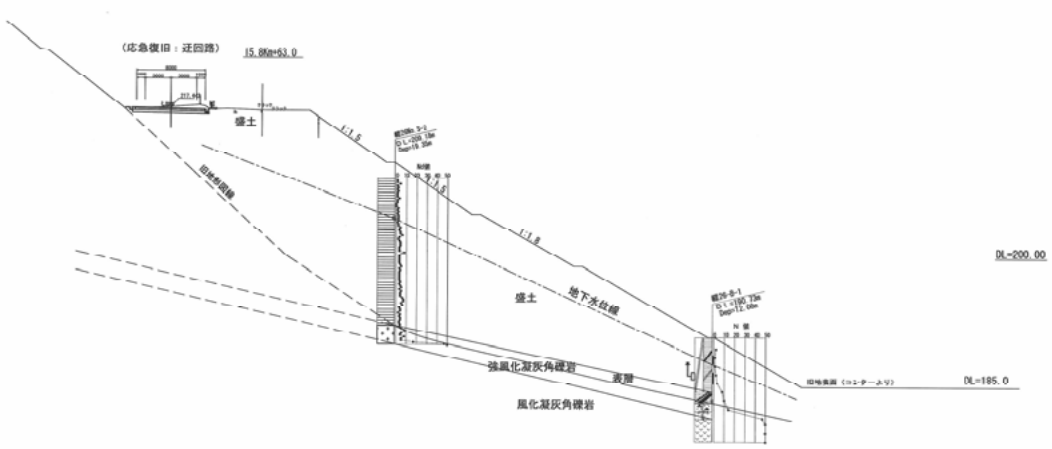


図-7.2.47 主断面図（能登有料　七尾氏中島町小牧その１２　15.9kp　縦-26 隣接）

(14) 国道 249 号志賀町深谷（路面陥没）

丘陵地の中腹を南北に走る国道 249 号の沢地形を埋めた盛土高 20～25m 程度、延長 95m 程度の盛土の中央部が、崩壊幅 8m 程度にわたり 1m 程度陥没した。**写真-7.2.35**、**写真-7.2.36** に被災箇所の航空写真、被災時の状況を、**図-7.2.48**、**図-7.2.49** に被害箇所の平面図、断面図をそれぞれ示す。崩壊箇所は、元々沢地形に沿った曲線道路を線形改良のために沢地形を埋めて直線化した箇所である。盛土の下方約 20m には沢が流れている。陥没箇所周辺の盛土部の路面には陥没箇所を囲むように亀裂・段差が生じていた。盛土背後の地山は竹林で多量の水分が含まれており、一部に古い表層すべりの痕と思われる滑落崖がみられた。

図-7.2.49 に示した被災後に実施されたボーリング柱状図から、盛土は、約 10～15° 傾斜した凝灰砂岩を基盤とする崖錐堆積物上に構築されている。盛土内には地下水位が非常に浅い位置に見られ、常時から山側からの浸透水等の影響により盛土内には多量の水分が含まれていた可能性がある。**図-7.2.50** に被災後に実施された標準貫入試験のペネ試料による盛土材の粒度分布を示す。盛土材は、細粒分を 60～70%程度含んでおり、高液性限界の礫混じり砂質粘土～砂質シルトに分類される。

以上より、山側からの浸透水等の影響により盛土内の含水比が高まっていたことが被害の一因である可能性が考えられる。

応急復旧では、山側の旧道部を利用して 1 車線の迂回路が確保された。調査時点(3 月 30 日)では、崩壊部はビニールシートによる被覆を、亀裂にはアスファルトシールによる緊急措置が施されて、中継車を配置して動態観測を行いながら、片側交互通行による交通解放がなされていた（**写真-7.2.37**）。

本復旧では、下部の未崩落部をグラウンドアンカーにより安定を図り、盛土上部の崩壊部は掘削除去後、改良土により再構築された（**写真-7.2.38**）。また、排水については、上部盛土の底面に水平排水層を設けるとともに、背後地山の水位を低下させるために、のり尻部とのり面中腹部から横ボーリング工が施された。

写真-7.2.35 被災箇所の航空写真（国道 249 号志賀町深谷）（石川県提供）[3)]

(a) のり面の状況

(b) 路面の陥没状況

写真-7.2.36 被災状況（国道 249 号志賀町深谷）（石川県提供）[3)]

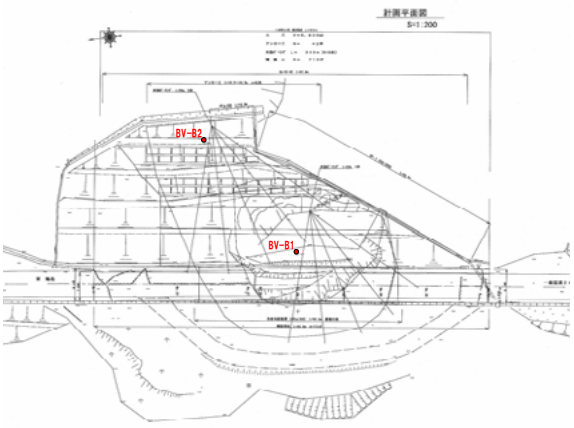


図-7.2.48 崩壊及び復旧平面図 [3)]

写真-7.2.37 応急復旧状況

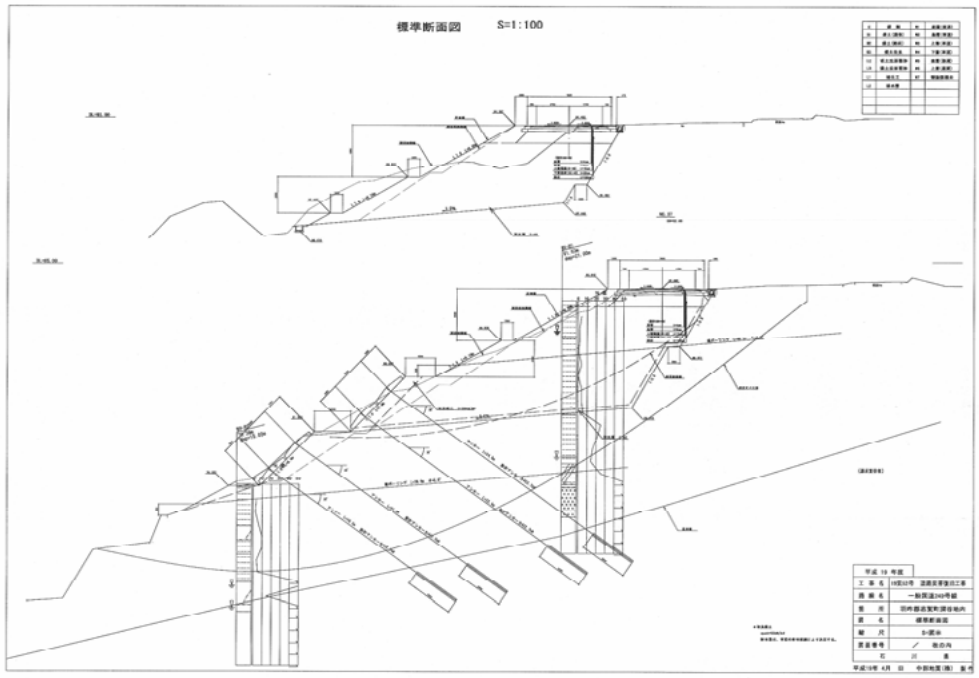


図-7.2.49 崩壊及び復旧断面図（国道 249 号志賀町深谷）[3)]

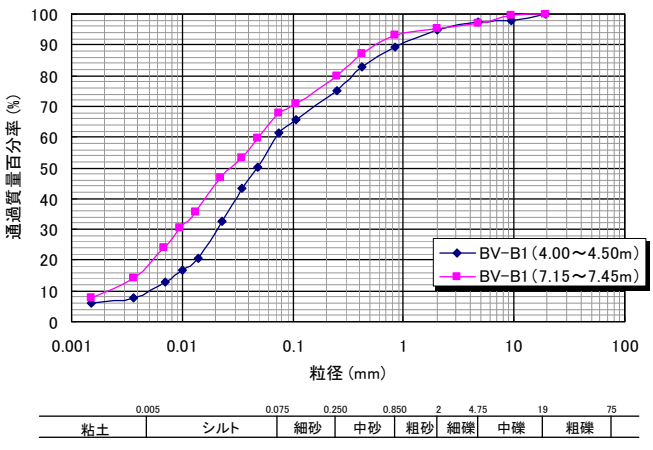


図-7.2.50 盛土材の粒度分布図 [3)]

写真-7.2.38 復旧後写真（国道 249 号志賀町深谷）（石川県提供）[3)]

(15) 国道 249 号志賀町大福寺（路肩崩壊）

登坂車線のヘアピンカーブ付近で、腹付け盛土ののり面が、路肩付近で延長約 15m に渡り崩壊した。崩土は 100m 程度先まで達し、路面には亀裂と陥没が生じていた。**写真-7.2.39**、**写真-7.2.40** に被災箇所の航空写真、被災時の状況を、**図-7.2.51**、**図-7.2.52** に被害箇所の平面図、断面図をそれぞれ示す。崩壊箇所は、2 本の沢に挟まれた出尾根地形に沿った高さ 30m、のり面勾配 1:1.2 の腹付け盛土である。盛土背後は集水地形ではないが、盛土のり尻は尾根の両側の 2 本の沢が合流する箇所に位置しており、地山からの水の供給は豊富であるようであった。**図-7.2.52** に示した被災後に実施されたボーリング柱状図から、盛土は、約 30～45° 傾斜した凝灰岩を基盤とする崖錐堆積物上に構築されている。盛土内には地下水位が非常に浅い位置に見られ、常時から山側からの浸透水等の影響により盛土内には多量の水分が含まれていた可能性がある。**図-7.2.53** に被災後に実施された標準貫入試験のペネ試料による盛土材の粒度分布を示す。盛土材は、細粒分を 45%程度含んでおり、細粒分質礫質砂に分類される。

大規模な流動性の崩壊性状を示していることから、盛土内にかなりの浸透水が存在していたこと、および崩壊箇所は構造的に振動しやすいヘアピンカーブであったことが、被害の原因となった可能性が考えられる。また、盛土の基礎地盤に堆積する崖錐堆積物の影響も考えられるが、詳細な検証が必要である。

応急復旧では、山側を切り土することにより 1 車線の迂回路が確保された。調査時点（3 月 30 日）では、崩壊部はビニールシートによる被覆を、亀裂にはアスファルトシールによる緊急措置が施されて、片側交互通行による交通解放がなされていた（**写真 7.2.41**）。

本復旧では、崩壊土砂頭部を一旦掘削除去し、軽量盛土材（FCB 工法）にて盛土された（**写真 7.2.42**）。盛土下部の崩壊土砂の安定性確保のため、横ボーリング工が施工された。

写真-7.2.39 被災箇所の航空写真（国道 249 号志賀町大福寺）（石川県提供）[4)]

(a) 盛土崩壊箇所全景

(b) 盛土崩壊状況

写真-7.2.40 被災箇所の状況（国道 249 号志賀町大福寺）

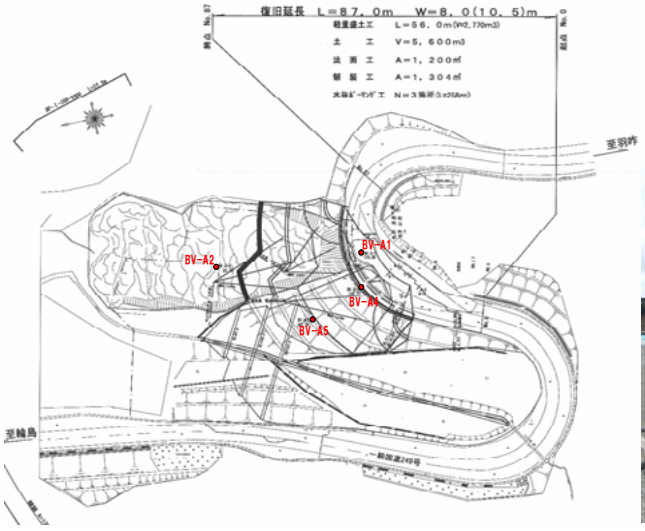


図-7.2.51 崩壊及び復旧平面図 [4)]

写真-7.2.41 応急復旧状況

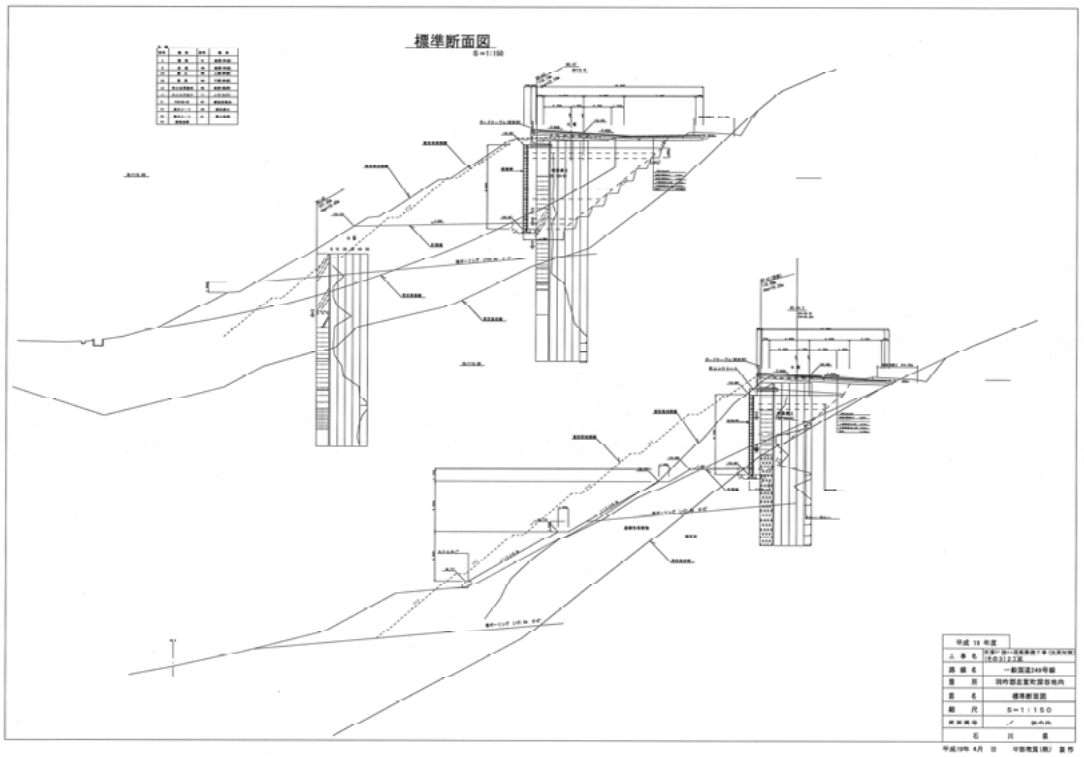


図-7.2.52 崩壊及び復旧断面図（国道 249 号志賀町大福寺）[4)]

写真-7.2.42 復旧後写真（国道249号志賀町大福寺）（石川県提供）[4)]

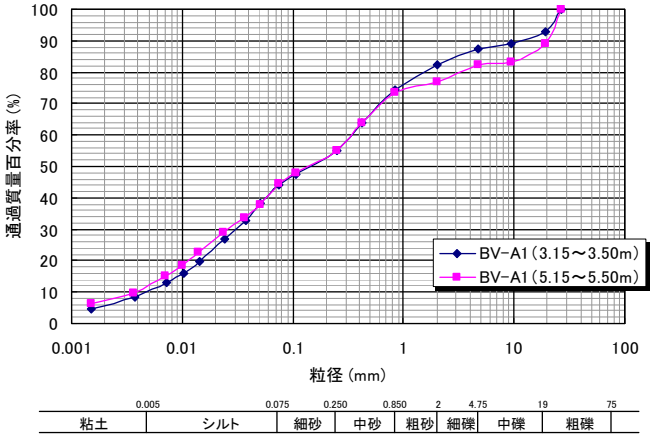


写真-7.2.53 粒度分布図[4)]

7.2.5 補強土構造物の被害調査

(1) 概要

一般に補強土はフレキシブルな構造を有し、高い耐震性を有するとされている。地震の発生後に主要な補強土工法を対象として被害状況の調査を行ったので報告する。

(2) 補強土構造物の被害事例

石川県内には、テールアルメ、多数アンカー式補強土壁、ジオテキスタイル補強土壁の主要な工法でおよそ 500 件の施工実績があった。この内被災地周辺で立地が判明しており、接近が可能だった 228 件について調査を行った。調査対象の分布を**図-7.2.54**に示す。

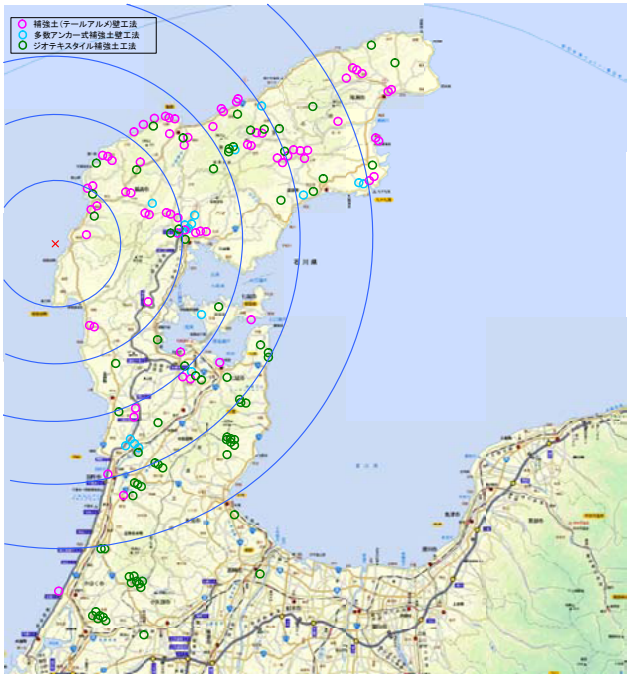


図-7.2.54 補強土壁の分布図

調査の実施にあたっては、工法毎に事前に作成されていた応急被災度判定法に基づいて被災度の判定を行った。応急被災度判定法は、中越地震の経験を踏まえて作成されたものであり、今回の地震が大規模地震における初めての適用となった。

表-7.2.4 補強土工法の被災度判定結果

	被災度判定						調査計	石川県内
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ		
テールアルメ工法	113	8		1			122	380
多数アンカー式補強土壁工法	10	8	1				19	19

Ⅰ 損傷無し
Ⅱ 軽微な損傷・安定性に問題なし
Ⅲ 経過観察しながら使用可
Ⅳ 応急対策が必要。安定性に問題なし(部分的損傷)
Ⅴ 応急対策が必要。安定性に問題なし(広域損傷)
Ⅵ 使用不可・立ち入り禁止

表-7.2.5 ジオテキスタイル補強土壁工法の被災状況調査結果

	被災度判定						調査計	石川県内
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ		
テールアルメ工法	113	8		1			122	380
多数アンカー式補強土壁工法	10	8	1				19	19

Ⅰ 損傷無し
Ⅱ 軽微な損傷・安定性に問題なし
Ⅲ 経過観察しながら使用可
Ⅳ 応急対策が必要。安定性に問題なし(部分的損傷)
Ⅴ 応急対策が必要。安定性に問題なし(広域損傷)
Ⅵ 使用不可・立ち入り禁止

被災度判定は、外観からの判定に基づき損傷の有無、損傷のある場合は構造物としての安定性への影響の評価を行った。

補強土の被害はきわめて軽微であり、構造物の安定が損なわれるような変状は発生しなかった。

写真-7.2.43 および**写真-7.2.44** は国道 249 号線沿いの損傷度Ⅳのテールアルメ壁である。

写真-7.2.43 国道 249 号テールアルメ壁の被害

テールアルメに隣接するブロック積み擁壁と地山の崩壊に伴い、テールアルメ端部の壁面工に外力が作用して引きはがされるように損傷したものであり、テールアルメ壁自体の耐震性に起因する被害ではない。壁面工の脱落した部分については当面の安定性には問題はないと判断されたが長期的に不安定化する可能性を考慮して壁面工を撤去して再構築した。変状の生じていない部分については、**写真-7.2.45** に示すような壁面工の端部の破損程度であった。この様な損傷は地震の影響に対して補強領域がフレキシブルに変形した際に発生するものであり、破損に伴う裏込め材の漏れだし等がなかったことから安定性に影響はないと判断した。また補強領域の健全性を判定するために補強材の引き抜き試験を実施した。試験の結果、安定確保に必要な引き抜き抵抗力を有していることが確認され、併せて行った壁面工のコンクリート中性化試験、壁面近傍ジョイント部の腐食状況の確認の結果とも併せて補修を行わないこととした。

また、大規模な盛土崩壊が発生した能登有料道路横田ＩＣから400m程度離れた場所にも1996年に施工されたテールアルメ壁が存在したが、目立った被害はなかった（**写真-7.2.46**）。

写真-7.2.44 テールアルメ壁に隣接する地山崩壊

写真-7.2.45 テールアルメ壁面工の端部破損

写真-7.2.46 能登有料横田ＩＣ付近テールアルメ壁

また多数アンカー工法では被災度Ⅲと判定された物件があるが、これは地震発生以前から変状が発生していたものであり、地震に起因するものではないことが確認されている。

写真-7.2.47は能登有料道路終点の穴水インターチェンジのランプ付近に構築された多数アンカー補強土壁の状況である。約 5m の直壁の上部に２段の盛土を設置しており、さらにランプ部のため縦断方向に急なカーブを描く構造となっている。この様な構造では屈曲部において壁面工が開くような変状を示すことが多いが、当該補強土壁については壁面には目立った損傷はなく、構造安定に無関係な天端笠コンクリートにわずかな亀裂が発生した程度であった（**写真-7.2.48**）。

写真-7.2.47 能登有料穴水 IC 多数アンカー

(3) まとめ

今回の地震において、補強土は非常に高い耐震性を示した。こうした高い耐震性は兵庫県南部地震や中越地震においてもよく知られているが、今回の地震では中越地震の経験を踏まえた応急被災度判定法により、被災後速やかにかつ客観的に確認をされた点が特徴である。しかしながら応急被災度判定手法はあくまでも外観により応急判定であり、補強メカニズムの健全性判定には、R249 の事例で行ったような引き抜き試験などを行う必要があり、その際の判断基準などは明らかになっていない。今後は外観から問題の可能性が判明した補強土に対する健全性判定手法の開発が必要である。

写真-7.2.48 天端笠コンのクラック

7.2.6 道路土工の被害のまとめ

能登半島地震による道路土工の被害をまとめると以下のとおりである。

（１）能登有料道路を中心として、強い地震動により、盛土構造物に多くの被害が生じた。路面からみた被災パターンは、路面崩壊、路面陥没、路面段差や亀裂である。盛土の被害形態としては、沢や谷等の集水地形に築造された高盛土の流動性崩壊、カルバートや橋梁など異種構造物との取り付け部の段差、切土部から片切片盛などに構造が変化する部分の切盛境での崩壊等である。

（２）能登有料道路では比較的大きな路面崩壊が 11 箇所で生じたが、いずれの箇所においても、沢や湿地等の水の存在が確認された。これらの箇所では、発災時には

盛土内の浸透水の存在が崩壊の原因となった可能性が考えられる。

（３）盛土の陥没・崩壊、変状が生じた箇所の多くで、亀裂の補修痕、路面の打ち換え痕などの補修履歴が認められた。

（４）能登有料道路を対象として被害箇所と無被害箇所の現地調査を行い、被害の要因分析を行った。これによれば、盛土高が 15m 以上、沢部を埋めた盛土で大規模崩壊が生じやすい傾向が認められた。

（５）能登有料道路を対象に地盤調査及び室内土質試験を行った。その結果、今回地盤調査行った盛土の材料は、大規模崩落箇所と未崩落箇所で類似した物性を示すものが多く、被災程度と盛土材料との明瞭な相関はみられなかった。また、盛土の締固め度は、いずれの箇所も締固め度 80～90%であり、大規模崩落箇所と未崩落箇所で有意な差は見られなかった。一方、大規模崩落が生じた箇所においては、盛土のり尻付近において地下水位が高い傾向があった。

（６）今回の地震において、補強土は非常に高い耐震性を示した。

7.3 道路斜面の被害

7.3.1 概要

土木研究所地質チームおよび土質チームでは、能登半島地震に伴い国道249号において発生した道路斜面災害の状況及び対策工に関する現地調査を平成19年４月５～６日に実施した。

調査ルートおよび地点を**図**-7.3.1に示す。各地点における調査結果は7.3.2のとおりである。

図-7.3.1 道路斜面災害に関する現地調査地点位置図(図中の１～23)

7.3.2 道路斜面災害に関する現地調査結果

各地点における調査結果を以下に示す。

(1) 県道６号　町野町寺地　斜面小崩壊地

幅６ｍ×高さ４ｍ深さ 50cm 程度の表層崩落である。地形等の状況から過去の崩壊跡地と見られる。角型じゃかご工を設置して崩土の待ち受けポケットを作っていたことから、不安定土塊が存在しており、その部分が地震により崩壊したと考える。土砂が若干じゃかごを越流した跡があったが、小規模であり交通に大きな支障は無かったようである。

1-a 斜面全景

1-b 側方からの状況

写真-7.3.1 町野町寺地

(2) 町野町曽々木地区　八世乃（はせの）洞門

幅 15m×高さ 15m 程度の流紋岩の岩盤が道路からの比高差約 50m の斜面から崩落した。岩盤の厚さは不明であるが、石川県の復旧検討会資料 [5]によれば、崩落前の写真より厚さ 3m 程度と推定されており、オーバーハング状態であった。崩落により輪島側坑口のロックシェッドが被災し、倒壊は免れたものの、変形して鉄筋コンクリート製の側壁や支柱が破壊された。崩落した岩盤の破片はロックシェッド手前（輪島側）の待ち受け擁壁の背後に堆積している。岩盤の崩落面は茶色に風化している部分が大半であり、地震発生以前から地山との分離が進んでいたと考えられる。

崩落した岩盤の背後斜面は、開口亀裂が発達しており、崩壊部の下面には比較的軟質と推定される凝灰岩の層（厚さ数１０ｃｍ）がある。これらの地層は全体として流れ盤を呈しており、今回の崩壊自体は高角な亀裂（おそらく急崖下において二次的に形成されたもの）による崩壊であるが、地質的素因としてはこのような流れ盤の急崖の状況下に置いて、軟質な凝灰岩が変形する（あるいは微小なすべりも発生させているものと見られる）ことで、流紋岩の岩体に亀裂が発生し、不安定化を促進させているものと推定される。

なお、八世乃洞門の災害に関しては土木研究所の職員が直後の技術指導および復旧技術検討会に参画しており、災害の経緯を含め 7.3.3 で概要を述べる。

2-a 被災箇所の全景

2-b 洞門近景

2-c 破壊された支柱

2-d 洞門と待ち受け擁壁

2-e 待ち受け擁壁の背後の状況

2-f 崩落面遠景

写真-7.3.2 町野町曽々木地区　八世乃洞門

2-g 岩盤崩落箇所

2-h 開口亀裂が発達する背後岩盤

写真-7.3.2 町野町曽々木地区　八世乃洞門（続き）

(3) 町野町大川地区 1　表層崩壊

幅 18m×高さ 10m×深さ 30cm 程度の表層崩壊である。部分的に幅２ｍ×高さ２ｍ×深さ１ｍ程度の腰掛け状の抜け落ちが見られる。ラス張りに植生基材を吹付けて処置済みである。この斜面下の道路（盛土）にも変状（沈下、縁石たわみ）が見られたが、関係性は不明である。

3-a 崩壊箇所の全景

3-b 腰掛状の抜け落ち

3-c 道路盛土部の補修状況

写真-7.3.3 町野町大川地区 1

(4) 町野町大川地区 2　やや深い崩落

幅 27m×高さ 20m×深さ４～５m程度のやや深い崩壊で、両側が沢地形の凸部の崩壊である。背面はほぼ平坦な海岸段丘ないし古い地すべり地形であり、その側部の縁が崩壊したものと考えられる。背面の平坦面には複数の段差が見られ、過去にも変動が発生した可能性がある。上記海岸段丘ないし古い地すべり地形の縁に相当する部分の道路面には亀裂が発生している。

4-a 斜面全景

4-b 滑落崖の状況

4-c 路面の亀裂の状況

写真-7.3.4 町野町大川地区２

(5) 町野町大川地区 3　表層崩壊

幅 20m×高さ 10m×深さ 50cm 程度の表層崩壊で、(4)と同様に両端が沢地形の凸部の崩壊である。背面はほぼ平坦な海岸段丘ないし古い地すべり地形であり、このような地形の末端の急崖が崩壊したものである。斜面の背後１m付近に平行に開口亀裂があり、側面を確認したところ斜面中腹に向かって３m程度の亀裂が確認された。なお、この場所にも(4)と同様に平坦面の縁に相当する部分（片側のみ）の路面に亀裂が見られる。

5-a 斜面全景

5-b 背後斜面の開口亀裂

写真-7.3.5 町野町大川地区３

(6) 町野町大川地区　巻坂１　凸部の切土斜面

凸部の切土斜面において、幅 20m×高さ１0m×深さ 30ｃｍ程度の範囲で植生の根茎を境にして層状にはく離崩落している。勾配は 45 度程度の斜面だが、岩がしっかりしており、植物の根茎が活着することができず地震により崩落したと考えられる。なお、崩壊斜面の右側上端部付近には、周辺よりもやや深い（深さ１ｍ程度）、節理面をすべり面とする岩盤崩壊の発生箇所が認められる。凸型斜面のしかも上端付近のため地震動が増幅された可能性もある。

6-a 斜面左側の状況

6-b 斜面右側の状況

6-c 岩盤崩落箇所

写真-7.3.6 町野町大川地区　巻坂 1

(7) 町野町大川地区　巻坂 2　両切土部のり面のはく離崩落

両切りの開削道路のり面の、幅 45m×高さ 14m×深さ 30ｃｍ程度の植生部分のはく離崩落である。道路をはさんで反対側にも小崩落が見られる。(6)と同様に、勾配は 45 度程度の斜面。岩盤は泥質岩で亀裂が多いものの、岩は比較的しっかりしており、植物の根茎が活着することができず地震により崩落したと考えられる。

7-a 斜面遠景

7-b 斜面近景

7-c 崩壊面の岩の状況

写真-7.3.7 町野町大川地区　巻坂２

(8) 町野町大川地区　巻坂３　小規模な表層崩壊

切土のり面の幅 5m×高さ 2m×深さ 50cm 程度の植生部分の小規模な表層崩壊である。道路の被災はなかった。

8-a 斜面遠景

8-b 斜面近景

写真-7.3.8 町野町大川地区　巻坂３

(9) 町野町大川地区　巻坂～三ッ子浜１　植生部分のはく離崩壊

切土のり面の幅 20m×高さ 12m×深さ 10cm 程度の植生部分のはく離崩壊である。(6)と同様に、勾配は 45 度程度の斜面だが、岩がしっかりしており、植物の根茎が活着することができず地震により崩落したと考えられる。ただし、崩壊面に向かって左側 2.5m 部分については、泥岩上部の崖錐とともにやや深く（70cm 程度か）崩壊している。併せて海側の道路路肩部の陥没が見られる。

9-a 斜面全景

9-b 道路路肩部の補修状況

写真-7.3.9 町野町大川地区　巻坂～三ッ子浜１

(10) 町野町大川地区　巻坂～三ッ子浜２　表層崩壊

幅 7m×高さ 7m×深さ 1m 程度の表層崩壊である。(6)と同様に、勾配は 45 度程度の斜面である。切土面は礫混じり土である。この斜面の盛土側道路面にも段差が発生している（これまでの斜面も、切土面で崩壊が発生している箇所では、谷側の盛土面でも変状が発生しやすい傾向にある）。

10-a 斜面の状況

10-b 斜面と盛土部の修復跡

写真-7.3.10 町野町大川地区　巻坂～三ッ子浜２

(11) 町野町大川地区　巻坂～三ッ子浜３　植生部のはく離崩壊

幅 30m×高さ 20mの斜面の崩壊である。斜面左半分は、表層植生部のはく離崩壊で、深さは 50cm 程度。この部分は(6)と同様に、勾配は 45 度程度の斜面だが、岩がしっかりしており、植物の根茎が活着することができず地震により崩落したと考えられる。表層部分で崩壊土量も少ないため、簡易な防護柵で崩土を受け止めており、対策の効果が見られる。一方、斜面右半分（幅 8m 程度）は、くさび状の崩壊で深いところでは３m程度と見られ、のり枠工の裏側も抜け落ちている。くさびは、向かって左側が節理（面の走向傾斜は N60E40NE で条線は N18W 方向）であるのに対し、右側は岩塊状で明瞭な面をなさない（緩んだ岩盤）。

11-a 斜面全景

11-b くさび状の崩壊面

11-c 防護柵での崩土の受け止め

11-d のり枠工の裏側の抜け落ち

写真-7.3.11 町野町大川地区　巻坂～三ッ子浜３

(12) 町野町大川地区　三ッ子浜１　緩い凸型斜面の表層崩壊

幅 12m×高さ 12m×深さ 50cm 程度の緩い凸型斜面の表層崩壊である。斜面上部は、(6)～(10)に見られる様な切土のり面と植生の根茎境の崩落面と異なり、崖錐状（ないしゆるんだ岩塊状）のれき質土である。斜面下部では泥岩であるが山差しの開口亀裂が発達し、かなり緩んだ状態である。岩盤状態全体から見ると、もともと地すべり地である可能性もある。このように斜面の地質が脆弱な上、斜面の植生状況は若干松が生えているがほとんどがススキで根が浅く、地表面以深では根茎による緊縛力がほ

12-a 斜面全景

12-b 崩壊面の状態

写真-7.3.12 町野町大川地区　三ッ子浜１

とんど働いていないため、地震により表層部がフレーク状に崩落したと考えられる。

(13) 町野町大川地区　三ッ子浜２

幅 60m×高さ 20mの斜面左側約３分の２で斜面の上半分が表層崩落である。左側20m程度は植生部分のはく離崩落で中央部 20mは劣化したモルタル吹付部分がはく離崩落している。なお、切土の中腹付近には、流れ盤を示す節理面が断続して見られる。このことから、この節理面がのり面上部の不安定化に寄与したと考えられる。

13-a 斜面左側の状況

13-b 斜面右側の状況

写真-7.3.13 町野町大川地区　三ッ子浜２

13-c 斜面上部の状況

13-d 崩壊面と吹付け工の状況

写真-7.3.13 町野町大川地区　三ッ子浜２（続き）

(14) 渋田町地区　大規模岩盤崩落

斜面は緩い凸型で、幅 60m×高さ 30m程度にわたってモルタル吹付工を行っている。斜面左側上方で幅 26m×高さ 18m×深さ３m程度の吹付け工背面の岩盤が崩壊した。最大で長径３m×短径２m程度の岩塊が崩落し、道路の約３車線分（10m程度）を閉塞している。泥岩中の節理でのくさびすべり（実際はやや複雑で２枚以上の節理面を使って階段状にも滑っている。）であり、向かって左側は走向傾斜がN35E38NW で条線が N60W 方向に認められる、褐色化（リモナイトの濃集）した節理面をすべり面とする。一方、向かって右側は走向 N70E40NW で N20W 方向に条線が認められる。このように条線の方向が左右でやや異なることから、岩盤は完全なマスとしてすべり崩壊したのではなく、岩盤はそれぞれの節理面の最大傾斜方向に近い形で（崩壊の中心部に向かって）移動し、それに伴い移動岩体を破壊させつつ滑り落ちた可能性も考えられる。なお、今回崩壊していない吹き付け部分（向かって左側）にも吹き付けに座屈や亀裂の発生が見られる。

14-a 斜面左側の状況

14-b 斜面右側の状況

写真-7.3.14 渋田町地区

14-c 斜面上部の崩落

14-d 吹付けモルタルの座屈

14-e 節理面と条線

14-f 崩落した巨大な岩塊

写真-7.3.14 渋田町地区（続き）

(15) 大野地区　小石浜周辺　地すべり地

井桁組擁壁を巻き込んで地すべりが発生した。上方に宅地がありその近傍に地すべりの滑落崖がある。計器等により監視・計測を実施している。

15-a 井桁組擁壁の崩壊

15-b 上部の状況

写真-7.3.15 大野地区　小石浜周辺

15-c 伸縮計による計測

15-d 簡易装置による計測

15-e 伸縮状況（圧縮変形）

写真-7.3.15 大野地区　小石浜周辺（続き）

(16) 長井町地区　畑地のり面の表層崩壊

幅 30m×高さ３m程度の畑地ののり面の表層崩壊である。一部ふとんかごや柵工によるのり面保護工があることから、以前にも小規模な崩壊があり不安定な斜面であったと推察され、今回の地震により不安定部分が崩壊したと考える。

16-a 斜面左側の崩壊

16-b 斜面右側の崩壊

写真-7.3.16 長井町地区

(17) 門前町安代原地区　沢沿い切土斜面の大規模崩落

沢沿いの切土斜面に比較的規模の大きな崩壊が発生しており、道路を閉塞している。奥の方を確認したところ、同様の崩壊が連続して発生していた。

17-a 斜面下部の状況

17-b 斜面上部の状況

写真-7.3.17 門前町安代原地区

(18) 門前町和田地区　施工中ののり面の崩壊

施工途中の切土のり面を含んだ、幅 30m×高さ 15m×深さ１m程度の表層崩壊である。杉の植林地の凸型斜面の切土箇所で、崩壊していないところの斜面の杉には根曲がりはなく、切株にも痕跡は見られない。一方、崩壊した部分では崩壊面端部に残った杉や、滑落崖近傍の切株には根曲がりが生じていた痕跡が見られることから、崩壊箇所にはもともと若干不安定な土塊があったと予想される。

写真-7.3.18 門前町和田地区（斜面全景）

(19) 門前町鹿磯地区　長谷の澗隧道脇の斜面の表層崩壊

長谷の澗隧道鹿磯方の脇の自然斜面で発生した、幅 40m×高さ 25m程度の表層崩壊で、部分的に１～２m程度の抜け落ちも生じている。崩壊土量は、表土層が極めて薄かったことから少なく、道路を浅く閉塞する程度で道路脇の漁港へ到達した量は少なかったと見られる。ただし、上方からの崩落であったため一部電柱に被害も生じている。また奥の方では小規模な岩盤崩壊も生じていた。

19-a 斜面遠景

19-b 斜面近景

写真-7.3.19 門前町鹿磯地区　長谷の澗隧道脇の斜面

(20) 門前町鹿磯地区　長谷の澗隧道先１　岩盤崩壊

高さ 50m 程度の海食崖の下方で発生した幅 7m×高さ 15m 程度の岩盤崩壊である。対策工の施されていない箇所より道路上に土砂（最大直径 1m 程度）が到達している。

また、この海食崖の上部から落下したと見られる落石（20m^3 程度）が漁港に配置されていたコンテナを直撃し、被害が生じている。路面上にもこの落石がバウンドした跡と見られる陥没が複数見られる。（この石は余震で落下したとの情報も有る）

20-a 斜面遠景

20-b 斜面近景

写真-7.3.20 門前町鹿磯地区　長谷の澗隧道先１

20-c 落石による路面の陥没

20-d 落石によるコンテナの破壊

写真-7.3.20 門前町鹿磯地区　長谷の澗隧道先１（続き）

(21) 門前町鹿磯地区　長谷の澗隧道先２　岩盤崩壊

(20)に連続する斜面で発生した、幅 15m 高さ 20m 程度の岩盤崩壊である。対策工として落石防護ネットに加え、擁壁および落石防護柵が施工されており、一定の効果を発揮していたが、設定した規模を超える崩壊が起こったため、道路まで最大直径 1m 程度の土砂が到達している。

21-a 斜面遠景

21-b 対策工の被災状況

21-c　道路に到達した土砂

写真-7.3.21 門前町鹿磯地区　長谷の澗隧道先２

(22) 門前町鹿磯地区　長谷の澗隧道先３　岩盤崩壊

(20)、(21)と同じ海食崖で発生した幅 25m、高さ 35m 程度の岩盤崩壊である。崩壊は主に斜面上部で発生したと考えられ、1m を超える土砂が道路を閉塞している。

22-a 崩壊面と土砂

22-b 落石防護ネットの状況

22-c 道路を閉塞した落石

写真-7.3.22 門前町鹿磯地区　長谷の澗隧道先３

(23) 深谷地区　大規模な崩壊

高さ約 30m、幅 50m 以上におよぶ大規模な崩壊である。擁壁および落石防護柵が施されているが、設定規模を超える崩壊により、道路まで土砂が到達したと考えられる。

23-a 斜面正面の状況

23-b 斜面側面の状況

写真-7.3.23 深谷地区

7.3.3 八世乃洞門における岩盤崩壊

八世乃洞門における岩盤崩壊は、本震発生から２日後の３月 27 日未明に発生した。落石検知センサのデータから０時～１時 05 分の間に崩壊したと推定されている（八世乃洞門復旧検討会資料 [5]による）。被災前後の写真の比較により特定した崩落面は、全体に茶色に風化しており（**写真-7.3.24**）、以前から亀裂の大部分が地山と分離した状態であったと推定される。

本被災箇所の周辺は、**写真-7.3.25** に示すように、流紋岩からなる亀裂に富んだ岩塊が高さ６０ｍ程度直立し、その上部には緩斜面を挟み再び高さ４０ｍ程度ほぼ直立した地形を呈している。崩落面背後の岩盤は、**写真-7.3.26** に示すように縦方向など多数の亀裂が発達し、不安定な岩盤ブロックが多く認められる。

このように危険な状態であることから、現場の国道 249 号は災害直後に通行止めとなり、南側の山間部を通る主要地方道珠洲里線が迂回路とされた。また、背後斜面の監視のため、伸縮計および地盤傾斜計が設置されて自動観測が開始され、また、ターゲットを設置しての光波測量が行われた（**写真-7.3.27**）。

土木研究所では、石川県からの要請により、災害直後の３月 28 日に地すべりチームの藤澤上席研究員および藤平主任研究員が現地指導を行った。また、復旧技術検討会へ地質チームの浅井総括主任研究員が委員として３月 31 日、４月６日、４月 10 日、６月 18 日、８月 29 日に参加し、復旧対策および対策完了までの監視に関する審議を行った。

現地の国道 249 号は生活道路であるとともに観光道路としても重要であり、地元からの早期開放の要望も高かったことから、応急対策として、被災した洞門の内部にボックスカルバートを施工した（**写真-7.3.28**）。カルバートの内空断面は高さ 3.9m×幅 4.1m（大型バスが通行可能）、厚さは側面が 650mm、上版および底版が 700mm で、早期施工のためプレキャスト方式とし、既設の被災洞門との隙間をコンクリートで充

填するとともに、サンドクッションを既設洞門上に設けた（**写真-7.3.29**）。また、崩落面背後の岩盤に対してロープネット（**写真-7.3.30**）を施工するとともに、洞門に隣接する待ち受け擁壁背後に堆積していた崩壊岩塊を撤去し空き容量を確保した。施工完了後、７月７日に片側交互通行により交通開放されたが、計器観測（伸縮計および地盤傾斜計）による監視および監視員の目視による監視の併用を継続しており、計器観測や目視監視によって落石や岩盤崩壊の前兆現象が確認されたとき、震度４以上の地震が発生したとき、連続雨量 70mm を超えたときには通行止めとなる。また、通行時間は 5:00～20:00 に限定され、時間外は夜間で目視監視ができないため通行止めとなっている（5:00～日の出までと日没後～20:00 は夜間照明で対応）。監視は恒久対策の迂回トンネル（下記）が開通し現道の供用が終了するまで継続される。

恒久対策は、斜面上部に危険な岩盤が残存していることと、周辺斜面にも同様の危険な岩盤が多数存在していることから、トンネルによる山側への回避ルートが決定し、平成 21 年度の完成が予定されている。

写真-7.3.24 崩落面の拡大写真（楕円内）

写真-7.3.25 被災箇所の被災前全景（復旧検討会資料[5]より）

写真-7.3.26 背後の岩盤斜面の亀裂の状況（復旧検討会資料[5]より）

写真-7.3.27 計器観測位置（復旧検討会資料[5]より）

(a)完成後の外観[6]

(b)ボックスカルバート内部

写真-7.3.28 応急対策工（ボックスカルバート）

写真-7.3.29 サンドクッションの施工

写真-7.3.30 ロープネット（施工後）

7.3.4 道路斜面災害に関するまとめ

能登半島地震に伴い国道249号において発生した道路斜面災害の状況及び対策工に関する現地調査を平成19年４月５～６日に23箇所で実施した。結果は以下のとおりである。

①岩盤崩壊が多く、そのほかには崖錐等の地すべりや盛土部などがわずかに動いたものなどが見られた。

②岩盤崩壊は泥岩中の節理面を崩壊面とするくさび崩壊が複数見られるほか、八世乃洞門等では高角の亀裂面の分離による崩落もあった。

③これらの岩盤崩壊斜面は、地形的には凸部で、しかも斜面上部（遷急線付近）に多い傾向がある。これは地震による崩壊の一般的な特徴と整合的である。

④一部の斜面には、開口亀裂が生じたまま残存する斜面が見られた（調査地点2、5、14番など）。

⑤盛土部については、国道249号においては大きな災害は見られなかったが、軽微な段差・沈下、亀裂は多くの箇所で見られた。

⑥盛土部の変状が見られる箇所と、切土部の変状が見られる箇所が比較的一致する傾向が認められる。この理由は不明であるが、地形的要因（斜面が急、地形的に凸部など）、および地質的要因（地質が脆弱、ないし地すべり地形付近であること）が関与しているように思える箇所が複数見られた。

7.4 まとめ

能登半島地震による道路土工・斜面の被害をまとめると以下のとおりである。

(1) 道路土工

①能登有料道路を中心として、強い地震動により、盛土構造物に多くの被害が生じた。路面からみた被災パターンは、路面崩壊、路面陥没、路面段差や亀裂である。盛土の被害形態としては、沢や谷等の集水地形に築造された高盛土の流動性崩壊、カルバートや橋梁など異種構造物との取り付け部の段差、切土部から片切片盛などに構造が変化する部分の切盛境での崩壊等である。

②能登有料道路では比較的大きな路面崩壊が11箇所で生じたが、いずれの箇所におい

ても、沢や湿地等の水の存在が確認された。これらの箇所では、発災時には盛土内の浸透水の存在がすべり破壊に影響を及ぼした可能性が考えられる。

③盛土の陥没・崩壊、変状が生じた箇所は、亀裂の補修痕、路面の打ち換え痕など補修履歴の見られる箇所に多いように思われた。

④能登有料道路を対象として被害の要因分析を行った結果、大規模崩壊した盛土の特徴として、盛土高が15m以上、沢部を埋めた盛土であることが挙げられる。

⑤能登有料道路の大規模崩落箇所及び未崩落箇所を対象に地盤調査及び室内土質試験を行った。その結果、今回地盤調査行った盛土の材料は、類似した物性を示すものが多く、被災程度と盛土材料との相関はみられなかった。また、盛土の締固め度については、80～90%の間で大きくばらつき、大規模崩落箇所と未崩落箇所で有意な差は見られなかった。一方、大規模崩落が生じた箇所においては、盛土のり尻付近において地下水位が高い傾向があり、盛土内水位の有無が盛土の被災規模に影響を与えた可能性が考えられる。

⑥今回の地震において、補強土は非常に高い耐震性を示した。

(2) 道路斜面

能登半島地震に伴い国道249号において発生した道路斜面災害の状況及び対策工に関する現地調査を平成19年４月５～６日に23箇所で実施した。結果は以下のとおりである。

①岩盤崩壊が多く、そのほかには崖錐等の地すべりや盛土部などがわずかに動いたものなどが見られた。

②岩盤崩壊は泥岩中の節理面を崩壊面とするくさび崩壊が複数見られるほか、八世乃洞門等では高角の亀裂面の分離による崩落もあった。

③これらの岩盤崩壊斜面は、地形的には凸部で、しかも斜面上部（遷急線付近）に多い傾向がある。これは地震による崩壊の一般的な特徴と整合的である。

④一部の斜面には、開口亀裂が生じたまま残存する斜面が見られた（調査地点2、5、14番など）。

⑤盛土部については、国道249号においては大きな災害は見られなかったが、軽微な段差・沈下、亀裂は多くの箇所で見られた。

⑥盛土部の変状が見られる箇所と、切土部の変状が見られる箇所が比較的一致する傾向が認められる。この理由は不明であるが、地形的要因（斜面が急、地形的に凸部など）、および地質的要因（地質が脆弱、ないし地すべり地形付近であること）が関与しているように思える箇所が複数見られた。

参考文献

1）石川県道路公社：第2回 能登有料道路復旧工法検討委員会（土工部会）、委員会資料、2007

2）石川県道路公社：第4回 能登有料道路復旧工法検討委員会（土工部会）、委員会資料、2007

3) 石川県道路公社：一般国道249号線 19災52号 道路災害復旧工事、2007
4) 石川県道路公社：一般国道249号線 19災53号 道路災害復旧工事、2007
5) 石川県：国道249号八世乃洞門復旧検討会資料（第１～５回）、2007
6) 石川県ホームページ：国道249号八世乃洞門供用再開、2007
http://www.pref.ishikawa.jp/michi/hasenodoumon.pdf

8．港湾施設

8.1 港湾施設の被害概要

能登半島及び周辺には、西から時計廻りに、塩屋港、金沢港、滝港、福浦港、●輪島港、飯田港、小木港、宇出津港、●穴水港、半ノ浦港、●和倉港、●七尾港、●伏木富山港があり、目視点検の結果、下線を引いた港湾に何らかの変状が見られた（●は今回調査港湾）。本稿では震度６弱以上の計測震度が観測された地点に近い、輪島港、穴水港、七尾港の被害について述べる[1)]。現地調査は、(独)港湾空港技術研究所と共同で3月25日(日)13:30に研究所を出発し、3月26日(月)に終了した。

8.2 輪島港、穴水港、七尾港の被害

震源に近い輪島港では、-7.5mケーソン式岸壁（**写真-8.1**左）が建設中でありエプロン背後に沈下（最大40cm程度）が認められ噴砂痕もある。埋立済部と埋立未了部分で20cm程度の法線のズレ（**写真-8.1**右）が目視で観測できる。当該地点の基礎地盤が比較的堅固であり被災程度が小さかったものと考えられる。

写真-8.1 輪島港-7.5m ケーソン式岸壁（左）及び目地部拡大（右）

穴水港-4m物揚場（**写真-8.2**）は背後地盤に噴砂痕が認められセルラーブロック式岸壁が海側へ20cm程度移動している。当該地点は河口部で軟弱層が厚いことから深層混合処理が施されており、被災程度が比較的軽微であったものと考えられる。

七尾港太田地区-10m矢板岸壁１号と２号（**写真-8.3**）は、１号岸壁エプロン背後の埠頭用地に液状化による噴砂が堆積しており最大50cm程度の段差が発生し、矢板天端が20cm程度海側へ移動（目視）している。一方、２号岸壁については、矢板前面はサンドコンパ

写真-8.2 穴水港-4m 物揚場

クションパイル工法、矢板直背後に１列グラベルドレーン工法、２列目からロッドコンパクション工法で地盤改良がされていたことから、被災当日も木材の荷役が実施されていた。

写真-8.3 七尾港太田地区-10m岸壁
（手前１号岸壁から荷役中の２号岸壁）

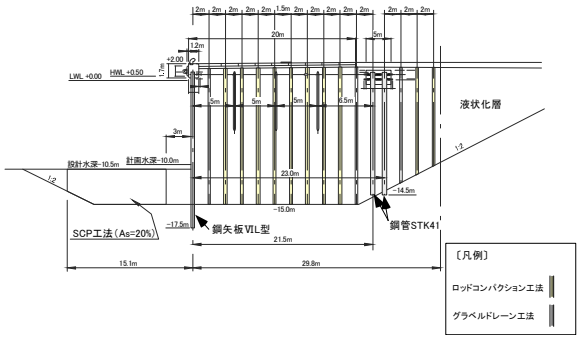


図-8.1 七尾港太田地区-10m
２号岸壁標準断面

8.3 余震観測

2007年能登半島地震では、石川県内の多数の港湾において被害が生じた。このうち、重要港湾では七尾港の太田岸壁（矢板式）の被害が顕著であったが、気象庁発表の当該地域の計測震度6強の揺れが港湾施設に作用したと仮定すると、被災程度が軽度な印象であった。矢板式岸壁は、一部の例外を除いて、矢板本体と控えをタイロッドで結合した複雑な構造であり、また、その地震時挙動は周辺地盤の挙動に大きく影響されることから、矢板式岸壁の地震時の被害メカニズムは、必ずしも十分に解明されているとは言い難い。従って、今回得られたような被災事例の解析を通じて、矢板式岸壁の被災メカニズムの解明を図っていくことが重要である。また、2007年4月より、港湾構造物の設計体系は性能規定型の設計体系へと移行しており、構造物の耐震性能を照査するために、有効応力解析に代表される数値解析手法が多用されるようになってきているが、それらの数値解析手法は依然として未完成の段階にあるのが現状であり、今後、被災事例の再現解析を地道に積み重ねることにより、解析手法の信頼性を高めていくことが必要であると考えられる。

地震時の地盤の揺れは一般には震源特性、伝播経路特性、サイト特性の三者の影響によって決まると言われている。なかでも、サイト特性の影響は顕著であり、比較的近い2点であっても、地震時の地盤の揺れは大幅に異なる場合がある。従って、上述のような被害の再現解析を実施する場合に、単に最寄りの既存の地震観測点（K-NET七尾）で取得された記録を入力として用いるだけでは、入力の大きさそのものを倍半分程度見誤る可能性が大いにある。その場合、その後に実施する解析がいくら精緻なものであっても、その解析は無意味となってしまう。従って、2007年能登半島地震による七尾港大田岸壁における揺れをできるだけ精度良く把握することが望まれる。

以上のことから、七尾港大田岸壁におけるサイト特性の把握・本震の推定を目的として、当該岸壁における余震観測が現地調査の翌日3月27日から、港空研によって実施された。

8.3.1 余震観測の概要

観測は、岸壁背後の１階建て建物の１階床面に携帯型地震計を設置し実施された。建物の長辺と短辺に対して地震計が平行になるように設置されており、水平２成分はN38W成分とE38N成分である。観測には(株)アカシ製のGPL-6A3Pが使用され（シリアル番号は720068）、観測成分は上下・水平の計３成分、イベントトリガー方式で観測を行い、トリガーレベルは1Galに設定された。余震観測のため電圧信号をアンプで10倍に増幅し、20bitのAD変換で収録している。計測可能最大振幅は約200Galであり、サンプリング周波数は100Hzである。**写真-8.4**に観測に用いたものと同型の地震計を示す。地震計表面には余震観測中である旨の注意事項・連絡先等を表記し、データ取得を確実なものとした。観測は2007年3月27日18時ごろ開始され、2007年5月28日14時ごろに終了した。

大田岸壁で観測された地震のうち、K-NET七尾でも観測され、比較することの可能な地震が**表-8.1**に示すように、K-NET七尾と比較可能な記録として25記録が得られた。

写真-8.4 携帯型地震計（同型）

表-8.1 K-NET 七尾と大田岸壁の両方で観測された地震の一覧

発生年月日	時分	マグニチュード	K-NET七尾での最大加速度 (Gal)	大田岸壁での最大加速度 (Gal)
2007/3/28	0:57	4.0	4.96	7.68
2007/3/28	8:08	4.9	15.59	21.83
2007/3/28	10:51	4.6	3.68	3.81
2007/3/28	13:05	4.7	7.32	8.67
2007/3/28	21:16	3.8	1.60	2.72
2007/3/29	10:46	3.8	2.33	2.83
2007/3/31	8:09	4.4	30.02	24.39
2007/4/2	2:51	4.2	4.62	2.95
2007/4/2	8:01	4.1	2.84	2.65
2007/4/2	21:49	3.3	1.68	1.51
2007/4/4	8:18	3.9	3.45	5.50
2007/4/5	15:14	4.3	2.28	3.97
2007/4/6	15:18	4.3	11.43	7.46
2007/4/6	21:42	4.7	3.15	3.69
2007/4/6	23:55	4.3	1.87	1.90
2007/4/11	22:12	4.3	4.15	3.08
2007/4/12	3:37	3.5	1.60	1.36
2007/4/14	23:08	3.5	1.67	1.81
2007/4/15	6:39	3.8	2.29	3.01
2007/4/15	12:19	5.4	1.27	1.57
2007/4/16	11:30	3.9	5.06	5.02
2007/4/26	20:16	3.3	2.76	1.32
2007/5/2	20:44	4.7	19.04	23.37
2007/5/5	1:11	4.5	2.52	1.86
2007/5/11	2:12	4.5	4.45	4.67

8.3.2 時刻歴波形

表-8.1に示した25の地震による大田岸壁における観測記録の事例を3月28日21:16（**図-8.2**）、4月12日11:30（**図-8.3**）について示す。

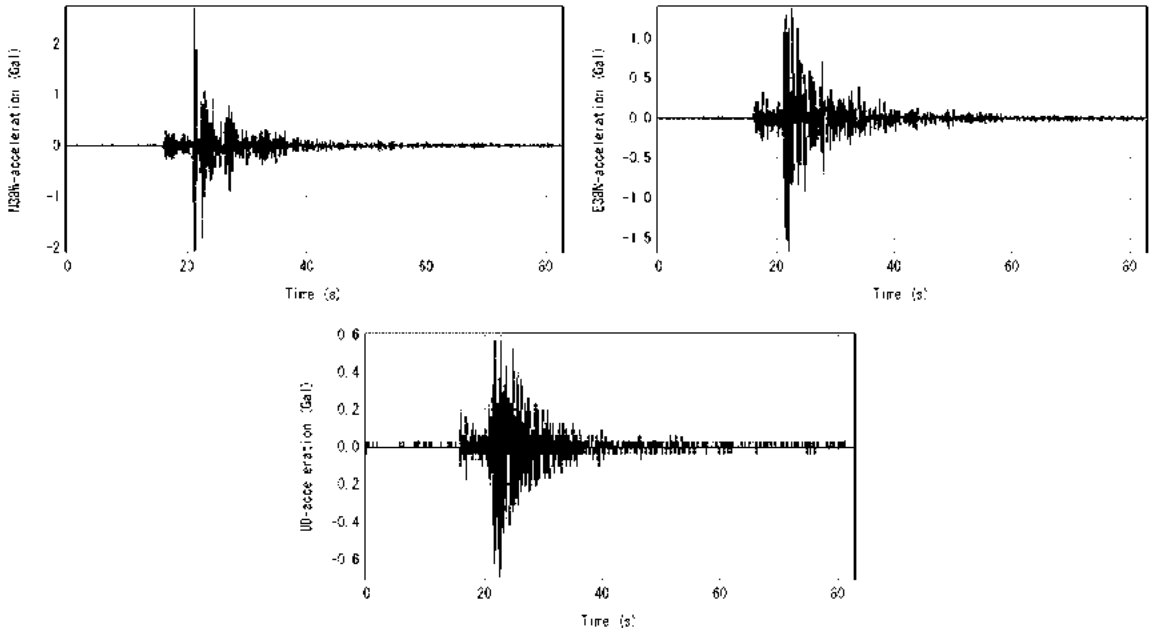


図-8.2 3月28日21:16の地震による観測記録

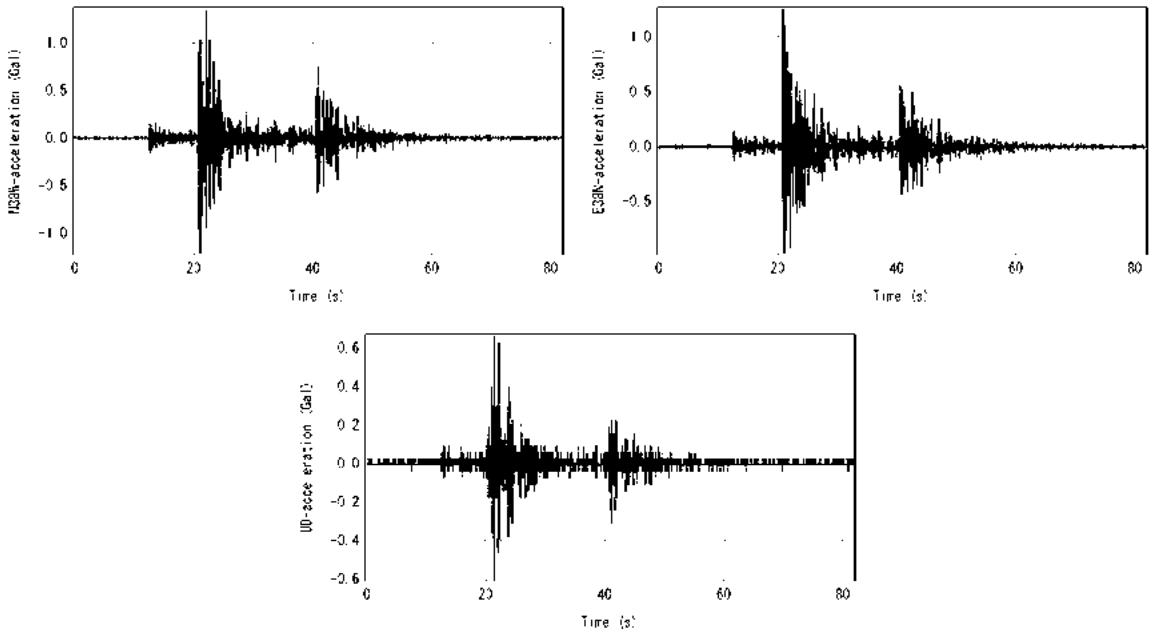


図-8.3 4月26日11:30の地震による観測記録

8.3.3 K-NET七尾における観測記録との比較

以上、25個の記録に基づいて、七尾港大田岸壁と、最寄りの既存地震観測点であるK-NET七尾における観測記録のフーリエスペクトルの比を計算して、その対数平均を求めた。結果を**図-8.4**に示す。まず、低周波側（0.1～0.4Hz）ではスペクトル比は概ね1に近く、

0.5Hz付近に小さな山がある。0.5Hz前後の成分は、K-NET七尾よりも大田岸壁の方がやや強い傾向が認められる。一方、1Hz付近にはかなり明瞭な谷が認められる。すなわち、1Hz前後の成分は大田岸壁よりK-NET七尾の方がはるかに強いと言える。これはK-NET七尾におけるサイト増幅特性のピークに対応するものと考えられる。3-4Hz付近には明瞭な山が認められる。すなわち、3-4Hz前後の成分はK-NET七尾より大田岸壁の方がはるかに強いことがわかる。過去の被害地震における港湾施設の被災程度と比較的相関のある1Hz前後の周波数帯領域に谷がある事から当該岸壁の被災程度が比較的軽微であったことと整合性が取れるものと考えられる。

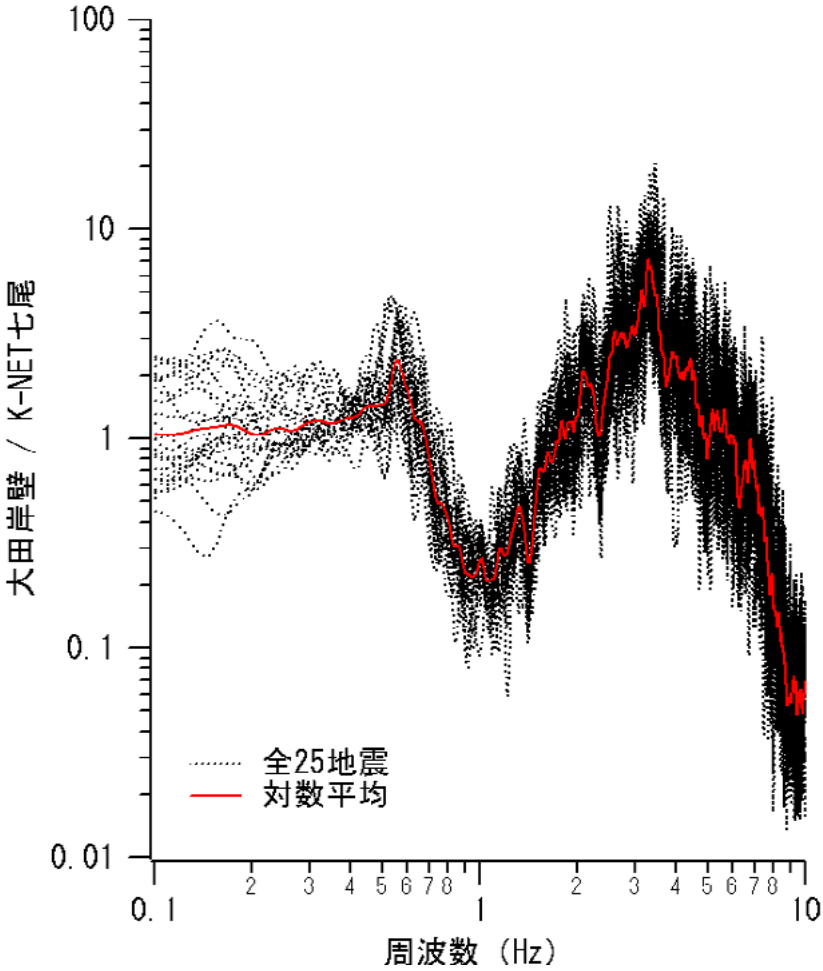


図-8.4 大田岸壁とK-NET七尾におけるフーリエスペクトルの比

8.4 おわりに

現地調査において、気象庁発表の計測震度からすると被災程度が小さい印象があり、サイト特性・埋立土砂・施設へ作用した地震動を評価する必要があると判断された。このため七尾港太田地区において3月27日から、サイト特性把握・本震の推定のため余震観測が、港空研によって開始された。港空研での検討から、七尾港大田岸壁におけるサイト増幅特性（K-NET七尾に対する相対値）を、高精度で把握することができたものと考えられる。今後は、余震観測で得られた情報をもとに、表層地盤の非線型挙動の影響も考慮しつつ、2007年能登半島地震による七尾港大田岸壁における地震動の推定を行い、これを入力波と

して用いることにより、有効応力地震応答解析による被害の再現・被害メカニズムの把握を行うことにより、解析プログラムの信頼性向上が可能になるものと考えられる。

さらに、ここで把握された七尾港大田岸壁におけるサイト増幅特性は、今後の耐震設計にも活用されるものと期待される。そのため、七尾港の複数地点における微動観測を実施し、ここで得られたサイト増幅特性を適用できる範囲を明確にしていく必要がある。

参考文献

1) 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緊急調査団：平成19年能登半島地震の緊急調査速報、土木技術資料、第49巻、第６号、pp. ６～11、2007

9．空港施設

9.1 能登空港の概要

能登空港は平成15年7月7日に供用が開始された石川県が設置・管理する第3種空港である(位置を**図-9.1**に示す）。空港は木原岳周辺に位置する山岳空港であり、用地造成では切土、盛土各800万m^3の大土工を約2年で概成させている。

図-9.1 能登空港位置図

空港基本施設の概要は、滑走路の長さ2,000m、幅45mであり、誘導路の長さは210m、幅23mのアスファルト舗装構造(誘導路の一部はコンクリート舗装)である。滑走路ショルダーは片側7.5mで滑走路部の舗装幅は60m。誘導路ショルダーは片側5mで誘導路部の舗装幅は33mである。またエプロンは200m×90mで面積は18,000m^2のコンクリート舗装構造である。滑走路の設計条件は、荷重区分は小型ジェットに相当するLA-2荷重で設計年数は10年、設計反復作用回数は5,000回である。路床の設計CBRは盛土部で9%、切土部で18%である。その結果基準舗装厚は盛土部で最大67cm、切土部で最大47cmとして設計された。

空港施設では、他分野と異なり発災当日に応急復旧を完了させ、翌日から供用を再開させたため記述が被災状況と応急復旧の概要に渡っている。

9.2 能登空港の被災状況

空港基本施設の内主として滑走路にクラック・段差が発生したため、発災直後から空港を閉鎖し被災状況の調査に当たっている。発災当日の昼間の調査は石川県が実施したものである。

地震により滑走路に発生した横断方向のクラック14箇所のうち、主要なものは５箇所であり工事記録（**図-9.2**）と照合すると切盛境に発生していた。縦断方向のクラックは主に施工目地が開く形で発生しており、さらに縦断方向に2～3mm程度のずれが生じていた。横断方向のクラックで最大幅2cm、段差2cmと報告された箇所があったが、補修工事前の点検では開き・段差とも解消されていた。補修段階では、クラック最大幅1.5cm、最大段差1.5cmであった。断定はできないが、余震により再度動いたためと判定された。

また、縦横断測量結果からは、滑走路センターで最大7cmの沈下量が確認された（平成18年8月測量結果との比較）。この位置は、ほぼ最大盛土厚30mの位置にあたる。測量結果からは、縦横断とも規定の勾配を満足していることがわかった[1)]。

写真-9.1 能登空港滑走路クラック（左：発生クラック、右：応急復旧による補修）

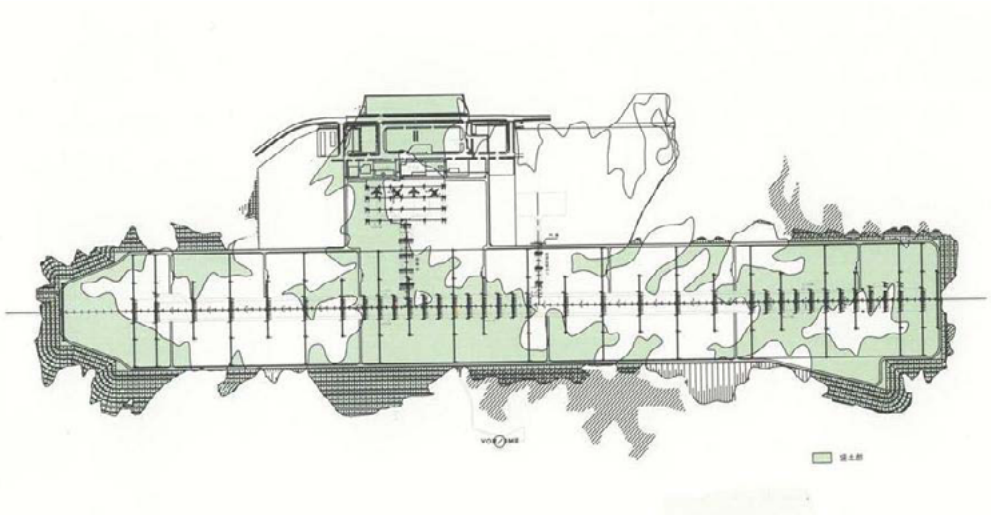


図-9.2 能登空港切盛図(着色部が盛土部分)

9.3 応急復旧工事概要

25日午後10時頃から、石川県能登空港管理事務所において対策会議が開催された。会議においては翌日から運用を再開するためには、どこにどのような補修を施すことが必要か、限られた補修用の資材を効率的に配分するための優先順位をどのように割り付けるか、さらに補修効果が運用に耐えられるかについて検討した。補修方法は、クラックへの注入材施工及び段差解消のためのアスファルトを用いたすりつけが主である。その結果を直ちに施工部隊に伝達し、現地で施工結果を確認した。日曜日に発災したことから調達できた資材で補修できるエリアには限界があったため、優先順位付けには十分注意を払った。26日午前１時過ぎには準備した資材もほとんど使い果たし、主要な破損箇所の補修結果の確認を済ませた。

翌日26日の午前６時半から明るい光の中で補修箇所の再確認、未補修で運用に支障となりそうな箇所がないことの確認を行った。また、段差の擦り付け箇所に車輪が載ったときに剥離等が発生しないことを確認するため、現地で調達できる最大の荷重車として消防車を走行させた。荷重レベルとしては小さいが、一種のプルーフローリングとして実施した

試験である（**写真-9.1、9.2**）。

一連の確認行為を終了し、現地事務所として運用再開可能との判断に至り、午前11時には羽田からの第１便が無事に着陸し、地上走行の後にスポットインを確認して応急復旧作業を完了した。

写真-9.2 空港消防車による確認状況

9.4 あとがき

平成19年度には、石川県がFWD試験等による被災箇所の詳細調査を実施し、本格復旧が必要な箇所においては表・基層のアスコン層を撤去し路盤の再転圧、表・基層の再舗設を行っている。応急復旧・本格復旧により発災翌日から今日まで、順調に供用されていることを付記しておく。

参考文献

1) 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緊急調査団：平成19年能登半島地震の緊急調査速報、土木技術資料、第49巻、第６号、pp. ６～11、2007

10. 建築物

10.1 概　要

建築物を中心とした被害から今後の地震対策に生かすべき教訓を得るべく国土交通省国土技術政策総合研究所と独立行政法人建築研究所が連携して、石川県輪島市、七尾市、穴水町などにおいて、建築物の余震観測の他、木造建築物、鉄骨造建築物、鉄筋コンクリート造建築物、非構造部材、及び宅地地盤・基礎の各被害調査を、地震発生当日（平成19年3月25日）から5月4日までの間、延べ52名の職員を順次現地に派遣して、実施した[1)]。

本章では、上記被害調査の報告[1)]より、被害一般、地震及び地震動の特徴（主に、余震観測）、木造建築物の被害、非構造部材の被害、及び宅地地盤・基礎の被害、の概要を報告する。

10.2 被害一般

10.2.1 各種災害対策法令等の適用

(1) 災害救助法等の適用

3月25日から石川県七尾市、輪島市、珠洲市、志賀町、中能登町、穴水町、能登町の3市4町に対し、災害救助法（昭和22年法律第118号）による救助を実施することが公示された。

(2) 被災者生活再建支援法の対象

平成19年4月2日付けで、平成19年能登半島地震による災害を被災者生活再建支援法（平成10年法律第66号）の対象となる自然災害とすることが公示された。

(3) 激甚災害の指定

平成19年4月20日付けで、平成19年能登半島地震による災害が「激甚災害に対処するための特別の財政援助等に関する法律」の適用となる災害として指定[2)]された。対象地域は、石川県七尾市、輪島市、羽咋郡志賀町、鳳珠郡穴水町、鳳珠郡能登町の2市3町とされた。

10.2.2 人的被害

(1) 死傷者

石川県を中心に多数の死傷者(合計363人)が発生した。その自治体ごとの内訳は**表-10.2.1**の通りであるが、石川県の数値は石川県発表6/27現在[3)]、石川県以外の数値は消防庁発表6/14現在[4)]である。

なお、富山県の重傷者は富山市、軽傷者は高岡市（6名）、魚津市（2名）、氷見市（1名）、小矢部市（1名）、射水市（2名）で発生し、新潟県の重傷者は十日町市、軽傷者は十日町市（1名）、糸魚川市（2名）で発生し、福井県の重傷者は福井市で発生している。

表-10.2.1 平成 19 年（2007 年）能登半島地震による死傷者

県	市町村	人的被害			
		死者	重傷者	軽傷者	合計
石川県	輪島市	1	44	69	114
	七尾市		17	110	127
	志賀町		4	41	45
	穴水町		3	36	39
	中能登町		3		3
	能登町		2	10	12
	珠洲市			3	3
	羽咋市			1	1
	津幡町			1	1
	石川県合計	1	73	271	345
富山県			1	12	13
新潟県			1	3	4
福井県			1		1
総計		1	76	286	363

注：石川県の数値は石川県発表 6/27 現在 [3]、石川県以外の数値は消防庁発表 6/14 現在 [4]

(2) 避難者

平成19年（2007年）能登半島地震による避難者は、地震当日から発生し、3月26日にピークを迎え、各自治体ごとに**表-10.2.2**に示す避難所数と人数となった。また、3月31日には9世帯13人に対し、避難勧告が出され、そして、5月3日には全て避難所は閉鎖された。なお、**表-10.2.2**には市町村の人的規模の参考とするため、世帯数を併記した。

表-10.2.2 平成 19 年（2007 年）能登半島地震による避難状況

市町村	世帯数	避難所数	避難者数
輪島市	12,026	26	2,214
七尾市	21,567	7	60
志賀町	7,919	6	198
穴水町	3,752	6	136
中能登町	6,120	1	3
能登町	7,725	1	13
合計	－	47	2,624

注：表中の市町村は全て石川県内、数値は石川県発表 6/27 現在 [3]

10.2.3 建築・住宅に係る被害

平成19年能登半島地震による建築・住宅（住家及び非住家）の被害の状況は**表-10.2.3**の通りである。表中の数値は石川県発表6/27現在[3)]であるが、消防庁（6/14現在）[4)]によれば、新潟県糸魚川市内に一部損壊が3件ある。なお、地震による火災発生に関する情報は見あたらない。

表-10.2.3 平成 19 年（2007 年）能登半島地震による建築・住宅の被害

市町村	世帯数	建築物の被害			
		住家被害			非住家被害
		全壊	半壊	一部損壊	
輪島市	12,026	499	1,029	7,658	2,814
穴水町	3,752	72	92	1,133	267
七尾市	21,567	50	238	2,262	333
志賀町	7,919	10	203	2,251	781
羽咋市	8,197	3	13	131	27
中能登町	6,120	3	6	158	13
能登町	7,725	1	10	190	18
珠洲市	6,488			158	23
かほく市	10,741	3	2	17	11
宝達志水町	4,661		3	21	1
加賀市	26,368			6	6
津幡町	11,303			2	1
金沢市	184,680				16
小松市	36,783				2
白山市	36,075				7
能美市	15,448				1
合計		641	1,596	13,987	4,321

注：表中の数値は石川県発表 6/27 現在 [3)]

10.2.4 危険度判定の状況

(1) 被災建築物の応急危険度判定の状況

地震当日から、3月30日までに、延べ391名の判定士を投入して、7,548棟を対象に実施された。石川県内における判定の内訳は**表-10.2.4**の通りである。なお、同表には、市町村の規模の目安として世帯数を示している。調査棟数のうち1,222 棟（約16%）が危険判定、1,561 棟（約21%）が要注意判定であったが、いずれも95%以上が木造に対するものであった。

なお、石川県以外の自治体においても被災建築物の応急危険度判定は実施された模様であるが、判定結果に関する情報は入手できていない。

表-10.2.4 平成 19 年（2007 年）能登半島地震による被災建築物の応急危険度判定実施状況

自治体		世帯数	調査数	危険（赤）				要注意（黄）				調査済（緑）				班数	判定士数
				木造	RC造	鉄骨造	計	木造	RC造	鉄骨造	計	木造	RC造	鉄骨造	計		
輪島市	旧輪島市	9,883	3,767	241	5	5	251	364	3	16	383	2,936	40	157	3,133	44	88
	旧門前町	3,349	1,886	609	3	2	614	541	4	2	547	674	22	29	725	35	70
	輪島市計	13,232	5,653	850	8	7	865	905	7	18	930	3,610	62	186	3,858	79	158
穴水町		3,752	685	131	0	3	134	182	1	5	188	330	9	24	363	15	31
能登町		7,725	14	0	0	0	0	8	0	0	8	6	0	0	6	1	2
七尾市		21,567	1,075	178	1	4	183	354	4	10	368	497	16	11	524	65	182
中能登町		6,120	18	11	0	0	11	4	0	0	4	3	0	0	3	9	18
志賀町		7,919	86	24	1	0	25	56	0	1	57	3	1	0	4		
羽咋市		8,197	17	4	0	0	4	6	0	0	6	7	0	0	7		
計			7,548	1,198	10	14	1,222	1,515	12	34	1,561	4,456	88	221	4,765	169	391

(2) 宅地の危険度判定

国土交通省[5)]は、3月29日～30日に現地被災状況調査を目的として、都市・地域整備局都市計画課の宅地防災担当官１名及び独立行政法人都市再生機構の宅地専門技術者２名を派遣した。

富山県氷見市においては、被災宅地危険度判定を１箇所で実施し、被災状況について宅地所有者等に通知した。

石川県輪島市、志賀町、穴水町、能登町及び富山県富山市で、約百箇所の宅地擁壁の変状等が確認され、被災状況について宅地所有者等に通知した。

10.2.5 本節のまとめ

平成19年能登半島地震は震源近くに人口密集地が存在せず、比較的人的被害は少なく、建築物の被害も相対的に少ない。また、被災地に建つ建築物は圧倒的に比較的古い木造建築物が多く、木造建築物に被害が集中したことが応急危険度判定結果からも類推される。

10.3 余震観測

主な被災地の地震動の特性と、建物の地震入力及び地震応答を調査するために、輪島市役所及び輪島市門前総合支所を対象として余震観測を行った。以下に観測の概要と観測記録、及びその分析結果をまとめる。

10.3.1 輪島市役所

(1) 観測状況

輪島市役所は輪島市市街地の中心部、河原田川と鳳至川の合流地点付近に位置する、RC

造4階建ての建物である(**写真-10.3.1**、**写真-10.3.2**)。市役所の平面形状はコの字型となっており、強震計(Etna)2台を建物の南西端の1階(1F)機械室と4階(4F)議場裏側に設置した(**図-10.3.1**、**図-10.3.2**、**写真-10.3.3**、**写真-10.3.4**)。観測期間は2007年3月28日より5月1日までである。

写真-10.3.1 輪島市役所概観(北東から)

写真-10.3.2 輪島市役所概観(南東から)

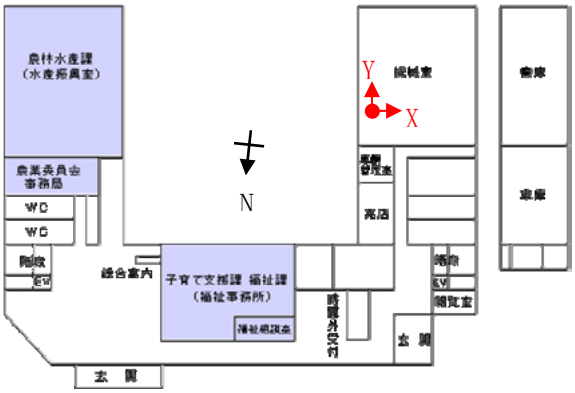


図-10.3.1 輪島市役所1階設置位置(見取り図は輪島市役所のホームページより)

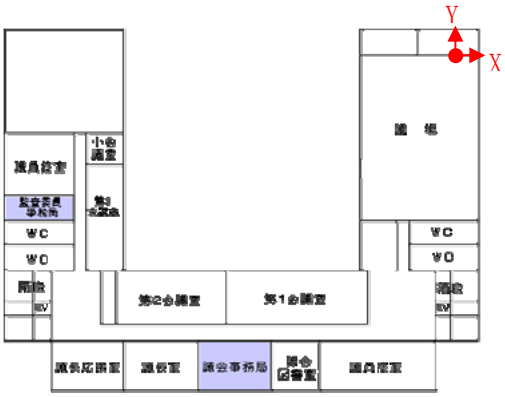


図-10.3.2 輪島市役所4階設置位置(見取り図は輪島市役所のホームページより)

写真-10.3.3 輪島市役所1階強震計設置状況

写真-10.3.4 輪島市役所4階強震計設置状況

(2) 市街地の地震動

輪島市役所の余震観測地点では、3月28日の設置から5月1日の撤収までに、9つの地震で余震記録が得られた。余震記録の1階(1F)の最大加速度と1Fの記録から算出した計測震度を、輪島測候所(JMA輪島)及びK-NET輪島の最大加速度(*PGA*)及び計測震度(*I*s)とともに表-10.3.1に示す。なお、輪島市役所の強震計は建物の軸に合わせて設置してあるため、設置方位は東西南北とずれているが、ここでは比較のためNS(北南)、EW(東西)に方位変換した波形を扱う。

全体的な傾向として、輪島市役所1Fの最大加速度や計測震度は、K-NET輪島より大きく、JMA輪島よりは小さい。輪島市役所は建物の中に強震計が設置されており、K-NET輪島やJMA輪島のような地盤上の観測地点に比して入力損失が想定されることを考慮すれば、輪島市役所の地震動の大きさはJMA輪島に近いと推察される。

観測された余震のうち最も規模の大きな3月28日13時05分の地震について、JMA輪島、K-NET輪島、及び輪島市役所1Fで観測された加速度記録を**図-10.3.3**から**図-10.3.5**に示す。K-NET輪島の記録波形(**図-10.3.4**)を見ると、短周期成分の波が数秒間で収束しているが、JMA輪島の記録波形(**図-10.3.3**)では、より周期の長い後続波が、20秒から30秒間に渡って励起されている。輪島市役所の記録波形(**図-10.3.5**)は、JMA輪島の記録波形によく似ている。

図-10.3.6は、3月28日の地震について、3地点で得られた加速度記録のフーリエスペクトルを成分毎にプロットしたもので、左からNS成分、EW成分及びUD成分となっている。各図の中の実線が輪島市役所1F、破線がJMA輪島、点線がK-NET輪島を表す。NS及びEWの水平成分に着目すると、輪島市役所の記録のフーリエスペクトルは1.5Hz以下の低振動数領域ではJMA輪島のフーリエスペクトルに近似しており、1.5Hz以上の高振動数領域ではK-NET輪島のフーリエスペクトルによく似ている。上下(UD)成分では3箇所のフーリエスペクトルの違いは極めて小さい。

各地点間のフーリエスペクトル比を**図-10.3.7**に示す。K-NET輪島に比して、輪島市役所やJMA輪島の水平成分では1Hz辺りの卓越が特徴的である。

表-10.3.1 輪島市街地の余震記録

月日時分	*h* km	*M*	輪島測候所 (JMA 輪島)					K-NET 輪島 (K-NET)					輪島市役所 1F (WJM)				
			Δ km	*I*s	*PGA* (cm/s^2)			*Δ* km	*I*s	*PGA* (cm/s^2)			*Δ* km	*I*s	*PGA* (cm/s^2)		
					NS	EW	UD			NS	EW	UD			NS	EW	UD
03/28 13:05	7	4.7	23	3.5	32	42	9	24	2.3	26	13	6	23	3.3	19	20	10
03/31 08:09	13	4.4	21	2.6	17	37	5	22	1.5	16	13	5	21	1.8	11	13	6
04/02 08:01	7	4.1	30	2.4	16	29	4	31	0.8	4	4	1	30	1.2	4	4	3
04/02 21:49	8	3.3	18	2.5	22	29	3	19	1.1	14	8	2	18	1.4	5	9	4
04/04 08:18	7	3.9	20	2.9	33	50	6	21	1.3	8	7	2	20	1.8	9	9	6
04/06 15:18	12	4.3	17	2.4	16	21	5	18	1.6	11	17	6	17	1.7	5	14	6
04/06 21:42	7	4.7	53	2.2	6	7	1	54	1.1	3	2	1	53	2.2	5	5	1
04/14 23:08	6	3.5	21	1.8	9	13	2	22	0.5	4	2	1	21	0.8	2	3	2
04/15 06:38	5	3.8	22	2.1	16	20	3	22	0.5	5	3	1	22	1.0	3	5	2

h: 震源深さ(km)、*M*: マグニチュード、*Δ*: 震央距離(km)、*I*s: 計測震度、*PGA*: 最大加速度(cm/s^2)

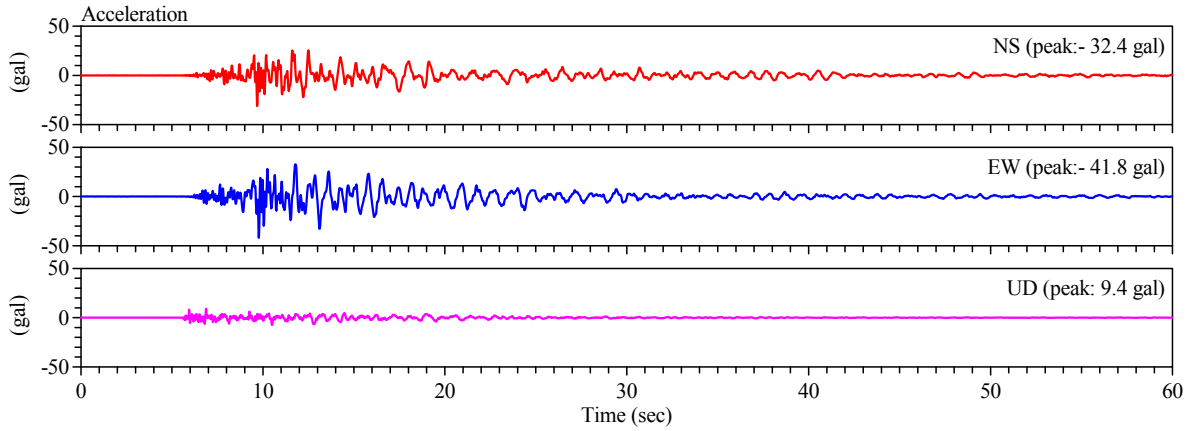


図-10.3.3 2007/03/28 13:05 (h=7km、M4.7)の地震の JMA 輪島の記録

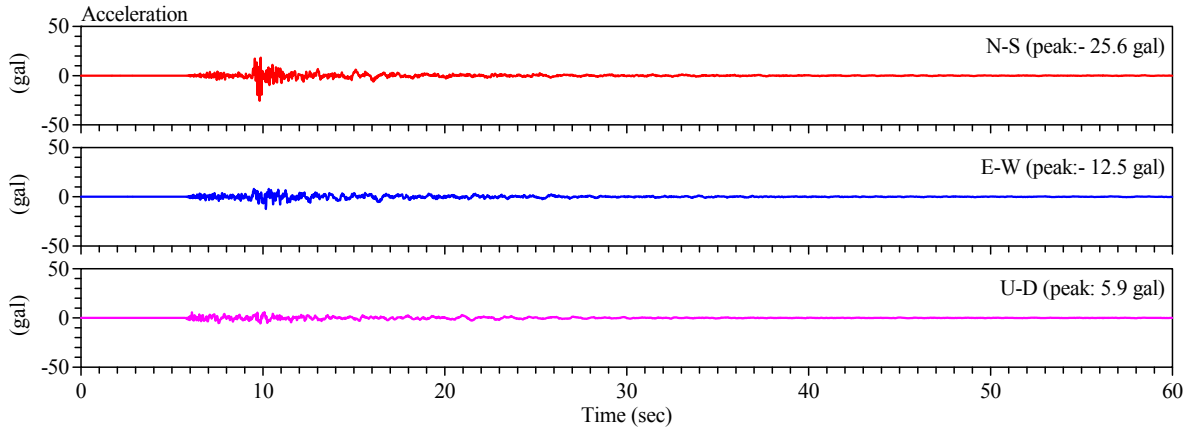


図-10.3.4 2007/03/28 13:05 (h=7km、M4.7)の地震の K-NET 輪島の記録

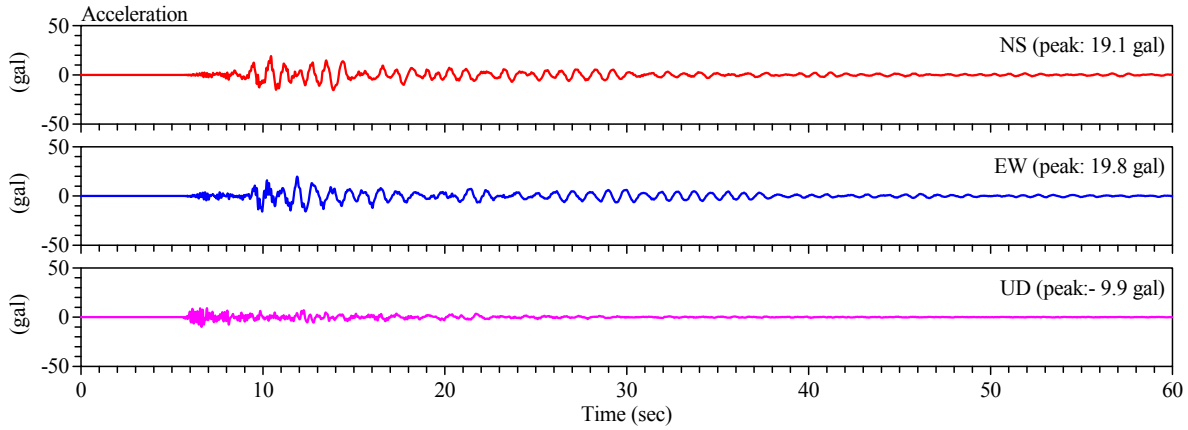
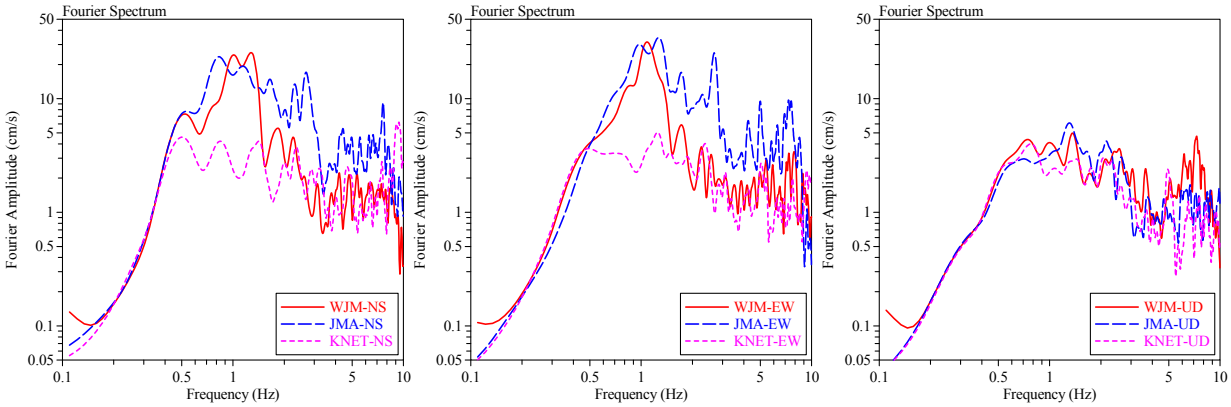
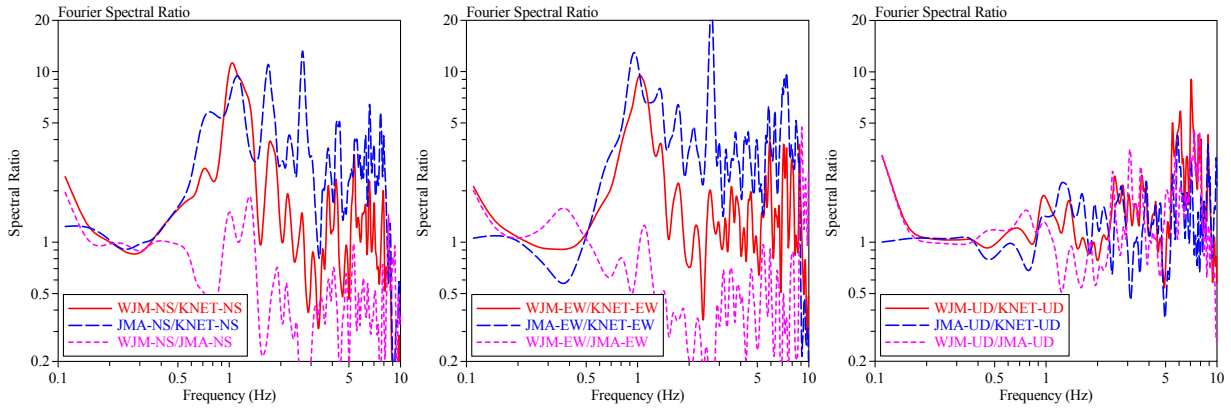


図-10.3.5 2007/03/28 13:05 (h=7km、M4.7)の地震の輪島市役所 1F の記録



（a）NS成分　　（b）EW成分　　（c）UD成分

図-10.3.6 2007/03/28 13:05 の余震のフーリエスペクトル(WJM、JMA and K-NET)



（a）NS成分　　（b）EW成分　　（c）UD成分

図-10.3.7 2007/03/28 13:05 の余震のフーリエスペクトル比(WJM/K-NET、JMA/K-NET、WJM/JMA)

(3) 建物の振動特性

輪島市役所で観測された余震記録を**表-10.3.2**に再掲する。表中計測震度(*Is*)は1階(1F)の3成分の加速度記録から算出しており、最大加速度(*PGA*)は1Fの3成分の最大加速度のうち最も大きな値を採っている。なお、ここでの方位は強震計の設置方位をそのまま採用し、**図-10.3.1**及び**図-10.3.2**に示した建物軸をX及びYとして扱っている。

表-10.3.2 輪島市役所で観測された余震記録一覧

番号	日時	震央地名	*h*(km)	*M*	*Δ*(km)	*Is*	*PGA*
1	2007/03/28 13:05	能登半島沖	7	4.7	23	3.3	19.6
2	2007/03/31 08:09	石川県能登地方	13	4.4	21	1.8	13.8
3	2007/04/04 08:18	石川県能登地方	7	3.9	20	1.8	9.7
4	2007/04/06 15:18	石川県能登地方	12	4.3	17	1.7	13.4
5	2007/04/06 21:42	石川県能登地方	7	4.7	53	2.2	5.1
6	2007/04/14 23:08	能登半島沖	6	3.5	21	0.8	3.3
7	2007/04/15 06:38	能登半島沖	5	3.8	22	1.0	4.5
8	2007/04/17 21:16	石川県能登地方	6	2.0	2	1.0	19.1
9	2007/04/18 08:24	石川県能登地方	5	3.2	8	1.3	8.1

h: 震源深さ(km)、*M*: マグニチュード、*Δ*: 震央距離(km)、*Is*: 計測震度(1F の記録から算出)、*PGA*: 最大加速度(1F の 3 成分の最大のもの cm/s^2)

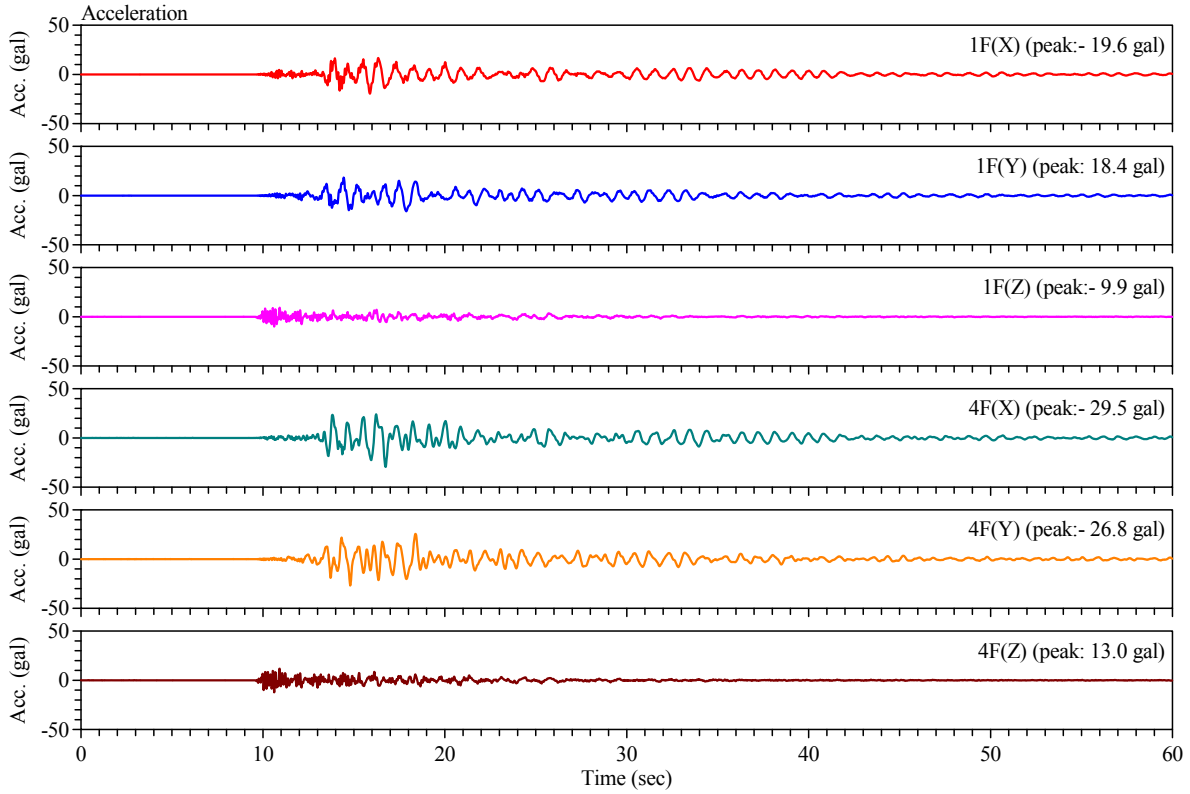


図-10.3.8 2007 年 3 月 28 日 13 時 05 分の地震の強震記録

3月28日の余震記録について、1F及び4Fで得られた加速度記録を**図-10.3.8**に示す。水平成分の最大加速度は1Fで18cm/s^{2}から20cm/s^2、4Fで27cm/s^{2}から30cm/s^{2}と、ほぼ1.5倍に増幅している。

図-10.3.9は各加速度記録のフーリエスペクトルを表す。X方向とY方向に大きな違いは見られず、1F及び4Fとも1Hz辺りに卓越を有する。加えて4Fの水平成分のフーリエスペクトルには2Hz強の振動数成分が優勢となっている。

図-10.3.10は4Fの1Fに対するフーリエスペクトル比である。実線がX方向、破線がY方向、点線がZ方向に対応する。X方向では2.4Hzに、Y方向では2.7Hzにピークが見られ、これが建物の固有一次振動数と考えられる。

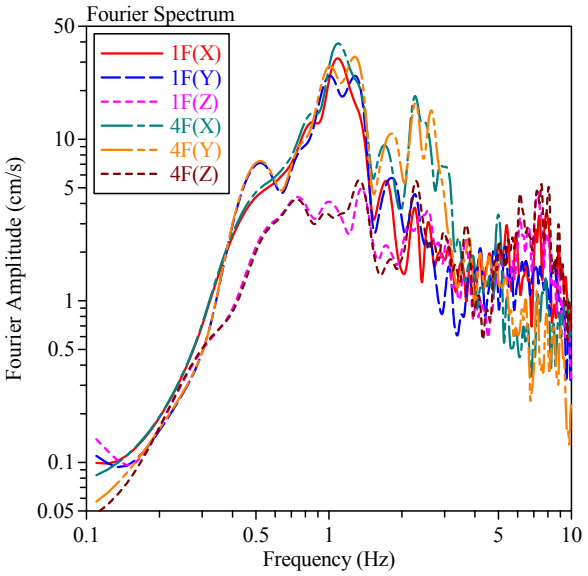


図-10.3.9 フーリエスペクトル

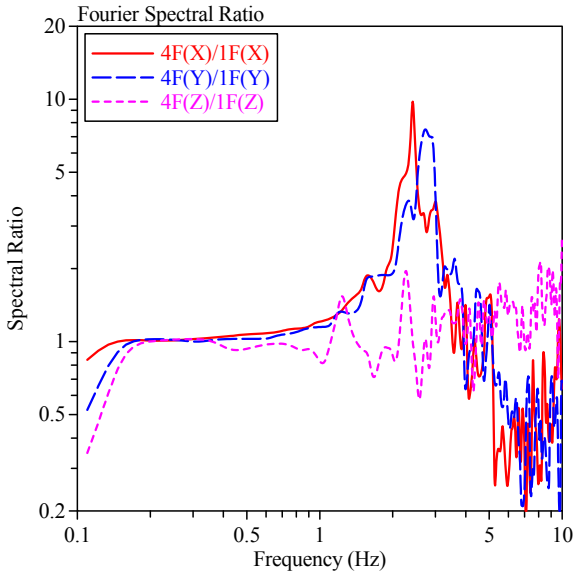


図-10.3.10 フーリエスペクトル比(4F/1F)

10.3.2 輪島市門前総合支所

(1) 観測状況

輪島市役所門前総合支所は輪島市門前走出の總持寺祖院参道脇に建つRC3階建、一部地下1階の建物である(**写真-10.3.5**、**写真-10.3.6**)。門前支所はL字型の平面形状をしており、エクスパンションジョイントにより2つの部分に分かれている。強震計は、東側の庁舎の地下1階(B1F)機械室、及び3階(3F)南端の議場避難用バルコニーに、計2台設置した(**図-10.3.11**、**図-10.3.12**、**写真-10.3.7**、**写真-10.3.8**)。観測期間は2007年3月29日より5月1日までである。

写真-10.3.5 門前支所概観(東から)

写真-10.3.6 門前支所概観(南東から)

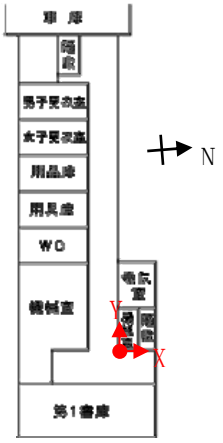


図-10.3.11 門前支所地下１階設置位置（見取り図は輪島市役所のホームページより）

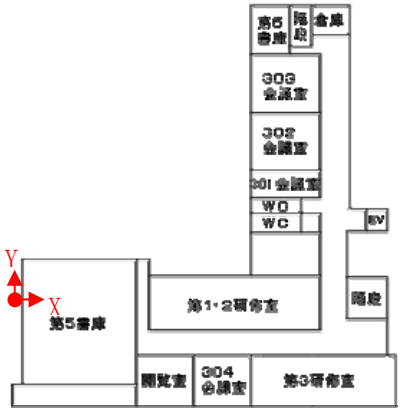


図-10.3.12 門前支所３階設置位置（見取り図は輪島市役所のホームページより）

写真-10.3.7 門前支所地下１階強震計設置状況

写真-10.3.8 門前支所３階強震計設置状況

(2) 観測記録

表-10.3.3に、門前庁舎で観測された余震記録の一覧を示す。表中計測震度(*Is*)は地下1階(B1F)の3成分の加速度記録から算出しており、最大加速度(*PGA*)はB1Fの3成分の最大加速度のうち最も大きな値を採っている。3月30日から4月28日の約1ヶ月間に観測された地震は34に及ぶ。このうち最大の加速度は3月31日08時09分の地震の36cm/s^2、最大の計測震度は4月6日21時42分の地震の3.0であった。8つの地震で震度3を観測した。

表-10.3.3 輪島市門前総合支所で観測された余震記録一覧

番号	日時	震央地名	*h* (km)	*M*	Δ (km)	*I*s	*PGA*
1	2007/03/30 02:05	石川県能登地方	11	3.5	8	1.0	4.4
2	2007/03/30 04:18	能登半島沖	8	3.1	3	1.5	10.5
3	2007/03/30 14:04	能登半島沖	8	3.7	15	1.0	2.6
4	2007/03/31 01:30	石川県能登地方	10	2.9	2	1.0	4.7
5	2007/03/31 08:09	石川県能登地方	13	4.4	6	2.9	36.1
6	2007/03/31 15:34	能登半島沖	6	3.3	9	1.5	5.6
7	2007/04/02 02:51	能登半島沖	12	4.2	11	1.9	12.0
8	2007/04/02 08:01	能登半島沖	7	4.1	14	2.4	20.1
9	2007/04/02 13:50	石川県能登地方	8	3.2	0	1.2	7.9
10	2007/04/02 17:25	能登半島沖	5	3.2	13	1.2	3.3
11	2007/04/02 21:49	能登半島沖	8	3.3	4	2.7	22.1
12	2007/04/04 08:18	石川県能登地方	7	3.9	4	2.6	18.2
13	2007/04/05 15:14	石川県西方沖	8	4.3	38	1.9	5.8
14	2007/04/05 22:43	石川県能登地方	11	3.5	2	1.2	6.5
15	2007/04/06 15:18	石川県能登地方	12	4.3	2	2.8	22.5
16	2007/04/06 21:42	石川県西方沖	7	4.7	37	3.0	16.9
17	2007/04/06 23:55	石川県西方沖	7	4.3	37	2.5	8.8
18	2007/04/07 18:28	石川県能登地方	3	2.8	5	1.3	2.7
19	2007/04/08 00:15	石川県能登地方	3	3.0	3	1.6	9.7
20	2007/04/10 16:50	石川県能登地方	11	3.4	10	1.3	6.1
21	2007/04/11 22:11	石川県西方沖	8	4.3	39	1.6	3.7
22	2007/04/12 03:37	能登半島沖	5	3.5	11	1.6	6.5
23	2007/04/14 00:28	能登半島沖	3	3.5	8	1.8	5.2
24	2007/04/14 23:08	能登半島沖	6	3.5	5	2.8	26.0
25	2007/04/14 23:45	能登半島沖	6	2.7	5	1.7	9.4
26	2007/04/15 06:38	能登半島沖	5	3.8	5	2.7	28.1
27	2007/04/16 07:24	能登半島沖	5	2.8	8	1.0	4.5
28	2007/04/16 15:29	能登半島沖		4.0	22	2.1	6.2
29	2007/04/24 16:24	能登半島沖	6	2.7	2	1.9	27.6
30	2007/04/26 11:30	石川県能登地方	11	3.9	6	2.4	14.7
31	2007/04/26 20:15	能登半島沖	6	3.3	2	2.0	20.9
32	2007/04/27 09:06	石川県能登地方	9	2.9	2	1.2	7.7
33	2007/04/28 03:15	能登半島沖	5	3.8	9	2.1	13.2
34	2007/04/28 17:55	石川県能登地方	4	3.2	5	1.7	9.2

h: 震源深さ(km)、*M*: マグニチュード、Δ: 震央距離(km)、*I*s: 計測震度(B1F の記録から算出)、*PGA*: 最大加速度(B1F の 3 成分の最大のもの cm/s^2)

これらの余震記録のうち、3月31日08時09分の地震で得られたB1F及び3階(3F)の加速度記録を**図-10.3.13**に示す。B1Fで29cm/s^{2}から36cm/s^{2}であった水平成分の最大加速度は3Fで59cm/s^{2}から89cm/s^{2}と2倍以上に増幅している。

図-10.3.13の各加速度記録のフーリエスペクトルを**図-10.3.14**に表す。2Hz程度までの低振動数成分では、X方向とY方向のB1F及び3Fともに大きな違いは見られず1Hz前後にピークが観察できる。

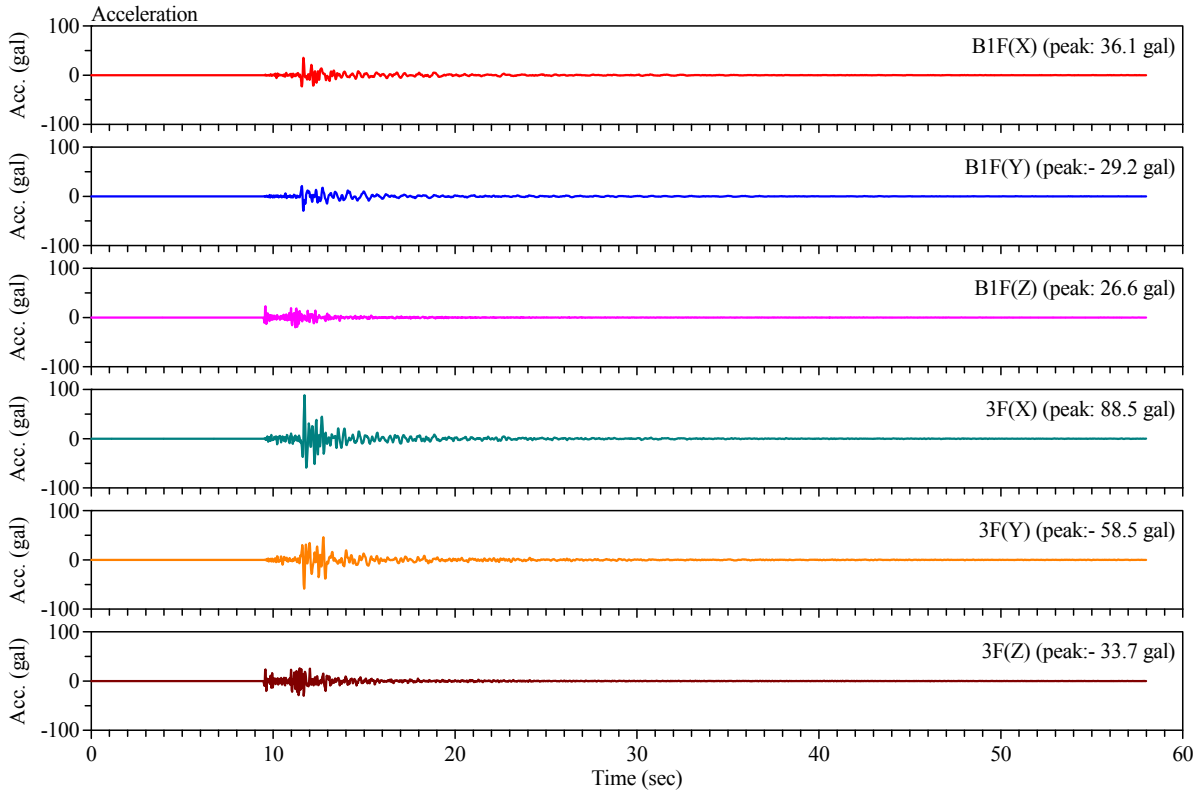


図-10.3.13 2007 年 3 月 28 日 13 時 05 分の地震の強震記録

図-10.3.15は3FのB1Fに対するフーリエスペクトル比である。実線がX方向、破線がY方向、点線がZ方向に対応する。輪島市役所の例ほど明瞭なピークとはなっていないが、最も高いピークの振動数はX方向で4.2Hz、Y方向で4.7Hzとなっている。上下動にもピークが表れる複雑な形状をしていることから、振動特性の特定には更に検討が必要である。

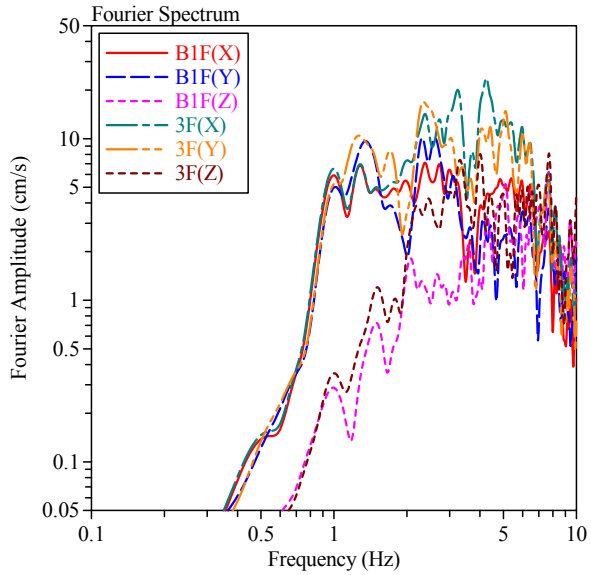


図-10.3.14 フーリエスペクトル

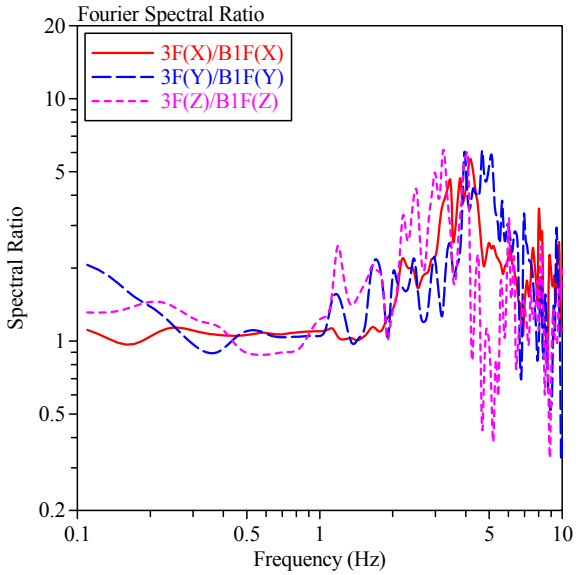


図-10.3.15 フーリエスペクトル比(3F/B1F)

10.4 木造建築物の被害

10.4.1 調査目的と概要

(1) 調査の目的

平成 19 年能登半島地震発生に伴い、木造建築物にも多数の被害が発生した。国土交通省国土技術政策総合研究所と独立行政法人建築研究所は、地震発生の翌日から木造建築物の被害概況を把握し、以後の調査計画を策定するための基礎資料を得る目的で、初動調査を行った。これを受けて、初動調査に続いて被害概要の把握を継続するとともに、木造建築物の構法、構造要素の配置などを把握し、被害程度との関係から被害の特徴を把握し、被害原因を究明するための基礎資料を得る目的で、２次調査を実施した。

本節では、これらの調査によって得られた調査結果（pp.4-1～4-77）[1)]の概要を記すとともに、収集した資料、情報から耐力壁量と被害程度の関係に関する考察を行い、被害原因に関する検討の結果について述べる。

(2) 初動調査（平成19年3月25日～27日）の概要

石川県、輪島市からの情報提供に基づき、被害が集中しており、かつアクセスが可能な地区を調査対象に選定し、輪島市の中心市街地周辺、同市門前町門前、走出、舘、道下、黒島地区、穴水町大町地区、並びに調査地への経路上経由する七尾市の田鶴浜、奥原地区等において、主として道路からの観察及び建物の外観目視により被害の概要調査を行った。

(3) ２次調査（平成 19 年 3 月 29 日～4 月 2 日）の概要

初動調査の結果、被害率が高いと判断された輪島市鳳至町、河井町、小伊勢町、並びに同市門前町門前、舘、走出地区、及び道下地区の被災した木造建築物のなかから、詳細な調査を実施する建物を選定して、詳細調査を実施した。調査対象の選定にあたっては、可能な範囲で、残留変形が大きいなど被害の大きい物件と、その近傍に建つ外観上は被害が比較的軽微に見える物件を選定した。

詳細調査では、建築物の属性（階数、用途、構造方法、地下または基礎の構造方法等）、敷地条件（地盤の状況、擁壁の有無等）とその被害状況、基礎、土台、外壁、内壁、屋根の仕様とその被害程度、主要構造部分の仕様（柱、筋かいの寸法と留め付け方法等）とその被害程度を調査するとともに、各部の残留変形を計測し、建築物の間取り及び壁の配置等の作図又は図面の収集し、併せて建設年代や増改築履歴等に関する居住者に対するヒアリングを行っている。

その他、輪島市内の学校建築、寺社建築、集成材建築等について被害状況を調査した。

以上、調査を行った主な地域と震央の関係を**図-10.4.1** に示す。各地の調査日等を整理すると以下の通りとなる。

調査地	概要調査	第２次(詳細)調査
輪島市鳳至町・河井町・小伊勢町	3/26	4/1
輪島市門前町門前・走出・館地区	3/26	3/30
輪島市門前町道下地区	3/26	3/31
輪島市門前町黒島地区	3/26	－
穴水町大町地区	3/27	－

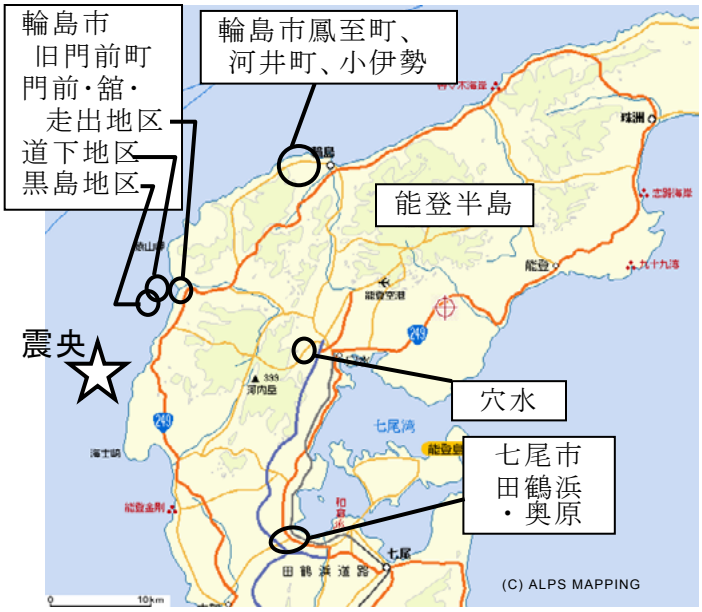


図-10.4.1 平成 19 年能登半島地震の震央と調査地域

(4) 調査チームの構成

・調査者

国土交通省国土技術政策総合研究所

建築研究部基準認証システム研究室 主任研究官 槌本敬大（3/25～27、3/29～4/2）

独立行政法人建築研究所

構造研究グループ上席研究員 河合直人（3/29～4/1）

材料研究グループ主任研究員 山口修由（3/29～4/1）

材料研究グループ主任研究員 中川貴文（3/29～4/1）

構造研究グループ交流研究員 村上知徳（3/29～4/1）

・調査協力者

石川県林業試験場資源開発部　専門研究員　鈴木修治（3/26～27、3/30～4/2）

独立行政法人森林総合研究所構造利用研究領域チーム長　杉本健一（3/29～4/2）

石川県林業試験場資源開発部　主任技師　松元 浩（3/30～4/2）

10.4.2 各地の被害状況

(1) 輪島市鳳至町、河井町、小伊勢町の被害

それぞれ震度６強、６弱を観測した鳳至町、河井町には、比較的古い家屋が密集しているが、河井町は店舗併用住宅の割合が高い。１階を店舗や倉庫・車庫と併用する住宅は前面に大開口を配するため、壁量が不足しやすいと言われる。震度６強を観測した地点付近では、土塗り壁などを有する比較的古い構法による建物（**写真-10.4.1**）が選択的に倒壊し、道路交通を遮断している例も確認された。倒壊家屋の残骸の中に鋼材が確認され、その鋼材は前面に大開口が存在し、これを補強していたものと推測される。また、鋼材に接合された柱に腐朽（**写真-10.4.2**）が確認された。鋼材がヒートブリッジとなっていた可能性もあるが、倒壊した残骸から得た情報だけでは断定はできない。その他、倒壊に至ら

ないまでも、極めて大きな残留変形を有する店舗併用住宅（**写真-10.4.3**）は、特に河井町において散見された。鳳至町で観測された波形[6)]から、NS、EW 方向の作用した方向を**図-10.4.2** に示す。振動方向は特定の向きではなく、回転するような地震動が与えられたことが分かる。これにより、店舗併用住宅などでは建っている向きにかかわらず、弱軸方向に倒壊、または大きな残留変形を生じたと考えられる。

写真-10.4.1 選択的に倒壊した比較的古い構法の家屋

写真-10.4.2 倒壊した家屋（**写真-10.4.1**）の腐朽した部材

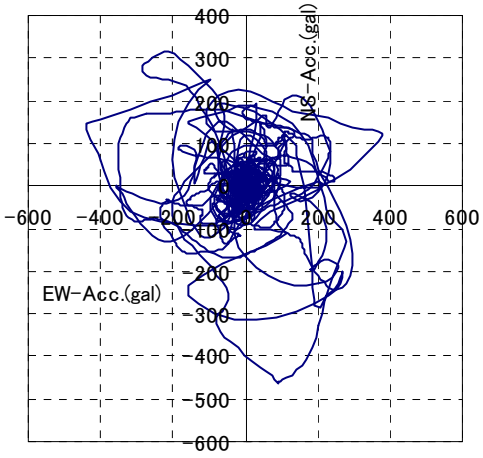


図-10.4.2 輪島市鳳至町で観測された NS、EW 方向の加速度波形を合成して求めた軌跡

写真-10.4.3 大きな被害を受けた店舗併用住宅

小伊勢町では、倒壊した家屋は１棟（**写真-10.4.4**）しか確認されなかったが、１階を作業所としているものと推測された。また、ほぼ隣接する２棟のうち、敷地が以前、蓮田であった方の被害が大きく（**写真-10.4.5**）、隣の家屋は被害が小さい例（**写真-10.4.6**）が確認された。地盤の善し悪しが被害程度に

写真-10.4.4 輪島市小伊勢町で倒壊した作業場兼住宅

差を与える顕著な例と言える。

旧輪島市地域では、世帯数 9,883（平成 19 年 3 月 1 日現在）に対して住家の全壊 174 棟、半壊 256 棟、一部損壊 4,588 棟の被害[3)]があった。

写真-10.4.5 旧蓮田に建ち、隣家より被害が大きい例

写真-10.4.6 隣家より被害が小さい例

(2) 輪島市（旧門前町地域）

旧門前町地域では、輪島市門前町門前・舘・走出地区と道下地区（両地区の位置関係は**図-10.4.1** 参照）に被害が多いことが判明した。地区においても倒壊しているのは、土塗り壁などを有する古い構法の家屋か、店舗併用住宅であった。門前町走出の門前総合支所裏庭に石川県が設置した地震計（**写真-10.4.7**）は、計測震度 6.4、最大加速度 1303.8 gal を記録していた。同支所近辺の門前・舘・走出地区は目抜き通りに沿って商店が建ち並び、倒壊を含む大きな被害が散見された。特に舘地区では、倒壊家屋が連続している状況（**写真-10.4.8**）や、柱が折損して今にも倒壊しそうな例（**写真-10.4.9**）も確認された。また、寺社建築の屋根が崩壊する例なども確認された。

道下地区はほぼ東西に走る旧街道沿いに住宅が建ち並び、大きな被害を受けた家屋が多く見られた。通り沿いの店舗併用住宅の割合は低く、多くは住宅のようであるが、前面に大きな開口を設けた家屋が多く見られた。大きな残留変形を有する家屋の多くは通りと平行方向に大きな残留変形を有する（**写真-10.4.10**）が、なかには通り側に大きく傾いた家屋（**写真-10.4.11**）が散見された。なお、道下地区の南側の丘陵地にある墓地の墓石は、ほぼすべてが倒れ、その方向は規則的ではなかった（**写真-10.4.12**）。

写真-10.4.7 門前総合支所裏庭の石川県震度計

写真-10.4.8 門前地区で軒並み倒壊する家屋群

写真-10.4.9 倒壊は免れたが柱が折損するなどの甚大な被害を受けた住宅

写真-10.4.10 通りと平行方向に大きく傾いた家屋

写真-10.4.11 道下地区で道路側へ傾く家屋群

写真-10.4.12 ほぼ全てが転倒した道下地区の墓石

言わば強軸方向である前面道路と直交方向に建物が大きく傾いた原因としては、**図-10.4.2** に示すような回転運動を与えるような揺れが旧門前町地域にも生じたことが推測されるが、残念ながら**写真-10.4.7** に示す門前総合庁舎裏庭の地震計の本震の波形データは記録が残っていなかった。ただし、**写真-10.4.12** に示す墓石の転倒状況は回転するような振動を裏付けているとも考えられる。

黒島地区は、砂質の傾斜地に下見板壁の家屋が密集しており、納屋などの簡素な作りの家屋が選択的に倒壊、大破（**写真-10.4.13**）していたが、比較的住家の被害は多くない。

旧門前町地域では、世帯数 3,349（平成 19 年 3 月 1 日現在）に対して住家の全壊 272 棟、半壊 481 棟、一部損壊 2,802 棟の被害[7)]があり、その全半壊棟数と被害の割合は、旧輪島市地域より明らかに多い。

(3) 穴水町大町地区

のと鉄道穴水駅近くには商店街（**写真-10.4.14**）が広がっており、店舗併用住宅が倒壊を含む大きな被害を受けている例（**写真-10.4.15**）が多く見られた。商店街の裏手には木造住宅が密集して建っており、専用住宅の倒壊例はほとんどないが、何らかの被害を受けた建物は多くあった。住宅敷地の地滑りや液状化痕は調査した範囲では確認されなかった。

商店街の中央には川が流れ、震度６強を観測したK-netの地震計はその河川沿いにあった（**写真-10.4.16**）が、これに隣接して建つ住宅は、外観からはほぼ無被害であるように見受けられた。

特にこの波形が厳しかったと見る説[8)]もあるが、河川沿いであることもあり、この地区の全ての建築物にこの波形が入力されたかと考えるには少し無理がある。むしろ、店舗併用住宅等壁が不足した住宅が密集していたことが被害を多くしたと考える方が素直である。

写真-10.4.13 黒島地区で倒壊・大破した納屋等

写真-10.4.14 穴水駅近くの商店街

写真-10.4.15 倒壊寸前の店舗併用住宅

写真-10.4.16 K-net穴水とほぼ無被害の木造住宅

10.4.3 被災地の木造家屋の構法的特徴

特に旧門前町地域では、築年数の古い建物が多かった。通りに面した町屋の多くは、漆器の製造作業場のある奥へ通じる通り庭（**図-10.4.3** の左手前～奥へ延びる土間）を有している。漆器の製造のみならず、販売も行っている場合には、道路に面して店舗部分も設けられている。現在において漆器製造業を営んでいない場合、屋内廊下（玄関ホール等）に改修されている場合（**図-10.4.4**）もあった。漆器以外の店舗は、通り庭を維持した建物や維持していないものなどまちまちである。地区に限らず、概して言えることは、前面道路と直交方向の壁は比較的多いが、道路と平行方向の壁が極めて少ないことである。

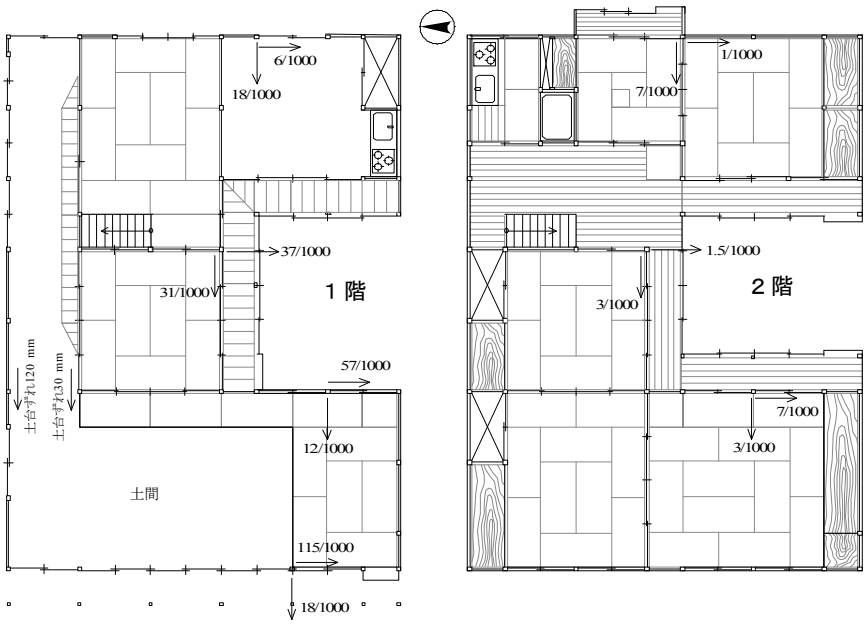


図-10.4.3 通り庭を有する伝統構法の平面図の例

10.4.4 被災地区の木造建築物の壁量

表-10.4.1 に示す詳細調査を実施した物件それぞれの壁量と被害程度の関係を考察した。壁量の算出には２通りの方法を適用した。第一の方法では、筋かいや合板の有無・寸法等が不明である場合が多いため、無開口壁を倍率１として壁量を算出した。図面を拝借するなどして筋かいの配置が判明したものは筋かいの倍率を1.5 として、無開口壁量は考慮しなかった。これらに基づいて現行建築基準法の必要壁量に対する充足率（以下、基準法の壁量充足率と称する）を求めた。

第二の方法では、第一の方法によって算出した壁量に、開口壁の腰壁、垂れ壁を評価し、壁量として加えた。壁量として算入する開口壁は、少なくとも一方が無開口壁と隣接するものに限り、その評価方法は、開口低減係数[9]を準用して**表-10.4.2** に示す通りとした。ここで得られた壁量を住宅の品質確保促進法（以下、品確法）の壁量評価法に基づいて耐震等級１と同等に要求される壁量のうち、一般地に要求されるもの（**表-10.4.3**[10]）と比較して壁量充足率（以下、品確法の壁量充足率と称する）を算出した。

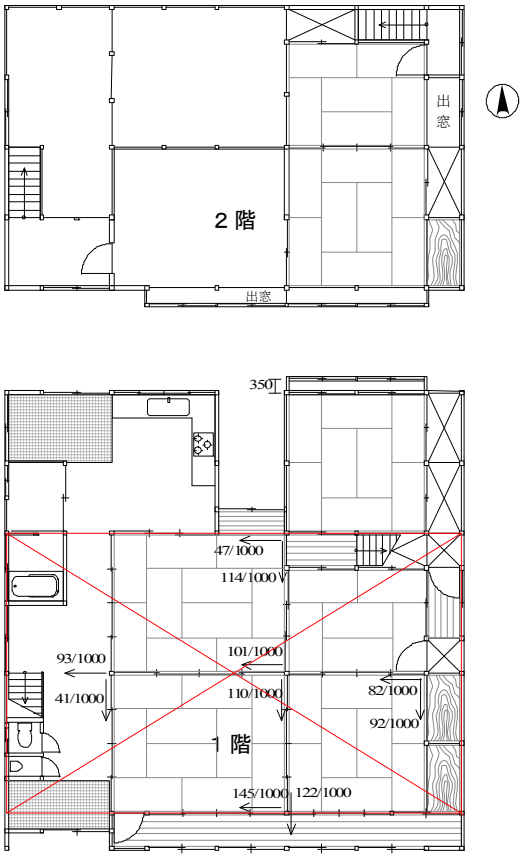


図-10.4.4 通り庭を改修した住宅の平面図の例

表-10.4.1 被災木造建築物の詳細調査結果の概要

地区	邸名	築年数	階数	応急危険度	残留変形角の最大値	被害概況
輪島市―旧輪島市地域	W-1	82	2	要注意	東 1/51	輪島漆師屋。土台が最大 9 cm ずれる。
	W-2	56	3	―	0	前と後ろは 20 年前の増築。ほぼ無被害。
	W-3	100 以上	2	危険	約 1/140	間仕切りに入れた筋かいに押されて、柱が折損。土台ずれあり。
	W-4	96	2	危険	北 1/8 西 1/9	道路側ほぼ全面開口。昭和 40 年頃増築した奥の居住部分はほぼ無被害。
	W-5	48	2	要注意	1/83	道路側全面開口。1 階の壁が少ない。経験変位はかなり大きいが、残留が小さい。
	W-6	30	2	危険	北 1/9	近隣の中で際だって被害が大きいものの一つ。蓮田の跡地とのこと。
	W-7	45	2	要注意	北 1/50	W-6 の北側に隣接。W-6 より被害軽微。両端部分は 35 年前の増築。
	W-8	5	2	―	0	隅部の RC 造と集成材架構の混構造。接続部近辺に内装等の損傷、込栓脱落等あり。
輪島市門前町門前・舘・走出	M-1	40	2	危険	北 1/180	道路側ほぼ全面開口。
	M-2	29	2	要注意	北 1/40	元 3 階建ての 3 階を火災延焼で 2 階建てに（50 年前）した店舗併用住宅
	M-3	44	2	危険	南 1/5 西 1/55	店舗部分 10 年前に増改築
	M-4	80	2	危険	南 1/9 西 1/55	文化財指定あり。内壁の崩落等被害大。北端の壁線の土台が最大 12 cm ずれる。
	M-5	0	2	―	0	施工途中で被災。筋かいが極めて多い。ほぼ無被害。
	M-6	80	2	危険	西 1/8.6	3 年前に瓦葺き替、葺土なし。
輪島市門前町道下	T-1	50	2	危険	北 1/17	隅の柱折損
	T-2	80	2	危険	西 1/30 南 1/30	礎石の上で土台が滑る。
	T-3	45	2	危険	西 1/55	柱の割裂、構造体の分離などあり
	T-4	52	2	危険	西 1/7 南 1/8	柱の折損多数。噴砂痕あり。
	T-5	59	2	危険	西 1/63 南 1/167	T-6 と平面は類似するが、被害小。
	T-6	59	2	危険	西 1/2.7 北 1/50	倒壊寸前。T-5 と施工者同一。
	T-7	53	2	危険	南 1/11 西 1/70	土間の外壁が約 2.5 cm ほど南（道路側）へ移動。柱の折損多数。
	T-8	40	2	要注意	北 1/170	開口多いが残留変形小。柱の割裂、仕上材の剥落等あり

表-10.4.2 有開口壁の評価方法

	単位長さ当たりの倍率	
開口の幅	窓型開口	掃出し開口
1m 以下	0.4	0.2
1m～2m 未満	0.3	0.15
2m 以上*	0.2	0.1

*：ただし、3m 以上は 3m と見なす。

表-10.4.3 品確法の壁量評価法に基づいて耐震等級 1 と同等に要求される壁量

	必要壁量	
屋根・壁の種類	1 階	2 階
重い材料による場合	$46K_1Z$	$20K_2Z$
軽い材料による場合	$36K_1Z$	$14K_2Z$

ただし、$K_1 = 0.4 + 0.6R_f$, $K_2 = 1.3 + 0.07 / R_f$（R_f は 2 階の床面積の 1 階の床面積に対する割合、0.1 未満の場合は $K_2 = 2.0$。Z：建築基準法施行令第 88 条に規定する地震地域係数、石川県輪島市は 0.9）

詳細調査物件の各方向の基準法、品確法の壁量充足率を比較してそれぞれ**図-10.4.5**、**図-10.4.6** に示す。ここで、X方向と称する方向は、概ね東西方向を示し、建物の梁間方向、桁行方向が東西南北と必ずしも一致していない場合は、採光を考慮したと推定される縁側等を南向きと判断し、X、Y方向を決めた。

壁量充足率は、X方向とY方向の壁量の相関性は低い。これは前述の通り、通りに面する方角に依存して壁量が決まる傾向にあるためである。平成 16 年新潟県中越地震による被災建築物（**図-10.4.7**、**図-10.4.8**）[11]と比較して大きな差はないが、充足率の平均値は若干低そうである。また、１階よりも２階の充足率が高い建物が多いのも前述の中越地震の場合とほぼ同じ傾向である。

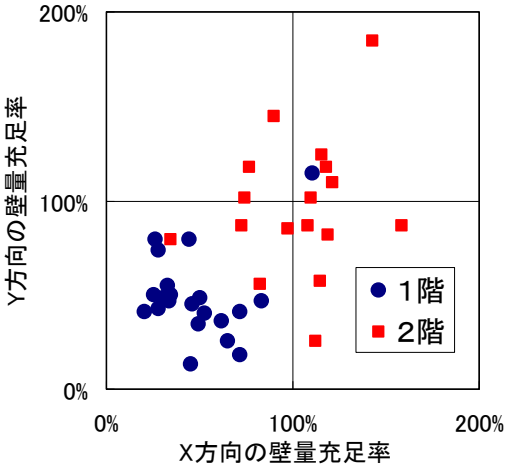


図-10.4.5 H19 能登半島地震詳細調査物件における基準法の壁量充足率

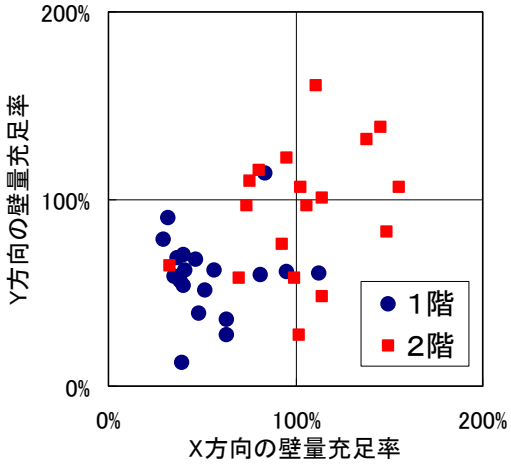


図-10.4.6 H19 能登半島地震詳細調査物件における品確法の壁量充足率

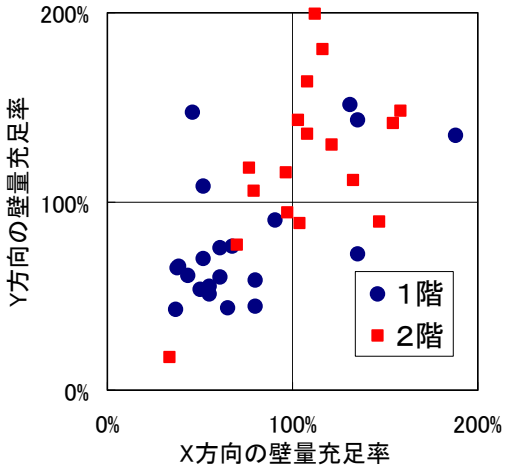


図-10.4.7 H16 新潟県中越地震詳細調査物件における基準法の壁量充足率

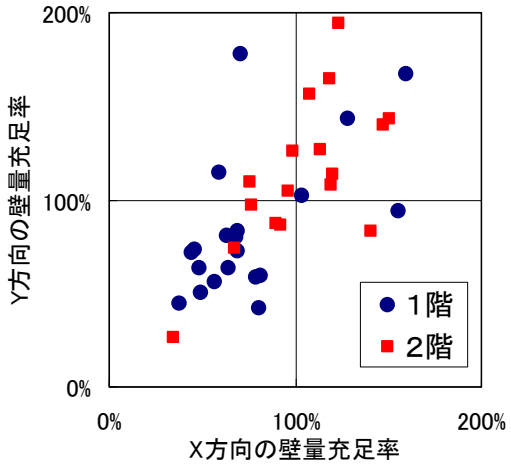


図-10.4.8 H16 新潟県中越地震詳細調査物件における品確法の壁量充足率

また、品確法の壁量充足率算出に用いた壁量の配置に基づく偏心率を算出して**図-10.4.9** に示す。また、H16 新潟県中越地震の詳細調査物件の偏心率 [11]を比較のための**図-10.4.10** に示す。被災建築物の１、２階の偏心率、X、Y方向の偏心率には有意な差が認められない。今回の調査建物の偏心率は、中越地震の調査物件より高く、建築基準関連法

令で定める基準値 0.3 を超える物件が中越地区より相対的に多い。これも前述の通り、町屋建築のためである可能性が高い。

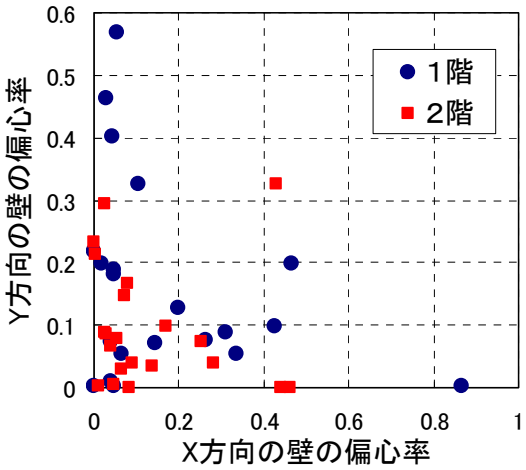


図-10.4.9 H19 能登半島地震詳細調査物件の偏心率

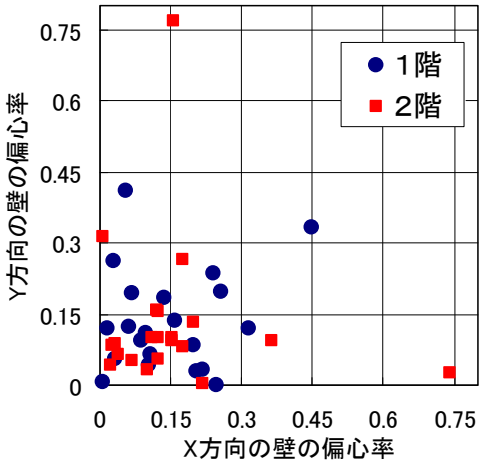
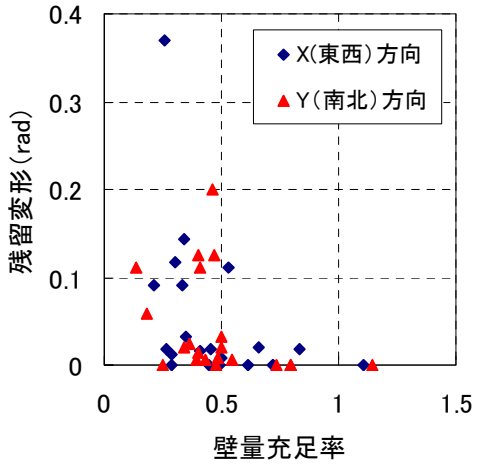


図-10.4.10 H16 新潟県中越地震詳細調査物件の偏心率

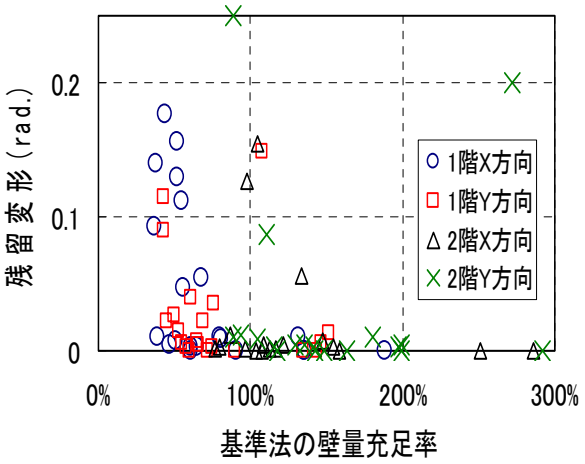
10.4.5 被災地区の木造建築物の壁量充足率と残留変形の関係

基準法、品確法の壁量充足率と残留変形を比較してそれぞれ図-10.4.11、図-10.4.12 に示す。また、比較のために H16 新潟県中越地震の詳細調査物件に対する壁量充足率と残留変形の関係 [11] も付記した。いずれについても、両者の間には明確な相関関係があるとは言えない。これは、耐力要素の仕様が明確でないこと、残留変形と地震時による経験変形は個々の物件ごとに異なることによるものと考えられる。

一方で、今回の能登半島地震の被害調査結果のみに基づけば、壁量充足率が約 70%以上で震度 6 強を記録する地震動が入力されても 1/200rad を超えるような被害が無いことが分かる。震度 7 の中越地震の結果 [7] も合わせて考えると、前述のような簡易な壁量計算に基づく基準法、または品確法の壁量充足率でも、100%を超えていればせん断変形が 1/



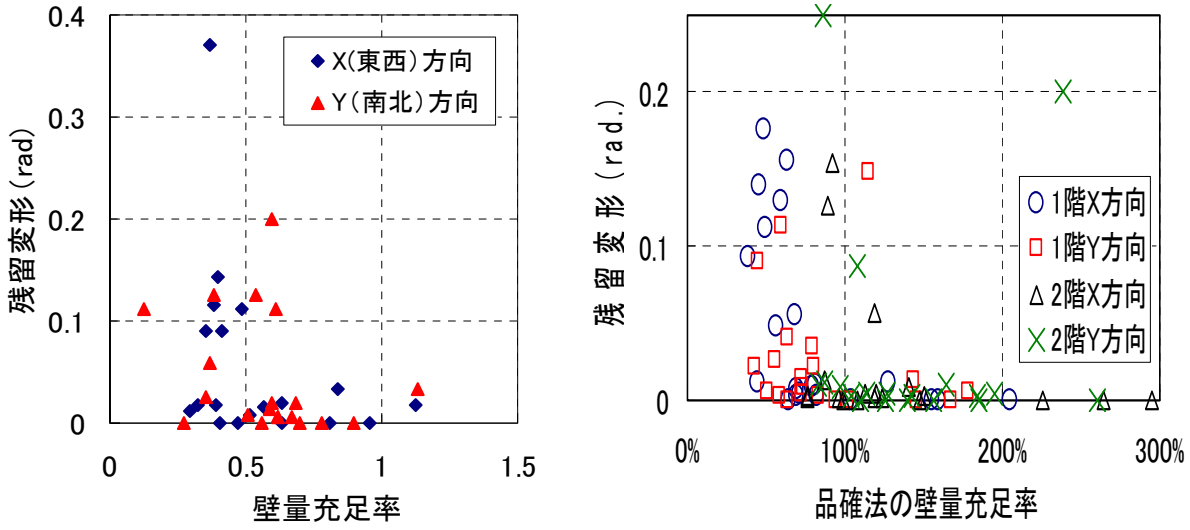
(a) H19 能登半島地震（1 階のみ）



(b) H16 新潟県中越地震（震度 7）

図-10.4.11 基準法の壁量充足率と残留変形の関係

10rad を超えて倒壊の可能性が生じるような被害を受ける可能性はまずないこと、簡易な計算によっても壁量充足率が余裕をもって 100%を超える場合には、震度 7 の入力を受けても使用限界 1/120rad を超えるような大被害を受ける可能性は極めて低いといえる。

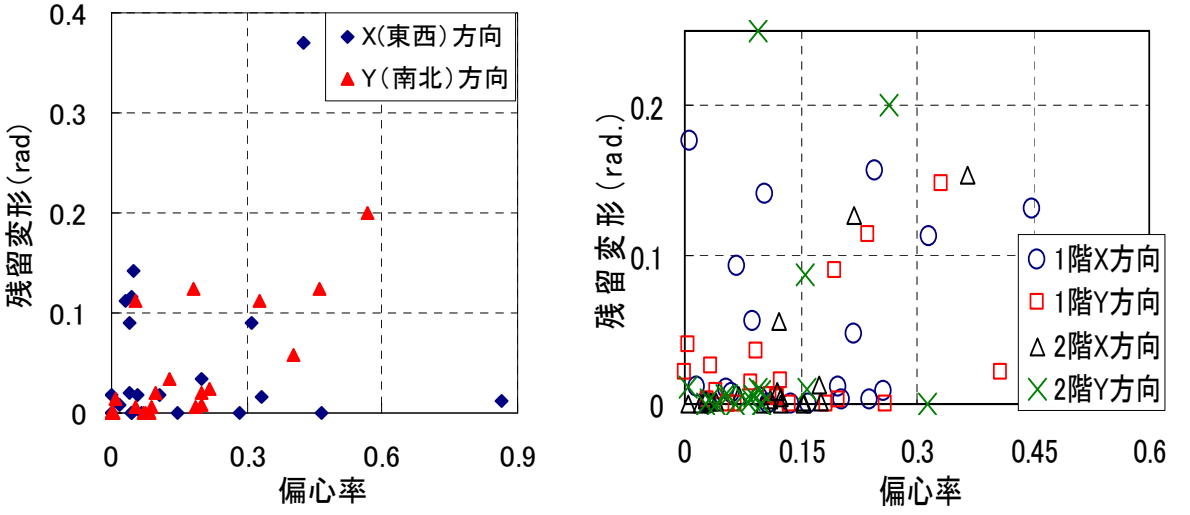


(a) H19 能登半島地震（1 階のみ）　(b) H16 新潟県中越地震（震度 7）

図-10.4.12 品確法の壁量充足率と残留変形の関係

10.4.6 被災地区の木造建築物の偏心率と残留変形の関係

偏心率と残留変形を比較して**図-10.4.13** に示した。H16 新潟県中越地震の被災建築物[11]より、残留変形は偏心率と有意な相関関係にある。これは、H16 新潟県中越地震の詳細調査対象物件[11]は、建築年代、構造仕様が多種多様であったのに対し、今回の能登半島地震の調査対象物件は、町屋、もしくはこれを改造した店舗併用住宅がほとんどで、建設年代もほとんどがかなり古いため構造耐力をいずれも貫と土塗り壁に依存したものであり、ほとんどの建物の属性がほぼ同一視できるためと考えられる。よって、構造仕様が類似していれば、偏心率の上昇に従って、建物の被害程度は大きくなると言っても良いであろう。



(a) H19 能登半島地震（1 階のみ）　(b) H16 新潟県中越地震（震度 7）

図-10.4.13 偏心率と残留変形の関係

10.4.7 本節のまとめ

平成 19 年能登半島地震による木造建築物の被害の調査、並びに観測された地震波による応答解析の結果から以下の知見を得た。

1)木造建築物の被害は、土塗り壁などを有する比較的古い構法による木造家屋、店舗併用住宅、比較的簡素な作りの倉庫・納屋の類（土蔵を含む）に集中している。

2)被害が集中した地区は、輪島市の旧門前町地域で、特に道下地区、門前・舘・走出地区の被害が大きく、かつ被災建築物の割合も高い。

3)輪島市（旧輪島市地域）の被害は、旧門前町地域よりも少なく、軽微であるが、鳳至地区、河井町地区には、選択的に倒壊した家屋や大破した家屋などが複数見られる。倒壊したものは、いずれも土塗り壁などを有する比較的古い構法による木造家屋、店舗併用住宅、比較的簡素な作りの倉庫・納屋の類である。

4)穴水町の被害は、その程度、割合共に輪島市より小さいが、のと鉄道穴水駅周辺の店舗併用住宅に被害が多く見られた。

5)七尾市の被害は、その程度、割合共に穴水町より小さい。

6)能登半島地震で大きな被害を受けた地区の木造建築物の多くは町屋建築で、その壁量は、H16 新潟県中越地震等の被災地区と比べて少ない。

7)基準法、品確法に対する壁量充足率が約 70%を超えていると、残留変形 1/200rad を超えるような大きな被害が無かった。

謝辞（木造調査関連）

本報告をまとめるにあたって実施した初動調査は、建築研究所国際地震工学センター斉藤大樹上席研究員と共同し、石川県林業試験場資源開発部専門研究員鈴木修治氏の協力を得て行った。また、第２次調査は、建築研究所構造研究グループの河合直人上席研究員と村上知徳交流研究員、同材料研究グループの山口修由主任研究員と中川貴文研究員と共同して、森林総合研究所構造利用研究領域チーム長杉本健一氏、鈴木修治氏（前掲）、並びに石川県林業試験場資源開発部主任技師松元 浩氏の協力を得て行ったものである。また、調査地域の選定は、輪島市役所、並びに同市門前総合支所の情報提供に基づいている。関係諸氏にこの場を借りて謝意を表する。

10.5 非構造部材の被害

10.5.1 調査概要

非構造部材の地震被害調査は主に建物被害情報のあった公共建物について行った。学校体育館、学校校舎、公共体育施設、その他の建物について主な被害概要を示す。

10.5.2 学校体育館

(1) 建物A（志賀町）

平成元年に竣工した小学校体育館である（小学校は閉校）。構造はRC造で、屋根はS 造H形鋼による山形屋根である。アリーナの内法は実測で、桁行（東西）23.8m×張間17.7m、床から天井までは7.7m～9.3mである。天井は、桁行方向にクロスTバー、梁間方向にメインTバーが配置されている。天井面は中央部が平坦な山形をしており、平坦な部分から勾

配のある部分に変わる箇所で天井面が分かれている。

被害としては、グラスウールボードが多数脱落していた（**写真-10.5.1**）。脱落箇所は、妻壁際、照明器具部分、天井が桁と取り合う段違い部分の垂直面が主な箇所であった。舞台と反対側の妻面では、長さ約1.3m、重量約800gのクロスTバーが複数本落下していた（**写真-10.5.2**）。窓の被害は見られなかった。渡り廊下のエキスパンションジョイントカバーが脱落していた。構造的は、体育館アリーナの2階ギャラリーの床レベルで、柱に曲げひび割れがあった。

写真-10.5.1 建物A内観（パノラマ合成）

写真-10.5.2 脱落した天井部材

(2) 建物B（能登町）

昭和60年竣工の小学校体育館（小学校は昨年度で閉校）。構造はRC造。屋根は山形H形鋼鉄骨造である。アリーナの内法は実測で、桁行（南北）29.7m×張間16.7mである。天井は、梁間方向にTバーが、桁行方向にHバーが配置されている。HバーがTバーに留められていた形跡は見られない。吊りボルトはH鋼梁に溶接されたり屋根折板に取り付けた金属部材に溶接されたりしている（**写真-10.5.4**）。天井パネルはロックウール吸音板で、幅300mm×長さ1,657mm又は1,480mm×厚さ15mmである。

被害としては、ほぼ全面で天井パネルが落下していた（**写真-10.5.3**）。構造的には屋根面の水平ブレース１箇所にわずかな変形が見られる程度であった。体育館と校舎をつなぐ渡り廊下のエキスパンションジョイント部分に被害が出ていた。

写真-10.5.3 建物B内観（パノラマ合成）

写真-10.5.4 天井下地の様子

(3) 建物C（加賀市）

昭和49 年に竣工した小学校体育館。構造はRC造。屋根はS造山形屋根である。アリーナの内法は実測で、桁行（南北）29.4m×張間24.8m、床から天井までは7.1m～8.5mである。天井は、鋼製の正方形の枠（L-50×50×6、2m四方）にワイヤーメッシュ及びグラスウールボード等がはめ込まれている。枠は径9mm程度の丸鋼4本で母屋等の構造材から吊られており、隣り合った枠は径9mm程度の丸鋼で連結されている。

被害としては、吊り材と鋼製の枠の溶接部分が切れて鋼製枠が下がっていた（**写真-10.5.5**）。また学校関係者によると、丸鋼（径9mm、400mm）、ネジ・ナット、詳細が不明な赤褐色の金属部材が落下したとのことである（**写真-10.5.6**）。

写真-10.5.5 被害を受けた天井の様子

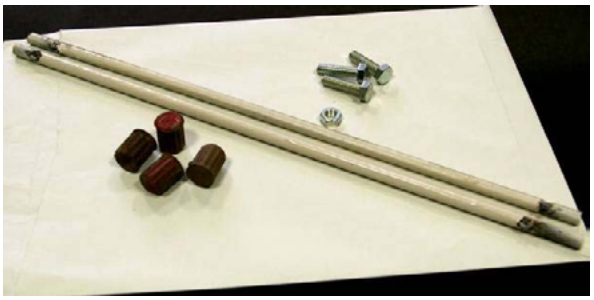


写真-10.5.6 様々な落下物

10.5.3 学校校舎

(1) 建物D（輪島市）

昭和54年竣工の鉄骨造3階建てである。張間方向はブレース構造、桁行き方向はラーメン構造となっている。柱はH形鋼、梁は両端をプレートガーダーとし、中央部をラチス梁としている。構造的な被害は確認されていない。

教室の内装は多くの箇所で天井勝ちであった。天井は軽量鋼製下地に9mmの化粧ロックウール吸音板による仕上げとなっていた。間仕切り壁は鋼製下地にせっこうボードを2枚張りとしたものである。間仕切り壁が面外方向に移動しており、中には転倒しているものもあった（**写真-10.5.8**）。間仕切り壁は天井パネルにねじ止めされ、教室窓側のH形鋼柱にも留め付けられているものの、廊下側の壁には留められていなかった。特に、3階にある教室の間仕切壁の被害が大きかった。

その他、ALCパネルの内壁に目地に沿ったひび割れが見られた。また、学校長の話では、地震以前に校舎に変形があって引き違い戸にゆがみが生じていたとのことであった。

写真-10.5.7 建物D教室内観

写真-10.5.8 転倒した間仕切り壁

10.5.4 公共体育施設

(1) 建物E（加賀市）

昭和59年に竣工した公共体育館である。構造は1層はRC造、2層はH形ハンチ柱＋ブレース（L-90×90×13の2丁合わせ、X型）。アリーナの内法は実測で、桁行（東西）44.0m×張間34.0m、床から天井までは9.1m～13.7mである。天井板は厚さ26mm程度のグラスウールボードであり、落下したボードを測定したところ大きさは、980mm×1,070mmであった。ボードの各辺が載るバー材に2個ずつ押さえ金物がある。バー材の吊り長さは、アリーナ上部は図面より約20cm～80cmであり、ランニングロード上部は実測で約90cm～130cmである。

被害としては、グラスウールボードがアリーナ部で7枚、ランニングロードで13枚、脱落していた。天井以外の非構造部材の被害は体育館関係者によると、窓ガラス13枚、窓枠9箇所破損したとのことであり、2段の窓の特に上段（グレージング止め、引き違い窓を固定）についてのみ、南側の中央部に破損が集中していたとのことである（**写真-10.5.10**）。構造被害は、柱脚部に微細なクラックが見られる程度であった。

写真-10.5.9 建物E内観

写真-10.5.10 被災直後のランニングロード上部の様子（加賀市役所提供資料より）

10.5.5 その他の建物

(1) 建物F（穴水町）

竣工年は不明。平屋建て。構造はS造である。屋根は道路側と敷地裏側に向かって緩やかに下り勾配がついており、頂点部分では段差がある。天井は軽量鋼製下地に化粧せっこうボード張りである。軽量鋼製下地は、道路に平行な方向が野縁方向。せっこうボードがない箇所を見ると、せっこうボードは野縁に釘で留め付けられている。

被害としては、せっこうボードが周辺部との取り合いで破損していた（**写真-10.5.12**）。道路側端部のせっこうボードの破損部分を見ると、野縁に留め付けられていなかった。天井面にゆがみが見られたり、天井面と周囲の壁面との間にすきまが見られたりした。

写真-10.5.11 建物Ｆ外観（破線部で天井被害を確認）

写真-10.5.12 せっこうボードの破損

(2) 建物G（輪島市）

平成4年竣工の事務所建物。建物Nと同じ敷地内に建っている。構造はS造2階建て。屋根は瓦葺。敷地内に関係する建物が数棟建っている。エントラスホールは2層吹き抜けになっており、スパンは実測で13.8m、勾配天井の高さは8.1m～9.6mである。天井は被害写真や現場の目視によると、軽量鋼製下地にせっこうボード捨て張り、化粧ロックウール吸音板仕上げである。

被害としては、エントランスホールの勾配天井が部分的に脱落していた（**写真-10.5.14**）。施設関係者によると、本震の際に天井面が2cm程度垂れ下がり、3月26日に余震で脱落したとのことである。軒天井が2箇所で脱落している。屋根ブレースに若干の伸びが見られた。建物の棟瓦が破損していた。

写真-10.5.13 建物Ｇ外観

写真-10.5.14 エントランスホールの天井

10.5.6 本節のまとめ

被害が比較的多く確認された天井の被害についてまとめる。

近年の地震による大規模空間の天井の主な被害についてまとめると**表-10.5.1**のようになる。在来工法による天井をA型としている（在来工法による天井は、鋼製天井下地材にせっこうボードをビスでとめた上にロックウール化粧吸音板を接着材とステープルでとめて天井面を仕上げるなどする）。枠材等に面材をはめ込むような形式の天井で、面材にグラスウールボードなど比較的軽量なもの（軽量天井面材と呼ぶこととする）を用いるものをB型としている。B型と同じ形式の天井で、面材にロックウール化粧吸音板や金網・ルーバーなど比較的質量・密度のある面材（普通重量天井面材と呼ぶこととする）を用いるものをC型としている。

表-10.5.1 近年の地震における大規模空間の天井の主な被害

	芸予地震 （平成13年）	十勝沖地震 （平成15年）	宮城県沖の地震 （平成17年）	能登半島地震 （平成19年）
在来工法 普通重量天井面材 （せっこうボード ＋ロックウール化粧吸音板、等） ねじどめ＋ステープル 接着剤　［A型］	○	○	○	―
はめ込み型 軽量天井面材 （グラスウールボード等） ［B型］	○	―	―	○
はめ込み型 普通重量天井面材 （ロックウール化粧吸音板等） ［C型］	―	―	―	○

○：被害報告あり　　―：被害報告なし

平成13年芸予地震による体育館の天井脱落、平成15年十勝沖地震による空港ターミナルビルの天井脱落、平成17年の宮城県沖の地震による屋内水泳場の天井脱落では、A型の天

井の脱落被害が報告された。天井面は連続的に脱落しており、比較的広範囲の脱落被害となっている。平成13年芸予地震ではB型の天井の被害についても報告されている。

今回の能登半島地震では、従来から被害報告のあるB型に加えて、C型の天井について脱落被害があった。B型の天井面材は軽く、脱落したとしても人身を損傷する可能性は少ない。C型の天井には比較的重量のある天井面材が用いられる。今回見られたC型の天井被害では天井面材の脱落被害が見られ、多くの部材が脱落した場合には比較的広範囲にわたる被害にもなっている。今回の大規模空間における天井被害の内容について今後検討を行い、脱落被害を生じた、これまで主に取り上げられてきた天井とは違う工法による天井についても新たな検討を加える必要がある。

10.6 宅地地盤・基礎の被害

10.6.1 基礎の被害概要

輪島市門前町道下など今回の調査地点の住宅は築数十年の古い木造住宅が多いため、その基礎形式は地盤面近くに土台を設置したもの（以下、土台基礎）やブロック基礎が多く（**写真-10.6.1**、**写真-10.6.2**）、土台基礎等の住宅の床下には礎石・玉石・ブロックの上に設置した束等が認められた（**写真-10.6.3**）。外見上の建設年度や構造形式などから判断して無筋コンクリートと思われる基礎も多かったが、地上に立ち上げたブロックや土台基礎の外周を改修工事の際にモルタル等で化粧したと考えられるものもあった。

現地でひび割れ・欠損などが認められた基礎は、ブロック基礎や無筋コンクリートと考えられるものである。古い土台基礎の場合、基礎のひび割れ・欠損などが確認できないので詳細は不明であるが、古い住宅の被害の多くは、**写真-10.6.4** に示すように土台から上の上部構造の変形・歪み等によるものであった。また、**写真-10.6.5** の左のように木質の土台の外周をモルタル等で覆っているものの被害も認められた。

建築物の地震被害のほとんどは、古い木造住宅に発生しており、鉄筋コンクリート造の基礎を有する住宅の被害は、地盤面と土間との段差や基礎コンクリートの軽微なひび割れ・欠損、土間コンクリートのひび割れなどを除くと、今回調査した範囲では被害を確認できなかった。無筋コンクリートの基礎の場合は、大きなひび割れや損傷がいくつか認められた（**写真-10.6.6**）。また、土台から上が地震被害のために解体・撤去され、無筋コンクリート造等の基礎が残されている場合もあったが、アンカーボルトがほとんど設置されていないものも認められた（**写真-10.6.7**）。

鉄筋コンクリート造と思われる基礎のなかには、コーナー部でコンクリートの欠損が生じていた例があった。鉄筋コンクリート造の基礎であってもコーナー部の補強やかぶり厚などが十分でないと損傷が生じるおそれがあることが新潟県中越地震などの過去の地震被害でも認められており、耐震性に優れる木造基礎の仕様の合理化・高度化を図るには、基礎の損傷の状況とコーナー部及び開口部の配筋仕様等との関係を調べることも重要である。

被災地では古い土台基礎とブロック基礎の併用基礎の木造が大きく変形していた例が認められたが、増築部のブロック基礎が破壊していた例（**写真-10.6.8**）も見られた。土台基礎などの古い住宅の増築に際しては、構造方法や基礎の接地面積が新旧でかなりことなる可能性があり、既存基礎と増築基礎で基礎部分の鉛直方向及び水平方向の剛性や接地面の地盤支持力がかなり異なることが考えられるので、増改築によって異種な基礎形式とな

る場合には十分な注意が必要と考えられる。

2006 年度に建設された現行規定を満足する鉄筋コンクリート造基礎を有する木造住宅も門前町道下地区で認められ、周辺の住宅も併せて配筋調査なども実施したが、基礎のひび割れなどの損傷は特に認められなかった（**写真-10.6.9**）。なお、今回調査した範囲では、地盤面の状況などから判断して基礎に過大な沈下が発生している状況は確認できなかった。

写真-10.6.1 地上での立ち上がり部分がほとんどない古い土台基礎
（地表面付近に切石などを設け、地表面から数 cm ほど上部に木質土台を置く基礎形式）

写真-10.6.2 被災地に数多く認められたブロック基礎

写真-10.6.3 土台基礎やブロック基礎を用いた住宅の建物内部の束基礎

写真-10.6.4 土台から上部の建物被害
（土台から上部の建物の変形と外壁の破損）

写真-10.6.5 ブロック基礎の被害例
（外周をモルタル等で覆って無筋コンクリートと区別が難しい場合もある）

写真-10.6.6 コンクリート基礎の被害

写真-10.6.7 アンカーボルトが乏しい基礎
無筋コンクリートの基礎

写真-10.6.8 ブロック基礎による増築部の被害
（土台基礎の外周に設けた増築部ブロック基礎が破壊して外壁等が沈下し、上部構造の変形を増大させたと考えられる例）

写真-10.6.9 鉄筋計による基礎コンクリートの配筋等の調査

10.6.2 宅地の被害概要

擁壁の被害や宅地の地すべりも過去の地震被害と同様に認められているが、建築物に大きな被害が発生した地点（門前町道下、穴水町）は概ね平坦地であり、今回調査した範囲では擁壁の崩壊や宅地地盤の地すべりにより建築物に著しい被害が発生したと考えられる事例は確認できなかった。

道下地区の市街地の中心は、ほぼ平坦であるが、中心市街地の北側の八ケ川沿いは一段低く、また南側の山地は一段高くなっているため、**写真-10.6.10** に示した擁壁や斜面が高低差のある範囲で数多く認められるが、新潟県中越地震や福岡県西方地震で多数認められたような擁壁等の崩壊は、一部を除き、認められなかった。空石積みと思われる石積みも多数認められたが、全体的にみると被害は比較的軽微であると思われる。また、**写真-10.6.11** は、門前町道下の山側の斜面で確認した L 型擁壁(山側の水田と一段低くなった海側の水田を隔てる道路擁壁と考えられる)の被害例である。高さ 1.5m 程度の擁壁が 50cm 程度前面側に押し出されていた。なお、門前町道下では、上記のほか、国道から下段側の川沿いでブロック擁壁が大きく割り裂けている状況が確認できたが、断層の影響と考えられている（**写真-10.6.12**）。**写真-10.6.13** には、土圧増加や沈下などによる壁体の損傷・傾斜、コーナー部のひび割れ、増し積まれたブロック壁の崩壊状況を示した。被害が生じた擁壁のなかには、**写真-10.6.5** に示した住宅のブロック基礎と同様、ブロック

等による壁材のモルタルやコンクリートで覆ったものもあった。現行規定を満足しない地盤や基礎や基礎周辺の沈下、壁体の破壊などを詳細に調査することが必要であり、合理的な補修・補強方法などの検討が今後重要である。

写真-10.6.10 道下地区の土留め・擁壁の状況

写真-10.6.11 Ｌ型コンクリート擁壁の被害例

壁高 1.5m 程度のＬ型コンクリート擁壁が最大 50cm 程度前面側に押し出された例
背面側に道路・水田があり、道路全体が大きく前面側に変形したと考えられる。

写真-10.6.12 ブロック積み擁壁の被害（門前道下地区）

局部的な隆起・沈降が認められ、断層の影響と考えられている。

重力式（無筋、頂部は増積み）、高さ約 2～3m

空石積み＋表面コンクリート、高さ約 2m

ブロック２段積み、擁壁の沈下と傾斜、高さ約

写真-10.6.13 コンクリート造擁壁の被害例（輪島市、志賀町）
地震時の土圧増加、沈下等による縦壁の損傷･傾斜、ｺｰﾅｰ部の損傷、増し積み部の崩壊

10.6.3 門前町道下における調査結果

輪島市門前町道下地区（震度Ⅵ強）では、表面波探査、スウェーデン式サウンディング、ラムサウンディング、微動アレイ探査、三成分常時微動測定などを実施した。**図-10.6.1** に実施した調査の種類と位置を示す。

図-10.6.2 には、スウェーデン式サウンディングの結果を示すが、表層の埋土層の下層に強固な砂層が堆積していることがわかる。深度約 2～3m でスウェーデン式サウンディングのスクリューポイントが貫入不能となった。土質定数 Nsw からの換算Ｎ値（稲田式を採用）から判断すると、表層の密実な砂層は概ねＮ値 20～40 と思われる。**図-10.6.3** にラムサウンディングの結果を示す。GL-3～4ｍで N 値約 30 前後の層が出現し、その下層 GL-8m に N 値 50 前後の礫混じり砂、それ以深では N＝20 前後の層（貫入状況から判断すると概ね粘土質）が厚さ 10m ほど続いていた。**図-10.6.4** に、ハンドオーガーボーリングで採取した試料の粒度分布結果を示す。GL-1.1～-1.5m 及び GL-1.8～2.0m と採取位置は異なるが、両者の粒度分布には差異がなく、細粒分（75μｍ以下）がほとんどない粒径の揃ったきれいな砂（最大粒径は 1mm 程度、採取砂の粒径は 0.075mm～1mm に範囲にある）であることがわかる。なお、表層水の地下水位に関して、掘削孔や既存井戸による確認を行ったが、被災地周辺の平坦地では G.L.-1～-2m 程度であった。

図-10.6.5 に微動アレイ探査結果から得られた S 波速度構造を示す。微動アレイ探査は、地形的に比較的基盤が深いと考えられる道下地区の平野部中心の海岸よりで実施した。得られた S 波速度構造では、深度 18m 以浅では S 波速度は 200m/s 以下であり、S 波速度が 300m/s を超えるのは深度 30m 以深となっている。

表面波探査結果を**図-10.6.6** に示す。門前の中心地において地下水位面以下と考えられる数 m～10m 程度の地盤の S 波速度は、低い場所で 150m/s、全般に 160～200m/s の締まった砂地盤であると考えられる。山沿いで実施した E 測線の結果では、深度 5m 以深では S 波速度 300m/s 以上となっている。

道下地区では、概ね工学的基盤と考えられる S 波速度 300～400m/s 以上の速度層は、南

側の山沿いでは深度 5m ほどであるが、北から北西に向かって深くなり平野部中心の八ヶ川沿いでは深度 30m 以深になっていると推察される。表面波探査の測線に沿って実施したレベル測定においても、八ケ川に平行な中心地の道路沿い約 500m の区間(B 測線)では東側が約 7m 高く、この道路に直行する方向（D、E 測線）では、八ケ川沿いの道と中心地まで約 2m の高低差、さらに中心地から南の山側まで約 3m の高低差があることが確認された。以上の結果から判断すると、道下地区の市街地は、北から北西に向かって深くなる傾斜した基盤上に位置していると考えられる。

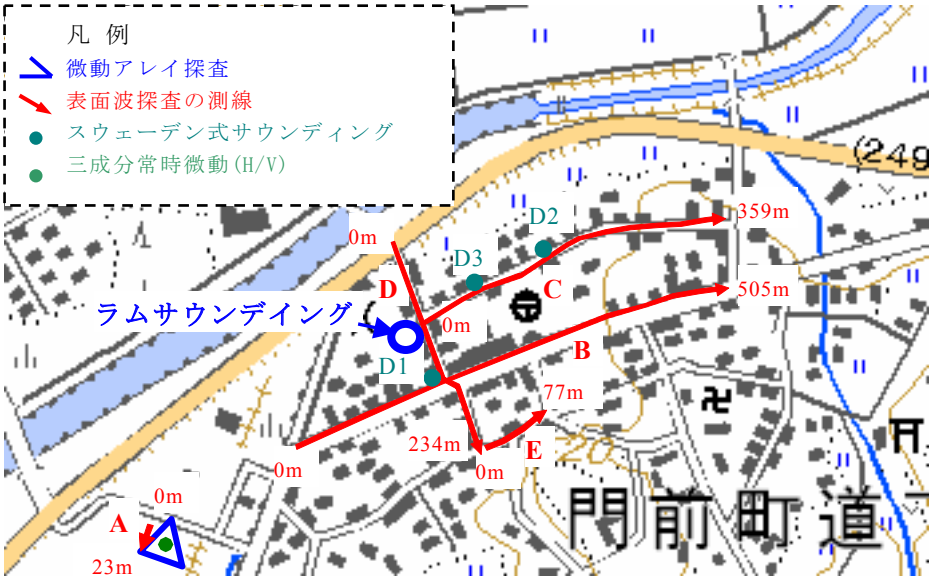
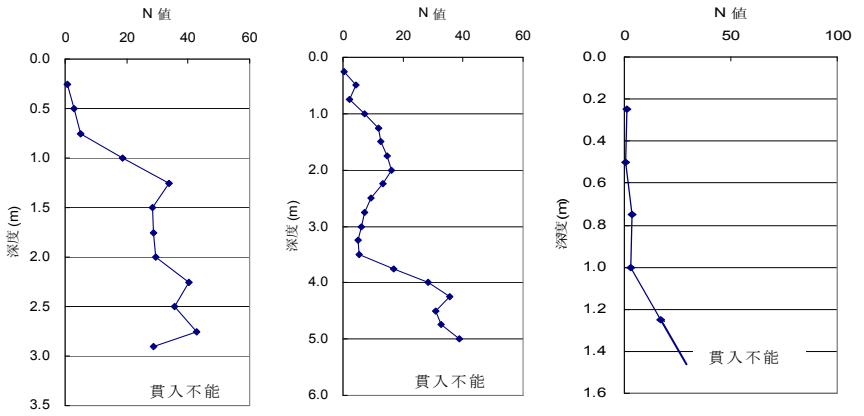


図-10.6.1 調査位置図（輪島市門前道下地区）
（この地図は国土地理院発行の「2 万 5 千分の 1 地形図」の一部を使用したものである）



（a）道下 D1　（b）道下 D2　（c）道下 D3

図-10.6.2 スウェーデン式サウンディングによる地盤調査結果
（門前道下地区、換算 N 値と深度の関係）

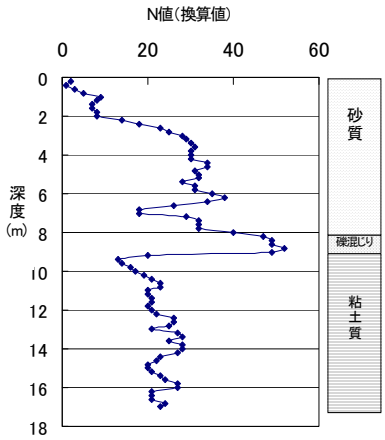


図-10.6.3 ラムサウンディングによる地盤結果
（門前市道下地区）

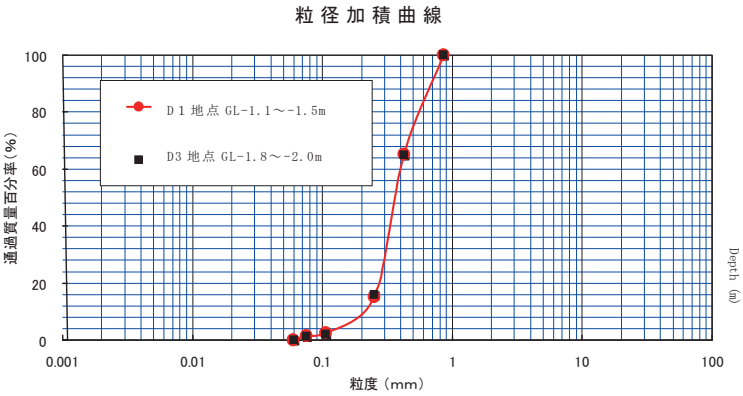


図-10.6.4 ハンドオーガーボーリングにより地中より採取した試料土の粒度分布(輪島市門前道下地区)

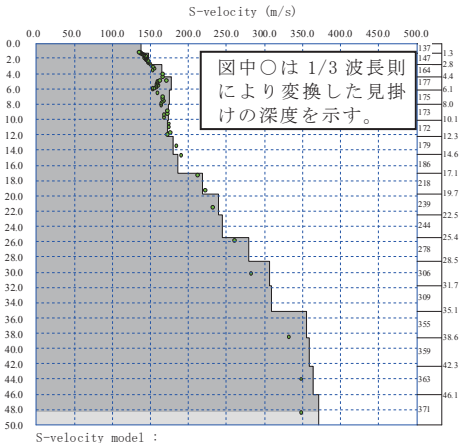


図-10.6.5 微動アレイ観測結果による S 波速度構造

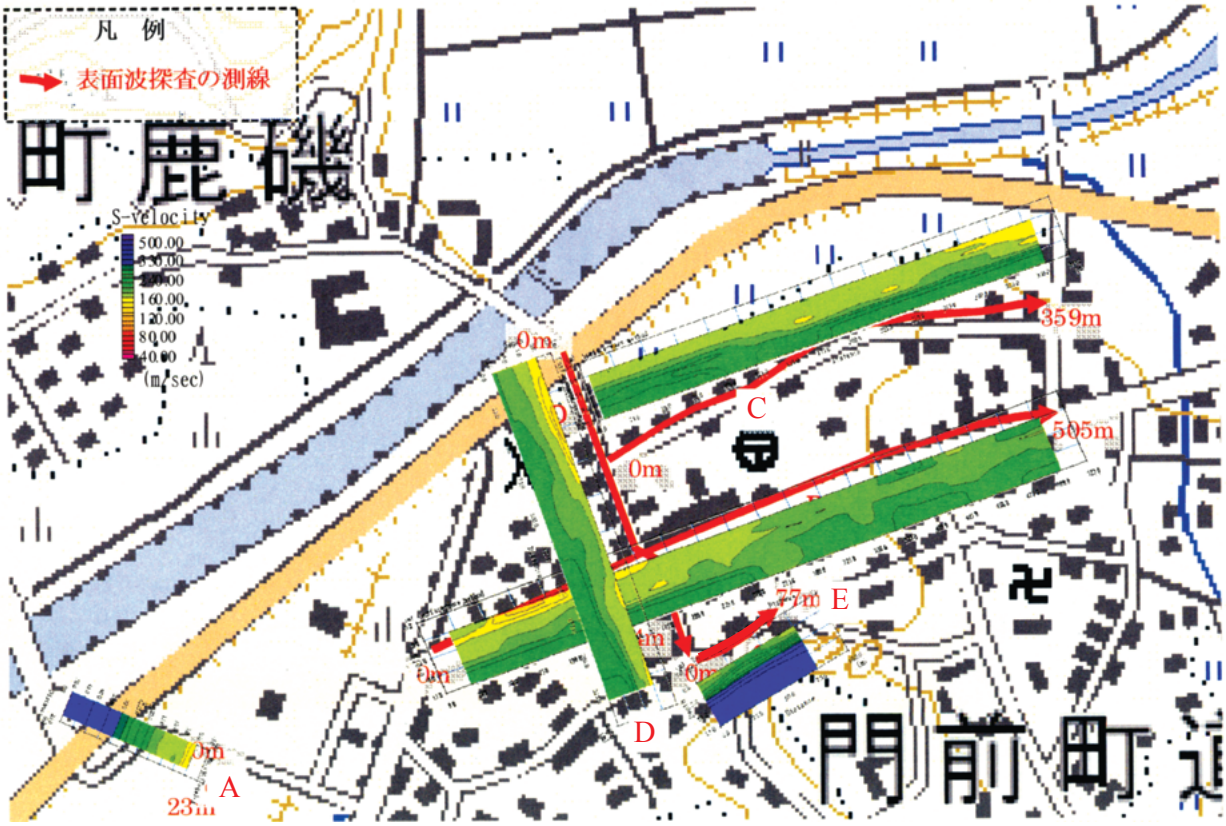


図-10.6.6 表面波探査結果と調査範囲

（この地図は国土地理院発行の「2 万 5 千分の 1 地形図」の一部を使用したものである）

10.6.4 門前町総持寺における調査結果

輪島市門前町総持寺周辺も住宅の被害が数多く認められており、ここでもスウェーデン式サウンディング 1 ケ所、表面波探査 1 測線を実施した。**図-10.6.7** には、総持寺地区で実施した調査内容と調査範囲を示す。また、**図-10.6.8** には、表面波探査の結果を示す。この図から判断すると、表層から 10m 程度までは Vs＝100～150m/s のやや軟弱な層が堆積していることがわかる。また、Vs>200m/s 以上の工学的に支持層とみなしうる良好な地層

は、概ね深度約 20m 以深に存在していると考えられる。

図-10.6.9 は、表面波探査の側線付近で実施したスウェーデン式サウンディングの結果である。レキなどの地中障害と接触したため、深度約 5.8m でスクリューポイントが貫入不能となったが、概ね N 値が 5 以下の軟弱な層が表層からかなり深くまで続いていると考えられる。深度 4m で換算 N 値が急増しているが、試験中の感触や音から判断するとレキなどとの接触が原因と思われる。また、調査中の感触などから約 3m までは粘土質、それ以深では砂・礫混じりと考えられる。なお、表面波測線の測定区間長約 150 に対して高低差は約 3m であった。

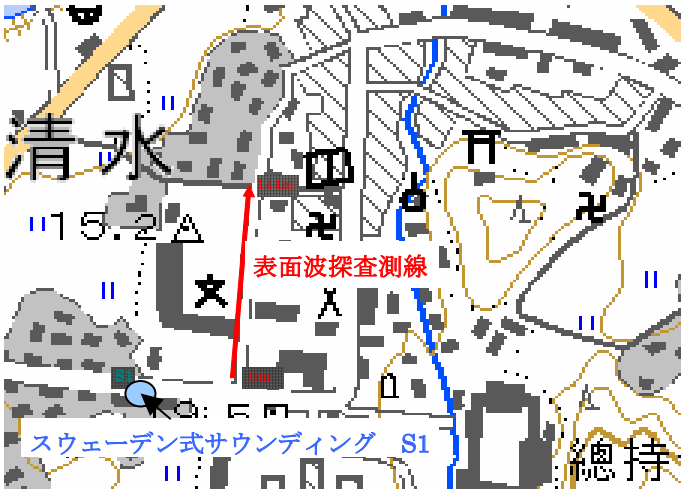


図-10.6.7 調査位置図（輪島市門前総持寺地区）
（この地図は国土地理院発行の「2 万 5 千分の 1 地形図（門前）」の一部を使用したものである）

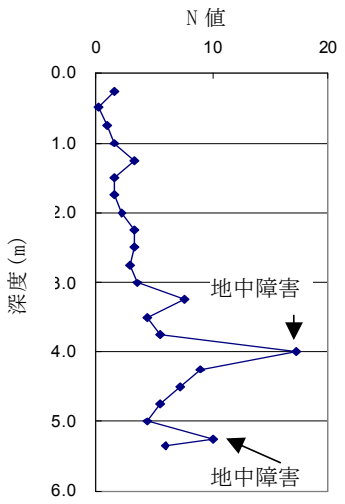


図-10.6.8 スウェーデン式サウンディングによる地盤調査結果（門前総持寺区、換算 N 値と深度の関係）

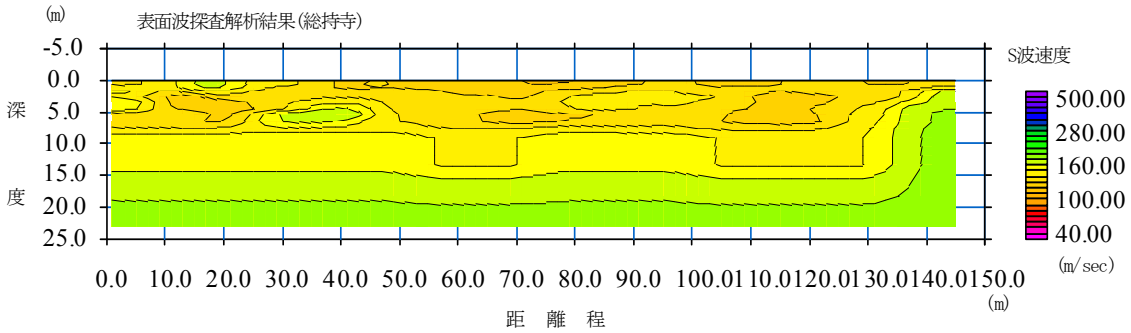


図-10.6.9 表面波探査結果（輪島市門前道下地区）

10.6.5 穴水町における調査結果

穴水町では、輪島市門前町道下地区とほぼ同様の調査を実施した。**図-10.6.10** に穴水における調査の種類や調査位置を示す。

図-10.6.11 に穴水町で実施したスウェーデン式サウンディングの結果を示した。A2 地点は、障害物のため GL.-6m 付近で貫入不能となったが、他の 3 地点では表層地盤はかなり軟弱であることが確認できた。K-NET 穴水近傍の A1 地点では、約 GL-16m 付近で支持層（基盤岩層）に到達し、A3 地点では GL.-12m 付近で支持層に到達していた。A4 地点は、

住宅の被害が比較的少ないと考えられる地点であったが、強固な支持層は調査深度 16m まで確認できなかった。なお、聞き取り調査において、A4 周辺（**図-10.6.10** 中の右側で赤く囲んだ地域）の木造住宅の中には、杭長 22m～26m の杭を採用している例が確認されたことから、A4 周辺では軟弱層の厚さが 20m を超える区域が広がっていると考えられる。

図-10.6.12 及び**図-10.6.13** は、採取した試料土の粒度試験結果及びハンドオーガーボーリングの結果である。**図-10.6.13** から表層には木片・腐植物などを含む粘土質の埋土と考えられる層が存在していると考えられる。また、**図-10.6.13** に示した地下水位測定結果から地下水位は地表面から 50cm～1m と非常に浅いことがわかる。

住宅被害の多かった地点は、K-NET 穴水におけるボーリング調査結果や周辺の地盤調査結果から軟弱な粘性土や腐植土が厚く堆積している地域と判断される。

微動アレイ探査結果による S 波速度構造を**図-10.6.14** に示す。S 波速度 60m/s 程度の層が深度 10m 程度まで存在していることがわかる。**図-10.6.15** は、K-NET 観測点(ISK005)の PS 検層による S 波速度の実測値（防災技科学技術研究所ホームページより）と今回実施した表面波探査による S 波速度を比較したものであり、深度 15m 程度まではほぼ同等であることがわかる。

図-10.6.16 に表面波探査結果を示した。S 波速度 80m/s 以下の極めて軟弱な層が 10～20m 程度の厚さで広範囲に分布していると思われる。これは、**図-10.6.11** の A1～A4 地点のサウンディング結果とも対応している。ただし、調査地南東の市街地の中心部（B 測線 75～200m 付近）では S 波速度 500m/s、K-NET 穴水観測点のすぐ南側（D 測線始点付近）では S 波速度 300m/s を超える高速度層が深度 2m 前後から出現しており、基盤形状の不整形性が著しいと考えられる。

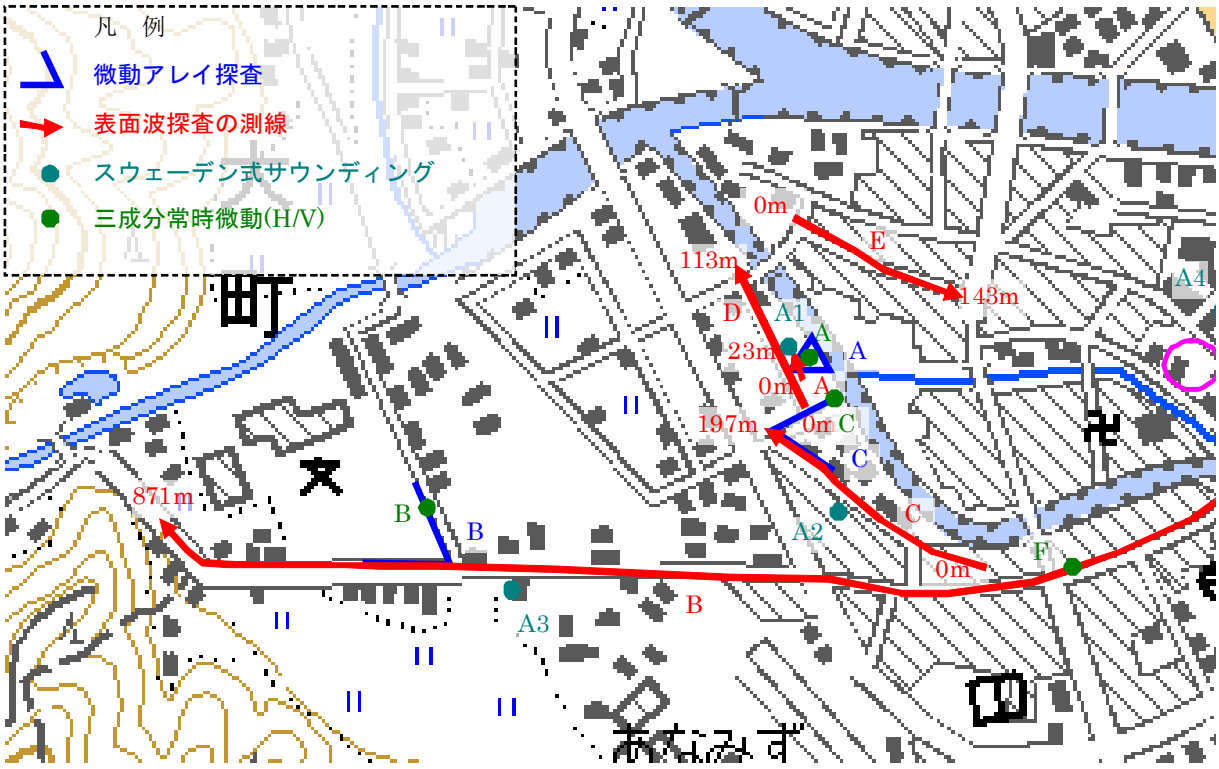


図-10.6.10 調査位置図（穴水町）

（この地図は国土地理院発行の「2 万 5 千分の 1 地形図（穴水）」の一部を使用したものである）

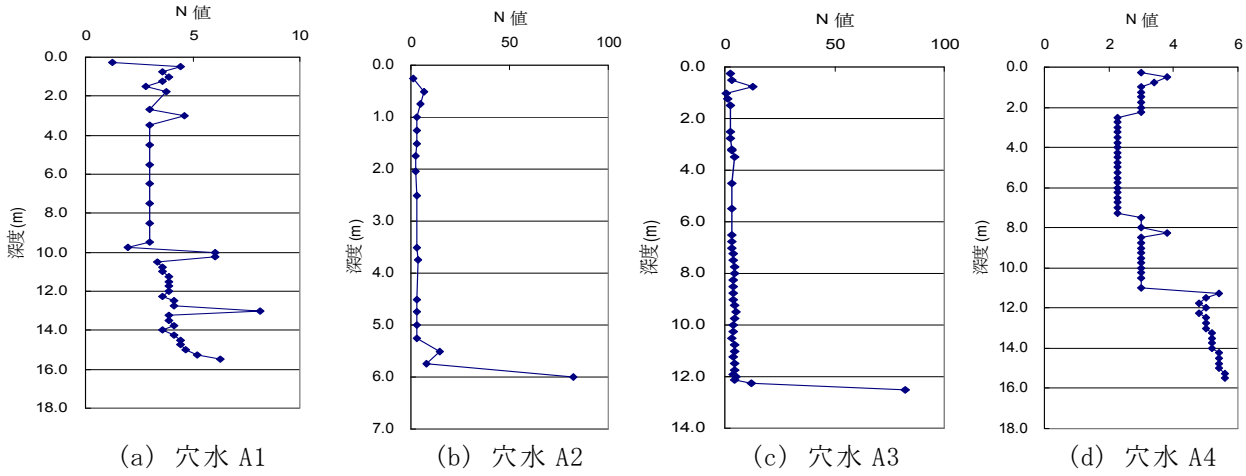


図-10.6.11 スウェーデン式サウンディングによる地盤調査結果
（穴水町、換算 N 値と深度の関係）

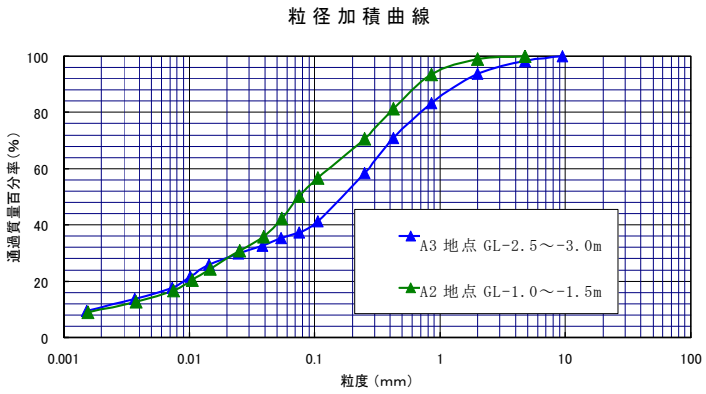


図-10.6.12 ハンドオーガーボーリングにより地中より採取した試料土の粒度分布（穴水町）

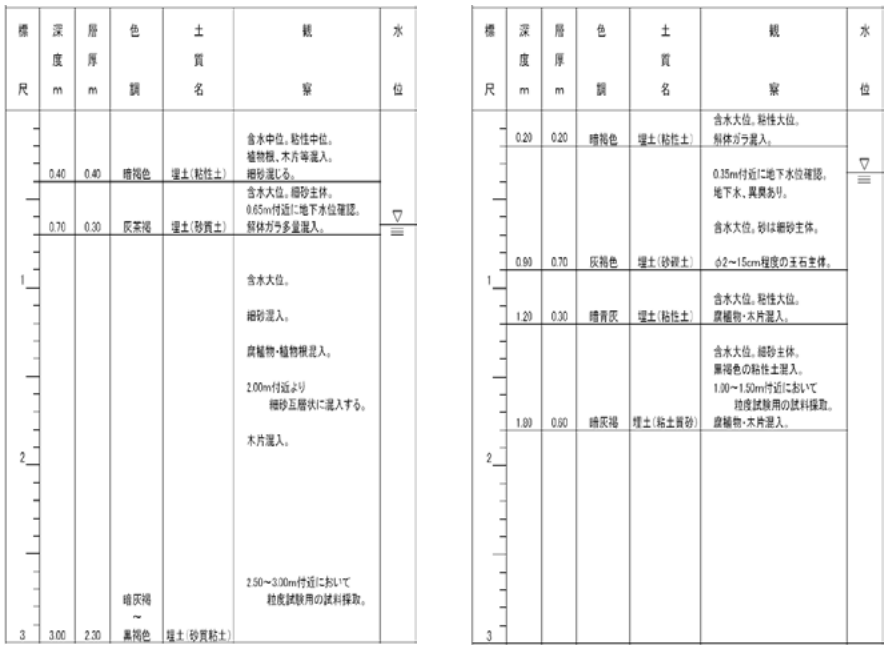


図-10.6.13 ハンドオーガーボーリングによる土質調査結果

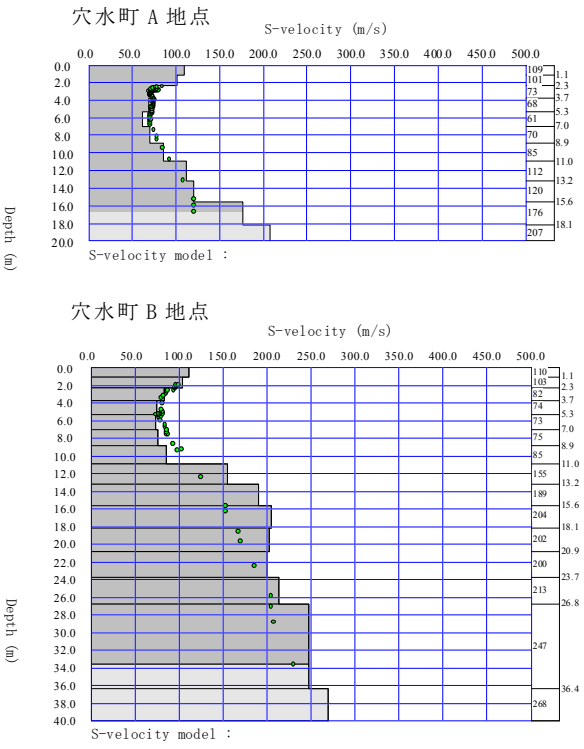


図-10.6.14 微動アレイ観測結果による S 波速度構造

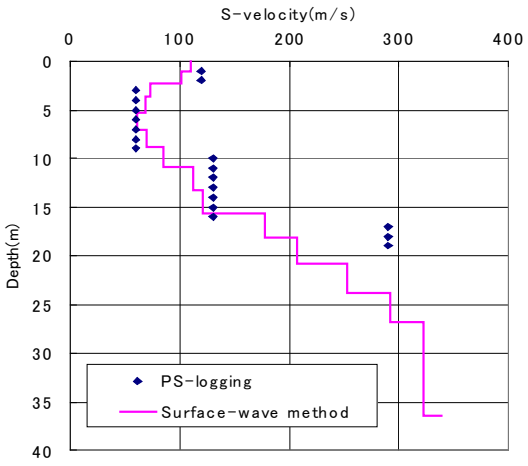


図-10.6.15 K-NET 穴水近傍の S 波速度 PS 検層と表面波探査の関係
（PS 検層の値は、防災科学研究所ホームページによる）

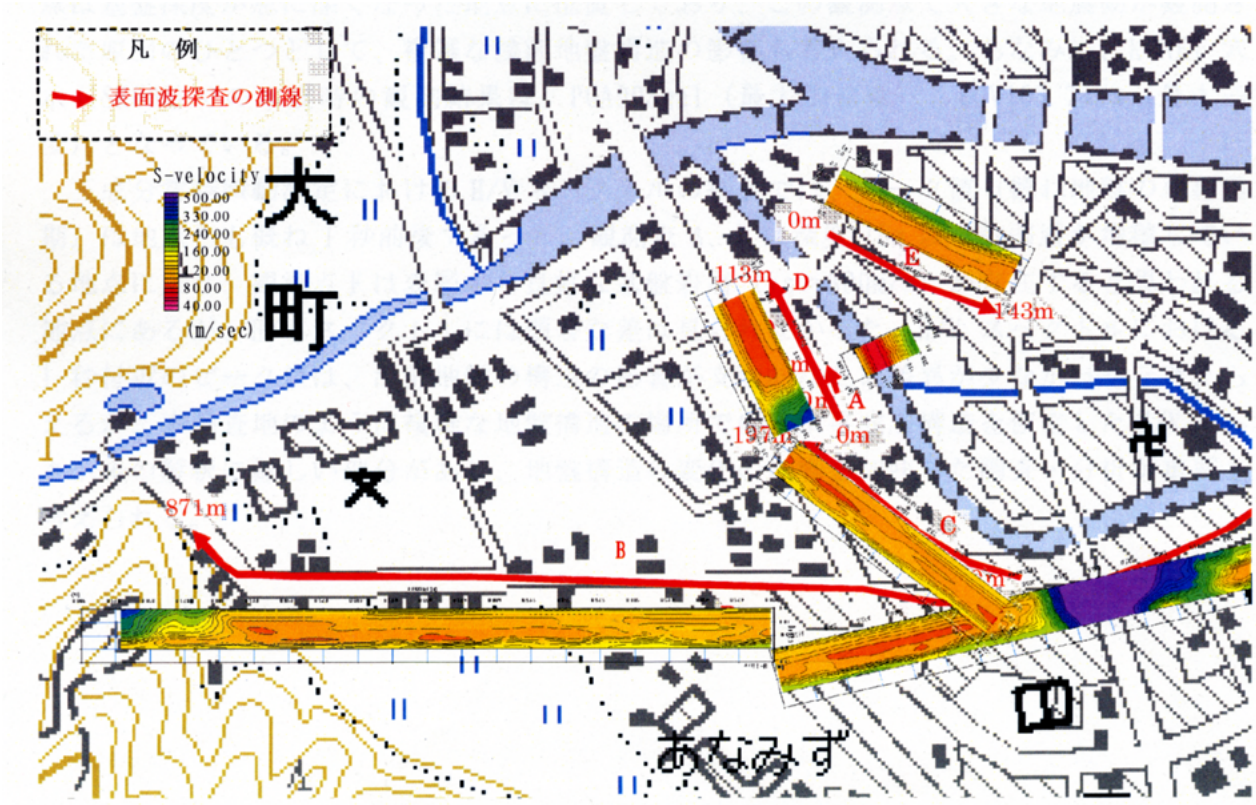


図-10.6.16 表面波探査の結果（穴水町）
（この地図は国土地理院発行の「2 万 5 千分の 1 地形図（穴水）」の一部を使用したものである）

大町西児童公園内（K-NET 穴水観測点（D 測線に沿った公園内））のラムサウンディング実施位置を**図-10.6.17** に、その結果を**図-10.6.18** に示す。長さ約 60m の公園の両端で強固な地層の出現深度が急変していた。観測点付近（図右端）では強度な層が GL.-17m 付近に出現していたが、左端では GL-3～4m で強固な層が確認できた。

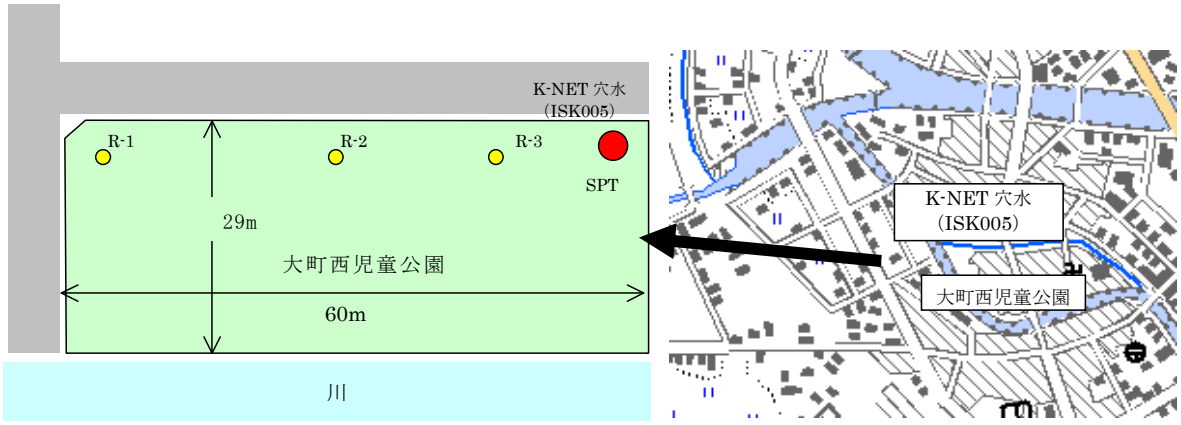


図-10.6.17 K-NET 穴水（大町西児童公園）

図-10.6.19 は、表面波探査結果から推定した S 波速度構造にラムサウディング結果と K-NET 穴水のボーリング情報を付け加えたもので、S 波速度構造の変化が急であることがわかる。一般に地盤構造が複雑な場合、基盤深度が急変する場所の周囲で局所的に地震動が増幅する可能性があることが指摘されている。したがって、穴水町ではこのような複雑な浅部地盤構造により地震動が大きくなった可能性が考えられる。また、K-NET 穴水観測点は基盤深度が急に深くなった地点に位置しており、この観測点で大きな地震動が観測された原因のひとつとして、複雑な浅部地盤構造の影響も考えられる。ちなみに、K-NET 穴水(ISK005)での本震時の観測結果は、PGA903gal（最大加速度）、PGV103.7m/s（最大速度）となっている。

三成分常時微動測定における H/V スペクトルの結果では、ピーク値（概ね地盤の卓越周期）は地点とも概ね 1 秒前後であった。観測点 A、B は深度 10m 以上軟弱層が堆積している地点にあり、観測点 F は表層から良好な基盤岩層（Vs＞300m/s）が存在すると思われる地点にあるが、H/V スペクトルには顕著な差は見られなかった。H/V スペクトルにおける 1 秒付近のピーク値は、深部地盤の構造の影響が支配的なため差異が少なかったと考えらえるが、本調査地のように複雑な地盤構造の場所では、水平成層構造を仮定した H/V スペクトルの解釈に難しい部分があり、地盤構造の変化の影響を加味した調査・分析が重要と考えられる。

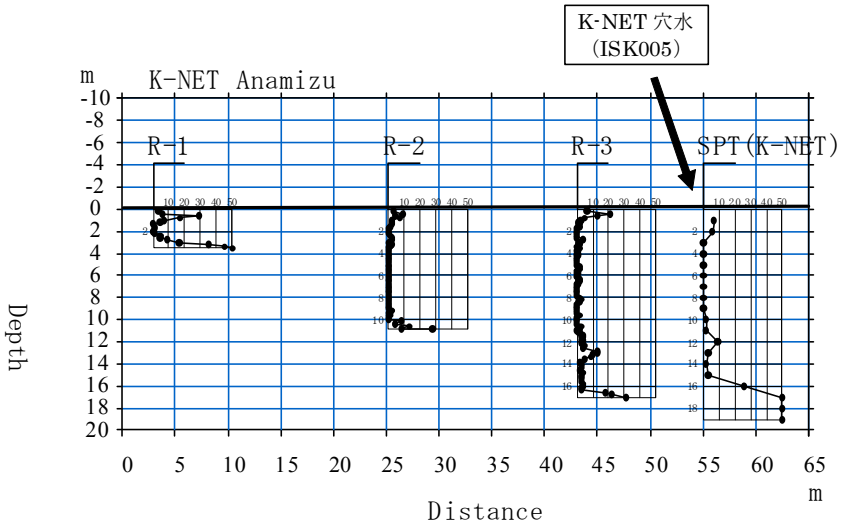


図-10.6.18 K-NET 穴水（大町西児童公園）におけるラムサウディング結果
（K-NET 観測点の N 値および PS 検層は防災科学研究所ホームページより）

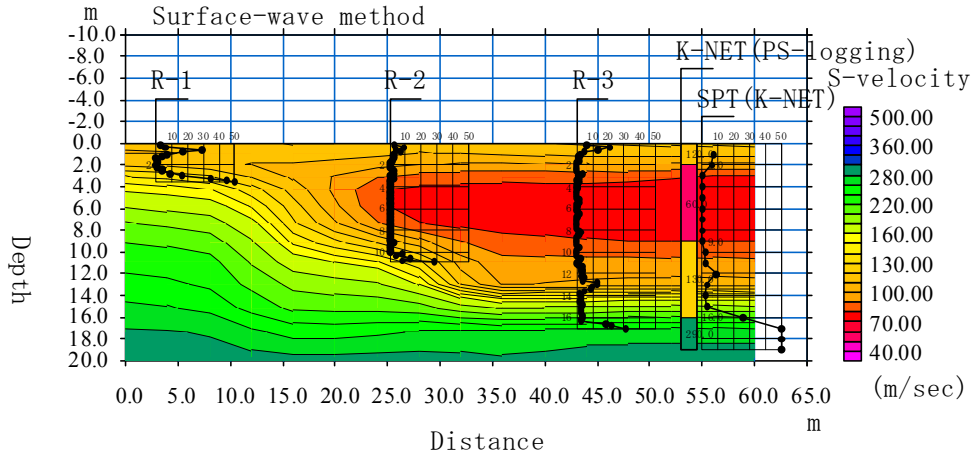


図-10.6.19 K-NET 穴水（大町西児童公園）近傍の推定 S 波速度構造。
（K-NET 観測点の N 値および PS 検層は防災科学研究所ホームページより）

10.6.6 穴水町周辺における調査結果

能登半島地震により宅地擁壁や宅地地盤に過大な変形などによる被害事例がいくつか報告されているが、全体的にみると擁壁や宅盤の被害が少ない。ただし、造成地において盛土端部が斜面となるがけ面における地盤災害に関する報告例がいくつかなされている。ここでは造成盛土と考えられる地点で発生した宅地地盤の地すべり等による被害について述べる。

写真-10.6.14 は、穴水町から南約 5km にある山地のほぼ頂上に位置している造成地で発生した地すべりの先端斜面の状況である。聞き取り調査や地形などから判断すると谷を埋めて切盛造成した宅地であり、宅地造成は 1980 年代後半になされている。この造成地では、地震直後に谷埋めた盛土部分と考えられる範囲で円弧すべりと考えられる地盤災害が生じていた。

写真-10.6.14 崩壊した斜面の先端付近の状況

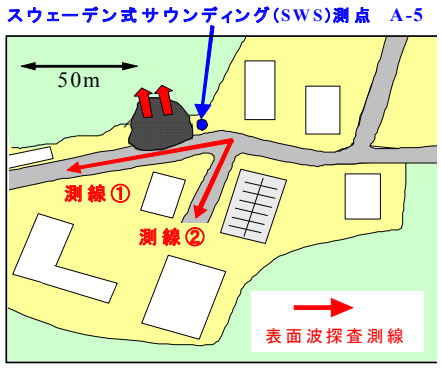
当該敷地周辺の状況と当該敷地で実施したスウェーデン式サウンディングと表面波探査の調査位置を**図-10.6.20** に、盛土端部の道路際から崖地で発生した地すべりの発生状況を**図-10.6.21** に示す。地すべりの規模は幅 20～30m、長さ 30～40m である。道路の外周に植えられた樹木の位置から判断すると、盛土端部は水平外側に約 6m、鉛直下方に約 2～3m 移動したと考えられる。**図-10.6.22** に、スウェーデン式サウンディングによる地盤調査結果を示す。スウェーデン式サウンディングによる換算 N 値（稲田式による）は、深度約 7m ぐらいから急増して貫入不能となった。サウンディング状況から判断すると、表層から深度約 5m まで軟弱な埋土及び粘性土が堆積し、その下層に砂・礫が存在していると考えられる。また、深度約 7m 付近に貫入不能となる良好な層が堆積していることがわかる。

図-10.6.23 に、表面波探査結果から求められる表層地盤の S 波速度構造を示す。測線は、地すべりの方向とほぼ直行する測線①と道路から建物側に向かう測線②の 2 測線とした。測線①の表面波探査の結果から判断すると、崩壊した部分は Vs=150m/s 前後の谷状の凹み部分の上部にある軟弱層が主体であり、この部分が自沈層を多く含む盛土層と考えられる。測線②の結果においても、崩壊した方向の延長線上の表層部分は測線①の凹みの上の部分とほぼ同等の S 波速度の値を示しており、この表層部も盛土に相当すると考えられる。盛土の厚さは、盛土端部において約 5m であるが、崩壊規模は道路面から直行方向に長さ（奥行き）30～40m 程度に達していることや地すべりの形態が円弧すべりに近く下方に落ち込んでいる状況を考えるとすべり面は極く表層部の自沈層だけでなく、盛土以深の砂・礫層等に達している可能性も考えられる。また、表面波探査の結果から強固な地層は、測線①で深度 15～20m 以深に存する Vs>300m/s の基盤層（安山岩質凝灰岩など）であり、この上部の地層（Vs<概ね 200m/s）で地すべりが発生したと考えられる。

図-10.6.24 には、当該敷地周辺における地形図の変遷を示した。1968 年と 2002 年の地形図から地すべりが生じた地点は谷を埋めた部分であることがわかる。**図-10.6.25** は、地形図に示された等高線をデジタル化して重ね合わせた敷地周辺の切盛図であるが、地すべりが発生した地点の周辺が厚く盛り立てた部分であることがわかる。地図の精度が十分でないので、盛土厚さや位置にかなりの誤差を含んでいると考えられるが、盛土厚が 10m を超える範囲の近傍で崩壊が生じたと思われる。

地すべりによる宅地地盤の被害の発生原因としては、造成地端部のがけ付近が特に軟弱であることがまずあげられるが、地すべり等の地盤災害のおそれや地盤災害の規模は、切盛造成の方法と密接に関わっていると考えられる。表面波探査でも盛土造成されたことが推定できる程度に盛土部分が周辺の地山等と区別でき、その盛土部分が自沈層を含む軟弱な谷埋め部分で、谷の傾斜が過大であれば、地盤災害が発生するおそれがある。地盤災害

に関する精度のよい予測は、現時点でも困難であるが、新旧の地形図から切盛造成の範囲や谷埋盛土の規模や基盤層の傾斜角などの評価が可能となりつつあり、宅地地盤や擁壁の被害に関する詳細検討が今後重要と考えられる。



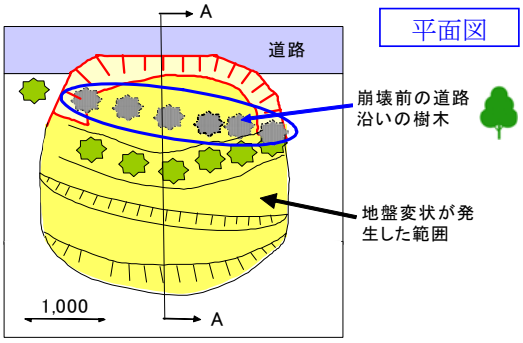


図-10.6.20 地すべりの範囲と地盤調査位

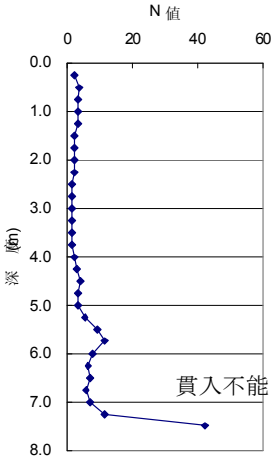


図-10.6.22 スウェーデン式サウンディングによる地盤調査結果
（穴水町周辺、換算 N 値と深度の関係）

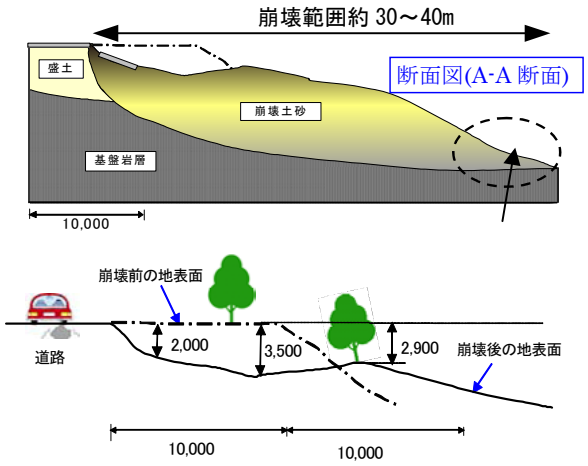


図-10.6.21 地すべり等による地盤崩壊の状況（造成地における盛土端部）

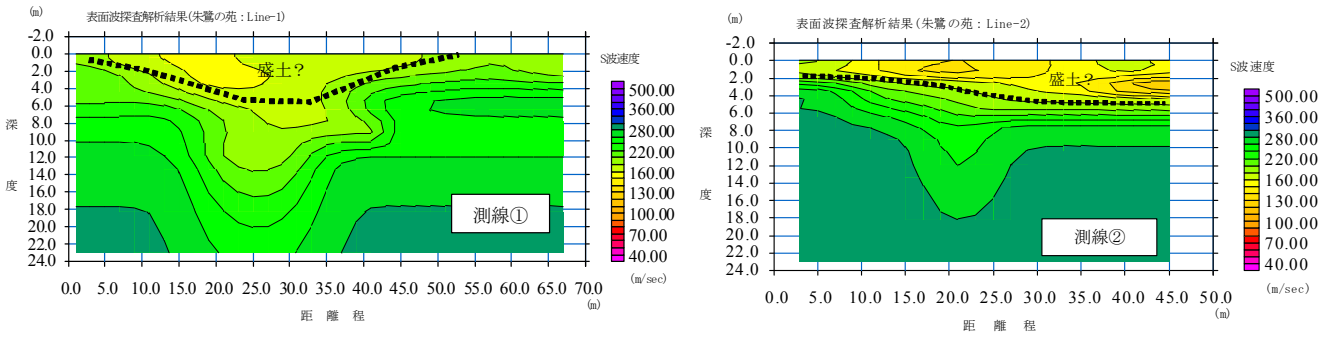


図-10.6.23 崩壊斜面付近での表面波探査の結果（S 波速度構造図）

昭和 43 年地形図　　平成 14 年地形図

図-10.6.24 新旧の地形図からみた土地の改変と切盛の関係
（地図：国土地理院の地図に加筆したものである。）

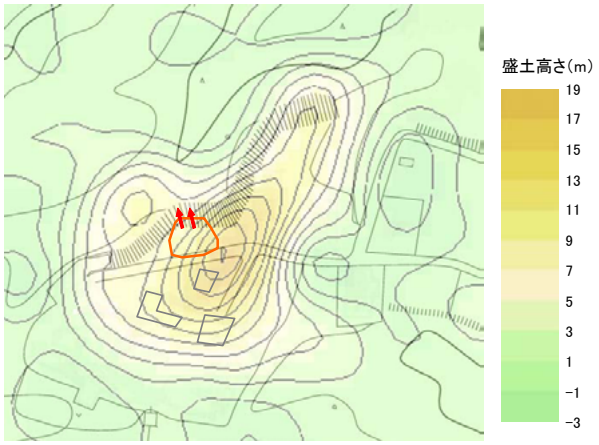


図-10.6.25 新旧の地形図からみた土地の改変と切盛の関係（国土地理院発行の地図に基づき作成したものである。）

10.6.7 本節のまとめ

建築物の基礎・地盤の被害や地盤状況に関する調査結果のまとめを以下に示す。

①輪島市門前道下では、現時点で一般的な鉄筋コンクリート造の基礎を有する木造住宅は少なく、ブロックや無筋コンクリート、土台基礎（基礎の立ち上がりがなく、木質の土台を地表面付近に敷設した切石等の上にそのまま設置する基礎）が数多く認められた。また、外観上はコンクリート造のようにであっても、ブロック基礎の表面をモルタル等で覆った基礎もあった。

②地震被害を受けた基礎のほとんどは、ブロックや無筋コンクリート造の基礎形式であり、鉄筋コンクリート造基礎の著しい被害は認められなかった。ブロックや無筋コンクリートの基礎の中には、基礎が大きく破断して上部構造の歪みを増大させたと考えられるものもあったが、基礎が大きく不同沈下した事例は認められなかった。

③宅地擁壁や宅地地盤に関する地震被害もいくつか確認できた。ブロック基礎の表面を覆った古い住宅基礎と同じく空積みなどのブロック等の表面をコンクリートで覆った擁壁に被害が生じていた例もあった。しかし、全体的に擁壁等の被害は少なく、擁壁等の被害が原因で住宅の安全性が大きく損なわれている例は、今回調査した範囲では確認できなかった。被災地における擁壁のなかには、2m 超の空石積みなど、過去の地震災害で大きな被害をもたらした種類の擁壁も認められたが、住宅の被害が著しい道下の中心地では擁壁の構造的な被害は少なかった。

④輪島市門前道下の中心地では、地表面から 2～3m 以深でスウェーデン式サウンディングのスクリューポイントが貫入不能になる程度の強固な砂層が認められ、地下水位は地表面から概ね 1m 程度であった。

⑤輪島市門前道下地区の微動アレイ観測の結果から平野部中心の海岸よりでは、深度 18m 以浅での S 波速度は 200m/s 以下であり、S 波速度が 300m/s を超えるのは深度 30m 以深であると考えられる。一方、市街地の南側の山沿いでは、深度 5m 以深で S 波速度 300m/s 以上であった。したがって、道下地区では、工学的基盤と考えられる S 波速度 300～400m/s 以上の速度層は、南側の山沿いでは深度約 5m であるが、北から北西に向かって深くなり、平野部中心の八ヶ川沿いでは深度 30m 以深になっていると思われ、道下地区の集落は、北から北西に向かって深くなる傾斜した基盤上に位置していると考えられる。

⑥穴水町の中心部の地盤は、地表面から腐植土や木片などを含む粘性土・有機質土が厚く堆積し、地下水位は GL-1m 前後と考えられる。低層住宅でも長さ 25m 前後の杭を沈下対策として利用している地点があったことから、軟弱層厚が 20m を超える範囲もあると考えられ、軟弱層厚 10～20m の範囲が広がっていると考えられる。ただし、表面波探査測の結果などから局所的に強固な地層（地表から約 2m 以深に Vs>300m/s の基盤岩層）が地表面付近から存在している区域もあると考えられる。

⑦穴水町での表面波探査の結果から判断すると、K-NET 穴水観測点は基盤深度が急に深くなった地点の近傍に位置していると考えられる。K-NET 穴水(ISK005)での本震時の観測結果は、観測点周辺で基盤層が急変していたため、地震動が増幅された可能性も考えられる。

⑧門前道下地区及び穴水のおける三成分常時微動測定において、H/V スペクトルピーク値（概ね卓越周期）はいずれもほぼ 1 秒程度であり、これまで報告されている他機関の結果と同様な結果であった。

⑨穴水周辺の山地頂部付近の造成地では、幅 30m×深さ 5～10m 程度の円弧すべりに近い地盤崩壊が長さ 30～40m にわたって発生していた。GL.-5m までの表層付近は、スウェーデン式サウンディングで自沈する程度の軟弱層が 2～3m 含まれており、主としてこれらの軟弱層の部分で地すべりが発生したものと考えられる。新旧地形図の比較から崩壊地点は谷を埋めた部分であり、がけ付近が軟弱な谷埋め盛土であったことが地すべりの原因と考えられる。また、崩壊地点付近の表面波探査の結果においても、谷状に凹んだ部分の上に軟弱層が存在していることが推定できた。

なお、今回の調査地点は、震度Ⅵ強で住宅等の被害が顕著であった門前町道下と穴水町を主対象としたため、著しい液状化が生じた地域での住宅被害と地盤条件の関係など、調査が十分でない部分も多く残されている。被災地の多くは、公開されている柱状図がほとんどなく、標準貫入試験などの地盤調査があまり実施されていない地域であるため、新たに地盤調査を実施して地盤条件と基礎・地盤の被害の関係などを検討することが重要である。

10.7 まとめ

平成19年（2007年）3月25日9時42分頃発生した、能登半島地震における建築物の被害性状及び地震動の特徴を把握する目的で、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が連携し、平成19年3月25日から5月4日まで、石川県輪島市、七尾市、穴水町等において、被害調査や余震観測を行い、その結果をまとめた。

建築物被害の概況としては、地震当日から3月30日までに、延べ391名の判定士が投入され、石川県内の7,548棟の応急危険度判定が実施された。調査棟数のうち1,222棟（約16%）が危険判定、1,561棟（約21%）が要注意判定であり、いずれも95%以上が木造に対するものであることから、木造建築物の被害が顕著であったことが伺える。

本震後に、輪島市役所及び輪島市門前支所で余震観測を実施し、建築物の卓越周期等の情報を得た。この結果より、今後、地盤資料等に基づき地震動の特徴や建築物の挙動を検討する必要がある。

木造建築物の被害は、比較的古い構法による木造家屋、店舗併用住宅、及び倉庫・納屋の類（土蔵を含む）に集中している。被害が集中した地区は、輪島市の旧門前町地域で、特に道下地区、門前・舘・走出地区である。旧輪島市地域の被害は、旧門前町地域よりも少なく、軽微であるが、選択的に倒壊した家屋や大破した家屋などが複数見られた。穴水町の被害は、輪島市より小さい店舗併用住宅に被害が多く見られた。大きな被害が発生した地区の木造建築物の多くは町屋建築で、その壁量は新潟県中越地震等の被災地区と比べて少なかった。基準法、品確法に対する壁量充足率が約70%を超えていると、残留変形1/200radを超えるような被害が無かった。

非構造部材については、公共体育館では、バー材や枠に天井パネルをはめ込む形式の天井に多くの被害が見られた。従来、建築用鋼製下地材にせっこうボードなどをビス止めする形式の天井の被害が中心であったが、今回はこれと異なる工法による天井の被害であり、今後新たな検討を加える必要がある。また学校校舎、新耐震以前の基準で設計されたラーメン構造の建物では地震時の大きな変形が、間仕切り壁等の非構造材の被害原因と考えられる例が見られた。

被害を受けた住宅基礎のほとんどは、ブロックや無筋コンクリート造の基礎形式であり、鉄筋コンクリート造基礎には著しい被害は認められなかった。ブロックや無筋コンクリートの基礎の中には、基礎が大きく破壊して上部構造の被害を増大させたと考えられるものもあった。しかし、基礎が大きく不同沈下した事例は認められなかった。宅地擁壁では、ブロック等の表面をコンクリートで覆った擁壁に被害が見られたが、全体的に見ると擁壁等の被害は少なく、擁壁等の被害が原因で住宅の安全性が大きく損なわれている例は確認できなかった。

調査実施にあたっては、多くの方々のご協力、ご支援をいただきました。ここに改めて感謝申し上げます。

参考文献

1) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所：平成19年（2007年）能登半島地震建築物被害調査報告、国土技術政策総合研究所資料、第415号、建築研究資料、第107号、2007.10
2) 国土交通省ホームページ：
http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha07/05/050419_.html
3) 石川県消防防災ウェブサイト：
http://www.bousai.pref.ishikawa.jp/top.asp
4) 消防庁：平成19年（2007年）能登半島地震（第46報）
http://www.fdma.go.jp/detail/710.html
5) 国土交通省：平成19年（2007年）能登半島地震について（第31報、最終報）
6) 気象庁ホームページ：
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2007_03_25_noto/data.html
7) 輪島市門前町災害復興支援室：「被害状況集計　輪島市（4月27日17:00時現在）」
http://ubcom.info/demo/blog_detail.php?no=1008
8) 朝日新聞ホームページ：
http://www.asahi.com/special/070325/TKY200703260162.html
9) (財)日本建築防災協会：木造住宅の耐震精密診断と補強方法、p.60、2004
10) 河合直人：建築技術、No.608、p.124、2000
11) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所：平成16年新潟県中越地震建築物被害調査報告、pp.176-223、2006

謝　　辞

平成19年能登半島地震の調査に当たって、国土交通本省、同北陸地方整備局、文部科学省、富山県、石川県、同林業試験場、石川県道路公社、輪島市（門前総合支所を含む）及び名古屋市上下水道局緊急援助隊を始めとする関係諸機関には、災害対応でご多忙の中にもかかわらず、多大なご協力をいただいた。特に、北陸地方整備局、富山県及び石川県には、ダムの堤体挙動観測データをご提供いただいた。また、石川県及び石川県道路公社には国道249号、能登有料道路等の被害状況、復旧工事等に関するデータを、石川県砂防課には、地すべり防止区域及び急傾斜地崩壊対策施設の被害に関する資料をご提供いただいた。ここに記して深甚なる謝意を表する。

国土技術政策総合研究所資料
Technical Note of NILIM, No.438
土木研究所資料
Technical Note of PWRI, No.4087
建築研究資料
Building Research Data, No.111

February 2008

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
Ⓒ独立行政法人建築研究所

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 茨城県つくば市旭一番地 TEL 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 TEL 029-879-6754
独立行政法人 建築研究所 企画部 企画調査課
〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地 TEL 029-864-2151(代表)