

2007年能登半島地震における能登有料道路盛土の被災要因に関する実験的検討

村田 晶¹, 宮島昌克¹, 松本樹典¹, 唐沢 格²

Akira MURATA¹, Masakatsu MIYAJIMA¹, Tatsunori MATSUMOTO¹
and Tadashi KARASAWA²

¹ 金沢大学 理工研究域 環境デザイン学系

² (株)東京ガスエンジニアリング

2007年3月に発生した能登半島地震では道路盛土が多数崩壊したが、特に能登有料道路が、大規模崩落箇所11箇所を含む180箇所以上の被災を受けた。そのため、仮復旧まで数週間の時間を要し、復旧救援活動に支障を生じたことに加え、地域住民の生活や観光等の産業にも大きな影響を与えた。能登有料道路における被害の特徴としては、能登半島中央部の起伏が激しい山あいを通るルートで計画されたため、地形に合わせるために谷筋を土砂で埋める盛土により、カーブや傾斜を緩やかにしている。そのため、大規模崩壊した11カ所は、すべてこの盛土をしていた箇所であった。そこで本研究では能登半島地震による能登有料道路盛土被害の原因と被災発生プロセスの解明を目的に、現地調査、室内試験ならびに1G場による振動台実験により実験的に解明する。

キーワード：振動台実験，道路盛土，含水比，水位線

1. はじめに

2007年3月に発生した能登半島地震では道路盛土が多数崩壊したが、特に石川県の第1次緊急輸送道路に指定されている能登有料道路が、大規模崩落箇所11箇所を含む180箇所以上の被災を受けた。そのため、仮復旧まで数週間の時間を要し、復旧救援活動に支障を生じたことに加え、地域住民の生活や観光等の産業にも大きな影響を与えた。ここで能登有料道路の特徴としては、能登半島中央部の起伏が激しい山あいを通るルートで計画されたため、地形に合わせるために谷筋を土砂で埋める盛土により、カーブや傾斜を緩やかにしている。そのため、道路が大規模崩壊した11カ所は、すべてこの盛土をしていた箇所であった。

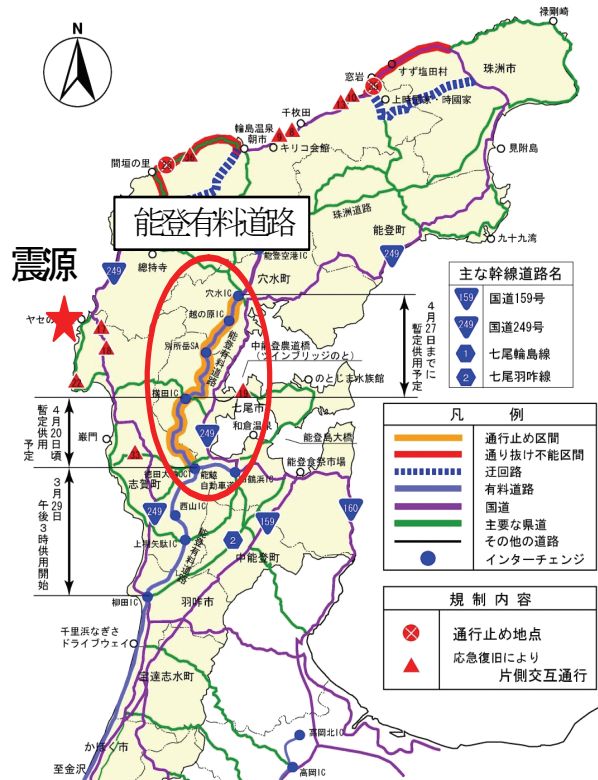
そこで本研究では能登半島地震による能登有料道路盛土被害の原因と被災発生プロセスの解明を目的に、現地調査、室内試験ならびに1G場による振動台実験により実験的に解明する。

2. 能登有料道路縦一6被災盛土概要

能登半島地震においては、図1に示す能登有料道路の徳田大津IC～穴水IC(約27 km)の区間において、高盛土の大規模破壊が11箇所において発生した。これらの盛土破壊地点は、震源から約17～20 kmの距離に位置している。大規模崩壊箇所については図2に示す。本研究ではそのうち代表的な被災箇所である縦一6被災盛土について報告す

る。

縦一6被災盛土現場では、石川県によって2箇所のボーリング調査を含む現地調査が実施された(調査期間:2007



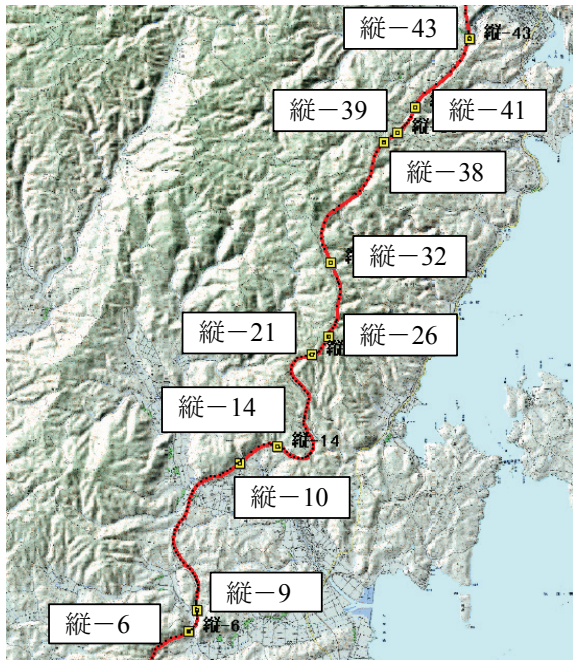


図2 大規模盛土崩壊地点（11箇所）

年4月2日～8日）¹⁾。ここで縦-6盛土の崩壊後の現地調査結果を図3に示す。この箇所では、崩壊幅は約50mであった。また図3に、代表測線での破壊前後の盛土形状、すべり面、推定地下水位を示す。

また、縦-6盛土ボーリング調査結果を図4に示す。図に示すように、盛土材料は礫混じり粘性土であり、 N 値はおおよそ10以下である。基盤は風化岩であり、30以上の N 値となっている。なお、図3に示す地下水位は、ボーリング調査結果に基づいて推定したものである。

地震当時の地下水位を推定するための資料として、2007年3月10日から4月8日までの、現場付近の日降水量を図5に示す。地震発生1週間前からの降雨状況と現地調査1週間前からの降雨状況を比較すると、地震発生時には、少なくとも推定地下水位まで地下水位があったと推測される。ただし、推定地下水位は、崩壊後のボーリング調査結果に基づいている。土砂崩壊によって、急激に地下水位が低下した可能性もあり、地震時には推定地下水位よりも水位が上昇していた可能性は高いと思われる。

次に、盛土の基礎データとして、大規模盛土崩壊箇所全11箇所土試料を採取し、室内試験を実施した。縦-6盛土の残存地盤から採取した土試料に対する物理試験結果を表1に示す。また、ふるい分け試験結果を図6に示す。さらに、標準圧密試験装置を用いた圧縮試験と一面せん断試験を実施した。これらの試験では、粒径2mm以下にふるい分けした土試料を用いている。試験条件としては、相対密度 D_r を現位置相対密度にした場合と、 $D_r = 90\%$ にした場合の二通りの実験を行った。

$D_r = 60\%$ の土試料に対する一面せん断試験結果を図7に示す。また図8に、 $D_r = 60\%$ と 90% の土試料の有効垂直応力 σ_v' とせん断強度の関係を示す。両者の試験で得られた有効粘着力 c' と有効内部摩擦角 ϕ' の値は、図中に示す通りである。

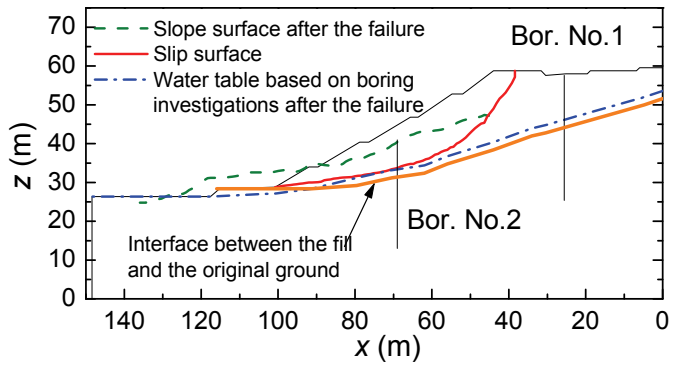


図3 縦-6盛土崩壊断面図¹⁾

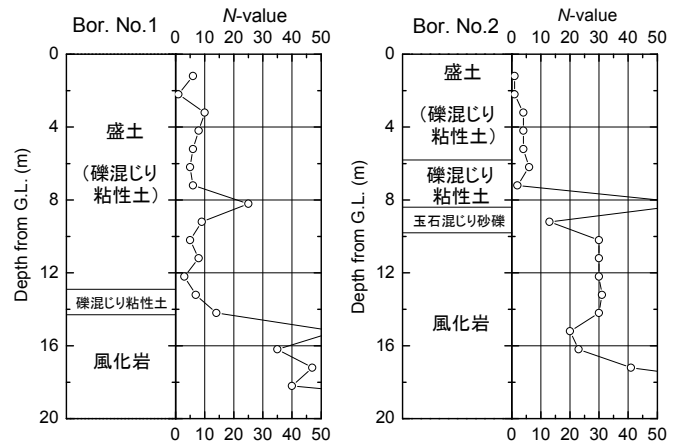


図4 縦-6盛土ボーリング調査結果¹⁾

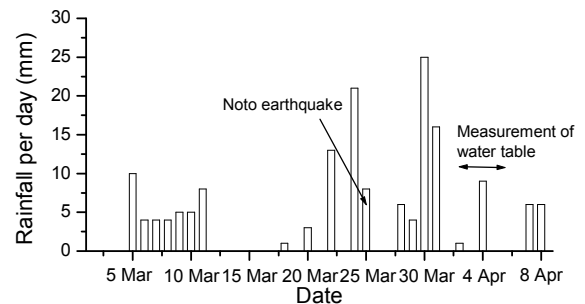


図5 地震発生前後の縦-6盛土地域（三井町）での降雨量

表1 物理試験結果

現位置乾燥密度 (ton/m^3)	1.09
現位置湿潤密度 (ton/m^3)	1.54
現位置含水比 (%)	41.5
現位置間隙比	1.53
現位置相対密度 (%)	60.6
土粒子密度 (ton/m^3)	2.75
最小密度 (ton/m^3)	0.91
最大密度 (ton/m^3)	1.25
最大間隙比	2.04
最小間隙比	1.2

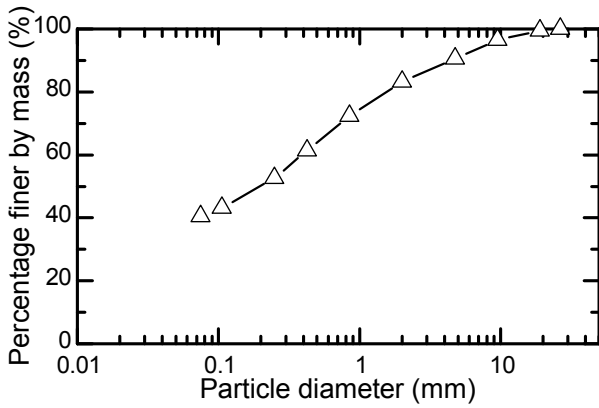


図6 縦-6盛土試料の粒径加積曲線

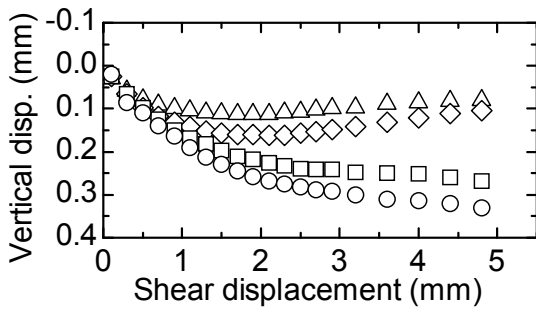
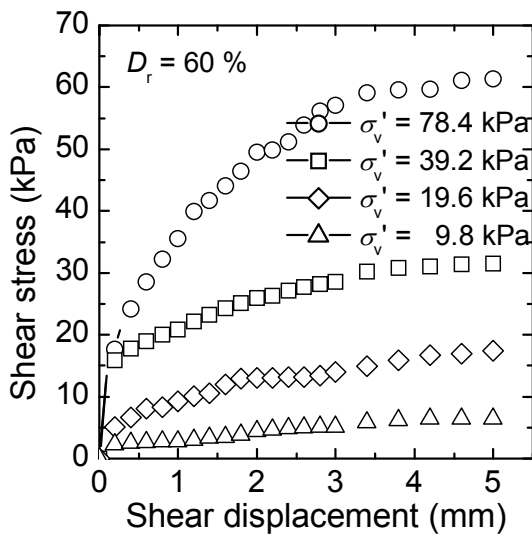


図7 縦-6盛土試料($D_r = 60\%$)の一面せん断試験データ

なお、石川県によって別途、縦-6盛土試料のUU試験(拘束圧100, 150, 200 kPaの3試験)が実施された¹⁾。これらの試験データより、 $\phi_u = 0$ とすれば平均値として $c_u = 78.7$ kPaが、包絡線近似すると $c_u = 52$ kPa、 $\phi_u = 6.9$ degが得られた。

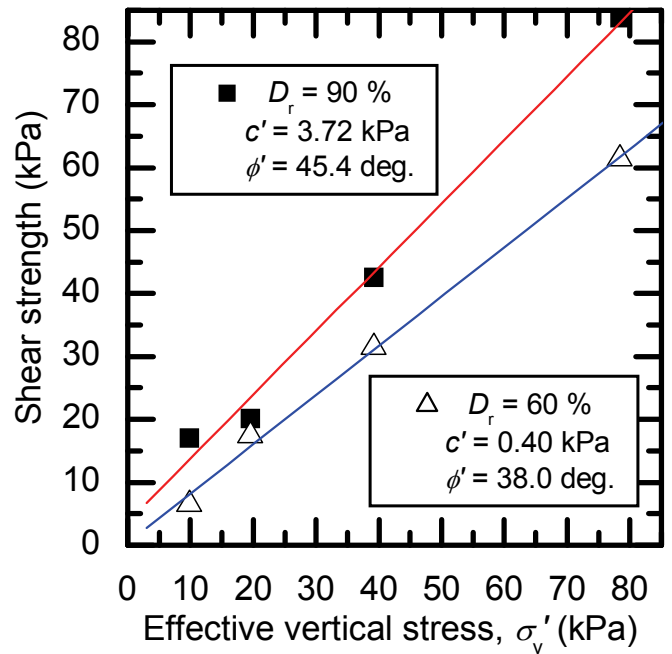


図8 縦-6盛土試料の一面せん断試験結果

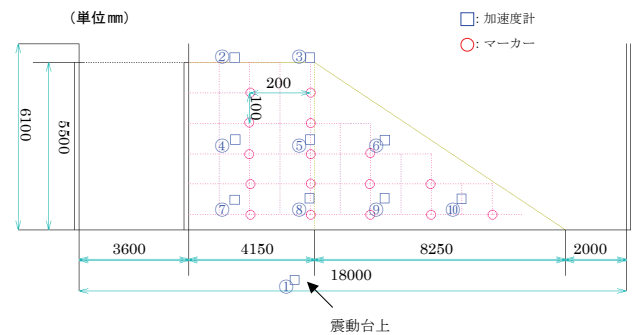


図9 模型図および計測器配置図

3. 1G場における盛土模型振動台実験

(1) 実験概要

前章に引き続き、地震によって大規模崩落した11箇所のうち、本稿では詳細断面図のある縦-6被災盛土を参考に図9に示すような盛土模型を作成する。作成した盛土模型に対し振動を加え、盛土模型の挙動を観測するとともに、応答加速度と変位量を測定する。ただし実際のスケールで実験をすることができないので、土槽のサイズに合うように盛土を合わせる必要がある。ここで土槽は長さ1,800mm、幅1,000mm、高さ600mmのものを使用する。スケールサイズは1/50である。ここで、今回の実験は水位線の有無と含水比の違いに着目して行う。模型地盤材料に用いる土は縦-6被災地点から採集したものを、含水比 $\omega = 18\%$ 、土の密度 $\rho_s = 2.85 \text{ g/cm}^3$ である。また、粒度試験によって求めた成分含有率は、礫分:29.0%、砂分:66.4%、細粒分:4.6%である。ただし、含水比については晴天時に採取した試料より求めており、被災当時の状況よりはやや乾燥していると思われる。

盛土模型の作成については、断面図を参考にし、形状を決定する。また、盛土は高さ100mmおきに同一人による人力で締め固める。盛土の勾配は1:1.5とし、加速度計×10（2G）を水平方向、マーカーも同時に設置する（図9参照）。実験ではまずスweep試験を行い、盛土の固有振動数を求める。その後貯水槽に水を貯め、盛土側に浸透させる。水位線の条件を既往の研究²⁾を参考に数パターン設定し、条件を満たし次第、貯水槽からの水の流れを止め、スweep試験で求めた振動数で振動実験を開始する。加速度を段階的に増やしていき、クラック、崩壊が生じた場合は記録する。また盛土崩壊後の観測を行う。

（２）実験結果および考察

本稿では紙面の都合上、実験結果のうち水位と含水率に着目した3ケースについて示す。実験のパラメータは表2に示す。図10はcase3における加振後の模型盛土のクラック部・崩壊部分と崩壊後の盛土線を示したもので、図11はそれぞれcase1, case2, case3の盛土崩壊時の加振後におけるマーカーの変位を矢印で示したものである。

加振した結果、case1の場合斜面上の土が流れていく様子が観測され、case2ではcase1よりも全体的に大きく土が流れていく様子が観測された。ただし、case1, case2とも大きなクラックや崩壊は見られなかった。case3では入力加速度がcase1, case2より十分小さいにもかかわらず、case2の移動と同じような移動がより顕著に見られ、クラックが多数観測された。またcase1では盛土の変位は法肩部分以外ほとんど変位しておらず、case2では天端部分は沈下し、法肩部分は水平方向に移動、斜面部分は斜面に沿って沈下している。case3ではcase2と同じ移動がより顕著になっており、実際の被災とよく似た破壊パターンとなった。

4. まとめ

能登半島地震で崩壊した盛土地形の特徴として、谷筋を含む傾斜した集水地形のため盛土内地下水水位が上昇し、地

山と盛土の境界が地下水の流路となり土質強度が低下しすべり面が発生したと考えられている。今回の実験では、含水比が高く、また水位線がある場合で、より大きく盛土が崩壊することが明らかとなった。今後は被災位置で推定した地震動を用い、実験を進める予定である。本研究を進めるにあたり、石川県道路公社には実験実施にあたりご協力頂きました。(社)土木学会地震工学委員会性能を考慮した道路盛土の耐震設計・耐震補強に関する研究小委員会委員の皆様には、貴重なご意見を頂きました。現地調査ならびに室内試験においては、金沢大学地盤・地震工学講座の学生諸氏にお手伝いいただきました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 石川県道路公社：能登有料道路の被災及び復旧状況，2007.
- 2) 池村太伸：大規模道路盛土の安定解析と動的応答解析－2007年能登半島地震における能登有料道路を対象として－，平成20年度金沢大学大学院修士論文，2009.

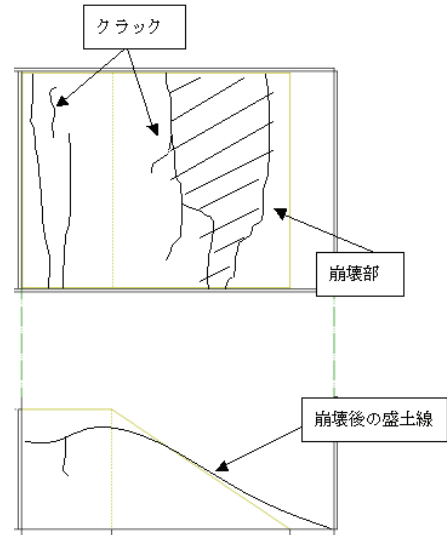


図10 クラック・崩壊部および盛土線 (case3)

表2 各 case におけるパラメータ

	水位線	含水比	水位線より下の含水比	固有振動数	盛土崩壊時の入力加速度
case1	なし	18%		15Hz	270gal
case2	300mm	18%	50%	17Hz	250gal
case3	300mm	39%	55%	24Hz	150gal

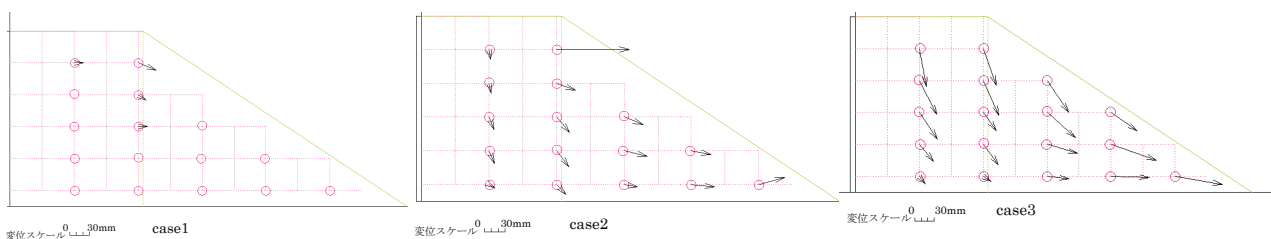


図11 case1, case2, case3におけるマーカーの変位