

2. 軟弱地盤における荷重—沈下特性 (関東ロームの場合)

堀 井 宣 幸*
吉 久 悦 二**

On The Load-Settlement Characteristics of Soft Ground(Kanto-loam)

N. Horii*
E. Yoshihisa**

Accidents of mobile cranes due to overturning have been increasing as mobile cranes are widely used in construction sites and construction in soft ground increases. It is considered that overturning accidents of mobile cranes in soft ground are caused by large settlement of outrigger.

Therefore, it is necessary to establish the effective countermeasures against overturning accidents in soft ground.

The purpose of this study is to investigate the geotechnical characteristics of soft ground, load-settlement relationship etc, which may provide the fundamental understanding of soft ground behavior.

A series of loading tests are carried out both in model ground and in-situ.

The main results obtained in this study are as follows.

- 1) Load(load intensity)-settlement curves of Kanto-loam ground may be approximated by hyperbolae with high degree of accuracy.
- 2) Assuming hyperbolic relationship between load and settlement, settlement of outrigger may be estimated easily.
- 3) From the loading tests using ring type plates, when the gaps between rings are relatively small, it is found that same bearing capacity may be expected in spite of decrease of contact area.
- 4) In case of "a" type plate, vertical stress in soil concentrates both at central part of loading plates and in the shallow depth with load intensity increasing.
- 5) "d" type plate, however, stress distribution still remains uniform.
- 6) Undrained shearing strength τ_f of Kanto-loam may be expressed as follows,

$$\tau_f = C_u + \sigma \tan \phi_u$$

where C_u, ϕ_u : Mohr-Coulomb strength parameters.

σ : normal total stress.

* 土木建築研究部 Civil Engineering and Architecture Research Division

** 機械研究部 Mechanical Engineering Research Division

2.1 研究目的

軟弱な地盤上で、移動式クレーンを使用する場合、自重と作業荷重（吊荷重）によりアウトリガに沈下を生ずるが、この沈下量がある範囲以上となると、作業上支障をきたしたり、最悪の場合には転倒に至ることになる。

このような軟弱地盤におけるアウトリガの異常沈下が直接原因とみられる災害件数は、移動式クレーンの転倒災害のかなりの部分を占めており、転倒災害を防止するうえで、軟弱地盤対策を確立するとともに、アウトリガを支える地盤の土質力学的性質を明らかにすることが緊要な問題となっている。

本研究では、このような問題に対処するため、まず関東ローム盛土地盤を対象に、以下に示す各種の載荷板による載荷実験を行い、盛土地盤の荷重—沈下特性および載荷板の形状の違いが荷重—沈下量等の関係に及ぼす影響について検討を行い、実用的な載荷板の形状寸法を見出し、また載荷板を支える地盤内の応力分布をも実験的に求め、アウトリガ支持力と地盤内応力との関係を明らかにしようとするものである。

2.2 関東ロームの土質工学的性質

関東ロームは、一般に他の粘性土に比べ、自然含水比^{*} コンシステンシー限界^{**}が高く、練返しや締固めなどの外乱を受けるとその性状が著しく変化することが特徴といわれており、この特異性の主な要因は特殊な土の骨格構造と含有水分特性にある¹⁾と考えられている。Fig. 2-1, Table 2-1はそれぞれ当所清瀬実験場

Table 2-1 Physical properties of Kanto-loam.
清瀬実験場敷地内の関東ロームの物理的性質

比重	液性限界	塑性限界	塑性指数
2.76	161%	108%	53%

(自然含水比 $w_n = 124\%$ より試験開始)

*) 含水比 $w(\%) = W_w/W_s$ (W_w, W_s はそれぞれ単位体積中の水と土粒子の重量)

**) 液性限界 (w_l), 塑性限界 (w_p), 収縮限界 (w_s) などがあり、含水比の変化に応じて変わるコンシステンシーの境界の含水比をいう

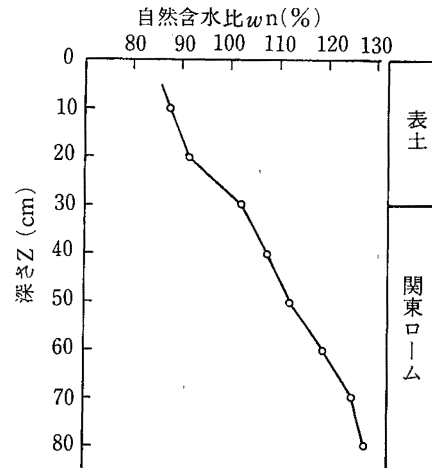


Fig. 2-1 Water content distribution in the pit.
自然含水比の分布

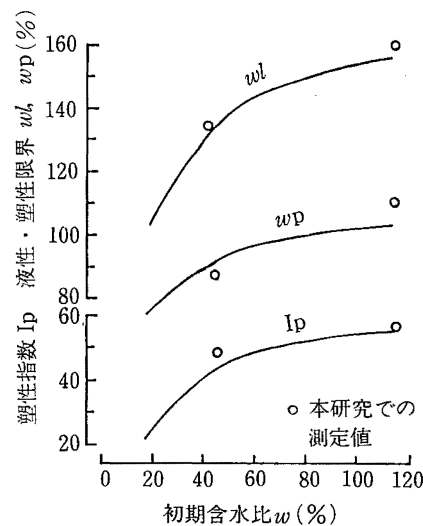


Fig. 2-2 Effects of initial water content on consistency limits.
コンシステンシー限界に及ぼす初期含水比の影響

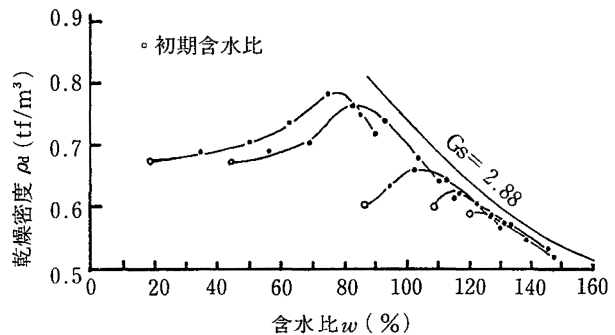


Fig. 2-3 Effects of initial water content on dry density-water content curves.
締固め曲線に及ぼす初期含水比の影響

敷地内の関東ローム層より採取した試料の自然含水比とその物理的性質を示したものである。

関東ロームは Fig. 2-2²⁾, Fig. 2-3³⁾に見られるように、実験開始時の含水比によって、コンシステンシー限界や締固め乾燥密度などの試験結果が異なり、試料の乾燥が進むほど、同じ締固めエネルギーでも最大乾燥密度は高くなり、最適含水比が低くなることが明らかにされている。したがって、施工規準密度を求めるための締固め試験においては、現場での乾燥処理の程度を考慮して、試験開始時の含水比を決定する必要がある。本研究では、実験土槽内に作製した模型地盤において載荷実験を行ったが、この模型地盤を作製する際に必要な規準密度を求める締固め試験では、試験開始時の含水比を80%としている。これは、地山より掘削後、現場で若干自然乾燥させた関東ロームを最適含水比付近に含水比を調整し、施工された盛土地盤を対象としたからである。Fig. 2-4は含水比80%から行った締固め試験の結果であり、乾燥・非繰返し法（試験法 1.1.b）で試験を行っている。同図から、最大乾燥密度、最適含水比はそれぞれ0.665tf/m³, 105%であり、この値を目標に模型地盤を作製することとした。

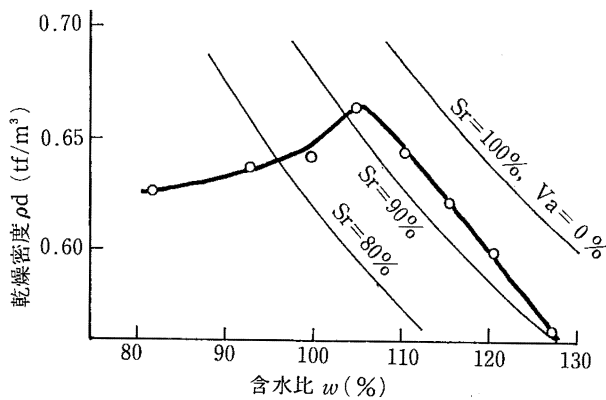


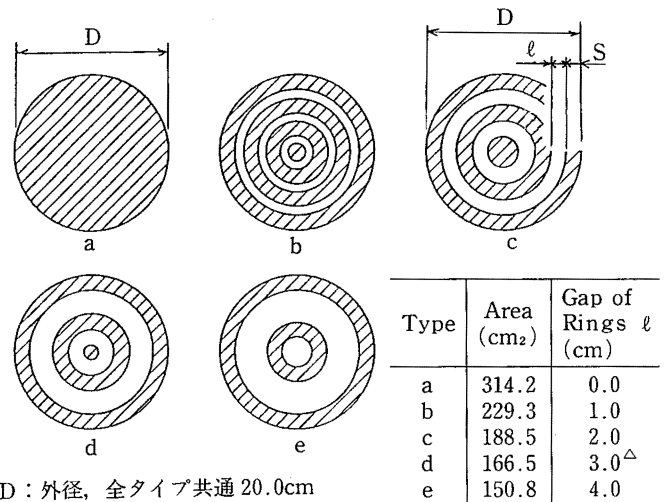
Fig. 2-4 Dry density-water content curve for determination of optimum water content and maximum dry density.
締固め曲線

2.3 実験装置と実験方法

2.3.1 載荷板

実験に用いた載荷板の形状を Fig. 3-1に示した。aタイプ載荷板は直径20cmの円形平板であり、アウトリガの形状としては一般的に見られるものである。a'

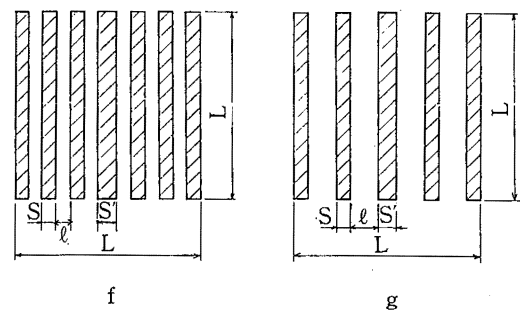
タイプは aタイプ載荷板の下側に厚さ20mm, 直径12cmの円形平板を取付けたものである。これは載荷中に接地面積を変える目的で試みたものである。地盤が軟弱で、通常の大さきのアウトリガでは十分な支持力が期待できない場合の対策として、アウトリガの接地面積を大きくすること等が考えられる。しかし移動式クレーンの構造上、アウトリガの大きさには限界がある。そこで走行時には折りたたみ、作業時にはこれを広げ大きな接地面積とすることが可能な、折りたたみ機構を有する載荷板が有用であると思われ、この方式の載荷板の有効性について検討することにした。このような載荷板として、長方形断面の棒状鋼材をスノコ状に組合せたものなどが考えられるので、軟弱地盤地



D : 外径, 全タイプ共通 20.0cm

S : リング幅, 全タイプ共通 2.0cm

[△] dタイプでは、 ℓ は中央で2.0cm 外側で3.0cmである



L : 全幅, f,g 共通 30.0cm

ℓ : すきま幅, fでは2.25cm, gでは4.5cm

S : 板幅, f,g 共通 2.25cm

S' : 中央板幅, f,g 共通 3.0cm

Fig. 3-1 Loading plates.
載荷板

用載荷板のモデルとして、b~gに示す載荷板を採用した。

b, c, d, eタイプ載荷板はaタイプと比較のために採用したもので、径の異なるリング状載荷板（断面寸法、厚さ2.0cm、幅2.0cm）を同心状に組合せ、リングの間隔を4種類設定し、接地面積を変えたもので、図中にその接地面積、平均リング間隔を記した。fおよびgタイプ載荷板は厚さ2.0cm、幅2.25cm、長さ30cmの鋼棒をスノコ状に並べ、その間隔を変え、接地面積をそれぞれ495cm²、360cm²としたものである。

2.3.2 模型地盤での載荷実験

この実験は、軟弱地盤における載荷板による荷重—沈下特性を明らかにするために行ったものであり、Photo 3-1に実験装置の概況を示す。実験土槽は4辺80cm、深さ75cmの鋼製であり、壁面と試料との摩擦を軽減させるため、土槽の内面を研磨加工した。模型地盤の作製は、含水比を調整した試料を一層10cmずつプレートコンパクター（総重量53kgf、遠心力900kg）と重量10kgfの重錘とで締固めを行い、土槽底面より70cmの高さまで試料を詰め込んだ。このようにして作製した模型地盤の諸元をTable 3-1に示した。

Table 3-1 Properties of model ground.
模型地盤の諸元

実験番号	載荷板	締固め後の地盤諸元				
		含水比(%)	乾燥密度(tf/m ³)	間ゲキ比	飽和度(%)	空ケギ率(%)
A-1	a	103.5	0.649	3.33	85.8	10.9
A-2	a'	101.2	0.653	3.26	85.8	10.9
A-3	f	102.0	0.631	3.42	82.3	13.7
A-4	g	99.7	0.640	3.31	83.2	12.9

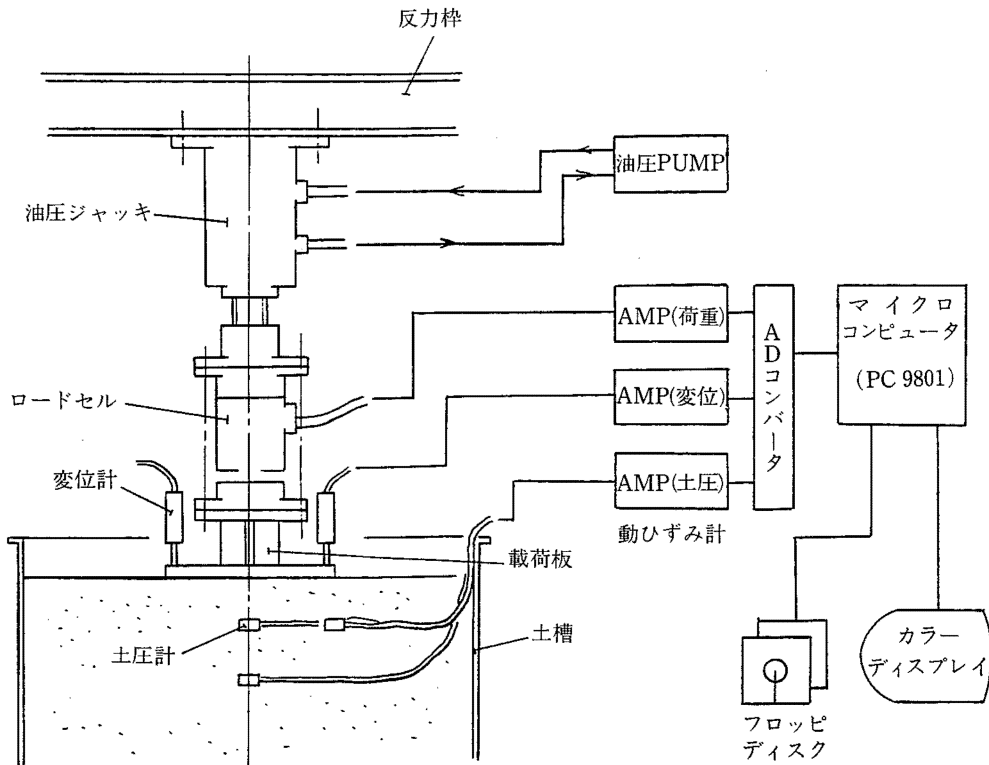


Fig. 3-2 Loading and measuring systems for model ground.

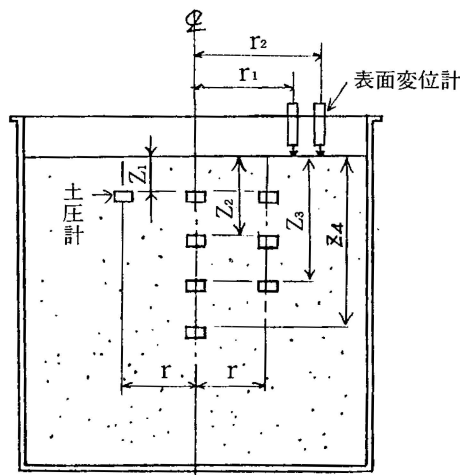
模型地盤での載荷および計測システム



Photo. 3-1 Loading test in model ground.
模型地盤での実験概況

Fig. 3-2は、本実験に使用した計測システム図である。荷重は反力枠に取付けた20tf油圧ジャッキで行い、荷重速度は約200kgf/minである。測定項目は荷重、荷重板変位、地表面変位、地盤内鉛直応力の4種類であり、Fig. 3-3に、土圧計と地表面変位計の設置位置を示した。

各センサからの出力は、動ひずみ計で増幅され、マイクロ・コンピュータ(PC9801)に接続したA/Dコンバータ(12bit, 最小分解能2.5mV)により、逐次A/



単位 cm

荷重板	r	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄	r ₁	r ₂
a	10	5	10	20	30	15	20
a'	10	10	20	30	40	15	20
f, g	10	10	20	30	40	22.5	27.5

Fig. 3-3 Arrangement of pressure cells and surface displacement transducers.
土圧計および表面変位計の設置位置

D変換される。これに演算処理を加え、リアルタイムでディスプレイ画面上にその結果をグラフとして表示し、同時にメモリに記憶するシステムとなっている。

2.3.3 盛土地盤における現場荷重実験

荷重板の形状の違いが、地盤の荷重—沈下特性に及ぼす影響を検討するため、清瀬実験場内の関東ローム盛土地盤において、現場荷重実験を行った。Fig. 3-4は、現場実験の概略図である。重量2tfのカウンターウェイトを乗せた反力枠に10tf油圧ジャッキを取付け、約200kgf/minの荷重速度で荷重を加えた。現場実験で使用した荷重板はFig. 3-1に示したa, b, c, d, eの5種類である。測定項目は荷重と荷重板変位であり、これらのデータは、デジタル静ひずみ計で収録した。

現場から採取した乱さない試料を調べた結果、湿潤密度は1.27~1.39tf/m³(乾燥密度0.64~0.71tf/m³)、含水比は94~104%の範囲にあった。

2.3.4 3軸圧縮試験

3軸圧縮試験機は、土質試験機として代表的なものであり、3軸室内の円柱型供試体を、地盤応力に相当する圧力で拘束し、静的あるいは動的に軸荷重を加えて破壊させ、この時の強度を調べる装置である。Fig. 3-5は本研究で使用した電気・油圧サーボ式3軸試験機の全体システムを示したものである。軸方向の荷重は、発振器からの電気信号でサーボ弁を制御し、アクチュエータに送り込む油量を増減することにより行われ、このときのロードセル、変位計、圧力変換器からの出力は、2.3.2において説明したものと同様のシステムにより、マイクロ・コンピュータに収録した。

供試体は、内径50mm、高さ115mmの2つ割りモールドに、含水比を調整した試料を5層に分けて詰め込み、各層とも直径49mm、重量250gfのランマーで同じ回数だけ突固めて作製した。このようにして作製した供試体は乾燥密度 ρ_d : 0.61~0.63tf/m³、間ゲキ比 e : 3.45~3.60、飽和度 S_r : 78~81%の範囲であった。モールドから取り出した供試体は、高さを約100mmに成形して、3軸室にセットしたが、この時供試体と荷重キャップおよびペデステルとの端面摩擦を軽減するためFig. 3-6に示すように、シリコングリースをうすく塗布したテフロンシート(厚さ0.05mm)を2枚、供試体と荷重キャップおよびペデステルの間に入れた。

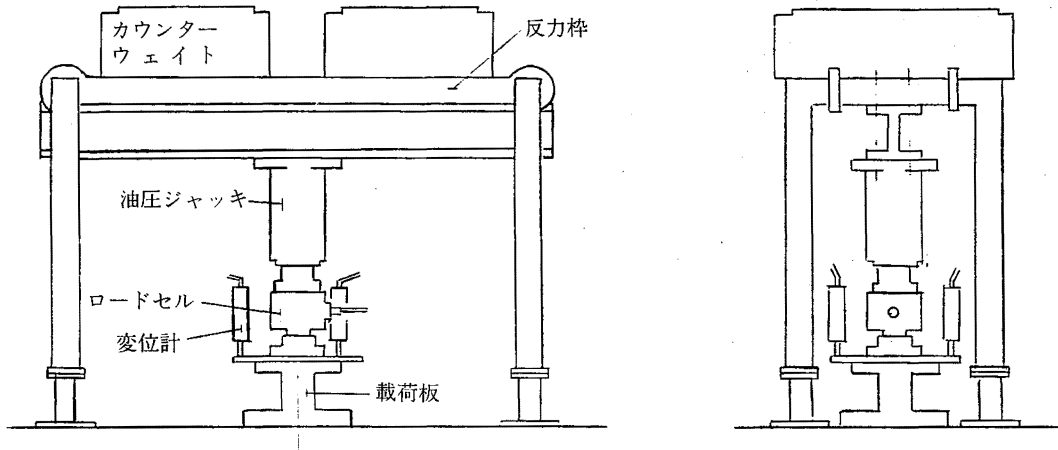


Fig. 3-4 Loading system for the in-situ test.
現場載荷実験の概況

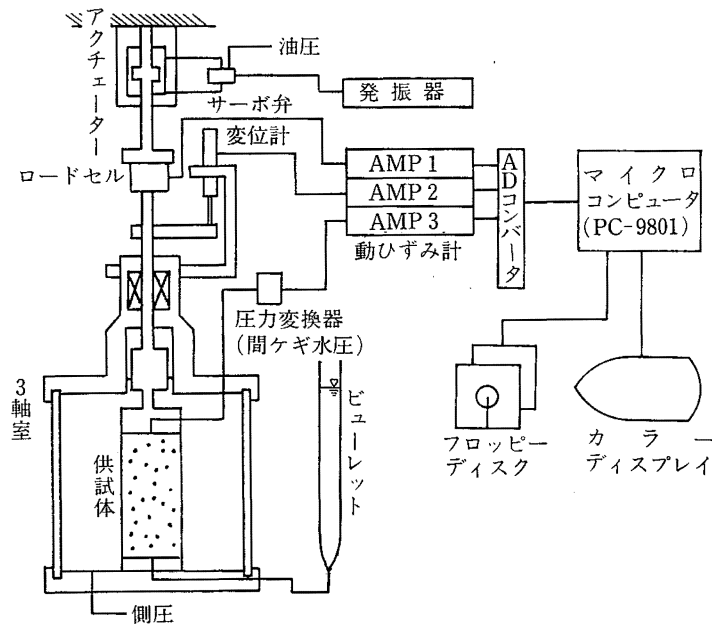


Fig. 3-5 Axial compression apparatus and measuring system.

3軸圧縮試験機と計測システム

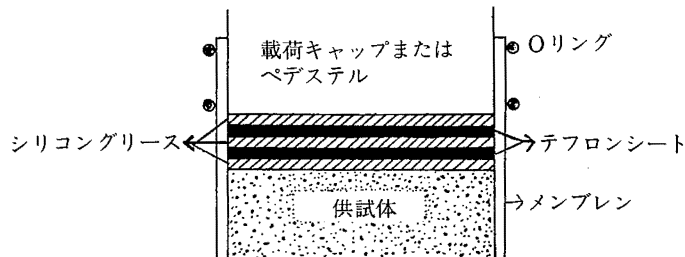


Fig. 3-6 Lubrication method for reducing end friction.
端面摩擦の除去法

模型地盤あるいは盛土地盤での載荷実験では、載荷速度が速いため、載荷中に地盤内の間隙水が排水される時間的余裕はないと考えられる。このため3軸圧縮試験ではこの条件を考慮し非圧密非排水でせん断を行っている。

実験は変位制御で行い、採用した変位速度は0.12, 0.68, 1.30mm/minの3種類、側圧(拘束圧)は0, 0.5, 1.0, 2.0kgf/cm²の4種類である。

2.4 実験結果および考察

2.4.1 荷重—沈下特性

Fig. 4-1は、載荷試験より得られる載荷圧(単位面積当たりの平均載荷重)と沈下量との関係を模式的に示したものである。地盤がかなり密であるかあるいは硬い場合には沈下曲線はC₁のように載荷圧は、急激に飽和状態に達し、このときの載荷圧 q_d が極限載荷圧を表わす。一方地盤がゆるい状態かあるいは軟らかい場合には、沈下曲線はC₂のように沈下量に対し載荷圧はゆるやかに増大する傾向を示し、その極限載荷圧は明確には決められないが、一般には、その沈下曲線の傾きが急で直線的になるa点に対するq'_dを地盤の極限載荷圧としている⁴⁾。

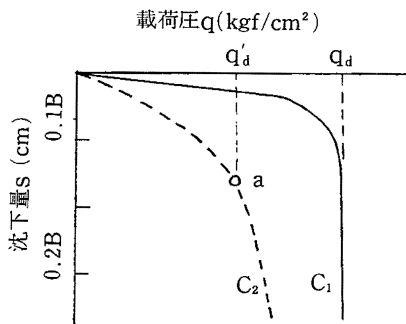


Fig. 4-1 Typical load intensity-settlement curves.
載荷試験より得られる代表的沈下曲線

Fig. 4-2は、aタイプ載荷板の載荷重と沈下量の関係を示したものである。模型地盤、盛土地盤とも、載荷重—沈下曲線は、はっきりとした屈折点を持たず、載荷重の増加に伴い沈下がなだらかに増大する Fig. 4-1のC₂曲線と同様のパターンを示している。このような沈下曲線は、さきにも述べたように地盤がゆるいあるいは軟らかい場合に特徴的にみられるものであり、載荷板のごく周辺の土が、徐々に破壊することにより

沈下が進行する。いわゆる局部せん断破壊(進行性破壊)による沈下の様式を示している。

地盤の支持力を求めるために、載荷圧と沈下量の関係を両対数のグラフで表わしたのが Fig. 4-3である。

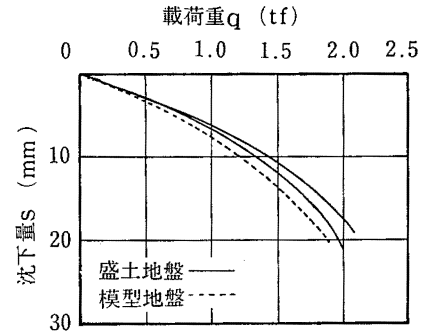


Fig. 4-2 Load-settlement curves for "a" type plate.
載荷重—沈下曲線(aタイプ載荷板)

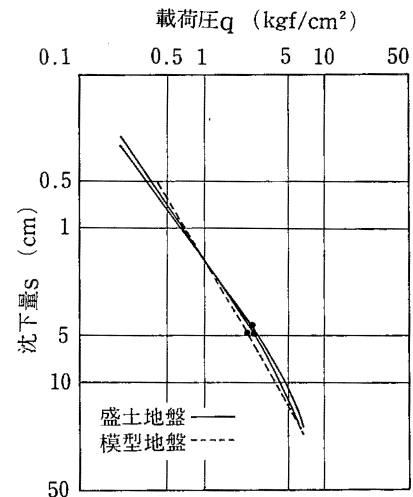


Fig. 4-3 Logarithmic plotting of load intensity-settlement curves.
載荷圧—沈下曲線(対数表示)

同図から、沈下量が5 mm前後で屈折点がみられるものの、沈下量がそれ以上大きくなっても、明確な屈折点は認められない。この屈折点は、地盤の載荷圧—沈下関係が直線性を失う点、すなわち地盤が弾性的挙動を示す限界点と考えられる。この点を超えて沈下が進むと地盤は塑性的な挙動を示すようになるが、本実験においては模型地盤及び盛土地盤について、Fig. 4-1に示したa点に相当する屈折点は特定することが出来ず、支持力の判定は困難であった。

移動式クレーン等の転倒防止という問題を考える場合には、これまで述べてきた支持力に対する考察よりむしろ、作業中の最大荷重負荷時における沈下量を予

測する方が実用的であろう。このためには、載荷圧と沈下量との関係を明らかにする必要がある。よって前述の実験結果をもとに、沈下量に対する載荷圧の関係を簡単な関数で近似することを試みた。

従来より、載荷圧と沈下量の関係を各種の関数で近似する方法が提案されているが⁵⁾⁶⁾、実用的な観点から、簡単な関数でしかも実験値をよく近似する実験式を決定することが望ましい。ここでは Kondner⁷⁾ が 3 軸圧縮試験の応力-ひずみ曲線の近似に用いた双曲線関数によって、載荷圧-沈下量関係をかなりの精度で近似できることがわかった。本報で問題としている載荷圧と沈下量との関係では明らかに $q = 0$ のとき $S = 0$ であるので、双曲線関数は(1)式で表わされる。

$$q = \frac{s}{m + ns} \quad \text{---(1)}$$

ここに q : 載荷圧 (kgf/cm²)
 s : 沈下量 (mm)
 m, n : 実験係数

(1)式を変形すると(2)式が得られ

$$\frac{s}{q} = m + ns \quad \text{---(2)}$$

($s, s/q$) 直角座標上で、 m は s/q 軸切片、 n は勾配として求められる。

Fig. 4-4は、盛土地盤での現場載荷実験結果の 1 例であり、このデータを ($s, s/q$) 座標上にプロットしたのが Fig. 4-5である。この図から、沈下量が小さい範囲を除いて、ほぼ、直線上に分布していることがわかる。そこで、a, c, e タイプの載荷板のそれぞれの載荷実験データについて、係数 m, n を最小 2 乗法により決定し

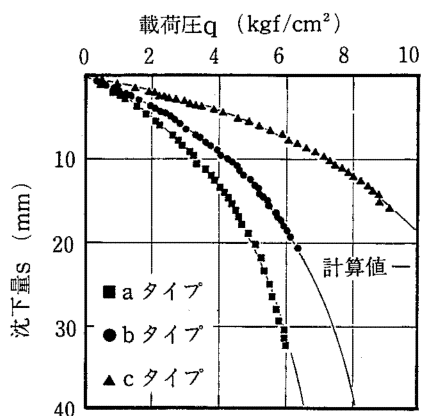


Fig. 4-4 Load intensity-settlement curves for hyperbolic approximation.
 載荷圧-沈下曲線

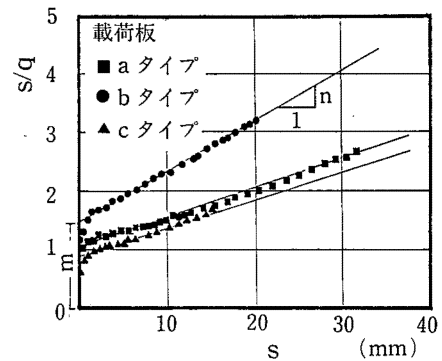


Fig. 4-5 Relationship between s/q and s .
 s/q と s の関係

た。その結果は Table 4-1に示したが、相関係数 r は 0.989~0.997の範囲にあり、かなりの精度で双曲線関数で近似が可能であることがわかった。

移動式クレーンで作業を行う場合、作業に先だつてアウトリガを地盤上に張り出すが、これは一種の載荷試験と見做すことができる。したがって、この時の荷重と沈下量を測定できれば、両者の関係を双曲線で近似することにより、最大荷重負荷時の沈下量を推定できると考えられる。

Table 4-1 Experimental coefficients m, n and coefficient of correlation r .
 実験係数 m, n と相関係数 r

載荷板	m	n	r
a	0.9990	0.05130	0.997
b	1.8213	0.07749	0.989
c	0.8511	0.05414	0.996

2.4.2 載荷板の形状と載荷圧-沈下曲線との関係について

Fig. 4-6は、リング状載荷板の載荷圧-沈下曲線である。今、接地平面形状の違いを表わす指標として、各載荷板の接地面積 A の、すきまのない a タイプ載荷板の接地面積 A_a に対する比を充実比 α と定義する。同一載荷圧に対する沈下量を比較すると、 $1 \geq \alpha \geq 0.6$ の範囲では、 α が小さくなるにつれ沈下量は減少する。しかし、 $\alpha < 0.6$ の範囲では、この関係は逆転し沈下量は再び増加する傾向がみられた。このことは、載荷板をある一定値だけ沈下させるのに必要な載荷圧と平均リング間隔 l (接地平面形状の違いを示すもう一つの

指標と考えられる。)との関係を図示した Fig. 4-7においても同様な傾向が認められた。同図から荷重を受けたとき地盤が弾性域にある沈下量の小さい範囲では、載荷圧に大きな違いはみられない。しかし、沈下量が大きくなり塑性域に入ると、 $l = 2 \text{ cm}$ のCタイプの載荷板の場合が最大の載荷圧を示した。 l が 2 cm より大きくてもあるいは小さくても、載荷圧は減少しており、この傾向は沈下量が増大するほど顕著になることがわかった。

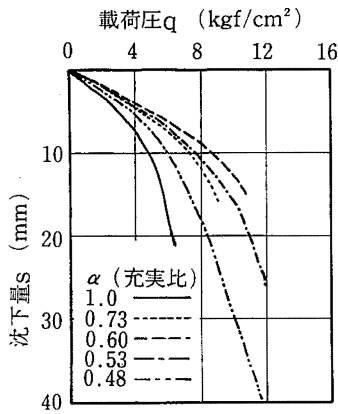


Fig. 4-6 Effects of loading plates shape on load intensity-settlement curves.
充実比の異なる載荷板による沈下曲線

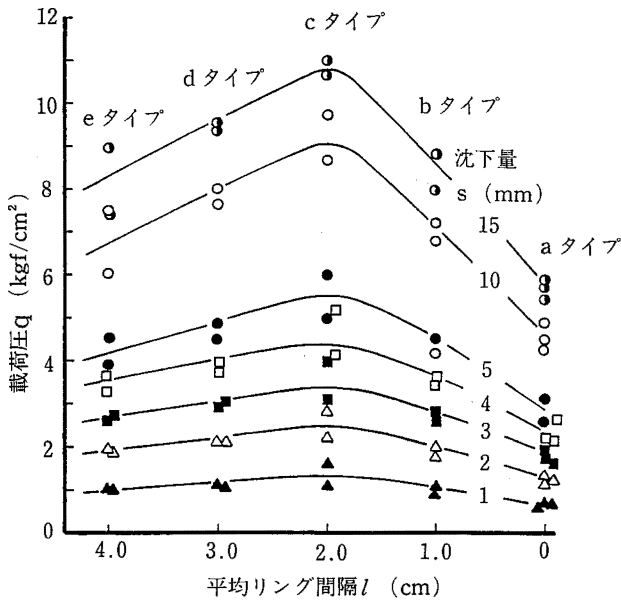


Fig. 4-7 Effects of mean ring gap on load intensity and settlement.
平均リング間隔と載荷圧の関係

一般に、同一載荷圧、同一形状のもとでは、接地面積が増大するにつれて沈下量も増加することが知られ

ている⁸⁾。今回使用したリング状載荷板は、円形ではあるが、載荷板にすきまがあり、厳密な意味では同一形状といえないが、平均リング間隔 l が $0 \sim 2 \text{ cm}$ (充実比 α では $1 \sim 0.6$)の範囲では、上に述べた関係が成立するようである。

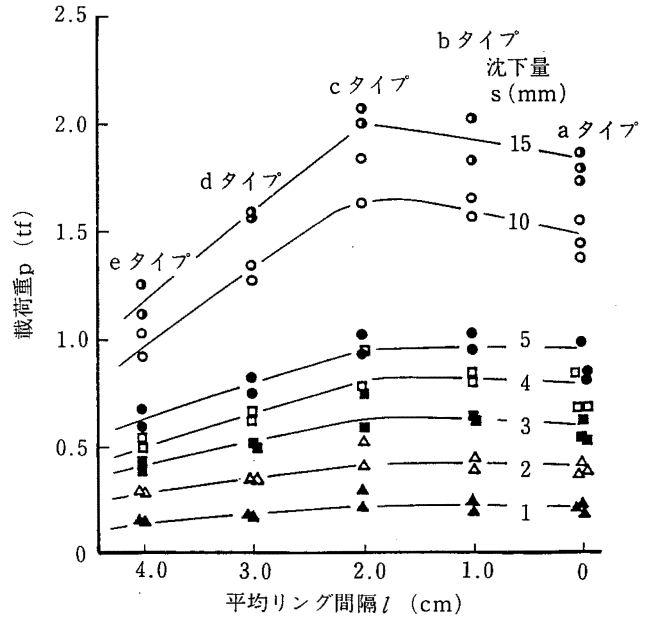


Fig. 4-8 Effects of mean ring gap on load and settlement.
平均リング間隔と載荷重の関係

Fig. 4-8は、載荷重について調べたものであり、これによると、平均リング間隔 l が 2 cm より大きい範囲では、 l の増加に伴い、載荷重は減少する傾向が見られる。しかし、 l が $0 \sim 2 \text{ cm}$ の範囲では、 l が変化しても載荷重には大きな違いはみられず、載荷板の接地面積が減少しても、ほぼ同程度の地盤支持力が期待できるという結果が得られた。

これまでの議論は、実験より得られた事実を要約したものであるが、実験は現場盛土地盤で行われたものであり、地盤の条件(密度、含水比等)が場所によって変動しているおそれもあり⁹⁾、載荷板の形状の違いによる影響を厳密に検討するには、地盤の条件を一定した実験が必要となるが、これについては、今後別途検討したいと考えている。

2.4.3 地盤内鉛直応力分布

Fig. 4-9は、aタイプ載荷板における載荷板中心下で深さ Z の位置の地盤内鉛直応力分布を示したもので、図の横座標は応力を載荷圧で除して無次元化している。

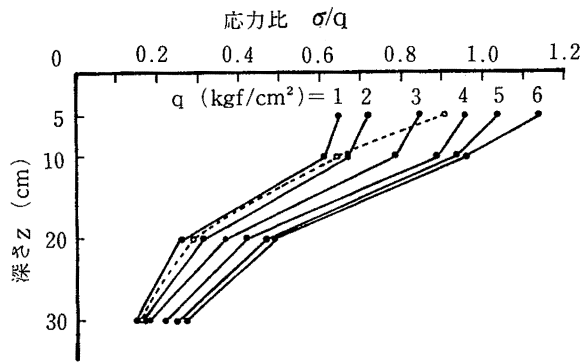


Fig. 4-9 Stress distributions under the center of loading plate.
 載荷板中心 ($r = 0$) 下の応力分布

これによると、地盤内応力は、浅い位置ほどすなわち載荷板に近いほど大きく、深さ $Z = 10\text{cm}$ より浅い位置では載荷圧が 5kgf/cm^2 以上になると、載荷圧より大きな応力を示すようになる。図中の点線は弾性理論より導かれた Boussinesq の理論値であり、地盤が弾性域にあると思われる載荷圧が小さい範囲では、実験値と良く一致しているが、載荷圧が大きくなり地盤が塑性的になると、両者の差は大きくなる。

Fig. 4-10は、a タイプ載荷板とスノコ状の g タイプ載荷板の深さ Z の水平面上の応力分布である。これによると、a タイプ載荷板では、載荷板中央に近いほどかつ地表に近いほど応力が集中する傾向がみられた。一方、すきまのある g タイプ載荷板では、地表に近いほど高い応力を示すが、水平方向にはほぼ一様な応力分布をしており、a タイプ載荷板の場合のような応力の集中はみられない。

両者は載荷板の接地面の形状が異なるので、直接比較はできないが、少なくとも応力分布からみると、すきまがあることにより、応力は分散され一様化される傾向がみられた。

2.4.4 非圧密非排水せん断強度

関東ロームは、間隙比が大きく、地盤内の空隙には水と空気が存在する、いわゆる不飽和な状態になっている。このような不飽和土を非圧密非排水条件で、3軸圧縮試験を行う場合、間隙流体の出入りがないように排水システムを閉じたままの状態であっても側圧を加えることにより間隙空気が圧縮されたり、間隙水に溶け込むため体積が減少する¹⁰⁾。

したがって、正確なデータを求めるには、側圧負荷および軸圧負荷の両段階で供試体の体積変化を測定しなければならないが、体積変化の測定には特殊な装置が必要であり、この実験では体積変化は測定していない。このため、今回の実験では、側圧負荷時には供試体は等方的に圧縮されるが、軸圧負荷段階では体積変化はないと仮定して、データの解析を行っている。

変位速度がそれぞれ $0.12, 0.68\text{mm/min}$ の場合の軸差応力-ひずみ曲線を Fig. 4-11の(a)(b)に示した。図中の σ_1, σ_3 はそれぞれ最大主応力、最小主応力を表わし、この実験では、 σ_1 は軸圧、 σ_3 は側圧である。いずれの図でも側圧が増加するほど、軸差応力は増加している。Fig. 4-12に、クーロンの強度定数 C_u, ϕ_u を求めるためのモールの応力円と破壊包絡線を示した。飽和粘

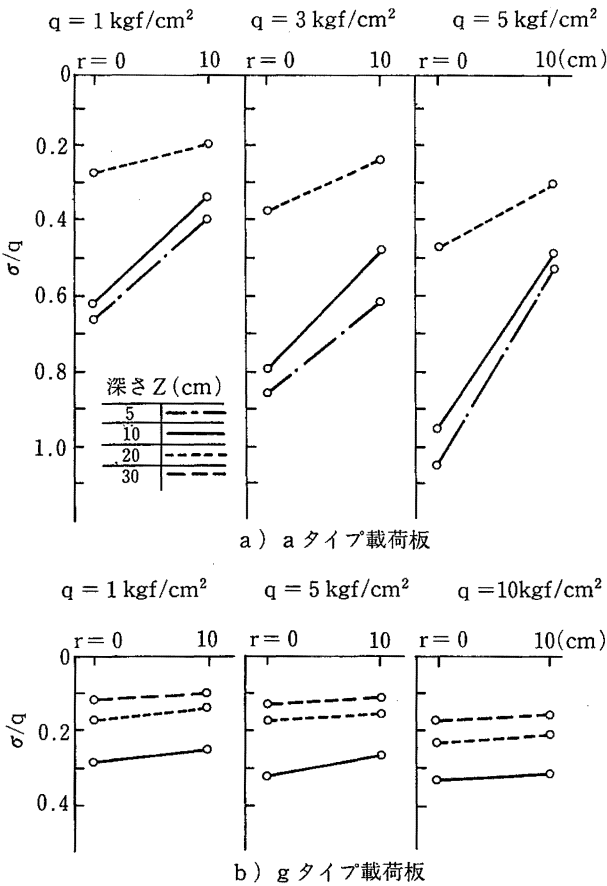
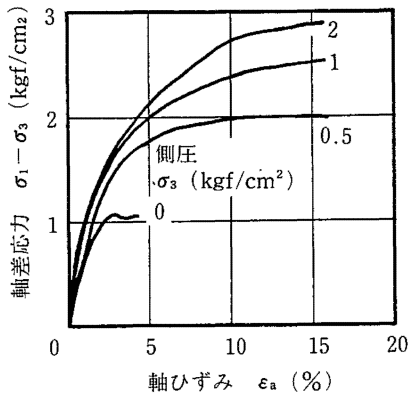
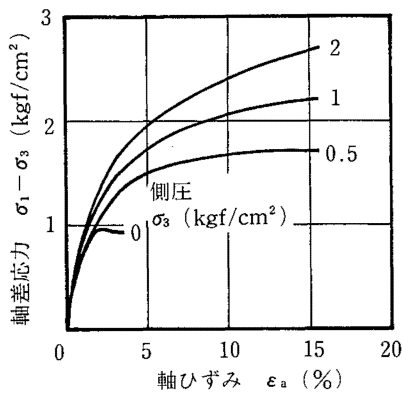


Fig. 4-10 Stress distributions on the horizontal planes in the depth Z .
 深さ Z の水平面上の応力分布



a) 変位速度 0.68mm/min



b) 変位速度 0.12mm/min

Fig. 4-11 Relationships between deviator stress and axial strain.
応力—ひずみ曲線

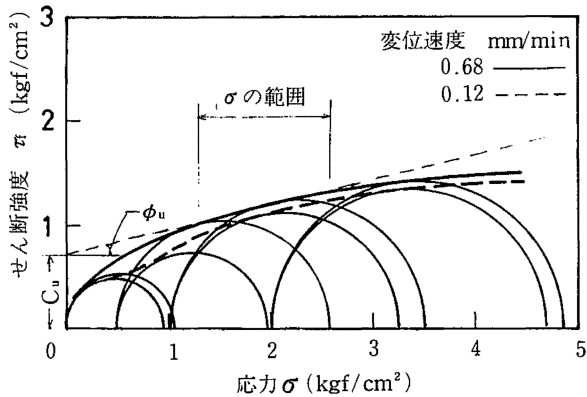


Fig. 4-12 Mohr's stress circles and failure envelope.
モールの応力円と破壊包絡線

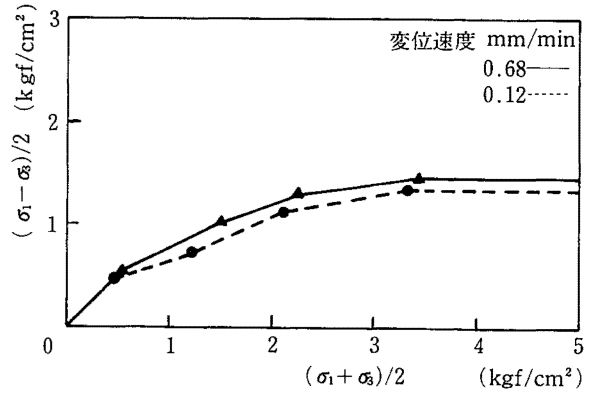


Fig. 4-13 Relationship between $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ and $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$.
 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ と $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の関係

Table 4-2 Cohesion C_u and internal friction angle ϕ_u
粘着力 C_u と内部摩擦角 ϕ_u

a) 変位速度0.68mm/minの場合

粘着力 C_u (kgf/cm ²)	内部摩擦角(°)	σ (kgf/cm ²)の範囲	τ (kgf/cm ²)の範囲
0	45	0 ~ 0.50	0 ~ 0.50
0.25	26.5	0.50 ~ 1.50	0.50 ~ 1.00
0.45	20.0	1.50 ~ 2.29	1.00 ~ 1.29
1.01	6.8	2.29 ~ 3.42	1.29 ~ 1.42
1.42	0	3.42 ~	1.42

b) 変位速度0.12mm/minの場合

粘着力 C_u (kgf/cm ²)	内部摩擦角(°)	σ (kgf/cm ²)の範囲	τ (kgf/cm ²)の範囲
0	45	0 ~ 0.49	0 ~ 0.49
0.27	24.0	0.49 ~ 1.39	0.49 ~ 0.89
0.45	17.5	1.39 ~ 2.12	0.89 ~ 1.12
0.74	10.2	2.12 ~ 3.34	1.12 ~ 1.34
1.34	0	3.34 ~	1.34

土の非圧密非排水試験では、一般に $\phi_u = 0$ 、 $C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ となることが知られているが、関東ロームでは包絡線は曲線となり、側圧が増加するにしたがい、 ϕ_u は小さくなり次第に 0 に近づく傾向がみられる。この理由は、すでに述べたように、側圧を加えることにより間隙空気が圧縮されて体積が減少し、その結果密度が増加して圧縮強度が大きくなるためで、さらに側圧を大きくすれば、間隙空気は間隙水に溶解込むために、飽和度が高まり、最終的には飽和土の $\phi_u = 0$ 条件に近づくと考えられる。

関東ロームのせん断強度 τ_f は、破壊包絡線が曲線となるので対象となる応力の区間を Fig. 4-12 に示すように限定し、この区間内で包絡線を近似する直線の方程式を次式

$$\tau_f = C_u + \sigma \tan \phi_u \quad \text{---(3)}$$

によって与えるものとし、この C_u 、 ϕ_u に実験値を与えると τ_f は決定される。

C_u 、 ϕ_u を求めるため、各側圧に対する最大せん断応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 、中立応力 $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ を計算し、Fig. 4-13 に示すように、データ間を直線で近似すると、 C_u 、 ϕ_u は Table 4-2 のように求められる。

Table 4-2 に示した C_u 、 ϕ_u および $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ より計算される τ_f は、 σ_1 、 σ_3 なる最大、最小主応力を受けている土のせん断強度を表わし、 σ_1 、 σ_3 によって生じる最大せん断応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ が τ_f に等しくなると、この土にはせん断破壊が生じることになる。

2.5 まとめ

以上、限られた条件のもとでの実験ではあるが、結果を要約すると次のようになる。

1) 関東ローム地盤の載荷圧-沈下曲線は、載荷圧の増加に伴い、沈下がなだらかに進行するパターンを示す (Fig. 4-2)。

2) この載荷圧-沈下曲線は双曲線関数によってかなりの精度で近似可能であり、この関係を用いることにより、沈下量を推定する一方法として有用であると考えられる。

3) リング状載荷板を用いた実験結果から、リング間隔 2.0cm までは、接地面積が減少しても、ほぼ同等の支持力が得られる (Fig. 4-8)。

4) a タイプ載荷板では、載荷圧の増加に伴い、載荷板中央に近いほどかつ地表に近いほど応力が集中する傾向がみられる (Fig. 4-9, Fig. 4-10)。

5) 一方、すきまのある載荷板では、すきまがあることにより応力は分散され、均一な応力分布を示す (Fig. 4-10)。

6) 関東ロームの破壊包絡線は曲線となり、拘束圧が大きくなる程 ϕ_u は小さくなり、次第に 0 に近づく傾向がみられる (Fig. 4-12)。このためせん断強度は、対象

とする応力の範囲で C_u 、 ϕ_u を求めることにより、次式で表わされ、

$$\tau_f = C_u + \sigma \tan \phi_u$$

C_u 、 ϕ_u をモール・クーロンの破壊包絡線の近似方程式から決定すると $\sigma > 3.4 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲では、 $C_u = 1.34 \sim 1.42 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi_u \approx 0$ が得られ、 τ_f は最大で $1.34 \sim 1.42 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の値となることがわかった。

2.6 謝辞

最後に、この研究を行なうに当たり、貴重な御意見をいただいた、武蔵工業大学講師片田敏行氏に深謝いたします。

参考文献

- 1) 飯竹重夫他：関東地方におけるローカルな土、土と基礎、Vol. 31, No. 1, pp. 29~35, 1983
- 2) 飯竹重夫：関東ロームのコンシステンシー特性について、土木学会論文報告集No.277, pp. 85~93, 1978
- 3) 久野悟郎：土質試験法、土質工学会, pp. 653, 1979
- 4) テルツァーギ・ベック著、星野和他共訳：新版土質力学、丸善、1978
- 5) 宇都一馬他：載荷試験から得られる荷重-変位曲線の非線形固帰について(その3)、土木学会第38回年次講演会
- 6) 木暮敬二他：平板貫入によるトラフィカビリティの評価、土木学会第38回年次講演会
- 7) Kondner, R.L.: Hyperbolic Stress-Strain Response, Cohesive soils, ASCE, Vol. 89, No. 9, SM 9
- 8) 土質工学会編：土質調査法, pp. 347, 1976
- 9) 松尾 稔他：土質調査の規模決定に関する研究、土木学会論文報告集No.223, pp. 51~64, 1974~3
- 10) 土質工学会編：土質調査法, pp. 586, 1979
- 11) Akai, K. & Otsuki, H.: Model Studies on the Stress Distribution and the Bearing Capacity of Soil Ground, Proc. JSCE, No.223, 1974