

# 技術報告資料

第14号

昭和49年2月

社団法人 土質工学会北海道支部



# 目 次

(1) 9:55～	道央の火山灰上の土質工学的性質(第3報)……………	北大工学部 清水建設 パシフィック コンサル タ ン ツ	北郷 繁 浅利 勝秀 福留 学	○神谷 光彦………… 1
(2) 10:20～	火山灰の2、3の土質力学的性質に関する実験的研究……………	北見工大	鈴木 輝之	………… 9
(3) 10:45～	道内における火山灰の支持力に関する資料(その1)……………	道立寒研	○藤村 成夫 吉村 敬一	………… 19
(4) 11:10～	支笏流下火山灰の2、3の性質……………	北海道土質 コンサル タ ン ト	若松 幹男	………… 27
(5) 11:35～	蛇紋岩粘土の土質工学的性質(第2報)……………	北大工学部 〃	北郷 繁 ○寺崎 靖則	柑橋 隆晴………… 33 田中 洋行
(6) 13:00～	練り返し土の硬化について……………	北大農学部	○相馬 克之	前田 隆………… 43
(7) 13:25～	砂の変形特性と応力径路に関する実験的研究……………	北大工学部 〃 国土総合開発	北郷 繁 土岐 祥介 長谷川英一郎	○奈良 憲昭………… 47
(8) 13:50～	生石灰パイルの適用範囲と拘束生石灰パイルについて……………	北海道開発 コンサル タ ン ト	由良 桂一	………… 57
(9) 14:15～	道路工事における軟弱地盤処理法としての施工例……………	開発局・岩 見沢道路事 務 所	○吉川 明光	………… 63
(10) 14:40～	札幌貨物ターミナル改良工事について大谷地付近の地盤特性……………	国鉄札幌工 事 局	安味 貞光	………… 71
(11) 15:05～	施工機械走行車輛等による地盤の振動と変位について……………	開発局土木 試 験 所 〃	佐々木晴美 能登 繁幸	○東海林邦夫………… 81
(12) 15:30～	岩見沢バイパスパイルスラブの振動低減効果について……………	開発局・岩 見沢道路事 務 所	坂本 稔	○末次 敬司………… 89



# 道央の火山灰土の土質工学的性質 (第3報)

北海道大学工学部 北郷 繁  
 ○神谷 光彦  
 清水 建設 浅利 勝秀  
 パシフィックコンサルタンツ 福留 学

## 1. まえがき

道央には噴出源の異なる数種の火山灰土がタイ積しているが、筆者らは一昨年より支笏湖を噴出源とする火山灰土について実験を行ってきた<sup>1)</sup>。支笏系火山灰土は大別して、降下生成物 (fall deposit, 以下A型と称す) と流下生成物 (flow deposit, L型) の2種であり、実験に用いた試料は、図-1に示す地点より採取したA型5点、L型5点の計10点で、その物理的性質については、表-1に示す。

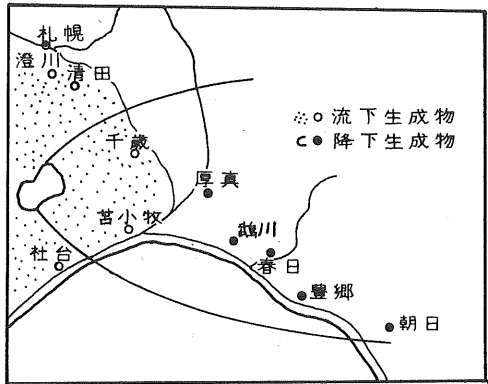


図-1  
表-1

本報告は主に強度特性について、A型、L型の差異や破壊包絡線の形状について報告する。気乾試料については、一部第28回土木学会研究発表会で発表している<sup>2)</sup>が、新たな考察を加え、また、本年度実験中である飽和試料についての現在まで得られた結果と併わせて報告する。

## 2. 試験方法

実験に用いた試料は採取後、気乾し、 $\phi 76.0$  mmフルイを通過したものを用いた。三軸圧縮試験の供試体寸法は直径50 mm、高さ120 mmで、排気または非排水試験である。供試体はモールド内で作成し、負圧により自立させた。間ゲキ比はゆるづめ、密づめの2種で、各試料における乾燥密度の差は $\pm 0.009 \text{ g/cm}^3$ とした。用いた拘束圧は、0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 6.0  $\text{kg/cm}^2$ の6種である。ヒズミ速度は、気乾試料で供試体初期高さの0.8%/min、飽和試料で0.3%/minとした。排気試験で供試体の体積変化の測定はエアーマノメーターで行った。飽和試料の準備は、比重試験の結果より、3時間以上の煮沸で粒子間ゲキ中の空気が水と置換し、 $G_s$ が一定値となる<sup>3)</sup>ので、本実験においては、安全をみて4時間煮沸した後、約半日放置して供試体に用いた。これより得られたSkemptonの間ゲキ水圧 $B$ は0.85~0.98であった。試料の自立に用いた負圧は7.6 cmHgである。飽和試料は圧密非排水試験で行ない、セン断中の間ゲキ水圧はnull indicatorを用いて測定し

	採取地	比重	mm			均等係数	曲率係数
			D <sub>10</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>		
A型	厚真	2.19	0.43	1.53	1.92	4.5	0.9
	釧路	2.33	0.38	1.36	1.67	4.4	1.0
	春日	2.58	0.08	0.65	0.83	10.4	1.5
	豊郷	2.40	0.45	0.88	1.02	2.3	0.7
	朝日	2.41	0.24	0.61	0.72	3.0	0.9
L型	澄川	2.39	0.022	0.22	0.35	15.9	1.1
	清田	2.41	0.013	0.19	0.31	23.9	1.2
	千歳	2.45	0.040	0.54	0.81	20.3	1.5
	苫小牧	2.40	0.016	0.24	0.43	36.9	0.7
	社台	2.34	0.027	0.35	0.58	21.5	0.9

た。また、厚真の試料において、フルイ分け試験を行うための試料は、四分法により作成したが、試料ごとの粒径加積曲線にややばらつきがみられた。それゆえ、それらを平均して求めた粒径加積曲線と同一になるように各粒径ごとにふるい分けた試料を混合して粒度調整を行ない、供試体に用いた。しかし、他の試料については、粒度調整は行なっていない。

### 3. 試験結果とその考察

#### 3-1. 気乾火山灰土の排気試験

従来、シラスなどの火山灰土において、破壊包絡線は原点を通らず、見かけの粘着力を持つと言われてきたが、今回、 $0.2 \text{ kg/cm}^2$ という低い拘束圧で実験を行った結果、破壊包絡線は原点を通り曲線状を示すことが認められた。また、測定値をBishopのdilatancy補正、およびRoweのエネルギー補正を行なった破壊包絡線においても、同様に原点を通り曲線状を示すことが認められた<sup>2)</sup>。破壊包絡線が曲線状を示す要因としては、dilatancy、粒子のinterlocking、粒子の破砕が考えられ、春山はせん断強さの成分を分離するために次式を提案している。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_R + (\sigma_1 - \sigma_3)_R \left( \frac{dV}{d\varepsilon} \right)_f + \sigma_1 \left( \frac{dV}{d\varepsilon} \right)_f \quad (1)$$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  : 測定された最大軸差応力(本実験においてはピーク強度が表われない場合は1/5強度を用いた。)

$(\sigma_1 - \sigma_3)_R$  : Roweの式より補正した強度

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_R = \frac{\sigma_1}{(1 + \frac{dV}{d\varepsilon})} - \sigma_3 \quad (2)$$

$(\frac{dV}{d\varepsilon})_f$  : 破壊時のdilatancy index

(以下D.I.と略す)

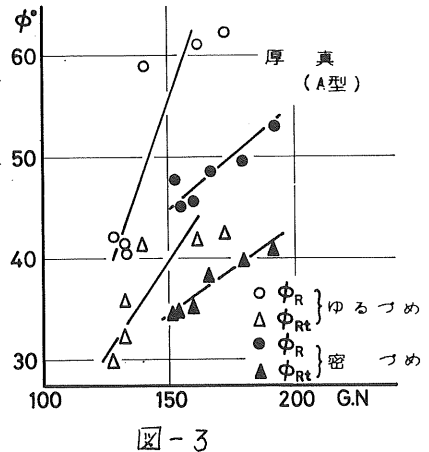
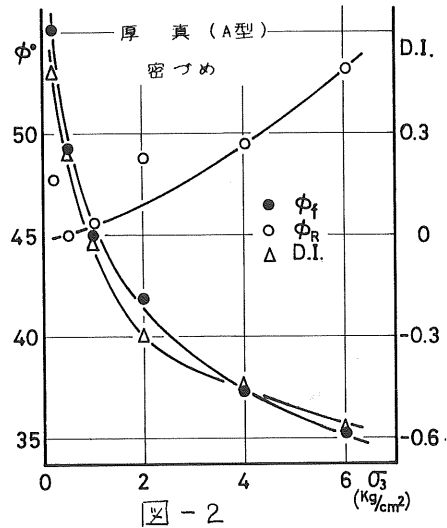
$(\sigma_1 - \sigma_3)_R (\frac{dV}{d\varepsilon})_f$  : 粒子のinterlockingによる強度成分

$\sigma_1 (\frac{dV}{d\varepsilon})_f$  : 表面エネルギーによる強度成分

春山は「えびの」シラスの実験<sup>5)</sup> ( $\sigma_3 = 0.5 \sim 3.0 \text{ kg/cm}^2$ ) にこの式を用いて、補正していない破壊包絡線、およびBishop法により補正した破壊包絡線は直線で示すと原点を通らず、粘着切片を持つが、Rowe法により補正すると、原点を通る直線となり、dilatancy、およびinterlockingによる成分が除去でき、粒子間摩擦力が得られるとしている。そこで、これを本実験について調べてみる。

#### 3-1-1. A型について

破壊包絡線は、補正していない場合、およびBishop法で補正した場合は原点を通り、拘束圧が大きくなるにしたがい、 $\phi$ が小さくなるような曲



線であり、Rowe法で補正した場合は、原点を通り $\phi$ が大きくなるような曲線であることは前に述べた。そこで、図-2には、補正していない摩擦角 $\phi_f$ 、Rowe法により補正した $\phi_R$ およびD.I.のそれぞれと拘束圧の関係を示してある。 $\phi_f$ 、 $\phi_R$ は測定値および補正值を原点と結んだ傾度である。この図より、D.I.は正から負に変化し、D.I.が小さくなるにしたがい $\phi_R$ は大きくなる。また、拘束圧が高くなるにしたがい、 $\phi_f$ は $\phi_R$ より小さくなる。この理由としては、A型の場合、せん断応力の一部が粒子破砕に費されるためと考えられる。つまり、 $\phi_R$ は粒子のすべりに必要な最小エネルギー線の傾きで表わされるものであり、粒子のrearrangingや破砕が生ずると、そのために内部エネルギーが費されるため $\phi_R$ は大きくなる。一般に $\phi_R$ は粒子当りの荷重に依存するものであり、拘束圧が大きくなると、粒子のrearrangingや破砕が起きない限り、 $\phi_R$ はわずかに減少していくと言われており、粒子破砕が少ないような砂では、 $\phi_R$ の値はrearrangingにより、拘束圧と共に増加してゆくが、ある拘束圧以上になるとほぼ一定値に近づくことが示されている<sup>6)</sup>。このことよりも

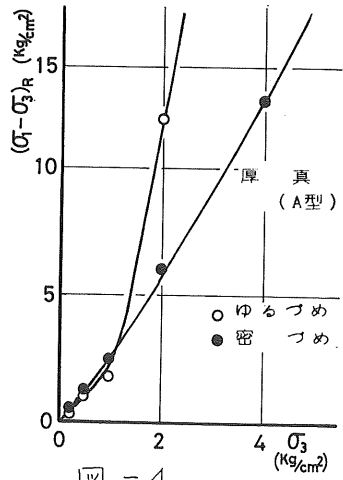


図-4

A型の場合、後に述べるL型と比較して、 $\phi_R$ の増加が粒子破砕に原因するものであることがわかる。そこで図-3に $\phi_R$ 、 $\phi_{Rc}$ (Rowe法により補正した破壊包絡線の各拘束圧において接線を引いたときの傾度)と粒度数(Gradation number, 以下G.N.と略す)の関係を示す。この図より拘束圧の増加によるG.N.の増加、すなわち、粒子破砕が大きくなるにしたがい、 $\phi_R$ は大きくなる傾向を示す。しかし、A型のように、せん断過程で常に体積が収縮するような土、すなわちD.I.が負である場合において、Roweの補正が適用できるかどうかの問題もあるが、A型の場合は $\phi_R$ は拘束圧と粒子破砕の関数で表わされるであろう。しかし、この場合においても、 $\phi_R$ がG.N.とどのような相関を持つかは、明らかでない。また、 $\phi_R$ は供試体の初期間ゲキ比によらず一定であり、その傾度は $\phi_u$ (Sliding friction angle)と等しいと言われるが<sup>7)</sup>、A型の場合、低拘束圧における $\phi_R$ をみた場合にも、密づめとゆるづめで異った値を示す。この要因として、せん断領域を考えた場合、ゆるづめ、密づめのちがいに

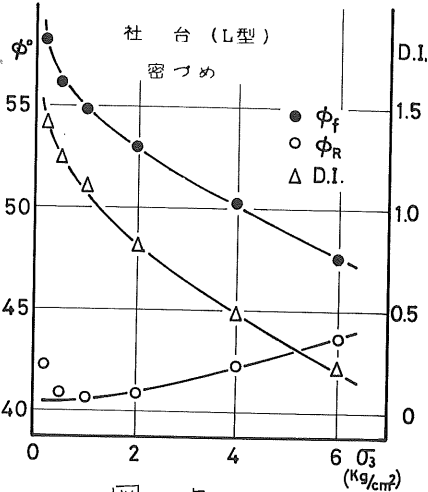


図-5

ゆるづめ、密づめのちがいに、粒子破砕の程度の差より、

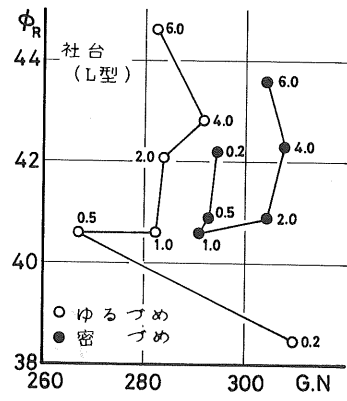


図-6

ゆるづめ、密づめのちがいに、粒子破砕の程度の差より、

$\phi_R$ に差が生ずるものが、もしくは、ゆるい砂の場合（A型の場合、体積変化の傾向から、ともにゆるい砂とみることができ）、rearrangingに必要とするエネルギーが異なるため、 $\phi_R$ が $\phi_\mu$ を表わさないとみることができない。（図-4参照）  
 3-1-2、L型について

L型土である社台の拘束圧と $\phi$ 、 $\phi_R$ 、D.I.の関係を図-5に、 $\phi_R$ とG.N.の関係を図-6に示す。図-6において、 $\phi_R$ とG.N.との間には、はっきりとした相関がみられなかった。この理由として、試料作成の際、粒度調整を行っていないため、試料作成時の粒度分布に若干の誤差があったとも考えられ、それゆえ、わずかな粒子破碎が生じたとしても、それがG.N.の増加として現われなかったとも考えられ、L型の場合、 $6 \text{ kg/cm}^2$ までの拘束圧では、粒子の破碎が生じたかどうかは判断できない。しかし、拘束圧と $\phi_R$ の関係をみた場合、拘束圧が大きくなるにしたがい、 $\phi_R$ の値も大きくなっていく。この要因として、L型火山灰土は一般の砂と同じように、拘束圧が高くなるにしたがい、破壊時のヒズミが増大してゆくため、粒子のrearrangingに必要とするエネルギーが増大し、それが $\phi_R$ の増加の原因とも考えられる。特に火山灰土のように表面状態が非常に粗である土では、この影響が顕著であると思われる。

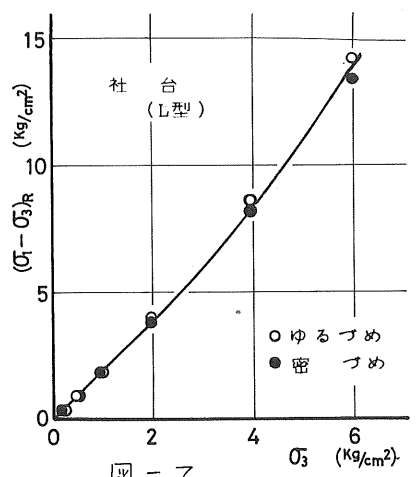


図-7

以上のことより、L型土について、春山のシラスにおける実験結果と比較してみた場合、図-7に示すように、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$ による破壊包絡線は、拘束圧が $2 \text{ kg/cm}^2$ 以下のところでは、ほぼ直線となるが、拘束圧が高くなるにしたがい、 $\phi_R$ が増加し、曲線状となる。それゆえ、L型においては、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$ により求めた $\phi_R$ が粒子のinterlockingやrearrangingによるせん断強度成分を分離し、粒子の構造の影響を補正したものと考えるのは困難であると思われる。

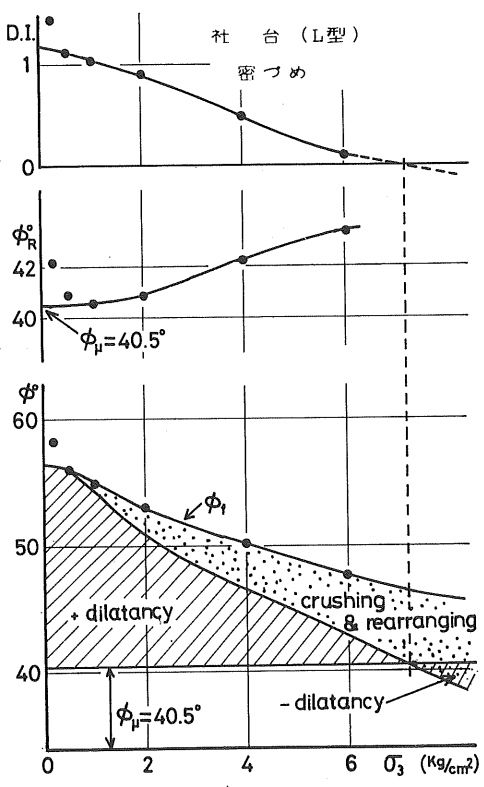


図-8

せん断強度成分の分離を、Lee & Seedは密な砂においては、拘束圧が低いところでの粒子の破碎や、rearrangingの効果は無視できるとし、低拘束圧部分の $\phi_R$ を $\phi_\mu$ として、せん断強度成分を図-8のように分離した。図において、dilatancy成分は、D.I.に比例するものとして分離した。この図より、粒子破



研がないが、もしくはあつたとしても少ない場合(図-6)、測定された強度が拘束圧とともに減少してゆくのは、dilatancyのほか rearranging によるものであることがわかる。しかし、ゆるい試料で、このような分離をすると(2)式の形からわかるように、D.I.が負になると、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$ より大きくなり、 $\phi_f$ は $\phi_R$ より小さくなる場合もあり、この方法では、dilatancy, 粒子の破砕や rearranging が $\phi_f$ に及ぼす影響を量的にみることはできないが、 $\phi_f$ の変化が dilatancy のほか粒子の rearranging をも含み、Rowe法では rearranging は補正できないことがわかる。

また、図-7には密づめ、ゆるづめの Rowe 法による破壊包絡線を示すが、図より、L型の場合 A型と異なり、 $\phi_R$ が間ゲキ比によらず一定であることが言えよう。

また、L型と試料の低拘束圧部分における $\phi_R$ は $39^\circ \sim 42^\circ$ の範囲にあり、えびのシラスで春山が得た $\phi_R = 39^\circ$ とほぼ近似した値が得られた。

### 3-2 飽和火山灰土の圧密非排水試験

飽和試料については、現在実験中であるが、今までに得られたL型火山灰土の実験結果について報告する。

#### 3-2-1 $S_u$ と $P$ の関係について

千歳の試料について、圧密圧力  $P$  と非排水強度  $S_u$  および破壊時の Skempton の間ゲキ水圧係数  $A_f$  の関係を図-9に示す。図から  $S_u$  は原点を通る曲線状となり、粘性土にみられるような  $S_u/P$  が一定となるような傾向がみられなかった。このことは火山灰土の応力経路からも見られることであり、図-10に Rendric の応力経路図を示す。この図において、応力経路は  $A_{max}$  がほぼ一定となるような傾きを持って、破壊線の方へ向かい、ついで、ほぼ破壊線に沿って  $\sigma'_1$  が増加してゆく傾向を持っている。また、応力経路は  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  の破壊線に到達した後、 $(\sigma'_1/\sigma'_3)$  が最大となり、そして、 $(\sigma'_1/\sigma'_3)$  が次第に減少し、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  の破壊点に達する。それで、 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$  を破壊としたときの  $S_u$  と  $P$  の関係を図示してみると、図-11のようになり、ここにおいても  $S_u/P$  が一定となるような傾向がみられなかった。そこで、粘性土における  $S_u$

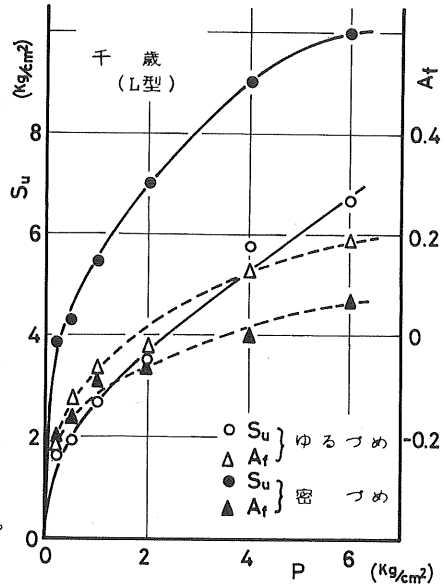


図-9

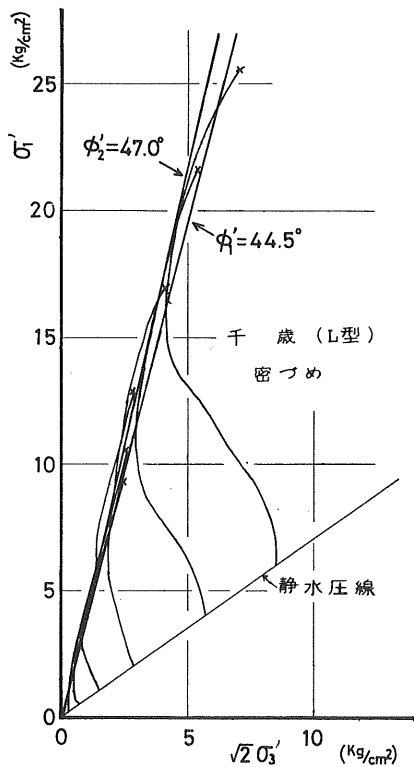


図-10

~P の関係と比較してみると、粘性土では P と圧密後の間ゲキ比 e (含水比) とは直線関係にあり、また e と  $S_u$  の関係も直線であるため  $S_u \sim P$  の関係は直線となる。しかし、火山灰土においては、 $S_u$  は e にはむしろ関係があるが、粘性土のような直線関係になく、e の変化が  $S_u$  に与える影響は小さいものと思われる。そこで、図-12 に示す、有効応力による破壊包絡線がほぼ直線となることより、 $S_u$  はむしろ  $\sigma'_f$  に依存すると思われ、火山灰土の  $S_u$  は  $S_u = f(\sigma_e, \sigma'_f)$  と見るべきである。

また、P と  $A_f$  の関係を見ると、図-10 より間ゲキ水圧は、破壊点 (X印) に至るまでに、正から負、もしくは増加から減少へ移動し、圧密終了時の静水圧線の点と破壊点を結んだ傾度である  $A_f$  も拘束圧が高くなるにしたがい、大きくなる傾向を示す。このことは破壊を  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  あるいは  $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{max}$  とした場合も同様の傾向を示す (図-11)、 $A_f$  も  $S_u$  と同じく  $\sigma'_f$  に依存するものと思われる。

3-2-2  $\phi'$  について

図-10 には 2 つの  $\phi'$  が示してあるが、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  より求めた  $\phi'_1$  と  $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{max}$  より求めた  $\phi'_2$  である。Rendric の応力経路図における破壊包絡線の傾き  $\beta$  と  $\phi'$  の関係は次式より求められる。

$$\tan \beta = \frac{1 + \sin \phi'}{\sqrt{1 - \sin \phi'}} \quad \dots \dots (3)$$

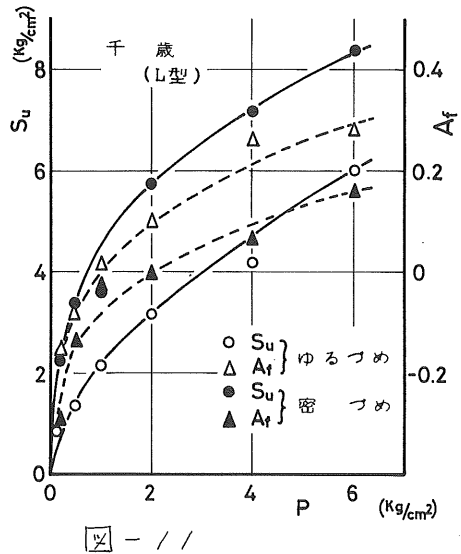


図-11

図-12 には  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  を破壊とした場合の  $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)$  の関係を示してある。この図より  $\phi'$  は次式より求められる。

$$\sin \phi' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad \dots \dots (4)$$

図-10, 12 の破壊包絡線について、排気試験で問題となっ

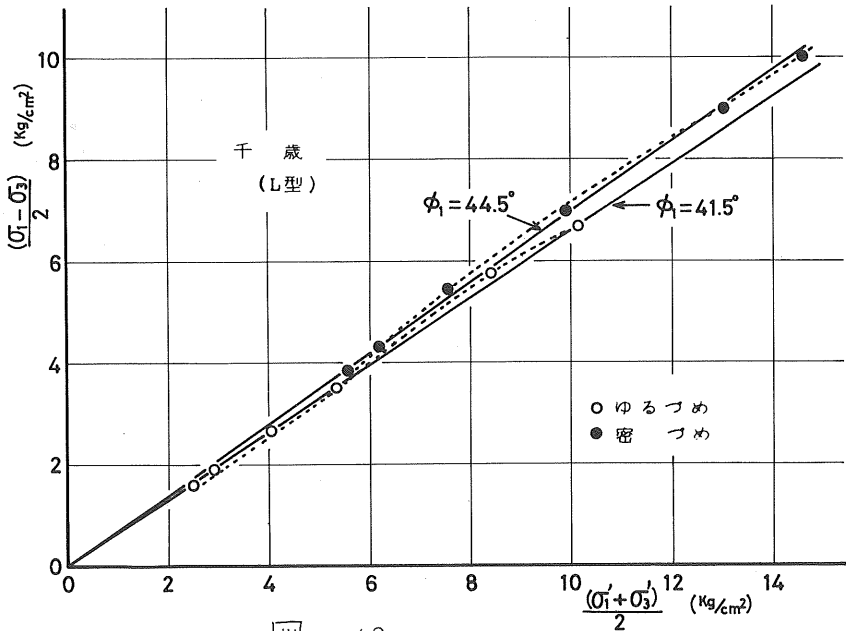


図-12

た破壊包絡線の形状およびそれが原点を通るかどうかという点について述べると、図-10, 12において、拘束圧が低いと間ゲキ水圧は真となり、有効応力が増大するため、原点付近の点が得られなかったが、破壊包絡線を直線と見た場合、図-12で実線で示したように、測点のばらつきはあるが、原点を通るとみることができる。しかし、図-12で点線で示したように、破壊包絡線を曲線とみることが可能であり、この場合においても原点付近での破壊包絡線の

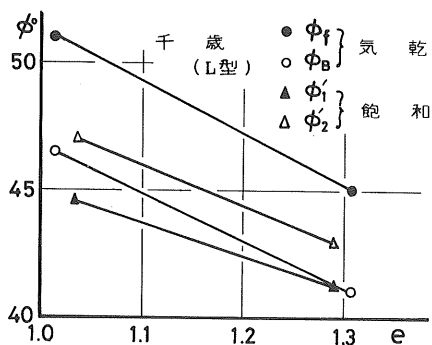


図-13

形状は不明であるが、各測点で破壊包絡線に接線を引いて $\phi'$ を求めると、 $\phi'$ は拘束圧が大きくなるにしたがい、小さくなる傾向を持つ。しかし、破壊包絡線が曲線状を呈するのは、砂の排水試験の結果では報告されているが、非排水試験においても同様の結果を示すのかどうか、または、破壊包絡線が曲線となるのは、粒子破砕などの火山灰土独自の特性によるものかどうかは、見ることはできなかった。

次に気乾試料より求めた $\phi$ と飽和試料より求めた $\phi'$ を比較してみると、図-13に示すような関係になる。一般に排水試験においてTaylor-Bishopのエネルギー補正を行った内部摩擦角 $\phi_B$ と $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ より求めた $\phi'_2$ は実用上一致すると言われているが、L型火山灰土においては、 $\phi'_2$ が $\phi_B$ より大きな値を示している。しかし、ゆるい砂においては、 $\phi'_2$ は $\phi_B$ より大きくなること<sup>8)</sup>が示されており、L型火山灰土の場合、密づめ、ゆるづめの場合も $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ が $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ の条件より、ヒズミが小さいところで現われているので、共にゆるい砂とみるべきであるが、あるいは、これが、L型火山灰土の特性や、気乾と飽和の表面状態の差異によるものとみるべきであるかは、判断できない。

#### 4 まとめ

1. 気乾試料の排水試験においては、破壊包絡線は原点を通る曲線となり、拘束圧が大きくなるにしたがい、 $\phi_f$ の値は小さくなっていく傾向を示す。
2. 破壊包絡線が曲線状を呈する理由として、dilatancy, 粒子の破砕, 粒子のinterlockingやrearrangingが挙げられるが、 $\phi_R$ を用いて、それらの成分をセロ断強度から分離することや、粒子の破砕と $\phi_R$ がどのような関係にあるかは、量的に把かむことはできなかった。
3. 飽和試料においては、圧密圧力 $P$ と $S_u$ は直線的な関係を示さず、その理由として $S_u = f(\sigma_e, \sigma'_f)$ の関係で示されるように、間ゲキ比の変化による $S_u$ の変化は小さく、 $S_u$ はむしろ $\sigma'_f$ に依存するものと考えられる。
4. 飽和試料において、破壊包絡線を原点を通る直線とみるべきか、または、曲線と見るべきかは、はっきり断定することができず、砂などの試験結果と比較してみる必要がある。
5. 気乾試料の $\phi_B$ と飽和試料の $\phi'_2$ は一致すると言われるが、L型火山灰土の場合

合は  $\phi_2$  は  $\phi_0$  より大きな値を示した。

以上の結果よりみて、火山灰土は突固め特性などで、粘性土と似たような傾向を示す場合もあるが、セリ断特性よりみた場合、ほぼ砂と同様の性質を示すと思えるべきであろう。しかし、砂と火山灰土のセリ断特性の差異については、砂を同一条件でセリ断した結果と比較し、粒子破砕などの火山灰土独自の特性が、セリ断強度にどのような影響を与えるかは、今後比較検討してみることがあると思われる。

おわりに、本研究は主として、昭和47年度は文部省科学研究費の補助を受け、卒業研究として行ない、48年度は遠藤茂、野口恒久君の卒業研究として、多大なる協力を得た。ここに記し、謝意を表するものがある。

## 5. 参考文献

1. 北郷繁, 高岩勝, 川島崇則, 藤波岳臣; 技術報告資料, No. 13, 1973  
pp 1~6
2. 北郷繁, 神谷光彦; 土木学会第28回年次学術講演会講演概要集 No.3  
1973, pp 276~277
3. 北郷繁, 高岩勝, 表次雄, 滝沢正人; 技術報告資料, No. 12, 1972  
pp 1~8
4. Haruyama, M; Soils and Foundations, vol. 9, No. 4, 1969  
pp 48~67
5. 春山元寿; 土と基礎, vol. 20, No. 2, 1972, pp 41~47
6. Lee, K. L, and Seed, H. B; Proc. A.S.C. E., 1967, S. M. 6  
pp 117~141
7. 中瀬明男; 土質力学(最上武雄編), 技報堂, 1969, pp 610~618
8. 同 同 pp 584~591

1. まえがき

火山灰は全国的に広く分布し、その工学的性質の特殊性の故に、泥炭灰ほどにも特殊土の一つに数えられ2いる。しかし、北海道では降雨量が少ないため、九州のシラス地盤に見られるような雨による大きな浸透が少ないこと、さらに、未風化火山灰土についていえば、工学的に劣る土といつても、泥炭灰に比して、土工上の問題点も少ない理由から、道内の火山灰の工学的性質に関する研究は少なかったようである。しかし、近年複雑な土地造成の増加、さらに火山灰盛土における地震による浸透灰土を見るに至り、火山灰の工学的性質、特に強度特性や締固めの特性に関する研究がなされてきた。

この報告は、未風化火山灰の特性の一つである粒子の破砕性を注目し、締固めによる粒子の破砕した場合、その性質がどのように変化するのについて、三軸圧縮試験を主体として調べたものである。本研究の結果、粒子の破砕は、主に軽石レキを発生し、破砕を受けるとにより、密度が増加し、最終的には、工学的性質は良くつたこととが判明した。

2. 試料

一口に火山灰といつても、その性質は、風化の程度、粒度配合(特に軽石レキの含有割合)、あるいは鉱物組成によつて、それぞれ多種多様である。したがつて火山灰の研究においては、どのような試料を対象とするのかが重要な点である。現在のところ火山灰を分類する基準というものは明確ではないようである。ここでは、本実験に用いた2種の火山灰の大きな性質を示しておく、図.1に試料の粒度加積曲線を示す。A試料は北見市の近郊から採取したものである。この火山灰は、風化はほとんど見られず、岳斜路火山灰の一次堆積物と見られる。北見地方で見られるごく一般的なもののようなものである。B試料は、中標津市街地から採取したものであり、その大部分は粗粒軽石レキからなり、粒子破砕の生じやすいものである。さらに風化も少し進んでいるようであるが、この地方で見られる高含水比の泥炭化しやすい風化火山灰ほどではない。図.1をみかると、A試料は、大部分が軽石レキからなるものであり、他の一つは、大部分が細粒分(砂に相当する粒径)からなるものである。これから2つの火山灰は、北郷らの道央地区に分布する火山灰の分類上における系下火山灰(A試料)と降下火山灰(B試料)に相当

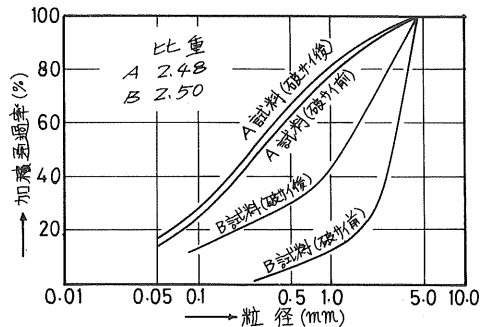


図.1 粒度加積曲線

するを考慮される。

### 3. 実験

実験はすべて気転の試料について行われ、内容的には次の二つに分かれる。

1) 突固めエネルギー（突固め回数）と破サイの関係、及び破サイによる粒度配合の変化の密度と与える影響を調べること。

2) 1) のように破サイを受けたことによる強度特性の変化を調べること。

これらのうち実験1)については、JIS.A 1210に定める $10\text{cm}$ モールドと $2.5\text{kg}$ ランマーを用いて、層に分けて各層10, 25, 50, 75, 100回の各突固めを行って粒子破サイを生じさせた後、フルイ分け試験を行った。さらに、このように破サイした試料について、内径 $52\text{mm}$ 、高さ $152\text{mm}$ の楕円パイプに、パイプ径<sup>5)</sup>によって、ふさぎだけゆるくつめた場合と、ゆるくつめた後、 $20\text{mm}$ の高さから20回の落下による振動を加えてある程度密につめた場合の2通りについて、密度を測定した。一方実験2)については、全く破サイをしていない場合と、3層50回（B試料については5層25回も補足的に加えた）で破サイした場合（以後、破サイ後試料と呼ぶことにする）の2つについて、三軸圧縮試験を行った。この試験では、供試体は、直径 $50\text{mm}$ 高さ $120\text{mm}$ とし、せん断速度は、毎分供試体高さの1%とした。拘束圧は、0.6, 1.0, 2.0  $\text{kg/cm}^2$ の3段階とし、せん断中は空気マノメーターで体積変化を測定した。供試体の密度は、密づめとゆるづめの2種とし、このうち前者は本製の突き棒で、粒子を破サイしほい程度で、ふさぎだけ密に作るよう、かつ一定の突き固めを行った。一方後者は、試料をビーカーから成形モールド中に流し込むことにより作製した。以上において当然のことではあるが、同じ密づめあるいはゆるづめでも破サイの前後では密度は異なっている。本実験は同一ケースを2回行った結果を平均した。

### 4. 結果と考察

#### 4-1. 締固めによる粒子の破サイ性について

粒子の破サイ性を検討するためには、まず破サイ量を数値で表わすことが重要になってくる。この方法は種々提案されているが、ここはその主なものをおげずみるべく次のようにする。

1) 所定のフルイ目の通過率の変化量を表わす。いまこれを $L_B$ とする。

2) 森の破サイ量：各フルイの通過率の変化量の絶対値の和。いまこれを $F$ とする。

3) 破サイ前後の粒径加積曲線に示される部分の面積を表わす。これを $A$ とする。

このうち、1)の破サイ量 $L_B$ は、全体の粒径にわたる破サイ量を表わすものではなく、さらに任意のフルイ目の大きさを $D_m$ に選ぶのが問題になってくる。そこで各フルイ目に対して $L_B$ を求め破サイエネルギー（一層当りの突固め回数 $N$ ）との関係を示したものが図2である。ここをフルイ目の大きさを選ぶ目安として、破サイ前後の各フルイの残留率の差が、負から正へ変化するときの粒径 $D_m$ を考慮してみる。この変化点 $D_m$ は破サイが優先的に生じる粒径の下限値と関係するものである。しかしこの $D_m$ は粒度配合によって変わってくることも当然予想される。本実験で用いた2つの試料について $D_m$ を求めると、A試料では破サイ点の $D_m$ が $0.25\text{mm}$ と、B試料では $0.42\text{mm}$ と

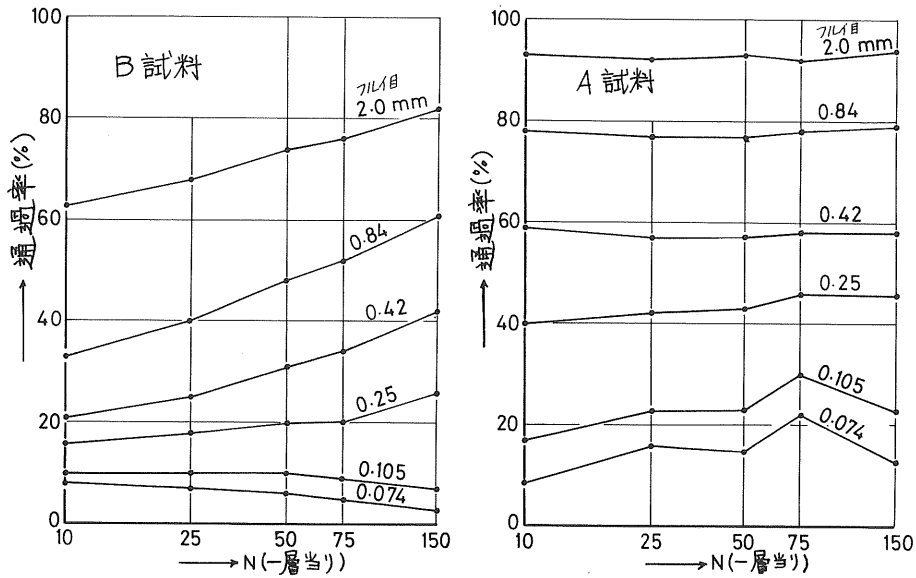


図.2 LBの測定結果

0.84mmの間にある。二のように今回用いたような、細粒と粗粒の両極端の粒度配合をもつような火山灰でも大きく見れば、 $D_m$ の値が0.42mm前後にあるといえる。さらに図.2中で0.42mmフルイでの曲線群の代表的なものとして比較的代表的であると考へられる。また、大平らに、火山灰粒子が内部に堅ゲキをもつ粒径の下限値は0.42mmであるとしており、この結果と本実験の結果とを比較してみると、火山灰に主に破サイの生じる粒子は、粒子内に堅ゲキをもつような粗粒子分であると予想される。つぎに2), 3)の破サイ量について検討していく。両者ともに、全々の粒径にわたる破サイ量を示す数値であり、いま大きい順にふる目のフルイ目の大きさを $D_i$ 、そのフルイでの破サイ前の通過率を $f_i$ 、破サイ後

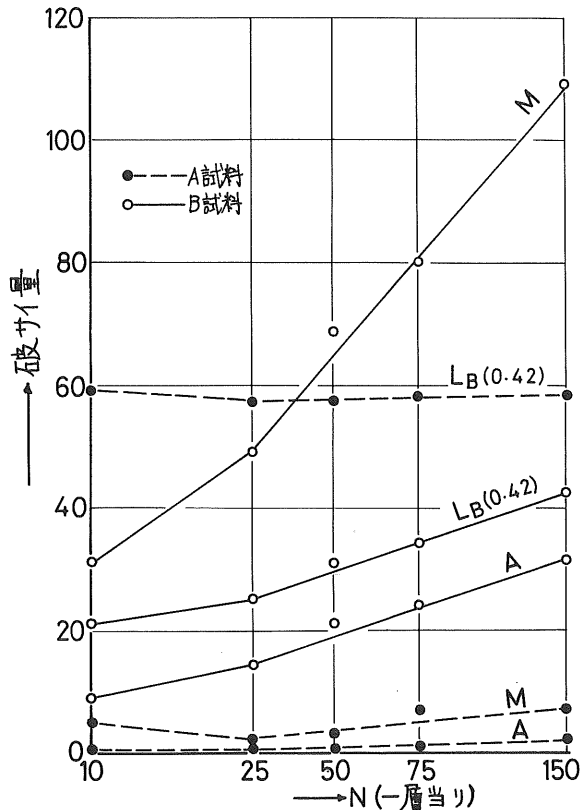


図.3 突圍のエネルギーと破サイ量との関係

の通過率を  $f_i$  とすると

・ 森の破砕量  $M$  は、

$$M = \sum_{i=1}^n |f_i' - f_i|$$

・ 3) の面積  $A$  は、

$$A = \sum_{i=1}^n \log \frac{D_{i+1}}{D_i} \times \frac{(f_i' - f_i) + (f_{i+1} - f_{i+1}')}{2} \quad n: \text{用いたふるいの数}$$

で各々計算される。結果を図.3に示す。この図には、図.2の  $0.42^m$  ふるいの場合の  $L$  も併記してある。森で軽石レキにおいて、 $M$  と突固め回数  $N$  の対数とほぼ直線を示すという結果を得ている。本実験の結果では、各破砕量  $M$  にも、 $N$  が 25 回以上では  $N$  の対数とほぼ直線関係を示すことが分る。また  $N$  が 10 回以下の点も直線から外れる理由として、この結果は  $N$  が小さいと、はっきり分らないが、破砕エネルギーの小さい段階では、破砕により発生する細粒分によるクッションの作用が大きいから、そのため破砕しやすくなること、さらに、突固めエネルギーが均一に働かないことなどが考えられる。以上、破砕量の表現法について述べたが、これによらずか2種類の火山灰に関する結果があり、今後、より多くの火山灰に関してこの種の実験を行なうことととも、どのような破砕量で、種々の工学的性質の変化をより良く説明し得るかを明らかにしていく必要がある。

つぎに破砕を受けたい火山灰を、前述の方法によって、所定のモールドに一定のつめ方をした場合の密度を測定した結果を図.4に示す。ここに加振と、 $20^m$  の高さから 20 回落下させた場合であり、ゆるぐめと、パイプ法によって、できるだけゆるぐめた場合である。一般に締固めによって土が密になるのと同様に、締固めエネルギーによって土の粒子配列が密になることと、破砕によって作られた小さな粒子が大な粒子の間隙に入り込んでいくことの2つの原因が考えられる。

図.4は後者の原因による密度の変化と類似したものである。この図によれば、破砕による粒度配合の変化に原因する密度の変化は、突固めエネルギーの対数とほぼ直線関係にあるようである。このことは図.3において、突固めエネルギーの対数と破砕量  $M$  の関係が直線を示すことに対応するものと考えられる。以上の実験はすべて乾燥状態で行なっているものであり、これをさらに一般の締固め問題と結びつけるためには、急水時の影響を加味する必要がある。これだけの実験から、一応定性的

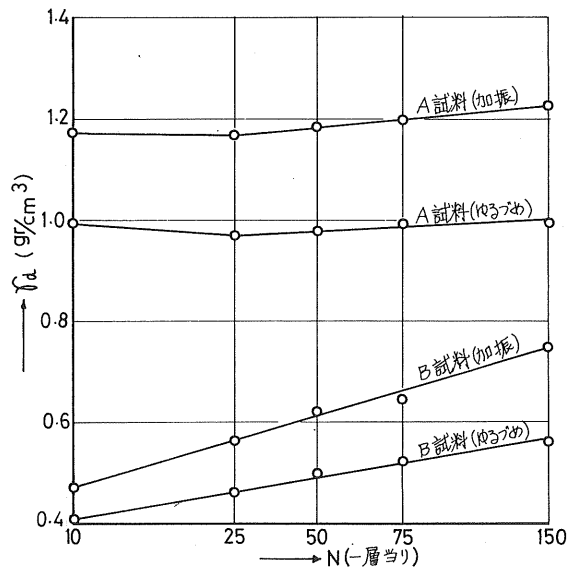


図.4 粒子破砕による密度の変化



にいえることは、特に軽石レートを多く含む火山灰においては、締固めによる密度の増加に伴って破砕性がかなり関係するものと考えられるということである。このように破砕性による粒度配合の変化が生じた場合の強度特性の変化について以下に述べていく。

#### 4. 2 応力・体積変化一軸ヒズミ曲線

本実験で得られた応力・体積変化一軸ヒズミ曲線の一例として、 $\bar{\sigma}_3 = 0.5, 2.0 \text{ kg/cm}^2$  の場合について図5~7を示す。なお、A試料の破砕後の結果は、破砕前のそれとほとんど同じなので特に示してない。この実験では、応力のピークの現れ方、およびピーク後の状態を調べるため、25~30%の軸ヒズミにはなるまでセン断を続けた。まずA試料についてみると、ゆるぎめの場合も軸ヒズミが大きくなるほど密ぎめと同様に応力のピークが現れ、さらに拘束圧の低い場合は、残留強度も現れ、その値は密ぎめの場合より小さいことがわかる。つぎにB試料についてみると、破砕前では、ピーク強度の現れ方が不明瞭で、さらにピーク時の軸ヒズミが非常に大きい。また拘束圧が大きくなるほど、応力、体積変化、

ともに、密ぎめとゆるぎめの差がほとんどなくなっている。これは、破砕性の大きい軽石レートを主成分とする火山灰では、拘束圧を加えることにより、その大きさに対応した粒子骨格が形成されるためと考えられる。一方破砕後には、強度そのものも大きくなり、ピークの発生も明瞭になってくる。また、セン断中の体積減少も、破砕前のそれと比べて全般的に小さくなり、さらに密ぎめとゆるぎめの差もはっきりしてくるこ

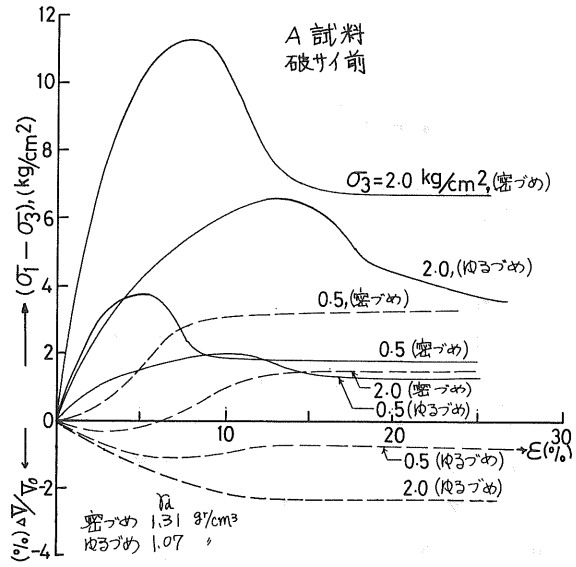


図5 応力・体積変化一軸ヒズミの関係(表1)

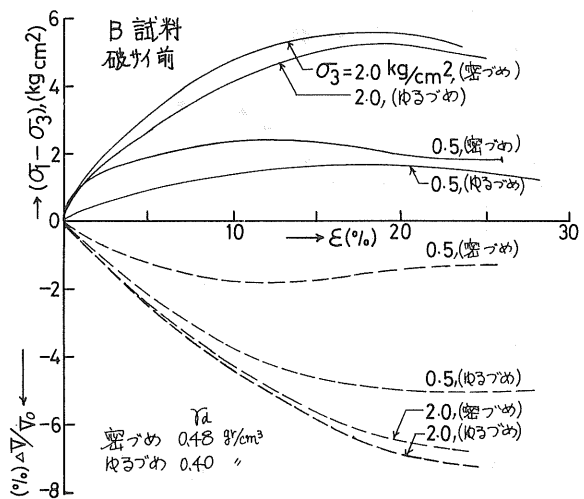


図6 応力・体積変化一軸ヒズミの関係(表2)

とが分る。これより、破砕されることにより、図.1に示すように、粒度配合が良くなり、より強くなるように存在するためと考えられる。図.6~7に示してある密度を比較してみると、同じつめ方をしても、破砕後の密度は、破砕前のそれよりも50%ほど大きくなること分る。

#### 4-3 強度係数

図.8に内部摩擦角の値を示してある。A試料についてみると、破砕前後でその大きさは、実用的には変わらないと考えられるが、細かくみると、同一密度で比較するならば、破砕前の内部摩擦角の値は、破砕後のそれより大きいことが分る。このことより、一見破砕により土の強度が低下していると考えられるが、しかし、同じつめ方をしたもの同士を比較してみると、破砕後は、破砕前に比べて密になり、内部摩擦角も多少大きくなること分る。すなわち、実際上のことを考えるならば、結果的には、締固めによる粒子破砕により、強度は大きくなること考えられる。このことよりB試料においてより顕著に行な

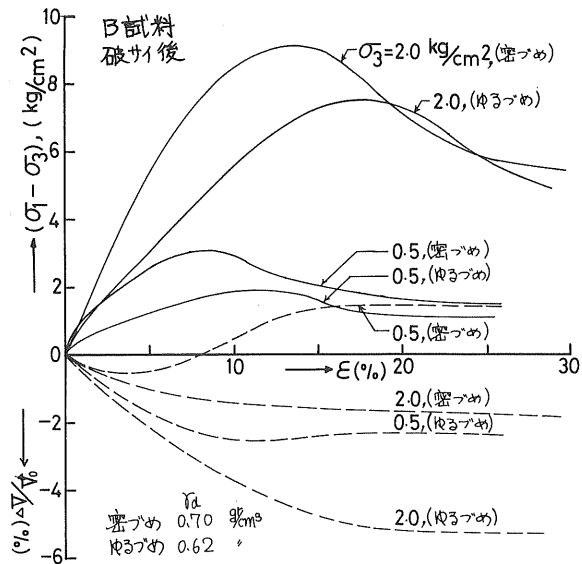


図.7 応力-体積変化-軸ひずみ関係(乙の3)

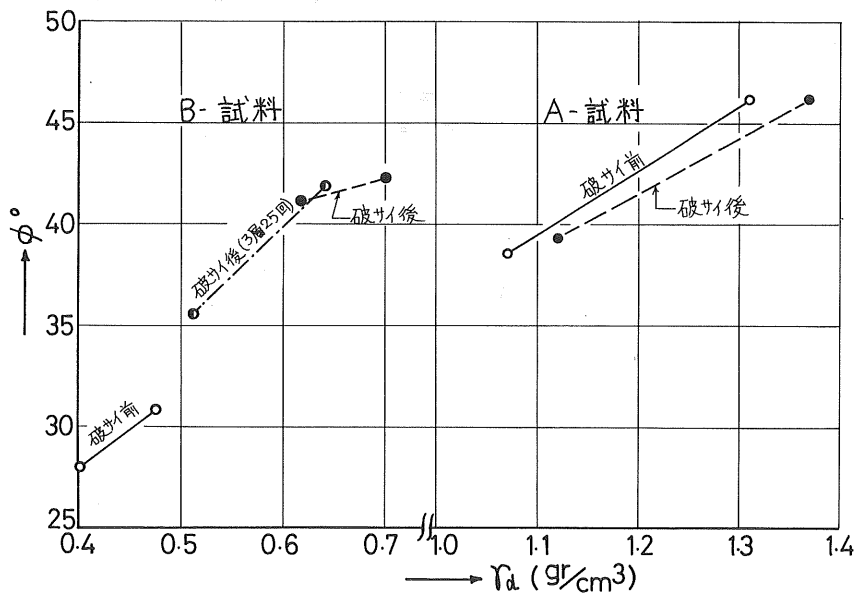


図.8 内部摩擦角と密度の関係

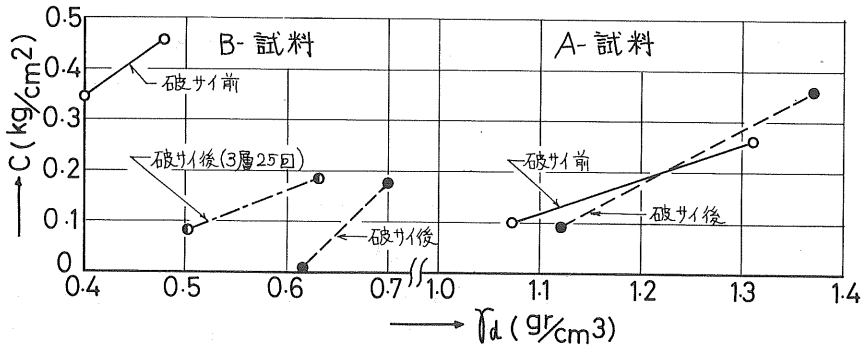


図.9 粘着力と密度の関係

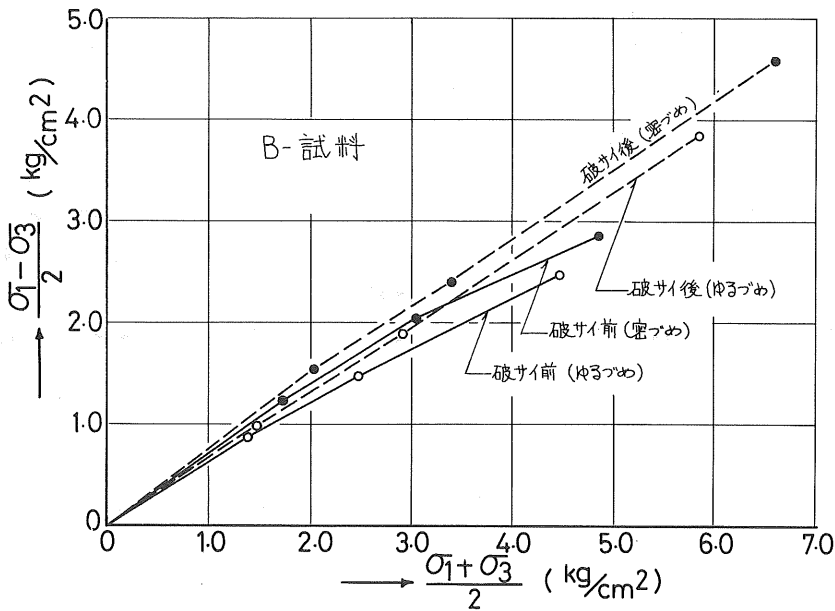


図.10  $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  と  $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  の関係

いる。ニニでは 25回の突回めによる破サイを受けた土の内部摩擦角を示してある。B試料では、同一密度での比較が最早不可能となっており、さらに、密に作る原因が、つめ方によるものか、あるいは破サイによるものかには関係なく、要するに密度の増加とともに内部摩擦角が増加しているという結果となっている。

つぎに粘着力について検討してみる。火山灰粒子の表面活性をもちたものであるから、本来の意味での粘着力は持たない。しかし強度試験を行なうと、無視し得ない粘着力の現われ方ニニが報告されている<sup>2)</sup>。図.9に本実験の結果を示してあるが、やはり、おぼりの粘着力が現われている。まずA試料についてみれば、破サイ前後での粘着力の差が、不明瞭であるが、密づめとゆるづめとを比較してみると後者の方が大きく出ている。この密づめとゆるづめの差はB試料でも同様であるが、B試料の場合破サイによる粘着力の変化が大きく、破サイにより密度が増加するほ

び、粘着力は小さくなっている。これは、火山灰の見かけの粘着力は、粒子のインターロッキング効果によって説明されている。本実験の結果においても、同一破砕条件の試料では堅硬なほど粘着力が大きくなるという事実は、インターロッキング効果によって説明できる。しかし、同じつめ方でも、破砕を受けやすいほど粘着力が小さくなるのは、インターロッキング効果として説明できない。存在する、破砕によって細粒分が増加し、粒度配合が良くなり、つまり具合が整っているほど、インターロッキング効果が当然大きくなることと予想されるからである。これを見かけの粘着力の現われる原因の一つとして、破壊抱絡線が、実際には凸の曲線であるのに、直線と仮定して、最小自乗法を用いて計算しているということが考えられる。Bishop<sup>9)</sup>によれば、破壊抱絡線が曲線である、堅硬なほど、さらに粒土配合の均一なほど著しいとされ、この原因はせん断中の粒子破砕にあるとしている。このことから、図9において、突固めによる破砕を受けやすいほど、粗粒レキが多く粒土配合が均一なほど、粘着力が大きくなることの説明がつく。B試料について破壊抱絡線の状態を見るため、 $\sigma_1 + \sigma_2/2$  と  $\sigma_1 - \sigma_2/2$  の関係を示したものが図10である。この図によれば、破砕を受けやすい場合の破壊抱絡線は、全体として明らかに曲線であり、これを一本の直線と仮定することはよからぬ粘着力が計算上出なくなるということが分る。以上のように、特に軽石レキを多く含む、破砕性の大きい火山灰において見かけの粘着力が現われる原因として、インターロッキング効果の他に破壊抱絡線が曲線であるということもあげられる。これらの事象をより明確にするために、他拘束圧条件の下でより精密な実験が必要と考えられる。

## 5. 結論

以上火山灰の突固めによる粒子破砕による工学的性質の変化を調べた。また、粒子の破砕性は、軽石レキと細粒火山灰とではかなり異なるという予想の下に、その両者の典型と考えられる火山灰を選んだ結果を比較した。ここで得られた結果は、本質的に異なるものであり、これをより実際に有用なものとするためには、さらに多くの実験を必要とするが、ここで判明した内容を列挙してみると次のようになる。

- 1), 細粒分(粒径として、 $\mu$ 砂)が大部分を占める火山灰では、突固めによる粒子破砕はさういふほど少なく、それに対応して、破砕後の強度特性の変化も実用的には無視し得る程度であった。
- 2), 軽石レキが主成分とするB試料では、力学的性質が劣り、突固めによる破砕が著しく、それにより工学的性質の変化も著しい。この場合、破砕を受けるとにより、力学的性質はより良くなる。
- 3), 粒子の破砕量、およびそれによる強度の変化は、 $n=10$ 回以上であるならば、各層の突固め回数 $n$ の対数と直線関係を示す。
- 4), 見かけの粘着力の現われる原因として、インターロッキング効果の他に、破砕拘絡線が、実際には凸の曲線であるため計算上出なくなるということがあげられる。

本研究は元本学四年目学生、今村隆司、駒谷恒雄、高尾義輝、畑恵治、各氏の卒業実験として行われたものを鈴木がとりまとめたものである。また費用の一部は北海道科学研究費の補助を受けた。ここに記して感謝の意を表する。

#### 参考文献

- 1) 北郷, 土岐, 三田地, 鈴木, 鈴木: 火山灰の2, 3の土質力学的特性と香田凹地における震害(1968年十勝沖地震), 技術報告資料, 第9号, 昭和44年2月。
- 2) 笠木敏: 北見粘土に関する研究(第一報)——北見粘土の基礎的性質——, 北見工業大学研究報告, 5巻1号, 昭和48年10月。
- 3) 三木五三郎, 斎藤孝夫: 破碎しやすい火山レキ(摩周火山降下軽石)の2, 3の特性, 土木学会27回年講, 第3部, 昭和47年10月。
- 4) 北郷繁, 高岩勝, 神谷光彦: 道央に分布する火山灰土の工質工学的研究, 北大工学部研究報告, 第68号, 昭和48年9月
- 5) 北郷繁, 上田一敏: 砂の最大間ゲキ比の測定法, 土木学会25回年講, 第3部, 昭和45年11月
- 6) 森満雄: 火山レキの締固め特性と支持力(その2), 土と基礎, Vol.13, No.7, 1967年10月。
- 7) 大平至徳, 小山明: 宝永火山レキの締固め試験上の諸問題, 第10回土質工学シンポジウム, 昭和40年11月
- 8) 池田勲, 山田洋右: 火山灰の力学的性質に関する実験(第二報), 技術報告資料, 第12号, 昭和47年2月。
- 9) A. W. Bishop: THE STRENGTH OF SOILS AS ENGINEERING MATERIALS, *Geotechnique*. Vol.16, 1966



# 道内における火山灰の支持力に関する調査資料 その1

道立寒地建築研究所(正) 藤村成夫 同 吉村敬一

## 1. まえがき

この報告は、道内における数種類の火山灰について支持力とN値や載荷板寸法との関係、および自然状態のものとそれを乱した場合との強度常数の差異などについて述べたものである。

## 2. 支持力試験

支持力試験は、日本建築学会制定による建築基礎構造設計規準に示されている平板載荷試験法に準じて行い、その結果は表-1および図-3に示した。

平板載荷試験による降伏荷重度( $q_y$ )は、荷重度( $q$ ) - 沈下量( $s$ )曲線において曲率が最大となる点の荷重度として定義されている。しかし実際にこの値を判定するには困難なことが多く、また個人差も大きい。そこでこの報告では次のような順序によって $q_y$ を判定した。

- (1)  $q-s$ 曲線を算術目盛のグラフ上に描いて、曲率最大となる点が見出せる場合にはこれから $q_y$ を定めた。なおこの場合(2)~(4)項の方法も参考にした。
- (2) 曲率最大点が見出しにくい場合には、各荷重段階ごとの $T-\Delta S$ 曲線を図-2のように描き、その勾配( $\alpha$ )が急増する点の荷重度を $q_y$ とした。
- (3) 次に $q-s$ 曲線を両対数グラフに描いて、その折点が見られるときはこれを $q_y$ とした。
- (4) 上記の各方法でも $q_y$ が不明確な場合は、沈下を算術目盛、荷重度を対数目盛によって図示したものおよび $s = Kq^n$  ( $n$ :指数,  $K$ : $n$ に対応する定数)として $q-n$ 曲線を描き、 $n$ の急増する点の荷重度などを $q_y$ 判定の参考にした。

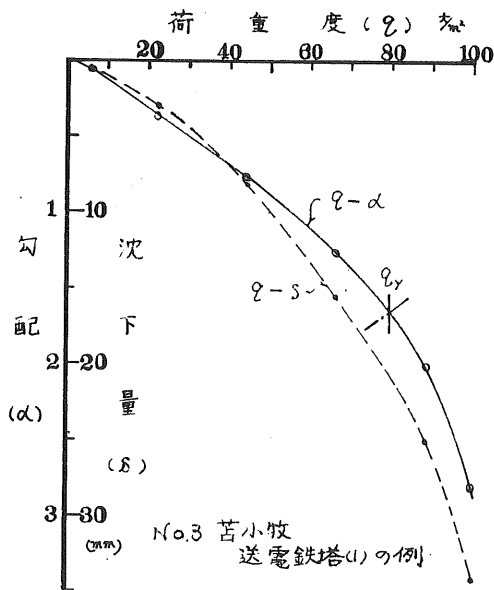


図-1  $q-s$  および  $q-\alpha$  曲線

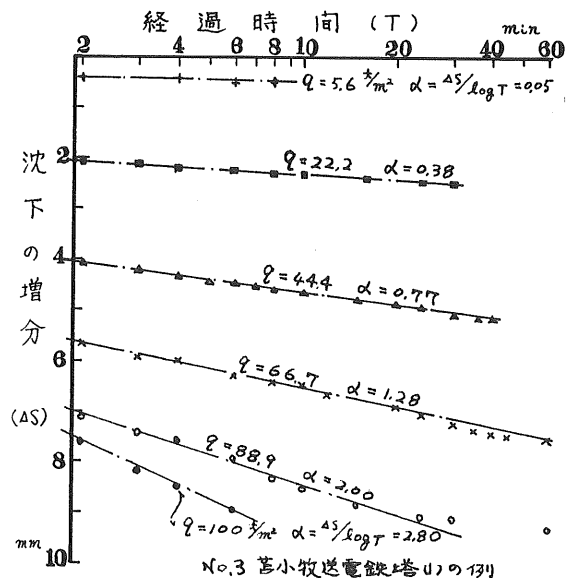


図-2  $T-\Delta S$  の関係

番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
試験場所	十才工業団地	十才力工製菓	苫小牧送電鉄塔	苫小牧錦岡	苫小牧錦岡	北見高栄団地	女満別送電鉄塔	平岸配水池	平岸山本外村	厚別十才線	厚別十才線	厚別十才線	月寒才一高校	恵庭三和	恵庭三和	登別無線中継所	大森中町	輪厚宅造地	恵庭合同客車	登川盛土	恵庭盛土	十才盛土	
試験深度 (m)	1.6	2.0	1.0	3.0	0.5	1.0	6.0	9.0	1.0	1.0	4.5	4.5	4.1	1.1	1.5	1.8	1.5	1.2	1.0	0.3	0.3	0.2	
N 値	5	5~6	8	3~4	7	8	14~15	9~11	3~4	5~6	20~27	27	7	4	3~4	4~6	6	3~4	4~5	3	3~5	2~4	
三十層板荷重	$Q_t/S_t$	11/1.1	19/1.9	33/5.3	12.6/1.7	25/2.8	33.3/1.0	40.4/1.7	44.4/1.7	15/1.8	17.5/1.7			49/4.1	13/2.8	59/1.6	166/4.0	157/1.3	12/6.4	17.5/3.3	12/4.4	11/3.5	6/2.8
荷重試験	$Q_u/S_u$	7.5/2.3		100/3.4	38/3.4	75/2.5	100/8.0	133/8.4	133.3/5.4					389/2.4	28/2.6	55.5/2.3	47/1.2	30/4.8	5.6/2.2	6.0/2.8	6.12/2.5	4.0/2.0	
せん断試験	せん断抵抗角	D 28°	D 30°	B 31° C 42° D 29°	D 28°	C 45°	B 39°	A 46° B 46° C 50°	A 36° B 32°		E 36°		E 45°						D 11°	D 28°	D 32°	D 28°	
せん断試験	見かけの粘着力	D 0	D 0	B 0	D 0	C 0	B 0	A 5.82 B 5.78	A 6.16 C 1.20	B 2.5	E 9.7		E 2.4						D 10.8	D 10.0	D 10.0	D 10.0	
単位体積重量	容積	1.33	1.32	1.30	1.43	1.45	1.29	1.46	1.32	1.30		1.57	1.30	1.36	1.35				1.36	1.36	1.28	1.38	1.39
含水比 (%)		46.2	43.5	45.2	37.0	38.1	25.0	26.3	28.9	32.8		46.2	48.5	57.9	68.7				72.2	85.2	39.5	36.0	32.0
土粒子の比量		2.60	2.63	2.44	2.84	2.65	2.40	2.54	2.31	2.35	1.5	2.33		2.27	2.63	2.52			2.58	2.54	2.40	2.46	2.74
周げき比		1.86	1.86	1.73	1.72	1.52	1.33	1.20	1.25	1.40	1.1	1.17	No.11	1.59	2.05	2.15	粘	ロ	2.27	2.46	1.62	1.42	1.60
乾燥率 (%)		0.91	0.92	0.90	1.04	1.05	1.03	1.16	1.02	0.98	No.9	1.07	1.1	0.88	0.86	0.80	土	ロ	0.79	0.73	0.92	1.01	1.05
粒度試験	炭分 (%)	68.0	86.0	53.5	27.0	62.0	16.5	16.0	22.0	8.0	と	4.0	類	17.0	0	3.0	質	質	3.0	0	22.0	15.2	42.0
	砂分 (%)	28.0	13.0	42.5	70.0	36.0	64.5	75.9	48.0	44.0	と	50.0	似	58.0	16.5	45.0	火	火	33.0	32.0	53.0	83.8	56.2
	シルト分 (%)	4.0	1.0	3.0	1.5	2.0	13.0	8.1	22.0	38.0	と	34.0		21.0	38.5	32.0	山	山	50.0	64.0	23.0	1.0	1.3
	粘土分 (%)	0	0	1.0	1.5	0	6.0	0	8.0	10.0		12.0		4.0	45.0	20.0	灰	灰	14.0	4.0	2.0	0	0.5
	最大径 (mm)	40	25	40	15	40	30	15	19	8		9.5		14	2	4.8			4	2	20	10	40
	60%径 (mm)	5.0	7.5	3.3	1.3	4.5	0.42	0.61	0.48	0.18		0.14		0.33	0.014	0.18			0.066	0.03	0.52	1.0	2.2
	30%径 (mm)	1.8	3.3	1.05	0.57	1.42	0.13	0.20	0.075	0.023		0.036		0.067	0.002	0.012			0.018	0.011	0.10	0.6	0.95
	10%径 (mm)	0.5	1.6	0.30	0.26	0.36	0.016	0.085	0.011	0.004		0.002		0.013	0.001	0.001			0.0025	0.0065	0.022	0.33	0.40
	均等係数 U <sub>c</sub>	100	4.7	11.0	5.0	12.5	26.3	7.2	43.6	45.0		70.0		25.4	14.0	180.0			26.4	4.6	23.6	3.0	5.5
	曲率係数 U <sub>s</sub>	1.3	0.9	1.1	1.0	1.2	2.5	0.8	1.1	0.7		4.6		1.1	0.3	0.8			2.0	0.6	0.9	1.1	1.0
分類	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂質ロム	砂質ロム		砂質ロム		砂質ロム	粘土ロム	ロム			ロム	粘土質ロム	砂質ロム	砂	砂	

⑤ 載荷試験

$Q_t$ : 載荷試験による降伏荷重度 ( $Q_t$ ) の  $1/2$ 、または極限支持力度 ( $Q_u$ ) の  $1/3$ 、もしくは総沈量が  $20\text{mm}$  に達したときの荷重度 ( $Q_{20}$ ) の  $1/2$  のうち、いずれか小さな値で、建築基礎構造設計規準 56 条に示されている長期許容地耐力度を表す。単位  $\text{t/m}^2$ 。

$S_t$ : 荷重度・沈下量曲線において  $Q_t$  に対応する沈下量。  $S_y, S_u$  について同様。単位  $\text{mm}$ 。

せん断試験

記号 A: 不かく乱試験、三軸 C D 試験、試験体寸法  $150\text{mm} \times 300\text{mm}$ 。

B: 乱した試験料、単位体積重量、含水比はほぼ自然地盤と同じ、その他 A と同様。

C: 不かく乱試験料、一面せん断試験、試験体寸法  $\phi 200$  厚  $\phi 200$  長  $500\text{mm}$ 。

D: 乱した試験料、単位体積重量、含水比はほぼ自然地盤と同じ、その他 C と同様。

E: 純粋せん断試験、小型一面せん断試験など。

表-1 道内各地における火山灰の支持力などに関する一覧表



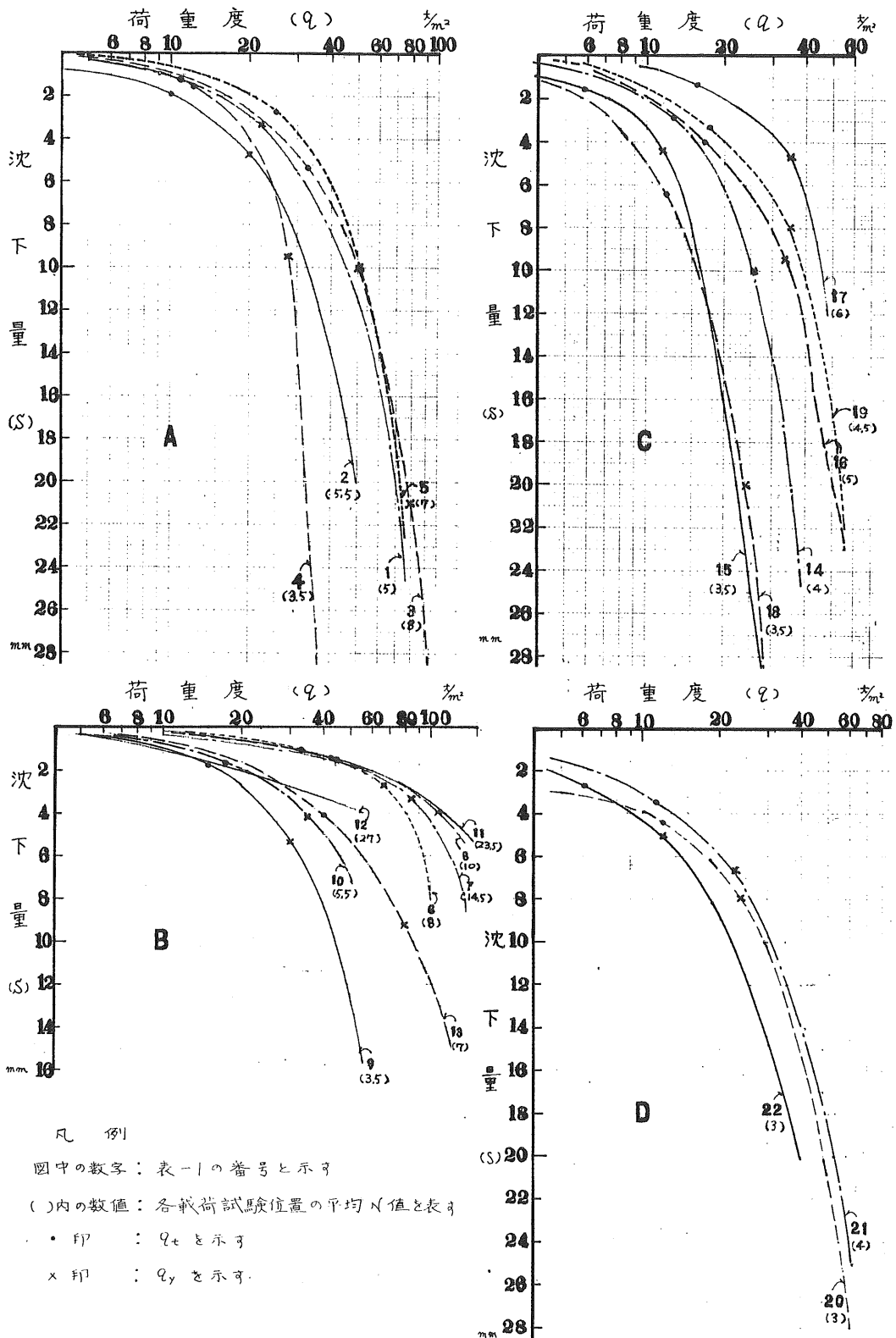


図-3 載荷試験による荷重度-沈下量曲線

図-3の荷重度-沈下量曲線は、大体次の4グループに分けて図示してある。

A (No.1 ~ No.5) : 火山礫を多分に含み、礫間の間げきが大きくガラガラな堆積状態をなし、不かく乱試料の採取不能なもの。

B (No.6 ~ No.13) : 細粒分が比較的多く、粒子が相互にかみ合つて緻密な状態をなし、不かく乱試料が採取できるもの。

C (No.14 ~ No.19) : 火山灰が風化して粘土化の進んだもの。

D (No.20 ~ No.22) : 人工的に締固めたもの。

この図からBグループのN値8以上のものは、沈下量が他のものより小さく全般せん断破壊の傾向がみられ、その他のものは局部せん断破壊の形状をなしているのが認められる。また、一般的にN値および $q_t$ (表-1の註参照)の値はD, C, A, Bの順に大きく、Dグループの初期沈下は他のものより大きいようである。

### 3. N値と長期許容地耐力度およびそれに対応する沈下量との関係

図-4~図-7は、N値と $q_t$ などとの関係を示したものである。 $q_t$ の値は $q_y/2$ によって定まることが多いが、その判定が難かしい。例えば図-1の場合、 $q$ - $\alpha$ 曲線から $q_y = 80 \text{ kg/cm}^2$ としたが $q$ - $s$ 曲線では30%位のところに曲率最大点があるようにも見える。このように $q_y$ をどのように判定するかによって相当差が生ずる。したがってこれらの図は大体の目安を示すにすぎないが、凡そ次の事項が認められる。

A, C およびDグループに属するもの  $q_t \approx 2N \sim 4N$   $s_t \approx 1 \sim 5 \text{ mm}$

Bグループに属するもの  $q_t \approx 3N \sim 5N$   $s_t \approx 2 \text{ mm}$ 以下

なお、火山灰地盤では繰返し載荷法による沈下が標準的な載荷法より大きくなる。このことから地震時の場合にもこのような性状が予想される。したがって実施設計に際しては、N値の小さい火山灰地盤に対して特にこの点に留意が必要であろう。

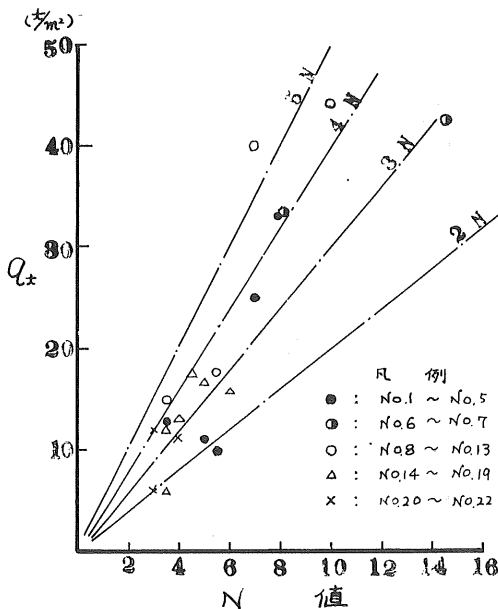


図-4 N値と $q_t$ との関係

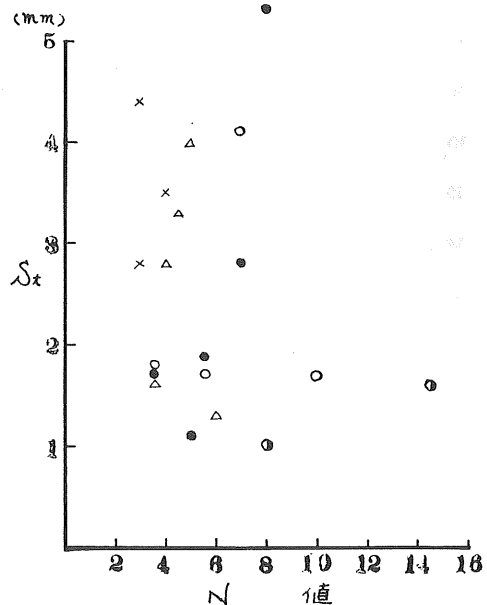


図-5 N値と $s_t$ との関係

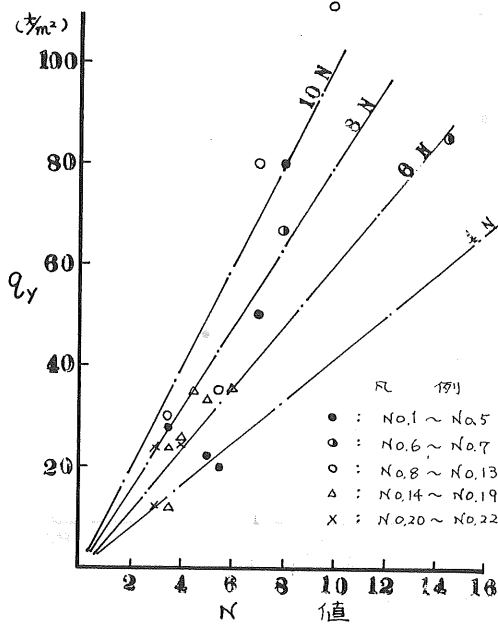


図-6 N値と $q_y$ との関係

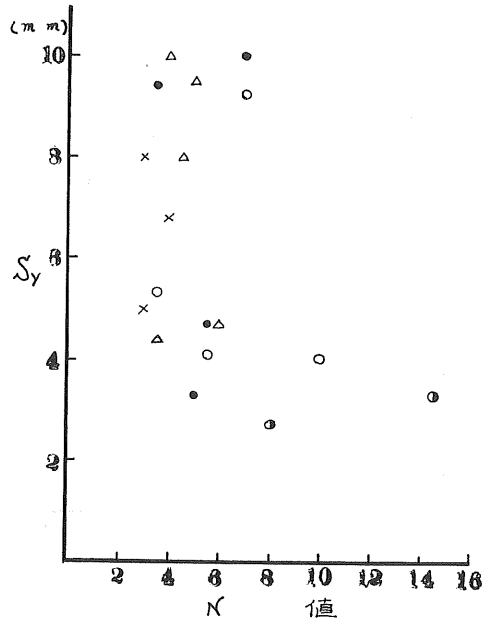


図-7 N値と $S_y$ との関係

#### 4. 載荷板の寸法

No. 8およびNo. 20 ~ No. 22 地盤においては、載荷板寸法を種々に変えて試験を行ってみた。その結果は図-8 ~ 図-10の如くであった。これらの図によると、載荷板寸法が $30\text{cm}$ 角~ $60\text{cm}$ 角位のところに $q_y$ 、 $q_u$ などの最小値があるように推察される。したがって、現在建築基礎構造設計規準に採用されている $30\text{cm}$ 角の載荷板は、最小値に近い地耐力度を得られかつ試験に要する反力が少なくすむことなどから妥当な寸法であり、火山灰地盤に対しても有効であることが認められた。

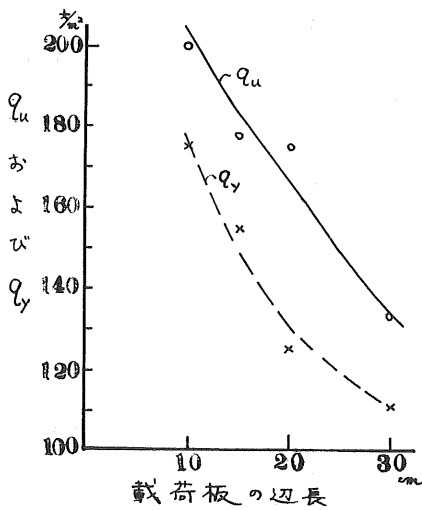


図-8 No. 8 地盤の例

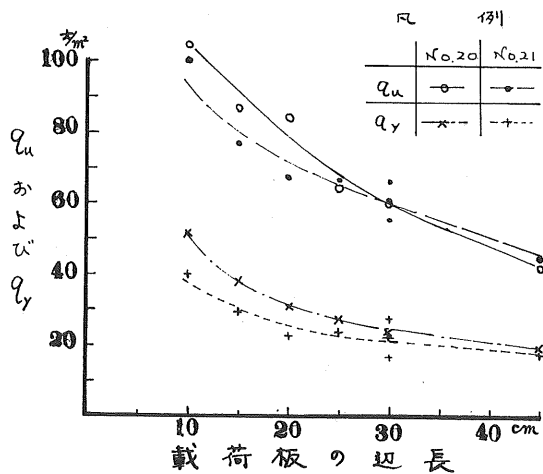


図-9 No. 20 および No. 21 地盤の例

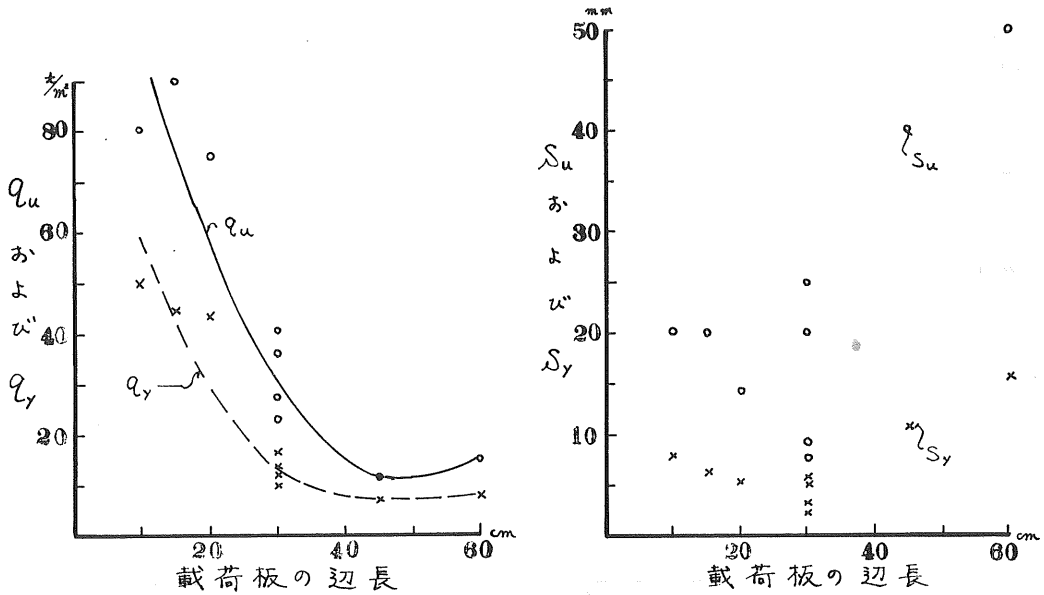


図-10 No22地実の例

### 5. せん断試験

せん断試験の結果は表-1に示したが、ここではNo.3およびNo.8地実で行った自然状態のものとしてそれを乱した場合との比較例について述べる。

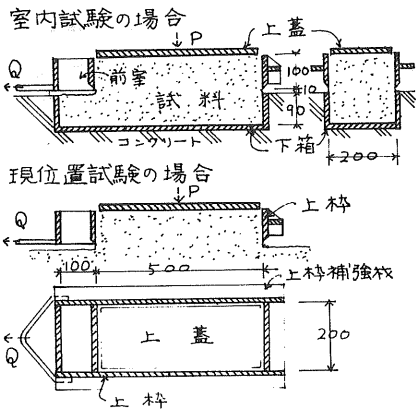


図-11 一面せん断試験機

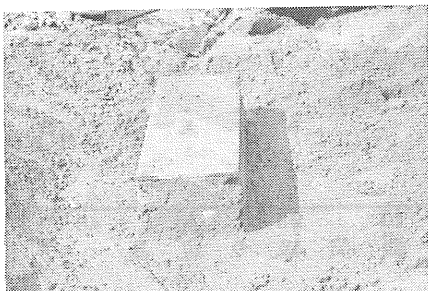


写真-1

#### 5.1 試験方法

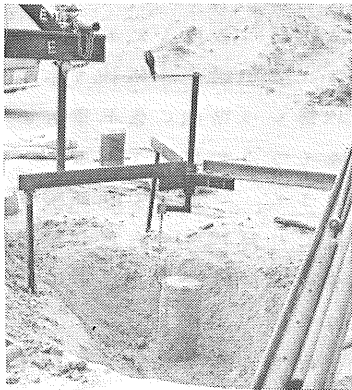
一面せん断試験は、左図のような上部可動型の枠を用いて行った。

室内試験の場合は、せん断箱全体に火山灰と一様な密度になるように突固めてから上枠前室の火山灰を除去して試験を行った。これは上枠が移動してもせん断面積が減少しないよう考慮したものである。現位置試験の場合は、写真-1のように試料を乱さないように切出し、これに上枠をかぶせてせん断した。

せん断荷重は応力制御式を採用した。また、各段階ごとのせん断荷重増加量は垂直荷重の25~75%とし、破壊に近い範囲ではその増加量を少なくした。

三軸試験用の不かく乱試料は、写真-2のような装置を用い、あらかじめ荒造りしておいたものの上部から刃型を回転させながら整形した。なお大礫は鋸で切取った。

試験体寸法は、径15<sup>cm</sup>高さ30<sup>cm</sup>とし、試験は歪制御式(歪速度=0.01/min)によった。



写真一 二

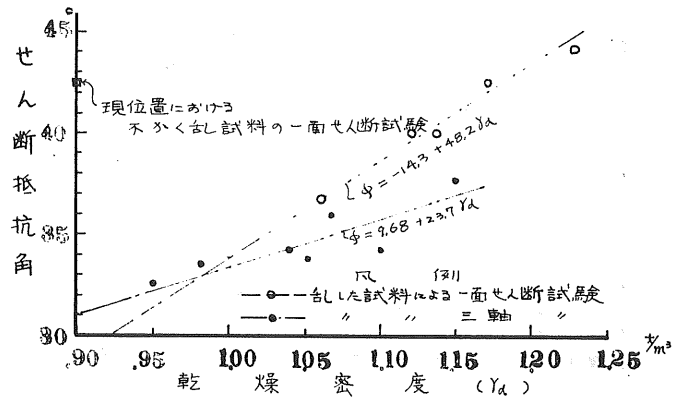


図-12 No.3地実における火山礫のせん断試験

5.2 せん断試験結果

図-12は、No.3地実における自然地盤に対する一面せん断試験結果と、乱した試料による一面せん断試験および三軸試験結果を示したものである。

乱した試料の場合は、自然に堆積しているものと同様な状態（礫間の向けきが大きくガラガラな状態）でかつほぼ同じ乾燥密度（自然状態のものは0.9%）のものが作れなかった。しかし、この結果から乾燥密度0.9%の場合のせん断抵抗角は29°~31°であることが推定される。

一方現位置における一面せん断試験結果は42.5°で、乱した試料による推定値とは相当差がある。したがってこのような火山礫層のせん断抵抗は、直接現位置において求めるべきであろう。

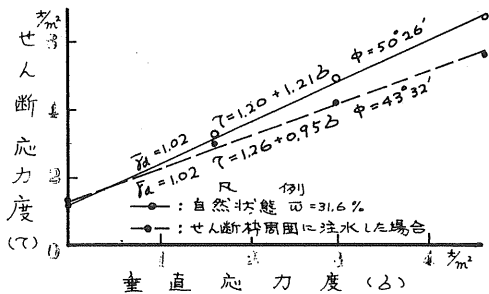


図-13 No.8地実における自然地盤に対する一面せん断試験

図-13はNo.8地実における自然地盤の一面せん断試験結果である。この図中に破線で示したものは、せん断特周面に注水し、せん断面をほぼ飽和状態にしてから試験したものである。

図-14は、ほぼ自然地盤と同じ含水比の乱した試料による一面せん断試験結果と上記の現位置における測定値とをまとめて示したものである。

- この結果から次の事項が認められる。
- (1) 乱した試料は、自然地盤と同程度に締固めてもφの値はもとにまじらない。
  - (2) 火山灰は、飽和するとφの値が低下する。
  - (3) 乱した試料は、密度がある値（この例ではほぼ自然地盤の密度）以上になるとせん断抵抗が急増する。

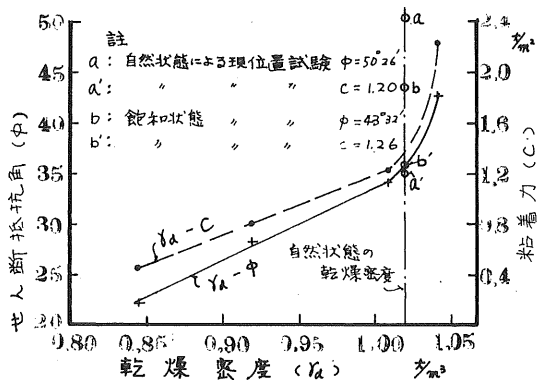


図-14 火山灰の一面せん断試験

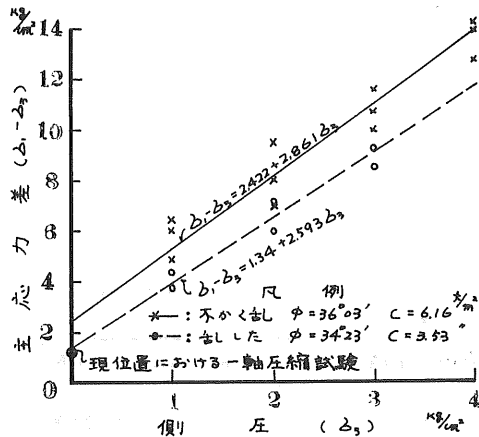


図-15 No.8地質における火山灰の三軸試験結果

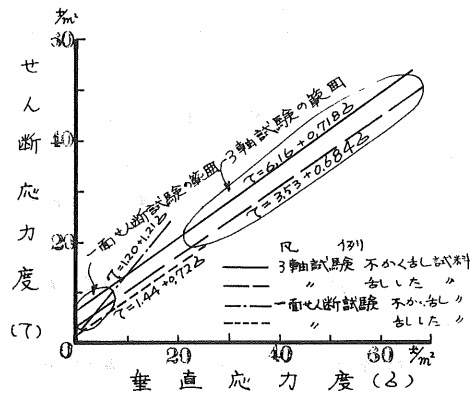


図-16 No.8地質における火山灰のせん断試験結果

図-15は、No.8地質における火山灰の三軸試験結果である。この図中に破線で示したものは、自然状態とほぼ同じ含水率および密度に締固めたものの測定値である。

この結果によると、一面せん断試験の場合とは逆に、乱した試料は、自然状態のものに比較して $\phi$ の値は僅かしか低下していないがCの値は半減している。

図-16は、一面せん断と三軸との結果をまとめて示したものである。

この図から使用する試験機によって結果に差があるのが認められる。これは、せん断方法および試験体の形状や寸法などのほかに図示のように試験体に加えた垂直応力度の相違も影響していると考えられる。しかし、いずれの試験機を用いた場合でも乱したものは自然状態のものに比較してせん断抵抗が小さく表われるようである。

## 6. 土質試験結果に基づく支持力算定値

土質試験結果に基づいた支持力計算値(建築基礎構造設計規程17条を適用)と平板載荷試験結果とを比較してみた。その結果によるとばらつきが大きく、3項に示した

N値からの支持力推定式による方がよいと思われた。

## 7. むすび

以上の事項を要約すると次の如くである。

(1) N値と載荷試験による長期許容地耐力度( $q_c$ )との関係は、降伏荷重度の判定方法によって影響を受けようが、Bグループの火山灰地盤に対して $q_c \approx 3N \sim 5N$ 、その他の火山灰地盤に対して $q_c \approx 2N \sim 4N$ 程度である。ただし実施設計に際しては、N値の小さい地盤の場合或る程度低減しなればならないだろう。

(2) 30°角の載荷板寸法は、火山灰の支持力試験用として妥当な寸法と思われる。

(3) 自然状態の火山灰は、一旦乱すと次にこれをほぼ同じ状態に締固めてもせん断抵抗はもとにもとろないものがある。また、飽和によっても強度が下るようである。

(4) 火山灰地盤の支持力推定は、現行のところせん断試験法や推定式などに難点があると思われるのでN値から推定する方がよいと考えられる。

なお、この報告に提示した資料の一部は、北海道土質コンカルタ、東京ソイルリサーチ、基礎地盤コンカルタ、北海道電力など各社の御協力によつたものであることを記し、謝意を表します。

## 支笏流下火山灰の2, 3の性質

北海道土質コンサルタント(株) (正)若松幹男

### 1 まえがき

支笏湖を中心にして、広く分布する支笏流下火山灰の性質を報告の対象にする。資料の収集範囲は札幌市南東寄りの澄川、西岡、清田が主で、一部、千歳、恵庭、江別方面の資料も用いている。なお、火山灰の性質については、当「技術報告資料」でも幾度となく報告されているが、これらは、乱した試料に関する実験結果が多いようなので、ここでは、あえて、乱さない場合の性質をまとめてみることにした。

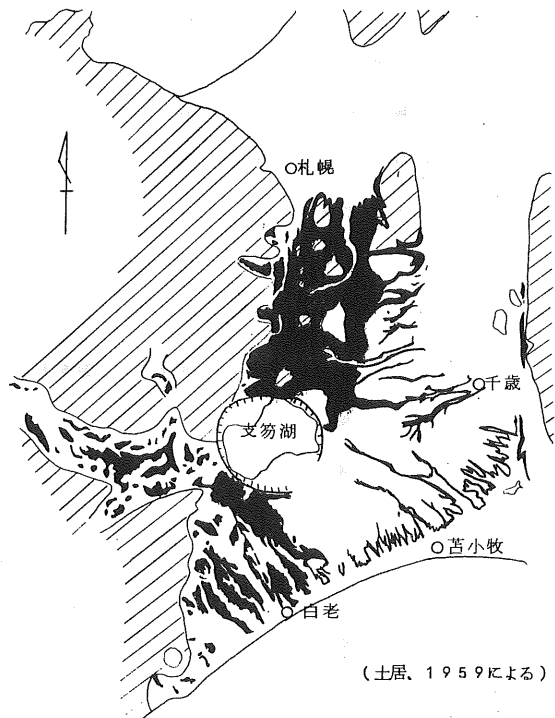
### 2 支笏流下火山灰について

約3万年前の考えられる時期に、支笏火山の活動が激しくなり、降下軽石が東方に向けて噴出し、引き続いて、支笏火山からは、軽石流が流出され、北西および南西の山地や丘陵地をさけ、低所を埋めて、いわゆる火山灰台地が形成されるに至っている。軽石流は、源近くでは熔結作用で固結して熔結凝灰岩となっているが、外側では、未固結の火山灰状を呈している。この火山灰状の軽石流を事例にならって支笏流下火山灰と称することにする。

### 3 粒度

火山灰は薄片状のガラス質物質で出来ており、容易に砕けやすい性質があるが、支笏流下火山灰も例外ではない。図-2、3は標準貫入試験で採取した試料と露頭

図-1 支笏軽石流堆積物の分布図(黒色部)  
斜線域は軽石流の流下をさけた山地または丘陵地



から試掘で採取した試料の粒度試験結果をまとめてみたものである。前者はかなり激しい打撃による破砕作用を受けたものであり、後者は打撃を与えずに採取したものである。両者の比較から、採取方法によって粒度の異なることが明瞭である。しかし、標準貫入試験試料の場合、採取した場所や深さ、打撃の程度が異なるにもかかわらず、ほぼ一定の粒径加積曲線を描くことから、すりつぶしたりしない限り、粒度の破砕作用は図-3に示す曲線の範囲内で停止するものと予想される。

何れにしても、図-2、3は乱した試料の粒度を示すものであり、乱さない試料の粒度は砕かれやすい性質のため粒度試験によって知ることが出来ない。そこで、顕微鏡で視察することにした。結果は写真-1、2に示すとおりである。

写真-1には、流理構造がみられ、乱さない試料は粒子の集合体ではなく、ガラス質物質が連続した塊状のものであることが判る。即ち、支笏流下火山灰は、容易に砕かれやすいため、見かけは砂質土状であるが、実際には硬質は熔結凝灰岩と同様に熔結していると言えよう。また、この熔結力が、諸処にみられる切土の直立法面を保つ原因として考えられる。

なお、顕下に供した薄片は真空ビン内で試料の脱気を行い、粘性の低いエポキシ樹脂にひたして硬化させた後に作ったものである。

図-2 三角座標による粒度の比較

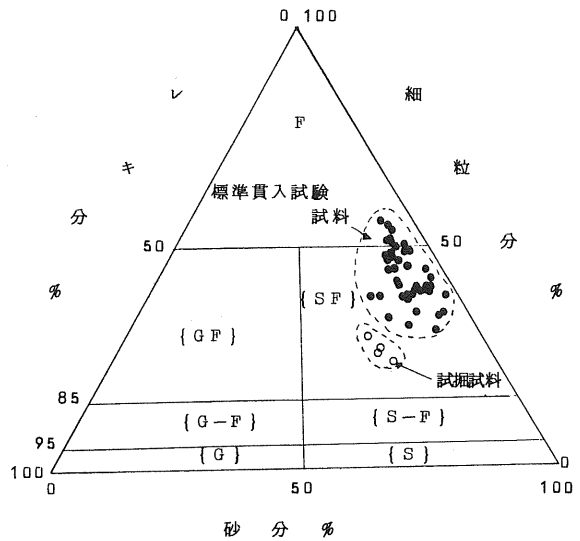


図-3 粒径過積曲線による粒度の比較

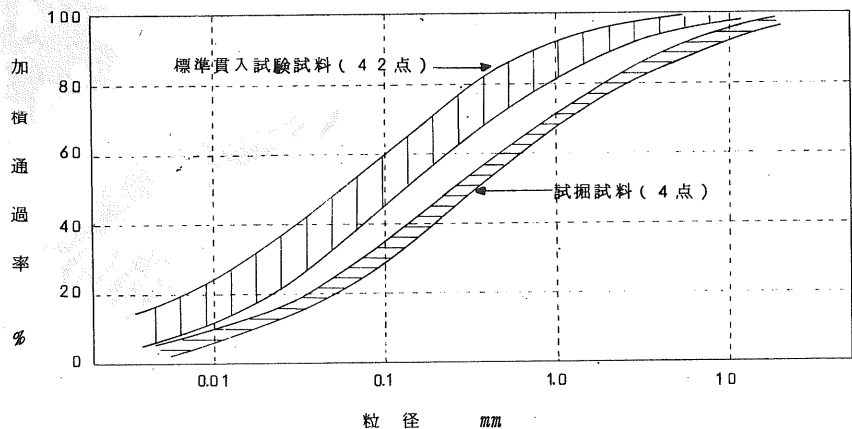




写真-1 乱さない火山灰（産地：澄川）

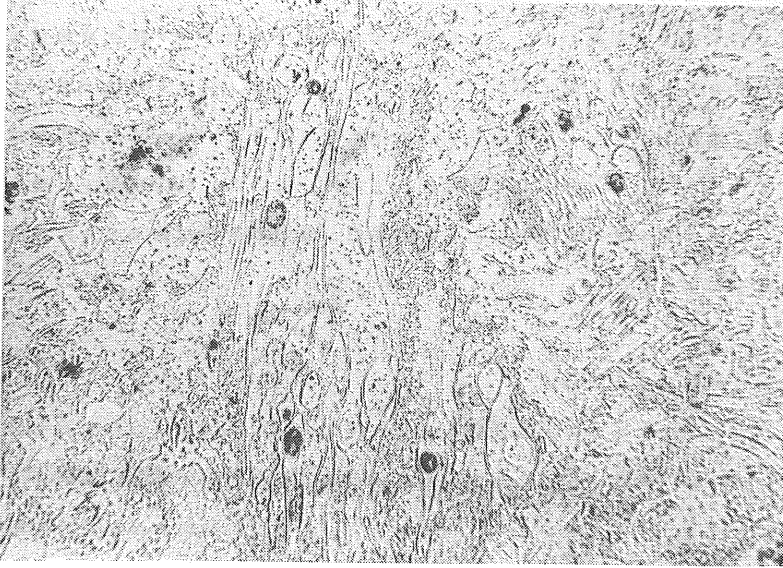
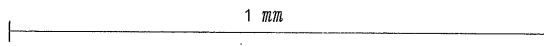


写真-2 乱した火山灰（産地：同上）



#### 4 比重・含水比

図-4は支笏流下火山灰の比重と含水比の相関性を示したものである。地下水面上下の含水状態を知るため、記号を変えてある。

比重試験は初期状態を絶乾して、24時間浸水後、真空法で3~4時間の脱気を行ったものである。比重は $G_s=2.3\sim 2.45$ の間にバラついているが、 $2.3\sim 2.4$ の値が多いようである。

含水比は地下水面上が $W=20\sim 40\%$ 、地下水面下が $30\sim 65\%$ の範囲があり、何れもバラつきが大きい。なお、データーとしてはとり上げていないが、地下水面上の含水比は一般に上部で大きく、下部で低下する傾向がみられる。また、露頭の表面を数cm削った湿润状態部分の含水比は2%程度である。

#### 5 乾燥単位体積重量・間隙比

図-5は支笏流下火山灰の乾燥単位体積重量と間隙比の相関性を示したものである。単位体積重量の測定は標準貫入試験で採取した試料によったが、当火山灰の場合、幸いにも、粘土や砂などと異って、サンプラー内の試料がコア状を保っているため、測定値は比較的信頼性があるものと思われる。

図-5によれば、乾燥単位体積重量は $\gamma_d=1.05\sim 1.25$ 、間隙比は $e=0.9\sim 1.3$ の範囲にあり、間隙比は一般の砂よりやや大きく、粘土よりも小さな値である。

湿润単位体積重量は $\gamma_t=1.4\sim 1.55$ の範囲にある。また、深さによる変化はほとんどみられない。

図-4 比重・含水比

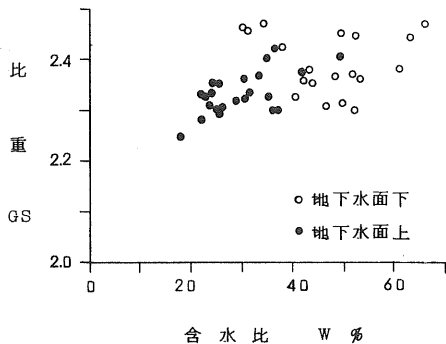
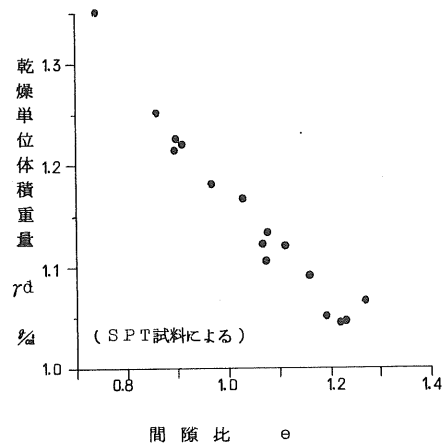


図-5 乾燥単位体積重量・間隙比



## 6 透水係数

ピエゾメーター法で求めた支笏流下火山灰の透水係数を  
 列挙すると、表-1 のようになる。 $k=3 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-4}$   
 $cm/sec$  の範囲にあるが、 $k=1 \sim 5 \times 10^{-4} cm/sec$  の値が多く、  
 平均値は  $k=2.83 \times 10^{-4} cm/sec$  となる。これらの値は、半  
 ば不透水性の地盤に属するもので、実際に地下水面の支笏  
 流下火山灰を掘削した例では、掘削面から水がにじみ出る  
 程度であることが観察されているので、上記は妥当な値を  
 示していると言えよう。

## 7 サウンディング値

### 7.1 相関性

支笏流下火山灰を対象にしたサウンディングは、他の地  
 盤と同様に、標準貫入試験が絶対的に多いが、他に、オラ  
 ンダ式貫入試験やスエーデン式貫入試験が用いられており、  
 補助的に、動的コーン貫入試験が用いられている。これら  
 の内、N 値との対比が行われている前 2 者の相関性を求めてみると、図-6、7 のようになる。  
 ただし、オランダ式貫入試験は 10 ton 型である。

$\beta_c$  値は  $\beta_c = 6 \sim 8 N \Rightarrow 8 N$  なる傾向を示している。公表されている他の地盤の  $\beta_c$  値と N 値の関  
 係は次のものがある。

砂質土  $\beta_c = 4 N$  (Meyerhoff)

関東ローム  $\beta_c = 3 N$  (三木)

表-1 透水係数  $k (cm/sec)$   
 ピエゾメーター法による

$1.47 \times 10^{-4}$
$1.57 \times 10^{-4}$
$2.99 \times 10^{-4}$
$1.63 \times 10^{-5}$
$3.31 \times 10^{-5}$
$2.56 \times 10^{-4}$
$4.76 \times 10^{-4}$
$1.66 \times 10^{-4}$
$4.26 \times 10^{-4}$
$9.84 \times 10^{-5}$
$1.76 \times 10^{-4}$
$5.97 \times 10^{-4}$
$1.72 \times 10^{-4}$
$3.87 \times 10^{-4}$
$3.98 \times 10^{-4}$
$7.19 \times 10^{-4}$
平均 $2.83 \times 10^{-4}$

図-6  $\beta_c - N$  相関図

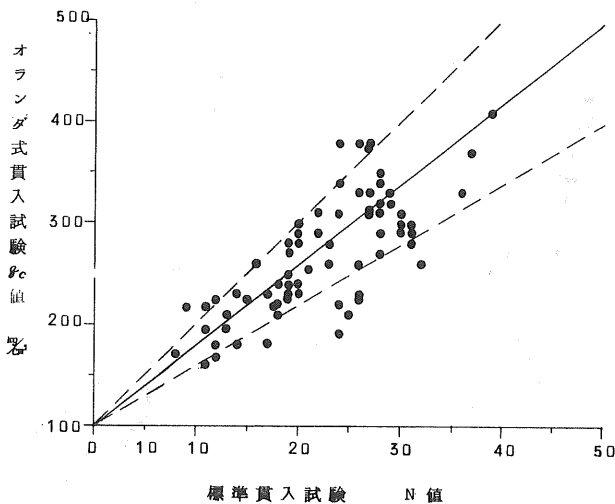
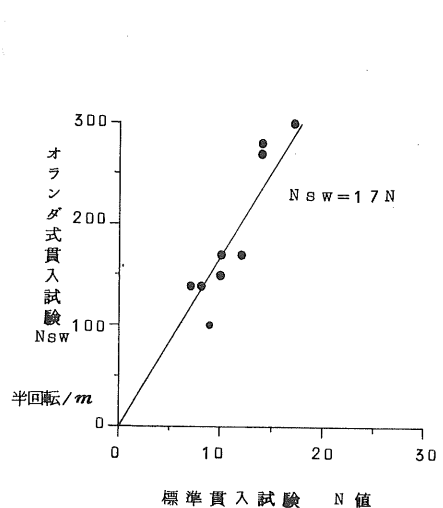


図-7  $N_{sw} - N$  相関図



これらに較べると、当火山灰はかなり異った性質を示している。従来、火山灰は標準貫入試験のみに頼り、しかも、砂質土に準じた扱いが多かったようであるが、同一N値の砂質土に対して、火山灰が約2倍の $\rho_c$ 値を示すことを考えると、例えば、クイ基礎の場合など、過小に設計が進められていたであろうことが予想される。ただし、2次堆積物の火山灰は逆に支持力が小さくなるようなので注意を要する。

Nsw値は僅かな試料であるが、 $Nsw = 1.7N$ なる傾向がみられる。この関係式は各種の提案があるが、上田の $Nsw = 1.0 \sim 1.2N$ なる関係と比較してみると、当火山灰は、やはり、同一N値の他の地盤とは異った性質がみられると言えよう。

### 7.2 N値の深さによる変化

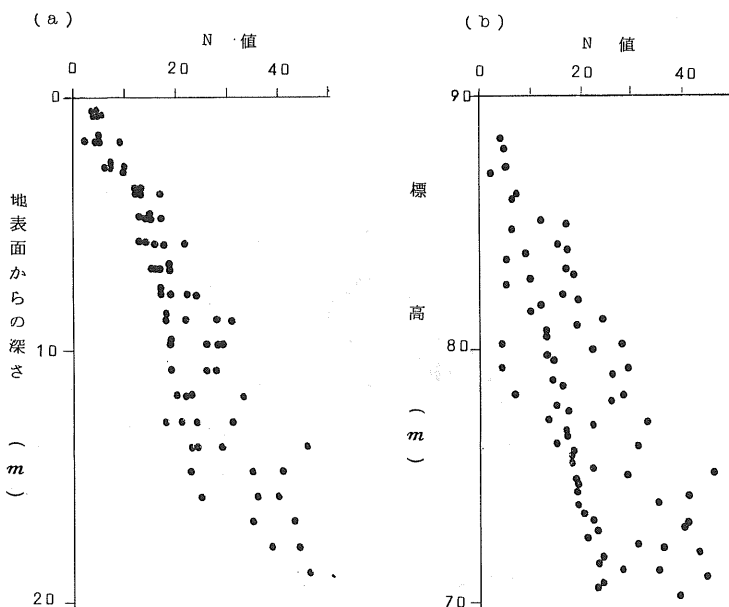
澄川地区における台地のN値の変化を図-8に示す。(a)は地表面からの深さを基準にし、(b)は標高を基準にしたもので、両者は同一の資料を用いてある。また、ここに収録してあるのは、5点の資料であって、各地盤高には最大8mの高低差がある。同図より、N値のパラつきは深さを基準にする場合が小さく、N値の変化は土被りに関係しているようにみえる。火山灰が堆積した時点では、近接地における地表面は平坦であり、同一水準ではほぼ等しいN値を示していたであろうことが堆積環境から想像出来るが、その後、侵食による土被りの減少部では一様な傾向をもってN値が小さくなったものであろう。

N値の減少した原因は垂直応力の低下と風化の影響が考えられるが、減少する影響深さが10m付近までのようであることや、切取直後の地盤面が砂などのようにゆるくなる様子の少ないことなどから、風化の影響が大と判断される。

図-8 N値の深さによる変化(澄川)

### 8 むすび

以上、乱さない支笏流下火山灰の性質を数例とり上げたが、多孔質であることや破砕されやすいなどの問題もさることながら、熔結の影響を無視することは出来ないようである。また、風化や侵食の問題が今後の課題となるらう。





試料	X線回折結果	比重	強熱減量
1	Sp-(Bru)	2.62	13.6%
2	Sp-Bru	2.58	14.1
3	Sp	2.67	11.8
4	Sp	2.63	13.5
5	Sp-Mont-(Qtz)	2.69	11.6
6	Sp-Talc-(Mont)-(Qtz)	2.69	11.8
7	Sp	2.61	12.9
8	Sp	2.66	11.9

記号 Sp 蛇紋石 Bru ブルース石  
 Mont モンモリロナイト Qtz 石英  
 Talc 滑石

蛇紋岩粘土は蛇紋石を主としており 試料 NO1 と NO2 ではブルース石を、試料 NO5 ではモンモリロナイトと石英を、試料 NO6 では滑石・う解石、モンモリロナイト、石英を少量含んでいる。従って試料 NO5 と NO6 を除けば原岩の組成と大差なくて特殊な粘土鉱物は含有しておらず、風化による単に粒径が小さくなつたに過ぎないと思われることのできるが、同一試料の砂分とシルト

粘土分で比重の異なるものがあり、X線回折だけでは断定できない。

### 3. 試験方法

3-1. 比重試験 JIS A 1202-1970 によつて、たが、空気の追い出しは煮沸法(一時間以上)により、5箇の平均をとつた。

3-2. 粒度試験 JIS A 1204-1970 によつて、分散剤はヘキサメタリン酸ナトリウムを使用した。試料 NO1 と NO2 を除けば分散状態は良好であつた。試料 NO1 と 2 は  $74\mu$  を計測しなかつた。

3-3. アッターベルク限界試験 JIS A 1205-1970 および JIS A 1206-1970 によつて、たが、JIS法との関連を調べるため Fall Cone法も併用した。

3-4. 強熱減量試験 土質工学会基準<sup>2)</sup> により電気炉で  $800^{\circ}\text{C}$  2時間強熱して行なつた。

3-5. 有機物定性試験 1-N の KOH溶液に試料粉末を投入して24時間後の溶液の色を観察した。比較のため庭土についても行なつた。

3-6. 三軸圧縮試験 等圧圧密非排水三軸圧縮試験で間隙水圧を測定し有効応力による強度定数と圧密特性を調べた。試料の最大粒径が  $2\text{mm}$  となるように水中でスリリー状にしてフルイ分けし、当研究室のいはゆるビート法で供試体を作成した時、それが自立する最大の含水比を求めておき、この含水比に試料を調整して適当期間養生したものゝ正規圧密(N.C.)および過圧密試験(O.C.)の試料とした。

(試料 NO1 ~ 8)。また砂分( $74\mu \sim 2.0\text{mm}$ )の強度に及ぼす影響を調べるために、試料 NO3 の  $74\mu$  以下の部分についてと同様の操作で N.C.試験の試料を作つた。ボールミルで豊浦砂を  $74\mu$  以下に粉碎し、これと試料 NO7 の  $74\mu$  以上を原試料の粒径加積曲線が  $74\mu$  までと同じになるように混合した試料について同 N.C.試験を行なつてシルト分( $5\mu \sim 74\mu$ )および粘土分( $5\mu$ 以下)の強度に及ぼす影響を調べた。供試体の寸法は直径  $50\text{mm}$  高さ  $120\text{mm}$  で、 $1 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$  の5段階で等率的に圧密し、O.C.試験では  $6 \text{ kg/cm}^2$  で圧密してから O.C.R = 1.5, 2, 3, 6, 12 の5段階で膨張させて試験した。圧密後の供試体直径はオプティカルメソッドで測定した。<sup>3)</sup> 排水は半径方向のみとし、間隙水圧の時間的経過を測定して水平方向の圧密係数( $C_h^{(4)}$ )および透水係数を求めた。間隙水圧は供試体下端においてナルインジケータで測定し、供試体の飽和度を高めるために  $1 \text{ kg/cm}^2$  のバックプレッシャーを使用した。ヒズミ制御方式でヒズミ速度は毎分高さの  $0.1\%$  である。断面補正はしたがメンブレンその他の

補正はしていない。主応力差にピークが表われなかつたので15%軸圧比で強度定数を調べた。試験前の飽和度は92~98%、間隙水圧係数Bは0.96~1.00で、ビート法で作成した試料としては高い飽和度を持っている。

#### 4. 試験結果とその検討

##### 4-1. 比重試験

各試料の真比重は2.58~2.69の間で変化している(表-2)。純粋な蛇紋岩の理論値は2.58で、より重いFe, Niなどの元素が $M_2$ を置換すれば比重はこれより大となる。試料NO.1と2の試料はブルース石( $G_s=2.38\sim 2.40$ )を含むため比重が小さく、試料NO.6は滑石(2.7~2.8)、ろ解石(2.71)などを含むため比重が大きくなる。また試料NO.5は、恐らくFeが多いため(礫が緑褐色)比重が大きくなると思われる。いずれにしてもこれらの比重は普通の無機質土の値とそれ程違いはない。

##### 4-2. 粒度試験

2mm以下の粒径についての粒径加積曲線を図-2に示す。試料NO.1と2は綿毛化が激しくてハイドロメーターによる試験ができなかつたので、 $2\mu$ 以下については

図示していない。この図から全試料が粒度配合良く、しかも同じような粒度曲線を示す事が判る。これは前報で指摘した通り、恐らく蛇紋岩の風化が進むと多くの場合このような粒度曲線を示し、それが地域によってあまり変わらないためと思われる。粒径成分と三角座標による分類を表-3に示す。試料NO.1と2で砂分

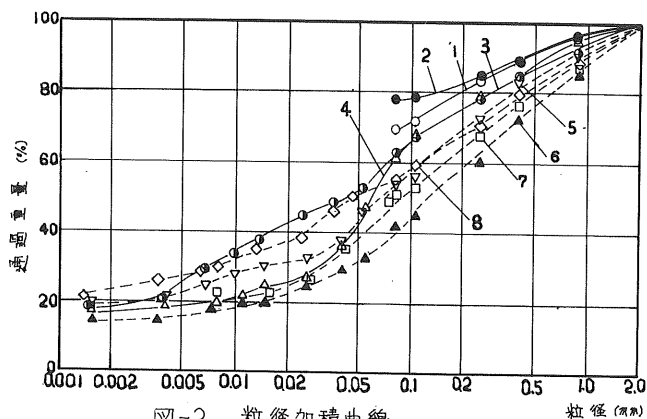


図-2 粒径加積曲線

が少ないのは風化が他のものより進んでいる事を推察させ、これらは粘土ローム又はシルト質粘土に分類されると思われる。試料NO.6が

試料番号 N.O	成分(%) ( )は全試料につき				三角座標 分類
	レキ	砂	シルト	粘土	
1		31 (19)			
2		23 (11)			
3		37 (25)	38 (28)	25 (19)	粘土 ロ-4
4		38 (7)	43 (35)	19 (18)	ロ-4
5		44 (17)	28 (36)	28 (23)	粘土 ロ-4
6		58 (16)	26 (48)	16 (22)	砂質 ロ-4
7		50 (18)	27 (41)	23 (22)	粘土 ロ-4
8		48 (10)	29 (43)	23 (26)	粘土 ロ-4

粗粒土に分類される他はギリギリで細粒土に入るが、蛇紋岩粘土は統一分類法の細粒土と粗粒土の境界付近にある土と言うことができ、粒度配合の良い事と併せて蛇紋岩粘土の特徴のひとつである。

##### 4-3. アッターバルク限界試験

JIS法による場合、NPであったのは試料NO.3, 8, 10. で各試料の塑性状態は図-3の通りである。液性限界(LL)試験ではミゾ切りが困難であり、肉眼的にかなり硬い状態だと落下回数少なかつたが、落下によって金属ガラとの接触部付近の試料が流状化し、ミゾ切り部の形を全く変えずにすり落ちるためと思われる。試料NO.3, 8, 10. ではとくにこの傾向が強かつた。

塑性限界試験でどじも状にするのが難しかったが、三人が別々に行なった結果に大きなバラツキはなかった。試料NO3の粒度試験では砂分が少なく粘土分が比較的多いにと拘らざるN.Pとなっているのは、肉眼的・X線的な鉱物の性質が違っており従って細粒部分の形状・比表面積・表面の化学的性質などが異なるためと恐れれるが、この問題は本論の目的ではないので今後の研究に待ちたい。

図-3から試料NO.1, 2, 4, 7. が高压縮性のシルト(MH)NO.3, 6, 8 が低圧縮性のシルト(ML), NO5が中塑性の粘土と判断される。試料NO5が砂分が多いにも拘らざる粘土と分類されたのは、モンモリロナイトを混入したためと考えられる。この分類は肉眼的観察と良く一致しており、粒度試験結果とと考えると、試料NO1と2は一番風化が進んでおり、試料NO3, 6, 8は風化が進んでおらず、試料NO4, 7は中位の風化度と見る事ができる。また試料NO5はモンモリロナイトを混入した特殊なものと考えれば、蛇紋岩粘土は塑性圏のA線より帯に下にあると考えられる。

JIS法との関係を知るため先端角60°, 重量100gのFall Cone法を実施したが、F.C法が低塑性の土について信頼性の低い事はすでに報告した。L.Lとこの含水比の時のF.C貫入量の関係は図-4のようになる。60°, 60g Coneの10mm貫入の時の含水比をフラインスナンバーFと称し、これが従来の液性限界と良く一致する事が知られている。しかしながらJIS法が動的な方法である種のせん断強さを表わす含水比を測定するのに対してF.C法は静的な試験であるため、砂・シルトの多い土、或は非常に細粒であって石炭のような粘着性のない鉱物の多い土ではJIS法とF.C法に差が出てくるのは当然であろう。図-4から、N.Pと判断された試料NO.3, 8がF.C貫入量が小さく、C.Lと判断された試料NO5で大きい事が判る。この3つを除いた平均F.C貫入量は7.6mmであり、中程度以上に風化の進んでいる蛇紋岩粘土ではこの貫入量の時の含水比をL.Lとするのが良いと思われる。以上の事から、塑性圏のA線より下の土にF.C法を用いる時は、注意する必要がある。

#### 4-4. 強熱減量試験

純粋な蛇紋岩のH<sub>2</sub>O含有量の理論値は12.99%であり、Fe, NiなどがMgと置換すればこの値は小さくなる。またブルース石(H<sub>2</sub>O 30.9%), 滑石(H<sub>2</sub>O 4.8%), 方解石(CO<sub>2</sub> 44%)などの混入によつて強熱減量は変化する(表-2)。これらのことを考慮すれば強熱減量は構成鉱物および比重と良好な対応を示しており、強熱減量

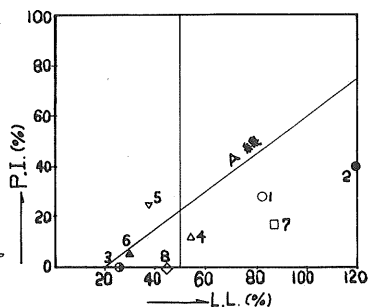


図-3 塑性圏

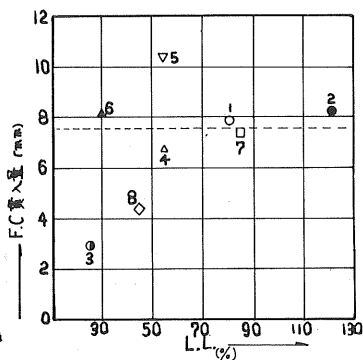


図-4. L.LとL.L.に対応するF.C貫入量。



11.6~14.1% という値は蛇紋岩粘土中に有機物が非常に少ないか全くない事を示している。

蛇紋石は 600~750°C で H<sub>2</sub>O を放出してカンラン石に変わるが、強熱後に蛇紋石、ブルース石、方解石、モンモリロナイトが完全に分解してカンラン石が晶出した事が X線回折によって確かめられた。

#### 4-5. 有機物定性試験

1-N KOH 溶液による呈色反応では庭土の溶液が暗褐色になる。これに対し、蛇紋岩粘土は透明のままであり、有機物を含んでいない事が確かめられた。

#### 4-6. 三軸圧縮試験

##### 4-6-1. 圧密特性

圧密中の間隙水圧は、圧密時間が非常に短い(90% 圧密に 13分~6時間) ことを除けば、普通の粘土と同じように減少した。90% 圧密に要する時間(t<sub>90</sub>) を用いて水平方向の圧密係数 C<sub>h</sub> と透水係数 k を求めた。

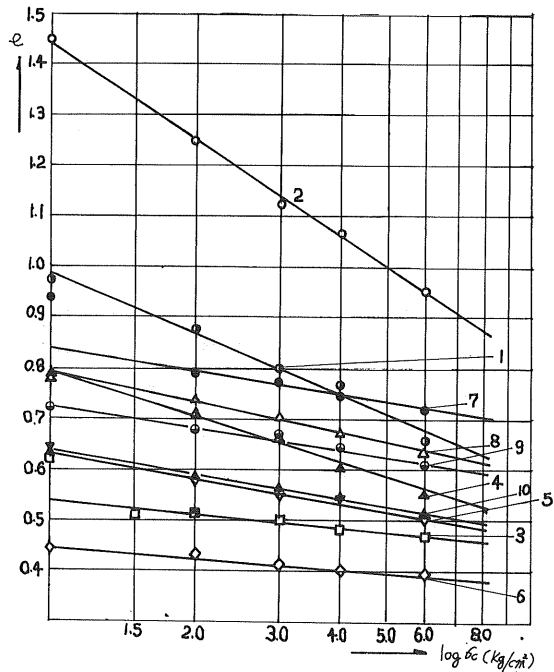
(表-4) C<sub>h</sub>, k 共に σ<sub>v</sub> が大きい程小さくなるが、C<sub>h</sub> は 42.5~1.05 × 10<sup>-4</sup> cm<sup>2</sup>/sec, k は 33~0.3 × 10<sup>-5</sup> cm/sec の間で変化しており、透水係数からは細砂及びシルトに対応する。N.P と判断された試料 NO 3, 8 は C<sub>h</sub>, k が大きく、C.L であった試料 NO 5 が C<sub>h</sub>, k 小さく、アタ-バブルク限界や粒度試験結果と良く一致している。試料 NO 10 では C<sub>h</sub>, k 共に試料 NO 7 の 4 倍程度に増加している。

試料	C <sub>h</sub> (X 10 <sup>4</sup> cm <sup>2</sup> /sec)	k (X 10 <sup>5</sup> cm/sec)
1	8.1 ~ 1.8	6.3 ~ 0.4
2	5.9 ~ 2.3	7.8 ~ 1.1
3	27.2 ~ 6.0	16.5 ~ 0.8
4	10.4 ~ 2.9	8.3 ~ 0.9
5	3.0 ~ 1.1	2.3 ~ 0.3
6	4.5 ~ 2.0	2.8 ~ 0.3
7	7.5 ~ 1.9	6.5 ~ 1.0
8	42.5 ~ 9.7	32.8 ~ 2.1
9	20.8 ~ 6.2	13.4 ~ 1.2
10	37.7 ~ 9.8	26.2 ~ 1.6

注: C<sub>h</sub> は間隙水圧を測定し t<sub>90</sub> から求めた。

圧密後の含水比から飽和度を 1 として間隙比 e を計算し等圧圧密 σ<sub>v</sub> の対数についてプロットしたのが図-5 である。いわゆる e-log P 曲線に相当するもので、ほぼ直線となっているのが認められる。また風化の進んでいる程 e が大きくこの直線の傾きも大きくなっている。一般に砂の e は圧密圧力にそれ程影響されないのだから砂分の多い(風化の進んでいない)試料ではこの直線の傾きの小さいのは説明ができる。この直線の傾きが C<sub>c</sub> であり(繰り返した試料について)、C<sub>c</sub> と L.L の関係を図-6 に示す。試料 NO 7 を除けばほぼ直線関係にあり、この直線は C<sub>c</sub>' = 0.0054 (L.L-7)

図-5 e vs σ<sub>v</sub>



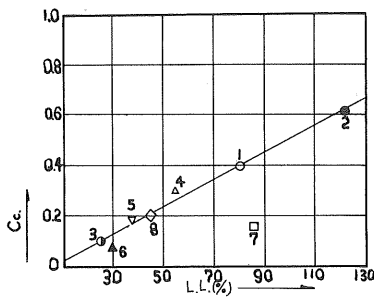


図-6 Cc VS LL

4-6-2 ヒズミと差応力の関係

軸ヒズミ  $\epsilon$  と差応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) をプロットしてみるとそのパターンに2つのタイプがある。即ち、A: 最初差応力は急激に増加するがヒズミが5%を超えるとそれ程増加しない(試料NO.1, 2, 4, 7); B: 最初急激に増加した差応力はヒズミ5%前後で増加が止まるが、再び増加しながら最終ヒズミに至る(試料NO. 3, 5, 6, 8)のふたつである。図-7に代表的な例を示す。Lambe等によれば<sup>(6), (7)</sup> 差応力の最初の急激な増加は粘土の粘着力が働くためであり、ヒズミが大きい時の差応力の増加は砂の摩擦力が働くためであると説明している。粒度試験結果と考えると

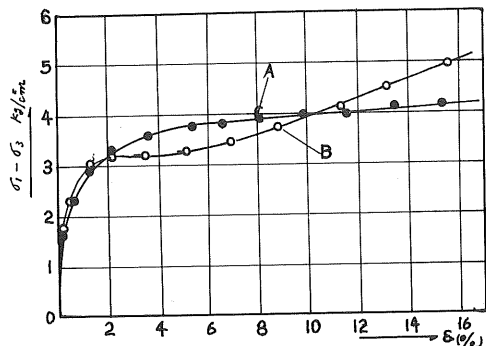


図-7  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  vs  $\epsilon$

この説明が適用できることがわかる。試料NO.7はA型であるが<sup>74 $\mu$ 以下を74 $\mu$ 以下に粉砕した豊浦砂に置き換えた試料(NO.10)ではB型に移行し、最初の立上りが小さくなる。この事を裏付けている。Lambeの説明は現在一般に受け入れられている。</sup>

4-6-3 強度定数

差応力にピークが現われなから、たのて、軸ヒズミ15%における有効応力にとづいて計算された強度定数( $C', \phi'$ )と破壊時の間隙水圧係数 $A_f$ を表-5に示す。 $A_f$ の値は試料NO.6と9を除けば0.6~1.0の範囲にあり、飽和正規圧密粘土の示す値に近い。一般にA型の $A_f$ がB型よりも高い傾向があるようだが、密な砂のAが小さい事に一致する傾向性と言える。

試料	$\phi'$	$C'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$A_f$
1	35.1°	0	0.84~1.00
2	35.1°	0	0.65~0.98
3	36.1°	0	0.64~0.88
4	35.8°	0	0.82~1.02
5	33.4°	0	0.74~1.00
6	35.7°	0	0.41~0.72
7	33.6°	0	0.75~0.95
8	36.0°	0.11	0.78~1.07
9	30.0°	0	0.86~1.35
10	36.7°	0	0.67~0.88

強度定数のうち $\phi'$ は33.6°~36.1°で砂分が少く、風化の進んでいないもの程大きくなる傾向がある。これは飽和正規圧密粘土としては大き過ぎ、また砂質土としては試験時の密度から考えてやや小さい様である。試料NO.7で33.6°であった $\phi'$ が試料NO.10では36.7°に増加し、試料NO.3で36.1°で

あ、 $\phi'$ は試料NO.9では $30.0^\circ$ に減少しており前述の傾向と一致している。 $c'$ は試料NO.8を除けば0であらう。

#### 4-6-4. 非排水強度と含水比

非排水強度  $S_u (=(\sigma_1 + \sigma_3)/2)$  の対数と破壊時の含水比  $w_f$  の関係を図-8に示す。飽和正規圧密粘土ではこの関係が直線になることが知られているが、図からこれらが直線関係にあつて蛇紋岩粘土が粘性土の性質を持つ事がわかる。風化の進んだその程、この直線の勾配が大きくなり、 $w_f$  が大きく、 $S_u$  が小さくなる傾向がある。試料NO.7と10と比較するとNO.10では  $w_f$  が小さく  $S_u$  が大きくなっている。NO.10は肉眼的にもアプターベルク限界で明らかになりに粘性土ではないに思われるが直線関係にあるが、砂又はシルトの非排水試験を行つてこの関係がどうなつていゝかを確かめる必要があつたらう。

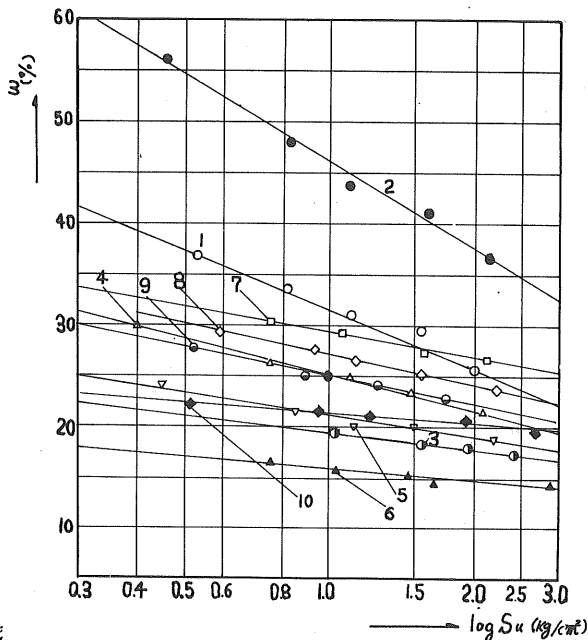


図-8  $w$  vs  $\log S_u$

#### 4-6-5. 圧密圧力と非排水強度

圧密圧力  $\sigma_c$  と非排水強度  $S_u$  の関係を

図-9に示す。大半は直線関係にあるが、試料NO.1,2,3では高压側で直線からはずれているのが目立つが、この原因は不明である。試料番号の次の( )内の数字は  $S_u/\sigma_c$  (普通  $C_u/p$  と書いてあるもの) で、正規圧密粘土では  $1/3 \sim 1/4$  程度とされているものであるが、本実験では  $0.49 \sim 0.38$  の間で変化している。この値は粘性土として

は明らかに大きすぎる。これは砂の摩擦係数が強度を増加させているためであらう。試料NO.7と10と比較すると、NO.7で0.38であつたものがNO.10では0.46に変化した。このことを裏付けている。又試料NO.3と9と比較するとNO.3で0.46であつたものがNO.9では0.30に変化しており、正規圧密粘土の値に近くなつていゝ。

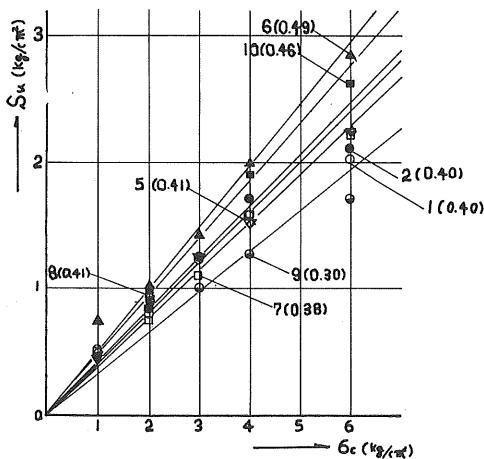


図-9  $S_u$  vs  $\sigma_c$  (N.C.)  
注( )内の数値は  $S_u/\sigma_c$  値

#### 4-6-6. 過圧密試験

前項までに述べたように蛇紋岩粘土は、三軸圧縮試験において砂質土と粘性土の中間的性質を示すので、O.C.試験を行つてみた。その結果差応力  $\sim$  ヒズミ、間隙水圧  $\sim$  ヒズミ、 $A_f \sim$  ヒズミの関係は普通粘土と

あまり変りなかつた。図-10及び図-11に $S_u - \sigma_c$ と $A_f - \sigma_c$ の関係を示す。 $A_f$ は過圧密比(O.C.R)が4~6以上で負になり、普通の粘土でとり得る。従つてO.C.試験では粘性土の性質を示していると言ふ事ができる。

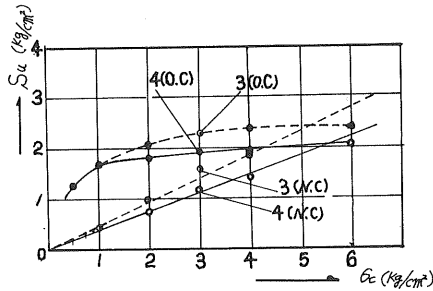


図-10  $S_u$  VS  $\sigma_c$

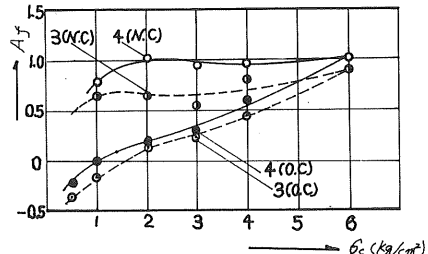


図-11  $A_f$  vs  $\sigma_c$

### 5. まとめ

以上の実験結果から次のことが結論できる。

1. 蛇紋岩粘土は、大部分蛇紋石よりなり、少量のグレース石、滑石、方解石、モンモリロナイト、石英を含む場合がある。
  2. 粒度試験の結果、試料NO.1.2.3.5.7.8は粘土ロームに、NO.4はローム、NO.6は砂質ロームに分類され、アッターベルク限界からは試料NO.1.2.4.7はM.H, NO.3.6.8.はML, NO.5はCLと分類された。蛇紋岩粘土は統一分類法による粗粒土と細粒土の境界付近にある土と言ふ事ができる。
  3. 肉眼的観察と粒度・アッターベルク限界などから試料NO.3.6.8; 4.7; 1.2の順に風化が進んでおり、また試料NO.5はモンモリロナイトを混入した特殊な蛇紋岩粘土と見る事ができる。
  4. 比重及び強熱減量は鉱物組成の面から良く説明でき、比重の面からは普通の無機質土と変らない。
  5. 強熱減量試験及びKOH溶液による定性試験から有機物を含まない事が判った。
  6. 圧密時間が普通の粘土よりも短かく、長は $0.3 \sim 33 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ で細砂~シルトに対応する。
  7. 軸ヒズミと差応力の関係からA型、B型の2つのタイプに分類でき、これは粒度試験結果と一致する。
  8.  $\phi$ は $33.6 \sim 36.1^\circ$ で、これは飽和正規圧密粘土としては大き過ぎ、又砂質土としては試験時の単位体積重量を考えればやや小さい様である。
  9.  $w_f \sim S_u, S_u \sim \sigma_c$  (O.C.を含む) の関係は蛇紋岩粘土が粘性土の性質を持つ事を示している。しかし $S_u/\sigma_c$ の値は飽和正規圧密粘土としては大き過ぎる。又O.C.試験では普通の粘土と同様な挙動を示した。
  10. F.C法は塑性図のA線より下の土には直接適用できない。中程度以上に風化した蛇紋岩ではCome貫入量7.6mmの時の含水比をL.Lとすれば良いと思われる。
- 以上の様な蛇紋岩粘土の性質から考えると、特に蛇紋岩粘土が地スベリを起すにり斜面不安定の問題を引き起す可ような土質とは考えにくい。しかしながら

実際には地スバリや斜面不安定の問題を引き起している。これは軸ヒズミ15%を破壊の基準とした事に問題の一つがあると思われるが、それよりも蛇紋岩粒度粒子の界面化学的性質がこの問題に寄与している事は考えられることである。例えば蛇紋岩粘土の陽イオン交換容量が低い値を示す事が知られているが<sup>9)</sup><sup>10)</sup>一般に陽イオン交換容量が大きい程粘着力・可塑性が大きいと言われており、これはアッターバルク限界からもある程度予想される事である。従って蛇紋岩粘土は可塑性・粘着力などが乏しく、かつ土粒子間の結合の弱い事が予想され、このために雨水・融雪水・湧水などにより水が供給された場合、容易にせん断破壊され、液状化し易いと言う事は、充分考えられる事である。今後この方面の研究と、蛇紋岩粘土の土質工学的性質を検討する上で必要であると考えられる。

## 謝 辞

試料採取に当りては、北海道開発局稚内開発建設部、旭川開発建設部、及び室蘭開発建設部の方々に非等な便宜をばかり、いただいた。これらの方々に、心から感謝の意を表する。

## 文 献

- 1) 北郷 繁(1973): 蛇紋岩の土質工学的性質. 第8回土質工学研究発表会. 昭和48年度発表講演集, P65~68
- 2) 土質工学会(1969): 土質試験法, P144.
- 3) V. Escario (1961): Optical Method of Measuring the Cross Section of Samples in the Triaxial Test. Proc. 5th Internat. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961, P89~93.
- 4) H. Kawakami (1964): The Measurement of Horizontal Coefficient of Consolidation  $C_h$  by a Triaxial Testings Apparatus. Soil and Foundation vol. 4, NO. 2 P45~54
- 5) 赤井浩一(1966): 土質力学, P66 朝倉書店
- 6) L. W. Lambe (1960): A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay. A. S. C. E. Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soil, P555~580
- 7) J. H. Schmertmann and J. O. Oeterberg (1960): An Experimental Study of the Development of Cohesion and Friction with Axial Strain in Saturated Cohesive Soils. A. S. C. E. Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils. P643~694.
- 8) R. Haefeli (1950): Investigation and Measurements of the Shear Strengths of Saturated Cohesive Soils. Geotechnique, vol. II, P183~
- 9) 喜田大三, 辻 博和(1973): 青い道工事における風化蛇紋岩の土質工学的検討. 粘土化学, vol. 13, NO. 2, P65~73



# 練り返し土の硬化について

北大農学部

○相馬 尅之  
前田 隆

## 1. まえがき

練り返しにより外部からセン断エネルギーが加えられ、構造が破壊されたペースト(練り返し土)は、水分量変化がない状態で放置することにより、粒子間結合が形成され、強度が時間と共に増加して行く。この過程が硬化(静止硬化)である。

この硬化は、練り返しにより供給されたセン断エネルギーが、粒子配列の変化、吸着水の構造変化、 $um$ 分布の変化等を通して消散して行く過程として捉えられている。

また硬化量を支配する要因として、練り返し土の初期水分、初期構造等が挙げられている。

本報告は液性限界(LL)近傍の水分を有する練り返し土について、その初期水分(練り返し含水比)が硬化に及ぼす影響を捉えようとしたものである。

## 2. 供試試料

試料は、火山性有機質土の落部(埋設塩土)、根崎上層、火山性土の根崎下層上大成②、西舎③、及び沖積土の北大B層である。

試料は全て2mmフルイ通過分を使用した。

## 3. 実験方法

2mmフルイを通過した生土と凡乾土(ここで生土、凡乾土とは初期含水比-液性限界関係に於ける限界初期含水比よりも、それぞれ高い初期含水比、低い初期含水比を有するものをいう)と、LL試験に於ける落下回数(N)が10、25、40、50になる様に調整し、気泡を除去しながら充テンし、水分量変化がないようにして恒温条件下(20℃)で放置し、Fall Cone試験によりCone貫入深を測定した。

## 4. 実験結果及び考察

### 4-1 練り返し土の硬化過程

Fig.1~Fig.4は西舎、落部に関する練り返し土の硬化過程を示したもので、Table 1は試料の初期条件である。Table 1に於て、初期含水比( $w_0$ )とは試料の練り返し開始時の水分量であり、練り返し含水比( $w_1$ )とは練り返した試料の放置開始時の水分量のことである。

Fig.1~Fig.4によると、練り返し土

Table 1

試料	初期含水比	練り返し含水比			
		10N	25N	40N	
西舎	生土	66.0%	81.2%	77.6%	71.8%
	凡乾土	26.6	71.2	69.3	68.9
落部	生土	130.5	189.0	188.3	180.3
	凡乾土	28.2	131.0	126.0	121.7

の硬化過程は一定の形態をとらず、試料の初期条件により異なる硬化過程をとることが判る。

また Fig. 1 ~ Fig. 4 によれば、練り返し含水比(%)は落部の風乾土を除いて硬化量に、初期含水比(%)は硬化過程の形態に影響を及ぼしていることが判る。

以下、本報告では練り返し含水比(%)と硬化量の関係について述べていく。

4-2 練り返し含水比と硬化量の関係  
硬化は一般に強度増加という面から捉えられ、従って強度量の変化で論じられるが、本報告では Cone 貫入深を用い、その変化(減少)から硬化を捉えていく。結果は Table 2 に示す。ここで  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  はそれぞれ練り返し直後、放置後 1 時間、145 時間に於ける Cone 貫入深である。

1 週間程度の放置を行なった場合、単位時間当たりの硬化量は、1 時間放置の方が 145 時間放置よりも非常に大きいことから、硬化量を 1 時間放置による初期硬化 ( $\Delta h_1$ ) と 145 時間放置による最終硬化 ( $\Delta h_2$ ) に分けて考えていく。

Table 2 から、練り返し含水比(%)と硬化量との関係を求めたのが Fig. 5 である。風乾土は、風乾により土粒子の粗粒化等の状態変化が生じており、またその変化の程度も初期含水比により異なるので除いてある。

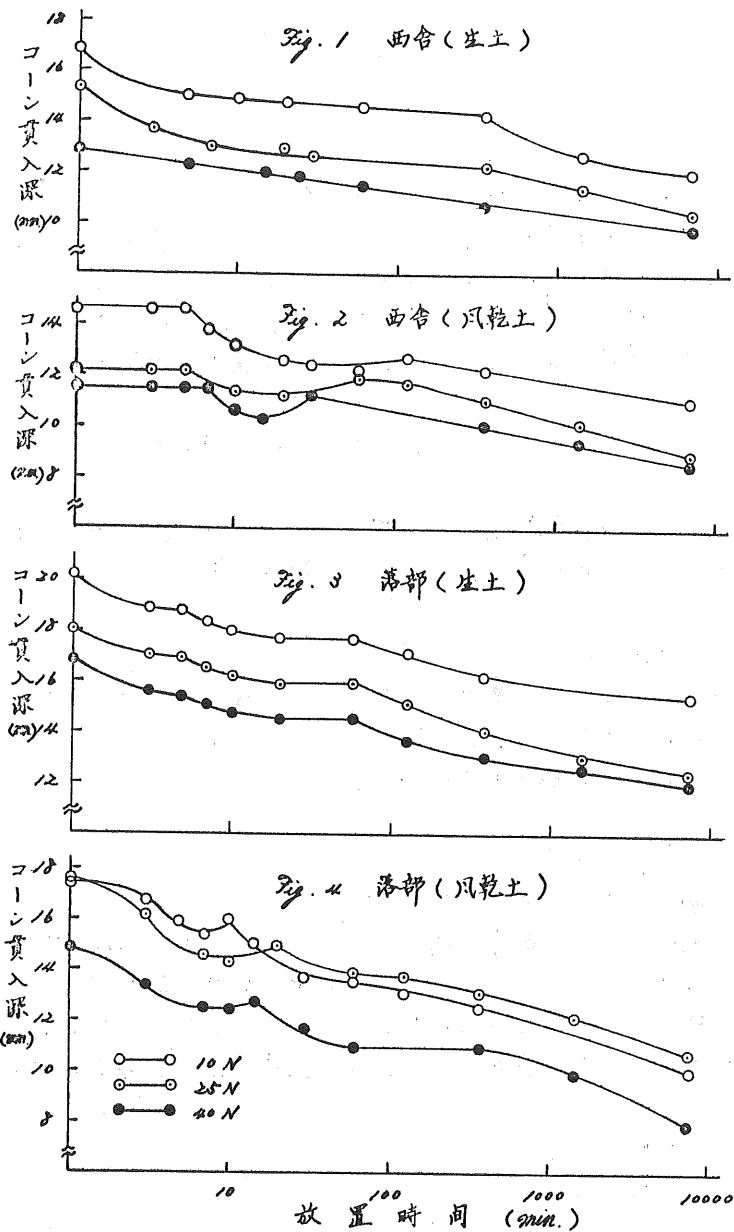




Fig. 5 から硬化量が練り返し含水比の増加と共に増加していることが判る。これは粒子の再配列過程としての硬化が、最初に多量の自由水が存在することによ

Table 2

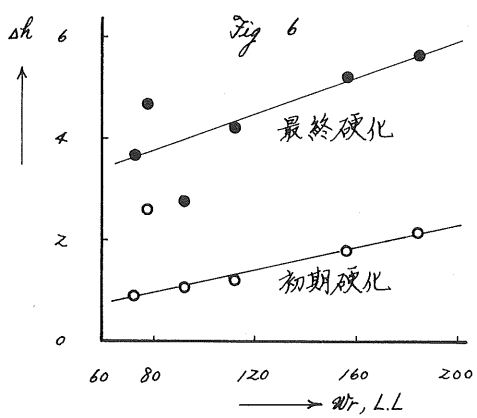
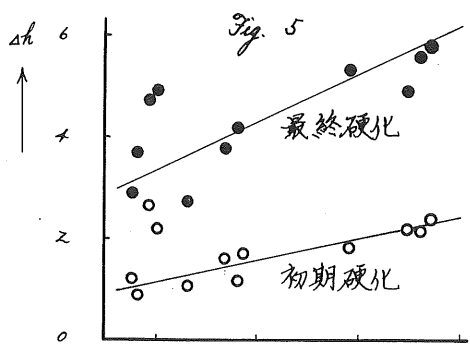
試料	$W_0$	$N$	$W_1$	$h_0$	$h_1$	$h_2$	$\Delta h_1$	$\Delta h_2$
落部	130.5%	40	180.3%	16.80 mm.	14.50 mm.	12.05 mm.	2.30 mm.	4.75 mm.
		25	185.3%	18.00	15.85	12.40	2.15	5.60
		10	189.0%	20.25	17.80	14.35	2.45	5.90
	28.2	40	121.7%	14.85	11.05	7.80	3.80	7.05
		25	126.0%	17.60	14.05	10.70	3.55	6.90
		10	131.0%	17.40	13.60	9.95	3.80	7.45
根崎上層	111.2	25	157.4%	16.09	14.27	10.70	1.82	5.39
根崎下層	55.3	25	72.9%	15.00	14.15	11.20	0.85	3.80
上大成	69.8	50	107.8%	13.23	11.44	9.46	1.79	3.67
		25	113.1%	15.10	14.05	11.02	1.05	4.08
		10	115.1%	17.06	15.30	11.73	1.76	5.33
	36.2	25	96.5%	14.47	12.45	9.55	2.02	4.92
西舎	66.0	40	71.8%	12.85	11.50	9.85	1.35	3.00
		25	77.6%	15.35	12.60	10.45	2.75	4.90
		10	81.2%	17.00	14.60	12.00	2.40	5.00
	26.6	40	68.9%	11.50	10.95	8.65	0.55	2.85
		25	69.3%	12.20	11.95	8.85	0.25	3.35
		10	71.2%	14.55	12.30	11.10	2.25	3.45
北大	43.5	25	93.3%	14.98	13.94	12.41	1.04	2.57

て促進されることを意味する。そしてこの自由水が粒子に拘束されていく過程が硬化である。更に Fig. 5 から練り返し含水比は初期硬化よりも最終硬化に大きく影響していることが判る。これは先に筆者らが、練り返し上の硬化過程には段階が存在し、硬化の機構が異なると述べたことと関係するものと思われる。

次に練り返し含水比を L.L. として試料の初期状態を統一した時の練り返し含水比 (L.L.) と硬化量の関係を探ったものが Fig. 6 である。

試料の初期状態を L.L. という同一のエネルギー状態にした場合も、Fig. 5 の場合と同様の結果が示されている。つまり練り返し含水比が多々程、硬化量は大きくなり、特に最終硬化に著しい。

また L.L. は練り返し上の比表面積と密接な関係を持つことが言われており、Fig. 6 に示されている様に L.L. と硬化量が対応するということは、粒子の再配列過



程としての硬化も、練り返し土を構成する粒子の表面特性と密接な関係を有すると考えられる。

落部、上大成、西舎について、同一初期含水比毎に練り返し含水比と硬化量との関係を見ると(Table 2参照)、練り返し含水比は初期硬化よりもむしろ最終硬化と関係することが判る。このことは初期硬化と最終硬化を支配する主要な因子が異なることを示唆し、練り返し含水比は最終硬化を支配する因子と考えられる。

#### 5. まとめ

- (1). 練り返し土の硬化過程は、試料の初期条件により異なり、初期含水比は硬化の形態を、練り返し含水比は硬化量を支配する。
- (2). 硬化量は初期硬化と最終硬化に分けられ、練り返し含水比は最終硬化を支配する因子である。
- (3). 硬化は練り返し土を構成する粒子の表面特性と密接な関係がある。

以上、練り返し含水比を通して初期水分と硬化の関係を見てきたが、練り返し含水比は量的な水分量としての意味しかもたず、従って水分の質的方面(練り返し土に於ける水分の存在状態)からの追求、更に粒子の表面特性からの追求が今後必要である。

#### 6. 参考文献

- (1). Mitchell, J. K.  
*Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils*  
*Proceeding ASCE vol. 86 SM3 (1960)*
- (2). 相馬尅之、前田 隆  
火山性ローム土の初期含水比が液性限界におよぼす影響  
農業土木学会論文集 10, 49 (掲載予定)
- (3). 相馬尅之、前田 隆、南 邦明  
練り返し土の硬化過程に及ぼす初期水分の影響  
昭和 48 年度農業土木学会大会講演要旨

# 砂の変形特性と応力経路に関する実験的研究

北大 工学部 土岐 祥介  
 〇奈良 憲昭  
 北郷 繁  
 国土総合開発 長谷川 英一郎

## (1) まえがき

砂のような粒状体の変形挙動は、弾性体とは異なり、応力経路あるいは応力状態によって変化する。近年、F.E.M.解析の普及とともに土の変形定数をより正確に求める必要が高まっている。筆者らは、主応力比一定および側圧一定の二つの応力経路の下で繰返し三軸圧縮試験を行い、応力経路による砂の変形特性の変化について若干の考察を行ったので、それを報告する。なお、本報告は、昨年2月の筆者らによる報告の続報として書かれたものであり、本報の一部は第28回土木学会研究発表会で発表した<sup>2)</sup>。

## (2) 試料および実験方法

実験は三軸圧縮試験機を使用し、排水状態<sup>1)</sup>で、主応力比 $k = \sigma_1/\sigma_3$ 一定および側圧 $\sigma_3$ 一定の条件下で(以下 $k$ -一定試験、 $\sigma_3$ -一定試験と呼ぶ)、5サイクルの静的な繰返し載荷を行った。試料は豊浦標準砂<sup>2)</sup>で、初期間ゲキ比 $e_0$ は0.732, 0.656の二種類である。供試体は高さ12 cm, 直径5 cmの円筒形で、間ゲキは脱気水で満し、飽和度を高めるため1.0 kg/cm<sup>2</sup>のバックプレッシャーを使用している。最大拘束圧は19 kg/cm<sup>2</sup>である。

応力のかけ方は、 $\sigma_3$ -一定試験の場合、破壊応力の約70%の軸差応力で5サイクル繰返し載荷した後、6回目の載荷で破壊させた。 $k$ -一定試験の場合、主応力比を一定に規制し、側圧を最大19 kg/cm<sup>2</sup>まで増加させ、5サイクルの繰返し載荷を行った。

実験操作の必要上、側圧測定には抵抗線型圧力変換器を、軸差応力測定にはカ計に差動トランスを取り付けたものを用いて応力を電氣的に検知し、XYレコーダーに記録させた。供試体のヒズミ速度を一定にして軸差応力の増減を行うと同時に、側圧と軸差応力の出力があらかじめキャリブレーションされたXYレコーダー記録紙上の線に沿うように側圧制御用のエアレギュレーターを手動で調整する事によって、主応力比を一定に保った。

$k$ -一定試験のように側圧が変化する試験では、供試体を包むメンブレンは供試体内外の圧力差の変化により粒子間に入り込み、メンブレンのわん入量<sup>3)</sup>が変化する。したがって、間ゲキ水の入りにより体積変化を測定する場合、真の体積変化を知るには側圧に応じたメンブレンわん入の補正が必要である。Rascoe<sup>3)</sup>らはメンブレンわ

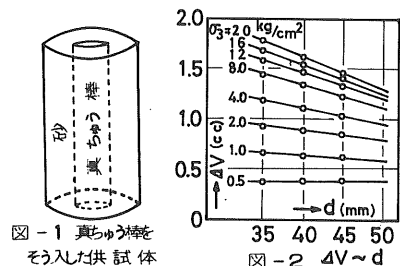
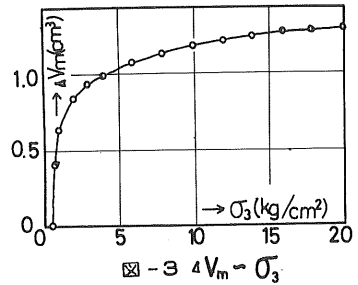


図-1 真の体積変化を測定する供試体

図-2  $\Delta V \sim d$

ん入量を求める二つの方法を提案している。オーの方法は、図-1に示すように供試体と同じ高さの真鍮棒を供試体中央に挿入し、軸ヒズミを拘束した状態で側圧を変化させて体積変化量を測定する。この操作を真鍮棒の直径を変えて行う事により、砂の体積が零である時の体積変化を外挿して求めるとその値がメンブレンわん入量となるというものである。図-2に真鍮棒の直径 $d$ とみかけの体積変化 $\Delta V$ との関係を示す。オニの方法は、等方応力状態において供試体は等方性を示すという仮定に基づいて、体積ヒズミ $\nu$ は軸ヒズミ $\epsilon_1$ の3倍となる事を利用して、砂供試体を等方圧縮した時に測定される $\nu$ と $\epsilon_1$ とから、 $(\nu - 3\epsilon_1)$ の値をメンブレンわん入量とする方法である。Roseらはこの二つの方法で得た値は一致したと報告しているが、予備実験の結果、オニの方法では実験値のバラツキが大きく信頼性が薄いと思われるので、オーの方法で得た値をもってメンブレンわん入量とした。図-3にメンブレンわん入量 $\Delta V_m$ と側圧 $\sigma_3$ との関係を示す。



### (3) 変形定数の計算方法

等方弾性体において  $\sigma_2 = \sigma_3$  とすると(1)式が成立つ。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1 &= (\sigma_1 - 2\nu\sigma_3)/E \\ \epsilon_2 = \epsilon_3 &= \{(1-\nu)\sigma_3 - \nu\sigma_1\}/E \end{aligned} \right\} \text{----- (1)}$$

今、供試体を等方体と考え、応力状態が  $(\sigma_1, \sigma_3) \rightarrow (\sigma_1 + \Delta\sigma_1, \sigma_3 + \Delta\sigma_3)$  へと変化した時に、ヒズミが  $(\epsilon_1, \epsilon_3) \rightarrow (\epsilon_1 + \Delta\epsilon_1, \epsilon_3 + \Delta\epsilon_3)$ 、変形定数 $E$ 、 $\nu$ が  $(1/E, \nu) \rightarrow (1/E + \Delta(1/E), \nu + \Delta\nu)$  へと変化したと考え、(1)式から二次の微小項を無視して(2)式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \Delta\epsilon_1 &= \{\Delta\sigma_1 - 2\nu\Delta\sigma_3 - 2\Delta\nu\sigma_3\}/E + (\sigma_1 - 2\nu\sigma_3) \times \Delta(1/E) \\ \Delta\epsilon_3 &= \{(1-\nu)\Delta\sigma_3 - \nu\Delta\sigma_1 - \Delta\nu(\sigma_1 + \sigma_3)\}/E + \{(1-\nu)\sigma_3 - \nu\sigma_1\} \times \Delta(1/E) \end{aligned} \right\} \text{----- (2)}$$

(2)式は未知数を4ヶ ( $1/E, \Delta(1/E), \nu, \Delta\nu$ ) 含むのでこれを解く事はできない。そこで、微小な応力変化については変形定数が変化しないと仮定する ( $\Delta(1/E) = \Delta\nu = 0$ ) と、(2)式より(3)式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \Delta\epsilon_1 &= (\Delta\sigma_1 - 2\nu\Delta\sigma_3)/E \\ \Delta\epsilon_3 &= \{(1-\nu)\Delta\sigma_3 - \nu\Delta\sigma_1\}/E \end{aligned} \right\} \text{----- (3)}$$

ここで、 $E, \nu$ は微小応力変化区間における平均的な弾性係数、ポアソン比を示す。(3)式と  $\Delta\nu = \Delta\epsilon_1 + 2\Delta\epsilon_3$  の関係より(4)式を得る。

$$\left. \begin{aligned} E &= (\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3)(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) / \{\Delta\epsilon_1(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) - \Delta\nu\Delta\sigma_3\} \\ \nu &= \{\Delta\epsilon_1(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) - \Delta\nu\Delta\sigma_1\} / 2\{\Delta\epsilon_1(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3) - \Delta\nu\Delta\sigma_3\} \end{aligned} \right\} \text{---- (4)}$$

但し一定試験においては  $k = \sigma_1/\sigma_3 = \Delta\sigma_1/\Delta\sigma_3 = \text{const.}$  なるので、(4)式は(5)式となる。

$$\left. \begin{aligned} E &= \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\epsilon_1} \times \frac{(k+2)(k-1)}{(k+2) - \Delta\nu/\Delta\epsilon_1} \\ \nu &= \frac{1}{2} \times \frac{(k+2) - k\Delta\nu/\Delta\epsilon_1}{(k+2) - \Delta\nu/\Delta\epsilon_1} \end{aligned} \right\} \text{----- (5)}$$

(4) 実験結果とその考察

4-1  $k$ 一定試験の結果と考察

(1) 体積ヒズミと軸ヒズミの関係

主応力比を一定に規制して行う試験の体積ヒズミ $v$ と軸ヒズミ $\epsilon_1$ の関係は、一般に図-4に示されるような形となる。処女載荷、繰返し載荷および除荷時のいずれにおいても、載荷初期および除荷終期には下に凸な曲線となっているが、それ以外はほぼ直線的に変化している。しかしながら、主応力比が大きい場合の $v \sim \epsilon_1$ の関係は、載荷時には側圧が10 kg/cm<sup>2</sup>付近までは前者と同じであるが、これを越すと上に凸な曲線となる傾向にある。これは、側圧の高いところでは側圧の低いところよりみかけの内摩擦角が小さいので強度動員率が増し、相対的にダイレイタンスー量が大きくなるためと考えられる。ただし、除荷時には主応力比が大きい場合でもこの傾向は認められなかった。

図-5は、 $v \sim \epsilon_1$ の直線部分の傾き $\Delta v / \Delta \epsilon_1$ と主応力比 $k$ の関係をプロットしたものである。処女載荷時には $k$ の増加につれて $\Delta v / \Delta \epsilon_1$ は単調に減少しており、 $k$ が大きくなるにつれて圧縮量に比べダイレイタンスー量が相対的に大きくなっている事が分る。

繰返し載荷および除荷時には、 $k$ が2.0以下では $\Delta v / \Delta \epsilon_1$ の値は処女載荷時とほとんど同じであるが、 $k$ が2.0以上になると $\Delta v / \Delta \epsilon_1$ は処女載荷時に比べて大きな値となっている。たとえば、初期固ゲキ比0.656の供試体における繰返し載荷および除荷時の $\Delta v / \Delta \epsilon_1$ の値は、 $k = 2.5$ で処女載荷時の1.2~1.3倍、 $k = 3.5$ で処女載荷時の3.5~4.3倍である。これは、繰返し載荷によって粒子構造が変化し、変形に対して強い抵抗を示すようになり、かつその度合が $k$ の大きいほど著しいためであると考えられる。 $k$ 一定試験において $K$ 条件(実験によると豊浦標準砂では $k = 1/k_0 = 2.0 \sim 2.5$ であった)を境として、これより小さな $k$ では供試体は側方に収縮し、これより大きな $k$ では側方に膨張する。図-5において繰返し載荷時の $\Delta v / \Delta \epsilon_1 \sim k$ の関係が、処女載荷時に対するそれと一致なくなる点の $k$ ( $k = 2.0$ )が $K$ 状態の $k$ とほぼ等しい事は興味深く、側方収縮と側方膨張とは繰返し載荷が土の構造に与える影響には大きな違いがみられる。

(2) 応力と軸ヒズミの関係

前報において、 $k$ 一定試験における側圧 $\sigma_3$ と軸ヒズミ $\epsilon_1$ の関係は両対数紙上で直

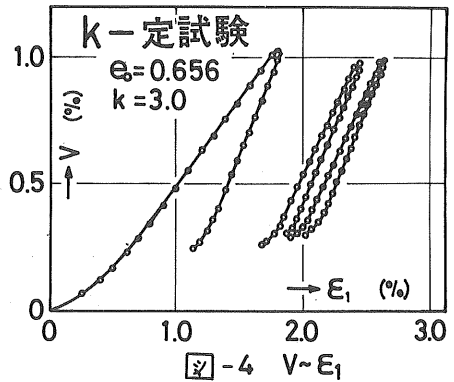


図-4  $v \sim \epsilon_1$

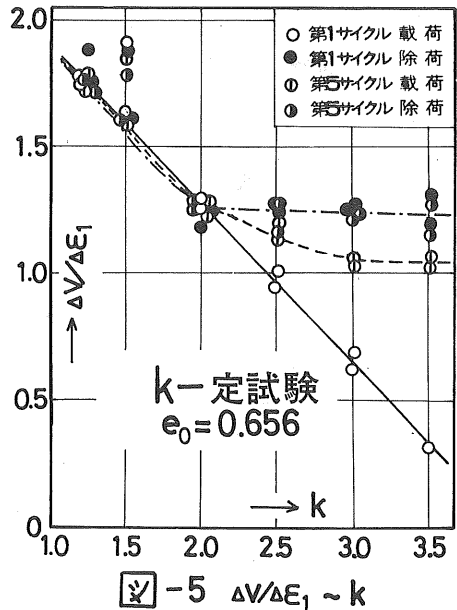


図-5  $\Delta v / \Delta \epsilon_1 \sim k$

線となる事を明らかにし、次の実験式を示した。

$$\sigma_3 = \delta \times \exp(\alpha k) \times \varepsilon_1^\beta \quad \text{----- (6)}$$

ここで、 $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\delta$ は初期間ゲキ比により定まる定数である。(6)式は処女載荷時についてのものであるが、繰返し載荷および除荷時にも  $\varepsilon_1 \sim \sigma_3$  の関係は両対数紙上で直線となる事を本実験において確かめた。(6)式中の $\beta$ は、両対数紙上で $\varepsilon_1 \sim \sigma_3$ を直線と考えた場合の傾きであり、処女載荷の場合 $\beta$ は $k$ によらず一定(1.5)であった。しかし、初期間ゲキ比が同じでも、繰返し載荷および除荷の場合には、 $\varepsilon_1 \sim \sigma_3$ は両対数紙上で平行な直線群とはならず( $\beta \approx 4 \sim 10$ )、(6)式中の $\beta$ は $k$ によって変わる変数ではないかと思われる。しかし、実験データのバラツキが大きいので断定はできず、今後の研究に俟つ次第である。

### (3) ポアソン比

$k$ -一定試験におけるポアソン比 $\nu_k$ は、(6)式に示されるように $k$ と $\Delta v/\Delta \varepsilon_1$ だけの関数として表現される。したがって、4-1(1)で述べたように $\Delta v/\Delta \varepsilon_1$ が一定になると、ある主応力比について側圧に関係なく $\nu_k$ は一定の値を示す事になる。図-6は、 $k$ -一定試験において、 $\Delta \sigma_3$ 、 $\Delta \varepsilon_1$ および $\Delta v$ の測定値を(6)式に代入して求めたポアソン比 $\nu_k$ と側圧 $\sigma_3$ との関係を、処女載荷時について $k$ をパラメータとしてプロットしたものである。 $k$ の大小の区別なく、 $\sigma_3$ が5 kg/cm<sup>2</sup>付近までは $\sigma_3$ の増加とともに $\nu_k$ は減少しているが、それ以上の $\sigma_3$ では $\nu_k$ は $\sigma_3$ とは無関係にほぼ一定値を示しているので、 $\Delta v/\Delta \varepsilon_1$ を一定と仮定しても良いと思われる。よって、 $\Delta v/\Delta \varepsilon_1 = \text{const.}$ と仮定して以下の解析を進める事にする。

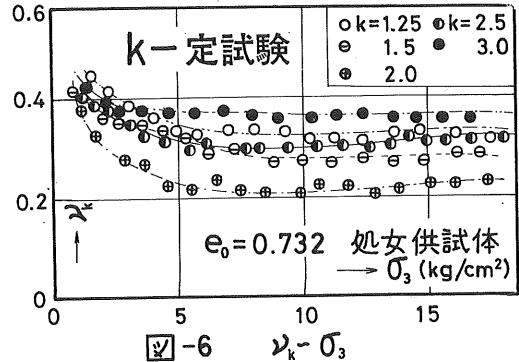
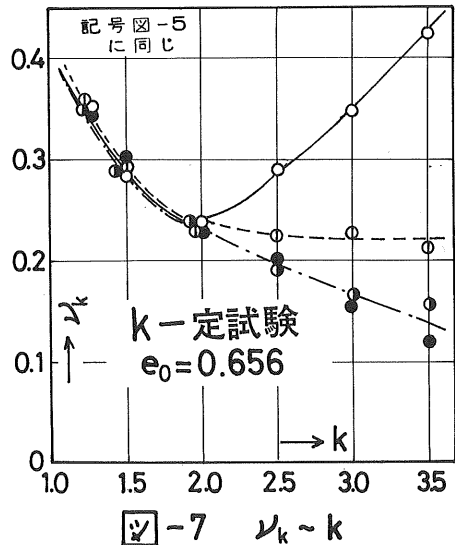


図-7は、図-5の $\Delta v/\Delta \varepsilon_1$ を用い(6)式によって算出したポアソン比 $\nu_k$ をプロットしたものである。処女載荷時における $\nu_k$ は、 $k$ が2.0付近までは $k$ の増加につれて減少しているが、 $k$ が2.0以上では $k$ の増加につれて増加している。この理由は明らかでないが、 $K_0$ 条件を境として砂の構造に何らかの変化が生じる事によるのではないかと思われる。

繰返し載荷および除荷時においては、 $k$ の増加につれて $\nu_k$ は単調に減少し、 $k$ が2.0より大きなところでは処女載荷時にくらべて小さな値となっている。たとえば、初期間ゲキ比0.656の供試体において繰返し載荷および除荷時の $\nu_k$ は処女載荷時の $\nu_k$ に対



17、 $k = 2.5$  及び約  $0.7 \sim 0.8$  倍、 $k = 3.5$  及び約  $0.3 \sim 0.5$  倍である (図-7 参照)。すなわち、 $2/k$  と  $k$  の関係には、処女載荷時と、繰返し載荷および除荷時とは明瞭な違いがあり、 $k$  が大きな場合には以前に受けた応力履歴の影響が認められる。

(4) 弾性係数

微小応力増分  $\Delta\sigma_3$  に対する軸ヒズミ増分  $\Delta\varepsilon_1$  は (6) 式から

$$\Delta\varepsilon_1 = \sigma_3^{-k} \times \exp(-\alpha k/\beta) \times \{(\sigma_3 + \Delta\sigma_3)^{k+1} - \sigma_3^{k+1}\}$$

となり、これを Maclaurin 展開して二次の微小項を無視すると

$$\Delta\varepsilon_1 \approx \Delta\sigma_3 \times \sigma_3^{-k-1} / \beta \times \exp(-\alpha k/\beta) \times \sigma_3^{k+1}$$

となる。一方、 $k$ -一定試験における弾性係数  $E_k$  は、微小応力変化に対する変形量から (6) 式により算出されるので、上式を (6) 式に代入して

$$E_k \approx \beta \times \sigma_3^{k+1} \times \exp(\alpha k/\beta) \times \sigma_3^{-k-1} \times \frac{(k+2)(k-1)}{(k+2) - \Delta\nu/\Delta\varepsilon_1} \quad \text{----- (7)}$$

を得る。(7) 式は、ある  $k$  について  $\Delta\nu/\Delta\varepsilon_1$  が一定である場合、 $E_k \sim \sigma_3$  の関係は両対数紙上で直線となる事を示している。

図-8 は、 $k$ -一定試験における  $E_k \sim \sigma_3$  の関係を処女載荷時について  $k$  をパラメータとして両対数紙にプロットしたものである。 $k$  が小さい場合には  $E_k \sim \sigma_3$  は直線関係にあるが、 $k$  が大きい場合には  $\sigma_3$  が  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  付近で下方に折れ曲っている。これは、4-1(1)で触れたように、 $k$  が大きい場合、 $\sigma_3$  が大きくなると  $\nu \sim \varepsilon_1$  は直線関係とならず  $\Delta\nu/\Delta\varepsilon_1$  が次第に小さくなるようなカーブを描き、(7) 式の分母が大きくなる事によるものである。松岡ら<sup>4)</sup>は、 $k$ -一定の場合  $E_k/\sigma_3$  は一定であると報告しているが、本実験ではそのような傾向はみられなかった。 $E_k \sim k$  の関係において、 $E_k$  は  $k \approx 2.0$  までは  $k$  の増加につれて増加し、それ以上の  $k$  においては  $k$  の増加につれて減少する傾向にある。この事はすでに述べた (4-1(3))  $2/k \sim k$  の関係と対応している。なお、図-8 の実線については 4-2(1)で述べる。

図は示していないが、繰返し載荷および除荷時においては  $E \sim \sigma_3$  の関係は処女載荷時と同じ傾向を持つが、 $E_k \sim k$  の関係は  $k$  の増加につれて  $E_k$  が増加する傾向にある。

繰返し載荷および除荷時において  $E_k$  の値

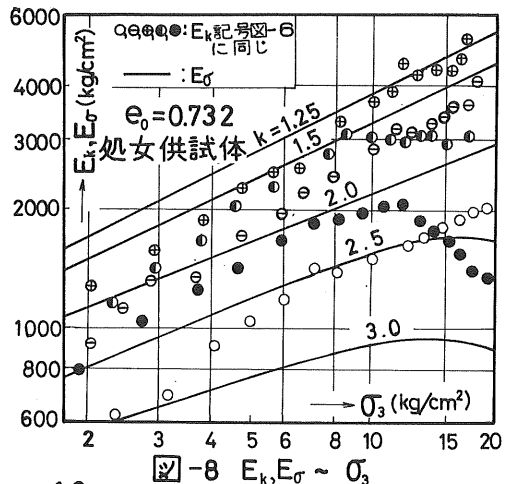


図-8  $E_k, E_0 \sim \sigma_3$

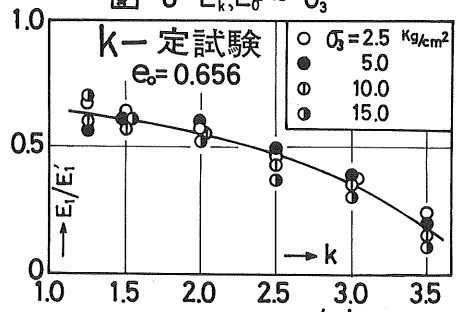


図-9  $E_1/E_0 \sim k$

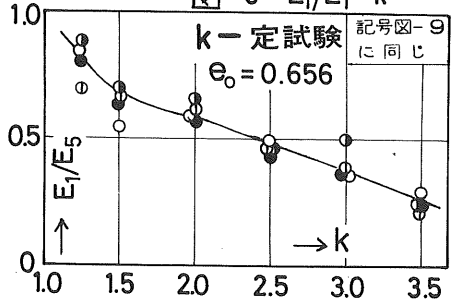


図-10  $E_1/E_5 \sim k$

は処女載荷時の値に比べて大きくなる。処女載荷時の $E_k$ を $E_{k1}$ 、才1サイクル除荷時の $E_k$ を $E_{k1}'$ 、才5サイクル載荷時の $E_k$ を $E_{k5}$ とし、 $E_{k1}/E_{k1}'$ あるいは $E_{k1}/E_{k5}$ と $k$ との関係を示したのが 図-9, 10である。 $\sigma_3$ により多少のバラツキはあるが、 $k$ の増加につれて $E_{k1}/E_{k1}'$ あるいは $E_{k1}/E_{k5}$ の値は小さくなる傾向にある。たとえば、初期間ゲキ比0.656の供試体において、 $k=2.5$ で $E_{k1}'$ 、 $E_{k5}$ は $E_{k1}$ の2.0~2.8倍、 $k=3.5$ で $E_{k1}'$ 、 $E_{k5}$ は $E_{k1}$ の3.3~10倍にも及んでいる。すなわち、 $E_{k1}$ 、 $E_{k5}$ は $k$ が大きくなるにつれて $E_1$ に比べ大きくなる傾向にある。これは繰返し載荷による粒子構造の堅固化の効果が、 $k$ の大きくなるほど顕著になる事を示しており、この傾向は図-7においてもみることができた。

#### 4-2 $\sigma_3$ 一定試験

##### (1) 弾性係数

$\sigma_3$ 一定試験の応力~ヒズミ関係は、すでに報告したように(8)式のKondnerの双曲線表示で近似できる。

$$\sigma - \sigma_3 = E_1 / (a + b E_1) \quad \text{----- (8)}$$

ここで、 $a$ 、 $b$ は定数である。(8)式より弾性係数 $E_\sigma$ は

$$E_\sigma = (1 - R_f S)^2 E_1 \quad \text{----- (9)}$$

$$\text{ただし、 } S = (\sigma - \sigma_3) / (\sigma - \sigma_3)_f \quad R_f = b(\sigma - \sigma_3)_f$$

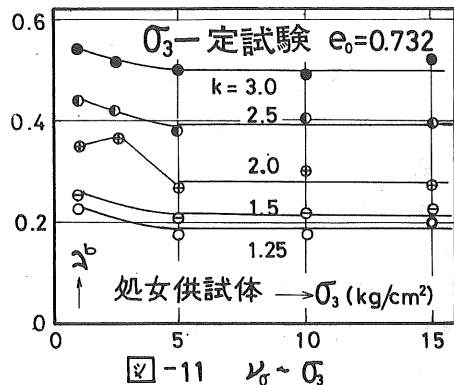
で表わされる。ここで $E_1$ は各種の側圧の下で行った実験より求める。図-8の実線は、 $\sigma_3$ 一定試験の処女載荷時について(9)式を用いて計算した $E_\sigma$ を $k$ をパラメータとして両対数紙上に示したものである。 $E_\sigma \sim \sigma_3$ の関係は、 $k$ の小さな場合には両対数紙上で直線関係となるが、 $k$ の大きな場合側圧の大きいところでは下方に折れ曲る傾向にある。これは $k$ 一定試験における $E_k \sim \sigma_3$ 関係の傾向と一致している。 $E_\sigma \sim k$ の関係をみると、 $k$ が大きくなるにつれて $E_\sigma$ は単調に減少しており、 $k$ 一定試験における $E_k \sim k$ の関係とは明らかに異なっている。

図には示していないが、繰返し載荷および除荷時において、 $E_\sigma \sim \sigma_3$ の関係は処女載荷時と同じ傾向を示し、処女載荷時より $E_\sigma$ の値は大きくなる。繰返し載荷および除荷時の $E_\sigma$ を $E_{\sigma r}$ 、処女載荷時の $E_\sigma$ を $E_{\sigma 1}$ とすると、初期間ゲキ比0.656の供試体について、 $E_{\sigma r}/E_{\sigma 1}$ の値は $k$ に無関係に約1.2~1.4であり、前報で報告したように $\sigma_3$ 一定試験においても、繰返し載荷による効果が認められる。

##### (2) ポアソン比

図-11は、 $\sigma_3$ 一定試験におけるポアソン比 $\nu$ と $\sigma_3$ の関係を、処女載荷時について $k$ をパラメータとしてプロットしたものである。 $\nu$ は、 $\sigma_3$ が5 kg/cm<sup>2</sup>以上では $\sigma_3$ と無関係にほぼ一定値をとり、 $k$ の増加につれて単調に増加している。

図には示していないが、繰返し載荷においても同様の傾向が認められたが、 $\nu$ の値は処女載荷時の $\nu$ の値より小さくなっている。





たとえば、第5サイクルの $\mu_k$ は 処女載荷時の値と比べて、 $k=2.5$ で約0.9倍、 $k=3.5$ で約0.8倍である。これも、これまで述べたような繰返し載荷の効果によるものである。

#### 4-3 $k$ -一定および $\sigma_3$ -一定試験結果の比較

##### (1) ポアソン比

両試験法とも側圧  $5 \text{ kg/cm}^2$  以上においてポアソン比は側圧に無関係には一定値を示す。図-12に 両試験のポアソン比 $\mu_k$ ,  $\mu_0$  と $k$ の関係を、処女載荷および繰返し載荷時についてプロットした。処女載荷および繰返し載荷とも、 $k$ の小さな場合 $k$ -一定試験におけるポアソン比 $\mu_k$ の方が大きく、 $k$ が大きな場合には $\sigma_3$ -一定試験におけるポアソン比 $\mu_0$ の方が値は大きい。今、 $\mu_0$ と $\mu_k$ の比をとると、初期間ゲキ比0.656の供試体において $k=1.25$ で0.5,  $k=2.5$ で1.3,  $k=3.5$ で1.5である。

$\sigma_3$ -一定試験における $\mu_0$ は、処女載荷の場合 $k$ の増加につれて単調に増加する傾向にある。しかし、 $k$ -一定試験においては、処女載荷の場合、 $\mu_0$ の値は $k$ の増加とともに一度減少した後で再び増加する傾向にあり、応力径路によってポアソン比の値、ポアソン比と $k$ の関係ともに変化する事が分った。

繰返し載荷において  $k$ -一定試験の $\mu_k$ は $k$ の増加につれて単調に減少するのに対し、 $\sigma_3$ -一定試験における $\mu_0$ は 処女載荷の場合と同様  $k$ の増加につれて増加する傾向にあり、二つの応力径路で正反対の傾向を示している。これは、次に示すように繰返し載荷による粒子構造の堅固化の効果が、 $k$ -一定径路の場合は $k$ に比例して顕著(4-13)となるが、 $\sigma_3$ -一定径路の場合は $k$ に無関係には一定である事(4-24)によるものである。繰返し載荷により変形抵抗がどれほど大きくなったかを調べるために、処女載荷時のポアソン比と繰返し載荷時のポアソン比との比をとってみる。 $\sigma_3$ -一定径路ではその値は $k$ によらず一定で0.7~0.9倍と繰返し載荷の効果は比較的小さい。しかし、 $k$ -一定径路の場合 その値は、 $k=1.25 \sim 2.0$ で約1.0倍、 $k=2.5$ で0.7~0.8倍、 $k=3.5$ で0.3~0.5倍と $k$ の大きくなるほど繰返し載荷の効果は大きくなっている。同じ大きさの $\sigma_3$ において、両試験の過去に受けた最大平均主応力は、 $k > 2.0$ では $k$ -一定径路の方が大きく、過去に受けた最大平均主応力の大きさも砂の変形挙動に影響を与えていると考えられる。また、 $k$ -一定試験において $k < 2.0$ で繰返し載荷による効果がほとんど認められないのは、過去に側方に収縮したか膨張したかによって、砂の構造が異なるためであろうと思われる。

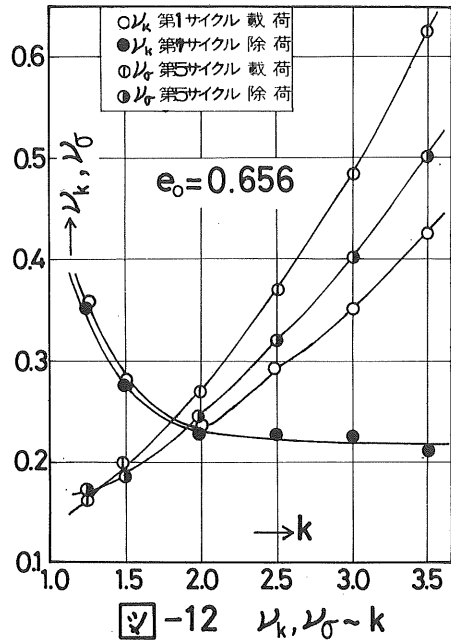


図-12  $\mu_k, \mu_0 \sim k$

(2) 弾性係数

両試験とも、処女載荷、繰返し載荷、除荷時の区別なく、 $k_e$ の小さな場合には $E_{\sigma_3}$ の關係は両対数紙上で直線となるが、 $k_e$ の大きな場合には $\sigma_3$ の大きいところで下方に折れ曲る傾向にある。試験法による処女載荷時の弾性係数の値を比較すると、図-8にみられるように、 $k_e$ の小さな場合には $\sigma_3$ 一定試験による値の方が、 $k_e$ の大きな場合には $k_e$ 一定試験による値の方がそれぞれ大きい。また、弾性係数は、 $\sigma_3$ 一定試験の場合 $k_e$ の増加とともに単調に減少するが、 $k_e$ 一定試験の場合には、 $k_e$ の小さなところでは $k_e$ の増加につれて増加し、 $k_e$ の大きなところでは $k_e$ の増加につれて減少する傾向にある。

図には示していないが、繰返し載荷において、 $\sigma_3$ 一定試験における $E_{\sigma_3}$ は処女載荷時と同様の傾向を示すが、その値は $k_e$ に無関係に処女載荷時の約1.2~1.4倍である。 $k_e$ 一定試験における繰返し載荷時の $E_{k_e}$ は、 $k_e$ の増加につれて単調に増加する傾向にあり、処女載荷時の $E_{k_e}$ の値と繰返し載荷時のそれと比較すると、 $k_e$ の大きなほど繰返し載荷時の $E_{k_e}$ は大きくなる(図-9, 10参照)。

結論として、同じ応力状態にある砂でも、過去に受けた最大応力あるいは応力経路によって、ポアソン比、弾性係数の値は異なり、砂の変形挙動を応力状態によつて一義的に表わす事はできないと思われる。

(5) 等分布載荷による地盤沈下の計算例

今仮に、以下に示す条件を満たす地盤上に、一様等分布載荷があった場合の鉛直方向ヒズミ $\Delta E_1$ を求めるとする。

- 地盤条件
- (1) 地盤は豊浦砂からなり、向ゲキ比は0.656とする。
  - (2) 地盤は現在 $K_0$ 状態にあり、その $K_0$ 値は0.4 ( $k_e = 1/k_0 = 2.5$ )である。
  - (3) 過去に、現在の土カブリ圧以上の応力を受けた事はない。

(1)  $k_e$ 一定試験結果による解析

地盤中のある要素を考え、一様等分布載荷によつてこの要素に加わる応力増分を $\Delta\sigma_1$ ,  $\Delta\sigma_3$ とする。一様等分布載荷であるから  $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_3 = 1/k_0 = 2.5$ とみなし得る。したがって、鉛直方向ヒズミ $\Delta E_{1k_e}$ は、(3)式より(10)式で与えられる。

$$\Delta E_{1k_e} = \Delta\sigma_1 (1 - 2\mu_k/k_e) / E_{k_e} \quad \text{----- (10)}$$

(10)式に $k_e$ 一定試験によつて得たポアソン比の値( $k_e = 2.5$ に対し  $\mu_k = 0.29$ , 図-7参照)を代入して、(11)式を得る。

$$\Delta E_{1k_e} = \Delta\sigma_1 (1 - 2 \times 0.29 / 2.5) / E_{k_e} = 0.77 \Delta\sigma_1 / E_{k_e} \quad (11)$$

ある要素の鉛直方向ヒズミ $\Delta E_{1k_e}$ を求めするには、次の手順に従う。

- (1) 考える要素の載荷前の土カブリ圧 $p$ を計算し、その要素の受けていた最小主応力 $\sigma_3 = K_0 p$ を求める。
- (2)  $k_e$ 一定試験結果から、 $E_{k_e} \sim \sigma_3$ のグラフを書き、(1)で求めた $\sigma_3$ に対する $E_{k_e}$ をグラフより求める。
- (3) (2)で求めた $E_{k_e}$ と $\Delta\sigma_1$ を(11)式に代入して、 $\Delta E_{1k_e}$ を得る。

この手順を、深さ方向の各要素について行う。なお、一様等分布載荷の場合、 $K_0$ 状

態は持続されるので、水平方向ヒズミは生じない。

(2)  $\sigma_3$ -一定試験結果による解析

$\sigma_3$ -一定試験結果を利用する場合、試験条件 ( $\Delta\sigma_3 = 0$ ) は現場の条件とは明らかに異なる。したがって、普通には  $\sigma_3$ -一定試験の結果を利用した解析が多いようなので、試みに  $\sigma_3$ -一定試験結果を用いて解析する。(3)式で  $\Delta\sigma_3 = 0$  とおくと(12)式を得る。

$$\Delta E_{1\sigma} = \Delta\sigma_1 / E_{\sigma} \quad \text{----- (12)}$$

ある要素の鉛直方向ヒズミ  $\Delta E_{1\sigma}$  を求めるには、(5) (1) で述べた手順に従うと良い。

(3) 二つの解析の比較

$k_1$ -一定試験結果による解析で得た鉛直方向ヒズミを  $\Delta E_{1k_1}$ 、 $\sigma_3$ -一定試験結果による解析で得たそれを  $\Delta E_{1\sigma}$  とする。図-8 は 初期間ゲキ比 0.732 の図であるが、同様の図を初期間ゲキ比 0.656 について描き、 $\sigma_3$  によつて若干その値は変るが、 $E_{\sigma}/E_{k_1} \approx 0.5 \sim 0.8$  を得た。(12)式にこの関係を代入すると(13)式を得る。

$$\Delta E_{1\sigma} = \Delta\sigma_1 / (0.5 \sim 0.8) E_{k_1} = (1.3 \sim 2.0) \Delta\sigma_1 / E_{k_1} \quad \text{----- (13)}$$

(13)式と(11)式とを比較すると、 $\sigma_3$ -一定試験による  $\Delta E_{1\sigma}$  は  $k_1$ -一定試験による  $\Delta E_{1k_1}$  のほぼ2倍となっている。したがって、始めに述べたような地盤条件においては  $\sigma_3$ -一定試験結果を利用した設計の場合、鉛直方向ヒズミを過大に見積る事になり、不経済な設計となる恐れが多分にあると思われる。

(4) 現在の土カブリ圧以上の応力を以前に受けた地盤の場合

今 この地盤が 過去において  $28.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $k_1 = 2.5$  で  $\sigma_3 = 19 \text{ kg/cm}^2$ ) の平均主応力を受けた事のある地盤であったとする。この場合、4-2 (1) で述べたように、 $\sigma_3$ -一定径路について  $E_{\sigma}$  は処女載荷時の約1.3倍、 $k_1$ -一定試験については4-1 (2) (4) で述べたように  $k_1 = 2.5$  に対して  $E_{k_1}$  は処女載荷時の約2.1倍(図-10 参照)、 $\mu_{k_1}$  は同じく0.72倍(図-7参照)となる。したがって、 $k_1$ -一定試験結果による解析では、(10)、(11)式より(14)式を得る。

$$\Delta E_{1k_1} = \Delta\sigma_1 \{1 - 2 \times (0.29 \times 0.72)\} / (2.1 E_{k_1}) \approx 0.28 \Delta\sigma_1 / E_{k_1} \quad \text{----- (14)}$$

また  $\sigma_3$ -一定試験結果による解析では (13)式より(15)式を得る。

$$\begin{aligned} \Delta E_{1\sigma} &= \{(1.3 \sim 2.0) \Delta\sigma_1 / E_{k_1}\} / 1.3 = (1.0 \sim 1.5) \Delta\sigma_1 / E_{k_1} \\ &= (3.6 \sim 5.4) \Delta E_{1k_1} \quad \text{----- (15)} \end{aligned}$$

したがって、 $K_0$ 状態にあるこのような地盤の場合、 $\sigma_3$ -一定径路によつて解析すると、実際に生じると考えられる鉛直方向ヒズミの約4倍もヒズミを過大に見積る事になる。この場合、(3)に比べて誤差が大きいのは、4-3で述べたように、繰返し載荷によつて粒子構造の堅固となる度合が、 $\sigma_3$ -一定径路と  $k_1$ -一定径路とで著しく異なる事に起因している。

(5) まとめ

$\sigma_3$ -一定および  $k_1$ -一定の二つの応力径路の繰返し載荷試験を行い、砂の変形挙動が応力径路により異なり、砂の変形定数は応力状態によつて一義的には表現できない事を示した。また、 $K_0$ 状態にある地盤に一様等分布載荷があった場合、 $\sigma_3$ -一定試験結果による解析では、過大なヒズミを見積る恐れがあり、特に現在の土カブリ圧以上の応力をかつて受けた事のある地盤の場合には、その傾向が著しい事を示した。

したがって、現実の地盤状態に合った実験条件から変形定数を得る必要があると思われる。

最後に、本研究を進めるにあたって 種々の助力、助言をいただいた北大工学部土質工学研究室の各位に深謝の意を表す。

(参考文献)

- 1) 北郷・土岐・星野・田村：「乾燥砂の変形特性に関する実験的研究」, 土質工学会北海道支部技術報告資料第13号, 1973
- 2) 土岐・奈良・北郷：「砂の変形特性に関する実験的研究」, 土木学会第28回年次学術講演会講演概要集第3部, 1973
- 3) Roscoe K. H., Schofield A. N. & Thurairajah A. : "An evaluation of test data for selecting a yield criterion for soils", A.S.T.M., Special Technical Publication, No. 361, Laboratory Shear Testing of Soils, 1963
- 4) 松岡・橋本・菅野：「土の弾性係数, ポアソン比の推定法」, 土木学会第28回年次学術講演会講演概要集第3部, 1973

## 生石灰パイルの適用範囲と拘束生石灰パイルについて

札幌開発建設部札幌新道事務所 真田 英夫  
北海道開発コンサルタントK・K。由良 桂一  
佐々木 元茂

### 1 まえがき

最近、道路の沿道利用の便、用地費および工事費の節減などの観点から、望ましい道路土工の形態として、低盛土道路が定着していくことが予想される。

しかし、このような低盛土道路が軟弱地盤上に築造された場合には、その対策について高盛土道路とは異なった問題点の解決をせまられることになる。

すなわち、低盛土道路の場合には、すべり破壊の危険はなく、地盤の変形(沈下および側方への移動)に対処することが要求され、この変形の原因としては、自動車荷重の影響が大きいと考えられる。

地盤のわずかな不等沈下がただちに路面の不陸となってあらわれ、自動車荷重の動的効果によってこれが拡大され路面の平坦性が失われる。さらに、舗装の破壊にいたるという経過をたどるので、自動車荷重による軟弱地盤の変形(沈下および側方への変位)を事前に盛土荷重を利用せず軽減することのできる地盤改良が必要である。

その適切な工法として、生石灰パイル工法が挙げられる。

地盤中に打設された生石灰パイルは、地盤中の水と化学反応を起し、次のような改良効果を生じる。

- (1) 生石灰パイルの膨張作用における軟弱地盤の圧密。
- (2) 生石灰パイルの消化吸水作用における軟弱地盤の含水比の低下。
- (3) 生石灰パイルのくい作用による地盤支持力の増加と沈下阻止。

上記の改良効果は、粘性土地盤に対しては十分期待出来るが、高含水比で、しかも、多量に圧縮する泥炭地盤等に対しては、(3)のくい作用による地盤支持力の増加と沈下阻止効果は、皆無に近いのが現状である。(図-1参照)

本報告は、生石灰パイルを改良し、(3)のくい作用による地盤支持力の増加と

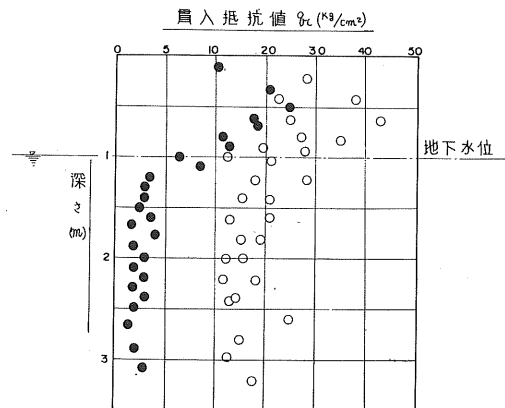


図-1 生石灰パイルの貫入抵抗値  
● 泥炭地盤に打設  
○ 粘性土地盤に打設

沈下阻止効果を高含水比で、しかも、多量に圧縮する泥炭地盤に対しても適用させるものである。

## 2. 生石灰の拘束圧力と膨張率および強度の関係

生石灰パイルの膨張率 ( $\epsilon_r = \frac{\Delta V}{V}$ ) および強度は、生石灰パイル中の石灰率、初期間ゲキ率等によって変わることはもちろんであるが、一定の拘束圧力 ( $P_e$ ) 下においても異なる。例えば、一定の拘束圧力が働く場合のパイルの膨張率 ( $\epsilon_r$ ) は、理論的に、

$$P_e \cdot \epsilon_r \cdot (X, n) = E(X, n)$$

であり、図-2に示す如くなる。

拘束圧力と膨張率の関係を図-3に示す実験装置により求めた。

試験方法は、図-3に示す如く、C.B.R用のモールド内に生石灰を密度が  $1.4 \text{ g/cm}^3$  になるように充てんし、上面と下面に多孔鉄板をとりつけ水槽内にセットした。下面の多孔鉄板は完全拘束であり、上面のそれは上方方向に対しフリーとした。

この状態に対し、上面の多孔鉄板上に任意の一定荷重をのせた後、水槽内に注水し、24時間後の上面多孔鉄板の変位量をダイヤルゲージにより測定した。また、同時に消石灰上面の強度をコーンペネトロメーターの貫入抵抗値 ( $q_c$ ) で測定した。

この結果、拘束圧力 ( $P_e$ ) と膨張率 ( $\epsilon_r$ ) の関係および拘束圧力 ( $P_e$ ) と消石灰の貫入抵抗値 ( $q_c$ ) の関係は、図-4および図-5に示す如くなる。

図-4および図-5から、生石灰パイルの1挙動として高含水下においては、拘束圧力 ( $P_e$ ) が  $0.4 \text{ kg/cm}^2$  以上なければ、消石灰パイルの強度は、軟弱地盤そのものの強度 ( $q_c = 1 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$ ) より弱いものが出来る。

従って、パイル自身の強度を期待するためには少なくとも、 $0.4 \text{ kg/cm}^2$  以上の拘束圧力が必要である。

また、図-3および図-4より  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  以下の拘束圧力 ( $P_e$ ) の範囲内では、拘束圧力の増加ほど膨張率は減少しない。この膨張率は2面拘束であることから、軟弱地盤

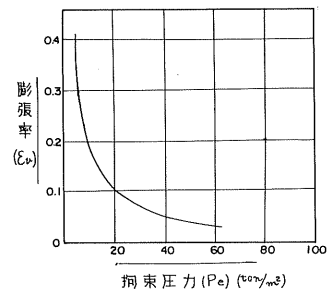


図-2 生石灰の理論的膨張率

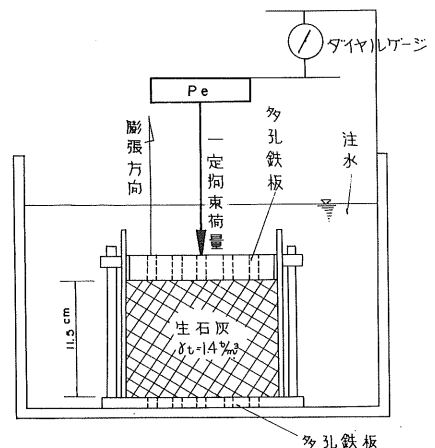


図-3 拘束圧力と膨張率の測定器具

中のパイルの膨張率はまだ大きくなるものと思われる。

従って、 $1.0 \text{ kg/cm}^2$ 以下の拘束圧力 ( $P_e$ ) であれば、消石灰パイルの強度はもちろん、生石灰パイルの効果の一部である膨張作用による軟弱地盤の圧密も十分期待出来る。

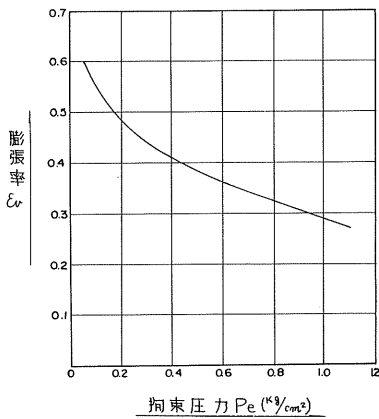


図-4 拘束圧力 ( $P_e$ ) と膨張率 ( $\epsilon_v$ ) の関係

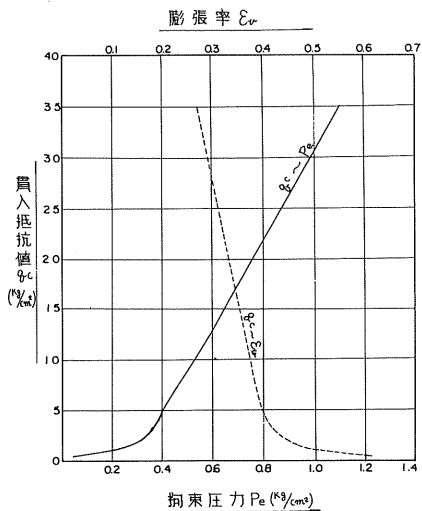


図-5 貫入抵抗値 ( $q_c$ ) と拘束圧力 ( $P_o$ ) と膨張率 ( $\epsilon_v$ ) の関係

### 3. 軟弱地盤中の膨張率と拘束圧力の関係

貫入抵抗値 ( $q_c$ ) が  $1 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$  の高含水比の泥炭地盤および粘性土地盤の膨張率 ( $\epsilon_v$ ) と拘束圧力 ( $P_e$ ) の関係を、L.L.T 試験器 (Lateral, Load, Tester) を用いて測定した。

試験器は、図-6に示す如く、ガスボンベ、圧力計-容積計、ゾンデおよび連絡用ナイロンパイプからなっている。L.L.T法の詳細は省略するが、ボーリング孔を利用して深度3mまでゾンデを挿入し、ガス圧を利用してゾン

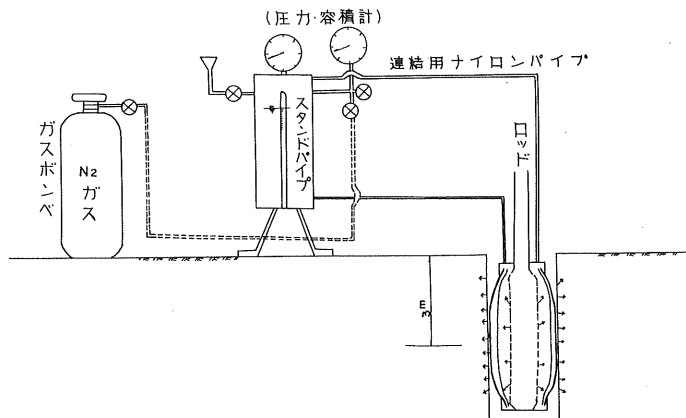


図-6 軟弱地盤中、膨張率 ( $\epsilon_v$ ) と拘束圧力 ( $P_e$ ) の測定器具 (L.L.T法による)

デ内に水圧を送り、ゾンデのゴムチューブを押し広げ(載荷)、その時の地盤の変形(スタンドパイプ内の水位低下量で読む)と圧力(ゾンデのセル水圧を読む)の関係から、膨張率 ( $\epsilon_v$ ) と拘束圧力 ( $P_e$ ) の関係を求めた。

試験の結果、 $\sigma_c = 1 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$  の高含水比の泥炭地盤および粘性土地盤の膨張率 ( $\epsilon_v$ ) と拘束圧力 ( $P_e$ ) の関係は、図-7 に示すとおりである。図-7 によると、高含水比の泥炭地盤の場合、消石灰パイル自身の強度が軟弱地盤そのものの強度より強くなるために必要な拘束圧力  $0.4 \text{ kg/cm}^2$  を確保するためには、膨張率が 1.0 以上必要となる。

しかし、生石灰の膨張率は 0.99 以上 (化学反応上) になることはない。

以上のことから、高含水比の泥炭地盤等に対しては、生石灰パイル自身を何らかの (中低圧ポリエチレン有孔パイプ等) 方法である程度拘束してやることにより、生石灰パイル工法本来の改良効果が十分発現させることがうかがえる。

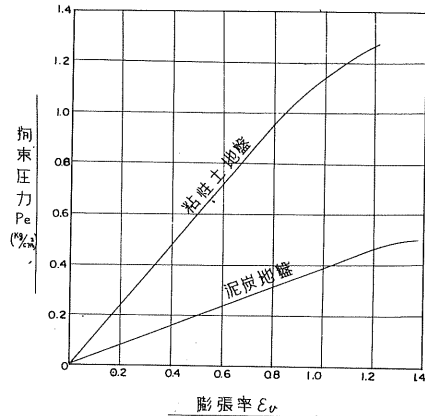


図-7 軟弱地盤中の拘束圧力 ( $P_e$ ) と膨張率 ( $\epsilon_v$ ) の関係 (L-L-T法による測定)

#### 4. 拘束生石灰パイル工法

従来の生石灰パイル工法は、肉厚鋼管 (ケーシングパイプ) を先端閉をくして打込み、その内部に生石灰を投入し、ついで先端を開きつつ生石灰を地盤中に残す工法である。地盤中に残された生石灰パイルは、地盤中の水と化学反応を起して生石灰パイル独自の改良効果を発揮する。しかし、前述した如く高含水比の泥炭地盤等においては、生石灰自身の膨張限界まで膨張するため、生石灰パイルとしては強度をまったくもたない泥土状の消石灰パイルになってしまう。

そこで、拘束生石灰パイル工法は、打込み時において中低圧ポリエチレン有孔パイプ等を同時に打設し、生石灰の膨張を中低圧ポリエチレン有孔パイプの引張強度により拘束し、高含水比の泥炭地盤等に対しても本来の改良効果を期待しようとするものである。拘束生石灰パイル工法の挙動については、現在、現場実験中であるので次回に報告したい。

#### 5. むすび

以上、生石灰パイルの挙動について極めて概括的に述べた。



数少ないデータであり、生石灰パイルの適用範囲というテーマに対する結論を導くには、到底至らなかった。今後、現場実験を数多く実施し、解明していきたい。今回の実験結果の結論としては、以下のことが云える。

- ・拘束圧力が $0.4\%_{cm^2}$ 以下の高含水比下の泥炭地盤あるいは、粘性土地盤に対し生石灰パイルを打設した場合、ほとんど強度をもたない消石灰パイルができあがる。

- ・拘束圧力が $1.0\%_{cm^2}$ 以下であれば、拘束力は、生石灰パイルの膨張に対してあまり影響を与えない。

- ・高含水比の泥炭地盤等に対しては、生石灰パイル自身を何らかの方法で、ある程度拘束してやることにより、生石灰パイル本来の改良効果が十分発揮されることがうかがえる。

今後、生石灰のこれらの挙動を踏まえて、拘束材料の材質および施工方法等の解明に努めていきたいと考えている。

最後に、本報告をまとめるにあたり御協力下さった小野田セメント株式会社札幌支店、タキロン化学株式会社札幌営業所の関係各位に記して謝意を表すものである。

#### 参考文献

ケミコライムによる土壌安定シリーズ1~6	小野田セメント株式会社
ケミコライム工法資料	〃
土質安定工法便覧	日刊工業新聞社



# 道路工事に於ける軟弱地盤処理法としての施工例

北海道開発局岩見沢道路事務所

吉川 明光

## 1 ま え が き

岩見沢バイパスは、一般国道12号の交通の緩和を計るため、岩見沢市大和町を起点とし、市街の南側を迂回して利根別町に至る延長5940mの新設道路であり、昭和46年度工事着工、昭和49年度末供用開始予定である。

本報告は、全線の約6割を占める軟弱地盤の内、市街地区間の軟弱地盤処理法として、現場打モルタル杭によるパイル・スラブ工法を採用したが、その選定と設計について報告するものである。

## 2 地形及び土質

バイパス建設地一帯は大雪山系を源とする石狩川及びこれにそぐ河川により形成された広大な石狩平野のほぼ中心から東部に位置し沖積軟弱地盤によつて構成され、標高12m前後の平坦面を形成している。軟弱層を構成する土層は主に粘着層であるが、地盤5m以深には分解の進んだ泥炭層若しくは泥炭混り粘土層が堆積している。この分解の進んだ泥炭層は上下2層、1.5m程度の層厚を有しており上部のものは極めて連続性が良く台地まで続いている。

土質試験結果によると、コーン指数は最上部はやや大きい値を示すが1m以深は $q_c = 3 \sim 5 \text{ Kg/cm}^2$ と低く以後値は増加している。含水比は粘土層で $w = 60\%$ 、泥炭層で $200 \sim 400\%$ 、単位体積重量は粘土層で $\gamma_t = 1.6 \sim 1.7 \text{ t/m}^3$ 、泥炭層で $1.1 \sim 1.2 \text{ t/m}^3$ 、一軸圧縮強度は $0 \sim 4 \text{ m}$ で $q_u = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$ 、 $4 \sim 10 \text{ m}$ で $q_u = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$ 、圧密先行荷重は上部3m付近まではやや過圧密土層、以深沖積層はほぼ正規圧密土層である。以上当地区の土層構成の概略を説明したが、当地区は言ゆる“低盛土区間”であり盛土荷重は余り大きく無く、軟弱層下のN値が10以上の硬質粘性土に大きく沈下させる様な荷重強度でない事、又下部の粘性土がいくらか沈下した場合でも構造物取付箇所以外では著しい不等沈下は生じない事等を考慮して設計では上部に堆積している沖積粘性土層だけを対象に検討した。

## 3 軟弱地盤対策工法

軟弱地盤上を低盛土により道路を築造した場合、高盛土の様に盛土の滑り破壊等の現象は生じないが軟弱地盤上に低盛土するため、舗装構造上地盤そのものが路床となる。従つて交通荷重等が分散される事無く直接路床に作用するためこの路床が弾性沈下等の変形を生じ舗装面が損傷する結果となる。更に軟弱地盤地区では地下水位が浅いため、路床路盤中に地下水が浸入し材料強度を低下させる事、あるいは地盤の成層が複雑であるため、圧密不等沈下を生じる事が予想される。

以上の諸原因により低盛土区間に於いては舗装面の波状、起状を生じる等多くの問題を含んでいる。

これら低盛土工法については、未だ確立された設計法はなく「多層系弾性解法」によつて行なつていますが、最近では大型電算機による「有限要素法」により詳細な解折が行なわれ実用上十分な精度まで解折が可能となつた。いずれにしてもこの低盛土解折では車荷重により生じる数 $m/m$ の弾性変形量を問題としているため、路盤、舗装荷重により生じる原地盤の圧密沈下量は出来るだけ進めておき残留沈下量を少なくしておく必要がある。低盛土の対策工法は現在の所試験施工の実例は余り多く無く確定した対策工法は定められていないが列挙すると地下水低下工法、敷砂工法、砂置換工法、サンド・ドレーン工法、サンド・コンパクション・パイル工法、ベーパー・ドレーン工法、ケミコ・パイル工法、サーチャージ工法、敷網工法、鋼板路盤処理工法、ソイル・セメント、アスファルト路盤安定処理工法、コンクリート・スラブ工法、等があげられる。

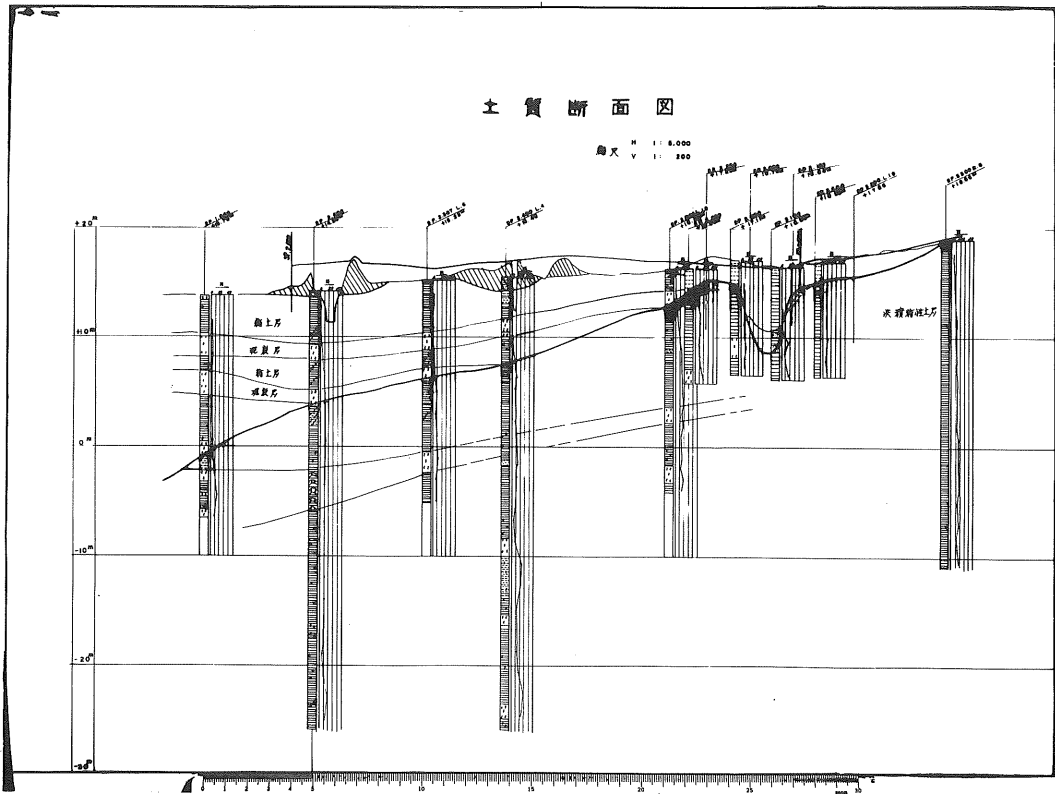


図 - 1 土質断面図

#### 4 設計条件

今回の当区間に於ける低盛土設計条件は

- 1) 盛土標準断面は図-3の定規図に示す。
- 2) 盛土安定に対する所要安全率  $F_s \geq 1.25$
- 3) 舗装時の残留沈下量  $S_r \leq 5 \text{ cm}$
- 4) 車両荷重により生じる弾性沈下量
 

コンクリート舗装	$\Delta_i \leq 0.125 \text{ cm}$
アスファルト舗装	$\Delta_i \leq 0.25 \text{ cm}$
- 5) 単年度施工可能な工法
- 6) 騒音、振動の少ない工法

#### 5 自然圧密時間

計算はアルツァギーの圧密理論により行なう。この際荷重強度は完成時に載荷されると予想される  $P = 3 \text{ t/m}^2$  の荷重を考え全層、1 m 置換、2 m 置換をした場合を行つたが、その結果によれば軟弱層中に排水層となり得る薄い砂層等はほとんど見受けられないので、40% 圧密でも2年以上の長期の圧密時間を要する。又置換工法により1~2 m 程度の層厚を減じても圧密時間は余り早まらない。

## 6 盛土の安定

盛土が載荷される場合の安定は、盛土荷重を荷重強度と考え引張り亀裂が盛土下端より生じるものと仮定し計算は単弧滑り面を仮定するモーメント法により行なう。

$$F S = \frac{\sum M r}{\sum M d} = \frac{\sum R O \ell}{\sum W \cdot d}$$

(地盤条件)

$$0 \sim -4 \text{ m} \quad c = 1.5 \text{ t/m}^2$$

$$-4 \sim -9 \text{ m} \quad c = 3.0 \text{ t/m}^2$$

とほぼ平均値を採用した。

(計算の結果)

$$F S_{\min} = \frac{8.35}{2} \text{ が得られた。}$$

この結果によれば  $F S = 1.25$  と成る荷重強度は  $\delta = 6.6 \text{ t/m}^2$  であり、約  $2 \text{ m}$  程度の盛土高は一時点で載荷可能である。

## 7 対策工法の検討結果

以上述べたように今回の低盛土設計に於いては諸条件に合致するような工法を検討した結果、ケミコ・パイル工法及びパイル・スラブ工法が有効であると考えられる。この内ケミコ・パイル工法は当地区の地盤構成が  $300\%$  を越す高含水比の泥炭層をはさんでいる事、又現地でアースオーガーで削孔した際被圧滞水層と思われる土層に時折遭遇する事等効果上疑問が残る。さらに施工上パイル打設時の振動、騒音の問題、生石灰粉末の飛散等の問題がある。

従がつて、当区間では施工上並びに効果上安全確実と思われるパイル・スラブ工法を採用した。

## 8 パイル・スラブ工法

この工法は、路床、路盤及び舗装荷重等、静荷重により在来地盤に生じる圧密沈下量並びに車両荷重等動荷重による弾性的な沈下量これらによつて生じる舗装への悪影響(例えば舗装面の波状起状、舗装の損傷等)を防止するため考えられた工法であり、路盤若しくは路床に相当するコンクリート床版を杭により支持させる工法である。

### 8-1 杭とスラブ底面の荷重分担について

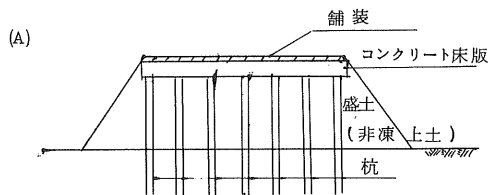
コンクリート床版は梁を介さず床版より直接杭に荷重を伝達する型式を考える。

この際、杭の剛性は床版底面の在来地盤のもの比べて非常に大きいので必然的に杭に応力が集中する。この際、杭の安全率を従来行なわれている  $F S = 3$  という基準では杭頭バネ定数は極めて大きいので、当該構造物のように盛土と一体とした地盤処理と考えると  $F S = 1.5$  とする事に問題はないと言える。ただし静力学支持力式等で求めた杭支持力では無く、実杭の載荷試験等で求めたものである事を前提とする。

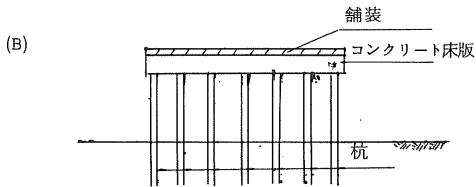
しかし、実杭の沈下傾向は土層のバラシキ、施工精度のバラシキ等によつて必ずしも一様で無く代表的な杭頭バネ定数及び杭の設計支持力を定める事は難しい問題は残る。更に、コンクリート・スラブ上に荷重が残った場合、床版底面地盤では当初はある程度荷重を分担すると仮定しても静荷重により圧密沈下が生じ、又動荷重により生じる弾性変形が塑性変形となり、これらにより床版底面と在来地盤との間に空隙が生じる事が予想される。このため結果的には上載荷重等は総て杭で支持される事になり極端な場合は杭周辺部で亀裂等が生じる事もある。従がつて、当初より在来地盤のバネ定数等は無視して設計した。

### 8-2 スラブの位置について

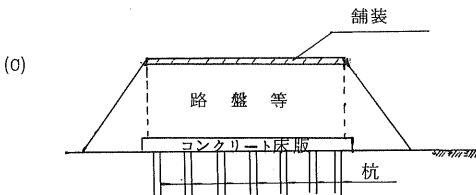
コンクリート・スラブの位置については、下記の(A)、(B)、(C)、の3案が考えられる。



- 凍上深度 ( 0.8 m ) 迄は良質の盛土材を用いる必要がある。
- 盛土荷重により在来地盤が圧密沈下し床版底面と盛土間に空隙が生じる。又沈下量が多い場合は杭に負の摩擦力が生じる。
- コンクリート床版断面が大となる。



- 突出杭であるため見掛け上不安定である。
- 計画高が在来地盤面以下の区間では凍上の問題も生じる。
- 杭の水平抵抗が大きく問題となる。
- コンクリート床版断面が大となる。
- 路床、路盤材は不用。



- コンクリート床版に直接車荷重が掛らずかなり分散される。
- コンクリート床版を埋込む場合も考えられる。

これら3案の内、夫々長短はあるが、コンクリート床版に集中荷重が極端に生じない事、又、杭とコンクリート床版部が比較的一体となつて作用しそうな構造である事を考慮して(C)案を採用した。

### 8-3 杭の杭設間隔等について

杭は施工上の騒音、振動等を防ぐため現場打モルタル杭 ( P. I. P 工法 )  $\phi 400$  を用いた。この現場打モルタル杭は計画区間内の3箇所計6本の実杭を打設して載荷試験を行なつた。これによれば軟弱層下の硬質粘土層に10m程度根入すれば1本当り70~80t/本の極限支持力が発揮する事が確認された。従がつて実際の設計では杭間隔を2.7mピッチ正方形配置として、杭長12~18mを用い1本当り  $R_a = 40 \text{ t}$  /本程度の設計支持力を考えている。

## 9 バイル・スラブ工法の設計

### (1) 設計荷重

#### A) 計画高 1.5 m

##### ○ 死荷重

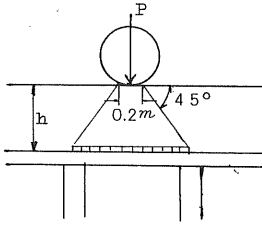
アスコン・アスファルト処理	$2.3 \times 0.26 = 0.60$
上層路盤	$2.2 \times 0.40 = 0.88$
下層路盤	$1.5 \times 0.59 = 0.89$
コンクリート・スラブ	$2.5 \times 0.25 = 0.63$
<hr/>	
$\Sigma q$	$= 3.00 \text{ t/m}^2$

##### ○ 活荷重

車両荷重は多層構造の弾性体として算出した分散角度と  $45^\circ$  としたものと大差無いので従来通り  $45^\circ$  で分散させるものとする。

T-20の後輪荷重を道路横断方向に制限無く載荷させる。

尚、衝撃係数は  $\lambda = 0.2$  とする。



$$P = \frac{2 \times 8}{2.75} (1 + 0.2) = 6.98 \text{ t/m}$$

$$p = \frac{P}{0.2 + 2h} = \frac{6.98}{0.2 + 2 \times 1.25} = 2.58 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma (q + p)_{1.5} = 5.58 \text{ t/m}^2$$

B) 計画高 1.0 m

$$\Sigma q = 2.3 \times 0.26 + 2.2 \times 0.40 + 1.5 \times 0.09 + 2.5 \times 0.25 = 2.40 \text{ t/m}^2$$

$$p = \frac{6.98}{0.2 + 2 \times 0.75} = 4.10 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma (q + p)_{1.0} = 6.50 \text{ t/m}^2$$

計画高が低いと車荷重が分散しないため 1 m 程度の高さでは  $p + q = 6.50 \text{ t/m}^2$  と大きな荷重強度となる。従がつて計画高が低い箇所においてもコンクリート・スラブを地盤内に下げ 1.5 m の盛高を確保するものとして、設計荷重として  $\Sigma (q + p)_{1.5} = 5.58 \text{ t/m}^2$  を用いる。

(2) 基礎杭の支持力

現場打モルタル杭  $\phi 400$  を用いるものとして現地で試験杭の載荷試験を実施した結果は次の通りである。

測 点	杭 長	極 限 支 持 力
2, 260 m	1.2 m	50 t
	1.5 m	60 t
2, 570 m	1.85 m	100 t
	2.15 m	130 t
2, 800 m	1.2 m	60 t
	1.5 m	80 t

これらの結果より路線縦横方向に杭極限支持力の等値線 ( $R_a = 60 \text{ t/本}$  及び  $R_a = 80 \text{ t/本}$ ) を描いた。

一方杭の打設間隔を 2.7 m とした場合杭 1 本当りの設計支持力は

$$R_a = (q + p) \cdot d^2 = 5.58 \times 2.7^2 = 40.7 \text{ t/本}$$

$$R_d = 1.5 \cdot R_a = 61.1 \text{ t/本}$$

杭の設計支持力を杭の弾性限界内に収めるものとするれば各地区毎の杭長は図-2の通りである。

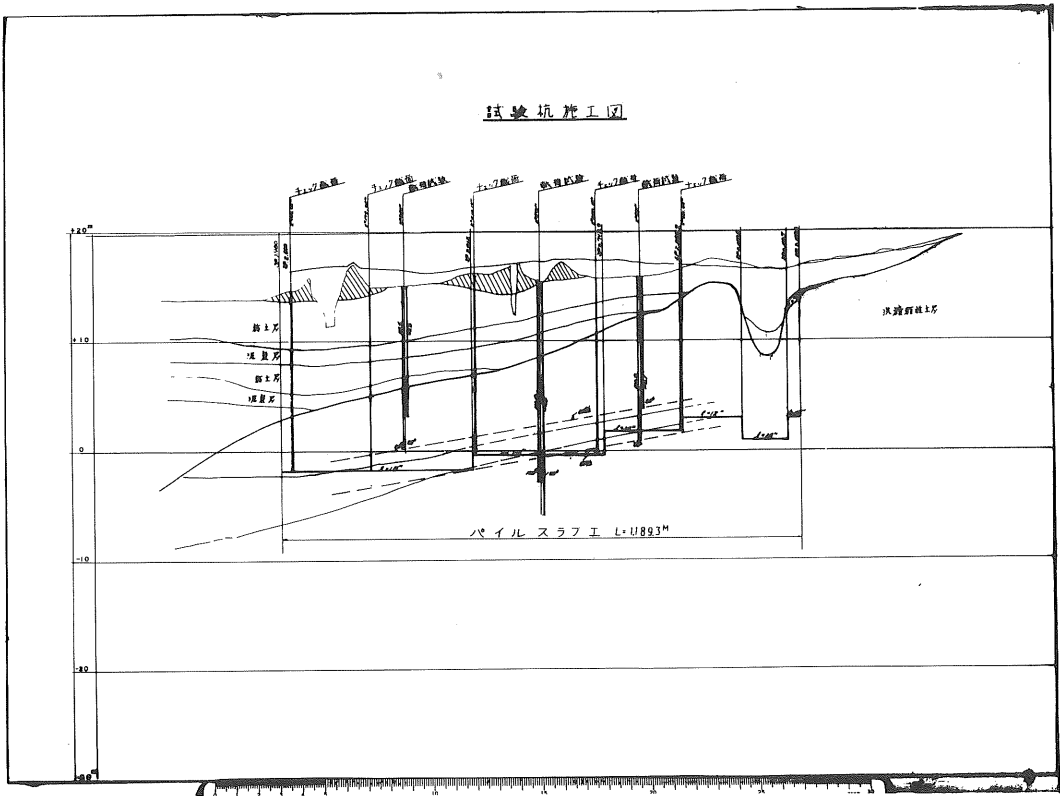


図 一 2 試験杭施工図

(3) コンクリート・スラブ断面の検討

(イ) 計算式は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 11 条フラット・スラブによる。  
各部の曲げモーメントは省略する。

(ロ) スラブ厚

$$t = 0.07544 \cdot \ell \sqrt{W} + 3.81$$

$t$ ; スラブ版の厚さ (cm)

$\ell$ ; スパン ( $\ell X = \ell Y = 2.7m$ ) (m)

$W$ ; 単位面積当りの荷重強度 ( $Kg/m^2$ )

$$t = 0.07544 \times 2.7 \times 5.580 + 3.81 = 19.1cm$$

従がつてスラブ厚を  $t = 25cm$  とする

(ハ) 鉄筋量の計算

$$f_{cs} = 210 Kg/cm^2$$

$$f_{ca} = 70 Kg/cm^2$$

$$\sigma_{sa} = 2,100 Kg/cm^2 \dots \dots \dots SD-35$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \cdot j \cdot d} = \frac{100,000M}{2100 \times \frac{7}{8} \times 20} = 2.27M (cm^2)$$



(三) 押抜きせん断応力度

$$\tau_p = \frac{P}{b_p \cdot d}$$

$$P = 5.58 \times 2.7^2 = 4.01 \text{ t}$$

$$b_p = \{ 3.0 + 2(2.0 + 1.25) \} \times 3.14 = 29.8 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$\tau_p = \frac{4.01 \times 1000}{29.8 \times 20} = 6.7 \text{ Kg/cm}^2 > 8.5 \text{ Kg/cm}^2$$

従がつて引張鉄筋は不要であるが一応安全のため引張鉄筋を8本配筋しておく

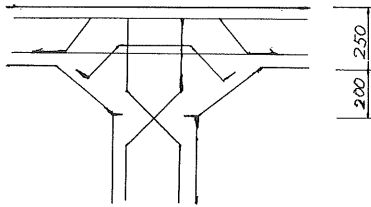


写真-1 施工状況

(4) 杭の設計

杭種；現場打モルタル杭

杭径； $\phi 400 \text{ m/m}$

杭長；1.2 m ~ 1.8 m

設計外力

鉛直荷重  $N = 4.01 \text{ t}$

水平荷重  $H = (3.0 \times 2.7^2) \times 0.15 = 3.3 \text{ t}$

(水平震度を0.15として死荷重だけに作用するものとする。)

- 杭頭ヒンジとして各点の曲げモーメントを求める。

杭の配筋をD $\phi 16 \times 8$

地盤横方向地盤反力係数を  $k_h = 0.5 \text{ Kg/cm}^3$  とする。

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{4} \pi k^4 + \frac{1}{2} n \cdot A_s \cdot k_s^2 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 20^4 + \frac{1}{2} \times 15 \times 15.88 \times 15^2$$

$$= 1.52 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K D}{4 E I}} = \sqrt[4]{\frac{0.5 \times 40}{4 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.52 \times 10^5}} = 3.54 \times 10^{-3} \text{ 1/cm}$$

$$M_0 = 0$$

$$M_{\max} = -0.3224 \frac{H}{\beta} = -0.3224 \times \frac{3.3}{3.54 \times 10^{-3}} = -3.01 \text{ t m}$$

- 応力の算定

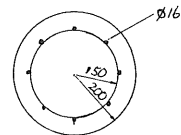
$$N = 4.01 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 3.01 \text{ t m}$$

$$M' = M + N \cdot r = 3.01 + 4.01 \times 0.2 = 1.103 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\frac{r}{r} = \frac{1.5}{2.0} = 0.75$$

$$p = \frac{1.588}{1.256} = 0.0126$$



$$A_s = 1.986 \times 8 = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$n \cdot P = 0.190$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.01}{40.1} = 0.0751 \text{ m} = 7.51 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{r} = \frac{7.51}{20} = 0.375$$

ノモグラムより

$$\sigma = 0.49 \quad \sigma_c = \frac{M}{r^2} \cdot \sigma = \frac{11.0 \times 10}{20} \times 0.49 = 67.5 \text{ Kg/cm}^2 < 70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = 0.05 \quad \sigma_s = \frac{M}{r^2} \cdot s \cdot n = \frac{11.0 \times 10}{20} \times 0.05 \times 15 = 103.4 \text{ Kg/cm}^2 < 2,100 \text{ Kg/cm}^2$$

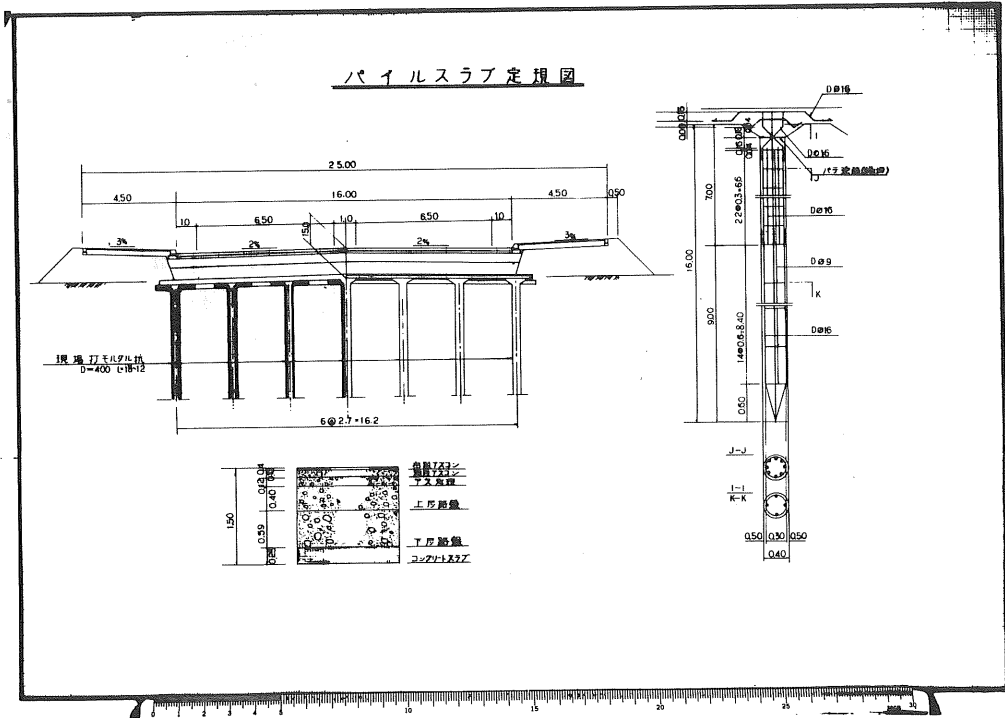


図 一 三 パイルスラブ定規図

### 10 あとがき

以上の経過により岩見沢バイパスに於いて延長1,190m当工法が採用され、本年度施工完了したが振動、騒音を出来るだけ少なくし、早期完成の当初目的を達成したと言えるし、施工性も良好であつた。又現在振動試験を継続中で中間報告ではあるがデータから当工法の振動低減効果は極めて大きいと思われる。

しかし、当工法は設計上不明な処が多く問題点が多い特に杭とコンクリート床版底面とでいかに荷重を分担するかである。今回の設計では種々の理由によりコンクリート床版底面の反力は無視した。更に杭の設計支持力をいかに用いるか、あるいはスラブの位置についてもなお検討の余地があり今後の課題である。

この工法は施工例がほとんど無いので今回は充分追跡調査を実施し、今後の当工法の指針らしきものを定める資料としたい。

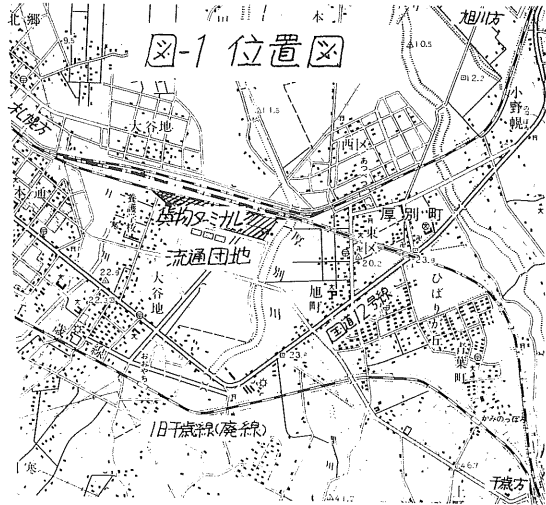
# 札幌貨物ターミナル改良工事について —大谷地付近の地盤特性—

国鉄札幌工務局 安味 貞光

## 1. まえがき

札幌貨物ターミナル駅は、函館本線白石～厚別兩駅のはば中間に位置しているが、札幌市の物資流通団地計画に合せて、札幌周辺の物資輸送を円滑化するため、昭和43年10月に開業され、コンテナ貨物設備及び、石油基地として一部使用開始して以来、逐次貨物輸送の伸びに対応して来た。

然し乍ら、最近の国鉄貨物輸送の近代化に伴い、貨車操配機能の縮小、貨物フロントの拡大等、直行輸送体系の強化と計るため、46年10月に既設改良計画と大中に変更して、着発線増設、コンテナ設備の増強、新千歳線及び、函館本線からの札幌貨物ターミナル駅への直接乗入と設備し、札幌地区における今後の輸送増に対応すべく千歳線複線化と併行して工事と施工し、昨48年10月全面的に使用開始したものである。



## 2. 地盤特性

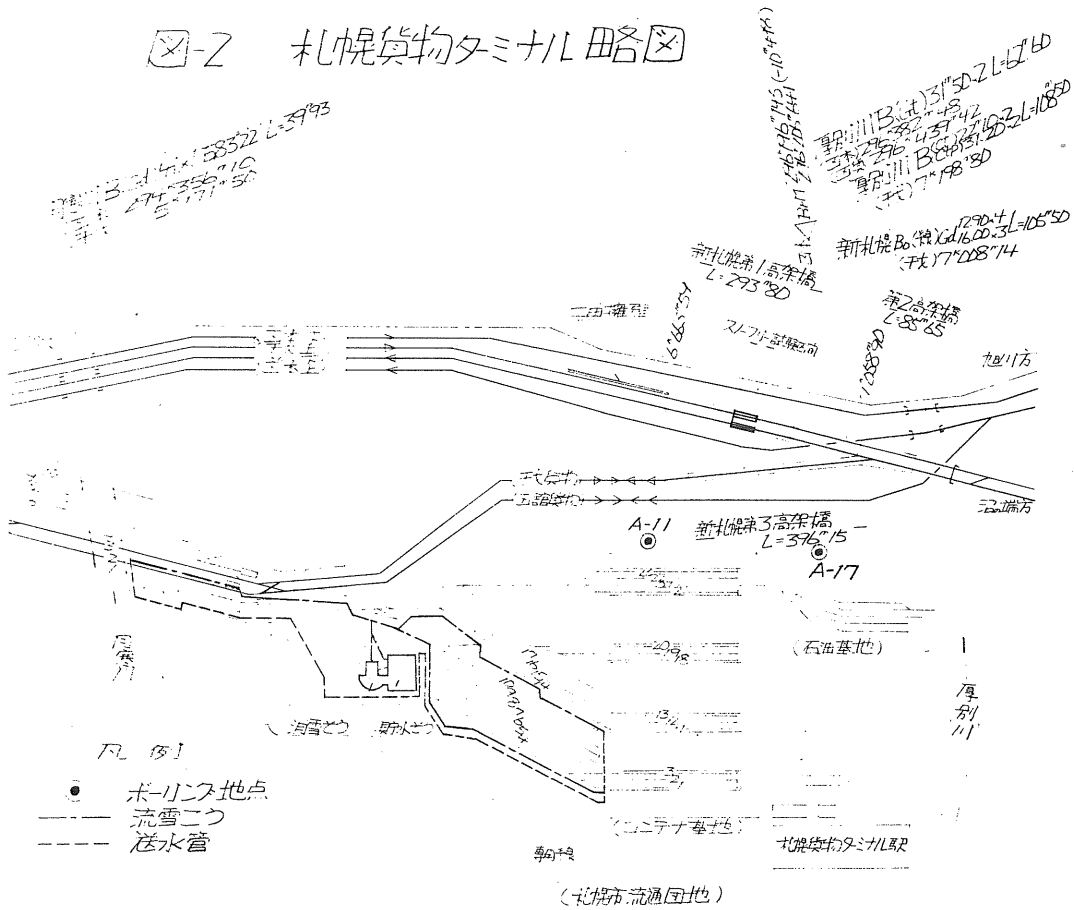
本地区は図-1に示すように、札幌市の東部にある白石及び厚別の両台地間と北流する厚別川沿いの沖積谷で、表層数メートルが泥炭からなる軟弱地盤と形成しており、地名も大谷地と呼ばれている所である。

土質構成は図-3、4に示す土質柱状図の $q_c$ 分布図に代表されるように、基盤( $q_c > 100 \text{ kg/cm}^2$ )の深さは約3mから約6mの範囲となっている。

地盤の土質は軽石の礫まじり火山灰シルトで、圧密に関しては不透水層と考えられる。軟弱層と形成する土質は、ヨシ、ヌカなどの未分解質の泥炭でコーン支持力 $q_c$ は1~5  $\text{kg/cm}^2$ 、その平均値 $q_c$ は2.3  $\text{kg/cm}^2$ と軟弱である。

泥炭層中には、A-17地塊のフォールサンプリングの試料で、地表下3.0m前後に厚さ15~45m程度の軽石からなる細砂層の狭在が認められ、この細砂層は $q_c$ が6~19  $\text{kg/cm}^2$ で、 $q_c$ の分布から判断して水平に連続分布していると推定される。

図-2 札幌貨物ターミナル略図



フォイルサンプリングで得た試料(図-3,4参照)及び試験の結果を示す。

- 1) 泥炭層の単位体積重量( $\gamma_t$ )は1.1~1.6 t/cuの範囲で、深さとともに僅か増加の傾向が見られる。
- 2) 泥炭層の一軸圧縮強度( $q_u$ )は0.6~2.2 t/cuの範囲を示し、ヒズミー応力の関係は図-5の一列のように、ヒズミの増加とともに応力は漸増し

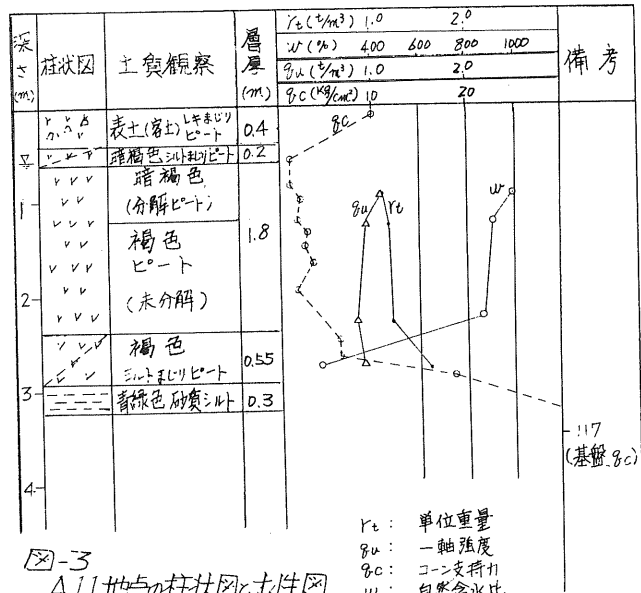


図-3 A11地点の柱状図と土性図

せん断破壊による応力減少の傾向は見られない。

3) 泥炭層の自然含水比( $w$ )は200~1,000%の範囲で、中間細砂層上部の層では深さとともに減少の傾向が見られた。

4) 圧密急速せん断試験の結果、泥炭の強度増加率( $m$ )は図-6のように40%の値を得た。

5) 圧密試験は、A-17地点の試料として図-7に荷重-間歇比曲線、図-8に荷重-圧密係数曲線を示す。上記曲線は、上部泥炭層(I層)、中間砂層(II層)、下部泥炭層(III層)にまともなものである。この曲線からII層の細砂層は圧

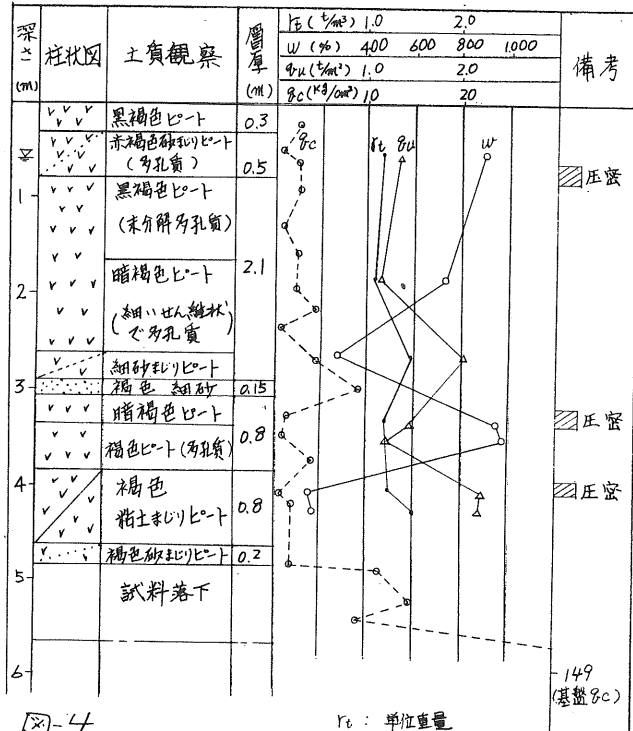


図-4 A-17地点の柱状図と土性

$\gamma_c$ : 単位重量  
 $q_u$ : 一軸強度  
 $q_c$ : コーン支持力  
 $w$ : 自然含水比

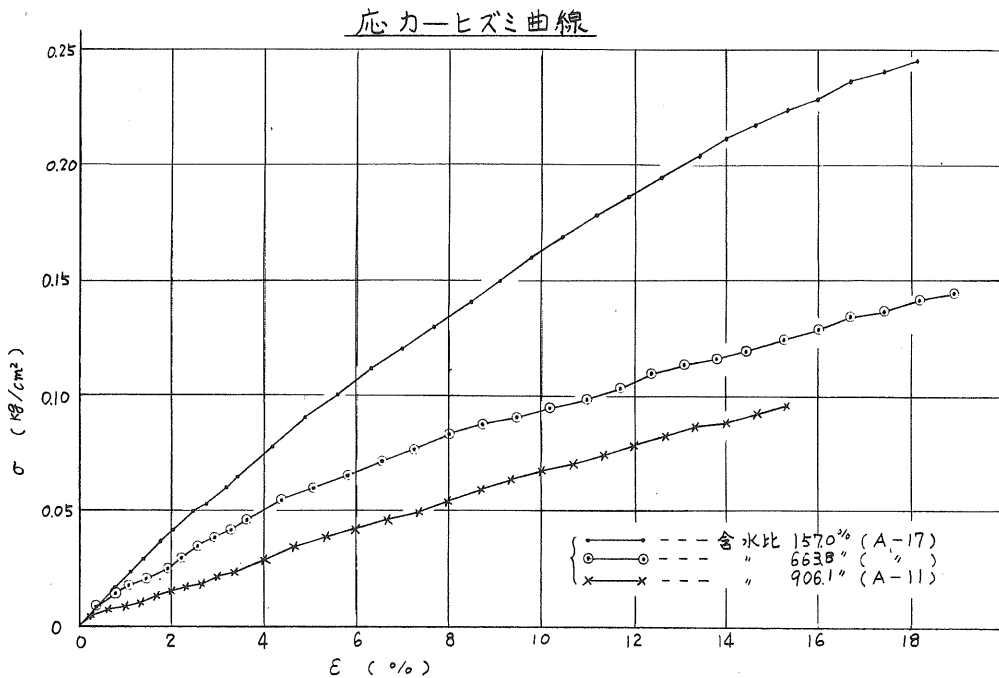


図5 応力( $\sigma$ )-ヒズミ( $\epsilon$ )曲線

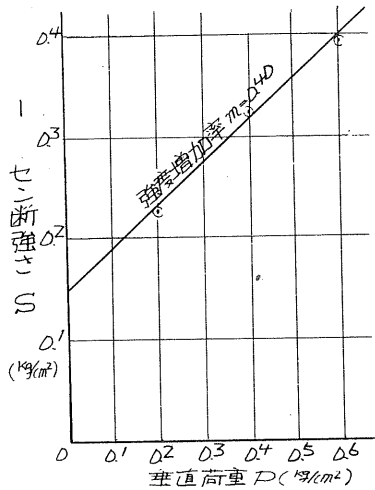


図6 圧密急速せん断試験における強度増加率 (一面せん断による)

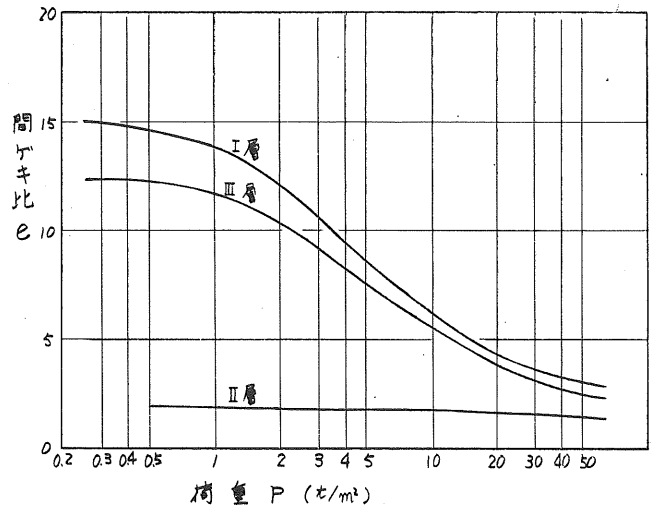


図7 間ゲキ比-荷重曲線

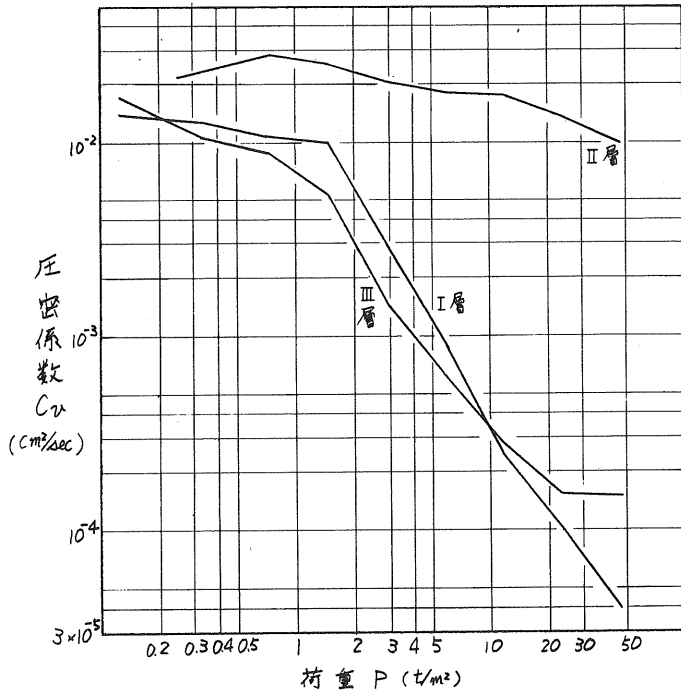


図8 圧密係数-荷重曲線

表-1 盛土数量

種別	数量(m³)
函館本線 上り線	49,800
全上貨物線	11,300
干歳線 上下線	60,600
全上貨物線	28,200
工テナ及び貨物機配線	385,300
合計	535,200

密非対象層と考えられる。  
 6). 強熱減量試験の結果、本地区の泥炭土の有機物量は55~80%の範囲であった。

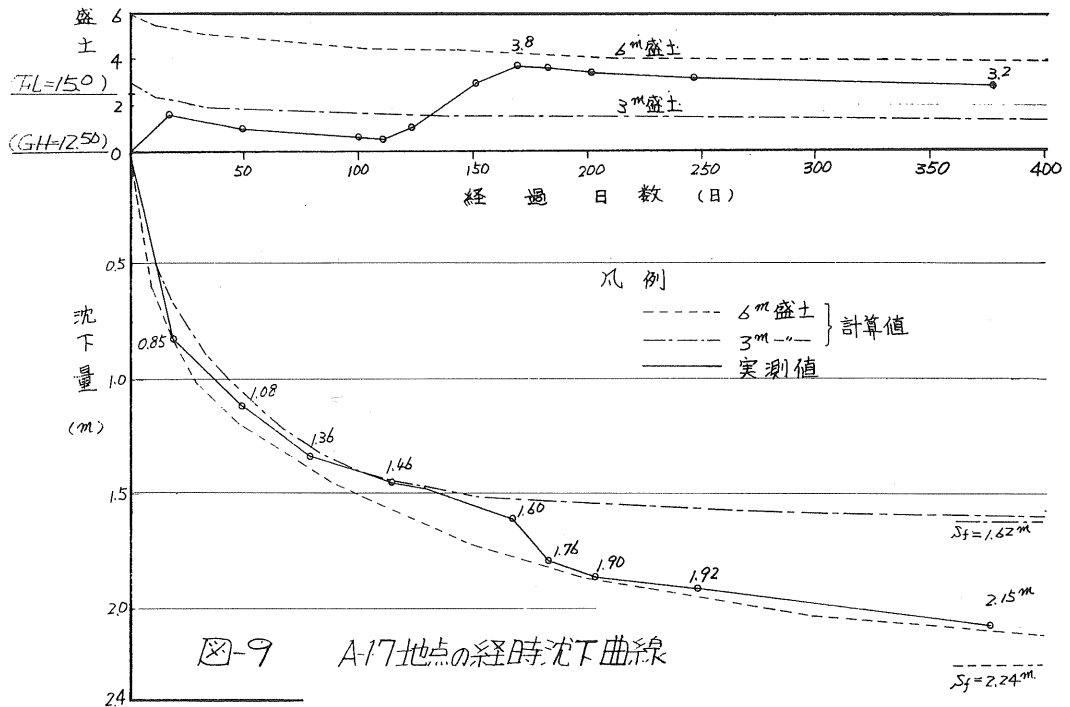
### 3. 土工

前述したように、本地区の地名を大谷地と称するようには、厚さ3~6mに及ぶ泥炭層があり、構内盛土(盛土資料は清田産の火山灰)の計画高さ約2mに対し0.8~1.6m、又、干歳線盛土(最高7.4m)に対し2m余に及ぶ流下を生ずる状態で、盛土工法並びに建造物の基礎について苦心したところである。

之がため、工期的に軌道工事或いは、コンテナ舗装と関連して、盛土の早期着

手と緩速施工により、地盤沈下の状況を的確に把握し、施工管理の安全を期す必要があった。図-9はA-17地点(コンテナ舗装予定地)における3<sup>m</sup>、6<sup>m</sup>盛土に対するテルツァギーΔe法による沈下計算と施工の実測値を示した。

このコンテナ基地拡張計画地区には、近く10<sup>t</sup>(現在5<sup>t</sup>)コンテナの使用に伴う本舗装の促進を計るため、コンテナ盛土にサンドマット及びスローレイニングの施工によって地盤の強化を計っている。



#### 4. 路盤施設

新干歳線高架取付盛土部は、函館下り本線に近接して約230<sup>m</sup>(壁高2~4<sup>m</sup>)。又、着発線部には月寒川を挟んで約520<sup>m</sup>(壁高3<sup>m</sup>)の土留擁壁を施工したが、夫々PC杭打(表-2参照)に際しては本線近接作業のため、線路の変状に留意して施工した。

図-10のように、軟弱地盤上の擁壁であるが、フーチングは予め盛土して概ね沈下終了した地盤中にあり、二次盛土後の沈下量は0.2<sup>m</sup>程度で、擁壁の移動測定の結果、施工後1.5年経過中、ジョイント部で最大25<sup>mm</sup>の箇所があるが、その他変状又は、移動の進行は認められない。

表-2 土留擁壁数量表

種	位置	延長	壁高	基礎
逆丁型	干歳上線	222 <sup>m</sup>	1.8 <sup>m</sup> ~4.2 <sup>m</sup>	PC杭 φ04 <sup>φ</sup> 290 <sup>m</sup> φ04 <sup>φ</sup> 210 <sup>m</sup>
	着発線部	524 <sup>m</sup>	3.0 <sup>m</sup> ~3.4 <sup>m</sup>	PC杭 φ04 <sup>φ</sup> 280 <sup>m</sup> φ04 <sup>φ</sup> 290 <sup>m</sup>

図-10 土留抗壁断面図

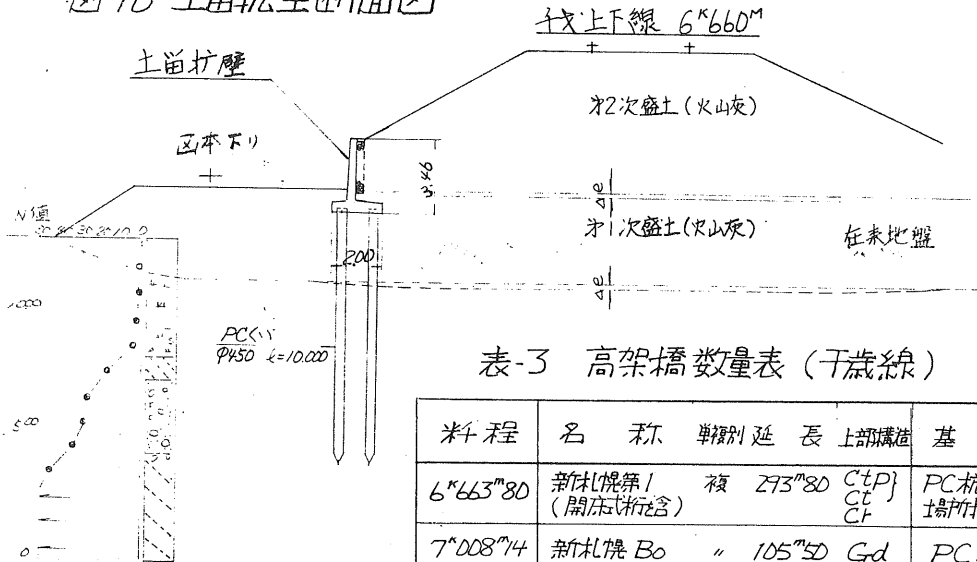


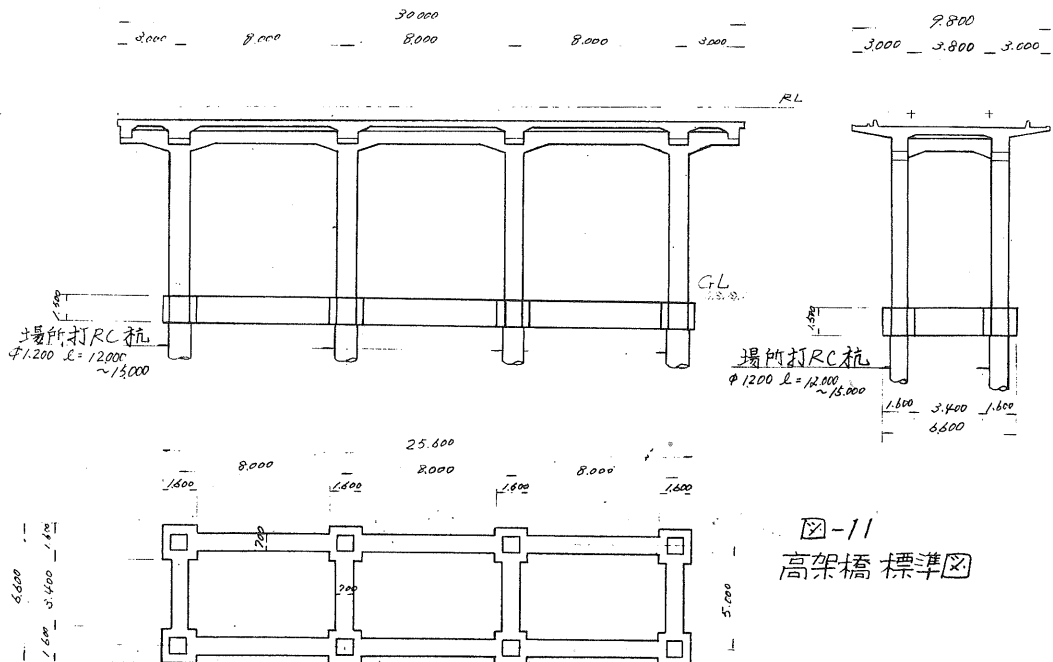
表-3 高架橋数量表(干歳線)

料程	名称	単別延長	上部構造	基礎
6*663*80	新札幌第1 (開床式桁梁)	複 273*80	CtP Ct Ct	PC杭(開床式) 場所打RC杭
7*008*74	新札幌 B0	" 105*50	Gd	PC杭
7*058*90	新札幌第2	" 85*65	CS Ct	場所打RC杭
6*663*07	新札幌第3	単 376*15	Ct	"

5. 橋りょう

本区間には、干歳線ターミナル乗入れのため表-3のように、複線高架橋約490m単線高架橋約400mがあり、そのほか函館新上り本線との立体交差部(Gd L=105m)とスノーフリー試験区間がある。

高架橋基礎には経済的理由から、場所打RC杭(中1.0~1.2m l10.0~15.0)を採用



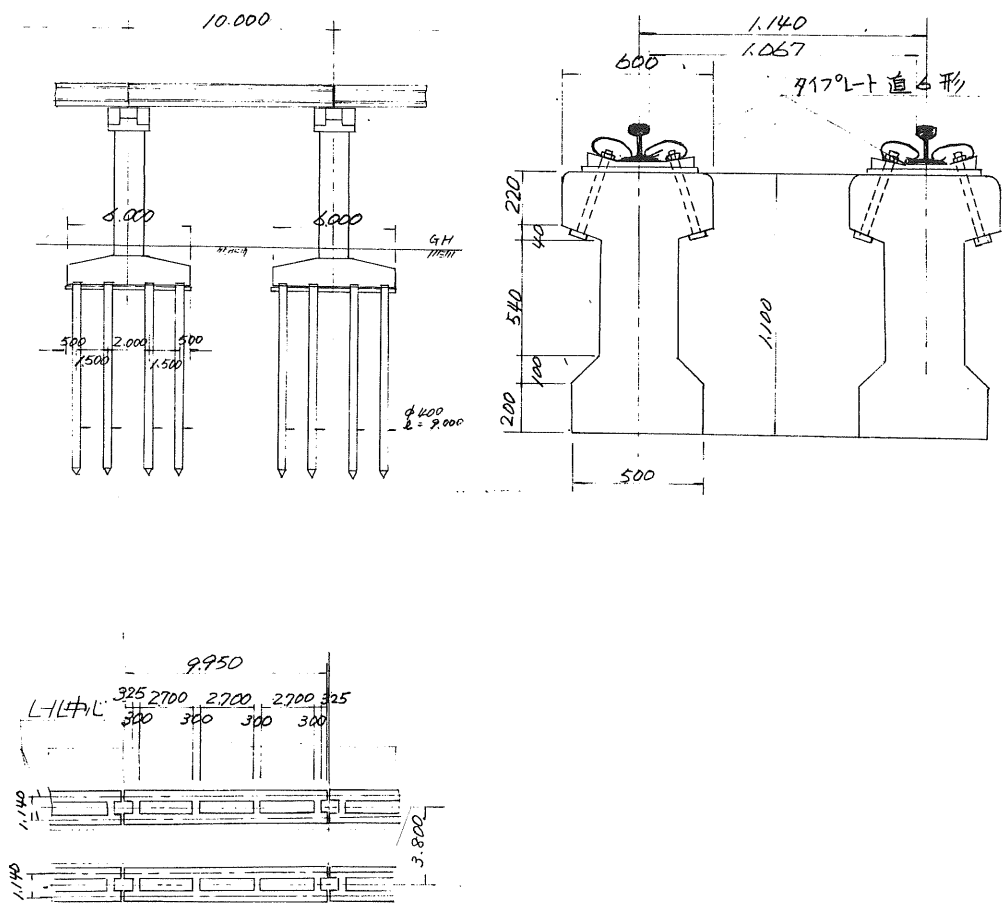


しているが、不等沈下を配慮して地中梁が設けられている。(図-11参照)  
 場所打RRC杭の施工に当っては、スライム処理について細心の注意を払った。

スノーフリー試験区間は、新幹線雪害対策の一環として設けられたもので図-12  
 に示すようにコンクリート桁(RC桁 $10^m @ 3 \times 2$ , PC桁 $10^m @ 3 \times 2$ ,  $L=60^m \times 2$ )  
 は1-L-1 1主桁のフレーム構造で直結軌道であるため、桁製作及び据付は共に  
 高精度を要し、可変式バット、その他の新工法が採用され施工に苦心し  
 たところである。この橋脚基礎としては、沈下を許さないためPC( $\phi 4^m$ ,  $l 9.0^m$ )  
 の群くい方式とした。

又、国鉄の構造物設計事務所、技術研究所によるコンクリート桁、橋脚の応力測  
 定、振動及び走行試験が行なわれた。

図-12 スノーフリー構造図



## 6. 軌道

表-4 軌道数量表

表-4のように本線18km, 側線5.5km  
軌道延長計23.5km  
(道床バラスト  
36,000m<sup>3</sup>を含む)  
及び付帯分岐器60  
組の新設, 移設及び  
軌道整正を47年度  
から施工したが, 路

項目	L-1種別	本線	側線	道床散布量	
				砕石	ふるい砂利
函館本線上り	50N	3,500m		5,700m <sup>3</sup>	
“ 貨物線	50N	1,860m		3,000m <sup>3</sup>	
千歳線上下	50N	7,800m		10,500m <sup>3</sup>	
千歳貨物線	50N	1,480m		2,500m <sup>3</sup>	
貨物標配線	50N 50N 40N	3,500m	5,500m	5,700m <sup>3</sup>	8,600m <sup>3</sup>
合計		18,140m	5,500m	27,400m <sup>3</sup>	8,600m <sup>3</sup>

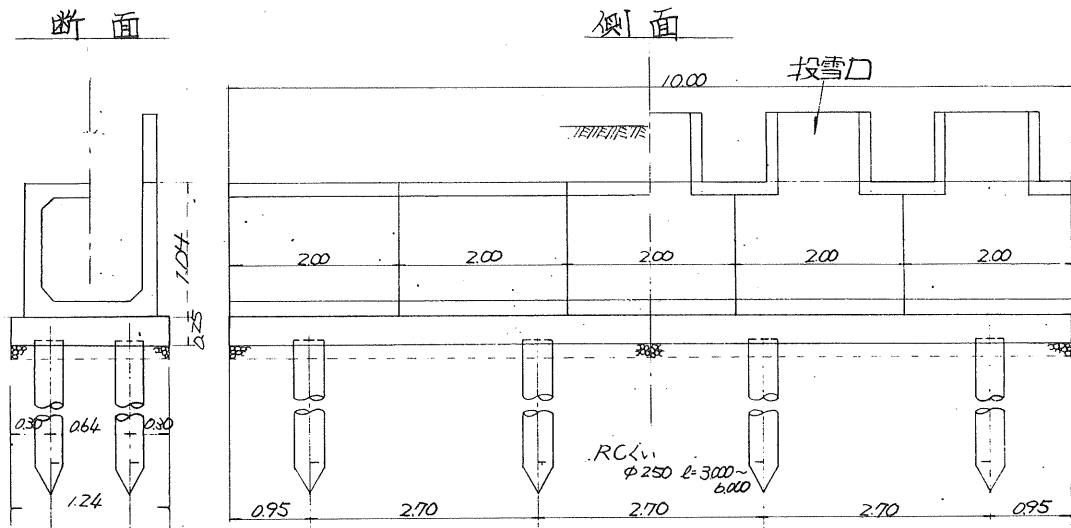
盤, 電車線, 電力, 信号等の各関連工事と連絡, 調整をとり乍ら構内の軌道材料運搬, 工事用列車の運転及び10工程に亘る線路閉鎖を伴う切替を行い, 新千歳線の乗入れ, 函館本線, 貨物線の分離, 着発線及びフレートライナーの増設等, 近代的貨物駅として昨年10月1日より予定通り全面的に使用開始された。

この札幌貨物ターミナル駅は, まえがきで述べたように札幌市の大谷地流通団地に併設されており, 今回の千歳線別線複線化完成にともない, 札幌圏と道南工業都市及び本州との貨物直行輸送体系が著しく強化された。

## 7. 流雪こう

前述のごとく札幌貨物ターミナル駅は, 札幌経済圏の中心として, 貨物取扱量は市内各駅の凡そ65%を占めることになるが, 全体計画の完成時(昭和50年)の約40万m<sup>3</sup>におよぶ構内積雪処理について対処するため, 取敢えず, 月寒川右岸の

図-13 流雪こう一般図



着発線群とコンテナ留置線群に3ルート延長約1<sup>k</sup>300<sup>m</sup>の流雪こうと、消雪設備を新設し、48年12月から使用開始した。(図-2参照)

雪処理機構としては、市の上水道より地下貯水そう(900<sup>t</sup>)にあらかじめ貯水し、送水ポンプで圧送(タフタイル鑄鉄管φ60<sup>cm</sup>)して流雪こうを自然流下(勾配1.8~2.3%,流速1.2~1.3<sup>m/sec</sup>)させる。これに降雪を投入し、流末で雪氷と水を分離し、消雪そうで固定式スノーマルター(40<sup>TM</sup>3基)によって融解させた後、貯水そうに還元し循環使用する。余剰氷は排水ポンプにより排水する。

流雪こうの構造は図-13に示すように、長さ2<sup>m</sup>のプレキャスト・ブロックを連続して並べるものであるが、軟弱地盤による不等沈下と避けるため、1スパン10<sup>m</sup>のスラブベースをRC杭で支持し、その上にブロックを設置した。

ブロックの接合部はウオタイトにより水密性が保たれている。

## 7. 公害対策(防塵処理)

本区間の盛土資料は火山灰であり、特に48年の6月から8月中旬までの約3ヶ月間は殆ど降雨がなく、且つ各種工事の材料運搬車両が競合通行したため、砂塵による公害防止と苦情処理については、特段の配慮が必要であった。

このため、構内の工事用通路を指定して切込砂利を撒布し、状況により撒水を行い、又、土工仕上り部にはグリーンファイバー(播種、植生)を、盛土法面には、張芝又は乳剤撒布により防塵処理を行った。

## 8. おまへ

大谷地付近の地盤特性と札幌貨物ターミナル改良工事の概要を述べたが、これからの大規模基地工事は、用地の取得上、必然的に軟弱地盤上に建設されるケースが多いと思われるが、わすかでも参考になれば幸いである。



# 施工機械・走行車輛等による地盤の振動と変位について

北海道開発局土木試験所 佐々木晴美

能登 繁幸

○東海林邦夫

まえがき

近年、建設工事量の増大に伴ない各種の弊害が生じつつあり、地盤振動もその一つとして注視されるようになって来た。

とくに軟弱地盤における土木工事に際し、施工機械によって発生する地盤振動は周辺地盤の沈下、隆起、水平移動などの変位とあいまって、家屋、用水路など近接構造物や水田などに被害を与えることがある。

一方、道路上を走行する車輛によって発生する地盤振動は、近接家屋の被害はもちろん、人体へ与える精神的苦痛の問題として提起される場合が多い。

しかし、いずれの場合にも、未だ、地盤の振動、変位の大きさ、および分布の予測方法やこれらの軽減対策は確立されていない。

本報告は、これらの問題の解決を指向し、泥炭性軟弱地盤上の盛土築造に際し、基礎処理工法として採用されたサンドコンパクションパイル工法のパイル打設にあたり、周辺地盤の振動と変位の大きさおよび分布について調査検討するとともに、舗装道路上を走行する車輛による周辺地盤の振動について、オーバーレイによる路面の平坦度改良効果の経年変化と地盤振動が家屋に伝達された場合の増幅または減衰の程度について調査検討したものである。

## 1. 調査要領

地盤振動は、図-1に示す要領で、上下方向並びに一部水平方向の振動速度片振幅を、全測定点について同時に計測し、解析した。

サンドコンパクションパイル打設時の地盤振動の測定点は、打設点から最大距離50mの範囲内で直線上の適當間隔に5~6地点を設けた。また、周辺地盤の変位については、木グイを打って水平並びに鉛直変位量を求めた。

一般車輛交通振動の測定地点は、車道縁石上と車道に対して横断方向にこれから5m、15mの地点の計3点であり、測定の対象とした車種は、マイクロバスを除くバス、11t積み以上の大型トラック、4~8t積みの中型トラックである。なお、それらの走行速度が約30km/h以下の場合には測定の対象から外した。

交通振動と密接な関係をもつ路面の平坦度について

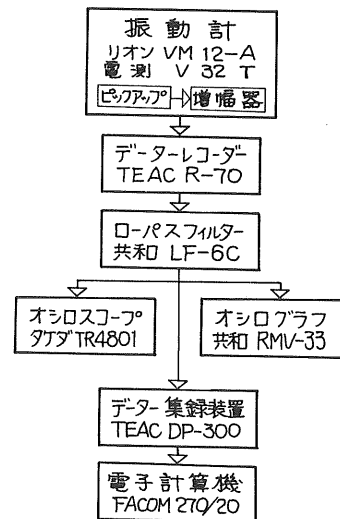


図-1 地盤振動測定解析システム



離れると、溝があるときの両方向の変位量はほぼ $5\text{cm}$ 以下に抑えられている。また、振動源から約 $30\text{m}$ 程度離れると、鉛直および水平変位量はいずれも、溝の有無にかかわらず、ほぼ $1\text{cm}$ 以下となる。すなわち、振動源からの距離が $30\text{m}$ 以上では、パイル打設による地盤の変位はほとんど生じないと考えることができよう。

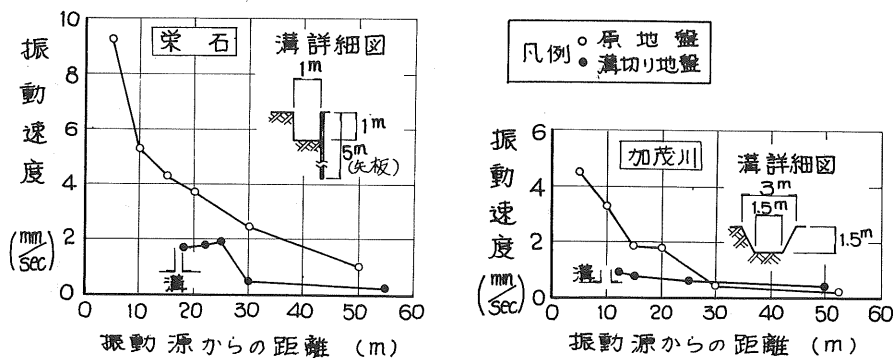


図-3 距離による地盤振動の減衰

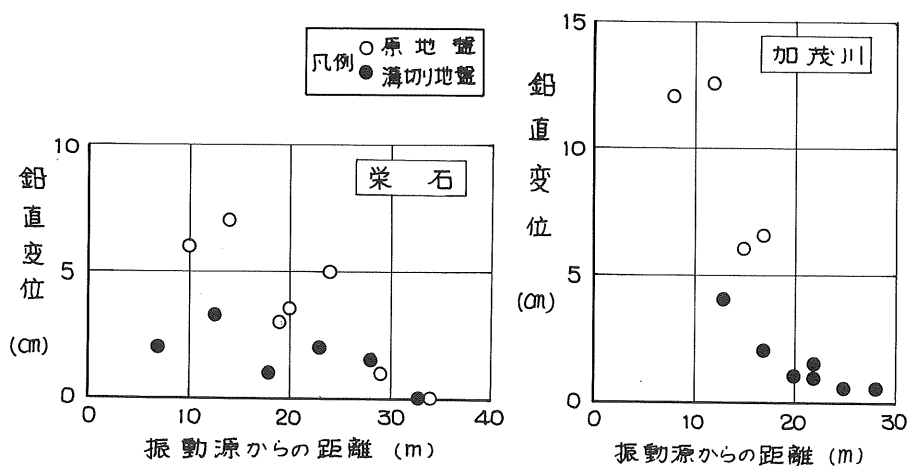


図-4 距離による鉛直変位の減衰

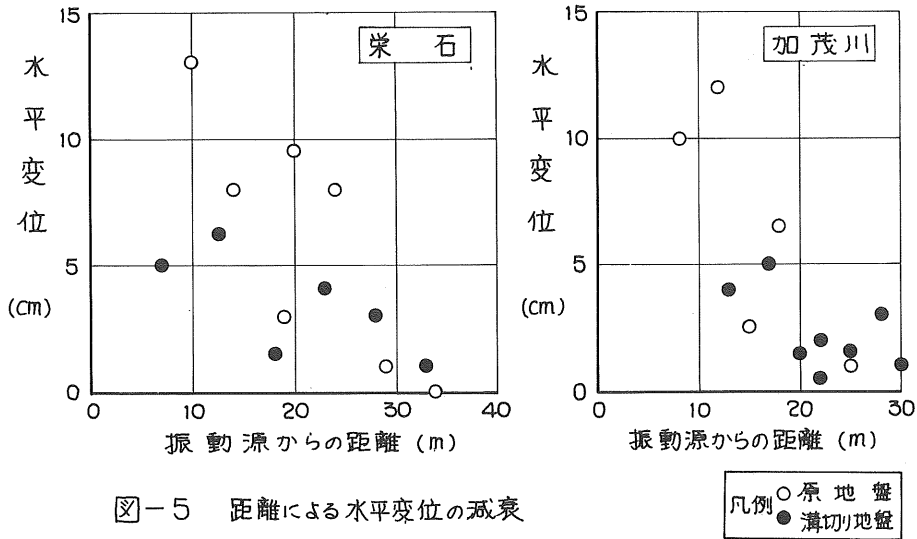


図-5 距離による水平変位の減衰

地盤の振動と鉛直変位量を溝の有無にかかわらず対比させると図-6に示すとおりである。サンドコンパクションパイル打設にともなう周辺地盤の変位は単に地盤振動を原因とするのではなく、砂グイの圧入による地盤の容積変化によるところもあると考えられるが、定量的にはわかっていない。したがって、ここではその要因を無視すれば、図-6より、上下方向振動速度と鉛直変位量はほぼ比例関係にあるとみなすことができる。また、その関係は測定現場によって異なるが、加茂川の地盤は柴石のそれにくらべて、コーン支持力が小さく、自然含水比が高いことなどから、地盤条件によって両者の関係は変動し、軟弱さの程度が著しい程、地盤振動の大きさの割には鉛直

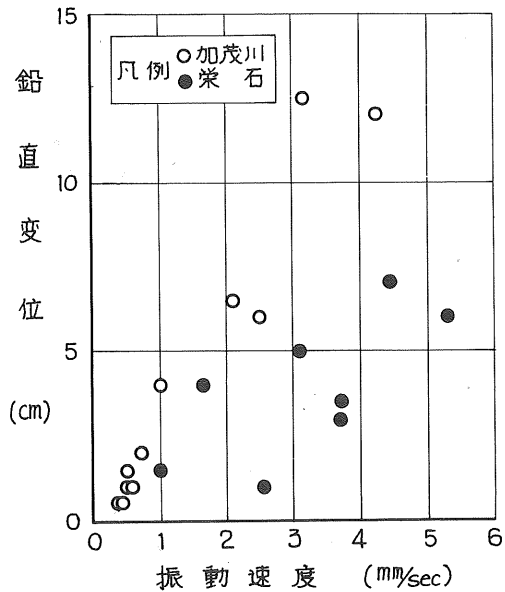


図-6 振動速度と鉛直変位量の関係



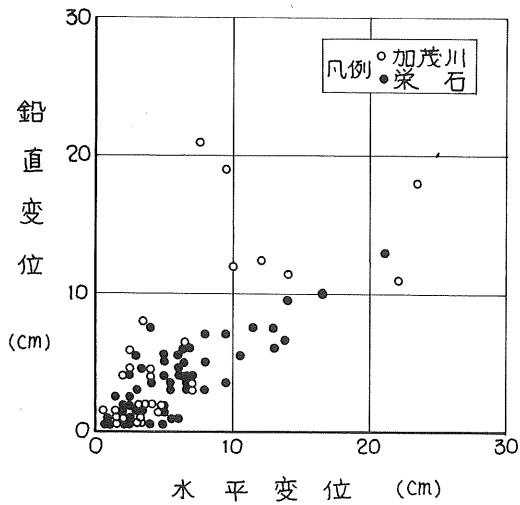


図-7 水平変位量と鉛直変位量の関係

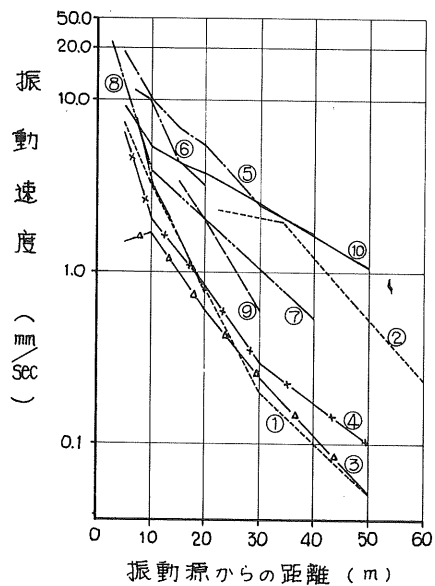
泥炭性軟弱地盤において種々の施工機械によって発生する地盤振動の実態を一括して図-8に示す。それぞれの地盤は必ずしも同一条件ではないが、今後の地盤振動対策の一応の目安として使用できよう。

3. 家屋内部における地盤振動の増幅または減衰

地盤振動が個々の建物に伝達された場合、共振を起こすことが十分考えられる。

変位量が大きくなることの方がわかる。

鉛直変位量と水平変位量を比較すると、図-7に示すとおりである。柴石の場合は水平変位量が鉛直変位量より大きく、その割合は約2:3であるのに対し、加茂川の場合はデータのバラツキが大きい。概略的に1:1ないしは鉛直変位量が大きくなっている。これは地盤の軟弱さの程度に原因するものと考えられるが明らかではない。



凡例	測定対象	測定箇所	振動源の地盤状況	泥炭層厚(m)	平均含水比(%)	平均波持力(%)	下層土の土質
①	RCパイプ打設	札幌新道	サンドマット	6	1000	3	砂質粘土
②	〃	江別バイパス	路盤	7	320	5	砂質土
③	ゲミジパイプ打設	札幌新道	サンドマット	6	1000	3	砂質粘土
④	サベジパイプ打設	〃	〃	〃	〃	〃	〃
⑤	タンクトラック走行	〃	岩砕仮道	〃	〃	〃	〃
⑥	〃	浦幌バイパス	サンドマット	2	80	〃	〃
⑦	フォルダー走行	〃	〃	〃	〃	〃	〃
⑧	〃	札幌新道	岩砕仮道	6	1000	〃	〃
⑨	コボザパイプ打設	加茂川築堤	サンドマット	8	330	8	粘土質砂
⑩	〃	柴石道路改良	〃	14	110	5	シルト

図-8 各種の施工機械による地盤振動

表-1 家屋内振動調査結果

調査地点	建物の状況	振動発生源	地盤		1階床		2階床	
			振動速度 平均値 (mm/Sec)	振動速度 平均値 (mm/Sec)	地盤振動 に対する 振動比	振動速度 平均値 (mm/Sec)	地盤振動 に対する 振動比	
No1	木造モルタル2階建 やや老朽	バス	0.60	0.39	0.65	1.20	2.30	
		中型トラック	0.32	0.21	0.68	0.90	2.87	
		大型トラック	0.49	0.31	0.66	1.21	2.61	
No2	木造モルタル2階建 やや新しい	バス	0.34	0.21	0.61	0.27	0.86	
		中型トラック	0.31	0.20	0.68	0.29	0.99	
		大型トラック	0.33	0.22	0.63	0.28	0.90	
No3	木造モルタル2階建 極老朽	バス	1.48	1.32	0.91	2.07	1.46	
		中型トラック	0.78	0.67	0.88	1.04	1.38	
		大型トラック	1.06	0.94	0.86	1.34	1.28	
No4	木造モルタル2階建 新しい	バス	0.32	0.16	0.52	—	—	
		中型トラック	0.28	0.14	0.55	—	—	
		大型トラック	0.34	0.16	0.48	—	—	
No5	1階コンクリートフロップ 2階木造モルタル やや新しい	バス	0.76	0.51	0.69	0.50	0.67	
		中型トラック	0.79	0.52	0.69	0.53	0.67	
		大型トラック	0.98	0.72	0.76	0.71	0.76	
No6	木造モルタル2階建 新しい	バス	0.48	0.52	1.08	0.63	1.31	
		中型トラック	0.43	0.50	1.16	0.45	1.05	
		大型トラック	0.46	0.48	1.04	0.47	1.02	
No7	木造モルタル2階建 やや新しい	RC杭打設	2.57	2.43	0.95	3.55	1.38	

注1. No1~5の1階床はコンクリートの上  
No6~7の1階床はフローリングの上

注2. No6の2階床はフローリングの上  
No6を除く2階床は全てタミの上

地盤振動と家屋内振動の関係を把握しておけば、振動の軽減対策を検討する際に有用であろう。

地盤と建物との振動の同時測定例は少ないが、人為的な振動源の場合、建物の構造、階数、経過年数、その他地盤条件、振動源の種類に応じて、建物の振動は地盤振動の0.7~17倍のきわめて広い幅をもっているようである。<sup>2)</sup>

今回調査した家屋内振動は、主に国道沿いの木造モルタル2階建家屋7ヶ所であり振動源は交通車輛とRCクイ打設である。調査結果を表-1に一括して示すが、同表より次のことがいえよう。

すなわち、1階コンクリート床の振動は地盤振動の0.5~0.9倍であり、家屋の老朽がすすむにつれてその比率が大きくなる傾向がみうけられる。また、1階フローリングの振動は地盤振動とほぼ等しい値である。

一方、2階タミ上における振動は地盤振動の0.7~2.9倍である。No5の場合は他と幾分建物の種類が異なっているため、除いて考慮すると、やや新しい建物は地盤振動との比率がほぼ1に近く、老朽化すると倍率が大きくなる傾向にある。

#### 4. オーバーレイによる交通振動の軽減効果の経年変化

一般国道36号札幌市月寒地内の舗装路面は、交通量の増大に伴ない、クラックや

ハフリが生じ、一般交通による地盤振動が顕著になったため、昭和47年度に厚さ12cmのオーバーレイ工事を施工し、路面の平坦性を改良して、振動を軽減させた。<sup>3)</sup>

昭和48年度は、オーバーレイによる振動軽減効果の経年変化を目的とし、オーバーレイ前後の測定を行なった前年度と同一地点の路面の平坦度と地盤振動とを追跡調査した。その結果、車載振動計による振動速度の累積度数分布は、図-9に示すとおりである。同図より、補修直後と一年経過後はほとんど同一であり、路面の平坦度は変化していないと考えられる。また、表-2に示すとおり、地盤振動も補修直後とくらべてほとんど変化がなく、オーバーレイによる振動軽減効果が継続有効であることが判明した。

昭和48年度、一般国道12号札幌市菊水上町地内の沿道において、前記と同様に交通振動の軽減を図るため、レベリングコース3cm、粗粒アスファルトコンクリート5cm、密粒アスファルトコンクリート4cmのオーバーレイを施工すること

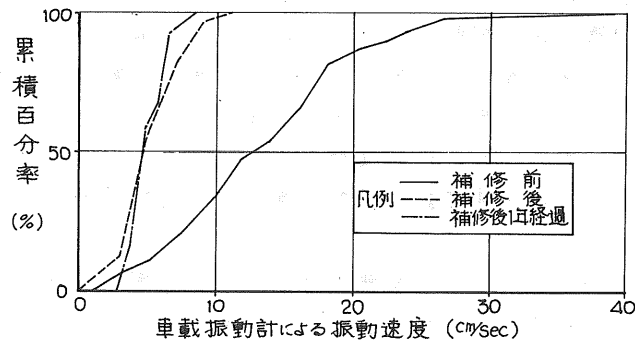


図-9 月寒3丁目における累積度数分布

表-2 舗装構造並びに地盤条件

路面 調査 ヶ所	補修前 舗装構造		地盤条件
	車道中央部	拡巾部	
月寒 中央通3丁目	コンクリート(C=340%) 20cm 砕石 φmax30 5cm 切込砂利 55cm	トペカ (As10%) 5cm 透透式アスファルトマクダム 5cm 切込砂利 60cm	腐蝕砂質土 { N=2~3 深さ 0~1m 火山灰 { N=10以上 1m以上
菊水 上町	アスファルトモルタル 粗粒式アスファルトコンクリート 1.5cm 透透式アスファルトマクダム 5.0cm 切込砕石 5.0cm 切込砂利 38.5cm	5.0cm 5.0cm 38.5cm	砂質土 N=2~9 深さ0~3m 粘性土 N=1~4 深さ3~4m 砂礫 N=50以上 6m以上

表-3 オーバーレイ(厚さ12cm)による振動軽減

調査 ヶ所		路面状況		単位: mm/sec								
				補修前			補修後			補修後1年経過		
		測点 (m)	車種	0	5	15	0	5	15	0	5	15
月寒 中央通3丁目	バス	1.79	1.61	0.93	0.40	0.36	0.25	0.40	0.20	0.19		
	中型トラック	1.25	1.07	0.78	0.29	0.20	0.18	0.22	0.14	0.18		
	大型トラック	1.11	1.11	0.74	0.34	0.31	0.22	0.30	0.16	0.14		
菊水 上町	バス	1.11	0.63	0.55	0.56	0.34	0.25	—	—	—		
	中型トラック	1.03	0.59	0.45	0.31	0.27	0.21	—	—	—		
	大型トラック	1.19	0.65	0.55	0.44	0.36	0.27	—	—	—		

とし、その後における一般交通による地盤振動を測定した。舗装構造および周辺地盤の土質は、表-2に示すとおりである。

地盤振動の測定結果は、表-3に示すとおりである。同表によれば、オーバーレイ前の振動の大きさや舗装構造、および地盤条件の差異にかかわらず、オーバーレイ後の振動は同地内の場合とほぼ同じ値を示している。すなわち、厚さ12cmのオーバーレイを施工することにより、縁石からの距離5m（沿道家屋前面）における地盤の振動速度を地盤振動に関する種々の条件にかかわらず0.3~0.4 mm/secに抑えることができそうである。

#### むすび

以上を要約すると次のとおりである。

- ① サンドコンパクションパイル打設地点から30m以上離れると、地盤の鉛直、および水平変位はほとんど生じない。
- ② 同上パイル打設に伴なう地盤振動と周辺地盤の変位については一定の比例関係があり、軟弱地盤ほど、振動の大きさのわりには鉛直変位量が大きい。
- ③ 木造モルタル2階建家屋内1階コンクリート床の振動は、地盤振動の0.5~0.9倍、同じくフローリング床はほぼ1.0倍、2階タタミ上のそれは0.7~2.9倍であり、老朽化に伴ない比率が大きくなる傾向にある。
- ④ オーバーレイによる交通振動の軽減効果は、一貫経過後でも施工直後とほとんど変化していない。
- ⑤ 厚さ12cm程度のオーバーレイを施工すると、沿道周辺家屋の前面における地盤振動速度を0.3~0.4 mm/secに抑えることができそうである。

最後に、この調査にあたって御協力頂いた函館開発建設部瀬棚道路改良事業所、札幌開発建設部札幌道路事務所、同札幌新道事務所、石狩川開発建設部江別事業所、不動建設(株)北海道支店、並びに沿道住民の関係各位に記して謝意を表すものである。

#### 参考文献

- 1) 小林, 佐々木, 能登: 「軟弱地盤上の道路における施工機械, 走行車輛による地盤振動の軽減対策について」技術報告資料. 第13号, 1973・2, pp81
- 2) 土木学会編: 「土木技術者のための振動便覧」技報堂. 1966・8, pp333
- 3) 奥, 小林, 佐々木, 高橋, 能登: 「交通車輛による地盤振動防止工法(舗装修繕工法)の効果について」土木工学会北海道支部研究発表論文集. 1973, pp35~44

# 岩見沢バイパス

## パイルスラブの振動低減効果について (中間報告)

開発局岩見沢道路事務所 坂本 稔  
○未次 敬司

### 1 はじめに

岩見沢バイパスは岩見沢市街地を貫通する一般国道12号のバイパスとして市の南東部を迂回する延長約6kmの新設道路である。工事は昭和46年度から継続して行なわれており昭和49年度末供用を目途に現在順調に進んでいる。

岩見沢市街地は、いわゆる石狩性地帯の一部に包含される沖積軟弱地盤によって構成されるが、南東部には緩傾斜面を示す洪積台地が迫っている。当バイパスはこれらの沖積地と洪積台地を通るが路線の6割までが沖積地に布設されかつ市街地の縁部であるために低盛土の箇所が殆んどであり、対策工法にあたっては軟弱地盤における道路築造の一般的問題のほかにとくに低盛土といった観点から検討がなされてきた。

すなわち、対策工法の検討の主要な点としては、舗装完成後の残留沈下、輪荷重による舗装表面の弾性沈下、車両走行による周辺地盤の振動及び施工中の地盤振動騒音などを挙げる事ができる。これらに対して地盤環境条件、工期などを考慮して検討した結果、SP2000～3200の間ではパイルスラブ工法が採用された。本工法は、施工例が少なく低盛土の対策工としてこれだけの延長にわたって採用されたのは初めての試みでもあり、効果や設計方法に対する考え方については今後さらに調査と検討を加えなければならないであろう。

ここで述べようとするパイルスラブの振動試験は、パイルスラブ工法が車両走行に伴う周辺地盤の振動に対してどのような低減効果があるかについて調査を行なったものであるが、まだ一連の試験が完了していない部分もあり今回は中間的な報告にとどめる。

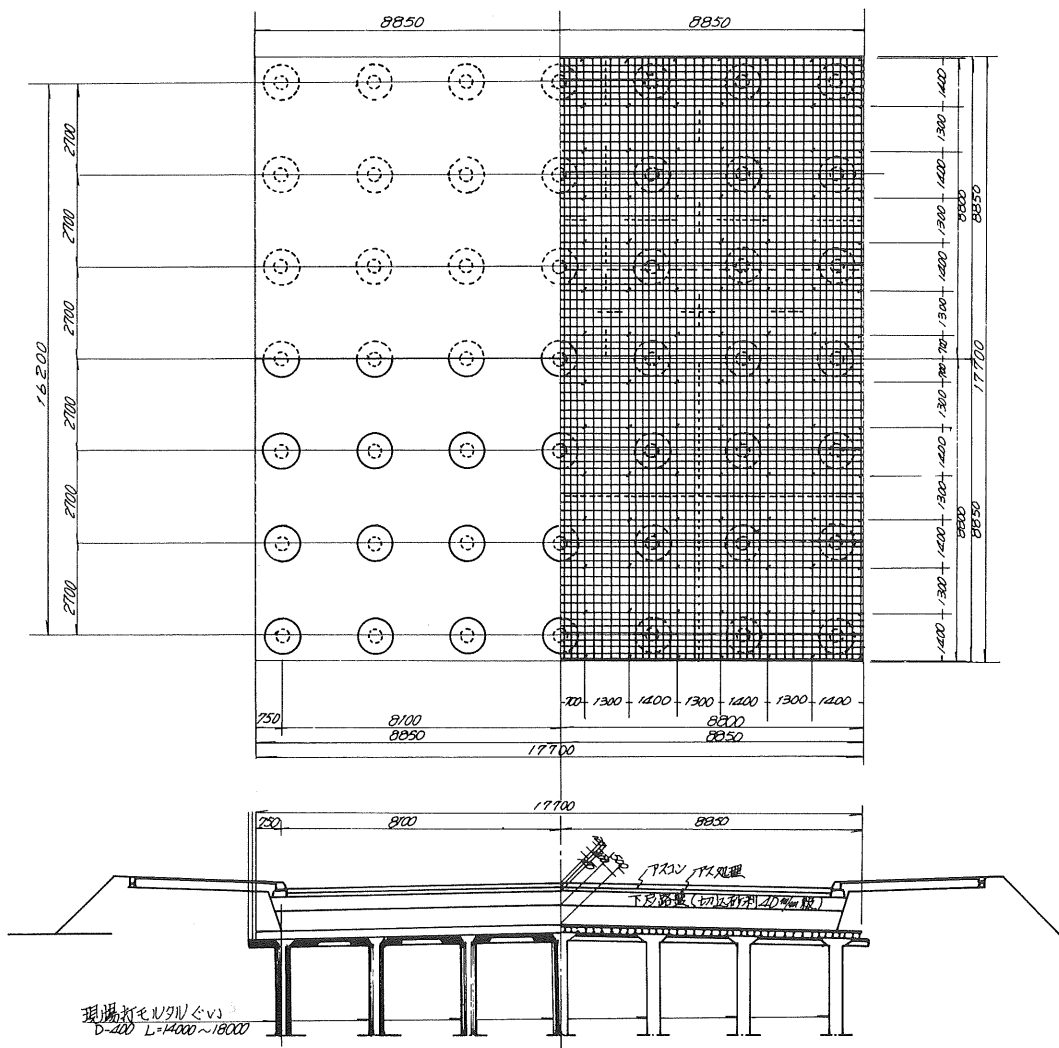


図-1 パイルスラブ工法一般図

## 2 地形及び土質概要

南東部に迫る洪積台地は標高130m以下の緩傾斜面を示している土質は主としてN値10～15程度を示す中位～硬の凝灰質粘性土で覆われている。

沖積地は、標高12m前後の平坦な地貌を呈している粘土、泥炭等の軟弱層が発達している。路線縦断方向における土層分布の概要を示すと図-2のとおりとなる。これによるとSP3500mを境に起点側は沖積、終点側は洪積台地に大別されるが、沖積軟弱層は起点側に向つて漸次規模を増す傾向が明瞭であ

り、パイルスラブ工法が採用されたSP2000~3200の間では沖積層の厚さは3.5~10mの範囲となつている。

図-3には、SP2,000~3,000の間における土性を示したもので、これより各層の土質常数を概括的に述べるとつぎのとおりである。

沖積粘性土 (Ac)

自然含水比  $w = 30 \sim 60\%$ 、単位体積重量  $\gamma_t = 1.6 \sim 1.8 \frac{t}{m^3}$ 、間隙比  $e = 1.0 \sim 1.5$ 、  
一軸圧縮強さ  $q_u = 0.9 Z \frac{t}{m^2}$

泥炭層 (Apt-1)

$w = 100 \sim 400\%$ 、 $\gamma_t = 1.0 \sim 1.3 \frac{t}{m^3}$ 、 $e = 3 \sim 6$

泥炭層 (Apt-2)

$w = 100\%$ 、 $\gamma_t = 1.3 \frac{t}{m^3}$ 、 $e = 2.5$

洪積粘性土 (Dc)

$w = 50\%$ 、 $\gamma_t = 1.7 \frac{t}{m^3}$ 、 $e = 1.2$ 、 $q_u = 1.4 \frac{t}{m^2}$ 、 $P_y > P_z$  (過圧密の傾向がある)

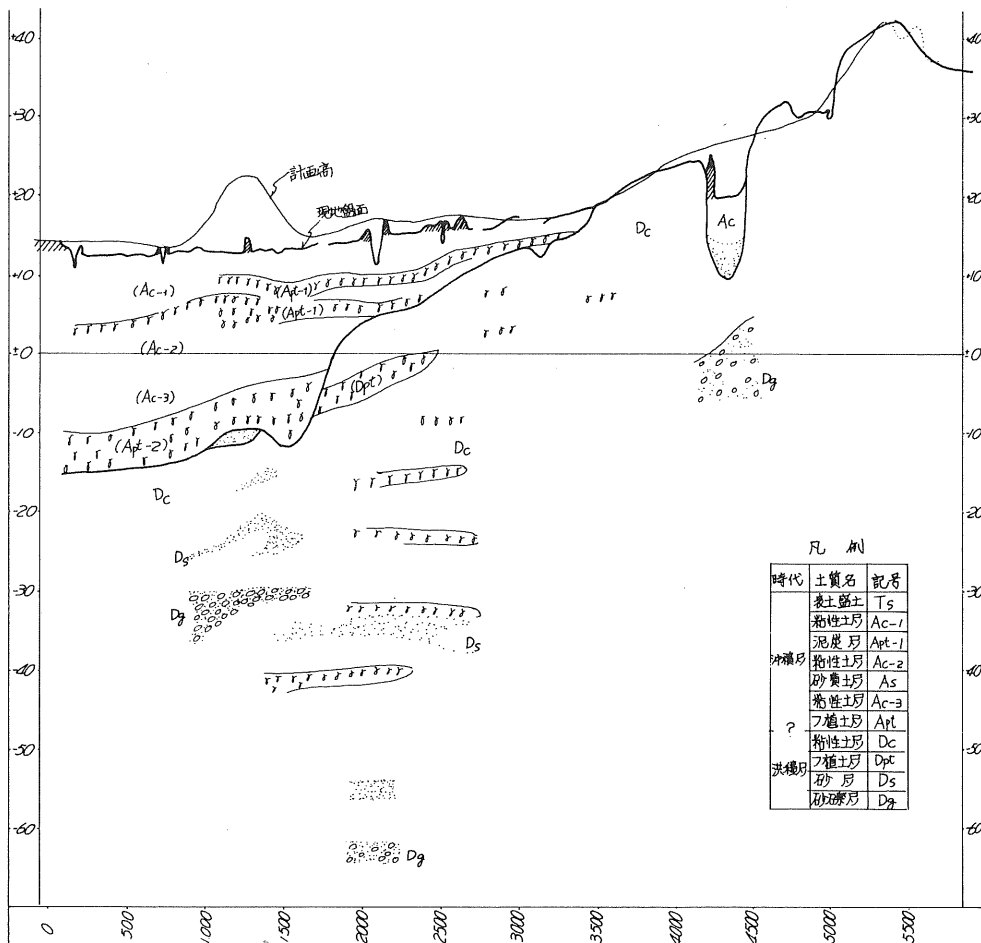


図-2 土層縦断面図

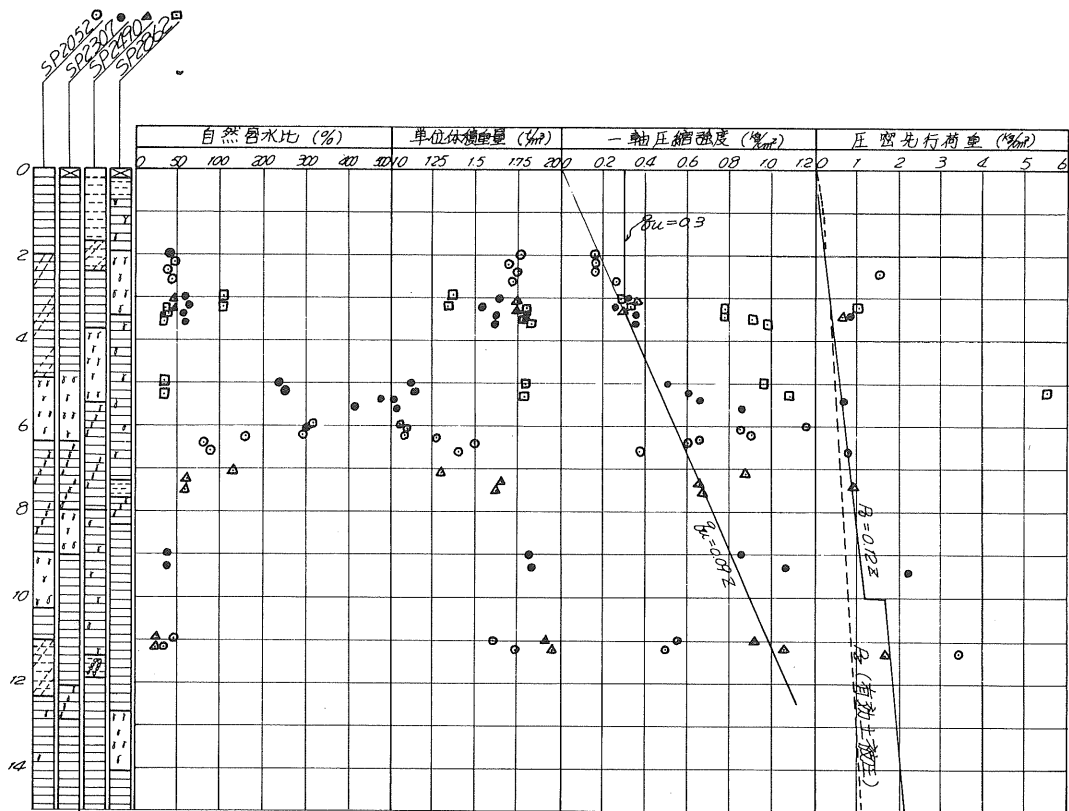


図-3 SP 2000 ~ 3000 間の土性図

### 3 振動試験の結果

#### 3.1 試験概要

振動試験は主として車両走行に伴つて発生する周辺地盤の振動が対策工法によつてどのように変化するかを調べるために、軟弱層の部分置換工法、パイルスラブ工法の採用区間について処理前と処理後に対してダンプトラックを走らせた場合の地盤振動を測定することとした。

とくにパイルスラブ工法に対しては、このほかにコンクリートスラブ上で起振機による上下方向の強制振動試験も行なつた。測定に用いた主要な計器類は表-1のとおりでこれらの配置は図-4のとおりとした。



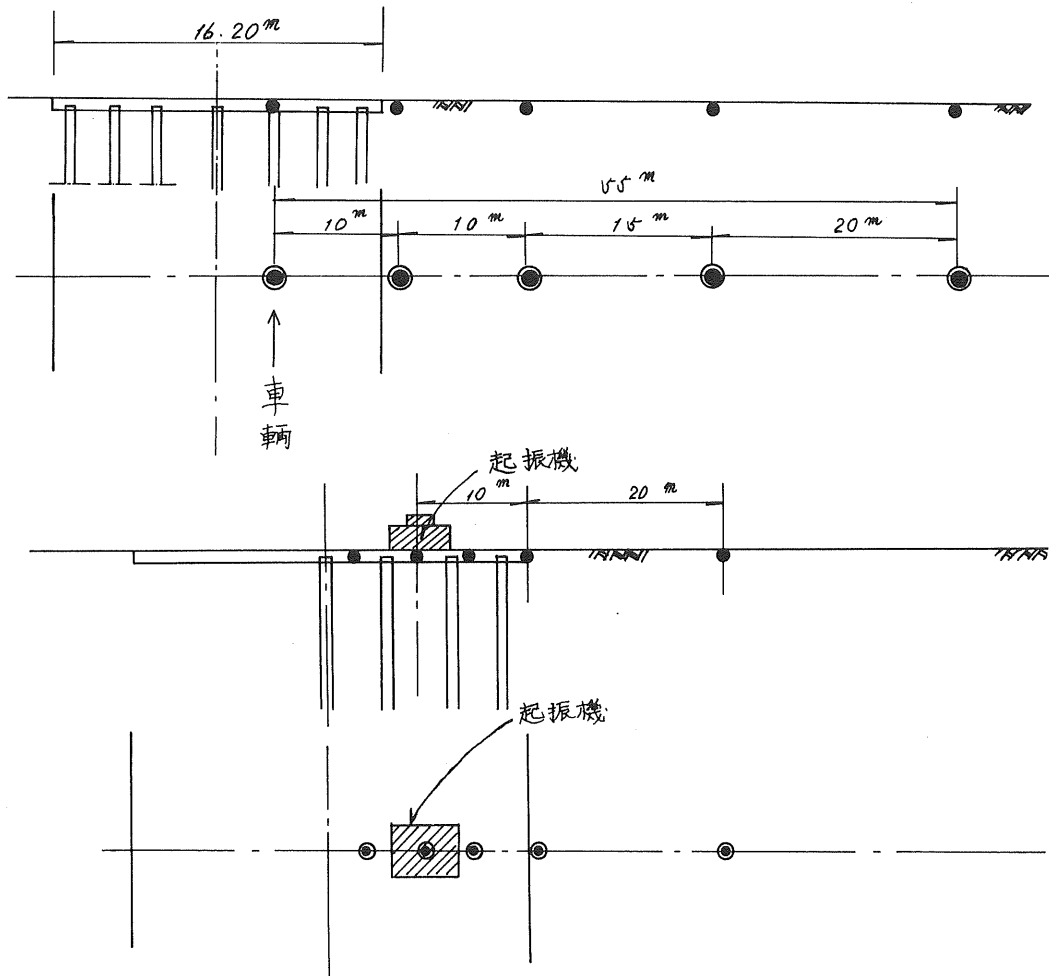


図-4 振動試験配置図

表-1 計測器一覧表

計測器の名称	数 量
加速度計 (ゲージタイプ) 1 G、2 G	10 個
増幅機 (DPN型) 共和製	2 台
記録機 (RMV型) 共和製	2 台
起振機 ( $f_{max}=15$ ) $P=15 \text{ ton}$	1 台

### 3.2 測定結果

図-5は、ダンプトラック（総重量17～18t）走行時の路面またはコンクリートスラブ面における上下方向の振動測定結果の1例である。これから処理前とパイルスラブ処理後の振動を比較すると極めて明瞭な差異が認められ最大加速度で比較してみると処理後は処理前の約 $\frac{1}{10}$ 程度になっているといえる。

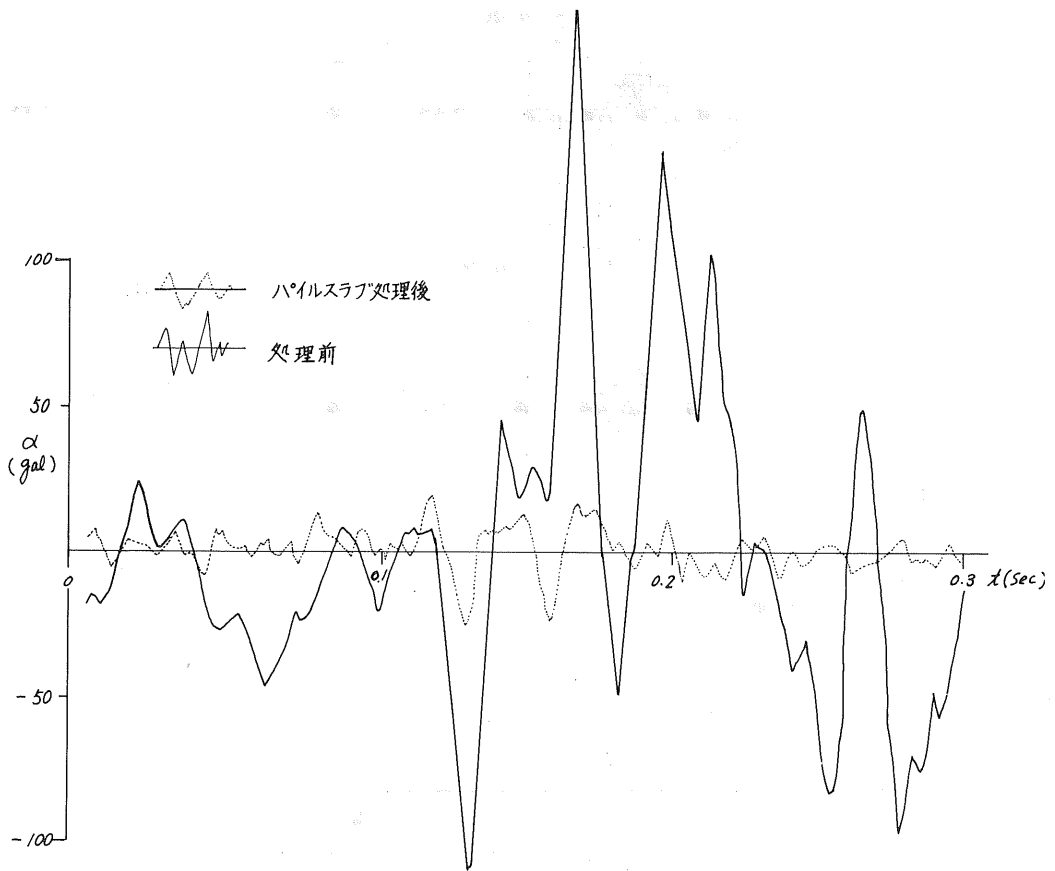


図-5 パイルスラブ工法処理前後における振動測定の一例（車両走行による）

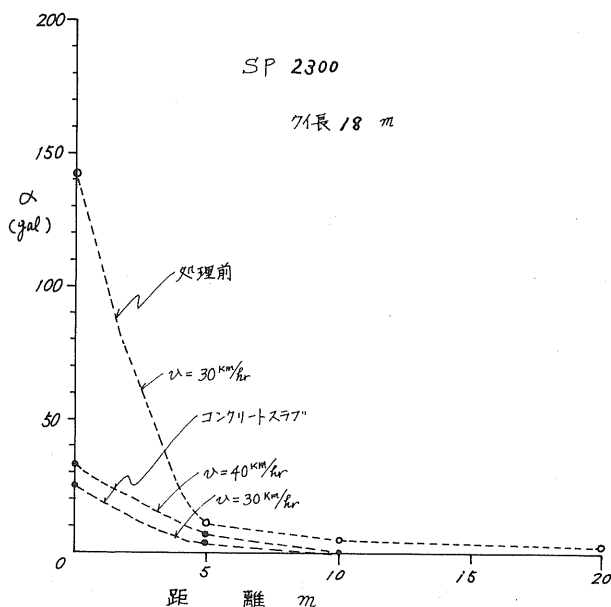


図-6 距離による振動の減衰状態

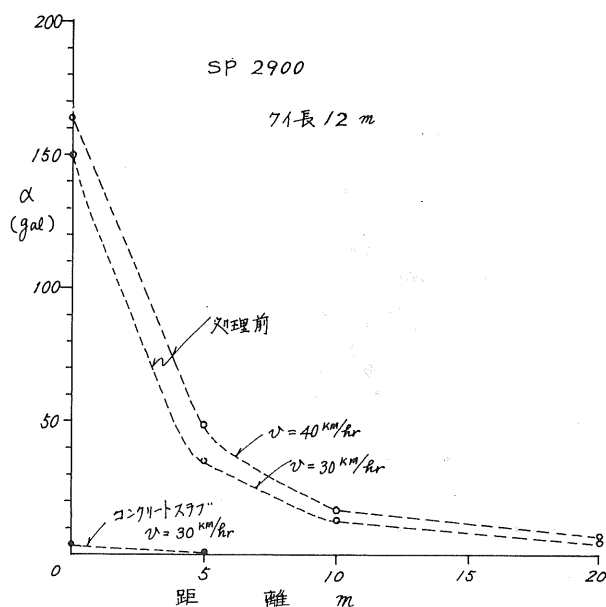


図-7 距離による振動の減衰状態

図-6.7は距離による振動の減衰状態を示したものであるが、パイルスラブ工法を採用した場合には振源付近における振動が少ないことに関連して道路中心から5m程度離れると振動を殆んど感じなくなる程のものになっている。走行速度 $v$ による振動の変化については現場の事情もあつて $v$ を幾種類もに変化させることはできなかつたが、ここで測定された $v=30\sim 40$  km/hrの範囲では $v$ が速くなると振動が増える傾向が認められるようである。また、車両走行による地盤の卓越周期は処理前で $20\sim 26$  cycle/sec、パイルスラブ処理後では $52$  cycle程度になつており、いずれもランダムな波形となつている。

つぎに起振機による強制振動試験結果について述べる。

強制振動試験の目的は、パイルスラブ基礎の固有振動数( $f_n$ )、減衰定数( $\beta$ )、基礎の等価質量( $m$ )、バネ定数( $k$ )など車両走行による路体の振動応答を解析するための基礎的な

ファクターを求めることにあり、コンクリートスラブにボルトを埋込み起振機をスラブに固定して上下方向に加振した。

まず起振力を一定にして振動数  $f$  を変化させた場合のデータを図-8 に示す。この場合起振機の振動数の限界が  $15 \text{ cycle/sec}$  であつたため加速度の卓越する振動数まで測定できなかつたが同図にはある程度  $f_n$ 、 $\beta$ 、 $m$ 、及び  $k$  などを推定して計算した共振曲線を併示してある。これらから振動の基礎的ファクターを断定することはむずかしいが概ね次の範囲にあるものと判断される。

$$\beta = 0.7 \sim 0.8, \quad m = 50 \sim 60 \text{ kg/gal}, \quad \sqrt{\frac{k}{m}} = 100 \sim 120 \text{ Radian/sec} \rightarrow k \doteq 5 \times 10 \text{ kg/cm}$$

$$f_n \doteq 16 \sim 20 \text{ cycle/sec}$$

また、図-9 は、パイルスラブの振動の加振点からの離れによる減衰状態を例示したものであるが、当然加振点の振動が大きく離れるに従がつて減衰し  $20 \text{ m}$  の地点では極めて低い値となつている。

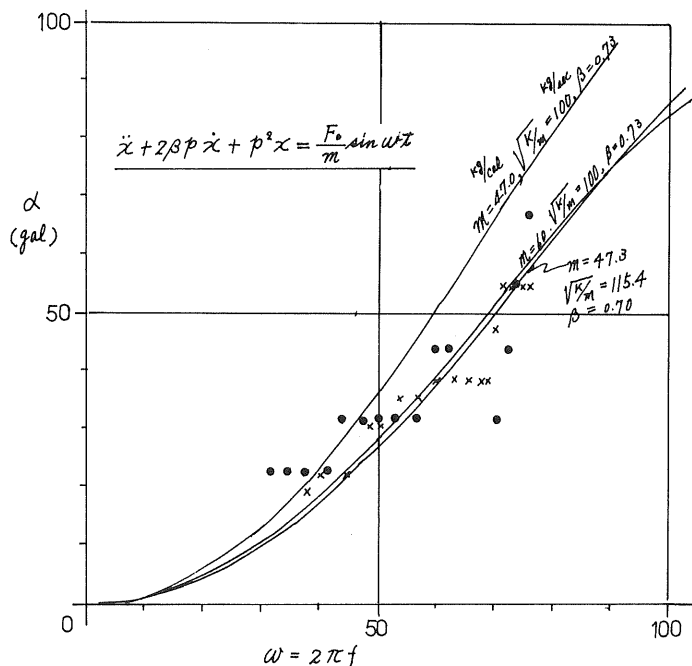


図-8 強制振動における共振曲線 ( $\omega \sim \alpha$ )

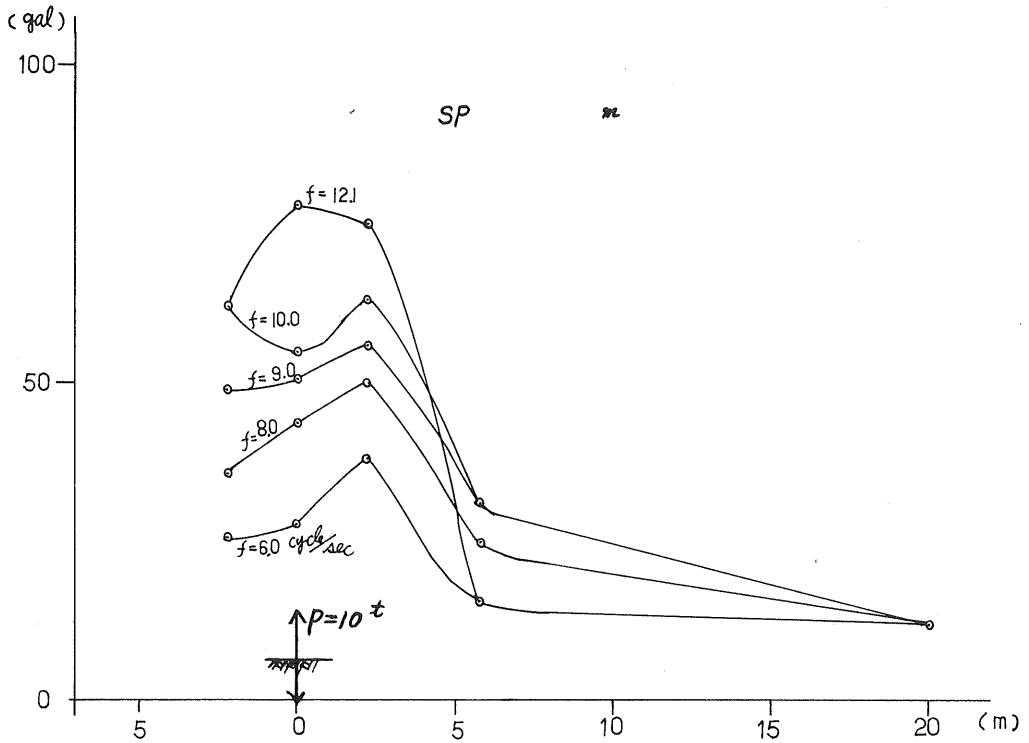


図-9 強制振動 ( $F \sin \omega t$ ) 時の距離によるコンクリート  
スラブの振動の減衰状態

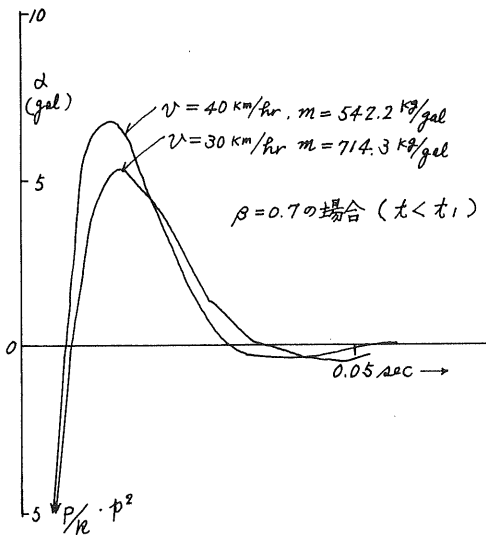


図-11

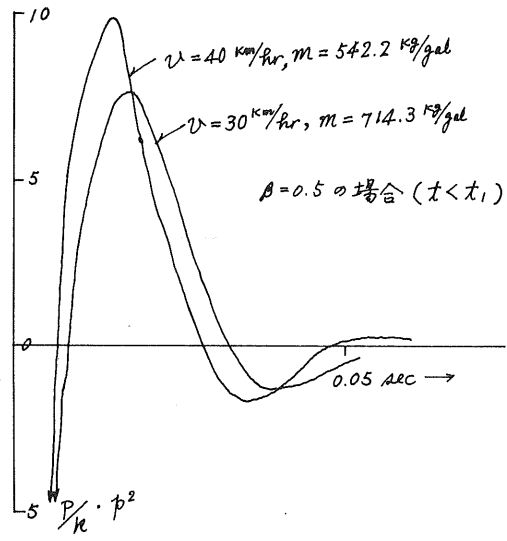


図-12

測定データから求めた波形の計算図式

#### 4 考 察

試験は現在継続中であり、舗装完了時の最終的な測定が終っていない段階であるがこれまで得られたデータに対して若干の考察を加える。

- (1) パイルスラブの振動低減効果は極めて大きい。振動を加速度でとらえた場合には未処理地盤の  $\frac{1}{10}$  程度に低減する。最終的には、舗装完了の時点で他の工法との比較を行なう必要があり工事の進捗に伴いこれらの試験を実施する予定である。
- (2) パイルスラブの減衰定数  $\beta$  は  $\beta < 1.0$  でありいわゆる light damping に属する振動の型を示している。
- (3) 車両走行（ダンプトラック  $W = 18t$ ）によるスラブの振動性状は走行面の平坦度に影響されるため今回の測定結果ではランダムな波形が得られている。

走行荷重による舗装面の振動を次に示すような単純な力学モデルで表わして解析された例がある。  
注-1)

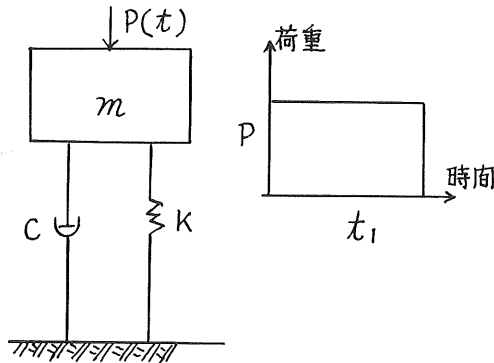


図-10 力学モデル

$$\frac{d^2 y}{dt^2} + 2\beta P \frac{dy}{dt} + P^2 y = \frac{P}{m} [v(t) - v(t-t_1)] \dots\dots\dots (1)$$

$$P = \sqrt{k/m}, \quad \beta = c/2\sqrt{mk} = c/C_r, \quad v(t-t_1) = \text{階段関数}$$

測定データから  $\alpha = \frac{P}{m} \rightarrow m = \frac{P}{\alpha} = 71.43 \frac{kg}{gal} (v = 30 \frac{km}{hr}), 542.2 \frac{kg}{gal} (v = 40 \frac{km}{hr})$

$$k = k_s \times A_s + k_p \cdot n = 3.0 \times 153.54 + 4.0 \times 10^5 \times 28 = 1.58 \times 10^7 \frac{kg}{cm}$$

として(1)式を適用した波形を計算すると図-11 ( $\beta = 0.5$ )、図-12 ( $\beta = 0.7$ )が得られる。

実際に測定された波形は図-5に見られるようにランダムなものであり図示のような規則的な動きは認められない。パイルスラブの表面にはいろいろな波が伝わってくるため図-10のような単純なモデルでは表現できない重複波であろうと予想される。これらについては今後データの集積をまつて検討をすすめるとともに、軟弱地盤の低盛土の振動低減といった観点から対策工法の有効性を検討したいと考えている。

---

注-1) : 土木技術者のための振動便覧(土木学会) P 289~290





# 土質工学会北海道支部賞選考経過報告

## 選考委員

委員長	北 郷 繁	北大工学部教授
委員	四王天 政 信	道立寒地建築研究所長
”	林 正 道	開発局土木試験所長
”	伊 藤 裕	国鉄道総局施設部長
”	杉 中 一 彦	北海道電力(株)土木部長
”	佐々木 敏 雄	開発コンサルタント(株)取締役
”	酒 井 良 男	北大工学部教授

## 選考経過

昭和48年3月26日支部事務局において支部賞授与規程により審議した結果、つぎの2編を授賞論文として選考した。

論文名：「軟弱地盤上の道路における施工機械、走行車輛による地盤振動の軽減対策について」

著 者：小林繁、佐々木晴美、能登繁幸

受賞者：能登繁幸

## 選考理由

建設工事、車輛交通などは、時には大きな地盤振動を発生させ、人間の快適な生活を阻害することがあるが、最近とくにこのような地盤振動は、公害の一つとして受けとめられるようになってきている。著者らは、このような公害としての地盤振動の問題に対して適切な処置を見出そうとし、施工機械や走行車輛によつて発生する地盤振動を、その伝播経路である地盤の改良、路面の平坦性向上および土中における伝播遮蔽物の設置などによつて、どの程度まで軽減できるかを調査検討している。

走行車輛による周辺地盤振動に対する路面平坦度の影響の検討に際しては、路面の平坦度を、相対的に比較するために、一定速度の車上における上下方向の振動速度に着目して「平坦指数」なる概念を設けたことには興味深いものがある。その結果、平坦指数を走行車輛による地盤振動が比例関係にあることを示し、オーバーレイによる補修工事後の振動が、補修前に較べて約 $\frac{1}{4}$ に減少した例を報告している。

地盤改良による振動軽減効果については、正石灰パイルとサンドコンパクションパイルで処理した地盤における建設機械等による振動が、無処理地盤に較べてそれぞれ約 $\frac{3}{8}$ 、 $\frac{2}{8}$ に減少したことを確かめている。

土中に溝を掘つた場合には溝の深さ、本数の増加とともに振動軽減効果が大きくなることを確かめ、

振動源からの距離とその地点における振幅および減衰率の関係を求める実験式を提案している。また矢板などの防振壁を設けた場合の振動軽減効果については、壁のすぐ背後のみ有効で、約 $\frac{1}{2}$ に減少されるが、それ以遠には効果は認められなかったことを報告している。

このように、本論文は、今後、益々社会的問題として重要性を増すであろう地盤振動軽減対策に関する貴重な調査研究の成果を提示し、現時点においても、現場における地盤振動軽減対策の選定に際して有効な資料となるとともに、今後の、この問題の研究の進展に寄与するところが大きいと考えられる。よつて、支部賞に値するものと認められる。

論文名：新冠ダムの施工管理について

著 者：酒井賢一、谷藤和三

受賞者：       "               "

#### 選考理由

地盤や斜面の安定問題については従来極限平衡の考え方による剛体の滑り摩擦の安定あるいは、塑性力学に基づく最終的な力の釣合い条件から論じられているが、現実のフィルダム用盛立材料では、最終耐力自体があまり明確でなく非線型の変形過程を経て破壊に至る。

また盛り立材料自体人工のものとなり、粒度、自然含水比のバラツキが多くこれに起因する物性値の変動から設計手法、施工管理要領、試験の方法に夫々問題点を内蔵し、種々研究、検討が重ねられている現状である。

筆者らは、12号、13号にわたりフィルダム材料の物理的性状、強度常数と変動中から設計値を求め、施工管理の条件を整理すると共に各層盛り立て完了後の判定基準に多角的な検討を加え、施工速度を考えに入れた、経済的試験法の提案を行なっている。即ち寒冷地の悪条件を克服し、本州における他のダムと大差のない施工能率を示していることも管理試験の要領に負うところが大きい。

管理試験の内容から見て、水置換法による密度測定孔を利用した現物透水管は着想の点に勝れ、また日々の管理基準値の検討にあたり材料のバラツキを処理するため提案している一点突固法もユニークなものと考えられる。

規格、基準のとぼしいこの種の分野に対し、今後の指針として貢献するところが少なく、支部賞を受けるに値するものと考えられる。

## 社団法人 土質工学会北海道支部賞授与規程

### (趣 旨)

第1条 土質工学会北海道支部賞（以下「支部賞」という）の授与はこの規定による。

### (受賞者の選考)

第2条 受賞者は、土質工学会北海道支部（以下「支部」という）所属の会員で、土質工学会北海道支部選考委員会（以下「選考委員会」という）において選考する。

### (支部賞の対象)

第3条 支部賞は、支部発行の「技術報告資料」に掲載された研究、調査、計画、設計、施工、考案などの報告業績で、土質工学に関する学術および技術の進歩発展に寄与すると認められるものの中から選ぶものとする。

### (選考委員会)

第4条 1. 選考委員会は、委員3人以上をもって構成する。

2. 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。

3. 選考委員会に委員長をおく。

4. 委員長は委員が互選する。

### (授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部総会において、賞状および副賞を授与する。

### (付 則)

第6条 本規定は、昭和42年度より施行する。

## 土質工学会北海道支部賞選考要領

1. 本賞の性格は奨励賞と考える。
2. 授賞候補者は新進の人を対象とする。新進の人の判定は、選考委員会において行なう。この際の年齢は問題としない。
3. 共同研究者のうち、1人がエキスパートであっても、直接の担当者が新進の人であることが明らかであれば、この人を対象としてその論文に支部賞を授与する。  
直接の担当者の判断は、共同研究者のうちの授賞対象外となるエキスパートの意見を聞いて行なう。
4. エキスパートの考え方は、選挙委員の良識と社会通念に基づいて判断する。
5. 選考の具体的方法は、第1次選考を行なったのち、これを参考として、第2次選考によって授賞者を決定するものとする。
6. 第1次選考は発表会后すみやかに（1週間以内を原則とする）行なう。その方法は、発表

論文中から3編を選考し、これにA・B・C・の順位を付して無記名投票で行なう。第1次選考に際しては、学術的なものと技術的なものとの区別をしない。

7. 第2次選考は、第1次選考後すみやかに(1週間以内を原則とする)選考委員会議を開いて行なう。この際の、研究機関と現場機関の区別をしないのを原則とするが、奨励の意味から、なるべく現場機関にある人に注意を払う。

実費頒価 ¥400-

**技術報告資料 第14号**

発行所 土質工学会北海道支部  
札幌市中央区南1条西2丁目 長銀ビル5階  
事務局 261-7742・251-7038  
郵便番号 060 振替小樽 7106番

編集 技術報告資料編集委員会

印刷所 株式会社正文舎印刷所  
札幌市白石区菊水2条1丁目4番27号  
TEL(代)811-7151