

原位置三軸試験による堆積軟岩の力学特性

池野谷尚史* 高倉 望**

要 約： 堆積軟岩を対象としたエネルギー貯蔵や廃棄物処分などの新規地下利用が期待されている。これらの施設の計画に際しては、弾性理論等に基づくシミュレーション解析が用いられる。解析に必要な地盤の力学定数は、各種の室内試験や原位置試験によって得ることができる。しかし、室内試験では試料の乱れの虞、原位置試験では単独の試験から得られる力学定数に制約あるなど、共にいくつかのデメリットを有している。そこで、試料の乱れの虞が少ない原位置において代表的な室内試験の三軸試験を実施する（原位置三軸試験）ことにより、堆積軟岩の力学特性の評価を試みた。

使用した試験装置は小型の原位置三軸試験装置である。深さ 1~3m のボーリング孔底に成形した円柱試験体に対して多段階載荷方式の三軸圧縮試験を行った。他の原位置試験と比較した結果、両者の値に整合性が見られ、堆積軟岩の力学特性は原位置三軸試験により評価しうることが示された。

キーワード： 堆積岩、軟岩、力学特性、三軸試験、原位置試験

- | | |
|---|---|
| <p>目 次：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. はじめに 2. 装置の概要 3. 試験の概要 4. 試験結果 | <ol style="list-style-type: none"> 5. 他の原位置試験結果との比較 6. 結論 7. まとめ |
|---|---|

1. はじめに

従来、地下発電所などに利用される大深度地下利用では、硬質な岩盤に空洞が建設されることが多かったが、今後は、透水係数が極めて低い堆積軟岩を対象としたエネルギー貯蔵や廃棄物処分などの新規地下利用が期待されている。これらの施設の計画に際しては、弾性理論等に基づくシミュレーション解析が用いられ、解析に必要な地盤の力学定数は、各種の室内試験や原位置試験によって得ている。しかし、室内試験はサンプリングした試料を室内へ運搬する必要があるために、その過程で試料が乱される虞がある。一方、原位置試験では試料の乱される虞は少ないものの、1種の試験で強度特性と変形特性の両方を把握することはできないという問題があった。

そこで本研究では、以上の問題を解決するために、代表的な室内試験である三軸試験の実施を、原位置において試みた。対象とした地盤は、神奈川県相模原市の地下深部（GL-50m）に分布する堆積軟岩（泥岩）である。

2. 装置の概要

使用した三軸試験装置¹⁾は、ロータリー・ドリリングによってボーリング孔底に掘削および成形したφ90mm×H295mmの円柱形状の試験体に対して、ゴム膜を介して拘束圧を作用させると共に、軸方向に載荷したときの試験体の軸方向および側方向変位を計測できるものである。軸方向変位と側方向変位の計測にはそれぞれ、直線

状のLDT（Local Deformation Transducer）²⁾と円形状のLDTを用いた。また、試験経過のモニタリングのため、上述のセンサーの他に載荷ロッドの上部に外部変位計を設置して軸方向変位を計測している。

軸荷重の載荷反力については、試験深度（孔底）より上部のボーリング孔壁に反力をとることとし、専用の載荷装置¹⁾を製作した。装置はφ190mm×H200mmの円筒形状で、表面に凸凹を加工したスチールプレート、パッカーおよび油圧ジャッキより構成される。スチールプレートは円周方向に8分割されており、径方向に可動する構造となっている。試験時にはパッカーを水圧で膨張させることによって、ボーリング孔壁における摩擦抵抗を利用して載荷反力を確保する。また、軸荷重は装置内に組み込まれた最大ストローク80mmの油圧ジャッキによって載荷する。最大軸荷重は約200kN（試験体に作用する最大軸応力31.4MPa）で、このときのパッカーの最大圧力は6MPaである。

3. 試験の概要

3.1 試験サイト

神奈川県相模原市に位置する深度50mの立坑および延長35mの横坑からなる当社保有の大深度地下実験場において試験を実施した。対象とした地盤は、新第三紀鮮新世末期から更新世前期の上総層群の泥岩層である。節理をほとんど含まない塊状で均質な泥岩を主体とする

*土木エンジニアリング部 トンネルグループ **土木エンジニアリング部 土木施工グループ

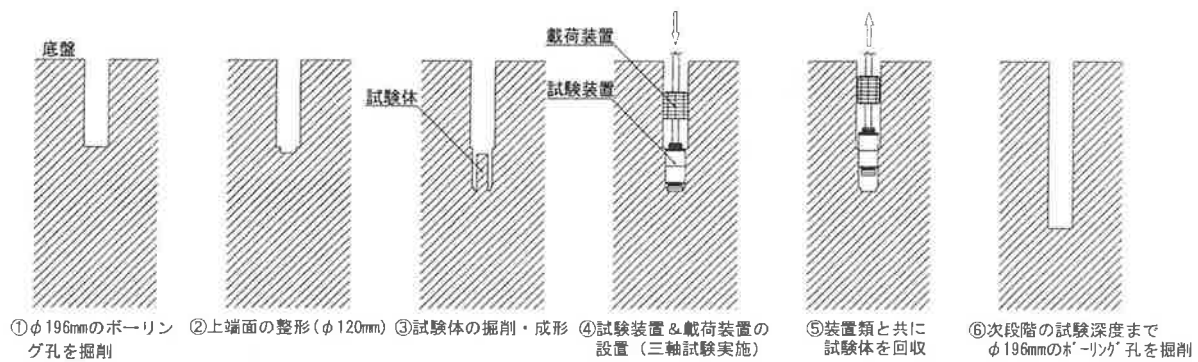


図-1 試験手順

が、未固結な砂層やスコリア層が幾層も介在し、また、破砕帯がN79W/81SEに存在している。

3.2 試験手順

試験手順を図-1に示す。これらの作業に要する時間は、試験体の掘削・成形に2~3時間、三軸試験の実施に2~3時間程度であり、準備作業を含む全工程でも、1回の試験は実質1日で完了した。

3.2.1 試験孔の掘削

所定の試験深度よりも5cm程度浅い位置までφ196mmのボーリング孔を掘削(図-1①)した後、φ120mmの試験体上端面整形用のディスク型ビットを用いて所定の深度まで掘削(図-1②)した。

3.2.2 試験体の掘削・成形

専用のコアビットを用いて試験体を掘削・成形(図-1③)した。このコアビットは先端が階段状になっており、試験装置の下部の形状に合わせて孔底が成形できる。コアビット先端の外径φ120mmは上端面整形用ビットによる掘削孔の外径と同一とし、試験体掘削時のガイド効果により孔の中心軸と試験体の中心軸が一致する。

3.2.3 試験および試験体の回収

試験装置を載荷装置と共に孔内に降ろし、試験体に被せるようにして設置する。パッカーを加压して載荷反力を確保した後、三軸試験を実施した(図-1④)。試験後の試験体は、試験装置と共に回収(図-1⑤)し、性状等を確認した。次段階の試験を行う場合、φ196mmで所定の深度まで掘削(図-1⑥)した後、手順①に戻る。

3.3 三軸試験方法

1本の試験体から強度定数を得ることのできる多段階載荷方式の三軸圧縮試験を、深度方向に3ケース実施した。試験深度 z および拘束圧 σ_c を表-1に示す。試験深度は底盤からの深度である。載荷手順は、軸差応力 q がピークに達する(破壊する)まで軸圧縮した後、等方応力状態 $q=0$ まで除荷してから、次段階の拘束圧を載荷した。なお、ケースIに関しては、各センサーのレスポンスを確認するために、載荷段階③までは、予め定めておいた最大軸差応力 q_{max} に達した時点で等方応力状態まで除荷し、試験体が破壊するまで圧縮せずに次段階の

表-1 試験ケース

ケース	試験深度 z (m)	拘束圧 σ_c (最大軸差応力 q_{max})(MPa)
I	-0.950 ~ -1.245	①0.2(1.5) ②0.4(3.0) ③0.6(4.5) ④0.8 ⑤1.1 ⑥1.4 ⑦1.7 ⑧2.0
II	-1.800 ~ -2.095	①0.4 ②0.8 ③1.2 ④1.6 ⑤2.0
III	-2.300 ~ -2.595	①0.4 ②0.8 ③1.2 ④1.6 ⑤2.0

(注) 丸囲み数字は載荷段階を示す

拘束圧を載荷した。載荷段階④以降は他のケースと同様に軸差応力のピーク判定の後、次段階の拘束圧を載荷した。軸ひずみ速度は作業性を考慮して0.005%/minとした。

また、排水条件は、試験体下部が地盤に連続していることと、泥岩の透水性が低いことを考慮すると、部分排水であると考えられる。試験体の深度は地下水位以深であり、試験体は飽和している。

4. 試験結果

4.1 応力~ひずみ関係

ケースIの載荷段階①~④、ケースIIとIIIの載荷段階①における軸差応力 q と軸ひずみ ϵ_a および側方ひずみ ϵ_r の関係を図-2~図-4に示す。

ケースIの結果を見ると、LDTによる軸ひずみ $\epsilon_{a,LDT}$ は外部変位計による軸ひずみ $\epsilon_{a,EXT}$ よりも小さな値を示している。LDTは試験体の側面で計測しており、 $\epsilon_{a,LDT}$ は試験体の平均的な軸ひずみを代表している。一方、外部変位計は載荷ロッドの上部で計測していることから、 $\epsilon_{a,EXT}$ は試験体上面のベディングエラーと試験体以深の地盤などの圧縮に起因する誤差も含んでおり、この誤差が相当に大きいことが分かる。

ケースIIはケースIやIIIに比べて、載荷初期の応力~ひずみ関係の傾きが小さく、剛性が低く評価される結果となった。試験後に回収し試験体を観察したところ、中央高さに厚さ1cm程度の未固結な砂層を挟在していた。この挟在砂層が弱面となり、試験体が大変形して破壊したものと考えられる。

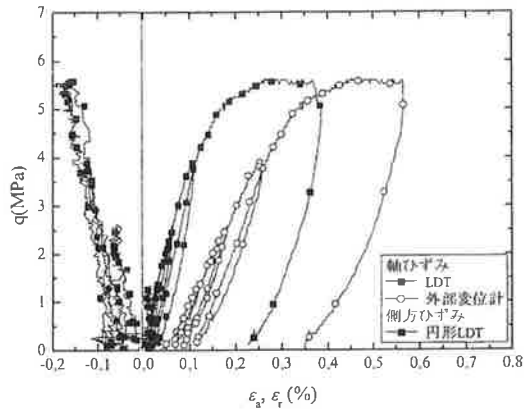


図-2 軸差応力～軸ひずみ，側方ひずみ関係
(ケース I, $\sigma_c=0.2, 0.4, 0.6, 0.8\text{MPa}$)

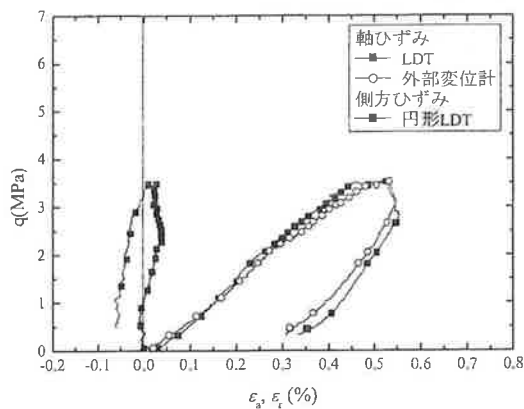


図-3 軸差応力～軸ひずみ，側方ひずみ関係
(ケース II, $\sigma_c=0.4\text{MPa}$)

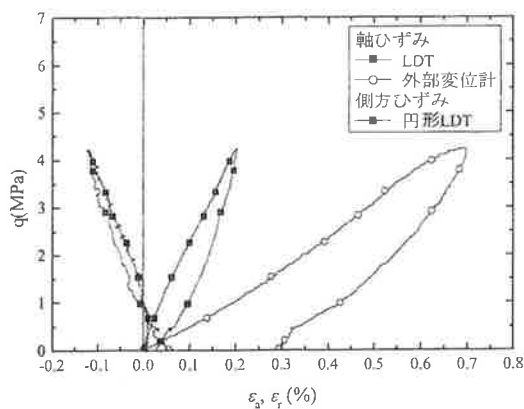


図-4 軸差応力～軸ひずみ，側方ひずみ関係
(ケース III, $\sigma_c=0.4\text{MPa}$)

ケースⅢでは，外部変位計による $\epsilon_{a,EXT}$ がLDTによる $\epsilon_{a,LDT}$ に比べて非常に大きな値を示している。試験後に回収した試験体を観察したところ，試験体の下部の拘束圧が作用しない箇所（ゴム膜の下端を固定するための高さ15mmの区間）で破壊しており，ロッド上部で計測した値はこの部分の圧縮変位量も含めて計測したためと考えられる。一方，LDTで計測した値は，この試験体下部の破壊による変位を含んでおらず，試験体の平均的な軸ひずみが計測できている。しかし，LDTによる除荷後の塑性ひずみ（残留ひずみ）がゼロに近いことより，拘束圧が荷重された部分ではせん断破壊していない可能性がある。荷重段階③($\sigma_c=1.2\text{MPa}$)以降ではある程度の大きさの塑性ひずみが確認され，試験が適切に実施された（拘束圧が荷重された部分ではせん断破壊した）と考えられる。

最初に最大軸差応力まで圧縮した荷重段階の圧縮強さはそれぞれ5.6MPa(④ $\sigma_c=0.8\text{MPa}$)と，3.5MPaおよび4.2MPa(① $\sigma_c=0.4\text{MPa}$)で，挟在砂層の影響を受けたケースⅡとせん断破壊していない可能性があるケースⅢを除けば，室内三軸圧縮試験³⁾から得られている同程度の拘束圧に対する平均圧縮強さ $q_{max}=5.6\text{MPa}$ （地表面からの深度45m～55m）と同等の値が得られている。

4.2 強度特性

ケースⅠ～Ⅲの破壊時の応力のモール円を図-5～図-7に示す。

ケースⅠについては，内部摩擦角 ϕ が約 5.5° と非常に小さい。図-2に示すように，1段階目の荷重時のピークの判定が遅れ，ピーク強さを超えて過度に圧縮されたため，試験体が大きく損傷を受けた虞がある。その結果，2段階目以降のせん断強さが小さく評価されてしまい，内部摩擦角は過小評価（逆に粘着力は過大評価）されている可能性がある。ケースⅠにおいて，ピークの判定は，軸応力の値が減少し始めた点とした。しかし，試験に用いたロードセルの分解能が低く（約0.08MPa）ノイズが大きい（約0.08MPa）ことから，判定が遅れてしまった。そこで，ケースⅡとⅢでは，軸応力の増加がなく，軸方向変位の増加量が所定の値（0.01mm）に達した点をピーク強さと判定することとした。

次にケースⅡについては，ばらつきが大きく，拘束圧の増加に伴いせん断強さが増加する傾向が見られない。ケースⅡの試験体は弱面となる挟在砂層を有しており，最初の軸圧縮時に当該箇所でもせん断破壊を起こして大きな塑性変形（荷重段階①後の残留軸ひずみは約0.3%）を生じたからと考えられる。したがって，荷重段階②以降では破壊して残留変形状態に至った試験体としての挙動を示しており，図-6のように破壊包絡線から強度定数を求めるには注意が必要である。

ケースⅢについては，ばらつきが少なく，強度定数の値は妥当であると考えられるが，荷重段階①と②におい

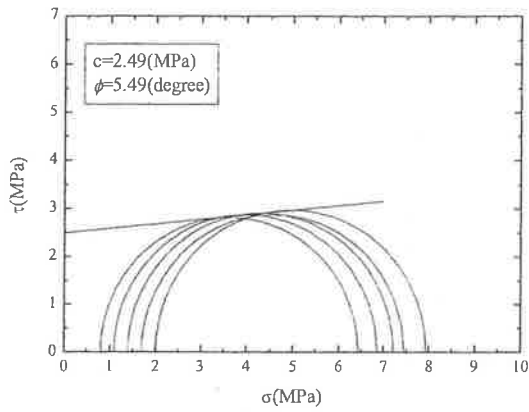


図-5 応力のモール円 (ケース I, ④~⑧)

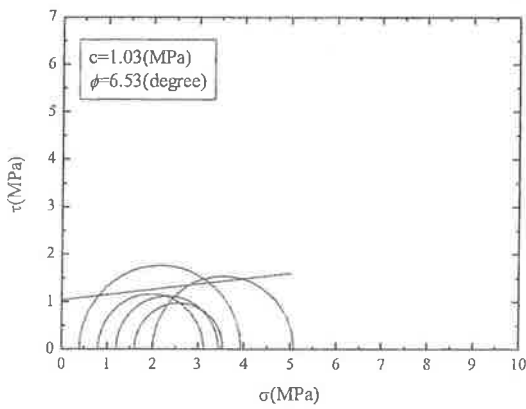


図-6 応力のモール円 (ケース II, ①~⑤)

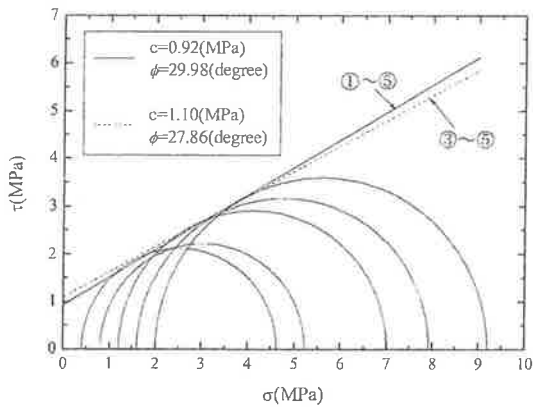


図-7 応力のモール円 (ケース III, ①~⑤)

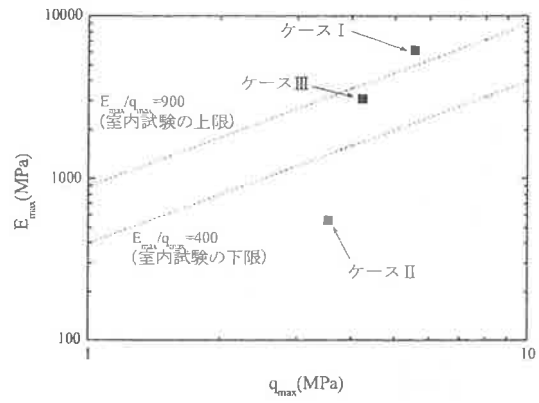


図-8 初期ヤング率~圧縮強さ関係

て、残留ひずみがゼロに近く、せん断破壊していない可能性がある。そこで、これらの結果を除いて求めた強度定数も図-7 に合わせて示した。

4.3 変形特性

各ケースの荷重段階①における初期ヤング率 E_{max} と圧縮強さ q_{max} の関係を図-8 に示す。ただし、ケース III については、荷重段階①では破壊に至っていないため、 q_{max} は図-7 に示した c , ϕ (荷重段階③~⑤から求めたもの) から推定したものをを用いた。初期ヤング率 E_{max} は、ひずみレベルが 10^{-5} での接線ヤング率 E_{tan} である。ケース II については、挟在砂層の影響からかケース I と III に比べ E_{max} がかなり小さい。越智ら³⁾によれば室内三軸試験による E_{max} は 2000~4500MPa であり、ケース I と III は同程度のオーダーの値が得られている。また、当該地盤の初期ヤング率と圧縮強さの比 E_{max}/q_{max} はほぼ 400~900 の間にあり、平均的には 600 であることが分かっている。今回の試験から得られた値は、ケース II を除けば、図中に点線で示した範囲内か、あるいは非常に近く、既往の知見と調和的である。

次に、図-9 に初期ヤング率で正規化した接線ヤング率 E_{tan}/E_{max} とせん断レベル q/q_r の関係を示す。ただし、計測値にノイズ等によるばらつきが含まれるため、移動平均によってスムージングを施している。また、ケース I については、破壊に至る前に拘束圧が変化しており、この影響を除去するために、下式(1)を用いてヤング率の補正を行った。式中の n は Kokusho (1996)⁴⁾より 0.5 とした。

$$E = E_0 \times \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_0} \right)^n \quad (1)$$

ここで、 σ'_v : 基準の有効拘束圧 (0.4MPa)

σ'_0 : 試験時の有効拘束圧

E_0 : その拘束圧条件で求めたヤング率
王ら (1995)⁵⁾によれば、乱された試料では載荷初期

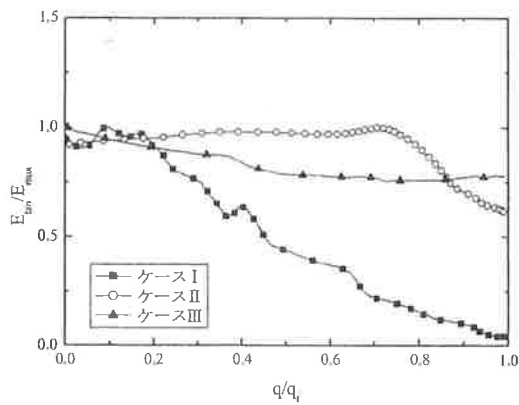


図-9 正規化した接線ヤング率～せん断レベル関係

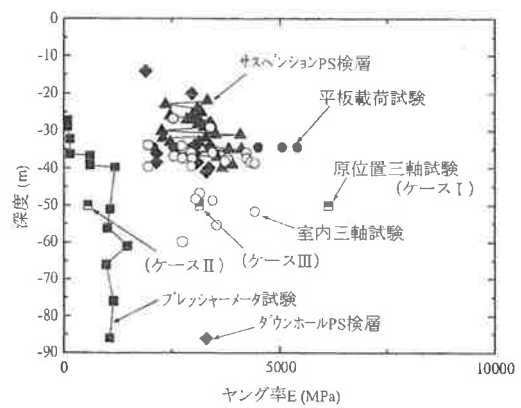


図-10 各種試験のヤング率の深度分布

ケースIIIではケースIと同様に、せん断レベル q/q_f の増加に伴って E_{tan}/E_{max} が減少する傾向が認められるが、破壊に至っていないと考えられることから、ケースIに比べて E_{tan}/E_{max} の減少の度合いは小さい。

4.4 試験体の回収

拘束圧を 1MPa 载荷した状態で試験体を引き上げることで、容易に底部を切断して回収することができた。大型原位置三軸試験装置のように回収治具などを用いることなく、しかも、試験後に装置と同時に試験体を回収することができるため簡便である。回収した試験体(ケースI)を写真-1に示す。試験体の上半分に約 60° に傾斜したせん断破壊面が確認できることから、三軸圧縮試験が適切に実施されたものと考えられる。なお、試験体を横切る(軸に直交する)破断面は、回収時に軸方向に引っ張られて形成された引張破壊面と推測される。また、ケースIIとIIIの試験体についても回収に成功し、同様に性状や破壊状況を観察した。

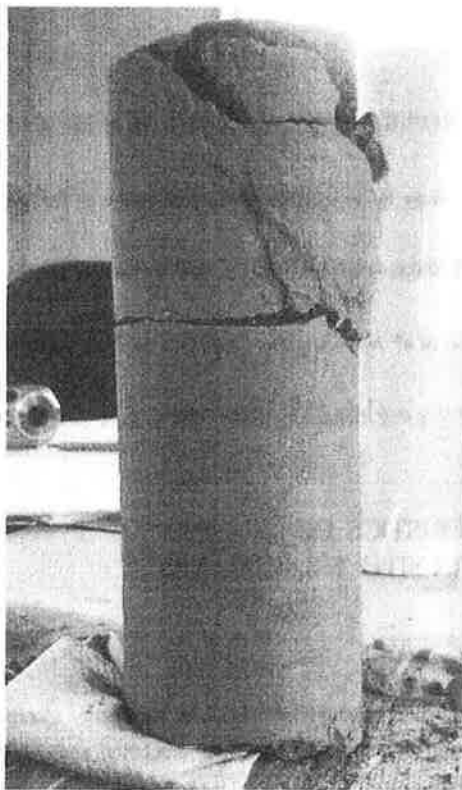


写真-1 試験後の試験体(ケースI)

に E_{tan}/E_{max} が急減し、その後増加に転じている傾向のものが多い結果となっている。一方、ケースIについては、せん断レベル q/q_f の増加と共に E_{tan}/E_{max} が徐々に減少する傾向を示しており、乱れの影響は少ないことが推測される。

ケースIIについては、せん断レベル q/q_f が 0.8 付近まで E_{tan}/E_{max} は約 1.0 の値を示した後急減する傾向を示している。これは、介在砂層の影響と考えられ、乱れの影響の有無については確認できない。

5. 他の原位置試験結果との比較

図-10にヤング率について、各種原位置試験³⁾との比較結果を示す。全体的にかなりのばらつきがあるが、測定時のひずみレベルの違いによるものと考えられる。特にプレッシャーメータ試験による E_{BHLT} はひずみレベルが $10^{-2} \sim 10^{-3}$ の時のヤング率である。測定時のひずみレベルが比較的近い平板载荷試験の E_{PLT} (ひずみレベルが $10^{-4} \sim 10^{-6}$)、サスペンションPS検層およびダウンホールPS検層の E_f (ひずみレベルが 10^{-6}) は原位置三軸試験の結果と概ね一致している。したがって、原位置三軸試験からはこれらの原位置試験と同程度の精度のヤング率が得られることが分かった。

ここで、図-10に室内三軸試験の結果³⁾を合わせて示す。原位置三軸試験結果と比較すると、挟在砂層の影響を受けたと思われるケースIIを除けば、両者は概ね一致

するか、原位置三軸試験の方がやや大きい。これについては、サンプリングに伴う乱れの影響の他に、拘束圧の違いによる影響などが考えられるが、原位置三軸試験についてはサンプル数が少ないため、結論付けるには今後のデータの蓄積が必要である。

6. 結論

得られた結論を以下に示す。

- (1) 既往の室内三軸圧縮試験と同等の値の圧縮強さを得ることができた
- (2) 妥当と推測される強度定数を得ることができた

謝 辞

本研究は、横浜国立大学および（財）電力中央研究所との共同研究の一部として実施した。ここに関係各位のご配慮に感謝の意を示す。

参考文献

- 1) 池野谷尚史, Abbas Taheri, 金子進, 谷和夫 : 小型原位置三軸試験装置の均質な堆積軟岩地盤への適用, 第 36 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.133-142, 2007.
- 2) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kiru, Y.S. and Sato, T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soil and Foundations, Vol.31, No.1, pp.169-180, 1991.
- 3) 越智健三, 金有性, 龍岡文夫 : ひずみ依存性と測定誤差を考慮した堆積軟岩の変形特性の検討, 土木学会論文集 No.463/III-22, pp.133-142, 1993.3.
- 4) Kokusho, T. : In situ dynamic soil properties and their evaluation, Proc. of 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kyoto, Vol.2, pp.215-435, 1996.
- 5) 王林, 諏訪勝彦, 龍岡文夫, 木幡行宏, 越智健三, 壺内達也 : サンプリング方法による軟岩試料の乱れ, 第 30 回土質工学研究発表会, pp.1147-1150, 1995.

MECHANICAL CHARACTERISTICS OF SEDIMENTARY SOFT ROCKS BY IN-SITU TRIAXIAL TEST

T.Ikenoya and N.Takakura

Research has been carried out to develop technology for utilization of underground facilities for energy storage and waste disposal in sedimentary soft rocks. On the occasion of the design of these facilities, the simulation analysis based on elastic theory etc. is used. The mechanical constant of the foundation required for analysis can be obtained by various laboratory tests and in-situ tests. However, both laboratory tests and in-situ tests have some demerits. Then, evaluation of the mechanical characteristics of sedimentary soft rocks by in-situ triaxial test which combined laboratory test and in-situ test was tried.

The test results demonstrated that properties can be obtained as comparable to those evaluated by other in-situ tests.