

海底土の強度・変形特性調査例

Investigation of In-situ Soil Properties of Very Soft Clay in Offshore Seabed

馬場 干児 (ばば かんじ)

応用地質(株)東京事業本部土質技術部 部長

村田 芳信 (むらた よしのぶ)

応用地質(株)東京事業本部土質技術部 主任

谷瀬 正寿 (たにせ まさずみ)

応用地質(株)東京事業本部土質技術部

1. まえがき

一般に、海上調査では潮位の干満差ならびに波浪の影響を考慮して海面より数mの高さに足場が設けられる。このため循環水(泥水)を用いた調査ボーリングでは、孔底に過剰な水圧を作用させて対象とする地盤を乱し、不攪乱試料や孔内水平載荷試験(PMT)などの原位置試験結果に悪影響を及ぼすことが少なくない。さらに海上では波浪などの海象、足場の制約や試料の運搬などにおいて過酷な作業条件にあることから、とくに軟弱な地盤の不攪乱試料を健全な状態で室内試験に供することを難しくしている。このようなことから筆者らは、軟弱な海底土の強度ならびに変形特性を原位置において評価することを目的に、孔底に押し込んで設置するタイプのPMT装置¹⁾を開発し、東京湾内に分布する沖積粘性土に適用してきた。本論では、新しいPMTから求めた原位置強度ならびに変形係数と室内土質試験の結果を比較した例、ならびにPMTの静止土圧から地中の応力状態を推定した例について報告する。

2. 海底土の特徴と新しいPMT装置

調査地は、東京湾内の水深15~20mの海上であり、海底には有楽町層と称される軟弱な粘性土層が約26mの厚さで分布する。室内土質試験の結果は図-1に示すとおりであり、この粘性土層は深度17m付近を境に2分され、上部は自然含水比100~140%を示す高塑性高圧縮性の粘土層、下部は自然含水比

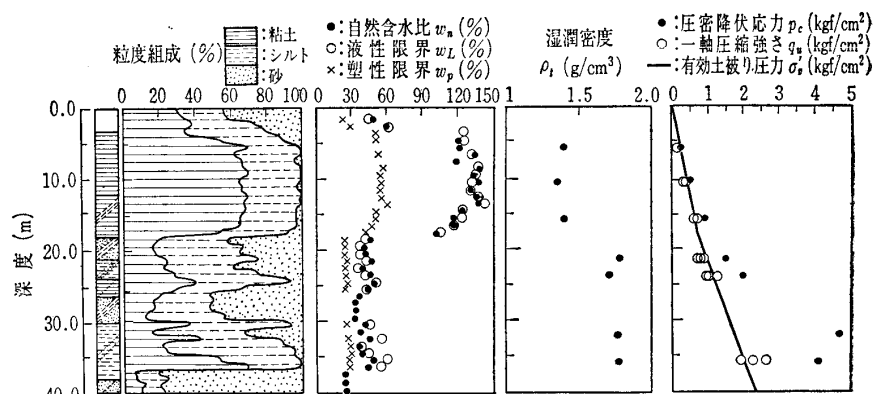


図-1 室内土質試験結果図 (No. 1 地点)

50%前後の砂分を混入するシルト層から構成される。これらの地層は、埋立て・浚渫等人工的な改変を受けていない自然堆積粘土地盤であるものの、自然含

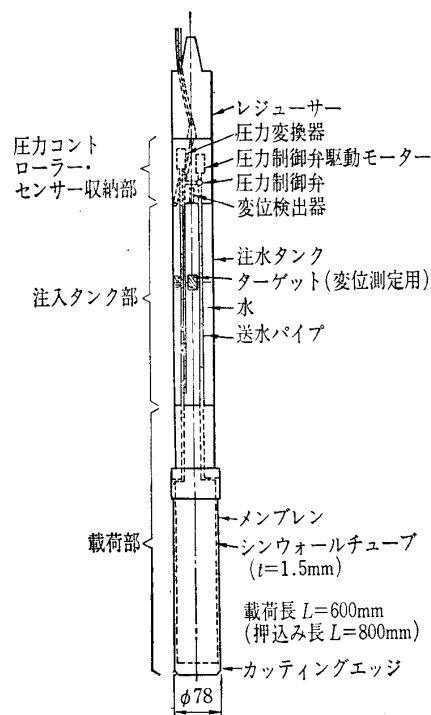
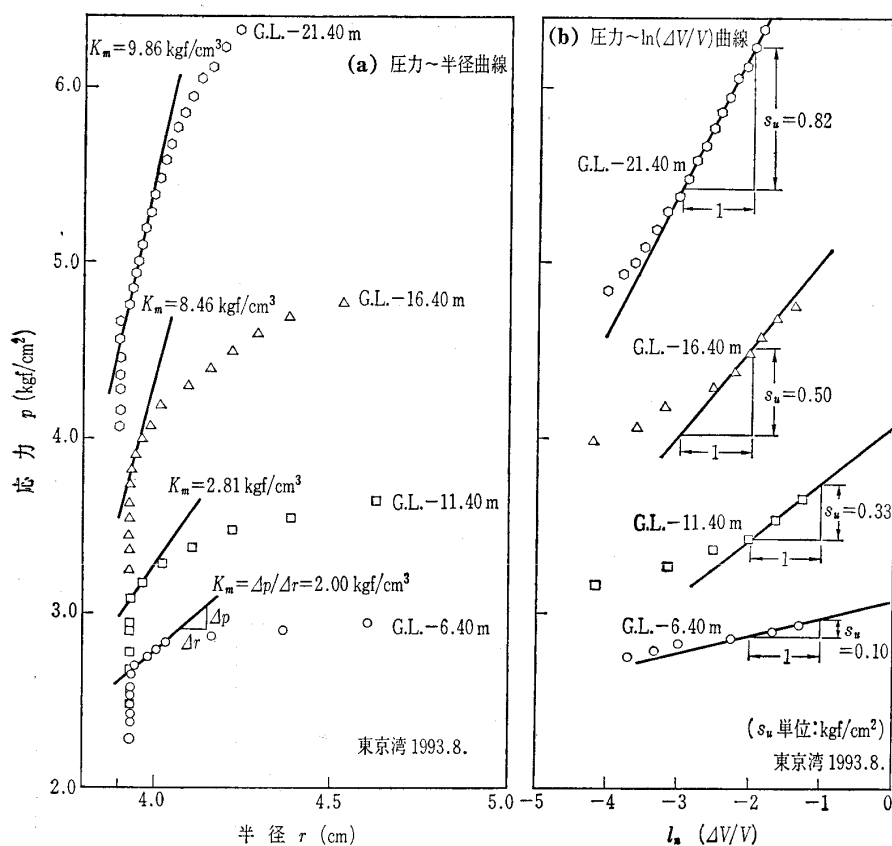


図-2 押し込み型 PMT 装置の構造図

工事報告



図—3 PMT 結果図

水比が深度方向に減少し、圧密降伏応力が有効土被り圧より大きな値を示すことから、過圧密状態の粘性土(aged-clay)⁷⁾となっている。

このような軟弱な粘性土を対象とした PMT 装置を図—2 に示す。この装置の特徴は、変位測定のための注水タンクをゾンデの直上に設けることによって、ゾンデ内に過剰な初期圧力を発生させないしくみとなっている点と、載荷部を薄い剛な同筒(シンウォールチューブ)の外側に天然ゴムからなるメン

ブレンで被覆し、これを孔底に押し込んで設置する構造にある。また、押し込みによって地盤の乱れを少なくするためゾンデ内を中空とし、同時に不攪乱試料を採取するための固定ピストンサンプリング機構を備えている。

3. PMT 結果

試験結果の一例を図—3 に示す。ここで、静止土圧 p_0 は、測定した圧力～半径曲線(図—3(a))の初期半径を越えて、孔壁が変位を生ずる時の圧力(全応力)をもとに、その時の潮位を考慮した地盤の間隙水圧を差し引いて求めている。また、変形係数 E_m は、圧力～半径曲線の初期の立上りの勾配 K_m から、

$$E_m = r \cdot K_m \cdot (1 + \nu), \quad \nu = 0.3 \text{ 注1)}$$

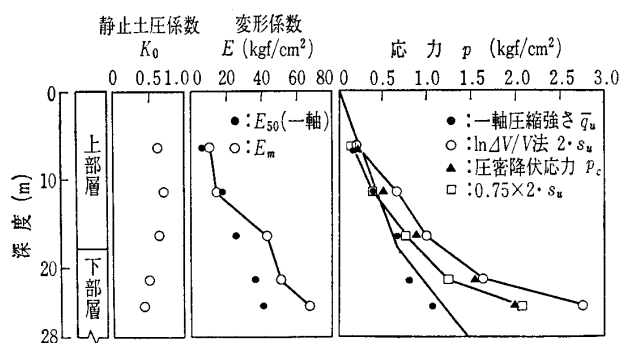
として求めた。更に、非排水せん断

強度 s_u は、孔壁周辺の地盤がせん断時に体積変化しない(非排水条件)完全弾塑性体と仮定し、図—3(b)に示すように、圧力～ $\ln(\Delta V/V)$ 曲線の勾配を s_u として求めた^{2), 3)}。一般に PMT から求めた非排水せん断強度は著しく高い強度を示し、とくに柔らかい粘土においてはその傾向が大きい。この原因として実際の PMT の膨張形状が完全円筒形膨張の仮定と異なることが指摘されており、Yeung (イェン) and Carter (カーター) は有限要素法による

表—1 孔内水平載荷試験結果一覧表

地 点	深度 (m)	位 置 T.P. (m)	潮 位 T.P. (m)	間隙水圧 U_0 (kgf/cm ²)	測 定 結 果						非排水せん断強度	
					静止土圧 p_0 (kgf/cm ²)	破 壊 圧 p_L (kgf/cm ²)	中間半径 r_m (cm)	地盤係数 K_m (kgf/cm ³)	変形係数 E_m (kgf/cm ²)	せん断剛 性率 G (kgf/cm ²)	$\ln(\Delta V/V)$ s_u (kgf/cm ²)	形状補正 $0.75 \cdot s_u$ (kgf/cm ²)
1	6.4	-24.84	+0.13	2.497	0.153	3.08	3.960	2.00	10.30	7.92	0.10	0.075
	11.4	-29.84	-0.17	2.967	0.303	4.26	3.953	2.81	14.44	11.11	0.33	0.248
	16.4	-34.84	-0.88	3.396	0.394	5.51	3.937	8.46	43.30	33.31	0.50	0.375
	21.4	-39.84	+0.55	4.039	0.471	7.87	3.935	9.86	50.44	38.80	0.82	0.615
	24.4	-42.84	-0.66	4.281	0.512	9.76	3.954	13.08	67.23	51.72	1.38	1.035
2	5.4	-23.84	-0.40	2.344	0.156	3.09	3.972	1.44	7.44	2.86	0.17	0.128
	11.4	-33.60	-0.62	3.298	0.272	—	3.925	2.63	13.42	10.32	—	—
	16.4	-38.60	-0.83	3.777	0.483	6.02	3.932	5.45	27.86	21.43	0.51	0.383
	21.4	-43.60	+0.13	4.373	0.197	8.08	3.960	7.60	38.88	29.91	1.01	0.758

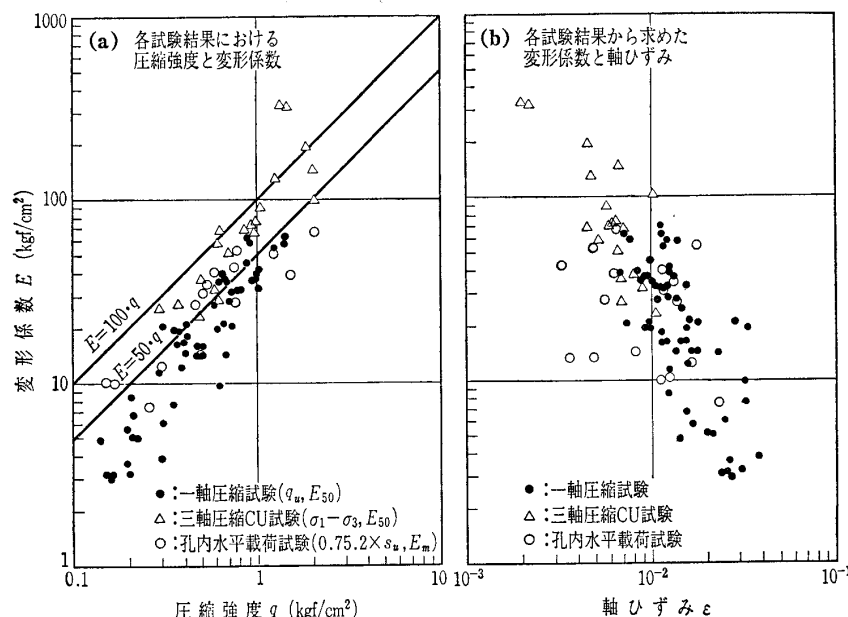
注 1) ν : ポアソン比。土のレオロジー的性質を考慮して $\nu=0.3$ と仮定。

図—4 PMT から求めた p_0 , E_m , $2s_u$ と室内試験結果

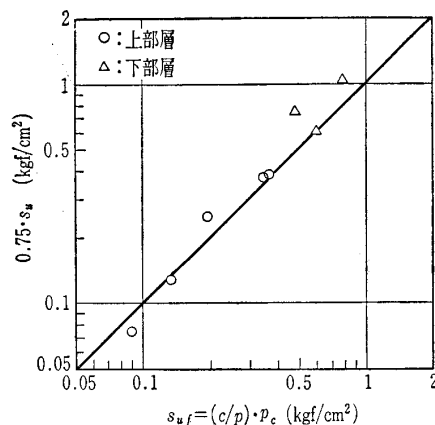
解析の結果から、先の方法により求めた s_u 値を75%程度に低減することを提案している⁴⁾。このようにして求めた PMT の結果を表—1 にまとめて示す。

4. 室内土質試験結果との比較

PMT から求めた s_u ならびに E_m と、一軸圧縮試験から求めた一軸圧縮強さ q_u と割線変形係数 E_{50} の一例を図—4 に示す。変形係数および圧縮強度のいずれも PMT の結果が大きい傾向を示すが、形状補正した $0.75s_u$ は下部層を除き q_u (厳密には q_u の最大値) に近い値を示す。これは、今までに東京湾内に分布する軟弱な粘性土を対象に実施した PMT 圧縮試験の比較と同様の結果であり⁵⁾、図—5(a)に今回の結果も含めて各種試験による圧縮強度と変形係数の関係を示す。図中の三軸圧縮 CU 試験結果は、有効土被り圧程度の有効拘束圧で圧密した後に、非排水せん断試験を行った結果を示すものである。



図—5 各種の試験結果における圧縮強度ならびに軸ひずみと変形係数の関係図



図—6 修正 Bjerrum 法による原位置非排水せん断強度と PMT より求めた非排水せん断強度の関係

PMT の圧縮強度と変形係数の関係は、圧縮強度 1 kgf/cm^2 以下では、この三軸圧縮 CU 試験の関数に近い。また、変形係数には強いひずみ依存性があるので、図—5(b)に変形係数を求めた軸ひずみとの関係を示す。図より、三軸圧縮 CU 試験では、圧密により試料の乱れの影響がかなり改善されたことから、小さめのひずみレベルを示す。また、PMT も一軸圧縮試験に比べて若干小さめのひずみにおいて変形係数を求めているが明りょうな違いは見られない。

つぎに、修正 Bjerrum (ビエラム) 法^{6) 注2)}によって決定した原位置非排水せん断強度 s_{uf} と、PMT から形状補正して求めた非排水せん断強度 $0.75 \cdot s_u$ の関係を図—6 に示す。下部層ではやや PMT の結果が大きくなる傾向にあるが上部層ではそれぞれの値は良く一致している。

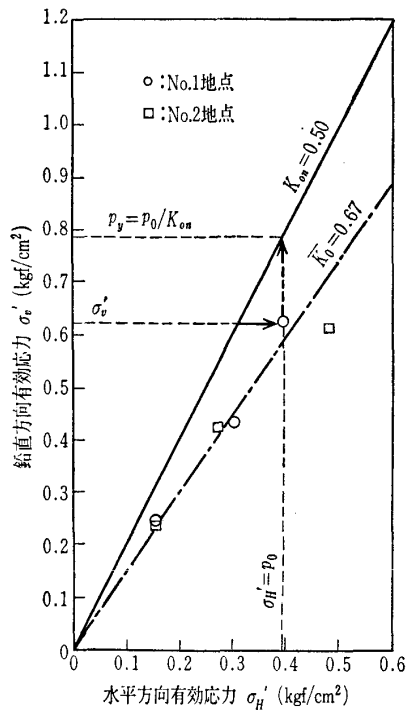
5. 地中応力状態の推定

PMT から求めた p_0 は、地盤の水平方向の有効応力を表すことから、有効土被り圧との比より静止土圧係数 K_0 を求めることができる。上部層の PMT から求めた p_0 と有効土被り圧の関係を図—7 に示すが、上部層の K_0 の平均値は 0.67 である。

ここで、上部層の正規圧密状態の静

注2) $s_{uf} = c_u / p \times p_0$: ここで、 c_u / p は正規圧密状態における強度増加率で、三軸圧縮 CU 試験の結果より 0.39 とした。

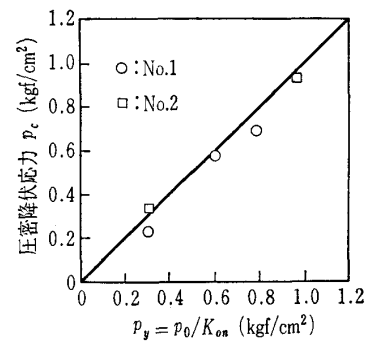
工事報告

図-7 p_0 と有効土被り圧の関係図

止土圧係数を $K_{0n}=0.5$ と仮定し、現在の水平方向有効応力に相応する正規圧密状態の鉛直方向有効応力を $p_v=p_0/K_{0n}$ として求めると、図-8 に示すように、同深度における圧密降伏応力 p_c と良く一致する。

6. あとがき

海底に分布する軟弱な粘性土を対象とした強度、変形特性調査において、PMT は原位置の応力状態ならびに非排水せん断強度や変形係数を比較的精度良く求めることができる原位置試験である。諸条件による不攪乱試料の採取が難しい海上調査においては、PMT による原位置試験結果と併せて室内試験結果を評価することで、より信頼性の高い物性値評

図-8 p_0 から推定した $p_v(=p_0/K_{0n})$ と圧密降伏応力 p_c の関係

価が可能と考えられる。

参考文献

- 1) 岩崎・飯沼・村田・伊藤：超軟弱地盤における孔内水平載荷試験方法，新しい調査・計測技術に関するシンポジウム発表論文集，pp. 261～266，1990.
- 2) Gibson, R.E., Anderson, M.A.: In-situ measurement of soil properties with the pressuremeter, Civ. Engng. Public Wrs. Rev., 56(658), pp. 615～618, 1961.
- 3) Mair, R.J., Wood, D.M.: Pressuremeter Testing; methods and interpretation, CIRIA Ground Engineering Report: In-situ Testing, CIRIA, 1987.
- 4) Yeung, S.K., Carter, J.P.: Interpretation of the pressuremeter test in clay along for membrane end effects and material nonhomogeneity, Pressuremeters, Thomas Telford, London, Paper 18, 1990.
- 5) 馬場・村田・山中：超軟弱地盤用孔内水平載荷試験装置を用いた海底土の強度・変形特性調査例，第28回土質工学研究発表会，pp. 259～262，1993.
- 6) Hanzawa, H.: Undrained strength characteristics of an alluvial marine clay in Tokyo Bay, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 4, pp. 69～84, 1979.
- 7) Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils, General Report for the 8th ICSMFE, Vol. 3, pp. 1～51, 1973.

(原稿受理 1994.2.7)