

新潟県中越地震で地すべりを生じた 砂岩のせん断特性

原 忠¹・國生剛治²・古地祐規³・田中正之³

¹和歌山工業高等専門学校助教 環境都市工学科 (〒644-0023 和歌山県御坊市名田町野島77)

E-mail: haratd@wakayama-nct.ac.jp

²中央大学教授 理工学部土木工学科 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

E-mail: kokusho@civil.chuo-u.ac.jp

³中央大学理工学研究科博士前期課程 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

E-mail: kochi@civil.chuo-u.ac.jp / tanaka0817@civil.chuo-u.ac.jp

2004年新潟県中越地震では、震源近傍の長岡市、小千谷市などの多くの地域で斜面災害が発生した。その原因は、この地域はグリーンタフの地滑り地帯であり、斜面を構成する堆積層が活褶曲運動により風化が進み非常に脆弱であったことが一因として考えられる。これらの斜面崩壊の多くは硬質な泥岩上部の砂岩で生じている。

本研究では、旧山古志村東竹沢地点より不撓乱採取した砂岩を対象に、一軸圧縮試験や非排水三軸せん断試験を行った。さらに、得られた結果を他の地点より採取した砂岩や砂質土のそれと比較し、地震により大規模な地すべりを生じた砂岩のせん断特性を調べた。

Key Words : *slope stability, sandstone, shear strength, post-liquefaction, shear test, partial saturation*

1. はじめに

2004年新潟県中越地震では、震源近傍の長岡市、小千谷市などで大規模な地盤災害が生じ、旧山古志村一帯では斜面崩壊が多発した。これら斜面災害の多くは泥岩-砂岩互層部で生じている。国土交通省のまとめた情報集約マップの判読結果によれば、中越地震による斜面崩壊は4000箇所以上におよび、その前影響面積(約1600万 m^2)のうち、1万 m^2 の大規模崩壊が282箇所、10万 m^2 以上の大規模な崩壊は10箇所確認されている¹⁾。このような大規模な斜面崩壊が生じた原因としては、この地域一帯がグリーンタフの地滑り地帯であり、おおむね北東-南西方向にいくつかの背斜と向斜を成し、斜面を生成する新第三紀から第四紀の堆積層は活褶曲運動により風化が進み固結度が低く、非常に脆弱であったことが一因として考えられる。このように、地すべり土塊の常時および地震時の力学特性を調べることは今後の防災計画立案上必要不可欠である。

本研究では、地震により大規模な地すべりを生じた砂岩のせん断特性を求めるため、地震後河道閉塞の生じた旧山古志村東竹沢地点より不撓乱採取した砂岩を対象に室内せん断試験を行う。これらより得

られた結果を他の地点より採取した砂岩や砂質土のそれと比較し、砂岩のせん断特性を検討する。

2. 実験試料

図-1に不撓乱試料の採取地点を示す²⁾。試料は写真-1に示す新潟県中越地震後に生じた東竹沢地すべり滑落崖、およびその上部の旧地すべり滑落崖にそれぞれ露頭した2種類の砂岩(以下、砂岩A、砂岩Bと称する)である。採取試料はスコップで掘削できるほど固結度が低く、風化の進んだ軟岩である。供試体は砂岩Aが地震発生約1ヶ月後³⁾、砂岩Bは地震発生後およそ2年後にそれぞれ直径50mm、高さ100mmのシンウォールチューブにて採取した。

図-2に三軸試験に用いた不撓乱試料の粒径加積曲線を示す。各砂岩とも供試体毎の粒度組成のばらつきは小さい。同図中には芋川流域の他の斜面崩壊地点(寺野、楢木)より採取した砂岩、および豊浦砂の同様な関係を併せて示す。これより、砂岩Aがほぼ豊浦砂に類似の粒径加積曲線を示すのに対し、砂岩Bは同一地すべり面上で採取した供試体ではあるが、砂岩Aに比べ細粒分を多く含み、他の斜面崩壊

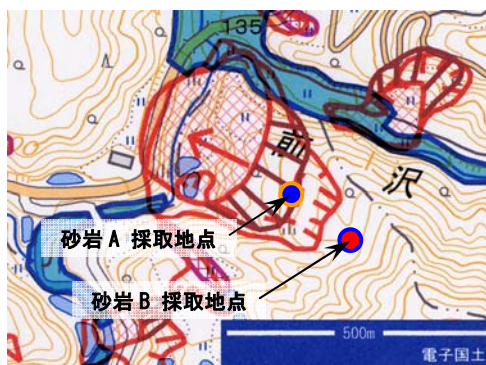


図-1 試料採取地点（文献⁴⁾に加筆）



写真-1 東竹沢地点の地すべり滑落崖
(矢印は砂岩 A の採取地点)

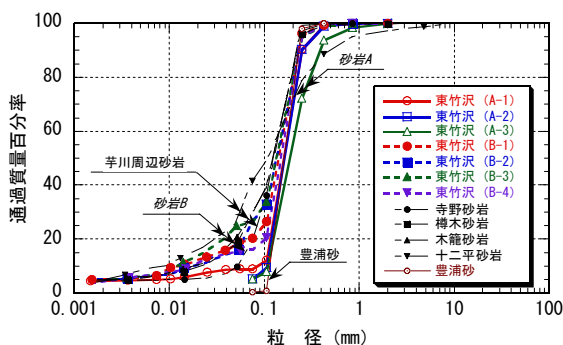


図-2 不攪乱試料の粒径加積曲線

地点の粒度組成にむしろ類似している。

表-1に不飽和三軸試験に用いた不攪乱試料の物理特性を示すが、供試体毎の物性値のばらつきは小さい。ここで、砂岩Aは各供試体とも非塑性な細粒分を $F_c=5\sim 9\%$ 含むのに対し、砂岩Bは乾燥密度や間隙比は砂岩Aに類似してはいるが、非塑性な細粒分が $16\sim 27\%$ 含まれ、土粒子密度がやや小さい。各試料の飽和度は砂岩Aが $S_r=40\%$ 程度であるのに対し、砂岩Bは採取時の降雪の影響により $S_r=80\%$ 程度の大きな値を示している。変水位透水試験より求めた砂岩Bの透水係数は $k_{15}=1.4\times 10^{-4}\text{cm/sec}$ であり、中位な土質材料の透水性を示している。なお、砂岩Aは不飽和繰返し非排水せん断試験直前の含水比が飽和繰返しせん断試験のそれにほぼ等しい³⁾ので、採取後の供試体の劣化は小さいと判断される。

3. 試験方法

力学試験は一軸圧縮試験、繰返し非排水三軸試験、繰返し載荷後の非排水三軸単調載荷試験の3種類を行った。不飽和砂岩の繰返し非排水せん断強度は、軸圧変動のみを与える通常の繰返し三軸試験機ではせん断中の有効応力の変化が正しく評価されないため、平均主応力一定条件にて載荷した⁵⁾。

不攪乱試料は湿潤状態のまま各試験機にセットした。三軸供試体は有効拘束圧 49kPa で等方圧密したが、飽和供試体では背圧は 294kPa を付加し、間隙水圧係数が $B=0.96$ 以上であることを確認したのに対し、不飽和供試体では自然含水比のまま所定の圧密応力を加えた。

一軸圧縮試験はJIS法に従い、ひずみ速度 $1\%/min$

表-1 不飽和三軸試験に用いた不攪乱試料の物理特性

試料名	試料番号	D_{50} (mm)	U_c	F_c (%)	ρ_s (g/cm^3)	w_n (%)	ρ_t (g/cm^3)	ρ_d (g/cm^3)	e	S_r (%)	I_p
砂岩A	A-1	0.17	1.84	8.9	2.656	15.5	1.564	1.354	0.961	42.8	NP
	A-2	0.17	1.64	5.2	2.649	16.0	1.502	1.295	1.045	40.5	NP
	A-3	0.19	1.91	5.3	2.635	14.5	1.531	1.337	0.970	39.4	NP
砂岩B	B-1	0.15	13.6	20.3	2.654	27.9	1.765	1.380	0.924	80.1	NP
	B-2	0.14	9.50	27.1	2.594	29.4	1.728	1.336	0.942	80.9	NP
	B-3	0.14	12.6	26.5	2.605	27.4	1.675	1.314	0.982	72.8	NP
	B-4	0.16	9.44	16.0	2.567	28.2	1.770	1.381	0.859	84.2	NP

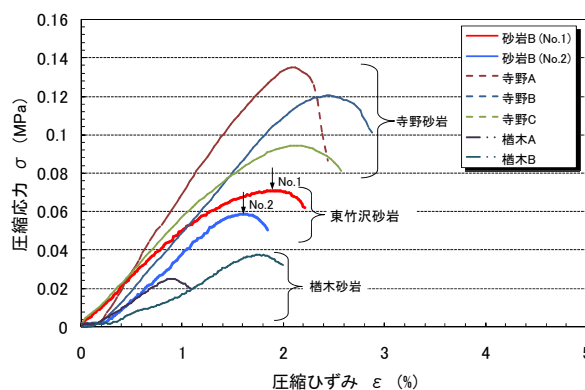


図-3 一軸圧縮試験結果

で載荷した。三軸試験は、まず $f=0.05\text{Hz}$ の正弦波軸応力にて繰返し非排水せん断を行った。続いて、一部供試体では上記試験にて両振幅軸ひずみが 5% に達したことを確認した後に直ちに載荷を停止しそのまま非排水状態を保ち、 $0.09\%/min$ のひずみ制御による非排水単調載荷（CU試験）を行い、繰返しせん断後の力学特性を調べた。

4. 力学試験結果

(1) 一軸圧縮強度

図-3に砂岩Bの一軸圧縮試験結果を応力～ひずみ関係で示す。サンプリング箇所の物理特性の違いにより試験結果がやや異なる。破壊時の軸ひずみは 2% 以内の範囲にあり、破壊は図示してはいないが、各供試体ともせん断面上で生じている。一軸圧縮強

さ q_u は $0.06 \sim 0.07 \text{ MPa}$ 程度であり、近接した白岩層砂岩⁷⁾にほぼ類似するものの、一般的な新第三紀砂岩⁸⁾に比べ極めて低い。同図中には寺野、楢木地区より採取した不攪乱砂岩の同様な関係をあわせて示す⁹⁾が、砂岩 B 同様に $1 \sim 2\%$ 程度の軸ひずみの範囲で最大の圧縮強度を示している。大まかな一軸圧縮強度は、寺野砂岩で $q_u = 0.08 \sim 0.13 \text{ MPa}$ 、楢木砂岩で $q_u = 0.03 \sim 0.04 \text{ MPa}$ であるので、東竹沢砂岩はこれらのほぼ中間値を示している。

(2) 繰返し非排水せん断強度

図-4に飽和砂岩の繰返し非排水三軸試験結果を、両振幅軸ひずみ DA が 5% に至るまでの繰返し応力比と繰返し载荷回数との関係で示す²⁾。不攪乱供試体は供試体毎にやや間隙比が異なるが、強度曲線は砂岩 A、B ともにばらつきの少ない結果が得られている。繰返し载荷回数 $N_c = 20$ での繰返し非排水せん断強度は、砂岩 A で $R_{L20} = 0.21$ 、砂岩 B で $R_{L20} = 0.27$ であるが、同一地点上においてもその値は異なり、後者が大きい。同図中には類似の粒径加積曲線を有する豊浦砂や河床砂の同様な関係⁹⁾を示す。砂岩 A の液化強度は $D_r \approx 70\%$ の砂質土とほぼ同程度であるが、 $N_c = 10$ 以下の繰返し载荷回数が小さい範囲では強度曲線の変化傾向が大きく異なり、砂質土に見られるような急激な立ち上がりは見られない。

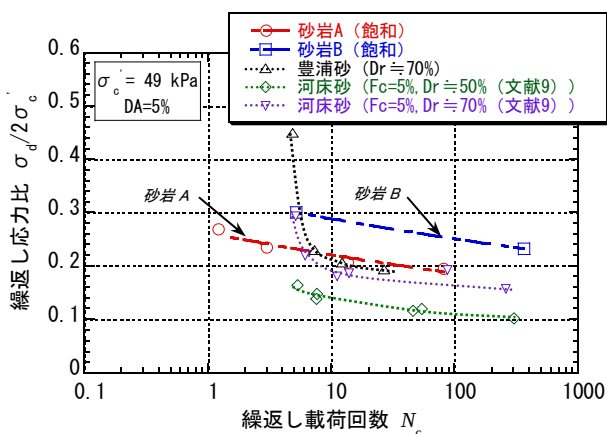


図-4 飽和砂岩の繰返し非排水せん断試験結果

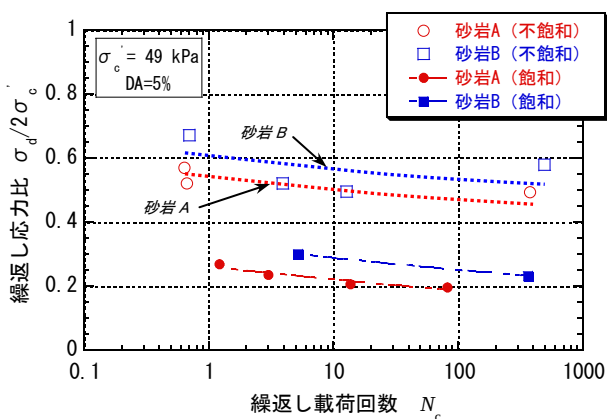


図-5 不飽和砂岩の繰返し非排水せん断試験結果

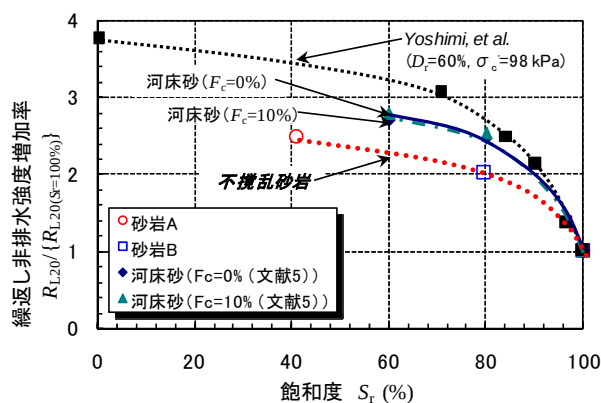


図-6 繰返し非排水強度増加率と飽和度の関係

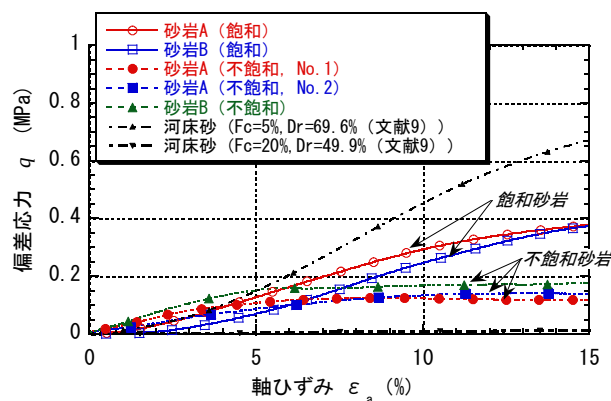


図-7 繰返しせん断後の非排水単調载荷試験結果

図-5に不飽和砂岩の繰返し非排水三軸試験結果を、図-4と同様な関係で示す。強度曲線は試料の違いによらずほぼ類似の変化傾向を示している。繰返し载荷回数 $N_c = 20$ での繰返し非排水せん断強度 R_{L20} は、砂岩 A で $R_{L20} = 0.47$ 、砂岩 B で $R_{L20} = 0.55$ であり砂岩 B が大きい。いずれも図中の飽和砂岩の2倍以上の値を有する。

図-6に不飽和砂岩の飽和砂岩に対する繰返し非排水せん断強度増加率を S_r との関係でまとめる。ここでの縦軸は、図-5より読みとった各砂岩の $N_c = 20$ における繰返し非排水せん断強度 R_{L20} を飽和砂のそれと除して示している。これより、不飽和砂岩の繰返し非排水せん断強度増加率は S_r の低下と共に大幅に増加している。また、図中に示す非塑性な細粒分を含む河床砂⁵⁾や豊浦砂¹⁰⁾に比べ強度の増加割合は小さいが、飽和度の低下に伴う繰返し非排水せん断強度の変化傾向は類似している。

(3) 繰返しせん断後の非排水せん断特性

図-7に繰返し非排水せん断試験後に行った単調载荷試験より得られた偏差応力～軸ひずみ曲線を示す。ここでの軸ひずみは繰返し非排水せん断後の供試体高さを基準に算出している。飽和・不飽和の各供試体とも $DA = 5\%$ のひずみ履歴を受けているため試料の軟化が進んではいるが、不飽和砂岩の応力～ひずみ曲線は飽和砂岩や河床砂⁵⁾とは変化傾向が大きく異なり、いずれも $\varepsilon_a = 1\%$ 以下の小さいひずみ領域か

ら偏差応力が増加し、最大強度に達した後はほぼ一定値を示している。ピーク強度 $q_{\max}$ は、飽和砂岩が $\varepsilon_a=15\%$ 到達時に F_c を5%, 20%含む河床砂のほぼ中間の値(0.38MPa)を示している。それに対し、不飽和砂岩のそれは $q_{\max}=0.13\sim0.18$ MPa程度であり、飽和砂岩に比べ小さく、いずれも $\varepsilon_a=15\%$ 以下の小さい軸ひずみの範囲で得られている。

5. 結 論

東竹沢滑落崖より不撓乱採取した砂岩のせん断特性に関して、以下の主要な知見が得られた。

- (1) 砂岩の一軸圧縮強度の最大値は 0.06~0.07 MPa 程度であり、新第三紀砂岩としては極めて強度が低い。
- (2) 飽和砂岩の繰返し非排水せん断強度 R_{L20} は 0.21~0.27 である。同一地すべり斜面においても採取地点の違いにより強度が異なる。
- (3) 不飽和砂岩の繰返し非排水せん断強度は飽和砂岩の 2 倍以上の大きな値を示す。
- (4) 砂岩の繰返し非排水せん断強度は、飽和度の低下とともに増加する。
- (5) 繰返し載荷後の不飽和砂岩の非排水せん断強度は、飽和砂岩に比べ軸ひずみの小さい範囲より回復傾向を示すが、最大強度はむしろ小さい。

謝辞：本研究は、文部科学省科学技術振興調整費による委託研究開発（活褶曲地帯における地震被害データアーカイブスの構築と社会基盤施設の防災対策への活用法の提案，研究代表者：小長井一男）の一環として実施いたしました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 國生剛治，原忠，石澤友浩：中越地震斜面災害で分かったことー斜面崩壊の調査分析と流動量評価ー，2004 年新潟県中越地震被害の科学的調査今後の課題・対策への提言講演概要集，pp.29-40，2007。
- 2) 原忠，國生剛治，古地祐規，星千恵：新潟県中越地震で斜面崩壊を生じた砂岩の地震時力学特性，土木学会第62回年次学術講演会講演概要集，（投稿中），2007。
- 3) 原忠，國生剛治，古地祐規，森戸義裕，田中正之：山古志村東竹沢で斜面崩壊を生じた砂岩の地震時力学特性，第41回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 2027-2028，2006。
- 4) 国土交通省：新潟県中越地震関連情報 HP，<http://www.mlit.go.jp/chuetsujishin/>，2004。
- 5) 原忠，國生剛治，古地祐規：非塑性細粒分を含む砂および砂礫の液状化特性，第12回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 506-509，2006。
- 6) 活褶曲地帯における地震被害データアーカイブスの構築と社会基盤施設への防災対策への活用法の提案，文部科学省科学技術振興調整費 平成17年度研究成果報告書，pp.156-156，2006。
- 7) 新潟県地質図検討委員会編：新潟県地質図説明書（2000年度版），pp.119-123，2000。
- 8) Okamoto, R., Kojima, K. and Yoshinaka, R.: Distribution and engineering properties of weak rocks in Japan, Proc. Int. Sympo. on Weak Rock, ISRH Sympo, Tokyo Japan, Thema 5, pp.89-103, 1984。
- 9) 原忠，國生剛治：砂および砂礫の非排水強度特性に及ぼす非塑性細粒分の影響，土木学会地震工学論文集，Vol.28/No.93，2005。
- 10) Yoshimi, Y., Tanaka, K. and Tokimatsu, K.: Liquefaction Resistance of Partially Saturated Sand, Soils and Foundations, Vol.29, No.3, pp.157-162, 1988。

(2006. 6. 29 受付)

SHEAR CHARACTERISTICS OF SANDSTONE MATERIALS IN SLOPE FAILURE DURING THE 2004 NIIGATA-KEN CHUETSU EARTHQUAKE

Tadashi HARA, Takaji KOKUSHO, Yuki KOCHI and Masayuki TANAKA

Many slope failures occurred during the Niigata-ken Chuetsu Earthquake. The damage area is known as a land slide -prone area of green-tuff, with geological structures of active folding. Slopes are composed of weak sedimentation rock, alternative layers of strongly mudstone and sandstone materials. In order to investigate shear characteristic of sandstones due to slope failures during earthquakes, a series of unconfined compression test and undrained shear triaxial test were performed in this study on intact samples of Higashi-Takezawa, Yamakoshi Village.