

新第三紀常滑層地盤の変形特性

水野直也¹・仲村治朗¹・渡辺浩平²・斎藤一郎³・西尾伸也²

¹正会員 中部電力(株) 土木建築部(〒461-8680 愛知県名古屋市東区東新町1番地)

²正会員 清水建設(株) 技術研究所地下技術開発部(〒135-8530 東京都江東区越中島3丁目4-17)

³正会員 清水建設(株) 土木本部設計第二部(〒105-8007 東京都港区芝浦1丁目2-3)

新第三紀常滑層地盤は固結シルトと砂の互層からなっているため、掘削時の地盤の安定性と止水のため掘削に先立ち地中連続壁により山留を行なった。掘削に伴う地中連続壁および周辺地盤の変形挙動を評価するため、新第三紀常滑層地盤の変形特性を原位置および室内試験により把握した。本研究では、変形特性を評価する上で考慮すべき要因として、ひずみ依存性、拘束圧依存性、異方性、乱れの影響の4つを取り上げこれらについて検討を行った。この結果、固結シルトと砂の両層ともひずみ依存性、拘束圧依存性は見られたが、異方性、乱れの影響はほとんど見られなかった。

Key Words : in-ground LNG tank, Tokoname-layer, LDT, excavation, cross-hole method

1. はじめに

愛知県知多市南浜地区において図-1.1に示すように容量16万 kl のLNG地下タンクを建設している。本タンクが建設される地盤は、固結シルトと砂の互層から成る新第三紀常滑層である。掘削時の安定性を図るためおよび周辺地盤の地下水位低下を防止するため、掘削に先立ち地中連続壁を施工し山留と止水を行った。掘削に伴う地中連続壁および周辺地盤の変形挙動を評価するため、常滑層地盤の原位置および室内試験を行い変形特性を把握した。なお、本論文では地盤の変形特性に影響を及ぼす要因としてひずみ、拘束圧、異方性、サンプリングに伴う乱れの4つを取り上げ検討を行った。ひずみ依存性については、龍岡ら¹⁾、伊東ら²⁾によって指摘されているように地下タンク周辺地盤の変形は小さく、発生するひずみも小さくなることが予想されるため三軸圧縮試験における軸ひずみについては外部変位計による供試体両端における測定の外にLDT (Local Deformation Transducer)を用いてベディングエラーを含まない局所変位の測定を行った。この結果に基づいて、外部変位計により求められた変位と局所変位による変形係数の比較を行い、常滑層を対象とした場合のベディングエラーの影響について検討を行った。拘束圧依存性については、初期変形係数について検討を行った。異方性については、堆積環境の影響により、異方性の程度に差が見られるため、常滑層についても固結シルトと砂について検討を行った。

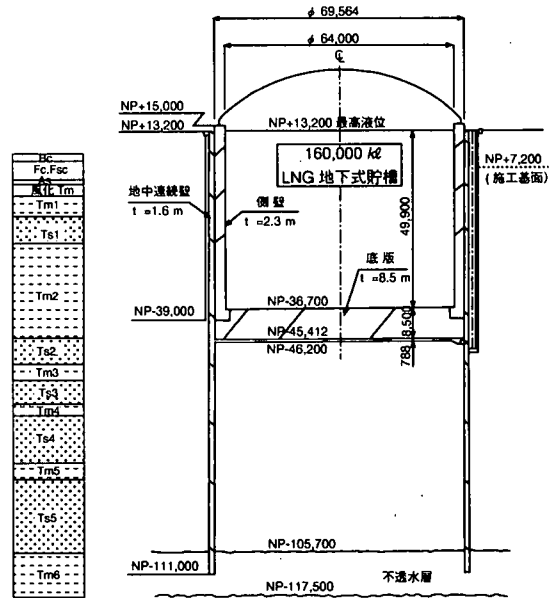


図-1.1 LNG地下タンク構造図

響により、異方性の程度に差が見られるため、常滑層についても固結シルトと砂について検討を行った。

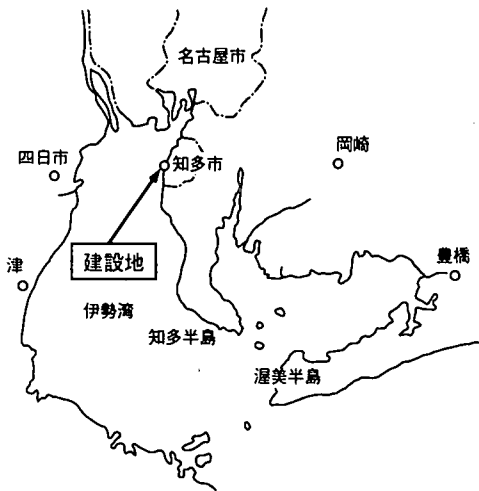


図-2.1 建設位置図

さらに、砂については、室内試験に用いるまでに、サンプリングや運搬によって試料が乱されることが予想されるため、原位置から室内に至るまでの各施工段階における乱れの度合を定量的に把握するため、ベンダーエレメントを用いた原位置でのクロスホール法および室内での三軸せん断波速度測定によるせん断波速度の比較³⁾により乱れについての検討を行った。また、事前調査としてボーリングコアを用いた室内繰返し三軸試験を行っており、今回行った静的な試験から求めた変形特性との対比も行った。

2. 地質概要

建設地は図-2.1に示すようである。当地は名古屋市東方から知多半島南端へと連なる隆起帯（猿投-知多上昇帯）のうち知多丘陵と呼ばれる丘陵地の西端の海浜埋立地に位置する。地質は主として新第三紀東海層群常滑層の固結シルトと砂とからなる堆積軟岩であり、火山灰層および亜炭層をはさむ常滑層は約600万年から200万年前の間に形成されたとされ、当地にはこの常滑層の最上部に位置する約300万年前の布土層上部層が分布する。地層は北東～南西方向の走向で分布しており、傾斜は5°以下で北西落ちである。図-2.2(a)には掘削法面を利用した地質観察結果、図-2.2(b)にはタンク中央部付近におけるボーリングによる地層構成を示した。Tm1、Tm2は固結シルト層、Ts1、Ts2は砂層である。地質観察結果より、Ts1、Tm2はすべて、Tm1、Ts2も半分程度観察できたが、Tm2と設定した固結シルト層の中には3割程度、砂の介在が見られた。

表-3.1 室内および原位置試験概要

要因	今回の試験	事前調査
拘束圧 ひずみ	LDTを用いた 三軸圧縮試験	繰返し 三軸試験
異方性	LDTを用いない 三軸圧縮試験	なし
乱れ	三軸せん断波速度測定 (ベンダー・エレメント、超音波) 原位置せん断波速度測定 (クロスホール法、ベンダー・エレメント)	PS 検層

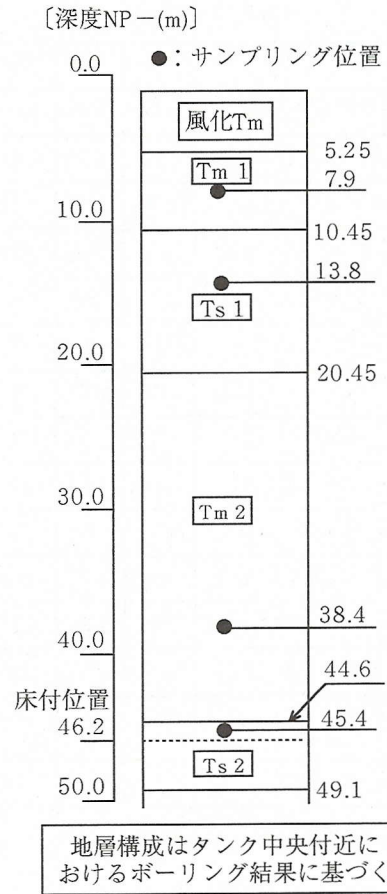
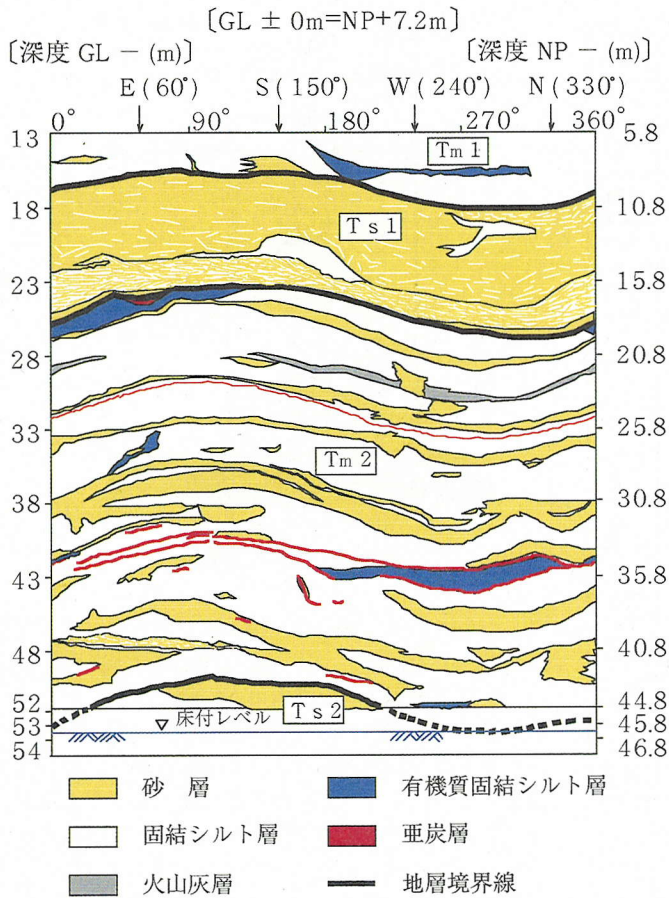
3. 試験概要およびブロックサンプリング

(1) 室内および原位置試験概要

本章では室内および原位置試験概要を示す。本論文では、常滑層堆積岩の変形特性に影響を及ぼす要因として、拘束圧、ひずみ、異方性および乱れを考える。各要因の検討に用いた室内および原位置試験の概要を、表-3.1に一覧表にして示した。なお、表-3.1では事前調査による試験と、今回実施した試験に分類した。拘束圧とひずみに関しては、事前調査では繰返し三軸試験を行っているが、今回はLDTを用いた三軸圧縮試験を行った。異方性についてはLDTを用いない三軸圧縮試験により検討を行った。乱れに関しては、事前調査ではPS検層を行っているが、今回はブロックサンプリングを行う掘削底面とブロックサンプルについて原位置せん断波速度測定を、また、室内において三軸圧縮試験に用いた供試体の三軸せん断波速度測定をベンダーエレメントと超音波により行った。

(2) ブロックサンプリング

室内試験に用いる試料は、図-2.2 (b) に示すように掘削に伴って現われる固結シルト (Tm1, Tm2)、砂 (Ts1, Ts2) の各層からブロックサンプリングによって採取した。写真-3.1には固結シルト (Tm2) のブロックサンプリングの状況を示した。また、写真-3.2にはせん断波速度測定中の砂 (Ts1) のブロックを示した。写真-3.2に示すように砂の自立性は良く容易にブロックに整形できた。せん断波速度測定後にブロックサンプリングを行い、サンプリングしたブロックは運搬中の振動などによる試料の乱れを抑えるために、ドライアイスで凍結して運搬した。



(a) 地質観察図

(b) ブロックサンプリング位置

図-2.2 地質観察図およびブロックサンプリング位置



写真-3.1 固結シルトのブロックサンプリング (Tm2)



写真-3.2 セン断波速度測定中の砂ブロック (Ts1)

表-4.1 物理試験結果

		Ts1	Ts2	Tm1	Tm2
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)		1.68	1.80	1.89	1.97
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)		1.55	1.58	1.44	1.53
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)		2.68	2.65	2.72	2.71
自然含水比 w_n (%)		8.3	13.6	31.7	28.5
間隙比 e		0.73	0.68	0.90	0.77
粒度特性	礫分 (%)	1	9	0	0
	粗砂分 (%)	46	56	1	0
	細砂分 (%)	47	29	21	1
	シルト分 (%)	5	6	57	43
	粘土分 (%)	1	0	21	56
	均等係数 U_c	4.0	3.3	45.0	—
	最大粒径 D_{max} (mm)	4.75	9.50	4.75	0.25
コンシステンシー	液性限界 w_L (%)	—	—	51.8	48.5
	塑性限界 w_p (%)	—	—	27.4	27.1
	塑性指数 I_p	—	—	24.4	21.4

4. ひずみおよび拘束圧依存性

(1) 基本的な物理・力学特性

表-4.1にはブロックサンプリングにより採取した砂 (Ts1, Ts2) と固結シルト (Tm1, Tm2) の物理試験結果を一覧表として示した。砂については粒度組成よりTs1に細砂が多く、Ts2に粗砂や礫が多いが細粒分 (粘土分+シルト分) は共に6%と非常に少なかった。また、均等係数 U_c は共に4以下と粒度分布が悪く、最大粒径 D_{max} は10mm以下と大きな礫は無いこと、間隙比が0.68~0.73と小さく密な砂であることが分かった。固結シルトについては粒度組成よりシルト分が多く、部分的に砂分を22%含むなどばらつきがある。固結シルトの一軸圧縮試験より一軸圧縮強度として2~3MPa、変形係数 E_{50} として450~550MPaの値が得られた。

(2) 三軸圧縮試験概要

図-4.1に三軸圧縮試験装置の概要を示した。測定は、荷重、変位検出器の出力を、データロガーで収録した。なお、今回の試験では、LDT(Local Deformation Transducer)と呼ばれる局所変位計を用い

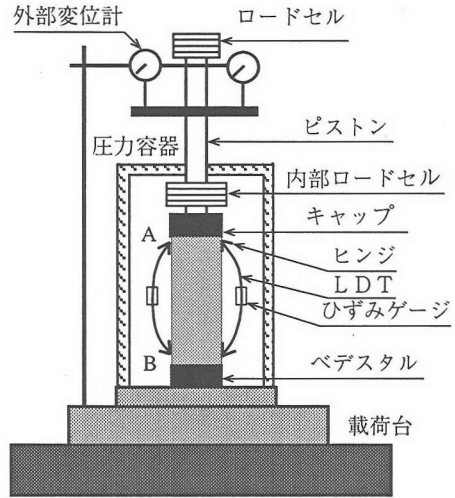


図-4.1 試験装置概要

た。LDTによる場合は、従来用いられていた外部変位計に比べ、ベディングエラー (供試体端面とキャップ、ペDESTALとのなじみの不完全さ、また、その間に設置される排水用紙や摩擦軽減用テフロンシート、供試体整形時に形成される端面近傍の緩み層の圧縮により生じる誤差) の影響のない微小ひずみから大ひずみまでの広い範囲における変形特性を求めることができる。LDTの長さ (L) は、供試体端面近傍の緩み層の影響を除くために供試体長10cmに対し $L=7$ cmとした。また、LDTにより測定する軸ひずみは、対角線上に設置した2つの測定値を平均して求めた。なお、今回はLDTを用いた場合は、比較のため外部変位計も用いて試験を行った。

試験は、まず、LDTを用いた単調載荷三軸圧縮試験 (Single Stage Test: SSTと呼ぶ) を行い、微小ひずみから大ひずみにいたる変形特性を1供試体につき1拘束圧の条件で検討を行った。つぎに、LDTを用いた多段階拘束圧三軸圧縮試験 (Multi Stage Test: MSTと呼ぶ) を行い、変形係数の拘束圧依存性について供試体の違いによるばらつきの影響を除くため1本の供試体で拘束圧を変えながら検討を行った。さらに、LDTを用いた繰返し載荷三軸圧縮試験 (Cyclic Stage Test: CSTと呼ぶ) を行い、せん断に伴う微小な繰返し (除荷・再載荷) により、変形の可逆性などの変形特性について検討を行った。また、LDTを用いない通常の三軸圧縮試験 (通常試験と呼ぶ) は主に強度特性を検討するために行い、変形特性については微小ひずみを除く範囲で検討を行った。なお、室内試験の名称および目的など試験の概要を表-4.2に一覧表にして示した。

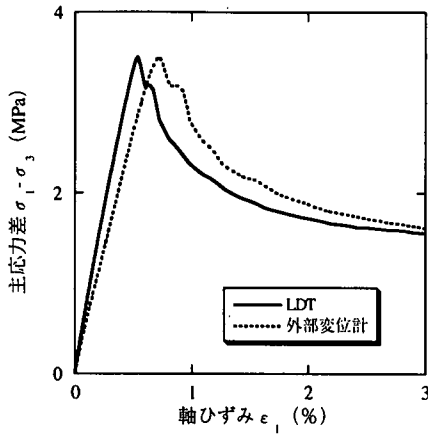


図-4.2 応力ひずみ関係 (Tm2, SST, $\sigma_3=0.5\text{MPa}$)

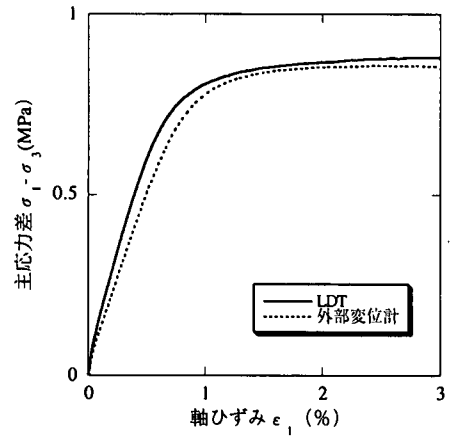


図-4.5 応力ひずみ関係 (Ts1, SST, $\sigma_3=0.2\text{MPa}$)

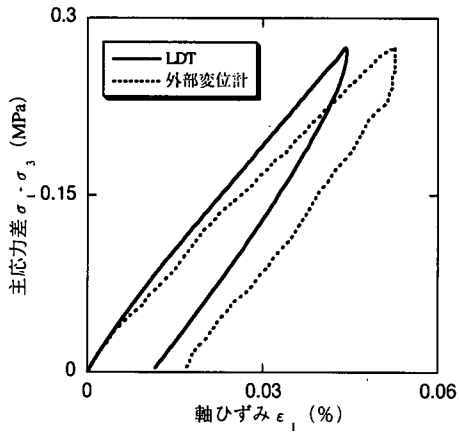


図-4.3 応力ひずみ関係 (Tm2, MST, $\sigma_3=0.5\text{MPa}$)

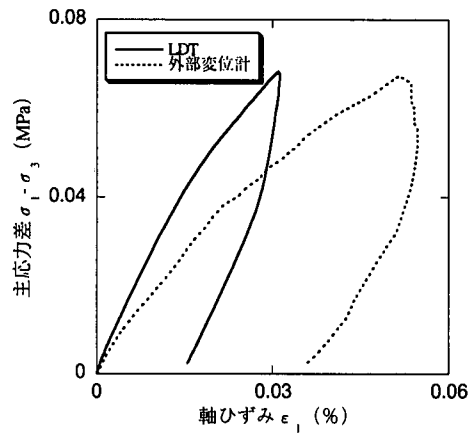


図-4.6 応力ひずみ関係 (Ts1, MST, $\sigma_3=0.2\text{MPa}$)

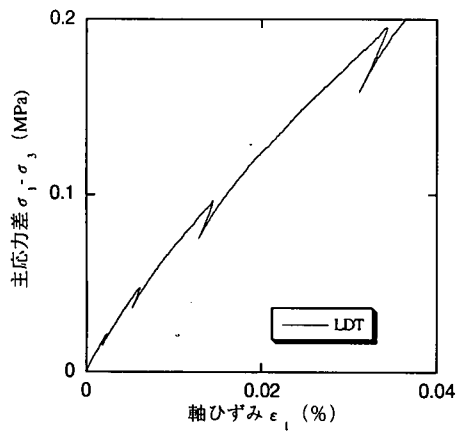


図-4.4 応力ひずみ関係 (Tm2, CST, $\sigma_3=0.5\text{MPa}$)

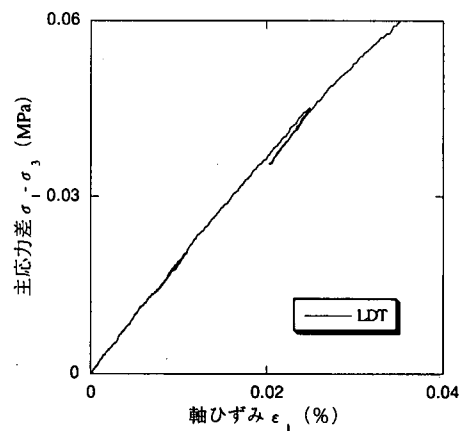


図-4.7 応力ひずみ関係 (Ts1, CST, $\sigma_3=0.2\text{MPa}$)

表-4.2 LDTを用いた三軸圧縮試験の名称および目的

試験名 (略称)	目的	概念図
単調載荷試験 (SST)	微小ひずみから大ひずみにいたる変形特性を1供試体につき1拘束圧の条件で検討する。	
多段階拘束圧試験 (MST)	変形係数の拘束圧依存性について供試体の違いによるばらつきの影響を除いた状態で検討する。	
繰返し載荷試験 (CST)	せん断に伴う微小な繰返し(除荷・再載荷)により変形の可逆性などの変形特性について検討する。	

(3) 固結シルトの三軸圧縮試験

固結シルトの三軸圧縮試験 (SST, MST, CST) を Tm2 について行った。三軸圧縮試験は等方圧密排水 (CD), 側圧 (σ_3) 一定, ひずみ速度一定 ($\dot{\epsilon}_1 = 0.005\%/min$) 条件で⁵⁾, バックプレッシャー 0.2 MPa を作用させて行った。なお, 側圧は排水条件下の試験であり全応力と有効応力が一致することと試験条件を表す用語であるため以下においては σ_3 と表示する。単調載荷試験 (SST) の内, 側圧 $\sigma_3 = 0.5$ MPa における応力ひずみ関係を図-4.2 に示した。これより, ほぼ線形に最大強度に達した後ひずみ軟化が見られた。初期ヤング率 ($\epsilon_1 = 1 \times 10^{-5}$ レベルにおける割線係数として定義し他の試験にも適用), 破壊ひずみは 1213MPa, 0.54% (LDT), 631MPa, 0.73% (外部変位計) と LDT の方がそれぞれ 1.92 倍, 0.74 倍となった。多段階拘束圧試験 (MST) は 1 供試体で側圧を $\sigma_3 = 0.1, 0.2, 0.5, 1.0$ MPa の 4 段階に変えて載荷・除荷を行った。なお, 除荷後つぎの段階の側圧に変える場合圧密を 1 日行った。また, 前段階のせん断の影響を極力少なくするように 1 段階の軸ひずみは 1×10^{-3} 以内とし, 最終側圧 ($\sigma_3 = 1.0$ MPa) では軸ひずみ 15% までせん断を行った。多段階拘束圧の内, 側圧 $\sigma_3 = 0.5$ MPa における結果を図-4.3 に示した。除荷により非可逆的な変形挙動が見られた。初期ヤング率, 除荷開始時のひずみは 804MPa, 0.044% (LDT), 693MPa, 0.053% (外部変位計) と LDT の方が 1.16 倍, 0.83 倍

となった。繰返し載荷試験 (CST) は側圧 $\sigma_3 = 0.5$ MPa において行い, LDT を用いた場合の微小ひずみ～小ひずみレベルにおける 4 回の繰返し載荷における応力ひずみ関係を図-4.4 に示した。これより 1 回目の繰返し載荷に対応する 0.003% 以下の微小ひずみレベルでは変形の可逆性 (弾性挙動) が見られたが 2 回目以降では見られなかった。これは越智ら⁶⁾ の上総層群泥岩 (相模原市) では 0.01% まで可逆性が見られたという結果に比べやや小さい値となった。なお, 初期ヤング率は 1016MPa (LDT), 625MPa (外部変位計) と LDT の方が 1.63 倍となった。

(4) 砂の三軸圧縮試験

砂の三軸圧縮試験 (SST, MST, CST) を Ts1 について, 等方圧密排水, 側圧一定, ひずみ速度一定 ($\dot{\epsilon}_1 = 0.01\%/min$) で, バックプレッシャー 0.2 MPa を作用させて行った。単調載荷試験 (SST) の内, 側圧 $\sigma_3 = 0.2$ MPa における結果を図-4.5 に示した。密な砂に特有のひずみ硬化を示しながら最大強度に達した後, 緩やかなひずみ軟化が見られた。

初期ヤング率は 265MPa (LDT), 146MPa (外部変位計) と LDT の方が 1.82 倍となった。多段階拘束圧試験 (MST) は, 固結シルトの場合と同じ方法で行った。なお, 除荷後つぎの段階の側圧に変える場合の圧密は, 体積変化の収束後直ちに行った。多段階拘束圧の内 $\sigma_3 = 0.2$ MPa における結果を図-4.6 に示した: 除荷により非可逆的な変形挙動を示し, 外部変位計による場合の方が残留ひずみは大きな値となった。初期ヤング率, 除荷開始時のひずみは 407MPa, 0.031% (LDT), 212MPa, 0.052% (外部変位計) と LDT の方が 1.92 倍, 0.60 倍となった。繰返し載荷試験 (CST) は側圧 $\sigma_3 = 0.2$ MPa において行い, LDT を用いた場合の微小ひずみ～小ひずみレベルにおける 2 回の繰返し載荷における応力ひずみ関係を図-4.7 に示した。これより 1 回目の繰返し載荷に対応する 0.01% 以下の微小ひずみレベルでは変形の可逆性が見られたが 2 回目以降では見られなかった。なお, 初期ヤング率は 199MPa (LDT), 113MPa (外部変位計) と LDT の方が 1.76 倍となった。

(5) 局所変位計を用いた変形係数の比較

LDT を用いた場合と外部変位計を用いた場合の変形係数の比較を行うため, 図-4.8 には初期ヤング率 E_0 について砂も含め各試験条件で得られた試験結果を示したが, LDT を用いた場合は外部変位計を用いた場合に比べ 1.2 ~ 2.0 倍大きな値となった。これはベディングエラー等によるものと考えられる。越智ら⁶⁾ の 3 現場 (静岡県, 相模原市, 横浜市) か

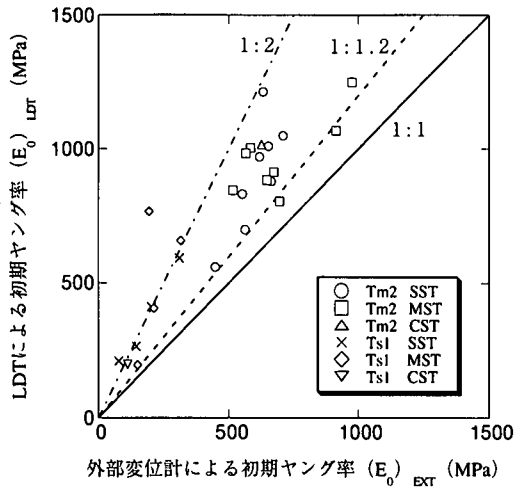


図-4.8 初期ヤング率 E_0 の比較 (LDT, 外部変位計)

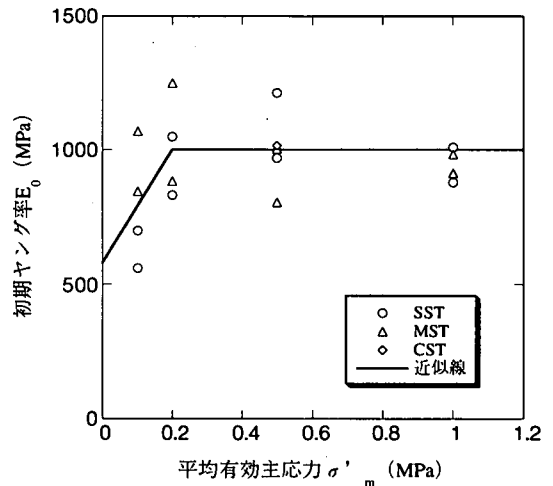


図-4.9 初期ヤング率の拘束圧依存性 (固結シルト)

ら採取した泥岩では両者の比は2.0~10.0倍であったという結果と比べると小さい値となった。これは今回の試験では供試体とキャップ、ペDESTALの間には排水用ろ紙は用いず摩擦軽減用テフロンシート1枚のみを使用したこと、採取地域の異なる試料であるため端面近傍の緩み層の影響度合いの違いなどが原因と考えられる。以下においては、LDTを用いた場合の結果について検討を行う。

(6) 初期ヤング率 E_0 の拘束圧依存性について

初期ヤング率 E_0 の拘束圧依存性について、LDTを用いた三軸圧縮試験結果に基づき検討を行った。試験結果を、拘束圧依存性に関するより一般的な関係式として表すため、側圧 σ_3 の代わりに平均有効主応力 $\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$ を用いて初期ヤング率 E_0 との関係として表わした。図-4.9、図-4.10には、固結シルト (Tm2)、砂 (Ts1) の試験結果を示した。掘削解析におけるモデル化を単純化するため図中に示すような折線による近似を行った。なお、近似線は最小自乗法により求め、固結シルトについては、式(1a)、式(1b)、砂については式(2)により定式化を行った。

$$E_0 = 580 + 2100 \cdot \sigma'_m \quad (0 \leq \sigma'_m \leq 0.2) \quad (1a)$$

$$E_0 = 1000 \quad (0.2 \leq \sigma'_m) \quad (1b)$$

$$E_0 = 244 + 480 \cdot \sigma'_m \quad (2)$$

なお、固結シルトの場合には土被り圧と考えられる $\sigma'_m = 0.2$ MPaを境にこれより拘束圧が小さい場合には初期ヤング率 E_0 の低下が見られるがこれより大きな拘束圧ではほぼ一定となった。これはサン

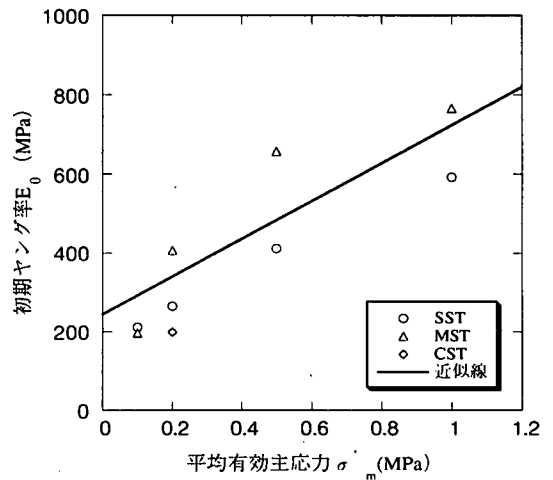


図-4.10 初期ヤング率の拘束圧依存性 (砂)

プリングによる土被り圧の解放により潜在的な亀裂が開いたためと考えられる。同様の結果が、上総層群泥岩 (相模原市) ^{6), 7)} について動弾性係数と初期ヤング率について示されている。

(7) ヤング率 E のひずみ依存性について

(剛性低下曲線)

ヤング率 E のひずみ依存性についてLDTを用いた単調載荷三軸圧縮試験結果に基づき検討を行った。試験結果は、初期ヤング率 E_0 で正規化した剛性低下率 E/E_0 と軸ひずみ ϵ_1 の関係として表わした。図-4.11、図-4.12には、それぞれ固結シルト (Tm2)、砂 (Ts1) の試験結果を、側圧が $\sigma_3 = 0.2, 0.5, 1.0$ MPaの場合について示した。図-4.11より固結

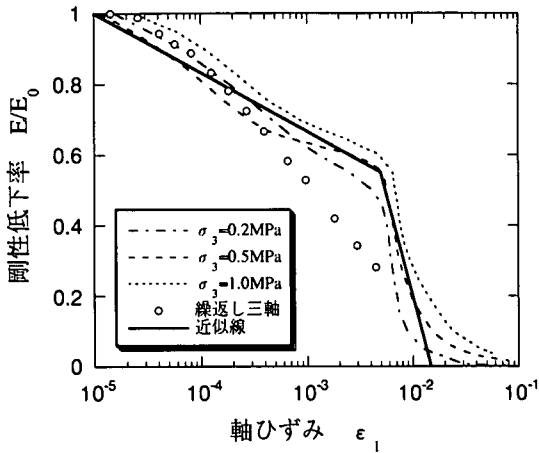


図-4.11 剛性低下曲線（固結シルト）

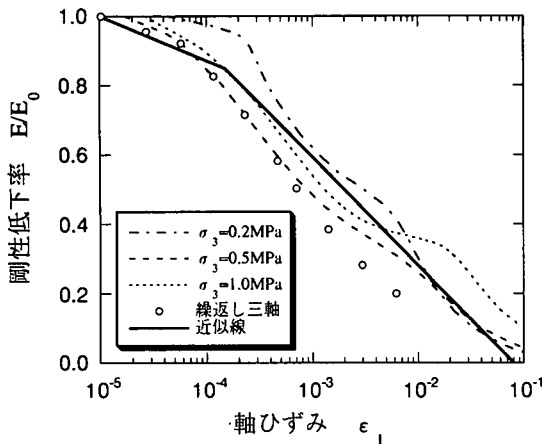


図-4.12 剛性低下曲線（砂）

シルトの場合には破壊ひずみの平均値 $\epsilon_1 = 5 \times 10^{-3}$ において平均 55% の剛性低下率に達するまではほぼ直線的に変化した後、ひずみ軟化に伴い直線的に急激な低下を示した。これは上総層群泥岩（相模原市）の剛性低下曲線⁶⁾と同じ傾向で、軸ひずみ $\epsilon_1 = 1 \times 10^{-3}$ における平均剛性低下率で比較すると上総層 56% に対し常滑層 67% と小さい低下率となった。一方、図-4.12 より砂の場合にはひずみ硬化から緩やかなひずみ軟化にいたる応力ひずみ関係であるため微小ひずみ $\epsilon_1 = 1.5 \times 10^{-4}$ において平均 85% の剛性低下率に達するまで緩やかな直線の変化の後、やや急な勾配の直線的な低下を示した。密な新潟砂の場合の剛性低下曲線⁸⁾と比較すると同じ傾向にあり、 $\epsilon_1 = 1 \times 10^{-3}$ における平均剛性低下率は新潟砂 38% に対し常滑層 59% と小さい低下率となった。剛性低下曲線についても掘削解析におけるモデル化を単純化するため図中に示すような折線による近似

を行った。なお、近似線は最小自乗法により求め、固結シルトについては、式(3a),式(3b),砂については式(4a),式(4b),により定式化を行った。

$1.0 \times 10^{-5} \geq \epsilon_1 \geq 5.0 \times 10^{-3}$ の時：

$$E/E_0 = 0.1665 - 0.1667 \cdot \log \epsilon_1 \quad (3a)$$

$5.0 \times 10^{-3} \geq \epsilon_1 \geq 1.5 \times 10^{-2}$ の時：

$$E/E_0 = -2.1024 - 1.1527 \cdot \log \epsilon_1 \quad (3b)$$

$1.0 \times 10^{-5} \geq \epsilon_1 \geq 1.5 \times 10^{-4}$ の時：

$$E/E_0 = 0.3625 - 0.1275 \cdot \log \epsilon_1 \quad (4a)$$

$1.5 \times 10^{-4} \geq \epsilon_1 \geq 8.0 \times 10^{-2}$ の時：

$$E/E_0 = -0.3419 - 0.3117 \cdot \log \epsilon_1 \quad (4b)$$

(8) 繰返し三軸試験との比較

図-4.11, 図-4.12 には、それぞれ固結シルト (Tm2) と砂 (Ts1) についてボーリングコアを用いて行った繰返し三軸試験から得られた剛性低下曲線 ($E/E_0 \sim \epsilon_1$) も示した。そして、剛性低下曲線について今回の LDT を用いた単調載荷三軸圧縮試験結果との比較を行った。繰返し三軸試験は、微小ひずみから中ひずみにおける変形特性を求めるもので地盤工学会基準 (JGS T 542-1995) に従って行った。なお、繰返し載荷は周波数 0.5 Hz の正弦波を、側圧 σ_3 は固結シルトでは 0.34 MPa, 砂では 0.17 MPa を、バックプレッシャーは 0.2 MPa を用いた。排水条件は繰返し載荷中は非排水、繰返し載荷終了後は排水により過剰間隙水圧を消散させた。繰返し三軸試験と単調載荷三軸圧縮試験から得られた剛性低下率を比較すると、両試料とも $\epsilon_1 = 5 \times 10^{-4}$ 程度までは良い対応を示したが、これよりひずみが大きくなると繰返し三軸試験の方が剛性の低下がやや大きくなり、その程度は、固結シルトの方が大きくなった。このように、剛性低下曲線については $\epsilon_1 = 5 \times 10^{-4}$ 程度まではどちらの試験結果を用いても大差は無いと考えられる。

5. 異方性の検討

新第三紀堆積軟岩の異方性については、三軸圧縮試験による検討結果では、船川層泥岩（秋田県南鹿半島）⁹⁾ で鉛直供試体と水平供試体の変形係数 E_{30} の比率は 0.45, 上総層群泥岩（相模原市）¹⁰⁾ では 1.1 ~ 1.2 など地域により異方性の度合に差がみられる。常滑層についても異方性について検討するため、鉛直供試体と水平供試体の三軸圧縮試験を行った。なお、水平面内については、砂層では原位置で掘削底面においてクロスホール法（6章参照）

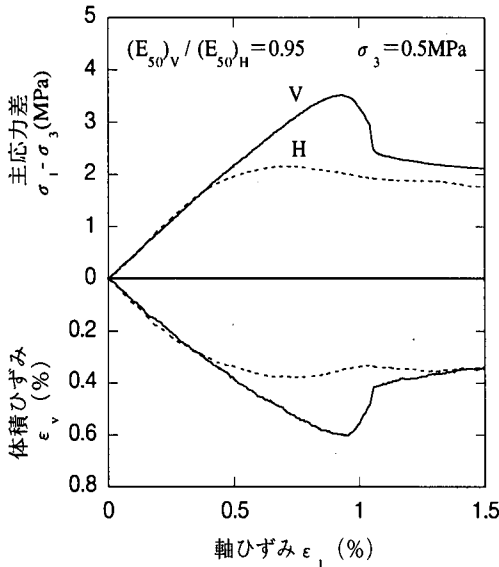


図-5.1 応力ひずみ関係 (固結シルト)

により地層の走向方向と傾斜方向についてせん断波速度測定を行ったがほとんど差が見られなかった。固結シルトでも一軸圧縮試験による鉛直供試体と水平面供試体(地層の走行方向と傾斜方向)の一軸圧縮強度、変形係数の比較から水平面内では強度、変形係数ともほとんど差が見られなかったことから水平面内については三軸圧縮試験による検討を省略した。三軸圧縮試験は、LDTを用いない通常の方法で行うとともに、有効土被り圧を考慮して、固結シルト(Tm2)は側圧 $\sigma_3 = 0.5 \text{ MPa}$ 、砂(Ts1)は側圧 $\sigma_3 = 0.2 \text{ MPa}$ について検討を行った。また、ひずみ速度は固結シルトについては $\dot{\epsilon}_1 = 0.005\% / \text{min}$ 、砂については $\dot{\epsilon}_1 = 0.01\% / \text{min}$ として、排水条件で、バックプレッシャーは 0.2 MPa を作用させた。図-5.1、図-5.2には、固結シルト、砂の主応力差～軸ひずみ～体積ひずみ関係を、それぞれ軸ひずみ1.5%、5.0%までについて、鉛直供試体の結果を実線で、水平供試体の結果を破線で示した。固結シルトについては、最大強度、残留強度とも鉛直供試体の方が大きな値となり、その比は1.63、1.58となった。また、最大強度の1/2における鉛直と水平供試体の割線変形係数 E_{50} の比率は0.95となり鉛直供試体の方がやや小さな値となった。このように固結シルトについては、強度特性に異方性が見られたが、変形特性については軸ひずみ $\epsilon_1 \leq 0.4\%$ の中ひずみレベルまでは顕著な異方性は見られなかった。砂については、最大強度は、鉛直、水平供試体ともほぼ等しい値となった。また、鉛直と水平供試体の割線変形係数 E_{50} の比率は1.25となり、鉛直供試体の方がやや大きな値となった。このように、砂について

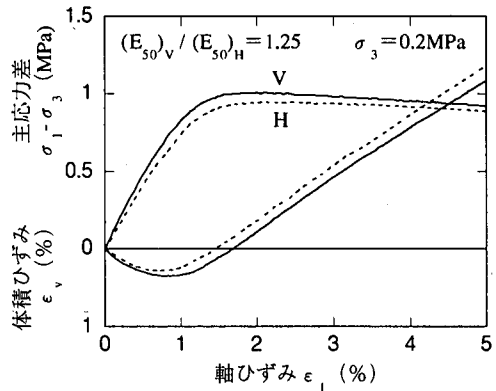


図-5.2 応力ひずみ関係 (砂)

表-6.1 原位置、室内における乱れの検討方法

概念図	
堀削時 (クロスホール法)	
ブロック 成形時 (ハンダ・エレメント)	
三軸試験時 (ハンダ・エレメント、 超音波)	

は、強度特性、変形特性とも顕著な異方性は見られなかった。以上より、常滑層の変形特性を評価する上で中ひずみレベルまでは異方性については特に考慮する必要はないと考えられる。

6. 乱れの検討

掘削底面から採取した砂試料 (Ts1 および Ts2) の乱れを評価することを目的に原位置および室内でせん断波速度を測定した。測定には圧電セラミック型ペンダーエレメントを用いた。このペンダーエレメントは片持ち梁状に固定され電圧の作用によりエレメント部が振動するとともに変位すると変位量に比例した電荷を生じるためせん断波の発振器、受振器

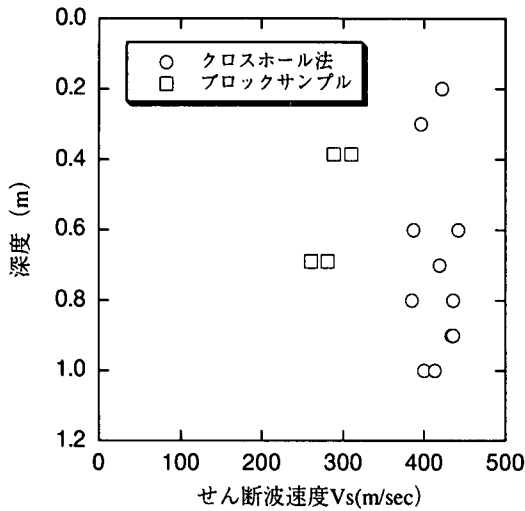


図-6.1 原位置で測定したせん断波速度 (Ts1)

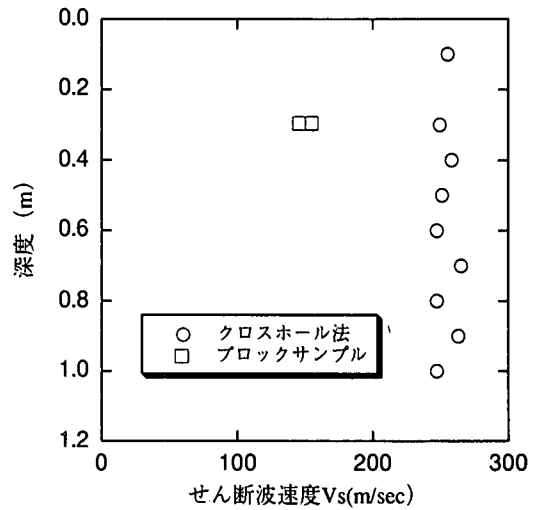


図-6.2 原位置で測定したせん断波速度 (Ts2)

のいずれにも使用できる。この方法は Shirley and Hampton¹¹⁾ によって地盤材料のせん断波速度測定に適用され、その後 Thomann and Hryciw¹²⁾ などにより多くの実験に用いられている。本研究では表-6.1に示すように原位置ではブロックサンプルを採取する位置でクロスホール法によるせん断波速度測定を実施し、併せてブロックサンプルのせん断波速度も測定した。室内では力学試験を行う三軸試験装置内で等方圧密中の供試体のせん断波速度を測定した。なお、ベンダーエレメントの試料への設置に際しては、挿入箇所ベンダーエレメントと同一の大きさの溝を作り、挿入に伴う試料の乱れを抑えた。また、室内ではベンダーエレメントによる方法の他に超音波を用いたせん断波速度の測定も行った。測定結果から試料の乱れについて考察する。

(1) 原位置せん断波速度

掘削底面のブロックサンプル採取位置においてクロスホール法³⁾により地盤のせん断波速度を測定した。発振孔と受振孔の間隔は1 mとし、同一深度のベンダーエレメント間を水平伝播するせん断波を計測した。また、発振孔と受振孔の間でサンプリング用のブロックを成形後、相対する鉛直面にベンダーエレメントを取り付けその間を水平伝播するせん断波の速度を計測した。クロスホール法で測定した地盤のせん断波速度とブロックサンプルのせん断波速度の測定結果を図-6.1 (Ts1層)、図-6.2 (Ts2層)に示す。地盤のせん断波速度は、測定を行った深度1 mまでの範囲では大きな変化は見られず、Ts1層：400 m/sec、Ts2層：250m/secの値が得られた。一方、

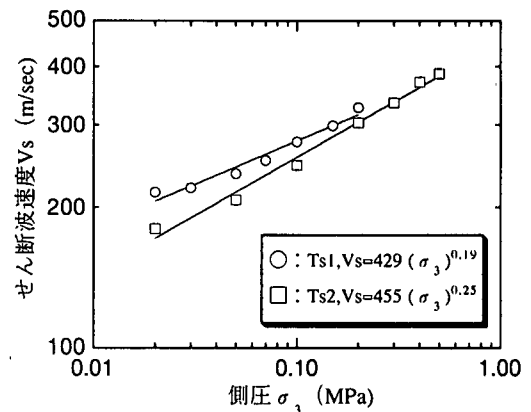


図-6.3 せん断波速度の拘束圧依存性 (ベンダーエレメント)

ブロックサンプルのせん断波速度は、Ts1層：300 m/sec、Ts2層：150m/secとなり、地盤のせん断波速度に比べ低下していることがわかる。これはブロック採取時に側方応力が解放されたためと考えられる。

(2) 室内せん断波速度

三軸試験装置のキャップとベダスタルにベンダーエレメントを取付け、ブロックサンプルから切り出した三軸試験用供試体について、側圧 $\sigma_3 = 0.02 \sim 0.5$ MPaの範囲で等方圧密を行うとともに、せん断波速度を測定した。また、ベンダーエレメントによる方法の他に、超音波を用いたせん断波の計測も行った¹³⁾。図-6.3には等方圧密試験中にベンダーエレメントにより測定したせん断波速度を示した。圧密中のせん断波速度と側圧の関係は両対数紙上で直

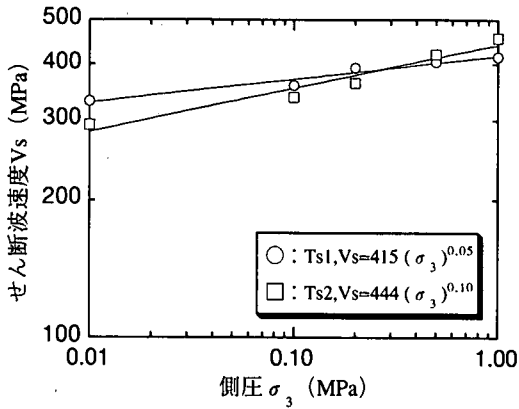


図-6.4 せん断波速度の拘束圧依存性 (超音波)

線で表わせる。ただし、直線の傾きは試料により異なり、Ts1層では0.19、Ts2層では0.25の値が得られた。固結した砂試料では、0.14~0.25の範囲の値が報告されており³⁾、Ts1層、Ts2層ともその範囲に含まれる。図-6.4は、等方圧密試験中に超音波により測定したせん断波速度を示したものである。直線の傾きはTs1層では0.05、Ts2層では0.10となりベンダーエレメントの測定結果(図-6.3)に比較すると小さな値となった。また、せん断波速度の値は側圧0.5MPa以下ではベンダーエレメントにより求めた値に比べ大きな値が得られた。この速度値の差異の原因として、発振するせん断波の周波数が、ベンダーエレメントで5~10kHz、超音波で約50kHzであり、波長が短く分解能が高い超音波(せん断波速度400m/secの場合、波長は8mm)は、供試体中の速度の速い経路を伝播できることやベンダーエレメント近傍の乱れの影響などが考えられる。

(3) 乱れについて

ブロックサンプリングに伴う砂試料の乱れについて検討するため、掘削前に行ったPS検層(ダウンホール法により受振点間隔は2.0m)で得られたせん断波速度と室内で測定したせん断波速度を比較して表-6.2に示した。なお、表中の室内せん断波速度は、試料採取深度における有効上載圧相当の側圧における値であり、原位置せん断波速度に対する比を括弧内に示してある。室内せん断波速度は、原位置での値に対して、ベンダーエレメントによる場合で80%、超音波による場合で90%の値が得られた。これは、図-2.2(a)の地質観察図に見られるように砂層が均一な層ではなく固結シルト層との互層になっており、PS検層で得られた原位置せん断波速度は固結シルトの影響を受け、砂層だけのせん断波速度

表-6.2 せん断波速度の比較

試験方法	せん断波速度 (Vs : m/sec)	
	Ts1 (側圧 0.2 MPa の時の値)	Ts2 (側圧 0.5 MPa の時の値)
原位置せん断波速度 測定 (PS 検層)	430 (1.0)	470 (1.0)
三軸せん断波速度測定 (ベンダーエレメント)	330 (0.77)	390 (0.83)
三軸せん断波速度測定 (超音波)	390 (0.91)	420 (0.89)

(括弧内は原位置せん断波速度に対する比率)

よりも大きな値として測定されたためと考えられる。したがって、ブロックサンプリングにより採取された砂試料について、顕著な乱れはないものと判断できる。

7. 結論

新第三紀常滑層地盤の変形特性を評価するため、考慮すべき要因として、ひずみ依存性、拘束圧依存性、異方性およびサンプリングに伴う乱れの影響の4つを取り上げ検討を行った。その結果、以下のような結論が得られた。

(1) 原位置におけるPS検層によるせん断波速度に対し、有効上載圧相当の側圧下における室内せん断波速度測定から求めたせん断波速度は80~90%となった。原位置における砂層が固結シルト層との互層になっていることなどを考慮すると、採取した試料について、顕著な乱れはないと判断できた。

(2) LDT(局所変位計)を用いた場合と外部変位計を用いた場合の初期ヤング係数 E_0 の比較により、LDTを用いた場合は外部変位計を用いた場合に比べ1.2~2.0倍大きな値となっている。これは、ベディングエラー等によるものと考えられる。

(3) LDTを用いた単調載荷三軸圧縮試験と繰返し三軸試験から得られた剛性低下曲線を比較したところ試験法の違いに関わらず、軸ひずみ $\epsilon_1 = 1 \times 10^{-5} \sim 5 \times 10^{-4}$ の範囲で両者は良い対応を示した。

(4) 固結シルトについては平均主応力 σ'_m が0.2MPa以下の範囲においては変形係数の拘束圧依存性が見られたが、それ以上では見られず一定値となった。なお、砂については、今回試験を行った応力範囲において拘束圧依存性が見られた。

(5) 水平供試体と鉛直供試体の三軸圧縮試験結果に基づき変形特性の異方性について検討を

行った。その結果、変形特性については中ひずみレベルまでは顕著な異方性は見られなかった。

(6) 変形特性については、弾性係数の拘束圧依存性とひずみ依存性のみを考慮することにより評価できる。

謝辞：今回の報告に当たり、計画、調査、試験、結果分析に当たって終始ご指導頂いた東京大学の龍岡文夫教授、東京工業大学の吉見吉昭名誉教授、知多エル・エヌ・ジー(株)の皆様方、土木工事を担当された清水・大林・鹿島・大成共同企業体の皆様方、並びに関係各位に対し深く感謝の意を表する次第です。

参考文献

- 1) 龍岡文夫, 木幡行宏: 土質試験(せん断試験) - 技術(この10年, これからの10年) -, 地質と調査 第3号, pp.7-17, 1993.
- 2) 伊東亮治, 渡辺浩平, 中野正文, 上野衛, 中下兼次: 土丹層円筒掘削における計測と解析の対比, 第9回岩の力学シンポジウム講演論文集, pp.593-598, 1994.
- 3) Nishio, S. and Katsura, Y.: Shear wave anisotropy in Edogawa Pleistocene deposit, *Pre-Failure Deformation of Geomaterials*, pp.169-174, 1994.
- 4) 佐藤剛司, 澁谷啓, 龍岡文夫ほか: 三軸および一軸供試体の微小ひずみでの変形係数の測定方法, 三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集, pp.173-180, 1991.
- 5) 吉中龍之進, 山辺正: 軟岩の変形特性について, 埼玉大学建設系研究報告, 第11巻, pp.65-85, 1981.
- 6) 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.
- 7) 龍岡文夫, 越智健三, 金有性, 木幡行宏: 堆積軟岩の非線形変形特性の調査・試験法, 土と基礎, 40-11(418), pp.7-12, 1992.
- 8) Tokimatsu, K. and Hosaka, Y.: Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.53-64, 1986.
- 9) 渡辺浩平, 川崎廣貴, 傳田篤, 中沢亨: 第三紀堆積泥岩の異方性に関する研究, 第24回土質工学研究発表会, pp.1079-1080, 1990.
- 10) 王林, 龍岡文夫, 越智健三, 壺内達也, 木幡行宏: 堆積軟岩の異方性の検討, 第27回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.236-pp.240, 1996.
- 11) Shirley, D.J. and Hampton, L.D.: Shear-wave measurement in laboratory sediments, *Journal of Acoustical Society of America*, Vol.63, No.2, pp.607-613, 1978.
- 12) Thomann, T.G. and Hryciw, R.D.: Laboratory measurement of small strain shear modulus under Ko conditions, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.13, No.2, pp.97-105, 1990.
- 13) 船戸明雄, 莊司泰敬, 大橋武一郎: 拘束圧下での岩石の超音波速度測定, 第7回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.211-216, 1987.

(1997.6.10受付)

DEFORMATION PROPERTIES OF NEOGENE SEDIMENTARY TOKONAME LAYER

Naoya MIZUNO, Jiro NAKAMURA, Kohei WATANABE, Ichiro SAITO
and Sinya NISHIO

For estimating the behavior of Tokoname layer consisting of alternating strata of siltstone and sand during the excavation of an in-ground LNG tank, deformation properties are investigated by laboratory tests of undisturbed samples obtained by block sampling method and in-situ tests. In a triaxial compression test, Local Deformation Transducer (LDT) is used to measure the axial strain without the effects of bedding error at the specimen ends. Shear wave measurement is undertaken to study the effects of disturbance by sampling. The study shows that strain amplitude and confining pressure are considered as important factors for evaluating deformation properties of Tokoname layer, whereas anisotropy and disturbance by sampling are not as significant.