

能登半島地震第2回調査報告（改定版）
—能登有料道路の崩壊盛土試料採取・試験と崩壊エリアの調査—

報告日：2007年4月20日
中央大学 國生剛治

調査日：2007年4月5日

参加メンバー：中央大学理工学部 國生剛治、石澤友宏、M2、B4 各1名

- 石川県土木部道路課のご好意により、能登有料道路横田料金所から車でアクセスできる以下の4箇所の大規模崩壊地点を調査させていただき、3地点で試料を採取した。
 - 1) 横田料金所から北1km地点（写真-1）
 - 2) 横田料金所から北4km地点（写真-2）
 - 3) 横田料金所入口付近地点（写真-3）
 - 4) 横田料金所から南3km地点（写真-4）



図-1 地点1)横田料金所北1km(国際航業 HP)



図-2 地点2)横田料金所北4km(国際航業 HP)



図-3 地点3)横田料金所付近(国際航業 HP)



図-4 地点4)横田料金所南3km(国際航業 HP)

- 盛土材料は茶褐色、黄色、灰色の様々な粘土質が塊状に混じり、粒径数 cm までの大きさの礫を含むが、礫粒子同士が噛み合うほど大量には含んでおらず、粘土・シルトによるマトリクスサポートの構造となっている（図-5）。また、含水比が大きく転圧による密度増加が難しそうな材料であり、このような材料的性質の地点による大きな差異も小さい。
- 上記地点 1)～3)で 3 軸試験用の盛土材料を不攪乱採取した。φ 80mm の塩ビパイプのサンプラーで採取したが、大きな礫に当たることが多く、完全に不攪乱で採取することはかなり困難。3 軸試験でも成型にかなり苦勞が予想される。
- 地点 1)は崩壊土先端までの距離は最上流滑り面から 50m 程度とそれほど大きくはないが、その先の沢沿いには延々と崩壊土が堆積していた。これが、崩壊時に泥流が起きたことによるのか、その後の雨で崩



図-5 地点 1) でのサンプリング状況
礫を含んでいるが粘土分が多く、マトリクスサポートの構造



図-6 崩壊部より北側の盛土中に設置した
コルゲートパイプによる沢水の排水



図-7 崩壊法面の南側境界付近での湧水



図-8 崩壊部先端付近の杉の幹に枝が付着し
泥跳ねが付いている



図-9 崩壊部先端付近の杉の幹の泥跳ね

壊法面から流されたのかは明瞭ではない。

- 地点 1)は図-1 から分かるように、谷埋め高盛土である。西側からの谷筋の水は崩壊部より北側の盛土中に設置したφ80cmほどのコルゲートパイプで東側の集水枡に入れU字溝で沢に流しており、沢水処理には特に問題はないように思えた(図-6)。一方、崩壊法面の南側境界付近ではかなりの水が崩壊土の中から湧出しているのが見られ(図-7)、路面排水溝からの水ではないかと思われた。
- 地点 1)では先端部の杉の木に崩壊土がぶつかった形跡が残されており、杉の枝が押し付けられたり(図-8)、泥はねの跡が0.5m~1mの高さまで残っていた(図-9)。崩壊時にかなりの速度であったことや一部は泥化していたことを推定させる。
- 地点 2)は図-2 から分かるように谷埋め盛土ではなく、高低差の大きな腹付け盛土である。崩壊土の流動距離が大きく、流動直下の沢まで到達して河道閉塞を起こし(図-10)、さらに沢沿いに右折して全体で150mほど流れていた(図-11)。道路完成後25年の間に成長した灌木を載せた剛体的流動の特徴を見せている。また、崩壊土先端部の太い杉の幹には高い位置まで泥の汚れが付き、強い衝突エネルギーで根こそぎ前面の杉を移動させながら、木立の途中で止まっており(図-12)、杉林は流動土塊に対しかかなりの抵抗とな



図-10 地点2)では150m程度の長距離流動が起き、下の沢を埋めて河道閉塞を起こした



図-11 崩壊土塊と杉林の間の沢が河道閉塞により湛水し、土塊は沢に沿って右に流動



図-12 崩壊土塊先端が杉林の中で止まっており、土塊中を浸透した大量の水が沢を流れている



図-13 崩壊土塊先端付近の根こそぎ移動した杉の幹には泥が2~3m高さまで付いている



図-14 地点 2)の崩壊エリアの左右の地山からは水が滲みだしているところが見られた



図-15 地点 2)の崩壊土塊の中からは湧水が観察された



図-16 地点 3)では杉林の切れた間から流動土塊が30mほど流れ出していた



図-17 地点 4)では腹付け盛土斜面の剛体的移動によって1車線が1以上の沈下を起こしていたりうることを示唆している(図-13)。

- ・ 崩壊エリアの側面の盛土あるいは地山から湧水が見られ(図-14)、中央部でも湧水が多く目に付いた(図-15)。盛土背後の地山は地下水涵養源と見られ、そこからの地下水によって盛土の含水比が高まっていた可能性が考えられる。
- ・ 地点 3)は腹付け盛土により建設した料金所から本線までのアクセス道路が崩壊している。流動距離は大部分で50m程度であるが、杉林のない開けた部分でさらに30mほど流動的に流れている(図-16)。
- ・ 地点 4)では東側の山地形につけた腹付け盛土が西側に崩壊し1車線が1m以上陥没した。斜面の流動距離は20~30mで他に比べて大きくはないが、かなり剛体的に動いている(図-17)。

次に、持ち帰った採取試料について、その後行った三軸試験に結果に基づき現段階での知見を速報する。

- 1) 横田料金所から北 4km 地点 (写真-2) で採取した 3 本の現地採取試料 (表-1) について非排水三軸試験を行ったところ、図-1 のような結果となった。供試体はすべて完全に飽和させ、49kPa で等方圧密し B 値 \approx 1.0 を確認してから、軸圧のみを変動させて繰り返し載荷を行った。図-1 から、意外なことに見かけよりも土は砂質土的であり、繰り返し回数 $N=20$ 回で軸ひずみ両振幅 5% に至る応力比 (通常の液状化応力比) は 0.21 と、粘性土系の土としてはかなり低いことが分かった。また、その時点の間隙水圧は 90% 程度まで上昇した。
- 2) 非排水繰り返し載荷試験で軸ひずみ両振幅が 10% に達するまで載荷した後、非排水のまま単調載荷圧縮三軸試験を行った時の応力ひずみ関係を図-2 に示す。軸ひずみ $\epsilon = 25\%$ まで載荷したところ、ピーク強度には達していないがほぼ強度の漸近値が推定でき、液状化後の残留せん断強度として、 $\tau_{res}=30\sim 40$ kPa 程度であることが分かる。

表-1 供試体の物理特性

	No5	No6	No7
湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)	1.389	1.449	1.381
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	0.899	0.946	0.890
含水比 w (%)	54.5	53.2	55.2
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.643	-	-
液性限界 w_L (%)	63.40	-	-
塑性限界 w_P (%)	46.72	-	-
塑性指数 I_P (%)	16.68	-	-

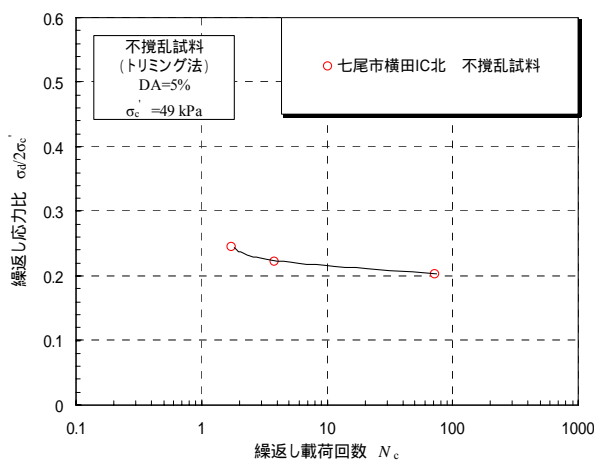


図-1 載荷繰返し回数～液状化応力比関係

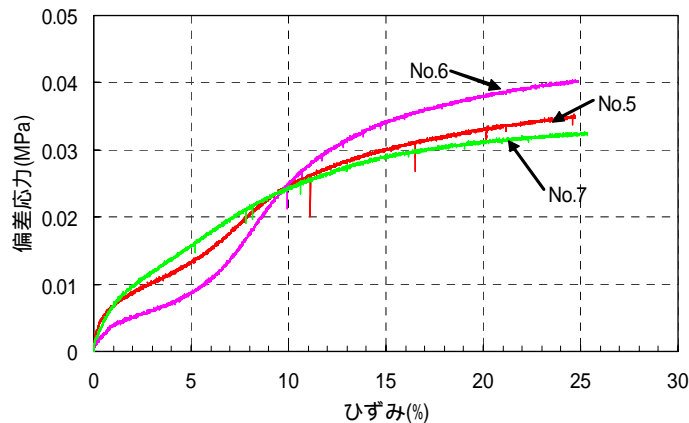


図-2 単調載荷費排水三軸圧縮試験による両振幅 10%ひずみ後の応力～ひずみ関係

- 3) 簡単に無限長斜面の理論によりこの残留強度による安定性を検討すると、安全率は

$$F_s = 1.0 \frac{\mu(1 - \beta k)\rho g D + c(1 + \beta^2)}{(\beta + k)\rho g D}$$

で表わされる。ここに、 μ = 摩擦係数、 c = 粘着力、 β = 斜面の勾配、 k = 地震の水平震度、 ρg = 単位体積重量、 D = 滑り面の深さ。いま、一定の残留強度 $c = \tau_{res} = 30 \sim 40 \text{ kPa}$ 、 $\mu = 0$ 、 $\beta = 0.56$ の下で、 $F_s = 1.0$ で滑り破壊が起きると考えると、滑り面の深さは

$$D = \frac{(1 + \beta^2) c}{\beta + k} \frac{1}{\rho g}$$

で表わされる。主要動のあとに滑りが起きたとして $k = 0$ とすると、

$$D = \frac{(1 + \beta^2) c}{\beta} \frac{1}{\rho g} = \frac{1 + 0.309}{0.556} \frac{30 \sim 40}{1.5 \times 9.8} = 4.8 \sim 6.4 \text{ m}$$

となる。この結果は滑り面がかなり深く見えた現場での観察と整合的である。もちろん、水平震度 k の影響を考えた場合には D は減少し、もう少し浅い滑りが生じることになる。

- 4) 崩壊エリアでは湧水が見られた箇所もあり、地山などからの水処理などが十分でなかったとすれば少なくとも盛土の下部は飽和に近い状態となり、地震の揺れにより間隙水圧上昇を起し、それが強度低下を招いて深い滑り面を伴った大規模な滑り破壊につながった可能性が考えられる。
- 5) 今回は幸い人命の損失など重大な結果に至らなかったが、終局限界を超えた大規模な破壊であった。道路盛土は基本的に耐震設計がされていない現状に鑑み、ほかの地震発生確率の高い地域の幹線道路の高盛土や切土斜面について、順次、耐震診断・補強に着手する必要がある。その際、盛土の水処理の適切性を特に重視していく必要がある。

以上