

大山火山灰土の支持力特性に関する実験的考察

藤村 尚*・勝見 雅*・久保田 敬一*

(1974年10月25日受理)

Experimental considerations on bearing capacity of Daisen loamy soil.

Hisashi FUJIMURA,* Tadashi KATSUMI,* and Keiichi KUBOTA*

(Received, 25th of October, 1974)

Synopsis

This paper describes the results of research carried out on the bearing capacity characteristics of loamy sub-soil (weathered volcanic ash is the predominant ingredient), which is widely distributed over Tottori district. A series of experimental observations have been performed in order to clarify the influence of molding water-content and dry bulk density on the bearing capacity of the loamy sub-soil.

With the writers' experimental results the following subjects were discussed mainly, and a summary of writers' view led to the conclusion that,

- 1) The vertical displacement (settlement and heaving) in the field round the loading circular plate manifested in the appearance over a wide range of three times the diameter of the plate.
- 2) The maximum dry density increases and the optimum moisture content decreases with the going up of compacting energy. The dry density versus moisture content curve becomes flat with the drop in the compactive effort. Also, it is notable that the minimum dry density of the soil comes out in 40~50% moisture content, and have no much effect on the compactive effort.
- 3) The bearing capacity and the vertical displacement of homogeneous sub-soil vary in accordance with the initial moisture content of the soil. The bearing capacity is rather small at low moisture content of $w = 20\sim 30\%$, and get greater at higher moisture content of $w = 40\sim 60\%$. The heaving up of sub-soil is detected in any appreciable amount in former case.
- 4) The bearing capacity increases currently with its density and besides the subsequent settlement also increases.
- 5) The bearing capacity and the subsequent settlement will be expressed by Eq.(1) and Eq.(6), with the modulus of deformation $D = q/(S/2R)$.

We studied the bearing capacity characteristics of loamy sub-soil experimentally, varying directly with moisture content and density of the soil, and besides attempted to rationalize by inducing a empirical formula. The writers are going to make a programme on the study to ascertain the numerical values of the formula, and clarify the bearing capacity characteristics of loamy sub-soil.

The writers wish to express our appreciation to Mr. Hirano, Mr. Nosaka, Mr. Nagakura and Mr. Yokoyama for helpful assistance in this study.

* 土木工学科

1. 緒 言

地盤の支持力については周知のように Terzaghi, Meyerhof などの理論的, 経験的な研究が有名である。一方, 現場では極限支持力と同時に沈下量の推定が問題となり両者を結びつける方法として平板載荷試験がしばしば行なわれている。地盤の荷重と沈下特性が極限支持力にどのように関係しているかは, いまだほとんど解明されていない問題であり, さらに, これらの研究は主に粘土層ならびに砂層地盤に関するもので, 特殊土を対象とした研究はほとんど見当たらない。本文はこのようなことを念頭におき, 大山火山灰土を用いて実験室内にて円形載荷試験を行ない, 主に乾燥過程の試料条件における締固め含水比ならびに地盤の密度の変化が支持力特性におよぼす影響について実験的研究を行なったものを取りまとめたものである。さらに, 沈下曲線における変形係数を導入して, 極限支持力ならびに極限支持力時の沈下量の検討をも試みている。

2. 試料および実験方法

2.1 試料の土質工学的性質

本実験に用いた試料は大山上部火山灰土(西高尾産)¹⁾で, 一般に黒ぼくと称されているものであり, 地表面の腐食有機物を取り除き, 深さ20cmより下部のものを採取したものである。この試料の物理定数は自然含水比 $w=70\sim 90\%$, 比重 $G_s=2.54$, 含水比 $w=12.13\%$ の気乾状態に調整した試料の液性限界 $w_L=72.0\%$, 塑性限界 $w_p=46.0\%$, 塑性指数 $I_p=26$ である。この土の粒径加積曲線は図一1にみるように, 最大粒径が2.00mmである。

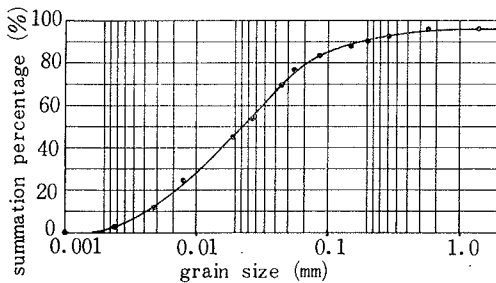


Fig. 1 Grain size distribution curve of the loamy soil

2.2 実験装置

実験装置は図一2のように土槽と載荷装置からなっている。土槽は $70\times 70\times 30\text{cm}^3$ の大きさからなる木製で載荷装置は同図にみたように鋼製のアングル材で反力を取り, プルービングリングとジャッキを介した載荷板をモーターで作動して載荷しようとしたものである。プルービングリングの最大容量は3tonで, 載荷板は直径10cmの鉄製円柱を用い, この底面を粗とするために均一に砂を貼りつけた。

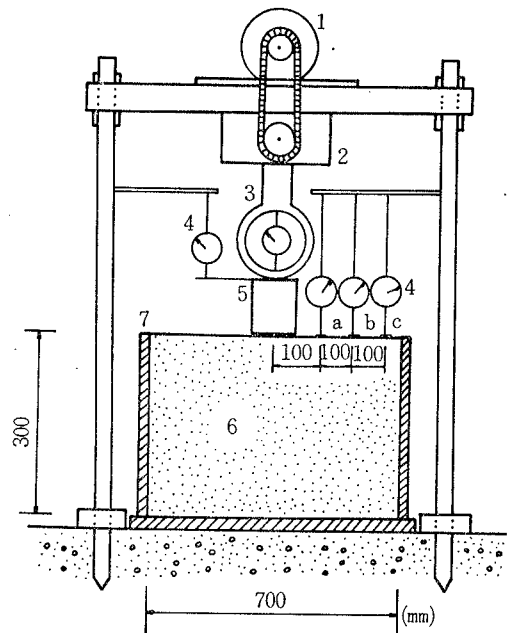


Fig. 2 Experimental device

- 1 motor
- 2 jack
- 3 3ton's proving ring
- 4 dial gage
- 5 metal circular plate
- 6 sample
- 7 wood container

2.3 実験方法

地盤を作成する試料は採取した高含水比の状態²⁾で5mmふるいでふるい分け, その際に土塊状のものは十分ときほぐしてふるい分けた。試料条件は未使用試料を用いて, 湿潤状態から乾燥状態に空気乾燥させる方法を取り, 土性が含水状態によって著しく異なる火山灰土の特

性²⁾を考慮して、自然含水比から気乾含水比の間で5段階、すなわち、60%、50%、40%、30%、20%に調整したものを準備した。このような試料を土槽に入れ、その上に重量10.4kgの25.5×25.5cm²の正方形の鉄板を移動させながら均等に締め固まるように4.5kgのランマーを約40cmの高さから自由落下させて突き固めた。地盤は所定の含水比の試料を用いて、ゆるづめ状態（乾燥密度が約0.70 g/cm³）と密づめ状態（乾燥密度が約0.75 g/cm³）になるように層厚20cmまでは5cmごとに、層厚20cmから30cmまでは2.5cmごとに落下回数50~500回にて突き固めた。このように層厚を変化させた理由は地盤の破壊状況を観察するためであり、各層に非吸水性の亜鉛華ZnCl₂、約2~3mmに薄く敷いた。

締め固められた地盤は3日間放置した後、図-2に示すように設置した。載荷速度1.0mm/min.で載荷板を押し込むことにより載荷試験を行なったが、この場合の最大沈下量は30mmとし、載荷重はブルーピングリング、沈下量はダイヤルゲージを用いて最初の3分間は30秒ごとに、その後は1分ごとに30分まで読みとることとした。また、載荷板が貫入することによって、その円柱状板の周辺地盤に土の垂直変化が認められるので、図-2に示すように板の中心から10cm、20cm、30cmの距離に3×3×0.1 (cm)のプラスチック板を配置し、それらの変位量を載荷板に伝達された荷重、載荷板の沈下量と同時に測定した。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重と沈下特性

図-3は実験結果から得られた荷重と沈下曲線の一例として、 $w=30\%$ の場合を示したものである。ここに、 q 、 S および R はそれぞれ単位面積当りの荷重、沈下量、載荷板の半径を表わしている。同図によるとゆるづめ、密づめ状態ともなだらかな曲線を呈し、ただちに、極限支持力をみいだすのは困難である。しかし、一般的にこれらの荷重-沈下曲線はつぎの3段階に分けられる。まず、地盤が弾性的な挙動を示し、沈下は荷重に比例する段階であり、荷重と沈下の関係がほぼ安定している。この段階では周りの地盤が流動することなく直接荷重増分を支えているものと考えられる。第2段階は第1段階より荷重の増分に比べて沈下の割合が増加する段階で荷重と沈下の関係が不安定である。この段階では支持地盤に塑性流れが生じ始め、荷重の増加にしたがって徐々にこの塑性流れが地盤全域にわたって広がっていくも

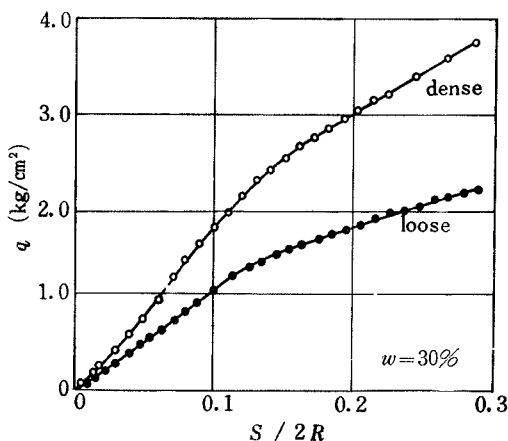


Fig. 3 Load-settlement curves

のと考えられる。第3段階は沈下が急激に増加して最終的にはわずかな荷重の増加においてもかなり大きな沈下が認められる部分で、再び荷重と沈下は比例関係を示す段階である。これらの曲線から極限支持力を求めるに際しては、種々の解釈、決定がなされているが、本実験では第3段階が始まる点をもって極限支持力とよぶこととした。これらの3段階は決して画一的に現われるものでなく、本実験に使用した試料においても乾燥密度や含水比の変化によって若干異なった傾向を示すものも認められた。また、これらの段階の境界ははっきり認められるものではなく、ある範囲をもつものと考えられる。

3.2 浅い基礎周辺地盤の垂直変化

図-4は載荷板周辺の外周盛り上りもしくは沈下量と載荷板の沈下の関係を $w=30\%$ の場合を一例として示したものである。縦軸および横軸は基礎の大きさを抹殺するため盛り上り、あるいは沈下量を載荷板の直径で除したもので表わした。同図によると、載荷板の中心点からの距離によって、図-2にみた各点a、b、cの挙動は当然それぞれ異なる結果を示している。基礎に最も近いa点では変位量の絶対値が最も大きく現われ、c点ではそれは極端に少ない。このことから直径の3倍以上離れた地盤表面には垂直変位量においてほとんど影響を及ぼさないものと考えられる。これについては別に載荷後、地盤を基礎の中心線に沿って断面を削り、写真判読を行なって、沈下状況ならびにすべり線などと併せて検討した結果からも是認されることである。これらの結果からただちに結論をくだすのは早計であるが、一般に支持力の大小を判定するのに用いられている室内CBR試

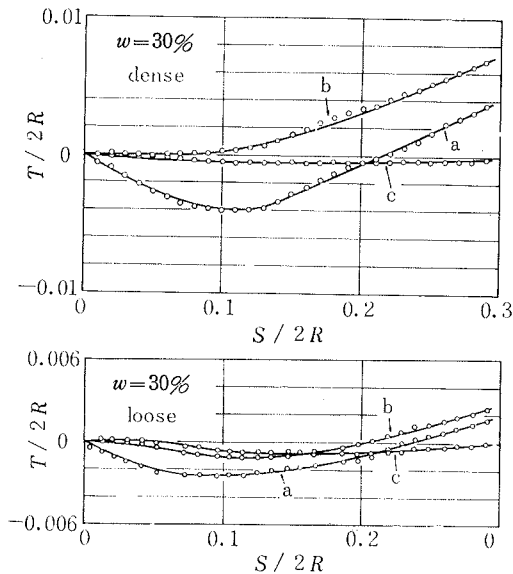


Fig. 4 Relationship between $T/2R$ and $S/2R$

験ではモールドの径が15cmで $L/2R = 3$ (L : 載荷板の中心からの距離) に相当するためモールドの縁にその影響が現われ、CBR値を幾分大きく見積る傾向にあるので、これらの試料を用いて、室内CBR試験を行なう場合にはその解析に当たっては十分注意を払う必要があることを示唆している。つぎに、地盤表面の垂直変位の挙動ならびに、試験後の地盤断面の写真結果などから基礎地盤の土の挙動を推察する。一般的な傾向として、載荷時の荷重の小さい弾性的挙動を示す範囲において、載荷板下の円柱状部分内の点は下方に移動し、それ以外の部分の点は下方あるいは下方からやや傾いた方向に動く。さらに荷重を加え降伏状態に達するとそれらの点は上方および横方向に動き出し、極限荷重状態においては載荷板下の円柱部分内の土は流動をきたし、そこでは横方向および上方方向に動くことが考えられる。総合的に判断して当地盤条件におけるせん断破壊領域は明瞭には認められなかったが、これに関しては今後二次元基礎を用いて検討を行なう予定である。

3.3 含水比の変化に伴う支持力特性について

一般に火山灰土は含水状態によって土の性質が著しく異なることが知られており、当火山灰土についても著者は今までに指摘してきた。ここではそれらの一環として、2.3 で述べた各含水比における支持力特性について検討するものであり、試料条件を乾燥過程についてのみ

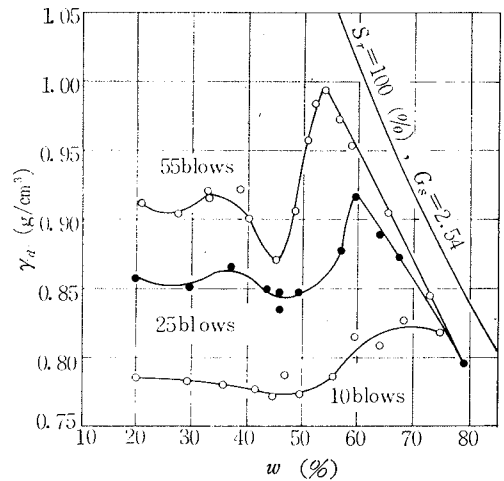


Fig. 5 Relationship between dry density and molding water content on the loamy soil

行なったものである。図-5はJIS・A・1210に準じて突固め試験における結果を示したものである。同図によると突固めエネルギーすなわちランマーの打撃回数によって規制された土の締固め曲線は突固めエネルギーが大きくなれば、最大乾燥密度は大きく、最適含水比は低くなっている。また、突固めエネルギーが小さくなるにつれてそれらの曲線は扁平になっていく。ここで、突固めエネルギーの異なる3曲線のいずれにおいても40~50%の含水比で締固められた試料は等突固めエネルギー曲線において、最小の乾燥密度が現われていることは注目すべきところであり、他の火山灰土を含む特殊土や砂質土、粘土にはみられない傾向を示し、土粒子自身の特性、土粒子と水分関係ならびに土の骨格構造などに特異な性質を有しているものと推察される。これらに関しては土のコンシステンシーと大いに関係するものと考え、現在、資料を整理している段階である。さらに、含水比が40%以下ではほとんど乾燥密度が一定で、50%以上の含水比では山形を呈し、そこでは突固めエネルギーが大きくなるにつれて、その山形は急峻になる傾向を示している。

ついで、図-6は極限支持力 q_u と含水比 w の関係を図示したものであり、 q_u は w が40~50%の間で最大値をもつ曲線を示しており、図-5にみた最小値とよく対応している。図-6から密度が一定で含水比の変化によって極限支持力が異なるのは土粒子と水のメニスカスの関係ならびに土粒子を取り巻く吸着水の吸着力などが

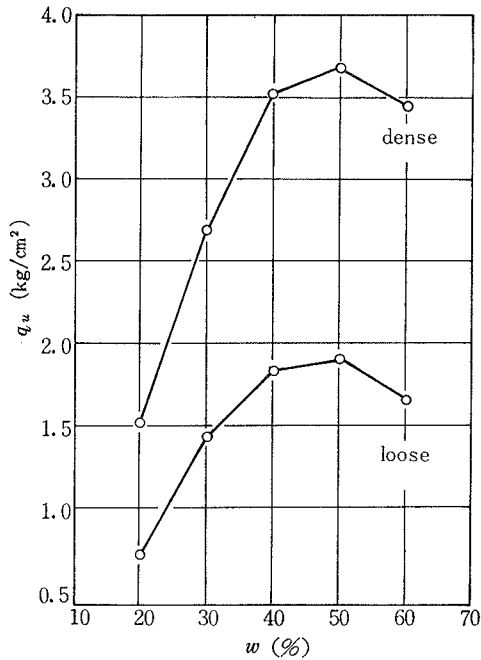


Fig. 6 Influence diagrams for the ultimate bearing capacity at various molding water content

大きく影響を及ぼしているものと思われる。当地盤はいずれの場合も飽和度 $S_r = 65\%$ 以下の不飽和土であって、特に $w=20, 30\%$ の含水比の地盤は飽和度が50%以下の低い状態にある。これらの低含水比においては土粒子と水のメニスカスは小さく、したがって、毛管力は大きい、火山灰土粒子がポーラスであること、さらに土粒子間の接触応力が大きくなって粒子の破碎ならびに砂的性質を帯びた土粒子の移動が容易な状態にあるため、十分な荷重強度が得られないものと考えられる。一方、不飽和土中においても飽和度50%以上の $w=40\sim 60\%$ の地盤では低含水比の地盤より大きい支持力が現われているのは、毛管力が低含水比におけるものよりも小さいが土粒子間の接触応力は小さく粘性土の性質を帯びて土粒子の移動が困難な状態にあるために大きい荷重強度が得られている。後者については破壊後の写真判読からも載荷板の沈下による局部的な圧縮現象が観察され、載荷板下の地盤では載荷前の地盤より載荷後の地盤の方がより密な状態に移行していることから予想されることである。

図一七は含水比の変化と周辺地盤の挙動について示し

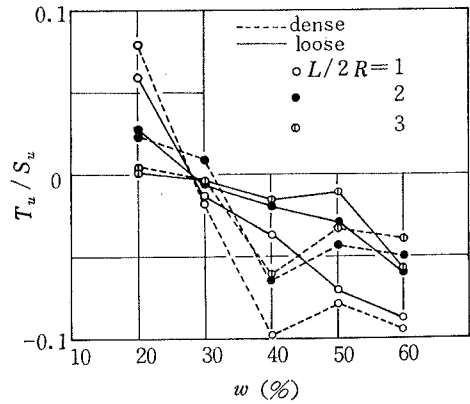


Fig. 7 Relationship between T_u / S_u and w

たもので、縦軸は周辺地盤の垂直変位 T_u と載荷板の沈下量 S_u の比 T_u / S_u を横軸は含水比を表わしている。ここに、添字 u は極限支持時の状態を示すものである。同図によると極限支持力が発揮されときの地盤は含水比が20~30%の範囲で周辺地盤の表面が盛り上がるかもしくはほとんど、元の位置に戻っているが、高含水比における地盤は、全般的に沈下している。以上を要約すると、乾燥密度を一定にした地盤の極限支持力ならびに周辺地盤は含水比の変化によって大いに影響を及ぼしていることがわかる。特に、含水比が20~30%の低い場合と40~60%の比較的高含水比の地盤ではそれらの支持力特性ならびに周辺地盤、地中内の土粒子の挙動などが著しく異なっていることを示している。

3.4 土の密度と支持力特性について

本実験地盤は図一五の突固め試験結果に対照すると、低い乾燥密度にある、たとえば密づめ状態の密度は突固め試験の落下回数10回すなわち突固めエネルギー $4.58 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3$ の曲線より低いところにあるが、これらの突固め試験で得られた突固め曲線から推察してほぼ同様の傾向がみられるものと思われる。ゆえに、一定密度の地盤を作成するには40~50%の含水比の試料は高い突固めエネルギーが、60%含水比の試料では低い突固めエネルギーで十分である。図一3, 4, 6, 7 および 8 にはそれぞれ密づめとゆるづめ状態の比較を示したがこの範囲の密度変化ではほぼ同様の傾向がみられ、密度が大きくなれば極限支持力ならびに極限支持力時の沈下量が大きく、さらに周辺地盤の垂直変位量がゆるづめ状態よりも著しく大きい傾向がみられる。

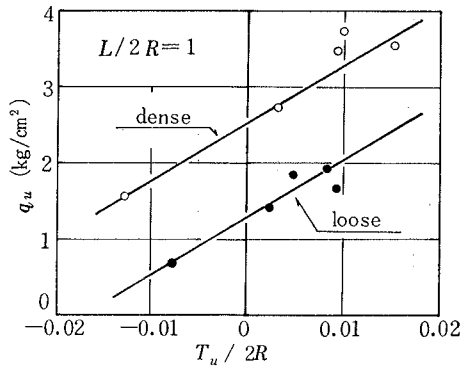


Fig. 8 Relationship between q_u and $T_u / 2R$

3.5 変形係数と極限支持力ならびに沈下量について

3.1~3.4に関しては極限支持力ならびに破壊沈下量と周辺地盤の垂直変化とをそれぞれ別々に分けて含水比ならびに乾燥密度との関連において整理してきたが、ここではいわゆる変形係数³⁾の概念を導入して総合的な考察を試みる。ここで述べる変形係数 D は帯状基礎に対するもの³⁾を円形基礎に適用するため帯状基礎の幅 B を円形基礎の直径 $2R$ に代えることにより $D = q / (S / 2R)$ で定義する。この D が荷重 q の増加に伴ってどの様に変化するかをみるために $\log D$ と q / q_u の関係を図示したのが図-9である。同図によると載荷重の初期と最終部分を除いてほとんどこう配のない直線で近似できそうである。初期の部分において直線から逸脱する傾向がみられるのは地盤表面の不均一性が大きく影響し、また基礎底面の地盤の接地が完全でなかったものと思われる。また最終の部分の直線の傾きは支持地盤に塑性流れが生じ始め、荷重の増加にしたがって徐々にこの塑性流れが広がっていくとする影響によるものと考えられる。これらに関しては本実験においてはすべり線および土粒子の移動を微視的に測定していないので、今後さらにこのような点に注目して検討を試みたいと思っている。ついで図-9の直線部分を $q / q_u = 0$ の点へのばし、その値を D_0 とすることはその地盤の潜在的な沈下特性と対する抵抗力とみなされる。図-10はこの D_0 と極限支持力の関係を図示したものであり、同図によるとほぼ直線関係がみられつぎのような実験式で表わされるものと考えられる。

$$q_u = kD_0 + C \quad \dots(1)$$

ここに、 k , C は土性によって変化する定数である。一方、地盤の支持力公式として周知のごとき二次元帯状基

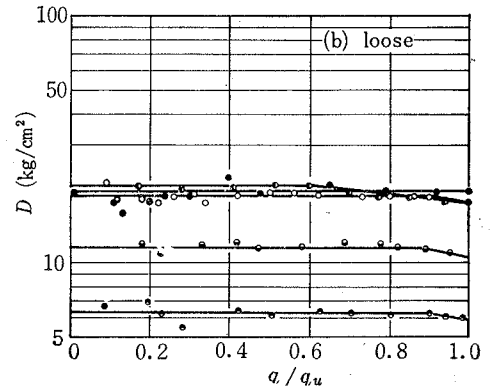
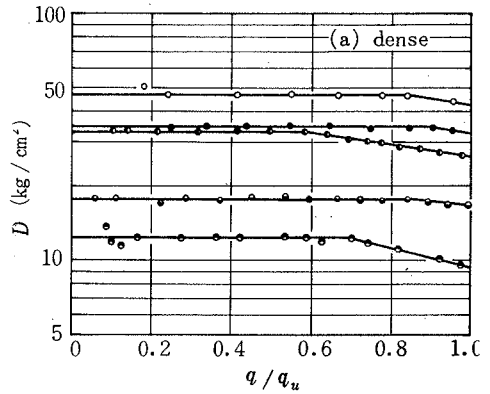


Fig. 9 The variation of D and q / q_u (a) dense, (b) loose

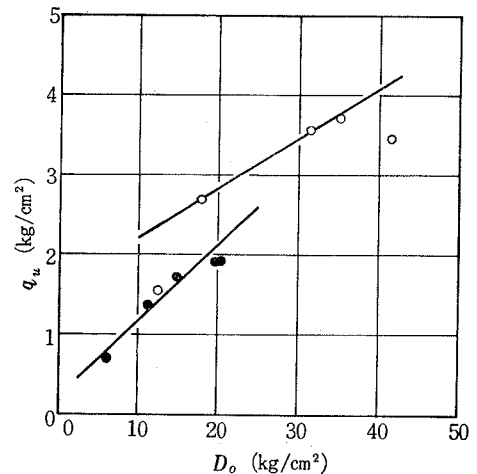


Fig. 10 The variation of q_u and D_0

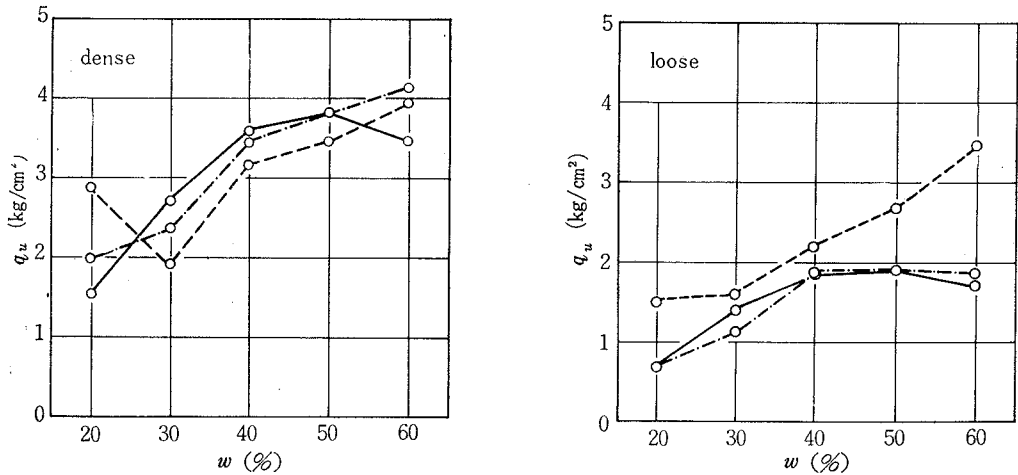


Fig. 11 Relationship between the ultimate bearing capacity and molding water content

—— experimental value
 ----- equation (3)
 - · - · - equation (4)

礎を対象とした Terzaghi の支持力公式があるが、これに形状係数を乗ずることにより円形基礎に用いられている半経験的支持力公式

$$q_u = 1.3 CN_c + 0.3rBN_\gamma + rD_f N_q \quad \dots(2)$$

$$q_u = 1.3CN'_c + 0.3rBN'_\gamma + rD_f N'_q \quad \dots(3)$$

において式(2)は全せん断破壊、式(3)は局所せん断破壊の場合であり、ここに C 、 γ 、 D_f はそれぞれ土の粘着力、単位重量、基礎の根入れ長、 N_c (N'_c)、 N_γ (N'_γ)、 N_q (N'_q) はそれぞれ土の粘着力、自重、押え荷重による支持力係数を表す。本実験に用いた試料は式(3)で示した局所せん断破壊の場合に類似しているものと考えて取り扱う。すなわち、本実験に用いた試料は内部摩擦角が小さく、また極限状態における基礎周辺の土かぶりによる上載荷重の効果がかなり小さいと考えられることから、式(3)の右辺の第二項、第三項はともに無視し、極限支持力は粘着力による項のみに関係するものとする。図-11は極限支持力と含水比の関係を実験値と変形係数を用いた式(1)から算定したもの、さらに、Terzaghi の支持力公式式(3)における右辺の第一項のみを考えてそれぞれの極限支持力を図示したものである。図からわかるように、当然のことながら式(1)を用いた方が式(3)から計算したものより、測定値とよい対応を示している。この場合式(3)における支持力係数 N'_c は三軸圧縮試験を行なって内部摩擦角 ϕ を測定し、図からも

とめたものである。

つぎに、変形係数 D と破壊時の沈下量 S の関係は D_0 および θ (図-9において、直線が横軸となす角) を用いて、 $0 < q/q_u \leq 1$ の範囲ではつぎのように書ける。

$$\log D = \log D_0 - \alpha \left(\frac{q}{q_u} \right) \quad \dots(4)$$

上式(4)に $D = q / (S/2R)$ を入れて

$$S = \frac{2R}{D_0} q \exp \left[\alpha \left(\frac{q}{q_u} \right) \right] \quad \dots(5)$$

となる。ここに、 $\alpha = \tan \theta$ 当地盤ではすべて図-9にみたように $\alpha = \tan \theta \cong 0$ と考えられるので式(5)はつぎのような簡単な式で表わされる。

$$S = \frac{2R}{D_0} q \quad \dots(6)$$

一方、一般の粘性土層上における基礎の沈下 S は S_i 、 S_c をそれぞれ即時沈下量、粘土の圧密による沈下量として次式のようにこれら2つの要素から成ると考えられている。すなわち

$$S = S_i + S_c \quad \dots(7)$$

そこで、本実験で行なった載荷試験においては即時沈下が支配的であると考えられるので式(7)の右辺第二項は一応考慮外とした。この即時沈下量 S_i は載荷と同時に

瞬間的に生ずる沈下を意味し、さらに弾性沈下と残留沈下とに分けられる。しかし実際には全即時沈下量を弾性理論で計算しても近似できる⁴⁾ ことから、厚い一様な粘土層上に直接支持されている場合には次式⁴⁾ がよく用いられる。

$$S = qB \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_p \quad \dots(8)$$

ここに、 q は荷重強度、 B は基礎の直径、 I_p は形状係数、 E 、 ν はそれぞれ土の弾性係数、ポアソン比である。そこで、当実験の結果を式(8)に適用するのは地盤ならびに載荷方法の点において若干問題は残るが、極限支持力時の沈下量と含水比の関係を式(6)ならびに $I_p = 1.0$ 、 $\nu = 0.4$ として式(8)から求められた計算値と実験値とを比較したのが図-12である。図からわかるように、 $w = 20 \sim 60\%$ の範囲において、実験値の方が式(6)および式(8)から求めた計算値より大きく現われている。しかし、これらの曲線は変形係数を用いた式(6)の方が実験値に近い結果を示している。以上要するに当火山灰土を用いて支持力試験を行なった結果からそれらの極限支持力ならびに沈下量は変形係数 $D = q / (S/2R)$ を用いて数式化して表現できるものと思われる。今後、この整理方法を用いて、火山灰土については密度、含水比などの幅を広め、さらに砂ならびに粘性土についても検討を加えたいと思っている。

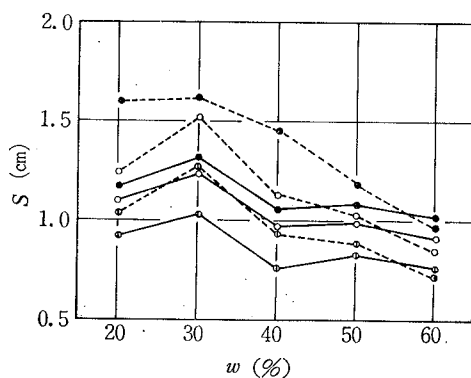


Fig. 12 Relationship between the settlement at ultimate bearing capacity and the molding water-content

.....dense ● experimental value
 ——loose ○ equation (6)
 ⊙ equation (8)

4. 結 言

今回の一連の実験によって得られた成果を要約するとつぎのようになる。

1) 載荷板周辺地盤の垂直変化は基礎の直径の3倍以上離れた地盤表面には影響が及ぼさない。

2) 突固め曲線は突固めエネルギーが大きくなれば最大乾燥密度は大きく、最適含水比は小さくなる。さらに、エネルギーが小さくなるにつれて、それらの曲線は扁平になる。また、突固めエネルギーに関係なく40~50%の含水比において最小の乾燥密度が得られたことは他の土にみられないところであり、注目すべきことである。

3) 等密度をもつ地盤における極限支持力および周辺地盤の垂直変化は含水比によって異なり、 $w = 20 \sim 30\%$ の低含水比では小さい支持力が現われ、周辺地盤の表面は盛り上げるかもしくはほとんど、元の位置に戻っている。一方 $w = 40 \sim 60\%$ の高含水比における地盤は大きい支持力が現われ、周辺地盤の表面は全般的に沈下を示している。

4) 地盤の密度変化に伴なう支持力特性は密度が大きくなれば極限支持力ならびに極限支持力時の沈下量は大きく現われ、周辺地盤の垂直変化が大きい傾向を示している。

5) 変形係数 $D = q / (S/2R)$ を用いて極限支持力ならびに破壊時の沈下量を表わし、それらの関係を求める方法として、式(1)、式(6)の関係式が使用できるものと思われる。

以上、大山火山灰土を用い、含水比および密度を変化させた地盤の円形載荷試験を行ない、それらの支持力特性についてのべるとともに、変形係数を導入して、極限支持力ならびに沈下量との関係を比較検討してきた。今後は本文中に指摘してきた問題点を究明すると共に、湿潤過程における支持力特性さらに地中内の応力伝達機構などについて研究を進める予定である。

本研究を実施するに際して、当時の学生平野泉(現・青木建設KK)、長倉哲郎(現・アイサワ工業KK)、野坂勇次郎(現・新日本コンサルタントKK)、横山升(大学院)をはじめ本学土木工学科土質研究室関係者の協力を得たことを付記して感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 久保田・藤村
大山火山灰土の工学的特性,
鳥取大学工学部研究報告, 第2巻, 第1号,
(1971)
- 2) 久保田・藤村
大山火山灰土の締固め特性について(その2),
土木学会第27回年次学術講演会概要集, (1972)
- 3) 今井・他
有限深さの砂地盤の支持力,
第7回土質工学研究発表概要集, (1972)
- 4) 土質工学ハンドブック,
土質工学会編, 技報堂, (1966)