

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

越智健三*・金 有性**・龍岡文夫***

堆積軟岩の変形特性に及ぼす要因を室内試験を中心に検討した。無拘束の供試体のヤング率は、原位置上載圧で拘束した供試体の値よりも著しく小さい。また三軸試験で載荷ピストンの軸変位から求める軸ひずみは供試体上下端でのゆりみ誤差のため正確な測定ができない。供試体側面直接測定した正確な軸ひずみでの変形特性と現場挙動・原位置測定を比較検討し、ひずみレベルを考慮した原位置ヤング率の推定法を提案した。

Keywords: soft-rock, Young's modulus, laboratory test, triaxial test, strain level-dependency

1. まえがき

堆積軟岩のような比較的硬い地盤に構築される構造物では、設計時点での精度良い地盤の変形係数の推定が非常に重要になる。しかしながら、現在その方法論が完成されているとは言いがたい。すなわち、現場挙動から逆算した変形係数、各種原位置試験・室内試験から求めた変形係数の相違の原因、あるいは動的試験と静的試験の変形係数の関係など変形係数の全体像が明らかにされていない。筆者らは、上総層群泥岩の大深度地下開発研究のために大深度立坑の掘削を行い、現場計測・原位置試験・室内試験により、堆積軟岩の変形係数の全体像を明らかにする研究を行っている¹⁾。

別報¹⁾では、現場計測の線形逆解析値と各種原位置試験による変形係数を比較し、変形係数のひずみ依存性を考慮することで、これらの変形係数は整合することを示し、この堆積軟岩に対しては連続体の手法を適用した土質力学的な取り扱いが可能であることを論じている。

しかし、原位置試験だけで変形係数を事前に精度良く推定しようとする場合、以下の問題点がある。① $1 \times 10^{-5} \sim 10^{-4}$ より大きなひずみレベルで変形係数の非線形性が顕著に現れてくるが、この付近のひずみレベルの測定は、弾性波速度以外の通常原位置試験での測定精度を越えていること、②原位置試験はデータのばらつきが大きく、ばらつきの原因の究明が困難であることが多いこと、③原位置試験は広範囲なひずみに対して連続したデータが得られず、これを得るためには多種類の試験あるいは特殊な測定方法を行う試験が必要となること、などである。以上のような点を考えると、連続したひずみ

レベルでの詳細な応力～ひずみ関係が得られる室内試験の必要性が浮かび上がってくる。従来、室内試験に関しては以下の問題点が指摘されてきた。第1は、動的試験と静的試験で得られる弾性係数に桁違いの差があるということである。第2は、コア試料を用いる試験は、以下の理由で好まれなかったことである。まず、土質工学的には、サンプリング時に生じた乱れの影響が大きいということである。次に岩盤力学的には、原位置のジョイントやクラックの影響のため、コア試料の試験結果は実務的に意味をなさない場合が多いということである。

本論文の特徴は、堆積軟岩の変形特性に関して、ひずみ測定の誤差、拘束圧の有無、ひずみレベル依存性などの各要因を考慮した室内試験結果と別報¹⁾で示した現場挙動の逆解析値および各種原位置試験の結果を総合的に検討し、堆積軟岩の変形特性の全体像を明らかにしようとするところにある。全体的な結論として、測定誤差や拘束圧の有無などの要因を考慮し、 1×10^{-5} より小さいひずみレベルから破壊を越えるひずみレベルまで連続的にかつ正確に軸ひずみを測定した静的な室内三軸試験による変形特性は、ひずみレベルに応じていわゆる【動弾性係数】、各種原位置載荷試験結果および現場計測の逆解析値と全て整合することが分かった。さらに原位置弾性波速度と室内試験結果を主に、ひずみレベルを考慮して、変形係数を事前に推定する手法について提案した。

2. 調査の概要¹⁾

対象とした堆積軟岩は、神奈川県相模原市郊外の段丘地の地下20 mから90 mの範囲の上総層群の泥岩である。図-1に示すように、未固結砂やスコリアの薄層を介在し、試掘横坑内では断層も確認された。 J_0 値によるブロックサイズは中程度¹⁾となる亀裂があるものの、母岩自身は非常に均質な泥岩と見なすことができる。この地盤に、大深度地下の地盤挙動の解明を直接的目的と

* 正会員 東急建設(株)技術研究所 土木研究部 土木基礎研究室

(〒229 相模原市田名字菅根下 3062-1)

** 学生会員 東京大学大学院

*** 正会員 東京大学教授 東京大学生産技術研究所 5部

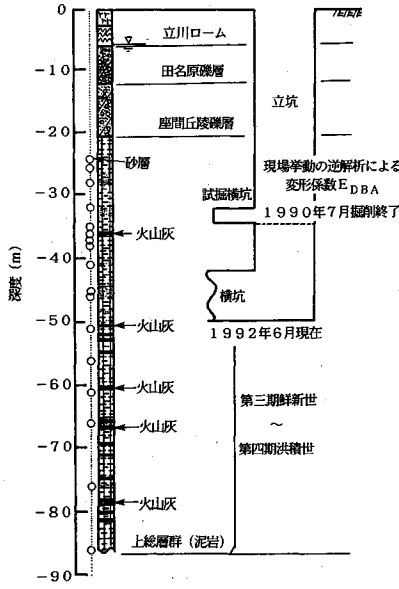


図-1 柱状図

した実験空洞が施工されている。工事の概要及び現場計測、逆解析、原位置試験については、別報¹⁾に示している。

室内試験に用いた供試体は、PS 検層および孔内水平載荷試験を行った鉛直・水平・斜め 45 度の 3 方向のボーリング孔からのコア採取、および図-1 に示す平板載荷試験を行った試掘横坑からブロックサンプリングにより採取した。ほとんどの供試体の圧縮軸は原位置での鉛直軸であるが、圧縮軸が水平軸である 3 つの供試体、45 度軸である 1 つの供試体を用いた三軸試験も行った。ボーリング径は直径 66 mm と 76 mm で、コアパックにより試料を採取した。さらに砂層および泥岩と砂層の互層からの試料採取は直径 116 mm のボーリング径のトリプルチューブサンプラーで行った。試掘横坑で行ったブロックサンプリングでは、25 cm×25 cm×64 cm の大型矩形供試体と 8 cm×8 cm×18 cm の小型矩形供試体を採取した。原位置有効上載圧での等方圧密を基本とした非排水三軸圧縮試験（一部排水試験も実施）と一軸および拘束圧を変化させた三軸超音波速度試験を行った。

3. 静的試験と動的試験の変形係数の比較²⁾

従来、室内試験で土質力学、岩盤力学の分野を問わず、図-2 に示すような応力～ひずみ曲線が得られた場合の見掛けの直接部の接線勾配 E_t を [静弾性係数] と呼ぶ例が多い。また、岩盤力学の分野では一軸状態の超音波速度試験によるヤング係数 $E_d(1)$ を室内における [動弾性係数] と呼んでいる。一方、原位置試験に対しては、孔内水平載荷試験の初期載荷部あるいは繰返し載荷部の直線部で定義した E_{BHLT} を原位置 [静弾性係数] と呼ぶ

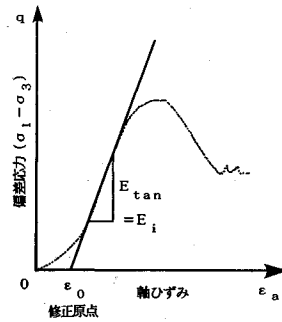


図-2 外部変位計測定から E_t を求める模式図

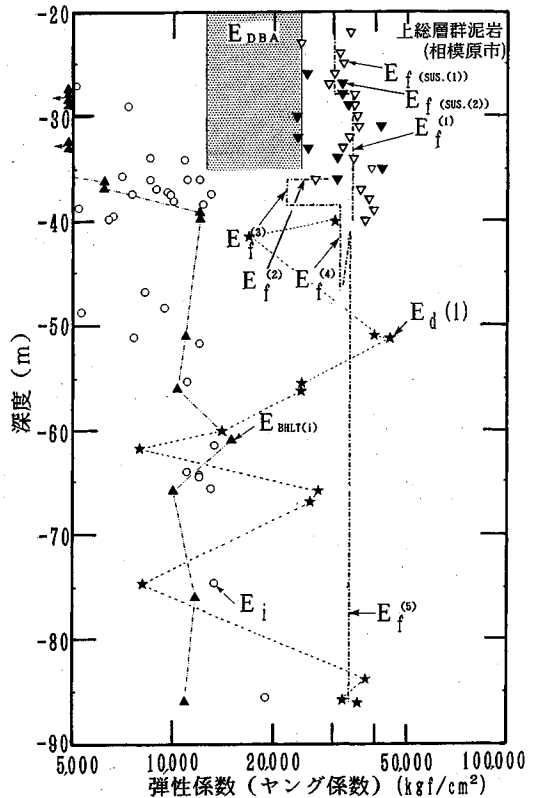


図-3 いわゆる [静弾性係数] と [動弾性係数] の比較

例が多い。また原位置 PS 検層による E_t を原位置 [動弾性係数] と呼んでいる。当該堆積軟岩に対して、室内・原位置試験で得られたこれら [静弾性係数] と [動弾性係数] の深度方向別測定値を図-3 に示す (ヤング係数 E の説明とその数値は表-2 に示す)。同図には、現場計測値からの逆解析値 E_{DBA} の範囲も示す¹⁾。図-3 より室内試験と原位置測定による [静弾性係数]、 E_t と $E_{BHLT(1)}$ (載荷部の直線部から定義した値) はよく一致していること、また [動弾性係数]、(E_t 群、 $E_d(1)$) のデータ群と [静弾性係数]、(E_t 、 $E_{BHLT(1)}$) のデータ群にはかなりの差があることなど、従来言われているような結果

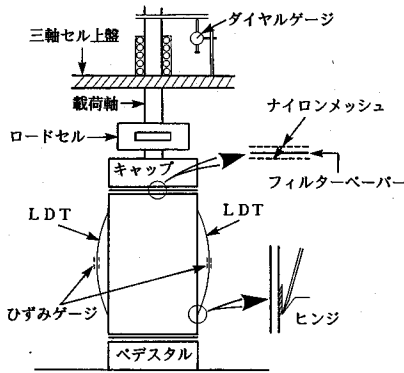


図-4 LDTによる正確な軸ひずみの測定方法

が得られていることが分かる。しかし、この結果に対し、次の2つの大きな疑問点が指摘できる。

(1) 上記〔静弾性係数〕は、現場挙動の線形逆解析から得られた線形変形係数 E_{DBA} の1/2~1/3である。すなわち、室内と現場で比較的好条件下で求められた〔静弾性係数〕よりも大きな〔弾性係数〕を設定しないと、当該地盤の変形挙動を説明できない。このことは従来岩盤力学の分野で、一般にジョイント・クラックの影響のために岩盤の平均的弾性係数は、その影響を含まないコア試料で得た E_t やあるいは局所的ポイントで測定された $E_{BHLT(0)}$ よりも小さいといわれていることは、逆の結果である。クリープなどの荷重速度に起因した要因があると考へても、現場の掘削速度¹⁾の方が試験速度よりはるかに遅く、これも逆の結果である。

(2) 原位置弾性波速度による〔動弾性係数〕、 E_t よりも室内コア試料の超音波速度による〔動弾性係数〕、 E_d (1)の方が小さい。原位置地盤で仮にクラック・ジョイントの影響があるとすれば逆の結果である。

以上の点を解明するため、以下のような詳細な検討を行った。

4. 室内試験法での要因の検討

(1) 室内三軸試験における軸ひずみ測定法^{3), 4), 5), 7), 9)}

通常、土質材料の室内三軸圧縮試験¹¹⁾では、軸ひずみを荷重軸の変位をダイヤルゲージ等の変位計で測定して求めるのが一般的である。したがって、高さが15cm程度の供試体では、変位量の最小読み精度を1/100mmとすると、ひずみの最小測定精度は 1×10^{-4} (0.01%)程度である。しかし、剛性の大きい軟岩では、今回の掘削工事の解析で得られたひずみの最大値でも、 $10^{-4} \sim 10^{-3}$ 程度であり¹⁾、従来の軸ひずみ測定法の最小読み精度ではこのひずみレベル以下での正確な変形特性が得られなく考へられる。一方、固い硬岩材料に対しては、供試体に直接ひずみゲージを貼付けて軸ひずみを測定することができるが、堆積軟岩程度の硬度ではこの方法が適用

できない。特に飽和している供試体では無理である。さらに、供試体の上下端面に整形時に不可避な薄い乱れた層が形成される。また、圧密三軸試験ではろ紙などの排水層を設置する。これらの層の圧縮によって生じるベディングエラーのために、変位測定計器の分解能をいかに向上させようとも、キャップあるいは荷重軸の変位で軸ひずみを測定する限り、正確なひずみは測定できないことが指摘されている⁵⁾。

今回、局所的軸ひずみを供試体側面で直接測定した変位量から求めた。すなわち、図-4に示すようなりん錯銅の薄板にひずみゲージを貼付した変位計(以下 Local Deformation Transducerを略してLDTと呼ぶ)をメンブレン上から供試体に貼付けた2つのヒンジ間に固定する。供試体の軸圧縮に伴ってひずみゲージの出力が変化する。これを動ひずみアンプで増幅することにより、 $10^{-6} \sim 10^{-2}$ の広範囲な軸ひずみを精度良く測定した。また軸荷重は、三軸セル内部のロードセルで測定している。同時に従来の外部変位計による軸ひずみも測定した。LDTの詳細は後藤ら³⁾に詳しい。代表的試験結果を図-5に示す。供試体の局所的軸ひずみは、2つのLDTの出力を平均して求めた。供試体自身の真の軸ひずみとLDTによる軸ひずみが一致することは、確認してある³⁾。この図より、外部変位計で測定した軸ひずみには非常に大きな測定誤差が含まれていること、さらに図-1で定義したような E_t は、正確な静弾性係数を与えていないことは明らかである。図-5に示す実験では、荷重の途中で何回もひずみ振幅が0.005%程度の微小な除荷・再荷重を与えている。これは各荷重段階での弾性(変形の可逆性)を確認するためである。図-5(c)から、0.01%(10^{-4})以下では相当可逆的であり、0.001%(10^{-5})以下では、ほぼ完全に可逆的であることが分かる。また別途行った数多くの実験では、軸ひずみ速度 10^{-4} /分 $\sim 10^{-6}$ /分の間で、 10^{-5} 以下の軸ひずみでは変形特性はひずみ速度に依存しないことが分かった。図-6はその実験例であり、0.001%(10^{-5})以下での変形特性はひずみ速度が100倍変わっても変化が見られない。この点については金ら⁷⁾、龍岡ら⁹⁾が詳しく述べている。

そこで、LDTによる測定結果から、図-5(d)に示すようにほぼ線形と見なされる0.001%(10^{-5})以下の割線変形係数を真の初期の弾性係数 E_{max} と定義する。ここで、[真の]という用語は、[いわゆる静弾性係数]あるいは[見かけの静弾性係数]と区別するために用いている。この E_{max} と E_t の比較を図-7に示す。この図には、静岡県相良層群と横浜市根岸からの上総層群の堆積軟岩の圧密三軸試験により得られた結果¹⁰⁾も含めてある。図-7より、 E_t は E_{max} の1/2~1/10と小さいことが分かる。このことは、図-3に示した E_t を弾性係数と定義することが誤りであり、静的試験における弾性係

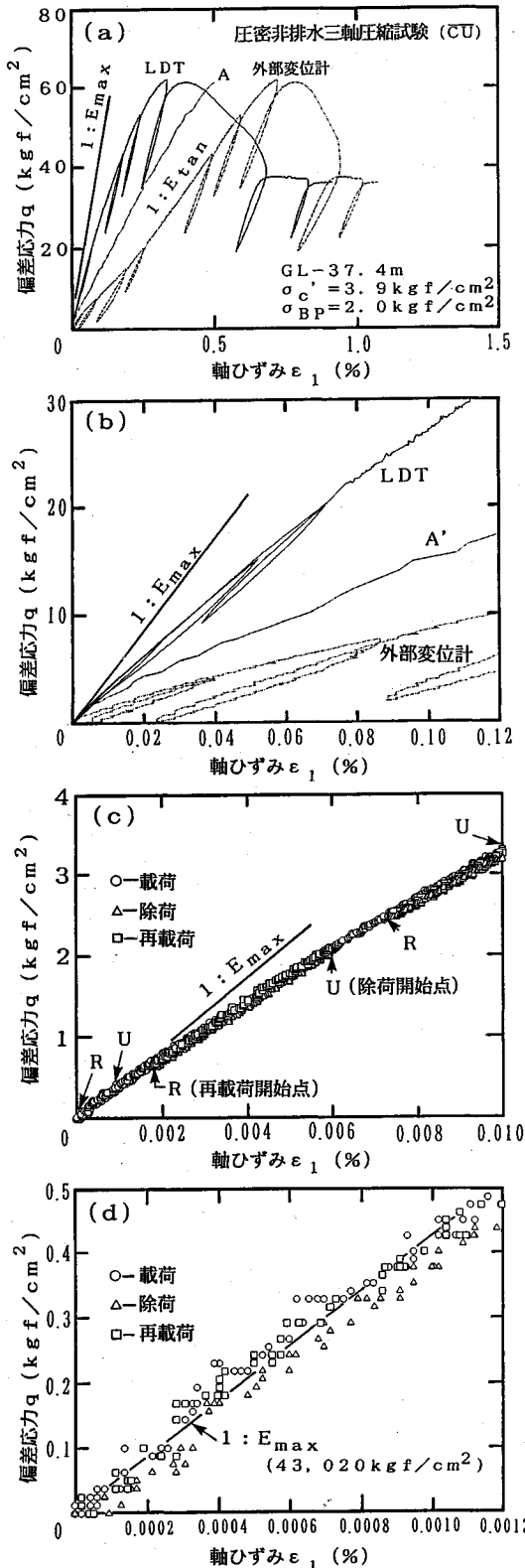


図-5 LDTと外部変位計で軸ひずみを測定した試験結果

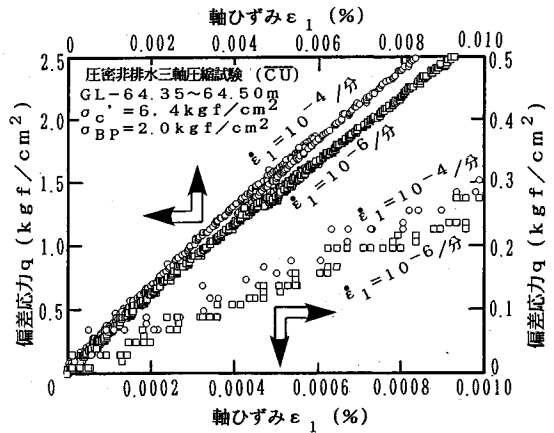


図-6 軸ひずみの載荷速度依存性

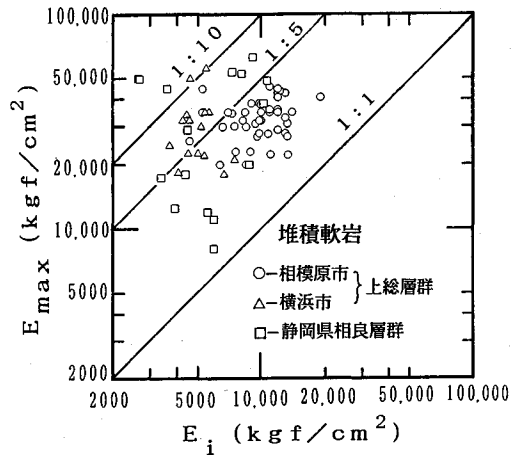


図-7 [真の] 弾性係数 E_{max} と [静弾性係数] E_i の比較

数は、LDTなどを用いて図-5に示す E_{max} のように定義されるべきであることを示している。さらに図-3に示すように E_i が E_{DBA} よりも小さいと言うことは、 E_i の客観性は非常に不明確であることを示している。

(2) 室内試験における拘束圧の影響^{2),7)}

図-3に対する疑問点(2)は、室内コア試料の[動弾性係数] $E_d(1)$ が原位置での値 E_i よりも平均的に見て小さくなることについてであった。PS検層も超音波速度試験もP波とS波の速度を測定している。また、振動数 f の影響が考えられるが、超音波パルス法 ($f=20 \text{ kHz}$) の方がPS検層 ($f=50 \text{ Hz}$) よりも f が大きく、これも原因とは考えにくい。問題は、軟岩の超音波速度試験を一軸の無拘束状態で行ったことにあると考えられる。土木学会 [軟岩の調査、試験指針(案)]⁶⁾ では、拘束圧の有無に関して明記されていない。さらに拘束圧下でS波の超音波速度試験を実施できる装置が数少ないことから、堆積軟岩試料に対しても一軸状態で試験するのが一般的であるようである。

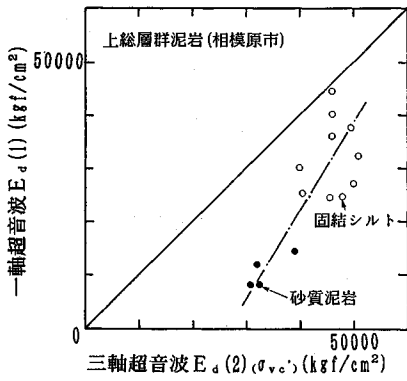


図-8 一軸 [動弾性係数] と三軸 [動弾性係数] の比較

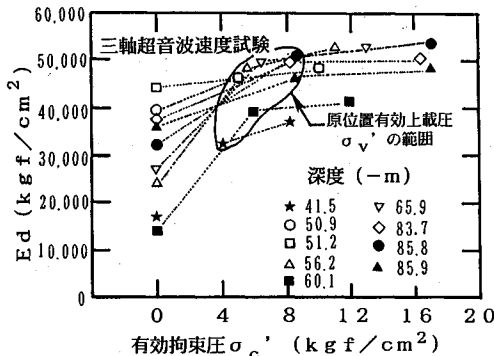


図-9 超音波速度試験での [動弾性係数] の拘束圧依存性

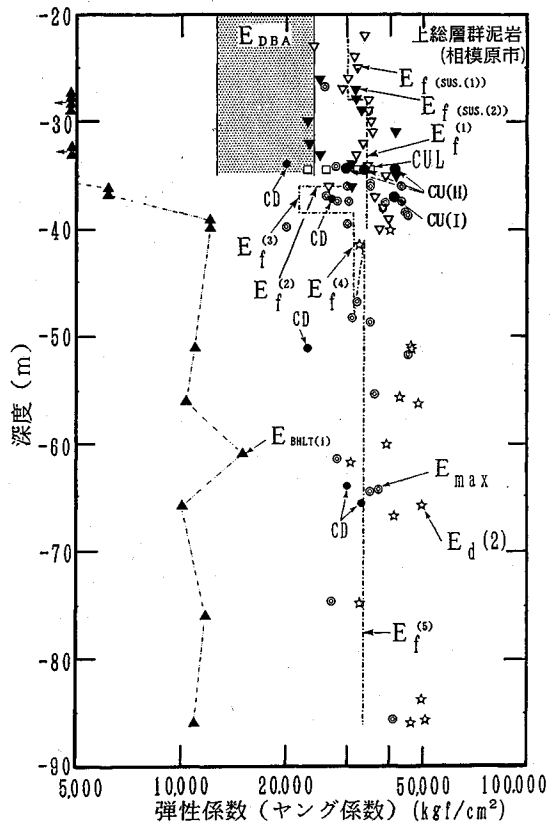


図-10 正確に測定した [弾性係数] および [変形係数]

今回、超音波速度試験を一軸無拘束状態だけでなく拘束圧を増加させて三軸状態でも [動弾性係数] E_d を求めている。図-8は一軸状態での [動弾性係数] $E_d(1)$ と試料採取位置の有効土被り圧に相当する拘束圧で圧密して試験を行った [動弾性係数] $E_d(2)$ の値を比較したものである。図-8より、両者にあまり差のないものから極度に一軸状態の値が小さくなっているものがあること、また全体的に拘束圧下の $E_d(2)$ の方が大きく、拘束圧下における動弾性係数 $E_d(2)$ の小さいものほど一軸状態の $E_d(1)$ の低下が著しいこと、さらに、シルト質な泥岩より砂質泥岩の方がこの現象が著しいこと、が分かる。これは、軟岩は硬岩に比べてはるかに固結度が小さく、試料採取時あるいは整形時に試料の乱れ(マイクロクラック)が生じるためであり、それは砂質泥岩ほど生じやすいことを示している。なお、 $E_d(2)/E_d(1)$ の比は深度方向にほぼ一様である。以上のことから、少なくとも筆者らが研究している上総層群では、介在する砂層だけでなく泥岩中の砂質分を無視することができないので、一軸状態で測定された剛性は、試料の乱れやすさ(マイクロクラックの開き度合い)を表わす指標にはなっても、地盤剛性の適切な指標にはならないと言える。

図-9は、超音波速度試験で拘束圧を変化させた場合の [動弾性係数] E_d の変化を示したものである。この図より、原位置の有効上載圧に相当する拘束圧以下では、 E_d は急激に変化するケースがあるが、それ以上の拘束圧での変化はほとんどないことが分かる。すなわち、室内試験を実施するときには、有効土被り圧相当で供試体を圧密する必要がある。図-3に関する疑問点(2)に対しては、 $E_d(1)$ が原地盤の [動弾性係数] を表わしていないことが答えになる。つまり、原位置測定の E_d と比較すべき室内の [動弾性係数] は、図-8の $E_d(2)$ である。

5. 正確な室内試験結果を用いた弾性係数の比較²⁾

図-10は、図-3における E_d を E_{max} に、また $E_d(1)$ を $E_d(2)$ に、すなわち正確な室内試験結果に置き換えて表示したものである。この図より、まず、 E_d 、 E_{max} 、 $E_d(2)$ は非常によく一致していることが分かる。また、圧縮方向 (σ_1 方向) が原位置での鉛直方向から45度の供試体の E_{max} (図-10と表-2でIで記されたもの) と、水平方向の供試体の $E_{max}(H)$ は他の σ_1 方向が鉛直方向の供試体の E_{max} と類似である。このことも地盤の弾性

表一 E_{\max} と $E_d(2)$ および E_f の比較 (kgf/cm²)

| 深度 | $E_d(2)$ | E_{\max} | $E_d(2)/E_{\max}$ |
|---------|----------|------------|-------------------|
| 平均 | 42262 | 39093 | 1.22 |
| 深度 | E_f | E_{\max} | E_f/E_{\max} |
| -20~-30 | 30300 | 30150 | 1.005 |
| -30~-40 | 32200 | 32200 | 1.000 |
| -40~-90 | 34000 | 33300 | 1.021 |
| 平均 | 32166 | 31883 | 1.009 |

係数に著しい異方性がないことを示している。

表一に E_{\max} と $E_d(2)$ および E_f の比較結果を示す。これより、 E_{\max} に対する $E_d(2)$ および E_f の比率は、それぞれ 1.22 および 1.009 となった。 $E_d(2)$ の方が E_{\max} と E_f よりも若干大きいものの、非常に大きい違いではない。つまり、 E_{\max} と $E_d(2)$ の間には、従来 [静弾性係数] と [動弾性係数] はオーダーが異なるものとされていたほどの違いはない。したがって、静的試験で正確に求められた弾性係数 E_{\max} は、動的試験による弾性係数 (E_f と $E_d(2)$)、特に E_f と工学的には差はないと言えよう。また、 E_f と E_{\max} 、 $E_d(2)$ がほぼ一致することは、今回対象とした堆積軟岩地盤ではジョイントやクラックの影響が小さく、連続体として土質力学的取り扱いが可能であることを示している。

理想的な線形弾性体では、応力レベルやひずみレベルによらず、また動的試験か静的試験かによらず一つの弾性係数しか存在しない。しかし、軟岩は必ずしもそうではなく、[線形] 弾性体と仮定してよい応力レベル・ひずみレベルが存在する。3章で示したように、LDT を用いた計測結果から、線形関係と見なせる応力～ひずみ関係が得られるのは、大略 10^{-5} 以下のひずみレベルである。このひずみ領域で定義した E_{\max} は静的・動的試験によらない。したがって、従来 [動的・静的弾性係数] とを区別していたのは見かけ上の区別であり、この区別は両者の変形係数 (あるいはいわゆる動弾性係数と静弾性係数) を定義したひずみ領域が異なっているか、ひずみ測定法に誤差があるのか、おそらくこの両方のためであると解釈するのが適切であろう。ただし、動的・静的の違いは載荷速度と繰返し載荷の影響として、 10^{-5} より大きな (より明確には 10^{-4} より大きな) 非線形性が現れてくるひずみ領域で問題となってくる。

以上のようなことから、これまで静的問題に対しては、岩盤分類や亀裂特性の指標としてしか用いられることのなかった [動弾性係数] E_f や $E_d(2)$ は、実は静的試験から正確に求めた弾性係数 E_{\max} と同一であり、その地盤の一義的な真の弾性係数であることが分かった。図一10に示す現場挙動から逆算した変形係数 E_{DBA} は、この真の弾性係数がひずみレベル依存性により低下した変形係数と考えられる。また孔内水平載荷試験の $E_{BHLT(1)}$ は、

現場挙動よりもさらに大きなひずみの大きい領域で測定された変形係数と考えられる。

前述のように、一軸状態で測定した $E_d(1)$ は原位置の弾性係数としては正確ではないので、超音波速度測定は拘束圧下で行う必要がある。しかし、そのためには非常に高度な試験技術および装置が必要となる。一方、現在多く普及している静的三軸圧縮試験でも、LDT のような手法を用いることにより、 10^{-5} 以下のひずみを正確に測定して E_{\max} が求めれば、これは $E_d(2)$ とほぼ同等な値が得られる。このことから、このような静的三軸圧縮試験を行うのならば、 $E_d(2)$ を求める超音波速度試験は省略することができるであろう。

6. 変形特性のひずみレベル依存性²⁾

変形特性にひずみレベル依存性があることから、変形係数の比較は同一のひずみで行う必要がある。表一2に本研究で取り扱った室内試験、原位置試験および現場挙動の逆解析による弾性係数 (変形係数) の値とその測定レベルの一覧を示す。この表で、変形係数の最低値は孔内水平載荷試験 (1) で得られた $E_{BHLT(1)} = 940 \text{ kgf/cm}^2$ (92 MPa) であり、最大値は平板載荷試験 (3) 地中ひずみ計の測定値から求めた $E_{PLT(s)} = 84000 \text{ kgf/cm}^2$ (8230 MPa) であり、二桁にまたがる変形係数が存在している。この場合、ひずみレベルを考慮しない検討では法則性が明らかにならない。ひずみレベルの相違を考慮して検討すれば全体像が見えてくる。つまり、 $E_{BHLT(1)}$ を測定したひずみレベルは 10^{-2} (1%) 台であり、室内三軸試験による泥岩のピークひずみ 5×10^{-3} (0.5%) をはるかに越えた大ひずみレベルで測定したため、小さい変形係数となったのであろう。逆に、 $E_{PLT(s)}$ は、 10^{-6} 台という地中ひずみの測定精度¹⁾ を越えるような小さいひずみレベルで測定したため、異常で信頼度がない大きな値となったと考えられる。

以上のことから、表一2に示すデータを従来から動的解析法で行われているように、原位置の弾性係数 E_f と室内の弾性係数 E_{\max} で正規化してひずみに対して表示したものが図一11である。図中の $E_{\text{sec}}/E_{\max} \sim \epsilon_1$ は、三軸圧縮試験で応力～[LDTにより測定したひずみ] 曲線の割線勾配 E_{sec} を E_{\max} で正規化した変形特性である。図一11(a)には圧密非排水試験の結果を、図一11(b)には圧密排水試験の結果を示す。また、全ての圧密三軸圧縮試験で得られた $\epsilon_1 = 10^{-3}$ に対する E_{sec} の E_{\max} に対する比の平均値 μ 、実験結果の最大値・最小値の値も示す。さらに、図一11(a)の各種原位置試験の測定値および現場計測からの逆解析値 E_{DBA} は、表一1に示す E_f の平均値 $32,166 \text{ kgf/cm}^2$ (3150 MPa) で正規化して表示した。

この図より、 $E_{\text{sec}}/E_{\max} \sim \epsilon_1$ 関係は、各種原位置試験

表—2 原位置測定・室内試験・現場計測の逆解析から得られた弾性係数(変形係数)とそのひずみ一覧(kgf/cm²)

| 有効拘束圧下の三軸試験 | | | | 孔内水平載荷試験(1) | | 平板載荷試験(1), (2) | | | | サスペンションPS検層(1) | | ダウンホールPS検層 | | | | | | |
|-------------|-------|-----------|--------------|-------------|--------------|----------------|----------------|--------------|----------------|----------------|----------------|--------------|----------------|-------|-------------|-------------|-----------------|-----------|
| 深度 | 条件 | E_{max} | ϵ_1 | E_s | ϵ_1 | 深度 | $E_{PLT(d)^1}$ | ϵ_1 | $E_{PLT(d)^c}$ | ϵ_1 | 深度 | E_r | γ | 深度 | $E_r^{(1)}$ | γ | | |
| -26.8 | CU | 25800 | 1.0E-6 | 4600 | -27.2 | 940 | 3.8E-2 | -34.4 | 25800 | 2.2E-4 | 34400 | 1.0E-4 | -26.0 | 25000 | 1.0E-6 | -14.0 | 19300 | 1.0E-6 |
| -29.1 | CU | 34500 | ~ | 7300 | | | | -34.4 | 30300 | 1.3E-4 | 36000 | 1.0E-4 | -27.0 | 31792 | 以下 | | | 以下 |
| -33.9 | CU | 20000 | 1.0E-5 | 8500 | -27.8 | 940 | 3.8E-2 | | | | | -28.0 | 31725 | | -20.0 | 19300 | | |
| -34.1 | CU | 27800 | の | 10800 | -28.2 | 955 | 3.1E-2 | 平板載荷試験(3) | | | | -29.0 | 33060 | | -20.0 | 30100 | | |
| -34.4 | CUL | 25000 | 割 | 21000 | | | | 深度 | $E_{PLT(s)^1}$ | ϵ_1 | $E_{PLT(s)^c}$ | ϵ_1 | -30.0 | 23150 | | | | |
| -34.4 | CUL | 32000 | 線 | 14000 | -28.8 | 955 | 3.1E-2 | -34.4 | 21100 | 1.1E-4 | 16000 | 4.5E-4 | -31.0 | 41470 | | -28.0 | 30100 | |
| -34.4 | CUL | 23000 | 弾 | 14000 | -32.2 | 1510 | 3.4E-2 | -34.4 | 55000 | 2.9E-5 | 46000 | 1.0E-4 | -32.0 | 23396 | | -28.0 | 34100 | |
| -34.4 | CDS | 35000 | 性 | 8400 | | | | -34.4 | (66300) | 9.0E-6 | 59000 | 3.0E-5 | -33.0 | 24986 | | | | 1.0E-6 |
| -34.4 | CU(H) | 35000 | 係 | 11000 | -32.8 | 1510 | 3.4E-2 | -34.4 | (84000) | 2.0E-6 | (58000) | 8.0E-6 | -34.0 | 30775 | | -40.0 | 34100 | 以下 |
| -34.4 | CU(H) | 30000 | 数 | 8500 | -36.2 | 6190 | 1.7E-2 | -34.4 | (76400) | 1.0E-6 | (55000) | 2.5E-6 | -35.0 | 41750 | 1.0E-6 | | | |
| -34.4 | CU(H) | 43000 | で | 12000 | | | | | | | | -36.0 | 30621 | 以下 | 深度 | $E_r^{(2)}$ | γ | |
| -35.7 | CU | 35000 | 定 | 7000 | -36.8 | 6190 | 1.7E-2 | 平板載荷試験(4) | | | | | | | -36.0 | 30800 | 6.0E-8 | |
| -36.0 | CU | 35000 | 義 | 11000 | -39.2 | 12070 | 1.2E-2 | 深度 | $E_{PLT(s)^1}$ | ϵ_1 | $E_{PLT(s)^c}$ | ϵ_1 | | | | 深度 | $E_r^{(3)}$ | γ |
| -36.0 | CU | 30000 | | 8500 | | | | -34.4 | 34500 | 6.6E-5 | 30500 | 2.2E-4 | | | | -36.0 | 21800 | 4.8E-7 |
| -36.0 | CU | 43000 | L | 12000 | -39.8 | 12070 | 1.2E-2 | -34.4 | 51400 | 3.1E-5 | 46000 | 1.0E-4 | サスペンションPS検層(2) | | | | | |
| -36.9 | CU | 26000 | D | 8900 | | | | -34.4 | 45900 | 1.3E-5 | 40700 | 4.4E-5 | 深度 | E_r | γ | -38.5 | 21800 | 1.2E-8 |
| -37.2 | CD | 27000 | T | 9600 | | | | -34.4 | (42000) | 4.0E-6 | 26500 | 1.9E-5 | -22.0 | 33700 | 5.2E-8 | | | |
| -37.4 | CU | 30200 | に | 7500 | | | | -34.4 | (25500) | 3.0E-6 | 20000 | 1.1E-5 | -23.0 | 24000 | | 深度 | $E_r^{(4)}$ | γ |
| -37.4 | CU | 28000 | よ | 9800 | | | | | | | | -24.0 | 31400 | | -38.5 | 31300 | 4.8E-7 | |
| -37.4 | CU | 43000 | る | 13000 | 孔内水平載荷試験(2) | | | | | | | -25.0 | 32200 | | | | | |
| -37.4 | CU(I) | 43000 | | 13000 | 超音波速度試験 | | | | | | | -26.0 | 30200 | | -48.5 | 31300 | 1.2E-8 | |
| -37.5 | CU | 38600 | | 9800 | 深度 | $E_{BHLT(1)}$ | ϵ_1 | 深度 | $E_d(1)$ | γ | $E_d(2)$ | γ | -27.0 | 29000 | | 深度 | $E_r^{(5)}$ | γ |
| -38.1 | CU | 38000 | | 10000 | -51.0 | 10900 | 4.8E-3 | -40.1 | 30200 | 発振側 | 39900 | 発振側 | -28.0 | 34600 | | 深度 | $E_r^{(5)}$ | γ |
| -38.4 | CU | 44000 | | 12300 | -56.0 | 10300 | 4.3E-3 | -41.5 | 16800 | 4.9E-7 | 32400 | 4.9E-7 | -29.0 | 34600 | | -41.0 | 33500 | 6.5E-7 |
| -38.7 | CU | 45000 | | 5200 | -61.0 | 15000 | 3.2E-3 | -50.9 | 39600 | | 45800 | | -30.0 | 35200 | | | | |
| -39.5 | CU | 30000 | | 6600 | -66.0 | 10000 | 4.8E-3 | -51.2 | 44300 | 2.5E-6 | 46300 | 2.5E-6 | -32.0 | 33500 | | -86.0 | 33500 | 5.1E-9 |
| -39.8 | CU | 20000 | | 6400 | -76.0 | 11700 | 3.3E-3 | -55.6 | 24000 | 受振側 | 42600 | 受振側 | -32.0 | 33400 | | | | |
| -46.8 | CU | 32000 | | 8200 | -86.0 | 10900 | 5.3E-3 | -56.2 | 23900 | 4.9E-9 | 48300 | 4.9E-9 | -33.0 | 31800 | | | | |
| -48.3 | CU | 31000 | | 9400 | | | | -60.1 | 14000 | | 39100 | | -34.0 | 34400 | | 逆解析値 | | |
| -48.7 | CU | 35000 | | 5280 | | | | -61.8 | 7900 | 4.9E-8 | 30700 | 4.9E-8 | -35.0 | 38800 | | 深度 | $E_{DBA}^{(1)}$ | E_{max} |
| -51.1 | CD | 23000 | | 7600 | 深度 | $E_{BHLT(c)}$ | ϵ_1 | -65.9 | 27000 | | 49500 | | -36.0 | 26400 | | -35.0 | 12600 | 1.0E-3 |
| -51.7 | CU | 45000 | | 12000 | -51.0 | 19400 | 1.0E-3 | -66.9 | 25500 | | 41100 | | -37.0 | 36000 | | 深度 | $E_{DBA}^{(2)}$ | E_{max} |
| -55.3 | CU | 36000 | | 11000 | -56.0 | (45300) | 3.7E-4 | -74.8 | 8100 | | 32600 | | -38.0 | 38100 | | -35.0 | 24000 | 4.0E-4 |
| -59.8 | CU | 28000 | | 13000 | 計 | -61.0 | (39100) | 5.0E-4 | -83.7 | 37400 | | 49500 | -39.0 | 39500 | | 深度 | $E_{DBA}^{(3)}$ | E_{max} |
| -64.3 | CD | 31000 | | 13300 | に | -66.0 | 17500 | 1.0E-3 | -85.6 | 32200 | | 50900 | -40.0 | 37200 | 8.4E-9 | -24.0 | 12000 | 1.0E-3 |
| -64.4 | CU | 36000 | | 12000 | よ | -76.0 | 28700 | 5.8E-4 | -85.9 | 35800 | | 46200 | ~ | ~ | ~ | ~ | ~ | ~ |
| -64.6 | CD | 33000 | | 12000 | る | -86.0 | 24100 | 7.1E-4 | | | | | -38.0 | 23250 | 1.4E-4 | | | |
| -65.7 | CU | 33000 | | 13000 | | | | | | | | | | | | | | |
| -74.6 | CU | 27000 | | 13300 | | | | | | | | | | | | | | |
| -85.5 | CU | 41000 | | 19000 | | | | | | | | | | | | | | |

ϵ_1 ; 主ひずみ, $\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_3$; せん断ひずみ, $E-6=10^{-6}$ (0.0001%), $E-5=10^{-5}$ (0.001%), $E-4=10^{-4}$ (0.01%)...
 CU, CD, CUL, CDS; 有効土被り圧 σ_v 下の等方拘束圧下の三軸試験, CU(I); 斜め45度供試体, CU(H); 水平供試体,
 CU; 等方圧密非排水試験(供試体径5.5cm高さ15cm) CD; 等方圧密排水試験(供試体径5.5cm高さ15cm),
 CUL; 大型型形供試体(25cm \times 25cm高さ64cm)の等方圧密非排水試験 CDS; 小型型形供試体(8cm \times 8cm高さ18cm)の等方圧密排水試験,
 孔内水平載荷試験(1); プレシオメータ(半径変化をソングの体積変化(ヒューレット水位)で測定), 金属性のソングドム保護材付,
 孔内水平載荷試験(2); エラストメータ(半径変化を螺旋型変位計の出力で測定), 保護材なしに直接ソングのゴム面で載荷,
 $E_{BHLT(1)}$; 初期載荷部の直線部で定義した弾性係数 $E_{BHLT(c)}$; 繰返し載荷部の上下限を結ぶ直線で定義(繰返し載荷3回の平均値),
 平板載荷試験(1), (2); 直径60cmの載荷板の平均変位から求めた値, ひずみは平均変位/60cmで算出, (1), (2)は載荷面が異なる,
 平板載荷試験(3), (4); 載荷方向の地中に深度別に5箇所埋設したひずみ計による測定 (3), (4)はそれぞれ上記(1), (2)の載荷面での値,
 $E_{PLT(d)^1}$, $E_{PLT(s)^1}$; 初期載荷の測定値 $E_{PLT(d)^c}$, $E_{PLT(s)^c}$; 2回目と3回目の繰返し載荷時の平均値,
 $E_d(1)$; 一軸の超音波速度試験による弾性係数 $E_d(2)$; 有効土被り圧相当の拘束圧 σ_v 下の三軸超音波速度による弾性係数,
 サスペンションPS検層(2), ダウンホールPS検層 $E_r^{(1)}$; 同一ボーリング孔で行った測定,
 ダウンホールPS検層 $E_r^{(2)}$, $E_r^{(3)}$, $E_r^{(4)}$, $E_r^{(5)}$, サスペンションPS検層(1); 異なるボーリング孔で行った測定,
 $E_{DBA}^{(1)}$, $E_{DBA}^{(2)}$, $E_{DBA}^{(3)}$; 横坑周面ひずみ, 内空変位および支保工荷重の現場計測値からの逆解析値.

および現場挙動からの逆解析値と、それぞれ測定されたひずみにおいて整合して、 $10^{-6} \sim 10^{-2}$ の広範囲なひずみレベルにわたり、全体的に見ると整合した結果を与えていることが分かる。これに対して、個々の原位置試験のデータは断続的であり、かなりのばらつきがある。このばらつきの原因の詳細は不明であるが、前述したような二桁にまたがるようなばらつきの多くの部分が変形係数のひずみ依存性で説明できることが分かる。ただし、平板載荷試験による E_{PLT} と孔内水平載荷試験による

0.1% 以下の E_{BHLT} の値にばらつきがかなり大きい。したがって、原位置の変形係数を推定する際に、これらのデータは用いにくいといえる。

図-11より以下の結論が得られる。室内コア試料による物性は、原位置試験による物性と整合する。同時に地盤挙動から逆算した物性とも整合する。したがって今回検討した堆積軟岩ではジョイント・クラックの影響は小さく、室内三軸試験の結果から原位置挙動を予測し得ると言える。また変形特性の全体像は、 $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_1$

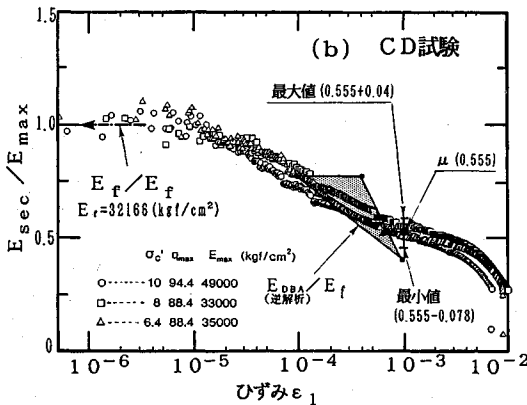
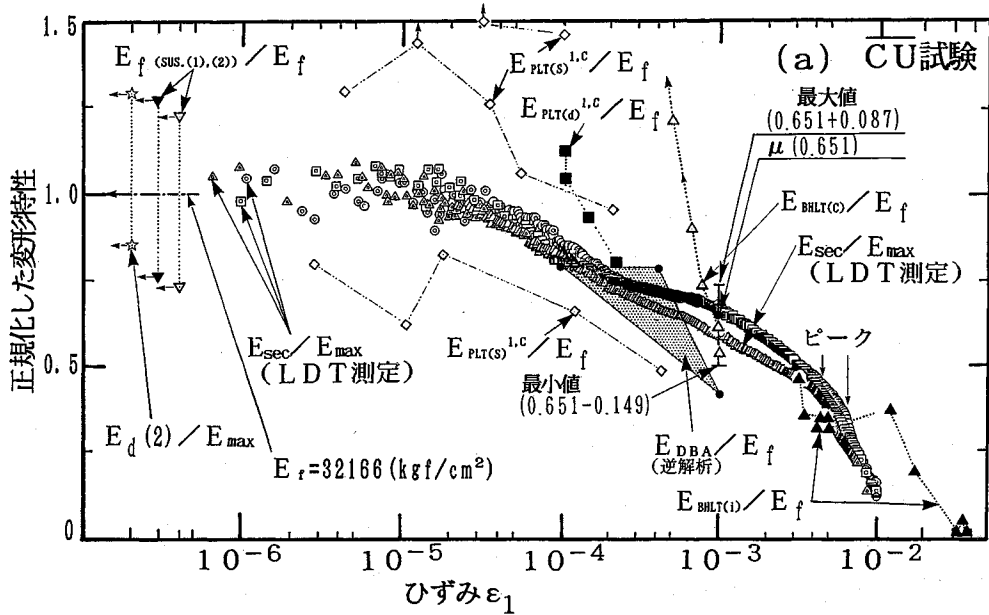


図-11 変形特性のひずみレベル依存性

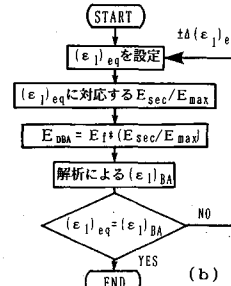
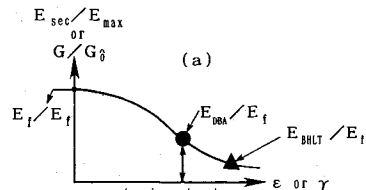


図-12 原位置の等価線形変形係数の推定方法

関係で整理すると統一的なものになり得る。つまり全ての試験において、変形係数とそのひずみレベルを同時に報告されなければならない。また、異なった方法で異なった変形特性が得られても直ちにこの理由を試験法もしくは測定法の違いによる原因不明の相違、あるいは地盤の不確実性のためとするのは適切ではないと言える。

7. 原位置の変形係数の推定法^{2),8)}

図-11の結果から、堆積軟岩の変形特性には非線形性があるのが明白である。厳密な解析では、図-11のような地盤の変形特性を直接モデル化し、対象構造物の非線形解析を行う必要がある。しかし、通常実務レベルでは線形解析が行われ、地盤も線形変形係数でモデル化される。この場合、原位置の非線形変形係数と等価な線形変形係数を合理的に推定する必要がある。図-11から、原位置弾性波速度試験による E_t とコア試料の室内

三軸圧縮試験による $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_1$ 関係から、後述する等価線形化法による解析手法が応用できそうである。

まず、地盤の状況やコア試料の質のばらつきにより、 E_t と E_{max} が常に一致するわけではなく、数十パーセントの違いが生ずることもあり得る。しかし、この場合も、図-11に示すように正規化された $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_1$ 関係は室内試験と原位置挙動で一致するものと仮定する。ここで、室内試験で得られた $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_1$ 関係が大ききひずみレベル (0.1% 以上) で原位置に適用できるかどうかを孔内水平載荷試験の結果を用いて確認できるであろう。すなわち、 E_{BHLT}/E_t の値と E_{BHLT} を測定したひずみレベルでの E_{sec}/E_{max} が一致するかどうかを検討する。一致しない場合は、その理由として次の2点が考えられる。

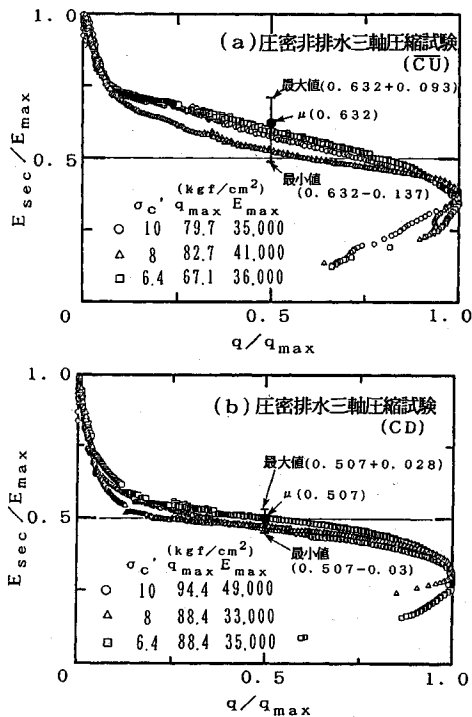


図-13 変形特性と応力レベルの関係

第1は、それぞれの実験での精度の問題、第2は、拘束圧の変化により変形係数が大きく影響を受ける場合である。後者については、この影響を取り入れた定式化が必要であり、今後の研究課題としたい。次に所定のひずみ $(\epsilon_1)_{eq}$ に対する原位置の変形係数 E_{DBA} を、次式で与える。

$$E_{DBA} = (E_{sec}/E_{max}) \times E_f \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 E_{sec}/E_{max} は上記 $(\epsilon_1)_{eq}$ に対応する室内実験によって得られた値である。式(1)による E_{DBA} が合理的かどうかは図-12に示す設定したひずみ $(\epsilon_1)_{eq}$ とこれに対応して式(1)から得られる E_{DBA} を用いた解析結果のひずみ $(\epsilon_1)_{BA}$ が一致するかどうかで照査される。この方法によれば、数回の線形計算で $(\epsilon_1)_{eq} = (\epsilon_1)_{BA}$ を満足する結果が得られるであろう。ただし、解析モデルの設定の仕方(2次元か3次元かなど)が原位置の状況とかけ離れている場合、また、クリープが問題となるような破壊に近い、0.1%以上の大ひずみレベルを解析する場合には、図-12の手法はそのまま適用できず、別途検討する必要がある⁸⁾。

さらに近似的な方法として、原位置弾性波速度試験による E_f の1/2の変形係数を用いる方法が提案できる⁹⁾。図-13は三軸圧縮試験による載荷応力レベル q/q_{max} と E_{sec}/E_{max} の関係の代表例が示されている。これによると、相当広範囲な応力レベルに対して E_{sec} が E_{max} のほぼ1/2近くに保たれている。また非排水・排水試験それぞれの場合での $q/q_{max} = 0.5$ の時の E_{sec} (すなわち E_{50})

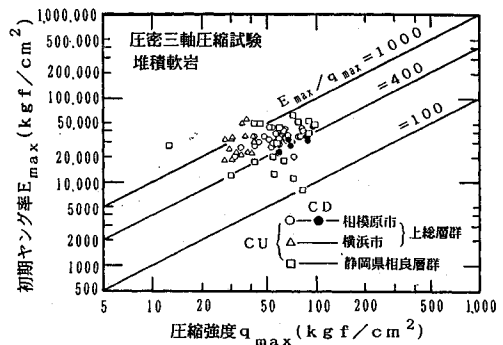


図-14 [真の] 弾性係数 E_{max} と圧縮強度 q_{max} の関係

の E_{max} に対する比の平均値 μ 、最大値・最小値も示しているが、 $\mu = E_{50}/E_{sec}$ の平均値は0.5に近い。さらに、図-10に示すように今回の現場挙動に対しても E_f の1/2の変形係数は非常に妥当である。これより、 E_f しか原位置の情報がない場合には、この値を1/2にした変形係数を用いてもそれほど現実とかけ離れていないと考えられよう。一方、前述した等価線形化法で検討する場合、 E_{sec} の最初の設定を E_f の1/2の変形係数から始めれば良いと言えよう。

最後に最も簡単に上記 $E_{50} = 1/2 E_{max}$ を推定する方法を考察する。図-14には、圧密三軸圧縮試験で得られた E_{max} と q_{max} の関係を示す。比 E_{max}/q_{max} の範囲は狭く、ほぼ400~900の間にあり、平均的には600である。図-14には他の2つの現場(横浜市の上総層群、静岡県相良層群)に対して行ったほぼ類似の圧密三軸圧縮試験の結果も示す¹⁰⁾。全体的に傾向は相模原市のデータと類似であった。以上のことから近似法として、 $E_{sec} = E_{50} = 1/2 \times E_{max} \approx 300 \times q_{max} \approx 300 \times q_u$ (一軸圧縮強度)が導かれる。しかし、この方法は極めて近似的な方法である。

8. まとめ

本報では、室内試験で測定法・拘束圧・非線形性の諸要因を検討することにより、室内試験・原位置試験、現場挙動における変形特性の関連性とその全体像を明らかにし、原位置の変形係数を事前に推定する手法について考察した。本論文で得られた結論を以下に要約する。

(1) 従来の方法に基づいて、いわゆる[静弾性係数]と[動弾性係数]をそれぞれ圧密三軸圧縮試験での応力~[外部測定軸ひずみ]関係の見かけの直線部の勾配と一軸状態の供試体の超音波速度から求めた。ところが、[静弾性係数]より現場挙動から求めた変形係数の方が大きく、またコア試料の[動弾性係数]の方が原位置弾性波速度から求めた[動弾性係数]よりも小さいなど、混乱した結果となった(図-3)。

(2) 室内試験での試験方法を検討した結果、従来の

土質試験法¹¹⁾および軟岩の試験法⁶⁾に示す載荷軸の軸変位を測定する方法では、ベディングエラーのため、堆積軟岩の正確な軸ひずみを測定できないことが明らかとなった(図-5, 図-7)。すなわち、堆積軟岩では供試体側面で直接軸ひずみを測定する必要がある(図-4)。

(3) 室内試験における拘束圧の影響を検討した結果、一軸無拘束状態で測定された弾性係数は、試料の乱れやすさの程度を表わす指標にはなっても、原地盤の正確な弾性係数よりも低下している値なり得ることが明らかになった。すなわち、原位置での正確な変形特性を求めるためには、原位置での有効拘束圧下で圧密することが必要である(図-8, 図-9)。

(4) 上記(2), (3)を考慮して求めた室内試験による正確な弾性係数は、動的試験・静的試験によらず類似な値となった。また、原位置弾性波速度から得られた弾性係数ともほぼ一致した(図-10, 表-1)。したがって、室内静的三軸圧縮試験により正しい弾性係数が得られる場合は、この試験が室内動的試験の代わりになる。

(5) 室内試験による変形特性をひずみレベルに応じて比較すると、各種原位置試験結果および現場挙動からの逆解析値と整合した(図-11)。つまり、コアの物性は地盤挙動の物性を表わすと考えられ、本堆積軟岩では、ジョイント・クラックの影響は小さいと考えてよい。

(6) 各種の調査や試験結果として変形係数を報告する場合、同時にそれを測定したひずみレベルも明記することが必要である(表-2)。

(7) 原位置弾性波速度による E_f と室内三軸圧縮試験による正確な $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_1$ 関係から、等価線形化法により、原位置の変形係数を推定する手法を提案した(図-12)。また、 E_f の 1/2 の変形係数を解析で用いる方法を提案した(図-13)。さらに、非常に簡略で近似的な方法として $E_{sec} = 300 \times q_u$ (一軸圧縮強度) を提案した(図-14)。

最後に本研究を進めるに当たりご協力いただいた東京大学生産技術研究所 5 部龍岡研究室の木幡行宏助手、佐

藤剛司技官、鳥光道枝技官には末筆ながら感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 越智健三・壺内達也・龍岡文夫：立坑掘削と原位置試験による堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集，No. 463/III-22, pp.143~152, 1993. 3.
- 2) 越智健三・壺内達也・金 有性・龍岡文夫：原位置測定・室内試験・現場計測による堆積軟岩の変形特性の比較，土質工学会，第 27 回土質工学研究所発表会講演集，pp.1257~1260, 1992.
- 3) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.-S. and Sato, T.: A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, Vol.31, No.1, pp.169~180, 1991.
- 4) 金 有性・越智健三・渋谷 啓・石 達民・龍岡文夫：人工及び自然軟岩の微小ひずみでの変形係数と強度，土質工学会三軸試験方法に関するシンポジウム論文集，1991.
- 5) 佐藤剛司・渋谷 啓・龍岡文夫・金 有性・Teachavorasinsku・Lo Presti：三軸及び一軸供試体の微小ひずみでの変形係数の測定方法，土質工学会三軸試験方法に関するシンポジウム論文集，1991.
- 6) 土木学会編：軟岩の調査・試験指針(案)，1991.
- 7) 金 有性・越智健三・龍岡文夫・真保 裕：堆積軟岩の微小ひずみレベルでの変形特性，土質工学会第 27 回土質工学研究発表会講演集，pp.1253~1256, 1992.
- 8) 龍岡文夫・金 有性・石 達民・木幡行宏：堆積軟岩の非線形応力・ひずみ関係とその定式化，土質工学会第 27 回土質工学研究発表会講演集，pp.1273~1276, 1992.
- 9) Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture Session No.1, 9th Asian Regional Conference on SMFE, Bangkok, 1992.
- 10) 石 達民・龍岡文夫・木幡行宏・高橋行茂：堆積軟岩の一軸・三軸圧縮試験と現場測定による変形係数の比較例，土質工学会第 27 回土質工学研究発表会講演集，pp.1277~1280, 1992.
- 11) 土質工学会編：土質試験の方法と解説，pp.320~373, 1991.

(1992.6.24 受付)

STUDY INTO THE DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SEDIMENTARY SOFT ROCK TAKING INTO ACCOUNT THE STRAIN LEVEL-DIPENDENCY AND MEASUREMENT ERRORS

Kenzo OCHI, You-seong KIM and Fumio TATSUOKA

Stiffness of a sedimentary soft rock was evaluated from the behavior of a shaft and various types of field and laboratory tests. In ultra-sonic wave (USW) tests, the elastic modulus of unconfined specimens was smaller than of confined specimens, due probably to micro-cracks. In triaxial compression (TC) tests, axial strains obtained conventionally were considerably larger than those measured locally on the lateral surfaces of specimen, due to the bedding error. Young's modulus from USW tests and those at small local strains from the TC tests were similar, both of which agreed very well with Young's modulus E_f from field shear wave velocities. Young's modulus from the field behavior was very similar to that obtained by reducing E_f based on the strain level-dependency of stiffness evaluated by the TC tests.