

平成 12 年鳥取県西部地震による花崗岩斜面 の崩壊挙動とその再現実験

山本 哲朗¹・鈴木 素之²・千田 隆行³・寺山 崇³

¹正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 宇部市常盤台 2-16-1)

²正会員 博(工) 山口大学助手 工学部社会建設工学科 (同 上)

³学生会員 山口大学大学院理工学研究科博士前期課程 (同 上)

平成 12 年 10 月 6 日に発生した鳥取県西部地震 (M7.3) では多数の斜面・岩盤崩壊が発生した。今回の地震による花崗岩斜面の崩壊の特徴として表層の強風化花崗岩 (まさ土) とその下位の弱風化花崗岩との境界で平面すべりが発生していた点が指摘できる。本文では、著者らが調査した斜面崩壊のいくつかの事例を報告するとともに、上述の特異な崩壊挙動を模擬するために花崗岩とまさ土を貼り合わせた供試体に対して圧密排水三軸試験および繰返し三軸試験を実施した。その結果、貼り合わせ供試体の方がまさ土単体の供試体よりも内部摩擦角を小さく与えることが明らかになった。

Key Words: Tottoriken-seibu earthquake, slope failure, rock failure, granite, Masado, weathering, cyclic triaxial test

1. はじめに

平成 12 年 10 月 6 日に鳥取県の西部地域に震源を持つ M=7.3 (Mw=6.6) の地震が発生した。この地震により幸い死者は出なかったものの、沿岸部の埋立てシルト地盤では液状化が起これ、岸壁やその付帯施設に被害が発生した。また、山間部では斜面崩壊や落石、道路には亀裂などが発生した。

著者らは、地震発生翌々日の 10 月 8 日から 29 日までの延べ 11 日間にわたって液状化被害や斜面災害等の調査を行った。本文では、まず鳥取県西部地震の概況を述べる。さらに、今回の地震による斜面災害を崩壊形態ごとに分類した上で、花崗岩斜面でみられた表層のまさ土とその下位の弱風化花崗岩との境界で発生したすべり事例を位置づけるとともに、それを再現した繰返し三軸試験を行ったので、その結果について報告する。

2. 平成 12 年鳥取県西部地震

(1) 地震概要

鳥取県西部地震は平成 12 年 10 月 6 日 13 時 30 分頃に発生した。マグニチュードは 7.3、震源位置は北緯 35 度

16.5 分、東経 133 度 20.9 分、深さは約 11 km である。余震分布から推定される断層は約 20 km の長さで北北西から南南東方向にかけて存在している。なお、この断層はこれまでに指摘された活断層と方向や位置が異なっている¹⁾。この地震により日野町根雨と境港市東本町で震度 6 強を記録したのをはじめ、関東地方から九州地方にかけて有感となった。日野町で記録した地震の最大加速度²⁾は、南北方向で 927.2 gal、東西方向で 753.0 gal、上下方向で 775.8 gal であり、東西・南北方向 2 成分を合成した時の最大加速度は 1194 gal であった。

(2) 被害状況

この地震による被害は鳥取県を中心に 10 府県に広がり、負傷者 147 名、住家全壊 407 棟、住家半壊 2831 棟、一部破損 15740 棟、道路損壊 678 箇所、崖崩れ 367 箇所であった³⁾。図-1 に著者らが調査した地域を示す。調査は国道 180 号線および国道 181 号線沿いを中心に国道 183 号線、国道 482 号線およびそれらを結ぶ県道、農道、林道沿いの斜面を対象にした。図中の記号は斜面災害の発生した地点を示す。今回の地震による斜面災害は、著しく風化した表層土が崩壊する斜面崩壊 (A)、節理面に沿って岩塊が滑り落ちる岩盤崩壊 (B)、斜面崩壊と岩盤崩壊の中間的な崩壊形態を示す斜面・岩盤崩壊 (C)、数

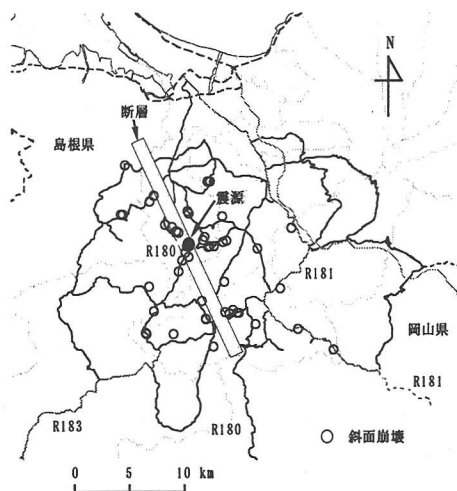


図-1 斜面崩壊の発生地点

個の岩塊が斜面を落下する落石 (D)、吹付けコンクリートの破損 (E) の5つに分類される。これら斜面災害の総件数は136件であり、その内訳は斜面崩壊が48件、岩盤崩壊が36件、斜面・岩盤崩壊が22件、落石が18件および吹付けコンクリートの破損が12件である。斜面災害の崩壊形態において特筆すべき点は、降雨時の斜面崩壊ではあまり見られない岩盤崩壊、落石、吹付けコンクリートの破損といった被害が多数発生していたことである。特に、岩盤崩壊では既存の節理に沿った崩壊が多くみられた。これは地震動を受けて岩塊が節理に沿って分割されるとともに振動によって安定性を失ったためと考えられる。図-1には震源と断層の位置も示しているが、これらの斜面災害の多くは震源を中心に概ね半径10 km圏内に集中していることがわかる。また、断層からは幅6 kmの帯域域に入る。これは兵庫県南部地震における崩壊の分布⁴⁾に酷似している。特に、震源付近では斜面災害が密集していた。

(3) 花崗岩斜面の崩壊事例

調査地域の岩石の大部分は中～粗粒黒雲母花崗岩をはじめとする花崗岩類であり、その他に泥質片岩、溶岩類などが分布している。写真-1に県道46号線沿いの溝口町福岡の斜面崩壊(A)の状況を示す。崩壊した土砂は強風化花崗岩(まさ土)からなり、すべり面上には弱風化花崗岩が確認された。走向はN16°E、傾斜は50°NWである。対策工として植生工が施されていた。崩壊規模は幅28.6 m、厚さ0.7 mであり、平面すべりを呈していた。次に、写真-2に県道104号線沿いの島根県伯太町部張で発生した斜面崩壊の状況を示す。斜面の走向はN50°E、傾斜は72°SEで、かなり急斜面である。崩壊規模は幅19.2 m、長さ5.7 mおよび厚さ0.6 mであり、平面すべ

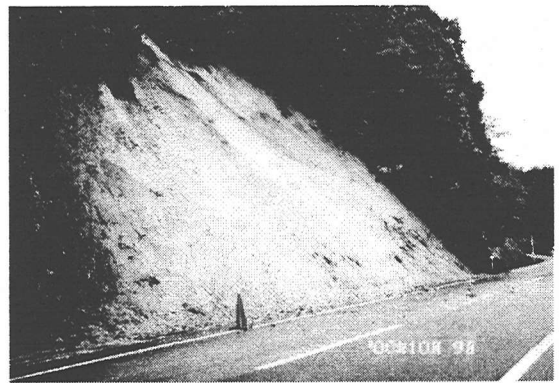


写真-1 溝口町福岡での斜面崩壊



写真-2 伯太町部張での斜面崩壊

りを呈していた。溝口町福岡の斜面崩壊状況と同様に、表層にまさ土がすべり面上には弱風化花崗岩が確認された。以上のことから、文献5)で示したように、斜面内の潜在すべり面となるまさ土と花崗岩の境界では降雨時だけでなく地震時にもすべりが発生することが指摘できる。

3. 風化した花崗岩斜面の動土質力学的性質

地震時の斜面の安定性を評価する場合には、表層の強風化花崗岩(まさ土)とその下位の弱風化花崗岩(花崗岩)との境界で発生したすべりを説明するモデルが必要である。そのメカニズムを模式的に示すと図-2のようになる。この現象を室内で再現するために新鮮な花崗岩の上にまさ土を貼り合わせた供試体を作製して繰返し三軸試験を行った。また、同様な貼り合わせ供試体を用いて静的三軸試験を行った。比較のために、両試験ともまさ土単体の供試体に対しても試験を実施した。以下にそれぞれの特性について記述する。

(1) 試料の物理特性

まず、まさ土の物理特性を調べるために土粒子の密度試験、粒度試験、液・塑性限界試験を行った。用いた試料は12土試料である。得られた結果を表-1に示す。土質分類は砂質礫（GS）、細粒分まじり砂質礫（GS-F）、細粒分質砂質礫（GFS）、細粒分まじり礫質砂（SF-G）、細粒分質砂（SF）、礫まじり細粒分砂（SF-G）、細粒分質礫質砂（SFG）および高液性限界シルト（MH）である。また、塑性指数がNPの土試料が目立つ。これらの多くは花崗岩の風化した粗粒土であった。

(2) 静的強度特性

静的三軸試験の試験手順と結果を以下に示す。写真-3に貼り合わせ供試体の設置状況を示す。供試体下部に現場で採取した新鮮な花崗岩を傾斜角 45° となるように切り出し・加工したものを敷き、その上部にまさ土をウェットタンピングで詰めた。試験は側圧 $\sigma_3=49$ kPa, 98 kPa および 147 kPa の3通りで圧密した後、軸ひずみ速度 0.1% /min で軸ひずみ $\varepsilon=15\%$ まで排水せん断した。図-3(a)および(b)にそれぞれ貼り合わせ供試体およびまさ土供試体の $\varepsilon=15\%$ のときの破壊線を示す。図中には各供試体の初期相対密度 D_r を示している。貼り合わせ供試体からは $c_d=0$ kPa, $\phi_d=32.4^\circ$ が、まさ土供試体からは $c_d=0$ kPa, $\phi_d=34.6^\circ$ が得られた。この場合の内部摩擦角は、貼り合わせ供試体の方がまさ土供試体よりも小さくなる。

(3) 動的強度特性

動的三軸試験の試験条件および結果を以下に示す。試験は側圧 $\sigma_3=49$ kPa, 98 kPa および 147 kPa の3通りで圧密した後、排水状態で側圧を徐々に減少させながら、供試体に周期 10 秒で振幅一定の繰返し軸差応力を載荷した⁶⁾。これは、繰返しせん断応力の作用下で供試体に

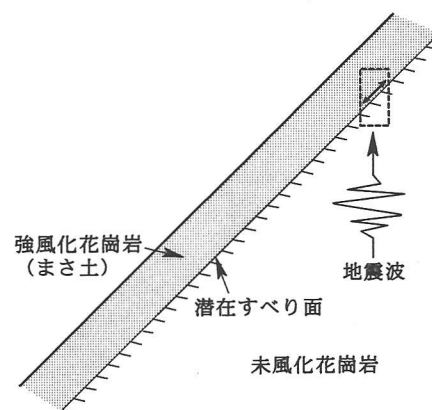


図-2 地震時の斜面崩壊発生メカニズム(模式図)

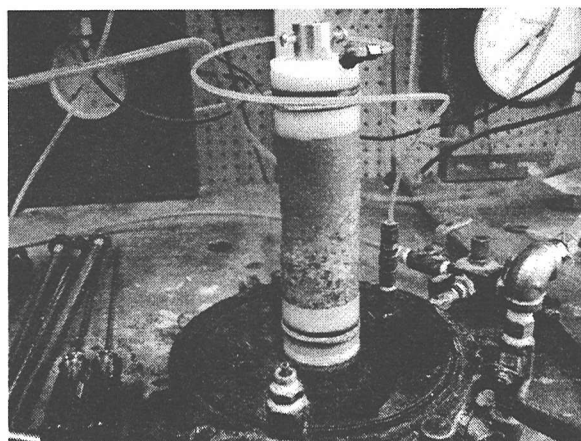
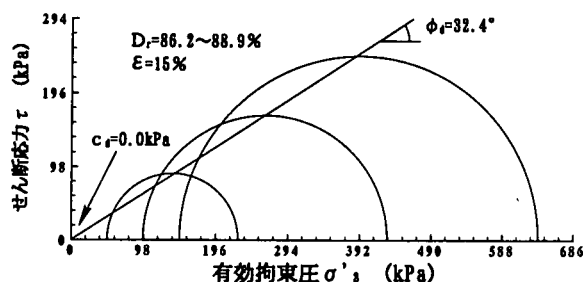


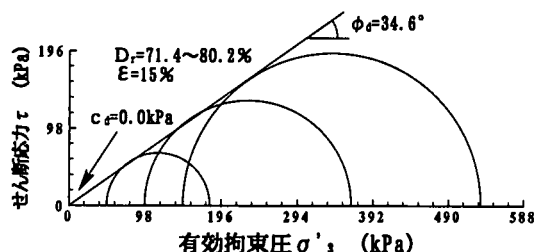
写真-3 貼り合わせ供試体の設置状況

表-1 崩土の物理特性

ρ_s (g/cm ³)	U_c	D_{max} (mm)	D_{50} (mm)	F_c (%)	F_{clay} (%)	w_n (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_P	土質分類
2.572	56.15	9.5	0.54	21.5	7.3	21.6	41.2	28.3	12.9	SF-G
2.603	171.4	19.0	1.5	15.8	6.4	14.1	NP	NP	NP	GFS
2.629	23.64	19.0	2.1	8.3	3.9	9.6	NP	NP	NP	GS-F
2.613	9.22	19.0	3.8	3.0	1.0	6.8	NP	NP	NP	GS
2.626	11.54	19.0	1.0	8.0	3.0	7.6	NP	NP	NP	SG-F
2.603	1154	19.0	0.67	31.3	6.5	8.0	NP	NP	NP	SFG
2.595	36.82	16.4	0.58	16.2	6.0	5.8	21.7	17.4	4.3	SF-G
2.596	12.50	19.0	1.5	6.6	3.0	9.0	NP	NP	NP	SG-F
2.424	32.22	0.85	0.023	96.8	18	41.2	69.2	39.4	29.8	MH
2.591	17.25	9.5	0.50	14.7	3.8	24.1	NP	NP	NP	SF-G
2.544	113.3	2.0	0.22	30.5	12.5	28.7	47.0	38.9	8.1	SF
2.567	114.3	26.5	0.83	19.6	6.6	20.1	32.6	21.5	11.1	SFG



(a) 貼り合わせ供試体



(b) まさ土単体供試体

図-3 静的試験による破壊線および強度定数

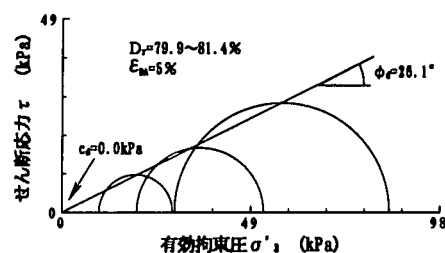
作用する有効応力を減少させることにより供試体を破壊させるものである。なお、破壊の定義として軸ひずみ両振幅 $\varepsilon_{da} = 5\%$ と定義し、貼り合わせ供試体の試験結果の整理には、その境界で破壊面を規定するために最大主応力方向に対して 45° 面のせん断応力と垂直応力の値を採用した。

図-4 (a) および (b) にそれぞれ貼り合わせ供試体およびまさ土供試体の破壊線を示す。貼り合わせ供試体の粘着力 $c_f = 0$ kPa、内部摩擦角 $\phi_f = 26.1^\circ$ であった。一方、まさ土供試体からは $c_f = 0$ kPa、 $\phi_f = 29.3^\circ$ が得られた。動的試験から求めた内部摩擦角は、貼り合わせ供試体の方がまさ土供試体よりも約 3° 小さくなる。ただし、試験結果には供試体の形状や寸法が影響する⁷⁾。また、軸ひずみ両振幅が 5% 近くになった時点で繰返し軸荷重が一定に保てなくなる。このように試験上解決すべき点があるが、現状ではこれらを考慮していない。なお、この強度定数を用いて代表的な斜面の地震時安定性を検討したが、入力震度の値により安全率が非常に低くなる。今後、斜面に入射した地震加速度とともに、断面形状・すべり線・単位体積重量の設定を詳細に検討する必要がある。

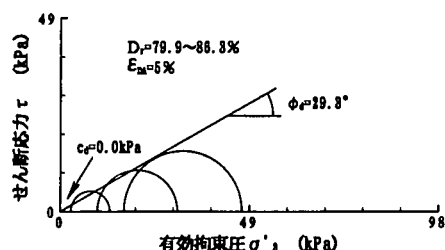
4. まとめ

本論文で得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 今回の地震により花崗岩斜面では下位の岩と上位の風化土との境界で表層崩壊が発生した。この挙動は僅少な降雨量時に不連続面に沿って発生する斜面崩壊挙動と類似している。



(a) 貼り合わせ供試体



(b) まさ土単体供試体

図-4 動的試験による破壊線および強度定数

- 2) 上記 1) を再現するために、まさ土と花崗岩を貼り合わせた供試体を用いて繰返し三軸試験を行った。その結果、貼り合わせ供試体の方がまさ土供試体よりも内部摩擦角を小さく与える。
- 3) 静的三軸試験の結果も、貼り合わせ供試体の方がまさ土供試体よりも内部摩擦角を小さく与える。

謝辞：土質試験の実施でご助力いただいた本研究室大学院生の松下英次氏、池溝友謙氏に感謝いたします。

参考文献

- 1) 山口大学調査団：平成 12 年鳥取県西部地震とその被害に関する緊急調査報告，土と基礎，Vol. 49, No. 1, pp. 36-40, 2001.
- 2) 科学技術庁防災科学研究所：インターネット資料，2000.
- 3) 自治省消防庁：インターネット資料，第 36 報 [2000. 12. 19 18:00 現在]，2000.
- 4) 向谷光彦：兵庫県南部地震における斜面災害の発生と他の被害分析との関連性，第 37 回地すべり学会研究発表講演集，pp. 401~402, 1998.
- 5) 山本哲朗・鈴木素之・原田 博・宮内俊彦・寺山 崇：1999 年 6 月末集中豪雨による花崗岩斜面の崩壊～広島市佐伯区・呉市の場合～，平成 11 年の広島県豪雨災害調査報告書，(社)地盤工学会中国支部，pp. 173-178, 2000.
- 6) 大原資生・山本哲朗：阿蘇火山灰の動的せん断特性について，山口大学研究報告，Vol. 30, No. 2, pp. 225-231, 1980.
- 7) 地盤工学会編：土質試験の方法と解説(第一回改訂版)，地盤工学会，pp. 454-455, 2000.

(2001. 5. 25)