

港 湾 技 研 資 料

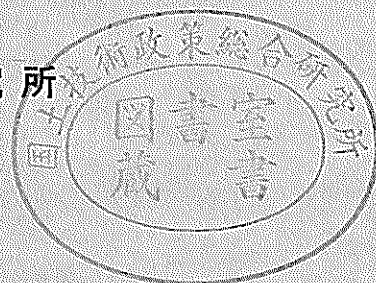
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 195 Sept. 1974

重力式壁体の傾斜量について

沢 口 正 俊
高 橋 邦 夫

運輸省港湾技術研究所



重力式壁体の傾斜量について

目 次

1. まえがき	3
2. 過去の研究結果	4
3. 推定方法の提案	5
4. バネ係数について	9
5. 室内模型実験	10
5.1 実験施設	10
5.2 実験方法	11
5.3 実験結果	12
6. 実験結果の検討	19
7. 結 論	21
8. あとがき	21
9. 参考文献	22
10. 記号説明	22
付 録	23

Tilting Movement of Gravity Walls

Masatoshi SAWAGUCHI*

Kunio TAKAHASHI**

Synopsis

When gravity walls are designed, it should be checked whether the subsoil can safely support them. However, if the concept of their safety involves a restriction of displacement of walls, we cannot design them without knowing a relation between external forces and deformation of the subsoil. Especially, it is so when walls are reused as they are after they moved to some degree by extraordinarily strong forces, e.g. earthquake or tsunami.

For resolving these problems, herein the subsoil is assumed as Winkler model whose spring intensity becomes constant beyond certain pressure. And the question as to the movement of walls laterally loaded is concentrated into the inclination and settlement of a rigid plate whose length is infinite.

Theoretical equations available for these articles are introduced from the equilibrium of vertical forces and tilting moments respectively. And the estimation using these equations are compared with the measurement which were obtained by the loading tests on a model rigid plate whose length is finite.

In conclusion, it is described that both are fairly concordant at some range of load level, but at other range they are divergent to some degree. The reasons seem to be how to select the spring constant and the assumption of Winkler model. Finally it is suggested that if over 1.34 out of a middle third and over the less within it might be taken as factor of safety with respect to allowable bearing capacity of eccentrically loaded base, it will produce negligible tilting movement of gravity walls.

* Chief of the Foundation Laboratory, Solids Division

** Member of the Foundation Laboratory, Solids Division

重力式壁体の傾斜量について

沢 口 正 俊*

高 橋 邦 夫**

概 要

水平外力を支えるための重力式壁体の安定計算として、その基礎地盤が安全に支持できるかどうかの検討が行なわれなければならない。その場合、地盤の極限支持力を推定する以外に、壁体の傾斜が基礎地盤の応力状態に対し、どのように呼応するかを知らねば、ある傾斜を示した壁体がある安全度の変化を知ることができる。本報告中では、基礎地盤をいわゆるWinklerモデルと考え、さらに底盤圧力がある極限值に達した後は、その部分の地盤は塑性化するものとして、力の釣合い、モーメントの釣合いから偏心鉛直載荷重と底盤の傾斜量との関係式を誘導した。さらに、60×120cmの模型載荷板を使って室内実験を行い、その測定結果と理論解を照合した。その結果、ある荷重範囲においては、両者は一致するが、他の範囲ではかなりかけ離れる結果が得られた。本報告中にはその原因が述べられている。また、結論的には従来の極限支持力公式で重力壁の断面を決定する際には、偏心荷重がミドルサード外にあるときは1.34以上、偏心荷重がミドルサード内にあるときは偏心量に応じて1から1.34の間の安全率以上にとれば、重力壁体の傾斜に対する考慮は払われたものと考えてよいことが述べられている。

なお、付録として有限長の底盤に対する偏心荷重と傾斜量との関係についての計算結果がグラフを用いて述べられている。

1. ま え が き

港湾構造物のなかで、その自重を利用して構造的機能を果たす重力式壁体は、水平外力を抑止する上で格好なものといえる。ここにいう重力式壁体とは裏込め土砂を支える擁壁、波浪を遮る防波堤などを指し、港湾構造物では主要な構築物である。この型式の壁体はその直立面に受けた水平外力を基礎地盤に伝え、大きなエネルギーを地盤内に留保させ、あるいは逸散させることによってその安全性を維持する。その際に基礎地盤は通常圧縮し変形を受ける。一般にこの変位量は微小であるがために重力式壁体の動きとして表われないが、地震や暴風時における異常な大きさの外力により、あるいは基礎地盤の支持力不足などにより、壁体は大きな傾斜を生じて、その使用上の機能を損う結果となりうる。

従来、このような重力式壁体の傾斜は、基礎地盤の全般的な破壊を極限状態とする最大の支持力、つまり、基礎地盤の極限支持力、あるいは基礎地盤が弾性的に変形する範囲での壁体の傾斜、という両極面でも議論され、その中間領域、つまり局部的に基礎地盤が破壊したという状態での壁体の傾斜について検討が行なわれなかった。しかし、今日実際の重力式壁体を利用する立場から、この壁体が上述し

た異常な外力のもとでどの程度にその安全性を喪失したか、ひいては、ある許容移動量内におさめるにはどのような設計が行なわれるべきか、などの問題が重要視されるようになった。それゆえ、今後外力との関連において、この重力式壁体を含めた地盤の変形問題を、上述した弾性範囲内に限って議論するばかりでなく、極限状態に至るまでの一連の変形過程について拡張追究することが重要な課題であるといえる。

重力式壁体が水平外力を受けると、壁体の自重あるいはその他の鉛直外力と合成されて、基礎地盤に伝達される。通常この合成された力を一つの集中力に置換えれば、基礎地盤に対していわゆる偏心傾斜荷重となる。重力式壁体の底盤は一般に剛であるので、この偏心傾斜荷重は複雑な形状に分布した底盤圧力となって基礎地盤に伝わる。一方、底盤側に対しても、形、大きさが全く同一で方向だけが逆の圧力、つまり地盤反力となる。水平外力を受けたときの重力式壁体の傾斜についての問題は、この複雑に分布した底盤圧力を境界値条件として、何らかの力学的特性で表示された基礎地盤の変形問題を解くことによって明らかにされると思われる。それ故実際には重力式壁体の傾斜量そのものが問題になるわけであるが、ここではその問題点を局

* 土質部 基礎工研究室長

** 土質部 基礎工研究室

限して、剛な底盤を有する板に載荷重が働いたときに、底盤と基礎地盤との間にどのような力学的相互作用が存在し、その結果剛性板がどのように傾斜するかという単純な問題に置き換えて議論することができる。

なお、実際の重力式壁体の基礎地盤に働く底盤圧力は、地震とか、暴風時波浪などの一時的な外力が支配的になる状態が最も危険であり、ここに示す報告内容もそのような外力条件を想定した上で検討されるべきであるが、現行の設計法の立場から見て、これら動的な外力はすべて静的外力に置き換えるを得ない。したがって、以下に述べる内容も終始静的外力に対する重力式壁体の傾斜という問題でとり上げるものとする。

2. 過去の研究結果

剛性底盤を有する矩形板に偏心荷重が作用したときに、矩形板がどのように傾斜するかについて調べた理論的、あるいは実験的研究は、今日までいくつか見出すことができる。そして、特に理論的追手の手法としては、おまかに分けて次に示す3つの流れが存在する。つまり、

- (1) 底盤圧力と沈下量（鉛直変位）とが直線関係であらわされると仮定して計算する方法
- (2) 底盤圧力の分布形を何らかの形に仮定して、それが半無限弾性体に載荷重として計算する方法
- (3) 底盤の変位条件をとり入れて、半無限弾性体上に載荷された板として計算する方法

このうち(1)の、いわゆる弾性床上的剛性板として解く計算方法は地盤を独立したバネの密集層と考えるもので、過去において E. Winkler (1867) が提唱したいわゆる Winkler モデルに基づく方法である。その代表的考察としては G. F. Weissmann (1972) の研究がある。それによれば剛性底盤を持つ矩形板に転倒モーメント M と、鉛直荷重 P が働いたときの矩形板の回転角 ϕ は、底盤圧力が全て圧縮力であるという状態で

$$M = \frac{1}{12} a b^3 K \phi \quad (1)$$

という関係がある。この式中には当然ながら鉛直荷重の影響は入っていない。 M が次第に大きくなって、底盤と地盤表面とが離れるようになった状態では

$$M = \frac{1}{2} P b \left(1 - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2W}{a b^2 K}} \right) \quad (2)$$

となる。そして、この限界における転倒モーメントと回転角とは

$$\phi = \frac{2W}{a b^2 K} \quad (3)$$

によってあらわされる。ここに、 a ; 接地面積の奥行き、 b ; 接地面積の幅、 K ; 地盤反力係数（バネ定数）。

これらの式から矩形板に偏心量 e の点に鉛直荷重 P が作用したときの回転角 ϕ は、それぞれ次の式のように求められる。つまり、

$$\phi = \frac{12 P e}{B^3 L K} \quad \left(\begin{array}{l} \text{荷重作用点はミドルサード} \\ \text{内にある場合} \end{array} \right) \quad (4)$$

$$\phi = \frac{2 P}{9 B L K} \frac{1}{\left(\frac{B}{2} - e \right)^2} \quad \left(\begin{array}{l} \text{荷重作用点は} \\ \text{ミドルサード} \\ \text{外にある場合} \end{array} \right) \quad (5)$$

次に(2)の底盤圧力の分布を仮定して半無限弾性体と考えた基礎地盤に載荷されるとして計算する方法に、W. Tettnek & F. Metl (1953) と、A. C. Stamatopoulos (1959) の提案がある。W. Tettnek は矩形載荷板にモーメント M が作用したときの傾斜量 $\tan \phi$ は次の式によって求めるとしている。

$$\tan \phi = \frac{12(1-\nu^2)}{\pi} \frac{M}{B^2 E} \Psi \quad (6)$$

ここに、 ν ; ポアソン比、 B ; 矩形板の幅、 E ; 地盤のヤング率、そして Ψ は無次元数で矩形板端辺においては、

$$\Psi = \alpha \left\{ \ell_n \frac{1 + \sqrt{1 + \alpha^2}}{\alpha} + \alpha - \sqrt{1 + \alpha^2} \right\} \quad (7)$$

矩形板中央においては

$$\Psi = \alpha \left\{ \ell_n \frac{2 + \sqrt{4 + \alpha^2}}{\alpha} + \frac{1}{2} (\alpha - \sqrt{4 + \alpha^2}) \right\} \quad (8)$$

である。これらの式中で α ; L/B 、 L ; 矩形板の長さである。矩形板の端辺と中央で傾斜量が異なるのは、半無限弾性体上に仮定された分布形の荷重が働くとしたことによるものである。これらの式に $M = P e$ (e ; 偏心量) を代入すれば、偏心鉛直荷重 P と傾斜量 $\tan \phi$ との関係が求まる。また、これらの式から明らかなように、鉛直荷重と傾斜量は荷重零から1本の直線関係であらわされる結果となる。

A. C. Stamatopoulos は底盤の反力分布を三角形分布と仮定して、その荷重が半無限弾性体上に載荷されたときの沈下量を Boussinesq の弾性解を使って求め、その式から矩形板の回転角 ϕ として、

$$\phi = \frac{1 - \nu^2}{E} (\Delta \ell) I \quad (9)$$

を与えている。ここに、 ν ; ポアソン比、 E ; 地盤のヤング率、 $\Delta \ell$; 最大反力の値、 I ; 図-1に示すように辺比 $L : B$ の関数で表わされる無次元数、 B ; 矩形板の幅、 L ; 矩形板の奥行き、である。もし、偏心量との位置に鉛直荷重 P が作用した場合にあてはめれば、 $e < B/6$ のとき、

$$\Delta l = \frac{12Pe}{B^2} \quad (10)$$

$B/6 < e < B/2$ のときには、

$$\Delta l = \frac{2}{3} \frac{P}{B - e} \quad (11)$$

として式(9)に代入すればよい。

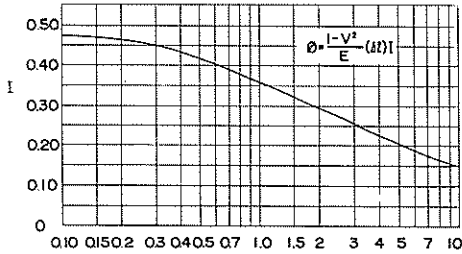


図-1 I の値

最後の変位条件を考慮して半無限弾性体の解析を行なう方法として、E. Lousberg (1957) と、M. I. Gorb-nov-Passadov & R. V. Serebrjanyi (1961) らの研究がある。E. Lousberg は反力分布を n 項の多項式であらわして、それらの積と外力とが釣合うという条件、および n 項に分割したときの各点における基礎地盤の沈下量が矩形板の沈下量に一致するという条件から、反力分布の多項式における定数を決めるという解析方法と、反力分布を n 個の等分布荷重に置換えて、それぞれの分布荷重の全体が荷重、およびモーメントの釣合を満足し、かつ Boussinesq の弾性解を利用して求めた矩形板の沈下量が、剛性板としての変位条件を満足するものとして逐一的に計算する、いわゆる数値計算法を示している。そして、これらの計算はいずれも計算機によって行なうとしている。一方、M. I. Gorb-nov-Passadov & R. V. Serebrjanyi も Boussinesq の弾性解を基にして反力分布を多項式に表わし、荷重条件と変位条件から次のような結果を示している。つまり、矩形板の傾斜量は、

$$\tan \phi = \frac{1 - \nu^2}{E} \frac{M}{B^3} \phi \quad (12)$$

ここに、 ν ; 地盤のポアソン比、

E ; 地盤のヤング率

M ; 外力モーメント

B ; 矩形板の幅

ϕ ; 無次元関数 (図-2)

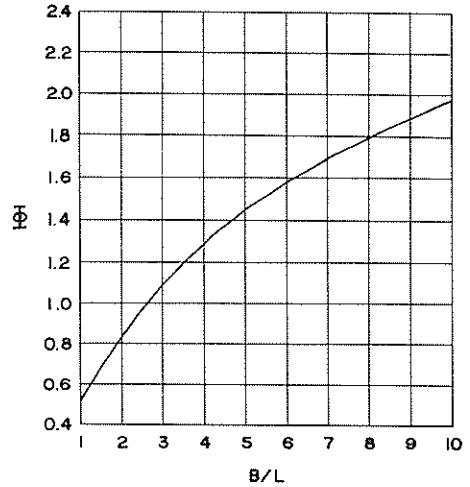


図-2 phi の値

以上に述べたように偏心荷重を受けたときの矩形板の傾斜量については、現在、完全と思われる理論解が求められていないにもかかわらず、Winkler モデル、または Boussinesq の弾性解を利用して実用的に充分な精度にまで推定することが可能な段階にある。しかし、これらはいずれも弾性範囲内の挙動の究明にとどまり、地盤の一部が塑性化した状態にまで適用することは不可能である。もし、塑性化を含めて議論するとすれば、荷重の増大にともなう塑性領域の変化、および弾性領域内における応力の変化など複雑な現象を解明せねばならない。それゆえ、ここでは Winkler モデルを基調にして、地盤の一部が塑性化した状態にまで拡張した理論の展開をはかり、さらに室内模型実験によって得られた測定結果との付き合わせを試み、実用に供したい。

3. 推定方法の提案

これから述べる理論の展開に先立って次のような前提を設ける。1) 議論の対象とする載荷板は奥行きに無限の長さを有するものであり、したがって解析上の取扱いは全て二次元的である。2) 弾性範囲内の地盤は、いわゆる Winkler モデルとして考えるが、地盤の部分的な塑性化に対しても、このモデルは維持される。3) 地盤の塑性化は底盤圧力がある最大値に達したときに起こりうるもので、それ以上の載荷板の沈下量に対して底盤圧力は一定となる。この最大値は基礎地盤の全般的な破壊による極限支持力の式から求める。4) 底盤のせん断力に対する基礎地盤の変形は考慮しない。

まず最初の仮定については、実際の重力式構造物の挙動からみると、むしろ二次元的挙動を示すことが多いが、後

述する室内実験の規模は全て有限の長さを持つ矩形載荷板について実施され検討されているもので、理論と実験結果との対比がかならずしも正確ではない。しかし、三次元的考察を加えることは理論的にかなり複雑になるので、特殊な底盤形状を持つ載荷板の場合については、計算結果のみをグラフに表わし、付録に記述してある。

第2のWinklerモデルの適用であるが、これは過去の研究結果についての概要紹介にも示したように、基礎地盤をWinklerモデルと想定して検討を加えることは、きわめて一般的な手法であるが、後述するようにその一部の地盤が大きな底盤圧力によって破壊した状態に対しても、残りの弾性範囲内では依然としてWinklerモデルが存続するというはかなり便宜的なものである。Winklerモデルを想定するからには、次のようなことは自明の理として考えねばならない。つまり、底盤圧力が弾性範囲内で減少する場合には、地盤面もその底盤圧力の大きさに応じて元の地表面位置にまで回復する。しかし、それ以上の底盤の浮上りに対しては、底盤に引張り力が存在しないので地盤とはなれてしまうことである。最初の回復についての仮定は後述する実験結果とは明らかに矛盾するものであるが、理論的取扱いの上で簡易化できるのみならず、実用的にもそれほど大きな誤差が生じないということが実験的検討によって裏付けられた。しかしながら、今後より精度の高い算定を行なう上で、さらに検討を加え、修正されるべき事項として残されよう。

第3の仮定は、いわゆる地盤の弾塑性をとり入れたもので、基礎地盤の破壊は部分的な極限状態から始まり、全般的な極限状態に至ることを述べている。その際の部分的な極限支持力の値は、いわゆるMeyerhofや立石らの偏心荷重に対する極限支持力公式から求められた極限支持力値がそのまま採用されるということが前提となっている。実際には、塑性領域の隣接部で地盤が弾性的圧縮応力を受けているので、上述したMeyerhofや立石の方法が適用される条件には嵌合しない。しかし、過去においても同じような考えのもとで、重力式構造物の極限状態としてtoe pressureがいわゆるTerzaghiの極限支持力に達した状態を仮定して行なう設計法があるので、上に述べた仮定を設けて理論的検討を行なうことは必ずしも不合理であるとはいえない。

最後の仮定は底盤から伝えられるせん断力による基礎地盤の変形は非常に微小であり、したがって重力式壁体の傾斜として表われる量は、鉛直成分の力による地盤の変形に比べて無視しうるということである。しかも、ここでは異常な大きさの水平外力によって重力式構造物が滑動することはないものとしている。何故ならば、この滑動による重

力式構造物の動きは全く基礎地盤の変形問題とは無関係であり、今回の研究の対象外にある。以上の理由で、実際の重力式構造物の底盤は基礎地盤に対して、偏心傾斜荷重を加えるものとして作用するが、ここでの取扱いはせん断力を無視することによって単純に偏心荷重のものだけが問題になるという点で留意すべきである。したがって、極限支持力を推定する際にも荷重の傾斜による影響は考慮されていない。以上の仮定に基づいて載荷板に偏心荷重が作用して、それが次第に増加していくときの底盤圧力の発展状況を模式的に説明したのが図-3である。

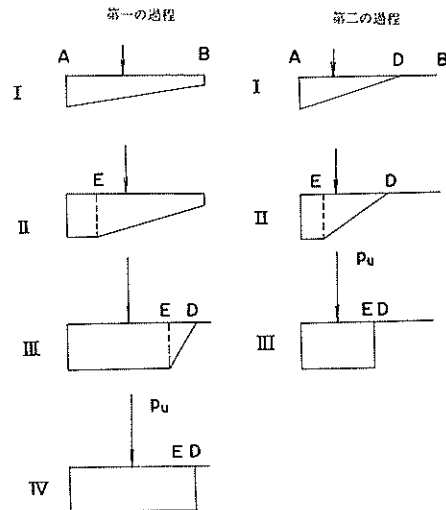


図-3 底盤圧力分布の変化過程

つまり、偏心量の大きさによって底盤圧力分布の発展の過程は図に示すように2通りの変化が考えられる。そのひとつは偏心量がミドルサード内に存在するときで、載荷重が増加するにつれて底盤圧力分布はI、II、III、IVという経過をたどる。Iの場合は底盤圧力がどの点も弾性範囲内にあって、いずれも沈下量に比例して増加する。そしてミドルサード内に載荷点があるので、端部B点に正の圧力が存在する。載荷重が増えてIIの状態になると端部Aから塑性化が始まり、その他は弾性範囲内に存在する。さらに載荷重が進むとIIIに示すように塑性域が広く発達するため載荷板の傾斜量が著しく増え、その結果端部Bにおいて載荷板が地盤から離れる。この状態に至って底盤圧力が零になる点Dは載荷板と地盤との遊離が始まる点である。さらに載荷が進むと載荷板が地盤に接した部分は全て塑性化して、底盤圧力分布はIVに示されたものになる。

次に、もう一つの過程として載荷点がミドルサードの外にある場合で、図-3の右側に示した状態を経過するものである。つまり、Iの状態では底盤圧力は三角形分布を示

し、引張り部分は載荷板が地盤から離れて底盤圧力は存在しない。その境界点をDとする。次に荷重が増すにつれて端部Aから塑性化が始まりⅡの状態になる。この状態からさらに載荷重を増すと、底盤圧力分布の重心点が載荷点と常に一致しているという理由から、境界点Dは次第に載荷点の方に近づく。そして載荷重が増えて底盤圧力の全体が塑性化した状態がⅢに示されている。第一の過程、第二の過程、いずれも極限状態では底盤圧力は矩形分布をとり、載荷点の位置は底盤圧力の中央位置にくることが明らかである。そして、先に述べた地盤の極限支持力は、この状態に対して適用されるべきものである。つまり、極限荷重 p_u は、地盤の極限支持力度を q_u 、ADを載荷板の有効幅として a とすれば、

$$P_u = q_u a \quad (13)$$

である。この q_u はすでに述べたように、Meyerhof あるいは立石の方法によって計算することができる。

以上述べたような底盤圧力の発達過程に対応して、次にそれぞれの状態における載荷重の大きさ p と、載荷板の傾斜量との関係を式化することを試みる。その際、いかなる状態でも載荷重と底盤圧力との間で、力とモーメントの釣合いが成立つという基本的条件が満足されている。

まず、第一の過程において状態Ⅰの場合、端部A、Bの底盤圧力 q_A q_B は、よく知られるように、

$$q_A = \frac{p}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right), \quad q_B = \frac{p}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) \quad (14)$$

である。ここに、 p ；載荷重の大きさ、 B ；載荷板の幅、 e ；偏心量

ところで、後に記述するように、これらの諸式を全て無次元表示をするために、次のようなパラメータを導入する。

$$m = \frac{p}{q_u B} \quad n = 1 - 2 \frac{e}{B} \quad (15)$$

これらの無次元数 m 、 n は次のような物理的意味を有する。つまり、 m は現在載荷されている荷重の大きさは、その載荷板の中央点に載荷したときの極限荷重の大きさの何割であるか、ということ、また n は載荷板の端部Aから載荷点までの距離が、載荷板の幅の半分の長さの何割であるか、ということである。いずれの無次元数も、あらゆる載荷重の範囲、偏心量の範囲に対して、零から1の間の値をとりうる。この無次元数 m 、 n を使って式(14)を書き改めれば、

$$\left. \begin{aligned} q_A &= q_u m (4 - 3n) \\ q_B &= q_u m (3n - 2) \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

となる。また、この状態での載荷板の端部の沈下量は、次

式によって表わすことができる。

$$\begin{aligned} \rho_A &= \frac{q_u}{K} m (4 - 3n) \\ \rho_B &= \frac{q_u}{K} m (3n - 2) \end{aligned} \quad (17)$$

そして、載荷板の中央点の沈下量は載荷板が剛であるという条件から

$$\rho_C = \frac{q_u}{K} m \quad (18)$$

によって書きあらわされる。式(17)、(18)に用いられた K は、いわゆる Winkler モデルのバネ常数で地盤条件と載荷板寸法によってのみ決まる値である。このバネ常数 K については後述する。この状態における載荷板の傾斜量は両端部の沈下量の差を載荷板の幅で除することによって

$$\tan \phi = \frac{6 q_u}{KB} m (1 - n) \quad (19)$$

で与えられる。

状態Ⅰからさらに載荷重の大きさが增大すると、載荷板の端部Aの基礎地盤が破壊して、底盤圧力は塑性状態となる。このときの限界荷重 p_{cr} は式(16)の q_A を q_u とおいたときであるから、 m と n の間に、

$$m = \frac{1}{4 - 3n} \quad (20)$$

という関係が存在する。つまり、 m が式(20)の値より小さいときにはⅠの状態にあることを意味し、 m が式(20)の値より大きくなるとⅡの状態に入ることを意味する。状態Ⅱに入ったとき弾性範囲と塑性範囲の境界点を、図-3に示すように E とすれば、 \overline{BE} の距離は次の式によって示される。

$$\overline{BE} = \frac{3B}{2} \frac{1 - 2m + mn}{1 - m} \quad (21)$$

そして、この状態での端部Bにおける沈下量は

$$\rho_B = \frac{q_u}{3K} \frac{2m + 3mn - 4m^2 - 1}{mn - 2m + 1} \quad (22)$$

であり、 E 点における沈下量は、その点の底盤圧力が q_u であるので q_u / K で与えられることにより、式(21)と式(22)から、載荷板の傾斜量は

$$\tan \phi = \frac{8 q_u}{9KB} \frac{(1 - m)^3}{(1 + mn - 2m)^2} \quad (23)$$

となる。

次に第一の過程の状態Ⅲに達したとき、つまり $q_B = 0$ になった状態では、それ以上の載荷重によって底盤圧力が零になる部分が生ずる。そして、このときの限界荷重は状態Ⅱにおける載荷板の端部Bにおける q_B を零と置くことによって求められ、その結果 m と n の間に、

$$2m + 3mn - 4m^2 - 1 = 0 \quad (24)$$

という関係が存在する。つまり、式(24)で求められる m の値より大きい載荷重に対しては載荷板の底盤は地盤と離れる部分が生ずることになる。そのときの離れ始めの境界点を D とすれば、端部 A からの距離 \overline{AD} は、

$$\overline{AD} = B \left\{ m + \sqrt{3(mn - m^2)} \right\} \quad (25)$$

によって求められる。また、弾塑性境界点 E までの距離は

$$\overline{AE} = B \left\{ m - \sqrt{3(mn - m^2)} \right\} \quad (26)$$

によって与えられる。つまり、 ED の距離は式(25)と(26)から $2B\sqrt{3(mn - m^2)}$ として求まり、さらに点 E の沈下量は q_u/K で与えられるので載荷板の傾斜量は次の式のようにになる。

$$\tan\phi = \frac{q_u}{2BK} \frac{1}{\sqrt{3(mn - m^2)}} \quad (27)$$

載荷重がさらに増大すると最終状態Ⅳに達して、基礎地盤は全般的に破壊する。この状態をパラメーターでもってあらわせば、点 D と点 E とが一致したということから、 $m = n$ となる。そして、このときの AE (または AD)は載荷板端部 A から載荷点 C までの距離の2倍になり、これをMeyerhofらは見掛けの載荷幅と称している。そして、この状態では載荷板の傾斜量は理論的には無限大になる。実際には塑性領域内の地盤の締固りや、破壊した土が前方に押し上げられることによって生じた盛り土がカウンターウエイトとなり、その結果、載荷重と地盤支持力とが釣り合っている状態に落ち着くのが普通である。しかし、この状態では重力式壁体の場合には傾斜も著しくなり、重心の位置もずれて偏心量が著しく増大し、壁体は転倒によって破壊することも考えられる。

次に載荷点がミドルサードの外にある場合、図-3の右側に示す状態を経ることになるが、その場合はいずれの状態でも底盤圧力が零となる部分が存在する。まず第一の状態において偏心荷重 P に対応して生ずる端部 A の底盤圧力は

$$q_A = \frac{4q_u}{3} \frac{m}{n} \quad (28)$$

となるので、その点の沈下量はバネ係数 K を使って、

$$\rho_A = \frac{4q_u}{3K} \frac{m}{n} \quad (29)$$

であらわされる。しかるに、底盤が地表面と離れ始める点 D の位置は、 AD の距離として $3Bn/2$ で与えられるので載荷板の傾斜量は

$$\tan\phi = \frac{8q_u}{9KB} \frac{m}{n^2} \quad (30)$$

となる。

偏心荷重が増大すると端部 A 直下の基礎地盤から塑性化が始まり、底盤圧力は一定値となる。そのときの条件は式(28)の値が q_u になることであるので、次の状態Ⅱになるときの m と n との関係は

$$m > \frac{3}{4}n \quad (31)$$

であらわされる。ところで状態Ⅱに入ったときの底盤圧力の分布形は第1の過程における状態Ⅲにおける分布形と全く同一になることから、底盤圧力の分布形を決める諸量は式(25)、(26)、および(27)などを使って算定することができる。

そして、さらに載荷重が増えると状態Ⅲに達するが、これも第1の過程と全く同じように、 m と n の表示法を用いれば $m = n$ となる。

以上述べた各過程におけるそれぞれの状態を、 m と n の関係であらわしたグラフが図-4である。つまり、ある偏心量を有する載荷重が零から増大すると、図中の点線で示したように a, b, c の順序で変化する。その際、 n の値が零と $2/3$ の範囲にあるときは、 m の増大につれて限界状態 $m = 3/4 \cdot n$ に達し、さらに m が増加すれば究極的には $m = n$ の線に漸近する。つまり第2の過程を経たことになる。

一方、 n が $2/3$ と1との間にあれば、最初式(28)の限界線に達し、さらに m が増加すれば式(24)で示される次の限界線に達する。そして、さらに m が増大すれば、この場合もやはり究極的には $m = n$ の線に漸近することが示されている。 $n = 2/3$ における最初の限界点における m の値は図-4にも示すように $1/2$ の値をとる。

このグラフから明らかなように、最初の限界線に達すると基礎地盤の一部が塑性化するために、傾斜量の式を使って調べても証明されるごとく、載荷板の傾斜量はある一定値には落ち着くものの、著しい変化を示すことから、この点をいわば偏心荷重に対する基礎地盤の降伏支持力とみなすことができよう。それに対して、 $m = n$ で表わされる極限状態、いわゆる偏心荷重に対してまったく一定の傾斜量を維持しえない状態を、基礎地盤の極限支持力と称することは適切な考え方であろう。

したがって、偏心荷重に対する基礎地盤の許容支持力を求める際の安全率のとり方において、単に極限支持力に対するものばかりではなく、上に述べた降伏支持力に対する安全率を採用することによって、壁体の傾斜に対する配慮も当然含まれる結果となり、設計上きわめて合理的な考え方であるといえよう。さらに上述した理論の厳密化を計るならば、ある安全率の値に対応する壁体の傾斜量も推定できて、実際の壁体の設計を行なう上にも、極めて有効な手段となりうるものと思われる。

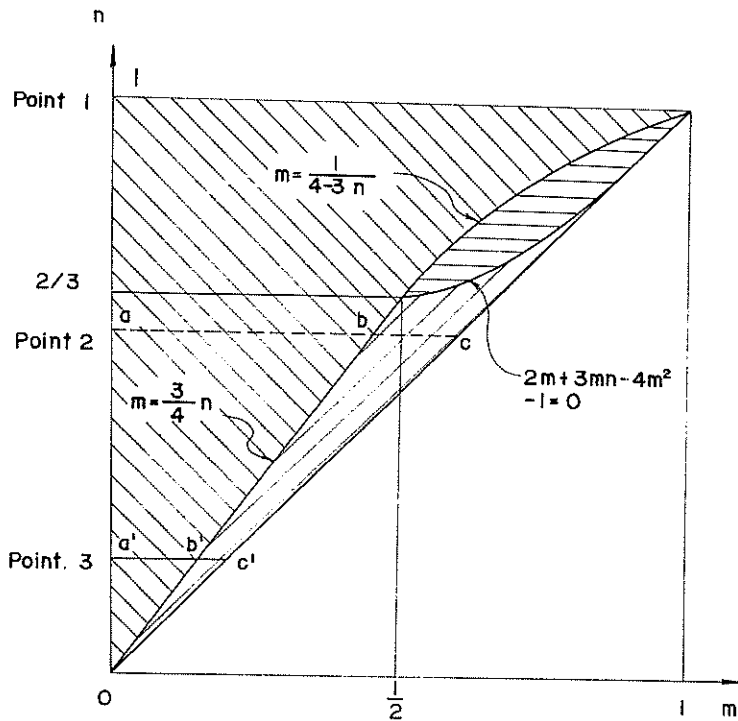


図-4 m と n との領域図

4. バネ係数について

既に述べたように、載荷板の傾斜量を計算するには、バネ係数 K を前もって設定する必要がある。このバネ係数は地表面に押当てられた載荷板が、単位深さだけ沈下するのに必要な単位面積あたりの圧力の大きさと定義することができる。通常、このバネ係数は地表面上に設置された平板載荷試験から求めるのが最も正しいやり方である。しかし試験から得られる荷重・沈下量関係は、通常曲線としてあらわれるため、曲線上のどの点をとるかによってバネ係数

の値は大幅に変化する。また、実際に行なった多くの実測結果から、このようにして得られたバネ係数は載荷板の面積によってもいろいろ変化することが認められている。例えば、図-5に示すように、本来の Winkler モデルとして考えられたバネ係数は、面積の変化に対して常に一定であるのに対して、実際の地盤においては、面積の変化以外に載荷圧力レベル、載荷圧力の増分などによっても複雑に変化しそれらを一定にしたとしても、図に示すように面積の増大とともにバネ係数 K は減少する。

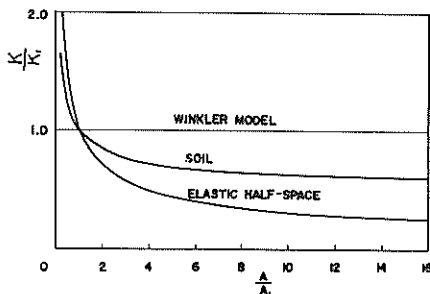


図-5 各種バネ係数と載荷面積との関係

図-5には、さらに半無限弾性体上に等分布した載荷圧に対して載荷圧力と平均沈下量との理論的關係曲線の勾配から求まるバネ係数も示されているが、このようにして求められるバネ係数が、Winkler の仮定したバネ係数に比べて、地盤の特性を一層よく表わしたとはいえない。つまり、云いかえれば Winkler のバネ係数を使っても実際の地盤を表現する上で特別支障がないといえる。しかも、既に述べたように Winkler のバネ係数を仮定すれば、解析的取扱いが便利である。したがって、本報告においては、Winkler モデルを想定しながらも、より実際の土の性状に近づくため、経験的に求められた面積の変化による補正方法を Terzaghi の方法にしたがって修正するという便宜的手法を用いて、実験結果の解析にあたることにする。

では、実際の構造物の設計にあたって各種の基礎地盤に対して理論計算に用いる K 値をどのように決めるかが問題になるであろう。既に述べたように、通常 K 値を決める方法としては基礎地盤の表面で平板載荷試験を行なう。そして得られた荷重・沈下量曲線から推定するのが妥当な方法である。平板載荷試験は平滑で、充分な剛性を有する 30×30 cmの正方形板が標準である。この試験の結果得られた曲線からWinklerのバネ係数として使用する直線勾配を決める際には、実際の構造物の載荷量の大きさと、極限支持力との比率から決まる曲線上の点と原点とを結んだ直線の勾配とすれば充分であろうと思われるが、この点についてはさらに実験的裏付けが必要である。表-1はTerzaghiが実測値などを基にして提案した土の種類と 75×75 cmの正方形板に対する K 値との関係である。

表-1 土質と K_{75} 値

	(K_g/cm^2)
れきおよびれき質土	8.3以上
砂および砂質土	5.5 ~ 8.3
シルトおよび粘土 ($LL < 50$)	2.8 ~ 5.5
シルトおよび粘土 ($LL > 50$)	1.4 ~ 2.8

もし平板載荷試験などを行なわないで理論計算をするような場合には、この表が参考になるとと思われる。

5. 室内模型実験

5.1 実験施設

この実験は縦8m、幅4m、深さ4.5mの鉄筋コンクリート製大型実験槽内で行なわれた。その中に約3.5mの深さに砂を填充し、その地表面に載荷板をのせた。使用した砂、その填充方法などは全て過去に行なわれた同一実験槽における模型実験の場合と同じであるので、例えば参考文献8)を参照されたい。

載荷板は図-6に示すように幅60cm、長さ120cmの鋼板に幅方向2枚、奥行き方向4枚の補強板を溶接して作ったものである。底板自身の厚さは1cmで中央位置に集中荷重10tを載せたときに、約0.02cm程度の反れが底板に発生する位に補強材の寸法をきめてある。この載荷板に与える荷重の作用位置は同図に示すように、幅方向に3点とし、それぞれの位置で球接触となるように球座を2列の補強材の上端に取付けた。3点のうち1点は載荷板中央であるので、偏心位置としては中央から24cm、48cmの2種類だけである。

載荷中に底板に作用する反力分布を観測するために、9

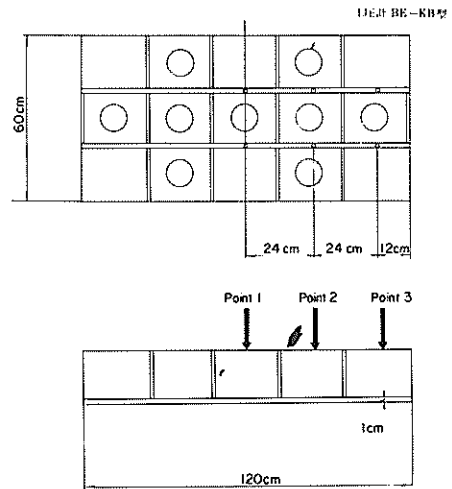


図-6 載荷板断面図

個の土圧計が取付けられるようにした。それらの固定位置は同図に示すように載荷点の位置と同じものとし、中央部に1個、中央から24cm離れた位置には奥行き方向に3個、さらに48cm離れた位置には1個とした。それぞれの土圧計は底盤面で面一となるように、特別に製作した取付け金具によって底板に固定してある。

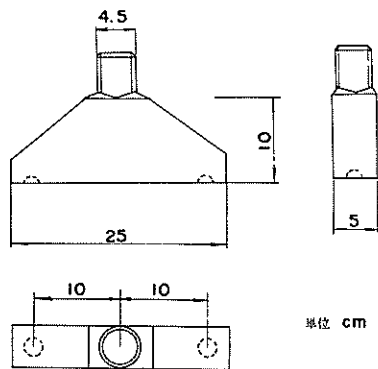


図-7 載荷用金属用具

また、図-7は載荷板に載荷するときの金属用具で、頂部のネジがロードセルのネジにはまるように作ってある。土圧計は底盤反力分布を計測する以外に、砂地盤中に伝達する応力を測るために、実験地盤中にも合計7個の土圧計を埋設した。埋設した深さはいずれも地表面から1mのところ以下向きにセットし、それらの配置は図-8に示され

である。

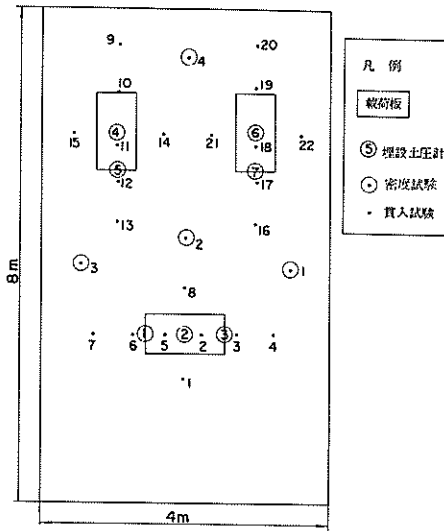
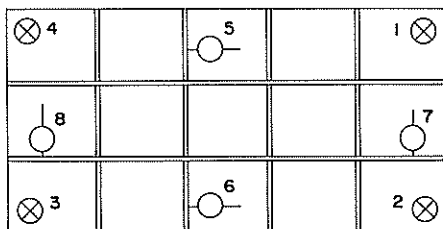


図-8 実験配置図

載荷は金属用具の上のせたロードセルを、油圧ジャッキによって加力した。この際の反力は実験槽の側壁に固定した反力バリエにとらせた。この実験に用いたロードセルは最大容量 10 t のストレンゲージ型のものである。また、油圧ジャッキは最大加力 10 t 用のもので、ジャッキ操作は実験槽の側壁上で行なった。圧力分布を調べるための土圧計は共和電業製の BE-KB 型 (最大許容圧力 5%) で、背面コードを有するものである。



○● 横向きダイヤルゲージ
○× 下向きダイヤルゲージ

図-9 測定点位置

載荷板の変位は加圧にともなって沈下、回転、および横移動の 3 種類が考えられるので図-9 に示すように鉛直方向に 4 隅に 1 点ずつ、幅方向に 2 点、奥行き方向に 2 点、合計 8 個のダイヤルゲージを載荷板にあてた。そして、こ

のダイヤルゲージは反力ゲタとは無関係に、実験槽の側壁に押付けて固定されたターンバックル付角材に取付けられた。

実験は上述したように 3 箇所の載荷点に対し、各 1 箇所に対し載荷板位置を図-8 のようにずらして載荷試験を行なった。この載荷板位置は相互に砂地盤の締固まりによる他への影響、および実験槽の側壁から受ける影響などが最小限になるように考慮して決めたものである。

5.2 実験方法

実験はまず Point 1 から Point 2 の順で行ない、載荷重と載荷板の変位、および底盤圧力、地中応力などを測定した。最大載荷量の大きさは、それぞれの Point における極限荷重を Terzaghi および Meyerhof の式を使って推定し、ジャッキの最大容量も考慮してきめた。その結果、Point 1 に対しては 10 t (極限荷重 90.6 t Terzaghi)、Point 2 に対しても 10 t (極限荷重 32.1 t Meyerhof)、Point 3 に対しては 3.6 t (最大荷重と同じ、Meyerhof) とした。ただし、これらの推定を行なう際の土質条件は、過去に行なわれた同じ条件で填充した模型砂地盤について調べたものである。($\phi = 44^\circ$ 、 $r = 1.8979/cm$) 載荷重の大きさは各 Point の載荷板の極限荷重に対して著しく小さなものもあるが (Point 1、Point 2)、これらは反力ゲタの許容反力が 10 t であるため、やむをえず採用したものである。また、今回の実験目的は基礎地盤の極限支持力を調べるというよりか、極限に至るまでの載荷板の変位について調べるといふことに主眼が置かれていたためでもある。

載荷方法は応力制御として最大荷重に至るまでに荷重を数段階に区切り、それぞれの荷重段階において載荷点の変位量 (特に沈下量) が安定するまで荷重を維持した。そのときの安定条件としては 5 分間に 100 の 1 mm 以下になるまでとした。安定した状態で全てのダイヤルゲージを読みとり、ロードセル、土圧計による測定値の記録を行なった。載荷重は油圧ジャッキによって与えたため、載荷板のクリープ変位ともなう油圧の低下は避けられないが、ジャッキ操作担当者は常にブルドンゲージの一定値に合わせて油圧を調節することによって、できる限り載荷重の維持に努めた。

各 Point において最大荷重に至るまえに 2 回零荷重にまで戻し、その後再び荷重を増加させた。つまり 2 サイクル載荷方式をとった。これは除荷にともなう載荷板の回復変位がどの程度であるかを調べるためのものである。

5.3 実験結果

実験はまず中央載荷位置 (Point 1) から始めて、Point 2、Point 3 の順序で進行した。図-10(a)~(g)はある一定荷重のもとで測られた載荷点における経時変化を示したものである。

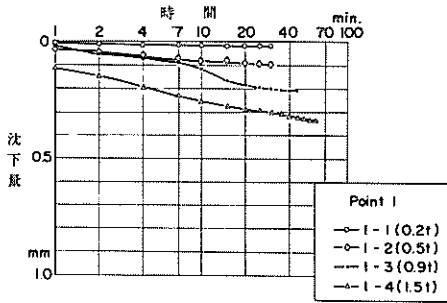


図-10 沈下量の経時変化 (Point 1、2、および3)
(a)

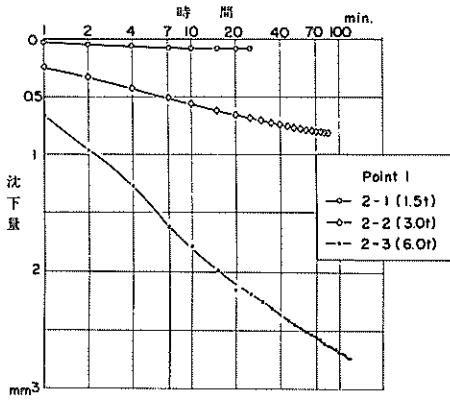


図-10 (b)

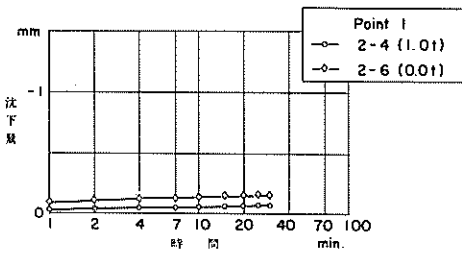


図-10 (c)

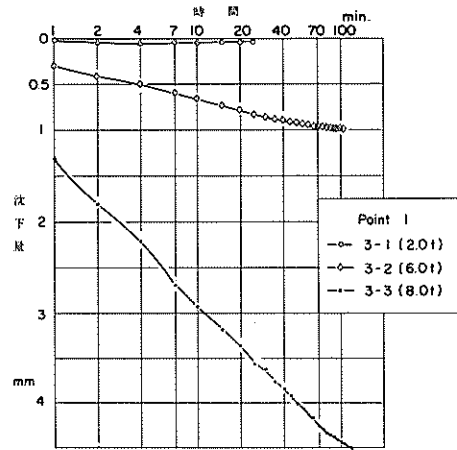


図-10 (d)

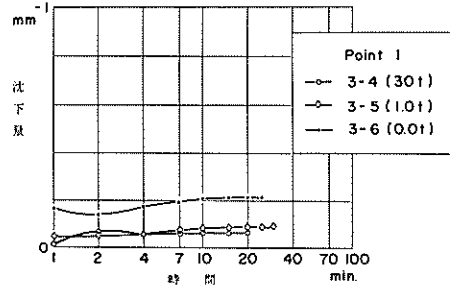


図-10 (e)

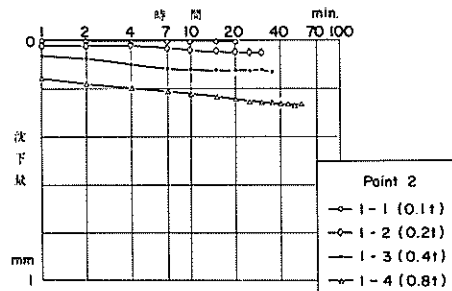


図-10 (f)

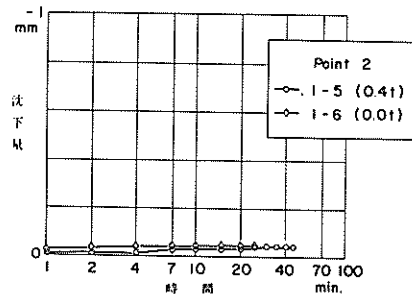


図-10 (g)

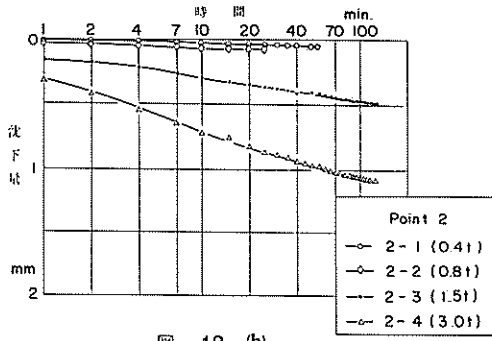


圖-10 (h)

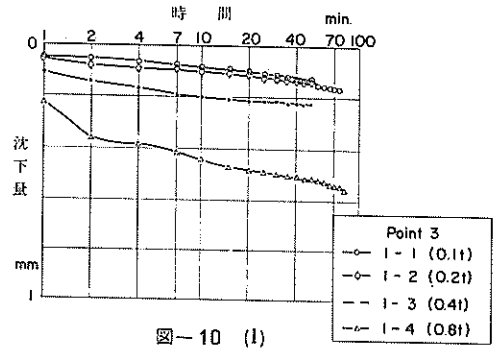


圖-10 (i)

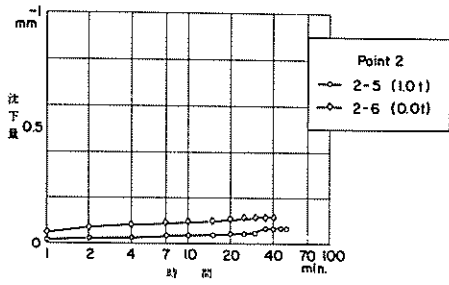


圖-10 (j)

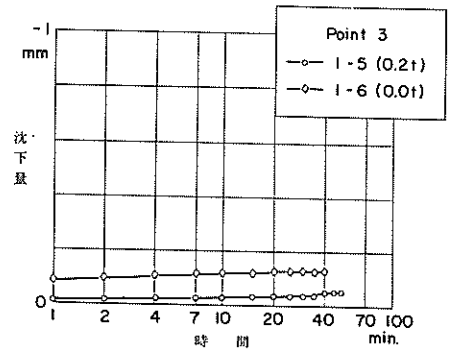


圖-10 (k)

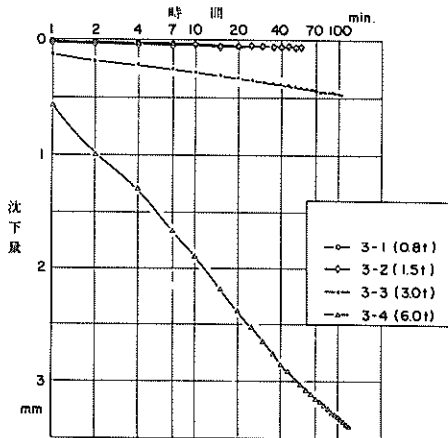


圖-10 (l)

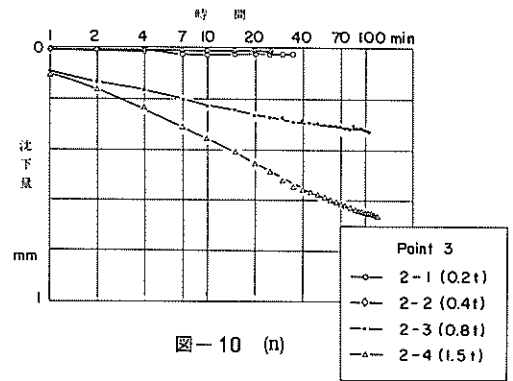


圖-10 (m)

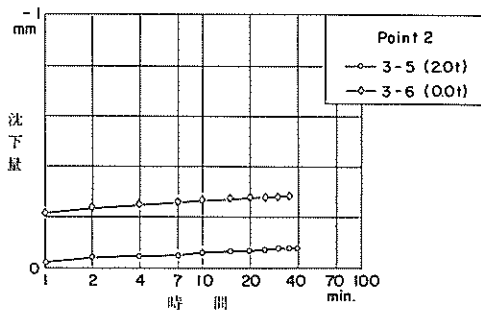


圖-10 (n)

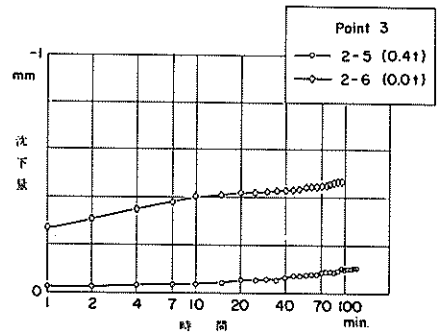


圖-10 (o)

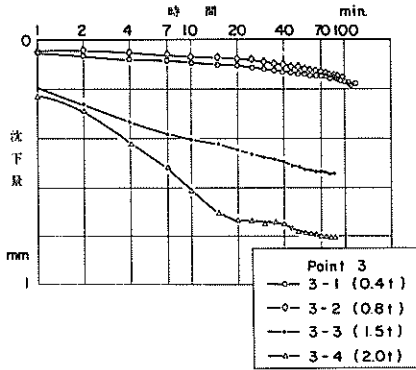


図-10 (p)

載荷点の沈下量は直接測ることができなかったため、載荷点に対称位置にあるダイヤルゲージの読みの平均値から求めたものである。これらのグラフから沈下が着着く時間は、いずれも100分内外であり、荷重の大きさが增大にしたがって安定するまでの時間も長くなることがわかる。また、沈下する早さも荷重の大きさが增大にしたがって増大する傾向にある。この傾向をより明瞭にするために縦軸に対数時間に対する沈下速度($d\rho/d\log t$)と、横軸に載荷重の大きさをプロットしたものが図-11に示してある。

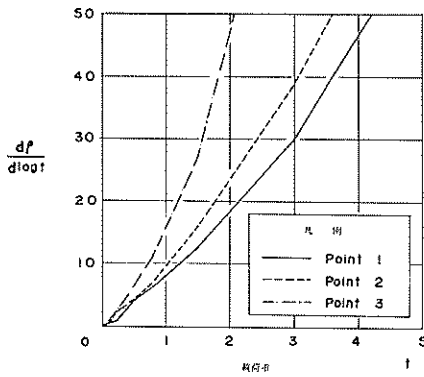


図-11 ($d\rho/d\log t$)~載荷量 (Point 1、2、および3)

この図から明らかなように、各Pointにおいて沈下速度と載荷重の大きさは、ある1本の曲線上にあらわれ、偏心量が増えるにしたがって同じ載荷重の大きさに対して沈下速度が増大することがうかがえる。なお、この際に求めた沈下速度は $\rho - \log t$ 曲線の勾配の平均的な値を採用してある。

各Pointにおいて最大荷重に至るまでに各々2回づつ零荷重にまで戻しているが、その際に生ずる浮上り量は、

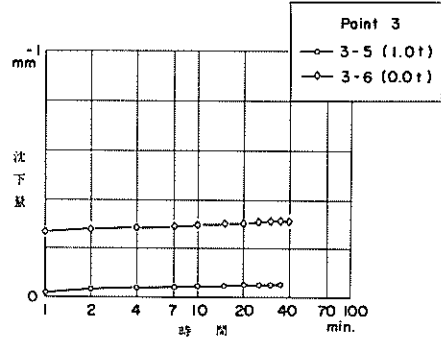


図-10 (q)

それまでの沈下量に比べて非常に小さく、また時間的変化もほとんど零に近いことから、この過程での現象は完全な弾性的挙動であるといってもよいであろう。このような実験的証拠がありながら、理論の組立てにおける仮定として浮き上りに対しても沈下とまったく同じ経路をたどるとしたことは明らかに事実に相違することであるが、すでに理論的考察のなかで述べたように、この仮定を設けた理由は唯一に理論的構成の単純化と、理論解の実用化にある。

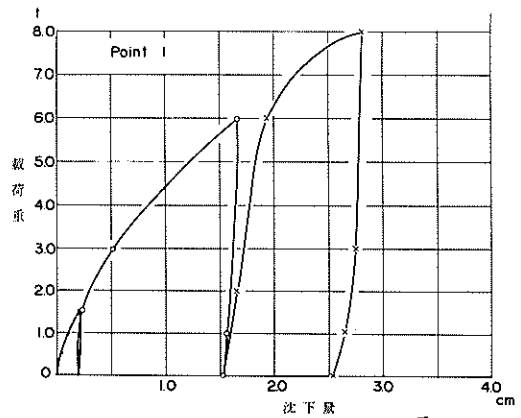


図-12 載荷重と沈下量との関係 (a)

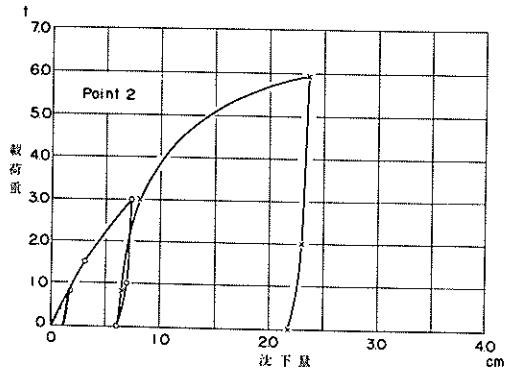


図-12 (b)

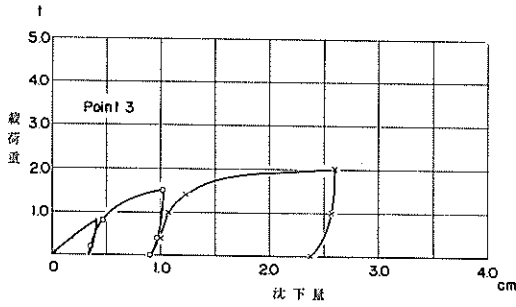


図-12 (c)

図-12には上述した読みから安定状態に達したときの載荷点の沈下量と荷重の大きさとの関係を両対数グラフにプロットしてある。この図からも弾性的戻り量が全体の変位に対して無視しうる程度のものであることがわかる。このグラフを見る限り、各 Point とも特に著しい処女曲線の変化はみられず、いずれも両対数グラフ上で直線、あるいは高い荷重レベルでやゝ勾配の鈍化がみられるに過ぎな

い。そして、このグラフの平均勾配は各 Point とも、いずれも75/100程度となり、沈下量は載荷重の大きさの4分の3乗根に比例する結果となっている。そして各曲線が偏心位置の変化とともに両対数グラフ上で平行移動するという結果は次の事実を意味している。つまり、沈下量と載荷重の大きさとの関係を式で表わしたときの係数の中に、偏心量の大きさに影響するものが含まれているということである。

載荷板に偏心荷重が作用しているときに、載荷板の動きを規定するもう一つの要素は傾斜量である。特に載荷板を底板と考えたときの重力壁について考えれば、この傾斜量はそのまま壁体の傾斜量ともなるので、重力壁が転倒するかどうかの決め手になるもので、特に重要な要素となるであろう。図-13(a), (b)は Point 2、Point 3 において求められた載荷重の大きさと載荷板の傾斜量との関係を両対数グラフにあらわしたものである。この際の傾斜量は幅方向の両端で測られたダイヤルゲージによる沈下量の読みの差

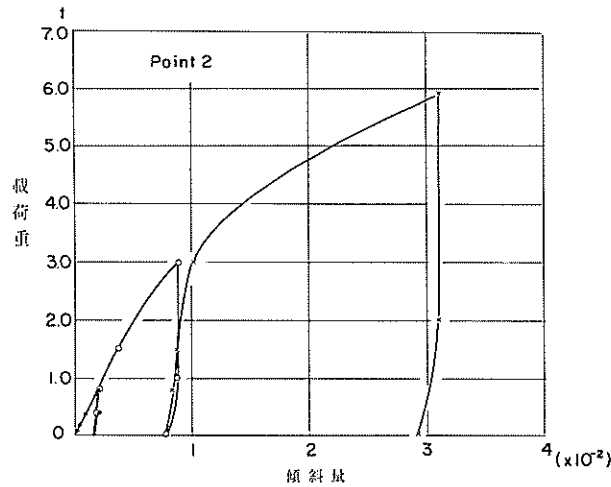


図-13 載荷重と傾斜量との関係 (a)

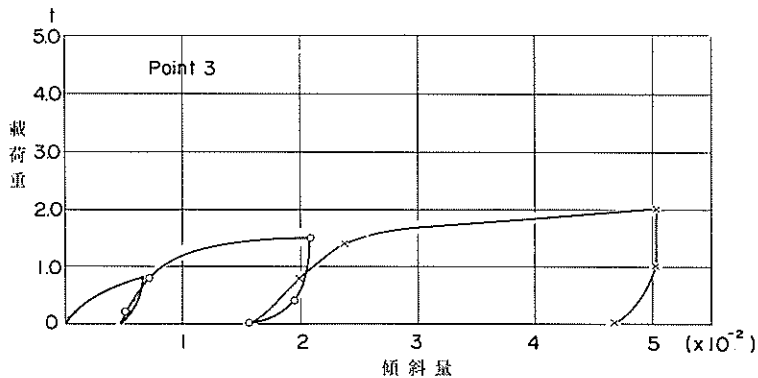


図-13 (b)

から求められた値を記してある。これらのグラフの処女部分から前回と同じように平均均配を求めれば、Point2の場合が0.89であるのに対してPoint3の場合は0.605になり、偏心量が大きくなるにつれて、この平均均配は著しく低下することがわかる。これは当然のことながら、載荷板を押し位置が端に近ければ近い程、板は回転を起こしやすいということを示している。

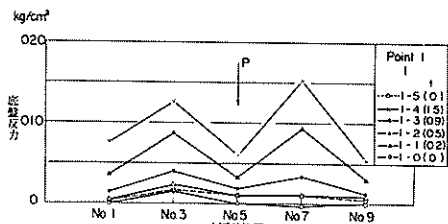


図-14 底盤反力分布 (Point 1) (幅方向) (a)

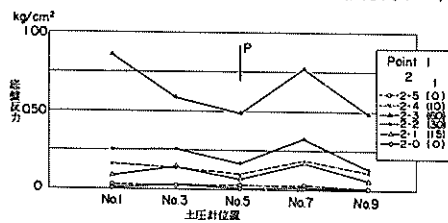


図-14 (b)

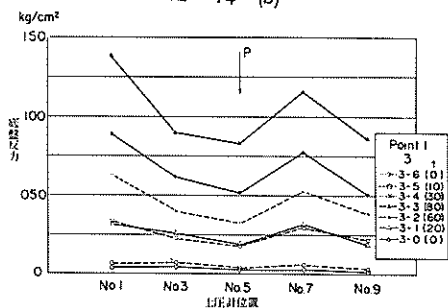


図-14 (c)

図-14(a)~(c)は載荷板にとり付けた土圧計によって幅方向に分布した底盤反力を測定した結果である。載荷板の端部は土圧計No.1およびNo.9より、それぞれ24cm外側にあるので、この結果は板全体にわたる分布を知るには不十分で

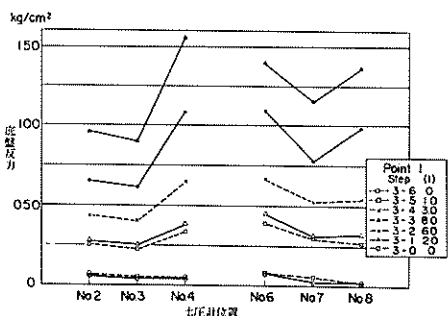


図-15 底盤反力分布 (Point 1) (奥行き方向)

あろう。しかし、いずれにしても一般に考えられているように、中央位置載荷の場合でも両端で零、中央で最大値となるような分布にはなっていない。これは土圧計の測定誤差、および載荷板の微量なタワミなどが原因と思われるが明らかではない。図-15は奥行き方向に並べた土圧計によって測った第3サイクルにおける土圧分布である。これにも上述した誤差が原因するものとみえて、予測されない分布形状となってあらわれている。また図-16(a)~(c)は埋設した土圧計の読みである。これによれば最大荷重(8t)に対して最大0.65%程度の土中の鉛直応力が発生し、平均0.55%程度となっている。

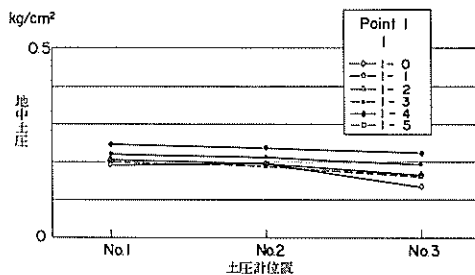


図-16 土中土圧分布 (Point 1) (a)

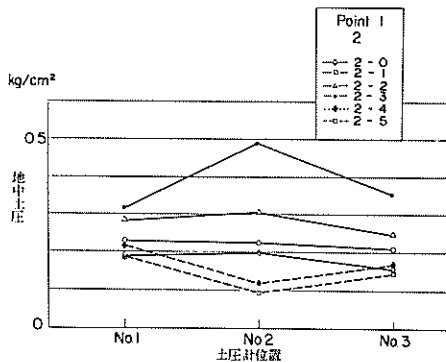


図-16 (b)

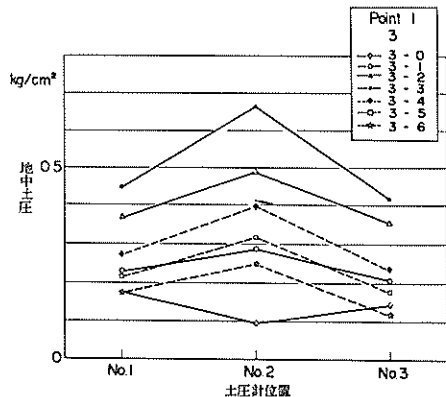


図-16 (c)

次に Point 2 における載荷試験から求めた反力分布の結果が図-17(a)~(c)に示されている。

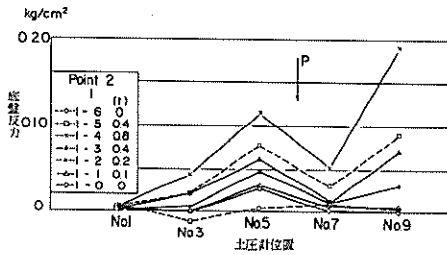


図-17 底盤反力分布 (Point 2) (幅方向) (a)

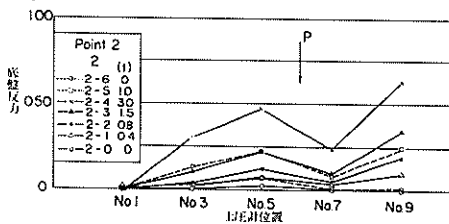


図-17 (b)

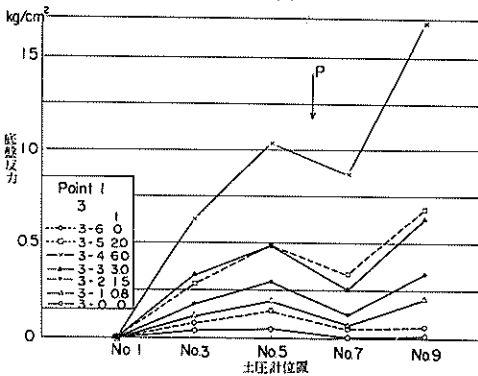


図-17 (c)

載荷した位置は同図の矢印に示されているように、土圧計No.5とNo.7のちょうど中間に存在する。この結果だけを見る限りでは、偏心した荷重側の反対の端部の土圧計No.1には、ほとんど反力が感知されておらず、地盤と載荷板とが離れた可能性もある。それから載荷側に近づくにつれていずれの荷重段階でも反力が増えてきている。ただし、土圧計No.7は前後、左右の土圧計の読み比べて一段と低い値を示しているため、信頼性が薄いものと思われる。したがって、もしこのNo.7の土圧計の読みを除いて、全体的な土圧分布の形状を眺めてみれば、およそ三角形分布を示していることがわかる。なお荷重がやゝ大きい段階で載荷側の反力分布の増加率が、ある程度鈍ってきているのではないかという現象がみられる。

図-18は埋設土圧計による第3サイクルの読みの結果であるが、土圧計の数も少ないために正確なデータは得られなかったにもかかわらず、載荷点に近い埋設土圧計の読み

が、もう一つの土圧計の読みより大きくでている。これは明らかに載荷板の底盤圧力のかたよりに起因するものであろう。

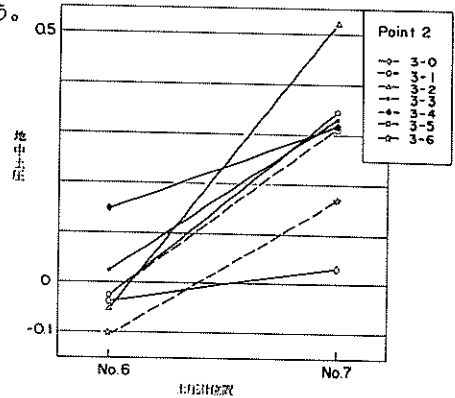


図-18 土中土圧分布 (Point 2)

つぎに Point 3 の載荷試験による反力分布の測定結果が図-19(a)~(c)に示されてある。

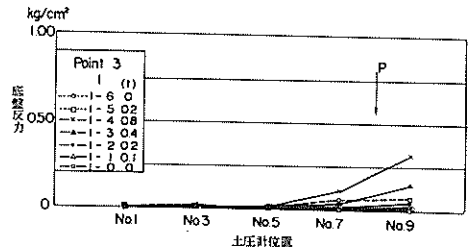


図-19 底盤反力分布 (Point 3) (幅方向) (a)

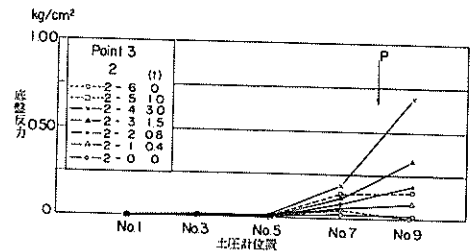


図-19 (b)

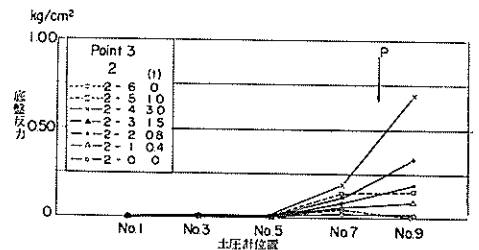
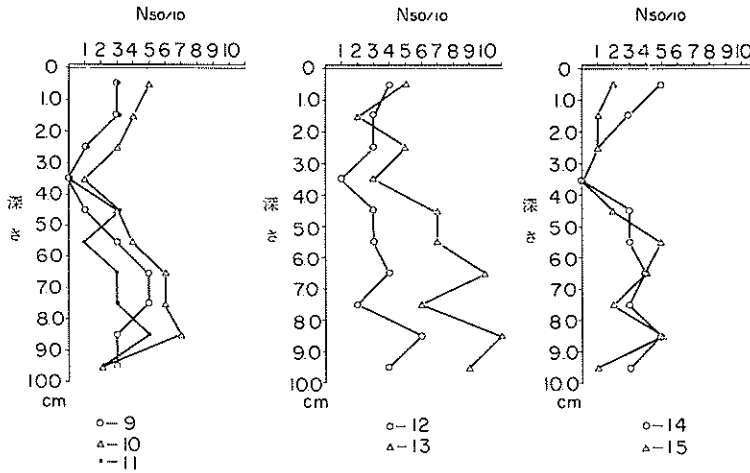


図-19 (c)

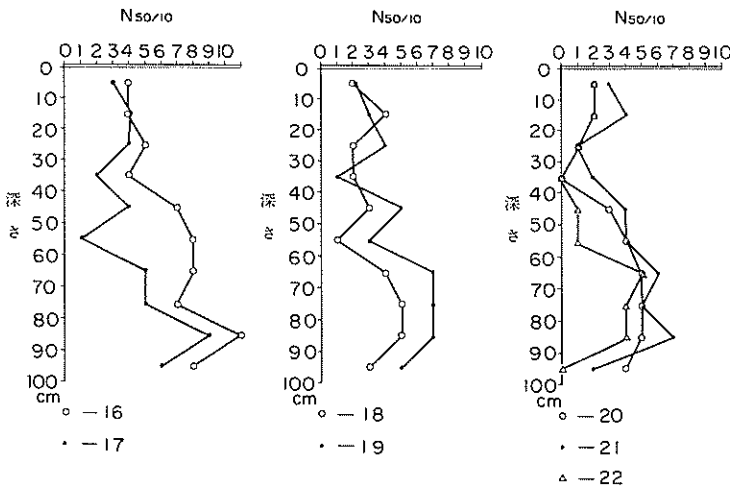
なお載荷点の位置は土圧計No.7とNo.9のちょうど中間に

存在する。このグラフからいえることは土圧計No.5（載荷板中央）より載荷点の反対側では、ほとんど底盤圧力が発生していないことが明らかである。これは載荷板と地盤とが離れたことを意味するものと解釈できよう。それに対して載荷側の地盤反力分布は端部に近いほど反力が大きくでている。この事実は前述した理論的検討を行なった際の仮定に相違する結果となっているが、これは載荷板が局部的

に地盤中に押込まれたため、載荷板に接している部分の地盤の表面附近が特に締まり、その結果大きな地盤反力が発生したものと思われる。なお埋設土圧計によって測定した土中応力は Point 3 に限って変化を示していないが、これは土圧計が作動していなかったと解釈する以外に理由がみあたらない。



図一20 貫入試験結果 (a)

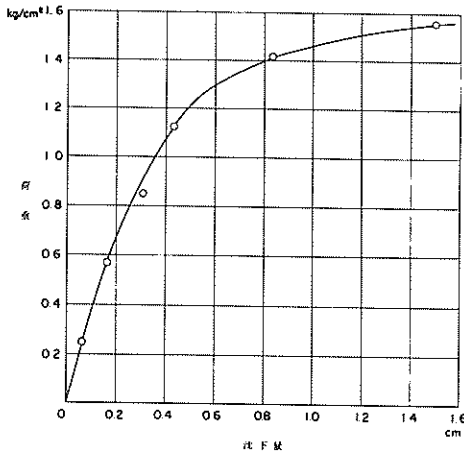


図一20 (b)

載荷試験終了後、実験用地盤の土質状態、特に填充砂の密度のバラツキ状況を調べるために貫入試験を何箇所かで行なった。そのときの試験位置は図一7に示されている。また、図一20(a)(b)にはその各点における貫入抵抗の深さ方向の分布が示されてある。これによると実験用砂地盤はほぼ平面的に均質で、深さ方向にはほぼ同率の割合で貫入抵抗が増えている結果が得られている。したがって、結論的には3箇所で行なった載荷試験の結果について、地盤の不

均質による測定値のバラツキは考慮する必要はないと思われる。なお、実験用地盤の地表面附近で測られた実験用砂の単位体積重量、湿潤重量、乾燥重量の測定結果によれば $\gamma = 1.41 \text{ g/cm}^3$ 、 $\gamma_t = 1.90 \text{ g/cm}^3$ 、 $\gamma_d = 1.73 \text{ g/cm}^3$ という値が得られた。

さらに、実験用地盤載荷試験を行なった。載荷板は $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ の標準寸法のもので、試験方法は土質工学会発行の土質調査法に基づいている。図一21は載荷圧に対する沈下量の関係をプロットしたものである。



図一 21 平板載荷試験結果

6. 実験結果の検討

第3節で示した理論解、つまり偏心荷重を受けた載荷板が、荷重の変化とともにどのような挙動を示すかという解析方法が、妥当なものかどうかを調べるために、実験で求められた現象、特に偏心荷重と傾斜量との関係について検討する。

まず、理論解を求めるために必要な土質定数としては、 q_u 値(極限支持力度)と K 値がある。このうち q_u 値はすでに模型体製作段階においてMeyerhofの方法によって推定されたように、Point 2、Point 3における極限荷重として32.1t、3.6tがそれぞれ求められている。したがって、それぞれの極限荷重を載荷板の有効接地面積($B-2e$) $\times L$ で割ってやればPoint 2に対しては7.44 $\frac{kg}{cm^2}$ 、Point 3に対しては2.50 $\frac{kg}{cm^2}$ という極限支持力が得られる。Point 2の実験結果からは、最大載荷量は極限荷重にまで至っていないことから、上に述べた推定値が正しいかどうか調べることができないが、Point 3の実験ではほぼ極限荷重まで載荷しているので、この実験結果を基にして、上の推定値が正しいかどうかをチェックしてみる。

Point 3の荷重・傾斜量グラフ(図一13)から、この曲線が最大荷重2tではほぼ横ばいになっていることから、極限荷重は2tであると推定される。それに対してMeyerhofの方法で計算すれば3.6tになるので計算値の方が1.8倍程度大きくでている。一方、立石の方法によれば極限荷重はPoint 3に対してはほぼ2t近くになるので実験結果と比較的一致している。以上の理由から、今回の理論的検討として立石の方法で求められた q_u 値(Point 2に対しては6.03 $\%$ 、Point 3に対しては1.35 $\%$)を使用することにする。

次に K 値は平板載荷試験を行なったので、その測定結果

を使って定めることにする。ところが図一21にも示したように載荷圧・沈下量関係は曲線として求められているので、この曲線から勾配を求めるためにはある代表値を決定しなければならない。ここでは、本実験で行った最大載荷重に相当する曲線上の点と原点とを結んだ直線の勾配とする。つまり、Point 2、およびPoint 3における最大載荷重、6tおよび2tをその有効接地面積($B-2e$) $\times L$ で割れば、いずれも1.39 $\frac{kg}{cm^2}$ という値が得られる。この載荷圧に相当する曲線上の沈下量は0.85cmであるので30 \times 30cmの載荷板に関する K 値は1.64 $\frac{kg}{cm^2}$ と求まる。この値は後述する空港舗装の設計用 K 値に比べると、かなり低目の値を与えているが、平板載荷試験結果の初期勾配を求めてみると、3.5 $\frac{kg}{cm^2}$ 程度となっていることから、空港舗装の設計用 K 値は比較的弾性範囲内での挙動を推測するのに適しているものと思われる。一方、本実験にみられたように、塑性破壊に至るまでの載荷板の挙動を推測するために用いる K 値は、ここにも示されたように平板載荷試験の荷重・沈下曲線のうち、むしろ平均的な直線勾配を用いたほうが、実際の現象を追求する上では適当であると考えられる。したがって、本実験の実験結果に対する検討としての K 値は、上述したように1.64 $\frac{kg}{cm^2}$ という値を採用する。さて、この値を基にして載荷面積の補正を行なうために、Terzaghiが示した経験式

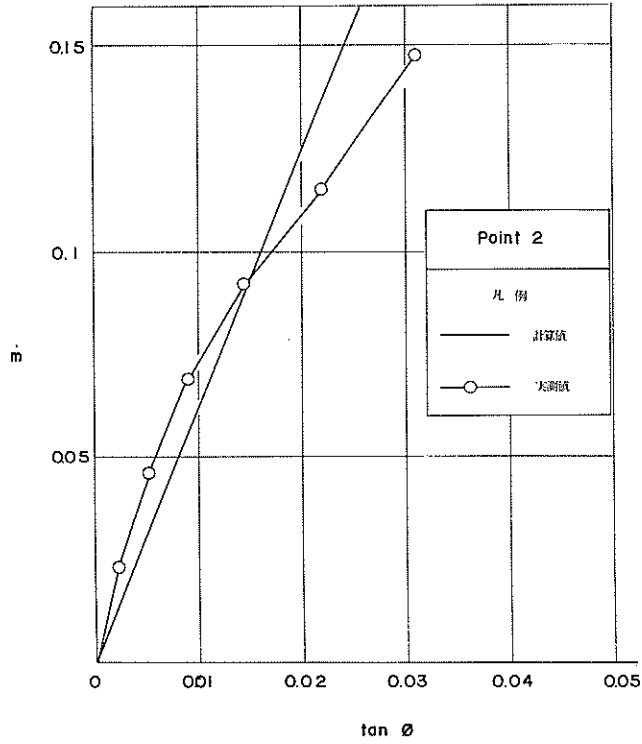
$$K_{b \times b} = K_{30 \times 30} \left(\frac{b+30}{2b} \right)^2 \quad (kg/cm^2) \quad (33)$$

および

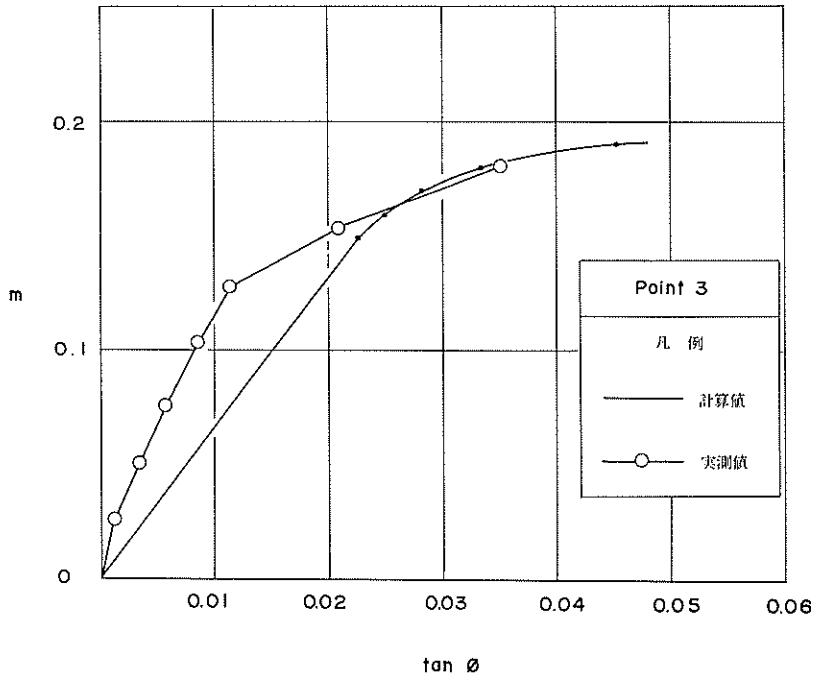
$$K_{b \times a} = K_{b \times b} \frac{a+0.5b}{1.5a} \quad (kg/cm^2) \quad (34)$$

を使って計算すれば、Point 2、およびPoint 3のそれぞれに対して0.87 $\frac{kg}{cm^2}$ 、1.66 $\frac{kg}{cm^2}$ が得られる。ここに、 $K_{b \times b}$ は $b \times b$ cmの接地面積に対する K 値、 $K_{30 \times 30}$ は30 \times 30cmの接地面積に対する K 値、 $K_{b \times a}$ は $b \times a$ cm(ただし、 b は幅、 a は奥行き)の接地面積に対する K 値である。そして、Point 2については幅が $B-2e$ 、奥行きが L になり、Point 3については幅が L 、奥行きが $B-2e$ となっている。

以上のように決めた q_u 値および K 値を使って理論的検討を行なった結果が図一22(a)(b)に示されている。ここで、太実線は理論解をあらわし、丸印を細線で結んだものが実験結果である。この結果、Point 2については、 $m = 0.1$ より大きい部分では、すでに実験値が直線部分よりはずれてきているのに対し、Point 3では逆に $m = 0.15$ 以下の部分で直線よりかなりはずれている。このような結果が得られた理由として考えられることは、実際の砂の動



図一22 測定値と理論値の比較 (a)



図一22 (b)

きをハッキリと弾性と塑性の両者に区分することが不可能で、したがって本理論におけるように明確な弾塑性の境界点は存在しえないであろうということ、また、同じ弾性領域内においても、いわゆる Winkler モデルのように、砂地盤をその単純なバネ支承の床盤と考えることでは厳密性はまったく無視されていること、さらに、このバネ支承のバネ係数を正しく評価するための確立された手法がないこと、この K 値の推定の便法として Terzaghi の方法を利用したが、偏心した載荷重を受けた載荷板にあてはめることが正しいかどうかかわからないこと、その他理論的展開に先立って設けた前提に実際現象と矛盾した点があること、など、本文中で述べた解析方法は多くの問題点を残している。しかし、重力式壁体の基礎が大きな水平外力によって部分的に完全塑性化した状態になりながらも、なおかつふみとどまるような現象が実際に見られ、その際に、どの程度の変形量あるいは傾斜量なら、安全率として残された割合はどの程度であるか、その結果、重力式壁体として支えうる残りの水平外力として、どの程度まで期待できるかなどという問題が生じた場合の、一つの便宜的解決策になりうるものと考えられる。

なお、最後にこのような重力式壁体の安全率について述べれば、図-4からも明らかなように、 $n > \frac{1}{3}$ では $m = (4-3n)^{-1}$ の境界、 $n < \frac{1}{3}$ では $m = \frac{3}{4}n$ の境界を過ぎると底盤はいちぢるしく傾斜量が増えることがわかるので、重力式壁体を安全な構造物として設計する際には m の値がこの境界線を越えないように断面をきめなければいけない。そこで、結論的には偏心荷重がミドルサード外にある場合は、許容支持力として 1.34 以上の安全率、ミドルサード内にある場合は偏心量に応じて図-4 に示される $m = (4-3n)^{-1}$ と $m = n$ の境界線で与えられる横座標の比より大きな安全率を利用すれば、重力式壁体の傾斜に対しての十分な考慮が払われたと考えるよいくであろう。

7. 結 論

重力式壁体が水平外力を受けたときの壁体の動き、特に壁体の傾斜量について、理論的および室内実験的な検討を加えた。そして壁体の底盤寸法、基礎地盤の土質条件などが与えられれば、ある大きさの水平荷重に対して、どの程度の傾斜量が生ずるかを推定する諸式が示された。ただし、ここでは壁体にかかる水平外力を底盤に働く偏心鉛直荷重とせん断力に置換えており、そのうちせん断力による壁体の傾斜への影響は少ないとして無視した。

そして、偏心量の大きさによって二つの過程を経ることが考えられ、それぞれの過程において基礎地盤がある底盤圧力分布を示し、その最大圧力がある値(基礎地盤の極限

支持力度)に達すると、その部分から基礎地盤が塑性化するものと仮定した。そして、その値に至るまでは底盤の沈下量と反力とが直線関係にあるという、いわゆる Winkler モデルを想定した。その結果、偏心荷重の大きさが増すにつれて、それぞれの過程において底盤の傾斜量も次第に増し、いわゆる極限状態に至って傾斜量が無限になることを示した。この場合に必要基礎地盤の土質定数としては、基礎地盤の極限支持力度 q_u と、地盤を Winkler モデルと仮定したときのバネ定数 K との値である。

本理論の妥当性を調べるために、60cm×120cmの剛性載荷板を使って偏心載荷試験を行なった。この実験では載荷重の変化に伴う載荷板の変位量、特に載荷板の傾斜量が中心に測定された。この測定結果を上述の理論によって検討した結果、ある範囲内ではある程度の一致が見られたが、それ以外の範囲ではかなり実測値と理論値がかけ離れる結果となった。この原因として第一に考えられることは、理論の実用性を強調したあまり、実際現象とかなり相違した前提に立った理論の展開であったことであろうと思われる。しかし、本文中にも述べた通り、やむを得ずこの種の問題をとり扱う上での一つの便法であり、今後の研究方針の礎ともなれば幸いであると考えて報告した次第である。ただし、この実用的解釈から結論的に云えることは、このような重力式壁体の安全性をチェックする上では、偏心荷重がミドルサード外の場合は 1.34 以上、ミドルサード内の場合は偏心量に応じて 1 と 1.34 の中間値以上の安全率を採用すれば、重力式壁体の傾斜に対する考慮は払われたものと考えるよいくということである。

8. あ と が き

本研究は第 4 港湾建設局からの要望を受けて行なったものである。当初の予測に反して充実した実験結果も得られず、内容的にもかなり粗雑な箇所も見られることと思われるが、実験回数も少ない上に、研究員の人手不足の時期に重なったことなど十分な検討もなしえなかったことをここにお断りしておく。最後に、本研究に対して調査費を提供して頂いた第 4 港湾建設局、および実験にたずさわってもらった元研究員、黒岩時春と資料の解析にたずさわってもらった土性研究室員、善功企の両氏に対し心からの謝意を表わしたい。なお、本実験の実施およびデータの整理は東亜建設工業 K.K. が行なったことをここに付記する。

9. 参 考 文 献

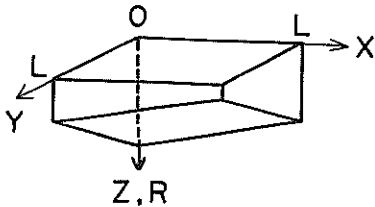
- 1) Winkler, E. (1867), Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit, H. Dominicus, Pray, pp. 182 - 184
- 2) Weissmann, G. F. (1972), "Tilting Foundations", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM1, pp. 59 - 78
- 3) Tettinek, W. & Matl, F. (1953), "A Contribution to Calculating the Inclination of Eccentrically Loaded Foundations" Proc. of 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., pp. 461 - 465
- 4) Stamatopulos, A. C. (1959), "Linearly Variable Load Distribution on a Rectangular Foundation" Jour. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 84, No. SM 6, pp. 137 - 152
- 5) Lousberg, E. (1957), "Calculation of the Distribution of Soil Reactions Underneath Eccentrically Loaded Footings", Proc. of 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., pp. 355 - 359
- 6) Gorbunov-Possadov, M.I. & Serebrjanyi, R. V. (1961), "Design of Structures on Elastic Foundations", Proc. of 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg. pp. 643 - 648
- 7) 港湾構造物設計基準、日本港湾協会編、昭和45年、PP. 5-1-1 ~ 5-1-16
- 8) 篠原登美雄、久保浩一(1961)、杭の横抵抗に関する実験的研究 - その1 -、運輸技術研究報告、Vol. 11、No.6、PP. 5 ~ 10
- 9) 運輸省航空局(1971)、空港コンクリート舗装構造設計要領、P. 74

10. 記 号 説 明

- A ; 接地面積 (cm^2)
 A_1 ; 単位面積の接地面積 (cm^2)
 a ; 接地面積の奥行き (cm)
 B ; 載荷板の幅 (cm)
 b ; 接地面積の幅 (cm)
 E ; 地盤のヤング率 (kg/cm^2)
 e ; 偏心量 (cm)
 I ; α の無次元関数
 K ; 地盤のバネ定数
 K_1 ; 単位面積当りの地盤のバネ定数
 $K_{b \times a}$; $b \times a$ (cm) の接地面積に対する K 値 (Kg/cm^2)
 $K_{b \times b}$; $b \times b$ (cm) の接地面積に対する K 値 (Kg/cm^2)
 $K_{30 \times 30}$; 30×30 (cm) の接地面積に対する K 値 (Kg/cm^2)
 L ; 載荷板の奥行き (cm)
 $\Delta \ell$; 最大地盤反力 (Kg/cm)
 M ; 転倒モーメント ($Kg-cm$)
 m ; $p/q_u B$
 n ; $1 - (2e/B)$
 P ; 偏心鉛直荷重 (Kg)
 p ; 単位長さあたりの偏心鉛直荷重 (Kg/cm)
 p_{cr} ; 限界荷重 (Kg/cm)
 p_u ; 極限荷重 (Kg/cm)
 q_A ; 端部 A における底盤圧力 (Kg/cm^2)
 q_B ; 端部 B における底盤圧力 (Kg/cm^2)
 q_u ; 極限支持力度 (Kg/cm^2)
 t ; 時間 ($min.$)
 W ; 鉛直荷重 (Kg)
 α ; L/B 辺長比
 γ ; 砂の単位体積重量 (g/cm^3)
 γ_t ; 砂の湿潤重量 (g/cm^3)
 γ_d ; 砂の乾燥重量 (g/cm^3)
 ν ; ポアソン比
 ρ ; 沈下量 (cm)
 ρ_A ; 端部 A における沈下量 (cm)
 ρ_B ; 端部 B における沈下量 (cm)
 ρ_C ; 中央における沈下量 (cm)
 Φ ; 無次元関数
 ϕ ; 回転角 (ラジアン)
 $\tan \phi$; 傾斜量

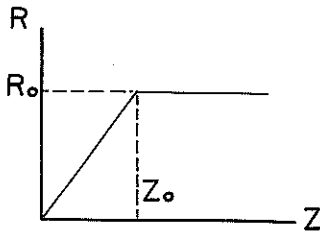
付録 方形板の底盤反力および傾斜量

本文中では無限の長さを持つ板の偏心荷重による底盤反力と傾斜量について述べた。したがって、二次元的取扱いが可能となり、計算方法も比較的単純であった。重力式防波堤や岸壁などの中央部分については、このような二次元的現象が起こる可能性も考えられるが、先端部や隅角部の重力式構造物は、任意の水平方向から外力を受ける可能性があるため、この問題については二次元的な取扱いが不可能で、有限長さを持つ矩形板あるいは正方形板としての検討が必要である。そこで、この付録中では、本文中で述べた二次元的取扱いの方が、そのまま適用できるとして理論式を誘導し、それを現場として利用しやすいように図表化してある。以下、その図表の作製にあたっての基本的考え方および図表の利用のし方について概略述べる。



図一 i 正方形板の沈下

図一 i のような形に正方形板の沈下を表わすものとする。この沈下量は、地盤に対し図一 ii のような弾塑性を仮定すれば、弾性範囲内では地盤反力に比例する。



図一 ii 沈下量と地盤反力

従って、図一 i は弾性範囲内においては地盤反力を示す図とみてもよい。

板の一辺を L 、地盤反力の最大値を R_0 とすれば、支持力の最大値 P_{max} は、

$$P_{max} = L^2 \times R_0 \quad (i)$$

任意の点に集中荷重 W を受けた時の板の支持力 P を次のように無次元化して表現する。

$$P = \frac{W}{P_{max}} \quad (0 < P \leq 1) \quad (ii)$$

また水平面上の位置を示す座標 (X, Y) も L で割り無次元化して表わす。

$$x = \frac{X}{L} \quad y = \frac{Y}{L} \quad (iii)$$

例えば、載荷位置が $X-Y$ 座標系で (X_e, Y_e) であるとするれば、無次元化した $x-y$ 座標系では次の (e_x, e_y) で表わされる。

$$e_x = \frac{X_e}{L} \quad e_y = \frac{Y_e}{L} \quad (iv)$$

また沈下量、地盤反力についても無次元化する。

$$z = \frac{Z}{Z_0} \quad (v)$$

$$r = \frac{R}{R_0} \quad (vi)$$

さて地盤反力は、載荷位置、載荷々重により図一 iii に示すような 13 Case の状況を呈する。板上任意のある 1 点に載荷すると、荷重の増大につれて反力状態がいくつかの Case を経ながら、支持力は増大していく。終局状態に関しても 3 Case がある。なおこの状態図については、 x, y に関して対称であるので省略したものもある。

それぞれの Case の支持力の一般式は次の通りであり、各 Case に対して 6 つの係数 $C_x, C_y, C_z, C_{xz}, C_{yz}, C_{xy}$ は表一 i に示す通りの値をとる。

表一 i 一般式における定数の値

Pattern	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
C_x	0	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
C_y	0	0	1	1	0	0	1	1	0	1	1	1	1
C_z	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
C_{xz}	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
C_{yz}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1
C_{xy}	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	1	1

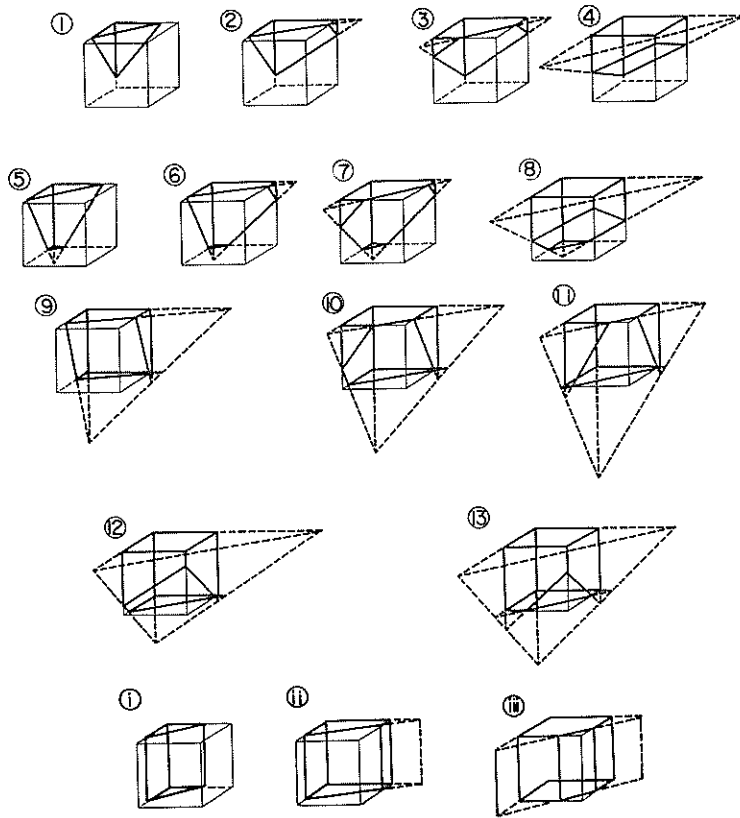


図-III 地盤反力状態の分類

一般式

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{a \cdot b \cdot z}{6} \left\{ 1 - C_x \left(1 - \frac{1}{a}\right)^3 - C_y \left(1 - \frac{1}{b}\right)^3 - C_z \left(1 - \frac{1}{z}\right)^3 \right. \\
 &\quad + C_{xz} \left(1 - \frac{1}{a} - \frac{1}{z}\right)^3 + C_{yz} \left(1 - \frac{1}{b} - \frac{1}{z}\right)^3 \\
 &\quad \left. + C_{xy} \left(1 - \frac{1}{a} - \frac{1}{b}\right)^3 \right\} \quad \text{(vii)}
 \end{aligned}$$

式中の a 、 b は次式により e_x 、 e_y から求められる。

$$\begin{aligned}
 e_y &\left\{ 1 - C_x \left(1 - \frac{1}{a}\right)^3 - C_y \left(1 - \frac{1}{b}\right)^3 - C_z \left(1 - \frac{1}{z}\right)^3 \right. \\
 &\quad \left. + C_{xz} \left(1 - \frac{1}{a} - \frac{1}{z}\right)^3 + C_{yz} \left(1 - \frac{1}{b} - \frac{1}{z}\right)^3 + C_{xy} \left(1 - \frac{1}{a} - \frac{1}{b}\right)^3 \right\} \\
 e_x &\left\{ 1 - C_x \left(1 - \frac{1}{a}\right)^3 - C_y \left(1 - \frac{1}{b}\right)^3 - C_z \left(1 - \frac{1}{z}\right)^3 \right. \\
 &\quad \left. + C_{xz} \left(1 - \frac{1}{a} - \frac{1}{z}\right)^3 + C_{yz} \left(1 - \frac{1}{b} - \frac{1}{z}\right)^3 \right. \\
 &\quad \left. + C_{xy} \left(1 - \frac{1}{a} - \frac{1}{b}\right)^3 \right\} \quad \text{(viii)}
 \end{aligned}$$

載荷位置に対して、反力状態のとりCaseの経路が決定される。板上で一定の経路をとる載荷位置の分類を図-IVに、それに対して反力状態がとる経路を表-IIに示す。

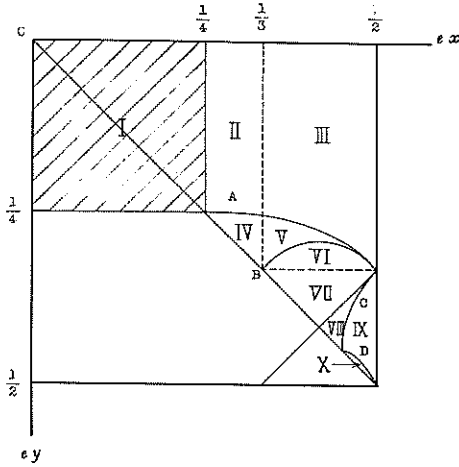


図-IV 載荷位置の分類 (a)

表-II 地盤反力状態がとる経路

分類	経路					終局状態
	弾性状態	塑性状態				
I	①	⑤				i
II	②	⑥	⑤			i
III	②	⑥	⑨			ii
IV	③	⑦	⑥	⑤		i
V	③	⑦	⑥	⑨		ii
VI	③	⑦	⑩	⑨		ii
VII	③	⑦	⑩	⑪		iii
VIII	④	⑧	⑦	⑩	⑪	iii
IX	④	⑧	⑫	⑩	⑪	iii
X	④	⑧	⑫	⑬	⑭	iii

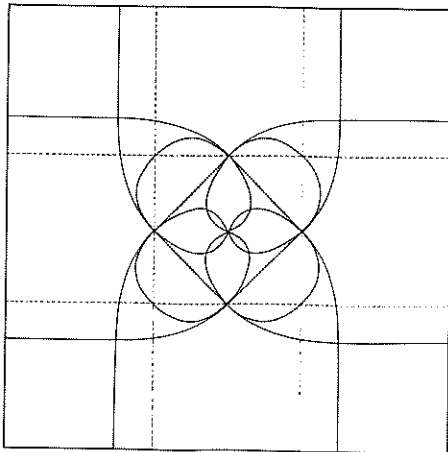


図-V 載荷位置の分類 (b)

図-IVは正方形の $1/8$ の部分であるが、図-Vに示す通り、 $x=1/2$ 、 $y=1/2$ 、 $x=y$ 、 $x+y=1$ に対して図は対称であるので、図-IVは全ての場合を含んでいる。図中、境界を示す曲線A、B、CおよびDを表わす式は次の通りである。

曲線A

$$\begin{cases} e_x \left\{ 1 - \left(1 - \frac{1}{a}\right)^3 \right\} = \frac{a}{4} \left\{ 1 - \left(1 + \frac{3}{a}\right) \left(1 - \frac{1}{a}\right)^3 \right\} \\ e_y \left\{ 1 - \left(1 - \frac{1}{a}\right)^3 \right\} = \frac{1}{4} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{1}{a}\right)^4 \right\} \end{cases} \quad (\text{X})$$

曲線B

$$e_y = 6e_x^2 - 5e_x + \frac{4}{3} \quad (\text{XI})$$

曲線C

$$\begin{aligned} & e_x \left\{ 1 - 2 \left(1 - \frac{1}{z}\right)^3 - \left(\frac{1}{z}\right)^3 \right\} \\ &= \frac{1}{4 \left(1 - \frac{1}{z}\right)} \left\{ 1 - 2 \left(1 - \frac{1}{z}\right)^4 - \left(4 - \frac{3}{z}\right) \left(\frac{1}{z}\right)^3 \right\} \\ & e_y \left\{ 1 - 2 \left(1 - \frac{1}{z}\right)^3 - \left(\frac{1}{z}\right)^3 \right\} \\ &= \frac{z}{4} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{1}{z}\right)^4 - \left(\frac{1}{z}\right)^4 \right. \\ & \quad \left. - \left(1 + \frac{3}{z}\right) \left(1 - \frac{1}{z}\right)^3 \right\} \end{aligned} \quad (\text{XII})$$

曲線Dについては曲線Cの式で e_x と e_y を交換したものである。

板上で、一定の x 方向偏位 e_x のまま e_y を変化させた時の降伏支持力及び終局支持力を図-VI、またその時の傾きを図-VIIに示す。ここで降伏支持力というのは、最も沈下量の大きい点が $Z = Z_0$ ($z=1$)に達した状態での支持力、終局支持力は図-IIIに示した通り、版により荷重を伝達されている地盤が全て降伏した状態(実際にはあり得ないことになる)の支持力を言うことにする。また傾きは板の最大傾斜とし、次式のように表わされる。

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a b} \times z \quad (\text{XIII})$$

従ってグラフの値を用いて実際の最大傾斜を求めるには、

$$\frac{Z}{L} \times \tan \theta \quad (\text{XIV})$$

とすればよい。

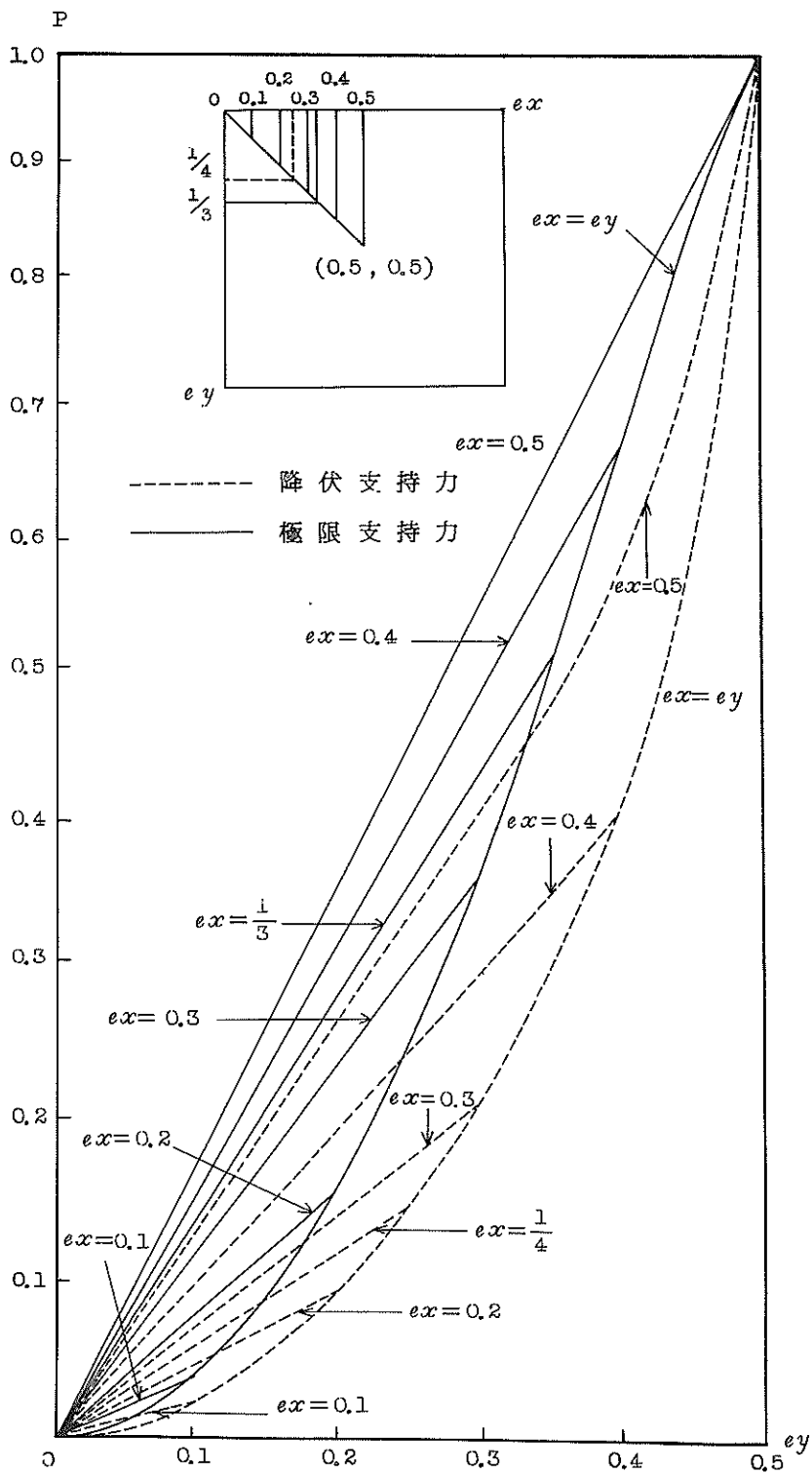
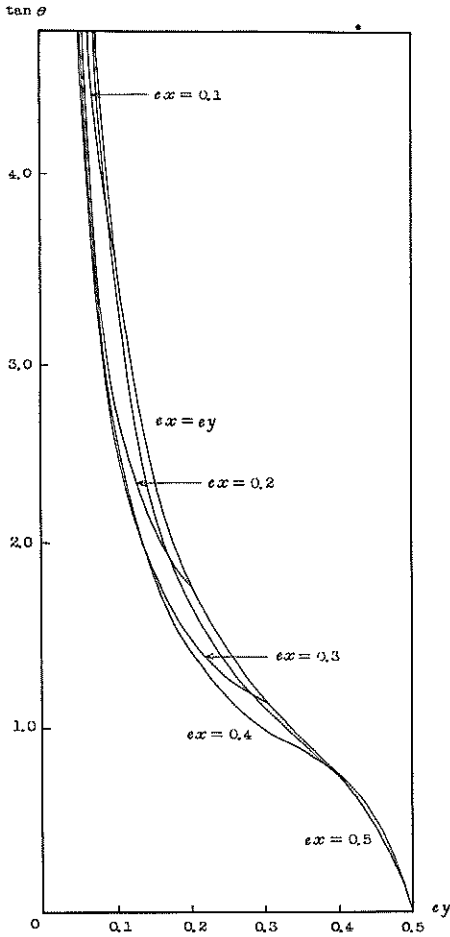
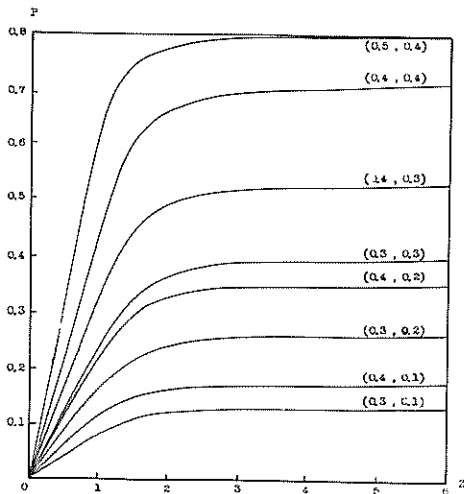


図-VI e_x 一定で e_y を変化させた場合の降伏支持力と極限支持力

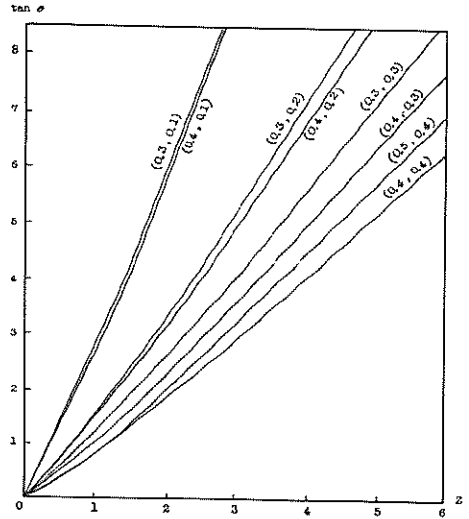


図一VII e_x 一定で e_y を変化させた場合の降伏状態での傾斜量

更に、最も大きな沈下量を示す点の沈下量に対する支持力と傾きを図一VIII、IXに示す。



図一VIII 沈下量支持力曲線



図一IX 沈下量支持力曲線

これは版上の離散点に対しての表現であるが、これ以外の点については、図の値を使って比例等で求めてもよいであろうし、また先に掲げた一般式から計算することもできる。なおArea Iと $e_x = \frac{1}{2}$ 、 $e_x \leq \frac{1}{3}$ に対して離散点でなく与えることができるので、それぞれ図-X、XIに示す。

最後に長方形板についても若干言及しておく。

長方形の2辺を L_x 、 L_y とした時、 X 、 Y の値を正方形の場合と同様に無次元化すると、前に述べたと同じ式によって支持力を計算することができる。

$$x = \frac{X}{L_x} \quad y = \frac{Y}{L_y} \quad (\text{XV})$$

但し

$$P_{max} = L_x \times L_y \times R_0 \quad (\text{XVI})$$

支持力については全く同じ議論をすることができるが、傾きについては、次式の a 、 b を式VIII、IXから e_x 、 e_y により求めて算出しなければならない。

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{a^2 L_x^2 + b^2 L_y^2}}{a b L_x L_y} Z \quad (\text{XVII})$$

港湾技研資料 No.195

1974・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 有限会社 ガリバー印刷

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.