

堆積軟岩の破壊前変形特性

2001 年 3 月

早 野 公 敏

概要

堆積軟岩は、土が岩になる過程にある半固結状の岩石である。洪積世の後半から新第三紀までの堆積岩を堆積軟岩と呼ぶことが多く、わが国に広く分布している。特に関東近辺には、堆積軟岩が広く厚く、比較的浅い深度に存在している。

堆積軟岩は、最近まで小規模構造物基礎の良好な支持地盤として考えられ、その変形特性が特に注目されることは少なかった。仮に注目された場合も、一軸圧縮試験や従来型の孔内水平載荷試験により求めた変形係数が設計に用いられることが多く、それ以上高度な方法により評価を行なうことは少なかった。

しかし、近年社会基盤サービスの拡大に伴い、堆積軟岩が長大橋梁やダムなど大規模構造物の基礎地盤として、また LNG タンクや地下鉄などの地下空間として対象となるケースが増えている。その場合は、一軸圧縮試験などによる従来の調査法により評価した変形係数による線形解析では精度が不十分であり、より詳細な破壊前変形特性の解明が必要とされている。

多くの施工事例は、実荷重に対する堆積軟岩地盤の変形は破壊に遠い小ひずみレベルでの変形であることを示している。その変形を正確に予測できれば、例えば基礎幅の縮小や地下連続壁の薄肉化など施工の採算性が向上する可能性がある。さらに立地条件の制約により生じる構造物の安定・不安定性や周辺環境への影響を評価できる。しかし、従来の室内試験方法には限界があり、また単純な線形等方弾性体を用いた解析手法にも限界がある。

本研究は、従来不明な点が多かった堆積軟岩の破壊前変形特性を、従来と比較して非常に精密な室内要素試験を行なうことによって明らかにしている。さらに弾性変形特性の応力状態誘導異方性と時間依存非線形非可逆変形特性を考慮した新たな構成則を適用し、その有効性を示している。

まず、試験方法について得られた重要な知見を示す。

- (1) 従来の慣用的な三軸クリープ試験は、軸ひずみを載荷軸やキャップの変位から求めているため、軸ひずみを過大評価している。供試体上下端面のゆるみ層やキャップ・ペDESTALとの不整合から生じるベディング・エラー(B.E.)は、荷重の増加とともに増加すると考えられていた。しかし、荷重が一定でも B.E.に時間効果があるため、その影響は無視できない。従って、クリープ

を含む時間依存性の変形特性を評価する目的には、単調載荷試験と同様に、供試体側面での局所的な変形測定は必要不可欠である。また従来の慣用的な実験方法で得られた堆積軟岩のクリープ試験結果は、再評価しなければならない。

- (2) 堆積軟岩の固有異方性や応力状態誘導異方性を評価するうえで、鉛直ひずみとともに水平ひずみを微小ひずみレベルから局所的に正確に測定できる角柱供試体を用いる三主応力制御試験装置は非常に有効である。特に一つの供試体から異なった直交方向の弾性変形特性が得られ、その異方性が検討できる利点がある。しかし、正確な三次元弾性変形特性を評価するためには、載荷板と供試体の間に摩擦軽減層を設けて過剰な摩擦力が生じないように実施する必要がある。

堆積軟岩は、小ひずみレベルから非線形変形特性を示す。従来の試験方法とその結果に対する慣用的な解釈は、堆積軟岩の変形特性を間違って評価する虞れがある。これについての知見を記す。

- (3) 接線ヤング率と同様に、接線ポアソン比も小さい応力レベルから非線形変形特性を示す。その評価にも、局所的に高精度なひずみを測定する必要がある。従来の慣用的な圧密排水三軸圧縮試験で間接的測定による接線ポアソン比 $(\nu_{vh})_{tan,ext}$ を評価し、これが一定となる部分を弾性変形領域あるいは弾性変形が卓越する領域と見なすことは不合理である。また大きな繰返し載荷を受ける堆積軟岩は、未固結の粒状体材料の非線形変形特性とは一見異なる挙動を示す。しかし、鉛直方向ヤング率 E_v の鉛直応力状態依存性と構造の損傷の影響を考慮すると合理的に説明できる。

非線形変形特性を示さないひずみレベルは 0.001% オーダーであった。この応力-ひずみ関係がほとんど可逆的な微小ひずみレベルにおいて、堆積軟岩の弾性変形特性の評価を行なった。重要な試験結果と知見を述べる。

- (4) 2箇所ブロックサンプリングした角柱供試体は、ヤング率について顕著な固有異方性を示さなかった。すなわち鉛直方向と水平方向のヤング率にあまり違いがない。これは、ひずみを載荷軸やキャップの変位から求めている慣用的な三軸圧縮試験によってしばしば得られる結果と異なる傾向である。
- (5) 三軸試験により、供試体の鉛直方向ヤング率 E_v の応力状態依存性を示した。その結果、等方応力状態および側圧一定の異方応力状態における E_v は、基

本的に鉛直応力 σ'_v に依存する。比較的によく用いられる平均主応力 $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ や $\sigma'_m = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$ では、 E_v の応力状態依存性を統一的に説明できない。

また、三主応力制御試験により、弾性変形特性の応力状態誘導異方性を示した。その結果は、ある方向 A に生じる直ひずみ増分 $d\epsilon_A$ から定義するヤング率 $E_A = \frac{d\sigma'_A}{d\epsilon_A}$ は、その方向に作用する直応力 σ'_A に基本的に依存すると考え、合理的に説明できる。垂弾性体としての特性を示し、 E_A は次式のように表される。

$$E_A = f(\sigma'_A) \quad (i)$$

一方でポアソン比は、拘束圧の変化によるバラツキが大きく、一般的な応力状態に対する統一的な見解は得られなかった。しかし、軸対称の側圧一定下 ($\sigma'_x = \sigma'_y$) では応力比 $\frac{\sigma'_z}{\sigma'_x}$ の増加とともに、ポアソン比 $\nu_{zy} (= -\frac{d\epsilon_y}{d\epsilon_z})$, $\nu_{zx} (= -\frac{d\epsilon_x}{d\epsilon_z})$ はやや増加傾向にあり、 $\nu_{yz} (= -\frac{d\epsilon_z}{d\epsilon_y})$ はやや減少傾向にある。

堆積軟岩の長期的沈下が、主に一次圧密に由来するものなのか、それとも粘性によるクリープ（二次圧縮）によるものなのかという議論がある。B.E.の影響等により堆積軟岩の標準圧密試験結果に信用性が少ないことも問題の解決を妨げている。通常は、粘性によるクリープ（二次圧縮）変形と見なされることが多い。クリープ変形は、一次クリープ・二次クリープと遷移して最終的にクリープ破壊に至る場合もある。したがってクリープ変形が十分に小さいことを予測しておくことは非常に意義がある。そこで、クリープ载荷を含む、ひずみ速度を途中で変速させた三軸試験を実施して、時間依存非線形変形特性の検討を行った。次に重要な点をまとめる。

- (6) 軸差応力—軸ひずみ関係は、ひずみ速度の影響を受ける。過去のひずみ速度の履歴に関わらず、それぞれの現在の非可逆ひずみ速度に固有の軸差応力—軸ひずみ曲線を辿る Isotach 特性が生じている。

排水クリープひずみは、クリープ载荷開始時の非可逆ひずみ速度の影響を受ける。この非可逆ひずみ速度が小さいほうが、クリープひずみは小さい。ゆえに応力レベルが大きくても、クリープ载荷開始時の非可逆ひずみ速度が十分に小さければ、クリープひずみ量は低応力レベルのクリープより小さく

なることもある。このような現象は、排水クリープが Isotach 特性を示すと考えると合理的に説明できる。

また最初の載荷過程におけるクリープひずみより、同じ応力レベルであれば除荷後に行なった二回目の載荷過程におけるクリープひずみのほうが小さい。また除荷過程の排水クリープでは、応力レベルがある程度小さくなると負のクリープひずみ, “Creep Recovery”を生じる。

(3)～(6)に述べた性質を考慮しないと、実際の施工段階・施工速度に応じた堆積軟岩の小ひずみレベルの変形を正確に予測できない。そこで、重弾性体と応力一非可逆ひずみ関係の Isotach 特性に立脚した新しい構成則の適用を試みた。検討対象は、三軸試験条件における側圧一定下の軸差応力一軸ひずみの一次元関係である。その結果、得られた知見を示す。

(7) (ii)式のように、軸差応力 q を非可逆軸ひずみ ϵ_v^{ir} と非可逆ひずみ軸速度 $\dot{\epsilon}_v^{ir}$ の

関数として表現すると、クリープ後に一定の軸ひずみ速度で載荷を再開した直後やひずみ速度を急変した後の軸差応力一軸ひずみ関係がよく表現される。したがって、接線ヤング率の変化もよく表される。

$$q = q(\epsilon_v^{ir}, \dot{\epsilon}_v^{ir}) \quad (ii)$$

一方で、軸差応力 q を全軸ひずみ ϵ_v^t と全軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_v^t$ の関数とすると、ひずみ速度の急変時に軸差応力一軸ひずみ関係が不連続になり適切なシミュレーションができない。

さらに、(ii)式は、クリープ載荷開始時のひずみ速度の影響を考慮したクリープひずみの時刻歴をもシミュレーションできる。これは従来の一般的な対数クリープ則ではシミュレーションできない。また(ii)式において、非可逆ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_v^{ir}$ が 0 のときの軸差応力一軸ひずみ関係を下限値の応力一ひずみ関係と定義すると、除荷過程における Creep Recovery を含む時間依存非線形特性をよく表現できる。

以上述べたような堆積軟岩の破壊前変形特性について多くの重要な事実を明らかにした。これらの知見は、今後の堆積軟岩に関係した大型構造物基礎設計・

施工や地下空間利用の実務におけるより合理的な設計に貢献できるものと考えられる。

目次

第一章 研究の背景と目的	1
1.1 はじめに.....	2
1.2 なぜ破壊前変形特性が重要か？.....	3
1.3 堆積軟岩の基本的変形・強度特性に関する既往の研究.....	5
1.3.1 室内力学試験の有効性.....	5
1.3.2 変形・強度特性を把握する要因に関する既往の研究.....	8
1.3.3 変形・強度特性をモデル化する方法に関する既往の研究.....	17
1.3.4 まとめ.....	23
1.4 研究の目的.....	24
 第二章 試験材料と試験装置	 42
2.1 はじめに.....	43
2.2 試験材料.....	44
2.2.1 相模原堆積軟岩.....	45
2.2.2 東京湾口海底堆積軟岩.....	46
2.2.3 赤羽橋堆積軟岩.....	48
2.3 試験装置.....	49
2.3.1 中圧三軸試験装置.....	50
2.3.2 三主応力試験装置.....	56
2.3.3 高精度局所変形測定システム.....	61
2.4 まとめ.....	63
 第三章 室内試験計画と試験方法	 88
3.1 はじめに.....	89
3.2 室内試験計画.....	91
3.2.1 中圧三軸試験計画概要.....	92
3.2.2 三主応力制御試験計画概要.....	95
3.3 試験方法.....	97
3.3.1 中圧三軸試験方法.....	98
3.3.2 三主応力制御試験方法.....	101
3.3.3 試験方法に関する検討.....	103

3.4	まとめ	112
第四章	三軸試験による微小ひずみ領域における弾性変形特性	148
4.1	はじめに	149
4.2	弾性領域についての考察	149
4.3	鉛直方向ヤング率 E_v の応力状態依存性	152
4.3.1	鉛直微小振幅繰返し载荷による鉛直方向ヤング率 E_v の評価 方法	152
4.3.2	多段階拘束微小振幅繰返し载荷試験による鉛直方向ヤング率 E_v の拘束圧依存性	155
4.3.3	側圧一定大振幅繰返し载荷試験による鉛直方向ヤング率 E_v の応力状態・履歴依存性	158
4.4	まとめ	163
第五章	三主応力制御試験による弾性変形特性	194
5.1	はじめに	195
5.2	三主応力制御試験による弾性変形特性の異方性	196
5.2.1	鉛直・水平微小振幅繰返し载荷による弾性変形特性の評価 方法	196
5.2.2	圧縮単調载荷試験による弾性変形特性の応力状態誘導異方 性と固有異方性	200
5.2.3	多段階拘束微小振幅繰返し载荷試験による弾性変形特性の 拘束圧依存性	204
5.2.4	側圧一定大振幅繰返し载荷試験による弾性変形特性の応力 状態誘導異方性	207
5.3	まとめ	211
第六章	ひずみ速度一定試験による非線形変形特性	235
6.1	はじめに	236
6.2	単調载荷試験による非線形変形特性	236
6.2.1	三軸圧縮試験による非線形変形特性	236
6.2.2	三主応力制御試験による非線形変形特性	240
6.3	大振幅繰返し载荷が非線形変形特性に及ぼす影響	241
6.4	まとめ	244

第七章 時間依存非線形変形特性	268
7.1 はじめに.....	269
7.2 ひずみ速度急変単調载荷およびクリープ試験による時間依存非 線形変形特性.....	270
7.2.1 ひずみ速度が軸差応力一軸ひずみ関係に及ぼす影響.....	270
7.2.2 ひずみ速度がクリープ特性に及ぼす影響.....	271
7.2.3 大振幅繰返し载荷が時間依存非線形特性に及ぼす影響.....	274
7.3 まとめ.....	276
第八章 時間依存非線形変形特性の構成則(一次元モデル)の適用	289
8.1 はじめに.....	290
8.2 Isotach モデルとその適用.....	290
8.2.1 Isotach モデルについて.....	290
8.2.2 Isotach モデルの試験結果への適用.....	297
8.3 Modified Isotach モデルとその適用.....	301
8.3.1 Modified Isotach モデル.....	301
8.3.2 Modified Isotach モデルの試験結果への適用.....	305
8.4 まとめ.....	306
第九章 結論	343
9.1 結論.....	344
9.2 今後の課題.....	347
参考文献.....	348
謝辞.....	359

第一章 研究の背景と目的

1.1 はじめに

堆積軟岩は土が岩になる過程にある半固結状の岩石である。洪積世の後半から新第三紀までの堆積岩を堆積軟岩と呼ぶことが多い。堆積岩は圧密や凝結などによる作用により固結した岩である。図 1.1.1 に示すのは、土・軟岩（白抜き部）と硬岩（斜線部）（それぞれ堆積軟岩、風化軟岩に分布にほぼ対応）（土木学会,1992）の分布である。わが国に広く存在することがわかる。平野部において地下深部は堆積軟岩である場合が多い。特に関東近辺には、堆積軟岩が広く厚く、比較的浅い深度に存在している。

ヨーロッパではしばしば”Hard rock”に対し、”Weak rock”と呼ばれる。堆積軟岩の物性には、硬岩(Hard rock)の物性とは顕著に異なる面がある。表 1.1.1 は、小島(1979)による固結に伴う地盤・岩盤の地質要素の変化を示したものである。硬岩の工学的性質が断層や層理等の不連続性に強く支配されるのに対し、堆積軟岩では地盤の連続性がよく、岩質そのものの性質が強くあらわれる。

逆に土(Soil)と堆積軟岩の境界はあいまいである。日本では構造が発達した硬質土(Hard soils)との違いを示すのに、しばしば一軸圧縮強度 q_u が用いられ、 $q_u=2,3\sim 200\text{kgf/cm}^2$ を示す土を堆積軟岩として扱う。しかし q_u による区分はあまり本質的でない。ヨーロッパでも”Hard soils”と”Weak rock”の違いは明確ではない。

関東では岩ではないが硬質粘土(Stiff clay)として扱うには硬すぎるものとして、堆積軟岩はしばしば”土丹”と呼ばれる。最近まで”土丹”は小規模構造物基礎の良好な支持地盤として考えられ、変形特性が特に注目されることは少なかった。仮に注目された場合も、一軸圧縮試験による変形係数 E_{50} でその変形特性が評価されることが多く、それ以上の評価を行うことは少なかった。

しかし、近年社会基盤サービスの拡大に伴い、堆積軟岩が中・大規模構造物の支持地盤となり、その変形の正確な予測が重要な問題となるケースが増えている。その場合では一軸圧縮試験の変形係数 E_{50} による評価では不十分であり、より詳細な破壊前変形特性が必要とされている。

以下では堆積軟岩の破壊前変形特性が注目される背景を述べ、次に既往の研究を通して明らかになっている部分と未解明な部分を考察する。最後に本研究の目的を述べる。

1.2 なぜ破壊前変形特性が重要か？

表 1.2.1.に、近年の堆積軟岩を支持地盤とした大規模構造物の施工例をあげる (Tatsuoka et al. 2000b を若干修正)。表にはプロジェクト名のほかに、地盤条件、試料のサンプリング方法、実施された室内試験・原位置試験を併記した。堆積軟岩地盤は、長大橋梁やダムなどの大型構造物の基礎地盤としての役割のほかに、エネルギー施設や交通施設の大深度地下空間として有効利用が期待されている。

表 1.2.1 に示した事例のなかで、いくつかのプロジェクトは詳細なケースヒストリー(施工事例)が報告されている。図 1.2.1～図 1.2.4 にケースヒストリーの一部を引用する。図 1.2.1 は明石海峡大橋(本州四国連絡橋公団, Tatsuoka and Kohata, 1995, Tatsuoka et al., 1999b)、図 1.2.2 はレインボーブリッジ(和泉ら, 1993)、図 1.2.3 は根岸 LNG タンク(後藤・高橋, 1993)、図 1.2.4 は小谷ダム(Yamaguchi et al., 1999)、における地層構成や接地圧・変形量の記録である。

図 1.2.3 の根岸 LNG タンクの事例を除いて、各構造物の施工終了時の平均接地圧を見ると、神戸層上に位置する明石海峡大橋 3P で約 10kgf/cm^2 、レインボーブリッジで約 5kgf/cm^2 、小谷ダム(最大高さ:73.5m)で約 12kgf/cm^2 程度であり、大きくても 10 数 kgf/cm^2 程度と言える。これに対し原位置上載圧(σ'_v)_{in-situ} で等方圧密した三軸圧縮試験による最大軸差応力 q_{\max} は通常もっと大きい値である。

図 1.2.3 の根岸 LNG タンクでは掘削終了時点でも、掘削で除去した土かぶり圧と軟岩の一軸圧縮強度の比(地山強度比)はあまり大きくない(後藤・高橋, 1993)。

つまり各プロジェクトでは支持地盤である堆積軟岩が、破壊に遠い応力レベルで変形している。したがって生じるひずみレベルはあまり大きくない。例えば明石海峡大橋の 3P 基礎地盤では水中コンクリート打設時で、最大で 0.2～0.3%程度である(図 1.2.1(c))。しかし小ひずみレベルでも完成後は、阪神淡路大震災が生じるまでに 5mm 程度の継続的な沈下が計測されている(図 1.2.2(b))。

このような堆積軟岩の地盤小ひずみレベルの変形を、なるべく誤差を少なく正確に予測できる手法が求められている。その理由は主に次の三つである。

i) 新設構造物の経済性

明石海峡大橋の 2P、3P の基礎の直径幅は約 80m にもなる。このような長大橋梁の基礎工事は全体の施工費のなかでも占める割合は比較的大きい。不適切な基礎幅であれば、例えばアンカレッジのケーブル定着点に大きな移動量が生じ、吊橋全体の安定性が損なわれる(地盤工学会, 2000c)。このような場合、事前の地盤変位の予測値と動態観測による実測値を比較し、有害な変形が発生していないことを確認することは非常に重要である。地盤変位の予測手法を確立し、荷重—沈下関係が正確に予測できれば、適切な幅の基礎を設計でき、全体の経済性を向上させることができる可能性がある。LNG タンクでは大深度連続地中壁の薄肉化、あるいは低強度化によりコストダウンに取り組める。

ii) エネルギー関連構造物の供用性

LNG タンクやダム等のエネルギー関連構造物の立地条件は構造物の安定性が厳しく要求されることから、本来ならば不連続性の少ない硬岩等が対象として望ましい。しかし、近年立地条件の制約からやむを得ず、軟岩地盤を対象にすることが増えている。例えばフィルダムの基礎に過大な変形が生じると、監査廊の構造的安定性を脅かすだけでなく、堤体および基礎の遮水機能に支障をきたす可能性がある(建設省土木研究所, 2000)。供用が可能となるためには地盤の変形特性を正確に把握して予測した変形量が許容範囲になることを確認しておく必要がある。

iii) 近接施工による周辺環境への影響評価

東京都の地下鉄都営 12 号線赤羽橋駅の開削工事においては、上総層群の堆積軟岩と砂層の互層地盤が対象となった。都市部の過密地域における建設工事では、周辺の既存構造物に影響を与えないことがしばしば要求される。そのためには掘削等に伴う地盤の変形を事前に正確に予測し、過大に生じさせない対策を施すことが重要である。

前述のように堆積軟岩を支持地盤としたときに生じるひずみレベルは比較的小さい。従って、一軸圧縮試験による変形係数 E_{50} による線形弾性変形の計算では正確に予測できない。

例えば図 1.2.3(b)に示すように、根岸 LNG タンクの側壁の変位量では E_{50} を用いた解析値は実測値よりも過大である。これに対して微小ひずみレベルの変形係数を用いた解析値は実測値と良い相関にある。ただし、次節で検討するよ

うにこの方法にも不十分な点がある。応力－ひずみ関係の時間依存性は考慮していないので長期的な変形の予測には不十分である。また接地圧による地盤内の応力状態の変化は地盤内の剛性にも影響を及ぼしていると考えられ、これらの影響が顕著である砂質軟岩や風化軟岩では、剛性の応力状態依存性の影響に対する十分な検討が必要であろう。

つまり、重要な点は基礎の接地圧－変形量関係(図 1.2.2(c)や図 1.2.4(c))や変形量の経時変化(図 1.1.2(b))を正確に予測できる一般的な手法を確立する必要がある。そのためには、前に述べた破壊前変形特性におけるひずみレベルや時間依存性、応力状態依存性などの要因を詳細に明らかにする必要がある。そして、さらに境界値問題の解析に適用できるような表現方法(応力・ひずみ・時間関係の構成式)を確立しなければならない。

1.3 堆積軟岩の基本的変形・強度特性に関する 既往の研究

破壊前変形特性に力点をおいて堆積軟岩の基本的特性に関する既往の研究を表 1.3.1 の順序で述べる。しかし、主に本研究の主旨であるマクロな破壊前変形特性に関連するものに限定したので、

- ・マイクロクラックなどミクロ的なアプローチからの研究
 - ・ひずみの局所化を含む破壊後の変形特性に関する研究
 - ・スレーキングを含む乾湿繰返し・温度環境の影響に関する研究
- などについてはほとんど述べていないことをあらかじめ断っておく。

1.3.1 室内力学試験の有効性

(a) 不連続性の影響

一般に堆積軟岩は重力に従って沈着・定着するので、形成時には地層全体の広がりほぼ水平であり、かつ連続的であると考えられている(たとえば土質工学会, 1987)。軟弱地盤や段丘、各地の火山灰層(関東ローム層)は形成後、激しい構造運動を十分な時間で経験していないので、水平に連続的な成層として取り

扱える。これは土質力学の伝統的な手法である。地盤の連続性が高ければ、堆積軟岩地盤に対しても同様な土質力学的手法を援用できる。

硬岩では、不連続性が大きな問題となる。佐藤ら(1997)は硬岩のブロック供試体を対象に差動変圧器を微小なひずみ測定に用いた繰返し圧縮試験、共振法、超音波法試験を実施し、各種試験法より換算した波動伝播速度 V_p の比較を実施した。図 1.3.1 は、岩盤ブロックの各種試験法による換算した波動伝播速度とひずみ速度の関係である。各種試験法による波動伝播速度 V_p を比較すると、割れ目が多い供試体 E はその差が小さいが、供試体 E,D,C,B の順に割れ目が少ないほど差が大きい。しかし割れ目がさらに少ない供試体 A では差は小さくなり、岩石コアでは動的圧縮試験と共振法による違いはほとんどない(共振法と超音波法の違いはコアの微小な割れ目に起因すると述べている)。つまり、試験法による換算した波動伝播速度(すなわち異なった方法で算定された剛性)の違いは割れ目の量に影響されることを示した。

図 1.3.2 は、龍岡ら(1997)による各種堆積軟岩地盤とセメント改良土地盤における原位置弾性せん断波速度 V_s から求めたせん断剛性率 $G_f(=\rho V_s^2)$ と、 V_s の測定と同深度で採取したコア試料を原位置上載圧 $(\sigma'_v)_{in-situ}$ で等方圧密した精密な三軸試験から求めた初期微小ひずみレベルでのせん断剛性率 $G_0(=E_0/2(1+\nu))$ との比較である。図をみるとブロックサンプリング(BS)で得られた試料の G_0 と G_f は全体的に見て一致している。ゆえに堆積軟岩では同一の条件で比較すれば、原位置で測定した動的弾性変形係数と高品質試料を対象とした室内三軸試験による静的弾性変形係数は基本的に一致することを示している。

以上より、龍岡ら(1997)の研究を佐藤ら(1997)の研究成果に参照して検討してみれば、対象とした堆積軟岩地盤では不連続性の影響は少なく室内試験からでもマスとしての地盤の変形特性を把握することは十分可能であることが分かる。最近では弾性変形特性による不連続性の検討とは別に、x 線などを用いて堆積軟岩の不連続性や試料の乱れを定量的に評価しようとする研究(三上ら, 2000)もあり、今後より精度の高い不連続性の評価が期待される。

(b) 試料のサンプリング方法の影響

試料の品質は、室内力学試験の試験結果に重要な影響を与える。特に大型構造物や重要構造物の最終設計では、「実荷重による地盤の変形や構造物の変位の精密な推定」をするために乱れがなるべく小さい試料が必要である。軟弱粘性土の場合は、固定ピストン薄肉チューブサンプリング法や大口径サンプリング

法により、砂質土の場合は原位置凍結サンプリング法により高品質の試料のサンプリングが得られる段階にきている(Tatsuoka et al., 1999a)。一方で堆積軟岩地盤からの試料の採取は、通常 Triple tube, Core pack などのロータリーコアチューブサンプリング(RCTS)により行われる(地盤工学会, 2000a)。

図 1.3.3 は、小高ら(1998)が、堆積泥岩(上総層群)で RCTS とブロックサンプリング(BS)と直接コアリング(DC)で採取した試料の精密三軸圧縮試験により得られた接線ヤング率 E_{tan} —軸差応力 q 関係をまとめたものである。試料の乱れが大きくなるほど、初期微小ひずみレベルでのヤング率 E_0 と最大軸差応力 q_{max} が減少する。特にせん断応力レベル $q/q_{max}=0.1$ 付近で接線ヤング率 E_{tan} が減少し、応力—ひずみ関係が S 字型になる。同様な現象は谷ら(1998)や川崎ら(1998)にも報告されている。これは、RCTS はブロックサンプリング(BS)と比較して、試料の乱れの程度が大きく異なりうることを示している。その要因として、

- ・ ロータリーコアリング時のチューブのロッキング運動によるサンプラー下端での引張り破壊
- ・ コアビット径よりもかなり小さい径のサンプラーのシューの押し込みによる乱れ
- ・ サンプラーの供廻りによるねじりせん断

などを挙げている。実際、谷ら(1998)は、ロッドとサンプラーの回転軸のずれや曲がりによる揺動(ローリング)やサンプラーの供廻りが状況に応じて生じることを示している。

そこで小高ら(1998)は室内三軸試験結果から原位置の正確な応力—ひずみ関係を評価するために、

- ・ 原位置弾性波探査により微小ひずみレベルでの剛性
- ・ なるべく乱れの程度の少ない試料の三軸結果を「これまで得られた BS・DC 試料と RCTS 試料の三軸試験結果の相違」に基づいて補正する

ことを提案している。より乱れの少ないロータリーコアチューブサンプリング(RCTS)方法の開発および試料の乱れの評価方法の確立が、室内力学試験の有効性を向上させると考えられる。

堆積軟岩地盤は成層構造が発達していて同一層内では比較的均質・連続的である。そして品質の高い試料が採取できれば室内力学試験の結果は地盤の変形・強度問題に対して十分に有効であることが分かる。今後、より精度の高い地盤の連続性の評価や高品質なコア試料のサンプリング方法の発展が望まれる。

1.3.2 変形・強度特性を把握する要因に関する既往の研究

(a) 試験条件・方法

i) 有効応力について

堆積軟岩の室内力学的試験結果を土質力学的に解釈する場合に、まず有効応力の概念がどの程度適用できるかを知る必要がある。新城(1980)は、飽和した島尻層泥岩の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験を実施し、図 1.3.4 に示すようにセル圧が変化しても強度増加が見られないことを示している。これは、非排水条件ではセル圧の増加分だけ間隙水圧が増加し、有効応力が不変であるからである。前川ら(1983)は、珪藻質軟岩に対して広い拘束圧の範囲で Skempton(1954)の間隙圧係数 B が 1 であることを示している。

岡本(1991)は、堆積泥岩を対象に背圧の大きさを変えた圧密非排水三軸圧縮試験を軸ひずみ速度 $0.001\%/min$ にて実施し、背圧がせん断特性に及ぼす影響を調べている。試験結果に若干のバラツキがあるが、同じ圧密応力で背圧の査による最大軸差応力の違いは認められなかった。一方、全体として同じ背圧では圧密応力が増加するにつれて最大軸差応力が大きかった。ゆえに、背圧の大きさはせん断強度特性に影響を及ぼさないことを示している。また、圧密排水三軸圧縮試験と圧密非排水三軸圧縮試験結果による圧縮強度と残留強度を有効応力および全応力で整理し、全応力で整理した両タイプの試験の強度定数は一致しないが、有効応力で整理するとピーク強度および残留強度が一意的に求められることを報告している。

堆積軟岩における有効応力の適用性を知る上で、Brace and Martin(1968) (Paterson, 1978 より引用)が花崗岩に対して有効応力とひずみ速度を関連づけた興味深い見識を示している(図 1.3.5)。彼らは間隙率が非常に小さい飽和した花崗岩に対し三軸圧縮試験を実施し、その結果、

- ・ある「臨界ひずみ速度」より小さいひずみ速度の場合は有効応力の法則が見かけ上適用できること（ここでいう見かけ上とはあくまでも測定上であり、供試体内部の実際の間隙水圧は測定値と異なる虞れがある (Ladanyi, 1970))、
- ・「臨界ひずみ速度」以上の場合、名目上「排水」試験であっても、「非排水」試験と同様に過剰間隙水圧が変化し、供試体内部の間隙水圧が減少

して間隙水圧を一定に保った場合と比較して同じ変形に必要なせん断応力が大きくなる(ダイレタンシー硬化)こと、を示している。堆積軟岩は硬岩と比較し圧縮性が大きいので、「臨界ひずみ速度」以上ではダイレタンシー硬化とは逆に間隙水圧が増加し、排水試験でも、圧縮強度が非排水強度に近くなり、見かけ上(測定上)有効応力の概念が適用できなくなる可能性が大きい。

以上の既往の研究成果から、堆積軟岩に対しては基本的には有効応力の原理が適用できるものと考えられる。しかし供試体内の有効応力の分布は、ひずみ速度が大きくなるほどひずみ速度に依存するようになるので注意が必要がある。

ii) 寸法効果について

軟岩においては、不連続性が高い硬岩同様に供試体の寸法効果がせん断特性に及ぼす影響(寸法効果)は大きいと考えられている(たとえば Bieniawski, 1968, Yoshinaka and Yamabe, 1981)。しかし、堆積泥岩のように比較的均質であり、節理などの亀裂がほとんどみられないものは、以下述べるように寸法効果の影響は少ない。

岡本(1991)は、比較的均質な堆積泥岩を対象に、供試体の高さ と 直径の比が 2:1 のまま、直径を 35, 50, 100, 200, 300mm と変化させて圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。その結果、直径 35mm の供試体以外では、直径の大きさによるせん断強度特性に違いがないことを示している。池見ら(1998)も、直径 35~500mm の新第三紀の堆積軟岩(シルト岩)供試体に対し、局所的なひずみ測定を用いた三軸圧縮試験を実施し、図 1.3.6 のように

- ・ 強度特性と変形係数 E_{50} に明確な寸法効果が見られないこと、
- ・ 初期剛性 E_{max} は、直径 500mm の供試体で極わずかに低下する以外は寸法効果が認められないこと、

を示している。

Mogi(1966)は、花崗岩に対して円柱供試体の形状(直径と高さの比)が一軸圧縮強度に影響を及ぼすことを示している。理由は端面摩擦による拘束力が作用するためである。直径と高さの寸法比を 2.0~3.0(例えば ISRM, 1983)とすれば比較的安定した強度が得られる。一方で Tatsuoka and Kim(1993)は破壊後の変形特性については、供試体形状の影響を受けることを主張している。破壊後はひずみがせん断層に集中し、非均質な変形が生じる。せん断層付近の変形は供試体寸法の影響を受けず、供試体の高さが大きくなるにつれてせん断層領域以外の応力低下による弾性的な変形の影響が大きくなり供試体全

体の破壊後の軸変形は小さくなると述べている。

以上より、節理などの少ない堆積軟岩の破壊前変形特性と強度特性に対しては、供試体寸法の影響がほとんどないことがわかる。また、端面摩擦による拘束力に十分注意し、それに応じた供試体形状(直径と高さの比)が必要であることが分かる。

iii) ひずみの測定方法について

堆積軟岩を含む硬質地盤材料を対象とする三軸圧縮試験で近年、供試体の上下端面のゆるみ層や不整合によるベディングエラーの影響が大きくなりうるということが指摘されている(例えば龍岡・木幡, 1994)。しかし、通常硬岩に用いるようなひずみゲージは、飽和した堆積軟岩に適用しにくく、また固結度が硬岩と比較して小さいのでゲージ長の影響を受けて客観性に乏しい。そこで Kim et al.(1994)は、図 1.3.7 に示す供試体側面で LDT(Local Deformation Transducer, Goto et al., 1991)により軸ひずみを直接測定する方法により、堆積軟岩の微小ひずみレベルから破壊に至る広範囲なひずみレベルでの変形特性を調べた。LDT は通常用いられるひずみゲージよりゲージ長が長く、平均的な軸ひずみが得られ、また飽和試料にも適用可能である。その結果、従来慣用的に用いられてきたキャップや載荷軸の変位から軸ひずみを求める方法では、ベディングエラーのために正確な軸ひずみを求めることができないことを示している。LDT の利用に限らず、近年では軟岩を対象とした三軸圧縮試験で、非接触変位計・LVDT・傾斜計などを用いて軸ひずみを局所的に測定することが多くなり(例えば Jardine et al., 1985, Thompson et al., 1993, Clayton et al., 1994, Lo Presti et al, 1998)、従来の慣用的な試験方法で得られた応力-ひずみ関係の精度の再検討が行われている。

局所的な軸ひずみの測定と同様に、精度の高い側方ひずみの測定が要求される。飽和した堆積軟岩の場合、供試体から出入りする間隙流体の量を測定することにより、側方ひずみの測定が可能であるが測定精度はあまり良くない。満ら(1980)は第三紀シルト岩の三軸圧縮試験を実施し、二重セル内の供試体の外体積から接線ポアソン比 ν を測定している。圧密排水試験結果では載荷初期では約 0.4 と大きな値をとり、せん断応力が増加するにつれて約 0.17 程度の一定な部分が現れ、破壊近くではまたポアソン比が増加することを示している。平山ら(1998)は、堆積泥岩と凝灰岩(大谷石)に対して三軸圧縮試験を実施し、側方ひずみを

- ・二重セルで供試体の外体積で体積ひずみから求める方法

- ・ 供試体中央部のひずみゲージで周方向ひずみから求める方法
- ・ カンチレバー式横変位計で直接側方ひずみを求める方法

の 3 通りで測定し、結果の比較・検討を行っている。その結果、二重セルを用いる方法は微小ひずみレベル(0.01%以下)でバラツキがあること、ひずみゲージやカンチレバー式横変位計を用いる場合は、若干端面摩擦の影響を受けることを述べている。長田ら(1999)は、図 1.3.8 に示す三軸試験で熱収縮チューブを用いた不均質岩や湿潤供試体の軸・周方向ひずみを測定する方法を提案し、新第三紀凝灰岩に対してひずみレベル 0.01%～破壊時までの軸差応力一軸・側方ひずみ関係を良好に得ている。また Bésuelle and Desrues(1998)はカンチレバー式横変位計を考案し、直径 40mm の供試体で約 0.005%の分解能をもつ側方ひずみを測定している(図 1.3.9)。

一方で Tatsuoka et al.(1999a)は、例えば平山ら(1998)が用いた 3 通りの方法はいずれも拘束圧の変化によるメンブレンの変形、供試体側面のゆるみ層の圧縮などの誤差を含むことに注目し、円柱供試体ではなく角柱供試体に LDT を横方向に設置し、軸方向と同様な方法で精度の高い側方ひずみを得ている。しかし供試体側面のゆるみ層やメンブレンの変形がどの程度側方ひずみに誤差を与えるかを、詳細に検討した例はない。

以上より、従来の慣用的なキャップ・载荷軸の変位による軸ひずみには、ベディングエラーによる誤差が大きいことが分かる。堆積軟岩の破壊前変形特性を扱うならば、供試体側面で軸ひずみを測定することは必要不可欠である。また側方ひずみについても、排水量による体積ひずみから求める場合は微小ひずみレベルでバラツキが大きい。また局所的に測定しても測定法により拘束圧の変化の影響を受ける虞れがあることに留意する必要がある。

(b) セメンテーション

堆積軟岩は土と岩の中間的性質であるが、土と異なる固有の性質として強いセメンテーションがあり、変形・強度特性に強い影響を与える。一般に堆積軟岩では、同一の地質世代では泥岩・シルト岩・砂岩の順序でセメンテーションが強い。

小島(1972)は、堆積軟岩の生成要因を続成作用と考え、砂岩と泥岩の固結度の関係を考察している。それによれば、砂岩を構成している鉱物は安定しているため温度上昇に伴う化学的変化は起こりにくく、従って続成作用も進行しにくい。泥岩は低温生成の鉱物が含まれており、続成作用が進行しやすいので、

一因となって固結度が大きくなるとしている。

岡本ら(1982)は、堆積泥岩の圧密三軸圧縮試験を行い、等方圧密降伏応力以上の領域でもせん断変形ではまだ降伏していない領域が残ることを示している。この理由を等方圧密降伏応力以上でもセメンテーションに基づく強度成分が残存するためと述べている。通常、正規圧密粘土では等方圧密による降伏応力地点とせん断変形による降伏曲線は連続する。軟岩でも前川ら(1983)は珪藻質軟岩を対象とした三軸試験結果から、等方圧密とせん断変形による降伏曲線が連続することを示しているが、あまり一般的でないようである。

Vaughan(1997)は、英国のジュラ紀の硬質粘土・軟岩の圧密降伏応力が過去に受けた最大の有効上載圧よりもはるかに大きい例を示している。また王ら(1996)は、図 1.3.10 に示すように堆積泥岩を原位置上載圧(σ'_{v0})_{in-situ} (0.49MPa)で等方圧密して排水三軸圧縮の載荷・除荷を行なった。次に圧密降伏荷重を200kgf/cm²(19.6MPa)まで等方圧密して、最後に 5.0kgf/cm² (0.49MPa)の等方応力状態から排水三軸圧縮試験を行なった。図中には、過圧密しないで 5.0kgf/cm² の等方応力状態から破壊まで試験を行った結果も示している。過圧密履歴により間隙比が減少するにもかかわらず、強度・変形特性が著しく劣化する。これはセメンテーションが降伏荷重を超える等方圧密で損傷したことを示している。

以上より、堆積軟岩は単なる機械的に強く過圧密された土(粘土)ではなく、強度・剛性を強く支配しているのは粒子間のセメンテーションであり、特にせん断変形においてこの影響は著しいと考えられる。しかし、セメンテーションが発達する物理・化学的作用の詳細な究明には至っていない。また、定量的評価もなされていない。

(c) 拘束圧依存性

硬岩と同様に、軟岩の従来の代表的室内試験法は一軸圧縮試験である。しかし、風化岩や堆積軟岩でシルト岩・砂岩では変形・強度特性に及ぼす拘束圧の影響は無視できない(例えば土質工学会, 1987)。図 1.3.11 は、Kawasaki et al.(1993)による堆積軟岩(上総層・下総層)からロータリーコアチューブサンプリング(RCTS)で得た試料の一軸圧縮強度 q_u と原位置上載圧(σ'_{v0})_{in-situ} で等方圧密した非排水三軸圧縮試験による最大軸差応力 q_{max} の深度分布である。この結果は、拘束圧の影響の重要性を示している。一方で、西ら(1982)は堆積泥岩について拘束圧の影響を調べた結果、拘束圧 10kgf/cm² 以下では拘束圧の影響に伴う

強度増加は大きくないことを述べている。

変形係数は、等方圧密降伏応力以下でも拘束圧の増加に伴い増加することが示されている。例えば渡辺ら(1989)は、第三紀堆積泥岩地盤から鉛直・水平・45度方向に試料を採取し、三軸圧縮試験を実施した(軸ひずみは外部測定による方法と思われる)。地盤の鉛直軸対称異方弾性体を仮定して、接線弾性係数 E_v , E_h , G_{vh} は拘束圧が増加するにつれ増加し、接線ポアソン比 ν_{vh} , ν_{hh} は減少することを示している。王(1996)は、堆積泥岩を対象にひずみの局所的測定を用いた三軸圧縮試験を実施し、一つの供試体で圧密応力を段階的に増加させ、各圧密応力で微小ひずみレベルの変形係数 E_0 を求めている。その結果、等方圧密降伏応力以下でも変形係数 E_0 が拘束圧の増加に伴い増加することを示している。

一方で Lagoia et al.(1998)は、同様な三軸圧縮試験を堆積軟岩(石灰岩)を対象に実施し、王(1996)と同様な手法で、各圧密応力レベルにおいて側方応力一定・鉛直応力一定・平均主応力一定条件の繰返し載荷試験(“probing test”)を実施している。その結果、等方圧密降伏応力以下において変形係数 E_0 は、ある拘束圧以上になると増加しなくなることを示している。

以上示したように、堆積軟岩の強度特性は拘束圧依存性を示すが、岩種によりその影響はかなり異なる。また同様に変形係数は岩種により等方圧密降伏応力以下でも拘束圧依存性を示す。しかしどちらの特性について「も中間主応力・主応力の連続的回転の影響も含め、応力状態誘導異方性に関する検討はほとんどなされていない。

(d) ひずみレベルによる非線形変形特性と原位置挙動

堆積軟岩は硬岩と異なり、ひずみレベルによる非線形変形特性を明らかに示す。Nishi et al.(1989)は、地震時の地盤応答を検討する上で微小～小ひずみレベル(0.001%～0.1%)のひずみレベルでの等価せん断剛性率 G と履歴減衰率 h を調べた結果、

- ・ せん断剛性率はひずみの増大にともない低下し、その低下傾向は微小ひずみレベル 0.0001～0.001%の範囲で生じること、
- ・ 減衰率 h は微小ひずみレベルでやや一定であるが、ひずみの増大により増加してその増加率はひずみレベル 0.005%以上で著しくなること

を示している。

一方で従来の研究によると、堆積軟岩を対象に異なった試験方法(原位置でのせん断弾性波速度測定・孔内水平載荷試験・平板載荷試験と室内での超音波速

度測定・三軸圧縮試験・一軸圧縮試験)で得られる剛性は相互に著しく異なる。例えば、松本ら(1983)は 7 つのダムサイトの凝灰岩、砂岩、泥岩の堆積軟岩上のダム基礎の一軸圧縮試験より得た変形係数 E_{50} と平板載荷試験により得た変形係数の関係を、また三軸圧縮試験より得られた変形係数 E_{50} と平板載荷試験から変形係数の対比を行った。結果として、

- ・ 平板載荷試験による変形係数と一軸圧縮試験の変形係数の値を比較すると、前者のほうが大きいこと、
- ・ 孔内水平載荷試験による変形係数は原位置平板載荷試験による変形係数の $1/3 \sim 1/2$ の値しか示さないこと

を報告している。

また原位置挙動が室内試験から得られた変形係数では直接説明できないケースがある。小松原ら(1992)は横浜市根岸の上総層群における LNG タンク掘削工事において、地盤の実測変位は一軸圧縮試験による E_{50} に基づいた予測解析値の半分であったことを述べている。また伊藤ら(1994)は、上総層群泥岩内の 20 万 kl の LNG 地下タンク工事例と現場計測値を比較し、その結果、実測変位を再現できる変形係数は一軸圧縮試験による E_{50} のほぼ約 2 倍であることを示している。つまり一軸圧縮試験による E_{50} は原位置挙動を説明するには小さすぎるといえる。さらに越智ら(1994)、Tatsuoka et al.(1995)は神奈川県の実験坑の比較的均質な堆積泥岩地盤を対象に、図 1.3.12 のように

- ・ 原位置弾性波速度測定による変形係数 $E_f = 2(1 + \nu_u) \rho V_s^2$ (V_s : せん断波速度, ν_u : 非排水ポアソン比) と、原位置上載圧 $(\sigma'_v)_{in-situ}$ で等方圧密した高精度非排水三軸試験による微小ひずみ 0.001% での変形係数 E_0 は基本的に一致すること、
- ・ 従来の外部測定により軸ひずみを測定した場合は、一軸圧縮試験による E_{50} と三軸圧縮試験による E_t は、 E_f や E_0 より小さくなること

を示している。

Tatsuoka et al. (1997)は、上記の実験坑の堆積軟岩地盤に対して、室内試験・原位置試験と原位置挙動から得られる変形係数をひずみレベルによる非線形変形特性を考慮して、図 1.3.13 のように相互に関連づけている。各種原位置試験(平板載荷試験・孔内水平載荷試験)から得られた割線ヤング率 E_{PLT} , E_{BHLT} はひずみが小さくなると原位置弾性波速度から得られた E_f に近づく。また、これらの値と原位置挙動の逆解析から得られた E_{DBA} は、高精度三軸圧縮試験結果による非線形性と基本的に整合している。

以上のような研究成果は、原位置試験や原位置挙動の予測・解釈には、ひず

みレベルによる非線形変形特性を考慮することが重要であることを指摘している。ただし、地盤の応力状態依存性やクリープ変形の影響を考慮した非線形特性は解明されるに至っていない。これらの影響が顕著な堆積砂岩や風化軟岩地盤などでは、検討が必要である。

(e) 構造異方性

原位置における初期構造は、堆積軟岩の変形・強度特性に影響を及ぼす。富沢ら(1987)は、橋梁基礎の滑動抵抗力の強度定数を調べるために実施した三軸試験と一面せん断試験から得られる強度定数に違いがあることに着目した。上総層群の固結シルト(土丹)を対象にいろいろな角度に成形した供試体を用い、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を実施した結果、

- ・ 一軸圧縮強度 q_u には異方性が認められ、水平に近い方向に圧縮した供試体では小さな値をとること、
- ・ 三軸圧縮試験による最大軸差応力 q_{max} は、低拘束圧では一軸圧縮試験結果と同様な異方性を示すが、拘束圧が大きくなるにつれて異方性が顕著でなくなること

を述べ、強度特性に及ぼす構造異方性の重要性を示している。試験結果は、水平な堆積構造を直接反映したものと解釈されている。

一方で、土岐ら(1990)は、地層は水平に近いが東西に地殻運動の力を受けている新第三紀の細粒砂質砂岩地盤から、鉛直、水平南北、水平東西方向に試料を採取し三軸圧縮試験を実施した。側圧一定圧密排水三軸試験結果からは、

- ・ 鉛直・水平南北方向の変形係数 E_i よりも水平東西方向の変形係数 E_i が大きいこと、
- ・ 最大軸差応力 q_{max} は、水平東西、鉛直、水平南北の順に大きいこと

を示し、地層の水平構造よりも地盤の地質学的応力履歴の方が重要な場合があることを指摘している。

仲野・清水(1989)は、新第三紀の珪藻土質泥岩を対象に、供試体側面での軸ひずみを光センサーによる非接触変位測定法で計測して一軸圧縮試験を実施し、堆積方向に対する異方性を調べた。その結果、堆積面に対して平行方向の弾性係数は堆積面に直角方向より約2倍大きかったことを述べている。

王(1996)は、本研究でも対象とした上総層群の堆積泥岩地盤からいろいろな方向に採取した円柱供試体を用い、三軸圧縮試験を実施した(図 3.1.14)。供試体側面で軸ひずみを LDT(Local Deformation Transducer)により測定している。その結果、微小ひずみの弾性係数 E_0 、最大軸差応力 q_{max} は水平方向に若干大きい

が、強い異方性は認められないと述べている。このような小さな異方性はブロックサンプリングにより採取した乱れの少ない試料を用いたことを一因として挙げている。

以上のように堆積軟岩の変形・強度特性の評価に初期構造異方性が重要な要因であることは認識されてきている。しかし、どのように変形・強度特性に影響するかについては統一的な見解はない。その理由として、

- a) 水平に近い堆積構造でも過去の地殻変動履歴の影響を受けている場合があること、
- b) 異なる採取方向の試料を複数用いるために試験結果にバラツキが生じやすいこと、
- c) サンプリングや成形時に生ずる試料の乱れが見かけの異方性を生じさせる恐れがあること、

などが考えられる。後に述べるように本研究では構造異方性を調べるのにブロックサンプリングで採取した高品質の試料を用いた。さらにひとつの供試体から鉛直・水平方向の変形係数を評価している。これは上記の問題 b)に対処するためである。

(f) 時間依存性

堆積軟岩の変形・強度特性は、時間依存性を示す。岡本ら(1982)は、第三紀の堆積泥岩を対象に軸ひずみ速度を $0.001 \sim 10.0\%/min$ を変化させて圧密非排水試験を実施し、強度特性の時間依存性を調べた。その結果、

- ・ 軸ひずみ速度が小さくなるにつれ、最大軸差応力 q_{max} は低下する。軸ひずみ速度 $0.1\%/min$ を基準とすると、 $10\%/min$ のときの最大軸差応力 q_{max} は $1.02 \sim 1.17$ 倍、 $0.001\%/min$ のときは 0.94 倍、 $0.001\%/min$ のときは $0.76 \sim 0.85$ 倍であること、
- ・ 残留強度も、軸ひずみ速度が小さいほど低下する。軸ひずみ速度 $0.1\%/min$ を基準とすると、 $10\%/min$ のときの残留強度は $1.00 \sim 1.02$ 倍、 $1.0\%/min$ のとき 1.09 倍、 $0.001\%/min$ のとき $0.80 \sim 0.90$ 倍となること、

を示した。

クリープ強度に関しては、系統的な研究が見られる。例えば、赤井ら(1979)は、堆積軟岩(多孔質凝灰岩)に対して、定常クリープひずみ速度(最小クリープひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$)とクリープ破壊に至るまでの時間に反比例の関係があることを示している。西ら(1983)は、新第三紀の堆積泥岩に対して圧密非排水三軸クリー

プ試験を実施し、図 3.1.15 のように

- ・最小クリープひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{\min}$ とクリープ載荷時の軸差応力 q がほぼ一義的な関係にあること、
- ・圧密非排水試験時におけるひずみ速度—最大軸差応力関係とクリープ試験時における最小クリープひずみ速度とクリープ強度との関係に等価性があること、

を示している。

破壊前の変形特性に及ぼす時間依存性については、通常のキャップや載荷軸の変位から軸ひずみを求める従来の試験方法により得られた結果に基づいているものがほとんどである。しかし、Kohata ら(1995)は堆積泥岩を対象にひずみの局所的測定を用いた三軸繰返し試験を実施し、

- ・ひずみレベル 0.001% で定義した接線変形係数 E_{\max} は、ほとんど載荷速度の影響を受けず、非排水条件の E_{\max} は原位置弾性波速度から求めた変形係数 E_f に近く、純粋な弾性変形特性に近いこと、
- ・ひずみレベルが大きくなるほど、ひずみ速度の影響が大きくなること、

を示している。

以上のように堆積軟岩の強度特性に関する時間依存性についての検討は多いが、破壊前の時間依存変形特性に関する高精度で系統的な室内力学試験結果は少ないことが分かる。

1.3.3 変形・強度特性をモデル化する方法に関する既往の研究

地盤の変形・強度特性を表現する方法として、次に示す、

- ① 原位置での力学試験による方法
- ② 室内力学試験による方法
- ③ 推定による方法

による観点が考えられる(土木学会,1992)。ここでは、主に室内力学試験による変形・強度特性を表現する方法に関する既往の研究を紹介する。

(a) 破壊基準

堆積軟岩の強度特性を表現するのに、最初に多く議論されたのは拘束圧依存性である。拘束圧依存性を表現するのに一般に Mohr-Coulomb の破壊基準がよく使用されているようである(土木学会, 1984)。これは有効応力で表示すると次式のようになる。

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi \quad (1.3.1)$$

ここで τ : せん断強度, σ' : 直応力, c : 粘着力, ϕ : 内部摩擦角である。

しかし足立ら(1980)は大谷石を対象に三軸圧縮試験を実施し、破壊包絡線は非線形になると指摘しており、次式のように拘束圧に対してより適用範囲の広い表現を提案している。

$$(q/p'_0)_{peak} = \alpha (p'/p'_0)^\beta \quad (1.3.2)$$

ここで $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$: 軸差応力, $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$: 平均有効主応力, $p'_0 = 1 \text{ kgf/cm}^2$: 単位応力である。Yoshinaka and Yamabe (1980)は泥岩(神戸層), シルト岩(三浦層)を対象に圧密排水三軸試験に加えて圧裂試験を実施し同様なべき関数の形を提案している。

強度特性の時間依存性も比較的多く表現されている。例えば、西ら(1983)は、(1.3.2)式の α をひずみ速度の関数として与え、次式のように強度特性を表現している。

$$q = \left(\frac{1}{b} \cdot \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}^*} + \sigma^* \right) \cdot (p')^\beta \quad (1.3.3)$$

ここで $\dot{\epsilon}^*$ は基準ひずみ速度、 b は材料パラメータ、 σ^* は $\dot{\epsilon}^*$ における q^* を正規化した最大軸差応力 $q^*/(p')^\beta$ である。(1.3.3)式は次のように書き換えられる。

$$q - q^* = \frac{1}{b} \cdot \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}^*} \cdot (p')^\beta \quad (1.3.4)$$

すなわち、あるひずみ速度における最大軸差応力 q は、基準ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^*$ の最大軸差応力 q^* とひずみ速度の対数に比例して増減する過剰応力(超過応力)の和で与えられることが分かる。

構造異方性の影響を考慮することについては、例えば吉中・山辺(1980)は(1.3.2)式の α , β を最小主応力 σ'_3 と弱面のなす角度 θ の関数とする表現を提案している。

以上のように実務上の適用例の有無は別として、堆積軟岩の強度特性の表現に拘束圧依存性と時間依存性あるいは拘束圧依存性と構造異方性を考慮した表

現はいくつか提案がなされており、比較的精度の高い結果が得られていると言えよう。それに対して、破壊前変形特性に対して、最近の高精度な試験で評価し、構造異方性や応力状態誘導異方性および時間依存性を考慮した表現の提案やその適用例が少ない。このことを次に示す。

(b) 弾性変形特性

堆積軟岩を弾性体とみなすときに、その場合の弾性領域の定義を念頭に入れておく必要がある。以下で引用する論文では、それぞれの著者が定義している弾性領域が異なっていることに留意する必要がある。

弾性変形特性を線形等方弾性体として表現する場合、変形係数 E とポアソン比 ν の 2 つが必要である。直交異方弾性体を仮定して表現すると弾性係数の数が増える(土木学会, 1989)。さらに地盤の長期変形と即時変形問題に対応して排水条件と、非排水条件(見かけ)の変形係数に分けて議論する場合がある。新城・小宮(1984)は、島尻層泥岩に対して直交異方弾性体を仮定して圧密三軸排水試験結果から非排水変形係数を推定する方法を提案している。しかし、変形係数の応力状態誘導異方性を考慮した形には至っていない。

変形係数を経験的に圧縮強度と関連させて表現する場合がある。例えば、Yoshinaka and Yamabe (1981)は、一軸圧縮試験による E_{50} と q_u の関係を、

$$E_{50} = \alpha \cdot q_u \quad (1.3.5)$$

として、 $\alpha=100$ を用いている。Tatsuoka et al.(1995)は、LDT によるひずみの局所変形測定を用いた圧密非排水試験による初期微小ひずみレベルでの変形係数(E_{\max})_{CU} と最大軸差応力 q_{\max} を用いて、

$$(E_{\max})_{CU} = \beta q_{\max} \quad (1.3.6)$$

として、 $\beta=800\sim1000$ のデータを示している。 α と β の違いは、ひずみの測定方法の違い、拘束圧依存性・ひずみレベルによる非線形変形特性の影響であり、今後十分な検討が必要である。なお破壊基準と関連して(1.3.5)や(1.3.6)式は、 E_{\max} に対する構造異方性や時間依存性の影響を、 q_{\max} に対する影響を通して間接的に考慮できる。さらに(1.3.6)式は、破壊基準に拘束圧依存性を考慮すれば変形係数の拘束圧依存性を間接的に取り入れたことになる。しかし、応力状態が破壊状態(弾塑性体であれば初期降伏状態)にあるときのひずみ量が拘束圧によらないことになる欠点がある。

砂や粘土を対象とした室内力学試験では、変形係数を破壊基準とは別な拘束圧の関数として表現することが多い。関数形はいくつか提案されている。堆積

軟岩に対しても同様な手法が使われていて、微小ひずみレベルの変形係数 E_0 に対して水野ら(1998)は平均有効主応力 p' の一次式で、Yamaguchi et al.(1999)は p' のべき乗で次のようにそれぞれ表現している。

$$E_0 = a + b \cdot p' \quad (p' \leq c) \quad (1.3.7a)$$

$$E_0 = a (p')^b \quad (1.3.7b)$$

ここで a , b , c はそれぞれ試験結果から求められる値である。

前者は大容量 LNG タンクの建設で新第三紀の固結シルトを、後者はロックフィルダムの建設で凝灰岩を対象としている。掘削と載荷問題という違いがあり、実務上問題となる拘束圧の範囲で精度の高い表現方法が求められているようである。そのため、(1.3.7a)式は比較的高い拘束圧の変形係数を適切に表現できないし、(1.3.7b)式は拘束圧が無い状態で変形係数が 0 となってしまうセメンテーションが発達した堆積軟岩としては不自然である。また砂や粘土とは異なり、間隙比の影響はほとんどないものとして無視されている。また(1.3.7)式の別の欠点は、変形係数の応力状態誘導異方性を考慮した形には至っていないことにある。

変形係数 E_0 を(1.3.7)式のように表現した場合、ポアソン比については多くの場合拘束圧の影響がないものとし一定値として表現されているようである。局所的なひずみの測定を行っていないが、渡辺ら(1989)は採取方向の異なるコア試料を用いた三軸圧縮試験結果から、軸対称異方弾性体を仮定して変形係数とポアソン比、 E_v , E_h , ν_{vh} , ν_{hh} をそれぞれ拘束圧の 1 次式で表現している。興味深い研究で、(1.3.7)式に構造異方性の変形特性への影響を取り込んだ形になっている。

一方で、等方線形弾性体を仮定して変形係数 G , K を独立に拘束圧の関数として表現することもある。この場合、関数によってはポアソン比が非現実的な値をとる恐れがあるが拘束圧の影響を考慮したことになる。ただし構造異方性の影響は直接表現できない。

以上より、堆積軟岩の変形係数に関して、構造異方性や拘束圧依存性を考慮した表現はすでにいくつか提案されているが、変形係数を評価する試験方法やひずみレベルはあまり統一されていないことが分かる。また砂や粘土に対して変形係数の応力状態誘導異方性やその表現の有効性が検討されている一方で、堆積軟岩では変形係数の応力状態誘導異方性の検討そのものが少なく、また考慮可能な表現の有効性も確認されていない。堆積軟岩では特に砂質軟岩や風化した軟岩は顕著な拘束圧依存性を示すので、非常に重要な研究課題が残ってい

と言える。

(c) 非線形変形特性

ひずみレベルによる非線形変形特性を表現するのに Bilinear, Trilinear モデルもあるが、一般的には双曲線モデル(例えば Duncan and Chang, 1970)がよく用いられる(土質工学会, 1987)。双曲線モデルは、実験結果をカーブフィッティングするので精度がよく、単調載荷の問題に有効と思われる。ただし破壊後の変形特性は表現できないし、また除荷問題に対しては、新たにルールを設けなければならない。

堆積軟岩の非線形変形特性を表現するのに、堆積軟岩を超過圧密粘土とみなした弾塑性モデルがいくつか提案されている。赤井ら(1978)は、堆積軟岩に対しても、残留強度の状態でも有効応力も体積も変化せずにせん断変形のみが継続する限界状態が適用できるとして、カムクレイモデル(Schofield and Wroth, 1968)、修正カムクレイモデルを発展させた弾塑性モデルを示している。同様に、仲野(1980)は粘土頁岩を、前川(1983)は珪藻質軟岩を対象にカムクレイモデルの適用を検討している。

しかし、Aversa(1981)が示すように限界状態の概念が堆積軟岩に有効であるかどうかしばしば問題となる。彼は Napolitan fine grain tuff に対して圧密排水三軸圧縮試験を実施し、多くの試験結果で残留強度状態において体積変化が生じていると述べている。Hayano et al. (1999)は、堆積泥岩の角柱供試体を用いた平面ひずみ試験を実施した。その結果、残留強度状態でも体積膨張は生じている。

正規圧密粘土と過圧密粘土のせん断変形特性の差を説明するために、両者のひずみ履歴の差は塑性体積ひずみの差であるから、従来これをひずみ硬化の測度とする提案が多い(例えば Drucker et al., 1957)。このモデル化の方法は、カムクレイモデルに代表されるように、正規圧密粘土と過圧密粘土のダイレタンシー特性の差を説明するには適切である。これに対して堆積軟岩の変形・強度特性を大きく支配しているのはセメンテーションである。過圧密土のような塑性体積ひずみの履歴が変形・強度依存性を支配しているかどうかは疑わしい。また、せん断履歴を持つものに対して塑性体積ひずみをパラメータとした降伏曲面は必ずしも適切ではない可能性がある。

以上の点も含めて、カムクレイモデル、修正カムクレイモデルを、堆積軟岩を過圧密粘土とみなしてそのまま適用した場合、破壊前の非線形変形特性の観点から次のような問題点を含んでいると思われる。

- ①構造異方性・応力状態誘導異方性の影響を考慮していないこと、
 - ②時間依存性の影響を考慮していないこと、
 - ③等方圧密降伏曲線とせん断変形による降伏曲線が連続しない場合、降伏曲面が主にせん断変形による降伏特性を重視した表現になる。圧密・せん断による特性を統一的に扱える利点が弱くなってしまうこと、
 - ④実際の応力－ひずみ関係は非線形であるに対し、堆積軟岩を超過圧密粘土として扱うとピーク強度まで線形弾性体として表現してしまうこと、
- などが考えられる。

上記の問題に対応するため、その後いくつかの構成式が提案されている。例えば、赤井ら(1979)は堆積軟岩(大谷石)に対して圧密排水・非排水クリープ試験を実施し、いわゆる等方圧密降伏応力以下の拘束圧下の時間依存特性に対して検討した結果、

- ・ クリープ破壊を示す静的降伏応力以上では超過応力モデルに基づく構成則

を提案している。超過応力モデルは、Perzyna(1963)が提案している多軸応力下において静的降伏曲面を越えた応力に対してのみ粘性挙動が現われる弾・粘塑性構成則である。スライダーの特性をひずみ硬化・非硬化・ひずみ軟化と連続する関数を採用することにより、それぞれ1次・2次・3次クリープを表現できる(山富ら, 1991)。

赤井ら(1979)は、さらに破壊前変形特性の時間依存性として、

- ・ クリープ破壊を示さない静的降伏応力以下では線形粘弾性モデルに基づく構成則

を提案している。これはせん断ひずみに関してはいわゆる線形バネ・ダッシュポットによる5要素モデルを適用し、体積ひずみに関しては時間依存性がないものとして扱っている。

この5要素モデルは、明石海峡大橋の長期変形予測のためにも適用されている(例えば Yamagata ら, 1995)。ただし線形バネ・ダッシュポットモデルの材料定数は、限られた試験条件下で近似的に決定されている。クリープ載荷試験と原位置地盤でのクリープ挙動では、異なるひずみ・ひずみ速度履歴を経験している。このことを考えると、せん断応力－せん断ひずみ関係に限定しても、より複雑なひずみ・ひずみ速度履歴を受ける堆積軟岩の挙動を記述しうる構成モデルが必要なことが分かる。

また、時間 t を陽な形で含むモデルでは、例えば仮に段階クリープ載荷の挙動をなるべく忠実に表現しようとする、クリープ載荷開始時間 $t=0$ の設定が曖昧となる。

岡本(1991)は、Mroz et al.(1979)の弾塑性モデルを基礎とした移動硬化モデルを提案している。Internal yield surface は無限小として応力空間を移動する。過圧密粘土や洪積砂を対象としては良好な結果が得られている。さらに堆積軟岩にも適用し、Outer yield surface としてせん断による弾性境界面と圧密による降伏曲面を設定している。圧密降伏曲面は K_0 線を対称軸とした楕円形とし、せん断による弾性境界面は Schofield et al.(1968)と同様な形を与えている。低拘束圧では良好な応力-ひずみ関係が得られているが、拘束圧が大きくなるにつれ実験結果と離れている。これは、等方硬化な圧密降伏曲面を用いたためと述べている。今後は Jardine(1992)が示すような Kinematic な降伏曲面(Y_2)の適用が期待される。また、圧密降伏曲面と弾性境界面に関して時間依存性が考慮されていない。

足立ら(1992)は、降伏関数を、Valanis(1971)が示しているひずみ履歴に基づく時間(内部時間)を用いた応力履歴テンソルとして表現し、かつ過圧密境界面を導入し、堆積軟岩の破壊後変形特性(ひずみ軟化)を表現する構成式を提案している。さらに内部時間をひずみ速度履歴で記述し、時間依存性を表現する試みも行われている(Adachi et al.,1999)。前述のように破壊後の変形特性はひずみの局所化の影響を受け、供試体全体の変形は客観的ではないという問題点があり、今後もこの点については検討が必要と思われる。また、降伏関数は等方硬化則であるため、異方性の影響を記述しうるものではない。

以上のように、三軸圧縮試験で得られる破壊前のせん断-せん断ひずみ関係に限定しても、

- ・ 構造異方性や応力状態誘導異方性の影響、
 - ・ より複雑なひずみ・ひずみ速度の履歴
- を受ける変形挙動を記述しうる表現が、非常に手薄であることが分かる。

1.3.4 まとめ

以上述べた既往の研究成果を通して、堆積軟岩の破壊前変形特性について重要な点を以下に改めてまとめる。

基礎的な点として、

- ・ 堆積軟岩地盤は成層構造が発達していて、同一層内では比較的均質・連続的であることが多く、品質の高い試料が採取できれば室内力学試験の結果

は地盤の変形・強度問題に対して十分に有効であること、

- ・ セメンテーションが発達していて、それが力学的特性に大きな影響を与えていること、
- ・ 変形特性を解明するには供試体の局所的なひずみを測定することは必要不可欠であり、従来のカップや載荷軸の変位から求める従来の一軸・三軸試験方法は破壊前の応力－ひずみ関係を求める方法として問題があることが認識されつつあること、

が挙げられる。

問題点として、

- ・ 変形特性は拘束圧依存性を示すが、応力状態誘導異方性に関する実験結果はほとんどなく、その影響を考慮できる砂や粘土を対象とした表現方法の有効性は確認されていないこと、
- ・ 原位置試験・原位置挙動での解釈・予測に堆積軟岩の微小ひずみレベルからの非線形変形特性が重要であることが分かってきた。その一方、時間依存性を示す非線形変形特性に関する高精度な試験結果はほとんどないこと、
- ・ 破壊前の非線形変形に関して、せん断応力－せん断ひずみ関係に限定しても、より複雑なひずみ・ひずみ速度履歴に対応する変形挙動を表現可能な方法は確立されていないこと、

などが挙げられる。

1.4 研究の目的

既往の研究を通して堆積軟岩の破壊前変形特性の多くの点が未解明あるいは再評価が必要であることが明らかになった。本研究は、主につぎの点を明らかにすることを目的とする。

- ① 弾性変形特性の応力状態誘導異方性と固有異方性
- ② 時間依存性を示す非線形変形特性

さらに、

- ③ ①、②の変形特性を考慮した破壊前変形特性の新しい構成則の適用性を検討する。

また、上記の目的のための実験的手段として、

- ④ 高精度な中圧三軸試験装置と角柱供試体を用いた三主応力制御試験装置の構築
- ⑤ 上記の試験装置を用いて精度の高い試験結果を得るための試験方法の確立

を行なう。

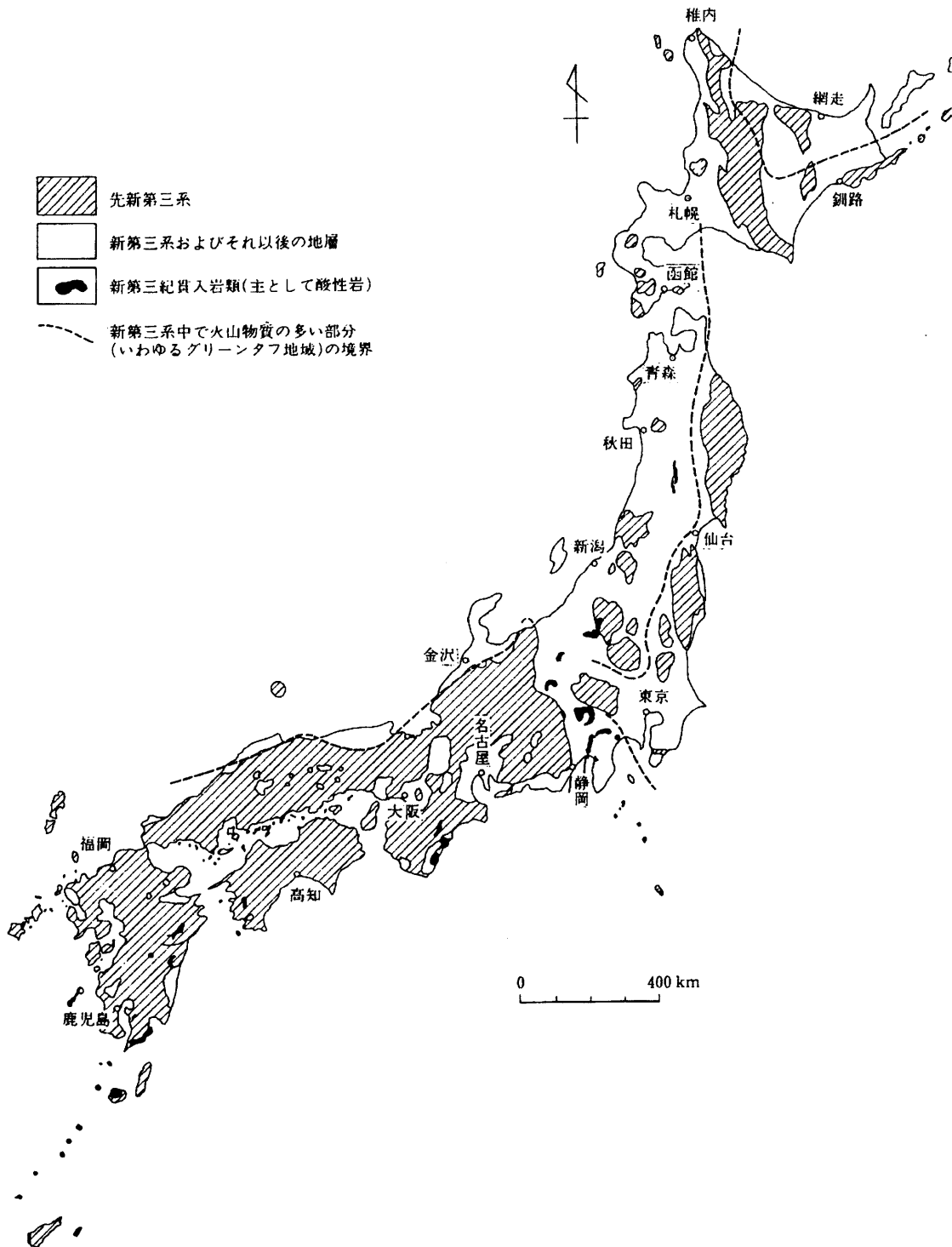


図 1.1.1 土・軟岩（白抜き部）と硬岩（斜線部）（それぞれ堆積軟岩、風化軟岩に分布にほぼ対応）（土木学会, 1992）

表 1.1.1 固結に伴う地盤・岩盤の地質要素の変化(小島, 1979)

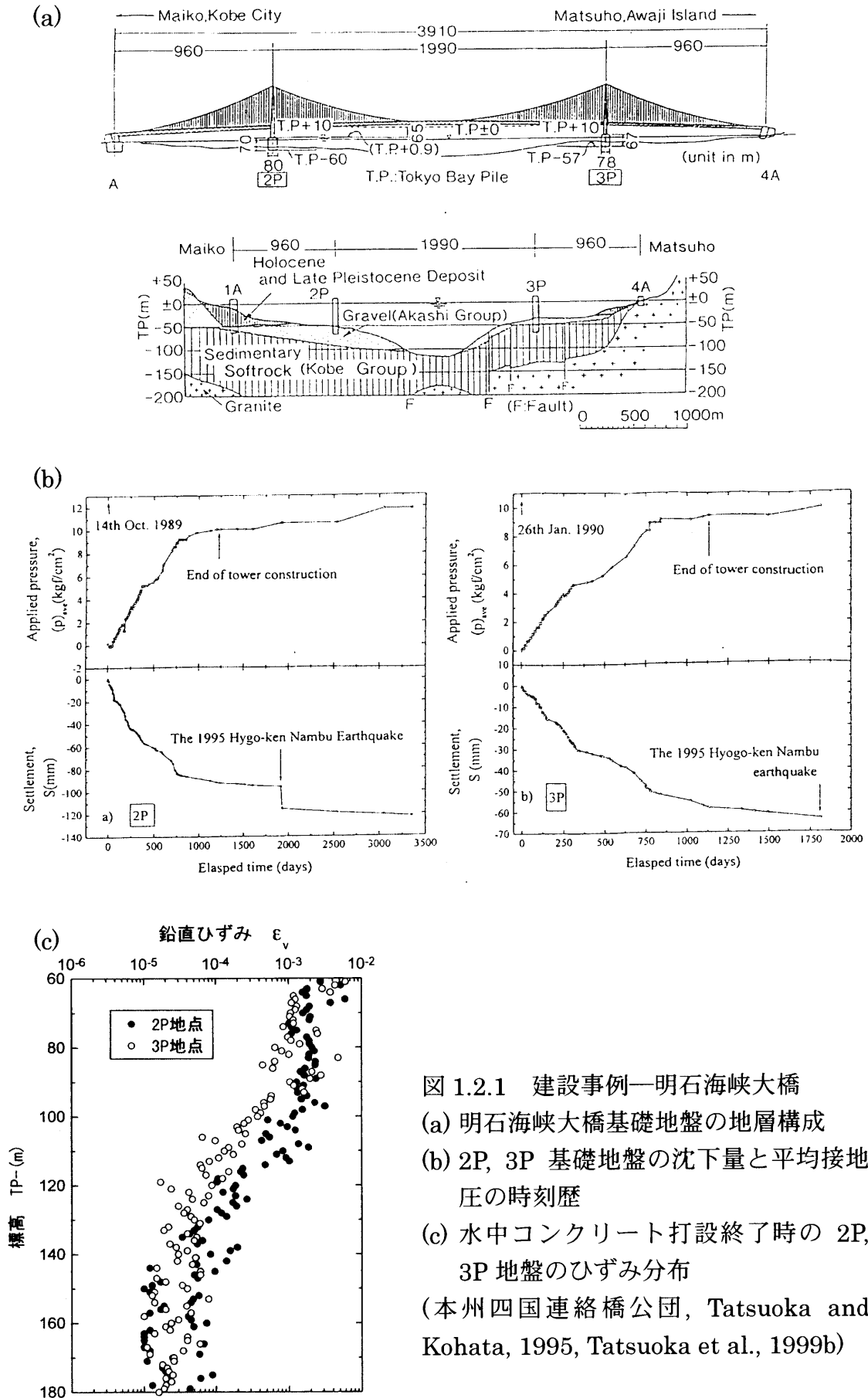
比較事項		土	軟岩	硬岩
地質時代と岩相		沖積世～洪積世の砂泥堆積物	洪積世後期～新第三紀の堆積物	古第三紀・中生代・古生代の堆積物(および火成岩・変成岩)
地質の連続性		水平成層構造、浅海～陸水成堆積物が多く岩相変化が激しいが比較的水平方向に連続、氷期にできた埋没地形面が不連続面を形成、現在の上載荷重と工学的性質が対応する。	成層構造(一般に傾斜層)、海成堆積物で水平に良く連続するものが多い。一般に地層が褶曲しているため工学的性質は現在の上載荷重でなく埋没履歴に支配される。	成層構造をなすが、工学的性質は成層状態よりはむしろ断層・割れ目などの地盤の劣化要素に支配される。
地質の不連続面の性質	層理面	あまり問題にならない。土粒子の cementation も含めた骨格構造は強くないから、不攪乱試料の突き固め整形による試験値で代用できる。	異方性を示すが軟質になるにつれて弱くなる。層理面は岩質の異なる地層の境界であり細互層、急傾斜の場合に不均一性が問題になる。	強度および変形特性に異方性、不均一性を生じ、割れ目に準じて扱える場合が多い。
	断層(破碎帯)	断層破碎による地盤の劣化はない。	層位学的に下位層では問題となるが破碎規模は小さい。ずれによる岩相変化の方が強度、変形性に及ぼす影響大。	調査の重点は位置、破碎による劣化、粘土化、透水性の増加などにおかれる。
	割れ目	割れ目はなくもっぱら岩質(土質)に支配される。	一般に割れ目は少ない。多少存在してもあまり影響なく、岩質そのものの性質が強くあらわれる。	岩盤の強度および変形特性は岩質の他に割れ目の性状、多寡に大きく支配される。
風化・変質の影響		強度を左右する劣化はほとんどない。	地滑りあるいは温泉による劣化の他はあまり目立たないが劣化をともしなう。掘削後に急激な風化が進行する。	著しい劣化を伴う。

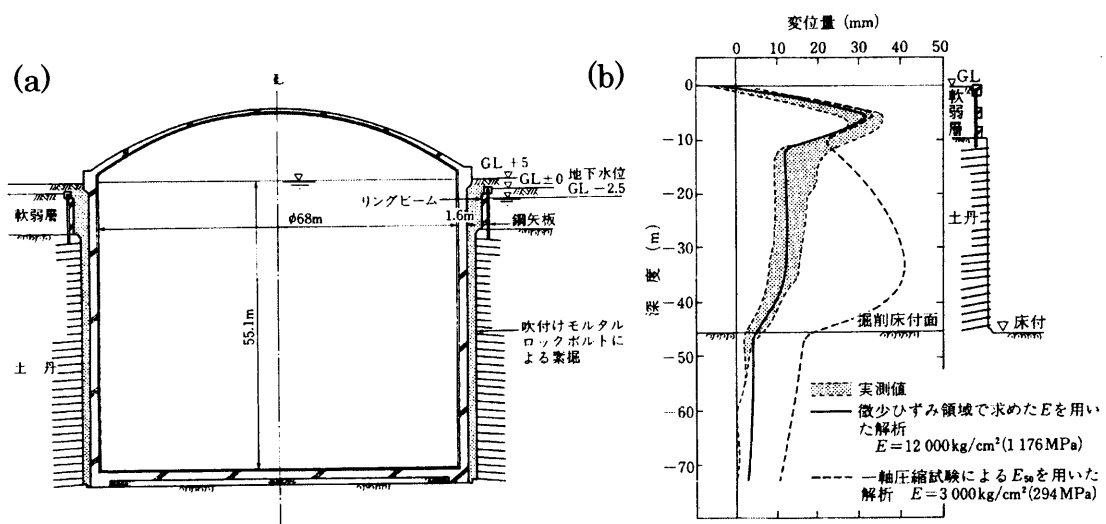
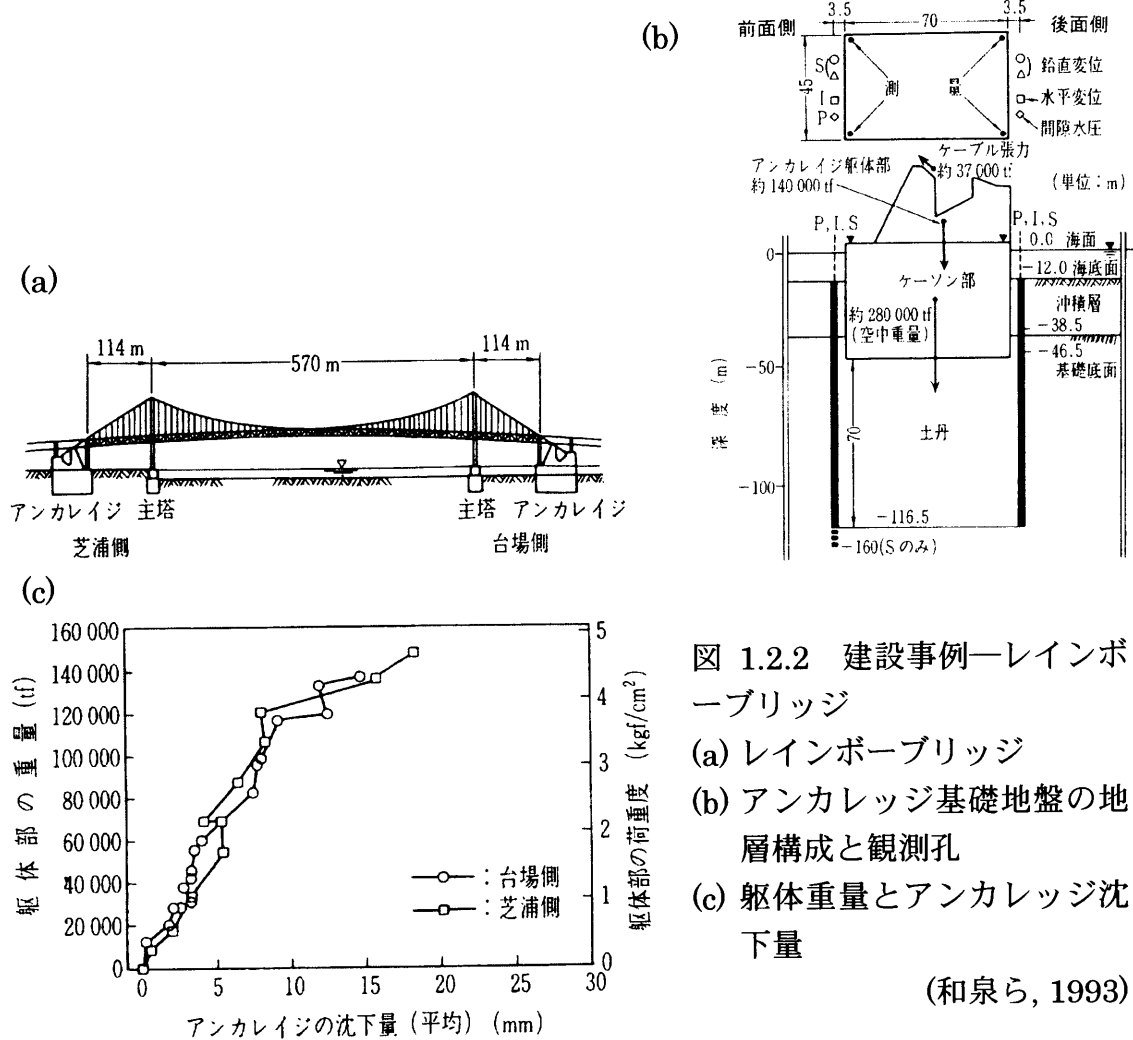
表 1.2.1 軟岩を支持地盤とした大規模構造物の施工例

(Tatsuoka et al, 2000b を若干修正)

No.	構造物	地盤条件	サンプリング法	室内・原位置試験
1	明石海峡大橋(龍岡ら, 1997b, 山縣ら, 1993)	堆積軟岩(神戸層群)・未固結な砂礫(明石層)	BS, RCTS	一軸試験・三軸圧縮試験・三軸圧縮試験(LDT)・弾性波探査・平板載荷試験・孔内水平載荷試験
2	レインボーブリッジ(和泉ら, 1996)	堆積軟岩(固結シルト, 上総層群)	RCTS	三軸圧縮試験(LDT)・弾性波探査・平板載荷試験・孔内水平載荷試験
3	相模原実験空洞(大深度掘削, 越智ら, 1997)	堆積泥岩(泥岩, 上総層群)	BS, RCTS	一軸試験・三軸圧縮試験・三軸圧縮試験(LDT)・弾性波探査・平板載荷試験・孔内水平載荷試験
4	ジオドーム(大深度掘削, 越智ら, 1997)	堆積泥岩(泥岩, 上総層群)	BS, RCTS	三軸圧縮試験(LDT)・弾性波探査
5	根岸LNGタンク(後藤・高橋, 1993)	堆積軟岩(泥岩, 上総層群)	BS	一軸試験・三軸圧縮試験(LDT)・圧裂試験・弾性波探査・超音波伝播試験・孔内水平載荷試験
6	知多LNGタンク(水野ら, 1998)	堆積軟岩(固結シルト, 砂, 第三紀常滑層)	BS	三軸圧縮試験(LDT)・BE・超音波伝播試験・弾性波探査
7	刈羽柏崎原子力発電所(寺田ら, 1997)	堆積軟岩(泥岩, 第三紀)	BS	三軸圧縮試験・三軸圧縮試験(LDT)・弾性波探査・平板載荷試験・孔内水平載荷試験
8	小谷ロックフィルダム(Yamaguchi et al., 1999)	堆積軟岩(泥岩・凝灰岩)	RCTS	三軸圧縮試験(LDT)・平板載荷試験・孔内水平載荷試験・岩盤せん断試験

BS: ブロックサンプリング RCTS: ロータリーコアチューブサンプリング





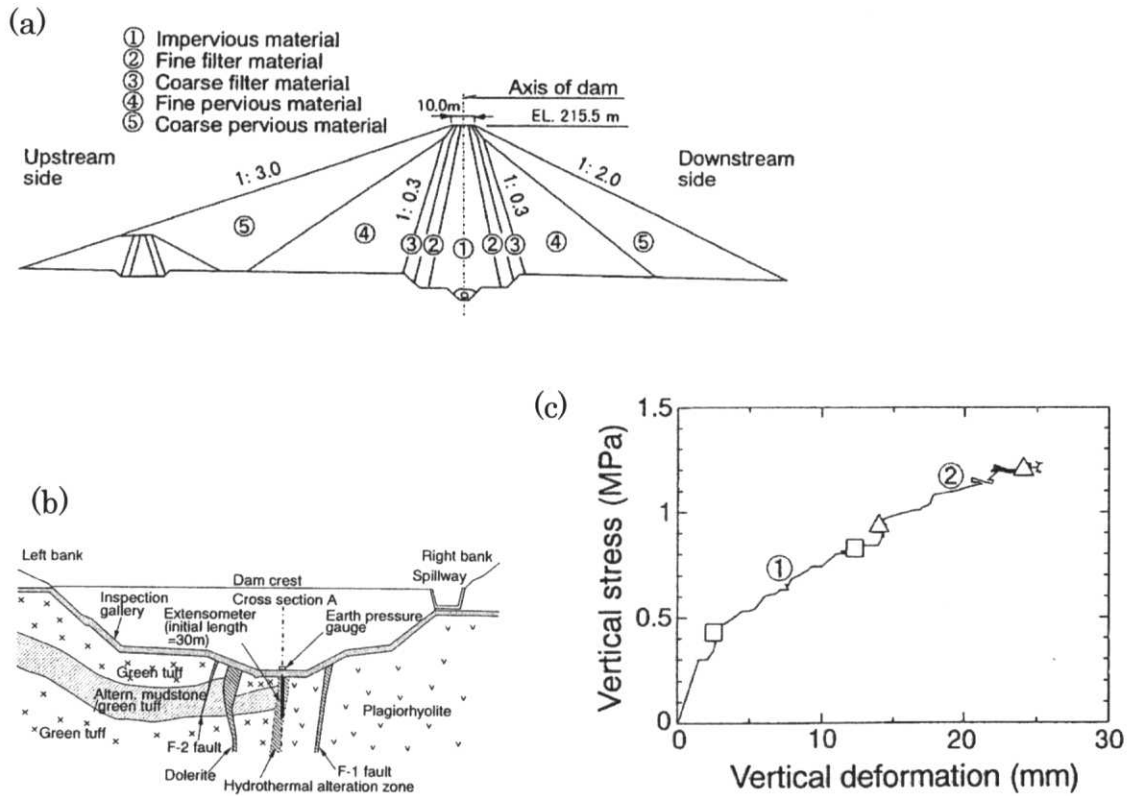


図 1.2.4 建設事例—小谷ダム

(a)小谷ダム, (b)地層構成, (c)ダム底部の接地圧—沈下量関係(Yamaguchi et al, 1999)

表 1.3.1 堆積軟岩の基本的特性に関する既往の研究

①室内力学試験の有効性に関する既往の研究 <ul style="list-style-type: none">・不連続性の影響・試料のサンプリング方法の影響
②変形・強度特性を把握する要因に関する既往の研究 <ul style="list-style-type: none">・試験条件・セメンテーション・拘束圧依存性・ひずみレベルによる非線形変形特性・構造異方性・時間依存性
③変形・強度特性をモデル化する方法に関する既往の研究 <ul style="list-style-type: none">・破壊基準・弾性変形特性・非線形変形特性

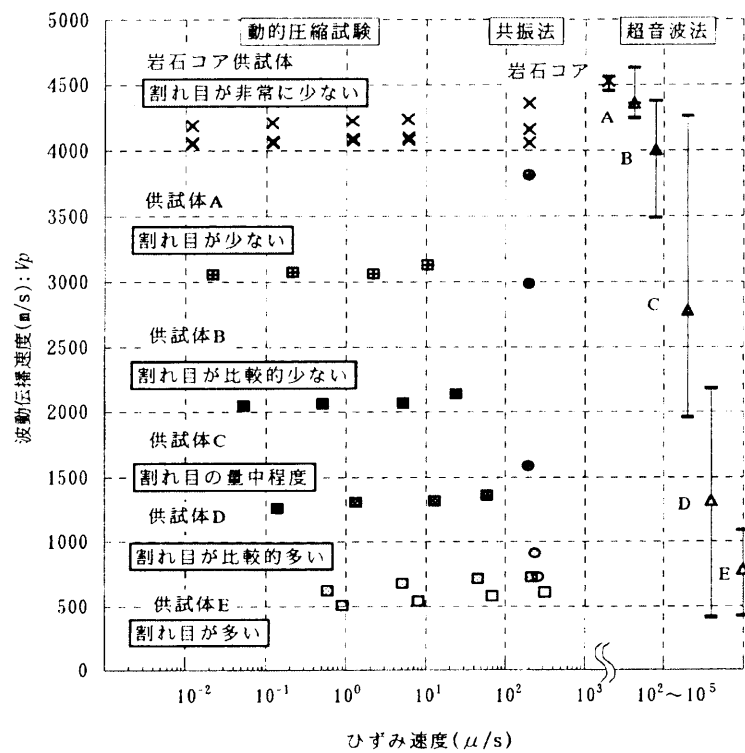


図 1.3.1 岩盤ブロックの動的圧縮試験、共振法、超音波法試験による波動伝播速度とひずみ速度の関係(佐藤ら, 1997)

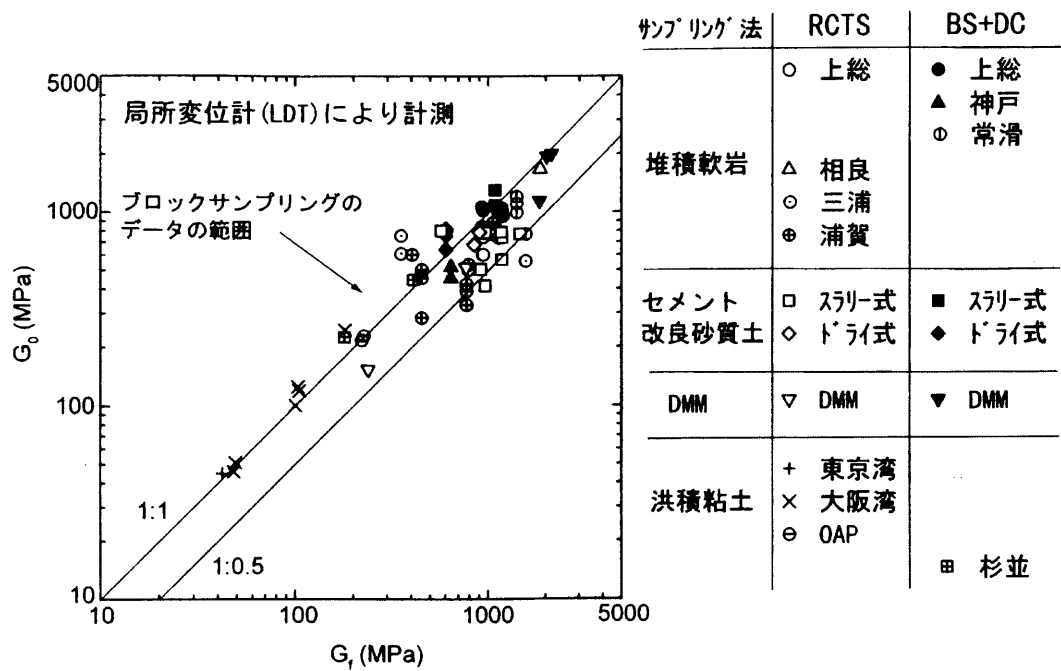


図 1.3.2 堆積軟岩地盤とセメント改良土地盤における原位置弾性せん断波速度 V_s によるせん断剛性率 $G_f (= \rho V_s^2)$ と原位置上載圧 $(\sigma'_v)_{in-situ}$ で等方圧密した精密三軸試験による初期微小ひずみレベルでのせん断剛性率 $G_0 (= E_0/2(1+\nu))$ との比較(龍岡ら, 1997a)

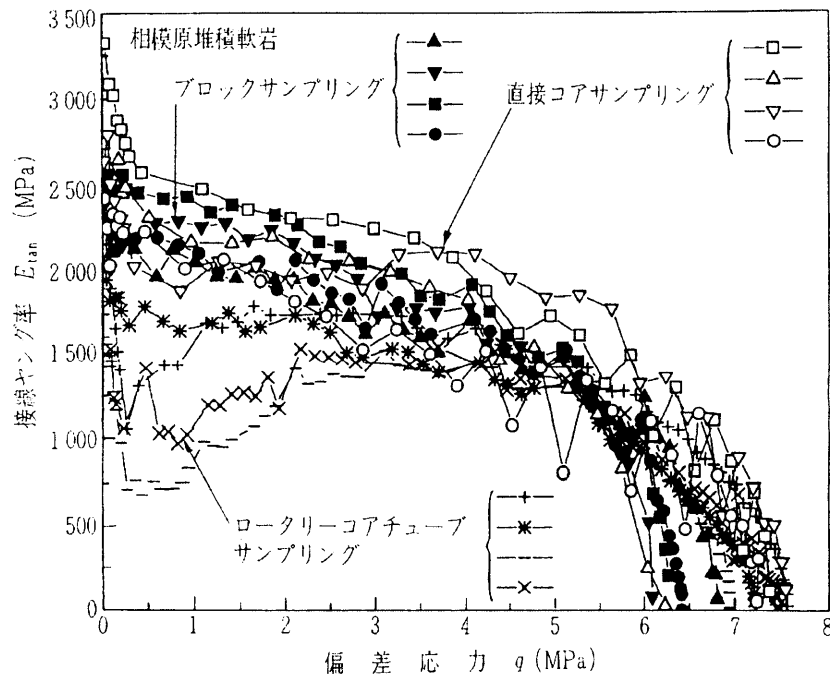


図 1.3.3 ロータリーコアチューブサンプリング RCTS とブロックサンプリング (BS)と直接コアリング(DC)で採取した試料の精密三軸圧縮試験により得られた接線ヤング率 E_{tan} —軸差応力 q 関係(小高ら, 1998)

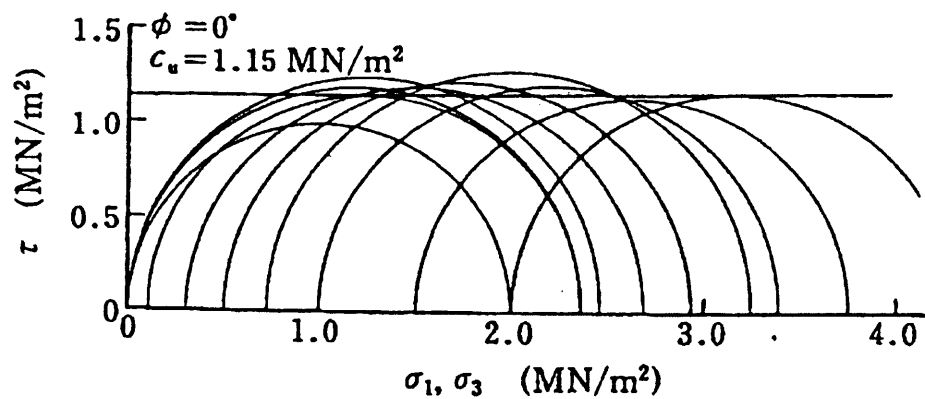


図 1.3.4 飽和した島尻層泥岩の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験(新城, 1980)

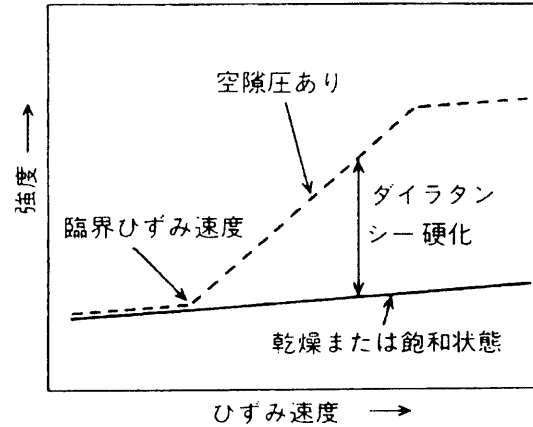


図 1.3.5 ダイラタンシー硬化および臨界ひずみ速度の概念(Brace and Martin, 1968)

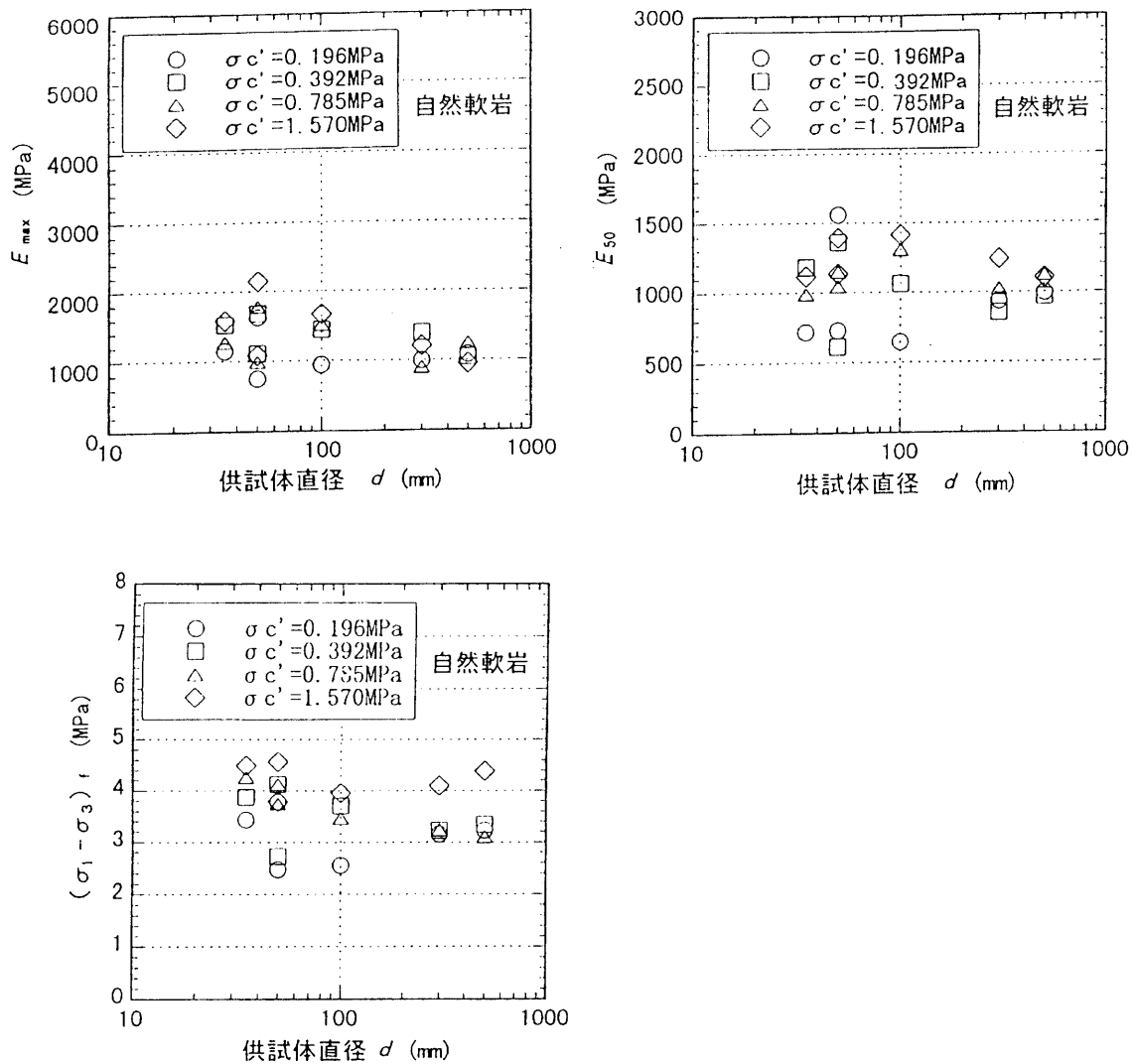


図 1.3.6 直径 35～500mm の新第三紀の堆積軟岩(シルト岩)局所的なひずみ測定を用いた三軸圧縮試験結果(池見ら, 1998)

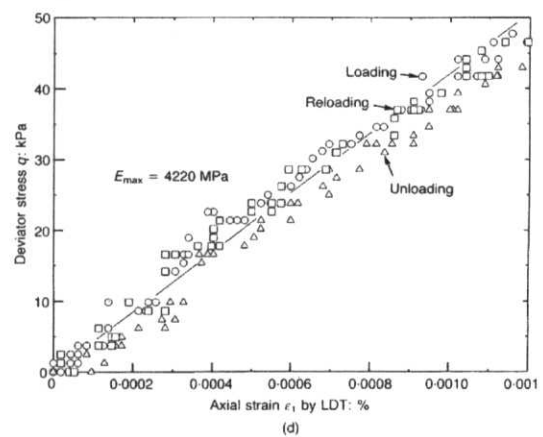
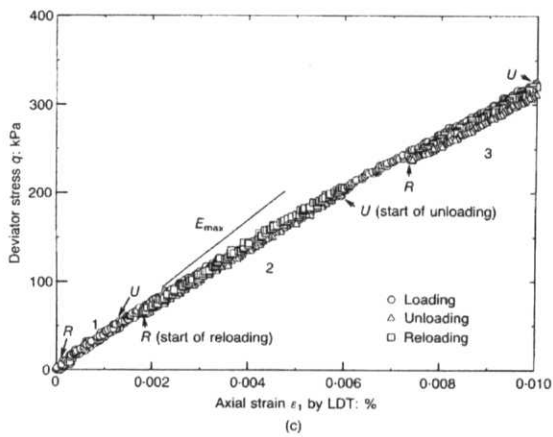
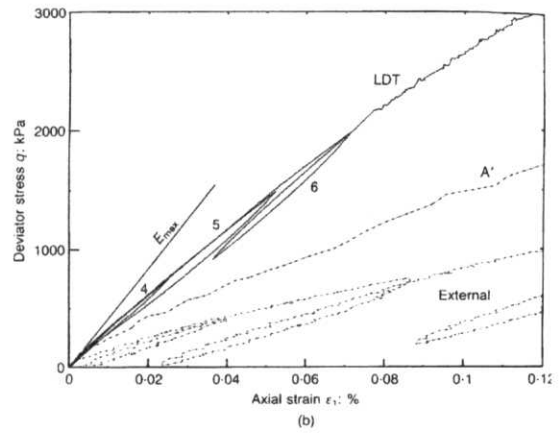
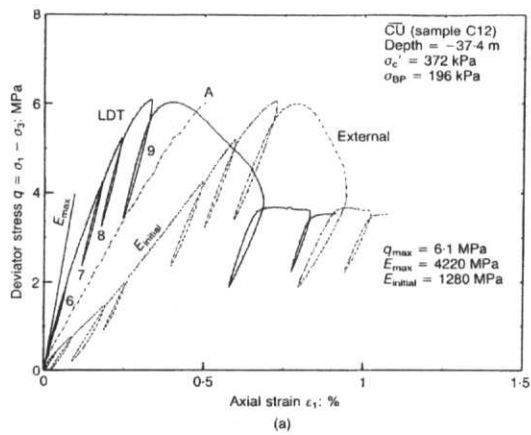
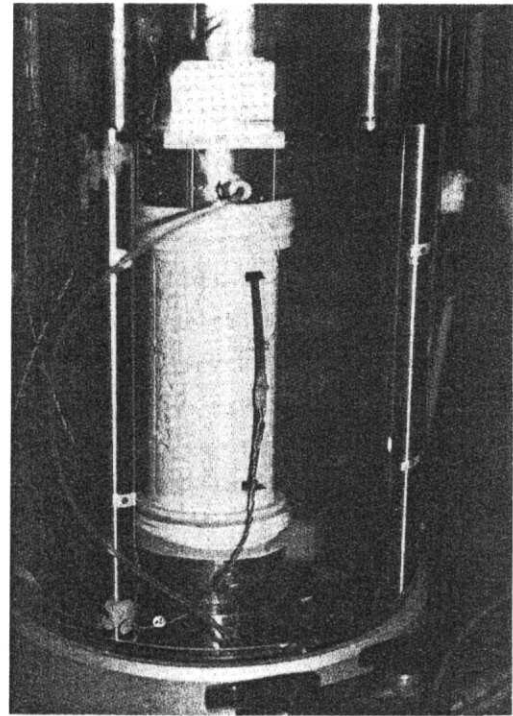
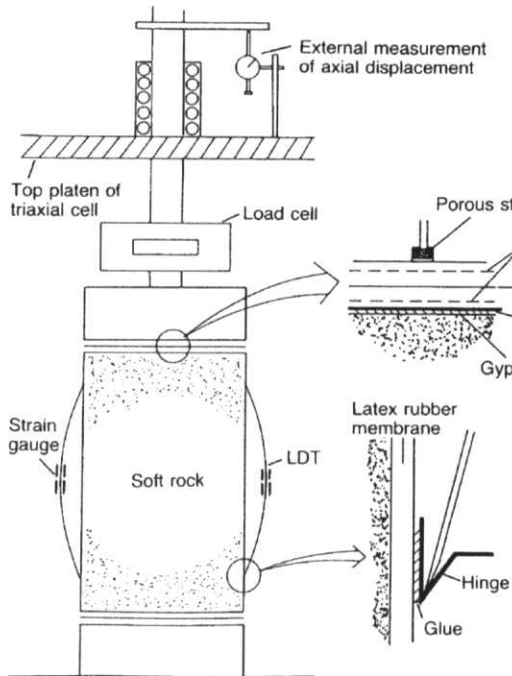


図 1.3.7 LDT(Local Deformation Transducer)を軸ひずみ測定に用いた三軸圧縮試験方法と試験結果(Kim et al., 1994)

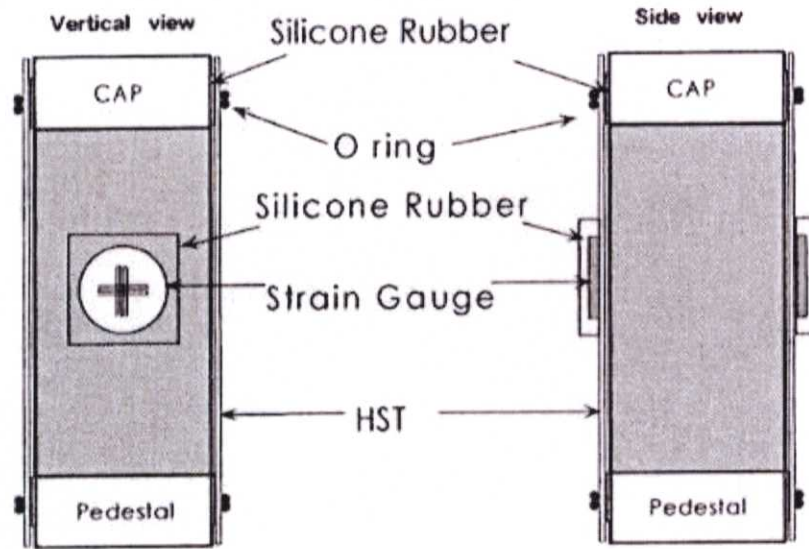


図 1.3.8 三軸試験で熱収縮チューブを用いた不均質岩や湿潤供試体の軸・周方向ひずみを測定する方法(長田ら, 1999)

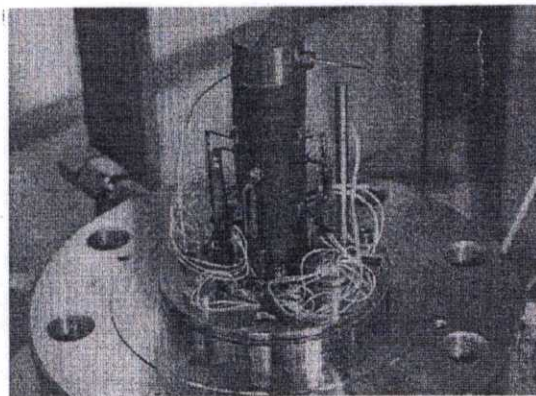
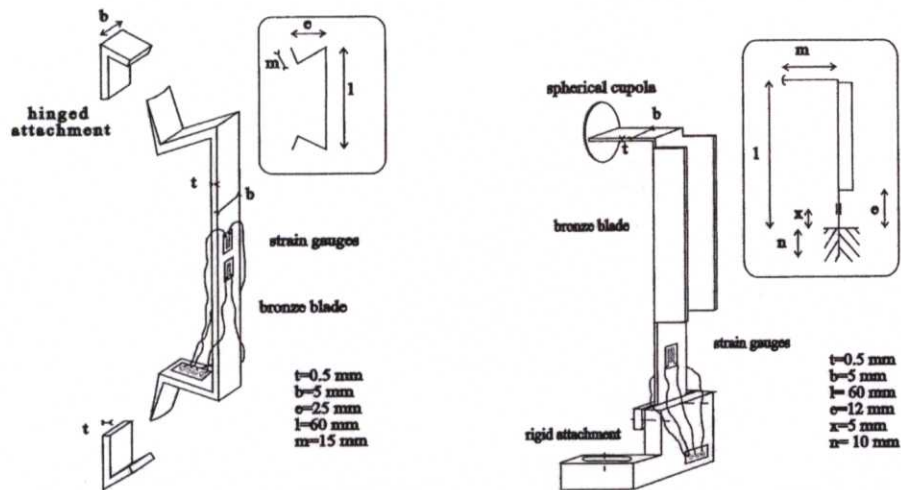


図 1.3.9 三軸試験でカンチレバー式変位計を用いて軸・側方方向ひずみを測定する方法(Bésuelle and Desrues., 1998)

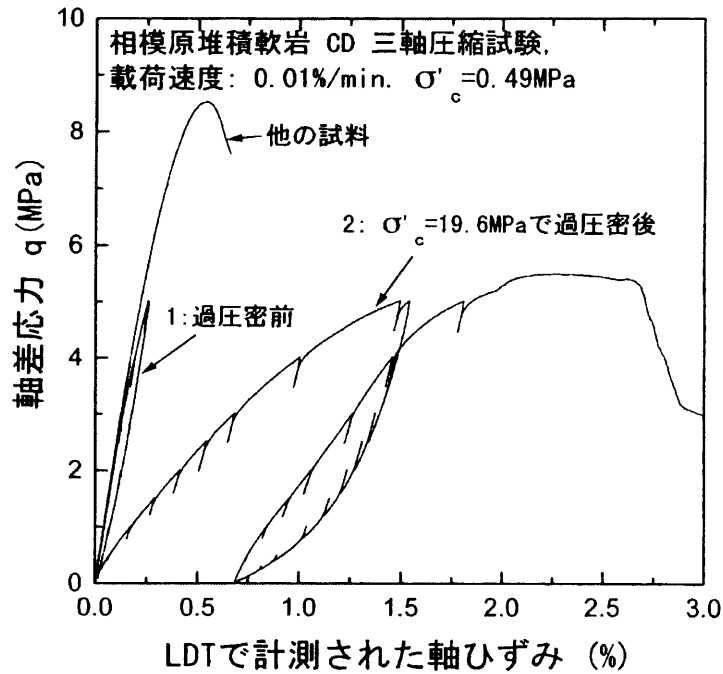


図 1.3.10 堆積泥岩の過圧密前と過圧密後の等方圧密排水三軸試験結果(王林ら, 1996)

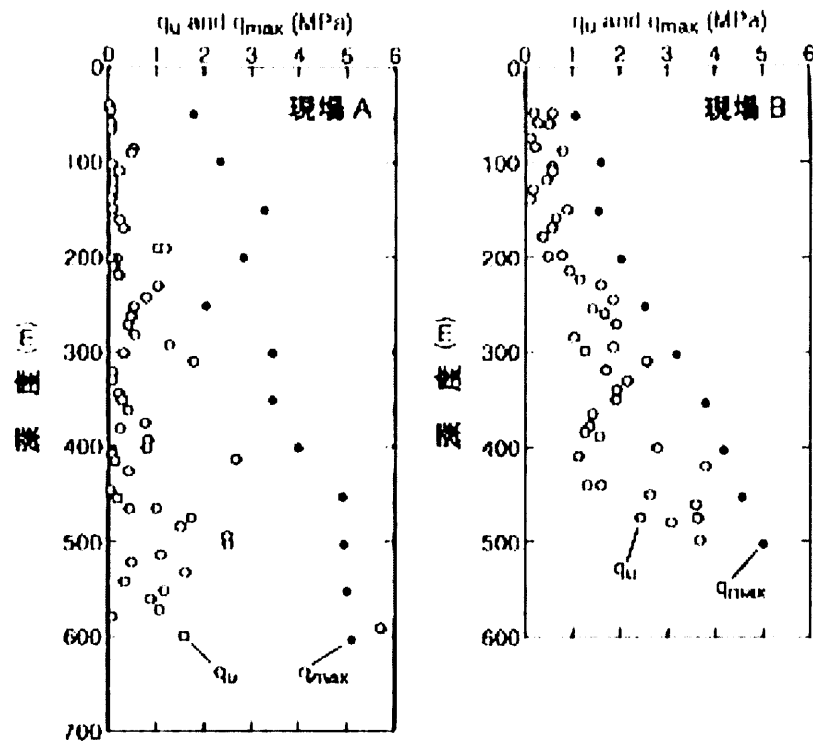


図 1.3.11 堆積軟岩(上総層・下総層)から(RCTS で得た試料の一軸圧縮強度 q_u と原位置上載圧(σ'_{v0})_{in-situ} で等方圧密した非排水三軸圧縮試験による最大軸差応力 q_{max} の深度分布(Kawasaki et al., 1993)

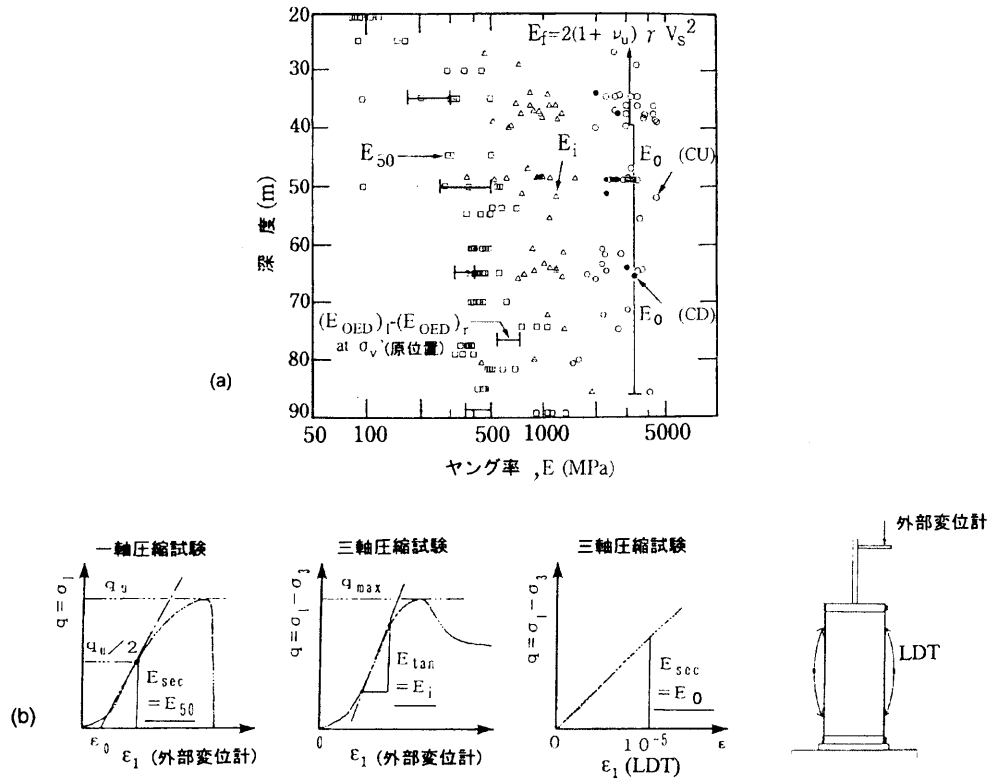


図 1.3.12 原位置弾性波速度測定による変形係 $E_t = 2(1 + \nu_u) \rho V_s^2$ (V_s : せん断波速度, ν_u : 非排水ポアソン比) と、一軸・三軸圧縮試験による変形係数 E_{50} , E_0 との比較(越智ら, 1994, Tatsuoka et al, 1995)

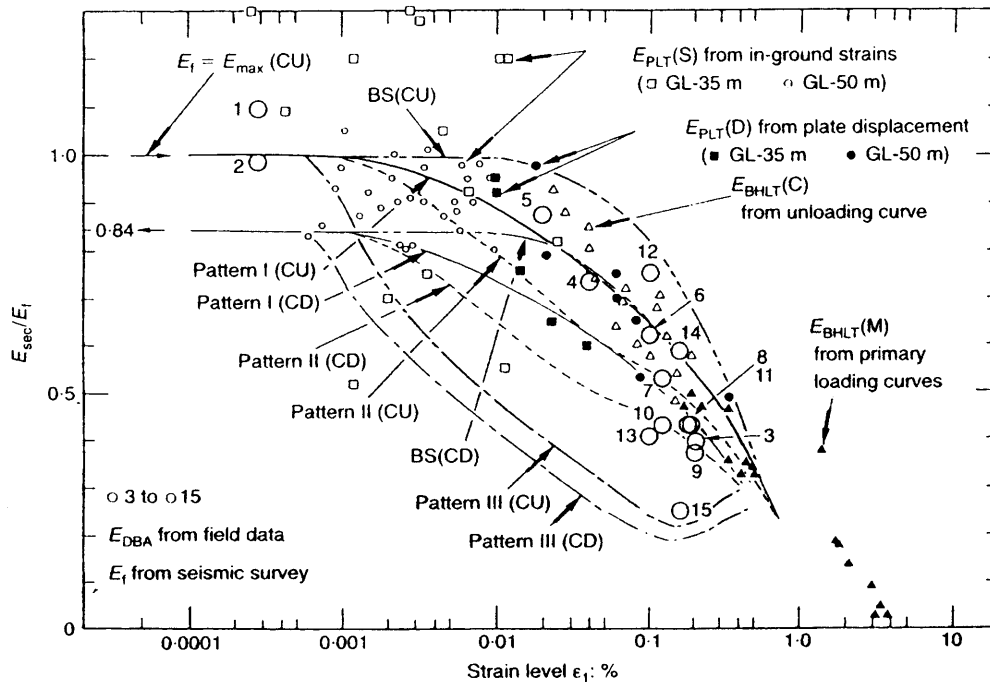


図 1.3.13 室内試験・原位置試験と原位置挙動から得られる変形係数とひずみレベルの関係(Tatsuoka et al., 1997)

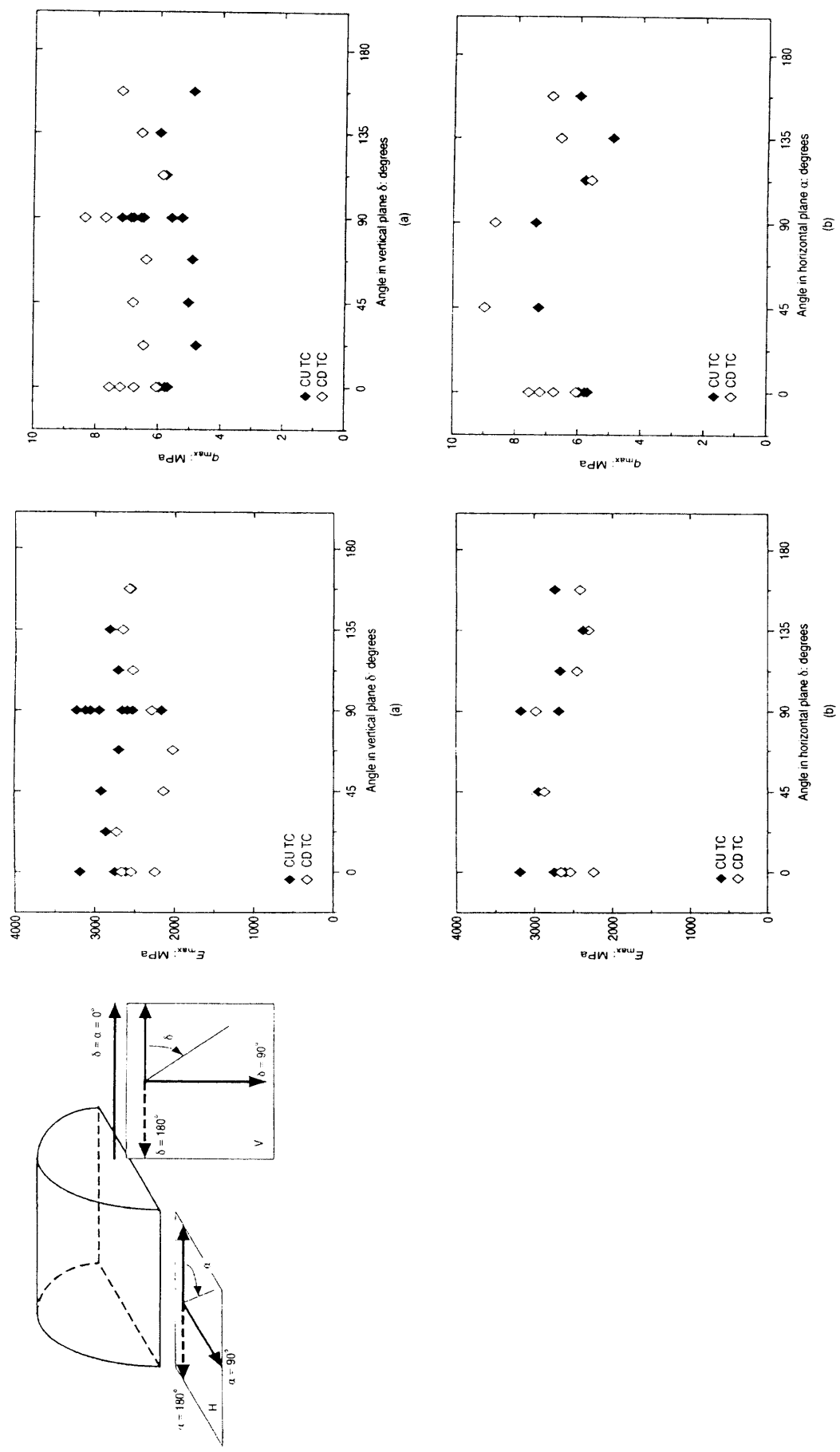


図 1.3.14 上総層群の堆積泥岩地盤からいろいろな方向に採取した円柱供試体を用いた三軸圧縮試験結果(王ら, 1996)

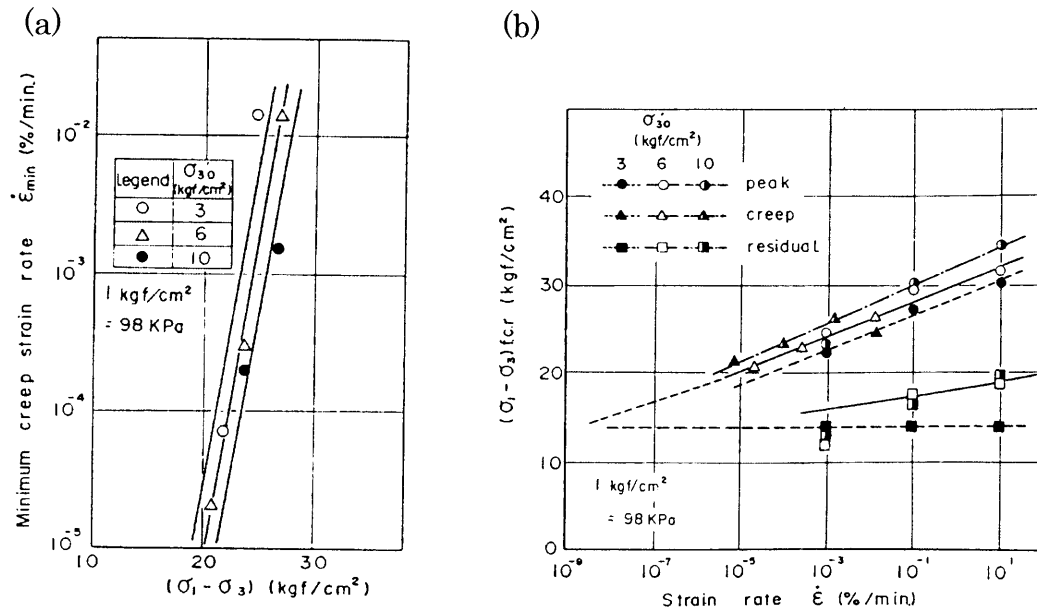


図 1.3.15 (a)圧密非排水クリープ試験時における最小クリープひずみ速度と軸差応力の関係, (b)強度とひずみ速度の関係(西ら, 1983)

第二章 試験材料と試験装置

2.1 はじめに

本章では、本研究で用いた試験材料(堆積軟岩)の概要と、本研究で改善した中圧三軸試験装置および新たに開発した三主応力制御試験装置について述べる。

本研究の対象とした堆積軟岩には、相模原堆積軟岩、東京湾口海底堆積軟岩、赤羽橋堆積軟岩のように、採取場所による名前を便宜的に付けた。3種類の堆積軟岩は南関東に分布し、それぞれが土木プロジェクトに関連した地盤調査の一環として採取されたものである。地質学的には、いずれも上総層群に属する。関係する土木プロジェクト、採取した地盤の地層構成、採取方法などについては「2.2 試験材料」で紹介する。特に、地層構成、採取方法は後の試験結果を考察するうえで重要である。

堆積軟岩の破壊前変形特性に関する研究は、中圧三軸試験装置を用いた三軸試験より始めた。本研究に用いた中圧三軸試験の大きな特徴は、Local Deformation Transducer (LDT, Goto et al., 1991)を供試体側面に取り付けて軸ひずみを局所的に高精度に測定して、従来の試験方法より精度の高い試験結果を得ている点にある。試験装置は、著者が修士論文(早野, 1996)で用いたものと基本的に同じである。

当初は単調載荷時の軸差応力一軸ひずみ関係の非線形変形特性や強度特性の比較的簡単な評価が目的であった。その後ヤング率 E_v の応力状態依存性や軸差応力一軸ひずみ関係の時間依存性を目的とした研究を行なうことになり、そのためにより高精度で長期安定性に優れた測定が必要となった。そこで測定装置の追加、制御・データサンプリングシステムなど適宜改善を行なった。改善した点を含めて、中圧三軸試験装置を「2.3.1 中圧三軸試験装置」に記述する。

研究がある程度進行すると、堆積軟岩の弾性変形特性の異方性をより正確に把握する必要性が生じた。しかし円柱供試体を用いる三軸試験装置では、二方向の水平応力が同時に変化してしまい、供試体の水平方向のヤング率を直接評価することができない。そこで、中圧三軸試験装置と別に角柱供試体(60×80×160mm)を用いた三主応力を独立に制御する三主応力制御試験装置をあらたに開発した。この試験装置のもう一つの大きな特徴は、LDT を縦・横方向に、非接触変位計(Gap sensor)のターゲットを供試体の一対の側面にセットして三方向の主ひずみをそれぞれ局所的に測定した点にある。この装置の詳細を「2.3.2

三主応力制御試験装置」で述べる。

最後に中圧三軸試験装置および三主応力制御試験装置に共通な特徴であり、本研究に不可欠な 0.001%レベル以下のひずみが測定可能な高精度局所変形測定システムを「2.3.3 高精度局所変形測定システム」で記述する。

2.2 試験材料

本研究で用いた試験材料は、南関東で採取した上総層堆積軟岩である。図 2.2.1 に首都圏の代表的地盤断面図を示す(図 2.2.1a,b: 龍岡ら, 1997a. 図 2.2.1c: Hoshino, K., 1993)。図 2.2.1(a)には首都圏における軟岩に関連する代表的なプロジェクトの位置とともに、本研究で用いた試験材料を採取した位置の概略を示した。

図 2.2.1(b)(c)より、広大な範囲に堆積軟岩地盤が存在していることがわかる。房総半島および三浦半島に下位より三浦層群(MU)、上総層群(KZ)と呼ばれる新第三系が広く分布している。岩相的には泥岩・砂岩の互層を主体としていて、礫岩、火山砕屑岩を挟む。三浦・房総半島の中中部には東西に伸びる葉山―嶺岡隆起帯があり、その隆起帯を中心として南と北に緩い単斜構造をなし、隆起帯より遠ざかるほど新しい地層が分布する。下位の三浦層群は泥岩、シルト岩を主体とするが、上位の上総層群になるに従い砂岩優勢となる。

これらの堆積軟岩のほとんどは、健全な状態で含水比 $w_n=20\sim40\%$ 、一軸圧縮強度 $q_u=5\sim100\text{kgf/cm}^2$ 、湿潤密度 $\rho_t=1.8\sim1.95\text{g/cm}^3$ であり、新第三紀鮮新世後期～洪積世初期に堆積した堆積土が、続成作用により密度化・固化したものである。地殻変動が緩やかであり、傾斜も緩やかで著しい褶曲構造は見られず、また変質、特に熱水作用をほとんど受けてないことが特徴である。また、大谷石に代表されるグリーンタフ地域の軟岩と違う点は、続成作用が弱いことによる低固結、軟質で特徴づけられる。土木分野では、この堆積物を土丹と呼ぶことも多い。

本研究で使用した堆積軟岩は、主に南関東に分布し、

- ・ 相模原堆積軟岩
- ・ 東京湾口海底堆積軟岩
- ・ 赤羽橋堆積軟岩

の三種類である。以下にその概要を示す。

2.2.1 相模原堆積軟岩

採取した地域は、神奈川県相模原市西部の相模川丘陵に位置する。ここでは上総層群堆積泥岩に大深度地下空間を構築し、各種原位置試験(弾性波速度探査・平板載荷試験・孔内水平載荷試験)およびサンプリング試料を用いた室内三軸圧縮試験を実施し、現場計測結果と合わせて堆積軟岩の変形特性の検討がなされている(越智, 1994, 壺内ら, 1995)。

(a) 地層構成(越智, 1994)

当該地域の地層構成は、深度 7m までは腐食土および立川ローム、その下は層厚 14m の砂礫層、さらにその下部は上総層群堆積泥岩である(図 2.2.2)。砂礫層は、最大粒径 1m 以上の新鮮な礫を含む田名原礫層があり、その下に粘土化した風化礫を主とする座間丘陵礫層が分布している。礫層と上総層群は数十万年の不整合面となっている。上総層群の堆積時期は一般的に、鮮新世後期～洪積世前期と考えられている。当該地域における化石調査では、深度 35m の試掘横坑内で観察された上総層群からは約 80 万年以前、また深度 50m 位置では 166 万年前と推定される。地下水位は、田名原礫層上面に位置し、1m 前後の季節変動を伴う。

(b) 大深度地下空間(松本ら, 2000)

地中連続壁工法により山留め壁が構築され、幅 6m、長さ 10m の立坑が深度 24m まで切梁工法で構築されている。堆積泥岩層ではロックボルトと吹付けコンクリートの NATM 工法に切替えて、深度 50m まで掘削されたその後、長さ 30m、最大高さ 8m、幅 8m の馬蹄形横坑を、実証実験用の大深度地下空間として構築されている(図 2.2.2)。

馬蹄形横坑の構築から約 2 年経過後、深度 50m の底盤より直径 4m の立坑が深度 70m まで構築された。その底部より、らせん状のトンネル(スパイラルトンネル)が掘削され、コンクリートを充填してこれを支保工に用い、その後直径 20m のドーム状空洞(通称「ミニドーム」、(財)エンジニアリング振興協会, 1997)が構築された。ミニドーム掘削には、ロックボルトと吹付けコンクリートが適用されている(図 2.2.3)。

(c) サンプルング方法と物理特性

図 2.2.3 に示す深度約 50m の試掘横坑内で、ダイレクトコアリング(直接コアサンプルング)とブロックサンプルングを行った。ダイレクトコアリングにより、円柱供試体($\phi 50 \times H125\text{mm}$)用コアサンプルを、またブロックサンプルングにより角柱供試体($80 \times 80 \times 160\text{mm}$)用コアサンプルを採取した(写真 2.2.1)。ブロックサンプルングは、横坑内で周辺の軟岩を注意深く削りながらブロック状($20\text{cm} \times 20\text{cm} \times 20\text{cm}$)に採取し、室内において良く固定して整形を行なった。試料は、乾湿による含水比の変化を極力防止する必要があるため、乾湿防止のためにビニールラップで覆い、さらにパラフィンでシールして試験に供するまで冷暗所で保存した(図 2.2.4)。円柱および角柱供試体として用いた。

相模原堆積軟岩の代表的な物理特性を表 2.2.1 に、粒度試験結果を図 2.2.5 に示す。表 2.2.1 は、金(1992)による三軸圧縮試験用供試体の物理特性をまとめたものである。また、粒度試験は、乾燥供試体を乳鉢ですりつぶし、ふるい分析と沈降分析による方法を用いた。ゆえに粒子が破碎する恐れがあり、土質粒子のすりつぶし限度を明確にするために習慣的な方法に因って、 0.42mm ふるい通過を目的とした。細砂分はごくわずかでほとんどシルトと粘土に対応する粒径のもので構成され、特にシルト分が多いのが特徴である。平均粒径 D_{50} は、 0.0188mm である。

2.2.2 東京湾口海底堆積軟岩

サンプルングを行った地域は、東京湾口部付近の海底地盤である。当該地盤は、神奈川県横須賀市から東京湾口部の浦賀水道航路を横断し、千葉県富津市に至る東京湾口道路の橋梁基礎あるいはトンネルの支持地盤として検討されている(建設省, 1998)。

(a) 地層構成

東京湾口部付近の海底地形は、全体的に三浦半島寄りに水深 80m 程度の谷があり、房総半島側は比較的平坦である。地質は、三浦層群(鮮新世後期～中期)とそれを不整合に覆って上総層群(鮮新世～更新世前期)が分布し、上総層群の上には、これを不整合に覆うように更新世中期～完新世の地層が分布している(図 2.2.6)。鉛直と水平方向の縮尺が異なっているため、各地層の傾斜が強調されて

描かれており、実際にはサンプリング箇所ではほとんど水平な堆積構造に近い。三浦半島側では下位層から逗子泥岩層、池子火砕質砂岩の三浦層群、更にその上位に泥質砂岩の上総層群で構成されている。房総半島側は下位層から三浦層群の上位に凝灰質砂岩(竹岡層)、中粒凝灰質砂岩(十宮層)、泥質砂岩・細粒砂岩(岩坂層)、および砂礫層(長浜層)で構成されている。

(b) 東京湾口道路計画

東京湾口道路は、神奈川県横須賀市から東京湾口部の浦賀水道航路を横断し、千葉県富津市に至る道路として計画されている(図 2.2.7)。東京湾岸道路・第 2 東京湾岸道路・東京湾アクアラインと共に東京湾における環状道路網を構成する。東京湾口部周辺の地形・地質調査、技術調査として橋梁・トンネル両形式による路線・構造の検討、経済調査として東京湾口道路の整備効果などの検討が行われている。

(c) サンプリング方法と物理特性

試料は観音崎から東南東の沖合(浦賀水道周辺) 海上の 2 地点でロータリー式コアチューブサンプリングにより採取した(応用地質株式会社, 1998)。この 2 地点は、東京湾口道路が橋梁で計画された場合にピア(3P)とアンカレッジ(4A)が建設予定されている(図 2.2.8)。

ボーリング足場としてブイ型ボーリング檣を使用して原則として孔径 76mm のロータリー式スリーブ内蔵 2 重管サンプラーを用いて実施した。採取したコアの径は約 60~65mm であり(写真 2.2.2)、長さ 1m 毎に切断した。岩の硬さにより、メタルクラウンとダイヤモンドビットを使用し、採取したコアは振動を最小限に押さえて運搬して適宜、乾燥防止に努めた。室内で三軸圧縮試験供試体用に直径 50mm の円柱供試体に整形した。表 2.2.2、2.2.3 に当該地点の各地層の物理特性を示す。なお、表の各数値は試験試料の平均値である。3P,4A 地点でボーリング調査した地層はおおむね上総層群に相当している。3P 地点には細粒砂岩が多く見られ、4A 地点では深度 87.5m 以浅までは細粒分が約 90%を占める砂質泥岩が、深度 87.5m 以深は細粒砂岩が堆積している。図 2.2.9、2.2.10 に 3P,4A 地点の深度 10, 50, 100m における東京湾口海底堆積軟岩の粒度試験結果を示す。参考のために相模原堆積軟岩の粒度試験結果を併記した(図 2.2.5 参照)。またボーリング試料の粒度試験で得られた各地点における平均粒径 D_{50} の深度分布を図 2.2.11 に示す。

2.2.3 赤羽橋堆積軟岩

サンプリングを行った地域は、東京都港区の赤羽橋駅部での開削工事現場である。当該地域は、大江戸線（旧都営 12 号線）環状部の一角をなす。都心部であり、周辺には多くの既存構造物が隣接する。

(a) 地層構成

図 2.2.12 に、赤羽橋堆積軟岩の採取地点付近の地質推定断面図を示す(宮崎, 1998 を修正・加筆)。台地部の層序は、上位より関東ローム層、東京層、東京礫層、上総層群と続く。台地の縁の斜面部では関東ローム層が削られ沖積層が薄く分布している。東京層は、層相の変化があるものの連続性が良い。低地部の層序は上位より有楽町層、埋没段丘礫層、東京層、東京礫層、上総層群と続く。

上総層群(Kam, Kas)は、第三紀鮮新世～洪積世前期に堆積した地層で、主に泥岩と砂の互層からなり、N 値は 50 以上である。本層の走行傾斜は「溝口盆地状向斜構造」に支配され、走行はおおむね北東方向である。傾斜は $1\sim 2^{\circ}$ 南東と推定される(図 2.2.12 では縮尺の都合上、傾斜が強調されている)。

(b) 大江戸線（旧都営 12 号線）プロジェクト

大江戸線（旧都営 12 号線）は、都市の西北部、都心部、下町地域、山の手地域の 11 区をむすぶ地下鉄である(図 2.2.13)。東京における新たな交通ネットワークの形成や交通不便地域の解消、沿線地域の活性化を目的とし、都市を放射状に走る既設の鉄道ときめ細かく連絡する路線として平成 12 年 12 月に全線開業した。

(c) サンプリング方法と物理特性

試料は、赤羽橋駅部での開削工事の掘削中にブロックサンプリングにより採取した。すなわち、深度 GL-14m において上部の沖積層の掘削が終了し、上総層が出現した時点で試料採取した。

ブロックサンプリングは以下の手順で行った。採取箇所を鉛直に(深さ 40cm 程度)φ20cm のコアカッターで試料と周辺地盤の縁を切る。その後、エアピック等で採取試料円柱部の周辺地盤を注意深く除去し(写真 2.2.3)、低部をカッ

ター等で地山から切断する。最後に含水比の変化を防ぐためにサランラップで包み、その上から医療用ギプスで保護した。室内で $\phi 20\text{cm}$ の円柱試料から抜き取る方向を鉛直方向・水平方向に分けて $\phi 50\text{mm}$ の円柱供試体を作成した。また、角柱供試体は、ダイヤモンドカッターによって形状に切り出した後、研磨機により整形した。整形後の供試体にはサランラップを巻き、パラフィンでコーティングした。

なお、試料採取箇所は比較的均質な場所を選定したが、水平面の作製等で上部を削る作業を行なったため均質な泥岩部分の厚さが薄くなった。そのために上部 20～30cm 程度が比較的均質な灰黒色の泥岩層、それより下部は、やや薄茶色の砂質が優勢な泥岩になった。 $\phi 20\text{cm}$ の円柱試料は、両層にわたって採取しているため、上部は、密実な泥質優勢な泥岩層、下部は砂質優勢な泥岩層になっている。

赤羽橋堆積軟岩の一軸圧縮強度は $q_u=8.5\sim 30.6\text{kgf/cm}^2$ である。赤羽橋堆積軟岩(Kam)の物理特性を表 2.2.4 に示す。泥質優勢部分と砂質優勢部分が入り混じったため、ばらついた値となっている。赤羽橋堆積軟岩(Kam)の粒度試験結果を図 2.2.14 に示す。参考のために、相模原堆積軟岩の粒度試験結果もあわせて示す。

2.3 試験装置

大深度地下空間の掘削・大型橋梁基礎・高層ビルなど重要構造物の工事は、比較的硬い地盤が対象になると共に、深さも増す傾向にある。大深度の地盤環境を再現するためには、粘土や砂を対象とした従来の三軸圧縮試験装置には限界が生じ、より大きな拘束圧を与えることができる試験装置が必要となる。すなわち室内試験装置も高容量・高拘束圧が要求される。

そこで、軟岩などの硬質地盤材料や大深度試料の土被り圧下での変形・強度特性を検討するために、1995 年に全自動化した高精度中圧三軸試験装置を開発した。「中圧」の正確な定義は明確ではないが、地盤工学会(2000b)が基準化している三軸試験の最大セル圧が 10kgf/cm^2 程度であるのに対し、今回開発した装置の拘束圧の容量は 30kgf/cm^2 なので、中圧三軸試験装置と呼ぶことにした。この試験装置の詳細は、佐藤ら(1996)に詳しい。その特徴は、

- ・ 簡易な中圧発生・供給システム(30kgf/cm^2 以下)の採用
- ・ LDT を用いた高精度局所変形システムの採用
- ・ 広範囲で複雑な応力経路・履歴がほぼ自動的に負荷できること

にある。

本研究はまず中圧三軸試験装置を用いることから出発し、せん断変形時の軸差応力一軸ひずみ関係を得る目的で、円柱供試体($\phi 50 \times h 125 \text{mm}$)を原位置上載圧(σ'_v)_{in-situ} で等方圧密した後、単調載荷三軸圧縮試験を実施した。研究の進展に伴い、微小ひずみレベルの鉛直方向ヤング率 E_v の応力状態依存性や時間依存非線形変形特性の評価を目的とした試験のために、

- ・ より幅広い載荷速度で試験が可能な AC サーボモータの採用
- ・ クリープ中の軸ひずみ測定のために測定装置の追加
- ・ より連続した高分解能な制御・データサンプリングシステムの採用

など適宜改善を行なった。

三軸試験結果から軸差応力一軸ひずみ関係に代表される一次元変形挙動を明らかにするにつれ、特に弾性係数の異方性を含め三次元的変形特性を解明するために三方向の主応力を独立に制御することが必要になった。すなわち、従来型の円柱供試体を用いた三軸試験では供試体長軸方向の鉛直ヤング率は評価できるが、これに直角方向の水平ヤング率は直接評価できない。なぜならヤング率を評価するためには、評価する方向の直応力のみを変化させる必要があり、三軸試験装置では水平二方向の主応力が同時に変化してしまうからである。

そこで平面ひずみ試験装置の開発(Hayano et al., 1999)で得られた知見を基礎に、三方向の主ひずみを局所的に測定し、かつ三主応力の独立な制御が可能な三主応力制御試験装置を新たに開発した。供試体には角柱供試体($60 \times 80 \times 160 \text{mm}$)を用いた。その特徴は、

- ・ 拘束板と薄型油圧シリンダーによる水平方向軸差荷重発生システムの採用とその制御
- ・ LDT と非接触変位計(Gap sensor)を用いた三方向主ひずみの高精度局所変形システムの採用

にある。

以下の項で中圧三軸試験装置と三主応力制御試験装置の概要を説明する。また中圧三軸試験装置の改善および三主応力制御試験装置を開発した後、それぞれ測定精度の向上とその確認のために試験方法の検討を行った。これについては第三章で述べる。

2.3.1 中圧三軸試験装置

本試験装置(図 2.3.1、写真 2.3.1)は、低圧縮空気圧(8kgf/cm^2 以下)から高圧縮

空気圧に増圧する増圧器(エアブースター)と高圧縮空気圧を自動コントロールする圧力制御装置(空圧サーボ弁)、制御空気圧をセル水圧に変換するバルーンを内蔵した高耐圧アクリル容器、中圧三軸セル、微小変位制御載荷装置、各種測定器とパーソナルコンピュータから構成されている。

高圧縮空気は空圧サーボ弁の設定により最大 30kgf/cm^2 まで制御可能であり、中圧三軸セル自体はその 3 倍程度の圧力まで耐える。三軸セル内には、直径:高さ=1:2 の円柱供試体ならば、最大 $\phi 100\text{mm}$ の円柱供試体まで設置することが可能である。また軸方向には最大 5tf まで載荷でき、載荷方向の反転に遊びが非常に少ないギヤ式載荷装置を用いた。載荷速度は AC サーボモーターの採用により最大 3000 倍まで連続的に変化させることができる(Santucci de Magistris et. al., 1999)。A/D カード 1 枚を用い測定チャンネルは最大 16 チャンネルまで増設可能である。また、D/A カード 1 枚で 4 チャンネルのアナログ出力を行い、軸載荷装置・圧力制御装置とパーソナルコンピュータで応力経路・履歴の負荷が自動的に制御できるようなフィードバックシステムを構成した。

(a) 中圧三軸セル

中圧三軸セル(写真 2.3.2, 図 2.3.2)は、外セル方式でキャップと載荷軸は剛結されている。ゆえに一般的な Bishop-Wesley 型三軸セル(Bishop and Wesley, 1975) で生じるような偏心載荷の可能性はない。セルにはアクリル円筒(外径 250mm, 内径 200mm)を用い、供試体の観察が可能である。最大セル圧 30kgf/cm^2 、最大軸荷重 10tf が使用限度である。その特徴を以下に示す。

- 1) 内支柱(タイロッド)の直径は 30mm で高剛性であり合計 4 本ある。(一般的な三軸試験装置の支柱は 3 本である)。また 2 本ずつ支柱の間隔を変えてあり、直方供試体を対象とした拘束板を用いた平面ひずみ試験も可能である。
- 2) 完全密閉式で水圧によって拘束圧を与えるため安全であり、クランプをしたまま軸シール(O-リング)の脱着が可能である。しかし、水密式にした軸シールを用いた場合、軸と軸受けの間の摩擦は当然大きくなる。セル内部に軸荷重測定用ロードセルを設置することにより、供試体に作用する荷重を正確に測定できる。ロードセルの原理は、谷(1980)に基づいている。
- 3) キャップは、側面排水タイプであり、供試体の上下端面をキャッピ

ングしても排水が可能になる(ペデスタルも同様)。また高剛性ロードセルと载荷軸に剛結されていて供試体の動きと载荷軸を一体化できる。

- 4) ペデスタルは、底盤と移動装置(ステンレス球を敷き詰めて軸荷重に耐えるようにした)を介して固定されていて、水平自由方向に 10mm 移動可能であり、せん断層を拘束なく発生させることができ、残留強度を正確に求めることが可能である(Hayano et al., 1997)。また、ロードセル・载荷軸に無理な偏心荷重が加わらない。

(b) 微小変位制御载荷システム

この载荷システムの特徴を次にあげる。

- ① 比較的広い範囲のひずみ速度が設定できる。
- ② ひずみ速度の一定性が高い。
- ③ 0.001%程度のひずみ振幅の繰返し载荷ができる。
- ④ 载荷方法の反転時の時間遅れがない。
- ⑤ パーソナルコンピュータで自動制御できる。
- ⑥ 比較的高荷重(最大荷重 5tf)を加えられる。

本システムでは、AC サーボモータを、モータの回転を多数の平ギヤで低下させてからボールねじに結合している。また平ギヤの反転に際しての遊びの問題を解決するために、常に一方向に回転しているモータと平ギヤと電磁クラッチを用いて载荷方向を反転している。

具体的には以下の通りである (図 2.3.3 参照)。

- ① AC サーボモーター(14)から回転ねじ(5)への経路には、

ギヤ A(3) → EMC(A)(6) on → 回転ねじ(5) (EMC(B)(7)off, EMB(8)off)

ギヤ B(4) → EMC(B)(7) on → 回転ねじ(5) (EMC(A)(6)off, EMB(8)off)

の二つがある。

経路の変換は電磁式コネクター(16)の on、off を D/A 変換器(17)とを介してパーソナルコンピュータ(18)で瞬時に行なう。

- ② 回転運動から直線運動への変換を、反転に対してほとんど遊びのない精密ボールねじで行なう。

また電磁式コネクタ(16)から AC サーボモーター(14)を介さずに回転ねじ(5)への経路に、

EMB(8)on → 回転ねじ(5) (EMC(A)(6)off, EMC(B)(7)off)

があり、載荷方向の反転に加えて、荷重が加わった状態で載荷位置を固定できる。

(c) エアーブースター(増圧器)

これは低圧空気で駆動し、パイロットバルブとエアーサーボバルブにより差圧によって自動的にピストン往復運動を行い、設定圧力に近くなると遅くなり停止する。小型で手軽に高圧縮空気を得ることができる。当初は、仕様が増圧比 1:4、供給空気圧 1~10kgf/cm²、最大吐出圧力 40kgf/cm²、最大供給量 400l/min、重量 2.5kgf のエアーブースターを用いた。その後三主応力制御試験装置と共通して用いることになり、エアー駆動増圧器(増圧比 1:7、最大吐出力 84kgf/cm²)と若干容量が大きいものを用いた。

(d) 圧力制御装置(空圧サーボ弁)

圧力の制御は試験の精度向上と自動化する上で重要である。ここで用いた圧力制御弁は、ノズルフラップ弁でサーボアンプ・圧力センサを内蔵していて高い分解能(0.001kgf/cm²以下)で高精度の圧力制御ができる。実際は 12bit の D/A カードを介してパーソナルコンピュータからアナログ電圧(0~10V)を最大供給圧 30kgf/cm² の空圧サーボ弁に出力して制御するために分解能は、

$30\text{kgf/cm}^2 / 2^{12} = 0.0073\text{kgf/cm}^2$
となる。

例えば自動圧密を行なうときは空圧サーボ弁から出力した空圧を、中圧水タンクを介して水圧に変換し、拘束圧として約±0.02kgf/cm²のステップで増加あるいは減少させる。同時にひずみ制御(載荷速度 0.001%/min)により軸力を目的荷重まで増加させ目的の応力経路に沿って自動的に進む。従って応力経路は細かい階段状になっている。目的の応力地点に到達した後は D/A 変換器の出力電圧を一定に保ち、サーボ弁内蔵のサーボアンプ・圧力センサにより、セル圧(出力側)を高精度に一定に保つ。

(e) 応力・ひずみの記号と求め方

土質力学の慣用に従い、応力・ひずみともに圧縮を正とする(図 2.3.4)。表 2.3.1 と表 2.3.2 に三軸試験で用いた応力とひずみの記号を示す。

全応力は σ_v , σ_h , 有効応力は σ'_v , σ'_h で表す。間隙水圧は u で表す。軸差応力 q は、

$$q = \sigma'_v - \sigma'_h \quad (2.3.1)$$

として定義する。三軸圧縮状態で $q > 0$, 三軸伸張状態で $q < 0$ である。これらは以下のように求めた。

- ① σ_h を超精密ブルドンゲージで測定する。 σ'_h は高容量差圧計(HCDPT)で直接測定する。

$$u = \sigma_h - \sigma'_h \quad (2.3.2)$$

として σ_h と σ'_h の差から u を求める。

- ② 軸差荷重 P_v は内部ロードセルで求め、軸差応力 q は

$$q = \frac{P_v}{A} \quad (2.3.3)$$

より求める。 A は、供試体断面積であり、

$$A = \frac{V_0 - \Delta V_{burette}}{H_0(1 - (\varepsilon_v)_{LDT} / 100)} \quad (2.3.4a)$$

V_0 , H_0 は供試体初期体積、初期高さであり、 $\Delta V_{burette}$, $(\varepsilon_v)_{LDT}$ はそれぞれ低容量差圧計(LCDPT)による体積変化量、LDTによる軸ひずみ量(%)である。圧密後は、

$$A = \frac{V_{c0} - \Delta V_{burette}}{H_{c0}(1 - (\varepsilon_v)_{LDT} / 100)} \quad (2.3.4b)$$

として求める。 V_{c0} , H_{c0} は圧密後の供試体初期体積、初期高さである。

- ③ q と σ'_h から(2.3.1)式により、

$$\sigma'_v = q + \sigma'_h \quad (2.3.5)$$

として σ'_v を求める。

- ④ 平均主応力 p' およびモール円の平均主応力 σ'_m をそれぞれ次のように求める。

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (2.3.6)$$

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \quad (2.3.7)$$

軸ひずみの記号は、「測定装置の種類と装置をセットする場所」で分類し、4種類の記号 $(\varepsilon_v)_{Ext}$, $(\varepsilon_v)_{Gap,Cap}$, $(\varepsilon_v)_{LDT}$, $(\varepsilon_v)_{Gap,local}$ を用いた。装置をセットする場所で、供試体の上部で測定する場合を外部的軸ひずみ、側面で測定する場合を局所的軸ひずみと呼ぶことにする。詳しくは「2.3.3 高精度局所変形システム」で述べるが、個々のひずみの求め方は以下のとおりである。

- ・ $(\varepsilon_v)_{Ext}$ は、三軸セル外部に測定したカンチレバー型ひずみゲージ式変位計で载荷軸の変位 ΔH_{Ext} を測定し、供試体初期高さ H_0 (圧密後初期高さ H_{c0})から求める。

$$\text{圧密前：} (\varepsilon_v)_{Ext} = -\ln \frac{H_0 - \Delta H_{Ext}}{H_0} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.8a)$$

$$\text{圧密後：} (\varepsilon_v)_{Ext} = -\ln \frac{H_{c0} - \Delta H_{Ext}}{H_{c0}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.8b)$$

- ・ $(\varepsilon_v)_{Gap,Cap}$ は、キャップの変位 ΔH_{Cap} を非接触変位計(Gap sensor)で測定し、供試体初期高さ H_0 (圧密後初期高さ H_{c0})から求める。

$$\text{圧密前：} (\varepsilon_v)_{Gap,cap} = -\ln \frac{H_0 - \Delta H_{cap}}{H_0} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.9a)$$

$$\text{圧密後：} (\varepsilon_v)_{Gap,cap} = -\ln \frac{H_{c0} - \Delta H_{Cap}}{H_{c0}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.9b)$$

- ・ $(\varepsilon_v)_{LDT}$ は、供試体側面の2地点の長さ L をLDTで測定し、2地点の初期長さ L_0 (圧密後初期長さ L_{c0})から求める。2地点の長さはヒンジの中央部分間の長さとし、LDT両端の間の長さからヒンジ長さ L_{Hin} を除いて求める。

$$\text{圧密前：} (\varepsilon_v)_{LDT} = -\ln \frac{L - L_{Hin}}{L_0 - L_{Hin}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.10a)$$

$$\text{圧密後：} (\varepsilon_v)_{LDT} = -\ln \frac{L - L_{Hin}}{L_{c0} - L_{Hin}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.10b)$$

- ・ $(\varepsilon_v)_{Gap,local}$ は、供試体側面の2地点の変位 Δh_{up} , Δh_{down} をそれぞれ非接触変位計(Gap sensor)で測定し、2地点間の初期高さ h_0 (圧密後初期高さ h_{c0})から求める。2地点間の高さはターゲットのうち供試体に接着している部分の中央部分間の長さとし、その長さ h_{targ} を除いて求める。

$$\text{圧密前：} (\varepsilon_v)_{Gap,local} = -\ln \frac{h_0 - (\Delta h_{up} - \Delta h_{down}) - h_{targ}}{h_0 - h_{targ}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.11a)$$

$$\text{圧密後: } (\varepsilon_v)_{\text{Gap,local}} = -\ln \frac{h_{c0} - (\Delta h_{\text{up}} - \Delta h_{\text{down}}) - h_{\text{targ}}}{h_{c0} - h_{\text{targ}}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.11b)$$

体積ひずみ $(\varepsilon_{\text{vol}})_{\text{Burette}}$ は、ビュレットを介して低容量差圧計(L.C.D.P.T.)で体積変化量 $\Delta V_{\text{Burette}}$ を測定し、供試体初期体積 V_0 (圧密後初期体積 V_{c0})から求める。

$$\text{圧密前: } (\varepsilon_{\text{vol}})_{\text{Burette}} = -\ln \frac{V_0 - \Delta V_{\text{Burette}}}{V_0} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.12a)$$

$$\text{圧密後: } (\varepsilon_{\text{vol}})_{\text{Burette}} = -\ln \frac{V_{c0} - \Delta V_{\text{Burette}}}{V_{c0}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.12b)$$

上述のようにひずみは対数ひずみで計算した。本研究で対象としたひずみレベルは最大で2%程度であるので慣用ひずみとの差は少ない(図2.3.5)。

2.3.2 三主応力制御試験装置

本システム(図2.3.6、写真2.3.3)は、三主応力制御三軸セル、中拘束圧制御システム、水平方向軸差荷重制御システム、高荷重微小変位制御載荷システムで構成されている。用いたシステムは、基本的に中圧三軸試験装置の延長上にあり、中拘束圧制御システムは共通の仕様でエアーブースター(増圧器)を共通して用いている。三主応力の載荷は、rigid boundary と flexible boundary が混在するタイプである。三主応力制御試験装置に関する既往の研究は山田(1979)に詳しいので割愛する。

三主応力制御三軸セルには、外径350mm、内径300mmの亚克力円筒を用いており(中圧三軸セルの亚克力円筒は外径250mm、内径200mm)、大きさは中圧三軸セルより大きい。高圧縮空気は中圧三軸試験装置と同様に、空圧サーボ弁の設定により最大30kgf/cm²まで制御可能である。

セルには角柱供試体(60×80×160mm)を設置する。軸方向には油圧を用いた高荷重微小変位制御載荷システムにより最大15tfまで載荷でき、かつ載荷方向の反転に遊びが非常に少ない。測定チャンネルはA/Dカード2枚を用い最大32チャンネルまで増設可能である。また、D/Aカード1枚で4チャンネルのアナログ出力を行い、軸載荷装置・拘束圧制御装置・水平方向軸差荷重制御装置とパーソナルコンピュータで三次元な応力経路・履歴の負荷が自動的に制御できるようなフィードバックシステムを構成した。

三主応力は図 2.3.6 のように σ'_x , σ'_y , σ'_z と定義する。角柱供試体の鉛直方向を z 軸, セル圧载荷方向方向を x 軸, 拘束板载荷方向を y 軸として用いる。

(a) 三主応力制御三軸セル(図 2.3.7, 写真 2.3.4)

中圧中型三軸セル(最大拘束圧 30kgf/cm²、最大軸荷重 10tf)と水平方向軸差荷重装置付拘束板からなる。セルにはアクリル円筒(外径 350mm, 内径 300mm)を用い、供試体の観察が可能である。水平方向軸差荷重用ロードセル(容量 5tf)を取り付けた拘束板と相対する拘束板に薄型油圧シリンダー(140kgf/cm²、複動型、シリンダー内径 25mm、ストローク 5mm)を三個取り付けて、水平方向軸差応力 $q_v(=\sigma'_y \cdot \sigma'_x)$ を 15kgf/cm² まで制御可能にした。また、供試体の σ_y 面の摩擦を Dow 高真空グリースで低減し、その摩擦力をフリクションロードセル(容量 100kgf)で確認できるようにした。供試体は直方体で σ_y 面の幅 6cm、 σ_z 面の幅 8cm、高さ 16cm とし、3 方向の局所主ひずみは、供試体側面(σ_x 面)において鉛直ひずみ(ε_z)を縦 LDT で、また σ_y 方向の水平ひずみ(ε_y)を 2 箇所 4 個の横 LDT で測定し、 σ_x 方向の側方ひずみ(ε_x)を異なる高さにセットした 3 対の非接触変位計で局所的に測定できる。

(b) 中拘束圧制御システム

中拘束圧制御システムは、低圧縮空気(10kgf/cm² 以下)を高圧縮空気(30kgf/cm²)に増圧するエアー駆動増圧器(増圧比 1:7、最大吐出力 84kgf/cm²)と、高圧縮空気の圧力を自動コントロールする空圧サーボ弁(ノズルフラッパー弁タイプ、サーボアンプ・圧力センサ内蔵、分解能 0.001kgf/cm² 以下)、制御空気圧をセル水圧に変換するバルーンを内蔵した中圧水タンクからなる。エアー駆動増圧器は中圧三軸試験装置と共通して用い、空圧サーボ弁と中圧水タンクは同じ仕様のもので作製して用いた。制御方法は中圧三軸試験方法と同じく、12bit の D/A カードを介して行った。ゆえに実際のセル圧の分解能は、中圧三軸試験装置と同じである。

(c) 水平方向軸差荷重制御システム(図 2.3.7, 写真 2.3.5)

高油圧源を作りだすエアー駆動リキッドポンプ(増圧比 1:25、最大吐出力 186kgf/cm²、吐出量 8.2cc/サイクル)とそれを制御する低流量、超小型の電気・油圧サーボ弁(ノズルフラッパー弁タイプ、定格圧力 140kgf/cm²、最大流量

300cc/min)、水平方向軸差荷重載荷油圧シリンダーで構成されている。リキッドポンプと電気・油圧サーボ弁の間に小型プラダ型アキュムレータを付けて油圧の蓄積と脈動の緩和を行い、サーボアンプとの組み合わせにより小型油圧シリンダーを制御する。小型油圧シリンダー1個の重量は約0.77kgfであり、セル内に入る大きさでセル圧の最大圧 30kgf/cm² に耐える。制御方法は、空圧サーボ弁と同様に 12bit の D/A カードを介してアナログ電圧を電気・油圧サーボ弁に入力し、小型油圧シリンダーの押し側ピストン受圧荷重を調整した。

(d) 高荷重微小変位制御制御システム(図 2.3.8, 2.3.9)

微小変位検出器を使用したアクチュエータのゼロ点制御法(図 2.3.8, 図 2.3.9)を用いて、中圧三軸試験装置に用いたのと同じ変位制御微小繰返し載荷装置で、この微小変位検出器の位置制御をする。ゼロ点制御により 0.05 μ m という極めて高分解能でアクチュエータの位置制御が可能であり、その変位分解能はアクチュエータの変位容量 ± 50 mm によって支配されない。制御方法は中圧三軸試験装置と基本的に同じであり、変位制御微小繰返し載荷装置のシャフトの変位を D/A カードを介して制御する。このシャフトの位置を微小変位検出器で検知して、もう 1 台のパーソナルコンピュータの GP-IB を介しゼロ点制御によりアクチュエータの位置を調整する。したがって任意のひずみ状態で、任意の微小振幅繰返し載荷を正確に加えられる。また、本システムでは、載荷容量が ± 15 tf の高荷重に対応できるにもかかわらず、載荷枠の撓みは 0.005mm/tf 以下である。

(e) 応力・ひずみの記号とその求め方

三軸試験と同様に、応力・ひずみともに圧縮を正とする(図 2.3.10)。表 2.3.3 と表 2.3.4 に三主応力制御試験で用いた応力とひずみの記号を示す。

全応力は $\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$, 有効応力は $\sigma'_z, \sigma'_y, \sigma'_x$ で表す。間隙水圧は u で表す。鉛直方向軸差応力 q_z を、

$$q_z = \sigma'_z - \sigma'_x \quad (2.3.13a)$$

として定義する。三軸圧縮状態で $q_z > 0$, 三軸伸張状態で $q_z < 0$ である。水平方向軸差応力 q_y を、

$$q_y = \sigma'_y - \sigma'_x \quad (2.3.13b)$$

として定義する。三軸圧縮・伸張状態では $q_y = 0$ である。これらは以下のように

求めた。

- ① σ_x を超精密ブルドンゲージで測定する。 σ'_x を高容量差圧計で直接測定する。
- ② 鉛直方向軸差荷重 P_z を内部ロードセルで求め、鉛直方向軸差応力 q_z を、

$$q_z = \frac{P_z}{A_z} \quad (2.3.14)$$

より求める。 A_z は、供試体鉛直方向に直角な断面積であり、

$$A_z = L_{x0} L_{y0} \left(1 - \frac{(\varepsilon_x)_{Gap}}{100} \right) \left(1 - \frac{(\varepsilon_y)_{LDT}}{100} \right) \quad (2.3.15)$$

L_{x0} , L_{y0} は供試体の x 方向, y 方向の初期長さであり、 $(\varepsilon_x)_{Gap}$, $(\varepsilon_y)_{LDT}$ はそれぞれ非接触変位計による側方(x 方向)ひずみ、横 LDT による水平(y 方向)ひずみである。

圧密後は、

$$A_z = L_{xc0} L_{yc0} \left(1 - \frac{(\varepsilon_x)_{Gap}}{100} \right) \left(1 - \frac{(\varepsilon_y)_{LDT}}{100} \right) \quad (2.3.16)$$

として求める。 L_{xc0} , L_{yc0} は圧密後の供試体の x 方向, y 方向の初期長さである。

- ③ 水平方向軸差荷重 P_y を内部ロードセルで求め、水平方向軸差応力 q_y を、

$$q_y = \frac{P_y}{A_y} \quad (2.3.17)$$

より求める。 A_y は、拘束板載荷方向に直角な断面積であり、

$$A_y = L_{x0} L_{z0} \left(1 - \frac{(\varepsilon_x)_{Gap}}{100} \right) \left(1 - \frac{(\varepsilon_z)_{LDT}}{100} \right) \quad (2.3.18)$$

L_{x0} , L_{z0} は供試体の x 方向, z 方向の初期長さであり、 $(\varepsilon_x)_{Gap}$, $(\varepsilon_z)_{LDT}$ はそれぞれ非接触変位計による側方(x 方向)ひずみ、縦 LDT による鉛直(z 方向)ひずみである。

圧密後は、

$$A_y = L_{xc0} L_{zc0} \left(1 - \frac{(\varepsilon_x)_{Gap}}{100} \right) \left(1 - \frac{(\varepsilon_z)_{LDT}}{100} \right) \quad (2.3.19)$$

として求める。 L_{xc0} , L_{zc0} は圧密後の供試体の x 方向, z 方向の初期長さである。

- ④ 鉛直応力 σ'_z を、水平応力 σ'_y を、それぞれ(2.3.13a), (2.3.13b)式から求める。

$$\sigma'_z = q_z + \sigma'_x \quad (2.3.20a)$$

$$\sigma'_y = q_y + \sigma'_x \quad (2.3.20b)$$

ひずみには、4 種類の記号($(\varepsilon_z)_{\text{Ext}}$, $(\varepsilon_z)_{\text{LDT}}$, $(\varepsilon_y)_{\text{LDT}}$, $(\varepsilon_x)_{\text{Gap}}$)を用いた。最初の添字は、ひずみの方向を、()のあとの添字は用いた変位計を表す。個々の求め方は以下のとおりである。

- ・ $(\varepsilon_z)_{\text{Ext}}$ は、三軸セル外部に測定したカンチレバー型ひずみゲージ式変位計で載荷軸の変位 $\Delta L_{z,\text{Ext}}$ を測定し、供試体初期高さ(z 方向長さ) L_{z0} (圧密後初期高さ L_{zc0})から求める。

$$\text{圧密前: } (\varepsilon_z)_{\text{Ext}} = -\ln \frac{L_{z0} - \Delta L_{z,\text{Ext}}}{L_{z0}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.21a)$$

$$\text{圧密後: } (\varepsilon_z)_{\text{Ext}} = -\ln \frac{L_{zc0} - \Delta L_{z,\text{Ext}}}{L_{zc0}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.21b)$$

- ・ $(\varepsilon_z)_{\text{LDT}}$ は、供試体側面の鉛直方向(z 方向)に並んだ 2 地点の長さ L を LDT で測定し、2 地点の初期長さ L_0 (圧密後初期長さ L_{c0})から求める。2 地点の長さはヒンジの中央部分間の長さとし、ヒンジ長さ L_{Hin} を除いて求める。

$$\text{圧密前: } (\varepsilon_z)_{\text{LDT}} = -\ln \frac{L - L_{\text{Hin}}}{L_0 - L_{\text{Hin}}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.22a)$$

$$\text{圧密後: } (\varepsilon_z)_{\text{LDT}} = -\ln \frac{L - L_{\text{Hin}}}{L_{c0} - L_{\text{Hin}}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.22b)$$

- ・ 同様に $(\varepsilon_y)_{\text{LDT}}$ は、供試体側面の拘束板載荷方向(y 方向)に並んだ 2 地点の長さを LDT で測定し、2 地点の初期長さ L_0 (圧密後初期長さ L_{c0})から求める。2 地点の長さはヒンジの中央部分間の長さとし、ヒンジ長さ L_{Hin} を除いて求める。

$$\text{圧密前: } (\varepsilon_y)_{\text{LDT}} = -\ln \frac{L - L_{\text{Hin}}}{L_0 - L_{\text{Hin}}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.23a)$$

$$\text{圧密後: } (\varepsilon_y)_{\text{LDT}} = -\ln \frac{L - L_{\text{Hin}}}{L_{c0} - L_{\text{Hin}}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.23b)$$

- ・ $(\varepsilon_x)_{\text{Gap}}$ は、セル圧載荷方向(x 方向)の供試体幅の変形 $\Delta L_{x,\text{Gap}}$ を非接触変位計で測定し、 x 方向の供試体初期長さ L_{x0} (圧密後初期長さ L_{xc0})から求め

る。

$$\text{圧密前: } (\varepsilon_x)_{Gap} = -\ln \frac{L_{x0} - \Delta L_{x,Gap}}{L_{x0}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.24a)$$

$$\text{圧密後: } (\varepsilon_x)_{Gap} = -\ln \frac{L_{xc0} - \Delta L_{x,Gap}}{L_{xc0}} \times 100 \quad (\%) \quad (2.3.24b)$$

中圧三軸試験と同様にひずみは対数ひずみで計算した。

2.3.3 高精度局所変形測定システム

中圧三軸試験および三主応力制御試験では、円柱供試体・角柱供試体の上下端面を平行・平面・平滑になるように可能な限り丁寧に整形した。しかし、整形により生じた緩み層の圧縮や、また供試体の平滑度やキャップとペDESTALとの平行度が不十分な場合の接触不良によるベディングエラーが発生する。そのため供試体の上部のキャップや載荷軸の変位から軸ひずみ(鉛直ひずみ)を測定すると正確な軸ひずみ(鉛直ひずみ)を測定することは難しい。一方で飽和した堆積軟岩の側面にストレインゲージを直接貼ることは表面水の影響により非常に難しい。石膏等を用いてストレインゲージが貼れたとしても、測定長は高々1mm オーダーであり、石膏等を含む材料の局所的不均質性がもたらす影響は大きく、供試体の平均的なひずみであるかは疑わしい。

そこで高精度に正確な軸ひずみ(鉛直ひずみ)を測定する方法として、局所変形測定装置(LDT: Local Deformation Transducer, (Goto et al, 1991))を用いた(写真 2.3.4, 図 2.3.9)。これは細長く薄い板状の燐青銅にストレインゲージ(抵抗値120Ω, 約5%がひずみ限界)を貼り付けたものである。燐青銅板両端2点間の長軸方向の変位を板のひずみに変換し、ストレインゲージにより測定する。細長い棒や薄い板状のものは、曲げると発生するひずみは小さく弾性範囲内にあるが、大きな変位を示す。この性質を利用して微小ひずみレベル(0.001%程度)から破壊にいたるひずみレベル(0.5~1%程度)までのひずみを連続的に測定した。

具体的には一組の銅板のヒンジを供試体側面に接着し、図 2.3.12 のようにLDTの両端をヒンジに燐青銅板のわずかなばね力を利用して固定し、供試体とヒンジは接着剤をメンブレンの内側と外側に用い一体化する。ヒンジ2地点間の変形は、LDTの曲げの程度の変化となり、ホイットストーンブリッジ回路を構成しているアクティブゲージの抵抗値の変化として生じる。これを動ひずみアンプを用いて出力電圧の変化とし、A/D ボードを介してパーソナルコンピュータに記録する。検定曲線は2次関数により精度よく近似できる。

三軸クリープ試験では、4 アクティブゲージ法(図 2.3.13 参照)の LDT(L: 105mm)による局所的軸ひずみの計測と同時に2対の非接触変位計(Gap sensor)による局所的軸ひずみの測定も行った(写真 2.3.4, 図 2.3.9)。これはクリープ载荷中の局所的軸ひずみは初めての試みであったため、LDT と非接触変位計(Gap sensor)により測定値を Cross Check するために用いた。非接触変位計(Gap sensor)は、金属の接近による渦電流効果を利用したもので、センサー先端に埋め込まれたコイルのインピーダンスが距離に応じて変化することで距離(変位)に応じた電圧を出力する。ターゲットの金属としては、ステンレス円盤(ϕ :13mm, t:1mm)を用いた。

三主応力制御試験では、鉛直方向ひずみの局所的測定に加えて、水平・側方方向のひずみも局所的に行った。図 2.3.5 に示したように一对の2アクティブゲージ法の LDT(縦 LDT)を鉛直ひずみ(ε_z)_{LDT}に、2対の LDT(横 LDT)を水平ひずみ(ε_y)_{LDT}に、3対の非接触変位計(Gap sensor)を側方ひずみ(ε_z)_{Gap}に用いて高精度な局所変形測定を行った。3対の非接触変位計(Gap sensor)は、供試体側面にアルミホイル箔をターゲットとして貼り付け、供試体幅の変化を測定した。縦・横 LDT には、供試体寸法と LDT の配置の関係でゲージ長が長さ 60mm と短いものを用いた。2アクティブゲージ法を用いた理由は、LDT の幅を約 2mm と小さくすることができ、りん青銅板のばね力が三軸試験用の LDT(L: 105mm)より大きくならないようにするためである。早野(1996)は豊浦標準砂と堆積軟岩の角柱供試体(80×80×160mm)を対象に、縦・横 LDT を用いた三軸圧縮試験を実施して良好な軸・水平ひずみを得ている。

A/D カードは、当初は-5～+5Volt が入力範囲の 12 ビットの分解能を持つ同時サンプリング型を用いた。このとき直流増幅アンプ(10 倍)を動ひずみアンプと A/D カードの間に挿入し、-0.5～0.5Volt では電圧を 10 倍に増幅し分解能を実質的に 10 倍増加させた状態で測定した。ゆえに LDT や非接触変位計(Gap sensor)の測定範囲を 2mm として、-0.5～0.5Volt の範囲では、

$$2\text{mm} / 2^{12} / 10 = 4.9 \times 10^{-5} \text{mm} = 0.049 \mu\text{m} \quad (2.3.25)$$

の分解能を持つことになる。ただし、LDT の検定曲線は 2 次曲線なので平均値に近い代表値である。この分解能は 10.5cm の測定長でひずみに換算して 0.000047%の分解能である。実際は 12bit の A/D カードには ± 1 ビットのノイズがあるので約 0.0001%以下のひずみは信用できないが、ひずみレベル 0.001%オーダーの変形特性を明らかにするには十分な精度である。そのためにパーソナルコンピューター、動ひずみアンプ、载荷枠などにノイズ対策を行い、A/D

カードの前にはローパスフィルターを設置した。

12 ビットの AD カードと直流増幅アンプ(10 倍)を併用する方法には、-5～+5Volt の全範囲で(2.3.25)式の分解能で高精度に連続してサンプリング出来ない欠点があった。そこで研究の後半では 16 ビットの AD カードの逐次変換サンプリング型を用いた。変換速度は $1\mu\text{sec/ch.}$ であり、本試験の載荷速度下では同時サンプリングと全く違いがないと判断した。このカードを用いた場合、-5～+5Volt の範囲で

$$2\text{mm} / 2^{16} = 3.1 \times 10^{-5} \text{mm} = 0.031\mu\text{m} \quad (2.3.26)$$

の分解能を平均して持つことになる。この分解能は 10.5cm の測定長でひずみに換算して 0.000029%の分解能である。ただし実際は 16bit の A/D カードには±5 ビットのノイズがあるので約 0.0003%以下のひずみは信用できなくなり、12 ビットの AD カードと直流増幅アンプ(10 倍)を併用する方法より悪くなる。そこでパーソナルコンピュータの演算速度を高めて高速処理を活かした単純移動平均法(南, 1986)により同様な精度が得られるようにした。

2.4 まとめ

本章のポイントを次にまとめる。

試験材料

- ・ 南関東(相模原, 東京湾口海底, 赤羽橋)で採取した三種類の上総層群自然堆積軟岩を主に用いた。それぞれ泥岩層, シルト質砂岩層, 泥質/砂質泥岩互層の地盤に存在する。
- ・ 各地盤は、大深度地下空間利用・海峡横断道路・地下鉄の土木プロジェクトで支持地盤として想定・利用されている。
- ・ サンプリング方法はブロックサンプリングやロータリーコアチューブサンプリングであり、室内で円柱あるいは角柱供試体に整形した。

試験装置

- ・ 中圧三軸試験装置・三主応力制御試験装置を用いた。中圧三軸試験装置では円柱供試体三主応力制御試験装置では角柱供試体を対象とした。
- ・ 中圧三軸試験装置では軸ひずみを縦 LDT により三主応力制御試験装置では、

三方向の主ひずみを縦 LDT, 横 LDT, 非接触変位計により供試体側面で局所的に測定した。

ひずみレベル 0.001%で変形係数を定義できるようなデータサンプリングシステムを開発した。

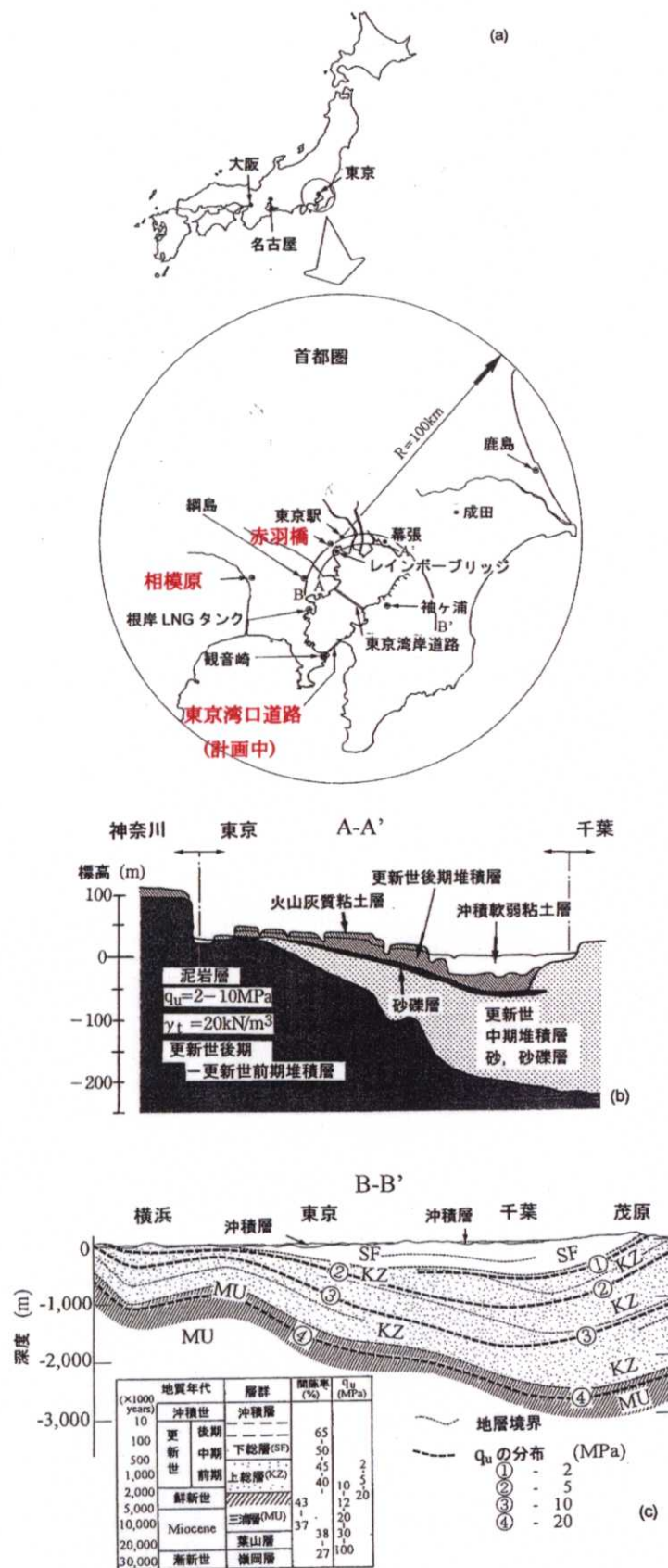


図 2.2.1 南関東での堆積軟岩地盤(図 a,b: 龍岡ら, 1997a. 図 c: Hoshino, K., 1993)と本研究で用いた堆積軟岩の採取位置(図 a に赤字にて記載)

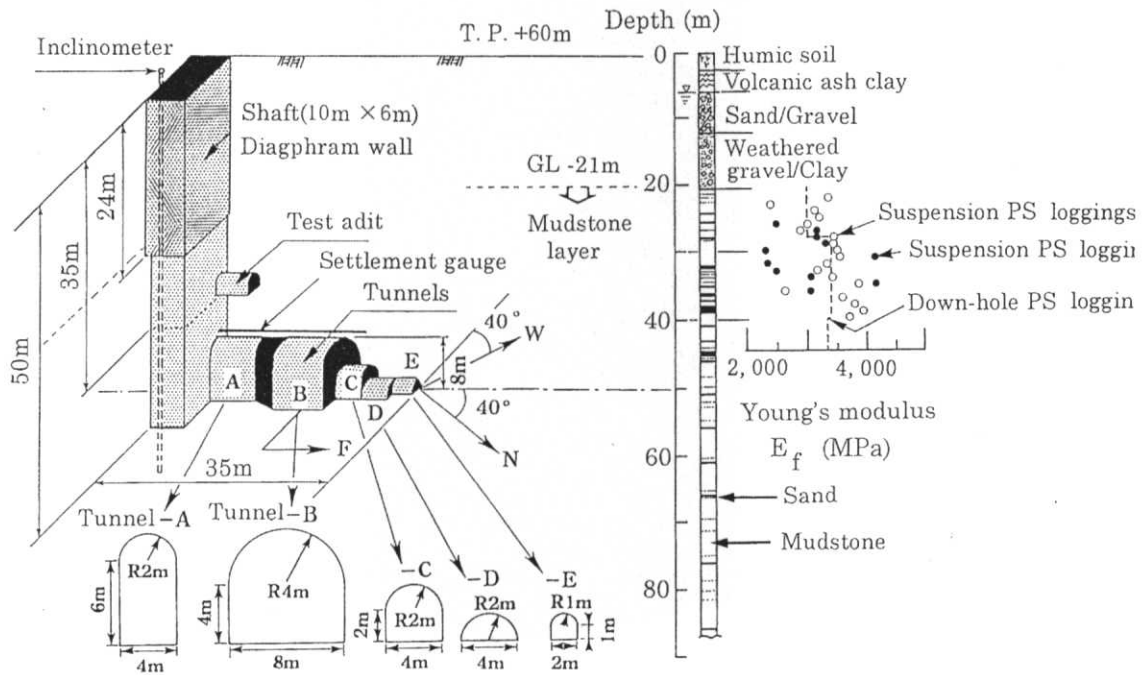


図 2.2.2 地層構成と相模原実験空洞(越智,1994)

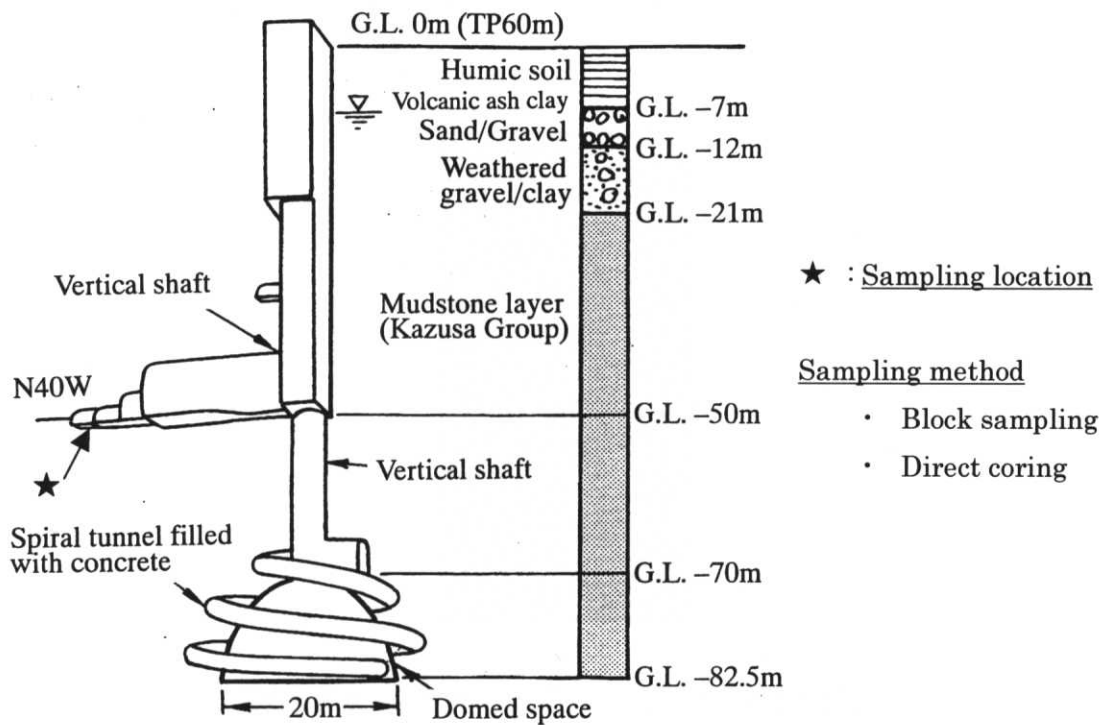


図 2.2.3 相模原ミニドームと試料採取地点(松本ら, 2000)



写真 2.2.1 相模原堆積軟岩(角柱供試体 $80 \times 80 \times 160\text{mm}$)

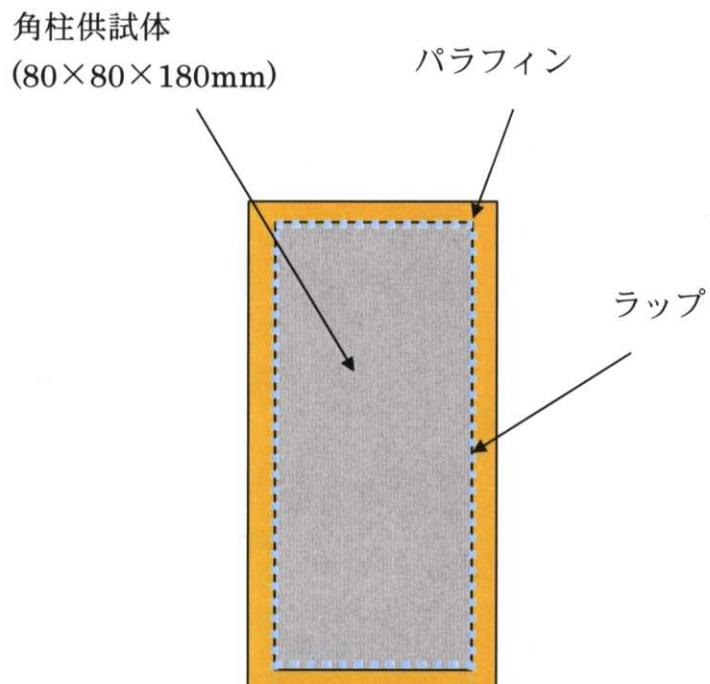


図 2.2.4 パラフィンでシールした角柱供試体

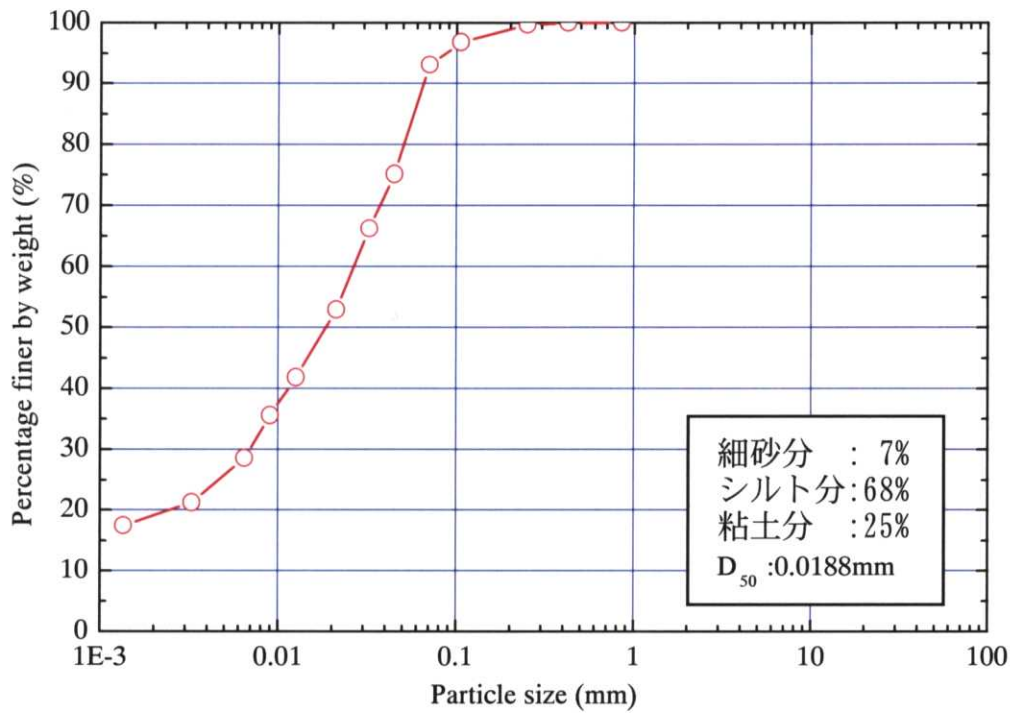


図 2.2.5 相模原堆積軟岩の粒度試験結果

表 2.2.1 相模原堆積軟岩の物理特性

土粒子の比重 G_s	2.73	自然含水比 w_n	20.6~29.6%
湿潤密度 ρ_t	1.88~2.06g/cm ³	間隙比 e	0.64~0.86

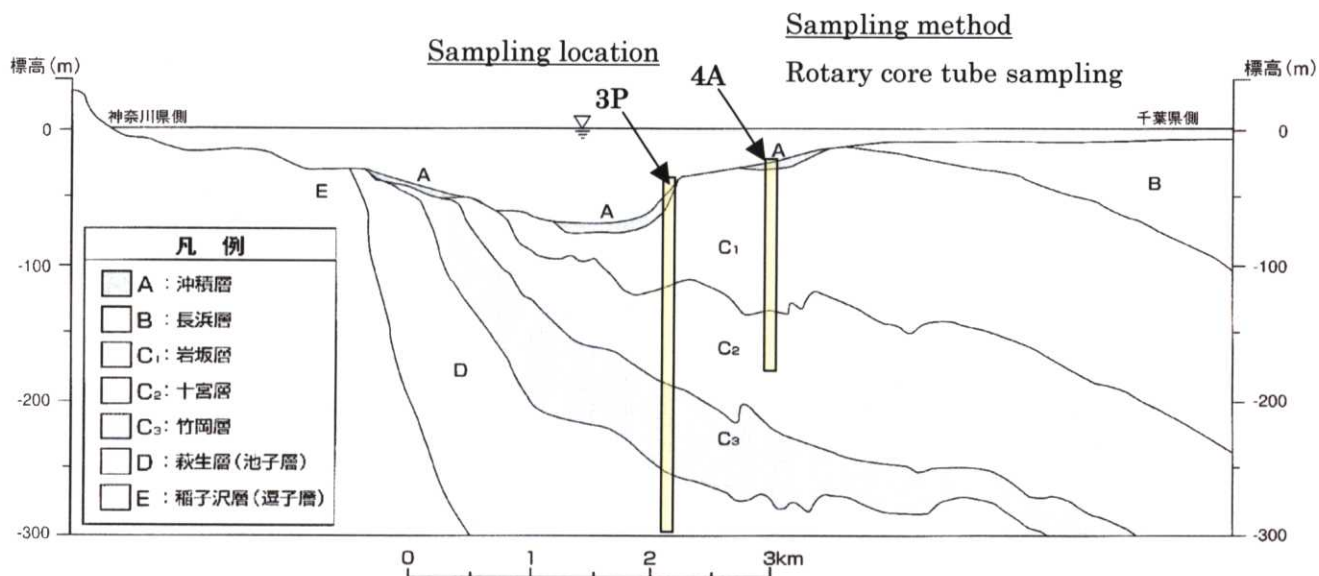


図 2.2.6 東京湾口海底堆積軟岩の地層構成と採取地点(建設省, 1998 を修正・加筆)

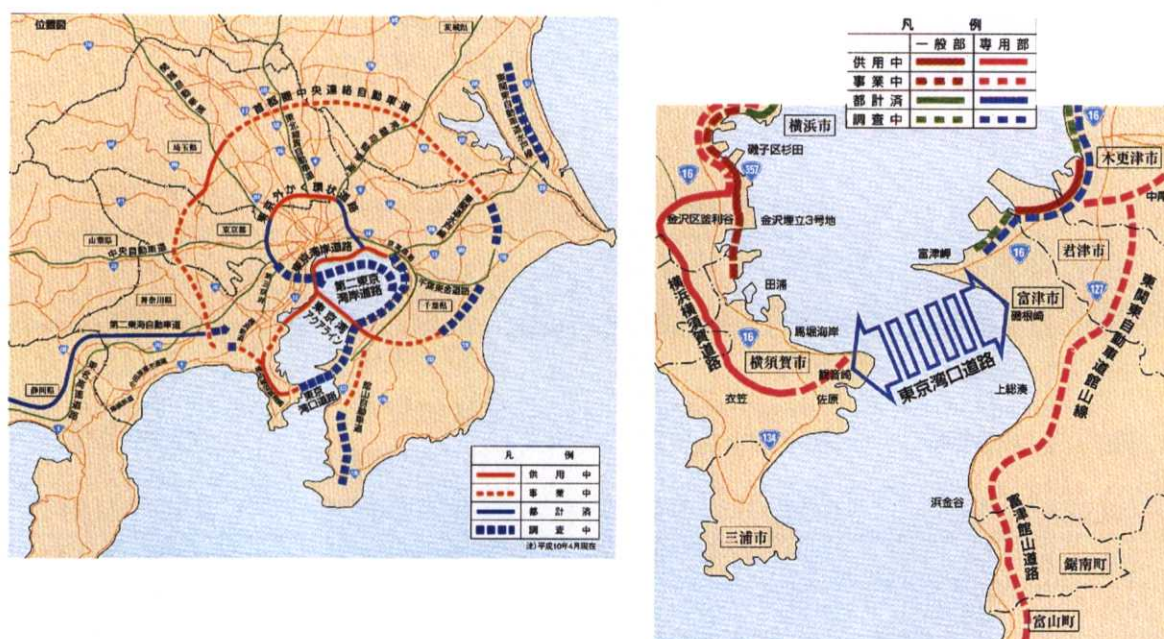


図 2.2.7 東京湾口道路計画位置図(建設省,1998)

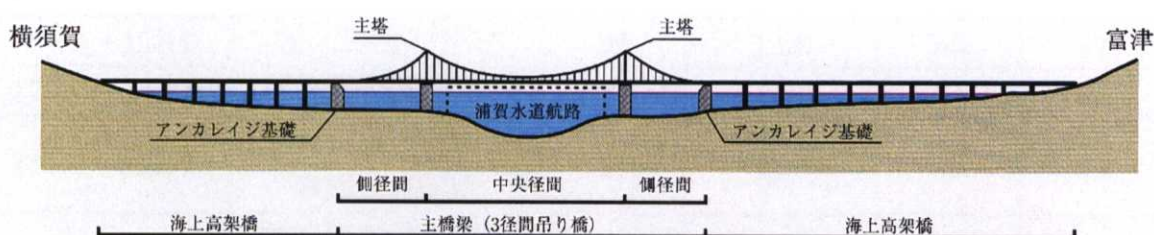


図 2.2.8 東京湾口道路橋梁のイメージ図(建設省,1998)



写真 2.2.2 東京湾口海底堆積軟岩(円柱供試体整形前)

表 2.2.2 試料の物理特性(3P 地点)

深度 (m)	地質区分	含水比 (%)	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	粒度組成(%)	
				粗粒分	細粒分
～12.5	泥質細粒砂岩	25	2.00	40	60
12.5～42.0	泥質砂岩 砂質泥岩 互層	26	1.96	51	49
42.0～65.3	泥質細粒砂岩	25	1.99	50	50
65.3～78.0	泥質細粒砂岩	25	2.01	27	73
78.0～102.0	砂質泥岩	25	2.00	32	68
102.0～110.0	泥質砂岩	31	1.89	40	60
110.0～125.0	礫混じり粗砂	27	2.00	38	62
125.0～157.0	泥質細粒砂岩	24	2.03	49	51
157.0～178.0	凝灰質粗粒砂岩	25	1.99	63	37
178.0～211.1	泥質細粒砂岩	27	1.97	54	46
211.1～220.0	泥質細粒砂岩 凝灰質粗粒砂	27	1.95	59	41
220.0～	凝灰質礫混じり粗 粒砂岩	23	1.92	79	21

表 2.2.3 試料の物理特性(4A 地点)

深度 (m)	地質区分	含水比 (%)	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	粒度組成(%)	
				粗粒分	細粒分
5.9~87.5	砂質泥岩	33	1.88	11	89
87.5~109.0	泥質細粒砂岩	28	1.97	46	54
109.0~126.6	泥質細粒砂岩	25	2.00	26	74
126.6~142.8	泥質細粒砂岩	25	1.98	25	75
142.8~	泥質細粒砂岩・砂質 泥岩 互層	24	2.02	25	75

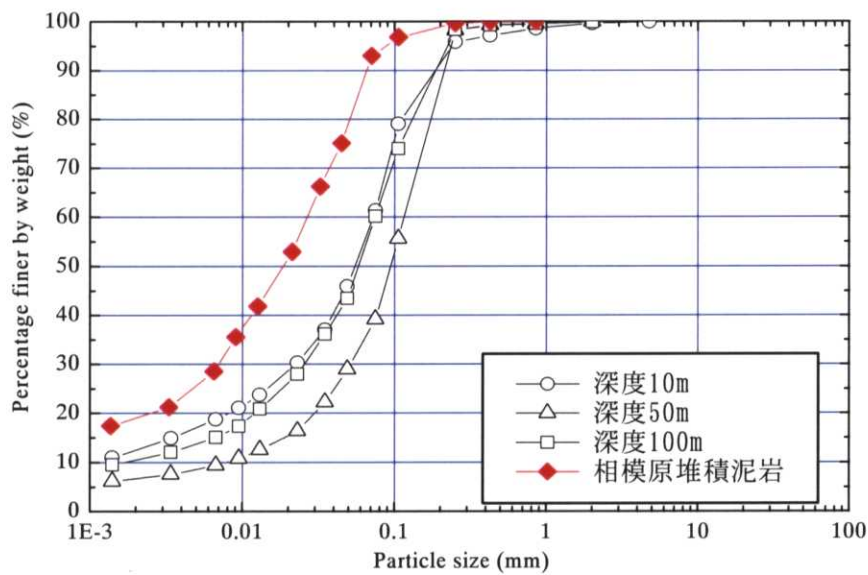


図 2.2.9 東京湾口海底堆積軟岩(3P 地点)の粒度試験結果

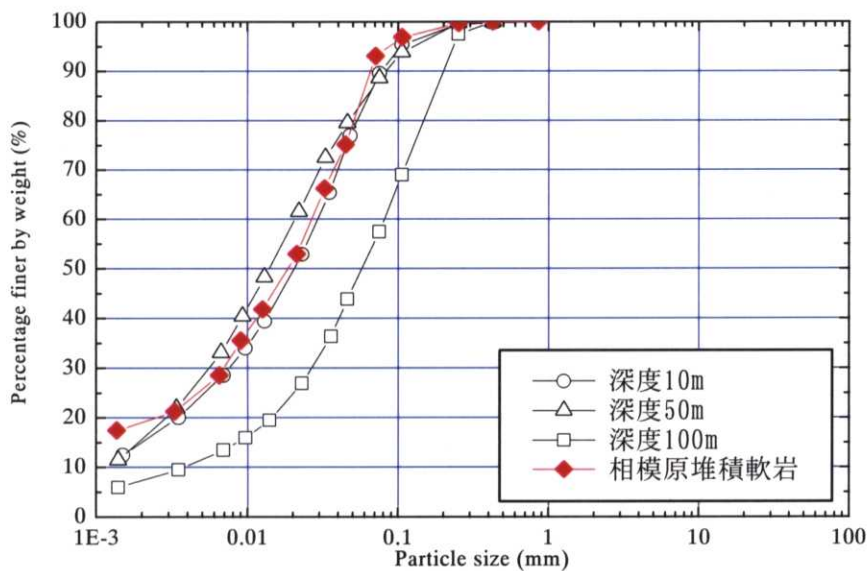


図 2.2.10 東京湾口海底堆積軟岩(4A 地点)の粒度試験結果

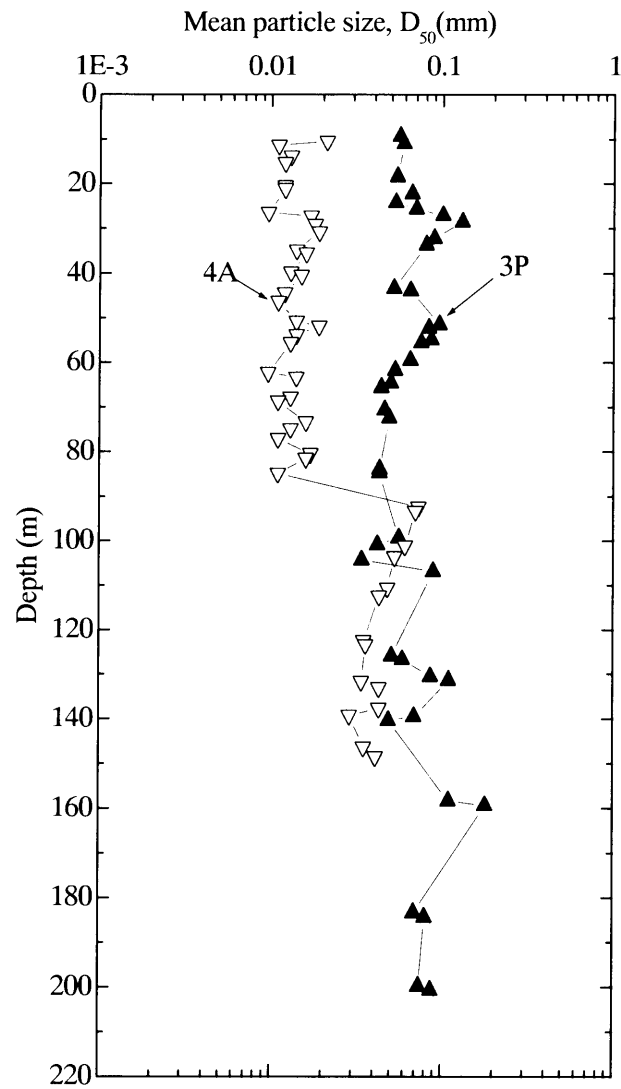


図 2.2.11 東京湾口海底堆積泥岩(3P, 4A 地点)の平均粒径 D_{50} と深度の関係

有楽町層(下部粘性土): Ylc

東京層(砂質土): To-s

東京層(粘性土): To-c

東京礫層(礫質土): Tog

上総層群(泥岩): Kam

上総層群(砂質土): Kas

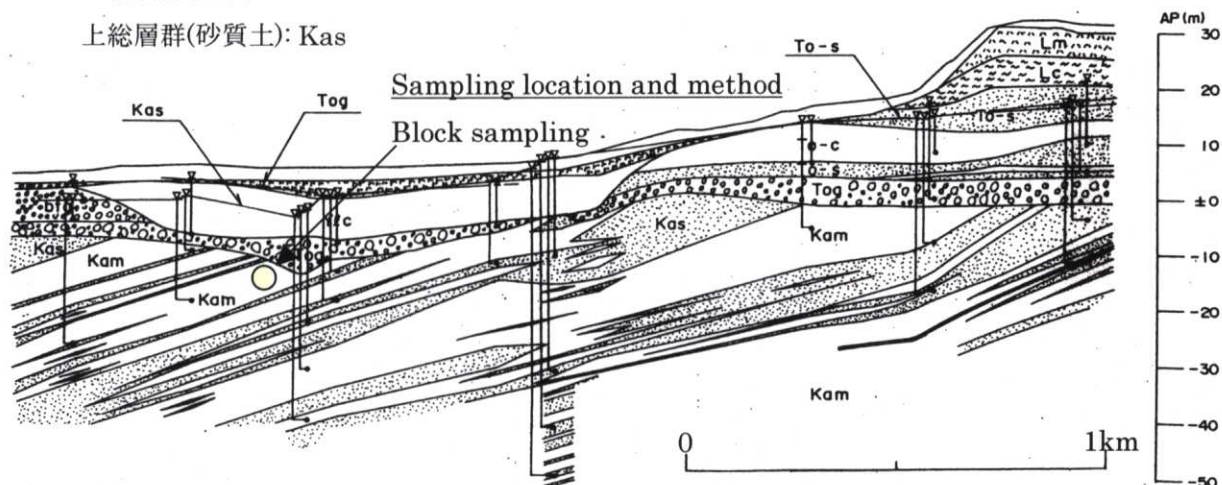


図 2.2.12 赤羽橋堆積軟岩の地層構成と採取地点(宮崎, 1998 を修正・加筆)

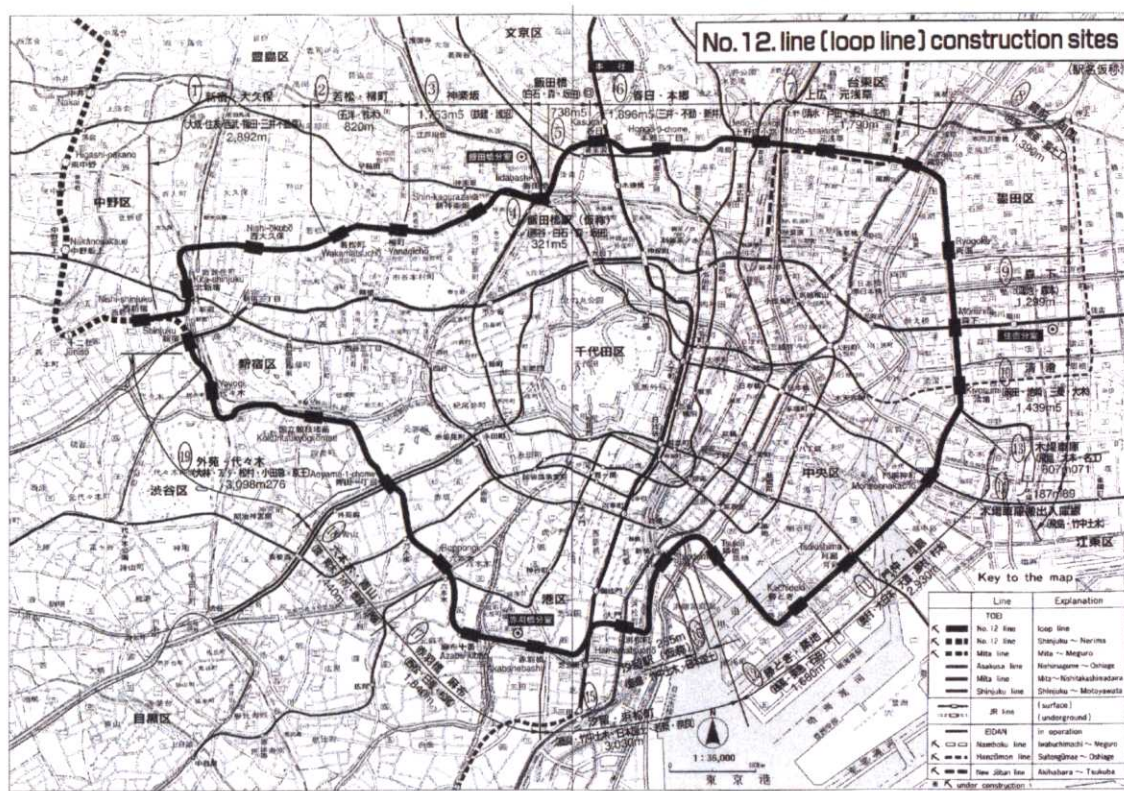


図 2.2.13 大江戸線 (旧都営 12 号線)路線計画図(東京都地下鉄建設株式会社)

表 2.2.4 赤羽橋上総層堆積軟岩(Kam)の物理特性

土粒子の比重 G_s	2.71	自然含水比 w_n	24.4~41.3%
湿潤密度 ρ_t	1.80~1.96g/cm ³	間隙比 e	0.72~1.16
礫分: 3%, 砂分: 27%, シルト分: 53%, 粘土分: 17%, 均等係数 U_c : 26.2			

写真 2.2.3 赤羽橋
角柱供試体のプロ
ックサンプリング写真 2.2.4 赤羽橋
角柱供試体(80 ×
80 × 160mm)

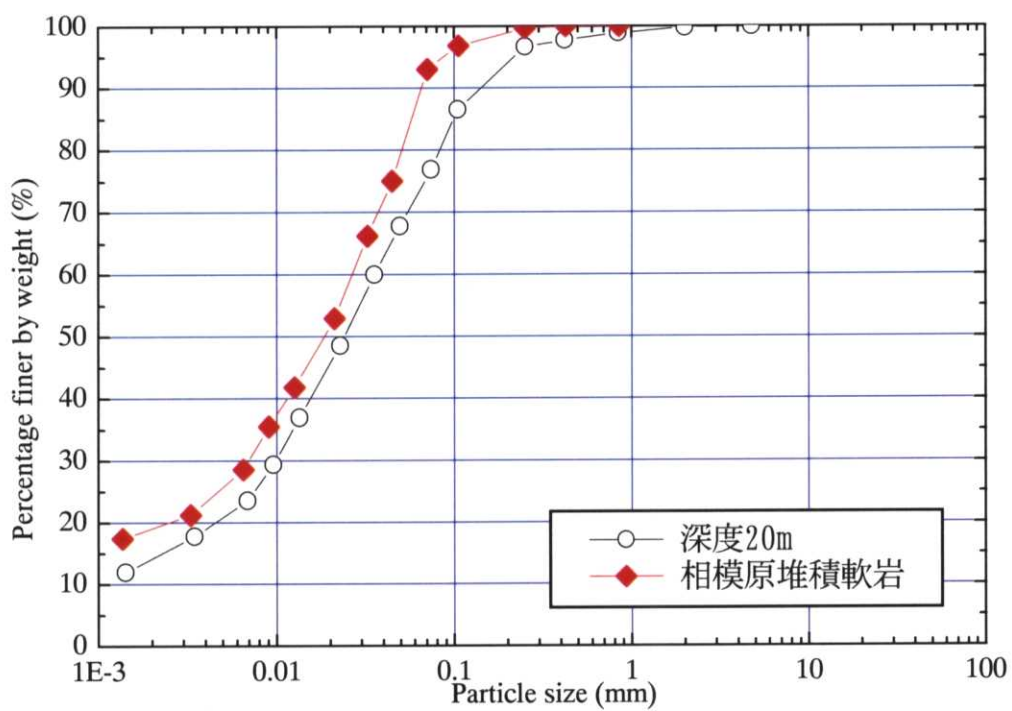


図 2.2.14 赤羽橋堆積軟岩の粒度試験結果

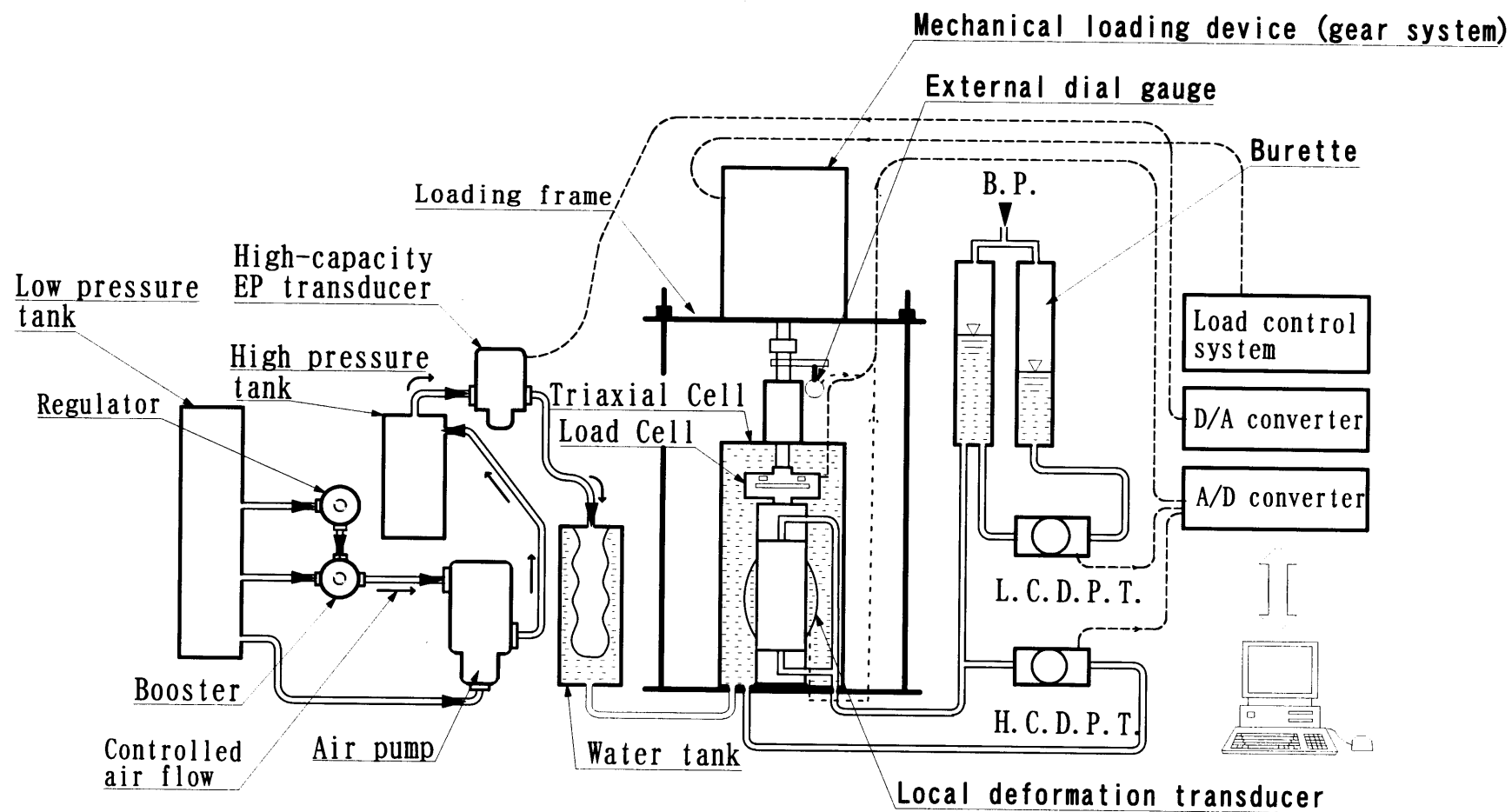
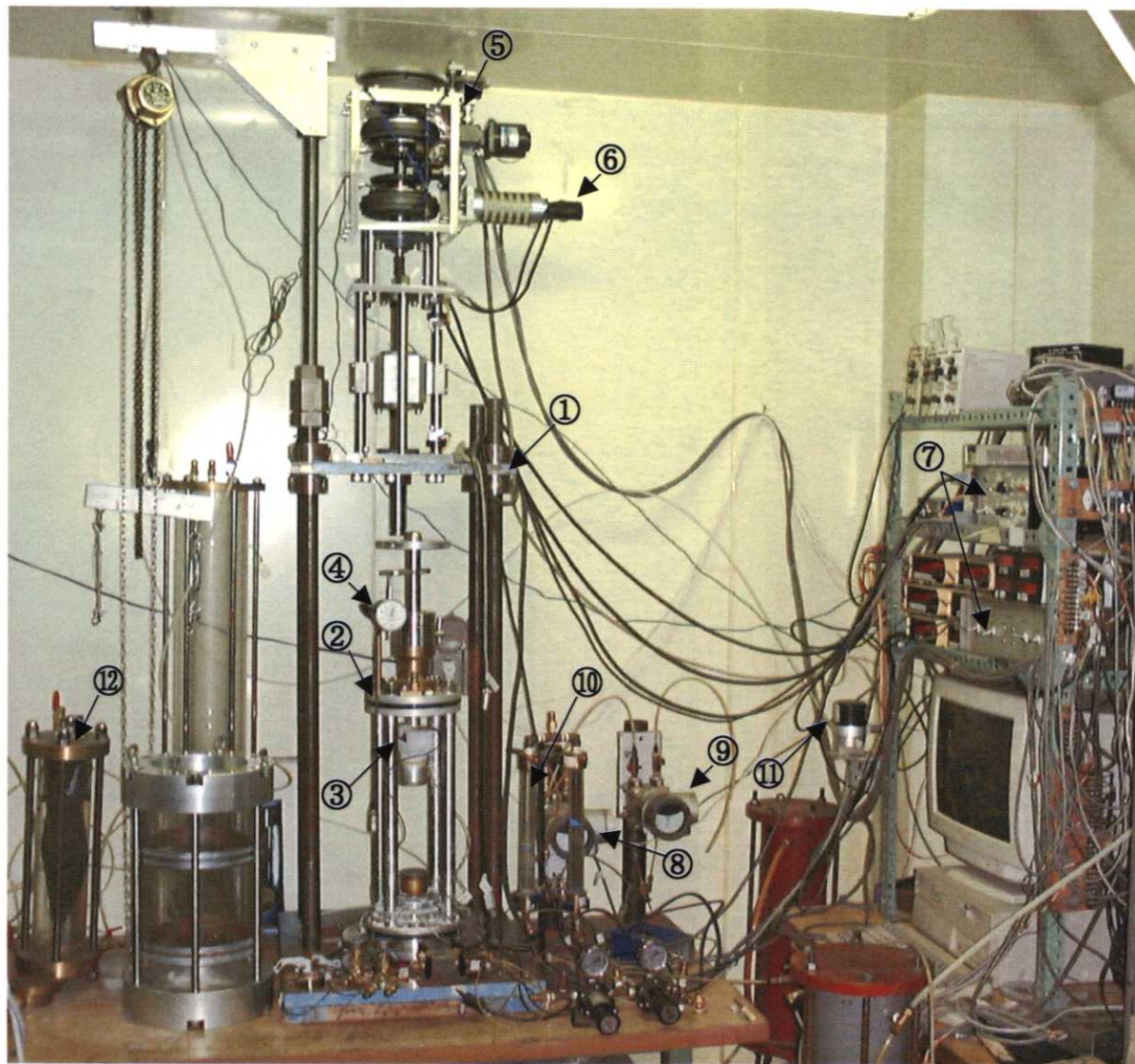


図 2.3.1 中圧三軸システム全体概要



- ① Loading frame
- ② Triaxial cell
- ③ Inner load cell
- ④ External displacement transducer
- ⑤ Mechanical loading system (gear system)
- ⑥ AC servo motor
- ⑦ Loading control system
- ⑧ High Capacity Differential Pressure Transducer (H.C.D.P.T)
- ⑨ Low Capacity Differential Pressure Transducer (L.C.D.P.T)
- ⑩ Burette
- ⑪ High capacity EP transducer (Air servo)
- ⑫ Water tank

写真 2.3.1 高精度中圧三軸システム全体

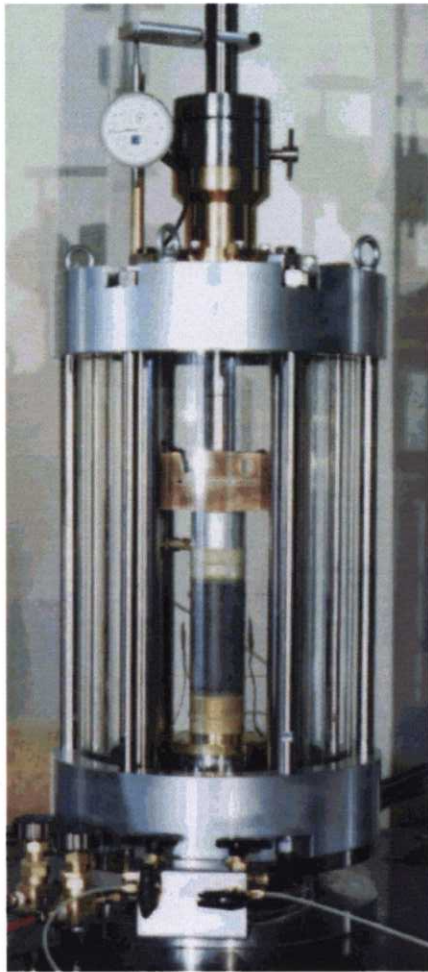


写真 2.3.2 中圧三軸セル全体

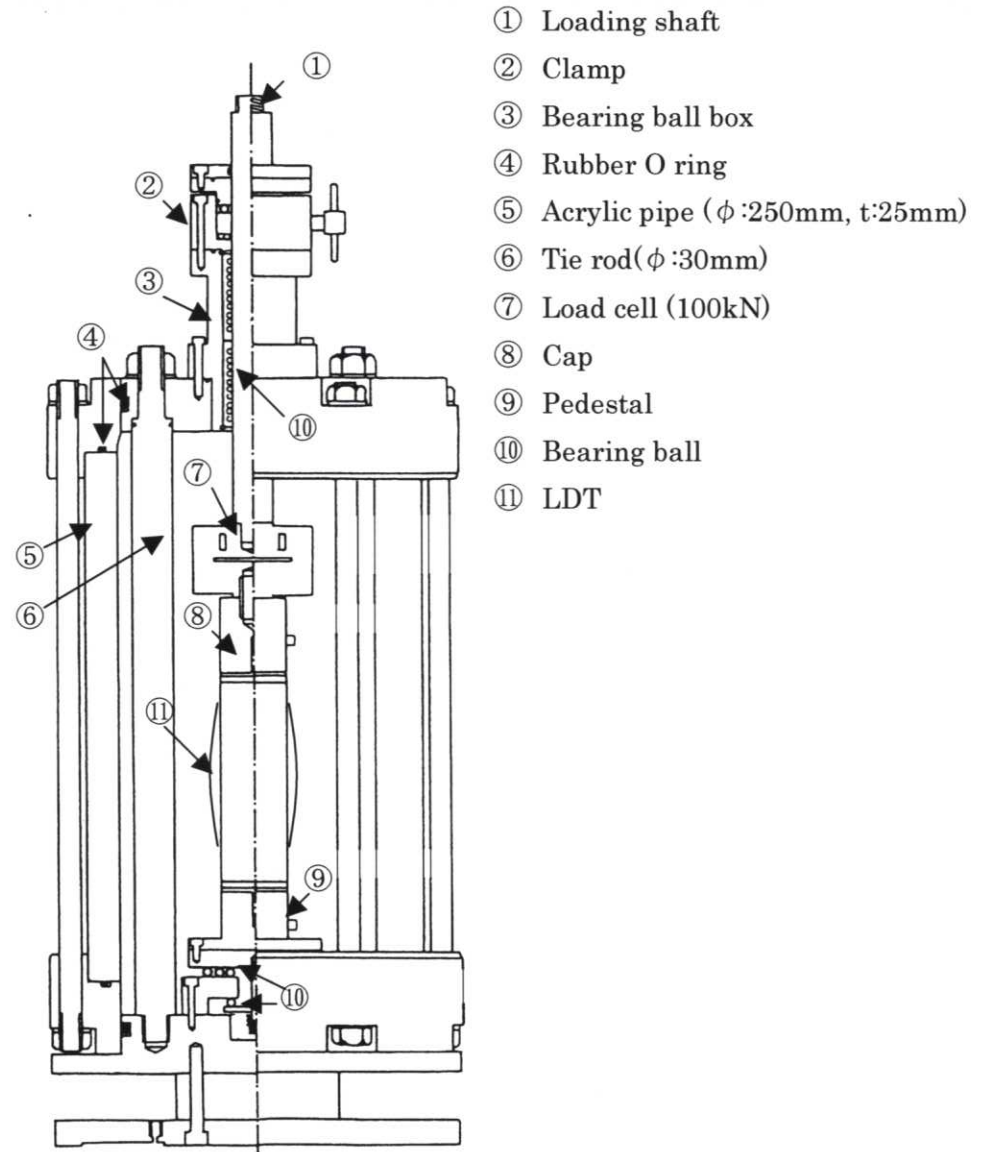


図 2.3.2 中圧三軸セル全体

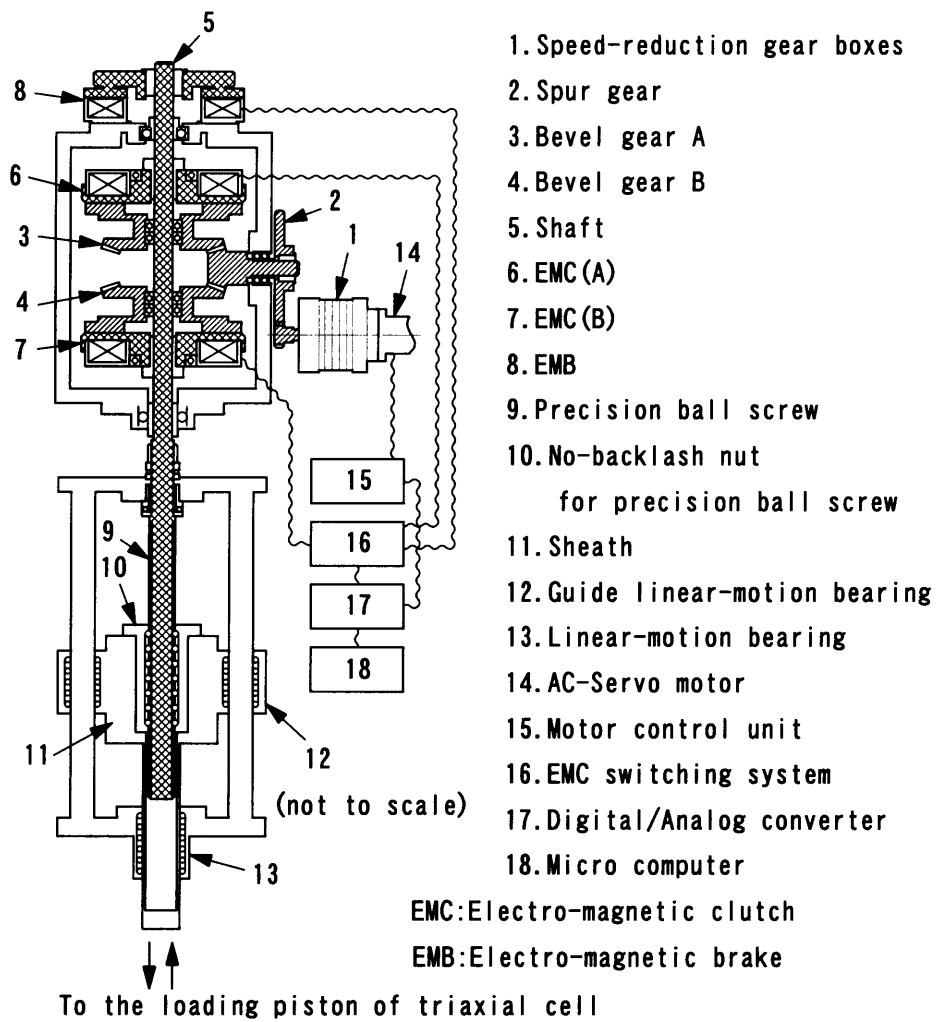


図 2.3.3 ギヤ式载荷装置概要図

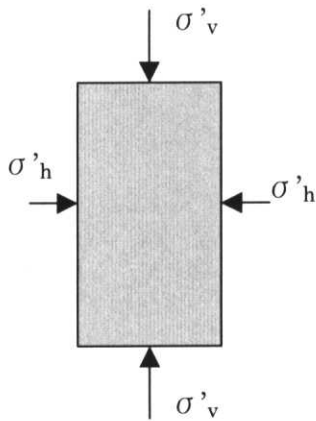
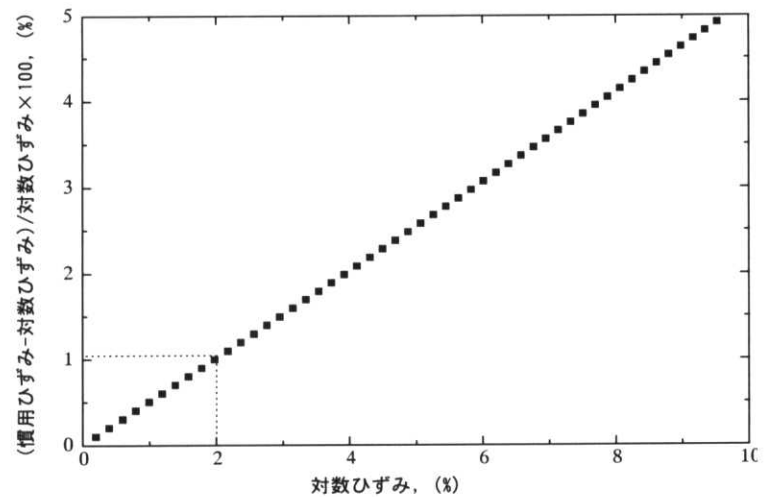
図 2.3.4 σ'_v と σ'_h の正の向き

図 2.3.5 対数ひずみと慣用ひずみの差

表 2.3.1 三軸試験で用いた応力・ひずみの記号(その 1)

応力・ひずみ	記号	用いた測定装置
鉛直応力	σ_v, σ'_v	軸差荷重内部ロードセル, 高容量差圧計
側方応力	σ_h, σ'_h	高容量差圧計
外部的軸ひずみ	$(\varepsilon_v)_{\text{ext}}$	外部変位計
	$(\varepsilon_v)_{\text{Gap, Cap}}$	非接触変位計(Gap sensor)
局所的軸ひずみ	$(\varepsilon_v)_{\text{LDT}}$	LDT(Local Deformation Transducer)
	$(\varepsilon_v)_{\text{Gap, local}}$	非接触変位計(Gap sensor)
体積ひずみ	$(\varepsilon_{\text{vol}})_{\text{burette}}$	低容量差圧計

表 2.3.2 三軸試験で用いた応力・ひずみの記号(その 2)

軸差応力	q	$q = \sigma'_v - \sigma'_h$
平均主応力	p'	$p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$
モール円の平均主応力	σ'_m	$\sigma'_m = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$

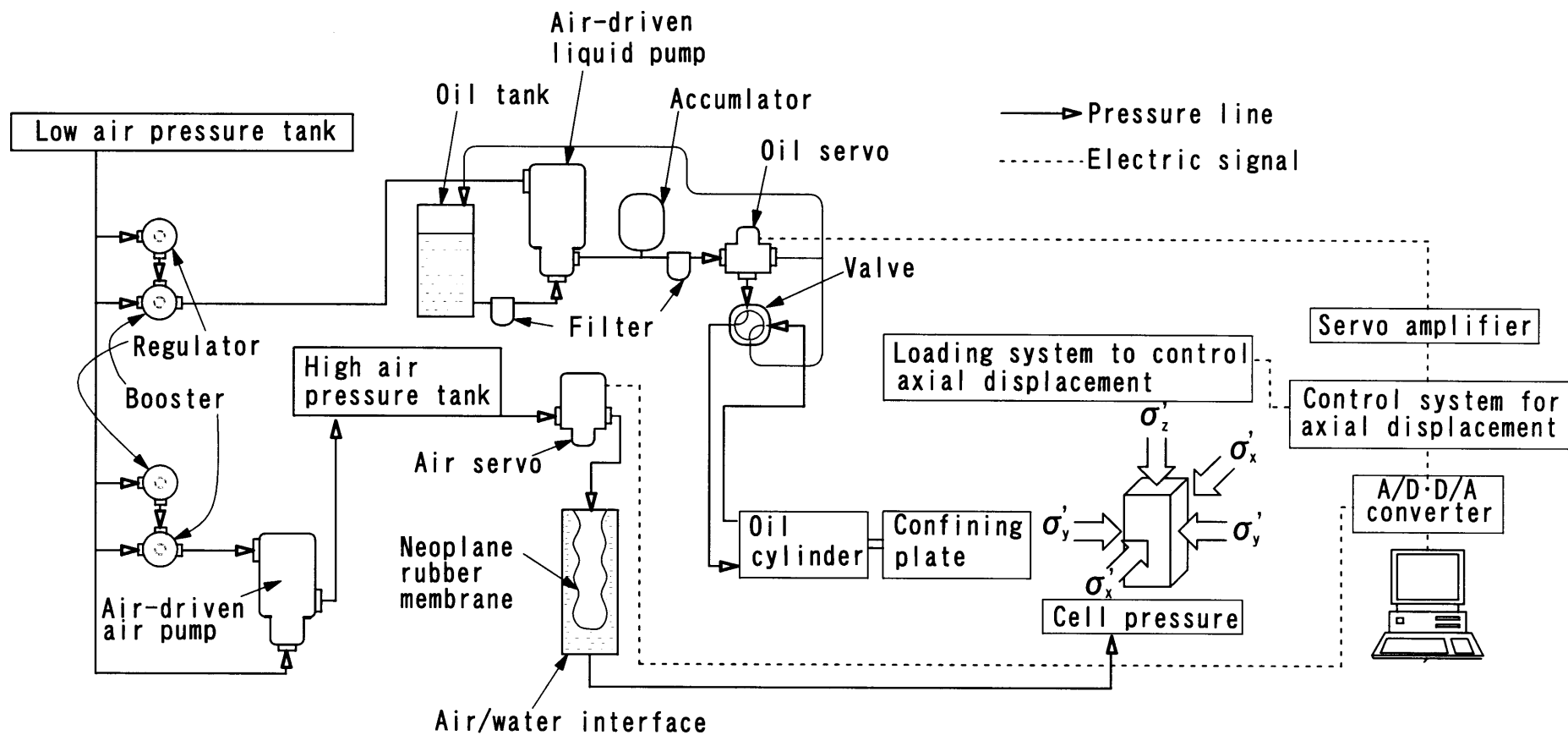
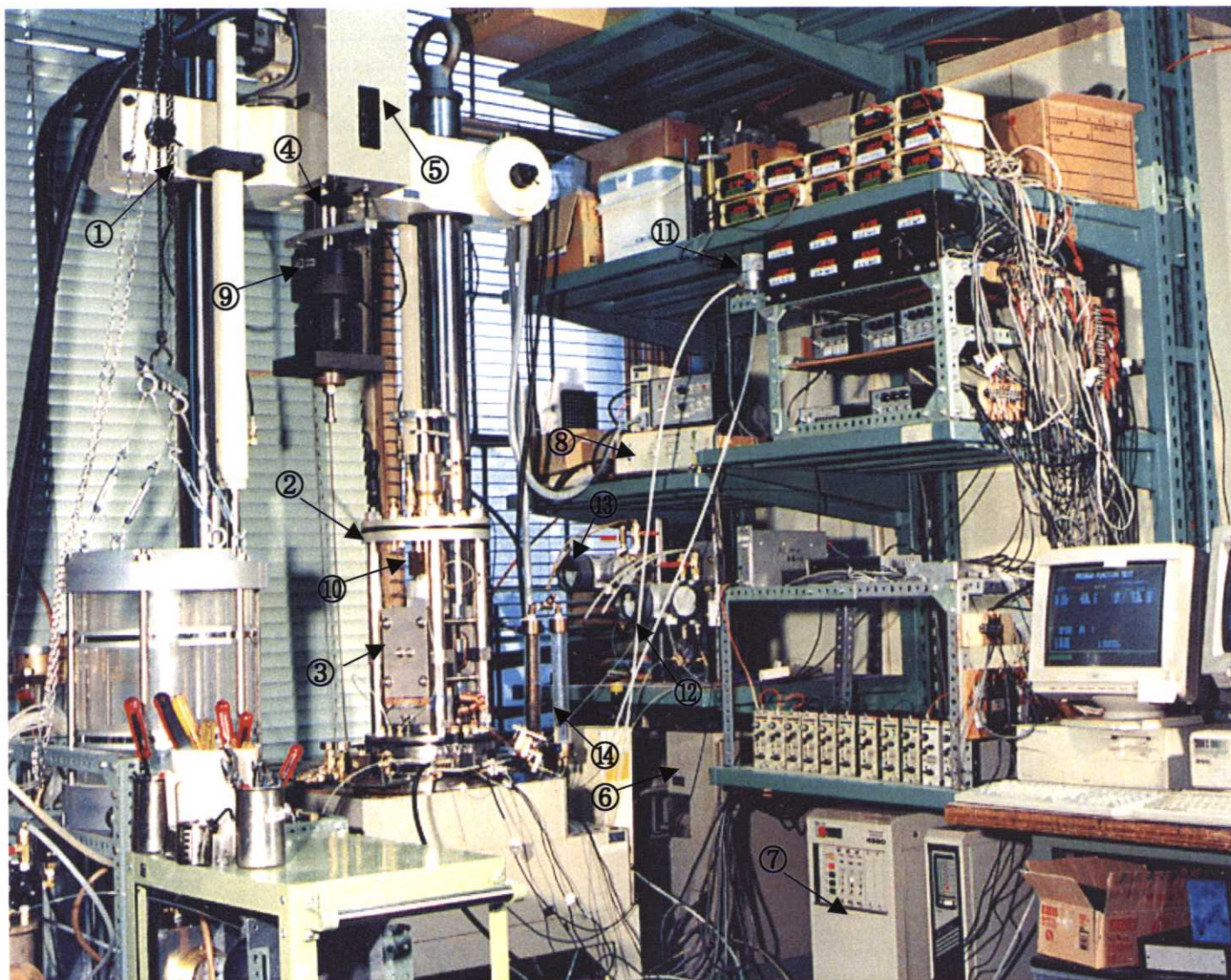


図 2.3.6 三主応力制御試験システム全体概要



- ① Loading Frame
- ② True triaxial cell
- ③ Confining plate
- ④ Actuator
- ⑤ Gear system
- ⑥ Oil power supply
- ⑦ Hydraulic loading control system
- ⑧ Mechanical loading control system
- ⑨ Outer load cell
- ⑩ Inner load cell
- ⑪ High capacity EP transducer (Air servo)
- ⑫ H.C.D.P.T
- ⑬ L.C.D.P.T
- ⑭ Burette

写真 2.3.3 三主応力制御試験システム全体

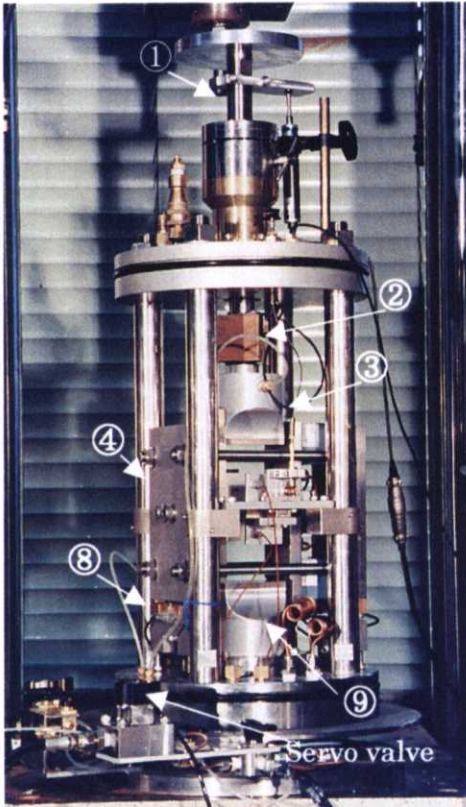


写真 2.3.4 三主応力セル全体

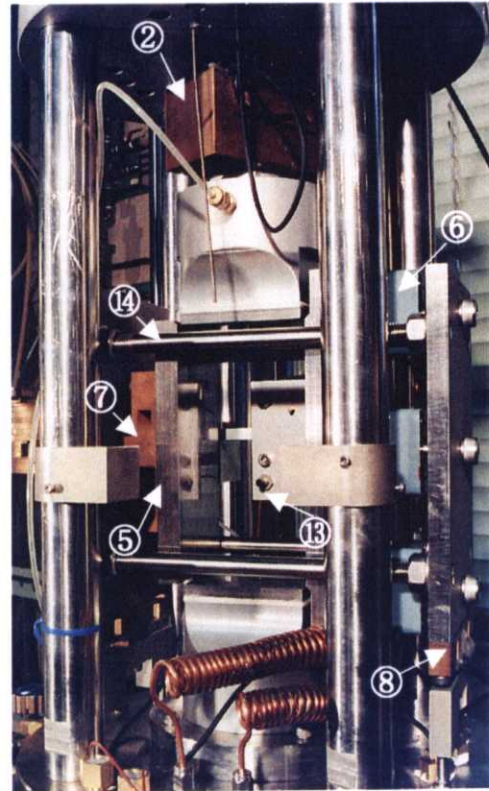
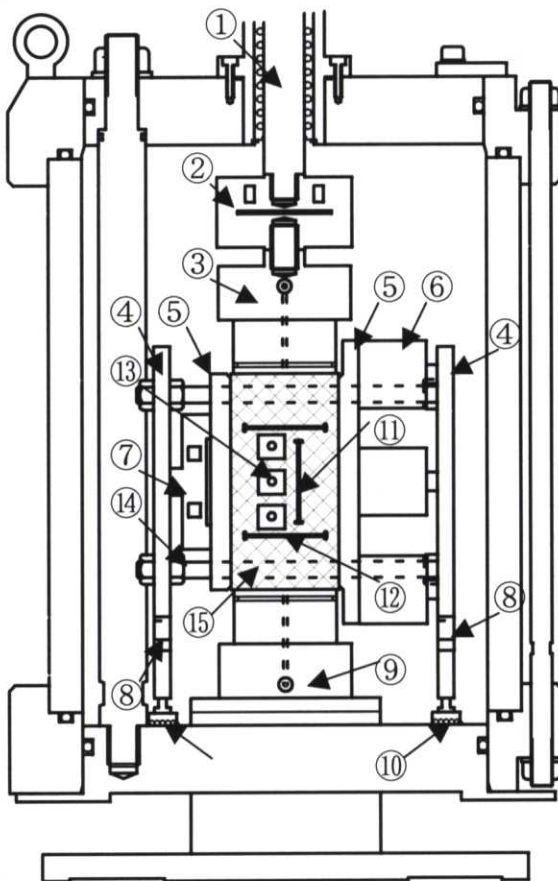


写真 2.3.5 中間主応力制御機構



- ① Loading rod ($\phi 30\text{mm}$)
- ② Load cell (LC1)
- ③ Cap
- ④ End plate
- ⑤ Confining plate
- ⑥ Oil cylinder
- ⑦ Load cell (LC2)
- ⑧ Load cell (LC3)
- ⑨ Pedestal
- ⑩ Slide bearing
- ⑪ Vertical LDT (ϵ_z)
- ⑫ Horizontal LDT (ϵ_y)
- ⑬ Gap sensor and target (ϵ_x)
- ⑭ Tie rod
- ⑮ Specimen

図 2.3.7 三主応力セル全体

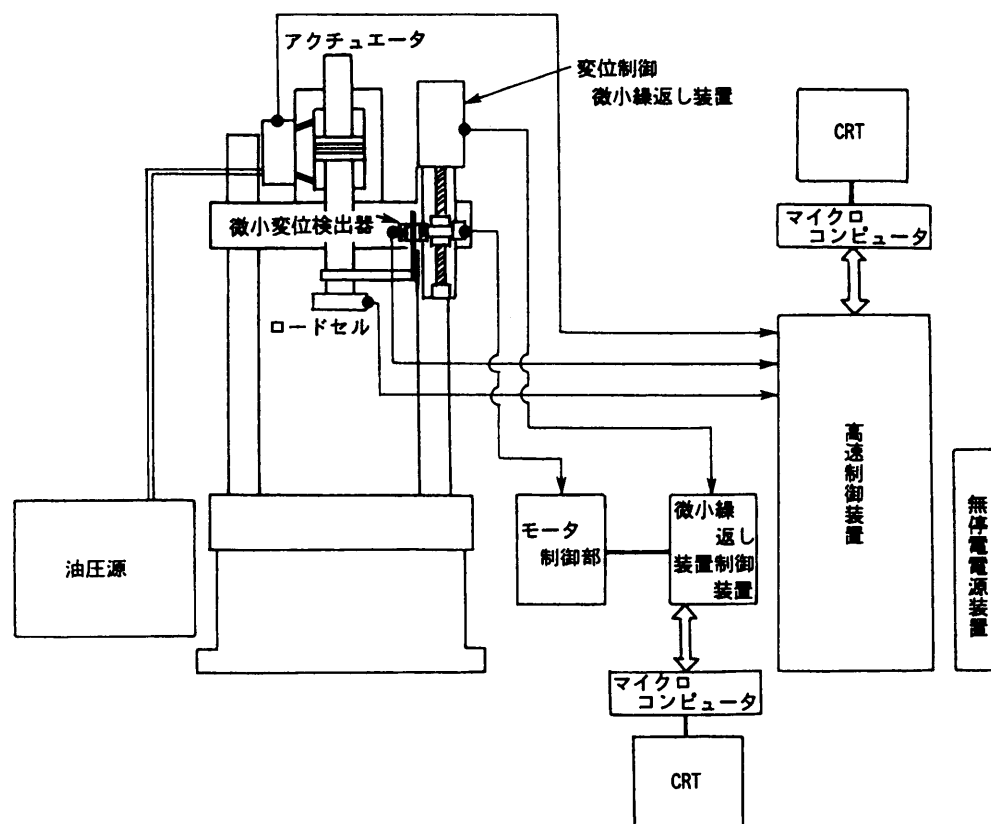


図 2.3.8 高荷重微小変位制御制御システム

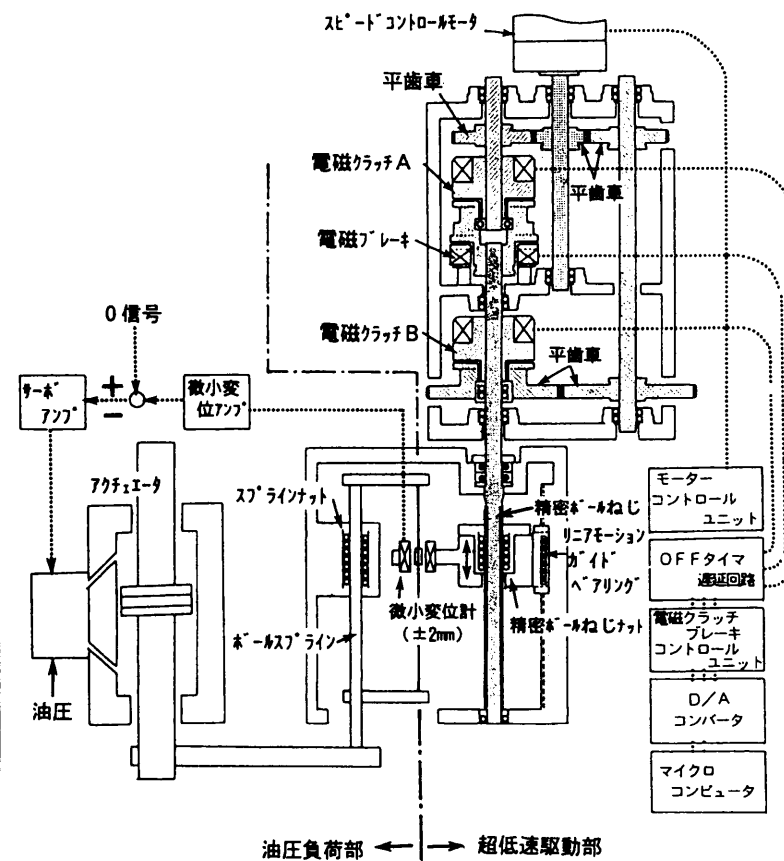


図 2.3.9 システム詳細原理図

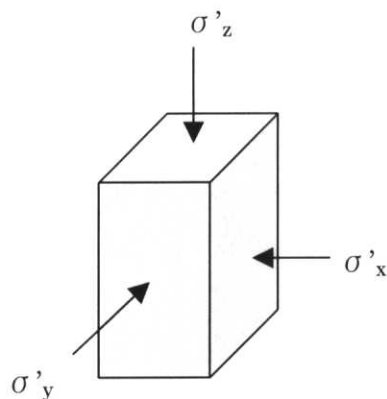


図 2.3.10 三主応力の正の向き

表 2.3.3 三主応力制御試験で用いた応力・ひずみの記号(その 1)

応力・ひずみ	記号	用いた測定装置
鉛直応力	σ_z, σ'_z	鉛直方向軸差荷重内部ロードセル, 高容量差圧計
水平応力 (拘束板載荷方向)	σ_y, σ'_y	水平方向軸差荷重内部ロードセル, 高容量差圧計
側方応力 (セル圧載荷方向)	σ_x, σ'_x	高容量差圧計
外部的鉛直ひずみ	$(\varepsilon_z)_{\text{ext}}$	外部変位計
局所的鉛直ひずみ	$(\varepsilon_z)_{\text{LDT}}$	LDT(Local Deformation Transducer)
局所的水平ひずみ (拘束板載荷方向)	$(\varepsilon_y)_{\text{LDT}}$	LDT(Local Deformation Transducer)
局所的側方ひずみ (セル圧載荷方向)	$(\varepsilon_x)_{\text{Gap}}$	非接触変位計(Gap sensor)

表 2.3.4 三主応力制御試験で用いた応力・ひずみの記号(その 2)

鉛直方向軸差応力	q_z	$q_z = \sigma'_z - \sigma'_x$
水平方向軸差応力	q_y	$q_y = \sigma'_y - \sigma'_x$

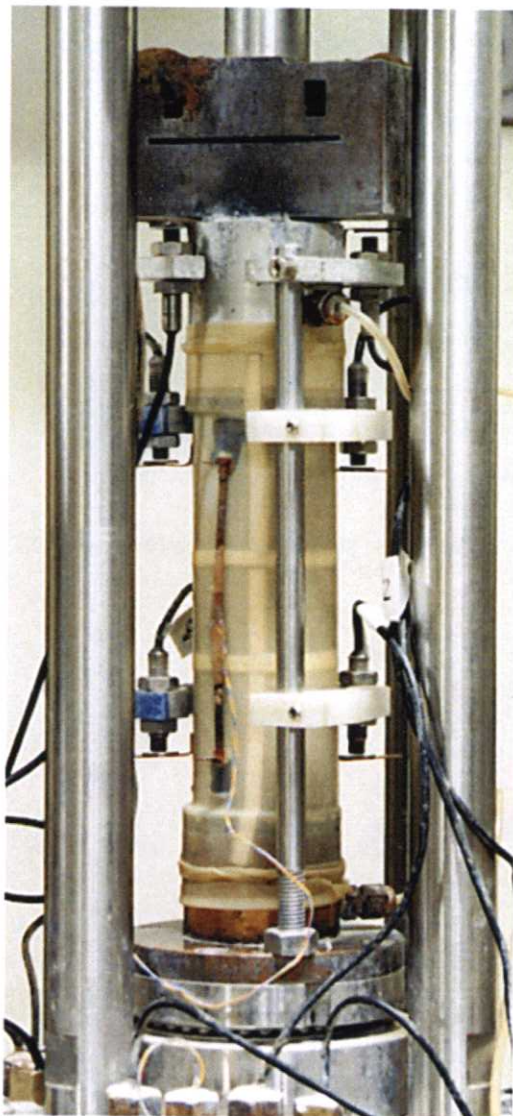


写真 2.3.6 局所変形測定システム

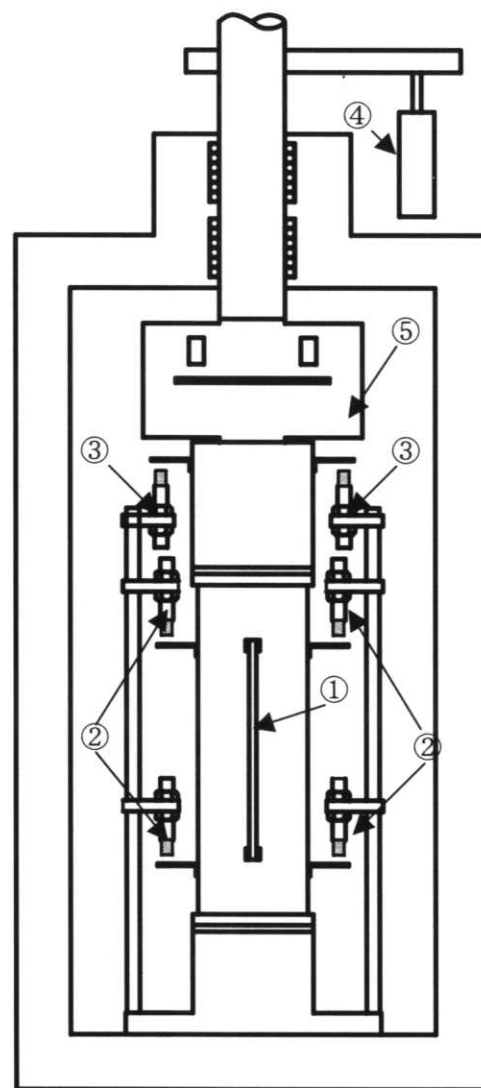


図 2.3.11 局所変形測定システム概要

- ① LDT
- ② Gap sensor (local)
- ③ Gap sensor (cap)
- ④ External displacement transducer
- ⑤ Load cell

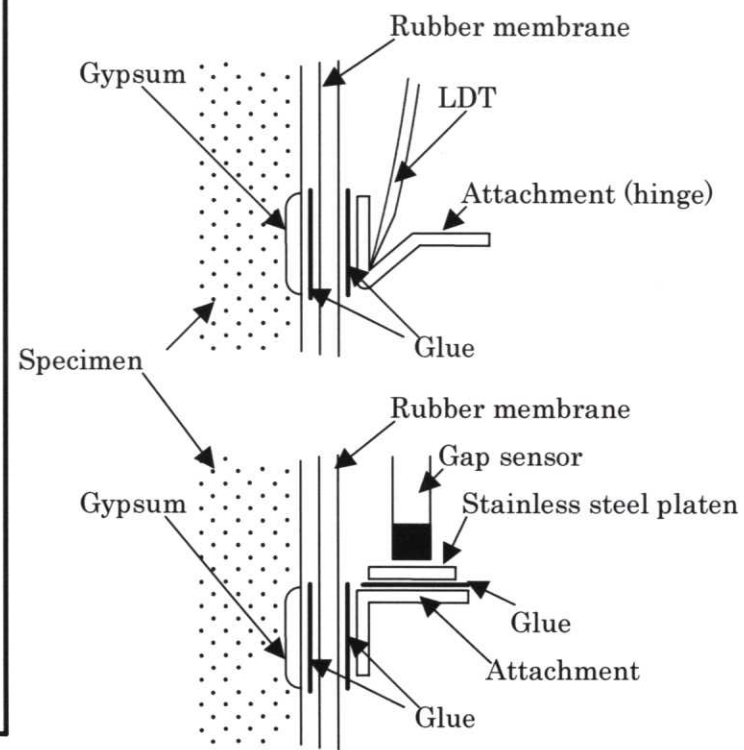
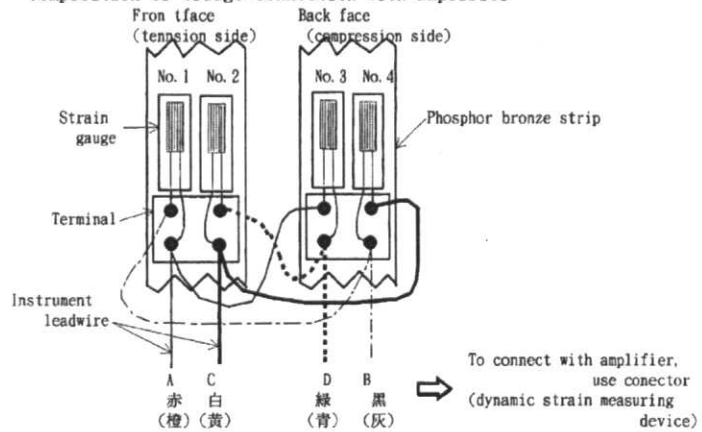


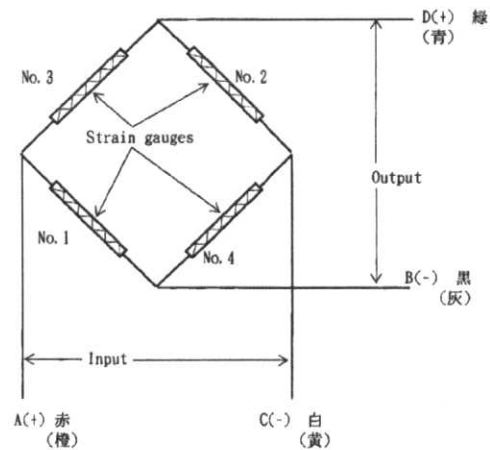
図 2.3.12 LDT と Gap sensor のセット

4ゲージ法の場合

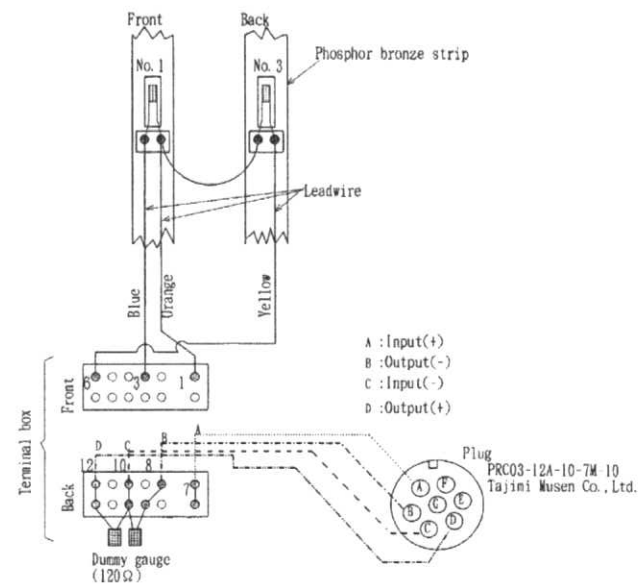
Composition of bridge connection with amplifier



Composition of the bridge by strain gauges (Wheatstone bridge)



2ゲージ法の場合



Composition of the bridge by strain gauges Wheatstone bridge

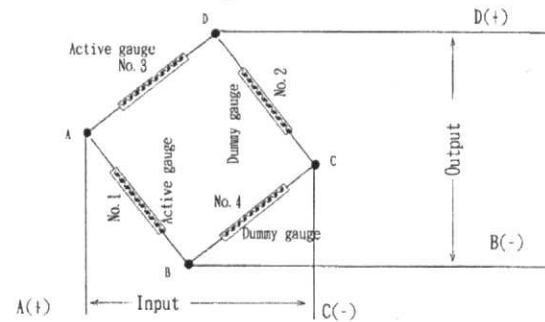


図 2.3.13 LDT(Local Deformation Transducer)の仕組み