# 自然堆積粘土のせん断弾性係数の異方性に関する研究

*A Study on Inherent Anisotropy of Natural Sedimentary Clays in terms of the Elastic Shear Modulus*

函館高専専攻科環境システム工学専攻　○学生員　高木　康輔（Kousuke Takagi）
函館高専環境都市工学科　　正　員　川口　貴之（Takayuki Kawaguchi）

## 1. はじめに

地盤材料の弾性係数は原位置ではダウンホール法やクロスホール法などによる原位置弾性波速度探査，室内においては繰返し三軸試験やベンダーエレメント（以下BE）試験[1)]などで測定される．ダウンホール法では水平方向に振動、鉛直方向に伝播するせん断弾性波速度$V_{vh}$，クロスホール法では振動・伝播方向ともに水平の$V_{hh}$，あるいは鉛直方向に振動、水平方向に伝播する$V_{hv}$からせん断弾性係数（順に$G_{vh}$，$G_{hh}$，$G_{hv}$）が算出されるが，同地盤の同深度においても方法によって得られる値が異なること，砂層と粘土層によって各種せん断弾性波速度の大小関係が異なる場合があることも報告されている[2),3)]．また，室内試験においても鉛直・水平方向のヤング率$E_v$と$E_h$や$G_{vh}$と$G_{hh}$の大小関係が実験条件や土質の違いによって異なることが報告されている[4)]．

これらの原因は地盤材料の弾性係数の異方性によるものと考えられるが，地盤材料によって異方性の程度や大小関係が異なる原因や異方性を発現・変化させる因子などについて詳細に研究した例は極めて少ない．

また，これまでにBEが取り付けられた予圧密容器と三軸試験装置を用いて粉末乾燥状態で市販されているNSF粘土と豊浦砂の弾性係数の異方性について調べた結果，粘性土の弾性係数の異方性は堆積時の異方的な土粒子の配列によって生じる固有異方性に大きく支配され，比較的粒子形状が球形に近い砂質土の場合は異方的な応力あるいはその履歴によって生じる誘導異方性に大きく支配されている可能性が高いことが分かったが[5)]，粘性土の弾性係数に及ぼす固有異方性の影響がどのような因子によって発現・変化し，粘性土の物性によってどのように異なるのかなどについては不明な点が多い．

そこで本研究では，異なる地域から採取された３種類の乱さない自然堆積粘土における弾性係数の異方性を調べた上で，年代効果などの影響をキャンセルし，物性の違いを明確にする目的でそれぞれの自然堆積粘土を再構成（予圧密）した供試体を作成し，同様に弾性係数の異方性について詳細に検討した．また，物性の違いが弾性係数の異方性に与える影響を把握する足がかりとしてＸ線回折を行い，粘土鉱物組成からの検討も試みた．

## 2. 試料と試験条件

### 2.1 乱さない試料を用いた試験

乱さない試料を用いた試験には，異なる地域から採取された３種類の自然堆積粘土を用いた．一つ目はタイのバンコク市内で採取された粘土（以下Bangkok粘土）である[6)]．土被り圧まで$K_0$圧密し，圧密開始から約 24 時間後にBE試験によって$G_{vh}$と$G_{hh}$を測定した．二つ目は神戸空港の海底地盤より採取されたMa12 層に相当する洪積粘土（以下，神戸空港粘土）である[7)]．土被り圧まで三軸セル内で軸ひずみ速度一定の$K_0$圧密（$K_0$CRS試験）を行い，一週間の定軸応力（排水クリープ）状態を保った後に$G_{vh}$と$G_{hh}$を測定した．三つ目はイタリアのピサの斜塔周辺で採取された粘土（以下Pisa粘土）である[2)]．採取深度の異なる２つの供試体（Pisa粘土Ⅰ，Ⅱ）を用い，Pisa粘土Ⅰは土被り圧まで$K_0$圧密し，圧密開始から約 24 時間後，Pisa粘土Ⅱは土被り圧（$\sigma'_{vc}$＝150 kPa）の 3 倍まで$K_0$圧密し，土被り圧の半分まで$K_0$膨張する過程での 5 つの応力点（$\sigma'_{vc}$＝75, 150, 450, 150, 75 kPa）において，3t法による圧密の打ち切り時間を十分に越えるまで定軸応力（排水クリープ）状態を保った後にBE試験によって$G_{vh}$と$G_{hh}$を測定した．なお，上述の全ての試験において$K_0$圧密開始時（初期等方圧密終了時）にもBE試験を実施している．BE試験における伝播距離は送・受信一対のBEにおける先端間の距離（tip-to-tip）とし[8)]，伝播時間は送信波と受信波の立ち上がり点の時間差（start-to-start）とした．ただし，伝播時間については周波数の異なる送信波によって得られた受信波形からnear-field-effectなどを考慮し，受信波の立ち上がり点は送信用BEと初動の向きが一致する際の極性に対する振幅の立ち上がりとした[9)]．

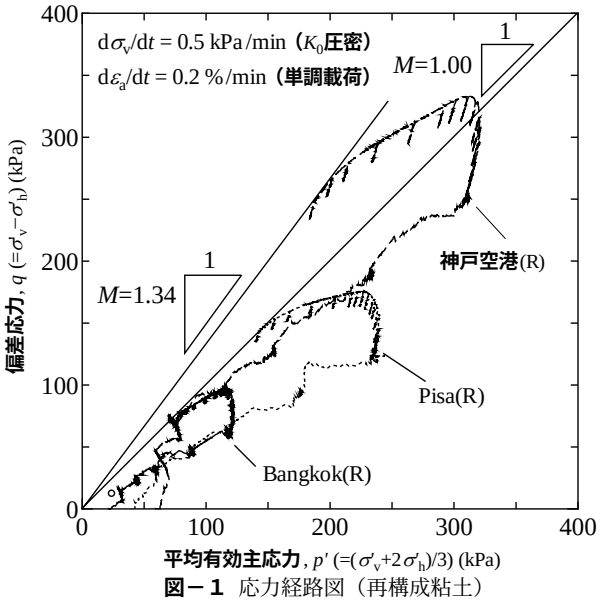
### 2.2 室内再構成試料を用いた試験

実験に用いた供試体は前節に示したそれぞれの自然堆積粘土をスラリー状にして練り返し，予圧密容器内で一次元圧密（予圧密）したものである．なお，使用した予圧密容器のピストンと底盤，容器側面にはBEが取り付けられており，スラリーから圧密されていく過程における$G_{vh}$と$G_{hh}$の変化を測定することが可能である[5)]．

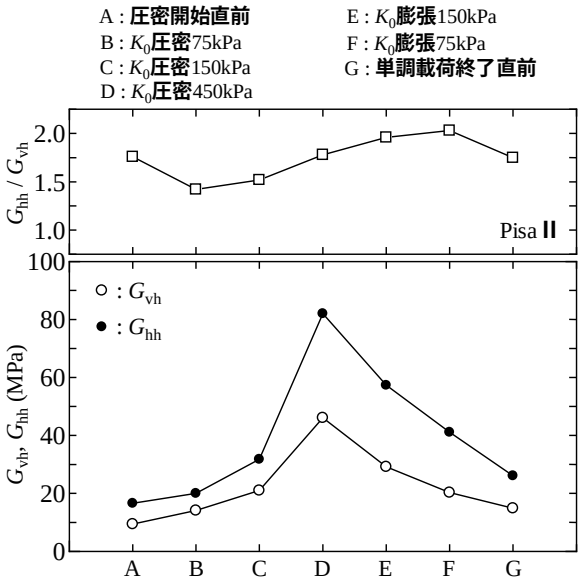
**表－１**はこれらの供試体を用いて実施した試験条件等をまとめたものである．表中の(R)は再構成試料である

**表－１**　試験条件等のまとめ（再構成試料）

| | 土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm$^3$) | 液性限界 $w_L$ (%) | 予圧密応力 (kPa) | 応力履歴（$\sigma'_v$） (kPa) |
|---|---|---|---|---|
| Bangkok(R) | 2.60 | 81.2 | 40 | →40→60→80→120→160 |
| 神戸空港(R) | 2.59 | 59.0 | 120 | →90→120→180→240→360→480 |
| Pisa(R) | 2.76 | 89.3 | 80 | →80→120→160→240→320 |




**図－１** 応力経路図（再構成粘土）




**図－２** PisaⅡの試験結果

ことを意味している．具体的には，成形時の削りかすや試験後の供試体，これでも不足する場合は使用した供試体と同じサンプリングチューブ内でほぼ同深度の試料の一部を加え，貝殻等の不純物を取り除く目的で 425 μm ふるいを用いて裏ごしし，液性限界$w_L$のほぼ 2 倍となるよう蒸留水を加えたスラリーをミキサーを用いて 1 時間程度攪拌した．その後，完成供試体の飽和度を高めることを目的として予圧密容器内を真空に近い状態にしてスラリーを引き込み，ピストンを挿入した後に所定の予圧密応力にて予圧密を実施した（**表－１**参照）．予圧密は沈下が十分に小さくなったことを確認した上で終了し，BE試験を実施した後に再構成試料を抜き出した．抜き出した後も再びBE試験を実施し，直径 5cm，高さ 10cm の円柱供試体となるよう成形した後に三軸試験機にセットした．

**図－１**は３種類の再構成試料を用いた三軸試験時の応力経路図である．三軸試験機内では全て共通に予圧密応力の 4 倍まで段階的に$K_0$圧密し，各応力段階では一端応力の載荷を止めて軸応力を一定に保った後，3t法で圧密を打ち切ってBE試験を実施した．また，最終の応力段階では非排水条件下での単調載荷試験を実施した．

## 3　結果と考察

### 3.1　乱さない試料を用いた試験

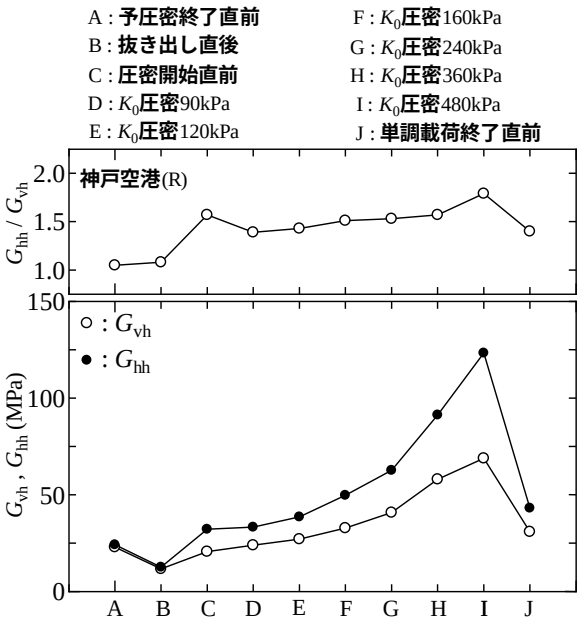
**表－２**は乱さない自然堆積粘土を用いた主な実験結果をまとめたものである．全ての供試体において，土被り圧までの$K_0$圧密終了時点における$G_{hh}$は$G_{vh}$よりも大きく，$G_{hh}/G_{vh}$は 1.3～1.5 程度であることが分かる．

Roeslerや山下ら[10),11)]は異なる方向に伝播・振動するせん断弾性波速度を測定することにより，$G$はせん断弾性波の進行方向と粒子が振動する方向に作用する応力にのみ依存し，もう一方の応力には依存しないことを示している．つまり，$V_{vh}(G_{vh})$は鉛直応力と水平応力に依存するものの，$V_{hh}(G_{hh})$は水平応力のみに依存すると考えられ，$K_0$圧密終了時点における応力比$K$（$= \sigma'_h/\sigma'_v$）はいずれも 1 より小さいため，誘導異方性の影響のみを考慮すれば$G_{hh}/G_{vh}$は 1 を下回るはずである．それにも関わらず$G_{hh}/G_{vh}>1$ となったことについては，誘導異方性の影響に比べて粘土粒子の堆積構造によって生じた固有異方性の影響の方がかなり大きいためだと推測される．また，粘土の種類によって土被り圧までの$K_0$圧密終了時点における$G_{hh}/G_{vh}$の値が異なっており，特に最も土被り圧が大きく配向性が強いと考えられがちな神戸空港粘土の$G_{hh}/G_{vh}$が最も小さい．これは，含有粘土鉱物やその量，更には堆積環境やそれに伴う堆積構造などによるものだと推測される．

**図－２**はPisaⅡの試験結果であり，$K_0$圧密開始直前から非排水単調載荷終了時までの$G_{vh}$と$G_{hh}$，$G_{hh}/G_{vh}$の変化を示したものである．この図から，$K_0$圧密・膨張によって$G_{vh}$と$G_{hh}$はそれぞれ増減するが，$K_0$圧密・膨張過程では一貫して増加していること（B→F），単調載荷終了直前の$G_{hh}/G_{vh}$は開始前に比べて減少していることが分かる（F→G）．$K_0$圧密過程（B→D）で$G_{hh}/G_{vh}$が増加したのは，一次元圧密に近い$K_0$圧密に粘土粒子の堆積構造における配向性を強める効果があるためだと考えられる．一方，$K_0$膨張過程においても$G_{hh}/G_{vh}$が増加したことについては（D→F），過圧密状態では変形が小さいために配向性がさほど変化せず，応力比が増加したことによって誘導異方性の影響が顕著に現れたためだと推察され

**表－２** 主な試験結果のまとめ（乱さない試料）

| | 採取深度 (m) | 土被り圧 (kPa) | $K_0$圧密開始前 | | | $K_0$圧密終了後 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $G_{vh}$ (MPa) | $G_{hh}$ (MPa) | $G_{hh}/G_{vh}$ | $K_0$値 | $G_{vh}$ (MPa) | $G_{hh}$ (MPa) | $G_{hh}/G_{vh}$ |
| Bangkok | 9.0-10.0 | 80 | 4.5 | 7.2 | 1.62 | 0.49 | 8.0 | 12.0 | 1.51 |
| 神戸空港 | 94.5-95.3 | 745 | 17.9 | 25.6 | 1.43 | 0.40 | 112.8 | 144.9 | 1.28 |
| PisaⅠ | 13.2-14.0 | 122 | 10.8 | 19.6 | 1.81 | 0.48 | 20.1 | 29.9 | 1.49 |
| PisaⅡ | 17.2-18.0 | 150 | 9.4 | 16.6 | 1.76 | 0.46 | 21.0 | 31.8 | 1.52 |



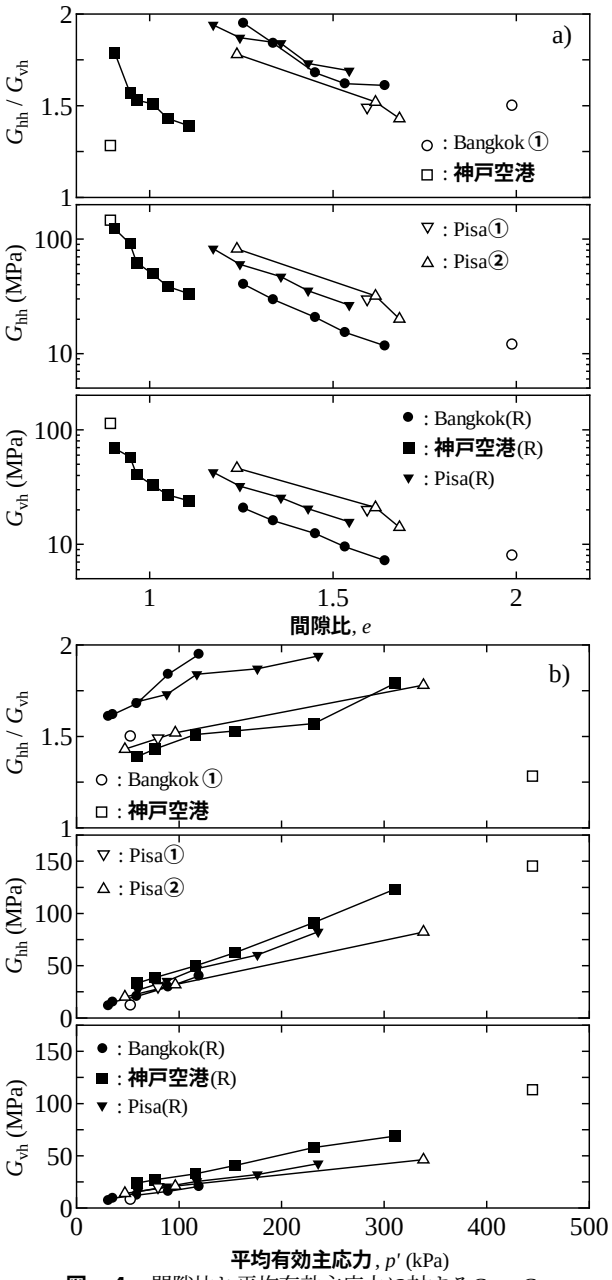

**図－３** 神戸空港(R)の試験結果

る．また，この結果は土被り圧までの$K_0$圧密終了時の$G_{hh}/G_{vh}$が過圧密状態でなおかつ等方応力状態にある$K_0$圧密開始時に比べて小さい結果とも符合する（表－２参照）さらに，単調載荷終了直前の$G_{hh}/G_{vh}$が開始前に比べて減少していることについては（F→G），単調載荷によって配向性が弱まったことと，単調載荷終了時は開始時に比べて軸有効応力$\sigma'_v$が増加，側方有効応力$\sigma'_h$が減少したことによる固有・誘導異方性の相乗効果（両者とも$G_{hh}/G_{vh}$を低下させる）のためだと推察される．

### 3.2　室内再構成試料を用いた試験

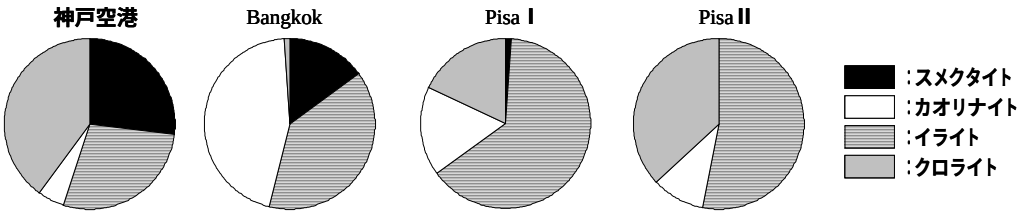
**図－３**は再構成粘土を用いた試験結果の一例であり，予圧密終了時から三軸試験機内での$K_0$圧密，更には非排水単調載荷終了直前までの$G_{vh}$と$G_{hh}$，$G_{hh}/G_{vh}$の変化を示したものである．室内再構成粘土においても三軸試験機内における$K_0$圧密応力の増加とともに$G_{hh}/G_{vh}$が増加しており，$K_0$圧密には粘土粒子の堆積構造における配向性を強める効果がある可能性が再確認できる．また，単調載荷終了直前の$G_{hh}/G_{vh}$についても開始前に比べて減少しており，乱さない試料での試験結果と同様な理由によるものと考えられる．この傾向は他の２つの再構成粘土においても同様であった．

**図－４**は３種類の再構成粘土供試体を用いた$K_0$圧密中のBE試験実施時における間隙比$e$と平均有効主応力$p'$に対する$G_{vh}$と$G_{hh}$，$G_{hh}/G_{vh}$の変化を示したものであり（a）:間隙比, b）:平均有効主応力），前節に示した乱さない試料を用いた試験結果もプロットしている．$G_{hh}/G_{vh}$に関して，両図ともに乱さない試料の$G_{hh}/G_{vh}$がそれぞれに対応する再構成試料がなす関係よりも下方に位置していると考えられることから，同じ間隙比あるいは応力下における$G_{hh}/G_{vh}$は自然堆積粘土に比べて予圧密によって作成した再構成試料の方が大きいと考えられる．このことは本研究と同様な方法によって作成した予圧密試料を用いて土の力学的特性等を検討する際，剛性の観点から言えば異方性の大きな試料を用いているとい




**図－４**　間隙比と平均有効主応力に対する$G_{vh}$，$G_{hh}$，$G_{hh}/G_{vh}$の変化

うことに留意しなければならない可能性を示唆している．また，$G$の値に関して，同じ間隙比に対する$G_{vh}$と$G_{hh}$は再構成試料よりも乱さない試料の方が大きいと考えられるが（**図－４**a）参照），特に$G_{vh}$については，同じ平均有効主応力に対する両者の値はおおよそ等しいことが伺える（**図－４**b）参照）．このことは実地盤から採取した試料に比較的大きな乱れを与えても，またその試料を再構成した試料であっても，平均有効主応力を用いることで実地盤の弾性係数（特に$G_{vh}$）をおおまかに評価・推定できる[12]ことを示唆しており，ダウンホール法やサスペンション法によるPS検層やサイスミックコーン試験から得られるせん断弾性係数が$G_{vh}$に相当することを考えれば注目に値する．一方，３種類の自然堆積粘土とその再構成試料の$G_{hh}/G_{vh}$を同じ間隙比あるいは平均有効主応力に対して比較した際，両者ともに神戸空港粘土が最も小さく，Bangkok粘土とPisa粘土は同程度である




**図－５** X 線回折から得られた粘土鉱物組成

ことが伺える．このような違いは自然堆積粘土であればサンプリング方向が必ずしも堆積面（配向している面）と垂直ではないなどといった堆積環境やそれに伴う堆積構造の違いなども考えられるが，再構成試料においても同様な結果が得られていることを考えると，細粒分（特に粘土分）と粗粒分の割合（粒度組成）や含有する粘土鉱物の種類など，物性の違いによる影響が大きいと推測される．そこで，この原因を探る足がかりとして３種類の粘土に対するX線回折（XRD）を実施した．

**図－５**は３種類の自然堆積粘土の回折強度（ピーク面積）から得られた粘土鉱物の割合である．なお，図中に示す割合はあくまで検出された粘土鉱物のトータルを 100 とした際の割合であり，各試料間でその数値を比較できるものではない．一般に，活性度が小さいカオリナイトが淡水中で沈降すると配向構造になりやすく，活性度の大きなスメクタイトが淡水中で沈降するとランダム構造になりやすいと言われている．また，イライトの活性度はその中間に位置する(例えば，文献 13))．**図－５**より，神戸空港粘土は活性度の大きなスメクタイトの割合が多く，活性度の小さなカオリナイトの割合は小さい．一方，Bangkok粘土はカオリナイトの割合が多い一方で，スメクタイトもある程度含まれている．Pisa粘土については，スメクタイトはほとんど含有しておらず，カオリナイトが多少含まれている．もし，カオリナイトを多く含有し，スメクタイトが少ないほど配向性が強く，固有異方性の程度が大きいと考えれば，本結果と**図－５**に示した実験結果は符合しているように思われる．しかし，X線回折に使用した試料は微量であり，供試体全体を代表していない可能性があること，それぞれの供試体にどの程度の粘土鉱物を含有しているかは不明であることを考えれば更なる検討が必要だと思われる．また，神戸空港粘土はスメクタイトが含まれているにも関わらず液性限界，塑性指数ともに比較的小さく，粗粒分を多く含んでいる可能性もあり，砂質土における固有異方性は粘性土に比べて小さいというこれまでの研究成果[5)]を踏まえると，この影響によって$G_{hh}/G_{vh}$が他に比べて小さいという可能性もある．今後は粒度組成や活性度等を調べ，更なる検討を重ねたいと考えている．

## 4　まとめ

本研究で実施した自然堆積粘土とその再構成粘土を用いた一連の実験から，粘性土のせん断弾性係数の異方性に関する以下の推論を得た．

・誘導異方性の影響に比べて粘土粒子の堆積構造によって生じた固有異方性の影響の方がかなり大きい．

・過圧密状態では固有異方性の変化が小さいので，応力誘導異方性の影響が顕著に現れる．

・一次元圧密に近い$K_0$圧密には粘土粒子の堆積構造における配向性を強める効果がある．

・単調載荷時には固有・誘導異方性の相乗効果によって$G_{hh}$ / $G_{vh}$が低下する

・粘土鉱物組成が試料による$G_{hh}/G_{vh}$の違いを支配する因子の一つである．しかし，これについては他の要因も考えられるため，粒度組成や活性度などといった更なる検討が必要である．

上記の推論が正しいとすれば，粘性土おける弾性係数の異方性の変化は，その時点における応力状態（方向による応力の違い）や圧密履歴，それに伴う堆積構造の変化といった誘導異方性と固有異方性のバランス，更には鉱物組成などの物性を考慮することで説明できると考えられる．

## 参考文献

1) Dyvik, R. and Madshus, C. : Laboratory measurement of Gmax using bender elements, Proc. of American Society of Civil Engineering Annual Convention, pp.186-196, 1985.
2) Lo Presti, D.C.F, Jamiolkowski, M. and Pepe, M. : Geotechnical characterisation of the subsoil of Pisa Tower, SOCRATES PROGRAMME,2002.
3) Hight, D.W., Bennell, J.D., Chana, B., Davis, P.D., Jardine, R.J. and Provic, E. : Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and lower London Tertiaries at Sizewell, Géotechnique, Vol.47, No.3, pp.451-474, 1997.
4) Yimsiri, S. and Soga, K. : Application of micromechanics model to study anisotropy of soils at small strains, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.15-26, 2002.
5) 川口貴之，山下聡，三田地利之，澁谷啓，川村龍平：ＢＥ付予圧密容器を用いた弾性係数の異方性の評価，第 41 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.265-266，2006.
6) Le, N.T., Teparaksa, W., Mitachi, T. and Kawaguchi, T. : Observation of the Behavior of Soil Element behind Deep Diaphragm Wall by Triaxial Tests on Bangkok Clay, Proc. of the 19th KKCNN Sympo. on Civil Engineering, pp.57-60, 2006.
7) 長谷川憲孝，松井保，田中泰雄，高橋嘉樹，南部光弘：神戸空港海底地盤における洪積粘土層の原位置圧密挙動，土木学会論文集 C，Vol. 62，No. 4，pp.780-792，2006.
8) Viggiani, G. and Atkinson, J. H. : Interpretation of bender element tests, Géotechnique, Vol.45, No.1, pp.149-154, 1995.
9) 川口貴之，三田地利之，澁谷啓，佐野佶房：室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 G の評価，土木学会論文集，No.694，III-57，pp.195-207，2001.
10) Roesler, S.K. : Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy, Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol.105, No. GT7, pp.871-880, 1979
11) 山下聡，堀智仁，鈴木輝之：異方応力状態でのせん断波速度に及ぼす伝播方向と堆積方向の影響，土木学会論文集，No.722，III-61，pp.387-392，2002.
12) Kawaguchi, T., Mitachi, T., Shibuya, S. and Sato, S. ：Evaluation of deformation modulus of clay at small strains based on isotropic elasticity, Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Lyon, Vol. 1, pp. 211-219, 2006, Balkema.
13) 例えば，石井義明，芹生正巳，福本武明，久武勝保，竹下貞雄，桑山忠，西原晃，畠山直隆：最新土質力学，朝倉書店，2001