

講 座

地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用

8. 講座を終わるにあたって

龍 岡 文 夫 (たつおか ふみお)

東京大学教授 工学部土木工学科

8.1 はじめに

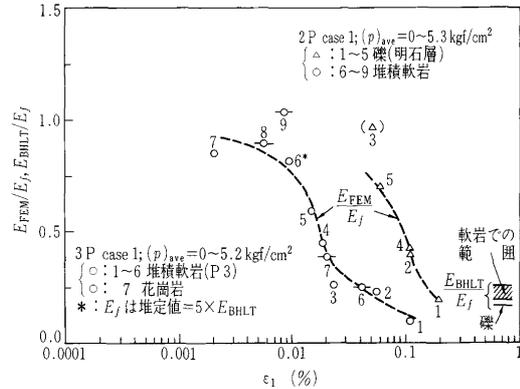
例えば、「ある地盤や盛土の変形定数は500 kgf/cm²等々である」と言う地盤調査結果や、「これらの数値を用いた有限要素法解析の結果はこれこれ」と言う報告書を見ると、次のような質問をしたくなる。つまり、その変形定数は、

- 1) どのような地盤調査法、あるいは室内試験法で求めたのか？ 地盤調査では、どの地点でどの深度でどの程度の頻度の载荷試験を行っているのか？ どのような方法で室内試験用の試料を採取しているのか？ 試料の再圧密法は？ 応力とひずみの測定法は？
- 2) そもそも、接線剛性なのか割線剛性なのか？
- 3) どのひずみレベル、どの圧力レベルでの測定か？
- 4) 試験での最大主応力 σ_1 の堆積面に対する方向は？
- 5) 単調载荷なのか繰返し载荷なのか？ 载荷速度(ひずみ速度)は？ 载荷試験での排水条件は？
- 6) 有限要素法では、変形特性は線形なのか、非線形なのか？ 後者ならば、ひずみや圧力の変化による剛性の変化や上記諸条件をどのように考慮したのか？

地盤材料は線形弾性体ではなく、変形特性は多くの条件に支配され決して定数ではないため、とらえ所が無い。しかし、条件をきちんと設定すれば所定の値を定義でき、不可知ではない。本講座(表—8.1)は、この見方で貫かれている。地盤材料の変形特性の研究は、土質力学の歴史とともにある。しかし、本講座のテーマ「小ひずみでの非線形な変形係数」は比較的新しく、その知見・測定法・地盤変形問題への適用は、過去約20年の間に特に進展した。しかし、依然として発展途上にある。これらの経緯・現状・展望の総括を、昨年9月の第14回国際土質基礎工学会議のプレナリセッション No. 1 のテーマ講演¹⁾で試みた。これを基礎にして、以下議論する。

8.2 地盤内でのひずみレベルの実際と小ひずみでの非線形性の認識

洪積粘土・密な砂礫地盤・堆積軟岩等の硬質地盤では、重量大型構造物の建設や大規模掘削の際でも、地盤内に実際に生じるひずみは、0.3%程度以下であることが次第に広く認識されてきた²⁾(6章)。明石海峡大橋ピア基礎2P, 3Pの建設において、基礎平均接地圧が最終値の約1/2になるまでに基礎中心線に沿った地盤内での



図—8.1 明石海峡大橋ピア基礎2P, 3P 支持地盤内の沈下記録からの逆算ヤング率 E_{FEM} とPS 検層による E_j の比と地盤内 ϵ_1 の関係(図—6.1参照)²⁾

沈下記録から有限要素法で各深度でのヤング率 E_{FEM} が逆算されている。図—8.1に、 E_{FEM} をPS 検層により求めたその深度のヤング率 $E_j = 2(1+\nu) \cdot \rho \cdot V_s^2$ で除した値を、地盤内ひずみ ϵ_1 に対してプロットした。礫地盤(明石層)と堆積軟岩(神戸層)プラス花崗岩地盤で区別してある。この場合も、基礎直下でもひずみは0.3%以下である。従来、この程度のひずみレベル以下での変形特性は線形弾性である、と仮定することが多かった。しかしこの例のように、通常この小さいひずみレベルでも変形特性の非線形性が著しい。なお、図—8.1での非線形性には、ひずみの変化だけによるものではなく、地盤掘削・基礎建設による圧力変化による分も含まれている(6章)。

8.3 実荷重に対する地盤変形と構造物変位の推定

少なくとも硬質地盤においては、①地盤の小ひずみでの変形特性を正確に求めて、②地盤の非線形を適切に考慮した数値解析を行えば、構造物の建設時や地盤掘削時での破壊に遠い状態での地盤変形と構造物変位は、かなり精度良く推定できるようになってきた(6章)。従来、この推定の精度がかなり低いことが多かったが、それは主に上記①が不十分であるためである、と言うことが判明してきた(2章, 4章)。

硬質地盤材料の変形特性を室内試験で求める場合、従来は一軸圧縮試験、あるいは「等方圧密供試体の軸ひずみを载荷軸の軸変位から求める三軸圧縮試験」により変形特性 E_{50} を求め、それを線形等方数値解析で用いる場合が多かった。この E_{50} の値は、ほとんどの場合硬質地

講座

盤の小ひずみでの非線形変形特性を適切に表しておらず、これを用いた線形数値解析は通常実際の地盤変形をかなり過大評価する(6章)。このような状況から、実務技術者の間に室内試験に対する不信が生まれ、原位置載荷試験に期待が移った。

しかし、原位置試験にも問題が多いことが次第に認識されてきた。すなわち、従来の平板載荷試験や孔内水平載荷試験(通常単調載荷だけ)では、載荷地盤面での乱れおよび載荷装置との間の不完全接触の影響が大きい場合が多い。また、地盤の変形特性は本来非線形であるが、通常載荷試験結果から線形等方理論で剛性を逆算して求める(4章)。このように求めた剛性値は、「あるひずみレベル(通常はやや大きすぎる)、ある圧力レベル、ある応力・時間履歴」に対する剛性を表しているが、その値を用いて線形解析を行っても実際の地盤変形を正確に予測できない場合が多いことが認識されてきた。図-8.1には、通常の孔内水平載荷試験で求めたヤング率 E_{BHLT} を $\epsilon_1=0.5\sim 1.0\%$ と仮定してプロットしてあるが、この E_{BHLT} は基礎の沈下を線形解析で予測する場合に用いる平均ヤング率としても、低すぎる事が分かる。さらに、非線形解析を行う場合は、別途求めた非線形モデルが必要である(4, 5章参照)。

そこで、室内試験の価値が見直されてきた。室内試験での最近の進展は、原位置試験が不得意な面である「原位置での圧密・時間履歴・排水条件を厳密に制御した、一つの供試体を用いた一つの試験での、微小ひずみレベルから破壊までの応力・ひずみ関係の連続的で正確な測定が可能になってきたこと」であろう(2章)。しかし、室内試験にもアキレス腱があり、最大のものは本講座で触れていない「試料の乱れの問題」である。

このような室内試験での変形特性の測定技術の進展に対応して、最近では原位置試験でも、①載荷地盤面の乱れの減少、②出来るだけ小さいひずみレベル(0.1%程度)までの非線形変形特性の測定、③試験結果から非線形理論による非線形応力・ひずみ関係の推定、④弾性波速度測定との併用等、と進展してきている。しかし、排水条件・応力径路の制御が難しいと言うアキレス腱は残っている。

一方比較的一様な硬質地盤では、原位置弾性波速度から求めた弾性変形特性とブロックサンプリングや注意深いチューブサンプリングにより得られた乱れが少ない良質な試料を、適切な方法で再圧密した精密な室内試験による微小ひずみレベルでの変形特性の間の対応は比較的良好(8.4参照)。したがって、原位置弾性波速度から求めた剛性値は、静的載荷問題に適用できる。例えば図-8.1では、それぞれの非線形な $E_{FEM}/E_f \sim \epsilon_1$ 関係は、 ϵ_1 が0.001%以下になると1.0に収束する傾向にある。

8.4 室内試験・原位置試験・現場挙動の関連

動的試験と静的試験で求めた変形特性を、従来は動的変形特性・静的変形特性と呼び、別個の物性として扱うことが多かった。しかし、ひずみが小さいほどひずみ速度の影響は小さくなり、0.001%程度以下の微小ひずみ

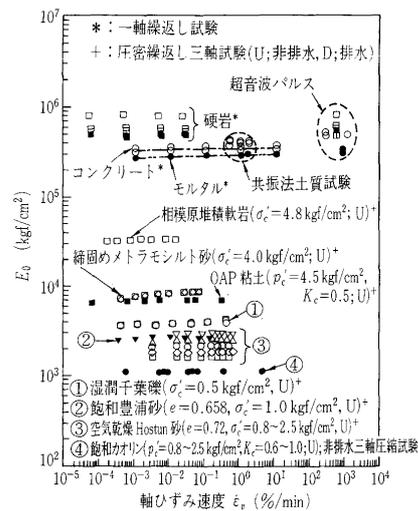


図-8.2 各種の地盤材料とコンクリート・モルタルの繰返し三軸試験で求めた微小ひずみでのヤング率のひずみ速度に対するプロット^{3),4)}

レベルでは両者はほぼ同じ値となる(4章)。

図-8.2に、各種の地盤材料とコンクリート・モルタルの繰返し一軸あるいは三軸試験で求めた0.001%以下のひずみ振幅でのヤング率 E_0 をひずみ速度に対してプロットした。コンクリート・モルタルに対しては共振法土質試験と弾性波伝播速度から求めたデータ^{3),4)}も示す。微小ひずみレベルでは、変形特性に及ぼすひずみ速度の影響は相当小さいこと、ひずみ速度が大きいほどひずみ速度の影響は小さくなる事が伺える。これに対応して、図-8.3に、洪積粘性土・堆積軟岩・セメント改良地盤の「不攪乱試料のLDTを用いた三軸試験により求めた微小ひずみでのせん断剛性率 G_0 」と「原位置弾性波速度から求めたせん断剛性率 G_f 」の関係を示す。個々の G_0 の値は G_f の値を求めた深度方向区間に対する平均値である。デニソンサンプラーで求めた洪積粘土

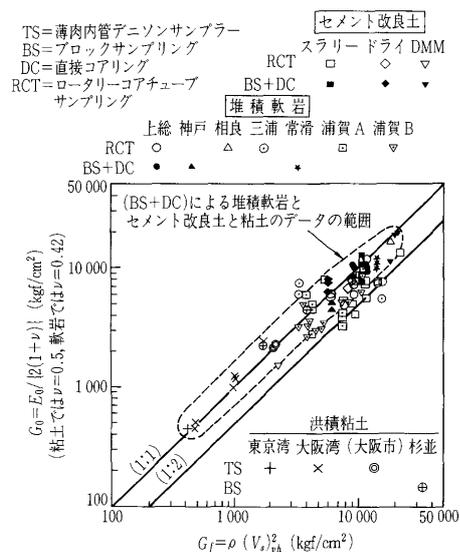


図-8.3 洪積粘性土・堆積軟岩・セメント改良地盤における「不攪乱試料のLDTを用いた三軸試験による微小ひずみでのせん断剛性率 G_0 」と「原位置弾性波速度から求めたせん断剛性率 $G_f = \rho \cdot V_s^2$ 」の関係

試料とブロックサンプリングと掘削地盤から直接コアリングによって求めた堆積軟岩試料は乱れが少ないと判断でき、 G_0 は G_f とほぼ一致している。しかし、ボーリング孔内からロータリーコアチューブサンプリングで得た堆積軟岩とセメント改良土の試料の G_0 は、試料の乱れのため G_f よりも小さい傾向にある。また、地盤に異方性の影響があったり、剛性が異なる薄い層が交代している場合や、不連続性を含む非一様地盤での G_0 と G_f の対応については、結論が出ていない。

以上のことから、原位置弾性波速度から求めた G_f (あるいは E_f) を、非線形性を考慮した上で硬質地盤の静的載荷による変形の予測に活用する例が最近実務でも増えてきた (4, 6 章)。この方法は、耐震設計に関連して原位置弾性波速度測定が普及している我が国で進展できる背景がある。すなわち、 G_f (あるいは E_f) を基礎にして、小ひずみでの $G \sim \gamma \sim$ 拘束圧関係、 $E \sim \varepsilon_1 \sim$ 拘束圧関係を「 G, E のひずみレベル・圧力レベル依存性」等を考慮して決める。この依存性は、従来の経験から推定する場合もあるが、良質の不攪乱供試体を原位置の応力状態で再圧密した上で軸ひずみを微小ひずみレベルから精度良く測定する三軸試験やねじりせん断試験で求める場合も増えてきた。しかしながら、孔内水平載荷試験法や平板載荷試験法 (特に前者) が改良されてきたので、建設工事で地盤内で実際に生じる小さなひずみレベルで変形特性を原位置で測定して、上記のようにして求めた非線形変形特性を検証したり補完する方法が推奨できる。

さらに非線形領域の変形係数に対しても、「原位置・室内試験～実務設計 (設計指針を含む)～実際挙動の間」と「室内試験～原位置試験の間」の関連を追求する試みが増えてきた。そのなかで、いわゆる地盤のばね係数 (kgf/cm^3 等の単位を持つ地盤反力係数) と地盤の変形特性 (kgf/cm^2 等の単位を持つ) の関連の検討も進んできた (7 章)。

8.5 土の内部構造 (Structure)

これまでの土の強度変形特性の学術的研究の多くは、個々の土・岩の個性を蒸発させた一般法則を追求する傾向が強かった。例えば、軟弱飽和粘性土地盤の比較的大きな変形の数値解析には、粘土の状態を表す物性の指標として含水比と塑性指数を用い、「標準圧密試験における降伏」と同等な大きなひずみレベルでの降伏を扱う弾塑性モデルが提案されてきた。しかし、硬質地盤の小ひずみでの非線形解析には、このような弾塑性モデルでも不十分であることが認識されてきた (3, 5 章)。例えば、

- ① 従来は弾性領域と仮定されていた上記降伏応力以下の小ひずみレベルでも変形特性に著しい非線形性がある。
- ② 変形特性に、強い固有異方性と誘導異方性がある。
- ③ 塑性指数・密度等ではとらえられない、「構造」と総称されている地盤材料の個性がある。その中身は粒子骨格のミクロ構造・セメンテーション等々多様であり、最近の応力経路や時間効果 (二次圧密・

排水クリープ変形やセメンテーション) の影響は重要である。

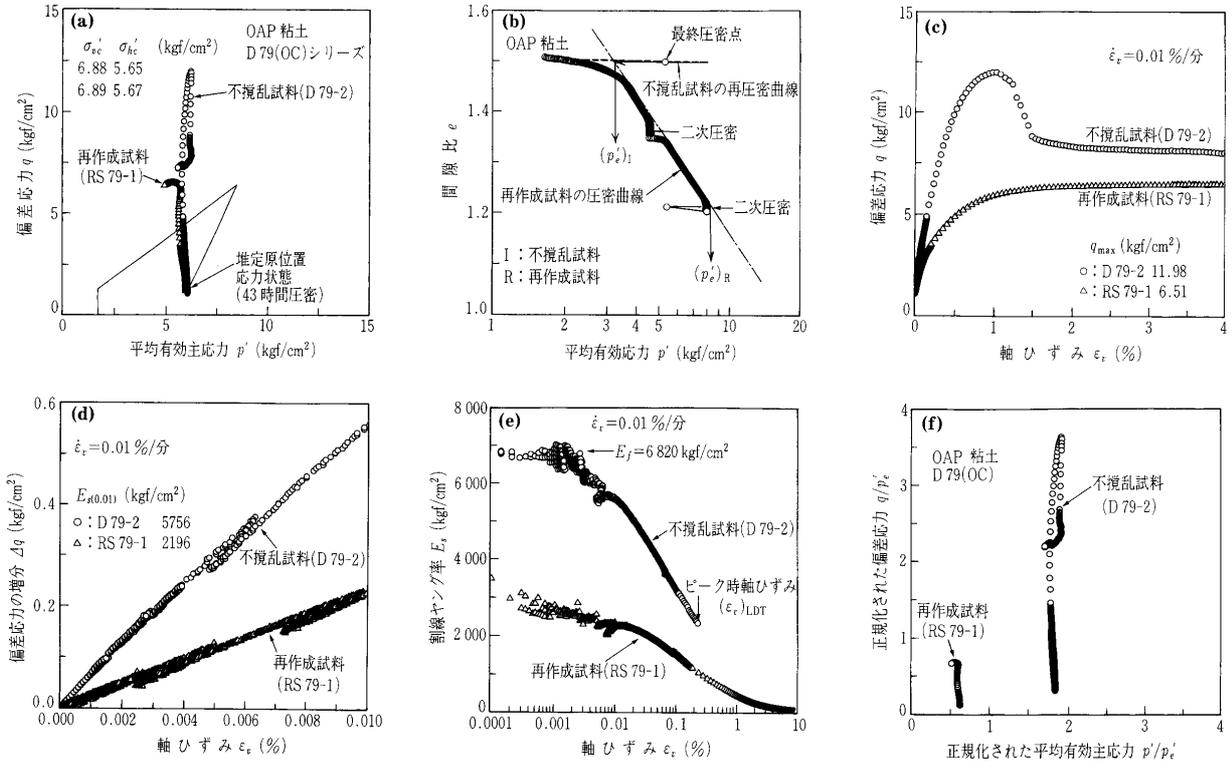
- ④ その反対に、ひずみ履歴により構造が損傷し、変形係数が低下することも無視できない。

これらの影響を適切に考慮した、複雑であるがより現実的なモデルが必要となってきた。そのためには、地盤調査法・室内試験法が進歩し、地盤の個性をそのまま正確にとらえて、多様な個性の中に一般性のある法則を見つけ出す努力が必要である。しかし、個性を追求する努力は、一般法則を追求する研究と比べると地味であり、その結果を華麗な形で表現して知識として伝達しにくい。そのためか、現在でも研究が不足しているように思える。

翻って見ると、1977年の東京での第9回国際土質基礎工学会議でのプレナリーセッション No. 1 のテーマ講演は「Stress-deformation and strength characteristics」であった。Ladd (ラッド) は、SHANSEP 法を非常に美しく分かりやすく講演した。サンプリングによる試料の乱れの影響を消して原位置の飽和粘性土の変形・強度特性を室内試験で求めるために、SHANSEP 法では不攪乱試料を圧密降伏応力 σ'_y を十分に超して圧密することにより原位置の構造を消して正規圧密状態にする。次に「 σ'_y /原位置有効上載圧 σ'_0 」で定義した過圧密比と「圧密時の最大有効上載圧 σ'_{max} /除荷後の有効上載圧 σ'_c 」が一致するように除荷する。 σ'_c から非排水せん断試験して、得られたせん断応力 τ とせん断ひずみ関係での τ を σ'_0/σ'_c 倍することにより、原位置での変形・強度特性が得られる。この方法は、練返し粘土のせん断試験と圧密試験の結果を見事に統一した Critical State Soil Mechanics の原位置に対する米国風応用編とも言える。講演後、「感銘した」とある方に述べたところ、SHANSEP 法に批判的であった。その時は「偏狭な」と感じたが、20年後私自身がハンブルグで SHANSEP 法の限界を指摘するテーマ講演¹⁾をすることになった。20年前には、筆者に見識がなかったのである。

つまり、ほとんどの原位置地盤では年代効果等のために多かれ少なかれ「構造」が発達しており、降伏応力を超えて圧密するとその構造が破壊される。したがって過圧密比だけでは多様な構造を包括的に表現できない。特に、構造が発達していたりセメンテーションのある硬質地盤での小ひずみでの非線形変形特性に対しては、SHANSEP 法の適用は難しいと思われる。たとえば図 8.4 は、洪積粘土の不攪乱試料と、それをスラリー化して一次元圧密槽内で圧密してから三軸セルにセットした試料を、推定原位置応力状態まで圧密してから行った非排水三軸圧縮試験結果の比較である。図 (a) は有効応力経路であり、標準圧密試験での降伏応力よりはるかに小さい圧力レベルまで圧密してから原位置応力状態まで膨潤させさらに43時間圧密し、サンプリングによる乱れの影響からの回復を試みている。再作成試料も、同一の応力経路で圧密した。図 (b) は圧密曲線であり、再圧密完了時の同一の応力状態で、再作成試料の方が不攪乱試料よりも間隙比がかなり小さい。これは一般的現象で

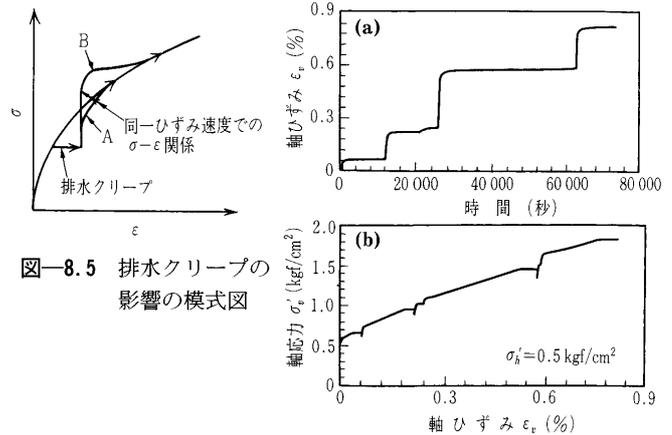
講座



図—8.4 大阪市内から採取した洪積粘性土 ($PI=65$) の不攪乱試料と再作成試料の圧密非排水三軸圧縮試験結果⁵⁾

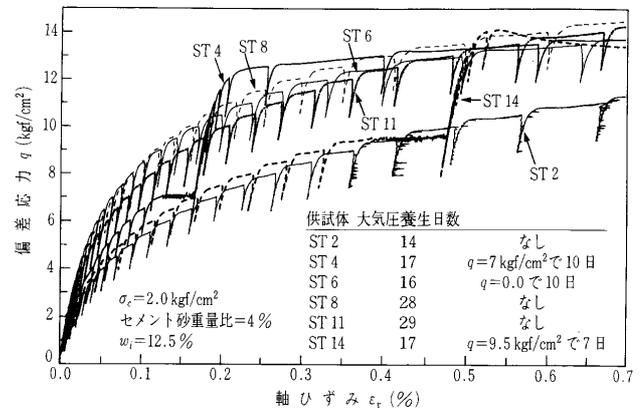
あり、スラリー化することにより原位置構造が完全に破壊されて圧密応力に対する抵抗力が減少し、同一の応力状態でも小さな間隙比を示ようになるためである。図(c), (d)は、非排水三軸圧縮試験における応力・ひずみ関係であり、再作成試料の方が間隙比は小さいにもかかわらず、剛性も強度も小さい。不攪乱試料で見られるピーク強度発揮後のひずみ軟化は、再作成試料には見られない。図(e)は割線ヤング率の比較であり、不攪乱試料の微小ひずみレベルでのヤング率は、PS 検層による E_f とほぼ一致している。図(b)に示すように等価平均有効主応力 p'_e を求め、この値で q, p' を除して正規化して「同一の密度における有効応力径路」として比較したのが図(f)であり、更に両者の強度の相違が著しくなっている。この例は、このような粘土地盤における構造の影響の重要性を明瞭に示している。

排水クリープ変形後の変形特性の課題が重要なのは、原位置地盤は通常非常に長期間同一の応力状態（通常は異方の）で二次圧密・排水クリープ変形が生じている平衡状態にあり、その状態から建設活動による変形が生じるからである。室内試験で、ある応力状態で排水クリープ変形をさせた後元のひずみ速度で载荷を再開すると、図—8.5のA, Bのような応力・ひずみ関係を示す。タイプAでは、再载荷後高い剛性を示し、降伏後に元の応力・ひずみ関係に復帰する¹⁾。タイプBでは、再载荷後元の応力・ひずみ関係を越えた応力値を示した後、やがて元の応力・ひずみ関係に復帰する。これは、クリープ変形中に何らかの特別な構造が形成されたためであろう。この事実は、まず一次元圧密試験で発見された⁶⁾。図—8.6は、空気乾燥砂の三軸圧縮試験の結果であり、タイプBを示している。しかし、これはセメンテーシ

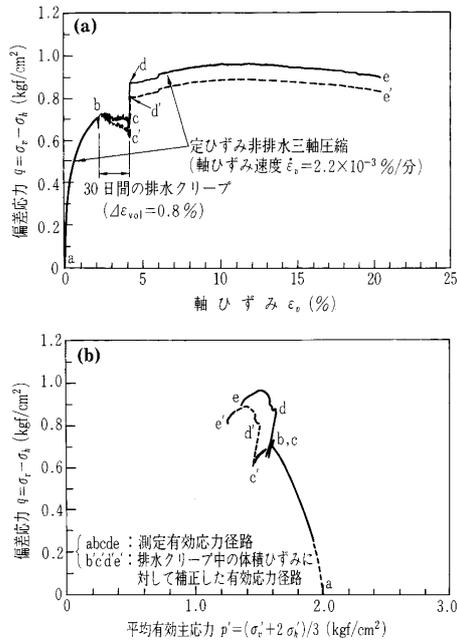


図—8.5 排水クリープの影響の模式図

図—8.6 ホストン砂（フランス産）の三軸圧縮試験結果⁷⁾



図—8.7 セメント混合砂の圧密排水三軸圧縮試験における排水クリープ・セメンテーシヨンの影響；各段階で弾性変形特性を調べるために、それぞれの試験で多数の微小繰返し载荷を加えている⁸⁾

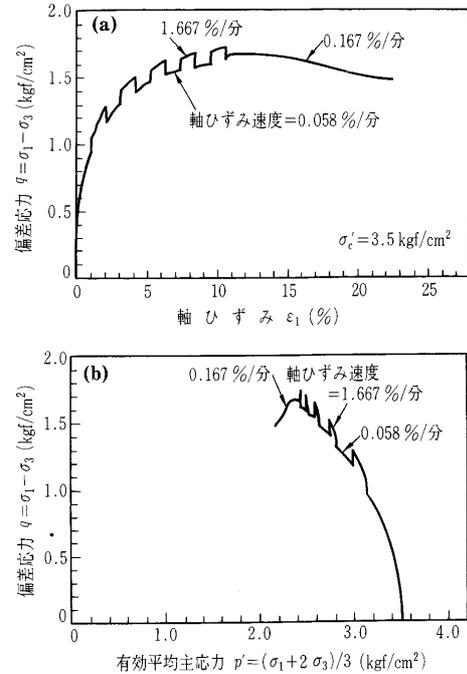


図—8.8 正規圧密カオリンの三軸圧縮試験における排水クリープの影響⁹⁾

ンが原因ではない。図—8.7に示すのは、排水クリープ中にセメンテーションが進んだ場合である。初期含水比12%（最適含水比）で締め固めたセメント混合砂を14～16日間大気圧中で一定含水比で養生した後、飽和化後 $\sigma'_c = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ で等方圧密し、一定軸ひずみ速度（0.03%/分）で排水三軸圧縮試験をしたのが試料ST2, ST4, ST6, ST14である。ただし、試料ST6では等方応力状態で試料ST4とST14では異方応力状態で、10日間養生（排水クリープ）している。また、試料ST8, ST11は28日間大気圧養生している。試料ST4, ST14は、異方応力状態からの再載荷開始直後に非常に高い剛性を示し、大きな応力増分後に明瞭な降伏を示している。降伏までの剛性は非常に高く、再載荷開始直後には弾性変形している。これは、この10日間にセメンテーションが、この状態までのせん断により形成された粒子骨格構造を強化する働きをしていることを示唆している。

図—8.8は、等方圧密正規圧密カオリンを応力状態aから定ひずみ速度で非排水三軸圧縮試験して応力点bに達してから、30日間排水クリープを行い、次に元のひずみ速度でc→d→eのように非排水せん断を再開した結果である。再載荷開始直後は非常に高い剛性を示し、点dで突然降伏している。d→eの間の応力・ひずみ関係と有効応力径路はa→b関係と連続しないで、上方に移動しているが、クリープ変形中の体積収縮を考慮して、図—8.4(b)に示すのと同様な方法で求めた p'_e に基づいて応力値 q, p' を補正すると、b→c'→d'→e'関係が得られる。この関係は、a→b関係とはほぼ連続していることから、基本的にタイプAであることが分かる。

以上の実験結果例では、平衡状態にある地盤材料が、載荷直後に未経験の応力レベルにおいて疑似弾性的な高い剛性を示している。これは、あたかも降伏曲線が新た



図—8.9 正規圧密カオリンの非排水三軸圧縮試験でのひずみ速度急変の影響⁹⁾

に形成されたような挙動である。図—3.1に模式的に示す移動硬化モデルでは、応力空間内で応力点は降伏曲線を引かずっていて、排水クリープ等の年代効果により再び降伏曲線が膨らむと解釈している。

また、図—8.9は正規圧密カオリンの非排水三軸圧縮試験において、ひずみ速度を何回も瞬間的に変化させた結果である。ひずみ速度を急増しても、排水クリープ変形後に現れたのと同様な高剛性の応力範囲が現れている。

一方、室内試験で一次元(K_0)圧密された地盤材料は、通常せん断開始後に一定の応力範囲で高い剛性を示す。従来、この現象は K_0 圧密のために何か特別なことが生じたためであり、したがって水平地盤内で堆積した地盤材料のせん断変形特性を室内試験で再現するためには K_0 圧密が必要である、と考えられてきた。また、等方圧密土と異方圧密土は別の性質を持つとして、弾塑性モデルを別途構築した。しかし、試料を K_0 圧密する場合、①通常最終圧密応力状態で多少の排水クリープが生じ、②その後 K_0 圧密時より早いひずみ速度で非排水せん断をする。図—8.8, 8.9に示す実験例は、 K_0 圧密試料がせん断開始後一定の応力範囲で高い剛性を示すのは、上記①②の要因のためであることを示唆している。すなわち、 K_0 圧密地盤材料の挙動は特異なものではなく、どの応力状態でも生じうる現象と理解されるべきであろう。

8.6 あとがき

以上、本講座の要点とそれを越えた今後の展望に触れた。今後も、原位置での小ひずみレベルでの非線形変形特性の実体をとらえる研究、室内での年代効果を受けた地盤材料の小ひずみでの変形係数の実験的基礎研究、そのモデル化と数値解析の研究、実構造物建設における詳細な現場測定とその解析、における研究が必要である。

講座

表8.1 講座「地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用」掲載一覧表

回数	タイトル	執筆者(敬称略)	掲載号 ページ
1	1. 講座をはじめににあたって	龍岡 文夫	平成9年1月号 61~63
2	2. 室内試験法(その1) 2.1 はじめに 2.2 静的載荷試験法(単調載荷・繰返し載荷)	木幡 行宏, 山下 聡 ブラダン テージ	2月号 61~63
3	2. 室内試験法(その2) 2.2 静的載荷試験法(単調載荷・繰返し載荷) 2.3 動的載荷試験	清田 芳治, 木幡 行宏 山崎 浩之, 西垣 好彦 田中 洋行	3月号 59~64
4	3. 地盤材料の変形特性(その1) 3.1 変形の一般的特性 3.2 粘性土の変形特性	澁谷 啓, 小高 猛司 龍岡 文夫	4月号 59~64
5	3. 地盤材料の変形特性(その2) 3.3 砂質土・礫の変形特性 3.4 堆積軟岩, セメント改良土の変形特性	田中 幸久, 畑中 宗憲 木幡 行宏	5月号 61~66
6	4. 原位置試験法(その1) 4.1 総括 4.2 原位置弾性波速度測定	谷 和夫, 杉田 信隆 西尾 伸也, 田中 達吉	6月号 61~66
7	4. 原位置試験法(その2) 4.3 プレシチャーメーター試験と平板載荷試験	谷 和夫, 園田 玉紀 菅原 紀明, 鍛冶 義和	7月号 59~64
8	5. 室内試験・原位置試験法を基にした実構造物の数値解析法 5.1 土の挙動のモデル 5.2 室内試験に基づく土の非線形性の表現 5.3 原位置試験からの土の非線形パラメーターの推定 5.4 非線形弾性 FEM 解析の実例	太田 秀樹, 林 寛	8月号 49~54
9	6. ケースヒストリー(その1) 6.1 ケースヒストリーの概観 6.2 橋梁基礎の建設	龍岡 文夫, 井上 昭生 武内 俊昭, 田中 達吉 山本 茂樹, 和泉公比古 荻原 充信, 亀谷 裕司	9月号 43~48
10	6. ケースヒストリー(その2) 6.3 掘削時の地盤変形	越智 健三, 壺内 達也 中下 兼次, 伊東 亮治 天野 悟	10月号 53~58
11	6. ケースヒストリー(その3) 6.4 原子力発電所建設に伴う地盤評価(図-6.33の訂正を2月号に掲載) 6.5 ビル建設時の地盤変形	寺田 賢二, 福井 史朗 真島 正人, 玉置 克之	11月号 49~54
12	6. ケースヒストリー(その4) 6.5 ビル建設時の地盤変形 6.6 トンネル掘進時の地盤変形	秋野 矩之, 青木 雅路 花見 和則, 阪上 最一	12月号 59~65
13	7. 現行設計法とその将来展望(その1) 7.1 はじめに 7.2 地盤要素の物性から設計に用いる地盤反力係数へ 7.3 杭の横抵抗特性	桑原 文夫, 菊池 喜昭 木村 嘉富	平成10年1月号 49~54
14	7. 現行設計法とその将来展望(その2) 7.4 基礎構造物の鉛直方向の地盤反力係数	増田 達, 木村 嘉富	2月号 45~50
15	8. 講座を終わるにあたって 8.1 はじめに 8.2 地盤内でのひずみレベルの実際と小ひずみでの非線形性の認識 8.3 実荷重に対する地盤変形と構造物変位の推定 8.4 室内試験・原位置試験・現場挙動の関連 8.5 土の内部構造 8.6 あとがき	龍岡 文夫	3月号 43~48

参考文献

- 1) Tatsuoka, F., Jardine, R. J., Lo Presti, D., Di Benedetto, H. and Kodaka, T.: Characterising Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials, Theme Lecture for Plenary Session No. 1, Proc. of 14th Int. Conf. on SMFE, Hamburg, 1997.
- 2) Tatsuoka, F. and Kohata, Y.: Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Keynote Lecture, IS-Hokkaido '94, Pre-Failure Deformation of Geomaterials, Proc. First Int. Conf., IS Hokkaido '94 (Shibuya, Mitachi and Miura eds), Balkema, 2, pp. 947~1063, 1995.
- 3) 佐藤正俊・上田 稔・長谷部宣男・近藤寛通: 硬質岩盤サイトの地震波伝播速度と原位置試験による波動伝播速度の比較, 土木学会論文集, III-38, pp. 75~87, 1997.
- 4) 佐藤正俊・上田 稔・長谷部宣男・梅原秀哲: ダムコンクリートに地震時の動弾性係数に関する研究, 土木学会論文集, V-35, pp. 43~55, 1997.
- 5) Mukabi, J. N.: Deformation characteristics at small

strains of clays in triaxial tests, 東京大学博士論文, 1995.

- 6) Leroueil, S. and Marques, M. E. S.: Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering, Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior, ASCE Geotech. Special Publication 61, pp. 1~60, 1996.
- 7) Di Benedetto, H. and Tatsuoka, F.: Small strain behaviour of geomaterials: modelling of strain effects, 地盤工学会論文報告集, Vol. 37, No. 2, pp. 127~138, 1997.
- 8) Barbosa-Cruz, E. R.: 東京大学土質地盤研究室内部報告, 1997.
- 9) 桃谷尚嗣・石井高幸: 東京大学土質地盤研究室内部報告, 1997.

本講座担当講座委員: 小林 晃, 奥村文直, 田中洋行,
福武毅芳, 本城勇介