

一定応力下において乾湿繰返しを受け堆積軟岩のせん断強度特性

著者	楠見 晴重, 白神 敦, 片江 敏雄
雑誌名	材料
巻	51
号	2
ページ	146-151
発行年	2002-02-15
その他のタイトル	Shear Behavior of Soft Rock Exposed to Alternate Dry and Wet under Constant Stress
URL	http://hdl.handle.net/10112/2107

一定応力下において乾湿繰返しを受けた 堆積軟岩のせん断強度特性†

楠見 晴重* 白神 敦** 片江 敏雄***

Shear Behavior of Soft Rock

Exposed to Alternate Dry and Wet under Constant Stress

by

Harushige KUSUMI*, Atsushi SHIRAGA** and Toshio KATAE***

The surface of cutting rock slope has exposed to alternate dry and wet conditions for a long time, and they are weathered. We developed direct shear testing apparatus that can expose soft rock specimen to alternate dry and wet conditions under constant shear and normal stress, and are investigated about relationship between deformation properties and the shear behavior of soft rock under dry and wet conditions.

Key words: Soft rock, Shear behavior, Shear strain, Strength number

1 緒 言

急峻な地形を持つ我が国では、近年、鉄道や道路の建設、宅地の造成、土木構造物の大型化¹⁾にともなう地山の大規模な切取り、掘削が行われ、長大な斜面が人工的に形成される場合が多くなってきた。そのため、斜面の規模の増大とともにその安定性が土木工学上重要な問題の一つとなっている。特に我が国は国土の大部分が山地で占められ、また地震国であるため地質的にも断層などの不連続面が発達し、複雑な地質構成を持っている。その上、高温多湿の気候条件、融雪や集中豪雨などの厳しい自然条件のため、岩盤が風化、または劣化することによって不安定化し、これが自然斜面の崩壊を引起こす一因となっている。通常、斜面の変状はその斜面をなす地山自身の不安定要因の増大によって生じるものであり、積極的に人の力が介入するダム・トンネルや橋梁基礎などにおいては、地盤に関する諸問題を事前に予測することが難しい。そのため、斜面災害が生じてから、対症療法的にその原因の追究や抑止工、もしくは抑制工が施されることが多く、斜面災害を未然に防止するための工学としての体系化は必ずしも十分とはいえないのが現状である。盛土や切土などの人工斜面においても同様に斜面の建設自体が目的ではなく、目的とする別の構造物の空間的な環境を整備するために作られる場合が多く²⁾そのため安定性が十分検討されていない場合が数多くあり、このことがしばしば問題となっている。斜面崩壊は自然的要因が大きいもの、人為的要因が大きいものなど様々であるが、このような事故³⁾を未然に防ぐには岩盤自体の工学的性質の把握が不可欠である。特に最近では1996年2月に北海道積丹半島豊浜トンネル岩盤崩落事故⁴⁾そ

の翌年の1997年8月には島牧村第2白糸トンネル岩盤崩落事故⁵⁾が発生しており、社会的な問題となっている。この2つの岩盤崩落事故の特徴は崩落した岩盤が水冷破碎岩や凝灰岩などの軟岩で構成されているということである。

堆積軟岩は、一般の岩盤のように不連続性が著しくはなく、地質構造が比較的単純で割れ目も少ない。また掘削も容易であるなど、地盤の利用の面で多くの利点を持っている⁶⁾しかし、堆積軟岩は、トンネルにおいては膨張性地圧の問題、大型構造物基礎では支持特性の問題、斜面の場合においては、長期間にわたる劣化作用による安定性低下の問題等がある⁷⁾従来これらの問題に関して、クリープ特性やスレーキング特性、せん断特性、乾湿繰返し特性などの研究がそれぞれ単独に行われてきた。そのため、これらの試験を総合した一つの手法として行った軟岩のせん断挙動に関しては、未解明な点が多いのが現状である。

本研究では、一定垂直応力、一定せん断応力を軟岩供試体に負荷させた状態下で乾湿繰返しを行えるせん断試験機を開発し、これまでに軟岩の乾湿繰返しにともなう強度変形特性について検討を行ってきた。本論文では、一定垂直応力、一定せん断応力を載荷した軟岩供試体に強制的に乾燥・湿潤を繰返した。供試体には、空隙が大きいことから吸水率が高く、乾湿履歴を受けやすいという、大谷凝灰岩(大谷石)を使用した。応力の影響を検討するために、垂直応力6種類、せん断応力3種類、合計18種類の応力条件下で乾湿繰返し試験を行った。また乾湿繰返し試験終了後、一面せん断試験を行った。そして、乾湿繰返し後の供試体のせん断強度を測定し、乾

† 原稿受理 平成13年5月14日 Received May 14, 2001

* 正会員 関西大学工学部土木工学科 〒564-8680 吹田市山手町, Dept. of Civil Eng., Kansai Univ., Yamate-cho, Suita, 564-8680

** 関西大学大学院 〒564-8680 吹田市山手町, Graduate Student, Kansai Univ., Yamate-cho, Suita, 564-8680

*** 〒840-8570 佐賀市内, Jonai, Saga, 840-8570

Table 1. Some properties of Ohya-ishi specimen.

Uniaxial compressive strength (dry) (MPa)	13.78
Uniaxial compressive strength (wet) (MPa)	9.39
Percentage of water absorption (%)	30.72
Effective porosity (%)	41.13

燥・湿潤を繰返すことが、軟岩の強度特性に与える影響について検討を行った。さらに、せん断変形特性、垂直変形特性、各側面から検討することによって、乾湿繰返しを受けた堆積軟岩の変形特性についても検討を行った。

2 供試体および実験方法

本実験で用いた供試体は、栃木県宇都宮市大谷町で産出される多孔質凝灰岩の一種、大谷石である。Table 1 に大谷石の諸物性値を示す。この岩石は、乾燥状態に比べて湿潤状態では強度の低下が著しく見られ、乾燥・湿潤の影響を大きく受け、数回の乾湿繰返しによって、大きな強度が低下することが分かっている。^{8)~10)}

Fig. 1 に本実験で用いた直接一面せん断試験機を示す。この試験機は、一定の応力を载荷したままで、乾燥と湿潤の繰返しが可能な試験機である。本実験では、乾燥状態にした供試体をせん断箱にセットし、供試体に各応力条件におけるせん断応力、垂直応力を载荷させる。このとき、载荷した応力は乾湿繰返し試験終了まで一定とする。湿潤状態は、せん断箱外側にある水槽に水を注水することによって湿潤状態とし、乾燥状態はせん断箱を金属製の箱で覆い、温風をヒーターによって箱の内部に送りこむことによって供試体を乾燥させた。なお乾燥箱の内部は、温度による影響を可能な限り除去するためサーモスタットにより 90℃一定に保った。

応力载荷条件は、垂直応力を固定し、せん断応力を変化させた場合、応力比 (α) を固定し、垂直応力を変化させた場合の 2通りの条件を設定した。これらの応力载荷条件を設定することによって、供試体の乾湿繰返し中の変形特性、乾湿繰返し後の強度低下特性に及ぼすせん断応力、および垂直応力の影響について検討を行った。なお、実験および供試体の管理に関しては、室内温度が約 24℃一定の恒温室内で行った。

ここで、応力比とは、乾湿の履歴を受けていない供試体の湿潤状態における各垂直応力下でのせん断強度 (τ_{FW}) を 1.0 とした時の、乾湿繰返し中に载荷する一定せん断応力 (τ_c) の比を示している。なお、実験に用いた τ_{FW} は、Fig. 2 に示す値である。

以降では、乾湿繰返し中に载荷されるせん断応力は応力比 (α) を用いて示す。

垂直応力を一定にし、せん断応力を変化させる試験では、応力比 (α) = 0.3、0.4、0.5、0.6、0.7、0.8、0.9 の 7通り設定した。なお、これら設定した垂直応力、応力比

の値については、具体的な岩盤構造物を想定した上で決定したものではなく、乾湿繰返し挙動が軟岩に与える応力条件の影響を明らかにする目的で決定したものである。これらの応力状態下で、乾湿繰返しを 2 サイクル行った。また、応力比を一定にし、垂直応力を変化させる試験では、垂直応力を 0.1、0.3、0.5、0.75、1.0、1.5 (MPa) の 6通り設定し、それぞれの垂直応力下において、各応力比に相当するせん断応力を供試体に载荷し、乾湿繰返しを 2 サイクル行った。乾湿繰返し試験終了後は、試験中に破壊しなかった供試体に対し、引き続き 0.1mm/min の変位制御のせん断試験を行い、供試体を破壊させ、乾湿繰返しに伴う強度低下特性について検討を行った。

3 実験結果

Fig. 2 は、大谷石のせん断強度と垂直応力の関係について、供試体の含水状態をパラメータにとって表し、そ

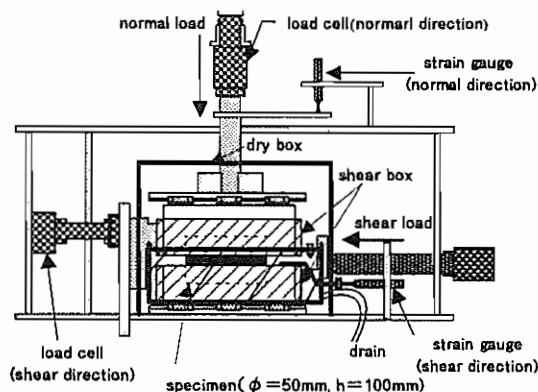


Fig. 1. Shear box of direct shear testing machine.

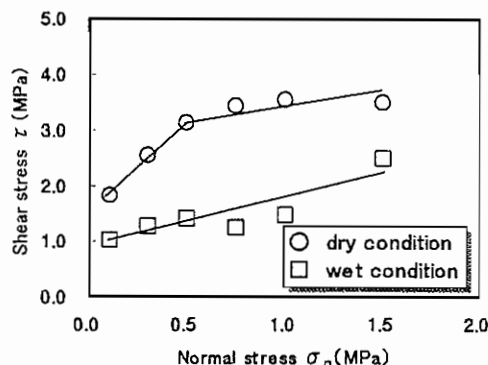


Fig. 2. Failure envelope of rock specimen under dry and wet condition.

Table II. Cohesion and internal friction angle of specimen.

		c (MPa)	ϕ (°)
Before alternated dry and wet	$\sigma_n \leq 0.75 \text{ MPa}$	1.54	72.98
	$\sigma_n \geq 0.75 \text{ MPa}$	3.27	16.50
$\alpha = 0.4$	$\sigma_n \leq 0.75 \text{ MPa}$	0.94	65.27
	$\sigma_n \geq 0.75 \text{ MPa}$	1.40	55.54
$\alpha = 0.5$	$\sigma_n \leq 0.75 \text{ MPa}$	0.98	66.89
	$\sigma_n \geq 0.75 \text{ MPa}$	2.28	35.21
$\alpha = 0.6$	$\sigma_n \leq 0.75 \text{ MPa}$	0.58	70.63
	$\sigma_n \geq 0.75 \text{ MPa}$	2.52	19.80

の値を Mohr-Coulomb の破壊基準式によって近似したものである。この図より、湿潤状態での破壊基準線は垂直応力の増加にともなって、直線的な増加傾向を示している。一方で、乾燥状態での破壊基準線は、垂直応力が 0.5(MPa) を遷移点として、2本の直線で近似できる。このことから、湿潤状態の破壊基準線は、Mohr-Coulomb の破壊基準とよい一致を示すが、乾燥状態での破壊基準線は一致しないといえる。これは、インタクトな供試体では、垂直応力が 0.5(MPa) に達するまで、垂直応力が軟岩の骨格に及ぼす影響が小さかったものが、垂直応力が 0.5(MPa) を超えたところで、垂直応力が骨格に影響を及ぼし、微小亀裂が生じることに原因があるものと考えられる。

Fig. 3 は、垂直応力 0.3(MPa) の条件下で 2 サイクルの乾湿繰返しを行った供試体の乾湿繰返し中の u/u_{AP} の経時変化について応力比をパラメータとして表している。ここで示すせん断変位は、乾湿繰返し中に計測されるせん断変位 u を、乾湿繰返し後において、供試体が乾燥状態で破壊したときのせん断変位 u_{AP} によって正規化したものである。また、図中の W は湿潤状態、D は乾燥状態を表している。この図から、乾湿繰返し中の供試体のせん断変位は、乾燥状態から湿潤状態、湿潤状態から乾燥状態に移行した直後に、それぞれ急激な増加、減少傾向が認められた。また、供試体のせん断変位は、時間の経過とともに増加傾向を示し、応力比 0.6 以上のせん断応力下では、その傾向は顕著に認められた。特に応力比 0.7 以上のせん断応力下では、乾湿繰返し中の湿潤状態で供試体は破壊に至り、応力比が高いほど早い段階で破壊に至る傾向が認められた。

Fig. 4 は Fig. 3 で示した結果の、せん断ひずみ速度の経時変化を示している。この図から $\alpha = 0.7, 0.9$ の条件下の供試体は他の応力比状況下とは異なった経路で変化している。これらの応力比は Fig. 3 で示されたように乾湿繰返し中に破壊に至った応力条件であり、せん断ひずみ速度が乾湿繰返し初期から大きくなっていることがわかる。

Fig. 5 は、乾湿繰返し前後の供試体の破壊基準線を示したものである。この図から、乾湿繰返しを受けることによって、最大せん断応力が低下し、その傾向は応力比が高くなるほど顕著に認められた。また、最大せん断応

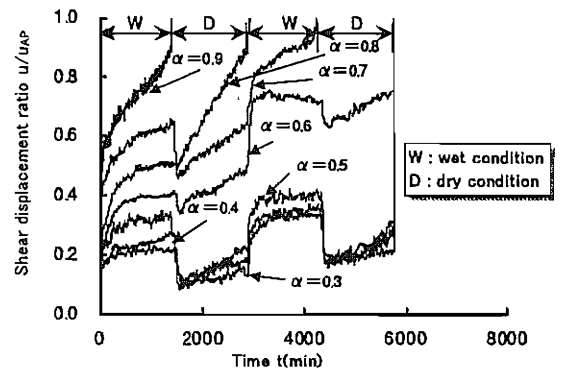
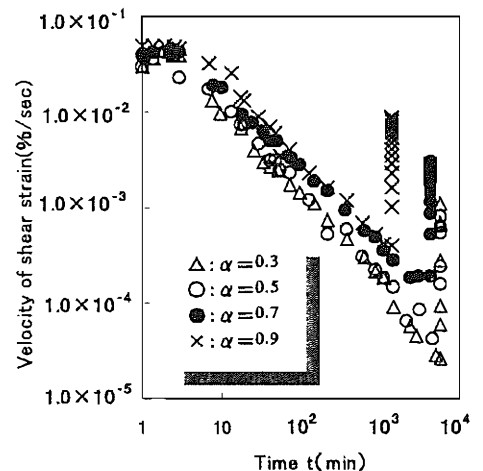
Fig. 3. Change of u/u_{AP} with the passage of time ($\sigma_n = 0.3 \text{ MPa}$).

Fig. 4. Change of velocity of shear strain with the passage of time.

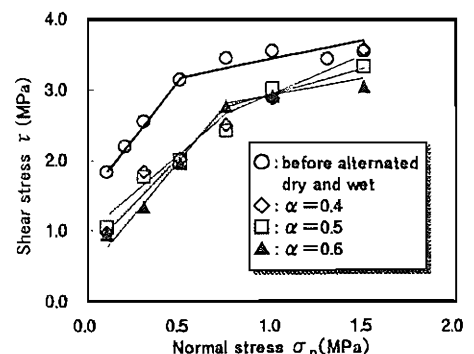


Fig. 5. Failure line.

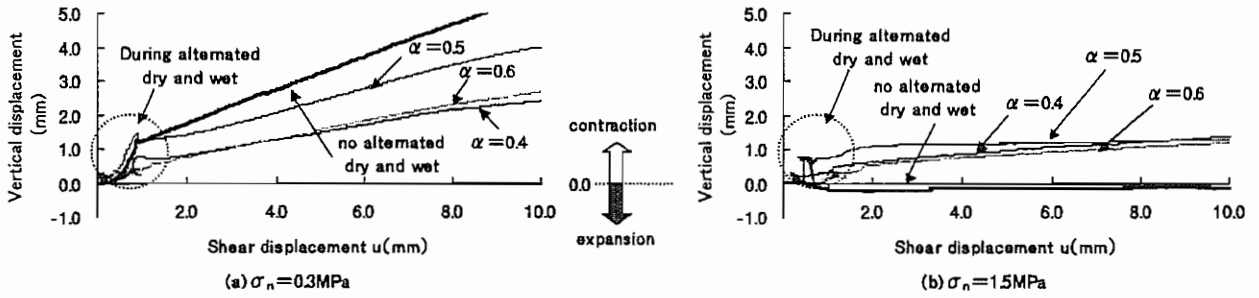


Fig. 6. Relation between vertical displacement and shear displacement.

力に関して、定圧せん断試験で得られる破壊基準線は、垂直応力 0.5(MPa) で遷移する 2 本の直線で近似できる。これに対して、乾湿繰返しを行ったものは、垂直応力 0.75(MPa) を遷移点として、2 本の直線で近似される。

粘着力 c とは土質材料では含水状態土粒子の表面形状などの影響を受けるとされている。¹¹⁾ しかし一般的に軟岩の土粒子間にはセメンテーションが発達している。¹²⁾ このセメンテーションが軟岩の粘着力 c に大きく影響を及ぼしていると考えられる。そこで Table II は大谷石の粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ について示す。粘着力に関しては、この表から遷移点前の粘着力は、乾湿履歴を受けることによって、低下することが認められた。また、遷移点前の粘着力に関して、応力比 0.4、0.5 の粘着力と比較すると、応力比 0.6 の粘着力は、さらに低い値となった。

次に内部摩擦角における考察を述べる。これから、遷移点前の内部摩擦角は、乾湿繰返しを受けた後、大きな変化が認められない。しかし、遷移点後の内部摩擦角は、著しく低下している。さらに、応力比が高くなるにつれて、内部摩擦角は小さくなっている。すなわち、乾湿繰返し、および応力比の影響が顕著にみられる。この原因として、供試体に載荷する垂直応力が低い場合（遷移点前）は、供試体の骨格が健全な状態を保っているが、垂直応力が高い場合（遷移点后）は、軟岩供試体のセメンテーションが低下し、軟岩の組織が粘性状に変化することが考えられる。ただし、遷移点前の ϕ が 70° 前後を示しているのは、破壊基準線を最小二乗法によって求めた結果である。値としては若干大きくなっているが、この原因としては粘着力の低下が大きく作用したものと思われる。

Fig. 6 は垂直応力が 0.3(MPa) および 1.5(MPa) における α をパラメータとした時の乾湿繰返し中、繰返し後のせん断時の垂直変化を示したものである。これらの図より、 $\sigma_n = 0.3$ (MPa) においては、乾湿繰返しを受けていない供試体と乾湿繰返しを受けた供試体の垂直応力の変化は類似した傾向を示している。これに対して、 $\sigma_n = 1.5$ (MPa) の場合、乾湿繰返しを受けていない供試体では、垂直変位はほとんどみられないが、乾湿繰返しを受けた供試体では、 σ_n が大きいにもかかわらず、体積収縮 (+ 側が収縮) の傾向がみられている。この体積収縮は、Fig. 6 (b) にも示されているように乾湿繰返し中に生じたものであり、乾湿繰返しによって軟岩内のセメンテーシ

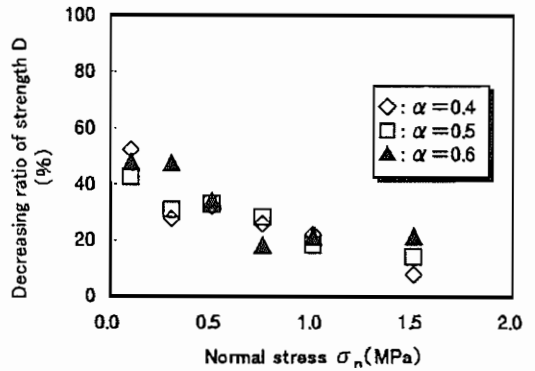


Fig. 7. The strength rate of decreasing.

ョンが破壊されていることに起因しているものと考えられる。Fig. 5 で示した破壊基準線が 2 本の直線で近似でき、 $\sigma_n \approx 0.75$ (MPa) に遷移点が生じているのは、 $\sigma_n < 0.75$ (MPa) では、乾湿繰返しによって軟岩内の構造変化がさほど生じず、粘着力の低下のみ生じる。これに対して $\sigma_n > 0.75$ (MPa) では乾湿繰返しによって、軟岩内のセメンテーションが破壊されるような構造変化が生じ、これが内部摩擦角を低減させる原因となっている。以上のことから、垂直応力の大きさによって乾湿繰返し中の体積変化が異なり、それによって乾湿繰返しを受けた軟岩の破壊基準線は 2 本の直線となることが明らかにされた。

Fig. 7 は、応力比 0.4、0.5、0.6 をパラメータとした時の垂直応力と強度低下率との関係を示したものである。ここで強度低下率とは次式 (1) のように示される。

$$D = \left(1 - \frac{\tau_{AP}}{\tau_{DP}}\right) \times 100 \quad (1)$$

D : 強度低下率 (%)

τ_{AP} : 乾湿繰返し後のせん断強度

τ_{DP} : 乾湿繰返しを受けていない乾燥供試体のせん断強度

この図より、各応力比の条件下では、強度低下率は、垂直応力が増加すると減少する傾向がみられている。すなわち一定の垂直応力せん断応力が載荷された状況下で乾湿を繰返し軟岩に与えると、その後のせん断強度の低下率は垂直応力の大きさに依存することが認められた。

Fig. 8 は、せん断変位 u_1 の算出方法を示している。この図からせん断変位 u_1 とは、せん断変位—せん断応力曲

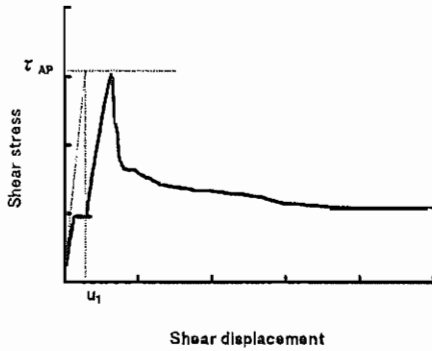


Fig. 8. The definition of u_1 .

線の乾湿繰返し前における、初期接線の延長線と、せん断強度 τ_{AP} との交点が与えるせん断変位を示している。

Fig. 9は、応力比が0.4, 0.5, 0.6において、垂直応力と u_1/u_{AP} の関係について表したものである。すべての応力比において、2本の直線によって近似できることがわかる。また、垂直応力が0.75(MPa)以下においては、垂直応力依存性が認められるのに対し、垂直応力0.75(MPa)以上においては、垂直応力による変化が認められない。これは、遷移点後において、軟岩供試体のセメンテーションが低下し、軟岩の組織が粘性の高い状態に変化することに起因していると考えられる。

Fig. 10は、 K_{S1} の算出方法を示している。図で示すように K_{S1} は、乾湿繰返し試験終了後のせん断変位—せん断応力曲線の弾性領域にある直線部分の傾きと定義する。

Fig. 11は、応力比がそれぞれ0.4, 0.5, 0.6のときのせん断剛性 K_{S1} と垂直応力の関係について示したものである。全ての応力比条件下で、乾湿後のせん断剛性 K_{S1} は、垂直応力が0.75(MPa)を超えたところから、ほぼ一定の値となり、せん断剛性 K_{S1} と垂直応力の関係は、遷移点をもつ、2本の直線で近似できる。

Fig. 12は、垂直応力とせん断剛性低下率の関係を示している。ここでせん断剛性低下率とは次式で示される。

$$D_K = \left(1 - \frac{K_{S1}}{K_{S0}}\right) \times 100$$

D_K : せん断剛性低下率

K_{S0} : 乾湿繰返し前のせん断剛性

K_{S1} : 乾湿繰返し後のせん断剛性

これらの図から、全ての応力比条件下において、垂直応力が高くなるほどせん断剛性低下率が小さくなる傾向にあることがわかる。このことから、せん断剛性低下率には、垂直応力依存性があるといえる。また、応力比が0.4, 0.5に関しては、せん断剛性低下率が近い値をとるのに対し、応力比が0.6のときは、明らかに高いせん断剛性低下率を示している。この結果から、応力比が0.6の状態下で乾湿繰返し試験は、軟岩供試体を、より劣化させることが考えられる。

4 結 言

本研究は、大谷石供試体を用いて、一定応力下における乾湿繰返し試験が大谷石の強度変形特性について実験的に検討したものである。本研究において得られた成果

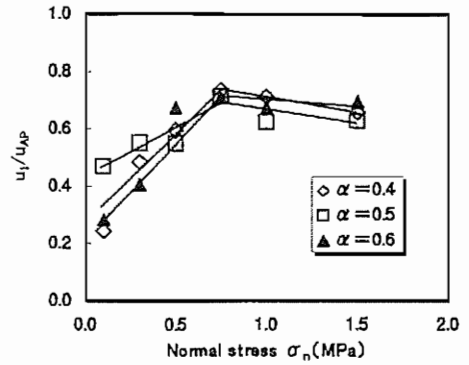


Fig. 9. Relation between normal stress and u_1/u_{AP} .

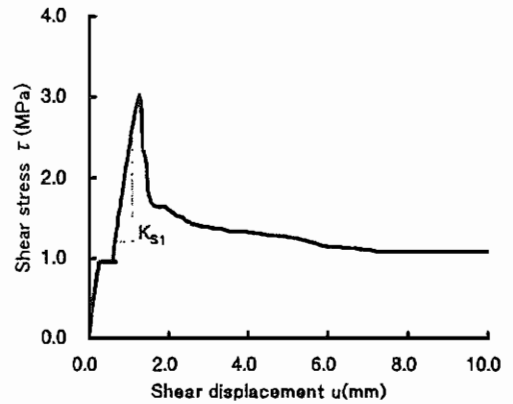


Fig. 10. The definition of K_{S1} .

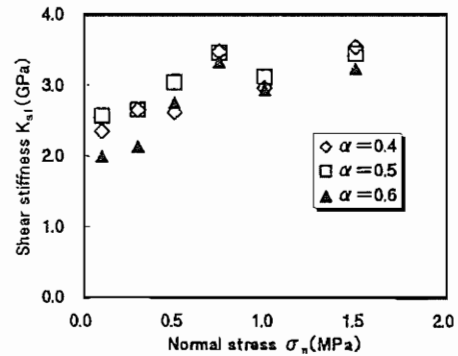


Fig. 11. Relation between normal stress and shear stiffness.

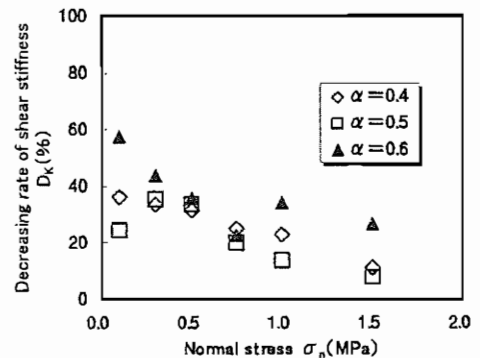


Fig. 12. Relation between normal stress and decreasing rate of shear stiffness.

は以下のものである。

(1) せん断剛性は、垂直応力が 0.75(MPa) 以下のときは垂直応力依存性が認められたが、垂直応力が 0.75(MPa) 以上では垂直応力依存性が認められなかった。

(2) 乾湿繰返しを受けた軟岩の内部摩擦角は、垂直応力が 0.75(MPa) 以上の条件下において、著しく減少する。これは、垂直応力 0.75(MPa) 以上の高い垂直応力下では、軟岩のセメンテーションが低下することに起因している。

(3) 乾湿繰返しを受けた、一定応力下にある軟岩の破壊基準線は 2 本の直線で近似できることがわかった。また、この破壊基準線は、軟岩斜面の長期安定解析に利用できる可能性がある。

参 考 文 献

- 1) 川本眺万, 資源・素材学会誌, **106**, 835 (1990).
- 2) 甲村雄一, 下河内隆文, 岩本 宏, 上田貴夫, 第 30 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 363 (2000).
- 3) 土質工学会編, “堆積軟岩の工学的性質とその応用”, p.10, (1987) 土質工学会.
- 4) 仲村治朗, 河村精一, 村中健二, 第 30 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 358 (2000).
- 5) 熊谷直一, 伊藤英文, 笹島貞雄, 材料, **35**, 20 (1986).
- 6) 稲田善紀, 木下尚樹, 材料, **48**, 334 (1999).
- 7) 田中寛史, 田野久貴, 渡辺英彦, 土木学会第 53 回年次学術講演論文集, A-350, 696, (1998).
- 8) 楠見晴重, 蜂 之久, 松下千加生, 西田一彦, 第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 37 (1998).
- 9) H. Kusumi, K. Nishida, C. Matsushita and T. Teraoka, “The Geotechnics of Hard soils-Soft rocks”, p.253 (1998) ISBN.
- 10) 楠見晴重, 松下千加生, 片江敏雄, 西田一彦, 第 30 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 36 (2000).
- 11) 赤井浩一, 大西有三, 八嶋 厚, 土木学会論文報告集, **321**, 123 (1982).
- 12) 地盤工学会編, “設計における強度定数”, p.1 (1995) 地盤工学会.