

2007 年能登半島地震による能登有料道路の 大規模盛土斜面崩壊原因の分析

橋本隆雄

千代田コンサルタント東京支店地域整備部次長 (〒114-0024 東京都北区西ヶ原3-57-5)

E-mail:t-hashi@chiyoda-ec.co.jp

2007年3月25日にマグニチュード M_{JMA} 6.9 の能登半島地震が輪島市門前町劔地の琴ヶ浜付近を震央として発生し、各地で土砂崩壊や液状化が生じた。特に能登有料道路では、13箇所の大規模な高盛土が斜面崩壊し、最大200mも土砂が流出した。これらについて、筆者は、これまでに土木学会・地盤工学会の合同調査団における幹事長の立場で、石川県および道路公社から貴重な資料を基にして報告書²⁾作成に携わってきた。そこで本論文では、この地震による道路盛土被害が顕著だった能登有料道路の被害の特徴を分析するとともに、斜面崩壊が発生した13箇所の全てについて被害形態の分類および複合すべり計算を行い、崩壊原因を分析し、今後の復旧のあり方について教訓を得ることを目的としている。

Key Words : the 2007 Noto-hanto earthquake, road damage, slope failure, earthquake damage

1. はじめに

2007年3月25日にマグニチュード M_{JMA} 6.9 の能登半島地震が輪島市門前町劔地の琴ヶ浜付近を震央として発生した。震源位置は気象庁²⁾によると北緯37度13分、東経136度41.1分、深さ11kmであり、西北西—東南東方向に圧力軸をもつ右横ずれ成分を伴う逆断層型である。石川県では図-1に示すように県内全域で震度4以上を観測したのに加え、震度6強が輪島市、七尾市、穴水町において観測された²⁾。2007年6月14日における人的被害は、消防庁のまとめ³⁾によると石川県で自宅内の灯籠の下敷きになり死亡した死者1人、重軽傷者341人を数えたほか、富山県13人、福井県1人、新潟県4人の重軽傷者となり、震度6強の大きな地震動の割には、死者が幸いにも少なかった。一方、石川県によれば建物被害は全壊682棟、半壊1,719棟、一部破損26,907棟、非住宅被害4,439棟、合計33,747棟となっている。また、各地で土砂崩れや液状化が生じ、特に道路被害では能登有料道路の斜面崩壊等の顕著な被害を受けた。

本論文では、この能登有料道路の斜面崩壊に着目し、石川県及び道路公社から提供を受けた貴重な詳細な資料を基にして斜面崩壊箇所の解析を行い、その原因の分析とともに今後のあり方について言及する。

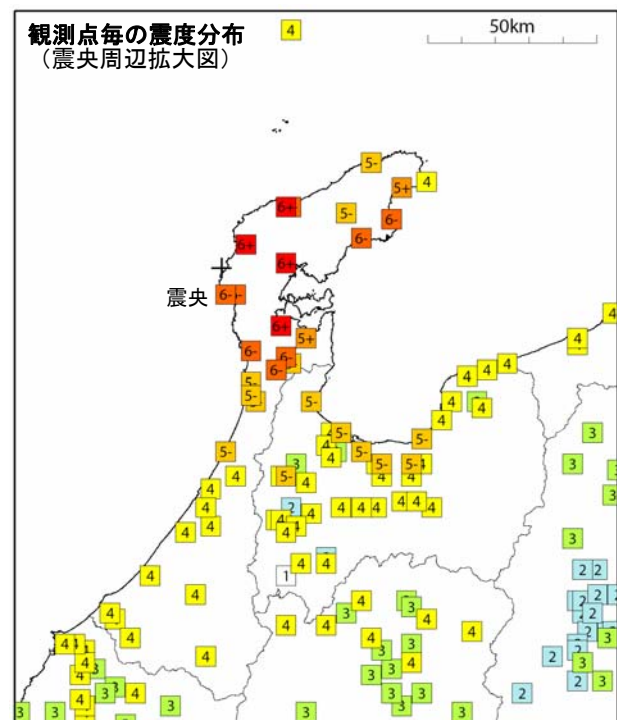


図-1 能登半島地震による観測点毎の震度分布²⁾
×印は能登半島地震の震央位置を表す。

2. 能登有料道路の特徴と地震被害

(1) 能登有料道路の特徴

能登有料道路の主な特徴について以下に述べる。

a) 緊急輸送道路の指定

本道路は 1970 年の工事着手から 1982 年竣工まで、延長 82.9km に及ぶ金沢から能登半島への基幹道路であり(約 10,000 台/日)、石川県の第 1 次緊急輸送道路にも指定されている。

b) 高盛土箇所

本道路は、能登半島側石川県の外浦地区および、半島東側富山県内浦地区の両県民のアクセスを考慮して、半島部の中央を縦貫している。このため、能登半島の地形に応じ、羽咋市柳田 IC 以北ではほぼ標高 45m~245m を通ることから、比較的高盛土の多い道路となり、最大盛土高は 35 m で、羽咋市柳田 IC 以北の盛土部は 180 箇所以上、20 m 高以上の盛土は 40 箇所がある。

c) 地質・地盤の特徴

道路の羽咋市柳田 IC 以北は、主に火山岩質凝灰岩風化土地域を通る。この地質、地盤の特徴は図-2 の石川県での地盤災害多発地域に示すように、能登半島北側や能登宝達山系および金沢市東部に分布する第三紀堆積岩地域(図中の赤および緑の地域で地すべり、山腹崩壊、崖崩れ多発)、白山麓を中心とした第四紀の火山活動による噴出物や熱変質地域(県最南部山岳地帯で地すべり、山腹崩壊、土石流多発)、それに上述の能登半島中央部に分布する凝灰岩風化土地域(図中の黄色の地域で崖崩れ、土石流多発)など、いずれも、強度・変形特性に脆弱である。これらいずれの地域とも、県内では有数の断層や褶曲の多い、強い地殻変動を受けた地形地域でもある。特に、本道路が通る凝灰岩風化土地域は、豪雨災害もたびたび受け、地盤のもろさや地形の不安定さが指摘されている。

d) 災害履歴

本道路の特徴的な災害履歴は、1985 年能登豪雨災害にて、7 箇所の高盛土が崩壊したことである。この年の 6 月下旬から 7 月上旬にかけて、3~4 日おきに断続的な日降雨量 70mm を超える降雨が 5 回程あり、約 3 週間の累積降雨量は本道路付近の七尾市で 900mm 以上、羽咋市で 800mm 以上を観測した。当時の調査によれば、強い降雨が崩壊原因になったが、崩壊盛土のほとんどがその近傍や向かい側の谷地形から地下水流入を受け、盛土本体に直接降った降雨とともに盛土内の地下水上昇を伴いながら、崩壊へ到った経緯がある。以後、この地下水流入に対する速やかな排水対策を強化した結果、今回の地震で再度崩壊した現場は、それら 7 箇所の内の 1 箇所に止まった。さらに、最近の地震に注目すれば、1993 年 2 月から 6 月までの 5 回を数える M5.0~M6.6 の能登半島沖地震や 1985 年 12 月能登半島 M5.1 地なども受けたが、損傷はなかった。

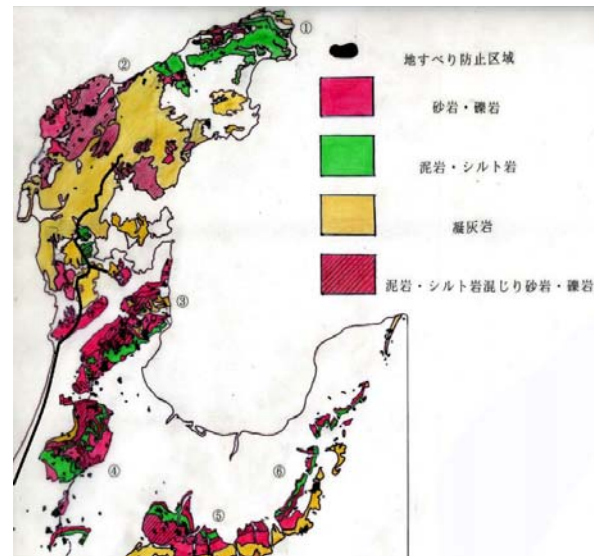


図-2 地盤災害の多い地域⁴⁾

(2) 道路の主な被害状況

能登半島地震により海岸線や山間を走る道路が盛土や斜面の崩壊、落石によって不通となった。道路の通行止めは地震直後に 18 路線 24 箇所であったが、4 月 27 日には 4 路線 4 箇所と早急な復旧が行われた。また、能登有料道路では地震直後に柳田 IC 以北が通行止めとなったが、4 月 27 日に全線供用を再開した。なお、北陸自動車道での被害は発生していない。

道路の主な被害状況は、次のとおりである。

- ①国道 249 号(志賀町深谷)：全面に渡り道路が陥没。法面崩壊により車道をふさぐ。
- ②国道 249 号(志賀町大福寺)：路面に亀裂、谷側の道路が陥没
- ③国道 249 号(輪島市町野町曾々木 八世乃洞門)：崖崩れにより洞門が損傷。谷側に変形。
- ④国道 249 号(志賀町清水今江)：橋梁部と一般部とに段差。
- ⑤国道 470 号穴水道路(穴水町七海)：路面にクラック。
- ⑥国道 470 号田鶴浜道路(徳田 JCT 付近)：橋梁部と一般部とに段差。
- ⑦能登有料道路(豊川橋付近)：上下線が崩落。
- ⑧能登有料道路(七尾市中島町付近)：片側車線が崩落。
- ⑨能登有料道路(穴水町字越の原付近)：片側車線崩落。
- ⑩能登有料道路(横田 IC 付近)：上下線全面が崩落。インターチェンジが崩落。
- ⑪七尾能登島公園線(能登島大橋)：橋脚の基部が損傷。

この中で被害が特に顕著であった能登有料道路の被害については石川県及び道路公社の詳細な資料の提供を基にした。

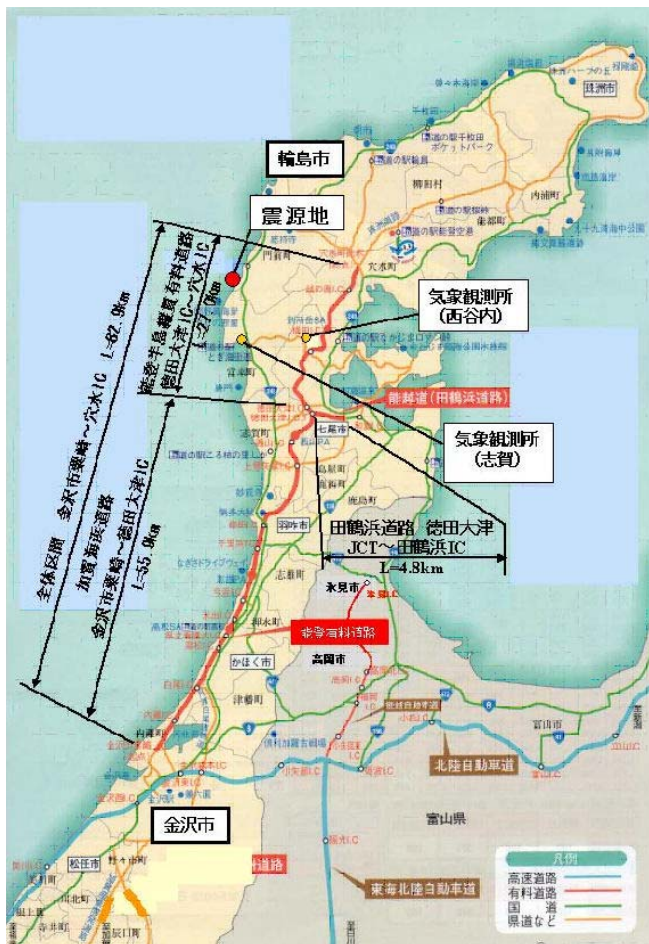


図-3 道路被害位置⁴⁾

(3) 能登有料道路の被害状況

緊急輸送道路の一次路線に指定されている自動車専用道路の能登有料道路(全長 82.9km)(図-3 参照)の柳田 IC-穴水 IC 間 42.8km と能越自動車道 4.8km で甚大な被害が発生し、地震直後に通行止めとなった。被害の内訳は大規模崩落 11 箇所、路面変状 16 箇所、崩落予想 21 箇所、橋梁損傷 6 箇所の計 53 箇所である。大規模崩落 11 箇所の被災箇所、徳田大津 IC からの距離、被災状況を表-1 に、その位置を図-4 に示す。写真-1 は徳田大津 IC から 6.3km 地点における崩落状況を、写真-2 は 11.7km 地点の崩落状況をそれぞれ示している。表-1 からわかるように、上り線側の盛土の崩壊が顕著である。また、沢地形における盛土の崩壊は、写真-3 に示すように崩落土の到達距離が長いので、盛土が水分を多く含んでいたことが推測できる。

表-1 能登有料道路大規模被災状況一覧⁴⁾

路線名	区間	NO.	被災箇所	kp	被災状況
能登有料道路 (能登半島縦貫 有料道路)	徳田大津JCT	縦-6	七尾市中島町豊田	5.6	盛土崩落 (上り線)
		縦-9	七尾市中島町土川	6.3	盛土崩落 (下り線)
	～ 終点	縦-10	七尾市中島町横田	10.6	盛土崩落 (上りONランプ)
		縦-14	七尾市中島町谷内	11.7	盛土崩落 (上下線)
		縦-21	七尾市中島町小牧	14.7	盛土崩落 (上下線)
		縦-26	七尾市中島町小牧	15.9	盛土崩落 (上下線)
	横田IC	縦-32	七尾市中島町田岸	17.7	盛土崩落 (上下線)
		縦-38	穴水町越の原	21.1	盛土崩落 (上下線)
		縦-39	穴水町越の原	21.5	盛土崩落 (上り線)
	別所岳SA	縦-41	穴水町越の原	22.2	盛土崩落 (上り線)
		縦-43	穴水町宇留地	24.1～24.6	盛土崩落 (上下線) 橋台背面陥没 ウイング損傷等
	越の原IC				



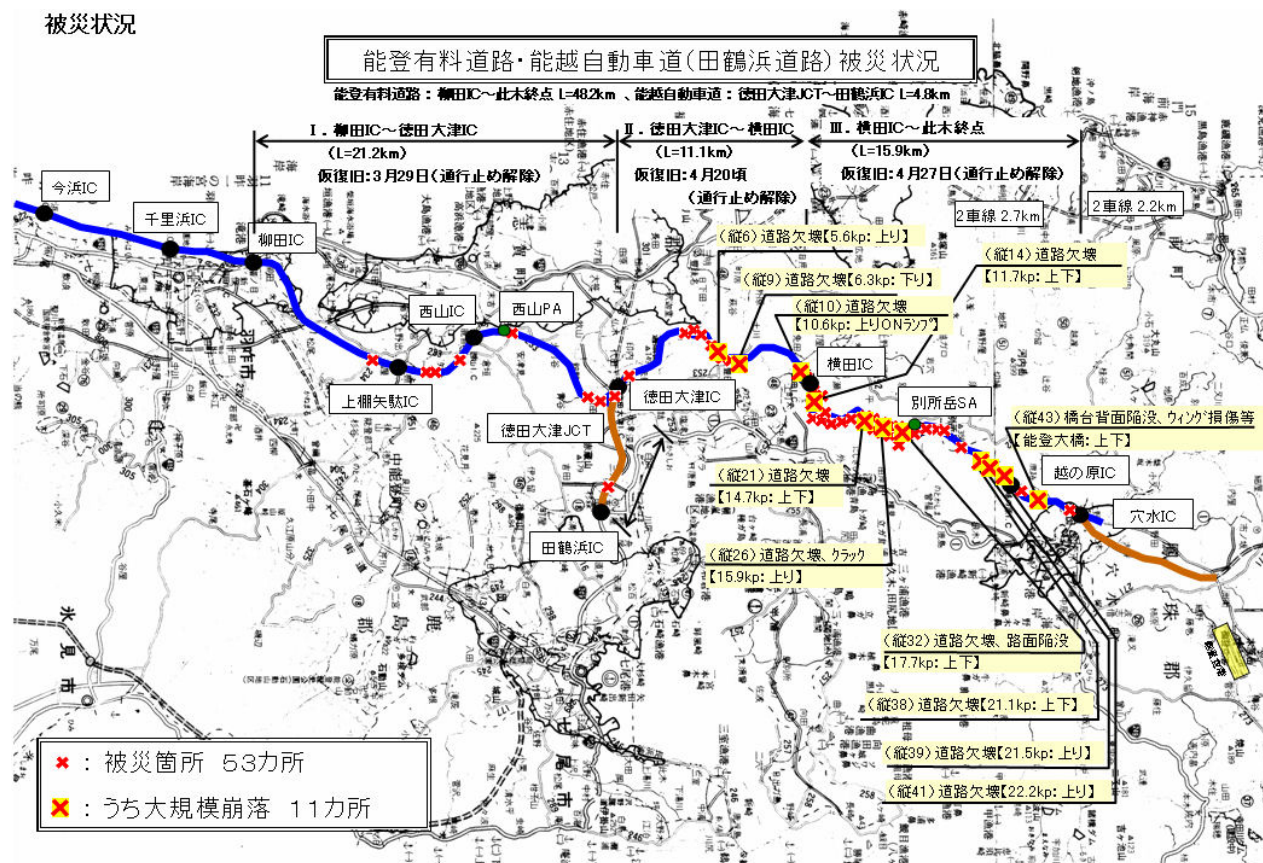
写真-1 盛土崩落状況(6.3km 地点)⁴⁾



写真-2 盛土崩落状況(11.7km 地点)⁴⁾



写真-3 崩落土の状況(14.7km 地点)⁴⁾

図-4 能登有料道路の大規模盛土崩壊箇所の位置⁴⁾

(4) 崩壊の要因

ここでは、想定される要因について述べることにする。

a) 地震の慣性力

昭和45年着工時に想定した外力をはるかに超えた今回の地震慣性力によって、路体は大きく揺さぶられ、ほとんどが地震動の進行方向とほぼ同じ方向へ崩落した。

b) 地下水圧の高まり

本道路は比較的高盛土箇所が多く、場所によっては沢や地山からの流入で盛土内の地下水が滞留し、急激な地震力による地下水圧の高まりから崩壊したとも考えられる。崩土は下方へ落下し、その落下距離がかなり長く、流動化を生じた状況も見受けられる。

c) 強風化凝灰角礫岩

盛土材料や地山の表層付近には、図-2で示した凝灰岩が強風化した風化土で細粒分が多く、特に排水性に欠け乱れによる強度低下は大きく転圧やトラフカビリティの確保が困難で、吸水膨張も顕著でスレーキングによる強度低下も大きい。

土高さ(H)は崩壊断面から中央部分の高さを、延長幅(B)は崩壊の最大の幅を、流出長(L)はのり肩からの流出土砂の到達距離の最大を計上している。また、崩壊方向は崩壊断面の中央部の方向を、旧地盤の傾斜角は複合すべりとなっている表土の直線部の角度を測った。さらに、崩壊形態は円弧すべり・複合すべりに分け、崩壊面は表土と谷底堆積物に、盛土タイプは旧地形形状から谷埋め盛土と腹付け盛土の判断を行った。なお、地下水は崩壊後のボーリング調査結果から盛土内にあるものが多く、水分を多く含む盛土が強い地震動により振動し、盛土内の水圧が上昇することによって盛土の強度が低下した可能性も考えられる。また、盛土の崩壊方向は南東～東南方向が多く、これらは東を向いている盛土に対応するので、西から東への強い地震動が崩壊の引き金になった可能性を示唆している。表-3は、被害形態を3つの盛土タイプによって分類し、被害の特徴、および該当路線をまとめたものである。そこで、この盛土タイプ別に各形態・特徴を定量化するために被害形態と盛土タイプの関係について分析した。

「谷埋め盛土」タイプは幅が狭く奥行きが長い谷部を盛土した地盤の被災形態であり、旧谷筋に沿って地盤変位が現れているもの、「腹付け盛土」タイプは地形のコンターが平行な斜面の盛土地盤の被災形態である。

3. 大規模盛土崩壊箇所の被害形態の分類

表-2は、能登有料道路における13箇所の盛土崩壊の形態分類をまとめたものである。この表の盛

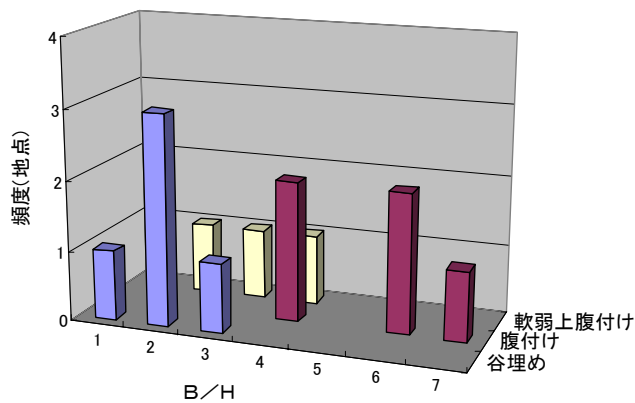
表-2 盛土崩壊の形態分類

番号	盛土高さ (H)m ^{注1)}	延長幅 (B)m	B/H	流出長 (L)m	L/H	L/B	崩壊方向	旧地盤の傾 斜角(θ)	斜面の傾 斜角(α)	地下水 ^{注2)}	崩壊形態		崩壊面		盛土タイプ ^{注3)}		
											円弧 すべり	複合 すべり	表土	谷底 堆積物	谷埋め	腹付け	軟弱地盤 上腹付け
縦-6	30	58	1.9	170	5.7	2.9	南南東	14°	27°	↓	○		○		○		
縦-9	30	157.5	5.3	20	0.7	0.1	西東	12°	25°	↑		○	○			○	
縦-10	18	94	5.2	30	1.7	0.3	南南東	36.5°	25°	↑	○		○下			○	
縦-14	18	27	1.5	70	3.9	2.6	南南西	18.5°	29°	↑		○	○		○		
縦-21	36	30	0.8	120	3.3	4.0	東南東	17.5°	26°	↑	○		○		○		
縦-26	18	119	6.6	10	0.6	0.1	東南東	33°	29°	↑		○	○			○	
縦-32	36	71	2.0	200	5.6	2.8	東北東	5.5°	24°	↓	○		○		○		
縦-38	36	96	2.7	60	1.7	0.6	南東	16°	26°	↓	○		○		○		
縦-39-1	24	47	2.0	15	0.6	0.3	南東	21.5°	28°	↑下部		○	○	○			○
縦-39-2	24	50	2.1	5	0.2	0.1	南東	30.5°	27°	↑下部		○	○	○			○
縦-39-3	30	101	3.4	10	0.3	0.1	南東	32°	25°	↑下部		○	○	○			○
縦-41	30	101	3.4	5	0.2	0.0	東南東	32.5°	26°	↑		○				○	
縦-43	30	90	3.0	10	0.3	0.1	東南東	24°	26°	↓		○	○			○	

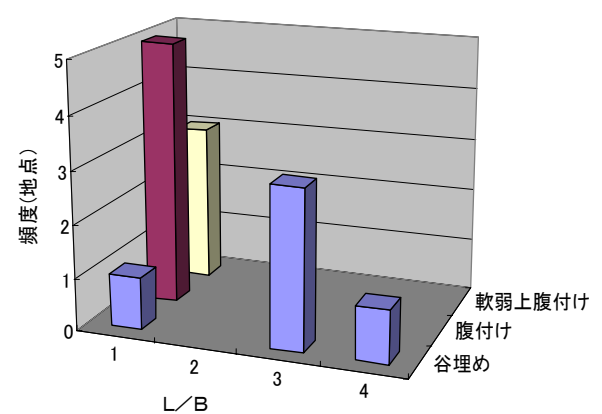
注 1) のり面の形状は小段幅 1.5m の一律であるが、1 段ののり面の高さが場所によって 5m、7m と異なり、のり勾配は上部より 14m まで 1 : 1.5、14m~28m まで 1 : 1.8、28m 以上 1 : 2.0 となっている。

注 2) 地下水が盛土内にある場合は↑、表土付近の場合は、↓で表す。

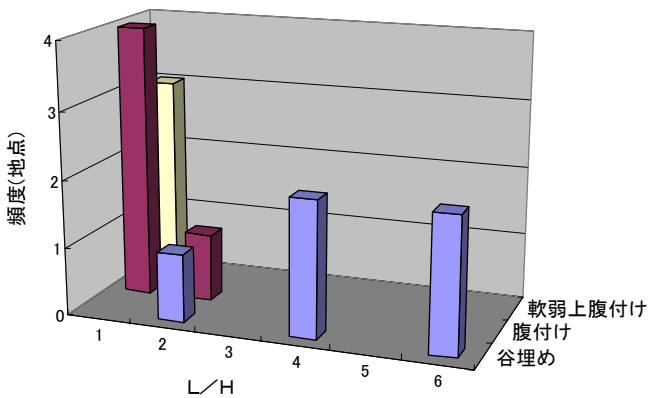
注 3) 39-1~3 については、のり面のり肩に谷底堆積物があるが、のり面は谷に直角の腹付け形状となっているので腹付けとする。



(a) 延長幅(B)／盛土高さ(H)と盛土タイプの関係



(b) 流出長(L)／盛土高さ(H)と盛土タイプの関係



(c) 流出長(L)／延長幅(B)と盛土タイプの関係

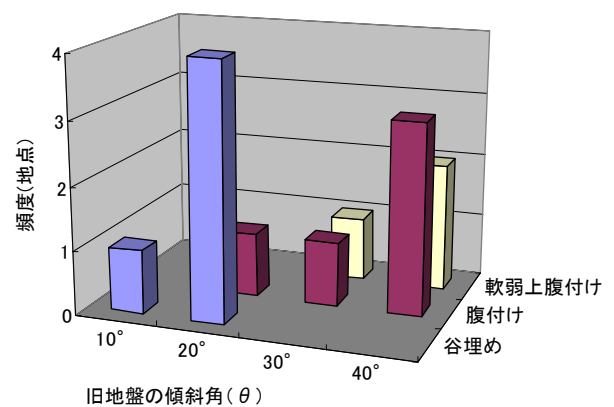
(d) 旧地盤の傾斜角(θ)と盛土タイプの関係

図-5 被害形態と盛土タイプの関係

表-3 盛土タイプによる被害形態の分類

タイプ	被害の特徴	該当路線	断面パターン図 ⁴⁾
谷埋め盛土	・緩傾斜上の盛土 ・谷筋を埋める型で盛土した地域に発生 ・変状は旧谷地形に沿って発生 ・変状域の幅に対し斜面方向の長さが長い ・のり肩方向に表土が厚く堆積 ・変状土塊の基底の形状はほぼ円弧	縦-6 縦-14 縦-21 縦-32 縦-38	
腹付け盛土	・急傾斜上の盛土 ・丘陵地の斜面を切盛した地域に発生 ・変状域の幅は斜面方向の長さに対して広い ・盛土内の地下水位が高い ・盛土の斜面が変形 ・盛土の下部の強風化凝灰岩上の表土層で直線的なすべりが発生 ・変状土塊の基底の形状は非円弧の複合すべり	縦-9 縦-10 縦-26 縦-41 縦-43	
軟弱地盤上腹付け盛土	・盛土下部には軟弱な谷底堆積物が分布 ・変状域の幅は斜面方向の長さに対して広い ・幅広い谷の片側に接する斜面を切盛した地域に発生 ・盛土内の地下水位が高い ・変状土塊の基底の形状は円弧に近い複合すべり	縦-39-1 縦-39-2 縦-39-3	

図-5(a)は、延長幅(B)/盛土高さ(H)と盛土タイプの関係を示したもので、谷埋め盛土が3以下、腹付け盛土が2～4と幅の狭いものが多いのに対して3以下、腹付け盛土が4以上と幅広い形状であることがわかる。

図-5(b)は、流出長(L)/盛土高さ(H)と盛土タイプの関係を示したもので、腹付け盛土が2以下、軟弱地盤上の腹付け盛土が1以下であるのに対して、谷埋め盛土はのり肩から4倍以上が多く流出長が大きいことがわかる。

図-5(c)は、流出長(L)/延長幅(B)と盛土タイプの関係を示したもので、腹付け盛土および軟弱地盤上の腹付け盛土が全て1以下と小さいのに対して、谷埋め盛土は1～4とバラツキが大きく、のり肩からの流出長が極端に大きいことがわかる。

図-5(d)は、旧地盤の傾斜角(θ)と盛土タイプの関係を示したもので、谷埋め盛土が 20° 以下なのに対して腹付け盛土が 20° 以上、軟弱地盤上の腹付けが 30° 以上と旧地盤の傾斜の急なことがわかる。

表-4は崩壊面が全て表土面となっているので、この土質性状を把握するために崩壊土、盛土、表土、強風化凝灰角礫岩における各地盤毎のN値の平均値を求めたものである。その結果、表土のN値が他の地盤よりも極端に悪く、この表土層がすべり崩壊の主な原因の1つであることが明らかとなった。また、表-4の斜面の傾斜角から、盛土タイプによる違いはなく、むしろ盛土高さが高いほどのり面の勾配が緩くなっている。

表-4 各地盤毎のN値の平均値および斜面の傾斜角

タイプ	箇所番号	崩壊土	盛土	表土	強風化凝灰角礫岩	斜面の傾斜角(α)
谷埋め盛土	No.-6	—	8	3	2	27°
	No.-14	3	—	5	—	29°
	No.-21	2	—	2	—	26°
	No.-32	—	5	5	16	24°
	No.-38	—	4	4	7	26°
	平均	2.5	5.7	3.8	8.3	26.4°
腹付け盛土	No.-9	—	5	5	—	25°
	No.-10	4	—	3	7	25°
	No.-26	3	—	1	4	29°
	No.-41	5	—	3	—	26°
	No.-43	5	—	—	10	26°
	平均	4.3	5	3	7	26.2°
軟弱地盤上の腹付け盛土	No.39-1	—	3	2	7	28°
	No.39-2	—	10	3	5	27°
	No.39-3	—	10	3	9	25°
	平均	—	7.7	2.7	7	26.7°

4. 能登有料道路の斜面崩壊原因の分析結果

(1) 安定計算条件

計算条件は、設計基準を道路土工：のり面安定工設計指針⁵⁾に従い、以下のような3ケースについて解析を行った。

- ①ケース 1：盛土材の土質定数は、安全率 $F_s=1.20$ となるせん断強度を逆算して求め、地下水位を地表面付近として仮定した
- ②ケース 2：盛土材の土質定数は、安全率 $F_s=1.20$ となるせん断強度を逆算して求め、地下水位を盛土内に上昇し盛土厚の $1/2$ になったと仮定した
- ③ケース 3：盛土材の土質定数は、旧道路公団設計要領に従った一般値とし、地下水位は復旧工事に際してボーリング調査結果から設計水位とした高さと同じと仮定した

その際の設計条件としては、下記のようにした。

- ①設計震度は、大地震時の $k_h=0.20$ を採用した
- ②上載荷重は、常時のみ $q=10 \text{ k N/m}^2$ を考慮した
- ③地層区分と土質定数

地層区分は、盛土層、表土層、基盤層の3つに分類した。ケース3盛土層の土質定数は、一般値を採用して粘着力 $C=30 \text{ k N/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=15^\circ$ 、単位体積重量 $\gamma=18.0 \text{ k N/m}^3$ とした。ケース1及びケース2の盛土層の土質定数は、 $C=30 \text{ k N/m}^2$ 、単位体積重量 $\gamma=18.0 \text{ k N/m}^3$ を固定して逆算法により安全率 $F_s=1.2$ になる内部摩擦角 ϕ を求めた。また、表土層の土質定数は、 $C=10 \text{ k N/m}^2$ 、 $\phi=15^\circ$ 、 $\gamma=16.0 \text{ k N/m}^3$ とし、基盤層の土質定数は、 $C=350 \text{ k N/m}^2$ 、 $\phi=20^\circ$ 、 $\gamma=20.0 \text{ k N/m}^3$ とした。

(2) 安定計算の結果

以上の計算条件から崩壊形態が複雑なので、より実態に合った計算をするために、ほぼ円弧すべり形状についても複合すべりで計算を行った。その計算結果を表-4に示す。ケース1の逆算法による土質定数(c 、 ϕ)の関係を図-6に、ケース2の逆算法による土質定数(c 、 ϕ)の関係を図-7に示す。この図-6、図-7から、縦-6の場合は図-8に示すように、ケース1およびケース2で、 $c=30.0 \text{ kN/m}^2$ から $\phi=23.72^\circ$ とした。他の崩壊箇所でも同様の土質定数によって検討を行った。図-9は谷埋め盛土のケース3の場合の安定計算結果図で、常時では縦-14と縦-21の地下水位が高く、縦-6と縦-14がケース2、縦-21がケース2およびケース3で安全率 $F_s<1.0$ となり、地震時では全て $F_s<1.0$ となっている。また、図-10は腹付け盛土のケース3の場合の安定計算結果図で、全て地下水位が高く、常時で縦-10および縦-41が安定率 $F_s<1.0$ 、地震時は全て $F_s<1.0$ となっている。図-11は、軟弱地盤上の腹付け盛土でのり肩付近の地下水位が高く、常時では $F_s\geq 1.0$ となっているが地震時では

$F_s < 1.0$ となった。また、ニューマーク法を用いた変位量の検討を行った。このニューマーク法とは地震時の安定計算によりすべり線に沿った降伏する速度を求め、別途設定した入力加速度との関係から変位量を求める解析法ですべり変位量を算出するものである。図-12 はニューマーク法を用いるために、ここではフェルニウス法を用いた円弧すべり面を求めたものである。図-13 は入力した地震

波で kik-net 柳田の観測データより、縦-6 における地震波を推定して用いたものである。図-14 は図-13 の(a)水平方向の波を入力し、基盤波から増幅して地表面 400gal とした場合で滑動変位量 $\delta = 57\text{mm}$ となったが、実際には大崩壊している。そこで、その倍の 800gal を入力したが、同様に $\delta = 381\text{mm}$ の滑動変位量となり、やはり実際の大崩壊を検証することはできなかった。

表-5 複合すべり計算結果一覧

検討断面		計算ケース	土質定数 (盛土)			地下水位	最小安全率 F_{smin}	
			設定根拠	C ($k \text{ N/m}^2$)	ϕ (度)		常時	地震時
①	縦-6	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	23.72	地表面付近	1.200	0.765
		ケース 2				盛土内	0.952	0.602
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	1.027	0.671
②	縦-9	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	0.00	地表面付近	1.200	0.785
		ケース 2				盛土内	1.126	0.722
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	1.304	0.817
③	縦-10	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	40.51	地表面付近	1.200	0.764
		ケース 2				盛土内	1.006	0.641
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	0.889	0.588
④	縦-14	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	7.88	地表面付近	1.200	0.728
		ケース 2				盛土内	0.993	0.619
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	1.089	0.671
⑤	縦-21	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	88.11	地表面付近	1.200	0.673
		ケース 2				盛土内	0.981	0.495
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	0.623	0.394
⑥	縦-26	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	7.21	地表面付近	1.200	0.808
		ケース 2				盛土内	1.144	0.784
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	1.291	0.879
⑦	縦-32	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	19.69	地表面付近	1.200	0.764
		ケース 2				盛土内	1.033	0.655
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	1.040	0.672
⑧	縦-38	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	20.87	地表面付近	1.200	0.796
		ケース 2				盛土内	1.016	0.671
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	1.068	0.720
⑨	縦-39-1	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	12.90	地表面付近	1.200	0.816
		ケース 2				盛土内	1.008	0.698
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	1.141	0.792
⑩	縦-39-2	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	6.85	地表面付近	1.200	0.795
		ケース 2				盛土内	1.134	0.750
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	1.486	0.968
⑪	縦-39-3	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	0.00	地表面付近	1.200	0.843
		ケース 2				盛土内	1.079	0.695
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	1.316	0.839
⑫	縦-41	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	88.51	地表面付近	1.200	0.653
		ケース 2				盛土内	1.124	0.572
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	0.842	0.536
⑬	縦-43	ケース 1	逆算法 ($F_s=1.20$)	30.0	10.70	地表面付近	1.200	0.833
		ケース 2				盛土内	1.050	0.718
		ケース 3	一般値	30.0	15.00	現況(設計資料)	1.323	0.905

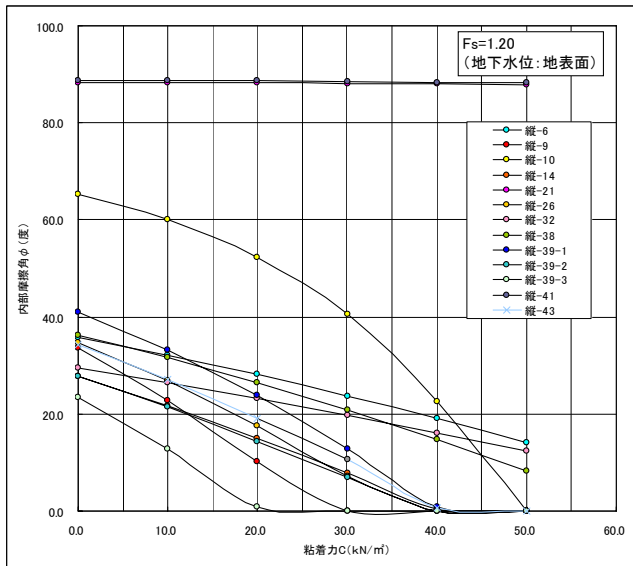


図-6 地下水位面が地表の時の逆算法による c, ϕ の関係

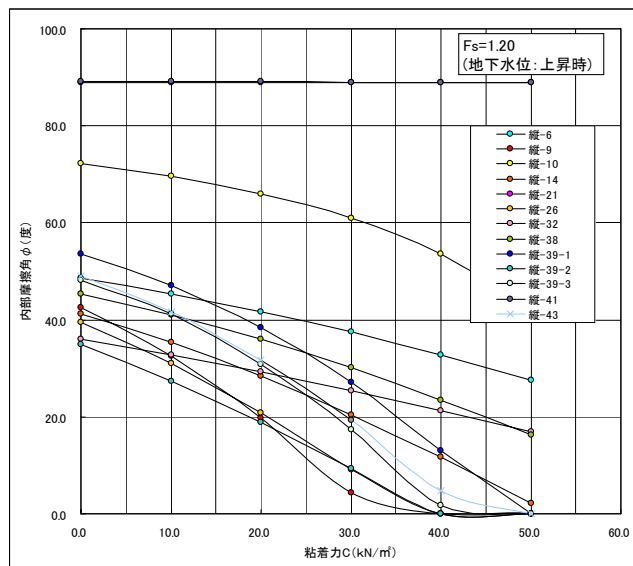


図-7 地下水位上昇時の逆算法による c, ϕ の関係

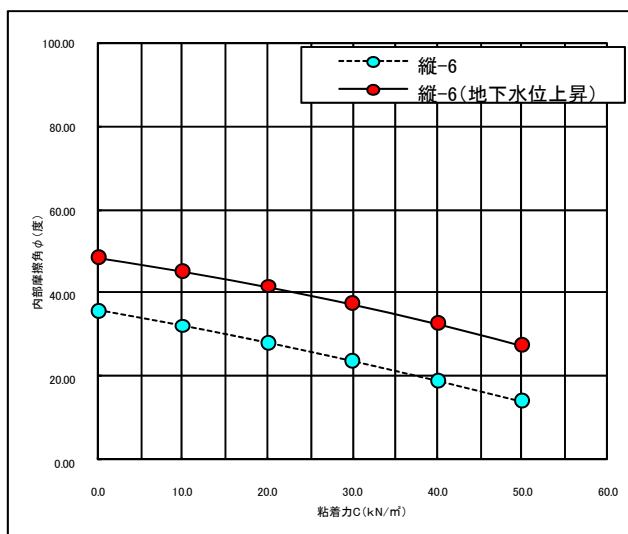


図-8 縦断 No-6 地点における c, ϕ の関係

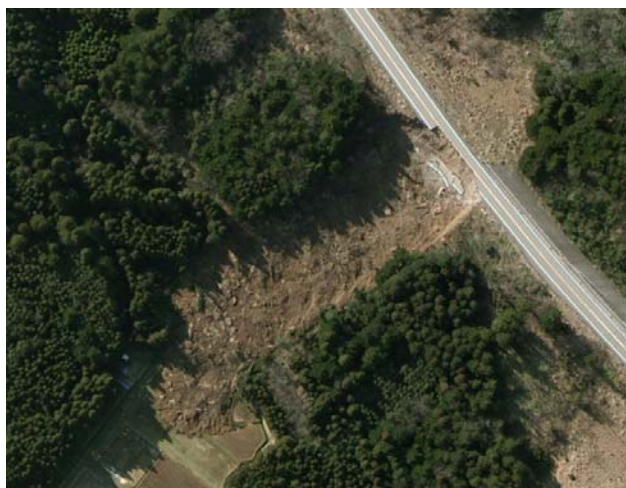
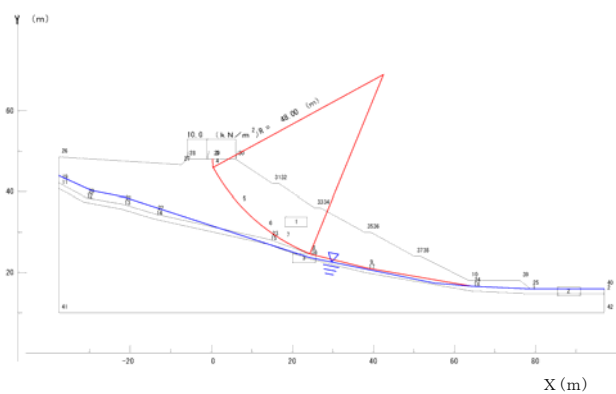
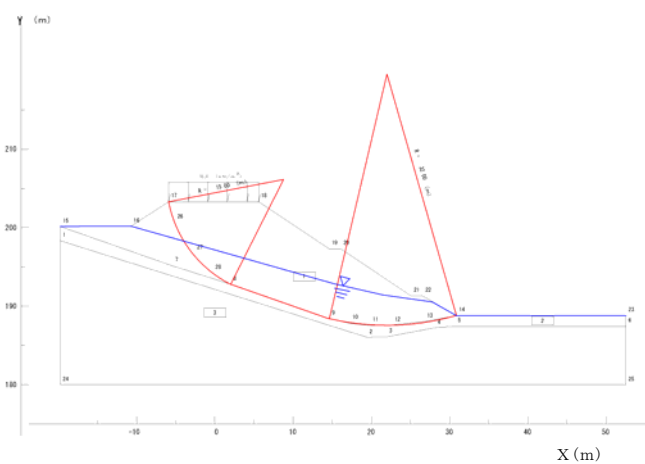


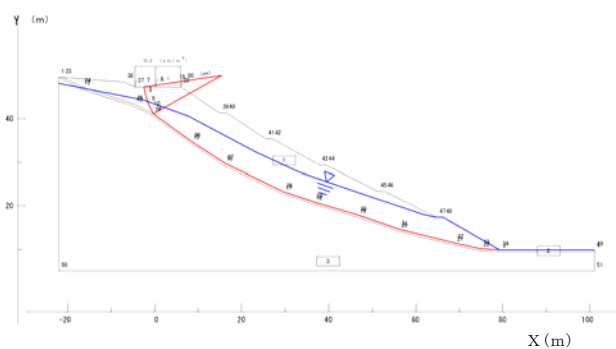
写真-4 縦-6 の盛土崩壊状況⁴⁾



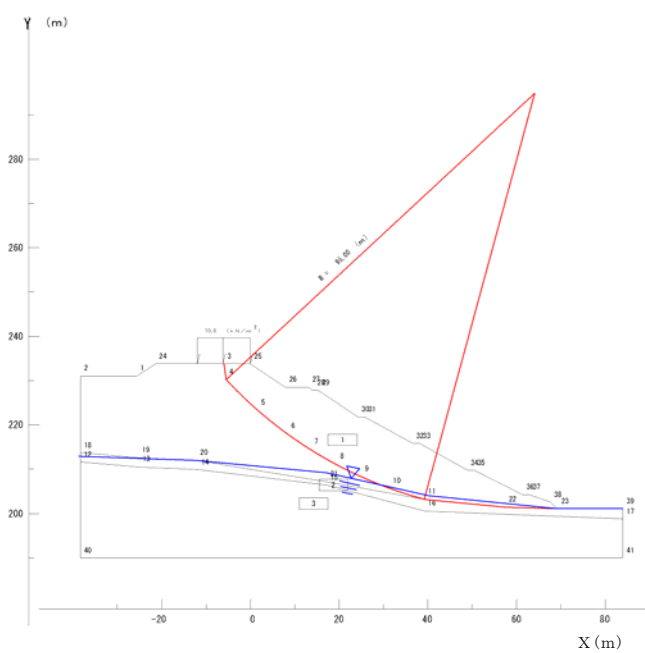
(a)縦-6



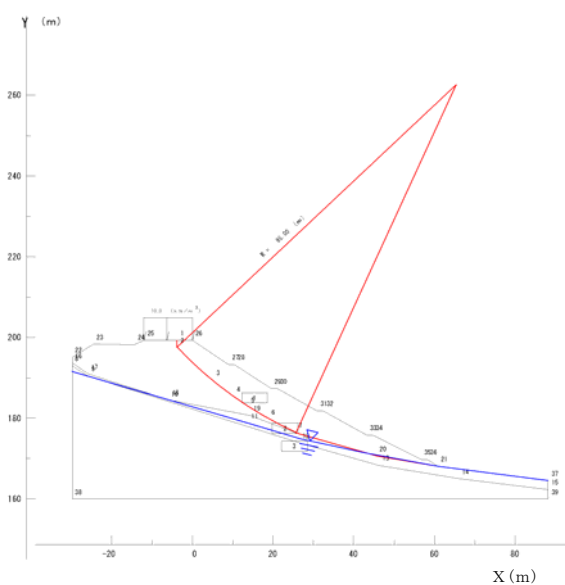
(b)縦-14



(c)縦-21



(d)縦-32

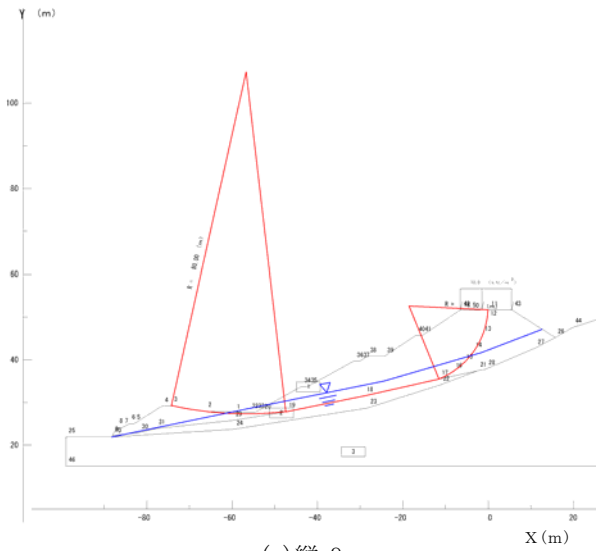


(e)縦-38

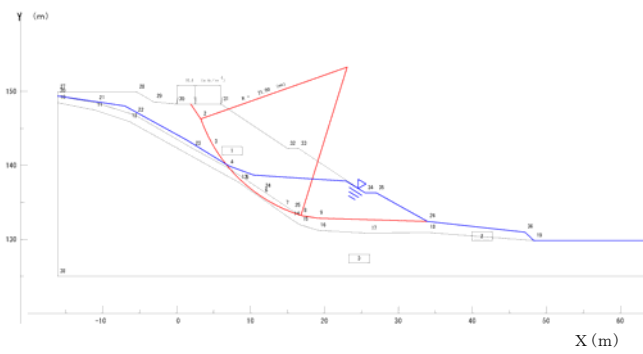
図-9 谷埋め盛土の複合すべり安定計算(ケース3)



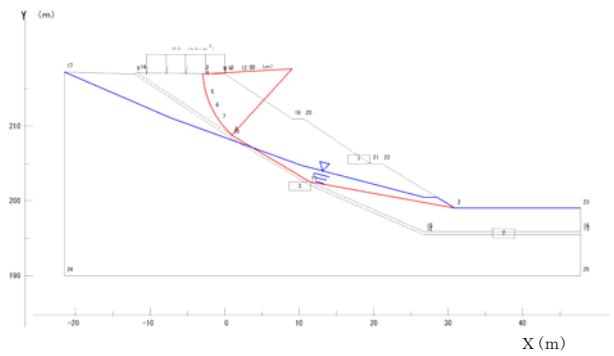
写真-5 縦-9 の盛土崩壊状況⁴⁾



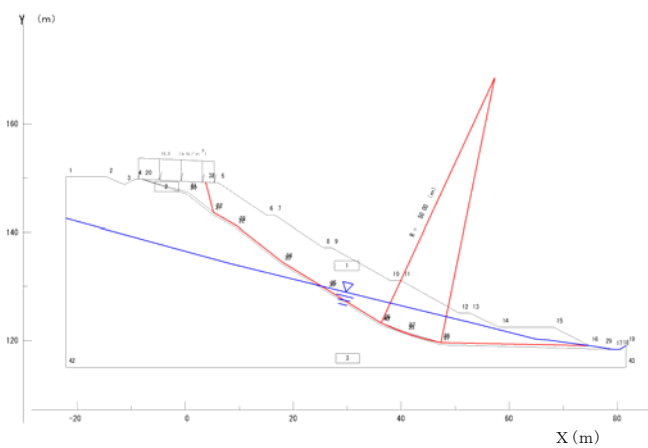
(a) 縦-9



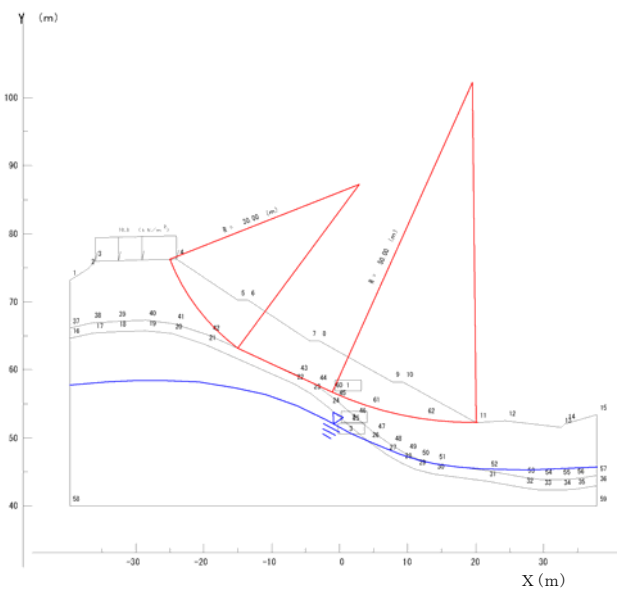
(b) 縦-10



(c) 縦-26



(d) 縦-41

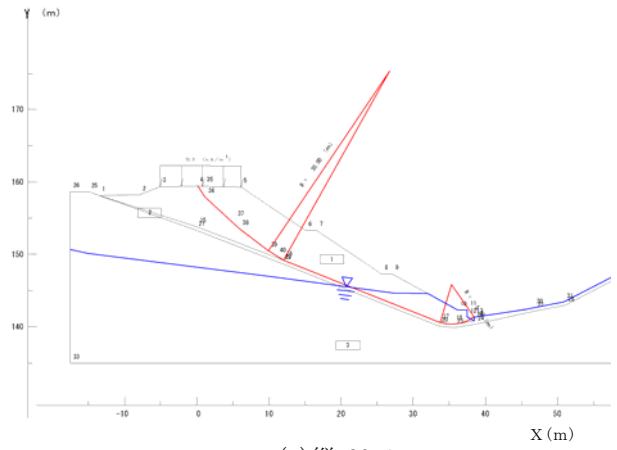


(e) 縦-43

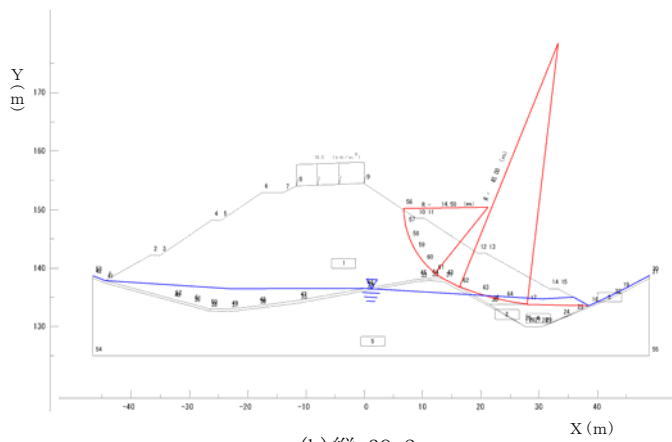
図-10 腹付け盛土の複合すべり安定計算(ケース 3)



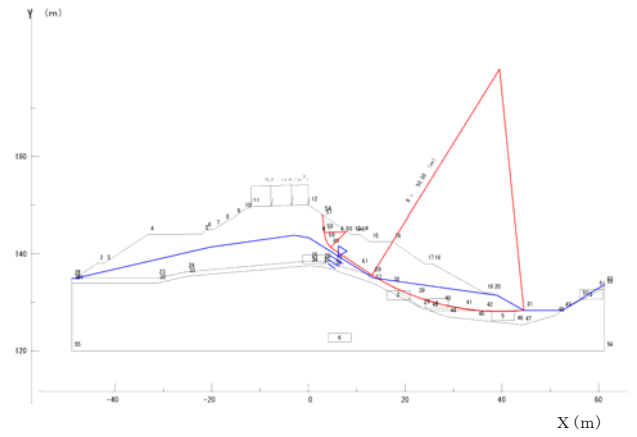
写真-6 縦-39 の盛土崩壊状況⁴⁾



(a) 縦-39-1



(b) 縦-39-2



(c) 縦-39-3

図-11 軟弱地盤上の腹付け盛土の安定計算(ケース 3)

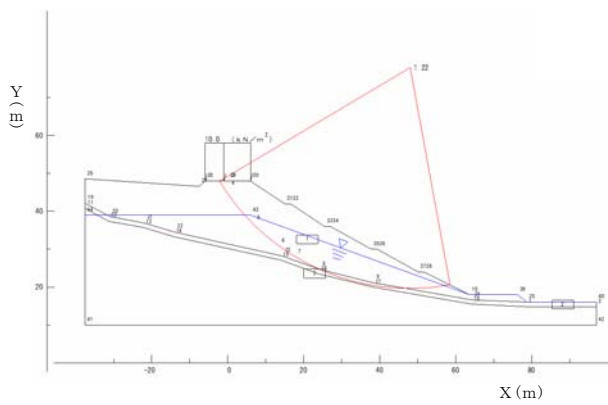
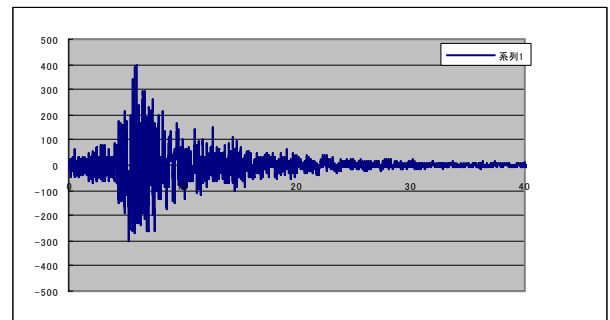
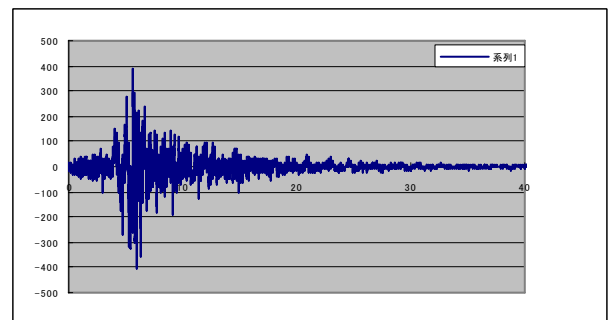


図-12 フェルニウス法による安定解析

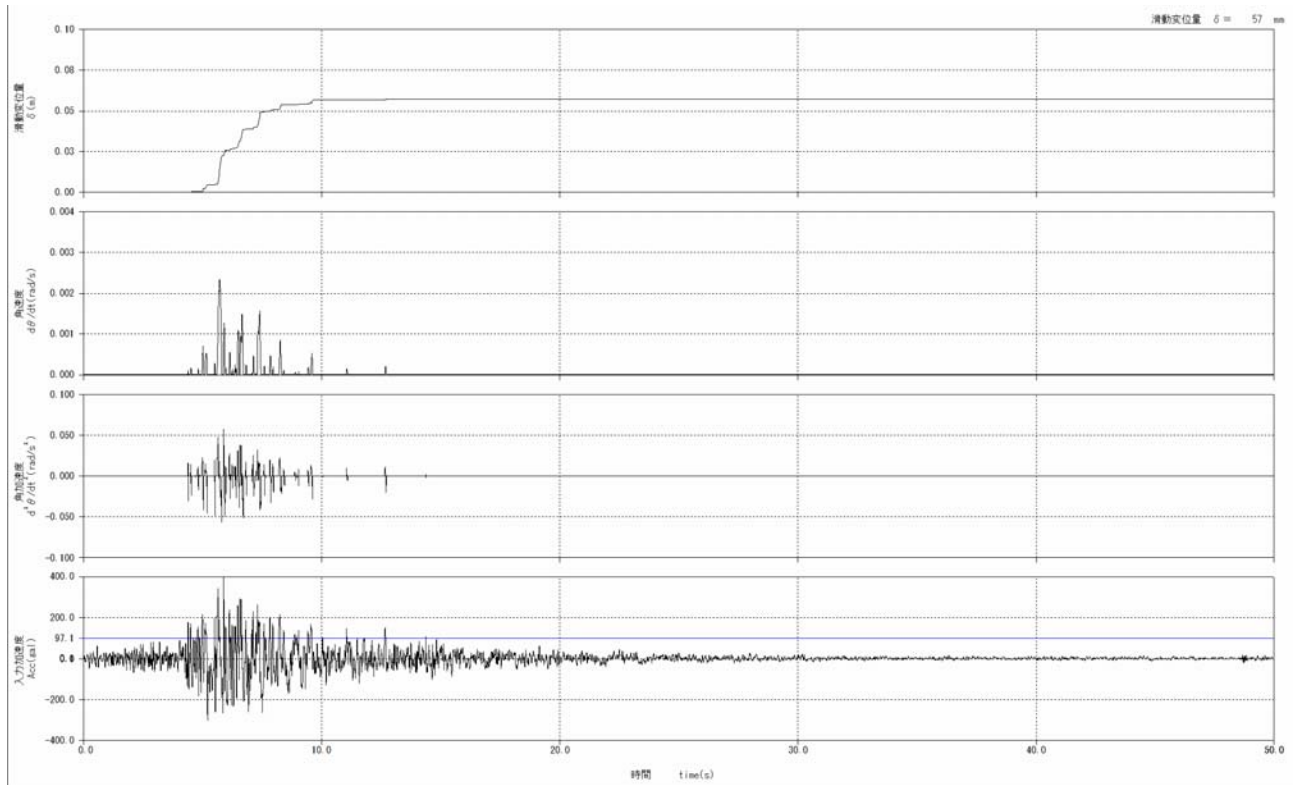


(a) 水平方向

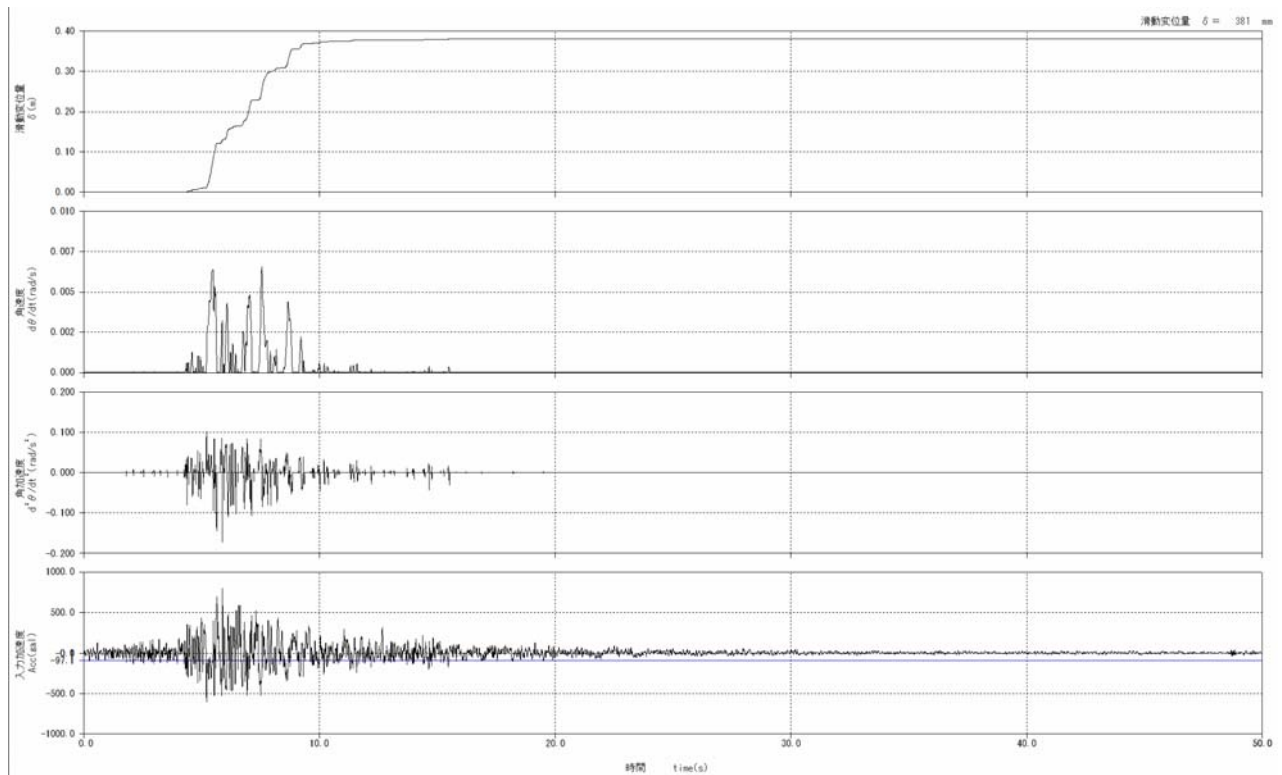


(b) 鉛直方向

図-13 推定地震波



(a) 最大加速度 400gal の場合 (滑動変位量 $\delta = 257$ mm)



(b) 最大加速度 800gal の場合 (滑動変位量 $\delta = 381$ mm)

図-14 ニューマーク法による解析結果

(4) 安定計算結果の考察

安定計算結果から、以下のことが明らかとなった。

a) 地震時の安定計算

現在、道路の設計において、地震時の安定計算を行っていない。今回の安定計算の結果では、すべてのケースで安全率 $F_s < 1.0$ となった。高速道路等の有料道路は、緊急輸送道路となることから耐震設計とすべきである。

b) 表土の処理

今回の安定計算において分かったことは、すべり面がすべて旧地盤の地表面であることである。今回の旧地盤の傾斜は $1:4$ (14°) 以上であるので、一般的には段切処理がなされるべきであるが、崩壊面を見ても処理されていない。また、表土はすべり面となるために排除すべきであるが、排除されていなかった。

c) 盛土材の改良

盛土材は凝灰岩風化土の現地発生土で盛土されているが、スレーキングにより盛土の当初は郷土も強く排水効果が期待できるが、時間の経過とともに徐々に粘性土化し、強度が弱くなり、排水効果がなくなるために特に高盛土には適さないものである。今後、現地発生土のスレーキングしやすい材用を使用する際には、ジオテキスタイル等の水平排水材の併用とするか石灰添加の地盤改良仕様を行う必要がある。

d) 地下水の処理

盛土の安定計算のケース 2 の地下水位をのり肩の $1/2$ と仮定した場合では、安全率が極端に小さくなる。また、復旧対策の際にボーリング調査結果から地下水位の推定を行った。その際にも地下水位が高い場合には、安全率が低くなる。実際の崩壊箇所や実際に豊富に流れている沢が上流にあり、降雨時にはさらに地山からの流入水、加えて、縦断方向(近隣の腹付け盛土など)から流れ込む地下水に対しても、排水路や排水材を設け、速やかに盛土外へ排水する必要がある。

5. 今後の教訓

今後の教訓としては、以下のものが挙げられる。

- ① 高速道路等の有料道路は、緊急輸送道路となることから耐震設計とすべきである。
- ② 旧地盤の地表面は、角度にかかわらずすべり面となるために、段切処理を行うべきである。
- ③ 盛土材は凝灰岩風化土等のスレーキングしやすい材用を使用すべきでない。やむを得ずに使用する際には、ジオテキスタイル等の水平排水材の併用とするか石灰添加の地盤改良仕様を行う必要がある。
- ④ 盛土の安定には、地下水位の影響が大きいことが分かった。流れ込む地下水に対しても、排水路や排水材を設け、速やかに盛土外へ排水する必要がある。

謝辞：最後に、本論文の作成に当り、石川県及び石川県道路公社の資料を提供していただきました。多くの方々にご尽力を頂き、誠にありがとうございました。これらの機関・関係者にこの誌面を借りまして深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 土木学会・地震工学会：2007 年能登半島地震被害調査報告書，2007.10.
- 2) 気象庁：災害時地震・津波速報，能登半島地震，気象庁，41pp. 2007.
- 3) 産業技術総合研究所地質調査総合センター：2007 年能登半島地震「能登半島の地質」，地質調査総合センター (<http://www.gsj.jp/jishin/noto/noto1.html>), 2007.
- 4) 石川県土木部・農林水産部・環境部，石川県道路公社：能登半島地震災害技術報告書，2008.3.
- 5) 日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針，1999.11.

ANALYSIS OF SLOPE COLLAPSE WITH HIGH FILL OF TOLLWAY IN THE 2007 NOTO-HANTO EARTHQUAKE

Takao HASHIMOTO

The present paper deals with the damage to the Noto tollway road due to Noto -Hanto Earthquake in Japan. Especially, 13 large-scale high fills did slope collapses in Noto tollway road. First of all, the damage form was classified according to the feature of the slope collapse. Next, the case study was analyzed every three types to consider underground water and the type of soil. And, the cause of the slope collapse that classified the damage form was analyzed. Moreover, the analysis that input the wave of the earthquake that used Newmark method was done, too. As a result, one of the causes of the slope collapse processed of topsoil insufficient became clear.

