

立坑掘削と原位置試験による堆積軟岩の変形特性

越智健三*・壺内達也**・龍岡文夫***

堆積軟岩の変形特性を調べるために、立坑の壁面の变形と土圧および試掘横坑の变形を測定した。逆算した岩盤内のひずみは0.1%以下であり、ヤング率は原位置せん断弾性波速度から求めた値の約1/2であったが、孔内水平載荷試験から求めた値よりもかなり大きかった。この結果と平板載荷試験の結果を総合的に見て、変形係数はひずみレベル依存性であり、原位置岩盤での節理・断層の影響は無視できる結果を得た。

Keywords : soft-rock, Young's modulus, in-situ test, back-analysis, excavation

1. ま え が き

近年、堆積軟岩などの比較的硬い地盤に重要構造物を構築する事例が多くなってきている。この場合、地盤の变形特性を事前に精度良く把握することが設計上必要となる。しかしながら、従来の手法が必ずしも実際の現象を的確に捉えているとは言いがたいようである。例えば、山留め土圧計算で、実際の土圧を相当過大に評価したり、また、沈下・変形解析で、著しく過大な結果を予測するなど、構造物の経済性から見ても問題点がある場合が多いようである。これらの解析の基本となっている変形係数は、多くの場合一軸圧縮試験の1/2圧縮強度点の変形係数 E_{50} や孔内水平載荷試験での単調載荷部(繰返し包絡勾配)から求めたいわゆる変形係数である。

このような問題点が生じている背景として、従来の土質力学的手法および岩盤力学的手法が、堆積軟岩のような均一で比較的硬い地盤の变形問題に必ずしも即していないということが指摘できる。例えば、土質力学の分野は、従来相対的に剛性の小さい地盤が主な研究対象であり、ピーク強度および1%以上の大ひずみでの变形特性が主に扱われていた。したがって、硬質地盤の実際の挙動での小ひずみレベルでの变形特性の測定を行ったデータやそのひずみレベルでの变形特性を測定した原位置試験のデータが極めて少ないことが挙げられる。一方、岩盤力学の面から見ると、従来は硬岩の岩盤が主な研究対象であり、この場合はクラック・ジョイントの影響が大きい場合が普通であるため、原位置試験、室内試験、現場挙動の逆算により求めた各々の变形特性が不一致な場

合が普通であった。したがって、岩盤の变形係数は逆解析によって求めざるを得なかったことが挙げられる。

以上のようなことから、まず堆積軟岩の变形特性の研究は、土質力学的手法かあるいは岩盤力学的手法で行うべきかと言う基本的な点を明らかにする研究が必要となる。すなわち、もし原位置でのクラック・ジョイントの影響が小さいならば、コア試料による室内試験と原位置試験による变形特性と現場挙動には統一性があるはずである。さらにこの中で従来問題とされてきた[動的]試験と[静的]試験による変形係数の相違いの相違の理由や、従来多く用いられてきた E_{50} などのいわゆる[静的]変形係数が小さすぎる理由、およびその位置づけを明らかにする必要がある。以上の点は、土木学会[軟岩の調査・試験指針(案)]¹⁾では触れられていない。

本研究の特徴は、上総層群泥岩地盤を対象にして①立坑掘削に伴う地盤挙動の計測、②系統的で多様な原位置測定と室内試験、③数値解析の実施、④これらにより求めた変形係数の变形特性を総合的に比較検討することにある。本論文では掘削工事の概要と現場挙動の逆解析および原位置での試験結果について示し、堆積軟岩のひずみ依存性を原位置試験の結果を基に考察している。室内実験の結果を基にした考察は、別報²⁾で詳しく論ずる。

2. 地盤状況と掘削工事の概要³⁾

大深度地下構造物の設計・施工に関わる未解明な情報収集を直接的な目的として、神奈川県相模原市郊外に図-1のような断面積60m²深度50mの立坑および延長35mの異形断面の横坑からなる実験空洞を構築している(1992年6月現在深度50m横坑部施工中)。本報で取上げるデータは図-2に示すような地下35mまでの立坑およびその地点の試掘横坑の掘削工事に伴うものである。この掘削工事は、立坑が1989年11月から1990年7月に、試掘横坑が1991年2月に施工された。

* 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 相模原市田名字曾根下 3062-1)

** 正会員 東急建設(株) 技術研究所 土木研究部 土木構造研究室

*** 正会員 工博 東京大学教授 東京大学生産技術研究所 5部

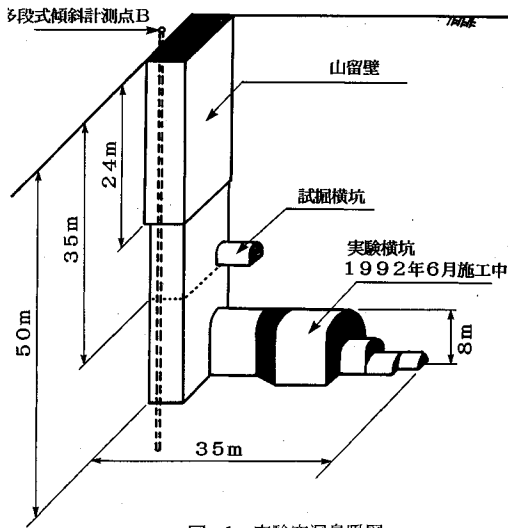


図-1 実験空洞鳥瞰図

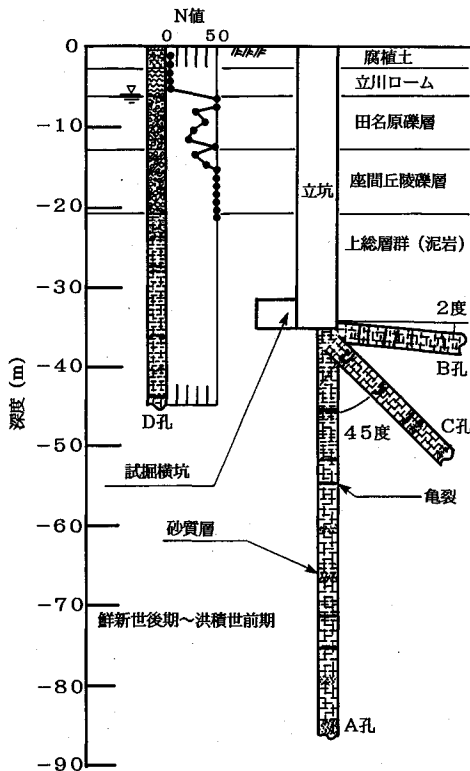


図-2 地盤柱状図

(1) 地盤状況

当該地盤は相模川から直線距離で500m離れた段丘地である。図-2に示すように、地質は下位より上総層群の泥岩であり未固結砂やスコリアの薄層を介在する。泥岩の中には砂質泥岩・凝灰質泥岩が介在する。堆積時期は、鮮新世末期から洪積世前期にかけてと推定される。

表-1 泥岩の試験横坑での亀裂調査結果

項目	断層系	節理系
走向・傾斜	N79W, 81SE	N46E, 65NW N69E, 78NW
間隔	0.1~0.2m(狭い間隔)	1.0~2.0m(広い間隔)
連続性	0.2~0.3m(非常に低い連続性)	0.15~0.2m(非常に低い連続性)
粗さ	平坦で滑らか〜鋭肌	平坦で滑らか
間隙幅	平均0.59mm(開いたすきまつ)	平均0.29mm(しっかりと密着状〜一部開いた密着状)
充填物	粘土充填・茶褐色多い	充填物なしが多い
浸透水	湧水なしが多いが、一部湧水が確認 J _v =7.9/m ²	湧水なしが多いが、一部湧水が確認 J _v =1.8/m ² (大きいブロック)
ブロックサイズ	(中程度の大きさのブロック)	

泥岩の上位に座間丘陵礫層があり、さらにその上には新鮮な巨大礫を含む田名原礫層が分布し、その上位に立川ローム層が堆積し、表土近くは腐植土層となる。泥岩上面は不整合である。地下水位は田名原礫層上面に位置して1m前後の季節変動をするが、これに伴う立坑の変位や支保工荷重の変動はほとんど見られなかった。

N値は、田名原礫層上面でN≧20となる。泥岩の原位置有効上載圧下で等方圧密した非排水三軸圧縮強度 q_{max} は大略25~80 kgf/cm² (2.5~8 MPa)であった²⁾。地下35mに原位置試験用試験横坑を掘削したが、この場所ではたまたま断層が見られた(他の深度ではこのような断層は見られなかった)。ここで行った泥岩の亀裂調査結果を表-1に示す。泥岩本来の節理は間隔が広く連続性が乏しく、密着している。層理面はN46W, 9NEに極を持つ単斜構造で、周辺の地質構造(NW-SE方向北東へゆるく傾斜)と調和的である。

(2) 掘削工事の概要

図-3、図-4に示すように、従来の都市域での一般的施工法とは異なった経済的な立坑の施工法を試験的に採用した。この施工法では、立坑の挙動(安全性)が泥岩地盤の剛性に大きく左右される。従来の E_{50} による計算では図-4のような矩形断面の立坑泥岩部は破壊を越えるひずみが発生する結果であったが、実際は後の計測値で示すように非常に小さい地盤変位(支保工応力)しか生じなかった。すなわち、泥岩の剛性は従来言われているよりも大きく、このような地盤を対象とした地下構造物の施工には、今回採用した経済的な施工法が適用できる可能性があることが確認できた。

立坑は、地下24mまでのみをソイルセメントの柱列杭式山留遮水壁(一軸圧縮強度 $q_u=20$ kgf/cm²(2 MPa), 親杭300H型鋼ピッチ90cm)により施工し、その下部の泥岩部は10cm角の溶接金網に厚さ5cmの乾式吹付けモルタルを基本として、試験的に長さ4mピッチ1.2mおよび長さ6mピッチ2.4mの25mm径ロックボルト, 200H型鋼フレームの3種類の異なった支保工を施した。泥岩部の掘削速度は平均すると3日間で1.0mであった。ロックボルトは、頭部設置深度から1.2m下まで掘削が先行した時点で打設した。また、図-4のH型鋼フレームでは、壁面に接する腹起し部材は掘削

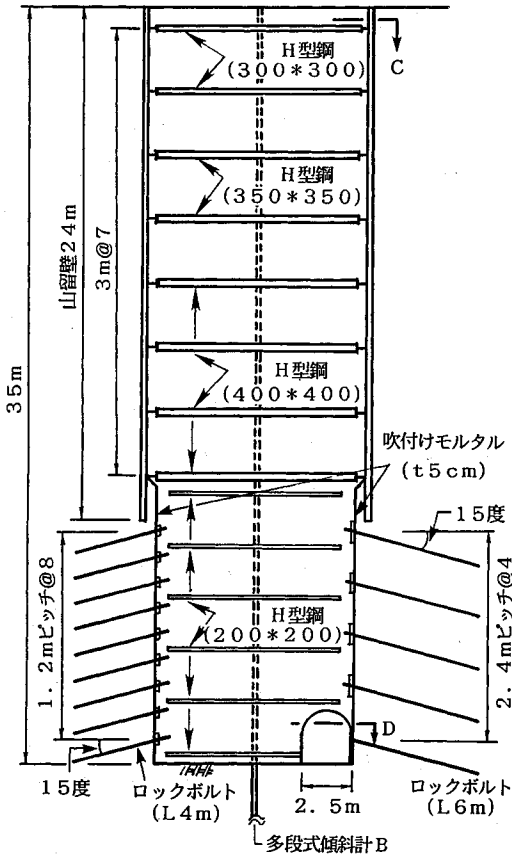
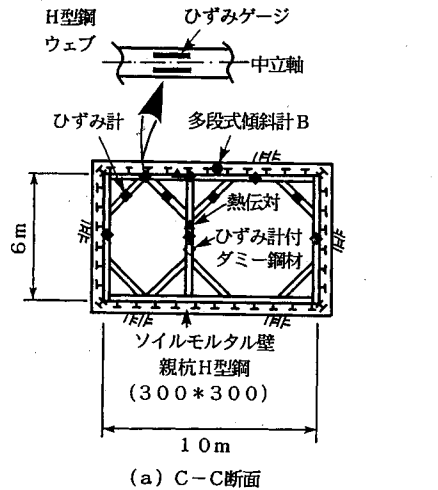
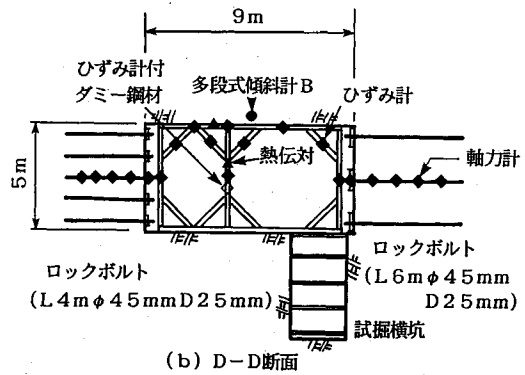


図-3 山留構造図(立面図)



(a) C-C断面



(b) D-D断面

図-4 支保工構造図

深度ごとに設置し、切梁は仮設位置より2.4m掘削が進んだ時点で設置した。さらにロックボルトの打設角度は、事前に行ったFEMより、最小主ひずみ ϵ_3 の方向を向けて約15度傾斜させた。一方、内空幅2.5m延長5mの試掘横坑は、安全上の制約から100H型鋼の支保工を1mごとに5基建込み矢板をはめ込んだが、地肌面を暴露した状態でもいわゆる肌落ち現象等はなかった。試掘横坑は、施工と並行して室内試験用のブロック採取も行いながら人力掘削したため、約1ヶ月と言う非常に遅い掘削速度となった。

3. 計測結果および逆解析

(1) 試掘横坑周面ひずみを用いた逆解析⁴⁾

立坑背面50cmの位置に深度方向に1.3m間隔で設置した多段式傾斜計(最小測定変位量 $\pm 1/20$ mm、位置図-1、図-3、図-4にBで示す)による水平変位計測結果と試掘横坑の地肌面に設置した亀裂変位計(最小分解能ひずみ $\pm 6.7 \times 10^{-6}$)による周面鉛直ひずみ計測結果を用いて、泥岩地盤の平均的変形係数と初期応力を逆解析した。図-5に示すように、掘削にともなう泥

岩地盤の立坑水平変位は最大で5mm程度である。この量は、1990年7月8日の35m掘削終了時から、次期工事が開始された1992年3月15日までの20ヶ月の間、変化することはなかった。すなわち、今回の場合はクリープ変形がほとんどない。また、試掘横坑の周面ひずみは、図-8に示すように掘削が4m終了した時点で切羽から60m手前の位置に設置し、残り1mの掘削量にともなうひずみ増分を計測した。この結果を図-9に示す。

立坑の変形を3次元FEM(図-6)で、横坑の変形を3次元BEM(図-7)(ポアソン比 $\nu=0.3$)で解析した。泥岩の非線形性や異方性は不明確であったので、地盤は線形弾性体と仮定した。FEMモデルの大きさは2次元モデルで水平変位が一定に収束する影響範囲で設定し、図-5と対応する泥岩部のみを解析対象とした。泥岩掘削中の上部山留壁の変形や支保工荷重の変動はほとんど計測されなかったため、これらが泥岩の掘削に伴う変形挙動に与える影響は小さいと考え、山留壁自重、泥岩上部の地盤の自重、静水圧を、泥岩上面に作用する等分布荷重として与えた。また図-4(b)に示すロックボルトは計測対象面とは直接関係がなく考慮していな

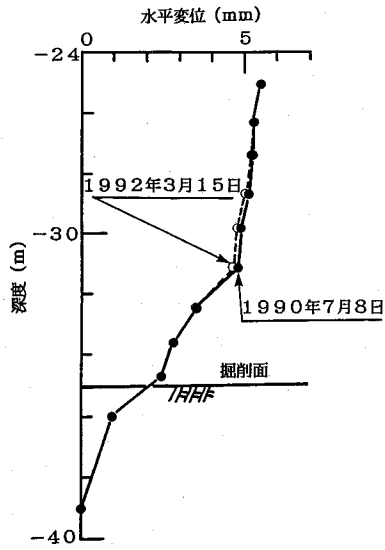


図-5 立坑水平変位測定結果 (測定位置 B)

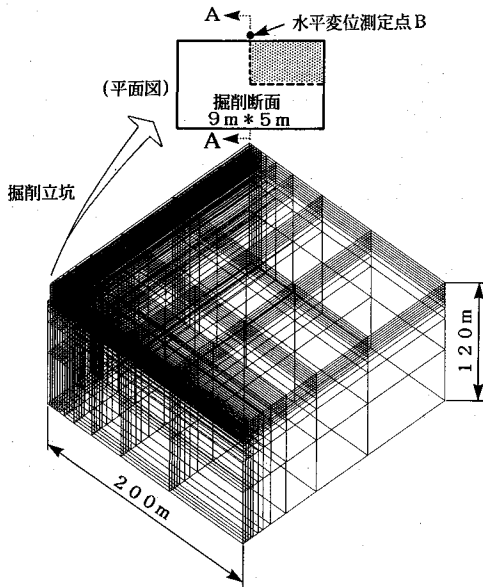


図-6 立坑解析の3次元FEMモデル

い。一方、200 H 型鋼の支保工は切梁位置が立坑長辺の中心に位置すると仮定したトラスでモデル化した。厚さ 5 cm の吹付けコンクリートは、支保工設置深度ごとに縁切り施工したので深度方向に連続した剛性はないと仮定し、解析上の考慮はしていない。泥岩からの湧水は非常に少なく地下水位の変動も全くなかったため、流水圧については考慮しなかったが、泥岩掘削面全体が湿った状態であったため泥岩地盤の自重は水中重量として取り扱った。図-7 の BEM モデルは、無支保で掘削した試験掘削坑の先端切羽 1 m 区間の相対的な変位差を解析するためのものであるため、山留支保工等の構造部材は一

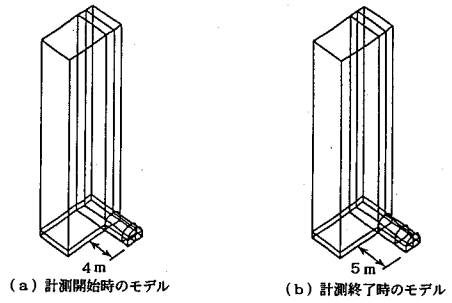


図-7 横坑解析の3次元BEMモデル

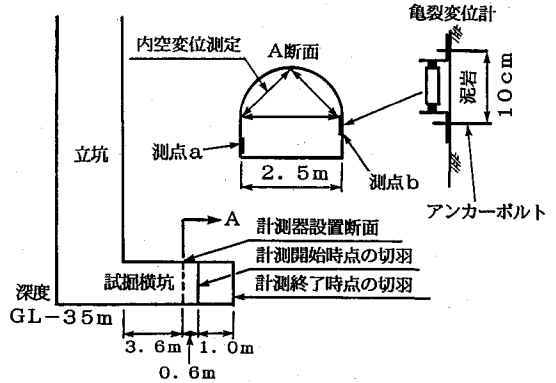


図-8 横坑周面ひずみおよび内空変位測定方法

切考慮していない。この支保効果を考慮しても、試験掘削坑の絶対変位量に及ぼす影響は小さいことが確認された¹⁰⁾。したがって、BEM では等方等質な弾性体、座標軸と初期応力の主軸方向が一致、鉛直方向の初期応力 σ_v は全応力土被り圧に等しい、水平と鉛直初期応力の比すなわち初期側圧係数 $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$ は地盤のあらゆる場所で等しい、と言う仮定を用いている。

計測結果から、 $(\sigma_v / E, \sigma_h / E)$ の値を最小 2 乗法により同定した。その結果求められた変形係数と初期側圧係数は $E_{DBA} = 12,600 \text{ kgf/cm}^2$ (1,235 MPa)、 $K_0 = 1.5$ となった。また解析で得られた泥岩部の最大主ひずみの最大値は $\epsilon_1 = 1.0 \times 10^{-3}$ であった。しかし、変形係数の同定に用いたのは地肌面のひずみである。これは応力集中のためひずみが大きくなり、このために泥岩の非線形変形特性により変形係数が低下し、このことによりひずみが大きくなった結果のひずみであると考えられる。したがって、地盤を代表するひずみとしては過大な値を適用したため逆算された変形係数は地盤全体の平均的変形係数としては、過少評価している可能性がある。

(2) 内空変位を用いた逆算⁵⁾

試験掘削坑の掘削にともなう内空変位を図-8 に示すように計量した。内空変位変動量は 0.5~1 mm 程度と非常に小さく、計器の最小読み値 1/10 mm に対して計量誤差が無視できないが、この結果を用いて変形係数を逆

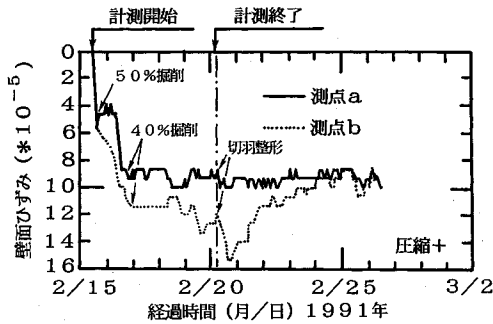


図-9 横坑周囲ひずみ測定結果

算することを試みた。解析による岩盤内の最大ひずみは $\epsilon_1 = 4.0 \times 10^{-4}$ で、これに相当する変形係数は $E_{DBA} = 24,000 \text{ kgf/cm}^2$ (2,350 MPa) となった。

(3) 支保工荷重からの逆算⁶⁾

図-10 に支保工荷重の計測値から逆算された掘削変形にともない作用した土圧を示す。支保工荷重は、骨組み解析により荷重分布が逆算できるように、軸力と曲げモーメントをフレーム支保工の各段 20ヶ所づつ 17段、合計 340 点のひずみ計で測定した (図-4)。さらに温度変化による誤差をキャンセルするためダミー鋼材を各段に設置し、この温度ひずみを計測するとともに、熱伝対による温度計測を各段 2ヶ所づつ行った。図-10 より深度とともに増加し始める土圧は礫層の下部から減少し始め、泥岩部では 1 tf/m^2 (9.8 kPa) と非常に小さくて、ほぼ一定な値となっていることが分かる。立坑工事終了後、空洞を建屋で覆い、20ヶ月放置した。空洞内の温度は夏冬 16°C 一定であった。図-10 より、礫層部で支保工荷重が 20ヶ月後に若干小さくなっているが、泥岩部では変動は見られないことが分かる。

泥岩部の測定値を用いた 3次元 FEM (図-6) のトラス軸力結果から、泥岩の変形により生ずる支保工荷重 (作用した土圧) を再現するには、図-11 に示すように、 $E_{DBA} = 12,000 \sim 20,000 \text{ kgf/cm}^2$ (1,180 ~ 1,960 MPa) すなわち $q_{\max} = 50 \text{ kgf/cm}^2$ (5 MPa) として $E_{DBA} = (220 \sim 400) \times q_{\max}$ の設定が必要となった。この解析では、一般に堆積軟岩の地圧は等方的であるという仮定 ($K_0 = 1$) を用いている。掘削は支保工深度ごとの段階掘削とし、地盤の層別の剛性もこの区間ごとに変わるものと仮定した。これらの E_{DBA} の値は前述の試掘横坑の変形から逆算した値とよく一致している。同図には次章で延べる地盤調査で得られた E_f , E_{BHLT} も示してある。前述したように、断層を介在した試掘横坑での初期側圧係数の逆解析値は、1 よりも大きくなったが、このような地圧の異方性が他深度の泥岩地盤でもあり得るならば、さらに大きな変形係数の設定が必要となる。一方、従来慣用的に用いられていた $E_{50} = (50 \sim 100) \times q_{\max}$ を用いた計算

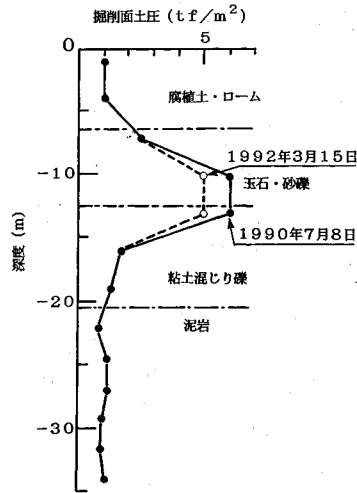


図-10 立坑掘削で作用した土圧測定結果

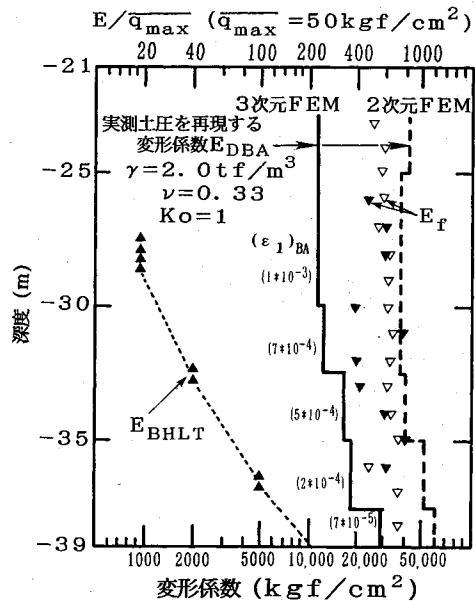


図-11 実測土圧を再現する変形係数 E_{DBA}

では、土圧を過大に評価しすぎて不合理な結果を与えた。さらに図-6 の A 断面に対する 2次元解析では、非常に大きな変形係数の設定が必要となる結果となったが (図-11)、これは過大評価された値である。

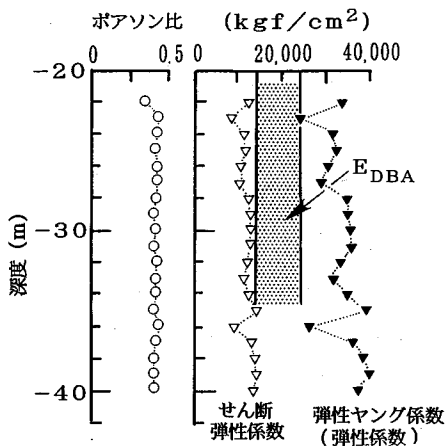
4. 原位置試験による変形係数^{3),7)}

(1) PS 検層による変形係数

図-2 に示す A, B, D 孔でダウンホール法による PS 検層を、また、D 孔ではダウンホール法とサスペンション法による PS 検層を行った。結果を表-2 に示す。単位堆積重量は、密度検層より求めた平均値 2.0 gt/cm^3 (19.6 kN/m^3) を用いた。これより、A, B 孔の入口付

表一2 ダウンホール法 PS 検層からの弾性定数

孔名	A孔		B孔		C孔
	0-5	5-5.0	0-5	5-15	0-2.2
発信源～受信点距離 (m)					
S波速度 (m/sec)	560	760	620	780	730
P波速度 (m/sec)	1,520	2,050	1,450	2,200	1,920
ポアソン比 ν	0.421	0.420	0.388	0.438	0.415
せん断弾性係数 (kgf/cm ²)	6,400	11,800	7,840	10,900	10,900
ヤング係数 (kgf/cm ²)	18,200	33,500	21,800	31,300	30,800
密度 (g/cm ³)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0



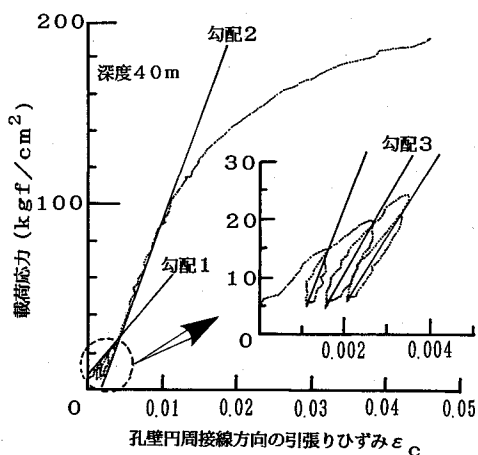
図一12 サスペンション法 PS 検層測定結果

近では掘削工事の乱れの影響からやや小さい値となるが、全体として 30,800～33,500 kgf/cm² (3,020～3,280 MPa) とほぼ同一の弾性係数が得られた。このことから、泥岩の異方性は小さいと推定できる。

図一12に示すD孔におけるサスペンション法PS検層から1m区間速度で測定した弾性係数は 24,000～39,500 kgf/cm² (2,350～3,870 MPa) であり、非常に様な結果が得られた。この値を E_T として図一11に示した(▽印)。同図にはD孔とは別の近接ボーリング孔のサスペンション法PS検層による弾性係数 E_T の値も示した(▼印)。ダウンホール法の結果からは、30,100～34,100 kgf/cm² (2,950～3,340 MPa) の弾性係数が得られ、サスペンション法の結果の平均的な値が得られた。さらに図一12で弾性係数のやや低下している区間は砂層を介在している区間であるが、その低下度は著しいものではなく、地盤全体の剛性評価に砂層の剛性が与える影響は小さいことが推定される。全体的に見てPS検層から安定した測定結果が得られた。また、同図には前章で求めた現場計測からの逆解析値 E_{DBA} の値を示した。これより、現場挙動から逆算した変形係数は、概ねPS検層で得られる弾性係数の半分である。

(2) 孔内水平載荷試験

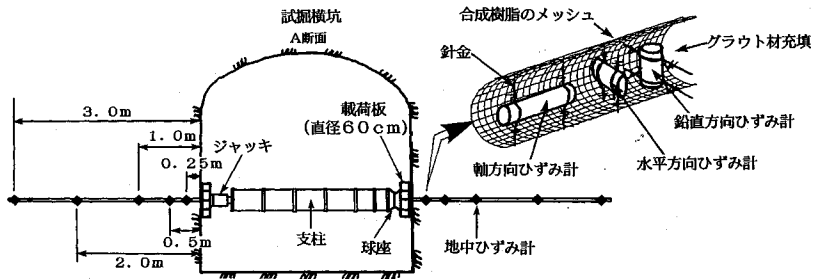
図一2のA孔、D孔の近接ボーリング孔でプレポー



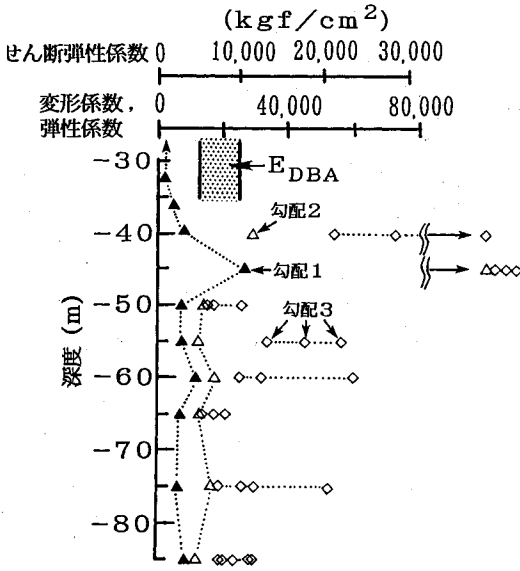
図一13 孔内水平載荷試験結果の一例

リングの孔内水平載荷試験を実施した。深度40m以浅は単調載荷パターン¹⁾、それ以深は多段階載荷(繰返し載荷)パターン¹⁾で深度40mでは両者の載荷方式を行い、単調載荷勾配と繰返し包絡勾配¹⁾の一致性を確認した。図一13に繰返し載荷パターンの代表的な載荷圧力と孔壁接線方向のひずみ ϵ_c (=半径の変化率) の関係を示す。横軸のひずみは、[いわゆる P_0]¹⁾時の孔内半径を初期値(ゼロ)として求めてある。試験装置の最小デジタル表示値は半径方向のひずみ ϵ_c に換算して 2.6×10^{-4} であるため、出力結果をアナログ電圧値で収録することにより、最小読みひずみを 2.6×10^{-5} まで増幅させた。図一13に示すように3種類の勾配が得られ、ポアソン比 $\nu=0.3$ として弾性係数 E_{BHLT} を求めた。ここで勾配1は変形係数、勾配3は弾性係数と呼ばれて一般に定義されているもの¹⁾であるが、今回これら以外に深度方向に常に勾配1より大きい勾配2が得られた。この勾配2については[土木学会指針等]¹⁾では触れられていない。勾配1<勾配2の原因としては、繰返し部とその後の載荷部の載荷速度の違いの影響(部分排水の影響も含む)、繰返し載荷による過圧密化、いわゆる岩盤のゆるみなどが考えられるが、詳細については不明である。しかし、一般に実務では繰返し載荷の後、[いわゆる P_y]¹⁾を求めるまで載荷することが多く、今後勾配2の工学的解釈が必要となろう。

図一14から孔内水平載荷試験では得られた試験結果の勾配のとり方によって、極端に異なった変形特性が得られることが分かる。特に勾配3は、ばらつきが大きく、桁違いに大きな値を示しているものもある。これは相対的に小さな 10^{-4} 以下のひずみレベルでの変形特性が測定されていることも理由であるが、むしろ孔壁の仕上がりやゾンデのゴム面のベディングエラー、さらにゾンデの補正係数の精度が計器自身の変位測定精度よりも大きく効いてくるためと思われる。逆に一般的に用いられて



図—14 孔内水平載荷試験結果

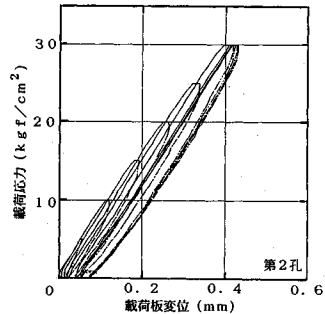


図—15 平板載荷試験の概要

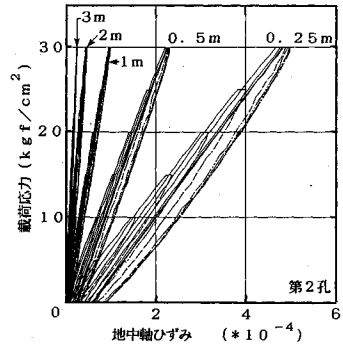
いる勾配1は逆解析値 E_{DBA} より非常に小さかった。一方、明確な定義がなされていない勾配2が逆解析値とやや小さめではあるものの、3種の勾配の中ではもっともよい対応を示した。以上より孔内水平載荷試験で得られる弾性係数(変形係数)は、概ね $3,000 \sim 30,000 \text{ kgf/cm}^2$ ($290 \sim 2,940 \text{ MPa}$) の範囲であるとしか判断できない。 E_{DBA} は一般的な勾配1で求めた変形係数の値よりはるかに大きく、勾配3の弾性係数よりは小さな値である。これらについては、変形係数のひずみレベル依存性を考慮して後に検討する。

(3) 平板載荷試験

図—2に示す試掘横坑で載荷板60cm円形の平板載荷試験を行った。図—15にその概要を示す。試掘横坑は手掘りで施工したものの、底盤面は掘削に伴う乱れの影響が大きいと考えられたため載荷面は側壁面とした。また載荷板の背面にはひずみ計を埋設した。各地点のひずみ計は、載荷方向と載荷方向に直交する2つの方向(水平、鉛直)に設置した。充填材はカオリンとセメントの混合材料であり、泥岩の弾性係数 E_f とほぼ同じ程度の



図—16 載荷応力～載荷板変位の一例



図—17 載荷応力～地中軸ひずみの一例

剛性になるように配合したが、結果として充填材の超音波速度試験による弾性係数は $20,000 \text{ kgf/cm}^2$ ($1,960 \text{ MPa}$) とやや小さかった。この差が、載荷応力に伴う地中ひずみ計のひずみ発生度にどの程度影響するかを軸対称FEMで検討したが、 1×10^{-5} 以下の誤差であることが分かった。すなわち、ひずみ計自身の測定分解能は 1×10^{-6} であるが、この試験では 1×10^{-5} のひずみレベルが地中ひずみの最小読み精度といえる。

図—16に代表的な載荷応力～載荷板変位の関係を、図—17に代表的な載荷応力～地中軸方向ひずみの関係を示す。載荷方法は、土木学会 [原位置岩盤の変形及びせん断試験指針]⁸⁾に従った。他の測定地点の結果も図—17、図—18とほぼ同様の結果を示した。この図より、載荷応力が 30 kgf/cm^2 (3 MPa) までは、非常に弾性的な挙動を示していることが分かる。

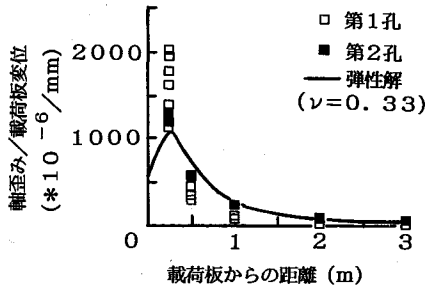


図-18 平板載荷試験での軸方向ひずみの地中分布

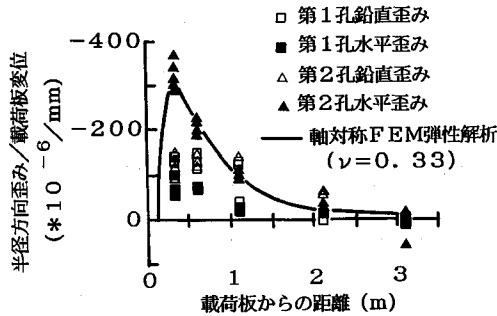


図-19 平板載荷試験での半径方向ひずみの地中分布

図-18に載荷軸方向の地中ひずみ分布を示す。この地盤が理想的な一様線形等方弾性体とし、載荷面が等変位したと仮定した解（剛体円盤中心下のひずみ分布解）が実線である。この図より、弾性解では剛体域となる載荷面付近のひずみが相対的に大きくなっているが、この軟岩地盤では工学的に見て連続体の仮定がゆるされる程度のばらつきと見なすことが出来る（特に第2孔では）。図-19に載荷軸方向と直交する方向のひずみ分布を示す。この図では、図-18の軸方向の結果に比べてFEM弾性解析値からのばらつきが大きい。これは、この方向のひずみが図-18の軸方向ひずみに比べて非常に小さいために相対的に測定精度が低下したためと推定される。またこの図より、水平ひずみと鉛直ひずみに顕著な差はなく、座標軸に対して明確な異方性があるとは認められなかった。

表-3に載荷応力と載荷板の変位から求めた弾性解による弾性係数 $E_{PLT}^{(8)}$ を示す。得られた弾性係数は $24,000 \sim 36,000 \text{ kgf/cm}^2$ ($2,350 \sim 3,530 \text{ MPa}$) である。また孔内水平載荷試験と異なり、3種類の勾配による結果の差は非常に小さい。しかし、現場挙動からの逆算値は $E_{DBA} = 12,600 \sim 24,000 \text{ kgf/cm}^2$ ($1,230 \sim 2,350 \text{ MPa}$) であるので、これよりも大きい弾性係数を測定したことになる。一方、載荷軸方向の地中ひずみ結果から弾性論により逆解析した弾性係数を表-4に示す。各測定点のひずみ測定値を直接弾性解（図-18の解）に当てはめて得られる弾性係数は $13,400 \sim 84,000 \text{ kgf/cm}^2$ ($1,310$

表-3 載荷板変位から求めた弾性係数 $E_{PLT}^{(8)}$

算出方法	弾性係数(kgf/cm ²)
包絡線より求めたもの	24,100~32,300
接線より求めたもの	34,100~36,200
割線より求めたもの	31,700~35,400

表-4 地中軸ひずみから求めた弾性係数 E_{PLT}

算出方法	弾性係数(kgf/cm ²)
各地点のひずみから直接求めたもの	13,400~84,000
軸ひずみ分布形状から回帰したもの	15,000~37,800

～8,230 MPa) とばらつきが大きい。これは載荷板近くの測定点ほど相対的に大きいひずみが計測され、載荷板より2m以深ではほとんどひずみが計測されなかったためである。これに対して弾性解の分布曲線を深度方向別の5測点から最小2乗法により回帰した結果、弾性係数は $15,000 \sim 37,800 \text{ kgf/cm}^2$ ($1,470 \sim 3,700 \text{ MPa}$) となり、ばらつきは小さくなった。しかし、現場挙動からの E_{DBA} よりもやや大きめの値であった。

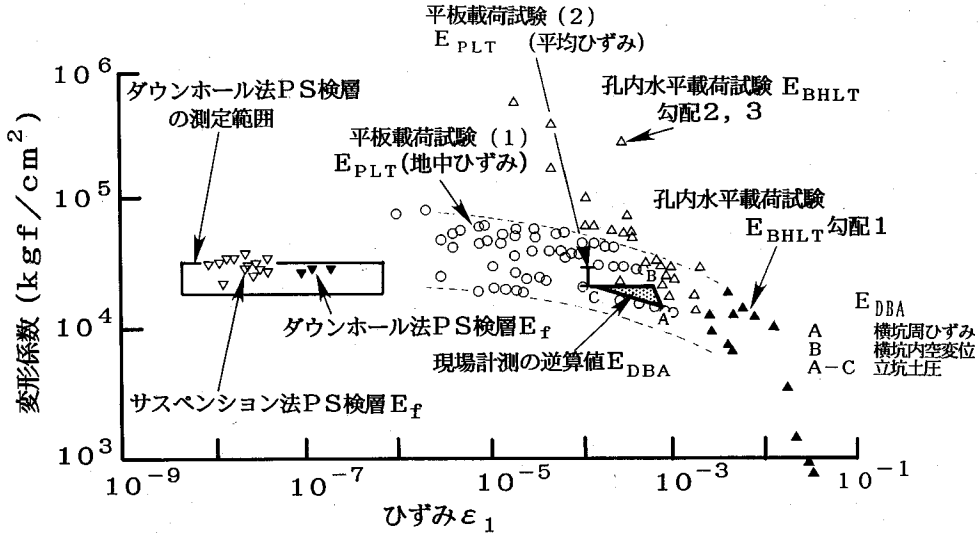
5. ひずみレベルを考慮した各種変形係数の比較

原位置試験の結果は、通常線形弾性論を基本として解析される。この場合、一義的な弾性係数が決定されると解釈されることも多い。このような事情から、その試験で測定したひずみレベルは報告されないのが一般的である。その結果、得られた弾性係数が非常にばらついていても、それは試験法や測定方法の原因不明の相違、またはクラック・ジョイント等による地盤の変形係数の不確実性として解釈されてしまうことが多い。しかしながら、精密な三軸圧縮試験による堆積軟岩の広範囲なひずみレベルでの応力～ひずみ関係を検討すると、 1×10^{-5} 以上のひずみレベルでは、変形係数のひずみレベル依存性を無視できないことが明らかとなってきている^{2),9)}。そこで、原位置試験においても個々の試験方法が取り扱っているひずみを考慮して結果を整理すると、見かけ上ばらついた結果に統一性がでてくる可能性がある。今回、試験の取り扱うひずみレベルを表-5の方法により主ひずみとして求めて、上記のことを明らかにすることを試みた。ここで、孔内水平載荷試験では地盤を線形弾性体とすると、孔壁での ϵ_1 (孔半径増加率) は孔壁での円周接線方向の引張りひずみ ϵ_c と逆符号で等しくなる。

図-20は、各原位置試験で得られた弾性係数をその測定したひずみレベルに対してプロットしたものである。この図より、見かけ上ばらついていた原位置試験による変形係数が、ひずみレベル依存性のある変形係数としてかなり整理されている。ただし、孔内水平載荷試験での勾配3によるデータ (Δ 印) の一部はひずみレベルが小さいほど例外的に大きな値を示している、このこと

表一五 各原位置試験におけるひずみの算出方法

原位置試験	ひずみの算出方法	備考
ダウンホール法	S波の粒子速度の最大片振幅	各孔のひずみを平均
サスペンション法	S波の粒子速度の最大片振幅	
孔内水平載荷試験	半径変化率の増分=孔壁の接線方向ひずみ増分	図14の全ての勾配を採用
平板載荷試験(1)	地中ひずみ計で測定した値(軸ひずみのみを採用)	軸ひずみの測定値から直接求めたEのみを採用
平板載荷試験(2)	平板の変位/平板直径(60cm)	E_{PLT} は載荷応力~載荷板変位から弾性論で計算



図一20 原位置試験による変形特性のひずみ依存性

からも前章で述べたように信頼性が低いデータであると判断できる。また現場挙動の逆解析値 E_{DBA} と ϵ_1 の値は立坑の、土圧と試掘横坑の変形から逆算した値の範囲を示してある。これは原位置試験のデータ群の中に位置することから、本堆積軟岩地盤ではクラック・ジョイントなどの不確実性要因の影響は小さく、連続体と仮定した土質力学的取り扱いが可能であると言えよう。さらに変形係数のひずみ依存性を無視してどの原位置試験が現場挙動とよく合うのかという議論は、合理的でないことも指摘できる。今回の結果では、 $1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ のひずみレベルで変形係数をたまたま測定できた原位置試験結果が E_{DBA} に一致することを示している。

以上のように、堆積軟岩の変形特性はひずみレベルにより異なるため、それぞれの調査・試験結果として変形係数あるいは弾性係数だけを報告する従来のやり方では実務的にも不十分である。今後は、弾性係数を定義したひずみが併記されることが必要であろう。一方、平板載荷試験や孔内水平載荷試験(特に勾配2, 3のデータ)での変形係数はかなりばらつく。これはこれらの試験で測定されるひずみレベルが試験法固有の測定精度と比較して小さすぎるためであろう。したがって、一般にこの種の試験結果だけから実務で用いる変形係数を事前に設定するには困難が伴うと思われる。さらに現場挙動で地盤内のひずみレベルは $1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3}$ であるが、こ

の付近は平板載荷試験からの情報と孔内水平載荷試験からの情報の狭間になるひずみレベルである。以上より、このばらつきの原因を究明するとともに、データのばらつきの少ない原位置試験としての弾性波速度測定と、ひずみレベルに関して連続的なデータが得られる室内試験の結果を活用する方法を検討する必要がある。

6. まとめ

上総層群泥岩内に掘削した試験立坑の挙動の、現場計測とその逆解析および測定ひずみレベルを明らかにした各種原位置試験による現場実験から、その変形特性を検討した。本論文で得られた結論を以下に要約する。

(1) 今回対象とした泥岩地盤は、比較的一様であった。サスペンション法PS検層の結果と地盤変形の逆解析による変形係数と各種原位置試験結果の比較から見ても、未固結な挟み砂層が地盤全体の剛性を左右するような弱層にはなっておらず、その剛性は泥岩の硬軟のばらつきの範囲内に収まっていると判断できる(図一12)。

(2) 鉛直、斜め45度、水平方向の孔内の弾性波速度試験結果および平板載荷試験で載荷軸方向と直交する鉛直、水平の2方向で測定した地中ひずみの比較から、泥岩の変形係数には座標軸に対する顕著な異性は見られなかった(表一2)。このことは、別報²⁾に示すようにコア試料を用いた室内実験でも確認されている。

(3) 立坑掘削工事に伴い計測された泥岩の土圧は非常に小さく深度方向によらずほぼ一定で、立坑壁面の水平変位量も非常に小さかった(図-5, 図-10)。この結果を線形計算で再現するには従来よく採用されている E_{50} に対応する圧縮強度の50~100倍の線形変形係数では小さすぎ、220~400倍の線形変形係数に設定するのが適切である(図-11)。すなわち、泥岩の剛性は従来考えられていたより大きく、今回採用したような経済的施工法が適用できる可能性がある。

(4) 実験空洞の立坑上部を建屋で覆い、ほぼ一定温度で20ヶ月放置したが、前述した土圧及び変位量のクリープ現象などによる変動は全くなかった(図-5)。

(5) 地下35m地点に設けた試掘横坑の変形の逆解析から得られた初期測圧係数は、1よりやや大きかった。

(6) 各原位置試験により得られた弾性係数は様々であった。現場挙動の逆解析で得られた変形係数に対してPS検層による弾性係数は約2倍であった(図-12)。繰返し载荷の孔内水平载荷試験の一部のデータ(勾配2)および地中ひずみ測定による平板载荷試験による結果は比較的良い対応を示したが、データのばらつきが大きく、これらの結果だけから信頼のおける地盤の変形係数を推定するのは難しい(図-14, 表-4)。一方、従来一般的な初期単調载荷(繰返し部の包絡勾配1)の孔内水平载荷試験結果は逆解析値よりかなり小さい値となり、逆に平板変位を用いる一般的な平板载荷試験結果はやや大きな変形係数となった(図-14, 表-3)。

(7) 原位置試験の結果をそれぞれの試験で取り扱ったひずみレベルに応じて整理すると、見かけ上ばらついていたデータ群が、一部のデータを除いて統一的に関連のあるものとなった。逆解析値もそれに対応するひずみレベルで比較すると原位置試験の結果と整合した。つまり変形係数のひずみレベル依存性を考慮することにより、現場挙動や各種原位置試験は統一的に関連できる。このことは当該堆積軟岩地盤では、原位置調査・試験結果をそのまま用いて連続体の解析手法を適用する土質力学的取り扱いが可能であることを示している(図-20)。

(8) 今後は、調査・試験結果の報告には、変形係数(あるいは弾性係数)とそれを定義したひずみレベルを併記することを提案する。

最後に本研究を行うに当たりご協力いただいた東急建設(株)常田左門氏、黒田榮三氏、中村和之氏に末筆ながら感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会編：軟岩の調査・試験指針(案), 1991.
- 2) 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.
- 3) 越智健三・壺内達也・馬場干児・龍岡文夫：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論文集, pp.489~493, 1992.
- 4) 中村和之・壺内達也・越智健三：堆積軟岩の現場計測・原位置試験・室内試験による変形係数の比較(その1), 第46回土木学会学術年次講演会講演概要集, pp.498~499, 1991.
- 5) 松本正士・越智健三・大河内保彦：軟岩の空洞掘削に伴う変形計測とその解析, 土質工学会第26回土質工学研究発表会講演集, pp.1803~1804, 1991.
- 6) 越智健三・壺内達也・金 有性・龍岡文夫：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, 土木学会第23回岩盤力学に関するシンポジウム論文集, pp.157~161, 1991.
- 7) 壺内達也・越智健三・馬場干児・船戸明雄・龍岡文夫：原位置試験による堆積軟岩の変形特性, 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) 土木学会編：原位置岩盤の変形及びせん断試験指針一解説とその設計への応用一, pp.3~16, 1983.
- 9) 金 有性・越智健三・龍岡文夫・渋谷 啓・佐藤剛司：堆積軟岩の変形係数とその応力レベル依存性, 土木学会第23回岩盤力学に関するシンポジウム論文集, pp.152~156, 1991.
- 10) 松本正士・越智健三・大河内保彦：横坑掘削に伴う軟岩の変形とその解析, 第46回土木学会学術年次講演会講演概要集, pp.626~627, 1991.

(1992.6.24 受付)

DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SEDIMENTARY SOFT ROCK EXAMINED BY THE EXCAVATION OF DEEP SHAFT AND FIELD TESTS

Kenzo OCHI, Tatsuya TSUBOUCHI and Fumio TATSUOKA

The deformation characteristics of sedimentary soft rock was studied by excavating a deep shaft in the Tokyo metropolitan area. The stiffness was found strain level-dependent. Strain level back-calculated from the field behavior was 0.1% or less, and the corresponding Young's modulus was about a half of the Young's modulus from field shear wave velocities, but was much larger than that from the primary loading in pressuremeter tests. Young's moduli from plate loading tests measuring strains in the ground performed and those at strains less than about 0.1% obtained from the unload/reload cycles in pressuremeter tests were similar to those from the other methods when compared at same strains, but they scattered relatively largely. All the results indicate negligible effects of possible joints and cracks in the ground.