

フラット・ダイラトメーター試験による原位置強度・変形特性の評価

岩崎公俊*・亀井健史**

フラット・ダイラトメーター試験(DMT)は、簡便、安価、迅速等の特徴を有しており、欧米を中心に普及しつつある原位置試験である。本研究は、DMT結果より得られる3つのインデックスのうち、変形特性を示すダイラトメーター係数に着目し、国内データおよび海外の文献データを用いて、各種室内および原位置試験より得られた強度・変形特性とダイラトメーター係数の相関性を検討している。

Key Words : flat dilatometer, in situ test, deformation modulus, N-value, undrained shear strength

1. はじめに

原位置における強度・変形特性を評価する際には、一般的に、室内土質試験あるいは原位置試験が実施される。このうち、室内土質試験(一軸および三軸圧縮試験)は、ボーリングや試料採取を伴うため不経済となる場合や、地盤の強度・変形特性を把握するのに十分な数量のデータが得られないことも少なくない。また、土質によっては試料採取時の土の乱れの影響が試験結果にかなり大きく表れるため、得られた土質定数は非常に信頼性の低いデータとなる場合もある。

一方、代表的な原位置試験として標準貫入試験(SPT)は我が国において最も実績があり、この試験から得られるN値を用いた強度・変形特性の推定方法は、多くの設計指針に取り入れられている。特に砂質土においては、乱さない試料のサンプリングが技術的・経済的に困難となるため、N値による推定値を用いることが多い。また、N値はその精度や土質定数推定式の信頼性にやや難があるものの、従来設計に用いられてきた実績は大きい。

また、原位置における変形係数を評価する場合に実施される原位置試験として、プレッシャーメーター試験(PMT)が挙げられる。たとえば、杭の設計のための調査においては、PMTがよく実施される。このことは、室内試験が上述のように砂質土の場合にサンプリングによる試料の乱れの影響を回避できないことや、原位置試験であるため実際の地盤の載荷挙動が得られることなどによるものと考えられる。ただし、この試験では、先行掘削したボーリング孔の孔壁に載荷するため、応力開放に

伴う孔壁の緩みなどの問題点が指摘されている¹⁾。

以上のように、現在国内で多用されている代表的な原位置試験は精度面で問題が残されているものの、一般的に試料採取が不要なためそれに伴う応力解放による乱れの問題が少なく、深度方向の土質工学的特性をある程度連続して測定できるなどの特長を有している。そのため、このような特長に加え最近の解析手法の高度化を考慮すると、より精度の高い原位置試験から得られた信頼性の高い土質定数が望まれているのが現状である。

一方、Jamiolkowski *et al.*(1985)²⁾は、第11回国際土質基礎工学会議の特別講演において、着目すべき原位置試験として電気式静的コーン貫入試験(ピエゾコーン; CPTU)、フラット・ダイラトメーター試験(DMT)、セルフボーリング・プレッシャーメーター試験(SBPMT)などをあげている。これらは、原位置試験の上記特長を生かすものとして今後の普及が期待でき、我が国でも既に利用され始めているが、適用性や推定精度に対する検討は十分とはいえず、より普及をはかるためには、さらなるデータの蓄積が必要であるといえる。

このうち、DMTは、1980年にMarchettiにより提案され³⁾、その後欧米を中心に広く普及しつつある試験である。この試験は、平板を地中に押し込み、その板面に取り付けられた鋼製メンブレンにより一種の載荷試験を行うもので、簡便性、迅速性、結果の再現性および推定される土質定数の豊富さ等に特色がある。1989年には、我が国の地盤に対するDMTの適用性の検討が始まり⁴⁾、その後も各種検討が行われているが、未だ実績が少ないのが現状である。

Fig.1は、各種原位置試験装置を地盤へ挿入したときの応力～水平ひずみの関係を模式的に示したものである。図より、SBPMTは他の試験に比べ対象とするひずみレベルが比較的小さく、地盤に与える乱れの影響を極力抑えることができるため非常に優れた手法といえる。しかしながら、現状では高価なため、一般的な実務に取

* 正会員 工修 基礎地盤コンサルタンツ(株)地盤調査研究室長(信州大学大学院工学系研究科博士後期課程)(〒145 大田区石川町2-14-1)

** 正会員 工博 基礎地盤コンサルタンツ(株)地盤物性研究室長

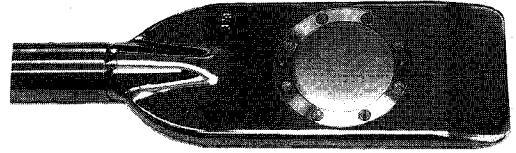
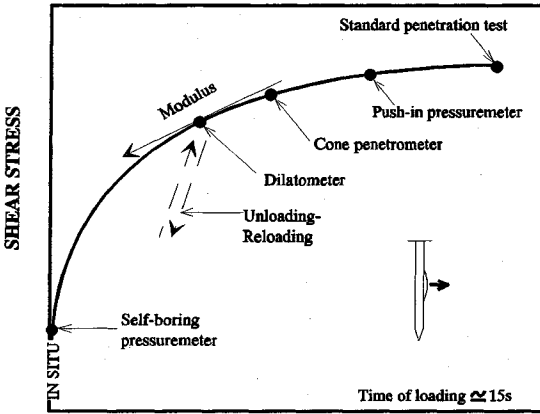


Photo.1 Flat dilatometer(DMT) blade

LATERAL STRAIN DUE TO INSERTION OF DEVICE

Fig.1 Qualitative estimate of insertion of in situ testing devices⁹⁾

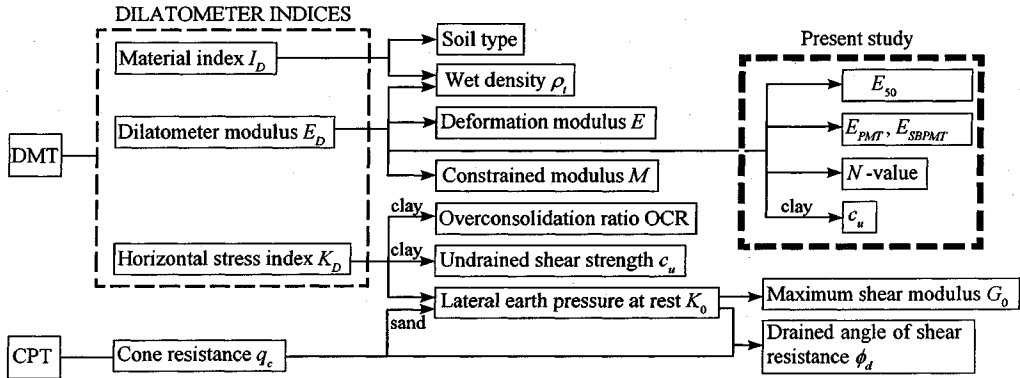


Fig.2 Dilatometer data deduction flow

り入れられることは少ない。また、この図によると、DMTが対象とするひずみレベルはSBPMTとSPTあるいはCPTUの中間に位置しており、特に地盤の変形特性を評価する際にひずみレベルが非常に重要な要素となるため、これらの対応関係を定量的に評価することは重要であると考えられる。また、経済性・作業性の面からみた場合、PMTあるいはSBPMTによる変形特性がDMTより推定できればその工学的な意義は大きいものと考えられる。

本研究では、上記の点を考慮し、DMT結果より得られる3つのインデックス(材料インデックス I_D 、水平応力インデックス K_D およびダイラトメーター係数 E_D)のうち、変形特性を示すダイラトメーター係数 E_D に着目し、国内データおよび海外の文献データを用いて、各種室内および原位置試験より得られた強度・変形定数と E_D の相関性を検討した。その結果、従来のDMT式より評価できる地盤の変形係数の拡張を試み、さらに粘土の非排水せん断強さに関して新しい推定式の提案を試みている。

本研究の位置づけと従来のDMT推定式の対応関係の概要をFig.2に示す。

2. フラット・ダイラトメーター試験の概要

DMTは、Photo.1に示すブレードを所定深度まで貫入した後、その中央に取り付けられた鋼製メンブレンにより地盤を水平載荷する試験である⁹⁾。その試験結果より、以下に示すダイラトメーター・インデックスが計算され、各種土質定数の推定に利用される⁷⁾。

①材料インデックス (Material Index)

$$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0) \dots\dots\dots (1)$$

②水平応力インデックス (Horizontal Stress Index)

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_v \dots\dots\dots (2)$$

③ダイラトメーター係数 (Dilatometer Modulus)

$$E_D = 34.7(p_1 - p_0) \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 p_0, p_1 値は、それぞれメンブレンの膨らみ始めおよび1.1mm膨張時の圧力、 u_0 は静水圧、 σ'_v は有効上載圧である。なお、メンブレン載荷は半無限地盤上の円

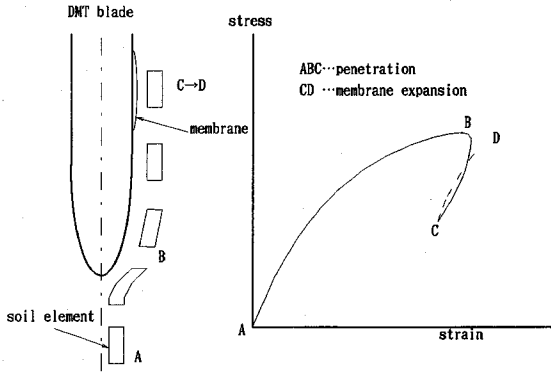


Fig.3 Behaviour of soil element around blade during DMT⁷⁾

Table 1 Existing relationships between deformation modulus and dilatometer modulus E_D

Proposed relationships	Soils	References
$E_t = 1.06 E_D$	OC clay	Davidson and Boghrat(1983) ¹⁰⁾
$E_{25} = 1 E_D$	NC sand	Campanella <i>et al.</i> (1985) ¹¹⁾
$E_{25} = 0.88 E_D$	NC sand	Baldi <i>et al.</i> (1986) ¹²⁾
$E_{25} = 2.49 \sim 4.29 E_D$	OC sand	
$E_{25} = 0.7 E_D$	NC sand	Leonards and Frost(1988) ¹³⁾
$E_{25} = 3.5 E_D$	OC sand	
$E_t = 0.4 \sim 1.1 E_D$	Compacted soil	Lutenegger(1988) ¹⁴⁾
$E_t = 10 E_D$	Clayey soil	Robertson <i>et al.</i> (1989) ¹⁵⁾
$E_t = 1 E_D$	Sand	

E_D : Dilatometer modulus

E_t : Initial tangent Young's modulus

E_{25} : Secant Young's modulus at 25% of strength mobilization

形たわみ性基礎の載荷試験を想定しており、このことより、 E_D 値はその弾性解より導き出されたものである。

Marchetti and Crapps(1981)⁷⁾は、ブレード周辺の土の挙動を模式的に Fig.3 のように示した。これによると、周辺地盤の応力はブレードの貫入によって増大するが、先端付近を通過した後応力緩和が生じる。この現象は、Finno(1993)⁸⁾の解析結果でも示されている。したがって、ブレード貫入に引き続いて行われるメンブレン載荷は再載荷に相当するものと考えられる。

一方、Jamiolkowski *et al.*(1985)⁹⁾によると、PMT による変形係数は、圧力～膨張曲線の初期勾配よりむしろ載荷途中における除荷・再載荷ループの平均勾配の場合において土の乱れの影響が反映されにくいとしている。さらに、三軸試験においても繰返し載荷により同様な効果が期待できるとされている⁹⁾。ブレードの貫入から載荷に至る土の挙動は、厳密には PMT の場合と異なるものの、上記のように再載荷挙動であれば貫入に伴う土の乱れの影響を受けにくいことが期待できる。

以下の検討においては、国内において実施された16箇所の試験結果とこれまでに公表された海外の代表的な DMT 結果を対象に、上記 DMT 結果より推定した土質定数の信頼性を各種の室内試験結果および原位置試験結果と対比させることにより考察している。なお、対象土質は、沖積層の各種の土質が主体であるが、洪積粘土や火山灰質粘性土なども一部含まれている。

3. 原位置変形特性の評価

(1) 室内試験による変形係数 E_{50} 値とダイラトメーター係数 E_D 値の関係

DMT では、ダイラトメーター係数 E_D が変形係数を代表している係数であるため、これを用いた変形係数の推定方法が、既にいくつか提案されている。Table 1 は、その代表的な提案式を示したものである^{10)~15)}。この表によると、変形係数として三軸圧縮試験の初期接線勾配 E_t

あるいは割線勾配 E_{25} が用いられており、土質や応力履歴により各種の関係が提案されている。しかし、これらの提案には、データが非常に限られているものや、乾燥砂の模型地盤による室内実験によるものなどが含まれており、現場に適用できる統一的な関係は未だ確立されていないのが現状である。

このような状況を踏まえ、国内で実施した DMT より得られた E_D 値と、DMT の近傍箇所採取した乱さない試料を用いた一軸および三軸圧縮試験より得られた変形係数 E_{50} 値の比較を行った。なお、変形係数はひずみレベルによって異なる¹⁰⁾ため、ここでは国内における実務で多用されている¹⁷⁾ E_{50} 値を対象とした。また、等方圧密試料の三軸圧縮試験の E_{50} 値は側圧に依存している定数であるため¹⁸⁾、原位置の平均有効上載圧に相当する値を用いた。

Fig.4 および Fig.5 は、それぞれ粘性土および砂質土に対する E_{50} 値と E_D 値の関係を示したものである。用いたデータは、正規圧密からわずかに過圧密の状態の沖積層に対するものである。これらの図によると、 E_D 値の増加にともない E_{50} 値も増加することが分かる。若干のばらつきは認められるものの、土質および試験条件に応じて次式のような関係が得られる。

$$E_{50} = 3.55 E_D \text{ (粘性土; CU) } \dots\dots\dots (4)$$

$$E_{50} = 1.98 E_D \text{ (粘性土; U, UU) } \dots\dots\dots (5)$$

$$E_{50} = 0.51 E_D \text{ (砂質土; CD) } \dots\dots\dots (6)$$

このように、排水条件によって係数が異なるのは、次のように考えられる。粘性土(非排水条件)の場合、 E_D 値が E_{50} 値より小さく得られている。このことは、粘性土において、DMT ブレードの貫入に伴う周辺土の乱れのために E_D 値が小さめに得られた可能性がある。また、圧密非排水条件(CU)は非圧密非排水条件(U, UU;ただし、Uは一軸圧縮試験)に比べ供試体が圧密を受けているため、同じ地盤に対し大きめの E_{50} 値が得られているものと考えられる。一方、砂質土(排水条件; CD)の場合、

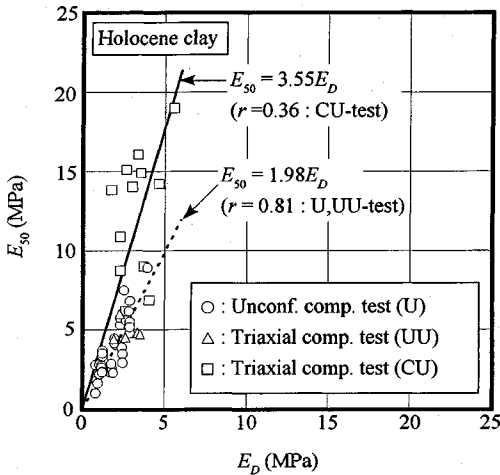


Fig.4 Relationship between deformation modulus E_{50} from element tests and dilatometer modulus E_D for holocene clay

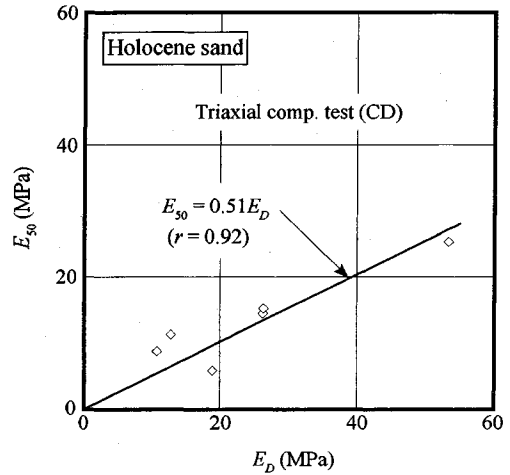


Fig.5 Relationship between deformation modulus E_{50} from triaxial compression (CD) test and dilatometer modulus E_D for holocene sand

E_D 値が E_{50} 値より大きい傾向がある。このことは、ブレード貫入によって周辺土が密実化したことにより E_D 値が大きめに得られたことが考えられる。さらに、砂質土のサンプリングによる試料の乱れの影響により E_{50} 値が過小評価されている可能性があるため、係数が小さくなっているものと思われる。

次に、土質による違いをより明確にするため、 E_{50}/E_D 比と I_D 値の関係を示すと Fig.6 のようになる。ここに、 I_D 値は粒径に関するインデックスで、細粒分含有率が増すと I_D 値が小さくなり⁹⁾、 $I_D < 0.6$ が粘土、 $I_D > 1.8$ が砂に相当するとされている³⁾。図によると、 I_D 値が大きくなると E_{50}/E_D 比は減少する傾向にある。データのばらつきはある程度認められるものの、 E_{50}/E_D 比と I_D 値の関係は比較的よい相関関係にあるといえよう。この関係を直線回帰すれば、次式が得られる。

$$E_{50} / E_D = 1.52 I_D^{-0.81} \dots\dots\dots (7)$$

このように、 E_{50} 値と E_D 値の比は土質により変化することが明らかとなった。式(7)より、土質の違いを反映して E_{50} 値を簡単に推定することが可能となる。なお、この関係は、 $0.6 < I_D < 1.8$ (いわゆる中間土)に関するデータが不足しているものの、今後、データの蓄積をはかることにより、より信頼性の高いものになると考えられる。

以上のことから、 E_D 値より各種地盤に対する E_{50} 値が推定できる可能性を見い出せたといえよう。

(2) プレッシャーメーター試験(PMT)による変形係数 (E_{PMT} , E_{SBPMT}) と E_D 値の関係

Fig.1 によると、DMT は SBPMT に比べ大きなひずみレベルを対象としていると考えられるが、先述したように、DMT の载荷が除荷～再载荷に相当すると考えれば、両者の関係が興味深い。また、経済性、作業性の面

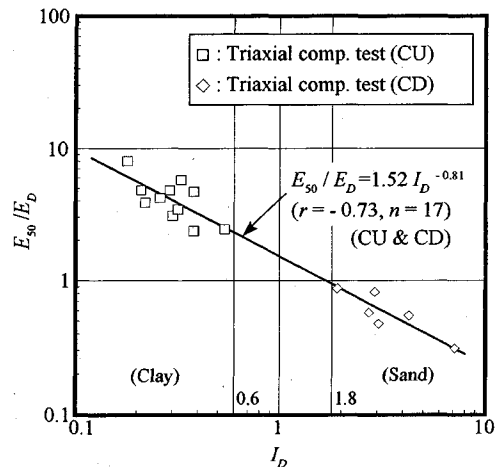


Fig.6 Relationship between E_{50} / E_D and material index I_D

からみた場合、PMT あるいは SBPMT による変形係数が DMT より推定できればその工学的意義は大きいものと考えられる。

Fig.7 は、国内で得られたデータ¹⁾に基づき、PMT および SBPMT より得られる変形係数 E_{PMT} 値および E_{SBPMT} 値の両者の関係を示したものである。図より、両者はほぼ直線的な関係にあり、 E_{SBPMT} 値が E_{PMT} 値より大きく得られている。このことは、先述した応力開放に伴う孔壁の緩みの影響のため E_{PMT} 値が E_{SBPMT} 値に比べ小さく得られたものと考えられる。なお、密な砂質土のデータに関してはばらつきが認められるが、密な砂質土の場合微小なひずみレベルでの力学的性質が変化しやすいことがその主要因として挙げられる。

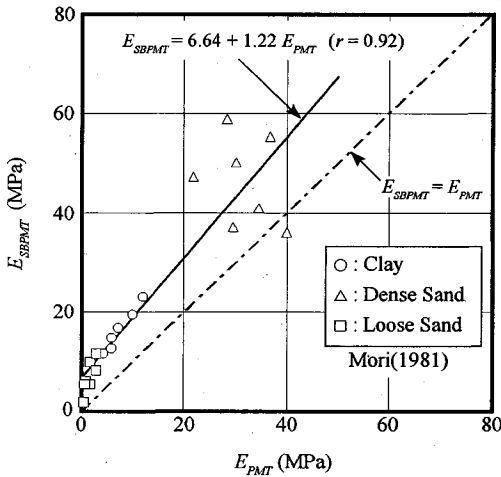


Fig.7 Relationship between deformation modulus from self-boring pressuremeter E_{SBPMT} and that from pre-boring pressuremeter E_{PMT}

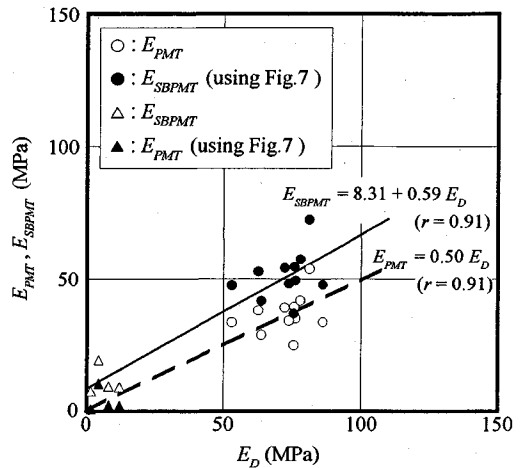


Fig.8 Relationship between deformation modulus (E_{PMT} , E_{SBPMT}) from pressuremeter tests and dilatometer modulus E_D

一方、PMTおよびSBPMTによる変形係数 E_{PMT} 値および E_{SBPMT} 値と E_D 値の関係を示すと Fig.8 のようになる。用いたデータは、国内の沖積層の粘性土および砂質土を対象に得られたものである。この図より、 E_{PMT} 値および E_{SBPMT} 値は E_D 値にほぼ比例しており、若干のばらつきが見られるものの、比較的良好な関係を示している。これらの関係に、直線近似を施せば次式が得られる。

$$E_{PMT} = 0.50 E_D \dots\dots\dots (8)$$

$$E_{SBPMT} = 8.31 + 0.59 E_D \dots\dots\dots (9)$$

なお、Fig.8における●および▲のデータは、 E_{PMT} 値および E_{SBPMT} 値のデータ数が少ないため、それぞれ○および△のデータを Fig.7 に示した両者の関係を用いて推定したものである。

また、Fig.8 の関係から、 E_D 値はほとんどすべての値に対して E_{PMT} 値より大きな値が得られている。一方、 E_{SBPMT} 値に着目すると、 E_D 値の小さな範囲においては E_{SBPMT} 値と E_D 値の関係には明瞭な傾向は認められないが、 E_D 値が 50~100 MPa の範囲においては E_{SBPMT} 値が E_D 値よりやや小さな値を示している。このことは、Fig.1 に示したようなひずみレベルの観点からみると、 E_D 値のひずみレベルは SBPMT より大きなひずみレベルに相当するものと指摘されているが⁹⁾、Fig.3 に示したように、DMT による E_D 値の場合、メンブレン載荷が再載荷に相当しているものと考えられるため貫入に伴う乱れの影響を比較的受けにくく、ある意味では、より小さなひずみレベルに近い値が得られていることが想定できる。このことより、DMT による変形係数は、比較的地盤の乱れの影響を受けにくい結果が得られる可能性をこの結果は示唆しているものと思われる。また、このよう

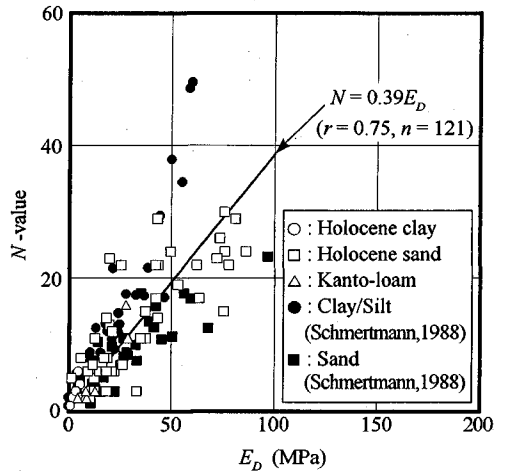


Fig.9 Relationship between N -value and dilatometer modulus E_D

な傾向は、今後のデータの集積によりさらに明確になるものと考えられる。

以上のように、 E_D 値はプレッシャーメーターから得られる変形係数 E_{PMT} 値および E_{SBPMT} 値と比較的良好な相関性を有することが認められた。このことより、 E_D 値から E_{PMT} 値および E_{SBPMT} 値がある程度推定できるものと考えられる。

(3) N 値と E_D 値の関係

N 値は、先述したように、国内において地盤の強度・変形特性の推定に多用されており、DMT 結果から N 値の推定が可能となれば DMT の利用範囲が拡大し、その工学的意義が大きくなるものと考えられる。そこで、 N 値が強度のみならず変形特性も反映していることを踏まえ、 E_D 値と N 値との関係を調べた。

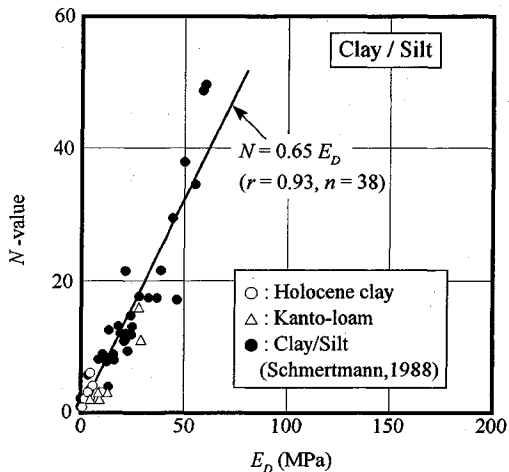


Fig.10 Relationship between N -value and dilatometer modulus E_D (clay, silt)

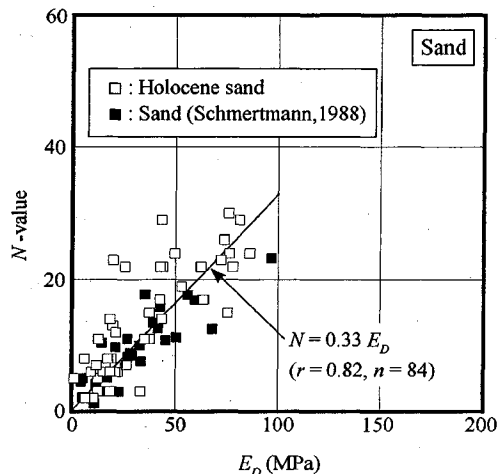


Fig.11 Relationship between N -value and dilatometer modulus E_D (sand)

Fig.9は、主に沖積地盤で得られた国内に関するデータと海外の文献データ¹⁹⁾に基づいた、 N 値と E_D 値の関係を示している。図より、 N 値は E_D 値の増加に伴ってほぼ直線的に増加している(相関係数： $r=0.75$)。これらのデータを粘性土と砂質土に分離してその傾向を示したのがFig.10およびFig.11である。両図で得られた相関係数はFig.9で得られた相関係数より高い値が得られた。以上のことより、各相関式をとりまとめると以下のようになる。

$$N = 0.39 E_D \quad (\text{全体}) \quad \dots \quad (10)$$

$$N = 0.65 E_D \quad (\text{粘性土}) \quad \dots \quad (11)$$

$$N = 0.33 E_D \quad (\text{砂質土}) \quad \dots \quad (12)$$

ただし、海外データについては、Skempton(1986)²⁰⁾に基づき、日本の一般的な打撃エネルギー効率(65%)に変換したものをを用いた。

各図は、データのばらつきはある程度認められるものの、比較的良好な相関性を有している。特に、粘性土の場合の相関性が良好であるといえよう。これより、土質毎に N 値の推定が可能となり、土質が不明瞭の場合でも、式(10)より各種地盤に対し N 値が E_D 値によりある程度評価できる可能性を見出した。このことより、日本における N 値の広汎な利用例を考慮すると、DMTによる土質定数評価手法の多様性をさらに一歩進めることができよう。

4. 粘性土の原位置非排水せん断強さ c_u 値の推定

DMTによる非排水せん断強さ c_u 値の推定方法としては、Marchetti(1980)³⁾による次式が最もよく用いられる。

$$c_u = 0.22 \sigma'_v (0.5 K_D)^{1.25} \quad \dots \quad (13)$$

この式は、 K_D 値が過圧密比とユニークな関係にあ

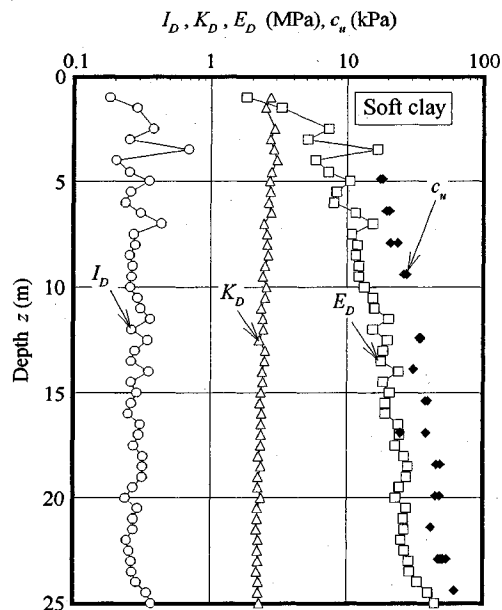


Fig.12 Example for comparison of DMT indices and undrained shear strength with depth

ること、および正規圧密時の強度増加率 c_u/σ'_v 値が0.22であることに基づき導かれた経験式である。この式は、セメンテーションのない軟弱粘土に対する現場ペーンせん断試験結果によく適合することが指摘されている⁹⁾。しかしながら、Fig.12に示したDMTにより得られる3つのインデックス I_D 、 K_D 、 E_D 値の深さに伴う変化傾向例に認められるように、 K_D 値は深度方向にほとんど変化傾向は認められずほぼ一定値を示しているが、 c_u 値はこの傾向とは異なり深度方向に増加している。式(13)によると、 K_D 値は c_u/σ'_v 値と関連づ

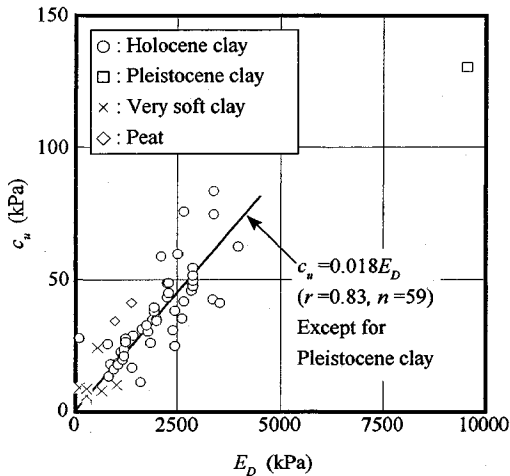


Fig.13 Relationship between undrained shear strength c_u and dilatometer modulus E_D

けられているが、 K_D 値が c_u 値をほとんど反映していない点で検討の余地がある。このことは、Finno (1993)⁸⁾によっても同様な傾向が報告されている。また、土質によっては式(13)で推定した c_u 値が他の試験結果と必ずしもよく合わないことも指摘されている¹⁴⁾。

Fig.12 は、 I_D 、 K_D 、 E_D 値の深さに伴う変化傾向と c_u 値の深度分布を示している。ただし、 c_u 値は文献²¹⁾によるデータで、同一現場で採取された乱さない試料を用いて得られた一軸圧縮強さ q_u の1/2として算出した。図より、先述したように、 K_D 値よりむしろ E_D 値の方が c_u 値の深さに伴う変化傾向を直接反映しているように思われる。このことから、 c_u 値と E_D 値の対応性を検討した。Fig.13 は、国内沖積粘土を対象に、両者の関係を示したものである。ただし、 c_u 値は一軸および三軸圧縮試験(UU)より得られたものである。図より、 c_u 値は E_D 値の増加に伴いほぼ直線的に増加しており、両者の間には次式に示すような良好な相関関係が認められる。

$$c_u = 0.018 E_D \quad (r = 0.83) \dots\dots\dots (14)$$

Fig.14 は、この提案式の推定精度を確認するため、Fig.13 のデータに基づき、Marchetti(1980)³⁾による式(13)および今回提案した式(14)による c_u 値と室内試験結果を対比したものである。これによると、Marchetti式は室内試験結果に比べ低めの値を示しているが、本研究による提案式は若干のばらつきは認められるものの一軸圧縮強さから推定したせん断強さとほぼ良好な対応を示している。この関係は、国内の数箇所の現場における沖積粘土を対象としたものであるが、今後諸外国のデータが集積すれば本提案式の信頼性が高くなるものと考えられる。

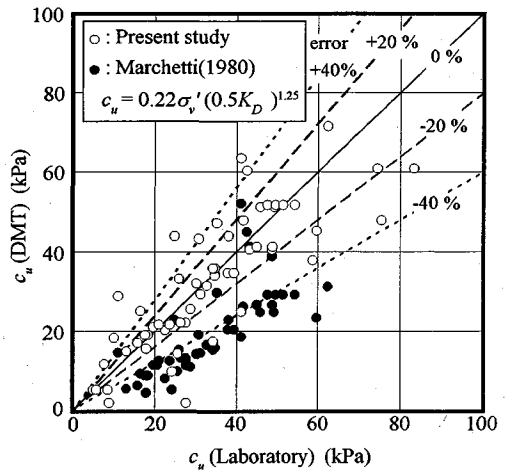


Fig.14 Relationship between c_u from laboratory test and c_u from DMT

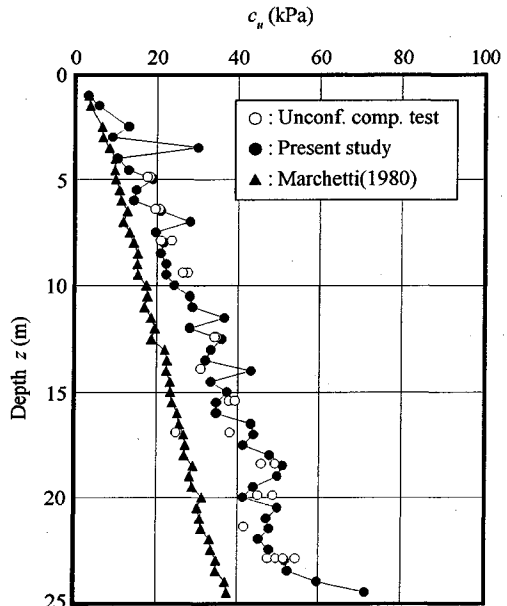


Fig.15 Comparison of c_u obtained from unconfined compressive strength q_u , Marchetti(1980)'s equation and from proposed equation in the present study with depth

Fig.15 は、提案式の適用例として、Fig.12 に示した軟弱粘土地盤の現場に対し、Marchetti(1980)³⁾による式(13)と今回提案した式(14)による c_u 値を室内試験結果とともに深さに対して示したものである。図より、この地盤に対しては、本研究の提案式が良好な結果を示している。

以上より、 E_D 値から c_u 値が推定できる可能性が認められた。ただし、Marchetti(1980)³⁾式は既往の実績例

Table 2 New linear correlations between soil parameters and E_D

Soil parameters	Proposed equations
Deformation modulus	$E_{50} = 3.55 E_D$ for clay by CU-test $E_{50} = 1.98 E_D$ for clay by U,UU-test $E_{50} = 0.51 E_D$ for sand by CD-test $E_{PMT} = 0.50 E_D$ for pre-boring type $E_{SBPMT} = 8.31 + 0.59 E_D$ for self-boring type
N-value	$N = 0.39 E_D$ for all soils $N = 0.65 E_D$ for clay $N = 0.33 E_D$ for sand (E_D in MPa)
Undrained shear strength	$c_u = 0.018 E_D$ for clay

が多く、軟弱粘土地盤への適応性が高いとの報告例⁹⁾も多いことから、 c_u 値の推定に際しては、Marchetti (1980)³⁾ 式と今回提案した式(14)を併用して総合的に判断することが望ましい。

以上の検討により得られた相関関係をまとめると、Table 2 のようになる。

5. 結論

本研究により得られた主要な結論を以下に列記する。

(1) 一般的に地盤の変形特性を評価する際に多用されている一軸・三軸圧縮試験による E_{50} 値と DMT から得られる E_D 値の相関性を検討した結果、各種地盤において両者の間には、よい相関性が認められた。この相関性に基づいて、 E_D 値より簡便に各種地盤に対する E_{50} 値を推定できる可能性を見出した。

(2) 原位置における変形特性を評価する際に実務において多用されているプレッシャーメーター試験から得られる E_{PMT} 、 E_{SBPMT} 値と DMT から得られる E_D 値の間にはよい相関性が認められた。この結果、 E_D 値より E_{PMT} 値と E_{SBPMT} 値が推定可能な相関式を提案した。

(3) 我が国において原位置試験として最も実績を有している標準貫入試験から得られる N 値と E_D 値の相関性を検討した結果、各種地盤に対して E_D 値から N 値が推定可能であることを見出した。

(4) 従来、粘土の非排水せん断強さ c_u 値の推定式としては K_D 値より評価する方法が提案されているが、本研究では地盤の深度方向における剛性の変化傾向を最も反映していると思われる E_D 値より c_u 値が評価できる経験式を新たに提案した。また、その提案式の信頼性を実地盤から得られた実験値と比較検討することにより実証した。

謝辞

本研究を実施するにあたり、終始ご指導ならびに貴重なご助言を頂いた信州大学工学部 川上 浩教授に対し、心から感謝の意を表します。

参考文献

- Mori, H. : 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, 1981.
- Jamiolkowski, M., et al. : New developments in field and laboratory testing of soils, Proceedings of the 11th ICSMFE, Vol.1, pp.57 - 153, 1985.
- Marchetti, S. : In situ tests by flat dilatometer, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.106, No.GT3, pp.299 - 321, 1980.
- 岩崎公俊・フィリップ リード・酒井幸雄・山本芳裕 : ダイラトメーターによる土質判別, 第24回土質工学研究発表会講演集, pp. 217~220, 1989.
- Lacasse, S. and Lunne, T. : Calibration of dilatometer correlations, International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Vol.1, pp.539 - 548, 1988.
- 岩崎公俊・亀井健史 : フラット・ダイラトメーター試験による砂質土のせん断抵抗角の評価, 土木学会論文集, No. 499/III-28, 1994.
- Marchetti, S. and Crapps, D. : Flat dilatometer manual, Schmertmann and Crapps Inc., 1981.
- Finno, R. J. : Analytical interpretation of dilatometer penetration through saturated cohesive soils, Geotechnique, Vol.43, No.2, pp.241 - 254, 1993.
- 山口柏樹 : 土と基礎の沈下と変形の実態と予測 第1章, 土質工学会, p. 7, 1979.
- Davidson, J. L. and Boghrat, A. : Flat dilatometer testing in Florida, Proc., International Symposium on In Situ Testing of Soil and Rock, Paris, Vol.2, pp.251 - 255, 1983.
- Campanella, R. G. et al. : Recent developments in in-situ testing of soils, Proceedings of the 11th ICSMFE, Vol.2, pp.849 - 854, 1985.
- Baldi, G., et al. : Flat dilatometer tests in calibration chambers, In-Situ'86, ASCE Special Conference, pp.431 - 446, 1986.
- Leonards, G. A. and Frost, J. D. : Settlement of shallow foundations on granular soils, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.114, No.7, pp.791 - 809, 1988.
- Lutenegger, A. J. : Current status of the Marchetti dilatometer test, Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Vol.1, pp.137 - 155, 1988.
- Robertson, P. K., et al. : Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer, Geotechnical Testing Journal, Vol.12, No.1, pp.30 - 38, 1989.
- 龍岡文夫・渋谷 啓 : 三軸試験と原位置試験法との関連(変形特性について), 三軸試験方法に関するシンポジ

- ウム発表論文集, 土質工学会, pp. 39~84, 1991.
- 17) たとえば, 日本国有鉄道: 国鉄建造物設計標準解説—基礎構造物及び抗土圧構造物, 土木学会, p. 73, 1986.
- 18) 亀井健史・常田 亮: 不攪乱試料と練返し再圧密試料の非排水せん断特性の比較, 土木学会論文集, No.469/Ⅲ-23, pp.135~138, 1993.
- 19) Schmertmann, J. H. : Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design, Rep. No.FHWA-PA-87-022+84-24, pp.4.55 - 4.59, 1988.
- 20) Skempton, A. W. : Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation, *Geotechnique*, Vol.36, No.3, pp.425 - 447, 1986.
- 21) 田中洋行・榊原基生・後藤健二・鈴木耕司・深沢 健: 我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性, 港湾技術研究所報告, Vol.31, No.4, pp.61~92, 1992.

(1993. 11. 5 受付)

EVALUATION OF IN SITU STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SOILS USING FLAT DILATOMETER

Kimitoshi IWASAKI and Takeshi KAMEI

The flat dilatometer in situ testing device (DMT) has gained considerable acceptance in North America and Europe. The main advantages of the DMT are its simplicity, repeatability, and rapidity in geotechnical engineering practice.

Based on limited available test data, an attempt is made to find out possible correlations between some soil parameters and dilatometer modulus E_D . The correlations presented in the present paper can be used with a reasonable degree of confidence within the limitations specified for each correlation.