有効応力からみた軟岩の力学特性*

赤井 浩一** 足立 紀尚** 田伏 宣夫***

Mechanical Properties of Soft Rock in Terms of Effective Stress

by

Koichi AKAI, Toshihisa ADACHI and Nobuo TABUSHI

(Faculty of Engineering, Kyoto University, Kyoto)

The objective of this study is to clarify the stress-strain-time relation and strength of porous fine tuff-sandstone obtained from Tainohata zonal layer belonging to Kobe stratum, in terms of effective stress. The stratum which deposited in Miocene Epoch of Tertiary Period is distributed around Kobe area where one route of Honshu-Shikoku bridge connections is going to be constructed.

The conclusions obtained through this investigation are as follows:

(1) The fine tuff-sandstone samples are almost fully saturated so that they should be analyzed in terms of effective stress. It is found that Skempton's pore pressure coefficients, B , is 1 and the coefficient at breakage, A_f , changes in the range of 0.2–0.5 depending on the reconsolidation pressure.

(2) The layer from which the samples were taken is in overconsolidated state. The preconsolidation pressure is estimated about 25 kg/cm².

(3) One may analyze the rock mass as an ideal elastic continuum up to the strain range of 1.0–1.5%.

(4) The interrelation of the deformation coefficient E_{50} and the strength is similar to those for alluvial and diluvial clays. The relation, $E_{50}=70(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ is deduced from the results of reconsolidated undrained triaxial shear tests. Both the deformation coefficient and the strength increase with the increase of reconsolidation pressure.

(5) Mohr-Coulomb failure criterion is applicable within the reconsolidation pressure range of 0–30 kg/cm². The effective internal friction angle ϕ' and the cohesive strength c' are found to be 40° and 4 kg/cm², respectively.

(6) It is necessary to take into account the creep deformation. The creep strength is 70–80% of the strength obtained by constant strain rate shear tests.

(Received Jan. 17, 1974)

1 はじめに

半固結状態にある堆積岩の力学特性を明らかにすることは、学問的には土質力学と岩盤力学の境界領域の問題として興味のあるところであるが、土木工学の面からは、これら軟岩を基礎地盤として重量構造物を建設することの可否やその設計指針を与えるために必要である。

通常、岩盤力学においては、岩石試験と岩盤試験の結果の相対的評価は岩盤に内在する地質分離面（不連続面）の影響をいかに評価するかが現在の主要な課題

であり、この方法論の確立に多大の努力がなされている。しかし、半固結状態にある堆積岩に対しては、土質力学に準じた方法論が比較的容易に適用できるものと考えられる。

本研究は本州四国連絡橋の一つである明石-淡路ルートを建設する神戸地方に分布する、第三紀の中新世に堆積した神戸層群に属する、多孔質の凝灰質細粒砂岩を用い、有効応力の立場から三軸応力下における応力-変形、クリープ特性ならびに強度を実験的に調べ重量構造物基礎地盤としての設計指針を与えることを目的としたものである。

これまで得られた実験結果から、過圧密状態にある土質材料の応力-ひずみ-時間関係を記述しうる構成方

* 原稿受理 昭和49年1月17日

** 正会員 京都大学工学部 京都市左京区吉田本町

*** 京都大学工学部 京都市左京区吉田本町

程式の確立が必要であるとの結論を得、現在その研究を進めている。

2 試料と実験装置

用いた試料は神戸市垂水区下畑町地先で、地表面下約10mから採取した神戸層群の多井畑累層に属する凝灰質細粒砂岩である。地質調査によると、神戸層群は花崗岩と不整合または断層で接し、多井畑累層と岩屋累層に分かれている。さらに多井畑累層は、(Ⅰ)砂岩、泥岩層、(Ⅱ)砂岩、(Ⅲ)凝灰岩、凝灰質砂岩層の三層に大別され、しかも個々の単層は必ずしも均質でなく強度的な差が、かなり存在することが明らかにされている。この点は設計における岩盤調査ならびに岩盤の力学特性を決する際には、充分留意すべき知見である。しかし、他方大局的に地盤特性を把握することは忘れてはならない。

供試体は、約50cm立方のブロックとして採取したものから、コアカッターを用いて整形した直径5cm、高さ10cmの円筒形である。試料の物理諸量はTable Iに示すとおり、間げき比が0.66、飽和度はほぼ100%である。

Table I. Physical properties.

Water content	24.05%
Unit weight	2.02 g/cm ³
Dried density	1.63 g/cm ³
Void ratio	0.66
Saturation	almost 100%
Specific gravity	2.76

三軸圧縮試験は作用側圧 0~30 kg/cm² で行なった。0~10 kg/cm² の側圧に対しては、通常の土質用三軸試験装置を用い、10~30 kg/cm² の側圧にはFig. 1に示す特別に作製した三軸室を用いている。このセルは肉厚3cmの透明なアクリル製円筒でできており、

Fig. 1. Triaxial cell.

one touch joint 方式を採用するなど簡素化・軽量化に努めた。その圧力制御はFig. 2に示すとおり、高精度の air regulator により air driven oil pump を作動させ、accumulator に定圧を貯留し、その油圧を高精度の oil pressure regulator を用いて、最終的に所定の側圧に保持する方式をとっている。圧密非排水せん断試験は平均 $2.6 \times 10^{-2}\%$ /min のひずみ速度で行なったが、ここに平均と記したのは荷重をプルービングリングで測定しているため、厳密には試験中ひずみ速度がある程度変化することになるからである。なお、载荷速度の強度への影響を知るため、2%/min のひずみ速度でも実験を行なった。

一方、クリープ試験は圧密終了後、非排水の条件で段階的に所定の軸荷重を载荷して一定に保ち、ひずみならびに発生間げき水圧がほぼ一定値となるまで継続して行なった。

間げき水圧の測定は受圧面の直径が5mmの半導体型圧力変換器を用いている。この圧力変換器の圧力に対する受圧部の容積変化は 1.8×10^{-6} cm³/kg/cm² で

Fig. 2. Schematic diagram of testing system.

あって、水の圧縮率 $4.9 \times 10^{-5}/\text{kg}/\text{cm}^2$ (15°C) に比較しても供試体と導管部の水の占める容積を考慮すれば微小であり、このことから測定精度は高い。またその長期安定性も秀れている。

3 実験方法と結果

三軸圧縮試験は非排水せん断試験 (U-Test) と圧密非排水せん断試験 (CU-Test) を行なった。せん断過程の間げき水圧測定は、双方においてともに行なったが、以下の方法を採用した。すなわち、供試体をセットする前に、三軸室内をほぼ真空にして、約1時間間げき水圧測定系と排水系の脱気を行ない、供試体をセットした後に $0.2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の側圧を作用させ、10分間排水を行ない、セットの際に混入した余分の水と空気を排除した。その後、所定の側圧を作用させ、せん断を開始するまで約1時間、発生間げき水圧が定常になるまで待った。実際には5～10分で定常状態に達する。この結果より得られる、等方作用圧力 (作用側圧 σ_c) と発生間げき水圧 U_0 の関係は Fig. 3 のようにもとまる。この図に示す直線でその関係が近似できるとすれば、 $U_0 = \sigma_c - 0.90 \text{ (kg}/\text{cm}^2)$ となり、Skempton の間げき水係数 B は1であり、 $0.9 \text{ kg}/\text{cm}^2$ のサクシオンを有すると考えられる。これらは飽和度がほぼ100%であり、土粒子骨格の圧縮率が水のそれに比べて大きいこと、また試料を採取した場所が旧地表面下、約10mであったことに帰結すると考えられる。

Fig. 3. Isotropic applied pressure and induced pore pressure relation.

U-Test はこの後、ただちにせん断を行なうが、CU-Test では $0.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ($0 \sim 10 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の側圧) ないしは $2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ($10 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以上の側圧) の initial back pressure を作用して圧密を行ない、その後非排水せん断を行なった。なお、側圧が $20 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以下の場合には圧密が、間げき水圧消散のうえからも比較的短期間のうちに終了するが、側圧が $30 \text{ kg}/\text{cm}^2$ に近くなると、一例を Fig. 4 に示すように圧密に約 10^4 min 程度の時間を要した。このことは圧密圧力が $30 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 近くなると過圧密状態から正規圧密状態に近づいていることを示唆するものであるが、この点につ

Fig. 4. Drainage, pore pressure-time relation during consolidation process.

いてはあとで述べる。

側圧の大きさによる応力-ひずみならびに強度への影響を調べるために、U-Test において種々の側圧に対する、せん断過程の応力、発生間げき水圧-ひずみ曲線の代表例を示したものが Fig. 5 である。図中で実線は応力、点線は間げき水圧の変化をそれぞれ表わしており、数値は側圧を示している。この図から、間げき水圧のピークは最大強度に達する前に生じ、それ以後は減少、すなわち体積が増大する傾向を示している。また側圧が $2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以下では側圧の増大による強度の増加がみられるが、側圧が $2 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以上になると、強度の増加はみられない。この点をより明らかにするために、強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ と側圧 σ_c の関係を Fig. 6 に示しているが、この図の語るところは本試料の U-

Fig. 5. Stress, pore pressure-strain relation (U-test).

Fig. 6. Strength and applied lateral pressure relation (U-test).

Test の結果は飽和土の U-Test と同一の特性を示しているということである。この図には、null balance 型の間げき水圧計を用いた実験結果と、さきに述べた圧力変換器を用いた結果、それに平均値を与えている。Fig. 5 において間げき水圧がピークに達するまでを弾性領域と考えると、この非圧密非排水条件に対しては、理想弾性体を仮定して解析できるのはひずみが約 1% までであるといえる。

U-Test の結果を Miller²⁾ らの岩石の工学的分類を拡大解釈して、各種側圧に対する強度、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ と応力-ひずみ曲線の $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}/2$ に相当する点における接線こう配として求めた変形係数、 E_{50} の関係を示したものが Fig. 7 である。この試料はほぼ完全飽和であるから、ポアソン比を 0.5 と近似して、理想弾性

Fig. 7. Strength and deformation coefficient relation (U-test).

体の応力ひずみ関係を用いると、 $E = (\sigma_1 - \sigma_3)/\epsilon_1$ と求まるから、 E_{50} が $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_1$ 曲線のこう配として与えられると考えてよい。この図において、強度、変形係数ともに側圧に関係せずばらついているが、平均圧縮強度は 10 kg/cm^2 、変形係数 E_{50} は 10^3 kg/cm^2 であり、 $E_{50}/(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ は $100/1$ の関係にある。この結果は沖縄、島尻層泥岩の平均強度 30 kg/cm^2 、変形係数 $E_{50} = 3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ の結果として求まる $100/1$ の関係と一致し、さらに沖積層ならびに洪積層粘土に対しての $E = 105 q_u$ とほぼ等しい。ここに q_u は一軸圧縮強度である。

つぎに、圧縮非排水試験結果について述べよう。Fig. 8(a)(b)は CU-Test における応力、間げき水圧-ひずみ曲線の代表例を低側圧 $0 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ と高側圧 $10 \sim 30 \text{ kg/cm}^2$ に対してそれぞれ示したものである。図中、 σ_{30}' は有効初期側圧を示している。この図から求まる結論は圧密圧力の増大とともに、強度、発生間げき水圧、変形係数 E_{50} は増大し、Skempton の間げき圧係数 A_f (破壊時のせん断応力に対する) は低圧密圧力では平均 0.2 であるが、 $\sigma_{30}' = 26.5 \text{ kg/cm}^2$ の場合には 0.54 と増加する。Table II¹⁾ に破壊時の間げき圧

Fig. 8. Stress, pore pressure-strain relation (CU-test).

Table II. Pore water coefficient A_f at failure.

Normally consolidated clay	0.5~1.0
Lightly overconsolidated clay	0 ~ 0.5
Heavily overconsolidated clay	-0.5~0

係数 A_f の粘土の平均値を示しているが、これからも側圧が 30 kg/cm^2 に近づくと過圧密領域から正規圧密状態に入ることを理解できる。さらに U-Test 同様除荷試験を行っていないが、応力-ひずみ曲線のほぼ直線部分を理想弾性体として近似できる範囲は軸ひずみが、1~1.5% 以内である。また U-Test と異なり、間げき水圧は最大応力点でほぼ最大値に達している。

Fig. 9 は CU-Test の結果を E_{50} と強度の関係を示したものである。この相関は U-Test のようにばらつかず、強度、変形係数ともに圧密圧力の増加とともに増大し、 $E_{50} = 70(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ の関係が求まる。

以上から、本試料については間げき水圧の挙動がそ

Fig. 9. Strength-deformation coefficient relation (CU-test).

の力学特性に多大の影響を与えており、有効応力による解析の必要性が明らかである。

Fig. 10 は CU-Test による代表的な有向応力径路を示している。この結果を粘土の有効応力径路と対比すると、 σ_{30}' が 25 kg/cm^2 以上になると正規圧密粘性土の有効応力径路に近づき、それ以下の圧密圧力の場合には過圧密状態に対する傾向を示している。この有効応力径路特性、間げき圧係数 A_f の変化と圧密過程の変化を総合すると、この凝灰質細粒砂岩の先行圧密圧力は 25 kg/cm^2 程度と考えられ、現在は過圧密状態にあることは明らかである。すなわち、かつては 300m 程度の深さにあったものと推定される。

Fig. 10. Effective stress paths (CU-test).

Fig. 11. Mohr's stress diagram in terms of effective stress.

Fig. 11 は有効応力に基づいた Mohr の応力円を示している。この程度の応力範囲では、近似的に Mohr-Coulomb の破壊基準が適用でき、 $\phi' = 40$ 、 $c' = 4 \text{ kg/cm}^2$ が与えられる。

なお載荷速度の影響をひずみ速度を変えて調べたがその差異は測定値のばらつきの範囲であって明らかにできなかった。

Fig. 12 は側圧 3 kg/cm^2 と 5 kg/cm^2 の圧密非排水クリープ試験の結果を示している。この図から、クリープ変形量も無視できないことと同時に次の結論が導かれる。まずクリープ破壊時のひずみ量は、定ひずみ速度せん断試験のそれと同様に 2% 程度で生じ、またクリープ破壊強度は非排水条件のもとで、定ひずみ速度試験による強度の $70\sim 80\%$ 程度しか期待できないことである。このことは先のひずみ速度を変化させて調べた結果では求まらなかったが、載荷速度の影響を

Fig. 12. Creep strain-time relation (CU-test).

受けることを明らかに示しており、応力-ひずみ-時間関係を表わす構成方程式の確立の必要性を示している。

4 結 論

以上の実験的研究から得られた知見は次のとおりである。

- (1) 本凝灰質細粒砂岩はほぼ完全飽和であって、有効応力に基づく解析が必要である。また Skempton の間げき圧係数 B は 1 であり、破壊時の間げき圧係数 A_f は再圧密圧力によって $0.2\sim 0.5$ の範囲で変化する。
- (2) 本試料を採取した地層は過圧密状態にあって、その先行圧密圧力はほぼ 25 kg/cm^2 程度と推定される。
- (3) 本試料を理想弾性体として解析できるのは $1.0\sim 1.5\%$ のひずみまでである。
- (4) 変形係数 E_{50} と強度関係は沖積層粘土の関係とほぼ等しく、再圧密非排水せん断試験の結果から $E_{50} = 70(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ の関係が明らかになった。また変形係数、強度ともに再圧密圧力の増加とともに増大する。
- (5) $0\sim 30 \text{ kg/cm}^2$ の再圧密圧力範囲では Mohr-Coulomb の破壊基準が適用でき、有効応力に基づく内部摩擦角 ϕ' と粘着力 c' はこの場合それぞれ 40° と 4 kg/cm^2 と求まる。
- (6) クリープ変形量も無視できず、またクリープ破壊強度は定ひずみ速度せん断試験結果として求まる強度の $70\sim 80\%$ に相当する。

これらに基づけば、設計指針として間げき水圧の挙動を考慮した有効応力に基づく応力-ひずみ-時間関係による必要があるが、最も危険である非排水条件においては、 $E_{50} = 10^3 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.5$ 、強度 10 kg/cm^2 で全応力解析をすればよいと考えられる。なお圧密による沈下、長期に渡るクリープ変形についてはさらに実験を行ない定量的にそれを求める必要があるが、簡単なレオロジーモデルで近似して解析することは可能で

ある。本研究は実際の試料を用いた軟岩の実験的研究結果であるが、過圧密状態における粘性土の特性と類似性が強く、土質力学的アプローチの適用の妥当性が明らかである。そこで現在、軟岩の構成方程式を確立するため 30 kg/cm^2 で圧密して作製した過圧密粘性土の力学特性を究明する研究を行なっている。

いずれにしても本試料については間げき水圧の消散すなわち再圧密により、変形係数と強度の増大が期待できるので、排水を促進する工法は要求されよう。

5 謝 辞

本研究は本州四国連絡橋公団より、防災研究協会に委託されたものであり、また実験には本学大学院生、東木雅和君の助力があったことを付記して謝意を表す。

(昭和48年11月27日 第4回岩の力学国内シンポジウムにて講演)

参 考 文 献

- 1) Skempton, A. W., The Pore Pressure Coefficients A and B, *Geotechnique*, **4**, No. 4, p. 143~147 (1954).
- 2) たとえば, Deere, D. U., *Rock Mechanics in Engineering Practice*, ed. by Stagg and Zienkiewicz, John Wiley and Sons, p. 4~12 (1968).
- 3) 赤井浩一, 足立紀尚, 新城俊也, 沖繩, 島尻層泥岩の力学特性, 京大防災研年報, 16B, p. 753~764 (1973).
- 4) Bishop, A. W., D. L. Webb, and P. I. Lewin, Undisturbed Samples of London Clay from the Ashford Common Shaft: Strength-Effective Stress Relationships, *Geotechnique*, **15**, p. 1~31 (1965).