

(51) 堆積軟岩の弾性的変形係数について

東京大学生産技術研究所 正会員 石 達民

東京大学生産技術研究所 学生会員 金 有性

東京大学生産技術研究所 正会員 ○ 龍岡文夫

On Elastic Stiffness of Sedimentary Soft Rocks

Damin SHI, Institute of Industrial Science, University of Tokyo

You-Seong KIM, ditto

Fumio TATSUOKA, ditto

Abstract

For a sedimentary soft rock deposit, the Young's modulus E_f from field shear wave velocity agreed very well with the true elastic stiffness E_{max} defined at strains less than 0.001 % in special consolidated triaxial compression tests (TC) using core samples and measuring the axial strain along the specimen lateral surfaces. The so-called "static elastic modulus" from the conventional unconfined and triaxial compression testing methods is substantially smaller than E_{max} due to the bedding error at the top and bottom ends of specimen and large strains at which the stiffness are defined (and the effect of opened micro-cracks in unconfined compression tests). The different stiffness values obtained from the different field and laboratory tests agreed to each other when compared at same strain levels. The stiffness values to be used for the design of static loading problems can be estimated from E_f and the stiffness from pressuremeter tests taking into account the strain level-dependency of stiffness obtained from the relevant TC tests.

1. はじめに

堆積軟岩の変形係数に関して、従来動的試験方法（原位置せん断弾性波速度測定、室内超音波パルス法）で得た値を「動弾性係数」、静的試験方法（pressuremeter test等孔内水平載荷試験、平板載荷試験や単調載荷一軸・三軸圧縮試験等）で得た値を「静弾性係数」と呼んで区別している（例えば、土木学会軟岩の調査・試験の指針（案）-1991年版-）。また、「動弾性係数」は「静弾性係数」よりも10倍程度（あるいはそれ以上）大きいとされている。しかし筆者らの研究^{2) - 8)}によると、この区別は見かけのものであり、(1) この二種の弾性係数が異なっているのは、①軟岩では変形係数のひずみレベル依存性がかかなりあるにも拘らず、通常の一軸・三軸圧縮試験では弾性限界を大きく越えたひずみレベルで「静弾性係数」が定義されていること、②通常の一軸・三軸試験では、軸ひずみがベッディングエラーのための過大評価されていること、③一軸圧縮試験では、供試体にマイクロクラックが開いているため変形係数が低下している場合が多いこと、のためである。(2) 微小ひずみレベルでの変形係数は、ひずみ速度と繰返し載荷の影響が大変小さく弾性的である⁴⁾。従って、単調載荷三軸圧縮試験で正確に求めた0.001% (10^{-5})以下の微小ひずみレベルでの「静弾性係数」は、原位置せん断弾性波速度と超音波パルス法から求めた「動弾性係数」と基本的に一致する。

本論文では、静岡県堆積軟岩の例でも上記二点(1)、(2)が成り立ち、原位置岩盤でのクラック・亀裂等の影響が無視できることを示し、最後に原位置での「ひずみレベル依存性変形係数」の推定法を提案する。

2. 実験結果

ボーリング孔内試験とコアサンプリングを行った相良層群は、2,400 - 500万年前の中新世後期に赤石山地からの盛んな土砂流失で海底に堆積した静岡県内の日本の代表的堆積軟岩地盤である。次の四つ方法でヤング率 E を測定した (図1, 2)。
 ① PS検層による変形係数 $E_t = 2(1+\nu) \cdot \rho \cdot V_s^2$ (V_s はせん断弾性波速度)。
 ② 孔内水平載荷試験による $E_{BHLT} = (1+\nu) \Delta p / \Delta \varepsilon_1$ (ポアソン比 ν は 0.42 と仮定し、ひずみレベル $\Delta \varepsilon_1 = \Delta r / r$ は孔壁面での最大主ひずみ)。初期載荷曲線 (図中の 1)、除荷再載荷曲線 (u) から変形係数を求めた。
 ③ 一軸圧縮試験。
 ④ 圧密非排水三軸圧縮試験。供試体は、直径 5cm 平均高さ 10cm である。一軸圧縮試験では、ベッディングエラーを無くす目的ではなく、供試体の端面の平面性とキャップ・ペデスタル面との平行性を確保して供試体内に応力集中が生じないようにする目的で、供試体上下端を石膏でキャッピングした。図3に典型的結果を示す。ここで、EXTERNAL とは軸ひずみを載荷ピストンの変位から求めたことを、L.D.T. とは軸ひずみを図4に示す方法で供試体側面での圧縮量から求めたことを意味する。両者の軸ひずみの差は極めて大きく、その差は供試体上下端のトリミングの時に形成された緩み層の圧縮によるベッディングエラーである。L.D.T. は一種のクリップゲージであり、隣青銅の細い帯の中心位置に片面2枚ずつのストレインゲージを両面に貼り、帯両端間の圧縮量を帯の曲げとして感知する。供試体の直径対角に二つ設置して、二つの測定値の平均値を供試体の軸ひずみとする¹⁾。通常の一軸圧縮試験で図3での EXTERNAL の曲線のような結果が得られた場合は、載荷後期の直線部の傾きか、 $q = q_{max}/2$ での接線係数 $E_{tan} = dq/d\varepsilon_1$ をいわゆる「静弾性係数 $E_{initial}$ 」とする。本研究では、 $E_{tan} = dq/d\varepsilon_1$ の最大値を $E_{initial}$ として、図1, 2にプロットした (○印のデータポイント)。

圧密非排水三軸圧縮試験では、供試体上下端に排水層としてナイロンメッシュを用いた。二つのシリーズの実験を行っている：(a) 金ら(1990)²⁾ が発表した試験。(b) 本試験シリーズ (代表的結果を図5に示す)。

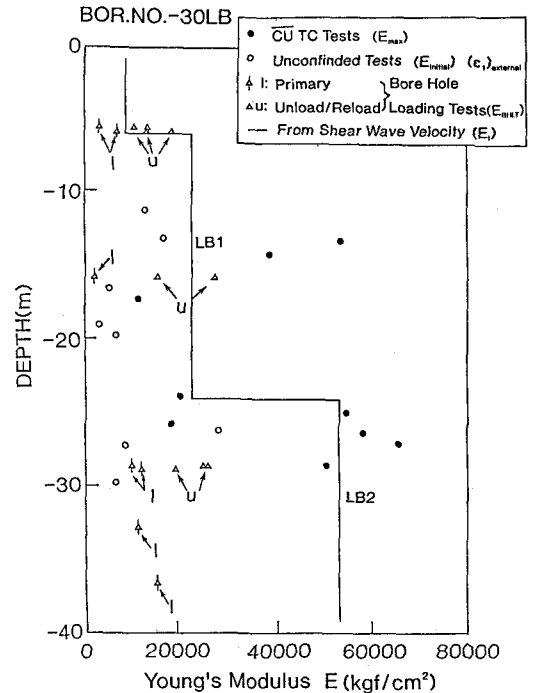
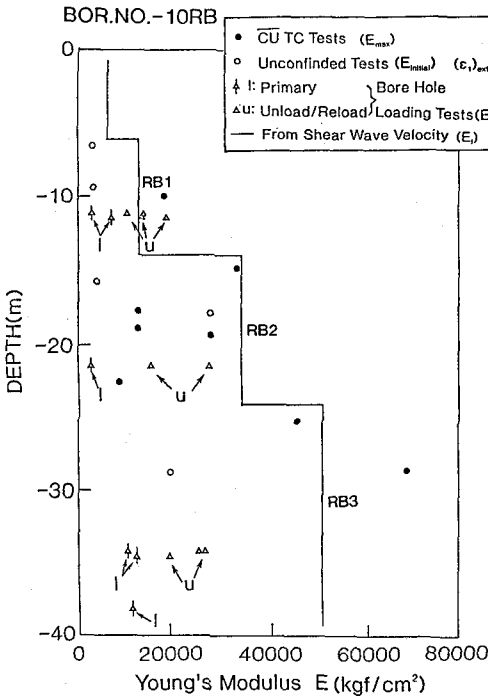


図1 ボーリング孔 (-10RB) での試験結果

図2 ボーリング孔 (-30LB) での試験結果

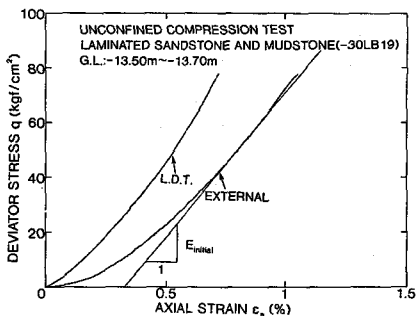


図3 代表的一軸圧縮試験結果と $E_{initial}$ の定義

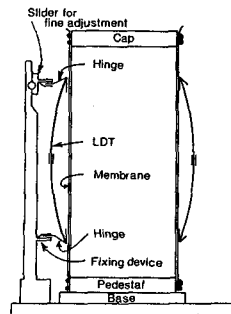


図4 局所変形測定装置 L.D.T.

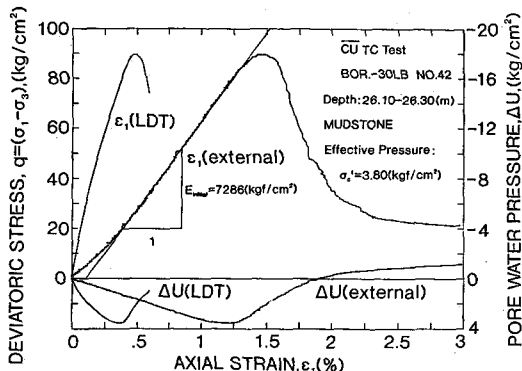


図5 CU三軸圧縮試験結果の例

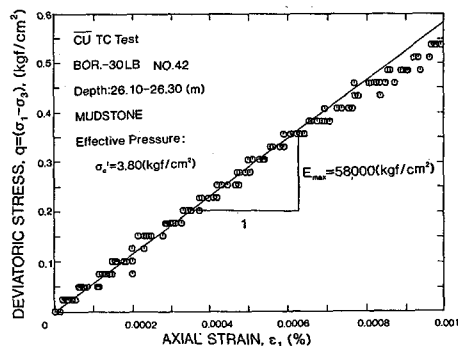


図6 図5の微小ひずみレベルでの応力・ひずみ関係

軸ひずみ速度は 0.01%/min. である。軸ひずみは、キャップの変位と供試体側面での局所的軸圧縮量から求めた。図5から、この場合も両者の軸ひずみの差は非常に大きいことが分かる。その差は供試体上下端の緩み層と排水層の圧縮によるベディングエラーである。図6は、LDTで測定した軸ひずみが 0.001% (10^{-5}) 以下の応力・ひずみ関係である。この初期の直線関係から真の弾性係数 E_{max} を求めた(図1, 2の●印のデータポイント)。また、通常の三軸圧縮試験法で求めた応力・ひずみ関係から $E_{initial}$ を求め(図5)、 E_{max} と比較した(図7)。これらの図から、次のことが分かる。

(1) 一軸圧縮試験では L.D.T. を用いて測定した軸ひずみでも応力・ひずみ関係はS字型になっている。これは、コアサンプリングの時に形成されたマイクロクラックが開いていることの影響と思われる。

従って、三軸圧縮試験ではS字型が表れにくい。また、 $E_{initial}$ はベディングエラーの影響を含む軸ひずみから求めており、また変形係数を定義している軸ひずみが多い。この三重の理由で、通常の一軸圧縮試験法で求めた $E_{initial}$ は三軸圧縮試験で正確に求めた E_{max} よりもはるかに小さい。

(2) 三軸圧縮試験でも、通常の試験方法で求めた変形係数 $E_{initial}$ は E_{max} よりもはるかに小さい。これは、ベディングエラーと変形係数を定義している軸ひずみが多いことの二重の理由による。

なお、図8は圧密中に三軸供試体からの排水量から求めた体積ひずみ (ϵ_v)_{BURETTE} と L.D.T. で求めた軸ひずみ (ϵ_1)_{LDT} の3倍 (ϵ_v)_{LDT} の比較である。供試体が等方であり、また (ϵ_v)_{BURETTE} が正しければ、これは (ϵ_v)_{LDT} と一致するはずであるが、前者は後者よりも10倍以上大きい。供試体が異方的であってもこの差は大きすぎる。以上のことから、堆積軟岩の三軸圧縮試験中の軸ひずみみならず、圧密時の正確

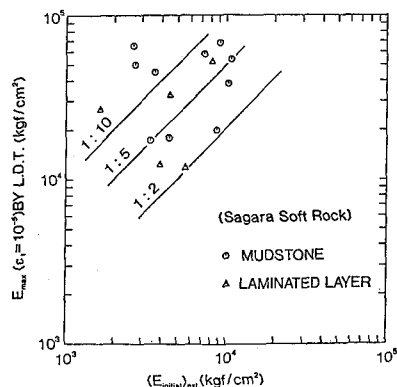


図7 E_{max} と $E_{initial}$ の比較

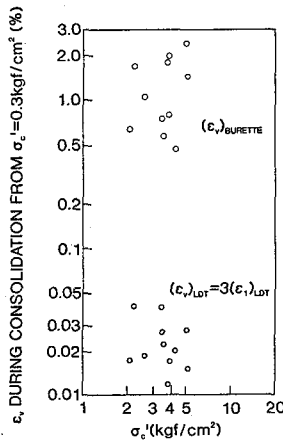


図8 $(\varepsilon_v)_{BURETTE}$ と $(\varepsilon_v)_{LDT}$ の比較

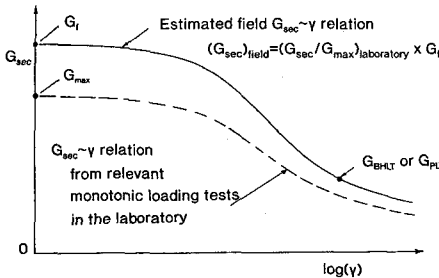


図10 提案する原位置変形係数の推定法

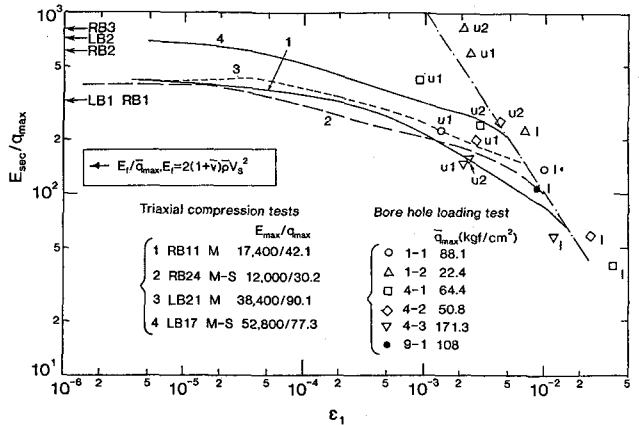
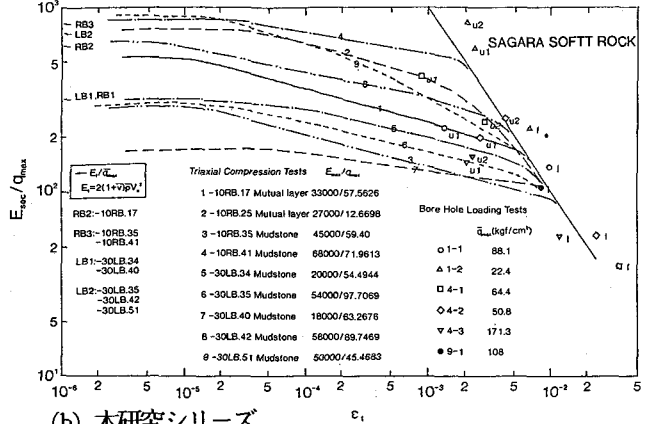


図9 E_f , E_{BHLT} と三軸圧縮試験から求めた $E_{sec} = q/\varepsilon_1$ の比較:

(a) 金ら (1990) ²⁾ による、



(b) 本研究シリーズ

な体積圧縮特性を求めるためにも、供試体側面で局所的にひずみを測定する必要があることが分かる。

(3) 図1, 2を見ると、データのバラツキは小さくないが、三軸圧縮試験で求めた E_{max} は原位置弾性波速度から求めた E_f の値と一致すると言える。データのバラツキの理由は、地盤の非一様性と測定誤差であろう。金ら(1992)⁵⁾ は、一様性がより高い堆積軟岩地盤でより高い一致度を得られた例を報告している。

(4) 孔内載荷試験で求めた変形係数 E_{BHLT} は E_{max} , E_f よりもはるかに小さい。これは、孔内載荷試験でのひずみレベルが 0.1% 以上であるからである。図9に、せん断弾性波速度から求めた E_f , 孔内載荷試験から求めた E_{BHLT} (u_1 , u_2 は第一回、第二回の除荷再載荷試験) と三軸圧縮試験から求めた割線変形係数 $E_{sec} = q/(\varepsilon_1)_{LDT}$ の比較を示す。図中の直線: $\log(E/q_{max}) + \log(\varepsilon_1) = 0.0$ はピーク強度状態を表す。これらの変形係数 E は、地盤内の非一様性の影響を除去するために「それぞれの原位置試験位置に対応する三軸圧縮試験で求めた圧縮強度 q_{max} の平均値」で除してある。図9(a)は金ら (1990) ²⁾ によるものであり、図9(b)に示す三軸圧縮試験結果は、本研究シリーズで得たものである。この図から、同一のひずみレベルで比較して始めて孔内載荷試験による E_{BHLT} が三軸圧縮試験で求めた E_{sec} とほぼ一致することが分かる。

3. 原位置変形係数の推定法の提案

堆積軟岩地盤内で生じる常時のひずみは、0.1% (10^{-3}) 以下である。また、堆積軟岩の変形係数は 0.01% (10^{-4}) 程度のひずみまではかなり線形的である。従って、動的載荷問題は勿論、静的載荷問題の解析に必要な変形係数は、変形係数の非線形性を考慮して原位置せん断弾性波速度から求めた変形係数 E_f を適切に

通減して求められよう。一方、孔内載荷試験でのひずみレベルは 0.1% (10^{-3}) 程度以上であり、 E_{BHLT} は岩盤の解析に用いる変形係数としては小さすぎるが、原位置での変形係数を直接測定している値として重要なデータである。なお、平板載荷試験は実構造物の載荷状態と類似な状態で行える点で優れている。しかし、①平板と岩盤間のベディングエラーの影響は無視できず、②この方法で求めた変形係数 E_{PLT} もある大きなひずみでの変形係数であり、 E_{max} 、 E_f よりも遙かに小さいのが普通である。従って、平板載荷試験でも地盤内のひずみを直接測定しないと、 E_{PLT} の値の解釈は難しい。更に、平板載荷試験は孔内載荷試験よりも大掛りになる（特に、地盤内ひずみを測定する場合は）。従って、以下では平板載荷試験については触れない。

図10に、提案する方法を示す（以下、せん断弾性率 G で議論するが、ヤング率 E でも議論は同様である）。(1) 原位置せん断弾性波速度測定を行い、 $G_f = \rho \cdot V_s^2$ を求める。(2) 孔内載荷試験を行い、ひずみレベルとそれに対応した変形係数 G_{BHLT} を求める。出来れば、除荷・再載荷を含めた試験を行い、 1% (10^{-2}) 以下のひずみレベルでの変形係数を求める。(3) なるべく良質の試料を用いて原位置圧力レベルで圧密して単調載荷三軸圧縮試験を行い、ピーク強度とともに 0.0001% (10^{-6}) $\sim 1\%$ (10^{-2}) のひずみ範囲での変形係数 G_{sec} を連続的に求める。この際、軸荷重は三軸セル内部のロードセルで、軸ひずみは供試体側面で正確に測定する。(4) G_f と三軸圧縮試験で得た 0.001% 以下のひずみレベルでの G_{sec} ($=G_{max}$) が一致するか、 G_{BHLT} とそれを測定したひずみレベルでの G_{sec} が一致するか確認する。通常、両者は地盤の非一様性、供試体の乱れの影響、異方性、応力経路等の影響で厳密には一致しない。しかし、全体的に差が2倍など大きすぎる場合は、原位置試験・室内試験法を再検討する。(5) $G \sim \gamma$ 関係図において、 G_f と G_{BHLT} の二点を三軸試験から求めた $G_{sec} \sim \gamma$ 関係を参考にして結び、「原位置での $G_{sec} \sim \gamma$ 関係」を求める。

4. まとめ

以上示した結果から、以下の提案を行いたい。

- (1) 「動弾性係数」と「静弾性係数」と言う区別は、(i) 物理的には曖昧であり、(ii) 工学的には、「静的載荷問題での堆積軟岩岩盤の変形係数を、原位置せん断弾性波速度から変形係数の非線形性を考慮して求める方法論」と整合しない。従って、この用語法を止めて弾性係数に統一するのが妥当である。
- (2) 原位置試験・室内試験の何れの静的載荷試験でも、変形係数を定義するときはひずみレベル（あるいはせん断応力レベル＝「変形係数を定義したせん断応力」／「せん断強度」）を明記する。
- (3) 変形係数を求める室内試験としては、一軸圧縮試験ではなく圧密三軸圧縮試験を用いる。供試体の側面で軸ひずみを測定するのを基本とし、 0.001% (10^{-5}) 以下からピーク強度まで連続した応力・ひずみ関係を測定する。なお、このような精密な三軸試験を行う場合は、超音波パルス試験は不要となる。

参考文献： 1) Goto et al. (1991): A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, *Soils and Foundations*, 31-1, pp.169-180. 2) 金有性ら (1990): 堆積軟岩の一軸・三軸圧縮試験における微小ひずみレベルでの変形係数、土木学会第45回年次学術講演会第Ⅲ部, 474-475頁. 3) 金有性ら (1991a): 堆積軟岩の変形係数とそのひずみおよび応力レベル依存性、土木学会第23回岩盤力学に関するシンポジウム, 152-156頁. 4) 金有性ら (1991b): 自然堆積軟岩の応力～ひずみ関係について、土質工学会、長野, 1115-1118頁. 5) 金有性ら (1992): 原位置試験と室内試験による変形係数のひずみレベルを考慮した比較例、土木学会第24回岩盤力学に関するシンポジウム. 6) 越智健三ら (1991): 堆積軟岩の室内・原位置試験による変形係数とその解析への応用、変形係数とそのひずみおよび応力レベル依存性、土木学会第23回岩盤力学に関するシンポジウム, 157-161頁. 7) 越智健三ら (1992): 実験空洞で測定した堆積軟岩の変形係数、土木学会第24回岩盤力学に関するシンポジウム. 8) Tatsuka, F. and Shibuya, S. (1991): Deformation characteristics of soils and rocks from fields and laboratory tests, Keynote Lecture for Session 1, Proc. 9th Asian Regional Conf. on SMFE, Bangkok, Vol.2.