土木研究所報告

第九十五号

68 阿賀野川堤防基礎の湧水調査について ……福岡正巳　久野悟郎…(1)
69 土地改良に関する実験的研究　第1報 ……竹下春見　田中淳七郎…(37)
——セメントによる関東ロームの土地改良効果について——
70 砂防ダムの地盤反力および沈下の測定
……木村弘太郎　大石博愛　谷藤正三　三森利夫…(87)
71 光弾性によるアースダムの応力測定について…高田孝信　真井文雄…(127)
72 土壌コロイドに関する研究（第一報）……有泉　昌…(145)
——長野県茶臼山地辷り地帯土壌コロイドの化学組成について——
73 舗装用石油アスファルト試験成績 ……有泉　昌　小松原正夫…(175)
74 海岸堤防に関する研究（7）……岸　力　庵原照太郎…(185)
——波の変形と砕け波に関する実験的研究——
75 寒地道路の路床路盤に関する調査研究 ……竹下春見…(199)
——4号国道調査報告——
76 利根川下流部の水理的特性に関する研究（1）
……佐藤清一　岸　力　富永正照…(223)
——利根川河口の気象と潮位偏差について——

昭和三十二年三月

建設省土木研究所

土木研究所報告第95号

正　誤　表

土質改良に関する実験的研究　第1報

頁		誤	正
38 (2)	表 — 1	Atterdery	Atterderg
39 (3)	上から4	No 2 て	No 2 で
41 (5)	下から7	液性現界	液性限界
42 (6)	表 — 5	Waterp oofing	Water proofing
44 (8)	下から5	水山灰	火山灰
45 (9)	下から1	$\frac{SiO_2}{Al_1O_2}$	$\frac{SiO_2}{Al_2O_3}$
46 (10)	表—9—1	Al_2O_2	Al_2O_3
51 (15)	下から11	試　4	試　験
56 (20)	表 — 13	0.944	0.994
61 (25)	上から5	したがつて	それで
69 (33)	上から4	Voil	Void
	〃　8	供試B体	供試体 B
79 (43)	下から6	非常に	相当に
83 (47)	下から8	Teeh papev	Tech paper

光弾性によるアーチダムの応力測定について

頁		誤	正
132(6)	表 — 3	$kg^{-}{}_1 \cdot mm$	$kg^{-1}. \cdot mm$
132(6)	下から9	ti	ti
133(7)	〃　2	$\overline{4(n_1+n_2)^2\sin^2\cdots}$	$\overline{4(n_1-n_2)^2\sin^2\cdots}$
写真		5—5	5

舗装用石油アスファルト試験成績

頁		誤	正
179(5)	図　番	図 — 2	図 — 1
179(5)	下から5	粘　質	粘　性
182 (8)	図—3中	A — 3	A — 8

阿賀野川堤防基礎の漏水調査について

建設技官　福　岡　正　巳
〃　久　野　悟　郎

(昭和 31 年 5 月)

目　次

Ⅰ　まえがき……(1)
Ⅱ　現地調査……(2)
〔1〕現地調査方法……(2)
(1) Swedish Sounding Rod による貫入試験……(2)
(2) ボーリングおよび試料採取……(4)
(3) 現場透水試験……(5)
〔2〕現地調査経過……(6)
〔3〕現地調査結果……(6)
(1) 現地調査結果をもとにした地盤構成の観察……(7)
(2) 各層の性質……(9)
Ⅲ　室内土質試験……(13)
〔1〕試験項目およびその方法……(13)
(1) 土の粒度試験……(13)
(2) 透水試験……(14)
〔2〕室内試験結果……(15)
(1) 粒度試験結果……(15)
(2) 透水試験結果……(17)
〔3〕考　察……(20)
Ⅳ　対策工法に対する検討……(22)
〔1〕電気的模型をつかつた実験について……(22)
(1) 実験方法……(22)
(2) 実験結果の要約……(24)
〔2〕対策工法に対する考察……(26)
(1) 漏水の状態について……(26)
(2) 漏水対策工法について……(27)
〔3〕排水井系の設計……(28)
(1) ウエルの寸法，貫入深さ，間隔について……(28)
(2) フイルター材料について……(31)
(3) ウエルの設置について……(33)
Ⅴ　むすび……(34)

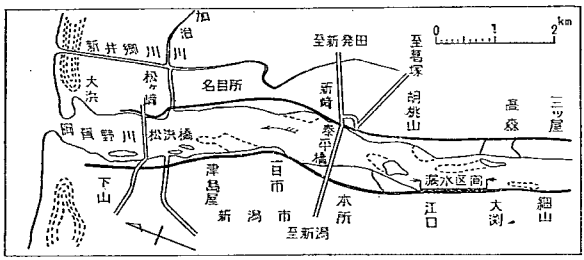
Ⅰ　まえがき

新潟県中蒲原郡大江山村大字江口地先（川口から約 6km 上流の地点，約 1km 下流に泰平橋がある）の阿賀野川堤防の左岸延長約 1.2km の区間は，本川の出水時に水位が平均低水位以上 2.5m に及ぶと，川裏本堤付用水路に噴砂を伴う漏水があり，近年ますますその傾向が顕著になつてきたため，本堤防が新潟市東部の肥沃な田畑を護つているものである関係から，洪水のたびに地元の関係市町村水防団をなやましている。

かゝる状況にかんがみ，建設省関東地建阿賀野川工事事務所は，昭和 28 年度にその調査を計画され，東京ボーリング株式会社により，その上流部分 600m の区間に合計 16 本の試錐工事を行い，その結果をもとにして昭和 29 年度に上流側より対策工事をおこされている。

建設省土木研究所は昭和 29 年度，関東地建より，その下流約 600m の区間の調査を委託され，昭和 30 年 1 月より約 40 日間にわたり，阿賀野川工事事務所の協力を得て現地調査を行うとともに，その際，採取した試料についての試験を行った。そしてこれらの結果をもとにして，対策工法を批判すべき模型実験を実施した。

なお調査区間の位置を示すと図—1 の通りである。



図—1　調査区間の位置

Ⅱ　現地調査

〔1〕　現地調査方法

調査の対照が長い区間にわたる漏水調査であることから，測点をなるべく数多くとらねばならなかったが，そのためには調査日数を要するボーリングを，簡易な貫入試験でおぎなうことにした。調査の方法は次の通りである。

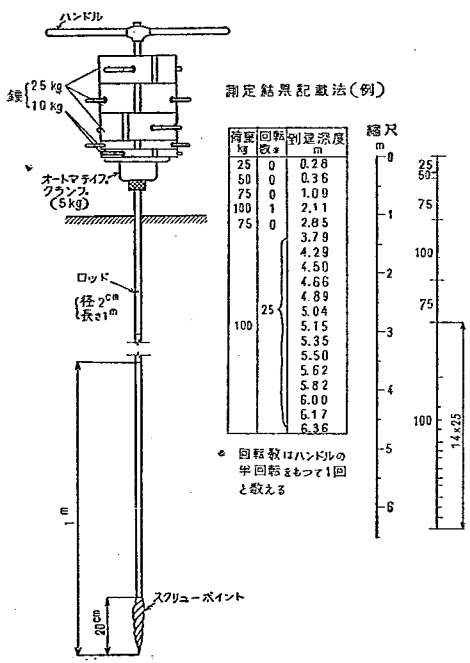
1.　Swedish Sounding Rod による貫入試験

この機械は図—2 に示すようなもので，貫入抵抗の変動により地盤の状態を比較的簡便に知ることができるもので，スエーデンにおいて発達したものである。この機械は地中にねじりこむ効果を発揮するから，いままで用

いられていた衝撃式のものよりも比較的深くまで測定が可能であるように思われた。

今回の調査においては，この機械は後述のボーリング地点の位置の選定，およびボーリングによって得られた柱状図を全域に拡張する手段として有効であった。

この機械は約 2.5cm 平方の底をもつ高さ 20cm の細長い角錐を約1回半ねじって造ったスクリューポイント（最も太い部分で約 3cm 径の孔をあけることができる）に径 2cm のロッドをつないだものを地中に貫入させて行くものである。（スクリューポイントの寸法，規格はスエーデンのそれと同一であるか否かは不明である）貫入量は 5, 15, 25, 50, 75 および 100kg の荷重に対して測定する。すなわち各荷重増加に対して貫入が止るのを待って貫入量をはかり，荷重を増加させる。載荷するにはロッドの任意の位置に留めることのできるオートマティッククランプ（重量 5kg）上に，図—2 のような錘を順次つみかさねて行く。100kg まで荷重を増加させ，貫入が止った場合には，そのまゝの載荷状態でロッド頂部のハンドルを回転させ貫入させる。そして半回転 25 回ごとに貫入量を測定する。（とくに貫入沈下が顕著である場合には，それ以下の回数でも中止することがある）操作には記録係1名他3名の労力があれば充分である。測定結果の表現には図—2 に例示したような方法をとった。



図—2　Swedish Sounding Rod の構造，および測定結果の表現法

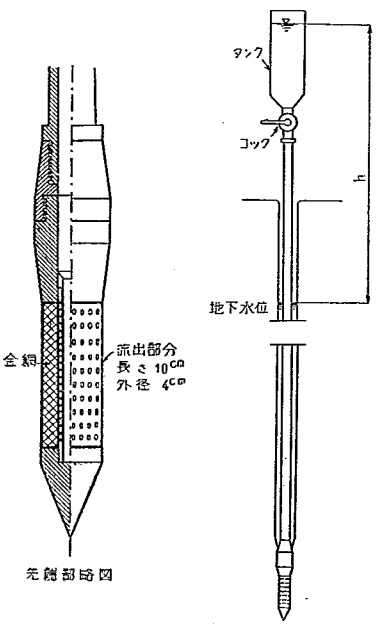
今回の調査では最深約 11m まで貫入させたが，作業速度は最高6～7地点/日であった。しかし砂質の締った地盤にぶつかると貫入させることはともかくとして，引抜きは人力では無理で，ジャッキを使用しなければならぬ。我々はボーリング機械に付属していたパイププーリングジャッキ（2基）を用いたが，この機械用にとくに専用の引抜き機を製作すれば，作業能力はもつと増加させることができると思われる。

2. ボーリングおよび試料採取

ロータリー式ボーリング機械（利根 Z-2 型）により穿孔し，ダブルコアチューブにより試料採取を行うとともに，所定の深さにおいてシンウォールサンプラー，サンドサンプラーにより乱されぬ試料の採取を試みた。

しかし調査地盤が 5～6m 以上の深さになるとほとんどが粗い砂層（帯水層）であつたため，これらサンプラーを用いうる断面の孔では，濃い粘土水を使用しないかぎり，掘削屑（スライム）を地表にふき上げることができず，しかもそれに適当な装置が手元になかつたため，止むを得ずそれ以下の層ではケーシングの径を小さくして断面の小さいダブルコアチューブのみによつて掘進した。しかしこれらの層では土粒子相互の粘着力が足りないためにダブルコアチューブ内にほとんど試料が止らなかつた。

シンウォールサンプラーはピストン式のものであり，内径 85mm，肉厚約 1mm，長さ 75cm の真鍮製チューブを土中に圧入して乱さない試料を採取するもので，もともとかくる砂の試料の採取には不向きのものである。



図—3　現場透水試験機

何故なれば締つた砂地盤に対しては，チューブを圧入するときに抵抗が大きすぎて，ボーリング機械を圧入抵抗力の対重とするかぎり不可能である。そこでわれわれは重錘落下の衝撃によつたり，あるいはチューブに回転をあたえたりして，サンプリングを試みた。

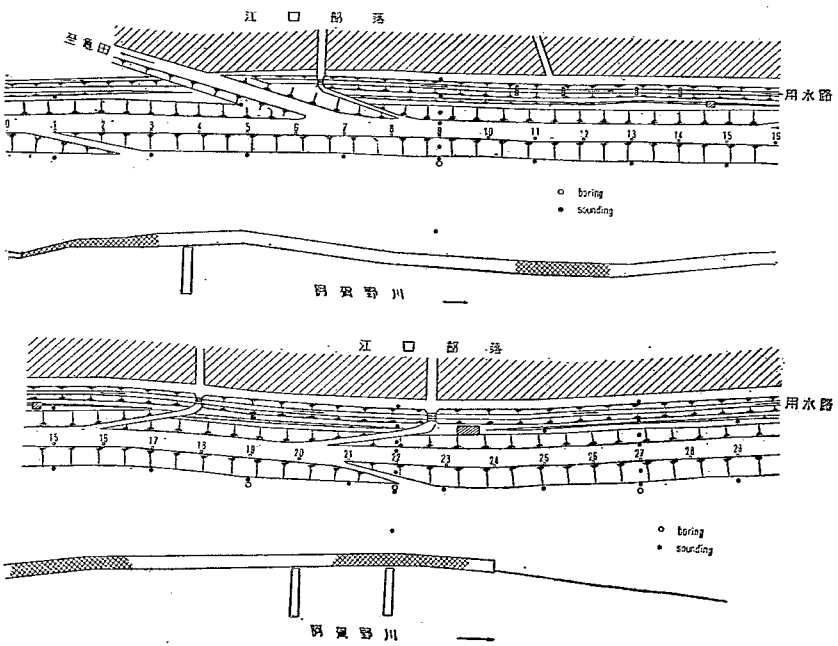
サンドサンプラーは東洋理化工業株式会社の試作によるもので，当社の好意により特に借用したものであるがこれは内径約 5cm，肉厚約 2mm，長さ約 50cm の真鍮パイプを砂中に打込み，つぎにその外側にはまる正方形断面の長さ約 70～80cm のさやをパイプを追つて打込む。さやの先端には観音びらきの刃先がついた扉が装置されており，さやがパイプを打込んだ深さより深く打込まれると，扉が自然に閉じ，閉じると扉は開かないような構造になつているため，そのまゝ引揚げれば中のパイプに入つた砂はこぼれることはなく地表にみちびかれるという原理のものである。しかしこれはシンウォールサンプラーよりもさらに大きな断面のボーリング孔を必要とするから，前述のように今回は大きな断面の穿孔が不可能であつたため，あまり活用することができなかつた。

またこの機械は砂層が締つているような場合には内管の打込みはともかくとして，さやの打込みには非常な労力と時間か要するだろうし，機械にはたしてそれだけの耐久性があるかどうかが疑問である。

3. 現場透水試験

漏水調査に際しては，現状土の透水性を測定することが必要である。従つて今回の調査に際しては，前述の方法により採取した試料に対して室内透水試験を行うとともに，図—3 に示すような装置を地中に打込み，地表から既知の水頭で水を流し，その流量を知つて地盤の透水性をしらべようと計画した。もちろんこの方法によつては直接に地盤の透水係数を算出することはできず，適当な方法によつての予備実験による経験的データを併用しなければならない。(直轄技術研究会河川局提出要望課題調査実施要領案 21 頁参照)

現場透水試験法には，その他種々なものが提案されているが，その解析がすべて均一な地盤とか，層をなした地盤であつても，成層状態が簡単なものについてのみ可能でしかないから，実際の複雑な地盤に対しては，むしろかゝる経験的方法による簡易なものの方が有効であると思われる。しかし今回使用した機械は試作品であつたため，各部に不備な点が多く，信頼し得ないデータしか得られず失敗に帰したが，今回改良すべき点についての知識を得ることができた。その中で打込みに際し，今回のように粘土層を貫かねばなうぬ場合には，ストレーナー部からの細粒土の浸入をくい止める方法を講じなければならぬ点が最も痛感された。



図—4　調査地点の位置

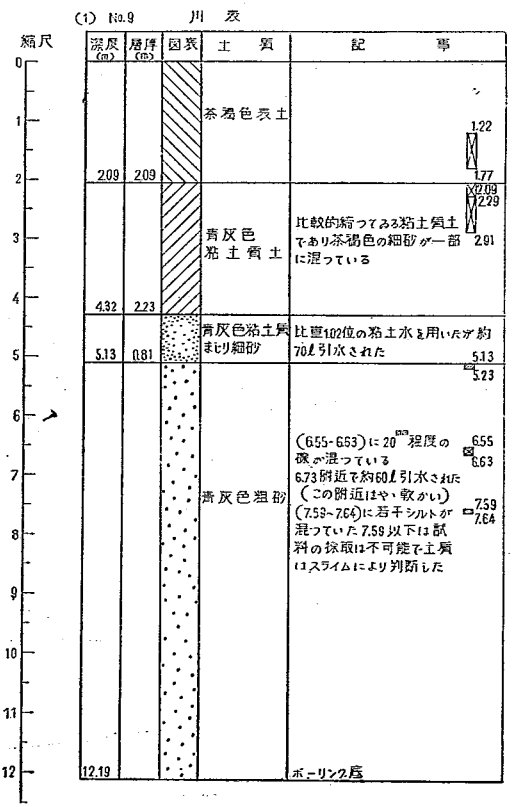
〔2〕 現地調査経過

調査区間内でボーリングおよびサンプリング5地点，貫入試験 52 地点，現場透水試験3回を行つた。調査地点は図—4 に示す通りである。

図—4 にあきらかなように，区間中特に漏水の甚しいと称せられている No. 19，No. 22 地点附近に特に調査の重点をおいた。また前年度の調査区間との関連をもたせるために，その区間に対しても sounding を行つた。

調査は現地の人の言により最も漏水がはげしい区間であつた No. 19 川表のボーリングより開始し，その間に川表を No. 1 より 40m 間隔に sounding を行い，その結果をもとにして以後の調査位置を選定し，約 40 日間で全現地調査を終了した。

〔3〕 現地調査結果



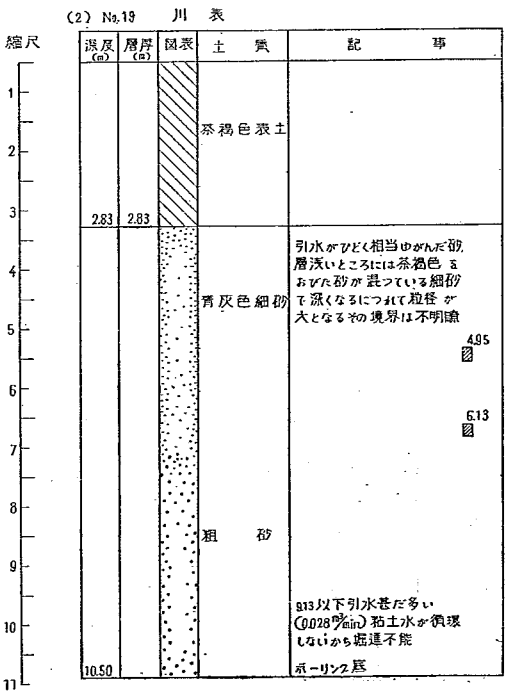
図—5-1

調査結果は図—5, 6, 7, 8 に示した。なお前年度調査区間に対する sounding の結果は図—9 に示した。その地点名は混乱をさけるためにダッシュをつけてよぶことにした。

1. 現地調査結果をもとにした地盤構成の観察

図—6 をみると No. 1 より No. 9 附近までは地表より約 4m 位は比較的貫入抵抗の小さい層が連つており，深さ 6m 位から貫入量が減ずる。それが No. 11 から No. 23 の間になると貫入抵抗の小さい層が地表より 2m 位に浅くなり，それ以下は処々軟かい部分のある幾分か抵抗のある層がつらなり，7m 以下になつてはじめて抗抵の大きい層にぶつかる。そして No. 25 以後になると再び貫入抵抗の小さい層が 3～4m 位の深さになりやはり 6～7m から抵抗が大となる。この結果からみて，全域を 3 つの区間の区間Ⅰ (No. 1～No. 9)，区間Ⅱ (No. 10～No. 23)，区間Ⅲ (No. 25～Nc. 29) にわけて，まずボーリングの位置として No. 19 (sounding を行つているときは既に着手していた)，No. 9，No. 27 を選定した。そして区間Ⅱが最も漏水がはげしいとの言により区間Ⅱ内に No. 22，No. 19 (川裏) を追加して，合計 5 ケ地点のボーリングおよび試料採取を計画した。

地盤構成を考察してみると，



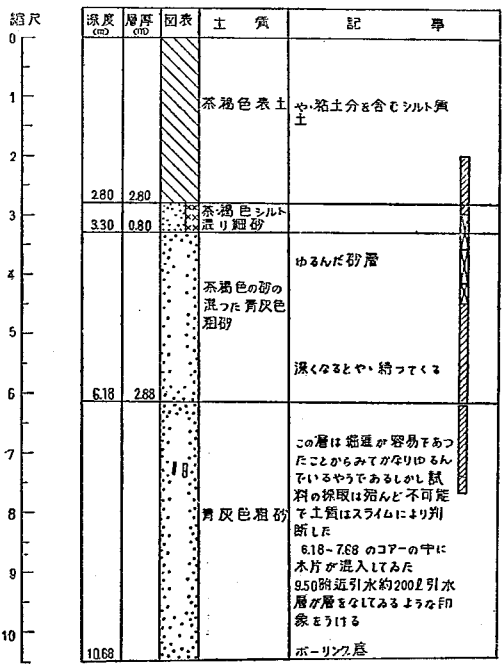
図—5-2

a)　表面附近の抵抗の比較的小さい層をみると，荷重をかけただけで回転を与えることなく貫入できる層と，若干の回転を加えなければ貫入できない層とに分けることができる。まず回転を与えることなく貫入できる層を連ねてみると，約 2m 厚さで地表に平行した層を見出すことができる。ボーリング結果（図—5, 9）と対照すると，この層は茶褐色の粘土シルトを多く含んだ表土とみなされるもので，これを仮にA層と称する。次に若干の回転をあたえなければ貫入できぬ層（すなわち 100kg 半回転 25 回により約 50cm 以上貫入させることができる層）は大体，青灰色の粘土分の多い層であることが図—5, 9 によつてたしかめられる。これをB層とよぶことにする。

b)　約 6m 以下の 100kg 半回転 25 回による貫入量が約 20cm 以下になる層は，回転を支えた手ごたえからも，ボーリングの結果からも明瞭に砂層であること——それもかなりの粗砂（青灰色）層——であることがわかつた。この層をD層とよぶことにしよう。

c)　B層とD層にはさまれるC層と称すべき層は sounding の手ごたえはたしかに砂質的であり，ボーリングの結果からすると青灰色の細砂であることが認められた。

(3)　No. 19　　川　表

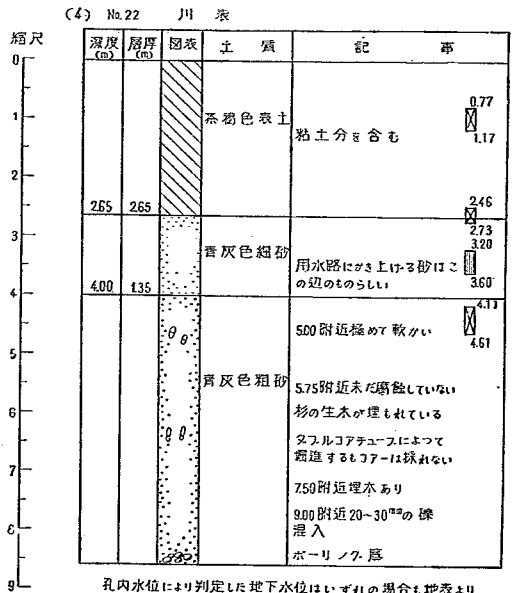


図—5-3

よつて調査区間の地盤が仮にA層（表土）B層（粘土質土）C層（細砂）およびD層（粗砂）の4つに分けられるものとして地盤構成の大略を判定してみると，図—6，7，8 に示す通りである。なお図—8 において，堤防の堤体土は表土と性質上大差はないものと見なしてA層に含ませた。

2. 各層の性質

A層は締固めにより相当の密度になると想像される粒度配合のよい土であり，従つて人や車によつてふみかためられた処では地表附近，相当大きな貫入抵抗を示している。地下水面は常時，堤防表法尻より約 2m 前後の深さにあるからB層以下は常は水で飽和されているものと考えられる。漏水の際用水路に噴上げる土はB，C層のものといわれ，用水路底にたまつていた噴砂を採取してみたところ，明らかにC層のものと判定された。(B層は流失する可能性もある) D層はボーリングの際引水が非常に多いことからみて，透水性が非常によい層であるこ



図—5-4

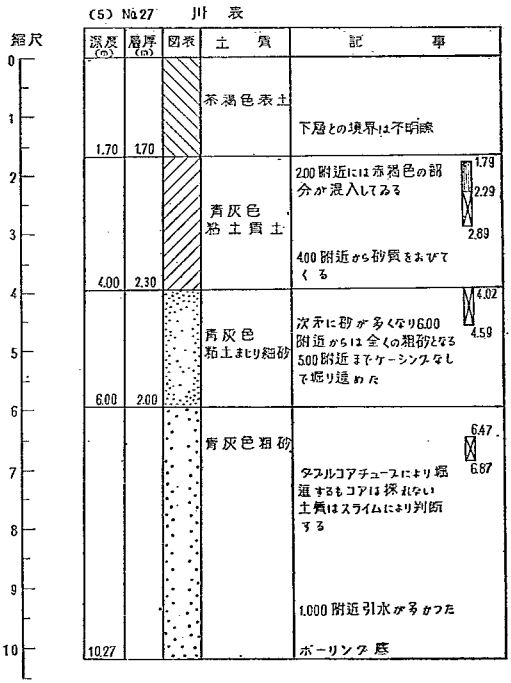
とが想像される。江口部落の井戸水は多くこの層からとっているようで，その水面は川の水位とほゞ一致しており，洪水時には川の水位とほとんどおくれなく昇降するとのことである。この層は蓼平橋建設の際のボーリングおよびさらに下流の右岸で帝石が行ったボーリングの結果によれば，30m 位までは連続しているようである。

以上の調査結果をみて第一に痛感することは，区間Ⅱにおいて B層が非常に薄くなり，No. 19，No. 20 附近はまったく認められないことである。そして川表においてその区間ではC層が甚だ深くなっている。

sounding の結果によると，No. 19 川表においてC層に相当するところに非常にゆるい部分がみとめられ，一方ボーリングに際しては No. 19 川表，No. 20 川裏においては，ほとんど粘土質なB層が認められなかったことはもちろん，それ以下の層で引水が多いとともに，コアチューブによる試料の採取が甚だむづかしかったことから考えて，この部分は緩んだ砂層であると思われる。

一方，区間Ⅰ，ⅢにはB層が明瞭に認められ，No. 9，No. 27 の両横断面図をみても両区間の性質は似通っており，特に地盤内で急激に軟弱となる部分も認められない。

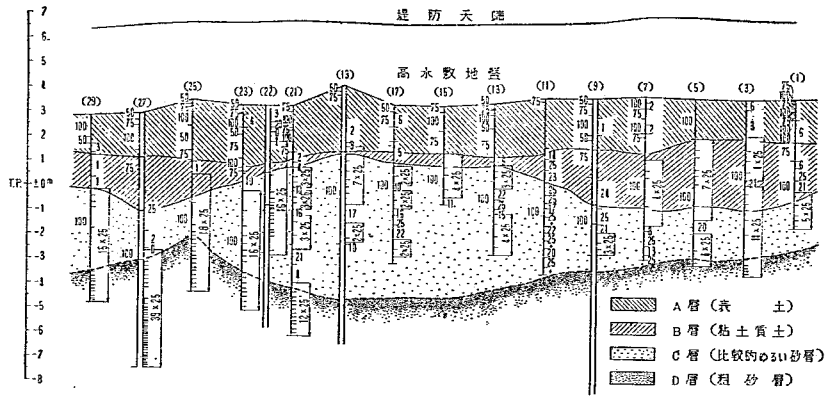
漏水は No. 19～No. 22 附近が最もはげしいと聞いている。このことを考えると用水路底と砂層とを遮断して



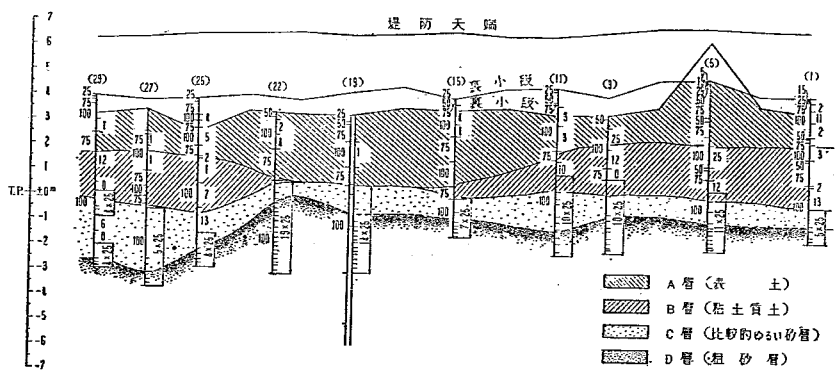
図—5-5　ボーリングによる土質柱状図および観察事項

いるＡまたはＢ層が薄い場合に漏水の危険があるものと判定される。

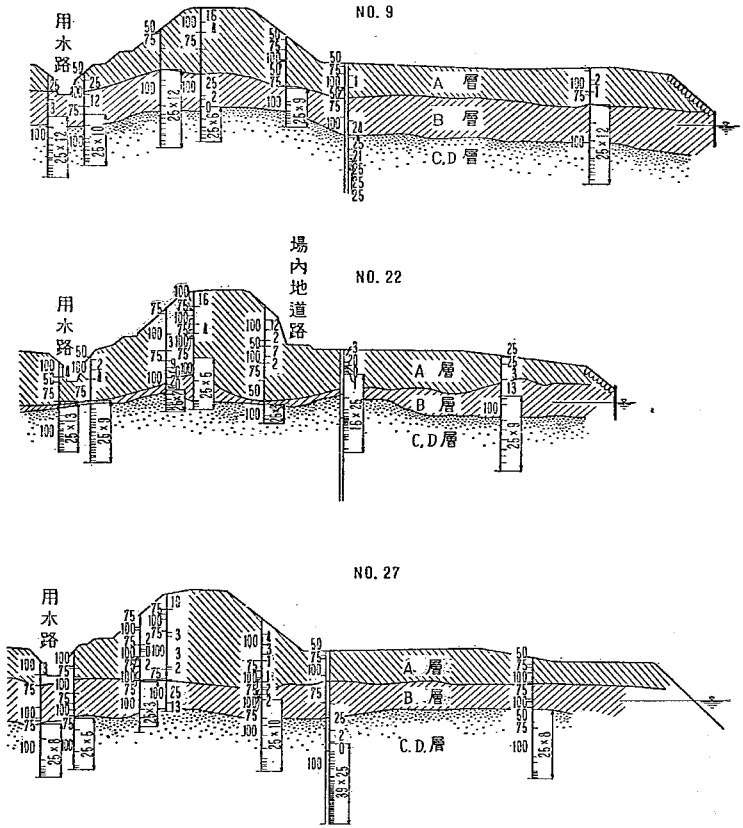
区間Ⅲは記録によれば旧堤の堤内地となつており，しかも高水敷の幅がひろいことも考え合わせて最も漏水の危険は少ない部分と思われる。



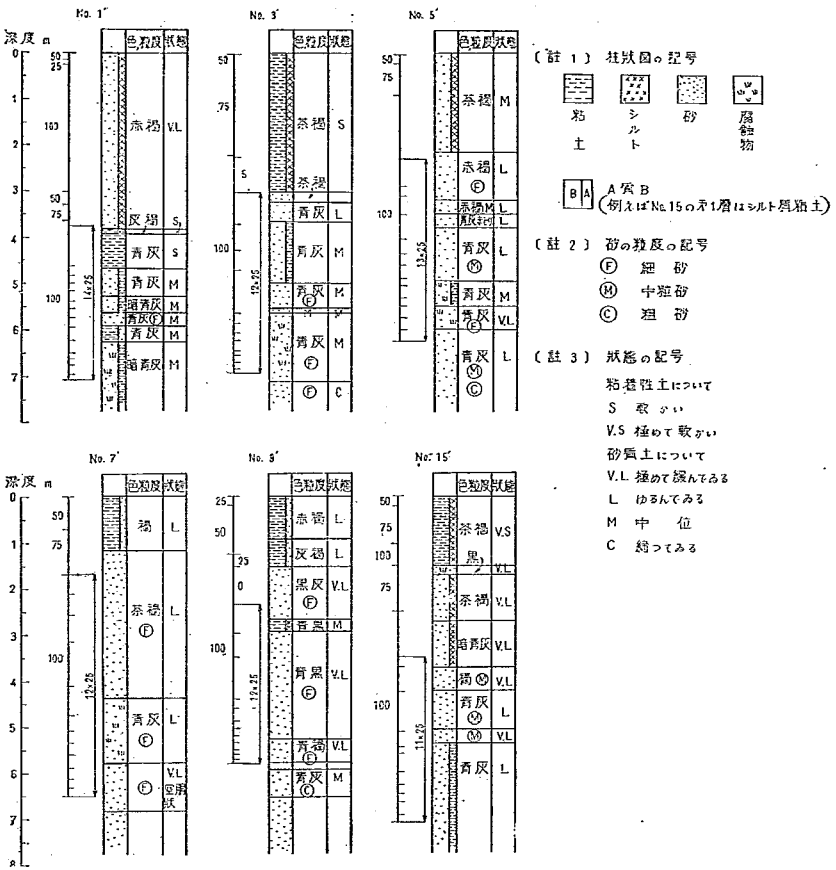
図—6　堤防法尻川表における sounding 結果



図—7　堤防法尻裏にける sounding 結果



図—8 堤防の3横断面における sounding 結果



図—9　前年度調査区間に対する sounding 結果

Ⅲ　室内土質試験

〔1〕 試験項目およびその方法

現地において採取した試料は，実験室に持帰り次の各項目にのべるような土質試験を行った。

1.　土の粒度試験

JIS A 1204，土の粒度試験方法に準じて試験し，粒径加積曲線を得るとともに，U.S. Bureau of Soils の三角座標による土の分類を試みた。なお同種と明確に判断された試料は試験の重複をさけた。

2. 透水試験

使用した装置は図—10に示す如きものである。測定方法は変水位試験方式であり，透水係数kは次式で求められる。

$$k_T=2.3\frac{aL}{At_1}\log_{10}\frac{h_0}{h_1}$$

こゝに，　k_T=測定時水温 T°C における透水係数 (cm/sec)

a =スタンドパイプの断面積 (cm²)

A =試料の断面積 (cm²)

L =試料の長さ (cm)

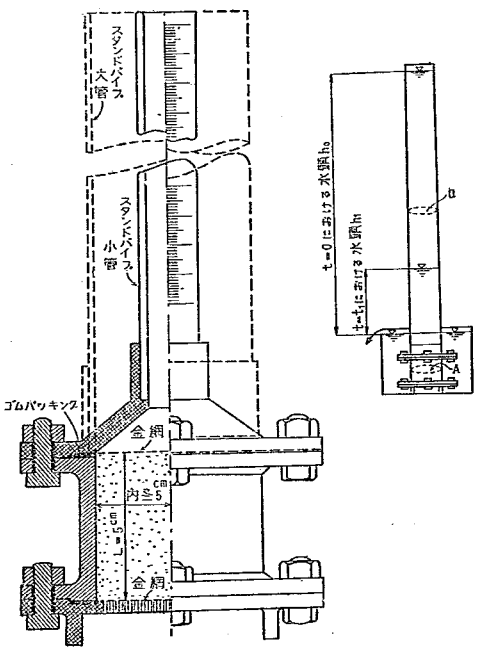
t_1 =透水時間 (sec)

h_0 =実験開始時 (t=0) における水頭 (cm)

h_1=t_1 秒経った後の水頭 (cm)

である。

なお，透水係数としては T=20°C における値を用いるものとして



図—10　透水試験装置の略図

$$k_{20}=k_T\frac{\mu_T}{\mu_{20}}$$

による補正を試みた。

こゝに，　μ_T＝温度 T°C における水の粘性係数

μ_{20}＝温度 20°C における水の粘性係数

である。

われわれの使用した装置では

$A=\pi\times5^2/_4=19.6\text{cm}^2$

$L=5\text{cm}$

$a=\pi\times4.8^2/_4=18.1\text{cm}^2$（大管）

$=\pi\times1.5^2/_4=1.75\text{cm}^2$（小管）

であつた。

スタンドパイプの径の大きいものは透水性のよいものに，径の小さいものは透水性の悪いものに用いた。パイプの高さはいずれも約 50cm である。なお試験に使用する水は含有空気をできるだけ排除するために一度煮沸した後，静かに放置し冷却したものを使用した。試料をモールド内に充塡するには，シンラオールチューブで採取した乱されていないものは，モールド内径にあわせて試料をけずりながら押込み，試料と周壁間の空隙を生じないように細心の注意を払つた。コアーチューブで採取した乱した試料はモールド内に突固めた。乱した試料はほとんどが砂であつたため，水締めに近い状態で突固めれば密度状態は自然のものと大した差はないものと思われるが，間隙の分布状態は自然のそれとは異ることが想像され，幾分透水係数が小さくなることが予想された。なお試験前，後の試料の密度，含水比の測定を行つた。

〔2〕 室内試験結果

1. 粒度試験結果

粒度試験結果を一括表示すると表—1 の通りである。表—1 において，

（1 欄） 深度： 試料を採取した点の地表面よりの深さ

（2 欄） 層名： 前章において分類した層名

（3 欄） 採取方法： T. W はシンラオールチューブによつて採取したもの（乱さない試料） D. Cはダブルコァーチューブによつて採取したもの（乱した試料）堤防土の採取方法は阿賀野川工事々務所が行つた堤防切割工事の際にあきかんで採取してもらつたものである。

（5 欄） 礫分： 粒径 2mm 以上のもののしめる重量百分率

（6 欄） 粗砂： 粒径 0.25mm～2.0mm のもののしめる重量百分率

（7 欄） 細砂： 粒径 0.05mm～0.25mm のもののしめる重量百分率

（8 欄） 砂分： (粗砂)+(細砂) の重量百分率

（9 欄） シルト分： 粒径 0.005mm～0.05mm のもののしめる重量百分率

表—1 粒度試験結果一覧表

地点番号	深度 m	層名	採取方法	視察による土性	礫分 %	粗砂 %	細砂 %	砂分 %	シルト分 %	粘土 %	コロイド %	粘土分 %	土質分類	D_{60} mm	D_{10} mm	均等係数	D_{30} mm	呼称
	1.22～1.77	A	T.W.	褐茶色シルト質土	0	13.5	65.1	78.6	14.9	1.8	5.0	6.8	砂質ローム	0.175	0.0115	15.2	0.045	9A1
	2.09～2.29	B	T.W.	青灰色粘土も含む	0	5.7	54.9	60.6	29.4	5.0	5.0	10.0	砂質ローム	0.115	0.0050	23.0	0.0166	9A2
No. 9	2.29～5.13	B	T.W.	青灰色粘土質土	0	0.7	4.5	5.2	39.5	36.3	19.0	55.3	粘土	0.0060	—	—	0.0010	9B
	5.13～5.23	C	D.C.	青灰色細砂，粘土の混入多し	0.2	21.4	45.4	66.8	19.6	9.4	4.0	13.4	砂質ローム	0.140	0.0026	53.9	0.0125	9C1
	5.71～5.81	C	T.W.	茶褐色，青灰色粗砂	0	70.0	14.0	84.0	5.0	4.5	6.5	11.0	砂	0.460	0.0030	153.2	0.135	9C2
	7.54～7.59	D	D.C.	青灰色粗砂	3.3	62.5	25.2	87.7	7.0	2.0	—	2.0	砂	0.420	0.055	7.64	0.115	9D
No. 19 川表	3.03～4.03	C	D.C.	青灰色粗砂	0	63.5	23.3	86.8	6.4	1.8	5.0	6.8	砂	0.380	0.0275	13.8	0.12	19C1
	4.83～6.13	C	D.C.	青灰色粗砂	0	64.4	27.6	92.0	3.0	0.7	4.3	5.0	砂	0.350	0.070	5.0	0.14	19C2
	2.00～3.00	A	D.C.	粘土分を含むシルト質土	0	0.5	36.0	36.5	36.3	19.2	8.0	27.2	粘土質ローム	0.04	0.0012	33.3	0.0028	19′A
	3.00～3.59	C	T.W.	青灰，茶褐，細砂シルトを含む	0	3.5	67.1	70.6	21.9	1.5	6.0	7.5	砂質ローム	0.128	0.012	10.7	0.032	19′C1
				同上，ごく薄い粘土層あり	0	5.0	67.3	72.3	19.7	4.0	4.0	8.0	砂質ローム	0.131	0.0085	15.4	0.034	19′C2
No. 19 川裏	3.59～4.16	C	T.W.	茶褐色の砂の混った青灰色の砂	0	6.0	57.7	63.7	26.3	4.3	5.7	10.0	砂質ローム	0.082	0.0050	16.4	0.016	19′C3
	4.29～4.48	D	T.W.	青灰色，細砂，シルト粘土も混っている	0	52.0	28.8	80.8	10.4	2.0	6.8	8.8	砂	0.303	0.0070	43.3	0.053	19′D1
				茶褐色，粗砂，同色の細砂を若干含む	0	45.0	39.3	84.3	6.9	1.8	7.0	8.8	砂	0.280	0.010	28.0	0.092	19′D2
	4.48～6.18	D	D.C.	青灰色粗砂	0	62.0	31.0	93.0	1.6	0.4	5.0	5.4	砂	0.380	0.096	3.96	0.152	19′D3
	用水路にふき出した砂			茶褐，青灰色，細砂	0.1	40.5	55.2	95.7	1.5	1.1	1.6	2.7	砂	0.250	0.113	2.21	0.145	用
	0.77～1.17	A	T.W.	茶褐色表土	0	8.0	44.9	52.9	34.6	7.2	5.3	12.5	砂質ローム	0.085	0.0033	25.8	0.0116	22A′
No. 22				茶褐色表土，粘土が比較的多い	0	5.0	37.3	42.3	39.4	8.1	10.2	18.3	ローム	0.055	0.001	55.0	0.0059	22A2
	4.11～4.61	C	T.W.	青灰色細砂，粗砂も含む	0	63.0	31.1	94.1	2.9	0.1	2.9	3.0	砂	0.330	0.138	2.39	0.18	22C
	2.29～2.89	B	T.W.	青灰色粘土	0	4.1	35.1	39.2	48.0	7.8	5.0	12.8	ローム	0.049	0.0034	14.4	0.0093	27B
No. 27	4.02～4.59	C	T.W.	青灰色砂まじり粘土	0	0.2	15.5	15.7	64.5	12.9	6.9	19.8	シルト質ローム	0.021	0.0034	6.18	0.0051	27C
	6.47～6.87	D	T.W.	青灰色粗砂	0	87.8	7.7	95.5	0.5	0.2	3.8	4.0	砂	0.54	0.22	2.45	0.31	27D1
				同上	0	73.6	16.6	90.2	4.8	1.0	4.0	5.0	砂	0.58	0.054	10.7	0.166	27D2
堤防	天端より約0.8m	A		茶褐シルト（堤防土）	0	19.5	46.3	65.8	24.0	6.2	4.0	10.2	砂質ローム	0.15	0.0049	30.6	0.0164	E1
	〃 3.2m			同上，粘土を若干含む	0	2.0	45.9	47.9	40.1	8.0	4.0	12.0	ローム	0.068	0.0036	18.9	0.0108	E2
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)

（10 欄） 粘土： 粒径 0.001mm～0.005mm のもののしめる重量百分率

（11 欄） コロイド： 粒径 0.001mm 以下のもののしめる重量百分率

（12 欄） 粘土分： （粘土）+（コロイド）の重量百分率

（13 欄） 土質分類： 三角座標の分類結果

（14 欄） D_{60}： 粒径加積曲線において通過率 60% に対応する粒径

（15 欄） D_{10}： 粒径加積曲線において通過率 10% に対応する粒径

（16 欄） 均等係数： D_{60}/D_{10}

（17 欄） D_{20}： 粒径加積曲線において通過率 20% に対応する粒径

2. 透水試験結果

透水試験の結果を一括表示すると表—2 の通りである。表—2 において，

（1 欄） 同一試料に対して行った測定の回数

（2 欄） 測定値のちらばりの範囲を示したもの

（4 欄） G： JIS A 1202 の土粒子の比重試験法により測定した土粒子の比重

（5 欄および 10 欄） w： 試料の含水比 %

（6 欄） γ_t： 試料の湿潤密度 g/cm³

（7 欄） γ_d： 試料の乾燥密度 g/cm³

（8 欄） e： 試料の間隙比$=G\gamma_w/\gamma_d-1$（γ_w は水の単位容積重量）

（9 欄および 11 欄） S： 試料の飽和度 %

（12 欄から 16 欄まで） 試料の全容積を V，試料中の土粒子部分の容積を V_s，水部分の容積を V_w，空気間隙部分の容積を V_a として

$v_s=V_s/V\times100\%$，　$v_w=V_w/V\times100\%$，　$v_a=V_a/V\times100\%$ である

なお，試験後の試料の湿潤密度は測定できなかったので，試験後の S，v_w，v_a の計算にあたっては試験前に測定した γ_d（あるいは v_s）が試験後もそのまゝ変らないとした。透水による試料の若干の容積変化は当然まぬかれぬと思うが，今回使用した装置によってはその測定は不能であった。また含水比の測定も試験後の測定値は透水性のよいものに対しては試験中よりも小さくでることが予想される。備考欄に※印を付したものは，実測値にもとづいて計算した試験後の飽和度 S が 100% を僅かに超過したものである。これは不合理であるから，S を 100% として試験後の含水比 w を逆算したものである。その修正量は 19/C1 で 39.0% を 34.0% に，27 C で 63.7% を 59.8% にした2つをのぞけば他は 1～2% の程度だった。(かゝる計算方法によって S が 100 %をこえるということは試料の容積が透水によって膨んだのを無視したためとも考えられる。

しかし同種の試料でそうでない場合もあり，むしろ含水量測定の誤差とみなした方がよかろう)。

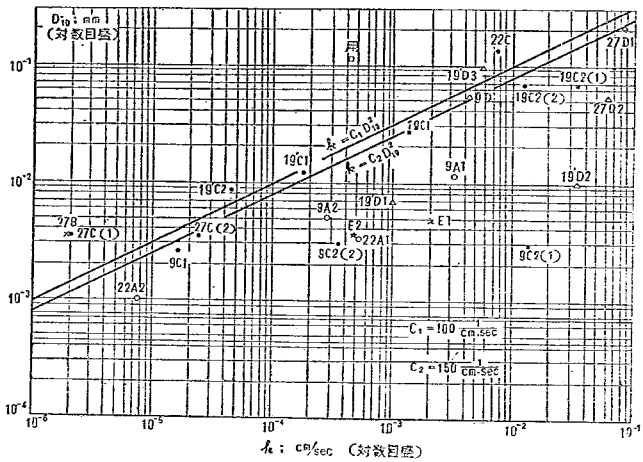
試料 19C1，および 27D についてスタンドパイプの大管と小管とを用いた場合を比較した。両者とも小管を用いた場合の方が透水係数が小さくでる傾向にある。この原因については不明であるが，一般にこの試料程度の透水性では小管を用いると水位が上端から下端まで降下するのに 10sec 程度しかかゝらず，時間の測定の精度は

表—2 透水試験結果一覧表

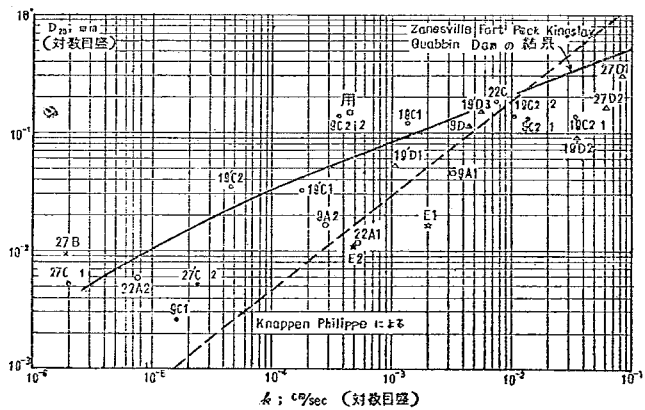
地点番号	呼称	透水係数 k_{20} cm/sec 測定回数	測定値範囲	平均値	G	試験前 w	γ_t	γ_d	e	S	試験後 w	S	v_s	試験前 v_w	v_a	試験後 v_w	v_a	備考
No. 9	9A1	6	$2.79\sim3.80\times10^{-3}$	3.30×10^{-3}	2.65	30.6	1.64	1.26	1.10	73.5	36.1	86.7	47.5	38.6	13.9	45.5	7.0	
	9A2	4	$2.84\sim2.93\times10^{-4}$	2.89×10^{-4}	2.65	30.6	1.67	1.28	1.07	75.8	36.3	90.0	48.3	39.2	12.5	46.5	5.2	
	9C1	3	$0.754\sim2.95\times10^{-5}$	1.65×10^{-5}	2.65	22.0	1.93	1.58	.677	86.0	24.3	95.2	59.6	34.8	5.6	38.4	2.0	
	9C2	6	$1.23\sim1.54\times10^{-2}$	1.35×10^{-2}	2.65	14.9	1.91	1.66	.596	66.2	16.7	74.4	62.6	24.8	12.6	27.8	9.6	
		4	$3.13\sim4.31\times10^{-4}$	3.60×10^{-4}	2.65	14.9	1.92	1.67	.589	67.2	16.7	75.5	63.0	24.9	12.1	27.9	9.1	突固めたもの
	9D	6	$4.10\sim4.71\times10^{-3}$	4.38×10^{-3}	2.66	23.7	1.76	1.42	.873	72.3	23.9	72.8	53.4	33.6	13.0	33.9	12.7	水締め
No. 19 川表	19C1	6	$1.32\sim1.36\times10^{-3}$	1.34×10^{-3}	2.66	21.8	1.80	1.48	.797	72.6	22.7	75.8	55.6	32.3	12.1	33.6	10.8	突固めたもの
		8	$9.63\sim10.01\times10^{-4}$	9.86×10^{-4}	2.66	21.8	1.80	1.48	.797	72.6	22.7	75.8	55.6	32.3	12.1	33.6	10.8	〃 (小管使用)
	19C2	7	$3.35\sim3.47\times10^{-2}$	3.42×10^{-2}	2.64	25.8	1.48	1.18	1.24	55.1	37.3	79.7	44.7	30.5	24.8	44.0	11.3	〃
		6	$1.01\sim1.02\times10^{-2}$	1.02×10^{-2}	2.64	25.8	1.70	1.35	.956	71.3	30.8	85.3	51.1	34.8	14.1	41.6	7.3	〃
No. 19 川裏	19′C1	6	$1.79\sim1.85\times10^{-4}$	1.81×10^{-4}	2.68	31.5	1.84	1.40	.914	92.5	34.0	100	52.3	44.1	3.6	47.7	0	※
	19′C2	4	$4.17\sim5.10\times10^{-5}$	4.67×10^{-5}	2.69	31.5	1.81	1.38	.949	89.4	35.3	100	51.3	43.5	5.2	48.7	0	※
	19′D1	5	$0.875\sim1.26\times10^{-3}$	1.09×10^{-3}	2.67	23.7	1.72	1.39	.921	68.6	28.9	83.0	51.7	32.9	15.4	40.1	8.2	
	19′D2	5	$3.51\sim3.56\times10^{-2}$	3.54×10^{2}	2.68	23.7	1.67	1.35	.985	64.4	32.1	87.2	50.4	32.0	17.6	43.3	6.3	
	19′D3	6	$5.64\sim5.80\times10^{-3}$	5.72×10^{-3}	2.67	22.2	1.81	1.48	.804	73.8	26.2	87.2	55.5	32.9	11.7	38.8	5.7	突固めたもの
	用	5	$4.35\sim4.45\times10^{-4}$	4.41×10^{-4}	2.64	27.9	1.72	1.34	.970	76.0	29.8	81.2	50.8	37.4	11.8	39.9	9.3	〃
No. 22	22A1	9	$3.43\sim9.34\times10^{-4}$	5.37×10^{-4}	2.63	32.1	1.67	1.26	1.09	77.6	38.5	95.2	48.0	40.5	11.5	48.5	3.5	
	22A2	2	$7.64\sim7.68\times10^{-6}$	7.66×10^{-6}	2.64	36.3	1.66	1.22	1.16	82.3	36.3	82.3	46.2	44.3	9.5	44.3	9.5	
	22C	6	$5.47\sim9.61\times10^{-3}$	7.42×10^{-3}	2.67	19.1	1.71	1.44	.854	59.7	30.7	96.0	53.9	27.5	18.6	44.2	1.9	
No. 27	27B	10	$1.56\sim3.23\times10^{-4}$	2.34×10^{-4}	2.69	70.3	1.51	0.89	2.02	93.5	75.2	100	33.1	62.6	4.3	66.9	0	※試料と壁の間にすき間があるらしい
		2	$1.70\sim2.13\times10^{-6}$	1.92×10^{-6}	2.69	60.5	1.63	1.02	1.64	99.4	60.5	99.4	37.9	61.7	0.4	61.7	0.4	
	27C	2	$1.94\sim2.16\times10^{-6}$	2.05×10^{-6}	2.68	52.0	1.56	1.03	1.60	87.0	59.8	100	38.4	53.6	8.0	61.6	0	※
		5	$1.60\sim4.18\times10^{-5}$	2.39×10^{-5}	2.68	52.0	1.64	1.08	1.48	94.1	52.0	94.1	40.3	56.2	3.5	56.2	3.5	
	27D1	8	$7.90\sim8.62\times10^{-2}$	8.16×10^{-2}	2.68	21.4	1.86	1.53	.752	76.3	28.0	100	57.1	32.7	10.2	42.9	0	※
	27D2	8	$5.85\sim6.34\times10^{-2}$	6.09×10^{-2}	2.66	21.4	1.81	1.49	.785	72.6	29.4	99.7	56.0	31.9	12.1	43.8	0.2	(小管使用)
堤防	E1	8	$1.93\sim2.35\times10^{-3}$	2.10×10^{-3}	2.64	26.2	1.44	1.14	1.32	52.5	42.4	85.0	43.2	29.9	26.9	48.4	8.4	
	E2	8	$4.73\sim4.88\times10^{-4}$	4.79×10^{-4}	2.65	31.2	1.53	1.17	1.27	65.4	42.3	88.7	44.1	36.5	19.4	49.5	6.4	
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)

よくない。従つてこの場合はむしろ大管における値を信頼すべきであると思う。(またこの両者の差は実用上無視できると思われる)

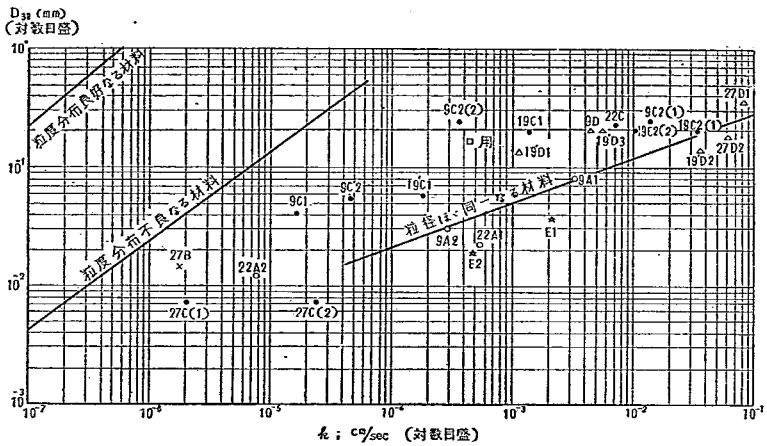
図—11, 12 および 13 はそれぞれの透水係数 k と D_{10}, D_{20} および D_{30} とをプロットしたものである。図—11 の $k=100\sim150\ D_{10}^2$ なる関係は Allen Hazen が filter sand に対して見出した k と D_{10} の近似式である。



図—11　k と D_{10} との関係



図—12　k と D_{20} との関係



図—13　k と D_{30} との関係

図—12 中の実線は Zanesville, Fort Peck, Kingslay および Quabfin の各アースダム建設の際に行われた数百の透水試験の結果得られたもので，平均的な土質の条件（密度についての）についての k と D_{30} の近似的な関係である。(W.P. Creager & others, Engineering for Dams Vol. Ⅲ, P.649) また点線は Knappen, Philipe により与えられた近似的関係である。図—13 中の直線は Lee および Cox が実験的に定めた関係である。

〔3〕考　察

全般的にみて阿賀野川堤防地盤の土質の粒度は良好でない。表—1 の均等係数をみると 100 をこえるものは一試料にすぎず，また図—13 の結果によると，測定結果は“粒径ほゞ同一なる材料”なる範ちゆうに属している。従つて透水性は一般にいわれているより緩してよいものが多い。図—11 によれば透水係数が Hazen の値より大きいものが全体試料の約 60%，図—12 の Zanesville, Fort Peck, Kingslay, Quabfin Dams の結果より大きいものが約 75% となつている。（たゞし Knappen Philippe の値より大きいものは 40% と逆の結果を示している）次に前章において分類した各層について考える。

A 層

5試料についての粒度試験の結果，粘土 1，ローム 1，砂質ローム 3，堤防土の2試料については砂質ロームとロームになつている。

また　v_s=45～50%

v_w=40～50%

v_a=10%位　　といつた土質の状態である。

透水係数をみると

9A1　　3.30×10^{-3} cm/sec

9A2　2.89×10^{-4} cm/sec

22A1　5.37×10^{-4} 〃

22A2　7.66×10^{-6} 〃

E1　2.10×10^{-3} 〃

E2　4.79×10^{-4} 〃

結局，A層としては，土質は砂質ローム，ロームに属するもので，透水係数は 10^{-4}～10^{-5}cm/sec 程度であると考えられる。（堤防土の E1，E2 は粒度ではそれぞれ 9A2，22A1 に近いのに透水係数が大きいのは v_a が低く間隙が大きいからと思われる）

B 層

2試料についての粒度試験の結果は粘土とロームになつている。v_s は 40% 以下，v_w は 60%程度，v_a は 10% 以下である。かゝる土質に対する透水試験はむづかしく，試験試料数も少ないが，大体 10^{-6}cm/sec 程度の透水係数をもつものと判断される。

D 層

粒度試験の結果はすべて砂に属し，表—1 によれば粗砂分のしめる % が大半である。

v_s=50～57.5%

v_w=30～40%

v_a=15%以下

と比較的まとまつた範囲にあり，砂質であるためA層，B層のものより v_s の値が高くなつている。透水係数は

9D　4.38×10^{-3} cm/sec

19′D1　1.09×10^{-3} 〃

19′D2　3.54×10^{-2} 〃

19′D3　5.72×10^{-3} 〃

27D1　8.16×10^{-2} 〃

27D2　6.09×10^{-2} 〃

大体 10^{-2}cm/sec の程度であると判定される。

C 層

この層に属する試料の試験の結果は，粒度からみても，土の状態からみても非常にばらついている。そして大体3つの部類にわけられるようである。

D層に近い性質をもつもの

9C2 （砂）　1.35×10^{-2}cm/sec

19C1 （砂）　1.34×10^{-3} 〃

19C2 （砂）　3.42×10^{-3} 〃

22C （砂）　7.42×10^{-3} 〃

これらは砂に属し，透水係数は大体D層と同じである。

B層に近い性質をもつもの

27Cがそれで，分類はシルト質ローム，透水係数は 2.39×10^{-5}～2.05×10^{-6} cm/sec

中間的な性質をもつもの

9C1	（砂質ローム）	1.65×10^{-5} cm/sec
19′C1	（砂質ローム）	1.81×10^{-4} 〃
19′C2	（砂質ローム）	4.67×10^{-5} 〃

粒度も透水性もA層のそれに近い砂質ローム，10^{-4}～10^{-5} cm/sec であるが色は全く異つており，むしろB層とD層の中間的な層，あるいはその両者が入り混った層であると思われる。

これらの結果を図—6，7 と対照してみると，図—6 において No. 19～No. 22 地点附近のC層はゆるい砂層であり，透水性がよいことがわかる。一方 No. 9 附近，No. 22 附近のC層は図—6 に予想したよりも，もつとB層が厚いか，あるいはB，D両層の中間的性質をもつ砂質ロームとなつていると思われる。また図—7 によると川裏のC層は一般に薄いことになつているが，これは大体砂質ローム程度（$k=10^{-4}$～10^{-5} cm/sec）の層であるようである。

また No. 19 川裏用水路底に噴出していた砂を粒度分析した結果をみると，最大粒径はC層，D層のものと同じである。すなわち，C層の土はすべての粒子が水と一緒に噴出していることがわかる。（細かい粒子は流失してしまつているから均等係数は非常に小さくなつている）

Ⅳ 対策工法に対する検討

〔1〕 電気的模型をつかつた実験について

堤体および基礎の滲透水流の状態を数学的に解析することは，ごく簡単な断面の場合をのぞいては甚だ煩雑で阿賀野川のように断面が複雑で，透水係数を異にした層が重つていて，しかも流れが自由水面をもつ gravity flow であるといつた場合には，図式的解法，模型実験法，あるいは電気的相似法によらねばならぬ場合がほとんどである。中でわれわれが行つた電気的な方法は滲透水流に対する Darcy の法則と，電流に対する Ohm の法則の類似性を用いたものであり，模型の作製および測定が比較的容易であり，測定の精度もよい方法である。

1. 実験方法

漏水の最もはげしいといわれている No. 19～No. 22 地点附近の堤防断面形について実験を行つた。（この附近は現地調査の結果，透水係数の小さい粘土層（B層）の存在がほとんど認められなかつた）

模型の形状および測定装置の配線は図—14 の通りである。

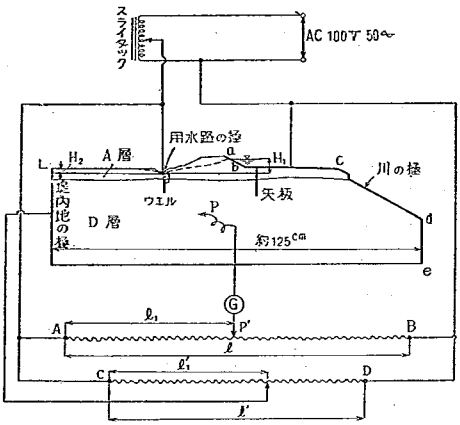
なお，模型製作にあたつて次のような条件を仮定した。

i） 滲透を堤防横断面について二次元的に取扱う。

ii） 透水層（C，D層）の厚さは平均低水位以下 30m であるとし，均質なもの（C層は薄いのでD層の性質をもつて代表させた）とし，その下の層は完全に不透水性な水平地盤であるとした。

iii)　川底の断面形が明瞭でないので，上流側極（滲透入口の等ポテンシャル面）を図—14 の a, b, c, d, e のように仮定した。

iv)　堤内側では，仮にL地点における等ポテンシャル面は不透水性水平地盤に鉛直であるとし，L地点における地下水の自由水面は地表面（平均低水位以上 3m）に一致するものとした。（川の水位が平均低水位以上 3m より下つた場合には，L地点の地下水位は川の水位と一致するものと仮定した）L地点の位置は全く任意的に定めたもので用水路から十分に距つた位置としてとつたものである。



図—14　電気的模型略図

v)　堤体内の浸潤線が堤体裏法面を切る場合には，Wyckoff および Reed の実験（"Electrical Condition Models for the Solution of Water Seepage Problems," Physics Vol. 6, 1935 参照）におけるような装置をほどこさねばならない。今回は簡単に浸潤線の下先端が用水路水面と一致するものとした。

vii)　用水路の水位は川の水位にかゝわらず一定とした。そして用水路の深さも約 20cm(極板の厚さ約 2mm と対応すると）仮定した。

模型の寸法は縮尺 1/100 とし，温湯 1l に 16g の寒天をとかしたもので成形した。厚さは約 1cm を標準とした。成形は比較的硬い水平なゴム板上で行つた。

透水試験の結果をみれば，A層の透水係数 k_A は約 10^{-4} cm/sec，D層の透水係数 k_D は約 10^{-2} cm/sec である。従つて電気的模型においては，D層の部分の材料と，A層の部分の材料の電気比伝導度の比 $R=x_D/x_A$ に等しくするようにしなければならぬ。電気伝導度のちがう寒天を作るには先ず寒天に食塩をとかす方法（丹羽義次"滲透水流の電気的計測について" 土木学会誌 Vol. 35, No. 7, 昭和 35 年 7 月）をとつた。われわれの測定によれば，蒸リユウ水と寒天のみにて成形した場合の比伝導度は約 6×10^{-4} mho/cm であるが，その寒天溶液 100 cc に 4～5g の食塩をとかすことによつて比伝導度をその 100 倍に増すことができ，k_D/k_A の値と等しくすることができる。したがつてD層の材料として食塩をとかした方のものを用い，A層の材料として食塩を含まぬ材料を用いて成形することにした。

成形がおわれば，図—14 中点線で示したような浸潤線をきめその上の部分を切取つてしまう。

次に川の極と用水路の極との間に適当な交流電圧 E_1（10～20V, 50~）をかける。堤内地の極にはポテンシャルディバイダCD（ニクロム線）によつて，次のように下げた電圧 E_2 をかける。

$$E_1/E_2=H_1/H_2=l_1/l_1'$$

次に模型と併列に装置した長さ l なる抵抗線（ニクロム線）AB 上をスライドする点 P'（A 端より l_1 なる

距離にある）と，探針 P との間に電流の流れないような点を模型上に見出し（それにはイヤホーン，あるいは電流計を用いた）その点を模型上でたどつて行けば等ポテンシャル線 l_1/l が画ける。したがつて P' 点を適当にずらして行けば等ポテンシャル線群が求まり，それと直交するように流線群も画けて，流線網を完成することができる。

矢板を打つた場合の実験は図—14 に示すように薄いベークライト板を底のゴム板に固定して同様な操作により行つた。矢板の位置は阿賀野川工事々務所において施工されているものに準じた。

排水井を押入した場合は実際には排水井（以後簡略にウエルとよぶ）はある間隔（堤防と平行に）をもつて設置されるものであるから，この場合のように二次元的に取扱うことはできない。しかし傾向をつかむ意味で，図—14 のような真鍮板（厚さ 1mm）をD層の部分に 2cm，3cm，4cm および 5cm（それぞれ実物の 2m，3m，4m および 5m に相当）挿入し，用水路の塩と連結した。またA層を貫く部分に相当するところは，実際のウエルでは水が浸入し得ないようにしてある部分であるから，その部分の真天を切取つた。

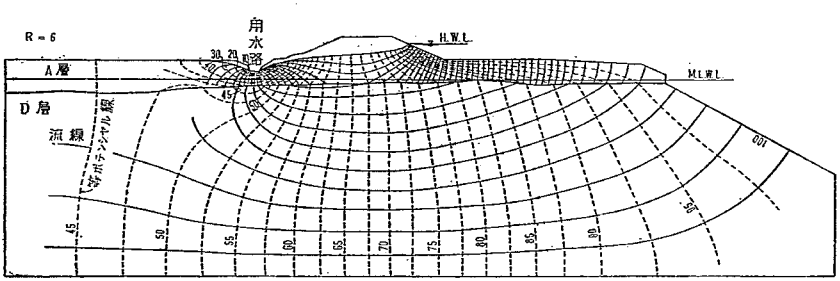
実際の操作は以上の通りであるが，実際の測定を行つてみると，食塩の濃度のちがうA層，D層が密接しているため，D層内の食塩は溶液の場合と同様にA層内に拡散し，ためにA層の比伝導度は急激に増大し，1昼夜を経ずして $R(=k_D/k_A)$ の値は 100 から 6～7 に低下してしまう。そして成形直後は特にその傾向が強く，実験途中に刻々 R が変化するため，等ポテンシャル線が定めにくい。そのため食塩にかわる適当な添加材（すなわち相対的に伝導度の比を 100 倍近く変化することができ，相互の性質の安定したもの）をさがしたが，現状ではまだ満足し得るものが求められない。そこでA層，D層を同じ材料で作り，A層の厚さをへらす方法をとつた。（同じ材料であれば，A，D両部分の伝導度の比は厚さに比例する）しかし厚さの比を 100 位にすることはむづかしいので，適当に内挿することにした。（$R=\infty$ の場合は，A層をとつてしまえばよいので容易に求まる）

2. 実験結果の要約

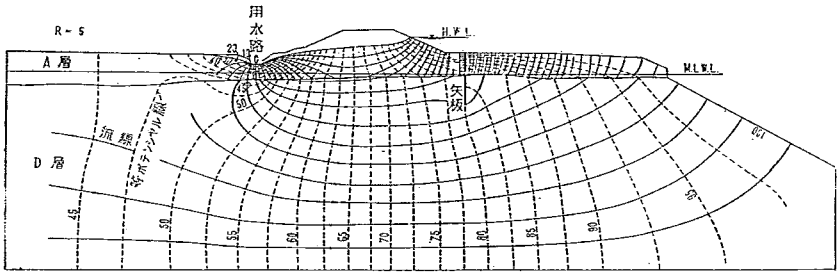
i）　流線網の例

電気的模型により求めた流線網の例を図—15，16 に示す。

図—16 は図—15 と同じ条件のものに矢板を施工した場合であつて，流線網は矢板附近で若干の乱れをみせる他はあまり変化なく，殊に用水路下，A層底面のポテンシャルには全く変化はみとめられなかつた。これは



図—15　電気模型により求めた流線網の例

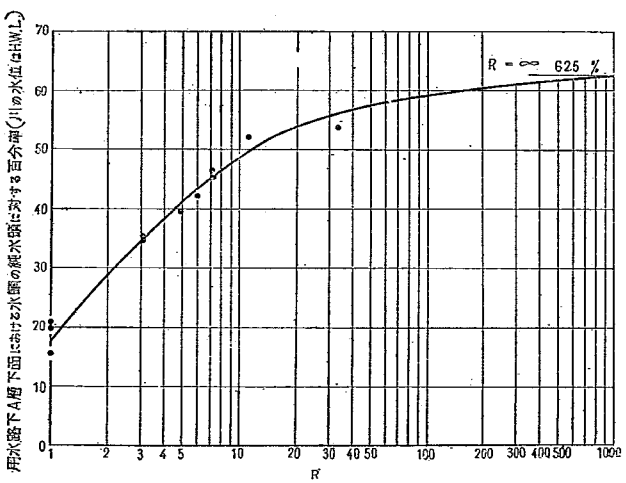


図—16　電気的模型により求めた流線網の例（止水矢板を打ったもの）

その他の実験でも同様なことがたしかめられた。

ii）　用水路附近のA層下面の水頭

川の水位が計画高水位（平均低水位以上 5.5m）で，ウエルを設けない場合の用水路中央直下のA層下面の水頭を R について示すと図—17 の通りである。（なおこれらのデータは $R=\infty$ の場合にも，図—14 のL点におけるD層の水頭には変りがないものとして求めたものである）実際の場合には $R=100$ として，水頭は約 2.5m（純水頭に対して 59%）程度であることがわかり，R を ∞ とした場合と大きな差のないことがわかった。

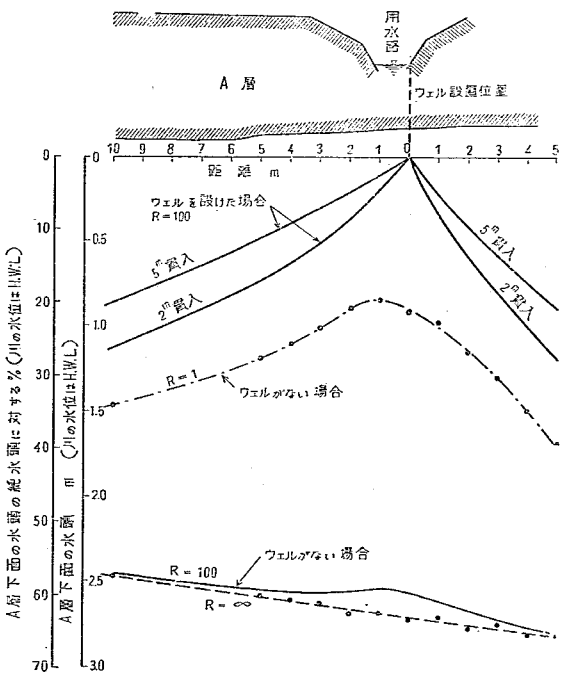


図—17

矢板を表法尻に打った場合は，用水路附近の水頭には測定にあらわれる程度の差は認められなかったから，矢板を打った場合にもこの程度の水頭を受けるものと思わなければならぬ。

用水路近傍のA層下面の受ける水頭を画くと図—18 に示す通りである。この図における $R=100$ の曲線は各種の R についての曲線をもとめ（煩雑になるので $R=1$ および ∞ の場合のみ図示した）各地点について図—17 と同様な操作により $R=100$ の場合を内押して画いたものである。

ウエルを押入した場合は図—18 に示した如く，その効果は甚だ大きい。この場合は R の差による変化ははとんど認められなかつた。貫入（D層に押入された部分の長さ）3m，4m の場合は図示は省略したが，2m と 5m の両曲線の間に入る。これは前述のようにウエルを含む鉛直面で二次元的に取扱つたものであるから，実際のものよりは小さくでている可能性があり，単にウエルの効果を見ただけのもので，ウエルの設計には，後述のようにウエルの中間中央点の水頭の大小によつて検討を行わなければならない。



図—18

〔2〕 対策工法に対する考察

1. 漏水の状態について

阿賀野川堤防の基礎は，非常に深い透水性地盤上に，比較的不透水性な表土層が薄くおゝつているといつた地盤である。表土層（A層）の厚さは用水路の部分が最も薄く 2m 位である。表土層と透水層の間には粘土層をは

さんでいる部分と，そうでない部分とがあり，現地調査の結果によれば，かゝる粘土層がない区間に最も漏水が多いことが認められた。

現地の観察によれば，川の水位が平均低水位以上 2.5m をこえると，用水路底に噴砂をともなう漏水があることである。

現場から採取した試料について試験した結果，用水路底の地盤であるA層の湿潤密度 γ_t は平均 1.65t/m³ 位である。(表—2 参照)

γ_t なる密度をもち，厚さ H なる土が，上向きに流水圧をうけ，流動状態に達するための限界水頭を hc とすれば hc は

$$hc=\frac{(\gamma_t-\gamma_w)H}{\gamma_w} \quad \cdots\cdots(1)$$

となる。こゝに γ_w は水の単位体積重量である。たゞし，(1) 式においては，土質は粘着力をもたぬ細砂のようなものであるという条件が必要である。阿賀野川のA層は砂質ローム程度のもので，一面剪断試験の結果によると 2.5～3.0t/m² 程の粘着力をもっている。したがって hc は (1) 式におけるより大きな値になるかもしれぬが，流動状態に達する限界状態では，あるいは粘着力はあまり期待できぬかもしれない。

(1) 式において $\gamma_t=1.65$t/m³, $\gamma_w=1$t/m³, $H=2$m として hc を求めると，$hc=1.3$m となる。

われわれが実験に採用した断面で平均低水位以上 2.5m という条件を入れゝば純水頭 h は 2.5−1.2=1.3m (1.2m は用水路水面の平均低水位よりの高さ) となり，hc と一致した。

かりにA層を全く不透水性の地盤と考えれば，用水路下，A層下面の水頭は h と一致し，1.3m となる。たしかにA層は若干透水性を有するから，水頭は 1.3m より小さくなることはたしかであるが，$R=100$ であるからこの場合も $R=\infty$ の場合，すなわちA層を不透水性と考えた上述の場合と大きな差はないことは想像される。そしてこの若干の差は，用水路下のA層の厚さが 2m よりやゝ小さいのか，用水路底の地盤の γ_t が土がゆるんでいるためやゝ小さいのか，あるいは部分的に水道ができているためかもしれぬ。

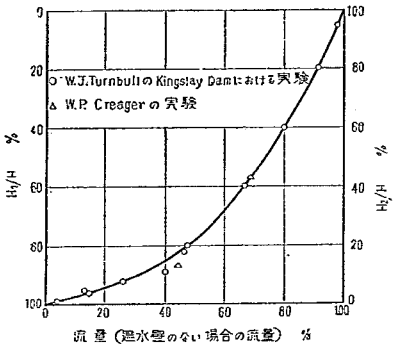
いずれにしろ，川の水位がそれ以上になれば，更に流水圧は増すから噴砂は続くわけである。

2. 漏水対策工法について

まず，表法尻における矢板工は，模型実験の結果からすれば，ほとんどその効果はみとめられなかつた。これは堤防基礎の透水性地盤の厚さが非常に厚いためである。透水層に矢板を打った場合の締切りの効果は図—19に示すようなものであるといわれている。(Creager 他，"Engineering for Dams" Vol. Ⅲ より引用) この結果によれば，矢板をうつて透水層の流量を 50% にへらすためには透水層の深さの 80% も締切ってしまわなければならぬことになり，阿賀野川の矢板工の場合は透水層の根入れは約 4m であるから，透水層の厚さを 30m とすると，根入れは 13.3% であり，流量の減少は 5% 程度でしかない。しかし根入れを大巾に増すわけにも行かぬであろうから，他の対策工法を考えなければならない。それには次のようなものが考えられる。

i)　(1) 式の H あるいは γ_t を増して hc をたかめる方法

これには用水路を埋めてしまって他に移転する方法 (H を増す方法) と，用水路底を空石張等にして γ_t を増す方法とが考えられる。前者は実現不可能であろうし，いずれの場合も用水路に漏水がなくなれば，またど



図—19　止水矢板の効果

こか弱いところをみつけて漏水がはじまるおそれがある。

ii）　噴砂をおこさすことなく透水層の水を逃がして用水路のA層下面の圧力を下げる方法

これには排水暗渠による方法と，排水井による方法とが考えられる。前者は漏水区間全長にわたり，透水層までとさく暗渠を入れなければならず，工費がかさむと思われる。排水井はウエルを地表から不透水層を貫いて透水層まで貫入させ，排水させようとするものである。透水層中の滲透水はウエルを通って表面に流れでるから，土は浸蝕されることはない。流れでた水は用水路にみちびけばよいから，阿賀野川の場合は特に好都合である。

以上の考察から，対策工法としてはウエルによる方法が最も適していると判断されるので，以下ウエルについての細かい検討を行うことにする。

〔3〕 排水井系の設計

1. ウエルの寸法，貫入深さ，間隔について

排水井系の設計方法は Muskat の理論（The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media 1937 参照）および William Jervis の実験にもとづく方法がある。

この解析にあたつては次の基本的な条件が仮定されている。（図—20 参照）

a）　表層は完全に不滲透性であり，透水層との境界面は水平である。

b）　透水層は均質で等方性である。

c）　下層も不透水性でしかも水平である。

d）　透水の入口はウエル系線に平行な鉛直面である。

かゝる仮定のもとに

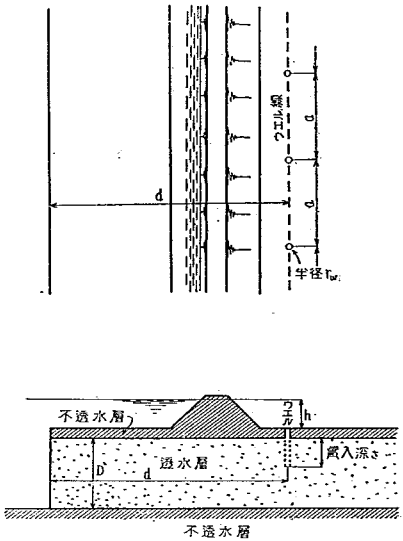
Q ： ウエルの単位時間あたりの流量

k ： 透水層の透水係数

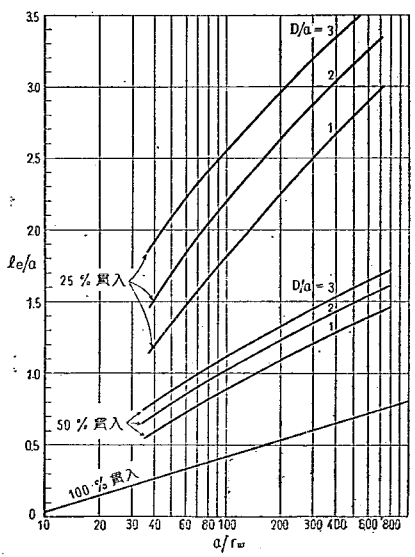
h ： 純水頭差

a ： ウエルの間隔

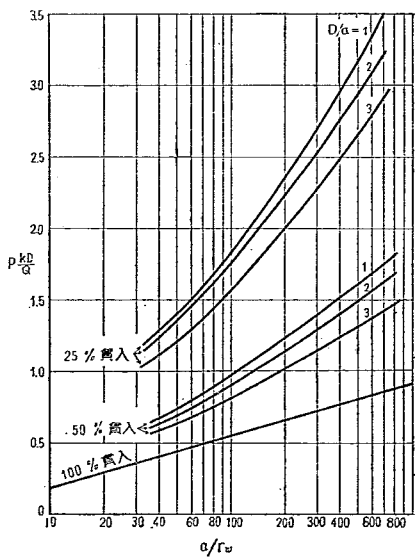
D ： 透水層の深さ



図—20　排水井系の説明図



図—21



図—22

d ： 透水の入口からウエル線までの距離

r_w ： ウエルの半径

とすると

$$Q=\frac{khad}{d+l_e} \quad \cdots\cdots(2)$$

であたえられる。こゝに l_e は extra length と称せられるもので，図—21 により求められる。Q が求まれば図—22 から PkD/Q を求め，それと Q とからウエル中間中央点の水頭 P が計算できる。

阿賀野川の場合には表層であるA層が完全に不透水層ではないので，厳密にはこれらの計算の対称にはならないが，前述の如く $R=100$ にもなるとその違いは大きなものではなく，しかもこれらの仮定により計算しておけば誤差は安全側である。

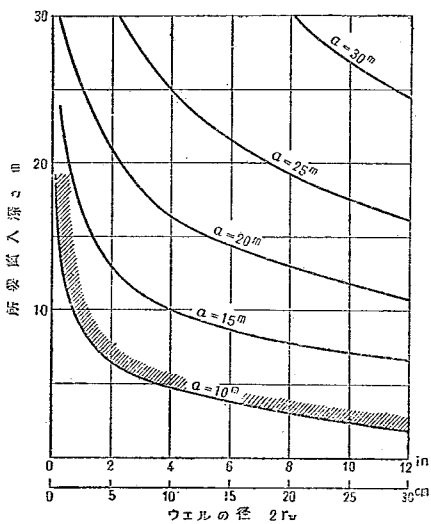
また d を求めるにあたつて透水の入口である川底の形は鉛直でないので，一応D層の川に露出していると想定される最短距離 61.4m をとつた。(この仮定も安全側である) なおウエルの線は用水路水面の川側の端にとつた。

したがつて計算にあたり

$k=10^{-2}$ cm/sec$=6.0\times10^{-3}$ m/min

$h=4.3$m (計画高水位の場合)

$D=30$m



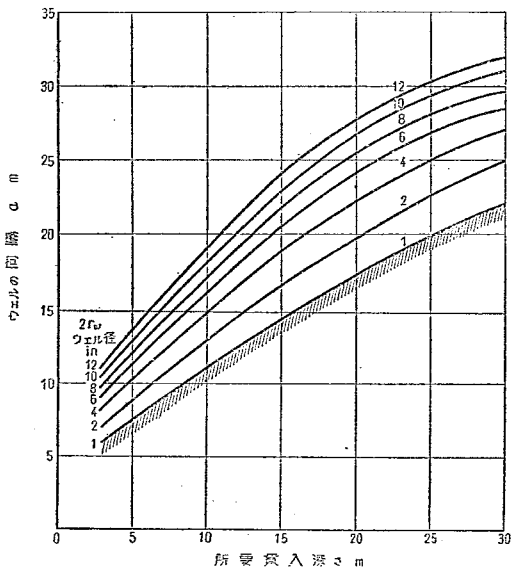
図—23　ウエルの径と所要貫入深さの関係

d=61.4m

ととつて，r_w，a および貫入深さを種々変化させて Q，P を計算した。

この場合，P が用水路底のA層下面における限界水頭 hc 以下になるようにする必要がある。hc の値として一応前節にのべた 1.3m にとつて $P \leqq hc$ なる条件を満足する r_w，a および貫入深さの関係を画いたものが，図—23 である。すなわち，図—23 においてはウエルが図中の曲線の上側，図—24 においては下側の範囲にえらばれいば，川の水位が計画高水位に達しても，用水路に土砂を噴出する危険がないことになる。

実際問題としてウエルの貫入深さは 10m をこえることは設置のむづかしさを考えて不適当と思われるので一応貫入深さを 10m 以下とし，ウエルの径と間隔，流量の上述の条件を満足する関係を整理したものが図—25である。この図によれば，例えばウエルの径を 4in (10cm) にとれば貫入深さを 5m とする所要間隔は約 10m，流量は 0.08 m³/min 程度ということになる。



図—24　ウエルの間隔と所要貫入深さとの関係

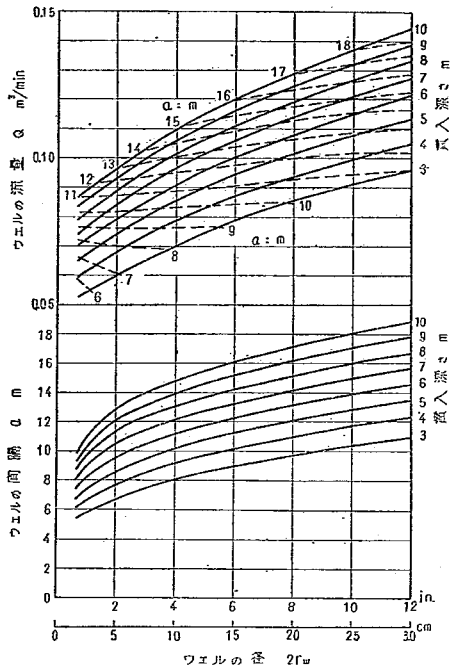
2. フィルター材料について

ウエルの周囲にはフィルター材料をつめなければならぬ。フィルター材料としては，

a) 排水しようとする土よりも透水性がよいこと。

b) 排水しようとする土の細粒部がフィルター内に流れ込んでこないこと。

の二つの条件を満足しなければならぬ。



図—25

フィルター材料についての諸研究の結果から次のようなことがいえる。すなわち，D_{15}（フィルター材料の粒径加積曲線における通過重量百分率 15% に相当する粒径）は D_{15}（排水しようとする土の 15% 径）の4倍以上，粒径分布がよいフィルター材料ならば 10～15 倍以上がよい。しかし D_{15}' はあまり大きすぎても不適当で D_{85}（排水しようとする土の 85% 粒径）の4倍以下，粒径分布のよいフィルター材料ならば 8～10 倍以下がよい。そしてフィルター材料の粒径加積曲線は，排水しようとする土のそれと平行に近い方がよい。

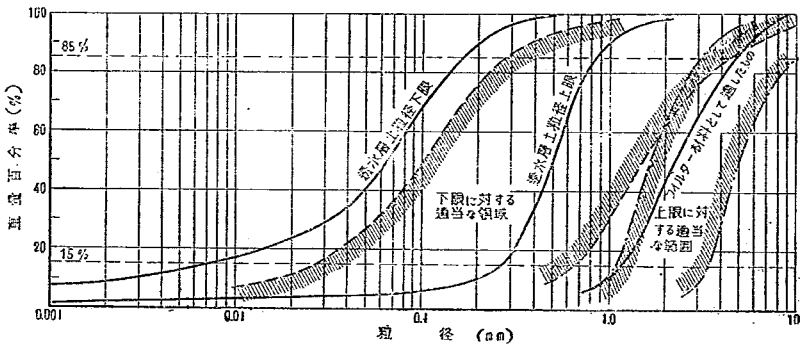
阿賀野川の場合，C層およびD層の土質の粒径加積曲線は図—26 に示した上，下限の内に含まれる。すなわち下限はC層のなかで最も細かい粒子の多いもの，上限はD層の中で最も粗いものを示している。(透水層はほとんどがD層に近い性質のものであるから，平均的な粒径加積曲線は下限よりに考えるべきである)

下限，上限の曲線につき

$$4D_{15} < D_{15}' < 4D_{85}$$

にして，加積曲線になるべく平行だといった領域を求めてみると，それぞれ図中に斜線をほどこした部分となる。図に明らかなように，それら両領域は完全には重ならず，したがって上，下限双方を満足するフィルター材

料を単一にえらぶことはできない。しかし透水層の土質は，多くが上限側に近い粒径分布をもつものでもあり，透水性のよい材料でなければならぬ観点から，一応図に示したような上限に対して適当な領域に属し，しかも比較的，下限曲線に平行になるような粒度分布のものをフィルター材料として適当と判断した。



図—26　フィルター材料の選定

3. ウエルの設置について

ウエルの構造は，透水層の中にフィルター材料で構成された円柱を挿入し，その中に水がぬけやすいように金網をはったり，細長いストックとか多くの孔などをあけたパイプをたてたものである。

ウエルの寸法，間隔，貫入深さは図—25 を満足するものであればよいものであるが，大体，径 4～5in のものを貫入深さ 5m，間隔 10m に打つのが実際的な寸法配置であると思われる。

ウエルのパイプの径を 4～5in にとり，その周囲にフィルター柱をめぐらせば最も安全側であるが，そうするとフィルター柱の径は 10in 位は必要であると思われる。かゝる径の大きな砂柱を押入することは施工上むづかしい。

前述の計算は，一応フィルター層の存在は無視した計算法であると理解されるが，この場合求められたウエル（パイプ）の半径を r_w とし，それと全く同じ効果を発揮しうるようなパイプとフィルター柱の組合わせをもとめてみると次の通りである。

r_1＝パイプの半径

r_2＝フィルター柱の半径

k ＝透水層の透水係数

k_1＝フィルター材料の透水係数とする

$$\frac{k_1}{k}\cdot\frac{1}{\left(\frac{k_1}{k}-1\right)}$$

$$r_1=\left(\frac{r_w}{r_0}\right) \quad \cdots\cdots(3)$$

なる関係がある。(これは厚さ一定な半無限透水層を貫いてウエルを下した場合の計算であつて，今回の如き場合には厳密には成立たず，目安をつける程度のものである)

フィルター材料の透水係数は図—26 および図—11 より推定すれば，大体 1.0cm/sec 程度である。

ウエルの径を 4in ($2r_{10}$) とし，押入するパイプの径を 1in ($2r_0$) とし，透水層の透水係数を 10^{-2}cm/sec として上式より r_1 を求めると

$$r_1=2.3\,\text{in}$$

となる。即ちフィルター柱の径は 4.6in でその中に 1in のパイプ集水孔をもつものを挿入すれば，$2r_{10}=4$in のウェルト同じ効果を発揮し得ることになる。しかし (3) 式の信頼性が少いところから，フィルター柱の径は大体 5~6 in にえらび，その中に 1 in のパイプを入れるといつた寸法がよかろうと思われる。

ウエルの設置方法としては次のようなものが考えられる。

i) 径 5~6 in のパイプを外管とし，先端にコーンをつけ，それに 1 in 程度の内管を接続し，内管を通して圧力水を追り，コーンの噴水孔より水を噴出させつゝ外管を透水層内に貫入させて行く。(これには適当な載荷あるいは衝撃を加える必要があると思う) 阿賀野川の透水層は礫を含まぬから，かゝる射水法による貫入も可能であると想像されるが，透水性がよいから，多量な水と相当圧力が必要であろう。

ii) 所定の深さまで貫入させたならば，内管およびコーンを引抜き，1 in の集水孔を設けたパイプの中心を合わせて設置する。

iii) 次に中のパイプと外管の間にフィルター材料を充填しつゝ外管を引抜く。このときはフィルター材料が外管の途中につまらぬように，サウンドドレインの場合のように圧縮空気をおくりながら砂をみたし，外管を引抜くことが必要であるかもしれぬ。しかし，この場合には中にパイプが入っているから，この操作はかなりむづかしいと思われる。

iv) パイプが不透水層を貫いている部分の周囲 (外管が引抜かれた部分) は充分に不透水性土でうめもどす。

v) パイプの上端から，排水を用水路におとす適当な装置を設けておくことが必要である。

最後にウエルから流出してくる水は，上記の条件に対しては 0.08 m³/min 程度であつた。ウエル間隔は 10m であるから，仮に湯水区間を約 1 km とすると，100 本のウエルが必要となる。これらからの流量の総和は 8m³/min 位で，用水路断面は上幅約 2.2m，底幅約 1.5m，深さ約 1m の梯形断面であり，この流量を排除するには充分であると思われる。

V むすび

以上，阿賀野川堤防基礎の湯水調査の結果を報告し，あわせてそれをもとにして最も効果的と思われる対策工法としてウエル工法を提案した。

しかしウエル工法は建設省関係のかゝる場合に使用した例はないから，今後もその構造，施工法および効果の持続性 (すなわちパイプおよびフィルター材料が次第につまつて行くことに対する) 等に対し，実験研究および

文献調査の必要性があると思われる。

なお，終りに現地調査に際して，阿賀野川工事々務所の関係者に絶大な援助を賜ったことに厚謝する次第である。

土質改良に関する実験的研究　第1報

——セメントによる関東ロームの土質改良効果について——

建設技官　竹　下　春　見
建設技官　田　中　淳　七　郎

(昭和 31 年5月)

目　　次

Ⅰ　まえがき……(1)
Ⅱ　既往の主なる実験方法……(1)
Ⅲ　実験の目的……(7)
Ⅳ　実験結果に関係する要因と予備実験……(7)
Ⅴ　実験の概要……(15)
Ⅵ　実験結果とその考察……(19)
Ⅶ　むすび……(46)

Ⅰ　ま　え　が　き

わが国の最近の道路破壊の原因を調査してみると，路盤や路床の不備によるものが相当多いようである。路盤や路床の強度は，一般にはその材料，締固め程度および水量によつてきまる。この場合材料や締固めの程度はあらかじめ所要の条件に限定しうるけれども，水量に問題がある。それはせつかく最良の状態で道路をつくつても，舗装版によつて路盤の水分の蒸発が妨げられているために地下水や浸透水などによつて増大する含水比が減少せず，あるいは凍上現象などによる路盤や路床の悪化が問題になるからである。このことは，多雨多湿のわが国では特に考えなければならない点であろう。

したがつて，土を必要な程度の耐水性や凍上に対する抵抗性をもつまで安定させてから舗装を行うことが経済的に望ましい方法であろう。

土を安定させるには，粒度改良による方法，セメント系あるいはアスファルト系材料の添加による方法，電気化学的な安定方法など種々の方法が考えられているが，われわれが研究の対象とした土は関東ロームや東北ロームその他のわが国特有の火山灰系統の土の安定であつて，これらの土は極めて細粒部分が多く，また自然含水比が高いことおよび工法の経済性を考慮した結果，セメント系材料（セメント，塩化カルシウム，石灰，フライアッシュなど）による安定が最も有効であろうと考えた。

本文はセメント系材料をわが国の火山灰土に添加する土質改良に関する一連の研究の第一報であつて，関東ロームにセメントを添加したときの土質改良の効果の報告である。

Ⅱ　既往の主なる実験方法

一般にセメントで土を処理すれば，土の膨脹収縮の抑制，pumping の防禦および凍上予防などに好都合であ

るとされている。セメントによる土の安定に関する実験施工および研究が最も進歩しているのは米国であり，ついで英国である。したがつてこゝで述べる実験方法も米英が中心になる。

一般に土をセメントで安定させる場合に，いわゆるソイルセメントおよびセメント添加土の二種がある。後者は，一般にはソイルセメントに必要なセメント量よりは少ないセメントでよく，土の液性限界，塑性指数および親水性をへらすのが目的であつて，ソイルセメントで見られるような硬化が目的ではない。したがつて両者の試験方法も異なつている。

〔1〕 ソイルセメントの試験について

一般にたいていの土はセメントで硬化しうるけれども，重粘土のような特殊の土は今日の機械では経済的に粉砕できないようである。したがつて，まず第一に与えられた土が経済的に採算があうように安定できるかどうかが問題になる。米国の Highway Research Board では経済的に安定しうる土を表—1 のように限定している。

表—1. 経済的に安定処理できる土の限界 (H.R.B.)

粒度分布の限界	Atterbery の限界
最大粒経 75 mm 5 mm フルイ通過量 ＞50 % 0.42 mm フルイ通過量 ＞15 % 0.074 mm フルイ通過量 ＜50 %	液性限界 ＜40 塑性指数 ＜18

第二に問題になるのは，所要の目的を達成するのに必要なソイルセメントのセメント量とそれが充分硬化するに必要な水量とであろう。米国の Portland Cement Association は次の実験方法を提案し[3]，これは 1944 年に A.S.T.M. の規格に，また 1945 年には A.A.S.H.O. の規格に採用された。

(1) ソイルセメント混合物の締固め試験。A.S.T.M. 規格：D 558—44，または A.A.S.H.O. 規格：T 134—45。

(2) 締固めたソイルセメントの湿潤乾燥試験。A.S.T.M. 規格：D 559—44，または A.A.S.H.O. 規格：T 135—45。

(3) 締固めたソイルセメントの凍結融解試験。A.S.T.M. 規格：D 560—44，または A.A.S.H.O. 規格：T 136—45。

(1) の締固め試験の結果によつて，ソイル・セメント混合物に必要な水量がきまる。この水量は締固め試験で得たソイルセメント混合物の最適含水比である。

この方法および実験器具は，材料がセメント（数種のセメント量）と土の混合物である以外には J.I.S. 規格：A 1210 とほとんど同じである。

(2) および (3) は，一般に耐久性試験と呼ばれているものであつて，この試験の結果によつて必要なセメントの量がきまる。方法の概要を述べると，各セメント量の混合物を，それぞれの最適含水比で方法 (1) によつて締固めて 4 個の供試体をつくる。そのうち 2 個は乾燥湿潤，他の 2 個は凍結融解試験に用いる。

最適含水比で締固めるに際して，土が 5 mm 以下ならば，そのまゝ最適含水比にするに必要な水を加える。5～20 mm の砂利を含む際には，篩分けて細粒土に水を加えて最適含水比とし，砂利は充分吸水させ表面の湿つた状態で前の細粒土に加える。20 mm 以上の際を含む際には，これを取り除いて 5～20 mm の砂利を重量で同

量だけ加えて前と同様にする。

湿潤乾燥試験には，恒温恒湿槽（温度：21±1.7°C，相対湿度：90％以上）で7日養生させたのち，供試体 No. 1 は重さと容積とを測定し，両供試体を 71°C の乾燥炉内に 42 時間おく。乾燥後 No. 1 は重さと容積を測定し，No. 2 て重さを測つてから，規定のワイヤ・ブラシで2回側面を強くこすり，再び秤量する。これが1サイクルであり，これを 12 サイクル繰返すのである。凍結融解試験は，7日養生させた供試体を −23° C 以下に保ちうる冷蔵庫内に 22 時間入れる。凍結作用後供試体 No. 3 の重さと容積を測定し，両供試体を恒温恒湿槽（温度 21±1.7°C，相対湿度 90％以上）に 22 時間入れる。融解作用後 No. 3 の重さと容積を測定し，No. 4 は重さを測つてからワイヤ・ブラシでこすり，再び秤量する。これが凍結融解の1サイクルで，これを 12 サイクル繰返す。供試体 No. 1 および No. 3 で，耐久性試験中の容積および含水比の変化を計算し，No. 2 および No. 4 で試験中の損失量を炉乾燥重量を基準にして計算する。

以上の試験の結果，ソイル・セメントに必要なセメント量は下記の条件を満足せねばならない。

1) 耐久性試験中のソイル・セメントの許容最大損失量は次の範囲以内であること。

A—1—a, A—1—b, A—3, A—2—4 および A—2—5	≦ 14％
A—2—6, A—2—7, A—4 および A—5	≦ 10％
A—6, A—7—5 および A—7—6	≦ 7％

2) 耐久性試験中の許容最大容積変化は，供試体成形時の容積の 2％ 以下であること。

3) 耐久性試験中の含水比は，供試体成形時の空隙を完全にみたしてはならない。

4) 上述した条件を満足するセメント量のソイル・セメントの圧縮強度は，材令およびセメント量とともに増加しなければならない。たゞし供試体は試験前に 1～4 時間水浸させる。

これらの条件は米国およびカナダで実際に施工され，長年にわたつて満足な状態にあるソイル・セメントの道路について，Portland Cement Association が数多くの現場実験および室内試験を行つた結果ソイル・セメントに必要なセメント量の設計基準として設けたものである。実際の試験には，現場の土に異つた3種のセメント量で前述して一連の実験を行つて，Portland Cement Association の基準に合格したセメント量で施工するのが普通である。

以上述べた方法は米国で最も広く用いられており，また非常に信頼度の高い良い方法として標準試験方法に採用されているものであり，実際にこの標準試験方法に基づいて設計したソイル・セメントの道路の成功度は極めて高いとのことであるが，実験に際して非常な労力と試料（約 45 kg）と時間（約6週間）が必要なのが欠点であろう。

前述したように，米国では必要なセメント量の決定にあたつてはソイル・セメントの耐久性に重点をおいているが，英国の標準方法はこれと異なり，圧縮強度の結果できめる[3]。英国の標準試体方法は土の判別試験，締固め試験および強度試験の三種目よりなり，補助試験として，とくに気象条件の厳しい処では耐久性試験（A. S. T. M. と全く同じ）を行い，また有機物の含有量や硫化物の含有量が多いと思われる地域で安定処理を行う場合と，土の不適性の理由を説明する目的のために有機物および硫化物含有量の決定試験を行つている。

表—2. ソイルセメントの圧縮強度試験用の供試体寸法 (R.R.L.)

粒度	供試体寸法
No. 7 B.S. フルイ (2.41 mm) 通過量 ＞80％ (細粒子土のとき)	直径 2″ 高さ 4″
$\frac{3}{4}$″ B.S. フルイ通過量 ＞80％ (中粒子土のとき)	直径 4″ 高さ 8″
$1\frac{1}{2}$″ B.S. フルイ通過量 ＞80％ (粗粒子土のとき)	直径 6″ 高さ 12″

したがつてあくまで強度試験に重点があるわけである。

土が経済的にセメントで安定できるかどうかの判別試験の結果の限界および締固め試験は，表—1 および A.S.T.M. 規格と同じである。それで圧縮試験について略述する。普通高さと直径との比が 2：1 の円壔形供試体で土の粒度分布に従つて表—2 の3種の大きさのものを用いている。供試体は締固め試験の結果得たソイル・セメント混合物の最適含水比および最大乾燥密度を有するものをつくる。供試体の作製方法は，最適含水比で混合した材料を計算重量だけモールド内にいれて，円形ピストンで所定の高さになるように静的に締固める。供試体をモールドから脱却したのちパラフィン・ワックスで含水比が変らないようにシールして7日養生し，養生後パラフィン・ワックスを取除き 250 lb/sq. in/min. の圧力または約 0.05 inch/min. の荷重速度で試験する。7日養生後の圧縮強度が 250 lb/sq. in. (17.5 kg/cm²) を満足な最小値と普通考えている。荷酷な気象条件の処では 400～500 lb/sq. in. (28～35 kg/cm²) が望ましいとしている。表—3 に英国の Road Research Laboratory の基準を示す。また英国では土の有機物の許容最大量を 2％ としている。

一般的には英国の方が米国より気象条件が悪いのであるが，この悪い気象条件の英国で耐久性試験を第二次的に考えているのは，ソイル・セメントの耐久性が大体その圧縮強度に比例するとの R.R.L. の実験結果と耐久性試験に非常な労力と時間とが必要であるとの2つの理由によるものであろう。

表—3. ソイルセメントに必要なセメント量 (R.R.L.)

土の種類	PR分類	A—2, A—3	A—4, A—5	ある種の A—6, A—7	A—8 およびある種の A—6, A—7
	Casagrande 分類	GF, SF, GW, SW, GP, SP	ML, CI, CL, MH	ML, CI, CL, CH	Pt, OH, OL, CH
		礫性または砂質土	シルト質土	粘土	ピートと有機質の多い土，重粘土
セメントの効果		非常に著しい硬化作用を示す	著しい硬化作用を示す	かなりの硬化を示す	処理に成功せず
最小許容圧縮強度		250 lb/in²	250 lb/in²	250 lb/in²	—
耐久性試験中の許容最大容積変化		2 %	2 %	2 %	—
耐久性試験中の許容最大損失量		14 %	10 %	7 %	—
普通のセメント量		6—10 %	8—12 %	10—14 %	—

以上が大体の標準試験とその基準とであるが，これらの基準は決して不動のものではなく気候，排水条件などによつて適当に改正されるものであつて，各国各州によつて種々の異つた方法をとつている。たとえば英国では一軸圧縮試験の代りに C.B.R. 試験を行つているし，米国の Civil Aeronantics Administration[4] では，耐久試試験として7日養生した供試体を3日間 Capillary absorption させ，その後4日間水浸させ，さらに冷融サイクルとしてで −23°C で8時間および水中に 16 時間つける操作を 12 サイクル繰返す。その後乾湿試験として8時間水浸後，71°C で 16 時間乾燥させる操作を 12 回繰返す。以上の過程が全部終了後さらに7時間浸水させて供試体が湿つている間に圧縮試験を行う。C.A.A. の方法は飛行場の基礎の安定処理がその目的であるから，このように条件が苛酷なのであろう。

この C.A.A. のように A.S.T.M. の方法よりさらに面倒な方法を採つている処もあるけれども，一般的な傾向としては米国でも A.S.T.M. の耐久性試験の簡易化[5] や耐久性試験の代りに圧縮試験を用いたり[6][7]，あるいは U.S. Bureau of Plant Industry の土の分類方法を利用[8] したりしてソイル・セメントの標準試験方法の簡易化の方向に進んでいるようである。また一週間養生後の一軸圧縮強度の基準も英国では一応 17.5 kg/cm² であるが，カリフォルニア州では 21 kg/cm²[9]，ワシントン市では 45.5 kg/cm² にとつたりしており，結局その州あるいは局の責任技術者の判断によつてきめている処が多いようであり，このことはソイル・セメントの性質が複雑であつて，研究が理論的には殆んど解決されていないことを示している。

〔2〕 セメント添加土の試験について

まだ標準試験方法というべきものは確立されていないけれども，容積変化をある所定量におさえるために必要なセメント量を次のようにしてきめている[10]。

(1) 種々のセメント量の供試体を A.S.T.M 規格に D 558—44 よつてつくる。

(2) 供試体を7日間恒温恒湿槽にて養生する。

(3) 供試体を乾燥し，破砕し，粒状にする。

(4) セメントを加え改良した土の物理試験常数および粒度を決定する。

舗装の歪みを防ぐために必要なセメント量は，改良した土の塑性指数が 10 以下であり，容積変化が下記限界内にあることが必要である。

$$\frac{\text{収縮限界の時の容積}}{\text{現場含水当量の時の容積}} \times 100 \quad \geqq 90$$

$$\frac{\text{収縮限界の時の容積}}{\text{液性現界の時の容積}} \times 100 \quad \geqq 80$$

以上述べた処は標準試験方法のあらましであるが，いずれの方法も，まず粒度分析によつて適当に土を選択してから力学試験の結果で必要なセメント量をきめているわけである。したがつて，たとえある2種の土を粒度分析した結果分類上は同じシルト質ロームとわかつても，力学試験（耐久性または強度試験）の結果ある土は8％のセメント量でよくて，他の土には 15 ％のセメント量が必要である場合もおこる。これはセメントによる土の安定の機構が化学反応であるのに土の分類をただ粒度分析のみできめたためであつて，どうしてもセメントの硬化に関係する要因，すなわち土のイオン分析，有機物検定試験および粘土鉱物の鑑識試験などを併用して土を

micro 的にしらべる必要がある。

最近の研究では Lambe[11], Winterkorn[12] や Hauser[13] などにより，土と安定剤との反応や塩基性置換などの安定処理の機構に関する研究，あるいは土の表面の電気的性質と吸着や粘土鉱物などの土の物理化学的性質に関する研究などの根本的な方面が活潑に行われている。

また表—1 に示した土の範囲を拡大しようとする研究（たとえば液性限界が 75 % までの粘土をセメントと消石灰との併用によつて安定処理に成功[14]，有害な有機物に関する研究（セメントの凝結を遅滞させる有機物の種類と量[15]，凝結遅滞の予防方法など[14]）およびセメントの土質改良効果を促進させる種々の添加剤[16]や分散剤[17]の研究などの応用方面での研究も行われている。

これらの応用方面および基礎的方面の研究とによつてソイル・セメントの標準試験方法，もつと簡単で理論的な方向に規格化されることが期待される。

表—4. ポルトランドセメントで処理したレス土 (Iowa) に対する陽イオンの効果 (Nichols)

自然土の処理に用いた陽イオン	ソイルセメント混合物の性質に対する陽イオン処理の効果
アルミニウム	明瞭ならず
鉄	強度やゝ減少
カリウム	強度やゝ減少
ナトリウム	強度やゝ減少

表—5 ポルトランドセメントで安定処理したレス土 (Iowa) に対する種々の添加剤の効果 (Nichols)

ソイル・セメント混合物に加えた添加剤	添加量 (%)	ソイル・セメント混合物に対する添加剤の効果
塩化カルシウム	0.1～6.0	硬化速度の増加
塩化アルミニウム	0.2～1.0	効果明らかならず
塩化第二鉄	0.2～1.0	〃
消石灰	0.1～2.0	〃
フライアッシュ	0.2～7.0	〃
ビニール錆酸のカルシウム塩と林檎酸との重合体	0.02～0.05	〃
珪素樹脂—A (Linde silicone SF 99)	0.05～0.25	〃
珪素樹脂—B (Linde silicone C 25)	0.1～0.5	〃
メチール・シリコン酸ナトリウム	0.5～2.5	水浸強度の増加
シラノール酸のエチル・ナトリウム塩	0.05～0.5	効果明らかならず
脂肪酸アミンの醋酸塩 (Armae T)	0.2～0.3	〃
紡砕したビンゾール樹脂	0.02～1.00	水浸強度の増加
パラフイン	1	効果明らかならず
A Commereial waterp oofing agent (Hydropel)	1～4	水浸強度の増加
Commercial Admixture A (Pozzolith No. 2)	0.02～0.30	効果明らかならず
Commercial Admixture B (Pozzolith No. 8)	0.01～0.15	〃
Commercial Admixture C (Stearolith)	0.04～0.15	〃
Commercial Admixture D (Omicron mortarpoofing)	0.04～0.60	〃
ベントナイト	0.2～2.0	〃

参考として Nichols が行った，セメントで安定処理した Iowa のレス土に対する陽イオンおよび種々の添加物の効果を表—4 および表—5 に集約して示す。

これらの結果が Iowa のレス土以外にも適用されるとは勿論考えられないが，一応の参考になると思われるのでのせた。なお前者（セメントで安定させた土に対する単一イオン処理の効果）については Winterkorn の研究が著名である[15]。

Ⅲ 実 験 の 目 的

〔1〕 目 的

関東ローム に種々の割合でセメントを混合したときの土の性質改良に関する効果を調査するために，セメント量と強度および材令と強度との関係，含水比と乾燥密度が等しい供試体の C.B.R. 値と一軸圧縮強度との関係，セメント量と耐久性の関係などの基本的な性質を研究して，実際の現場施工の一指針とし，また引続いて行っているわが国の火山灰系土のセメント材料による土質改良の基礎資料とするのが本実験の目的である。

〔2〕 記号および言葉の説明

本文，表および図中に用いる主なる記号を一括して示す。

γ_{dmax} ：最大乾燥密度。本実験では J.I.S. 規格—C.B.R. 試験用（A.S.T.M. 規格の C.B.R. 試験用と殆んど同じ）の締固めエネルギー（25.7 kg•cm/cm³）を与えたときに得られる各混合物の最大乾燥密度をさす。

o.m.c. ：最適含水比。上述した γ_{dmax} に対する各混合物の含水比をさす。

γ_d	：乾燥密度	ϕ	：内部摩擦角	P.L.	：塑性限界
γ_t	：見掛け密度	q_u-値	：一軸圧縮強度	C	：粘着力
L.L.	：液性限界	q_u-試験	：一軸圧縮試験	S	：飽和度
P.I.	：塑性指数	ω	：含水比		

Ⅳ 実験結果に関係する要因と予備実験

〔1〕 要 素

一般に土をセメントで安定させる場合，いろいろの要素が互いに関係しあつて結果の解析が困難になることが予想されるので，そのうち実験結果に比較的重要であると思われるものを表—6 に示す。

表—6 の各要素のうちで本実験で変化させたものは，

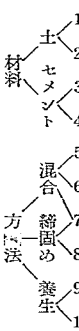
（1） セメント量。（本文中のセメント量 % とは，土とセメント混合物の乾燥重量に対するセメントの乾燥重量の百分率である。）

（2） 含水比。

（3） 養生日数。

一定としたものは

表—6 ソイル・セメントの性質に関係する主な要素



表—7 使用したセメントの主な性質

種別	比重	粉末度 比表面積 cm/g	粉末度 88μ %	凝結 室温 ℃	凝結 湿度 %	凝結 水量 %	凝結 始発 時分	凝結 終結 時分	安定性 浸水	安定性 煮沸	安定性 フロー	強さ kg/cm² 曲げ 3日	曲げ 7日	曲げ 28日	圧縮 3日	圧縮 7日	圧縮 28日
普通ポルトランドセメント	3.16	—	1.4	21.0 ～ 22.0	80 ～ 85	26.0	1 ～ 30	2 ～ 24	—	完全	212	23.4	40.3	66.2	80	162	302

（1） 土 ： 新宿区十二社附近で採取した関東ロームで本実験では自然乾燥させた試料のうち 2 mm 篩を通過したもののみを用いた。その性質については後述する。

（2） セメント ： 表—7 に示すような磐城セメント会社田倉工場産の普通ポルトランド・セメント。

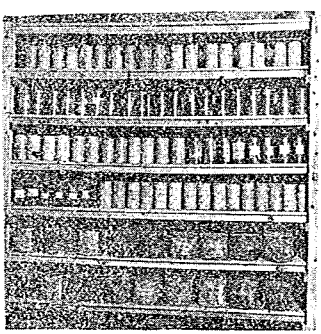
（3） 混合機と混合エネルギー。

周速 32.0 cm/sec, 15.4 r.p.m. のアイリッシュ・ミキサー。混合時間は手練り 1分，機械練り 10 分。予備実験にて詳述する。

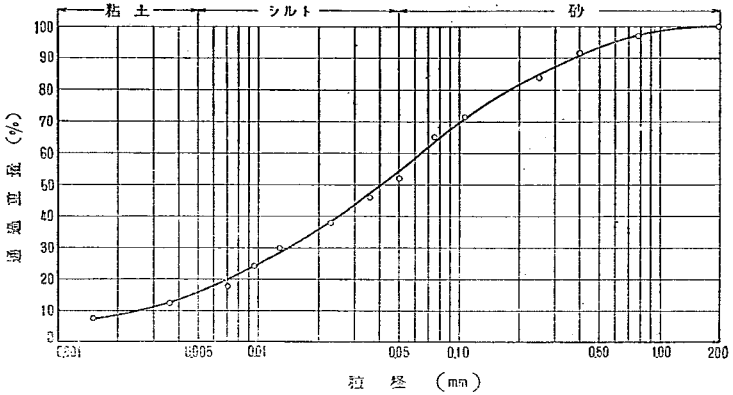
（4） 養生方法 ： 含水比が変化しないようにパラフィン・ワックスでシールして，養生棚にて室温で養生した。養生中の状態を写真—1 に示す。写真—1 で上四段にある小さい方の供試体は一軸圧縮試験用のものであり，下二段にある大きいものは C.B.R. 供試体である。

〔2〕 使用した関東ロームの性質

一般に関東ロームは，赤褐色のほとんど礫を含まない水山灰の堆積によつて生じたものであつて，粒子は極めて多孔質で細かく豊富な拘束水をもつている。一見すると非常に良く締つた外観を有するけれども，自然含水比は 100 % 以上が常で，乾燥密度も極めて低く大体 0.45～0.70 g/cm³ の範囲にある。ちなみに新宿



写真—1. 供試体の養生状況



図—1. 使用した関東ローム の粒度

表—8 関東ローム の粒度分析および Consistency Limit の結果

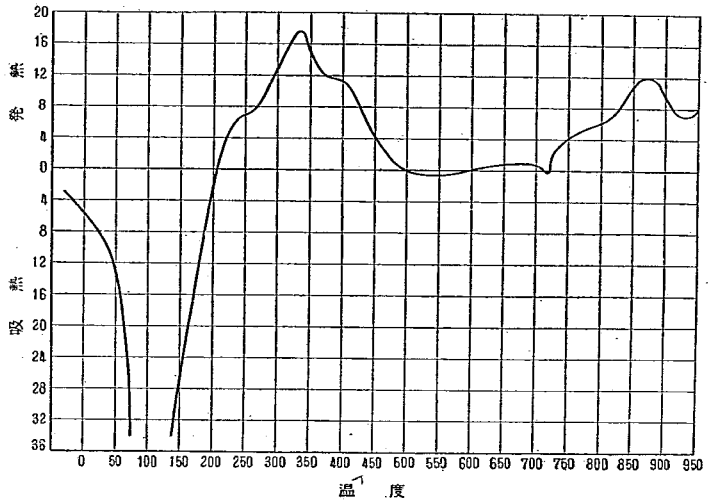
名称	粒度分析						物理試験常数			三角坐標分類	U. S B.P.R 分類	Ccasagrande 分類	比重
	砂分 %	シルト分 %	粘土分 %	10番フルイ通過量 %	40番フルイ通過量 %	200番フルイ通過量 %	L. I.	P.L.	P. I.				
関東ローム	46	38	16	100	92	63	97	71	26	ローム	A-7-5 (15)	O. H.	2,700

区十二社の現場で，試料を乱さぬようにして採取した2本の供試体の C.B.R.-値 は平均 6.5% で，供試体の含水比は 120%，乾燥密度は 0.60 g/cm³ であつた。

この土に J.I.S. 規格によつて粒度，Consistenty Limit および比重試験を行つた結果を図—1 および表—8 に示す。表—8 の B.P.R. 分類に示す A—7—5 (15) で，15 は群指数 (G.I.) を示す。G.I. の計算方法では 60 以上の L.L. および 30 以上の P.I. は，それぞれ 60 および 30 としている。したがつてわが国の火山灰のように L.L. と P.I. の値が非常に大きい特殊の土には日本流の G.I. を定義する必要があるように思う。前述したように関東ロームの粒子は，極めて多孔質で細かく，豊富な拘束水を有しそれによつて互いに強いつながりをもつているので，その間の気泡を追い出すことは非常にむつかしい。このため粒度分析の際の粒子の分散や比重測定の際の気泡の追い出しが甚だ困難となる。図—1 の粒度分析の結果は前後5回の試験の平均値を採つた。また比重測定はピクノメーター法によつたが長時間煮沸攪拌をくりかえせば，その値は 2.85 位になるが5回測定の平均値として 2.700 とした。

表—8 と表—1 とを比較すると，関東ロームは 0.074 mm 篩通過量，L.L. および P.I. の点で H.R.B. の規定では，セメントで経済的に安定処理し得ぬ土に該当する。これは関東ロームのみならず東北ローム，黒ボクなどのわが国の火山灰系統の土は，極めて細粒部分が多いので，皆経済的に安定し得ぬ土に該当する。

本研究所化学研究室にやつてもらつた同じ関東ロームの粒径 2μ 以下のコロイドについての示差熱分析の結果と，同じコロイドを Ca^{++} で置換した化学分析の結果をそれぞれ図—2 および表—9 (1) に示す。示差熱分析の結果と化学分析結果の $\frac{SiO_2}{Al_2O_3}$ または $\frac{SiO_2}{R_2O_3}$ の値の小さいことから，関東ロームの土壌コロイドはアロフェン



図—2. 関東ロームのコロイドの示差熱分析結果

が主であると思われる。このことは須藤博士などの研究の結果と一致する[19]また関東ロームのみならず，わが国の火山灰系土の粘土鉱物は，一般にアロフェンが主であるとされている[20]。また図—2 より有機物も相当含んでいるようである。

一般にアロフェンは，無定形の粘土鉱物で他の結晶性の粘土鉱物にくらべると平均粒径が極めて小さいためその表面積が非常に大きい。吸着水も極めて大で非常にゆっくりと可逆的に Gel 化する。またこのアロフェンを主体とする粘土を含む土は，圧密しやすく空隙量が大であり，また液性限界が大きく圧縮性も大であり，平均粒径が小であるにも拘わらずモンモリロナイトを主体とする粘土のように透水係数が小でないとされて

表—9—(1). 関東ロームの粒経 2μ 以下のコロイドを Ca^{++} にて置換した化学分析の結果

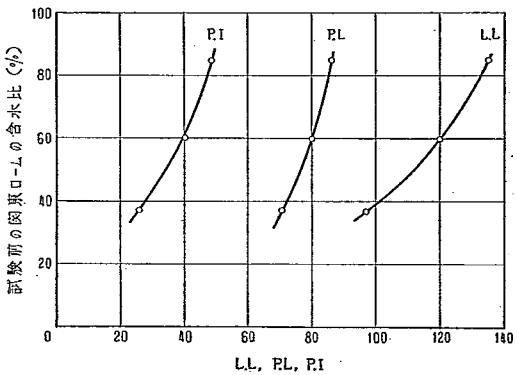
H_2O ……(%)	16.18	100°C～110°C で失われる水分
	17.66	110°C～900°C で失われる水分
(Total……%)	(33.84)	
SiO_2……%	24.12	
Al_2O_3 ……%	24.94	
Fe_2O_3 ……%	9.88	
CaO……%	5.71	
MgO ……%	0.77	
$\frac{SiO_2}{Al_2O_3}$:	1.65	
$\frac{SiO_2}{R_2O_3}$:	1.31	

表—9—(2) 粘土の液性限界に対する乾燥度の影響 (Gradwell Birrell)

試料 No.	主な粘土鉱物	液性限界	
		自然含水比	空気乾燥
301	アロフェン	225	100
374	カオリン+アロフェン	117	62
322	カオリン+小量のモンモリロナイト	144	140

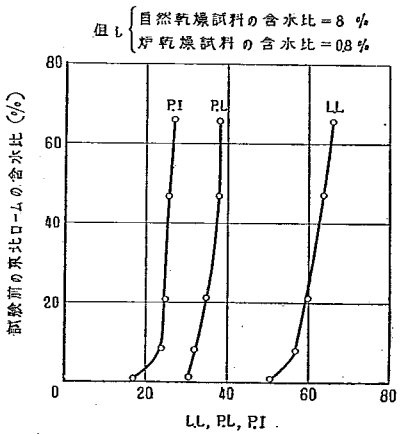
いる[21]。一般に粘土を空中で自然乾燥させるとその L.L. および P.L. は減少するが，アロフェンを主体とする粘土は特にこの傾向が著しい。Gradwell, Birrell が New Zealand の火山灰について行つた実験結果は表—9—(2) のようである[21]。従つてアロフェンを主体とする粘土の Consistency Limit の試験を，空気中で自然乾燥させた試料について行つても，得られた結果は自然状態における粘土の性質を表わさないと思われる。それでわれわれも L.L. および P.L. の測定にさいして，関東ロームの初期含水比を 37% (J.I.S. 規格の自然乾燥状態)，ω=60% および 80% の3種類について実験してみた。結果を図—3 に示す。

図—3 よりわかるように，関東ロームの L.L. および P.L. はともに初期含水比の影響をうけ，初期含水比が小さいほどその値も小さい。しかし P.L. は L.L. にくらべるとその影響度が少ないので両者の差である P.I. も相当程度最初の土の含水比によつて異なる。このことは砂質の土では考えられないことであり，また同じローム質土でも東北ロームについて行つた同様な実験結果では関東ロームほど著しい差はなかつた。参考のために図—4 にその結果を示す。



図—3. 関東ロームの初期含水比による Consistency Limit の変化

これは明らかに関東ロームの粘土鉱物中のアロフェンの影響によるものであろう。また久野博士は関東ロームの締固め特性について，同じ締固めエネルギーを与えても同じ試料を用いてだんだん含水比を増す場合，一回毎に新しい試料をあらかじめ含水比を調節して締固める場合および乾燥によつて含水比を変化させる場合とで，その結果が全く異なる点を指摘されている[23]。



図—4. 東北ローム〔A—7—5 (20)〕の初期含水比による Consistenty Limit の変化

このように関東ロームは水に対して極めて不安定な性質をもつていることがわかる。したがつてセメント添加によつてその効果を研究する場合に，できるだけ条件を同一にして不安定な要素を除かないと，異つた実験結果を得ても果してそれが有意なのかどうか不明になり，実験結果の解析が困難になるから次に関係する要素について予備試験を行つた。

〔3〕 予備実験とその結果

(1) 土にセメントを加える方法に対する検討

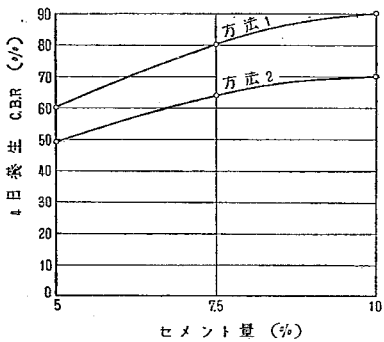
土にセメントを加える場合に，設計含水比にするのに必要な水とともにセメントを加える方法およびあらかじめ設計含水比附近に調節した試料に不足水分とセメントを加える二方法がある。それでこの二方法を比較するために次のような予備試験を行った。

方法 (1)　自然乾燥状態 (ω=37 %) の関東ロームに 5, 7.5 および 10 % のセメントを加え，各混合物に J.I.S. 規格：C.B.R. 試験用締固めエネルギーを与えたときに最適含水比になるだけの水を入れ，10 分間アイリッシュミキサーで混合して C.B.R. モールドで締固める。各混合物の o.m.c. は 64 %，61.5 % および 59 % である。

方法 (2)　あらかじめ各最適含水比より 2～3 % 少ない含水比に調節した関東ロームを気密な罐で 2 日間貯蔵して水分を一様に行きわたらせてから，不足水分を加えるとともに 5, 7.5 および 10 % のセメントを加えて締固める。

表—10.　実験に使用した供試体の性質

セメント量 (%)	供給体 含水比 (%)	供給体 乾燥密度 (%)
5	64.0	0.910
7.5	61.5	0.960
10	59.0	0.985



図—5.　関東ロームにセメントを加える方法の相違による C.B.R.-値 の変化

方法 (1) および (2) の場合とも，同一配合の C.B.R. 供試体を各 2 本つくり，パラフィン・ワックスでシールして 4 日養生後 C.B.R. 試験を行った。図—5 はセメント量と C.B.R.-値 との関係であり，表—10 はそのときの供試体の含水比と密度とを示す。

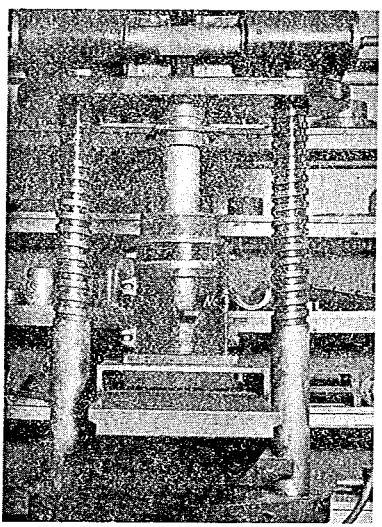
C.B.R.-値 は 0.25 cm 貫入に対する値をとった。図より実験した範囲内では，方法 (1) で得た値の方が方法 (2) より大きい。これは方法 (1) の場合には，セメントが水和するために必要な水が充分作用するのにくらべて，方法 (2) の場合には土中の水が或程度拘束されていてセメントと充分反応し得ぬ状態にあるからであろう。実際に現場で施工する場合を考えると，自然含水比が 100 % を超える関東ロームを，実験に用いたような 60 % 前後の含水比に下げることさえ困難であるし，まして自然乾燥状態にするのは不可能に近い。従って本実験では，すべての試料をあらかじめ目的含水比より約 3 % 低い含水比に調節して，気密なに 2 罐日以上保存してセメントを加えるとともに不足水分を補う方法 (2) を採った。

(2)　供試体の作製方法についての検討

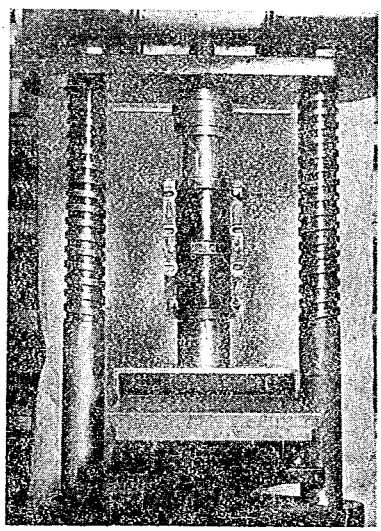
J.I.S. 規格：C.B.R. 試験用の動的な締固めの方法では，試料の含水比を厳密に設計通りに調節しても，締固め後作製された供試体の乾燥密度にばらつきがあることがわかった。これは突き方の個人的な差によるもので，完全に設計通りの含水比と乾燥密度との供試体をつくることは，この方法では困難であるし，また労力と時間が相当かゝる。さらに本実験では，同一の含水比と乾燥密度とを有する供試体の C.B.R.-値 と qu-値 との関

係を研究するのも一目的であつたので，動的に締固めた C.B.R. 供試体に，高さ：10cm，径：7cm の一軸圧縮供試体用のサンプラーを打込み試料脱却器で引抜いたが，供試体をサンプラーから脱却するときに締固め時の各層の継目で分離して完全な一軸圧縮用供試体を得ることができなかつた。また完全な一軸圧縮試験を行うためには，高さと直径との比が2以上の供試体が望ましいので，高さ：14cm，直径：7cm の供試体をつくる必要があつた。直径を 7cm にしたのは本研究所の三軸圧縮試験装置の Porous stone の直径が 7cm であつて，一軸圧縮試験用供試体で三軸試験も行いたかつたからである。

以上のことから，各セメント量の混合物の締固め曲線は，動的な締固め方法で描いてその締固め特性を求め，C.B.R. および一軸圧縮試験用の供試体の作製方法は設計通りの含水比と乾燥密度のものが得られるように，各混合物の湿潤重量を計算して各モールド内に入れ，規定の高さ（C.B.R. 供試体は 12.5cm，一軸圧縮試験用供試体は 14cm）になるまで写真—2および3のように各モールドの上下面から等量だけ静的に締固めた。



写真—2.　C.B.R. 供試体作製状況



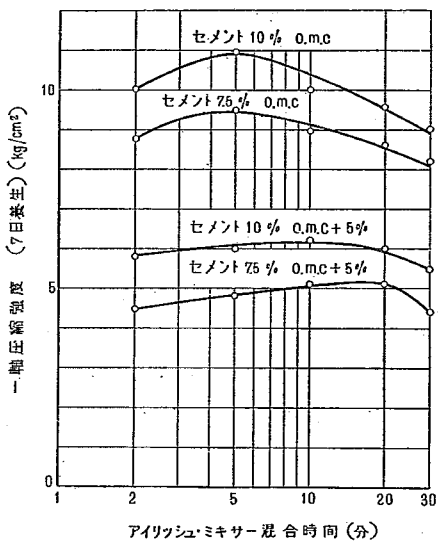
写真—3.　一軸圧縮試験用供試体作製状況

この静的な供試体の製作方法によると，試料の含水比を十分調整し，湿潤重量を厳密に秤量して規定の高さまで締固めれば，設計通りの含水比と乾燥密度を有する供試体が得られ，個人差も大部分除き得られるが，供試体の上下面附近と中央部分とで密度がやや異なるおそれがある。

（3）締固めエネルギーに対する検討

本実験に用いた締固めエネルギーは J.I.S. 規格：C.B.R. 試験用のものである。すなわちランマーの重量：4.5kg，自由落下高：45cm，突固め層数は5層で各層における突固め回数は 55 回である。したがつて供試体は平均して 25.7kg•cm/cm³ の締固めエネルギーをうけることになる。この締固めエネルギーは J.I.S. 規格：

A. 1210 の締固めエネルギー 5.63 kg•cm/cm³ および A.S.T.M. 規格：D 558—44 の 6.02 kg/cm/cm³ より遙かに大きく，modified A.A.S.H.O. の締固めエネルギー 27.5 kg•cm/cm³ より僅かに少ない。ソイル・セメントまたはセメント添加土の実験には，前述したように A.S.T.M. の規格の 6.02 kg•cm/cm³ のエネルギーで締固めを行うのが普通であるが，本実験で J.I.S. 規格の C.B.R. 試験用の高い締固めエネルギーを与えた理由は，本研究室にこの規格通りの締固めが半ば自動的に行える装置があつて，これを用いれば著しく労力がはぶけるからである。それで関東ロームを前述したように 25.7 kg/cm/cm³ のエネルギーで締固めた場合と，その約 1/4 の 6.02 kg•cm/cm³ のエネルギーで締固めた場合の相違が問題になる。この点に関し久野博士の実験結果によると，炉乾燥した関東ロームに締固めエネルギーを 4.84 kg•cm/cm³ からその5倍の 24.2 kg•cm/cm³ に増加させても，締固め試験の結果得た最大乾燥密度の増加は約 0.10 g/cm³ (増加率 10 %) で，最適含水比の減少は約 10 % 程度であった。これにくらべて含水比が 131 % および炉乾燥の2種の含水比の関東ロームに J.J.S. 規格：1210 の締固め (5.63 kg•cm/cm³) を与えた場合，後者の最大乾燥密度は前者の約 1.8 倍 (増加率 80 %) で最適含水比は約 80 % 近く減少している[23]。したがつて関東ロームの締固め特性を支配するものは，締固め時の試料の含水比であつて，含水比を一定に保つて締固め試験を行えば，締固めエネルギーの影響は含水比にくらべると第二次的な影響しかないことがわかる。以上の参考資料から労力の軽減を考えて C.B.R. 試験用の締固めエネルギーを与えた。



図—6. アイリッシュ・ミキサーの混合時時と一軸圧縮強度との関係

(4) 混合エネルギー (混合時間) についての検討

周速 32.0 cm/sec, 15.4 r.p.m. のアイリッシュ・ミキサーで混合するさいに，混合物のセメント量，含水比および1バッチ当りの重さを一定にしても，混合時間の長短によって混合後締固めて作製した供試体の強度や耐久性が異なると思われる。この関係を調査するために，予備試験では 7.5 % および 10 % のセメント量の混合物を1バッチ分として 10 kg 秤量し，1分間手練りで水と土とセメントとを一様にまぜ，その後混合機で 2, 5, 10, 20 および 30 分間混合して，前記した静的な締固め方法で一軸圧縮試験用の供試体を作製しパラフィン・ワックスでシールして7日間養生後圧縮試験を行つた。供試体の性質および試験結果を表—11 および 図—6 に示す。図—6 よりわかるように，実験範囲内のセメント量では，各最適含水比で混合した供試体については大体5分

表—11. 試験に使用した供試体の含水比と密度

セメント量 (%)	供試体の含水比と密度	
	含水比 (%)	乾燥密度 (g/cc)
7.5	o.m.c. (61.5)	γ_{dmax} (0.958)
	66.5	0.934
10	o.m.c. (59.0)	γ_{dmax} (0.984)
	64.0	0.949

見当で，また最適含水比より 5% 多い水量で混合した場合には 10～15 分間の混合時間のときにその強度が最大になるようである。これだけの実験で結論を下すのは些さか危険ではあるが，混合物の含水比が少ない方が短い混合時間で最大の強度を得るようである。これは M.I.T. の Baker の実験結果[3] と定性的には一致している。前述した関係は，混合物の含水比，セメント量，1バッチ当りの混合量およびミキサーの能力などによって当然変化するものであるし，個々の場合に混合時間を変えて最大強度を得るときの混合時間で，混合して実験を行うのは繁雑すぎるので，本実験では混合物のセメント量，含水比に関係なく，手練り 1分およびアイリッシュ・ミキサーで 10 分間，1バッチ当り試料 10 kg ときめて混合した。

以上の予備実験から

(1) 締固めエネルギー： J.I.S. 規格：C.B.R. 試験用。

(2) 試料の混合方法： あらかじめ目的含水比より 3% 位低い含水比に調整して 2 日間以上気密な繊内に貯蔵し，水分を一様に行きわたらせる。この土に不足水分（約3%）とセメントを同時にまぜ，1バッチ分 10 kg を手練り 1分，アイリッシュ・ミキサーで 10 分間混合する。

(3) 強度試験用供試体作製方法： 目的含水比と乾燥密度をもつように静的に締固めて成型する。

以上のようにきめて，後述する一連の実験を行なった。

V 実験の概要

〔1〕 実験の方法

(1) 締固め試験

関東ロームにセメントを 0, 5, 7.5, 10, 15 および 20% 混合した混合物に，J.I.S. 規格：C.B.R. 試4用の方法で締固めてその締固め特性をしらべた。

(2) 強度試験

強度特性をしらべるために，C.B.R. および一軸圧縮試験を行った。C.B.R. および一軸圧縮用供試体の養生日数，供試体の含水比と乾燥密度および形状寸法などは表—12 に示す。

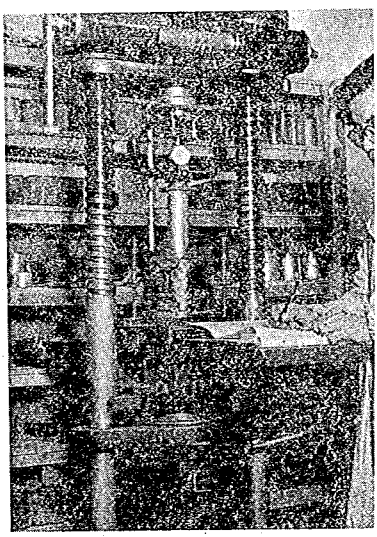
C.B.R. 試験は標準方法にしたがって行ない，C.B.R.-値 としては 0.25 cm 貫入に対する抵抗値を標準抵抗値で割った値の百分率を採り，同じ供試体2本の平均値を採った。荷重速度は 0.1 cm/min，一軸圧縮試験の荷重速度は，1分間に供試体の高さの 1/100 (0.14 cm/min) で，q_u-値 は供試体破壊の際の最大荷重強度を断面補正法によって求め，同じもの各4本の平均値をとった。C.B.R. および q_u 試験中の状況を，写真—4 および写真—5 に示す。また写真—6 は，q_u—供試体の破壊状況の一例である。

(3) 水浸膨脹試験

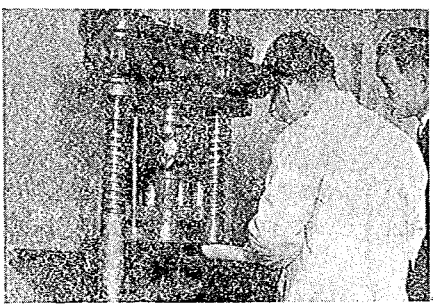
表—12　各供試体の性状と養生日数

	セメント量(%)	養生日数(日)	供試体仕上り形状寸法(cm)	仕上り供試体の含水比と乾燥密度	符号
C.B.R	0 5 7.5 10 15 20	0.4.4日水浸,7. 14. 28 および 60 日	直径：15 高さ：12.5 円壔状	各混合物の最適含水比より5%少ない含水比。 各締固め曲線上その含水比に対する乾燥密度。	A
				各混合物の最適含水比，最大乾燥密度。	B
一軸圧縮	0 5 7.5 10 15 20	0. 7. 14 28 60 および 90	直径：7 高さ：14 円壔状	各混合物の最適より5%多い含水比。締固め曲線上その含水比に対する乾燥密度。	C

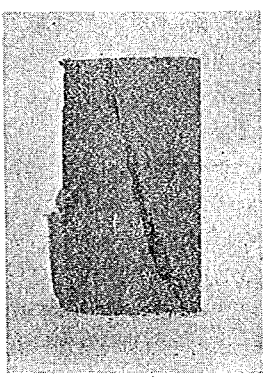
註）表—12 のうち，符号Aに規定する含水比と乾燥密度とを有する供試体は，特定の養生日数についてのみ試験を行つた。



写真—4.　C.B.R. 試験状況



写真—5.　一軸圧縮試験状況



写真—6.　一軸圧縮用供試体の破壊状況
セメント 15%，供試体 B，養生日数 0日

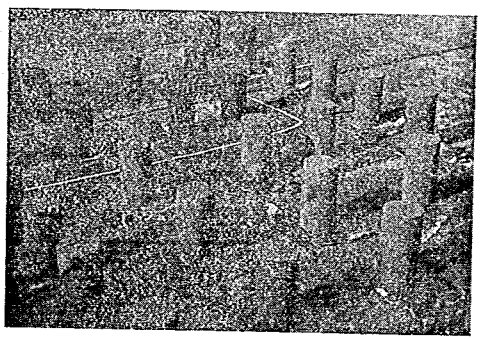
セメント添加による吸水膨脹量の変化をしらべるために行なった。吸水膨脹比は J.I.S. 規格 : A—1211 に従って4日間水浸させた C.B.R. 供試体で測定し，同じもの各2本の平均値をとった。

(4) 耐久性試験

セメント添加による耐久性の増加をしらべるために乾燥湿潤繰返し試験および 90 日間屋外で weathering させて，それに対する抵抗度を測定した。供試体の形状寸法は一軸圧縮試験に用いたものと同じである。

(1) 乾燥湿潤繰返し試験 A.S.T.M. 規格 : D 559—44 とほとんど同じ方法で行った。異なる点は供試体の形状寸法，供試体の締固め方法とエネルギーおよび各サイクル毎にワイヤ・ブラシで供試体の表面をこすらなかったことなどである。

(2) weathering test 地上約 3m の高さのコンクリート・テラス上に，昭和 31 年1月 17 日から4月 15 日までの 90 日間にわたって写真—7 のように放置し，自然の風雨および凍結融解作用をうけさせ，weathering 後圧縮試験を行った。



写真—7. weathering-test 中の供試体の状況

(5) 三軸圧縮試験

セメントの添加量と供試体の内部摩擦角および粘着力との関係をしらべる目的で行った。供試体は一軸圧縮試験に用いたものと同じである。

(6) その他の試験

極めて締固めエネルギーが低くて含水比が多い場合を予想して，各セメント量で含水比が 80 % 程度，乾燥密度が 0.800 g/cm^3 の供試体を作製して，強度，耐久性および Consistency Limit などの試験を行った。

(7) Consistency Limit 試験

関東ロームにセメントを混合した直後，90 日養生後および 90 日間 weathering 後の3種の場合について，Consistency Limit を測定して，セメントによる土の塑性の改良を調査した。

〔2〕 実 験 装 置

本実験に使用した主なる実験器具は次のようなものである。

(1) J.I.S. 規格 : A. 1202 の土粒子比重試験装置

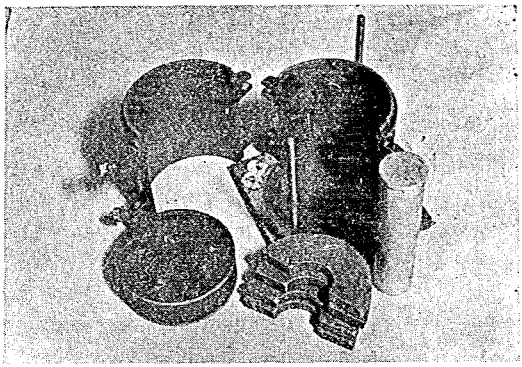
(2) J.I.S. 規格 : A. 1203 の土の含水量試験装置

(3) J.I.S. 規格 : A. 1204 の土の粒度試験装置

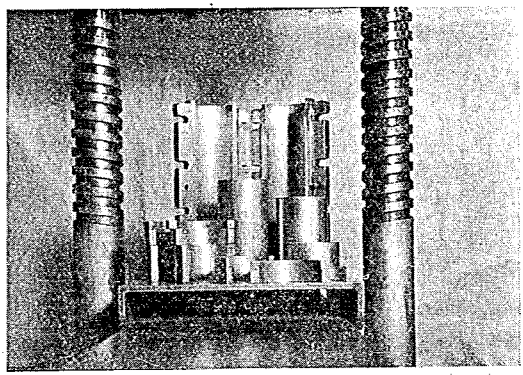
(4) I.I.S. 規格 : A. 1205 の土の液性限界試験装置

(5) J.I.S. 規格 : A. 1206 の土の塑性限界試験装置

(6) J.I.S. 規格 : A. 1211 の路床土支持力試験装置。その主なるものを写真—8 に示す。



写真—8. 主要な C.B.R. 試験装置



写真—9. q_u—供試体製作用モールド

(7) 一軸圧縮試験用供試体作製のためのモールドおよびピストン。写真—9 に示す。

(8) 三軸圧縮試験装置

(9) 電気乾燥炉 大型および小型

(10) 容量 60 ton のアムスラー型圧縮試験機

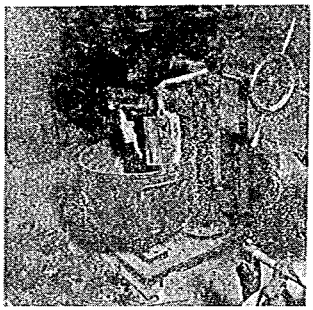
(11) 周速 32.0 cm/sec, 15 r.p.m. のアイリッシュ・ミキサー。写真—10 に示す。

(12) 歪リング 容量 3 ton, 1 ton および 200 kg。写真—11 に示す。

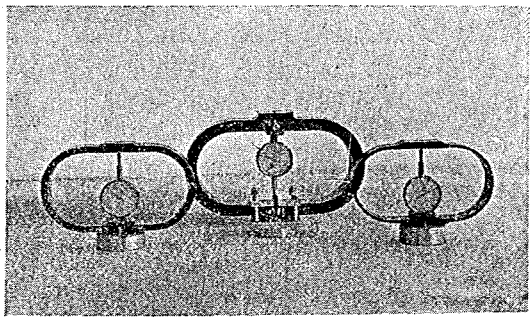
(13) 試料含水比調節用鑵および貯蔵箱

直径：31 cm	高さ：42 cm	円壔状鑵 6 ケ
直径：17 cm	高さ：12 cm	円壔状鑵 15 ケ
巾 ：60 cm	高さ：35 cm	長さ：180 cm の長方形
状木箱 2 ケ		

(14) 水槽，その他



写真—10.　アイリツシユ・ミキサー



写真—11.　歪リング

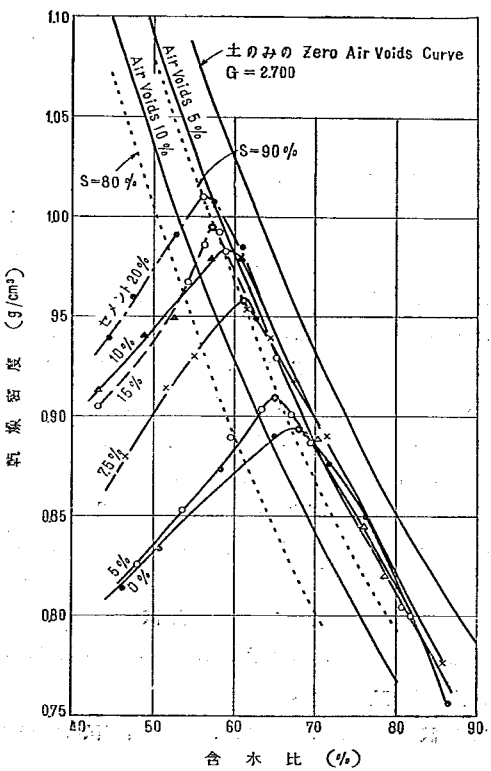
Ⅵ　実験結果とその考察

〔1〕 締固め特性について

締固め試験の結果を図—7 に，各混合物の最適含水比と最大乾燥密度を表—13 に示す。

各セメント量の混合物の最適状態を表わす点は，飽和度 90 % または Air Voids 6 % の曲線上に大体のっているようである。図—7 から関東ロームを締固めて得た最大乾燥密度は非常に小さく，最適含水比は大きい。図—7 または表—13 から γ_{dmax} が 1.00 g/cm³ を超えるのは，20 % のセメントを添加した場合だけであり，他の場合は皆 1.00 g/cm³ 以下である。

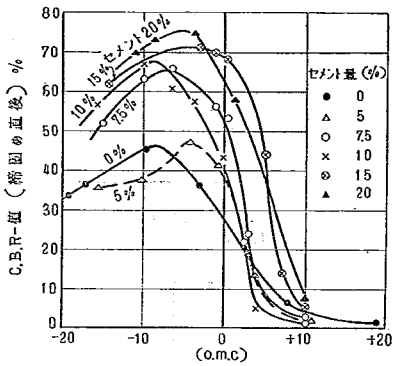
このことからも関東ロームの粒子が如何に多孔質で拘束水が多いかがわかる。また o.m.c. が大きいことは，Winterkorn によると関東ロームの水に対する親和性が大きいことを示している[18)24)]。表—13 よりわかるように，添加したセメント量が多いほど，最大乾燥密度は大きくなり，また最



図—7.　締固め試験結果

表—13.　最適含水比と最大乾燥密度

セメント量	0	5	7.5	10	15	20
最適含水比(%)	68.0	64.0	61.0	59.0	57.5	56.0
最大乾燥密度 (g/cm³)	0.895	0.910	0.958	0.983	0.944	1.010



図—8.　最適含水比附近における締固め直後の C.B.R. 値

適含水比は小さくなつている。

このことは関東ロームにセメントを添加した場合には，同じ締固めエネルギーに対して締固めの効果が増大したことを示すものであつて，一般に乾燥密度の増加は土の安定度が良くなつたことを示すと考えてよいであろう。

締固めた各供試体について，締固めてすぐ C.B.R. 試験を行つた結果が図—8 である。図—8 の横軸は各混合物の最適含水比およびその前後の含水比を表わしている。

図よりわかるように，各混合物の C.B.R. の最大値は最適含水比より 4～8 % 乾いた含水比で成形した供試体のときに生じ，含水比が最適より少しでも大きくなると急激に減少することがわかる。これは，最適より約 10 % 以下の含水比の供試体では，水の絶対量がたりない結果，各土粒子は水によつて完全にはつながつていないのでもろい塊と見做しうる状態であり，そのため C.B.R.-値 もやや低いと考えられる。ついで供試体の水量がこれより増すと，土粒子間の水が各土粒子に附着して，水のメニスカスができ，その表面張力によつて粒子間に強いつながりをもつてくる。この状態の供試体のとき，C.B.R.-値 は最大になるのであろう。さらに水分が多くなり最適含水比附近になると，メニスカスの半径は大となり，水は粒子間の潤滑材として働き，土粒子は前の状態より移動しやすくなる結果供試体はやや塑性を帯び，C.B.R.-値 も減少しはじめる。さらに供試体の含水比が多い状態では，土の間隙がほとんど水で飽和し，土粒子は水で覆われ相互の凝集力を失つて塑性状態になる。このため C.B.R.-値 も著しく小さくなるのであろう。

図—8 の C.B.R.-値 は，締固めてすぐに試験したときの値であるから，セメントを添加した場合でもセメントの硬化は未だ働いていないと考えられるので，上述の関係があてはまるものと思われる。

〔2〕 強度試験について

締固め試験の結果から，各 C.B.R. および q_u 供試体の含水比と乾燥密度とは表—14 の値になるように作製した。

表—14 で，たとえばセメント量 10 % の供試体 A とは，ω=54 %，γ_d=0.964 g/cc のものであり，セメント

表—14. 供試験の設計含水比と乾燥密度

供体試の符号	A		B		C	
セメント量 (%)	含水比 (%) 締固め曲線上 o.m.c. より5% 少ない含水比	乾燥度密 (g/cc) それに対する γ_d	含水比 (%) o.m.c.	乾燥密度 (g/cc) γ_{dmax}	含水比 (%) o.m.c. より5%多い含水比	乾燥密度 (g/cc) それに対する γ_d
0	63.0	0.886	68.0	0.895	73.0	0.872
5	59.0	0.884	64.0	0.910	69.0	0.892
7.5	56.5	0.940	61.5	0.958	66.5	0.934
10	54.0	0.964	59.0	0.984	64.0	0.949
15	52.5	0.956	57.5	0.994	62.5	0.950
20	51.0	0.980	56.0	1.010	61.0	0.986

量が 7.5% の供試体C とは ω=66.5%, γ_d=0.934 g/cc のものである。それで一般にB供試体というのは，各セメント量に対して最適含水比と最大乾燥密度を有するものをあらわすことになる。以後各セメント量に対する供試体A，B およびCは，表—14 に示す含水比と乾燥密度とを有するものとする。

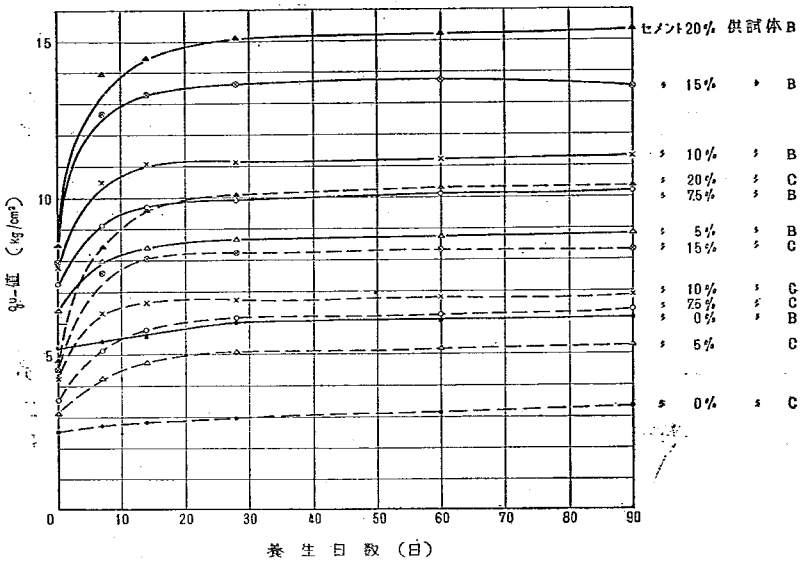
（1） 強度と養生日数との関係

強度試験の結果，各養生日数に対する C.B.R.-値 および q_u-値 を表—15 に一括して示す。表中の値で C.B.R. は各2本の平均値で，q_u—強度は各4本の平均値である。表—15 より各セメント量の供試体の期日強度に対す

表—15. 養生日数と一軸圧縮強度および C.B.R.-値

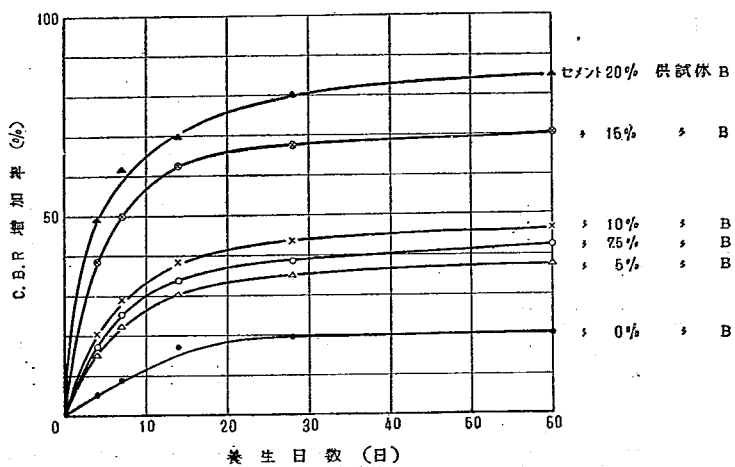
セメント量 (%)	供試体の符号	C.B.R. 値 (%) 養生日数 (日) 0	4日水浸	4日	7	14	28	60	7日C.B.R.値 / 60日C.B.R.値 (%)	一軸圧縮強度 (kg/cm²) 養生日数 (日) 0	7	14	28	60	90	7日q_u値 / 90日q_u値 (%)
0	A	39.5	35.5	—	43.3	—	—	47.1	91.9	6.14	6.50	—	—	—	7.31	89.9
	B	38.0	35.0	40.0	41.5	44.5	45.2	45.6	91.0	5.14	5.40	5.55	5.98	6.07	6.17	87.5
	C	14.0	12.5	15.0	16.0	17.5	17.9	18.2	87.9	2.52	2.70	2.77	2.94	3.12	3.28	82.4
5	A	58.0	61.0	—	73.0	—	—	78.5	93.0	7.58	9.10	—	—	—	10.2	89.2
	B	49.0	53.0	56.5	60.0	64.0	66.0	67.5	88.9	6.40	8.00	8.45	8.64	8.76	8.83	90.6
	C	18.0	20.0	22.0	25.0	27.0	30.0	30.5	82.0	3.11	4.20	4.76	5.07	5.20	5.29	77.4
7.5	A	65.0	71.5	—	83.0	—	—	90.0	92.2	8.08	10.1	—	—	—	11.1	90.6
	B	55.0	60.5	64.0	69.0	73.5	76.0	78.0	88.5	7.17	9.10	9.68	9.90	10.1	10.2	89.4
	C	23.0	26.5	28.0	32.0	35.0	38.0	40.0	80.0	3.52	5.10	5.77	6.16	6.34	6.40	79.7
10	A	68.0	77.0	—	90.0	—	—	97.0	92.8	8.62	11.2	—	—	—	12.4	90.8
	B	58.0	65.0	70.0	75.0	80.0	83.0	85.0	88.2	7.78	10.5	11.0	11.1	11.2	11.3	93.2
	C	30.0	34.5	37.5	44.0	49.0	52.5	54.0	81.5	4.26	6.30	6.61	6.69	6.82	6.86	91.8
15	A	71.0	80.0	—	98.0	—	—	109.0	89.9	9.29	13.0	—	—	—	14.0	92.8
	B	57.0	72.0	79.0	86.0	92.5	95.5	97.0	88.7	7.94	12.7	13.2	13.5	13.6	13.5	93.0
	C	33.5	38.5	44.0	55.0	60.5	65.0	67.0	82.1	4.47	7.6	8.04	8.27	8.31	8.30	91.4
20	A	71.0	86.0	—	100.0	—	—	114.5	87.4	10.5	15.2	—	—	—	16.5	92.1
	B	57.0	80.0	85.0	92.0	97.0	102.5	105.0	87.6	8.50	14.0	14.5	15.1	15.2	15.3	91.7
	C	38.0	49.0	55.0	66.0	74.5	80.0	83.0	79.5	4.80	8.42	9.60	10.1	10.3	10.3	81.6

註） 空欄は試験を行わないもの。



図—9. 一軸圧縮強度と養生日数との関係

の養生日数と q_u-値 との関係を，図—10 に各セメント量に対する供試体の材令と即日 C.B.R.-値 に対する各材令での C.B.R.-値 の増加率の関係を示す。図—9 および 10 に示した以外の供試体についても，表—15 か



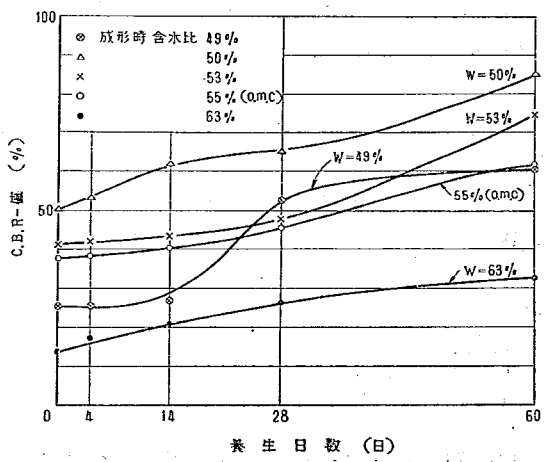
図—10. 即日の C.B.R.-値 に対する C.B.R. の増加率と養生日数との関係

る各材令時の C.B.R. および q_u-値 の増加率が計算できる。図—9 に各セメント量に対する供表体Bおよび C らプロットできるが同様な関係なので省略した。

表および図からわかるように各供試体の強度は C.B.R.-値 についても また q_u-値 についても材令とともに増加している。そしてその増加の割合は，供試体作製後 7 日の養生期間中に著しく，7 日養生後 28 日までは漸次増加し，28 日養生後は 60 日でも 90 日でもあまり増加しないようである。表—15 で $\frac{7\text{ 日養生 C.B.R.-値}}{60\text{ 日養生 C.B.R.-値}}$ および $\frac{7\text{ 日養生 }q_u\text{-値}}{90\text{ 日養生 }q_u\text{-値}}$ の両者の百分率を計算したところ，大体 88 % で殆んど 90 % に近い値を示している。

したがつて 7 日強度で大体の最終強度を推定しうることになる。以上の関係は，関東ローム以外の土や養生条件を異にした場合（たとえば恒温恒湿槽など）には，これと趣きを異にするであろうけれども，大体の傾向は同じであろう。このようにセメント添加による関東ロームの強度の増加は，最初の 7 日ほどの間が特に顕著であるが，石灰とフライ・アッシュの添加の場合の効果はセメントの場合と全く異なり，図—11 に示すように 60 日養生後も強度は漸次増加の傾向がみられるが，最初の 14 日ほどは余り強度は増大しない。これはセメントと石灰フライ・アッシュとの反応速度の相異によるものであろう。図—11 は石灰とフライ・アッシュの混合割合を重さで 1：4 にし，石灰とフライ・アッシュ混合物を関東ロームと安定剤との混合物の乾燥重量の 20 % を添加したときの C.B.R.-値 と養生日数との関係である。

またこの混合物の最適含水比は 55 % で，締固め方法および養生方法はセメント添加のときと全く同じである。図—9 と 図—11 を比較してみると，セメントによる安定の場合には 7 日養生後の強度で強度の基準になし得るけれども，石灰・フライ・アッシュによる安定の場合には，養生日数を少くとも 28 日以上にするか，あるいは養生温度を上げて石灰・フライ・アッシュと土との反応速度を増加させて養生日数を短縮させる必要がある。



図—11. 石灰・フライ・アッシュ混合による関東ロームの CBR-値 と養生日数との関係

表—15 または図—9 などからわかるように，土だけの供試体の強度も，含水比が変化しないのに増加しているが，これはいわゆる thixotropic hardening の現象であつて，関東ロームでは 60 日後もとの強度の 1.3 倍程度の強さになるようである。所要の試験終了後，各供試体の含水比を測定したが，材令 28 日までは成形時の含水比と同じか，あるいは 1～2 % 減少していたが，これは主にパラフィン・ワックスでシールする際に供試体に巻いた美濃紙が水を吸つたためと思われる。

しかし 60 日以上の養生日数の供試体については，その含水比が 5～10 % 程度減少しているものもあつた。このことからパラフィン・ワックスのシールだけでは，室温で 60 日以上供試体の含水比を不変のままに保つことが困難であることがわかる。表—15 の C.B.R. および q_u-値 は，含水比の点では大体成形時と変らないとみなし得るけれども，室温で養生したため温度による影響が相当入つていると思う。供試体の養生期間は昭和 30 年 10 月から 31 年 2 月に至る間で，その間平均室温にも相当の差があり，これが当然セメントの反応速度に影響を与え強度にも関係する筈であるが，今回の実験においては温度の影響を分離することはできなかつた。Clare および Pollard 両氏は，25°C 附近で温度が 1°C 変化するとソイル・セメントの 7 日強度は 2.0～2.5 % 変化すると報告している[25]。この関係が関東ロームの場合にも適合できるかどうか不明であるが，大体同様な関係があるものと考えれば，10 月と 2 月とでは平均温度も異なるので相当程度強度に影響があると考えられる。

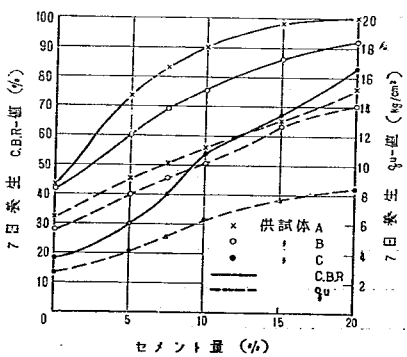
（2） セメント量と強度との関係

C.B.R. および q_u-値 ともに，同じ符号で同一養生日数についてはセメント量の増加につれて増している。図—12 (1) および (2) に 7 日および 60 日養生時の C.B.R. および q_u-値 とセメント量との関係を示す。

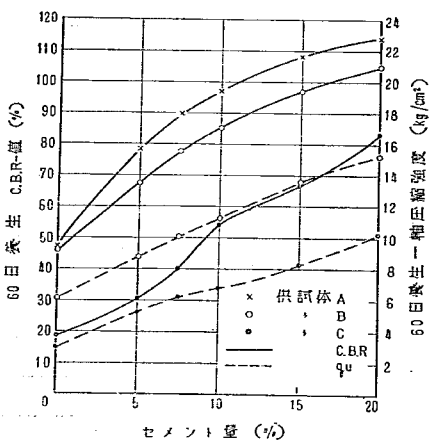
図で実線が C.B.R. であり，破線は q_u である。他の養生日数についても同様な関係であるので省略した。

（3） 成形時の含水比と強度との関係

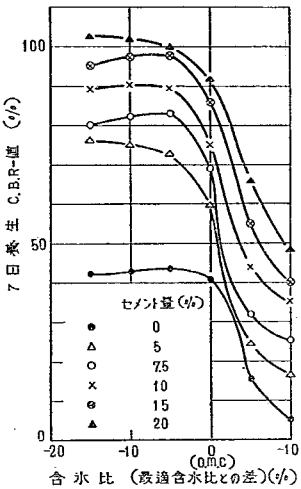
本実験では締固めエネルギーを一定にして，土とセメントとの混合物の含水比を変化させたから，



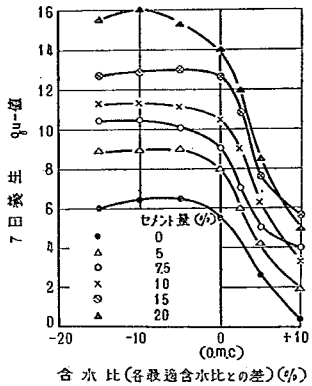
図—12 (1). セメント量と 7 日養生 C.B.R. および q_u-値 との関係



図—12 (2). セメント量と 60 日養生後の C.B.R. および q_u-値 との関係



図—13 (1). 最適附近の含水比と7日養生 C.B.R.-値 との関係



図—13 (2). 最適附近の含水比と7日養生一軸圧縮強度との関係

締固めの結果得た供試体の乾燥密度はことなる。しかし図—12 および表—15 から強度に対しては含水比の変化の影響の方が乾燥密度の変化の影響よりも大きく，同一のセメント量の供試体では含水比が小さいほど強度が大きいことがわかる。

すなわち同じセメント量の供試体に対しては A＞B＞C である。したがって含水比の変化の範囲を拡大して，各セメント量の混合物の最適より 15 % 乾いた含水比および 10 % 多い含水比にわたつて，前と同じ締固めエネルギーを与えて成形し，7日養生したときの C.B.R. および q_u-値 の結果を示せば図—13 (1) および (2) のようになる。

図—13 (1) (2) から7日強度が最大になる含水比は，大体各最適含水比より 5～10 % 乾いた附近にあるようであるが，はつきりした peak が出ず，最適より 5 % 以上乾いた含水比では大体似たような強度を示している。図—13 (1) は図—8 に示した即日 C.B.R. に対するものとその傾向が似ているが，図—8 にくらべると Curve 全体が flat になつている点が異なつている。これはセメントで安定処理すると，含水比が最適含水比から少々ずれても7日養生後の強度の変動は土だけの場合よりも少ないことを示すものであつて，以上のことは施工時の土の含水比が最適より湿つた方にずれているときに重要な意味がある。このことを数量的にはつきりさせるために表—16 をつくつた。

表—16 の括弧中の値は，最適より多い含水比における C.B.R.-値 と最適含水比における C.B.R.-値 との比の百分率を表わす。表よりわかるように，セメントを添加した場合でも即日の強度は，最適含水比を 5 % 以上こすと著しく低下するが，1週間養生した場合にはこの傾向が是正される。たとえば最適より 10 % 多い含水比の状態で施工したとすると，土だけの場合には最適で施工した場合の C.B.R. 値の僅か 10 % 位しか強度が出ないが，10 % のセメントを含む場合には最適施工のときの約 47 % の C.B.R. が出るということになる。こ

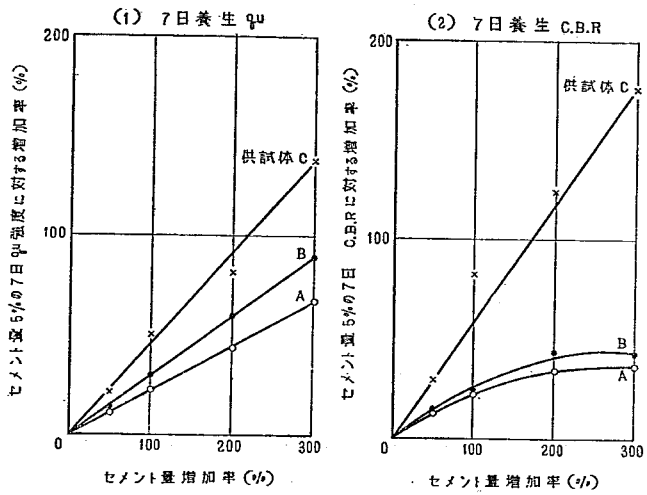
表—16.

養生日数	0日		7日	
日(%) / セメント量	最適より5%多い含水比での C.B.R.値 / o.m.c.に於ける% C.B.R. 値	最適より10%多い含水比での C.B.R.値 / o.m.c.に於ける% C.B.R. 値	最適より5%多い含水比での C.B.R.値 / o.m.c.に於ける% C.B.R. 値	最適より10%多い含水比での C.B.R.値 / o.m.c.に於ける% C.B.R. 値
0	46.3	18.5	38.5	10.8
5	26.3	5.3	41.7	29.2
7.5	21.0	5.7	46.4	37.0
10	6.9	4.7	58.6	46.6
15	65.4	8.8	63.4	46.5
20	50.8	10.9	71.8	53.2

の傾向はセメント量が多いほど著しい。従つて関東ロームのように自然含水比が多くて最適状態で施工することが恐らく困難であろうと思われる土には，セメントを添加して7日程養生すれば，その強度の減少を或程度防ぐことができるわけであつて，実際の施工の際には非常に有利な点である。しかしいずれにせよ強度の点では，最適よりやや乾いた含水比か，あるいは最適含水比で施工する方が同じセメント量に対しては遙かに効果的であることがわかる。

表—15の値から，5%以上のセメントを含む場合の各供試体のセメント量の増加率と，セメント量5%のときの強度に対する各セメント量での強度の増加率との関係を図—14 (1) および (2) に示す。

図—14は，7日養生強度についてであるが，他の養生日数に対してもこれと同様の傾向であるから省略する。

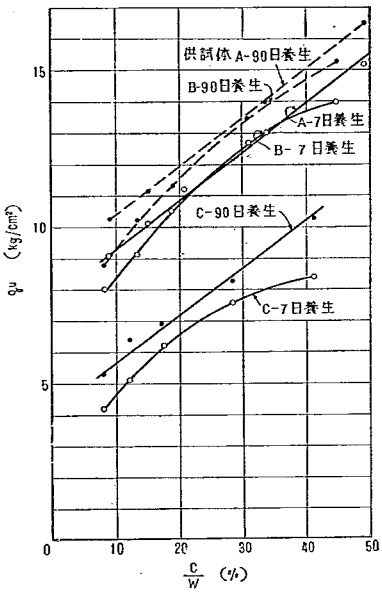


図—14. セメント量の増加率と強度の増加率との関係

図—14 からわかるように，C 供試体 (o.m.c. より 5% 多い含水比で成形) の強度の増加率が最も大きい。これは他の養生日数についても同じ傾向であって，とくに C.B.R. について顕著に表われている。然し前述したように強度自体は，C 供試体は A および B に比して著しく小さい。C供試体の増加率が一番大きいのは，実験で用いたような供試体の養生方法では，水分が外部から全く供給されないため A および B 供試体ではセメントの水和反応が充分行なわれなかったためではないかと思われる。もし相対湿度が 90 % 以上の恒温恒湿槽で養生すれば，供試体 A および B も，供試体 C のような増加率を示したかも知れない。

(4) Water Cement Ratio と強度との関係について

図—15 に C/W Ratio と 7 日および 90 日養生後の q_u-値 との関係を示す。C/W Ratio の水分の計算にあたつては，関東ロームの表面乾燥飽和状態に於ける含水比を求めることが困難であったので，土粒子中に含まれている水の量をとつた。



図—15. C/W Ratio と一軸圧縮強度との関係

図—15 より同一の C/W Ratio に対して 7 日または 90 日養生後の q_u-値 は，各供試体の含水比や乾燥密度によって著しく異なる。図にはプロットしてないが，28 日養生したものについても同様である。図で直線または曲線で結んであるのは，供試体の符号が同一のもの (たとえば各セメント量に対して o.m.c. と γ_{dmax} の供試体) であつて，これが C/W Ratio とともに増すのは，セメント量が増すから当然であろう。このことからわかるように，コンクリートで用いている Water/Cement Ratio の概念は，ソイル・セメントでは殆んど無意味であつて，ソイル・セメントの強度は締固めの際の含水比と乾燥密度とによつて支配されると云える。英国の Road Research Laboratory の実験では，一定の乾燥密度のソイル・セメントの強度は含水比とともに増加する傾向があると報告している[3]。

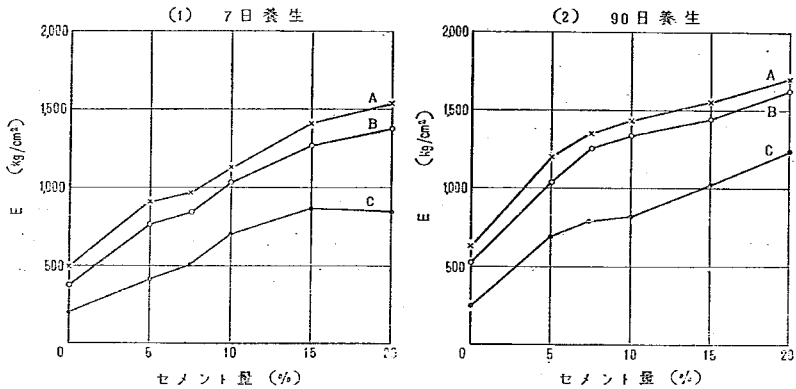
(5) 弾性係数 (E) および E と q_u-値との関係について

本文で用いる弾性係数 (E) とは，破壊強度の 1/3 に対する strain とそれに対する sterss との比である。これは破壊強度の 1/3 までの範囲のソイル・セメントの stress-strain curve は，大体直線であつて，実際上の目的に対しては直線関係があるとみなして良いとの Reinhold の研究を参考にしたからで，われわれの実験結果でも，この範囲内の stress-strain curve は殆んど完全な直線であつた。表—17 には，4 本の供試体より求めた E の値の平均値を記してある。また図—16 (1) (2) に 7 日および 90 日養生後の供試体についてのセメント量と E との関係を示した。

表—17. 弾性係数と養生日数

セメント量 (%)	供試体符号	養生日註 (日) 0	7	14	28	60	90
0	A	400	490	—	—	—	630
	B	295	370	405	490	500	520
	C	125	210	215	220	245	250
5	A	430	900	—	—	—	1,200
	B	360	755	850	940	990	1,030
	C	205	415	510	660	675	695
7.5	A	420	960	—	—	—	1,350
	B	380	835	1,000	1,000	1,220	1,250
	C	180	500	620	750	770	790
10	A	460	1,120	—	—	—	1,430
	B	400	1,030	1,120	1,200	1,315	1,330
	C	260	700	750	710	800	820
15	A	430	1,400	—	—	—	1,545
	B	400	1,265	1,250	1,390	1,400	1,450
	C	290	860	830	820	915	1,020
20	A	550	1,540	—	—	—	1,700
	B	470	1,380	1,430	1,500	1,580	1,620
	C	210	840	920	1,010	1,120	1,240

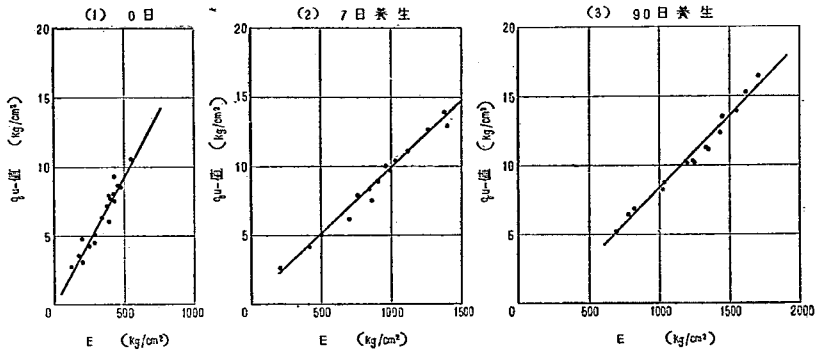
(註)　表中の値は弾性係数 (kg/cm²) を表わす。



図—16.　Eとセメント量との関係

表—17 および図—16 (1) (2) より，Eは同一符号の供試体に対してセメント量とともに増加し，また同一セメント量の供試体については養生日数とともに増大している。このEの材令に対する増加の割合は，強度の場合の割合よりも遙かに大きく，q_u-値 の場合には 90 日養生後も即日強度の精々2倍位が最大であるのが，Eの場合は最大で6倍近くも増大している。これは材料がより剛性的になったことを示すものである。

表—17 と表—15 とを比較して，Eと q_u-値 との関係をプロットしたものが図—17 (1) (2) (3) である。



図—17.　弾性係数 (E) と一軸圧縮強度 (q_u) との関係

図—17 の (1) (2) および (3) は，それぞれ即日 7 日および 90 日養生後の E と q_u-値 との関係をプロットしたものであつて，両者の間には大体直線関係があるようである。図—17 の (1) と (2) を比較してわかるように，(2) の直線の方向係数は (1) のそれより遙かに小さい。

これは同じ q_u-値 に対しては，7 日養生後の E は即日の場合の E より大きいことを示している。図の (2) と (3) とでは，そう大した差はないようである。したがつて 7 日養生後のソイル・セメントは，もとの土とは全く異つた性質を有し，土にくらべると著しく剛性的な性質を帯びたと考えるべきであろう。図—17 の (2) と (3) との間に差がないことからも，ソイル・セメントの強度その他を 7 日養生後の供試体できめることは，理由のあることがわかる。

(6) q_u-値 と C.B.R.-値 との関係

図—18 (1) (2) は，同じ含水比と乾燥密度を有する供試体を 7 日および 60 日養生した場合の q_u-値 と C.B.R.-値 との関係を表—15 からプロットしたものである。

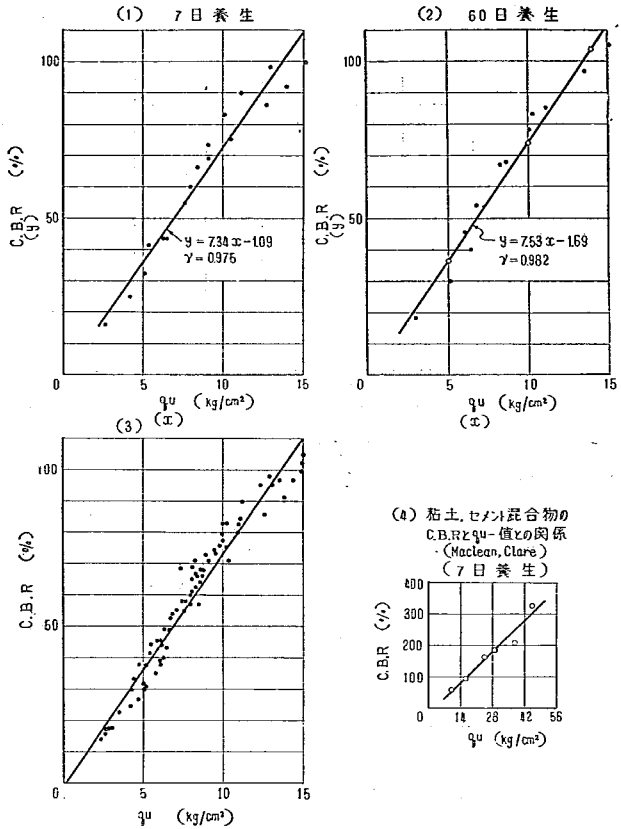
前述したように q_u-供試体 は 7 (径)×14 (高) cm であり，C.B.R.-供試体 は 15 (径)×12.5 (高) cm である。両者の間には直線関係があるように思われるので，7 日および 60 日について計算したところ，相関係数 $r=0.975$ および $r=0.982$ となり，前者に対しては，

$$F_o=\frac{0.975^2}{1-0.975^2}\cdot(18-2)\fallingdotseq 308 \gg F^{n_1=1}_{n_2=16}(4.49)$$

後者に対しては，

$$F_o=\frac{0.982^2}{1-0.982^2}\cdot(12-2)\fallingdotseq 270 \gg F^{n_1=1}_{n_2=10}(4.95)$$

したがつて，いづれの場合にも q_u-値 と C.B.R.-値 との間には有意な相関関係があると考えられる。図—18 (1) (2) の直線の方程式は一応計算で出したものであつて方程式の形はやや異なるが，実際上では同じと考えて良い位の僅かな差で，実験誤差に含まれる程度のものである。それで 7 日および 60 日養生した供試体のほかに即日 14 日および 28 日の q_u-値 と C.B.R.-値 とをプロットしたものが図—18 (3) であつて，両者の間には



図—18. C.B.R.-値 と q_u-値 との関係

図に示すような直線関係があると考えて良いように思われる。

したがつて強度試験としては，q_u および C.B.R. 試験の両方を行う必要はなく，いづれか一方だけで十分にその強度特性を調査することができると云つて良い。

Maclean および Clare 両氏の研究[14]によると，粘土とセメント混合物を7日養生したときの C.B.R.-値 との間には図—18 (4) の直線関係がある。吾々の実験結果とは大分異なるけれども，これは土質（ローム と粘土の差）および供試体の形状寸法，養生方法などの相違によるものであろう。両氏の報告には供試体の寸法について書いてないが，英国での実験であるから恐らく C.B.R. 供試体は 10 (径)×11.7 (高) cm で，q_u-供試体 は約 5 (径)×10 (高) cm の円壔状のものと思われる。

〔3〕 水浸膨脹について

(1) 4日水浸 C.B.R.-値 について

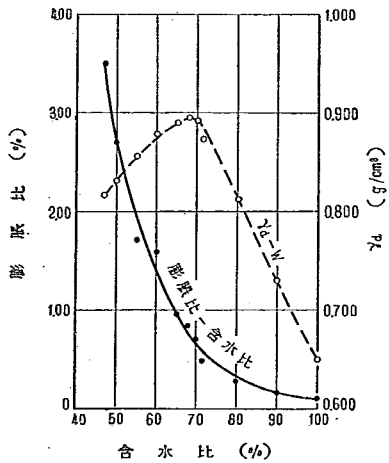
表—15 からわかるように，土のみの4日水浸 C.B.R.-値 は，即日 C.B.R.-値 の大体 90% 位の値に減少しているが，セメントを添加した場合には逆に増大している。然しこれとて同じ供試体で4日間非水浸で養生した場合にくらべるとその値の約 90% 位に低下している。然し大した影響はなく，恐らく水による養生温度の低下のための反応速度の遅れに原因があると思われる。従つて良く締固めたソイル・セメントでは，施工後直ちに雨があつても，そう悪影響があるとは考えられない。

(2) 吸水膨脹比について

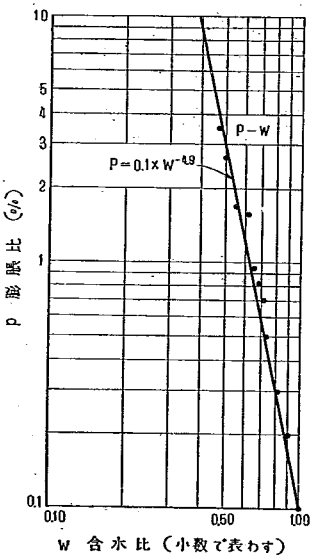
種々の含水比の関東ロームに，J.I.S. 規格：C.B.R. 試験用の締固めエネルギーを与え，4日水浸後の膨脹比を求めた結果を図—19 に示す。

図—19 の点線はそのときの締固め曲線である。図よりわかるように，関東ロームの膨脹比は含水比の増加につれて減少している。普通の土では，最適含水比附近で膨脹比が最小になり，土の含水比が最適以上になると逆に収縮するのが一般であるらしいが，関東ロームの場合は前述したように，本実験の範囲内の含水比 (100% まで) では，含水比の増加とともに膨脹比は減少し収縮しない。図—20 は，含水比と膨脹比との関係を両対数目盛にプロットしたものである。

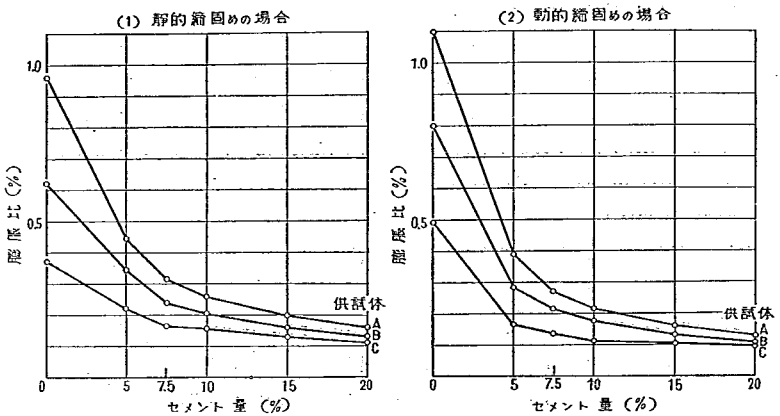
図—20 から同一の締固めエネルギーを与えたときの関東ロームの含水比と膨脹比との間には，図に示したような指数関係の相関性があるように思われる。これは恐らく土のサクションのためと思われる。一般にサクションは，同じ土については含水比が小さいほど大きい。この場合土の締固まりの程度，すなわち同一含水比に対する乾燥密度もサクションに当然関係があると考え



図—19.　4日水浸膨脹比と含水比との関係



図—20.　膨脹比と含水比との関係

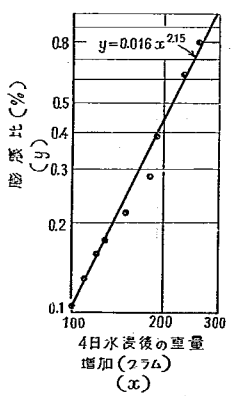


図—21.　セメント量と膨張比との関係

られるけれども，含水比にくらべると第二次的とみなして良いと思う。土の膨張比は，同一の土についてはそのサクションと大体比例すると考えられるから図—19 のような結果を得たのであろう。

次にセメントを添加したときに膨張比がどうなるかを調べてみるために，関東ロートとセメントの混合物につき同じ試験を行つた。図—21 (1) は静的な締固めの場合の結果であり，図—21 (2) は動的な締固めの場合の結果である。それぞれの膨張比の値は，同一供試体各 2 本の測定値の平均を採つた。

実験結果からわかるように，セメント量が多いほど膨張比は減少し，セメント量が同一の場合には，供試体の成形時含水比が多いほど膨張比は小さい。これは明らかにセメントの添加によつて，土が耐水性を帯びてその膨張性が小さくなつたためであろう。この場合耐水性というのは，アスファルトでうまく処理したときのように供試体が水をはじいたり，あるいは水の浸入を防ぐことを指すのではなく，水が供試体内に浸入してもその強度の低下および膨張性の増加の程度が著しく小さくなることを云うのである。これはセメントを添加した供試体を 4 日水浸したのちその含水比を調べた処，含水比の増加の割合は土だけの場合およびセメント量の多少に拘わらず同じような値を示していたことからも云える。また Mainfort の研究の結果でも同様である[27]。目的が関東ロームの膨張性を減少させるだけならば，セメントは 5～7.5 % の範囲で充分であつて，10 % 以上の添加は経済的でないことがわかる。



図—22.　膨張比と供試体の重量の増加量との関係

締固め方法の相違が膨張比に与える影響は図—21 (1) および (2) よりわかるように大した差はない。ただ一般には動的締固めの方が静的な締固めより，膨張比が小さく出ている。例外として関東ロームだけの場合はこの逆に

なつているが，これは恐らく含水比の調整を誤つたためと思う。

図—7 の締固め曲線からわかるように，各セメント量の供試体の最適状態を表わす点は，飽和度 90 %（あるいは Air Void 6 %）の曲線上に大体のつている。それで各セメント量に対して，その最適含水比で締固めた供試体 B は大体 6 % の Air Voil をもつているから，4 日水浸後の各供試体の重量増加が相対的には土の毛細管力による吸水量の大小を表わすものと近似的に考えて良いように思う。ちなみに英国の R.R.L. では，これとは試験方法が異なるが 10 % の Air Void を有する供試体を 24 日水浸させたときの重量増加をもつて，瀝青材料による土壌安定の吸水量の基準にしている[28]。

各セメント量での最適含水比で締固めた供試 B 体の膨脹比と 4 日水浸後の供試体の重量増加を表—18に示し，これを両対数目盛にプロットしたものが 図—22 である。膨脹比にくらべて供試体の重量増加の測定精度が悪い（10g 単位）ため正確なことはわからないが，両者の間には 図—22 に示すような指数関係の相関性があるようである。

表—18. 空隙量 6 % の C.B.R. 供試体の 4 日水浸膨脹比と供試体の重量増加

セメント量 (%)	膨脹比 (%)	供試体 4 日水浸後の重量増加（g）	締固め方法
0	0.800	260	動的
	0.620	230	静的
5	0.287	180	動的
	0.345	190	静的
7.5	0.216	150	動的
	0.240	150	静的
10	0.177	130	動的
	0.205	140	静的
15	0.130	110	動的
	0.160	120	静的
20	0.105	100	動的
	0.130	110	静的

〔4〕 耐久性試験の結果について

（1） 乾湿繰返し試験について

われわれの行なつた実験が A.S.T.M. の標準方法と異なる点は，供試体の大きさが高さ：14 cm，径：7 cm (A.S.T.M. では高さ：11.7 cm，径：10.2 cm) であること，締固めエネルギーが 25.7 kg•cm/cm³ (A.S.T.M. では 6.02 kg•cm/cm³) の点，乾湿サイクル毎にワイヤ・ブラシで供試体をこすらなかつた点および原則として試験中の供試体の含水比および容積変化を測定しなかつたなどの諸点である。供試体をワイヤ・ブラシでこすらなかつたのは，実験の労力をはぶくためと，実際の路床土が現場で受ける条件にくらべると余りに苛酷すぎると考えたからである。したがつて本方法では途中の過程での正確な損失量がわからない。それで本実験での損失量というのは，次のようなものである。

第1回目の乾燥過程終了後の重さを W_{d_1}，第 n 回目の乾燥過程終了後の重さを W_{d_n} とすれば

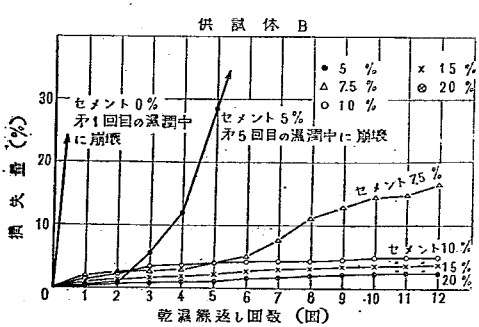
$$第\ (n-1)\ 回目までの累加損失量=\frac{W_{d_n}-W_{d_1}}{W_{d_1}}\times 100$$

とした。

したがつて 12 サイクルまでの累加損失量を求めるには，実際には実験を 13 サイクルまで繰返したわけである。表—19 に供試体が崩壊するまでの乾湿繰返しの完了回数と試験終了時の損失量を示す。損失量は同じ供試体各2本の平均値である。なお表—19 の最後の欄は，試験終了後各供試体の含水比を測定して，試験前後の供試体の乾燥重量の差から正確な損失量を求めたものであるが，表よりわかるように前述した計算による損失量と

表—19. 乾燥湿潤繰返し試験結果

セメント量 (%)	供試体符号	供試体が崩壊までに完了した乾湿繰返し回数	12 回乾湿過程繰返し後の損失量 (%)	試験終了後の供試体の乾燥重量より求めた損失量 (%)
0	A	0	100	100
	B	0	100	100
	C	1	100	100
5	A	4	100	100
	B	5	100	100
	C	7	100	100
7.5	A	12	17.8	19.0
	B	12	16.9	15.4
	C	12	15.0	15.8
10	A	12	5.20	4.95
	B	12	4.95	4.20
	C	12	5.50	5.40
15	A	12	5.35	4.20
	B	12	3.90	3.70
	C	12	5.00	4.03
20	A	12	3.00	2.85
	B	12	2.40	2.00
	C	12	2.25	1.80

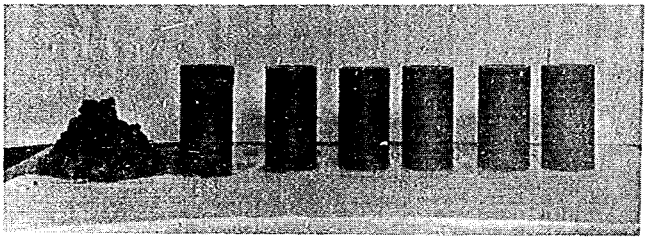


図—23. 乾湿繰返し試験に於ける繰返し回数と損失量との関係

余り差はなく，大体の傾向はよくあつているようである。またこの場合崩壊というのは，供試体がスレーク現象をおこして完全にこわれた場合のほか，上述のようにして計算した損失量が 30 % 以上になつた場合も崩壊とみなした。

乾燥繰返し試試中の各サイクルでの損失量を，供試体Bについてのみ図—23 に示す。供試体AおよびCも同様な傾向なので省略する。

表—19 よりセメントを 7.5% 以上添加すると，乾湿繰返しに対する抵抗が著しく増大することがわかる。

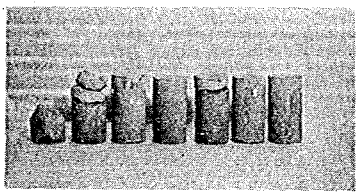


（注）　写真左より右に順次

セメント量（%）	0	0	5	5	5	7.5	7.5
供試体符号	B	C	A	B	C	A	B

写真—12.　乾燥湿潤繰返し試験中，第1回目の湿潤過程終了後の各供試体の状況

土だけのAおよびB供試体は，第1回目の湿潤過程で完全にスレーク現象をおこして崩壊する。土だけのC供試体も第2回目の水浸中1時間で完全に崩壊した。写真—12は，第1回目の湿潤過程終了後の状況であつて，左端が土だけのB供試体，その右が土のみのC供試体である。さらに右に行くに従つてセメント量が増すが，5％以上のセメントを含む供試体は全然損傷をうけていないことが良くわかる。乾湿繰返しサイクルが増すにつれて漸次損傷の度も大になり，5％のセメント量では第4回目の湿潤過程でスレークをおこしはじめる。写真—13は第6回目の湿潤過程終了後に撮影したもので，左よりセメント5％の供試体BおよびC，セメント量7.5％の供試体A，BおよびC，セメント10％の供試体A，Bの順になつている。実験中の観察でも，10％以上のセメントを含む供試体は乾湿作用に対する抵抗度が著しく強く，殆んど損傷をうけていない状態であつた。



（注）　写真左より右に順次

セメント量（%）	5	5	7.5	7.5	7.5	10	10
結試体符号	B	C	A	B	C	A	B

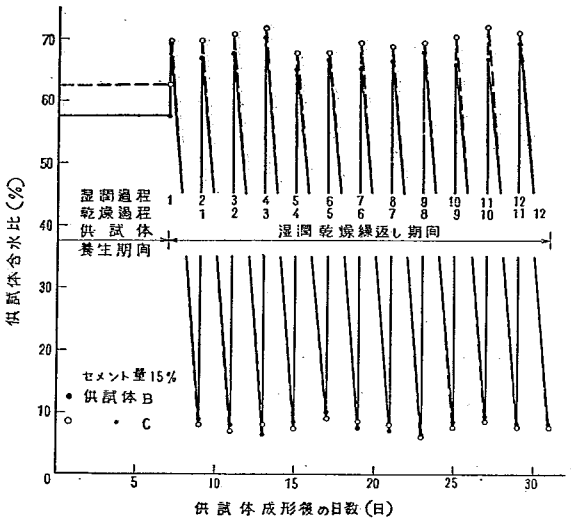
写真—13.　乾燥湿潤繰返し試験中，第6回目の湿潤過程終了後の各供試体の状況

乾湿試験中の供試体の含水比の変化を調査するために，セメント量15％の供試体BおよびCについてのみ各サイクル毎に含水比を測定した。結果を図—24に示す。

（2）　Weathering test の結果について

一般には，乾燥湿潤繰返し試験のさいの損失量よりも凍結融解繰返し試験のさいの損失量の方が，ソイル・セメントの耐久性を測定するためには良い Index になるとされており[29]，特に関東ローム の粒子のように有孔性の多い土質にはこのことが云えるのであるが[18]，実験室の設備の関係から凍結融解試験を行うことができないため，1月17日から90日間自然の weathering をうけさせた。供試体放置中の地表面での最高および最低温度と百葉箱で測定した午前10時の温度を表—20に示す。

供試体を放置したコンクリート・テラスでの最高および最低温度も大体表—20の最高最低温度と同程度と考えて良いと思う。従つて最低 −7°C から最高 40°C 程度にわたつて温度の変化があつたと考えられる。これは



図—24. セメント量 15% の供試体BおよびCの乾湿繰返し試験中の含水比の変化

A.S.T.M. の凍結サイクルの −23°C には遙かに及ばないけれども，表—20 から 0°C 以下の凍結作用を相当回数受けているから，各供試体はある程度の凍結融解作用をうけたと考えて良いであろう。この試験には同一の供試体を各4本作製し，90 日間 weathering させてから，そのうち2本は 24 時間水浸後，他の2本は非水浸の状態で圧縮試験を行った。結果を表—21 に示す。

表—21. Weathering の結果

セメント量 (%)	供試体の符号	圧縮試験結果 非水浸 q_u (kg/cm²)	非水浸 試験後供試体含水比 (%)	24時間水浸 q_u (kg/cm²)	24時間水浸 試験後供試体含水比 (%)	weathering 後24時間水浸q_u値 / 90日養生 q_u 値 (%)
0	A	9.20	23.0	F		
	B	6.20	23.0	F		
	C	3.06	22.5	F		
5	A	11.7	21.5	6.30	62.5	62.0
	B	10.3	21.0	4.50	65.0	50.9
	C	7.25	22.0	2.70	66.0	51.0
7.5	A	15.5	21.0	7.05	60.0	63.2
	B	13.3	20.5	5.91	59.0	58.1
	C	10.2	20.5	4.91	59.0	76.8
10	A	18.2	20.0	9.25	57.0	74.6
	B	15.0	20.5	7.04	58.5	62.4
	C	13.4	20.5	5.82	57.0	84.8
15	A	21.2	18.0	12.1	53.0	86.4
	B	19.2	17.5	10.2	52.0	75.6
	C	17.8	17.5	6.49	55.0	78.2
20	A	2.30	17.5	14.3	54.0	86.6
	B	23.2	18.0	14.0	55.5	91.5
	C	20.4	18.0	9.1	56.0	88.2

(註) 表中 F は崩壊を示す。

表—20. Weathering test 中の温度

月　日	1月17日	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	2月1日	2	3
百葉箱午前10時温度 (°C)	7.0	3.5	4.5	9.0	7.0	3.0	3.0	1.0	3.0	3.0	7.0	4.0	6.0	7.5	4.0	4.0	5.0	6.0
地表面最高温度 (°C)	24.0	22.0	16.0	20.0	18.0	10.0	4.0	15.0	12.2	14.0	18.0	15.0	19.0	22.0	23.0	17.0	19.0	25.5
地表面最高温度 (°C)	−5.5	−4.5	+1.5	+1.5	+3.5	+1.0	0	−0.5	−6.0	−5.5	−6.0	−4.0	−7.0	−6.0	−4.5	−2.5	−7.0	−5.0
摘　要			曇雨			雪	雪										雨	

月　日	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
百葉箱午前10時温度 (°C)	1.0	4.3	6.5	4.0	7.0	6.5	4.0	7.0	8.0	11.0	7.0	7.5	13.0	4.5	7.5	6.0	5.0	9.0
地表面最高温度 (°C)	20.5	28.5	28.5	23.5	22.0	16.5	17.0	26.0	18.0	32.0	28.0	26.5	26.0	18.5	23.5	29.5	30.5	33.0
地表面最低温度 (°C)	−1.0	−2.0	−2.5	−5.0	−4.5	−5.5	−5.5	−7.5	−7.0	−4.0	0	−3.5	+4.5	−4.0	−2.0	−4.0	−4.5	−5.0
摘　要	雨													雨				

月　日	22	23	24	25	26	27	28	29	3月1日	2	3	4	5	6	7	8	9	10
百葉箱午前10時温度 (°C)	6.5	5.0	7.5	5.0	7.5	3.5	1.5	7.5	10.0	9.0	9.5	10.0	7.5	9.0	7.5	9.0	6.5	5.5
地表面最高温度 (°C)	29.5	32.0	29.5	25.5	27.5	13.0	14.5	16.5	22.5	20.0	28.5	25.0	27.5	29.0	29.0	21.0	24.5	21.0
地表面最低温度 (°C)	−1.5	−4.0	−3.5	−1.0	−3.0	−3.5	−0.5	0	−2.0	−1.0	−3.5	−2.0	−3.5	−3.5	−4.0	−3.5	−1.5	−2.0
摘　要					雪 8cm	雨・雪	雨								雨			

月　日	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
百葉箱午前10時温度 (°C)	10.0	4.0	8.0	14.0	12.0	14.0	15.0	13.0	12.5	4.5	11.0	15.0	15.5	18.0	10.0	7.5	8.5	10.0
地表面最高温度 (°C)	18.5	20.5	32.0	41.0	44.0	31.5	30.0	29.5	17.0	28.0	31.5	31.5	32.0	33.0	37.5	13.5	20.5	27.5
地表面最低温度 (°C)	−4.0	+0.5	−4.0	−3.0	+2.0	+1.5	+4.5	+7.0	+9.0	+4.0	+3.0	+1.0	+0.5	+6.5	+6.0	+7.5	+4.0	+2.5
摘　要	雨	雨				雨										雨		

月　日	29	30	31	4月1日	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
百葉箱午前10時温度 (°C)	9.0	11.0	13.0	10.0	6.0	8.0	10.5	12.0	13.5	13.0	13.5	12.0	15.0	13.5	16.0	18.5	21.0	22.0
地表面最高温度 (°C)	19.5	23.0	25.0	28.0	31.5	30.0	34.0	37.0	41.0	36.0	31.5	37.5	36.0	29.0	38.3	36.0	40.5	43.5
地表面最低温度 (°C)	+7.0	+7.0	+6.5	+3.5	−0.5	+2.0	+1.5	+1.0	+0.5	+4.0	+2.8	+3.0	+1.5	+9.0	+9.0	+7.0	+8.0	+8.5
摘　要	雨																	

Weathering test 中の観察では，関東ローム のみおよびセメント量 5% の供試体の上下面は，軽度の損傷をうけているものもあつたが，7.5% 以上のセメント量の供試体は外観上は全く損傷をうけていない様子であつた。weathering 後，水につけないで行つた圧縮試験の結果では，同じ含水比と乾燥密度とをもつ供試体を 90 日パラフィン・ワックスでシールしたときの強度（表—15 参照）よりもいづれも大である。ただしセメント量が 0% の C 供試体だけは例外である。この傾向は，セメント量が多いほど顕著である。

これは 90 日間 weathering 中の供試体の乾燥による強度の増加（試験時の供試体の含水比は表—21 に示す。）と，耐久性に対するセメントの効果およびこの程度の weathering ではソイル・セメントの供試体に大した悪影響を及ぼさぬためによるものと思われる。後者をはつきりとさせるために，各セメント量に対する供試体 B (o.m.c. で γ_{dmax}) を作製して，昭和 31 年 4 月 17 日から 7 日，14 日および 28 日間室内で空中養生してから，圧縮試験を行つた結果を表—22 に示す。

表—22. 室内で空中養生したときの一軸圧縮強度と養生日数との関係

セメント量	養生日数 0		7		14		28	
	含水比 (%)	圧縮強度 (kg/cm²)	含水比 (%)	圧縮強度 (kg/cm²)	含水比 (%)	圧縮強度 (kg/cm²)	含水比 (%)	圧縮強度 (kg/cm²)
0	68.0	5.1	40.0	8.7	38.0	9.3	24.0	10.5
5	64.0	6.4	43.0	13.1	35.0	14.2	24.0	15.2
7.5	61.0	7.1	46.0	17.8	23.0	19.3	25.0	22.7
10	59.0	7.7	36.0	20.0	22.0	25.3	24.0	26.0
15	57.5	7.9	27.0	21.8	25.0	26.0	19.5	27.0
20	56.0	9.1	28.9	24.8	24.0	27.2	22.0	29.5

この場合 q_u-値 は同じもの各 3 本の平均値をとつた。表—22 の 28 日間空中養生した各供試体の含水比は，それに対応する同じセメント量の表—21 の 90 日 weathering 後非水浸の状態での供試体の含水比よりやゝ大きく，また供試体作製後試験までの期間が異なるが，(28 日と 90 日)一応比較の尺度になると思う。表—21 および表—22 の q_u-値 を比較してみると，いづれの供試体に対しても 28 日空中養生したときの方が大である。この結果からこの程度の weathering でもある程度は供試体に損傷をあたえていることがわかる。

次に weathering 後供試体を 24 時間水浸させた場合についてであるが，セメントを含まない供試体は水浸中に全部スレーク現象をおこして崩壊した。5% 以上のセメントを含む供試体のなかでも一部スレークをおこしたものもあつたが，これは表面のみで圧縮試験には差し支えない程度の軽いものであつて，大部分の供試体は完全であつた。表—21 に水浸後の含水比と q_u-値 とを示してあるが，この q_u-値 を表—15 の 90 日養生したときの q_u-値 で割つた百分率を表—21 の最後の欄に示した。この百分率から 24 時間水浸後の q_u-値 は全部低下しているが，セメント量が増すにつれてその低下割合が少なくなつており，セメントの添加によつて土の weathering に対する抵抗度が増大することがわかる。表—21 の最後の欄の百分率を，ソイル・セメントの耐久性に対する Index と考えると，同一セメント量の供試体については成形時含水比による抵抗の差が明確ではない。しかし乾湿繰返し試験の損失量（表—19）を Index と考えれば，各セメント量に対して最適または最適より 5%

多い含水比で締固めた方が耐久性に対する抵抗度が大きい傾向がある。特にセメント量 5% の供試体ではこのことが明確に出ている。

しかしいづれにせよ，その差は大したものではなく，もつと最適含水比よりのずれを大きくとれば（たとえば ±10% 程度に），締固め時の含水比が耐久性に与える影響を明確に掴めたと思う。それで前の強度試験の結果とこの耐久性試験の結果とを綜合してみると，関東ロームについては各セメント量について最適含水比で施工するのが一番良さそうである。米国では一般にソイル・セメントの耐久性は最適含水比よりやや大きい水量で締固めた方が良いとしている[30]。

いずれにせよ，以上の乾湿繰返し試験，weathering test および水浸膨脹の結果から，セメント添加によつて関東ロームの耐久性は著しく増大し，とくに 10% 以上のセメント量では顕著であることがわかる。

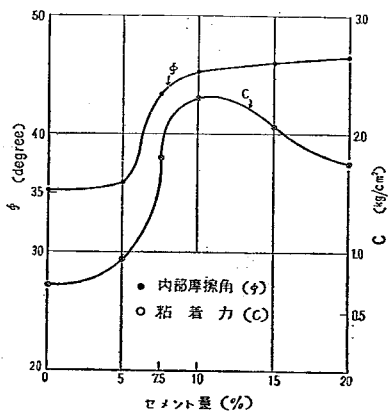
〔5〕 三軸圧縮試験結果について

添加したセメント量と供試体の内部摩擦角および粘着力の関係を研究するために，三軸圧縮試験を実施した。三軸試験は圧密排水型 (Consolidated—drained test) の方法で，供試体は q_u-試験用のものとし，7日間パラフィン・ワックスでシール後試験を行なつた。使用した側圧は 0.5, 1.0, 1.5 および 2.0 kg/cm² の4種類である。各セメント量に対する供試体Cの結果を図—25 に示す。

図—25 より 10% までのセメント量添加によつて粘着力は著しく増大するが，セメント量が 15% 以上になるとかえつて減少する。これは供試体が脆くなつたことを示す。内部摩擦角はセメント量 10% までは急激に増すが，それ以上のセメントを添加しても大して増加しない。このことは更に検討の必要はあるが，一応 10% 以上のセメント量のC供試体の7日強度が 2.0 kg/cm² 位の側圧の影響をうけない程度の強さにまで達したことを示すものと考えられる。このことは本三軸圧縮試験で各セメント量に対するAおよびB供試体も作製して試験を行つたのであるが，その7日強度がAおよびB供試体のように大きいものは（表—15 参照），試験に用いた範囲内の側圧では，より大きい側圧をかけてもそれより小さい側圧のときの上下圧応力よりも小さくなつたりして結果がばらつき，内部摩擦角および粘着力を求め得なかつたことからも想像される。

したがつて正確に三軸試験を行うには，もつと大きな側圧を加えるべきであつたが 当所の試験機では 2.0 kg/cm² 以上の側圧を加えるのは困難であつた。

したがつて，もし安定処理される土について，その横方向の拘束力があらかじめわかれば，数種のセメント量の供試体で予想される拘束力までの側圧をかけて三軸試験を行なつた場合の実験結果をみて，内部摩擦角の増加が余り大きくならなくなるときのセメント量を選ぶのも



図—25. 三軸圧縮試験結果，セメント量，内部摩擦角 (φ) および粘着力 (C) との関係（供試体C）

ソイル・セメントに必要なセメント量設計の一方法であろう。本実験の際にもし横方向の拘束力が 2.0 kg/cm² と予想されるならば，図—25 からわかるように 10 % 以上のセメントを添加しても余り効果がないと一応言えそうである。図—25 では粘着力の点からみても 10 % のセメント量が最適と云えそうである。Tennessee の Gravel および Chert Bases の安定で Whitehurst も同様なことを云つている[31]。

〔6〕 締固め効果を少なくした場合

安定処理される土が，関東ロームのようにその自然含水比が 100 % 以上（多い処では 180 % の実測データーもある。）の状態では，たとえ高い締固めエネルギーを与えても，実際の締固め効果は著しく減殺される。

実際に締固め効果をあげるには，どうしても土を乾燥して，その含水比を最適附近に下げて施工する必要がある。しかし砂質土の場合にはともかく，関東ロームのような細粒土の含水比を 100 % 以上の状態から 60 % 位までに下げることは，実際には非常に困難である。それで含水比が 80 % の関東ロームに，セメントを 5, 7.5, 10, 15, および 20 % 添加することによつて，混合物の含水比が表—23 のように漸次減少したとし（セメントを添加したときの各

表—23. 供試体の性質

セメント量 (%)	含水比 (%)	γ_d (g/cm³)	γ_t (g/cm³)	供試体記号
0	80.0	0.800	1.440	D
5	76.0	0.800	1.408	D
7.5	74.0	0.800	1.392	D
10	72.0	0.800	1.375	D
15	68.0	0.800	1.344	D
20	64.0	0.800	1.311	D

表—24. 供試体 D の各種試験結果

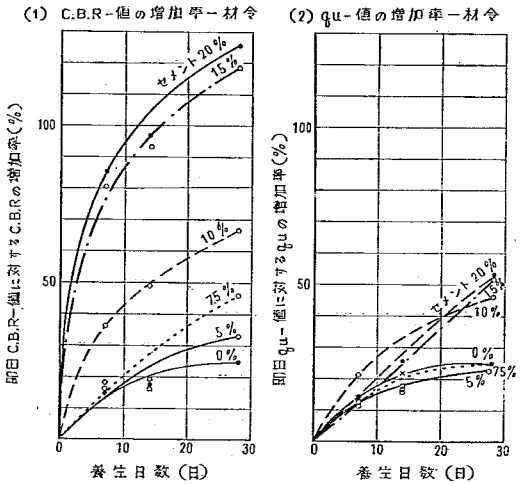
セメント量 (%)	C. B. R. 試験 養生日数 (日) 0	4日水浸	7	14	28	4日水浸膨脹比 (%)	一軸圧縮試験 養生日数 0	7	14	28
0	7.3	10.2	8.4	8.6	9.1	0.153	0.82	0.93	1.03	1.03
5	7.5	8.5	8.7	8.7	10.0	0.155	0.98	1.10	1.15	1.20
7.5	7.5	7.9	8.9	8.9	10.9	0.160	1.10	1.25	1.27	1.39
10	7.5	9.8	10.2	11.2	12.5	0.168	1.03	1.25	1.27	1.50
15	7.3	5.5	13.2	14.1	16.0	0.096	1.08	1.20	1.25	1.63
20	7.0	5.8	13.0	13.8	15.8	0.100	1.05	1.20	1.28	1.60

耐久性試験 乾湿試験 崩壊までに完了した繰返し回数	Weathering 試験 非水浸圧縮試験 圧縮強度 (kg/cm²)	含水比 (%)	水浸圧縮試験 圧縮強度 (kg/cm²)	含水比 (%)	unsoaked $\frac{q_u}{q_u\ 28日}$ (%)	soaked $\frac{q_u}{q_u\ 28日}$ (%)
0	1.58	16.8	F	—	153	—
6	1.65	17.0	0.41	76.6	137	34.2
3	1.89	17.0	0.64	76.0	136	46.0
7	2.14	16.0	0.93	75.0	142	62.0
6	1.93	15.2	0.49	70.0	118	30.1
6	1.90	15.5	0.63	69.5	119	39.4

供試体の含水比は，含水比が 80 % の土に，含水比 0 % のセメントを混合するとして計算した。）極めて悪い締固め効果しか得られない場合を予想して，表—23 に示す含水比と乾燥密度を有する C. B. R. および q_u-供試体を作製して強度，耐久性，膨脹率などの試験を行つた。今後表—23 に示すような性質を有するものを供試体Dとに表わす。表—23 でセメント量が増すにつれて供試体の見掛け密度 (γ_t) が減少している。これはセメント量の多い供試体ほど締固めエネルギーを少なくして，乾燥密度が常に 0.800 g/cm³ になるように設計したためである。従つてセメント量が増す程，締固めの点では悪い条件を与えたことになる。各種の試験結果を表—24 に総括して示す。表中 C.B.R.-値 は供試体各 2 本，q_u-値 は各 3 本，耐久性試験の諸結果は各 2 本の平均値を採つた。

（1） 強度について

即日強度に対する C.B.R. および q_u-値 の増加率と材令との関係を図—26 (1) と (2) に示す。



図—26.　供試体Dの養生日数と強度の増加率との関係

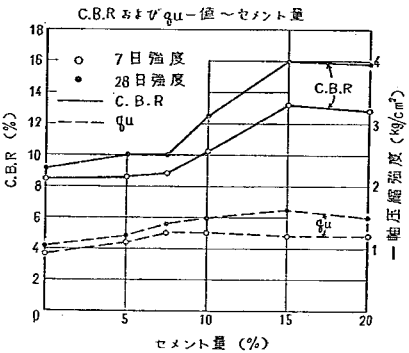
C.B.R.-値 は材令とともに増加しており，その増加率もセメント量が多いほど大である。これにくらべて q_u-値 は材令とともに増加はしているが，セメント量が多くてもその増加率は必ずしも大きくなく，同量のセメントを添加した場合の C.B.R.-値 の増加の割合にくらべると著しく小さい。このことは供試体Dのように，含水比が多くかつ締固め程度の悪いものは，セメ

表—25.　供試体 D の養生日数と弾性係数

セメント量 (%)	供試体符号	養生日数 (日) 0	7	14	29
0	D	60	100	110	115
5	D	85	115	150	170
7.5	D	95	150	190	250
10	D	100	135	210	270
15	D	140	220	235	290
20	D	135	180	195	260

(註)　表中の値は弾性係数 (E) (kg/cm²) を表わす。

ントを添加して養生しても塑性的な要素が多く，このためC.B.R.試験のようにモールドによつて或程度横方向の拘束をうけている場合と一軸圧縮試験のように横方向の拘束を全くうけない場合とで，著しく強度特性が異なるのではなかろうか。表—25に供試体Dの弾性係数（E）の値を示すが，28日養生した場合でも精々300 kg/cm² 程度であつて，前述した供試体A，BおよびCにくらべると如何に剛性度が低いかがわかる。このことは供試体A，BおよびCの強度特性が前述したようにC.B.R.および q_u 試験とで異ならなかつたことを考えると中々興味がある。図—27にセメント量と強度との関係を示したが，試験法の相違による強度特性の差が良く表われているようである。図—27より，セメントを多量に添加しても締固め程度が悪いと強度は増加しないことがわかる。この傾向は q_u-値の場合によく試われている。

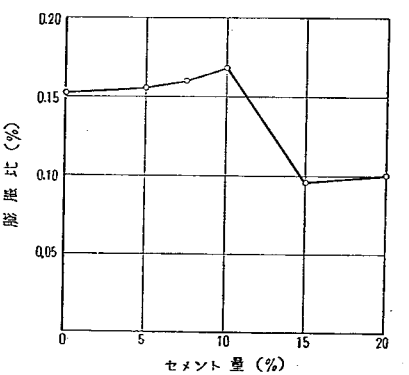


図—27.　セメント量と強度（7日および28日）との関係

4日水浸C.B.R.-値は，セメント量が増すにつれて小になる傾向がある。これはセメント量が増すにつれて供試体の γ_t と含水比とが小になるためと思われるけれども，次に述べる耐久性試験では逆の傾向にあるので，はつきりした原因がつかめない。なお土だけの供試体の4日水浸のC.B.R.-値が，非水浸の場合より大きくなつているが，この現象は含水比の多い自然状態の関東ロームを採取して行つた場合にもよく見られることであつて，われわれが行つた他の実験でも屢々このことが見られた。

（2）水浸膨脹ついて

膨脹比とセメント量との関係を図—28に示す。



図—28.　供試体Dのセメント量と膨脹比との関係

図より膨脹率は，セメント量10%まで僅かに増加し，それ以上の量のセメントを添加すると反対に減少している。これは供試体Dのように締固め程度の低い場合には，セメントの添加によつて供試体の含水比が減少し，このために土のサクションが増してセメントの効果を打消すためであろう。15%以上のセメントで膨脹が少なくなるのは，含水比の減少によつておこる土のサクションの増加よりもセメントの耐水性に与える効果の方が大きいためと思われる。

（3）耐久性について

乾湿繰返し試験の結果では，12サイクルの乾湿作用を完了した供試体は皆無であつた。表—24よりセメン

トを入れた場合には，関東ロームだけの場合よりかなり抵抗度を増していることがわかる。セメント量 7.5 % の供試体が 4 回目の wetting cycle 中に崩壊した以外には，各セメント量の供試体について似たような抵抗度を示している。しかしこの程度の耐久性の増加では満足なものとは考えられず，多量のセメントを添加しても十分に締固めない限り有効な結果が得られないことがよくわかる。

90 日間 weathering test した場合の最高および最低温度は，表—20 と同じである。供試体 A，B および C の場合と同様に，weathering 後 24 時間水浸および非水浸の状態で圧縮試験を行つた。

非水浸の場合には，同じ成形時含水比と乾燥密度を有する供試体を 28 日パラフィン・ワックスでシールして養生したときの q_u-値 よりも増加しているが，水浸した場合には著しく減少しており，28 日養生の場合の強度の 1/3 程度である。ただ 10 % のセメント量の供試体が比較的強い抵抗を示している。耐久性の Index を表—24 の最後の欄の百分率で表わされるものとすると，セメント量が増してもそう大した効果はなさそうであつて，10 % のセメント量の時が最も良い結果を与えている。これは乾湿繰返し試験の場合の結果と同じである。いずれにせよ，供試体 A，B および C の場合にくらべると耐久性が著しく悪い。

以上各セメント量に対する供試体 D の強度および耐久性を比較したが，セメントを沢山添加しても，締固めが不十分である際にはその効果が著しく減殺され不経済であることがわかる。

供試体 A，B および C の実験結果と供試体 D のそれとを比較してみると，強度および耐久性などすべての点で著しい差がある。たとえば僅か 5 % のセメント量の供試体 A，B および C の方が，20 % のセメント量の供試体 D よりもすべての点に於いて著しくすぐれている。したがつていくら多量のセメントを添加して安定処理を行なつても，施工時の土の含水比の管理を十分行なつて，その締固め効果を充分に発揮できるようにしないかぎり，セメントによる土質安定の効果が激減されることがわかる。

またソイル・セメントは一般に膨脹性土質の pumping を防ぎ，凍結融解作用を防ぐが，表—15 よりわかるように C.B.R.-値 または q_u-値 が著しく増加している。とくに各セメント量に対する A および B 供試体の 7 日養生後の C.B.R.-値 は相当大きい値になつている。これは路盤あるいは路床の支持力が増大したことになり，したがつて舗装厚を減少させることができるわけである。この実験では，処理したソイル・セメントについて平板載荷試験を行なわなかつたので，その路盤支持力係数 (K_{76}-値) が不明であるが，一応 K_{76}-値 と C.B.R.-値 との関係曲線から C.B.R. =70 に相当する K_{76}-値 を求めると 18 kg/cm³ になる。こゝに云う K_{76}-値とは載荷板の直径が 76 cm のさいの基礎の支持力係数 (kg/cm³) を意味する。それでソイル・セメント基層上で直接 K_{76}-値 を測定すると，恐らく非常に大きな値となり，測定した K_{76}-値 からコンクリート舗装厚を求める曲線[33] を利用してコンクリート舗装に必要な厚さを求めれば非常に小さく出るであろう。それで P.C.A. では保守的な慣習から，もし測定した K_{76}-値 が 13.8 kg/cm³ を超えたときには，コンクリートの舗装厚の設計に際して K_{76}=13.8 kg/cm³ にとつて行い，もし K_{76}-値 が 13.8 kg/cm³ 以下の場合には測定した K_{76}-値 の実際の値を設計に用いている[10]。

〔7〕 セメント添加による Consistency Limit の変化について

関東ロームの P.I. は非常に高い。これは関東ロームのみならず東北ロームでもそうである。一般に日本の火

山灰系統の土は，皆 P.I. が高いものと思われる。P.I. が大きいことは，一般的には active clays soil に関係するものであつて，less-active clays，silt または砂質の土の P.I. は小さい。それで，この関東ローム の好ましくない性質を改良するために，セメントが有効かどうかを調べるのために Consistency Limit を各種の場合について実験した。

(1) セメント添加直後の Consistency Limit について

この場合には，関東ロームを J.I.S. 規格のように，自然乾燥（含水比=37 %）させてセメントを添加した場合および 85 % の含水比の関東ロームにセメントを添加した場合の二種について，L.L. および P.L. の測定を行つた。結果を表—26 (1) (2) および図—29 に示す。

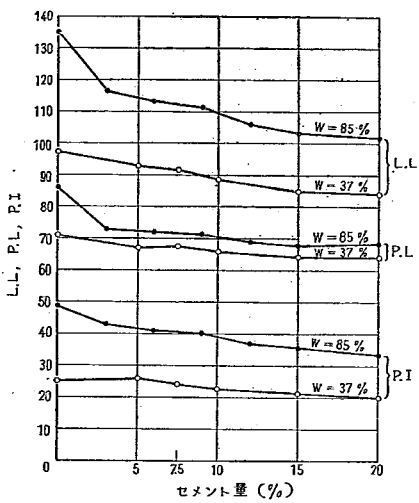
表—26. 自 然 乾 燥 状 態

(1) 初期含水比 ω=37.0 %

セメント量 (%)	0	5	7.5	10	15	20
L.L.	97.0	93.0	91.5	88.5	85.0	84.0
P.L.	71.0	67.0	67.5	66.0	64.0	64.0
P.I.	26.0	26.0	24.0	22.5	21.0	20.0

(2) 初期含水比 ω=85.0 %

セメント量 (%)	0	3	6	9	12	15	20
L.L.	135.0	116.0	113.0	111.5	106.0	103.5	101.5
P.L.	86.0	73.0	72.0	71.5	69.0	68.0	68.0
P.I.	49.0	43.0	41.0	40.0	37.0	35.5	33.5



図—29. 混合直後のセメント量と Consistency limit との関係

図—3 の関東ロームだけのときと同じように，セメントを添加した場合にも土セメント混合物の初期含水によつて L.L. および P.L. は異なるが，いずれの場合にも図—29 からわかるように，L.L. は添加したセメント量とともに減少する。P.L. はセメント 3~5 % 程度までは減少するがそれ以上のセメント添加では大して変化しない。したがつて両者の差である P.I. も大体セメント量とともに減少する傾向にある。いずれにせよ，関東ロームが自然乾燥状態のときには，20 % のセメント量によつて土だけの P.I. の値より 6 % 減少し，関東ロームが 85 % の含水比のときには 16 % 程度減少する。しかし後者の場合の P.I. の減少は，セメント混合によつて関東ロームの初期含水比が 87 % から 70 % に減少することを考えると，図—3 より ω=70 % に対する P.I. は約 44 % になり，実質的には 10 % 程度の減少

であると思われる。

われわれは含水比が 85 % の同じ関東ロームに，石灰とフライ・アッシュの混合割合を 1：8，1：6，1：4，1：2 および 2：1 の 5 種類に選び，この 5 種類の場合割合の石灰・フライアッシュの混合物を土の 8～20 % (乾燥重量で) の範囲にわたつてまぜ，混合後直ちに同様な試験を行つたが，この場合には混合物の P.I. は 30～45 の範囲にあつた。従つてその効果は，セメントの混合とほぼ同様なものであると考えられる。いづれにせよ，混合後直ちに行つた試験であるから，セメントに未だ hydration をおこしていないので，この場合の P.I. の減少は主として粒度改良によるものであろう。

(2) セメントの hydration が十分行われた場合の Consistency Limit について

セメント添加直後では，セメントはまだ反応をおこしていないためセメントの hydration による Consistency Limit の変化は不明である。それでセメントの hydration による Consistency Limit の変化をしらべるために，90 日 weathering test 後および 90 日パラフィン・ワックスでシールして養生した各供試体を，自然乾燥し，粉砕したのち L.L. および P.L. の測定を行つた。結果を表—27 に一括して示す。表—27 より，同じセメント量の供試体でも 90 日 weathering した場合と 90 日養生した場合とで，L.L. および P.L. の値が異なることがわかる。すなわち，セメントが作用するときの環境によつて，Consistency Limit の値が変化するようである。

表—27. セメントが十分 hydration をおこした後の L.L.，P.L. および P.I. の値

セメント量 (%)		weathering 後			90 日 養 生 後		
		L.L.	P.L.	P.I.	L.L.	P.L.	P.I.
0	A	80.0	62.0	18.0	92.0	68.5	23.5
	B	80.5	62.0	18.5	92.5	69.0	23.5
	C	75.5	58.0	17.5	93.0	68.5	24.5
	D	75.5	59.0	16.5	—	—	—
5	A	72.0	56.0	16.0	82.0	62.0	20.0
	B	72.0	55.5	16.5	82.0	62.5	19.5
	C	72.0	56.0	16.0	80.0	59.0	21.0
	D	72.5	57.0	15.5	—	—	—
7.5	A	—	—	—	82.0	63.0	19.0
	B	70.0	54.0	16.0	82.0	62.5	19.5
	C	70.0	54.0	16.0	79.0	58.5	20.5
	D	71.0	56.0	15.0	—	—	—
10	A	70.0	55.0	15.0	81.5	63.0	18.5
	B	70.5	55.0	15.5	82.0	63.0	19.0
	C	68.5	53.5	15.0	78.5	59.0	19.5
	D	69.0	53.5	15.5	—	—	—
15	A	—	—	—	79.5	63.0	16.5
	B	65.5	53.0	12.5	80.0	63.0	17.0
	C	65.0	50.0	15.0	78.0	59.0	19.0
	D	65.5	51.0	14.5	—	—	—
20	A	—	—	—	79.5	63.0	16.5
	B	64.0	52.0	12.0	80.0	63.0	17.0
	C	64.5	50.0	14.5	78.0	59.5	18.5
	D	65.0	51.0	14.0	—	—	—

表—27 から，セメントが作用する環境とセメント量とが同じであれば，供試体成形時の含水比や乾燥密度が異なつても Consistency Limit の値は大体同一であるとみなして良いと思う。強度および耐久性で著しく劣つた供試体Dも，Consistency Limit の点では供試体A，BおよびCとは何等異ならない。表—27 の測定結果にはその値が異なつているものもあるが，これ位の差は試験方法のあいまいさから見ても実験誤差とみなして良いであろう。

Weathering した場合および養生した場合もともに，混合物の P.I. は添加したセメント量とともに減少している。また土だけの供試体の P.I. も表—26 の値より著しく減少しているが，この減少の理由は良くわからない。

つぎに weathering test 後，15 % のセメント量の供試体Bの粒度分析を行つた。その結果粘土分は，もとの関東ローム だけの場合の 16 % から 3 % に，シルト分は 38 % から 30 % にそれぞれ減少しており，砂分は 46 % から 67 % に増大していた。またこの場合比重は関東ロームの 2,700 より 2,740 に増加していた。

これは明らかにセメントの hydration のために，関東ロームの粘土分およびシルト分の一部が砂分に変化し，もとのローム質土から砂質ロームに粒度が改良されたことを意味するものであつて，セメントの土質改良の効果に長期にわたつて有効で，本実験の weathering test 程度の凍結融解作用をうけてもセメントの効果は失われないことがわかる。この点に関して A.S.T.M. の凍結融解繰返し試験の回数を 60 回行つても，セメントによる粒度改良および P.I. 改良の効果は失われないと Felt は報告している[24]。

Ⅶ むすび

セメントによる関東ロームの土質改良効果に関する今回の研究でわかつた主要なことは次のようである。

（1） セメント添加によつて，関東ロームの締固め効果，強度および耐久性はいずれも増大する。このうちとくに耐久性の増加は顕著である。

（2） セメントによる関東ロームの土質改良の効果は，長期にわたつてその効果を失わないと思われる。

（3） 強度試験として，C.B.R. および一軸圧縮強度を研究したが，両者の間には有意な相関関係が認められるから，今後強度試験としてはいづれか一方だけ行なえば十分であり，7日養生後の強度で最終強度を充分推定しうる。

（4） セメントで安定させた場合，最適の状態より少々含水比が湿つた方にずれても適当期間養生させれば，その強度の減少は土だけの場合より遙かに少ない。したがつて現場で施工する場合に有利である。しかしセメント添加による効果を最大にするためには，最適含水比附近で充分締固める必要がある。

（5） セメントにする関東ロームの土質改良の効果を減少させる最大の敵は締固めの不足である。締固めを充分行なわないとセメントを多量に添加しても殆んどその効果が減殺され，小量のセメントで充分に締固めた場合より遙かに劣る結果になる。したがつて現場施工の際には，この点を充分注意して締固めおよび含水比の管理を行なうことが必要である。

室内試験の結果では以上のように関東ロームの強度，耐久性および Consistency Limit のすべてにわたつて或

程度の改良効果が認められたが，土質安定の真の効果は現場で施工しないかぎり不明である。現在最もその研究が進んでいる米国でも，第二次世界大戦の飛行場の建設などの必要にせまられて実際に施工したのが先であり，研究は実際の施工に成功してから進んだのであつて，わが国でも凍上融解のおこる地方や火山灰系統の路床土の地方で実際の施工が行なわれることが望ましい。一般にソイル・セメントは磨耗に対して弱いとされているから，表面を瀝青材料などで保護する必要があり，普通の設計ではソイル・セメントの厚さを経験的に 10～15cm にしているようである。

またコンクリート舗装の路盤としても極めて有効であろう。

土質改良に関する機構の根本的な研究は，その本質上土木屋よりも化学屋さんの研究に待つ処が非常に大きい。したがつて横との連絡を充分行なつて綜合的に研究を行なわない限り根本的な解決は得られないと思う。

終りに際し，御多忙の時に関東ロームの示差熱分析およびイオン分析を心良く引受けて下さり，いろいろ御指導下さつた化学研究室の有泉室長，牧技官，一部の文献の抄録をして下さつた道路研究室の井上技官および重労働の実験と計算にあたり終始心良くやつて下さつた道路研究室の山田技官，遠藤福三君，佐藤悟君および庵原美由紀さんに深く感謝する次第である。

参　考　文　献

1) H.R.B. "Use of soil-cement mixtures for base courses". Wartime Road Problems. No. 7. Washington, D.C., 1943.
2) Portland Cement Association "Soil-Cement Mixtures, Laboratory Handbook". Ⅲ, 1946. 2nd edition.
3) 例えば
Road Research Laboratory. "Soil Mechanics for Road Engineers". H.M.S.O., 1952.
4) Civil Aeronautics Administration., "Asummary Report on Soil Stabilization by the Use of Chemical Admixtures". Tech. Development Note No. 136. Feb., 1951.
5) Portland Cement Association., "Aids in Estimating Cement Requirements for Soil-Cement on Rush Projects".
6) J.A. Leadabrand, L.T. Norling, "Soil-Cement Test—Data Correlation in Determing Cement Factors for Sandy Soil". H.R.B. Bulletin. 69., 1953.
7) "Washington's Experiments with Cement Stabilized Base Course". Pacific Builder and Engineer. Nov., 1954.
8) L.D. Hicks, "The Use of Agricultural Soil Maps in Making Soil Surveys", H.R.B. Bulletin, 22., 1949.
9) K.E. Clare, "The Use of Stabilized Soil Road Construction in the U.S.A.", Road Research Teeh. Papev No. 29, 1954
10) Portland Cement Association, "Concrete Pavement Design", 1946.
11) 例えば
T. William Lambe, R. Torrence Martin, "Composition and Engineering Properties of Soil (Ⅰ) (Ⅱ) (Ⅲ)", Proc. H.R.B. Vol. 32, 33, 34, 1953, 1954, 1955.
T. William Lambe, "The Structure of Inorganic Soil". Proc. A.S.C.E. Vol. 79. Sep. No. 315. Oct. 1953.
など

12) 例えば
Hans, F. Winterkorn, "The Science of Soil Stabilization", H.R.B. Bulletin. 108. 1955.
Hans. F. Winterkorn, "Fundamental Approach to the Stabilization of Cohesive Soil". Proc. 28th Annual Meeting. H.R.B. 1948.
など
13) 例えば
Ernst A. Hauser. "Soil Stabilization and Colloid Science". H.R.B. Bulletin, 108. 1955.
など
14) D. J. Maclean, K. E. Clare, "Investigation of Some Problems in Soil Stabilization". Reference of 3rd. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Switzland, 1953.
15) "Stabilization of Organic Soils". Road Research, 1952, R.R.L.
16) Nichols, Robert L., "Preliminary Investigations for the Chemical Stabilization of Loess in Southwestern Iowa". Unpublished M.S. Thesis. Ames, Iowa, Iowa State College Library, 1952.
あるいは
R. L. Handy, D. T. Davidson, T. Y Chu, "Effect of Petrographic Variations of Southwestern Iowa Loess on Stabilization with Portland Cement. H.R.B. Bulletin. 98. 1955.
17) T. William Lambe, "The Improvement of Soil Properties with Dispersants". Boston Society of Civil Engineers. Apr. 1954.
18) 例えば
Hans, F. Winterkorn, Harold J. Gibbs, Rollie G. Fehrman "Surface Chemical Factors of Importance in the harding of Soils by means of Portland Cement, "Proc. H.R.B. Vol. 22, 1942.
19) 須藤俊男 "粘土鉱物" 岩波全書 1953.
20) Shigenori Aomine, Naganori Yoshinaga, "Clay Minerals of Some Well-drained Volcanic Ash Soils in Japan"., Soil Science. Vol. 79. May. 1955.
21) M. Gradwell, K. S. Birrell. "Physical Properties of Certain Volcanic Clays", New Zealand Journal of Science and Technology, Section B, Vol. 36, No. 2, September, 1954.
22) 久野悟, "土の締固めに関する実験的研究".
23) Clyde N. Baker, "Strength of Soil-Cement as a Function of Degree of Mixing", H.R.B. Bulletin 98, 1955.
24) 例えば
Hans, F. Winterkorn "Physico-Chemical Properties of Soils". Proc. of the 2nd Int. Nat. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam. 1948.
Hans, F. Winterkorn, "Mechanism of Water Attack on dry Cohesive Soil System". Soil Science, Vol. 54, 1942.
など
25) Clare, Pollard, "The Effect of Curing Temperature on the Compressive Strength of Soil-Cement Mixtures". Geotechnique, Vol N. September. 1954, No. 3.
26) Friedrich Reinhold, "Elastic Behavior of Soil-Cement Mixtures". H.R.B. Bulletin 108, 1955.
27) R. C. Mainfort, "Soil Stabilization with Resins and Chemicals". H.R.B. Bulletin, 108, 1955.
28) British Standards Institution, "Methods of Test for Stabilized Soils". B.S., 1953.
29) John D. Watson, "The Unconfined compressive Strength of Soil-Cement Mixtures". H.R.B. December. 1951.
30) "Proceedings of the Conference on Soil Stabilization". M.I.T. 1952.

31) E. A. Whitehurst, "Stabilization of Tennesse Gravel and Chert Bases". H.R.B. Bulletin, 108. 1955.

32) 33) 例えば
竹下春見「道路工学」金原出版 1955. 「セメント・コンクリート舗装要綱」 日本道路協会 1955.

34) Earl, J. Felt, "Factors Influencing Physical Properties of Soil-Cement Mixtures". H.R.B. Bulletin 108. 1955.

砂防ダムの地盤反力および沈下の測定

建設技官　木村弘太郎
建設技官　大石博愛
建設技官　谷藤正三
建設技官　三森利夫

(昭和 31 年 6 月)

目　　次

Ⅰ　要　旨……(1)
Ⅱ　圧力計のための室内試験……(2)
〔1〕実験方法……(2)
〔2〕実験結果とその考察……(3)
〔3〕圧力計……(8)
Ⅲ　現場実験……(10)
〔1〕密度，含水量および粒度分布……(10)
〔2〕せん断試験……(10)
〔3〕載荷試験……(14)
Ⅳ　ダムの基礎地盤反力と沈下の測定……(17)
〔1〕観測値……(19)
〔2〕湛水試験……(22)
Ⅴ　観測結果の考察……(26)
〔1〕測定値に対する考察……(26)
(a)　側　圧……(26)
(b)　地盤反力……(34)
(c)　沈下量および実測値による支持力係数……(35)
〔2〕堤体の安定に対する考察……(36)
(a)　湛水試験中の測定値による安定計算……(36)
(b)　堤体が満砂，満水した場合の安定計算……(37)
Ⅵ　要　約……(39)
Ⅶ　結　び……(40)

Ⅰ　要　旨

砂防ダムに作用する外力と反力との関係を実物によって明らかにし，断面決定の際の資料を求めるために利根川上流部，砂川第四堰堤に沈下計と圧力計を埋設してダムの建設中と建設後の沈下量，基礎面の接触圧力および上流側に作用する堆積土砂圧を実測した。

なお現地盤は粒経の大きい玉石を含む砂礫地盤のため圧力計の受圧面積を室内実験によって定めた。また計器の埋設に先立って現場実験を行い，現地盤の土質工学性質を測定した。

本報告は圧力計設計のための室内試験，現地実験の結果および昭和 29 年2月より昭和 31 年3月までの観測結果について述べ，実測値によって堤体の安定計算を試みてダムの安定性を検討した。要約すると次のようであ

る。

1. 実験砂礫層は大体内部摩擦角 45°，支持力係数 4.7 kg/cm³ 程度である。

2. 側面土圧は静止土圧型分布を示し，地盤反力は両端で大きく中央で小さい曲線型分布を示している。

3. 基礎地盤の水位測定結果から堤体底面には揚圧力が作用している。この揚圧力は経過年数とともに減少してゆくものと考えられる。

4. 観測された堤体底面の圧力から判定すると，袖部の影響が相当大きく作用していると考えてよい。

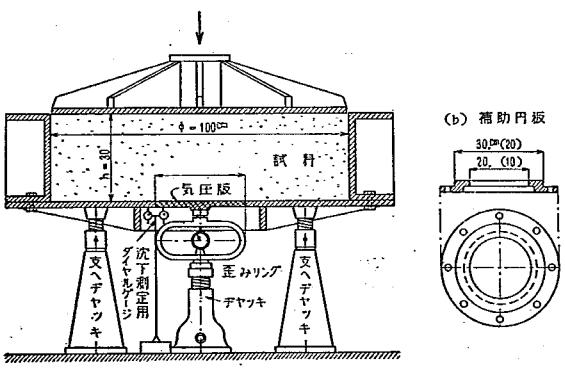
Ⅱ　圧力計設計のための室内試験

砂防ダムに作用する圧力は径の大きい転石を含む堆積土砂によるため受圧面積の小さい圧力計では受圧版前面にアーチ作用などが生じ正確な圧力を測定することができない。またあまり大きい場合には製作上も，取扱上にも不便を生ずるので，適当な大きさと設置するときの注意を検討する必要がある。このため荷重が砂，砂利，玉石などを通して加えられたとき，異った径の3種の受圧版が受ける反力を測定し，載荷強度と反力強度の増加の割合を比較して圧力計受圧版の径を定める指針とした。

〔1〕 実 験 方 法

図—1 に示すような直径 1.0m，深さ 0.3m，底版中央に径 30.1cm の円孔を持つ鋼製円壜函を4個の支持台の上に水平面にあるように基礎版上のデヤツキを通して歪みリングによって支持した。受圧版は上記の径 30cm のほか径 20cm，10cm の3種を使用したが，少さい受圧版を用いるときは図—1，b に示すような補助円版を底版に取り付けて実験を行った。また歪みリングは受圧版の大きさによって容量の異なるものを選び，載荷による底版と受圧版との変位差をなるべく小さくするように考慮した。

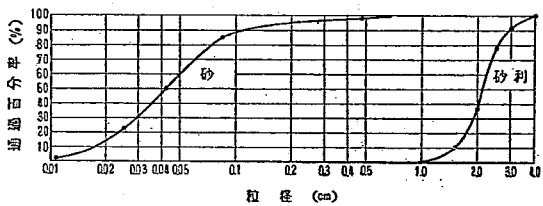
函につめた試料は表—1，図—2 に示す性質を持つ川砂，砂利，玉石を1層つめで厚さ 15cm，30cm，15cm づゝ異種の試料を2層につめた場合等につき実験を行ったが，試料のつめ方による実験の種類は表—2 のようで



図—1　土圧計測定実験装置

表—1　つめた試料の性質

つめた試料	見掛密度 t/m³	内部摩擦角 φ	凝集力 C	均等係数	備考
砂 疎	1.43	26°-00′	0	2.86	
砂 密	1.63	61 -00	0.21	〃	
砂 実験後	1.50	(38°-00)	—	〃	(推定)
砂利	1.59	(45°-00)	—	1.52	(安息角)
玉石	1.65	—	—	—	平均粒径 15 cm



図—2　つめた試料の粒径分布

表—2　試料のつめかたと実験の種類

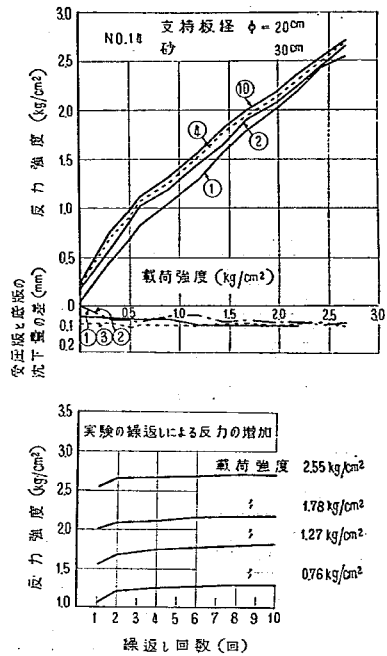
受圧版径 (cm)	単一層 (30 cm 厚) 砂	砂利	玉石	単一層 (15 cm 厚) 砂	砂利	玉石	互層 (30 cm 厚) 玉石・砂	玉石・砂利	備考
10	5 18	4 6	—	—	—	—	—	—	数字は実験 No. ※玉石15cm＋砂15cm で実験の後，玉石のみ除去して行った実験 △砂利厚10cm＋玉石厚 20cm
20	7 14	9	—	15 17※	3	—	16 19	10△	
30	8	1 11	12	—	2	—	13	—	

ある。

実験は受圧版を底版と同一水平面になるよう調正してから静かに試料をつめ，上端を水平にならして鋼製の蓋を置く。蓋の中央に床版試験に使用する最大圧力 75 ton のオイルジヤツキを接触せしめて 2.0 ton づゝ (0.255 kg/cm²) 荷重を増加して最大 20 ton に (2.55 kg/cm²) 達し試料の沈下，圧力の増加なとに変化がなくなつてから，同じ速度で荷重を減じた。このときの載荷重はオイルポンプに取付けられた油圧ゲージ (0.2 kg/cm² 読み) により，受圧版に加わる圧力は歪みリングによりまた鋼製蓋，底版円孔の端部，受圧版の下部に取付けた 1/100 mm 読みダイアルゲージによつてそれぞれの位置の沈下量を測定した。このような方法による載荷を繰返して歪みリングによる受圧版の反力が，その前回の載荷結果と同じように増減するまで行い，そのときの荷重強度 p と受圧版の反力強度 q との関係をつめた試料の種類，つめ方によつて比較して p と q が正比例に近いものを選ぶようにした。

〔2〕 実験結果とその考察

載荷強度の増加と反力強度との関係の 1 例を示すと図—3 のようで，つめた試料の異なる他の結果も同じ傾向



図—3　載荷重の増加による測定値の例

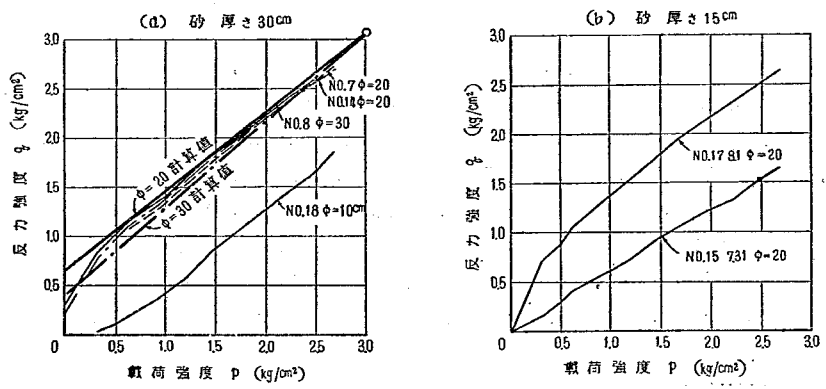
を示している。反力強度がその前回の測定値と同じ値を示すようになるのは 7～8 回載荷を繰返した後であるが各種類の実験値を比較するためには載荷の繰返しを10回行った後の測定値をとった。その結果は図—4 *a*～*b* のようである。

載荷重がそのまゝ底版と受圧版に伝えられれば載荷強度 p と反力強度 q とは正比例するはずであるが，実際には函側面と試料との摩擦抵抗，受圧版または底版が変位するために生ずる試料内部のこり底抗，および受圧版前面に作用するアーチ作用などの影響によって応力の伝達は複雑になり，p と q とは正比例しない。

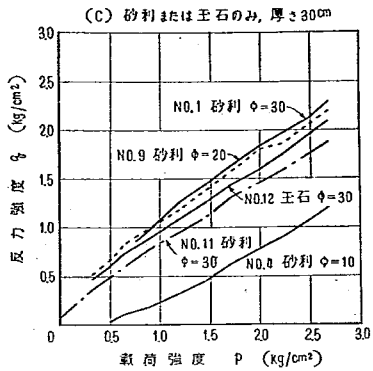
いま受圧版を支持する歪みリングに作用する圧力が次のような段階によって加わるものと仮定する。

（1）　試料をつめた直後では受圧版とその上部にある円壔形の砂柱およびその面積に加わる鉄製蓋の平均荷重が作用する。

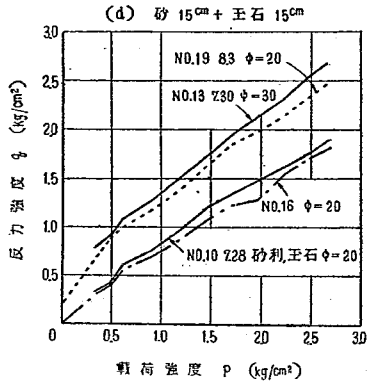
（2）　載荷重を次第に増加させると受圧版が変位するため砂の内部に上り面を生じ載荷重が受圧版に及ぼす荷重面積が増大する。載荷重の影響面積は，砂の内部摩擦角を o，砂層の厚さを z とし，受圧版の半径を r とす



a　　b

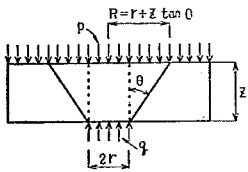


c

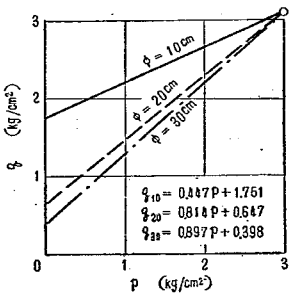


d

図—4　載荷強度 p と反力強度 q の関係



図—5



図—6　計算による p と q の関係

表—3　受圧版にかゝる荷重強度の計算

	受圧版の径 10cm のとき			〃 20cm のとき			〃 30cm のとき		
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
受圧版の自重	0.0127	0.0127	0.0127	0.0149	0.0149	0.0149	0.0142	0.0142	0.0142
砂柱の自重	0.045	0.585	0.045	0.045	0.232	0.045	0.045	0.150	0.045
鉄蓋の自重	0.0204	0.659	0.0204	0.0204	0.229	0.0204	0.0204	0.134	0.0204
ジヤツキのピストレの自重	0.0153	0.494	0.0153	0.0153	0.171	0.0153	0.0153	0.100	0.0153
p	—	p_0	p_a	—	p_0	p_a	—	p_0	p_a
合　計	0.0934	$1.751+p_0$	$0.0934+p_a$	0.0956	$0.647+p_0$	$.0956+p_a$	0.0949	$0.398+p_0$	$.0949+p_a$
実測値				0.0974					

Ⅰ＝実験前のとき，Ⅱ＝載荷重が加わり影響面 max のとき，Ⅲ＝荷重が垂直に伝達されるとき。

れば，$R=r+z\tan\theta$ のとき最大となる。(図—5)

（3） さらに載荷重が増加すると，砂層が圧縮されて上り面の影響は減少し，載荷重は垂直方向に伝達されるようになる。即ち p と q とは正比例に近づく。

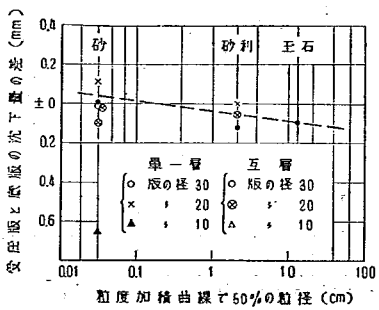
このように考えて砂層の厚さ 30 cm の場合について計算し，材料をつめた直後の受圧版の反力強度を調べ，載荷による載荷重の影響面は載荷直後に最大になるものと仮定して p と q との関係をみると表—3，図—6 のようになる。これらの値を図—4・a の砂層 30 cm の場合の実験値と比較すると，受圧版の径 10 cm の場合の実測値は極めて小さい反力を示しており，明らかに版前面のアーチ作用による反力の減少と考えられる。径 20 cm，30 cm の場合には比較的計算値に近似した傾向を示しているが，実測値は計算値の中間に表わされる。載荷重が受圧版に伝達される際の砂内部の応力分布は上記の仮定よりさらに複雑であり，上記では函側面の摩擦抵抗などの影響を考えていないからこの程度の差はやむを得ないものと考える。実測値の p-q の関係がほゞ直線的になつた部分から勾配を決定すると表—4 のようである。

表—4　q/p の値

試料 ＼ 層厚 ＼ 受圧版直径	砂		砂利		玉石		玉石＋砂	玉石＋砂利
	30 cm	15	30	15	30	15	30	30
10 cm	0.787	—	曲線	—	—	—	—	—
20	0.81 0.81	0.81	0.69	曲線	—	—	0.747 0.630	0.65
30	0.81	0.81	0.645	1.205	0.68	—	0.805	—

表—5　つめた試料の相違による受圧版の底版の相対変位量　(mm)

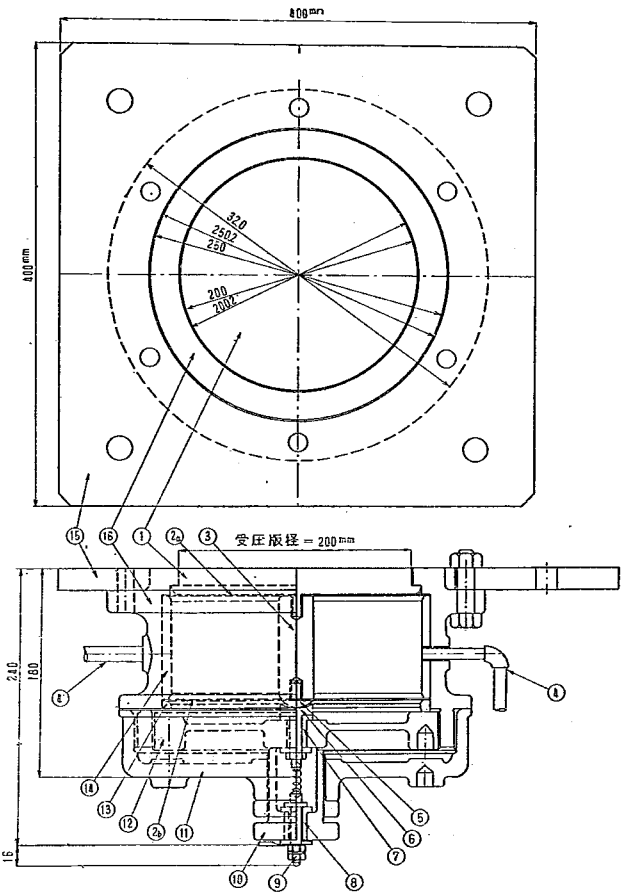
試料 ＼ 受圧版	砂 30 cm	砂 15 cm	砂＋玉石 15＋15 cm	砂利 30 cm	砂利＋玉石 15＋15 cm	玉石 30 cm	備考
径 30 cm	0.01	—	−0.01	−0.12	—	−0.09	5 ton リング使用
20	0.11 −0.01	0	−0.10 0.02	0	−0.05	—	1 ton 〃
10	−0.65	—	—		—	—	〃 〃



図—7　粒度と交圧版と底版の変位差

また底版と受圧版との沈下量の差（$S=S_1-S_2$，S_1=底版の沈下，S_2=受圧版の沈下）を $p=2.55\,kg/cm^2$ の載荷強度の場合についてつめた試料の平均粒径との関係をみると表—5，図—7 のようになつて，粒径が大きいほど，または受圧版の径が小さい場合には受圧版の沈下より底版の沈下のほうが大きくなつて，受圧版前面のアーチ作用による影響が明かである。

以上の結果により圧力を正確に測定するためには受圧版に接触する試料は砂がよく，版の径は 20 cm 以上に選ぶべきであると考える。



①受　圧　板（鋼板，径 200mm，厚さ 22mm）
②a 真 鍮 板（径 228mm，厚さ 0.5mm，通気孔 6 ケあり）
②b　〃　（同上通気孔なし）
③圧力伝達軸（鋼製，径 30mm，長さ 88mm）
④送　気　管（外径 1/2″，ガス管）
⑤冠 気 接 点（ステンレス鋼）
⑥　〃　（同上）
⑦絶　縁　材（硬質合成樹脂）
⑧　〃　（同上）
⑨場　　子（真鍮製，リード線半田付け）
⑩中蓋押えネヂ（黄金製，変位量測定目盛付 C 1/200mm 読）
⑪外　　蓋（鋳鋼製）
⑫中　　蓋（鋳鋼製精密仕上げ）
⑬押えリング（同上）
⑭　〃　（同上）
⑮取 付 板（鋼板，400mm 角，厚さ 17.5mm）
⑯外　　郭（鋳鋼製）

図—8　圧　力　計

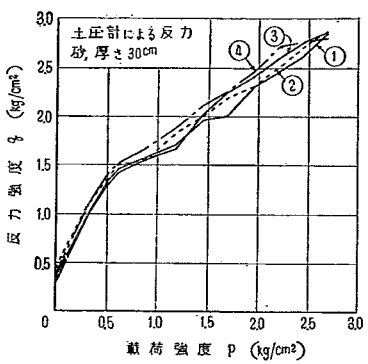
〔3〕圧　力　計

圧力計はダムの基礎面および側面に埋め込まれ，設置後とり出すことは困難である。したがって製作にあたつては，①耐久的である　②完全に気（水）密である　③版面に偏心荷重が作用しても受圧版は傾斜せず垂直反力を完全に伝達する　④設置前の検定値のみでその後の測定値を信頼できる　などのことがらを考慮し，測定圧力は常に静的であつて圧力計の型としては比較的簡易であるため，ゴールドベック型の判別式土圧計[1]を参考にして図—8 のように圧縮空気によつて受圧版を押し出すときの圧力を水銀マノメーターまたはブルドンゲージによつて測定する圧力計を製作した。

この圧力計の受圧版は〔2〕の実験結果により径 20 cm とし，最大測定圧力は 4.0 kg/cm² (圧力計を埋設するダムの半位面積荷重の約3倍）とした。その構造は図のように外部は鋳鉄製で大きい剛性をもたせ，受圧版に作用する圧力は中心軸を通して中蓋上の接点で受ける。中蓋は鋳鋼製外蓋に取付けられた押えネジにより後方から支持されてその変位を防いでいる。押えネヂは 1/200 mm 読みの微動目盛を持ち，中蓋の変位を調整することができるから受圧版の移動範囲をこの程度に制限することができる。圧力を伝達する中心軸の上下は真鍮板によつて周りに緊結され，偏心荷重による水平方力は円板の張力によつてバランスされる。したがつて接点には垂直分力のみが作用する。また圧力が増加すると接点自身の歪みが大きくなつて受圧版の変位量が増加するから，支持接点を凹面にし，接点の試料はステンレス鋼を用いて歪みを小さくするようにした。

圧力計を現地に据付けるときの受圧版の変位量は 1/100 mm に調整し，内部には防蝕塗料を充分塗つてから組立てた。

この圧力計を上記の実験用円筒函の底部に取付けてつめた試料が砂，層厚 30 cm の場合の載荷強度 p と反力強度 q との関係は図—9 のようで，前記の実験結果とほゞ等しい反力を示しているが，この場合には受圧版が圧力によつて押し出されることがなく，ほとんど無変位の状態であつたゝめ，初期の反力強度がやゝ大きく出ている。



図—9　土圧計を鉄製函に取付けたときの p—q の関係

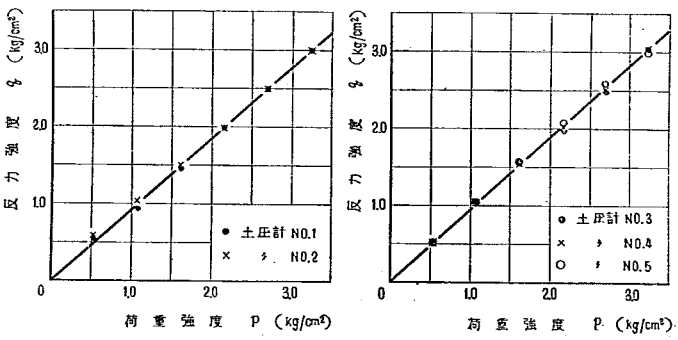
表—6，図—10 は圧力計の受圧版に静荷重を加えたときの反力強度，図—11 はそのときの受圧版の変位量の測定値である。この実験は圧力計を受圧版を上にして裏面を4点で支持し，受圧版の上に荷重を加えたゝめ接点の歪みも含まれ，支持台自身の弾性歪みもあつたものと思われる。実際に圧力計を設置する場合には裏側を良質のコンクリートで包み，埋体に密着せしめてあるからこれほど大きい歪みはないものと考える。

土圧力測定のときに作用圧力を正確に測定できる限界

1）近藤正夫外2氏：土圧計三種，運輸技術研究所報告第3巻第4号，1953-4。

表—6　各土圧計の荷重強度 p と反力強度 q の関係

土圧計設置 No. / 荷重強度 kg/cm²	1	2	3	4	5
$p=0$	$q=0$	0	0	0	0
0.54	0.523	0.574	0.525	0.525	0.525
1.08	0.940	1.04	1.04	1.04	1.04
1.62	1.45	1.50	1.56	1.54	1.56
2.16	1.97	1.97	1.97	2.02	2.07
2.70	2.48	2.48	2.54	2.51	2.59
3.24	3.00	3.00	3.03	3.03	3.00
p と q の関係	$q=0.926p$		$q=0.936p$		



図—10　各土圧計の荷重強度—反力強度関係

は受圧版の直径を d，その変位量を Δx としたとき

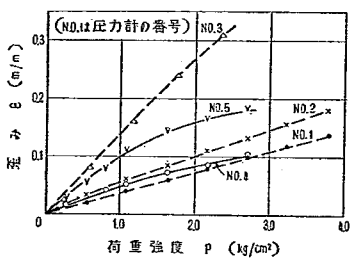
$$\Delta x/d=\delta<0.001$$

の範囲であるといわれる[2]。いま $d=20$ cm とすれば

$$\Delta x \fallingdotseq 0.2\text{ mm}$$

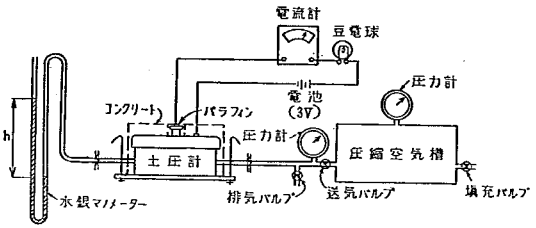
となつて，図—11 の関係をそのまゝ考えても測定圧力は信頼できる範囲内にある。

図—12 は圧力測定方法の説明図である。



図—11　圧力計の受圧面への荷重と歪みの関係

2）針生　幸治：“土圧計について”土と基礎 3号，p. 37.



図—12 反力測定説明図

Ⅲ 現場実験

現地に測定器を設置するに先立ち，掘削基礎面の諸性質を予知するため現場において密度，せん断強度，支持力などを調べ採集試料について物理試験を行ったが，設備が不充分であったこと，時間的に余裕がなかったため満足な結果が得られなかった。しかし其の後行った近接堰堤の基礎における実験結果[3]と対比して，それらの性質を判定することができる。

なお沈下計を設置するため行った堤体基礎の地質および掘削面の地層断面，実験を行った場所などは図—13～15 のようである。

〔1〕 密度，含水量および粒度分布

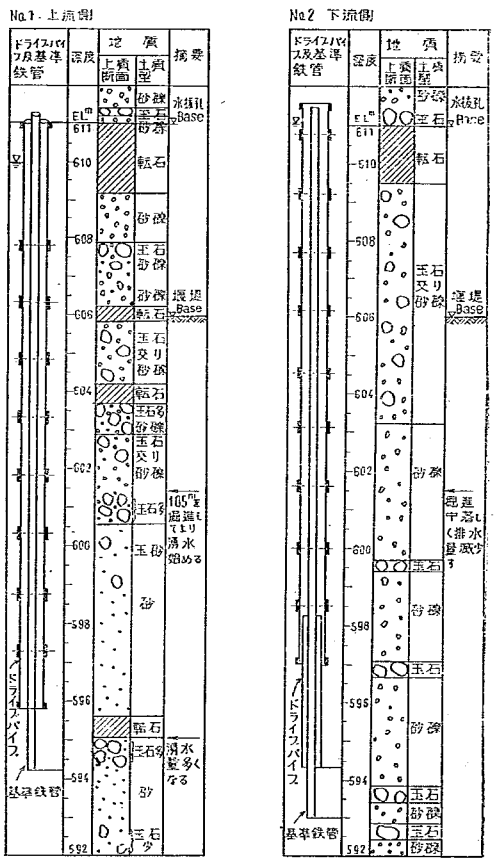
モールドを使用することができない地盤の密度の測定は普通地盤を丁寧に掘り取って採集試料の重量 w を測定し，掘り残した穴に乾燥砂またはゴム膜を用いて水を漏し，容積 v を求めて現場密度 $\gamma=w/v$ として表わすが本現場の場合は湧水量が多く，何れの方法も正確を期すことができなかった。また含水量は試料を採集する際間隙を満している水量の大部分を失ったものについて測定した。これらの結果は表—7 のようである。また図—16 は採集試料について行った粒度加積曲線である。

〔2〕 せん断試験

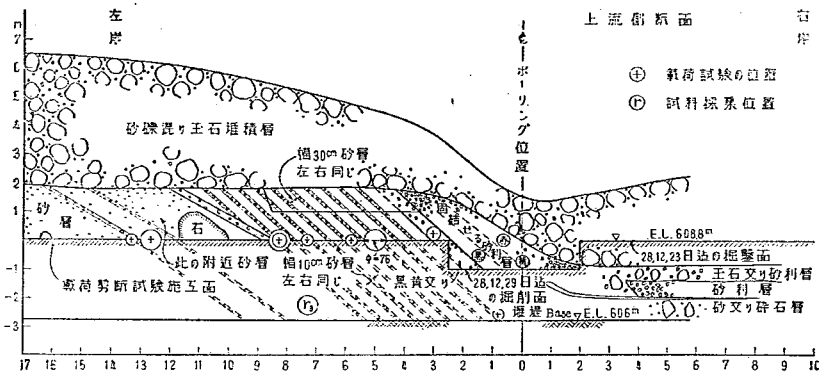
現場にをいて内法 30×30 cm，高さ 20 cm の底のない木箱を作り，丁寧に掘り残した試料の上からこの箱を押し込み，箱と試料との間に間隙があるときは砂をつめて充分水締めし，一定時間放置してから箱の一方に歪みリングをあてスクリュージャッキによって押し切った。このときの上下圧は載荷版，玉石などの重量を測定しておいてこれらを積み重ねた。この結果は表—8，図—17 のようである。実験値を直線で表わすと次のようになる。

砂利交り砂層	$\tau=1.53n+0.05$, $(\phi=56°-50')$
砂　　層	$\tau=0.83n+0.025$, $(\phi=39°-40')$
砂　　利	$\tau=0.65n+0.06$ $(\phi=33°-00')$

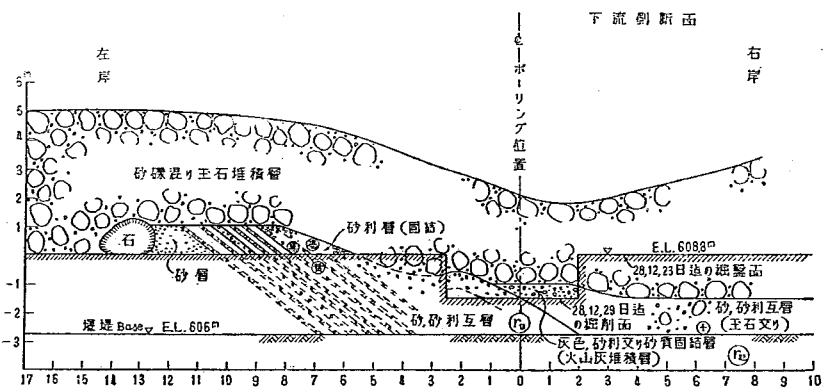
3） 木村・大石・谷藏：“河床における砂礫層の支持力調査” 土木研究所報告第 93 号



図—13　ボーリングによる現地の地層断面（No. は沈下計 No. と同一）

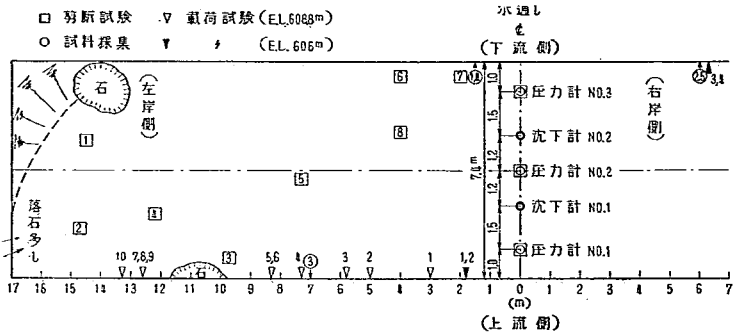


a



b

図—14 掘削面の地層

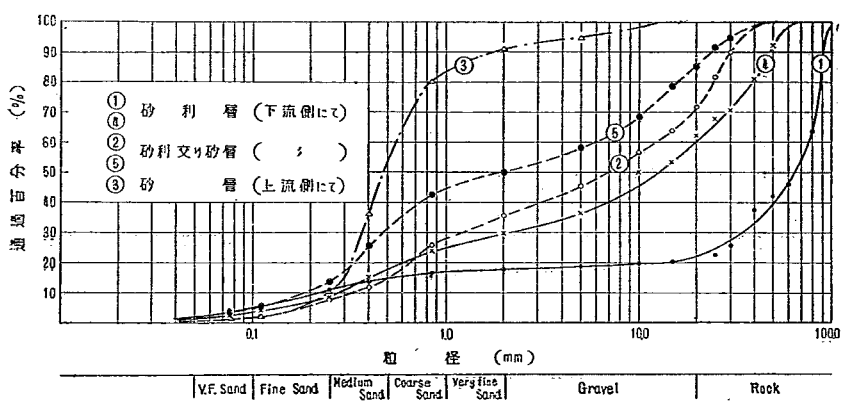


図—15　計器の据付と現場実験の位置砂川第4堰堤基礎平面)

表—7　現場地盤の物理試験

試料採集位置		地層	測定個 見掛密度 gr/cm³	含水比 %	真比重 gr/cm³	計算値 間隙比 %	飽和度 %	乾燥密度 gr/cm³	備考
No.2 土圧計設置場所		砂利混り砂	2.04	—	—	—	—	—	過飽和の状態
No.3 〃		〃	2.10	—	—	—	—	—	
平面図で	①	砂利層	1.40	15.5	2.7※	123	34.0	1.21	
	④	〃	1.54	13.7	〃	99.5	37.1	1.35	
	②	砂利混り砂	1.57	14.7	〃	98.0	40.5	1.36	砂利多し
	⑤	〃	1.76	10.0	〃	69.5	38.9	1.60	
	③	砂	1.83	10.0	〃	62.0	43.5	1.67	

※　真比重は軽石状の砂利の割合によつて 2.4～2.85 の範囲に分散し，砂のみでは 2.71 であつた。計算のためには平均値 2.7 をとる。



図—16　砂川第4砂防堰堤建設地基礎地盤粒度分布曲線

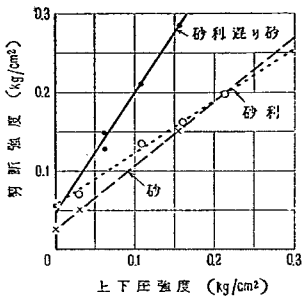


図--17　現場せん断試験結果

こゝに　τ=せん断強度 (kg/cm²)

n=上下圧強度 (kg/cm²)

ϕ=内部摩擦角

〔3〕 載 荷 試 験

地盤の支持力を予知するために掘削内において載荷試験を行ったが，適当な荷重装置がなく，載荷板を掘削面に押し付ける水平載荷を行った。掘削面は玉石などを多く含んでいるため載荷板と地層面とを密着せしめることが困難で，荷重が部分的に加えられた傾向があり，また後方支持に電柱材などを使用したが，最大 10 ton 程度の支持能力であったゝめ変位量も小さかった。

表—8　現場せん断試験

せん断面積　31.5×32.0 cm，A=1008 cm²，一面せん断

1)　*E. L.* 608.8 m での結果

No.	上下圧強度 kg/cm²	せん断強度 kg/cm²	備　　考
1	0.0	0.055	砂利混り砂（砂利：砂=4：6 位）水　中
2	0.062	0.127	〃　　〃
3	0.155	0.285	〃　　〃
4	0.155	0.150	砂　　〃
5	0.062	0.147	砂利混り砂　　水なし

2)　*E. L.* 606 m での結果

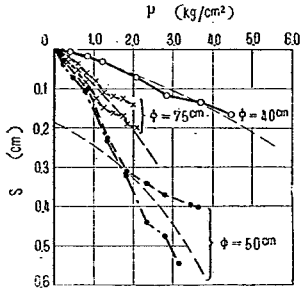
No.	上下圧強度 kg/cm²	せん断強度 kg/cm₂	備　　考
6	0.0	0.025	粗砂　　水中
7	0.109	0.210	砂利混り砂　　〃
8	0.030	0.050	砂　　〃
9_1	0.030	0.070	砂利（砂利層の上で砂利をつめ替えながら試験する）〃
9_2	0.109	0.134	〃　　〃
9_3	0.161	0.161	〃　　〃
9_4	0.213	0.196	〃　　〃

図—18 は載荷版の径の相違による荷重強度 p と沈下量 s との関係であるが，載荷初期における載荷板と地盤との接触が不完全であったと思われる部分を除いて曲線を修正すると図—19 のようになり，一応この種の他の実験結果と類似した傾向を示している。

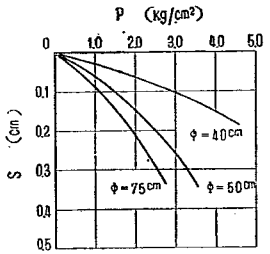
図—19 の結果を別報[3]の方法によって整理し支持力係数 (K 値) を算出すると，

$$s=pb(1-\mu^2)\cdot C_s/E$$

$$\therefore\quad p=s/b\times E/(1-\mu^2)C_s \cdots\cdots (3.1)$$



図—18　剪断強度 p と沈下量 s の関係



図—19　載荷板径の相違による p-s 曲線

ここに　p=荷重強度 (kg/cm²)

s=載荷板の沈下量 (cm)

b=載荷板の直径 (cm)

C_s=載荷板の形状および剛性によって定まる定数

E=地盤の弾性係数

μ=地盤のポアソン比

から

$$\kappa = p/s = \beta/b \qquad \cdots\cdots(3.2)$$

ここに　κ=支持力係数 (kg/cm³)

$\beta = E_j/(1-\mu^2)Cs$

図—20 の直線の截片

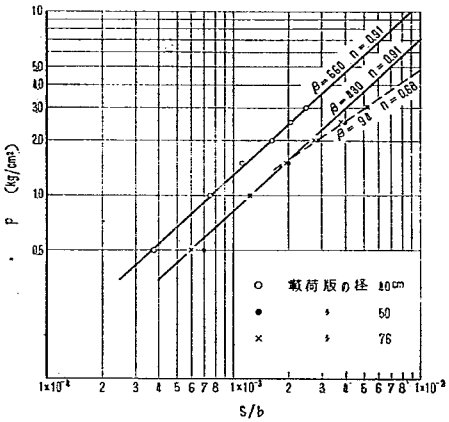
$b=\kappa$ を求めようとする載荷板の直径[4]

として ϕ=50, 76 cm の β から κ を求めると

表—9　荷重強度 p と s/b の値

p (kg/cm²)	沈下 s (cm)			s/b		
	b=40 cm	b=50	b=75	b=40	b=50	b=75
0.5	0.015	0.035	0.045	3.75×10^{-4}	7.0×10^{-4}	6.0×10^{-4}
1.0	0.030	0.062	0.092	$7.50\times$ 〃	1.24×10^{-3}	1.23×10^{-3}
1.5	0.045	0.100	0.145	1.13×10^{-3}	$2.00\times$ 〃	$1.93\times$ 〃
2.0	0.065	0.145	0.207	$1.63\times$ 〃	$2.90\times$ 〃	$2.76\times$ 〃
2.5	0.082	0.200	0.285	$2.05\times$ 〃	$4.00\times$ 〃	$3.80\times$ 〃
3.0	0.100	0.260	0.395	$2.50\times$ 〃	$5.20\times$ 〃	$5.26\times$ 〃

4)　James H. Stratton : Construction and Design problem, Trnsaction of A.S.C.E., Vol. 110 (1945), p. 669 その他により径 76 cm (30 吋) 以上の載荷板による κ 値は一定になるといわれる。



図—20 p と s/b との関係（砂川第4堰堤）

$$\kappa = 750/76 = 9.87\ \mathrm{kg/cm^3}$$

となる。

しかしながら，図の直線は正しく（3.1）式の関係にはならず，特に $\phi=50$，76 cm の載荷版による結果は $s/b > 2.0\times10^{-2}$ において大きく下方に傾いている。したがつて実験式としては

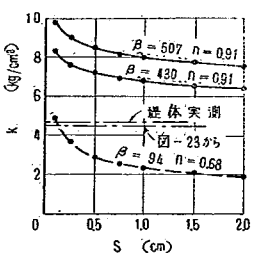
$$p=(s/b)^n\times\beta \quad \cdots\cdots(3.1)'$$

の形で表わされるべきであると考える。

実験値を（3.1）′式によつて表わしたときの支持力係数は

$$\kappa=\frac{\beta\times s^{n-1}}{b^n} \quad \cdots\cdots(3.2)'$$

こゝに $n=p$ と s/b とを対数座標で表わしたときの直線の勾配によつて求められ，沈下が増加するほど κ 値は減少する。



図—21

図—20 から（3.2）′式によつて κ 値を求めた結果は図—21 のようになる。

また地盤の支持力を

$$1/p=2k/rs+r/se\tan\alpha \quad \cdots\cdots(3.3)$$

こゝに p＝支持力強度

r＝円形載荷版の半径

s＝載荷版の沈下量

k＝側方変形係数

e＝地盤の弾性係数

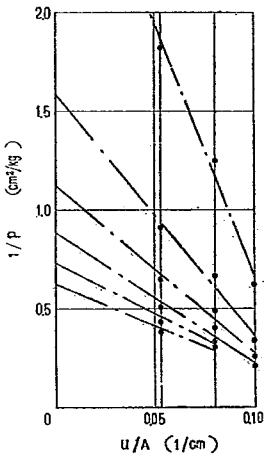
α＝地盤内に伝達される荷重の拡散角

で表わされるものと考えて周辺面積比 $2\pi r/\pi r^2=2/r$ が非常に小さい実際の構造物の支持力強度を

$$p=1/a \quad \cdots\cdots(3.4)$$

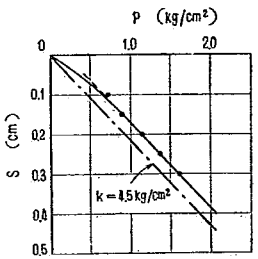
こゝに　$a=r/SE\tan\alpha$

図—22 の載片



図—22　周辺面積比と $1/p$ の関係

として計算すると表—10 および図—23 のようになる。また図—23 によつて支持力係数を直接求めてみると $\kappa=4.5\,\mathrm{kg/cm^3}$ となる。



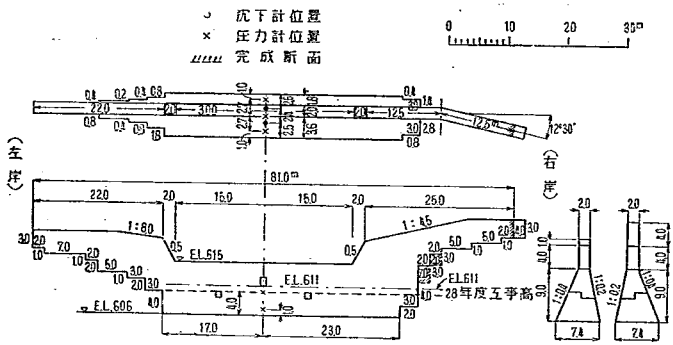
図—23　$p=1/a$ と沈下量との関係

表—10 支持力の計算

沈下量 S (cm)	荷重強度 p_0 (kg/cm²)　$1/p_0$ 径=40cm	径=50	径=75	$1/p_0$ $r=20$	$r=25$	$r=37.5$	a	$p=1/a$	$\zeta=p/s$
0.05	1.6	0.8	0.55	0.625	1.25	1.82	—	—	—
0.10	2.95	1.5	1.1	0.339	0.665	0.91	1.39	0.72	7.20
0.15	3.95	2.05	1.55	0.253	0.487	0.645	1.13	0.89	5.93
0.20	4.85	2.5	1.95	0.206	0.40	0.512	0.885	1.13	5.65
0.25	—	2.95	2.3	—	0.339	0.435	0.735	1.36	5.43
0.30	—	3.3	2.6	—	0.303	0.384	0.625	1.60	5.34

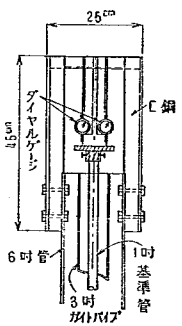
Ⅳ　ダムの基礎地盤反力と沈下の測定

地盤反力と沈下量を実測したダムは群馬県利根郡赤城根村に建設された砂川第四堰堤（利根川水系砂防工事々務所沼田出張所管内）を選んだ。計器の埋設位置は図—24 に示したが，圧力計は前に述べたものを基礎面に 3 個，地盤を約 30 cm 角，深さ 15 cm に堀さくしてこゝに荒目の砂を投入し，充分水締めした後受圧版の前面にオイルシルクを張つて受圧版を下向きに地盤上に置き，送気管，リード線を引き出して上から良質のコンクリートを



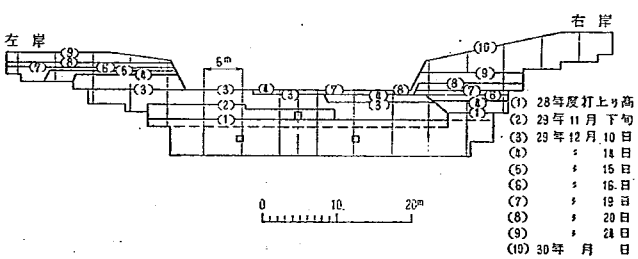
図—24　砂川第4砂防堰堤及び計器の位置

打設した。上流側々面に取付けた2個の圧力計は，予め設置する位置に空間を残しておいて送気管，リード線のみ埋設し，型枠を外した後に圧力計を挿入して裏側に良質のコンクリートを満した。また沈下計は現場の工事に先立つて水通し中心線上に2個所，図に示す位置にボーリングを行い，前掲図—13 のように基礎面下 12～13 m まで1吋ガス管を挿入して先端をモルタル注入によつて碇着した。このガス管は3吋のケーシングパイプによつて保護し，地層と絶縁して水抜き孔天端（基礎面上 5m）まで導いた。さらに3吋管と堤体とは6吋ガス管によつて絶縁し，6吋管のみが堤体に密着しているからその頭部と1吋管との変位を 1/100 mm の精度でダイアルゲージにより測定することゝした。図—25 にその構造を示す。



図—25　沈下計の頭部

また測定は昭和 28 年 12 月同堰堤の工事と同時に開始したが，工事の初期には支障が多く良い結果が得られず，28年度工事終了の頃の測定値から信頼できる値を得た。なお堰堤が完成した直後と昭和 31 年3月の2回上流側に貯水した場合の反力と沈下の状況を測定した。

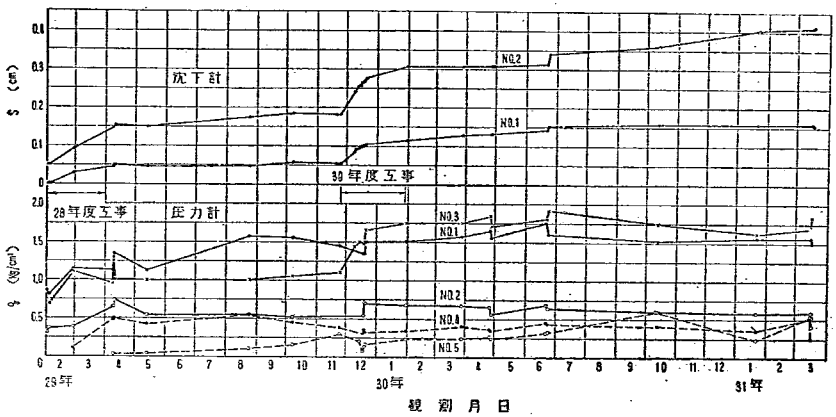


図—26　堤体コンクリート打工程

図 26 は同堰堤 29 年度工事の大約のコンクリート打設工程を示す。

〔1〕 観　測　値

地盤反力および沈下量の現在までの測定値は表—11，図—27 のようである。



図—27　地盤反力及び沈下量（実測値）

測定値について特記すべきことを挙げると次のようである。

(a)　昭和 29 年 2 月 2 日以前の測定は工事開始の時期のため支障が多く不良であつた。

(b)　同年 4 月 10 日～11 日の測定値が増加しているのは，9 日夜および 10 日夜の地震の影響と思う。（局地々震源．追分附近）

(c)　同年 8 月 25 日，河川増水して溢流した形跡がある。沈下計のテーブル上，堰堤下流側などに細砂が堆積しており，当日の水位も高い（図—28）。

(d)　同年 9 月 18 日，台風 15 号による溢流深は約 40 cm の由（現場からの報告）。

(e)　同年 10 月 8 日，台風 15 号により土石が溢流し堰堤天端，下流側などに最大径 70 cm 程度の転石が散在している。また上流側の地盤度も変化し，測定当日の溢流深は 11 cm（図—29）。

(f)　同年 12 月 6 日，29 年度工事開始直後圧力計送気管の延長部分を破損の由現場より連絡，応急修理するも測定不調。

(g)　同年 12 月 9 日～18 日，圧力計測定不調（No. 3 圧力計のみ良好）。

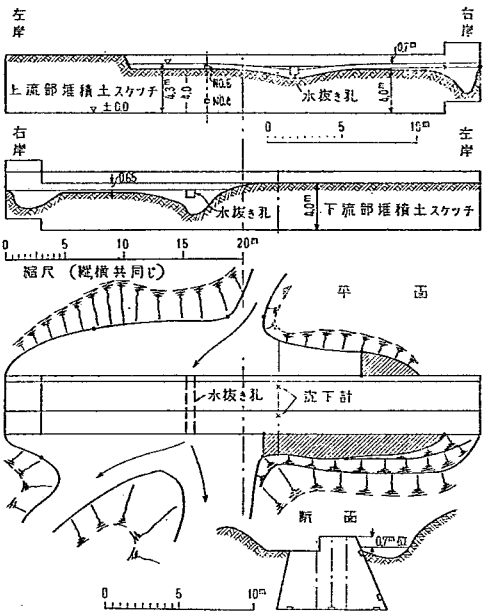
水抜孔内で送気管，接点用リード線を掘り出しこゝで切断，破損個所をさけて測定し良結果を得た。

不調の原因は破損個所からモルタルが流入して固まつたゝめと思われた。

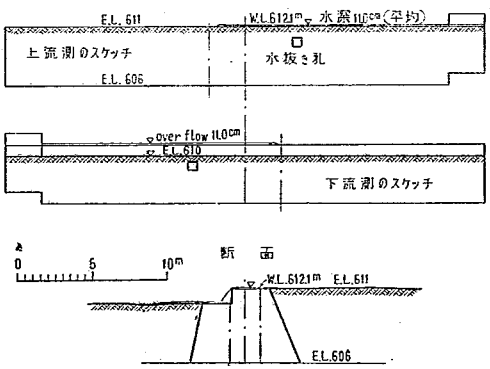
(h)　同じ圧力計を連続的に測定した場合の測定値の変化および次第に圧力を増加せしめて接点が切れたときの値と，充分圧力を加えておいてから減少して行き接点が接触した瞬間の圧力との関係は図—30 のようで，圧力が減少する割合は押し出す圧力に対し前者は最大 5.0% 程度，後者は最大 16% 程度である。測定値は第 1 回の

表—11 地盤反力及び沈下量の測定値（実測値）

観測No.	観測時年月日	沈下量 (mm) No.1	No.2	平均値	地盤反力および側圧力 (kg/cm²) No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	観測のときの現場状況	備考
7	29. 2. 2	0	0	0	0.863	0.313	—	—	—	コンクリート打高点で 3.0m	
8	〃 〃 3	0	0.5	0.250	0.810	0.378	0.695	—	—	〃 3.4〃	
9	〃 〃 4	0	0.5	0.250	0.810	0.378	0.695	—	—	梱塞のため作業中止	
10	〃 〃 28	0.299	0.915	0.607	1.140	0.388	1.100	(0.101)	—	左岸側本年度分完了	
11	〃 4. 9	0.465	1.476	0.971	1.135	0.637	0.978	0.487	—	本年度分完成	以上 28 年度，工事中
12	〃 〃 10	0.499	—	—	—	0.647	1.28	0.481	(0.021)		
13	〃 〃 11	0.499	1.536	1.018	1.340	0.734	1.01	0.492	—		
14	〃 5.14	0.450	1.500	0.975	1.135	0.529	0.994	0.417	0.037		
15	〃 8.25	0.472	1.737	1.105	1.575	0.540	1.00	0.550	0.112	増水溢流の形跡あり	
16	〃 10. 8	0.5705	1.842	1.206	1.535	0.510	1.05	0.447	0.161	土石溢流し地盤高変化	溢流中，水深 11cm
17	〃 11.20	0.5305	1.812	1.171	—	—	—	—	—	29 年度工事開始	土圧計不調々整中
18	〃 〃 24	0.5305	1.812	1.171	1.460	(0.496)	1.11	0.378	0.290		〃
19	〃 12. 9	0.8445	2.387	1.616	—	—	—	—	—		〃
20	〃 〃 10	0.8625	2.417	1.640	?	?	1.47	?	—		〃
21	〃 〃 13	0.9335	2.534	1.734	—	—	—	—	—		〃
22	〃 〃 15	0.9595	2.568	1.764	?	?	1.50	(0.368～0.374)	0.214		〃
23	〃 〃 17	0.9855	2.639	1.812	—	—	—	—	—		〃
24	〃 〃 18	1.0035	2.646	1.825	(1.46～1.62)	(0.216～0.29)	—	(0.214～0.267)	(0.214～0.267)		〃
25	〃 〃 19	1.0105	2.681	1.846	1.35	0.529	1.45	0.300	0.075		調整修了
26	〃 〃 20	1.0165	2.699	1.858	1.35	0.718	1.50	0.342	0.128		
27	〃 〃 24	1.0465	2.777	1.912	1.51	0.694	1.66	0.320	0.139	右岸側袖部，左岸天端石張り未了	以上 29 年度，工事中
28	30. 1.31	1.1415	3.047	2.094	1.51	0.675	1.77	0.332	0.230	29 年度工事完了	
29	〃 3.29	1.2835	3.0635	2.174	1.57	0.670	1.78	0.396	0.235		
30	〃 4.27	1.3180	3.084	2.201	1.65	0.648	1.87	0.363	0.267		
31	〃 〃 28	1.3180	3.088	2.203	1.58	0.561	1.71	0.352	0.235		
32	〃 6.22	1.4255	3.1375	2.282	1.78	0.680	1.81	0.449	0.320		減水前
33	〃 〃 24	1.5255	3.405	2.465	1.61	0.637	1.92	0.438	0.342		減水後
34	〃 10.13	1.5805	3.601	2.595	1.52	0.595	1.74	0.406	0.600	上流水位 4.97m，下流 3.28	台風 25 号の影響
35	〃 12.16	1.5705	4.016	2.793	—	—	—	—	—		計器所在不明にて測定できず
36	31. 1.21	1.577	4.0435	2.8103	1.57	0.585	1.62	0.364	0.235		
37	〃 3.16	1.591	4.1195	2.8553	1.57	0.595	1.70	0.535	0.556		
38	〃 〃 17	1.574	4.1275	2.85075	1.46	0.550	1.85	0.278	0.428		



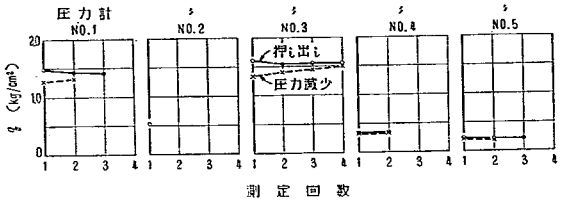
図—28 昭和 29 年 8 月 25 日観測時の現場の状況



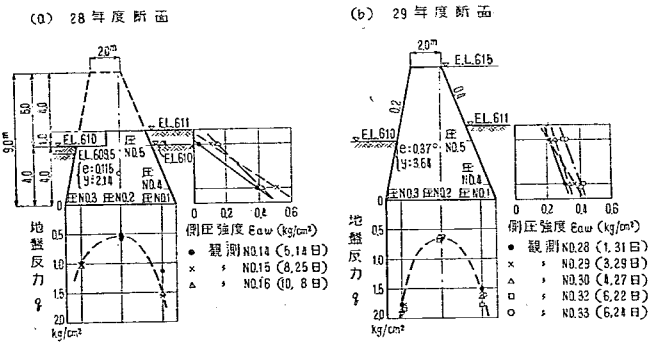
図—29 昭和 29 年 10 月 6～8 日観測時の現場状況

押し出し圧力を採つた。

図—31 は測定値の一部を図示したものである。



図—30



図—31 地盤反力及び側応力（実測値）

(2) 湛水試験

堰堤に水圧が作用したときの沈下量と反力の変化を測定するため，堰堤完成後 30 年6月 22 日～24 日および 31 年3月 16 日～17 日の2回湛水試験を行つた。水止めは右岸側水抜孔が土砂で埋め殺しになつていたゝめ左岸側水抜孔だけを 0.95×0.9m 厚さ 0.2m の鉄鋼入りコンクリート版で塞ぎ自然流量で貯水した。放水のときは第1回試験では扉半開，第2回は全開で行つたが，前者は約5時間，後者は約1時間で放流完了した。

測定値は表—12，13 および図—32 のようであるが，こゝで傾斜角は堤体が下流側に回転するような傾きの場合を正とした。また図によつて明かなように第1回試験の際満水近い時期において堤体は反転運動を起し，放水に従つて再び正常な傾斜を示してその原因が不明であつたが，第2回試験の結果は正常と思われる回転を示し結局第1回試験における反転現象は基礎の或る一部の弛んだ砂層が荷重が増加してゆく途中で圧密したためと思われる。

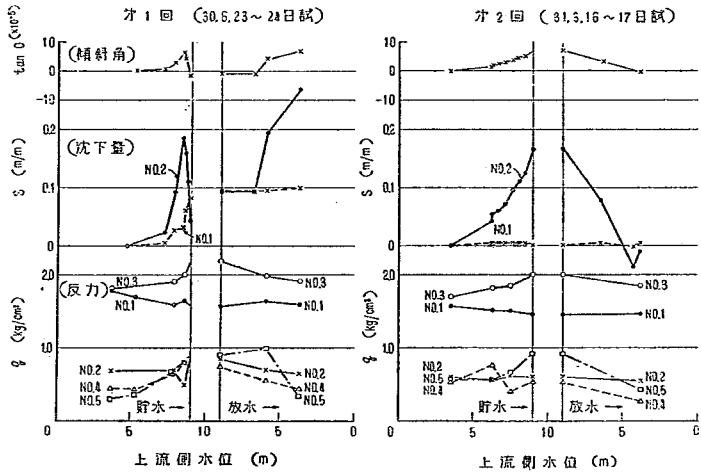
表—14 および図—33 は湛水試験中における No.2 沈下計の管内の水位を測定した値であるが，上流側の水位に比例して管内水位が昇降することから堤体底面には揚圧力が作用しているものと考えられる。6時管内の水位

表—12　第1回湛水試験実測値

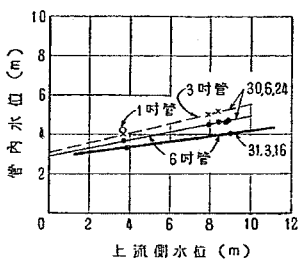
月日	測定時刻 自 時 分	測定時刻 至 時 分	水位 上流側	水位 下流側	沈下量 (mm) No.1	沈下量 (mm) No.2	傾斜角 tanθ	地盤反力及び側方土圧力 (kg/cm²) No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	圧力測定順序 圧力計No.	備考
6.22	—	—	3.67	3.65	0	0	0	1.78	0.68	1.81	0.45	0.32	3 1 2 4 5	湛水前
〃 23	9. 45	10. 10	5.30	〃	0	0	0	1.69	—	—	0.43	0.37	1 4 5 — —	湛水開始
〃	12. 30	—	7.20	〃	0.0045	0.0255	7.5×10^{-6}	—	—	—	—	—		
〃	14. 00	14. 35	7.90	〃	0.0270	0.0925	2.75×10^{-5}	1.59	0.69	1.91	0.65	0.65	3 1 4 5 2	
〃	16. 40	—	8.45	〃	0.0320	0.1850	6.33× 〃	—	—	—	—	—		
〃	17. 30	18. 15	8.60	〃	0.0620	0.1600	4.08× 〃	1.64	0.49	2.02	0.80	0.81	1 4 5 2 3	
〃	18. 15	—	8.75	〃	—	0.1100		—	—	—	—	—		
〃	19. 10	—	8.88	〃	0.0820	0.0425	−1.65×〃	—	—	—	—	—		
〃	20. 30	—	9.00	〃										
〃 24	10. 10	—	9.00	〃	0.0945	0.0925	-8.33×10^{-6}	1.57	0.85	2.19	0.75	0.91	3 1 4 5 2	放水前測定後放水開始
〃	11. 50	—	6.75	〃	0.0945	0.0925	−8.33×〃	—	—	—	—	—		
〃	12. 00	12. 25	5.90	〃	0.0945	0.1945	4.16×10^{-5}	1.63	0.70	1.98	0.55	0.59	1 4 5 2 3	
〃	15. 00	15. 50	3.67	〃	0.1000	0.2675	6.97× 〃	1.61	0.64	1.92	0.44	0.34	3 1 4 5 2	平常状態

表—13 第2回湛水試験実測値（31.3.16～17 日）砂川第四堰堤

測定時刻 日 時 分	水位 (m) 上流側	水位 (m) 下流側	沈下量 (mm) No.1	沈下量 (mm) No.2	傾斜角 tan θ	実測圧力強度 (kg/cm²) No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	堤体内の管内水位 m	備考
16. 9.40	3.52	3.48	0	0		1.57	0.595	1.70	0.535	0.556		11 時 58 分湛水開始
〃 13.30	6.22	〃	0.003	0.0425	1.65×10^{-5}	—	—	—	—	—		
〃 14.20	6.31	〃	0.003	0.053	$2.08\times$ 〃	1.51	0.562	1.82	0.77	0.556		
〃 15.15	6.78	〃	0.0035	0.065	$2.38\times$ 〃	—	—	—	—	—		
〃 16.25	7.19	〃	0.004	0.0715	$2.81\times$ 〃	—	—	—	—	—		
〃 17.35	7.49	〃	—	—	—	1.50	0.615	1.85	0.406	0.663		
〃 18.00	7.62	〃	0.0045	0.0955	$3.79\times$ 〃	—	—	—	—	—		
〃 19.35	8.09	〃	0.0035	0.1115	$4.50\times$ 〃	—	—	—	—	—		
〃 21.45	8.45	〃	0.004	0.1235	$4.98\times$ 〃	—	—	—	—	—		
17. 7.00	9.05	〃	—	0.166	—	—	—	—	—	—		
〃 9.05	〃	〃	0.002	0.166	$6.84\times$ 〃	1.46	0.595	2.03	0.535	0.920	4.04	(μ=0.566
〃 9.45	〃		—	—	—	—	—	—	—	—		放水開始
〃 10.08	8.07		—	—	—	—	—	—	—	—		
〃 10.25	6.45		0.0045	0.0785	$3.08\times$ 〃	—	—	—	—	—		
〃 10.29	6.17		—	—								
〃 〃 33	5.57		—	—								
〃 〃 34	5.38		—	—								
〃 〃 35	5.13		—	—								
〃 〃 36	4.83		—	—								
〃 〃 37	4.23		—	—								
〃 〃 45	〃		−0.0025	−0.0365	-1.42×10^{-6}	—	—	—	—	—		
〃 13.20	3.84	3.36	0.005	−0.01	$-6.25\times$ 〃	1.46	0.550	1.85	0.278	0.428		
〃 14.50	—	—	0.0065	−0.008	$-6.05\times$ 〃	—	—	—	—	—		
〃 17.00	—	3.24	—	—		—	—	—	—	—	3.30	(μ=0.885)



図—32　湛水試験中における測定値



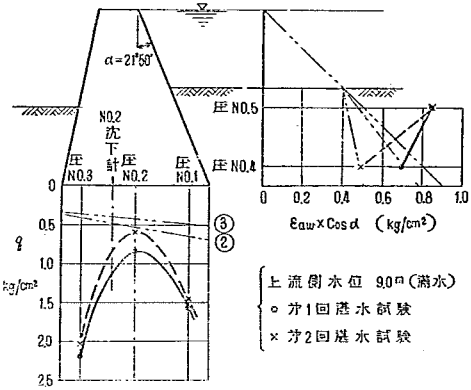
図—33　No.2 沈下計の管内水位
(E.L. 606 m を 0 m とした)

により揚圧力係数を算出すると常時は $\mu=0.993$，貯水中は $\mu=0.767$ であったが第2回試験の場合には多少小さい値となり常時 $\mu=0.72$，貯水中 $\mu=0.57$ 程度であった。(なお No. 1 沈下計は工事の際管の頭部に土砂がつまって水位の測定ができなかった)。

いま満水した場合の地盤反力および側方圧力の測定値を示すと図—34 のようであるが，水圧が地盤中に完全に伝達されるものとすると図中①のような圧力分布となり，No. 4 圧力計による側圧の測定値は土圧力がマイナスを示すことになる。圧力が負になることはこの場合考えられないので，測定した揚圧力係数を使用して堤体の基

表—14　No.2 沈下計の管内水位の変化
(堰堤基礎面の高さ (E.L. 606 m) を基準とした)

測定時 年月日	河川水位 (m) 上流側	下流側	管内水位 (m) 6時管	3時管	1時管	揚圧力係数 μ	備考
30. 6.22	3.67	36.5	3.65	4.00	4.15	0.993	μ の計算は6時管の水位による
〃 〃 23	7.95	〃	4.53	5.02	—	0.785	
〃 〃 〃	8.40	〃	4.60	5.22	—	0.700	湛水中の平均
〃 〃 〃	8.58	〃	4.60	(溢流)	—	0.753	$\mu=0.767$
〃 〃 〃	8.90	〃	4.70	〃	—	0.760	
31. 3.16	9.05	3.48	4.04	—	—	0.566	
〃 〃 17	3.84	3.24	3.30	—	—	0.885	



図—34　貯水により満水のときの反力

礎面で $\varepsilon_w=\mu H_1$（ここに ε_w=水圧，μ=揚圧力係数，H_1=上流側水位）の水圧になるものとして，上流側基礎面での滲透水圧係数を μ に等しく考えてその分布を表わすと第1回試験の場合には②，第2回試験のときは③で示す直線となり，下方の土圧力はいづれの測定値ともほとんど 0 になる。

V　観測結果の考察

以上約2.5年にわたる観測値を得て砂礫層上に設置された砂防ダムに作用する圧力の一部と沈下の状況を確めることができたが，堤体上流側を漏砂し，さらに水圧が作用するような外力最大の状態における測定値は今だに得られず，加えて本堰堤の上流側約 70m の位置に昭和 29～30 年度工事によって砂川第五堰堤の完成をみて近い将来にこのような大きい圧力の加わる期会が望めなくなつたことは残念である。したがつて上記の測定値によつて考察を進める。

〔1〕 測定値に対する考察

側圧と地盤反力の分布については図—31 (a), (b) および図—34 に示したが，図のように地盤反力は普通行われる計算値のような直線形分布ではなく，いずれの場合も両端で大きく中央で少さい値になり，弾性地盤上に剛性版を通じて等分布荷重を加えた場合の反力分布に似た形状を示している。

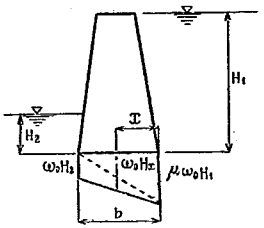
側圧は上流側にのみ圧力計を設置し下流側にこれがないため下流側の抵抗土圧を知ることができなかつた。

全外力を定めるためにはこの抵抗土圧（E_p）を決定しなければならないが，実測値を吟味してこれより推定する外ない。

(a) 側　圧

側圧の実測値に堆積土砂による圧力と水圧との合力であることは明かであるが，地盤内にも静水圧が作用すると考えるときは湛水試験中漏水時における圧力計 No.4 の測定値 $\varepsilon_{a4}<0$ となり，現場の状態，圧力計の位置

などから考えてもこの結果は再考すべきであると思う。湛水試験中，沈下計の管内水位が貯水に比例して上下することから堤体基礎面には揚圧力が作用しているものと考えられることは前にも述べたが，その強さを図—35 のように上流端基礎面で $\mu\omega_0 H_1$，（こゝに μ=揚圧力係数，ω_0=水の比重），下流端で下流側水位 H_2 による圧力とし中間は直線的に変化するものと考えて[5] 基礎面での揚圧力水頭 H_x および揚圧力係数 μ を求めると図の関係から



図—35

$$H_x\omega_0 = H_1\omega_0\mu \times \frac{b-x}{b} + H_2\omega_0\frac{x}{b}$$

$$H_x = \frac{1}{b}\{H_1(b-x)\mu + H_2 x\} \quad \cdots\cdots(5.1)$$

揚圧力係数は

$$\mu = \frac{H_x b - H_2 x}{H_1(b-x)} \quad \cdots\cdots(5.2)$$

で表わされる。実測の管内水位（H_x）とそのときの上，下流側の水位から (5.2) 式によって μ を算出し前掲の表—14 に示した。従って上流側基礎面での水圧強度は

$$\varepsilon_w = \mu\omega_0 H_1$$

こゝに　ε_w=上流側基礎面での水圧

μ=揚圧力係数

H_1=上流側水位

ω_0=水の単位重量

となり，地盤高 h_1 による滲透水圧の損失水頭は $(1-\mu)$ であると考えてよい。また地盤中の任意の深さにおける滲透水圧の係数を μ' とすれば

$$\mu' = 1 - \frac{(1-\mu)h_x}{h_1}$$

こゝに　h_x=地表からある点までの深さ

h_1=地盤高

となる。

このようにして水圧と土圧とを分離し，さらに土圧強度を

$$\varepsilon_a = rh'_x\kappa_a$$

こゝに　ε_a=実測による土圧強度

r=土の単位重量

（この調査の予備試験の測定値は不正確であつたゝめ，その後の実験[3]の結果から r_s=2.38 t/m³，e=0.3，r_s=2.75 とし，水中における単位重量 r_w=1.35 t/m³ とした）

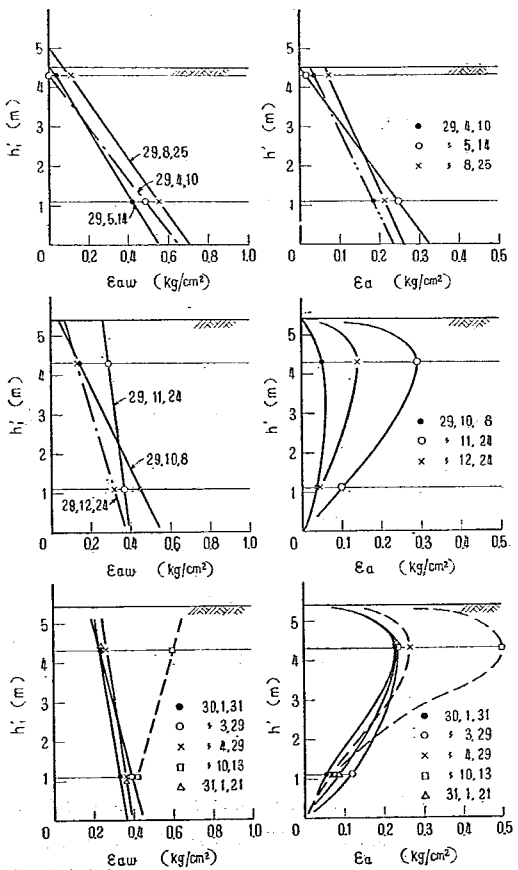
5）村　幸雄訳：コンクリートダム p. 17。

h'_x=地表からの深さを h_x とし $h_x/\omega_0\alpha$

κ_a=実測値による土圧係数

で表わされるものとして κ_a を算出すると表—15, 16 に示す値を得る。これらの関係は図—36～39 に示したが ε_a および κ_a 共に観測の時期によって明確な変化を示し，初期の静水圧型分布から順次地表で大きい曲線形分布に移向している。この変化を観測時期によって区分すると次のようになる。

1. 昭和 28 年度工事が終了し土砂を埋戻した直後から昭和 29 年 8 月 25 日河川が増水したときまでの測定値は地表で小さく深さに比例して圧力も増加し，土圧論によって求められる静水圧型分布を示している。



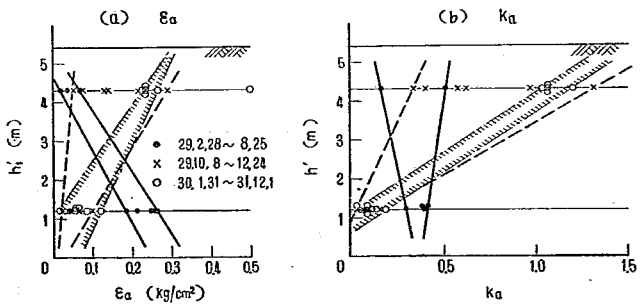
図—36 $\varepsilon_{a\omega}$ 及び ε_a

表—15 q_0, q_a 及び κ_a

観測 No.	観測時 年 月 日	水位 (m) 上流	水位 (m) 下流	傾斜角 tan θ	揚圧力及び圧圧 (km/cm²) No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	q_0 及び q_a (kg/cm²) No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	κ_a No. 4	κ_a No. 5	備考
7	29. 2. 2	0	0	0	0	0	0	0	0	0.863	0.313	—	—	—	—	—	1) 傾斜は下流側え傾く時を正とする 2) 水位は堤体基礎を0とする 3) μ=0.993 として水圧を計算
8	〃 〃 3	0	0	2.08×10^{-4}	0	0	0	0	0	0.810	0.378	0.695	—	—	—	—	
9	〃 〃 4	0	0	〃	0	0	0	0	0	0.810	0.378	0.695	—	—	—	—	
10	〃 〃 28	3.50	3.30	$2.56\times$ 〃	0.346	0.339	0.333	—	—	0.794	0.049	0.767	—	—	—	—	
11	〃 4. 9	3.80	3.40	$4.20\times$ 〃	0.370	0.358	0.346	0.278	0	0.763	0.279	0.632	0.255	—	0.355	—	(28年度工事終了後)
12	〃 〃 10	〃	〃	—	〃	〃	〃	〃	〃	—	0.289	0.934	0.249	0.021	0.348	—	
13	〃 〃 11	〃	〃	$4.32\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	0.968	0.376	0.664	0.260	—	0.363	—	
14	〃 5.14	〃	〃	$4.37\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	0.763	0.171	0.648	0.185	0.037	0.258	0.144	
15	〃 8.25	4.40	3.50	$5.26\times$ 〃	0.424	0.393	0.362	0.338	0.04	1.151	0.147	0.638	0.212	0.072	0.338	0.340	(増水)
16	〃 10. 8	5.11	3.90	$5.30\times$ 〃	0.490	0.449	0.406	0.409	0.11	1.045	0.061	0.644	0.038	0.051	0.066	0.350	(土石流々下の後)
17	〃 11.20	3.80	3.40	$5.34\times$ 〃	0.506	0.358	0.346	0.278	0	—	—	—	—	—	—	—	
18	〃 〃 24	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0.954	—	0.764	0.100	0.290	0.139	1.13	(29年度工事開始)
19	〃 12. 9	〃	〃	$6.42\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	—	—	—	—	—	—	
20	〃 〃 10	〃	〃	$6.48\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	—	1.123	—	—	—	—	
21	〃 〃 13	〃	〃	$6.66\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	—	—	—	0.214	—	—	4) κ_a の計算には土の密度を γ_t=2.38 t/m³ とし，水中密度は γ_w=1.35 t/m³ として計算した
22	〃 〃 15	〃	〃	$6.69\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	—	1.154	—	—	—	0.832	
23	〃 〃 17	〃	〃	$6.88\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	—	—	—	—	—	—	
24	〃 〃 18	〃	〃	$6.84\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	—	—	—	—	—	—	—	
25	〃 〃 19	〃	〃	$6.95\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	0.844	0.171	1.104	0.022	0.075	0.031	0.292	
26	〃 〃 20	〃	〃	$7.00\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	0.844	0.360	1.154	0.064	0.128	0.089	0.500	
27	〃 〃 24	〃	〃	$7.20\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.004	0.336	1.314	0.042	0.139	0.059	0.542	
28	30. 1.31	〃	〃	$7.94\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.004	0.317	1.424	0.054	0.230	0.075	0.895	(29年度工事終了後)
29	〃 3.29	〃	〃	$7.41\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.064	0.312	1.434	0.118	0.235	0.165	0.918	
30	〃 4.27	4.00	3.50	$7.35\times$ 〃	0.390	0.374	0.356	0.298	〃	1.260	0.274	1.514	0.065	0.267	0.102	1.040	
31	〃 〃 28	〃	〃	$7.37\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.190	0.187	1.354	0.054	0.235	0.079	0.918	
32	〃 6.22	3.67	3.65	$7.31\times$ 〃	0.364	0.364	0.365	0.266	〃	1.416	0.316	1.445	0.185	0.320	0.253	1.24	(第1回湛水試験前後，試験前に予備貯水せり，水深約3m)
33	〃 〃 24	〃	〃	$7.83\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.246	0.272	1.555	0.174	0.342	0.238	1.33	
34	10.13	4.97	3.28	$8.45\times$ 〃	0.472	0.412	0.351	0.394	0.10	1.048	0.183	1.389	0.014	0.500	0.024	3.34	(前日台風25号通過)
35	〃 12.16	3.80	3.40	1.02×10^{-3}	0.370	0.358	0.346	0.278	0	—	—	—	—	—	—	—	(計器所在不明の為)
36	31. 1.21	〃	〃	$1.03\times$ 〃	〃	〃	〃	〃	〃	1.200	0.227	1.274	0.086	0.235	0.120	0.918	
37	〃 3.16	3.52	3.48	$1.055\times$ 〃	0.352	0.351	0.348	0.252	〃	1.220	0.244	1.352	0.283	0.556	0.379	2.17	(第2回湛水試験，試験前に貯水せり，水深約 7m の由)
38	〃 〃 17	3.84	3.36	$1.063\times$ 〃	0.340	0.338	0.336	0.258	〃	1.120	0.212	1.510	0.020	0.428	0.028	1.67	

表—16　湛水試験中の q_0, ε_a 及び κ_a

No.	実験日 年月日	水位 (m) 上流	水位 (m) 下流	揚圧力及び水圧 (kg/cm²) No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	q_0 及び ε_a (kg/cm²) No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	κ_a No. 4	No. 5	備　考
1	30. 6.22	3.67	3.65	0.364	0.364	0.365	0.265	0	1.42	0.316	1.45	0.185	0.320	0.253	1.24	μ=0.993
2	〃 〃 23	5.30	〃	0.401	0.386	0.370	0.350	0.124	1.29	—	—	0.080	0.246	0.138	1.69	μ=0.767
3	〃	7.90	〃	0.572	0.485	0.397	0.561	0.372	1.02	0.205	1.51	0.089	0.278	0.153	1.91	〃
4	〃	8.60	〃	0.619	0.512	0.405	0.618	0.440	1.02	−0.027	1.62	0.182	0.370	0.314	2.54	〃
5	〃 〃 24	9.00	〃	0.645	0.527	0.409	0.651	0.477	0.925	0.327	1.78	0.099	0.433	0.171	2.98	〃
6	〃	5.90	〃	0.440	0.409	0.377	0.399	0.181	1.19	0.291	1.60	0.151	0.409	0.260	2.82	〃
7	〃	3.67	〃	0.364	0.364	0.365	0.226	0	1.25	0.272	1.56	0.174	0.342	0.238	1.33	μ=0.993
1	31. 3.16	3.52	3.48	0.352	0.351	0.348	0.252	0	1.22	0.244	1.35	0.283	0.556	0.379	2.17	μ=1.0
2	〃	6.31	〃	0.356	0.352	0.350	0.347	0.211	1.15	0.210	1.47	0.423	0.345	0.729	2.36	μ=0.566
3	〃	7.49	〃	0.413	0.386	0.358	0.424	0.319	1.09	0.229	1.49	−0.018	0.344	−0.031	2.36	〃
4	〃 〃 17	9.05	〃	0.490	0.430	0.371	0.526	0.461	0.97	0.165	1.66	0.009	0.459	0.155	3.16	〃
5	〃	3.84	3.36	0.340	0.338	0.336	0.258	0	1.12	0.212	1.51	0.020	0.428	0.028	1.67	μ=0.885



図—37　観測時期によって区分した ε_a 及び κ_a

2.　昭和 29 年 10 月 8 日土石流を伴う出水後の測定値から 29 年度工事中までのものは次第に下方の圧力が減少し，地表附近の圧力が増加して逆三角形の分布（実際には曲線形分布と考える）に移向する。

3.　工事完成後はすべての測定値が地表附近で大きく，深部で小さい土圧分布を示している。

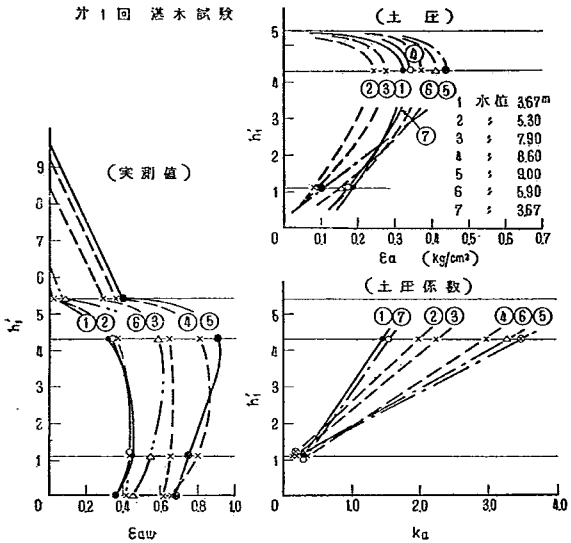
すなわち土圧力は地盤が強い状態のときは静水圧型分布であるが，出水，その他の影響によって地盤が締め固められるに従い，静止土圧型[6]の分布に変化するものと思われる。土圧が静止土圧の場合の全土圧力は Terzagi[7] によってクーロンの値より約 10% 大きいといわれ，したがつて

$$\varepsilon_a' = 1.1\varepsilon_A$$

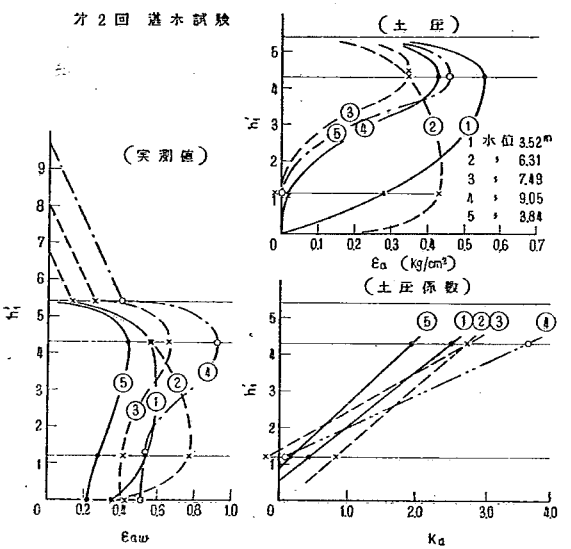
$$\therefore\quad r_2\kappa_a' = 1.1 r_2\kappa_A$$

6）土木工学ハンドブック：土性及び土質力学，p. 159。

7）小野，星埜外 2 氏訳：テルツアギ，ペック土質力学，p. 315 及び（6）の p. 165。



図—38 第1回湛水試験



図—39 第2回湛水試験

$\because\quad \kappa'_a = 1.1\kappa_A$

こゝに　ε_a'=実測による全土圧力を静水圧分布に置きかえたとき，深さ z における土圧強度

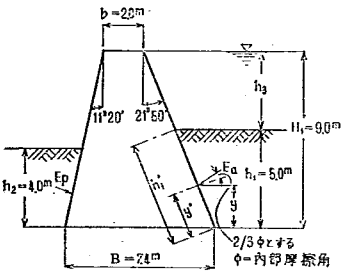
ε_A=深さにおけるクーロン式による土圧強度

r=土の単位重量

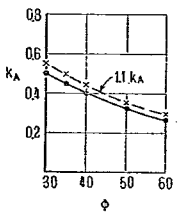
$\kappa_a' = \varepsilon_a'/rz$ 換算した土圧力の土圧係数

κ_Aクーロンの式による土圧係数

の関係があるから，実測値から κ_a' を計算し，クーロンの土圧係数 κ_A と比較してみよう。



図—40　砂川第4堰堤の断面



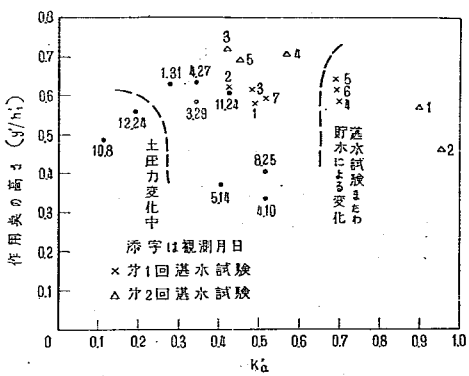
図—41　クーロンの土圧計数

いま図—40 に示す堤体に対するクーロンの土圧係数を内部摩擦角 ϕ を変えて求めると図—41 のようになり現場実験によって得られた地盤の内部摩擦角から平均値をとって $\phi_m=45°$ と考えればこの時の $1.1=K_A=0.4$ を得るが，これに対して実測した圧力強度から地表で $\varepsilon_a=0$ のような曲線形分布を想定して全土圧 E_a を求め E_a を静水圧分布に置き替えたときの土圧係数 κ_a' を計算すると表—17 に示したようになる。なお表—17 には E_a の分布形からその作用点の位置を求めた値も同時に示したが，作用点の厚さ y' と地盤高 h_1 との比 y'/h_1 と κ_a' の関係は図—42 のようである。図によれば実測値による κ_a' は広範囲にばらついているが，これらの点を観測の時期毎にみると土圧が静水型分布から静止土圧型に変化する不安定な時期と湛水試験による地盤表面にいかほどか水圧の影響を受けた場合の外はほゞ $\kappa_a'=0.3\sim0.5$ の範囲に集中しており平均値としては $\kappa_a'=0.4$ と考えることができて Terzaki の方法により土圧力を算定することが可能である。また E_a の作用点の位置について Terzaki は地盤高を h_1 として $y=0.45h_1\sim0.55h_1$ であり設計の際は $y=0.5h_1$ とすればよいと提示[7]しているが，本測定の結果は図のように $y=0.55h_1\sim0.65h_1$ の範囲が多く計算を行う場合は平均値として $y=0.6h_1$ を採用すべきであると考える。

以上の結果から堆積土砂による静止土圧の計算が可能であることがわかつたが，もし圧力の増加によって堤体が移動を生ずるような場合は，その移動の瞬間に土圧はクーロンの理論によつて求められる静水圧型分布に近い値に減少するといわれている。静止土圧がこのように減少するための堤体の変位量は，その下端を中心として回転するような運動の時，地盤の高さを h_1，変位を Δx として $\delta=\Delta x/h=1.0\times10^{-3}$ 程度であるといわれているが[6]湛水験中の堤体の傾斜を図—43 のように考えると

表—17　y'/h_1' 及び κ_a'

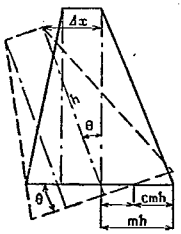
観測年月日	上流水位 (m)	地盤高 h_1' (m)	$r_1 w$ (t/m³)	全土圧 E (t/m)	ε_a' (t/m²)	κ'_a	作用比重 y' (m)	y'/h_1'	備考
29. 4.10	3.80	4.50	1.40	7.34	3.26	0.516	1.52	0.337	1) $r_1 w$, 水の上の密度 2.38t/m³, 水中密度 1.35t/m³ として算出
〃 5.14	〃	〃	〃	5.72	2.54	0.402	1.67	0.371	2) E 水圧を差引いた土圧
〃 8.25	4.40	〃	1.35	7.05	3.13	0.515	1.82	0.404	
〃 10. 8	5.11	5.39	〃	2.18	0.81	0.111	2.63	0.488	3) ε'_a, Eを静水圧分布に置きかえたとき,基礎面での土圧強度
〃 11.24	3.80	〃	1.59	9.82	3.64	0.425	3.28	0.608	4) κ_a' 同上のときの土圧係数
〃 12.24	〃	〃	〃	4.45	1.65	0.192	3.02	0.560	
30. 1.31	〃	〃	〃	6.41	2.38	0.278	3.40	0.630	
〃 3.29	〃	〃	〃	7.91	2.94	0.343	3.15	0.585	
〃 4.27	4.00	〃	1.54	7.68	2.85	0.343	3.42	0.634	
〃 6.22	3.67	〃	1.62	11.55	4.29	0.490	3.15	0.580	(第1回湛水試験)
〃 〃 23	5.30	〃	1.35	8.36	3.11	0.427	3.35	0.620	
〃	7.90	〃	〃	9.50	3.52	0.483	3.31	0.614	
〃	8.60	〃	〃	13.69	5.08	0.697	3.16	0.586	
〃	9.00	〃	〃	13.50	5.02	0.690	3.46	0.641	
〃	5.90	〃	〃	13.69	5.08	0.697	3.31	0.615	
〃 〃 24	3.67	〃	1.62	12.05	4.48	0.512	3.20	0.593	
31. 3.16	3.52	〃	1.65	21.58	8.00	0.899	352	0.575	(第2回湛水試験)
〃	6.31	〃	1.35	18.84	6.98	0.956	251	0.466	
〃	7.49	〃	〃	8.26	3.06	0.419	389	0.723	
〃	9.05	〃	〃	11.19	4.15	0.568	387	0.709	
〃 〃 17	3.84	〃	1.57	10.31	3.82	0.451	384	0.693	



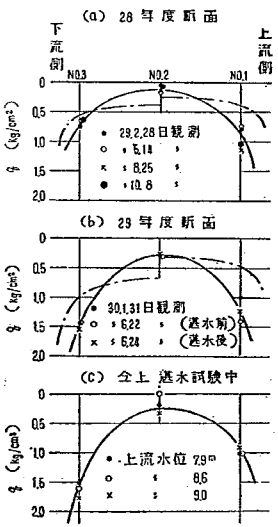
図—42　実測圧力の作用点の厚さとこの全土圧 E_a を静水圧分布に置き替ふたときの土圧計数

$$\Delta x = h[\sin\theta - m(1-c)\sin^2\theta]$$

で表される。然しながらこの場合の傾斜角 θ は非常に小さいため, $\Delta x \fallingdotseq h\tan\theta$ と考えて差支えなく，前掲の



図—43



図—44　地盤反力の分布

表に示した傾斜角 $\tan\theta=\Delta x/h_1\fallingdotseq\delta$ と考えられ，最も大きい場合でも $\delta=7.0\times10^{-5}$ 程度であつて，土圧強度が変化する影響範囲ではないと思われる。したがつて下流側の抵抗土圧を計算する場合にも静止土圧として前扱つて差支えないものと思う。

また湛水試験中における E_a および κ_a' の増加は，主として地表附近の土圧強度の増加によるものであつて，地表面に作用する水圧の影響により地盤のアーク作用[8]が強化されるためであると考える。

(b) 地盤反力

地盤反力についても (5.1) 式により反力強度 q_0 と揚圧力 q_u とを分離して前掲表—15, 16 に表示したが，その分布は図—44 のようである。即ち q_0 は時間の経過と共に多少増加の傾向があるが測定時期による変化はあまり顕著ではない。しかし湛水試験中における反力の変化は，図—45 のように貯水にしたがつてほゞ一様な増加または減少を示し，さらに圧力が増加するときは上流側の反力 q_0, <0 下流側 $q_{03}=\infty$ のような場合も生ずるであろうと思えるが，実験の範囲内ではいずれも $q_0>0$ であつて合力は底面の中央分点内に作用しているものと考えられる。なお図—44 (a), (b) には剛性版を通じて弾性地盤上に等分布荷重を加えた場合の理論式

$$q_x=\frac{2}{\pi\left\{1-\left(\frac{x}{b}\right)^2\right\}^{-\frac{1}{2}}}p$$

こゝに　q_x=中心から x 離れた点の地盤反力

b=帯状面の幅の 1/2

p=荷重強度

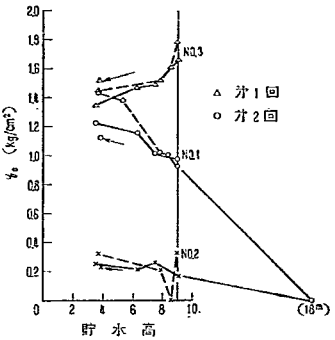
によつて得られる反力を鎖線で示したが，この内 a 線は堤体の根入れを考えない場合，b 線は根入れの深さを考慮してその深さの土の重量を差引いた値を p として計算したものである（なお堤体コンクリートの比重は $r_c=2.3\,t/m^3$ とした)。

(c) 沈下量および実測値による支持力係数

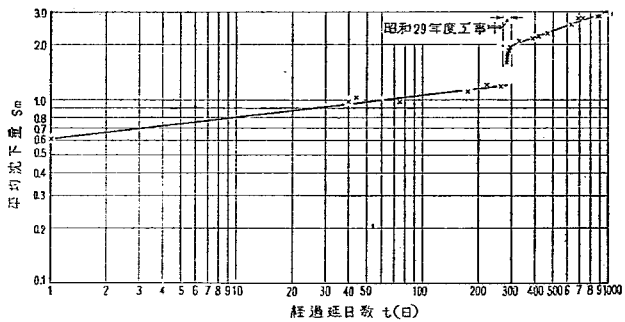
表—11 による沈下量と経過時間との関係は前に示したが，いまその平均沈下量 s_m と経過時間 t との関係を両対数座標に表わすと図—46 のようになり，t と s とがほゞ直線的関係を示すことは興味がある。またこれは載荷試験のときの載荷版の沈下量を推定する場合の裏付けになると思うが，この問題にはこゝではふれず，堤体

8) Tschelotarioff : "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures" p. 237, 1951 または (6) の p

重量とこれに加わる外力の垂直分力との総和による荷重強度 p と平均沈下量 s_m との関係を表わすと表—18, 図—47 のようになり，いま湛水試験前までの沈下によつて図から直接支持力係数を決定すると $\kappa=4.7\,kg/cm^3$ となる。この値は載荷試験の結果周辺面積比 u/A が非常に大きい場合を想定して定めた支持力係数 $\kappa=4.5\,kg/cm^2$ にほとんど一致した値になつている。



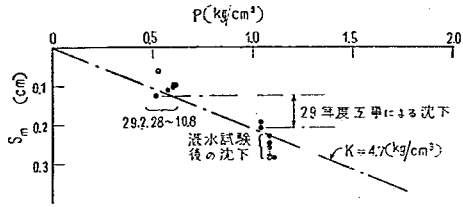
図—45　湛水試験中に於よる貯水厚と q_0



図—46　堤体の経過時間と平均沈下量

表—18　観測時，堤体からの荷重強度と沈下量

観測時	水位(上流側) (m)	荷重強度 p (t/m²)	沈下量 s_m (mm)	備考
29. 2.28	3.5	5.24	0.607	p はコンクリートの比重，$\gamma_c=2.3$ とし，土圧，水位の垂直分力及び揚圧力を考えて推定する s_m は平均沈下量
〃 4. 9～ 4.11	3.8	6.01	0.971～1.018	
〃 5.14	〃	6.01	0.975	
〃 8.25	4.4	5.78	1.105	
〃 10. 8	5.11	5.08	1.206	
〃 11.20～12.24	3.8	10.4	1.171～1.912	
30. 1.31	〃	10.4	2.094	
〃 6.22	3.67	10.8	2.282	
〃 〃.24	〃	10.8	2.465	
〃 10.13	4.97	10.8	2.595	
31. 1.21	3.80	10.8	2.810	
〃 3.16	3.52	10.8	2.855	
〃 〃 17	3.84	11.4	2.850	



図—47　堤体の荷重強度 p と沈下 s_m の関係

〔2〕 堤体の安定に対する考察

砂防ダムの断面については，ダムの重要性，土石流の有無，流量の大小，堆積土砂の性質，その他各種の条件からなるべく経済的な断面で有効な効果が得られるように外力の作用条件を定め，本調査のように土圧，水圧揚圧力等のすべてを考えることは必ずしも必要なことではないようであるが，ダムの実際の安定度を検討するためこゝでは実測値および実測の外力を拡張した場合について安定計算を行つてみる。

なお，本調査の対称とした砂川第4堰堤の断面は $\omega_0=1.0\,t/m^3$，$r_c=2.5\,t/m^3$（ω_0=水の比重，r_c=堤体の比重）として合力が底面の中央分点内に入る条件を満足する。

（a） 湛水試験中の測定値による安定計算

湛水試験中の上流側圧力の実測値と地表の水圧，下流側の圧力，堤体重量および揚圧力によつて安定計算を行つた結果は表—19 および図—48 のようである。

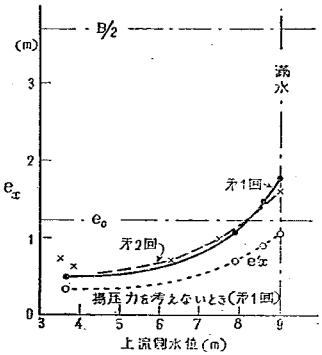
この時の地盤上の水圧は計算により，上流側圧力は地表の水深をとしたとき地表で $\omega_0 h_s$ となる曲線形圧力分布としたときの圧力 E_{ave}，堤体重量は $r_c=2.3\,t/m^3$ として，揚圧力は上流端で $\mu\omega_0 H_1$，下流端で $H_2\omega_0$ とし，中間を直線形分布とする。また下流側土圧は $E_p=\frac{rh^2}{2}\kappa_a'$ から計算し，$r=1.35$（水中），$\kappa_a'=0.6$（湛水中の平均値）とし，地盤内の水圧は $\mu=1.0$ として計算により定めた。

その結果は図のように第1回，第2回の試験とも上流側水位（h_3+h_1）≒8 m 以上では合力は底面中央3分点の外に作用し，堤体基礎上流側では張力が作用しなければならないことになる。いま若し揚圧力を考えないとし

表—19

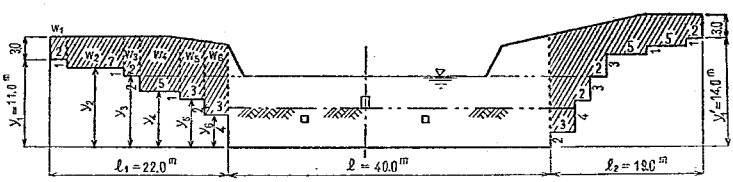
No.	観測時	上流側水位	R_H (t)	Y (m)	R_V (t)	X (m)	tan P R_H/R_V	e_x (m)	$F\cdot Y$ $t-m$	$\Sigma F\cdot Y$ $(FY\times l/2)$
1	30年6月	3.67	7.00	2.87	80.00	3.45	0.088	0.50	−58.40	−1170.0
2		7.90	20.25	3.40	77.10	3.53	0.263	1.07	−12.80	− 256.0
3		8.60	31.00	3.40	78.80	3.57	0.393	1.47	+18.40	+ 368.0
4		9.03	33.70	3.71	78.80	3.52	0.428	1.77	+42.30	+ 847.0
5	31年3月	3.52	13.83	3.22	80.99	3.52	0.170	0.727	−40.53	− 810.0
6		6.31	18.03	2.70	86.03	3.56	0.209	0.705	−45.31	− 905.0
7		7.49	15.04	4.10	82.44	3.46	0.183	0.990	−19.77	− 394.0
8		9.05	28.97	4.20	84.81	3.56	0.342	1.58	+29.43	+ 590.0
9		3.84	3.56	5.32	85.96	3.29	0.0414	0.63	−51.52	−1030.0

ても図中点線で示した e_x のように中央3分点の限界に近く上流端反力は非常に小さい値になるべきであるが，実際には前記のように反力の変化はわずかである。したがつて堤体はこゝに想定した外力以外の反力によつて抵抗しているものと考えられる。すなわち，上記の計算は単に堤体の一部をとつてその部分のみを二次元的に考えたのみであるが，実際には両袖の部分によつて両岸に取付いており，両袖部分の重量，その前面の抵抗土圧および底面の摩擦抵抗などは有力な反力とみなすことができる。



図—48　湛水試験中における合力の作用点

いま両袖部分の摩擦抵抗のみをとつてその強さを概算すると図—49 の l_1 及び l_2 の部分の重量は荷重が垂直に底面に加わるものとして双方共 $\Sigma W \fallingdotseq 1000$ ton，また水平力によるモーメントに抵抗するための合力の位置は $r_f=\Sigma(\omega_1 y_1+\cdots\cdots\omega_n y_n)/\Sigma W=$



図—49

5.7 m となり，結局抵抗モーメントは摩擦係数 $f=1.0(\phi=45°)$ と考えれば，袖部の一方で $M_f=5700^{t-m}$ となる。これに対し安定計算による合力が図—50の e_0 を通るために必要な重さ Y に作用する反力 F を計算すると図の関係から

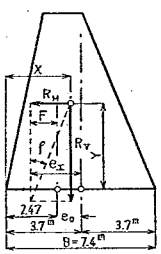
$$\frac{e_0-(l/2-X)}{Y}=\frac{R_H-F}{R_V}$$

$$F=R_H-\frac{e_0-(l/2-x)}{Y}R_V\cdots\cdots\cdots$$

となり，F によるモーメント $F\cdot Y$ は

$$F\cdot Y=R_H Y-\{e_0-(l/2-X)\}R_V\cdots\cdots\cdots$$

によつて求められ，堤長 l の 1/2 に対しては表—20 及び図—51 のようになつて $M_f>\Sigma F\cdot Y$ の条件が成立し，袖部の摩擦抵抗を考慮すれば測定値による反力分布は当然のことであると考えることかできる。



図—50

(b)　堤体が満砂，満水した場合の完定計算

さらに堤体が満砂し，満水した状態を仮定して安定を調べると表—21 および図—51 のようになる。表及び図中 No. 1～4 の計算値は，土圧は静止土圧，$r_t=1.35$ t/m³，$\kappa_a'=0.4$，作用点の重さ $y_a=0.6h_1$，地盤中の水圧

表—20 第1回潜水試験の測定値による安定計算

上流水位 m	全土圧 E_a (t/m)	同作用重 y' (m)	E_a の分力 E_{ah}	y_0	E_{aV}	x_0	上流側地盤上の水圧 P_1 P_1h	y_1	P_{1V}	x_1
3.52	21.58	3.10	20.0	2.98	8.04	6.20	0	0	0	0
6.31	18.84	2.51	17.5	2.33	7.00	6.46	0.858	5.44	0.343	5.20
7.49	8.26	3.89	7.67	3.62	3.07	5.93	3.10	5.83	1.24	5.05
9.05	11.19	3.87	10.4	3.59	4.16	5.95	8.20	6.35	3.28	4.85
3.84	10.31	3.74	9.55	3.47	3.83	4.00	0	0	0	0

上流側地盤内水圧 P_2 P_{2h}	y_2	P_{2V}	x_2	堤体重量 G_w G_w	x_G	揚圧力 Q_u Q_u	x_Q	下流側の全圧の分力 E_p E_ph	y_p	E_{PV}	x_P	下流側の水圧 P_2 P_3h	y_3	P_{3V}	x_3
6.36	1.17	2.54	6.9	97.5	3.34	29.6	3.70	6.48	2.4	1.30	0.5	6.05	1.16	1.21	0.25
12.20	2.11	4.88	6.54	〃	〃	26.2	3.74	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
16.80	2.28	6.72	6.48	〃	〃	28.6	3.83	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
22.90	2.40	9.16	6.40	〃	〃	31.8	3.94	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
7.37	1.28	2.62	6.87	〃	〃	20.5	3.74	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃

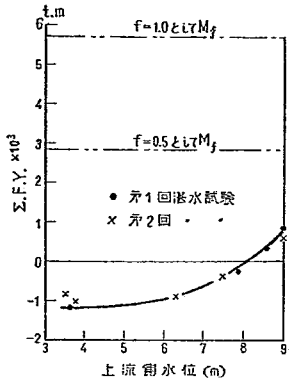
R_H (t)	R_V (t)	Y (m)	X (m)	$\tan P$ R_H/R_V	ex	$F \cdot Y$	$\Sigma F \cdot Y$ ($l/2$=20m)	備考
13.83	80.99	3.22	3.52	0.70	0.727	−40.53	−810	μ=1.0
18.03	86.03	2.70	3.56	0.209	0.705	−45.31	−905	μ=0.566 (記号については図—50 参照)
15.04	82.44	4.10	3.46	0.183	0.990	−19.77	−394	〃
28.97	84.81	4.20	3.56	0.342	1.58	+29.43	+590	〃
3.56	85.96	5.32	3.29	0.0414	0.63	−51.52	−1030	μ=0.885

表—21 仮定による安定計算

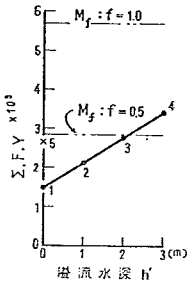
No.	h'	R_H (t)	Y (m)	R_V (t)	X (m)	$\tan \rho$ R_H/R_V	$F \cdot Y$ (t−m)	$\Sigma F \cdot Y$ ($l/2$= 20m	安全率 a f=1.0	f=0.5	備考
1	0	32.48	5.10	84.18	3.56	0.386	73.8	1480	5.85	1.93	μ=0.57
2	1	39.58	5.06	84.92	3.58	0.465	106.2	2120	2.69	1.35	〃
3	2	46.58	5.05	85.62	3.61	0.545	138.0	2760	2.06	1.03	〃
4	3	53.68	5.03	86.32	3.63	0.622	170.0	2400	1.68	0.84	〃
5	0	50.08	4.37	76.82	3.60	0.662	131.5	2630	2.17	1.08	μ=1.0

は μ=0.57 とし，溢流水の水深 h'=0～3.0 m の場合のもの，No.5 は h'=0 とし μ=1.0 その他は上記のものと同じ条件で算定したものである。

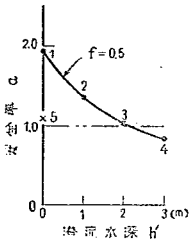
これらの値も袖部の摩擦抵抗を考慮するときは充分安定が保たれ，いまもし安全をみて f=0.5 と考えても表及び図—53 のように大きい安全率を示している。さらに袖部前面の抵抗土圧または両袖が良質の岩盤に支持される場合に，その部分の測方支持力などを考慮できれば安全率はさらに大きい値を示すであろう。しかし乍らこのような場合はコンクリート自身の剪断抵抗をも考慮する必要があり，特に本堤と袖部の接続位置での剪断を一応調べる必要があるものと思われる。



図—51



図—52



図—53

以上の計算によってダムの安定性は単に単位長によって計算された値のみによらず，長さの方向の影響を考慮して反力の計算を行うならば大きい安全率が認められ，普通行われる制約された外力状態を考えれば，更に安定性は大きいものになるであろうと考える。

Ⅵ 要　　約

以上述べた処を要約すると次のようである。

1. 砂礫による圧力測定のための土圧計は受圧版の径が少なくとも 20 cm を必要とする。

2. 砂礫層地山の内部摩擦角は平均値として $\varphi=45°$ 程度と思われる。

3. 同上の支持力係数は実験結果から $\kappa=6.4\sim8\ \mathrm{kg/cm_3}$，載荷版の非常に大きい場合を考慮した径合の $\kappa=4.5\ \mathrm{kg/cm_3}$，また実際の沈下から求めた値は $\kappa=4.7\ \mathrm{kg/cm^3}$ となる。

4. 実測の側圧は静止土圧型分布を示し，地盤反力は両端で大きく中央で小さい曲線形成分布を示す。

5. 沈下計内水位の変動から堤体基礎面には揚圧力が作用していたものと考える。

6. 実測値及び実測値を拡張した二次元的安定計算によれば，堤体基礎には張力が作用するようになるが，実測値は大きい変化がなく，堤体長さの方向特に両袖部底面の摩擦抵抗を反力として考えることができる。

7. 袖部底面の摩擦による抵抗モーメントを考慮するときは実測値の傾向が是認され，摩擦係数 $f=0.5$ と考えても充分な安全率が考えられる。

8. この安定計算を行つた外力の条件は普通砂防ダムを設計する際の値に比し非常に大きいものであるから実際の安全率はさらに大きいものと考える。

したがつて砂防ダムの断面形は単位長に対する二次元的計算のみでなく，両袖部分の影響をも充分考慮する必要があろうと思われる。

Ⅶ 結　　び

以上堤体に作用する外力と地盤反力および沈下量との関係から，実際のダムに対する各種の係数とその測定値について述べ，実測値によって安定性を調べることができたが，これらの結果を確定的なものにするためには更に充分な調査と多くの実測値を得て検討する必要がある。本調査に使用した測定器は2.5年の時間の経過によっても今だ充分その性能を発揮しているものと思われるから，今後も機会ある毎に観測を続けたいと思っているが近時各所においても同種の測定が行われつゝある情報は心強くもあり，条件の異なるダムについての実測値による検討を望んでいる。

終りに本調査に当って利根川水系砂防工事々務所池谷工務課長，中村調査係長及び沼田出張所長浅川技官の熱心な御協力を得た。また現場実験，観測等には当所砂防研究室中神昌彦君の助力による所が大きい。こゝに厚く御礼申上げる。

光弾性によるアーチダムの応力測定について

建設技官　高　田　孝　信
建設技官　貞　升　文　樋

(昭和 31 年 6 月)

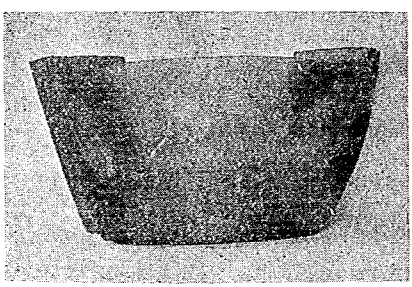
目　　次

Ⅰ　緒　言……(1)
Ⅱ　三次元光弾性実験法とのその使用材料……(1)
Ⅲ　アーチダムに対する実験方法並びに実験結果……(8)
Ⅳ　所見並びに結語……(12)

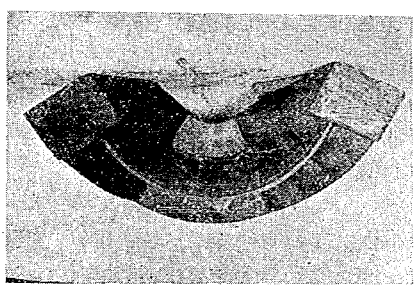
Ⅰ　緒　言

アーチダムは周辺条件及び形状が複雑なため，弾性計算には或程度の仮定を基にして計算を行つて居るが，計算は相当複雑となつて居る。従つて之等の計算法の合理性に対する検討が必要となると共に，更に又複雑な計算法に代る簡便な実験による応力状態の確認法があれば実際に極めて好都合である。本文では光弾性実験法により静水圧作用時におけるアーチダムの応力分布を測定した結果を示したものである。

従来三次元光弾性実験では材料の点で大型の模型製作が困難なため殆どその例を見なかつたが，予備実験の結果 Epoxy 系の樹脂アラルダイトが三次元光弾性の実験材料として，且つ大型の模型製作が可能なこと等が明かとなつたので，この材料により写真1及び2に示すような全形模型を製作して光弾性実験を行つた。



写　真－1



写　真－2

Ⅱ　三次元光弾性実験法とその使用材料

〔1〕 使用材料の特性

本実験に使用した樹脂は Epoxy 系の樹脂で，Araldite Casting Type D という商品名で販売されて居るものである。本樹脂はモノマーに硬化剤（重量で 8～10%）を加えることにより常温と 100°C との間で重合成型硬化できると云う利点を有している。Araldite には数種の型があり，元来接着剤及び電気部品の絶縁材料として販売されているものであるが，Casting Type D は板状及び相当大型の複雑な型状のものを常温で鋳造することができる。この樹脂は多少黄赤色を帯びて居るが，透明度良好，加工容易，加工及び時間効果による影響も比較的少く，時間効果により生じた残応力も熱処理（約 120°）により容易に取除き得る。従つて本樹脂は二次元用光弾性実験材料（常温における光弾性感度 $c/\lambda \fallingdotseq 0.88\,\mathrm{kg^{-1}\,mm}$，$\lambda$=5461Å）としても使用できる外，応力凍結用として後記の様な優秀な性質を有するので，三次元用として使用することができる。尚標準配合（硬化剤 10% 添加）による本樹脂の常温に於ける特性はカタログによれば次のようである。

比　重	1.15～1.2	$\mathrm{gr/cm^3}$
抗張力	9～1	$\mathrm{kg/mm^2}$
抗圧力	9～10	〃
ヤング係数	300～350	〃
分解温度	270～280	°C
線膨脹係数	$90\sim95\times10^{-5}$	mm/mm °C

然し硬化剤を 8% 添加して重合硬化させたものでは，剛性は多少小さく温度によつても変化するが，熱処理の程度によつても或程度変化する。又剛性や光弾性感度の二点についてもモノマーと硬化剤との調合により多少の相違が生ずる。この点定量的な実験値を求める場合には注意すべき点で，このことは光弾性実験材料一般について言えることである。以下本樹脂の剛性，光弾性感度に対する温度の影響と凍結性について求めた一例を示す。但し前述のように此の数値は素材により多小の変動はまぬがれない。

常温における光弾性感度の測定は比較的容易である。凍結温度における光弾性感度を求めるには，先づ樹脂の応力凍結性を調べねばならぬ。

樹脂の応力凍結性については Hetenyi[1] は力学的な二相説を提唱してこの現象を旨く説明している。更に河田氏[2] はこの現象を理論的に検討し，物性論的な立場から説明を行つている。

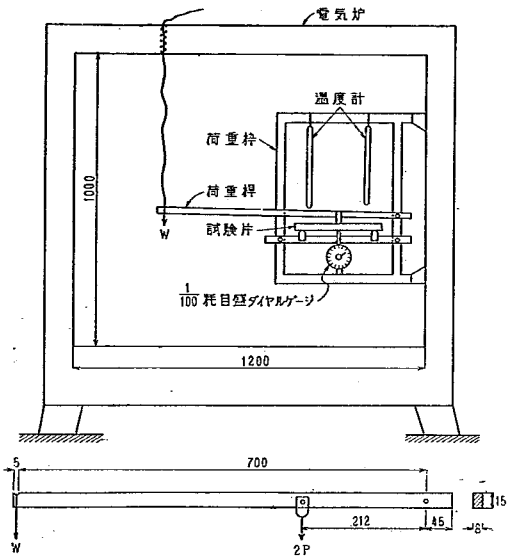
（1） Araldite Casting Type D の凍結温度と凍結温度に於ける光弾性感度の測定

凍結温度の測定は次の方法による。

今図—1 に示すように電気炉の中に負荷装置を取付け，高さ h=35mm，厚さ t=14mm，支点間隔 245mm なる単純梁の試験片の中央に集中荷重を負荷し，各温度に対して負荷点下の撓み δ を 1/100 耗目盛のダイヤルゲーデで測定する。但し電気炉内の大きさは間口 1200 mm×1000 mm，奥行 800mm で正面及び裏面には二重窓硝子を取付けて内部測定に便利なようにし，又炉内の温度を均一にするためには扇風機を用い，加熱は底部より，等温保持には熱電対及び千野式自仂温度調節装置を用いた。

1） Frocht： Photoelasticity Vol. I，page 339～340.

2） 河田幸三： 科研報告，26（昭 25）263 頁及び 28（昭 28）1 頁.



図—1　撓み測定要領と荷重桿

撓み δ を測定する場合には炉内が測定温度になつてから15分間経過して後に中央集中荷重を衝撃とならない程度にできる丈迅速に加え，負荷後の時間経過に対する δ の変化の状況を測定することにした。この場合図—1にて

$W=0$ の場合，$2P=1.152$ kg

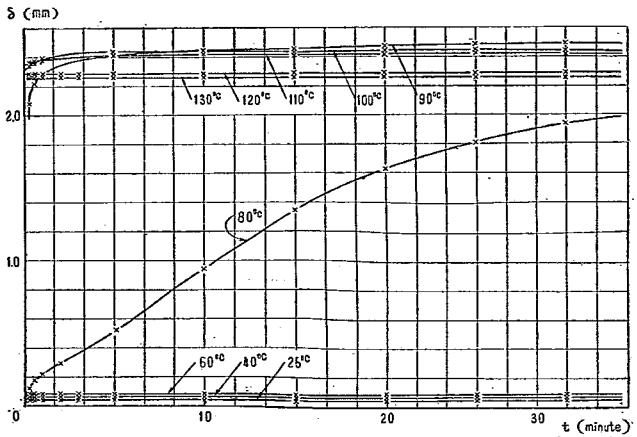
表—1　温度変化と負荷時間の経過に対する δ_1 の測定値（$\times 10^{-2}$ mm）

温度は°C

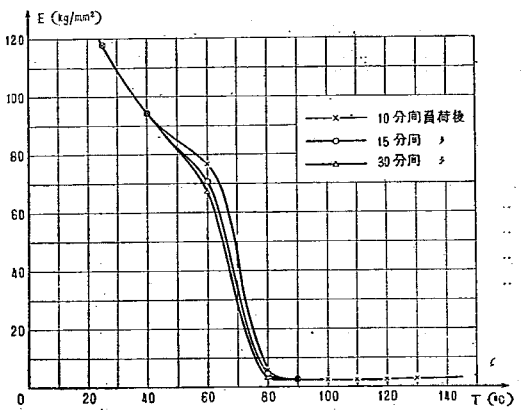
時間＼温度	25	40	60	80	90	100	110	120	130
15″	5.2	6.5	7.4	14.7	208.3	236.1	237.8	229.4	227.4
30″	〃	〃	〃	17.4	222.2	237.8	238.1	229.6	〃
1′	〃	〃	7.8	21.7	229.1	240.4	239.4	〃	〃
2′	〃	〃	〃	29.5	235.5	242.2	240.3	229.8	〃
3′	〃	〃	8.0	37.0	238.7	243.9	241.1	〃	〃
5′	〃	〃	〃	52.9	243.0	244.8	243.2	〃	〃
10′	〃	〃	〃	96.0	245.2	〃	243.9	〃	〃
15′	〃	〃	8.7	135.9	247.4	〃	〃	〃	〃
20′	〃	〃	〃	164.1	248.2	〃	〃	〃	〃
25′	〃	〃	9.1	182.9	249.9	〃	〃	〃	〃
30′	〃	〃	〃	195.3	〃	〃	〃	〃	〃

表—2 各温度に於けるヤング係数 E (kg/mm²)

温度 / 時間	25	40	60	80	90	100	110	120	130
10′	117.61	94.09	76.66	5.93	2.50	2.50	2.50	2.66	2.69
15′	〃	〃	70.56	4.51	2.48	〃	〃	〃	〃
30′	〃	〃	67.23	3.14	2.45	〃	〃	〃	〃



図—2 中央集中荷重 1kg に対する負荷時間と撓み δ_1 との関係



図—3 温度と Young 率との関係

又 $2P=1$ kg に対する負荷点の撓み δ_1 とヤング係数 E との関係は，この場合

$$E=6.125/\delta_1 \quad \mathrm{kg/mm^2}$$

各温度に対する δ_1 の測定値は温度を上昇させる時と下降させる時との各測定温度に対する撓みの平均値を取つたものである。各測定温度と負荷時間に対する撓み δ_1 との関係を求むれば表—1 及び図—2 のようになる。従つて温度変化に対するヤング係数の変化の有様は表—2 及び図—3 のようになる。

樹脂は Hetenyi の二相説によれば力学的に見て温度に対する性質を異にする二つの相から成り，常温においてはこの二つの相のものが力に対して有効に作用するが，或程度以上の高温になれば第一の相は解離して力に対し無効となつて，第二の相のみによつて力を受け持つものと見られる。解離していない第一の相の剛性は第二の相のものに比べると相当大で，従つて常温では外力は主として第一の相で分担されることになる。この相は樹脂に塑性的性質を与えるものと思われる。第二の相は弾性的性質を与える。この第一の相の解離した状態で荷重を負荷すれば，この荷重は第二の相が受持ち，この相に歪を生ずる。この状態で除々に冷却すれば第一の相は漸次固形化して第二の相の歪を凍結することになり，この状態で荷重を取り除いても第二の相の歪はそのまゝ残る。この現象を利用したのが応力凍結法である。今図—2 及び 3 について見るに，常温での撓み δ_1 は負荷時間に対して殆ど変化しないが，温度が高くなるにつれて δ_1 は漸次増大し，100°C になれば δ_1 は急速に一定値に落着くが，120°C，130°C になれば負荷直後から δ_1 は殆ど一定である。これは第一の相が完全に解離した状態とみなされるものである。この 120°C～130°C の領域は応力凍結に最も適した温度であることを示して居る。従つてこの温度を凍結温度と称することにする。今 125°C で応力を凍結した縞写真を示せば写真—3 のようになる。尚樹脂の二相の光弾性感度はそれぞれ異つた値を有している。常温における感度は両者の重畳されたものであるが，応力凍結による干渉縞は第二の相の感度を表わすと見てよい。何となれば図—2 及び 3 よりわかるように第二の相のヤング係数は常温におけるヤング係数の約 1/50 程度であるから，応力凍結による第一の相への影響は無視し得る程度であるからである。又二相の光弾性感度は同符号のものと異符号のものとあるが（例えば Fosterite は異符号である）本樹脂は同符号で写真—3 に対する材料について測定して見れば，

$$\text{常温での感度} \quad \frac{c}{\lambda} \fallingdotseq 0.88\ \mathrm{kg^{-1}\cdot mm}$$

$$120°\mathrm{C}\ \text{での感度}\ \frac{c}{\lambda} \fallingdotseq 63.0\ \mathrm{kg^{-1}\cdot mm}$$

但し凍結温度における光弾性感度の値は素材により多少の相違がある。上の値は測定値の一例で，定量的な応力を求める場合には実験毎に感度測定を平行して行わねばならぬ。

（2） Araldite Casting Type D の応力凍結に対する緑，時間，加工の効果と接着による影響

写真—3-1 に見られるように，応力凍結に対して緑応力の影響は殆どない。然しその後時間の経過につれて漸次緑応力の影響が現われてくる。すなわち 60 時間以上を経過すれば多少緑応力が現われてくる。従つて実験は 60 時間以内にすまさねば多少誤差を生じ易い。尚凍結による三次元光弾性実験では模型を所要の方向に切断して平板にする必要があるが，その加工が凍結応力にいかなる影響を与えるかを調べて見るに，写真—3-2 に見られるように加工直後には全然加工による影響は現れないが，写真—3-3～4 に見られるように加工後 48 時間以上も

経過すれば多少加工の影響が現れてくるが，之等も実用上は差支えない程度である。然も実際には光は加工面に垂直に投入するので，加工の影響は殆んどないと云える。この点は応力凍結試験に最も重要な点である。尚この切込みは手鋸で発熱しないように切ったものである。接着の影響は写真—3-5に見られるように殆んどないと云える。一般に樹脂は或程度大きなブロックになると，硬化の際反応熱の発生により初歪を生じ易い。この難点は接着により避けられることになる。

表—3

常温における特性	e/λ (kg^{-1}•mm)	0.88
	E (kg•mm^{-2})	110～350
凍結温度における特性	凍結温度 (°C)	120～130
	e/λ (kg^{-1}•mm)	40～65
	E (kg•mm^{-2})	2.66
	e/λ•E (mm^{-1})	133～173

以上諸点より，Araldite Casting Type D は二次元用のみならず，応力凍結用実験材料として優秀な特性を有していることがわかつたが，これ等を表にすれば表—3 のようになる。

〔2〕 応力凍結法による三次元光弾性実験法

三次元光弾性実験法としては現在応力凍結法，収斂光法，散乱光法の三方法が考えられているが，第一の応力凍結法が前記の実験材料により種々の形状に対して比較的容易に適用できる。この方法は光弾性実験材料で三次元的な模型を製作し，これを凍結温度に保ちながら負荷し，荷重の状態のまゝ除々に常温に冷却すれば，その後は荷重を取り去つた後も模型内に生じている歪及び夫に伴う光弾性効果がそのまゝ残留することを利用したものである。光弾性材料が以上のような方法で三次元的な応力を凍結されたとすると，その材料は三主応力方向に軸をもった結晶と同じ光学的性質を示すので，応力と複屈折関係は結晶光学的に取扱うことができる。今応力を凍結された模型面に i 方向の角度で偏光を入射せしめた場合，進行する光波に生ずる位相差 δ は次の式で求められる。すなわち

$$\delta=\frac{c}{\lambda}\cdot ti(\sigma_1-\sigma_2)_i$$

ti=光路程差　　但し

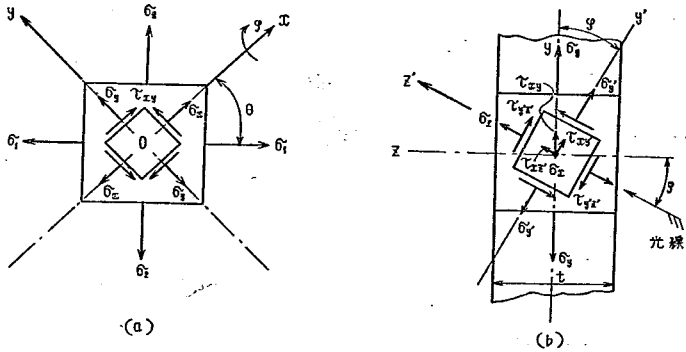
$(\sigma_1-\sigma_2)_i=i$ 方向についての二次的主応力差

従つて応力を凍結された立体模型から任意の方向に均一な厚さに切断すれば，二次元の場合と同様な実験装置により光弾性の干渉縞写真を取ることができる。然し三次元的な応力状態を合理的に厳密に求めることは相当困難で，現在まで二，三の方法[1]が発表されているがいずれも相当の手数を要する。我々は Drucker が提唱した傾斜入射法[2]を用うることにした。本方法によつても 12 個の応力を総て考慮に入れて求めることは容易ではないので，載片を二次元的に取扱いこの面内の応力について求めることにした。すなわち載片内の主応力 σ_1，σ_2 (厳密にいえば，これ等は Secondary Principal Stress) の軸と任意の角 θ 傾いた x，y 軸に関する応力成分は

1) 例えば M.M.Frocht and R. Guernsey : Proc. 1st Nat. Congr. Appl. Mech. U.S.A. 1952, p. 301～307.

2) D.C. Drucker : Photoelastic Seperation of Principal Stresses by Oblique Incidence, J. Appl. Mech. Trans. ASME, Vol. 10, No. 3, 1943, p. 156～160.

$$\begin{cases} \sigma_x=\sigma_1\cos^2\theta+\sigma_2\sin^2\theta=\dfrac{1}{2}(\sigma_1+\sigma_2)+\dfrac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_2)\cos 2\theta \\ \sigma_y=\sigma_1\sin^2\theta+\sigma_2\cos^2\theta=\dfrac{1}{2}(\sigma_1+\sigma_2)-\dfrac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_2)\cos 2\theta \\ \tau_{xy}=-\dfrac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_2)\sin 2\theta \end{cases}$$



図—4　傾斜入射と二次主応力

今図—4（a）のように x 軸を回転軸として試験片を φ 丈傾けて偏光を投射すれば（図—4（b）参照）光線に垂直な $x'y'$ 面において x 軸は元のまゝであり，y 軸は角 φ 丈回転して y' となるから，この $x'y'$ 面における応力成分は

$$\sigma_{x'}=\sigma_x,\quad \sigma_{y'}=\sigma_y\cos^2\varphi,\quad \tau_{x'y'}=\tau_{xy}\cos\varphi$$

となる。今 σ_x, σ_y, τ_{xy} の三成分から求められる

$$(\sigma_1',\ \sigma_2')=\frac{1}{2}(\sigma_x+\sigma_y)\pm\frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x-\sigma_y)^2+4\tau_{xy}^2}$$

をこの場合の二次主応力とすれば，$x'y'$ 面に対する二次主応力の差 $\sigma_1'-\sigma_2'$ は

$$\sigma_1'-\sigma_2'=\sqrt{(\sigma_{x'}-\sigma_{y'})^2+4\tau_{x'y'}^2}$$

$$=\frac{1}{2}\sqrt{\{(\sigma_1+\sigma_2)\sin^2\varphi+(\sigma_1-\sigma_2)\cos 2\theta(1+\cos^2\varphi)\}^2+4(\sigma_1-\sigma_2)^2\sin^2 2\theta\cos^2\varphi}$$

となる。この光線が板を透過する光路長は板厚 t に対して $t'=t/\cos\varphi$ であるから，傾斜入射による等色縞次数 $n_{\varphi g}$ は

$$n_{\varphi g}=(\sigma_1'-\sigma_2')\cdot\frac{c}{\lambda}\cdot\frac{t}{\cos\varphi}$$

$$=\frac{1}{2\cos\varphi}\sqrt{\{(n_1+n_2)\sin^2\varphi+(n_1-n_2)\cos 2\theta(1+\cos^2\varphi)\}^2+4(n_1+n_2)^2\sin^2 2\theta\cos^2\varphi}$$

故に垂直入射の等色線より

$$n_0=(\sigma_1-\sigma_2)\frac{c}{\lambda}\cdot t=n_1-n_2$$

を知り，傾斜入射の等色線により n_{φ_0} を求むれば上式により n_2+n_1 を算出することができるので，n_1，n_2 従つて σ_1，σ_2 を決定し，σ_x，σ_y を求むることができる。

尚周辺応力について

$$\sigma=n\Big/\frac{c}{\lambda}\cdot t$$

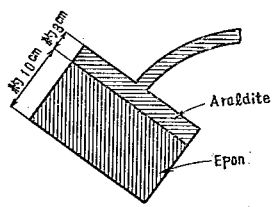
より直ちに求められる。

Ⅲ アーチ・ダムに対する実験方法並びに実験結果

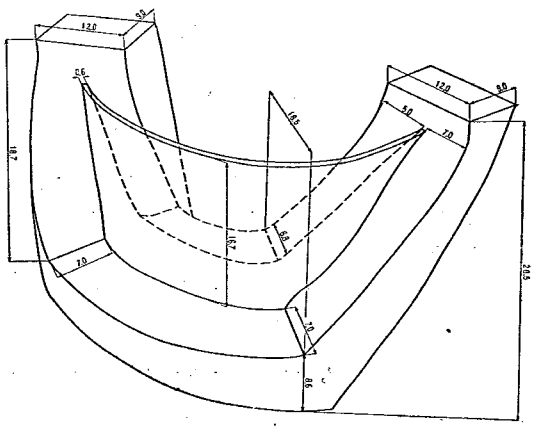
〔1〕 模型製作

光弾性模型材料は堤体及び基礎の一部には前述の Epoxy 系樹脂 Araldite Casting Type D (凍結温度 120°C $E_{120^\circ C}=2.7\,kg/mm^2$) を用い，基礎の大部分には Epoxy 系の Epon (凍結温度 120°C，$E_{120^\circ C}\fallingdotseq1.0\,kg/mm^2$) を使用し，アバット附近は図—5のように全形模型は図—6 のように，某アーチ・ダムの 1/450 の大きさに鋳造した。

このアーチ・ダムは左右非対称形であるため，周辺応力のみを求めるにしても



図—5 アバット附近に於ける水平断面



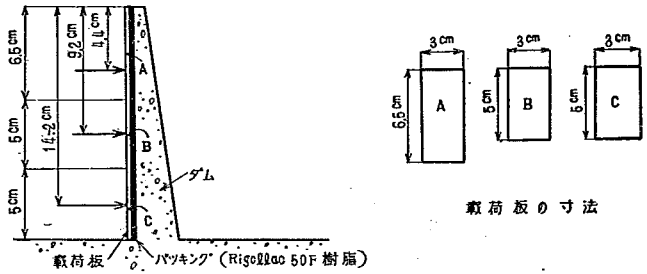
図—6 アーチ・ダム模型供試体

水平，垂直両方向に切断して測定しなければならぬため，少くとも2個の模型を必要とする。

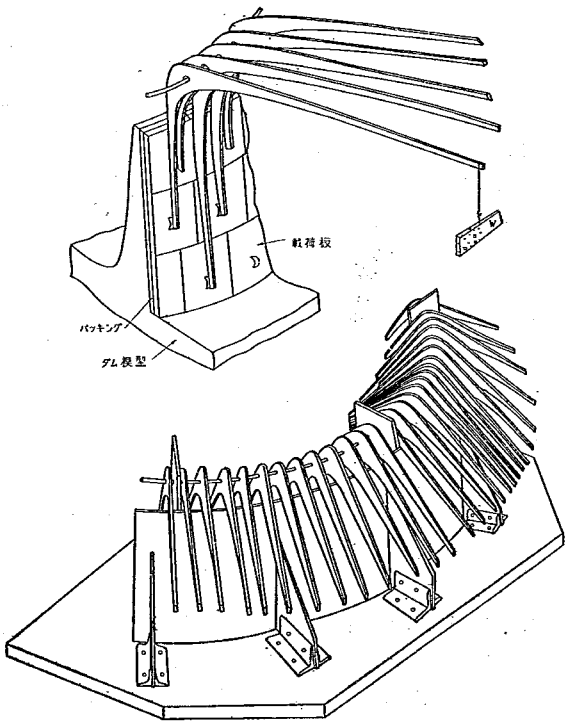
〔2〕 応力凍結

アーチ・ダムの模型を図—1 に示す応力凍結用電気炉内で図—8，写真—4-1，4-2 のような載荷装置に設置し静水圧の 68 倍の圧力をダムの上流側に面圧としてジェラルミン製載荷板 (写真—5) により作用せしめた。この際載荷板を直接模型ダムに密着せしめると模型に非常な接触応力を生ずるため，剛性が Araldite の約 1/10 の合成樹脂 Rigollac 50F をパッキングとして接触応力を極力さけることにした。載荷板の型状，寸法及び荷重状況は図—7 のようなものである。

載荷板の圧力分布状態は静水圧に対応して



図—7



図—8　荷重装置概念図

$$p=r\cdot h$$

と取つた。

但し　r: 68×10^{-3} kg/cm³

h: 天端よりの高さ cm

表—4

h(cm)	p(kg/cm²)	h(cm)	p(kg/cm²)	h(cm)	p(kg/cm²)	h(cm)	p(kg/cm²)
0	0	4.2	0.00286	9.2	0.00626	14.2	0.00961
0.35	0.00020	5.2	0.00354	10.2	0.00694	15.2	0.01034
1.2	0.00082	6.2	0.00422	11.2	0.00762	16.2	0.01102
2.2	0.00150	7.2	0.00489	12.2	0.00830	16.7	0.01142
3.2	0.00217	8.2	0.00557	13.2	0.00898		

表—5

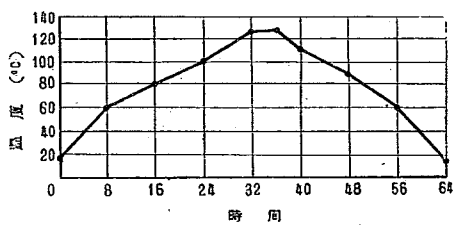
	寸法 (mm)	P(kg)	レバー 荷重 W (kg)
A	30×65	4.3	2.3
B	30×50	9.2	6.7
C	30×50	14.3	13.4

表—4 より A, B, C の載荷板に対する荷重 P_A, P_B, P_C 及びレバー先端の荷重 W は表—5 のようになる。両岸近くの不規則な部分の載荷は境界に合うような三角形の載荷板（写真—4 参照）を製作し，同等な圧力を作用せしめた。

応力凍結用の電気炉内に前述したような載荷状態のダム模型を入れて温度を応力凍結温度 125°C まで上昇させ，或る時間同温度に保たせその後徐々に冷却すれば，ダム模型は静水圧による応力を凍結される。この場合模型が大型のためと，熱伝導が悪いため長時間にわたつて温度の上昇，冷却を行わねば，模型に熱応力が入り測定に誤差がはいつてくる。この模型の応力凍結には次のような温度状態で行つた。

表—6

時　間	0	8	16	24	32	35	40	48	56	64
温　度	常　温	60°	80°	100°	125°	125°	110°	90°	60°	常　温



〔3〕 薄片切り出し並びに偏光による観察，光弾性縞写真撮影

静水圧による応力状態を凍結した模型を写真—6 及び 7 のように水平方向には厚さ 10 mm，垂直方向には厚さ 15 mm に切断し，それぞれの平板薄片について通常の二次元光弾性実験装置により光弾性の写真を撮る[1]と

1) 縞写真の撮影には浸漬法によつた。但し浸漬液には屈折率 $\mu_C=1.64$ の Cynnamic Aldehyde を用いた。尚 Araldite の屈折率 $\mu_A\fallingdotseq1.65$ である。

写真—6 及び 7 のようになり，これ等より図—9 及び 10 のような等傾曲線及び主応力線図を求めることができ，これ等から堤体内部の応力の様相がわかる。これ等の資料が得られると応力を求めることができる。

〔4〕 応力の算出及び実験結果

光弾性縞写真より周辺応力は次のように求められる。

上流面応力 $\sigma_{H,V}=\frac{n}{\alpha t}-p=\sigma_{OH,V}-p.$

下流面応力 $\sigma_{H,V}=\frac{n}{\alpha t}$

但し $\sigma_{H,V}$: 周辺水平及び垂直応力 kg/mm²

n: 光弾性縞次数

$\alpha=c/\lambda$: 光弾性感度 $kg^{-1}\cdot mm$

t: 切断平板厚さ mm

p: 荷重強度 kg/mm²

これ等により水平及び垂直両切断面の代表薄片について求めたのが図—9 及び 10 に示すような縁応力 $\sigma_{OH,V}$ 及び $\sigma_{H,V}$ である。

内部応力を上述の各断面について夫々求めることは相当手数を要するので，此処には断面 No. Ⅷ 及び No. 14 についてのみ求めて，その一端を示すことにした。算出方法は前述の傾斜入射法によることにした。その際誤差をできるだけ少なくするため，供試片の厚さは前記縞写真撮影時の約半分にして測定した。その結果を示せば図—11 及び 12 のようになり，アーチ部，片持部いづれの場合にもこの程度に堤体が厚くなれば，垂直応力分布は直線分布とは相当異っていることがわかる。

以上により模型に対するアーチ・ダム各部の応力を求めることができるが，実物ダムの応力は次のように換算すれば良い。すなわち

$$\sigma_p=S\cdot\frac{W_p}{W_m}\cdot\sigma_m$$

但し σ_p : 実物アーチダムの応力

S : 実物と模型の幾何学的比

W_p, W_m: 実物と模型の荷重

σ_m : 模型の応力

この場合模型は某アーチ・ダムの 1/450 であるから，$S=450$, W_p は静水圧とし，W_m は静水圧の 68 倍を取った。従って某アーチ・ダムの静水圧に対する応力は

$$\sigma_p=\frac{450}{68}\sigma_m=6.618\sigma_m\ kg/mm^2$$

として求められる。更に自重による応力も加算すれば

$$\begin{cases}\sigma_{HT}=\sigma_{pH}+\gamma_c h\\ \sigma_{VT}=\sigma_{pV}+\dfrac{\gamma_c}{m}h\end{cases}$$

但し　γ_c: コンクリートの比重 kg/cm³

h: ダム天端より距離 cm

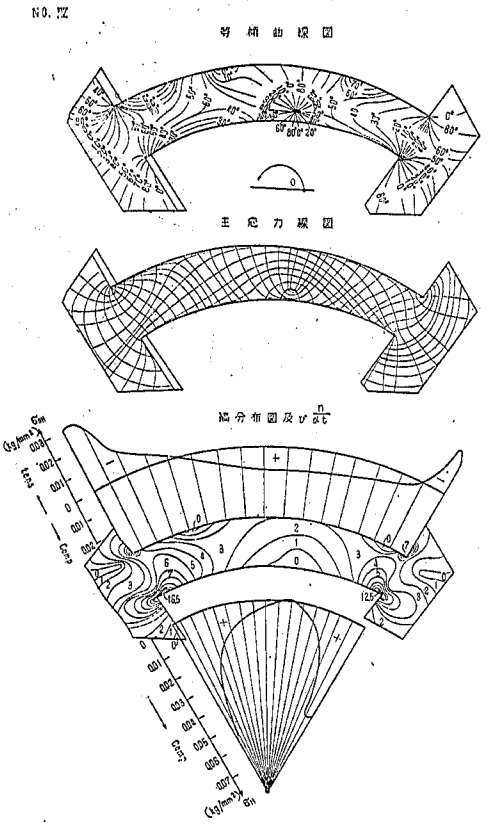
m: poison's ratio

によって実物の静水圧と自重による応力状態を求めることができる。

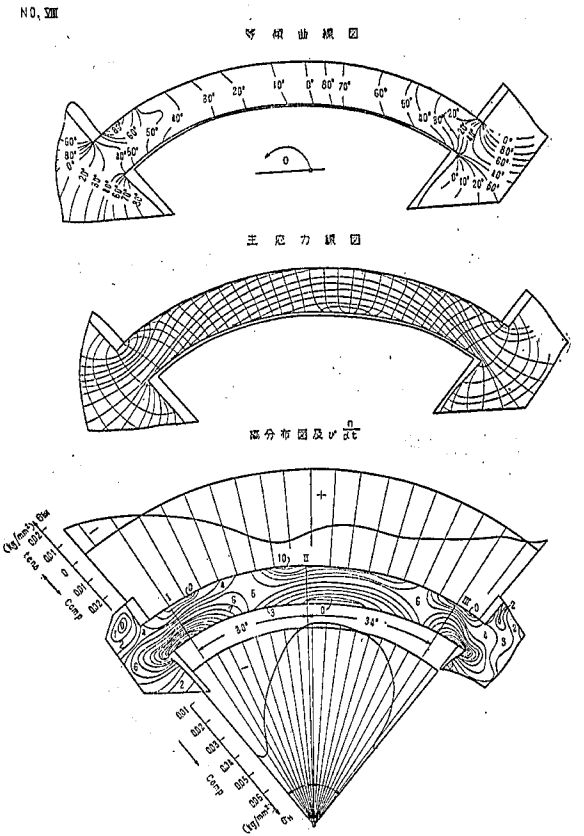
Ⅳ　所見並びに結語

以上により某アーチ・ダムを対象として水圧に対するアーチ・ダムの応力状態を一応求めることができた。本測定値は弾性計算値及びゴムによる実験値とも比較検討して見た結果，その表面応力値においては大体同様の傾向を示しているが，その数値については多少の相違がある。これは主として基礎部の剛性の相違によるものと思われる。従つて実用的な信頼性ある定量的な応力値を求めるには，ダム本体と基礎部との剛性に対して実際の場合に対応するように模型を製作する必要がある。

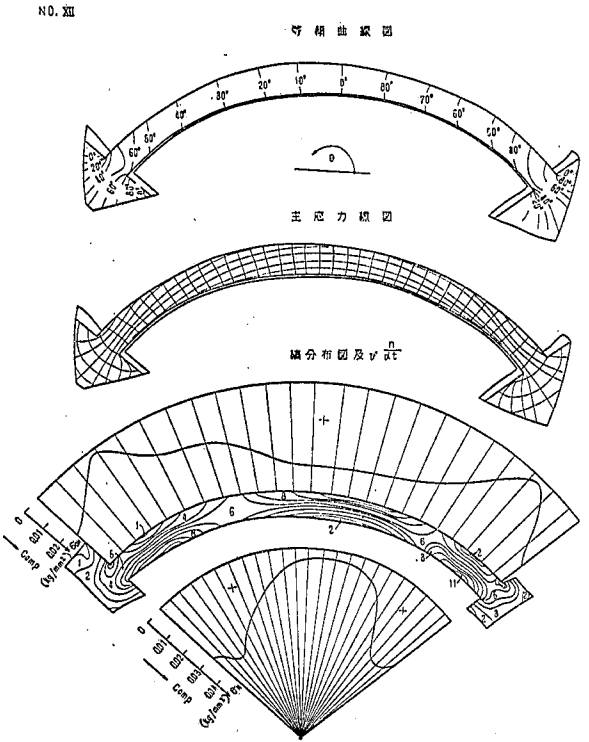
本実験によりアーチ・ダムの応力を一応求めることができたが，今後尚改善すべき点がある。然し本実験法を精密に詳細に実施することによりアーチ・ダムの三次元的応力状態，アバット近傍における応力集中状態等，弾性計算及びゴムの模型実験によつて求めることができない部分も求めることができる。然し提体円部の応力を詳細にわたつて求めることは尚相当の手数を要する。然し前記のように縞次数分布，主応力線図を求めることにより，縁応力のみならず内部応力の実態はほゞ明かとなつてきた。又アーチ・ダムの応力計算では厚さ方向の応力分布は直線的と見なして居るが，本実験により下方半分については上の理論的取扱いでは相当の誤差が生ずる事が推察される。即ち下方半分では提体の曲げに対しては厚肉及び Curved beam としての考慮が必要と思われる。尚応力状態として最も興味があるのは断面 No. 14 である。本供試体では主応力線図からわかるように上流側加圧面にも張力が作用しているようになつている。これは二次元的な片持梁では絶対に考えられないことで三次元的なアーチ effect の作用によるものと思われる。



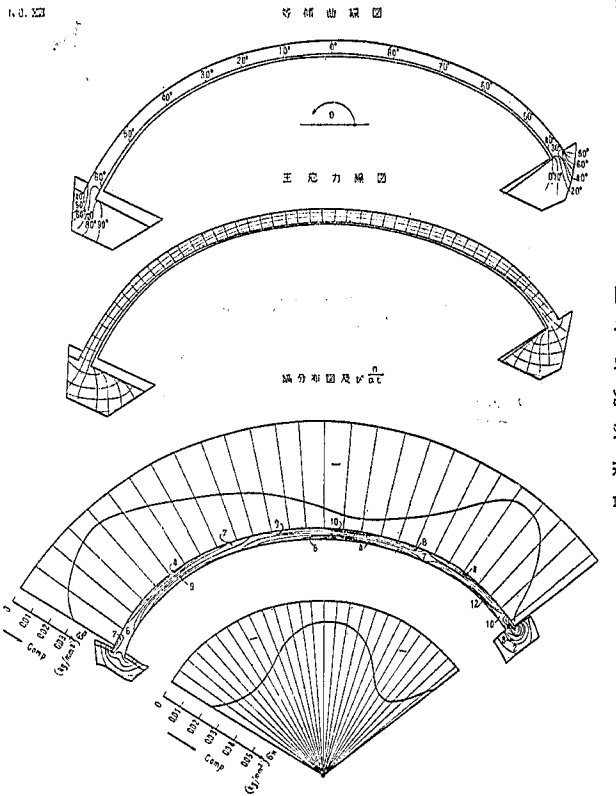
図—9-1　No. Ⅳ に於ける等傾曲線，主応力線，縞分布及び縁応力分布



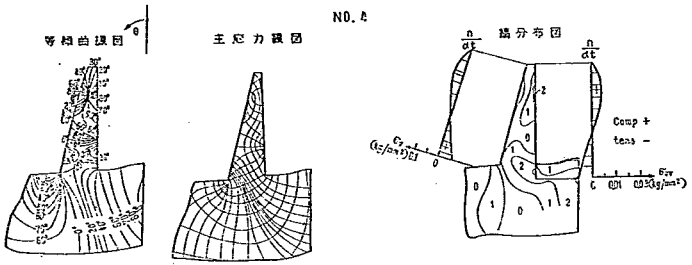
図—9-2　No. Ⅷ に於ける等傾曲線，主応力線，縞分布及び縁応力分布



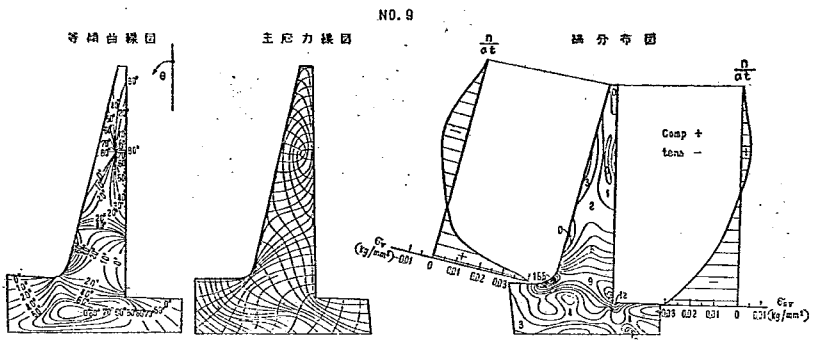
図—9-3　No. XII に於ける等傾曲線，主応力線，縞分布及び線応力分布



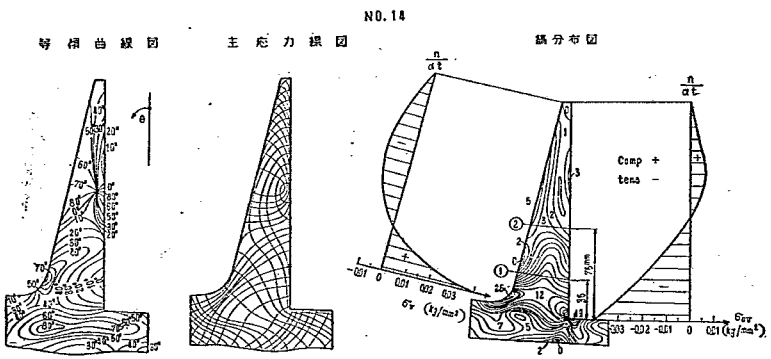
図—9-4　No. XVI に於ける等傾曲線，主応力線，縞分布及び線応力分布



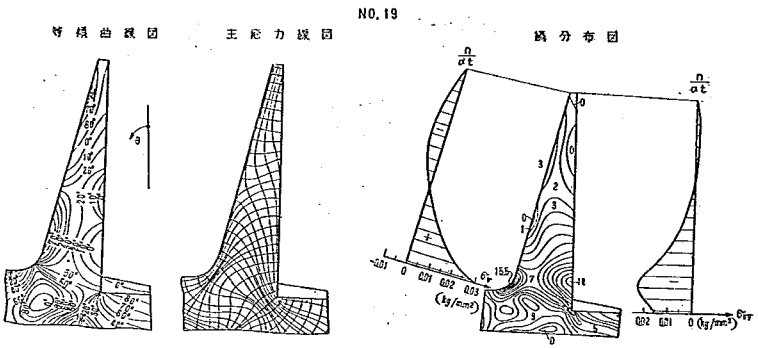
図—10-1　No. 4 に於ける等傾曲線，主応力線，縞分布及び縁応力分布



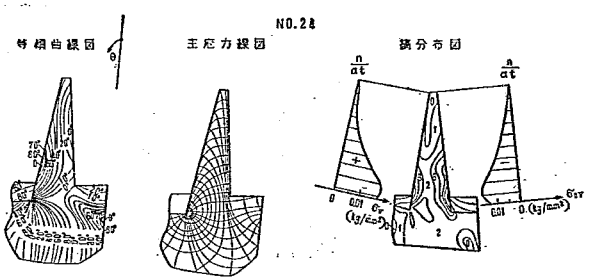
図—10-2　No. 9 に於ける等傾曲線，主応力線，縞分布及び縁応力分布



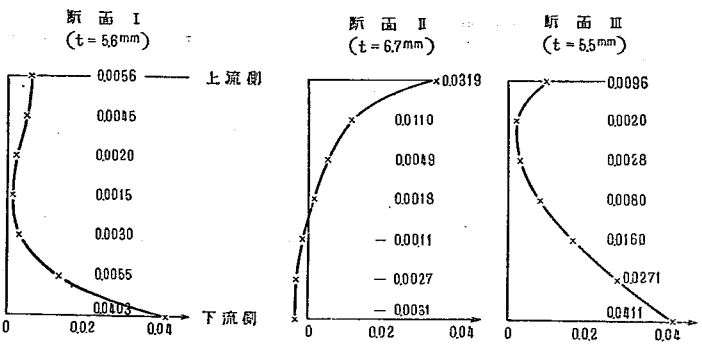
図—10-3　No. 14 に於ける等傾向曲線，主応力線，縞分布及び縁応力分布



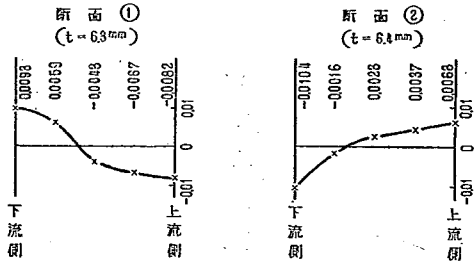
図—10-4 No. 19 に於ける等傾曲線，主応力線，縞分布及び縁応力分布



図—10-5 No. 24 に於ける等傾曲線，主応力線，縞分布及び縁応力分布

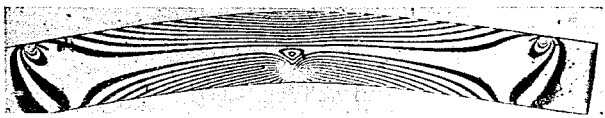


図—11 水平断面 No. Ⅷ に於ける σ_o の分布 (kg/mm²) (Compression を ＋ とす)

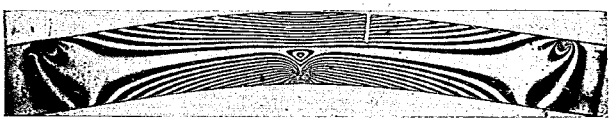


図—12　垂直断面 No. 14 における上下方向応力 σ_z の分布 (kg/mm²) (Compression を ＋ とす)

両端支持中央集中荷重時における応力凍結縞写真
支点間隔 l=140mm，板厚梁 t=6mm，高荷 h=20mm
重冷 2p=0.631 kg

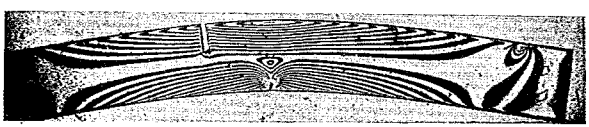


写　真—3—1　　冷却後 9 時間

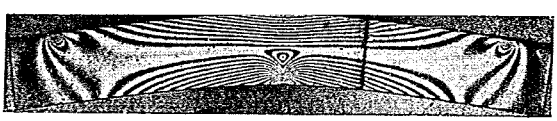


写　真—3—2　　冷却後 10 時間切込み直後

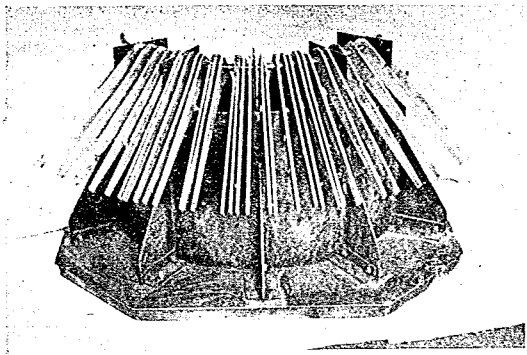
写　真—3—3　　冷却後 58 時間，切込み後 48 時間



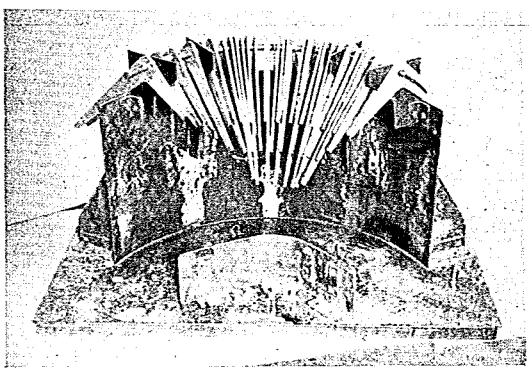
写　真—3—4　　冷却後 106 時間



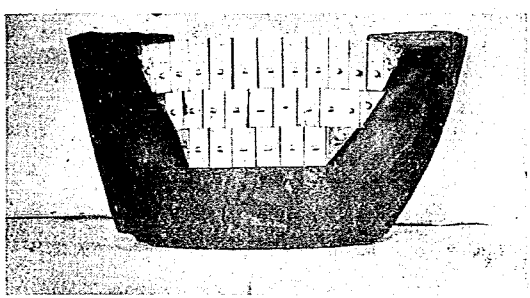
写　真—3—5　　干渉縞に対する接着の影響（暗視野）



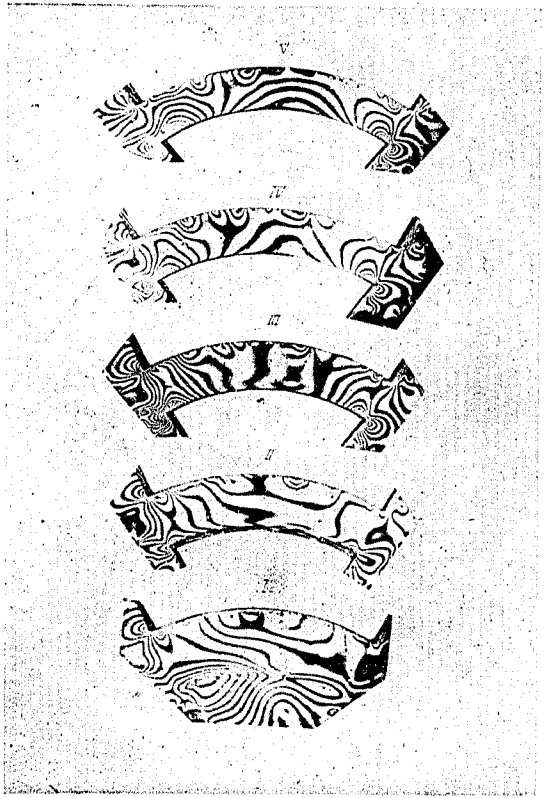
写 真—4—1



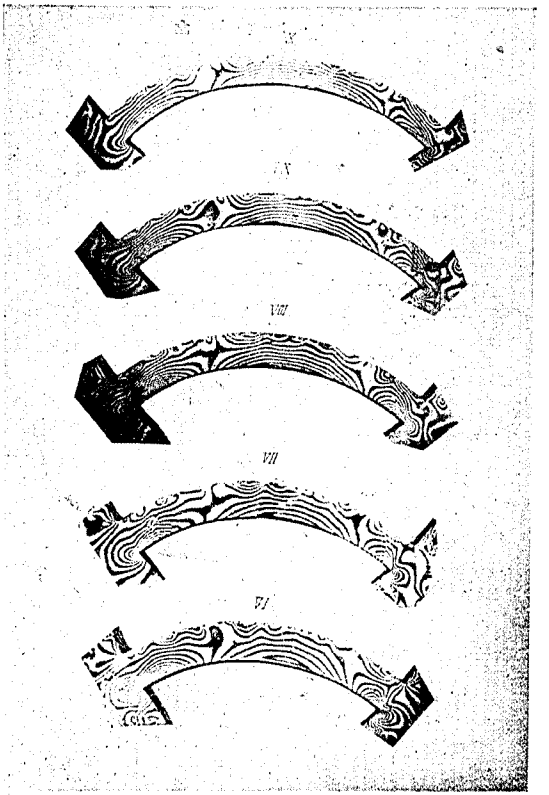
写 真—4—2



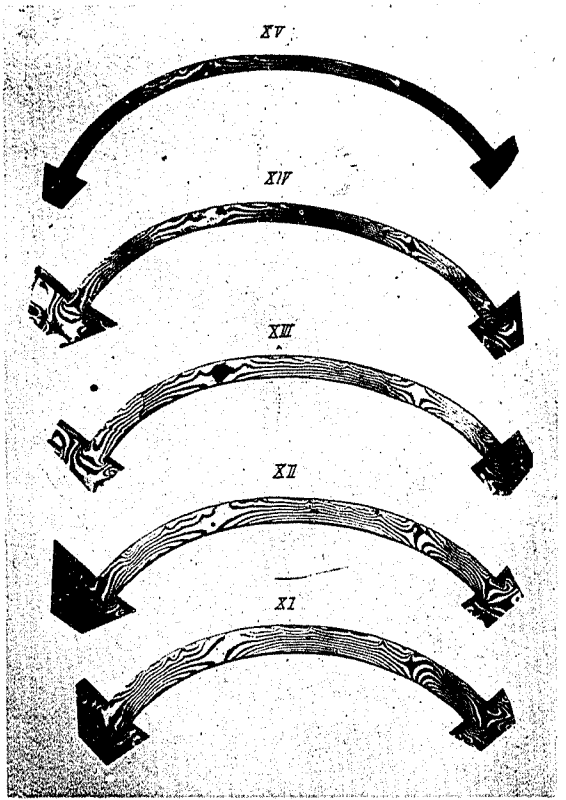
写 真—5—5



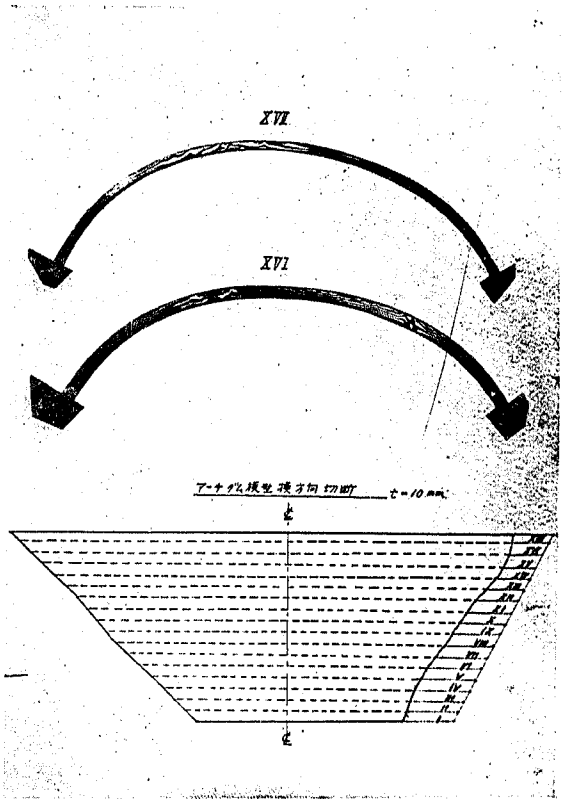
写 真—6—1



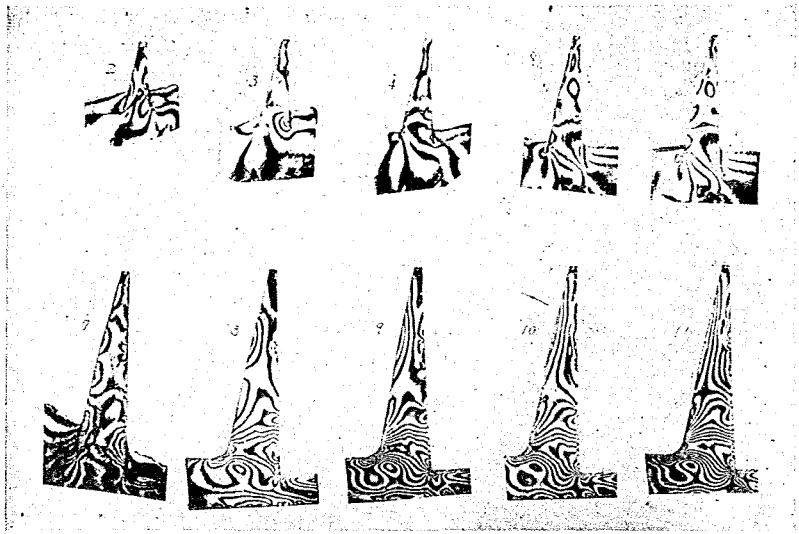
写 真—6—2



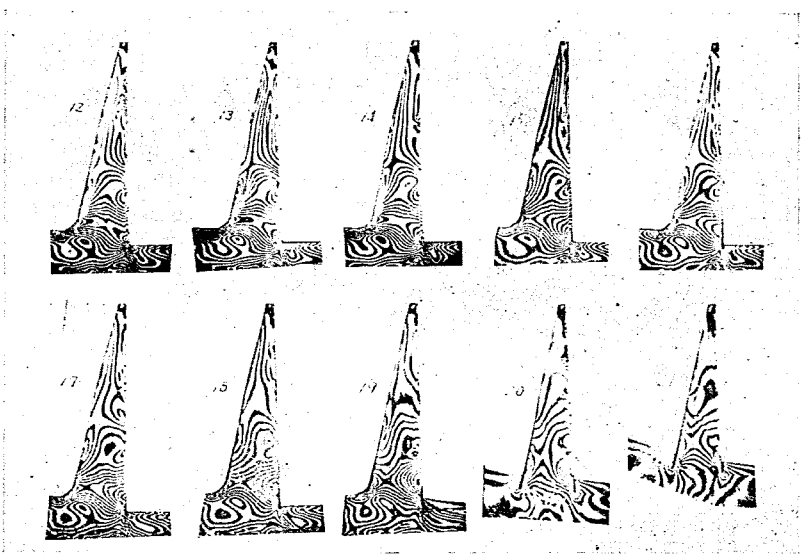
写 真—6—3



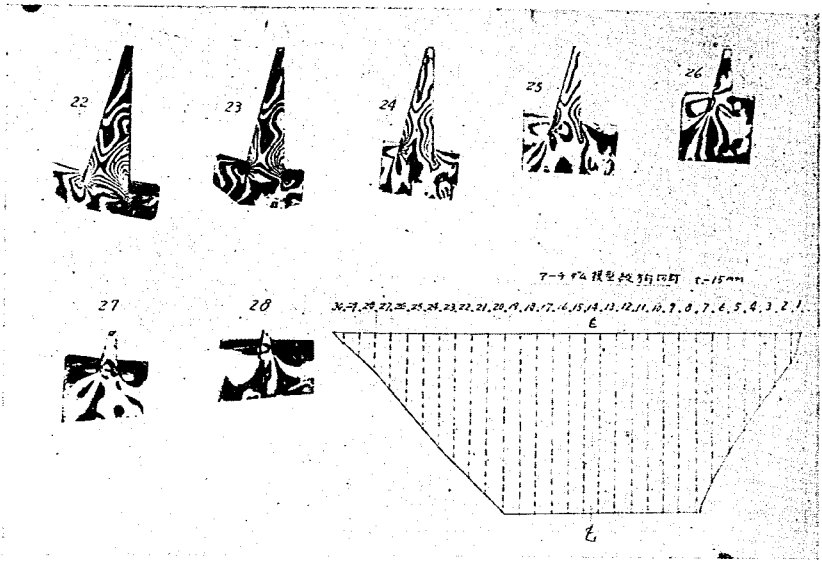
写 真—6—4



写 真—7—1



写 真—7—2



写 真—7—3

土壌コロイドに関する研究（第一報）

長野県茶臼山地亡り地帯土壌コロイドの化学組成について

建設技官　有　泉　　昌

（昭和 31 年6月）

目　　次

Ⅰ　緒　　言……（ 1 ）
Ⅱ　土の工学的性質と粘土鉱物について……（ 1 ）
Ⅲ　研究試料……（ 11 ）
Ⅳ　化学的組成，イオン交換容量，呈色反応等について……（ 17 ）

Ⅰ　緒　　言

著者りはすでに長野県茶臼山地亡地帯陸水の化学的性格について報告した。本報は土壌の力学的性質に関連する土壌コロイドの膠質学的研究の一部として，茶臼山地帯土壌コロイドの粘土鉱物について研究した結果であり，粘土鉱物は主としてハロイサイト，モンモリロナイト系であることを報告する。

なお土壌の土木工学的性質を理解するために膠質学がどの様な立場にあるかを述べ，これら化学的な土質土性の研究が土木工事施工と関連があり，将来有力な施工法を提出することを土木技術者が理解するために，土壌コロイドの構成物である粘土鉱物の結晶構造，結晶構造に基づく結晶表面の性質，および水の分子構造に基づく結晶表面上における水分子の配位状況，及びこれらの性質に基づく粘土一水系の土木工学的性質について概説する。

Ⅱ　土の工学的性質と粘土鉱物について

〔1〕 土壌コロイドの膠質学的性質と土壌の工学的性質

物質が微粉となり比表面積が大きくなるにしたがつて，その物質の性質は活性を帯び，物理化学的性質が顕著に変化し膠質性を持つに至る。すなわち 0.1μ 以下の粒子では明瞭な膠質性を示し，0.1～1.0μ の粒子では測定法によつては顕著な膠質性を認め難い。1μ 以上の粒子では鋭敏な測定法によつてのみ表面活性を測定することが可能である。これら表面活性粒子の集団を含有する土壌中に存在する土壌コロイドは，主として粘土鉱物と称される含水硅酸塩鉱物の一群であり，その結晶構造に基づく原子価の問題に関連して表面活性を持ち，1μ程度の粒子ですでに顕著な膠質性を示す。土壌コロイドの表面活性と水の分子構造に基づく双極子能率(Dipole Moment) とが土壌コロイドの膠質性を支配し，土壌の工学的性質に支配的な力を及ぼしている。

土壌の性質は次に述べる種々の要因により定まるとされている。

（1） 粘土鉱物の組成，含量，粒度

（2） 粘土鉱物以外の成分の組成，含量，粒度

（3） 電解質の含量，交換性イオンおよび水溶性塩類の種類と量

（4） 有機物の種類と含量

（5） 土壌の構造

これら要因の内イオン交換性，有機物および構造の問題は何れも粘土鉱物の構造性質と密接な関係を持ち，土壌の性質は結局は土壌コロイド中の粘土鉱物の膠質性を明らかとすることにより理解することができるとされている。

粘土鉱物の膠質性の研究は従来主として窯業工学分野の問題とされてきたが，その表面活性があらゆる化学工業に利用されるに至つて各分野の研究者により注目され，土木工学の分野においても土壌コロイドの粘土鉱物の性質と，土の土木工学的生質の関係が研究され，工事施工に関連して土の性質を変更改善することが試みられ，それらについての基礎的知見が集積され始めている。これらの問題については多数の研究報告があるがたとえば R.E. Grim[3], E.F. Preece[3], A.L. Johnson[4], H. Winterkorn[5] 等により相当詳細に概説されているので参照されたい。

粘土鉱物の膠質性と土の工学的性質の関係についての研究は，多くの専門分野の境界分野の問題であり，一分野の研究者をもつてしては充分な理解をうることは到底不可能のことである。鉱物学，物理学，化学，土質工学および土壌学を研究する人々の協力又は綜合研究を要し，近時この分野をたとえば "Geotechnics"[3] として独立した専門分野と考える人もいる。

〔2〕 粘土鉱物の結晶構造とその表面の性質について

土壌コロイドは H.B. Hendricks[6] 等が鉱物学的研究を行うまでは結晶質でないゲル複合体より成ると考えられていた。つづいて W.D. Kelley[7], G.E. Ross[8] 等のX線的研究により，土壌コロイド中に粘土鉱物が存在することが明確となり，各種土壌コロイドの粘土鉱物が次々に決定されて今日に至つている。一方硅酸塩の結晶構造も漸次明確となり，各種粘土鉱物についてもその構造が大体確定された。

粘土鉱物とは岩石の風化等のために生じた二次鉱物であり，微小な結晶を形成し通常の鉱物学的方法では研究し難い一群の鉱物を云い，化学的には含水アルミノ，硅酸塩であるが，立体構造的には Al-O 八面体と Si-O 四面体の共重縮合体であり，Fe または Mg 等が同像置換的に結晶格子中に存在している。粘土鉱物の結晶が大きく成長し得ないのは結晶格子中に生成する歪のためとされている。なお粘土鉱物ではないがギブサイト (Gibbsite) リモナイト (Limonite) 等のアルミナ，酸化鉄等の水化物又はアロフアン (Allophane) 等のゲル状物質も土壌コロイドの主要成分となる。

粘土鉱物はその結晶格子の相違により分類される。鉱物学的な分類等についてはたとえば須藤[9]の研究があるが，ここでは土壌中に一般に存在する粘土鉱物群の種類と理想的な構造式を簡単な形で示す。

カオリナイト属

カオリナイト	(Kaolinite)	$Al_2 \cdot Si_2 O_5 (OH)_4$
ハロイサイト	(Halloysite)	$Al_2 Si_2 O_5 (OH)_4$
加水ハロイサイト	(Hydrated Halloysite)	$Al_2 Si_2 O_5 (OH)_4 . 2H_2O$

ナクライト	(Nacrite)	$Al_2 Si_2 O_5 (OH)_4$
ディカイト	(Dickite)	$Al_2 Si_2 O_5 (OH)_4$

モンモリロナイト属

パイロフィライト	(Pyrophyllite)	$Al_2 Si_4 O_{10} (OH)_2$
タルク	(Talc)	$Mg_3 Si_4 O_{10} (OH)_2$
モンモリロナイト	(Montmorillonite)	$(Al^{5}/_{3}, Mg^{1}/_{3}) Si_4 O_{10} (OH)_2 W^{1}/_{3} nH_2O$
ノントロナイト	(Nontronite)	$Fe_2 (Al^{1}/_{3}, Si^{11}/_{3}) O_{10} (OH)_2 W^{1}/_{3} nH_2O$
バイデライト	(Beidellite)	$Al_2 (Al^{1}/_{3}, Si^{11}/_{3}) O_{10} (OH)_2 W^{1}/_{3} nH_2O$
サポナイト	(Saponite)	$Mg_3 (Al^{1}/_{3}, Si^{11}/_{3}) O_{10} (OH)_2 W^{1}/_{3} nH_2O$

W は Na, K 等を示す。

雲母属

ムスコバイト	(Muscovite)	$KAl_2 (Si_3Al) O_{10} (OH)_2$
絹雲母	(Sericite)	$Kx (Al, Mg)_2 (Si, Al)_4 O_{10} (OH)_2 nH_2O$
イライト	(Illite)	

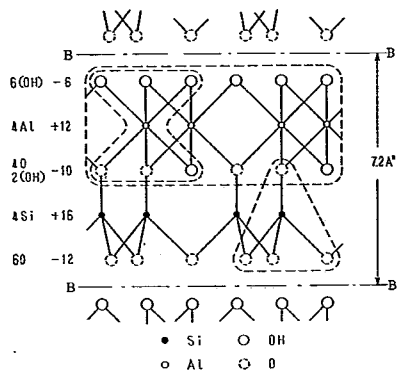
クロライト属

ペンニン	(Pennine)	$(Mg_5 Al) (Al, Si_3) O_{10} (OH)_8$
アメサイト	(Amesite)	$(Mg_4 Al_2) (Al_2 Si_2) O_{10} (OH)_8$
バーミキュライト	(Vermiculite)	$(Mg, Fe)_3 (Al, Si)_4 O_{10} (OH)_2 . 4H_2O$

次にこれら粘土鉱物群の結晶構造について簡単に説明を試み，表面活性出現の機構についてのべるが，その前に硅酸およびアルミナの結晶構造にふれておく。

硅素（Si）—酸素（O）の結合は正四面体の中心に半径 0.38 Å（以下にのべる原子の大さはそれぞれ比較値である）の Si 原子が位置し，四つの頂点に半径 1.32 Å の O 原子が位置する単位四面体構造をとり，化学記号で表せば $(SiO_4)^{4-}$ となり，原子価 4 の硅素は原子価 2 の酸素で飽和され，その反面酸素原子はそれぞれ 1 個の原子価を余しており，それらの静電的の力が単位四面体相互の結合の力となり，これら四面体が規則正しく空間的に配列して空間格子を造る。配列の様式により各種の硅酸の結晶構造が定められる。なお 4 個の酸素原子で包まれた空間には半径 0.30 Å の球が存在しうるのであるが，硅素原子の半径が 0.39 Å であるから酸素原子は互に密着してはいない。

アルミニュム（Al）—酸素の結合は正八面体の中心に半径 0.57 Å の Al 原子が位置し，6 頂点に半径 1.32 Å の酸素原子が位置する構造を取る。化学記号で表示すれば $(AlO_6)^{6-}$ となり，原子価 3 の Al 原子は原子価 2 の酸素原子層間に存在する。硅酸の場合と同様にこの八面体は余分の原子価を相互に共有し飽和して配列する。八面体が層状に広がり不飽和の原子価が水素原子で飽和されたものがギブサイト（Gibbsite）である。この八面体においても酸素原子が密着すれば中心に半径 0.55 Å の球が存在すべきだが，Al 原子はこの球より大きいので酸素原子は密着してはいない。



図—1 カオリナイトの構造

なお Al 原子は四面体中の Si と置換したり，Fe または Mg 等が八面体の Al と置換することがある。このような場合には原子価が飽和されないので荷電したり，単位格子中に歪を生じたりする。

（1） カオリナイト属の構造

カオリナイトは硅素酸素四面体が平面的に広がった硅酸層と，アルミニュウム酸素八面体が平面的に広がったギブサイト層が縮合した図—1に示すような結晶構造を示し，相隣れる単位結晶表面には四面体のOと八面体のOHが存在し，両者の間に水素結合力が存在しこの力で単位結晶が積み重なっている。したがってこの間には他原子が潜入することはできない。カオリナイト層は電気的には中性であるから硅酸層およびギブサイト層は活性を持たない，しかしカオリナイト層の表面，この面に平行でない劈用面または頂点，稜では原子価は飽和されていないで吸着またはイオン交換性等の活性を示す。したがって結晶粒が小さいかまたは結晶度が充分でないときは活性度が増大する。

加水ハロイサイトは硅酸層とギブサイト層間に水が配位している構造を取る。換言すれば $Si_2O_5(OH)_2$ と $Al_2(OH)_6$ 層の重り合った構造であり，その厚さは 10 Å である。加水ハロイサイトは 100°C 以下でも脱水してカオリナイトと同じ構造であるハロイサイトとなるが，まだ少量の水を残し，また結晶構造中に歪を残している。

ナクライト，ディカイトはカリナイト構造と同じであるが単位格子の重なり方が多少相違するだけである。

この外 SiO_2/Al_2O_3 が 2 より相当程度離れたものも存在するがそれらの構造はよく知られていない，またカオリナイト属としてアロファン（Allophane）があるが，ゲル混合物であり結晶性ではなく，ハロイサイト等の生成過程における中間物質と考えられている。これらカオリナイト属鉱物の内ではカオリナイトのみが表面活性について多少知られているに過ぎない。

しかし一般に土壌中に存在するカオリナイト属鉱物はカオリナイト，加水ハロイサイト，ハロイサイトおよびアロファンである。

（2） モンモリロナイト属の構造

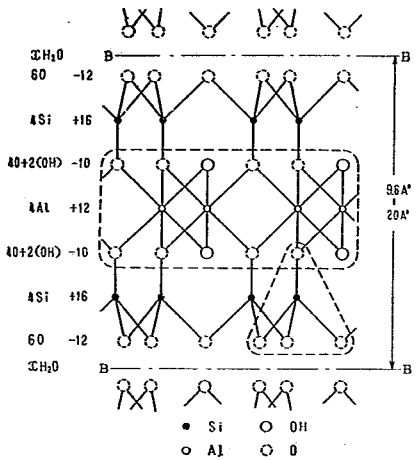
モンモリロナイト属は硅素酸素四面体層間にギブサイト層がはさまれた図—2 に示すような結晶構造を持つ。この構造では単位結晶界面にはそれぞれ硅素四面体の酸素が存在し，カオリナイトにおけるような水素結合を持たない。したがって相隣れる二つの単位結晶間にはほとんど結合力はなく，僅かに格子表面に水の双極子が配位しているに過ぎない。この水分子は厚さが数分子以上あり，外囲の状況によりその厚さを変えるので格子間の距離は乾燥時の 9.6 Å から 20 Å に達する。すなわちベントナイトの膨潤現象である。ある種の有極性有機物によつては 30 Å に達する場合もある。

図に見られるような理想的構造はパイロフィライトが示すのであり，格子の内部において原子価は満足されて

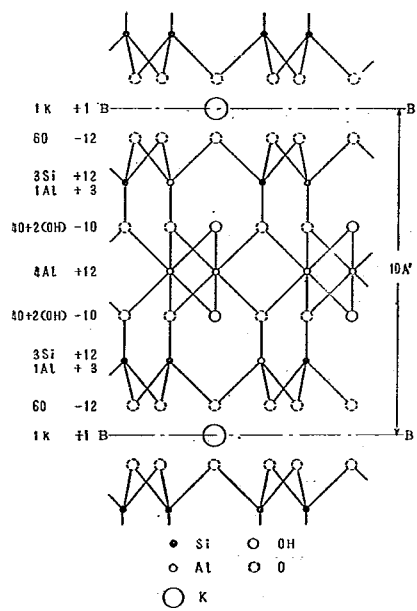
電気的には中性である。しかしカオリナイトと同様に劈開面や稜は表面活性を示す。

パイロフィライトの硅酸四面体層中の Si は Al と同像置換を起し，また八面体中の Al は Fe, Mg 等と置換する。天然にはこのような置換を起した鉱物が多数存在する。モンモリロナイト属にこの置換が起ると原子価は完全には満足されないのでこれら鉱物は帯電するに至る。帯電した鉱物粒子の周囲には静電場が生じ，周囲に存在する電解質を解離させたり，または反対荷電イオンを吸引しやすくなり，その表面に電気二重層を造る。すなわち表面活性を顕著に示す。

モンモリロナイト属中のモンモリロナイトは結晶格子の中間層であるギブサイトの八面体中の Al が一部 Mg で置換された，すなわち $Al^{+++} \rightleftarrows Mg^{++}$ の置換が行われた場合であり正電荷が不足しており負に帯電する。モンモリロナイトは上記の置換反応の外に硅酸四面体の Si が一部 Al で置換されたり，Al が Fe または Ti で置換される場合もあり，それらの程度によって帯電の状況に相違がある。バイデライトは主として Si^{++++} に対して Al^{+++} の置換が行われた場合であるが，この外に Fe^{+++}, Fe^{++}, Ti Mg が Al と，また Al が Si と置換して負に帯電し，その程度の相違により表面活性の程度が異なる。ノントロナイトは Al^{+++} に対して Fe^{+++} の置換が行われた場合であり，このままでは帯電しないがその外に一部には Al と Si の置換または Al と Fe^{++}, Mg の置換が行われているために帯電する。サポナイトは主として $2Al^{+++}$ に対して $3Mg^{++}$ の置換が行われており，外に一部に Si と Al の置換または Mg と Fe の置換等のために帯電する。結局モンモリロナイト属では置換反応の種類およびその程度の相異によって化学組成または帯電状況が順次



図—2　モンモリロナイトの構造



図—3　イライトの構造

変化している。

一般に土壌中に見られるモンモリロナイト属はモンモリロナイト，バイデライトおよびノントロナイトであり，何れも1μよりはるかに小さい薄い板状結晶として認められている。

（3） 雲母属の構造

雲母属の理想的の組成はムスコバイトにより示される。ムスコバイトの K^+ が順次 H^+ で置換されてセリサイト，イライト等一連の鉱物郡を生じる。その結晶構造は図—3 に示す様にモンモリロナイト郡に似た珪酸四面体層間にギブサイト層がはさまれた共縮合構造を有し，Si^{++++} に対して Al^{+++} の置換による負荷電は結晶格子外面に存在する K^+ で飽和され，相隣れる結晶格子はそれぞれ K^+ を共有して結合し層状に積み重なつている。したがつて格子内では原子価はすべて満足され電気的には帯電していないが，ギブサイト層のAlは一部Fe, Mgで置換されている。この場合でもMgは八面体内の空位に配位し $2Al^{+++}$ に対して $3Mg^{++}$ の置換をするので帯電状態に変化を来さない。この郡も置換反応の種類およびその程度の相違により化学組成は順次変化する。このような構造をしているのでイライト等の性質が定まり，単位結晶の結合は比較的強固であるから水分子等は格子間界面には侵入することができない。したがつてモンモリロナイトに比べれば膨潤せず，塑性を欠き乾燥収縮も大きく，イオン交換能も余り大きくなく，表面活性度も小さくまた結晶粒子も割合に大きい。

イライトは堆積岩の主成分であることもあるが，土壌コロイドの主要成分をなす場合も多いことが知られており，セリサイトも時に土壌中に見出されている。

ムスコバイトで Al^{+++} に対して Fe^{+++} の交換が行われた場合はビオタイトが生じ，セクサイトおよびイライトに上記の交換が行われた場合はセラドナイトおよびグラウコナイトを生じる。

（4） クロライト属の構造

クロライトは複雑な構造を持ち，同型置換をするイオンの数が甚だ多い。クロライトの構造はタルクの構造より導き出されると考えられる。Si-O 四面体において Si^{++++} に対して Al^{+++} (Fe^{+++}) の置換が行われ，同時に Mg^{++} に対して Al^{+++} (Fe^{+++}) の置換も行われて電気的に中性を保ち，パイロフィライト等の三層格子間にギブサイト層またはブルサイト層がはさまつた構造を持つ。土壌コロイド中にもしばしば存在しているが，それらの膠質学的性質はよく知られていない。

上に土壌コロイドを構成する主要な粘土鉱物の骨組を述べたのであるが，これらの内二種の鉱物がその結晶底面を平行にして繰り返して互層している場合がある。これら鉱物は混合層鉱物と云われている。混合層鉱物がどれ程一般に存在しているかは明らかにされていないし，またそれらの膠質性も知られていない。

なお土壌コロイド中には上記粘土鉱物以外にギブサイト，リモナイト，ゲータイト，石英，クリストバライト方解石等の諸鉱物も存在し，またアルミナゲル，シリカゲルが存在する外に有機コロイドも存在する。しかしこれら物質の膠質学的性質が明らかでない場合が多い。

〔3〕 粘土鉱物—水系の性質および粘土粒子間に作用する力について

粘土鉱物の表面活性と水の分子構造，および粘土鉱物粒子間に作用する力が土壌の土木工学的性質と密接な関係のあることはすでに触れておいた。ここでは粘土鉱物の表面における水の配位状況を説明し，さらに粒子間に

作用する力について説明を試みる。

水は H_2O とされるがその分子構造は単純ではない。水分子一個のみについては酸素を頂点とする二等辺二角形の頂点に二個の水素原子が各々位置する構造を取り，頂角は 104°31′ であり，酸素水素間の距離は 0.957 Å となつている。酸素は負に帯電し，水素は正に帯電するので正負荷電の中心は一致しない，すなわち電気的双極子能率を持ち，その値は 1.83×10^{-18} e.s.u. である。このために二個以上の水分子が集つたときは相隣つた分子の酸素水素原子間に結合力が生じ，この水素結合力により水分子はある秩序を持つた配列を取る。勿論荷電した粒子，イオン等に対しても水分子が配位する。

粘土鉱物はすでに述べたモンモリロナイト部のようにその構造上すでに帯電しているものもあるし，イライト部のように結晶表面にKイオンを露出しているものもある。更に他の劈開面には遊離の原子価を残し荷電するのであり，この場合は結晶構造に基づくのではないが頂点，稜，面の順に不飽和性が大きく，この傾向は粒子が小さい程大きくなる。すなわち粘土鉱物が帯電するのはその構造に基づく場合と粒径の小さいことに基づく場合がある。粘土鉱物の荷電以外に鉱物が珪素酸素四面体の酸素層を露出して水と接し，その表面に水素結合による水分子を配位させることのために，粘土鉱物の表面には水分子の膜が累積される。これらの事実こそ土壌—水系の性質を膠質学的に取り扱う必要のあることを示す。

荷電した粘土鉱物が水溶液中に存在すると，液中に解離している塩類のイオンを選択的に吸着し，吸着イオン層を造り，反対荷電を有する吸着されないイオン層との間に電気二重層を造る。一方の層である吸着イオン層はイオン及び配位した水双極子の固体層と考えられ，その厚さはイオンによりまた電場の強さにより異なる。他方の層は固体層とは反対の荷電を持つ。この二重層界面には界面電位差（ζ電位と云う）が存在する。吸着されたイオンは交換性を持ち，例えば $2Na^{+}\rightleftarrows Ca^{++}$ のように吸着されたイオン層内でイオンの種類を変えることができる。イオンはその周囲に水を配位させる，すなわちイオンは水和されており，イオンの種類によつて吸着イオン層の厚さが変り，ζ電位は増減する，結局粘土鉱物が水と接すると水中に存在する電解質の種類，および粘土鉱物の荷電の状況によつてその表面に水層を持つ程度が異なる。このことは粘土鉱物の水和性の異なることである。したがつてイオン交換性が大きく，吸着イオンの水和性の大きい場合には粘土鉱物の水和の程度は大きい。この粘土鉱物の水和度は基本的にはすでに述べた鉱物の結晶構造に基づくのであり，モンモリロナイト属は水和度高く，カオリナイト属は水和度が低い。水和性は水—粘土系の吸水性，膨潤性，粘度，分散性，安定性およびテイキソトロピー性等と直接に関係し，結局は水—粘土系のコンシステンシと密接に関係する。

次に土の粒子間に作用する力について Lambe[10] の説明を簡単にのべる。

土を構成している粒子および水の間ではどのような力が作用しいるのであろうか。原子間に作用する力については化学結合論として相当精密に取扱うことができ，結合力は 50～200 kcal/g 分子程度であり，その力の作用する距離は 1～2 Å 程度とされる。しかし吾々が土の粒子間は作用する力について考える場合は分子内の力ではなく分子外域に於ける力である。すなわち引力としては Van der Waals 力または水素結合力である。前者は 0.5～5 kcal/g 分子程度であり 5 Å以上の距離で作用し，後者は 5～10 kcal/g 分子程度であり 2～3 Å 程度の距離で作用する。

Van der Waals 力は電気能率の存在のために生じる。分子は電気的に中性でもある時間の平均に於ては正荷電の中心と負荷電の中心は一般に一致しない，したがつて電気双極子を持ち，双極子能率を持つ。すでに述べた水分子等はこの好例であり，永久双極子を持つ。水分子のように永久双極子を持つ分子が電場に置かれた場合は，その電気双極子のために分子間に電気的力が作用し合うて一定方向に配列する。一方永久双極子を持たない分子でも電場に置かれた場合は分子内で電荷の分布に変化を生じ，すなわち偏極して誘起双極子能率を持つに至る。また分子を構成する原子の持つ電子は常に振動しており，その位置を変えているので一時的には双極子を持ちうるので，そのためにも分子間引力を生じうる。水分子間の力を例にとれば永久双極子によるものが全部の約 80 % に達し，一時的双極子によるものが約 20 % 程度とされている。

分子間に作用する引力 (F) はその距離 (r) を函数であり，イオン間の引力の場合は $F=f(1/r^2)$ であり，イオンと双極子間の引力は $F=f(1/r^3)$ であり，一時的双極子間の引力は $F=f(1/r^7)$ である。

土を構成する粒子および水の間で相互に作用する力は引力のみでなく斥力も存在する。ここでは土の水中における懸濁液について考えて見る。すでに述べたように土の粒子特に粘土分は負に帯電している。したがつてその周囲に静電場を持ち，その粒子より定まつた距離には一定のポテンシヤルがある。そのエネルギー(Er)は荷電粒子からの距離 (r) の函数であり，Er は e^{-r} に比例する。同一符号の荷電粒子の間では Er は斥力となる。一方粒子間にはクーロン力 (Ea) が作用し，その距離 (r) の函数であり，Ea は $1/r^2$ に比例する。結局粘土がともに負に荷電した粒子として存在するときは一般には，粒子はある r の値で極小のポテンシヤルエネルギーを持ち安定する。しかしこの平衡距離は熱運動のためにも変動し，荷電量によつてもまた水中のイオン濃度によつても変動し，粒子は凝固したりまたは懸濁液として存在する。土における粘土結晶片のような場合には Ea は異つた粒子上の力を及ぼし合うすべての原子間の Ea を積算した値であり，模型的に考えた二原子間の Ea が r の増加と共に減少する割合よりはるかに徐々に減少することが明らかにされている。

上に粒子間に作用する力について簡単に述べたのであるが，次に粘土，水より成る土についてそれらの間に作用する力について要約して見る。

Van der Waals 力は粒子間の距離が小さくなると急に大きくなり，この力はある種の土については唯一のものである。

水素結合力は粒子表面の H^+, OH^- 間の力であり，微小粒子間に於て作用する。たとえばカオリナイト層間の結合力等である。

陽イオン結合力は粒子が負に荷電しこれを中和しようとする陽イオンを共有し，陽イオンの橋を造る結合力であり，たとえばすでに述べたイライト単結晶間に存在する。

双極子一陽イオン一双極子間の引力は余り大きい力ではないが離合離れた所でも作用し，たとえば粒子の表面に水の双極子が存在し，これらの二つの粒子が陽イオンを共有して結合する場合である。

イオン結合力は原子結合の場合と同様であり，たとえば結晶の面，稜，頂点等で露出される Al, Si 等の原子が酸素を共有して相互に結合する場合である。

水双極子結合は水双極子が荷電しない粒子の間に横に配列している場合である。

今まで述べた力は粒子間の引力であつたが斥力も存在する。斥力の内主要なものはすでに述べた同一符号に荷電した粒子間の電気的反発力である。この外に交換性イオンを持つ粘土粒子がその表面に陽イオンを持つために，それらが接近すると両者の間に電気的反発力が生じる。しかしこの陽イオン自体は粒子の負荷電と電気的には中和しているので，この斥力はそれ程大きいものではない。

以上のべたように土の粒子間には種々の力が存在するのであるが，粒子間の距離が結合力と密接な関係がありこの距離を短くすることにより結合力を増すことが可能である。土を圧密することにより土の膠着力を増すこともできるし，乾燥による収縮によつても膠着力を増すこともできるし，また堆積岩の生成は人為的に加えうる力をはるかに超えたものである。

〔4〕 粘土の表面化学的性質と土の工学的性質について

すでに土の表面化学的性質を説明したが，土の工学的性質の現出機構を膠質学的にいかに説明するかを数例について示す。

まず土の重要な工学的性質の一つである塑性性状を粘土一水系の表面化学的性質として説明する。Grim[11] は土壌コロイド中の粘土鉱物は板状晶として重なり合い，頁が重なり合つて書物が出来るように考えている。この書物の各頁の上に水が層状に配位して広がる。配位した水分子は液体よりむしろ固体の性質を示すが，分子層が厚くなるにしたがつて外側の水分子は液体の性質を示すに至る。水分子を配位させる力は粘土鉱物の表面の構造に基ずくのであるから，表面よりある程度離れると配位する力は弱くなる。粘土鉱物表面上の吸着イオンや分子は配位水分子層の成長を妨げるので，表面よりある距離をおけば水分子は配位せず液体である。配位した水分子は表面より成長してその前後の頁上の固体吸着水層に達する。この固体水層は粘土鉱物の単位晶である書物の各頁を結合させる。しかし更に水量が多くなると水の配位層は厚くなり，その外側の水分子は配位する力は小さくなり順次液体の性質を持つに至り，結晶面間の潤滑作用を示すようになる。この考え方によれば，粘土一水系に見られる塑性は僅かに潤滑作用を示す程度のごとく少量の液状水が結晶面間に存在する場合であり，更に多量の水が存在すれば液状を示す。したがつて当然この経過は概して不連続的に少量の水の増加で起る。塑性を示すに要する水量より少量の水では塑性を示さず，少量の水を加えて塑性を示す場合でも多少の時間を要するのが普通である。このことは水分子の配位に時間を要することに基ずくとされている。

粘土鉱物の Atterberg 恒数は当然次のように考えられ，これらのことは実験的にも認められている。すなわちカオリナイトおよびイライトはこの恒数が大体同程度でありしかも小さい値であり，L.L. は特に小さい。モンモリロナイトは特に大きい。モンモリロナイトの P.L. はカオリナイトおよびイライトの約3倍であり，モンモリロナイトは特に交換性イオンに敏感であり，例えば Na^+ を有するものの L. L. は Ca^{++} を有するものの 5～6 倍であり，カオリナイト等の約20倍に達し，塑性性状は異常である。また約5％のモンモリロナイトを有するカオリナイトは P.L. が余り影響を受けないにかかわらず L. L. は著るしく影響をうけ，P. I. は約5倍に達するとされる。

Baver[12] によれば粒径の等しい膨潤性および非膨潤性の土の P. L. を考えれば，前者の方が大きいことを示し，P.I. については両者が大体同一値を示すことを予想している。また粒径が小であれば P. I. は増加する。

すでにのべたように粘土鉱物が大体板状晶であることは，粒子の配位が比較的弱い力で行われるが一度配位が起ればこの構造を破壊するのに強い力を必要とし，平行した粘土鉱物面間の凝集力は接触面積の平方根に比例し，面間の水分子膜の厚さに反比例することを示している。

Winterkorn[13] は交換性イオンの種類の相異についてのべている。すなわちパイデライトを主要粘土鉱物とする Putnam 土壌は H, Na, K, Mg, Ca, Al 等を交換性イオンとする場合には，P.I. はイオンの種別により殆んど変らないが L.L. は著だしく変動し，Na を持つものが L.L. が最も大きいことを示している。

Hogentogler[14] は粘土鉱物と砂の混合物について P.I. を研究しており，また Atterberg は板状晶をである粘土鉱物が可塑性を示すのに対し，石英または長石等の粉末は可塑性を示さないと述べている。

土の構造は粘土鉱物の種類により支配される。Petersor[15] はカオリナイトは板状構造を造り，モンモリロナイトは塊状構造を造るとする。Russell[16] は土の構造が粘土の荷電量，交換性イオンの別，イオン交換量，および接する液体の分子構造により定まることを示している。

この外土の工学的性質と交換性イオンの関係については Baver[17] Sullivan[18] の研究があり，また土の工学的性質に影響を及ぼす表面化学的性質について Winterkorn[19] の研究等もあり，膨潤性[20] および透水性と粘土鉱物についても多数の研究がある。

さらに Gradwell[21] はアロファンが比表面が著るしく大きく，多量の吸着水を有し，緩徐に可逆的ゲル化する性質を持つことを認め，この粘土を有する土は圧密されやすく，空隙比が大きく，L.L. も大きく，圧縮率も大きいことを示している。

土の安定性についての重要の性質である剪断力に関する Grim[22] の表面化学的解釈を次に簡単にのべる。粘性土の剪断抵抗は粘着力に支配され，粘着力はコロイドを構成する粒子表面が一定の厚さの水皮膜で覆れたとき最大となり，それより厚くてもまた薄くても小さくなる。さらにこの一定の厚さはコロイドの表面化学的構造により特有の値であり，この特有値が大きい程粘着力は大きい。したがつて粘性土が圧密されると粘土粒子は漸次接近し，ついにその粘土に特有な一定値に達し，すなわち一定の含水量に達して最大粘着力をうるに至る。モンモロナイトを例にすれば Ca—粘土は 12 Å，Na—粘土は 9 Å の水皮膜を持ち，交換性イオンの相異によつて最大剪断抵抗を与える水量が相異する。また粘着力を最大とするように締め固めると，含水量は少くなり比重も小さくなるので，剪断抵抗も大きく比重も大きくするためには AASHO 比重の少くも 100 % まで締め固め，次で乾燥しなければならない。

さらにコロイドのζ電位が高いと粘土粒子はそれぞれ独立に行動するので充分締め固めうるが，ζ電位の低い場合は粘土粒子は団粒化し締め固めは充分ではないとされる。

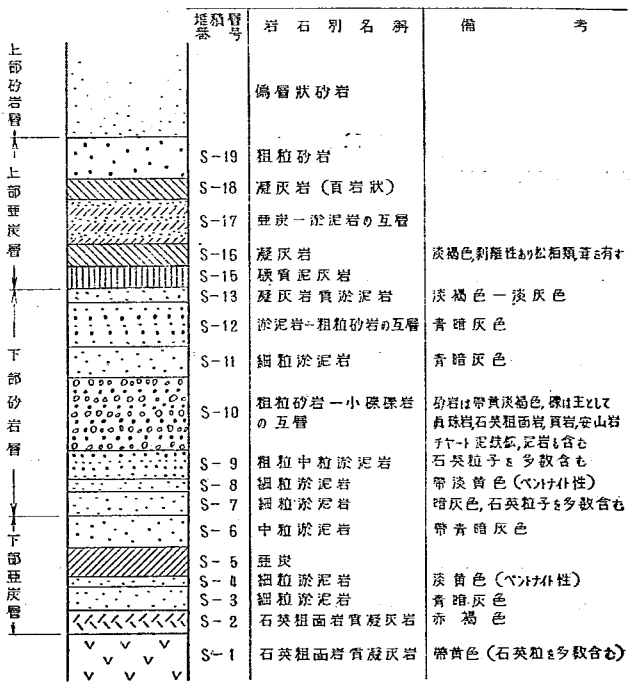
近時化学的土壌安定法[23][24][25]についての研究および施工例が多く報告され，凝集剤，分散剤，防水剤，製離防止剤等の利用が実施されているが，これらは何れも粘土と水との界面現象の基本的研究の重要性を示すものである。

なお土木工学的視野からではないが，粘土—水系の流動学的性質が素木[26] により研究されている。

Ⅲ　研究試料

岩石または土壌中の粘土鉱物について研究する場合は，それぞれ与えられた試料そのままについて，粘土鉱物の濃縮している部分例えば200番篩通過分について，また1μ以下の粒子について研究する必要があるが，コロイド成分である粘土鉱物群を識別するためには試料として1μ以下の粒子を選ぶ必要がある。本研究では分離されたコロイドについて粘土鉱物決定の各種方法を実施した他に，例えばボーリング試料等多数の試料については200番篩通過分についての示差熱分析のみを実施した。

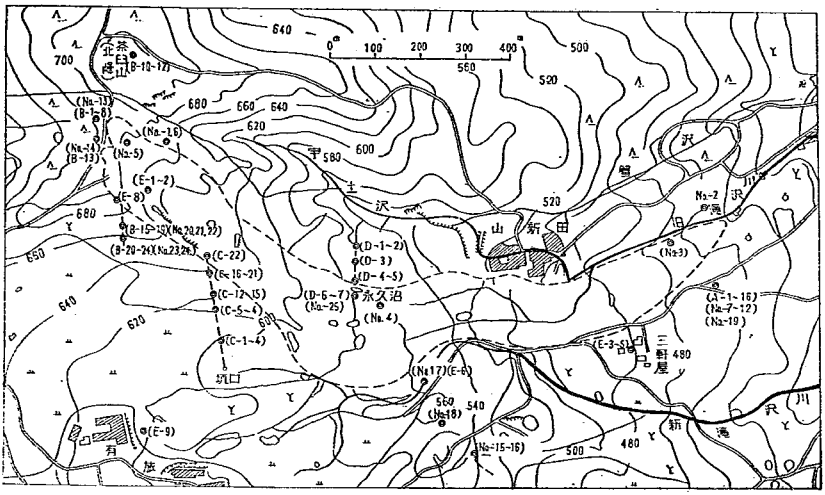
茶臼山地帯の地質については小野寺[27]等，芥川[28]の報告があり，また土質については福岡[29][30][31]の報告がある。この地帯の地質は甚だしく複雑であるが凝灰岩質石英粗面岩である基盤上に小川層が存在し，その上部に集塊岩状礫岩が存在するような構造とされる。現在の地ごりと関係あるは小川層であり，上部砂岩層，上部亜炭層，下部砂岩層および下部亜炭層より成る。小川層の現出状況は山頂付近の試錐および調査結果によれば図—4 に示す如くであり，試料を分類する必要上著者は便宜的に S—1～19 の堆積層番号を付した。なお試錐は昭和 23 年以



図—4　地上地帯小川層岩層略図

降当所砂防研究室長福岡正已により実施され，試料は主として同氏より提供された。

試料採取地を図—5 に示す。



図—5　試料採取点略図

〔1〕 コロイドを分離した試料

No—1

地辷地帯北東縁に露出する辷り面であり，下部亜炭層（S—4）に属するベントナイト質淡泥岩であり，飽水すれば多少の膨潤性を示し“茶臼山ベントナイト”とも云れている。極微粒子は一部流亡している恐れがある。

No—2

山新田部落東方地辷り地帯外のリンゴ畑の表土であり，“茶臼山赤土”とも云い，基盤は石英粗面岩であり緑泥石化を受けた部分もある。

No—3

地辷地帯泥流尖端部に見られ，攪乱作用をうけた青色細粒シルトであり，“茶臼山青粘土”とも云う。空中で乾燥すれば褐色化する。

No—4

エスカレーター地帯[29]の終端部永久沼の下流側で，永久沼を通り抜けた土が凸出した基盤により再び持ち上げられて崩れ落ちる部分で採取した黒色の“ベントナイト”質淡泥岩である。“茶臼山黒色ベントナイト”と云われている。

No—5

小川層下部砂岩層 (s—12) に属し，暗灰色細粒淡泥岩にはさまれた“ベントナイト”質細粒淡泥岩であり，北

峯および南峯鞍部下方に断崖面を露出し層状を示している。

No—6

No—1 の下方にある褐色“ベントナイト”質淤泥岩であり下部亜炭層（S—2）に属する。

No—7

一軒屋前小林敏氏リンゴ畑試錐試料である。深度 11.25～11.30m の砂をふくんだ青粘土であり，後述するA—5 試料に該当する。

No—8

No—7 試料の下方で深度 16.05～16.15m の細粒淤泥岩であり，膠質粘土である。A—10 試料に該当する。

No—9

No—8 試料の下方で深度 16.15～17.75m の礫質膠質粘土であり，下部亜岩層に属すると推定される細粒淤泥岩である。A—10 試料に該当する。

No—10

No—9 試料の下方にあり，深度 19.60～19.65m の粘土質砂である。

No—11

No—10 試料の下方にあり，深度 21.30～22.65m の膠質粘土である。下部亜炭層に属すると推定される。A—13 試料に該当し，今回の地辷り面と考えられている。

No—12

No—11 試料の下方にあり，深度 26.95～27.00m の青色膠質粘土である。A—15 試料に該当する。

No—13

茶臼山南北峯鞍部通路傍での試錐試料であり深度 35.24～37.40 である。下部亜炭層（S—6）に属する。後述するB—7 およびB—8 試料にはさまれている。

No—14

No—13 試料を得た近辺で手堀観測孔中で地辷運動を観測した際見出された辷り面である。表面より 1.50～4.45m に砂質および粘土質層の互層があり，その下方に約 5cm の紫色膠質粘土があり，その下方に約 25cm の紫色頁岩があり，この粘土層を境にして上方の土が辷っている。

No—15

現地辷の屈曲点から南東約200m の地点に 1947 年初夏より小規模の地辷が起り“茶臼山の子分”とも云われている。この地辷りの辷り面と見られる灰白色淤泥岩であり，多少の膨潤性を示す。下部亜炭層に属すると考えられる。

No—16

No—15 試料より下方約2m褐色の粗粒淤泥岩である。

No—17

地辷り地帯屈曲部の滝沢川の谷に見られる流紋岩の風化したものであり，多少の膨潤性を示し，流紋岩の構造

を残している。

No—18

新崩壊地上方にある亜炭採掘坑の奥に見られる帯水層を形成する軟質砂岩である。

No—19

No—7 試料の上方の青色粘土であり，表面よりの深さは 10.5m である。

No—20

有旅頂上排水トンネル予定線にボーリングしてえた粗粒淡泥岩であり，B—15 試料の上部に該当し，上部亜炭層に属する。深さは約2m程度である。

No—21

No—20 の下方の帯暗灰色淡泥岩であり，深さは約8 mである。

No—22

No—20, 21 と同地点で深さ 29m でのボーリング試料であり，緻密青色の細粒淡泥岩である。

No—23

No—20, 21 ボーリング孔よりトンネル起工予定点側に約 100m 離れてボーリングしてえた帯暗灰色淡泥岩であり，礫を含有し，上部亜炭層に属すると推定される。深さ約5mである。B—21 試料に該当する。

No—24

No—23 と同地点で深さ約 20m でのボーリング試料であり，石英の多い粘土質砂であり，細粒淡泥岩である

No—25

宇土沢と不動池線上でのボーリング試料であり，D—7試料に該当する。不透水層を形成する緻密な青色粘土であり，石英粗面岩の組織を残している。

No—26

共和村役場北方約 2km で現在稼行されている小松原ベントナイトであり，小川層下部に存在する石英粗面岩の風化により生成されたとされる。

〔2〕 A試 料（表—1）

昭和 22 年 10 月4日（1947）に始まった三軒屋東方約300m の小林敏氏リンゴ畑の新龜裂地辷調査のため実施した試錐試料である。試錐した結果では 16～17m 層，21～23m 層および 26～30m 層に膠質粘土層があり今回の地辷りは 21～23m 層に辷り面を持つと推定されている。試料の属する地質，土性等については表—1 に示してある。山頂で観察される地層別の細分を本試料に便宜的に適用した。

A試料は福岡[29]の報告による Bo—3 試錐試料である。

〔3〕 B試 料（表—2）

B試料は何れも地辷り地帯西北端部の試錐試料である。茶臼山南北峯鞍部の通路傍で標高 686m の地点での試錐試料，すなわち福岡[29]による Bo—6 試錐試料を主とするが，この地点近傍の柳沢直作山林内の Bo—5 試錐試料および手掘孔内で観測した辷り面試料をふくむ。これらの試錐の結果，余り乱されていない小川層の堆積状

表—1 A試料（一軒屋前小林敏氏リンゴ畑試錐試料）

試料番号	深さ（m）	地質		土性名称	備考
		地質名称	地層		
A—1	1.65～3.10	粗粒砂岩	下部砂岩層S—10	粘土質砂	褐色
2	6.40～6.45	粗粒砂岩	下部砂岩層S—10	粘土質砂	褐色，褐鉄鉱をふくむ
3	8.75～9.30	粗粒砂岩	下部砂岩層S—10	粘土質砂	石英粗面岩礫をふくむ
4	9.30～10.60	中粒凝泥岩	下部砂岩層S—9	粘土質砂	青色
5	10.95～11.25	中粒凝泥岩	下部砂岩層S—9	粘土質砂	青色
6	12.60～12.65	細粒凝泥岩	下部砂岩層S—7	粘土	青色
7	12.65～13.90	細粒凝泥岩	下部砂岩層S—7	粘土	青色，石英粒亜炭小片をふくむ
8	13.95～15.45	中粗凝泥岩	下部亜炭層S—6	粘土質砂	青色，石英雲母をふくむ
9	16.05～16.15	細粒凝泥岩	下部亜炭層S—6	膠質粘土	ベントナイト状
10	16.15～17.75	細粒凝泥岩	下部亜炭層S—6	礫質膠質粘土	青白色
11	18.25～19.25	中粒凝泥岩	下部亜炭層S—6	粘土質砂	青砂，石英砂をふくむ
12	21.30～22.65	中粒凝泥岩	下部亜炭層S—6	膠質粘土	青白色
13	22.65～23.15	中粒凝泥岩	下部亜炭層S—6	粘土質砂	青色，流紋岩礫あり
14	25.50～26.95	中粒凝泥岩	下部亜炭層S—6	砂質粘土	青色，石英安山岩小礫をふくむ
15	26.95～27.00	中粒凝泥岩	下部亜炭層S—6	膠質粘土	青色
16	30.15～30.20	細粒凝泥岩	下部亜炭層S—4	膠質粘土	青色，安山岩の小礫をふくむ

表—2 B試料（茶臼山山頂部試錐試料）

試料番号	深度（m）	地質		備考
		地質名称	地層	
B—1	7.55～8.75	凝灰岩質凝泥岩	下部砂岩層S—13	B-1～B-8は鞍部道路傍試錐試料[29]（Bo—6）極めて緻密な地層（23. 9. 14～23. 10. 2）
2	19.20～20.78	凝泥岩—粗粒砂岩互層	下部砂岩層S—12	亜炭薄片をふくむ
3	20.78～21.43	細粒凝泥岩	下部砂岩層S—11	青暗灰色
4	24.94～27.38	粗粒—中粒凝泥岩	下部砂岩層S—9	軟弱な層，青粘土
5	27.88～28.13	細粒凝泥岩	下部砂岩層S—8	極めて緻密な地層
6	28.13～29.45	細粒凝泥岩	下部砂岩層S—7	緻密な地層
7	30.64～32.04	中粒凝泥岩	下部亜炭層S—6	—
8	39.12～40.89	細粒凝泥岩	下部亜炭層S—3	—
10	13.20～13.60	亜炭	下部亜炭層S—5	茶臼山北峰頂上　柳沢直作山林内試錐孔（Bo—5）[29] 亜炭を交える灰紫黒色粘土
11	14.97～15.32	細粒凝泥岩	下部亜炭層S—4	同上　膠質粘土赤褐色を示し石英質を含む
12	17.56～18.18	細粒凝泥岩	下部亜炭層S—3	同上　石英粗面岩質凝灰岩
13	—	細粒凝泥岩	—	Bo—6地点の近傍で手掘孔（4m）中で観測した亡り面
15	約5	帯暗茶灰色凝泥岩	上部亜炭層	礫をふくむ粘質砂　Bo—14[29]　Co—2
16	6.6～	帯暗灰色凝泥岩	上部亜炭層	亜炭片をふくむ　Bo—14　Co—3
17	約12	帯暗灰色凝泥岩	上部亜炭層	亜炭片をふくむ　Bo—14　Co—4
18	約22	細粒凝泥岩	上部亜炭層	石英の多い粘土質砂　Bo—14　Co—5
19	28.85～	細粒凝泥岩	上部亜炭層	緻密，青色　Bo—14　Co—6
20	約2	帯灰色表土	上部亜炭層	砂質粘土　Bo—13　Co—2
21	約5	帯暗灰色凝泥岩	上部亜炭層	緻密，礫をふくむ　Bo—13　Co—3
22	約12	細粒凝泥岩	上部亜炭層	亜炭片をふくむ，帯水層となる　Bo—13　Co—4
23	約20	細粒凝泥岩	上部亜炭層	石英の多い粘土質砂　Bo—13　Co—5
24	—	細粒凝泥岩	上部亜炭層	——　Bo—13　Co—7

況を知ることができる。Bo—5 試錐結果では約 13m に亜炭層があり，その下方に 1.2m の厚さの灰紫色膠質粘土層があり，更にその下方に 1.4mの厚さの淤泥岩がある。この下方は石英粗面岩質の凝灰岩であり，基盤となつている。

B試料にはこの外有旅頂上排水トンネル予定線上に隧道起工点と一本松を結ぶ線上に実施された試錐試料がふくまれている。すなわち福岡[29]の報告による Bo—14 および Bo—13 試料であり，起工予定地点からの距離は約 175m（標高 654m）及び 80m（標高 637m）である。深度 13m に約 10m の厚さの粘土まじり青砂が地表面とほぼ平行しており帯水層をなしている。小川層上部亜炭層の上部に属すると考えられている。

〔4〕 C試 料（表—3）

有頂頂上排水トンネル予定線にほぼ平行にトンネル起工点と藤沼を結ぶ線上の5地点で実施された試錐試料であり，福岡[29]の報告による Bo—8～12 である。起工点より No—1, 2, 5, 3, 4 の順であり，起工点よりの距離はそれぞれ 70m, 150m 176m, 207m, 263m であり No—3, 4は地辷り地内にある。地辷り地帯外では地表面に茶褐色砂質粘土が約3mあり，その下に龜裂の多い青色砂岩，さらにその下層に青色粘土および青砂層の互層がある。その下方には青色砂岩がある。No—3 のみに亜炭層(約 25cm)があり，地辷り地帯内外で地層は続いていないので地辷による攪乱作用を受けていると考えられる。小川層上部亜炭層の下部に属すると考えられている。

表—3 C試料（排水トンネル線上試錐試料）

試料番号	深度（m）	地質名称	備考
C—1	.80～2.35	帯茶白色粘土（亜炭層あり）	Bo—8[29] Co—1
2	3.35～3.90	帯青灰色砂岩	Bo—8 Co—2
3	約 6.0	帯青灰色砂岩（亜炭を僅に含む）	Bo—8 Co—4
4	約 9.0	帯青灰色砂岩（亜炭を僅に含む）	Bo—8 Co—6
5	3.30	帯青暗灰色中粒淤泥岩	Bo—9 Co—1
6	5.60	帯青暗灰色中粒淤泥岩	Bo—9 Co—2
7	約6	帯青灰色砂岩	Bo—9 Co—3
8	約7	帯青灰色砂岩	Bo—9 Co—4
9	不明	青色砂岩	Bo—9 Co—5
10	15.50～17.00	青色砂岩（厚さ 1.67m でその上下に膠質粘土がある）	Bo—9 Co—6
11	17.22～17.82	青色膠質粘土	Bo—9 Co—7
12	7.30～10.73	帯青灰色砂岩	Bo—11 Co—1～Co—2
13	? ～20.08	帯青暗灰色砂岩	Bo—11 Co—3～Co—4
14	25.50	帯青暗灰色淤泥岩	Bo—11 Co—5
15	28.93	帯青暗灰色淤泥岩	Bo—11 Co—6
16	約8	赤褐色砂質粘土	Bo—10 Co—1
17	8.60	青色軟質砂岩	Bo—10 Co—2
18	10.25	青色軟質砂岩	Bo—10 Co—3
19	11—12	青色膠質粘土	Bo—10 Co—4
20	約 21	帯青暗灰色淤泥岩	Bo—10 Co—5
21	32.10	帯青灰色粘土質砂	Bo—10 Co—6
22	——	粘土質砂	Bo—12 Co—1

〔5〕 D試　料（表—4）

宇土沢と永久沼を結ぶ排水トンネル計画のために4地点に於いて試錐を行った[29]。標高 540m の予定トンネルの出口と永久沼を結ぶ線上に，出口より水平距離でそれぞれ 52m，93m，139m，177m の地点に No-1，No-2，No-3，No-4 の試錐を実施した。No-1，2 の地辷り地帯外では軟質石英粗面岩上を茶褐色砂質粘土と青色粘土の交った層である崩上が覆っており，地辷り地帯内の No-4 では 3.40m までが茶褐色砂質粘土でその下に青色砂質粘土，紫色膠質粘土，緻密な青色粘土が存在する。7.73～8.03m 間の膠質粘上は上方移動部分と下方不動部分の境界面となっているらしく，その下方 26.80m 以深まで続く緻密な青色粘土層は完全な不透水層となっている。この粘土層は石英粗面岩の組織を残している。

表—4　D, E 試料（宇土沢不動池部試錐試料及びその他試料）

試料番号	深度 (m)	地質名称等	備考
D—1	7.05～10.60	粘土質泥岩（石英粗面岩等をふくむ）	Bo—16[29] 在来の地盤と認めうる
2	13.41	軟質石英粗面岩	Bo—16
3	8.00～ 9.33	軟質石英粗面岩	Bo—17
4	8.23	青粘土（亜炭層をはさむ）	Bo—18（石英粗面岩の組織を残している）
5	10.48	青粘土（亜炭の少量をふくむ）	Bo—18
6	13.78～14.68	青色粘土（緻密である）	Bo—19（石英粗面岩の組織を残している）
7	18.13～21.13	青色粘土（緻密である）	Bo—19（石英粗面岩の組織を残している）
E—1	16.10～17.90	流紋岩質砂岩	Bo—7
2	19.90～20.95	砂　岩	Bo—7
3	0～2	粘土質	三軒屋部落北沢直衛方井戸地質
4	2～4	粘土質	〃
5	4～4.45	粘土質	〃
6	——	風化流紋岩	地上地帯屈曲部南方滝沢川谷に見られる
7	——	風化真珠岩	中尾山に見られる（篩分けない）
8	——	凝灰岩	植物化石を有し，ベンチヂン反応を示す（100メッシ篩別）
9	——	表　土	信里小学校付近

〔6〕 E試　料（表—4）

E試料は次の各試料をふくむ。

エスカレーター地帯であるラクダ池近傍の試錐試料で，深さ 40m まで試錐を実施したが岩盤には到達できなかった。

三軒屋北沢直衛方井戸地質

中尾山風化真珠岩

地辷り地帯西南端に見られる植物化石をふくむ凝灰岩

信里小学校附近表土

Ⅳ　化学的組成，イオン交換容量，呈色反応等について

〔1〕 試験法

(1) コロイドの分離法

土壌より1μ以下の粒径であるコロイドの分離には Kelley[32] 等の方法を採用した。すなわち風乾試料に約5倍量の蒸溜水を加え，少量のアンモニア水を加えて機械的攪拌を行い，土を充分に分散させる。攪拌後 25.0°C の恒温槽中に静置し，24 時間後に 8cm の深さまでの懸濁液を取る。この操作は必要量の実験試料をうるまでくり返えす。ストークスの法則によればこの懸濁液中には有効直径1μ以下の粒子が存在する。

懸濁液には塩化石灰を加えて凝固させ溶液をすてる，凝固物を水で洗い塩素イオンの存在を認めないときは過酸化水素水を加え約 80°C で加熱し，有機物を除去する。酸化は約2時間で充分であり，有機物量が 0.2％以下であることは Schollenberger[33] 法で確めた。酸化の終ったコロイドは中性の醋酸石灰で完全に Ca—粘土とし，過剰の醋酸石灰は中性のメチルアルコールで洗い Ca の除去が完全であることを確める。次いで風乾させて実験試料とする。

ここに分離された土壌コロイドは存在するコロイドの一部であり，正確には全コロイドを代表しないのであるが，Robinson[34] 等の研究と対照検討して，この方法で代表試料が得られることを Kelley[32] 等は明らかにしている。この分離法により得られた試料は何れも Ca—粘土である。

2) 分析法

土壌コロイドの化学分析は米国農務省の規定するアルカリ溶融法によった。

一部の試料については遊離の鉄を定量したが，その方法は Truog[35] 法である。すなわち試料を水中に懸濁させてこれに硫化水素を通しアンモニヤで中和攪拌すれば遊離の酸化鉄化合物は硫化鉄化合物となる。次で 0.1N 塩酸で酸性とし硫化鉄を分解溶解させ，0.05N塩酸で洗い，溶解した鉄を常法で定量する。この方法でコロイド，中のリモナイトゲータイト，ヘマタイト等として存在する鉄を定量することが可能とされ，脱鉄試料は白色に近くなつた。また一部の試料について遊離の SiO_2，Al_2O_3 ゲルの測定を試みた。充分信頼しうる方法はないが，近似的の値を与える方法として Drosdoff[36] の方法によった。すなわち試料を2％炭酸ソーダ液で 16 時間，70°C で処理し，濾別後更に 0.05 N 塩酸で充分に洗い，液中の SiO_2 および Al_2O_3 を常法で定量する。

3) イオン交換容量の測定法

イオン交換能は Kelley[37] の方法により測定した。すなわち試料を醋酸アンモニア規定液に一定時間懸濁過し，濾液に Ca を含有しなくなるまで同液で洗い，次いで醋酸アンモンを中性のメチルアルコールで洗い，洗液中にアンモニヤを認めないようになつてから，試料中に存在するアンモニアを苛性ソーダで追い出して定量する。

4) 呈色反応試験法

呈色反応試験には一部の試料を除いて，88μ篩を通過したものを用い，試料量の約5倍の 6 N 塩酸を加えて 50°C で2時間処理し，次で塩素イオンを認めないまで洗う。105°C で乾燥後所定の色素溶液を加えて検鏡する。

ベンチジンは飽和水溶液を使用し，添加攪拌後5分を経過して検鏡し，サフラニンYおよびマラカイト緑は何れもニトロベンゾールに飽和させて使用し，試料に添加後2分間で発色させ検鏡する。

〔2〕 粘土鉱物および土壌コロイドの化学的組成について

試料の化学組成は分析結果として酸化物組成で表示されるが，この結果はそれらの結合状態は何れも示していない。したがつて組成の異なる数種の鉱物の混合物の場合にそれら鉱物を識別するためには，化学分析は充分信

頼性のある手段りがたい。しかし他の方法で得られた結果と関連して考えれば有力な資料を与える。

土壌コロイド等の場合には何等かの方法でそれらの組成鉱物を濃縮または純粋にすることが必要であり，ゲル状物質，遊離の酸化物または炭酸塩等の除去が行われる。

カオリナイト属の内でもカオリンは $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$ であり，ハロイサイトも $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$ であるが H_2O は一般に2ではなく $2\,1/4 \sim 2\,3/4$ である。加水ハロイサイトは $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 4H_2O$ であるが一般には $3\,1/2 \sim 4\,H_2O$ である。モンモリロナイト属は Si, Al,, Fe, Mg 等の間に同形置換の現象があり，H_2O もそれらの状態および環境により一定しないので，それらの組成間には化学量的関係は存在するが酸化物組成で表示される値は一定しない。しかし SiO_2/R_2O_3 ($Al_2O_3+Fe_2O_3$) は 2～6 の間であり，Mg および Fe を含有し，表面活性のために吸着水を多く有するので 100°C 以下で失う水量が概して多い。イライト等もモンモリロナイトと同様に組成酸化物間に一定の関係はないが SiO_2/R_2O_3 はイライトの方が一般に小さく，K_2O を多く含有し，構造水として失はれる水量が少い。表—5 に数種の粘土鉱物の組成限界を示し，これらの分析値について簡単に説明する。

Na はパラゴナイト等を除けば一般に粘土鉱物の結晶格子中に含有されないが，交換性イオンとして存することがあるので，特にイオン交換性の大きいモンモリロナイト等には試料の作製方法によつてはある程度含有される。

Kはイライト属では格子内に存在し，この量によりイライト含量を推定できるとされる。KはまたNaと同様に交換性イオンとしても存在するが，カオリナイト属ではせいぜい0.2％程度である。

Ca が粘土鉱物の格子構成要素となることはマーガライト等を除いては稀であるが，交換性イオンとしては一般的であり，試料作製方法によつてはある程度モンモリロナイト中に存在する。しかしカオリナイト属には殆んど含有されない。

Mg はギブサイト層の Al と同形置換を行い，モンモリロナイト，クロライトおよびイライト中に存在する。これら鉱物以外に Mg は多数の粘土鉱物の主要構成成分である。しかしカオリナイト属には殆んど含有されない。

Fe は2価および3価のイオンとしてギブサイト層の Al と同形置換を行い，イライト，バイデライト，ノントロナイト等を構成するがカオリナイト属中には一般には存在しない。しかし土壌コロイドには粘土鉱物ではないがリモナイト等の含水酸化物として存在することが多い。

Al は Si と共に粘土鉱物結晶の主要骨組である。カオリナイト属以外の粘土鉱物では Si は一部 Al で同形置換されることが多いので，SiO_2/Al_2O_3 は同種鉱物でも一定しない。SiO_2/Al_2O_3 はモンモリロナイトが最も大きくイライト，カオリナイトがこれに次いでいる。土壌コロイド中にはギブサイトおよび石英等と共にゲル状物質が含有される場合も多い。

H_2O は構造水と吸着水に分けて考える。構造水はカオリナイトでは理論値 13.9％であり SiO_2/H_2O（モル比）は 1.0，Al_2O_2/H_2O（モル比）は 0.5 である。モンモリロナイトおよびイライトの順に構造水の量は少なくなる。吸着水等はカオリナイトが最も少なく，次でハロイサイトが少ない。加水ハロイサイトは温度により不可逆的にハロイサイトに変り，この際二分子の水に相当する約 12％の水を失うので試料の取り扱いに注意せねば

表—5　分離したコロイドの化学組成お

試料番号	化学分析 (風乾試料									
	強熱減量	$(H_2O)^-$ (<110°C)	$(H_2O)^+$ (>110°C)	SiO_2	Fe_2O_3	Al_2O_3	P_2O_3	TiO_2	MnO	CaO
No—1	27.39	16.07	11.32	39.42	1.52	29.10	tr	0.98	tr	0.82
No—2	18.90	11.03	7.87	44.51	11.60	19.44	0.15	0.49	0.05	1.99
No—3	21.90	12.62	9.28	44.65	3.91	21.40	0.24	0.39	0.01	2.00
No—6	24.84	14.10	10.74	34.17	12.85	26.49	—	0.78	—	0.80
No—7	16.98	10.04	6.94	51.69	2.94	19.91	—	0.98	—	2.28
No—8	17.98	10.26	7.72	49.83	5.37	20.01	—	1.41	—	3.96
No—9	16.31	1.91	H_2O 8.9 CO_2 5.5	45.66	4.45	22.45	—	0.54	—	9.08
No—10	18.54	10.57	7.97	50.18	5.29	18.72	—	1.75	—	3.14
No—11	21.39	1.36	—	32.43	3.93	15.55	—	0.55	—	23.32
No—12	—	5.00	—	36.31	3.31	16.88	—	0.72	—	17.61
No—13	13.99	7.18	6.81	52.65	5.50	21.69	—	1.13	—	1.87
No—14	22.58	14.27	8.31	44.70	3.81	23.45	—	1.05	—	2.48
No—15	16.44	5.38	11.06	46.11	7.38	26.16	—	1.03	—	1.85
凝灰岩 (E—8)	5.68	—	5.68	69.87	2.21	19.80	—	—	—	1.34
加水ハロイサイト ①	27.69	14.42	13.27	39.42	0.39	35.38	—	—	—	0.16
ハロイサイト ①	—	4.45～0.96	17.5～14.58	44.73～39.84	0.64～0.11	44.10～36.94	—	—	—	0～0.40
〃 ②	17.87	3.77	14.10	44.25	0.26	37.02				0.45
カオリナイト ①	—	0.08～1.10	13.60～14.27	43.64～45.56	0.0～0.30	40.70～38.90	—	—	—	0.06～1.48
〃 ②	14.33	1.07	13.26	45.65	0.69	37.37				0.58
モンモリロナイト ①	—	3.97～18.26	5.44～12.05	55.44～44.02	0.06～8.68	16.60～31.30	—	—	—	0～3.72
〃 ②	21.91	15.23	7.68	50.84	1.81	18.03				2.35
イライト ①	—	6.82～9.19		44.01～52.23	4.04～11.99	21.74～26.81	—	—	—	0.11～0.60
〃 ②	8.28	—	8.28	49.66	7.00	22.49	(FeO：2.28)			0.42

① : 須藤俊男　粘土鉱物 (岩波全書 178. 1953)
② : R.E. Grim　Clay Mineralogy (Mc Graw-Hill 1953) 365 頁平均値
③ : R.E. Grim　Clay Mineralogy (　〃　) 129 頁

ならない。モンモリロナイトは交換性イオンの種類，湿度等により一定しないが吸着水は多いし，またそれらの脱水温度の巾は広い。イライトの吸着水はモンモリロナイトより少なく，カオリナイトよりは多い。しかしながら土壌コロイドではギブサイト，リモナイト等の含水酸化物またはゲル状物質により影響されることに注意せねばならない。

〔3〕 分析結果の検討

次ぎに表—5 の分析結果について検討を試みる。

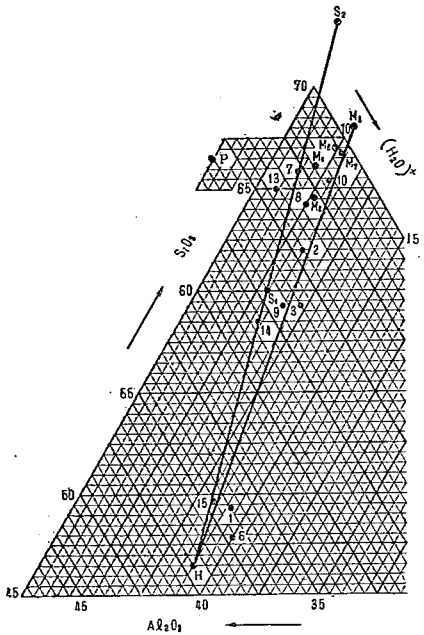
すでに前項で述たように粘土鉱物では酸化物組成で表示された値は同一鉱物種についても相異する。したがつて二種以上の鉱物混合物については化学分析値は決定的の資料とはならない。本試料は示差熱分析，X線粉末写真等よりはハロイサイト，モンモリロナイトを認め，その外にクリストバライト，針鉄鉱，石灰石等を認める場

よびイオン交換能

			比率（分子比）					遊離状態成分			イオン交換能 meq/100g
MgO	Na_2O	K_2O	SiO_2/Al_2O_3	SiO_2/R_2O_3	$SiO_2/(H_2O)^+$	$Al_2O_3/(H_2O)^+$	Al_2O_3/Fe_2O_3	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	
0.74	0.16	0.35	2.30	2.23	1.00	0.45	3.00	0.23	0.27	0.43	22
2.61	0.56	0.72	3.90	2.82	1.70	0.44	2.63	1.41	0.43	6.90	48
0.77	0.62	0.67	3.15	2.85	1.45	0.46	9.64	0.93	0.30	1.10	38
0.38	—	—	2.19	1.67	0.95	0.44	3.25	—	—	—	20
2.27	—	—	4.39	4.00	2.22	0.51	10.8	—	—	—	—
1.77	—	—	4.23	3.60	1.93	0.46	5.76	—	—	—	—
1.36	—	—	3.46	3.07	1.54	0.44	7.85	—	—	—	—
1.77	—	—	4.60	3.88	1.87	0.41	5.55	—	—	—	—
1.78	—	—	3.54	3.05	—	—	6.08	—	—	—	—
1.03	—	—	3.65	3.23	—	—	7.90	—	—	—	—
0.98	—	—	4.10	3.45	2.27	0.56	6.05	—	—	—	—
0.83	—	—	3.23	2.92	1.62	0.50	9.60	—	—	—	—
1.03	—	—	3.00	2.54	1.25	0.42	5.50	—	—	—	—
0.87	—	—	6.00	5.62	—	—	15.0	—	—	—	—
tr	0.32	0.10	1.92	1.90	0.90	0.47	—	—	—	—	40～50③
0.03～0.26	0.17～0.19	0.04～0.14	—	—	—	—	—	—	—	—	
0.18	0.07	0.50	2.02	2.01	0.93	0.46	—	—	—	—	40～50③
0.06～0.26	0.62～1.16	0.11～0.14	—	—	—	—	—	—	—	—	
0.34	0.25	0.78	2.08	2.06	1.04	0.50	—	—	—	—	3～15③
0.1～	0～3.80	0～2.25	—	—	—	—	—	—	—	—	
3.65	0.09	0.14	4.80	4.50	1.99	0.42	—	—	—	—	80～150③
2.43～3.93	0.05～0.33	4.78～6.93	—	—	—	—	—	—	—	—	
3.67	0.51	5.51	3.75	3.12	1.80	0.48	—	—	—	—	10～40③

合もあり，イライトについては確実な存在に疑問がある。これらの事実を根拠として試料の鉱物組成を考察し推定することは危険を供なうとされるが，他の実験結果おも考慮して分析値より想定しうることがらについて考えてみる。

まづここに示された分析値の間には相関関係が存在することを述べる。図—6 は $(H_2O)^+$, SiO_2, および Al_2O_3 の分析値の和を 100 として三角座標に示したものであり，Hはハロイサイトの組成を示し，M は Grim[39] の書物に記載された数種のモンモリロナイトの組成を示し，S_1 は 25％の SiO_2 を含有するハロイサイトの S_2 は 50％ の SiO_2 を含有するハロイサイトの組成を示す。SiO_2/Al_2O_3 が 5.3 のモンモリロナイトの組成を示す M_3 と H を結んだ線，および H と S_2 を結んだ線にはさまれる比較的狭い範囲内に大部分の分析試料が存在する。なお P はパイロフィライトを示す。同様のことは SiO_2/Al_2O_3 と $SiO_2/(H_2O)^+$ の関係を示した図—7に



図—6 SiO-Al_2O_3-$(H_2O)^+$ 3成分系図

も認められる。すなわち各試料は大体（a）なる直線上と存在し，この直線はHとS_2を結ぶ（b）線およびHとモンモリロナイトの平均値であるMを結ぶ（c）線の中間に位置する。

図—8は MgO 含量と SiO_2/Al_2O_3 の関係を示し MgO 含量が多い程 SiO_2/Al_2O_3 の値が大きくなることを示している。

$(H_2O)^-$ の含量も SiO_2/Al_2O_3 と密接な関係があり，例外はあるが図—9 に見られるようにそれらの間には直線的関係が見られる。この外に MgO の含量が多くなれば $SiO_2/(H_2O)^+$ の値は大きくなる傾向を示し，Al_2O_3 含量は減少する傾向が見られる。なお SiO_2/Al_2O_3 の値とは無関係に $Al_2O_3/(H_2O)^+$ の値がほとんど一定しており，また SiO_2/Al_2O_3 が大となれば TiO_2 含量が多くなる傾向がある。

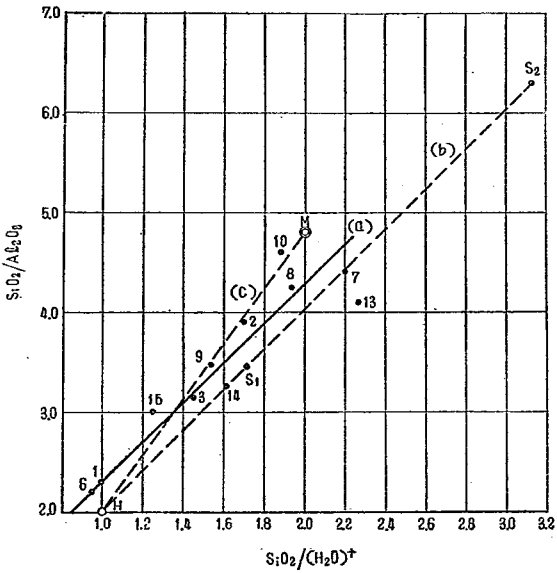
以上のように試料の組成の間に一つの系列の存在することが認められる。すでに述べたようにハロイサイトの理想的の組成は $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot nH_2O$ であるが，天然に存在するものは加水ハロイサイトでは $n=3\,1/2 \sim 4$ であり，ハロイサイトでは $n=2\,1/4 \sim 2\,3/4$ である。SiO_2/Al_2O_3 は理想的には 2 であるが Ross[33] 等の分析結果によっても解るように大体 1.90 程度であり，したがって $SiO_2/(H_2O)^+$ および $Al_2O_3/(H_2O)^+$ はそれぞれ 0.86 および 0.43 程度である。一方モンモリロナイトにおいては SiO_2/Al_2O_3 は 6.3～1.9 であり，Si, Al, Mg, Fe 等の間の置換状況により相異する。モンモリロナイトの $(H_2O)^+$ は交換性イオン等によって異なるが，Grim[39] の成書に記載される分析値より算出すれば $Al_2O_3/(H_2O)^+$ は 0.37～0.44 平均 0.41，$SiO_2/(H_2O)^+$ は1.92～2.12 平均 2.03 である。なお SiO_2/Al_2O_3 は 5.3～4.4 平均 4.8 である。したがってモンモリロナイトは，$Al_2O_3/(H_2O)^+$ がハロイサイトより僅かに小さく，$SiO_2/(H_2O)^+$ がハロイサイトよりはるかに大きく，SiO_2/Al_2O_3 もハロイサイトよりはるかに大きい。

以上のことがらを考慮して試料の分析値を考えれば，試料は何れもハロイサイトとモンモリロナイトの混合物，はまたこれにクリストバライト等の混合したものと一応推定することはある程度合理的と考えられる。

Fe_2O_3 の存在状態が不明であり．K_2O の分析値も不足しており，アロフアン等の存在も否定しえないのであるが，上に述べた推定は後に述べる熱分析，X線分析等の結果からも支持される。

次に個々の試料の分析結果について述べる。

No—1 は $(H_2O)^-$ の量が多く，遊離状態で存在する SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3 は少量である。SiO_2/Al_2O_3 は 2

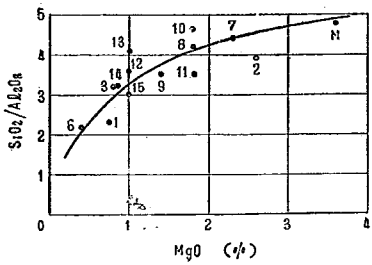


図—7　SiO_2/Al_2O_3 と $SiO_2/(H_2O)^+$ の関係

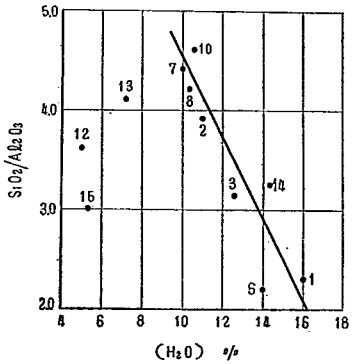
に近かく，$SiO_2/(H_2O)^+$ は 1.0 であり，$Al_2O_3/(H_2O)^+$ は 0.5 に近い。加水ハロイサイトに近い組成を与え，K_2O，MgO および化合 Fe_2O_3 量の少ないことは加水ハロイサイト以外の粘土鉱物はそれ程多量には存在しないことを示している。X線分析の結果では加水ハロイサイトよりむしろハロイサイトの存在を示しているので，$(H_2O)^-$ はモンモリロナイトによると考えるのが妥当であるかも知れない。しかしX線分析ではモンモリロナイトをほとんど認めないので，たとえ存在しても少量であり，試料の取扱い方に不注意があつて不安定な加水ハロイサイトがハロイサイトに変化し，その試料について X線分析等を実施したと考えるのが妥当と思う。したがつて試料は加水ハロイサイトないしはハロイサイトを主成分とし，少量のモンモリロナイトを含有すると推定される。

No—2 は SiO_2/Al_2O_3 が4に近く，$Al_2O_3/(H_2O)^+$ は 0.44 であり，$SiO_2/(H_2O)^+$ はやや大きい。Fe_2O_3 の含量の 60％が遊離の状態で存在するが，化合状態の Fe_2O_3 も試料粘土の約5％に達しており，しかも MgO および K_2O 含量も概して多い。したがつて分析結果が示すように遊離の SiO_2 が少量であり石英又はクリストバライト等が余り存在しないと考えれば，ハロイサイトの外にモンモリロナイト，イライト等の存在を考えてもよい。X線分析にによればモンモリロナイト，ハロイサイトおよび針鉄鉱を認める。K_2O の含量よりはイライトを推定しうるがX線分析では確認することができない。

No—3 は SiO_2/Al_2O_3 が3に近く，$SiO_2/(H_2O)^+$ は 1.45 であり割合に大きい値を示すが，$Al_2O_3/(H_2O)^+$ は 0.5 に近い。$(H_2O)^-$ も多い。Fe_2O_3 含量は少なく化合状態のものは 2.8％ 程度である。K_2O 含量はやや多いが MgO 含量は割合に少ない。また遊離状態の SiO_2 も少量と推定される。したがつて本試料には カオリナイ



図—8　SiO_2/Al_2O_3 と MgO の関係



図—9　SiO_2/Al_2O_3 と $(H_2O)^-$ の関係

ト属の外にモンモリロナイトまたは少量のイライト等が存在すると推定される。X線分析によればモンモリロナイトとハロイサイトの存在が認められている。

No—6 は Fe_2O_3 の含量が多い。鉄は針鉄鉱または赤鉄鉱として存在し，それらに基づく $(H_2O)^+$ は少量である。Fe_2O_3 の存在を考えればこの試料は No—1 試料とほとんど同じ組成を有すると認められる。No—1 試料の下方に存在する粘土であり，ハロイサイトないし加水ハロイサイトを主成分とし針鉄鉱を含有すると考えられる。

No—7 は MgO 含量が多い。$Al_2O_3/(H_2O)^+$ が大きく，$SiO_2/(H_2O)^-$ 及び SiO_2/Al_2O_3 が大きいし，$(H_2O)^-$ も割合に多い。モンモリロナイトの含量が特に多いと推定される。熱分析の結果ではモンモリロナイトが多量に存在し，カオリナイト属は余り多くないと推定される。

No—8 は $Al_2O_3/(H_2O)^+$ がやや多く，$SiO_2/(H_2O)^+$ は 1.9 であり，SiO_2/Al_2O_3 も大きい。モンモリロナイトを相当量含有すると推定される。熱分析の結果ではモンモリロナイトの存在が推定されるが，カオリナイト属の方がより多量に存在すると推定される。X線分析ではクリストバライトの存在が考えられる。なお炭酸石灰も少量存在する。

No—9，11 および 12 は炭酸石灰の存在を認める。$SiO_2/(H_2O)^+$ は No—9 では 1.54 で割合に小さい。SiO_2/Al_2O_3 は 3.4～3.7 であり，No—12 を除いては $(H_2O)^-$ が著だしく少量である。カオリナイト属とモンモリロナイトが共存すると推定される。

No—10 は $SiO_2/(H_2O)^+$ が 1.9，$Al_2O_3/(H_2O)^+$ が 0.41 であり比較的小さく，SiO_2/Al_2O_3 が 4.6 で最も大きい。カオリナイト属の外に多量のモンモリロナイトが存在すると推定される。熱分析曲線にもモンモリロナイトの存在が推定され，X線分析では明確にモンモリロナイトを認める。

No—13 は $Al_2O_3/(H_2O)^+$ が特に大きく 0.56 に達する。$SiO_2/(H_2O)^+$ も 2.3 に達し大きい値を示す。MgO は概して少ない。$Al_2O_3/(H_2O)^+$ がカオリナイト属より大きく，一般のモンモリロナイトより大きいので，ピペリジン処理試料の熱分析の結果より推定されるように，パイデライトに近いものがカオリナイト属と共存す

ると推定される。

No—14 は $Al_2O_3/(H_2O)^+$ が大きく，$SiO_2/(H_2O)^+$ も小さい。MgO の含量も余り多くなく，SiO_2/Al_2O_3 は 3.0 程度である。この結果からはモンモリロナイトはカオリナイトより少量であり，$(H_2O)^-$ の多量なことは加水ハロイサイトと関係があるかも知れない。X線分析によれば，モンモリロナイト，ハロイサイトを認める。

No—15 は No—14 よりもカオリナイト属を多量に含有すると推定される。X線分析で示されるようにクリストバライトの存在を考えればカオリナイト属の外に小量のモンモリロナイトの存在を推定しうる。

〔4〕 イオン交換容量について

粘土鉱物は粒径が小さいためと，原子価を異にする原子間に固形置換の現象があるために帯電し，その表面に交換性イオンを保持している。一般に 100g の粘土の有する交換性イオンのミリ当量数をもってその粘土のイオン交換容量としている。

イオン交換容量はカオリナイト属では一般に 10～15 meq/100g であり，粒子の大きさに著しく影響される。イライトでは 30～40 meq/100g であり，同様に粒子の大きさに影響される。モンモリロナイト属では 90～100 meq/100g であり，粒子の大きさには余り関係はない。

これら数値は粘土鉱物識別の手段として利用され，ときにはそれらの存在量を推定する手段ともなるが，混合物の場合または未知の交換容量を持つ鉱物の混在する場合には有効な手段とはならない。特に交換容量の大きいフミン酸等の有機物またはアロフアン等の混在するときは，これら物質を除去せねばならない。

イオン交換容量を測定した試料は No—1，No—2，No—3 および No—6 であり，何れも Ca—粘土である。したがって交換容量と粘土の CaO 含量の間には近似的に直線関係が認められる。また SiO_2/Al_2O_3 と交換容量の間にも直線関係がある。No—1 の交換容量は 22 meq/100g であり，そのすぐ下層にある No—6 の 20meq /100g とは大体同じ値を示し，交換容量の大きいモンモリロナイトは含有していても少量であることと示している。No—2 は 48 meq/100g でありカオリナイト属よりも交換容量の大きい物質を含有することを示す。X線分析によればモンモリナイト，ハロイサイトの存在を示し，イライトの存在は明確ではない。従つて交換容量の大きいことはモンモリロナイトの存在に基ずくと充分推定しうる。本試料がハロイサイトとモンモリロナイトのみより成るとし，それらの交換容量をそれぞれ 20 および 100 とすれば，ハロイサイトの含量は約 60％と計算される。No—3 は No—2 よりモンモリロナイトの含量が少量であり，ハロイサイトの含量は約 70％と計算される。

〔5〕 呈色反応について

粘土鉱物は有機色素により染色されまたは呈色することは多くの研究者により注意されてきた。Weil-Malherbe[40]，Hendricks[41]，Hausen[42] 等はこれら現象について報告している。Weil-Malherbe 等は粘土鉱物が造るミセルは酸基としてアゾ色素等に対することと，粘土鉱物結晶中の鉄が酸化還元に関与することを呈色の理由としてあげている。ベンチジン，芳香族アミン等の呈色反応は酸化還元反応に基ずくとされている。この外酸性白土がビタミンAにより青色を示すことが，小林[43]により発見されているがその機構は明確ではない。これらの反応は実験法が比較的簡単であるから，粘土の識別に利用して有効であるが，妨害物質の存在等のために充分の方法

とはされていない。

ベンチジンはカオリナイト，ハロイサイトでは呈色しないが，モンモリロナイト，ハイデライト，ノントロナイト等のモンモリナイト鉱物では青紫色ないし紫青色を示す。イライト鉱物は結晶構造中に三価の鉄を含有するためベンチジンは青色を示すことが多い。この外少量のモンモリロナイトを含有する粘土は呈色する。

サフラニンYは酸処理を行つたカオリナイトで吸着され，紫がかつた赤色を示す。ハロイサイトは紫色青紫色ないしは赤紫色に染色される。モンモリロナイトは紫青色となり，イライトは赤紫色に染色される。

マラカイト緑はカオリナイトに吸着され青緑色を与え，ハロイサイトロは紫色ないしは緑黄色を与える。モンモリロナイトには黄赤色を与える。

なお石英，長石類，白雲母，酸化鉄，緑泥石，クリストバライト，火山ガラス，炭酸塩鉱物等はこれら色素により呈色したり染色されたりしない。試験結果を表—6 に示す。

この試験結果によれば，試料中にカオリナイト属およびモンモリロナイト層鉱物が混在している場合と，モンモリロナイト属をほとんど含有しない場合とがあると考えられる。ベンチジンで青色と示すものはマラカイト緑で黄赤色または黄色を示す部分を認める場合が多く，この部分はモンモリロナイトと推定される。サフラニンYとマラカイト緑での染色試験ではカオリナイトかハロイサイトかの区別をすることができなかつた。

コロイドについて試験した結果では No—1 がベンチジンで青色を示し，一方X線分析の結果ではモンモリロ

表—6 染色反応

試薬 / 試料番号	サフラニンY	マラカイト緑	ベンチジン
No—1	紫赤色	青緑色	青色
2	紫青色	青緑色	青色部と呈色しない部分がある
3	紫青色	青緑色	青色，所々に黄色部あり
6	紫青色	青緑色	反応なし
14	紫青色	青緑色	青色，所々に呈色しない部分がある。
A—6	紫色，紫青色	緑黄色，所々に黄赤色部あり	青色
9	黒味のある紫色，部分的に紫，紫赤色部あり	緑色，所々に黄色部あり	一様に海青色
10	紫青色	黄赤色，黄青色	うすい青色
13	紫赤色，紫色	緑黄色，所々に黄赤色部あり	一様に青色
14	紫色，紫赤色	青緑色	全体が黄色味，所々青色
16	紫色，所々に紫赤色部あり	青緑色，所々に黄色部あり	青色，黄色部あり
B—1	紫色，所々に紫赤色部あり	黄青色，所々に黄赤部あり	灰色がかつた青色
2	紫色，所々に紫赤色部あり	青緑色	うすい青色，灰色部あり
3	紫色，所々に紫赤色部あり	青緑色	反応なし
4	紫色	青緑色	—
10	紫赤色	青緑色	所々青色部あり
11	紫色	青緑色	青色
C—2	紫赤色	青緑色	反応なし
3	紫色，紫赤色	青緑色，所々に黄色部あり	黄緑色
4	紫青色	青緑色，黄赤色部あり	青色部，黄色部あり
6	紫青色	青緑色，黄赤色部あり	青色部あり
10	濃紫色	青緑色	海青色
12	濃紫色	青緑色	反応なし
17	紫色，紫赤色	青緑色，黄色部あり	青色
19	紫色，所々が紫赤色	青緑色，所々黄色	反応なし
21	紫青色	黄青色，相当量の黄赤色部あり	青色部，黄色部半々
22	紫青色，所々が紫赤色	黄青色，相当量の黄赤色部あり	青色，所々に黄色部あり

ナイトを認めない。この試料はわずかではあるが膨潤性を示し，電子顕微鏡写真によれば棒状物質と無定形ゲル状物質の存在を示す。したがつてX線分析では検出できない程度のモンモリロナイトを混入していると推定できる。No—2，No—3 は何れもX線分析によればモンモリロナイトを含有し，ベンチジンで青色を示す。No—6は No—1 の下層であるがベンチジン反応は示さない，この試料が Fe_2O_3 を相当量含有することが関係あるか否かは明らかでない。

コロイド以外の試料は示差熱分析を実施してあるので，その結果と比較してみれば A—13，B—11，C—17 等を除いて染色反応の結果と熱分析曲線の形状は相関性を持つと考えてもよい。

〔6〕要　約

茶臼山地辷り地帯の土質を解明するために，土壌コロイド中の粘土鉱物を検索した。X線廻析，示差熱分析，電子顕微鏡および化学分析等の諸方法により研究するためのコロイド成分を分離した。ここでは一部の試料について化学分析を実施し，イオン交換能を測定し，染色反応を試みた結果について要約する。

（1）分析結果を考察して次の事項を確めた。

SiO_2/Al_2O_3 と $SiO_2/(H_2O)^+$ の関係および $SiO_2—Al_2O_3—(H_2O)^+$ 三成分系を考えれば，各試料は共通な比較的狭い線域内にある。

SiO_2/Al_2O_3 が 2～4.5 の範囲であるのに対し，$Al_2O_3/(H_2O)^+$ は 0.4～0.5 で 0.45 前後ものが多い。

MgO の含量大となれば $SiO_2/(H_2O)^+$ は大となり，Al_2O_3 含量は減少する傾向がある。

SiO_2/Al_2O_3 と $(H_2O)^-$ の間にも直線に近い関係がある。

（2）これらの考察結果より各試料には共通な一つの系列があることを明らかとした。すなわちコロイドはハロイサイトとモンモリロナイトの混合体であり，多少の遊離シリカを含有すると考えれば，この系列の特性を説明することができる。

（3）イオン交換能の測定および染色反応試験の結果も上記の推定が妥当であることを示す。

（4）次報で報告するX線廻析，示差熱分析等による研究結果からはハロイサイト，モンモリロナイトの存在を知り，クリストバライト，石灰石および針鉄鉱等の存在も明瞭である。

（本報の一部は昭和 27 年4月日本化学会年会で講演した）

本研究を実施するに当り，当所福岡技官からは試料の提供をうけ，芥川技官からは地質学的説明と教示をうけた。現地調査に当つた現地砂防事務所当局より便宜をうけた。また実験は主として同室の牧技官の協力による。各氏に厚く感謝の意を表する。

なお須藤俊男博士からは貴重な文献を与えられ，かつ御教示をえたことを感謝します。

文献

1) 有泉，牧 土研報 No 85 昭 28 茶臼山地辷地帯陸水の化学的研究
2) R.E. Grim. J. Geol. 50 225 1942 Modern Concepts of Clay Minerals
3) E.F. Preece. Proc. Highway. Res. Bor. 27 384 1947 Geotechnics and Geotechnical Research
4) A.L. Johnson. Proc. Highway. Res. Bor. 27 418 1947 Clay Technology and its Application to Soil Stabilization
5) H. Winterkorn. Proc. 2nd Intern. Conf. Soil Mech. 1 23 1948 (Rotterdam) Physicochemical Properties of Soils.
6) H.B. Hendricks. Soil Sci. 29 457 1930 The Results of Xray and Microscopical Examination of Soil Colloid
7) W.D. Kelley 等 Soil. Sci 31 25 1931 Nature of Base Exchange Materials of Bentonites, Soils as Revealed by Chemical Investigation and Xray Study.
8) G.E. Ross 等 Colloid Symp. Monog 4 348 1931
9) 須藤俊男 J. Geology, Geography 21 29 1949 A Classification of the Principal Clay Minerals
10) T.W. Lambe. Proc. A.S.C.E. 79. No 315 1953 The Structure ef Inorganic Soil.
11) R.E. Grim. Proc. 2nd Intern Conf. Soil Mech. Section I-C-4 1948 Some Fundermental Factors Influencing the Properties of Soil Materials
12) L.D. Baver. "Soil Physics' 118 1948
13) H. Winterkorn. Proc Highway. Res. Bor. 21 415 1941 A Study of Changes in Physical Properties of Putnam Soil Induced by Ionic Substitution.
14) C.A. Hogentogler. "Engineering Properties of Soil" 233 1937
15) J.B. Peterson. Proc. Soil. Sci. Soc. Am. 9 37 1944 The Effect of Montmorillonitic and Koalinitic Clays on the Formation of Platy Structure.
16) E.W. Russell. Phil. Trans. Royal. Soc. London 23 361 1943 The Interaction of Clay with Water and Organic Liquids as Measured by Specifc Volume Changes and Its Relation to the Phenomena of Crumb Formation in Soils.
17) L.D. Baver. J. Am. Soc. Agron. 20 921 1928 The Relation of Exchangeable Action to the Physical Properties of Soils.
18) J.D. Sullivan. J. Am. Ceram. Soc. 23 39 1941 Effect of Exchangeable Bases in Torsion Properties of Clays.
19) H. Winterkorn. Proc. Highway. Res. Bor. 16 293 1936 Surface Chemical Factors Influencing the Engineering Properties of Soils.
20) K. Endell. Bautech. 19 201 1941 Die Quellfahigkeit der Tone in Baugrund und ihre Bautechnishe Bedeutung.
21) M. Gradwell 等 New Zealand. J. Sci. Tech. Section B 36 No 2 108, 1954 Physical Properties of Certain Volcanic Clays.
22) R.E. Grim 等 Univ. Ill. Eng. Exp. Sta. Bul. No 357 1945 The Bonding Action of Clays.
23) H.F. Winterkorn. Alexander "Colloid Chemistry" Vol VI. 459 1946 Principles and Practice of Soil Stabilizalion.
24) Proc. Conf. on Soil Stabilization. M.I.T. 1952
25) T.W. Lambe. E.N.R. July 21 1955 Chemical Stabilization Can Make Construction Materials of Weak Soils.
26) 素木洋一 "窯業原料" 第2集 86 昭 24 水性試験について
27) 小野寺透等 土研概 No 10 昭 24 長野県茶臼山附近の地辷に関する研究
28) 芥川真知 土研報 No 81 昭 26 長野県茶臼山附近地辷に関する研究（II）
29) 福岡正巳 地辷りとその対策に関する研究 1954
30) 福岡正巳 建設院第一技術研概要 No 4 昭 22. No 7 昭 23 茶臼山地辷調査報告

31) 福岡正巳 土研報 No 86 93 昭 28 茶臼山調査報告（排水トンネル地質調査，サイフオンによる沼の水の排水，滲透量）
32) W.P. Kelley 等 Soil Sci. 48 201 1939 The Colloidal Constituents of California Soils.
33) C.G. Schollenberger Soil Sci. 31 483 1931 The Determination of Soil Organic Matter.
34) W.O. Robinson 等 U.S. Dept. Agr. Bull 1311. 1924 The Chemical Composition of Soil Colloids
35) E. Truog 等 J. Am. Soc. Agron. 27 312 1935A Method for Removing and Determing the Free Iron Oxide in Soil Colloids.
36) M. Drosdoff Soil Sci. 39 463 1935 The Seperation and Identification of the Mineral Constituents of Colloidal Clays.
37) W.P. Kelley 等 Soil Sci, 30 391 1930 The Determination of the Replaceable Bases and its Base-Exchange Capacity of Soils.
38) G.E. Ross. U.S. Geol. Survey Prof. Paper 185G, 135, 1934 Halloysite anid Allophane.
39) R.E. Grim "Clay Mineralogy" 365 1953
40) H. Weilherbe 等 J. Chem. Soc. 67 2164 1948 Color Reaction and Adsorpton of Some Aluminosilicates.
41) S.B. Hendricks 等 J. Am. Soc. Agron. 32 455 1940 A Qualitative Color Test for the Montmorillonite-Type Clay Minerals.
42) H. Hauser 等 J. Am. Chem. Soc. 62 1811 1940 Color Reactions between Clays and Amines.
43) 小林久平 工化 27 937 1060 肝油類市販ヴィタミンA其他に対する酸性白土の呈色反応

舗装用石油アスファルト試験成績

建設技官　有　泉　　昌
建設技官　小　松　原　正　夫

(昭和 31 年 8 月)

目　　次

Ⅰ　まえがき……(1)
Ⅱ　試料および試験法……(2)
Ⅲ　試験結果……(3)
Ⅳ　むすび……(9)

Ⅰ　ま　え　が　き

アスファルトはセメントと並んで主要な舗装用材である。アスファルトを大別すれば天然アスファルトと石油アスファルトに別れる。現在我国で使用されるものは石油アスファルトであり，舗装用としてはこのうちのストレートアスファルトが専ら使用される。云うまでもなく石油原油は大部分が輸入に依存してをり，その輸入先も常に一定しているとは限らない状態である。今主な原油輸入先をあげればナフテン基の原油としては，カリホルニアコーリンガー原油，ニューギニア島クラモノ原油等であり，混合基原油として中東ワフラー原油，アラビヤ昭原油，ボルネオ島セリヤ原油等である。最近におけるアスファルト製産量の大略を示せば昭 27 年 130,000 t，28 年 135,000 t，昭 29 年 160,000 t，昭 30 年 175,000 t 程度である。生産量の内にはブローンアスファルトも含まれているが，その量は全体の一割程度と推定される。

これ等原油は，他の石油製品の国内市状により処理法も幾分異なり，また処理法自体も改良され戦前とは異なつているので，アスファルト基原油に依存した戦前のアスファルトとはその品質が大分異なつたものと思われる。なお戦後のアスファルトの性質については，すでに土研報告第 87 号（昭 29 年）に報告した。ここに報告するアスファルトの試験成績は，昭和 30 年に輸入原油より我国で生産された舗装用ストレートアスファルトの一般的性質について行なつたものである。

Ⅱ　試料および試験法

試料は各府県土木部等を通じて送られた使用者側（記号A）のものと，針入度別試料提出依頼文書に基いて送付された製造業者側（記号B）とのものがある。総数 39 個であり，8 社の製品を含んでいる，この内使用者側より送られたものは 21 個で，製造業者側のもの 18 個である。なお日本石油KKおよび東亜燃料KKよりは試料の提出がなかつた。これ等の試料を実測針入度により分類して 5 群とした。この分類はＪＩＳ Ｋ 2207 石油アスファルトの種類に従い針入度 40—60（7 個），60—80（12 個），80—100（11 個），100—120（5 個），150—

200（4個）とする。

一般規格試験は JIS K 2530～4 による。なお試料の提出先，製造工場等を表—1 に示す。

表—1. アスファルト試料提出先，製造会社

試料番号	試料提出先	製造会社工場名	試料到着年月日
A—1	奈良県土木部	昭和石油平沢製油所	昭30年8月
A—2	栃木県土木部	三菱石油川崎製油所	〃
A—3	神奈川県土木部	昭和石油平沢製油所	〃
A—4	福島県土木部	——	〃
A—5	大阪府道路舗装工営所	——	昭30年9月
A—6	〃	丸善石油	〃
A—7	函館土木現業所	——	〃
A—8	〃	昭和石油	〃
A—9	札幌土木現業所	——	〃
A—10	佐賀県土木部	昭和石油海南製油所	昭30年8月
A—11	大阪府道路舗装工営所	丸善石油	昭30年9月
A—12	神奈川県土木部	昭和石油平沢製油所	〃
A—13	山梨県土木部	日本石油鶴見製油所	昭30年10月
A—14	群馬県土木部	——	〃
A—15	愛知県土木部	三菱石油川崎製油所	昭30年
A—16	宮城県土木部	——	〃
A—17	福井県土木部	——	〃
A—18	島根県土木部	——	〃
A—19	東京都庁	三菱石油川崎製油所	昭30年8月
A—20	〃	〃	〃
A—21	〃	〃	〃
B—1	日本鉱業 K.K.	船川製油所	昭30年9月
B—2	昭和石油 K.K.	川崎製油所	〃
B—3	三菱石油 K.K.	〃	〃
B—4	昭和石油 K.K.	〃	〃
B—5	〃	平沢製油所	〃
B—6	〃	——	昭30年9月
B—7	興亜石油 K.K.	麻里布製油所	〃
B—8	〃	〃	〃
B—9	〃	〃	〃
B—10	大協石油 K.K.	四日市製油所	〃
B—11	〃	〃	〃
B—12	〃	〃	〃
B—13	三菱石油 K.K.	川崎製油所	〃
B—14	〃	〃	昭30年8月
B—15	〃	〃	〃
B—16	〃	〃	〃
B—17	大協石油 K.K.	——	〃
B—18	大洋石油	——	昭30年9月

Ⅲ 試　験　結　果

〔1〕 一般試験結果

ＪＩＳ規格による一般試験を表—2 に示す。また針入度により分類した各群について針入度，軟化点，蒸発量，蒸発後の針入度，四塩化炭素可溶分，比重，引火点について最小値，最大値，平均値を示せば表—3 の如くである。次に各針入度群について試験結果を説明する。

針入度 40—60 ：

この針入度範囲に入るものは 7 個である。B—14，B—2 は表示針入度と実測針入度が異なる。A—17，B—

表—2.　試　験　結　果　表　（ＪＩＳ法による）

分類	試料番号	表示針入度	針入度 25°C 100 g 5秒	軟化点 °C	伸度 25°C	蒸発量 %	蒸発後の針入度	同左原針入度に対する %	四塩化炭素可溶分 %	比重	引火点 °C
40	B—16		43	47.8	＞100	0.25	40	93.0	99.4	1.034	285
	B—14	60—80	49	46.4	＞100	0.07	42	85.7	99.8	1.035	322
	A—17		50	48.7	＞100	—	—	—	99.4	1.020	318
	B—18		51	48.0	＞100	0.34	46	90.2	99.6	1.039	299
	B—10	30—60	53	54.3	＞100	+0.003	35	66.0	99.7	1.023	330
	B— 9	60—80	54	48.8	＞100	0.29	44	80.1	99.6	1.019	321
60	B— 2	60—80	55	46.3	＞100	0.07	40	72.7	99.6	1.021	318
	A—19	40—60	62	48.2	＞100	0.07	53	85.4	99.6	1.022	280
	A—12	60—80	62	46.5	＞100	0.03	42	67.7	99.5	1.026	274
	A— 5	60—80	64	49.9	＞100	0.06	63	98.7	99.4	1.023	288
	A—20	60—80	67	47.1	＞100	0.07	64	95.5	99.7	1.018	275
	A—10		67	46.9	＞100	0.08	60	89.5	99.4	1.012	317
	A—15		69	47.9	＞100	0.02	58	84.0	99.8	1.032	282
	B—11	60—100	70	48.1	＞100	+0.004	46	65.7	99.9	1.024	330
	B—17	60—100	71	45.4	＞100	0.04	65	91.5	99.8	1.036	339
80	B— 1	60—100	72	49.6	＞100	0.03	64	89.5	99.8	1.007	273
	B— 4	100—120	74	45.7	＞100	0.07	72	97.2	99.6	1.016	303
	A—16		76	47.5	＞100	0.02	68	89.5	99.5	1.021	273
	A—14		77	45.4	＞100	0.27	71	92.2	99.7	1.035	288
	A—18		81	41.2	＞100	0.04	67	83.2	99.5	1.023	298
	A— 7	60—100	82	40.4	＞100	0.02	72	87.8	99.9	1.019	273
	A—13		86	48.6	＞100	0.12	66	76.7	99.4	1.618	301
80	B— 6	60—80	87	46.1	＞100	0.12	65	74.7	99.6	1.027	274
	A— 3	60—80	89	46.7	＞100	0.04	77	86.5	99.8	1.025	268
	A— 2	80—100	89	47.5	＞100	0.12	71	79.4	99.5	1.031	302
	A— 4		90	47.5	＞100	0.16	76	84.4	99.6	1.020	298
	B— 8	100—120	92	44.5	＞100	0.01	66	71.7	99.6	1.016	313
	B—15		97	40.2	＞100	0.36	81	83.5	99.6	1.020	254
	B—13	120—150	99	43.6	＞100	0.26	89	89.9	99.6	1.034	274
100	B— 3	120—150	99	44.4	＞100	0.60	91	91.9	99.5	1.024	231
	B— 5	100—120	103	42.8	＞100	0.07	95	92.2	99.6	1.016	264
100	A— 8	150—200	105	40.8	＞100	0.07	94	89.5	99.9	1.019	254
	A—11	100—200	105	43.5	＞100	0.12	74	70.4	99.6	1.019	268
	A— 9	100—110	107	42.0	＞100	0.42	93	86.9	99.9	1.020	274
120	A— 1	60—100	108	43.5	＞100	0.05	80	74.0	99.6	1.019	272
	B— 7	160—200	152	40.8	＞100	0.12	114	75.0	99.5	1.015	308
150	A—21	120—190	154	38.6	＞100	0.11	150	97.4	99.5	1.011	252
	B—12	100—200	158	43.4	＞100	0.03	112	70.9	99.9	1.026	310
200	A— 6	60—100	181	36.7	＞100	0.35	149	82.3	99.8	1.011	254

表—3. ＪＩＳ規格試験測定値の範囲および平均値

	40—60			60—80			80—100			100—120			150—200		
	最小	最大	平均	最小	最大	平均	最小	最大	平均	最小	最大	平均	最小	最大	平均
針入度 25°C, 100 g, 5秒	43.0	55.0	50.7	62.0	77.0	69.2	81.0	99.0	90.1	103.0	108.0	106.0	152.0	181.0	161.2
軟化点 °C	46.3	54.3	48.6	45.4	49.9	47.4	40.2	48.6	44.6	40.8	43.5	42.5	36.7	43.4	39.8
蒸発量 %	0.07	0.34	0.20	0.02	0.27	0.07	0.01	0.60	0.17	0.05	0.42	0.15	0.03	0.35	0.15
蒸発後の針入度	35.0	46.0	41.1	42.0	72.0	60.3	66.0	91.0	74.5	74.0	95.0	87.2	112.0	150.0	131.2
同上原針入度に対する %	66.0	93.0	81.4	84.0	98.7	87.2	71.7	91.9	82.7	70.4	92.2	83.6	70.9	97.4	81.4
四塩化炭素可溶分 %	97.7	99.8	99.3	99.4	99.9	99.6	99.4	99.8	99.6	99.6	99.9	99.7	99.5	99.9	99.6
比重	1.019	1.039	1.027	1.007	1.036	1.023	1.016	1.034	1.023	1.016	1.020	1.019	1.011	1.026	1.017
引火点 °C	285	330	313	273	339	292	231	313	280	254	274	266	252	333	287

9 は水分を含有し加熱溶融時小気泡が発生する。特に A—17 は激しく，水分含量は 0.75 % に達し蒸発量の測定は出来ない。B—16 は四塩化炭素可溶分がＪＩＳ規格に合格しない。B—10 の蒸発量はわずか増量しており，軟化点も他に比較して高い値を示す。この試料の蒸発後の原試料に対する針入度百分率は小さく，規格に合格しない。B—10 は後にのべる B—11 と共に特異な性質を示し舗装用として使用する場合には，この点に留意しなければならない。

針入度 60—80 :

この針入度範囲に入るものは 12 個である。B—4 は表示針入度と実測針入度が異なる。A—19, A—5 は加熱溶融時小気泡の発生を認める。A—12 は蒸発後の針入度低下大きく，原針入度に対する百分率 67.7 % で規格に合格しない。A—5, A—10 は共に四塩化炭素可溶分が合格しない。B—11 の蒸発量はわずか増量を示し，この試料の蒸発後の針入度低下は大きく原針入度に対する百分率で規格に合格しない。

針入度 80—100 :

B—6, A—3, B—8, B—13, B—3 の試料は表示針入度と実測針入度が異なる。A—4, B—8 は加熱溶融時小気泡の発生を認める。A—13 は四塩化炭素可溶分が 99.4 % で不合格である。この針入度範囲の試料数は 11 個である。

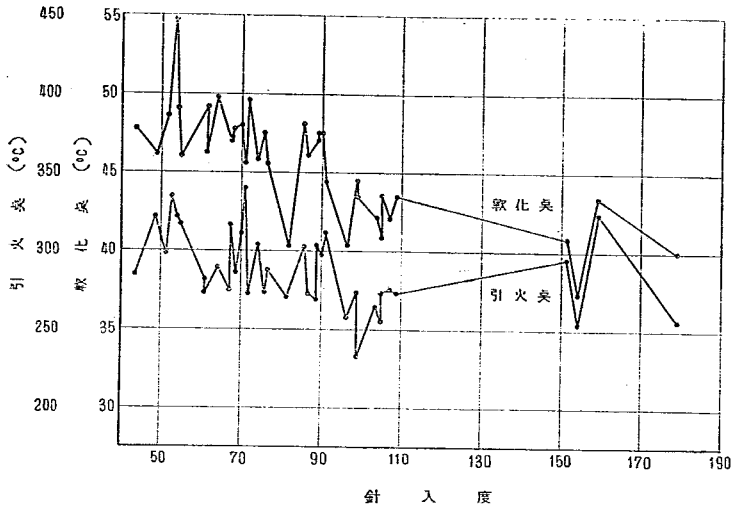
針入度 100—120 :

A—8, A—1 試料の表示針入度は実測針入度と異なる。この針入度範囲の試料は 5 個でいずれも規格に合格する。しかし A—9 の蒸発量は他に比較して高い。A—8, 9 の試料は加熱溶融時に小気泡の発生を認める。

針入度 150—200 :

B—7, A—6 は表示された針入度と実測針入度が異なる。B—7, B—12 はこの針入度範囲のものとしては引火点は高い。また B—7 は加熱溶融時小気泡の発生を認める。

以上各針入度帯について説明を行なった。次に試料全体についてのべる。図—1 は針入度と軟化点および引火点の関係を示したものである。針入度と軟化点の間には，針入度の増加するに従い軟化点は減少する傾向があるが規則的ではない。針入度と引火点の間にも同様な傾向を認めるが明瞭ではない。軟化点と引火点の間には規則



図—2. 針入度—軟化点，引火点との関係

的な関係は存在しないようである。比重は 1.007～1.039 の範囲にあり一般に比重はやゝ大きい。針入度と比重との間には規則的な関係は認め難い。試料総数 39 個のうち針入度が表示されたもの 28 個あり，この表示針入度が実測値と異なるものが 13 個存在する。これは 28 個に対し 46 % に相当し，実際使用する側にあつては充分な注意をはらう必要がある。また各針入度毎の試験結果にＪＩＳ規格を適用すると，蒸発後の針入度の原針入度に対する百分率では B—10, A—12, B—11 が不合格であり，四塩化炭素可溶分では B—16, B—10, A—5, A—10, A—13 が不合格となる。このいずれかの試験に合格しない試料数は 10 個となり全試料の 25 % に当る。

〔2〕 伸度および針入度の温度依存性

石油アスファルトは分子量の大きな種々な炭化水素の混合物よりなる一つのコロイド物質であると考えられている。石油アスファルトが示す種々な物性はその化学的組成と密接な関連性が存在すると思われているが，現在では各成分を純粋な状態で分離する方法がない。したがつてアスファルトの性質を判断するには今日では物理的性質の観察に負う所が多い。

こゝに行なつた各温度に於ける針入度，伸度の変化は，アスファルトの粘質が温度によりいちじるしく異なることと関連し，また品質の判定にも参考になるものと考えられる。

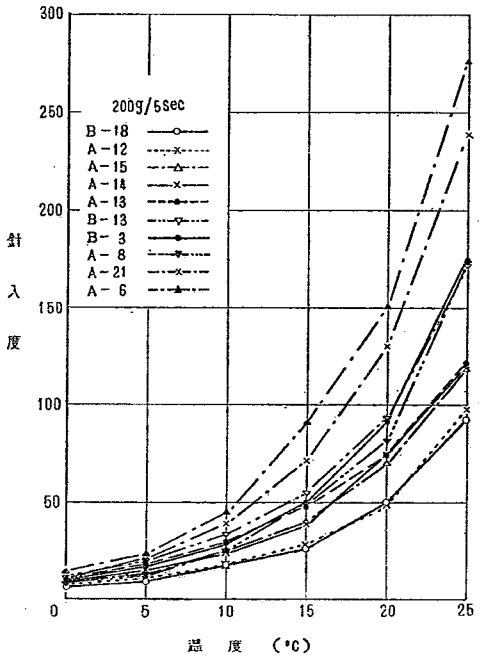
伸度： 伸度の測定はＪＩＳ K 2532 により，測定温度は 25°, 15°, 10°, 5°C をとつた。従来伸度の測定は 25°C においてのみ行なはれていたが昭和 31 年改訂されたＪＩＳ規格では 15°, 10°C においても行なうようになつた。各温度における伸度変化を表—4 に示す。温度の低下による伸度の低下は針入度の低いものにお

いて明らかである。大部分の試料の 25°, 15°C における伸度は 100 以上を示す。針入度 97 以上のものは 10°C においても 100 以上を示す。また温度低下による伸度の低下はある温度以下になると急激に減少するようにみえる。B—2, B—1 は比較的伸度の低下が大きいが，これと JIS の一般試験成績との関係はないようである。温度変化による伸度の変化は，アスファルトが常温において半液状乃至半固体の性質を示すものが温度の低下により固体の性質に近づき，粘度が増加することが考えられる。このことはまたアスファルトの粘弾性的性質とも関連して考えなければならない。

針入度： 針入度測定法は JIS K 2530 に準拠した。測定条件は 25°, 20°, 15°C においては荷重 100 g で 5 秒間，10°, 5°, 0°. −5°C においては荷重 200 g で 60 秒間とした。測定結果は表—4 に示す。また針入度の温度依存性を知るために温度 25°, 20°, 15°, 10°, 5°, 0°C において荷重 200 g, 5 秒間の針入度を測定した。この測定結果を図—2 に示す。Pheiffer 等は種々のアスファルトの針入度と温度について次の関係が存在す

表—4. 各温度における針入度および伸度

	試料記号	針入度 100 gm, 5 sec.			針入度 200 gm, 60 sec.				伸度 5 cm/min			
		25°	20°	15°	10°	5°	0°	−5°	25°	15°	10°	5°
40 — 60	B—14	49	25	14	33	19	12	6	> 100	> 100	14	0
	A—17	50	26	14	32	18	9	5	> 100	> 100	20	0
	B—18	51	27	17	31	21	12	6	> 100	> 100	29	8
	B—9	54	28	17	33	18	11	9	> 100	> 100	14	5
	B—2	55	25	14	31	17	10	7	> 100	75	8	0
60 — 80	A—19	62	26	14	30	17	8	5	> 100	> 100	22	0
	A—12	62	29	14	38	22	11	5	> 100	> 100	57	0
	A—5	64	37	23	47	23	13	7	> 100	> 100	36	0
	A—20	67	31	15	41	19	10	5	> 100	> 100	22	0
	A—10	67	29	23	42	26	15	9	> 100	> 100	18	6
	A—15	69	36	21	56	30	15	9	> 100	> 100	98	9
	B—1	72	33	15	40	23	14	8	> 100	58	12	4
	B—4	74	45	26	56	30	17	10	> 100	> 100	> 100	7
	A—16	76	40	19	53	23	15	7	> 100	> 100	> 100	8
	A—14	77	39	23	63	34	17	10	> 100	> 100	> 100	14
80 — 100	A—18	81	45	24	59	32	17	11	> 100	> 100	22	0
	A—7	82	36	21	47	21	10	5	> 100	> 100	100	0
	A—13	86	45	31	65	34	22	14	> 100	81	14	0
	B—6	87	39	18	55	23	12	7	> 100	> 100	67	0
	A—3	89	32	20	45	22	12	6	> 100	> 100	45	0
	A—2	89	42	23	47	27	14	7	> 100	> 100	37	6
	A—4	90	43	22	55	34	18	13	> 100	> 100	40	8
	B—8	92	49	27	57	28	15	9	> 100	> 100	57	6
	B—15	97	50	24	69	31	16	7	> 100	> 100	> 100	0
	B—13	99	55	32	77	46	24	12	> 100	> 100	> 100	25
	B—3	99	55	30	72	45	23	10	> 100	> 100	> 100	21
100 — 120	B—5	103	54	25	71	35	18	9	> 100	> 100	> 100	24
	A—8	105	50	22	65	35	17	9	> 100	> 100	> 100	> 100
	A—11	105	56	31	73	33	23	10	> 100	> 100	> 100	21
	A—9	107	55	27	63	31	17	9	> 100	> 100	> 100	29
	A—1	108	45	22	54	31	17	7	> 100	> 100	> 100	9
150 — 200	B—7	152	75	37	81	43	25	14	> 100	> 100	> 100	74
	A—21	154	83	37	110	57	25	13	> 100	> 100	> 100	> 100
	A—6	181	91	49	135	64	30	11	> 100	> 100	> 100	> 100



図—2. 針入度の温度依存性

ることを認めている。

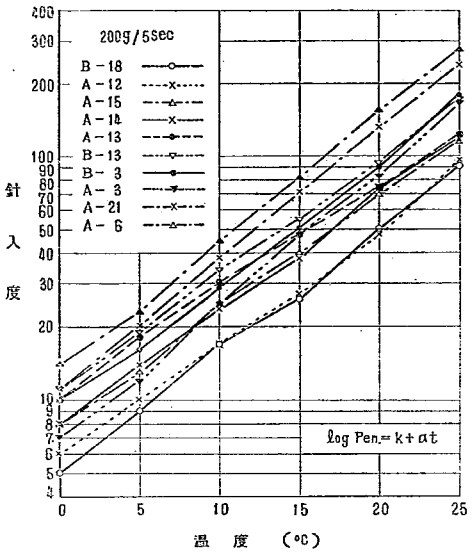
$$\log \mathrm{Pen} = k + \alpha t \qquad k,\ \alpha \text{ は恒数}$$

図—2 の針入度軸を対数目盛として図示しなおすと図—3 の如くなり，ほゞ直線関係を認めることができる。測定結果より各試料の k および α を最小自乗法により求めると表—5 の如くなる。表中 α が温度依存性を示すもので，この値が大きい程温度による針入度の変化は大となる。10 種の試料の温度係数 α は 0.0426～0.0558 であり試料により幾分異なる。前式中 t に各試料の軟点化における温度を代入し，軟化点の針入度を算出すると表—5 に示した如く 908～1526 となり，25°C に於ける針入度，温度係数 α が各試料とも異なるにかゝわらずほゞ一定の範囲に入る。

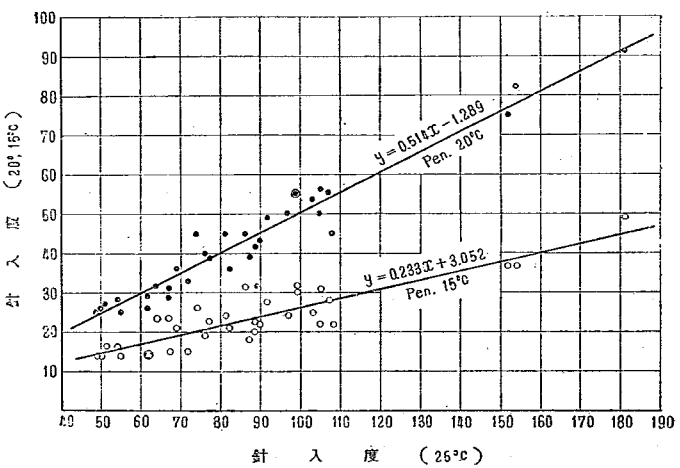
さらに表—4 に示した温度による針入度変化を図示すれば図—4，5 の如くになる。

表—5. 温度係数および軟化点における針入度

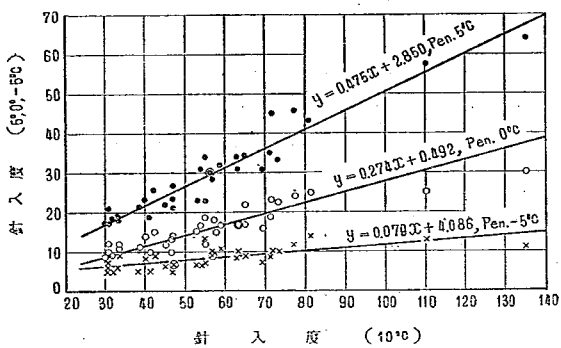
試料	k	α	軟化点における針入度
B—18	0.702	0.0500	1264
A—12	0.759	0.0473	908
A—15	0.900	0.0471	1434
A—14	0.905	0.0470	1093
A—13	1.028	0.0426	1256
B—13	1.043	0.0472	1263
B—3	0.972	0.0498	1526
A—8	0.828	0.0558	1272
A—21	1.043	0.0536	1294
A—6	1.122	0.0523	1101



図—3. log Pen—温度との関係



図—4. 針入度 (25°C)—針入度 (20°, 15°C) との関係 (100 g・5秒)



図—5. 針入度 (10°C)—針入度 (5°, 0°, −5°C) との関係 (200 g • 60 秒)

図—4 では 25°C 100 g • 5秒の針入度と 20°C, 15°C の針入度の関係を，図—5 では 10°C, 200 g • 60 秒の針入度と 5°C, 0°C, −5°C の針入度との関係を示す。図から明かな如く温度の低下するにつれ針入度分布の範囲はせまくなる。たとえば 25°C の各試料の針入度は 50～180 の範囲に分布しているが，温度 15°C では針入度 15～50 の範囲にせばまる。したがつて針入度の大きなもの程温度変化による針入度の変化は大である。

Ⅳ　む　す　び

昭和 30 年度国産舗装用石油アスファルトの一般ＪＩＳ試験成績と伸度および針入度の温度依存性についてのべた。試験結果の主な点を列挙すれば次の如くである。

（1） 試料に表示された針入度と実測針入度が異なるものがある。このことは製造業者側より提出された試料にも見られる。

（2） 水分を含有したものも存在し，加熱熔融中気泡の発生激しく，実際の使用には好ましくないものが一例存在した。

（3） 試料総数 39 個の内ＪＩＳ規格に不合格のものが 10 個存在する。これは全試料の 25 % に相当する。このことは表示針入度と実測針入度がはなはだしく異なるもの，水分を含有したものの存在等と共に使用者側としては充分な注意が必要であり使用前に必ず試験をする必要があることを示す。また製造業者側にあつてはかゝることのないよう留意されることを望む。

（4） 同じ工場で製造された B—10, 11, 12, 17 の試料は他の試料と比較して比重がやゝ大きく，引火点は高く，蒸発後の針入度の原針入度に対する百分率は小さい，また蒸発量はわずか増量するものがある。B—7, 8, 9 試料についても引火点高く，比重がやゝ小さく，蒸発後の針入度原針入度に対する百分率が小さい傾向を認める。

（5） 伸度および針入度の温度依存性について若干の試験を行なつた。伸度は或る温度以下になると急激に低下することが示された。また針入度の対数と温度との間には直線関係が存在し，各試料の示す直線の方向係数は

幾分異なる。軟化点における各試料の針入度を算出するとその値はほゞ一定の範囲に入る。温度による針入度の変化は，針入度の高いものほど著しい。

参考のために JIS K 2207 (1956) 石油アスファルトの品質表を附表として示す。

なお終りに各種試験の測定を担当した小林治二君に感謝の意を表する。

附表　石油アスファルトＪＩＳ品質表

種類		針入度 0°C 200 g 60 秒	針入度 25°C, 100 g, 5 秒	針入度 46°C 50 g 5 秒	軟化点 °C	伸度 10°C	伸度 15°C	伸度 25°C	蒸発量 %	蒸発後針入度（原針入に対し）%	四塩化炭素可溶分 %	引火点 °C
ストレートアスファルト	0～10	—	0以上 10 以下	—	45.0 以上	—	—	—	0.5 以下	70 以上	99.5 以上	230 以上
	10～20	—	10 を越え 20 以下	—		—	—	5以上				
	20～40	—	20 を越え 40 以下	—		—	—	50以上				
	40～60	—	40 を越え 60 以下	—	40.0 以上	—	50(1) 以上	100 以上				
	60～80	—	60 を越え 80 以下	—		—	100 以上					
	80～100	—	80 を越え 100以下	—		—						
	100～120	—	100を越え120以下	—	35.0 以上	100 以上	—					210 以上
	120～150	—	120を越え150以下	—			—	—				
	150～200	—	150を越え200以下	—			—	—				
	200～300	—	200を越え300以下	—	30.0 以上		—	—				200 以上
ブローンアスファルト	0～5	—	0以上 5以下	—	130.0以上	—	—	0 以上	0.5 以下	60 以上	99.0 以上	200 以上
	5～10	4以上	5を越え 10 以下	25以下	110.0以上	—	—					
	10～20	7以上	10 を越え 20 以下	45以下	90.0以上	—	—	1以上				
	20～30	10以上	20 を越え 30 以下	70以下	80.0以上	—	—	2以上				
	30～40	14以上	30 を越え 40 以下	95以下	65.0以上	—	—	3以上				

註（1）ストレントアスファルト 40～60 舗装用のものは 15°C に於ける伸度 100 以上が望ましい。

備考　1. アスファルト乳剤原料として使用するアスファルトについては乳化良好なることを要する。乳化試験方法は受渡し当事者間の協定による。

2. 舗装用ストレトアスファルトについては固型パラフィン含有量の少ないことが望ましい。固型パラフィン含有量の試験方法は受渡し当事者間の協定による。

海岸堤防に関する研究（7）

――波の変形と砕け波に関する実験的研究――

建設技官　岸　　力
建設技官　庵　原　照　太　郎

（昭和 31 年 9 月）

目　　次

Ⅰ　緒　　言……（1）
Ⅱ　波の変形……（1）
〔1〕波高変化……（2）
〔2〕波長変化……（3）
〔3〕波形の変化……（3）
Ⅲ　砕け波の性質……（5）
〔1〕浅水最高波の理論と実測値との比較……（7）
〔2〕海底勾配が急で波形勾配が小さい場合の砕け波……（8）
〔3〕海底勾配が緩かで波形勾配が大きい場合の砕け波……（12）
Ⅳ　総　　括……（12）

Ⅰ　緒　　言

漂砂問題を扱う場合，あるいは海岸構造物の設計を行う場合には構造物の前面に生ずる波長の性質，砕け波の生ずる位置などを推定する必要が起る。

そのためには水深変化による波浪の性質の変化，地形による波浪の屈折，あるいは場合によっては海底まさつの影響なども考慮する必要がある。この中海底まさつの影響については前報告[1]で述べた。

水深変化による波浪の性質の変化は普通微小振巾理論に基づいて算定されるが水深が小となれば波高が増し波長が減ずる他波形の変形も加わるので微小振巾理論では誤差が大きくなるはずである。

本文では先ず実験的に水深変化による波浪の性質をしらべ微小振巾理論に基づく計算値と比較した。屈折・回折も微小振巾理論で取扱うから，本文の実験結果はこれらの場合にも役立つであろう。

次に砕け波の性質を調べた。砕け波では微小振巾としての取扱が許されないから有限振巾の最高波の理論と実験結果とを比較した。

実験結果によれば，砕波点の近くの浅い水域では有限振巾理論でかなりの程度まで波の性質の変化を説明し得るけれども，波形や砕波の機構に関しては海底からの反射の影響も無視し得ないようである。

Ⅱ　波　の　変　形

深水波と浅水波とを結びつける関係は微小振巾理論によれば (1) で与えられる。

1) 岸力：海岸堤防に関する研究 (5)，海底まさつによる浅水波のエネルギー散逸，土木研究所報告 93 号，1956.

$$a_0^2=a^2\tanh\frac{2\pi h}{\lambda}\left(1+\frac{4\pi h}{\lambda}\operatorname{cosech}\frac{4\pi h}{\lambda}\right)$$
$$\left(\frac{2a}{\lambda}\right)_0^2=\left(\frac{2a}{\lambda}\right)^2\tanh^2\frac{2\pi h}{\lambda}\left(1+\frac{4\pi h}{\lambda}\operatorname{cosech}\frac{4\pi h}{\lambda}\right)\quad\cdots\cdots(1)$$
$$\lambda_0=\lambda\coth\frac{2\pi h}{\lambda}$$

ただし

a：半波高，　h：水深，　λ：波長

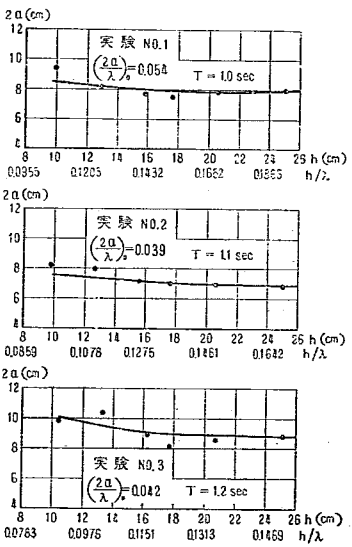
suffix 0 は深水波をあらわす

R. L. Wiegel〔1950〕[2] は波形勾配 0.03～0.01 の波について実験を行い $h/\lambda>0.15$ であれば (1) は実測値とよく一致し，波形の変形も殆んどみとめられないことを示した。

筆者は波形勾配 0.039～0.054 の波を用い有限振巾の波としての性質を強調して実験を行つた。水路は水深 25 cm でその一端に 1/17 の勾配を附し，波は深水波勾配 0.054，週期 1.0sec；深水波勾配 0.037 週期 1.1 sec，深水波勾配 0.042，週期1.2 sec の3種である。

斜面上で砕波点から順次沖側にとつた6ケの測点において抵抗線波高計で波高，波長，波形を測定した。

〔1〕 波 高 変 化



図—1

波高変化の実測値と (1) による計算値とを比較して図—1 に示した。水深の大なる所では実測値と (1) の計算値とはよく一致するが水深が小さくなれば波高は計算値より大となる傾向が認められる。

波高の実測値と計算値との差異が有限振巾理論と微小振巾理論との差異のみに基づくものであれば図—1 において深水波勾配が最も大きい実験 No. 1 において最も大きな差異が認められなければならないが，今回の実験の範囲ではそのような傾向は認められない。したがつて図—1 にあらわれた実測値と計算値との差は，波が有限振巾となることのほかに，砕波点からの反射あるいは波形の変形の影響によるものと考えられる。

図—1 にあらわれた実験結果をまとめると，

1) 初期波形勾配が 0.06 以下の波では水深による波高変化は $h/\lambda\geqq0.13$ の範囲では微小振巾理論に基づく (1) の計算値とよく一致する。

2) 水深がより浅い $0.13>h/\lambda>0.10$ の範囲においては波高は (1) の計算値より大となる傾向がみられ，その差は 10 %

2) R. L. Wiegel : Experimental study of surface waves in shoaling water. Trans. A. G. U Vol 31, No 3., June 1950.

程度である。

〔2〕 波長変化

6 ケの測点間で波速の平均値を求め，それに週期を乗じてそれぞの区間に対する平均波長とした。浜田〔1951〕[3]の計算によれば浅水最高波の波長 λ_f は (2) で与えられる。

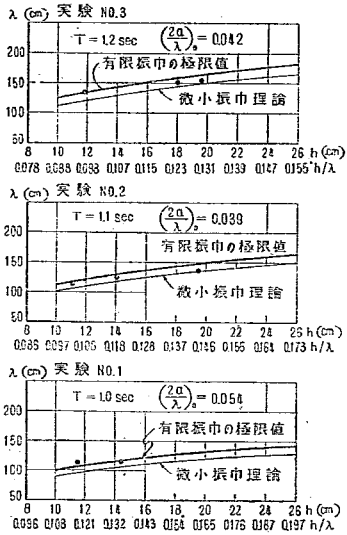
$$\lambda_f \fallingdotseq 1.1\lambda \cdots\cdots (2)$$

ここに　λ_f=浅水最高波の波長

λ=微小振巾波の波長

したがって水深が小となるにつれて波長は (1) の計算値から (2) の値に近づくことが期待される。

図—2 は実測値と計算値とを比較したもので波高が高まるにつれて波長も (2) による値に近附いて行くこと及び波長の実測値が (1) の計算値からはずれ始める h/λ の値は深水波勾配の大きな波ほど大きいことが認められる。こらからすれば波長の実測値と (1) に基づく計算値との差は主として波の有限振巾性に帰着できるようである。



図—2

波高は浅い所で約 10% 微小振巾理論を上廻り，波長も同じく (2) に示す通り約 10 % 微小振巾理論を上廻るから波形勾配は本実験に用いた程度の波では (1) の微小振巾理論を用いて充分な程度が得られるであろう。

〔3〕 波形の変化

佐藤〔1952〕[4]の計算によれば，一様水深の場合の有限振巾波の波形 η は

$$\eta = \frac{1}{2}ka^2 \operatorname{cnth} kh + a\cos k(x-ct) + \frac{1}{2}ka^2 \coth kh \cos 2k(x-ct)$$

$$+ \frac{1}{4}k^2a^3\left(\coth^2 kh + \frac{1}{2}\right)\cos 3k(x-ct) + \cdots\cdots$$

ここに

$$h = H - \frac{1}{2}ka^2 \coth kh, \quad H = \text{水深}$$

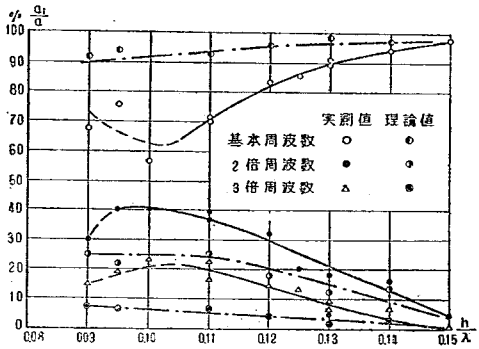
で与えられる。したがって任意の点における水位の時間的変化は

$$\eta = \frac{1}{2}ka^2 \coth kh + a\cos \sigma t + \frac{1}{2}ka^2 \coth kh \cos 2\sigma t$$

$$+ \frac{1}{4}k^2a^3\left(\coth^2 kh + \frac{1}{2}\right)\cos 3\sigma t + \cdots\cdots (3)$$

3) T. Hamada : Breakers and Beach Erosions, Transportation Technical Research Institute, Report No. 1, Dec. 1951.

4) 佐藤清一：漂砂に関する研究 (4)，浅水表面波について，土木研究所報告，82 号，March 1952.



図—3

ここに

$$\sigma=kc=\frac{2\pi}{T},\quad T=\text{週期}\ \text{となる。}$$

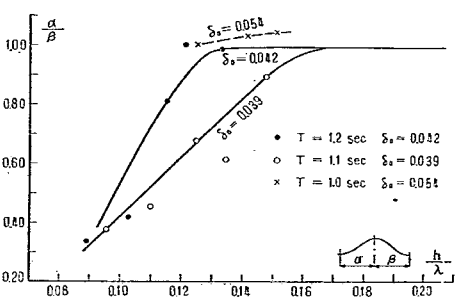
6 ケの測点で水位の時間的変化を測定し，結果を調和分解して各成分波の振巾を (3) による値と比較すれば図—3 の如くである。図中 ai は成分波の振巾を，a は実測半波高をあらわす。

各成分波の振巾は波形勾配によって異なり，図—3 における理論値のばらつきはそのためである。しかしこの実験では，波形勾配に基づく差異は水深変化に基づくものにくらべ，はるかに小さいので 1 本の曲線で代表させた。

図—3 によれば波形勾配の差に基づくばらつき以外に，実測値と理論値との間には明らかに差異が認められる。すなわち実測の波形の基本周波数成分の振巾は (3) の示す値よりも小さく一方 2 倍周波数，3 周波数などの高調波成分は (3) の示す値より大きい。この性質は $h/\lambda<0.13$ の範囲で特に目立ってくる。ただし実測値において $h/\lambda<0.10$ となれば基本周波数成分の振巾が再び増加の傾向に転じ，高調波成分の振幅が減少の傾向に転じているが，この点は波形の測定精度および調和分解の計算精度にも関係するので断定的な結論は下せない。

$h/\lambda<0.13$ の範囲において高調波成分の振巾が (3) の示す値より大となることは波形が理論波形より波山がとがり波谷が扁平であることを示している。波高上昇比すなわち静水面上の波山の高さ a_1 と波高 $2a$ との比 $a_1/2a$ の値は第Ⅱ章 (4) に示す通り波形の第 2 高調波成分の振幅に関係するから，図—3 の結果からみれば本実験に用いた程度の波では，波高上昇比は理論波形を仮定した場合の計算値より 10 % 程度大きくなるものと考えられる。

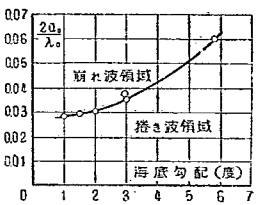
また図—3 では各成分波の振幅の比は波の波形勾配によってあまり変化していない。すなわち波高に関する限り，波形勾配による変形状態の差はないと云える。



図—4

図—4 は波形の前傾の程度をしらべたもので波谷から波頂までの時間 α と波頂から波谷までの時間 β との比を浅水度 h/λ に対して図示してある。図—4 によれば前傾が始まる浅水度は波形勾配によって異なり，波形勾配が小さい波程早く前傾が始まると云える様である。この実験では波形勾配 0.054 および 0.042 の波では前傾の始点がおおよそ $h/\lambda=0.13$ であり波形勾配 0.039 の波ではそれが $h/\lambda=0.16$ に移

つている。波形勾配 0.054 の波を別とすれば，他の 2 つは波形勾配 0.042 と 0.037 でありその差は極めて小さい。しかも図—4 にみられる如く前傾の程度はかなり異なつているようにみられる。これは次節に述べる砕け波の 2 つの形態すなわち巻き波砕波と崩れ波砕波との臨界波形勾配を指定し得ることを示しているのではなかろうか。H. W. Iversen 〔1952〕[5] および速水は 〔1955〕[6] 底面勾配を与えれば砕波の 2 形態を分つ臨界沖波々形勾配が指定でき，2 形態を結ぶ遷移領域の幅は比較的狭い事を主張している。これに対し浜田 〔1955〕[7] は遷移領域の巾が広く臨界沖波々形勾配と称すべきものは指定し難いと云つている。



図—5

筆者の実験では，波形を調和分解した場合の各成分波の大きさは各波ともほゞ同一で，波形勾配による差異は認められなかつたが，図—4 にみられる前傾の比較では波形勾配 0.04 附近が海底勾配 1/17 の場合の波の性分を分つ 1 つの臨界値であると考えるのが妥当なようである。速水によれば，海底勾配と臨界波形勾配との関係は図—5 の如く与えられている。

筆者の実験は海底勾配 1/17 (3°20′) であるから図—5 から読みとると臨界波形勾配は 0.038 で，波形勾配 0.04 の附近で前傾の程度に目立つた差異があらわれることと一致している。

海岸浸蝕に関して，崩れ波型砕波と巻き波型砕波が海岸の浸蝕性と堆積性を分つことが云われているが，図—4 から判断すれば砕波の 2 形態の差異は前傾の性質にもあらわれており，これが海岸の浸蝕性と堆積性とを分つ 1 つの原因であろうと考えられる。

Ⅲ　砕け波の性質

筆者はさきに浅水最高波の理論的解析を試みた。すなわち一様水深の水域を波が変形せずに伝播するとして波の高まり得る限界を求めた。しかし前章で述べた通り海岸に寄せる波は砕波点近くでは波形が有限振幅理論によるものより波山がとがり，波谷が扁平になる傾向をもち，しかも波の前傾が認められる様になつてくる。また前章 (1) の波高変化で指摘した通り砕波点近くでは海底からの反射波の影きようも加わることが予測されるので海岸の砕け波については浅水最高波の理論的な結果を手掛りとして実験的に特性をしらべて行くことが必要である。

また古くから自然の観察によつて砕け波には 2 つの型があることが知られている。その 1 つは崩れ波 (spilling breaker) であり，他の 1 つは巻き波 (plunging breaker) である。巻き波は海岸近くにおいてのみ観察されるが，崩れ波は沖合においてもまた海岸附近においても一般にみられる。実験室では波の波形勾配が大きい場合に崩れ波型の砕波が小さい場合には巻き波型の砕波がみられる。

崩れ波型の砕波では砕波点の近傍に至る迄波の変形は比較的少ないが，巻き波型の砕波では変形長区間に亘りしかも砕ける瞬間に前面が直立するに至る。このような形態上の差異が砕波の物理的な性質に如何に影きようし

5) H. W. Iversen : Waves and breakers in shoaling water, Proc. Third Conf. on Coastal Eng., 1952.
6) 速水頌一郎：砕け波の機構 (Ⅱ)，土木学会海岸工学講演会 講演集，1955.
7) 浜田，光易，長谷：進行波による水底圧力の変動，土木学会海岸工学講演会 講演集，1055.

表—1

No.	勾配 i	週期 T (sec)	静波波高 $2a$ (m)	静水面上の波高 a_1 (cm)	静水面下の波高 a_2 (cm)	静波水深 H (cm)	静波波長 λ (cm)	$\frac{H}{2a}$	$\frac{H}{\lambda}$	$\frac{2a}{\lambda}$	$\frac{a_1}{2a}$
1	1/9	0.9	8.4	6.0	2.4	10.0	90.0	1.19	0.111	0.093	0.714
2	〃	1.4	9.7	6.5	3.2	8.8	139.0	0.92	0.063	0.070	0.670
3	〃	1.7	10.6	7.2	3.4	10.0	181.0	0.94	0.055	0.059	0.680
4	〃	2.0	7.0	4.8	2.2	7.9	191.0	1.13	0.041	0.037	0.774
5	1/17	0.65	5.0	3.5	1.5	6.5	50.9	1.30	0.128	0.098	0.700
6	〃	0.70	6.1	4.2	1.9	8.8	62.8	1.44	0.140	0.097	0.689
7	〃	0.70	6.0	4.3	1.7	7.9	60.5	1.32	0.131	0.099	0.717
8	〃	0.72	7.4	5.2	2.2	11.7	69.5	1.58	0.168	0.106	0.703
9	〃	0.74	7.1	4.8	2.3	9.4	69.1	1.32	0.136	0.103	0.676
10	〃	0.80	6.2	4.5	1.7	8.2	72.1	1.32	0.114	0.086	0.726
11	〃	0.90	6.8	4.8	2.0	7.6	80.2	1.12	0.095	0.085	0.706
12	〃	0.90	9.8	6.9	2.9	13.3	100.4	1.36	0.132	0.098	0.704
13	〃	0.95	9.9	7.0	2.9	11.7	102.2	1.18	0.114	0.097	0.707
14	〃	1.0	10.8	7.5	3.3	13.5	115.0	1.25	0.117	0.094	0.694
15	〃	1.0	10.5	7.5	3.0	12.3	110.9	1.17	0.111	0.095	0.714
16	〃	1.0	9.7	6.5	3.2	12.9	113.0	1.33	0.114	0.086	0.670
17	〃	1.0	9.8	7.0	2.8	11.7	108.6	1.19	0.108	0.090	0.714
18	〃	1.0	7.2	5.0	2.2	7.0	86.8	0.97	0.081	0.083	0.694
19	〃	1.0	10.7	7.5	3.2	14.1	116.9	1.32	0.121	0.092	0.701
20	〃	1.08	11.5	8.0	3.5	14.7	130.2	1.28	0.113	0.088	0.696
21	〃	1.2	8.5	6.5	2.0	9.1	120.0	1.07	0.076	0.071	0.764
22	〃	1.4	8.8	6.5	2.3	8.0	133.0	0.91	0.060	0.066	0.738
23	〃	1.7	8.6	6.2	2.4	8.6	168.0	1.00	0.051	0.051	0.721
24	〃	1.7	11.3	7.9	3.4	11.5	189.0	1.02	0.061	0.060	0.699
25	〃	2.0	8.0	5.8	2.2	8.0	194.0	1.00	0.041	0.041	0.725
26	〃	2.0	10.3	7.5	2.8	9.8	212.0	0.95	0.048	0.049	0.728
27	〃	2.0	12.5	9.5	3.0	13.2	245.0	1.06	0.054	0.051	0.760

但し $\lambda \fallingdotseq 1.1\frac{gT^2}{2\pi}\tanh kH$

ているかを調らべることも重要な問題である。

〔1〕 浅水最高波の理論と実測値との比較

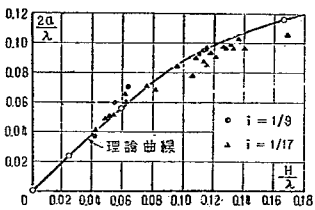
実験は勾配 1/9 および 1/17 の2種の斜面について行われた。砕波点の波形勾配はほゞ 0.04～0.10 の範囲に亘ったから，実際の海岸にみられる砕波の殆んど全範囲をおおっていると考えられる。

実測値は表—1 に示した通りで，これから砕け波の波形勾配と浅水度との関係を求め図—6 に示した。実線は浅水最高波の理論値で[8]

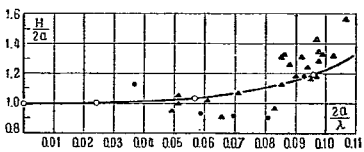
$$ak\coth kh+a^2k^2\left(\coth^2 kh+\frac{1}{2}\right)+\frac{1}{4}a^3k^3\left(\coth^3 kh+\frac{7}{2}\coth kh\right)=1 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

たゞし　a=半波高，k=波数$=\frac{2\pi}{\lambda}$，λ=波長

による計算値である。



図—6



図—7

海岸の砕け波では，海底勾配も影響すると予測されたが，図—6 にあらわれた範囲では勾配 1/9 の場合と勾配 1/17 の場合とに系統的な差異はみられず両者とも最高波の理論値によく一致していると云える。

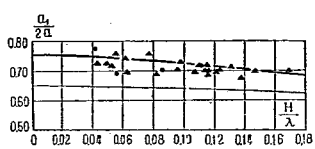
次に砕け波の相対水深 $H/2a$ すなわち砕波水深と砕波々高との比が波形勾配によってどの様に変化するかを図—7 に示した。図—7 の実線は最高波の理論値である。波形勾配が小さくなった場合の相対水深の極限値は理論的には 1 となるが，実測値も大体この傾向を支持している様にみえる。更に，実測値には多小のばらつきはあっても全体として実線とよく合っていると云える。この場合にも海底勾配による差異は認められない。

図—8 は砕け波の波高上昇比（$a_1/2a$）と浅水度 H/λ との関係である。図中の細線は前と同様浅水最高波の理論値で (4) から求めたものである。

$$\frac{a_1}{2a}=\frac{1}{2}\left(1+\frac{ka}{2}\coth kh\right)\cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

たゞし　a_1=静水面上の波山の高さ

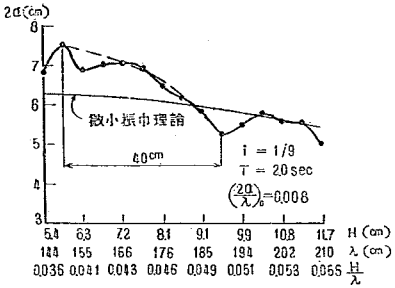
$2a$=波高



図—8

実測の波高上昇比が浅水度 H/λ が小さくなるにつれて漸増する性質は理論曲線と一致するが，その値は計算値より大きい。図—8 の太い実線は実測値の平均を示すものである。

8)　前論文海岸堤防に関する研究 (4)，進行波の砕波限界 (13) 式には誤りがあるので本式の如く訂正する。



図—9

このことは図—3 にみられる通り，浅水度が小さい場合の波形は理論波形より第2高調波成分の振幅が大きくなることから既に予期されたことであって，浅水最高波の理論のみでは海岸の砕け波を完全には説明し難いことを示すものである。

以上述べた所では，勾配 1/9～1/17 程度の海岸の砕け波は，波高上昇比を除けば最高波の理論で充分な近次が得られるものであり，砕け波の形の上でみられる崩れ波型と捲き波型との差異はあらわれていない。砕け波の形態上の相異がもつ物理的な意味を明らかにするためには一層細かな砕波の機構にまで立入って考察を進める必要がある。

第Ⅱ章に述べた通り波形の変形が目立ってくるのは浅水度 $h/\lambda < 0.13$ の範囲で見方をかえれば砕波点の近傍において変形が著しくなるともみなし得るから，この範囲の波の変形に注目してその特異性を抽出して行くのが砕け波の機構を解明する最も手近な方法であろう。

そこで先づ砕波点附近の波高変化を第Ⅱ章において行ったより精細に調らべてみよう。

〔2〕 海底勾配が急で波形勾配が小さい場合の砕波

図—9 は海底勾配 1/9，週期 2.0 sec，初期波形勾配 $(2a/\lambda)_0=0.008$ なる波すなわち非常に扁平な波が比較的急勾配の海岸に押寄せた場合の砕波点近傍の波高変化を示したものである。

図中の実線は微小振巾理論 (1) に基づく計算値である。図からみられる通り (1) の計算値は第Ⅱ章で述べた通り平均波高に大体合っているが，仔細にみれば波高が理論値のまわりに波をうって変化していることが認められる。

J. J. Healy 〔1953〕[9] にしたがって砕波点からの反射波を考慮して波高変化を求めてみる。すなわち，波高 $2a$ の入射波に砕波の落下点からの波高 $2b$ の反射波が重なったと考えると合成波形 η は

$$\eta = a\sin(\sigma t - kx) + b\sin(\sigma t + kx)$$

$$= (a-b)\sin(\sigma t - kx) + 2b\sin\sigma t\cos kx \quad \cdots\cdots(5)$$

となり波高 $2(a-b)$ の進行波と波高 $4b$ の重複波とに別れることがわかる。

(5) を変形すれば

$$\eta = (a+b)\cos kx\sin\sigma t - (a-b)\sin kx\cos\sigma t \quad \cdots\cdots(6)$$

となるので，α を整数とするとき $x=\alpha\frac{\lambda}{2}$ と $x=\alpha\frac{\lambda}{2}+\frac{\lambda}{4}$ の点の波高はそれぞれ $2(a+b)$ および $2(a-b)$ であることがわかる。したがって図—9 においても部分重複波の現象があらわれているならば波高の最高位と最低位との距離は $\lambda/4$ でなければならない。実測結果では図—8 に記入してある通りその距離は 40 cm で一方この

9) J. J. Healy : Wave damping effect of beaches, Proc. Minesota Int. Hyd. Conv., 1953.

間の平均波長は 170 cm となつており理論によく合つている。

部分重複波として入射波高 $2a$ と反射波高 $2b$ とを求めると,

$$2a=6.60\ \text{cm},\quad 2b=0.90\ \text{cm}$$

となり (5) に代入して波高を計算すると図の破線の如くなり実測値と極めてよく一致する。入射波高に対する反射波高の比 (b/a) を反射率と定義すれば,今の場合は反射率 $(b/a)=13.6\ \%$ である。

Healy の実験によれば海底勾配を固定した場合には深水波勾配が小さくなると反射率が著しく増大する。海底勾配 10° (大約 1/5.5) の場合についてみると,滑らかな面では大よそ次表のようで,深水波勾配約 0.02 を境としてこれより大きい波形勾配に対しては反射率が殆んど変化していない。

初期波形勾配	0.0027	0.0057	0.0093	0.017	0.026
反射率 (%)	67	44	25	16	15

また同一の波形勾配に対して海底勾配が増加すれば反射率が増大することは当然予想されるが,深水波勾配 0.01 の波に対して反射率は大よそ次表の程度で海底勾配 10° と 20° との間で反射率が著しく増大するが 10° 以下では反射率の減少は比較的緩慢である。

海底勾配	5°	10°	15°	20°	25°	30°
反射率 (%) (週期 5 sec)	7.5	15	55	73	82	85

図—9 の実験は勾配 1/9, 深水波勾配 0.008 なる場合に対するものであるけれども,実際の海岸の勾配は 1/50 ～1/100 が普通で汀線の近くにおいてさえ 1/10 より急なことは稀であり,波浪も深水波勾配が 0.01 以下になることはごく少ないので,図—9 の実験から判断すれば実際の海岸における砕波の反射率は 14 % をこえる事は殆んどなく,従つて微小振巾理論に基づく砕波々高の推定は最大 14 % 程度小さ目の値を与え,また第Ⅱ章図—1 に示した実験結果によれば 10 % 平均程度の差が反射波の影響で生ずると結論してよいであろう。

以上の通り海底勾配が比較的急で,深水波勾配が小さな砕け波では部分重複波の考えで砕波点附近の現象を扱うのがより合理的である。この理由は,この様な場合の砕波が比較的集中的に起り,形としては捲き波理のはんちゆうに属するため,反射波が一つの線源から出て入射波と干渉する場合をあらわした (5) 式が実際とよく合つているからである。

筆者は反射が一つの線源から発するとした (5) の波形に対応する運動機構を次の如くにしてしらべた。

(5) に対応する速度ポテンシャル ϕ は

$$\left.\begin{aligned} \phi &= -\frac{ga}{\sigma}\frac{\cosh k(h+y)}{\cosh kh}\cos(\sigma t-kx)-\frac{gb}{\sigma}\frac{\cosh k(h+y)}{\cosh kh}\cos(\sigma t+kx) \\ \text{or}\quad \phi &= -\frac{g}{\sigma}(a-b)\frac{\cosh k(h+y)}{\cosh kh}\cos(\sigma t-kx)-\frac{g}{\sigma}(2b)\frac{\cosh k(h+y)}{\cosh kh}\cos\sigma t\cdot\cos kx \end{aligned}\right\}\quad\cdots(7)$$

であるから,これから流速および分子軌道を求めると

$$u=\frac{gk}{\sigma}(a-b)\frac{\cosh k(h+y)}{\cosh kh}\sin(\sigma t-kx)-\frac{gk}{\sigma}(2b)\frac{\cosh k(h+y)}{\cosh kh}\sin kx\cdot\cos\sigma t\cdots\cdots(8)$$

$$v=\frac{gk}{\sigma}(a-b)\frac{\sinh k(h+y)}{\cosh kh}\cos(\sigma t-kx)+\frac{gk}{\sigma}(2b)\frac{\sinh k(h+y)}{\cosh kh}\cos kx\cdot\cos\sigma t\cdots\cdots(9)$$

$$X=-(a-b)\frac{\cosh k(h+y)}{\sinh kh}\cos(\sigma t-kx)-(2b)\frac{\cosh k(h+y)}{\sinh kh}\sin kx\cdot\sin\sigma t\cdots\cdots\cdots(10)$$

$$Y=(a-b)\frac{\sinh k(h+y)}{\sinh kh}\sin(\sigma t-kx)+(2b)\frac{\sinh k(h+y)}{\sinh kh}\cos kx\cdot\sin\sigma t\cdots\cdots\cdots\cdots(11)$$

したがつて (10), (11) から点 (0.0) では水分子の座標は

$$X=-(a-b)\coth kh\cos\sigma t,\quad Y=(a+b)\sin\sigma t$$

で長軸が $2(a-b)\coth kh$, 短軸が $2(a+b)$ なる楕円軌道である。$b=0$ なる反射波がない場合にくらべて長軸が短縮され短軸が逆に伸長していることがわかる。

また点 $(0,\ \lambda/4)$ では

$$X=-(a+b)\coth kh\sin\sigma t,\quad Y=(a-b)\sin\sigma t$$

となるから，反射のない場合にくらべ水分子軌道の長軸が伸長し短軸が短縮されることがわかる。

これらの2点では分子軌道の楕円の軸は座標軸に平行であるが中間の位置では軌道は傾いた楕円になる。例えば点 $(\lambda/8,\ 0)$ では

$$X=-\frac{\sqrt{2}}{2}\coth kh\{(a-b)\cos\sigma t+(a+b)\sin\sigma t\}$$

$$Y=-\frac{\sqrt{2}}{2}\{-(a-b)\cos\sigma t+(a+b)\sin\sigma t\}$$

となるので，この軌道の式は

$$\frac{2(a^2+b^2)\tanh^2kh}{(a^2-b^2)^2}X^2+\frac{2(a^2+b^2)}{(a^2-b^2)}Y^2-\frac{2(a^2+b^2)\tanh kh}{(a^2-b^2)^2}XY=1$$

となり，長軸と x 軸との傾角 θ が

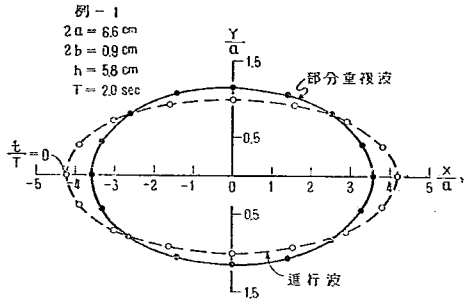
$$\tan 2\theta=\frac{\tanh kh}{(\tanh^2kh-1)}$$

で与えられる楕円であることがわかる。

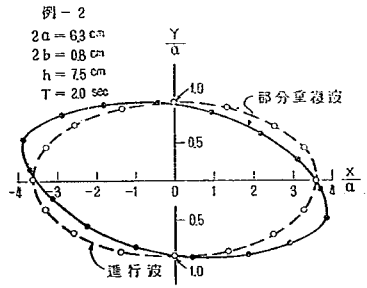
図—9 の例で，砕波点を $x=0$ としそれから沖に $x=\lambda/8$ および $x=\lambda/4$ なる点の分子軌道を (10), (11) 式で計算すると図—10 a～c の如くなる。

図で直ちにわかる通り，$x=0$ なる最高波高の位置では (図—10 a) 波の分子軌道は反射のない場合にくらべ (図中点線で示す) 扁平度が小さくなつて居り，$x=\lambda/4$ なる最低波高の場所では (図—10 c) 逆に扁平度が増している。これは，最高波高の位置では波長が短縮し，最低波高の位置では波長が伸長したことに相当する。

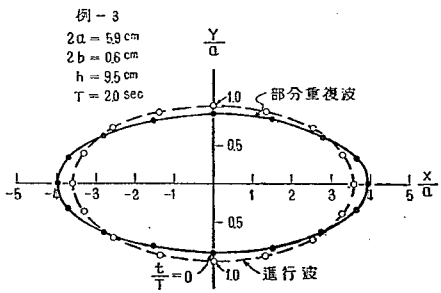
微小振巾理論では，進行波の水分子軌道の楕円の長軸と短軸との比は $\coth kh$ であるから，部分重複波の水分子軌道から相当波長を求めると最高波高の位置 $x=0$ では



図—10 a



図—10 b



図—10 c

$$\coth k'h = \frac{(a-b)\coth kh}{(a+b)}$$

であり，最低波高の位置 $x=\lambda/4$ では

$$\coth k'h = \frac{(a+b)\coth kh}{(a-b)}$$

となる。図—10 a ($x=0$) の例では相当波長は 124 cm で反射がない場合の計算値 150 cm にくらべ約 20 %，波長が短くなつている。また図—10 c ($x=\lambda/4$) の例では相当波長は 260 cm で反射のない場合の値 198 cm にくらべ約 30 % 波長が長くなつている。したがつて波形の伝播速度は最高波高の位置で反射を無視した場合の計算値より 20 % 小さくなり，最低波高の位置で 30 % 大きくなつているわけである。

Morison および Crooke 〔1953〕[10] あるいは速水，石原および岩垣 〔1953〕[11] が深水波勾配の小さい砕け波では水平流速の最大が波の峯より前方にあらわれる場合があることを観測しているが，これも部分重複波の性質

10) J. R. Morison and R. C. Crooke : The mechanics of deep water, shallow water, and breaking waves, Tech. Memo. No. 40, Beach Erosion Boad, 1953.

11) S. Hayami, T. Ishihara and Y. Iwagaki : Some studies on beach erosions, Dis. Prev. Res. Inst., Bull. No. 5, 1953.

として説明し得るように思われる。例えば図—9 の例について (8) で水平流速を計算すると

$x=0$　の位置では　$u_{max} \fallingdotseq 37.2$ cm/sec

$x=\lambda/8$　の位置では　$u_{max} \fallingdotseq 44.4$ cm/sec

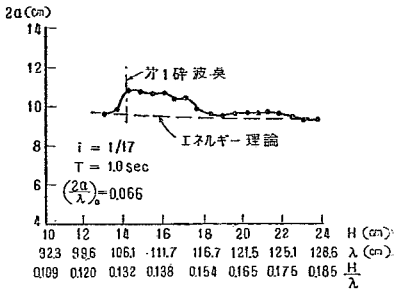
$x=\lambda/4$　の位置では　$u_{max} \fallingdotseq 32.3$ cm/sec

となりこの例では砕波における流速の最大は波頂より前にあらわれることとなる。

〔3〕 海底勾配が緩で波形勾配が大きい場合の砕波

図—11 は海底勾配 1/17，週期 1.0 sec，初期波形勾配 $(2a/\lambda)_0=0.066$ の場合の砕波点附近の波高変化を示すもので，実線は微小振巾理論に基づく計算値である。波高は水深 19 cm の位置すなわち $h/\lambda \fallingdotseq 0.16$ の点までは微小底巾理論による計算値によく一致しているが，そこから急に波高が高まり砕波点では計算値より約 10 % 大きな値を示している。

この場合には深水波勾配が大きいので砕波は崩れ波型で砕け方も漸進的である。したがつて反射源も図—9 の場合の如く線源ではなく帯状の反射帯と称すべきものとなるであろう。波形に図—9 の如く $\lambda/4$ をへだてたはつきりした最高位置と最低位置がみとめられないが，反射帯内の種々の部分から発する種々の位相の反射波と入射波との複雑な干渉結果であると考えられる。



図—11

Ⅳ 総　　括

勾配 1/17 の斜面をもつ水槽において波の変形に関する実験を行い次の結果を得た。

（1） 初期波形勾配が 0.06 以下の波では水深による波高変化は $h/\lambda \geqq 20.13$ のはんいでは微小振巾理論に基づく (1) 式の計算値とよく一致する。

（2） 水深がより浅い $0.013 > h/\lambda > 0.10$ の範囲においては波高は (1) の計算値より約 10 % 大となる。しかし波形勾配の大小による差は認め難いので，浅い水域の波高変化には波の有限振巾性以外の要素も関係していると考えられる。

（3） 波長は波高が増大するとともに有限振巾波としての極限値に漸近する様にみえる。すなわち砕波点の近くで波高が大となつた所では，波長は微小振巾理論による計算値より 10 % 長くなる。

（4） 砕波点の近くではしたがつて波高波長ともに微小振巾理論による値より約 10 % 大となるから波形勾配は微小振巾理論を用いてほゞ正しい値が得られるであろう。

（5） 斜面上に設けた 6 ケの測点で測定した波形を調和分解して得た各成分波の振巾と理論波形の成分波の振巾とを比較した。それによると理論波形より，基本周波数成分の振巾が小さくその他の高調波成分の振巾が大きく，この性質は $h/\lambda < 0.13$ の範囲で特に目立つてくることがわかつた。この事は，浅水域の波形が理論波形に

くらべより一層波山が尖り波谷が扁平化することを示している。また各成分波の振巾の比は波形勾配によつて大きな変化を示さず，波高に関する限り波形勾配による変形状態の差はないと云える。

（6） 波の変形に対する波形勾配の影響は波の前傾の性質に大きくあらわれる。海底勾配 1/17 で行つたこの実験では波形勾配 0.054 および 0.042 の波では前傾の始点が $h/\lambda=0.13$ であるに対し波形勾配 0.039 の波ではそれが $h/\lambda=0.16$ に移つていた。これは海底勾配 1/17 の場合には波形勾配 0.04 の附近に変形の度合の急変点が存在することを示している様である。

次に勾配 1/9 および 1/17，2 種の斜面において砕け波の特性をしらべた。

（7） 砕波の限界を浅水最高波の理論値と比較すると，砕波の波形勾配および砕波水深は理論値と一致する。しかし砕波の波高上昇比は理論値より大きくなる。これは既にしらべた波形の成分波振巾において第2高調波の成分が理論波形より大であつたことから予期された性質である。また勾配による砕波の性質の差は本実験の範囲では認められなかつた。

（8） 微小振巾理論と砕波条件とを結び付けて砕波水深あるいは砕波々高を求める場合には，底面からの反射を考慮する必要がある。底面からの反射は砕波点近傍の波高を微小振巾理論によるより約 10 % 増大させる。

（9） 巻き波型砕波で，水平流速の最大が波頂より前部にあらわれる性質は海底からの反射を与えた部分重複波によつて説明できるようである。

寒地道路の路床路盤に関する調査研究

——4号国道調査報告——

建設技官　竹　下　春　見

（昭和 31 年 9 月）

目　　次

まえがき……（1）
Ⅰ　路床土……（2）
〔1〕 調査地域における路床土の特性……（2）
〔2〕 黒ボク交りローム質路床土の吸水による影響……（3）
〔3〕 黒ボク交りローム質路床土の乱さない試料による CBR と現場 CBR……（3）
〔4〕 寒冷地方における砂利道の路床土の限界支持力……（4）
〔5〕 ローム質土の盛土の乾燥密度と強度……（7）
Ⅱ　路盤の効果……（8）
〔1〕 路盤厚決定法の概観……（8）
〔2〕 凍結深さ……（9）
〔3〕 寒地道路における必要な合計厚……（10）
〔4〕 2層の場合の弾性理論……（11）
〔5〕 路盤の効果……（12）
（1） 路盤として使用した材料……（12）
（2） 路盤材料と路床土の弾性係数……（15）
（3） 路盤の効果……（17）
（4） 換算路床厚……（19）
（5） 路盤中の応力……（20）
（6） 弾性波の伝播速度と路盤支持力係数との関係……（21）
（7） 季節による路床，路盤の支持力の変化……（21）
むすび……（22）

ま　え　が　き

わが国には火山灰土質の地方が多く，しかも火山灰土質は道路の路床土として不適当なものが多い。その中でも，関東地方のいわゆる“関東ローム”，九州地方の“ヨナ”および“シラス”，東北地方の“黒ボク”が，道路建設を行う場合に不良な土として有名である。しかもわが国では，全般的に砂利道が多いが，その維持のためには条件の悪い季節に道路面に砂利と砂の混合物をまいて，交通締めにより道路の維持をはかっており，とくに砂利道の表面を処理して安定性を増加させようとすることは稀である。これは全般的に雨量が多いために，安定剤により処理した表面の維持が経済的に困難なためであろう。

砂利道は構造的には表面が開放された道路構造であるので，舗装道路にくらべて，気象の変化による路床土の含水量の変化も大きく，それにつれて支持力の変化もまた大きい。

とくに東北地方の盛岡市附近の道路の路床土は，いわゆる岩手火山灰（黒ボク）を含んだローム質土であつて

含水量が四季を通じて非常に多く，その上寒冷地方であるために道路が凍結融解の影響を強く受けるので，道路の建設および維持には一層の困難を感じている。

本報告は現地調査およびそれに関連して行った研究の結果であって，火山灰質の砂利道の路床土の季節変化による支持力の変化と，砂利層の荷重分散効果についての調査研究が主になっている。

I 路 床 土

〔1〕 調査地域における路床土の特性

主として調査の対称とした地点は，国道4号線の中，盛岡市の北方にあたる滝沢村地内の現在道路と，奥中山地内において昭和29年度より改良工事を行っている地区である。

滝沢村地内において，地点IおよびIIは互いに約2km離れており，その路床土は黒ボク交りのローム質の土であって，Casagrande の分類によれば MH に属しており，その上に25～30cm の路盤と表層の層がある。路盤材料と表層とは粒度その他の点から区別はつけにくい。この附近は舗装道路でなくて，砂利道のまゝであるので，路床土の含水量は季節変化の影響を受けて，80～140% の広範囲に亘って変化しており，路面から70cm までの深さは季節によって含水量が相当に変化をする。路床土の Atterberg limit は，土の試料をあらかじめ乾燥しないで試験をすると，初めの含水量によって大分異なり，たとえば地点Iにおいては夏測定すると，

$$LL=114, \quad PI=55$$

であるが，これを春測定すると

$$LL=154, \quad PI=60$$

となる。地点IとIIとを比較するとIの方が若干含水量が多い状態であるが，地下水位は年間を通じてともに路面から2m以下にあり，凍結深さは30～40cm である。この地方はとくに春の融解期において，道路の支持力が失われ，自動車の轍のあとがついて交通が困難になることが多い。

奥中山地区においては切盛土ともに，黒ボクは路床土としては使用しないことにしており，原則としてこれを除去している。黒ボクを除去した下の土は大部分ローム質の土であって，含水量は季節により40～80% の範囲内にある。この土も Atterberg limit test のときには，初期の含水量によりその値が変化するが，JIS 規格に示すように，試料をあらかじめ空気乾燥してから試験を行うと，

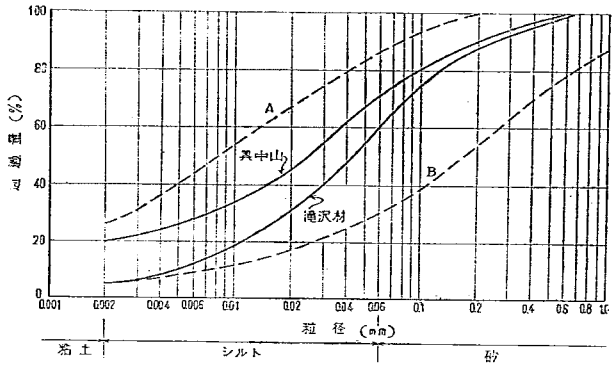
$$LL=64, \quad PI=31$$

となる。滝沢村の路床土にくらべると，施工中の奥中山の路床土は，黒ボクが入っていないだけ，含水量が少なくなっている。粒度分析の結果によると奥中山の方が滝沢村よりも粘土含有量が多いにもかゝわらず，含水量が少ないのは，火山灰である黒ボクの影響であろうと思われる。

両地区における代表的な路床土の粒度分析の結果は図—1に示すとおりである。図—1中に点線で示す A, B 両曲線は凍上を受け易い土の範囲[1]を示すものであるが，両地区の粒径加積曲線はともに両曲線の範囲内にある。

1) 竹下春見：“路床土のサクションと融解期における強度の減少について” 土木研究所報告第92号

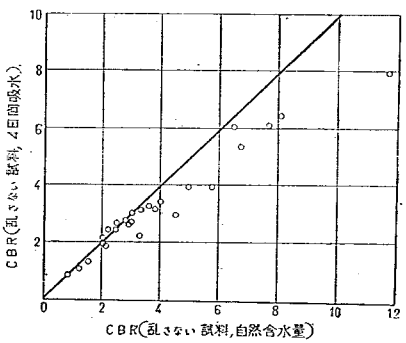
したがつてともに凍上を受け易い土であることがわかる。



図—1　凍上を受け易い土の範囲と調査地区における代表的な土の粒度分析試験結果

〔2〕 黒ボク交りローム質路床土の吸水による影響

滝沢村を中心にしてその附近の国道で，路面から約 30cm 下の路床土から，乱さない試料を採取して，CBR 試験を行つた。その結果は図—2 に示すようである。この図では横軸に自然含水量の場合の CBR を，縦軸には 4 日間水浸した場合の CBR を示してある。図によれば自然含水量における CBR が大体 3 以上の場合は，水浸させることにより平均して CBR は約 25% 値が減つているが，3 以下の場合は水浸による影響は余りない。この図において CBR の小さい値は春の融解期，大きい値は夏測定したもので，その中間の点は秋または冬の初期の間に測定したものである。



図—2　自然状態と吸水した試料の CBR の比較（滝沢村附近）

これによると，路床土の自然含水量が大きい冬（まだ凍結していない）または春においては，CBR の値は水浸させても余り減少しないことを物語つている。つまりこの時期には路床土のサクションが充分小さくなつているので，4 日間の水浸では充分に水が浸透しないためであろう。

〔3〕 黒ボク交りローム質路床土の乱さない試料による CBR と現場 CBR

たわみ性舗装[2]厚を設計するのに CBR 法があることはよく知られている。また最近英国においてよく使用さ

2）砂利道も一種のたわみ性舗装である。

れており，CBR 法による結果と比較的よく一致するといわれている剪断力法[3] (Shear Strength Method) という方法がある。剪断力法は粘性土の強度を一軸圧縮試験により求めて，その半分を剪断応力として，次の式により舗装厚を決定する方法である。

$$\tau_{max}=p\frac{3a^2z}{4(a^2+z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad [4] \qquad \cdots\cdots(1)$$

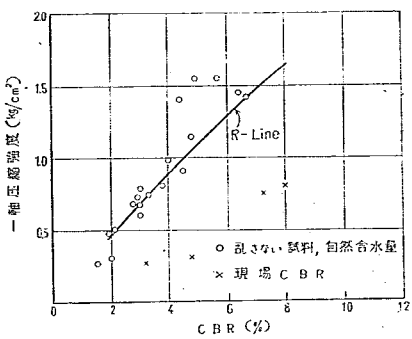
こゝに τ_{max}：一軸圧縮試験より得られる剪断応力 (kg/cm²)

p ：タイヤの接地圧力 (kg/cm²)

a ：タイヤの接地半径 (cm)

z ：必要な舗装全厚 (cm)

いま重交通 (12,000 lb. 輪荷重) に関する CBR の設計曲線から，ある厚さを必要とする CBR と，同じ輪荷重のときに同じ厚さを必要とする剪断強度の2倍（一軸圧縮強度）を等しいとして図示すれば，図—3 に示すR-線が得られる。[5]



図—3 CBR と一軸圧縮強度の関係

乱さない試料を採取して，自然含水量のときの CBR と一軸圧縮強度 (q_u) を求めて，図—3 の上にプロットすれば，○印で示したような関係になり，比較的よくR-線にのっている。しかし現場 CBR と一軸圧縮強度の関係は図中に×印で示されているように，R-線から大分離れている。

剪断力法による厚さは，現場 CBR を使用した場合の厚さと比較的よく一致するようにいわれていることもあるが[6]，黒ボク交りローム質路床土の場合は，乱さない試料の自然含水量における CBR が剪断力法とかなりよく一致している。この路床では，現場 CBR は乱さない CBR よりも 1.9±0.3 倍大きい値になつている。

CBR 試験には乱した土で行う方法，乱さない土で行う方法および現場 CBR の3種類があるが，盛土を行うような新設工事の場合は，土取場の土で乱した試料により，予想する乾燥密度で試験を行うべきであろうが，現在道路上に舗装をするような場合には，上記の理由により，現場 CBR よりも乱さない試料を採取して自然含水量のまゝで試験をする方法を用いなければならない。

〔4〕 寒冷地方における砂利道の路床土の限界支持力

道路の建設後に，その路床土の含水量の変化，したがつて路床土の支持力の変化を知ることは，道路構造，と

3) H.M.S.O., Soil Mechanics for Road Engineers. (1952), p.416.

4) これは Boussinesq の式である。

5) 竹下春見：“道路構造の安定性について” 土木研究所報告第 92 号.

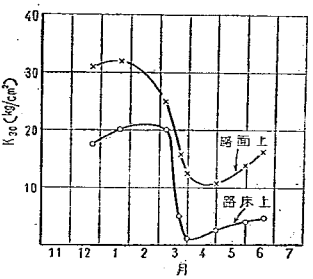
6) 例えば，Armstrong, C.F. : Soil Mechanics in Road Construction, (1950).

くに路盤および表層の厚さを設計する上に基本的な重要な問題である。道路構造とくにその厚さを決定する方法は数多く発表されているが，大別して現場における載荷試験の結果にもとづくものと，室内において路床土の強度試験を行いその結果にもとづくものとの2通りの方法がある。しかし何れの場合でも，道路建設後における路床土の含水量の変化により，支持力が変化するという事実を考えに入れない限り，満足な設計法とはいえない。

その意味において，路床土の試料を4日間水浸させてから強度試験をするCBR法は，路床土の限界支持力を知る上に一応もつともな方法であるということができる。しかし試料を4日間水浸させるという方法については厳にすぎるという説と，それでも足りないという説とあり，[7] 限界支持力の決定法としては疑問の余地が多い。

森麟氏[8]は舗装道路の路床土の平衡含水量として，サクションが 0.1 kg/cm² のときの含水量をとることを提案しているが，限界支持力の考え方として興味が深い。しかし寒冷地の道路，とくに砂利道の場合は早春の融解期になると，路盤および路床の支持力が極端に減少するし，砂利道は表面が開放された構造であるので，平衡含水量の状態にはなりえず，季節の変動により絶えず路床土の含水量は変化する。

図—4 は滝沢村において，東北地建の武田技官が 30cm の載荷板を使用して K-値を測定した結果であつて，冬期間は路盤および路床の一部が凍結するために，秋よりも支持力が若干増加しているような傾向が見えるようであるが，しかし早春の融解期になると急激に支持力が減少しており，春から初夏にかけて徐々に支持力が増加していく状態が明瞭に示されている。



図—4　月別に測定した K_{30} の変化
(滝沢村において，東北地建，武田技官)

CBR の標準試験では試料を 4 日間水浸させるが，これは細粒子土の場合は，吸水膨脹が4日間で完了するものとすれば，理論的には試料がサクション=0.02kg/cm² になるまで，水分を吸収膨脹させることをねらつている。[9] しかし黒ボク交りのローム質路床土は4日間では吸水膨脹が完了しない。これは表—1 に示す測定結果からも分る。すなわち通常の季節(秋)に乱さない試料による4日間水浸の場合の CBR は，地点Ⅰの場合は 2.3 であるが，自然含水量の場合の CBR は 3.3 である。これを含水量の面からみれば，前者は後者より約 10% 含水量が多い。しかし春の自然含水量は

表—1　季節変化による CBR の値

季節	夏			秋			春		
試験条件	現場 CBR	乱さない土		現場 CBR	乱さない土		現場 CBR	乱さない土	
		自然含水量	4日水浸		自然含水量	4日水浸		自然含水量	4日水浸
地点Ⅰ	10.9	4.9	4.0	7.2	3.3	2.3	3.2	1.5	1.4
地点Ⅱ				8.0	3.8	3.2	4.8	2.0	2.2

7) Proc. 3rd Int. Conf. S.M. and F.E. (1953) Vol. Ⅲ, p.181 以下.
8) 森　麟：“土のサクションと路床支持力”，早稲田大学理工学研究所報告第3輯 (1956).
9) 森　麟：前脚註8

さらにそれよりも約 10% 値が大きくなつており，CBR は 1.5 になつている。つまり秋に乱さない試料を採取して，これを 4 日間水浸しても，春の自然含水量までには含水量が増加しないのである。

このように火山灰質の路床土では，4 日間水浸の影響は各季節によつて一定せず，とくに凍結融解をうける寒冷地では，路床土の限界含水量あるいは限界支持力は CBR 法による 4 日間水浸の場合よりも条件が大分悪い。

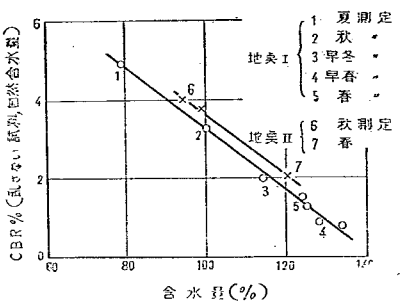
したがつて，たとえば夏などに乱さない試料で 4 日間水浸した CBR 試験を行い，それにより舗装合計厚を設計したとすれば，路面が閉ざされている道路構造（不透過性表層をもつ構造）である限り，融解期においても，以下にのべる程の支持力低下はおこらないかも知れないが，凍結融解のはげしい地方では，舗装合計厚が不足することは明瞭であろう。

前述したように乱さない試料を 4 日間水浸しただけでは，それによる CBR は測定した時期により大分変動があり，自然含水量が 3 以下の場合には，水浸による影響があまりなく，とくに融解期には土の試料を人工的に吸水しただけでは達し得ないほど低い値になる。これは冬期の凍結期間における路床土の体積膨脹の影響が入るためと考えられる。したがつてこのような場合には，限界支持力はどのくらいのものになるかについて考察して見よう。

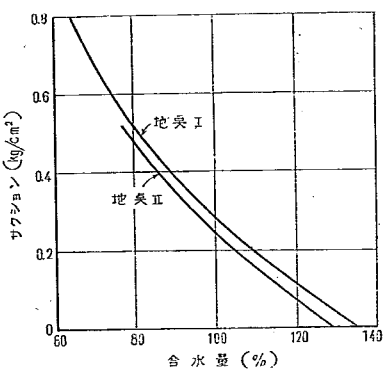
図—5 は滝沢村地区において，季節ごとに乱さない試料の自然含水量における CBR を測定した結果を示している。この図によると地点Ⅰ，Ⅱともに，季節によつて含水量が増加するに従つて CBR の値が減少しており，とくに早春においては非常に小さな値になつている。

一方，地点ⅠおよびⅡにおける路床土のサクションと含水量の関係は図—6 に示すようになつている。この関係は現地および室内において，テンションメーターおよび遠心分離器を使用して作成したものである。

図—5 と図—6 を組み合わせて，サクションとそれに相当する CBR の関係をつくれば，図—7 に示すような関係が得られる。この図をみると，地点ⅠおよびⅡともに，ほゞ直線関係になつている。地点Ⅰにおける CBR の最小値 0.8 は，ちょうどこの直線が縦軸（サクション=0）と交わる点に一致している。地点Ⅰにおいては，

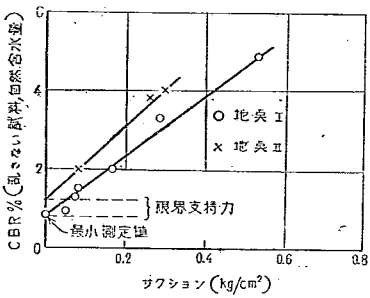


図—5　自然含水量と CBR の関係（滝沢村）

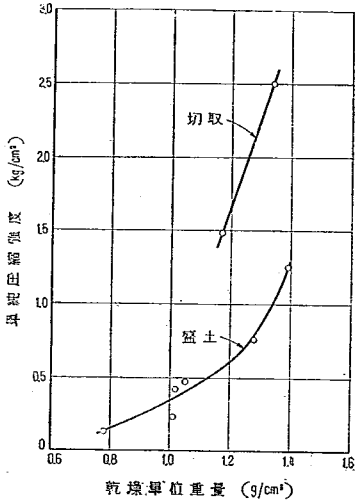


図—6　路床土のサクションと含水量の関係（滝沢村）

車輛の交通により轍のあとができて，土が乱された地点をのぞいては，CBR がこの値以下になった例はない。地点Ⅱにおいては，サクション=0 に相当する CBR の測定値はないが，土質その他の状態が地点Ⅰとよく似ていることを考えれば，直線を延長して最小値はサクション=0 に相当する CBR=1.2 の値になるものと推定できる。したがって，早春の融解期には，サクションが 0 の場合の CBR を限界支持力と考えて差支えないように思われる。[10]



図—7　路床土のサクションと CBR の関係



図—8　奥中山盛土箇所における乾燥単位重量と単純圧縮強度との関係

〔5〕 ローム質土の盛土の乾燥密度と強度

昭和 29 年度より施工している奥中山における土工工事中に，各種の土工方式による盛土のしめ固め度を測定した。盛土材料はローム質土であって，JIS による突固め試験の結果は，最適含水量は 48.8%，最大乾燥密度は 1.68 g/cm³ である。自然含水量は前述したように 40～80% の範囲内にある。

各種の施工方式による乾燥密度と単純圧縮強度の測定値は表—2 に示すようである。表の④欄に示す $ra/rmax$

表—2　各種施工法による盛土のしめ固め度と強度

① 施工法		② 原地盤よりの高さ	③ 乾燥密度 (g/cm³)	④ $ra/rmax$ %	⑤ 単純圧縮強度 (kg/cm²)
機関車運搬土工	人力まき出し	50cm	0.78	46.5	0.13
	トロ線のあと	〃	1.01	60.0	0.23
	ブルまき出し	〃	1.05	62.4	0.47
	ブルまき出し	30cm	1.02	60.8	0.42
機械化施工	ブル押し出し	約 5m	1.28	71.6	0.76
	キャリオールとブルの共同作業	約 6m	1.39	82.8	1.25

10)　限界支持力は非常に小さな値となり，CBR の設計曲線を外挿すれば，図—9 に示すようになるが，設計のためには，現場としては，こゝに求めたように小さい限界支持力を採用することは困難であろう。したがつて，何等かの方法により，路床土を安定処理することが必要である。

は，r_d は施工した盛土の表面（路盤はまだつくられていない）から 30cm 下の乾燥重量をあらわし，$rmax$ は突固めの試験の結果から求めた最大乾燥重量を示している。また機関車運搬ブルまき出しというのは，トロで捨てた土をブルドーザーでまき出したもので，まき出し中にある程度転圧されるものと考えられる。この表より乾燥密度と単純圧縮強度の関係を図示すれば，図—8 に示すようになり，盛土工事は機械化施工によるのがしめ固め度も大きく，強度もまた大であり，施工法として望ましいものであることがわかる。

Ⅱ 路盤の効果

〔1〕 路盤厚決定法の概観

コンクリート舗装でもアスファルト系舗装でも，天然地盤の上に直接施工することは殆どなく，大低は砂利または砕石まじりの粒状材料を主にした材料で，路盤を構築している。コンクリート舗装とアスファルト系舗装では，力学的な考え方がまるで違っているので，路盤厚についての考え方も当然異なつており，現在のところコンクリート舗装の場合に路盤厚がどれだけなければならないかという点については定説はない。たゞ所要の路盤支持力係数があればよいのであつて，どのような材料で，どれだけの締固め度をもち，いくらの厚さにすれば，どの程度支持力係数が増加するかということもわかつていない。

したがつて現場において，適当な材料と締固め度で，トライヤルに厚さを変えて試験路盤をつくり，支持力係数を測定してから，必要な支持力係数を得るにはどれだけの路盤厚が必要であるか，またその場合はコンクリート版の厚さはどれだけ必要であるかを決定しなければならない。理論式あるいは補正した公式を使用できるのはコンクリート版の厚さであつて，路盤厚を決定できる方法は今のところないのである。[11] したがつて一応路盤厚を決定しようとする場合には，前記の現地試験を行わない限り，アスファルト系（たわみ性）舗装の設計方法を準用するしか手段はない。

アスファルト系舗装では，アスファルト系材料を使用するのは表層 3~7.5cm であつて，この表層は構造的には雨水の滲透を防ぐことと，交通車輛による磨耗に抵抗することが主な任務であつて，コンクリート版のように直接荷重に抵抗する任務は少ない。したがつて荷重に対する抵抗は主として路盤の強度に期待するわけであつて，現在行われている大部分の設計法は表層と路盤の合計厚を求めようとするものである。そのためにこれらの設計法は表層の厚さが経験的に一定であるために，路盤の厚さを設計しているものと考えて差支えない。砂利道あるいは砕石道も一種のたわみ性舗装であるので，アスファルト系舗装の設計法がそのまゝ準用される。

たわみ性舗装の合計厚を決定するには各種の方法が考察されているが，次の 3 通りの方法に大別できる。[12]

（i） 路床土の土質試験の結果を利用するもの

この代表的なものは群指数（GI）による方法であつて，力学的試験を行わないところに特徴がある。

（ii） 路床土の力学試験の結果を利用するもの

---

11) 図—18 に若干の実験例を示す。このようなデータの集積により，路盤厚の設計法が確立されるであろう。

12) 竹下春見：“アスファルト系舗装の厚さの設計”，土と基礎 Vol. 4, No. 4.

この代表的なものには，貫入試験の結果を利用する CBR 法と，単純圧縮試験の結果を利用する方法とがあり，とくに CBR 法は現在世界で一番広く利用されている。CBR 法をモデファイしたものにコロラド法，ワイオミング法，ミネソタ法などがある。貫入試験を行う方法の中で CBR 法とちがい，コーンを利用する方法も考察されている。

(iii) 現場荷重試験による方法

この代表的なものにはカナダ法と Burmister の弾性論の結果を利用するものとがある。

〔2〕 凍結深さ

地表面からの凍結の深さを推定しようという問題は，熱伝導論の応用問題として興味が深く，そのため幾多の研究者により研究されているが，使用に便利であつて応用範囲の広いものは Stefan の公式といわれるものである。これは次の式によつて与えられている。

$$\left.\begin{aligned} z &= \sqrt{\frac{2k\theta t}{L}} \\ \Omega &= \theta t \\ L &= 0.8\omega\gamma_d \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(2)$$

こゝに　z：凍結深さ (cm)

θ：大気温度で 0°C 以下の温度

t：冬に平均気温が 0°C になつたときから春平均気温が 0°C 以上になるまでの時間 (sec)

k：土の熱伝導率 (cal/cm, sec, deg C)

Ω：凍結指数 $\left(\text{deg C, sec}=\frac{1}{86400}\ \text{deg C, days}\right)$

L：単位容積の土中の水の融解熱 (cal/cm³)

ω：土の含水比 (%)

γ_d：土の乾燥単位重量 (g/cm³)

寺田氏の第一近似公式は（2）式において

$$\sqrt{\frac{2k}{L}}=0.01,\quad L=2\times 10^4 k \quad \cdots\cdots(3)$$

とおいた場合に相当し，

$$\left.\begin{aligned} Z &= 0.01\sqrt{\theta t} \quad (\Omega=\theta t \text{ は deg C, sec 単位}) \\ &= 2.94\sqrt{\theta t} \quad (\Omega=\theta t \text{ は deg C, days 単位}) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(4)$$

で与えられている。

道路は普通2層あるいは3層よりできているので，上記の公式により，そのまゝ凍結深さを推定することはできないが[13]，これから路盤あるいは舗装を構築する場合には，どれだけの厚さのものをつくればよいかという問

13) Stefan の公式を利用すれば，多数層の場合の凍結深さを推定することができる。例えば，竹下春見：道路工学（金原出版）

題に対しては，前記の公式が一応の目安になるわけである。実際に凍結深さだけの合計厚をもつように路盤と舗装を設計することはよく行われている。しかし実際問題として，路盤は路床土より熱伝導率が大きく，しかも融解熱が小さいのが普通であるので，式（2）あるいは（4）より，路盤を構築したために，凍結する深さは増大するのが普通である。この見地から米国の Corps of Engineers などでは，現地の凍結深さ以上の合計厚を採用しているが，それらのデータを参考にして公式化すれば合計厚は次の式で示すようになる[14]。

$$Z=4.8\sqrt{\Omega}=4.8\sqrt{\theta t} \quad \cdots\cdots(5)$$

ここに，$\Omega=\theta t$ は deg C, days 単位である。（5）を（4）と比較すれば，置きかえる合計厚（路床上につくる合計厚）は現地の凍結深さの 1.63 倍になる。

〔3〕 寒地道路における必要な合計厚

調査地区における気象調査の結果によれば[15]，

滝沢村において　$\Omega=221$ deg C, days

奥中山において　$\Omega=396$　〃

である。

凍結深さを与える公式の中で，一般に Stefan の公式は少し大きすぎる値を与える傾向があり，東北地方あるいは北海道などでは，簡単な寺田公式が比較的実際とよく一致するようである。これは日本の土は比較的含水量の大きい地方が多いためと考えられる。したがって，公式（4）および（5）を使って，

滝沢村においては

凍結深さ$=2.94\sqrt{\Omega}=2.94\sqrt{221}=43.7$ cm [16]

合計厚$=4.8\sqrt{\Omega}=4.8\sqrt{221}=71.6$ cm

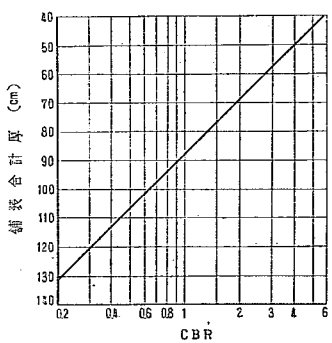
奥中山においては

凍結深さ$=2.94\sqrt{\Omega}=2.94\sqrt{396}=58.5$ cm [17]

合計厚$=4.8\sqrt{\Omega}=4.8\sqrt{396}=95.5$ cm

となる。滝沢村においては．現在砂利道厚は 30cm 内外であり，前記の計算の合計厚はもとより凍結深さにも達していない。

奥中山においては（5）式による合計厚は 95.5cm にもなり，経済的にもこれだけの合計厚は構築困難である。一方秋に測定した現場の乱さない土による水浸 CBR の値は 3 くらいであるが，これも前 1 章〔4〕において説明したように限界支持力は更に小さい値になるものと推定される。



図—9　CBR の設計曲線の外挿

14)　竹下春見：“道路における凍害とその対策”災害とその対策，土木学会（昭和 31 年）

15)　竹下春見，小田切照男：“道路の凍結融解期と凍結深さの推定”土と基礎 Vol. 4, No. 1.

16), 17)　この計算値は，現場で観測した凍結深さとほゞ一致している。これは寺田公式がよくこの地方の凍結深さをあらわす一つの実例になる。

合計厚 95.5cm は CBR の設計曲線を外挿して作成した。図—9 によれば，

$$CBR \fallingdotseq 0.7$$

の見当になる。(サクション=0 に相当する限界支持力に近いと推定される)。CBR=3 とすれば合計厚は 58cm となり，凍結深さとほゞ一致する。

式（5）による合計厚は現状としては種々の状況から採用困難であるので，現在としては凍結深さと CBR より求められる合計厚の両方を決定し，その中大きい方の厚さを合計厚として採用すべきであろう[18]。

奥中山の路盤工はこの方法により，合計厚を 60cm として施工されている。

〔4〕 2 層の場合の弾性理論

道路構造は弾性的性質の異った材料で，2層あるいは3層よりできている。しかしたわみ性舗装あるいは砂利道においては，近似的に2層と考えて差支えないであろう。

2層の場合の弾性論的なとりあつかい方は，Burmister, Fox などによって研究されているが，Burmister[19] の研究は載荷重の中心下における表面沈下の問題である。Fox[20] は2層の場合の応力を計算している。Fox によれば，中心軸上の応力は数学的に厳密に計算できるが，それ以外の点における応力は Relaxation Method により計算できる。

Burmister によれば，2層の場合の表面における垂直変位は路床路盤のポアソン比を 0.5 として，次の式で与えられる。すなわち

タイヤ荷重の場合

$$\Delta = F_\omega \frac{1.5pa}{E_2} \quad \cdots\cdots(6\cdot a)$$

剛性載荷板の場合

$$\Delta = F_\omega \frac{1.18pa}{E_2} \quad \cdots\cdots(6\cdot b)$$

ここに　Δ ：地表面の垂直変位 (cm)

p ：荷重強度 (kg/cm^2)

a ：円形載荷面の半径 (cm)

E_2：下層（路床）部分の弾性係数 (kg/cm^2)

F_ω：沈下係数で，上層の厚さを h，弾性係数を E_1 とすれば，h/a と E_1/E_2 の函数であらわされる。

---

18) 理論的には，この方法による合計厚では不足である。たゞ路盤材料として断熱的な材料を使用でき，かつ排水良好ならばこの合計厚で差支えないかどうかは，今後の研究問題である。

19) Burmister, D.M. : The Theory of Stresses and Displacements in Layered System Applications to the Design of Airport Runways, Proc. H.R.B., 1943.

20) Fox, L : Computation of Traffic Stresses in a Simple Road Structure., Road Research Technical Paper No.9, R.R.L.

Burmister による F_ω の式は複雑であるが[21]，Barber[22] は上層の厚さ h は路床の厚さに換算すれば，$h(E_1/E_2)^{\frac{1}{3}}$ になると近似的に仮定して，

$$F_\omega=\frac{a}{\left\{a^2+h^2\left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{2}{3}}\right\}^{\frac{1}{2}}}\left(1-\frac{E_2}{E_1}\right)+\frac{E_2}{E_1}$$

としている。

上層（路盤）と下層（路床）の土のポアソン比を 0.5 とした場合，Fox の計算によれば，上下両層の境界が滑かである方が，粗である場合よりも，中心軸上の応力が若干大きくなっている。たとえば上下両層の境界において，中心軸上の垂直応力（σ_h）の載荷応力（p）に対する比は，$E_1/E_2=10$ の場合に，

境界が完全に粗である場合には

$$\frac{h}{a}=0.5 \quad \text{のとき} \quad \frac{\sigma_h}{p}=64.4\%$$

$$\frac{h}{a}=1 \quad \text{のとき} \quad \frac{\sigma_h}{p}=29.2\%$$

境界が完全に滑かである場合には

$$\frac{h}{a}=0.5 \quad \text{のとき} \quad \frac{\sigma_h}{p}=67.7\%$$

$$\frac{h}{a}=1 \quad \text{のとき} \quad \frac{\sigma_h}{p}=30.5\%$$

である。

Fox の計算より，円形載荷面において上層と下層の境界における垂直応力 σ_h と p の比を h/a に対して図示すれば，図―17 に点線で示すような関係になる。図によれば，上下両層の弾性係数の比 E_1/E_2 が大きいほど荷重の分散性が大きくなって曲線が左にずれていることが分る。なお図―17の点線は上下両層の境界が完全に粗である場合について示してある。

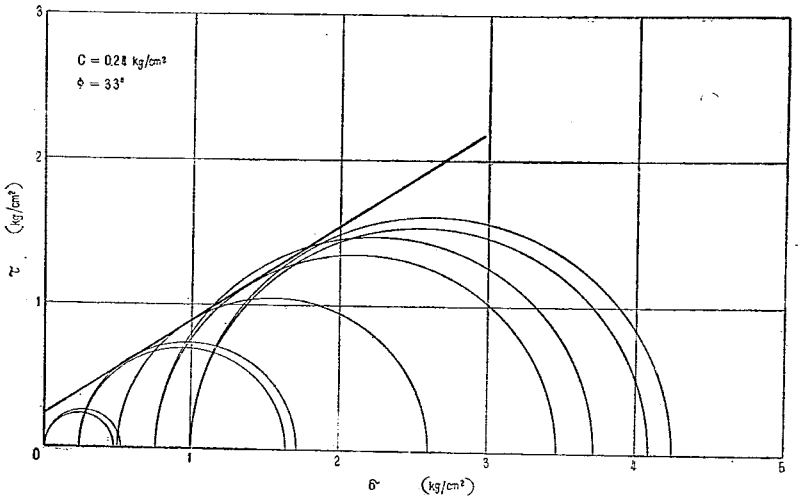
〔5〕 路盤の効果

土木研究所の赤羽構内において，幅約 2m，長さ約 2m，深さ約 1m と 1.5m の2つの Test-Pit を利用して路盤の効果に関する実験を行った。深さ約 1m の Test-Pit の現地盤は関東ロームよりなり，乱さない試料を採取して3軸圧縮試験を行った結果は，図―10 に示すようである。深さ約 1.5m の Test-Pit の現地盤は腐蝕土交りの関東ロームであって，乱さない試料による3軸圧縮試験の結果は，図―11 に示すようである。

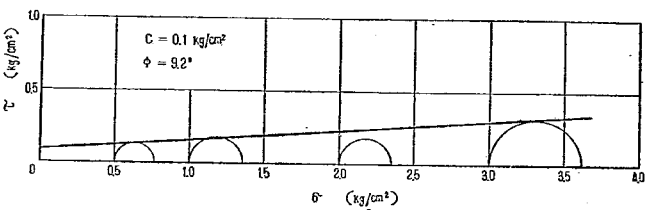
（1） 路盤として使用した材料

この2つの Test-Pit の底に，砂利交りの路盤材料と砂の層をおいて，これらを試験路盤として実験を行った。砂利交りの路盤材料と砂との粒径加積曲線は，それぞれ図―12 に示すようである。路床（現地盤）部分と路盤部分の境界に土圧計をおいたために，充分な締固めはできなかったが，砂利交り路盤材料では，平均して湿潤密度

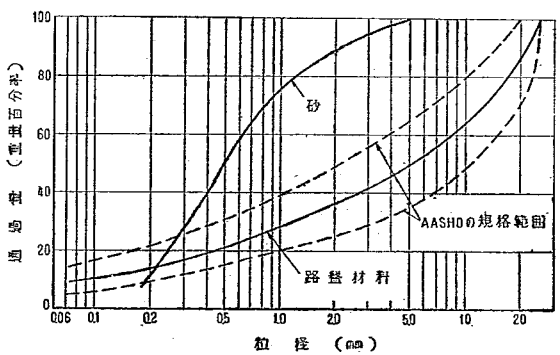
21) F_ω の計算表は前出の文献または，Soli Mechanics for Road Engineers., p.428 にでている。
22) 前記 Burmister の論文に対する Discussion Proc. H.R.B. 1943.



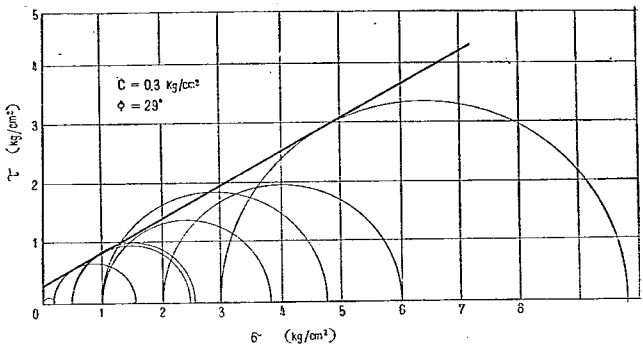
図—10　関東ローム路床土の３軸試験結果



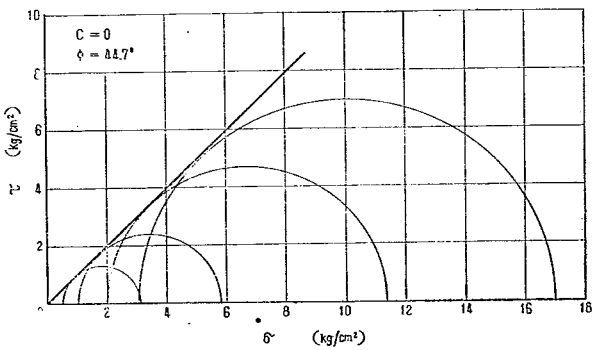
図—11　腐蝕土交りの関東ローム路床土の３軸試験結果



図—12　使用材料の粒径加積曲線



図—13 砂利路盤材料の3軸試験結果（大型3軸試験器）

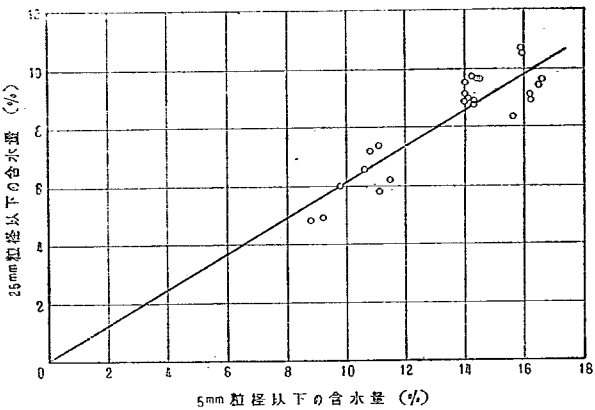


図—14 砂路盤材料の3軸試験結果

2.0g/cm³，含水量は 5mm フルイ通過の材料については約 15%，全体の含水量は 8～9% であり，ほゞ最適含水量に近い。砂は最適含水量にはゞ近い含水量 4% で，湿潤密度 1.8g/cm³ になるように，タコ突きにより締固めた。

砂利交り路盤材料を Test-Pit において締固めたのと同じ含水量と乾燥密度で締固めて，直径 28cm，高さ 65cm の大型3軸試験器により，3軸圧縮試験を行った結果は，図—13 に示すとおりである。同様に砂についても3軸圧縮試験（径 7cm，高さ 14cm）を行った結果を図—14 に示す。

路盤材料の含水量は，全体（大きい砂利も含む）の含水量であらわす場合と，5mm フルイを通過した材料につき含水量を測定する方法と2通りあるが，この試験で使用した材料につき行った試験では，図—15 に示すような関係になり，5mm フルイ通過の材料の含水量と 25mm 以下の粒径を全部含む路盤材料の含水量との間にはほゞ直線的な関係が得られた。



図—15　路盤材料全部の含水量と路盤材料の中，4 番篩通過の材料の含水量との関係

（2）　路盤材料と路床土の弾性係数

土の応力/歪 の関係より弾性係数を決定することは，一般には簡単ではない。普通は初期正接係数 (initial tangent modulus)，正割係数 (secant modulus)，またはヒステレシス係数 (hysteresis modulus) の 3 つの量が使用されている。正割係数は原点と破壊荷重強度の 1/3 に相当する曲線上の点を結ぶ応力/歪曲線の平均傾斜[23]をとるが，理論的には Burmister の理論を使用して，載荷試験に相当する歪の量を決定して，E の値を定めることができる。

路床上において，剛性板により載荷試験を行った場合は，(6•b) において $F_\omega=1$ とおき

$$\Delta=\frac{1.18pa}{E_2}$$

$$\therefore\quad 歪=\frac{p}{E_2}=\frac{\Delta}{1.18a} \qquad \cdots\cdots(7)$$

したがってたわみ性舗装の場合に，沈下量を 0.25cm まで許すとすれば，(7) より

$$歪=\frac{0.25}{1.18a}$$

したがって

直径 30cm の載荷板を使用するときは

$$歪=\frac{0.25}{1.18\times 15}=0.0141=1.41\%$$

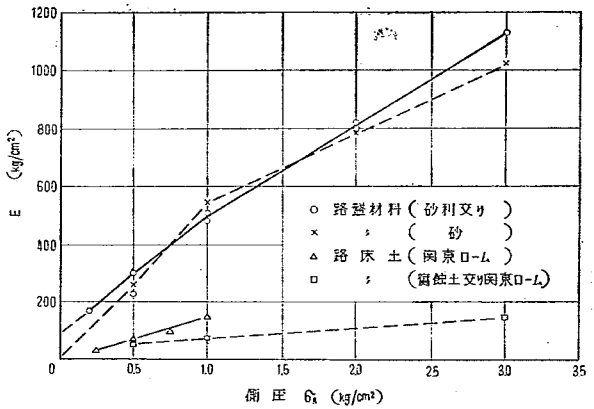
直径 50cm の載荷板を使用するときは

23)　Terzaghi, Peck :　Soil Mechanics in Engineering Practice.

$$歪=\frac{0.25}{1.18\times25}=0.00845=0.85\%$$

の歪に相当する E の値を応力/歪曲線から求めればよいことになる。

つぎに地中にある土は，まわりの土のために側方が拘束されているので，土中にある土は，それを乱さないで採取して単純圧縮試験を行った場合の弾性係数と相当に異なったものになる。したがって土中にある土の弾性係数は，3軸圧縮試験の結果より得られる応力/歪の関係より求めなくてはならない。しかし路盤材料あるいは路床土をどれだけの側圧をかけて試験をすれば，現場の状態によく適合できるかは，まだわかっていない。このことについてはつぎに述べるが，図—16に得られた側圧と弾性係数の関係は，応力/曲線において，歪が1%のときの弾性係数（正割係数）と側圧との関係を示すものである。



図—16 側圧と弾性係数の関係

関東ローム路床の Test-Pit において路床上で 50cm の円形載荷板を用いて載荷試験を行った結果の一つは

$$K_{50}=3.5\ \mathrm{kg/cm^3}$$

であった。したがって（7）より

$$E_2=\frac{1.18pa}{d}=1.18aK_{50}=1.18\times25\times3.5=104\ \mathrm{kg/cm^2}$$

となり，図—16 よりこの E_2 の値は側圧 0.72 kg/cm² の場合に相当する3軸圧縮試験の結果と一致する。

同様の載荷試験を腐蝕土まじりの路床土の Test-Pit についても行い，載荷板は 30cm と 50cm のものを使用して，全体で8回の試験の結果，（7）式を利用して求めた E_2 の値は図—16 より，路床土の弾性係数は

$$側圧=(0.73\pm0.2)\ \mathrm{kg/cm^2}$$

に相当する3軸圧縮試験の結果と一致することがわかった。

砂利交りの路盤材料は後述するように，$E_1=10E_2$ の見当であるので，平均的に

$$E_1=10E_2=10\times100=1,000\ \text{kg/cm}^2$$

となり，この値は図—16 より側圧 2.6 kg/cm² の3軸圧縮試験の結果と一致し，砂路盤の場合は同様に，$E_1=4E_2$ の見当であるので，

$$E_1=4E_2=4\times100=400\ \text{kg/cm}^2$$

となり，側圧 0.76 kg/cm² の場合に相当する。

したがって，弾性理論を利用した以上の結果がどの程度信頼があるかはわからないが，路床土あるいは路盤材料として利用される砂の弾性係数は，平均的に側圧を 0.7 kg/cm² として3軸圧縮試験をした場合の弾性係数をとればよく，砂利交り路盤材料の弾性係数は，平均的に側圧を 2.5 kg/cm² として3軸圧縮試験をした場合の弾性係数をとればよいであろう。

（3） 路盤の効果

Test-Pit の関東ローム路床に当る地盤を掘削して土圧計をうめこみ，土圧計の上面は路床面より 1cm くらい下におき，その上を路床土でうめもどして路床面を平らにし，その上に砂利交り路盤材料を締固めた。路盤の上で 30cm 載荷板により載荷試験を行つた結果の一例を表—2 に示す。表—2 において，①欄は路盤厚，②欄は路盤厚と載荷板の半径の比，③欄はそれぞれの路盤厚に相当する路盤支持力係数（沈下量 0.25cm に相当する K の値をとつた），④欄は Burmister による沈下係数（F_ω）の計算値，⑤欄は Burmister の理論より計算した路

表—2　砂利交り路盤上での載荷試験結果（関東ローム路床土，30cm 載荷板）

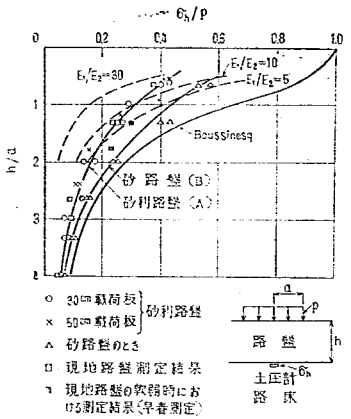
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
h(cm)	h/a	K_{30}	F_ω	E_1/E_2	σ_h/p	σ_h/p(Fox)	γ_d (g/cm³)
0	0	4.32					
10	0.67	6.8	0.636	10	0.37	0.49	1.83
20	1.33	9.5	0.455	8	0.28	0.21	1.86
30	2.00	12.5	0.346	8	0.16	0.12	1.97
40	2.67	16.0	0.270	10	0.115		2.00
50	3.33	19.8	0.218	11	0.08		2.05
6	4.00	23.0	0.188	12	0.065		1.97

表—3 は砂路盤の場合の測定結果の一例を示したものである。

表—3　砂路盤上での載荷試験結果（腐蝕土交り関東ローム路床土，30cm 載荷板）

①	②	③	④	⑤	⑥
h(cm)	h/a	K_{30}	F_ω	E_1/E_2	σ_h/p
0	0	3.5			
10	0.67	4.4	0.795	3	0.54
20	1.33	5.6	0.625	4	0.42
30	2.00	7.5	0.467	4	0.23
40	2.67	8.2	0.427	4	0.14
50	3.33	7.5	0.467	3	0.10
60	4.00	9.9	0.354	4	0.065

盤の弾性係数と路床の弾性係数の比，⑥欄は土圧計の読み（σ_h）と載荷強度（p）の比，⑦欄は Fox による $E_1/E_2=10$ の場合の計算値を示し，⑧欄は平均的な路盤の単位重量を示している。



図—17　路盤と路床の境界における応力測定結果

土圧の測定は載荷試験と同時に行ったが，載荷強度と土圧の関係は比較的よい直線性を示した。σ_h/p の値は K-値を決定した場合の載荷強度（p）に対する土圧計の読み（σ_h）をとり，σ_h/p の値を決定したものである。

測定結果は一括して図—17 に示す。図—17 における砂利路盤に関する A 曲線は，関東ローム路床土の場合だけにつき得られた結果から求めた曲線で，ごく薄い路盤の場合を除いて，

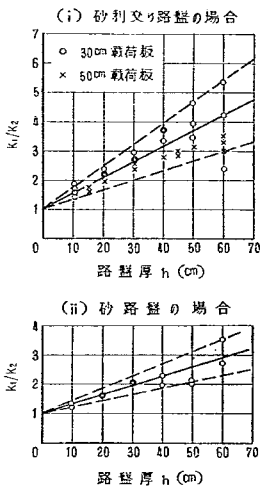
$$\frac{\sigma_h}{p}=0.31-0.456\log_{10}\frac{h}{a}\cdots\cdots(8)$$

なる関係がある[24]。

図—17 に示す測定点は，腐蝕土交り関東ローム路床土の場合に得られた結果と，東北地方の奥中山および秋田県二ツ井町地内の 7 号国道において得られた結果を示している

図によると，砂利交り路盤（○印と×印）の場合はかなりよく曲線（A）にのっており，通常の季節に測定した現場の測定値（□印）もまた比較的よくこの曲線にのっている。しかし，現地で早春の融解期に測定した結果（■印）は，この曲線より右にづれており，路盤の分散効果が減少していることがよく分る。砂路盤（△印）の場合は曲線 B によくのっているが，曲線 B と A とはともに h/a と $\log_{10}\frac{\sigma_h}{p}$ との関係をつくれば，平行な直線になることは興味が深い。

図中に示す点線は Fox の計算による弾性理論の結果を示しているが，測定値は弾性論による場合と大分傾向が異っている。すなわち砂利交り路盤材料の場合は，弾性理論に対して，h/a が 0.5 附近では E_1/E_2 の値が 30 くらいであるが，h/a が 1 附近になると E_1/E_2 の値が 10 くらいになり，h/a が 2 のあたりでは，E_1/E_2 の値が 5 くらいになつている。このことは h/a が 1 より小さい比較的薄い路盤の荷重分散能力は弾性理論によるよりも大きいことを物語っており，路盤の厚さがある程度以上増大しても，厚さが増大する割には荷重分散



図—18　路盤厚が増加した場合の支持力係数の増加

24) Takeshita, H. : The Stability of Gravel Roads in Volcanic Ash-Soil Region. Proc. 4th int. conf. S.M. and Foundation. (London).

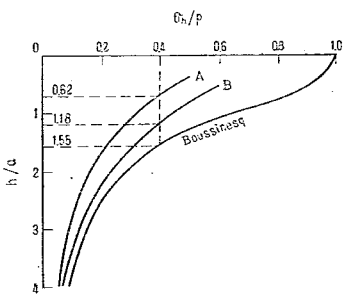
能力は弾性理論で予期されるほど増大はしないことを示している。

Test-Pit を利用した上記の実験の場合に，測定した支持力係数と路盤厚の関係を図示すれば，図—18 に示すようになる。図には横軸に路盤厚を，縦軸に路盤の上から測定した支持力係数と路床上で測定した支持力係数の比が示してある。これによると点のバラツキは相当ある，が平均的にみて路盤厚が増加すれば，直線的に路盤の支持力係数が増加するようである。この場合の路盤材料は，前述したように，砂利路盤の場合は平均的に単位重量が 2.0 g/cm³ で，砂路盤の場合は平均的に 1.8 g/cm³ である。

（4） 換算路床厚

〔4〕においてのべたように， Barber は路盤厚が h cm あれば，これは路床土に換算して $h(E_1/E_2)^{\frac{1}{3}}$ の厚さがあるのと同じ効果があるとしている。しかし測定結果によれば，路盤の荷重分散能力は Barber の仮定ほど大きくはならない。

図—19 には図—17 に示す A, B 両曲線と Boussinesq の曲線が示されている。砂利交り路盤（A 曲線）の場合には，路盤と路床の境界における垂直圧力が載荷強度の 4 割に当る路盤厚は

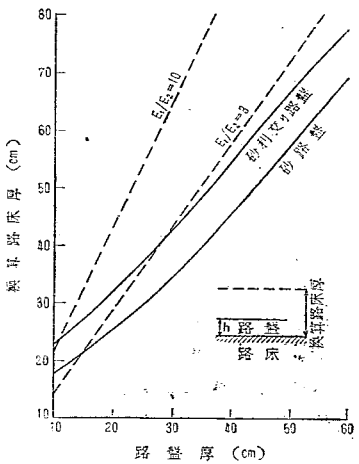


図—19　換算路床厚の求め方

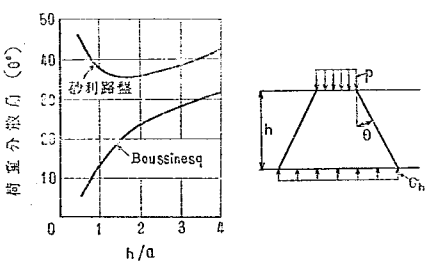
$$h=0.62a$$

であり，これは Boussinesq の理論によれば路床の厚さ $1.55a$ の深さに相当することになる。

図—19 の関係を利用して，砂利交り路盤と砂路盤の場合に，換算路床厚を計算すれば，図—20 に示すようになり，同じ図に点線で示した Barber の仮定による換算路床厚と比較すれば，測定値は路盤厚がある程度大きくなると，Barber の理論によるほど荷重を分散しないということがわかる。



図—20　路盤厚と換算路床厚の関係



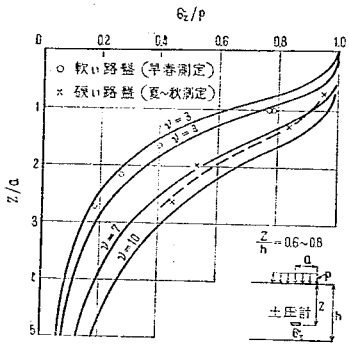
図—21　砂利路盤による荷重分散角

なお，砂利変り路盤の場合の荷重分散角を図—19 の A 曲線を利用して計算すれば，図—21 に示すようになる。

（5） 路盤中の応力

図—22は奥中山および秋田県二ツ井において，図に示すように路盤中に土圧計をおいて，路盤上で載荷試験を行った結果を示すものである。土圧計は路盤の表面より路盤厚の6割～8 割の深さに埋め込んだものである。なお測定した時期は土圧計を埋め込んだ初冬から3ケ月以上を経過しているが，冬期間交通量が少いため，締固めの効果は余りないようである。図に示す測定点の中，○印は早春の融解期に測定した値を示すもので，路盤の状態は含水量増加のため相当軟弱化している。×印は普通の季節（夏～秋）に測定したもので，この場合の路盤状態は良好なものであると考えられる。

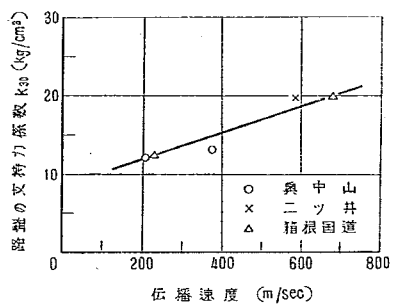
図によると，路盤が軟弱な場合は，路盤中の応力は Fröhlich[25] の式において，ν=3～4 の場合に相当し，路盤が良好な状態にある場合は，ν=7～9 の場合に相当している。つまり軟弱な路盤の場合は粘土的で，良好な状態の路盤は砂的であるといえよう。すなわち路盤が良好な場合は，荷重は路盤内で相当受けもたれる感じであるが，軟弱な場合の路盤では，荷重は路盤内で余り受けもたれていないようである。



図—22　砂利路盤中の応力測定結果

（6） 弾性波の伝播速度と路盤支持力係数との関係

理論的には弾性波の速度は地盤の弾性係数の平方根に比例して増大し，その密度の平方根に逆比例している。しかし地盤の密度の変化は割合に小さいが，弾性係直は密度が増加すると急激に大になるので，弾性波の速度は地盤が堅固であるほど大になる筈である。したがって路盤の支持力係数と弾性波の速度との間には一定の関係があるらしく思われる。



図—23　弾性波の伝播速度と路盤支持力係数の関係

図—23 は今までに測定した弾性波の速度と路盤の支持力係数との関係を示すもので，奥中山，二ツ井および箱根国道で測定した結果である。これによると伝播速度が増大するにつれて，路盤の支持力係数がほゞ数線的に増大している。

（7） 季節による路床，路盤の支持力の変化

25） 最上武雄： 土質力学，(岩波)

同一地点において，同一の円形載荷板を使用して，路床部分と路盤上において載荷試験を行ったとすれば，式（7）および（6.b）より，

路床上においては

$$K_2=\frac{p}{\Delta}=\frac{E_2}{1.18a} \quad \cdots\cdots(7)'$$

路盤上においては，

$$K_1=\frac{p}{\Delta}=\frac{1}{F_\omega}\cdot\frac{E_2}{1.18a} \quad \cdots\cdots(6\cdot b)'$$

したがって

$$F_\omega=\frac{K_2}{K_1}$$

図—4 のデータを使用して，Burmister の理論を利用して計算をすれば，表—4 が得られる。たゞしこの計算では砂利層厚は現地の平均的な厚さをとり 30cm としている。表—4 によれば路盤と路床の K-値の差が大きいほど，沈下係数が小さくなつており，それに伴つて路盤と路床の弾性係数の差が大きくなつている。また表によると，一番条件の悪い早春（4月上旬）における路盤（砂利層）の弾性係数が，他の時期にくらべてずつて大きくなりすぎている。しかし実際にはこの季節は含水量が多いために，他の季節よりも当然路盤の弾性係数は小さくなつている筈である。

したがつて表—4 に示したような弾性理論による計算結果は，実際の状態とかけはなれており，相当に軟弱化する砂利道の場合には，弾性理論が適用できないことを物語つている。

早春の融解期には，路盤（砂利層）も路床もともに支持力係数が大いに減少するが，この主な原因は人工的に乱さない土を吸水させただけでは得られないほど増加している含水量による。図—4 からもわかるように，路盤

表—4　図—4 のデータから上層（路盤と表層）の弾性係数を求める計算

	① K_1(kg/cm³) 上層	② K_2(kg/cm³) 下層	③ $F_\omega=\frac{K_2}{K_1}$	④ $E_2=1.18aK_2$ (kg/cm²)	⑤ E_1/E_2	⑥ E_1(kg/cm²)
1月初旬	31.5	18.5	0.589	328	2.6	853
1月中旬	32.0	20.0	0.625	354	2.3	814
2月初旬	32.0	20.5	0.641	363	2.25	817
2月中旬	30.0	21.0	0.700	372	1.9	707
3月初旬	27.0	20.5	0.758	363	1.65	599
3月中旬	21.0	9.0	0.429	159	5	790
3月下旬	16.0	3.0	0.188	53.1	34	1800
4月初旬	12.5	1.0	0.080	17.7	300	5310
4月中旬	10.7	1.5	0.140	26.6	72	1920
5月初旬	10.5	2.5	0.238	44.2	18	795
5月中旬	12.0	3.2	0.267	56.7	13	737
6月初旬	14.0	4.0	0.285	70.8	11.5	815
6月中旬	16.0	4.5	0.281	79.8	12	957

に比較して，路床の方が支持力係数の低下の程度が著しい。これは砂利や砂の効果があらわれているためであるが，弾性理論的には説明出来ない点が多い。

季節変化による砂利道の支持力の変化の問題は，結局は含水量が変化した場合の層をなしている地盤の支持力がどう変化していくかという問題に帰するようである。

むすび

えられた結果の主なものを要約すると次のようになる。

1） 黒ボク交りローム質土では，乱さない試料による CBR の値が3以上の場合は，その試料を4日間水浸させることにより平均して CBR の値が約 25% 値が減少するが，3以下の場合は，水浸による影響はあまりない。

2） 剪断力法によるたわみ性舗装の合計厚は．乱さない試料を自然含水量のままで試験した CBR 値を用いて，設計曲線を利用した場合と比較的よく一致する。

3） 現場 CBR は乱さない試料で自然含水量のときの CBR よりも，1.9±0.3 倍だけ大きい。

4） 早春の融解期における砂利道の路床土の限界支持力は，サクションが0の場合の CBR の値であらわすことができる。

5） 寺田公式による計算値は，この地方の観察した凍結深さと比較的よく一致する。米国におけるデータがそのまま東北地方にも利用できると仮定して，砂利層だけで凍害を防止できる道路をつくろうとすれば，寺田公式により計算した凍結深さの 1.63 倍の砂利層（合計厚）をつくらなければならない。

6） 現状としては，合計厚は凍結深さと，CBR より求められる合計厚のうち，大きい方を合計厚として採用すべきである。この方法については，更に今後の研究および検討が必要である。

7） 砂およびローム質路床土の弾性係数は，側圧を 0.7 kg/cm² として3軸圧縮試験をした場合の弾性係数をとればよい。砂利交り路盤の場合は，3軸試験の場合側圧を 2.5 kg/cm² とする。この場合応力/歪曲線より弾性係数を決定する一つの方法を試みた。

8） $E_1/E_2=8\sim22$ の範囲で，砂利交り路盤材料の荷重分散効果は，ごく薄い路盤の場合を除外すれば，

$$\frac{\sigma_h}{p}=0.31-0.456\log_{10}\frac{h}{a}$$

であらわされる。交通開始後余り時日の経過していない路盤（非常に固結した路盤でないとき）では，上の関係が成立する。路盤の荷重分散効果は弾性理論によるものとは大分傾向が異なっている。砂利交り路盤と砂路盤とでは，h/a と $\log_{10}\frac{\sigma_h}{p}$ の関係は平行な直線になる。

9） 路盤厚の増加と支持力係数の増加との間には一定の関係があるように思われる。

10） 路盤が軟弱なときは，路盤中の応力は集中係数 ν が 3～4 の場合に相当し，良好な路盤の場合は ν が 7～9 の場合に相当する。

11） 弾性波の速度と路盤の支持力係数との間には一定の関係がありそうである。

12)　季節変化による路床路盤の支持力係数の変化は，弾性理論では説明がつかない。この問題に関しては，さらに詳細なる実験研究の必要がある。

本報告の現地調査および研究室試験にあたつては，道路研究室の小田切照男君に数年に亘り終始熱心なる御協力を受けた。現地調査に当つては前東北地方建設局工務課の佐藤正雄氏（現在道路公団勤務），盛岡工事々務所前所長川瀬正俊氏以下各位，現在の南部国道工事々務所沼宮内出張所長平石元愛氏以下同所の各位，秋田工事々務所長今井勇氏など多くの人達の御援助を受けた。こゝに深甚の謝意を表するものである。

利根川下流部の水理的特性に関する研究 (1)

―― 利根川河口の気象と潮位偏差について ――

建設技官　佐　藤　清　一
建設技官　岸　　力
建設技官　富　永　正　照

(昭和 31 年 10 月)

目　　次

Ⅰ　諸　　言……(1)
Ⅱ　河口附近における潮汐……(2)
Ⅲ　気象潮と風との関係……(3)
Ⅳ　気象潮と気圧降下と風速との相関々係……(4)
Ⅴ　気象潮の統計的考察……(9)
〔1〕　低気圧の生起確率……(9)
〔2〕　気圧降下と風速との関係……(12)
〔3〕　潮位偏差の確率……(14)
Ⅵ　高潮と洪水との関係……(15)
Ⅶ　結　　論……(17)

Ⅰ　諸　　言

河川の計画高水位をきめる場合，境界条件として河口で計画水位を与えることが多い。河口の計画水位を決めるためには，既往の水位記録が必要であるにかかわらず，長期にわたる実測資料が得られない場合も少なくない。特に最近の傾向として，河川計画に用いる水理量に統計的取扱いが要求されるようになると，既往の実測資料がますます重要性をましてくる。

本文は利根川下流部の水理調査の一部として，利根川河口の水位の統計的な性質を調べたものであるが，利根川河口部の銚子（夫婦鼻）検潮記録は，昭和 12 年以降に限られるので，その記録に基づいて気象条件とそれに伴なう気象潮との関係を定め，それから過去に遡つて気象潮を推定する方法をとつた。

気象潮は天体潮に比して非常に小さいのが通常であるが，台風など異常な気圧降下および強風を伴なう気象条件の下では，天体潮に比較し得る程度に大きいこともある。一般に気象潮を引起す要因となるものは，気圧降下と風であるが，普通得られる実測潮位は，両者の影響が重合したものである。したがつてこの記録を解析して気圧降下と風とが，それぞれ気象潮にいかなる影響をもつているかを知ることは困難なことが多い。

こゝでは利根川河口における気象潮と風および気圧降下との関係を実測資料に基づいて調べ，更に統計的考察を加えて異常高潮発生の確率を求めた。また洪水が河口に到達する時刻と異常高潮の発生する時刻との関係についても検討した。

Ⅱ　河口附近における潮汐

銚子測候所における銚子夫婦鼻地先の 1937 年から 1952 年までの 15 年間観測による潮位の相互関係は，表—1 の通りである。

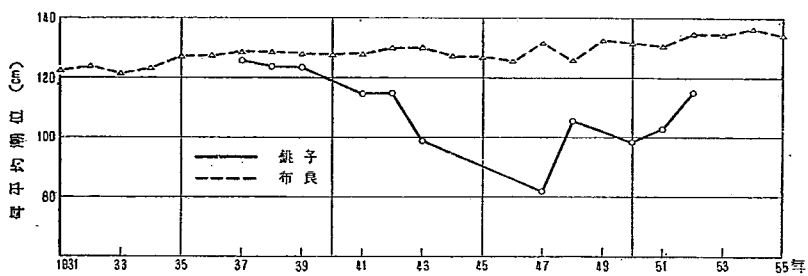
この表を見ると平均潮位は Y.P. 0.832 m 朔望平均満潮位は Y.P. 1.435 m となつている。更に高極潮位は Y.P. 2.032 m となつていて，朔望平均満潮位より約 0.6 m 高い。なお銚子における年平均潮位の変化状況を調べて見ると図--1 の如くその変化がかなり大きい。しかしその記録をよく調べると，欠測が非常に多くそのため平均誤差も大きいと思われる。また銚子に最も近い布良における記録をとつて見ると，同じ図に示す如く，その変化は 20 cm 程度である。銚子と布良は比較的位置が接近しており，潮位にもあまり差がないと考えてよいから銚子の潮位の変化状況も布良のものとあまり差はないと考えられる。以上の考察から銚子における平均潮位の変化状況は全く自然的であるとすることはできず，多分に人為的な影響によるものと思われ，実際の変化はより小

表—1

月	月平均潮位	
	累年	推算
1	0.793	0.789
2	0.780	0.735
3	0.725	0.730
4	0.721	0.725
5	0.736	0.820
6	0.773	0.803
7	0.779	0.820
8	0.903	0.860
9	0.949	0.917
10	0.991	0.958
11	0.904	0.946
12	0.932	0.977
年	0.832	0.832

（単位は YP 上米）

高極潮位（1939 X. 17. 17 h 55 m）	2.032
朔望平均満潮位	1.435
上下弦平均高潮位	0.986
上下弦平均干潮位	0.868
平均潮位	0.832
朔望平均干潮位	0.026
YP	0.000
低極潮位（1947 Ⅳ. 25. 14 h 00 m）	0.418



図—1　年平均潮位の永年変化

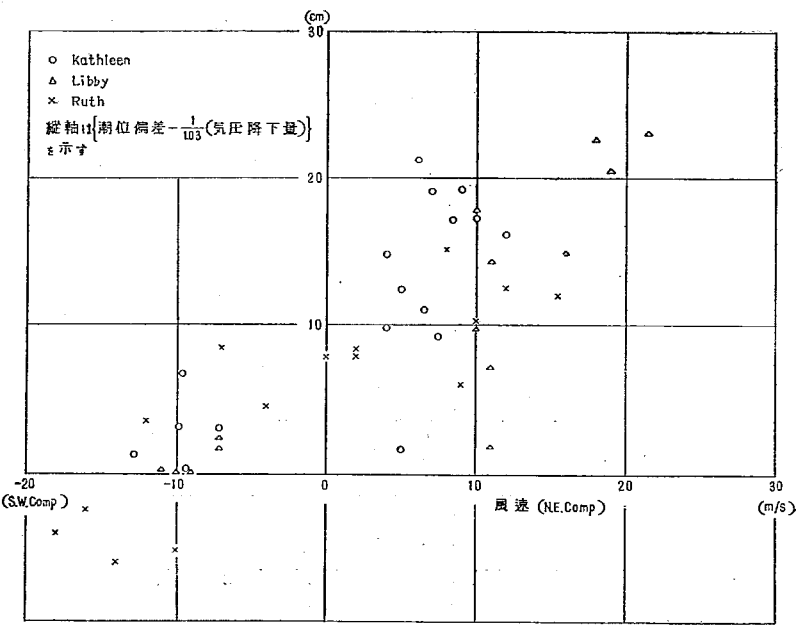
さく，布良における変化と同程度であろう。次に永年平均潮位 Y.P. 0.832 m を近くの東京湾中等潮位 Y.P. 0.840 m，布良永年平均潮位 Y.P. 0.872 m にくらべると，ほとんど変りなく，永年の平均では平均誤差も小さく中庸な海面の値を示している。

Ⅲ　気象潮と風との関係

利根川は北東に向つて放流し，外海岸は同じく北東に面している。したがつて気象潮を生ぜしめる風向も北東風と考えられるが，実測資料によつてもほゞその傾向を摑むことができる。例えば図—2 は台風時の潮位偏差〔実測潮位−{推算潮位＋(実測平均−推算平均)}〕と風速の北東成分および南西成分との関係を示したものである。たゞし潮位偏差は，その成因を気圧降下と風速と考え，気圧降下の分は，気圧降下と海面の上昇が静的に釣合つていると仮定して，0.97 ΔP cm (たゞし ΔP=気圧降下量 mb) だけ差引いてある。これによると潮位は南西成分によつてはほとんど上昇せず，北東成分で上昇する傾向が見られる。

次に気圧傾度と理論風速については一定の関係があり，地衡風は，

$$V=\frac{1}{2\omega\rho\sin\varphi}\cdot\frac{\partial P}{\partial r}$$



図—2　風向と潮位偏差との関係

ω：地球の回転角速度

ρ：空気の密度

φ：緯　　度

$\partial P/\partial r$：気圧傾度

V：風　　速

で求められるが，実測風速 5 m/sec 以上の場合を選び，実際の風と地衡風との比を取つて見ると，銚子においては，次のような数値となる。

北東風 0.69，　南東風 0.7，　南西風 0.64，　北西風 0.40

北西風のみがやゝ小さい値となつている。

次に遠心力を考慮した場合の傾度風は，

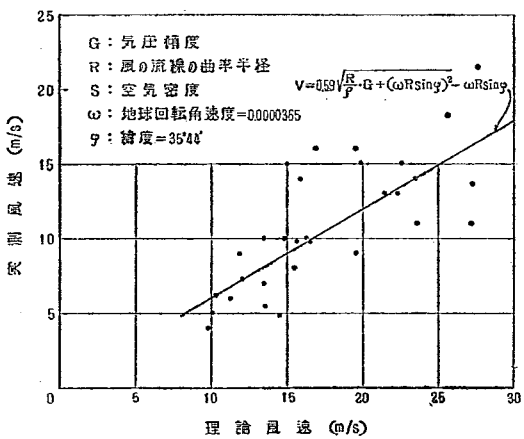
$$V=\sqrt{\frac{R}{\rho}\cdot\frac{\partial P}{\partial r}+(\omega R\sin\varphi)^2}-\omega R\sin\varphi$$

R：風の流線の曲率半径

であり，傾度風を求め実際の風と比較して見ると，その係数は地衡風のようにいずれかの風が卓越しているということは認められず，大体6割程度の風が吹くことがわかる。(図—3) また低気圧による風について，天気図から等圧線の法線に対する風の傾角を調べて見ると，銚子では 60°～90° であり，特に台風域内では殆んど等圧線に沿つて吹送していることがわかつた。

Ⅳ　気象潮と気圧降下と風速との相関々係

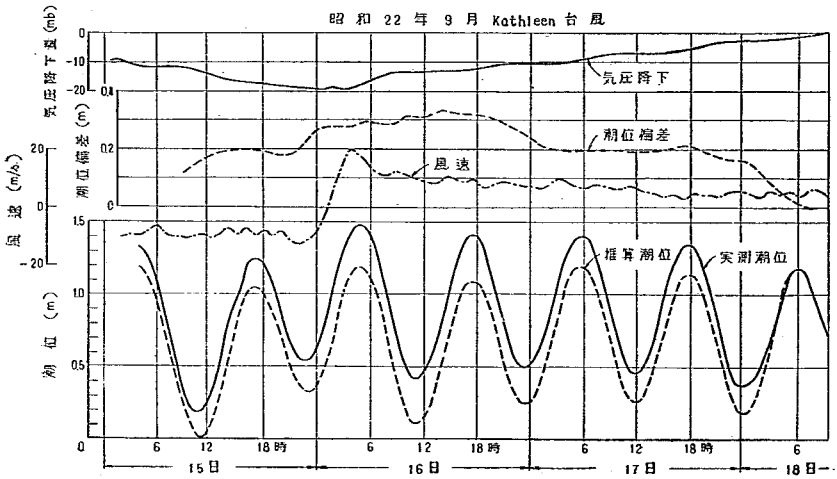
最近の主な台風について，月平均気圧からの気圧降下量と風速および潮位偏差の時間的変化を調べて見ると，い



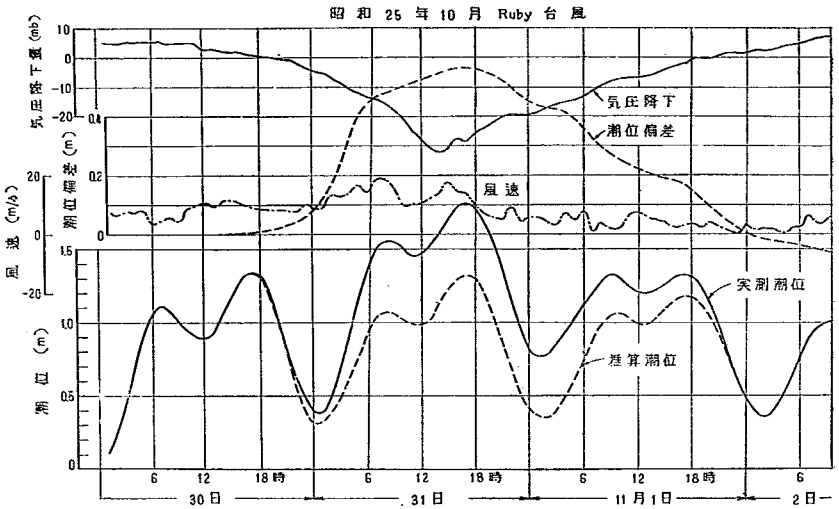
図—3　実測風速と理論風速との関係

ずれも気圧降下に伴ない風速も大きくなり，同時に潮位偏差も大きくなつており，気象条件およびそれに伴なう潮位偏差の非定常性を考慮に入れず，各時刻毎に定常状態にあるものとして，気圧，風，および潮位偏差の間の相関々係を調べても大きな誤りは生じないと考えられた。図—4に1にいくつかの例が示してある。但しこの中の風速は北東成分と南西成分とを示している。台風による気象潮は，気圧と風速とに関係し，気圧降下による海面の吸上げ，2長時間にわたる風の吹送による吹寄せなどについては，種々の理論が提出されているが，こゝではそれらの理論に触れず，3気圧降下と風速および気象潮との間にいかなる関係があるかを実測資料に基づいて調べて見る。

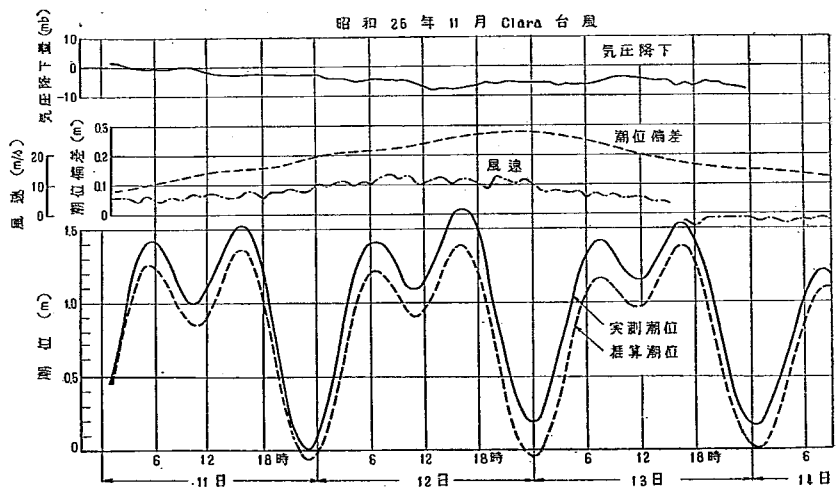
さて既往の台風の資料から，潮位偏差と気圧降下量と風速との関係を調べると，図—5 のようになる。この図を見ると点が多少ばらついているが，これから平均的に図—6 のような相関々係を得ることができる。なお図—5の点のばらつきは，気圧および風の非定常性に基づくものであろう。



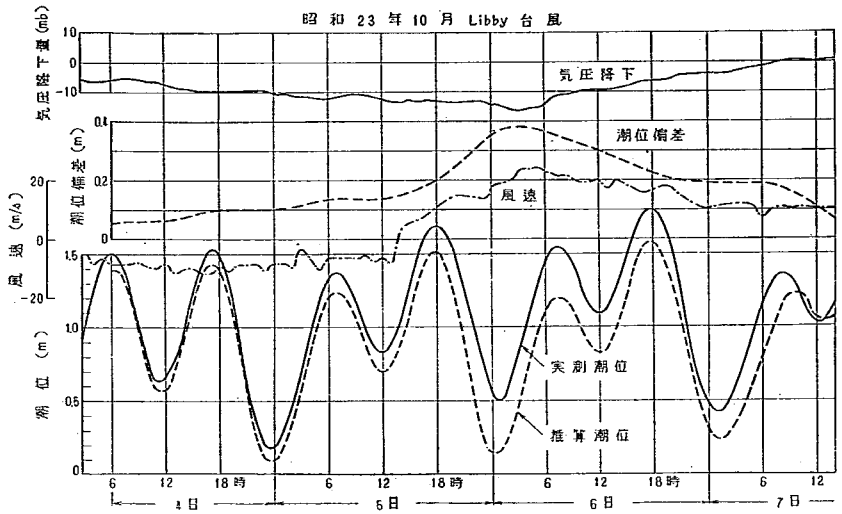
図—4・1　気圧降下量，風速，潮位偏差の変化状況（銚子）


昭和 25 年 10 月 Ruby 台風
気圧降下量 (mb)
潮位偏差 (m)
風速 (m/s)
潮位 (m)
気圧降下
潮位偏差
風速
実測潮位
推算潮位
6 12 18時 6 12 18時 6 12 18時 6
30日 31日 11月1日 2日

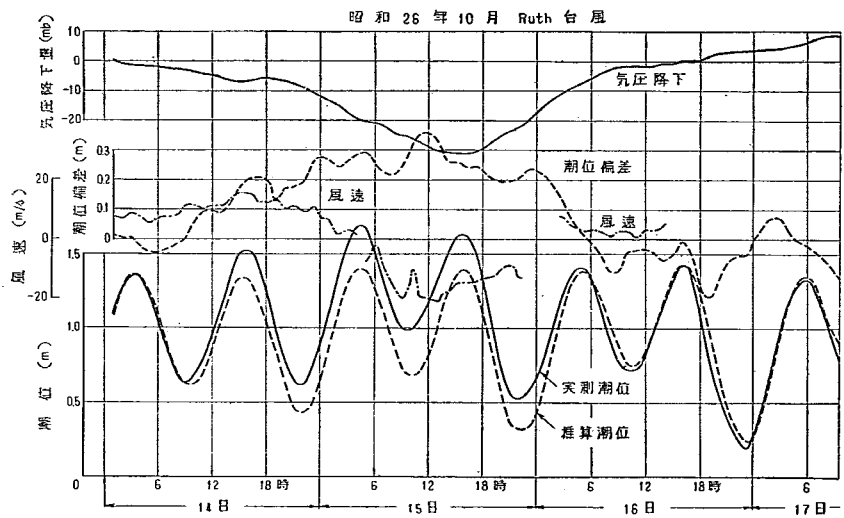
図—4・2


昭和 25 年 11 月 Clara 台風
気圧降下量 (mb)
潮位偏差 (m)
風速 (m/s)
潮位 (m)
気圧降下
潮位偏差
風速
実測潮位
推算潮位
6 12 18時 6 12 18時 6 12 18時 6
11日 12日 13日 14日

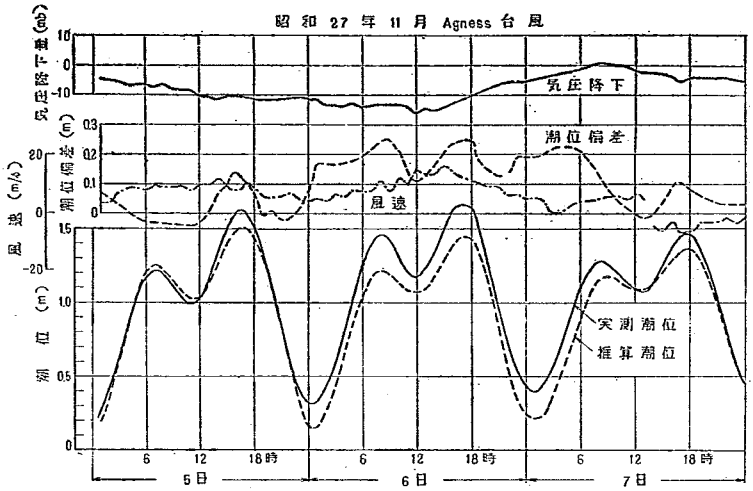
図—4・3


昭和23年10月 Libby台風
気圧降下量 (mb)
気圧降下
潮位偏差 (m)
潮位偏差
風速 (m/s)
風速
潮位 (m)
実測潮位
推算潮位
6 12 18時 6 12 18時 6 12 18時 6 12
4日 5日 6日 7日

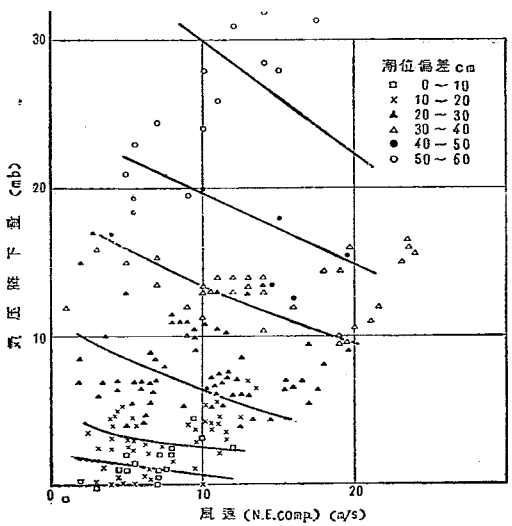
図—4・4


昭和26年10月 Ruth台風
気圧降下量 (mb)
気圧降下
潮位偏差 (m)
潮位偏差
風速
風速 (m/s)
潮位 (m)
実測潮位
推算潮位
6 12 18時 6 12 18時 6 12 18時 6
14日 15日 16日 17日

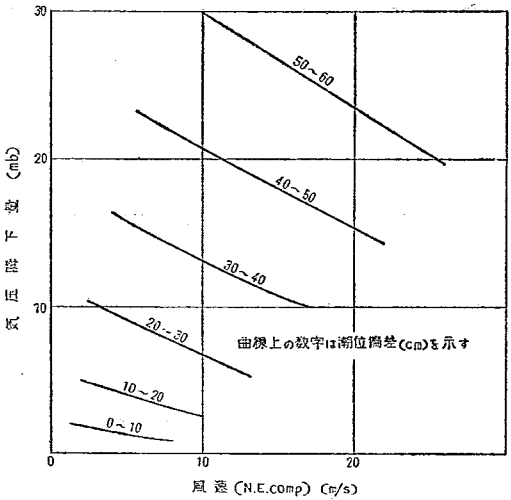
図—4・5



図—4・6



図—5 気圧降下量—風速—潮位偏差の関係



図—6　気圧降下量—風速—潮位偏差の相関関係

V　気象潮の統計的考察

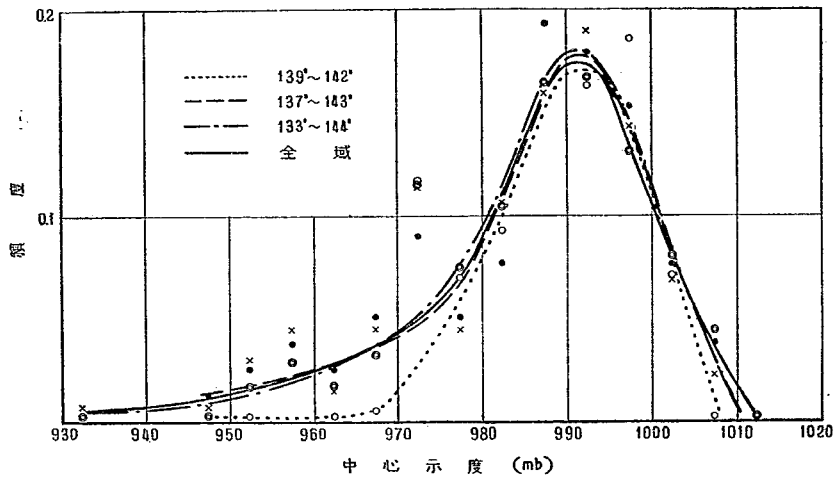
〔1〕 低気圧の生起確率

前節において銚子の台風接近に伴なう気象潮を，気圧降下量と風速で表わした。それにしたがい台風通過の頻度から低気圧発生を統計的に取扱い，気象潮の頻度を調べて見る。

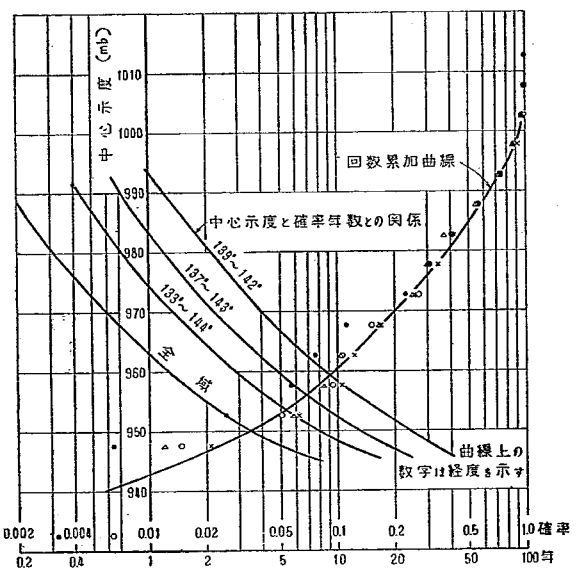
通例台風の中心示度は 960 mb 位まであるが，それ以下に下るものも決して稀ではない。中心は陸地に入ると漸次浅くなるから，最深度の記録は大抵洋上で起きている。最近の示度の大きい台風を列記すると表—2 の通り

表—2　既往の台風の中心示度

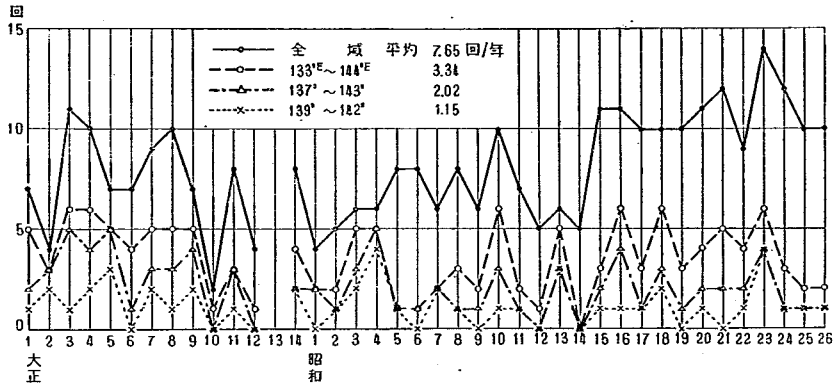
年	月	日	最低中心示度	年	月	日	最低中心示度
昭和 9	3	19～23	939 室戸	15	11	1～12	953
〃	9	13～22	907 室戸	17	8	21～29	933
10	8	21～9月2日	957	〃	9	19～23	947
〃	9	1～12	957	18	9	26～10月5日	947
〃	9	16～27	953	19	7	28～8月6日	947
11	9	24～10月6日	933	〃	10	4～10	907 枕崎
12	9	2～12	947	20	9	11～18	907 枕崎
14	8	4～ 9	957	21	8	10～21	950
〃	8	20～9月3日	933	23	9	16	945
15	7	3～16	931	24	8	31	957
〃	8	26～27	947				



図—7 35°N 通過台風中心示度の頻度分布

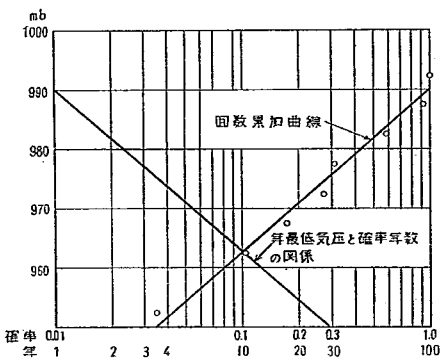


図—8 35°N を通過する示度の確率（大正元年昭和 26 年）



図—9　台風が N35° を通過した回数

であり，室戸，枕崎台風の 907 mb が最大である。しかし既往の本邦に接近した台風は，大抵北緯 30° 以南で最盛となり，30° 附近で進路を北西から北東に変え，その後に発達することはほとんどない。銚子附近を通過する台風は，この衰弱期のものであり，最盛期におけるように極端な低気圧を伴なうことはない。今銚子の緯度（35° N）について，明治元年から昭和 26 年までに通過した 335 回の台風について，中心示度別の頻度を調べて見ると図—7 の通りである。同緯度において銚子附近の緯度について区分して見たが，中心示度の頻度分布は各区域とも同じ傾向にあり，その分布はピアソンⅢ型分布に近く，最多示度は 990 mb である。この頻度分布曲線から数値積分によって回数累加曲線を求め，更にこの曲線より通過区間をパラメーターとして低気圧発生の確率年数を求めて図—8 に示した。図—8 を見ると例えば 950 mb の低気圧の生起する確率年数は，台風通過区間をそれぞれ，全域，133°～144°，137°～143°，139°～142° と取るにしたがい，3.6 年，8 年，13.5 年，24.5 年となる。なお台風の通過が年に一度であれば，確率と確率年数との間の関係は明らかであるが，この場合には台風が年に何回も来ているから，確率を確率年数に直す場合にその点を考慮せねばならない。こゝでは台風の年平均通過回数を求めて，その数を確率に乗じた後に年に一度の場合と同様にして確率を確率年数に直した。例えば確率が 0.1 で年平均通過回数が 1.5 回/年であれば確率年数は 1/0.1×1.5=6.7 年となる。こゝに使用した年平均通過回数は図—9 に示してある。なお上にのべたような方法は，各年の年間通過回数に周期的変化の認められる場合には不適当であるが，図—9 から見てそのような変化はないと考えてよいと思う。



図—10　銚子年最低気圧の確率

次に銚子に生起した低気圧の実績から年最低気圧の確率を求めると，図—10 のように図—8 とほゞ

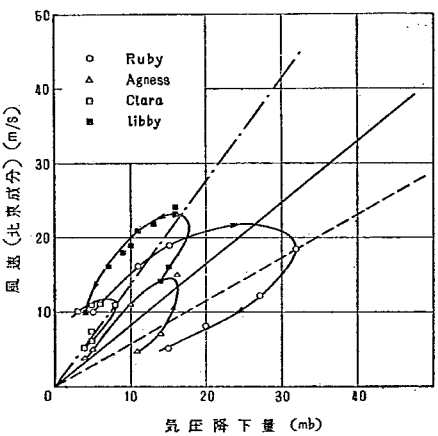
一致した関係が得られる。

さて我々の目的は潮位偏差の確率を求めることであるが，直接には求められないので，まず過去の実績から低気圧発生の確率を求め，これとやはり過去の実績から作った気圧降下量と潮位偏差との関係から，潮位偏差の確率を求めようとしたのである。そこで低気圧発生の確率（気圧降下量の確率）を求める場合に，資料として銚子の気圧降下量を取るべきであろう。なぜなら図—5 における気圧降下量は，銚子における気圧降下量を取っているからである。しかし資料の年数が短い場合には，銚子における気圧降下量を取る代りに，銚子附近を通過する台風の中心示度を取りそれから気圧降下量を計算すれば，普通後者は前者より大きいから，その結果は銚子のみの気圧を取るよりもやゝ安全側となるであろう。図—8 は後にのべたような考え方で潮位偏差の確率を求めるために作製したものであり，図—10 は前にのべたような考え方から作製したのである。

〔2〕 気圧降下と風速との関係

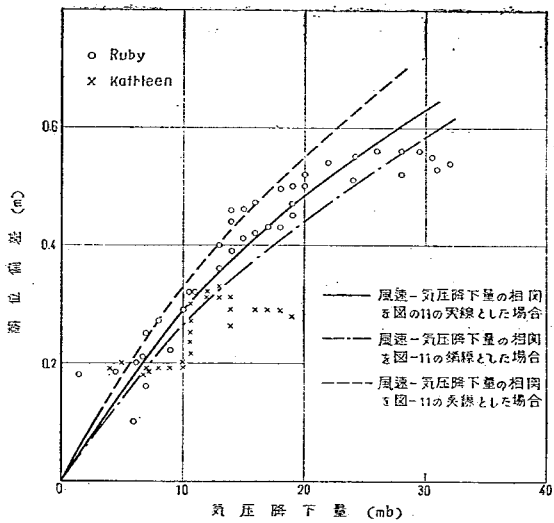
前節で気圧降下量の確率的取扱いを行ったが，潮位偏差は図—5 の如く，気圧降下量のみでなく風速にも関係する。ある地点で潮位偏差の統計的取扱いをするためには，長年にわたる潮位の実測がある例はむしろ稀であるから図—5 の如き関係を用いて気象資料から，過去の潮位偏差を推定しなければならない。その場合風速まで調べて資料を作ることは甚だ煩雑であり時間もかゝるので，気圧降下量と風速との間に一定の関係があれば極めて好都合である。

風速は気圧傾度に比例し緯度の正弦に逆比例する性質のものであることは第Ⅲ章に示した通りであり，更に気圧傾度は気圧降下に比例する傾向があるから，一定の地点で風速を調べると一般に風速は気圧降下量に比例すると考えられる。もしかゝる気圧と風速との相関を用いるならば，両者に起因する気象潮はそのいずれかによって規定されるであろう。図—11 に台風時の気圧降下と風速との相関について図示したが，この図によると気圧降下量と風速との相関は一つのループを形成し，台風の通過前と通過後では同一の気圧降下量でも風速は異なりまた進路によってループは時計廻りのものと反時計廻りとに分かれる。しかし潮位偏差で問題になるのはループの先端にあたる部分であり，また図—6 の作製に当って多少の点のばらつきを平均して与えたのであるから，こゝでは多少大胆ではあるが，図—11 の実線を以って気圧降下量と風速との関係を想定する。



図—11 風速—気圧降下量の関係

図—11 の相関々係を直線とみなし，これを図—6 に重ね合せて気圧降下量と気象潮との関係を求めると，図—12 の実線のようになる。なを図—11 の相関々係が図—12 の相関々係に及ぼす影響を調べるために，図—11 において先に行った想定とは別に，図中の点線および鎖線で示すような関係を仮定して，



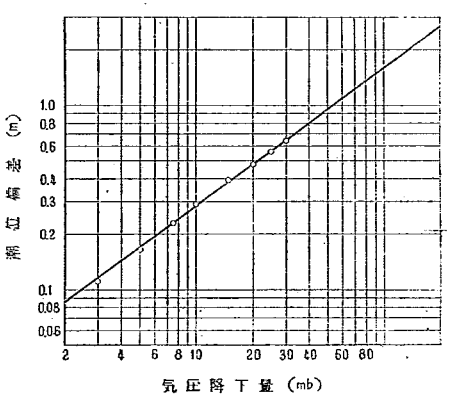
図—12　気圧降下量の潮位偏差との関係

これらと図—6 とを組合せて見るとそれぞれ図—12 の点線および鎖線のようになる。これを見ると風速と気圧降下量との相関が，潮位偏差と気圧降下量との相関に及ぼす影響は比較的小さく，風速と気圧降下量との相関は，先に行つた如き直線としても実用上差支えない。

更に図—12 の関係をルビーおよびキャスリーン台風における実測値につき調べて見ると，最高偏差附近でやゝはずれるが，これは気圧が急激な変化をするのに対して，気象潮はゆるやかに変化するためでり，最高偏差時の気圧では気象潮を少し大きく評価することになるがその差は小さく他は予期以上によく一致している。

さて図—12 において求めた関係は，既往の資料に基づくものであるが，実際上はこの関係を延長した部分が必要となることが多い。しかし図—12 の関係を直接に延長することは不正確となるので，対数方眼紙上にプロットして見たところ，図—13 に示すようにほゞ一直線となった。直線を延長することは容易であるから，この直線を延長することにより資料のない部分を推定することにする。なおこの直線を式で示せば次の如くである。

$$H=0.051\,P^{0.74}$$



図—13　気圧降下量と潮位偏差との関係

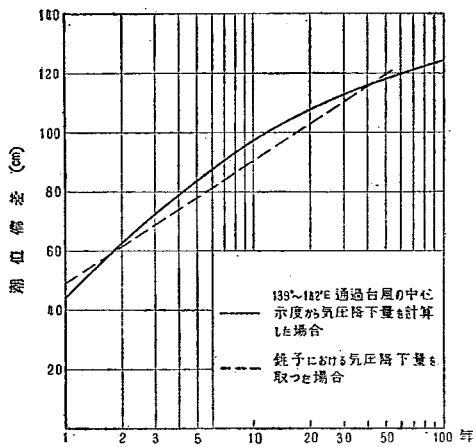
H：潮位偏差（m）

P：気圧降下量（mb）

〔3〕 潮位偏差の確率

図—8 または図—10 を図—13 と組合せると，潮位偏差の確率は図—14 の如くなる。この図中実線は図—8 の台風通過区間を 139°～142° と限った場合の確率を示す曲線と，図—13 とを組合せた場合であり，点線は図—10 と図—13 とを組合せた場合である。先に銚子における気圧降下量をとる代りに，銚子附近を通過する台風の中心示度より気圧降下量を計算すれば，その結果は安全側となるのであろうということをのべたが，図—14 の結果はこの事と大体一致している。潮位偏差の大なる部分はこの関係が逆になつているが，これは図—10 の関係を直線としたため，気圧の低い部分では，確率年数が小さくなり過ぎたからである。尚図—14 の作製に際しては，基準となる平均気圧を 1010 mb と仮定した。

また図—14 を用いて関東地方に水害を起した既往の台風による推定潮位偏差は表—3 の通りである。



図—14 潮位偏差の確率

表—3 既往の台風による推定潮位偏差

昭和年	月	日	最大流量(佐)	最低気圧	月平均気圧からの気圧降下	推定潮位偏差
3	7	18～5/8	m^3/s	1,003.9	6.8	21 cm
4	5	29～7/6		988.6	20.6	48
〃	9	7～11		979.9	31.5	68
5	7	30～2/8	4,000	999.4	8.8	26
8	9	26～5/10		1,003.7	8.2	25
9	9	13～23		990.4	20.9	50
10	8	21～2/9		991.5	17.3	44

〃	9	20～27	6,100	993.0	15.8	41
11	9	24～6/10		968.8	45.4	87
13	9	1	4,440	999.0	14.0	37
14	8	4～ 9	1,670	967.8	42.4	82
15	8	19～29		989.1	24.0	55
16	7	25～30	7,010	1,001.7	6.7	21
19	10	4～10	2,653	993.0	23.6	54
20	9	16～26		992.0	21.2	50
22	9	13～16	7,224	991.0	19.6	48
23	11	13～21		997.5	22.8	53
24	8	29～1/9	4,780	992.9	20.1	49
25	8	4	6,071	997.7	10.3	29
28	9	23	2,450	990.9	22.2	52

Ⅵ　高潮と洪水との関係

一般に台風が通過すると大雨があり河川は増水し，また台風による気圧降下と風は高潮の原因となる。したがって高潮のみを切離して考えることも重要であるが，また一方では洪水を安全に放流するためには，洪水の河口到着時刻と高潮が河口に押寄せる時刻との関係を検討することは極めて重要である。このためにまずそれらの誘因となる台風の性質について調べて見る。

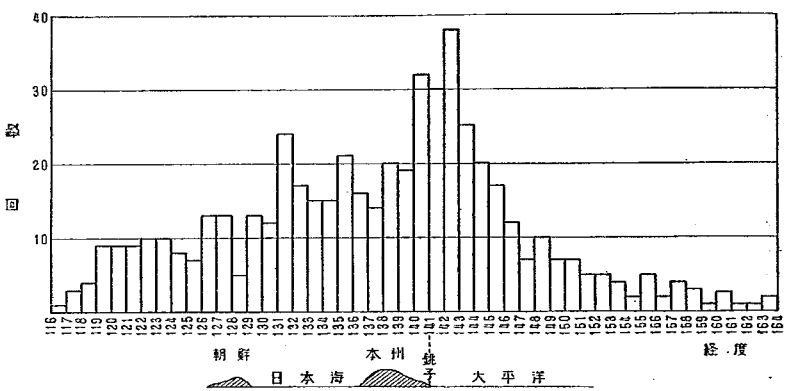
利根川に洪水を起するような降雨を伴なった台風の径路を大別すると，

（1）　関東地方に直接上陸した場合

（2）　関東地方の東方海上を通過した場合

（3）　中部地方を通過した場合

（4）　本邦西部に上陸してから関東地方を通過した場合



図―15　35° 44′ の台風通過度数（明治 24 ～ 昭和 29　63 年）

以上の各場合について検討して見ると，洪水と高潮とが河口で一致する恐れのあるのは，北東風が長時間続く(2)の場合である。図—15は明治24年から昭和29年までの北緯35°（銚子の緯度）を通過した台風の経度別回数分布を示したものであるが，銚子沖を通過する台風が最も多く，また関東地方に水害を起した台風の平均径路では，河口に高潮を起す径路となつている。次に台風による降雨の分布は，台風によつて著しく異なり，降雨域の中心の相対位置についても，当時の気象状態に左右され一概に明らかにすることはできない。通例台風による直接の降雨域は楕円状をなし，その中心は台風中心の前方に存在することが多い。したがつてこの中心間隔が大きくなると，台風接近時の河川増水のピークの位置が次第に下流に移るのであるが，利根川下流の増水は，上流水源地帯に降雨があつてから数日を要するので，河口において台風による高潮とその台風による出水が，同時に生起することは比較的少ない。しかし台風接近に伴なう気団の移動や副低気圧の発生などにより，台風接近数日前に豪雨があり，その出水と台風による高潮が河口で時間的に一致することが考えられる。表—4は主な台風について，河口最大流量起時と最大潮位起時との関係を示したものであるが，25年ルビー，クララ，26年ルースなどの台風は，いずれも関東地方ではいわゆる風台風であつたが，河口出水時刻が台風接近時に近く，23年アナベラ台風には出水が先に生起している。また表—4ではキャスリーン台風は，高潮と出水に約1日の時差があるが，図—4.1を見ると台風の性質で気圧最低時以後でも潮位偏差の減少は極めて緩慢で，最大流量生起時直前の満潮時（16日18時）でも潮位は最高潮位とあまり差がない。したがつて台風の性質によつて，は出水と高潮とが河口で同時に生起する可能性がある。

表—4　利根川河口における最大流量起時と気象潮起時との関係

昭和年	月	台風	最大流量	銚子 最大流量起日時	銚子 気象潮起日時	時差
5	8		4,000	3日10時	7月30日16時	3日18時 推
10	9		6,100	27〃 7〃	26〃 6〃	1〃 1〃 推
13	9		4,440	3〃 3〃	1〃 2〃	2〃 1〃 推
14	8		1,670	14〃 1〃		
16	7		7,006	24〃 10〃		
19	10		2,653	10〃 10〃	8〃 3〃	2〃 7〃 推
22	9	Kath leen	7,224	17〃 5〃	16〃 0〃	1〃 5〃
23	8	Annabell	670	5日17時	7日3時	1日10時
23	9	Ione	6,831	19〃 11〃	16〃 22〃	2〃 13〃
23	10	Libby	680	8〃 6〃	7〃 3〃	1〃 3〃
24	8		4,780	2〃 15〃	31〃 18〃	1〃 21〃 推
24	11	Allyn	78	25〃 5〃	24〃 10〃	19〃
25	8	Doris				
25	8		6,071	6〃 21〃	4〃 1〃	2〃 20〃 推
25	10	Ruby		31〃 18〃	31〃 18〃	0〃
25	11	Clara		13〃 5〃	13〃 2〃	3〃
26	10	Ruth	200	15〃 17〃	15〃 12〃	5〃
27	10	Poly	284	4〃 17〃	2〃 10〃	2〃 7〃
27	11	Agness	275	6〃 5〃	6〃 15〃	14〃
28	9		2,450	28〃 7〃	26〃 1〃	2〃 6〃 推

Ⅶ 結　　論

以上利根川河口の気象と潮位偏差とにつき種々のべてきたが，資料の不充分な点もあり不満足な部分も多いがこれらを要約すれば次の通りである。

（1） 銚子における 1937 年から 1952 年までの 15 年間の最大潮位は Y.P. 2.032 m である。また年平均潮位の変化状況を調べたところ，変化の大いことが認められたが，これは欠測回数の多いことに基づくものであり，自然的な状態ではないことが推定された。しかし永年平均潮位 Y.P. 0.832 m は妥当な値である。

（2） 銚子附近の風速は，傾度風の 6 割程度であつて気象潮に影響する風向は主として北東風である。

（3） 潮位偏差と気圧降下との相関々係を実側資料に基づいて作製し，更にこの関係を延長することにより資料のない部分を推定した。

（4） 気象潮発生の確率を求めたが，10 年，30 年，50 年，100 年などの確率年数に対する潮位偏差は，それぞれ 97 cm, 113 cm, 118 cm, 124 cm であり，確率年数の増加に対する潮位偏差の増加率は比較的小さい。

（5） 高潮と洪水とが河口において一致することは少ないが，その時の気象状態により，高潮と洪水とが河口で一致することがある。しかしかゝる場合の洪水量は比較的小さい。また台風の性質によつては，潮位偏差の減衰が緩慢となるために高潮と洪水とが河口で一致する可能性がある。例えばキャスリン台風時には，高潮が洪水より一日前に起つたにもかかわらず，減衰が緩慢であるため洪水と高潮とが河口で一致した。