

港 灣 技 研 資 料

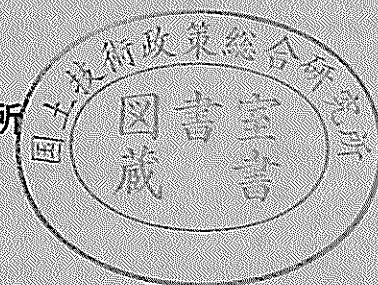
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 598 Sept. 1987

空港舗装用安定処理土の基本的性質

佐	藤	勝	久
八	谷	好	高
深	海	正	彦

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. まえがき	3
2. 試験の概要	3
3. 強度に及ぼす各種要因の影響	8
3.1 安定剤の影響	8
3.2 添加量の影響	10
3.3 締固めの影響	11
3.4 材令の影響	12
3.5 水浸の影響	12
3.6 強度回復機能	13
4. 強度相互間の関係	14
5. 室内強度と現場強度の関係	15
6. 繰返し载荷の影響	18
6.1 概 説	18
6.2 繰返し载荷にともなう永久変形	18
6.3 繰返し载荷にともなう疲労	22
7. 結 論	22
8. あとがき	24
謝 辞	24
参考文献	24

Fundamental Properties of Stabilized Soils for Airport Pavements

Katsuhisa SATO*
Yoshitaka HACHIYA**
Masahiko FUKAMI***

Synopsis

The purpose of this study is to evaluate mechanical properties of cement or lime stabilized soils in connection with their applicability to pavements.

The following items have been clarified through laboratory tests and/or in-situ test construction.

- (1) applicability of cement or lime as additive
- (2) possibility of overcompaction in stabilized soils
- (3) influence of submergence on strengths of stabilized soils
- (4) strength recovery ability due to self-adhesion at the time of crack occurring
- (5) correlation among strengths such as compressive strength, bending strength, CBR and cone index
- (6) correlation between strength and modulus of elasticity
- (7) reason of difference between laboratory and field strengths and the quantitative evaluation in subgrade stabilization
- (8) influence of density of stabilized soils and stress level on permanent deformation due to repeated loading
- (9) fatigue characteristics in repeated bending

* Chief of Runways Laboratory, Soils Division

** Senior Research Engineer, Soils Division

*** Member of Runways Laboratory, Soils Division

空港舗装用安定処理土の基本的性質

佐藤 勝久^{*}
八谷 好高^{**}
深海 正彦^{***}

要 旨

軟弱地盤上の空港建設や航空機の大型化に対する安定性の向上等のため、セメントや石灰により安定処理した土を滑走路等の舗装に用いていくことが増えてきている。この安定処理土のより合理的な適用のためには、安定処理土の諸性質を舗装への適用性の検討と関連付けて明らかにしていくことが必要であり、数多くの室内試験および現場試験施工によりそれらを検討した。その結果、①安定材としてのセメントと石灰の適用性、②安定処理土の場合のオーバーコンパクション現象の発生状況とそれに基づく締固めの考え方、③水浸の強度に及ぼす影響、④自癒性に基づく強度回復機能、⑤一軸圧縮強度、曲げ強度、CBR、コーン指数等の強度相互間の関係、⑥弾性係数と強度の関係、⑦現場施工での土の強度や弾性係数が室内試験でのそれらと差のある理由、および安定処理土の場合のこれらの定量的関係、⑧繰返し載荷にともなう永久変形、特に土の密度と載荷応力の各種組み合わせにおけるそれらの大小、載荷応力レベルと永久変形の関係、⑨繰返し曲げ載荷にともなう疲労特性、等が明らかになった。

1. まえがき

近年の空港建設における立地条件の悪化から、基本施設である滑走路や誘導路やエプロンの舗装を軟弱地盤上に建設しなければならない機会が増えてきている。そして、良質な置き換え材が不足したり、残土処理がむずかしくなってきたことなどから、現地の土を安定処理し、路床として使用しなければならないことが多くなっている。

また、航空機の大型化にともなう荷重条件の厳しさに対応して、路盤材料として、土を安定処理し、上載荷重に対する安定性をより大きくして使っていく傾向もある¹⁾。

このように、最近の空港舗装においては、安定処理土の適用が多くみられるようになってきている。しかし、その際には、必ずしも合理的な設計・施工がなされているとは限らない。それは、安定処理土の諸性質が、舗装への適用性の検討と関連付けて必ずしも明確になっていない

ことと、体系的に整理されていないことによると思われる。

そこで、本資料では、空港舗装において適用が多いセメントや石灰による安定処理土について、より適切な適用を考える上で必要な安定処理土の諸性質、特に力学的性質を明らかにしていくこととする。

2. 試験の概要

2.1 室内試験

室内において対象土、その含水比、安定剤、その添加量、締固めエネルギー、水浸・非水浸等の条件を種々変えて作成した安定処理土の供試体に対して、各種力学試験を実施して安定処理土の諸性質を調べた。

安定処理の対象とした土の主なものは、次のようなものである。

① 下末吉ロームおよび武蔵野ローム

粘性土として、新東京国際空港の路床土になる2種類

* 土質部 滑走路研究室長
** 土質部 主任研究官
*** 土質部 滑走路研究室

表-1 下末吉ロームおよび武蔵野ロームの土性

項目	試料	下末吉ローム	武蔵野ローム
自然含水比(%)		約65%	約100%
比重		2.747	2.872
液性限界(%)		209.0	134.2
塑性限界(%)		40.2	88.1
塑性指数(%)		168.8	46.1
路床支持力係数(K_{30})(kgf/cm ²)		3.9~6.4	3.5~6.4
コーン指数(q_c)(kgf/cm ²)		5~12	9~16
現場CBR(%)		2.5~4.5	4~8

の関東ロームを選んだ。これらの土の採取現場での土性は、表-1のようである。

② 山砂(成田)

千葉県成田近くの12種類の山砂を試験した。それらの

土性は、表-2および図-1のようである。3.以降で成田の山砂の結果で特にことわりのないものは、試料番号11を対象としたものである。

③ 山砂(羽田)および砂岩ずり

この山砂は、千葉県富津近くのもので、土性は表-3のとおりである。また砂岩ずりは、空港埋立地内にあったもので、土性は表-3のとおりである。

④ 碎石

上層路盤用石灰安定処理材として、図-2の粒度の碎石を試験した。

これらの対象土にセメントや石灰を混合した安定処理土についての室内試験用供試体の作成方法は、次のとおりである。

① 土の乾燥質量に対して所定量の安定剤を添加し、均一に混合した。均一な混合の標準としては、ハンドスコップで30秒間混合後、ソイルミキサーで5分間混合する場合とした。

なお、安定剤が生石灰の場合には、混合試料をビニール袋に密封し、生石灰を消化させ、24時間後に再混合し

表-2 山砂(成田)の土性

項目	試料	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
比重		2.72	2.69	2.69	2.73	2.74	2.69	2.69	2.68	2.70	2.74	2.74
自然含水比(%)		16.1	29.7	23.5	18.1	29.4	22.3	24.3	54.4	51.9	25.1	28.1
粒度	4760 μ pass(%)	100	99.9	100	100	99.1		99.9	99.7		100	100
	2000 μ pass(%)	99.7	99.0	99.5	99.8	99.0	100	99.5	99.5	100	99.5	99.9
	74 μ pass(%)	6.1	30.1	15.1	10.8	23.1	19.5	19.2	53.1	83.3	20.5	40.2
	5 μ pass(%)	1.7	15	6	5	10	5	9	14	14	3	8
コテンシス	液性限界(%)		36.1			34.4	31.4	29.9	53.9	59.0		34.0
	塑性限界(%)		15.8			19.2	21.7	17.4	30.6	30.5		22.4
	塑性指数	NP	20.3	NP	NP	15.2	9.7	12.5	23.3	28.5	NP	11.6
日本統一分類		シルト質砂	粘土質砂	シルト質砂	シルト質砂	シルト質砂	シルト質砂	シルト質砂	シルト	シルト	シルト質砂	シルト質砂
		SM	SC	SM	SM	SM	SM	SM	ML	ML	SM	SM
PH値		7.6	6.8	7.3	-	6.0	7.4	6.1	7.6	7.7	8.1	7.9
(化学的)必要石灰量(%)		3	4	3	-	4	3	4	6	4	3	4
修正CBR(%)		11.0	34.0	25.0	-	33.5	17.5	-	11.5	-	20.5	-
締め特性	最大乾燥密度(g/cm ³)	1.616	1.673	1.768		1.804	1.693		1.330	1.416	1.696	
	最適含水比(%)	16.8	19.0	16.4		16.1	17.4		31.8	26.4	16.0	

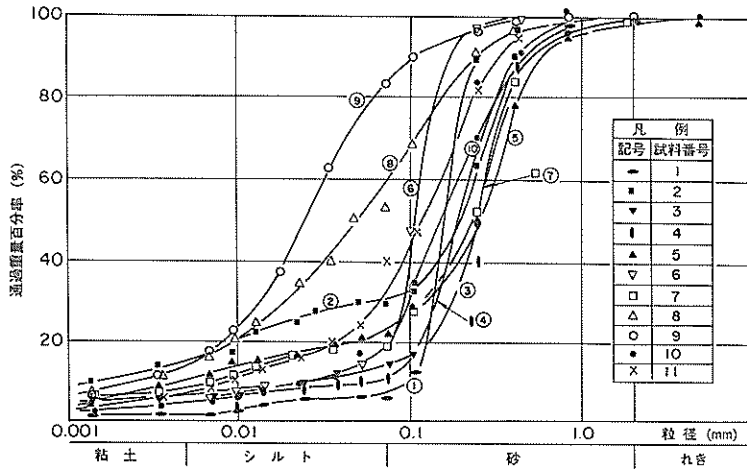


図-1 山砂(成田)の粒度

表-3 山砂(羽田)および砂岩ずりの土性

項目	試料	山砂	砂岩ずり
自然含水比(%)		11.0	27.0
比重		2.718	2.793
粒度特性	4760 μ pass(%)	100	100
	2000 μ pass(%)	99	99
	74 μ pass(%)	6	28
	5 μ pass(%)	1	9
	均等係数	2.0	105.0
	曲率係数	0.85	18.4
コンセンシス	液性限界(%)	測定不能	測定不能
	塑性限界(%)	26.5	32.2
	塑性指数	NP	NP
締固め性	最適含水比(%)	17.6	24.0
	最大乾燥密度(g/cm^3)	1.648	1.588
修正CBR(%)		11.0	60.0
日本統一土質分類		SPu	SF

て試料とした。

② 試料は、JIS A 1210に示される第1法のエネルギー($E_c \div 5.6 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3$)か第2法のエネルギー($E_c \div 25.6 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3$)となるように表-4のようにランマ-の種類、層数、突き固め回数等を決定して、モールドに突き固めた。

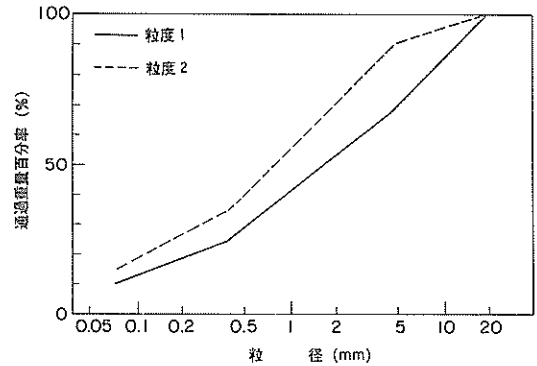


図-2 上層路盤用石灰安定処理材に用いた骨材の粒度

③ 成形後、供試体の上・下面をビニールおよびパラフィンで被覆、密封した後、20 $^{\circ}$ Cで所定の期間養生を行った。

準備した供試体に対する室内力学試験の項目とその方法は、表-5のとおりである^{2), 3)}。なお、各試験では、同一条件について供試体を原則として3個用意して試験に供した。

2.2 試験施工

セメントや石灰による路床安定処理の現場での強度や弾性係数と、室内試験での強度や弾性係数を比較するため、現場での試験施工を新東京国際空港内の2箇所で行った。

試験施工の種類は、図-3のとおりである。

試験施工は、次のような手順で行った。

① 表土はぎとり、排水溝の設置、等の準備を行った。

表-4 室内試験用供試体の作成および養生方法

試料	安定剤	試験項目	供試体作成条件					備考
			含水比	モールドの種類	混合	ランマーおよび突固め回数	養生	
下末吉ローム	消石灰 生石灰 セメント系	一軸 圧縮試験	自然含水比	φ 10 cm × h 12.7 cm	ソイルミキサー で5分間混合	2.5 kgランマー 25回/層 3層	サランラップ およびラフィン 覆 非水浸	生石灰の場合は、一次混合後24時間経過後二次混合を行った。 (一次混合 5分) (二次混合 5分) 締固めエネルギー $E_c \approx 5.6 (\text{kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3)$
	消石灰	CBRおよび q_c 試験	自然含水比	15 cm モールド	"	2.5 kgランマー 55回/層 3層	"	
	消石灰	曲げ試験	自然含水比	長さ 40 cm × 幅 10 cm × 高さ 10 cm	"	2.5 kgランマー 100回/層 3層	"	
		繰返し 一軸圧縮 試験	自然含水比	φ 10 cm × h 12.7 cm	"	2.5 kgランマー 25回/層 3層	"	
武蔵野ローム	生石灰 セメント系	一軸 圧縮試験	自然含水比	φ 10 cm × h 12.7 cm	"	2.5 kgランマー 25回/層 3層	"	
	生石灰	CBRおよび q_c 試験	自然含水比	15 cm モールド	"	2.5 kgランマー 55回/層 3層	"	
山砂・砂岩ずり・砕石	消石灰 セメント	締固め 試験	最適含水比 の決定	φ 10 cm × h 12.7 cm	"	4.5 kgランマー 42回/層 3層	"	締固めエネルギー $E_c \approx 25.6 (\text{kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3)$
		一軸 圧縮試験	最適含水比	φ 10 cm × h 12.7 cm	"	4.5 kgランマー 42回/層 3層	"	
		CBR試験	最適含水比	15 cm モールド	"	4.5 kgランマー 92回/層 3層	"	
		曲げ試験	最適含水比	長さ 40 cm × 幅 10 cm × 高さ 10 cm	"	4.5 kgランマー 170回/層 3層	"	
		繰返し 曲げ試験	最適含水比	長さ 40 cm × 幅 10 cm × 高さ 10 cm	"	4.5 kgランマー 170回/層 3層	"	

表-5 室内力学試験の項目と方法

試験項目	試験方法
一軸圧縮試験	JIS A 1216 に準ずる
C B R 試験	JIS A 1211 に準ずる
コーン貫入試験	日本道路公団の試験方法KODAN 101 に準ずる, コーン底面積3.23 cm ² , 先端角 30°
曲げ試験	JIS A 1106 に準ずる
強度回復機能試験	一軸圧縮試験で一度最高強度まで載荷した供試体を除荷し, 所定の再養生をした後, 再び一軸圧縮試験をする
繰返し一軸および三軸圧縮試験	載荷1秒, 除荷1秒の条件で, 一軸圧縮試験に準じて行う
繰返し曲げ試験	載荷1秒, 除荷1秒の条件で, 曲げ試験に準じて行う

② 安定剤を散布し, 深さ60 cmまで処理可能な写真-1, 2のようなスタビライザーにより, 図-3に示す所定の深さまで混合した。なお, 生石灰については, 一次混合後に仮転圧を行い, 1日後に二次混合を行った。

③ 処理面をグレーダーで修正後, 15tタイヤローラー

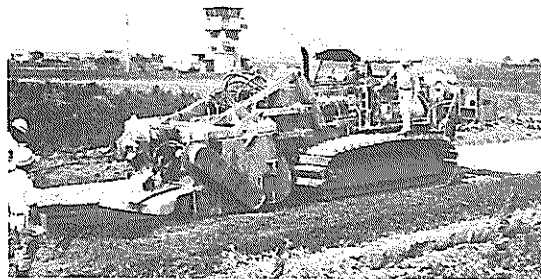


写真-1 スタビライザーの全景

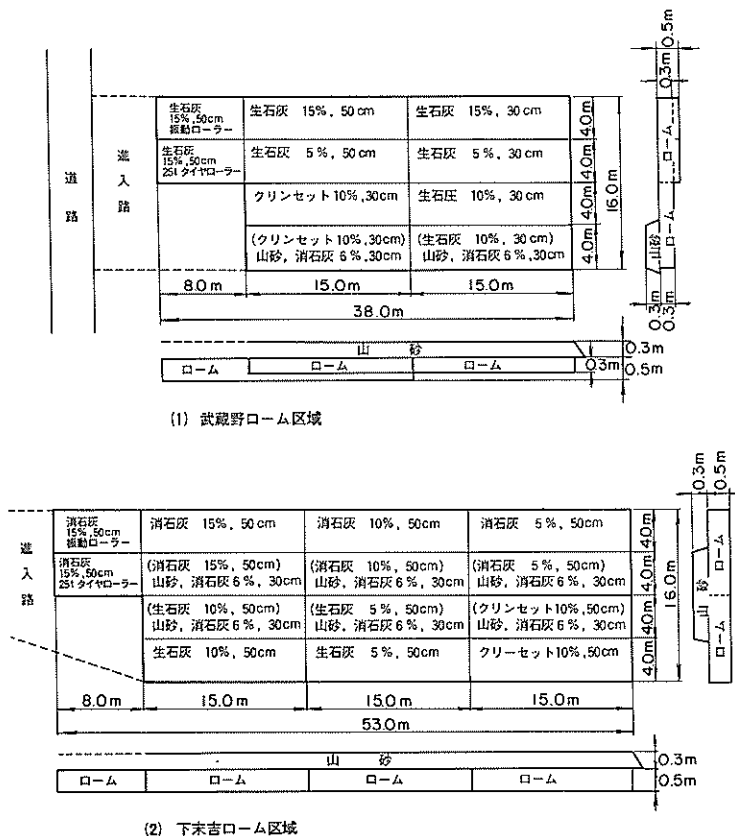


図-3 試験施工区域の平面および断面図

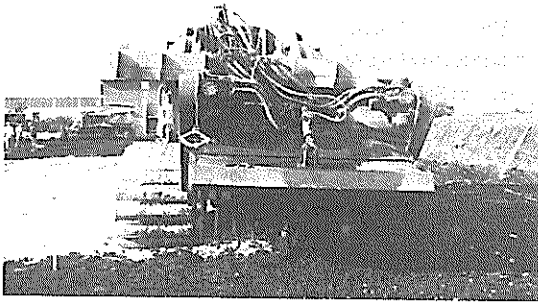


写真-2 スタビライザーの混合部

表-6 試験施工における試験の項目と方法

試験項目		試験方法
現場試験	現場密度試験	日本道路公団の試験法KODAN A 1214 の突き砂法
	現場CBR試験	JIS A 1211 に準ずる
	コーン貫入試験	ポータブルコーンペネトロメーターを用い、安定処理土の表面から5 cm ピッチで深さ45 cmまで測定
現室の場内供混縮試験供固体・め	一軸圧縮試験	室内混合・室内締固めの供試体についての試験に準ずる
	CBR試験	
	コーン貫入試験	

で転圧した。なお、図-3に示すように、いくつかの区画については、他の転圧機械も用いた。

施工状況等を把握するための力学試験等の方法は、表-6のとおりである^{2),3)}。なお、各試験では、同一条件について原則として現場試験の場合3箇所また室内試験の場合供試体を3個用意して試験した。

3. 強度に及ぼす各種要因の影響

3.1 安定剤の影響

セメント安定処理では、主としてセメント自身の水硬性により強度発現するのに対し、石灰安定処理では、セメント安定処理では従とされる土の物性改良および土と石灰とが一体となったポゾラン反応により強度が発現してくる⁴⁾。

図-4, 5は、下末吉ロームについて、添加量同一で安定剤の種類を変え、強度で改良効果を比較したものである。なお、これらの図中の各点は、3供試体に対する試験値の平均で、以降の試験結果についても原則として

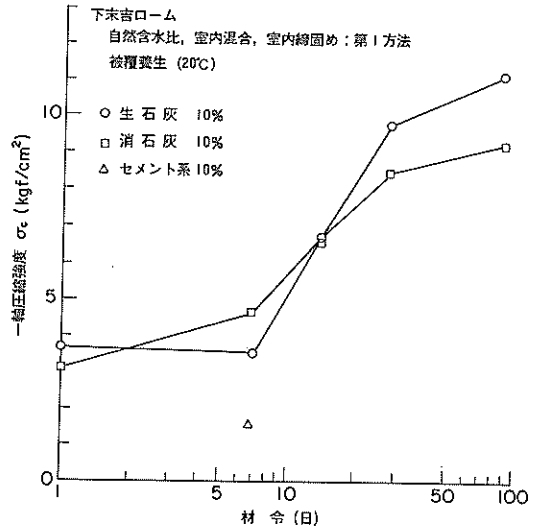


図-4 安定剤の効果の比較(1)

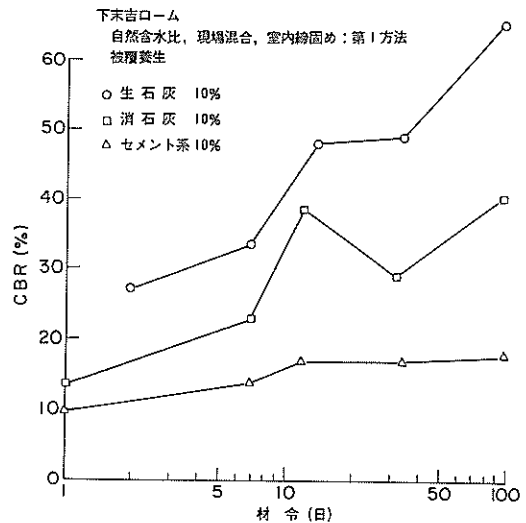


図-5 安定剤の効果の比較(2)

同様な整理をしている。これらの図より、下末吉ロームにおいては、経済性を考慮し添加量を一定とすれば、石灰の改良効果が大きいことがわかる。

これに対し、武蔵野ロームについて生石灰とセメント系安定剤の添加量同一での改良効果の比較が図-6, 7である。この場合、石灰の改良効果が小さいことから、2種類の安定剤の強度への改良効果にはほとんど差がない。なお、武蔵野ロームの場合は、材令初期では安定処

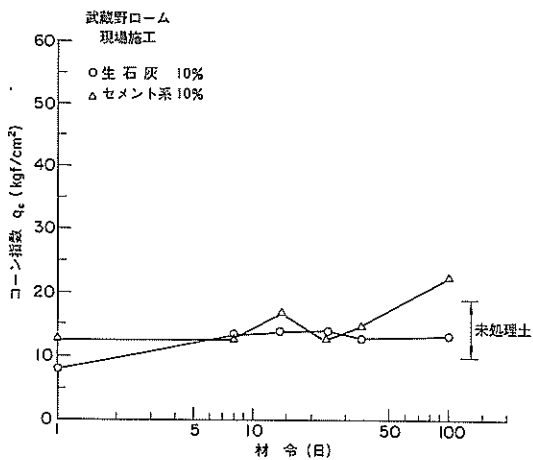


図-6 安定剤の効果の比較(3)

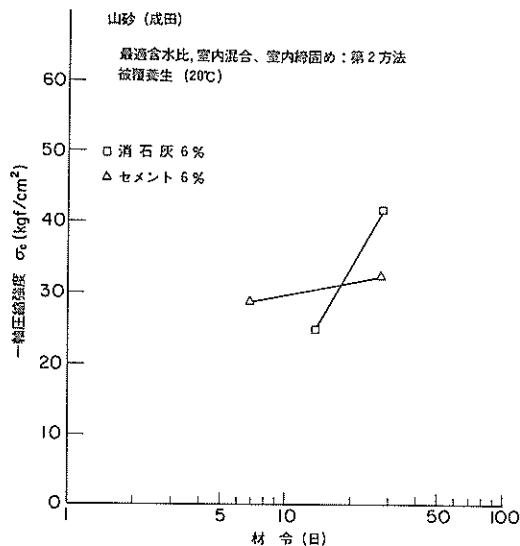


図-8 安定剤の効果の比較(5)

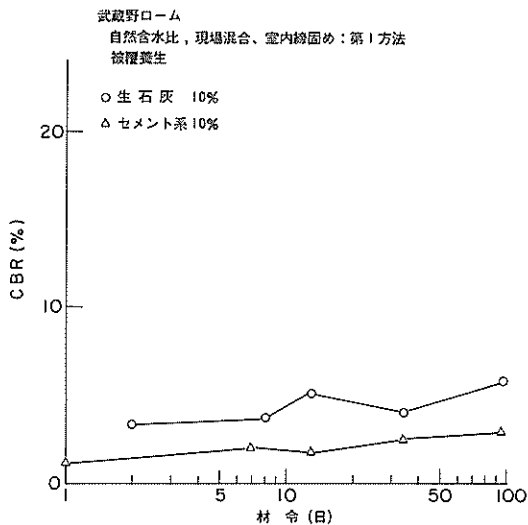


図-7 安定剤の効果の比較(4)

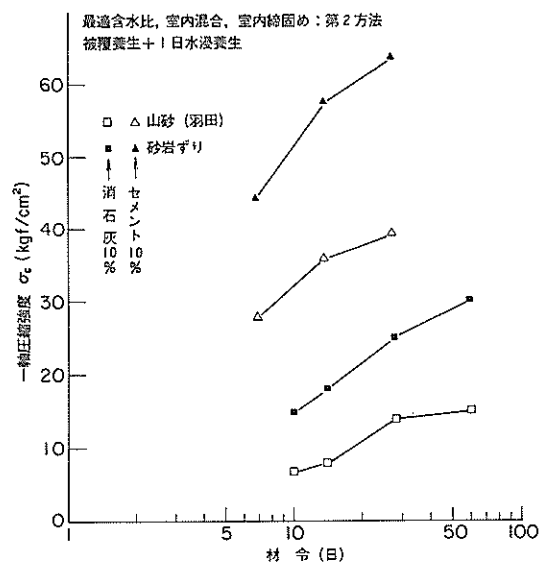


図-9 安定剤の効果の比較(6)

理の効果が不十分なため、土の乱れにより処理土の強度が見掛け上未処理土の強度より小さくなっている。

また図-8, 9は、山砂および砂岩ずりを添加量同一の条件で消石灰およびセメントにより安定処理して、一軸圧縮強度によって効果を比較したものであるが、このような土の場合、概してセメントの方が改良効果が大きいような結果となっている。しかし、成田の山砂の場合に長期的には消石灰安定処理の方が大きな強度となっていることは、注目する必要がある。

以上のように、石灰系がよく効く土と、セメント系が

よく効く土とがある。従来からよくいわれる、砂質土にはセメント、粘性土には石灰というような面もあるようであるが、それよりも、対象土の中の細粒分の性質によって効果に差が出てくるようである。したがって、安定剤の選定にあたっては、対象土の細粒分の性質を各方面から調べて効果の有無を検討するか、実際に改良効果の比

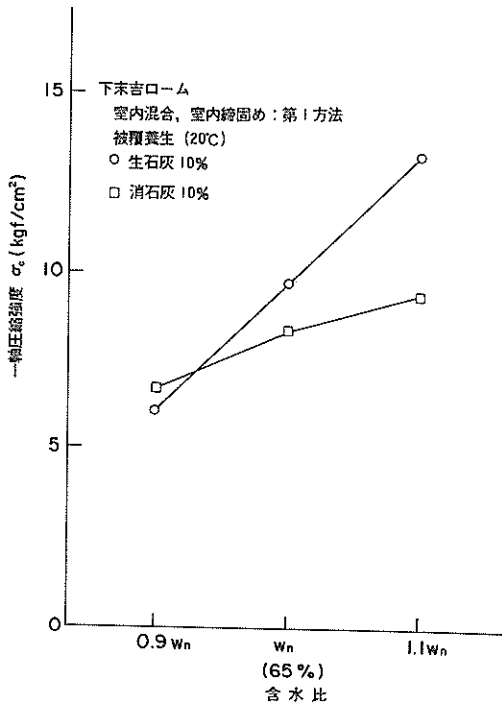


図-10 生石灰と消石灰の効果への土の含水比の影響

較試験を行ってみることが必要であると考えられる。
 なお、石灰安定処理の場合には、対象土の含水状態によって生石灰の方がよいか消石灰の方がよいかが決まるので、その面の検討も必要である。図-10は、下末吉ロームについて含水比を変えて生石灰と消石灰の改良効果を一軸圧縮強度で比較したもので、含水比が大きくなると生石灰の効果の方が大きく、含水比が小さくなると消石灰の効果の方が大きくなっている。この土については、含水比が60%程度で両者の効果が等しくなるようである。含水比が大きくなると生石灰、含水比が小さくなると消石灰が効果的ということは一般にいえることであるが、どの程度の含水比で両者の効果が逆転するかは対象土によるので、それぞれの対象土ごとに試験して検討する必要がある。

3.2 添加量の影響

セメント安定処理の場合、セメント自身で固まって骨格を作ることにより強度増加が計られることから、一般に安定剤の添加量が多くなるほど安定処理土の強度が大きくなる。これに対して、石灰安定処理の場合は、土と石灰の化学反応により生ずる新しい化合物により強度増加が計られることから、土との化学反応に必要な石灰量以上を添加しても強度増加にはつながらず、むしろ最適

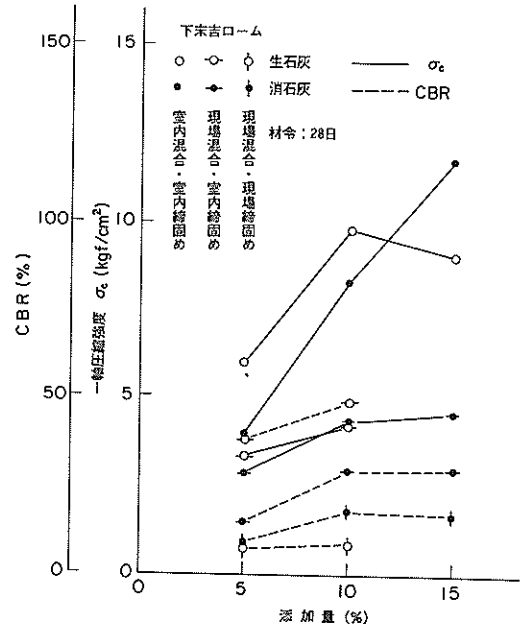


図-11 安定処理の効果への添加量の影響(1)

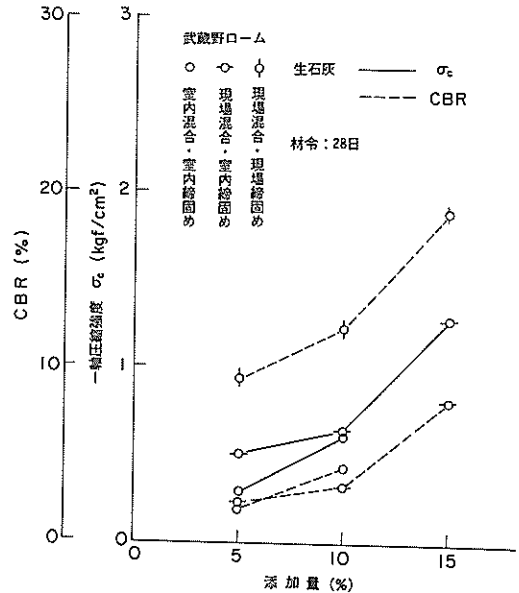


図-12 安定処理の効果への添加量の影響(2)

添加量（最大強度を示すときの添加量）での強度より小さくなってくる。

図-11は、下末吉ロームに石灰を添加したときの安定処理土の強度を添加量との関係で示したもので、添加量が10%から15%に増えても強度は一定か、むしろ低下し

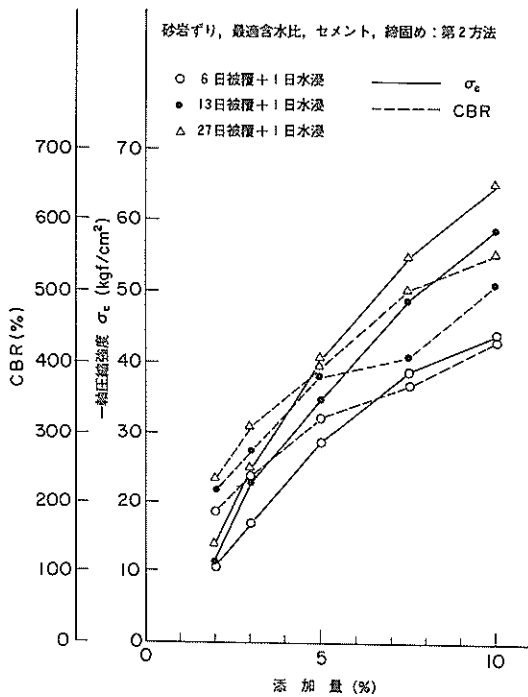


図-13 安定処理の効果への添加量の影響(3)

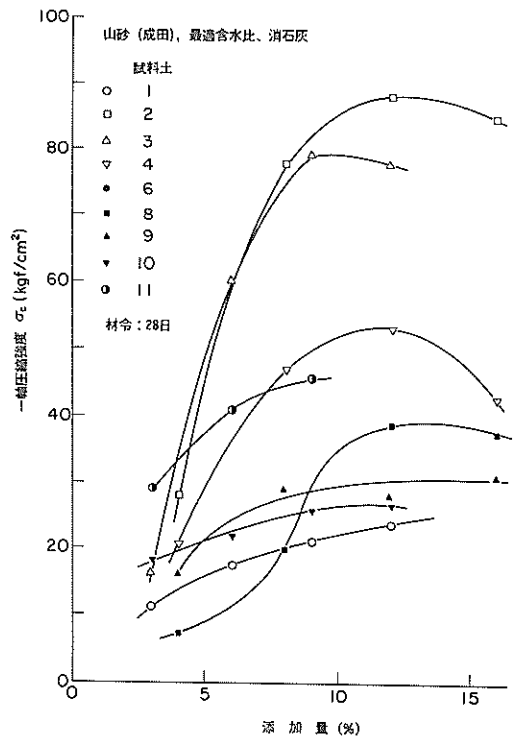


図-15 安定処理の効果への添加量の影響(5)

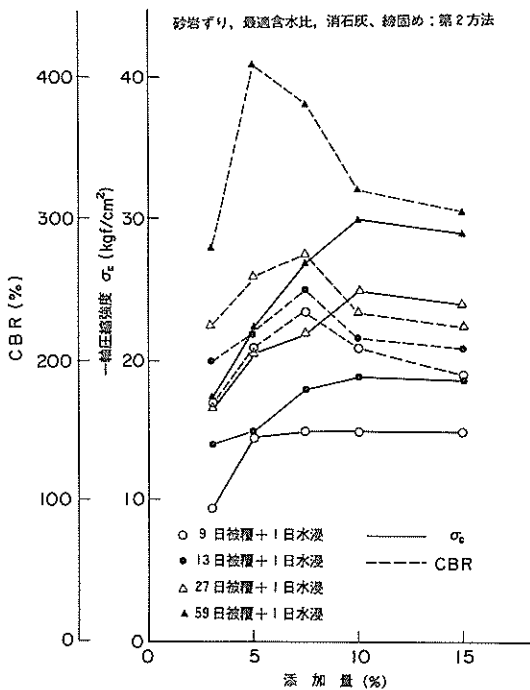


図-14 安定処理の効果への添加量の影響(4)

ている。図-12の武蔵野ロームの場合は、最適石灰量はかなり大きいので、添加量15%までは、添加量が増えると強度も大きくなっている。

図-13, 14は、砂岩ずりのセメントおよび消石灰による安定処理の場合の、安定剤の添加量と処理土の強度との関係である。セメント安定処理の場合には、添加量が増えると強度も増加しているのに対し、消石灰安定処理の場合には、添加量が数パーセントで強度のピークが出ている。

図-15の山砂の消石灰安定処理の場合も、強度に対して最適添加量が存在することを示している。

これらの一連の試験から、セメント安定処理および石灰安定処理のそれぞれにおいて、安定剤の添加量が安定処理土の強度に及ぼす影響がより一層明らかにされた。これより、セメントや石灰により安定処理する場合の配合設計において添加量を決める際に現場条件を考慮して割増をすることがあるが、石灰安定処理の場合には、この割増が必ずしも適切でないことがあるので、注意を要することがわかる。

3.3 締固めの影響

一般に土を締固めると密度が大きくなる。しかし、強

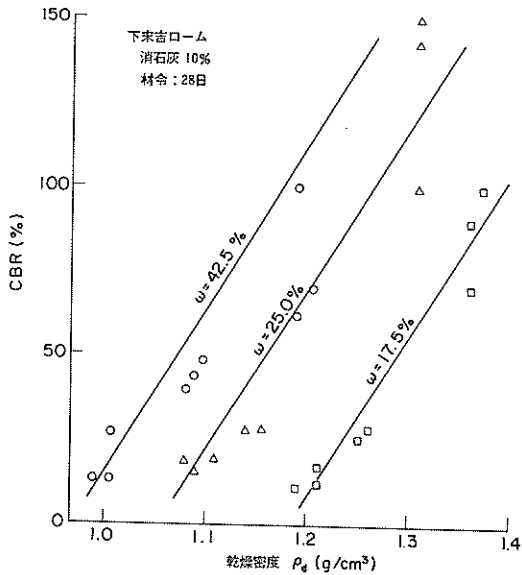


図-16 安定処理土における乾燥密度とCBRの影響

度は必ずしも大きくなるとは限らない。今までの研究結果などから、締固め曲線の乾燥側では、どのような土も乾燥密度の増加とともに強度が大きくなる。一方湿潤側では、74 μ 通過分を10%以上含む土では、乾燥密度が増加しても強度は増加せず、むしろ減少するオーバーコンパクション現象のあることがわかっている⁶⁾。したがって、土の含水比が大きい場合の現場での締固め施工では、このオーバーコンパクション現象をできるだけ起こさないような注意が払われる。

安定処理土の場合について、締固め程度がその強度に及ぼす影響を調べてみた。砂質土の場合より粘性土の場合の方が、オーバーコンパクション現象を起こしやすいので、下末吉ロームの消石灰安定処理の場合について調べた。図-16がその結果である。材令が28日では、かなり湿潤側の含水比42.5% (締固めエネルギー $E_c \approx 5.6 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ の場合の最適含水比が25%) でも、乾燥密度の増加とともに強度も増加しており、オーバーコンパクション現象は認められない。

これは、普通土と違い、材令とともに化学反応が進んで強度が発現してくることから、ある程度の材令を過ぎるとオーバーコンパクション現象の状態とならないためと考えられる。このことから、安定処理土の施工では、施工時にオーバーコンパクション現象が少々生じて、締固めが可能ならば、できるだけ密度が大きくなるようにすべきであるといえよう。

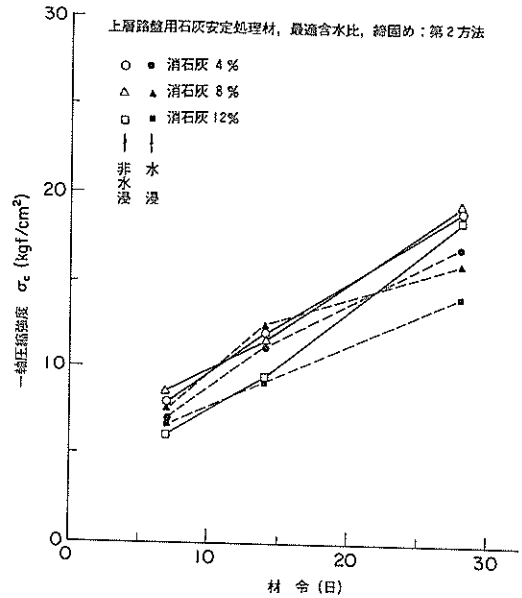


図-17 安定処理土の強度への水浸の影響(1)

3.4 材令の影響

今回の試験結果の図-5, 8にも傾向が表われているように、一般に、セメント安定処理の場合は、初期材令である程度強度が発現してしまい、それ以降の強度増加はあまりないのに対し、石灰安定処理の場合は、初期材令での強度増加は少ないが長期的にはかなり強度が大きくなっていく。

3.5 水浸の影響

路床や路盤は、通常は水の影響を受けない。しかし、施工段階において水浸したり、地下水位が高かったり、また表層から水が侵入してきたりするような場合には、水の作用を受ける。そこで、路床や路盤の安定処理土についても、水の影響を調べてみることにする。

図-17は、上層路盤用の消石灰安定処理剤について、まったく水浸しない場合と養生最終日の1日を水浸した場合の一軸圧縮強度を比較したもので、材令28日で1日水浸により10~20%強度が低下している。また、図-18は、砂岩ざりおよび山砂の消石灰安定処理について、材令は一定(14日)にして水浸日数を種々変えて一軸圧縮強度を調べたもので、水浸日数が1日から13日になると、最大20%ぐらい強度が低下する。

セメント安定処理土の場合、非水浸強度と水浸強度の比較はないが、水浸日数による一軸圧縮強度の変化は図-19のようで、石灰安定処理の場合とはほぼ同様である。

以上から、セメントや石灰による安定処理の場合、材

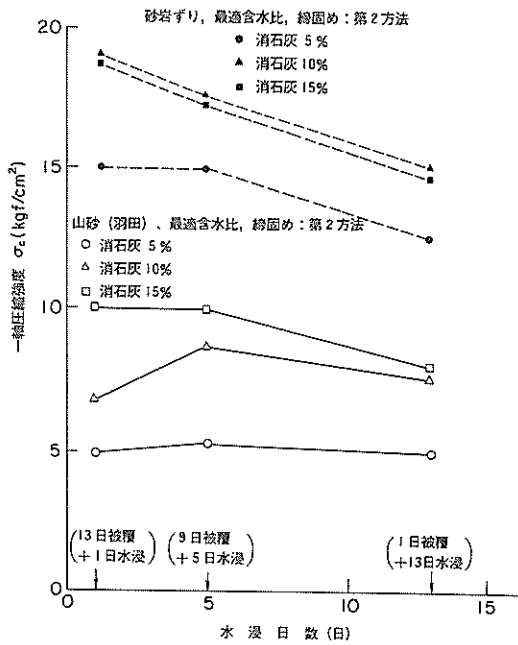


図-18 安定処理土の強度への水浸の影響(2)

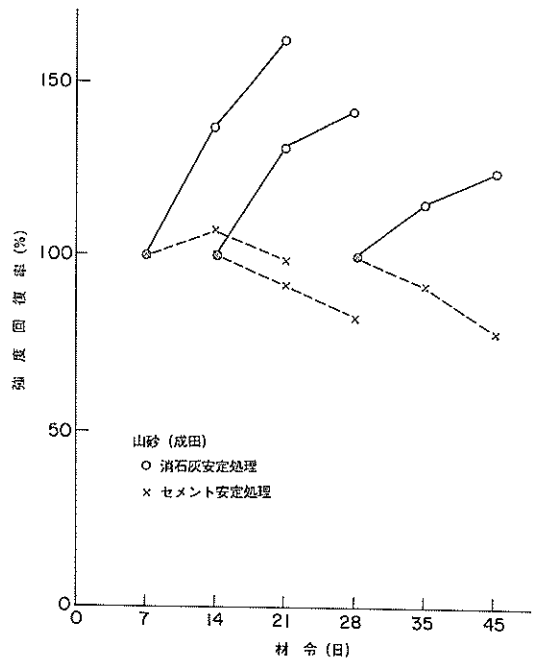


図-20 安定処理土の強度回復率

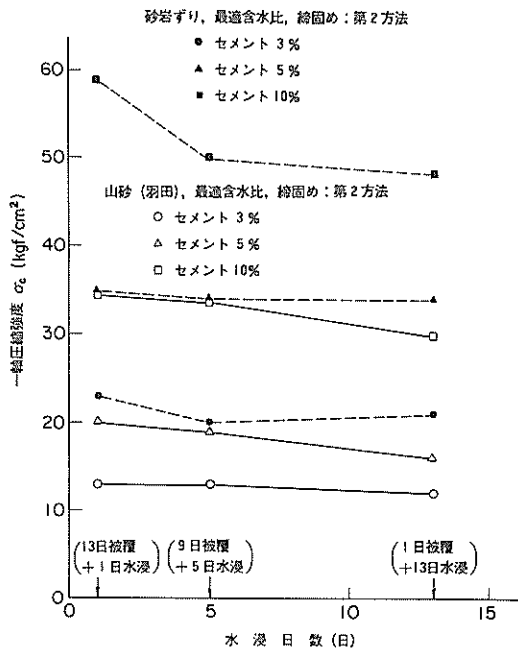


図-19 安定処理土の強度への水浸の影響(3)

令初期で水浸の恐れがある場合には、非水浸強度に対してある程度のてい減が必要と考えられる。なお、材令がかなり経った場合の水浸による影響は、おそらくあまりないと考えられるが、今回の試験ではその点は確かめられていない。

3.6 強度回復機能

水硬性材料の場合、一度固結したものがなんらかの理由によりひびわれても、適当な水分が存在すれば再接着する性質、すなわち自癒性のあるものもある⁷⁾。セメント安定処理土と石灰安定処理土について、この自癒性を強度回復機能試験により調べた。

一軸圧縮試験で一度最高応力(初回試験強度)まで載荷した供試体(ひびわれが入っている)を除荷し、所定の再養生をし、それを再び圧縮試験し、次のような定義に従って強度回復率を求め、これをもとに評価した。

$$\text{強度回復率 (\%)} = \frac{\text{再(再々)試験強度}}{\text{初回試験強度}} \times 100 (1)$$

今回の試験では、乾燥による強度増加の影響を除くため、供試体の養生はすべて被覆して行った。

図-20は、この強度回復率を養生日数との関係でとりまとめたものである。これより、石灰安定処理の場合には強度回復がかなりあるのに対し、セメント安定処理の

場合にはあまりないこと、どちらの場合も、初回試験のときの材令が進むに従って強度回復率が小さくなっていくこと、等の傾向がみられる。

4. 強度相互間の関係

路床や路盤の安定処理土の評価をする場合、室内試験

の一軸圧縮強度や室内CBRによることが多い。しかし、現場の施工管理等では、サンプリングによる供試体での一軸圧縮試験や室内CBR試験はなかなか大変であるので、それに代わるものとして、現場で簡単にできるコーン貫入試験や現場CBR試験等のサウンディングを用いることが考えられる。

このようなサウンディングで得られた結果をじかに用いて評価することも可能であるが、設計が室内試験に基づくような場合には、現場のサウンディング試験結果から室内の一軸圧縮強度やCBRを推定して判断することも必要になると思われる。

本章では、このような場合の換算に必要な関係を求めるべく、今回の多くの試験結果から、安定処理土の強度相互間の関係を調べてみる。

まず、CBRとコーン指数 (q_c) の間の関係については、図-21のような関係が得られた。平均的には、 $q_c = 1.5 \text{ CBR}$ となっている。次に、CBRと一軸圧縮強度 (σ_c) の間の関係は図-22のようで、ばらつきが大変大きいのが平均的には $\sigma_c = 0.13 \text{ CBR}$ で、未処理の関東ロームの場合にある $\sigma_c = 0.225 \text{ CBR}$ の関係³⁾と少々違うものとなっている。

安定処理土が路盤に使われる場合には、6.でも検討するように、垂直応力の繰返しによる変形と曲げ応力の繰返しによる疲労を考慮していく必要がある。路盤用の安定処理土について一軸圧縮強度 (σ_c) と曲げ強度 (σ_b) の関係を調べたものが図-23である。ばらつきが大きいのが平均的には $\sigma_b = 0.336 \sigma_c$ の関係で、従来の試験結果の図-24と比べてもほぼ同様な関係にあり、またこれをコンクリートの $\sigma_b = (1/8 \sim 1/5) \sigma_c$ の関係などと

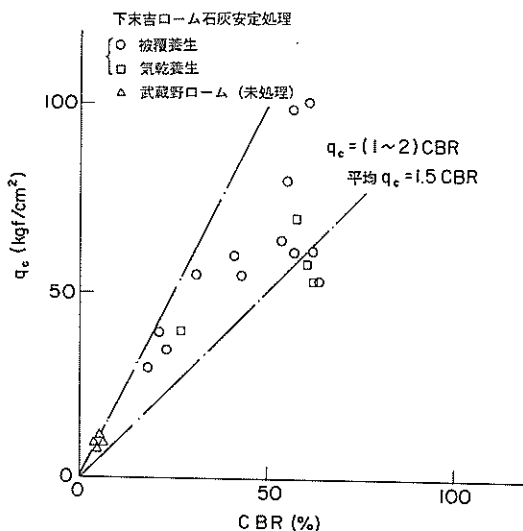


図-21 CBRとコーン指数の関係

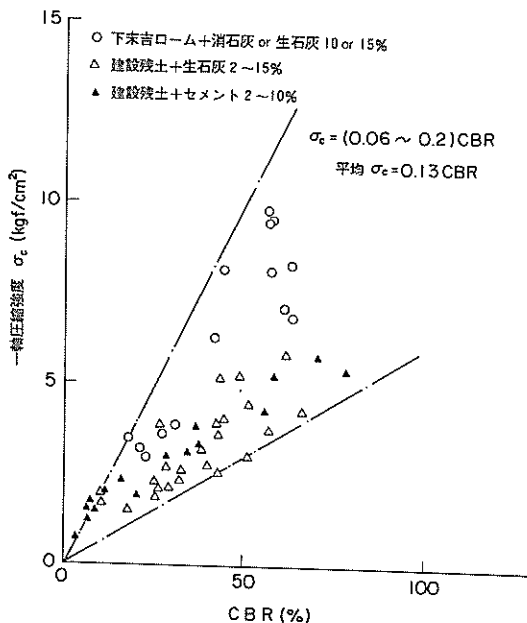


図-22 CBRと一軸圧縮強度の関係

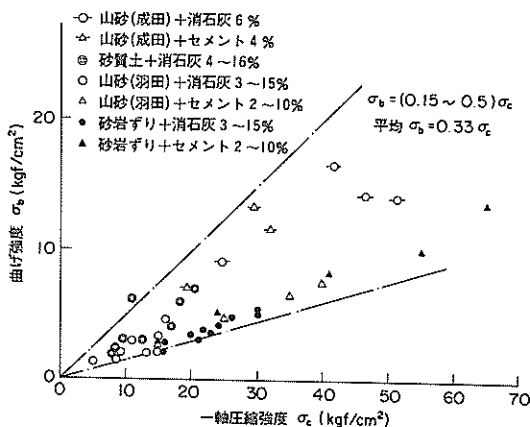


図-23 一軸圧縮強度と曲げ強度の関係

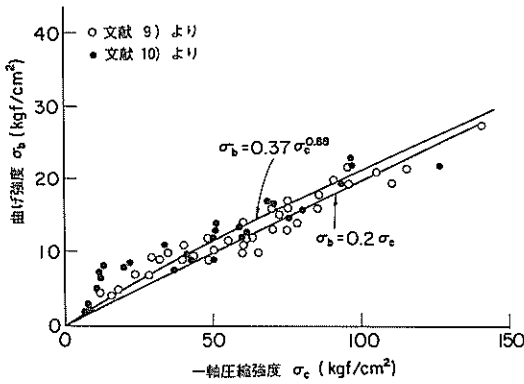


図-24 一軸圧縮強度と曲げ強度の関係(既往文献より)

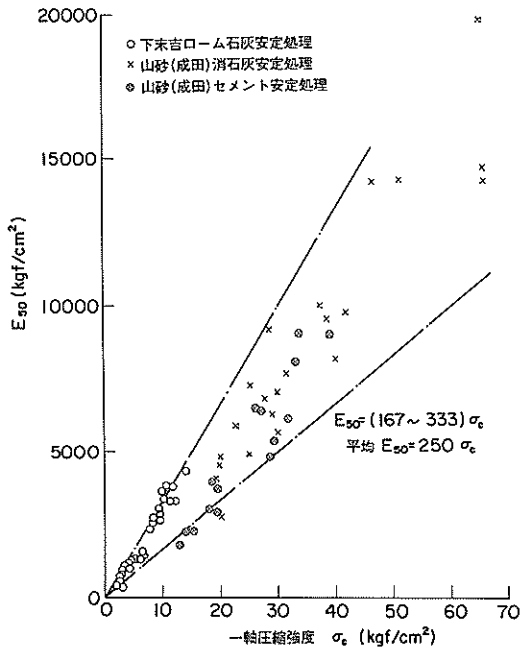


図-25 一軸圧縮強度と E_{50} の関係

比べると、安定処理土の場合には、 σ_b が若干大きめであるといえるようである。

近年理論的解析方法が進歩し、また舗装材料や舗装構造についての研究が進んできたことから、従来の経験的な設計法に代わり、舗装構造を理論的に設計しようという試みがいっつかみられる¹²⁾。それらは、現在のところ弾性理論によっているが、その場合舗装各層の弾性係数が必要である。

図-25は、砂質土の安定処理の場合について、一軸圧縮強度 (σ_c) と E_{50} の関係を示したもので、未処理土の $E_{50} =$

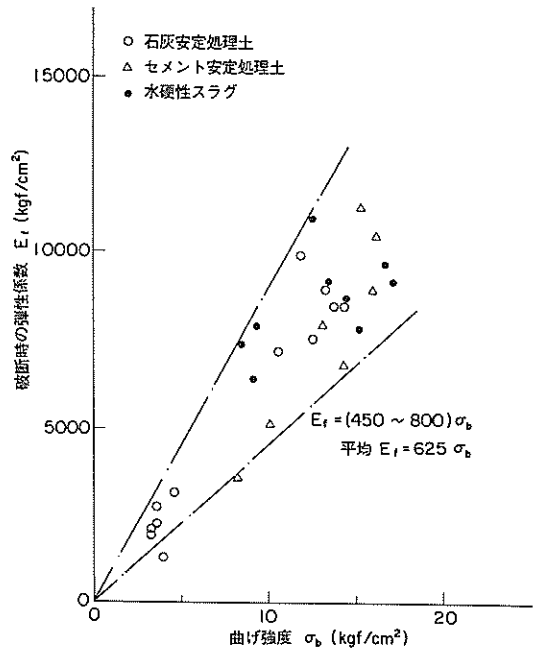


図-26 曲げ強度と E_r の関係

105 σ_c の関係¹³⁾ と比べると、かなり E_{50} が大きめになっているといえる。また参考までに、曲げ強度 (σ_b) と破断時の弾性係数 (E_r) との関係を図-26 に示す。この E_r と前述の E_{50} とを図-23 の関係を用いて比較してみると、ほぼ近い値となっている。一般に破断前の弾性係数は破断時の弾性係数より大きいので、安定処理土では、破断前の曲げの弾性係数は、圧縮の弾性係数よりも大きいものになっているといえよう。

以上今回の試験から得られた安定処理土の強度相互間の関係をいくつか示した。これらの関係が一般的なものであるという証明はないが、多くの試料に対する多くの試験結果からのものであることを考えると、対象土や安定処理の条件等を十分考慮した上で、類似ケースに対してこれらの関係を適用していくことはできると思われる。

5. 室内強度と現場強度の関係

一般に現場施工では室内試験のような強度や支持力を得ることはできない。路床改良の場合も、処理される土の含水状態の違い、安定剤の混合程度の違い、締固め方法や程度の違い、養生条件の違い、等から、室内試験の結果と現場施工の結果との間には大幅な差があると予想される。

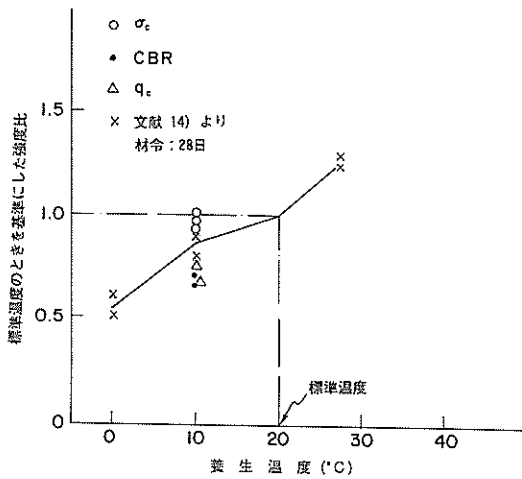


図-27 安定処理土の強度への養生温度の影響

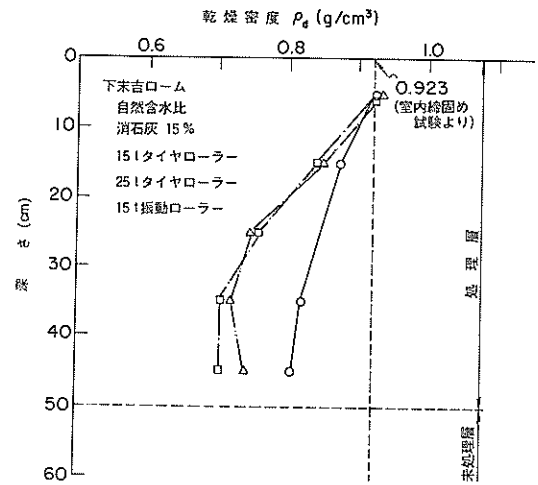


図-29 安定処理層の深さ方向の密度の分布

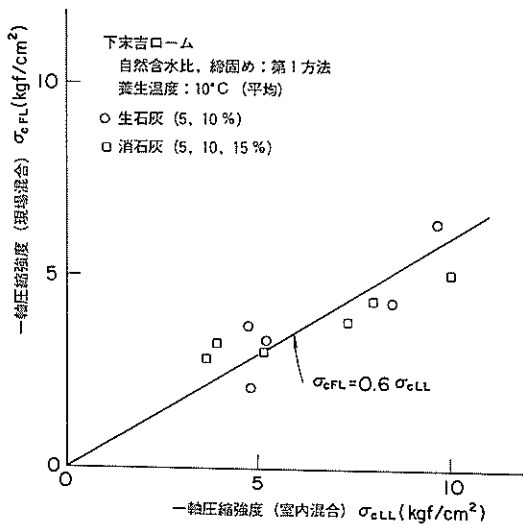


図-28 安定処理土の強度への混合程度の影響

養生条件の差は主として温度である。室内試験で養生温度を変えてみた結果を、材令28日について、文献14)からの結果も含めて、20°Cを標準温度として強度比で表わしたものが図-27である。かなりのばらつきはあるが、養生温度30°Cのときの強度は標準温度のときの約130%で、10°Cでは約85%、0°Cでは約55%である。

安定剤の混合の程度による強度発現の違いは、室内混合土の一軸圧縮強度ならびにCBRを、現場混合土の一軸圧縮強度ならびにCBR(供試体は室内にて締固めて作った

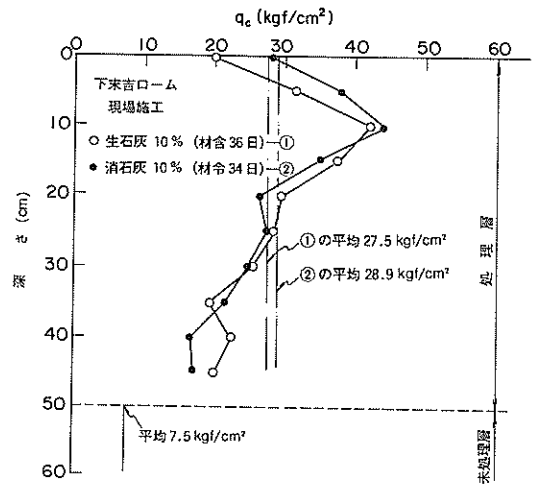


図-30 安定処理層の深さ方向のコーン指数の分布

もの)と比較することにより調べた。自然含水比の土を処理したものを、図-27により養生温度の補正をしてプロットすると、一軸圧縮強度の場合図-28のようである。CBRの場合の結果も、図は省略するがほぼ同様である。これらより、スタビライザーによる現場混合での強度は、室内混合での強度のおよそ60%であることがわかる。

締固めの影響は試験施工の深さ方向の強度の分布から推察できる。図-29は乾燥密度の深さ方向の分布の例で、処理層下部では締固めが若干低下し乾燥密度も小さくな

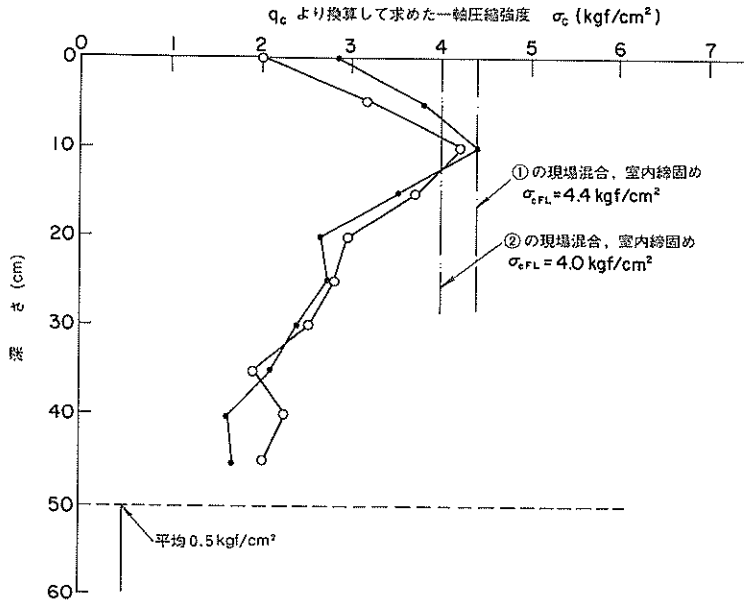


図-31 安定処理層の深さ方向の一軸圧縮強度の分布

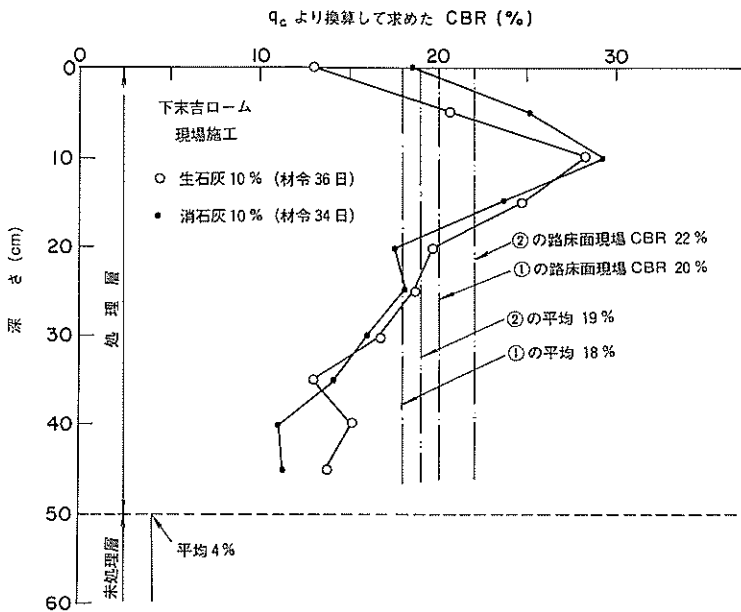


図-32 安定処理層の深さ方向のCBRの分布

ている。このような締固め度の低下にともない、処理土の強度も処理層下部では図-30のように小さくなる。このような多くの結果から、深さ方向の強度の平均は最大強度の約70%であった。一方CBRや一軸圧縮強度の分布

は、 q_c とCBRの関係 ($CBR = 1 / 1.5 q_c$)やCBRと一軸圧縮強度の関係 ($\sigma_c = 0.15 CBR$)を用いて、 q_c の測定結果を換算して求まる。このようにして求めた一軸圧縮強度の結果を示す図-31によれば、現場の一軸圧縮強

表-7 路床安定処理における室内試験結果と現場試験結果の比較

	材令	室内試験、一軸 圧縮強度 (kgf/cm ²)	推定現場平均 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²) (2) = (1) × 0.36	推定現場平均 CBR (%) (3) = (2) ÷ 1.5	深さ方向のCBR の分布からの平均 CBR
生石灰, 10%	1か月	9.8	3.5	23	18
	3か月	11.1	4.0	27	
消石灰, 10%	1か月	8.3	3.0	20	19
	3か月	9.1	3.3	22	

	材令	室内試験、室内 CBR (%) (1)	推定現場平均 CBR (%) (2) = (1) × 0.36	深さ方向のCBR の分布からの平均 CBR
生石灰, 10%	1か月	57	20	18
	3か月	66	24	
消石灰, 10%	1か月	60	22	19
	3か月	62	23	

度の最大は、現場混合土の室内締固めの一軸圧縮強度にほぼ近い値となっている。さらに、CBRの深さ方向の平均値は、図-32に示すように、路床表面で測定した現場CBRに近い値となっている。

このように各種要因ごとに影響の程度がわかってきたので、次に室内試験結果と現場施工結果の全体的な比較を試みることにする。

実施した試験では、室内試験も試験施工も自然含水比の土を対象としたので、この場合は養生温度、安定剤の混合程度、締固め程度だけを考慮すればよい。試験施工での処理土の平均的な温度は10℃であったので、図-27より補正係数は0.85である。また、安定剤の混合程度の影響に対しては図-28より0.6で、締固め程度の影響に対しては図-30などより0.7である。これらから、現場混合の現場締固めの路床改良層の平均的な強度を標準養生の室内試験の強度から求める補正係数は、 $0.85 \times 0.6 \times 0.7 = 0.36$ である。表-7は、室内試験結果からこのような補正係数を用いて推定した現場強度を試験施工における実測結果と比較したもので、両者はよく対応しており、ここで示した補正方法がほぼ妥当であることを示している。

なお、以上の傾向は、4で示したように強度と弾性係数との間に比例的な関係がありそうなので、現場混合で現場締固めた場合の改良路床の弾性係数と室内試験での弾性係数との間の関係にも同様のことがいえると考えられ

る。

6. 繰返し載荷の影響

6.1 概説

舗装は一般に、その寿命の間に交通荷重の多数の繰返し作用を受け、この繰返し作用による大きな永久変形にともなうわだちぼれの発生、また疲労破壊にともなうひびわれの発生から、舗装の供用性が低下することとなる。したがって、高い供用性を維持するためには、舗装の各部分でのこのような問題の発生を少なくし、舗装の安定性を向上させる必要がある。

本章では、安定処理土について、荷重の繰返し作用を受けたときの変形がどのようなものであるのかという点と、荷重の繰返し作用を受けたときの疲労がどのような影響を持つものなのかという点について、室内において多くの供試体に対する繰返し載荷試験を実施して検討した結果を示す。

6.2 繰返し載荷にともなう永久変形

(1) 締固め度と変形特性

締固め度を変えた供試体に対し、一定荷重の繰返し載荷を行った結果が図-33, 34である。締固め度が小さくなるに従い、累加残留ひずみは大きくなり、弾性ひずみも山砂では大差ないが、ロームでは大きくなっており、また締固め度が小さいところで、その傾向は顕著になっている。これに対し、各締固め度における供試体に、そ

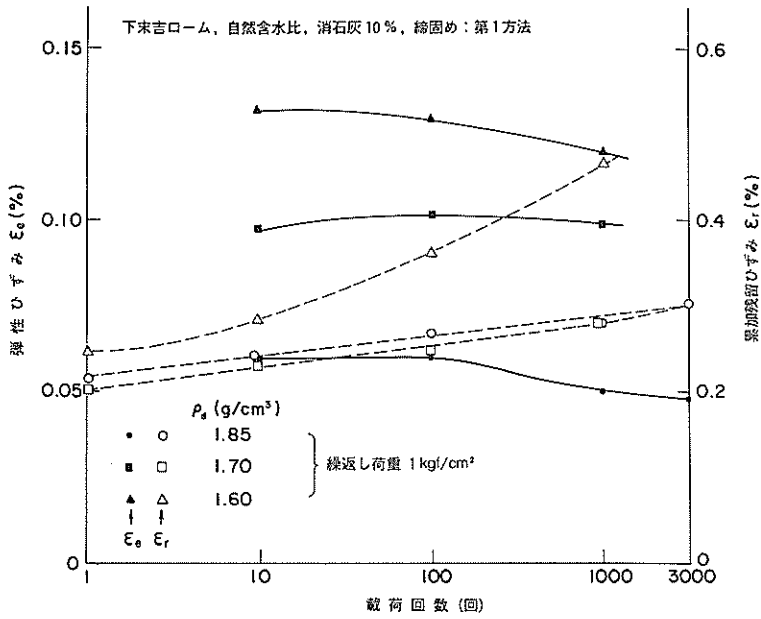


図-33 繰返し載荷回数と弾性ひずみおよび累加残留ひずみの関係(1)

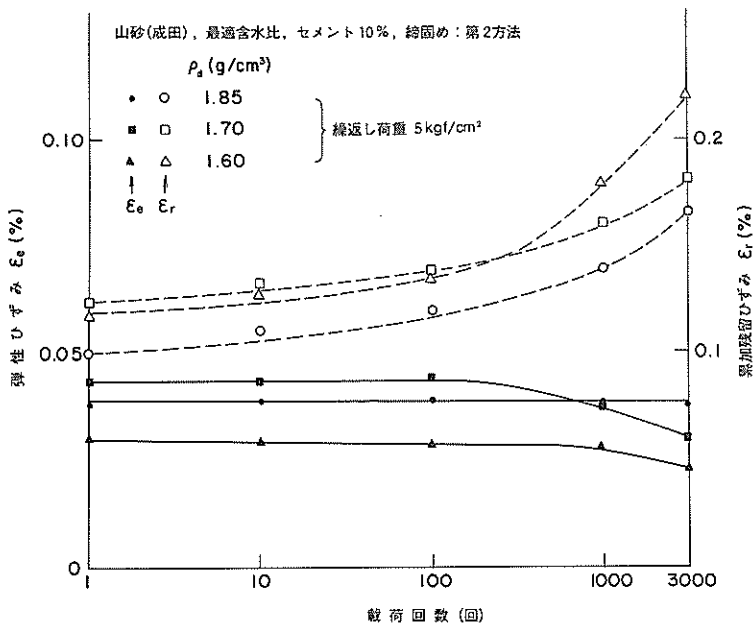


図-34 繰返し載荷回数と弾性ひずみおよび累加残留ひずみの関係(2)

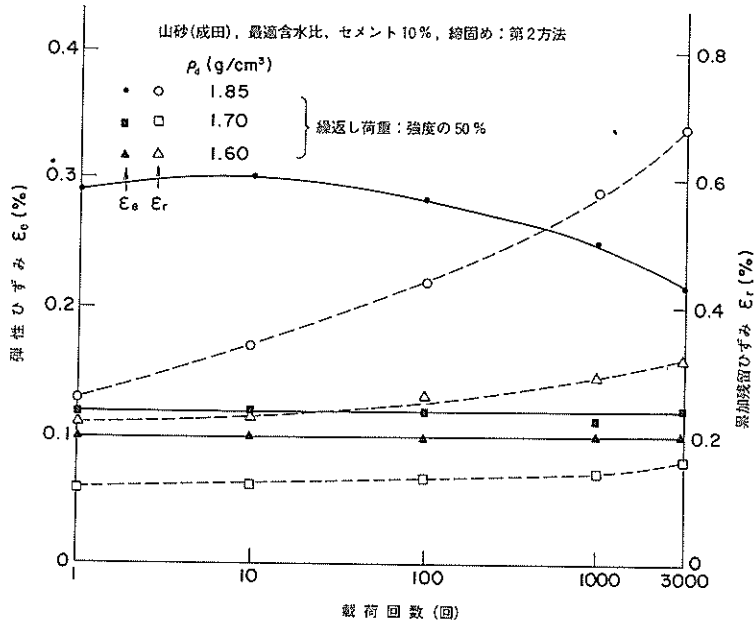


図-35 繰返し載荷回数と弾性ひずみおよび累加残留ひずみの関係(3)

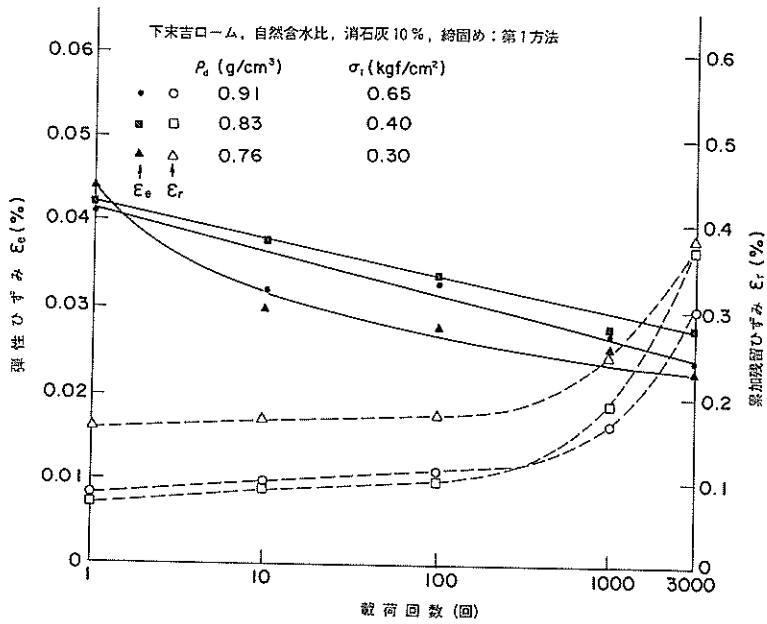


図-36 繰返し載荷回数と弾性ひずみおよび累加残留ひずみの関係(4)

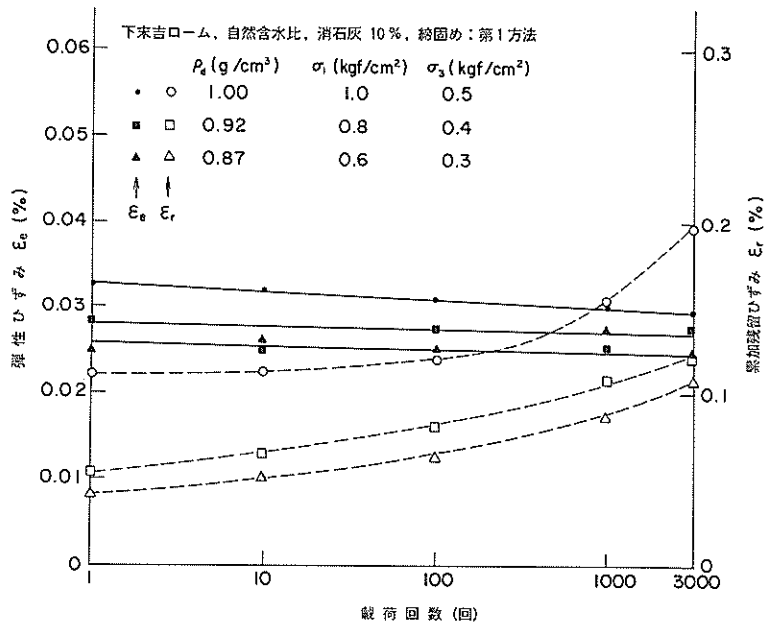


図-37 繰返し载荷回数と弾性ひずみおよび累加残留ひずみの関係(5)

れぞれの一軸圧縮強度の50%の荷重を载荷した場合が図-35で、この傾向は逆転しており、締固め度が大きいほうが概して累加残留ひずみ、弾性ひずみとも大きくなっている。これは、一軸圧縮強度に対して同じ安全率を採用する場合には、締固め度が小さければ、永久変形も小さくなることを意味しており、この点に関しては安全側に作用しているものと考えられる。

図-36は、路床の安定処理において、現場での深さ方向の締固め度の低下と各深さにおける航空機等の上乗荷重による垂直応力を繰返し一軸圧縮試験により再現し、その変形特性をみたものである。各深さでのひずみに大差がない結果となっている。また、実際には拘束が働くことを考え、繰返し三軸圧縮試験を行った結果が図-37で、深さ方向の締固め度の低下に従い、累加残留ひずみ、弾性ひずみとも小さくなっている。これは、安定処理層（ここでは層厚50cm）下部でこの程度の締固め度低下があっても、深さ方向の締固め度の低下が危険側に作用するものでないことを示している。

(2) 载荷応力レベルと変形特性

载荷応力レベル（一軸圧縮強度に対する比）を変え、繰返し一軸圧縮試験による変形特性を見た。図-38、39は、下末吉ロームを消石灰10%で安定処理したものについての結果で、図-40は、成田の山砂をセメント10%で

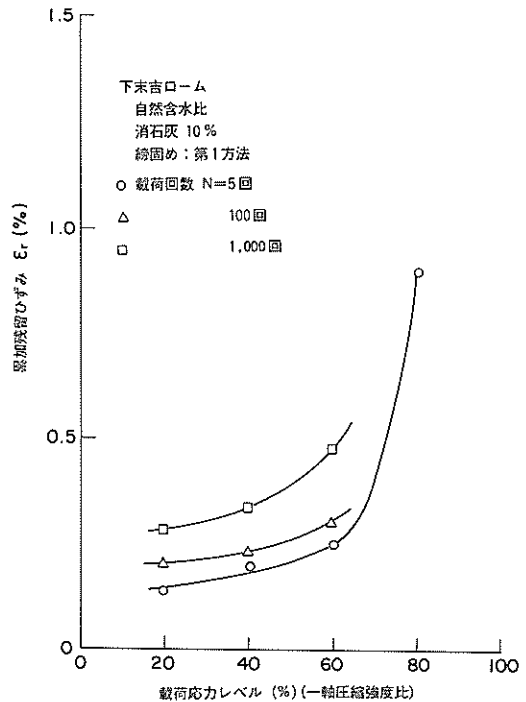


図-38 累加残留ひずみに及ぼす繰返し载荷応力レベルの影響(1)

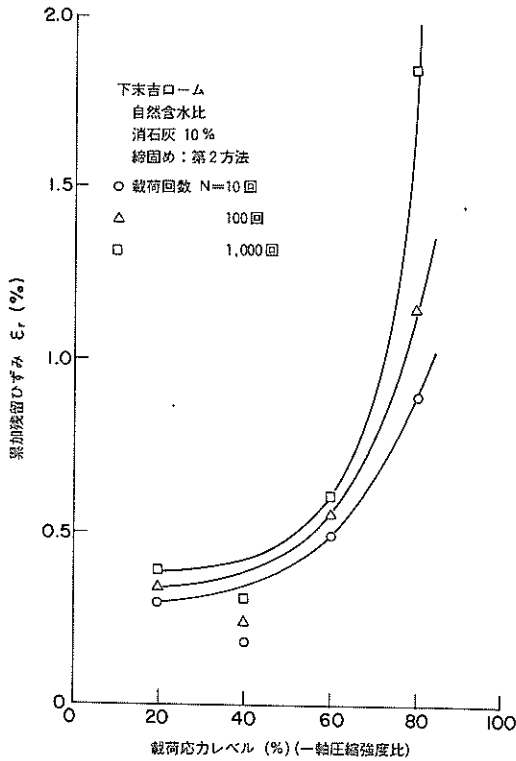


図-39 累加残留ひずみに及ぼす繰返し載荷応力レベルの影響(2)

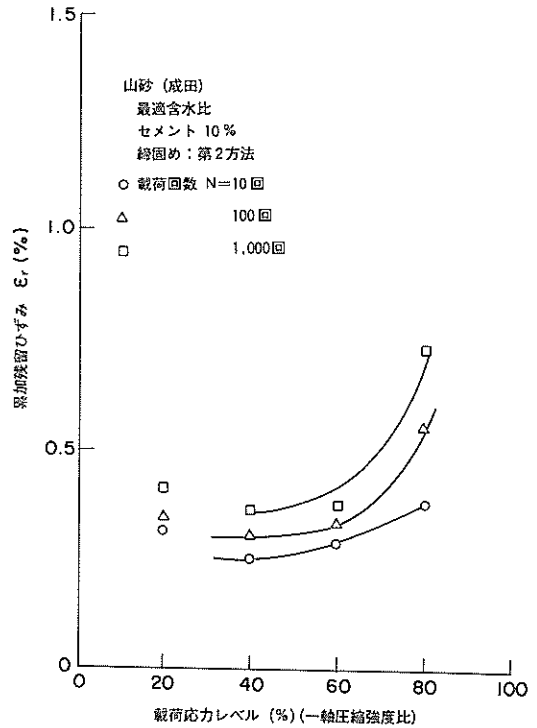


図-40 累加残留ひずみに及ぼす繰返し載荷応力レベルの影響(3)

安定処理したものについての結果である。ロームおよび山砂の各場合とも、載荷応力レベルが50%程度以上になると累加残留ひずみが著しく増加する傾向が見られ、載荷回数が多くなるに従い、この傾向は顕著になるようである。逆に、載荷応力が一軸圧縮強度の50%程度以内であれば、累加残留ひずみの増加は、繰返し回数が増えても著しく進行することではなく、このことは、安定処理層の一軸圧縮強度に対する安全率設定の目安となることを示している。

6.3 繰返し載荷にともなう疲労

上層路盤の安定処理層やサンドイッチ舗装構造の下層路盤の安定処理の場合、垂直応力による圧縮ひずみが生ずるほかに、一種の版のように挙動して曲げひずみも生ずる。この繰返しにより疲労して破壊する恐れもある。

羽田の山砂を消石灰安定処理したものについて繰返し曲げ試験を行った結果が図-41である。また、成田の山砂を消石灰安定処理したものについての結果が図-42、43である。

図-44には、石灰安定処理土とセメント安定処理土の既往の疲労曲線^{15),16)}と、「セメントコンクリート舗装要綱¹⁷⁾」における設計上のコンクリートの疲労曲線とを示し、図-41、43の結果をこれらと比較してみた。今回の試験結果は、ほぼ同様なものであることがわかる。したがって、水硬性結合材による混合物の疲労曲線としては、図-41、43のものを用いていけばよいと考えられた。

7. 結論

本資料の主要な結論は、以下のとおりである。

(1) 同一添加量の場合、安定剤としてセメントが効果的か石灰が効果的かは対象土による。

(2) セメント安定処理の場合は、添加量が多くなれば処理土の強度が大きくなるのに対し、石灰安定処理の場合は、最適石灰量があるようである。

(3) セメントや石灰による安定処理の場合、最適含水比より湿潤側でも、ある材令を経ればオーバーコンパクション現象を示さなくなり、乾燥密度の増加とともに強度も増加する。

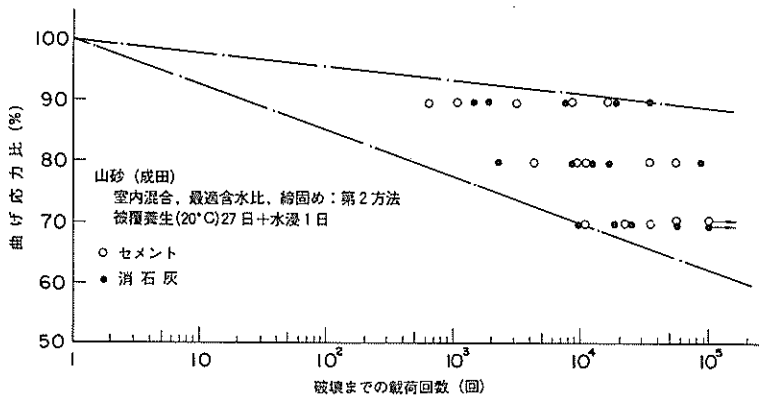


図-41 繰返し曲げ試験結果(1)

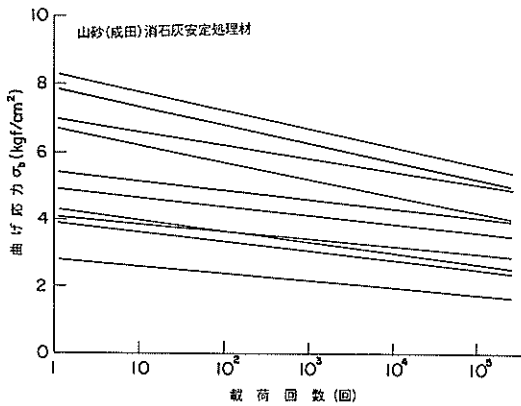


図-42 繰返し曲げ試験結果(2)

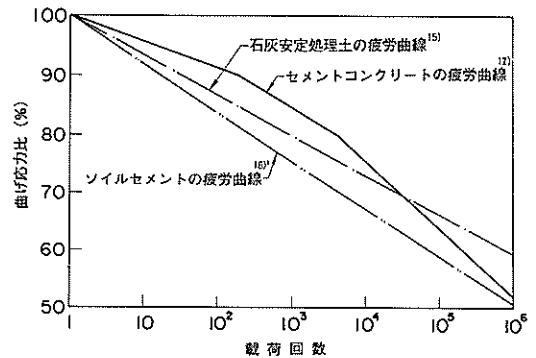


図-44 既往の疲労曲線

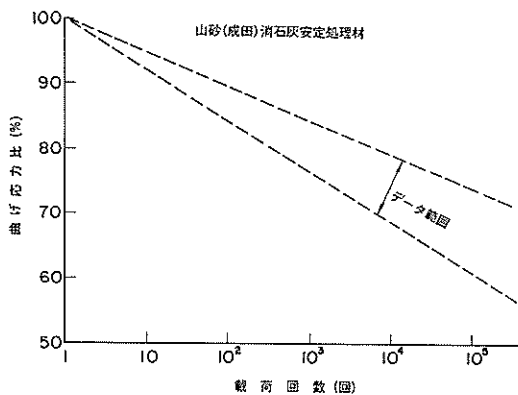


図-43 繰返し曲げ試験結果(3)

(4) セメント安定処理では、材令初期に強度発現し、以降の強度増加は少ないのに対し、石灰安定処理の場合は遅硬性で、長期的に強度が増加していく。

(5) 石灰安定処理土の耐水性について今回試験した結

果では、水浸1日で非水浸強度の80～90%、水浸日数が13日で70～80%である。

(6) 一度ひびわれたものが再び癒着して強度が回復する強度回復機能については、セメント安定処理ではあまりないのに対し、石灰安定処理の場合は、材令初期ではかなり大きく、材令とともに小さくなっていく。

(7) 安定処理土の一軸圧縮強度(σ_c)、CBR、コーン指数(q_c)の相互間には、比例的な関係がありそうである。今回の試験では、次のような関係であった。

$$\sigma_c = (0.06 \sim 0.20) \text{ CBR}$$

$$q_c = (1 \sim 2) \text{ CBR}$$

(8) 路盤用安定処理土の一軸圧縮強度(σ_c)と曲げ強度(σ_b)の間には、次のような関係があった。

$$\sigma_b = (0.15 \sim 0.50) \sigma_c$$

(9) 路床安定処理を現場路上混合で現場締固めた場合、改良路床の強度は、①処理される土の含水状態の違い、②添加剤の混合程度の違い、③締固め方法や程度の

違い、④養生条件の違い、等から、室内試験の強度とは差異がでる。

②については、 σ_{cLL} (室内混合、室内締固めでの強度) = $0.6 \sigma_{cFL}$ (現場混合、室内締固めでの強度)であった。

③については、処理層の下部にいくに従って密度および強度が小さくなり、50 cm厚の処理層の場合、その平均強度は、最大強度の約70%であった。

④については、材令28日の場合、20°C (標準)での強度に対して、30°Cでは約1.3倍、10°Cでは約0.8倍、0°Cでは約0.55倍であった。

なお、これらの関係は、改良路床の弾性係数についてもいえると考えられる。

(10) 現場路上混合、現場締固めの路床安定処理の場合、処理層の下部にいくに従って密度が小さくなり強度も小さくなるが、上載荷重による荷重応力も処理層の下部にいくに従って小さくなるため、この応力の繰返しによる累加残留変形は、むしろ処理層の下部の方が小さくなるようである。

(11) 安定処理土に載荷応力レベル (その一軸圧縮強度に対する比) を変えて繰返し一軸圧縮試験をした結果では、載荷応力レベルが50%を越えると累加残留ひずみが著しく大きくなることがわかった。

(12) 今回の安定処理土の繰返し曲げ試験による疲労曲線は、従来の水硬性結合材に対する疲労曲線とはほぼ同様な傾向を示した。

8. あとがき

セメントや石灰により安定処理した土の諸性質、主として力学的性質を明らかにし、それら相互間の関連付けを試みた結果、安定処理土を空港舗装等へ適用していく上で有用と思われるいくつかの新しい知見が得られた。今後の安定処理土の空港舗装等への適用に際しては、これらの新しい知見を活用し、従来よりは合理的な設計、施工が可能になると考えられる。

しかし、安定処理土を適用した空港舗装構造の検討は、ある程度は実施されているものの、今後継続的に実施していかなければならない課題で、これらの成果も含めて最終的に最適な安定処理土の適用性および適用方法が提案できると考える。 (1987年6月30日受付)

謝 辞

本資料には、当所が新東京国際空港公園より受託して試験、研究したときのデータ、および当所が指導して実

施した運輸省第二港湾建設局東京空港工事事務所の舗装材料試験のデータも用いた。試験実施当時において関連した各機関の担当者には、その努力に対し厚く御礼申し上げたい。

また、長年の試験、研究の間に関連し絶大な御協力を頂いた元滑走路研究室のメンバーならびに元研修生の日本空港コンサルタンツ (株) 福田啓志君に対しても、心からの感謝を申し上げる。

参考文献

- 1) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領，1976年，p. 29.
- 2) 土質工学会：土質試験法，昭和54年12月，757 pp.
- 3) 日本道路公団：日本道路公団土木工事試験法，昭和51年4月.
- 4) 高速道路調査会：セメント、石灰による路床安定処理の計画，設計および施工に関する研究報告，昭和52年2月，pp. 5～13.
- 5) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，昭和53年，pp. 40～41.
- 6) 佐藤勝久，他：空港・港湾の重荷重に適する舗装構造，昭和54年度港湾技術研究所講演会講演集，1979年12月，pp. 71～126.
- 7) 佐藤勝久，他：潜在水硬性材料の空港舗装路盤としての評価，港湾技術研究所報告，Vol. 16，No. 4，1977年12月，pp. 35～66.
- 8) 土質工学会：土質試験法，昭和39年，p. 188.
- 9) Sargious, M.: Pavements and Surfacing for Highways and Airports, Applied Science Publishers Ltd, 1975, p. 85.
- 10) U. S. Department of Transportation: Soil Stabilization in Pavement Structures, A Users Manual.
- 11) 土木学会：土木工学ハンドブック，中巻，技報堂，昭和49年11月，p. 869.
- 12) 福手勤：空港アスファルト舗装の構造設計における考え方と設計法の現状，アスファルト，Vol. 22，No. 119，1979年，pp. 37～49.
- 13) 2)と同じ，p. 487.
- 14) 三嶋信雄：現場における安定処理混合物の強度予測—主として路床・路盤を対象として—，土と基礎，Vol. 25，No. 1，1977年1月，pp. 31～38.
- 15) Swanson, T. E. and Thompson, M. R.: Flexural Fatigue Strength of Lime-Soil Mixtures, HRR, No. 198, pp. 9～18.
- 16) Road, L. et al: Fatigue Behavior of Cement-Treated Materials, TRR, No. 641, 1977, pp. 48～52.
- 17) 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱，昭和55年，p. 223.

港湾技研資料 No. 598

1987.9

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 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.