



|                  |   |
|------------------|---|
| Title            | 道央に分布する火山灰土の土質工学的研究   |
| Author(s)        | 北郷, 繁; Kitago, Shigeru; 高岩, 勝 他   |
| Citation         | 北海道大學工學部研究報告, 68(2), 223-241  |
| Issue Date       | 1973-09-29  |
| Doc URL          | <a href="https://hdl.handle.net/2115/41162">https://hdl.handle.net/2115/41162</a> |
| Type             | departmental bulletin paper   |
| File Information | 68(2)_223-242.pdf   |



# 道央に分布する火山灰土の土質工学的研究

北郷 繁\* 高岩 勝\*\* 神谷光彦\*\*\*

(昭和48年3月17日受理)

## Studies on Geotechnical Properties of Volcanic Soil in Central Hokkaido

Shigeru KITAGO Masaru TAKAIWA Mitsuhiko KAMIYA

### Abstract

Since the serious damages were sustained by private residences and public properties constructed on loose fill of volcanic soils in the 1968 Tokachioki Earth Quake in Kiyota Residential Area near Sapporo, attention has been focussed on the geotechnical properties of soils of volcanic origin in Hokkaido, and several contributions have been made by several research institutes. The reason for this delay in commencement of geotechnical research on volcanic soils as compared with that in Kyushu, where the soils are locally called Shirasu and have the same geological origin as that of Hokkaido, is that while Kyushu suffers frequent attacks of typhoons and severe rainfalls, which loosen the Shirasu soils rendering their slopes unstable, in Hokkaido the exposure to typhoons are much less frequent and the intensity of rain is much lower. The damages in Kiyota Residential Area mentioned above, is not attributed to rain water, but rather to poor geotechnical properties of loose fill of volcanic soils. The attentions of researchers on volcanic soils, therefore, have been focussed on their deformation, strength and compaction characteristics.

In this paper, some results of our experiments carried out for the last three years are presented on geotechnical properties of volcanic soils originated from the Shikotsu. There are two major types of volcanic soils, ie. fall type deposit and flow type deposit. The outstanding structural characteristics of individual particles of volcanic soil are that the particle is extremely angular and porous, and that its angular corners are easy to be crushed. Most of their characteristic behavior in compaction, deformation and resistance to shear can be attributed to this structural and surface properties of the particle. The existence of numerous pores within a particle which can not be replaced by water, results in a much lower value of specific gravity of volcanic soil as far as the present standard method of testing is concerned. Crushed particles at a higher confining pressure in strength test render its internal friction angle smaller and, in contrast to this, the angular surface of the particle increases its values at lower confining pressure. Each experimental detail is presented on these geotechnical behaviors by tests on index properties, compaction and strength.

---

\* 北大工学部教授 土質工学研究室  
\*\* 北大工学部助手 土質工学研究室  
\*\*\* 北大工学部助手 交通線路工学研究室

## 目 次

|                              |     |
|------------------------------|-----|
| Abstract .....               | 224 |
| 1. ま え が き .....             | 225 |
| 2. 試 料 .....                 | 225 |
| 2-1. 実験試料 .....              | 225 |
| 2-2. 道央火山灰の分布と地質学的生成過程 ..... | 225 |
| 3. 試験項目と試験方法 .....           | 226 |
| 3-1. 物理試験 .....              | 226 |
| (1) 比重試験 .....               | 226 |
| (2) 粒度試験 .....               | 226 |
| 3-2. 突固め試験 .....             | 227 |
| 3-3. 強度試験 .....              | 227 |
| 4. 試験結果とその考察 .....           | 228 |
| 4-1. 比重試験 .....              | 228 |
| (1) 最大粒径と比重 $G_s$ との関係 ..... | 228 |
| (2) 距離と比重との関係 .....          | 229 |
| 4-2. 粒度試験 .....              | 229 |
| 4-3. 突固め試験 .....             | 230 |
| (1) 初期含水比の影響 .....           | 230 |
| a. 降下火山灰土 (A 型) の場合 .....    | 230 |
| b. 流下火山灰土 (L 型) の場合 .....    | 232 |
| (2) 突固めによる粒子破碎 .....         | 232 |
| (3) 突固めエネルギー増加の影響 .....      | 233 |
| (4) 吸水時間の影響 .....            | 234 |
| 4-4. 強度試験 .....              | 234 |
| (1) 応力, ヒズミ, 体積変化の関係 .....   | 234 |
| a. L 型火山灰土の場合 .....          | 234 |
| b. A 型火山灰土の場合 .....          | 235 |
| (2) 強度定数の決定 .....            | 235 |
| (3) セン断による粒子の破碎について .....    | 238 |
| (4) 破碎を受けた試料の強度特性 .....      | 239 |
| 5. ま と め .....               | 239 |
| 6. 謝 辞 .....                 | 240 |
| 7. 参 考 文 献 .....             | 240 |

## 1. ま え が き

1968年十勝沖地震の際、火山灰地に造成された清田団地の公共施設や家屋に被害があって以来、本道の火山灰土も土質工学者の注意を引くに至り、ここ数年来、各所の研究機関で基礎的な研究が進行している。南九州のシラスは、生因的には本道のそれと同じであるが、この土に関する研究は相当の程度に達している。これにくらべて本道の火山灰土が工学的に問題にされなかったのは、雨の降り方の違いによるものである。

本道も、九州なみの台風や集中豪雨に見舞われれば、斜面の崩壊などによる被害は当然発生しているはずである。清田団地の震害は、ゆるい盛土に顕著であって、雨のせいではない。土質工学者の注意を引いたのは、したがって、乱した火山灰土の変形特性、強度特性および締固め特性である。

本文は、支笏系の成因の異なる2種類の火山灰土について、その物理的性質から始まって、上記の諸特性を実験的に、3年間にわたって調べたものの報告である。火山灰土の特徴の最大なるものは、個々の粒子が角ばって多くの間ゲキを持ち、かつ、破碎され易いということである。この特性が、この土のすべての土質工学的特性にあらわれ、通常は無機質土と際立った相違となっている。たとえば、比重が通常の測定法では異常に小さいのは多孔性のためであるし、拘束圧の高いところで内部摩擦角が低くなるのは粒子の破碎に基づくものと考えられる。反対に、拘束圧の低いところで内部摩擦角が異常に高いのは、粒子が角ばっているためと推定される。これらの事実が比重、粒度の物理試験や突固め試験や強度試験で証明される。

## 2. 試料

### 2-1. 実験試料

実験に用いた試料は Fig. 1 に示した地点の地上 1.5 m 附近より採取した。これらの試料はすべて次項でのべる支笏系のものである。これら各地点を年度別に分けると Table 1 の通りである。表中、A 型というのは降下火山灰 (Pyroclastic fall deposit) のことであり、L 型というのは流下火山灰 (Pyroclastic flow deposit) の略である。以下この略号を使用する。

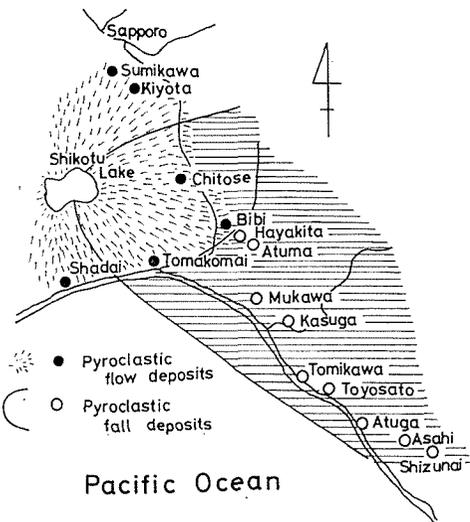


Fig. 1. Distribution of Shikoku Pyroclastic fall and flow deposits and sampling location.

Table 1. Year of test and soils tested.

| Year of Showa | A Type   | L Type   |
|---------------|--|--|
| 45            |  | Bibi   |
| 46            | Hayakita<br>Tomikawa<br>Atuga<br>Sizunai       | Sumikawa<br>Kiyota<br>Tomakomai<br>Chitose<br>Shadai |
| 47            | Atuma<br>Mukawa<br>Kasuga<br>Toyosato<br>Asahi | Sumikawa<br>Kiyota<br>Tomakomai<br>Chitose<br>Shadai |

採取した試料は自然含水比の変化を防ぐために現場でポリ袋に密封し、それを実験室に運び、実験開始まで密封の状態に保管した。

### 2-2. 道央火山灰土の分布と地質学的生成過程

道央に分布する火山灰は洪積世の支笏降下・流下火山灰、沖積世の恵庭降下火山灰、樽前降下火山灰であり、その層準は Fig. 2 に示してある。このうち、広範囲にかつ、かなりの層厚をもって分布するのは支笏系の A 型と L 型の火山灰であり、その分布範囲は Fig. 1 に示したよ

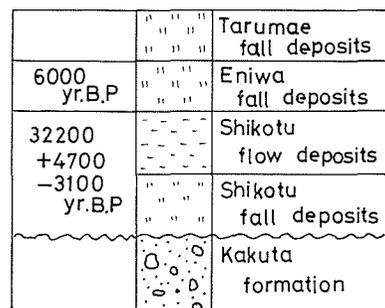


Fig. 2. Geologic column.

うに、A型は支笏湖を噴出源として東方へほぼ楕円状に分布し、L型はやはり支笏湖を噴出源とし支笏湖を取り囲むように分布している。

ここで各火山灰の成因について述べると、A型は支笏カルデラ成立以前に現在の支笏湖に存在した火山より浅間山形式の噴火で空中に噴出されて降下し堆積したものであり、L型は支笏カルデラ成立時に噴出されたものが熱雲状となって山腹を流下し堆積したもので、溶結した部分も見られる。このL型はシラスと同一成因と考えられるものであり、清田団地の基盤となるものである。

### 3. 試験項目と試験方法

#### 3-1. 物理試験

##### (1) 比重試験

JIS法に基づく試験方法により得られる火山灰土の比重は多くの場合2.1内外でかなり小さい。この原因と考えられる点は次のようである。火山灰粒子は多孔質でFig. 3<sup>1)</sup>に示すような各種の間ゲキを有しており、また特異な粒子形状を有して、この間ゲキの一部には

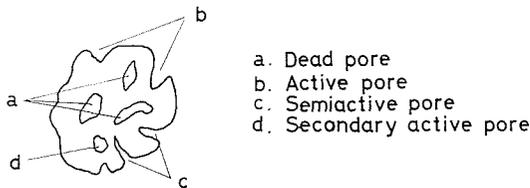


Fig. 3. Schematic representation of pores in volcanic soil particle.

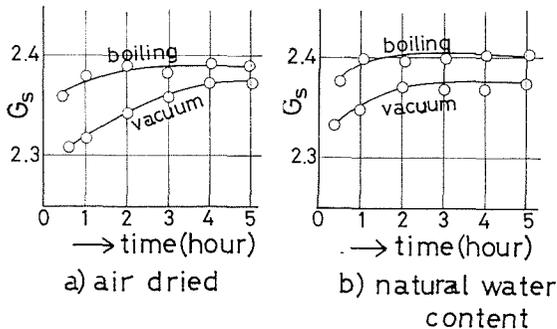


Fig. 4. Comparison of de-airing method for specific gravity measurement.

に次の様な予備実験を行なった。すなわち、試料の最大粒径を2.0 mm、試料の初期状態を自然含水状態と気乾状態の2条件、脱気方法を煮沸法と真空法の2法として、試料の初期状態、脱気方法のちがひ、ならびに脱気時間の長短によって比重値がどのように変化するかを調べた。これから得られた結果を図示したものがFig. 4である。これによると、いずれの方法によっても脱気時間が長くなると比重値が大きくなる傾向があるが、しかし2時間以後ではほぼ一定値とみることができる。この一定値の大小をまず初期状態について比較すると、自然含水状態の方がより大きい値を示している。脱気方法の比較をすると、明らかに煮沸法が良い。それで、この実験では比重試験での試料の脱気をJIS法によらないで次の様に定めた<sup>2)</sup>。すなわち、自然含水状態の試料を用い、煮沸法により脱気し、脱気時間を安全をみて3時間とした。なお、この予備実験の試料はL型のものを使用した。A型、L型の粒子形状はほぼ同じと考えられるので、この試験法をA型にも用いた。

##### (2) 粒度試験

この試験の目的は、当然ながら分類と粒度分布の特性をみることに、もう一つは突固めや強度試験における粒子の破碎の程度をみることにある。

種の間ゲキを有しており、また特異な粒子形状を有して、この間ゲキの一部にはJIS法では水と置換できない空気またはガスが封入されているためと考えられる。すなわちJIS法では脱気が不十分であるため粒子の体積が大きく測定され、その結果として比重値が小さく計測されたものと考えられる。よって適切な試験方法を得るために

一般に土の粒度試験で問題になるのは粒子を分散させる方法、つまり分散剤に何をを使うかということである。JIS法に示す分散剤では不十分の場合があるからである。火山灰土にもこの例がある。すなわち、火山灰が風化し粘土化する過程で化学的性質が変わるために、分散剤として常用されている薬品では全く分散しない場合がある。関東ロームの研究において分散剤と鉱物組成との間に、ある関係が認められると述べているが<sup>3)</sup>、実用面を考えた場合、鉱物組成を調べて分散剤を選ぶことは不適当であり、土質試験法に述べてあるように<sup>4)</sup>、多種の分散剤を用い、最も良く分散した薬品を分散剤として使用するのが妥当と思われる。

今回使用した試料は風化されていないものであったが、ヘキサメタリン酸ナトリウム、塩酸、過酸化水素、水酸化ナトリウムを使用し、各々1規定溶液10ccを加えて予備実験を行ない、その結果、水酸化ナトリウム溶液が最も良く分散したので分散剤として以後の実験に使用した。

### 3-2. 突固め試験

この実験の目的は突固め試験における初期含水比が突固め効果に与える影響をみることに、突固めエネルギーの増加による突固め特性の変化を知ることにある。宅地造成などで火山灰土を締固める場合、自然含水状態をそのまま締固めてよいのか、そうでなくて、普通の砂質土のように、最適の含水状態があるのかを知ることが前者の理由である。後者についていえば、火山灰土の場合、突固めエネルギーの増加による乾燥密度や最適含水比の変化の模様が普通の土と似たものなのかどうかを知ることにある。試験方法で問題になることの一つは、試料を再使用するか、しないかである。当然予想されるように、火山灰土の粒子はくだけやすいものであるから、一度突固めを受けると、程度の差こそあれ、粒度組成が変化する。これを繰り返し突固めれば、粒度組成はさらにかわって、はじめのそれとは大分ちがった状態の土の突固め試験を実施していることになり、現場での条件とは一致しない。それで、この実験では、現場での状況と一致させ、粒子破碎の影響を除くために、JIS A 1210の突固め試験法<sup>4)</sup>のうち、乾燥非繰り返し法、非乾燥非繰り返し法を採用した。

以上の方針に基づき、初期含水比の調整は次のようにして行なった。密封されていた試料を実験室内に広げ徐々に気乾し、所定の含水比に低下したところで、改めてポリ袋に密封した。また、突固めエネルギーについては、ランマー重量2.5kg、落下高30cm、3層25回の第一法と、ランマー重量4.5kg、落下高45cm、5層25回の第二法の2種とした。両者の単位体積当りのエネルギーの比は1:4.5である。モールドは第一法、第二法とも直径10cm、高さ12.7cm(容積1,000cm<sup>3</sup>)を使用した。ランマーの上下は機械によらず人力によった。含水比の測定はモールドの上、下2カ所で測定し、突固めによる粒子破碎をみるための粒度試験用試料は含水比測定試料をとった残りから四分法で取り出した。

### 3-3. 強度試験

多孔質で特異な形状を持つ粒子からなる火山灰土の強度特性を調べることが目的であるが、試料を飽和させてセン断試験を行ない、その間の間ゲキ水圧の増減からダイレイタンスー特性をみることが出来なかった。乱した火山灰土を実験室的に完全に飽和させることが出来なかったからである。それで、強度試験の方法としてこの実験に使った三軸圧縮試験には、すべて気乾状態の試料を使った。そして、ダイレイタンスー特性、つまりセン断中の容積の増減をみるためには空気マノメーター<sup>5)</sup>を併用した。

三軸圧縮試験装置は常用のものの特に変わったところはないから、ここには主要な諸元を示すにとどめる。供試体寸法が直径50mm、高さ120mmのヒズミ制御方式で、ヒズミ速度は、毎分供試体初期高さの0.8%とした。セン断中の断面の補正は、各測定点における体積を試料の高

さで割ったものより求め、メンブレンの補正は行なっていない。体積の変化は空気マノメーターによる。供試体端面のマサツを減ずるためのシリコングリースは使用していない。

拘束圧は0.2, 0.5, 1, 2, 4, 6 kg/cm<sup>2</sup>の6段階で、0.2 kg/cm<sup>2</sup>のように非常に低い拘束圧を採用したのは、破壊包絡線が原点を通るかどうかが調べるためである。

**Table 2.** Initial dry densities of test specimen for triaxial compression test.

|          | soils     | $\gamma_d$ (Dense)<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$ (Loose)<br>(g/cm <sup>3</sup> ) |
|----------|-----------|--|--|
| L Type   | Sumikawa  | 1.231                                      | 1.021                                      |
|          | Kiyota    | 1.186                                      | 0.995                                      |
|          | Chitose   | 1.217                                      | 1.062                                      |
|          | Tomakomai | 1.117                                      | 1.010                                      |
|          | Shadai    | 1.087                                      | 0.899                                      |
| A Type   | Hayakita  | 0.545                                      | 0.421                                      |
|          | Atuma     | 0.639                                      | 0.552                                      |
|          | Mukawa    | 0.601                                      | 0.499                                      |
|          | Kasuga    | 0.900                                      | 0.763                                      |
|          | Tomikawa  | 0.555                                      | 0.431                                      |
|          | Toyosato  | 0.604                                      | 0.457                                      |
|          | Atuga     | 0.590                                      | 0.482                                      |
|          | Asahi     | 0.599                                      | 0.510                                      |
| Shizunai | 0.587     | 0.471                                      |  |

試料はA型火山灰土で最大粒径を4.76 mmとし、L型では粒子破碎の影響をみるためにつぎの2種類のものを比較した。すなわち、4.76 mm以下の自然状態の試料を気乾したもの、もう一つは突固め試験で得られた最適含水比で突固めた試料(突固めエネルギーは4.5 kg×45 cm×25回×5層)を気乾したものの二つである。当然試験後はフルイによる粒度分析を行なっている。粒子の破碎の程度と、それが試験結果に与える影響をみるためであって後節4-4(3)で詳述する。

供試体の初期密度は、密づめ、ゆるづめの2種とし、各試料についてのそれぞれの密度はTable 2のようである。また、密づめ、ゆるづめの供試体の具体的な作製法はつぎのようである。まず密づ

めは振動を与え、キリ状の金属棒で突固めて得られた最も密なものを目標密度と定め、ゆるづめは若干の振動を与えて得られたもので各試料における $\gamma_d$ の差は±0.009 g/cm<sup>3</sup>とした。

なお、L型火山灰土の第二の試料である突固めを受けた試料の場合は、その間ゲキ比を突固めを受けてない試料のそれに合わせた。

#### 4. 試験結果とその考察

##### 4-1. 比重試験

###### (1) 最大粒径と比重 $G_s$ との関係

供試体試料の最大粒径と $G_s$ との関係については、一般に粒径が大きくなると $G_s$ は小さく、また測定値もバラツキが大きくなる傾向があると指摘されている。この関係について札幌周辺のL型土について坂上<sup>6)</sup>が、釧路地方の火山灰土について池浦<sup>7)</sup>が報告しているが、いずれも上記の傾向が認められている。本実験のA型土について試験結果を示すとFig. 5のようである。この図からも以上の事実が確認される。すなわち、測定点の分布は右さがりで、かつ2.0 mm, 4.76 mmでの分散が他の粒径を最大粒径として $G_s$ を求めたときのそれより大きいことは一見して明らかである。

この図で注目されるのは、第一に $G_s$ の最大値が供試体試料の選びかたによっては2.7前後にもなって、普通の無機質土とかわらない値をもつということ、第二は供試体試料の最大粒径を変化させると $G_s$ に非常なひらきが出るということ、たとえば $G_s$ の最大、最小とその比を表にまとめると、Table 3のようである。最大が最小の1.4倍になっている例がある。第三に、最大の $G_s$ を与える供試体試料の最大粒径は0.42 mm前後であること、第四に、噴出源からの距離

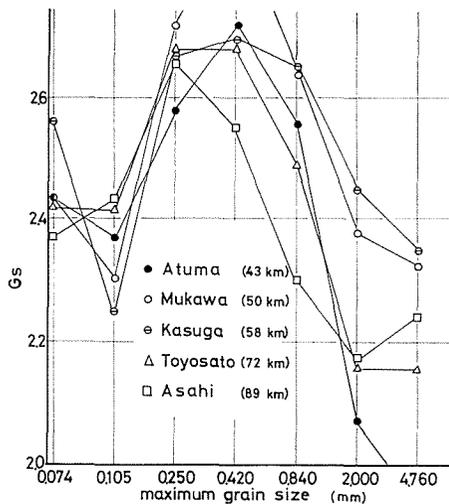


Fig. 5. Variation of specific gravity with maximum grain size of soils tested.

主成分である珪酸 ( $G_s=2.65$ ) 以外のものの混入を示すものであり、これが 0.42 mm フルの前後に集中し、かつそれが噴出源からの距離にはほとんど無関係であったものと考えられる。また、供試体試料の最大粒径を 2.0 mm とか 4.76 mm のように大きくすると、水によって置換できない間ゲキの粒子容積に対する割合が大きくなるため  $G_s$  が小さく測定されるものと思われる。しかし、Fig. 5 において 0.105 mm 粒径で一旦下降しながら 0.074 mm で再上昇するもの（噴出源からの距離の小さいものに多い）があるのは、これでは説明できない。

## (2) 距離と比重との関係

Fig. 6 に A 型火山灰土についての噴出源からの距離と  $G_s$  との関係を示す。この場合  $G_s$  は自然状態で、4.76 mm フルイを通過したものについての値である。これによると  $G_s$  は遠距離になるにつれて大きくなる傾向が認められる。これは前述のように近距離においては粗粒分が多く、遠くなるにつれて細粒分が多くなり、そのためこの様な傾向が生じたものと考えられる。

## 4-2. 粒度試験

Table 4 の物理試験一覧表および Fig. 7 の粒度加積曲線図から次のようなことが言える。L 型の火山灰土は均等係数が 10 以上、74  $\mu$  以下の細粒分が 13~28% で粒度組成が良いこと、一方 A 型火山灰土は均等係数が 2 前後とかなり小さいこと、しかしそれは噴出源に近づくにつれて大きくなる傾向があること、また 74  $\mu$  以下の細粒分は 10% 以下と L 型にくらべてはるかに少ないことである。この L 型と A 型の粒度組成の差は、前述した成因の違いにその理由を求めることができる。

L 型、A 型の火山灰土を統一分類法と三角座標法で分類すると、L 型は統一分類法では 74  $\mu$

Table 3. Ratio of maximum specific gravity to minimum one for test soils with different maximum grain size.

| soils    | $G_{s \max}$ | $G_{s \min}$ | $G_{s \max}/G_{s \min}$ |
|----------|--------------|--------------|-------------------------|
| Atuma    | 2.72         | 1.94         | 1.40                    |
| Mukawa   | 2.90         | 2.30         | 1.26                    |
| Kasuga   | 2.70         | 2.25         | 1.20                    |
| Toyosato | 2.68         | 2.16         | 1.24                    |
| Asahi    | 2.66         | 2.17         | 1.22                    |

と  $G_s$  の変化の間には一定した関係が認められないことなどである。

以上 4 つの事実を説明するには次の 2 つのことが考えられる。すなわち、鉱物成分の影響と粒子の内部間ゲキの影響である。まず、前者についてであるが、最大の  $G_s$  が 2.7 以上ということは火山灰土の

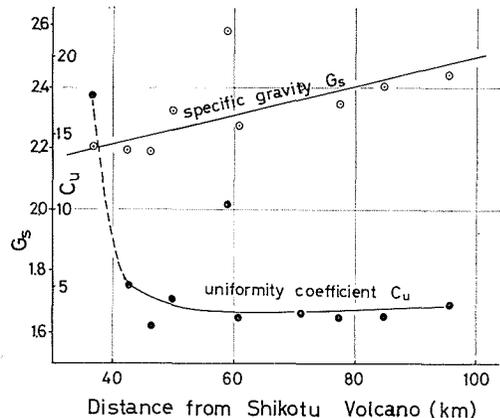


Fig. 6. Dependency of specific gravity and uniformity coefficient on distance from volcano.

Table 4. Test results of index properties and classification.

|          | soils     | specific gravity | fraction        |                    |                     |                 | coefficient of uniformity | classification triangular diagram | distance from volcano (km) |
|----------|-----------|------------------|-----------------|--------------------|---------------------|-----------------|---------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
|          |           |                  | gravel >4.76 mm | sand 4.76~0.074 mm | silt 0.074~0.005 mm | clay 0.005 mm < |                           |                                   |                            |
| A Type   | Hayakita  | 2.21             | 26              | 67                 | 7                   | 0               | 17.2                      | sand                              | 37                         |
|          | Atuma     | 2.20             | 15              | 82                 | 3                   | 0               | 5.0                       | "                                 | 43                         |
|          | Mukawa    | 2.32             | 8               | 89                 | 3                   | 0               | 4.2                       | "                                 | 50                         |
|          | Kasuga    | 2.58             | 1               | 90                 | 9                   | 0               | 10.3                      | "                                 | 58                         |
|          | Tomikawa  | 2.26             | 3               | 95                 | 2                   | 0               | 3.0                       | "                                 | 60                         |
|          | Toyosato  | 2.42             | 1               | 97                 | 2                   | 0               | 3.4                       | "                                 | 72                         |
|          | Atuga     | 2.32             | 0               | 99                 | 1                   | 0               | 2.7                       | "                                 | 78                         |
|          | Asahi     | 2.41             | 0               | 98                 | 2                   | 0               | 3.0                       | "                                 | 89                         |
| Shizunai | 2.44      | 0                | 99              | 1                  | 0                   | 3.8             | "                         | 98                                |                            |
| L Type   | Sumikawa  | 2.24             | 2               | 77                 | 18                  | 3               | 14.4                      | sandy loam                        |                            |
|          | Kiyota    | 2.36             | 2               | 66                 | 25                  | 7               | 10.7                      | "                                 |                            |
|          | Chitose   | 2.45             | 2               | 86                 | 13                  | 2               | 26.9                      | "                                 |                            |
|          | Tomakomai | 2.40             | 2               | 67                 | 28                  | 3               | 33.3                      | "                                 |                            |
|          | Shadai    | 2.37             | 2               | 76                 | 21                  | 1               | 14.1                      | "                                 |                            |

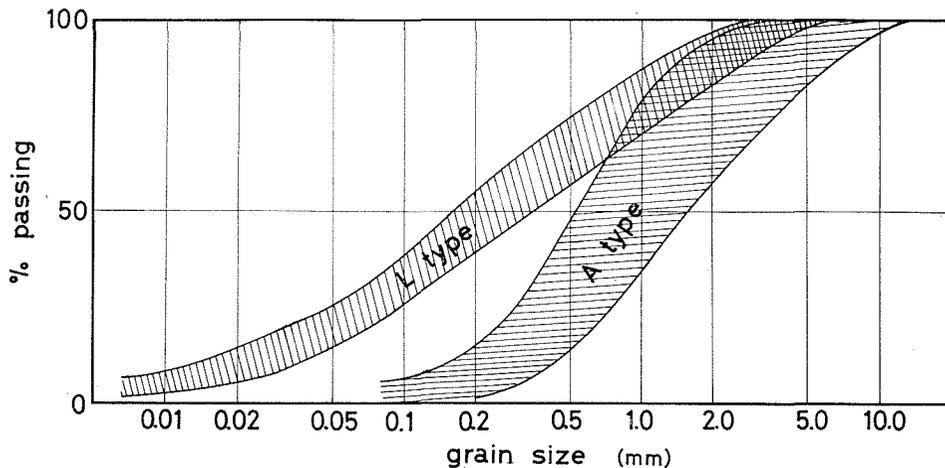


Fig. 7. Grain size distribution curve.

フルイ通過率が13~28%で砂分がレキ分よりも多いため、塑性図上で分類することになるが、火山灰土は非塑性であるため分類出来ない。しかし、三角座標法では砂質ロームとなる。A型は74 $\mu$ フルイ通過率が5%未滿で砂分がレキ分が多く、均等係数が2~3、曲率係数が2~4であるため統一分類法ではSP、三角座標法では砂と分類される。

#### 4-3. 突固め試験

##### (1) 初期含水比の影響

##### a) 降下火山灰土 (A型) の場合

一般に砂質土の突固め試験によって得られる最大乾燥密度  $\gamma_{d\max}$  と最適含水比  $w_{\text{opt}}$  は突固めエネルギーを一定とすると、その試料固有なものと考えられ、初期含水比  $w_i$  に影響されないとされている<sup>8)</sup>。しかし、A型火山灰土において、自然含水状態より気乾しながら調整された

初期含水比  $w_i$  から出発して3-2で述べた方法で突固めると、突固め曲線は異なる含水比でそれぞれ乾燥密度のピークを与えている。一例を示すと Fig. 8(a) のようである。

まず、初期含水比  $w_i$  と最大乾燥密度  $\gamma_{d \max}$  の関係であるが、確かに、それぞれの  $w_i$  においてそれぞれの  $\gamma_{d \max}$  を与えるけれども、これらの  $\gamma_{d \max}$  相互間の差は Table 5 に示すように、きわめてわずかであり、実用上  $w_i$  のいかにかわらず  $\gamma_{d \max}$  は一定であるとみるべきである。この結果は突固めエネルギーでいうと、第一法によった場合の結果であるが、第二法でも定性的には同じような結果を得ている。この結論を現場にあてはめると、A 型火山灰土（ただし未風化の）を締固める場合、 $\gamma_{d \max}$  だけを問題にするのであれば、どんな含水状態から出発しても、つぎに述べる最適含水比  $w_{opt}$  の条件さえ満足すれば、得られる  $\gamma_{d \max}$  にはほとんど差が生じないということになる。

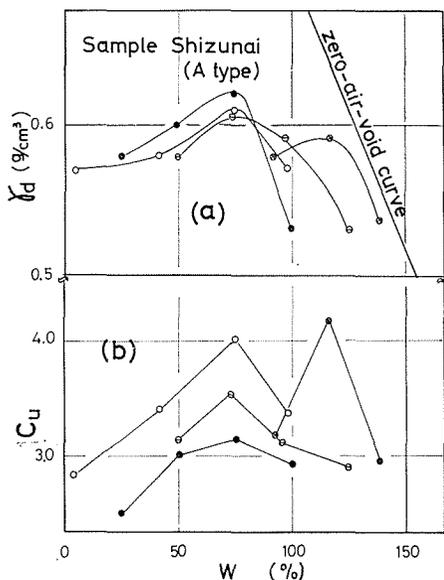


Fig. 8. Compaction curves and uniformity coefficient curves.

Table 5. Comparison of maximum dry densities obtained from tests compacted from different initial water content.

| soils    | highest value of $\gamma_{d \max}$ (g/cm <sup>3</sup> ) A | lowest value of $\gamma_{d \max}$ (g/cm <sup>3</sup> ) B | A-B (%) |
|----------|---|--|---------|
|          | Hayakita  | 0.57   | 0.55    |
| Atuma    | 0.67  | 0.64   | 4.5     |
| Mukawa   | 0.73  | 0.66   | 9.5     |
| Kasuga   | 0.95  | 0.94   | 1.1     |
| Tomikawa | 0.64  | 0.63   | 1.6     |
| Toyosato | 0.70  | 0.65   | 7.1     |
| Atuga    | 0.61  | 0.60   | 1.6     |
| Asahi    | 0.69  | 0.65   | 5.8     |
| Shizunai | 0.62  | 0.59   | 4.8     |

つぎに最適含水比  $w_{opt}$  と、初期含水比  $w_i$  の関係であるが、Fig. 9 に示すように  $w_i$  が 40% 以下の場合、得られる  $w_{opt}$  は一定であり、40% を超えると  $w_i$  の増加と共に  $w_{opt}$  も増加するという、他の材料には見られない特異性を示している。この理由について考えてみると、まず、ある A 型火山灰土に加水して  $\gamma_{d \max}$  を得るのに要する外部付加水は、 $\gamma_{d \max}$  が同じなら  $w_i$  の多少にかかわらず同じであるとする。つまり粒子内部の間ゲキ (Fig. 3 参照) に保有されていながら突固めの潤滑に無関係な内部保有水は別にして、 $\gamma_{d \max}$  を与える潤滑水の土の乾燥重量に対する割合は同じと仮定するのである。この仮定は土の種類と試験方法を固定すれば、決して無理な仮定ではない。こうして Fig. 9 を考えてみると、 $w_i$  が 40% までは  $w_{opt}$  が同じであるということは、この程度の  $w_i$  まで気乾すると、内部保有水は  $w_i$  に関係なく一定になってしまうと仮定するしかない。また 40% 以上の  $w_i$  に気乾した場合は内部保有水が

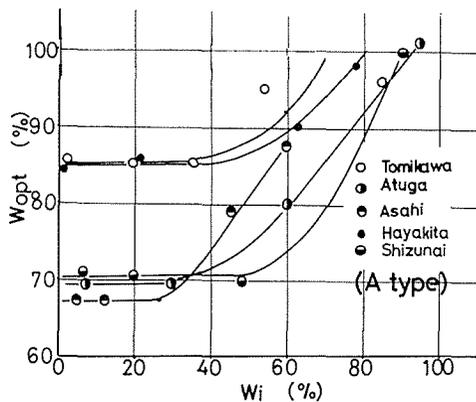


Fig. 9. Relation between optimum water content and initial water content.

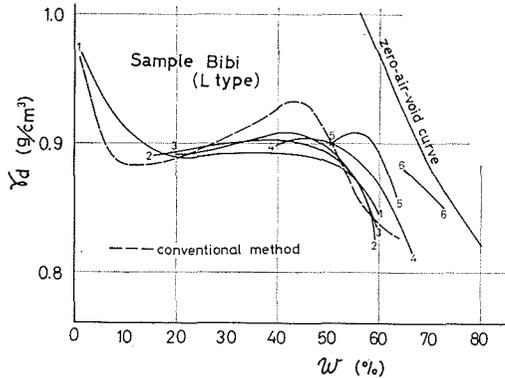


Fig. 10. Compaction curves for L type soils.

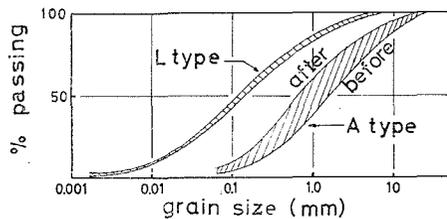


Fig. 11. Envelopes for grain size distribution curves before and after compaction.

$w_{opt}$  は 40% 前後である。4,  $w_{opt}$  より気乾側の曲線はきわめてフラットである。

このうち、1, 2 の点は砂質土に特有な現象であり、3, 4 の点は粘性土の性質を示すものである。以上の点から判断すると、L 型火山灰土は砂質土と粘性土の両者の性質を合せもつ特異な土と言える。

また標準方法により得られた  $\gamma_d \sim w$  曲線は非繰返し法による  $\gamma_d \sim w$  曲線と異なり、 $\gamma_{dmax}$  が高く求められた。この事は後述する突固めによる粒子の破碎の影響が現われたものと考えられる。

以上、A 型、L 型の突固め試験結果について述べたが、突固め試験において A 型、L 型は明瞭に区別される。すなわち、A 型は  $w_0$  に影響されるが L 型は影響されず、A 型の  $\gamma_{dmax}$  は  $0.6 \sim 0.7 \text{ g/cm}^3$  とかなり小さいが L 型は  $0.9 \sim 1.2 \text{ g/cm}^3$  と大きく、 $w_{opt}$  も L 型に比べて大きい。(Fig. 12 参照)

(2) 突固めによる粒子の破碎

一般に突固めを受けた試料は突固め時における振動、衝撃等により粒子が破碎される。火山灰土のような多孔性物質でもろい材質の試料では突固めによって容易に粒子が破碎されることが考えられ、また、この粒子破碎は突固め結果に影響するものと思われる。本実験では試料の含水状態の違いによって突固め後の粒度分布がどう変化するかを調べるた

$w_0$  の大きいほど大きいということになり、 $\gamma_{dmax}$  を与える潤滑水の割合はすべての  $w_0$  についてかわらないのであるから、Fig. 9 のような結果になる。この事実は多孔質ならではの特性といえよう。

ついで最大乾燥密度  $\gamma_{dmax}$  の大小関係を Fig. 8 についてみると、A 型火山灰土の場合、 $\gamma_{dmax}$  は  $0.5 \sim 0.7 \text{ g/cm}^3$  のせまい範囲に分布し、かつその絶対値が小さいことが特徴である。 $\gamma_{dmax}$  の小さいのは、当然のことながら、粒子の多孔性によるものであり、範囲のせまいのは、本実験で取扱った程度の噴出源からの距離では、土の組成に差が生じないからであると考えられる。

b) 流下火山灰土 (L 型) の場合

各初期含水比  $w_0$  における  $\gamma_d \sim w$  曲線を Fig. 10 に示す。この図から標準法を除いた場合、次の 4 点が指摘される。1,  $\gamma_{dmax}$  は  $w_0$  によらずほぼ一定である。2, 気乾状態に近い試料は異常に大きい  $\gamma_d$  を示す。3,  $\gamma_{dmax}$  を与える

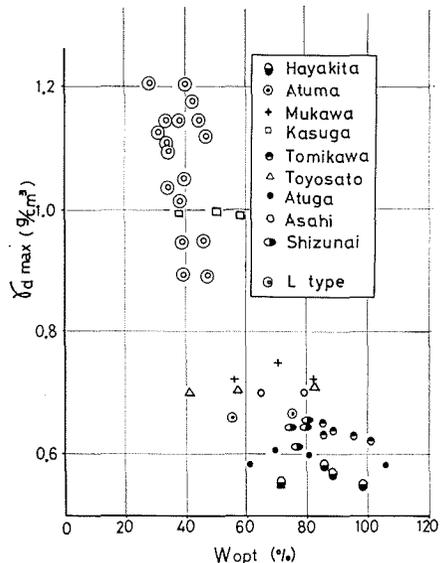


Fig. 12. Maximum dry densities.

め、含水比と均等係数との関係を求めた<sup>10)</sup>。この結果を Fig. 8 (b) に示す。これによれば、同図の突固め曲線に対応して、 $\gamma_{d \max}$  を生じる  $w_{opt}$  において最大の均等係数を示しており、 $\gamma_{d \max}$  を生じるような含水比すなわち  $w_{opt}$  で最大の破碎を生じている。また均等係数  $C_u \sim$  含水比  $w$  の関係は  $w_{opt}$  を軸とした対称形を示しており、 $w_{opt}$  の乾燥側と湿潤側との比較をすると、同じ破碎程度でも湿潤側の方が得られる  $\gamma_d$  は小さい。

一方 A 型と L 型の破碎され易さを比較すると Fig. 11 より L 型の方が破碎されにくく、同一粒径で比較すると通過百分率が最大 5% 程増加することが分る。この A 型と L 型の破碎の差が生ずるのは粒子の表面形状、内部構造などの差にもとづくものと考えられる。

(3) 突固めエネルギー増加の影響

現在の盛土施工における締固めエネルギーは第一法の  $5.6 \text{ cm} \cdot \text{kg}/\text{cm}^3$  よりかなり大きい。このため突固めエネルギーを現場に合わせて増加させると土の締固め特性がどうか変わるかを知ることの重要性はすでに述べたところである。そこで L 型の土のうち、鶴川、厚真、春日、豊郷、朝日について試料の取扱いを同じにして突固めエネルギーだけを約 4.5 倍した第二法による実験を行

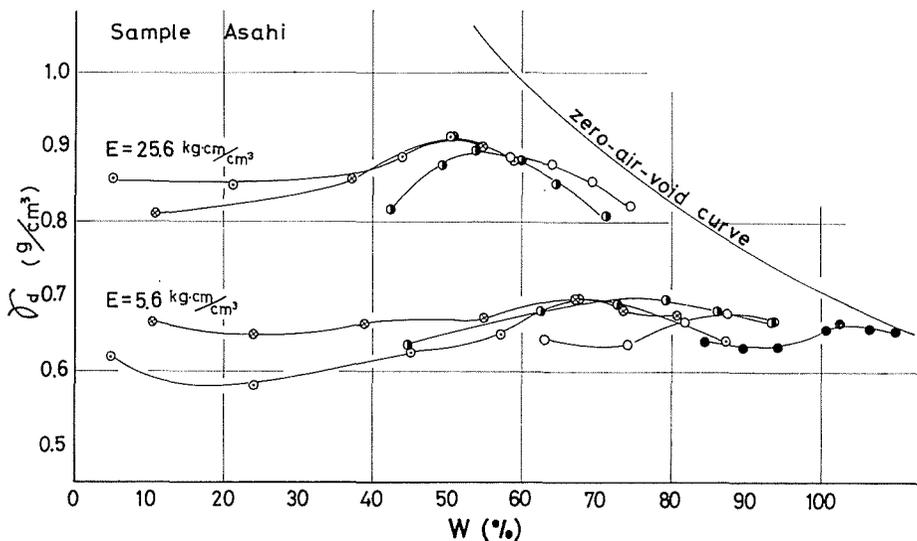


Fig. 13. Compaction curves for different compaction energies.

Table 6. Results of compaction test.

| soils  | initial water content (%) | $E = 5.6 \text{ cm} \cdot \text{kg}/\text{cm}^3$ |  | $E = 25.6 \text{ cm} \cdot \text{kg}/\text{cm}^3$ |  | $\frac{B}{A}$ |
|--------|---------------------------|--|--|---|--|---------------|
|        |                           | $w_{opt}$ (%)                                    | $\gamma_{d \max}$ A ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) | $w_{opt}$ (%)                                     | $\gamma_{d \max}$ B ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) |               |
| Atuma  | 2                         | 55   | 0.65   | 44  | 0.85   | 1.31          |
|        | 12.5                      | 53   | 0.67   | 51  | 0.84   | 1.25          |
|        | 30                        | 65   | 0.65   | 52  | 0.90   | 1.38          |
|        | 48                        | 75   | 0.67   | 65  | 0.85   | 1.27          |
| Mukawa | 20                        | 55   | 0.72   | 40  | 0.97   | 1.34          |
|        | 41                        | 70   | 0.75   | —   | —  | —             |
|        | 56                        | 85   | 0.73   | —   | —  | —             |
|        | 82                        | 93   | 0.67   | —   | —  | —             |

| Soils    | initial water content (%) | $E=5.6 \text{ cm}\cdot\text{kg}/\text{cm}^3$ |   | $E=25.6 \text{ cm}\cdot\text{kg}/\text{cm}^3$ |   | $\frac{B}{A}$ |
|----------|---------------------------|--|---|---|---|---------------|
|          |                           | $w_{\text{opt}}$ (%)                         | $\gamma_{d \text{ max}}$ A ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) | $w_{\text{opt}}$ (%)                          | $\gamma_{d \text{ max}}$ B ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) |               |
| Kasuga   | 3                         | —  | —   | 30  | 1.22  | —             |
|          | 12                        | 37   | 0.95  | 30  | 1.28  | 1.34          |
|          | 35                        | 53   | 0.98  | —   | —   | —             |
|          | 56                        | 59   | 0.97  | —   | —   | —             |
| Toyosato | 2.5                       | —  | —   | 42  | 0.87  | —             |
|          | 10                        | 43   | 0.70  | 43  | 0.89  | 1.27          |
|          | 54                        | 83   | 0.72  | 60  | 0.89  | 1.24          |
|          | 75                        | —  | —   | —   | —   | —             |
| Asahi    | 5                         | 65   | 0.70  | 50  | 0.92  | 1.31          |
|          | 11                        | 65   | 0.70  | 50  | 0.92  | 1.31          |
|          | 45                        | 78   | 0.70  | 55  | 0.90  | 1.28          |
|          | 63                        | 87   | 0.68  | —   | —   | —             |

なった。突固め曲線の一例が Fig. 13 で、実験結果の一覧表が Table 6 である。これによれば、各試料ともエネルギーの増加によって第一法の  $\gamma_{d \text{ max}}$  より、それぞれ増加し、その増加率は 1.2~1.4 倍である。しかし、鶴川試料のように突固め曲線にピークを示さず、下降線を描くものもある。また  $w_{\text{opt}}$  も変化し、第二法の  $w_{\text{opt}}$  は第一法の  $w_{\text{opt}}$  より、ほぼ 10~20% 程度小さくなっている。

#### (4) 吸水時間の影響

以上述べてきた突固め試験はすべて、ある初期含水比に調整した土に加水後、直ちに突固め試験を開始している。こうすると、付加した水が粒子と充分なじまないのではないかと考えられる。このため加水後 2 週間放置して水と粒子をなじませてから試験を行ない、吸水時間が  $\gamma_{d \text{ max}}$  にどのような効果があるかをみた。この実験は A 型の火山灰土のうち、鶴川、豊郷について行ない、結果の一例を Fig. 14 に示す。

これによれば、加水後 2 週間放置した試料の方が若干ではあるが大きな  $\gamma_d$  を示す。この原因については、行なった試料が 2 つであるため詳しい判断はできないが、おそらく粒子の表面状態が粒子の密度を高くするように変化したものであろう。養生によって内部保有水が増加することが予想されるが、これは密度上昇の理由にはならない。

### 4-4. 強度試験

#### (1) 応力、ヒズミ、体積変化の関係

##### a) L 型火山灰土の場合

軸ヒズミ  $\varepsilon$  に対応する軸差応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) と容積ヒズミ  $\Delta V/V$  の関係の代表例を Fig. 15, 16 に示す。まず密づめの場合の特徴をいってみると、

( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) は  $\varepsilon$  が 15% 以内で明瞭なピークを示し、そのピーク時のヒズミは拘束圧が小さくなるにつれ小さくなる。また  $\Delta V/V$  は一旦収縮するがヒズミの増加と共に膨張に転ずる。一方ゆるづめの場合は拘束圧が大きくなると 15% 以内で ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) のピークを示さず、低拘束圧においても、

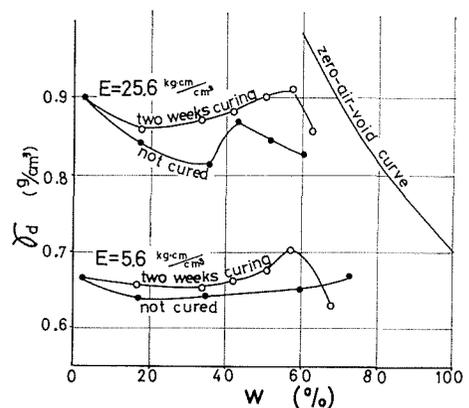


Fig. 14. Effects of curing period of soil on compaction.

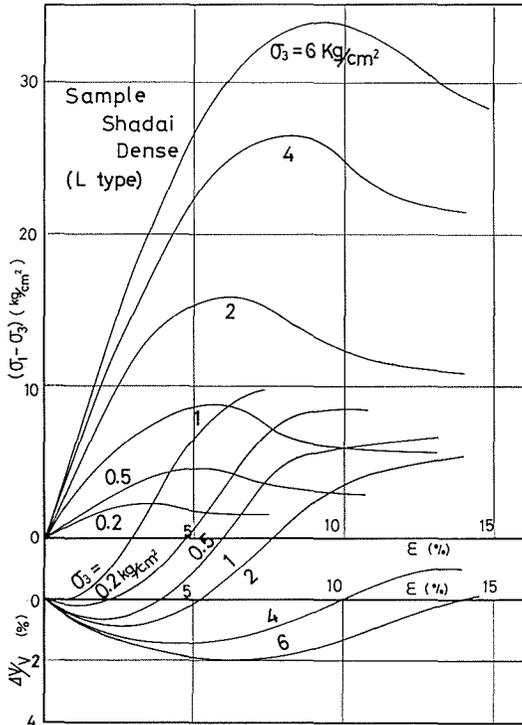


Fig. 15. Stress, strain, volume change curves.

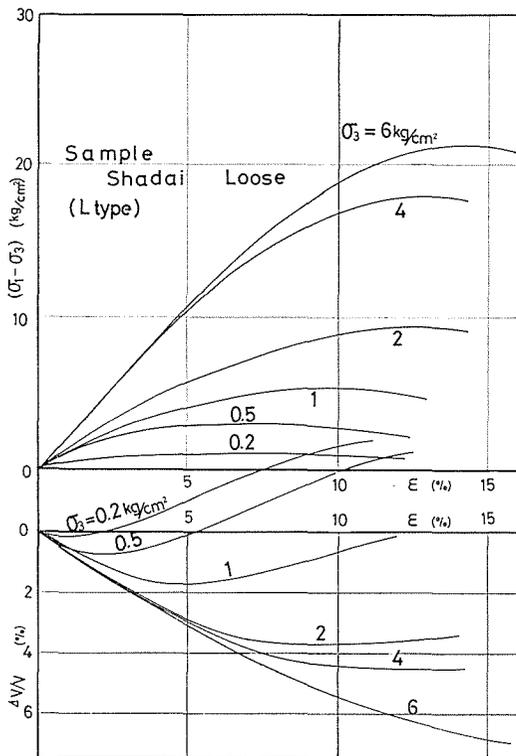


Fig. 16. Stress, strain, volume change curves.

曲線はゆるく、平坦ではっきりしたピークは示さない。ΔV/V は低拘束圧では膨張の傾向を示すが、拘束圧が高くなるにつれ収縮だけとなって、膨張に転ずることがなく、定常状態になる。以上の軸ヒズミに対応する軸差応力および容積変化の挙動は砂のそれと類似しているといえる。

b) A型火山灰土の場合

Fig. 17, 18 がその一例であって、L型と違うところは、ゆるづめは勿論、密づめでも  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  にピークを示すものがなく、また、容積変化で膨張を示すのは、双方の密度に共通して、低拘束圧のときだけである。Fig. 17, 18 では密づめ、ゆるづめと区別しながら、両者の間にほとんど差が認められないのは、乾燥密度が密づめで  $0.64 \text{ g/cm}^3$  で、ゆるづめで  $0.55 \text{ g/cm}^3$  であって、その差は小さいとはいえないにしても、密度の絶対値からすれば、両方ともゆるづめに属するためと考えられる。A型火山灰土の応力-ヒズミ挙動は密度の大小に関係なく、ゆるい砂あるいは正規圧密粘土のそれに類似しているといえる。

(2) 強度定数の決定

Fig. 19 はL型火山灰土のゆるづめの場合の強度定数を求めるためのプロットである。この図には、3種の線が引かれており、一つは Taylor-Bishop のエネルギー補正<sup>11)</sup>をしたもの、もう一つは Rowe の提案による補正<sup>12)</sup>をしたもの、最後に全然補正をしないものである。この図において縦軸切片を  $a$ 、直線の傾きを  $\beta$  とすると  $c, \phi$  は次式より求めることができる。

$$\sin \phi = \tan \beta \quad (1)$$

$$c = a / \cos \phi \quad (2)$$

計算された内部摩擦角  $\phi$  と粘着力  $c$  を Table 7 に示す。この表において Bishop 法および Rowe 法による  $\phi$  は低拘束

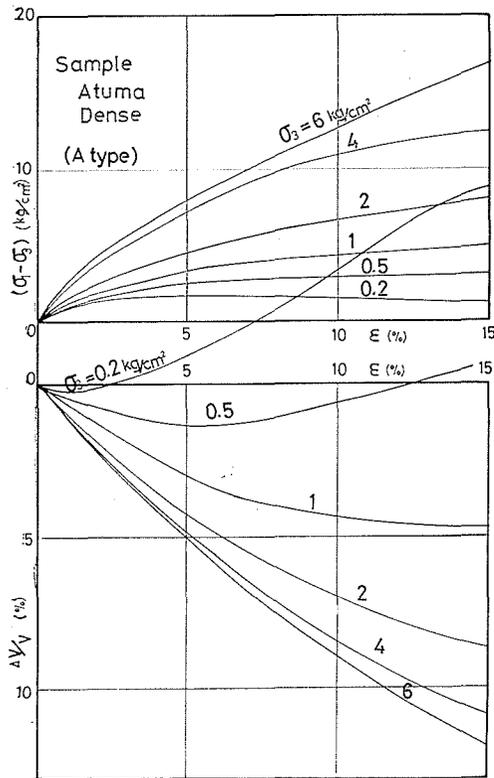


Fig. 17. Stress, strain, volume change curves.

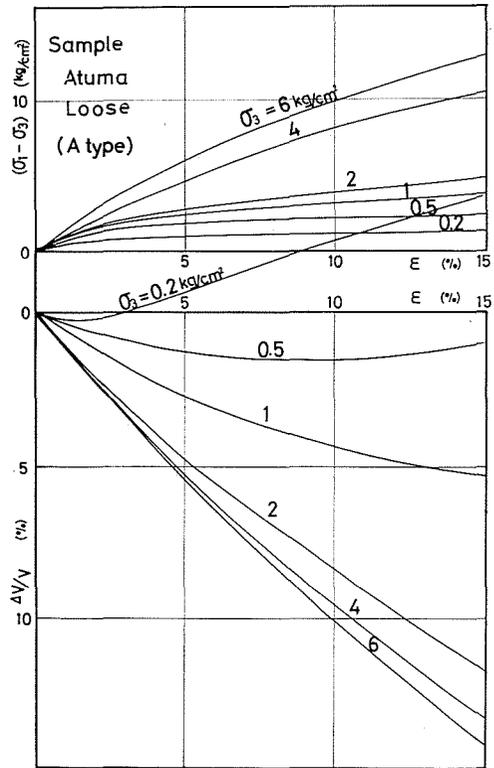


Fig. 18. Stress, strain, volume change curves.

圧部分のφであり、補正していないものは二種類の値を示してある。一つは低拘束圧部分のφで、実験値の上から、かならず原点を通ったので、粘着力成分は示していない。もう一つは高拘束圧 (2.0, 4.0, 6.0 kg/cm<sup>2</sup>) 部分を直線で結んだ場合のφである。Fig. 19から明らかなように破壊包絡線は原点を通る曲線状を呈し、九州南部の、いわゆるシラスについて低拘束圧 (0.5~3.0 kg/cm<sup>2</sup>) で行なった実験と異なった結果を示している。すなわちシラスの実験報告<sup>13)</sup>によれば、補正しない場合は勿論、Bishop法で補正しても包絡線は粘着切片をもち、Rowe法によって

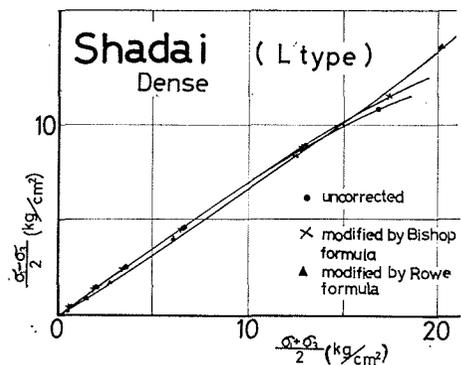


Fig. 19. Strength test results.

はじめて、これがゼロになるとしている。本実験においては破壊包絡線は、原点を通り曲線状を呈し、拘束圧が高くなるに従い、しだいに平坦になる傾向を示す。また、包絡線の初期の傾度は他の砂質土と比較してかなり大きな値を示す。この理由を考えてみると、一般に火山灰土の粒子の形状や表面状態が粗でしかも不規則であり、低拘束圧ではこれが破碎される程度が低いこと、もう一つは低拘束圧において、せん断中に粒子が再配列するために必要とするエネルギーが他の拘束圧時に比較して大きいと思われる。また破壊包絡線が曲線状を示すことは他の砂質土においても見られることである<sup>14)</sup>が、Rowe法による場合、一般には直線状を示し、粒子の破碎が

Table 7. Strength parameters by four methods.

|        | soils     |   | uncorrected      |                   |              | modified                  |                             |
|--------|-----------|---|------------------|-------------------|--------------|---------------------------|-----------------------------|
|        |           |   | lower $\sigma_3$ | higher $\sigma_3$ |              | Rowe formula $\phi^\circ$ | Bishop formula $\phi^\circ$ |
|        |           |   |                  | $\phi^\circ$      | $\phi^\circ$ |                           |                             |
| L Type | Sumikawa  | L | 46.5             | 39.5              | 0.42         | 39.0                      | 45.0                        |
|        |           | D | 50.0             | 46.5              | 0.51         |                           |                             |
|        | Kiyota    | L | 49.0             | 41.0              | 0.56         | 39.5                      | 47.5                        |
|        |           | D | 54.0             | 45.5              | 0.78         |                           |                             |
|        | Chitose   | L | 45.0             | 41.0              | 0.59         | 42.0                      | 43.5                        |
|        |           | D | 51.0             | 46.5              | 0.39         |                           |                             |
|        | Tomakomai | L | 48.0             | 42.5              | 0.61         | 39.5                      | 46.0                        |
|        |           | D | 55.0             | 45.5              | 0.64         |                           |                             |
|        | Shadai    | D | 51.0             | 38.0              | 0.68         | 41.0                      | 50.5                        |
|        |           | L | 56.0             | 47.5              | 0.56         |                           |                             |
| A Type | Atuma     | L | 42.5             | 28.0              | 0.77         | 41.0                      | 42.5                        |
|        |           | D | 48.0             | 30.0              | 1.21         |                           |                             |
|        | Mukawa    | L | 41.0             | 20.0              | 1.06         | 44.5                      | 41.0                        |
|        |           | D | 46.0             | 22.5              | 1.87         |                           |                             |
|        | Kasuga    | L | 39.5             | 29.0              | 0.81         | 41.0                      | 39.5                        |
|        |           | D | 46.0             | 30.0              | 1.22         |                           |                             |
|        | Toyosato  | L | 42.5             | 23.0              | 0.78         | 43.5                      | 42.5                        |
|        |           | D | 47.0             | 28.0              | 1.13         |                           |                             |
|        | Asahi     | L | 44.0             | 23.5              | 0.73         | 45.5                      | 44.0                        |
|        |           | D | 47.0             | 27.0              | 0.99         |                           |                             |

L: loose packing      D: dense packing

起きないならば、かなり大きな拘束圧でも  $\phi$  の変化は小さく、大きくても  $5^\circ$  程度といわれており、Fig. 19において Rowe 法で曲線を示すのは、主に後述する粒子の破碎によるものと思われる。

また Fig. 20 に見られるように拘束圧が大きくなるにつれ、密づめ試料における  $\phi$  とゆるづめ試料における  $\phi$  の差が次第に小さくなる傾向をもつ。砂質土においては、初期間ゲキ比が等しければ、拘束圧が高くなっても破壊包絡線は直線状を呈し、密づめ、ゆるづめの  $\phi$  の差はほとんど変わらない。しかし火山灰土において

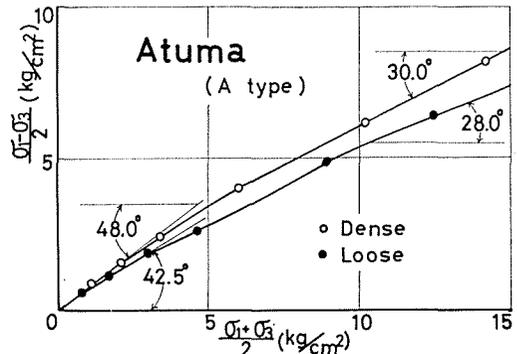


Fig. 20. Comparison of strength parameters for different initial densities.

は、拘束圧が高くなるにつれ、初期の密づめ、ゆるづめの差が小さくなるものと考えられる。この原因の一つは高拘束圧ほど粒子の破碎が大きいことと、もう一つは火山灰土の圧縮特性が砂質土よりはむしろ粘性土に近く、しかも短時間に大きい変形を示すことができることにある。この二つから高拘束圧では、はじめにあった疎密の差がほとんどなくなり、そのため $\phi$ が相互に近づくものと考えられる。

また破壊包絡線が曲線状を呈し、拘束圧が高くなるにつれ、破壊包絡線に接線を引いた場合、見かけの粘着力を持つようになり、これは粒子のかみあいの効果であると言われている<sup>15)</sup>。しかし、破壊包絡線が曲線状を呈するのは粒子のかみあいの外に粒子の破碎の影響も大きく、火山灰土の直立斜面の安定を考えるにも、強度定数におよぼす両者の影響を量的に分離することが、今後の課題であると思われる。

### (3) セン断による粒子破碎について

火山灰粒子はかなりもろく、くだけやすい性質をもち、セン断中に粒子が破碎されることが予想される。もしこれが事実とすれば、低拘束圧で小さいヒズミで軸力がピークに達する場合と高拘束圧で大きいヒズミでピークに達する場合とでは、破碎の程度に差が生ずるはずであり、その差の原因の一つは破碎にもとづく粒度組成の変化ということになる。

それで粒子破碎を調べるためにセン断終了後に全試料についてフルイ分け試験を行なった。用いたフルイは2.0, 0.84, 0.42, 0.105, 0.074 mmの6種である。比重浮ひょう試験は0.074 mm以下の試料が少ないので行なわなかった。

粒子の破碎の状態を量的に示すために、Fig. 21に示すようにセン断後の試料の粒径加積曲線において各粒径（ここで用いたのは2.0, 0.84, 0.42, 0.25, 0.105, 0.074 mm）における通過百分率の合計 $\sum_{i=1}^7 D_i$ を粒度数<sup>9)</sup> (gradation number) と名づけ、各拘束圧における粒度数と比較した。

Fig. 22は拘束圧と粒度数およびセン断試験後の各粒径加積曲線における30, 50, 80%の通過百分率に対する粒径と原試料の各粒径の比を示したものである。これを破碎比 (disintegration ratio)  $R_D$  と名付けた。通過百分率50%を例にとると $R_D$ は(セン断後の $D_{50}$ )/(セン断前の $D_{50}$ )を%であらわしたものである。Fig. 22に見られるように粒度数は拘束圧とともに増加しているから、拘束圧が高いほど破碎が大きいことが分るし、 $R_D$ でみると、一つ一つの粒径が平均的にいって、拘束圧の大きいほどその値の60%程度にもなることが分る。

Fig. 23は粒度数と内部摩擦角の関係を示したものである。粒度数はFig. 22の関係から拘束圧に結びつき、内部摩擦角は補正しないものと、Bishop法で補正したものを示した。火山灰土の強度定数が粒子の破碎と強く関連していることが、これによって明白である。しかし、粒子破碎が強度定数に与え

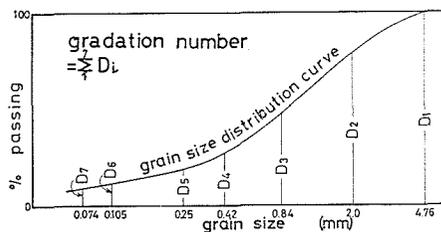


Fig. 21. Definition of gradation number.

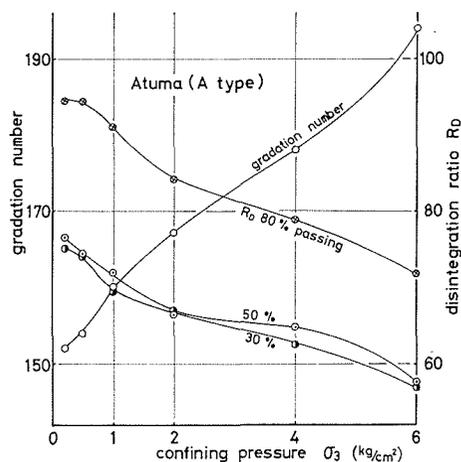


Fig. 22. Dependency of disintegration of soil particles on confining pressure.

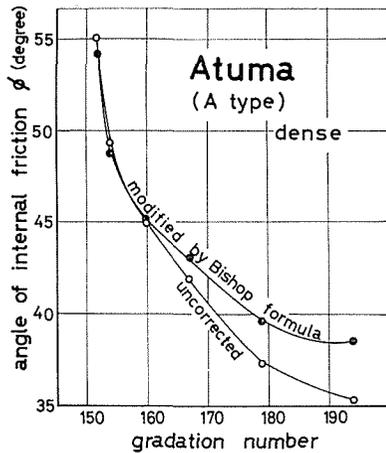


Fig. 23. Relation between gradation number and angle of internal friction.

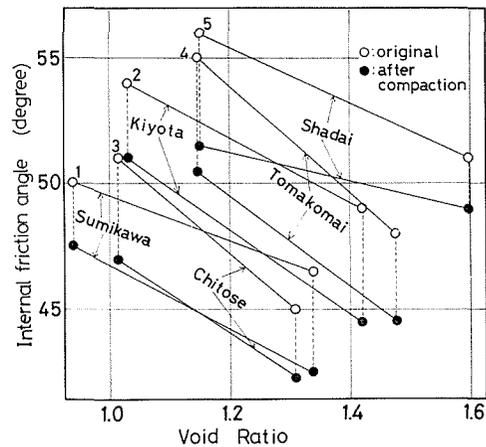


Fig. 24. Effect of particle disintegration on strength parameters.

る影響を定量的に把握するには、まだ多くの研究を重ねる必要がある。

#### (4) 破碎を受けた試料の強度特性

5種のL型火山灰土について、初期間ゲキ比を同じくして、一度突固めを受けて（第二法で）粒子が破碎されていると思われる試料と、全くその履歴のない試料の強度を比較したものが、Fig. 24である。この図の内部摩擦角は低拘束圧（ $\sigma_3 < 1 \text{ kg/cm}^2$  以下）についてのものである。したがって、相当大きい値になっている。

この図からいえることは、第一に同一間ゲキ比で破碎履歴のあるものは、そうでないものにくらべて疎密に関係なく強度定数が低下するという点、第二に、しかし、その程度は実用上問題になるほどのものではないこと、第三に低下が密づめに多いか、ゆるづめに多いかは、はっきりしないことなどである。

一般に砂質土の強度はまず間ゲキ比に支配される。ところがこの場合は一つの土について破碎履歴の有無はあっても、初期間ゲキ比が同じなだけだから強度定数に差はないはずである。もしあるとすれば、その原因は間ゲキ比以外に求めるべきで、たとえば角ばっているとか、丸味をおびているとかの粒子の形とか、表面状態の違いということになる。そこでFig. 24について $\phi$ の低下の程度をしらべてみると $2^\circ$ から $4^\circ$ で、破碎履歴のないものとの相違は4~8%である。破碎履歴のない試料は、あるものにくらべて粒子がより角ばっているはずだから、同一間ゲキ比でも $\phi$ が大きくなるという説明はつくかも知れないし、また、実験事実は低下の方にだけ測定されているのだから、 $\phi$ の低下は間違いないかも知れないが、実用上問題になる大きさでないことだけは確かである。

もう一つ注目されるのは、Fig. 24で社台、清田、澄川の3試料と苦小牧、千歳の2試料はそれぞれ直線の勾配が類似していることである。これら2つのグループに地質学的な相違でもあれば別であるが、噴出源が同じで、そこからの距離もさほどに違わないのに、なぜこのような差が生ずるかは説明がつかない。

## 5. ま と め

以上道央に産出する火山灰土の土質工学的特性について検討してきたが、これを要約すると

次のようになる。

1) 粒子の比重試験では火山灰土がきわめて多孔質であるために、JIS で規定する方法では脱気が不完全であり、したがって比重値が2.1のように小さくなる。これの対策としては、自然状態の土を2~3時間煮沸するのが実用上妥当のようである。

2) 火山灰土の比重は供試試料の最大粒径によって異なる値となり、最大粒径が0.42 mm 附近で最大となるようである。この原因は、火山灰土のある種の鉱物成分がある粒径範囲に集中すること、粒径が大きいほど水で置換できない内部間ゲキの割合が大きくなるものと推定される。

3) A 型(降下火山灰土)の比重は、自然状態において、噴出源からの距離が大きくなるほど大きくなる。この説明は前項2)の理由づけのうちの後半の推定で可能になる。

4) 降下型の火山灰土と流下型の火山灰土の間には粒度特性に明瞭な差が認められ、後者の方が粒度組成がよい。しかし、後者は統一分類法では分類不能であることが特徴である。

5) L 型(流下型)火山灰土の突固め性状は砂質土的であるが、A 型のそれは独特である。すなわち得られる最大乾燥密度が0.6~0.7 g/cm<sup>3</sup>という低い値で、しかも突固めの初期含水比に依存せず、一定突固めエネルギーのもとではほぼ一定値を示す。

6) A 型火山灰土の突固め初期含水比と最適含水比の関係では、初期含水比が40%程度までは最適含水比は一定であるが、これを越すと最適含水比は増加する。

7) 突固めによる粒子の破碎は、最適含水比附近で最も顕著のようである。

8) L 型火山灰土の応力、ヒズミ、体積変化の挙動は、砂の一般的な挙動に類似するが、A 型のそれは、ゆるい砂あるいは正規圧密粘土に類似する。

9) 気乾試料による三軸圧縮試験によれば、破壊包絡線は原点を通る曲線を呈し、粘着切片を有しない。したがっていわゆる内部摩擦角は拘束圧に依存し、拘束圧の大きいほど小さくなる。

10) 拘束圧の小さい場合の火山灰土の内部摩擦角は、一般の砂にくらべてかなり大きい。これは粒子が角ばっていることと、低拘束圧のため粒子破碎の程度が低いことによると思われる。

11) 火山灰土は締固めなどにより粒子の破碎を受けるが、しかし、この破碎履歴が内部摩擦角に与える影響は実用上無視できる程度である。

## 6. 謝 辞

この実験は45年度から卒業実験として、表 次雄、滝沢正人、川島崇則、藤波岳臣、浅利勝秀、福留 学の諸君の協力を仰いだものであり、また47年度の文部省科学研究費の補助を受けた。あわせて深甚の謝意を表したい。また、北大理学部勝井義雄教授には火山灰の理学的特性について有益な助言を頂き、試料の採取に際しては北海道開発局室蘭開発建設部の援助を頂た。再び深甚の謝意を表したい。

## 7. 参 考 文 献

- 1) 佐々木竜男, 前田 隆, 佐々木清一: 農業土木学会論文集, No. 27, 1969, pp. 57-60.
- 2) 北郷 繁, 高岩 勝, 表 次雄, 滝沢正人: 土質工学会道支部技術報告資料, No. 12, 1972, pp. 1-8.
- 3) 多田 敦, 山崎不二夫: 農業土木研究別冊, 第5号, 1963.
- 4) 土質工学会編: 土質試験法, 1969, pp. 506-507.
- 5) Bishop A. W. and Henkel D. J.: The mesurment of Soil properties in the triaxial test, 1957.
- 6) 坂上孝幸: 土質工学会道支部技術報告資料, No. 11, 1971.
- 7) 池浦 勲: 土質工学会道支部技術報告資料, No. 12, 1972.
- 8) 久野悟郎: 土の締固め, 技報堂, 1963.
- 9) 森 満雄: 土と基礎, Vol. 13, No. 7, 8, 1965.

- 10) 久保田敬一, 佐藤忠信: 第22回土木学会年次学術講演集, 1967.
- 11) Bishop A. W.: Geotechnique, Vol. 4, 1954, pp. 43-45.
- 12) Rowe P. W.: Proc. Roy. Soc. London A, Vol. 269, 1962, pp. 500-527.
- 13) 春山元寿: 土と基礎, Vol. 20, No. 2, 1972, pp. 41-47.
- 14) Lee K. L. and Seed H. B.: Proc. A.S.C.E, 1967, SM. 6, pp. 117-141.
- 15) 藤本 広: 土と基礎, Vol. 13, No. 2, 1965, pp. 56-64.