

プレッシャーメータ試験による
地盤の変形・強度定数の推定に関する研究

昭和61年2月

深 川 良 一

プレッシャーメータ試験による
地盤の変形・強度定数の推定に関する研究

昭和61年2月

深 川 良 一

序

本論文は、原位置試験のうちプレッシャーメータ試験を対象とし、プレッシャーメータ試験から得られる変形・強度定数の基本的力学特性を明らかにすることを目的としている。プレッシャーメータ試験は他の原位置試験に比べると力学的把握が容易であり、精度の良い情報をもたらすことが期待されている。また1970年代の前半にセルフポーリングタイプのプレッシャーメータ試験機の開発がなされたことがプレッシャーメータ試験を再評価する機運を持たらしている。

ところで、近年、土の力学的特性を合理的に説明できる構成式が発達し、電子計算機、数値解析手法の飛躍的な発展と相まって、地盤の変形・破壊の予測が可能となるような域に達しつつある。しかし、本論文はこれらの成果を十分に活用しているとは言い難い。力学的に単純そうに見えるプレッシャーメータ試験が、実は定量化しにくい種々の要因の影響を深刻に受け、以上の成果をもってしても簡単に御しきれないことがわかってきたからである。本論文においては、初期条件、境界条件の明確な室内プレッシャーメータ試験装置を用いて、プレッシャーメータ試験の力学機構の実験的解明を目指したが、定量的、定性的に有用な情報が得られたものと考えている。

さて、形式的に目的を達成した今も、実際の現象の複雑さを前にして、常に不満と満足とのアンビバレンツな心理状態にある。悲観的に見れば真理への道程はシーシュポスの神話的世界であるかもしれない。とはいえ、安定成熟の時代における望ましい研究者像が、常に思考し、行動するタフネスさに象徴されるとすれば、まさに本論文は私にとって新しい時代への象徴的なメルクマールとならなければならない。

本研究の成果が、プレッシャーメータ試験再評価の機運にさらに拍車をかけ、また、世界の斯学の発展にとってささやかなりとも貢献していれば幸甚である。

昭和61年2月

深川良一

目 次

第1章 序 論	1
1.1 本研究の目的.....	1
1.2 本研究の構成	1
第2章 室内試験によるプレッシャーメータ試験から得られた砂の変形係数の 評価	3
2.1 概要	3
2.2 砂の変形係数の応力経路および応力レベル依存性	4
(1) 軸対称三軸試験による検証	4
(2) 一般的応力条件下の応力依存性	8
2.3 プレッシャーメータおよびトーションメータ試験	11
(1) ミニチュアプレッシャーメータ	11
(2) ミニチュアトーションメータ	13
(3) 供試体の作成と試験手順	13
(4) ミニチュアプレッシャーメータ試験の結果	14
(5) ミニチュアトーションメータ試験の結果	16
2.4 弾性論に基づく試験結果の解析	18
(1) ミニチュアプレッシャーメータ	18
(2) ミニチュアトーションメータ	20
2.5 プレッシャーメータ試験より得られた変形係数の評価	22
(1) プレッシャーメータ試験より得られた変形係数の応力レベル・ 相対密度依存性	22
(2) 変形係数の応力経路依存性	23
(3) 各試験の繰返し載荷過程から得られた変形係数間の相関	26
(4) トーションメータ試験結果との比較	26
2.6 結語	29
2.7 参考文献	30

第3章 プレッシャーメータ試験による砂質地盤の鉛直方向変形係数の推定	32
3.1 概要	32
3.2 原位置における鉛直方向変形係数の推定	32
3.3 室内試験における鉛直方向変形係数とプレッシャーメータ試験から 得られた変形係数の相関	36
(1) 試料	36
(2) 実験装置および実験方法	36
(3) 変形係数の決定	39
(4) 実験結果	41
3.4 考察	44
(1) E_V / E_{PH} 特性に影響を及ぼす要因	44
(2) 原位置および室内試験における E_V / E_{PH} 特性の関連	48
3.5 結語	49
3.6 参考文献	50
第4章 砂質土に対するプレッシャーメータ試験から得られた内部摩擦角の評価 ...	52
4.1 概要	52
4.2 プレッシャーメータ試験からの破壊時内部摩擦角 ϕ_{PM} の決定	52
(1) Hughes et al(1977)の提案する手法	52
(2) 両対数法による ϕ_{PM} の決定 (Log-Log Method)	54
4.3 プレッシャーメータ試験により得られた砂の内部摩擦角の 室内試験による評価	56
(1) 内部摩擦角 ϕ_d に影響を及ぼす要因	56
(2) ミニチュアプレッシャーメータ試験	58
(3) ϕ_{PM} の室内試験による評価	60
4.4 原位置におけるプレッシャーメータ試験より得られた 内部摩擦角の評価	62
(1) ボーリング孔壁の乱れの影響	62
(2) 原位置における三軸試験結果との比較例	63
4.5 結語	70

4.6	参考文献	71
第5章 粘性土においてプレッシャーメータ孔壁近傍要素の経験する		
	応力経路および応力～ひずみ関係	73
5.1	概要	73
5.2	粘性土に対するミニチュアプレッシャーメータ試験	73
	(1) 実験装置	73
	(2) 試料	75
	(3) 実験方法	75
	(4) ミニチュアプレッシャーメータ試験用間隙水圧測定装置	79
5.3	室内プレッシャーメータ試験中の供試体内間隙水圧特性	81
	(1) 正規圧密試料に対する実験結果	82
	(2) 過圧密試料に対する実験結果	84
5.4	プレッシャーメータ孔壁近傍要素の経験する予想応力経路および 応力～ひずみ関係	87
	(1) 弾-完全塑性体を仮定した場合の応力経路および 応力～ひずみ関係の決定	87
	(2) プレッシャーメータ膨張曲線より直接非排水応力～ひずみ曲線を 導く方法	92
	(3) 実測値および計算値の比較	94
5.5	結語	102
5.6	参考文献	103
	付録-I	104
第6章 プレッシャーメータ試験から得られた粘性土の変形係数の評価		
6.1	概要	106
6.2	室内試験による変形係数間の相関性の検証	107
	(1) ミニチュアプレッシャーメータ試験	107
	(2) 三軸圧縮・伸張試験	112
	(3) 正規圧密粘性土における変形係数間の相関	115

(4) 過圧密粘性土における変形係数間の相関	118
(5) 正規圧密粘性土の繰返し載荷過程から得られた変形係数間の相関	120
6.3 プレッシャーメータ試験より得られた変形係数の原位置における評価 ...	120
(1) プレッシャーメータ試験に影響を及ぼす種々の要因	120
(2) 試験盛土地盤において決定された各種変形係数間の相関	123
6.4 結語	130
6.5 参考文献	131
第7章 プレッシャーメータ試験による粘性土の非排水せん断強度の評価	134
7.1 概要	134
7.2 プレッシャーメータ試験による粘性土の非排水せん断強度の決定法	134
(1) 非排水挙動を弾-完全塑性体で近似する方法	135
(2) プレッシャーメータ膨張曲線から直接応力~ひずみ曲線を導く方法	137
(3) 片対数法 (Semi-Log Method)	138
7.3 室内プレッシャーメータ試験から異なる手法により決定された 非排水せん断強度間の相関	140
(1) ミニチュアプレッシャーメータ試験	140
(2) 正規圧密粘性土における非排水せん断強度	140
(3) 過圧密粘性土における非排水せん断強度	143
7.4 プレッシャーメータ試験から得られた非排水せん断強度の 原位置における評価	143
(1) プレッシャーメータ試験から得られた非排水せん断強度に影響を及ぼす 要因	144
(2) 他の室内試験結果との相関	146
7.5 結語	148
7.6 参考文献	149
第8章 結論	151
謝辞	154

第1章 序論

(1) 本研究の目的

プレッシャーメータ試験より得られた土の変形・強度特性は、地盤に鉛直に掘削した円孔を水平方向に等方的に押し広げるようなある特定のせん断機構に対するものであり、これを実際の設計に適用する場合、設計で必要とする応力経路に対応した変形・強度定数との相関性を知ることが必要となってくる。現在、それは各種室内試験や、原位置での平板載荷試験、標準貫入試験、コーン貫入試験などとの比較という形で行われているが、原位置においては初期条件、境界条件の明確でない場合が多く、結果的に得られた土質定数間の相関が曖昧となることが多いようである。

本研究では以上を踏まえ、以下の3項目について考察を進めている。

- ① プレッシャーメータ試験から得られた内圧～孔壁変位関係を利用して、砂質土に対しては内部摩擦角を、粘性土に対しては非排水せん断強度の決定法を提案する。
- ② 初期条件、境界条件の明確な室内三軸セル内において、ミニチュアプレッシャーメータ試験を行い、砂質土および粘性土に対して得られる変形・強度定数の力学的意味、特に他の室内試験結果との整合性を明らかにする。
- ③ 原位置においてプレッシャーメータ試験結果に影響を及ぼす要因を分析し、実際問題への適用に際しての指針を与える。

(2) 本研究の構成

本研究は第1章を含め、8章より成る。第2～4章では砂質土を対象とし、第5～7章では粘性土を対象としている。

第2章では、プレッシャーメータ試験より得られた砂質土の変形係数について考察している。まず、等方三軸試験や真の三軸試験結果等から砂の変形特性の有する応力経路、応力レベル依存性について明らかにしている。次に明確な初期条件、境界条件を設定できる三軸セル内でのミニチュアプレッシャーメータ試験を行うとともに、その力学機構を弾性論によって定式化し変形係数を導いている。最後に、得られた変形係数を三軸試験等から予想された変形係数と比較し、変形係数間の整合性を調べている。

第3章は、プレッシャーメータ試験から砂質土地盤の鉛直方向載荷に対する変形係数を推定しうる可能性について考察したものである。まず、原地盤における平板載荷試験や実際の盛土構造物の沈下から逆算された鉛直方向の変形係数とプレッシャーメータ試験から求めた変形係数間の相関性を明らかにした。次に、これらの相関性を検証するために三軸圧縮試験および三軸セル内でのミニチュアプレッシャーメータ試験、さらにモデル砂地

盤に対する平板載荷試験およびミニチュアプレッシャーメータ試験を行った。最後に、以上の原位置、室内試験から得られた鉛直方向変形係数とプレッシャーメータ試験より得られた変形係数の相関性はほぼ統一的に説明できることを明らかにした。

第4章では、プレッシャーメータ試験より得られた砂質土の内部摩擦角の評価を試みている。まず、プレッシャーメータ試験より砂質土の内部摩擦角を推定する手法を提案する。また、真の三軸試験結果等から砂の内部摩擦角の応力経路依存性等を調べ、プレッシャーメータ試験によって得られるべき内部摩擦角を予想し、実験結果との比較を試みている。最後に、現地盤において行われたプレッシャーメータ試験より内部摩擦角を求め、三軸圧縮試験、標準貫入試験から得られた内部摩擦角との相関性を調べている。

第5章では、粘性土を対象とするプレッシャーメータ試験において膨張用プローブ近傍要素の経験する応力経路および応力～ひずみ関係について考察を加えている。まず、粘性土用に開発した間隙水圧計測の可能なミニチュアプレッシャーメータ試験を三軸セル内で行い、内圧～孔壁変位～間隙水圧の関係を考察した。また、弾-完全塑性体を仮定する方法および何ら構成関係を仮定せずにプレッシャーメータ膨張曲線から応力～ひずみ曲線を導く方法により、膨張用プローブ近傍要素の応力経路および応力～ひずみ関係を推定した。最後に、以上の実験結果と理論値を比較することにより、プレッシャーメータ孔壁近傍要素の応力経路および応力～ひずみ関係の評価を行った。

第6章では、プレッシャーメータ試験から得られた粘性土の変形係数の評価を行っている。まず、室内試験によって等方応力条件下での変形係数の基本的相関性を調べた。次に、原位置におけるプレッシャーメータ試験から得られた変形係数の評価を行った。そのためにまず、プレッシャーメータ試験結果に影響を及ぼす種々の要因を分析し、変形係数間の相関性を調べる際の指針とした。最後に、弾性FEMに基づく逆解析から地盤の平均的な変形係数を求め、プレッシャーメータ試験を始めとする各種試験から得られた変形係数間の相関性を調べた。

第7章では、プレッシャーメータ試験による粘性土の非排水せん断強度の評価を行っている。まず、プレッシャーメータ試験から非排水せん断強度を推定する手法を提案し、提案する手法および他の手法の適用性を室内試験によって明らかにする。次に、第5章と同様原位置においてプレッシャーメータ試験から得られた非排水せん断強度に影響を及ぼす要因について考察した。最後に、実際の粘性土地盤においてプレッシャーメータ試験から得られた非排水せん断強度および他の手法から得られた非排水せん断強度間の相関を調べた。

第8章では、以上得られた結果をまとめて示している。

第2章 室内試験によるプレッシャーメータ試験から得られた砂の変形係数の評価*

2.1 概要

セルフボーリングタイプのプレッシャーメータ試験装置が開発されて以来、砂地盤に対しても積極的にプレッシャーメータ試験が行われるようになり、例えば三軸試験などの室内試験や、標準貫入試験、コーン貫入試験等の原位置試験の結果との相関性について研究が数多く見られるようになってきた。ところが以上述べた各試験はいずれも試験時の応力経路や初期状態が異なる場合が多く、特に原位置試験においてはそれらは通常かなり複雑なものである。また原位置試験ではボーリング時、貫入時等の孔壁の乱れとか、室内試験でもサンプリング時、運搬時等の試料の乱れは無視できない影響を試験結果に及ぼし、その評価も困難であることが広く知られている。したがって原位置でのプレッシャーメータ試験から得られた変形係数を評価するために、まずできるだけ簡単な境界条件、初期条件下でミニチュアプレッシャーメータ試験を行い、他の室内試験から得られた変形係数との整合性を検討した。本章で比較の対象とした試験は原位置でボーリング孔壁をねじるという機能を有するトーションメータ試験と三軸試験である。トーションメータタイプの原位置試験は砂地盤に対してはほとんど適用されることはないが、せん断機構が力学的に明確になり、現場での経験が蓄積されれば簡便で精度の良い試験と成り得る可能性がある。

本章ではまず2.2節において、等方三軸試験や真の三軸試験結果等から砂の変形特性の有する応力経路、応力レベル依存性について明らかにしている。次いで2.3節において、できるだけ明解な境界条件、初期条件を設定できるように考慮された三軸セル内のミニチュアプレッシャーメータ試験、ミニチュアトーションメータ試験について、その試験装置、試験方法等について述べ、さらに2.4節において、プレッシャーメータ試験トーションメータ試験の力学機構を弾性論によって定式化し、変形係数を導いている。最後に、2.2節の結果を利用してプレッシャーメータ試験から得られる変形係数を予想し、三軸試験やトーションメータ試験から得られた変形係数との相関性を調べている。

*Fukagawa-Ohta-Shikata-Hata(1985, Soils and Foundations) および太田・深川(1984, 土質工学シンポジウム)にて発表。

2.2 砂の変形係数の応力経路および応力レベル依存性

土材料が等方弾性体ならば、応力経路・応力レベルによって弾性定数が異なるということはありません。しかし、土材料を等方弾性体と見なして得られる（疑似的）弾性定数を土の変形係数とすると、応力経路・応力レベルによって対応する変形係数が異なる場合が多い。このことは、実際の設計への適用を考えれば繁雑で不利な点であるが、逆に予めこの見かけ上の応力経路・応力レベル依存性を把握できれば、ある特殊な応力経路・応力レベルに対する試験，例えばプレッシャーメータ試験から考察の対象とする応力経路・応力レベルに対する変形係数が求められることになる。本節では、まず軸対称等方三軸試験により変形係数の応力経路・応力レベル依存性を調べ、次に主として過去公表されたデータを利用してできるだけ一般的に応力経路・応力レベル依存性を調べようとしている。

(1) 軸対称三軸試験による検証

a) 試料および実験方法

本実験では豊浦砂を用い、その物理的特性をFig.2-1に示す。 e_{max} 、 e_{min} は日本土質工学会の標準（J S F規格：T 2 6 - 8 1 T）に従って決定した。供試体は4層に分けて作成し、各層、金属棒（直径6 mm）により、各々20回突き固めた。小田・浜島・古戸(1979)に依れば、この棒により突き固めて作成した供試体は、モールド側面を打

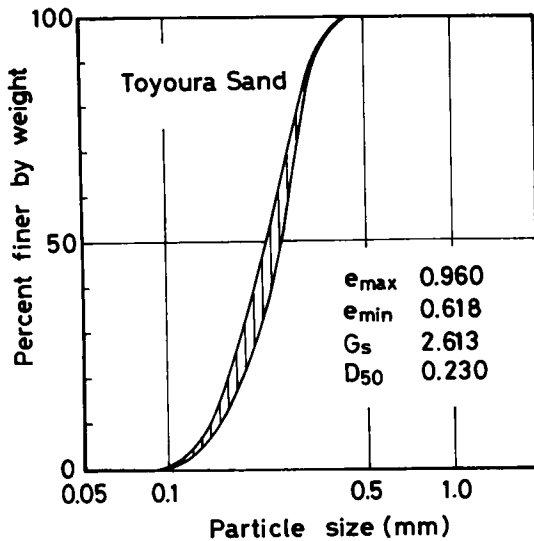


Fig.2-1 Physical properties of Toyoura Sand

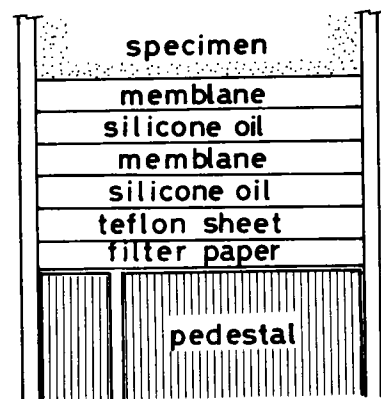


Fig.2-2 Decreasing method of end friction

撃して作成した供試体に比べると、より等方性を示すものと考えられる。供試体の間隙比は0.7を目標としたが、結果的に0.684~0.748にばらついた。これらのばらつきは試験結果の理解に影響を与えることも予想されるが、本章では補正は加えられていない。直径35.8mm、高さおよそ70mmの供試体は、厚さ0.2mmのゴム膜に覆われている。供試体の両端の摩擦は、シリコンオイルを塗布した0.2mm厚のゴム膜2枚、0.1mm厚のテフロンシート1枚によって低減している (Fig. 2-2)。供試体両端におけるベッディングエラーに起因する軸ひずみや体積ひずみの誤差は評価が困難なため補正されていない。鳥井・高木・龍岡・日野(1984)に依れば、薄いゴム膜や、低粘性のシリコンオイルを用いることは、端面摩擦を低減するためにはあまり効果的でないおそれがあるが、ベッディングエラーの影響を減らすためには効果的であると考えられる。本章で示す種々の応力経路に対応する三軸試験では、試験中、軸応力のみならず側方応力も変化するため、砂粒子のゴム膜への貫入や口紙圧縮による排水量の補正が精度良く体積ひずみを評価するために必要となる。粒子のゴム膜貫入による体積変化の補正は修正メタルロッド法 (金氏・深川・日高・太田 (1979)) によった。

b) 変形係数の決定

実験時考慮された有効応力経路をFig. 2-3のp-q平面上に示している。ここに、 $p = (\sigma_a + 2\sigma_r) / 3$ 、 $q = \sigma_a - \sigma_r$ 、 σ_a : 軸方向応力、 σ_r : 半径方向応力である。

これらの三軸試験から得られた応力ひずみ曲線の初期接線勾配は、弾性論を利用して変形係数へと変換される。

等方弾性体を仮定すれば、等方圧密後の基準状態からの主ひずみの変化は、次式を用いて表現できる。

$$\Delta \epsilon_a = \frac{1}{E} (\Delta \sigma_a - 2\nu \Delta \sigma_r) \quad (2-1)$$

$$\Delta \epsilon_r = \frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_r - \nu (\Delta \sigma_a + \Delta \sigma_r) \} \quad (2-2)$$

ここに、E、 ν は、等価なヤング係数、ポアソン比であり、 ϵ_a 、 ϵ_r は、軸方向、半径方向ひずみである。

一般的な応力経路に対しては、

$$E = \frac{2 \Delta \sigma_r^2 - \Delta \sigma_a^2 - \Delta \sigma_a \Delta \sigma_r}{2 \Delta \sigma_r \Delta \epsilon_r - \Delta \sigma_a \Delta \epsilon_a - \Delta \epsilon_a \Delta \sigma_r} \quad (2-3)$$

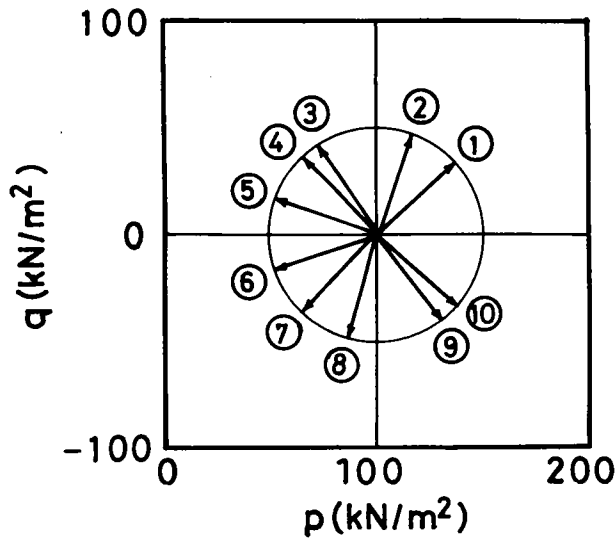


Fig. 2-3 Stress paths in experiments

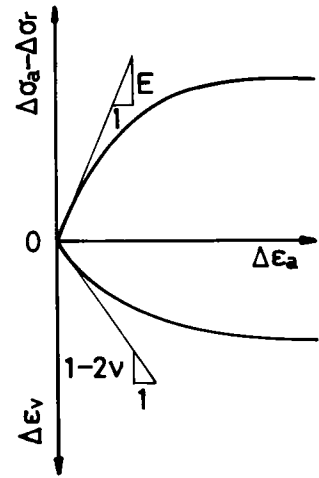


Fig. 2-4 Decision of deformation moduli

$$\nu = \frac{\Delta \sigma_a \Delta \epsilon_r - \Delta \epsilon_a \Delta \sigma_r}{2 \Delta \sigma_r \Delta \epsilon_r - \Delta \sigma_a \Delta \epsilon_a - \Delta \epsilon_a \Delta \sigma_r} \quad (2-4)$$

拘束圧一定条件下では， $\Delta \sigma_r = 0$ であるから，

$$E = \frac{\Delta \sigma_a}{\Delta \epsilon_a} \quad (2-5)$$

$$\nu = -\frac{\Delta \epsilon_r}{\Delta \epsilon_a} \quad (2-6)$$

微小ひずみの場合，体積ひずみの変化， $\Delta \epsilon_v$ は次式で表わされる。

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_a + 2 \Delta \epsilon_r \quad (2-7)$$

Eq. (2-7) を Eq. (2-6) に代入すれば，

$$\nu = -\frac{1}{\Delta \epsilon_a} \frac{1}{2} (\Delta \epsilon_v - \Delta \epsilon_a) = -\frac{1}{2} \left(\frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \epsilon_a} - 1 \right) \quad (2-8)$$

Eq. (2-8) より， ν は軸ひずみと体積ひずみの関数として得られる。

本章では，初期接線勾配より得られた変形係数が主として考察の対称である。応力～ひずみ曲線や体積ひずみ～軸ひずみ曲線から， E ， ν を決定する方法を概念的に Fig. 2-4 に示す。繰返し載荷過程における変形係数 E ， ν は，勾配 $\Delta \sigma_a / \Delta \epsilon_a$ ， $\Delta \epsilon_v / \Delta \epsilon_a$ を利用して決定している。

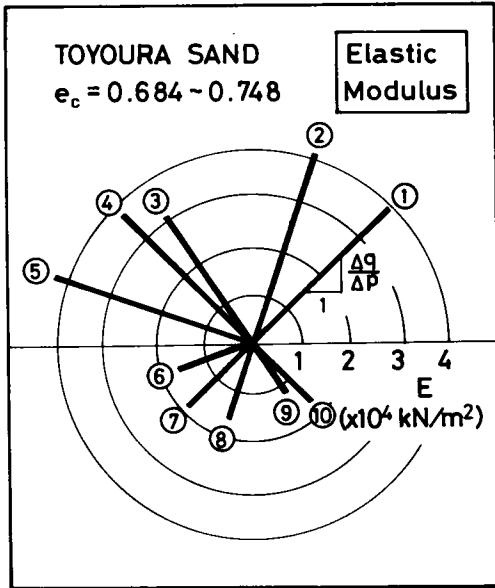


Fig.2-5 Stress path dependency of E-values

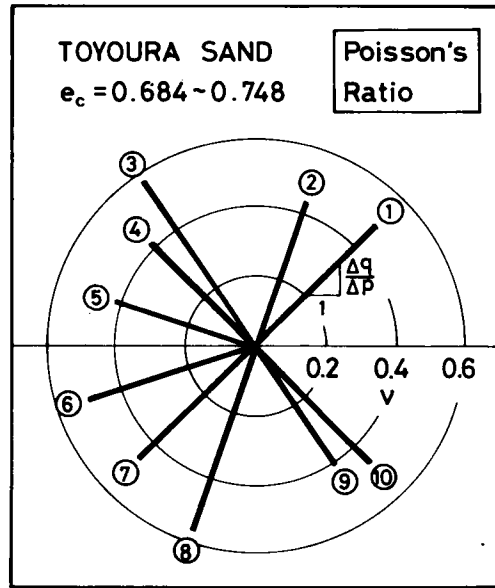


Fig.2-6 Stress path dependency of ν-values

c) 変形係数 E, ν の応力経路・応力レベル依存性

このようにして決定されたヤング係数とポアソン比を Fig. 2-5 および Fig. 2-6 に示す。図中の円中の数字は Fig. 2-3 で示した応力経路に対応している。Fig. 2-5 より応力平面上で圧縮側のヤング係数は、伸張側のヤング係数よりもかなり大きいことがわかる。一方、ポアソン比は、応力経路によりそれほど変化しないことがわかった (Fig. 2-6)。なお通常の弾性体であれば、ν が 0.5 を越えることはありえないが、Fig. 2-6 中で 0.5 以上の ν が得られているのは砂試料が弾性体として挙動していないことを示しており、この意味で ν は“等価な”弾性定数と呼ばれなければならない。

拘束圧一定条件下での三軸排水圧縮・伸

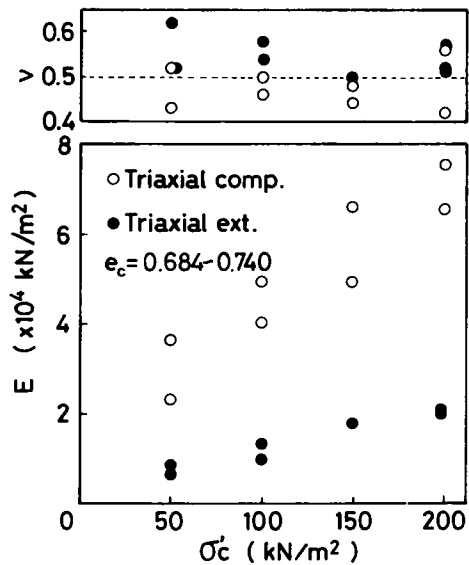


Fig.2-7 Dependency of E-values on stress levels

張せん断試験より得られた変形係数を，圧密圧力に対してプロットしている (Fig. 2-7)。なお，本章において， σ_c' は有効圧密圧力を， e_c は等方圧密後の間隙比を表わす。Fig. 2-7より，三軸圧縮試験から得られたE値は，同じ圧密圧力に対して三軸伸張試験のそれのおよそ3倍になり，またこの比率は圧密圧力の大きさによらずほぼ一定であることがわかった。三軸圧縮試験から推定された ν 値は0.5より小さいが，伸張試験のそれは0.5より大きい。 ν 値は少しばらついているが，有効圧密圧力の大きさにはあまり影響を受けないようである。

(2) 一般的応力条件下の応力依存性

次に，主として過去の文献から，特に豊浦標準砂の変形係数に関するデータを抽出しその応力経路・応力レベル依存性を調べた。参考にしたデータは平均主応力一定条件下での三主応力制御試験，通常の三軸実験装置による拘束圧一定あるいは平均主応力一定圧縮伸張試験，および平面ひずみ試験であった。いずれも排水せん断試験である。後述するようにプレッシャーメータ試験の孔壁近傍要素の経験する応力条件は初期において（弾性的であることが期待される）平均主応力一定であることが予想されるため，平均主応力一定試験との比較が都合が良い。

土を均質等方弾性体と仮定すれば，応力増分～ひずみ増分関係は次式のようなになる。

$$\Delta \epsilon_1 = \frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_1 - \nu (\Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) \} \quad (2-9)$$

$$\Delta \epsilon_2 = \frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_2 - \nu (\Delta \sigma_3 + \Delta \sigma_1) \} \quad (2-10)$$

$$\Delta \epsilon_3 = \frac{1}{E} \{ \Delta \sigma_3 - \nu (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2) \} \quad (2-11)$$

平均主応力一定試験の場合，

$$\Delta \sigma_n = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3 = 0 \quad (2-12)$$

となるから，Eq.(2-12)をEq.(2-9)に代入すれば，

$$\Delta \epsilon_1 = \frac{1+\nu}{E} \Delta \sigma_1 = \frac{1}{2G^*} \Delta \sigma_1$$

$$G^* = \frac{1}{2} \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \epsilon_1} \quad (2-13)$$

$$G^* = \frac{1}{2} \frac{\Delta \sigma_2}{\Delta \epsilon_2} \quad (2-13a)$$

$$G^* = \frac{1}{2} \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \epsilon_3} \quad (2-13b)$$

となる。平均主応力 σ_m 一定条件下では、 E 、 ν を独立に求めることはできない。Eq.(2-12) を Eqs. (2-10), (2-11) に代入しても同様に Eqs. (2-13a), (2-13b) として変形係数 (等価な (疑似的) 弾性定数であるのでここでは区別して記号を決めている) G^* が求まるが、土は一般に等方弾性体としては挙動しないから、これらの G^* は一致しないことが多い (Fig. 2-8)。通常最大主応力方向に対する変形係数が問題になることが多いから、Eq.(2-13) によって得られた変形係数 G^* によって考察を進める。なお、ここで他の文献から再整理して引用したデータはいずれも掲載された応力～ひずみ曲線から読みとったものであるが、初期の接線弾性定数は決定困難なものが多かったため、 $\epsilon_1 = 0.5\%$ に対する割線弾性定数として変形係数 G^* を決定している。Fig. 2-8 は山田(1979)の行った $e_0 = 0.83 \sim 0.85$ ($D_r = 33 \sim 37\%$) の富士川砂に対する平均主応力一定三主応力制御試験結果を再整理して示したものである。図

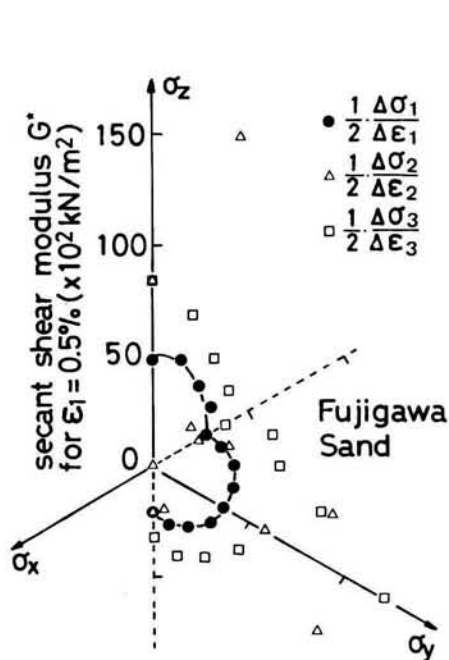


Fig.2-8 Stress path dependency of deformation modulus of Fujigawa Sand (rearranged data from Yamada(1979))

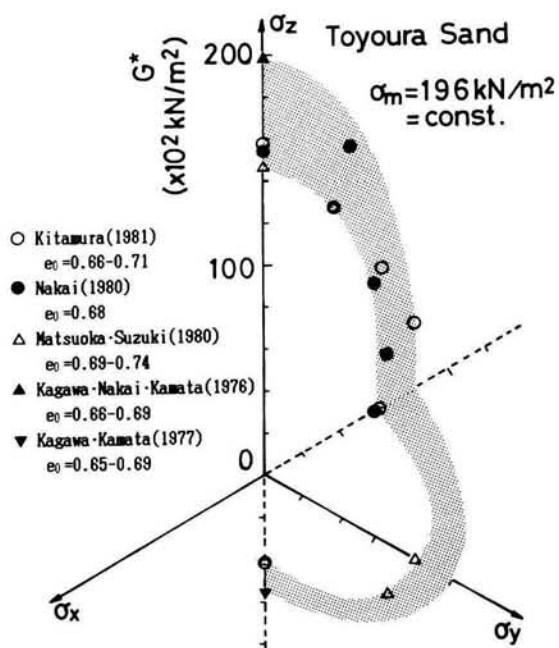


Fig.2-9 Stress path dependency of deformation modulus of Toyoura Sand (rearranged data from published papers)

から明らかのように、 G^* は応力経路依存性を示す。材料が等方的であれば、 σ_z 、 σ_y 軸上の応力経路に対する G^* は少なくとも一致するはずである。この不一致は材料の異方性の顕著な反映であろうと考えられる。不一致の程度は粒子の形状、密度、供試体作成方法等によって微妙に変化することが予想される。

Fig. 2-9 は豊浦砂に対する平均主応力一定条件下での三主応力制御試験結果を再整理して示したものである。ちなみに σ_z 軸上の応力経路に対する G^* と σ_y 軸上の G^* との比を取れば、富士川砂では 1.7、豊浦砂では 2.5 である。Fig. 2-9 中の松岡・鈴木(1980)のデータは多重ふるい落下法によって作成された供試体によるもので、Kitamura(1981)、中井(1980)らの突き固め法による供試体と比較すれば相対的に異方的な(粒子の長軸方向が水平方向により卓越するような)構造が形成されているものと考えられるが、三軸圧縮伸張条件に対応する G^* にほとんど差が見られないため、いずれもほぼ同じ状態にある材料と見なした。このことと Fig. 2-8 を参考にすれば、豊浦砂の変形係数 G^* の応力経路による変化は Fig. 2-9 中の影で示したような傾向を示すことが予想される。Fig. 2-10 には通常の三軸装置を用いた平均主応力一定試験結果を再整理して示す。この程度の応力レベルではほぼ拘束圧に比例して G^* も増加することがわかる。Fig. 2-

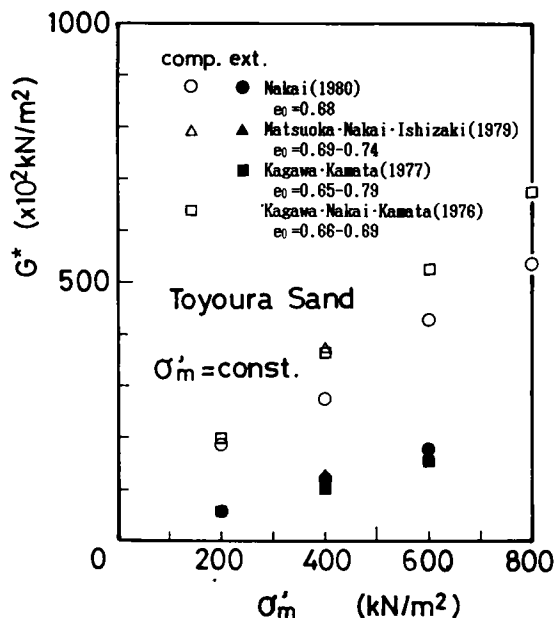


Fig.2-10 Stress level dependency of deformation modulus of Toyoura Sand (rearranged data from published papers)

10の $\sigma_n = 196 \text{ kN/m}^2$ のときの G^* とFig. 2-9の三軸圧縮・伸張条件に対応する G^* とは必ずしも一致していない。前者は円柱状供試体を、後者は立方体ないし直方体供試体を用いている点が大なる相違点である。宮森・下辺(1981)のデータからは、高さが同じであれば、供試体の断面形状は G^* にほとんど影響を及ぼさないと判断できる。しかし後藤・榎戸・滝沢・龍岡(1984)によれば、供試体高さが変形係数に多大な影響を及ぼす(密な砂ほど)から、こうした供試体形状の相違によって引き起された不一致である恐れもある。

以上、豊浦砂の変形特性に及ぼす諸要因の影響について概観したが、実験条件や応力経路によっては各研究者のデータがかなり異なる場合があり、実験の再現性について再考の余地があるものと考えられる。しかし、以上の実験結果から、弾性論に基づいて決定した豊浦砂の処女載荷に対する変形係数は、供試体に作用する応力経路や応力レベルにかなり依存するということがわかった。

2.3 プレッシャーメータおよびトーションメータ試験

(1) ミニチュアプレッシャーメータ

ミニチュアプレッシャーメータの概略をFig. 2-11に示す。0.5mm厚のゴム膜を膨張させるという構造である。ここでは2種類の供試体および膨張用プローブを用いていたが、各々の直径および高さをTable. 2-1に示す。ゴム膜貫入に伴うプローブの体積変化、 V_{np} は補正されなかった。Molenkamp and Luger(1981)の方法によって計算された疑似弾性領域に対する V_{np} は、測定されたプローブの全体積変化の高々5%程度に過ぎなかったからである。プレッシャーメータ試験および他の手法から得られた変形係数は V_{np} の補正の影響をさほど受けないと判断される。供試体中央に膨張用プローブが位置し、供試体は1.2mm厚のゴム膜によって覆われている。注入圧を計測するための圧力計および注入量を計測するためのビュレットの最小目盛りは、各々 0.98 kN/m^2 、

Table.2-1 Dimension of specimen and inflating probe of miniature pressuremeter

Case	Specimen		Inflating probe	
	Diameter (mm)	Height (mm)	Diameter (mm)	Height (mm)
A	152	≒ 250	16.8	105
B	101	≒ 80	15	37.8

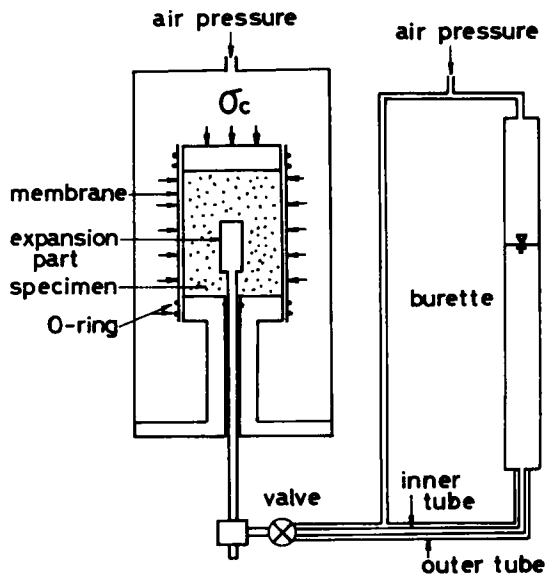


Fig.2-11 Outline of miniature pressuremeter

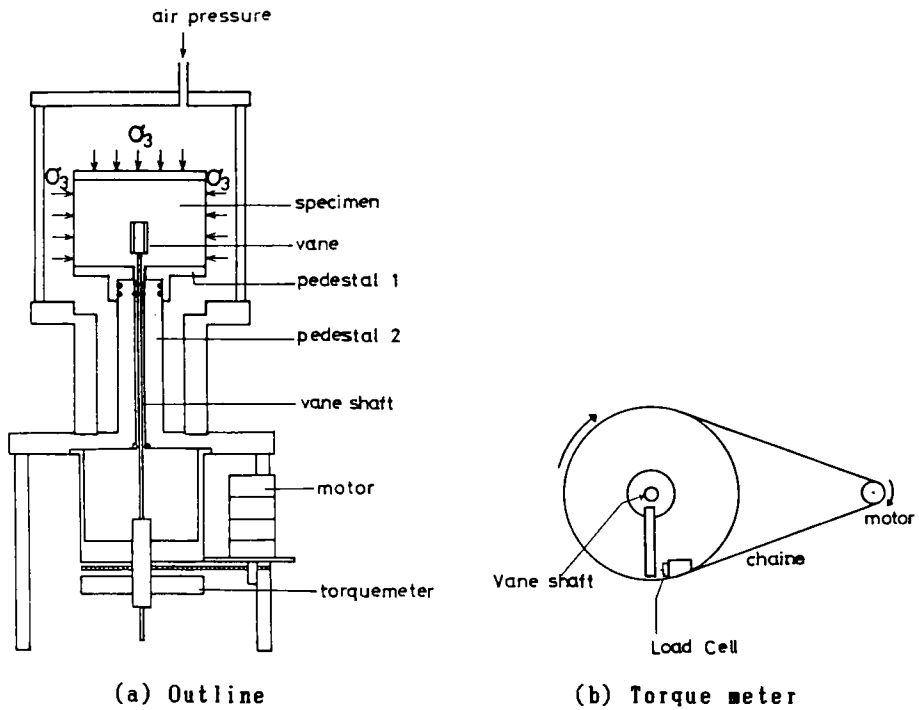


Fig.2-12 Miniature torsionmeter

0.01 ccである。プレッシャーメータの膨張部とビュレットを連結するチューブの膨張を抑えるために二重管が用いられた（山田(1979)）。

(2) ミニチュアトーションメータ

ミニチュアトーションメータの概略をFig. 2-12 (a), (b) に示す。三軸セル中のペDESTAL上に回転部が設置されている。この三軸トーションメータは, Kenny and Landva(1965)によって開発されたベーン三軸試験装置と基本的に同一である。トーションメータは金属性円柱の側壁に羽根のついたものより成る。試験はベーン回転柱を $6.28 \times 10^{-3} \text{ rad/sec}$ で回転させ, そのときのトルクを計測している。Fig. 2-13に示すように, 6種類のベーン回転柱が用いられた。供試体の大きさおよびゴム膜はミニチュアプレッシャーメータ試験の場合と同様である。

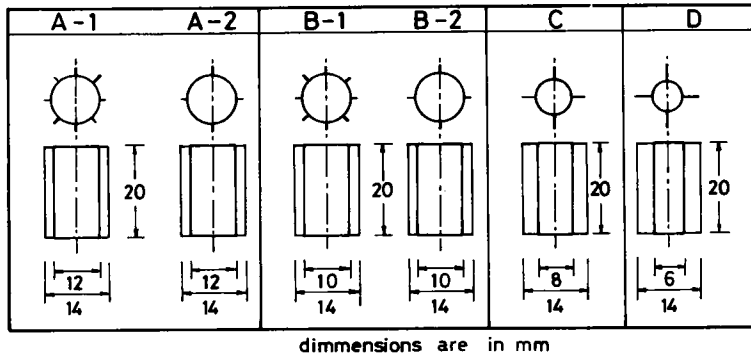


Fig.2-13 Metal cylinder with vane used in torsionmeter

(3) 供試体の作成と試験手順

ミニチュアプレッシャーメータ試験とミニチュアトーションメータ試験における供試体の作成手順はほぼ同様である。

膨張用プローブ（ベーン回転柱）が, 三軸セル中のペDESTAL上にセットされ, プローブは注入量計測用ビュレットに, ベーン回転柱はトルクメータに接続される。

ゴム膜を装着した供試体成型用二つ割りモールドがペDESTAL上にセットされ, 次に脱気水がモールド中に注入される。砂試料をモールド中に注ぎ入れる前に, 高い負圧を三軸セル中に作用させ, 三軸セル中や, 特に膨張用プローブ中の脱気水に対してさらに脱気を行った (Fig. 2-14 参照)。

気乾試料をモールド中に4層に分けて注ぎ込み, 各層の間隙比がおよそ0.67(Dr

≒ 85%) になるように直径 6 mm の金属棒で突き固めた。Case A では比較のために $D_r \approx 40$, 100% でも実験を行っている。 $D_r \approx 40$ % の供試体はモールド中の脱気水の水面上なるべく一定の距離を保ちながら、炉乾燥試料を静かに注ぎ入れることにより作成した。 $D_r \approx 85$, 100% の試料は 12 層に分け、直径 6 mm の金属棒で層毎に各々 50 , 100 回ずつ軽く突いて作成した。

モールドを外す前に、供試体が自立するようおよそ 20 cm の水頭に相当する負圧を供試体の底面に作用させた。供試体のセットが終了したら、等方圧密圧力を作用させた。圧密は通常 15 分程度で終了した。供試体に入入りする水や膨張用プローブに注入された

水の体積は、プローブに注入圧 (9.8 もしくは 19.6 kN/m²) を作用させた後に計測された。ミニチュアトーションメータ試験からはトルクと回転角の関係が得られた。

本章での全ての試験は排水条件下で行われた。

(4) ミニチュアプレッシャーメータ試験の結果

プレッシャーメータ試験の典型的な結果 (Case B) を Fig. 2-15 に示す。ここに縦軸は注入圧、左横軸は膨張用プローブと供試体の境界における円周方向ひずみ、右横軸は供試体の外壁における円周方向ひずみである。有効圧密圧力は 49 , 98 , 147 , 196 kN/m² の 4 種類である。このようにして得られたプレッシャーメータ膨張曲線 (Fig. 2-16 参照) は 3 つの部分から成る。即ち、プローブに作用する圧力が圧密圧力に達する前の第 1 段階 (O → A) , それに続く直線的な関係を示す第 2 段階 (A → B) , そして最後の破壊に至る第 3 段階 (B → C) である。 A → B は直線性を示すことが多いので、疑似弾性領域と呼ばれる。本章では第 2 段階のみが研究の対象である。

プレッシャーメータ繰り返し試験の結果を Fig. 2-17 に示す。この図からわかるように、処女載荷、除荷、再載荷過程は、各々直線性が良好であり、また、処女載荷過程の接線勾配と除荷、再載荷過程の接線勾配の間には明らかな相違が存在する。この相違は、

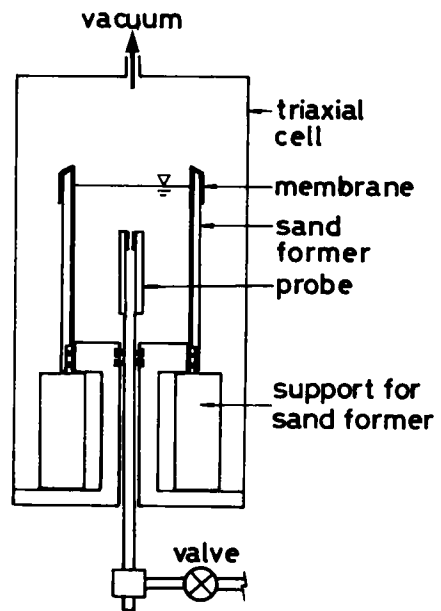


Fig.2-14 Deairing in the miniature pressuremeter test

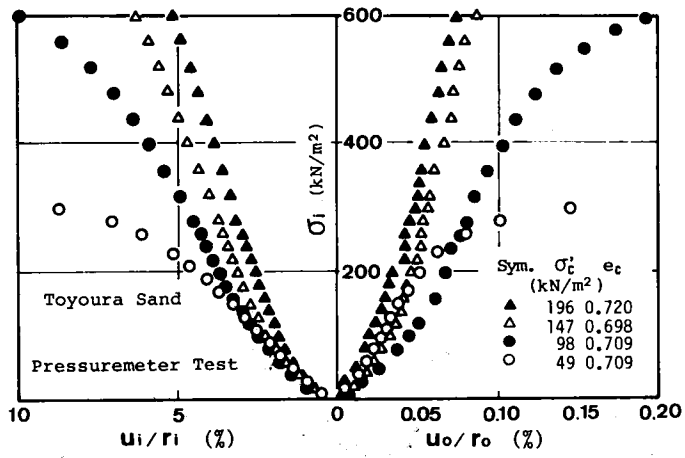


Fig.2-15 Typical results of pressuremeter tests

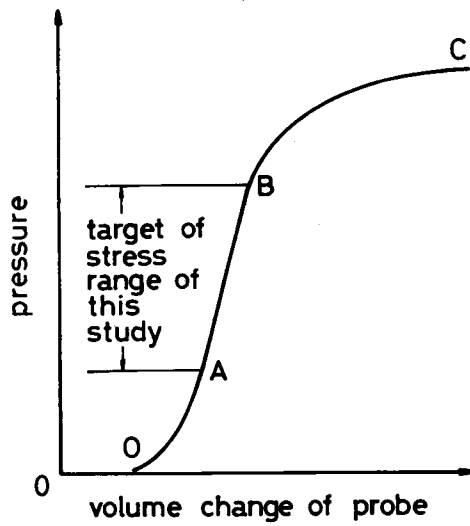


Fig.2-16 Typical pressure-expansion curve

①処女載荷過程における直線性は必ずしも砂の弾性的性質の反映ではないこと，②一方，除荷過程，再載荷過程においては砂はより弾性的にふるまうことを意味しているものと考えられる。

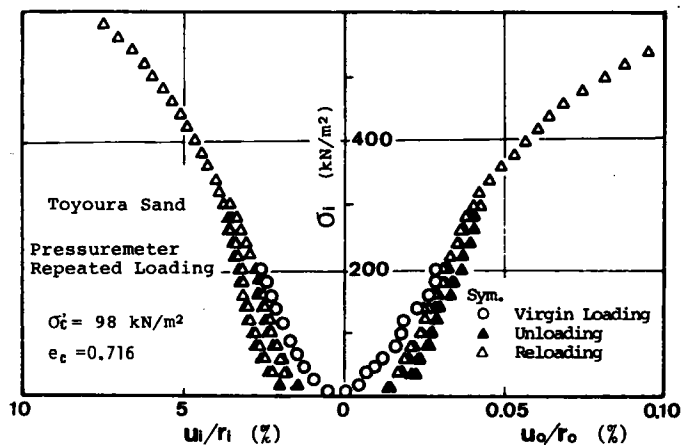


Fig.2-17 Results of repeated loading tests of pressuremeter

(5) ミニチュアトーションメータ試験の結果

ベーン側面におけるせん断応力分布を長方形分布，ベーンの羽根の両端面においても長方形分布と見なしている (Fig. 2-18)。ベーン回転柱の羽根のない部分はテフロンシートで摩擦を軽減しているため，この部分で発揮されるトルクは試験結果にそれほど影響を与えないものと考えられる。等方的な圧密圧力が作用し，先に述べた供試体成型法 (plunging method) によって供試体の構造的な異方性が減じられているとすれば， $\tau_v = \tau_h = \tau$ と仮定することはそれほど不合理なことではない。ここに， τ_v ， τ_h は各々水平，鉛直せん断面上で発揮されているせん断応力である。トルク T と，せん断応力 τ の関係は，Eq.(2-14) によって表される。

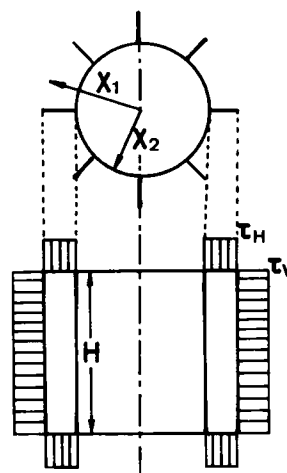


Fig.2-18 Assumed distribution of shear stress on side and edge of vane

$$\tau = \frac{T}{2\pi X_1^2 H + 4/3 \cdot \pi (X_1^3 - X_2^3)} \quad (2-14)$$

Fig. 2-19 は $\tau - \theta$ 関係に及ぼすベーン枚数の影響を示している。ここに θ はベーン回転角を表わす。Fig. 2-20 には $\tau - \theta$ 関係に及ぼすベーン高さ ($X_1 - X_2$) (Fig. 2-18 参照) の影響について示している。これら2つの図は、Eq.(2-14) によって計算されるせん断応力と回転角の関係がある程度これらの要因によって影響される

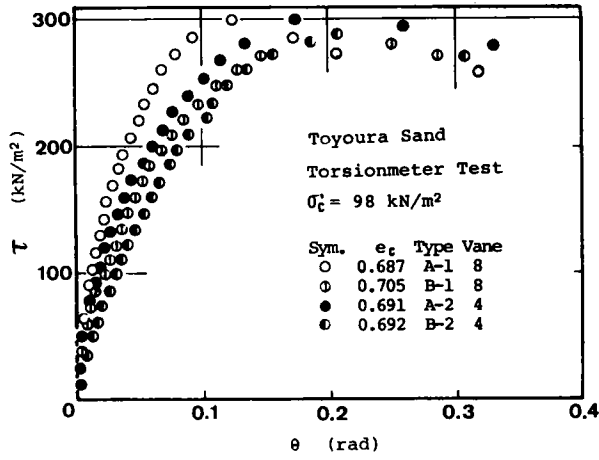


Fig.2-19 Effect of numbers of vane on $\tau - \theta$ relations

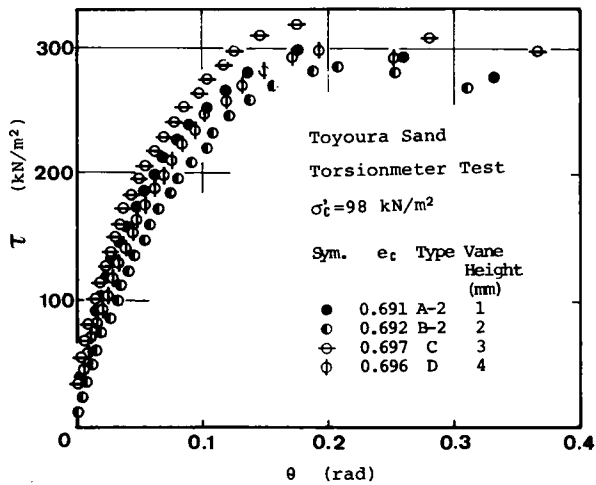


Fig.2-20 Effect of vane height on $\tau - \theta$ relations

がそれほど顕著でないことを意味している。典型的な $\tau - \theta$ 関係を Fig. 2-21 に示す。

ベーンの回転に伴って発揮されたせん断応力は圧密応力の増大に伴って増加し、またいずれのケースでも、せん断抵抗が最大になった後軟化減少を示した。ピークせん断抵抗に対応する回転角は 0.12 (rad) 程度であり、全てのケースについて近似的に同様であると見なせる。また、ベーン回転速度は、砂質土に対してはほとんど影響を及ぼさない。

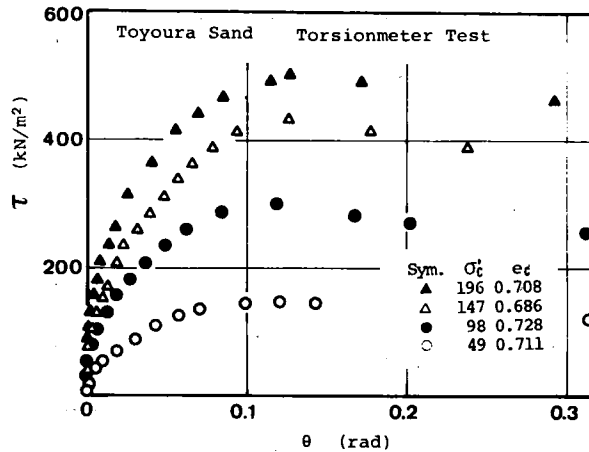


Fig.2-21 Typical $\tau - \theta$ relations

2.4 弾性論に基づく試験結果の解析

(1) ミニチュアプレッシャーメータ

内径 r_i 、外径 r_o の均質等方線形弾性体である弾性厚肉円筒が仮定されている (Fig. 2-22)。プローブの圧力 $p_i (= \sigma_i)$ が $\Delta p_i (= \Delta \sigma_i)$ ずつ増加し、外壁における圧力は一定に保たれる。そのとき土は平面ひずみ、軸対称条件を維持したまま変形すると仮定する。

半径、円周、鉛直方向の応力増分 $\Delta \sigma_r$ 、 $\Delta \sigma_\theta$ 、 $\Delta \sigma_z$ は主応力であるので、せん断時主応力の回転は生じない。

釣り合い方程式は、

$$\frac{d \sigma_r}{d r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2-15)$$

半径、円周方向ひずみ、 ϵ_r 、 ϵ_θ は各々 Eq. (2-16) で与えられる。

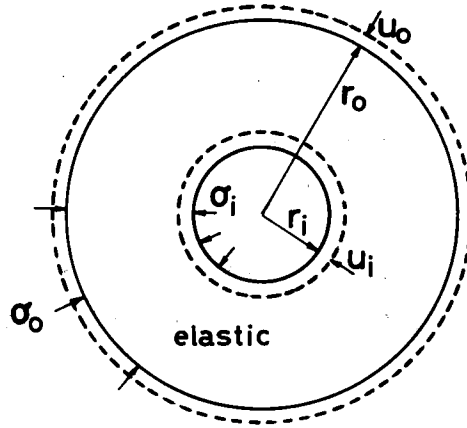


Fig.2-22 Expansion of elastic hollow cylinder

$$\epsilon_r = -\frac{d u}{d r}, \quad \epsilon_\theta = -\frac{u}{r} \quad (2-16)$$

ここに、 r ：内孔中心からの距離、 u ：半径方向変位である。また、 ϵ_r 、 ϵ_θ は圧縮に対して正である。

平面ひずみ条件下での応力ひずみ関係は、

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{ (1-\nu)\epsilon_r + \nu\epsilon_\theta \} \\ \sigma_\theta &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{ \nu\epsilon_r + (1-\nu)\epsilon_\theta \} \end{aligned} \quad (2-17)$$

ここに、 E ：(等価な)ヤング係数、 ν ：(等価な)ポアソン比である。

Eqs.(2-16)、(2-17)をEq.(2-15)に代入すると、次の微分方程式が得られる。

$$\frac{d^2 u}{d r^2} + \frac{1}{r} \frac{d u}{d r} - \frac{u}{r^2} = 0 \quad (2-18)$$

境界条件 ($(\sigma_r)_{r=r_i} = \sigma_i$ 、 $(\sigma_r)_{r=r_o} = \sigma_o$) を考慮して、Eq.(2-18)を解けば、膨張用プローブ近傍の要素の変位は次式で与えられる。

$$u = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \frac{\sigma_i r_i^2 - \sigma_o r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} r + \frac{(1+\nu)}{E} \frac{r_o^2 r_i^2 (\sigma_i - \sigma_o)}{r_o^2 - r_i^2} \frac{1}{r}$$

したがって、内壁における円周方向ひずみは次式で与えられる。

$$\frac{u_i}{r_i} = \frac{(1+\nu)}{E} \frac{\{(1-2\nu)r_i^2 + r_o^2\}}{r_o^2 - r_i^2} \sigma_i - \frac{(1+\nu)}{E} \frac{2(1-\nu)r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \sigma_o$$

外壁に作用する応力， σ_o は変化しないから，内壁におけるひずみ増分と注入圧増分の関係は，結局Eq.(2-19)のように表わされる。

$$\Delta \left(\frac{u_i}{r_i} \right) = \frac{(1+\nu)}{E} \frac{\{(1-2\nu)r_i^2 + r_o^2\}}{r_o^2 - r_i^2} \Delta \sigma_i \quad (2-19)$$

ここに， $\Delta(u_i/r_i)$ ， $\Delta(u_o/r_o)$ は，各々，等方圧密後の基準状態からの増分を表わす。

同様に，外壁における円周方向ひずみ， u_o/r_o は次式で与えられる。

$$\frac{u_o}{r_o} = \frac{2(1-\nu^2)}{E} \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \sigma_i - \frac{(1+\nu)}{E} \cdot \frac{\{(1-2\nu)r_o^2 - r_i^2\}}{r_o^2 - r_i^2} \sigma_o$$

したがって，外壁におけるひずみ増分と注入圧増分との関係は，Eq.(2-20)で表わされる。

$$\Delta \left(\frac{u_o}{r_o} \right) = \frac{2(1-\nu^2)}{E} \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \Delta \sigma_i \quad (2-20)$$

Eqs.(2-19)，(2-20)から得られた $\Delta(u_i/r_i) \sim \Delta \sigma_i$ ， $\Delta(u_o/r_o) \sim \Delta \sigma_i$ 曲線における初期接線勾配が，各々， K_1 ， K_2 で表されるとき，変形係数 ν と E は各々次式で表わされる。

$$\nu = \frac{(1-2K_1/K_2)}{2(1-K_1/K_2)} \cdot \frac{r_i^2 + r_o^2}{r_i^2}$$

$$E = \frac{2}{K_2} \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \left[1 - \frac{\{(1-2K_1/K_2)r_i^2 - r_o^2\}^2}{4(1-K_1/K_2)^2 \cdot r_i^4} \right]$$

ここに， $\Delta(u_i/r_i)$ ， $\Delta(u_o/r_o)$ は実験結果を利用して，次式より決定される。

$$\Delta \left(\frac{u_i}{r_i} \right) = \sqrt{\frac{\Delta V_P}{\pi h r_i^2} + 1} - 1, \quad \Delta \left(\frac{u_o}{r_o} \right) = \sqrt{\frac{\Delta V_P - \Delta V_S}{\pi h r_o^2} + 1} - 1$$

ここに， ΔV_P はプレッシャーマータプローブの体積変化， ΔV_S は供試体の体積変化， h はプローブの高さである。

(2) ミニチュアトーションメータ

弾性厚肉円筒の内壁にせん断応力が作用し，外壁が固定されているような場合が想定されている (Fig. 2-23)。材料は均質等方線形弾性体である。ベーン回転柱近傍の要素の円周方向ひずみ ν は，せん断応力 $\tau_{r\theta}$ のみに依存するから，釣り合い方程式は，

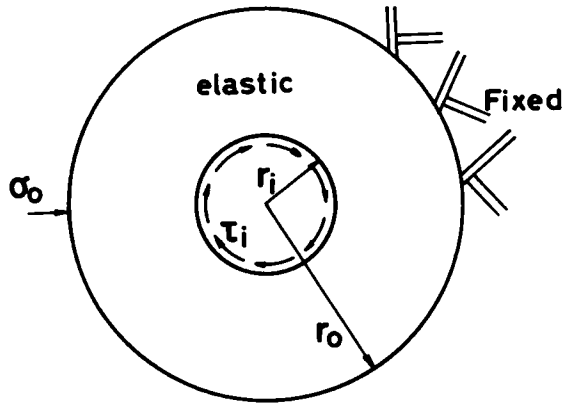


Fig.2-23 Torsion of elastic hollow cylinder with outer surface being fixed

$$\frac{d \tau_{r\theta}}{d r} + 2 \frac{\tau_{r\theta}}{r} = 0 \quad (2-21)$$

せん断ひずみ， $\gamma_{r\theta}$ は次式のように表わされる。

$$\gamma_{r\theta} = -\frac{d v}{d r} + \frac{v}{r} \quad (2-22)$$

応力ひずみ関係は次式のように与えられる。

$$\tau_{r\theta} = G \gamma_{r\theta} \quad (2-23)$$

Eq.(2-21) を解くことにより，

$$\tau_{r\theta} = \frac{c}{r^2} \quad (2-24)$$

となる。ここに， c は積分定数である。

内壁 ($r = r_i$) に沿って作用するせん断応力 τ_i は、円筒の中心軸に関してトルク $T (= 2 \pi r_i^2 \cdot c / r_i^2 = 2 \pi c)$ を生じさせる。したがって，Eq.(2-24) と $c = T / 2 \pi$ より，次式が得られる。

$$\tau_{r\theta} = \frac{T}{2 \pi r^2} \quad (2-25)$$

Eqs.(2-23)，(2-25) をEq.(2-22) に代入し，境界条件 (外壁で，円周方向変位 $v = 0$) を考慮すれば，回転角 θ は，次式で与えられる。

$$\theta = \frac{T}{4 \pi G} \left(\frac{1}{r_i^2} - \frac{1}{r_o^2} \right) \quad (2-26)$$

2.5 プレッシャーメータ試験より得られた変形係数の評価

砂の変形係数の応力経路や応力レベル依存性については、本章の始めに一連の三軸試験および文献調査を通して明らかにした。プレッシャーメータ膨張プローブ周辺の要素の経験する主応力の変化は3主応力とも各々お互い等しくなく、標準的な三軸試験で成しうる応力経路とは異なるから、各試験より得られた変形係数間の整合性を検証することは一般には困難であるが、真の三軸試験装置による試験結果を利用することにより可能となる。本節では以下、①プレッシャーメータ試験から得られた変形係数の応力レベル、相対密度依存性を調べた。②予想されるプレッシャーメータ試験の孔壁近傍要素の応力経路に対応する変形係数を2.2節の結果に基づき推定し、実測値と比較した。③繰返し載荷過程より得られた変形係数間の相関性を調べた。④トーションメータ試験より得られた変形係数との比較を行った。

(1) プレッシャーメータ試験より得られた変形係数の応力レベル・相対密度依存性

プレッシャーメータ試験 (Case A) から得られた処女載荷、除荷、再載荷過程に対する変形係数 E_{PH} 、 ν_{PH} が、圧密圧力に対してプロットされている (Fig. 2-24)。同時に Fig. 2-7 に示した三軸圧縮・伸張試験の結果も示している。Fig. 2-24 より以下のことがわかる。①除荷、再載荷過程から得られた E_{PH} 値は、同じ圧密圧力に対して、処女載荷過程から得られた変形係数よりもおよそ3倍程大きい。②プレッシャーメータ試験の処女載荷過程から得られた変形係数は三軸伸張試験から得られた変形係数にほぼ等しいかやや大きい。③プレッシャーメータ試験の除荷・再載荷過程から得られた変形係数は、三軸圧縮試験から得られた変形係数にほぼ等しい。④処女載荷過程に対する ν 値は、0.6 から

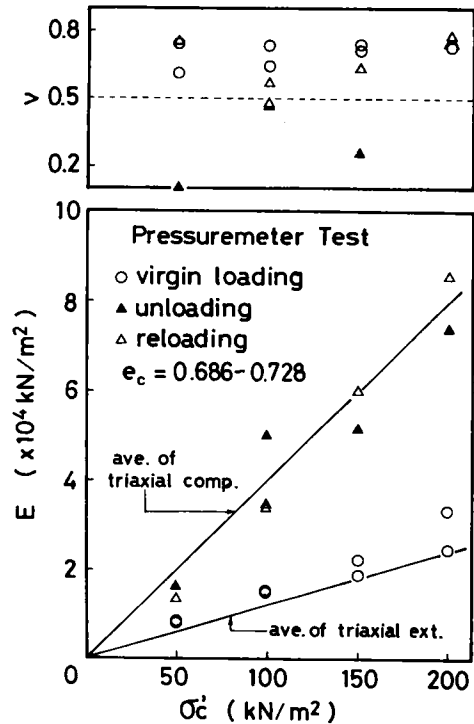


Fig.2-24 Deformation moduli estimated from pressuremeter tests

0.8の間に分布し、圧密圧力の大きさの影響をそれほど受けない。⑤除荷、再載荷過程に対応する ν 値は、処女載荷に対する ν 値に比べるとばらつきが大きい。

$e_0 = 0.67 \sim 0.72$ の場合の有効圧密圧力 σ_c' に対する G_{PM} を示す (Fig. 2-25)。この程度の圧密圧力の変化に対しては G_{PM} は圧密圧力にほぼ比例して増加することがわかる。 G_{PM} は相対密度の影響を顕著に受ける。本報告での供試体・膨張部の大きさの相違、すなわちCase AとCase Bの相違は G_{PM} に大きな影響を及ぼさないようである (Fig. 2-26)。また各々の D_r に対して G_{PM} はほぼ σ_c' に比例して増加することがわかる。

(2) 変形係数の応力経路依存性

最初にプレッシャーメータ近傍の要素の経験する応力経路について考える。半無限弾性地盤に鉛直方向に掘削された円孔を押し広げる場合の孔壁近傍要素の応力状態を調べる。平面ひずみ、軸対称条件を仮定すれば、結局、

$$\Delta \sigma_r = -\Delta \sigma_\theta = 2G \frac{r_0 u_0}{r^2} \quad (2-26)$$

が成立するから、Eqs. (2-27)、(2-28)も成立する。

$$\Delta \sigma_z = \nu (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_\theta) = 0 \quad (2-27)$$

$$\Delta \sigma_\theta = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_\theta + \Delta \sigma_z = 0 \quad (2-28)$$

よって、応力経路を π 面上で示すと、Fig. 2-27のようになり、 σ_z 軸に直交する。Fig. 2-9とFig. 2-27を考慮すれば、三軸圧縮、三軸伸張、およびプレッシャーメータ試験における変形係数の大小関係は次の通りとなることが予想される。

$$\text{三軸圧縮} > \text{プレッシャーメータ試験} > \text{三軸伸張} \quad (2-29)$$

Fig. 2-28には豊浦砂 ($e_0 = 0.65 - 0.74$) に対するプレッシャーメータ試験から予想される変形係数の幅を示している。真の三軸試験から予想される変形係数の幅よりは幾分大き目ではあるが、Eq. (2-29)の関係を満足していることがわかる。

2.5(1)でも述べたように、プレッシャーメータ試験の処女載荷過程から得られたE値は、三軸伸張試験から得られたE値と同じかやや大きい。また、三軸圧縮試験から得られたE値は、同じ圧密圧力に対して、プレッシャーメータ試験の処女載荷過程から得られたE値のおよそ2.5倍あることがわかる。以上の結果も概ねFig. (2-28)およびEq. (2-29)を満足するものである。砂の種類等によってFig. 2-28の傾向は微妙に変化することが予想されるため、同図を直接的に設計に用いることには問題がないわけではないが、一応の目安には成りうるものと考えている。例えば、次章で詳細は述べる

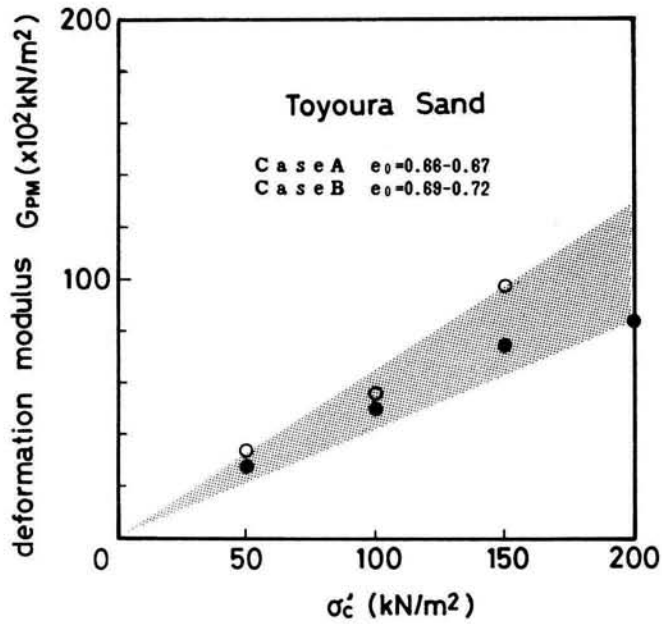


Fig.2-25 Relation between G_{PM} and σ_c'

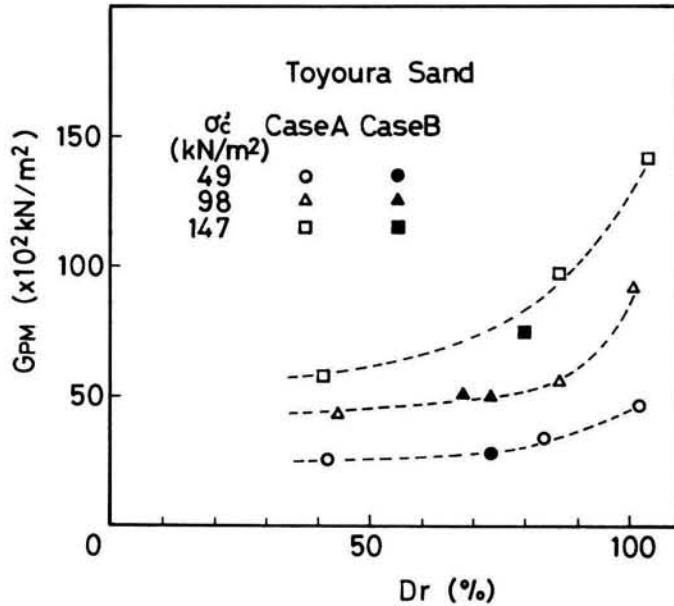


Fig.2-26 Relation between G_{PM} and D_r

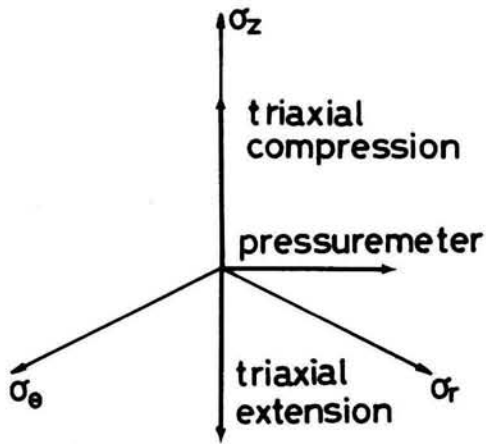


Fig.2-27 Estimated stress path experienced by element near to pressuremeter inflating probe

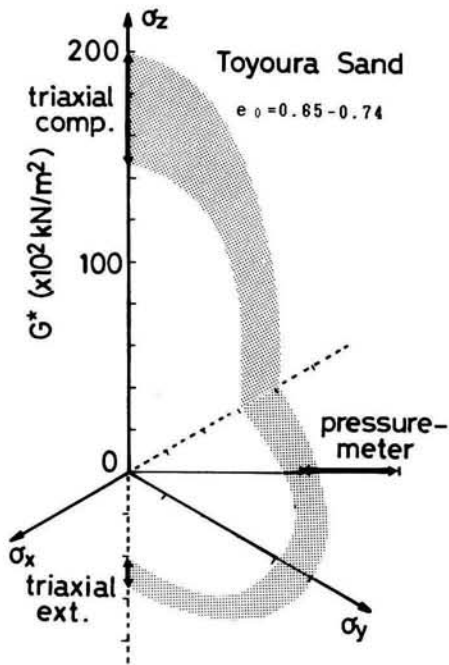


Fig.2-28 Evaluation of deformation moduli estimated from pressuremeter tests

が、実際の砂地盤においてプレッシャーメータ試験から得られた変形係数と鉛直方向荷重に対する変形係数との関連性を指摘し、ほぼFig. 2-28に適合するような結論を得ている。とも角、砂の変形係数の応力経路依存性が明らかになれば、プレッシャーメータ試験から得られた変形係数を利用することにより、現場の応力条件を考慮したより適切な変形係数の決定が可能となる。ただし、材料がより複雑な応力経路依存性を示すなら、プレッシャーメータ試験結果を解釈することは困難になるだろう。というのは、変形係数は、現在の応力レベルだけでなく、応力経路によっても変化するし、また、プレッシャーメータ試験の与える結果は、ある特殊な応力経路、応力レベルに対応して、1つ（処女荷重過程）ないし2つ（処女荷重、繰返し荷重過程）の情報を与えるに過ぎないからである。

(3) 各試験の繰返し荷重過程から得られた変形係数間の相関

三軸試験における繰返し荷重試験が、プレッシャーメータ試験における繰返し荷重過程より得られた変形係数と比較するために行われた。三軸圧縮・伸張試験における典型的な繰返し荷重の結果をFig. 2-29に示す。三軸繰返し荷重試験から得られた変形係数をFig. 2-30に示している。Fig. 2-30とFig. 2-24から、プレッシャーメータ試験の除荷、再荷重過程から得られたE値は、同じ圧密圧力に対して、三軸繰返し試験から得られた変形係数にほぼ等しいことがわかる。このことは、砂供試体が、繰返し荷重過程ではより弾性的にふるまうことを意味している。

ポアソン比に関しては、ばらつきがかなり大きいため明確な結論を得るまでには至らないが、本来ひずみレベルや応力レベルの影響を複雑に受けることが予想されるから、初期荷重過程と繰返し荷重過程の変形係数の違いは、これらの影響の反映であろうと考えられる。砂の ν 値の基本的特性を明らかにするためには更なる研究が必要であると思われる。

(4) トーションメータ試験結果との比較

等価なせん断弾性定数Gを、トーションメータ試験から得ることができる。一方、Gはプレッシャーメータ試験や三軸試験から個別に求められるヤング係数Eとポアソン比 ν より、次式を用いても計算できる。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Fig. 2-31には、圧密圧力に対して、トーションメータ、プレッシャーメータ試験および三軸試験から得られたG値を示している。トーションメータ試験から得られたG値

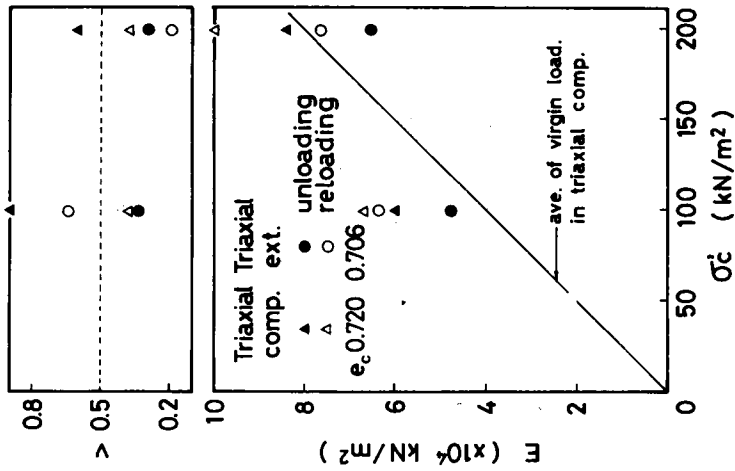


Fig.2-30 Deformation moduli estimated from repeated loading process of triaxial tests

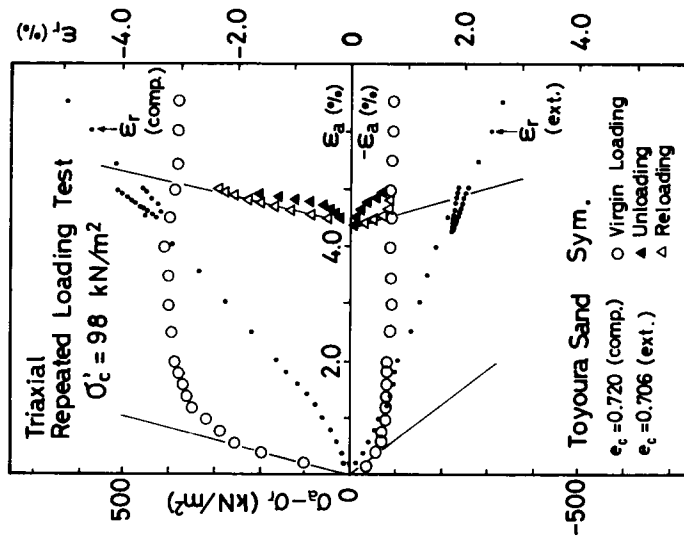


Fig.2-29 Typical results of repeated loading process of triaxial tests

は、同じ圧密圧力に対して、拘束圧一定の三軸伸張試験やプレッシャーメータ試験の初期
 載荷過程から得られたG値にほぼ等しいことがわかった。これらの一致は、2.2節で示
 したようなG値の（E値の傾向と同様な）応力経路依存性により説明できるのだろうか。
 以下、考察を試みる。

トーションメータ試験においてせん断面近傍要素の経験する応力経路を一面せん断試
 験とのアナロジーから求めてみる。一面せん断試験では、水平面上の垂直応力 σ_N とせん
 断応力 τ しか計測できないため、主応力の変化を調べることができないが、応力に関する
 条件を1つ設定できれば推定が可能となる。Oda・Konishi(1974,a,b)はランダムな二次元
 積層体に対する単純せん断試験から、以下の関係を導いた。

$$\frac{\tau}{\sigma_N} = \kappa \tan \psi \quad (2-27)$$

ここに、 κ ：材料定数、 ψ ：最大主応力軸と鉛直軸の成す方向である。落合(1977)はEq.(
 2-27)を利用して、主応力を以下のように導いた。

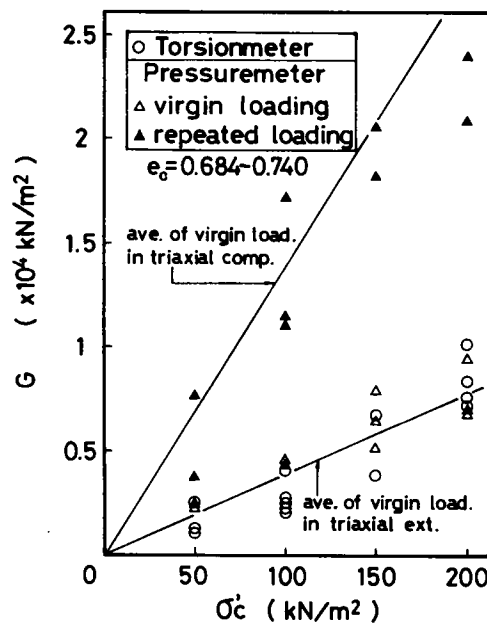


Fig.2-31 Shear moduli estimated from
 torsionmeter, triaxial
 and pressuremeter tests

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \kappa \sigma_N + \{\tau^2 + \kappa(1-\kappa)\sigma_N^2\} / \kappa \sigma_N \\ \sigma_3 &= (1-\kappa)\sigma_N\end{aligned}\quad (2-28)$$

Eq.(2-28)を用いて、トーションメータせん断面近傍要素の主応力変化を推定すれば、 κ は一定であり、 σ_N もトーションメータ試験が拘束圧一定条件下で行われたことより一定と見なせるから、結局、 σ_1 は τ に依存する単調増加関数であり、 σ_3 は一定となる。したがって、プレッシャーメータ試験や三軸伸張試験における応力経路とはかなり異なったものであることが予想されるから、Fig.2-31におけるG値の一致を応力経路の類似性に起因させることには検討の余地がある。

2.6 結語

本章で得られた主要な成果を以下に列挙する。

- (1) 種々の応力経路に対応する通常の軸対称三軸試験より、変形係数、特に等価なヤング係数Eは、応力経路や応力レベルに大きく依存することがわかった。
- (2) 主として過去の文献に記載された三主応力制御試験等の試験結果を再整理することにより、豊浦砂の変形係数は顕著な応力経路依存性、応力レベル依存性を示し、また相対密度の影響も強く受けることがわかった。
- (3) プレッシャーメータ試験の処女載荷過程から得られた変形係数Eは、同じ圧密圧力に対して、三軸伸張試験の処女載荷過程から得られたE値にほぼ等しいことがわかった。
- (4) プレッシャーメータ試験の繰返し載荷過程から得られた変形係数Eは、三軸圧縮・伸張試験の繰返し載荷過程に対応するE値にほぼ等しいことがわかった。このことは砂供試体が、繰返し載荷過程ではより弾性的にふるまうことを意味している。
- (5) ポアソン比に関してはデータのばらつきがかなりあり、明確な結論を得るまでには至らなかったが、E値と同様応力経路や応力レベルの影響を複雑に受けるようである。
- (6) 豊浦砂に対する三軸プレッシャーメータ試験から得られた変形係数Gは、三主応力制御試験等から推定された変形係数とほぼ妥当な整合性を示し、通常三軸試験との比較においても妥当であることを実証した。
- (7) トーションメータ試験から得られたせん断弾性定数Gは、同じ圧密圧力に対して、三軸伸張試験の処女載荷過程や、プレッシャーメータ試験の処女載荷過程から得られたG値にほぼ等しいことがわかったが、この一致を応力経路の類似性に起因させることには検討の余地がある。
- (8) プレッシャーメータ試験は、ある特殊な応力経路や応力レベルに対応した1つない

し2つの変形係数を与えるにすぎない。したがって、もし材料がより複雑な応力経路や応力レベル依存性を示すなら、プレッシャーメータ試験結果の解釈はより困難なことになる。

2.7 参考文献

- Fukagawa, R., Ohta, H., Shikata, H. and Hata, S.(1985) : "Deformation properties of sand in model pressuremeter and torsionmeter tests," *Soils and Foundations*, Vol.25, No.3, September, pp.113-126.
- 後藤聡・榎戸完治・滝沢武夫・龍岡文夫(1984) : "三軸供試体における砂の静的変形・強度特性について," 第19回土質工学研究発表会, pp.349-352.
- 香川和夫・中井照夫・鎌田正孝(1976) : "応力経路変化による砂の変形特性," 第11回土質工学研究発表会, pp.211-214.
- 香川和夫・鎌田正孝(1977) : "応力経路変化による砂の変形特性," 第12回土質工学研究発表会, pp.251-254.
- 金氏真・深川良一・日高堅二・太田秀樹(1979) : "室内試験による砂の K_0 値の決定," 第14回土質工学研究発表会講演集, pp.377-380.
- Kenny, T.C. and Landva, A. (1965): "Vane-triaxial apparatus," *Proceedings of 6th ICSNFE*, Vol.1, pp.269-272.
- Kitamura, R.(1981): "Mechanical properties of particulate material under general stress conditions, *Soils and Foundations*, Vol.21, No.3, pp67-82.
- 松岡元・中井照夫・石崎仁(1979) : "異方的な構造をもつ土の応力-ひずみ関係," 第14回土質工学研究発表会, pp.381-384.
- 松岡元・鈴木寿(1980) : "異方性土の変形・強度特性," 第15回土質工学研究発表会, pp.333-336.
- 宮森建樹・下辺悟(1981) : "供試体形状が砂の圧縮特性に及ぼす影響について," 第16回土質工学研究発表会, pp.497-500.
- Molenkamp, F. and Luger, H.J.(1981): "Modelling and minimization of membrane penetration effects in tests on granular soils," *Geotechnique*, Vol.31, No.4, pp.471-486.
- 中井照夫(1980) : "土の変形・強度特性と地盤の変形解析への適用に関する研究," 京都大学博士論文.

小田匡寛・浜島良吉・古戸幸博(1979): "等方的な砂質土の変形・強度特性," 第14回土質工学研究発表会講演集, pp.373-376.

Oda, M. and Konishi, J. (1974, a): "Microscopic deformation mechanism of granular material in simple shear," Soils and Foundations, Vol.14, No.4, pp.25-38.

Oda, M. and Konishi, J. (1974, b): "Rotation of principal stresses in granular material during simple shear," Soils and Foundations, Vol.14, No.4, pp.39-53.

太田秀樹・深川良一(1984): "室内試験およびプレッシャーメータ試験から求めた強度・変形定数," 砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.119-124.

落合英俊(1977): "砂の直接せん断試験における主応力の表示とその応用に関する研究," 九州大学博士論文.

鳥井剛・高木昌人・龍岡文夫・日野努(1983): "三軸試験における端面摩擦除去層への粒子貫入," 第18回土質工学研究発表会講演集, pp.311-314.

山田恭央(1979): "三次元応力状態におけるゆるい砂の変形特性," 東京大学博士論文

第3章 プレッシャーメータ試験による砂質地盤の鉛直方向変形係数の推定*

3.1 概要

プレッシャーメータ試験は当初横方向地盤反力係数など、主として地盤の水平方向の変形特性を把握するために用いられてきたが、実際地盤では鉛直方向の変形特性の把握が問題となることが多い。しかし、砂地盤に対するプレッシャーメータ試験から鉛直方向に対する変形特性の推定を行おうとすると、異方性等に起因してその得られた情報の評価が困難であるとか、ボーリング孔壁の乱れが生じ易く誤差を産み易い等という理由で実際の設計への積極的な適用までには至っていないのが現状であろう。

第2章においてプレッシャーメータ試験から得られた変形係数と他の応力経路に対応する変形係数との相関性を調べ、ある程度の整合性を有することを示した。このことは原位置のプレッシャーメータ試験で考慮されるべき異方性、孔壁攪乱等の影響を適当に補正できれば、プレッシャーメータ試験から鉛直方向载荷に対する変形係数を推定しうる可能性のあることを示している。そこで先ず3.2節において、原地盤における平板载荷試験や実際の盛土構造物の沈下から逆算した鉛直方向の変形係数とプレッシャーメータ試験から求めた変形係数の相関性を調べた。次に3.3節において、これらの相関性を検証するために三軸圧縮試験および三軸セル中でのミニチュアプレッシャーメータ試験、更に、モデル砂地盤に対する平板载荷試験およびミニチュアプレッシャーメータ試験を行った。最後に、3.4節において、以上の原位置、室内試験から得られた鉛直方向変形係数 E_v とプレッシャーメータ試験より得られた変形係数 E_{PM} の相関性はほぼ統一的に説明できることを明らかにした。

3.2 原位置における鉛直方向変形係数の推定

砂地盤の鉛直载荷に対する変形係数 E_v を決定する場合、標準貫入試験の結果(N 値)が利用できることが望ましい。そこでその载荷機構の類似性からより真実の E_v に近い値を与えると考えられる平板载荷試験や実際の構造物の沈下から逆算された E_v を N 値に対してプロットしてみる(Fig. 3-1)。ここに E_v は、Janbu-Bjerrum-Kjaernsli(1964)により Eq. (3-1)を利用して決定し、Schultze-Sherif(1973)、D'appolonia

*深川・太田・畠・荒井(1985,土木学会論文集)にて発表。

et al.(1970)の集積したデータを用いた。

$$E_v = \mu_0 \mu_1 \frac{q B}{S_i} \quad (3-1)$$

ここに、 S_i : 即時沈下量、 q : 平均荷重度、 B : 基礎幅、 μ_0 : 根入れ深さと基礎幅との比 D_f / B および基礎の長さとの比 L / B によって決まる係数、 μ_1 : L / B および基礎底面から硬い地層までの深さと基礎幅との比 H / B によって決まる係数である。Fig. 3-1 には同時に D'appolonia et al.(1970)の提案している関係直線を示す。彼らは ①正規圧密された砂または砂れき地盤… $E = 77 (N + 26) (t / m^2)$ ②過圧密または締固めを受けた砂地盤… $E = 102 (N + 41) (t / m^2)$ なる関係を示したが、Fig. 3-1 を見る限り、データがこの2本の直線に沿って分布するとは言い難いようである。いずれにしろ N 値から一義的に E_v を決定するにはバラつきが大きすぎるのがわかる。

N 値について E_v 決定の有力な手段であると考えられるプレッシャーメータ試験から求められた E_{PM} を N 値に対してプロットしてみる (Fig. 3-2)。プレッシャーメータ試験は、全てプレボーリングタイプのものであり、8現場で行われた試験結果を利用している。Fig. 3-2 で50より大きな N 値は30 cm 貫入に必要な N 値として外挿的に求めており、また上載圧などによる補正は加えていない。 E_{PM} は弾性論による Eq. (3-2) を用いて計算している。

$$\Delta \sigma_i = \frac{E_{PM}}{1 + \nu} \Delta \left(\frac{u_i}{r_i} \right) \quad (3-2)$$

ここに、 $\Delta \sigma_i$: 注水圧の基準状態からの増分、 ν : ポアソン比、 u_i : プレッシャーメータ壁面変位、 r_i : プレッシャーメータ半径である。プレッシャーメータ孔壁近傍の要素の ν 値は砂のダイレイタンス特性を反映し、例えばやや密詰め豊補標準砂では $\nu > 0.5$ となる (第2章参照) など、砂の形状、間隙比、応力経路等の影響を複雑に受けることが予想されたため、便宜的に $\nu = 0.5$ と仮定して E_{PM} を算定している。Fig. 3-2 中には参考までに宇都(1967)、吉中(1968)の提案した $E_{PM} = 7N (kgf / cm^2)$ という関係直線も示している。 E_v と同様、 E_{PM} もバラつきが大きいことがわかるが、 $E_{PM} = 7N (kgf / cm^2)$ に比較的沿うデータ群とこれから傾向的にずれるデータ群とがあるようである。また、Fig. 3-2 では各々対象とした地盤の構成粒子をその平均粒径により砂れき・粗砂、中砂、細砂と大まかに分類している。細砂はシルト質砂、粘土混り砂等を含む。粒径と $E_{PM} \sim N$ 関係との明確な相関を指摘することは困難であると思われる。結局 Figs. 3-1, 3-2 の結果は N 値のみから E_v を決定することは困難であることを示唆

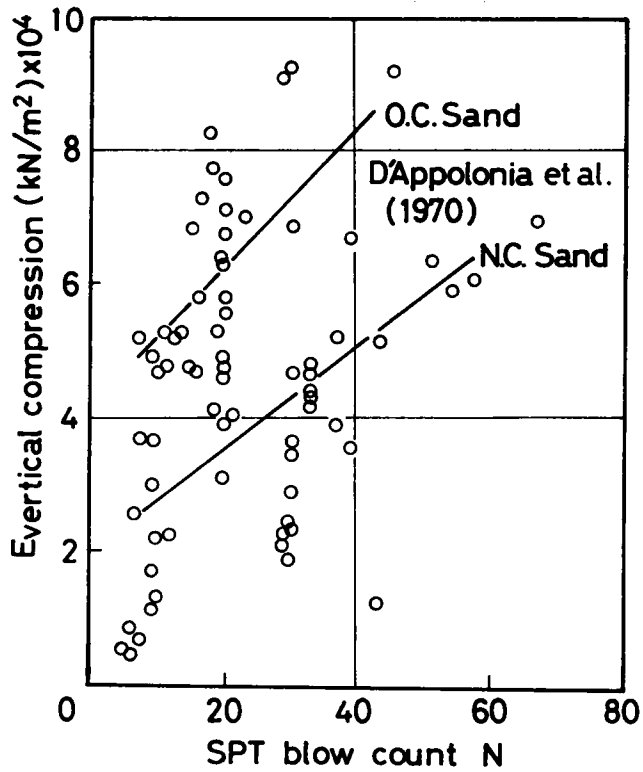


Fig.3-1 Deformation modulus E_v backcalculated from plate loading tests and field monitoring

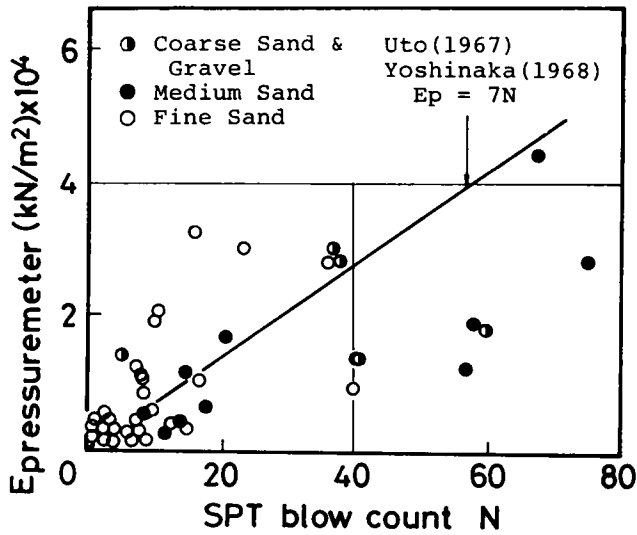


Fig.3-2 Deformation modulus E_{pm} obtained from pressuremeter tests

している。

ここで Figs. 3-1, 3-2 のデータ群が原点を通る直線によって近似しようという仮定のもとに整理を行ってみる。Fig. 3-3 に示すように θ を取り, θ を 0 度から 90 度まで 5 度毎に区切り Figs. 3-1, 3-2 で各々のゾーンに存在するプロットの度数を百分率で表したものが Fig. 3-4 である。 E_V , E_{PM} はともに明瞭な 2 つのピークを持つことがわかる。これらは例えば D'appolonia et al.(1970) の指摘する 2 種類の地盤に対応するものと考えることができよう。つまり各々小さい方のピークが正

規圧密砂・砂レキ地盤に, 大きい方のピークが過圧密砂・締め固め地盤に対応する。そこで因みに E_V と E_{PM} の各々対応するピーク時の係数 E/N の比を取ってみると, 小さい方のピークで,

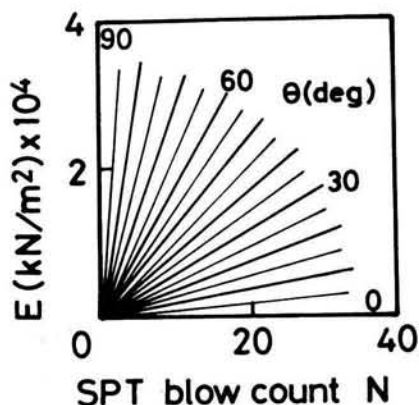


Fig.3-3 Zoning of E-N space by use of θ

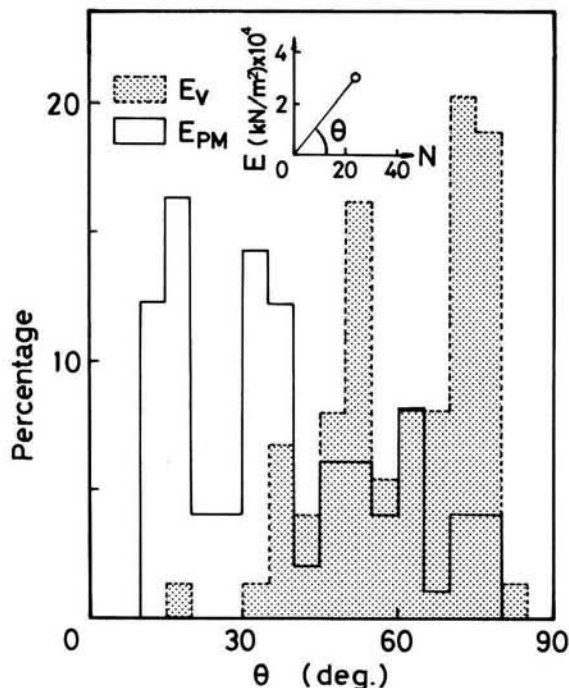


Fig.3-4 Distribution of deformation modulus/blow count ratio

$$\frac{E_V}{E_{PM}} = \frac{\tan 52.5^\circ}{\tan 15^\circ} \approx 4.9$$

大きい方のピークで、

$$\frac{E_V}{E_{PM}} = \frac{\tan 75^\circ}{\tan 35^\circ} \approx 5.3$$

となることがわかる。つまり地盤がどちらの状態であれ、 E_{PM} をおよそ5倍すれば E_V が得られることになる。勿論この5倍という係数はかなりの幅を持った E_V / E_{PM} を代表する値に過ぎないし、またN値の精度やプレッシャーメータ試験の際の孔壁の乱れなど E_V / E_{PM} に影響を及ぼす要因は多いけれど、一応の目安を与えるものと考えている。

3.3 室内試験における鉛直方向変形係数とプレッシャーメータ試験から得られた変形係数の相関

(1) 試料

実験に用いた試料は豊浦標準砂であり、実験には予め重量を測定した炉乾燥試料を用いた。

(2) 実験装置および実験方法

a) 三軸圧縮試験

実験に用いた供試体は直径35.5mm、高さおよそ70mmである。間隙比および圧密圧力の影響を調べるために、相対密度 D_r を $D_r \approx 56, 85, 100$ (%)の3種類、有効圧密圧力 σ_c' を $\sigma_c' = 49, 98, 147$ (kN/m²)の3種類変化させて等方圧密三軸排水せん断試験を行った。

各々の相対密度に対応する供試体の作成方法を以下に述べる。 $D_r \approx 56$ %の供試体は炉乾燥した試料をモールド中の脱気水の水面上なるべく一定の距離を保ちながら注ぎ入れることにより作成した。 $D_r \approx 85, 100$ %の供試体は3層に分け、層毎に各々20回、50回、直径6mmの金属棒で突くことにより作成した。小田・浜島・古戸(1979)によれば、plunging法では比較的等方的な構造が形成されやすい。しかし、自然落下法では異方的な構造が形成されている恐れもある。

b) 三軸セル内でのミニチュアプレッシャーメータ試験

用いたミニチュアプレッシャーメータ試験装置および試験方法は基本的に第2章で用いたもの同一である。供試体は直径152mm、高さ約250mmで、供試体を覆うゴ

ムスリーブは厚さ1.0mmである。プレッシャーメータ膨張部は直径16.8mm, 高さ105mmで, 膨張部を覆うゴムスリーブは厚さ0.2mmである。また, 直径と高さの比は105/16.8=6.25となる。三軸試験結果と比較するために, 相対密度, 圧密圧力 ($\sigma_c' = 49, 98, 147$ (kN/m²)) を各々3種類ずつ変えて実験を行った。相対密度を三軸試験の場合に一致させることは困難であったため, 供試体を作成し易く, D_r を合わせ易い $D_r \approx 40, 85, 100\%$ について実験を行った。 $D_r \approx 40\%$ の供試体はモールド中の脱気水の水面上なるべく一定の距離を保ちながら, 炉乾燥砂試料を静かに注ぎ入れることにより作成した。 $D_r \approx 85, 100\%$ の試料は12層に分け層毎に各々50, 100回ずつ軽く突いて作成した。

c) モデル砂地盤に対するミニチュアプレッシャーメータ試験

Fig. 3-5にモデル砂地盤に対するプレッシャーメータ試験装置の概略を示す。膨張部は三軸プレッシャーメータ試験で用いたものと同様な構造, 直径を持つが, 土槽の深さを考慮して, 長さは30mmほど短くし, 75mmとした。長さとの直径の比は4.12となる。実験方法は以下に示す通りである。

① 3個のプレッシャーメータを土槽の所定の位置に固定する。膨張部の中心と最終的なモデル砂地盤表面との距離は, 上層部より順に75mm, 125mm, 200mmである。

② 土槽に乾燥砂を4層に分けて詰める。各層の層厚は上層より概ね50, 50, 50, 100mmである。4種類の間隙比を想定した。 $D_r \approx 40\%$ の地盤は静かに砂を落下させ, 整地することにより作成した。 $D_r \approx 60, 75\%$ の地盤は直径15mmの鉄棒で各層毎に突く強さを変えることにより作成した。 $D_r \approx 90\%$ の地盤は $D_r \approx 60,$

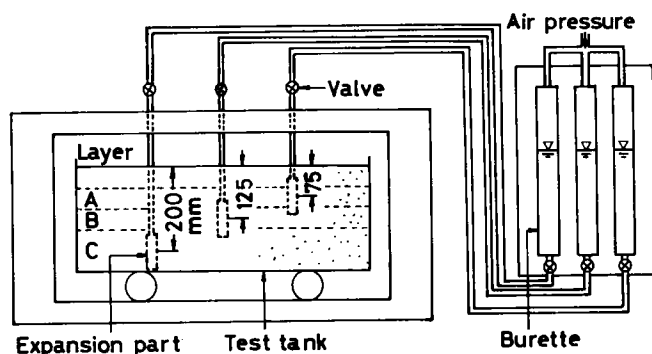


Fig.3-5 Miniature pressuremeter in artificially prepared sandy deposit

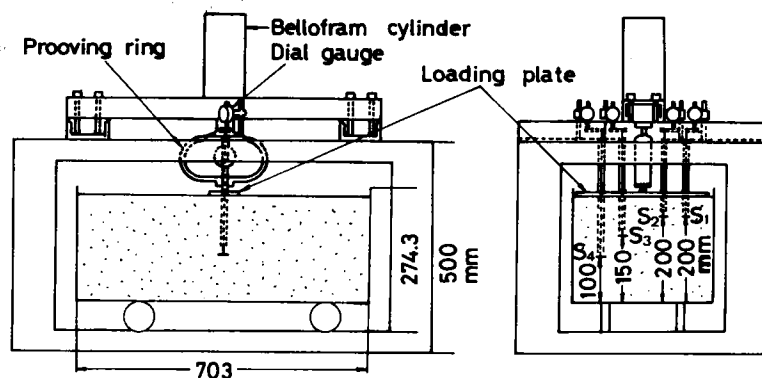


Fig.3-6 Plate loading tests on artificially prepared sandy deposit

75%の場合にさらに各層毎のTampingを加えることにより作成した。

③以下、基本的に第2章のミニチュアプレッシャーメータ試験と同様な手順で実験を行ったが、実験が比較的低下下で行われたため、膨張部への注入圧の測定には特に注意を払った。

d) モデル砂地盤に対する平板載荷試験

モデル砂地盤に対するプレッシャーメータ試験結果と比較するために、プレッシャーメータ試験と同様な方法で地盤を作成し平板載荷試験を行った。Fig. 3-6にモデル砂地盤に対する平板載荷試験装置の概略を示している。後述する平板載荷試験結果から変形係数を逆算する手法は平面ひずみ条件を仮定しているため、載荷板は土槽（奥行き337 mm）とほぼ同じ長さ（長さ325，幅75，厚さ10 mm）である。平板載荷により平板直下の砂地盤の鉛直変位を計測するが、予め水準器を用いて平板直下の砂地盤が水平であることを確かめている。変位を計測する深さはプレッシャーメータ試験結果と対応できるように決めている。つまりある層の中心がプレッシャーメータ膨張部の中央部と対応し、その層の境界面が平板載荷試験の変位測定深さに対応している。変位測定地点はFig. 3-6に示す通り、表層、A層表面（ S_1 ， S_2 ），B層表面（ S_3 ），C層表面（ S_4 ）である。 S_1 ， S_2 においてほとんど同一の鉛直変位が計測されたことにより、測定地点の位置による影響は本報告ではほとんどないと判断した。地盤の作成が終ると載荷を開始した。載荷は応力制御で行い、1段階49 Nずつ載荷重を増加させ、載荷後3分の変位を計測した。

(3) 変形係数の決定

a) 三軸圧縮試験

等方弾性体の応力～ひずみ関係より次式を用いて変形係数を決定した。なお積層異方向性を仮定しても鉛直方向の弾性定数に対する定義式は同一である。

$$E_{\text{COMP}} = \frac{\Delta \sigma_a}{\Delta \epsilon_a} \quad (3-3)$$

ここに $\Delta \epsilon_a$ は軸方向ひずみ増分、 $\Delta \sigma_a$ は軸方向応力増分である。 E_{COMP} は $\sigma_a \sim \epsilon_a$ 曲線の初期接線勾配として求められている。

b) 三軸セル内におけるミニチュアプレッシャーメータ試験およびモデル砂地盤に対するプレッシャーメータ試験

いずれも Eq. (3-2) を用いて変形係数 E を決定している。Eq. (3-2) は水平方向に無限の地盤を想定しているため、特にミニチュアプレッシャーメータ試験に関して三軸セル中の供試体が有限な半径であることがいかなる影響を及ぼすか検討した。等方弾性体を仮定し、供試体の外壁 ($r = r_0$) での圧力 σ_0 と、無限地盤を想定した場合の $r = r_0$ における σ_0^* との比を調べたのが Fig. 3-7 である。ちなみに、三軸セル内でのミニチュアプレッシャーメータ試験では $\sigma_0 = \text{一定}$ (拘束圧) である。横軸には供試体半径とプレッシャーメータ膨張部半径との比を取っている。変形係数決定に必要な応力レベルは、高々 $\sigma_i / \sigma_0 = 2$ であり、今回の試験では $r_0 / r_i = 8.9$ であるから、2、3% の差しか生じないことがわかる。以上の結果から、三軸セル内でのミニチュアプレッシャーメータ試験でも、あるいはモデル砂地盤におけるプレッシャーメータ試験でも、Eq. (3-2) を使うことによる誤差は無視しうるものと判断した。

c) モデル砂地盤に対する平板載荷試験

弾性体を仮定する有限要素法を用いた逆解析 (Arai-Ohta-Yasui, 1983) により変形係数 E を計算した。逆解析の手順は ① E , ν を仮定して節点変位 δ を計算する。② この計算値と実測変位 δ^* の差が最小になるように、つまり目的関数が最小になるように E , ν を仮定し直して繰り返し計算を行う、というものである。目的関数としては次式を想定している。

$$J = \sum_{i=1}^n (\delta_i - \delta_i^*)^2$$

ただし、 $E > 0$, $0 < \nu < 0.5$ であり、 n は観測変位数である。実際の逆解析に際しては、平板載荷試験より得られた載荷圧力 $\sigma = 29.4$ (kN/m^2) 時の各層の沈下量をインプットデータとして用いている。また、ポアソン比は 0.3 (先に述べたように ν の

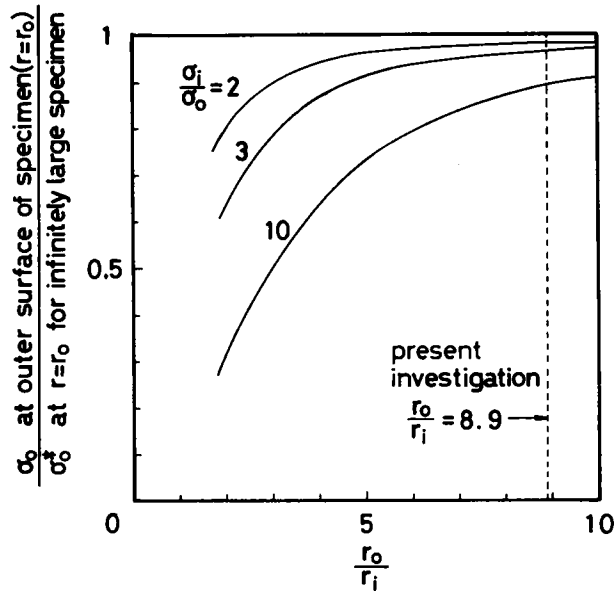


Fig.3-7 Effect of size of specimen on the boundary stress state

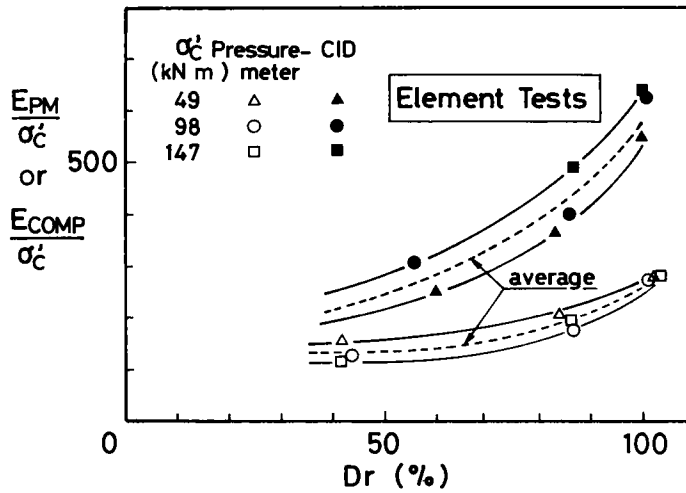


Fig.3-8 Deformation modulus obtained from triaxial tests and miniature pressuremeter tests in a triaxial chamber

決定は簡単ではない。ここでは通常良く用いられる値を採用した)と固定して計算を行った。10回の繰り返し計算を行ったが、計算変位と実測変位は良好な一致を示した。

(4) 実験結果

a) 三軸圧縮試験および三軸セル内でのミニチュアプレッシャーメータ試験

三軸圧縮試験およびミニチュアプレッシャーメータ試験より得られた変形係数 (E_{COMP} , E_{PM}) を圧密圧力で除して無次元化し、相対密度 D_r に対してプロットした (Fig. 3-8)。無次元化することにより各々ほぼ類似した曲線となり、バラつきは少ない。 E_{COMP}/σ_c' , E_{PM}/σ_c' は双方とも D_r の増大に伴って増加する傾向にある。試みに E_{COMP} と E_{PM} の比をとり、 D_r に対してプロットした (Fig. 3-9)。 E_{COMP}/E_{PM} は D_r の増大に伴い漸増する傾向があり、概ね 1.5~2.5 に分布する。ここに E_{COMP}/E_{PM} は E_{COMP} の上限値を E_{PM} の下限値で割り、かつ E_{COMP} の下限値を E_{PM} の上限値で割ることにより幅として表している。図中の点線は Fig. 3-8 中の平均的な E_{COMP}/σ_c' , E_{PM}/σ_c' 曲線を用いて計算したものである。

b) モデル砂地盤に対する平板載荷試験およびミニチュアプレッシャーメータ試験

平板載荷試験より逆算し有効上載圧で除して無次元化した各層の変形係数 E_V を相対密度 D_r に対してプロットした (Fig. 3-10)。各層の D_r を合わせることが困難であること、載荷板が必ずしも水平を保ったまま貫入しなかった等の理由により、少々バラついている。 D_r の増加に伴う E_V/σ_{v0} の増加率は Fig. 3-8 に比較してかなり大きいようである。有効上載圧で除して無次元化したミニチュアプレッシャーメータ試験の変形係数 E_{PM} を D_r に対して示した (Fig. 3-11)。

次に、Figs. 3-10, 3-11 のバラつきを考慮して E_V/E_{PM} の取り得る最大値と最小値の幅を示した (Fig. 3-12)。Fig. 3-9 と比較すると、逆解析からの E_V のバラつきの大きさを反映してその示す幅は大きいですが、 D_r の増加に伴って E_V/E_{PM} が漸増する傾向は変わらない。

以上、 E_V/E_{PM} 特性を三軸セル内での試験、およびモデル砂地盤に対する室内試験により調べた。次節において、 E_V/E_{PM} 特性に影響を及ぼす要因、原位置および室内における E_V/E_{PM} 特性の関連性について考察を加える。

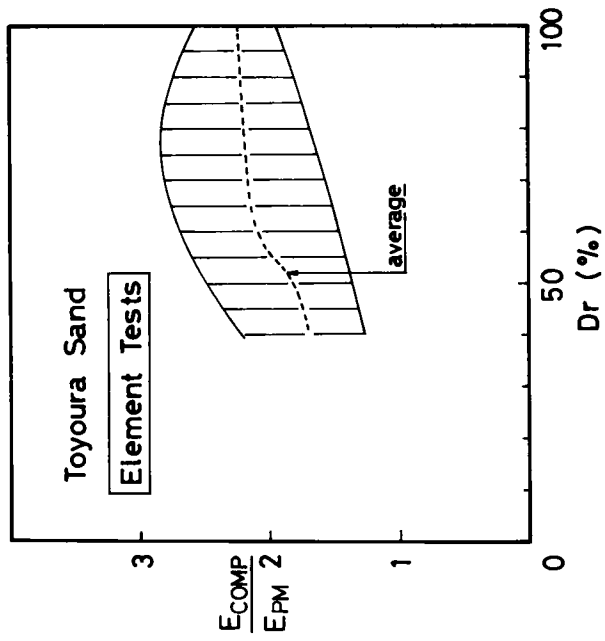


Fig.3-9 Range of E_{COMP}/E_{PM} plotted against relative density

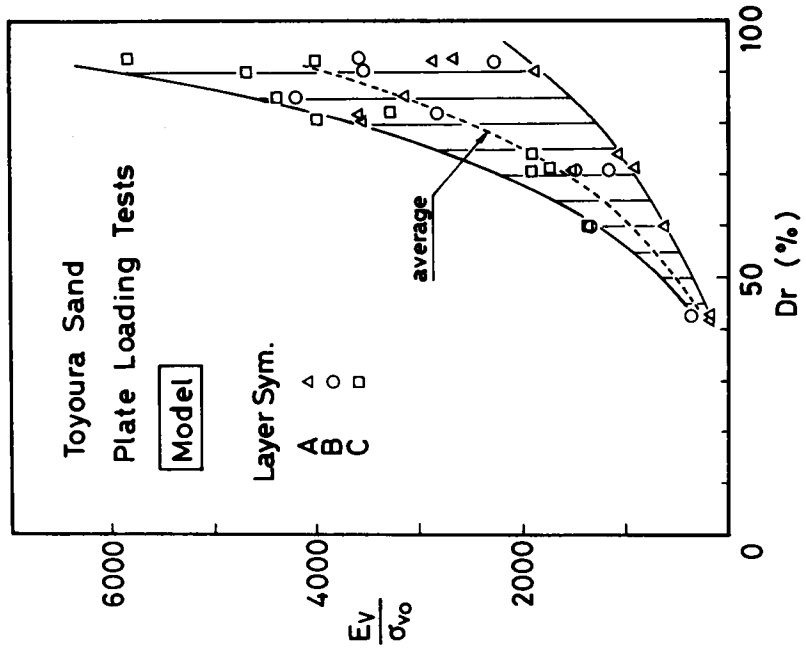


Fig.3-10 Deformation moduli obtained from laboratory plate loading tests

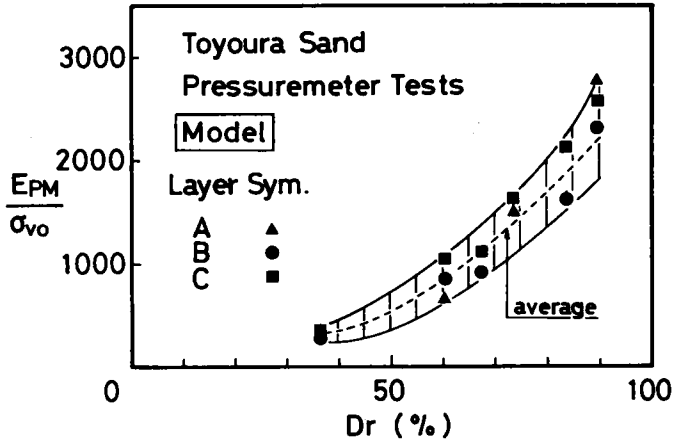


Fig.3-11 Deformation moduli obtained from pressuremeter tests in artificially prepared sandy deposit

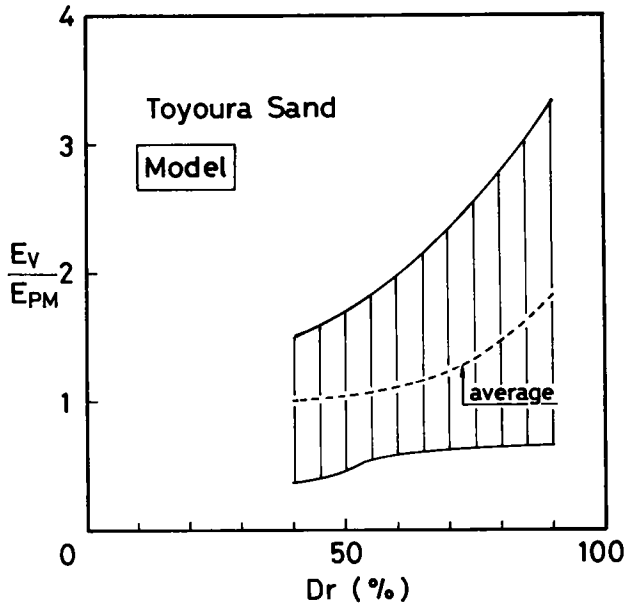


Fig.3-12 $E_v/E_{PM}-D_r$ relation obtained from artificially prepared sandy deposit

3.4 考察

(1) E_V / E_{PM} 特性に影響を及ぼす要因

鉛直方向載荷に対する変形係数 E_V とプレッシャーメータより計算された E_{PM} との比は、原位置においておよそ5、三軸試験と室内モデル試験においては、相対密度や拘束圧の影響を微妙に受けるけれども、およそ2という結果が得られた。こうした E_V と E_{PM} の差の生ずる理由として、構造異方性、せん断機構、プレッシャーメータにおけるボーリング孔壁の乱れ等を想定し、以下に検討を加える。

a) 構造異方性

自然堆積砂地盤のみならず、人工的に締固めた砂地盤においても構造異方性が発達し砂の変形強度特性に大きな影響を及ぼすことは良く知られている。以下、砂の変形特性（特に初期の）に及ぼす構造異方性の影響を調べてみる。

Oda-Koishikawa-Higuchi(1978)は豊浦標準砂を用いて、三軸圧縮排水試験および平面ひずみ圧縮排水試験を行い、応力～ひずみ関係に及ぼす構造異方性の影響を調べている（Fig. 3-13）。Fig. 3-13中のプロットは、各研究者の実験データを再整理して示したものである。三軸圧縮試験では、粒子の長軸方向が水平方向に卓越する場合（以下H試料と呼ぶ）と粒子の長軸方向が鉛直方向に卓越する場合（以下V試料と呼ぶ）とで、若干

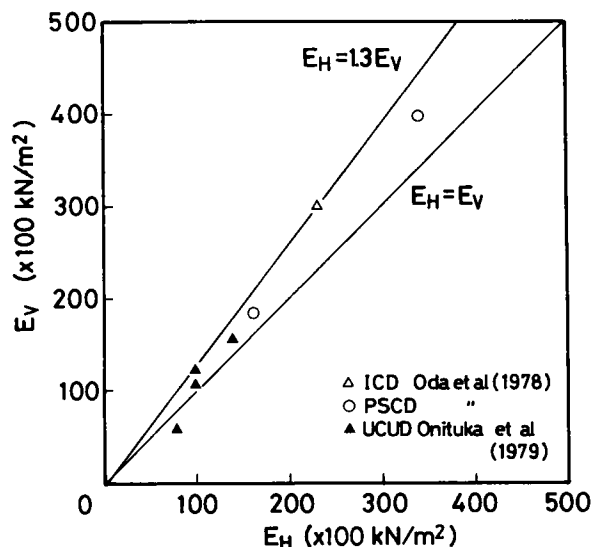


Fig.3-13 Effect of inherent anisotropy of sand on deformation moduli

の差が見られるものの、平面ひずみ試験ではほとんど差のないことがわかる。なお平面ひずみ試験における変形係数は、 $\Delta \sigma_1 \sim \Delta \epsilon_1$ 、 $\Delta \epsilon_v \sim \Delta \epsilon_1$ 曲線の初期接線勾配を利用して次式から求めた。

$$E = (1 - \nu^2) \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \epsilon_1}$$

$$\nu = \frac{\Delta \epsilon_v / \Delta \epsilon_1 - 1}{\Delta \epsilon_v / \Delta \epsilon_1 - 2}$$

また、鬼塚・林・吉武・大石(1979)は、砂質土の風化片岩の2.00mmふるい通過分の締固め試料に対して三軸圧縮試験(非圧密非排水試験)を行っているが、H試料、V試料で変形係数($\sigma_1 - \sigma_3 \sim \epsilon_1$ 曲線の初期接線勾配をとれば)にはほとんど差がないという結果を得ている(Fig. 3-13)。

Oda, Koishikawa(1979)は豊浦標準砂を試料とするモデル砂地盤に対する支持力実験を行い、地盤の異方性が荷重～沈下関係に及ぼす影響について考察している。それによると、H試料の地盤反力係数($q \sim \gamma$ 曲線の初期接線勾配として定義されている)はV試料のおよそ1.5倍となっている。

以上の結果から判断すると、構造異方性によりH試料に対する鉛直方向変形係数はV試料のそれのおよそ1～1.5倍程度となり、その影響はさ程大きくないようである。

b) せん断機構

力学的な機構は明確ではないが、圧縮と伸張あるいは軸方向圧縮と孔内等方水平载荷等というせん断機構の差が E_v と E_{PM} の差に大きな影響を与えていると考えられる。

第2章で、 $D_r = 74\%$ の豊浦標準砂に対して三軸圧縮・伸張試験および三軸セル内のプレッシャーメータ試験を拘束圧を変えて行い、得られた変形係数を比較した例を報告している。これらによれば、三軸伸張試験とプレッシャーメータ試験から得られた変形係数はほぼ等しく、これらのおよそ2.5倍が圧縮試験の変形係数に対応した。

第2章ではまた、等方圧密状態から種々の応力経路下で三軸試験を行い、各経路に対応する変形係数を求めているが、圧縮側、伸張側の変形係数(E_{comp} , E_{ext})は応力経路に依らず、各々ほぼ等しい値となり、かつ $E_{comp} \approx 3 E_{ext}$ であった。これらの実験はplungingによって作られた供試体について行われているから、異方的な構造は発達しにくいと考えられる。これらの実験結果もせん断機構による差の大きいことを示している。

吉中(1968)は湿潤砂および関東ロームからなるモデル地盤に対して、プレッシャーメータによる孔内水平方向载荷試験および水平方向平板载荷試験を行い、両者から得られた変形係数の比較を行っている(Fig. 3-14)。平板载荷による変形係数は载荷幅により

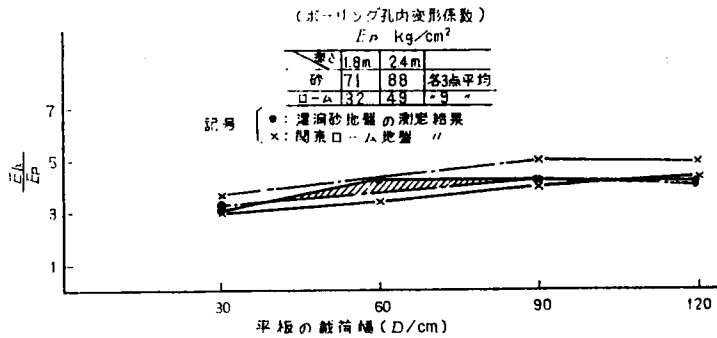


Fig.3-14 Relation between E_{PM} and deformation moduli from plate loading tests for horizontal direction(after Yoshinaka(1968))

変化するが、載荷幅 30 cm のものを基準とすると、前者のおよそ 3 倍となった。このように同じ水平方向載荷でありながら、平板載荷とプレッシャーメータ試験から得られる変形係数が典型的に異なることは、せん断機構の与える影響が大きいという証左であろう。

以上の実験結果より、構造異方性よりもむしろこうしたせん断機構の差が E_v / E_{PM} 特性を規定していると考えられる。

c) E_{PM} に及ぼすボーリング孔壁の乱れの影響

Mori(1981)はゆるい砂地盤、密な砂地盤においてプレボーリングタイプのプレッシャーメータ(以下PBPと呼ぶ)とセルフボーリングタイプのプレッシャーメータ(以下SBBPと呼ぶ)を行い、両者から得られた変形係数の比較を試みている。Mori(1981)によるデータを再整理し、Fig. 3-15にN値に対してSBBP、PBPから得られた変形係数の比をプロットしている。SBBPでは孔壁の乱れは比較的少ないと考えられるから、N値が小さいほどPBPにおける孔壁の乱れの大きいことがわかる。Baguelin・Jezequel・Shields(1978)も同様の傾向を指摘している。3.2節で、PBPから得られた E_{PM} をおよそ5倍すれば E_v が得られるということを経験的に指摘したが、SBBPから求めた変形係数を単純に5倍しては、N値が小さい程、原地盤の鉛直方向変形係数を過大に評価してしまうことになる。Fig. 3-15より、ボーリング孔壁の乱れの少ない場合の E_v / E_{PM} を決めることができる。Fig. 3-16の補正された $E_v / E_{PM} \sim N$ 関係は、PBPを用いた場合の E_v / E_{PM} (3.2節の $E_v / E_{PBP} \approx 5$ を参考にして、4.5~5.5の幅を想定している)を、対応するN値に対するFig. 3-15の E_{SBBP} / E_{PBP} の平均値で除したものである。このような方法で補正して得た E_v / E_{PM} をN値に対して示している(Fig. 3-16)。補正された $E_v / E_{PM} \sim N$ 関係における E_{PM} は E_{SBBP} に相当する。N値の小さい

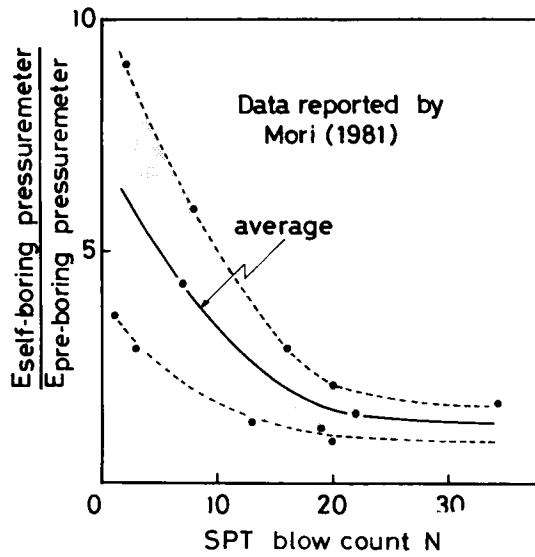


Fig.3-15 Effect of disturbance of sand in vicinity of bore hole

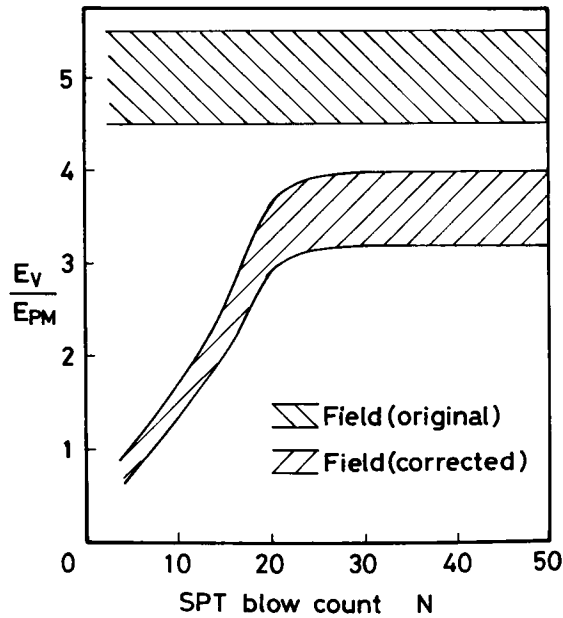


Fig.3-16 Correction of bore hole disturbance on E_v/E_{PM} ratio

ゆるい砂地盤では E_V と E_{PM} はほぼ等しく、 N 値が大きくなると $E_V > E_{PM}$ となり、 $N > 20$ ではほぼ $E_V = 3.5 E_{PM}$ となることがわかる。

(2) 原位置および室内試験における E_V / E_{PM} 特性の関連

三軸セル内でのミニチュアプレッシャーメータ試験およびモデル砂地盤に対するミニチュアプレッシャーメータ試験はいずれも初期に膨張部が埋設してとり行われているから、ボーリング孔壁の乱れはないものと考えられる。そこでこれらの室内試験と原位置試験結果との比較を試みた (Fig. 3-17)。ここに相対密度 D_r は、有効上載圧、粒子の大きさ、含水状態を考慮し、藤田(1980)のとりまとめた $N \sim D_r$ 関係に従って N 値に換算している。特に三軸圧縮試験、三軸セル内でのミニチュアプレッシャーメータ試験については、拘束圧を変えて実験を行っているから、相対密度と有効上載圧から個々の実験につき N 値に換算し、結果を整理した。

原位置で得られた E_V / E_{PM} (ボーリング孔壁の乱れの影響を補正したもの) とモデル砂地盤から得られた平均的な E_V / E_{PM} 曲線は良好な一致を示しており、類似した力学特性に基づく対応関係であることを示唆している。要素試験から得られた E_V / E_{PM} 関係は D_r に伴って E_V / E_{PM} も漸増する傾向にあり、また他の2つと重なる部分も多いが、多少傾向を異にする。これは D_r から N 値への換算が必ずしも適切でない恐れがあること、および要素試験では試料がより等方的な構造であり、かつ拘束圧も等方的に作用している

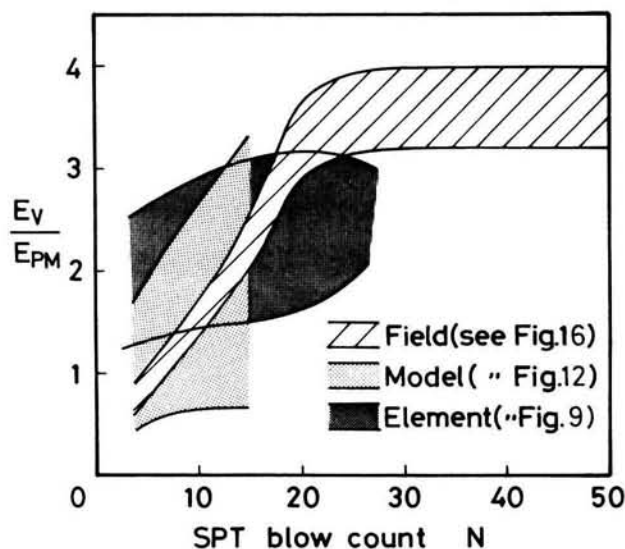


Fig.3-17 E_V / E_{PM} ratio \sim SPT blow count ratio

ことに起因するものと考えられる。例えばFig. 3-17で $N > 20$ の場合を考える。原地盤が積層異方的な構造を有していれば、等方的な地盤に比べて相対的に E_V は大きくなるから結果的に E_V / E_{PM} も大きくなると考えられる。仮に構造異方性の影響を考慮して、 $E_{V,anis} = 1.3 E_{V,iso}$ ($E_{V,anis}$: 積層異方性を示す地盤の鉛直方向変形係数、 $E_{V,iso}$: 等方性地盤の鉛直方向変形係数)でかつ E_{PM} は異方性の影響を受けないとすれば、Fig. 3-17で $E_{V,iso} / E_{PM} = (E_{V,anis} / E_{PM}) / 1.3 = 3.5 / 1.3 \approx 2.7$ となり、要素試験より得られる E_V / E_{PM} 値にほぼ等しくなる。

以上の結果より、Fig. 3-17における補正された $E_V / E_{PM} \sim N$ 関係および3.2節におけるPBPに対する $E_V / E_{PM} \approx 5$ という関係を用いて、プレッシャーメータ試験(PBPにしるSBPにしる)より容易に E_V を決定できることがわかった。簡便性からは $E_V / E_{PBP} \approx 5$ なる関係を用いる方が有利であるが、PBPは孔壁の攪乱の影響を受け易いという欠点を有するため、 p_0 、 p_L 等の他の定数決定に関してSBPに比べるとかなり不利である。したがって、両者の総合的な応用性を考慮すれば、 E_{SBP} および N 値よりFig. 3-17の $E_V / E_{PM} \sim N$ 値関係を利用して E_V 値を決定する方が力学的に明確で、将来的な意義を有するものと考えられる。

3.5 結語

本研究で得られた主要な結論を列挙すると、

(1) 原位置において、平板載荷試験や実際の構造物の沈下から逆算された鉛直方向変形係数 E_V とプレボーリングタイププレッシャーメータ試験から求められた変形係数 E_{PM} には良好な相関性が見られ、 E_V / E_{PM} はおよそ5である。

(2) 三軸圧縮試験から得られた変形係数 E_{COMP} と三軸セル中でのミニチュアプレッシャーメータ試験から得られた E_{PM} との比は、 D_r の増大に連れて漸増し、およそ1.5～2.5に分布する。

(3) モデル砂地盤に対する平板載荷試験結果を利用してFEMによる逆解析から計算した E_V と、同様な砂地盤で行ったミニチュアプレッシャーメータ試験から求めた E_{PM} との比は D_r に対して(2)と同様漸増傾向を示すが、増加率はより大きい。

(4) E_V / E_{PM} 特性は、地盤の構造異方性よりも鉛直方向圧縮と孔内水平荷重というせん断機構の差によってより規定され、また地盤がゆるい程ボーリング孔壁の乱れの影響を受けやすいことがわかった。

(5) Mori(1981)の研究を利用してボーリング孔壁の乱れによる影響を補正した $E_V /$

E_{PM} と、室内試験における相対密度 D_r を上載圧等の影響を考慮して換算した N 値に対する E_V / E_{PM} とを相互に比較した結果、 $E_V / E_{PM} \sim N$ 値関係はほぼ力学的な整合性を示すことがわかった。

(6) セルフボーリングタイププレッシャーメータ試験の優位性を考えれば、プレボーリングタイププレッシャーメータ試験による $E_V / E_{PM} \approx 5$ という関係を利用して E_V を決定するよりも、Fig. 3-17の補正された $E_V / E_{PM} \sim N$ 値関係から E_{SBP} および N 値を利用して E_V を決定する方が、より力学的に明確で、応用性に富む方法である。

3.6 参考文献

- Arai, K., Ohta, H. and Yasui, T. (1983) : "Simple optimization techniques for evaluating deformation moduli from field observations," Soils and Foundations, Vol.23, No.1, pp.107-113.
- B'aguelin, F., Jezequel, J.F. and Shields, D.H. (1978) : "The pressuremeter and foundation engineering," Trans tech. publications, pp.525-531.
- D'appolonia, D.J., D'Appolonia, E. and Brissete, R.F. (1970) : "Settlement of spread footings on sand (Discussion)," Proc. ASCE, Vol.96, No.SM.2, pp.754-762.
- 深川良一・太田秀樹・島昭治郎・荒井克彦(1985) : "プレッシャーメータ試験による砂質地盤の鉛直方向変形係数の決定," 土木学会論文集, 第358号, pp.137-145.
- 藤田圭一(1980) : "土質調査試験結果の解釈と適用例," 土質基礎工学ライブラリー, No.4, pp.53.
- Janbu, N., Bjerrum, L. and Kjaernsli, B. (1964) : "Soil mechanics applied to some engineering problems," NGI Publication No.16, pp.32.
- Mori, H. (1981) : "Studies on the properties of soils in the northern coast of Tokyo bay using a self-boring pressuremeter," Soils and Foundations, Vol.21, No.3, pp.83-98.
- 小田匡寛・浜島良吉・古戸幸博(1979) : "等方的な砂質土の変形・強度特性," 第14回土質工学研究発表会講演集, pp.373-376.
- Oda, M., Koishikawa, I. and Higuchi, T. (1978) : "Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test," Soils and Foundations, Vol.18, No.1, pp.25-38.
- Oda, M. and Koishikawa, I. (1979) : "Effect of strength anisotropy on bearing

capacity of shallow footing in a dense sand," Soils and Foundations, Vol.19, No.3, pp.15-28.

鬼塚忠・林重徳・吉武茂樹・大石英隆(1979) : " 締固めた土の圧縮及び強度異方性について," 土質工学会論文報告集, Vol.19, No.3, pp.113-123.

Schultze, E. and Sherif, G.(1973) : "Prediction of settlement observations for sand," Proc. 8 th ICSMFE, Vol.1, No.3, pp.225-230.

宇都一馬(1967) : " 基礎地盤調査," 構造物の基礎, 土木学会関東支部, pp.46.

吉中竜之進(1968) : " 横方向地盤反力係数," 土木技術資料, 10-1, pp.32-37.

第4章 砂質土に対するプレッシャーメータ試験から得られた内部摩擦角の評価*

4.1 概要

近年、プレッシャーメータ膨張曲線を利用して、砂地盤の変形特性のみならず強度特性をも把握しようという試みが成されつつある。第2、第3章でも強調したように、プレッシャーメータ試験はある特定の初期応力状態、応力経路、相対密度等に対応する変形・強度定数を与えるに過ぎないから、結果の評価および利用については検討すべき事項が多い。

本章では、先ず4.2節において、プレッシャーメータ試験から内部摩擦角を求める2つの方法、つまりHughes・Wroth・Windle(1977)の方法および新たに提案する手法(両対数法と呼ぶ)について述べる。次に4.3節において、豊浦標準砂を例にとり、通常の三軸圧縮試験等から得られた砂の内部摩擦角の一般的な応力レベル・応力経路・相対密度依存性を明らかにする。そして、第2、第3章でも用いたミニチュアプレッシャーメータ試験より、上記の手法を用いて豊浦砂の内部摩擦角 ϕ_{PH} を決定し、他の室内試験から得られた内部摩擦角との相関性を調べている。最後に、4.4節において、 ϕ_{PH} に影響を及ぼす要因を分析した後、原地盤における ϕ_{PH} と、三軸圧縮試験、標準貫入試験結果等より得られた ϕ との相関性を調べている。

4.2 プレッシャーメータ試験による内部摩擦角 ϕ_{PH} の決定

プレッシャーメータ試験を用いて砂質土の強度特性、特に内部摩擦角 ϕ を求めようという試みは数少ない。粘性土と比較すれば、せん断時の体積変化の表現に問題が多いためである。本章で紹介あるいは提案する手法も実用性、適用性に関して欠点を有しているが、これらの欠点を把握することにより、逆に十分有効に利用し得る場合もあるものと考えられる。

(1) Hughes et al(1977)の提案する手法

プレッシャーメータ周辺の砂は、軸対称、平面ひずみ条件下で変形すると仮定する。結果的に、全ての変形は半径方向のみに生じ、プレッシャーメータの軸方向に垂直な部分

*太田・深川(1984,土質工学シンポジウム)にて一部発表。

のみを考えれば十分である。半径方向変位は u で表わされる。軸対称条件から、土要素に作用する有効主応力は、 σ_r' 、 σ_θ' 、 σ_z' である。初期状態では、 $\sigma_r' = \sigma_\theta'$ である。周辺要素における土要素のひずみは以下の式で表現される。

$$\epsilon_r = -\frac{d u}{d r}, \quad \epsilon_\theta = -\frac{u}{r}, \quad \epsilon_z = 0 \quad (4-1)$$

ここに、圧縮ひずみを正とする。

プレッシャーマータ試験のある荷重段階で、破壊領域の内側の応力状態を考える。破壊線に応力状態が到達すると、後は破壊線に沿って応力状態が存在すると仮定すれば、破壊時の応力は、以下の関係式で表される。

$$\frac{\sigma_\theta'}{\sigma_r'} = N = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \text{constant} \quad (0 < N < 1) \quad (4-2)$$

応力の釣合い式は、

$$\frac{d \sigma_r'}{d r} + \frac{\sigma_r' - \sigma_\theta'}{r} = 0 \quad (4-3)$$

Eqs. (4-2), (4-3) から σ_θ' を消去して整理すると、

$$-\frac{d \sigma_r'}{d r} = (1 - N) \frac{d r}{r} \quad (4-4)$$

Eq.(4-4) を積分し、境界（弾塑性境界）条件、 $r = R$ で $\sigma_r' = \sigma_R'$ を考慮すれば、

$$\ln \frac{\sigma_r'}{\sigma_R'} = (1 - N) \ln \frac{R}{r} \quad (4-5)$$

v （体積ひずみ） $\sim \gamma$ （せん断ひずみ）を原点を通る直線と仮定すれば、ダイレイタンス速度は一定となるから、

$$\sin \nu = -\frac{\dot{v}}{\dot{\gamma}} = -\frac{\epsilon_r + \epsilon_\theta}{\epsilon_r - \epsilon_\theta} = \text{constant} \quad (4-6)$$

結局、

$$\epsilon_r = \frac{1 - \sin \nu}{1 + \sin \nu} \epsilon_\theta = n \epsilon_\theta \quad (4-7)$$

Eq.(4-7) を Eq.(4-1) に代入して積分し、 $r = R$ で $u/r = u_R/R = \epsilon_R =$ 一定という境界条件を用いるなら、

$$\frac{u}{r} = \left(\frac{R}{r}\right)^{n+1} \epsilon_R \quad (4-8)$$

Eqs. (4-5), (4-8) より R/r を消去すれば、

$$\frac{u}{r} = \epsilon_R \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_R} \right)^{(n+1)/(1-N)} \quad (4-9)$$

Eq.(4-9)は破壊域全域で有効であるから、内壁 $r = r_i$ でも成立し、結局、

$$\ln \epsilon_i = \frac{n+1}{1-N} \ln \sigma_i + C \quad (4-10)$$

ここに C は積分定数である。Eq.(4-10)より $\ln \epsilon_i \sim \ln \sigma_i$ 関係をとれば、線形関係となることがわかる。この直線関係の勾配を s とすれば、

$$s = \frac{1-N}{n+1} = \frac{(1 + \sin \nu) \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (4-11)$$

となる。

ここで、 ν が予めわかれば、次式により $\sin \phi'$ を決定することができる。

$$\sin \phi' = \frac{s}{1 + \sin \nu - s} \quad (4-12)$$

また破壊時に Rowe(1962)の stress-dilatancy 式より導かれる Eq.(4-13) が成立すると仮定する。

$$\frac{1 + \sin \phi_d}{1 - \sin \phi_d} = \frac{1 + \sin \phi_{CV}}{1 - \sin \phi_{CV}} \cdot \frac{1 + \sin \nu}{1 - \sin \nu} \quad (4-13)$$

ここに ϕ_{CV} は限界間隙比状態における ϕ である。Eqs. (4-11), (4-13) より、 ϕ_d , ϕ_{CV} , ν に関する式が2個得られるが、なお1個不足するため、 ϕ_{CV} または ν を仮定するかあるいは室内試験等で求める必要がある。

(2) 両対数法による ϕ_{PM} の決定 (Log-Log Method)

完全な排水条件のもとで土が破壊し、残留状態になれば、多くの場合体積変化はゼロになるため、Eq.(4-14) が成立する (詳細は5.4(2)を参照のこと)。

$$\sigma_r - \sigma_\theta = -2 \frac{u}{r} \cdot \frac{d\sigma_r}{d(-u/r)} \quad (4-14)$$

砂のような $c = 0$ 材料を考えると破壊状態では、

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{\sigma_r + \sigma_\theta} = \sin \phi_d \quad (4-15)$$

が成立する。Eq.(4-15)より、

$$\sigma_\theta = \frac{1 - \sin \phi_d}{1 + \sin \phi_d} \sigma_r \quad (4-16)$$

Eq.(4-16) をEq.(4-14) に代入すれば、

$$\frac{d \epsilon_{\theta}}{\epsilon_{\theta}} = \frac{1 + \sin \phi_d}{\sin \phi_d} \cdot \frac{d \sigma_r}{\sigma_r} \quad (4-17)$$

Eq.(4-17) は孔壁 $r = r_0$ でも成立するから、 $\epsilon_{\theta 0} = -u_0 / r_0$ を考慮して、

$$\frac{d \epsilon_{\theta 0}}{\epsilon_{\theta 0}} = \frac{1 + \sin \phi_d}{\sin \phi_d} \cdot \frac{d \sigma_{r0}}{\sigma_{r0}} \quad (4-18)$$

となる。上式を積分すると、

$$\Delta \ln \sigma_{r0} = \frac{\sin \phi_d}{1 + \sin \phi_d} \Delta \ln \left(-\frac{u_0}{r_0} \right) \quad (4-19)$$

が得られる。上式は、プレッシャーメータ試験の結果から圧力 σ_{r0} とひずみ ($-u_0 / r_0$) を両対数紙上にプロットすれば、破壊状態では両者は直線関係となり、その勾配から ϕ_d が求められることを示している。Fig. 4-1 は実際に ϕ_d を求めている例である。なおEq.(4-11) で破壊時に体積変化がないと仮定すれば、 $\sin \nu = 0$ となり、Eq.(4-11) はEq.(4-19) に一致する。土が破壊したときに体積変化がゼロであるという条件は、この手法の適用性をせばめるが、それ程ひずみ軟化現象の顕著でない砂に対しては十分実用に耐えうると考えている。

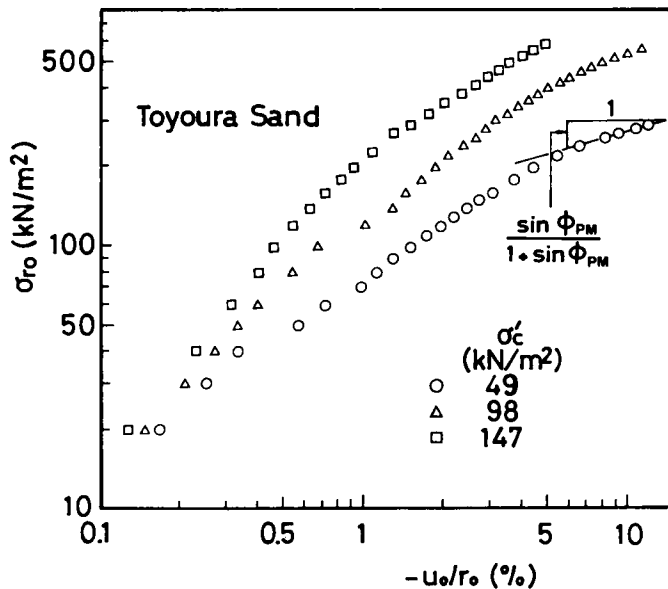


Fig.4-1 Decision method of angle of internal friction based on pressuremeter data

4.3 プレッチャーメータ試験により得られた砂の内部摩擦角の室内試験による評価

(1) 内部摩擦角 ϕ_d に影響を及ぼす要因

既に第2章でも明らかにしたように、プレッシャーメータ孔壁近傍要素の経験する応力経路は三主応力とも変化する複雑なもので、通常の軸対象三軸試験によっては追従できない。しかし、真の三軸試験装置を用いれば一般的な応力状態を達成できるから、プレッシャーメータ試験による砂の内部摩擦角と他の試験から得られた内部摩擦角との整合性を検証しうる可能性がある。以下、室内試験結果に基づいて、豊浦標準砂の排水条件下の内部摩擦角 ϕ_d に影響を及ぼす応力経路、応力レベル、相対密度等の要因について説明を加える。

Fig. 4-2に $e_0 = 0.65 \sim 0.68$ の豊浦砂に対する平均主応力一定三主応力制御試験結果を示す。一般的な応力条件下での ϕ_d は中間主応力の影響を強く受けることは良く知られている。例えば、諸戸・及川(1982)は乾燥豊浦砂に対する三主応力制御試験を行って、 $\phi_d \sim b$ (中間主応力パラメータ: $(\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$) 関係は初期間隙比および最終応力状態のみによって決定され、 b 値の変化経路には依存しないことを実験的に明らかにしている。Fig. 4-2より、豊浦砂の $\phi_d \sim b$ 関係が飽和・乾燥の差などの影響を受けず、ほぼ一義的に決定されることがわかる。ただし、三軸圧縮条件 ($b = 0$) に比べると三軸伸張条件 ($b = 1$) での ϕ_d のばらつきが相対的に大きいようである。

応力レベルについては、応力の範囲を狭く取れば実用上 ϕ は応力レベルに依存せず、ほぼ一定であると処理されることが多いが、例えばOda・Koishikawa・Higuchi(1978)、下辺(1979)は密づめの豊浦砂に対して平面ひずみ試験を行い、拘束圧が 490 kN/m^2 程度以下であっても ϕ_d に大きな影響を及ぼすことを明らかにしている。問題となる応力の範囲が広い場合には注意深く対処する必要がある。

Fig. 4-3に豊浦砂の $\phi_d \sim$ 相対密度 D_r 関係を示す。Fig. 4-2でも明らかのように、圧縮条件下の $\phi_d \sim D_r$ 関係がほぼ一義的に決定されるのに対し、伸張側の $\phi_d \sim D_r$ 関係では相対的にばらつきが大きい。伸張試験の微妙さ、困難さを反映しているものと考えられる。図中斜線で示した後藤・龍岡(1983)の実験では、①キャップとロードの固定条件、②端面摩擦の除去法、③供試体とキャップの直径比など境界条件を種々変えており、結果的に図に示した程度のバラつきを示した。また、三浦・土岐・三浦(1982)は多重ふるい落下法による異方的な構造を有する(つまり粒子の長軸方向が水平方向に卓越する)供試体に対して実験を行っており、伸張側の ϕ_d がかなり小さく現れている。豊浦砂

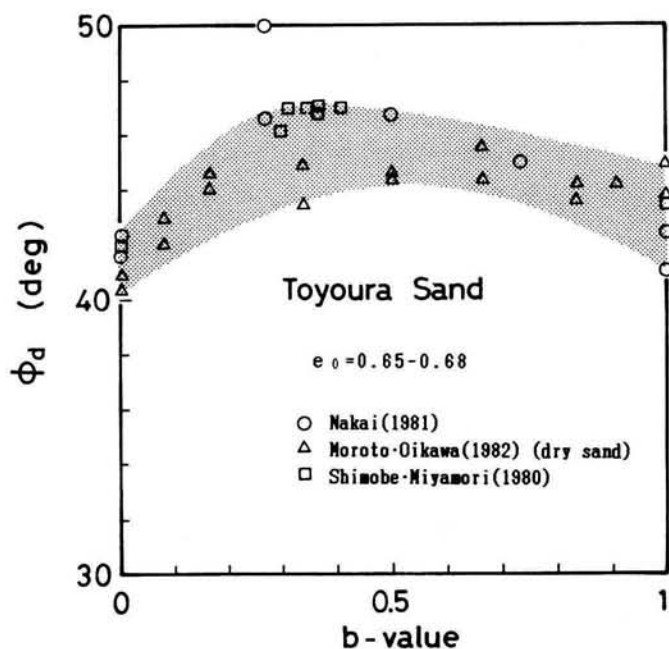


Fig.4-2 Relation between ϕ_d and b of Toyoura Sand

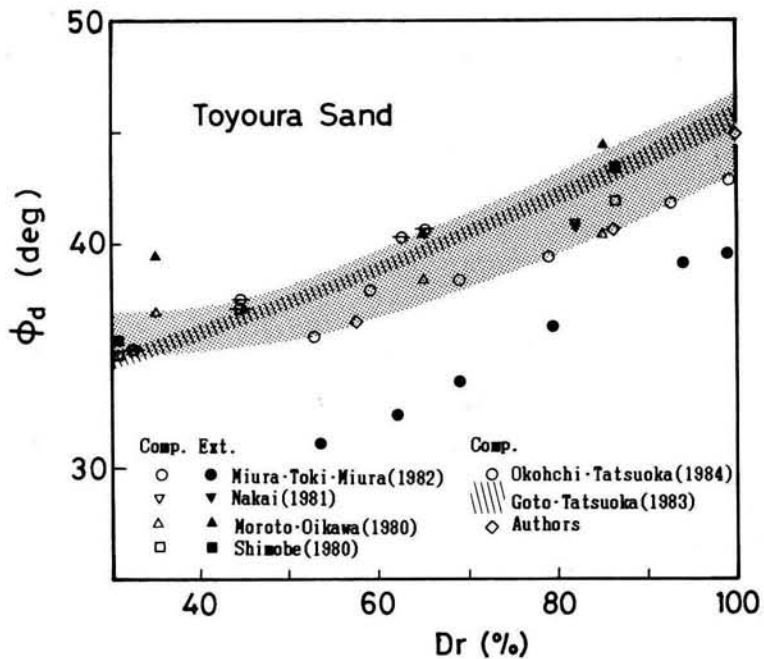


Fig.4-3 Relation between ϕ_d and D_r of Toyoura Sand

は供試体の作成方法によっては顕著な異方的強度特性を示すことがわかる。

以上、豊浦砂の強度特性に及ぼす諸要因について概観したが、実験条件や応力経路によっては各研究者のデータがかなり異なる場合があることに注意する必要がある。しかしいずれにせよ ϕ_d は顕著に応力経路、相対密度などに依存することがわかった。真の三軸試験を始めとする室内要素試験でプレッシャーメータ周辺試料の力学的挙動を予測しうるものとするれば、以上の結果とプレッシャーメータ試験結果は整合性を示すはずである。以下の節において検証を行う。

(2) ミニチュアプレッシャーメータ試験

a) 試験装置および試験方法

ϕ_{PH} の評価を行うために、三軸セル内でミニチュアプレッシャーメータ試験を行った。実験に用いた試料は豊浦標準砂であり、 $e_{max} = 0.96$ 、 $e_{min} = 0.62$ 、 $G_s = 2.613$ 、 $D_{50} = 0.23$ である。実験に用いた室内三軸プレッシャーメータ試験装置および試験方法は基本的に第2、3章で用いたものと同一である。供試体直径152 mm、高さ約250 mm、プレッシャーメータ膨張部は直径16.8 mm、高さ105 mmである。プレッシャーメータ膨張部の高さ/直径は6.25である。 ϕ_{PH} の定量的評価を行うために、比較的データの多い $D_r \approx 85\%$ ($e_0 = 0.67$ 程度)を実験の基準としたが、相対密度の影響を調べるために、 $D_r \approx 40, 100\%$ でも実験を行っている。 $D_r \approx 40\%$ の供試体はモールド中の脱気水の水面上なるべく一定の距離を保ちながら、炉乾燥試料を静かに注ぎ入れることにより作成した。 $D_r \approx 85, 100\%$ の試料は12層に分け、直径6 mmの金属棒で層毎に各々50, 100回ずつ軽く突いて作成した。

b) メンブレンミスフィット補正

本章での実験は対象とする応力範囲が広いため、プレッシャーメータ膨張用プローブのメンブレンに対するミスフィット補正が不可欠となる。本来メンブレンミスフィット補正は使用するメンブレンの種類、砂の種類、密度、応力レベルに応じて個別に補正のための試験を行うことが望ましいが、非常に繁雑であるため、ここでは、Molenkamp・Luger (1981)の半経験式によりメンブレンミスフィット補正を行っている。彼らの提案する式を以下に示す。

① $\sigma' / E < 0.05$ のとき

$$\frac{\alpha}{D} = [0.57 + 0.43 \exp(-2 \frac{t}{D})] (1 + e)^{4/9} \left(\frac{\sigma}{E}\right)^{2/3}$$

② $0.05 < \sigma' / E < 0.5$ のとき

$$\frac{\alpha}{D} = \frac{t}{D} \left(0.074 \ln \frac{\sigma'}{E} - 0.078 \ln \frac{t}{D} \ln \frac{\sigma'}{E} \right) + \text{constant}$$

ここに、 α : ゴム膜貫入量 (mm) , D : 平均粒形 (mm) , t : ゴム膜厚 (mm) , σ' : 有効載荷圧力 (kN/m^2) , E : ゴムの弾性定数 (kN/m^2) , e : 間隙比である。

c) メンブレン張力補正

本章での実験は、また、ある程度プローブの変形が進行してからの状態を対象としているから、メンブレン張力の補正も不可欠である。ここでは弾性論に基づき、補正量を決定した。

厚肉円筒の理論 (第2章参照) に依れば、内圧増分 $\Delta \sigma_i$ と円周方向ひずみ増分 $\Delta (u_i / r_i)$ の関係は次式のように表される。

$$\Delta \sigma_i = \frac{E}{(1+\nu)} \cdot \frac{r_o^2 - r_i^2}{\{(1-2\nu)r_i^2 + r_o^2\}} \cdot \Delta \left(\frac{u_i}{r_i} \right)$$

この式をメンブレンに適用すると、実測された $\Delta (u_i / r_i)$ に対して上式で計算される $\Delta \sigma_i$ に相当する応力をメンブレン自体が受け持つことになる。したがって、実測された注入圧より上式で計算された $\Delta \sigma_i$ を差し引くことにより真の注入圧が得られることになる。上式の ν は、吉川(1983)により決定した。

d) 実験結果

ここでは両対数法による結果のみを示す。 ϕ_{PH} は Eq.(4-19) を用いて決定されるが、具体的には Fig. 4-1 に示すように、 $\ln \sigma_{r0} \sim \ln (-u_0 / r_0)$ 曲線の最終の直線部分の勾配が $\sin \phi_{PH} / (1 + \sin \phi_{PH})$ を与え、これより ϕ_{PH} が得られる。破壊基準を Eq.(4-15) で与えているから、Fig. 4-1 に示すように各々のプレッシャーメータ試験から ϕ_{PH} が決定される。三軸プレッシャーメータ試験では拘束圧 $\sigma_c = 49 \text{ kN}/\text{m}^2$ の場合は一段階の内圧増分を $9.8 \text{ kN}/\text{m}^2$, $\sigma_c = 98, 147 \text{ kN}/\text{m}^2$ の場合は $19.6 \text{ kN}/\text{m}^2$ ないし $29.4 \text{ kN}/\text{m}^2$ としたが、急激な膨張の生ずる直前の5段階分のデータから回帰分析により $\ln \sigma_{r0} \sim \ln (-u_0 / r_0)$ 曲線の直線部勾配を決定した。多くの場合両対数紙上で最終部分に明瞭な直線関係が得られた。

相対密度 D_r に対する ϕ_{PH} の値を Fig. 4-4 に示す。注入圧を $588 \text{ kN}/\text{m}^2$ までしか作用させられなかったため、 $\sigma_c = 49, 98 \text{ kN}/\text{m}^2$ についてのみ、 ϕ_{PH} が決定できた。特徴的なことは、通常の $\phi_d \sim D_r$ 関係とは逆に、 D_r の増加に連れて ϕ_{PH} が減少していること、および拘束圧によって得られる ϕ_{PH} がかなり異なっていること

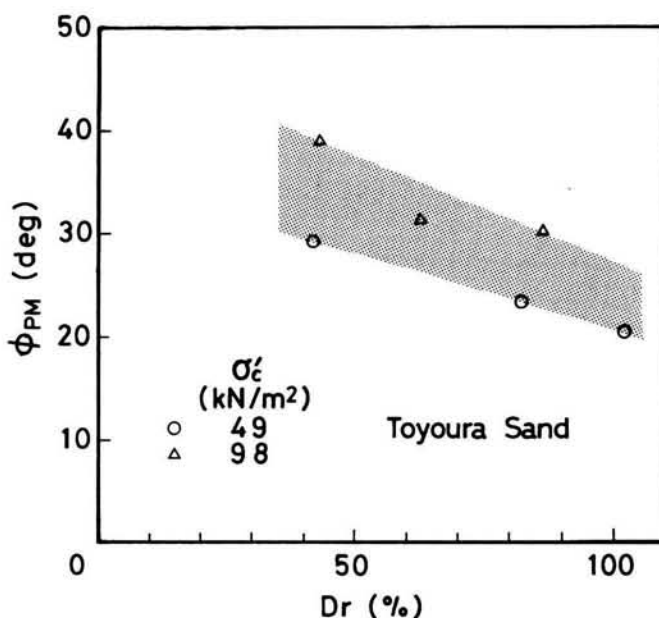


Fig.4-4 Relation between ϕ_{PM} from Log-Log Method and D_r of Toyoura Sand

である。砂は通常密詰めに成る程ひずみ軟化現象が顕著になるが、両対数法によりいわゆる残留状態に対応する ϕ 値を決めれば、ピーク強度に対応する ϕ 値よりも小さくなることが予想されるため、Fig. 4-4の傾向はこれらのことに対応しているものと思われる。

(3) ϕ_{PM} の室内試験による評価

プレッシャーメータ近傍の要素の経験する応力経路は、少なくとも载荷の初期の段階においては、Fig. 2-27のようになり、 σ_z 軸に直交することを示した。しかし、破壊状態に近付いたときいかなる応力経路を辿るかは明らかでないため、破壊後も図の応力経路を保持するものとして ϕ_{PM} の評価を行う。

Fig. 2-27に示したプレッシャーメータの応力経路では、 $b = 0.5$ となるから、予想される ϕ_d はFig. 4-2より $44^\circ \sim 47^\circ$ となる。ところで豊浦砂のような石英分を多く含む砂では、通常 $\phi_\mu = 26^\circ$ 程度（例えば落合(1977)）と考えられる。すると限界間隙比状態に対応する ϕ_{cv} は、Caquot(1934)の次式を利用することにより、

$$\tan \phi_{cv} = \frac{\pi}{2} \tan \phi_\mu$$

およそ 37.5° と与えられる。プレッシャーメータ試験の両対数法から得られた ϕ_{PM} は残留状態に対応する ϕ を与えるはずである。 D_r の小さい緩い砂では比較的三軸試験からの推定値に近いが、密な状態になるほど一致しなくなるようである (Fig. 4-5)。このことは体積変化の生じない残留状態を仮定して ϕ_{PM} を導いていることに問題があることを意味しており、両対数法の限界を表している。

$\phi_{CV} = 37.5^\circ$ が既知であれば、Eqs. (4-11), (4-13) を用いてプレッシャーメータ試験からピーク強度に対応する ϕ_d ($= \phi_{PM}$) を求めることができる。Fig. 4-5にはこの手法を用いて計算された ϕ_{PM} を示している。ばらつきは幾分解消されるが依然として、三軸圧縮試験から求めた ϕ_d よりも小さい値を示す。特に D_r の大きい密な砂での差が大きい。いずれにしろ、Hughes et al (1977) の手法は ϕ_{CV} か γ を適切に決めてやらなければ使えない手法であるが、その実用に耐え得るような決定法が開発されれば威力を発揮するものと思われる。

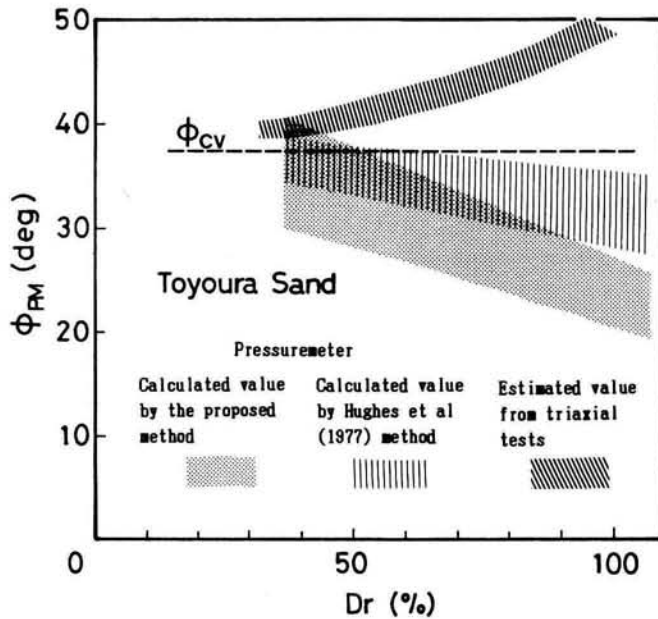


Fig.4-5 Correlation among ϕ_{PM} from pressuremeter tests, ϕ_{CV} and ϕ from triaxial tests

4.4 原位置におけるプレッシャーメータ試験より得られた砂の内部摩擦角の評価

(1) ボーリング孔壁の乱れの影響

4.3節で明らかにしたように、砂質土の内部摩擦角は、初期間隙比および破壊時の応力状態に大きく依存し、破壊までの応力経路等には依存しない。したがって、セルフボーリングタイプのプレッシャーメータ試験で、カッター本体および刃先の径とプレッシャーメータ膨張部の径が同一である場合、孔壁の乱れはあっても初期間隙比にはほとんど変化がなく、また破壊時の応力状態もさ程変化しないと考えられるから、得られる内部摩擦角にはほとんど変化のないことが予想される。以上の予想を不攪乱砂および攪乱砂に対する三軸圧縮試験により確かめた。もとよりプレッシャーメータ試験とは予想される応力経路が異なるが、類似の破壊条件に従うと考えられるため、有用な判断材料となる。

実験には北海道札幌～岩見沢間道央自動車道野幌試験盛土地盤より採取した試料を用いている。採取地盤は、砂層上部に計1.2mほどの泥炭、有機質粘土、粘土層の存在する軟弱地盤である。試料は、固定式ピストンサンプラーを用いて採取し、運搬時、保存時に攪乱をなるべく抑えるよう考慮を払っている。試料の粒形加積曲線の分布をFig.4-6に示す。細粒分 ($d < 0.074 \text{ mm}$) を3～13%含んでいる。

実験には、 K_0 圧密の可能な特殊な三軸装置 (太田・Wroth・柴田, 1979) と通常の三軸

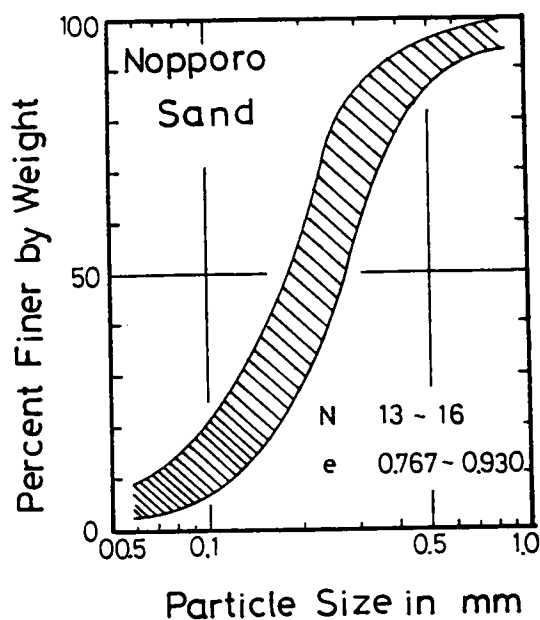


Fig.4-6 Grain size distribution curve of Nopporo Sand

装置を用いた。前者は、原位置で試料が有していた有効応力状態をなるべく損ねないで実験に供することのできる装置である。

攪乱試料は、不攪乱砂に対する実験に用いた試料と同一のチューブから採取し、作成した。不攪乱試料とその炉乾燥重量を合せ、幾分湿らせた後攪乱状態にし、三層に分け、同一間隙比となるよう締固めた。飽和化に当っては不攪乱試料と同様な方法を取り、0.84～0.95のB値が得られた。攪乱砂の応力～ひずみ曲線をFig. 4-7に示す。不攪乱砂の応力～ひずみ曲線も影で示している。図中、S-1, S-2等の番号は、試験に供された供試体を採取したサンプリングチューブの番号を表す。S-1～2, S-6～8のチューブは各々、同一地点で採取されたもの（深度は異なる）であり、いずれも同一の砂層に属しているものと考えられる。K₀ 圧密、等方圧密いずれにおいてもせん断強度はかなり低下し、ピークの発揮されるひずみレベルにも差のあることがわかる。不攪乱砂の砂粒子間に存在する微細粒子群の発揮しているセメンテーションの効果が攪乱作用によって消失してしまい、せん断強度の低下をもたらしたものと考えられる。

不攪乱砂および攪乱砂に対して行った排水せん断試験における破壊時のモールの応力円をFig. 4-8に示す。不攪乱砂は見かけの粘着力を持ち、攪乱によってそれは消失してしまうことがわかる。一方、内部摩擦角には攪乱の影響は見られず、ほぼ一定値を取ることがわかり、上述の予想が裏付けられた。

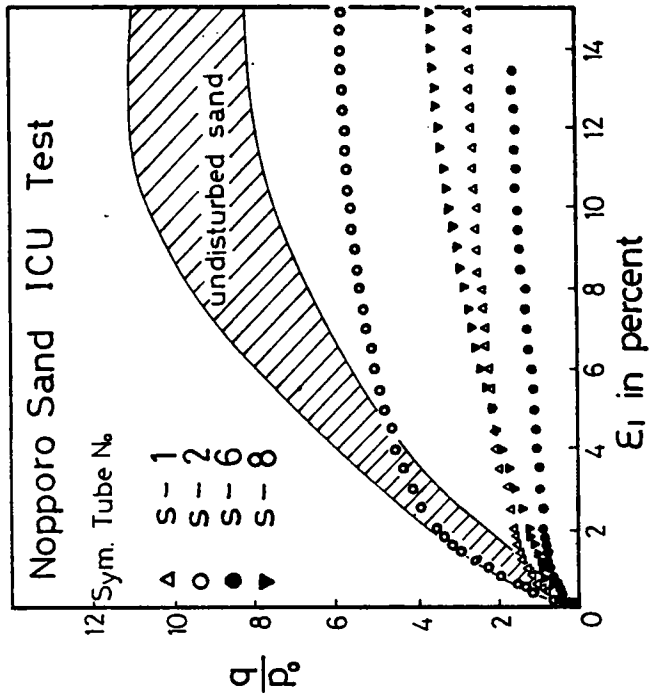
以上の結果より、基本的にプレッシャーメータ試験より得られた砂の内部摩擦角は攪乱の影響を受けないことが予想される。受けるとすれば、ボーリング時に間隙比が著しく変化するような場合であろう。また、ボーリング孔壁が攪乱されると、内部摩擦角の算定の基準となる破壊状態線上の応力状態の存在する幅が小さくなるため、計算上誤差を生じやすいというおそれもある。PBPにおいては、プレボーリングされた孔径が既に膨張用プローブの直径より大きいため、孔壁攪乱の影響を少なからず受けそうであるが、影響の程度はボーリングなど技術的なことは勿論、地盤の性質（膨潤に対する抵抗度）によっても左右されると考えられる。

(2) 原位置における三軸圧縮試験結果との比較例

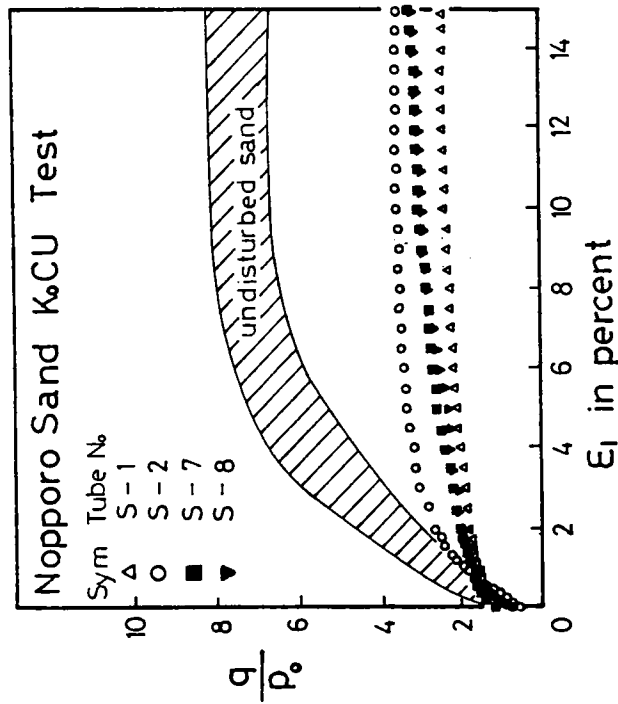
a) 調査地盤**

調査の行われた地盤はFig. 4-9に示す通り、標高40m内外の平坦面を成す洪積台地に位置している。図中合計7箇所のボーリングデータを示しているが、この内地点1,

** (成幹, 61k450m付近地質調査報告書, 1980) に基づく(66頁b)も同様)。

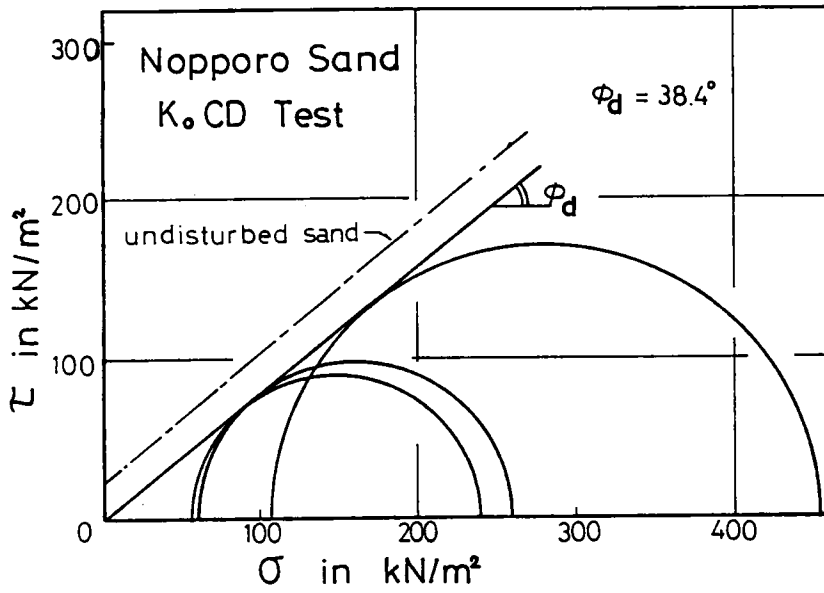


(a) K_0 -consolidated specimens

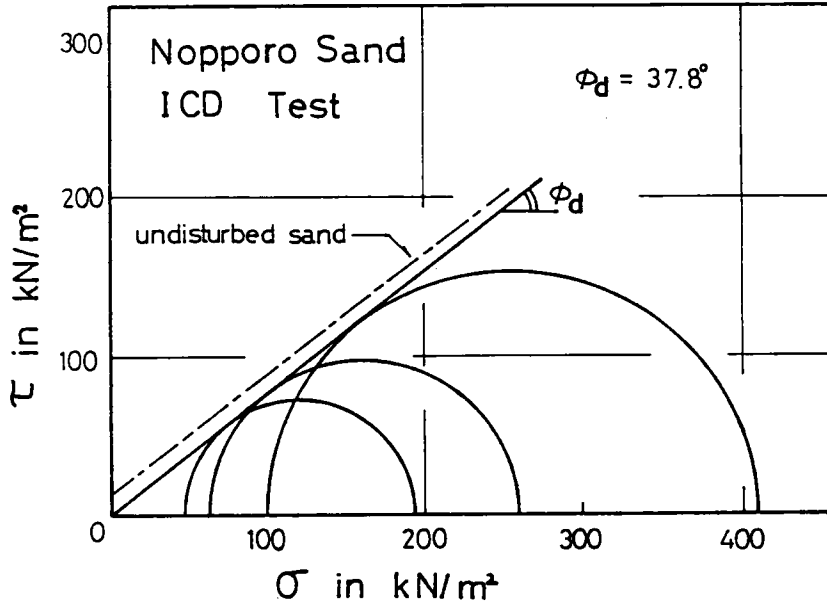


(b) Isotropically consolidated specimens

Fig.4-7 Stress-strain relations of disturbed sand



(a) K₀-consolidated specimens



(b) Isotropically consolidated specimens

Fig.4-8 Failure envelope of undisturbed and disturbed specimens

2, 3については室内試験用試料が採取され, 地点2'ではプレッシャーメータ試験が行われた。地点61, 62, 63は調査地近傍で過去のボーリングデータのある地点であるが, 詳細な位置は不明である。平面的な位置関係をFig. 4-10に示す。N値および粒度組成を見る限り, 比較的類似した地層構造となっているようである。

この大地は下総上位面と呼ばれ, その表層部はローム層および常総粘土層によって覆われている。ローム層はいわゆる関東ローム層のうち, 新期ロームに相当する立川・武蔵野ロームであり, 火山灰質粘性土から成っている。その下位に分布する常総粘性土層は古期ロームの一員を成す下末吉ロームの水中堆積層に対比されるもので, 凝灰質粘土状の層相を示す。これらの被覆層の基盤を成す地層は, 成田層群に属する堆積物で細砂〜シルト質層から成る。

b) 現場調査試験方法**

ここではプレボーリングプレッシャーメータ試験, 標準貫入試験および室内三軸試験が行われたが, 試験深度および採取深度を各々Fig. 4-9に示している。

プレッシャーメータ試験装置はいわゆる3室型試験装置で, 地盤がより平面ひずみ条件下で変形するよう工夫された装置である。室内試験においては試料の攪乱をできるだけ避けるため, サンプリングに際してトリプルチューブサンプラーが使用された。試験は通常の方法で行われ, 各段階圧力載荷後2分後に計測する応力制御試験である。

三軸圧縮試験は土質工学会基準に従って行われたが, 軸圧縮過程はひずみ速度を $0.1\%/min$ とした。供試体は同一サンプリングチューブから3個採取し, 各々有効圧密圧力 σ'_c を3種類変えてせん断を行った。試験条件はCD(圧密排水)としたが, 排水に時間を要すると思われる試料についてはCU(圧密非排水, 間隙水圧測定)に変更している。

c) 各種試験より得られた破壊時内部摩擦角の相関

プレッシャーメータ試験から4.2(2)で提案する両対数法を用いて計算された ϕ_{PM} , 三軸圧縮試験から得られた ϕ_{CD} , ϕ'_{CU} を深度方向に示している(Fig. 4-11)。残留状態に対応する ϕ_{CD} および ϕ'_{CU} も求められたが, ピーク強度に対応する ϕ_{CD} および ϕ'_{CU} との間にほとんど差が見られなかったことから, 地盤を構成する試料はひずみ軟化挙動をほとんど示さないことがわかる。ここに ϕ_{PM} はスムージングされたプレッシャーメータ膨張曲線のデータを用い, $\Delta \ln \sigma_i \sim \Delta \ln (-u_i / r_i)$ 関係の最終の直線部分を構成する5データの回帰分析より得られた。ただし, ある圧力において膨張が急激に進行している場合, $\Delta \ln \sigma_i \sim \Delta \ln (-u_i / r_i)$ 関係の勾配は, 極端に言えば0に限りなく近づくことになるため, そのようなデータは除外している。

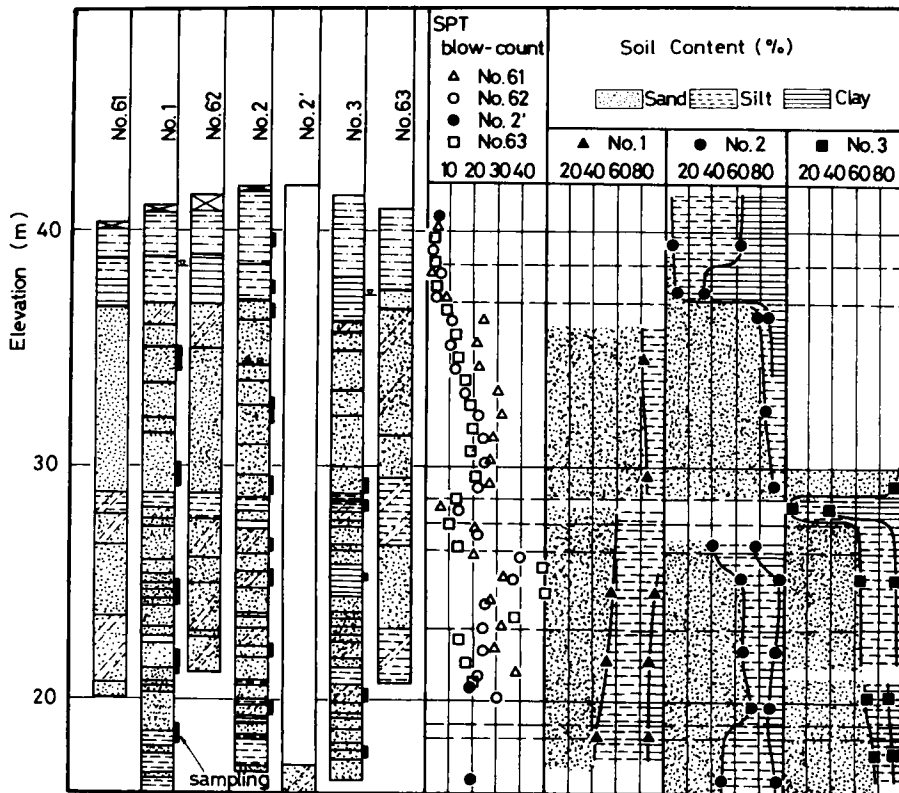


Fig.4-9 Soil properties of objective ground

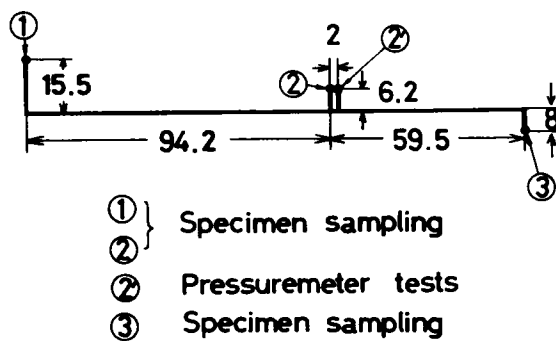


Fig.4-10 Location of sampling and testing boreholes

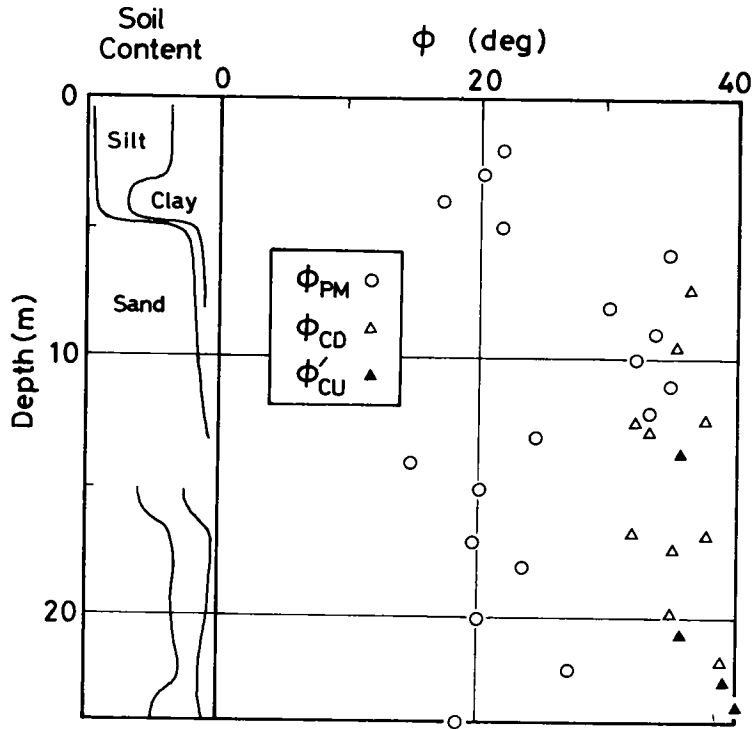


Fig.4-11 Comparison of ϕ from ①pressuremeter tests, ②CD tests, ③CU tests

比較的シルト・粘土分の少ない深度6～12mで三者は良好な一致を示していることがわかる。ひずみ軟化挙動がさ程顕著でないことが三軸試験からわかっているため、両対数法から比較的精度良く ϕ_D を求めえている。一方シルト・粘土分の含有の多い14m以下では ϕ_{PM} と ϕ_{CD} および ϕ'_{CU} の隔たりはかなり大きい。もとより、深度6～12mにおけるこれらの一致が力学的整合性の現れであると即断することはできないが、深度方向での ϕ_{PM} と土性との対応を見ると興味深い。ひずみ軟化がそれ程顕著でなくとも、プレッシャーメータ試験から両対数法を用いて計算された ϕ_{PM} は、粒度組成の影響を受け変化するようである。この方法を用いると一般に粘性土ほど ϕ_{PM} は小さくなるのが、砂質土、正規圧密粘性土に対する同様な室内ミニチュアプレッシャーメータ試験からわかる(Figs. 4-4, 4-12)。砂質土では三軸圧縮試験等から得られた ϕ に比べて大き過ぎる ϕ を与えることが良くあり(例えば, Fahey-Randolph, 1984), このことはボーリング孔壁の攪乱の他, $\Delta \ln \sigma_i \sim \Delta \ln (-u_i / r_i)$ 関係で計算の対象となるべき直線部分の判定に起因するようである。なお, Fig. 4-12中, ϕ_{PM} を幅で示してあるのは回帰分析に用いたデータの個数の ϕ_{PM} に与える影響を調べるためのものである。粘性土では

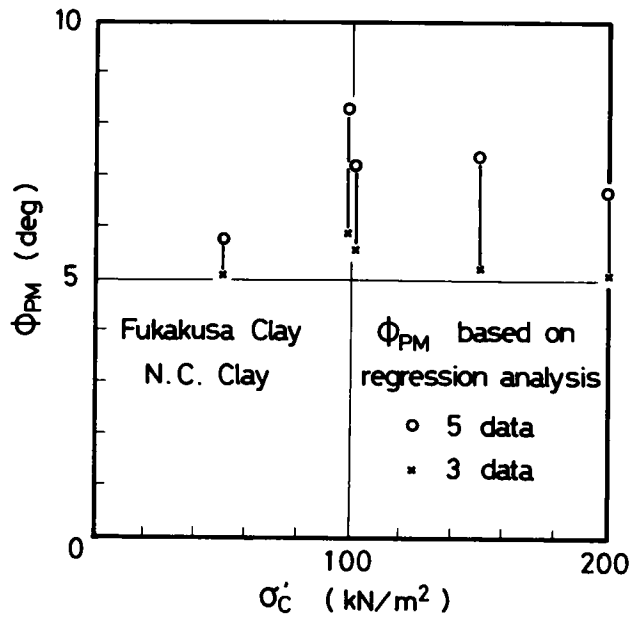


Fig.4-12 Relation between ϕ_{PM} of clay and σ'_c

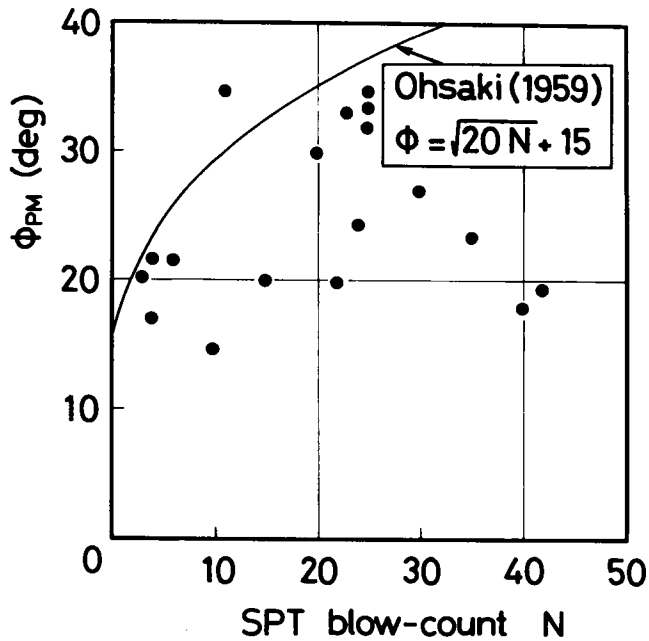


Fig.4-13 Relation between ϕ_{PM} and SPT blow-count N

最終部分の直線性があまり明瞭ではないためデータの個数の影響が大きいことがわかる。

地盤の破壊時内部摩擦角を推定するのに通常標準貫入試験が良く用いられる。標準貫入試験から得られたN値と ϕ_{PM} との関係をFig. 4-13に示す。N値から ϕ を推定する式はいろいろ提案されているが、Fig. 4-13中には、大崎(1959)の提案した関係曲線を示す。 ϕ_{PM} とN値の相関性は低いことがわかる。なおFig. 4-13中には他の砂質土地盤において行われたプレッシャーメータ試験から両対数法によって決定した ϕ_{PM} も同時に示してある。

以上の検討により、地盤のひずみ軟化特性が顕著でないなら、提案した両対数法により砂の内部摩擦角を推定しうる可能性のあることがわかった。Hughes et al(1977)の手法は決定に必要なパラメータの増えた分だけ実用的でない。また、N値と ϕ_{PM} の間の相関性の低いことがわかった。

4.5 結語

プレッシャーメータ試験から得られた内部摩擦角については現状でも不明な点が多いが、本章における成果を以下にまとめると、

(1) 体積変化のない状態で土が破壊するような残留状態を仮定することにより、プレッシャーメータ試験から砂の内部摩擦角を推定する手法(両対数法)を提案した。仮定に起因する限界はもちろんあるが、ピーク強度と残留強度があまり変わらないような試料については適用しうる。

(2) 真の三軸試験結果を含む過去の文献調査により砂の内部摩擦角の一般的な応力経路・相対密度依存性等を明らかにし、プレッシャーメータ試験結果との整合性を調べた。原位置でのプレッシャーメータ試験に生じうる種々の不確定要因をできるだけ排除するために、境界条件の明確な三軸セル内でミニチュアプレッシャーメータ試験を行い、結果の比較を行った。本章で採用した2つの方法による ϕ_{PM} は、相対密度 D_r の小さい緩い試料では三軸試験からの予測値とほぼ一致したが、 D_r が大きくなるに連れ、予想された ϕ の傾向と合わなくなる傾向を示した。この傾向は特に残留状態を仮定した両対数法の限界を良く表している。

(3) 不攪乱砂、攪乱砂に対する三軸試験より、間隙比を同一に設定するなら、内部摩擦角に対する攪乱の影響はほとんど見られないことを明らかにした。このことは適切にポーリングが行われるなら、とりわけセルフポーリングタイプのプレッシャーメータ試験によって砂の内部摩擦角が精度良く推定しうる可能性のあることを示唆している。

(4) 原位置での ϕ_{PM} と三軸圧縮試験から得られた ϕ_{CD} および ϕ'_{CU} の比較を行った。砂分の多いところでは、ひずみ軟化特性が顕著ではなかったため、両対数法によりほぼ適切に ϕ_{PM} を決定でき、また、この ϕ_{PM} と ϕ_{CD} 、 ϕ'_{CU} が比較的良く一致したが、シルト・粘土分の多い層ではかなりの相違を示した。粘土・砂質土に対する室内ミニチュアプレッシャーメータ試験の結果から粒度組成が ϕ_{PM} の決定にかなり影響を与えることが予想できる。

(5) 原位置での両対数法による ϕ_{PM} と標準貫入試験のN値との間にはあまり明確な相関がない。

4.6 参考文献

- Caquot, A. (1934): "Equilibre des Massifs a Frottement Interne," Gauthier Villars.
(落合英俊(1977)九州大学博士論文による)
- 後藤聡・龍岡文夫(1983): "砂の三軸試験において供試体の境界条件が強度に及ぼす影響について," 第18回土質工学研究発表会, pp.305-308.
- Hughes, J.M.O., Wroth, C.P. and Windle, D. (1977): "Pressuremeter tests in sand," Geotechnique, Vol.27, No.4, pp.455-477.
- 北沢・竹山・鈴木・大崎(1959): "東京地盤図," 技報堂.
- 三浦清一・土岐祥介・三浦均也(1982): "サンプリングおよび凍結による砂の変形-強度特性の変化," 第17回土質工学研究発表会, pp.325-328.
- Molenkamp, F. and Luger, H.J. (1981): "Modelling and minimization of membrane penetration effects in tests on granular soils," Geotechnique, Vol.31, No.4, pp.471-486.
- 諸戸靖史・及川研(1982): "相違なる三主応力下における砂のせん断強さ," 土木学会論文報告集, 第319号, pp.207-210.
- 中井照夫(1980): "土の変形・強度特性と地盤の変形解析への適用に関する研究," 京都大学博士論文.
- 日本鉄道建設公団・基礎地盤コンサルタンツ(1980): 成幹, 61k450m付近地質調査報告書.
- 落合英俊(1977): "砂の直接せん断試験における主応力の表示とその応用に関する研究," 九州大学博士論文.
- Oda, M., Koishikawa, I. and Higuchi, T. (1978): "Experimental study of anisotropic

- shear strength of sand by plane strain test," *Soils and Foundations*, Vol.28, No.1, pp.25-38.
- 太田秀樹・深川良一(1984): "室内試験およびプレッシャーメータ試験から求めた強度・変形定数," 砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.119-124.
- 太田秀樹・Wroth,C.P.・柴田徹(1979): "原位置有効応力保存式の三軸試験装置について," 第24回土質工学シンポジウム, pp.165-172.
- Okochi,Y. and Tatsuoka,F.(1984): "Some factors affecting K_0 -values of sand measured in triaxial cell," *Soils and Foundations*, Vol.24, No.3, pp.52-68.
- Rowe, P.W.(1962): "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact," *Proc. Royal Soc., London, Series A*, Vol.269 pp.500-527.
- 下辺悟(1979): "砂の三軸圧縮・平面ひずみ挙動," 第14回土質工学研究発表会, pp.405-408.
- 下辺悟・宮森建樹(1980): "砂の平面ひずみ挙動," 第15回土質工学研究発表会, pp.365-368.
- 吉川泰三編(1983): "物理学実験," 学術図書出版.

第5章 粘性土においてプレッシャーメータ孔壁近傍要素の経験する応力経路および 応力～ひずみ関係

5.1 概要

実際の粘性土地盤におけるプレッシャーメータ試験は、かなり早いせん断速度で行われるため、せん断はほぼ非排水条件のもとで生じていると判断して通常の解析は成されている。非排水条件下の土要素の挙動を適確に把握するためには間隙水圧の測定が不可欠であるが、原位置でのプレッシャーメータプローブ近傍における計測はかなり困難であり、このことがプレッシャーメータ試験結果の力学的評価を困難にしている要因の1つであると考えられる。

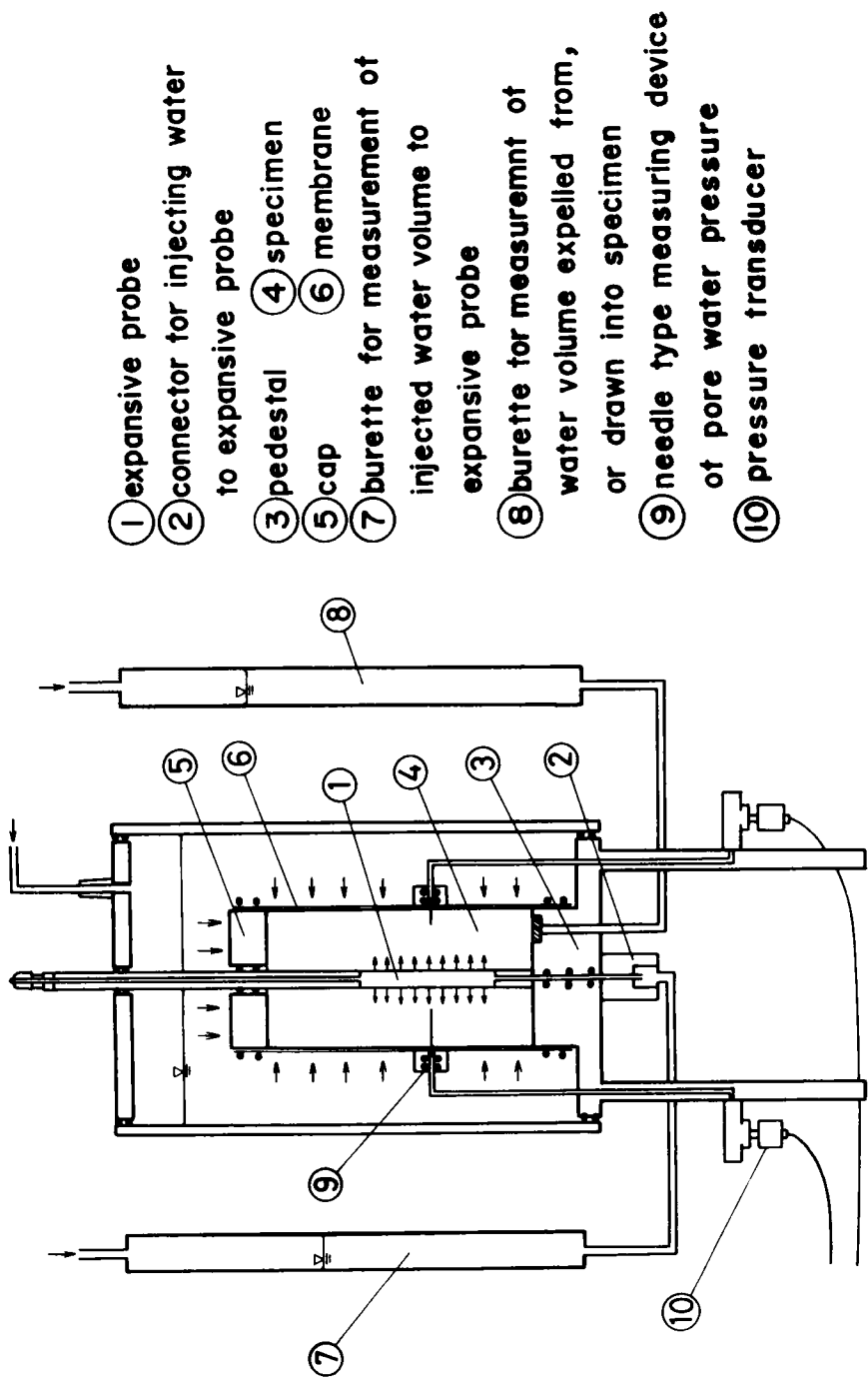
そこで、本章ではまず、1) 攪乱などの影響が入りにくく、境界条件のよりはっきりしている室内三軸セル内で、ミニチュアプレッシャーメータ試験（粘性土用に作成した装置による）を行い、同時に孔壁近傍で間隙水圧を計測した。2) 弾-完全塑性体を仮定する方法、および何ら構成関係を仮定せずにプレッシャーメータ膨張曲線（膨張圧～内壁変位関係）から応力～ひずみ関係を導く方法の2つにより、プレッシャーメータ孔壁近傍要素の応力経路および応力～ひずみ関係を推定した。3) 得られた応力経路および応力～ひずみ関係をもとに、孔壁の攪乱の少ないと予想される場合のプレッシャーメータ孔壁近傍要素の応力経路および応力～ひずみ関係について考察した。

5.2 粘性土に対するミニチュアプレッシャーメータ試験

(1) 実験装置

装置の概略をFig. 5-1に示す。また、供試体内に発生する間隙水圧の測定機構を備えたが、詳細は5.2(4)で説明する。以下、概略、Fig. 5-1中の番号にしたがい、個々の部分について説明する。

プレッシャーメータ膨張用プローブ①は、金属パイプに穴をあけ、メンブレンをかぶせ、液圧で膨張させるものである。プローブの高さは10cm、直径は膨張部分で15.6mmである。膨張用プローブには厚さ0.2mmのメンブレンを2枚かぶせるため実際のプローブ直径は16.4mmとなる。プローブは連結した外径6mm、内径3mmのパイプを通して水圧をかけ膨張させる。プローブ内に気泡が混入していると体積変化を正確に計測できないから、プローブ上端まで中空にし、上端にワンタッチジョイント



- ① expansive probe
- ② connector for injecting water to expansive probe
- ③ pedestal
- ④ specimen
- ⑤ cap
- ⑥ membrane
- ⑦ burette for measurement of injected water volume to expansive probe
- ⑧ burette for measurement of water volume expelled from, or drawn into specimen
- ⑨ needle type measuring device of pore water pressure
- ⑩ pressure transducer

Fig.5-1 Miniature pressuremeter testing apparatus in triaxial cell

を取り付け脱気できるようにした。また、その脱気作業を容易に、かつ試料に攪乱を与えないために、プローブ上端がセル外に出るようにした。

供試体直径は10 cm、高さはおよそ20 cmであり、中心部に膨張部が入るための直径17 mmの円孔を有する。供試体用メンブレンは、直径100 mm、厚さ1.2 mmのものを用いた。

膨張部注入量計測用ビュレット⑦はコンプレッサーからの空気圧を液圧に変え、圧力注入用ジョイント②を経て膨張部に圧力を伝えるものである。最大容量が25 ccで、最小目盛0.01 ccのものを用いた。また、排水量計測用ビュレットは圧密時の排水量を計測するためのもので、バックプレッシャーをかけることが可能である。用いたビュレットは最大容量50 cc、最小目盛0.01 ccである。供試体が大きく、排水量がビュレットの最大容量を越えることがあったため、排水系統に水抜き用のコックを取り付けた。

(2) 試料

市販の粉末状深草粘土を200 μ のふるいでふるい分けし、通過したものを用いた。LL = 52%、PL = 32%、PI = 20%である。

(3) 実験方法

本章の実験では明確な境界条件、および孔壁の不攪乱を目的としているから供試体のセット等に細心の注意を払った。試料の予備圧密から供試体のセットまでをFig. 5-2①～⑥にしたがって説明する。

① 予備圧密 (Fig. 5-2①)

上述の200 μ のふるいでふるい分けした粉末状の深草粘土を、土粒子実質部分に対し、液性限界の2倍、すなわち104%の水を混ぜ、24時間攪拌する。そのあと48時間放置し、続いて再度24時間攪拌する。その泥状の試料を図のような内径10 cmの圧密容器に注ぐ。圧密容器の中心には外径17 mmのステンレス棒を入れている。圧密容器、内部ステンレス棒には摩擦低減のため予めシリコングリースを塗布しておく。2日間自重圧密させた後、おもりによって4.9 kN/m²、14.7 kN/m²、29.4 kN/m²、49 kN/m²の4段階、各々一次圧密終了を確認した上で段階载荷していく。なお、载荷キャップは2 cmの厚みがあり、また、中心をステンレス棒で保持されているから、ほぼ水平を保ったまま沈下する。

② 試料の膨潤 (Fig. 5-2②)

49 kN/m²まで载荷して一次圧密が終了した後、一挙に除荷して2日以上膨潤さ

せる。これは試料を均一にするためである。

③下蓋取りはずし (Fig. 5-2③)

膨潤させた後予備圧密用パイプをさかさまにして、まず予備圧密用容器の下蓋を取る。

④ステンレス棒押し込み (Fig. 5-2④)

次に、③図において試料底面に突き出ている直径17mmのステンレス棒を図のように押し込む。

⑤ステンレス棒引き抜き (Fig. 5-2⑤)

その後、実験装置のペダスタル上に、シリコンオイルを塗布した2枚のゴム膜とテフロンシートを予め重ねておき、その上に予備圧密容器を据え付け、中の直径17mmのステンレス棒を図のようにモーターで静かに引き抜く。

⑥膨張用プローブの挿入 (Fig. 5-2⑥)

ステンレス棒を引き抜いた後の孔にプレッシャーメータ膨張部を挿入する。膨張部の直径は約16.5mm、ステンレス棒を引き抜いた後の孔の直径は17mmで、直径にして約0.5mmの空隙があるため、試料が不飽和となる恐れがある。そこで、孔を予め脱気水で満たしてから、膨張部を挿入する。また、試料に攪乱を与えることなく、膨張部を鉛直に挿入するために、鉛直に固定された内径17mmの金属パイプをガイドとして鉛直に挿入する。挿入した後、膨張部を固定する。孔の直径17.0mmおよび膨張用プローブ直径16.5mmの差は、孔壁の土要素で最大3%の円周方向ひずみを与えることになるが、プローブ挿入後、より大きな等方圧力で供試体全体を圧密することにより、この影響はかなり軽減できるものと考えている。

⑦予備圧密容器取り外し (Fig. 5-2⑦)

予備圧密容器をモーターで図のように静かに引き抜く。

⑧三軸セル内での供試体セット (Fig. 5-2⑧) および間隙水圧測定装置セット (5-2(4) で詳細に説明する)

むき出しになった試料の側面にドレーンをまき、上端に下端と同じくシリコンオイルを塗布したゴム膜2枚(厚さ0.7mm)とテフロンシート1枚(厚さ0.2mm)を重ね、その上にキャップを置く。次に試料にメンブレンをかぶせ、Oリングで固定し、三軸セルをセットする。

⑨注入量測定系統の脱気

最後に突き出た膨張部の末端に装着してあるワンタッチジョイントから脱気を行う。脱気は負圧をかけて行うが、試料自体に負圧が作用することはない。脱気水を数回循環さ

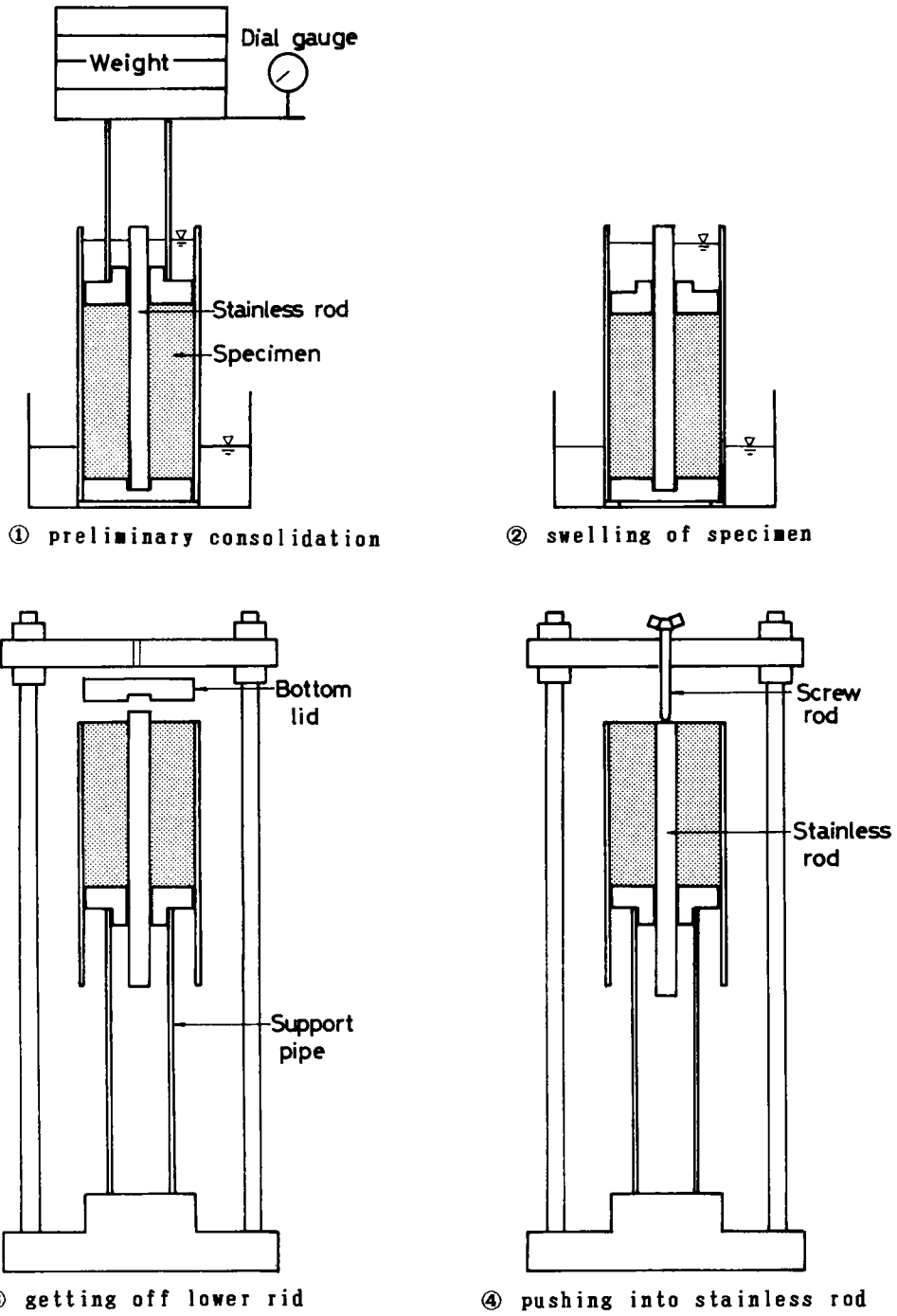
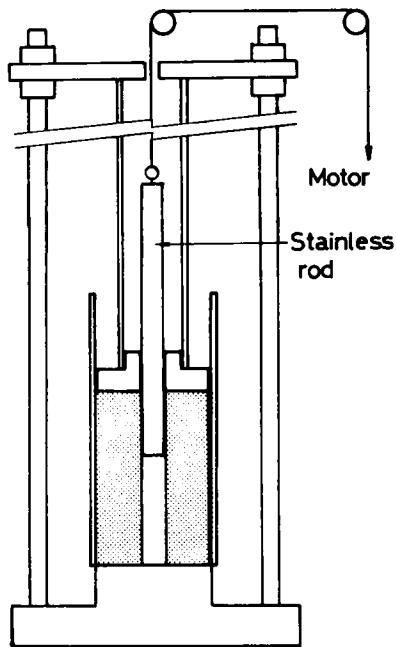
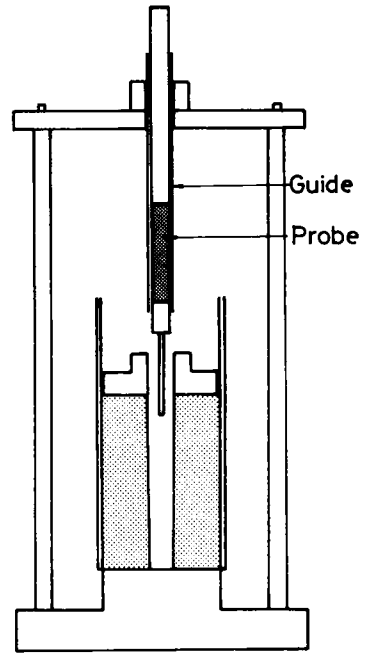


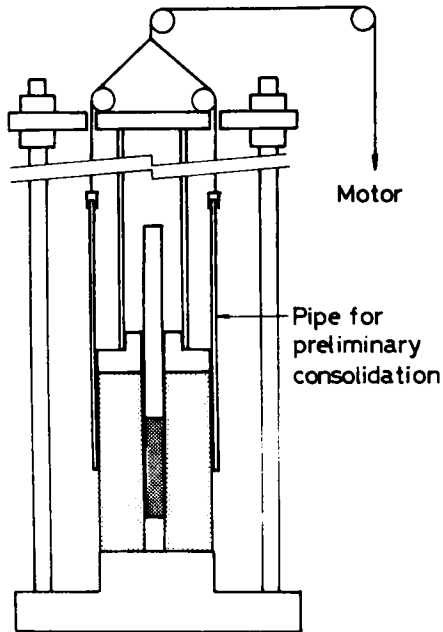
Fig.5-2 Setting of specimen in miniature pressuremeter test



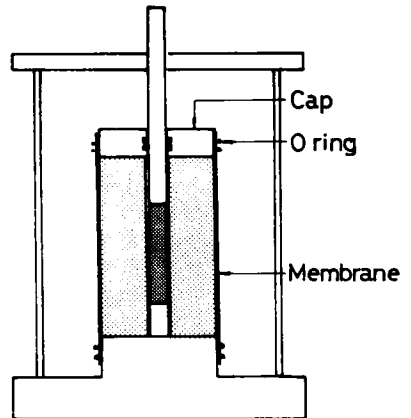
⑤ pulling off stainless rod



⑥ inserting inflating probe



⑦ pulling up pipe for preliminary consolidation



⑧ setting of specimen

Fig.5-2 Setting of specimen in miniature pressuremeter test

せ、また、その後約30分負圧をかけることにより、膨張部内の気泡を除去する。

⑩等方圧密

以上で試料のセットが終了する。続いて等方圧密を行う。圧密では背圧をかけるが、試料が不飽和である場合、圧密開始前（側圧増加後）に間隙水が外圧を全て受け持たず、結果的に供試体の受け持つ有効応力が予定した有効圧密圧力より大きくなる可能性がある。そこで、所定の圧密圧力を一挙にかけずに、側圧の増加分が目的とする有効圧密圧力を超えないよう段階的にセル圧を上げていった。また膨張部の内圧は背圧と等しくし、試料の圧密終了時の間隙水圧と膨張部の内圧をつり合わせるようにした。

⑪プレッシャーメータ試験

試料の一次圧密終了を確認し、排水コックを閉じて非排水状態にした後、膨張部の拡張を行う。初期状態において膨張部の内圧はバックプレッシャーと等しくとり、試験はその状態を基準状態として行うことになる。内圧は 9.8 kN/m^2 ずつ上げ、1段階2分間経過した後注入量を計測する。計測に際しては、プローブゴム膜の張力を考慮して注入圧の補正を行っている。今回は正規圧密試料（有効圧密圧力= 98 kN/m^2 ）および過圧密比4の過圧密試料（有効圧密圧力= 98 kN/m^2 、先行有効圧密圧力= 392 kN/m^2 ）について実験を行った。

(4) ミニチュアプレッシャーメータ試験用間隙水圧測定装置

a) 間隙水圧測定装置の概要

粘性土に対するミニチュアプレッシャーメータ試験における供試体中の過剰間隙水圧の半径方向分布を調べるため、間隙水圧測定装置を作成した。この測定装置はセル外部の間隙水圧計と連結した銅管の先端にとりつけた注射針を供試体に横から貫入させ間隙水圧を測定する方法をとっている（Fig. 5-1）。

間隙水圧計測用針とその固定具をFig. 5-3に示す。セル外部の間隙水圧計に外径3mmの銅管Aを連結し、その先端に外径1.5mm、内径0.8mmの注射針をとりつける。この針を固定具Kを通じて横方向から供試体に貫入させる。メンブレンと固定具の間に止水のためのOリングおさえGを介してボルトIでおさえつけている。銅管Aと固定具Kとの間の止水と銅管を保持する目的で固定具Kの中心孔の中にOリングを数個配している。ワッシャーHは針の供試体貫入時に固定具が動かないよう固定板J（セル中の柱に連結）に固定具を保持させるためのものである。上記の装置を針長を3種類変えて3組用意する。粘土が針穴に詰まることを防ぐために針Bの先端に少量の綿Cを付ける。

b) 間隙水圧測定装置のセット

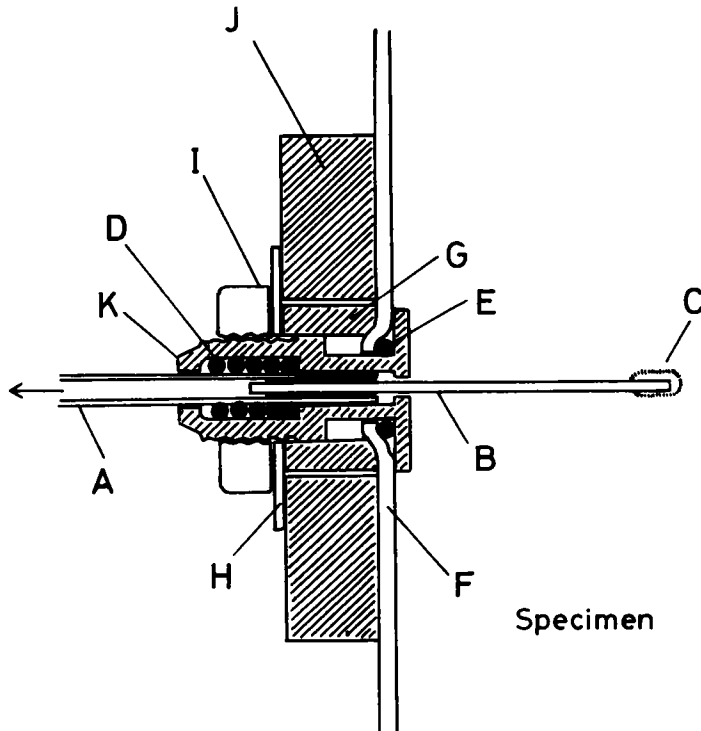


Fig.5-3 Pore water pressure measuring device

間隙水圧を測定する際の供試体セット方法を説明する。予備圧密容器を供試体から引き抜き膨張部をさし込むまでは、(3)の場合 (Fig.5-2の⑦まで) と同じである。

- ① 供試体の上面に、シリコンオイルを塗布したゴム膜2枚とテフロンシート1枚を重ねその上に膨張部上部を通してキャップを置く。
- ② 側面の同一高さの3点 (等間隔) にFig.5-3の固定具Kをとりつけたメンブレンをその固定具Kからちょうど膨張する部分の中央の高さ (ペDESTAL上端からおよそ8cm) にくるように供試体にかぶせ、下端のみOリングで固定する。
- ③ 装置ごと水槽に入れる。水面はほぼ供試体の上端となるようにする。
- ④ 供試体とゴムスリーブの間にたまっている気泡をゴムスリーブ上端から追い出した後ゴムスリーブ上端をOリングで固定する。
- ⑤ 固定具Kの中心孔にたまっている空気を追い出す。固定具Kの中心孔は開いたまま約30分放置する。試料が水を含み過ぎて自立しなくなることはない。
- ⑥ 次に固定板Jで固定具Kをはさんだ後、固定板Jを柱に固定する。
- ⑦ 固定具Kの中心孔にゆっくりと間隙水圧測定用針をさしこむ。針の連結している銅管

は長さに余裕があるので、針を垂直に貫入させることは容易である。

⑧ セルをかぶせ、水を満たし、圧密を開始する。

なお、針先端の膨張部外壁からの距離は 3 mm, 13 mm, 23 mm を予定しているが、試料が圧密され試料径が小さくなることなどにより、その値は多少変わるため、試験後その値を正確に測定する。

5.3 ミニチュアプレッシャーメータ試験中の供試体内間隙水圧特性

プレッシャーメータ試験中の間隙水圧半径方向分布を測定した結果を示す。実験は正規圧密粘土試料、過圧密粘土試料の2通りについて行った。

一次圧密終了後、ミニチュアプレッシャーメータの膨張試験を開始した。これらの試験結果をもとに各々の過剰間隙水圧の発生特性を調べた。

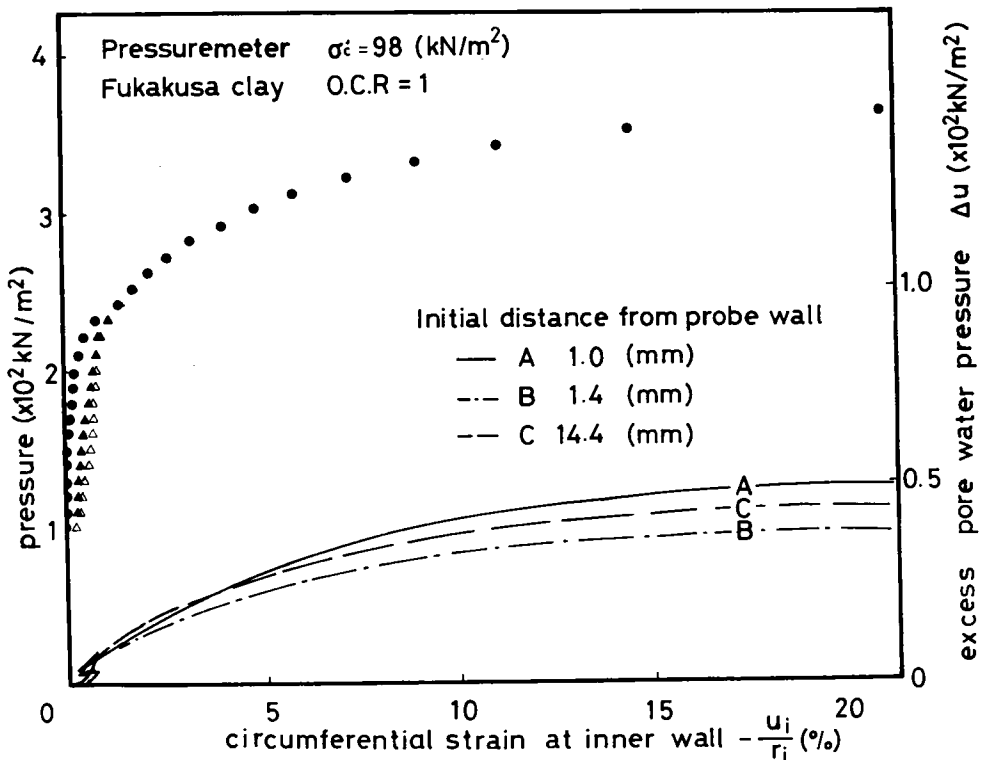


Fig.5-4 Result of miniature pressuremeter test for normally consolidated clay

(1) 正規圧密試料に対する実験結果

実験は側圧 = 196 kN/m^2 , 背圧 = 98 kN/m^2 で等方圧密した正規圧密試料に対して行った。実験終了後、針 A, B, C の孔壁からの距離を測定したが各々 1.0 mm , 1.4 mm , 14.4 mm であった。

Fig. 5-4 に $\epsilon_0 \approx 20\%$ までの $p \sim \epsilon_0$ 曲線と、間隙水圧 $u \sim \epsilon_0$ 曲線を併記している。ほぼ p がセル圧に等しくなるところから u が変化し始め、除荷過程では u はさほど変化せず再載荷過程から破壊に近づくに従って、なだらかなカーブを描きながら三者ともある値に漸近するという傾向を示す。

載荷初期の膨張曲線と各地点における過剰間隙水圧 Δu を併記したものが、Figs. 5-5 ~ 5-7 である。各々処女載荷、除荷、再載荷過程に分けて示した。

a) 処女載荷過程 (Fig. 5-5)

A, B, C とも、内圧 p が初期の供試体の各要素が受けていたと思われる外力 (= セル圧 = 196 kN/m^2) に等しくなるまで過剰間隙水圧はほとんど発生しない。セル圧に等しくなるあたりで急激に発生し始める。A, B の要素の受ける応力増分が C の要素の受ける応力増分よりも大きいことから、孔壁近傍の地点 A, B での Δu の値は孔壁より離

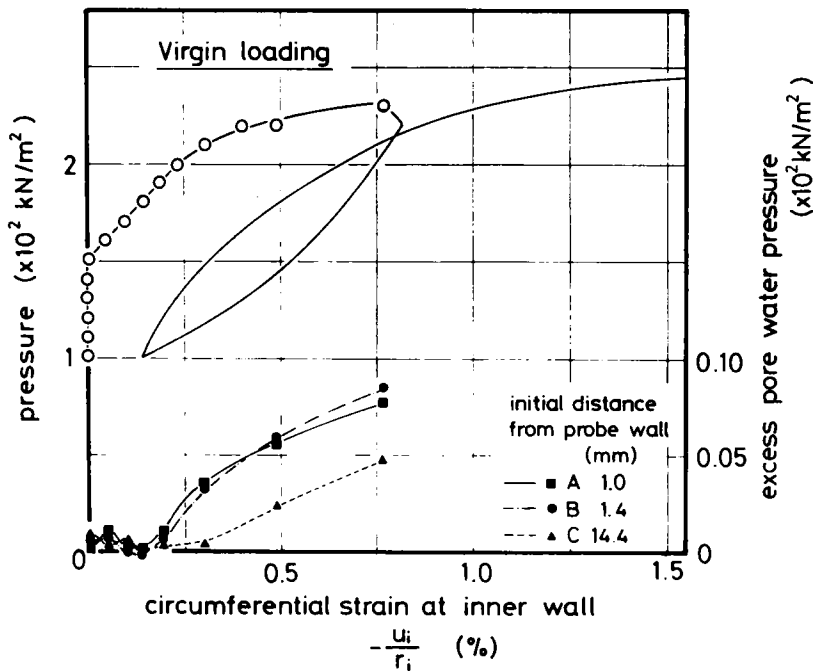


Fig.5-5 Result for virgin loading stage of normally consolidated clay

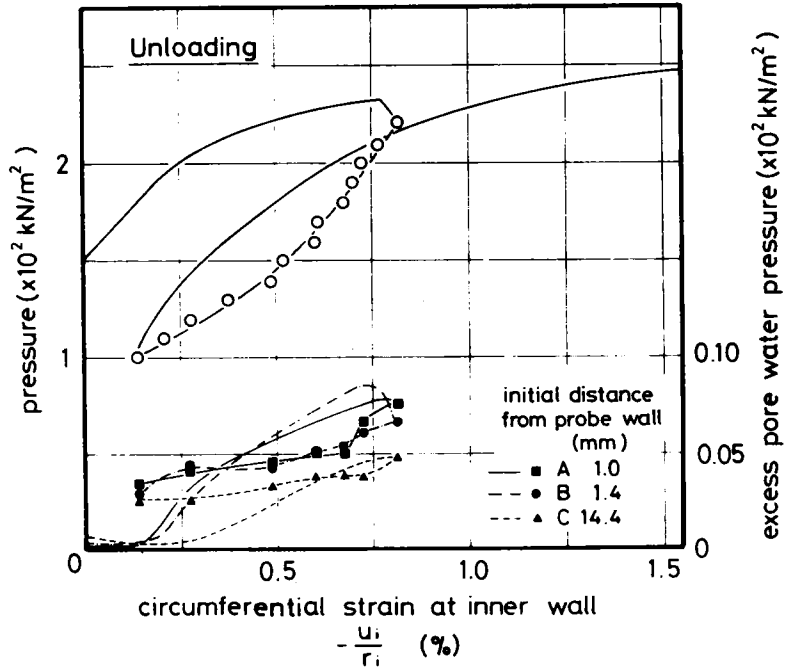


Fig.5-6 Result for unloading stage of normally consolidated clay

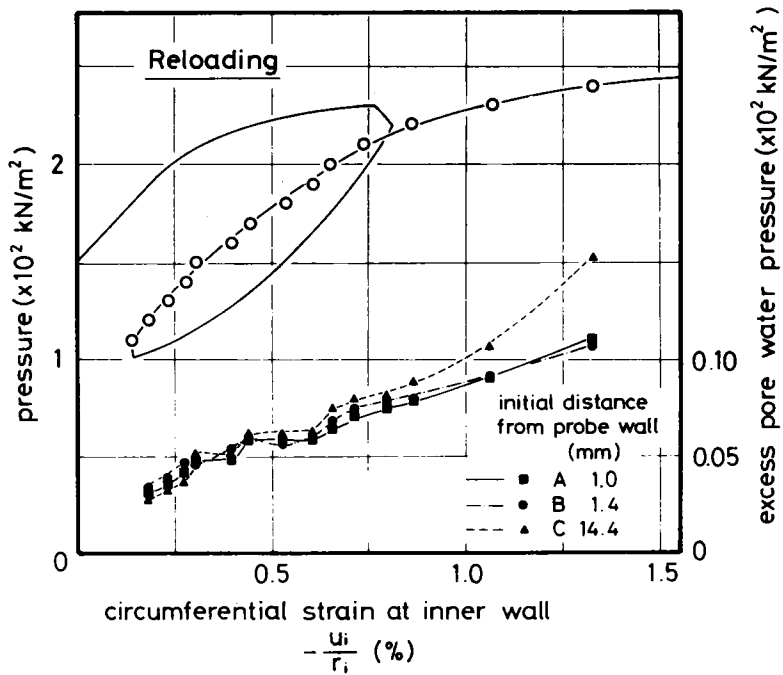


Fig.5-7 Result for reloading stage of normally consolidated clay

れた地点Cでの値よりも大きくなっている。

b) 除荷過程 (Fig. 5-6)

$p = 225 \text{ kN/m}^2$ から $p = 98 \text{ kN/m}^2$ まで除荷を行った。A, B, Cとも Δu は低下するものの、もとは戻らず、残留性を示している。特に、A, B点の要素よりは応力の変化が少ないと思われるC点の要素でその残留性は顕著である。

c) 再載荷過程 (Fig. 5-7)

$p = 98 \text{ kN/m}^2$ から再載荷を行った。除荷の起点での p を過ぎたあたりからAの Δu と、Cの Δu の大きさは逆転し、しばらくその関係は続く。

(2) 過圧密試料に対する試験結果

実験は、側圧 = 490 kN/m^2 , 背圧 = 98 kN/m^2 で等方圧密した後、側圧 = 196 kN/m^2 , 背圧 = 98 kN/m^2 で膨潤させたOCR = 4の過圧密試料に対して行った。試験終了後、針A, B, Cの孔壁からの距離を測定したが、各々0.9 mm ,

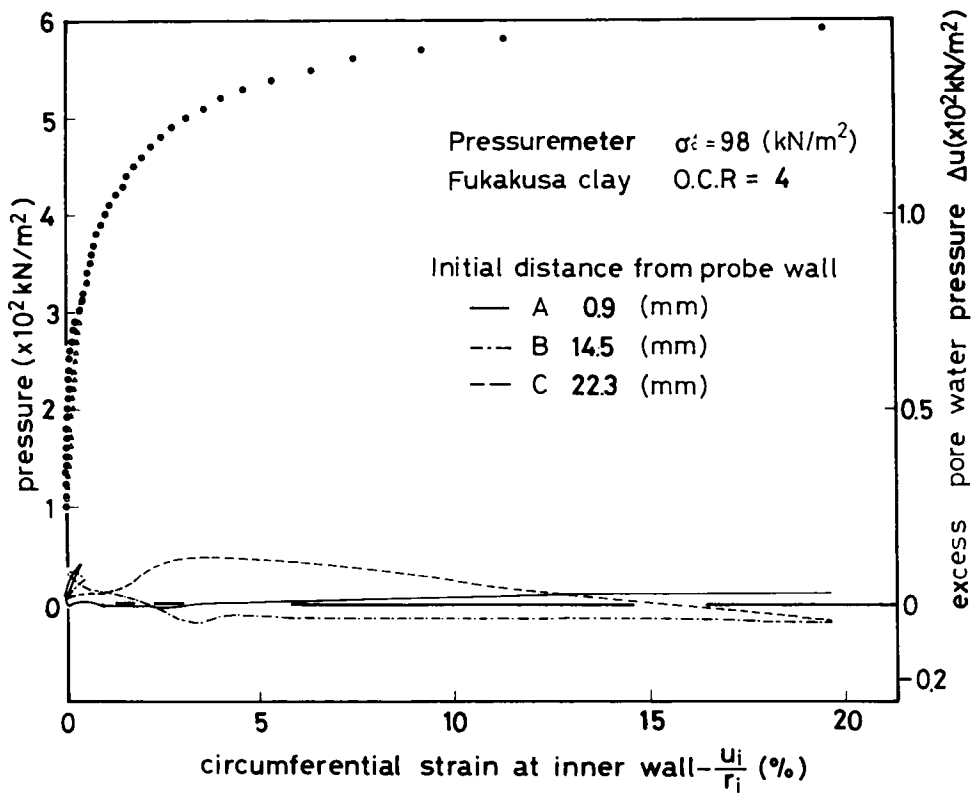


Fig.5-8 Result of miniature pressuremeter test for overconsolidated clay

14.5 mm, 22.3 mmであった。

Fig. 5-8に破壊までの $p \sim \epsilon_\theta$ 曲線と過剰間隙水圧 $\Delta u \sim \epsilon_\theta$ 曲線を併記している。正規圧密試料の場合と異なり、荷重初期においては、過剰間隙水圧が正となるが、膨張圧が大きくなるに従って、孔壁に近いところから順に過剰間隙水圧が負になっていく傾向を示す。

正規圧密試料の場合と同様、荷重初期の膨張曲線と各地点における過剰間隙水圧 Δu を併記したものが Figs. 5-9 ~ 5-11 である。

a) 処女荷重過程 (Fig. 5-9)

正規圧密試料の場合と異なり、内圧 p がセル圧に等しくなる以前から過剰間隙水圧が出始める。孔壁に近いほどその発生量が多い。

b) 除荷過程 (Fig. 5-10)

$p = 304 \text{ kN/m}^2$ から $p = 98 \text{ kN/m}^2$ まで除荷を行った。A点の要素では、 Δu は低下するものの残留性を示している。B点の要素では、 Δu は p の低下に伴って逆に上昇し、ある p に至って低下する。C点は孔壁から22.3 mmと離れており、 Δu にほとんど変化はないが、やはりB点と同じくわずかながら Δu は上昇してゆく。この傾向

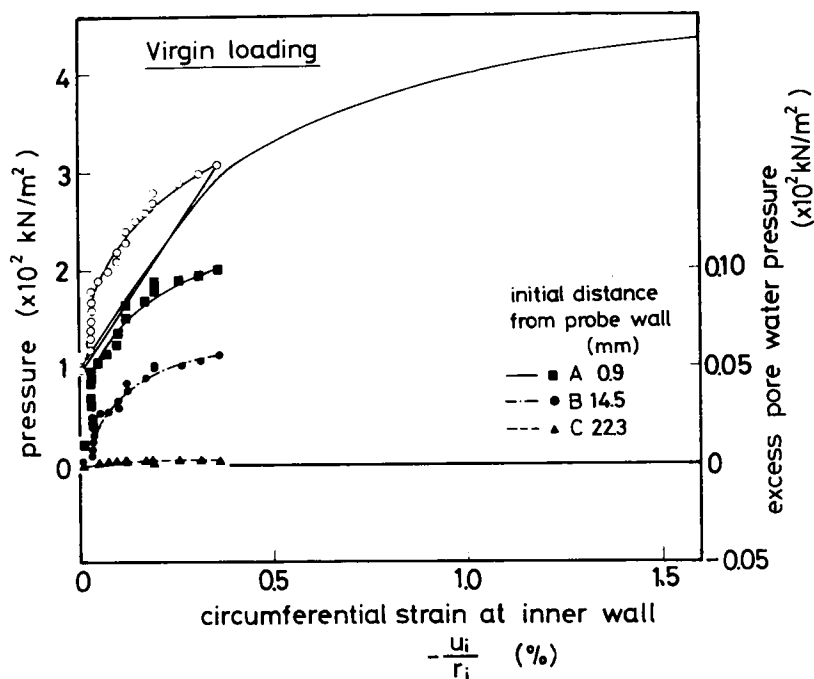


Fig.5-9 Result for virgin loading stage of overconsolidated clay

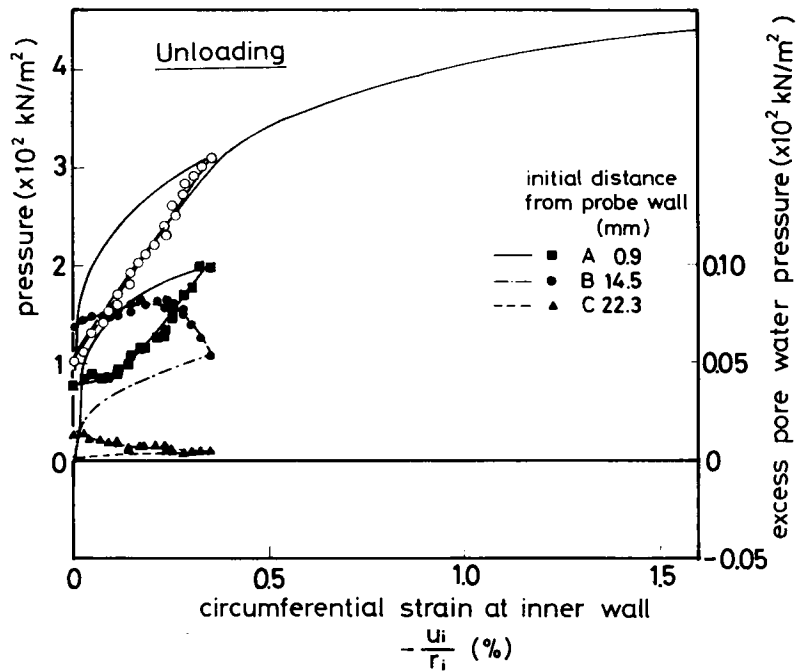


Fig.5-10 Result for unloading stage of overconsolidated clay

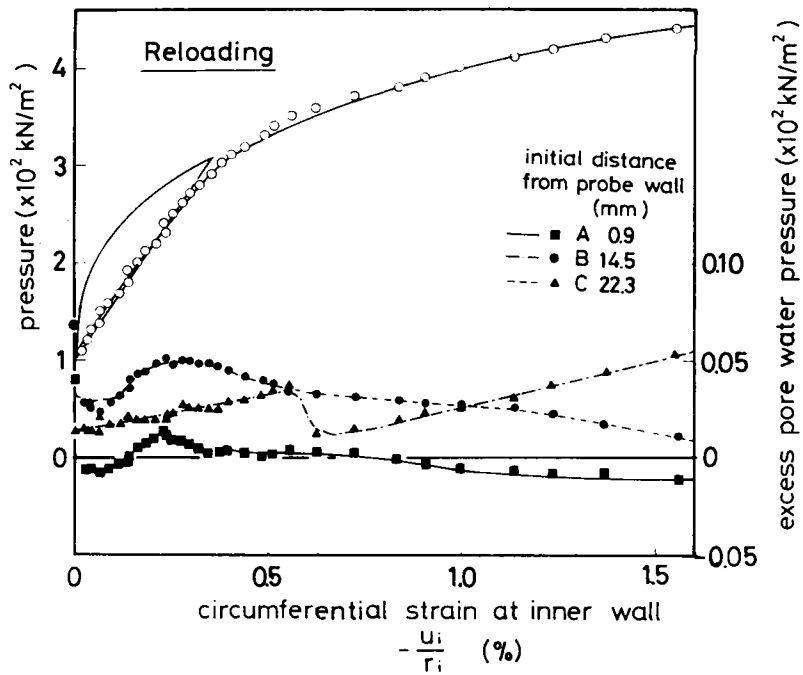


Fig.5-11 Result for reloading stage of overconsolidated clay

は除荷の最後まで続く。

c) 再載荷過程 (Fig.5-11)

A点では一転して負の間隙水圧が発生する。内圧 p が、除荷した時点での圧力に等しくなるまで、 Δu は上昇してゆくが、内圧 p がその圧力を越えたところから再び Δu は減少してゆき、負になる。通常、過圧密粘土は非排水せん断において負の間隙水圧を発生しようとするから、妥当な傾向であると考えられる。

5.4 プレッシャーメータ孔壁近傍要素の経験する予想応力経路

および応力～ひずみ関係

(1) 弾-完全塑性体を仮定した場合の応力経路および応力～ひずみ関係の決定

a) 応力経路

三軸セル内でのミニチュアプレッシャーメータ試験の挙動を解析するために、弾-完全塑性体からなる厚肉円筒を想定する。変形は平面ひずみ、軸対称条件下で生じるものとする。なお半無限弾性地盤中の孔内等方水平載荷については、Gibson・Anderson(1961) が弾-完全塑性体を仮定して解析を行っている。

① 全域が弾性域であるとき

Fig.5-12に示すように内外壁に作用する応力を p_i , p_o , 中心から内外壁まで

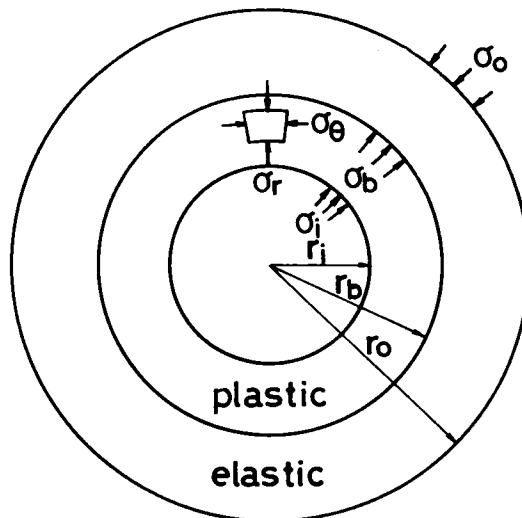


Fig.5-12 Elasto-plastic hollow thick cylinder

の距離を r_i , r_o とすれば, 半径方向応力および円周方向応力 σ_r , σ_θ は以下のように表される。

$$\sigma_r = \frac{1}{r_o^2 - r_i^2} \left\{ (p_o r_o^2 - p_i r_i^2) + \frac{r_o^2 r_i^2}{r^2} (p_i - p_o) \right\} \quad (5-1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{r_o^2 - r_i^2} \left\{ (p_o r_o^2 - p_i r_i^2) - \frac{r_o^2 r_i^2}{r^2} (p_i - p_o) \right\} \quad (5-2)$$

内壁 $r = r_i$ の近傍の要素では,

$$\sigma_{ri} = p_i \quad (5-3)$$

$$\sigma_{\theta i} = \frac{2 p_o r_o^2 - p_i (r_i^2 + r_o^2)}{r_o^2 - r_i^2} \quad (5-4)$$

また, $\sigma_z = \sigma_{zi} = p_o$ 一定とすれば,

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta i} &= (\sigma_{ri} + \sigma_{\theta i} + \sigma_{zi}) / 3 \\ &= \frac{1}{3} \cdot \frac{3 p_o r_o^2 - 2 p_i r_i^2 - p_o r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \end{aligned} \quad (5-5)$$

$$\begin{aligned} q_i &= \sigma_{ri} - \sigma_{\theta i} \\ &= \frac{2 r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} (p_i - p_o) \end{aligned} \quad (5-6)$$

②塑性域が発生した場合

Fig. 5-12 に示すように, 中心から弾塑性境界までの距離を r_b , 弾塑性境界での応力を p_b とすれば, 塑性域での σ_r , σ_θ は以下のように表される (例えば, 山口柏樹 1975)。

$$\sigma_r = 2 k l n \frac{r_b}{r} + p_b \quad (5-7)$$

$$\sigma_\theta = -2 k + 2 k l n \frac{r_b}{r} + p_b \quad (5-8)$$

ここに $2k$ は, 最大せん断応力である。

塑性域が発生しても内壁 $r = r_i$ では, $\sigma_r = p_i$ であるから,

$$\sigma_r = p_i = 2 k l n \frac{r_b}{r_i} + p_b \quad (5-9)$$

弾性域, 塑性域におけるせん断応力を考えると, 弾性域では,

$$q = \sigma_r - \sigma_\theta = \frac{2 r_o^2 r_b^2}{r^2 (r_o^2 - r_b^2)} (p_b - p_o) \quad (5-10)$$

塑性域では，

$$q = \sigma_r - \sigma_\theta = 2k \quad (5-11)$$

弾塑性境界ではこれらのせん断応力は連続であるから，

$$\frac{r_0^2}{r_0^2 - r_b^2} (p_b - p_0) = k \quad (5-12)$$

Eq.(5-9) をEq.(5-12) に代入し， p_b を消去すると，

$$\frac{r_b}{r_0} - 2 \ln \frac{r_b}{r_0} - 2 \ln \frac{r_0}{r_i} - 1 + \frac{1}{k} (p_i - p_0) = 0 \quad (5-13)$$

ここで， $r_b / r_0 = x$ とおくと，Eq.(5-13) は，

$$\underline{x^2 - 2 \ln x + c = 0} \quad (0 \leq x \leq 1) \quad (5-14)$$

$$c = -2 \log \frac{r_0}{r_i} - 1 + \frac{1}{k} (p_i - p_0)$$

となる。Eq.(5-14) の解 \bar{x} は近似的にEq.(5-15) で与えられる。解法を付録-I に示す。

$$\bar{x} = -\cos \frac{1}{3} (\cos^{-1} (-\frac{d}{2})) - \sqrt{3} \sin \frac{1}{3} (\cos^{-1} (-\frac{d}{2})) \quad (5-15)$$

となる。

ここに，

$$d = 3 \ln \frac{r_0}{r_i} - 2 - \frac{3}{2k} (p_i - p_0)$$

Eq.(5-9) より，

$$p_b = \frac{k \{ r_0^2 - (r_0 \cdot \bar{x})^2 \}}{r_0^2} + p_0 = k (1 - \bar{x}^2) + p_0 \quad (5-16)$$

Eq.(5-16) をEqs.(5-7)，(5-8) に代入し， $r = r_i$ での σ_{ri} ， $\sigma_{\theta i}$ を求めれば，

$$\sigma_{ri} = 2k \ln \frac{r_0 \bar{x}}{r_i} + p_0 + k (1 - \bar{x}^2) \quad (5-17)$$

$$\sigma_{\theta i} = 2k \ln \frac{r_0 \bar{x}}{r_i} - 2k + p_0 + k (1 - \bar{x}^2) \quad (5-18)$$

また，

$$\sigma_{zi} = p_0 = \text{const.}$$

と仮定すれば，結局，塑性域が生じた後は，

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta i} &= (\sigma_{r i} + \sigma_{\theta i} + \sigma_{z i}) / 3 \\ &= 4 k l n \frac{r_o \bar{X}}{r_i} - 2 k + 3 p_o + 2 k (1 - \bar{X}^2) \end{aligned} \quad (5-19)$$

$$q_i = 2 k \quad (5-20)$$

となる。

b) 応力-ひずみ関係

① 全域が弾性域であるとき

弾性論に依れば、内壁 $r = r_i$ での半径方向変位 u_i は次式で表される。

$$u_i = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \cdot \frac{p_i r_i^2 - p_o r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot r_i + \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{r_i r_o^2 (p_i - p_o)}{r_o^2 - r_i^2} \quad (5-21)$$

すると、

$$\frac{u_i}{r_i} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \cdot \frac{p_i r_i^2 - p_o r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} + \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{r_o^2 (p_i - p_o)}{r_o^2 - r_i^2}$$

ひずみの基準を、圧密が終了しプレッシャーマータの膨張圧が拘束圧に等しくなった時点にとれば、

$$\Delta \left(\frac{u_i}{r_i} \right) = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot \frac{\{(1-2\nu) r_i^2 + r_o^2\}}{r_o^2 - r_i^2} \Delta p_i \quad (5-22)$$

② 塑性域が発生したとき

塑性域において体積変化がないと仮定すると、内壁 $r = r_i$ での変位 u_i 、弾塑性境界 $r = r_b$ での変位 u_b の関係は、以下のように表される。

$$\pi (r_i + u_i)^2 - \pi r_i^2 = \pi (r_b + u_b)^2 - \pi r_b^2$$

2次の微小項を無視すると、結局、次式が得られる。

$$r_i u_i = r_b u_b \quad (5-23)$$

塑性領域に連続する弾性領域について考えると、これは内径 r_b 、外径 r_o で、内圧 p_b 、外圧 p_o の作用する厚肉円筒と考えられるから、Eq.(5-23)と同様、弾塑性境界での変位 u_b は、

$$u_b = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \cdot \frac{p_b r_b^2 - p_o r_o^2}{r_o^2 - r_b^2} \cdot r_b + \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{r_b r_o^2 (p_b - p_o)}{r_o^2 - r_b^2} \quad (5-24)$$

Eq.(5-23)を用いて u_b を消去すると、Eq.(5-24)は、

$$\frac{u_i}{r_i} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \cdot \frac{p_b r_b^2 - p_o r_o^2}{r_o^2 - r_b^2} \cdot \frac{r_b^2}{r_i^2} + \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{r_b^2 r_o^2 (p_b - p_o)}{r_o^2 - r_b^2} \cdot \frac{r_b^2}{r_i^2} \quad (5-25)$$

となる。

ひずみの基準を③と同様にとれば，

$$\Delta \left(\frac{u_i}{r_i} \right) = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot \frac{r_b^2 \{ (1-2\nu) r_b^2 + r_o^2 \}}{(r_o^2 - r_b^2) r_i^2} \Delta p_b \quad (5-26)$$

$r_b = r_o \bar{x}$ であり，また p_b は，Eq.(5-9) より，

$$p_b = p_i - 2k \ln \frac{r_b}{r_i}$$

と表されるから，結局，

$$\Delta \left(\frac{u_i}{r_i} \right) = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot \frac{r_o^2 \bar{x}^2 \{ (1-2\nu) \bar{x}^2 + r_o^2 \}}{(1 - \bar{x}^2) r_i^2} \times \Delta \left(p_i - 2k \ln \frac{r_o \bar{x}}{r_i} \right) \quad (5-27)$$

となる。ここに， $r_b \geq r_o$ であるから，

$$\bar{x} \geq \frac{r_i}{r_o} = \frac{8.2}{50.0} = 0.164$$

でなければならない。

弾性域においては，Eq.(5-22)，塑性域の発生以後はEq.(5-27)を用いて， $\Delta p_i \sim \Delta (u_i / r_i)$ 関係を求めることができる。その際，ヤング率 E ，ポアソン比 ν ，内径 r_i ，外径 r_o ，弾塑性境界 r_b を与える \bar{x} をEq.(5-15)より決定しなければならない。

また弾性論により決定される q_i (孔壁要素における q) が $2k$ を超えた後は， $q_i = 2k = \text{一定}$ となるから，Fig. 5-13のような応力～ひずみ関係が得られることになる。

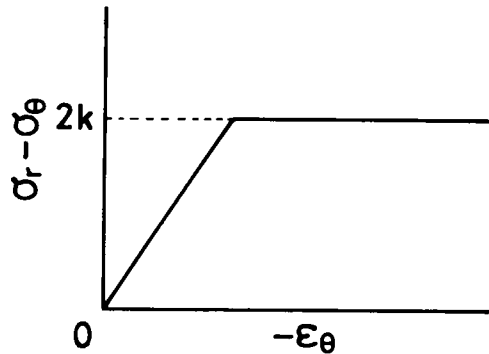


Fig.5-13 Elasto-perfectly plastic stress-strain relation

(2) プレッチャーメータ膨張曲線より直接非排水応力～ひずみ曲線を導く方法*

粘性土に対するプレッシャーメータ膨張曲線を利用して、応力～ひずみ曲線を求めることができる。前提条件としては、1) 変形は平面ひずみ、軸対称条件下で生じる、2) 非排水条件が成立する、3) 地盤が均質である、4) 全ての要素は同一の応力ひずみ関係に従う、5) 初期の応力は全て同じである、ことなどがある。

座標をFig. 5-14のように r, θ, z ととる。ただし z は紙面に垂直な方向である。また、 r, θ, z の増加の方向の変位を u, v, w とする。ひずみの成分と応力の釣合式は次のようになる。応力、ひずみは圧縮を正とする。

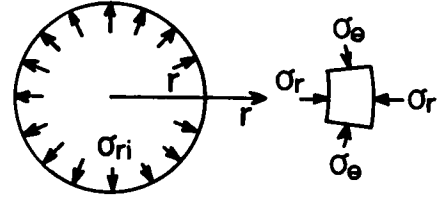


Fig.5-14 Modelling of pressuremeter mechanics

$$\epsilon_r = -\frac{d u}{d r}, \quad \epsilon_\theta = -\frac{u}{r}, \quad \epsilon_z = 0 \quad (5-28)$$

$$\frac{d \sigma_r}{d r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (5-29)$$

非排水条件を仮定すれば、

$$\epsilon_v = \epsilon_r + \epsilon_\theta = 0 \quad (5-30)$$

Eq.(5-28) をEq.(5-30) に代入すれば、

$$\frac{u}{r} + \frac{d u}{d r} = 0 \quad (5-31)$$

Eq.(5-31) を積分すると、

$$r u = \text{const.} \quad (5-32)$$

Eq.(5-32) に境界条件、 $r \rightarrow \infty$ で $u = 0$ 、 $r = r_0$ で $u = u_0$ を考慮すれば、

$$r u = r_0 u_0 \quad (5-33)$$

したがって、ひずみはEq.(5-33) より、

$$\epsilon_r = -\frac{d u}{d r} = \frac{r_0 u_0}{r^2} \quad (5-34)$$

$$\epsilon_\theta = -\frac{u}{r} = -\frac{r_0 u_0}{r^2} \quad (5-35)$$

Eqs. (5-34), (5-35) で全ての点のひずみの大きさが決められた。次にひずみ

*太田(1979,土質工学研究発表会)より引用。

の半径方向の変化率を求めると、

$$\frac{d \epsilon_{\theta}}{d r} = \frac{d (-u / r)}{d r} = -\frac{1}{r} \left(\frac{d u}{d r} - \frac{u}{r} \right) \quad (5-36)$$

Eq.(5-36)にEq.(5-31)を代入して、

$$\frac{d \epsilon_{\theta}}{d r} = \frac{2}{r} \cdot \frac{u}{r} \quad (5-37)$$

が得られる。

次に釣合い式より応力～ひずみ関係を導く。

Eq.(5-29)の釣合い式を変形すると、

$$\sigma_r - \sigma_{\theta} = -r \frac{d \sigma_r}{d r} \quad (5-38)$$

σ_r は r の関数であるが、ひずみ ϵ_{θ} (または ϵ_r) も r の関数であるから、

$$\frac{d \sigma_r}{d r} = \frac{d \sigma_r}{d \epsilon_{\theta}} \cdot \frac{d \epsilon_{\theta}}{d r} \quad (5-39)$$

Eq.(5-39)にEq.(5-37)を代入して、

$$\frac{d \sigma_r}{d r} = \frac{2}{r} \cdot \frac{u}{r} \cdot \frac{d \sigma_r}{d (-u / r)} \quad (5-40)$$

Eq.(5-40)をEq.(5-39)に代入すると、応力～ひずみ関係として、

$$\sigma_r - \sigma_{\theta} = -2 \frac{u}{r} \cdot \frac{d \sigma_r}{d (-u / r)} \quad (5-41)$$

Eq.(5-41)はいかなる r においても成立しなければならない。したがって、孔壁近傍要素においては、

$$(\sigma_r - \sigma_{\theta})_{r=r_0} = -2 \frac{u_0}{r_0} \cdot \frac{d \sigma_{r0}}{d (-u_0 / r_0)} \quad (5-42)$$

となる。

プレッシャーマータ試験から得られた内圧と孔壁の相対変位を図式的に示したのが Fig. 5-15 の $\sigma_{r0} \sim (-u_0 / r_0)$ 関係である。図のようにある一点を選び、その接線の傾きを求める。このことは実際にはそれほど簡単ではなく、なまのデータをスムーズな曲線で置き替えるなどの数値解析上の処理を行わないと精度の良い解析が出来ない。このようにして求めた接線の傾き $d \sigma_{r0} / d (-u_0 / r_0)$ とそのときの $(-u_0 / r_0)$ をかけあわせ2倍にしたものを Fig. 5-16 のように縦軸に取り、対応する $(-u_0 / r_0)$ を横軸に取ると、Fig. 5-16 上に1つの点がプロットされる。この操

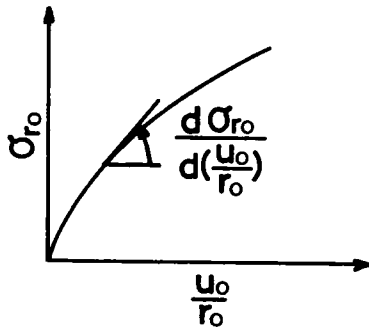


Fig.5-15 Deriving a tangential gradient from $\sigma_{r0} \sim u_0 / r_0$ curve

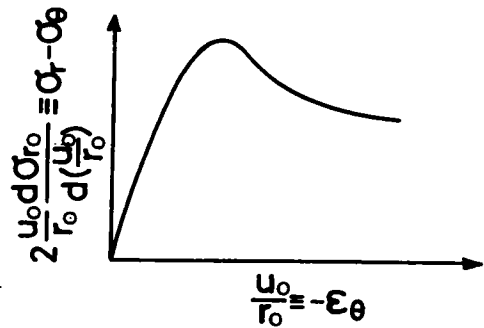


Fig.5-16 Stress-strain curve by use of stress-strain method

作をFig. 5 - 15 上の各点について行くと，Fig. 5 - 16 のようなカーブが描かれる。この縦軸を $\sigma_r - \sigma_\theta$ と読み変え，横軸を ϵ_θ と読み変え，通常の一軸試験に相当する応力～ひずみ関係が求まったことになる。

(3) 実測値および計算値の比較

a) 正規圧密粘土

プローブへの注入圧増分～円周方向ひずみ増分関係において，弾－完全塑性体を仮定した場合の計算値と実測値の比較を行った (Fig. 5 - 17)。実測値，計算値いずれも，応力，ひずみの基準状態として，注入圧が拘束圧に等しい状態を採用している。以下，弾－完全塑性体を仮定した 5.4 (1) の手法を弾塑性法，プレッシャーメータ膨張曲線より直接応力～ひずみ曲線を求めた 5.4 (2) の手法を応力ひずみ法と呼ぶ。

実測値は，拘束圧 196 kN/m^2 ，背圧 98 kN/m^2 の正規圧密試料に対するものであるが，初期の直線性（疑似的弾性）が比較的明瞭なプレッシャーメータ膨張曲線となっている。計算においては，非排水せん断強度を 3 種，ポアソン比を 2 種各々変えた。非排水せん断強度としてはプレッシャーメータ三軸試験から応力ひずみ法により推定されたピーク強度 k を考慮して $k = 34.3, 49.0, 64.3 (49.0 \pm 15.3) \text{ kN/m}^2$ の 3 種類である。またポアソン比 ν としては， $0.3, 0.5$ の 2 種類を用いた。計算過程で必要な粘土の非排水せん断強度は，プレッシャーメータ膨張曲線に大きな影響を与える。このケースでは，実測値とほぼ適合する計算膨張曲線は， $k (= c_u) = 49.0 \text{ kN/m}^2$ に対応するようである。 $\Delta (u_i/r_i) > 5\%$ のひずみ領域では，計算値と実測値が比較的良く一致していることがわかる。弾－完全塑性体というラフな近似でも

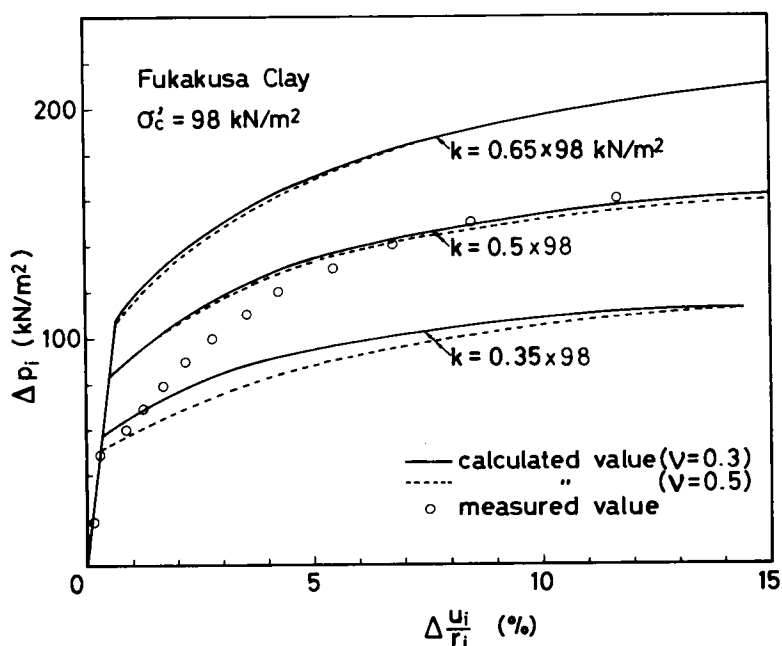


Fig.5-17 Comparison of measured $\Delta p_i \sim \Delta (u_i / r_i)$ relation with calculated ones by elasto-plastic method for N.C. clay

この程度一致させることができることを示しており、興味深い。Ohta-Nishihara(1985)によれば、等方圧密された正規圧密粘土 ($PI = 20\%$) に対する非排水せん断強度はおよそ 32.3 kN/m^2 となるが、実測された膨張曲線を見る限りこの非排水せん断強度を用いても実測値とうまく適合しないようである。 $k = 34.3 \text{ kN/m}^2$ はプレッシャーメータ試験から得られたピーク強度に対応するが、先の例と同様実測値よりも過小であるようである。

c_u の決定は、以上で明かなように、弾塑性法により計算されるプレッシャーメータ膨張曲線に多大な影響を及ぼすが、その評価については第7章に譲ることにして、ここでは深く立ち入らない。

同様に、計算過程で用いたポアソン比の影響は相対的に少ないが、 k の大きさが小さい程、その影響は大きくなるようである。

膨張曲線の低ひずみ領域については、初期の疑似弾性領域の勾配を利用して変形係数を決定し、それを計算に利用しているから、膨張曲線初期勾配の実測値と計算値の一致は当然満足すべきものとなっている。

弾塑性構成式に基づいて決定した (49 kN/m^2 に対応する) プレッシャーメータ

孔壁近傍要素の経験する応力経路 (Fig. 5-18), および応力ひずみ法による応力経路 (Fig. 5-19) を示す。いずれも有効応力経路は計算により求められた全応力経路から実測された間隙水圧を差引くことにより得た。Figs. 5-18, 5-19の両者を比較すると幾分の相違はあるが, 全応力経路, 有効応力経路のいずれも, 最初ほぼ $\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_\theta = 0$ 線に沿って動き, 次いで $\Delta \sigma_r - \Delta \sigma_\theta = \text{一定}$ 線に沿って増加するという同様な傾向を示す。弾性論に依れば (第2章参照), プレッシャーメータ試験のような孔内等方水平载荷に対しては孔壁周辺要素は平均主応力比一定を保持することが明らかになったが, Figs. 5-18, 5-19の応力経路の初期の傾向 ($\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_\theta, \Delta \sigma_r' + \Delta \sigma_\theta' = 0$) は試料がほぼ弾性的に挙動していることの証拠であろう。次に有効応力経路に注目する。破壊包絡線が原点を通る直線で表されるものとする, 有効応力に基づく内部摩擦角 ϕ' は Fig. 5-18 のケースで 38.1° , Fig. 5-19 のケースで 21.5° となる。別途行った三軸試験に依れば, この試料の ϕ' はおよそ 40° となったから, ϕ' に関しては Fig. 5-18 の弾塑性法の方が適切な結果を示しているといえよう。ところで, 応力状態が破壊状態線に達した後の有効応力経路は, 主応力差が一定となるような経路となっているが, 常識的には破壊状態線上を辿ると予想されるから, 解析において事実にもそぐわない仮定が含まれているものと考えられる。さて, Wood・Wroth(1977)は原位置でプローブ近傍の間隙水圧を計測しながら, セルフポーリングタイプのプレッシャーメータ試験を行った。本章で用いた応力ひずみ法と等価な Baguelin・Jezequel・Le Mee・Le Mehaute(1972) の手法により応力経路を推定し, Fig. 5-19 とほぼ等しい傾向の結果を与えている。しかし, 地盤によっては σ_θ' がマイナスになる (つまり引張り状態になってクラックの発生することが予想される) 例も報告されているが, もし事実であるとすれば, 本章の応力ひずみ法や Baguelin et al(1972)の手法の仮定である”地盤は均質である”, とか”非排水条件が成立する”などという条件が損なわれることになり, 従来の解析手法に及ぼす影響は大きいといえる。間隙水圧の測定精度も含めて今後さらに検討が加えられなければならない問題である。

また, Wood・Wroth(1977) は, プレッシャーメータ膨張部近傍の要素の経験する応力経路を調べるために, 真の三軸装置を用いたシミュレーション試験を行った。試験は供試体の変形をプレッシャーメータ孔壁近傍要素の変形条件に合せるという形で行われた。つまり, $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ 軸を各々鉛直軸方向, およびこの軸に直交する2方向にとり, 対応する主ひずみ軸を $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ としたとき, $\dot{\epsilon}_1 = 0, \dot{\epsilon}_2 + \dot{\epsilon}_3 = 0$ となるような実験が行われた。その結果, 正規圧密試料に対応する応力経路は, 最初 $\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_\theta = 0$ 線に沿って進行し, 次いで Fig. 5-18, Fig. 5-19 とは逆に $\Delta \sigma_r, \Delta \sigma_\theta$ の両

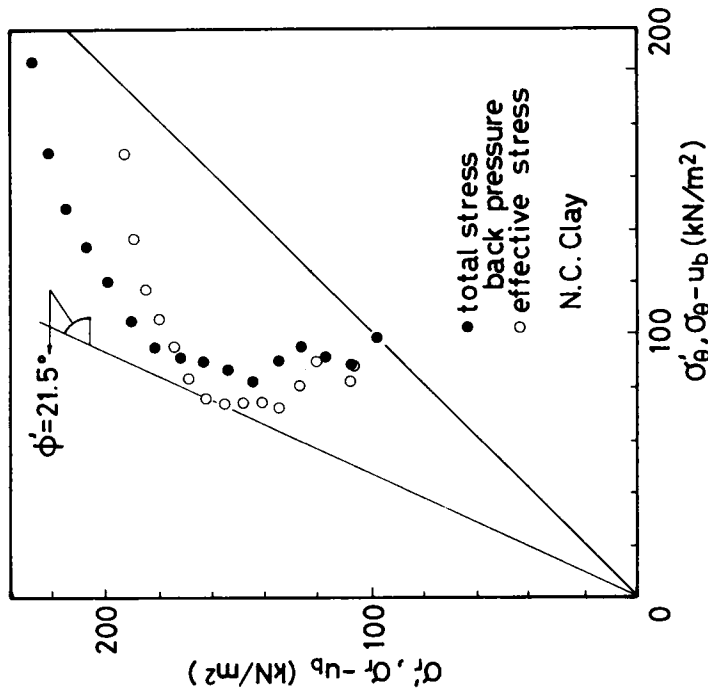


Fig.5-18 Stress path experienced by a element near to inflating probe for N.C. clay (elasto-plastic method)

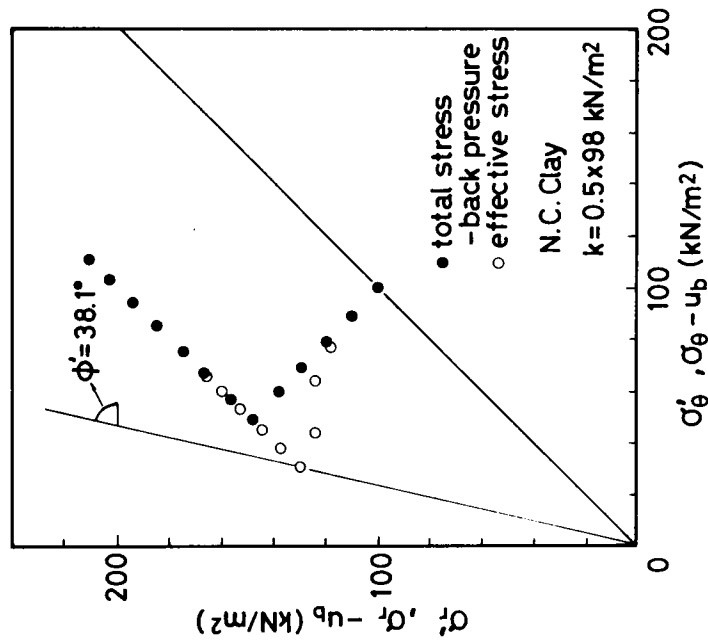


Fig.5-19 Stress path experienced by a element near to inflating probe for N.C. clay (stress-strain method)

方とも減少するような応力経路を辿ってピーク強度状態を向えることがわかった。この結果より、 $\dot{\epsilon}_1 = 0$ 、 $\dot{\epsilon}_2 + \dot{\epsilon}_3 = 0$ という条件下の真の三軸試験は、载荷の初期段階を除けば、プレッシャーメータ近傍要素の経験する応力経路を追従していない恐れのあることがわかる。プレッシャーメータ膨張曲線より応力ひずみ法および弾塑性法を用いて推定された正規圧密粘土の応力～ひずみ関係を示す (Fig. 5-20)。応力ひずみ法による応力～ひずみ曲線は正規圧密粘土でもピーク強度を発揮した後顕著なひずみ軟化減少を示すのが特徴である。この特徴は、Ladd・Germaine・Baligh・Lacasse(1980)がプレッシャーメータ試験の有効性に疑問を持つ理由の1つである。確かに、極端な場合、ある载荷応力に対してひずみが急激に増大するようなケースでは、終局強度が計算上ゼロとなるが、このような現象は通常の室内要素試験では生じ得ないことである。

ここで得られた応力～ひずみ曲線の適用性については、応力ひずみ法により得られた変形・強度定数と他の室内、原位置試験より得られた変形強度定数との力学的整合性を検討することにより明らかに成るものと思われる。

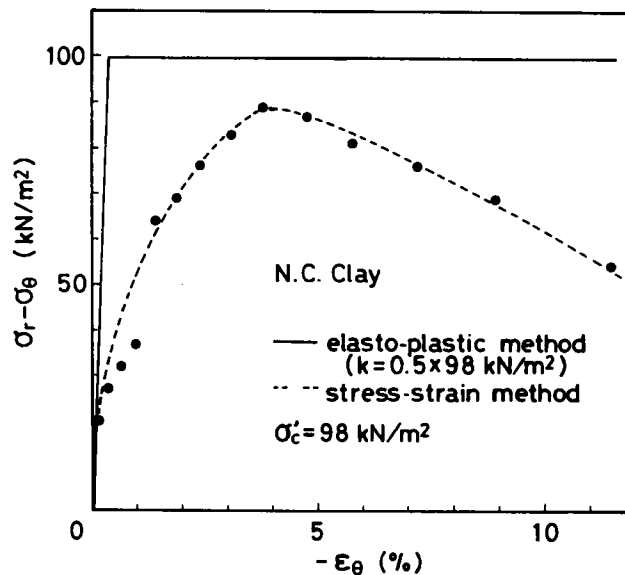


Fig.5-20 Stress-strain relation of N.C. clay

b) 過圧密粘土

正規圧密粘土の場合と同様、過圧密粘土についても弾塑性法による内圧～円周方向ひずみ関係 (Fig. 5-21), 応力経路 (Fig. 5-22, 5-23), 応力～ひずみ曲線 (Fig. 5-24) を示した。ここに先行有効圧密圧力 392 kN/m^2 , 初期有効圧密圧力 98 kN/m^2 , 背圧 98 kN/m^2 , $\text{OCR} = 4$ の過圧密試料である。

内圧～円周方向ひずみ関係の実測値は正規圧密粘土の場合と比較すると、破壊領域近くで1荷重段階に対応する変形の進行が著しいということが特徴である。Fig. 5-21には弾塑性論による近似曲線 (内圧～円周方向ひずみ関係) を示しているが、ひずみの全領域に亘って実測値と一致させることは困難なようである。

応力経路は過剰間隙水圧の発生がほとんど見られなかったため、有効応力経路と全応力経路にほとんど差がない。Fig. 5-22には応力ひずみ法による応力経路のみを示しているが、経路の形状は正規圧密粘土の場合 (Fig. 5-19) と類似している。一方弾塑性法による応力経路は、前節で紹介したWood-Wroth(1977)の提示する応力経路と類似し σ'_o がマイナスとなるが、彼らの文献でも以上の傾向と過圧密比との相関は必ずしも明らかでないため今後の検討が必要となろう。

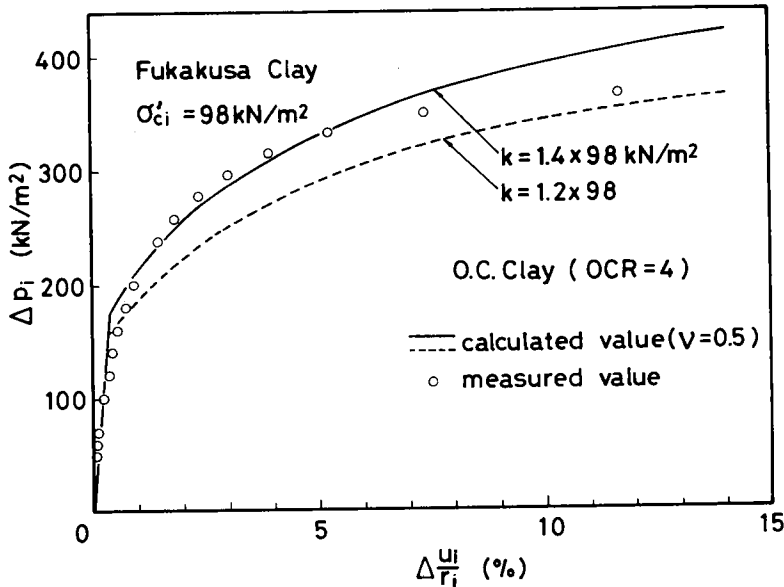


Fig.5-21 Comparison of measured $\Delta p_i \sim \Delta (u_i / r_i)$ relation with calculated ones by elasto-plastic method for O.C. clay

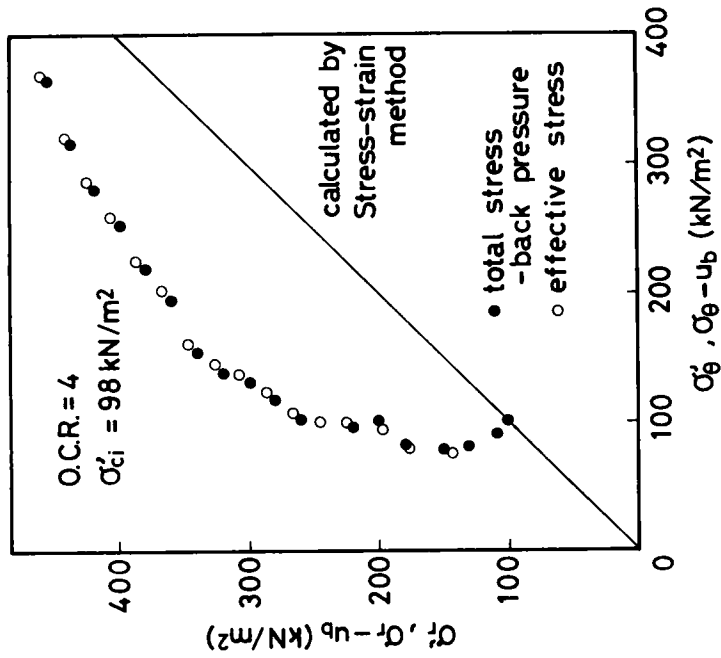


Fig. 5-22 Stress path estimated from stress-strain method for O.C. clay

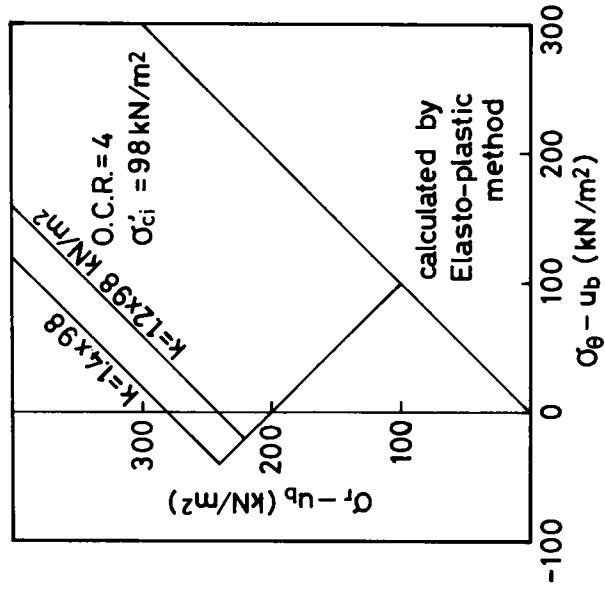


Fig. 5-23 Stress path estimated from elasto-plastic method for O.C. clay

応力～ひずみ関係は正規圧密粘土の場合 (Fig. 5-20) と同様、ひずみ軟化現象を示す (Fig. 5-24)。実験の最終段階では変形が急激に進行するため、計算上結果的に主応力差 $\sigma_r - \sigma_\theta$ は 0 に近づく傾向を示す。応力～ひずみ曲線を得ることにより、通常変形・強度に関する種々の情報を得ることができるが、応力ひずみ法によっては残留強度を推定することは現状では困難なようである。Fig. 5-24 にはまた、弾塑性法による内圧～円周方向ひずみ関係の近似から得られた非排水せん断強度 $k (= c_u) = 1.2, 1.4 \times 98 \text{ kN/m}^2$ に対応する応力ひずみ曲線も示している。Ohta-Nishihara(1985) に依れば、等方圧密された過圧密粘土 ($PI = 20\%$, $OCR = 4$) に対する非排水せん断強度はおよそ $0.9 \times 98 \text{ kN/m}^2$ となるから、弾塑性法より応力ひずみ法から得られた非排水せん断強度に近い値を示しているようである。

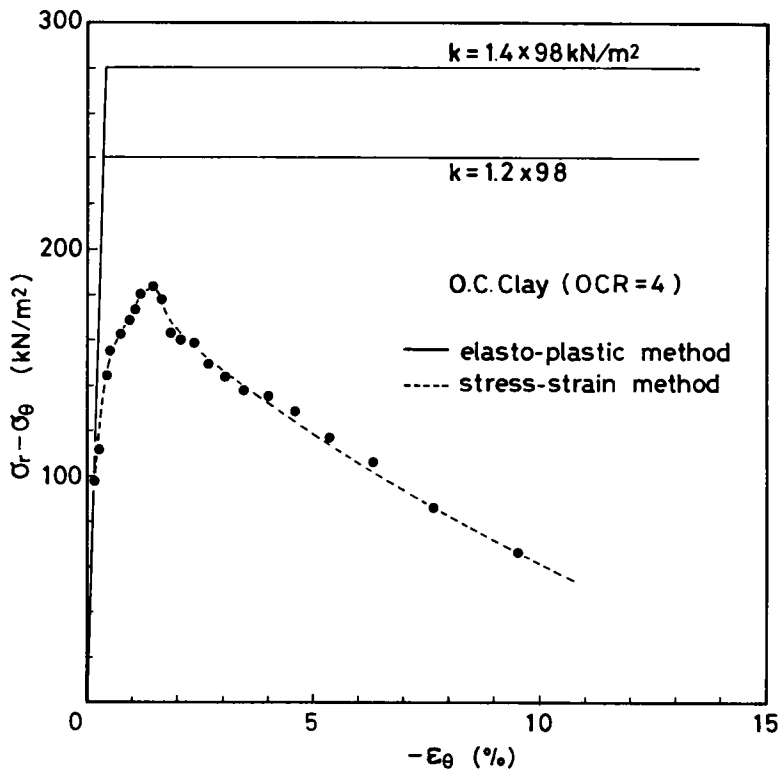


Fig.5-24 Stress-strain relation of O.C. clay

5.5 結語

本章で得られた主要な結論を以下に列挙する。

(1) 攪乱などの影響が入りにくく、境界条件のよりはっきりしている室内三軸セル内でミニチュアプレッシャーメータ試験を行い、同時に孔壁近傍で間隙水圧を計測した結果、正規圧密、過圧密粘性土におけるプレッシャーメータ試験時の間隙水圧発生特性が明らかになった。

(2) 弾-完全塑性体を仮定する方法(弾塑性法)および何ら構成関係を仮定せずにプレッシャーメータ膨張曲線から応力~ひずみ関係を導く方法(応力ひずみ法)の2つによりプレッシャーメータ孔壁近傍要素の有効応力経路および応力~ひずみ関係を推定した。載荷の初期段階においては2つの方法のいずれによっても同様な応力経路、 $\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta = 0$ となる平均主応力一定経路を辿ることが明らかになったが、このことは載荷の初期においては孔壁周辺要素は弾性的に挙動していることを意味する。しかし、破壊状態線に達して後の有効応力経路はいずれにおいても破壊状態線上を辿らないことより、解析上の仮定に問題のあることが考えられる。

(3) 弾塑性法により比較的良好にプレッシャーメータ膨張曲線を近似することができるが、結果的に得られた非排水せん断強度はOhta・Nishihara(1985)により推定された非排水せん断強度に比較すると、正規圧密粘土、過圧密粘土のいずれにおいても幾分大き目の値を与えるようである。

(4) 応力ひずみ法により得られた応力~ひずみ曲線は顕著なひずみ軟化現象を示した。三軸試験など他の室内試験から得られる応力~ひずみ曲線とは必ずしも適合しないと考えられるため今後の検討が必要である。得られた非排水せん断強度は正規、過圧密粘土のいずれにおいてもOhta・Nishihara(1985)の推定値と良好な一致を示した。

(5) 主応力比最大時の有効応力に基づく内部摩擦角は、正規圧密粘性土の場合応力ひずみ法より弾塑性法の方が通常の室内試験などから予想される ϕ' に近い値を与えた。

5.6 参考文献

- Baguelin, F., Jezequel, J.F., Le Mee, E. and Le Mehaute, A. (1972): "Expansion of cylindrical probes in cohesive soils, ASCE, SM11, pp.1129-1142.
- Gibson, R.E. and Anderson, W.F. (1961): "In situ measurement of soil properties with the pressuremeter," Civil Eng. Public Works Rev., London, pp.615-618.
- Ladanyi, B. (1972): "In-situ deformation of undrained stress-strain behaviour of sensitive clays with the pressuremeter," Canadian Geotechnique, Vol.9, No.3, pp.313-319.
- Ladd, C.C., Germaine, J.T., Baligh, M.M. and Lacasse, S.M. (1980): "Evaluation of self-boring pressuremeter tests in Boston Blue Clay", Report No. FHWA/RD-80/052.
- 太田秀樹(1979): "粘土の非排水応力-ひずみ関係の測定," 第12回土質工学研究発表会講演集, pp.475-480.
- Ohta, H. and Nishihara, A. (1985): "Anisotropy of undrained shear strength of clays under axi-symmetric loading conditions," Soils and Foundations, Vol.25, No.2, pp.73-86.
- Wood, D. M. and Wroth, C. P. (1977): "Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter tests," Geotechnique, Vol.27, No.2, pp.181-201.
- 山口柏樹(1975): "弾塑性力学," 森北出版.

付録-I Eq.(5-6)の近似的解法

$$x^2 - 2 \ln x + c = 0 \quad (0 \leq x \leq 1) \quad (5-6)$$

関数 $\ln(1+y)$ は、テイラー展開により以下のようなべき級数で表される。

$$\ln(1+y) = y - \frac{y^2}{2} + \frac{y^3}{3} - \dots + (-1)^{n-1} \frac{y^n}{n} + \dots \quad (-1 \leq y \leq 1)$$

ここで $y = x - 1$ とおけば、

$$\ln x = (x-1) - \frac{(x-1)^2}{2} + \frac{(x-1)^3}{3} - \dots + (-1)^{n-1} \frac{(x-1)^n}{n} + \dots \quad (0 \leq x \leq 2)$$

近似的に

$$\ln x = (x-1) - \frac{(x-1)^2}{2} + \frac{(x-1)^3}{3} \quad (0 \leq x \leq 2) \quad (a)$$

と考える。Eq.(b)をEq.(a)に代入すれば、結局、

$$x^3 - 6x^2 + 9x + b = 0 \quad (b)$$

となる。ここに、 $b = -(1 + 3c) / 2$ である。

Eq.(b)は基本的にCardanoの解法を用いて解くことができる。 $x = z + 2$ とおけば、

$$z^3 - 3z + d = 0, \quad d = 2 + b \quad (c)$$

となる。ここで、Cardanoの解法とは、三次方程式

$$x^3 + 3px + q = 0 \quad (d)$$

に対して、

$$\begin{cases} u^3 = (-q + \sqrt{q^2 + 4p^3}) \\ v^3 = (-q - \sqrt{q^2 + 4p^3}) \end{cases}$$

の各一根を u_0, v_0 とし、1の3乗根を $1, \omega, \omega^2$ とすれば、

$$x = u_0 + v_0, \quad u_0 \omega + v_0 \omega^2, \quad u_0 \omega^2 + v_0 \omega$$

で3根が表されるというものである。

Eq.(b)で、 $0 \leq x \leq 1$ なる実数 x が根として得られるためには、Eq.(c)の $-2 \leq z \leq -1$ なる値 z が得られなければならない。

Eq.(c), (d)より、 $p = -1, q = d$ であるから、

$$\begin{cases} u^3 = (-d + \sqrt{d^2 - 4}) \\ v^3 = (-d - \sqrt{d^2 - 4}) \end{cases} \quad (e)$$

となる。

ここに、

$$d = 2 + b = 3 \log \frac{r_0}{r_i} - 2 - \frac{3}{2k} (p_i - p_0) \quad (f)$$

Eq.(f) では、 $r_0 = 50.0 \text{ mm}$ 、 $r_i = 8.2 \text{ mm}$ 、 $p_0 = 98 \text{ kN/m}^2$ また三軸圧縮試験かプレッシャーメータ試験から非排水せん断強度を求めて k を決定し、注入圧 p_i に対する d 値を求めた。この d 値を Eq.(e) に代入し、Eq.(c) ないし (b) の根を求めたが、若干の検討の結果、求める解は以下の場合に限られることがわかった。

$d^2 - 4 < 0$ のとき、1 の 3 乗根の 1 つを $\omega = (-1 + \sqrt{3}i) / 2$ とすれば、Eq.(5-6) の根は、 $\bar{x} = u_0 \omega + v_0 \omega^2 + 2$ として与えられる。

$$r = r_0 (\cos \theta + i \sin \theta) = (-d + \sqrt{|d^2 - 4|} i) / 2$$

とおけば、

$$r_0 \cos \theta = -d / 2 \quad (g)$$

$$r_0 \sin \theta = \sqrt{|d^2 - 4|} / 2 \quad (h)$$

となる。Eq.(g) より、

$$\theta = \cos^{-1} (-d / 2)$$

ド・モアブルの定理より、

$$u_0 = \cos \frac{\theta}{3} + i \sin \frac{\theta}{3}$$

となる。ただし、Eq.(h) より、 $r_0 \sin \theta > 0$ となるように θ を選ばなければならない。以下、同様な手順により、

$$v_0 = \cos \frac{\theta}{3} + i \sin \frac{\theta}{3}$$

として定式化できる。したがって、求める根は、

$$\begin{aligned} \bar{x} &= u_0 \omega + v_0 \omega^2 + 2 \\ &= -\cos \frac{1}{3} (\cos^{-1} (-\frac{d}{2})) - \sqrt{3} \sin \frac{1}{3} (\cos^{-1} (-\frac{d}{2})) \quad (5-15) \end{aligned}$$

となる。

第6章 プレッシャーメータ試験から得られた粘性土の変形係数の評価

6.1 概要

プレッシャーメータ試験は実務的には水平方向変形係数を測定するものとしてのみ考慮されているきらいがあるが、この変形係数についてさえも評価が定まっていないのが現状である。特に原位置においてはボーリング孔壁の攪乱などプレッシャーメータ試験に固有な問題に加えて、粘土地盤の挙動に影響を及ぼす異方性、時間依存性など複雑な要因が数多い。

そこで、本章ではまず、攪乱などの影響が入りにくく、境界条件のよりはっきりしている室内三軸セル内でミニチュアプレッシャーメータ試験を行い、得られた変形係数と三軸圧縮・伸張試験などによる変形係数とを比較することによって、これらの相関性を把握しようとしている。具体的には6.2節において、まずミニチュアプレッシャーメータ試験および比較のための三軸圧縮・伸張試験について述べ、次に、各々正規圧密粘土の初期載荷過程、過圧密粘土の初期載荷過程、正規圧密粘土の繰返し載荷過程から得られた変形係数間の相関性を調べている。次に、6.3節においてプレッシャーメータ試験から得られた変形係数の原位置における評価を試みている。まず、変形係数の評価に際して考慮すべき点を列挙し、その影響の評価を試みている。具体的には、ボーリング孔壁の乱れ、ひずみ速度などであるが、これらのプレッシャーメータ試験に固有の問題を除いても、原位置においては、一般に土中要素の挙動を把握するために考慮すべき要因が数多くある。例えば応力履歴、初期応力状態、異方性等である。以上の要因を大体において考慮しうる構成式を用いた数値解析により相関性の評価を行うことが最善であるが、解析においても土質パラメータの決定、構成式自体の信頼性等検討の余地のある問題が多く、まして変形係数を理論的に予測することの難しさは周知のことである。そこで次善の策として単純に各種試験から得られた変形係数間の相関性を調べてみた。特に実際への適用を考慮すれば意義のあることと考えられる。6.3節の後半において、地盤中の変位が計測されているような試験盛土地盤を対象として、弾性FEMに基づく逆解析から地盤の平均的な変形係数を求め、プレッシャーメータ試験を始めとする各種試験から得られた変形係数間の相関を調べている。

6.2 室内試験による変形係数間の相関性の検証

(1) ミニチュアプレッシャーメータ試験

a) 試験方法および試料

ミニチュアプレッシャーメータ試験は基本的に5章と同様な手順で行った。実験方法を以下簡単に示す。初期状態として膨張用プローブ内圧 p_i を背圧と等しく取り、その点を基準として 9.8 kN/m^2 ずつ段階載荷する。 p_i が拘束圧より大きくなり、 $p_i \sim \epsilon_{oi}$ 曲線に明瞭な屈曲点が現れた後、 9.8 kN/m^2 ずつ背圧と等しい圧力まで除荷する。その後、再び、急激な膨張現象が生ずるまで、 9.8 kN/m^2 ずつ載荷してゆく。なお、各段階とも載荷して2分間経過の後、 ΔV_p を計測する。計測に際しては、膨張用プローブゴム膜の張力を考慮して注入圧の補正を行っている。実験は正規圧密、過圧密 ($OCR = 2, 4$) 試料に対する拘束圧一定試験である。用いた試料は5章と同じ深草粘土 ($LL = 52\%$, $PL = 32\%$, $PI = 20\%$) である。

b) ミニチュアプレッシャーメータ試験における変形係数の決定法

ここでは途中まで2.4節と同様な手順で変形係数を決定した。Fig. 2-22に示したように、内外壁に作用する応力を σ_i , σ_o , 内外壁までの中心からの距離を r_i , r_o , 内外壁での半径方向変位を u_i , u_o とする。内圧増分~円周方向ひずみ増分関係が結局Eqs. (6-1), (6-2) のように得られる。

$$\Delta \left(\frac{u_i}{r_i} \right) = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot \frac{\{(1-2\nu)r_i^2 + r_o^2\}}{r_o^2 - r_i^2} \Delta \sigma_i \quad (6-1)$$

$$\Delta \left(\frac{u_o}{r_o} \right) = \frac{2(1-\nu^2)}{E} \cdot \frac{r_i^2}{r_o^2 - r_i^2} \Delta \sigma_i \quad (6-2)$$

次に、非排水条件を仮定すれば、

$$\pi (r_i + u_i)^2 - \pi r_i^2 = \pi (r_o + u_o)^2 - \pi r_o^2$$

が成立し、2次の微小項を無視すれば、結局、

$$r_i u_i = r_o u_o \quad (6-3)$$

が得られる。Eq.(6-3) はさらに、

$$\Delta \left(\frac{u_i}{r_i} \right) = \frac{r_o^2}{r_i^2} \Delta \left(\frac{u_o}{r_o} \right) \quad (6-4)$$

となる。Eqs.(6-1), (6-2), (6-4) から ν を求めれば、

$$\nu = 0.5 \quad (6-5)$$

となる。Eqs.(6-5), (6-1) より、

$$E_{PM} = \frac{3}{2} \cdot \frac{r_o^2}{r_o^2 - r_i^2} \cdot \frac{\Delta \sigma_i}{\Delta (u_i / r_i)} \quad (6-6)$$

となり、三軸セル内でのミニチュアプレッシャーメータ試験より変形係数 E_{PM} を決定することができる。

ちなみに半無限地盤中でのプレッシャーメータ試験の場合は、 $r_o^2 \rightarrow \infty$ より、

$$E_{PM} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\Delta \sigma_i}{\Delta (u_i / r_i)} \quad (6-7)$$

として E_{PM} が得られる。したがって、Eq.(6-6)の E_{PM} を $r_o^2 / (r_o^2 - r_i^2)$ 倍すれば、Eq.(6-7)の E_{PM} が得られることになる。

E_{PM} はプレッシャーメータ膨張曲線よりFig. 6-1の要領で決定された。特に、初期载荷部分の直線性が明瞭でない場合、変位は、理想的には供試体が受けている外力（すなわちセル圧力）と膨張部の内圧とが釣り合っていると生ずると考えられるから、Fig. 6-1のように、内圧がセル圧力と等しくなった時点の $p_i \sim \epsilon_{oi}$ 曲線の接線の傾きより、初期载荷における変形係数 E_{PM} を決定した。繰り返し载荷部分の直線性が明瞭でない場合、Fig. 6-1のように繰り返し载荷の起点と折り返し点を $p_i \sim \epsilon_{oi}$ 曲線の図上で結んだ直線の傾きより、同様に繰り返し载荷に対する変形係数 E_c を求めている。

c) 得られたプレッシャーメータ膨張曲線

行った試験の試験条件と結果をTable. 6-1に示した。Figs. 6-2~6-7に、ミ

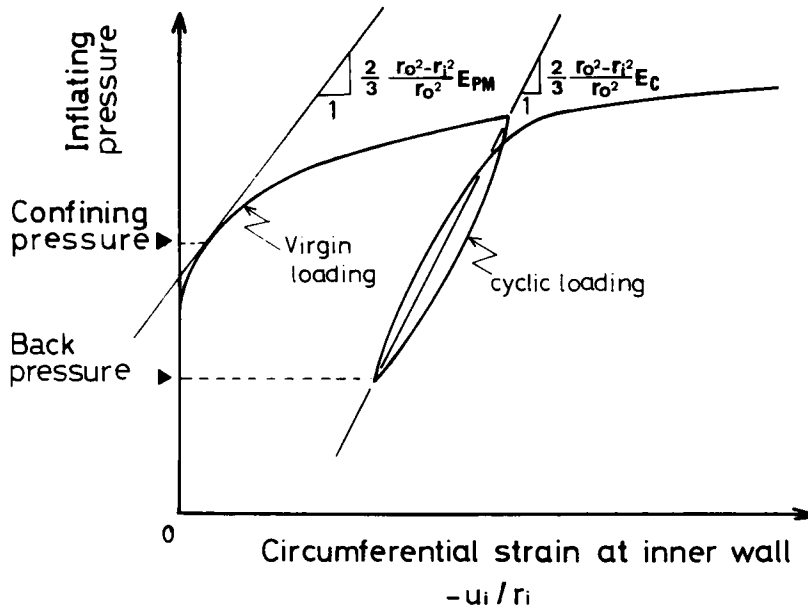


Fig.6-1 decision of E_{PM}

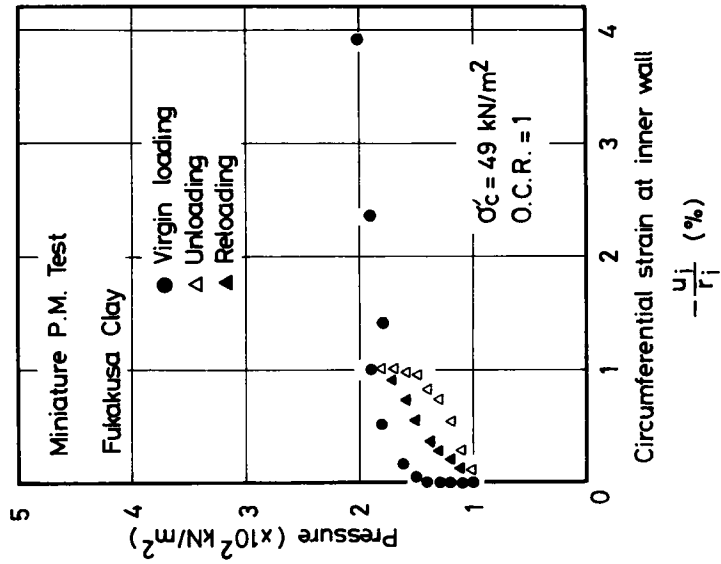


Fig. 6-2 Pressure-expansion curve
($\sigma'_c = 49 \text{ kN/m}^2$, OCR=1)

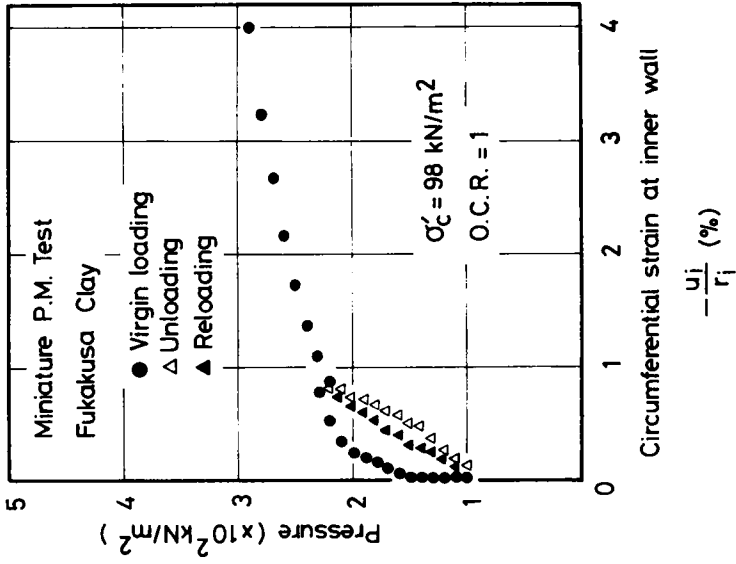


Fig. 6-3 Pressure-expansion curve
($\sigma'_c = 98 \text{ kN/m}^2$, OCR=1)

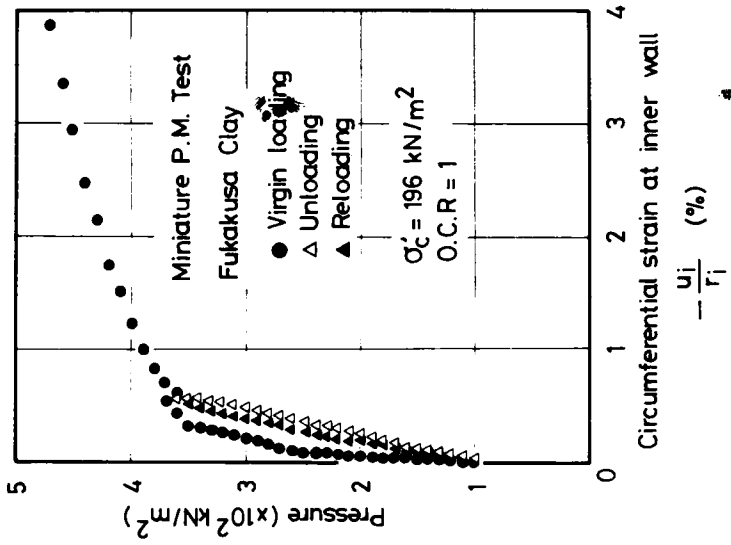


Fig. 6-5 Pressure-expansion curve
($\sigma'_c = 196 \text{ kN/m}^2, \text{OCR} = 1$)

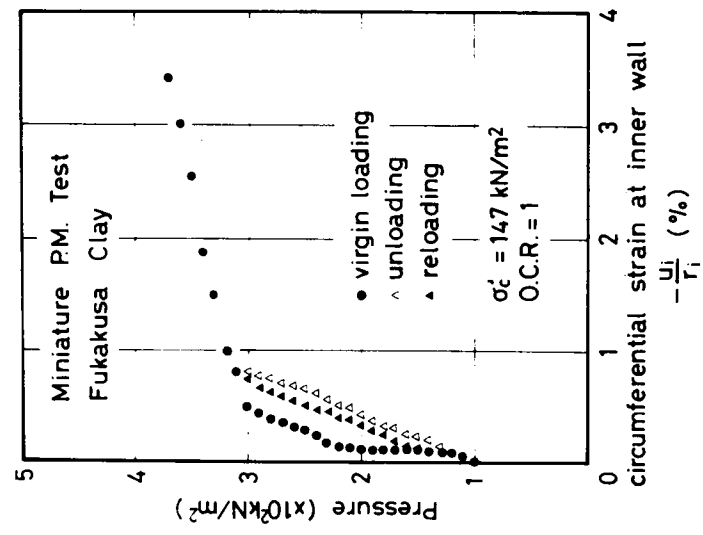


Fig. 6-4 Pressure-expansion curve
($\sigma'_c = 147 \text{ kN/m}^2, \text{OCR} = 1$)

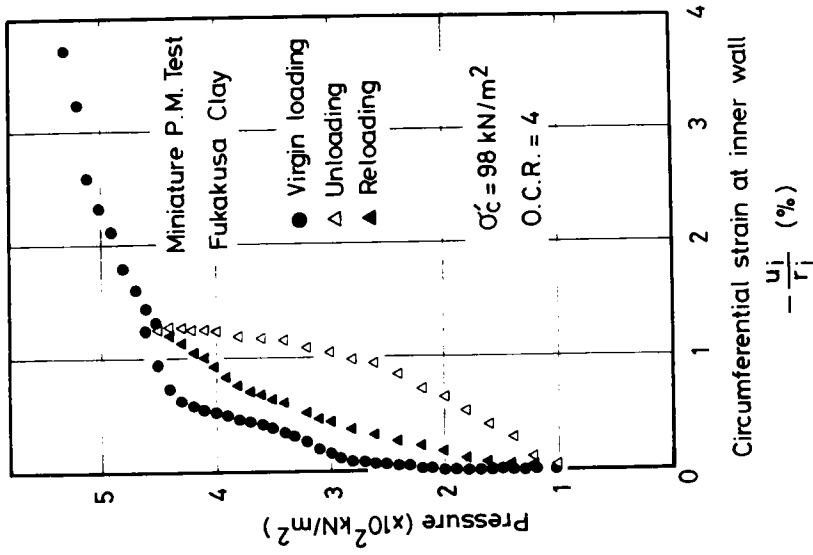


Fig. 6-7 Pressure-expansion curve
 ($\sigma'_c = 98 \text{ kN/m}^2, \text{OCR} = 4$)

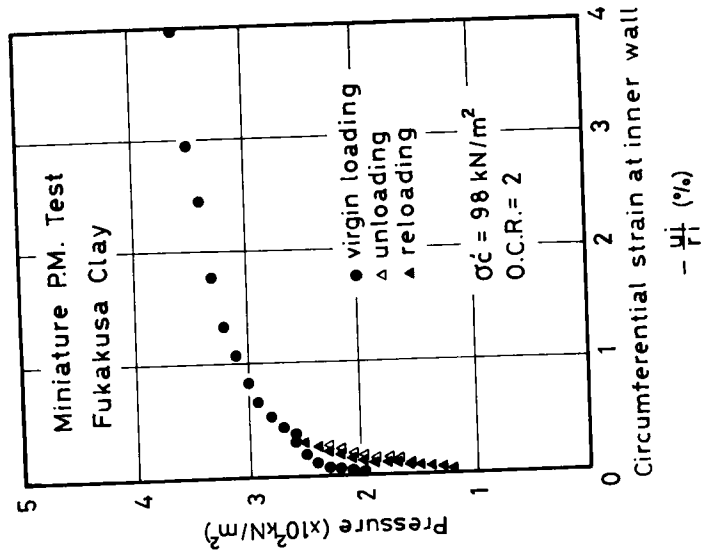


Fig. 6-6 Pressure-expansion curve
 ($\sigma'_c = 98 \text{ kN/m}^2, \text{OCR} = 2$)

Table.6-1 Results of miniature pressuremeter tests

Test No.	σ_c' (kN/m ²)	Cell pressure (kN/m ²)	Back pressure (kN/m ²)	O.C.R.	E_{PM} ($\times 10^2$ kN/m ²)	E_c ($\times 10^2$ kN/m ²)
PM 1	49	147	98	1	190.8	120.9
PM 2	98	196	98	1	215.0	207.0
PM 3	147	245	98	1	348.0	401.7
PM 4	196	294	98	1	634.6	700.3
PM 5	98	196	98	2	664.3	656.0
PM 6	98	196	98	4	1273.5	-

ミニチュアプレッシャーメータ試験における $p_i \sim e_{oi}$ 関係を示す。

$p_i \sim e_{oi}$ 曲線についてはほとんど全てのケースについて、 p_i がセル圧の少し手前になるまで $e_{oi} = 0$ を保ち、そのあと、疑似的弾性領域と見なされる直線部分がしばらく続き、セル圧を $50 \text{ kN/m}^2 \sim 100 \text{ kN/m}^2$ ほど超えたあたりで急激な屈曲点が見られる。繰返し載荷過程はほぼ直線となり、その傾きは初期載荷の直線部の傾きに近い。除荷してゆくと、折り返し点はほぼ初期の基準点に戻り、残留変形がほとんどない。再載荷してゆくと、除荷の起点より少し右にずれるものの、ほぼもとの $p_i \sim e_{oi}$ 曲線の上に戻ってくる。

(2) 三軸圧縮・伸張試験

前節のミニチュアプレッシャーメータ試験結果との比較を行うために、同一の試料を用いて三軸圧縮・伸張非排水せん断試験を行った。

a) 試料

ミニチュアプレッシャーメータ試験と同じく、市販の粉末状の深草粘土を用いた。これを 200μ のふるいでふるい分け、残留分を前節と同じ方法で練り返し、内径 30 cm の圧密容器中で予備圧密した。

b) 実験方法

供試体のセットを以下の手順で行った。

- ① 水中保存しているサンプラーを取り出し、試料の上下端を整形する。
- ② 上下端の摩擦を低減する目的で、ゴム膜2枚とテフロンシート1枚の各々の両面にシリコンオイルを塗布して重ね合せたものを2組用意する。
- ③ 供試体を押し出し、②で用意したゴム膜、テフロンシートおよびろ紙をペDESTAL上

に置き、キャップをかぶせる。側面には圧密時間短縮のためペーパードレーンをまく。

④ メンブレンを供試体にかぶせるとき、空気の混入をできるだけ避けるため、空気抜き用の細棒を供試体とゴムスリーブの間にはさみながら、厚さ0.05mmの薄いゴムスリーブをかぶせた。

⑤ 供試体とゴムスリーブの間の気泡を細棒の回りに集めて追い出した後、細棒を引き抜く。

⑥ 厚さ0.3mmのメンブレンをその上にかぶせる。

⑦ セルをセットし、水を満たした後、圧密を開始する。

供試体寸法は、圧縮試験では直径3.5cm、高さはほぼ6cmである。伸張試験でも、直径3.5cmであるが、高さについては、圧縮試験のように高さ/直径比が大きいとせん断中くびれが生じ、応力が供試体に均一に生じなくなるおそれがあるため、直径とほぼ等しい3.5cm程度とした。

等方圧密およびせん断試験においては背圧として 98 kN/m^2 の圧力をかけた。一次圧密終了を確認の後、排水コックを閉じ、非排水せん断試験を開始する。試験はひずみ制御・応力リラクゼーション方式で行う。具体的には、供試体に所定の軸ひずみを与え、そのまま放置し、一定時間後の軸差応力、間隙水圧を測定する。ひずみ段階は0.1%、0.2%、0.3%、0.4%、0.6%、1.0%、2.0%、3.0%、5.0%、(ここで除荷過程3段階、再載荷過程3段階を含む)、7.0%、9.0%、12.0%、15.0%である。除荷は、ひずみ5%での計測を終えた後、3段階で軸差応力が0になるように除荷する。1段階ごとの除荷応力が等しくなるように、ひずみ5%現在の軸差応力をもとに1段階の軸差応力を定め、応力制御によって所定の応力に戻した後、一定時間放置した。再載荷については、再載荷3段階によってひずみ5%での軸差応力に戻ると仮定して、除荷と同じく1段階ごとの載荷応力が等しくなるように1段階の載荷応力を求めた。

各段階の最大リラクゼーション時間は120分で、ひずみを与えた直後から1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120分後の応力、ひずみを測定した。

実験は室内プレッシャーメータ試験と同様、正規圧密試料(有効圧密圧力 $=98\text{ kN/m}^2$)およびOCR=4の過圧密試料(有効圧密圧力 $=98\text{ kN/m}^2$ 、先行圧密圧力 $=392\text{ kN/m}^2$)について行った。

c) 弾性論に基く E_0 , E_{50} , E_c の決定

2. 2節と同様の手順で、弾性論により、拘束圧一定条件下 ($\Delta \sigma'_r = 0$) の (等価な) ヤング係数 E , ポアソン比 ν は次式のように表される。

$$E = \frac{\Delta \sigma'_a}{\Delta \epsilon_a}$$

$$\nu = -\frac{\Delta \epsilon_r}{\Delta \epsilon_a}$$

となる。

ここに、 σ'_a , σ'_r : 軸方向および水平方向有効主応力、 ϵ_a , ϵ_r : 軸方向および水平方向主ひずみである。

主応力差 ($\sigma_a - \sigma_r$) ($= \Delta \sigma'_a$) を縦軸に、主ひずみ ϵ_a を横軸にとった図をもとに、初期荷の傾きを E_0 とした。明瞭な直線部分が現れない場合は ($\sigma_a - \sigma_r$) \sim ϵ_a 曲線の ($\sigma_a - \sigma_r$) = 0 における接線の傾きを E_0 とした。また、キャップとピストンの接触不良から初期点がずれることもあったため、そのような場合は ($\sigma_a - \sigma_r$) \sim ϵ_a 曲線の初期補正を行った。 E_{50} は通常の決定法を用いた。繰返し荷における変形係数 E_c は ($\sigma_a - \sigma_r$) \sim ϵ_a 曲線の除荷の起点と折り返し点を直線で結び、その傾きより決定した。

d) 実験結果

三軸圧縮・伸張試験の試験条件と結果を各々 Tables. 6-2 , 6-3 に示した。

伸張試験は、キャップについてのコネクターをピストンに装着したフックにより引っ張り上げるといった方法を取っているため、コネクターとピストンの接触不良による値のばらつきが大きくなるようである。

Table.6-2 Results of triaxial compression tests

Test No.	σ'_c (kN/m ²)	Cell pressure (kN/m ²)	Back pressure (kN/m ²)	O.C.R.	E_0 ($\times 10^2$ kN/m ²)	E_{50} ($\times 10^2$ kN/m ²)	E_c ($\times 10^2$ kN/m ²)
Comp 1	49	147	98	1	92.2	53.2	159.7
Comp 2	98	196	98	1	154.5	82.0	312.6
Comp 3	147	245	98	1	237.3	123.6	297.0
Comp 4	196	294	98	1	289.1	134.0	388.5
Comp 5	98	196	98	2	216.7	104.8	349.9
Comp 6	98	196	98	4	353.3	169.8	360.7

Table.6-3 Results of triaxial extension tests

Test No.	σ_c (kN/m ²)	Cell pressure (kN/m ²)	Back pressure (kN/m ²)	O.C.R.	E_0 ($\times 10^2$ kN/m ²)	E_{50} ($\times 10^2$ kN/m ²)	E_c ($\times 10^2$ kN/m ²)
Ext 1	49	147	98	1	37.7	9.9	49.7
Exp 2	98	196	98	1	110.0	86.5	217.7
Exp 3	147	245	98	1	188.0	135.7	221.0
Exp 4	196	294	98	1	207.4	168.2	137.5
Exp 5	98	196	98	2	101.8	82.8	199.0
Exp 6	98	196	98	4	260.3	140.2	316.0

また時間依存性を見る意味で、1段階2分でせん断した場合と、標準の1段階120分でせん断した場合の変形係数の比較も行ったが、 E_0 、 E_{50} 、 E_c とも前者の場合が後者の場合より数%大きいだけで、あまり差はみられなかった。

(3) 正規圧密粘性土における変形係数間の相関

もし材料が理想的な等方弾性体であれば、応力経路によって得られる変形係数が異なるということはありません。しかし、第2、3章でも明らかになったように、土は必ずしも理想的な等方性材料ではないから、かりに見かけ上等方的な材料と見なされる場合でも応力経路によって得られる変形係数が異なることが予想される。そこで、最初に、異方性をできるだけ排除して作成された供試体に対する真の三軸試験の結果を紹介し、プレッシャーメータ試験、三軸圧縮・伸張試験に対応する変形係数間の相関性を調べてみる。

a) 真の三軸試験(Lade・Musante(1978))による相関性の推定

Fig. 6-8に、Lade・Musante(1978)のデータを示す。彼らは、練り返したGrundite Clay(LL = 54.8%, PL = 24.7%) に対して、多軸せん断試験装置による非排水せん断試験を行っている。供試体への異方性の介入をできるだけ防ぐため、低圧で予備圧密した後、再び練り返した試料に対して実験を行っている。Fig. 6-8中の変形係数 E_{50} は、文献中に提示された応力~ひずみ曲線から読みとったものである。 E_0 は読み取り不可能であった。等方弾性体を仮定した場合の応力~ひずみ関係、非排水条件、最小主応力一定条件、中間主応力パラメータ b 値一定条件から、 E_{50} は、次式で与えられる。

$$E_{50} = \left(1 - \frac{b}{2}\right) \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \epsilon_1} \quad (6-10)$$

Fig. 6-8では、中間主応力の E_{50} に及ぼす影響を見るために、横軸に中間主応力パラメ

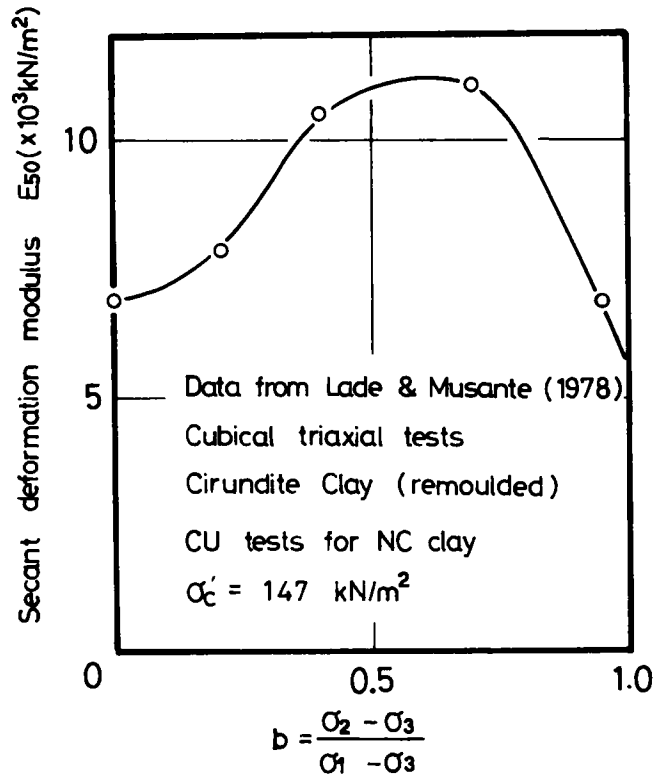


Fig.6-8 Stress path dependency of E_{50} (rearranged data from Lade-Musante(1978))

ータ b を取っている。Fig. 6-8 より、供試体に異方性が介入しないように注意を払っても、なお、変形係数 E_{50} は中間主応力の影響を受け、単純な等方弾性体としては機能しないことがわかる。ちなみに、プレッシャーメータ試験で供試体中の要素の経験する応力は、供試体が弾性的な挙動を示し、かつ非排水条件・平面ひずみ条件を満たすとすると、 $\Delta \sigma_r = -\Delta \sigma_\theta$ 、 $\Delta \sigma_z = 0$ (r は半径方向、 θ は円周方向、 z は鉛直方向、すべて全応力) であり、これは $b = 0.5$ の b 値一定試験を行うことに相当する。以上の仮定の妥当性は第5章においてほぼ明らかになった。一方、三軸圧縮試験は $b = 0$ 、三軸伸張試験は $b = 1$ の b 値一定試験を行うことに相当する。したがって、Fig. 6-8 より、 $b = 0$ 、 0.5 、 1 に対応する変形係数を各々 E_{comp} 、 E_{PM} 、 E_{ext} と見なしてその対応関係を調べると、以下のようになる。

$$E_{PM} \approx 1.6 E_{comp} \quad (6-11)$$

$$E_{ext} \approx 0.85 E_{comp} \quad (6-12)$$

以上の相関性を今回行った室内プレッシャーメータ試験結果と、三軸圧縮・伸張試験

結果との比較をもとに考察してみる。

b) 変形係数の相関性の検証

Fig. 6-9 に、プレッシャーメータ試験による E_{PM} 、三軸圧縮・伸張試験による E_{comp} 、 E_{ext} と拘束圧 σ_c' との関係を示す。Fig. 6-9 中にはまた Eqs. (6-11)、(6-12) から推定される E_{PM} 、 E_{comp} 、 E_{ext} の相互関係が E_{comp} を基準として示されている。Eq. (6-11) による $E_{comp} \sim E_{PM}$ 関係は、実測値の相関性を比較的良好に説明するようである。また、 $E_{comp} \sim E_{ext}$ 関係も、幾分予測値の方が実測値よりも大きい値を示すものの、ほぼ Eq. (6-12) により表現されるようである。Fig. 6-9 を見ると、 E_{PM} 、 E_{comp} 、 E_{ext} は拘束圧に依らないほぼ一定の関係を保っているようである。したがって、Figs. 6-8、6-9 で観測された E_{PM} 、 E_{comp} 、 E_{ext} の相関性は、荷重機構の違い、特に中間主応力の影響によるものと考えられることができる。これらのことは変形の初期の段階から塑性ひずみが発生してくることによる見かけ上の応力経路依存性と見えられ、材料を等方弾性体と処理することには種々の制約があることがわかる。

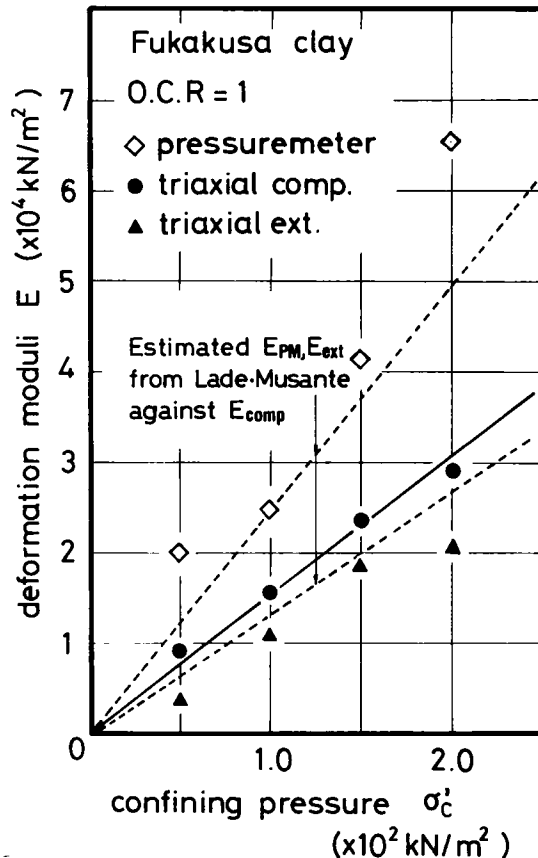


Fig. 6-9 Relations among E_{comp} , E_{PM} and E_{ext}

(4) 過圧密粘性土における変形係数間の相関

過圧密試料に対するプレッシャーメータ試験，三軸圧縮・伸張試験より得られた変形係数 E_{PM} ， E_{comp} ， E_{ext} と過圧密比 OCR の関係を Fig. 6-10 に示す。各試験とも OCR の増加に連れて変形係数も増加する傾向を示す。Fig. 6-11 に先行有効圧密圧力 p_c' で除して無次元化された変形係数と OCR の関係を示す。変形係数と OCR の関係は粘土によって異なり，一義的に決定するのは困難であるが（例えば Koutsoftas(1981) のデータ），Fig. 6-11 においては，三軸圧縮・伸張試験の結果と同様，プレッシャーメータ試験の E_{PM}/p_c' も OCR の増加に連れ低下していく傾向を示す。また，三者の相関性はほぼ正規圧密粘性土の場合に準ずる。

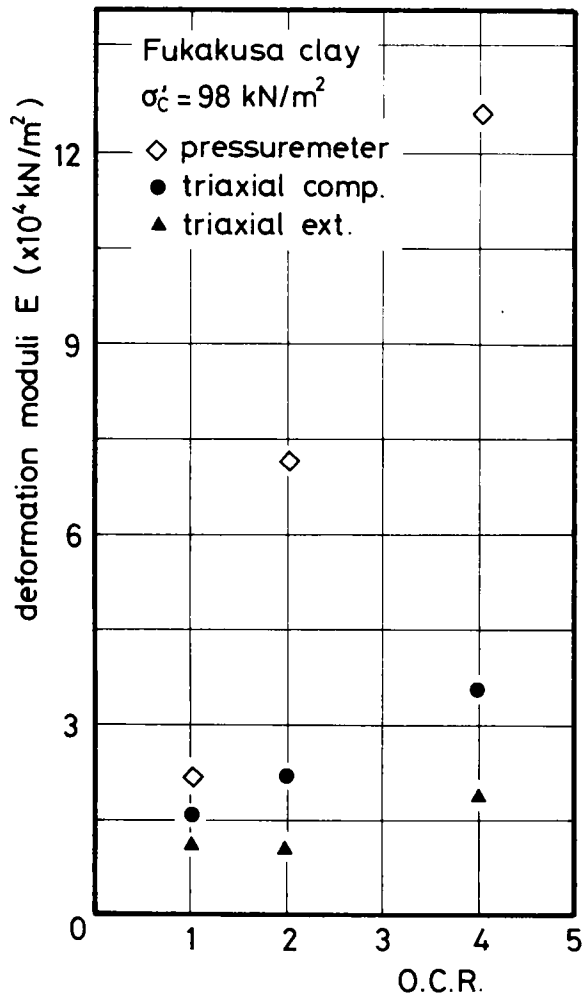


Fig.6-10 Relations between deformation moduli and OCR

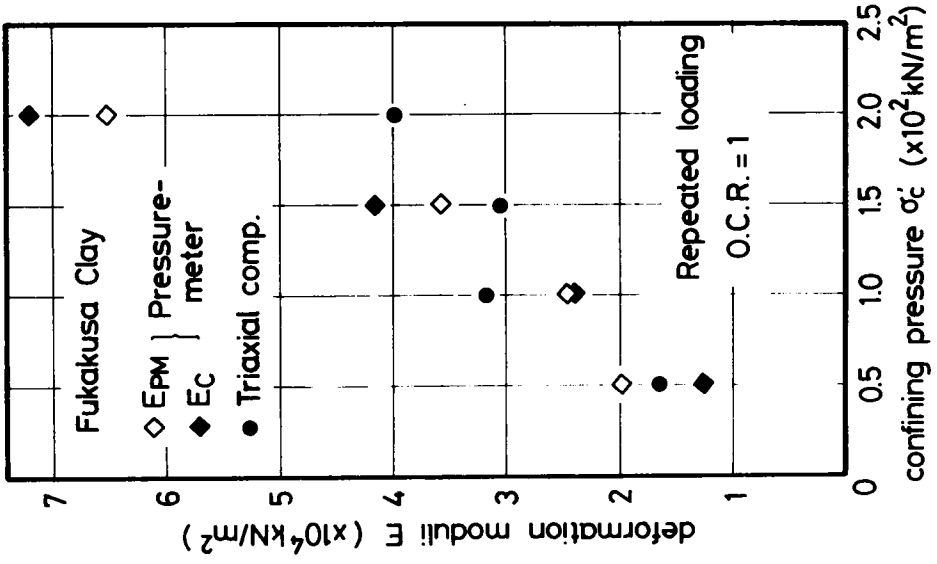


Fig. 6-12 Deformation moduli of NC clay for repeated loading process

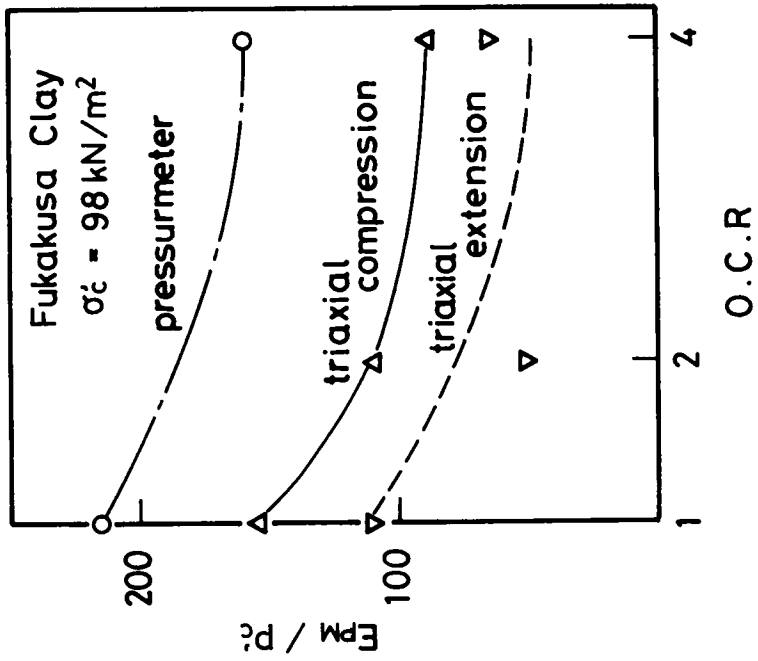


Fig. 6-11 Relations between normalised deformation moduli and OCR

(5) 正規圧密粘性土の繰返し載荷過程から得られた変形係数間の相関

Fig. 6-12は正規圧密試料に対する繰返し載荷試験から得られた変形係数と有効拘束圧の関係を示したものである。少しばらついてはいるが、各試験から得られた変形係数にほとんど差が見られないのは興味深い。このことは繰返し載荷試験を行うことにより、地盤の弾性的挙動に対する変形係数がプレッシャーメータ試験より得られる可能性のあることを示唆している。第2章で既に示したが、本章で使用したミニチュアプレッシャーメータ試験装置と類似した装置を用いて砂質土に対するミニチュアプレッシャーメータ試験および比較のための三軸試験を行い、Fig. 6-12とほぼ同様の結論を得ている。プレッシャーメータ試験では初期載荷に対する変形係数と繰返し載荷に対する変形係数がほぼ等しいという結果が得られた。実際の地盤では、特に初期載荷に対する変形係数はボーリング孔壁の乱れの影響を受け易いと考えられるため、適用については注意が必要である。例えば、Baguelin・Jezequel・Le Mehaute(1981)、Briaud・Lyttton・Hung(1983)は一連のプレボーリングプレッシャーメータ試験を行い、繰返し載荷過程から得られる変形係数は、ひずみレベル、繰返し回数などに影響されることを明らかにしている。また、Windle・Wroth(1977)は過圧密粘性土に対してセルフボーリングプレッシャーメータ試験を行ったが、ひずみレベルの異なる繰返し載荷過程から得られた変形係数はかなり異なるという結果を提示している。

6.3 プレッシャーメータ試験より得られた変形係数の原位置における評価

(1) プレッシャーメータ試験に影響を及ぼす種々の要因

a) ボーリング孔壁の乱れ

プレッシャーメータ試験は、プレボーリングタイプ（ボーリングした後膨張部を地盤に挿入する）にしる、セルフボーリングタイプ（ボーリング装置をプレッシャーメータ自身が備えている）にしる、載荷試験を行うには地盤に対してボーリングを行わなければならない。そのために、特にプレボーリングタイプのプレッシャーメータを用いる場合、プレッシャーメータ試験による変形係数を正しく評価するためには、ボーリングによる孔壁の攪乱による影響を考慮することが必要である。変形係数に対しては特に大きな影響を及ぼすものと考えられる。

しかし、攪乱の影響を理論的に把握することは現時点では容易ではない。そこで、ここでは3.4節の方法にならい、攪乱の影響が比較的少ないといわれているセルフボーリングタイプのプレッシャーメータ試験（以下SBPと略す）による変形係数 E_{SBP} と、プ

レボリングタイプのプレッシャーメータ試験（以下PBPと略す）による変形係数 E_{PBP} の比較を、他の研究者らによって公表されている結果を再整理することによって行う。以後、主に攪乱の影響が特に大きいと思われるPBPに対して攪乱の影響の評価を試みる。

まず、Fig. 6-13 (Mori(1980)より転載)にSBPとPBP(MP)の $p \sim \epsilon_0$ 曲線を示す。SBPの $p \sim \epsilon_0$ 曲線は初期から立ち上り、直線部が現れているのに対し、PBPはゆるやかな曲線が続いた後立ち上っている。また、その直線部分の傾きはSBPのそれよりもかなり小さい。これはSBPでは攪乱の影響は相対的に少ないが、PBPは膨張部のメンブレンが初期にボリング孔壁に密着せず、また密着した後も攪乱を受けた孔壁近傍の要素は不攪乱時よりもかなり小さい変形抵抗しか示さないためと思われる。

SBPとPBPを同一地盤で行っているデータは、Amar-Baguelin-Jezequel-Le Mehaute(1975), Baguelin-Jezequel-Le Mehaute(1979), Baguelin-Jezequel-Shields(1978), Mori(1980)などが発表している。これらの文献については地盤の物性が明らかになっているから、塑性指数をパラメータとして、 E_{SBP} と E_{PBP} の比の傾向を調べた。塑性指数 PI を横軸に、縦軸に変形係数比 E_{SBP} / E_{PBP} をとったものがFig. 6-14である。全体的に PI が大きくなるほど E_{SBP} / E_{PBP} は大きくなる傾向があるようである。データ数が少なく、かつかなりばらついているため、Fig. 6-14から直ちに乱れに対する補正曲線を決定することには無理があるが、PBPより他のパラメータを推定する場合

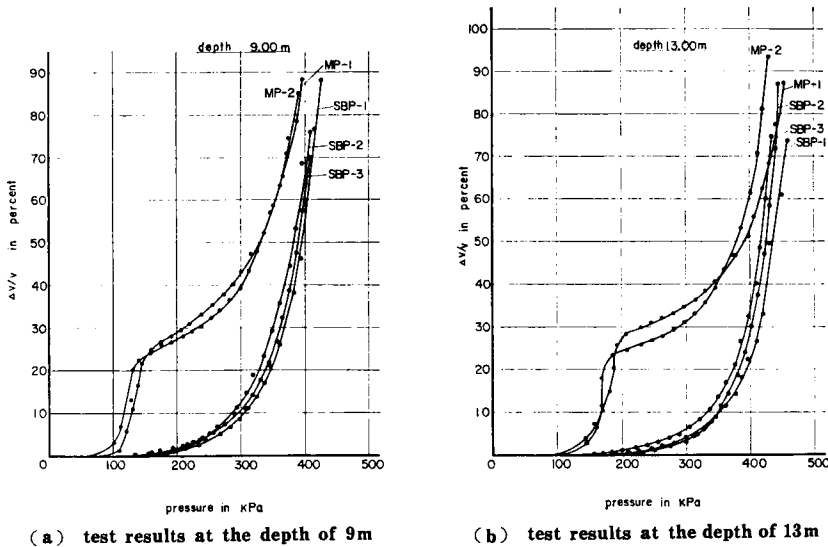


Fig.6-13 Comparison of pressure-expansion curve obtained from SBP and PBP (after Mori(1980))

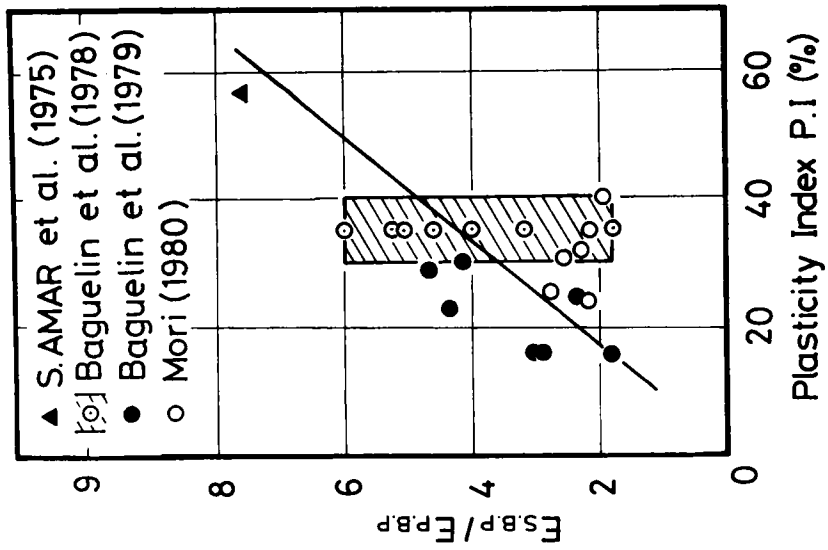


Fig. 6-14 Relation between E_{SBP}/E_{PBP} and PI

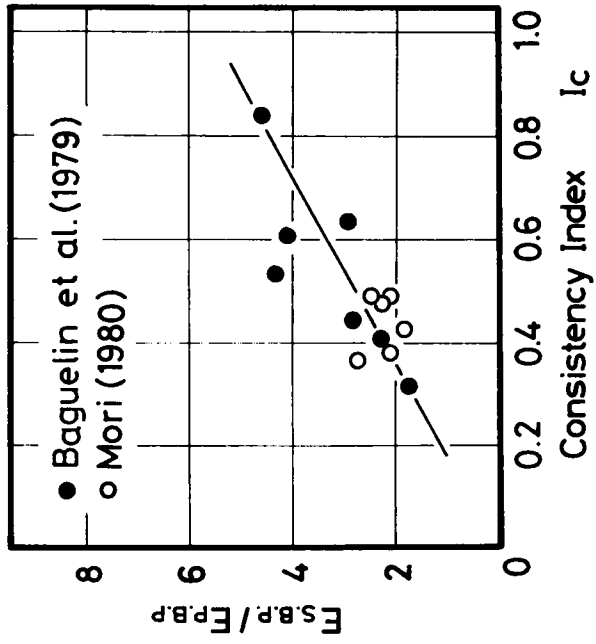


Fig. 6-15 Relation between E_{SBP}/E_{PBP} and I_c

には孔壁の乱れの影響を考慮しなければならないことがわかる。因みにコンシステンシー指数 $I_c = ((w_L - w_n) / PI)$ で整理すると、Fig. 6-15 のようになる。 I_c が大きくなるほど、 E_{SBP} / E_{PBP} は大きくなることがわかる。 I_c は細粒土の硬さの指示量とされており、 I_c が大きいほど、乾いた、あるいは過圧密な土であり、含水比がかなり低下した状態にある。このような土は乱さない状態での変形抵抗が大きく、外力による攪乱の影響を軟らかい土よりも受けにくいと一般的に考えられる。ところがこの図の傾向はそれと逆である。

b) ひずみ速度

Windle・Wroth(1977) はSBPにより再載荷過程での非排水変形係数 E_{PM} を求めている。10%ひずみに達する時間を6分、12分、24分の3種類変えて試験を行っているが、 E_{PM} には載荷速度はあまり影響を与えないとしている。

今井・松原・東沢・和田・島村(1983)はPBPによりまず応力制御法で、1段階の載荷時間を1、2、5、10分の4種類で試験を行っているが、載荷方法、載荷速度の影響はこの程度の試験条件ではほとんどないとしている。なお、通常のプレッシャーメータ試験は1段階の載荷時間2分の応力制御法で行われる。今井らはむしろ、ポーリング方法(6通り)の違いによって生じる試験孔の攪乱の影響がもっとも考慮すべき問題であることを示唆している。また、大河内・土谷・林(1983)も応力制御法とひずみ制御法で試験を行ったが、両者の差はほとんどないとしている。

Baguelin・Jezequel・Shields(1978)はSBPにより $\Delta V / V_0 = 0.01, 2\% / \min$ の定ひずみ速度試験を行ったが、非排水せん断強度に比較すると変形係数に及ぼすひずみ速度の影響は小さいという結果を提示している。

一般に粘性土は顕著な時間依存性を示すと思われるが、以上の報告を検討する限りプレッシャーメータ試験においては載荷速度の影響はあまり大きくないと判断できそうである。以上の判断は、プローブ近傍要素においてひずみ速度減少(増加)と、プローブ近傍における局所的な圧密の進行(停止)という2つの現象が同時に生じる結果、変形係数にも結果的に差が現れないと解釈できるかもしれない。

(2) 試験盛土地盤において決定された各種変形係数間の相関

ここでは原位置におけるプレッシャーメータ試験による変形係数を評価するために、

(1) 原位置でのプレッシャーメータ試験(PBP)による変形係数、(2) 同一地盤から採取した試料に対する室内試験(主に三軸試験)による変形係数、(3) 弾性FEMに基づく逆解析から求めた変形係数、など種々の方法で変形係数を求め、これらの相関性につ

いて考察を加えている。

a) 有限要素法に基づく地盤の変形係数の逆解析

ここで用いた逆解析の手法は、3.3節で用いたものと同様、Arai, Ohta and Yasui (1983)によって開発されたものである。

FEMを利用した逆解析のための地盤のモデル化は実際に変位が生じている深度までを対象とし、変位測定点が節点となるように、かつなるべく各要素が同一の地層で構成されるように有限要素メッシュを定めた。盛土形状および定めたメッシュ図をFig.6-16に示す。なお、参考にした報告書を参考文献として記載している。Fig.6-16中、●印のある節点は鉛直変位を、○印のある節点は水平変位を実測している節点である。

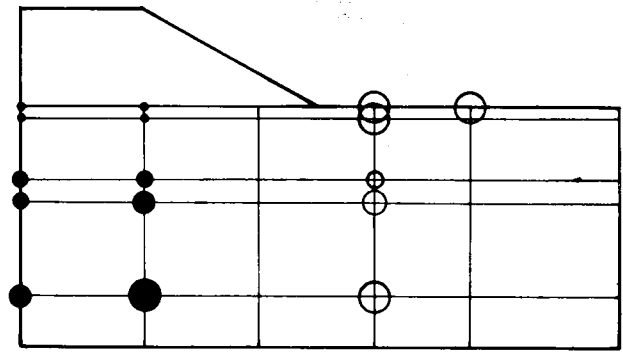
地盤は等方弾性体とし、平面ひずみ条件を仮定している。盛土盛立中、土要素は弾性変形をしていると仮定し、計算の基礎となる実測変位は盛土完成時の値を採用した。弾性係数の初期値は各層同一にすると極端に軟らかい(硬い)層などがある場合、解の改善度が良くないため、Eの初期値はFröhlichの理論に基づいて、盛土載荷をした場合の各地層中央の鉛直増加応力を求め、それを各地層の平均的な圧縮ひずみで除すことによって求めている。ポアソン比の初期値は全て0.3とした。

解析は以下の3通りで行った。

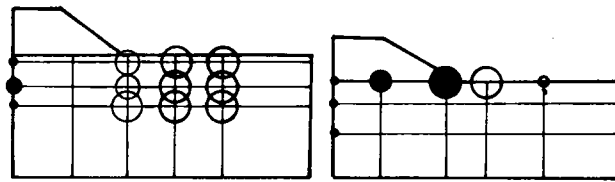
- (A) ヤング係数E, ポアソン比 ν を求めるべき変数として計算
- (B) Eを変数とし, ν を0.3に固定して計算
- (C) Eを変数とし, ν を0.3に固定して計算, かつ鉛直変位のデータのみを考慮

解析の結果をFig.6-17に示す。これをみると全体的に方法(A)が最も実測変位と計算変位との整合性が良い。そこで各層の変形係数Eを求めるために方法(A)を採用した。Fig.6-17中の円は、変位測定点ごとの実測変位と計算変位との誤差(百分率)を大きさを示したものである。黒丸は鉛直変位、白丸は水平変位の誤差を表している。まず、鉛直変位に注目すると、盛土肩付近および地盤の深いところで誤差が比較的大きく出ているものの、今回対象とした4断面を通じて、ほとんどの節点で誤差は10%未満であった。鉛直変位に関しては計算変位は実測変位と良好な整合性を示すとみてよい。また水平変位に関しては実測変位と計算変位が部分的に一致している箇所もあるが、大幅に違う箇所もある。このことは、地盤の変形挙動が弾性論だけでは説明しきれないことや、メッシュ数がたかだか 5×5 と少ないことなどにもよるものと思われる。

以上のことから、逆解析から得られた地盤各層の変形係数 E_{cal} は地盤の平均的な挙動を表す妥当な値を与えると判断し、次節で各種試験から得られた実測値との比較を行った。

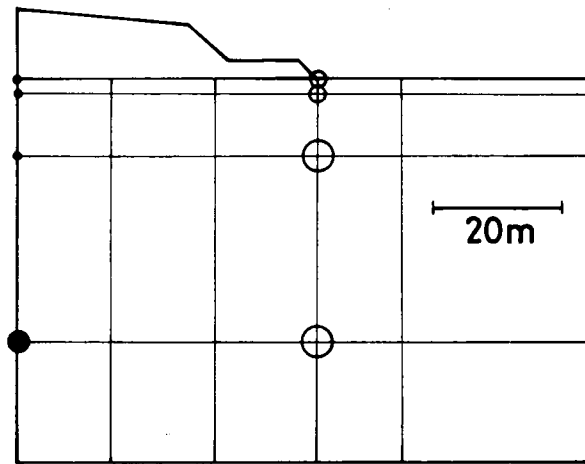


Fill (I)



Fill (II)

Fill (III)



Fill (IV)

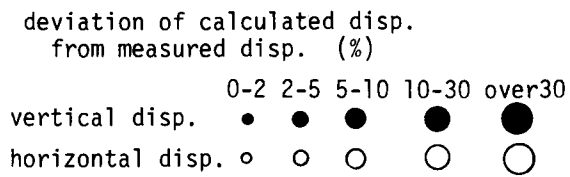
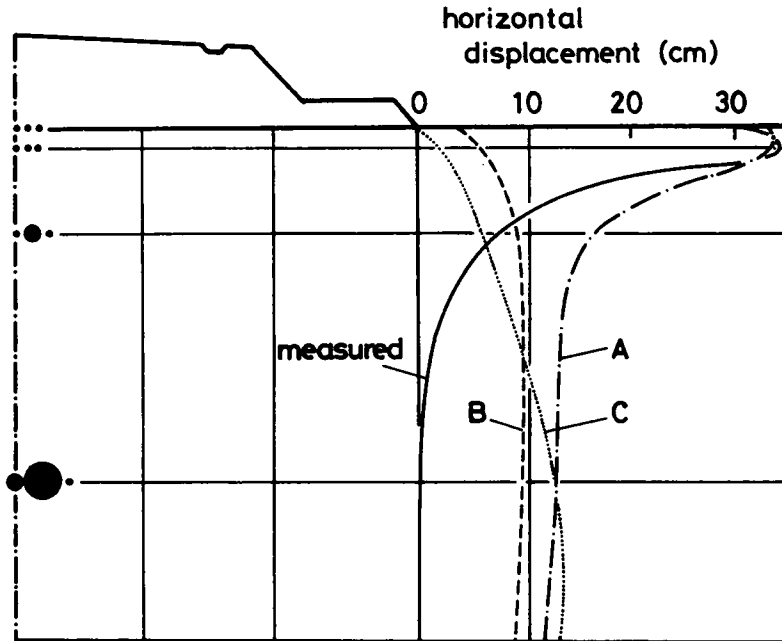


Fig.6-16 Shapes of fills and their finite modelling



deviation of calculated displacement
from measured displacement (%)
(vertical displacement)

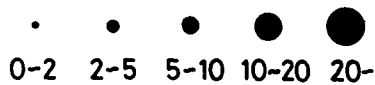


Fig.6-17 Results of inverse analysis

b) 各種試験および逆解析から求められた変形係数間の相関

4断面の各層について種々の方法によって得られた変形係数をTable. 6-4に示している。Table. 6-4に基づき、同一の地盤各層について各々の試験より得られた変形係数 E_{meas} を逆解析から得られた変形係数 E_{cal} に対してプロットしている (Fig. 6-18)。

プレッシャーメータによる変形係数 E_{PM} は、データ数は少ないものの、地盤の変形をグローバルに表現する E_{cal} とほぼ等しい値を示した。逆解析において鉛直方向変位のみを考慮した方法 (C) による E_{cal} と方法 (A), (B) による E_{cal} との差がさ程大きくないことを考えれば、上記の傾向は即ち E_{PM} と鉛直方向载荷に対する変形係数とがほぼ等しいことを示している。Fig. 6-18ではデータのばらつきが大きく、必ずしもこのことを実証できないが、試みにPBPと一軸試験の行われた他の3現場における比較例を示す (Fig. 6-19~6-21)。Fig. 6-20では盛土の左右の小段における計測結果を示している。Fig. 6-21の深部を除けば、いずれも E_{PM} と一軸試験から得られた E_{50} と

Table 6-4 Results of inverse analysis

No	Layer	Depth(m)	Inverse analysis						Undrained test ($\nu=0.5$)		
			E ($\times 10^2$ kN/m ²)			ν			E ($\times 10^2$ kN/m ²)		
			A	B	C	A	B	C	Unconfined comp. tests	Triaxial comp. tests	Pressure-meter tests
1	clay	0.0-1.4	21.7	17.3	21.5	0.28	0.3	0.3	-	-	25.1
2	sand	1.4-7.0	74.1	92.9	70.1	0.27	0.3	0.3	9.1	-	172.8
3	clay with silt	7.0-10.0	24.4	19.9	22.2	0.24	0.3	0.3	17.7	25.5	-
4	clay	10.0-20.0	107.4	89.3	91.3	0.13	0.3	0.3	29.4	32.8, 28	126.5, 76.5
5	clay with silt + sand	20.0-25.0	140.2	167.0	146.9	0.28	0.3	0.3	38.9	44.1	-
1	silt	0.0-2.6	8.4	10.3	10.8	0.37	0.3	0.3	31.3	-	5.6
2	silt	2.6-5.9	11.7	10.9	11.3	0.30	0.3	0.3	28.5	-	14.2
3	sand + silt	5.9-12.0	169.5	232.1	154.9	0.00	0.3	0.3	14.2	-	-
1	organic clay with gravel	0.0-2.3	-	5.0	5.2	-	0.3	0.3	6.5	-	-
2	organic soil	2.6-5.6	-	4.1	3.9	-	0.3	0.3	4.8	-	-
3	clay with gravel	5.6-10.0	-	23.0	34.4	-	0.3	0.3	24.2	-	-
1	peat	0.0-1.5	2.4	4.3	3.7	0.40	0.3	0.3	1.1	-	-
2	clay	1.5-8.4	7.4	11.9	15.1	0.44	0.3	0.3	14.3	127, 121	-
3	clay + sand	8.4-27.7	49.8	50.3	54.4	0.43	0.3	0.3	18.8	-	-
4	sand	27.7-40.0	41.8	72.1	41.0	0.03	0.3	0.3	-	-	-

Method A ; E, ν -free, Method B ; E-free, ν -fixed, Method C ; E-free, ν -fixed, use only vertical displacement

が良好に一致していることがわかる。吉中(1968)も同様な結果を示している。

さて $E_{PM} (E_{PBP}) \approx E_{50}$ (一軸, 三軸試験) が成立すると仮定するならば, 孔壁の攪乱を考慮して $E_{PM} (E_{SBP}) > E_{50}$ という結果の導かれることが予想される。現状ではこの予想を裏付けるデータと, 反するデータつまり $E_{PM} (E_{SBP}) \approx E_{50}$ (もしくは $G_{SBP} \approx G_{50}$) というデータに大別されるようである。前者は Baguelin-Jezequel-Le Mehaute (1973), Windle-Wroth (1977), Lacasse-Jamiolkowsky-Lancellotta-Lunne (1981), Battaglio-Ghionna-Jamiolkowsky-Lancellotta (1981) などであり, E_{SBP} は主に三軸試験から得られた変形係数に対して 1.5 ~ 10 倍位の値を示す。後者としては Ladd-Germaine-Baligh-Lacasse (1980), Mori (1981), 大河内・土谷・林 (1983) などがある。こうした相関の相違の原因は依然として不明確であるが, 地盤の異方性とか初期条件・応力履歴の相違など地盤に固有な条件の他に, SBP といえどもボーリング中の孔壁の攪乱から免れているか疑問 (カッター形状, 掘削速度等影響を与える要因は多い) であることも変形係数間の相関をあい昧にしている大きな要件であろう。以上の結果より, $E_{PM} (E_{PBP}) \approx E_{cal} (\approx E_{50})$ という実務的には便利な関係が得られたが, 物理的な意味が不明確であって応用

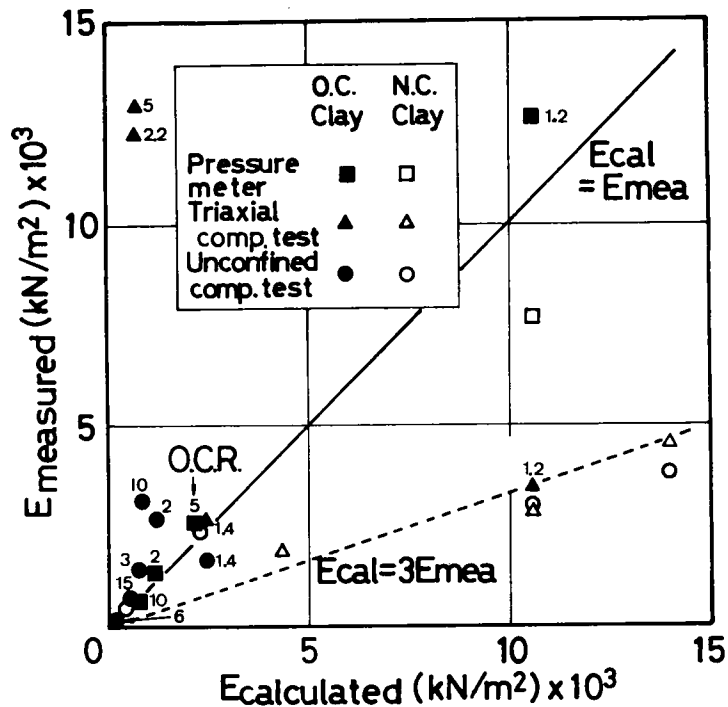


Fig.6-18 Relations between measured deformation moduli and back-analysed deformation moduli

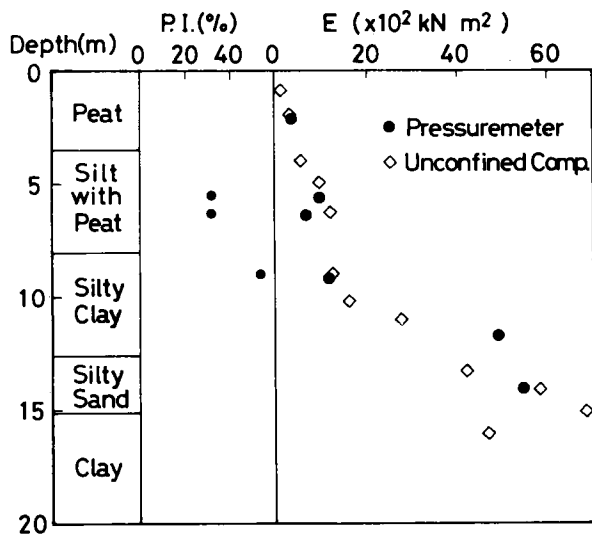


Fig.6-19 $E_{PM} \sim E_{50}$ relations (Nopporo)

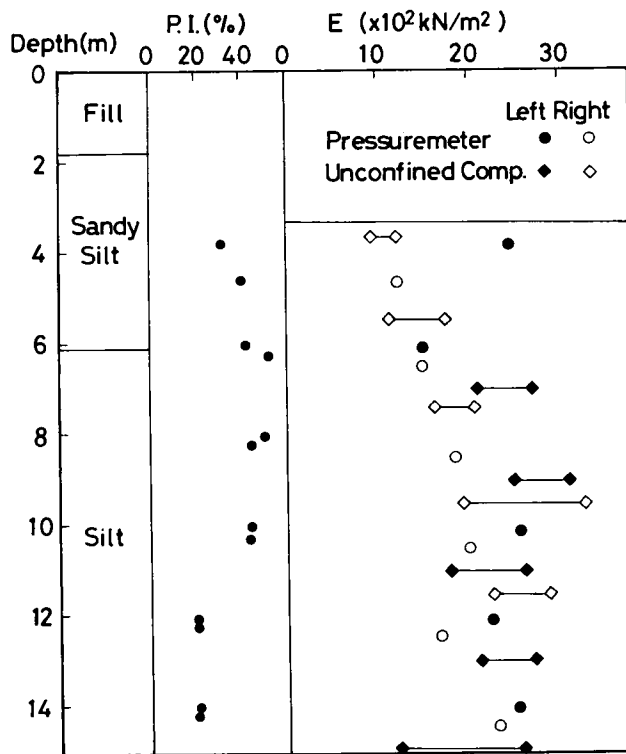


Fig.6-20 $E_{PM} \sim E_{50}$ relations (Kurata)

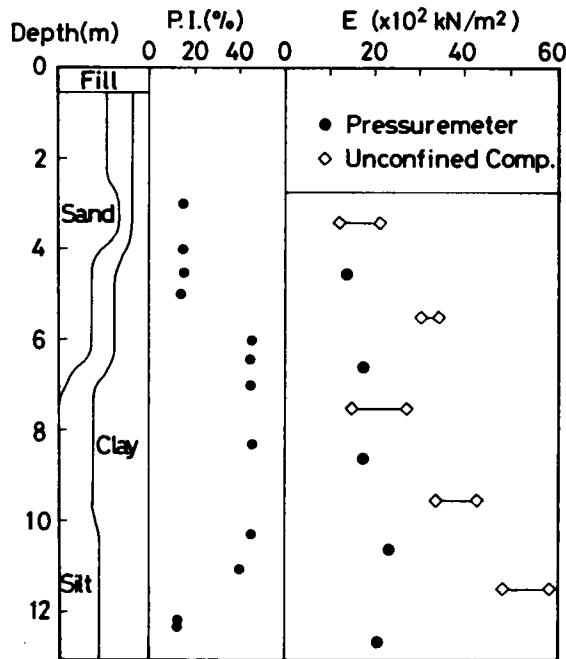


Fig.6-21 $E_{PM} \sim E_{50}$ relations (Kanaoka)

性に乏しい関係である。一方、ボーリング孔壁の擾乱が相対的に少なく、力学的にはより明確であるはずのSBPにしても、他の室内試験結果との相関が合理的に説明できないなど検討されるべき点の多いことが明らかになった。

6.4 結語

本章で得られた主要な結論を以下列挙する。

(1) Lade-Musante(1981)が繰り返した正規圧密粘性土に対して行った真の三軸試験結果を再整理することにより、等方性の強いと考えられる試料でも、そのせん断時の応力経路によって見かけ上変形係数が異なることを明らかにした。

(2) (1)よりプレッシャーメータ試験、三軸圧縮・伸張試験に対応する変形係数の関係を推定したが、今回行った三軸セル内での正規圧密粘性土に対するミニチュアプレッシャーメータ試験および三軸圧縮・伸張試験から得られた変形係数の相関性と整合性を示した。以上の整合性は土の構造的な初期異方性に起因するというよりは、土に固有な変形の初期の段階から塑性ひずみが発生することによる見かけ上の応力経路依存性であると判断

した。

(3) (2)と同様に過圧密粘性土でもプレッシャーメータ試験，三軸圧縮・伸張試験の変形係数の比較を行ったが，正規圧密粘性土で見られたような相関性をほぼ示した。

(4) 正規圧密粘性土に対するミニチュアプレッシャーメータ試験，三軸圧縮試験の繰り返し載荷過程から得られた変形係数は，多少ばらつくものの良好な一致を示した。繰り返し載荷過程ではより弾性的に挙動していることの反映であると考えられる。実際への適用については注意する必要がある。

(5) ボーリング孔壁の攪乱の程度をセルフボーリングタイプおよびプレボーリングタイプのプレッシャーメータ試験から得られた変形係数の比として表わし，塑性指数と強い関連性を示すことを明らかにした。

(6) プレッシャーメータ試験から得られる変形係数に及ぼす載荷速度の影響は通常の載荷速度とはなほだしく異ならない限りさ程顕著ではない。

(7) 逆解析から得られた地盤の変形をグローバルに表現する変形係数と，プレボーリングタイプのプレッシャーメータ試験より得られた変形係数の相関性が強いことがわかった。このことはいくつかの現場のケーススタディーにより確かめられた。

(8) セルフボーリングタイプのプレッシャーメータ試験から得られた変形係数と三軸試験から得られた変形係数との関連を現状では合理的に説明することができない。

6.5 参考文献

Amar, S., Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Le Mehaute, A.(1975) : "In situ shear resistance of clays," Proc. of the Conf. on In situ measurement of soil properties, Ralieg, pp.22-45.

Arai, K., Ohta, H. and Yasui, T. (1983) : "Simple optimization techniques for evaluating deformation moduli from field observations," Soils and Foundations, Vol.23 No.1, pp.107-113.

Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Le Mehaute, A.(1973) : "Etude des pressions interstitielles developpees lors de lessai pressiometrique," Proc. 8th ICSMFE, 1.1., pp.19-24.

Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Shields, D.H.(1978): "The pressuremeter and foundation engineering," Trans tech publications,pp.525-531.

Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Le Mehaute, A.(1979) : "Le pressiometre

- autoforeur et le calcul des fondations," Proc. 7th ECSMFE, Vol.2, pp.185-190.
- Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Le Mehaute, A.(1981): "Essais cycliques au pressiomètre autoforeur," Proc. of 10th ICSMFE, Vol.1, pp.547-550.
- Battaglio, M., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. and Lancellota, R. (1981) : "Interpretation of self-boring pressuremeter tests in clays," Proc. 10th ICSMFE, pp. 433-438.
- Briaud, J.L., Lytton, R.L. and Hung, J.T.(1983) : "Obtaining moduli from cyclic pressuremeter tests," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.109, No.5, pp.657-665.
- 今井常雄・松原幹夫・東沢敏・和田晃・島村義晴・高上裕考(1983): "プレッシャーメータ試験でのボーリング掘削法, 載荷方法等の影響," 第28回土質工学シンポジウム昭和58年度発表論文集, pp.1-6.
- 建設省・基礎地盤コンサルタンツ; 八島・阿賀崎地区施工計画業務報告書
- Koutsoftas(1981): "Undrained shear behaviour of a marine clay," ASTM, STP740, pp. 254-276.
- Lacasse, S., Jamiolkowsky, M., Lancellotta, R. and Lunne, T.(1981) : "In situ characteristics of two norwegian clays," Proc. of 10 th ICSMFE, Vol.2, pp.507 - 511.
- Ladd, C.C., Germaine, J.T., Baligh, M.M. and Lacasse, S.M. (1980) : "Evaluation of self-boring pressuremeter tests in Boston Blue Clay", Report No. FHWA/RD-80 /052.
- Lade, P.V. and Musante, H.M.(1978): "Three dimensional behaviour of remoulded clay," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.104, No.GT2 pp.193-209.
- Mori, H.(1981): "Study on the properties of soils in the northern coast of Tokyo bay using a self-boring pressuremeter," Soils and Foundations, Vol.21, No.3, pp.83-98.
- 日本道路公団・不動建設; 道央自動車道江別試験盛土工事報告書
- 日本道路公団・不動建設; 常盤自動車道神田試験盛土工事最終報告書
- 日本道路公団・不動建設; 東名高速道路愛甲試験盛土工事報告書
- 大河内保彦・土谷尚・林三男(1983): "セルフボーリングプレッシャーメータ試験結果と室内試験との対応とその解釈," 第28回土質工学シンポジウム昭和58年度発表論文

集, pp.41-44.

Windle, L. and Wroth, C.P.(1977) : "In situ measurement of the properties of stiff clays," Proc. 9th ICSMFE, pp.346-352.

吉中龍之進(1968) : " 橫方向地盤反力係數 , " 土木技術資料 , 10-1, pp.32-37.

第7章 プレッシャーメータ試験による粘性土の非排水せん断強度の評価*

7.1 概要

プレッシャーメータ試験から得られる情報は通常かなり限られたものであるが、粘性土の場合は非排水条件を仮定すれば、得られた情報の解釈がより容易になる。

本章では、まず7.2節において、従来より提案されているプレッシャーメータ試験からの非排水せん断強度 c_{UPM} の決定法および新たに提案する決定法について述べる。次に、7.3節において、各手法から正規圧密粘土、過圧密粘土に対して得られた c_{UPM} の特性を、明確な境界条件、初期条件下の試験結果に基づいて各々調べている。最後に、7.4節において、 c_{UPM} に影響を及ぼす要因について考察した後、実際の粘性土地盤における c_{UPM} と他の試験より得られた非排水せん断強度との相関性を調べている。

7.2 プレッシャーメータ試験による粘性土の非排水せん断強度の決定法

通常プレッシャーメータ試験から得られる情報は、いわゆるプレッシャーメータ膨張曲線（注入圧～内壁変位関係）しかない。この限られた情報をもとに従来より粘性土の非排水せん断強度を推定する手法が提案されてきた。これらの手法は次の3つに大別される。

① 粘土の非排水挙動を弾-完全塑性体で近似するもので、Gibson・Anderson(1961)、Menard(1965)、Windle・Wroth(1977)の手法がこれにあたる。

② プレッシャーメータ膨張曲線から直接非排水応力～ひずみ曲線を得ようというもので、Palmer(1972)、Ladanyi(1972)、Baguelin・Jezequel・Le Mee・Le Mehaute(1972)、太田(1977)などがこれにあたる。また本章で提案する手法もこの手法を基礎としている。この手法は、i)非排水条件、平面ひずみ条件および軸対称条件下で変形する、ii)地盤が均質・飽和である、iii)地盤中の要素はすべて同じ初期応力を有し、また同じ応力～ひずみ関係に従う、という仮定のもとに成立している。Denby・Clough(1980)は、この手法と双曲線型応力～ひずみ関係を組合せて、非排水せん断強度を推定する手法を提案している。

③ Prevost・Hoeg(1975)はひずみ軟化、硬化挙動を増分型塑性理論を用いて定式化し、さらにこの理論をプレッシャーメータ試験に適用した。この理論に基づき、得られたプレ

*太田・深川・西原(1984,土木学会論文集)にて一部発表。

ッシャーメータ膨張曲線にカーブフィッティング的な手法を適用することにより、応力～ひずみ曲線即ち非排水せん断強度を決定することができる。

本章では、これらの手法の内特に、⑩Gibson・Anderson(1961)(Elasto-plastic Method, 弾塑性法と呼ぶ), ⑪Menard(1963)(Menard法と呼ぶ), ⑫太田(1977)(Stress-Strain Method, 応力ひずみ法と呼ぶ), ⑬提案する手法(Semi-Log Method, 片対数法と呼ぶ)を用いて非排水せん断強度を求め、各手法の特性を調べた。Prevost・Hoeg法についてはプレッシャーメータ膨張曲線の近似の良くない解析例が多かったため、本章では除外している。

(1) 非排水挙動を弾-完全塑性体で近似する手法

Gibson・Anderson(1961)は、プレッシャーメータ試験を半無限地盤中の空孔の水平方向等方載荷と見なし、定式化した。変形は軸対称、平面ひずみ条件下で生ずるものとした。また対象地盤として粘性土地盤が想定されているため、非排水条件が仮定されている。

地盤が弾性域にあるとき、注入圧増分 Δp と体積増分 ΔV の関係は以下のように表される。

$$\Delta p = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} \cdot \frac{\Delta V}{V_0} \quad (7-1)$$

ここに、 E_u : 非排水条件下の弾性定数

ν_u : 非排水条件下のポアソン比

V_0 : 膨張用プローブの初期体積

初期水平方向応力を p_0 、地盤の非排水せん断強度を c_u とすれば、注入圧 p が p_c

($= p_0 + c_u$)に到達した後、 $p \sim \Delta V$ 関係は以下のように表される。

$$p = p_0 + c_u + c_u \ln \left\{ \frac{E_u}{2(1+\nu_u)c_u} \cdot \frac{\Delta V}{(V_0 + \Delta V)} - \left(1 - \frac{\Delta V}{V_0 + \Delta V} \right) \frac{p_0}{c_u} \right\} \quad (7-2)$$

p_L は、 $\Delta V / (V_0 + \Delta V) = 1$ とおけば、

$$p_L = p_0 + c_u \left(1 + \ln \frac{E_u}{2(1+\nu_u)c_u} \right) \quad (7-3)$$

となる。Eq.(7-1)より、 $\nu_u = 0.5$ と仮定し、 E_u を求め、また p_L は、 $p_L \sim \Delta V / (V_0 + \Delta V)$ 曲線において図的解法により与えられるから、結局Eq.(7-3)を繰り返し計算により解けば、 c_u を計算することができる。今回の室内試験結果を利用して c_{UPM} を求める場合、Eq.(7-3)中で、 p_0 は既知であり、 E_u は容易に求めることができる

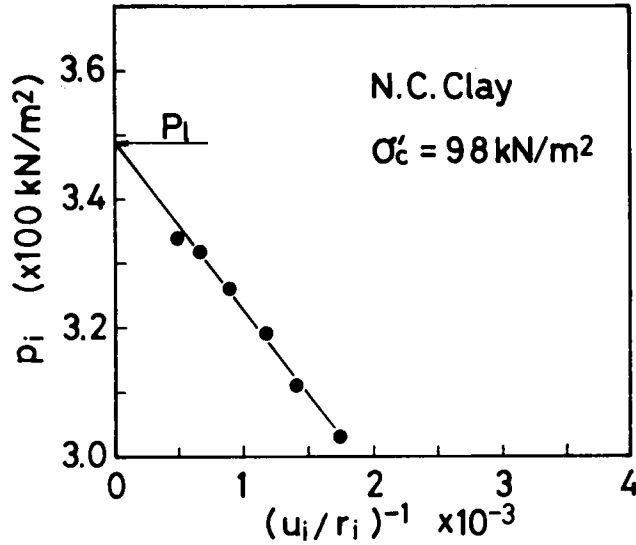


Fig.7-1 Decision of p_L

から問題は p_L である。 p_L の決定についてはLadd・Germaine・Baligh・Lacasse(1980)の系統的な研究があるが、ここでは円周方向ひずみの逆数 $1/u_i/r_i$ が0になる圧力として p_L を決定した。決定の1例をFig. 7-1に示す。

Windle・Wroth(1977) は、Eq.(7-2) をセルフポーリングタイププレッシャーメータ試験に適用すれば、結局次式が得られることを示した。

$$p_L = p_0 + c_u \ln \frac{\Delta V}{V_0 + \Delta V} \quad (7-4)$$

したがって、 $p \sim \Delta V / (V_0 + \Delta V)$ 関係において、その降伏以降の部分の勾配が c_u を与え、また、 $\Delta V / (V_0 + \Delta V) = 1$ に対応する p が p_L となる。

Menard(1965)は多くの粘土地盤に対してEq.(7-1)を適用し、経験的に決まる定数 α を含む次式を提案した。

$$c_u = \frac{p_L - p_0}{1 + \ln \frac{\alpha E_u}{2(1 + \nu_u) c_u}} \quad (7-5)$$

各地の粘土地盤に応じて α を決定し、 $p_L - p_0$ 、 E_u をパラメータとする計算図から簡便に c_u を決定することができる。ただし、 α の力学的根拠は明確でない。計算図をFig. 7-2に示す。 p_L の決定についてはGibson・Anderson 法と同様である。

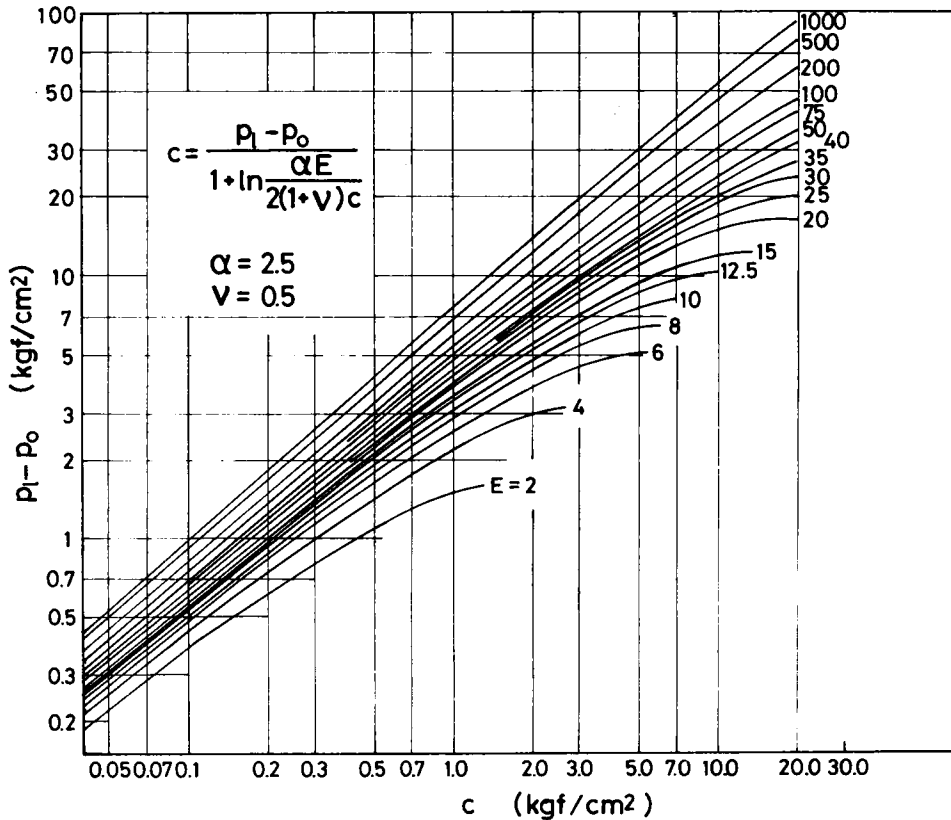


Fig.7-2 Chart for calculation of c_u

(2) プレッチャーメータ膨張曲線から直接応力～ひずみ曲線を導く方法

(応力ひずみ法, Stress-Strain Method)

この方法は, Palmer(1972), Ladanyi(1972), Baguelin et al(1972), 太田(1977)等によって与えられている。本章では太田(1977)の方法に基づいて非排水せん断強度を決定するが, 理論の誘導過程については, 第5章で詳しく説明しているから省略する。結局, 応力～ひずみ関係が次式のように与えられる。

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2 c_u = -2 \frac{u_i}{r_i} \cdot \frac{d \sigma_r}{d(-u_i / r_i)} \quad (7-6)$$

ただし, $-u/r = \epsilon_\theta$ であり, 圧縮ひずみを正とする。Eq.(7-6)を離散化し, 数値計算により $\sigma_r - \sigma_\theta$ を計算し, ϵ_θ に対してプロットすると, Fig. 7-3 のような応力～ひずみ曲線が得られる。この応力～ひずみ曲線より最大主応力差 $\sigma_r - \sigma_\theta$ ($= 2 c_u$) を得ることができる。第5章でも述べたように, 生データを用いて直接数値計算を行ったのでは, Fig. 7-3 のようなスムーズな応力～ひずみ曲線を得ることができない。した

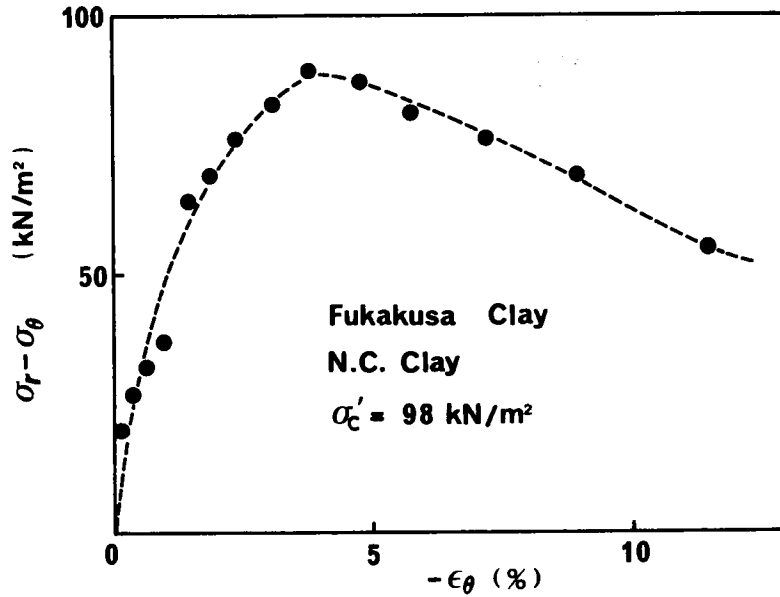


Fig.7-3 Stress-strain relation obtained from Stress-Strain Method

がって、数値計算前に $p_i \sim u_i / r_i$ 曲線のスムージングを行っている。スムージングは統計的手法を用いて行う方法があるが、局所的な曲線の凹凸の改善には必ずしも有効でない場合が多く、むしろ曲線定規によるスムージングの方が望ましい滑らかな応力～ひずみ曲線を与えた。

(3) 片対数法 (Semi-Log Method)

(2) で求めた Eq.(7-6) を利用して、新たな方法を提案する。

非排水条件のもとで土が破壊し、残留強度が発揮される程度に変形が進行した状態を考える。この場合主応力差は一定値を保つと考えられるから、

$$\left(\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \right) \text{ at residual} = c_u \quad (7-7)$$

とおき、 $\epsilon_{\theta i} = -u_i / r_i$ (ひずみの定義式)、および Eq.(7-7) を Eq.(7-6) に代入すれば、

$$\frac{d \epsilon_{\theta i}}{\epsilon_{\theta i}} = \frac{1}{c_u} d \sigma_{r i} \quad (7-8)$$

となる。これを積分すれば、

$$\ln \frac{\epsilon_{oi}}{\bar{\epsilon}_{oi}} = \frac{1}{c_u} (\sigma_{ri} - \bar{\sigma}_{ri}) \quad (7-9)$$

ここで、 $\bar{\epsilon}_{oi}$ 、 $\bar{\sigma}_{ri}$ は積分定数であり、 $\bar{\sigma}_{ri}$ を破壊に達した時の内圧とすれば、 $\bar{\epsilon}_{oi}$ はその時点における孔壁近傍の土のひずみを表している。したがって、破壊に達したのちの応力とひずみの増分を Δ によって表せば、

$$\Delta \sigma_{ri} = c_u \Delta \ln \left(-\frac{u_i}{r_i} \right) \quad (7-10)$$

が得られる。すなわち、 σ_{ri} に対して $\ln(-u_i/r_i)$ をプロットすれば、最終の直線部分の勾配から c_u を求めることができる。Fig. 7-4は、Eq.(7-10)を用いて半対数紙上にプロットしたデータから c_u を求めている例である (Fig. 7-1, 7-3と同じ実験に対応している)。最終の直線部分を構成する数点のプロットから回帰分析により直線勾配を機械的に決定することができるから、(2)の応力ひずみ法のような微妙なテクニックを必要としない。この片対数法も砂質土を対象とした両対数法による ϕ_{PM} の決定 (第4章参照)と同様、ある程度変形が進行した後の主応力差が一定となるような残留状態を仮定している。この仮定が成立するようなあまりひずみ軟化挙動の顕著でないような粘性土については残留強度=最大せん断強度と考えることができるから、実用上簡便で非常に有用な手法である。

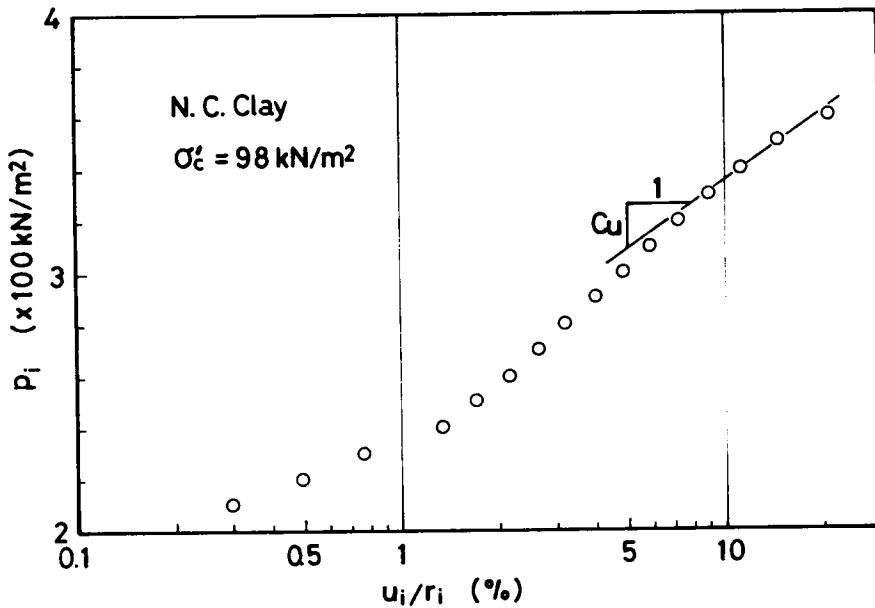


Fig.7-4 Decision of c_u by Semi-Log Method

ところで, Windle・Wroth(1977)に依れば, c_u は結局次式のように与えられる。

$$c_u = \frac{d\sigma_{ri}}{d \ln \left(\frac{\Delta V}{V_0 + \Delta V} \right)} \quad (7-11)$$

微小ひずみを仮定すれば, Eq.(7-11)は,

$$\frac{\Delta V}{V_0 + \Delta V} \approx \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{(r_i + u_i)^2 \pi - r_i^2 \pi}{r_i^2 \pi} \approx 2 \frac{u_i}{r_i} = -2 \epsilon_{oi}$$

故に,

$$c_u = \frac{d\sigma_{ri}}{d \ln \left(\frac{\Delta V}{V_0 + \Delta V} \right)} \approx \frac{d\sigma_{ri}}{d \ln (-2 \epsilon_{oi})} = \frac{d\sigma_{ri}}{d \ln (-\epsilon_{oi})}$$

となり, 結果的にEq.(7-10)と同様な意味を持つことになる。

7.3 プレッシャーメータ試験から異なる手法により決定された c_{UPH} 間の相関

(1) ミニチュアプレッシャーメータ試験

提案されている手法の特性の比較考察を行うために, 本章でも, 応力条件, 境界条件の比較的明瞭な三軸セル中で行ったミニチュアプレッシャーメータ試験の結果を利用した。試料はおよそ 49 kN/m^2 の圧力で予備的に K_0 圧密された後, $49 \sim 196 \text{ kN/m}^2$ の拘束圧下で等方圧密し, プレッシャーメータ試験に供された。試料は深草粘土であり, その物理的性質は, $PI = 20\%$, $LL = 52\%$ である。実験装置および実験方法は第5章, 6章で述べたものと同一である。

(2) 正規圧密粘性土における非排水せん断強度

正規圧密粘性土に対するプレッシャーメータ試験より求めた非排水せん断強度 c_u を有効拘束圧 σ_c' に対してプロットしている (Fig. 7-5)。試料は, 有効拘束圧 $\sigma_c' = 49, 98, 147, 196 \text{ kN/m}^2$ で等方圧密されている。

Fig. 7-5から明らかなように, 片対数法から得られた c_{UPH} は, 応力-ひずみ法によるピーク強度に対応する c_{UPH} にほぼ等しい。このことは, ピーク強度に達した後, 正規圧密粘性土は通常顕著なひずみ軟化挙動を示さない, ということに対応しているものと考えられる。

弾塑性法による c_{UPH} は, 応力ひずみ法による c_{UPH} のおよそ0.6倍であり, いずれの有効拘束圧に対しても最下位に位置する。結果的に最も安全側の c_u を与えることに

なるが、実際の設計では安全側に過ぎる恐れもある。

Menard法による c_{uPM} は応力ひずみ法と弾塑性法の間位置する。

Menard(1956)はEq.(7-3)を次式のように表し、

$$c_u = \frac{P_1 - P_0}{2 K_b} \quad (7-12)$$

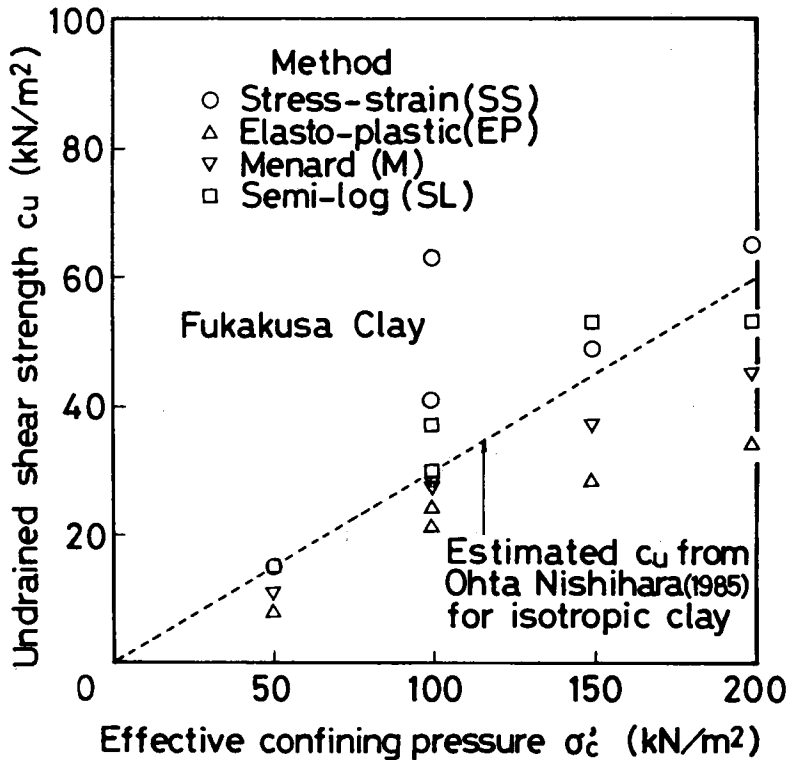


Fig.7-5 c_{uPM} of normally-consolidated clay obtained from some decision methods

Table.7-1 $2K_b$ -value in Menard Method

Researcher	$2 K_b$	Soil
Lukas·LeClere De Bussy(1976)	5.1	Shicago glacial clay etc
Marsland·Randolph(1977)	6.18	London Clay
Hughes·Ervin·Holden·Harvey(1980)	5.5	Coode Irland Silt
Lacasse·Jamiolkowsky·Lancellotta·Lunne(1980)	5.5	Norwegian Marine Clay
Denby·Clough(1980)	6.0	San Francisco Bay Clay

特に支持力の計算に用いる c_u を算定した。 K_b は各地の粘土地盤に対して経験的に得られる定数である。 Table. 7 - 1 に各研究者がMenard法による $2K_b$ の計算に用いた $2K_b$ を示している。 Ladd et al(1980)は、半経験的に $2K_b = 6 \pm 1.5$ であると主張している。 Eq.(7-4) は大変便利な式であるが、例えばDenby-Clough(1980)のように、 $2K_b = 5.5$ を用いて c_{UPM} の計算を行ったが、 $2K_b = 4$ をとれば他の手法から求めた c_{UPM} に一致するという結果を得ることもある。 $2K_b$ を用いて安易に計算することには問題のあることを示している。

Ohta-Nishihara(1985)は、各種室内せん断試験に対する非排水せん断強度 c_u を弾塑性構成式に基づいて定式化し、多くの室内試験結果をもとにその有効性を実証している。 Fig. 7 - 5 中に、彼らの理論に基づきPIより推定された等方圧密された正規圧密粘土の非排水せん断強度推定線を示している。 プレッチャーメータ試験から各種方法により決定した c_{UPM} 値は、推定線を挟むように分布する。 材料が等方的であれば c_{UPM} と理論推定値は一致するはずであるから、 c_{UPM} はほぼ合理的な値を与えていることがわかる。

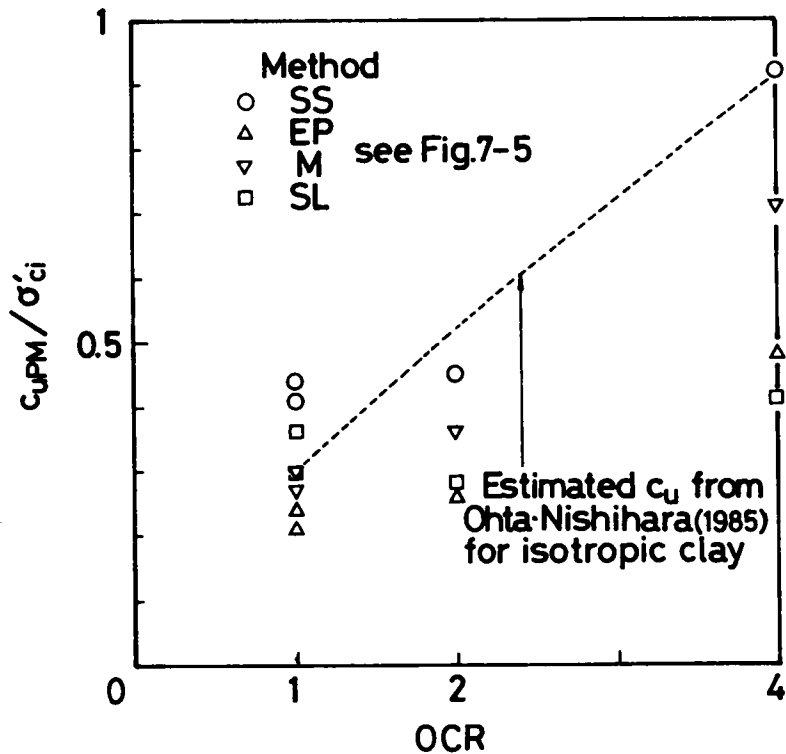


Fig.7-6 c_{UPM} of over-consolidated clay obtained from some decision methods

(3) 過圧密粘性土における非排水せん断強度

過圧密粘性土に対するプレッシャーメータ試験より求めた非排水せん断強度 c_u を過圧密比 OCR に対してプロットしている (Fig. 7-6)。ここに全ての試料は、有効拘束圧 $\sigma'_c = 98 \text{ kN/m}^2$ で等方圧密されており、また K_0 条件下の予備圧密もおよそ 49 kN/m^2 と比較的低下であったことから、供試体に及ぼす異方性の影響はそれ程顕著でないと予想される。

まず、各手法により求めたプレッシャーメータ試験結果の比較であるが、OCR = 4 では、応力ひずみ法から得られたピーク強度 c_{UPM} が最も大きく、次いで Menard 法、弾塑性法より求めた c_{UPM} 、最後に片対数法より求めた c_{UPM} となる。この傾向は、先の正規圧密粘土に対する結果とは幾分異なっているが、例えば、三軸圧縮試験で通常、過圧密粘性土が顕著なひずみ軟化性を示すことを考えれば、片対数法より求めた c_{UPM} が小さくなることは理解できる結果である。

c_{UPM} と OCR の関係は、OCR が増加するに連れて c_{UPM} も増加しており、また増加の傾向は、定性的には通常の三軸試験の傾向とほぼ同一である。Fig. 7-6 中には、Fig. 7-5 と同様に、Ohta-Nishihara (1985) による過圧密粘性土の非排水せん断強度の推定線を示している。応力ひずみ法より得られた非排水せん断強度が正規圧密、過圧密を問わず、最も推定線と近い値を示していることがわかる。

以上の結果より、 c_{UPM} の算定にあたっては応力ひずみ法が最も理論値に沿うような値を与えることがわかるが、内圧～孔壁変位関係のスムージングなど繁雑で微妙なテクニックを必要とするため、正規圧密粘土地盤においては片対数法も簡便で有効な方法となろう。

7.4 プレッシャーメータ試験から得られた非排水せん断強度の原位置における評価

第6章でも述べたように原位置におけるプレッシャーメータ試験は種々の要因の影響を複雑に受けるため、得られたパラメータの評価は容易ではない。ここでは第6章の進め方に従い、まずプレッシャーメータ試験から得られた非排水せん断強度に影響を及ぼす種々の要因について述べ、次にプレッシャーメータ試験および一軸・三軸試験から得られた非排水せん断強度を比較検討した例を紹介する。ただし7.3節で明らかにしたようにプレッシャーメータ試験からの非排水せん断強度を求める方法によっては結果がかなり変わってくるため、ここでの考察は応力ひずみ法による非排水せん断強度 c_{UPM} を基準として行っている。

(1) プレッチャーメータ試験から得られた非排水せん断強度に影響を及ぼす要因

a) ボーリング孔壁の乱れ

変形係数ほどではないにしても孔壁の乱れは c_{UPM} に影響を及ぼす。孔壁の乱れが c_{UPM} 算定の基準となる内圧～孔壁変位関係に影響を及ぼし、結局計算された c_{UPM} が変化することになる。Fig. 7-7に孔壁の乱れの内圧～孔壁変位関係に及ぼす影響を模式的に示す。孔壁が乱れることにより、初期の疑似弾性領域の勾配はより緩やかになる。つまり変形係数は乱れにより低下する。非排水せん断強度の算定は内圧～孔壁変位関係の疑似弾性領域以後の曲率（応力ひずみ法）かもしくは勾配（片対数法）が基準となるから、こちらは逆に増大することになる。Denby-Clough(1980)はボーリング法（poor, good）を変えたSBPにより c_{UPM} に及ぼす影響を考察している。結果的に $c_{UPM}(\text{poor}) \approx 1.3 \times c_{UPM}(\text{good})$ となり、この関係は c_{UPM} の算定方法に依らないことも明らかになった。因みに、変形係数については $E_{PM}(\text{good}) \approx 1.6 E_{PM}(\text{poor})$ となり、 c_{UPM} より影響を受け易いことがわかる。Ladd-Germaine-Baligh-Lacasse(1980)も同様に孔壁の乱れにより c_{UPM} が増大することを指摘している。しかし、例えばHughes-Ervin-Holden-Harvey(1980)がSBP, PBPを同じ地盤に対して行い、 c_{USBP} は c_{UPBP} とほぼ同じであるか幾分大きいというデータを示していることからわかるように、現状では孔壁の乱れの c_{UPM} に及ぼす影響の一般的評価ははなはだ困難であり、今後のデータの集積が待たれるところである。

b) ひずみ速度

変形係数の場合に比べるとひずみ速度の及ぼす影響は大きい。Windle-Wroth(1977)は10%ひずみに達する時間を6, 12, 24分の3種類変えた定体積ひずみ速度SBP試験を行ったが、応力ひずみ法より得られたピーク強度である c_{UPM} に及ぼすひずみ速度の影響は大きく、一方、片対数法（と等価な手法）より得られた c_{UPM} ではさ程顕著ではないことを指摘している。その理由を室内試験から得られた応力～ひずみ曲線とのアナロジーとしてFig. 7-8のように模式的に示している。つまり、ひずみ速度が大きくなるほどピーク強度は上昇するが、ひずみが増大するに連れ、同様な残留応力状態に取れんしてゆくというものである。

Baguelin-Jezequel-Shields(1978)はSBPにより $\Delta V/V_0 = 0.01, 2\% / \text{min}$ の定ひずみ速度試験を行ったが、後者は前者のおよそ1.5倍の c_{UPM} を与え、ひずみ速度の影響の大きいことを示した。

通常のプレッシャーメータ試験は応力制御で破壊までおよそ10～20段階に分け各段階载荷後1ないし2分放置するという方法で行われる。Ladd et al(1980)はこうした載

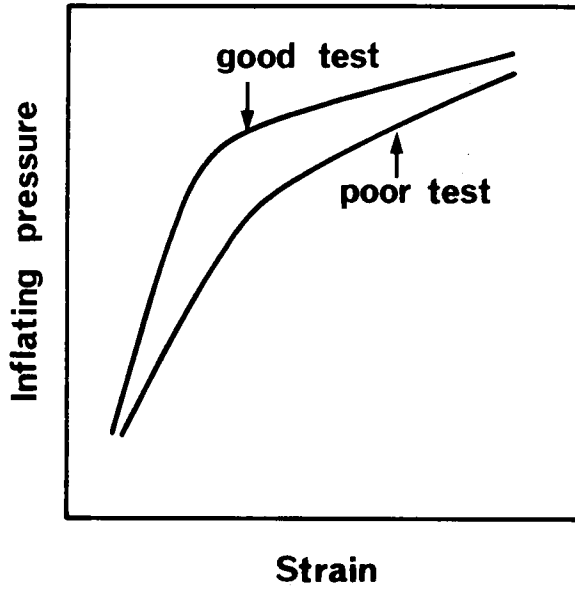


Fig.7-7 Effect of disturbance of boring wall on pressuremeter expansion curve

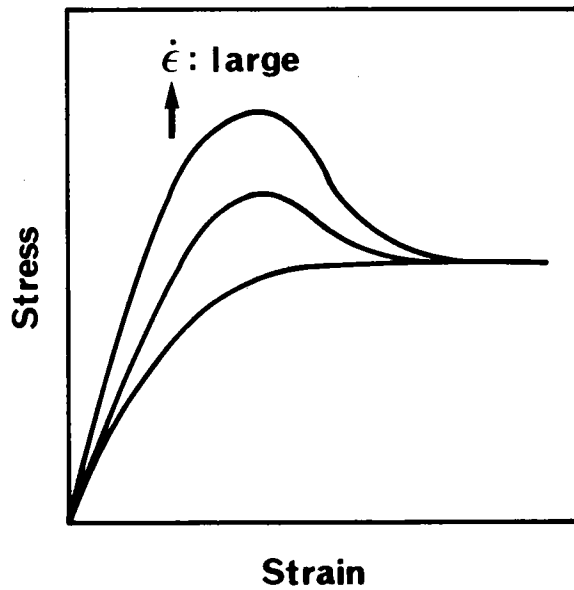


Fig.7-8 Effect of strain rate on stress-strain relation

荷速度が早すぎるため、応力～ひずみ曲線（応力ひずみ法）が明瞭な極端なピークを示したり、 C_{UPM} が過大になること（後述）を指摘している。

いずれにしろひずみ速度の変化はプローブ孔壁近傍要素の部分的排水や間隙水圧消散を招来し、結局 C_{UPM} 算定の基本的仮定（特に応力ひずみ法、片対数法）である非排水条件、均質性が損なわれる恐れがある。しかし現状では未解明であり、今後の課題であろう。

（２）他の室内試験結果との相関

実際の地盤で行われたプレッシャーメータ試験と他の室内試験結果を比較検討するためには、孔壁の乱れ、ひずみ速度に対する検討以外に地盤の異方性についての検討が必要となる。太田・深川・西原(1984)は地盤の異方性を考慮しうる弾塑性構成式 (Sekiguchi-Ohta, 1977)を用いて各種せん断試験に対応する非排水せん断強度を定式化した。ただし、ここで得られた非排水せん断強度は非常にゆっくりしたせん断速度に対するものであり、実際に適用するためにはせん断速度の影響を補正してやらなければならない。各非排水せん断強度は、塑性指数のみから求められた材料定数により決定されるため、正確さにはか

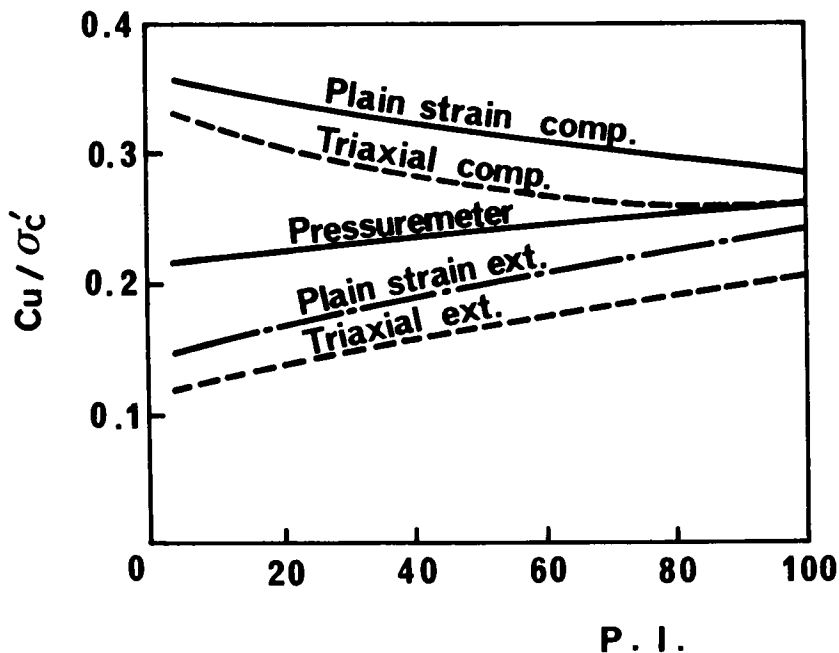


Fig.7-9 Relation between c_u from some tests and P.I.

(from Ohta·Fukagawa·Nishihara(1984), Ohta·Nishihara(1985))

けるきらいがあるが一般的傾向を把握するためには便利である。Fig. 7-9に塑性指数PIに対する無次元化された非排水せん断強度を示す。Fig. 7-9にはOhta-Nishihara(1985)によるデータ(CK₀UC, CK₀UE)も加えている。Fig. 7-9より、ここで示されたPIの範囲においては、常に $c_{UPM} < c_u$ (平面ひずみ圧縮, K₀圧密三軸圧縮)であることがわかる。

繰り返し述べるように、Fig. 7-9の結果にさらにひずみ速度、ボーリング孔壁の乱れなどに関する補正を加えてやらなければ実際のデータの相関性を検証することはできない。ところで、実際の地盤に対するSBPによる c_{UPM} は、三軸試験などから得られた c_u に対していかなる対応関係を示すのであろうか。Windle-Wroth(1977)はSBPと三軸試験結果を比較し、 c_{USBP} (応力ひずみ法による) $\approx 1.6 c_u$ (三軸試験による)という結果を得ている。またLadd-Germaine-Baligh-Lacasse(1979)は種々の方法により c_{UPM} を求め、三軸試験・一面せん断試験などからのいわゆるSHANSEPに基づく非排水せん断強度との系統的な比較を行っている。その結果、 c_{UPM} は平面ひずみ圧縮に対応するSHANSEP強度よりも一般に大きく、ときには数倍になることを指摘し、SBPの信頼性に疑問を投げかけている。Lacasse-Jamiolkowsky-Lancellotta-Lunne(1981)も同様に、 c_{USBP} (片対数法と等価な手法、応力ひずみ法よりは小さい値を与える)が三軸圧縮試験から得られた c_u の2倍強あるというデータを示している。7.4(1)で示したように、ボーリング孔壁の乱れとひずみ速度の大きいことは c_{UPM} を過大に評価する傾向を示すが、それでも以上のデータを合理的に説明することはできそうにない。一方、Mori(1981)は、原位置の平均有効主応力で等方再圧密後非排水三軸圧縮せん断試験を行い、 c_{USBP} との比較を試みた。その結果、 c_{USBP} (応力ひずみ法) $\approx c_u$ (三軸)となり、ボーリング孔壁の乱れとひずみ速度の影響に関して補正の余地がある。いずれにしろ、特にSBPより得られた非排水せん断強度の意味を明確にするためには、ボーリング孔壁の乱れおよびひずみ速度の影響を正確に評価することが必要であろう。

以上 c_{USBP} の評価には問題のあることを指摘したが、プレッシャーメータ試験は定性的には地盤の特性を良く反映する試験方法であると考えられる。Fig. 7-10は瀬戸内海に面する沖積層で実施されたプレッシャーメータ試験の結果を示したものである(太田・深川・西原, 1984)。この地盤では以前に盛土を施工した時点で、盛土の左側にすべり破壊が生じている。ここに示す実験結果はすべり破壊が生じた後に、盛土の左右両側で実施されたものである。Fig. 7-10には片対数法で求めた c_{UPBP} と一軸圧縮強度をプロットしている。この地盤は盛土による上載荷重のもとで圧密が進行しており、ほぼ正規圧密状態にあり、プレッシャーメータおよび一軸圧縮強度とも強度はほぼ深さに比例して増加し

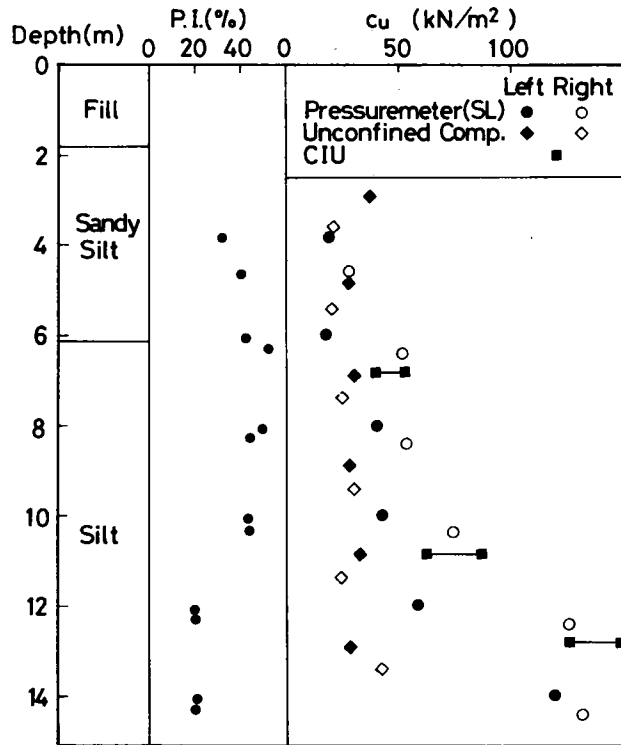


Fig.7-10 Comparison of c_u from pressuremeter and unconfined compression tests

ている。プレッシャーメータ試験の結果を見ると明らかに左側の強度が小さく、一軸圧縮試験に依れば左右の差が顕著でない。左側にすべりが生じたことを考えると、プレッシャーメータ試験の方が地盤のマクロな特性をよくとらえているといえよう。

7.5 結語

本章で得られた成果を以下に列挙する。

- (1) プレッシャーメータ試験から非排水せん断強度を決定する手法を提案した。内圧～(円周方向ひずみの対数)関係において、最終部分の勾配から非排水せん断強度が得られる。
- (2) 三軸セル内でミニチュアプレッシャーメータ試験を行い、得られた内圧～円周方向ひずみ関係から種々の方法で非排水せん断強度を求め、各手法の適用性を検討した。その結果、応力ひずみ法による強度が、過圧密、正規圧密粘土を問わず、最も弾塑性構成式よ

り推定した非排水せん断強度に近い値を示した。しかし、応力ひずみ法は計算に際して微妙かつ複雑な操作を必要とするという欠点を有する。提案した片対数法は、解析上主応力差の変化しない残留応力状態を対象としているため、ひずみ軟化特性のそれ程顕著でない正規圧密粘土に対して有効であることが明らかになった。

(3) 原位置のプレッシャーメータ試験結果に及ぼすボーリング孔壁の乱れおよびひずみ速度の影響を調べた。いずれによっても非排水せん断強度は若干増大するという研究報告が成されている。しかし、定量的な評価は今後の課題である。

(4) 異方性を考慮できる弾塑性構成式によれば、通常の正規圧密粘土地盤に対して行われたプレッシャーメータ試験から得られた非排水せん断強度は三軸圧縮試験から得られたそれより小さいことが予想される。しかしセルフボーリングタイプのプレッシャーメータを用いて決定された前者の強度は後者よりは大きくなるという報告が多く、その差は(3)で述べた要因を考慮しても説明しきれないほどのものである。

(5) 定量的な評価には検討の余地があるが、プレッシャーメータ試験から得られた非排水せん断強度が地盤のマクロな特性を表し得ている例を示した。

7.6 参考文献

- Baguelin, F., Jezequel, J.F., Le Mee, E. and Le Mehaute, A. (1972) : "Expansion of cylindrical probes in cohesive soils," Journal of the Geotechnical Division, ASCE, SM11, pp.1129-1142.
- Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Shields, D.H. (1978) : "The pressuremeter and foundation engineering," Trans tech publications, pp.525-531.
- Denby, G. M. and Clough, G. W. (1980) : "Self-boring pressuremeter tests in clay," Journal of the geotechnical division, ASCE, GT12, pp.1369-1387.
- Gibson, R.E. and Anderson, W.F. (1961) : "In situ measurement of soil properties with the pressuremeter," Civil Eng. Public Works Rev., London, pp.615-618.
- Hughes, J. M.O., Ervin, M. C., Holden, J.C. and Harvey, R.J. (1980) : "Determination of the engineering properties of the Coode Island Silts using a self boring pressuremeter," 3rd Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, Wellington, Vol.1, pp.249-254.
- Lacasse, S., Jamiolkowski, M., Lancellota, R. and Lunne, T. (1981) : "In situ characteristics of two Norwegian clays," Proc. of 10th ICSMFE, pp.507-511.

- Ladanyi, B.(1972): "In-situ deformation of undrained stress-strain behaviour of sensitive clays with the pressuremeter, Canadian Geotechnique, Vol.9, No.3, pp.313-319.
- Ladd, C.C., Germaine, J.T., Baligh, M.M. and Lacasse, S.M. (1980) : "Evaluation of self-boring pressuremeter tests in Boston Blue Clay", Report No.FHWA/RD-80/052.
- Menard,L.P.(1956) : "An apparatus for measuring the strength of soils in place," Thesis presented to the University of Illinois, at Urbana, in partial fulfillment of the requirement for the degree of Master of Science.
- Menard, L.(1985): "Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats des essais pressiometriques," Sols Soils, Vol.1, No.5, pp.9-14.
- Mori, H. (1981) : "Study on the properties of soils in the northern coast of Tokyo Bay using a self-boring pressuremeter", Soils and Foundations, Vol.21, No.3,pp.83-91.
- 太田秀樹(1985) : "粘土の非排水応力-ひずみ関係の測定," 第12回土質工学研究発表会講演集, pp.457-460.
- 太田秀樹・深川良一・西原晃(1984) : "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, 第346号, III-1, pp.77-86.
- Ohta, H.and Nishihara, A.(1985) : "Anisotropy of undrained shear strength of clays under axi-symmetric loading conditions," Soils and Foundations, Vol.25, No.2, pp.73-86.
- Palmer, A.C.(1972): "Undrained plain-strain expansion of a cylindrical cavity in clay; A sample interpretation of the pressuremeter test," Geotechnique, Vol. 22, No.3, pp.451-457.
- Prevost, J.H. and Hoeg, K.H. (1975) : "Analysis of pressuremeter in strain-softening soil", Journal of the Geotechnical division, ASCE, GT8, pp.717-732.
- Sekiguchi, H. and Ohta, H.(1977) : "Induced anisotropy and time dependency in clays," Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp.229-238.
- Windle, D. and Wroth, C.P.(1977): "In situ measurement of the properties of stiff clays," 9th ICSMFE, Tokyo, Vol.1, pp.347-352.

第8章 結論

本研究では、原位置試験のうちプレッシャーメータ試験に焦点を当て、得られた変形・強度定数の評価を行った。室内試験としては、境界条件、初期条件の明確な三軸セル中でミニチュアプレッシャーメータ試験を行い、原位置においては、得られた変形・強度定数に影響を及ぼす種々の要因に対する検討および他の試験結果等との相関性の検討を行った。

まず、第2章では、プレッシャーメータ試験より得られた変形係数と三軸試験等から得られた変形係数との相関性を室内試験結果をもとに検討した。第3章では、原位置においてプレッシャーメータ試験より得られた変形係数から鉛直方向载荷に対する変形係数を推定しうる可能性について検討し、室内試験により実証を試みた。第4章では、プレッシャーメータ試験より得られた砂質土の内部摩擦角の評価を室内、原位置において行った。第5章では、粘性土を対象とし、プレッシャーメータ孔壁近傍要素の経験する応力経路、応力～ひずみ関係に対する考察を粘性土用に開発したミニチュアプレッシャーメータ試験装置の試験結果に基づいて行った。第6、7章では各々、プレッシャーメータ試験より得られた粘性土の変形係数、非排水せん断強度の基本的特性を室内試験結果をもとに明らかにし、さらに原位置で得られた変形・強度定数に影響を及ぼす因子について考察を加えた。

以下に、各章で得られた成果をまとめる。

『第2章：室内試験によるプレッシャーメータ試験から得られた砂の変形係数の評価』

軸対称三軸試験や真の三軸試験結果等を利用して砂の変形係数の応力経路・応力レベル依存性等を明らかにし、これらの結果を利用したプレッシャーメータ試験の変形係数の予測値とミニチュアプレッシャーメータ試験による変形係数の実測値がほぼ一致することを確かめた。また、繰返し载荷過程から得られた変形係数はプレッシャーメータ試験でも三軸試験でもほぼ同様な値を示すこと、トーションメータ試験から得られたせん断弾性定数はプレッシャーメータ試験や三軸伸張試験から得られたせん断弾性定数にほぼ等しいことなどが明らかになった。

『第3章：プレッシャーメータ試験による砂質地盤の鉛直方向変形係数の推定』

原位置において、平板载荷試験や実際の盛土構造物の沈下から逆算された鉛直方向変形係数とプレッシャーメータ試験から得られた変形係数には良好な相関性が見られ、前者

は後者の約5倍であることがわかった。以上の相関性を室内要素試験およびモデル試験により検証し、ほぼ統一的に把握のできることがわかった。

『第4章：砂質土に対するプレッシャーメータ試験から得られた内部摩擦角の評価』

プレッシャーメータ試験から内部摩擦角を推定する手法を提案し、室内試験により本手法の適用性を調べ、ひずみ軟化性のそれほど顕著でない試料に対しては本手法を適用しうることを明らかにした。また、ひずみ軟化特性の顕著でない地盤に対してプレッシャーメータ試験および三軸圧縮試験を行い、得られた内部摩擦角の比較により両対数法の妥当性を確かめた。

『第5章：粘性土においてプレッシャーメータ孔壁近傍要素の経験する 応力経路および応力～ひずみ関係』

弾-完全塑性体を仮定する方法、および何ら構成関係を仮定せずに応力～ひずみ関係を決定する方法により膨張部近傍要素の経験する応力経路および応力～ひずみ関係を推定した。有効応力経路については、粘性土用に開発し、間隙水圧の測定可能なミニチュアプレッシャーメータ試験結果を利用した。全応力経路はいずれの方法によっても類似したものとなり、初期にはほぼ平均主応力一定経路を辿り、次にほぼ主応力差一定経路を辿ることがわかった。有効応力経路は、破壊後、破壊状態線上を辿ることが予想されるが、全応力経路と類似した経路となった。応力～ひずみ曲線については、特に応力ひずみ法により計算した応力～ひずみ曲線は、一般にひずみ軟化挙動の顕著でないと考えられる正規圧密粘土に対してもひずみ軟化性の強い応力ひずみ～曲線を与えており、検討の余地がある。

『第6章：プレッシャーメータ試験から得られた粘性土の変形係数の評価』

ミニチュアプレッシャーメータ試験および三軸圧縮・伸張試験より得られた変形係数間の整合性が真の三軸試験結果を利用して説明できた。また、繰り返し載荷過程より得られた変形係数は、三軸圧縮試験とプレッシャーメータ試験でほぼ一致することがわかった。原位置での変形係数間の相関性を明らかにするためには、ボーリング孔壁の乱れ、ひずみ速度の影響等を把握する必要がある。ボーリング孔壁の乱れは塑性指数と強い関連を示し、また、ひずみ速度の影響は通常の載荷速度とはなはだしく異ならない限りさ程顕著でないことが明らかになったが、いずれも定量的な評価については今後の検討が必要となる。力学的な意味は明確ではないが、逆解析から得られた地盤の変形係数（鉛直方向載荷

に対する変形係数とほぼ等しい)とプレボーリングタイプのプレッシャーメータ試験より得られた変形係数の相関性の強いことがわかった。

『第7章：プレッシャーメータ試験による粘性土の非排水せん断強度の評価』

ミニチュアプレッシャーメータ試験より得られた内圧～円周方向ひずみ関係より種々の方法を用いて非排水せん断強度の推定を行い、各方法の特性を調べた。その結果、応力ひずみ法が最も良く理論値と一致することがわかったが、決定に際して微妙な操作と複雑な作業を必要とするという欠点を有する。提案した片対数法はひずみ軟化特性の顕著でない正規圧密粘性土地盤に対しては適用可能であることがわかった。原位置におけるプレッシャーメータ試験より得られた非排水せん断強度はボーリング孔壁の乱れ、ひずみ速度の影響をかなり受けることがわかった。しかし、定量的な評価については今後のデータの集積が必要となる。

以上、本研究では、原位置試験のうちプレッシャーメータ試験に注目し、砂質土、粘性土を対象として、得られた変形・強度定数の評価を行ってきたが、第2章～第7章の各章における検討によって、本研究の目的は一応達成されたものと考えられる。

しかしながら、プレッシャーメータ試験を、特にセルフボーリングタイプのプレッシャーメータ試験を信頼に足る原位置試験として定着させるためには、今後検討すべきことが多いことも今なお厳然たる事実である。本論文中でも再三述べたが、プレッシャーメータ試験に及ぼすボーリング孔壁の乱れ、ひずみ速度、異方性等の影響が原位置におけるデータの集積のもとに定量的に評価されなければならないし、また並行して、より力学的に明確で、より簡便な試験機の開発が目指されなければならない。

謝辞

本論文を結ぶにあたり、多くの方々に御指導、御協力戴いている我が身の幸運に思いを致しています。

まず、京都大学工学部・島昭治郎教授には、実力未知数の著者を助手として採用戴き、研究室での日常的な活動を通して、研究に対する姿勢、オリジナリティーの重要性を教えて戴きました。また、本研究の遂行、並びに本論文の作成にあたりまして、終始、心暖かな御指導と御鞭撻を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。金沢大学工学部・太田秀樹教授には、卒業論文作成時以来、実験に関する初歩的な技術から大局的な研究の進め方に至るまで、懇切丁寧に教えて戴きました。先生の数多くの御助言と御示唆なしには本論文はありえませんでした。深く感謝の意を表します。

また、本研究の遂行におきましては、京都大学土木施工学研究室の諸兄に一方ならぬ御世話になりました。心から感謝申し上げます。

京都大学工学部・谷本親伯助教授、京都大学工学部・建山和由助手、京都大学工学部・檜垣義雄技官には、研究室での討議を通して数多くの御助言を戴き、また本論文作成に際しましては事務処理等の面で格別の御配慮を賜わるなど、日常的に御援助戴きました。また、施工学研究室OBである愛媛大学工学部・室達朗教授、福井大学工学部・荒井克彦助教授、福山大学工学部・西原晃助手は、成果が上がらず、ともすれば自暴自棄に成り勝ちな著者をいつも暖かく励まして下さいました。

さらに、土系合同ゼミなどを通して常に刺激的かつ家庭的な雰囲気の中で研究をさせて戴いた土系研究室の諸先生方、同僚、後輩の皆様は心より感謝致します。

本研究における実験、計算等は、日高堅二氏（現在山口県庁勤務）、志方弘樹氏（現在NTT勤務）、中条浩憲氏（現在地域振興整備公団勤務）、杉村均氏（現在地域振興整備公団勤務）、飯塚敦氏（現在京都大学大学院）の諸氏に御協力戴きました。諸氏との実験、ゼミ、コンパ等を通して、研究者としては勿論、人間的にもかなり鍛えられたように思います。心から感謝申し上げます。

本論文を作成するにあたり、多数の地盤調査報告書、施工成果報告書を参考にさせて戴きました。現場においてデータを集積された方々に対してある種の後ろめたさを感じますが、特に、心良くデータを提供戴きました基礎地盤コンサルタンツ・森田悠紀夫氏、日本鉄道建設公団・木村宏氏に深く感謝致します。

最後に、研究生生活を実質的、日常的に支えてくれた妻・薫に感謝します。今後とも、共に学び、共に成長する良きパートナーでありたいと思います。