

空洞掘削と実験調査および線形逆解析による 堆積軟岩の変形特性

越智健三*・壺内達也*・龍岡文夫**

堆積軟岩中に深度 50 m の立坑と横坑を掘削した。立坑および横坑の変形を計測した。横坑では、30 cm と 60 cm の載荷板の平板載荷試験とオーバーコアリングによる初期地圧測定を行った。初期地圧の測定値を考慮した線形逆解析による変形特性と室内試験および原位置試験による変形特性をひずみおよび応力レベルを合わせて検討した。その結果、この堆積軟岩は非線形連続体として扱えることが分かった。

Key Words : soft-rock, Young's modulus, excavation, ground pressure, back-analysis

1. ま え が き

堆積軟岩中の地下構造物の変形や土圧の解析を精度よく行うためには、正確な変形係数が必要である。筆者らは、首都圏西部の大深度地下構造物の設計・施工に関わる地下情報の収集を主目的として、上総層群泥岩内に立坑と横坑を試験的に掘削し、実測地盤挙動の数値解析と系統的で多様な原位置および室内試験を行い、これらの結果を総合的に比較検討することにより、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た。前報^{1),2)}では、深度 35 m の立坑掘削工事の概要と現場計測値の線形逆解析および原位置試験と室内試験の結果について示し、(1) 従来の設計で用いられてきた変形係数は小さすぎることを、(2) ひずみレベルを合わせれば、正確に測定された原位置試験と室内試験および現場計測の線形逆解析による変形係数は概略一致し、連続体の解析手法が適用できること、などを報告している。

一方、地盤を連続体と仮定した解析では、変形係数と同時に初期応力すなわち地圧が非常に重要なパラメータとなるが、前報¹⁾ではこの点の検討が不十分であった。土木学会編「初期地圧測定法の現状と課題」³⁾では、硬岩を対象に構造物の設計・施工での地圧測定の重要性が指摘されている。堆積軟岩でも今後の大深度地下開発に際しては、変形係数と同時に地圧を精度良く事前に把握することが不可欠であると考えられるが、現状ではその研究例が非常に少ない。一般に堆積軟岩の地圧は等方的と仮定して解析する場合が多い。前報¹⁾の線形逆解析では水平と鉛直の初期応力の比が 1 より大きくなり、地圧を明らかにすることが検討課題として残った。

本研究では、前報¹⁾よりもより深い深度 50 m までの

立坑掘削と横坑掘削を行い、それに伴う地盤の変位を計測した。さらに、深度 50 m 位置で平板載荷試験および初期地圧測定等の現場実験を実施、不明確であった初期地圧特性を考察した。その地圧測定結果を基に、現場変位計測結果を用いた線形逆解析により変形係数を求め、ひずみレベルと応力レベルに対する変形特性として室内試験と原位置測定による変形特性と比較した。その結果、堆積軟岩の剛性は従来慣用的に用いられてきた値よりもかなり大きいことを確認した。

2. 地 盤 状 況

図一に実験空洞の鳥瞰図および地質概要を示す。掘削工事は 1992 年 3 月 17 日から 35 m 以深の立坑掘削を開始し、E 横坑掘削終了は同年 9 月 20 日であった。その後同年 12 月 25 日まで E 横坑内で原位置試験を行った⁴⁾。構築サイトは神奈川県相模原市郊外の段丘地に位置する。横坑の軸線方向は N40°W 方向である。

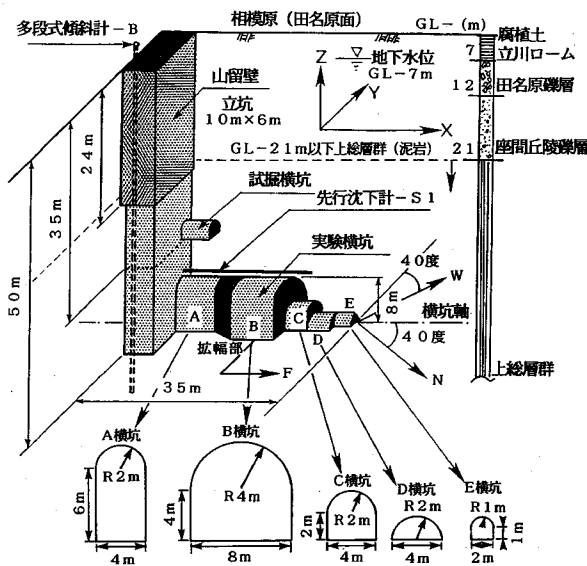
図二には、ボーリングコア試料による圧密三軸圧縮強度 $q_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ の深度分布を示す。今回施工した立坑および横坑部での泥岩の平均的圧縮強度は、 $q_{\max} = 55 \text{ kgf/cm}^2 (5.4 \text{ MPa})$ であった。この深度位置の泥岩は塊状の泥岩が主体であり、所々にスコリアや軽石を含み、貝化石片や微細な炭質物も含む。この位置では、深度 35 m までの泥岩部のような 15 cm 程度の細～中粒の砂層および 5 cm 程度のスコリア層の挟在や凝灰質泥岩の介在は見られなかった。層理は NW-SE 方向北東へ約 10 度傾斜する単斜構造である。割れ目性状の一覧を表一に示す。深度 50 m 位置でも、35 m 位置で確認された断層系の明瞭なせん断性割れ目に対応する節理が見られたものの、開口はしておらず、どの割れ目もほぼ同様な性状を示した。全体的に割れ目はしっかりと密着しており、ブロックサイズは中程度の大きさである。

* 正会員 東急建設(株) 技術研究所 土木研究部 土木施工研究室 (〒229 相模原市田名字曾根下 3062-1)

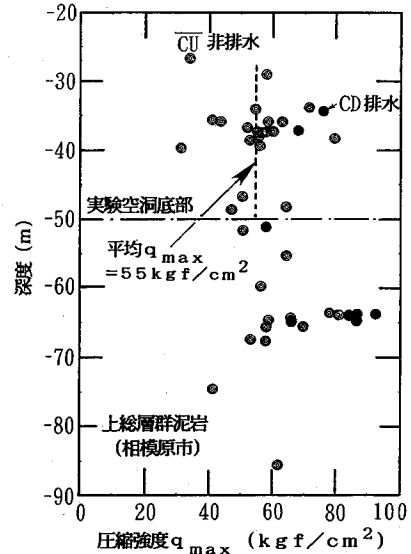
** 正会員 工博 東京大学教授 東京大学生産技術研究所 5 部

表一 泥岩の割れ目調査結果一覧

項目	試掘横坑 (深度35m)		E横坑 (深度50m)					平均
	断層系	節理系	節理系 (1)	節理系 (2)	節理系 (3)	節理系 (4)	節理系 (5)	
走向・傾斜	N79° W, 81° SW	N46° W, 65° NW N69° E, 78° NW	N62° E, 76° SE	N39° E, 83° SE	N64° E, 81° NW	N38° E, 84° NW	N75° W, 86° SW	
間隔 (m)	0.1~0.2 (狭)	1~2 (広)	0.31 (中)	0.34 (中)	0.29 (中)	0.52 (中)	0.15 (中)	0.3~0.4 (中)
連続性 (m)	0.2~0.3 (低)	0.15~0.2 (低)	0.67	0.63	0.37	0.63	0.55	0.3~0.4 (低)
粗さ	平坦滑らか~鋭肌	平坦滑らか	平坦滑らか~滑らか波状					
間隙幅 (mm)	0.59 (平板間隙)	0.29 (しっかり密着~一部開着)	0.79 (開間隙)	0.19 (しっかり密着)	0.2 (しっかり密着)	0.06 (非常にしっかり密着)	0.1 (しっかり密着)	0.16 (しっかり密着)
充填物	粘土	なし	なし					
浸透水	一部湧水	なし	なし					
アーク係数	Jv=7.9/m ³ (中)	Jv=1.8/m ³ (大)	Jv=7.0/m ³ (中)					



図一 実験空洞鳥瞰図



図二 圧縮強度の深度分布

3. 実験空洞の施工

立坑および横坑の構造図を図一3、図一4に示す。今回の施工部分は35m以深の立坑と横坑である。図一4(a)に示すように、立坑の支保は長さ4mピッチ1.2m D 25mm径のロックボルト挿入と厚さ5cmの吹付けモルタルのみで行い、上部立坑工事¹⁾のようなH型鋼フレームは設置していない。泥岩の掘削は0.15m³のバックホウで行い、ロックボルトは掘削深さから1.2m遅れで打設した。深さ1.2mを3日間で掘削および支保する施工速度であった。計測は主に多段式傾斜計(図一1、図一3、図一4にBで示す)による立坑水平変位測定と各段(全12段)のロックボルト軸力計による軸力測定で、温度変化を把握する熱伝対も設置した。後で示すように、立坑水平変位は35mまでの掘削時より非常に小さく、H型鋼フレームがないにもかかわらず、ロックボルト軸力は100kgf/(1kN)程度の微小な値しか生じなかった。すなわち、この施工法では支保工は地盤変

位の抑制にはほとんど寄与していないと思われる。

横坑は深度46m位置で上半部と下半部に分けてロードヘッダー掘削した(図一1のA横坑, 拡幅部, B横坑)。掘削速度は支保工まで合わせて、1スパン(H型鋼の区間1.44m)2.5日であった。湧水量の単位表面積比は100cm³/min/m²(ルジオン値はLu=0.77)で、掘削切羽面は乾いた状態であった。

横坑の支保工は安全上の制約の中で軽い構造とし、図一4(b)に示すようにH型鋼の両端部は底面から若干浮かせたいわゆる自由端構造とした。側壁と底面との交点は直角に掘削し、インバートは施工せず底面の浮き上りを測定した結果、その量は天端沈下量の1/10程度しかなかった。掘削に伴う計測は、先行沈下計(S-1)での天端沈下量と地表から設置した多段式傾斜計(T-1, T-2)による側壁変位量など掘削以前から行える地盤変位の測定を主とし、その他、図一4(b)に示す計測を行った。支保は1スパン(1.44m)遅れで施工したが、立坑施工時と同様に上半部掘進時における吹付けモルタル

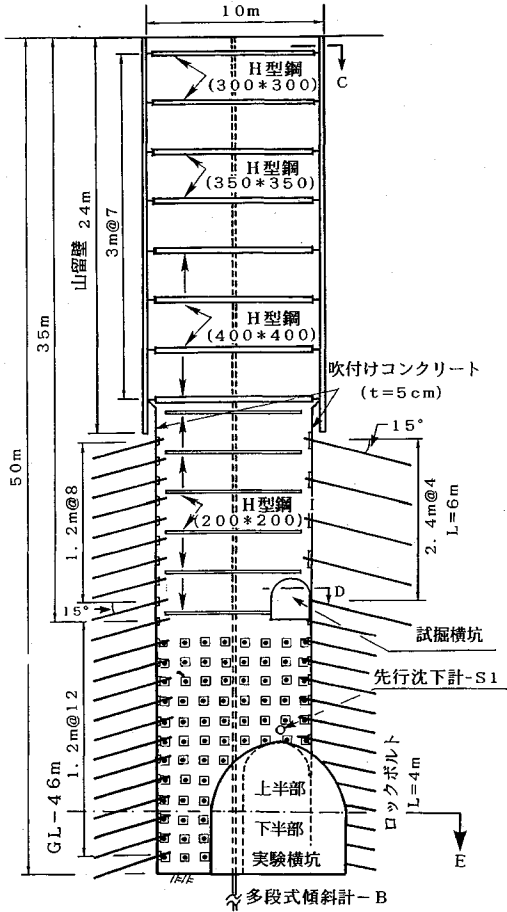


図-3 立坑構造図(立面図)

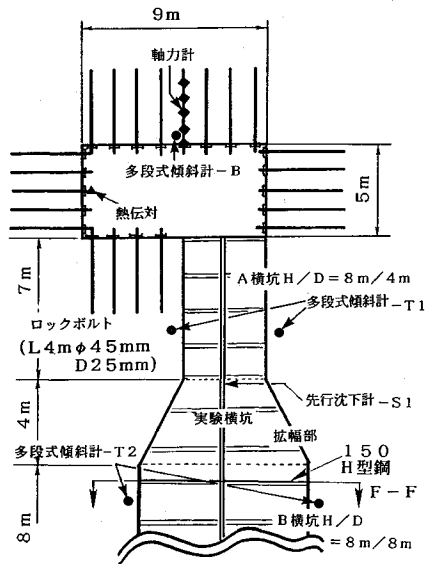
の応力およびロックボルトの軸力は微小であった。つまり、横坑でも上半部掘削時には支保工の剛性が地盤変形抑制に寄与していないことを示している。

横坑の断面形状を図-1に示す。相似形状のB, C, E横坑の変形から、坑寸法が大きくなるにしたがって地盤内のひずみが大きくなり、[地盤変形/坑寸法]の比が大きくなる寸法効果があるかどうかを調べた。仮に亀裂等による不連続体的挙動が卓越するならば顕著な寸法効果が現れるはずである。原地盤内でも、三軸試験結果が示したように応力~ひずみ関係が圧力レベルの影響を受けず^{1),2)}、また連続体的挙動をすればこれは現れないことになる。相対地中変位計による壁面からの相対変位と坑寸法の比の測定結果は、上記の寸法効果は工学的に見て比較的小さい結果を示した(図-5)。

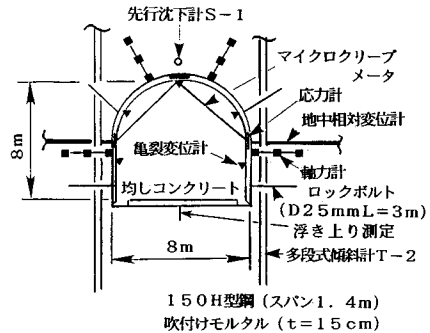
4. 原位置試験

(1) 平板載荷試験

深度35mの試験横坑での試験¹⁾と同様に、堆積軟岩の変形特性を求め、他の原位置試験および室内試験と比



(a) E-E断面(図-3に位置を示す)



(b) F-F断面(図-1に位置を示す)

図-4 支保工構造図(断面図)

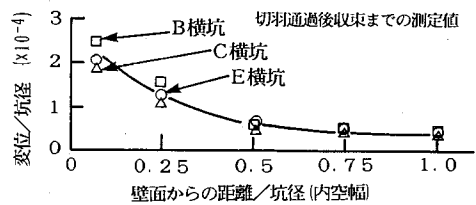


図-5 相対地中変位の分布

較検討し、さらに地盤の連続体としての挙動を詳細に確認する目的で平板載荷試験を行った。載荷に伴う地中のひずみ分布を詳細に調べるため図-6に示すような11個の軸方向ひずみ計を埋設した。また、一般に岩盤の場合には直径60cmの載荷板(以下D60)が、土質の場合には直径30cmの載荷板(以下D30)が用いられる場合が多く、ともに等変位載荷法である。岩盤でより大きな載荷板を用いる理由は、不連続面の影響を含んだ原地盤の特性をなるべく正確に求めようとするためである。しかし、連続体挙動をする場合は、ことさら大きな

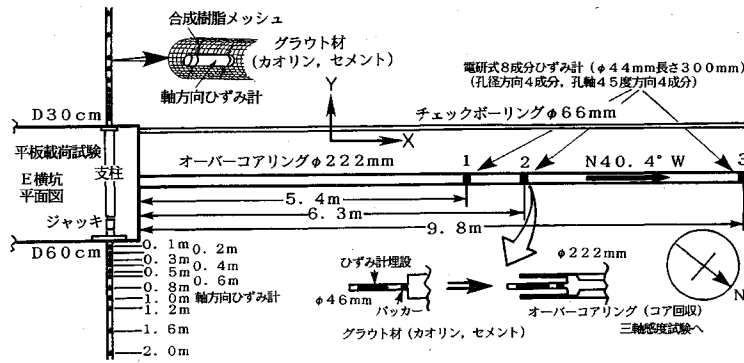


図-6 原位置試験の概要

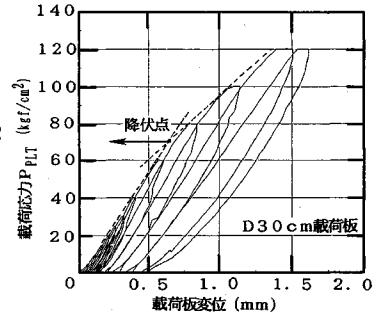


図-7 平板荷重試験結果 (D30)

荷荷板を使用する理由はない。今回は、荷荷板径の違いの直接的な影響を調べるため、上記2種類の荷荷板を同時に使用して荷重した。荷重方式は文献7)にしたがった。荷重初期はD30に対する荷重方式で行い、次にD60に対する荷重方式で荷重した。その結果、D30での荷重応力は最終的に120 kgf/cm² (12 MPa)に至り、70 kgf/cm² (7 MPa)付近で降伏点が見られた(図-7)。

図-8に荷荷板平均圧力-荷荷板変位/荷荷板直径比関係を示す。両者は基本的に類似であり、特に寸法効果はみられない。しかし、いずれの場合も線形弾性連続体とは異なり、荷重初期に上に凹な形状を示し、塑性変形も小さくはない。これは荷荷面近くの地盤が乱されたこと、荷荷板と地盤のなじみが不完全なためのエラー(両者を合わせてベディングエラー、以下BE)のためと思われる。荷重初期のこの凹の程度はD60の方がやや大きいことから、荷荷板変位の読みを用いる方式では、必ずしも荷荷板の径が大きい方が良い結果が得られるということはないようである。なお、今回の試験でのBEは深度35m位置の試験よりも大きかった。このことは、BEには偶発的要因が大きいことを示している。

一方、図-9に示す地中ひずみ計による測定結果は、図-8とは異なり両者とも同様な非常に線形弾性的である。同一深さでは、D60の方がD30よりもひずみが大きく、ばらつきが少ない結果が得られているが、これは荷荷板の大きい方が応力が地中深部まで伝わった結果と思われる。図-10は地中ひずみの深度分布の測定結果と等変位荷重における剛体円盤中心下の弾性解^{7),14)}(ポアソン比 $\nu=0.33, 0.5$)を正規化した上で比較したものである。この図から、D30の場合に荷荷板付近のひずみがやや理論解よりも小さいものの、全体的傾向は弾性解と良く一致している。理論解よりも測定ひずみが小さいのは、BEにより荷荷板変位 δ が過大評価されているからであろう。また、両者(D60, D30)の結果は非常に似かよっていて、クラック・ジョイントが存在する一般的な硬岩での結果とは非常に異なり、当軟岩地盤で

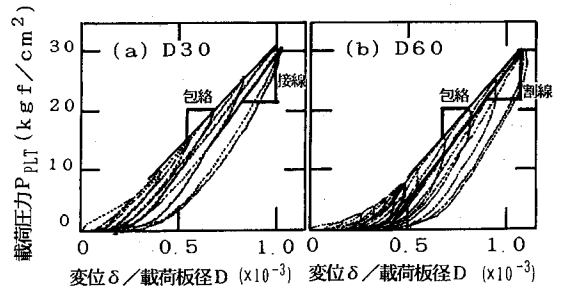


図-8 平板荷重試験結果の比較

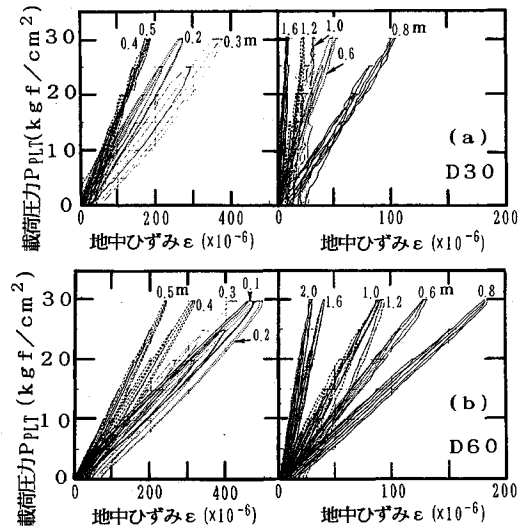


図-9 地中ひずみ測定結果

は、連続体としてひずみ(応力)の伝達がなされていることを示している。

通常の方法⁷⁾により得られた変形係数・弾性係数を比較すると(表-2, 図-8), いずれもD30の結果の方がやや小さい。この差は主に、D30の方が荷重圧 P_{PLT} が大きくなってからのBEの影響が大きいためであろう(同一のBEでもDが小さい方が、比BE/Dは大きい)。またD60での変形係数・弾性係数が大きいという

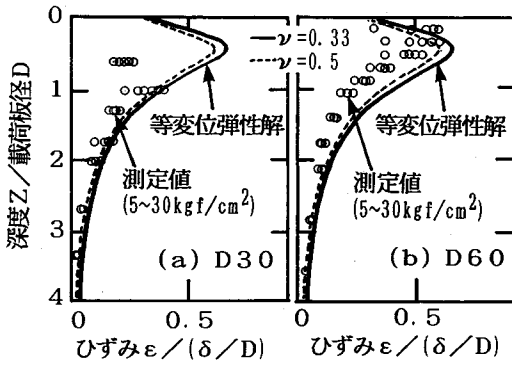


図-10 地中ひずみ分布

ことは、地盤内の不連続性の要因とは逆の結果である。以上のことから、このような泥岩の平板载荷試験において、载荷板径の影響は小さいと思われる。

(2) 初期地圧測定

掘削に伴う横坑壁面での相対地中変位や平板载荷試験結果から見ると、当泥岩層は連続的な挙動をしている。すなわち、掘削による地盤変位は初期地圧の解放に伴う連続体の変形として解析できると考えられる。このような解析では、初期地圧の値とその主方向の把握は不可欠である。そこで、国内では実績が多く地圧測定法としては一般的であり、ひずみゲージが接着できない軟岩でも適用できる8成分埋設ひずみ計を用いたオーバーコアリングによる初期地圧測定^{(8), (3)}を、測定位置は図-13のモデルの弾性解析により立坑および横坑の影響が無視できると判断できる深度で行った(図-6)。図-11に解放ひずみと掘進長の関係の代表的結果を示す(ポイント2)。ゲージNo.1~No.4は孔径成分で、ゲージNo.5~No.8は孔径方向から斜め45°成分である。この結果はポイント3でもほぼ同様であった。なおポイント1での結果は、ゲージの接触による不安定な出力が多かったので地圧の算定には使っていない。図中に示す定常状態でひずみを読み取り、解放ひずみとした。

図-12にコアの等方圧力による三軸感度試験結果^{(3), (8)}を示す。この等方応力-埋設ひずみ関係群から、初期の勾配(応力/ひずみ)の平均値を用いて、図-11の解放ひずみから初期地圧の6応力成分を同定した⁽³⁾。

表-3に同定された初期地圧の大きさと方向を示す。同表でX方向は横坑軸線方向である(図-2, 図-6)。表-3より最大圧縮軸(σ_1)方向はほぼ水平面内ではほぼ東西を向いており、同じくほぼ水平面内に最小圧縮軸(σ_3)が存在している。この両者の値には3倍近い差があり、初期地圧に大きな異方性がある結果となった。この異方性は、掘削による地盤の変形特性を評価する上で無視し得ない。また、表-1に示した断層系の明瞭なせん断性割れ目はほぼ鉛直であり、かつ上記 σ_1 方向と約

表-2 平板载荷試験による変形係数

D30 cm径平板载荷試験, $\nu=0.5$		ひずみ δ/D
変形係数 $E_{PLT, D}$	18,000kgf/cm ²	0.0793%
接線弾性係数 E_t	25,000kgf/cm ²	0.0233%
割線弾性係数 E_s	22,000kgf/cm ²	0.0803%
D60 cm径平板载荷試験, $\nu=0.5$		ひずみ δ/D
変形係数 $E_{PLT, D}$	16,800kgf/cm ²	0.3%
接線弾性係数 E_t	32,000kgf/cm ²	0.0183%
割線弾性係数 E_s	27,000kgf/cm ²	0.0655%

注: D, E_t , E_s はそれぞれ図-7に示す包絡, 接線, 割線の勾配から求めた

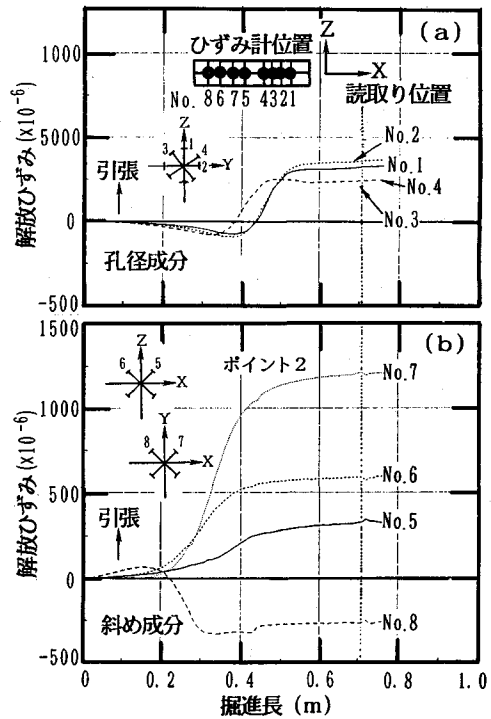


図-11 オーバーコアリングによるひずみ

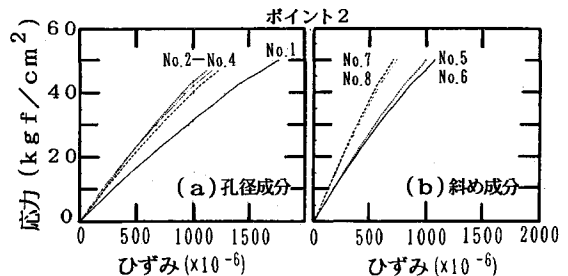


図-12 三軸等方圧力によるコアの感度試験

表-3 初期地圧測定結果

最大圧縮主応力 σ_1	30.9kgf/cm ²	N104° E 3.9° W
中間圧縮主応力 σ_2	18.2kgf/cm ²	N148° W77.5° N
最小圧縮主応力 σ_3	10.7kgf/cm ²	N 13° E11.8° S
X軸方向応力 σ_x	29.7kgf/cm ²	
Y軸方向応力 σ_y	12.2kgf/cm ²	
Z軸方向応力 σ_z	18.0kgf/cm ²	
X-Yせん断力 τ_{xy}	-4.5kgf/cm ²	
Y-Zせん断力 τ_{yz}	-1.6kgf/cm ²	
Z-Xせん断力 τ_{zx}	0.4kgf/cm ²	

25° 傾いているので、この断層系割れ目の成因が地質構造的なものであるとするならば、この異方的初期地圧とよく対応している。

しかし、Z方向（鉛直）の初期地圧が 18 kgf/cm² (1.8 MPa) であり、平均土被り圧 10 kgf/cm² (1 MPa) の2倍近い。当泥岩が見かけ上超過圧密（泥岩上面と礫層は100万年の差がある不整合と推定）であり超過上載圧が部分的に残っていたり、最大圧縮応力の上下方向の傾きの影響がでている可能性がある。しかし、続成作用によりセメンテーションが生まれた可能性もあるので、結論はできない。一方、図-12に示す結果から地盤の剛性を逆算する際に等方等質線形性を仮定している。この方法は、マイクロクラックや充填材の不均一性が解放ひずみに与える影響を除去するために行われている方法³⁾であるが、このことは同時にコアの変形特性の異方性や非線形性を無視することになる。例えば図-12の応力/ひずみ勾配の相違が物性の異方性を示していると考えると、Z方向の応力は70%程度に減少する。この値はほぼ土被り圧と等しい。すなわち、地圧の方向とその異方性は図-11の解放ひずみで確認できるが、このひずみから正確な初期異方的応力状態を求めるには、異方性物性に対する正確な構成則が必要となる。

5. 変位計測結果と解析

立坑が多段式傾斜計-B、横坑が先行沈下計-S1と多段式傾斜計-T1、T2により、掘削開始から地盤変位を計測した（図-13）。図-14に多段式傾斜計-Bによる立坑の水平変位を示す。深度35m以深の立坑掘削は1992年3月16日から行っており、同年9月16日に床付けコンクリートが打設された。深度35mから50mまでの掘削に伴う立坑水平変位は3mm程度と非常に小さかった。また、この掘削による影響は、深度32m付近まででしかなく、それ以後は変位増加が見られなかった。前述したように、掘削に伴うロックボルトの発生軸力は掘削解放応力と比べてはるかに小さく[100 kgf (1 kN)],

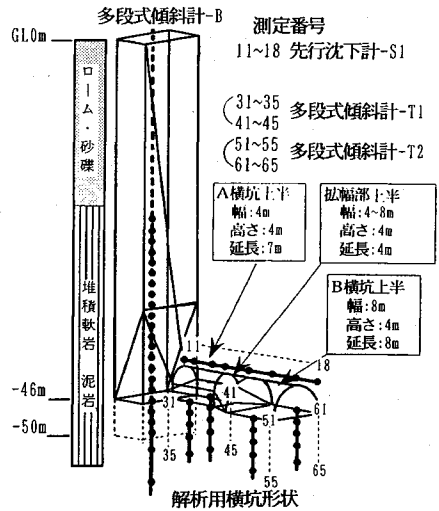


図-13 現場計測の概要とBEMモデル

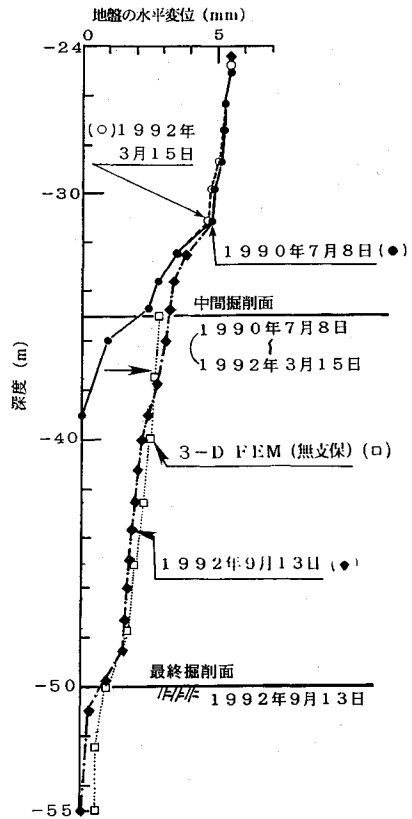
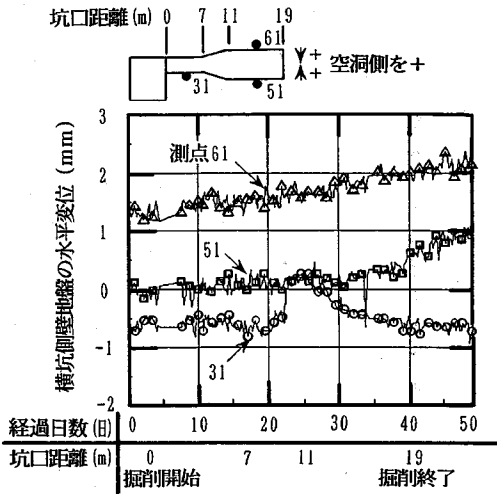


図-14 立坑の水平変位測定結果と解析値

表-4 立坑変位から逆算した変形係数

	初期応力	$E_{BA} (s); \text{kgf/cm}^2$	記号
(1)	地圧測定値	36,000	■
(2)	$\gamma H, K=2$	25,000	▣
(3)	$\gamma H, K=1$	12,500	□

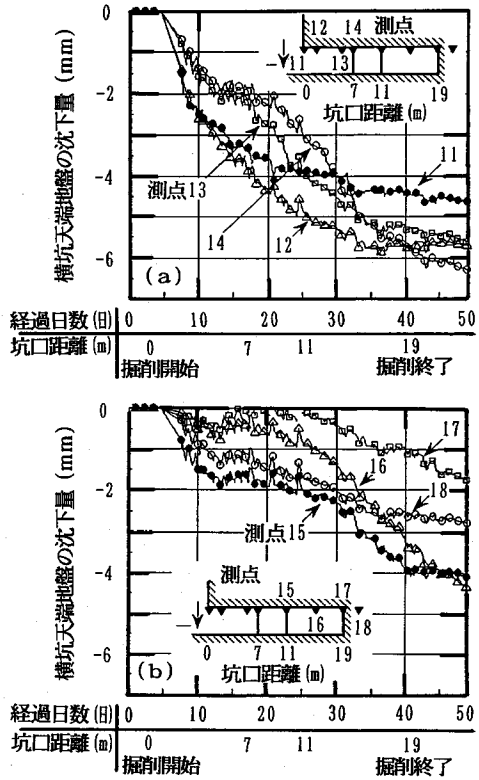


図一15 横坑側壁の変位測定結果

変形抑制にはほとんど寄与していないと考えられるので、無支保の状態では3次元FEM解析を行った⁹⁾。解析モデルは文献1)によるものと同様で泥岩は等方線形均質弾性体(ポアソン比 $\nu=0.3$)と仮定した。深度35m掘削時を初期状態として50m掘削時における変位を解析した。なお、静水圧や流水圧は考慮していない。図一14に示すように解析結果と実測値は良く対応しており、解析上の最大ひずみは $\epsilon_{max}=0.04\%$ 程度であった。

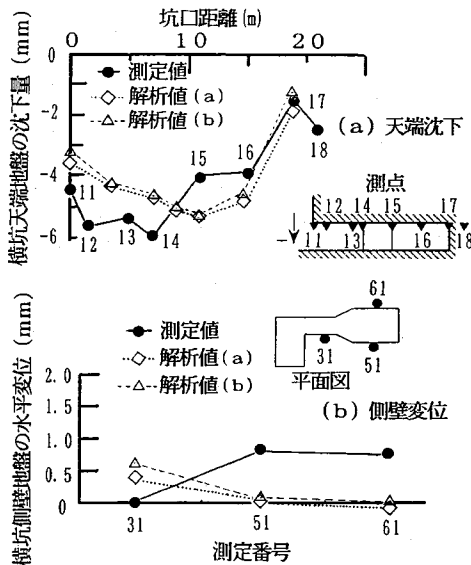
次に上記解析で逆算された[深度50m位置での $\sigma_h = \sigma_x$]/[線形変形係数 $E_{BA(S)}$] $=8 \times 10^{-1}$ に対して、 $E_{BA(S)}$ を次の3つの条件で求めた。(1)表一3に示すX方向の応力をそのまま用いた場合(■)、(2)土被り圧[$\sigma_v = \sigma_z = \gamma H$, $\gamma = 2.0 \text{ tf/m}^3$ (20 kN/m³)]に対して、地圧測定での側係数 $K = \sigma_x / \sigma_v = 2.0$ とした場合(■)、(3)同じく K を最も単純に1とした場合(□)で、これらの結果を表一4に示す。

さらに、図一13に示すBEMモデルで、横坑上半部掘削に伴う変位計測結果を用いて、線形逆解析を行った。図一15に多段式傾斜計T1, T2による掘削に伴う側壁地盤の水平変位測定結果を示す。掘削に伴う側壁の腹み出しは非常に小さく、1mm弱であった。一方、図一16には差圧計により基準水位タンクと沈下測定点との水頭差の変化を計測した先行沈下計S1による天端沈下量の計測結果を示す。図一16(a)は坑口からA横坑の結果を、また(b)図には拡幅部・B横坑の測定結果を示す。まず、この図より坑口付近からA横坑の掘削によりかなり先端(測点16)までその影響がでていることが分かる。その後の拡幅部で深掘削では、切羽の通過に伴う沈下量が支配的となる。沈下量の最大値は6mm程度であり、側壁の腹み出しよりは相当大きかった。



図一16 横坑天端沈下の測定結果

横坑上半掘削時にはロックボルト軸力や覆工応力はほとんど発生しなかったのでこの効果を考慮せず、一様な線形弾性体(ポアソン比 $\nu=0.3$)と仮定したBEMで、立坑掘削時を初期状態としてA横坑上半からB横坑上半掘削に至る変形の逆解析を行った。図一17に逆解析結果と計測結果の比較を示す。この際、(a)沈下データ7つと水平変位データ3つの重み付けを1つ1つ同一とした場合と(b)データ群に対して同等の重み付けをした場合とを検討したが、両者に大きな差はなかった。以下では(a)の結果を用いる。この図より、天端沈下でのピークの位置がややずれていることや側壁の変位形態に差があることなどがあるものの、ひずみレベルが0.1%台と当該泥岩にとっては比較的大きい^{11,12)}にもかかわらず、線形変形係数による解析値は解析値と良く一致している。解析上のひずみは $\epsilon_{max}=0.18\%$ であり、パラメータ $(\sigma_v = \sigma_z) / E_{BA(T)}$ と $\sigma_y / E_{BA(T)}$ はそれぞれ 5.8×10^{-1} と 1.2×10^{-3} である。立坑と同様に次の3つを仮定して線形変形係数 $E_{BA(T)}$ を求めた。初期応力条件は全応力での K 値 $=\sigma_h / \sigma_v = [\sigma_h + (\text{水圧})] / [\sigma_v + (\text{水圧})]$ で定義している。(1)地圧測定結果(表一3, σ_y と σ_z)を用いた場合(▲)、(2)鉛直方向に土被り圧 $\sigma_v = \gamma H$ を与え、 $K = \sigma_y / \sigma_v$ の値として地圧測定での $K = \sigma_y / \sigma_z = 0.5$ を用いた場合、(3)単純な土被り圧の静水



図一七 横坑変位の解析値と実測値の比較

表一五 横坑変位から逆算した変形係数

	初期応力	$E_{BA(T)}$ Y成分	kgf/cm ² Z成分	記号
(1)	地圧測定値	19,000	15,500	▲
(2)	$\gamma H, K=0.5$	8,700	8,600	
(3)	$\gamma H, K=1$	17,400	8,600	△

圧分布 ($K=1$) と仮定した場合 (Δ) である。この結果を表一五に示す。(2) のケースで Y, Z 成分での $E_{BA(T)}$ が類似なことは、地盤の剛性は等方的なことを示唆しているが、結論はできない。それは、原地盤が完全飽和状態であるとすれば、 $K=0.5$ は初期有効側圧 σ'_h がゼロであることを意味し、常識的にはあり得ない値であるからである。したがって、 $K=0.5$ での値は以下では用いない。

6. 各種変形特性の比較

前報²⁾でも 0.001 (%) 以下の小さいひずみから破壊を越えるひずみ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、各種原位置試験および現場解析による変形係数と大略整合することを示した。今回は地圧の測定を行ったことに加えて、前回よりもよい条件で原位置試験が実施できたことなどにより、このことをより細かく考察することができた。

図一八は、今回の掘削軟岩地盤の変形係数のひずみレベル依存性を示したものである。 E_{sec} は、コア試料の三軸ひずみを供試体側面で正確に測定した圧密三軸試験で得られた値であり、 $E_{sec}/(E_{sec}の最大値 E_{max}) \sim \log \epsilon_1$ 関係の平均曲線 (文献2) の図一(11) を、非排水

試験 (CU) と排水試験 (CD) に分けて示してある。 E_f は原位置せん断弾性波速度から求めたいわゆる [動弾性係数] = $32,170 \text{ kgf/cm}^2 (3,150 \text{ MPa})$ であり²⁾、 $E_{max} = E_f$ を仮定している。 E_{PLT} は D 30 と D 60 による平板載荷試験の結果で、地中ひずみによるもの (S) と平板変位によるもの (δ) を示す (ともに $\nu=0.5$)。 $E_{BA(S)}$ と $E_{BA(T)}$ は表一四、表一五に示す地盤変位の逆算による線形変形係数である。さらに、 E_{BHLT} は深度 50 m での孔内載荷試験による結果である ($\nu=0.5$)。空洞ひずみ $\epsilon_c = (\text{孔壁変位 } u) / (\text{初期孔半径 } r_0)$ である。なお、前報¹⁾ において孔内水平載荷試験での除荷・再載荷部の結果を従来の方法¹⁰⁾ で解釈すると不都合が生ずることを示したが、今回は図一(19) に示す方法で求めた。つまり、応力 $\sim \epsilon_c$ 曲線での持続的クリープか圧密の影響が大きい除荷直後の曲線部分を除いた部分に対する接線勾配から割線変形係数 [$G_{sec} = E_{sec} / 2(1 + \nu)$] を直接求めた¹¹⁾。この結果、除荷時の $E_{BHLT} = E_{sec}$ が 0.1% 以下のひずみレベルで桁違いに大きくなることはなく、他のデータとの整合性も良くなった。なお、今回原位置試験で $\nu=0.5$ を用いたのは、図一(10) に示したように $\nu=0.5$ に対する理論解が実測値に近いことによる。

平板載荷試験の結果 $E_{PLT(S)}$ と $E_{PLT(\delta)}$ は、ほぼ同一のひずみ依存性関係にプロットされている。これは、 BE の影響で $E_{PLT(\delta)}$ の値は実際よりも小さめになっているが、 $\epsilon_1 = \delta/D$ も実際のひずみよりも大きめになっているためである (図一(10) 参照)。測定地圧を用いた逆解析値 (■, ▲) の変形特性はやや大きく、これに対して鉛直応力に土被り圧を用いて $K=1$ とした逆解析値 (□, △) は若干小さめの値である。 $\sigma_v = \gamma H$ を用いた場合、 $K = \sigma_x / \sigma_v$ 、 σ_y / σ_v はいずれも 1~2 の値だとデータの整合性が良い。図一(18) を全体的に見ると、本堆積軟岩ではコアの物性を用いた非線形連続体解析手法が適用できることを示している。

図一(20) は、各変形係数を応力レベル (荷重係数) に応じて表示したものである。ここで、 q/q_{max} は三軸試験での偏差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) と圧縮強度 (図一(3) の比) を表わす。 q/q_{max} は安全率の逆数なので、このような整理をすれば設計変形係数と安全率の関係が明確になり、実務的に有効であると思われる。平板載荷試験は円盤の支持力問題と考えられる。内部摩擦角 ϕ がゼロの場合の Terzaghi の支持力¹²⁾ は $7.4c = 3.7q_{max}$ で与えられるので、平均圧力 $P_{PLT} / 3.7$ が q_{max} と比較すべき応力と考えられる。孔内水平載荷試験では図一(19) より、非排水条件の場合、a 点におけるひずみ増分 $\Delta \epsilon_c$ に対するせん断応力 τ_{BHLT} は AB 間の増分圧力 ΔP_{BHLT} に等しくなる¹³⁾。 $2 \times \tau_{BHLT}$ および逆解析値のせん断力 τ_{BA} も $E_{BA} \times \epsilon_{BA}$ として q_{max} に対応する応力レベル q とした。

この図より、原位置試験および現場挙動の応力レベル

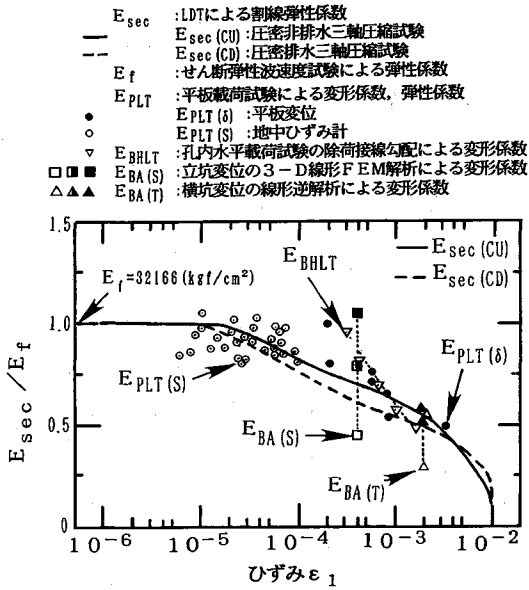


図-18 変形特性のひずみレベル依存性

がほぼ0.5より小さいことが分かる。また、この整理法でも図-18と同様な傾向が見られる。室内三軸試験では応力レベル0.1~0.9の広範囲において、変形係数の変化が小さい(区間線形関係に近い)。同様の傾向は他の原位置試験や逆解析値でも見られる(特に孔内水平載荷試験)。今回行った線形連続体解析の結果が実測値と比較的良好対応を示したのは、この泥岩の区間線形特性によるものと思われる。の応力レベルでの変形係数は[真の弾性変形係数]²⁾ E_f の1/2に近い。図-20からも全体的に見て、各々のデータの整合性はかなり良いといえる。より詳細には現場試験と現場挙動における排水条件の影響を考慮する必要がある。また、初期応力状態 K 値は1以上であることを示唆している。しかし、原地盤内の初期応力状態と物性の異方性のさらなる検討が必要である。これらは今後の課題としたい。

7. まとめ

泥岩内の深度50mの空洞の掘削概要を示し、地盤変位の数値解析および初期地圧測定および平板載荷試験などの原位置試験と室内試験による変形特性を総合的に比較検討した。得られた結論を以下に要約する。

(1) 掘削工事での地盤変位は、通常の一軸圧縮試験による $E_{50} \approx 3,000 \text{ kgf/cm}^2$ (290 MPa) を用いた事前の解析で予測された値の5分の1程度と、非常に小さい地盤変位しか生じなかった。このことは泥岩の剛性は従来考えられていたよりもはるかに大きいことを示している。特に、比較的大深度での横坑の経済的構築工法の可能性が確認できた(図-3, 図-4)。

(2) 地圧測定の結果からは、ほぼ東西方向の最大軸

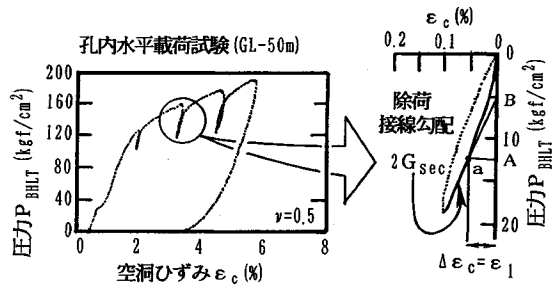


図-19 孔内水平載荷試験の結果の解釈

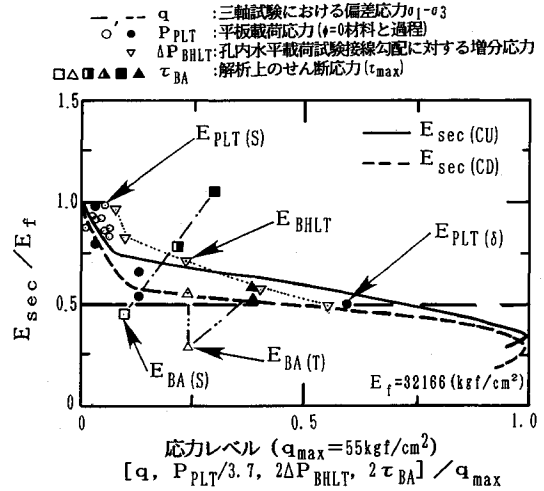


図-20 変形特性の応力レベル依存性

圧縮応力は最小応力の3倍近く(表-3)、水平面内で地圧の異方性を示した。また、横坑の変形の逆解析値も水平面内の地圧の異方性を示唆した(表-5)。

(3) 載荷板径の異なる(30cmと60cm)平板載荷試験を実施した(図-6)。載荷板の変位を読む方法では、偶発的なベディングエラーのため、変位が過大評価される可能性がある。また、必ずしも載荷板径の大きい方が良好な結果がでるとは限らなかった(図-7)。さらに、地中軸ひずみ分布を詳細に測定した結果、両者の差はなく連続体に近い測定結果が得られた(図-10)。

(4) 変形特性のひずみレベル依存性を比較すると、全体として室内三軸試験結果と原位置試験および現場逆解析値はよく整合した(図-18)。すなわち、当該軟岩地盤の挙動はコアの物性(非線形連続体)により評価できる。また、地盤の変形特性の逆解析値は初期地圧の設定値に強く支配される。全体として初期水平応力は、平均上載圧よりも大きいことを示唆する結果が得られた。すなわち、構造物の設計に際しては、地盤の変形特性とともに初期地圧状態を仮定ではなく正確に把握する必要があるが、その推定は簡単ではない。

(5) 応力に対する安全率を考慮する上で実務上有効

である応力レベルと変形特性の関係を比較したところ、(4)と同様の結果が得られた(図—20)。当堆積軟岩は、応力レベルの広範囲において変形特性が区間線形であることが確認できた。

(6) 今回行った実物大の規模で、また、従来の設計法に従う場合と比較すると相当軽い支保工を用いた試験掘削においても、地盤内に生じたひずみレベルは最大で0.2%程度であり、応力レベルはコア試料の最大強度に対して0.5以下であった。以上のことは、この種の地盤の設計問題において、応力の安全率2以上の状態で0.1%以下の微小ひずみレベルでの変形特性の正確な評価が重要であることを示している。その方法として、原位置せん断弾性波速度から求めた変形特性(E_f)を活用する方法が有効であることが分かった。

最後に、本研究にご協力頂きました東急建設(株)常田左門氏、成行惇氏、中村和之氏、西岡哲氏、応用地質(株)田中荘一氏始めコアラボの方々、韓国調達省金有性氏(元東京大学大学院生)には、末筆ながら感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 越智建三・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，土木学会，pp.143~152，1993.3.
- 2) 越智建三・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，土木学会，pp.133~142，1993.3.
- 3) 土木学会編：初期地圧測定法の現状と課題，1992.
- 4) 越智建三・壺内達也・龍岡文夫：堆積軟岩中の実験空洞の施工(その1)—施工概要と地圧測定—，土木学会第

- 48 回学術年次講演会，土木学会，1993.9.
- 5) 壺内達也・越智建三・龍岡文夫：堆積軟岩中の実験空洞の施工(その1)—変位計測と逆解析—，土木学会第48回学術年次講演会，土木学会，1993.9.
- 6) 越智建三・壺内達也：大深度地下開発フィールド実験—STUD プロジェクト—，地下空間利用シンポジウム1993，土木学会，1993.6.
- 7) 土木学会編：原位置岩盤の変形及びせん断試験の指針—解説と設計への応用—，土木学会，1983.
- 8) 金川 忠・日比野敏・石田 毅：オーバーコアリング法による3次元地圧測定法—埋設型8成分ゲージの開発—，電力中央研究所報告，研究報告：385033，(財)電力中央研究所，1986.
- 9) Ochi, K., Tsubouchi, T. and Tatsuoka, F. : Stiffness of sedimentary soft rock from in-situ and laboratory tests and from field behavior, International Symposium on Hard Soils-Soft Rocks, Athens, Sep. 1993.
- 10) 土木学会編：孔内載荷試験法の現状と課題，土木学会，1985.
- 11) Jardine, R.J. : Non-linear stiffness parameters from undrained pressuremeter tests, Canadian Geotechnical Journal, Vol.29, pp.436~447, 1992.
- 12) Terzaghi, K. : Theoretical soil mechanics, pp.120~133, 1943.
- 13) Parmer, A.C. : Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay - a simple interpretation of the pressuremeter test, Geotechnique, Vol.22, No.3, pp.451~457, Sep. 1972.
- 14) 飯田隆一・柴田 功・西岡 正・齊藤孝三：岩盤変形試験と内部ひずみ分布特性，土木学会第11回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.46~49，1978.
(1993.6.7 受付)

DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SEDIMENTARY SOFT ROCK EVALUATED BY FULL-SCALE EXCAVATION, FIELD AND LABORATORY INVESTIGATION AND LINEAR BACK-ANALYSIS

Kenzo OCHI, Tatsuya TSUBOUCHI and Fumio TATSUOKA

A deep vertical shaft down to 50 m and a relatively large-diameter tunnel were excavated in a sedimentary mudstone deposit for research purposes. The deformation characteristics of sedimentary soft rock was studied from field observations and their back-analysis taking into account the initial stress state estimated by the over-coring method. The Young's modulus from the field behavior was very similar to that obtained by various in-situ tests and the triaxial tests when the strain level-dependency of stiffness and shear stress-dependency of that evaluated by the triaxial compression tests are considered. Therefore, in this mudstone deposit, the effects of cracks, joints, faults and the confining pressure are insignificant.