

投稿論文 (和文報告)

**TECHNICAL
REPORT**

フラットダイラトメーターによる土質定数の評価

亀井健史*・山本芳裕**

フラットダイラトメーター試験(DMT)から推定される種々の地盤物性値の信頼性を検討するために、世界各地の既往のDMT結果を収集し、Marchettiによる推定式の妥当性を調べた。その結果、非排水せん断強さに関しては、原位置測定結果と室内試験結果の対応性は良好であったが、静止土圧係数および過圧密比に関しては、その対応性がよくない場合も認められた。そのため本報告では、静止土圧係数および過圧密比に関して修正式を提案した。また、わが国の設計指針におけるN値の重要性から、DMTによるN値の推定を試み、提案式の有用性を明らかにしている。

Key Words: lateral pressure at rest, in-situ test, overconsolidation, shear strength, sounding

1. はじめに

わが国において最も一般的に実施されているサウンディングは、標準貫入試験(SPT)で、その主な特徴は、動的な貫入抵抗値ばかりではなく、土試料の採取が可能のため簡単な物理試験も可能となる点にある。また、N値は多くの土質定数との相関性が検討されているので、地層構成の把握、種々の地盤物性値の推定および液状化の判定等、わが国の多くの設計基準や指針において、非常に重要な地盤情報の一つとしてよく用いられている。しかし、SPTは多くの試験時間および試験費用を要すること、得られた試験結果に関して人為的誤差が大きい等の問題がある。また、一般に深度方向に1m毎で実施したとしても、極薄い挟み層の検出など詳細な地層構成の把握が困難とされている。

最近実務では、三成分コーン貫入試験(以下、CPTUと称す)が用いられるようになり、静的に貫入する際の先端抵抗に加え、周面摩擦および間隙水圧の三成分が同時に得られる点にその特徴がある。得られた試験結果は、比較的詳細な地層構成の把握や支持力の推定等に利用されている。しかし、CPTUはSPTに比べて、試験時間は短く、深度方向に連続したデータが得られるがN値=30程度以下の地盤(砂礫、礫地盤には適用不可能)に適用が限られ、また電気設備を必要とする。

一方、Marchetti¹⁾は、より簡便で多くの地盤情報が得られる板状の貫入抵抗体からなるフラットダイラトメーター(以下、DMTと称す)を開発した。DMTはサウンディングに分類されるが、貫入抵抗値を求めるための試験ではなく、貫入停止後に貫入抵抗体に内蔵された載荷板を用い、地盤を水平方向に載荷する試験である。そ

の主な特徴は、試験時間が短かく、試験操作が簡便で、試験技術の優劣による人為的誤差が小さく、さらに多くの地盤物性値の推定が可能であり、深度方向にある程度密にデータの採取が可能なのが挙げられる。また、貫入抵抗体は、通常静的貫入により行われるが、重錘を用いた動的貫入を行えば、N値=40程度(砂礫および礫地盤を除く)の地盤まで適用が可能である。

MarchettiはDMTをイタリアにおける種々の地盤に適用し、得られたDMT結果と原位置試験結果および室内試験結果との相関性を検討し、土質の判別・分類法、せん断強さ、静止土圧係数および過圧密比等の地盤物性値の推定式(以下、Marchetti式と称す)を提案している。このようなDMTの有用性は、他の研究者によっても認められている^{2),3)}。

実務的な観点からは、水平荷重を受ける杭の設計⁴⁾、盛土の沈下予測⁵⁾、浅い基礎の沈下問題^{6),7)}、地盤改良効果の判定⁸⁾さらに砂地盤の液状化強度の推定⁹⁾等種々の工学的問題へのDMTの適用性について報告されている。

一方、DMTにより推定した土質定数が、一般の原位置試験および室内要素試験により得られた土質定数と比べ一致しない場合も指摘されている¹⁰⁾⁻¹⁴⁾。

本研究では、DMTから推定される種々の地盤物性値の信頼性を検討するため、日本を含めた世界各地における既往のDMT結果を収集し、DMTにおいて用いられている推定式の妥当性を調べ、また、わが国においてN値が多くの設計基準に導入されている観点から、DMTによるN値の推定を試みたものである。

2. DMTの概要¹⁾

(1) システム構成と試験方法

DMTのシステム構成をFig.1に示す。DMTは貫入抵抗体(ブレード)、貫入ロッド、圧力制御装置(コン

*正会員 工博 基礎地盤コンサントツ(株)地盤物性研究室室長(〒145 大田区石川町2-14-1)

**正会員 工修 基礎地盤コンサントツ(株)九州支社

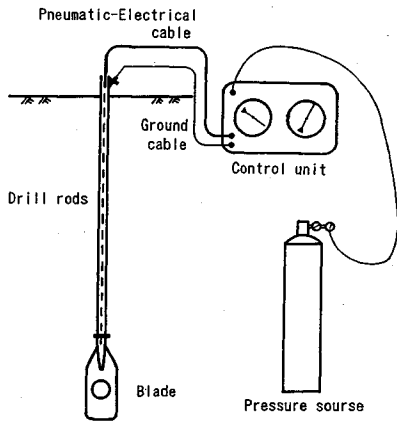


Fig.1 Schematic diagram of flat dilatometer system²⁾.

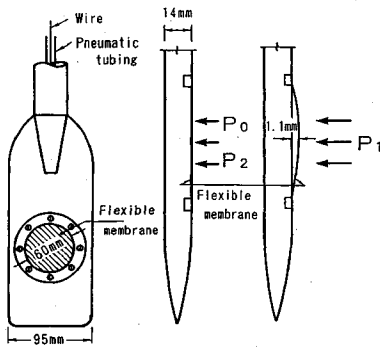


Fig.2 Schematic diagram of blade³⁾.

トロールユニット)等からなり、電源装置は必要としない。Fig.2はブレード部分の詳細で、ブレード片側面の鋼性メンブレンをガス圧力で膨張させる構造となっている。

試験は、ブレードを所定の深度まで地中に貫入させ、貫入停止後直ちにメンブレンを膨張せしめ、地盤を水平方向に載荷するという方法で行う。載荷時のメンブレンが膨張しようとする瞬間(中央の変位量 $\delta=0.05\text{ mm}$)の圧力(A値)、メンブレン中央が $\delta=1.1\text{ mm}$ 膨張したときの圧力(B値)および除荷時においてメンブレン中央が再びブレードに接するときの圧力(C値)を各々測定する。ここで、B値において $\delta=1.1\text{ mm}$ に対応させているのは、メンブレン自体の弾性変形領域であることと、実地盤とメンブレンの剛性に関する相互関係から決定している¹⁾。

なお、DMTにより得られたA、B、C値は、式(1)~(3)で、地盤の作用圧力 P_0 、 P_1 および P_2 に換算する。 P_0 はメンブレンがブレードから離れるとき($\delta=0\text{ mm}$)のキャリブレーション補正後の圧力であり、 P_1 はキャリブレーション補正後のB値であり、 P_2 はキャリブレーション補正後のC値である。

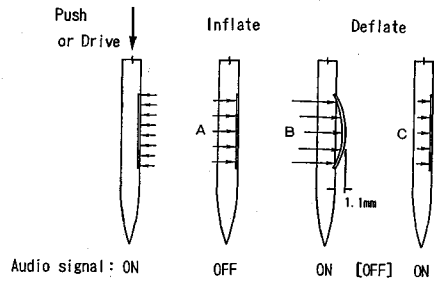


Fig.3 Loading system²⁾.

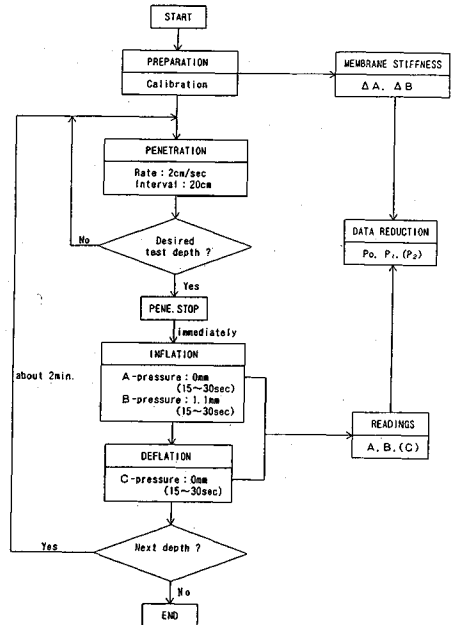


Fig.4 Flowchart of flat dilatometer test procedures.

$$P_0=1.05(A+\Delta A)-0.05(B-\Delta B)\dots\dots\dots(1)$$

$$P_1=B-\Delta B\dots\dots\dots(2)$$

$$P_2=C+\Delta A\dots\dots\dots(3)$$

ここで、 ΔA 、 ΔB は大気圧下におけるA値、B値測定時のキャリブレーション補正値をそれぞれ示す。

これらの測定は、コントロールユニット内蔵のプザーと、圧力チューブ内のワイヤーを介して接続されたメンブレン内蔵の電気接点の入切に合わせて行われる。試験の載荷システムおよび試験手順をFig.3、Fig.4に示す。

(2) 載荷原理

Fig.5は、貫入・載荷に伴うブレード近傍の地盤のせん断応力とひずみの変化を模式的に示したものである。本システムではブレード貫入前における原位置の初期応力状態P点、ブレードの貫入に伴いQ、R点へと変化し、さらに載荷時のメンブレンの膨張によってS点に至る。

したがって、メンブレンによる地盤への載荷は、半無限弾性地盤上の円形たわみ性基礎による載荷と同等とみ

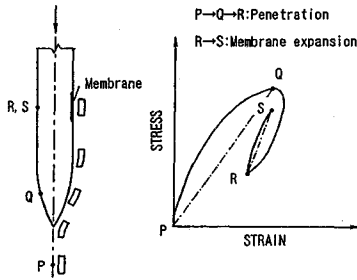


Fig.5 Proposed stress-strain curve for an "average" soil element facing the blade as the test proceeds from penetration to membrane expansion²⁾.

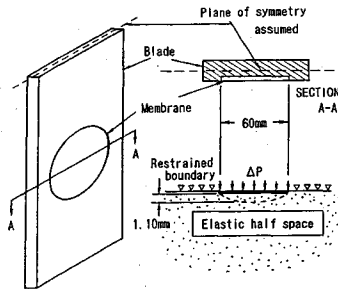


Fig.6 Modeling dilatometer penetration as expansion of flat cavity²⁾.

なして、荷重 ΔP と沈下量 S の関係を式 (4) で表すことができる (Fig.6 参照)。

$$S = \frac{4 \cdot R \cdot \Delta P}{\pi \cdot E} \cdot \frac{1 - \mu^2}{E} \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 E ：地盤の弾性係数、 μ ：地盤のポアソン比、 R ：メンブレンの半径である。

(3) DMT インデックス

得られた P_0 、 P_1 値は、以下に示す 3 つの DMT インデックスとして表される。なお、 P_2 値に関しては、間隙水圧に関係した値を示すと考えられており、その利用法に関しては現在検討過程にある³⁾。

ダイラトメーター係数 E_D は、地盤の弾性特性を表すインデックスとして用いられ、式 (4) より $E/(1-\mu^2)$ と等価な値となる。よって、 E_D は $\Delta P = P_1 - P_0$ 、 $R = 30$ mm および $S = 1.1$ mm を式 (4) に代入し、式 (5) で与えられる。

$$E_D = \frac{4 \cdot R \cdot \Delta P}{\pi \cdot S} = 34.7 (P_1 - P_0) \dots \dots \dots (5)$$

材料インデックス I_D は次式で定義され、主に土質の判別・分類に用いる。

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \dots \dots \dots (6)$$

ここで、 u_0 は測定深度における静水圧を示し、その値は地下水位より得られる。この式の分子は荷重に伴う土の剛性を表しているものと評価でき、一般には砂で大きく粘土で小さく表れる。一方、分母は p_0 がブレード貫

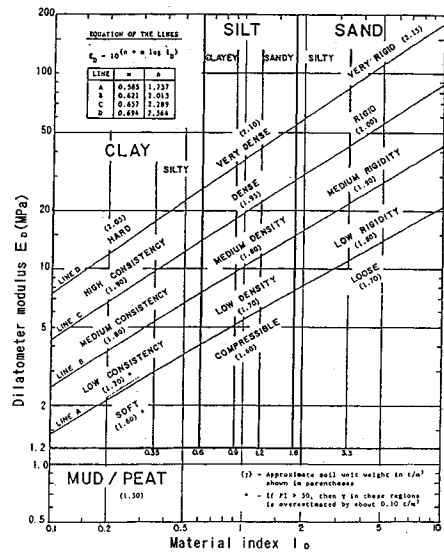
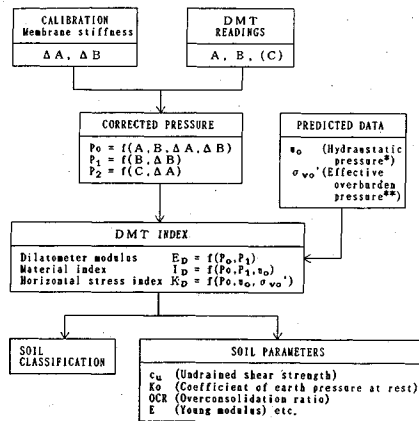


Fig.7 Chart for determination of soil description and unit weight²⁾.



*: in-site pore-pressure before DMT blade insertion.
 **: see Fig.7 ($I_D \sim E_D \sim \gamma_t$ relationships).

Fig.8 Flowchart of data deduction.

入時に発生する間隙水圧と水平応力に依存するため、応力履歴等が同程度であれば粘土が砂より大きくなる傾向にある。したがって、 I_D 値は砂で大きく粘土で小さな値を示す傾向にあり、粒径を示す尺度として提案されている¹⁾。

さらに、水平応力インデックス K_D は、静止土圧係数等を評価する場合に用い、式 (7) で定義する。

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \dots \dots \dots (7)$$

ここで、 σ'_{v0} は測定深度における有効上載圧で、 $I_D - E_D - \gamma_t$ の関係より推定する (Fig.7 参照)。Fig.8 に上記、データ整理の流れをまとめて示す。

(4) DMT による各種地盤物性値の推定法

I_D 値による土質の判別・分類を Table 1 に、DMT 結

Table 1 Soil classification based on I_D value¹⁾.

	CLAY		SILT		SAND	
		Silty	Clayey		Sandy	Silty
I_D values →	0.1		0.6		1.2	1.8

Table 2 Interpreted soil engineering properties.

SOIL PARAMETERS	DMT'S EQUATIONS	REFERENCE ^{1), 2)}
c_u (clays)	$I_D \leq 1.2 : c_u / \sigma_{vo}' = 0.22(0.5K_D)^{1.25}$	Marchetti(1980)
K_0 (clays)	$I_D \leq 1.2 : K_0 = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	Marchetti(1980)
OCR(clays)	$I_D \leq 1.2 : OCR = (0.5K_D)^{1.56}$	Marchetti(1980)
$M (=1/m_v)$	$M = R_M \cdot E_D$ $I_D \leq 0.6 : R_M = 0.14 + 2.36 \cdot \log K_D$ $0.6 < I_D \leq 3.0 : R_M = R_{M0} + (2.5 - R_{M0}) \log K_D$ with $R_{M0} = 0.14 + 0.15(I_D - 0.6)$ $3.0 \leq I_D : R_M = 0.5 + 2 \cdot \log K_D$ $K_D > 10 : R_M = 0.32 + 2.18 \cdot \log K_D$ Always $R_M \geq 0.85$	Marchetti(1980)
E (clays)	$I_D \leq 1.2 : E_1 = 10 E_D$	Robertson et al.(1989)
(sands)	$I_D > 1.2 : E_1 = 2 E_D$	ditto.
(sands)	$I_D > 1.2 : E_{25} = 1 E_D$	Campanella et al.(1985)
(NCsands)	$I_D > 1.2 : E_{25} = 0.85 E_D$	Baldi et al.(1986)
(OCsands)	" : $E_{25} = 3.5 E_D$	ditto.
ϕ_a' (sands)	$I_D > 1.2 : \phi_a' = f(K_D, \text{thrust})$ $I_D > 1.2 : \phi_a' \sim K_0 \sim q_c$ chart	thrust q_c Schmertmann(1982) Marchetti(1985)
K_0 (sands)	$I_D > 1.2 : K_0 = f(K_D, \text{thrust}, \phi_a')$ $I_D > 1.2 : K_0 \sim K_D \sim q_c$ chart	thrust q_c Schmertmann(1983) Marchetti(1985)
OCR(sands)	$I_D > 1.2 : OCR = \left[\frac{K_0}{1 - \sin \phi_a'} \right] (1 / 0.8 \sin \phi_a')$	thrust Schmertmann(1988)

果に基づいた推定式のまとめ¹⁾を **Table 2** に示す。なお、ブレード貫入抵抗 (thrust) を別途測定することにより、その抵抗値から砂質土における排水時のせん断抵抗角 ϕ_a' および K_0 値の理論式が導かれている²⁾。

しかしながら、上記理論式は複雑なため、実務的には DMT 結果に加え、DMT 近傍で実施されたコーン貫入抵抗値 q_c を用いて、上記 ϕ_a' 値、 K_0 値をチャートによって推定する (**Fig.9**, **Fig.10** 参照)。

(5) 貫入に伴う周辺地盤の乱れの評価

種々の原位置試験機の測定用プローブの挿入に伴う周辺地盤の乱れの程度を、応力-ひずみ曲線として模式的に示したものを **Fig.11** に示す。図より、SPT および CPTU 等に比べて、DMT は比較的乱れの少ない試験であるものと考えられている。

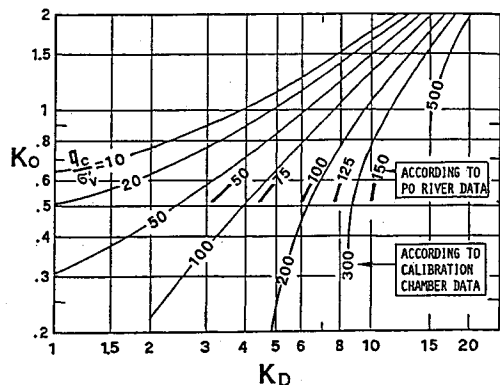


Fig.9 Chart for interpreting K_0 from K_D and q_c ²⁾.

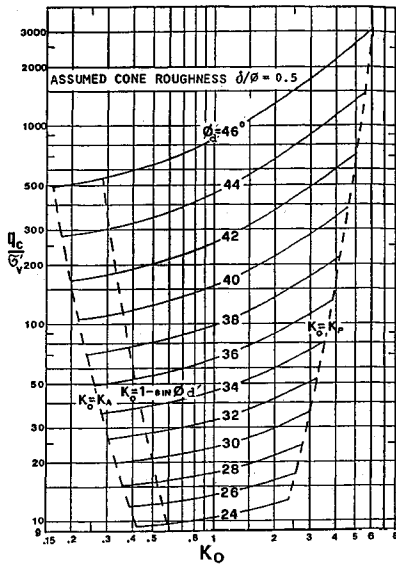
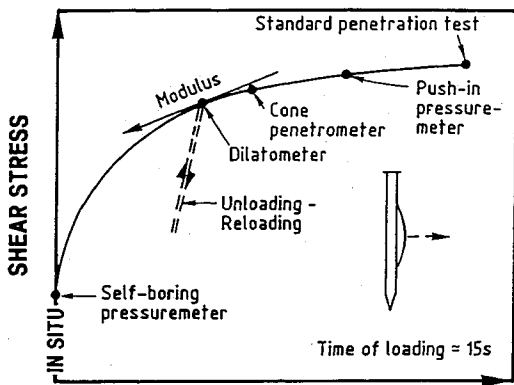


Fig.10 Chart for interpreting ϕ'_d from q_c and K_o^2 .



LATERAL STRAIN DUE TO INSERTION OF DEVICE

Fig.11 Qualitative estimate of insertion of in-situ testing devices¹⁰⁾.

Fig.12 は、砂の模型地盤に、異なる形状を有する貫入抵抗体を貫入し、周辺地盤の乱れの程度を考察したものを示す。コーンの場合と比較すると、ブレードの貫入に伴う周辺地盤の乱れは比較的小さい。

このことより、DMT のブレードの貫入に伴う周辺地盤の乱れの程度は、他のサウンディングに伴う乱れに比べ、かなり小さいものと考えられる。

3. DMT より評価した地盤物性値の信頼性の検討

わが国のやや過圧密な地盤と、イタリアのかなり過圧密な地盤における DMT 結果の例を Fig.13 に示す。なお、ブレードの貫入はやや過圧密な地盤においては静的に貫入し、かなり過圧密な地盤では打撃により貫入を

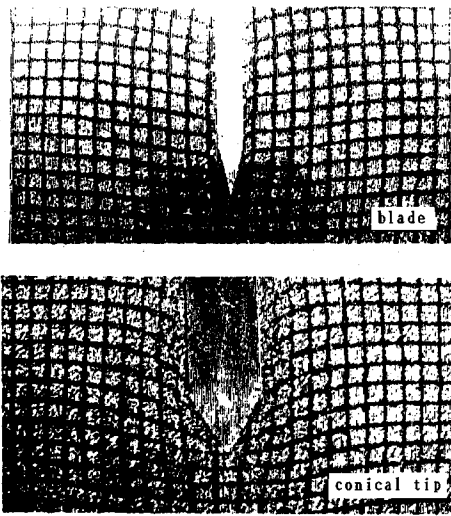


Fig.12 Model test results in sand showing distortions induced by 36-mm diameter conical tip and by 14-mm thick blade of flat dilatometer²⁾.

行ったものである。

ここでは、DMT (Marchetti 式¹¹⁾ より評価した原位置における非排水せん断強さ、静止土圧係数および過圧密比の信頼性について検討する。

(1) 非排水せん断強さ c_u (粘性土)

Marchetti¹¹⁾ は、 K_D が OCR と良い相関関係にあり、正規圧密および過圧密状態における強度増加率と過圧密比がユニークな関係にあることから、 K_D と強度増加率の関係を提案している (Table 2 参照)。

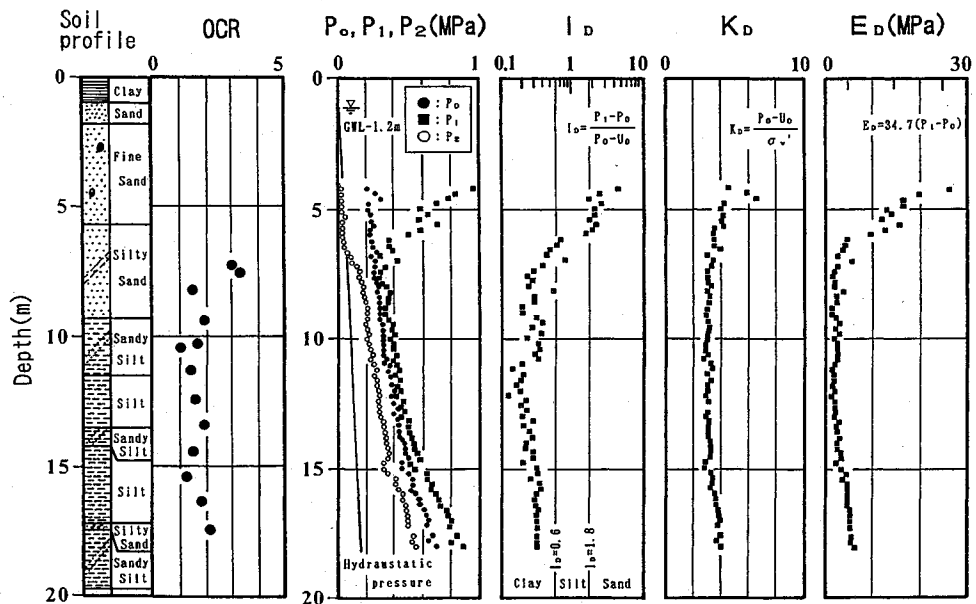
Fig.14 は、種々の粘性土地盤に対して得られた K_D 値と、一般的な原位置試験および室内試験から得られた c_u/σ'_{vo} 値の関係をプロットしたものである。なお、図中の実線は、Marchetti 式による推定値である。 K_D 値は、ある程度のばらつきは認められるが、 c_u/σ'_{vo} 値と良い相関性を示す。

上記推定式の実地盤への適用性をさらに検討するため、ノルウェーとわが国の地盤において実施された Marchetti 式より評価した DMT による c_u 値の深度分布と室内三軸試験 (CIUC: 等方圧密非排水三軸圧縮試験, CKoUC: K_o 圧密非排水三軸圧縮試験) から得られた c_u 値の深度分布との比較を Fig.15 に示す。両地盤とも c_u 値の深度分布は、比較的良好に対応している。

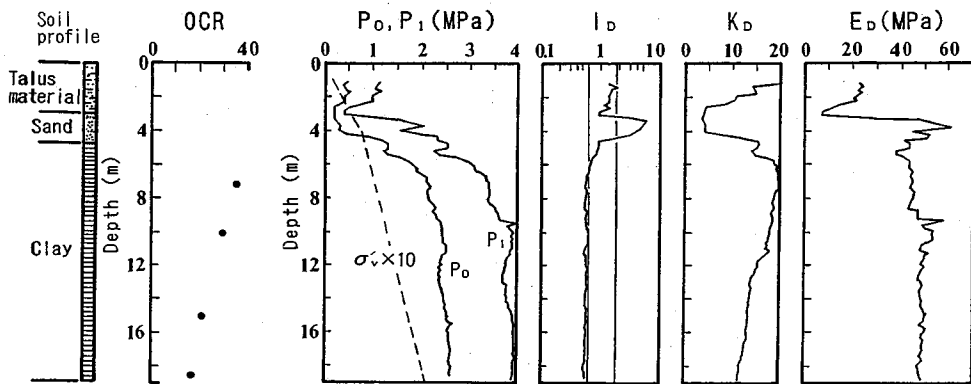
(2) 静止土圧係数 K_o (粘性土)

種々の粘性土地盤に対して得られた K_D 値と K_o 値の関係を Fig.16 に示す。図中の実線は、Marchetti¹¹⁾ の提案式による推定 K_o 値である。 K_D 値に対する K_o 値の分布性状は $K_D=6$ 付近で異なるので、Lunne et al.¹⁵⁾ は式 (8), (9) を提案している。

$$K_D \leq 6 \quad K_o = 0.34 K_D^{0.54} \dots \dots \dots (8)$$



(a) Lightly overconsolidated silt (Tokyo, Japan).



(b) Heavily overconsolidated clay (Numana, Italy).

Fig.13 Examples of in-situ test results obtained by flat dilatometer^{13,14}.

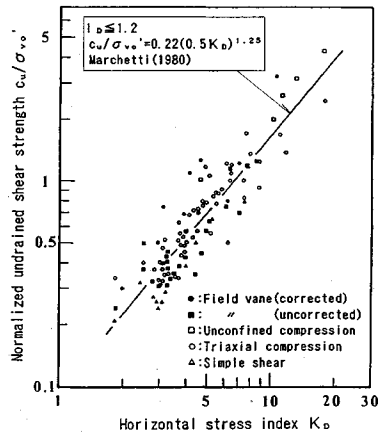


Fig.14 Relationship between c_u/σ'_{v0} and K_D .

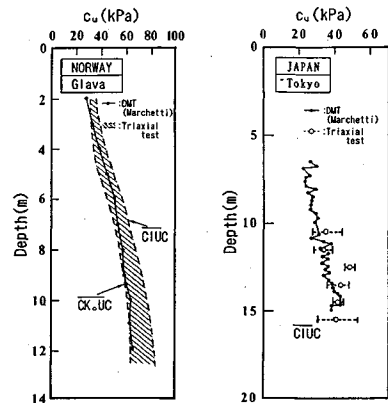


Fig.15 Comparison of c_u -values obtained by DMT and triaxial test.

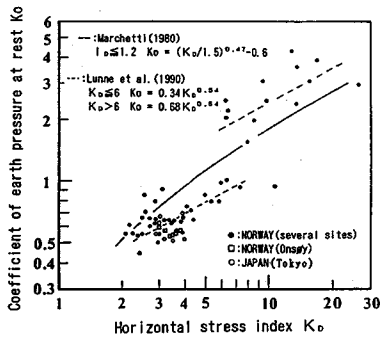


Fig. 16 Relationship between K_0 -values and K_D .

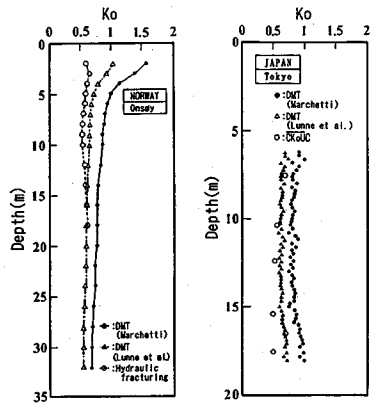


Fig. 17 Comparison of K_0 -values obtained by DMT and hydraulic fracturing test and triaxial test.

$$K_D > 6 \quad K_0 = 0.68 K_D^{0.54} \dots \dots \dots (9)$$

上式による推定 K_0 値の妥当性を検討するために、ノルウェーとわが国の地盤に対し、上式を適用した例を Fig. 17 に示す。式 (8), (9) による推定 K_0 値は、Marchetti 式による値と比較すると、より実測値に近い値を示すと言える。しかし、 $K_D=6$ 前後では推定値が推定式によりかなり異なるため、 K_0 値決定の際には既往の報告例を参考にするなど十分な注意が必要である。

(3) 過圧密比 OCR

Fig. 18 は、 K_D 値と過圧密比の関係を示している。図より、Marchetti 式と実測値の対応性は、定性的にはほぼ良好であるが、定量的な観点からは Lunne et al.¹⁵⁾ が提案しているように、 $K_D=6$ を境界に推定式を変えた値の方が、より実測値に近い値となっている。

Fig. 18 の傾向をさらに定量的な観点から進展させるために、粘性土の圧密・せん断特性が変化する変曲点と考えられている塑性指数 $PI (=20)$ をパラメーターとして¹⁶⁾、砂質土も含めた K_D 値と OCR 値の関係を Fig. 19 に示す。 K_D 値と OCR 値は PI 値にある程度依存し、次に示すような関係が得られる。

$$NP \quad OCR = 0.47 K_D^{1.78} \dots \dots \dots (10)$$

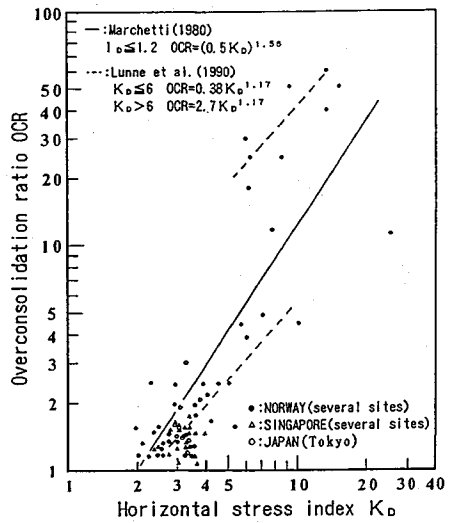


Fig. 18 Relationship between OCR and K_D .

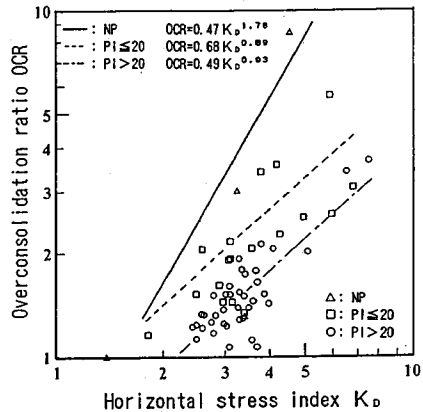


Fig. 19 Relationship between OCR and K_D .

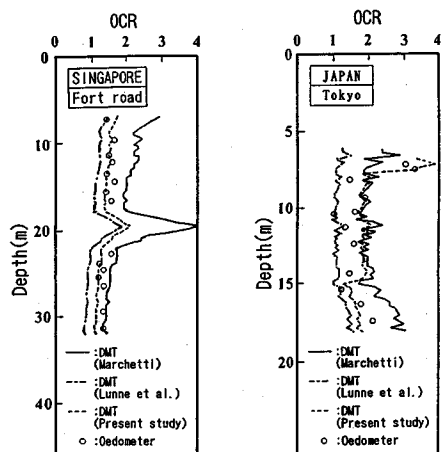


Fig. 20 Comparison of OCR obtained by DMT and oedometer test.

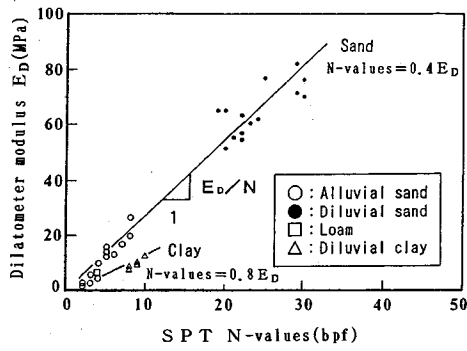


Fig.21 Relationship between N -values and K_D .

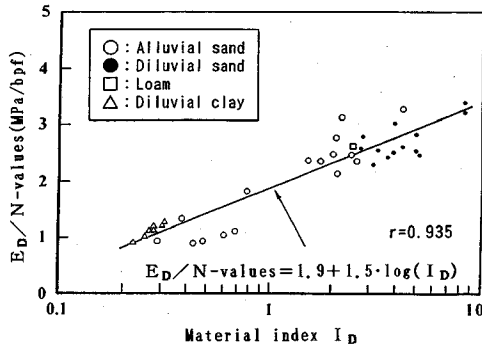


Fig.22 Relationship between E_D/N -values and I_D .

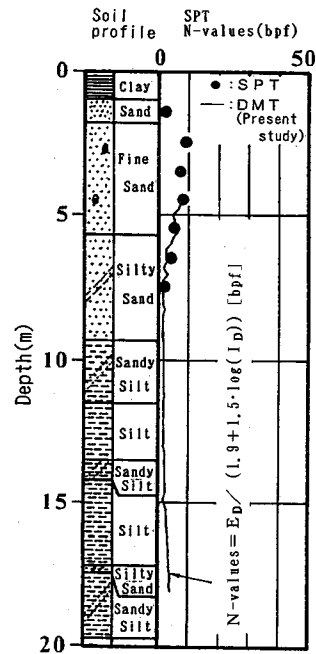


Fig.23 Comparison of N -values obtained by DMT and SPT.

Table 3 The proposed equations for DMT results.

SOIL PARAMETERS	PROPOSED EQUATIONS	REFERENCE
c_u (clays)	$I_D \leq 1.2 : c_u / \sigma_{vo}' = 0.22(0.5 K_D)^{1.25}$	Marchetti(1980) ¹⁾
K_0 (clays)	$K_D \leq 6 : K_0 = 0.34 K_D^{0.54}$ $K_D > 6 : K_0 = 0.68 K_D^{0.54}$	Lunne et al. (1991) ¹⁵⁾
OCR	NP : OCR = $0.47 K_D^{1.78}$ $PI \leq 20 : OCR = 0.68 K_D^{0.89}$ $PI > 20 : OCR = 0.49 K_D^{0.93}$	Present study
N -values	Japanese soils: $N = E_D / (1.9 + 1.5 \cdot \log(I_D))$ [bpf] (clays $\rightarrow N$ -values = $0.8 E_D$) (sands $\rightarrow N$ -values = $0.4 E_D$)	Present study

$$PI \leq 20 \quad OCR = 0.68 K_D^{0.89} \dots \dots \dots (11)$$

$$PI > 20 \quad OCR = 0.49 K_D^{0.93} \dots \dots \dots (12)$$

上式をシンガポールとわが国の地盤の DMT 結果に適用した例を、Fig.20 に示す。式 (10)~(12) による推定 OCR 値が、他の手法による推定値に比べ、最もよく原位置の OCR 値と対応している。

4. DMT による N 値 (SPT) の推定

わが国では、 N 値に基づいた設計法が種々規準化され、 N 値は工学的に非常に利用度の高い設計パラメー

ターとなっている。例えば、 N 値から地盤の変形係数等が、経験式により推定可能とされている観点から、 N 値は地盤の弾性的挙動をある程度反映した物性値と考えられる。Marchetti 式では、 N 値の推定式は提案されていないが、Schmertmann²⁾ は DMT による E_D 値と N 値には相関関係が存在することを報告している。このような観点から、 E_D 値と N 値の関係を Fig.21 で示した。応力履歴によらず粘土・砂のそれぞれに対して、 E_D 値と N 値はそれぞれユニークな関係を示すが、砂質土では、勾配 E_D/N 値が大きく、粘性土では小さな値を示す。

しかし、実際の原位置試験では原位置における土の種類が不明なことから上記推定式の実務への適用性の観点からは疑問が残る。

そこで、本報告ではDMT結果から直接 N 値を推定することを考え、材料インデックス I_D と E_D/N 値の関係を Fig.22 に示した。 I_D 値と E_D/N 値は良好な相関性を有し、その関係は式 (13) で与えられる。

$$E_D/N = 1.9 + 1.5 \cdot \log(I_D) \dots\dots\dots(13)$$

上式を N 値の推定式に書き改めると式(14)が得られる。

$$N \text{ 値} = E_D / (1.9 + 1.5 \cdot \log(I_D)) \dots\dots\dots(14)$$

Fig.23 は、式 (14) を、前述のわが国の地盤に対して適用した事例である。SPT から得られた N 値と推定 N 値はよく一致している。

以上、本研究で検討したDMT結果に関する推定式を Table 3 にとりまとめた。

5. 結 論

本研究より得られた主要な結論を以下に列記する。

(1) DMT は、試験の迅速性・簡便性に富む原位置試験であり、地層構成の把握および種々の土質定数がある程度評価できる手法である。

(2) 非排水せん断強さ c_u の推定に関し、Marchetti¹¹⁾ の式から得られた c_u/σ_{vo}' 値は、比較的妥当な値を示すことが認められる。また粘性土における静止土圧係数 K_0 は、Lunne et al.¹⁵⁾ の式で評価できる。さらに、過圧密比 OCR に関しては塑性指数 PI を考慮した本推定式が、より妥当な値を与える。

(3) DMT による N 値の推定式を試験データとの比較に基づき提案した。

参 考 文 献

- 1) Marchetti, S. : In situ tests by flat dilatometer, ASCE, Vol.106, No.GT3, pp.299~321, 1980.
- 2) Schmertmann, J.H. : Guideline for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical design, U.S. Department of transportation, Federal highway administration, Office of research and special studies, Report No.FHWA-PA-87-023+24, Vol.3-4, 1988.
- 3) Lutenegeger, A.J. : Current status of Marchetti dilatometer test, Proc. of 1st International Symposium on Penetration Testing, pp.137~155, 1988.
- 4) Robertson, P.K., Davies, M.P. and Campanella, R.G. : Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer, Geotechnical Testing Journal, Vol.12, No.1,

- pp.30~38, 1989.
- 5) Crawford, C.B. and Campanella, R.G. : Comparison of field consolidation with laboratory and in-situ tests, Canadian Geotechnical Journal, Vol.28, No.1, pp.103~112, 1991.
- 6) Schmertmann, J.H. : Dilatometer to compute foundation settlement, Proc. of In Situ '86 ASCE Specialty Conference on Use of In Situ Tests and Geotechnical Engineering, Virginia Tech, Blacksburg, Virginia, pp.303~321, 1986.
- 7) Lenards, G.A. and Frost, J.D. Settlement of shallow foundations on granular soils, ASCE, Vol.114, No.GT7, pp.791~809, 1988.
- 8) Schmertmann, J.H., Baker, W., Gupta, R. and Kessler, K. : CPT/DMT QC of ground modification at a power plant, Use of In situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, pp.985~1001, 1986.
- 9) Robertson, P.K. and Campanella, R.G. : Estimating liquefaction potential of sands using the flat plate dilatometer, Geotechnical Testing Journal, Vol.9, No.1, pp.38~40, 1986.
- 10) Lacasse, S. and Lunne, T. : Calibration of dilatometer correlations, Proc. of 1st International Symposium on Penetration Testing, pp.539~548, 1988.
- 11) Chang, M.F. : Interpretation of overconsolidation ratio from in situ tests in recent clay deposits in Singapore and Malaysia, Canadian Geotechnical Journal, Vol.28, No.2, pp.210~225, 1991.
- 12) Roque, R., Janbu, N. and Sennest, K. : Basic interpretation procedures of flat dilatometer tests, Proc. of 1st International Symposium on Penetration Testing, pp.577~587, 1988.
- 13) Powell, J.J.M. and Uglow, I.M. : Marchetti dilatometer testing in UK soils, Proc. of 1st International Symposium on Penetration Testing, pp.555~562, 1988.
- 14) Iwasaki, K., Tsuchiya, H., Sakai, Y. and Yamamoto, Y. : Applicability of the Marchetti dilatometer test to soft ground in Japan, Proc. of Geo-Coast '91, Vol.1, pp.29~32, 1991.
- 15) Lunne, T., Powell, J.J.M., Hauge, E.A., Uglow, I.M. and Mokkelbost, K.H. : Correlation of dilatometer readings to lateral stress, Paper Submitted to Specialty Session on Measurement of Lateral Stress, 69th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., USA, 1991.
- 16) Kamei, T. : A study on the mechanical behaviour of normally consolidated cohesive soils. thesis presented to the Tokyo Institute of Technology, at Tokyo, Japan, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Engineering, 1985.

(1993.7.28 受付)

AN EVALUATION OF SOIL PARAMETERS OBTAINED BY FLAT DILATOMETER TEST

Takeshi KAMEI and Yoshihiro YAMAMOTO

To investigate the reliability of the soil parameters predicted by flat dilatometer test, several documented data have been reviewed from sites in Europe and Southeast Asia as well as published data from Japan. The results of this review have shown that the equations proposed by Marchetti provide reasonable estimates of the in-situ undrained shear strength. However, some discrepancies were observed between laboratory results and DMT results about overconsolidation ratio and coefficient of earth pressure at rest. To this end, modified equations estimating the both soil parameters are proposed. In addition, a new correlation has been proposed to estimate N-values from flat dilatometer test.
