

孔内横方向載荷試験機による静止土圧、および 非排水せん断強度の測定について

大矢 暁・田矢盛之・紫竹正樹

USING PRESSURE METER TO MEASURE EARTH PRESSURE AT REST AND UNDRAINED SHEAR STRENGTH

Satoru OYA, Moriyuki TAYA and Masaki SHICHIKU

Abstract

The pressure meter is a device for determining essential soil parameters in situ for the purpose of investigating transformation, stability, etc. of soil. In addition to the conventional pre-boring type, recent research in Europe has produced a self-boring pressure meter. This device is being used to measure such values as initial horizontal stress, coefficient of pressure at rest and undrained shear strength. In Japan, the pressure meter has been developed for determining coefficient of lateral soil reaction for use in investigating lateral resistance on piles.

This paper is an investigation of the uses of **OYO** Corporation's pressure meter, the lateral load testor (LLT). It is based on measurement results taken in the Tokyo area, mainly in alluvial ground.

History of the Pressure Meter

The purpose of the pressure meter is to measure lateral distortion characteristics of the ground. Basically, the pressure meter is a probe covered with a rubber membrane that is inserted into a borehole. The rubber membrane is inflated by means of a fluid. The basic principle of the pressure meter was proposed by Kögler in the 1930's. The device developed by Kögler used air as the compressible medium. However, because of the high compressibility of air, the device was inaccurate, and thus did not come into general use. However, with improvements, his basic idea has come to be accepted today.

In 1959, Fukuoka and Uto of the Public Works Research Institute of the Ministry of Construction, developed a device to test K values of soil. In 1960, the French corporation, Techniques Louis Menard, developed, the triceli type Menard Pressuremeter. This was introduced into Japan in 1963, and subsequently came into general use. In 1965, Suyama, Ohya and Imai developed an improved version of this device, employing a monocell. It was found that there were almost no differences between results obtained by the improved model and those obtained with the tricell type. This model also came into wide use. More recently, at the 1973 Moscow

conference, a self-boring type pressure meter, the "Pressuremeter Auto Furie", developed by Baguelin and Jezequel, and the camkometer, developed by Roth and Hughes were introduced.

As proposed methods for determining undrained shear strength on the basis of pressure meter measurement results, there exists research done many years ago by Gibson and Anderson, along with a 1972 proposal by Palmer. In addition, we have results of research done by these individuals on in-situ initial lateral stress measurements taken using self-boring type pressure meters. These research results have had the effect of promoting the use of the pressure meter in Japan. In 1977, Ohya conducted testing using the LLT pressure method, the hydraulic fracturing method and the total pressure method to determine in-situ initial lateral stress. He demonstrated that very reliable results may be obtained by using a pre-boring type LLT.

Table 1 shows the types of pressure meters presently being used in Japan.

The LLT

In the experiments conducted for this paper, the LLT that is most commonly used in Japan was employed. The following is an explanation of this device.

As shown in Figure 1, it is a monocell type instrument. Unlike the tricell type, it undergoes 3-dimensional stress at both ends of the loading cylinder. As a result, there is a problem with errors that result from analyses based on an assumption of 2-dimensional strain. A great deal of research has been conducted on this problem.

Figure 2 is a diagram of the LLT. Water is driven through the nylon tubing by means of pressure applied by a pressure volummeter, expanding the cylindrical rubber membrane so that the device is forced against the borehole wall. As the borehole wall undergoes deformation, the volume of the cell increases, driving water from the volummeter into the cell. The change in water level within the volummeter is used to determine average amount of deformation.

Figure 3 is a typical pressure radius curve based on data taken from LLT measurements. Pressure indicated is the effective pressure on the borehole wall less the hydrostatic pressure within the sonde and the pressure exerted by the rubber membrane itself. Loads are applied at 2-minute intervals, while stress is increased at a fixed rate. Deformation rates are recorded after 15 seconds, 30 seconds, 1 minute and 2 minutes. Creep deformation, ΔH , appears as the amount of creep deformation between the 30 second and 2 minute stages. The values P_0 , $P'y$ and $P'l$ may be determined from the P_e-r and $P_e-\Delta H$ curves. When the rubber membrane is pushed against the borehole wall, the resulting pressure, P_0 , has the effect of countering earth pressure at rest, thus establishing a balance. The P_e-r curve between $P'y$ and P_0 describes almost a straight line. ΔH valve is at its smallest along this segment, while the value for $P'y$ falls on the upper limit of the false elastic range. If pressure exceeds $P'y$, the value of ΔH increases, and the rate of this increase continues to grow with time. What this means is that the results of experiments using stress control are considerably affected by loading speed. Generally speaking, creep deformation ΔH , is low until $P'y$ is reached. Because creep deformation is not greatly affected by the time element, the factor that has the greatest influence on the P_e-r curve up the point, $P'y$ is loading speed. Coefficient of soil reaction, K , and modulus elasticity, E , are determined by using the P_e-r curve between the points P_0 and $P'y$.

Next, the paper reviews the problem of error that occurs when results obtained using monocell type measuring instruments are analyzed as 2-dimensional strain.

In 1966, Suyama, Ohya and Imai conducted comparative experiments using both monocell and tricell equipment. The following formula expresses the error to be found between the monocell type and tricell type pressure meters (r_m =measuring radius with monocell; r_t =measuring radius with tricell; E_r =error). Figure 4 shows percentage of error under static load (P_0), yield load ($P'y$) and failure load ($P'l$).

$$E_r = \left(\frac{r_t}{r_m} - 1 \right) \times 100(\%)$$

We see from Figure 4 that E_r is mostly 0 between P_0 and Py' , with the error range falling within $\pm 2\%$. Past the point $P'y$, error E_r becomes $\pm 5\%$, and at point $P'l$, it is $\pm 7\%$.

Figure 5 shows the relationships between K value measured by the monocell type pressure meter (K_m) and K value as measured by the tricell type pressure meter (K_t). Error for both types of pressure meter is around 7%, which is a range acceptable for practical use.

In 1967, Yoshida and Yoshinaka performed a similar series of comparative experiments using the LLT and Menard pressure meters. They found that there was almost no difference in results indicated by the two instruments for K value and E value, while for Py and Pl values, only nominal differences were noted.

Baguelin and Jezequel et al. conducted comparative testing with a Menard tricell type pressure meter and a monocell type pressure meter. Figure 6 shows an example in which measurements were taken using a guard cell and measuring cell together, compared to measurements taken using a measuring cell only. Figure 7 is an example in which loading was transferred at midpoint from tricell to a monocell, and measurement conducted. Essentially, no difference can be found between the tricell and monocell types. From the above, it is clear that the effect of the guard cell at loads below $P'y$ may be ignored.

Measurement of Earth Pressure At Rest

It is necessary to evaluate the reliability of values for P_0 (earth pressure at rest) obtained from P_e-r and $P_e-\Delta H$ curves derived from LLT testing as compared to those P_0 values obtained according to other methods.

In addition to the LLT method, the hydraulic fracturing method and total pressure methods may be used for measuring earth pressure at rest. Results of measurements taken by these methods are shown in Figure 8. Clays I, II and III in the diagram are alluvial clays. Coefficient of earth pressure at rest values, K_0 , for these soils were determined by using each of the three methods. K_0 values were found to be distributed within a range of 0.5, ± 0.1 . We find that these results agree very with those values found by Brooker and Ireland, Alpan, Nakase, etc.

Figure 9 is a result of measurements of K_0 taken by using the LLT in alluvial clay deposits found in down town Tokyo. The value for K_0 within the area of distribution of hydrostatic pressure at the top of the diagram is around 0.5, while towards the bottom, where water pressure is low, K_0 is between 0.5 and 0.8. While no data from measurements by other methods is available for comparison, the value for K_0 under normally consolidated conditions is normally around 0.5. Thus, for this reason, we may consider the results to be reliable.

In comparison to other methods, measurements of K_0 by the LLT pressure meter method may not only be carried out on a wider range of types of ground, but is more accurate than the other methods. For example, the hydraulic fracturing method cannot be used in high permeability sandy ground or in hard clay ground where K_0 is greater than 1. With the total pressure cell method, insertion of the cell into hard clay or sandy ground is difficult, but is more suited to such ground as soft clay. Consequently, in difficult types of ground, nothing is simpler or better suited for measurement of K_0 than the pressure meter method.

Figure 10 shows measurement results of K_0 taken with an LLT before and after soil stabilization was carried out underground. This was carried out in order to evaluate the effectiveness of this measure taken to prevent liquefaction.

Next, the paper discusses the limitations in the use of K_0 measurement. Figure 11

illustrates LLT measurements taken from an offshore platform. Here, p is the difference between hydrostatic pressure and pore water pressure, while r' is submerged unit weight. We find that p exceeds earth pressure at rest at the depth $p/K_0 r'$, so that at this depth, p_0 cannot be measured.

Measurement of Undrained Shear Strength With the LLT

The following formulas allow us to determine undrained shear strength on the basis of pressure meter measurements.

(1) Gibson-Anderson's method:

$$CL = \frac{Pl}{1 + \log e \left(\frac{\alpha \cdot E}{2(1+\nu)CL} \right)}$$

(2) Palmer's method:

$$Su = \frac{1}{2}(\sigma_r - \sigma_\theta) \approx \varepsilon \cdot \frac{d\sigma_r}{d\varepsilon}$$

Figures 13(a)·(b) through 16(a)·(b) show the results of comparative experiments carried out in alluvial clay deposits in the Tokyo area. Figure 13(a) through 16(a) is a depth distribution chart of the values $q/2$, CL and Su . Figure 13(b) through 16(b) shows a comparison of $qu/2$ to CL and Su . Experiments were carried out in the alluvial deposits found along the Arakawa River. Specifically, measurements were taken at four sites, designated A, B, C and D.

The overall natural moisture content of the alluvial deposits at sites A, B and D was between 70% and 110%. At site C, the deposit was alluvial to a depth of 32 meters, below which was a diluvial deposit. The latter consisted of an extensive layer of overconsolidated diluvial clay with a natural moisture content of 40% to 100%. Reflecting this, the value $q/2$ was found to be widely distributed.

At all four sites, a good overall correlation was found between the values $q/2$, CL and Su . However, there were some differences to be found:

$$\begin{aligned} \text{Site A : } & CL \leq qu/2 \quad Su > qu/2 \\ \text{Site B : } & CL < qu/2 \quad Su \approx qu/2 \\ \text{Site C : } & CL \approx qu/2 \quad Su \gg qu/2 \\ \text{Site D : } & CL \approx qu/2 \quad Su \geq qu/2 \end{aligned}$$

Figures 17 and 18 show a summary of these results. From these graphs, the following relationships stand out clearly:

$$\begin{aligned} CL &\leq qu/2 \\ Su &\geq qu/2 \\ CL &\leq Su \end{aligned}$$

In the correlation between CL and Su in Figure 19, we find a consistent tendency for Su to be approximately equal to 1.5 CL . We may suppose that the reason for this is that different parts of the $Pe-r$ curve are used in determining CL and Su values respectively. That is to say, in determining CL , the value Pl must be used, and this soil characteristic is not precisely known. Su is to be found on the $Pe-r$ curve at a point preceding Pl . The form taken by the $Pe-r$ curve is affected by many things besides disturbance of the borehole wall, including the soil mechanical makeup of the ground, method of measurement, reaction of the rubber, etc. Unfortunately, many of the factors exerting an influence on the $Pe-r$ curve, as

well as CL and Su are as yet unclear. More research in these areas is required.

Problems In the Soil Mechanical Nature of the Ground

A great deal more research using the LLT to evaluate characteristic soil values will be necessary in order to bring to light the relationships between these values.

Figure 20 shows the correlation between $P'y$ as obtained by LLT testing and Pc , as obtained by consolidation testing. It has always been known that $P'y$ and Pc generally agree, and this is once again confirmed by the graph. Figure 21 shows the relationship between $P'y$ and Pc in terms of the difference between $P'y$ and P_0 . Here, we find a neater relationship than in Figure 20. This is due to the fact that the value includes the error based on the difference between pore water pressure of the ground and hydrostatic pressure within the sonde.

Figure 22 shows the relationship between Py and qu , while Figure 23 shows the relationship between K_0 and qu . In both cases, we find good correlations:

$$qu = 1.1Py$$

$$qu = 1/4K_0$$

According to the definition proposed by Imai, specific K value, K_0 , is the K value obtained at a loading width of 1 centimeter with a deformation of 1 centimeter. This conversion is carried out to evaluate K as one of the characteristics of soil.

($K_0 = \sqrt{2r_0(r_m - r_0)^2} \cdot Km$, K_0 : specific K value, r_0 : P_0 -corresponding radius, r_m : radius between P_0 and $P'y$, Km : measured K value).

Figure 24 shows the correlation between E value determined by LLT testing and values for E_{50} , determined by unconfined compression testing. We find a relatively good correlation, with E_{50} approximately equal to $1.85E$. Differences in results here can be thought to derive from such varying factors as hypothesizing of Poisson's ratio, disturbance of the borehole wall and differences in loading methods.

On the basis of the above investigation results, we may regard values obtained by LLT measurement as distinctive ground characteristics. The good correlations that have been obtained suggest that this method will be used much more extensively in the future.

1 まえがき

プレッシャーメーターは、地盤の変形や安定を検討するために、必要な土質パラメーターを原位置で求め得る試験法として開発され、最近とくにその評価が高まっている。

現在、わが国で利用されているこの種の試験装置は、LLT およびメナール・プレッショメーターが殆んどであるが、国際的に見ると、Baguelin, Jezequel などによる PAF (プレッショメーター・オート・フリーエ), Wroth, Hughes などによるカムコメーターなど、セルフボーリング式のプレッシャーメーターの開発およびこれによる研究が目される。

わが国におけるプレッシャーメーターの利用は、地盤の水平反力係数を求め、基礎杭の水平支持力の検討に用いられるのが大部分であり、他の土質パラメーターを求

める試験法としては、十分な評価を受けないできたといえることができる。

セルフボーリング式のプレッシャーメーターが、地盤内の初期水平応力を求め、静止土圧係数 K_0 を原位置で求めたり、荷重-変形曲線をもとに、非排水せん断強度を求める試験法として研究されたことに刺激されて、最近では、ボーリング孔削孔後にプローブを挿入するプレボーリング型の装置である LLT やメナール・プレッショメーターを用いて、上記の土質パラメーターを得る研究が進められている。

本報告は、主として LLT を東京周辺のいわゆる沖積粘土層を対象に実施した結果をもとに、その利用の拡大について検討したものである。

2 プレッシャーメーターに関する歴史的展望

この種の試験機は、1930年代に Kögler によって開発

された側方載荷試験装置が最初のものである。これは、長さ 125cm の長い鋼製シリンダーにかぶせたゴムチューブをボーリング孔内に挿入し、圧搾空気で膨張させ、圧力と送気量の関係から、地盤の変形係数を求める機構となっていた。kögler の試験装置は、変位を測定する手段として、圧縮性の高い空気の送気量をもとにしているため、測定精度が低く、普及するに至らなかった。Tschobotarioff は、その著書“Soil Mechanics Foundation and Earth structure”の中で、「全く信頼できない」と酷評している。

しかし、kögler によって導入されたゴムチューブを、ボーリング孔内に設置し、流体をもってこれを加圧膨張させ、圧力と孔壁の変形との関係を測定し、地盤の水平方向の変形特性を把握する、という考え方は、その後多くの人によって受けつがれ改良された。

1959年、福岡、宇都は、2 m の長さのゴムチューブを用い、流体として空気に代えて非圧縮性の水を利用したプレッシャーメーター“土研式K値試験機”を開発し、東京付近の沖積粘土層の Kn 値を測定し、橋梁の基礎グイの設計に利用した。

1960年に入ると、Menard がメナール・プレッシャーメーターを開発した。三室型の構造をもつゾンデで特徴づけられ、上下のガードセルによって保護された形となっている中央部のメジャリングセル部の変形が、二次元変形として取り扱うことのできるように考案されている。1963年には、この装置が日本に導入され、しだいに広く利用されるようになった。

一方、1965年には、“土研式K値試験機”を改良した LLT (Lateral Load Tester) が、陶山、大矢、今井により開発された。メナール・プレッシャーメーターにくらべて、一室型の構造を持つことで特徴づけられ、多くの実験的研究から、セル上下端部の三次元的な応力分布にもとづく誤差は、実用的には僅少であることを明らかにした。この装置もまた広く利用されるようになった。

地震の多いわが国においては、地震時に作用する水平力に対して、充分安定な水平支持力を設計する必要がある。とくに、橋梁や高架橋などのトップヘビーな構造物が多く建設されるようになったこと、それらの多くが、軟弱な沖積地盤上に建設されたこと、そしてまた、軸力の大きい反面、変形しやすい鋼管杭が開発され、その利用が積極的に進められたことなどのわが国の事情は、地盤の水平地盤反力の測定法、それにもとづく設計法の発展を促がし、プレッシャーメーターの利用は急速に進展した。

地震の少ないヨーロッパ諸国では、構造物の設計に当

って、この種の設計要望が少ないことから、プレッシャーメーターの利用は、別の応用分野で進められたとすることができる。すなわち、構造物の沈下を予測する上で必要なパラメーターを求めたり、支持力を評価する上に必要な、非排水せん断強度を求める試験法としての利用が拡張された。

有効応力の概念が一般化するにつれて、間ゲキ水圧の測定を行ない、有効応力解析の可能なプレッシャーメーターの開発が進められたのも、このような事情によると考えられる。間ゲキ水圧の測定を信頼しうるものとするために、プレボーリング型ではなく、セルフボーリング型のプレッシャーメーターが開発された。

1973年のモスクワ会議においては、Baguelin, Jézequel などによる PAF ならびに、Wroth, Hughes などによるセルフボーリング型プレッシャーメーターが発表され、注目を集めた。

この種試験機による測定結果から、非排水せん断強度を求める解析手法については、古くは、Gibson, Anderson による研究があり、さらに、1972年には Palmer がより簡易な解析法を提案し、強度を求める原位置試験としての道を拡張した。Baguelin, Jézequel, Wroth, Hughes などは、かれらの開発したセルフボーリング型のプレッシャーメーターによって、地中の初期応力を求める研究を進め、それぞれ成果を発表した。これらの最近の研究は、プレッシャーメーターを単なる変形特性測定装置から、多目的に利用しうる総合的な原位置試験装置であるというように、適用性と利用の拡張をはかってきたといえることができる。

この他に、この種試験機の類型として、高圧型の装置である Elastmeter 100 型および 200 型が開発され、適用範囲を軟岩ならびに一部の硬岩の範囲にまで利用を拡張するに至った。

また、ヨーロッパにおける最近のセルフボーリング型プレッシャーメーターに関する研究成果は、日本における LLT などの利用の拡張についても刺激を与え、大矢は、1977年に地中初期水平応力の測定を、LLT 法、ハイドロリック・フラクチャー法、プレッシャーセル法と 3 種の異なる方法で測定する比較試験を行ない、プレボーリング式の LLT によっても、充分経済的に地中の全水平応力を測定しうることを報告した。

3 プレッシャーメーター試験について

3-1 プレッシャーメーター試験における諸問題

現在プレッシャーメーターと呼ぶことのできる装置に

表-1 日本において使用されている主な横方向載荷試験機

Table 1 The specification of pressuremeters used in Japan

Item Name	Pressure		Measuring of Displacement		Part of Loading					Recording	Staff
	Source	Vehicle	Method	Measure	Face	Form	Diameter	Length	Cell		
Menard Pressure- meter	CO ₂ Gas Cylinder	Water	Indirect	Volume of Water Supply	Thick Rubber Membrane	Cylindric	55 ^{m/m} 65	50 cm (Measur- ing · 20)	Tri	Manually	1~2
L. L. T	N ₂ Gas Cylinder	Water	Indirect	Volume of Water Supply	Thick Rubber Membrane	Cylindric	80	60	Mono	Manually	1~2
K. K. T	Oil Jack	Oil	Indirect	Volume of Oil Supply	Hard Metal Plate	Semi Cylindric	85	30	—	Manually	1~2
Elast- meter 200	Non Limited	Gas or Water	Direct	Electric or Mechanical	Thick Rubber Membrane	Cylindric	60	52	Mono	Auto- matic Manually	1~2

は、表-1に示すように各種のものがある。また、測定方法についても、結果の利用および解析方法についても、各種の方法が提案されている。主要な問題点をあげれば、つぎのようなものがある。

- 1) プレボーリング型とセルフボーリング型の装置
 - 2) ガードセルを有する三室型の装置と一室型の装置
 - 3) 応力制御による載荷方式と歪制御による載荷方式
 - 4) 荷重速度あるいは歪速度に関する問題
 - 5) 限界圧 P_l または P_f の不確定性の問題
 - 6) プレッシャーメーターで求められる土質パラメーターによる設計・解析方法
 - 7) プレッシャーメーターにより求められる土質パラメーターと他の方法で求められる土質定数との関係
- この報告では、現在、わが国でもっとも広く用いられている装置である L L T によって求められる諸数値と、他の方法で求められる土質定数との関係について検討した結果を報告するものである。これは、先述したプレッシャーメーター試験における現状での研究すべき項目の一部に当るものである。

L L T は後述するように一室型の装置であり、このため、本論に入る前に、三室型の装置と一室型の装置による相違について、若干の検討を加えておくことが妥当であると考えられる。すなわち、一室型のものは、載荷円筒の上下端部で三次元の応力分布が生じるために、二次元の平面歪として解析する上での誤差が問題となるからであ

る。この状況を図-1に模式図として示すが、この問題については、すでに多くの研究が発表されているので、これらを紹介する形で一応の検討を加えておく。

3-2 一室型と三室型の試験装置による相違について

図-2は、L L Tの装置の概要を示したものである。圧力容積計で加圧された水は、ナイロンホースを通してセルに注入され、シリンダー状のゴム膜を介して孔壁に載荷される。孔壁の変形に応じてセルの内容積は増大するので、圧力容積計内部の水は、変形に応じてセル内に移動し、容積計の水位変化から平均的な変形量を求めることができる。

一室型の装置では、ゴム膜の上下端部は孔壁とゾンデとの間の空ゲキの程度により、異常な膨張をするおそれがあり、また、正常に孔壁に密着した形で孔壁を載荷したとしても、三次元的な応力分布を生ぜしめ、このため、応力-変形関係を二次元平面歪に近似させて計算を行なう場合に、誤差を生ずることが考えられる。一方、この端部の影響を無視しうる程度のものとするには、載荷円筒の長さがある程度長くすればよいということも当然考えられる。

図-3は、L L Tにより求められる標準的な圧力-半径曲線である。圧力は、加えた全荷重から静水圧を除き、また、ゴムの膨張に要する反力を補正し、土中に与えら

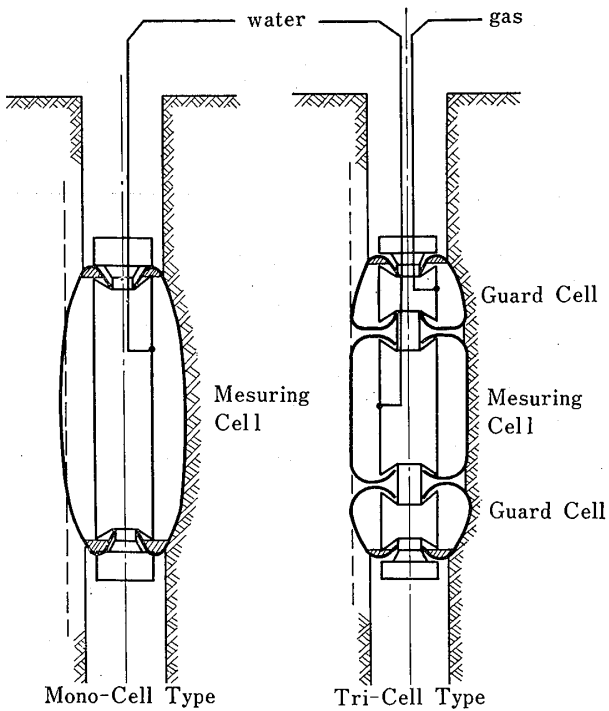


図-1 1室型と3室型の孔壁の変形
Fig. 1 Elastic deformation of the cavity by the mono-cell type and the tri-cell type

れる有効な全応力として表示される。一方、荷重はあらかじめ限界圧を予想して、それを10~15分割した荷重により段階的に荷重し、各増加荷重に対して2分間放置する。

荷重は、2分間毎に一定荷重増とする時間-荷重制御法により行なう。変形の測定は、各圧力段階毎に15秒、30秒、1分、2分の間隔で行ない、変形速度を30秒から2分間の水位変化量として求め、これを荷重重との関係でグラフに表示する。

このようにして求められる $Pe-r$ および $Pe-\Delta H$ 曲線から、 P_0 , $P'y$, $P'l$ を求める。 P_0 は、ゴムチューブ外面が孔壁に密着し、ボーリング孔掘削に伴うゆるみをおし戻し、地盤の静止土圧と均衡を保つ点である。 $P'y$ は荷重-変形量曲線がほぼ直線を示し、かつ、荷重-クリープ曲線 ($Pe-\Delta H$ 曲線) が小さなクリープ変形しか示さない、いわゆる擬似弾性領域の上限の値であり、この $P'y$ を過ぎる荷重に対しては、クリープ変形量が大きくなる。この結果、 $Pe-r$ 曲線は、降伏点に近づき、また、 $Pe-\Delta H$ 曲線は、瞬間変形量に対し時間の要素を含む変形量が大きくなるわけである。このことは、段階荷重をかけて応力制御で試験を行なう場合、荷重速度が試験結果に大きな影響を与えることを意味している。一般には、

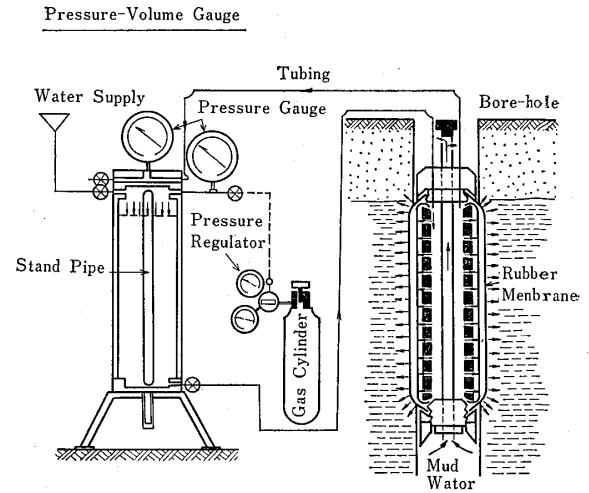


図-2 LLTの概要図
Fig. 2 Outline of LLT apparatus

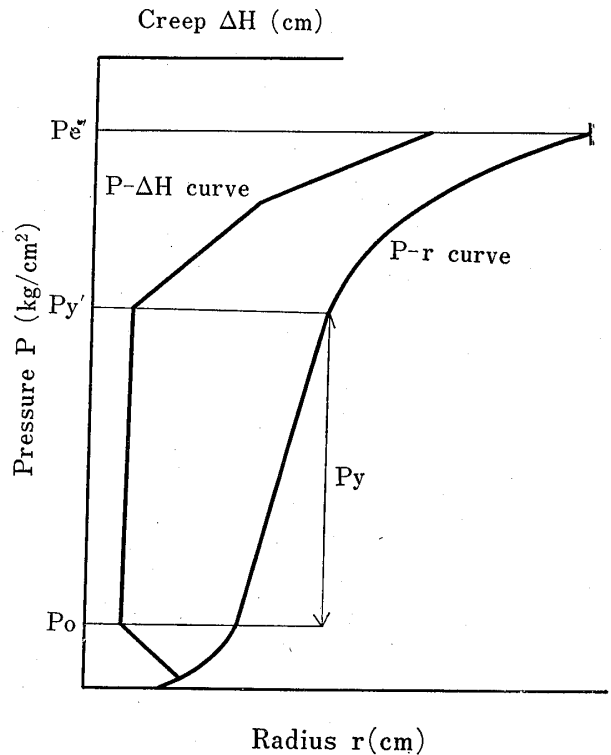


図-3 LLTによる半径と圧力の関係の模式図
Fig. 3 The typical Relationship between radius and pressure

$P'y$ までのクリープ変形量は比較的小さく, $P'y$ は荷重速度の変化に対して比較的安定した値と考えられる。したがって, 標準的な試験方法, すなわち, 荷重コントロールで行なう場合の荷重速度が, さまざまな値がとられている現状で考える限り, P_0 あるいは $P'y$ を基にして種々の検討を進めるのが妥当であると考えられる。

この P_0 から $P'y$ までの直線的な変形曲線を利用して K 値, あるいは変形係数 E 値が計算されるわけである。 E 値を計算する場合に, 三室型の場合には, 平面歪が保たれていると考え, 一般に, つぎの式が用いられている。

$$E = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m) \frac{dP}{dV}$$

ν : 土のポアソン比

V_0 : 測定管初期体積

V_m : 荷重—変形量曲線が直線を示す区間の中
間における測定管体積

一室型の場合には, チューブ両端の変形が, 平面歪条件と異なってくるために, 平面歪の条件が当てはまるかどうかという点に, 関心が与せられるわけである。

陶山, 大矢, 今井 (1966) は, 一室型と三室型の相違について比較実験を行なった。この概要はつぎのとおりである。

一室型による測定半径を r_M , 三室型による測定半径を r_T とすると, 両者の誤差 Er は, 次式で示される。

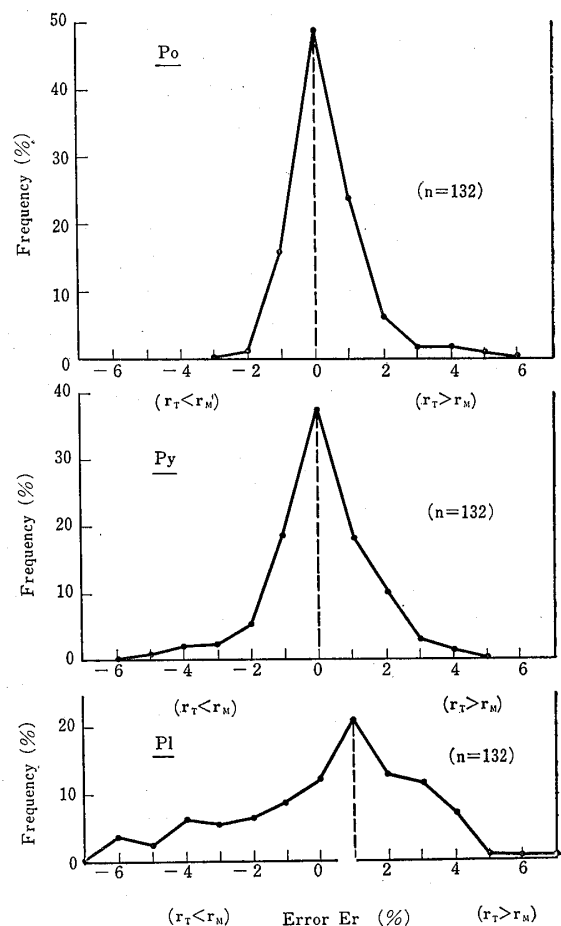
$$Er = \left(\frac{r_T}{r_M} - 1 \right) \times 100 (\%)$$

Er の各力学的特性点 $P_0, P'y, P'l$ に対するヒン度分布を図—4に示す。この図から, P_0 から $P'y$ に至る擬似弾性領域内の Er は, 大半が0に集中し, 誤差の範囲も $\pm 2 \sim 3\%$ 以内であることが明らかにされている。 $P'y$ を過ぎると, $\pm 5\%$ まで誤差範囲が広がり, $P'l$ に達すると, Er は $\pm 7\%$ となっている。また, 一室型および三室型の測定機による K 値をそれぞれ K_M および K_T とすると, 両者の関係は図—5で示される。すなわち, $K_T \geq K_M$ で, その差は7%程度の実用上問題の少ない範囲でおさまっている。

同様の研究は, 建設省土木研究所の吉田, 吉中(1967)によっても行なわれている。これは, 関東ロームの自然地盤と, 人工的に造成した砂地盤についてLLTおよびメナール・プレシォメーターによる測定を行なって, P_y, P_l, K, E の比較を行なったものである。この結果によれば, K および E では, 一室型と三室型による差はほとんど認められず, P_y および P_l でわずかな差を生ずることが判った。この現象に対して, 吉田, 吉中は, つぎのように分析している。

K および E を求める弾性区間での変形量は, わずか数mmであるので, 測定管構造の差が出ず, より変形量の大きい流動変形を生ずる P_y および P_l では, 上下方向の地盤の流動を押えたかどうかということが, 影響しているとするのも1つの考え方である。また, データーの良, 不良で, P_y および P_l の値は大きく左右され, とくに, P_l はその決定法が明確でない点に注意する必要があるとも述べている。

また, 一室型と三室型の違いについては, Baguein, Jézequelによっても研究されている。かれらの研究は, 三室型のメナール・プレシォメーターのゾンデを用いて, 三室を共に働かせた場合と, ガードセルを使用せず, 中央のメジャリングセルだけを用いた場合との比較を行なったものであり, その1例を図—6に示す。この図で



図—4 1室型と3室型による P_0, P_y, P_l の誤差分布

Fig. 4 Distribution of the error on mechanical characteristics (P_0, P_y, P_l) by the mono-cell type and tri-cell type

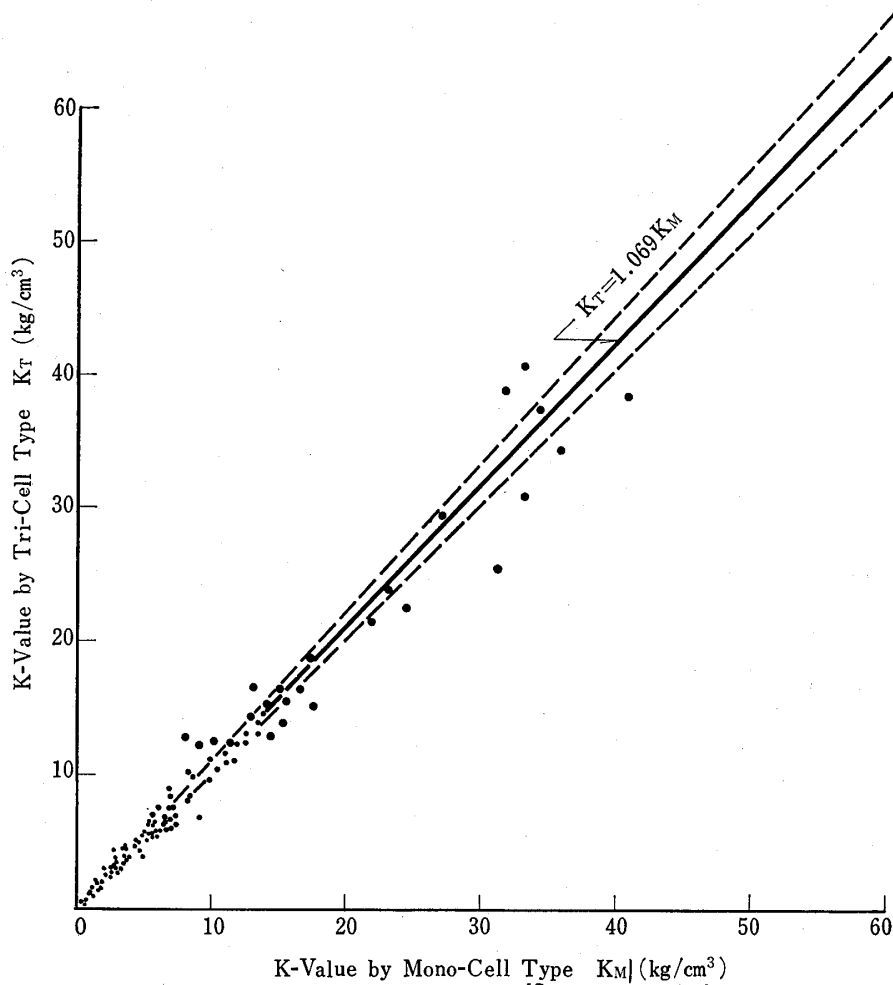


図-5 1室型による K 値 (K_M) と3室型による K 値 (K_T) の関係

Fig. 5 Relationship between K -value by the mono-cell type and K -value by the tri-cell type

は、交互に一室型、三室型のくり返し試験を行ない、両者に相違があるかどうかを検討した例であるが、一室型と三室型の差はほとんど認められていない。

また、同一地点における試験において、途中の荷重まではガードセルを利用し、中間までの荷重—変形量曲線が得られた後に、ガードセルを除き、メジャリングセルだけの測定として継続した測定の例を図-7に示す。

これらの結果から、いわゆる擬似弾性領域内、 $P'y$ 以下の荷重においては、ガードセルの効果は、ほとんど無視できると考えられることが説明されている。

4 LLT試験結果の利用の拡大の試み

既に述べたように、わが国においては、LLTあるいはメナール・プレッシャーによる測定は、杭の横方向支持力の設計に必要な K 値および E 値を求める試験法として、定着した立場を確立してきている。その反面、ヨーロッパでプレッシャーメーターが広く利用されてい

る主目的、たとえば、静止土圧係数 K_0 を求めるとか、土の非排水せん断強度 S_u を求めるという面については、ほとんどその利用が計られなかったといえることができる。

そこで、本報告の中では、静止土圧測定に対するLLTの適用、ならびに土の非排水せん断強度を測定する上でのLLTの利用の2点について、具体的な比較試験の結果に基づいて説明する。

4-1 LLTによる静止土圧の測定および問題点

静止土圧 P_0 は、荷重—変形量曲線 ($Pe-r$ 曲線) および荷重—クリープ曲線 ($Pe-\Delta H$ 曲線) から、ボーリング掘削によってゆるめられたボーリング孔壁をおし戻し、リバウンド再圧縮過程から、地盤そのものへの圧縮過程への変化点、すなわち、主働土圧から受働土圧への変化点として決定することができる。この値が絶対値として信頼し得るかどうかは、実際の現場試験を数多く実

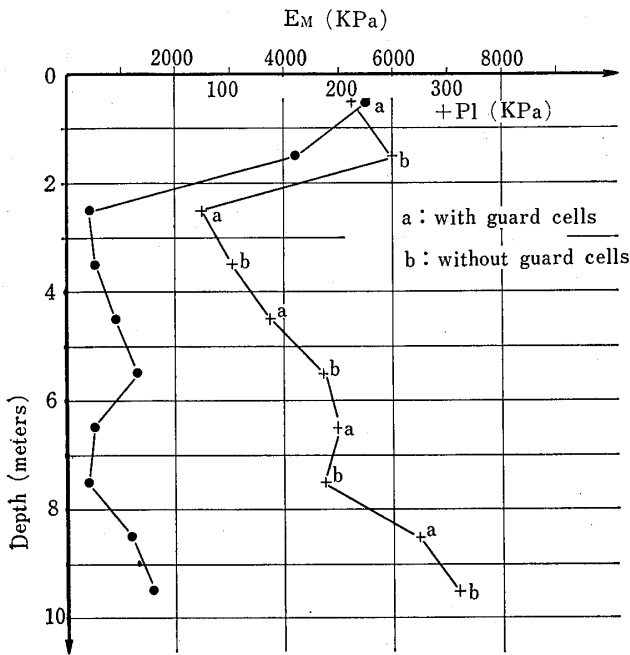


図-6 ガードセルを使用したときと使用しないときのメナール・プレッソメーターBX-E型による試験 (Cran粘土) (Baguelin, Jezequel and Shields: 1978)

Fig. 6 Tests with a BX-E type Ménard pressuremeter with and without inflating the guard cells (Cran clay) (after Baguelin, Jezequel and Shields: 1978)

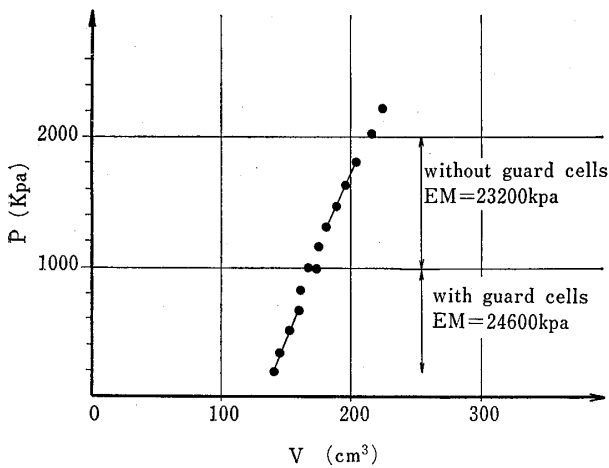


図-7 ガードセルを使用したときと使用しないときのメナール・プレッソメーターBX-E型による試験 (Cran砂) (Baguelin, Jezequel and Shields: 1978)

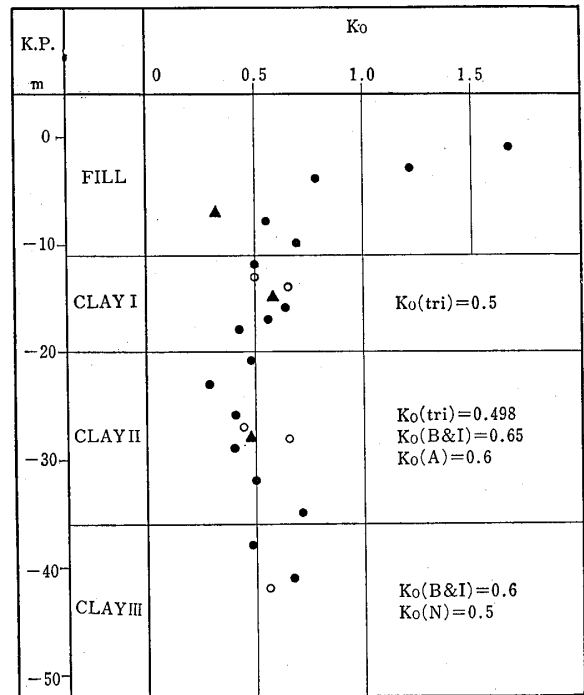
Fig. 7 Tests with a BX-E type Menard pressuremeter with and then without the guard cells inflated (Cran sand) (after Baguelin, Jezequel and Shields: 1978)

施して検討する必要がある。

図-8は, LLTによる静止土圧測定の外に, Hydraulic Fracturing法, Total Pressure Cell法および三軸圧試験装置を用いた K_0 圧密試験によって, 静止土圧を測定し, 比較検討した結果を示したものである。

Clay I, II, III は, いずれも沖積粘土層であって, Fillを除いて, OCRはほぼ1.0~1.5, IPは30~60を示す地盤である。LLTで測定された静止土圧と有効上載荷重との比, および静止土圧係数 K_0 は, 0.5 ± 0.1 の範囲にあり, 他の3種の測定で得られた値とも良い対応を示している。また, Brooker and Ireland, Alpan, 中瀬などの研究結果から推定した値とも良く一致し, その誤差は, ± 0.1 程度の範囲におさまっている。

図-9は, 東京下町の沖積軟弱地盤におけるLLT測定結果から得られる静止土圧を示したものである。ここでは, 他の方法による静止土圧測定を行っていない



- By LLT Pressuremeter
- By Hydraulic Fracturing
- ▲ By Total Pressure Cell

$K_0(\text{tri})$: By Triaxial Compression Test
 $K_0(\text{B\&I})$: By Brooker & Ireland
 $K_0(\text{A})$: By Alpan
 $K_0(\text{N})$: By Nakase

図-8 LLTと他の測定法による K_0 値の比較

Fig. 8 Comparison of K_0 value with LLT and several different methods

が、正規圧密状態での K_0 は、0.5前後と判っているので、ある程度の検証は可能である。すなわち、過去の地下水汲揚げの影響が残っている静水圧より低い間隙水圧を示す下部では、 $K_0=0.5\sim 0.8$ を示し、上部の静水圧分布領域では0.5前後の値を示している。

これらのことから、ボーリング作業および測定作業において、十分な注意と認識があれば、LLTは静止土圧測定機として、 ± 0.1 の誤差で測定でき、充分評価できるものと考えられる。

つぎに、LLTによって K_0 を求める方法の有効性と限界について考察を加える。

原位置における K_0 測定法としてのHydraulic Fracturing 法と Total Pressure Cell 法は、軟弱な粘土地盤の場合には可能である。

しかし、砂地盤の場合は、透水係数が高いため、割れ目 (Fracture) が形成され難く、Hydraulic Fracturing 法は使えないことになる。さらに、砂地盤では、変形に対する土圧の変化が大きいため、いかに薄い Pressure Cell であっても、その測定値は誤差が大きくなってくる。

また、洪積粘土地盤のように、 $K_0 > 1$ を示す地盤では、割れ目が垂直に形成されず、水平土圧の測定とはならないので、Hydraulic Fracturing 法は使えない。Total Pressure Cell 法も、薄いセルの硬質地盤への挿入が困難となるため、適当な方法ではない。

これらの理由から、Hydraulic Fracturing 法および

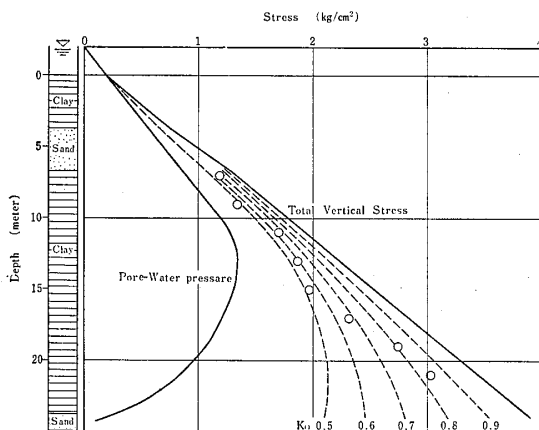


図-9 LLTによる全水平応力 (土圧)
Fig. 9 Total horizontal stress measured with LLT

Total Pressure Cell 法は、高塑性の比較的軟弱な粘土地盤においてのみ、適用可能な測定方法であるという制約があることになる。したがって、必然的に砂地盤や洪積粘土地盤における K_0 値の測定を行なう場合、LLTのようなプレッシャーメーター法以外に便利な方法がないというのが現状である。

すなわち、この場合には、他の方法による比較実験を行なって、測定結果の妥当性を検証することはできないが、たとえば、液状化に対する地盤改良効果を K_0 を考慮に入れて評価する場合には、LLTによる測定が行なわれている。

図-10は、この1例を示すもので、バイプロ・コンポーター工法による地盤改良効果が、 N 値そのものより K_0 値の変化が大きく出ることを利用して、液状化に対する改良効果を判定しようとしたものである。

つぎに、LLTによる K_0 測定の適用限界の問題であるが、これは、海上における足場上での測定を例として説明する。図-11に示すような水深7m、測定機高GL+10m、地盤の湿潤密度 1.5 t/m^3 の静水圧分布地盤において、GL-5mでLLTの測定を行なう場合、ゾンデ内の水圧は、コックを開放した段階で、既に 1.5 kg/cm^2 を示すことになる。一方、地盤の静止土圧係数 K_0 を0.5と仮定すると、GL-5mにおける静止土圧 P_0 は、 1.35 kg/cm^2 となり、加圧以前に $P_0 < \text{ゾンデ内圧力}$ となる。この結果、荷重-変形量曲線 (P_e-r 曲線) には P_0 が現われず、静止土圧を求められないことにな

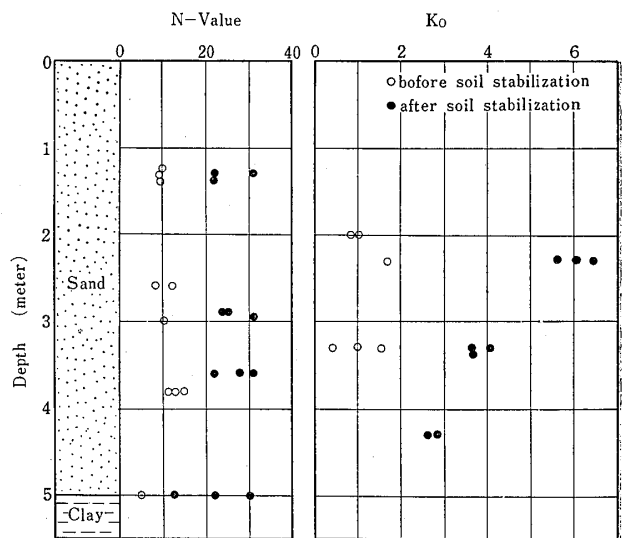


図-10 バイプロフローテーションによる地盤改良前後におけるLLTによる N 値と K_0 値
Fig.10 N -value and K_0 value with LLT before and after the soil stabilization by vibroflotation

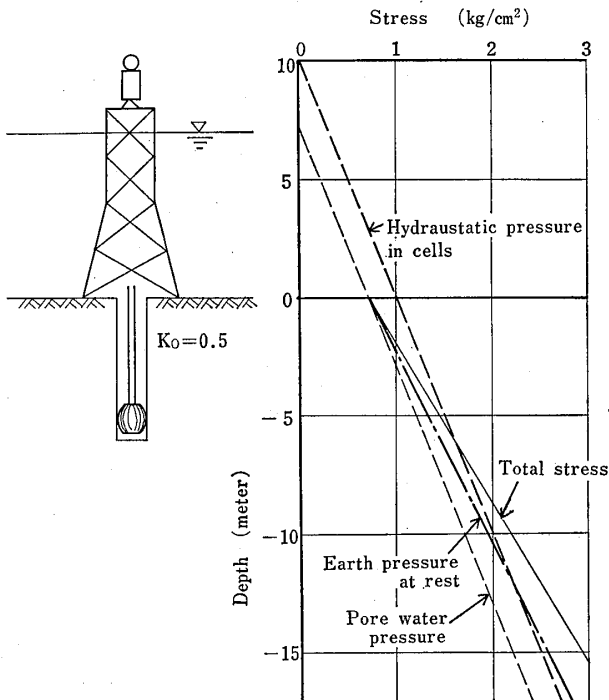


図-11 LLTによる K_0 値測定の適用限界
 Fig.11 The applicable limit in the measurement of K_0 value with LLT

る。

すなわち, ゾンデ内初期静水圧と地盤間ゲキ水圧の差を ρ とすると, $(\rho/K_0\gamma')$ までの深度では, LLTを静止土圧測定機として適用することはできないという限界がある。

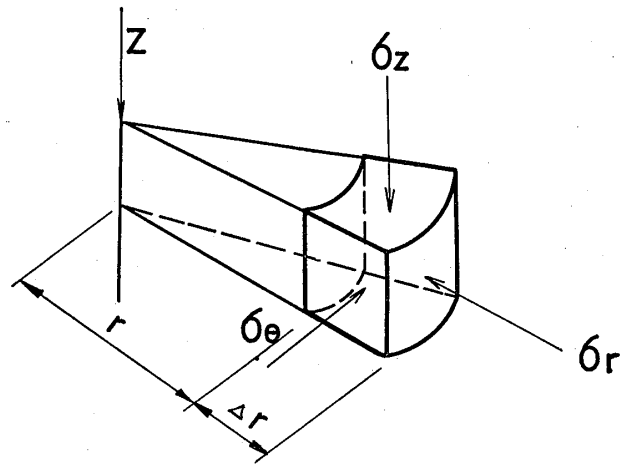


図-12 Palmerの方法における σ_r および σ_θ
 Fig.12 σ_r and σ_θ in Palmer's equation

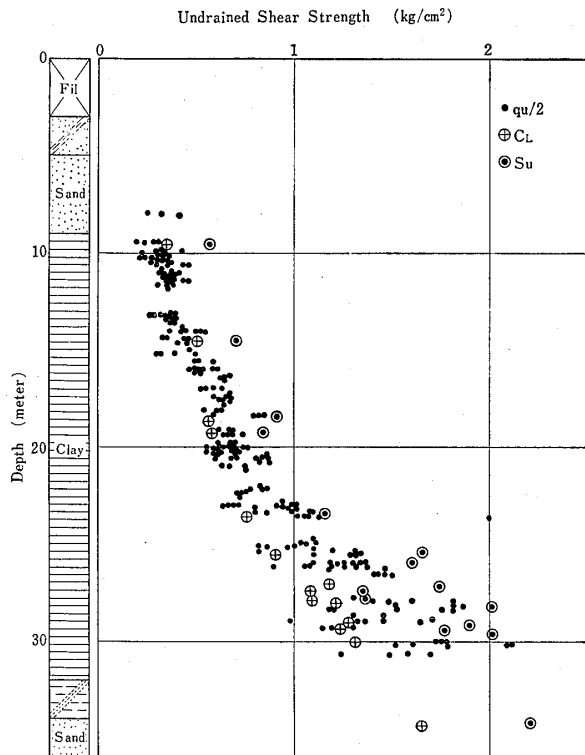


図-13(a) A地点における非排水せん断強度
 Fig.13(a) Undrained shear strength by various methods at Site A

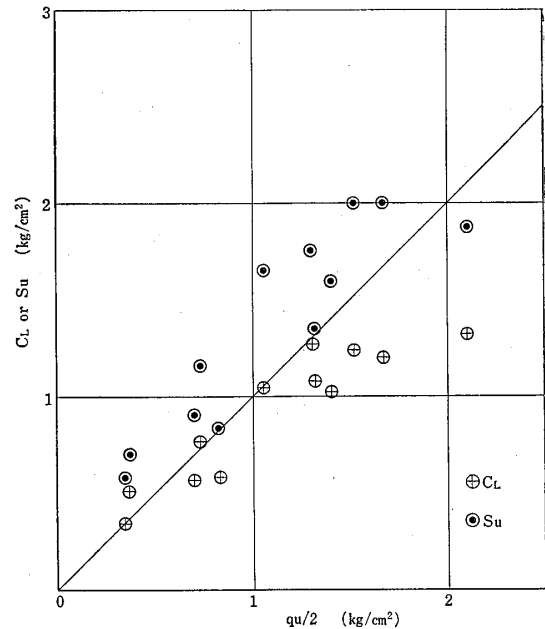


図-13(b) A地点における一軸圧縮強度とLLTによる非排水せん断強度の関係
 Fig.13(b) Relationship between $qu/2$ and undrained shear strength with LLT at Site A

4-2 一軸圧縮強度とLLTから求められる非排水せん断強度の関係

LLTの測定結果を利用して求めた非排水せん断強度の妥当性を検証するため、東京周辺地盤の主に沖積粘土地盤を対象に、4個所の比較実験を行なった結果について報告する。

プレッシャーメーターの結果を利用して、非排水せん断強度を求める方法は、2章で述べたようにつぎの2式が挙げられる。

(1) Gibson—Anderson による方法

$$C_L = \frac{Pl}{1 + \log e \left(\frac{\alpha \cdot E}{2(1+\nu)C_L} \right)}$$

(2) Palmer による方法

$$S_u = \frac{1}{2} (\sigma_r - \sigma_\theta) \approx \varepsilon \frac{d\sigma_r}{d\varepsilon}$$

ここに、 σ_r 、 σ_θ は、図-12に示す半径方向の応力と、これに直交する分力である。

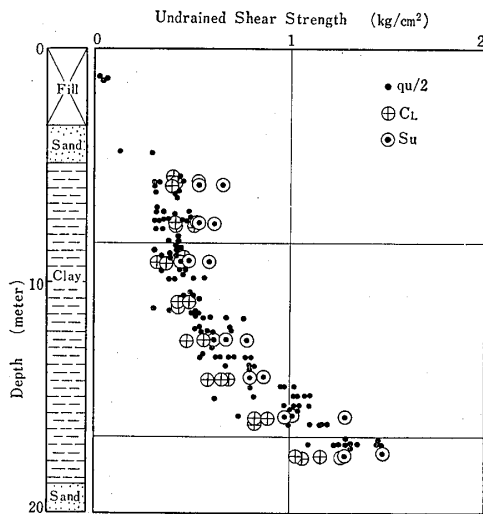


図-14(a) B地点における非排水せん断強度

Fig.14(a) Undrained shear strength by various methods at Site B

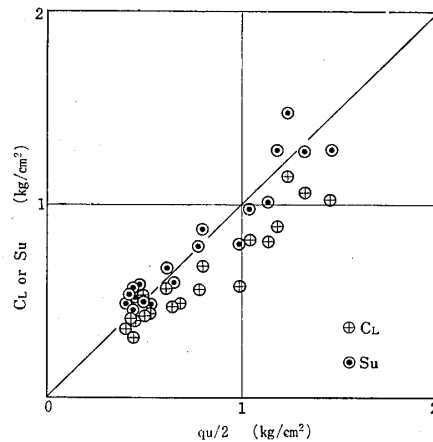


図-14(b) B地点における一軸圧縮強度とLLTによる非排水せん断強度の関係

Fig.14(b) Relationship between $qu/2$ and undrained shear strength with LLT at Site B

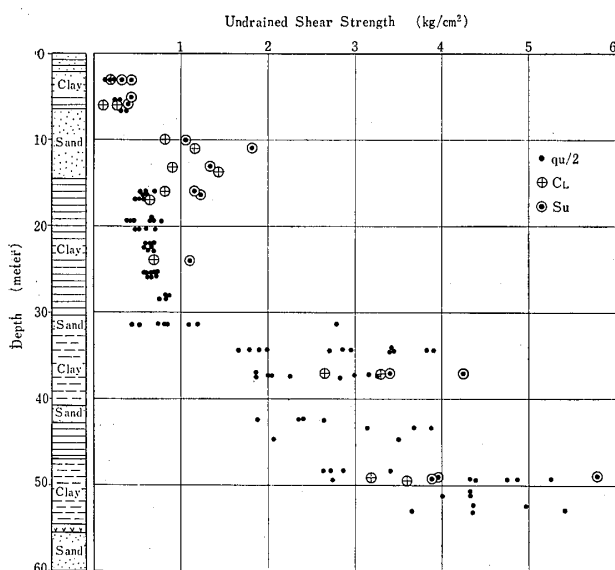


図-15(a) C地点における非排水せん断強度

Fig.15(a) Undrained shear strength by various methods at Site C

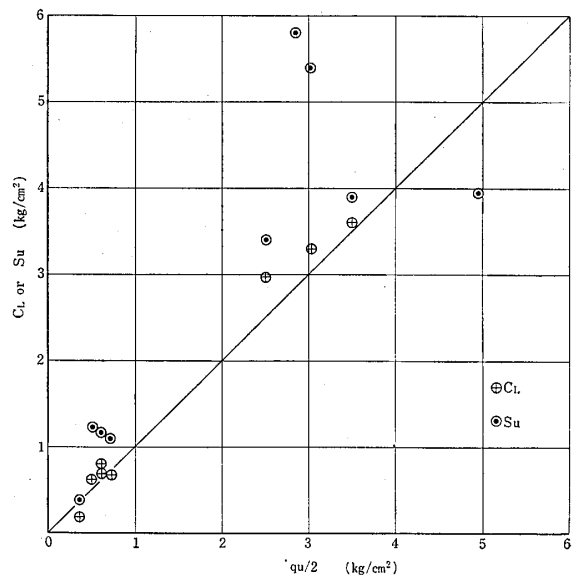


図-15(b) C地点における一軸圧縮強度とLLTによる非排水せん断強度の関係

Fig.15(b) Relationship between $qu/2$ and undrained shear strength with LLT at Site C

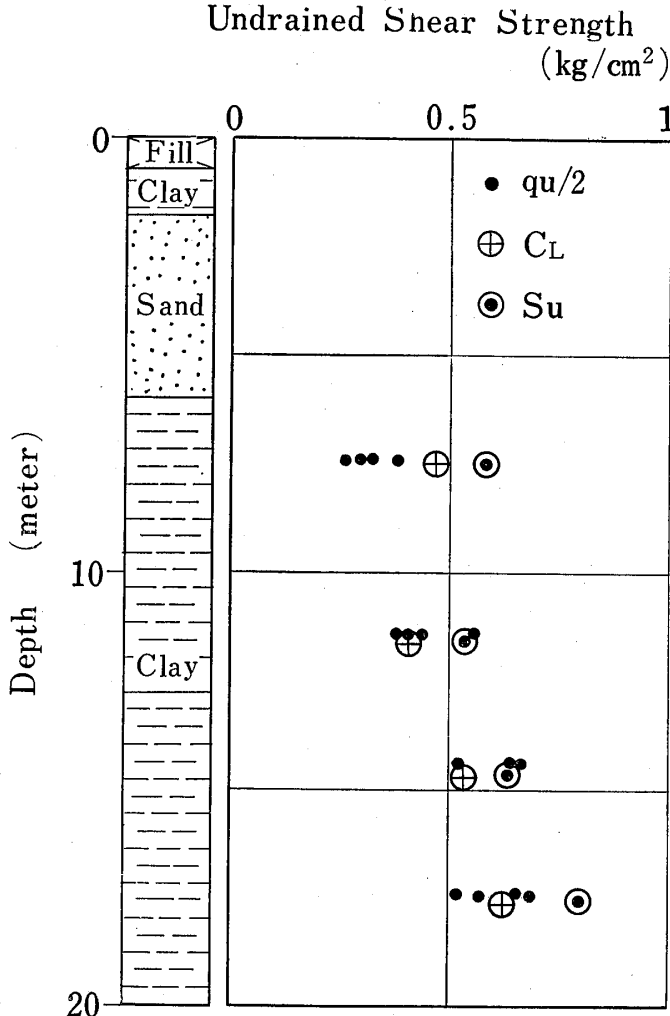


図-16(a) D地点における非排水せん断強度
Fig.16(a) Undrained shear strength by various methods at Site D

この2式によって求められる非排水せん断強度を, C_L および S_u とし, 実験地における乱さない試料の一軸圧縮強度 q_u との対比を行ない, 図-13(a), (b)~16(a), (b)に示す。(a)は, 各サイトの $q_u/2$ を深度分布として表示し, これにLLTによって求めた, C_L , S_u を重ねて示したものであり, (b)は, 同一ボーリング孔における $q_u/2$ と C_L , S_u の対比を示したものである。

実験地は, 荒川沿いに発達する沖積低地部と, その河口部に造成された埋立地であり, これをA, B, C, Dサイトと称した。

Aサイトの比較実験結果を, 図-13(a), (b)に示す。本サイトの粘土層は, 含水比70~90%の沖積粘土層である。20m付近まで静水圧分布をなし, 以深は過去の地下水汲み揚げの影響で, 多少低い間ゲキ水圧を示す地盤である。全体的に良い対応を示しているが, $q_u/2$ の分布幅に対し, Palmerによる S_u は, 高目の値を示し, Gibson, Andersonによる C_L は低目の値を示している。

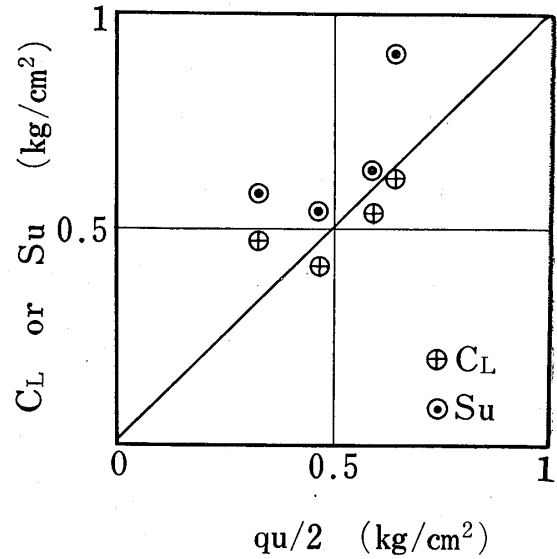


図-16(b) D地点における一軸圧縮強度とLLTによる非排水せん断強度との関係
Fig.16(b) Relationship between $q_u/2$ and undrained shear strength with LLT at Site D

図-14(a), (b)は, Bサイトの結果であり, 自然含水比60~80%の沖積粘土地盤である。LLTから求めた C_L , S_u は, $q_u/2$ とかなり良い一致を示し, とくに, Palmerによる S_u が $q_u/2$ の高目の値と一致する傾向にある。

図-15(a), (b)は, Cサイトの結果であり, 深度32m以深は洪積層となっている。沖積層の含水比は70~110%であるが, 深度20mまではサンドパイプを多く介在し, 40~50%の含水比となっている。また, 洪積粘土層の含水比は40~100%の幅広い分布を示し, $q_u/2$ もこれに反映しバラツキが大きい。図-15(b)によると, Bサイトの場合よりもバラツキが大きい, 大きな誤差を示しているものは, 砂分含有量が20~40%を示す地層であり, 地盤の非排水せん断強度を, 一軸圧縮強度で代表することに問題がある。これらを除くと, 比較的良い対応を示すことになるが, これも $S_u > C_L$ の関係となっている。

図-16(a), (b)は, Dサイトの結果であり, 全層沖積層である。自然含水比は60~80%であり, 上部4~5m間はサンドパイプを介在している。 $S_u > C_L$ の関係を示すが, $q_u/2$ との対応は良好である。

各サイトの $q_u/2$ と C_L , S_u の関係は, 全般に有意な相関を示しているが, サイトによって多少異なる傾向が認められる。大局的にはつぎのとおりである。

Aサイト	$C_L \leq q_u/2$	$S_u > q_u/2$
Bサイト	$C_L < q_u/2$	$S_u \approx q_u/2$
Cサイト	$C_L \approx q_u/2$	$S_u \gg q_u/2$
Dサイト	$C_L \approx q_u/2$	$S_u \geq q_u/2$

これらの結果をまとめて、図-17および図-18に示すと、おおむねつぎのように要約できる。

- C_L は、 $qu/2$ に対しほぼ一致するか、低い値を示す。
- S_u は、 $qu/2$ に対しほぼ一致するか、高い値を示す。
- C_L 、 S_u の $qu/2$ に対する関係は、サイト毎に異なる。

図-19は、Gibson, Andersonによる C_L と、Palmerによる S_u の関係を示したものであり、 $S_u > C_L$ の傾向が明瞭で、しかも、ほぼ $S_u = 1.5 C_L$ の関係を示す傾向

が認められる。これは、 S_u が $Pe-r$ 曲線の主として Pl 以前の形状に支配され、 C_L は決定法が不確定な要素を持つ Pl の値そのものに関与する値であること、すなわち、 $Pe-r$ 曲線の利用する部分の違いに起因するものと考えられる。このように、 $Pe-r$ 曲線の P' 以降における形状が、 C_L と S_u の相違、さらには、 $qu/2$ との対応に大きく関与することは明らかである。

$Pe-r$ 曲線の形状は、ボーリング孔壁の凹凸や乱れが

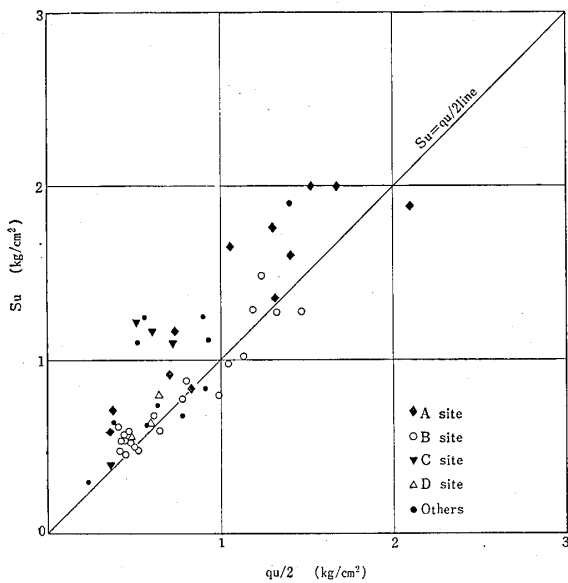


図-17 $qu/2$ と S_u の関係
Fig.17 Relationship $Qn/2$ and S_u

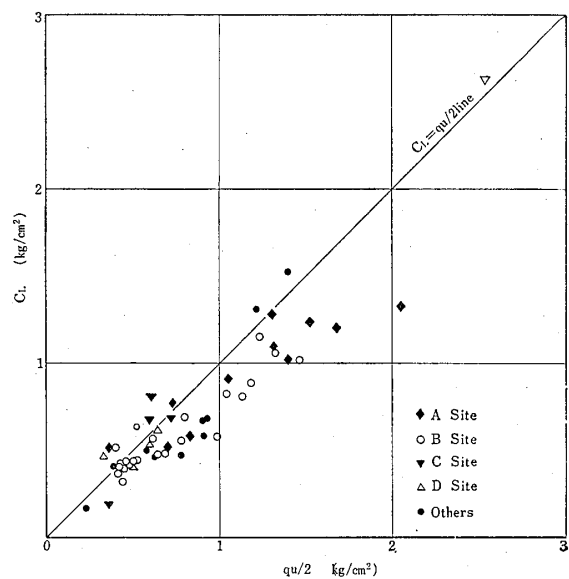


図-18 $qu/2$ と C_L の関係
Fig.18 Relationship between $Qu/2$ and C_L

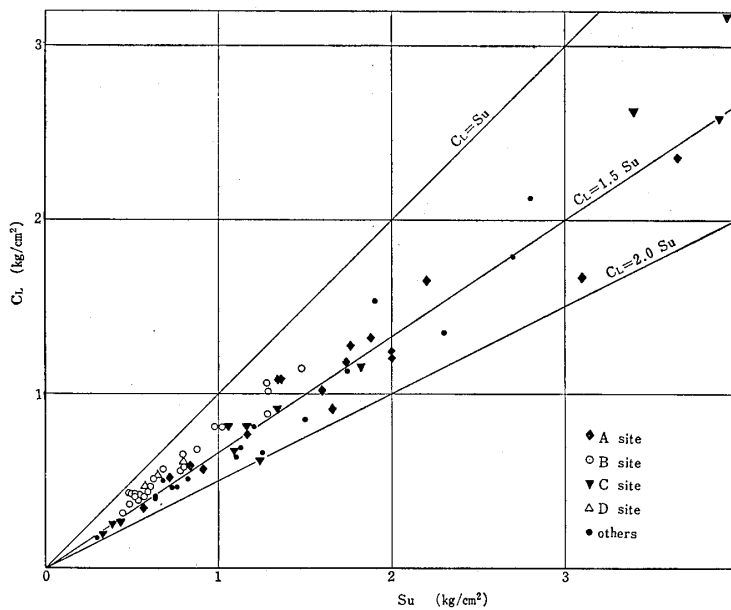


図-19 S_u と C_L の関係
Fig.19 Relationship between S_u and C_L

影響することは当然で, この他に, 地盤の土質工学的性質 (塑性指数, 粒度構成, OCRなど), 測定方法 (載荷方式, 荷重速度など), ゴム反力検定精度など, 多くの要素が関係するものと考えられる。これらの要素をパラメーターとする補正係数を設定できれば, L L Tによる非排水せん断強度の計測は, 室内試験と同一の精度で扱うことができると考えられる。現状は, この段階に至っておらず, データーの集積と今後の研究に負うところが大きい。

4-3 P_y , K 値, E 値と土質工学的性質の関係

P_e-r 曲線の P_0 から $P'y$ 間の測定値と, 他の試験で得られる土質工学的性質との対応関係を見ることは, L L Tの測定値を地盤個々の値として見ることの妥当性を評価し, さらに, 他の試験値との相関性を求めることにより, L L Tの適用性の拡大を図る意味で大切なことである。

ここでは, 東京周辺地盤における測定データーから, L L Tによる降伏圧 P_y , 地盤係数 K および変形係数 E と, 一軸圧縮強度 q_u , 変形係数 E_{50} および圧密降伏荷重 P_c の関係を求める。ただし, K 値は, 載荷幅や変位量の関数で示される値である。そこで, 今井は, 個々の K 値として, 載荷幅 1 cm, 変位量 1 cm に換算した時の K 値を比 K 値 K_0 と呼び, これを求める方法を提案した。土質工学的性質との対応関係に用いる K 値としては, 今

井の提案による比 K 値 K_0 になおして対比した。

図-20は, L L Tによる $P'y$ と圧密試験から求められる圧密降伏荷重 P_c の関係を示したものである。 $P'y$ と P_c は, ほぼ一致する値を示すことが経験的に知られており, この場合も同様の傾向を示している。

また, 図-21は, $P'y$ と静止土圧 P_0 の差で定義される P_y と P_c の関係を示したもので, 図-20 よりまとまりの良い相関を示している。これは, $P'y$ が地盤内間ゲキ水圧と, ゾンデ内初期水圧の差に基づく誤差を含む値であることに起因するものである。このことは, $P'y$ の有効応力表示を行なうことにより, $P'y$ と P_c の関係が, 1対1で対応する可能性を意味することと考えられる。

図-22は, P_y と q_u の関係を, 図-23は, K_0 と q_u の関係を示したものである。両者とも良好な相関関係を示しており, その関係の概略をまとめると, つぎのようになる。

$$q_u \approx 1.1 P_y$$

$$q_u \approx \frac{1}{4} K_0$$

しかし, 現段階で, これらの式から q_u を推定する場合には, $\pm 30\%$ 程度の誤差が生ずることを認識しておくことが必要である。

図-24は, L L Tによる E と一軸圧縮試験による E_{50} の関係を示したものであり, 比較的良好な相関性が認められる。その関係は, $E_{50} \approx 1.8 E$ であり, E_{50} と E は,

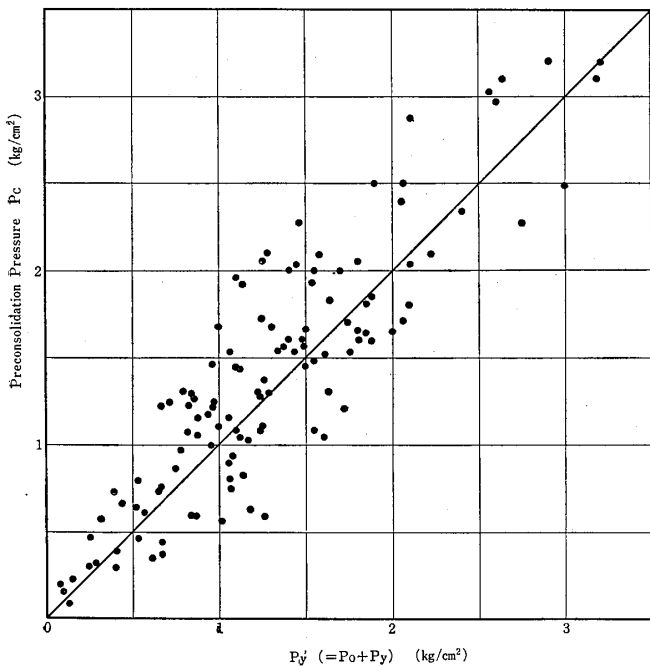


図-20 $P'y$ と P_c の関係
Fig.20 Relationship between $P'y$ and P_c

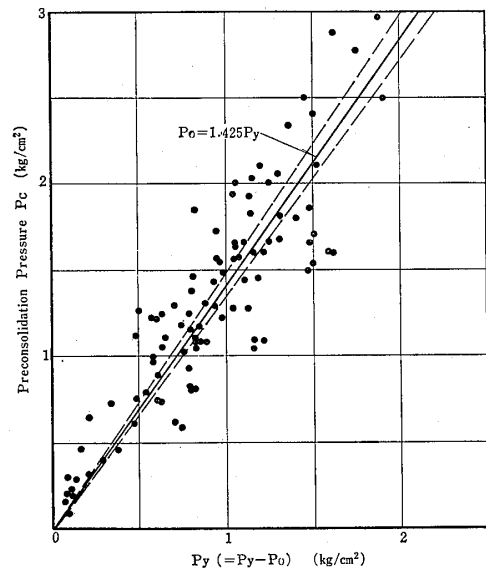


図-21 P_y と P_c の関係
Fig.21 Relationship between P_y and P_c

一致した値を示していない。これは、LLTによるEが、その算出過程で、ポアソン比を仮定していること、および孔壁の乱れや載荷方式、載荷方向の異なることなどによるものと考えられる。

5 あとがき

LLTによる水平初期応力測定結果を、Hydraulic

Fracturing 法や Total Pressure Cell法による測定結果、あるいは、種々の研究結果と比較検討した結果、精度上十分信頼し得る値が得られることが明らかにされた。また、適用される地盤条件上の制約も、他の原位置測定法と比べて少なく、プレッシャーメーター法による地中応力の利用価値は高く、今後普及していくものと考えられる。

つぎに、LLT測定結果から推定した地盤の非排水せん断強度は、乱さない試料の一軸圧縮強度 qu と比較的良好的な対応を示すことが明らかにされた。しかし、LLTによる非排水せん断強度は、必ずしも $qu/2$ と一致するわけではなく、それぞれの実験サイトによってその傾向が異っており、現段階で実用的に使用するには問題がある。

さらに、LLTにより求められるK値や Py が、他の方法で求めた土質工学的性質とも良好な相関を示すことは、LLTによる測定値が地盤固有の力学的特性値として評価でき、応用分野も拡大される可能性のあることを示した。

わが国において、プレッシャーメーターは、主としてクイの水平K値およびE値を求めることを目的として発展してきたが、近年、地中応力や強度特性を測定する目的でも使用されるようになり、その適用が拡大してきている。

今回、プレッシャーメーターの1種であるLLTを利用して、種々の比較実験を行ない、その結果を報告した

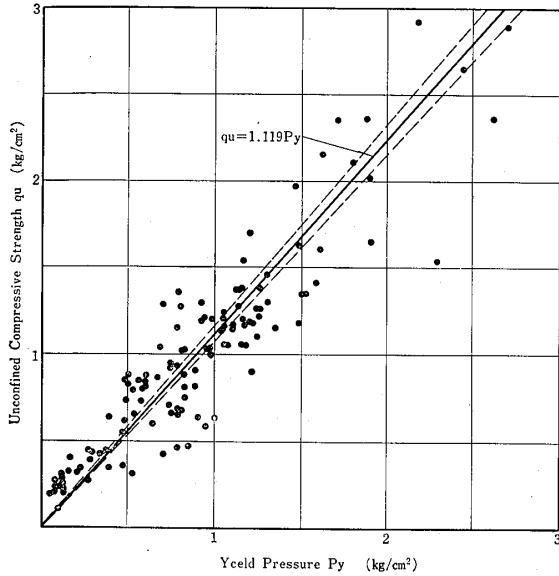


図-22 Py と qu の関係

Fig.22 Relationship between Py and qu

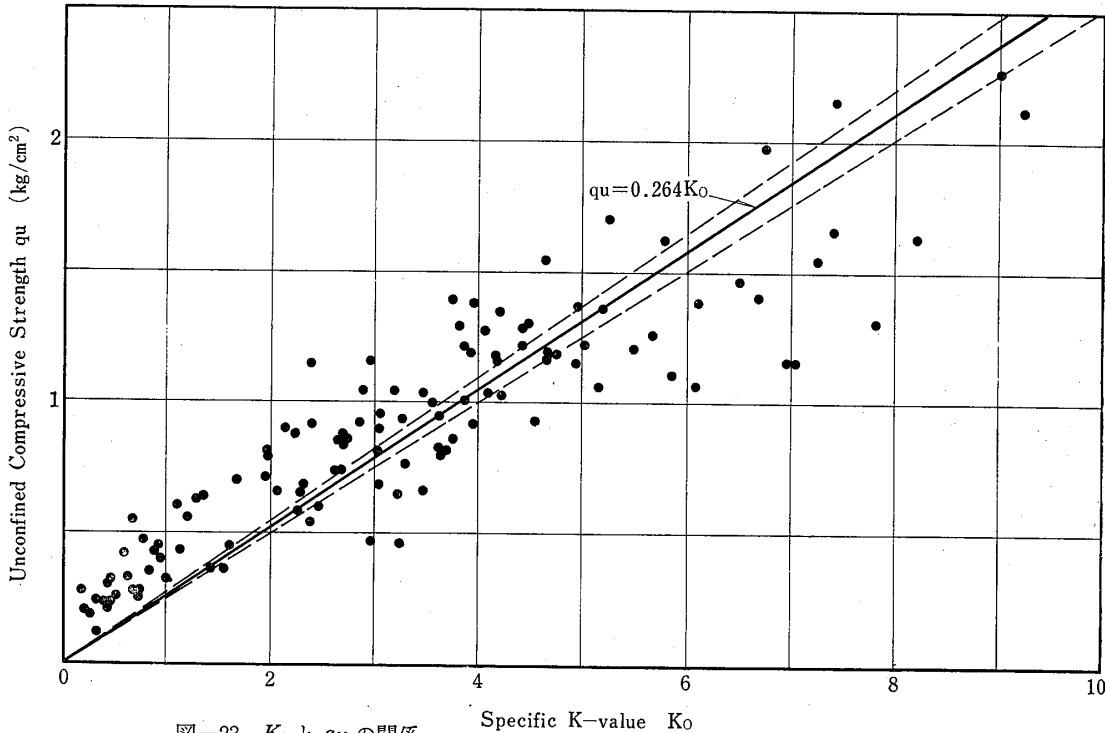


図-23 K_0 と qu の関係

Fig.23 Relationship between K_0 and qu

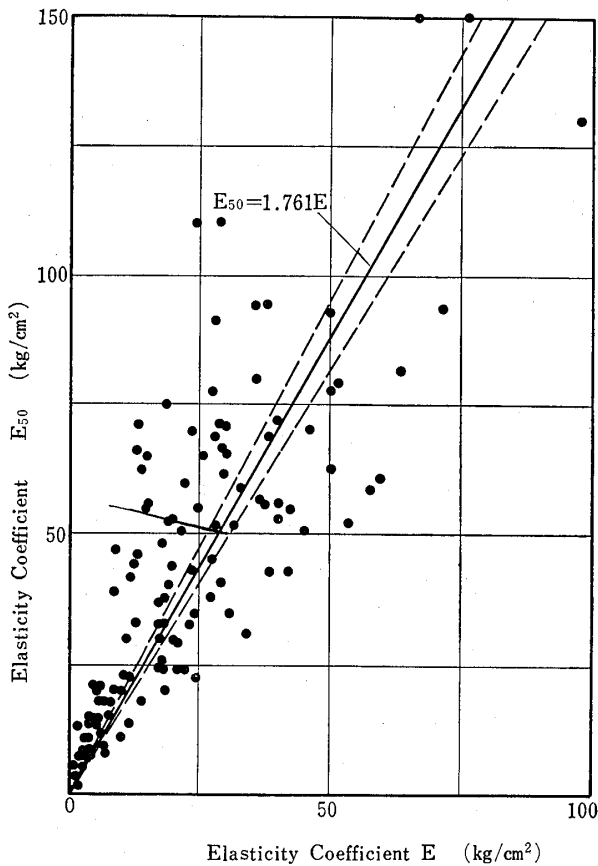


図-24 LLTによる変形係数と一軸圧縮試験による変形係数の比較

Fig.24 Comparison with deformation modulus with LLT and deformation modulus from unconfined compression test

が、プレッシャーメーター法の拡大利用の実用的段階までには、さらに、数多くの比較実験が必要であり、今後の研究に待つところが多い。

一方、今後の課題として、プレッシャーメーター法の基本的問題、すなわち、プレボーリングに伴う応力開放の問題、載荷方式の問題、プレボーリング型とセルフボーリング型の問題など、多くの問題が残されており、これらの解決のための研究も併せて必要である。

参考文献

Baguelin, A. F., Jezequel, J. F. and Shields, D. H.
 (1978): The Pressuremeter And Foundation Engineering pp 27~43 and pp 455~472

今井常雄(1969): 地盤の横方向K値の研究(3)——設計に用いるK値——土と基礎 vol. 17 No. 11

大矢 暁(1979): 原位置における K_0 評価のための地中応力測定 応用地質調査事務所年報 No. 1

陶山国男, 大矢 暁, 今井常雄(1966): 地盤の横方向K値の研究(1)——測定方法, とくにモノセル法とトリセル法に関して——土と基礎 vol. 14 No. 10

陶山国男, 今井常雄, 秋元弘志, 宍戸政明(1966): 地盤の横方向K値の研究(2)——LLTによる測定K値の精度について——土と基礎 vol. 14 No. 11

吉田 徹, 吉中竜之進(1967): ボーリング孔内横方向載荷試験方法——3室型試験機と1室型試験機の比較実験について——土木技術資料 vol. 9 No. 6

