

# 地震による道路盛土の破壊メカニズムとその対策法

(地盤災害調査班)

松本 樹典<sup>1</sup>、北浦 勝<sup>1</sup>、宮島 昌克<sup>1</sup>、池本 敏和<sup>2</sup>、高原 利幸<sup>2</sup>、村田 晶<sup>2</sup>、Kitiyodom Pastsakorn<sup>2</sup>、山上 尚幸<sup>3</sup>

能登半島地震発生の翌日（2007年3月26日）に、現地へ赴き、一般道盛土の被害調査、切土箇所への被害調査、自然斜面の被害調査を行った。同年5月14日には、大規模な高盛土の崩壊が多数発生した能登有料道路において、特に縦-6と縦-9地点崩壊現場へ赴き、土試料採取と踏査を行った。5月23日には、石川県土木部と共同で、大規模崩壊11箇所の現地調査を実施し、常時微動観測と土試料の採取を行った。現地から採取した土試料の内、縦-6と縦-9地点土試料を用いて、各種の室内土質試験（ふるい分け試験、土粒子密度試験、最大・最小密度試験、圧縮試験、一面せん断試験）を行い、盛土土試料の物理・力学的特性を詳細に調べた。試験結果を利用して、縦-6と縦-9盛土について、すべり線法とFLACを用いた等価静的安定解析を行った。これらの解析では、盛土内の地下水位、水平・鉛直地震度、地盤の強度定数（粘着力と内部摩擦角）を変化させたパラメトリックスタディーを行った。さらに、FLACを用いて、縦-6盛土の動的応答解析（地震時変形・破壊解析）を実施した。

## 1. はじめに

2007年3月25日に発生した能登半島地震においては、能登有料道路（図1）の徳田大津IC～穴水IC（約27km）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（図2）。これらの盛土破壊地点は、震源から約17～20kmの距離に位置している。能登有料道路の被災及び復旧状況は、参考文献1), 2), 3)に詳しくまとめられている。

著者らは、これらの大規模崩壊箇所を対象に、地震時の盛土崩壊要因を探求するため、現地調査、現場土試料の室内土質実験、安定解析、動的応答解析を進めている。

本文では、まず能登自動車縦-6盛土被害を対象として、これまでの成果の一部を報告する。

## 2. 縦-6 盛土の概要

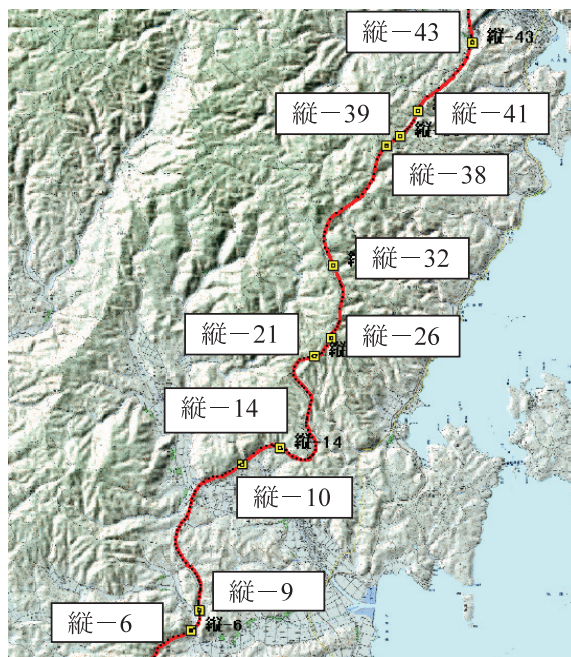
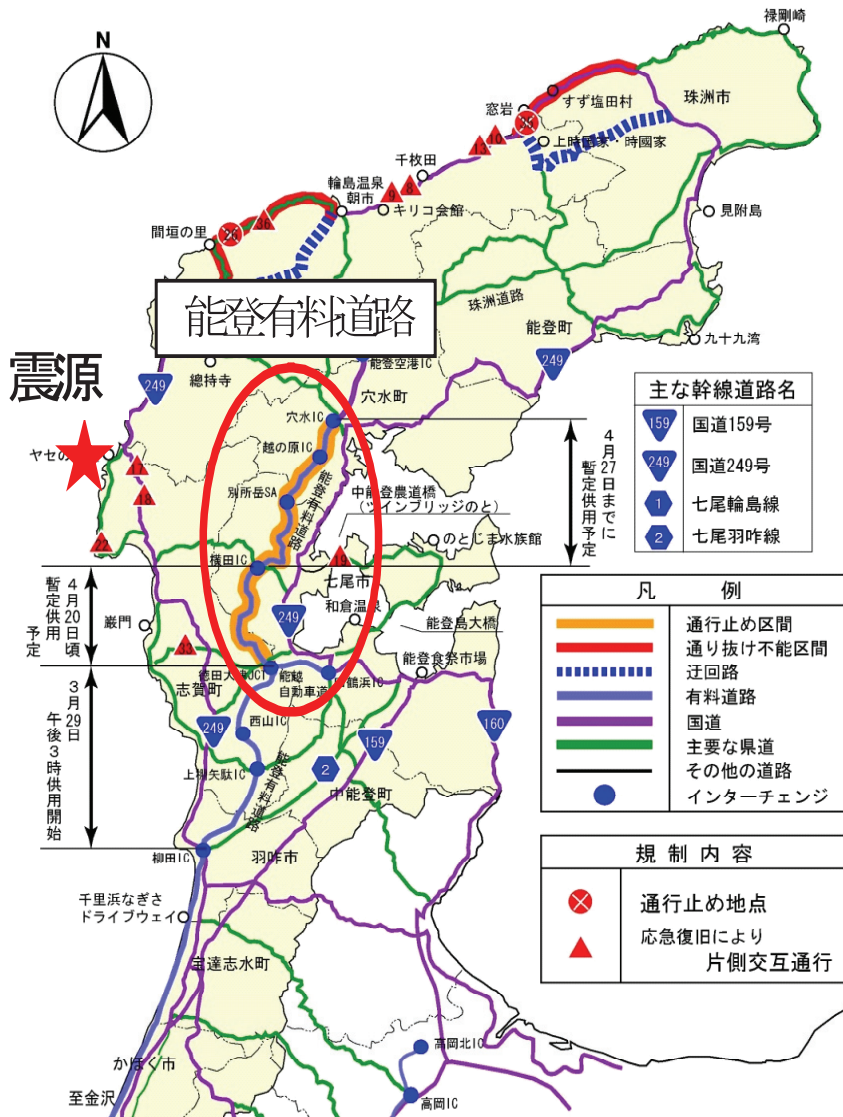
縦-6 盛土崩壊現場では、石川県によって、2箇所のボーリング調査を含む現地調査が実施された（調査期間：2007年4月2日～8日）。図3は、縦-6 盛土の崩壊後の現地調査結果である。この箇所では、崩壊幅は約50mである。図3には、代表測線での破壊前後の盛土形状、すべり面、推定地下水位を示している。

図4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。基岩は風化岩であり、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。

<sup>1</sup> 金沢大学大学院自然科学研究科（工学部土木建設工学科）・教授（平成20年3月現在）

<sup>2</sup> 金沢大学大学院自然科学研究科（工学部土木建設工学科）・助教（平成20年3月現在）

<sup>3</sup> 金沢大学大学院自然科学研究科（工学部土木建設工学科）・技官（平成20年3月現在）



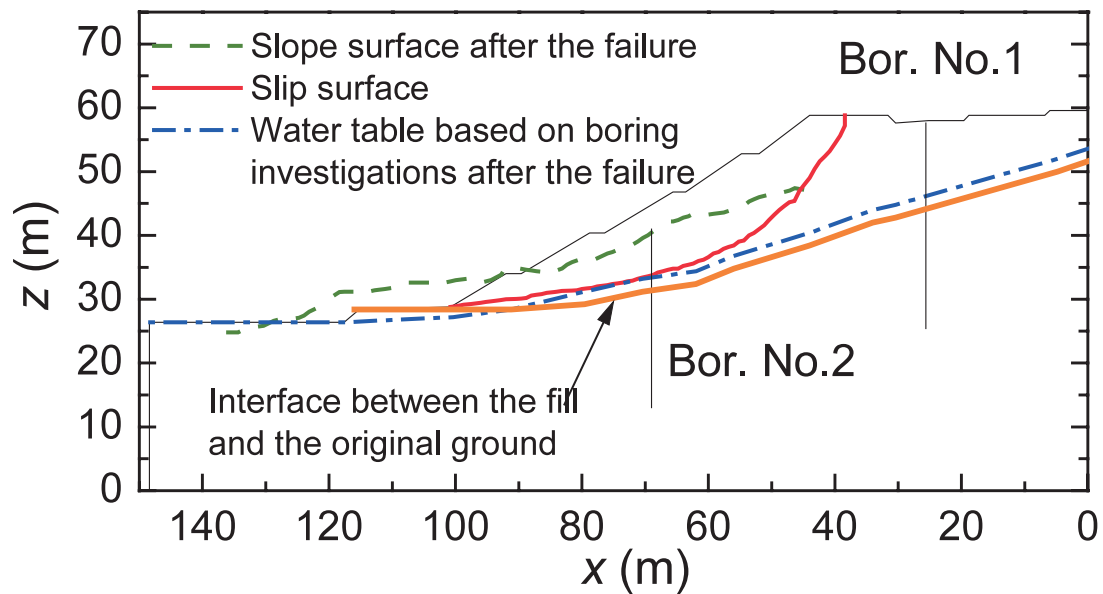


図3 縦-6 盛土崩壊断面図<sup>2)</sup>

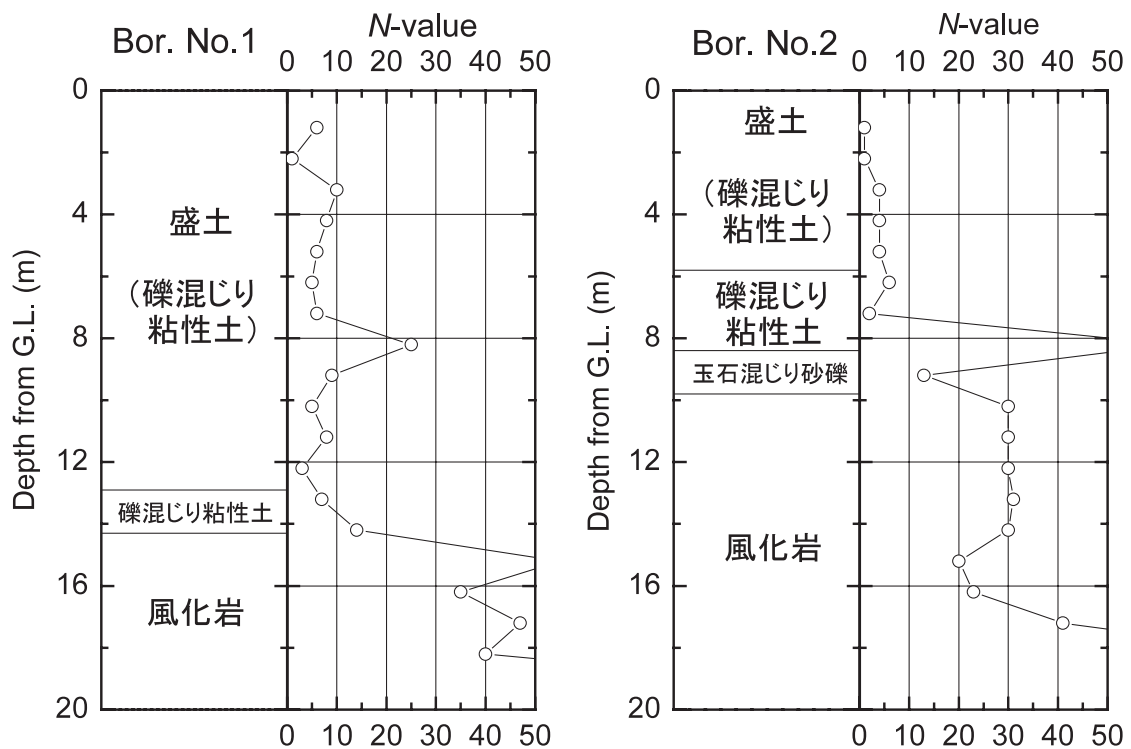


図4 縦-6 盛土ボーリング調査結果<sup>2)</sup>

図5は、2007年3月10日から4月8日までの、現場付近の日降水量である。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と比較すると、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が否めない。

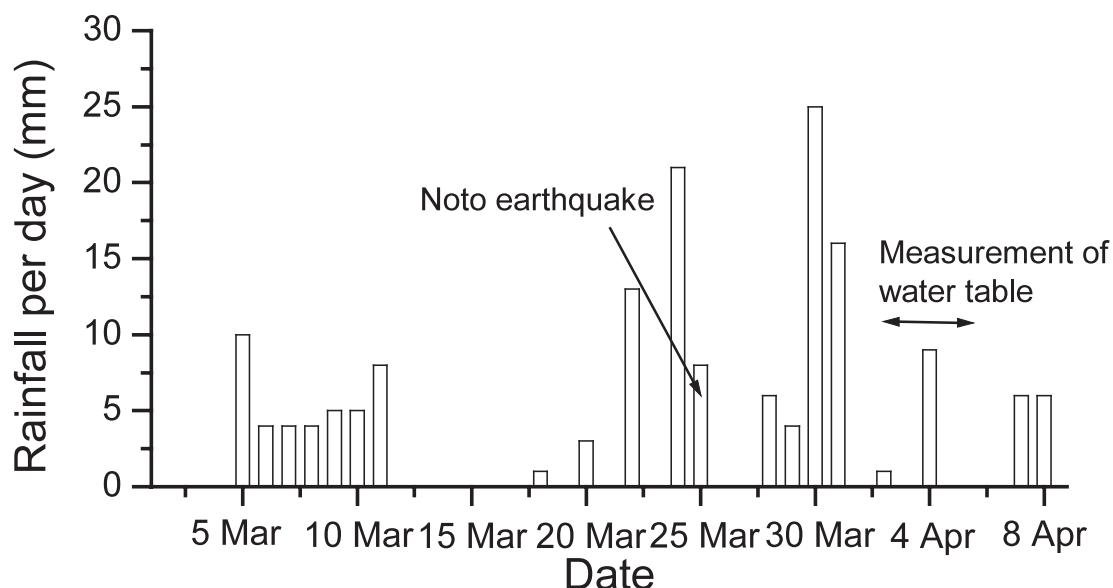


図5 地震発生前後の縦-6 盛土地域（三井町）での降雨量

### 3. 縦-6 盛土試料の土質試験結果

盛土の安定解析や変形解析を行うための基礎データとして、大規模盛土崩壊箇所全 11 箇所です土試料を採取した。

表 1 に、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まとめた。図 6 は、ふるい分け試験結果である。

表 1 縦-6 盛土試料の物理的性質

現位置乾燥密度 (ton/m <sup>3</sup> )	1.09
現位置湿潤密度 (ton/m <sup>3</sup> )	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 <sup>3</sup> )	2.75
最小密度 (ton/m <sup>3</sup> )	0.91
最大密度 (ton/m <sup>3</sup> )	1.25
最大間隙比	2.04
最小間隙比	1.20

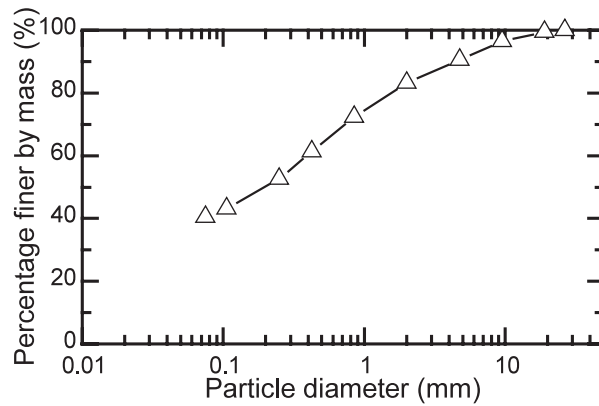


図 6 縦-6 盛土試料の粒径加積曲線

力学的試験として、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行った。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た。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、対策法の検討のため  $D_r = 90\%$  にした場合の二通りの実験を行った。

図 7 は、 $D_r = 60\%$  の土試料に対する一面せん断試験結果である。紙面の都合上、結果を示さないが、 $D_r = 90\%$  の土試料では、正のダイレタンシー挙動が顕著となった。

図 8 に、 $D_r = 60\%$  と  $90\%$  の土試料の有効垂直応力  $\sigma'_v$  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  $\phi'$  の値は、図中に示す通りである。

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<sup>3)</sup>。これらの試験データより、 $\phi_u = 0$  とすれば  $\alpha_u = 78.7$  kPa（平均値）、包絡線近似すると  $\alpha_u = 52$  kPa、 $\phi_u = 6.9$  deg が得られた。

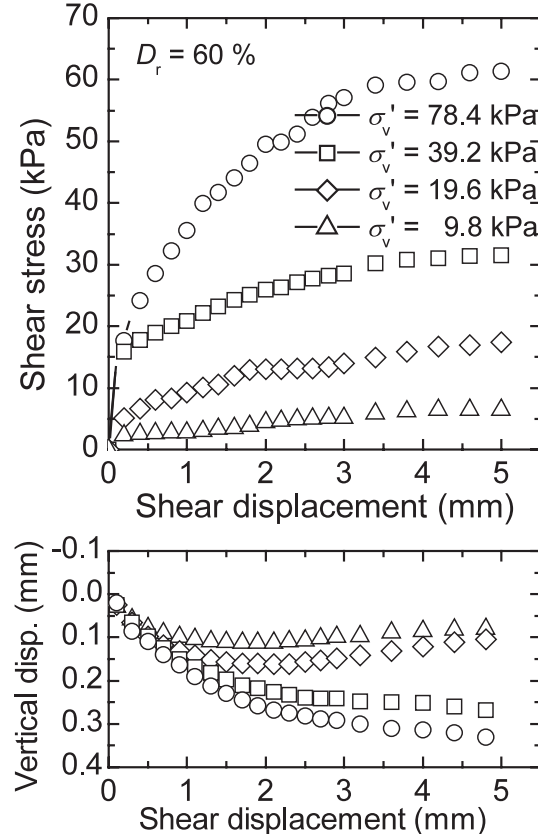


図 7 縦-6 盛土試料( $D_r = 60\%$ )の一面せん断試験データ

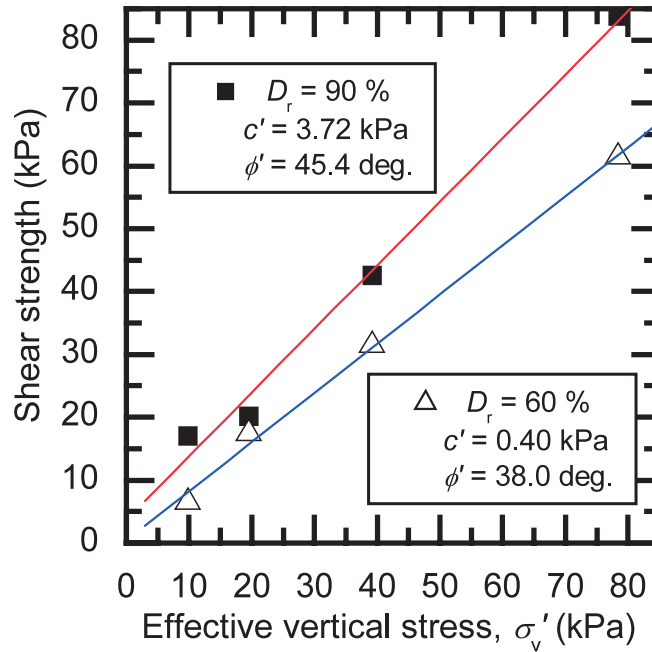


図 8 縦-6 盛土試料の一面せん断試験結果

#### 4. 縦-6 盛土の安定解析

縦-6 盛土のすべり面は、ほぼ円弧で近似できるため、円弧すべり面を仮定した震度法による安定計算法を用いることとした。計算式としては、フェレニウス法を拡張させた計算式(1)とビショッブ法を拡張させた計算式(2)の二通りの計算式を用いた。

$$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + \{(1 - k_v)W \cos \alpha - u \cdot l - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha\} \tan \phi]}{\sum W \left( (1 - k_v) \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \right)} \quad (1)$$

$$F_s = \frac{\sum [\{(1 - k_v)W \tan \phi + cl \cos \theta - ul \cos \theta \tan \phi\} / m_a]}{\sum W \left\{ (1 - k_v) \sin \theta + k_h \frac{h}{r} \right\}} \quad (2)$$

ここで、 $m_a = \cos \theta + \sin \theta \tan \phi / F_s$

$F_s$ : 安全率,  $r$ : すべり円の半径,

$c$ : 粘着力,  $\phi$ : せん断抵抗角

$l$ : 分割円で切られたすべり円の弧長

$W$ : 分割片の重量,  $u$ : 間隙水圧,  $b$ : 分割片の幅

$\alpha$ : 各分割片で切られたすべり面の midpoint とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角

$h$ : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離

$k_h$ : 設計水平震度,  $k_v$ : 設計鉛直震度

式(1)は参考文献 4) に示されている式に鉛直震度  $k_v$  を考慮したものであり、フェレニウス法を拡張させた計算式である。式(2)は、ビショッブ法の仮定 (各分割片の鉛直方向力の釣合いのみを考慮) を用い、さらに水平震度と鉛直震度を考慮した形式である。



まだ壊れていない盛土（斜面）の安定解析では、種々のすべり面を仮定し、最小の安全率を求める。しかし、今回の安定解析では、崩壊盛土の事後解析であるため、図9に示すような実測すべり面をほぼ近似している円弧すべり面を用い（固定し）、a) 地下水位、b) 水平および鉛直震度、c) 強度定数を計算パラメータとした一連の安定解析を行った。これらの結果に基づいて、地震時の盛土安定に及ぼす各要因の影響程度を検討した。

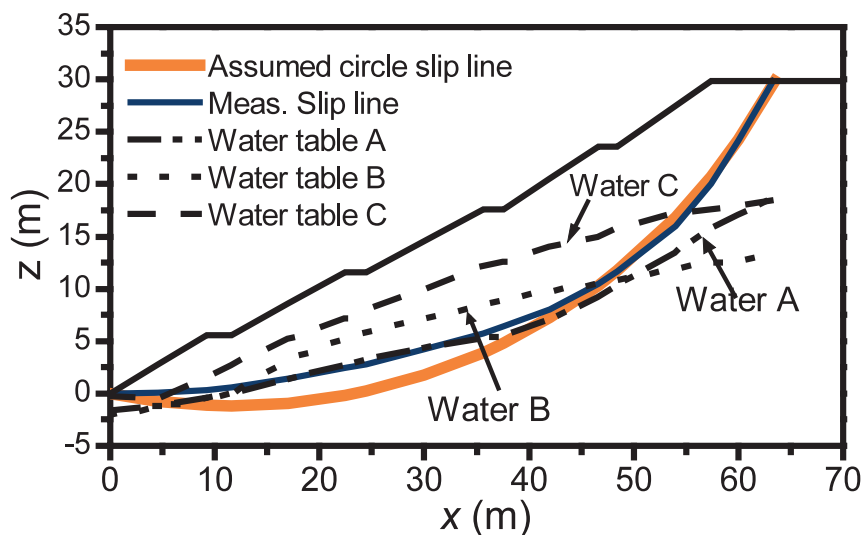


図9 縦-6 盛土の断面図および仮定した地下水位

## 5. 縦-6 盛土の安定解析結果

### 5.1 地下水位の影響

地震時の地下水位は、盛土崩壊後のボーリング調査に基づいて推定した地下水位（図9の地下水位A）よりも高かった可能性は否めない。そこで、地下水が無い、地下水位BとCを仮定した安定解析も行った。安定計算では、 $\rho = 1.54 \text{ ton/m}^3$ 、 $\rho_{\text{sat}} = 1.69 \text{ ton/m}^3$ とした。強度定数として、まず一面せん断試験から決定した  $c' = 0.40 \text{ kPa}$ 、 $\phi' = 38.0^\circ$ を用いた。これらの解析では、鉛直震度  $k_v$  を0として、水平震度  $k_h$  のみを0~0.5に変化させた。

図10のプロットは、式(1)を用いた場合の上記の解析結果である。地下水位Aの場合、 $k_h = 0.24$ で  $F_s = 1$ に達するのに対し、地下水位Bでは、ほぼ  $k_h = 0.2$ で  $F_s = 1$ に達する結果となった。また、地下水位Cでは、常時の安全率は1.2となった。

図10の実線と破線は、UU試験から求めた非排水強度定数  $c_u$ 、 $\phi_u$ を用いた場合の解析結果である。非排水強度定数を用いた解析結果は、有効応力強度定数を用いた地下水無しから地下水Bまでの解析結果の範囲となった。

図11は、図10と同様な解析を式(2)を用いて行った結果である。図10の場合と、ほぼ同様な傾向を示している。しかし、 $k_h < 0.15$ では、式(2)による安全率は式(1)による値より大きい、 $k_h > 0.15$ では、逆の傾向となっている。すなわち、用いる解析手法によって、安全率の信頼性も変化する。用いる解析手法によって、設定安全率を変えることも必要であるが、これについては今後の検討課題である。

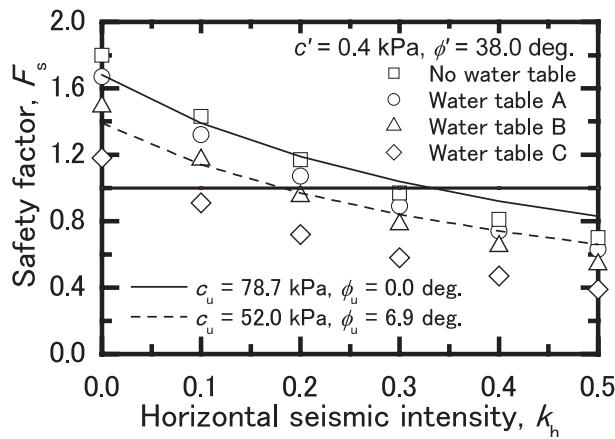


図 10 地下水位変化による安全率の比較 (式(1))

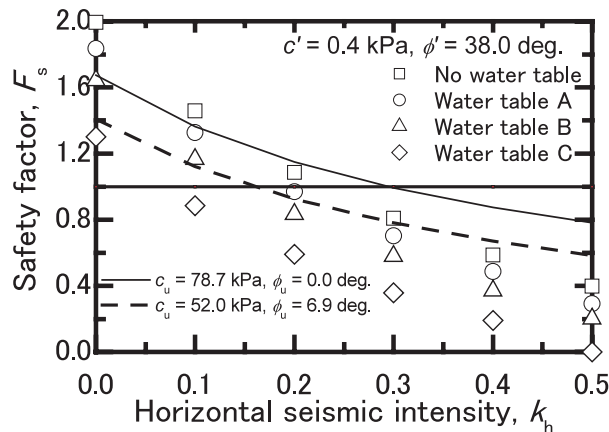


図 11 地下水変化による安全率の比較 (式(2))

## 5. 2 鉛直震度の影響

鉛直震度の影響を検討するため、有効応力強度定数と地下水位 A を用いて、 $k_h = 0 \sim 0.5$ ,  $k_v = 0 \sim 0.4$  に変化させた解析を行った。計算式として式(1)を用いた。図 12 に解析結果を示す。 $k_v$  の増加とともに、安全率が急激に小さくなる結果となった。能登半島地震時に能登半島各地で測定された基盤層における地震記録によれば、最大鉛直加速度は最大水平加速度と同程度である。したがって、水平震度と鉛直震度の両者を考慮した安定解析が重要である。ただし、どの程度の設計水平震度、鉛直震度を設定するかについては、さらに詳細な検討が必要である。

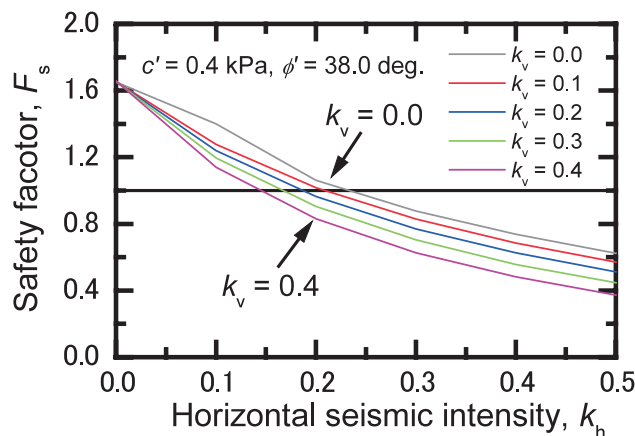


図 12 設計鉛直震度  $k_v$  も考慮した解析結果 (地下水位 A)



### 5. 3 土の強度定数改善の影響

対策法を検討することを念頭に置き、盛土の強度定数を変化させた解析を行った。強度定数の改善方法として、密度増加と土質改良を想定し、相対密度  $D_r$  を 90% に増加させた場合と有効粘着力  $c'$  のみを増加させた場合の解析を行った。式(1)を用い、地下水位 A を仮定し、 $k_v = 0$  とした。

図 13 は、 $D_r$  を 90% に増加させた場合の解析結果である。

現場の相対密度  $D_r = 60\%$  の場合、 $k_h = 0.24$  で  $F_s = 1$  となるが、 $D_r = 90\%$  にまで締固めることにより  $k_h = 0.4$  の水平震度に耐える結果となった。他の 3 つの地下水位条件においても、締固めによる盛土増強効果が顕著であった。しかしながら、現場で  $D_r = 90\%$  に締め固めることは実際上かなり困難であろう。

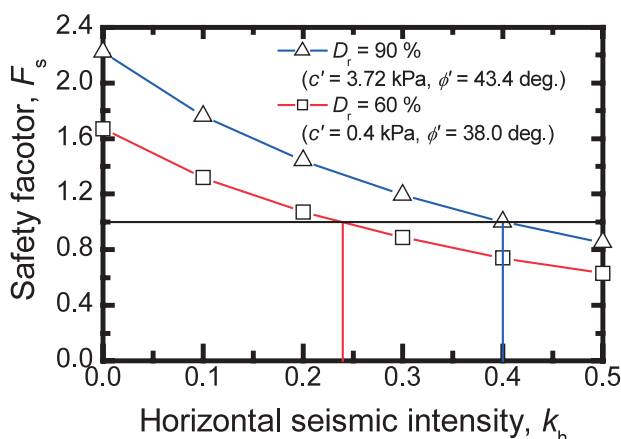


図 13 相対密度増加による安全率の比較 (地下水位 A)

図 14 は、有効粘着力  $c'$  のみを増加させた場合の解析である。地下水位 A では  $c' = 25$  kPa となるように地盤改良を行うと、 $k_h = 0.4$  の地震に耐える結果となった。図には示していないが、地下水無しでは  $c' = 20$  kPa、地下水位 B では  $c' = 35$  kPa、地下水位 C では  $c' = 50$  kPa にすると、 $k_h = 0.4$  の地震に耐える結果となった。ただし、ここで示した解析結果は、鉛直震度を考慮していないものである。対策法に関しても、さらなる検討が必要である。

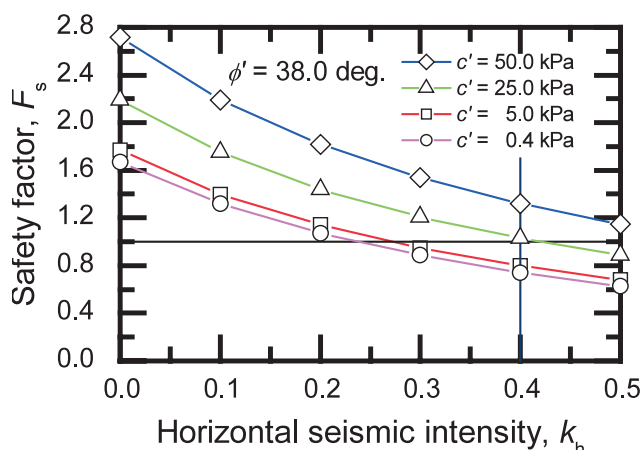


図 14 有効粘着力増加による安全率の比較 (地下水位 A)

## 6. まとめ

能登半島地震で崩壊した能登有料道路縦一6 盛土を対象として、安定解析を行い、地震時の盛土破壊に及ぼす要因（地下水位、水平・鉛直震度、強度定数、解析手法）とその影響度合いについて、検討を試みた。

すでに参考文献 3)で指摘されているように、地下水位の低下、地盤改良による強度定数の増加、ジオテキスタイルによる地盤マスとしての強度改善は、災害軽減に有効であることが、本稿の解析でも確認された。ここでは述べなかったが、有限差分法による等価安定解析および動的応答解析においても、地下水位Bを仮定した場合、実際のすべり面に似たすべり面を予測することができた<sup>5)</sup>。したがって、地震後の調査から推定された地下水位より、能登半島地震時の水位が上昇していた可能性が高いと考えられる。しかしながら、縦一6 盛土破壊時の地下水位、地震力、盛土の強度定数など、まだ不確定な要素があるため、現段階ではどの要因が最も大きかったと述べるには至っていない。

今後、縦一6 盛土の詳細な動的応答解析および他の破壊箇所の解析を進めていく予定である。

## 参考文献

- 1) 石川県，石川県道路公社(2007)：H19.3.25 能登半島地震による能登有料道路の被災及び復旧状況.
- 2) 地盤工学会(2007)：2007年能登半島地震道路災害データ集.
- 3) 能登有料道路復旧工法検討委員会，石川県，石川県道路公社(2007)：平成19年3月25日能登半島地震「能登有料道路復旧工法検討委員会」－土工部会－ 報告書.
- 4) 社団法人日本道路協会(1999)：のり面工と斜面安定工指針.
- 5) 笹ら(2008)：能登半島による能登有料道路縦一6 盛土破壊の事後解析（その3：動的応答解析）. 第43回地盤工学会(投稿中).