

## 締固めた関東ロームの強度特性に関する研究 II

—転圧後の強度回復について—

大根 義男・成田 国朝・奥村 哲夫  
片桐 克己\*・村瀬 祐司\*\*

### On the Strength Characteristics of Compacted Kanto-Loam II

—Strength Regain after Roller Compaction—

Yoshio OHNE, Kunitomo NARITA, Tetsuo OKUMURA,  
Katsumi KATAGIRI\* and Yuuji MURASE\*\*

As the second report on the strength characteristics of compacted Kanto-Loam, thixotropic strength regain after roller compaction was studied in this paper. A series of laboratory tests were performed to investigate the influences of compaction energy and water content on the characteristics of strength regain for two different Kanto-Loams. Some discussions were then made on the use of laboratory results for the quality control of an earth dam.

#### 1. はじめに

締固めた関東ロームの強度特性に関する研究と題する報告の第2報として、本研究では関東ロームの締固め後の強度回復の特性について実験を行った結果をまとめ、施工管理の進め方について若干の考察を加える。

次節で述べるように、粘土は多かれ少なかれ練返した後に状態を変えずに放置しておく、時間とともに強度が増加する。この現象をシキソトロピー(Thixotropy)による強度回復(Strength Regain)というが、関東ロームのような火山灰質の粘性土はこの特性が顕著であるといわれている。

シキソトロピーによる強度回復については、自然堆積した飽和粘土に対して古くから研究が進められているが、締固めた粘土を対象とした研究はあまりみられない。これについてはSeedら(1957)<sup>1)</sup>が繰返し載荷の問題を含めた一連の研究を行っているので参考になると思われるが、関東ロームのような火山灰質粘土は堆積時の条件やその骨格構造によって力学的特性が微妙に異なるので、強度回復の特性についても一律に議論することができない難しい面を有している。

\* 水資源開発公団房総導水路建設所

\*\* 日本技研株式会社

本研究では、長柄ダム(千葉県)のコア用土として用いられている性質の異なる2種類の関東ロームについて、締固めエネルギーや含水量を変化させたときの強度回復の特性を調べた結果を述べる。そして、関東ロームを盛土材料として用いる場合の強度の考え方や施工管理上の配慮点などについて言及する。

#### 2. 粘土のシキソトロピーによる強度回復

関東ロームの強度回復を議論する前に、粘土のシキソトロピーによる強度回復の一般的概念と締固め粘土に対するSeedらの実験結果を整理して後の議論の参考にしたい。

シキソトロピーという用語は、もともと等温状態の下での物質の可逆的なゾルゲル状態変化の現象を指すが、土質力学の分野では、「自然に堆積した粘土を練返すと軟化(強度低下)するが、軟化したものを状態を変えずに放置すると時間とともに硬化(強度回復)する」一可逆的な現象を表すのに用いられている。図-1はこの現象を模式的に示したものである。自然地盤の粘土を考えると、この粘土は乱さない状態では強度 $c$ を有する

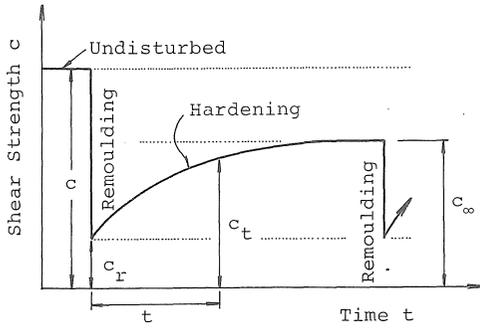


図1 シキソトロビーによる強度回復

が、含水量を変えずに練返すと強度が  $c_r$  まで低下する。 $c$  と  $c_r$  の比、 $s = c/c_r$  は鋭敏比と呼ばれ、粘土の軟化し易さを表す指数として使われている。練返した粘土を状態（含水量）や外的条件を変えずに放置して、ある時間経過した後に強度試験を行うと、その時の強度  $c_t$  は一般に練返した直後の強度  $c_r$  より大きくなる。これがシキソトロビーによる強度回復である。

強度回復の程度（放置時間と強度増加量の関係あるいは最終的な回復量）は粘土の種類や状態によって異なるが、自然状態の粘土のほとんどは、最終的な回復強度  $c_∞$  が乱さないときの強度  $c$  より小さい。すなわち、練返しによる強度低下 ( $c - c_r$ ) のうちの一部はシキソトロビーによって回復されるが、残りの強度低下部分 ( $c - c_∞$ ) は練返しによる土構造の破壊に起因する非可逆的なものと解釈されている。

図-2 は強度回復に対する含水比の影響を、やはり模式的に示したものである。横軸は液性限界を  $w_L$ 、塑性限界を  $w_P$ 、自然含水比を  $w$  としたとき、

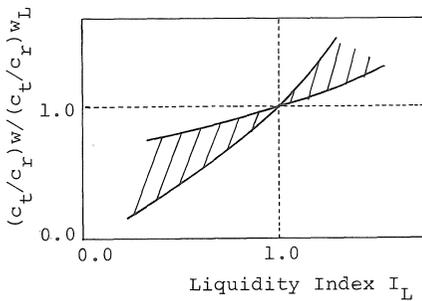


図2 含水比の影響

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P}$$

で定義される液性指数、縦軸は強度比  $c_t/c_r$ （強度回復時の鋭敏比）を  $w = w_L$  の状態を基準に比率で示したものである。実験結果によると、シキソトロビーによる強度

回復の程度は粘土のコンシステンシー値 ( $w_L, w_P$ ) 自体とは直接関係がない。したがって含水比の影響を調べる場合は、図のように  $w$  を液性指数の形で表現するとある程度統一した整理が可能になる。そして実験結果の一般的な傾向は、 $w$  の低下に伴って強度回復能が小さくなり、塑性限界付近では強度回復がほとんど見られなくなる場合もある。このことは、通常の盛土では、液性限界よりむしろ塑性限界に近い含水比で粘土を締め固めることが多いので、強度回復はあまり議論の対象にならないことを示唆するものであるが、粘土の種類によってその程度にはかなり巾があると思われる。

図-3 は締め固め粘土の強度回復を調べた実験結果である。締め固め曲線に沿って含水比を変化させて供試体を作製し、その直後に圧縮試験（三軸 UU 試験）を行ったときの強度と、供試体作製後1週間放置してから圧縮試験を行ったときの強度が比較されている。ここで、(a)図は締め固め曲線と試験点、(b)図は各試験における10%ひずみ時の強度、(c)図は1週間放置した供試体の強度と締め固め

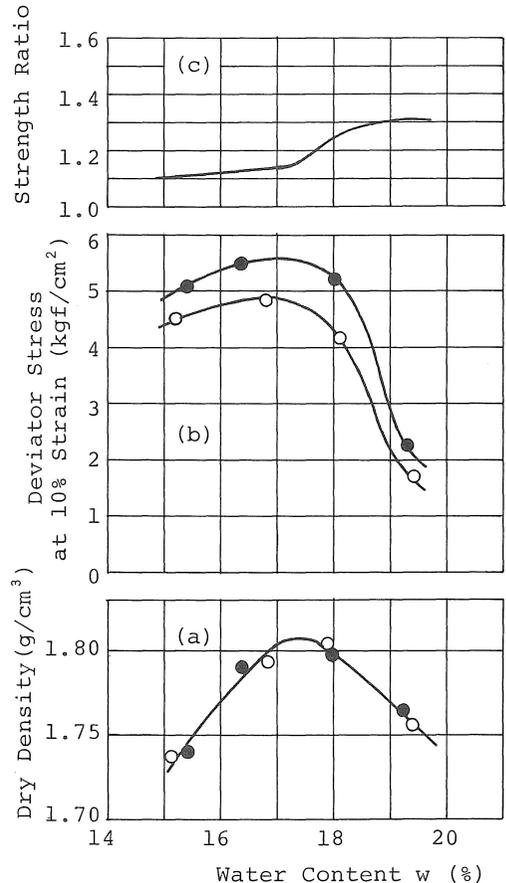


図3 締め固め粘土の強度回復

直後の供試体の強度を強度比として示したものである。これによると、供試体の含水比が最適含水比付近（飽和度でいえば85%付近）を超えるとシキソトロピーの効果が顕著になることが知れる。

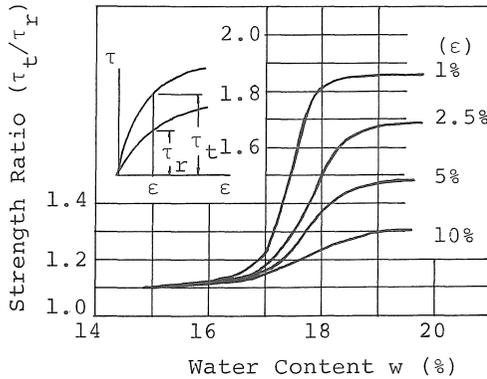


図4 ひずみと強度比

図一4は強度比と締固め含水比の関係を種々の軸ひずみに対して描いたものである。飽和度が高くシキソトロピーの効果が大きい供試体は、概して図中に示したような応力～ひずみ関係を有するので、軸ひずみが小さいところほど強度比が大きくなる。すなわち、ひずみの小さい範囲ほどシキソトロピーの効果が重要な意味を持つことになる。

この性質が明瞭に現われるのは、地震や交通の振動などによって土が繰返し荷重を受ける場合である。図一5は同一の含水比で締固めた粘土を放置期間を変えて繰返し圧縮試験を行った結果である。横軸は供試体作製から繰返し試験を開始するまでの放置期間、縦軸は各供試体に対して同一条件の繰返し荷重を10000回与えたときの永久軸ひずみである。図によると、3～4日放置した供試体の繰返し載荷後の軸ひずみは、締固め直後の供試体のその約50%まで低下している。すなわち、シキソトロピーによって強度が約1.5倍まで増加したことになるが、この値は静的圧縮試験における同時期の強度比（約1.2）と比較してかなり大きい。つまり、動的載荷では高々6%程度の小さいひずみを対象とすることが多いので、図一4に示したようにシキソトロピーによる強度回復が静的試験より顕著になるのである。

シキソトロピーによる強度回復の性質は、圧縮試験時の載荷速度と強度との関係にも重要な影響として現われてくる。図一6は横軸に軸ひずみ10%に至らしめるまでの時間(載荷速度に対応)、縦軸に10%ひずみ時の軸応力(強度)をとり、締固め直後の供試体と締固めてから18日間放置した供試体の試験結果を示したものである。粘

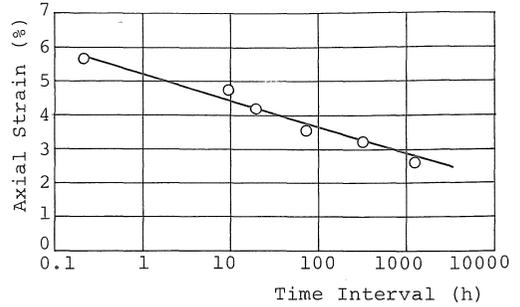


図5 繰返し載荷における強度比

土の圧縮試験では、一般に載荷速度が遅いほど強度は小さくできるといわれているが、この試験では載荷時間の増加に伴って強度が一担低下し、ある時間を超えると逆に増加する傾向がみられる。特に締固め直後の供試体でこの傾向が顕著であり、長時間の試験の強度が通常の試験時間（約10分）の強度をかなり上回っているのが見られる。これは長期の試験期間中にシキソトロピーによって強度回復が生じたためと解釈することができる。一方、締固め後18日間放置した供試体は強度増加がほとんど認められないが、これはシキソトロピーによる強度回復の大半が放置期間中に発現されたためと考えることができる。このように載荷速度の問題では、試験期間が長くなることによるクリープひずみに起因する強度低下と、シキソトロピーに起因する強度増加が2つの重要な因子になると考えられる。

以上まとめると、関東ロームのような高含水比、高塑性の材料で、シキソトロピーの効果が大きいと考えられる粘土を盛土材料として使用する場合は、第1報で述べた転圧繰返し荷重による軟化の特性に加えて、締固め後の硬化（強度回復）の特性を把握しておくことが盛土的设计・施工上の重要な要素になると思われる。例えば、図一7は盛土の強度確認試験の結果を模式的に示したものである。ある盛土段階で深さ方向の強度分布を調べる

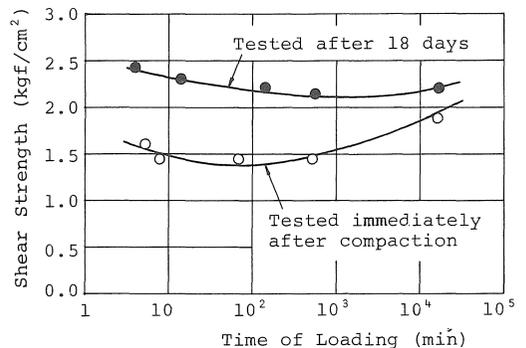


図6 載荷速度と強度の関係

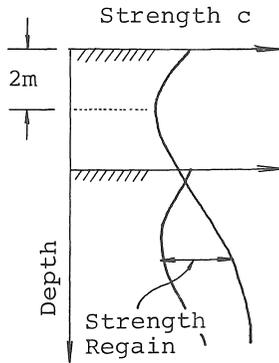


図7 現場における強度回復

と、第1報で述べたように、盛土面より若干(約2m程度)下の部分で転圧による練返し履歴が最も大きく、軟化が著しくなる。しかし、盛土が進行し、ある程度時間が経過したのちに再び強度分布を調べると、以前軟化していた部分の強度が締固め直後の値あるいはそれ以上に増加する。これは上部の盛土期間中にシキソトロビーによって強度回復が生じたためと考えることができる。したがって、このような材料に対しては事前に室内試験を行って強度回復の特性を明らかにし、施工管理等において適切な判断が下せるだけの資料を作成しておくことが望まれる。

3. 実験方法と内容

3.1 実験試料

今回の実験に供した試料は長柄ダムのコア用土として用いられている関東ロームである。その物理的性質や分類および名称については第1報を参照されたい。

3.2 実験方法

シキソトロビーによる強度回復を調べるための実験手法として、今回は基本的にはコーン貫入試験を採用して経時的な強度発現を調べたが、せん断強度と直接対応づける意味で、代表的な供試体については一軸圧縮試験を併行して実施した。実験手順は以下の通りである。

①塩ビパイプ(内径100mm)に試料を数層に分けて詰め、所定の締固めエネルギーで突固める(2.5kgランマーを使用)。JIS標準締固めモールドの代用として塩ビパイプを使用したのは、強度回復試験のために多数の供試体を締固めた状態のまま長期間放置しておかなければならない事情によるものである。この点については、塩ビパイプと標準モールドを使用して同一条件でコーン貫入試験を行ったところ、実験結果にはほとんど差異がないことが確かめられている(図-13)。

②初期状態(締固め直後:  $t = 0$ )の実験では、このあ

と直ちにコーン貫入試験あるいは供試体を整形して一軸圧縮試験を行う( $\phi 70\text{mm} \times 145\text{mm}$ )。

③強度回復を調べるために放置期間を要するものについては、放置期間中の試料の吸水膨張や乾燥を防止するために、図-8のように上載荷重を与え、モールド全体を湿布で被って水に浸す。上載荷重はコンクリート製の錘りであり、圧力を約 $0.15\text{kgf/cm}^2$ (土かぶり圧で約1m相当)とした。

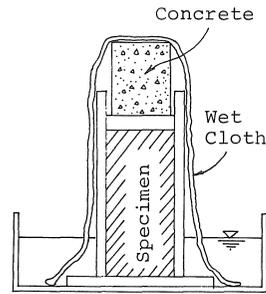


図8 放置期間中の供試体

④上の状態で所定の放置期間を経過したものについてコーン貫入試験あるいは一軸圧縮試験を実施する。また含水比を測定して含水状態の変化も調べる。

室内コーン貫入試験におけるモールド径とコーン断面積との関係については、土質工学会<sup>2)</sup>が提案した「関東ローム分類のためのコーン指数試験方法(案)」において、 $\phi 100\text{mm}$ 標準モールドに対しては底面積  $A = 3.24\text{cm}^2$  ( $1/2\text{in}^2$ )のコーンを使用してよいことになっている。長柄ダムの現場においても $1/2\text{in}^2$ コーンを使用して施工管理が行われているので、同じコーンを用いた方が結果の統一的な解釈ができると思われるが、本研究ではコーン貫入時にモールドの拘束の影響をなるべく軽減するために、底面積  $A = 1.52\text{cm}^2$  ( $1/4\text{in}^2$ )のコーンを新規に作製して全ての実験に用いた。図-9は $1/2\text{in}^2$ コーン(以

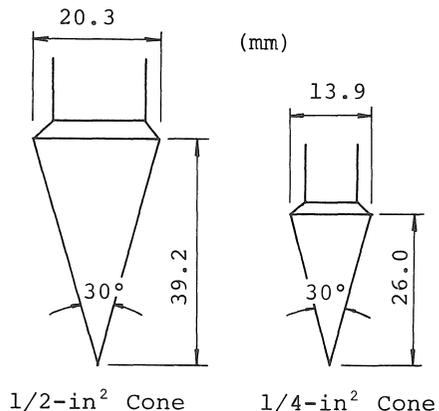


図9 コーン形状の比較

表1 実験内容

1. 試料

試料名	含水状態	
	名称	平均含水比 (%)
A	FM	130.3
	FM-5	124.2
	FM-10	118.1
B	FM	127.1
	FM-5	120.6

2. 締固めエネルギー

50%, 100%, 200%, 300%, 400%

3. 強度回復試験の放置時間

3日, 7日, 15日, 30日, 60日

(一軸圧縮試験は7日, 30日のみ)

下, 管理用コーンと呼ぶ)と本研究で用いた  $1/4in^2$ (以下, ミニコーンと呼ぶ) の先端形状を比較したものである。両者を用いた試験結果の比較については次節で述べる。

3.3 実験内容

表-1に実験内容を整理した。第1報で述べたように, 長柄ダムで採取される関東ロームは採取深さによってAとBの2種類に大別される。そして現場の施工では, これらの材料を可能な範囲で乾燥させて施工性および強度を高めようとしている。そこで本研究では, 自然含水比の試料(FM)と, 若干自然乾燥させた試料(FM-5%および10%)について実験を行い, 強度回復に対する含水比の影響(乾燥の効果)を調べた。供試体作製時の締固めエネルギー  $E_c$  は, JIS標準締固め試験におけるエネルギーを100%として, 50~400%まで変化させた。

以上の各条件の供試体を同時に複数個作製し, 1つは初期状態( $t=0$ )の実験として直ちにコーン貫入試験と一軸圧縮試験を実施した。残りは強度回復試験用として図-8の状態で所定の日数( $t=3日\sim 60日$ )放置してから実験を行った。ただし, 一軸圧縮試験については代表的なものとして,  $t=7日$ および30日の試験のみ実施した。

4. 実験結果と考察

4.1 管理用コーンとミニコーンの比較

本研究の場合に限らず, 寸法や形状が異なるコーンを用いて室内試験や施工管理を行うことは少なくない。この場合のコーン試験値に対する補正については, 土質工学会<sup>3)</sup>がすでに修正係数を提案しているが, これらは一つの目安であって, どの場合にもあてはまるということではない。そこで, 強度回復特性を議論する前に, 本研究

で対象とする管理用コーン ( $1/2in^2$ ) とミニコーン ( $1/4in^2$ ) を比較した試験結果を述べる。

図-10と図-11は, それぞれ現場(長柄ダム本堤コア部)および室内( $\phi 150mm$  モールド使用)において両コーンによるコーン貫入抵抗値  $q_c$  を比較したものである。現場における比較ではミニコーンによる値が全体的に大きめに出ているが, 試験値のバラツキがかなり大きく, 相関性は認められるものの一定の関係を定めるほどの信頼性はないように思われる。これに対し室内における比較では, 管理用コーンによる値が若干大きめに出ているが, 全体的にはほぼ1:1に対応すると考えてよさそうである。これは, 室内試験では大きな土塊をほぐしてから締固めを行うので, 実盛土に比べて試料の均質性が極めて良いためと考えられる。先に述べた土質工学会の提案では, コーン寸法が異なることによる貫入抵抗値の修正係数は, コーン断面積  $6.45cm^2$  を基準 (1.0) としたと

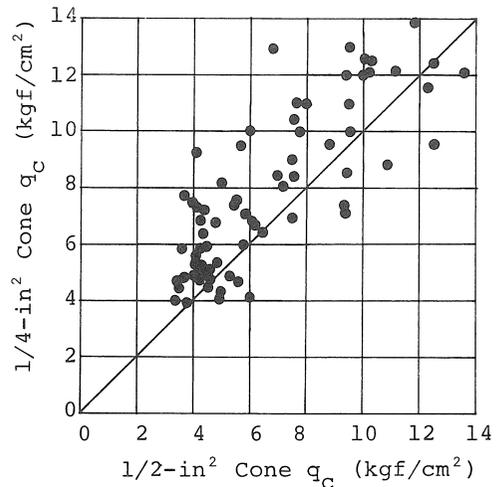


図10 管理コーンとミニコーンの比較 (現場)

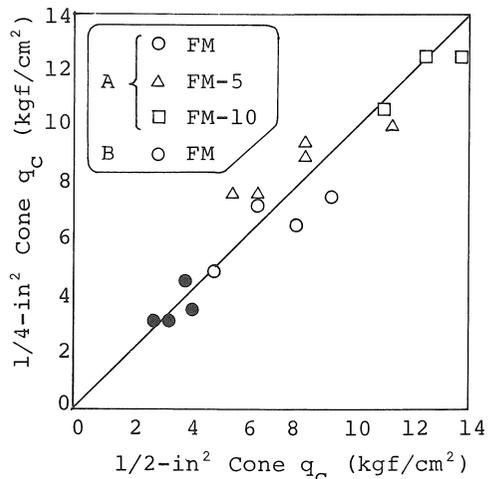


図11 管理用コーンとミニコーンの比較 (室内)

き、管理用コーン (3.24cm<sup>2</sup>) が1.02, ミニコーン (1.52 cm<sup>2</sup>) が約1.035である。したがって管理用コーンとミニコーンの差は約1.5%と微小であり、図-11の結果とほぼ対応するものである。

4.2 初期状態 ( $t = 0$ ) における密度と強度

図-12は締固めエネルギー  $E_c$  の変化に対する供試体の乾燥密度の変化を示したものである。図から、 $E_c$  の増加による密度増加はせいぜい  $E_c = 100\%$  付近までであり、A 試料の FM-10%を除いて、これ以上の密度増加はほとんど期待できないことが知れる。したがって、粗い考え方ではあるが、 $E_c = 100\%$  を超えて加えられた締固めエネルギーは、その大半が試料の練返し (過転圧) に費されたものと推察することができる。

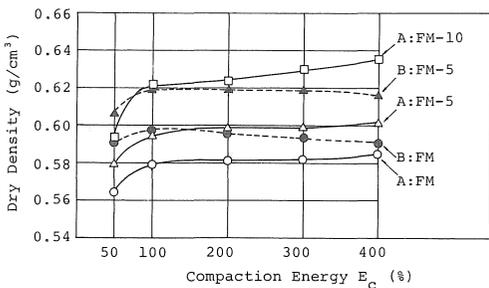


図12 締固めエネルギーによる密度増加

図-13は初期状態 ( $t = 0$ ) のコーン抵抗値  $q_c$  と  $E_c$  の関係を示したものである。前図と比較して考えると、 $E_c = 100\%$  以上の範囲では、確かに  $E_c$  の増加に伴って  $q_c$  値が低下 (軟化) しており、上記の推論を裏付けている。しかし、 $E_c = 100\%$  以下の範囲では、 $E_c$  の増加によって密度が確実に増加しているにもかかわらず、 $q_c$  値は全て低下傾向を示している。また試料別に比較してみると、A 試料と B 試料を個々にみた場合は乾燥側になるほど密度および強度は増加しているが、全体で比較した場合は密度の大小と  $q_c$  値の大小は必ずしも一致していない。こ

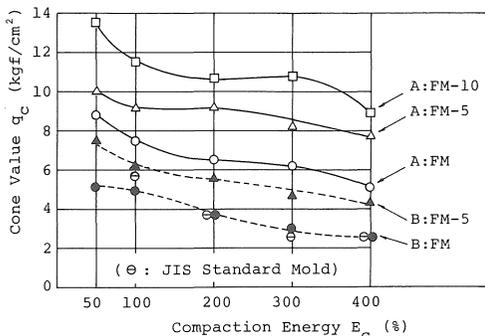


図13 締固めエネルギーと初期強度

れらのことから推論あるいは結論されることは、

- 1) 関東ロームのような火山灰質の土では、締固め効果が密度増加より練返しによる強度低下 (軟化) に顕著に現われる。
- 2) 同じ関東ロームでも地山での堆積構造等によって締固めによる軟化の特性が異なる (この点は第1報でも指摘した)。
- 3) 関東ロームを盛土材料として使用する場合の施工管理は強度管理が好ましく、密度管理は不適である。

などである。なお、図-13の B 試料 FM の実験では JIS 締固めモールドを使用したときの結果も示したが、標準モールドと塩ビパイプの試験結果はほとんど差がないことが確められる。

4.3 経時的な強度回復

表-2は強度回復試験の結果の総括表である。各試料に対して  $t = 0$  日 (初期状態) と  $t = 30$  日の  $q_c$  値と  $q_u$  値、ならびに  $t = 30$  日までの強度回復を表す指標として各強度比 (30日後の  $q_c$ ,  $q_u$  値と 0 日における  $q_c$ ,  $q_u$  値の比) が百分率で示してある。数値に範囲があるのは供試体作製時の締固めエネルギー  $E_c$  の違いによるものであり、表には  $E_c = 100\% \sim 400\%$  の結果がまとめられている。

図-13に示したように、全体的な傾向として  $E_c$  が大なるほど練返しによる軟化が顕著になるので、表の  $t = 0$  日における  $q_c$ ,  $q_u$  値の下限値は  $E_c = 400\%$ 、上限値は  $E_c = 100\%$  に対応すると考えてよい。また、初期 ( $t = 0$  日) の強度が小さいと、回復後の強度も相対的に小さく、値が逆転することは希であるので、表の  $t = 30$  日における  $q_c$ ,  $q_u$  値も下限値は  $E_c = 400\%$ 、上限値は  $E_c = 100\%$  に対応すると考えてよい。しかし、強度の回復量 (回復後の強度と初期強度の差) が大体同じであれば、初期強度が小さいほど強度比は大きくなる傾向にあり、加えて実際のデータでは初期強度が小さいものほど総じて強度

表 2 強度回復試験結果の総括

試料名	含水状態	$q_c$ (30日)	$q_u$ (30日)	強度比- $q_c$ (%)	強度比- $q_u$ (%)
		$q_c$ (0日)	$q_u$ (0日)		
A	FM	6.7~9.2	0.50~0.67	123~131	122~157
		5.1~7.5	0.35~0.51		
	FM-5	10.2~12.4	0.65~0.79	121~140	110~133
		7.7~9.2	0.49~0.61		
FM-10	12.9~15.9	0.88~0.93	126~145	103~129	
	8.9~11.5	0.72~0.87			
B	FM	6.5~7.9	0.34~0.44	157~260	111~215
		2.5~4.9	0.16~0.35		
	FM-5	6.0~7.7	0.41~0.60	124~142	121~140
		4.3~6.2	0.34~0.43		

$q_c, q_u$ : kgf/cm<sup>2</sup>単位  $E_c = 100 \sim 400\%$

回復量が大きくなる傾向がみられている。したがって、バラツキは大きいのであるが、表の  $q_c$ ,  $q_u$ に関する強度比の下限値は  $E_c = 100\%$ 、上限値は  $E_c = 400\%$ にほぼ対応すると考えることができる。

以上の点に留意しながら表-2の値を考察すると以下のようなになる。

(1) A試料とB試料を比較した場合、B試料の方が概して強度比が高い。FM状態の両試料に対して  $q_c$ 強度比の経時の変化を比較すると図-14のようになり、B試料は全般的に強度比が高いのに加えて、締固めエネルギー  $E_c$ による強度回復特性の相違が明瞭に見られる。この場合、初期強度が小さい ( $E_c$ が大きい)ものほど強度回復率が高く、また強度回復が長期に亘る傾向がうかがわれる。しかし、全般的にみれば本試料の強度回復は30日程度でほぼ落ち着くようである。

(2) 表では明瞭でないが、B試料では初期強度が小さいものほど強度回復量が大きい。図-15は放置時間をパラメータとして  $q_c$ 値と  $E_c$ の関係を示したものである。B試料の結果をみると、初期強度は  $E_c$ によって大きく異なるのに対し、時間が経過するにつれてその差が徐々に小さくなり、最終的にはある一定の強度(約8 kgf/cm<sup>2</sup>)に収束する傾向が示される。これに対し、A試料では初期強度によらず回復量がほぼ一定であり、各時刻の  $q_c \sim E_c$ 関係は平行になる傾向がみられる。

(3) 含水量による強度回復特性の相違については、A試料とB試料でかなり異なる傾向が見られる。図-16は表の  $q_c$ 値の下限と上限の平均値を含水状態に対してプロットしたものである。これによると、A試料では初期強度、回復強度とも含水比の低下とともに増加し、その増加率はほぼ一定である。したがって  $q_c$ に関する強度比は120%~140%の狭い範囲にあり、含水比の低下によ

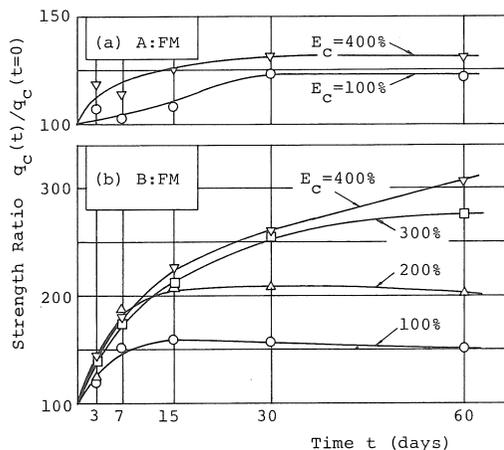


図14 経時的な強度回復

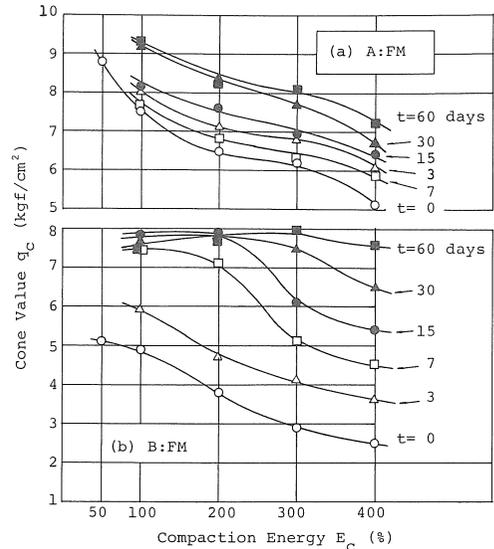


図15 強度回復特性の相違

て強度比が著しく変化することはない。これに対し、B試料では含水比が低下することによって初期強度は増加するが、回復強度の増加はほとんど見られない。このため、FM状態では強度比がかなり大きい、FM-5では回復率が著しく低下する。以上の特性から施工時の含水量調整を考えると、A試料は含水比を低下させるほど強度の絶対量が増加する傾向にあるので、シキソトロピーによる強度回復を考慮しなくても試料を乾燥させる効果は極めて高いと言える。B試料は、試料を乾燥させ、さらに強度回復を考慮してもFM以上の強度増加は見込めない、乾燥による効果はほとんど期待できないと判断される。

(4) 図-3のSeedらの実験結果あるいは図-2によると、含水比(あるいは飽和度)が高くなるほど強度比は増加するのが一般的な傾向であるが、A試料の  $q_c$ 強度比はこれと逆の傾向を示している。これについては、A試料の3つの含水状態の飽和度がすべて90%以上で差が

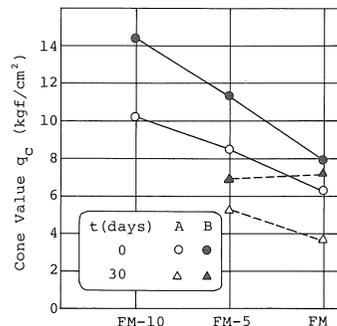


図16 含水量と強度回復

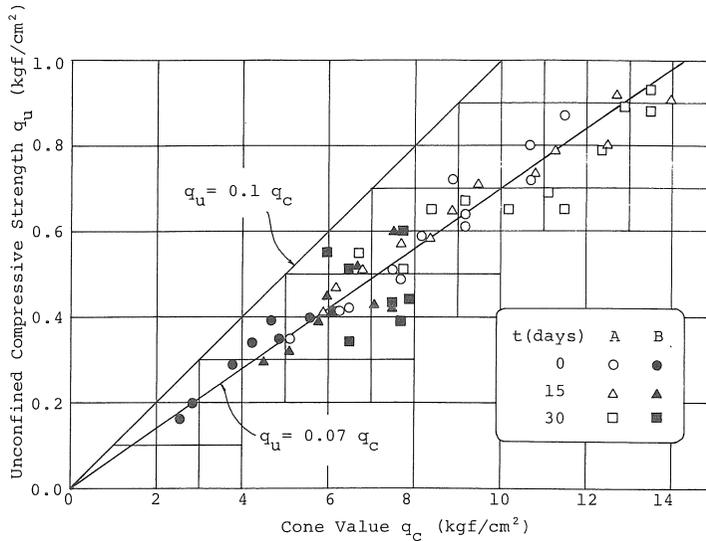


図17  $q_c$ 値と $q_u$ 値の対応関係

小さく、したがって Seed らの実験結果でも見られるように、この範囲では強度比の変化が小さくなるので、実験データのバラツキを考慮すれば妥当な結果とも思われる。しかし、 $q_u$ 値の強度比に着目してみると、この値は明らかに含水比の低下とともに減少する傾向を示しており、図-2あるいは図-3の結果と矛盾していない。関東ロームのような火山灰質粘性土では、強さを表現する $q_c$ 、 $q_u$ あるいは変形係数などのパラメータが必ずしも一定の傾向で増減するとは限らないことが従来から指摘されている<sup>4)</sup>。上述の結果もこの特異性によるものと考えられるので、関東ロームを対象とする場合は $q_c$ と $q_u$ の対応関係や強度回復の表現法などに十分配慮して議論を進めていく必要があると思われる。

#### 4.4 $q_c$ 値と $q_u$ 値の関係

前項の最後に指摘した事項と関連して、ここで $q_c$ 値と $q_u$ 値の対応関係について述べる。図-17は本研究の実験のなかで $q_c$ 値と $q_u$ 値を比較することができるすべてのデータをプロットしたものである。図では一応、試料別、放置時間別にプロットしているが、個々に対応関係を定めるほどの有意な差は認められない。したがって全データについて回帰直線を引くと、

$$q_u = 0.07q_c \quad \text{または} \quad q_c = 14q_u$$

なる関係が得られる。この関係は、関東ロームについて従来から提案されている。

$$q_c = (8 \sim 12)q_u$$

なる関係<sup>4)</sup>と比較すると、 $q_u$ 値が若干小さめ、あるいは $q_c$ 値が大きめに出ていることを示唆するものであるが、これが何に起因するものかは判断し難い。なお、図を見る

限りでは $q_c$ 値と $q_u$ 値が良く対応しているので、前項で指摘した「 $q_c$ と $q_u$ の強度比が異なる」とことと矛盾しているように考えられるが、同一条件のデータを個々に調べてみると、 $q_c$ と $q_u$ の対応関係が必ずしも全データの関係と一致していないのである。

#### 5. 実盛土における強度回復

前節の実験結果からすると、盛土において想定される強度回復は、試料、施工含水比、転圧条件（転圧機種や走行回数）、またこれに伴う締固め後の軟化状態によって大きく異なると考えられる。転圧後の軟化状態を推定する方法については、第1報で繰返し三軸圧縮試験結果を用いる概略の手法を示した。したがって次の問題は、転圧後ある期間経過したのちに現場でどの程度の強度回復が期待できるかを検討することである。この場合、何をもちいて強度回復の指標とし、それを実験結果から数値的にどう割出すかが重要な論点になると思われる。しかし、強度回復に関する実験・実測データが数少ない現状では、現場との諸条件の相違を配慮しながら室内実験の結果を吟味流用し、現場の確認試験の結果と照査しながらその適用性を模索検討する以外にないと思われる。この意味で、以下に長柄ダムにおける確認試験の結果を示し、室内実験との対応性を若干議論して今後の参考資料にした。

図-18は代表的な3箇所の地点で観測したコーン抵抗値 $q_c$ の深さ方向の分布を示したものである。各図において、破線は5月24日、実線は8月31日の観測値であり、それぞれの時期の盛土表面位置は左端に表示した通りで

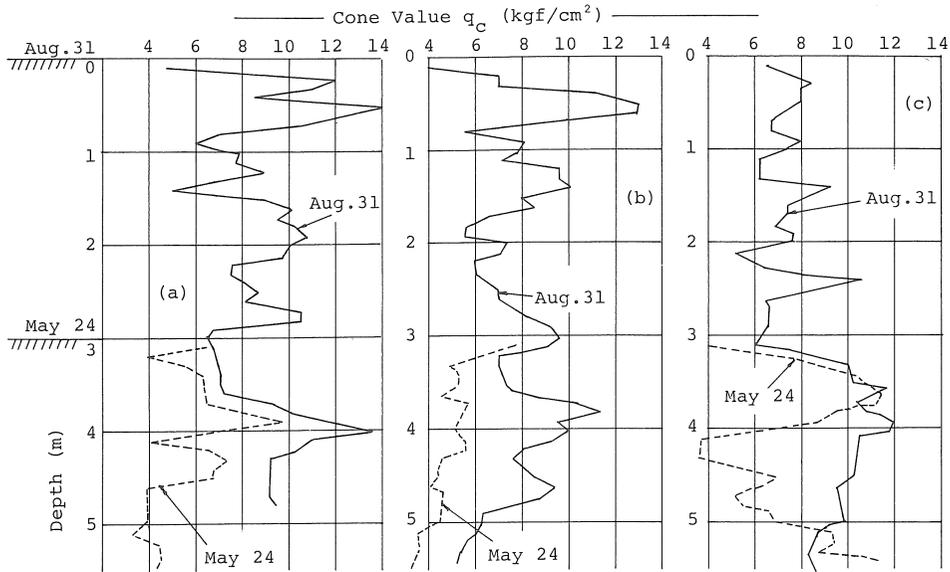


図18 現場における軟化と強度回復

ある。すなわち、5月24日から約3ヶ月間で3mの盛土がなされたことを示している。これらの分布でまず注目されるのは、実線、破線とも、それぞれの盛土面から1~2m下のところで $q_c$ 値が急激に低下していることである。これは第1報で述べた転圧締固めによる軟化の現象を表していると考えてよいであろう。次に、深さ3m(8月31日の盛土面を基準)より下の部分で実線と破線を比較すると、3ヶ月経過後の実線の $q_c$ 値が2~4 kgf/cm<sup>2</sup>、大きいところでは6 kgf/cm<sup>2</sup>程度破線の $q_c$ 値を上回っており、強度回復が確実に生じていることが認められる。また、(a)図や(c)図で明瞭に判断されるように、軟化が著しい( $q_c$ 値が小さい)ところでは強度回復が大きく、逆に初期の $q_c$ 値が大きいと強度回復が小さい傾向が見られており、室内実験の結果を裏付けている。

強度回復の程度を強度比で考えてみると、上記の強度回復が小さいところでは強度比が1.5前後、軟化が著しいところでは2~3程度の値を示している。図に示した範囲の盛土でA試料とB試料が実際にどの程度の割合で用いられたかは判然としませんが、上に述べた強度比の値は表-2の室内実験の結果と差程矛盾しないように思われる。

## 6. まとめ

以上の議論をまとめると、以下のように整理されよう。

(1) 関東ロームのような火山灰質の粘性土の締固めでは、締固め効果が密度増加より練返しによる軟化に顕著に現われる。また、同じ関東ロームでも堆積構造等によ

って軟化の特性が異なるので、現場での施工管理は密度管理より強度管理の方が好ましい。

(2) 転圧によって軟化し易い材料は概して強度回復率(強度比)が高く、回復が長期に亘る傾向を示す。これは締固めた状態での強度が小さいことと、強度回復量自体が大きくなることによる。

(3) 含水量による強度回復特性の相違については、試料によって傾向がかなり異なることが示された。したがって、関東ロームを盛土材料として用いる場合は、性質の異なる試料ごとに強度回復の特性を調べて乾燥の効果を検討する必要がある。

(4) 同じ試料の実験結果でも、強度比を $q_c$ で表した場合と $q_u$ で表した場合とで結果の解釈が異なってくるということが知れた。これは $q_c$ と $q_u$ が一定の傾向で増減しないためであり、強度回復の表現法に帰着する重要な問題である。

(5) 実盛土における強度確認試験では、第1報で述べた軟化現象や本報告の強度回復現象が明瞭に確認された。また現場における強度回復率は室内実験の結果と差程矛盾しないことが知れた。

## 参考文献

- 1) Seed H. B. and Chan C. K.: Thixotropic Characteristics of Compacted Clays, Proc. of ASCE, Vol. 83, SM4, 1427-1 - 1427-35, 1957.
- 2) 土質工学会編: 土質試験法, 土質工学会, 657-658, 1980.

- 3) 土質工学会編：土質調査法，土質工学会，231-233，1979.
- 4) 土質工学会編：日本の特殊土，土質工学会，土質基礎工学ライブラリー10，53-56，1974.

(受理 昭和59年1月17日)