

セルフボーリングプレッシャーメータから 得られる強度に間隙水の移動が及ぼす影響

EFFECT OF PORE WATER MIGRATION ON SELF-BORING PRESSUREMETER STRENGTH

小林一三*・曾我健一**・飯塚敦***・太田秀樹****・Clive DALTON*****

Ichizo KOBAYASHI, Kenichi SOGA, Atsushi IIZUKA, Hideki OHTA and Clive DALTON

*正会員 博士(工学) 東京工業大学助手 (〒152-8552 目黒区大岡山 2-12-1)

**正会員 Ph.D. Senior Lecturer, University of Cambridge, (Trumpington St., Cambridge CB2 1PZ U.K.)

***正会員 工学博士 神戸大学助教授 (〒152-8552 灘区六甲台町 1-1)

****正会員 工学博士 東京工業大学教授 (〒152-8552 目黒区大岡山 2-12-1)

***** 非会員 Chairman, Cambridge Insitu (High St., Little Eversden, Cambridge CB3 7HE U.K.)

Soil deformation is largely controlled by the migration of the pore water. The self-boring pressuremeter (SBP) test data on clay is often interpreted based on the conditions that the soil remains in the undrained condition during the pressuremeter expansion and that the soil deformation is one-dimensional. The former condition is related to the expansion rate and the permeability of the soil, whereas the latter condition is related to the pressuremeter geometry. Soil-water coupled finite element analysis using the finite deformation theory was performed to investigate the validity of the assumptions used in interpreting the SBP data. The effect of permeability and expansion rate on the SBP strength was examined for different plasticity clays with different overconsolidation ratios. The various effects caused by pore water migration on the SBP strength were clarified.

Key Words: self-boring pressuremeter, pore water migration, undrained shear strength, soil/water coupled finite element analysis

1. はじめに

セルフボーリングプレッシャーメータ試験(SBP 試験)は、地盤材料のせん断剛性や非排水せん断強度を求めるために用いられる原位置試験である。調査対象地盤のある深さまでボーリングし、ケーシングを抜くことなくそのままゴムメンブレンを介して水平に載荷できる。このため、SBP 試験は地盤をほとんど乱すことなく地盤の剛性や強度を知ることができる原位置試験とされている¹⁾。しかしながら、SBP 試験は要素試験ではないため、直接地盤の剛性や強度を与えてはくれない。SBP 試験結果から地盤のせん断剛性や非排水せん断強度を推定する手法は過去に多くの研究者から提案されている(例えば、Gibson and Anderson (1961), Landyni (1963), Palmer (1972), Baguelin et al. (1972), Bolton and Whittle (1999))^{2),3),4),5),6)}。これらの既存の推定法では、次のような仮定を設けている(例えば、Fukagawa et al.,

1990)⁷⁾。

- 地盤の初期応力状態は一樣であり、ボーリングによる地盤の乱れはない。
- 地盤材料は場所によらず、同じ応力とひずみ関係に従う。
- 変形モードは、ボーリング孔の中心線を対称軸とする軸対称状態であり、鉛直方向には平面ひずみ状態である(ひずみの勾配が半径方向にのみ生じるので1次元条件と呼ぶ)。
- 載荷速度が十分速いため、地盤材料は完全非排状態(等体積状態)で挙動する。

Ohta et al (1984)⁸⁾は、正規圧密粘土に対する実際のSPB試験結果が上記の仮定を用いて得られる“非排水”せん断強度(SBP 強度)の理論値に比べ大きい傾向にあることを示している(図-1)。同様の考察はHoulsby and Carter (1993)によってもなされている⁹⁾。このような矛盾を解釈するためには、ボーリングによる乱れや

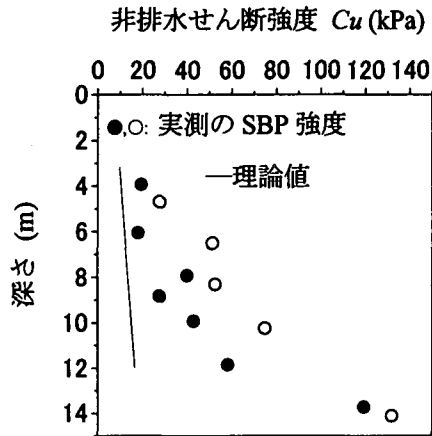


図-1 SBP 強度の実測値と理論値の比較

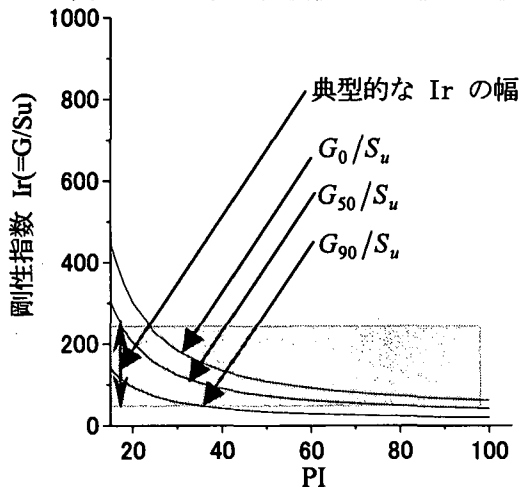


図-2 正規圧密粘土の I_r と PI の関係

変形モードの違いなど上記の仮定の妥当性を調べる必要があるであろう。Houlsby and Carter (1993)は、仮定(c) (変形モードの影響)の妥当性を、線形弾性体にトレスカの破壊基準を導入した弾・完全塑性有限要素解析を用いて調べている。このなかで、すべての地盤材料は同一の応力ひずみ関係に従うという仮定(b)が用いられている。さらに解析手法は全応力解析であり、ポアソン比を0.49とすることで非排水条件を仮定している(仮定(d))⁹⁾。Houlsby and Carter (1993)はSBP試験装置のゴムメンブレンの高さと直径の比(L/D)がSBP強度に及ぼす影響について調べているのであるが、これは言い換えれば、仮定(c)で述べた変形モードの1次元条件の妥当性を調べたということになる。結果として、鉛直方向に応力状態が非一様と言う条件(2次元条件)下で求めたSBP強度は、1次元条件の場合に比べ大きく、例えば、せん断剛性を非排水せん断強度で無次元化した剛性指数 I_r が100-200の場合で、2次元条件下で得られたSBP強度は1次元条件の場合に比べ、20-30%高いという結果を示している。

地盤材料の力学挙動を把握するには、間隙水と土骨

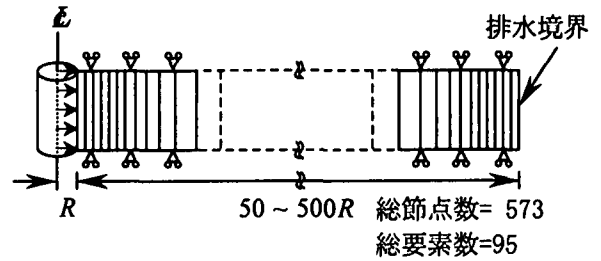


図-3 1次元条件モデルと境界条件

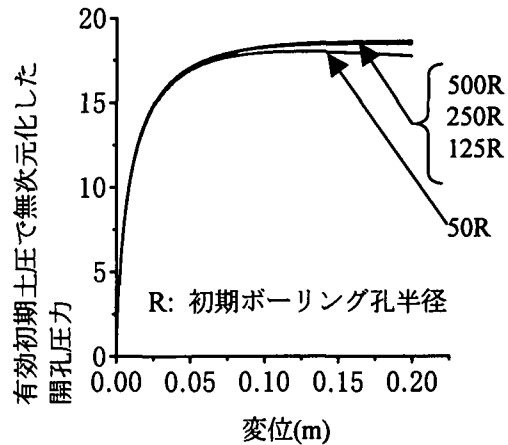


図-4 プレッシャーマータ曲線に及ぼす解析領域の影響

格の相互作用を考慮することが不可欠である。例えば、非排水条件下の室内要素試験であっても、間隙水が供試体の外側には流出しないようにすることによってマスとしての非排水条件を保つが、供試体内部では間隙水圧は分布をもっていることが予想される。ましてやSBP試験では、間隙水の移動は載荷速度で間接的にしか制御できないため、非排水条件を試験中保持することは難しいであろう。標準のSBP試験の載荷速度は、初期のボーリング孔の直径に対する直径の変化速度で定義される開孔ひずみ $\dot{\epsilon}_c$ が1%/minとされているが、非排水条件を満足する載荷速度は、SBP試験の境界条件や剛性、透水係数などの材料物性によっても異なる。また、開孔ひずみ $\dot{\epsilon}_c$ は孔壁から半径方向に遠ざかるほど実際の載荷速度は遅くなるため、非排水条件を満足させる事は難しいであろう。このような間隙水の移動がSBP試験に及ぼす影響を考えることは、前述の仮定(b), (c), (d)が関係してくる。間隙水の移動が生じると、体積変化がおこるため仮定(d)は満足されなくなる。また間隙水の移動は限界状態近傍の硬化/軟化挙動を支配しているため^{10), 11)}、地盤材料が辿る応力ひずみ関係は場所ごとに異なり、よって仮定(b)は満足されない。さらに間隙水は、 L/D 比などの幾何学的な境界条件によって半径方向のみならず鉛直方向に移動すると考えられる。この場合、仮定(c)を満足しないことになる。

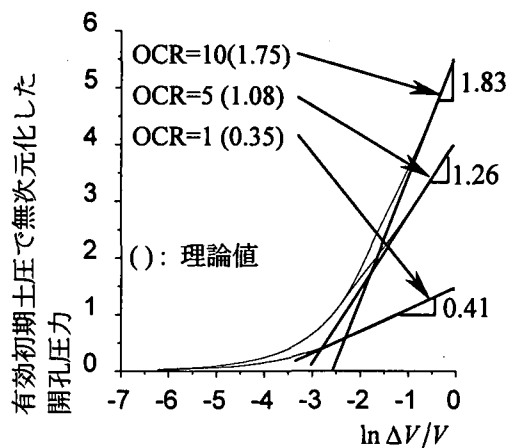


図-5 Gibson と Anderson の方法
(PI=20, $\dot{\epsilon}_c=1.0\%/min$)

SBP 強度に部分排水効果が及ぼす影響に関しては、Fukagawa et al. (1990)⁷⁾が解析と実験から調べている。具体的には、解析では土/水連成有限要素解析手法を用いて1次元条件下での載荷速度と透水係数がSBP強度に及ぼす影響を調べている。実験では三軸試験セル内でSBP試験ができるミニチュアSBP試験装置を開発し、解析結果と比較検討を行っている。圧密試験から求められた透水係数を作為的に大きくした場合、SBPから得られる非排水強度の理論値と比べ最大で3倍になることを示している。しかしながら、ここでは間隙水の移動は半径方向のみ許しており、鉛直方向には平面ひずみ条件を課している(1次元条件)。

本論文では、土/水連成有限要素解析を用いてパラメトリックスタディーを行いSBP試験における境界条件と部分排水条件の影響を調べることを目的としている。

2. パラメトリックスタディーの諸条件

解析では一次元条件と2次元条件の2つの境界条件でそれぞれ解析を行っている。土/水連成有限要素解析は有限変形理論に基づいており^{10),11)}、載荷による載荷面の変形も考慮している。解析に用いた構成式は有限変形場に拡張されたCam-clay model^{10),12)}であり、Asaoka et al. (1994)によって示された塑性定数による負荷と除荷の判定を導入することによって過圧密粘土の軟化挙動を表現できる¹⁰⁾。ただし、降伏曲面の内部(過圧密領域)は弾性領域である。過圧密領域の複雑な力学挙動を表現できる概念(例えば、Hashiguchi et al. 1977)が提案されている¹³⁾が、パラメータの決定方法などに議論の余地があるため、本研究のようなパラメトリックスタディーへの適用は結果の解釈を複雑にする恐れ

表-1 材料定数

PI	20	40	60	80
D	0.051	0.074	0.089	0.099
Λ	0.697	0.584	0.521	0.477
M	1.220	1.022	0.912	0.835
ν'	0.344	0.378	0.409	0.437
k (m/min)	2.32e-6	9.89e-7	3.48e-7	1.14e-7

但し、 D :ダイレイタンス係数、 Λ :非可逆比、 M :限界応力比、 ν' :有効ポアソン比、 k :透水係数

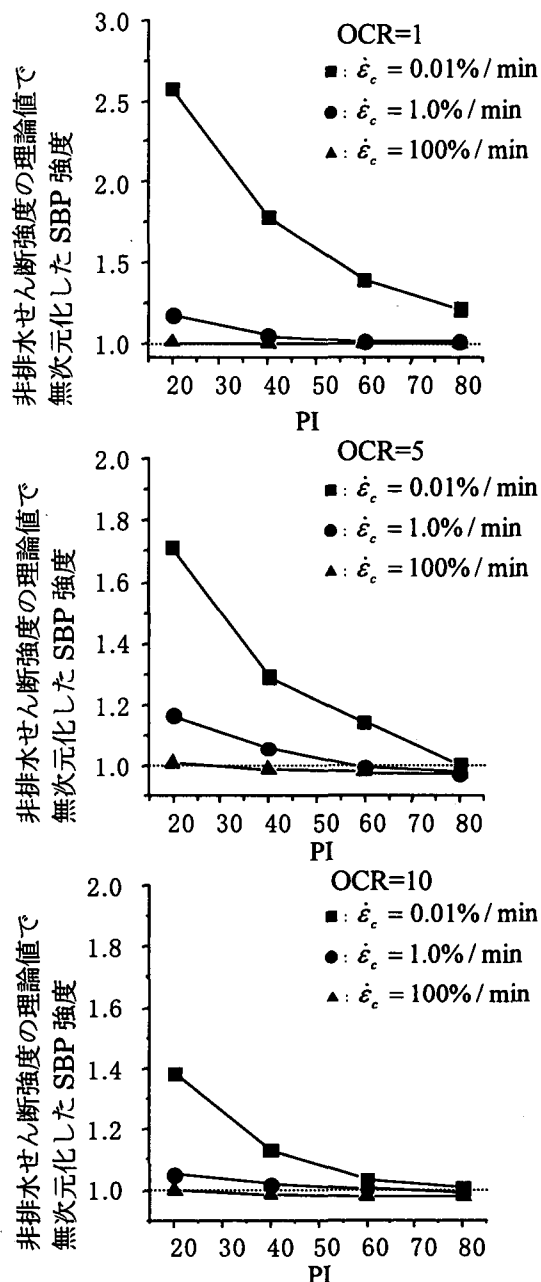


図-6 SBP強度に間隙水の移動が及ぼす影響
(1次元条件)

がある。そこで本研究ではパラメータの意味が明確で、多くの現場への適用事例があるCam-clayモデルを採用した。

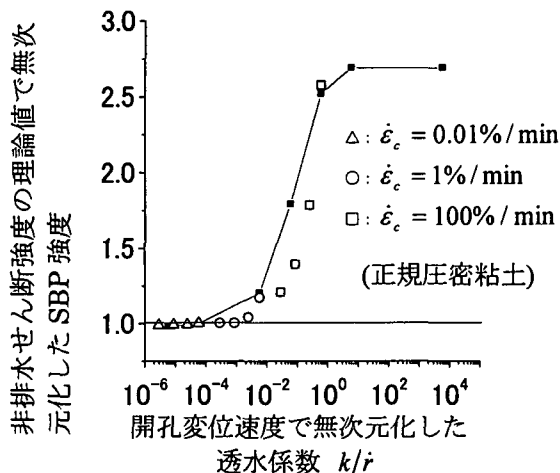


図-7 部分排水効果が SBP 強度に及ぼす影響
(正規圧密粘土)

解析に用いた材料物性値を表-1 に示す。材料物性を塑性指数 PI で代表させ¹⁴⁾、 PI を粘性土が通常とり得る範囲から代表して、20,40,60,80 の 4 通りの計算を行う。さらに、各材料に関して応力履歴を代表するパラメータとして過圧密比 OCR を 1,5,10 の 3 通り、試験方法を代表するパラメータとして開孔ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_c$ を 0.1,1.0,100%/min の 3 通りを選びパラメトリックスタディーを行う。本論文では粘性による時間依存性は無視する。

実際の SBP 試験では、通常、地盤を弾・完全塑性体と仮定して試験結果を整理する²⁾。そのため地盤の変形特性を剛性指数 I_r で表すことが多い。剛性指数 I_r はせん断剛性を非排水せん断強度で無次元化したものであるが、地盤材料のせん断剛性はせん断中変化し、さらに非排水せん断強度も境界値問題の解であり材料固有のものではない。本論文のように地盤材料を弾塑性体と仮定する場合、材料を分類する指数として剛性指数は不適切であると言えよう。さらに、既往の剛性指数をパラメトリックスタディーのパラメータとしてなされた数多くの研究(例えば、Houlsby and Carter, 1993)との対応させやすくするために、剛性指数の理論式を塑性指数から推定できる材料定数を用いて表すことによって剛性指数と塑性指数の関係を求めた。前述のように地盤材料のせん断剛性はせん断中変化し、さらに非排水せん断強度も境界値問題の解であり材料固有のものではないため、幾つかの仮定を導入しなければならない。詳細は付録-A に示すが、せん断剛性として、初期接線せん断剛性 G_0 と非排水せん断強度の半分のせん断応力発現時の割線せん断剛性 G_{50} 、と非排水せん断強度の 90%のせん断応力発現時の割線せん断剛性 G_{90} を用いている。剛性指数と塑性指数の関係を図-2

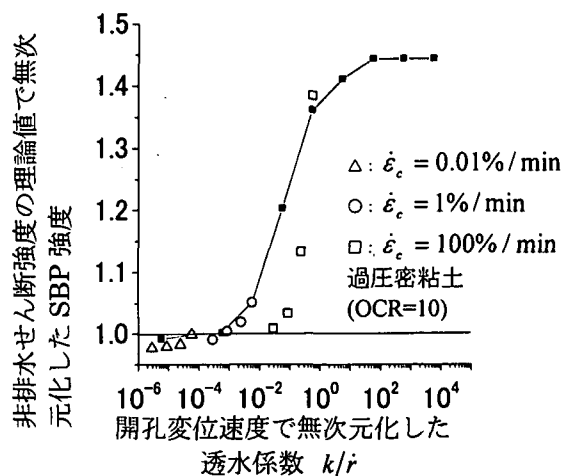


図-8 部分排水効果が SBP 強度に及ぼす影響
(過圧密粘土)

に示す。図中の網掛け領域は Gibson-Anderson 法から得られる SBP 非排水せん断強度より得られる典型的な粘土地盤の剛性指数 I_r である¹⁵⁾。図からも分かるように、塑性指数から得られる剛性指数が典型的な粘土地盤の剛性指数の幅内にあり、パラメトリックスタディーのパラメータとして塑性指数で地盤材料を代表させても問題ないであろう。

図-3 に 1 次元条件 SBP 試験解析のメッシュ図を示す。まず、半径方向の境界条件が解析結果に影響しない最小の半径を求めるために、ボーリング孔の半径を R とし、50R, 125R, 250R, 500R の 4 通り半径で解析を行った。材料は $PI=20$ の等方圧密された正規圧密粘土である。荷重は変位制御であり、孔壁における開孔ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_c$ は標準とされている 1.0%/min である。初期応力状態は一様を仮定している(仮定(a))。その他の解析条件は図-3 に示す。解析結果を図-4 に示す。解析領域の半径が 50R の場合を除いてほぼ同様の結果を示している事が分かる。よって本論文で行うパラメトリックスタディーで用いる解析領域の半径として 125R を用いることにした。図-5 には荷重圧と $\ln(\Delta V/V)$ の関係を示す。ただし、 $\Delta V/V$ は SBP のゴムメンブレンの体積ひずみである。多くの場合、SBP 試験では荷重と変位の関係において明確な強度が現れずガラガラと強度が増加する傾向が見られる。そこでこのような整理をすれば、SBP 非排水せん断強度が荷重圧と $\ln(\Delta V/V)$ の関係において直線部分の勾配として与えられる。この方法は、弾・完全塑性体を仮定して Gibson と Anderson (1961)²⁾が理論的に導いたものであり、sub-tangent 法 (Palmer, 1972)⁴⁾などの他の方法に比べ実際の SBP 試験においても妥当な値を与えることが知られている¹⁶⁾。実際に解析結果に Gibson と Anderson の方法を適用し

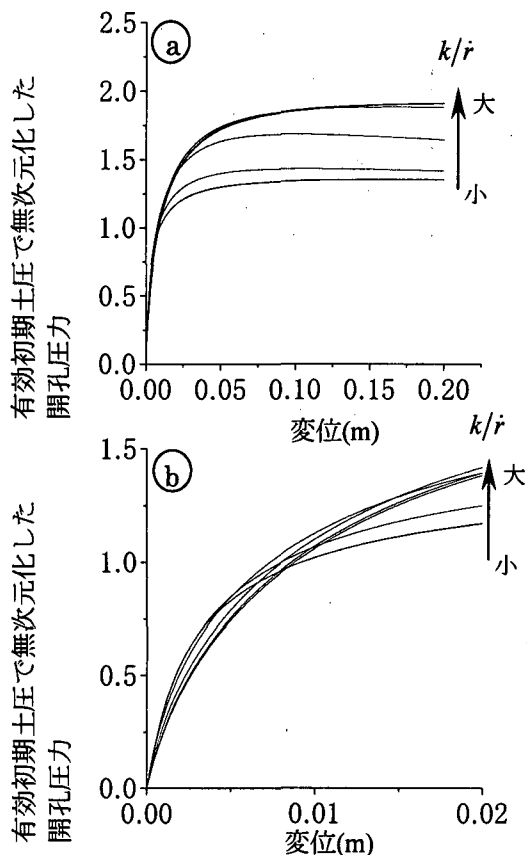


図-9 プレッシャーメータ曲線に及ぼす
透水係数の影響(正規圧密粘土)

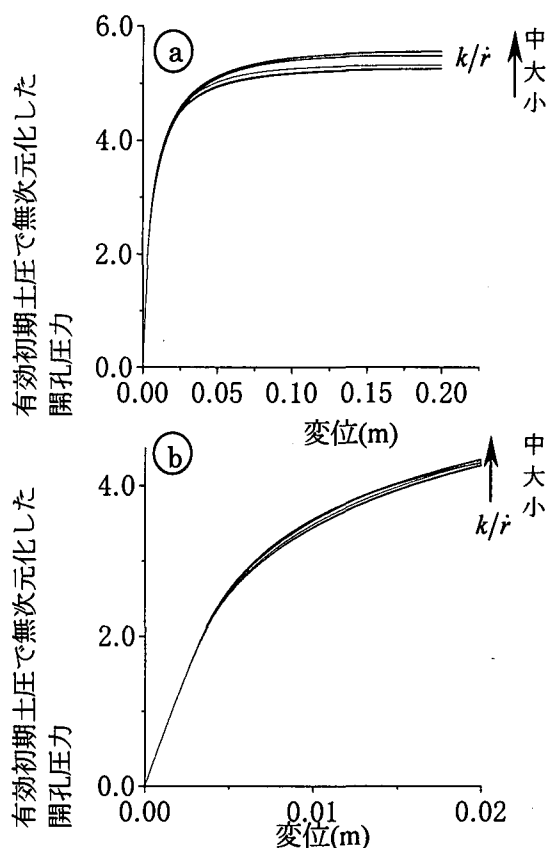


図-10 プレッシャーメータ曲線に及ぼす
透水係数の影響(過圧密粘土)

て得たSBP排水せん断強度はCam-clayモデルから得られるSBP非排水せん断強度の理論値(図-5中の()内の値)を精度良く推定していることがわかる。そこで本論文でも構成式に弾・塑性構成モデルであるCam-clayモデルを用いているがGibsonとAndersonの方法を解析結果に援用することとする。

3. 1次元条件のSBP試験の有限要素解析

図-6に4種類の粘土($PI=20,40,60,80$)の1次元条件における载荷速度がSBP(非排水)せん断強度に及ぼす影響を示す。縦軸のSBP強度はSBP非排水せん断強度の理論値で無次元化してある。また各図には、4種類の塑性指数の材料に対して3通りの開孔ひずみ速度で解析を行った結果を各過圧密比ごとに示している。傾向としては、開孔ひずみ速度が小さくなるに従って、SBPのゴムメンブレン近傍の間隙水が移動しやすくなるためSBP強度は大きくなる。例えば塑性指数20の正規圧密粘土の場合、標準とされる開孔ひずみ速度1.0%/minであっても理論値よりも25%過大なSBP強度が得られる。開孔ひずみ速度が100%/minの場合、間隙水がほとんど移動できず解析から得られるSBP強度はほぼ理論値を示す。逆に開孔ひずみ速度を極端に小さ

くすると(0.01%/min)、間隙水の移動によりSBPゴムメンブレン近傍の地盤材料は強度を増すため、SBP強度は理論値の約2.5倍になる。この傾向は低塑性粘土ほど激しい。これは塑性指数が小さい材料ほど透水係数が大きくなる傾向があるからである(表-1)。過圧密比に着目すると、開孔ひずみ速度がSBP強度に及ぼす影響は過圧密比が大きいほど小さくなる傾向にある。例えば、開孔ひずみ速度が1.0%/minの時、OCR=10の粘土ではSBP強度の解析解は理論値よりも最大で5%程度増加しているのに対し、正規圧密粘土の場合25%増加している。ここで、開孔ひずみ速度が大きい場合($\dot{\epsilon}_v = 100\%/min$)、SBP強度の解析値が理論値よりも小さくなるケースが見られるが、これは、GibsonとAndersonの方法で非排水せん断強度を求める際の誤差や数値計算誤差によるものと考えられる。しかしながら、誤差の程度は非排水せん断強度の理論値の3%以下であり、GibsonとAndersonの方法は地盤材料を弾塑性体と仮定した場合であっても十分適用可能といえよう。さらに、SBP強度が非排水せん断強度とみなすことができる開孔ひずみ速度について考える。図-6から分かるように、高塑性の粘土ほど透水性が悪いために遅いせん断速度でも非排水せん断強度とほぼ同等なSBP強度が得られている。そこで透水係数以外の材料物性

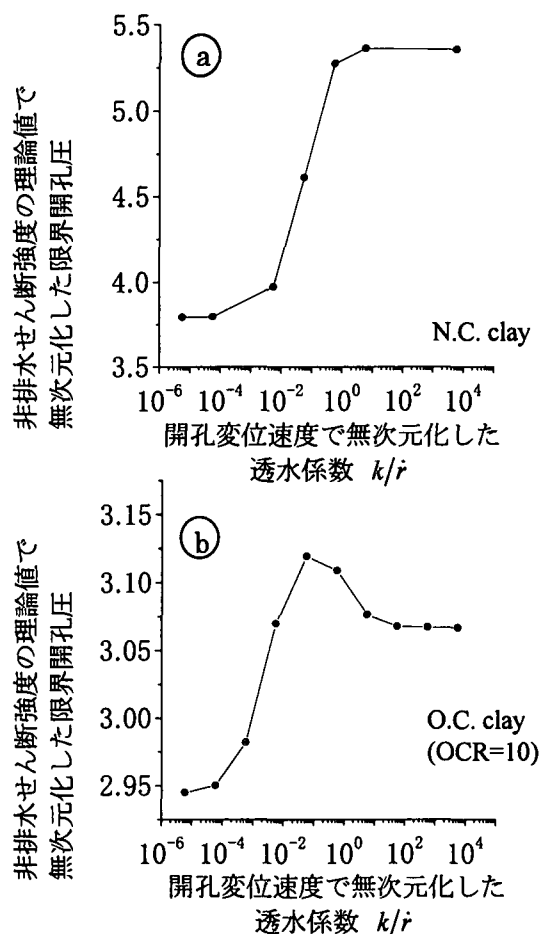


図-11 限界開孔圧に及ぼす透水係数の影響

は塑性指数 20 として固定し、透水係数 k を 10^{-3} から 10^6 倍に変化させて解析を行った。このとき、開孔ひずみ速度は標準とされている $1.0\%/min$ を用いた。さらに完全非排水条件におけるせん断強度を求めるために透水係数をゼロとした場合の解析も行っている。また正規圧密粘土 ($OCR=1$) と過圧密粘土 ($OCR=10$) に関して検討を行っている。

図-7,8 に結果を示す。図-7,8 には、図-6 で示した結果も合わせて示してある。横軸にはボーリング孔壁の変位速度 $\dot{r}$ (m/min) で無次元化した透水係数をとっている。本解析で速度の次元を持つパラメータは透水係数 k (m/min) と変位速度 $\dot{r}$ (m/min) であるからこのような無次元化を施すことによって時間依存性の影響が定量的に検討できる。図からも分かるように正規、過圧密粘土のどちらの場合も透水係数が大きくなるに従って SBP 強度が大きくなっていることが分かる。さらに図-6 で示したパラメトリックスタディーの結果 (図中△, ○, □) は、図-7,8 で示した結果 (図中■) 以下となっていることが分かる。すなわち、SBP 強度に間隙水の移動が及ぼす影響の大きさは、塑性指数を 20 で固定し透水係数を変化させた場合を上限值とするような領

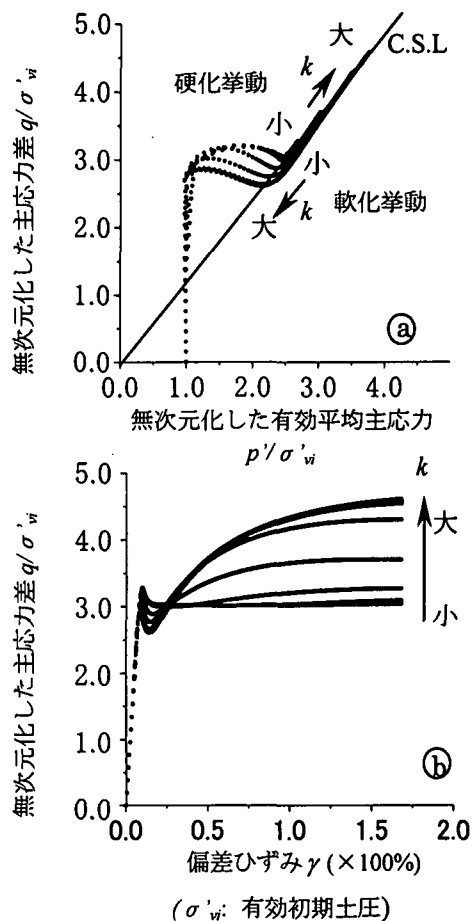
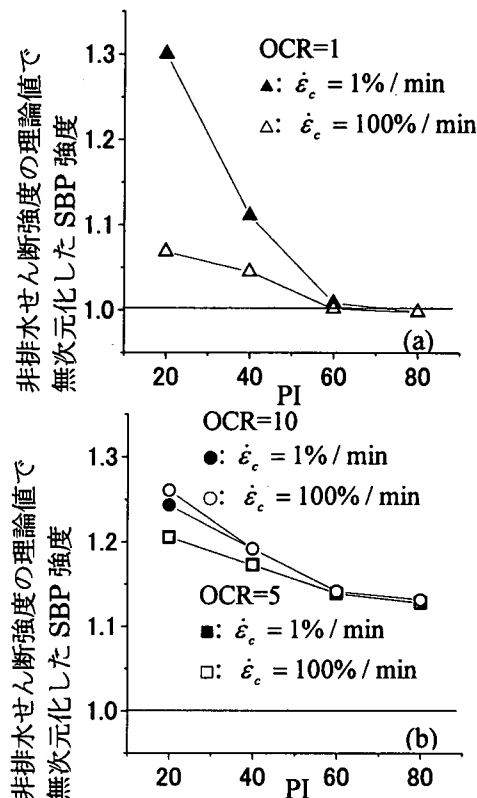
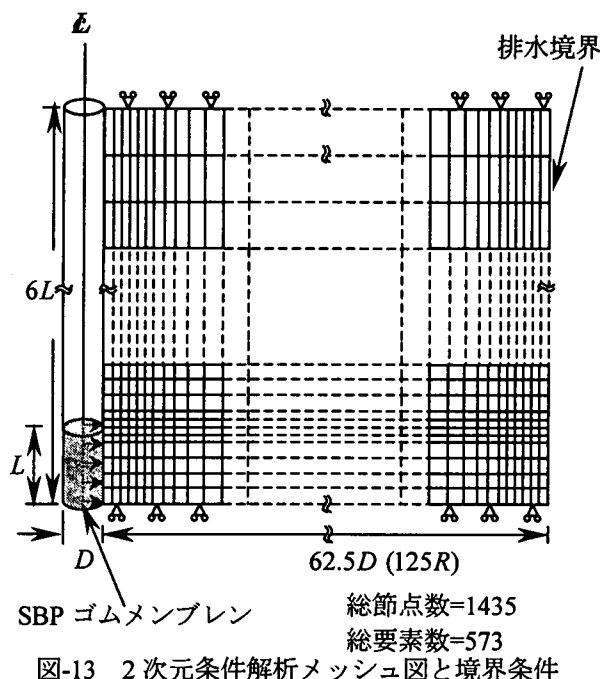


図-12 SBP ゴムメンブレン近傍の要素の有効応力経路と応力-ひずみ関係

域 (図中の網掛け領域) を形成している。さらに、SBP 強度は、 $k/\dot{r}$ が 10^{-4} から徐々に増加し、 10 から 10^2 程度で急激に上限に達している。この上限値は SBP 完全排水せん断強度を示しているものと考えられる。この上限値は正規圧密粘土と過圧密粘土で非排水せん断強度の理論値の 270% と 145% となっている。さらに、1 次元条件における SBP 試験で非排水せん断強度が得られるのは $k/\dot{r}$ が 10^{-4} 以下の場合であることが分かる。標準の開孔ひずみ速度で SBP 試験を行う場合、標準的な SBP 試験装置のボーリング孔の半径が 83mm であるから、変位速度 $\dot{r}$ はおよそ $0.0003 \sim 0.0004 m/min$ となる。よってこの場合、非排水せん断強度が得られる地盤の透水係数は $10^{-7} \sim 10^{-8} m/min$ 以下ということになる。透水係数がこの範囲よりも大きい場合は、部分排水効果によって SBP 強度は非排水強度よりも大きい可能性がある。

4. 解析結果の考察

図-9(a), 10(a) に正規圧密粘土と過圧密粘土の場合の荷重と変位の関係を示す。図-9(b), 10(b) は、図-9(a), 10(a)



のせん断初期の部分をそれぞれ拡大したものである。各図の縦軸は初期土圧で無次元化した載荷圧である。正規圧密粘土の場合、 k/i が大きい（部分排水効果が大きい）ほど初期剛性が小さいことが分かる。しかしながら載荷が進んでも k/i が大きいほど剛性の低下は少なく、最終的な載荷圧（限界載荷圧）は k/i が大きいほど大きくなる（図-11(a)）。つまり SBP 試験で地盤の剛性を測る際、透水性の良い地盤では剛性を過小評価し、SBP 強度を過大評価している可能性がある。過圧密粘土の場合、載荷初期の挙動が弾性的であり過剰間隙水圧が発生しないため初期剛性は k/i にほとんど依存しない結果となった。限界載荷圧と k/i の関係では k/i が 10^{-1} の地盤のとき限界載荷圧はピークとなる（図-11(b)）。これは、SBP ゴムメンブレン近傍の複雑な間隙水の移動とそれに伴う吸水軟化挙動に起因すると考えられる。図-12 に SBP ゴムメンブレン近傍の要素の挙動を示す。図-12(a) はさまざまな k/i の場合の過圧密粘土の有効応力経路を示している。載荷初期には k/i によらず弾性挙動を示している。応力状態が初期降伏局面に達すると軟化しながら限界状態に達している。このとき図-12(a) から k/i が大きいほど、膨潤による軟化挙動が激しいことが分かる。しかしながら、さらに載荷が進むと応力状態は限界状態線に沿って硬化している。過圧密粘土で k/i が大きい場合、排水硬化も著しいのと同時に吸水軟化も著しい。逆に k/i が小さい場合、排水硬化が小さいのと同時に吸水軟化も小さい。限界載荷圧はゴムメンブレン近傍の要素の反力をマスとしてみたものであり、ゴムメンブレン近傍ではせん

断レベルに応じて軟化している要素と硬化している要素が混在しているため、必ずしも k/i が大きい方が限界載荷圧は大きくなるとは言えない。吸水軟化に比べ排水硬化が大きい k/i が存在するとすれば、図-11(b) に見られるような限界載荷圧にピークが生じると考えられる。

5. 2次元条件の SBP 試験の有限要素解析

実際の SBP 試験では、SBP メンブレン近傍の地盤材料は半径方向のみ（1次元条件）ならず、鉛直方向にも変形する（2次元条件）と考えられる。ここでは、この2次元的な挙動が SBP 強度に及ぼす影響について検討する。前述のように、Houlsby and Carter (1993) は SBP 試験装置のゴムメンブレンの高さと直径の比 (L/D) を変化させ、SBP 強度が1次元のとみなせる比を議論しており、標準的な L/D である 6:1 の場合、1次元条件で得られる SBP 強度の 20-30% 大きい値となることを示している⁹⁾。ここでは、 L/D を 6:1 として固定し、2次元的な間隙水の移動が SBP 強度に及ぼす影響について解析的に調べる。図-13 にメッシュ図を示す。解析条件は、ボーリング孔の中心線を対称軸とする軸対称条件である。1次元条件と異なり鉛直方向には特別な幾何境界条件を導入しないため、鉛直方向にも間隙水が移動できる（2次元条件）。解析領域は鉛直方向に SBP

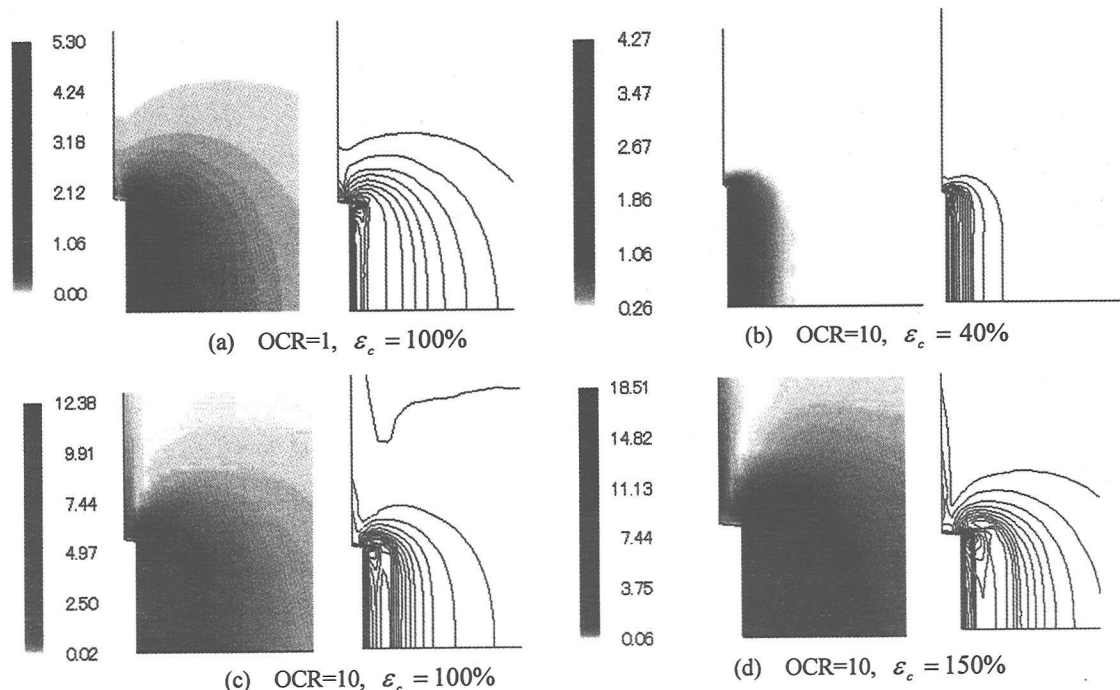


図-15 有効初期土圧で無次元化したせん断力の分布 ($PI=20, \dot{\epsilon}_c = 1.0\%/min$)

ゴムメンブレンの高さの6倍をとり、半径方向は1次元条件での解析と同様にボーリング孔の半径の125倍とした。SBPメンブレンの端にあたる個所には節点を密に配置して応力集中を軽減させた。他の解析条件は1次元条件の場合とほぼ同じであるが、開孔ひずみ速度は1.0と100%/minの2通りである。実際のSBP試験ではメンブレンと地盤の境界は、地盤とゴムメンブレン間の隙間や力学的相互作用など非常に複雑であるが、ここでは均一に水平方向に一定速度で開孔することとした。これは2次元条件の場合の影響が最も大きい場合に相当すると思われる。解析結果を図-14に示す。図中のSBP強度は理論値で無次元化している。また図中白抜きのシンボルは開孔ひずみ速度が100%/min、黒塗りのシンボルは1.0%/minの場合の結果である。白抜きのシンボルと黒塗りのシンボルの差は開孔ひずみ速度がSBP強度に及ぼす影響を表し、白抜きのシンボルと理論値の差は地盤材料の2次元的な挙動の影響を表していることになる。図からも分かるように正規圧密粘土の場合(図-14(a))、間隙水の移動による影響の方が2次元的な挙動による影響よりも大きい。また低塑性の粘土の方が透水性が高いため、2次元的な挙動の影響の割合に比べ間隙水の移動の影響が相対的に大きくなっている。高塑性の粘土の場合、両者の影響はほとんどなくなり計算値と理論値はほぼ一致している。ただし解析結果が理論値を若干下回っているが、これは1次元条件の場合と同様に、GibsonとAndersonの方法を

適用する際の誤差だと思われる。また、間隙水の移動の影響は図-6(a)で示した1次元条件の場合とほぼ同等である。つまりこの場合、間隙水の移動はほとんど水平方向に起こっていると考えられる。

これに対して過圧密粘土の場合、2次元的な挙動の影響は非常に大きいことが図-14(b)から分かる。高塑性の場合、2次元的な挙動の影響は理論値の25%程度であるが、間隙水の影響はほとんど見られない。図-15(b)-(d)に過圧密粘土の場合のSBPメンブレン近傍の偏差応力の分布を示す。载荷が進むにしたがって、応力分布が水平方向のみならず鉛直方向にも広がっていることが分かる。さらに図-15(a)に正規圧密粘土、(c)に過圧密粘土の開孔ひずみが100%の場合の偏差応力分布を示す。両図を比較すると、応力勾配は過圧密粘土の場合の方が大きく、高い偏差応力を示す領域が2次元的に広がっている。以上のことから2次元的な挙動の影響は過圧密粘土の場合、顕著であることが分かる。

6. おわりに

有限変形理論に基づく土/水連成解析手法を用いてSBP強度に間隙水の移動が及ぼす影響を調べた。塑性指数で材料物性を代表させて4種類の粘土に対してパラメトリックスタディーを行った。SBP試験で急速に载荷した場合の解析結果にGibsonとAndersonの方法を適用した場合、地盤材料を弾塑性体と仮定しても非排水せん断強度の理論値を推定できることを確認でき

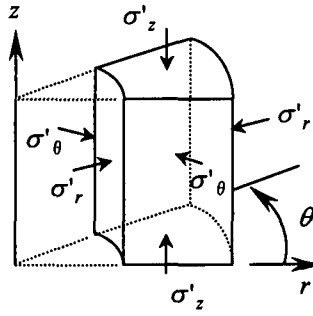


図-A1 SBP 試験の応力状態

初期応力
 $\sigma'_{ro} = \sigma'_{\theta o} = K_o \sigma'_{zo}$
 平面ひずみ ($\varepsilon_z = 0$)
 $\sigma'_z = \frac{1}{2K_o} (\sigma'_r + \sigma'_\theta)$
 $q = \sigma'_r - \sigma'_\theta$
 $p' = \frac{1+2K_o}{6K_o} (\sigma'_r + \sigma'_\theta)$
 K_o : 先行時の静止土圧係数

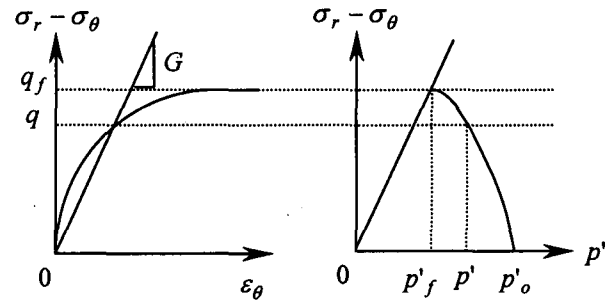


図-A2 割線せん断剛性の定義($K_o=1.0$)

の応力状態から、破壊条件式と非排水条件式は次式のようなになる。

$$\frac{q_f}{p'_f} = \frac{2}{\sqrt{3}} M, \quad (\text{破壊条件式}) \quad (1)$$

$$\frac{MD}{\Lambda} \ln \frac{p'}{p'_o} + \frac{\sqrt{3}}{2} D \frac{q}{p'} = 0. \quad (\text{非排水条件式}) \quad (2)$$

但し、 p' は平均有効主応力、 q はせん断力、 p'_o は先行時の p' 、下添え字 f は破壊時の意味である。任意の時点の平均有効主応力 p' とせん断力 q はパラメータ r_1 、 r_2 と破壊時の応力状態 (p'_f, q_f) を用いて次式のように表せる。

$$q = r_1 q_f, \quad p = r_2 p'_f. \quad (3)$$

但し、 $0 \leq r_1 \leq 1, 1 \leq r_2$ (図-A2)。

式(3)を式(1), (2)に代入するとパラメータ r_1 と r_2 の関係は、

$$r_1 = r_2 \left(1 - \frac{1}{\Lambda} \ln r_2 \right), \quad (4)$$

となる。Cam-clay モデルの降伏関数は、

$$f = MD \ln \frac{p'}{p'_o} + D \frac{q}{p'} = \varepsilon^p.$$

但し、 ε^p は塑性体積ひずみである。この降伏関数に関連流れ則を適用させると、式(1),(2)、さらに偏差ひずみの弾性成分が無視できるという仮定から、応力ひずみ関係式が次式のように与えられる。

$$\varepsilon_\theta = -\frac{\sqrt{3}}{2} D (1 - \Lambda) \ln \left\{ 1 - \frac{\sqrt{3}}{2M} \left(\frac{q}{p'} \right) \right\}. \quad (5)$$

割線せん断剛性 G の定義を、

$$G = \frac{q}{\varepsilon_\theta}, \quad (6)$$

とすると、式(5)から正規圧密粘土の割線せん断剛性が次式のように求められる。

ため、解析結果の解釈には Gibson と Anderson の方法を援用した。間隙水の移動の影響による SBP 強度の増加は過圧密粘土よりも正規圧密粘土の方が大きい。また 1 次元条件を仮定した場合、非排水条件が成立するのは k/i が 10^{-4} 以下の場合であることが分かった。例えば、通常用いられるボーリング孔の半径 83mm に対して標準的な開孔ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_c = 1.0\%/min$ で SBP 試験を行った場合、非排水せん断強度が得られる地盤の透水係数のオーダーは $10^{-7} \sim 10^{-8} m/min$ 以下である。SBP 試験装置のゴムメンブレンの高さと直径の比 (L/D) を標準的な 6 として正規圧密粘土に対して载荷を行うと、間隙水の移動の影響は 2 次元的な挙動の影響に対して非常に小さく、その移動の方向は主に半径方向である。よって、1 次元条件下がほぼ満足されていると考えられる。過圧密粘土の場合、2 次元条件の影響で SBP 強度は理論値に比べ 15-25% 大きい、間隙水の移動の影響は非常に小さい。

謝辞：著者らは本研究を遂行するにあたり、ケンブリッジ大学教授 M. D. Bolton、東京工業大学教授日下部治両先生をはじめ、ケンブリッジ大学地盤工学研究室のメンバーから有用なアドバイスを賜った。ここに感謝の意を表するものである。また、基礎地盤コンサルタント(株)森田悠紀雄氏、前田工繊(株)横田善弘氏、(株)地盤解析研究所大森晃治氏、金沢大学工学部山上尚幸技官から SBP 試験に関する有用な情報を賜った。ここに感謝の意を表するものである。

付録 A¹⁷⁾

正規圧密粘土の剛性指数 $I_r (= G/c_u)$ を Cam-clay モデルのパラメータで記述する。図-A1 に示した SBP 試験

$$\frac{G}{p'_o} = -\frac{4M}{3D(1-\Lambda)} \exp(-\Lambda) \frac{r_2 - \frac{r_2}{\Lambda} \ln r_2}{\ln\left(\frac{1}{\Lambda} \ln r_2\right)} \quad (7)$$

任意の時点での割線せん断剛性がパラメータ r_1 を変化させることによって得られる。例えば, $r_1 \rightarrow 0$, $r_2 \rightarrow -\exp(\Lambda)$ とすると,

$$\frac{G}{p'_o} \rightarrow \frac{G_o}{p'_o} = \frac{4M}{3D(1-\Lambda)},$$

として割線せん断剛性が得られる。Ko 圧密された SBP 試験から得られる非排水せん断強度の理論値 c_u は,

$$\left(\frac{C_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{NC} = \sqrt{\frac{M^2 - \eta_o^2}{3}} \exp\left(-\frac{\Lambda \sqrt{M^2 - \eta_o^2}}{M}\right) \quad (8)$$

但し, $\eta_o = \frac{3(1-K_o)}{1+2K_o}$ である。

等方圧密された粘土の場合, 関口と太田によるモデル¹⁸⁾と Cam-clay モデルは一致するため, Cam-clay モデル (等方圧密された粘土) の非排水せん断強度は,

$$\frac{C_u}{p'_o} = \frac{M}{\sqrt{3}} \exp(-\Lambda), \quad (9)$$

となる。よって, 式(7),(9)から剛性指数は,

$$I_r = \frac{G}{C_u} = -\frac{4 \exp(\Lambda)}{\sqrt{3}D(1-\Lambda)} \frac{\left(r_2 - \frac{r_2}{\Lambda} \ln r_2\right)_2}{\ln\left(\frac{1}{\Lambda} \ln r_2\right)}, \quad (10)$$

として得られる。

参考文献

- 1) Wroth, C. P.: The interpretation of in situ soil tests, *Géotechnique*, Vol.34, No.4, pp. 449-489, 1984.
- 2) Gibson, R. E. and Anderson, W. F.: In situ measurement of soil properties with the pressuremeter, *Civil Eng. Pub. Works Rev.*, No.56, pp.615-618, 1961.
- 3) Ladanyi, B.: Expansion of a cavity in a saturated clay medium, *J. SMF Div., ASCE*, 89(SM4), pp.127-161, 1963.
- 4) Palmer, A. C.: Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity: a simple interpretation of the pressuremeter test, *Géotechnique*, Vol.22, No.3, pp.451-457, 1972.
- 5) Baguelin, F., Jézéquel, J. F., Le Mée, E. and Le Méhauté, A.: Expansion of cylindrical probe in cohesive soils, *J. SMF Div., ASCE*, 98(SM11), pp.129-142, 1972.
- 6) Bolton, M. D. and Whittle R. W.: A non-linear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests, *Géotechnique*, Vol. 49, No. 1, pp. 133-141, 1999.
- 7) Fukagawa, R., Fahey, M. and Ohta, H.: Effect of partial drainage on pressuremeter test in clay, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.134-146, 1990.
- 8) 太田秀樹, 深川良一, 西原晃: 原位置試験による変形・強度定数の決定と設計への適用性, 土木学会論文集, *Journal of Geotechnical Engineering, JSCE*, No.346/III-1, pp.77-86, 1984.
- 9) Houlsby, G. T., and Carter, J. P.: The effects of pressuremeter geometry on the results of tests in clay, *Géotechnique*, Vol. 43, No. 4, pp. 567-576, 1993.
- 10) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.91-105, 1994.
- 11) 小林一三, 飯塚敦, 太田秀樹: 正規圧密粘土供試体せん断時における局所変形の遷移, 土木学会論文集, *Journal of Geotechnical Engineering, JSCE*, No.617/III-46, pp.1-18, 1999.
- 12) Yatomi, C., Yashima, A., Iizuka, A. and Sano, I.: General theory of shear bands formation by a non-coaxial cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.3, pp.41-53, 1989.
- 13) Hashiguchi, K. and Ueno, M.: Elastoplastic constitutive laws of granular materials, *Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE*, Tokyo, pp.73-82, 1977.
- 14) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 15) Jeffries, M. G.: Discussion of "The effects of pressuremeter geometry on the results of tests in clay, *Géotechnique*, Vol.43, No.4, pp.567-576.", *Géotechnique*, Vol.45, No.4, pp.741-745, 1995.
- 16) Mair, R. J. and Wood, D. M.: Pressuremeter testing: methods and interpretation, CIRIA Ground Engineering Report: In-situ Testing, Butterworths, 1987.
- 17) 飯塚敦: 軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 学位論文 (京都大学), 1988.
- 18) Sekiguchi, H. and Ohta, H. 1977. Induced anisotropy and time dependency in clays, *Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE*, Tokyo, pp.229-239, 1977.

(2001 年 4 月 20 日受付)