

港 湾 技 研 資 料

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

No. 47 June 1968

- | | |
|-------------------------|--|
| くいの横抵抗に関する野外実験について..... | 宮本 六男・沢口 正俊
田中 芳夫・武田 俊夫 |
| 関東ロームおよび成田層砂の土質試験..... | 中瀬 明男・柳瀬 重靖
須田 熙・小林 正樹
勝野 克・光本 司
石塚 忠久・阿部喜代志
岩淵 哲治・藤本 憲久
小川 富美子 |

運輸省港湾技術研究所



港湾技研資料 No. 47

正 誤 表

頁	左・右	行	誤	正
8	左	表-2.1(6行)	長期(荷種小)	長期(荷重小)
14	左	6	結果には値	結果による値
15	右	4	モーメント	モーメント
20	右	3	2回行行なえば	2回行えば
26	右	図-5.41	Yt_n/Yt_1	t_n/t_1
27	左	19	第2方向載の	第2方向載荷の
29	左	9	t^α	t^β
29	左	11	α	β
31	右	16	増大するよな	増大するよな
32	左	11	形式され	形成され

総 目 次

くいの横抵抗に関する野外実験について.....	宮本 六男・沢口 正俊 田中 芳夫・武田 俊夫 3
関東ロームおよび成田層砂の土質試験.....	中瀬 明男・柳瀬 重靖 須田 熙・小林 正樹 勝野 克・光本 喜代志 石塚 忠久・阿部 憲 岩淵 哲治・藤本 久 小川 富美子35

関東ロームおよび成田層砂の土質試験

中瀬明男・柳瀬重靖・須田 熙
小林正樹・勝野 克・光本 司
石塚忠久・阿部喜代志・岩淵哲治
藤本憲久・小川富美子

関東ロームおよび成田層砂の土質試験

目 次

要 旨

1. 調査および試験の概要	39
2. 物 理 試 験	39
3. 圧密およびせん断試験	43
4. 締固め, $C.B.R.$, q_c および q_u 試験	57
5. 生石灰による安定処理試験	76

Engineering Properties of Kanto Loam and Narita Sand

by Akio NAKASE,* Shigeyasu YANASE,** Hiroshi SUDA,***
Masaki KOBAYASHI,† Masaru KATSUNO,† Tsukasa MITSUMOTO††
Tadahisa ISHIZUKA,†† Kiyoshi ABE,†† Tetsuji IWABUCHI,†††
Noriyoshi FUJIMOTO,††† and Fumiko OGAWA†

Synopsis :

As a part of the preliminary investigation for the proposed New Tokyo International Air Port, a series of soil test was performed on Kanto loam and Narita sand. Sample of Kanto loam was taken from the Musashino and Shimo-Sueyoshi strata respectively. Index properties and mechanical properties were measured in laboratory. Soil tests on Kanto loam included an investigation of the stabilising effect of adding quick lime. Mechanical properties of Kashima sand were also measured and compared with those of Narita sand. Results of these soil tests gave the data for designing earthworks and also the basis for comparing the quality as a construction material.

*Chief of Soil Mechanics Laboratory, **Chief of Soil Stabilisation Laboratory, ***Chief of Runway Laboratory, †Member of Soil Mechanics Laboratory, ††Member of Soil Stabilisation Laboratory, †††Member of Runway Laboratory.

関東ロームおよび成田層砂の土質試験

中瀬明男* 柳瀬重靖** 須田 獯***
小林正樹† 勝野 克† 光本 司††
石塚忠久†† 阿部喜代志†† 岩淵哲治†††
藤本憲久††† 小川富美子†

要 旨

新東京国際空港周辺部の土質調査の一部として、関東ロームおよび成田層砂の土質試験を行なった。実施した試験は、物理試験、圧密およびセン断試験、締固め試験、*C. B. R* 試験、 q_c 試験、および生石灰による安定処理試験である。セン断試験、締固め試験、*C. B. R* 試験などにおいては、成田層砂との比較のために鹿島砂の試験も加えてある。この一連の土質試験の結果、設計に用いるための諸定数、工事材料としての性質の適否、改良効果の良否などが解明された。

1. 調査および試験の概要

昭和42年9月に行なわれた新東京国際空港周辺部の土質調査工事に附随して、関東ロームおよび成田層の砂の土質試験を行なった。この試験は、空港周辺の土の物理的および力学的性質、ならびに安定処理の効果などを調べて、新東京国際空港の土工の設計と施工の参考資料とするために行なわれたものである。

試験に用いた試料は富田村両国のテストピットより採取した関東ロームと成田層の砂である。成田層の砂はかなりの細粒土分を含み、粗粒子にも砕けやすいものが多い。このため土工用材料としての適否の判定の資料として、鹿島港の砂の試験も行なった。

テストピットは大きさ1.8m×1.8mで、深さ7mまで掘さくされた。図1-1は新東京国際空港公園の調査によるテストピット地点の土質柱状図および分類特性を示したものである。この地区の一般的成層は、立川ロームが表層にあり、以下武蔵野ローム、下末吉ロームおよび成田層となっているが、テストピット地点では地表面が1.5m～2.0m程度切り取りされているため、立川層はみられなかった。テストピット施工中に、深さ1.8mにおいて地下水の滲出が認められている。テストピットで

採取した乱された試料は、ビニール袋に入れて実験室に運搬された。

実施した試験項目は次の通りである。

物理試験
圧密試験
セン断試験
締固め試験
C. B. R 試験
 q_c 試験
生石灰による安定処理試験

2. 物理試験

テストピットで採取された試料は表2-1のごとくであり、各試料については1に示す項目について試験を行った。

2.1 試験項目

試料 No. 1005～4040 の武蔵野ロームおよび下末吉ロームでは、含水比、粒子比重、液性限界、粒度試験を行った。試料 No. 5045, 6065 の成田層砂については、自然含水比、粒子比重、粒度試験を行った。なお、4040, 5045 ついては、乱れの少ないと思われる試料について単位体積重量を測定した。

*土性研究室長 **地盤改良研究室長 ***滑走路研究室長
†土性研究室 ††地盤改良研究室 †††滑走路研究室

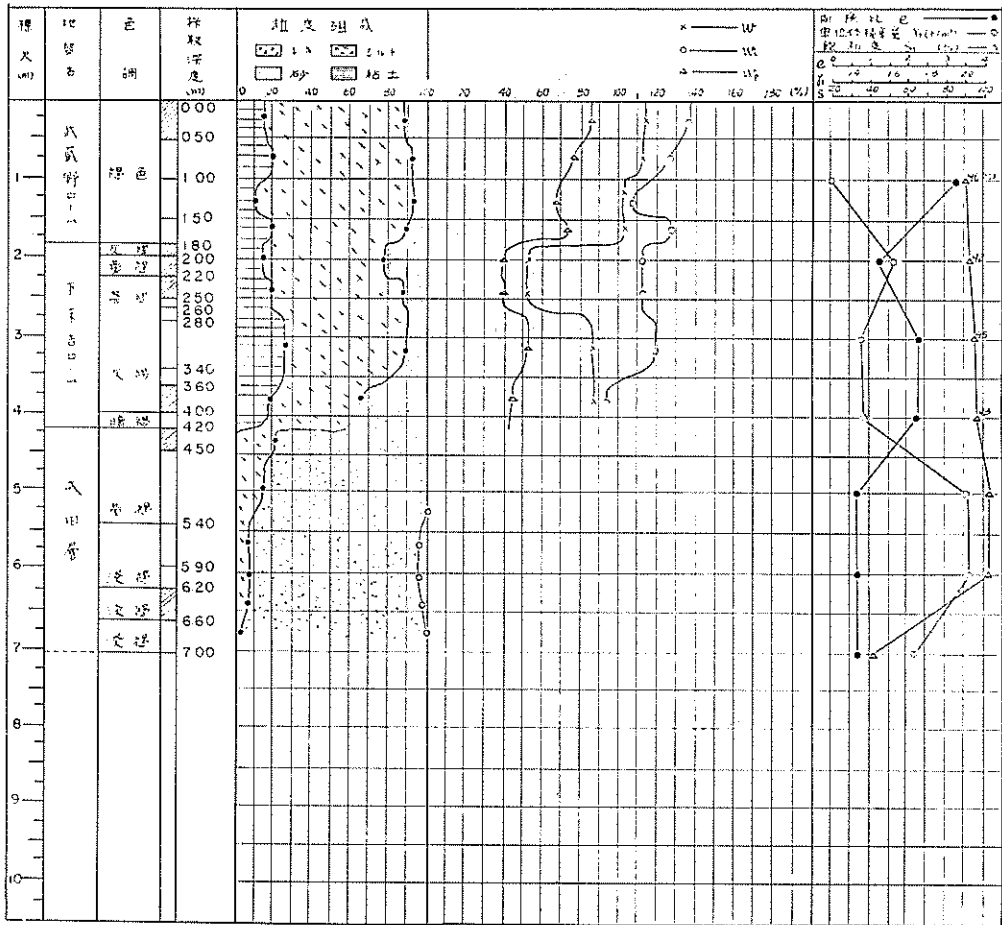


図1-1 テストピット柱状図および分類特性

表2-1 テストピットによる採取試料

試料採取深度	試料番号	土質
0 ~ 0.5m	1005	武蔵野ローム
1.80 ~ 1.95m	2020	下末吉ローム
1.95 ~ 2.50m	3025	〃
3.40 ~ 4.00m	4040	〃
4.20 ~ 4.50m	5045	成田層砂
6.30 ~ 6.50m	6065	〃

2.2 試験試料の準備

各試料とも、採取運搬されたままの含水比で試験に供し、1005~4040のロームでは、自然含水比測定以外の試験に対しては、試料をガラス板上で、ヘラで十分にねり返した。ねり返し時間は試料の種類と量により異なるが1005では2~3時間、2020、3025、4040では1~2時

間であった。コンシステンシー試験用の試料は、土が飽和される程度の水を加えて10分程度軽くねり返し1晩湿気養生を行い、翌日上記のようにねり返しを行った。

2.3 試験方法

(1) 含水比

含水比の測定は、110°Cで24時間炉乾燥して行った。乾燥炉は内法寸法 40cm×40cm×50cm と 50cm×50cm×60cm のもの2種で、試料はすべて中段で乾燥し、少くとも最後の20時間は炉の開閉を行わぬようにした。

(2) 粒子比重

2.2の方法で準備した試料に蒸留水を加え、十分にねり返して液状にしたものをピクノメーターに注入し、JISに準じて測定を行った。試料の乾燥重量はピクノメーターの内容物を(1)の方法で炉乾燥して求めた。

(3) 液性限界試験

2.2 で述べた方法で準備した試料に蒸留水を加えてガラス板上でねり返し、含水比を増加させながら6種類の打撃回数に対する含水比を測定し、1005を除いては2回の試験を行った。なお、420 μ フルイ残留分は微少なのでこれによるフルイ分けは行わなかった。

(4) 塑性限界

液性限界試験用に準備した試料の一部をガラス板上にうすくひろげ、30・~1時間毎にねり返しながら塑性限界に近い含水比になるまで室内で自然乾燥させ測定を

行った。

(5) 粒度試験

2.2 で述べたごとく準備した試料に蒸留水を加え十分にねり返し液状としたものに過酸化水素を加え、以下、JISに従って試験を行った。武蔵野ローム 1005 は綿毛化がはげしいので、過酸化水素処理後の放置中に懸濁液の上澄液を棄てあらたに蒸留水を加える操作を数回くり返し、比重計測定開始前分散時に綿毛化防止剤として硫酸ソーダ溶液を 90cc 添加した。粒度試験結果を図2-1に示す。

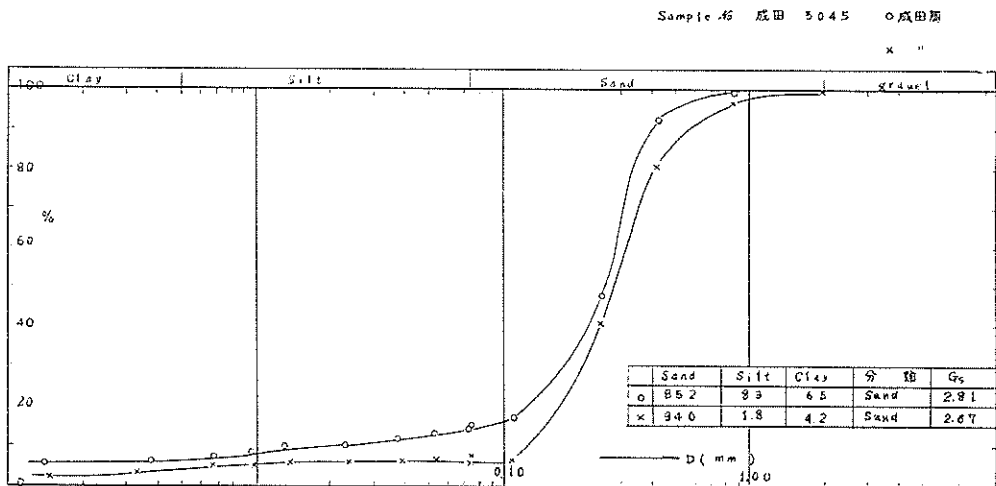
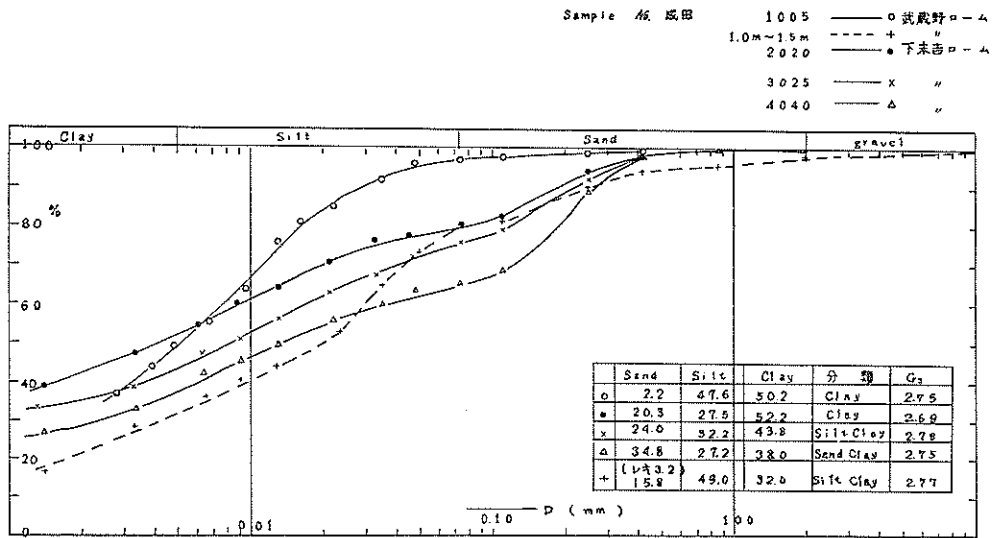


図2-1 粒度試験結果

(6) 単位体積重量

テストピットから運搬された試料は、ほとんど土塊がばらばらに砕けていたが、比較的乱れの少ないと思われる土塊の得られた 4040 と 5045 の試料について参考までに水銀置換法により測定を行ってみた。

2.4 試験結果

表2-2および図2-2に物理試験結果を示す。各試験とも数個の測定値の平均値を記載した。1.0m~1.5m の武蔵野ロームの測定値は他機関のデータである。表中の含水比は物理試験に使用した試料の代表部分の値で、他の試験に使用した試料の値とは多少異っている。

各ローム層および成田層砂の粒度試験結果を図2-2, 3に示す。図中の分類はミシシッピー河管理委員会によるものである。1.0m~1.5m の武蔵野ロームを除いては、粒度試験の試料は試験前に生土に水を加えてガラス板上でねり返しているの粗粒部分が粉碎されて細粒部分に移ったおそれがある。

(1) 武蔵野ローム層

この層の液性限界は 120~140%, 塑性限界は 70~90

%で、いずれも上層部が大きく、塑性指数は50前後、砂の含有量は20%以下である。

(2) 下末吉ローム層

この層の最上部の厚さ 15cm 程度の灰色に脱色された部分の液性限界は 120% 前後、塑性限界は35%程度、また塑性指数は85前後で両ローム層中最も大きく、粒子比重も他層に比べて最小である。

1.8m~2.5m までの茶褐色の層は、上部の灰色層と性質が異なるようであるが、自然含水比は共に60%前後で相対稠度が低い。3.4m~4.0m の灰褐色層は上層に比べて液性限界、塑性限界ともに低いが、自然含水比は80%以上で非常に粘着性があり、扱い難い土である。下層ほど砂の含有量が増加するが 2mm 以上の粒子はほとんど存在しない。

(3) 成田層

4.2m~4.5m の層は褐鉄鉱で含んで固結しており粒子比重も大きい。固結部分の湿潤単位体積重量は 2.1 前後、乾燥密度は 1.7 程度である。

6.3m~6.5m の層はシルト以下の微粒部分が少く、粒子比重も 2.7 以下である。

表2-2 関東ロームおよび成田層砂の物理試験結果

深 度		武 蔵 野 ロ ー ム		下 末 吉 ロ ー ム			成 田 層	
		0~0.50m	1.00~1.50m	1.80~1.95m	1.95~2.50m	3.40~4.00m	4.20~4.50m	6.30~6.50m
試 料 番 号		1005		2020	3025	4040	5045	6065
単位体積重量	γ_t (g/cm ³)					1.48	2.10	
含 水 比	w (%)	119.2		56.2	55.2	84.8 95.3	24.3	14.9
土 粒 子 比 重	G_s	2.75	2.77	2.69	2.78	2.75	2.81	2.67
間 隙 比	e					2.43	0.66	
飽 和 度	S_r (%)					95.9	103.0	
液 性 限 界	w_L (%)	136.5	128.2	121.5	105.9	95.0		
塑 性 限 界	w_p (%)	90.8	74.6	35.6	42.1	50.8		
塑 性 指 数	I_p	45.7	53.6	85.9	63.8	45.3		
液 性 指 数	I_L	0.621		0.240	0.205	0.775		
粒 度 試 験	レ キ %		3.2					
	砂 "	2.2	15.8	20.3	24.0	34.8	85.2	94.0
	シルト "	47.6	49.0	27.5	32.2	27.2	8.3	1.8
	粘 土 "	50.2	32.0	52.2	43.8	38.0	6.5	4.2
	分 類 "	粘 土	シルト質粘土	粘 土	シルト質粘土	砂質粘土	砂	砂

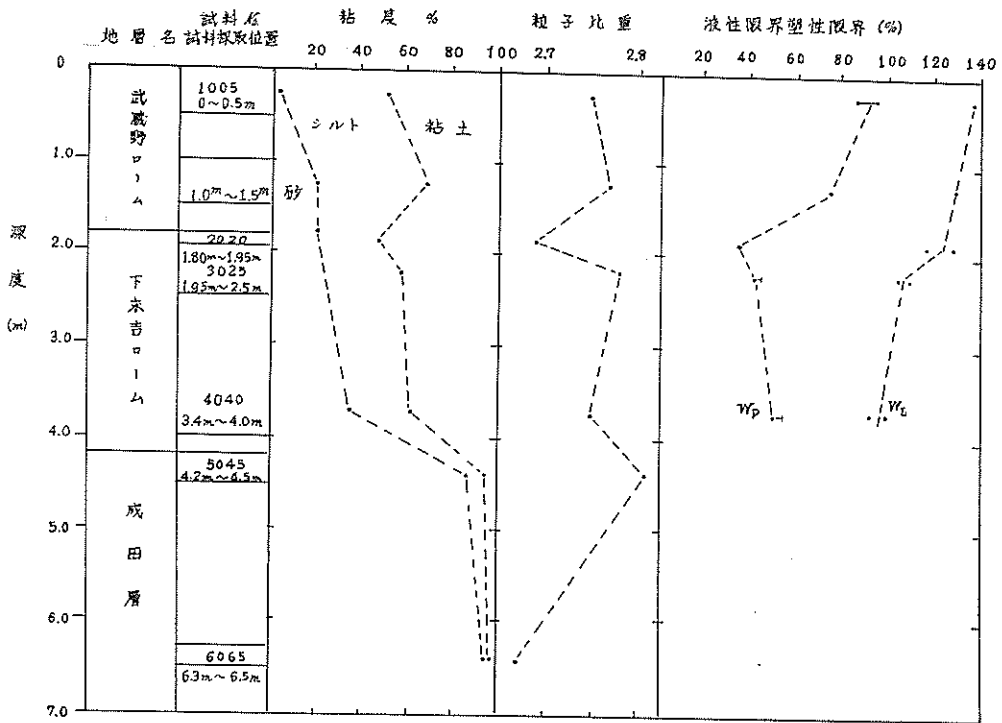


図2-2 物理試験結果

3. 圧密およびせん断試験

3.1 試験および試料の概要

今回実施した関東ローム、成田層の砂および鹿島の砂の力学試験は、これ等の土の安定解析と沈下解析ならびに工事材料としての適否の判定のための資料を得ることを目的とする。

関東ロームについては圧密試験、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を行ない、成田層の砂と鹿島の砂については三軸圧縮試験を行なった。関東ロームとしては武蔵野ローム1試料 (No. 1005) と下末吉ローム3試料 (No. 2020, No. 3025, No. 4040) について試験を行なっている。ここで用いた試料番号の最初の数字は試料の通し番号であり、最後の2桁の数字が採取下端の深度を表わす。たとえば3025とは、上から3番目の試料で採取下端深度が2.5mであることを示す。

力学試験に使用された関東ローム試料は、自然含水比の状態ではC.B.R. モールドで突き固めたものである。突き固めは3層55回で行なわれ、重錘重量2.5kg、落下高さ30cmとした。

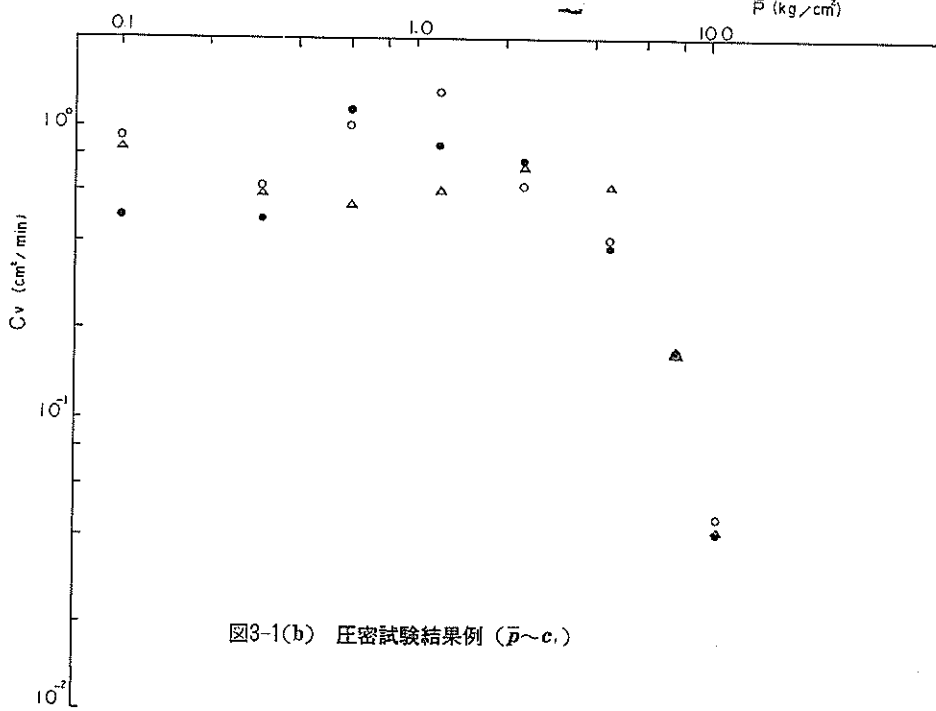
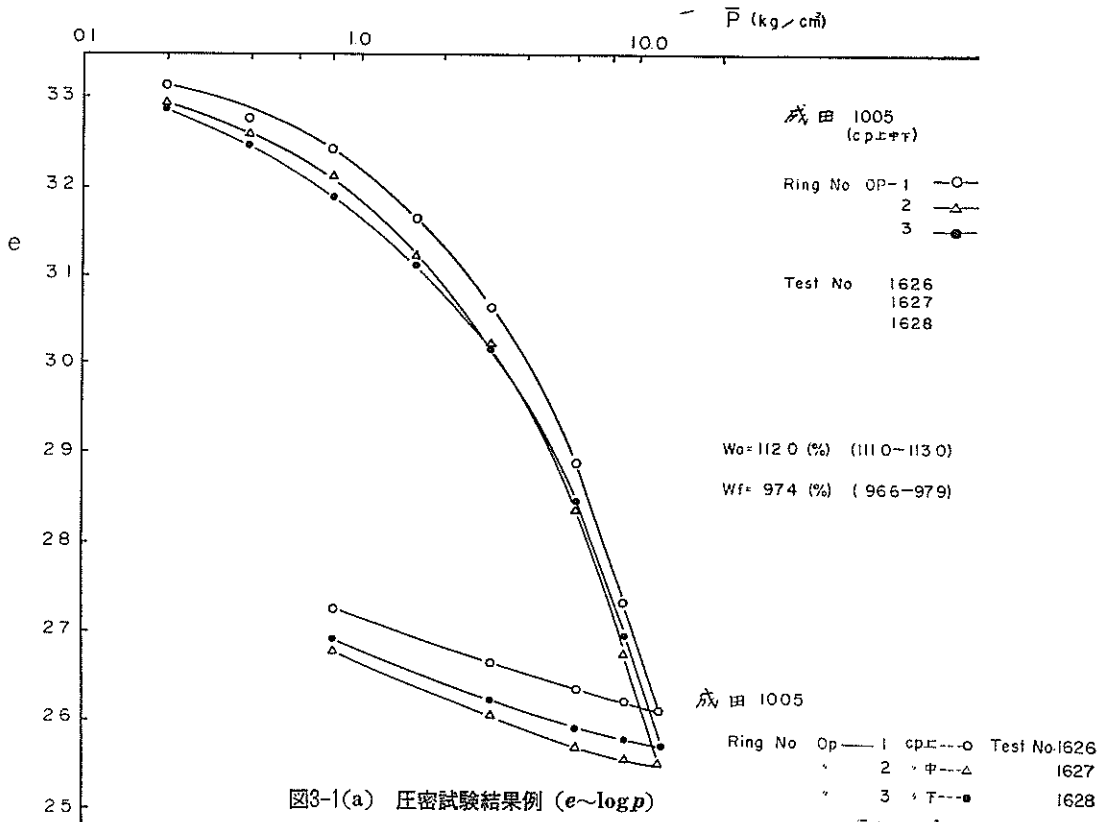
この場合の締め固めエネルギーは $5.60 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3$ である。砂の試料としては、成田層の砂2試料 (No. 5045, No. 6065) と鹿島の砂3試料 (細砂A, 細砂B, 粗砂B) の計5試料を用いた。

3.2 圧密試験

圧密試験はJ I S A 1217 に規定される方法で行なわれた。圧密リングとしては浮動リングを使用した。下末吉ロームの下端試料 (No. 4040) の場合には圧密箱へのセットが困難なため固定リングが使用された。

圧密試験結果例として、武蔵野ローム (No. 1005) についての結果を図3-1に示す。各試料について三つの供試体を用いているが、いずれの試料においても図3-1に示した程度のバラつきを示している。圧密係数 c_v 、体積圧縮係数 m_v および透水係数 k は、飽和粘土に対するTerzaghiの圧密理論より求めたものである。

各試料ごとの試験結果の平均値をまとめたものを図3-2~5に示す。図3-2に示す $e \sim \log p$ 曲線を見ると、飽和粘土の場合のような明瞭な直線部分が現われず、圧縮指数 C_c の値は求め難い。しかし $2 \text{ kg} / \text{cm}^2 \sim 10 \text{ kg} / \text{cm}^2$ 程度の圧力の範囲における平均的な C_c 値を考えれば、武蔵



成田 1005

Ring No.	Op	cp上	○	Test No	1626
	"	"中	△		1627
	"	"下	●		1628
		\bar{p}	(kg/cm ²)		

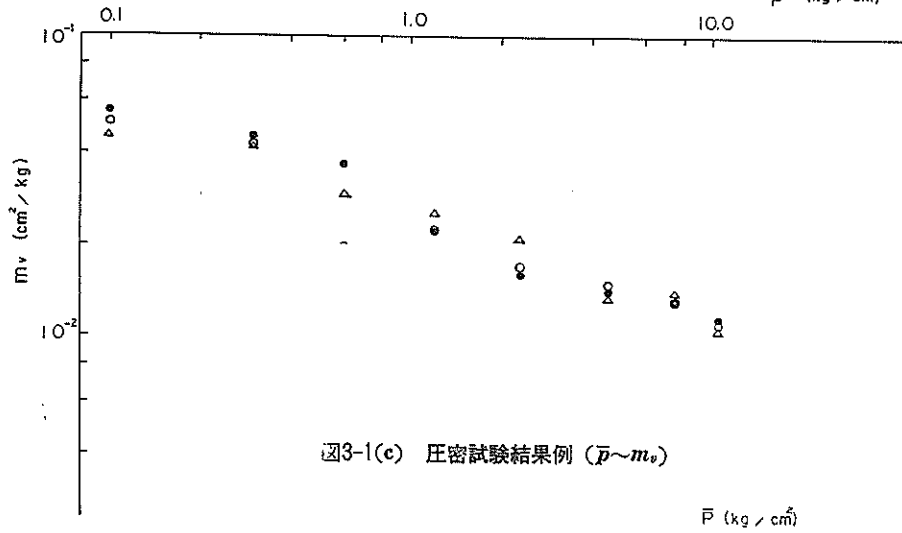


図3-1(c) 圧密試験結果例 ($\bar{p} \sim m_v$)

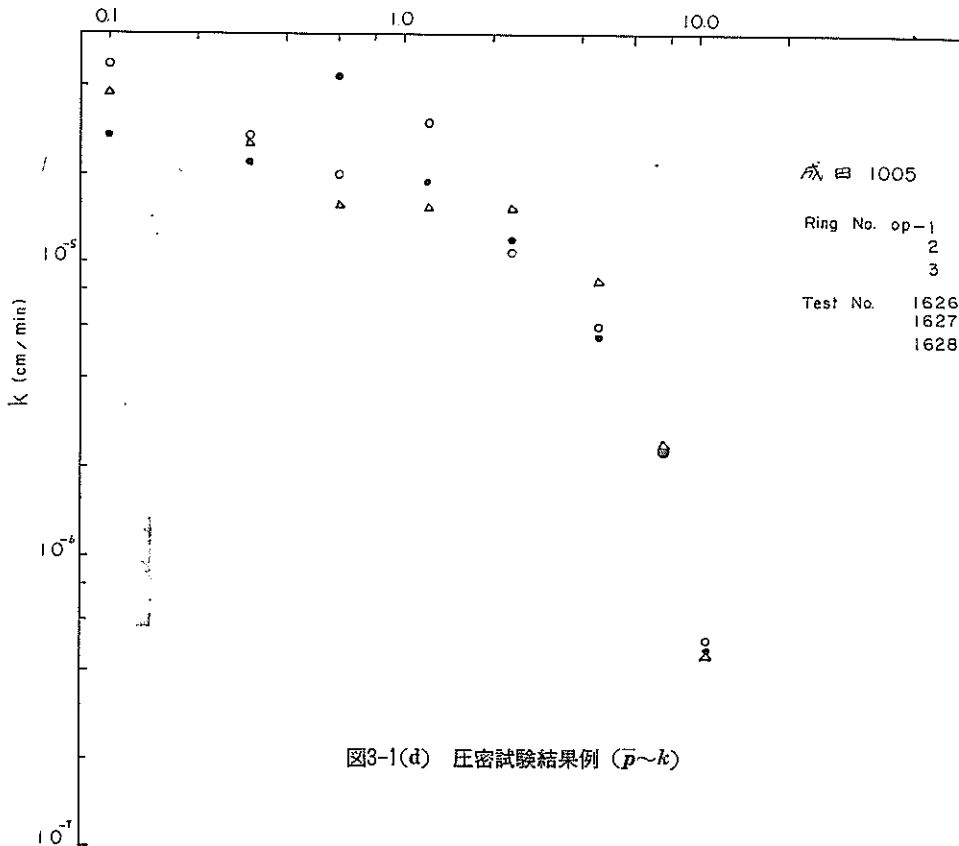


図3-1(d) 圧密試験結果例 ($\bar{p} \sim k$)

野ローム (No. 1005) と下部下末吉ローム (No. 4040) の C_c はほぼ等しく、上部および中間部の下末吉ロームの C_c は互いに近い値であるが前二者に比してかなり小さいことがわかる。すなわちこのような圧力の範囲においては上部および下部の土層の圧縮量が中間部のものより大きいことを示している。

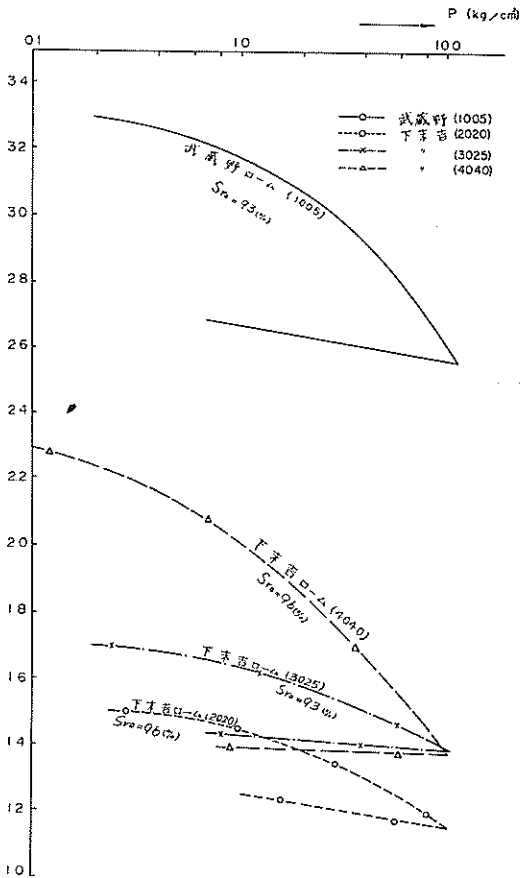


図3-2 圧密圧力と間ゲキ比

圧密係数 C_c については図3-3に示すように、いずれの場合も圧力の増大に伴って値が減少しており、普通の粘土の場合のように一定な値に落ち着くことがない。体積圧縮係数 m_v については、図3-4に示すように $\log p \sim \log m_v$ 間に直線的関係が認められるが、これは粘土において普通に見られることである。

透水係数 k は図3-5に示すように、圧密圧力の増加に伴って急激に減少する。

以上は関東ロームに対して圧密理論を適用してみた結果であるが、この結果を以て粘土場の合のように沈下解

析が合理的におこなうか否かは疑問である。すなわち $C_c \sim \bar{p}$ の関係で端的に示されるように、圧密係数という概念が粘土の場合と同様に関東ロームにも適用されるとは考え難い。したがって、 $e \sim \log p$ の関係によってある荷重のもとで沈下量を推定し得ても、沈下と時間の関係が明瞭でない。さらに、関東ロームの力学的性質に対する時間の効果や含水量の変化の影響を考えると、試験条件によっては、 $e \sim \log p$ 曲線の形そのものも変化するものと思われる。したがって、以上の圧密試験の結果からは、武蔵野ロームと下部下末吉ロームの圧縮量が、上部および中間部の下末吉ロームに比して大きいということがいえるのみである。

3.3 一軸圧縮試験

3.1で述べた突き固めた試料より、直径35mm、高さ80mmの供試体を成型し、J I S A 1216の方法によって一軸圧縮試験を行なった。ただし、軸ヒズミ速度は3%/minとした。試験結果を表3-1に示す。

表3-1に示すように下末吉ローム (No. 4040) の q_u 値が特に大きい。また、 q_u の最大値に対応する軸ヒズミも特に大きいことから、No. 4040の試験結果は信頼性が低いと思われる。

ここでおこなった一軸圧縮試験は、各試料について一種類の方法で調整した供試体についてのものである。また、 q_u 値を安定解析などに用いるためには、種々の供試体の条件についての試験が必要であろう。

3.4 三軸圧縮試験

(1) 関東ローム

3.1で述べた突き固めた試料より、直径35mm、高さ80mmの供試体を成型し、圧密非排水三軸圧縮試験を行なった。圧密時間は約20時間であったが、この時間内に過剰間ゲキ圧は実用上完全に消散していることが認められた。

セン断における軸ヒズミ速度は0.1%/分であった。装置および試験法の詳細は文献¹⁾を参照されたい。

供試体はいずれも不飽和であり、初期飽和度は95~97%であった。そのため間ゲキ圧係数 B の値も $B < 1.0$ となった。各試料についての代表値を表3-2に示す。

強度定数を求めるための破壊時の応力図を図3-6に示す。これはMohrの応力図に相当するもので、 $\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$ と $\frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)_f$ をプロットした点で決まる直線の勾配を $\tan \alpha$ 、 $\frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)_f = 0$ における縦距を a と

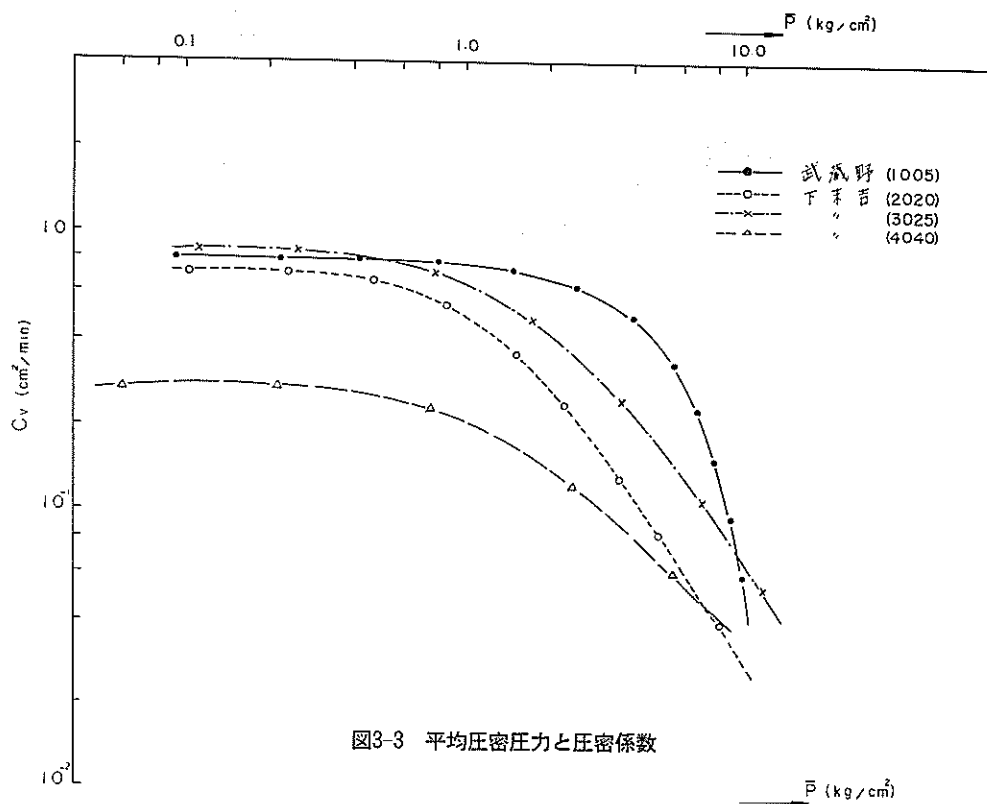


図3-3 平均圧密圧力と圧密係数

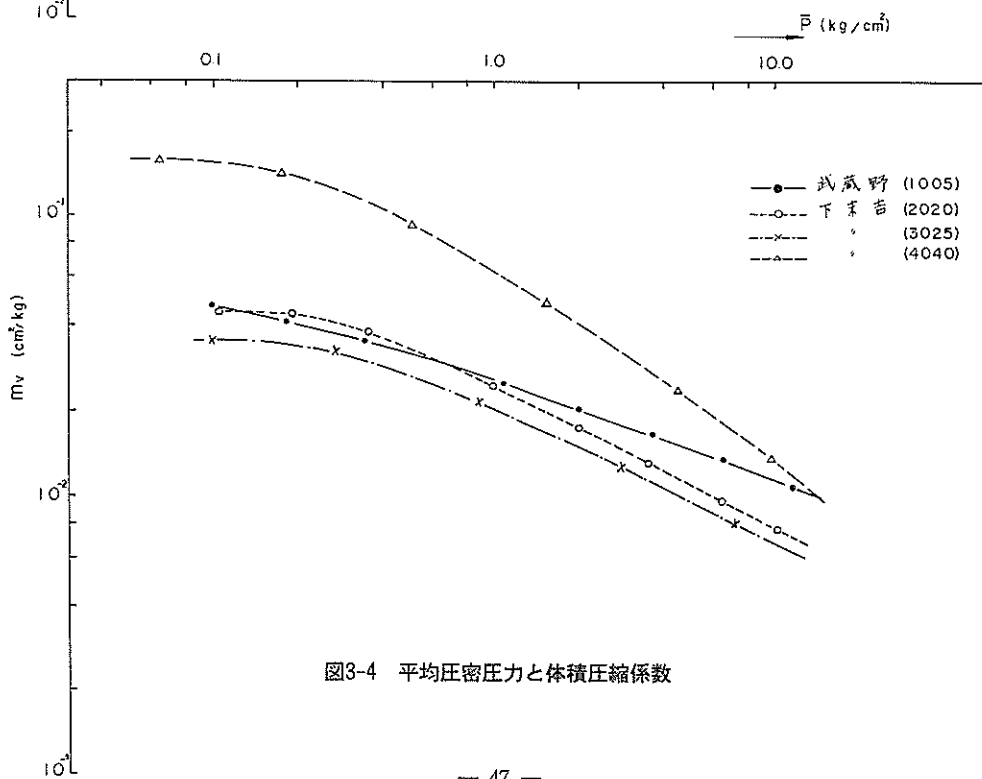


図3-4 平均圧密圧力と体積圧縮係数

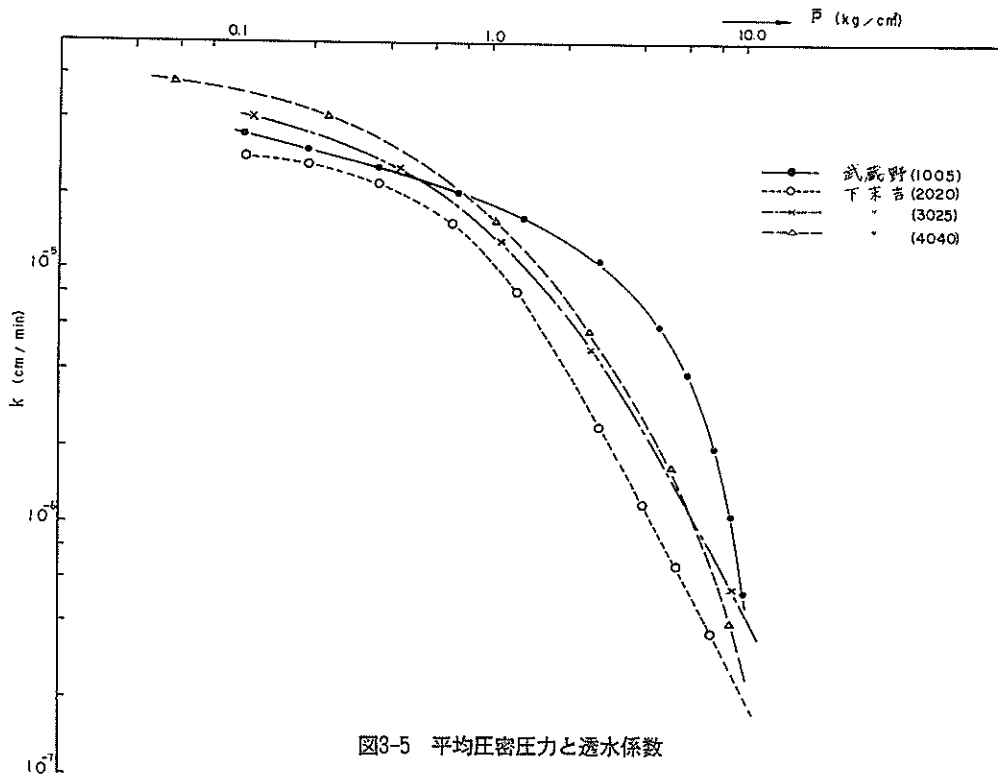


図3-5 平均圧密圧力と透水係数

表3-1 一軸圧縮試験結果

試料	w (%)	γ_t (g/cm ³)	I_p	e	S_r (%)	q_u (kg/cm ²)	ε (%)
武蔵野 □ - △ (No. 1010)	117	1.34	46	3.45	93.3	0.67	5.0
						0.59	5.8
下末吉 □ - △ (No. 2020)	56	1.64	86	1.55	96.1	0.91	15.6
						1.08	15.6
						1.07	12.5
下末吉 □ - △ (No. 3025)	56	1.62	64	1.68	92.9	0.71	15.0
						0.78	15.0
						0.84	12.5
下末吉 □ - △ (No. 4040)	83	1.49	45	2.38	96.2	1.80	21.3
						1.89	21.9

表3-2 飽和度 S_r と間ゲキ圧係数 B

試料	S_r (%)	B
武蔵野 □ - △	94.7 (94.0 ~ 95.2)	0.78 (0.72 ~ 0.86)
	98.2 (96.0 ~ 100.0)	0.94 (0.88 ~ 1.00)
下末吉 □ - △	96.3 (92.6 ~ 98.3)	0.86 (0.72 ~ 0.98)
下末吉 □ - △	95.3 (93.0 ~ 97.3)	0.86 (0.69 ~ 0.96)
	97.9 (96.5 ~ 99.1)	0.95 (0.93 ~ 0.99)

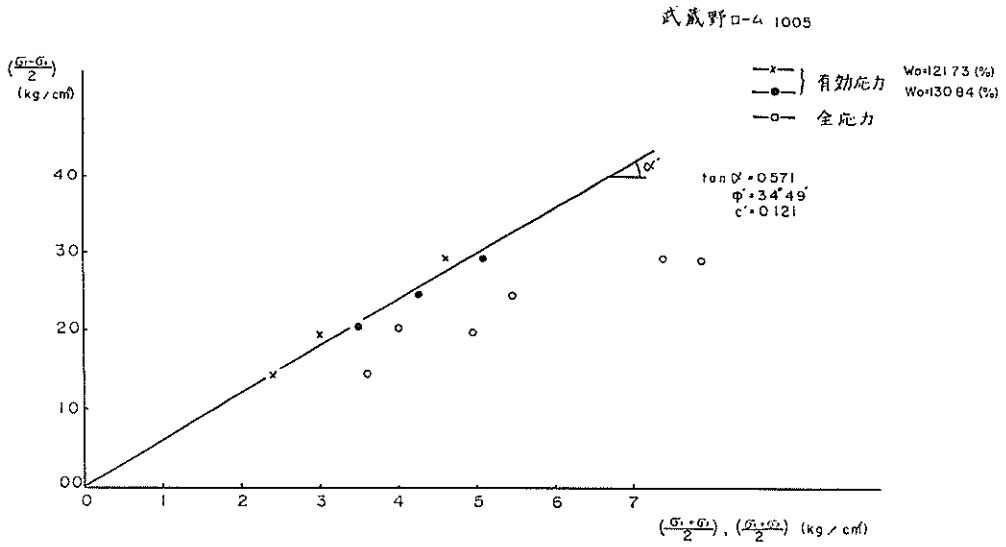


図3-6(a) 三軸圧縮試験結果と強度定数

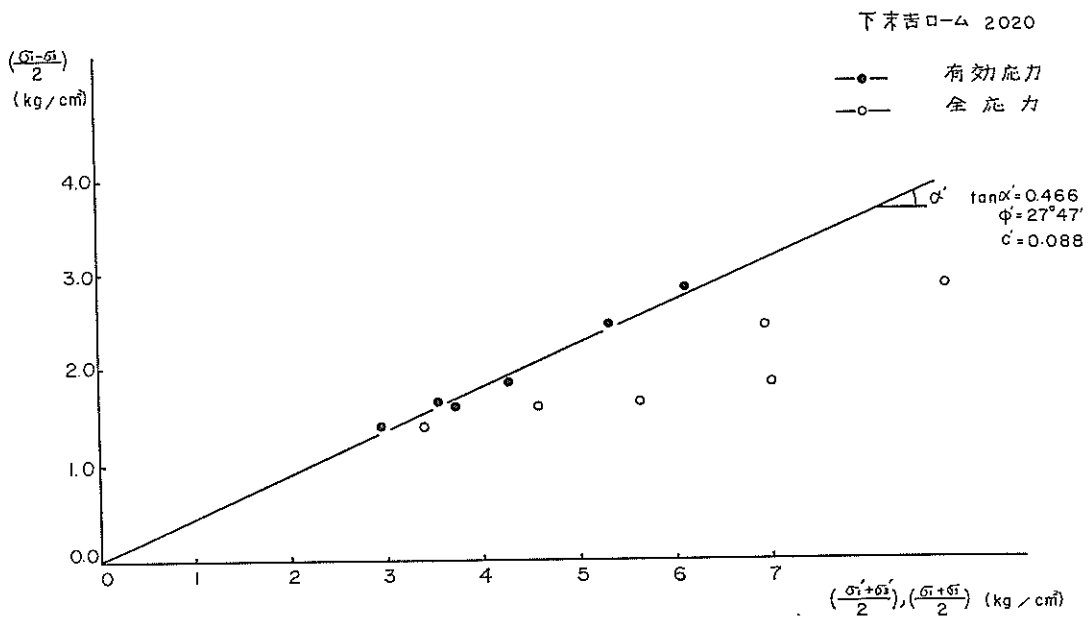


図3-6(b) 三軸圧縮試験結果と強度定数

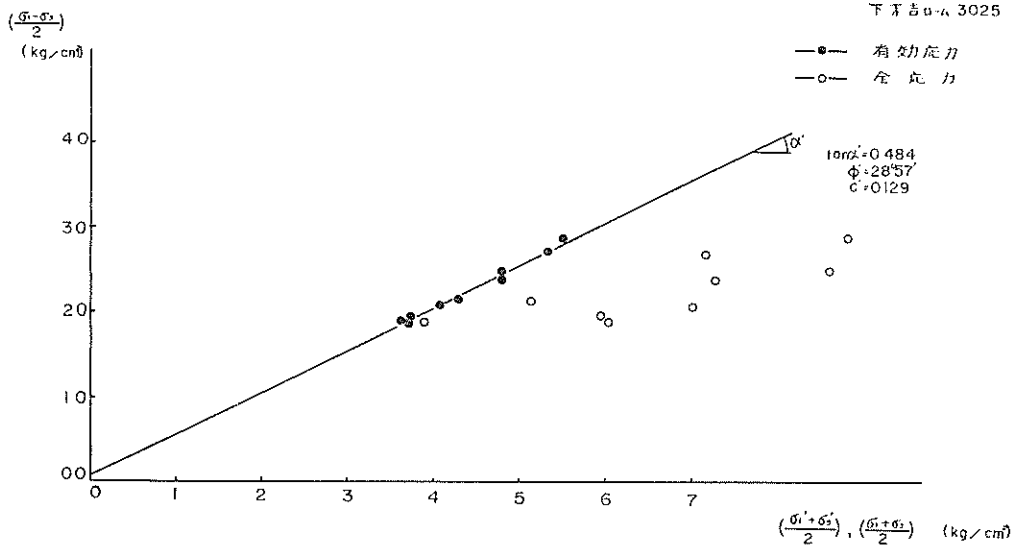


図3-6(c) 三軸圧縮試験結果と強度定数

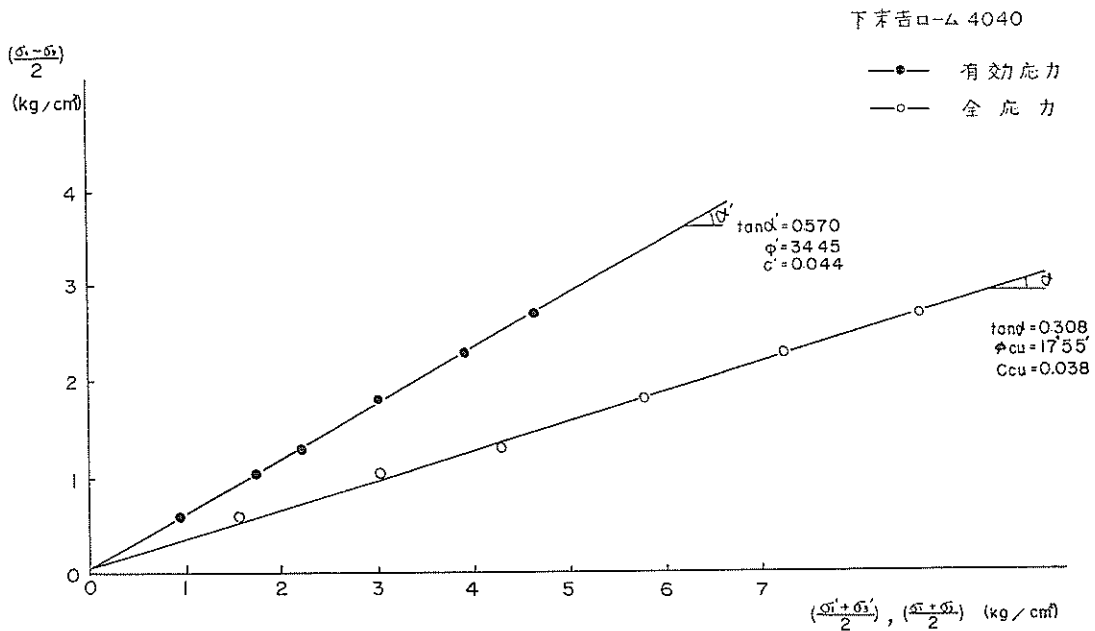


図3-6(d) 三軸圧縮試験結果と強度定数

すれば、有効応力によるせん断抵抗角 ϕ' と見掛けの粘着力 c' は

$$\sin \phi' = \tan \alpha, \quad c' = a / \sqrt{1 - \tan^2 \alpha}$$

となる。横軸に全応力 $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)r$ をとると、上と同様にして全応力による ϕ_{cu} および c_{cu} が求められる。

図に示すように、 c' と ϕ' についてはあまりバラつきもなくその値が求められる。しかし全応力による強度定数 c_{cu} と ϕ_{cu} については測定値のバラつきがかなり大きい。これは、全応力による Mohr の破壊包絡線が直線とならないことによるものと思われる。有効応力による

Mohr の破壊包絡線をまとめたものを 図3-7 に示す。この結果によれば、武蔵野ロームと下部の下末吉ローム (No. 4040) の包絡線が実用上一致し、 $\phi' = 35^\circ$ となる。また上部および中間部の下末吉ロームについては、深度が小さいもの程 ϕ' の値が小さくなることわかる。

圧密圧力 σ_c と破壊時の間ゲキ圧係数 A_f の関係を 図3-8 に示す。いずれの場合も圧密土圧の増大と共に A_f 値が増大するが No. 4040 (下末吉ローム) を除いては

測定値のバラつきが大きい。図3-9 は圧密圧力と圧密終了時の含水比の関係を示したものである。含水比の大きさによって武蔵野ロームと下末吉ロームの二群に分けられるが、No. 1005 (武蔵野ローム) と No. 4040 (下末吉ローム) の二つは圧密圧力に伴う含水比の変化状態が似ている。下末吉ロームの他の二つ (No. 2020, No. 3025) は含水比の変化量も少さく、かつ $w \sim \sigma_c$ の関係がほぼ直線的となっている。

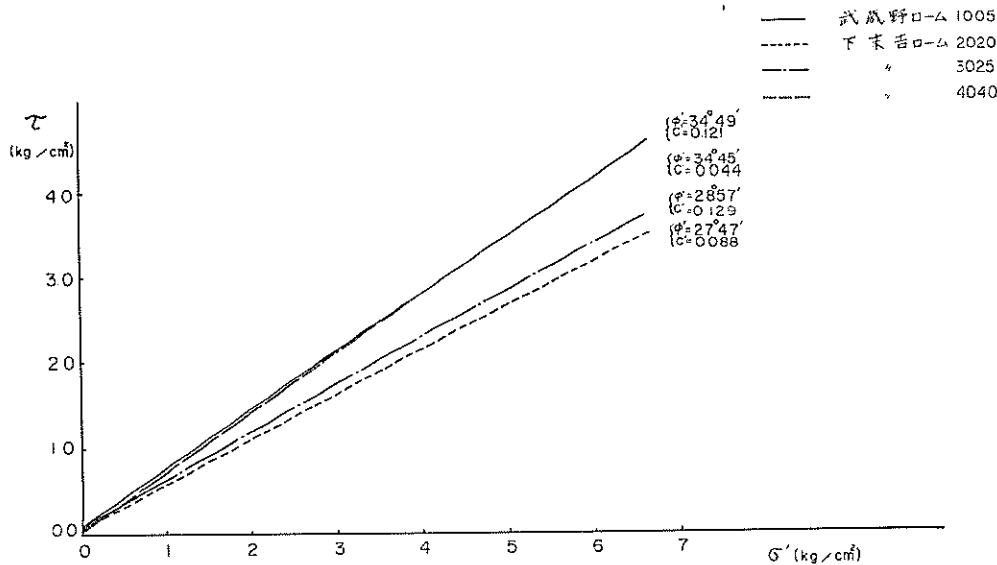


図3-7 有効応力による破壊包絡線

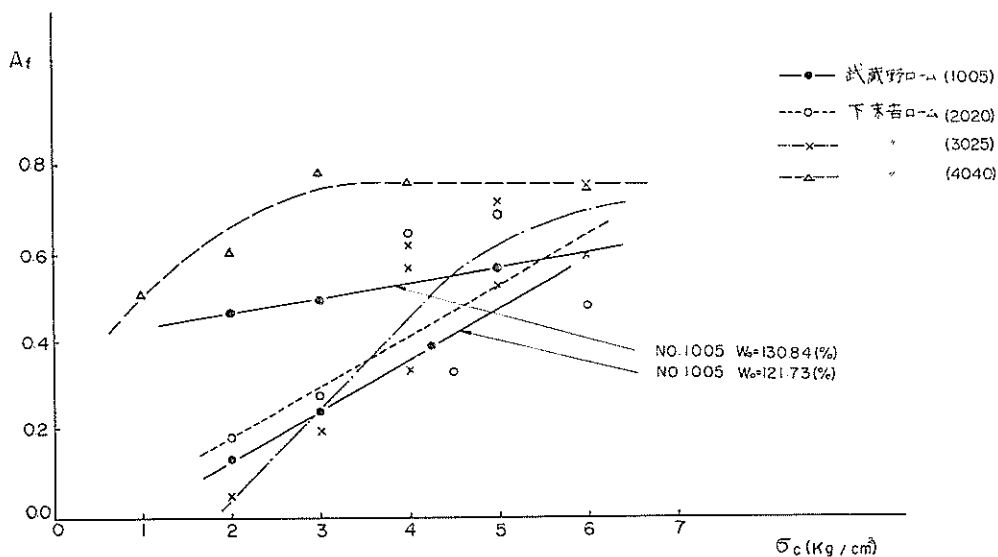


図3-8 圧密圧力と間ゲキ圧係数 A_f

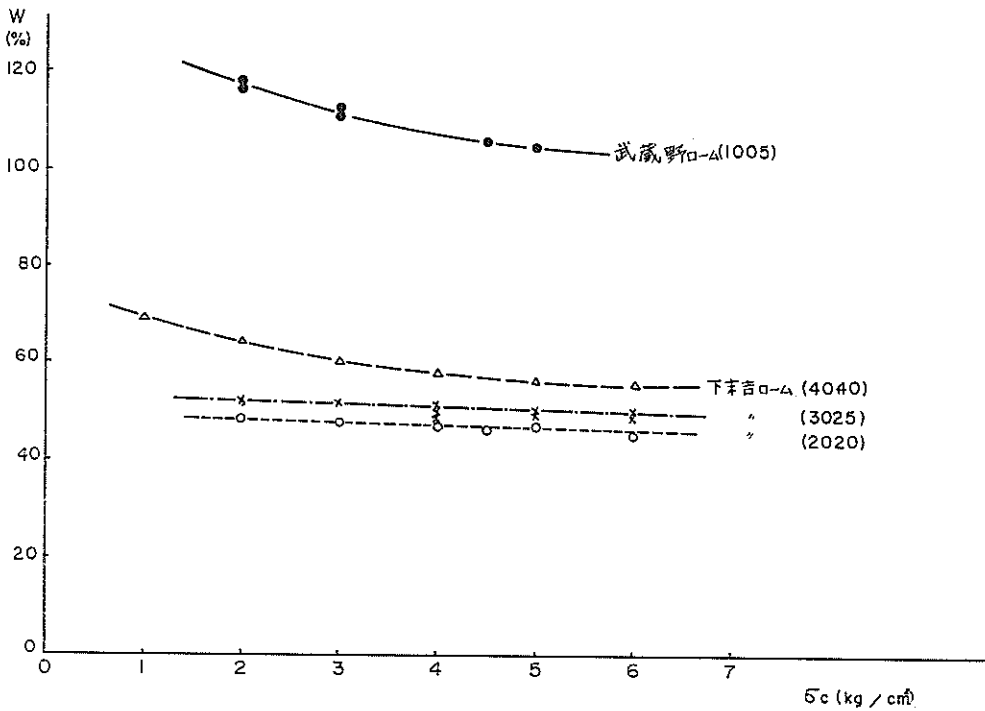


図3-9 圧密圧力と含水比

圧密に伴うせん断強さの増加割合を示したものが、図3-10である。縦軸 $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ はいわゆる土の粘着力であり、 $\sigma_c \sim \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係を示す直線の傾度が強度増加比 (c_u/p) である。図よりわかるようにいずれの場合も $\sigma_c \sim \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ の直線が原点を通らない。強度増加比の大きさのみについてみれば、No. 4040 と No. 1005 はほぼ等しい値であり、No. 2020 と No. 3025 の二つは相対的に強度増加比が小さい。

以上の試験結果からすると、今回使用した試料についての強度特性からみれば、武蔵野ローム (No. 1005) と下部下末吉ローム (No. 4040) および上部と中間部の下末吉ローム (No. 2020, No. 3025) の二群に大別できよう。

第一群 (No. 1005 と No. 4040) の強度定数は $\phi' = 35^\circ$, $c' \approx 0.08$ (kg/cm²) としてよいであろう。したがって安定計算において、地下水位から間ゲキ圧が求められる場合にはこの c' と ϕ' を用いて解析をすればよい。ただし No. 1005 と No. 4040 では間ゲキ圧係数 A_f の値がかなり異なっているので、地中応力などから間ゲキ圧を推定する場合は注意を要する。このような場合は、もし荷重条件が等しければ No. 4040 (下末吉ローム) の方

が発生する間ゲキ圧が大きく、したがって安全率が小さくなる。

上部および中間部の下末吉ロームの強度定数は、 $\phi' \approx 28^\circ$, $c' \approx 0.1$ kg/cm² である。間ゲキ圧についての特性も似ており、実用上この二試料は一種類の土と考えてもよいであろう。

今回の試験においては、試料はある決められた方法で調整されたものである。図3-8に示した武蔵野ローム (No. 1005) の試験結果で見られるように、試料調整の条件が異なれば強度定数もかなり変化する可能性がある。

土の粘着力のみを考えて安定解析を行なう場合には、圧密による強度増加比 (c_u/p) が問題となる。今回の試験においては圧密は等方的であり、実際問題で生ずると思われる条件と異なっているので、(c_u/p) の値そのものについては更に検討を要する。しかし武蔵野ロームと下部下末吉ロームに比して上部および中間部の下末吉ロームの (c_u/p) 値が小さいことは明らかである。

以上のような三軸圧縮試験の結果を実際の安定計算に適用するためには、試料の初期条件の変化による強度定数の変化について更に実験を行なうことが必要であろう。

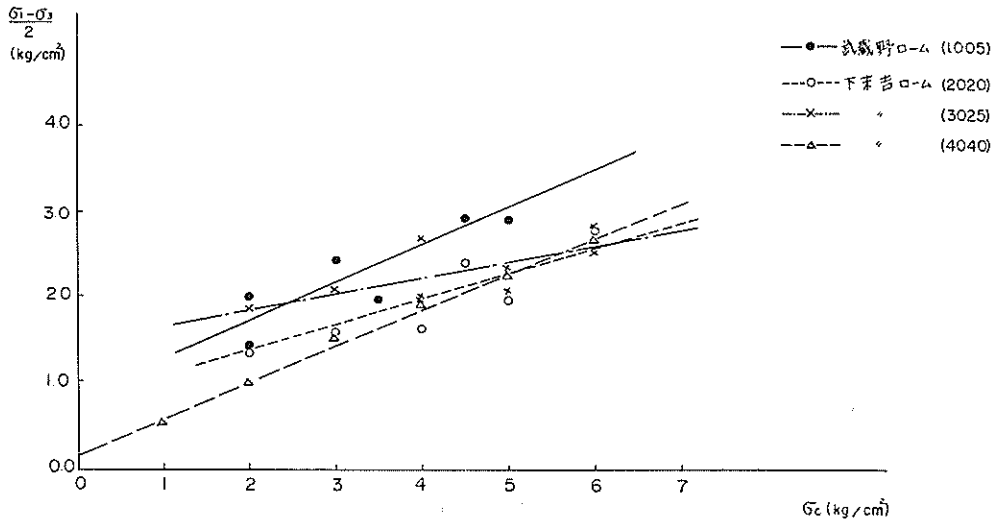


図3-10 圧密圧力と非排水せん断強度

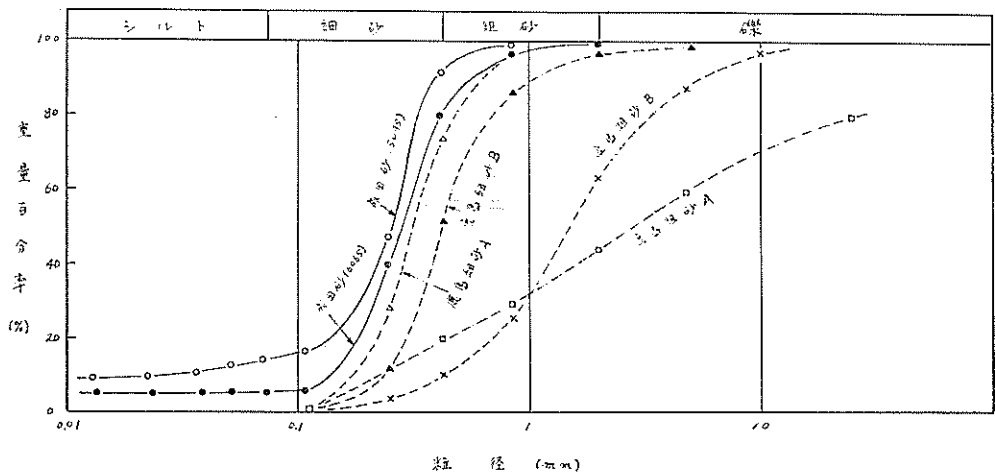


図3-11 三軸圧縮試験に用いた砂の粒度分布曲線

(2) 砂

砂の三軸圧縮試験は成田層の砂2試料 (No. 5045, No. 6065) と鹿島の砂3試料 (細砂A, Bおよび粗砂A) に対して行なった。鹿島の細砂について2つの試料を用いているのは、鹿島の細砂が観察上2種類にわけられたからである。これ等の砂の粒度分析結果を図3-11に示す。試料は脱気水中に入れて約2時間真空箱内に放置した。試験としては圧密排水せん断を行ない、せん断における軸ヒズミ速度は0.5%/minである。

各試験の結果は、おのおのについて $ca=0$ として ϕ_d を求めた。供試体の圧密前の初期間ゲキ比と ϕ_d の関係

を図3-12に示す。図3-13は初期間ゲキ比と ϕ_d の関係をまとめたものである。この結果によれば、成田層の砂と鹿島の砂の両者ともに測定された ϕ_d の値の範囲は大差ないが、初期間ゲキ比が明らかに異なっている。

供試体作成に当っては、初期間ゲキ比ができるだけ広い範囲に分布するように調整を行っている。図3-14は各試料について調整し得た初期間ゲキ比と対応する乾燥密度 γ_d の範囲を示したものである。図3-13と図3-14によれば、もっとも密に調整した成田層の砂と、もっともゆる詰めにした鹿島の細砂Aとでは、その乾燥密度も ϕ_d もほぼ等しい値となっている。

したがって、ここで得られた結果のみについて考えれば、鹿島の細砂Aは成田層の砂に比して大きな ϕ_d と γ_d が得やすく有利な材料であると思われる。ただし、細砂

はある程度以上に間ゲキ比が増大すると急激に ϕ_d が減少し流動する心配があるが、今回の実験ではその点について確かめることができなかった。

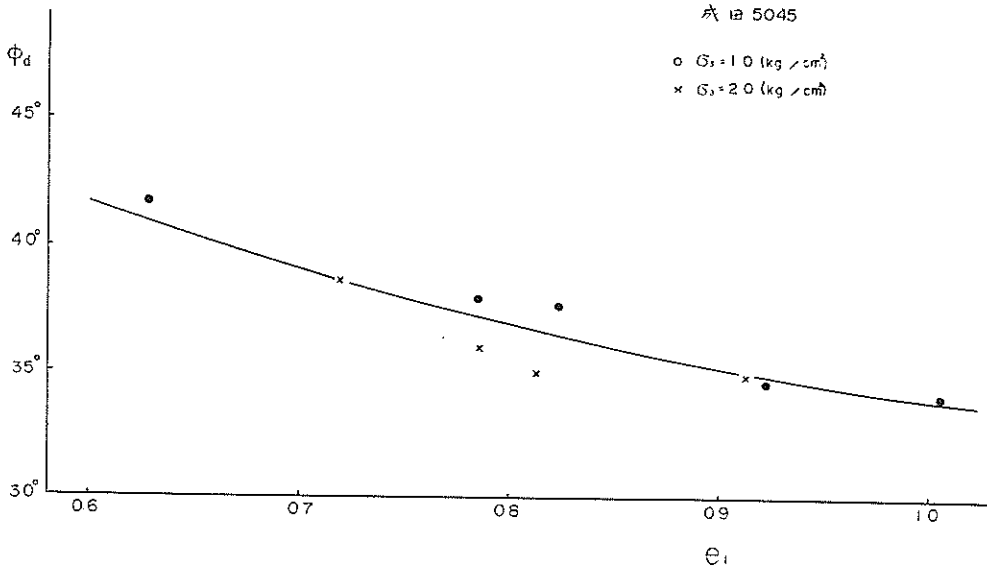


図3-12(a) 砂の三軸圧縮試験結果

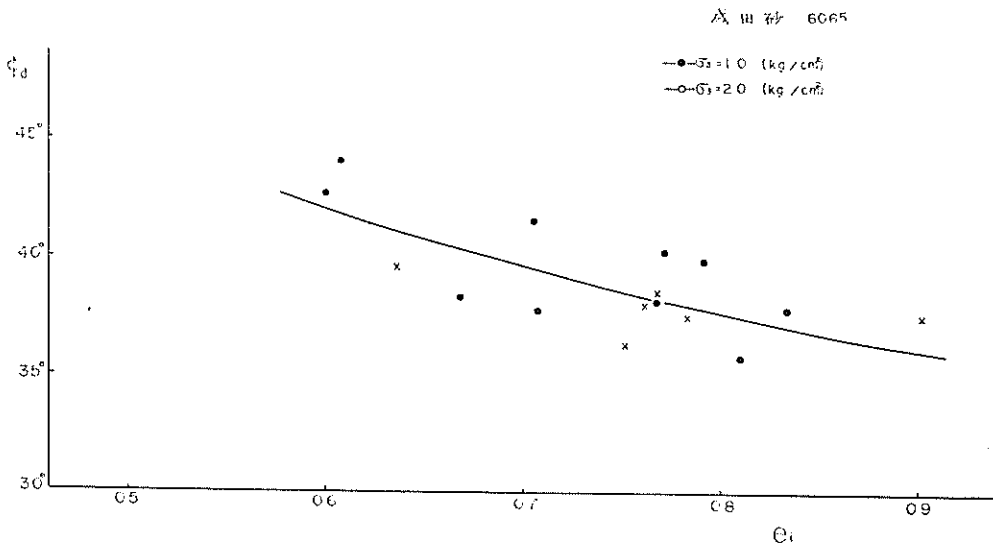


図3-12(b) 砂の三軸圧縮試験結果

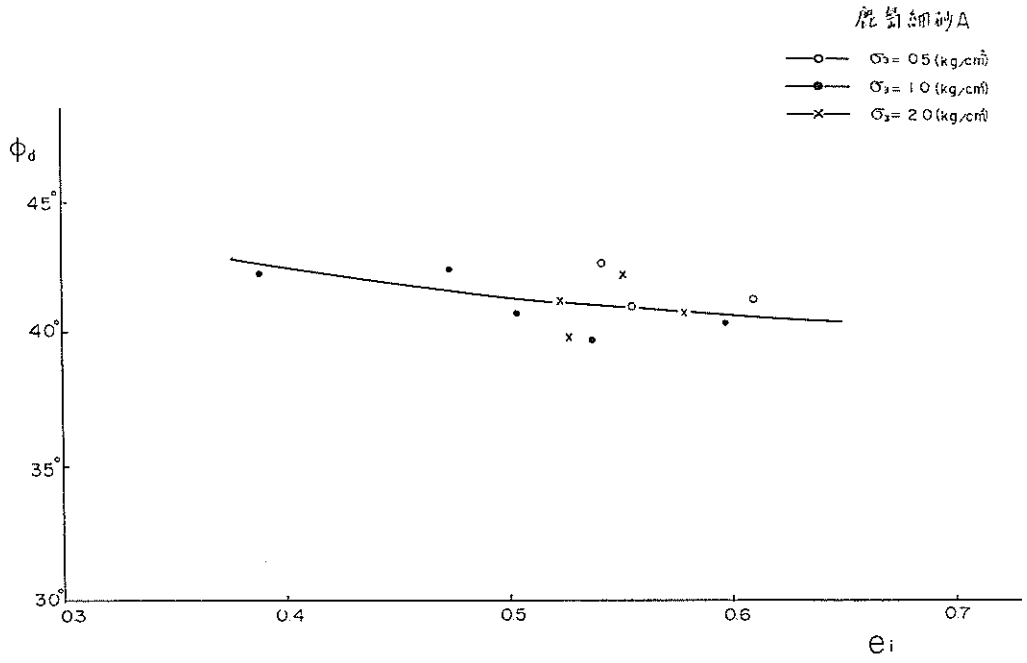


図3-12(c) 砂の三軸圧縮試験結果

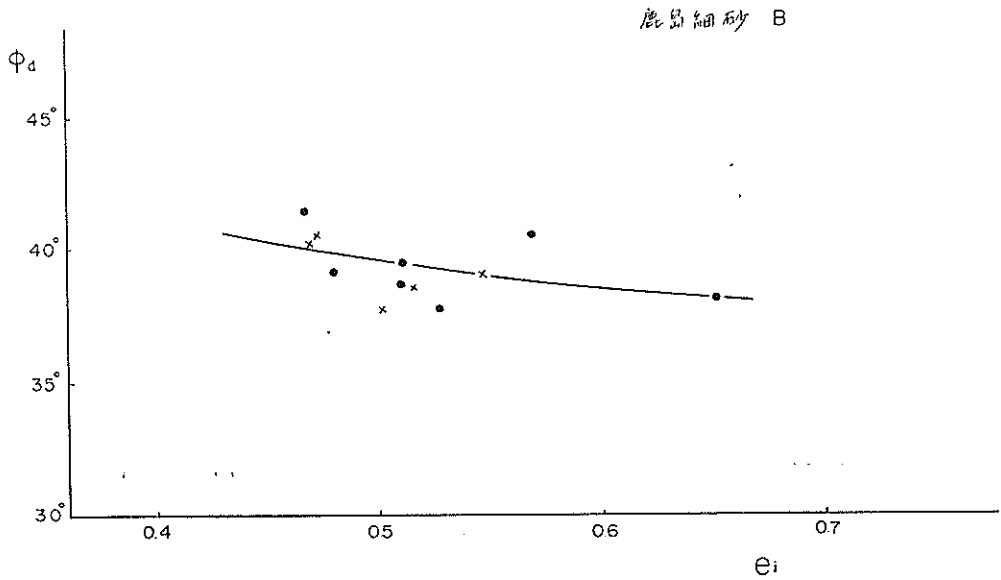


図3-12(d) 砂の三軸圧縮試験結果

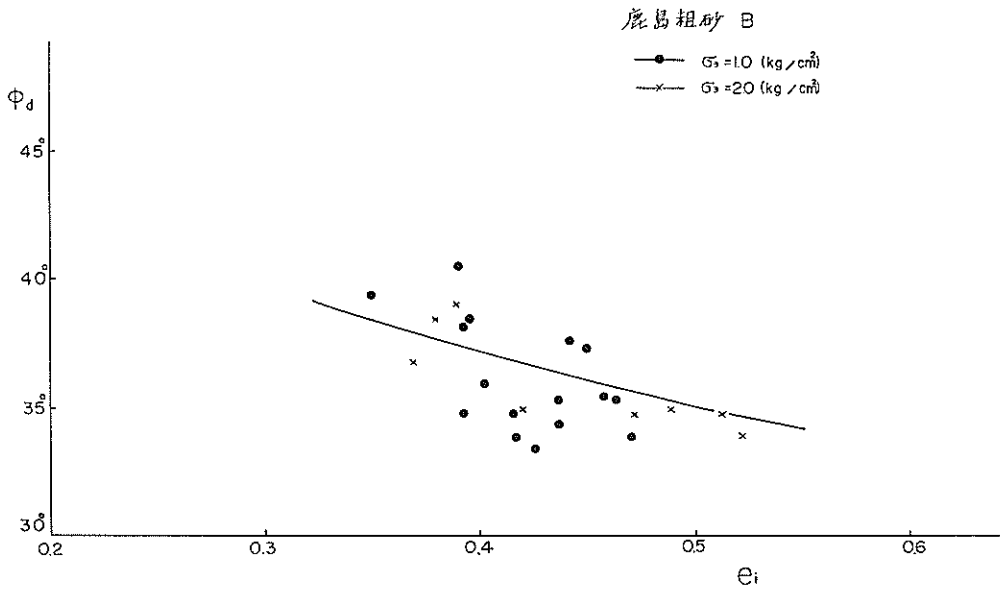


図3-12(e) 砂の三軸圧縮試験結果

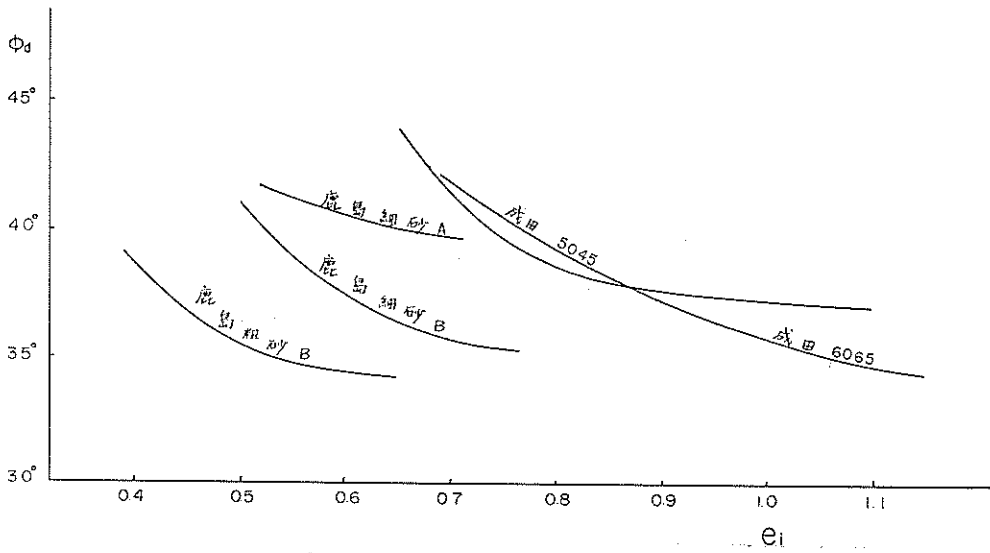


図3-13 初期間ゲキ比とせん断抵抗角

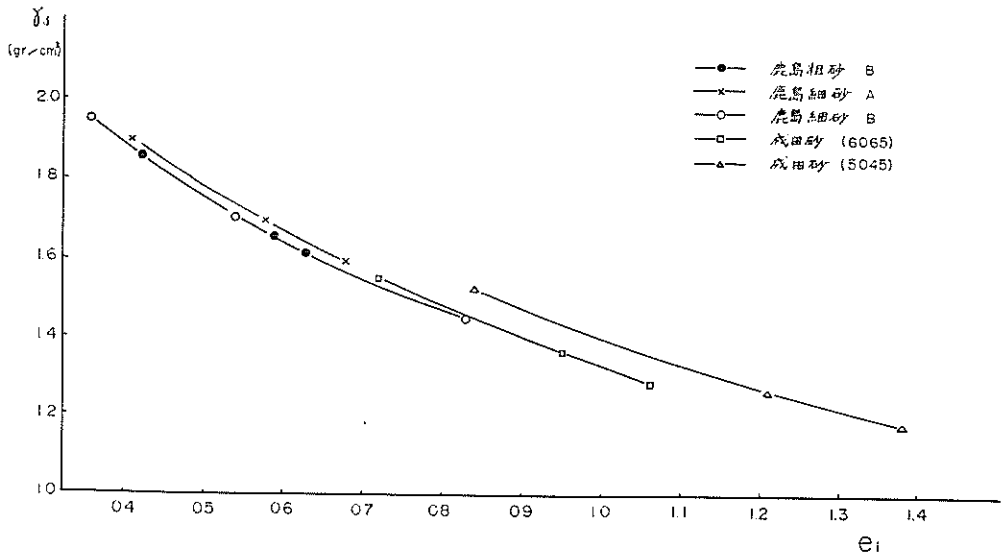


図3-14 三軸圧縮試験供試体における γ_d と e_i の範囲

4. 締固め試験および C. B. R, q_c , q_u 試験

4.1 試験の種類と目的

本章で扱う試験の種類は、表4-1に示すとおりである。試験に使用した土は、大きく分けて、鹿島砂、成田層砂、関東ロームの三種類である。

鹿島砂については、締固め効果を調べるため、まず締固め試験を行ない、次に、それぞれの強さを C. B. R および q_c で試験した。さらに、C. B. R 値に対して載荷重の影響がかなり大きいものと考えられたので、載荷重を4種に変化させて検討した。

成田砂については、締固め試験を除き、他は鹿島砂とほぼ同じ試験を行なった。

関東ロームについては、まず締固め試験を実施した。これは米国陸軍工兵隊の、飛行場路床路盤の必要締固め度規定が、修正 AASHO の最大乾燥密度で表現してあるので、この規定を使用する場合の目安とするためである。次に、土の強さは、各締固めエネルギーを変えて、C. B. R, q_c , q_u で試験した。そして最後に C. B. R 値が載荷重の影響をどの程度うけるかを検討した。

4.2 鹿島砂についての考察

(1) 分類上より見た路床、下層路盤としての適性

飛行場の路床、下層路盤に用いる土の材料の適否を判断する目安としては、Casagrande の統一分類法が最も普通である。(別名：C. E 法 (米国陸軍工兵隊法)) この分類法を表4-2²⁾に示す。

また現在建設中の茨城県鹿島港附近の砂を採取して来て、粒度試験および比重試験を行なった結果が図4-1である。この内、細砂と称するのは、地表に近い部分に多く見られる細かい砂であり、粗砂は、それより下の部分で、中央水路附近の浚渫に際し多く現われて来る粗粒の砂である。鹿島産の砂は殆んどこの二種で代表されるものとして、路床・路盤の材料としての適否を、上にのべた分類法により考察すると、細砂は、SP、粗砂も SP で、共に路床としては普通～良好、下層路盤としては普通の評価が与えられている。(ただし粗砂は SW に非常に近い SP であるので、SW 評価を用いるとすれば、路床としては良好、下層路盤としては普通～良好となる。) ちなみに成田層の砂と比較すれば、成田層砂の粒度曲線は鹿島の細砂と非常に似ており、分類もまた SP である。

(2) 締固め特性

図4-2に締固め試験の結果を示す。図4-3、図4-4は、図4-2内に点線でプロットしてある追加試験の結果を拡大したものである。

これらの締固め曲線を見ても分るように、締固めエネルギーと関係なく粗砂の方が細砂よりも乾燥密度が大き

図4-1 試験の種類

試 験 名	鹿 島 砂		武蔵野ホーム層 (0.00~0.50m) No. 1005	下 束 吉 戸 (1.80~1.95m) No. 2020	(1.95~2.50m) No. 3025	ア 層 (4.00m) No. 4040	成 田 砂 (4.20~4.50m) No. 5045	出 砂 (5.20~5.50m) No. 6065
	細 砂	粗 砂						
比 重 粒 度 試 験	○	○	—	—	—	—	—	—
	—	—	○	○	—	○	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—
放置試料の含水比低下測定	C.T, C.B.R(5)	C.T, C.B.R(5)	—	—	—	—	—	—
	C.T, C.B.R(5)	C.T, C.B.R(5)	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—
任意含水比	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—
自然含水比	C.T, C.B.R(5)	C.T, C.B.R(5)	C.T	C.T	—	C.T	—	—
	—	—	C.B.R($\frac{5}{15}, \frac{10}{20}$), q_c	C.B.R($\frac{5}{15}, \frac{10}{20}$), q_c	—	C.B.R($\frac{5}{15}, \frac{10}{20}$), q_c	C.B.R($\frac{5}{15}, \frac{10}{20}$), q_c	C.B.R($\frac{5}{15}, \frac{10}{20}$), q_c
	—	—	C.B.R(5), q_c, q_u	C.B.R(5), q_c, q_u	—	C.B.R(5), q_c, q_u	—	C.B.R(5), q_c
(自然含水比) —(10%含水比)	—	—	C.B.R(5), q_c, q_u	C.B.R(5), q_c, q_u	—	C.B.R(5), q_c, q_u	—	C.B.R(5), q_c
	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—
最適含水比	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—
※自然含水比	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—

(注) 注1. 新固めは C.B.R モールドにより重錘 4.5kg, 落下高 45cm, 5 層で行なった。注5. C.B.R は, C.B.R 試験を示し, () 内の数字は代入試験時の最荷重を示す。(5) は 5kg の最荷重である。
 注2. C.T は新固め試験を示す。注6. C.B.R 試験は非浸水である。
 注3. q_c は底面積 6.45cm², 先端尖角 30° の貫入試験を示す。注7. ※印に限り, C.B.R モールドにより重錘 2.5kg, 落下高 30cm, 3 層で行った。
 注4. q_u は単位圧縮試験を示す。

試料 No 鹿島砂

細目砂 ———— ●

粗目砂 ———— ×

	篩	粗砂	細砂	≧10t	比重
細	1	0.2	26.8	73.3	0.2
	2	0.3	27.8	71.8	0.1
粗	1	40.9	26.7	32.1	0.2
	2	55.6	23.0	21.2	0.2
	3	37.2	29.5	32.8	0.5

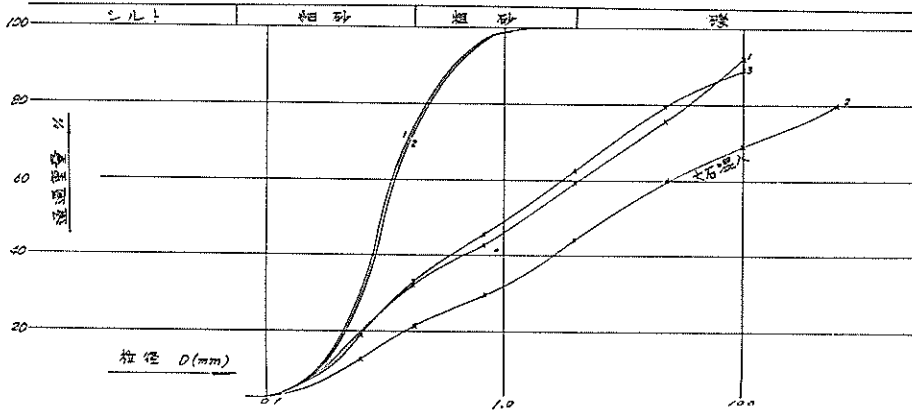


図4-1 鹿島砂粒度試験，比重試験

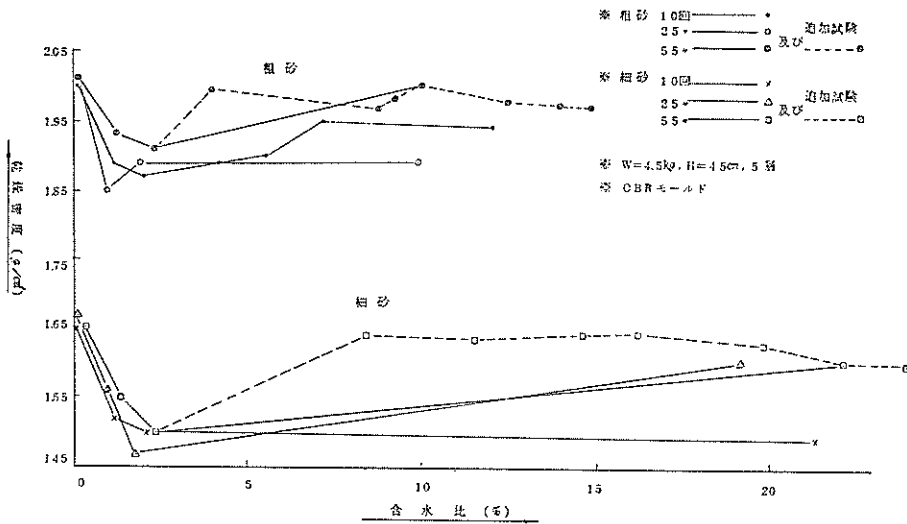


図4-2 鹿島砂締固め試験

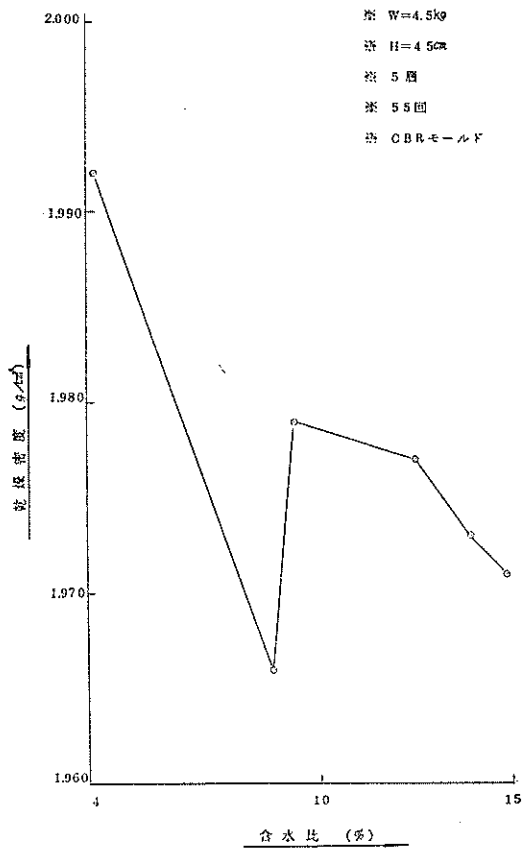


図4-3 鹿島砂粗砂締固め試験 (追加試験)

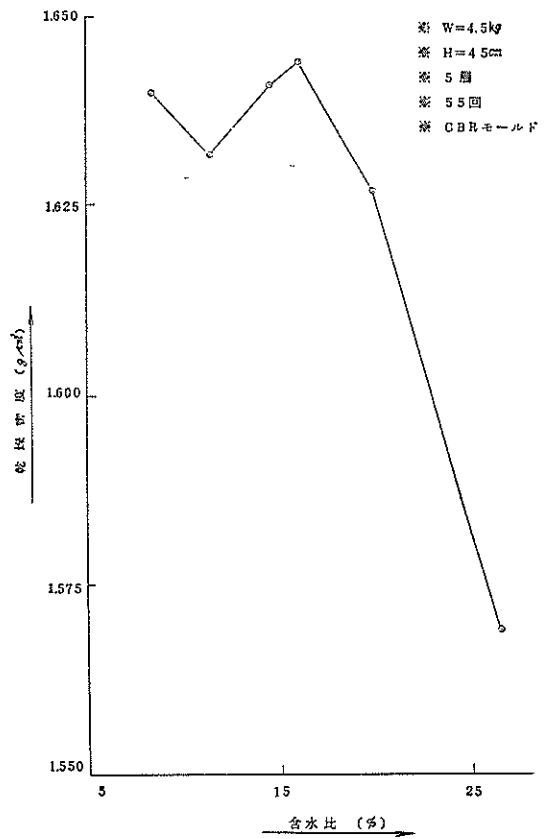
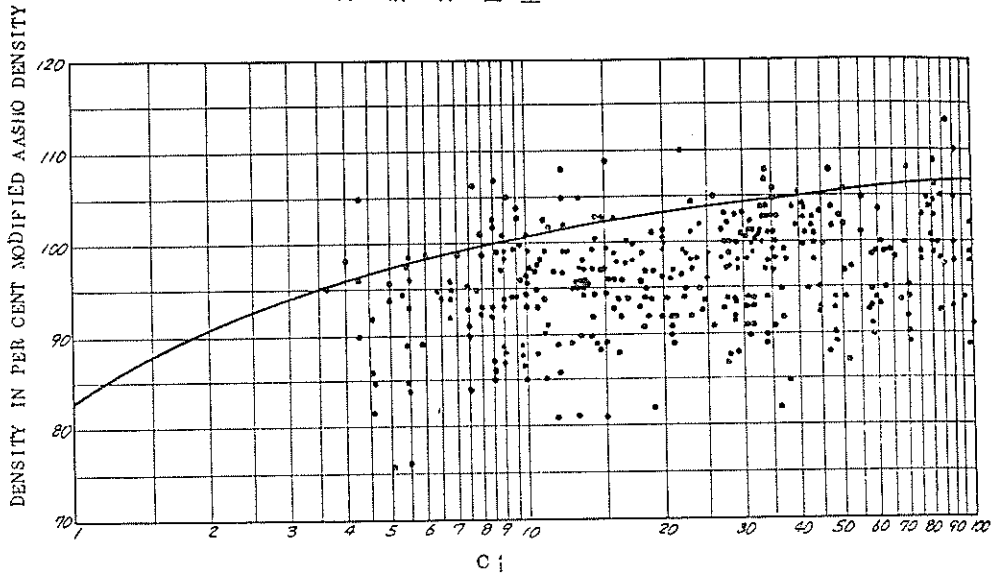


図4-4 鹿島砂細砂締固め試験 (追加試験)

非粘着性土



粘着性土

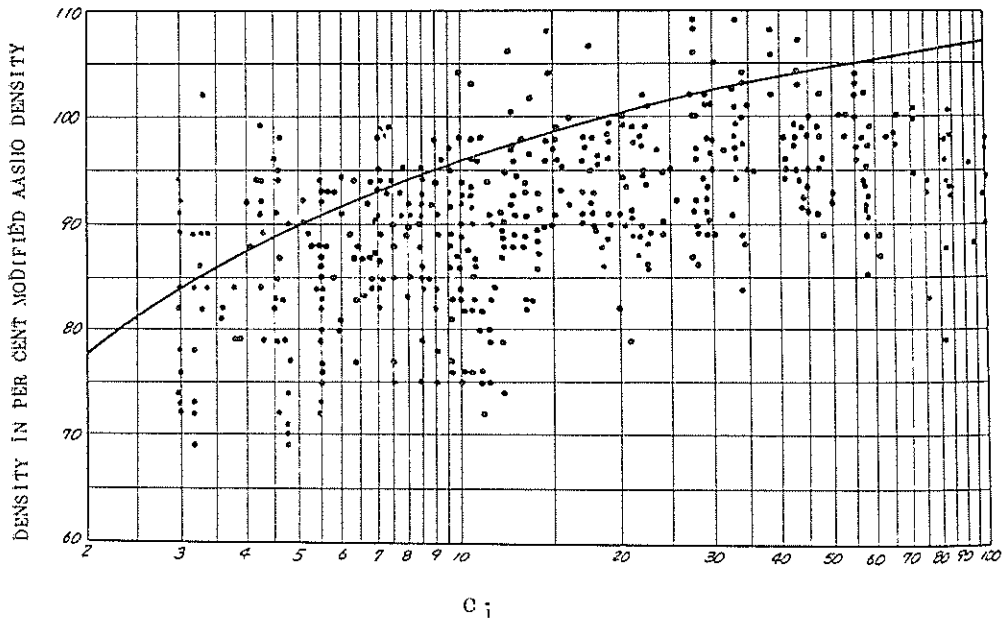


図4-5 C.E の 必要 締 固 め 度

い。比重は両者共ほぼ同じであるから、間隙比は粗砂で0.34~0.45、細砂で0.63~0.83となり、一般に前者は密な混合粒の砂、後者はゆるい均等な砂の範ちゅうに入る。

また、粗砂でも細砂でも、55回の締固め回数は、10回25回の締固め回数と比べ、締固め効果は良いようであるが、10回、25回の間には、明らかな差はない。すなわち普通の転圧法ではかなり重いものを使用しない限り、締固め効果にはっきりした差は出て来ないのではなかろうか。

次に、含水量と締固め効果の関係であるが、歴然とした最適含水量(O.M.C)は見当らない。しかし、図4-3、図4-4から強いていえば、O.M.Cは粗砂で10%程度細砂で15%程度である。しかし最も締固め効果が大きいのは、砂をからからに乾燥させた場合であり、これに水を加えて湿らせて行くと締固め効果は低くなる。粗砂で10%、細砂で15%の含水量は、かなり湿った状態であり締固め試験時に水がにじみ出して来る程度である。図4-2の各曲線の右端は、砂を水につけ、これを空中にとり出し、水切りを行なった程度の含水量である。実際施工の際はかなり砂も乾く場合があるだろうから、これを考慮すれば、現場の盛土、埋土の乾燥密度は粗砂で1.87~1.97g/cm³ 細砂で1.50~1.64g/cm³の範囲になるものと

推定される。粗砂の乾燥密度は、最大乾燥密度(2.000g/cm³)の93.5~98.5%であり、細砂の乾燥密度は最大乾燥密度(1.644g/cm³)の91%~100%である。

さて米國陸軍工兵隊(C.E)では、飛行場の路盤や路床の締固め度を求めるのに、図4-5を使用している。縦軸は修正AASHO法の最大乾燥密度と、必要とされる締固め度の比率(%), 横軸の C_i は、C.B.R 指数と呼ばれるもので、求める締固め度地点の必要 C.B.R 値で設計曲線より得られる。図4-6は、今後出現する予定の大型機のための C.B.R 舗装厚設計曲線であるが、(新東京国際空港公団作成)例えば、深さ 76 in 点の必要締固め度を求める場合には、図4-6の縦軸 76 in と曲線との交点の水平軸を読めば、必要 C.B.R 値は3である。今、この深さに砂を使用すれば、図4-5の上図で、 C_i が3に相当する縦軸を、曲線の交点より求めれば、94%となる。すなわち、この深さでの必要締固め度は、修正AASHO最大乾燥密度の94%ということになる。鹿島粗砂では93.5~98.5%が得られるから、問題はないが、細砂では粗砂よりも念入りに締固めてやる必要があろう。また深さ、55 in では、 $C_i=5$ であるから、同様にして砂を用いるには、必要締固め度は97.5%となる。これは、粗砂、細砂を問わず、十分慎重な締固めを行なわないと必要締固め度が得られないことを示す。

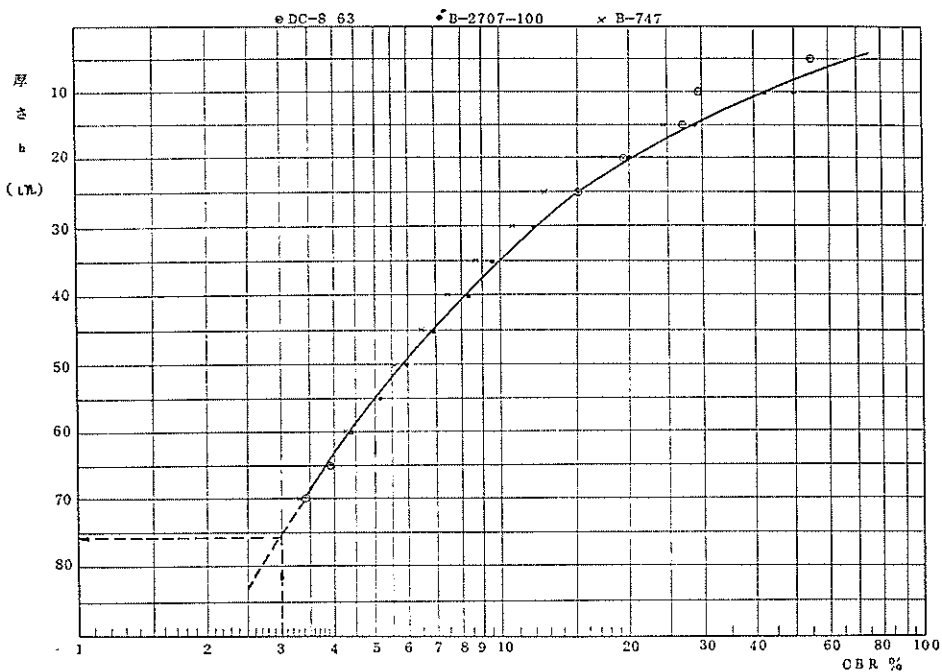


図4-6 C.B.R 設計曲線

(3) 締固め土の C.B.R 値

図4-2で実施した締固め試料の C.B.R 試験結果は、図4-7 のとおりであった。これによると、締固め回数に関係なく、C.B.R 値は、かなりばらつくが乾燥密度の増加にほぼ比例して大きくなる。粗砂では、乾燥密度

1.87~1.97g/cm³の間では、C.B.R 値は7~25、細砂の場合、乾燥密度が1.50~1.64g/cm³の間では、C.B.R 値は3~27となっている。すなわち、細砂では、締まって来れば C.B.R 値は粗砂と大差ないが、よく締固めないと非常に低い C.B.R 値となる。

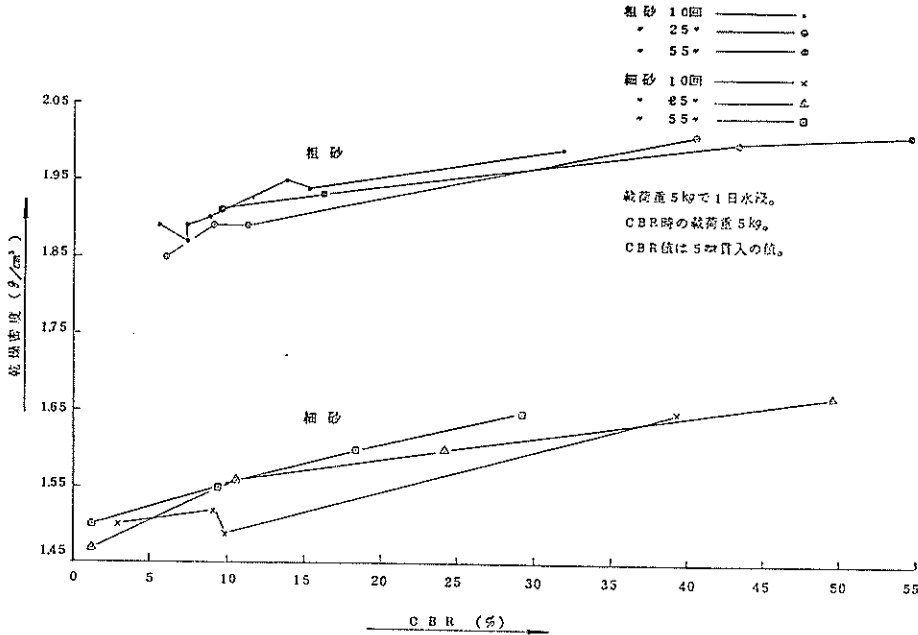


図4-7 鹿島砂の C.B.R 試験

鹿島砂 細砂

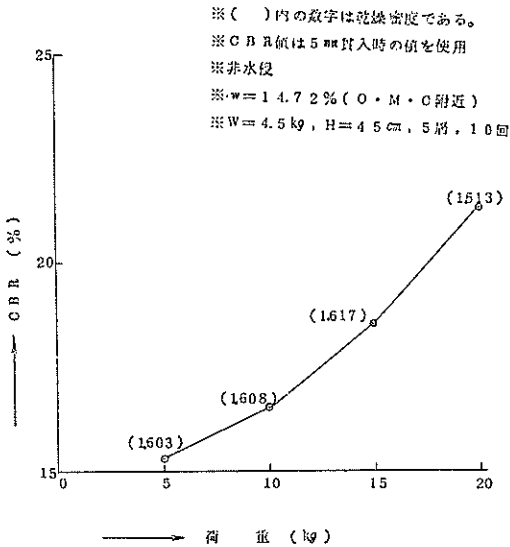


図4-8 鹿島砂、載荷重と C.B.R 値 (1)

これらの C.B.R 試験は、載荷重を 5kg で行なったのであるが、大型機を対象とする空港舗装に匹敵する載荷重は、上に来る空港舗装厚を 1m 程度とすれば 25~30 kg となる。

C.B.R 値に対しこの載荷重の及ぼす影響は小さくないと考え、載荷重をそれぞれ 5, 10, 15, 20kg とした場合の C.B.R 値の変化を検討した。この結果を、細砂については図4-8 に、粗砂については図4-9、図4-10 に示す。これによると、細砂では明らかに載荷重の影響があり、20kg の C.B.R 値は、5kg C.B.R 値の 1.4 倍となっている (15kg では 1.2 倍)。一方粗砂では、含水比を変えて 2 回試験を行なっているが、傾向としては、15kg 以上は載荷重の影響が明らかでない。しかし、締った砂 (図4-9) では 15kg の C.B.R 値は、5kg の C.B.R 値の 1.8 倍、ゆるい砂では 1.3 倍となっている。試験数が少なく、一概にはいえないが、鹿島砂を大型機を対象とする空港舗装の路床や下層路盤として使用する場合は、設計 C.B.R 値は標準 C.B.R 値 (載荷重 5kg) の

鹿島砂 粗砂 (1)

- ※ () 内の数字は乾燥密度である。
- ※ CBR値は5mm貫入時の値を使用
- ※ 非水浸
- ※ $w = 8.48\%$ (O・M・C附近)
- ※ $W = 4.5\text{ kg}$, $H = 4.5\text{ cm}$, 5層, 10回

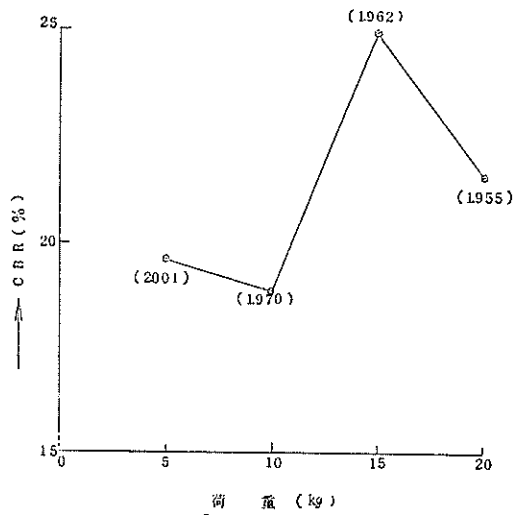


図4-9 鹿島砂, 載荷重と C.B.R 値 (2)

1.3 倍程度にとれそうである。そうすれば、細砂では、含水比が2~3%の場合で5程度、粗砂で含水比2~3%で10程度を設計 C.B.R 値として考えてもよさそうである。

また、含水量が増して、10%程度になると、比較的締りやすくなり粗砂、細砂共13位の設計 C.B.R 値はとれそうである。しかし、今後の実際の施工含水比の範囲でしかも載荷重を実際の値に近くして、数多くの試験をして見る必要があるで、さらには現場締め固め試験を実施する必要も生じるであろう。

(4) 締め固め土の q_c 値

(3) で述べた実験の試料について、 q_c 試験を行った結果を図4-11に示す。 q_c 値は、表層よりほぼ5cmの深さの点のものであり、試験時には載荷重はかけていない。この図によると、明らかに、粗砂の方が細砂よりは q_c 値が大きい。しかし、いずれもかなり低い q_c 値となっている。粗砂では q_c 値が4~7、細砂では3~6であるが、C.B.R 時の載荷重に比例して q_c 値が大きくなっている。これは、荷重により、砂が締ったことを意味する。

鹿島砂 粗砂 (2)

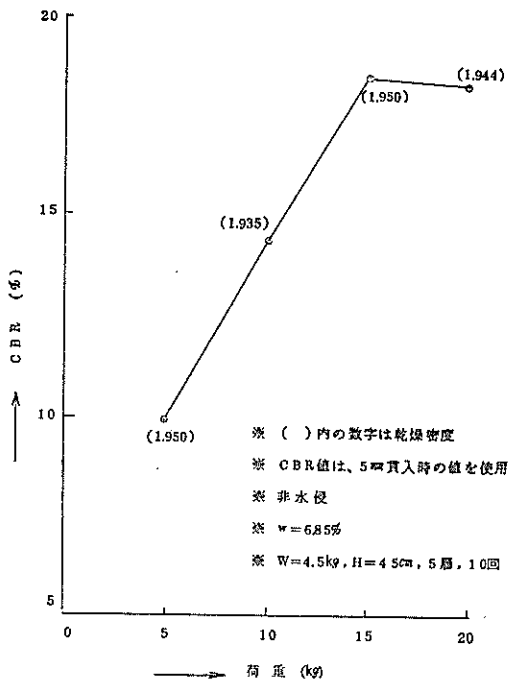


図4-10 鹿島砂, 載荷重と C.B.R 値 (3)

- 粗砂
- × 細砂
- ※ 突固め回数: 10回
- ※ 含水比: 最適含水比
- 8.48%
- × 14.72%

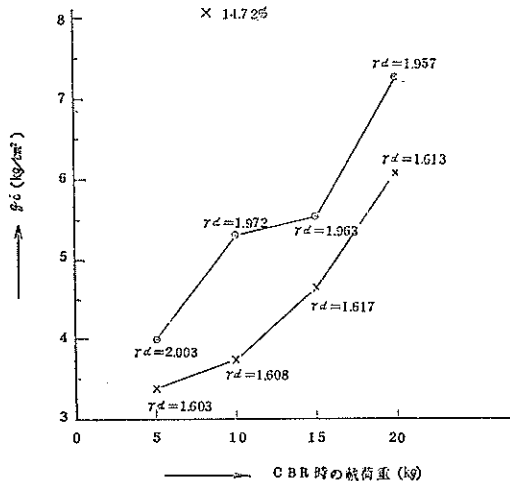


図4-11 鹿島砂, q_c 試験

4.3 成田砂についての考察

(1) 分類上より見た路床、下層路盤としての適性

4.2(1)で述べたように、成田砂は、分類上は鹿島の細

成田層砂 No 6065 (自然含水比)

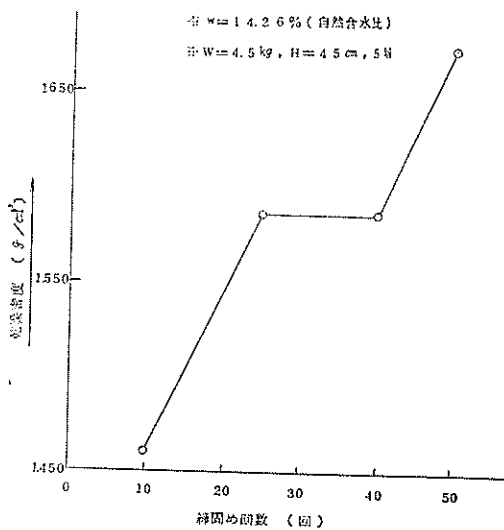


図4-12 成田層砂，締固め回数と乾燥密度 (1)

成田層砂 No 6065 (自然含水比)

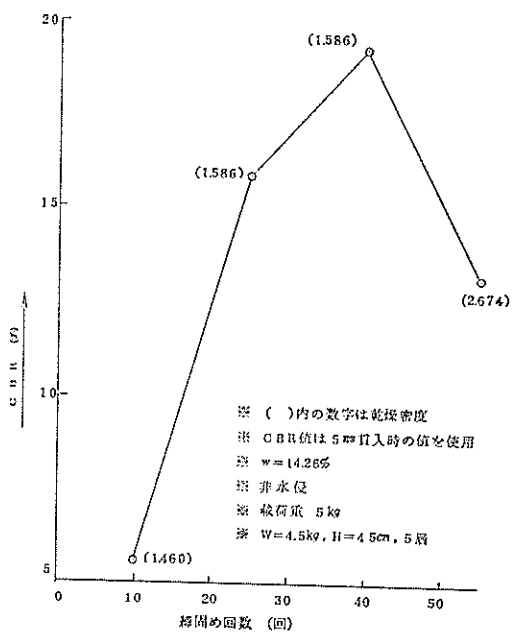


図4-13 成田層砂，C.B.R. 試験 (1)

砂と同じである。

(2) 締固め特性

本節では、締固め試験は実施しなかった。しかし試験結果が分かればこれを基にして4.2(2)と同様の検討を行

成田層砂 No 6065 (自然含水比=10%)

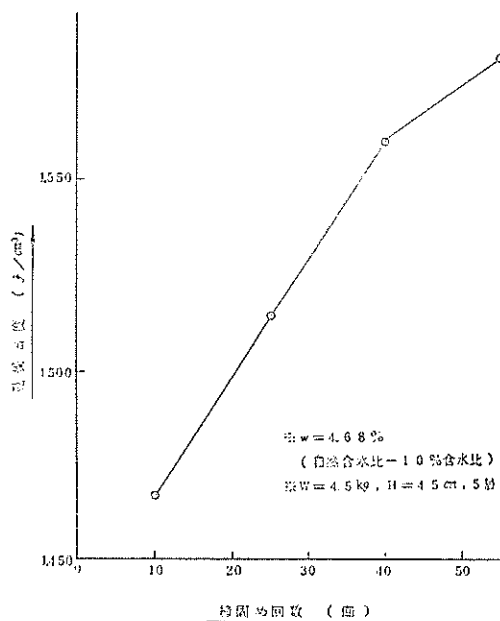


図4-14 成田層砂，締固め回数と乾燥密度 (2)

成田層砂 No 6065 (自然含水比=10%)

- ※ ()内の数字は乾燥密度
- ※ C.B.R.値は5mm貫入時の値を使用
- ※ $w = 4.68\%$
- ※ 非水浸
- ※ $W = 4.5 \text{ kg}, H = 4.5 \text{ cm}, 5 \text{ N}$
- ※ 載荷重 5kg

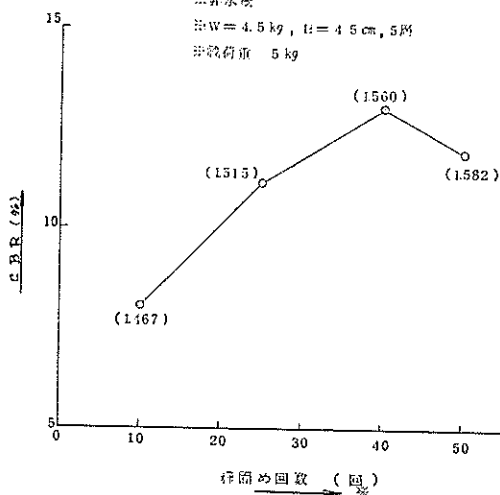


図4-15 成田層砂，C.B.R. 試験 (2)

なえば良い。

(3) 締固め土の C.B.R 値

今回は深さ6.30~6.50mの成田層砂の C.B.R 試験を行なった。

まず自然含水比による締固め度合を図4-12に、C.B.R 試験結果を図4-13に示し、次に「自然含水比-10%」程度の含水比による土の、締固め度合を図4-14に、C.B.R 試験結果を図4-15に示す。

これによると、自然含水比の場合も、-10%含水比の場合も共に、締固め回数が増えると乾燥密度も大きくなる。しかし、-10%含水比の方は、締固めにくいようである。C.B.R 値には共に、極大点があり、締固め回数が55回になると、乾燥密度は大きくなるにもかかわらず、C.B.R 値は減少する。すなわちこの土には過剰圧は好ましくない。自然含水比の締固め土での C.B.R 値は6~19、-10%含水比では8~13となっている。

また、荷重の影響について検討を行なった結果が図4-16と図4-17である。前者は、上に述べた6.3~6.5mの成田層砂であり、後者はそれより上部の4.2~4.5mの成田層砂である。これによると、荷重の影響は、鹿島砂のように明瞭には現われていない。したがって、荷重重

図 5.4-16 成田層砂、載荷重と C.B.R (1)

成田層砂 深6.065 (6.30~6.50m)

- ※ () 内の数字は乾燥密度である
- ※ C.B.R 値は5mm貫入時の値を使用
- ※ 非水袋
- ※ $w = 14.26\%$ (自然含水比)
- ※ $W = 4.5\text{ kg}$, $H = 45\text{ cm}$, 5層, 10回

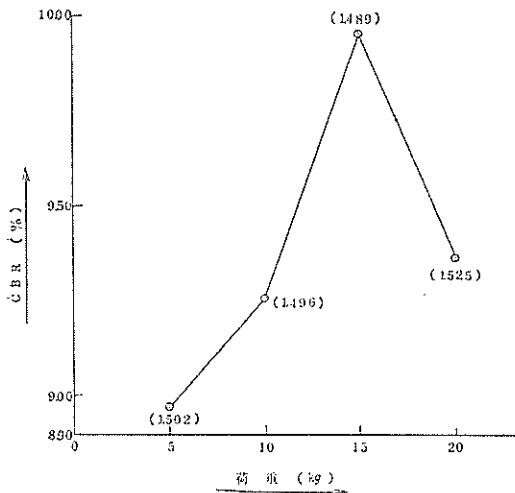


図4-16 成田層砂、載荷重と C.B.R (1)

成田層砂 深5.045 (4.20~4.50m)

- ※ () 内の数字は乾燥密度である。
- ※ C.B.R 値は5mm貫入時の値を使用
- ※ 非水袋
- ※ $w = 30.20\%$ (自然含水比)
- ※ $W = 4.5\text{ kg}$, $H = 45\text{ cm}$, 5層, 10回

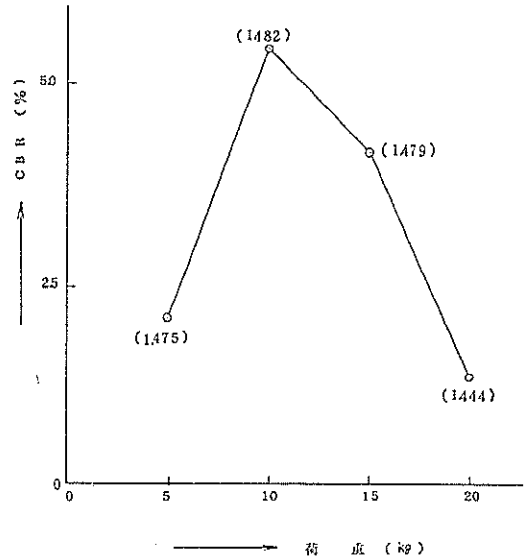


図4-17 成田層砂、載荷重と C.B.R (2)

の影響を無視するものとすれば、この範囲の含水量では深さ6.3~6.5mの成田層砂の設計 C.B.R 値としては10程度はとれそうである。しかし4.2~4.5mの成田層は図4-17から判断すると C.B.R 値はかなり低く、鹿島細砂

成田層砂 深6.065 (6.30~6.50m)

- 含水化
- 自然含水比 16.19%
- × -10%含水比 4.68%
- C.B.R 時の載荷重 5kg
- ※ $W = 4.5\text{ kg}$, $H = 45\text{ cm}$, 5層

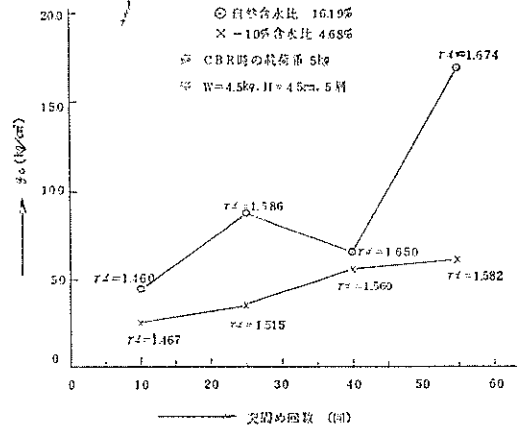


図4-18 成田層砂、qc 試験 (1)

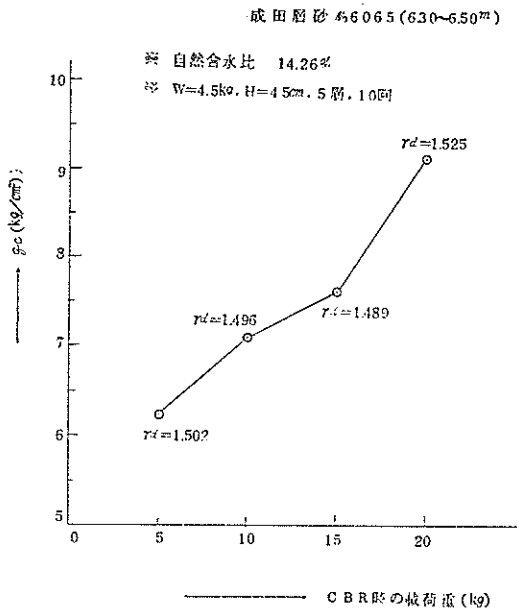


図4-19 成田層砂, q_c 試験 (2)

成田層砂 No.5045 (4.20~4.50^m)

※ 自然含水比 30.20%
※ W=4.5kg, H=4.5cm
5層, 1.0回

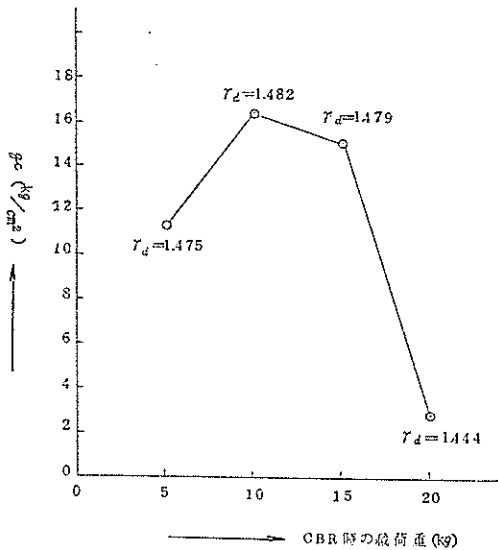


図4-20 成田層砂, q_c 試験 (3)

のゆるい状態の締固めの場合に似ている。

(4) 締固め土の q_c 値

(3)での試験試料を用いて, q_c 試験を行なった。測定深さは表面より約5cmの点である。図4-18は6.3~6.5m

の成田層砂の q_c 値である。自然含水比の値の方が, -10%含水比の方よりも大きい。また q_c 値は, 締固め回数の増加につれて大きくなる傾向がある。しかし自然含水比のもので q_c 値は5~17, -10%含水比のもので4~6とかなり低い。図4-19と図4-20は, 載荷重と C.B.R 値の関係を検討した試料の q_c 値である。図4-19すなわち6.3~6.5mの成田層砂では, 明らかに C.B.R 試験時の載荷重により砂がしまってきている。しかし, 図4-20の4.2~4.5mの砂では, その傾向が前者ほど明らかでない。

4.4 関東ロームについての考察

(1) 締固め試験

高含水量の関東ロームについては, その施工性や締固め特性からいって, 普通の締固め試験を行なうことは意味がないといわれている。^{5), 6)} 今回あえて締固め試験を行なった理由は, 4.2(2)で述べた, 締固め度の設計曲線を関東ロームにも利用するものとすれば, どうなるかとの疑問に答えるためである。この締固め設計曲線は, 修正 A A S H O の最大乾燥密度が基準になっているので先ず, 関東ロームについてもこの値を求めなければならない。しかし周知のように, 関東ロームでは, 土の乾燥

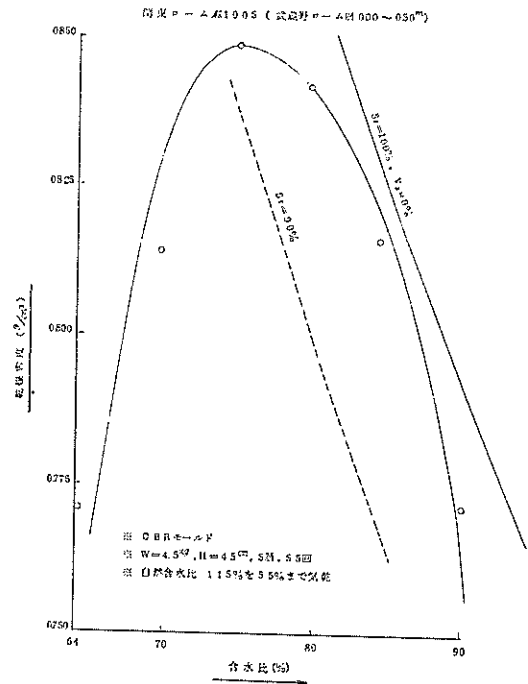


図4-21 関東ローム, 締固め試験 (1)

度合によって、最適含水比が異なって来る。したがって土をどこまで乾燥させれば良いかが問題となるが今回は一応気乾状態で、乾燥させ、土をにぎっても容易に塊状にならない程度（サラサラした状態）になったものを使用し、これに徐々に水を加えて締め固め試験を行なった。図4-21、図4-22、図4-23は関東ロームの内、武蔵野ローム層（0.00~0.50m）、下末吉上部ローム層（1.80~1.95m）、下末吉下部ローム層（4.00m）の三種の土についての試験結果を示す。これによると、修正AASHOの最大乾燥密度は、武蔵野ローム層0.849g/cm³、下末吉上部ローム層で1.430g/cm³、下末吉下部ローム層で1.358g/cm³となる。一方、これらに相当する土の現場密度は、武蔵野ローム層で0.61g/cm³、下末吉上部ローム層で1.04g/cm³、下末吉下部ローム層で0.82g/cm³である。これはそれぞれ修正AASHO最大乾燥密度の72%、73%、60%となっている。関東ロームを現場密度よりも高く締めることは、経済的には殆んど不可能に近い。（次

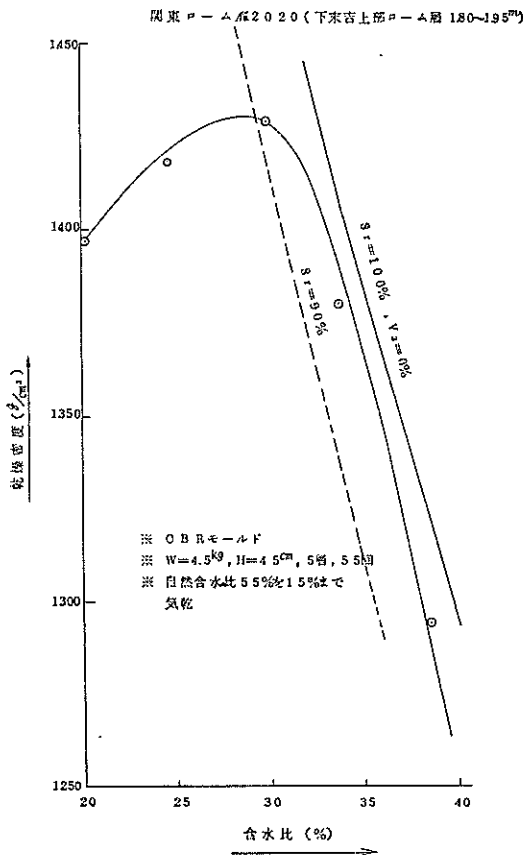


図4-22 関東ローム、締め固め試験 (2)

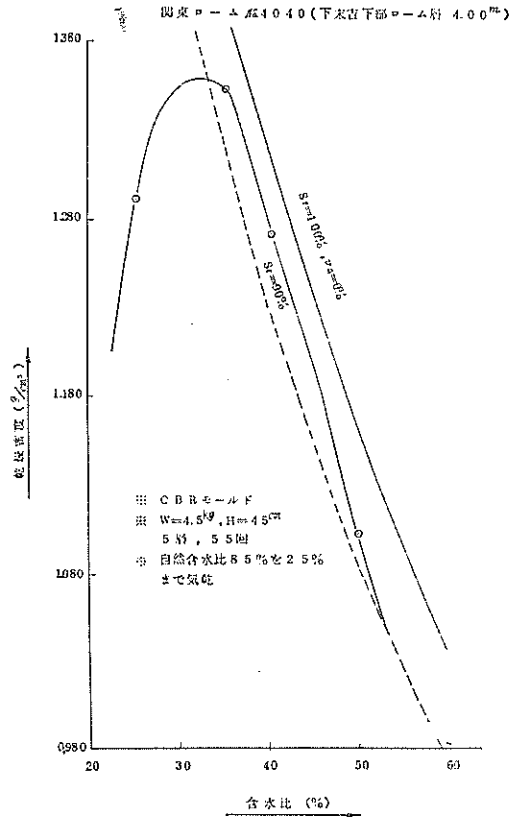


図4-23 関東ローム、締め固め試験 (3)

(2)参照) すなわち、武蔵野ロームや下末吉上部ロームでは、乾燥密度は修正AASHOの72~73%程度と考えられる。図4-6の締め固め度の図より、必要締め固め度が72~73%のC_iは、やや危険側ではあるが、1.5程度である。従って、その場合に上にのる舗装厚は図4-6で外そうすることにより、約100inすなわち2.5m程度は必要となる。換言すればかなり強引ではあるが、米国の陸軍工兵隊の締め固め度設計理論を使えば、武蔵野層または下末吉上部層が舗装下に来る場合の深さは、舗装表面より2.5m以深ということになる。下末吉下部ローム層については、乾燥密度が非常に低いので論外である。

以上述べて来た考えかたは、必ずしも、高含水比の関東ロームにおいて正しいとは言えないにしても、これらのローム層の上に舗装を作る場合は、十分慎重にその厚さを決める必要があるであろう。

(2) 締め固め土のC.B.R.試験

図4-24は、武蔵野ローム層を、自然含水比で、締め固め回数を変えて乾燥密度の変化を調べたものである。この

関東ローム 層1005 (武蔵野ローム層, 0.00~0.50^m)

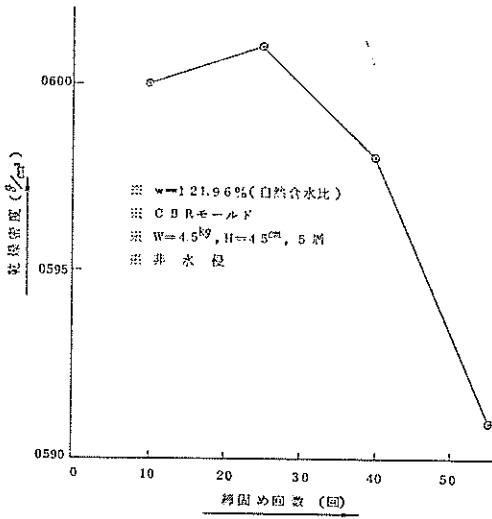


図4-24 関東ローム, 自然含水比締固め試験 (1)

関東ローム 層2020 (下木吉上層ローム層 1.80~1.95^m)

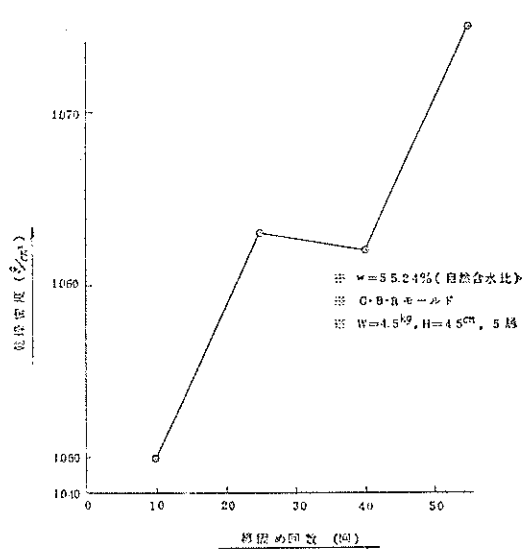


図4-26 関東ローム, 自然含水比締固め試験 (2)

関東ローム 層1005 (武蔵野ローム層, 0.00~0.50^m)

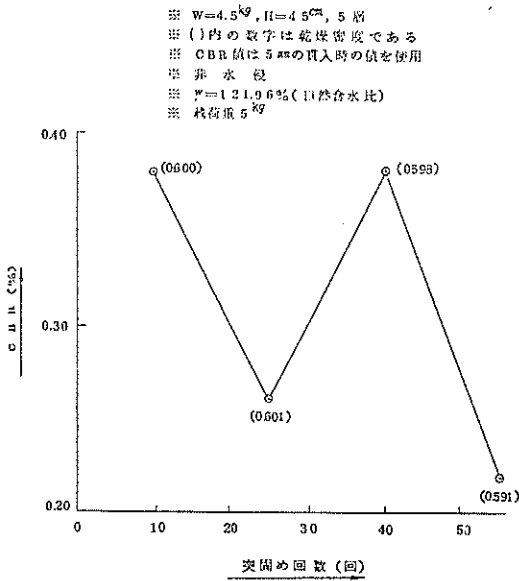


図4-25 関東ローム, C.B.R. 試験 (1)

関東ローム 層2020 (下木吉上層ローム層 1.80~1.95^m)

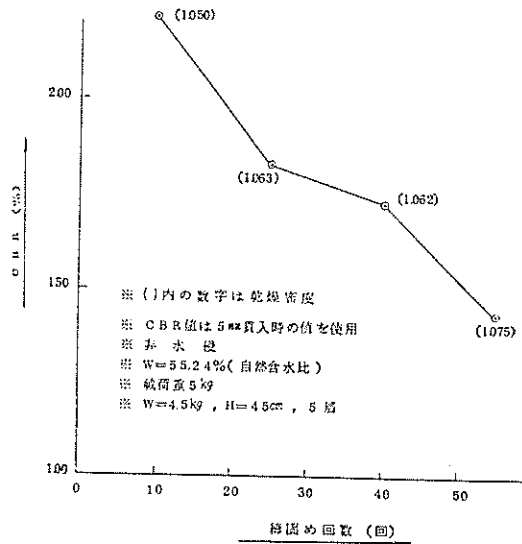


図4-27 関東ローム, C.B.R. 試験 (2)

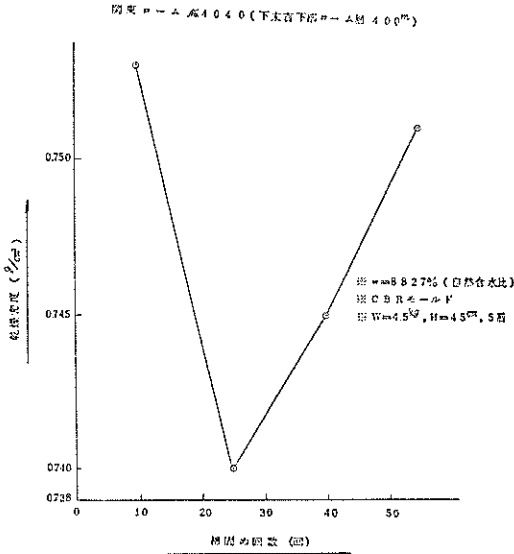


図4-28 関東ローム，自然含水比締固め試験 (3)

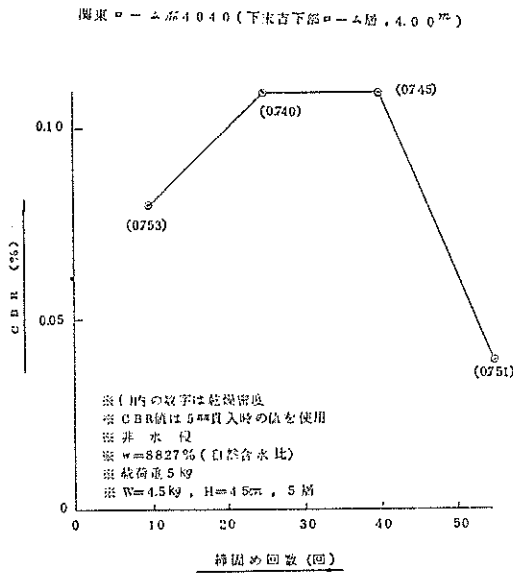


図4-29 関東ローム，C.B.R. 試験 (3)

試料を使い，C.B.R. 試験を実施したのが，図4-25である。同様に下末吉上部ローム層の場合を図4-26，図4-27に，下末吉下部ローム層の場合を図4-28，図4-29に示す。

これによれば下末吉上部ローム層は，締固め回数が多くなると乾燥密度がやや増しているが他は，ほとんど締固め回数に関係ないようである。これは，4.5kgの重錘が重過ぎるため10回の締固めでも過剰締固めとなってい

るようである。したがって，C.B.R. 値は非常に低く，しかも不定であり，わずかに下末吉上部ローム層のみが突き固め回数の増加によりC.B.R. 値が減少する傾向を示している。いずれにしても，これら関東ローム層の自然含水比での締固めは，容易に過剰締固めになり易いことが分かる。実際の現場で非常に軽く転圧するのならば，自然含水比での締固め試験も，重錘を軽くして(例えば2.5kg)行ない，C.B.R. 試験を実施するのが好ましいようである。したがって，今回の試験は，過剰締固め試験であるため，設計C.B.R. 値の決定などの参考にはならない。

図4-30，図4-31，図4-32は自然含水比の状態関東ロームを10回締固め，載荷重を変えてC.B.R. 値を求めたものである。これによると，過剰締固めとはいえ，載荷重が15kg位までは，C.B.R. 値が幾分増大して行く傾向が見られるので，今後のC.B.R. 試験に際しては，実際の舗装厚に匹敵する荷重(最大15~20kg程度)のせてやるのが妥当なようである。

(3) 締固め土の q_c , q_u 値

関東ロームについて自然含水比で，締固め回数を変えて作った試料の q_c 値は図4-33のとおりである。これによれば，下末吉上部ローム層は明らかに締固め回数が多い

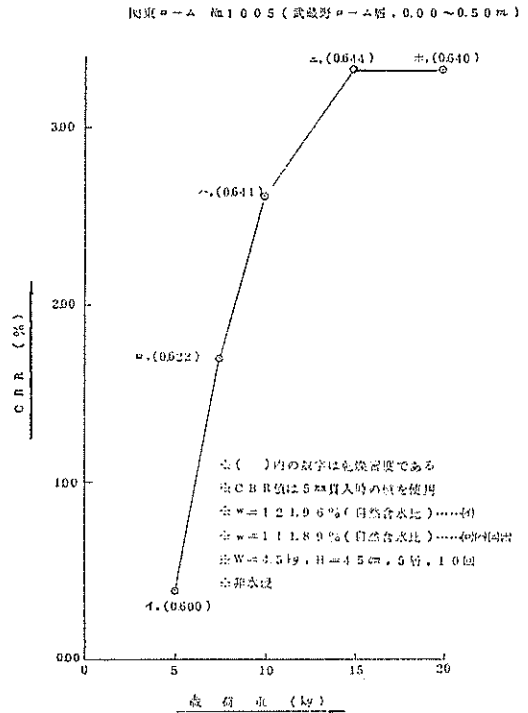


図4-30 関東ローム，載荷重とC.B.R. (1)

関東ローム 地2020 (下末吉上部ローム層, 1.80~1.95m)

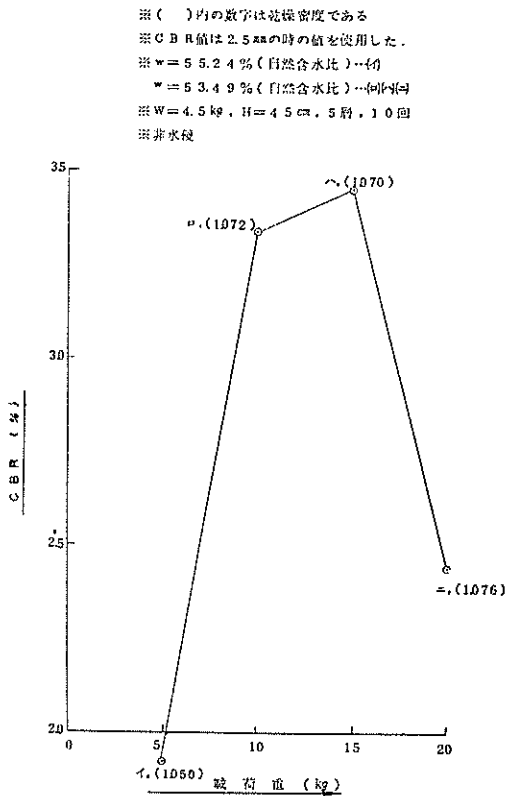


図4-31 関東ローム, 載荷重と C.B.R. (2)

関東ローム 地4040 (下末吉下部ローム層, 4.00m)

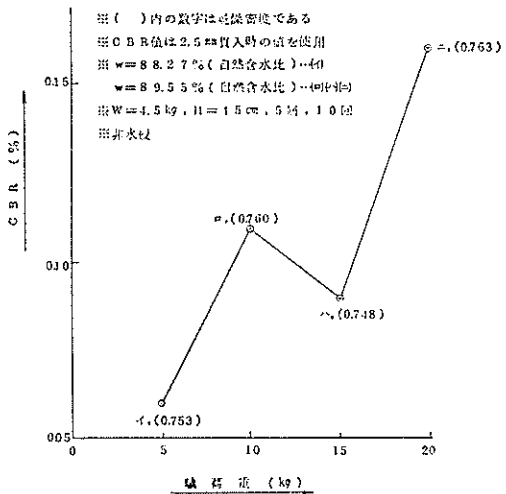


図4-32 関東ローム, 載荷重と, C.B.R. (3)

くなると q_c 値は低下し過剰締固めとなるが, 武蔵野ロームや, 下末吉下部ロームは締固め回数に関係なく q_c 値は非常に低いところでほぼ一定である。

これは(2)でも述べたように過剰締固めによるものであろう。このように過剰締固めの状態では q_c 値は武蔵野ロームで2, 下末吉上部ロームで4.5, 下末吉下部ロームで0.6程度となり施工機械の繰返し走行はほとんど望

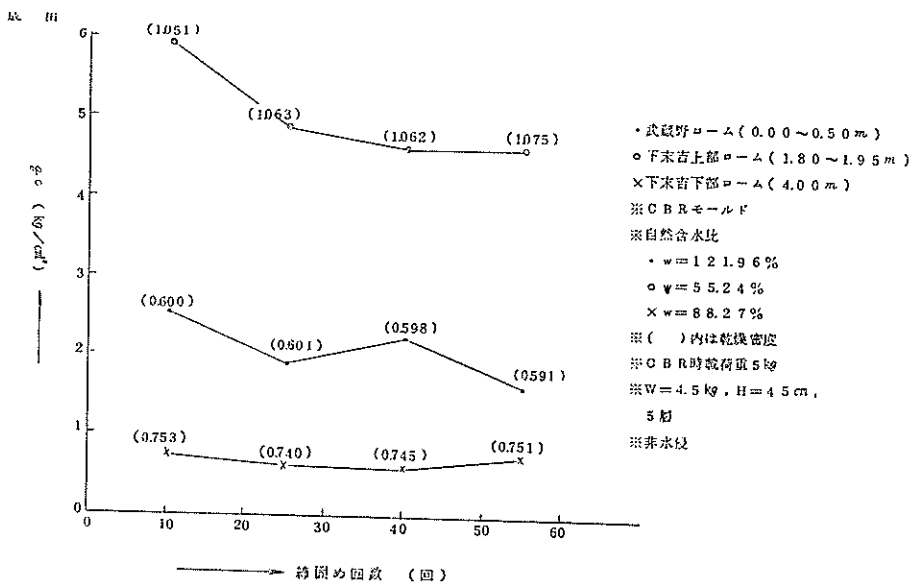


図4-33 関東ローム, q_c 試験 (1)

関東ローム

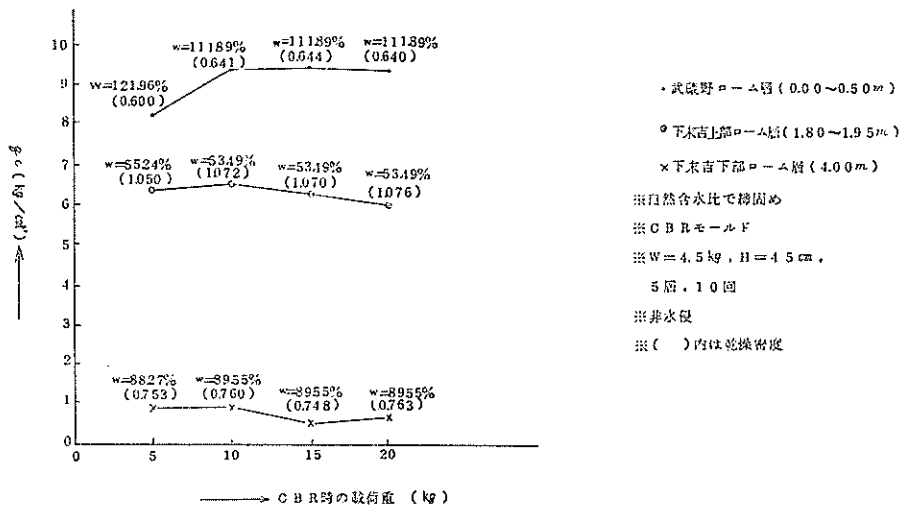


図4-34 関東ローム, q_c 試験 (2)

めないようである。⁶⁾

また、(2)の C.B.R 試験の際に载荷重をいろいろ変えて、C.B.R 値の変化を検討したが、この試料より载荷重をとり除いて q_c 試験を行なったのが図4-34である。この図では C.B.R 時の载荷重の影響はなさそうであるから、図4-33における10回締固めの試料と同じと考えて良い。そこで図4-33と較べると、下末吉上部ロームと下末吉下部ロームとは、 q_c 値はほぼ等しいが、武蔵野ロームの q_c 値は、大きく異なっている。(図4-33では $q_c=2.5$,

図4-34 では $q_c=8\sim9.5$) 同じ試料で同じ締固めをしてこのように異なるのは納得し難いが、図4-34は四ヶの資料であるので、これを対象とすれば、武蔵野ロームは過剰締固めでなければ q_c 値は 8~10程度となるであろうと推察される。すなわち、過剰締固めでなければ他のローム層よりは強いようである。

次に、図4-33において q_c 試験を行なった試料より、乱されていない部分を成形し、 q_u 試験を行なった。これを図4-35に示す。(下末吉下部ローム層は成形不能のた

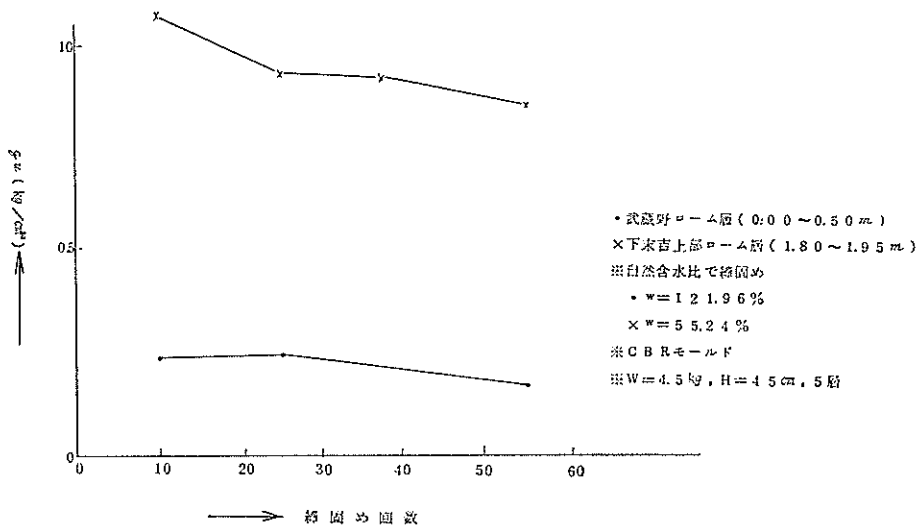


図4-35 関東ローム, q_u 試験

表4-3 関東ローム, q_u, E 値 (1)

武蔵野ローム層 (0.00~0.50m)
 $w=121.96\%$ (自然含水比)

締固め回数	10	25	40	55	
q_u (kg/cm ²)	0.240	0.246	—	0.167	
E (kg/cm ²)	限界ひずみ量 2.5%	3.60	2.52	—	2.12
	〃 5%	3.20	2.48	—	1.62
	最大圧縮強度の½	3.38	2.46	—	1.65

下末吉上部ローム層 (1.80~1.95m)
 $w=55.24\%$ (自然含水比)

締固め回数	10	25	40	55	
q_u (kg/cm ²)	1.069	0.928	0.920	0.852	
E (kg/cm ²)	限界ひずみ量 2.5%	12.2	9.60	9.56	9.296
	〃 5%	10.98	8.46	7.92	7.326
	最大圧縮強度の½	11.143	8.14	7.80	7.474

※ $W=4.5\text{kg}$, $H=45\text{cm}$, 5層 ※ 非水侵 ※ C.B.R モールド

表4-4 関東ローム, q_u, E 値 (2)

試料採取深	0.00~0.50m	1.80~1.95m	1.95~2.50m	4.00m	
試料番号	武蔵野ローム	下末吉上部ローム	下末吉中間部ローム	下末吉下部ローム	
q_u (kg/cm ²)	0.673	0.909	0.706	1.06	
	0.592	1.084	0.778	1.067	
	—	1.066	0.837	—	
E (kg/cm ²)	限界ひずみ量 2.5%	15.500	18.267	9.267	11.300
	〃 5%	12.350	14.200	8.400	9.800
	最大圧縮強度の½	14.375	16.450	5.733	5.542
含水比 (自然含水比) %	116.9	55.5	56.0	83.1	

※ $W=2.5\text{kg}$, $H=30\text{cm}$, 3層, 55回 ※ 4日間水侵 ※ C.B.R モールド

め試験は実施できなかった。)これによると、締固め回数が増せば q_u 値は若干下る傾向にある。強度的には、武蔵野ロームが $q_u=0.2\text{kg/cm}^2$ 前後、下末吉上部ロームが 0.9kg/cm^2 前後である。表4-3は、各歪量に対応する弾性係数 E を求めて見たものである。これによると E は殆んど10以下で非常に小さく、試料は過剰締固めの傾向を示している。一方、重錘を 2.5kg に軽減し、締固め試験を行なった試料の q_u 値と E 値を表4-4に示す。この場合の締固めエネルギーは、表4-3 のエネルギーよりも若干大きい、J I S 1210の締固めエネルギーと同じくしてある。(すなわち C.B.R モールドで、 $W=2.5\text{kg}$ $H=30\text{cm}$, 3層55回) この試料の q_u 値は武蔵野ロームで $0.6\sim 0.7\text{kg/cm}^2$ となり、 4.5kg 重錘の締固め試料の q_u 値の約3倍、下末吉上部ロームは、余り変化がなく、下末吉下部ロームは成形可能で $q_u=1.0\text{kg/cm}^2$ 程度と大きくなった。これらは、 4.5kg 重錘の10回締固めでも武蔵野ロームや下末吉下部ロームに対しては、過剰締固め

となることおよび、 4.5kg 重錘のものが非水侵で即時試験なのに対し、 2.5kg 重錘のものは4日間水侵なので、強度増加があったことなど意味しているようで、今後の試験においては、 2.5kg 重錘を用いるのが望まれると共に、放置することによって強度増加がかなりあることを念頭におくべきであろう。

E 値も同じ理由から、 4.5kg 重錘のものよりも大きくなっているが、いずれのローム層も20以下で、かなり悪い。

(4) その他

(1) で述べた締固め試験をする際、試料を室内で気乾させたが含水比の減少状況は図4-36に示すとおりであった。室内なので日照や風をうける場合よりは、かなり条件は悪いが、日かげで $15^\circ\sim 20^\circ\text{C}$ の間では、この関東ローム試料の含水比の軽減は1日あたり約 2.5% 、下末吉下部ロームで約 1.5% であった。

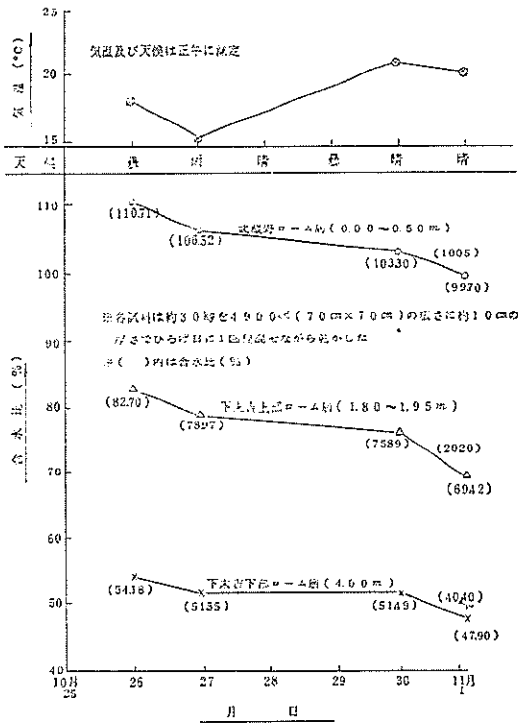


図4-36 関東ルーム、含水比の日変化（室内）

4.5 まとめ

(1) 鹿島砂を統一分類法によって評価すれば路床としては、細砂で普通～良好，粗砂で良好，下層路盤としては細砂で普通，粗砂で普通～良好程度となる。なお成田砂は鹿島細砂と同じ評価となる。

(2) 鹿島砂は粗砂，細砂を問わず，普通転圧の場合，かなり重い機械を使用しないと転圧効果は良くならないから，振動ローラの適用などを考慮する必要がある。

(3) 鹿島細砂の最適含水量は約10%，粗砂では15%程度であり，非常に湿った状態である。乾燥した状態での締固め効果は良くない。

(4) 舗装表層より2m下に鹿島砂を用いる場合，粗砂の場合は，容易に必要な締固め度を得ることが出来るが，細砂では，粗砂よりも入念に締める必要がある。1m下では粗砂，細砂を問わず，十分念入りの締固めを必要とするであろう。しかし，実際には，現場締固め試験をやる必要がある。

(5) 鹿島砂は締め度により， $C.B.R$ 値は大幅に異なる。また試験時の載荷重の影響も無視出来ない。したがって，今後の試験ではこれらを考慮すべきであろう。載荷重の効果を考慮に入れば比較的乾いた状態では，細

砂で設計 $C.B.R$ 値は，5程度，粗砂では10程度，最適含水比付近で締めた場合は，両者共13位の設計 $C.B.R$ 値はとれそうである。

(6) 鹿島砂の締固め試料の q_c 値は，かなり低く，粗砂で3～7，細砂で3～6であってゆるい状態である。

(7) 深さ6.3～6.5mの成田砂は，過剰締固めになる性質がある。自然含水比-10%含水比の方が，自然含水比よりも締固まりにくい。自然含水比付近の締固めでは，設計 $C.B.R$ 値は，10程度はとれそうである。

(8) 深さ4.2～4.5mの成田砂は締まりにくく，ゆるい状態では鹿島砂の細砂のゆるい状態と同程度である。

(9) 成田砂では，鹿島砂と異なって $C.B.R$ 値には載荷重による影響は余り見られない。

(10) 成田砂締固め試料の q_c 値はかなり低く，6.3～6.5mのもので5～17（自然含水比），4～6（-10%含水比）となっている。

(11) もしも，米国陸軍工兵隊の締固め度理論を，この関東ルームにも適用すれば，少くとも関東ルーム（武蔵野ルーム層も含めて，それより以深のルーム層）は，舗装の表面から約2.5mより浅いところにあるはならない。（ただし，DC8-63，B-747，ST-2707などの大型機に対し，普通の舗装構造の場合であり，路盤などに安定処理層などを設けた場合はこの限りではない。）

(12) この関東ルームでは，4.5kg重錘で落下高45cmで締固めると過剰締固めになり，設計 $C.B.R$ 値を決めることは難しいようである。したがって，今後は2.5kg重錘で締固め試験を行なうのがよさそうである。

(13) この関東ルームでは， $C.B.R$ 値は載荷重の影響をうけるようであるから，今後の試験では，これを考慮すると良いであろう。この載荷重の影響を考慮すると，過剰締固めでなければ設計 $C.B.R$ 値は，武蔵野ルームや下末吉上部ルーム層では3程度は，とれそうである。

(14) 締固めない関東ルームの設計 $C.B.R$ は，現場 $C.B.R$ または乱されない試料の $C.B.R$ 試験によって決めるのが好ましい。

(15) 過剰締固めの状態では，武蔵野ルームで q_c 値は2，下末吉上部ルームで4.5，下末吉下部ルームで0.6程度となり，施工機械のトラフィカビリティは極めて悪くなるであろう。

(16) 武蔵野ルーム層は過剰締固めにならないければ，下末吉ルーム層に較べ強い。

(17) これらの関東ルーム層の強度回復はかなり大きいようである。しかし4日間の強度回復の後も，武蔵野ルームでは， $q_u \approx 0.6 \sim 0.7 \text{ kg/cm}^2$ ， $E \approx 12 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$ ，下

末吉上部ロームでは $q_u \approx 1.0 \text{kg/cm}^2$, $E \approx 14 \sim 18 \text{kg/cm}^2$
 下末吉中間部ロームでは $q_u \approx 0.7 \sim 0.8 \text{kg/cm}^2$, $E \approx 6 \sim 9 \text{kg/cm}^2$,
 下末吉下部ロームでは $q_u \approx 1.0 \text{kg/cm}^2$, $E \approx 6 \sim 11 \text{kg/cm}^2$ というようになり低い値である。

(8) $15^\circ \sim 20^\circ \text{C}$ での室内気乾での含水比低下は、武蔵野ロームや下末吉上部ロームで約 2.5%/日、下末吉下部ローム層で約 1.5%/日であった。

5. 生石灰による安定処理試験

5.1 目的

この試験は、切土あるいは盛土工事施工中のトラフィックビリティ、および路床土としての支持力に対する生石灰の安定処理効果を検討するために行ったものである。

5.2 生石灰による安定処理の原理^{7),8)}

生石灰による土の安定処理は、次のような反応にともなって生ずる効果を期待するものである。

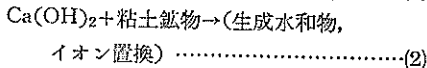
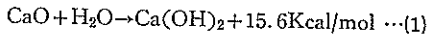


表5-1 生石灰の消化による変化

	分子量	比重	重量比	体積比
生石灰	56	3.37	1	1
水	18	1	0.32	1.08
消石灰(消化後)	74	2.24	1.32	1.99

式(1), (2)および表5-1より、次の現象が土の安定化に利用される。

(1) 生石灰の消化にともなう間隙水の減少

添加した生石灰の0.32倍の重量の水が消費され、この場合の処理土の含水比の低下量は次式で示される。

$$\Delta w_1 = \frac{W_s \cdot a_w \times 0.32}{W_s} = w_i - 0.32a_w \dots\dots(3)$$

ここに Δw_1 : 低下含水比 (%)

W_s : 土の乾燥重量

a_w : 生石灰の重量混合比 (%)

w_i : 土の初期含水比 (%)

また、生石灰が消化した後の処理土の含水比は

$$w_f = \frac{w_i - 0.32a_w}{1 + 0.32a_w} \times 100 \dots\dots(4)$$

ここに w_f : 消化後の処理土 (土と石灰の混合物) の含水比 (%)

(2) 消化時の反応熱による間隙水の蒸発

地表付近で混合攪拌を行った場合は、発熱による間隙水の蒸発も期待できる。この場合の含水比低下量は次式で示される。

$$\Delta w_2 = \frac{a_w \cdot W_s \cdot Q - C \cdot \Delta \theta \cdot W_s \left(1 + \frac{w}{100}\right)}{q_w \cdot W_s} \times 100$$

$$= \frac{a_w \cdot Q - C \cdot \Delta \theta \left(1 + \frac{w}{100}\right)}{q_w} \times 100$$

ここに Δw_2 : 低下含水比 (%)

W_s : 処理土の乾燥重量 (kg)

Q : 生石灰 1kg あたりの発熱量
 $= 279 \text{Kcal/kg}$

C : 含水比 w の土の比熱

$$= \left(C_s + \frac{w}{100} C_w \right) / \left(1 + \frac{w}{100} \right)$$

C_s : 土粒子の比熱 $= 0.2 \sim 0.3 \text{Kcal/kg}^\circ\text{C}$

C_w : 水の比熱 $= 1 \text{Kcal/kg}^\circ\text{C}$

q_w : 水の蒸発熱 $= 540 \text{Kcal/kg}$

w : 処理土の自然含水比 (%)

$\Delta \theta$: 処理土の上昇温度 $^\circ\text{C}$

(3) 消化時の体積膨脹による圧縮作用

生石灰は消化後1.99倍の体積に膨脹するので、この現象を圧密荷重として利用できる。その効果は、生石灰充填時の間隙比 (塊状の場合は、個々の塊とその集合体としての間隙比) と処理土の受けている有効圧力によって程度が異なる。施工方法としては、生石灰を杭状に地盤中に打込み、かつ、その間隙を減少させて圧縮効果を大きくするため、砂を混合して使用されることがある。

(4) 粘土鉱物との反応による硬化作用

加水ハロイサイトなどの火山灰系、あるいはモンモリロナイト系の粘土鉱物とは良く反応して硬化する。この反応は時間とともに進行し、関東ロームの場合、初期ではアルミン酸カルシューム水和物、加水ゲーレナイト、後期ではケイ酸カルシューム水和物を生成する。

5.3 検討事項^{9),10),11)}

生石灰による安定処理工事の施工法としては、撒布混合転圧、柱状あるいは溝状打設、およびその後の掘削混合転圧、サンドコンパクションパイルとの併用などが行われているが、今回は撒布混合の場合について室内実験を行った。その他の方法については現場実験を行わねば効果は確認できない。

生石灰の添加混合による安定効果は土と生石灰の混合の良否、混合比、転圧の時期、転圧度、転圧後の養生期

間などによって異なるが、混合の良否、転圧度は現場の施工条件により異なり実験室で再現することは難しいので、下記の要領により、生石灰混合比、混合後突固めまでの放置時間、養生期間、突固め回数の処理効果におよぼす影響について検討を行った。検討試験は全試料について各項目毎に数個の試験を行うことが望ましいが、試験期間が制限されているので適宜取捨選択を行った。表5-2

に試験要領を示す。

5.4 試験方法

(1) 試料の調製

a) 含水比 現地よりビニール袋詰で運搬された試料をそのままの含水比で使用した。

表5-2 関東ロームおよび成田層砂の生石灰安定処理実験要領

試験項目	試料	Test. No.	混 合 比	混合後しめ固めまでの放置	成 型	試料数	養 生	判 定 試 験
混合後しめ固めまでの放置時間	1005	I-1	10%	0, 30m, 2hr	モールド φ5cmh, 10cm HCAランマー 10kg/5.35cm ² 5層50回	2	湿気 1d	q _u
	3025	3	10%	5hr, 1d		2		
しめ固め前再混合	1005	II-1	10%	0, 30m, 2hr 5hr, 1d	〃	2	湿気 1d	q _u
養生期間	1005	III-1	10%	2hr	〃	2	0, 2hr, 5hr	q _u
		3	20%			2	1d, 3d, 7d	
	3025	4 5	10%	2	2	湿気		
生石灰混合比	1005		5, 10, 15, 20%	2hr	C.B.R モールド 5層25回	1	湿気 1d, 7d	C.B.R
	2320		5, 10, 15, 20%	2hr		1	〃 1d	
	3025		5, 10, 15, 20%	2hr		1	〃 〃	
	4040		5, 10, 15, 20%	2hr		1	〃 1d, 7d	
	5045		2, 5, 10%	2hr		1	〃 1d	
	6065		2, 5, 10%	2hr		1	〃 〃	
C.B.R	1005		10%	2hr	C.B.R モールド 5層10, 25, 40, 55回	1	湿気 1d 水浸 4d	C.B.R
	3025		10%	2hr		1		
	4040		10% 15%	2hr		1		
	5045		10%	2hr		1		
	6060		10%	2hr		1		

b) 生石灰の混合 各試験ごとに必要量の試料に所定量の生石灰を添加し、簡単に手で混合し、これを二分して卓上ミキサーで各々2分間混合した後ビニール膜の上で両者を再び手でかきまぜ、成型時まで密封して放置した。放置時間の効果に対する試験以外の放置時間はすべて2時間とした。ミキサーでの混合は現地の施工条件に近似するよう、フック型の攪拌翼を使用し、完全にねり返されることのないようにした。ミキサーの仕様は次のとおりである。

型 式 丸東製ホバート型ミキサー C-138A

容 量 4.7l

回転運動 140r.p.m.

遊星運動 60r.p.m.

攪拌翼 フック型

試験試料成型までの放置時間および養生効果に関する試験は生石灰の最適混合比を確認してから行うべきであるが、時間の制約上、生石灰の混合比を10%程度に限定した。

c) 供試体の成型 各試験条件につき2個宛の供試体を準備した。Test No. I~IIIの一軸圧縮強度 q_u で効果判定を行う試験では次の方法で成型を行った。

モールド 内径 5cm, 高さ 10cm, 内面に 0.6mmのビニール膜を使用

タンパー ハーパードしめ固め装置用タンパー

しめ固め圧力 10kg/5.35cm² (タンパー断面積拡大)

しめ固め方法 5層, 50回/層

Test No. IV, V では次の方法で各々1個宛の供試体を成型した。

モールド C.B.R 用モールド (JIS 1211)

ランマー 4.5kg, 落下高 45cm

突き固め方法 5層, 25回 (Test No. 4)

5層, 10~55回 (Test No. V)

d) 供試体養生 供試体の養生は下部に水を満した密閉箱の中で湿気養生を行った。湿気養生時間は、その効果に関する試験 Test No. III を除いてはすべて1日間とした。突き固め回数に関する試験 Test No. VI では、この後4日間の水浸を行っている。

(2) 生石灰材料

実験に使用した生石灰は小野田セメントKK製ケミコライムで粒径 20mm 程度のものを砕いて次のように粒度を調整した。

Test No. I~III 粒径 2mm~4.76mm

Test No. V~VI // 4.76mm~9.52mm

なお、ケミコライムの粒の密度およびこれらの集合体の充填密度を参考までに次に示す。

粒の密度 1.8~2.0gr/cm³

充填密度 1.1~1.3 //

(3) 処理効果の判定

表5-2に示すごとく、Test No. I~III の突き固めまでの放置時間、再混合、養生期間の効果については、JIS A 1216 による一軸圧縮試験を行い、 q_u を求めて相対的な強度の変化を検討した。

Test No. V, VI については、JIS A 1211 による C.B.R 試験により処理効果を検討した。

各試験における効果の判定は相対的に行うものとして供試体の突き固め方法は同一試験においては同一方法をとったが、現地におけるしめ固め方法との関連性は全く考慮していない。

5.5 試験結果

各試験結果は表5-3~8および図5-1~7に示してある。図中には試験時の各試料の含水比 (w_f) および乾燥密度 (γ_d) を記入してある。

表5-3 混合後突固めまでの放置時間の影響試験結果 (湿気養生1日)

Test No.	試料 No.	生石灰比	放置時間	W_i (%)	W_f (%)	γ_d	q_u	ε (%)
I-1	1005	10.74%	0	114.64	99.77	0.976	0.839	6.5
			30m		98.11	0.729	0.720	6.0
			//		95.79	0.663	0.604	6.5
			2hr		98.96	0.719	0.713	6.5
			//		98.45	0.735	0.635	7.5
			5hr		98.63	0.728	0.696	7.5
			//		98.09	0.728	0.660	7.5
			1d		100.03	0.726	0.574	8.0
			//		99.87	0.732	0.600	8.5
I-2	1005	10.92%	0	118.35	102.38	0.675	0.726	7.5
			//		102.04	0.680	0.701	6.5
			30m		100.36	0.720	0.525	13.0
			//		98.13	0.737	0.593	12.5
			2hr		102.21	0.729	0.403	16.0
			//		100.39	0.725	0.394	15.0
			5hr		100.93	0.725	0.375	15.0
			//		100.96	0.724	0.334	13.0
			1d		100.73	0.740	0.373	14.0
I-3	3025	10.16%	0	57.43	100.40	0.729	0.358	12.5
			//		48.29	0.954	1.379	1.5
			//		48.47	0.984	1.905	2.0
			30m		47.84	1.047	2.335	1.5

			"	49.22	1.053	2.689	1.0
			2hr	47.74	0.972	1.631	1.5
			"	48.27	0.959	1.551	1.0
			5hr	46.81	0.965	1.857	1.5
			"	46.79	0.952	1.690	1.0
			1 d	46.80	0.995	2.597	1.0
			"	47.39	1.038	2.611	1.5

表5-4 突固め前再混合の影響試験結果（湿気養生1日）

Test No.	試料 No.	生石灰 混合比	放置時間	W_i (%)	W_f (%)	γ_d	q_u	ε (%)
II-1	1005	10.77%	0	115.33	99.58	0.726	0.663	10.0
			"		99.68	0.725	0.673	8.0
			30m		97.63	0.741	0.688	8.5
			"		98.00	0.748	0.782	8.5
			2hr		97.28	0.747	0.520	14.5
			"		99.05	0.738	0.522	14.0
			5hr		99.54	0.741	0.349	15.0
			"		99.71	0.727	0.350	15.0
			1 d		96.19	0.745	0.367	15.0
			"		97.02	0.755	0.340	15.0

表5-5 養生時間の影響試験結果（突固めまでの放置時間2時間）

Test No.	試料 No.	生石灰 混合比	湿気養生	W_i (%)	W_f (%)	γ_d	q_u	ε (%)
III-1	1005	10.92%	0	118.35	94.85	0.743	0.519	12.0
			"		101.40	0.725	0.505	10.5
			2hr		102.31	0.713	0.495	12.0
			"		102.38	0.720	0.428	10.5
			5hr		102.81	0.717	0.475	13.5
			"		103.02	0.706	0.460	14.0
			1 d		102.95	0.722	0.351	15.0
			"		100.96	0.721	0.375	15.0
			3 d		102.24	0.713	0.382	13.0
			"		100.57	0.729	0.333	11.5
III-2	1005	10.92%	7 d	114.08	95.22	0.751	0.381	15.0
			"		91.96	0.758	0.379	15.0
			1 d		98.09	0.737	0.388	15.0
			"		95.09	0.754	0.400	15.0
			3 d		93.88	0.752	0.380	15.0
			"		94.62	0.750	0.393	15.0
III-3	1005	20%	7 d	122.53	97.35	0.752	0.396	15.0
			"		97.28	0.752	0.408	15.0
			0		94.20	0.772	0.731	7.5
			"		93.82	0.768	0.678	8.0
			2hr		91.95	0.769	0.755	7.0
			"		92.25	0.779	0.782	7.5
			5hr	89.77	0.780	0.663	8.0	

			〃		88.65	0.794	0.828	7.0
			1 d		86.89	0.789	1.164	4.5
			〃		87.78	0.790	1.037	5.0
			3 d		89.38	0.783	1.192	4.5
			〃		89.84	0.785	1.180	4.0
			7 d		86.49	0.780	1.182	3.5
			〃		84.28	0.806	1.142	3.5

表5-6 養生時間の影響試験結果 (突固めまでの放置時間2時間)

Test No.	試料 No.	生石灰 混合比	湿気養生	W_i (%)	W_f (%)	γ_d	c_u	ε %
Ⅲ-4	3025	7.87%	0	57.43	50.01	1.051	1.029	3.5
			〃		48.14	1.098	1.250	2.0
			2hr		48.87	1.085	1.430	3.0
			〃		48.22	1.075	1.559	1.5
			5hr		48.91	0.994	0.908	2.5
			〃		47.85	1.031	2.001	1.5
			1 d		48.45	1.100	1.578	1.5
			〃		47.50	0.985	1.377	1.0
			3 d		48.06	1.070	3.993	2.5
			〃		55.00	0.990	1.647	2.0
Ⅲ-5	3025	10.16%	7 d		47.29	0.965	1.723	2.0
			〃		47.83	0.981	2.033	1.0
			0		49.99	1.008	2.679	1.5
			〃		48.61	1.040	2.452	2.5
			2hr		49.22	0.997	1.669	1.0
			〃		48.34	0.965	1.502	1.0
			5hr		48.14	1.013	2.266	1.0
			〃		48.90	1.020	2.876	1.5
			1 d		49.76	0.987	2.560	1.5
			〃		48.26	0.982	2.351	1.0
Ⅳ-1	1005 (自然試料)	0%	3 d		47.35	1.014	3.095	1.5
			〃		47.11	1.014	4.410	1.5
			7 d		47.86	1.008	8.320	1.0
			〃		46.73	1.055	7.120	1.0
				114.64	0.806	0.492	15.0	
					0.825	0.515	15.0	

表5-7 生石灰混合比試験結果

非水浸 ○印 5kg 載荷

Test No.	試料 No.	生石灰 混合比	湿気養生	W_i (%)	W_f (%)	γ_d	C. B. R
V-1	1005	5%	1 d	118.35	107.39	0.671	0.72
		10	〃		101.43	0.703	1.26
		15	〃		96.50	0.750	3.09
		20	〃		88.85	0.746	3.79
		10	○7 d	120.89	100.67	0.704	1.33

V-2	2020	20	○7 d	56.81	91.48	0.765	5.00	
		5%	1 d		52.04	1.062	13.5	
		10	"		46.13	1.176	25.4	
		15	"		42.00	1.223	28.3	
V-3	3025	20	"	57.0	39.21	1.212	36.6	
		5%	1 d		50.28	1.122	8.4	
		10	"		47.43	1.173	13.7	
		15	"		43.46	1.208	31.6	
V-4	4040	20	"	92.73	40.47	1.232	42.8	
		5%	1 d		85.89	0.763	0.18	
		10	"		76.63	0.826	3.0	
		15	"		67.74	0.901	4.9	
		20	"		68.95	0.898	6.6	
		15	○7 d		69.00	0.905	14.8	
V-5	5045	15	○ "	28.03	92.73 (85.10から加水ねり 返し)	69.65	0.916	24.3
		15	1 d		65.16	0.955	1.84	
		20	○7 d		68.03	0.919	35.6	
		2%	1 d		24.26	1.577	3.9	
		5	"		26.44	1.535	4.6	
		10	"		23.84	1.612	12.2	
V-6	6065	2%	1 d	15.32	14.58	1.663	17.8	
		5	"		13.93	1.683	36.6	
		10	"		10.87	1.626	52.1	

表5-8 突固め回数の影響試験結果

生石灰混合比 10%, 5kg 載荷, 水浸

Test No.	試料 No.	突固回数	W_i (%)	吸水前 γ	吸水後 γ	W_f	γ_d	C. B. R
W-1	1005	10回		1.411	1.420	98.44	0.716	1.46
		25		1.422	1.430	98.34	0.721	1.66
		40		1.416	1.429	95.67	0.730	0.89
		55		1.423	1.436	97.44	0.727	0.76
W-2	3025	10回	58.33	1.602	1.631	49.58	1.090	41.0
		25		1.771	1.779	46.59	1.214	38.8
		40		1.734	1.749	47.40	1.185	28.8
		55		1.727	1.740	50.08	1.159	26.8
W-3	4040 (15%)	25回	92.73 (85.10から加水 ねり返し)	1.480	1.490	71.19	0.870	12.1
		25		1.477	1.487	67.80	0.886	30.4
W-4	5045	10回	34.65	1.826	1.857	24.45	1.492	26.6
		25		2.067	2.077	23.65	1.680	24.4
		40		1.972	1.981	24.04	1.597	20.8
		55		1.997	2.004	23.78	1.619	20.0
W-5	6065	10回	13.87	1.518	1.796	28.47	1.398	13.0
		25		1.605	1.838	25.11	1.469	30.7
		40		1.679	1.881	19.21	1.578	53.2
		55		1.730	1.925	18.80	1.620	74.4

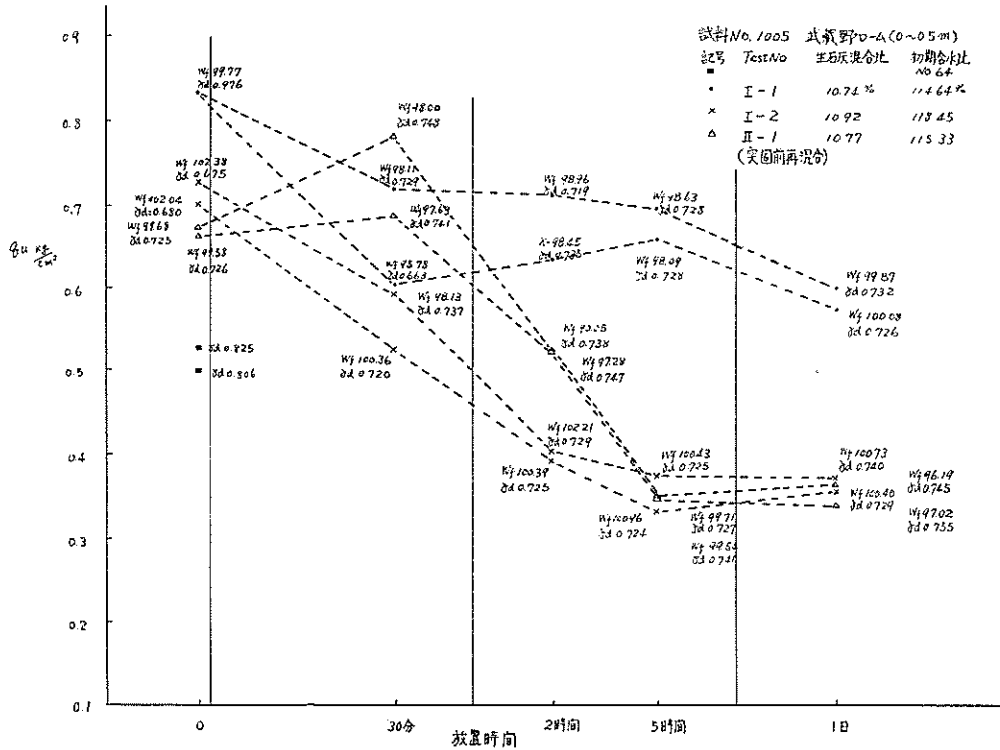


図5-1 生石灰処理土の強度に対する締固め時期の影響

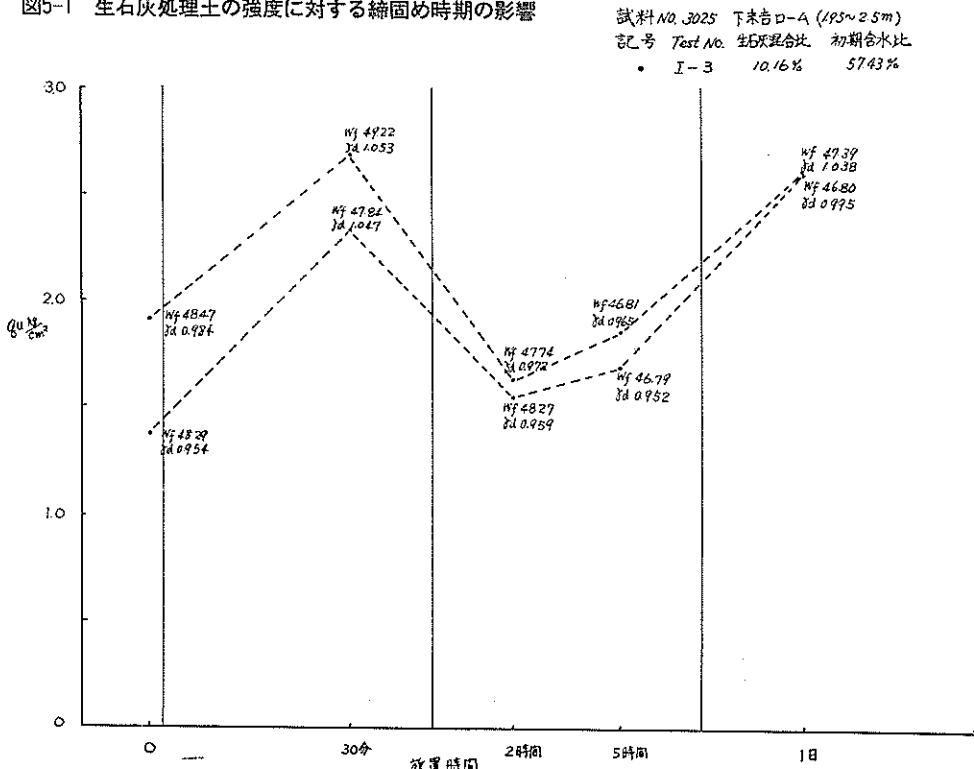


図5-2 生石灰処理土の強度に対する締固め時期の影響

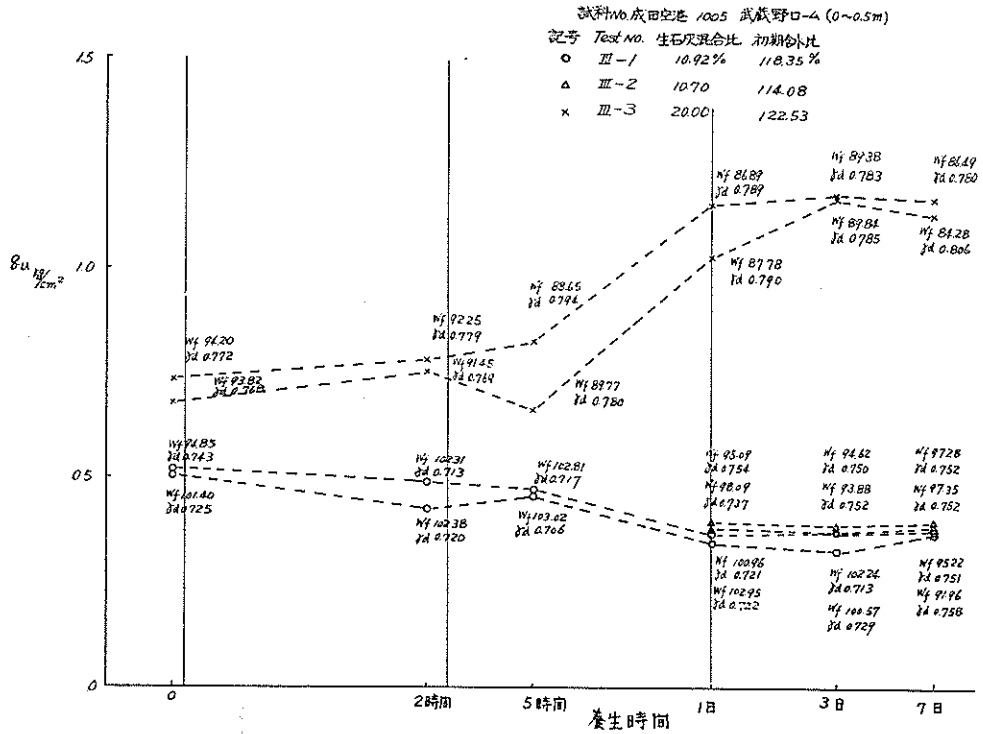


図5-3 生石灰処理土の強度に対する養生効果

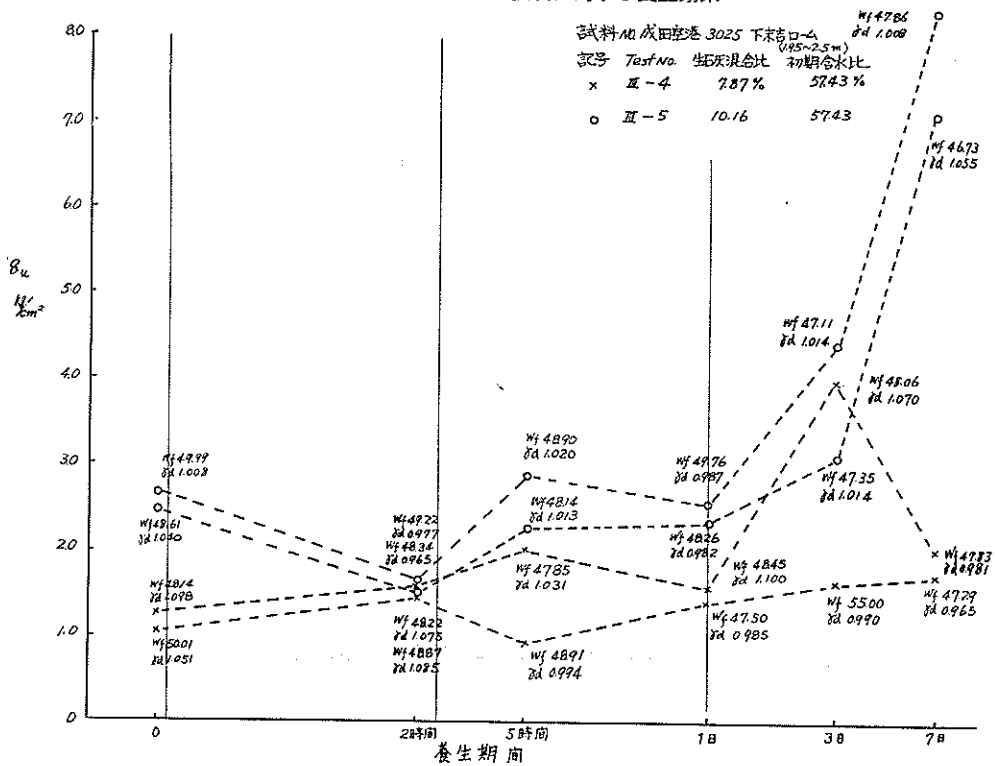
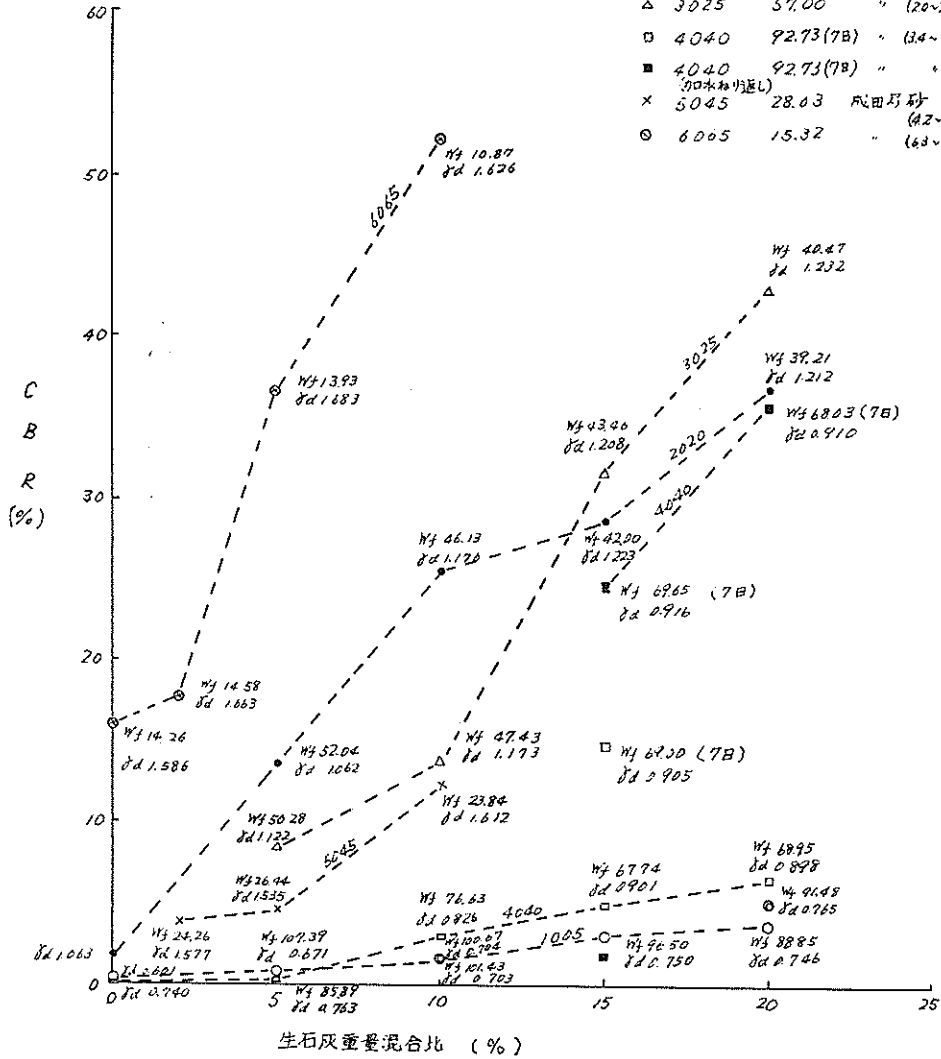


図5-4 生石灰処理土の強度に対する養生効果

(湿気養生1日)

記号・試料NO Wf

- 1005 118.35 武蔵野ロ-A (10~0.5m)
- 1005 120.89(7H) " "
- 2020 56.81 下幸志ロ-A (195~2.0m)
- △ 3025 57.00 " (20~2.5m)
- 4040 92.73(7B) " (3.4~4.0m)
- 4040 92.73(7B) " "
- × 5045 28.43 成田野砂 (A2~d.5m)
- ◎ 6005 15.32 " (6.3~4.5m)



生石灰重量混合比 (%)
 図5-5 生石灰安定処理土に対する混合比の影響

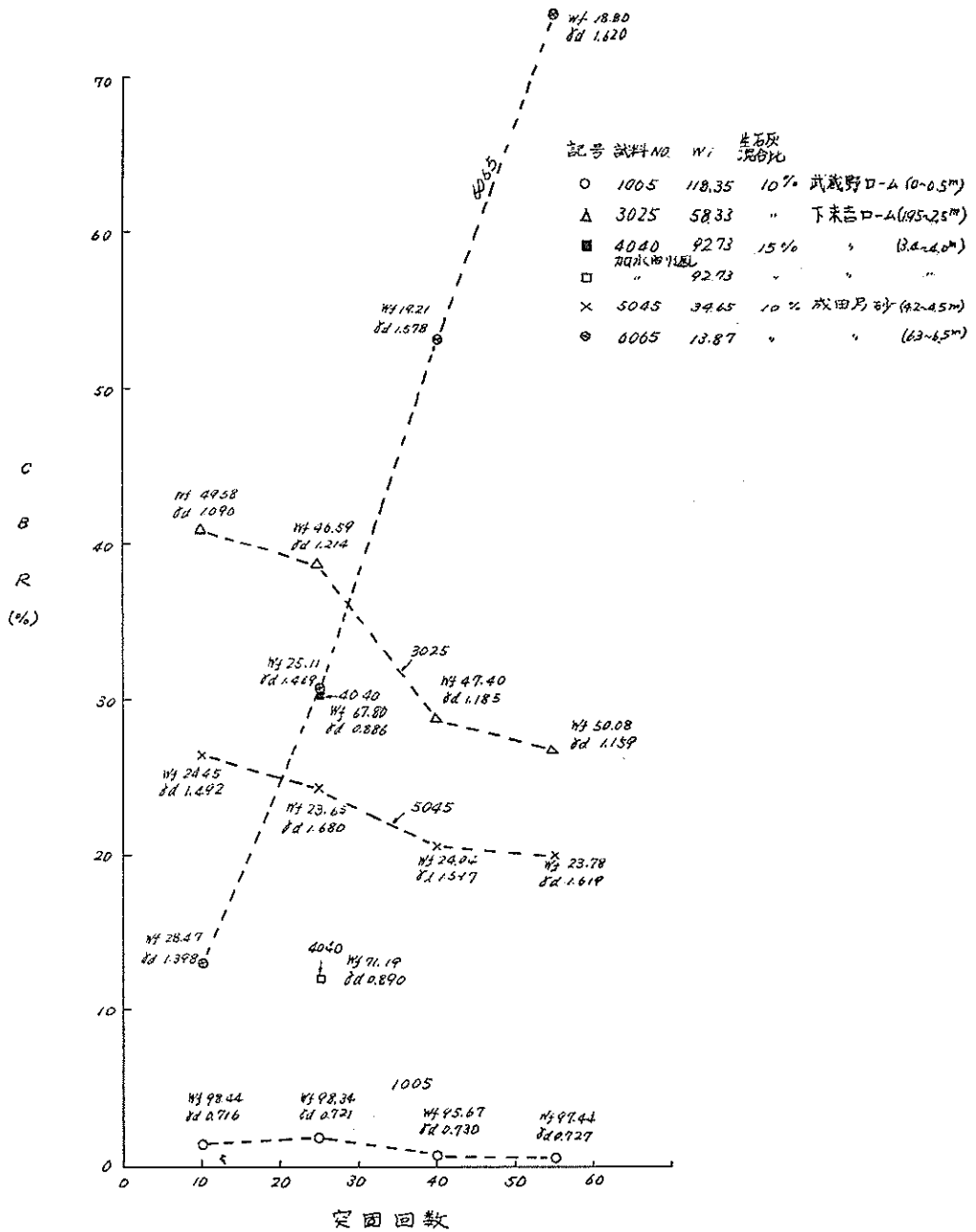


図5-6 生石灰安定処理土に対する突固回数による影響 (湿気養生1日+水浸4日)

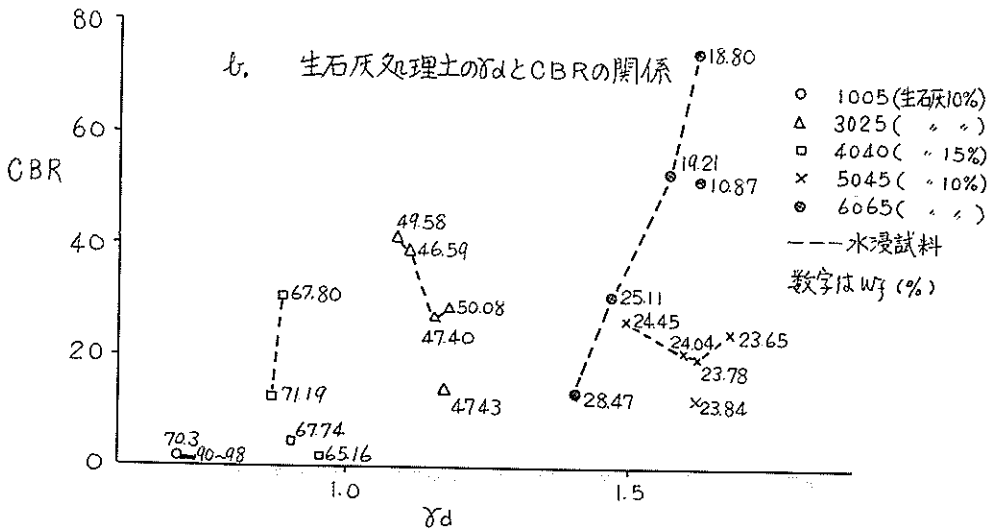
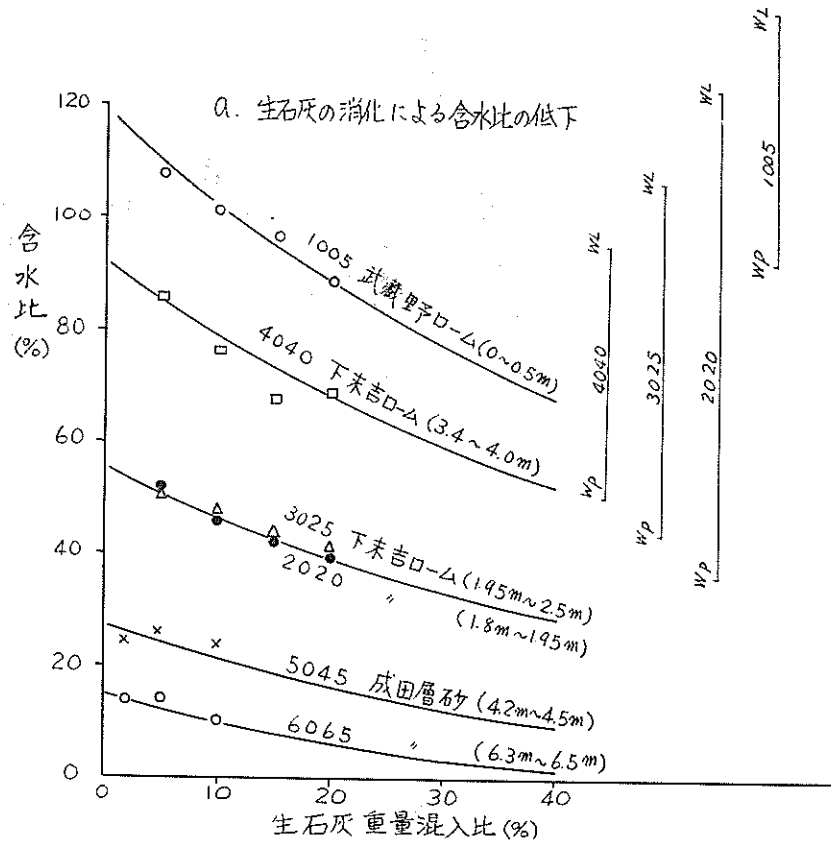


図5-7 生石灰安定処理試験結果

(1) 混合後しめ固めまでの放置時間

生石灰が土中の間隙水を吸収して完全に消化するにはある程度の時間を要するが、一方、消化した石灰と土との凝結反応も進行して行くので、混合後長時間放置しておくとしめ固めを行う際に凝結を始めた部分が破壊され強度が減少する。また、混合直後にしめ固めを行うと、発熱や生石灰の吸水消化に伴う体積膨脹による強度の減少、および発熱による蒸発を抑制するなど不利な点もあり、一応検討を行う必要がある。発熱蒸発の影響については、現地の施工条件により異なるので、今回の室内実験では前述のごとくビニール膜で密封しこの影響を除いてある。図5-1に示す試料 No. 1005 では、混合直後に突き固め成型したものの強度が大きく、 T_d にはほとんど関連はないが、放置時間の長くなる程強度が減少する傾向を示している。図5-1, 2 に生石灰混合後夫々0, 30分2時間, 5時間, 24時間放置し更に24時間湿気養生した供試体の q_u を示す。図を見易くするため各測定値は線で結んである。図5-2 の試料 3025 では傾向が明瞭でなく、強度の相異は T_d の相異に関係しているようである。突固め前に再混合した試料 No. 1005 では混合後30分までに突固めた場合の強度が大きく、以後は減少しており T_d との関連性は認められない。

(2) 突固め後の養生効果

生石灰の混合量が適当であれば、処理土の強度は消化と粘土鉱物との反応の進行により次第に増加する。

図5-3 の試料 No. 1005 では、Test No. III-1 では養生時間が多くなっても強度は増加しない。Test No. III-2 はこれを確認するために行ったものであるが、同様な傾向を示しており生石灰混入量10%では安定効果がない事を示している。Test No. III-3は生石灰混入量を20%に増加したもので、混入量10%の場合に比べ T_d もやや大きく、含水比も未処理土の塑性限界 w_p 程度にまで減少している。強度は1日後に最大に達し、以後は増加していない。

図5-4 に示した試料 No. 3025 では、No. 1005 に比べて初期含水比もかなり小さいが、生石灰混入量10%でも養生時間とともに q_u は増加し、7日後には初期の3~4倍になっている。Test No. III-4 の T_d および w_f は Test No. III-5 とほぼ同程度であるが強度の増加は非常に少い。この原因が生石灰の混入量の相異によるものか、成型時の突き固め不適によるものかは明白でない。

(3) 生石灰混合比

生石灰混合比はある値までは増加する程強度も増加す

る。通常使用される最大混入量は20%程度までなので、粘性土(1005~4040)については最大20%、砂質土については最大10%までの混合比について検討を行った。

図5-5 に全試料の各生石灰混入比による処理土の $C.B.R$ 値を示す。各試料とも、添加生石灰の量の増加と共に $C.B.R$ 値は増大している。試料 No. 1005 および4040の $C.B.R$ 値は生石灰混合比が20%の場合でもあまり大きくはないが、2020および3025はかなり安定効果が見られる。砂質土の5045はこの二つの粘性土より効果が少ない。

これらの $C.B.R$ 値は成型後24時間湿気養生した供試体のもので、(2)の養生効果の試験結果より材令が増加すればかなり強度は増加するはずである。たとえば、4040の湿気養生を7日間行った供試体の強度は、湿気養生1日間の場合の強度の3倍に増加している。また、この試料と同一の含水比にするために生石灰混合前に7%程度に相当する水を加えてねり返した試料では、1日後の強度は減少するが7日後の強度増加は非常に大きい。No. 1005の試料では7日後の強度増加は少く生石灰による硬化が認められない。なお、各試料とも7日後の強度を測定したものは養生期間中5kgの荷重を載荷している。

(4) 生石灰混合土の突き固め回数が安定処理効果におよぼす影響

図5-6 に試験結果を示す。これらの $C.B.R$ 値は、生石灰混入量10%の処理土を突き固め、湿気養生1日後5kgの荷重を載荷し、4日間水浸した供試体のもので、成田層砂 No. 6065 を除いては突き固め回数の増加に従って $C.B.R$ 値が減少している。No. 1005 および4040については生石灰10%を混入した試料では、軟弱なために4.5kgのランマー、45cmの落下高では成形が非常に困難であった。このため、4040については生石灰混入量15%の供試体についても検討を行った。この場合、2個の供試体の内1個は試料の初期含水比がやや小さかったので、含水比を同一にするため加水してねり返してから生石灰を混入した。この加水ねり返しを行った供試体は他に比べて強度がかなり大きくなっている。

5.6 結 語

試験結果より、自然含水比の土について次のことが結論できる。

(1) 生石灰混合比に対する含水比の減少量は、図5-7-a に示すように消化吸水量の理論値にはほぼ近い値を示している。参考のため図中に非処理土の液性限界、塑性限界を記入した。処理土の塑性限界は生石灰混入比とともに

に増大するので No. 4040 以外のロームでは生石灰20%の混合比における含水比は塑性限界以下になっている筈である。

(2) 生石灰混合後の突き固め時期については、0~0.5mの武蔵野ロームでは混合直後の場合が最良であるが、1.95m~2.5mの下末吉ロームでは明瞭でない。また、突き固め前の再混合は0~0.5mの武蔵野ロームの結果では混合後30分以内でなければ効果はないようである。ただし、これらの結果は生石灰の粒径によっても変化すると思われるから現地試験で確認する必要がある。

(3) 同一生石灰混合比における水浸試料の強度は、図5-7-bによれば0~0.5mの武蔵野ロームを除いては各試料とも含水比の増加、 T_d の相異に関係なく、非水浸試料の強度に比べて大きく、材令による強度の増加が期待できる。

(4) 0~0.5mの武蔵野ロームの生石灰による安定処理には、混入量を重量比で20%以上にしないと効果が期待できない。混入量20%程度までは材令による強度の増加も期待できないようで、粘土鉱物との凝結反応が有効に生じないことを示すものと考えられる。今後は二次添加物の使用についての研究が必要であろう。

(5) 1.8m~2.5mの下末吉ロームについては、10%程度の生石灰の混入でかなりの処理効果が認められ、材令の増加とともに強度は増加するが、しめ固めエネルギーは過大にならぬよう注意を要する。1.95m~2.5mの下末吉ロームは、生石灰10%の混入比で処理後数日経過すればC.B.R.値20%以上が期待できると考えられる。

(6) 3.4m~4.0mの下末吉ロームは処理効果が現われるには数日を要するが、生石灰10%程度の混入比でもかなりの効果が期待できると考えられる。

(7) 4.2m~4.5mの成田層砂はこれと同一処理条件の1.8m~2.5mの下末吉ロームより突き固め強度が小さく突き固め回数の増加によっても強度が減少する。また、材令による強度増加も余り大きくないようで、生石灰混入比10%で数日養生後にC.B.R.値は20%程度しか期待できないと思われる。

(8) 6.3m~6.5mの成田層砂は、生石灰混入比、突き固め回数、ともに増加する程強度は増加する。水浸あるいは材令の増加による強度への影響は資料が少ないので明瞭ではないが、生石灰と凝集反応を生ずる物質を含有していると思われるので、強度の増加をもたらすことが考

えられる。

(9) 水浸による膨脹比は各試料ともほとんど0であった。

(10) 生石灰を添加しない場合の含水比の減少による強度増加についての検討が十分に行われていないので、生石灰による安定効果のうち、含水比の低下による効果と消化後の硬化による効果との占有率は不明である。

(11) これらの試験結果は限られた時間内に行われた極く少数の室内実験のものであり、また、室内と現地とでは反応の規模が異なるので、正確な情報を得るためには今後十分な現場実験を行う必要がある。また、凍上、くり返し荷重などに対する生石灰の安定効果についても検討を行う必要がある。

参 考 文 献

- 1) 中瀬明男, 岸正平, 勝野克: 土の三軸圧縮試験, 港研報告 Vol. 14, No. 2, 1965. 2月
- 2) 「Flexible Airfield Pavement」 Department of the Army Technical Manual TM5-824-2 (Copy of En 1110-45-302, including change 1~5), Headquarters, Department of the Army, Aug., 1958, 228 pp.
- 3) 「Compaction Requirements for Soil Components of Flexible Pavements」 Technical Report No. 3-529, Nov., 1959, C.E., 27 pp.
- 4) 「新東京国際空港 舗装厚設計試算」新東京国際空港公団工務部, 昭和42年5月, 34 pp.
- 5) 久野悟郎: 「土の締固め」, 技報堂全書, 昭和38年, 281 pp.
- 6) 「コンストラクション」, Vol. 5, No. 3, 1967 (特集: 関東ロームとその施工), pp. 1~34.
- 7) 小野田セメントKK: ケミコライムによる土壌安定シリーズ No. 3, 4, 5
- 8) 松田他: 関東ロームの生石灰による安定処理の可能性について
- 9) MIT: Soil Stabilization by Chemical Methods, Nov. 1961
- 10) WES: Soil Stabilization: Investigations of Quicklime as a Stabilizing Material, Report 5, March 1962
- 11) " : " Report 6, June 1963 (43.4.20 提出)

港湾技研資料 No. 47

1968年6月

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 第一印刷所
東京都中央区湊町 2-16