

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

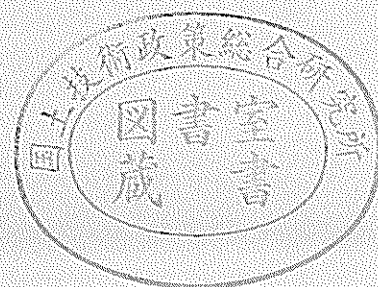
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 22

NO. 1

MAR. 1983

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第 22 卷 第 1 号 (Vol. 22, No. 1), 1983 年 3 月 (Mar. 1983)

目 次 (CONTENTS)

1. Analysis of Wave Grouping and Spectra of Long-travelled Swell
.....Yoshimi GODA..... 3
(遠距離を伝播してきたうねりのスペクトルと波の連なりの解析.....合 田 良 美)
2. 定率ひずみ方式による急速圧密試験の混合土への適用性
.....梅 原 靖 文・松 本 一 明・石 井 一 郎.....43
(Constant Rate of Strain Consolidation of Sand-Clay Mixtures
..... Yasufumi UMEHARA, Kazuaki MATSUMOTO and Ichiro ISHII)
3. 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究 (第 3 報)
.....寺 師 昌 明・田 中 洋 行・光 本 司・本 間 定 吉・大 橋 照 美..... 69
(Fundamental Properties of Lime and Cement Treated Soils (3rd Report)
.....Masaaki TERASHI, Hiroyuki TANAKA, Tsukasa MITSUMOTO,
Sadakichi HONMA, and Terumi OHHASHI)
4. 東京湾口を航行する船舶相互間の位置関係に関する解析
.....早 藤 能 伸..... 97
(Analysis about the Mutual Relative Position of Ships that are on a Run in
Tokyo BayYoshinobu HAYAFUJI)

3. 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究 (第3報)

寺 師 昌 明*・田 中 洋 行**・光 本 司***
本 間 定 吉****・大 橋 照 美***

要 旨

本報告は、深層混合処理工法を前提として、締固めを伴わない安定処理土の基本的特性を検討する一連の研究の一部である。第1報では石灰系安定処理効果に影響する要素、処理土の一軸圧縮特性、圧密特性について報告した。第2報では、生石灰に加えて消石灰、普通ポルトランドセメントを安定材とする処理土を対象として、安定処理効果に影響する要因を整理し、さらに安定処理土の引張特性、三軸圧縮特性を明らかにした。

本報告では、基本的特性に関連する実験研究の継続として透水、クリープ、繰返し載荷、動的特性、劣化の問題について言及する。得られた結果をまとめると、① 安定処理土の透水係数のオーダーは未処理土のそれと同程度またはより小さい。② クリープ強度は、一軸圧縮強度 q_u の約 0.8 倍である。③ 上限応力が q_u より小さい場合、破壊繰返し載荷回数 N_f は上限応力と下限応力との差によって決まり、その値は $N_f=2 \times 10^5$ で q_u の 0.4~0.5 倍である。④ せん断ひずみ振幅 γ が 10^{-6} での剛性率と q_u の関係は直線関係にあり、減衰定数は、 γ , q_u には無関係に 1~2% ほどである。⑤ 安定処理土を地中および海水中で養生すると表面から Ca イオン溶出のため、強度が低下する劣化現象が生ずる。この速度は最初の年で数 mm のオーダーであり、経時的に減少する。

* 土質部 地盤改良研究室長

** 土質部 主任研究官

*** 土質部 地盤改良研究室

**** 前土質部 (現第二港湾建設局青森港工事事務所)

3. Fundamental Properties of Lime and Cement Treated Soils (3rd Report)

Masaaki TERASHI*

Hiroyuki TANAKA**

Tsukasa MITSUMOTO***

Sadakichi HONMA****

Terumi OHHASHI***

Synopsis

Deep Mixing Method (D.M. Method) is a soil stabilization method originally developed in Japan and widely applied to improve soft foundation ground. By the method, treated soil is produced by the thorough mixing of soft soils with chemical stabilizer such as lime or cement at depth in-situ.

In the previous reports, various factors that influence the lime and cement reactivity of Japanese marine clays were investigated. Treated soils in concern are typical for high water content, high stabilizer content and no compaction energy during manufacturing. The fundamental engineering properties of the new material have been extensively studied by unconfined compression, oedometer, indirect tension, bending and triaxial compression. Present paper is the final report dealing with the outline of fundamental properties of the treated soils. Major tendencies and results obtained by the present study are;

1) Permeability of treated soil is equivalent to or lower than that of untreated soils. 2) Strength under sustained loading is about 0.8 times as large as that in unconfined compression, q_u . Strength under cyclic loading (fatigue strength) is 0.4 to 0.5 times as large as q_u at 2×10^5 repetition. 3) Shear modulus under small strain level (10^{-6}) has a linear relation with q_u . Damping ratio is around 1 to 2% and is independent of the magnitude of strain and q_u . 4) When treated soil is cured in sea water or in untreated soils, strength of treated soils are reduced due to chemical deterioration which starts from the surface of the specimen. The order of the rate of deterioration is a few mm/year at the first year and decreases with time.

* Chief of the Soil Stabilization Laboratory, Soils Division

** Senior Research Engineer, Soils Division

*** Member of the Soil Stabilization Laboratory, Soils Division

**** Ex-member of the Soil Stabilization Laboratory, Soils Division
(Aomori Port Construction Office, Second District Port Construction Bureau)

目 次

要 旨	69
1. ま え が き	73
2. 安定処理土の作成方法	74
3. 安定処理土の透水性	74
3.1 実 験 概 要	74
3.2 安定処理土の透水係数	75
4. 安定処理土のクリープ特性	77
4.1 実 験 概 要	77
4.2 安定処理土のクリープ特性	78
5. 安定処理土の繰返し載荷特性	80
5.1 実 験 概 要	80
5.2 静的繰返し載荷	81
5.3 動的繰返し載荷	83
6. 安定処理土の微小ひずみ下でのせん断剛性	85
6.1 実 験 概 要	85
6.2 せん断剛性率とせん断ひずみ振幅の関係	86
6.3 減衰定数とせん断ひずみ振幅の関係	87
6.4 せん断剛性率と強度定数の関係	87
7. 養生環境の違いによる安定処理土の強度変化	88
7.1 養生条件と長期強度	88
7.2 安定処理土の耐久性	92
8. ま と め	94
9. あ と が き	94
参 考 文 献	94
記号一覧表	95

1. ま え が き

深層混合処理工法 (Deep Mixing Method) は、石灰・セメント系を主とする塊状、粉末状あるいは懸濁液状の化学的安定材を原位置の土に添加して、原位置で強制的に混合することによって強固な安定処理土を形成する工法である。深層混合処理工法の開発研究は、港湾技術研究所で塊状の生石灰や、微粉末の消石灰を安定材として1967年ごろより開始され、1975年には実用化されている^{1,2)}。その後、施工各社の努力によって各種の安定材の適用が試みられ、現在ではセメントミルクやセメントモルタルを安定材として大規模な港湾工事の基礎地盤改良にも適用されるようになってきている。

土に石灰・セメントを添加して改良する試みは従来より、道路の路盤などを対象として実施されており、安定処理土の特性に関する研究も多方面で実施されている(例えば文献3))。しかし、このような工法では、比較的含水比の低い土を対象として微量の安定材を添加・混合して、混合後に締め固めることが前提となっており、強度や耐久性を改良する重要なポイントとなっている。また、対象としている深度は表層1~2mで過酷な環境(乾湿の繰返しや凍結融解)にさらされる反面、安定処理土の機能としては外荷重をなるべく均一に下部に伝達することが主に求められる。これに比べて、深層混合処理工法で対象とする地盤は、液性限界を超える高含水比の粘性土であることが多く、対象深度も数10mに達することがまれではないため、実質的に混合後の締め固めは不可能といってよい。このため、強度特性の改善には専ら安定材と土の化学反応のみに期待することとなり、従来の工法より安定材の添加量も1桁大きい。また、改良目的も、安定処理によって上部構造物の安定確保や沈下の低減を主とする本格的な基礎地盤改良であるため、着目する安定処理土の特性も従来の工法の場合とは異なる。このような相違があるため、最近では前者を“締め固めて作る安定処理土”、後者を“締め固めを伴わない安定処理土”と呼んで区別することが多い。

深層混合処理工法による改良の適用形態は、地盤中に形成される安定処理土の形状によって、ブロック状、壁状、格子状、パイル状、あるいはその組み合わせによる改良パターンに分類される。改良地盤は、剛性の極めて大きい安定処理土と軟弱な未処理土という極端に異質な材料の組み合わせで構成されている。このため、現行の

設計法では、安定処理土の塊を地中構造物(剛体)と考え、この地中構造物が外力や慣性力に対して安定か否かを滑動・転倒・支持力などに対して検討するとともに、外力によって発生する内部応力が安定処理土の許容応力度を超えないことを基本条件としている。許容応力度の設定に当たっては、現場で形成される安定処理土の平均強度を基準として、これに強度のばらつきを考慮した低減、施工上発生する安定処理土の接合面に関する低減を行い、更に材料安全率を適用するのが一般的である^{4,5)}。

深層混合処理工法は実用に供されるようになってからの歴史が浅く、調査、試験、設計、施工のいずれの側面についても解明を進めて、更に合理的かつ経済的な応用をはかる余地が残されている。上述の許容応力度を例にとっても、強度的には土質材料と岩の中間に位置付けられる安定処理土の適切なサンプリング技術が対応できていないため、乱れの大きいサンプルを用いて過小評価された強度を基準としている可能性がある。また、安定処理土の破壊パターンや局所的な破壊後の挙動が明確にされていないために地中のマッシュな安定処理土に許容応力度といった概念を導入して高い安全率を採用することとなっている。しかし、多くの技術課題の解明につれて、現在よりは低強度の安定処理土が活用されるようになる可能性、言い換えると、安全率を低くして平均強度に対して相対的に大きな内部応力の発生を許容する方向に進められる可能性が残されている。この観点からは、安定処理土という新しい土質材料の基本的な工学的特性を早期に網羅して調査しておく必要がある。

本研究は、このような観点から実施してきた締め固めを伴わない石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する一連の研究の一部である。前述のように現場処理土にはサンプリング上の問題があり、かつばらつきの大きい現場処理土から基本的な特性の抽出を行うことは困難と考えられるため、一連の研究は室内的に作成された安定処理土によって行っている⁶⁾。室内配合供試体を対象とする基本的特性の研究は、本報告で一応の区切りをつけ、今後は現場で形成された安定処理土について特性の再確認ならびに現場処理特有の特性の調査に移行する計画である。なお、第1報では石灰安定処理土について、改良効果に影響する各種要因の検討、一軸圧縮強度特性、圧密特性を検討した⁷⁾。第2報では、安定材としてセメントも加え、安定処理効果の比較、引張り及び三軸圧縮特性を報告した⁸⁾。本報告(第3報)では、安定処理土の

透水性、クリープ特性、繰返し外力による疲労、微小歪の下での剛性率、また強度におよぼす養生環境の影響(劣化)を議論している。なお、本報告の一部は既に研究発表会等^{9)・10)}で発表している。

2. 安定処理土の作成方法

実用に供される安定処理土は、現地で安定材を圧入し原位置の粘性土と強制的に攪拌混合して人為的に形成される材料である。安定材の圧入方法は、スクリーフィーダーによって機械的に吐出する方法、圧縮空気による空気搬送、スラリー状でのポンプ圧送(低圧と高圧)の4種に大別でき、攪拌の方法は、プロペラ状の攪拌翼による機械的混合処理と高圧ジェットによる噴射攪拌に大別できる。筆者等が対象としている安定処理土は機械的混合処理方式で、塊状・粉末状の安定材をスクリーフィーダーで圧入する場合か、スラリー状で低圧で圧送する場合である。このように限定しても攪拌翼の直径、形状、枚数は幾種ごとに異なる。

実際の施工では、処理機を地中に貫入させる過程もしくは引き上げる過程で安定材を連続的に圧入する。この間、攪拌翼を常時回転させておくことによって現地の安定処理土は形成されている。したがって、安定材と対象土の混合の精粗(混合度)は処理機の種類と運転方法(攪拌翼の回転数、処理機の貫入あるいは引き上げ速度)によって変化する。現場で安定処理土に期待する強度を満足させるためには、安定材の量を必要最少限にして丁寧な施工で均一な強度の材料を形成するか、安定材を大量に圧入して施工能率を向上させて、ばらつきはあるが必要強度は確保できる材料を形成するかの2つのアプローチがあり得る。現在の現地施工はやや後者に近く、過去のチェックボーリングの結果でも安定処理土の平均強度は大きいがばらつきもまた大きい。

まえがきにも記したように、安定処理土の基本的な特性を各種パラメーターの相関として検討する立場からは不均一で強度にばらつきの大きい現場処理土を利用することは得策ではない。同様なことは、現場処理土の強度を予測するための室内試験についても言える。港湾技術研究所では深層混合処理工法の開発に着手した当時より締め固を伴わない安定処理土の室内配合試験を標準化する努力を払ってきた^{7)・8)}。この供試体作成方法は土質工学会安定処理土標準化委員会の審議を経て、JSF規格: T31-81Tとして学会より公表されている⁹⁾。本報告ならびにまえがきに記した一連の実験用供試体は特に断り

のない限りこの方法によって作成されている。

なお、本報告に記す一連の実験では対象土を川崎粘土に限定している。その物理特性を表-1に示す。

表-1 川崎粘土の物理特性

G_s	w_L	w_P	砂 分	シルト分	粘 土
2.71	88%	40%	1%	39%	60%

3. 安定処理土の透水性

安定処理土の透水性に関しては、未処理土の場合と同程度か低下するとする筆者らの見解と⁹⁾、安定処理によって著しく増加するとする後述の Broms らの見解が対立している¹⁰⁾。実用上の問題としては、もし安定処理土の透水性が大きければ、深層混合処理工法が産業廃棄物処理場の護岸基礎の改良に用いられる場合に、環境保全の点から廃棄物から生ずる有害物質の護岸外への浸透が、また掘削の補助工事に用いられると、掘削面からの湧水が問題となる。このような浸透量あるいは湧水量を評価するためには、安定処理土の透水係数のオーダーを正確に知っておく必要がある。

通常の粘性土のように k が小さな材料に対しては、圧密試験から求められる圧密係数 c_v と体積圧縮係数 m_v を用いて計算によって k を求めるのが一般的である。しかし、第1報および第2報に示したように^{7)・8)}、小さな圧密応力レベルでは m_v が小さく、 c_v が大きいので、計算値にばらつきが大きく信頼性に乏しい。本報告では、安定処理土の透水係数 k を動水勾配の大きな定水位試験から求めた。

3.1 実験概要

供試体に定水位を与える装置を図-1に示す。供試体の大きさは高さ 20mm、直径 50mm の円柱であり、供試体の下端に水頭 p_h を加え、供試体中を流れる透水量をビュレットで読む。実験のケースによっては、ビュレ

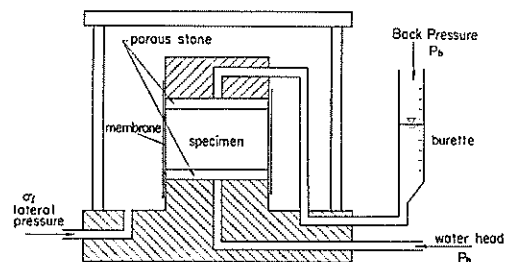


図-1 透水係数を測定するための装置

ットに背圧 p_b を加える。供試体側面沿いの漏水を防ぐため供試体にメンブレンをかぶせ、側圧 σ_l を p_b よりいくぶん大きめにし、しかも $(\sigma_l - p_b)$ によって供試体の圧密による排水量が大きくならないよう、 $(\sigma_l - p_b)$ が供試体の一軸圧縮強度 q_u よりも小さくなるようにした*。

実験は表-2に示すような配合条件 (a_w, w_i) および養生日数 T_o のもとで行った。 a_w は試料の乾燥重量に対するセメント混合比、 w_i はセメント混合前の粘土試料の含水比、 w_a はセメント混合後の含水比を示す。

表-2 透水係数を求めるための実験ケース

Case No.	a_w (%)	w_i (%)	w_a (%)	T_o (day)	q_u (kN/m ²)
1	10	155	—	35	620
2	5	94	88	28	240
		141	132		50
		199	180		6
3	10	102	88	28	2120
		152	131		730
		201	180		130
4	15	106	88	28	3830
		161	133		960
		228	180		360
5	10	94	82	7	1300
				14	1920
				28	2120
				90	2790

細粒分の多い土の場合、透水時間の増加にともない細粒分が間けきに詰まり k が低下する。このため、いくつかのケースにおいては、長時間供試体に水を透水させ、透水時間と測定される k の時間変化を調べた。図-2に示すように、透水時間が2日間以上経過しても、測定される k はほぼ一定であるため、 k の測定時間は透水後30分を標準とした。

通常の土では、飽和度が小さいほど間けきに存在する

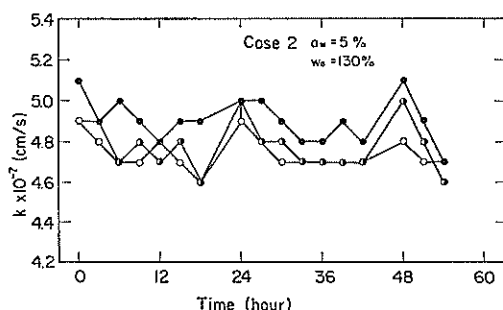
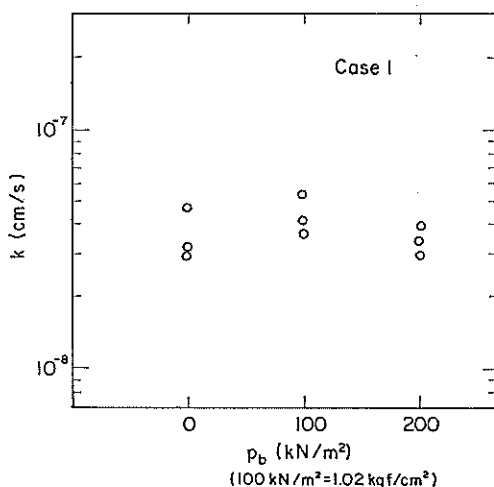


図-2 透水係数の経時変化

気泡のため水の流れが妨げられ、 k が低下すると言われている¹⁴⁾。飽和度が k に対する影響を調べるために、図-1に示すピュレットに背圧 p_b を加えることにより供試体の飽和度を高め、 k に対する影響を調べた。図-3に示すように、 k は p_b の大小に無関係に一定である。このため、ケース1以外のケースでは $p_b=0$ 、つまり大気圧に開放して k を求めた。

実験はすべて室内温度 (16~24°C) のもとで行った。以下に示す k は水の粘性による補正を行い、15°C の値として表示している。

図-3 バックプレッシャー p_b の影響

3.2 安定処理土の透水係数

k は間けき比 e の大小によって大きく影響されると考えられる。つまり間けき比 e が大きいと水の流れに対する抵抗が小さいため k が増加する。配合条件によって安定処理土の土粒子の比重 G_s が変化せず、飽和度が100%であると仮定すると、 e は混合後の含水比 w_a に

* 第1報、第2報で示したように、圧密圧力が q_u 以下であると、 m_o は非常に小さい。

よって代表させることができる。

a_w をパラメーターとした w_a と k の関係を 図-4 に示す。安定処理土の k は、対象土の含水比が小さいほど、加える安定材の量が多いほど小さくなる。同一 a_w のもとでは、 a_w の増加により k は低下するが a_w が 10% を越えると k におよぼす影響は小さくなる。

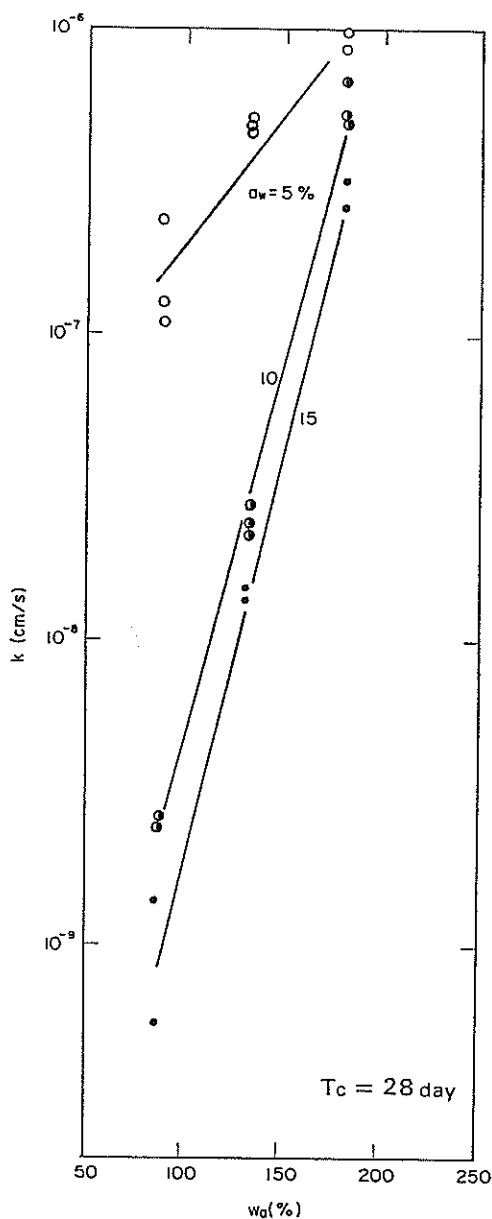


図-4 w_a と a_w が k に与える影響

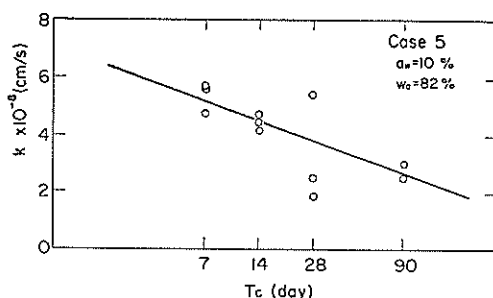


図-5 養生日数による k の低下

養生日数 T_c の増加にともなう k の低下を 図-5 に示す。同図からわかるように、 k は T_c の対数に逆比例して減少するが、その減少割合は a_w, w_a の影響の度合に比べて小さい。

以上示したように、安定処理土の k は a_w, w_a および T_c によって変化する。これらの影響因子を一つにまとめるために、 q_u で k を整理すると 図-6 に示すように、 k は q_u によって一義的に決められ、 q_u の増大にともなう k が低下するのがわかる。同図にリモールドされた未処理土の圧密試験から求めた k を実線で示

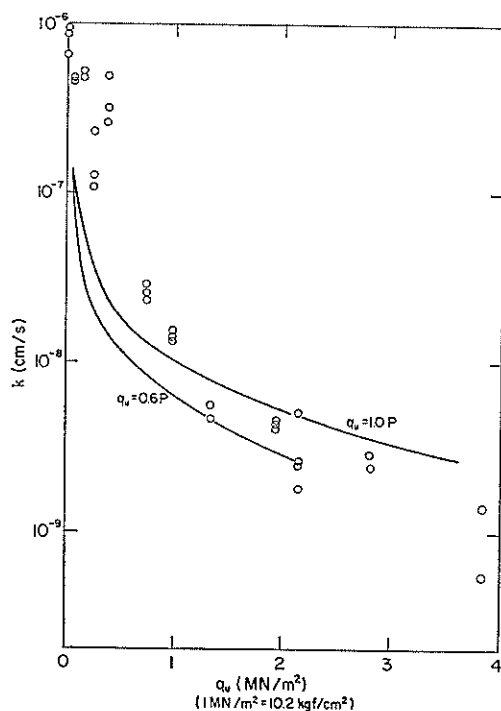


図-6 q_u と k の関係

す。圧密試験では各圧密圧力 p のもとで k が計算されるので、 $q_u=0.6p$ または $q_u=1.0p$ と仮定して未処理土の q_u を推定した。同図からわかるように、 k を q_u で整理すると未処理土も処理土もほぼ同一線上にある。しかしながら、対象土が異なる場合に、図-6 に示す k と q_u の関係がそのまま適用できるとは考えられない。特に、砂分の多い透水性の大きな土を対象とする場合には、実験による吟味が必要であろう。

圧密試験によって計算で求められる k_o と、3.1 で示した定水位試験から求められた k_h とを比較するため、ケース3の供試体を用いて、圧密試験を行った。定水位試験結果と比較するために、図-7 に示す k_o は q_u より小さな圧密圧力の下で求めた値である。図中の破線で囲まれた部分は両試験で得られた k の範囲を示し、×印はその平均値を示す。 k_o は k_h より多少小さめであるが、オーダー的には良く一致している。

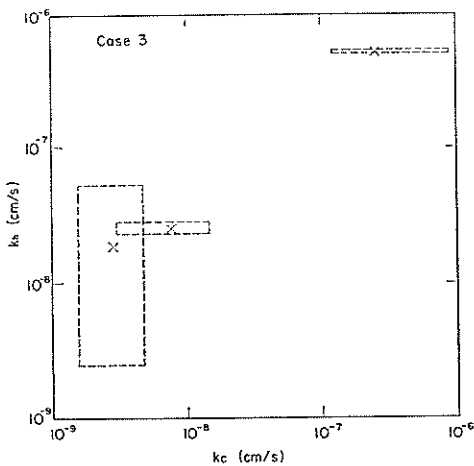


図-7 定水位法で得られた k_h と圧密試験から得られた k_o との比較

以上、定水位および圧密試験の結果が示すように、安定処理土の k は処理前と比べて低下する。この傾向は高炉スラグ系を用いた現場処理土についても認められている¹⁵⁾。Broms, 他¹⁶⁾は生石灰を用いた安定処理土の k は処理前と比べて増加するとして、処理土パイルを透水性の大きなドレーンと考え改良地盤の圧密速度の増加を説明している。しかし、筆者らが室内模型実験、数値解析から示したように、処理地盤の圧密速度の増加は圧密荷重が処理土パイルに集中することによるものであり¹⁷⁾、安定処理土をドレーンとする Broms らの考え方は疑問である。

4. 安定処理土のクリープ特性

材料に長期間載荷力を加えると、時間の経過とともに変形が進み、場合によっては破壊に至る。このような変形の時間依存性をクリープとよび、金属、コンクリート、土などの材料に広く見られる現象である。

粘性土のクリープ特性は、土の種類、応力条件、および温度によって大きく影響される¹⁸⁾。コンクリートのクリープ特性は、載荷応力度、コンクリートの品質、載荷時の材令、湿度および部材の寸法などの因子によって影響される¹⁹⁾。安定処理土の力学的特性は粘性土およびコンクリートのそれと類似しているため、安定処理土のクリープ特性も上に挙げた諸因子によって影響されると考えられる。しかし、これらの因子すべてにわたって実験を実施することは困難であるため、安定処理土のせん断特性および実際に使用されている配合条件、応力条件等を考慮して4.1で述べる因子のみを取り挙げて実験を行った。

4.1 実験概要

現行設計法では安定処理土に生ずる応力は許容応力度以下に押さえられているため、改良地盤中の安定処理土に働く側圧は、 q_u よりも小さいと考えられる。第2報の安定処理土の三軸圧縮特性で示したように、有効側圧が安定処理土の q_u より小さいと、強度および破壊時までの変形特性は有効側圧によらず一軸圧縮条件下で得られる特性と同じである。このため、安定処理土のクリープ試験はすべて一軸圧縮条件下、つまり $\sigma_2=0$ の条件下で行った。供試体は三軸セル内の水中にセットされ、載荷期間中の供試体の乾燥を防いだ。安定処理土の破壊ひずみ ϵ_f は2%以下であるため、載荷期間中のクリープ変形による断面積の増加は小さい。このため、クリープ荷重は載荷期間中一定とし、クリープ応力は載荷前の断面積から求め、変形による断面補正は行っていない。供試体の寸法は直径50mm、高さ100mmである。供試体端面の不陸の影響を小さくするため、供試体の両端面は水との配合比が一定の石膏で固めた。固化後の石膏のヤング率は、 $3 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ($3 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$)と大きく、その厚さは小さいため、石膏の変形を無視して供試体の軸ひずみを計算している。

実験ケースを表-3に示す。クリープ荷重の加え方は定荷重を長期間載荷するもの（constant 載荷）と、定荷重を段階的に供試体が破壊するまで載荷する方法（step 載荷）である。

表-3 クリープ試験の実験ケース

ケース	w_i (%)	a_w (%)	q_u (kN/m ²)	T_c (day)	Constant 荷重	Step 荷重
1	150	10	494	66~76		○
2	150	10	471	81~97		○
3	150	15	1325	33~42		○
4	150	15	1849	154~166	○	
5	150	15	1544	47~67	○	○
6	200	15	602	46~64	○	○
7	150	20	2342	45~57	○	○

クリープ試験は長期にわたるため、供試体の材令は表-3に示すように比較的長期とした。また実験中の材令増加による q_u の変化をみるために、1 ケースの実験開始前、中間および実験終了後に一軸圧縮試験を実施し、材令増加による q_u の補正を行った。表中の q_u は実験開始前に求めたものである。

またクリープ載荷時の温度は 20~25°C の室温である。

4.2 安定処理土のクリープ特性

(1) クリープ変形

一般にクリープ変形は、以下に述べる3つの領域に区分される。載荷と同時に瞬間的ひずみ ε_0 が生じた後、ひずみ速度 $\dot{\varepsilon} (=d\varepsilon/dt)$ が減少する遷移クリープ領域(1次クリープ)、 $\dot{\varepsilon}$ が一定となる定常クリープ領域(2次クリープ)、 $\dot{\varepsilon}$ が再び増加して破壊に至る加速クリープ領域(3次クリープ)である。

安定処理土の constant 載荷下での時間 t と軸ひずみ ε の関係を 図-8 に示す。クリープ応力 q_{cr} が q_u に対して比較的小さいと、 $\log t$ と ε の関係はほぼ直線であり、 q_{cr} が大きいほど瞬間ひずみ ε_0 が大きく、 $\log t$ に対する傾きも大きい。図-8 に示すケースは、 q_{cr} と q_u の比 q_{cr}/q_u が 0.91 の場合で、 ε は $\log t$ に対して直線的に増大し、ある時間経過後、急激に ε が増大し破壊に至る。

ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ と時間の関係を 図-9 に示す。破壊に至らないような q_{cr}/q_u の条件下では、 $\dot{\varepsilon}$ と時間は両対数で直線関係にあり、その勾配は q_{cr}/q_u 、配合条件によらずほぼ一定であり、その値はおおよそ -1.0 である。供試体が破壊に至る場合では、破壊に至らない場合の供試体と同様に時間とともに $\dot{\varepsilon}$ は減少するが、ある時間経過後

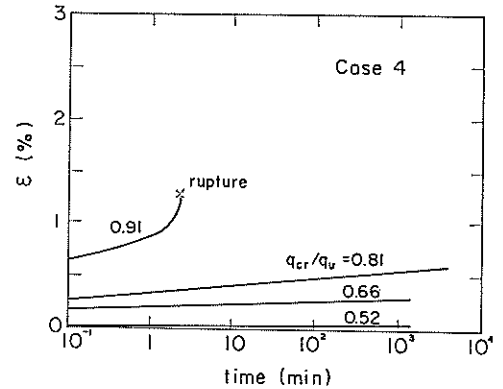


図-8 Constant 載荷によるクリープひずみと時間の関係

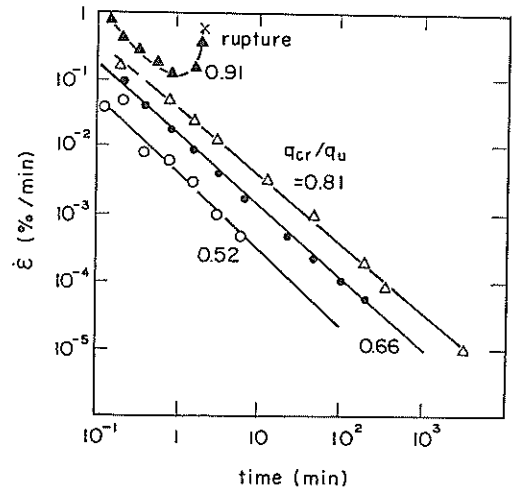


図-9 Constant 載荷によるひずみ速度と時間の関係

急激に $\dot{\varepsilon}$ が増加し破壊に至る。

以上示した安定処理土の変形特性は、粘性土、セメントモルタル、岩盤などで得られる変形特性においてもみられる^{18),20),21)}。

応力履歴を受けた供試体 (step 載荷) のクリープ変形を 図-10, 11 に示す。図に示す供試体のクリープ応力の加え方は、constant 載荷と同様に $q_{cr}/q_u=0.47$ のクリープ応力を載荷した後、24 時間経過した段階で $q_{cr}/q_u=0.57, 0.66, 0.75$ とクリープ応力を増加させた。また ε は載荷前の供試体高さを基準とした全ひずみ量である。応力履歴を受けると、載荷直後の $\dot{\varepsilon}$ は小さくひずみ遅れが生じるが、載荷時間の経過とともに応力履歴を受けていない処女供試体の $\log \dot{\varepsilon} \sim \log t$ の直線に漸近する (図-11)。

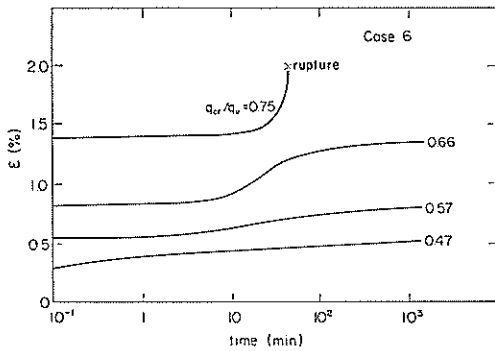


図-10 Step 荷重によるクリープひずみと時間の関係

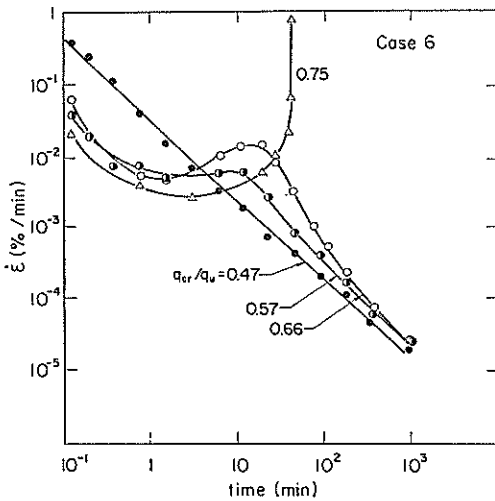


図-11 Step 荷重によるひずみ速度と時間の関係

(2) クリープ強度

荷重時間をパラメーターとした $\dot{\epsilon}$ と q_{cr}/q_u の関係を図-12 に (ケース 4), 荷重時間を 0.2 分とした場合の他のケースにおける $\dot{\epsilon}$ と q_{cr}/q_u の関係を図-13 に示す。図-13 で斜線を付した記号は破壊に至った事例である (荷重時間は 24~48 時間であるが、破壊はすべて荷重後 1 時間以内で生じた)。 $\dot{\epsilon}$ と q_{cr}/q_u との間には、明瞭な折点が存在し、その折点の q_{cr}/q_u は荷重時間、配合条件によらず一定であり、その値はおおよそ 0.8 である。また、この折点より大きな q_{cr}/q_u では、図-13 に示すように供試体の多くは破壊する。このため安定処理土のクリープ強度は、 q_u の約 0.8 倍と考えられる。他の材料のクリープ強度と q_u の比をみると、セメントモルタルは

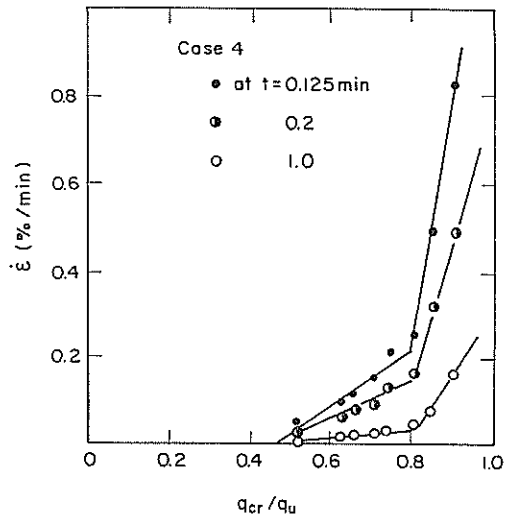


図-12 時間をパラメーターにした流動曲線

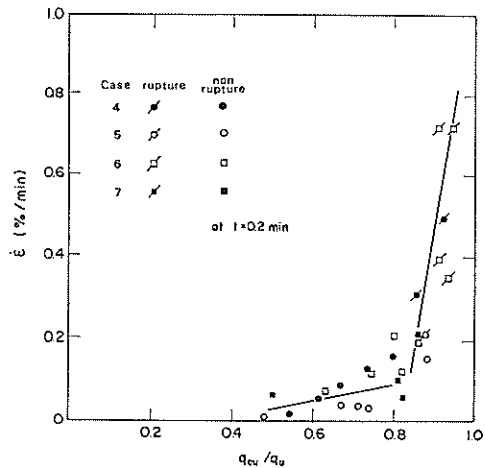


図-13 各ケースから得られた流動曲線

約 0.8²⁰⁾ と安定処理土と同じであるが、軟岩では 0.5~0.55²¹⁾ と比較的小さな値である。

土、岩石、金属などでは、最小 $\dot{\epsilon}$ とクリープ破壊時間との間に固有の関係があると言われている²²⁾。安定処理土も図-14 に示すように最小 $\dot{\epsilon}$ と破壊時間を両対数でプロットすると、両者は逆比例となる。同図に斉藤ら²²⁾が粘性土の結果を整理して求めた直線を記入する (点線は信頼幅)。粘性土でも安定処理土でも得られた最小 $\dot{\epsilon}$ と破壊時間の勾配は同じであるが、安定処理土のほうが粘性土より上の位置にある。すなわち同一 $\dot{\epsilon}$ で比較すると安定処理土のほうが破壊時間が長くなる。

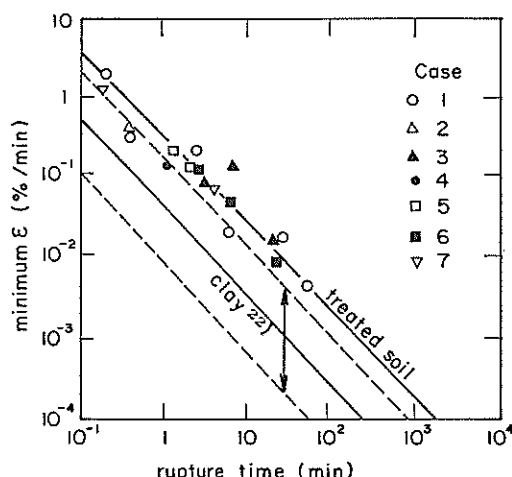


図-14 最小ひずみ速度と破壊時間の関係

(3) クリープ荷重が圧縮強度に及ぼす効果

粘性土の場合、クリープが圧縮強度に及ぼす効果として、数日にして 10% 程度の強度増加を指摘する報告がある²³⁾。この強度増加は、クリープ荷重によって発生した過剰間げき水圧の消散に伴う圧密効果によるものと考えられる。一方安定処理土は、有効側圧が q_u より小さいと体積圧縮係数が小さく、圧密による強度増加は小さい。事実、載荷後 48 時間経過しても破壊しない供試体について一軸圧縮試験を行ったが、得られた q_u は処女供試体の q_u の 0.9~1.1 倍であり、室内配合試験で得られる q_u のばらつきの範囲内である。このことより、クリープ荷重が安定処理土の強度に及ぼす影響は小さいと考えられる。

5. 安定処理土の繰返し載荷特性

防波堤などの海洋構造物の基礎には、波力による繰返し載荷力が発生する。砂地盤に周期の短い繰返し載荷力(例えば地震)が作用すると、過剰間げき水圧が発生しせん断抵抗が減少し、場合によっては液状化が生ずる。しかし、波力等の周期の長い繰返し載荷力の場合では、繰返し載荷力により発生する過剰間げき水圧が消散し、その結果砂の密度が大きくなるため、せん断抵抗は増大する。粘性土地盤の場合では、透水係数が小さいため波力のような周期の長い繰返し載荷力の下でも過剰間げき水圧が上昇する。しかし、繰返し載荷力が作用なくなると、過剰間げき水圧は消散し、その結果粘性土地盤は過圧密となり、繰返し載荷を受ける以前と比較して、地盤のせん断抵抗は増大する²⁴⁾。このように、未改良地盤あ

るいは物理的に改良された地盤(サンドドレーン、サンドコンパクションパイル等)は、繰返し載荷力によって発生した過剰間げき水圧が消散する条件下では、繰返し載荷力を受ければ受けるほどせん断抵抗は増大する。

一方化学的に処理された安定処理土の場合では上記に述べた特性は当てはまらない。一般の土では間げきが減少することによりせん断抵抗が増大するのに対し、安定処理土は間げきが大きいまま安定材による化学的反応で土粒子の骨格が固化しているからである。

実験は、周期が比較的長い静的繰返し載荷実験と周期の短い動的繰返し載荷実験の 2 種類を行った。静的繰返し載荷実験の目的は、繰返し載荷時の応力~ひずみ~間げき水圧の挙動を詳細に見ることにあり、動的繰返し載荷実験の目的は、疲労強度と破壊繰返し回数との関係($S-N$ 曲線)および変形特性を求めることにある。

5.1 実験概要

(1) 静的繰返し載荷試験

使用した供試体の配合条件は、 $a_w=10\%$ 、 $w_t=160\%$ であり、 $q_u=550 \text{ kN/m}^2$ (5.5 kgf/cm^2) である。供試体の直径は 50 mm、高さ 100 mm であり、有効側圧 $\sigma_3' = 200 \text{ kN/m}^2$ (2 kgf/cm^2)、バックプレッシャー $p_b=100 \text{ kN/m}^2$ (1 kgf/cm^2) の下で三軸セル内で圧密した。静的繰返し応力は非排水条件の下で周期 $1/f$ が 60~3600 s、 q_u に対する上限応力比 $S_{\max}$ が 0.3~0.8、下限応力比が 0~0.3 である。また繰返し応力の波形は sin 波とした。

(2) 動的繰返し載荷試験

実験ケースを表-4 に示す。表中の $S.C$ は試料土の乾燥重量に対するセメント添加時に投入した豊浦標準砂の重量比である。繰返し応力を供試体に加える装置は、 $S_{\min}=0$ の場合では図-16 (a)、 $S_{\min} \neq 0$ の場合では図-16 (b) に示すように、圧力タンクに蓄えられた空気圧を電磁弁の開閉により繰返し応力を発生させるものである。繰返し応力の波形はく(矩)形であり、 $S_{\min}=0$ の場合では $1/f$ が 2 s、 $S_{\min} \neq 0$ の場合では 4 s とした(図-15)。 $S_{\min}=0$ では、 $\sigma_1' = 0$ 、 $p_b=0$ の一軸圧縮

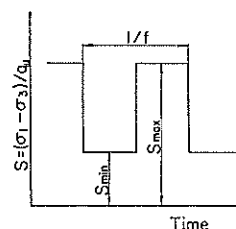
図-15 $S_{\max}$, $S_{\min}$ の定義

表-4 動的繰返し载荷の実験ケース

Case No.	Symbol	$1/f$ (s)	S_{max}	S_{min}	a_w (%)	w_i (%)	S.C (%)	q_u (kN/m ²)
1	○	2	0.4~0.9	0	10	160	0	680
2	◐		0.6~0.9		15	160		1110
3	●		0.6~0.85		7	110		540
4	△		0.6~0.85		10	130		900
5	▲		0.6~0.8		15	200		470
6	▲		0.7~0.8		20	200		850
7	□		0.7~0.9		10	160	5	490
8	▣		0.7~0.9				10	500
9	■		0.7~0.9				15	520
10	▽	4	0.8~0.9	0~0.36	15	160	0	1110

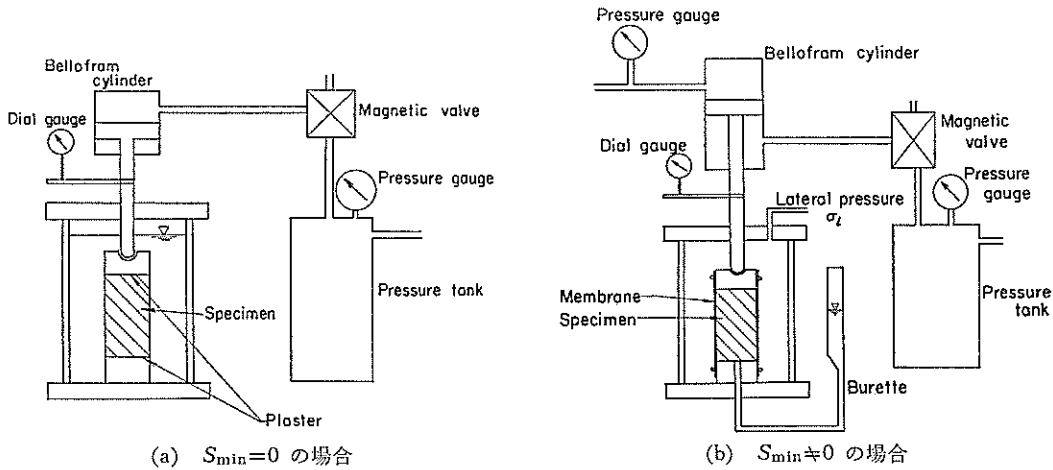


図-16 動的繰返し载荷装置

条件下で、また 図-16 (a) に示すように供試体の両端を石膏で固めた。 $S_{min} \neq 0$ の場合は、繰返し载荷時の体積変化を測定するために、 $\sigma_l' = 30 \text{ kN/m}^2$ (0.3 kgf/cm^2), $p_0 = 0$ の条件下で実験を実施した。

静的、動的繰返し载荷実験のいずれも供試体の T_0 は最低 35 日以上としたが、実験に要した日数が長いため繰返し载荷実験の前後、必要によっては中間時期に q_u を求め T_0 の増加による q_u の補正を行った。表-4 に示す値は実験前の q_u である。

5.2 静的繰返し载荷

(1) 応力とひずみの関係

静的繰返し载荷から得られた軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) と軸ひずみ ϵ の関係を 図-17 に示す。繰返し回数 N の増加につれ ϵ は増大し、ヒステリシスは小さくなる。 $N > 2$ の等価ヤング率は初期の ($\sigma_1 - \sigma_3$) と ϵ の傾きに比べて大きく、 N には無関係に一定の値をとり線形弾性的な挙動を示す。

(2) 間引き水圧の挙動

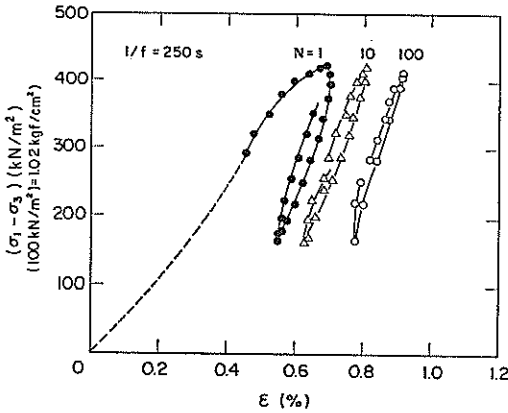


図-17 静的繰返し載荷による軸差応力と軸ひずみの関係

図-17 に示した載荷実験で得られた間引き水圧 Δu と ε の関係を 図-18 に示す。 N が小さな場合、 ε に比例して Δu は増減するが、 N が大きくなると ε に伴う Δu の増加割合が小さく、 ε に対する Δu の傾きも小さくなる。図-19 (a) は 1 サイクルにおける最大 Δu 、 $\Delta u_{\max}$ 、図-19 (b) は最小 Δu 、 $\Delta u_{\min}$ と N の関係を示したものである ($\Delta u_{\max}$ 、 $\Delta u_{\min}$ が発生するのは $(\sigma_1 - \sigma_3)$ が最大または最小のときであり、今回実施した周期の範囲内では $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と Δu との位相差は認められなかった)。図に示すように $S_{\max}$ が大きいほど発生する $\Delta u_{\max}$ は大きい、 N に対する $\Delta u_{\max}$ の増加割合は $S_{\max}$ の大小に無関係に小さい。また $\Delta u_{\min}$ も $\Delta u_{\max}$ と同様に $S_{\max}$ の大きさによって大きく支配される。

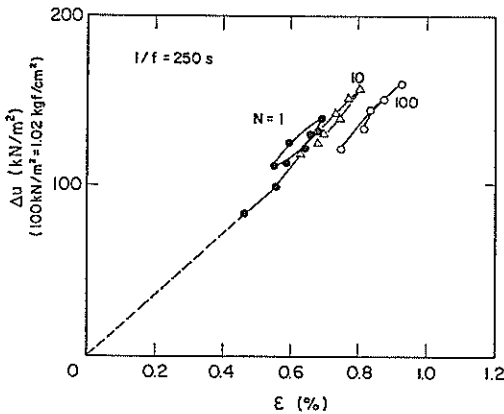
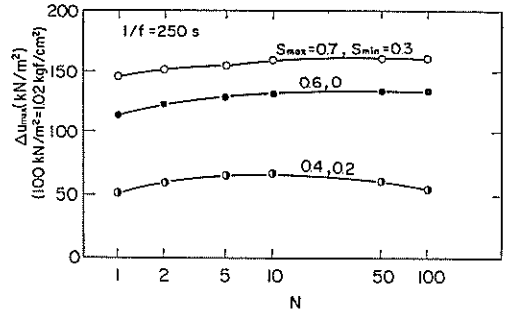
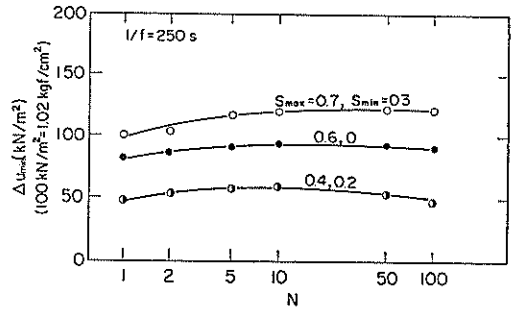


図-18 静的繰返し載荷による過剰間引き水圧と軸ひずみの関係



(a) 最大過剰間引き水圧 ($S_{\max}$ 時)



(b) 最小過剰間引き水圧 ($S_{\min}$ 時)

図-19 繰返し載荷回数と過剰間引き水圧

(3) 繰返し載荷後の強度特性

本章の前段で述べたように、粘性土に繰返し荷重が作用すると、 N の増加にともない Δu が発生しせん断強度が低下するが、 Δu が消散すると圧密された分だけせん断強度は繰返し荷重を受ける以前より増大する。安定処理土に静的繰返し荷重を 100 回載荷した後、排水バルブを開け圧密させた後、非排水せん断試験を行った結果の 1 例を 図-20 に示す。同図に示すように、繰返し荷重を受

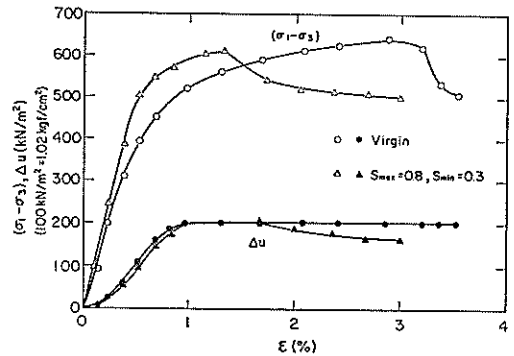


図-20 繰返し載荷が応力～ひずみの関係に与える影響

けた安定処理土の供試体と、受けていない供試体(処女供試体)のピーク強度は同じである。この理由として、 q_u に比べて小さな σ'_v の下では、体積圧縮係数が小さいため Δu の消散による間げき比の減少割合が小さいことが挙げられる。

しかし、繰返し荷重を受けるとひずみ硬化の影響を受けて、初期ひずみにおけるヤング率は処女供試体と比べて大きくなる。

5.3 動的繰返し荷重

(1) 疲労強度と破壊繰返し荷重回数

a) $S_{min}=0$ の場合

$S_{min}=0$ における S_{max} と破壊繰返し回数 N_f の関係を図-21に示す。安定処理土もコンクリート、金属と同様に S_{max} と $\log N_f$ は逆比例し、そのばらつきも大きい。安定処理土の S_{max} と N_f の関係を最小二乗法で求めると (1) 式となる。

$$S_{max} = -0.086 \log(N_f) + 0.97 \quad (1)$$

図中に一点鎖線で示す幅は信頼度 80% の領域である。

普通コンクリートの圧縮疲労強度と N_f との関係は (2) 式で表されている²⁵⁾。

$$\log N_f = 17 \frac{1 - S_{max}}{1 - S_{min}} \quad (2)$$

図に $S_{min}=0$ とした (2) 式の関係を点線で示す。また粘性土を用いたソイルセメント(締固めを伴う安定処理土)の疲労曲線²⁶⁾を図中に点線で示す。引用したデータは $S_{min}=0.1$ であるため、図-21に示す点線は S_{max} を $(S_{max} - S_{min})$ として記入した。

安定処理土の S_{max} と N_f の関係はコンクリートの下方にあり、ソイルセメントで得られた関係とほぼ同じである。このソイルセメントの実験で用いられた試料は、粘土質ローム(砂分 45%, シルト分 24%, 粘土分 31%)

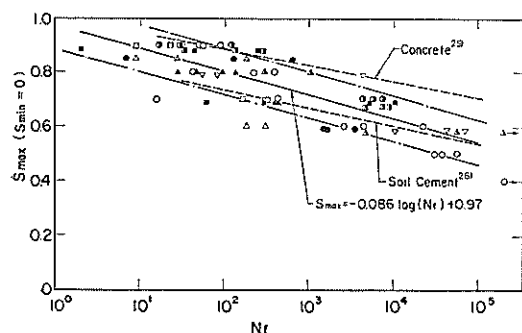


図-21 繰返し応力と破壊繰返し回数の関係 ($S_{min}=0$)

で、処理後の q_u は 2 MN/m^2 (20 kgf/cm^2) である。今回用いた試料の粒度分布、 q_u および供試体作製方法(締固めの有無)は異なるにもかかわらず、安定処理土の疲労強度はソイルセメントのそれと同様な傾向を示す。

今回の実験では最大 N を 2×10^5 とし、この回数内で破壊しなかった供試体については、図中に矢印で示す。上記の回数内での疲労強度は $S_{max}=0.4 \sim 0.5$ と比較的小さな値を示す。

b) 砂分の影響

図-22に砂分の量 ($S.C$) と N_f の関係を示す。 $S.C$ の増加により q_u も多少増加する。しかし、繰返し荷重を q_u で正規化した S_{max} で整理すると、 $S.C$ が 15% の範囲内では $S.C$ による N_f の影響はみられない。

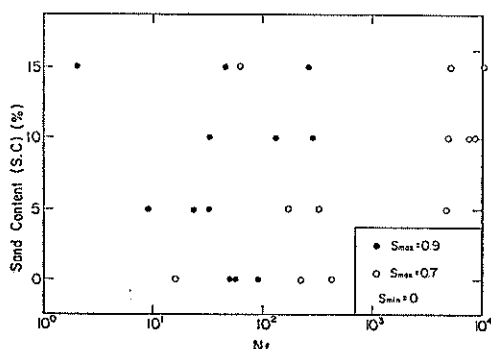


図-22 砂分が破壊繰返し回数に与える影響

c) S_{min} の影響

図-23に S_{min} を変化させた場合の $(S_{max} - S_{min})$ と N_f 関係を示す。図-21と同様に $N=2 \times 10^5$ で破壊しな

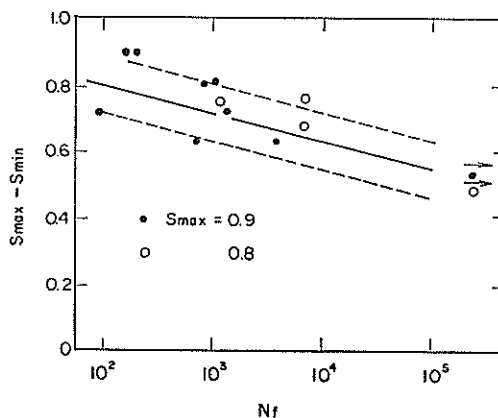


図-23 繰返し応力と破壊繰返し回数の関係 ($S_{min} \neq 0$)

い供試体は矢印で示す。図中の実線および破線は 図-21 で得られた $S_{min}=0$ の場合の試験結果である。図からわかるように $(S_{max}-S_{min})$ で整理すると $S_{min}>0$ の場合でも、 $S_{min}=0$ で得られた 80% 信頼幅に収まる。安定処理土の疲労強度を支配する大きな要因は、 S_{max} が q_u より小さければ、 S_{max} そのものの値より、 $(S_{max}-S_{min})$ であろう。

(2) 繰返し荷重による変形

a) 繰返し回数と軸ひずみ

繰返し回数と軸ひずみの関係を 図-24 に示す。図中、 ϵ は S_{max} が作用したときの最大軸ひずみであり、 ϵ_r は S_{min} (ケース 5 では 0) が作用したときの残留ひずみである。 N の増加にともない、 ϵ および ϵ_r も $\log N$ に比例して増大し、 N が図中に示す ϵ_i に相当する N を越えると急激に ϵ および ϵ_r は増大し破壊に至る。一方 ϵ と ϵ_r の差 ($\epsilon-\epsilon_r$) も N の増加に伴い増加するが、その増加割合は ϵ 、 ϵ_r に比べて小さく、 ϵ_i を示す N を過ぎても $\log N$ と比例関係にある。

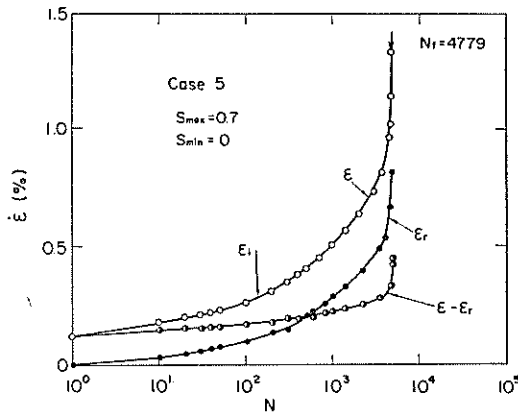


図-24 繰返し回数とひずみの関係

b) 繰返し回数と体積ひずみ

繰返し回数と体積ひずみ ϵ_v の関係を 図-25 に示す。図中、 N_f 時の ϵ_v を黒塗りの記号で、 ϵ_i 時の N を矢印で示す。 ϵ_v も ϵ と同様に $\log N$ に比例して増加するが (圧縮側)、 ϵ_i に相当する N を過ぎても ϵ_v の急激な変化は見られない。

図-25 に示すように、繰返し荷重による ϵ_v は 1.5% 以下であり、体積圧縮による強度増加は期待できないと考えられる。事実 $N=2 \times 10^5$ で破壊しなかった供試体の q_u は、静的繰返しの場合と同様に繰返し載荷を受けない処女供試体の q_u とほぼ同じであった。

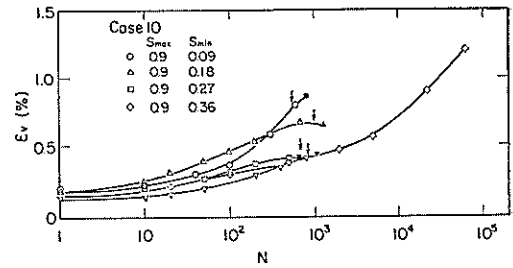


図-25 繰返し回数と体積ひずみの関係

c) ひずみ増加率と繰返し回数との関係

図-26 にひずみ増加率 $d\epsilon/dN$ と N の関係を示す。 N を載荷時間と考えるとクリープ試験と同様に、繰返し載荷試験でも $\log(d\epsilon/dN)$ と $\log N$ の間には直線関係が認められ、その勾配は S_{max} 、配合条件によらず一定の値をとる。 N の増大に伴い $d\epsilon/dN$ は減少し、最小 ($d\epsilon/dN$) を示した後、 $d\epsilon/dN$ は増加し破壊に至る。

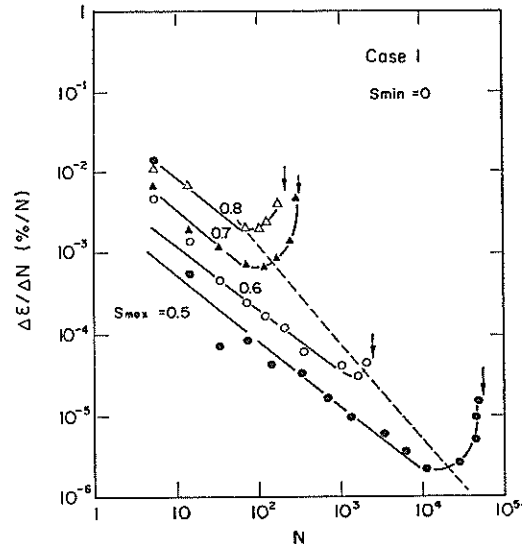


図-26 繰返し回数とひずみ速度の関係

図-27 に最小 ($d\epsilon/dN$) と N_f の関係を示す。また図中の直線は、クリープ試験から求めた破壊時間と最小ひずみ速度の関係である。ここでは載荷時間を N と周期 $1/f$ の積 ($t=N \cdot 1/f$) として換算している。両試験から求められた関係は良く一致しており、載荷方法によらず、破壊時間と最小ひずみ速度の間には固有の関係がある。

図-27 の N と t の関係を表す縦、横軸からわかるように、載荷時間を $t=N \cdot 1/f$ としても $d\epsilon/dN$ と N の対

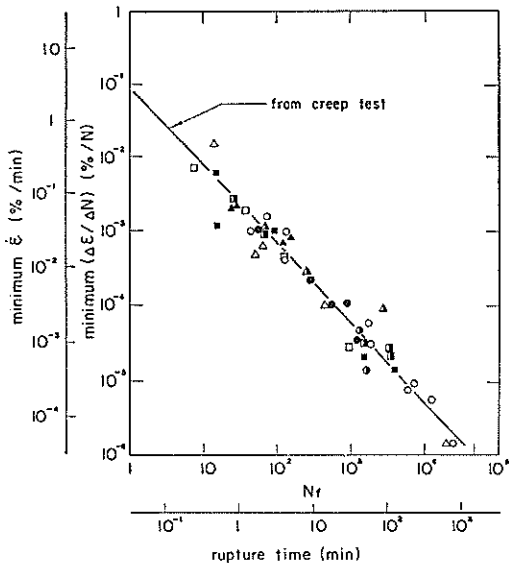


図-27 最小ひずみ速度と破壊繰返し回数

数勾配は、 $1/f$ には無関係に $d\varepsilon/dt$ と t の対数勾配と等しくなる。今この勾配を m とすると、繰返し載荷から得られた m は約 -1.2 であり、クリープ試験から得られた $m \approx -1.0$ と比べて小さい。すなわち繰返し載荷では、応力が載荷、除荷と繰返し作用するため、クリープのような一定荷重の場合と比べて同一載荷時間における $\dot{\varepsilon}$ は大きくなる。この繰返し効果による $\dot{\varepsilon}$ の増大により、比較的小さな繰返し応力でも限界状態に達するため、疲労強度はクリープ強度に比べて小さく、また疲労破壊回数は $S_{\max}$ が q_u より小さければ、 $S_{\max}$, $S_{\min}$ の値そのものではなく、その差によって決まると考えられる。

6. 安定処理土の微小ひずみ下でのせん断剛性

構造物の地震時等の振動応答解析を行う場合、地盤のせん断剛性率 G と減衰定数 h が必要となる。土、特に砂質土の応力～ひずみ関係は非線形であるため、 G および h はせん断ひずみ振幅 γ に大きく依存し、 γ の増大により G は減少し、 h は増大する。このため、地盤の振動応答解析では G および h のひずみ依存性を考慮した方法が多く用いられている。

一般の土の G および h を求める室内試験には、三軸圧縮試験機等のせん断試験機を用いて繰返し荷重を供試体に加えて、応力～ひずみ関係から直接求める方法と、供試体に強制振動を加えてせん断波の速度および自由振動時の振動減衰から求める共振法による方法とがある。前者の場合に得られるひずみレベルは、ひずみを測定する変位計の性能によって制約され、おおむね 10^{-3} 以上のオーダーである。後者の場合は $10^{-6} \sim 10^{-3}$ と前者に比べて小さなひずみレベルでの G および h を求めることができる。

本章では、得られる γ が小さく、しかもその範囲が大きい共振法を用いて安定処理土のせん断剛性率および減衰定数について検討する。

6.1 実験概要

実験に用いた装置は、共振円柱試験装置と呼ばれるもので、加振器により円柱供試体に強制ねじり振動を発生させ、共振時の振動数からせん断剛性率 G を、自由振動時の振動減衰から減衰定数 h を求めるものである。装置および G , h , せん断ひずみ振幅 γ の求め方の詳細は文献 (27), (28) を参照されたい。

安定処理土の G は w_i , a_w , T_c , 対象とする土の種類

 表-5 G , h を求めるための実験ケース

ケース No.	w_i (%)	a_w (%)	q_u (kN/m ²)	E_{50} (MN/m ²)	Blades	Smoothed ends	Glued	Plastered
1	133	10	790	190	○			
2	152	25	2410	340	○			
3	150	15	1110	160	○			
4	100	10	2080	320	○	○	○	○
5	130	10	740	150		○		
6	150	15	1130	320		○		
7	100	10	1530	320		○		

などによって影響されると考えられるが、ここではこれらの影響因子を代表させるものとして q_u を取り挙げ、表-5 に示すような配合条件の下で実験を行った。共振法による実験では1ケースに要する日数は1~2日と比較的短期間であるため T_0 の影響による q_u の増大は小さい。そのため供試体の養生日数は最低14日間とした。4, 5章で述べたように、 q_u に比べて小さな拘束圧の下では、拘束圧が安定処理土の応力~ひずみ関係に及ぼす影響は小さいので、実験はすべて一軸状態の下で行った。供試体の大きさは直径 50mm, 高さ 100mm の円柱である。

共振円柱試験では、加振器によって発生した振動は供試体上端に直接伝達し供試体下端は固定と考えて、 G および h を求めている。このため、砂、粘性土を対象とする試験では、供試体の上端、下端に接するキャップ、ペダスタルに刃をつけて供試体とのなじみを良くしている。しかし、安定処理土を対象とした場合、供試体は硬くぜい性的であるため、すでに硬化した供試体に刃を押し込むと供試体の両端部は破碎し測定誤差が生ずる。このため、以下に述べる4つの方法で供試体を装置に固定することを試みた。

(a) 刃型付きのペダスタルを組み込んだモールド内に未硬化の安定処理土を入れ、刃型付きのキャップを供試体上面に押し込み養生する。刃型は 45° 間隔に放射状に8枚あり、その高さ2mmである。養生後、ペダスタル、キャップを供試体につけたままの状態でもールドをはずし、供試体を装置にセットする。

(b) モールドから脱型後、両端部を平坦に整型するだけで、装置にセットする。

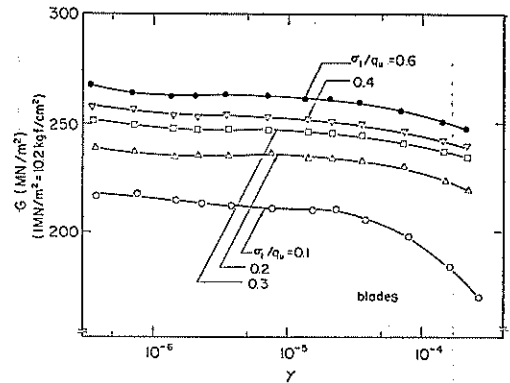
(c) (b) の供試体を接着剤によりキャップとペダスタルに固定する。

(d) (b) の供試体を石膏によりキャップとペダスタルに固定する。

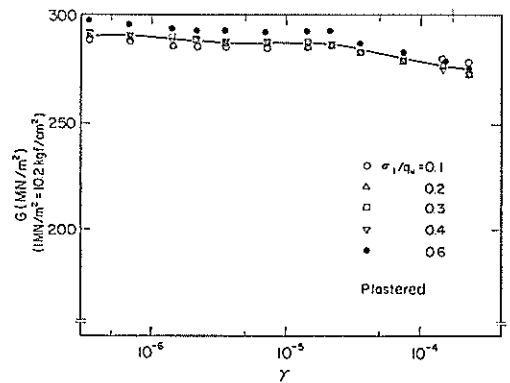
以下の表、図に示す“blades”, “smoothed ends”, “glued”, “plastered” の各記号は、それぞれ上述の(a)~(d)の供試体固定方法を示す。

6.2 せん断剛性率とせん断ひずみ振幅の関係

図-28 (a) に刃型を付けた場合の G と γ の関係を示す。軸圧 σ_1 と q_u の比 σ_1/q_u が小さい場合、 γ の増大につれ G が低下し、 G の γ に対する依存性が大きく見える。しかし σ_1/q_u が大きくなると、 G は γ に対してほぼ一定となり、 G 自体の値も大きくなる。一方供試体を石膏で固定した場合は(図-28 (b)), σ_1/q_u によらず G と γ の関係は1本の直線で表すことができ、しかも



(a) 刃型による固定方法



(b) 石膏による固定方法

図-28 ひずみ振幅とせん断剛性率の関係

γ の増大による G の低下は極めて小さい。

γ が 10^{-6} における G の値を G_0 とし、 G_0 と σ_1/q_u との関係供試体固定法の違いごとに比較したのが図-29で

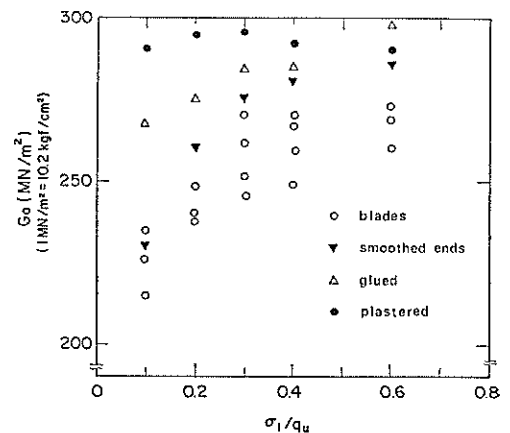
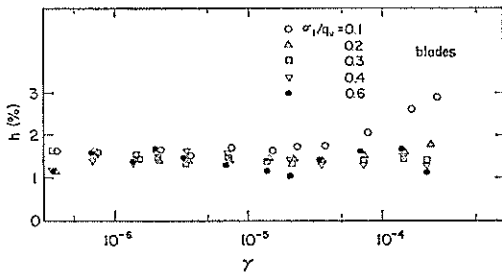


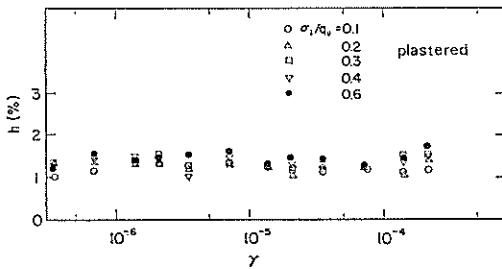
図-29 供試体固定方法の違いによる G_0

ある。 σ_1/q_u の値によって多少順序は異なるが、 G_0 は刃型、両端が平坦のまま、接着剤、石膏の順に大きくなるが、 σ_1/q_u の増大に伴ない固定方法の違いによる差は小さくなる。

以上の結果を総合して考えると、供試体の固定方法が不適当で σ_1/q_u が小さいと、供試体とペダスタルおよびキャップとの間の摩擦抵抗が小さいため、 γ の増大つまりねじり力の増大に伴って加振器によって発生したねじり振動が十分に供試体に伝わらないこと、また供試体下端でも動きが生じ、低めの G が計測されると考えられる。しかし、 σ_1/q_u が大きい場合では、摩擦抵抗が増大する結果、 G の相対的增加および γ に対する G の依存性も小さくなると考えられる。供試体固定方法は更に検討の必要があるが、今回の一連の試験結果より、 G は γ に対する依存性は小さく、 σ_1/q_u の大小の影響は小さいと考えることができる。この結論は、安定処理土の応力～ひずみ関係が破壊ひずみ付近までほぼ直線である事実と矛盾しない。しかし、締固めを伴う安定処理土²⁹⁾および深層混合処理工法による現場処理土³⁰⁾に対する共振円柱試験結果によれば、 G が γ に大きく依存するデータもあり、これが対象とした供試体の相違によるものか、供試体の固定方法の相違によるものかは、今後さらに検討する必要があると考えられる。



(a) 刃型による固定方法



(b) 石膏による固定方法

図-30 ひずみ振幅と減衰定数

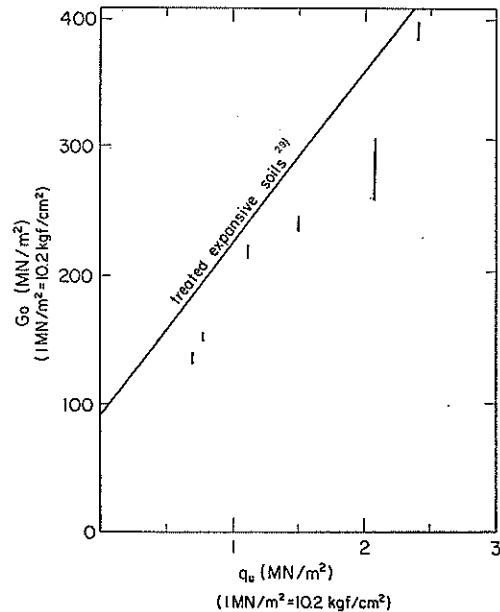
6.3 減衰定数とせん断ひずみ振幅の関係

減衰定数 h と γ の関係を刃型で固定した場合を 図-30 (a) に、石膏で固定した場合を 図-30 (b) に示す。刃型で固定した場合、 $\sigma_1/q_u=0.1$ の γ と h の関係からは、 γ の増大につれ h は増大する傾向が見えるが、 σ_1/q_u が 0.1 より大きくなると、 h は σ_1/q_u および γ によらずほぼ一定であり、その値は 1~2% である。石膏で固定した場合は、 σ_1/q_u 、 γ によらず h は一定であり、刃型付きの σ_1/q_u が 0.1 より大きい条件下で得られた h と等しい。6.2 で述べたように、不十分な固定方法で軸力が小さい場合には、振動エネルギーが供試体上下端の摩擦で消費されて、見掛け上 h が増加したものと思われる。

6.4 せん断剛性率と強度定数の関係

図-31 に $\gamma=10^{-6}$ の G_0 と q_u の関係を示す。今回の一連の実験で求めた G_0 は 6.2 で述べたように、 σ_1/q_u の大きさおよび供試体の固定方法によって異なる。このため、図-31 に示すデータは供試体固定方法の影響が小さくなる σ_1/q_u が 0.3 以上の条件下で得られたものに限定してある。

図-31 から G_0 と q_u には、強度の差、配合条件の差によらず、ほぼ直線関係が認められ、 q_u によって G_0 が決まると考えても良いようである。同図に Wing-Cheong Au と Yong S. Chae²⁹⁾ がモンモリロナイトを対象土と


 図-31 せん断剛性率と q_u の関係

した締固めを伴う安定処理土で求めた G_0 と q_u の関係を実線で示す。今回得られた G_0 は同一 q_u で比較すると彼らの値より多少低めであるが、 G_0 と q_u の関係は類似している。

安定処理土の応力～ひずみ関係は、破壊ひずみ付近まで直線であるので、 G_0 はヤング率と密接な関係にあると考えられる。一軸圧縮試験で得られた正割係数 E_{50} と G_0 の関係を図-32 に示す。 q_u の場合と比べて、 E_{50} と G_0 の相関関係は弱いが、 E_{50} の増大に伴い G_0 も増加する。同図にポアソン比 ν を 0.3, 0.5 と仮定した場合の E_{50} と G_0 の関係を示す。共振円柱試験による G_0 はこの関係より 2～3 倍大きい。この原因として考えられるのは、一軸圧縮試験から求められる E_{50} の精度と、 G_0 に対する共振円柱試験機の加振器による繰返し載荷効果である。斉藤ら³¹⁾が行った一軸圧縮試験によれば、ひずみゲージを直接供試体に貼付して求めた E_{50} はダイヤルゲージの読みから計算された E_{50} より 1.5 倍程度大きいとしている。また 5.2 の図-17 が示すように繰返し載荷を受けた等価ヤング率は、繰返し載荷を受ける以前のヤング率より大きくなるからである。

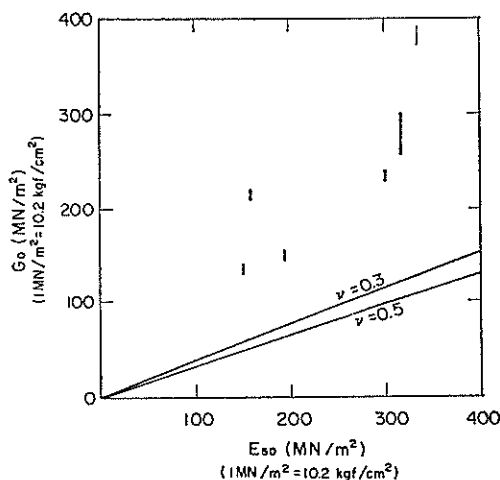


図-32 セン断剛性率と E_{50} の関係

7. 養生環境の違いによる安定処理土の強度変化

深層混合処理工法に見られるような化学的安定処理工法では、原地盤の密度をほとんど変化させずに、大きな間隙を有したまま化学的安定材により土粒子骨格を固化させるため、強度の増加は専ら土と安定材、あるいは安定材自身の化学反応に依存している。このため安定処理土の長期強度を考える上で、化学反応に影響を与える

養生環境は重要な要因となる。

本章の第1節では、土質工学会基準案「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」(JSF 規格: T31-81T)⁶⁾で定める養生方法について、モールド脱型時期、気乾養生の有無、養生環境(封緘・地中・海水中)の点から検討を行い、第2節では長期強度の低下が大きいと思われる海水中で養生した場合の劣化のメカニズムについて述べる。

なお、港湾工事に深層混合処理工法が適用される場合、ほとんどが海底であることから、安定処理土の耐久性に大きな影響を与えられ、凍結、融解および乾・湿の繰返しについては、言及しない。

7.1 養生条件と長期強度

土質工学会基準案「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」(JSF 規格: T31-81T)の安定処理土の養生方法は以下のように規定している⁶⁾。

“安定処理土は水分の出入りがないように湿潤状態でかつ一定温度で力学試験実施までの間養生する。

- (1) 安定処理土はモールドごとに密封して湿度 95% 以上の湿潤槽内で、あるいは同等の条件で所定の期間養生する。
- (2) 養生温度は $20 \pm 3^\circ\text{C}$ とする。
- (3) モールドの脱型が必要な場合には、供試体の強度がある程度の大きさになってからとする。脱型後は完全に密封して (1), (2) の条件で養生を行う。”

一度に大量の供試体を作製する場合、あるいは供試体の材令が長期にわたる場合では、適当な時期にモールドから供試体を脱型して、基準案 (3) に示す方法で養生を行っているのが現状である。しかし、供試体の強度がまだ小さい時期に脱型を行うと、脱型に伴う供試体の乱れなどによって、養生後の供試体の強度増加の割合が低下すると考えられる。

また基準案では、供試体の養生環境として湿度を 95% 以上で温度を $20 \pm 3^\circ\text{C}$ と規定しているが、一般に高湿度を維持することは難しく、長期材令の供試体の表面から乾燥する現象が見られる。

本実験の目的は、基準案に示す養生方法をさらに厳密に検討するために、モールドの脱型時期、脱型後の気乾養生の有無および養生環境の違いが長期強度に及ぼす影響を調べることにある。

(1) 実験方法

深層混合処理工法の現場施工では、対象土の含水比は自然含水比で、安定材はセメントミルク(セメント+水)

の状態で供給される。本実験で用いた供試体の配合条件は、実際の現場処理土の配合条件を念頭において決めた。すなわち、対象土の川崎粘土の自然含水比は約 100% であり、安定材の一部として水が供給されることを考慮し、 w_i は 110%、 a_w は 10% とした。供試体の大きさは直径 50mm、高さ 100mm とした。

実験手順は図-33 のフローチャートに示すように、脱型時期の違い、気乾養生の有無、および地中、海水、恒温恒湿槽（封緘状態）で養生するものに分類される。

モールドからの脱型時期は、図-34 の矢印で示す時期すなわち q_u が 60 kN/m^2 (0.6 kgf/cm^2) となる供試体作製後 2 時間 (A) と q_u が 640 kN/m^2 (6.4 kgf/cm^2) となる 24 時間 (B) である。モールド内養生は室内（気温 25°C 、湿度 85%）で行った。

モールド脱型後直ちに後で述べる養生環境で養生するもの (a) と、室内（温度 25°C 、湿度 85%）で 3 日間気乾養生した後、養生するもの (b) に分類される。

養生環境は次の 3 通りに分類される。

封緘養生 (C)： 供試体をポリ袋で封緘し恒温恒湿槽内

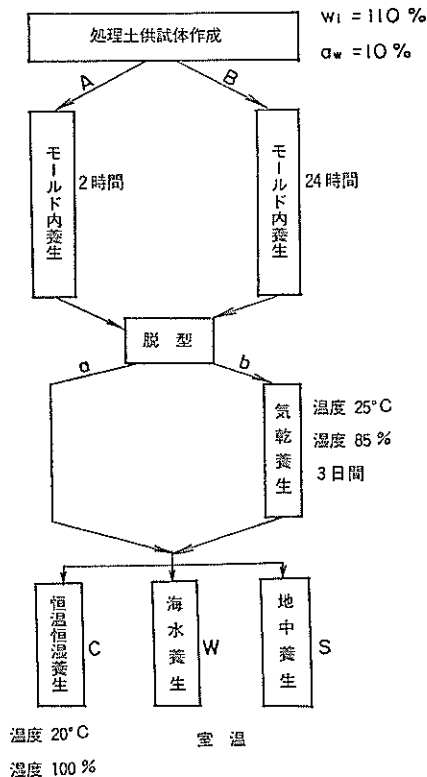


図-33 養生方法

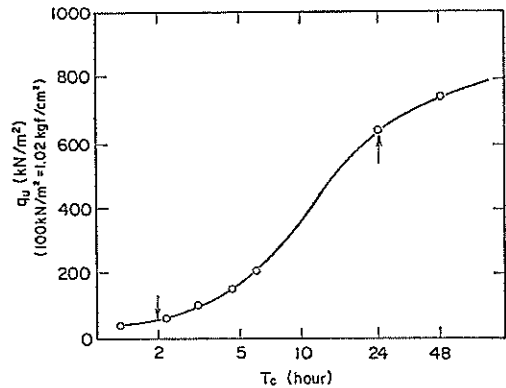


図-34 q_u と養生時間の関係

(温度 20°C 、湿度 95%) で養生。

地中養生 (S)： 供試体を含水比約 120% の川崎粘土に埋めて養生。

海水養生 (W)： 供試体を海水中に入れて養生。

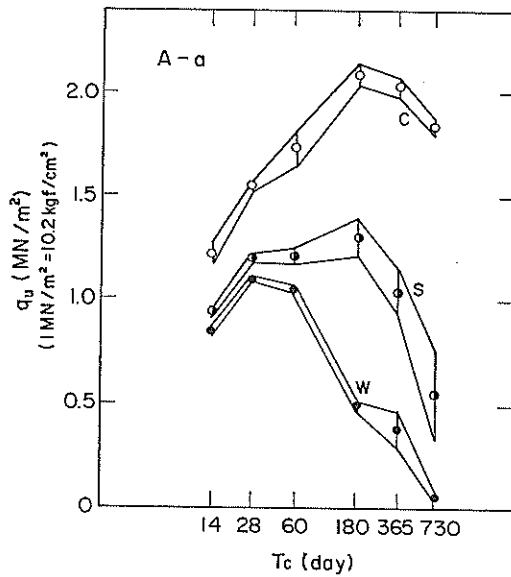
なお地中、海水養生は室温約 $20\sim 25^\circ\text{C}$ の下で行った。

(2) 養生環境と強度

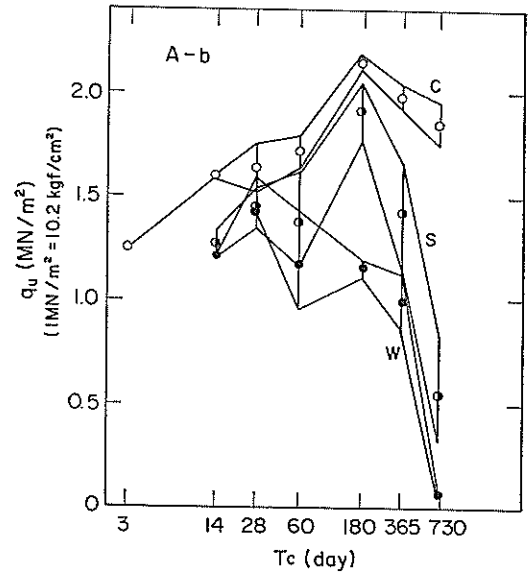
養生環境が強度に及ぼす影響を脱型時期と気乾養生の有無について分類して図-35 に示す。同一条件下の供試体個数は 4 個であり、その平均値を記号で、ばらつきの範囲を縦線で示す。脱型時期、気乾養生の有無、養生環境は (1) で示した記号を用いて表現する。すなわち、A-a, W は、脱型時期は供試体作製後 2 時間、気乾養生はせずに直ちに海水養生したことを意味する。また養生日数 T_c は、供試体作製時から経過した日数である。図-36 は、封緘養生の q_u の平均値で正規化した海水、地中養生の q_u の平均値を示す。

脱型時期、気乾養生の有無によって多少の平均値およびばらつきの範囲の違いが認められるが、安定処理土の強度は、養生環境によって大きく左右される。すなわち、強度は封緘、地中、海水の順に低下し、その差は T_c の増加につれ大きくなる。例えば、海水養生の場合では T_c が 28 日で強度は頭打ちになり、その後強度は低下を続け 2 年後にはほぼ 0 となる。封緘の q_u は、 T_c が 180 日以降低下していることが認められるが、7.2 で述べる室内で封緘養生した供試体の q_u が低下していないことから (図-38 参照)、恒温恒湿槽の湿度コントロールのトラブルが原因と考えられる。

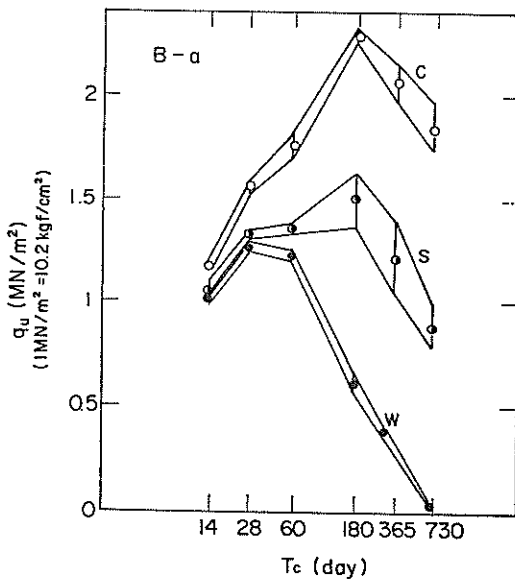
封緘養生と比べて地中・海水養生の強度が低下する原因については、第 2 節で詳しく述べる。



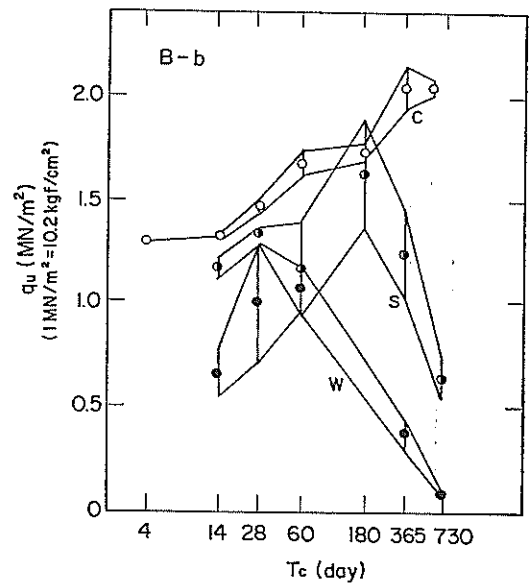
(a) 2 時間後脱型, 気乾養生なし



(b) 2 時間後脱型, 気乾養生あり



(c) 24 時間後脱型, 気乾養生なし



(d) 24 時間後脱型, 気乾養生あり

図-35 養生条件の違いによる q_u の経時変化

(3) 脱型時期の影響

脱型時期の違いによる影響は、脱型時の強度差 (A では $q_u=60 \text{ kN/m}^2$, B では $q_u=640 \text{ kN/m}^2$ で脱型) に起因する脱型による供試体の乱れの程度の差, および硬化

初期のモールドの拘束圧の差となって表れると考えられる。気乾養生がない場合の A-a と B-a を比較すると、両者の顕著な差は認められず、脱型時の q_u が少なくとも 60 kN/m^2 以上であれば、脱型による影響は無視でき

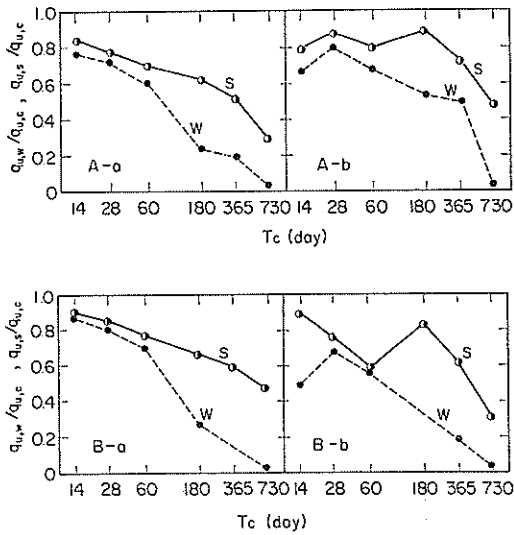


図-36 封緘養生との比較

と考えられる。

(4) 供試体乾燥の影響

気乾養生3日後には、A、B供試体とも表面の乾燥収縮による無数のクラックが発生し、その深さはB供試体のほうが深かった。

供試体全体の平均含水比の経時変化を図-37に示す。図中 M はモールド内養生、R は気乾養生、D は (1) に示した各種の環境下の養生期間を示す。気乾養生しない a 供試体では地中養生のほうが他の養生のものに比べて含水比が 2~3% 大きめであるが、含水比の経時変化は認められない (A-a, B-a)。B-a の 365 日間経過した封緘養生の含水比の低下が認められるが、この原因は不明である。気乾養生を3日間経過すると、図に示すように約 30% 含水比が低下するが、その後の養生によって含水比は回復する。海水・地中養生したものは、少なくとも 10 日間の養生後、気乾養生をしないものとほぼ同じ含水比になる。ここで注目すべき点は、封緘養生した供試体も養生日数により、含水比の回復が見られることである。つまり、供試体をポリ袋で封緘したにもかかわらず、含水比が上昇することは、ポリ袋も通水性があることを示す。すなわち、ポリ袋程度では長期にわたって供試体を密封することは困難であることを示している。

気乾養生を経験した供試体は、図-35に示すように q_u のばらつきが大きくなり、特に地中、海水養生の場合に著しい。再現性のある供試体を得るためには、脱型後直ちに養生する必要がある。

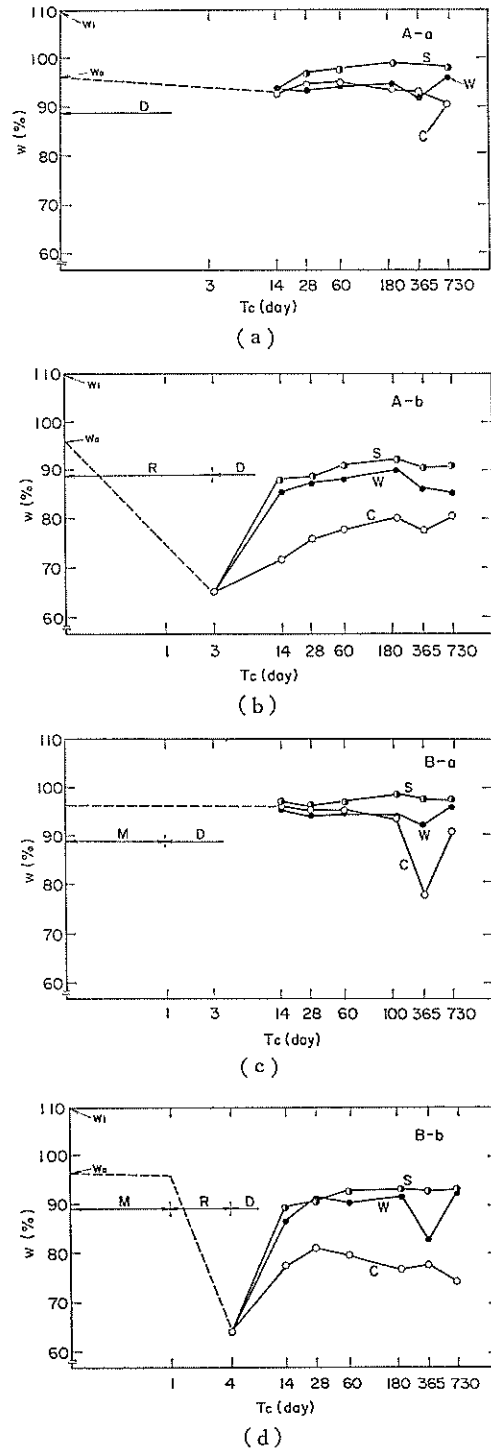


図-37 養生条件の違いによる含水比の経時変化

(5) 供試体の養生方法

本実験から得られた結果から、供試体の養生方法を検討すると以下の点に留意する必要がある。

(a) モールドからの供試体を脱型する時期は、供試体の強度がある程度の大きさであれば（少なくとも q_u が 60 kN/m^2 (0.6 kgf/cm^2) 以上）脱型による影響は少ない。

(b) 供試体をモールドから脱型したら、直ちに (c) に示す点に留意して養生に入る。脱型後の表面乾燥は養生後の強度のばらつきの原因となる。

(c) 材令が長期にわたる場合には、恒温恒湿槽で養生する場合でも、供試体をポリ袋などで密封し、さらにろう付けなどして供試体の乾燥を防ぐこと。供試体の含水比変化を防ぐために、供試体を直接またはポリ袋で密封した後でも水中で養生することは避けるべきである。

7.2 安定処理土の耐久性

7.1 で示したように、海水、地中養生した供試体は、養生日数がある程度経過すると強度は低下する。この原因として供試体表面からの劣化が考えられる。

本節では、7.1 の結果を踏まえて、供試体の寸法を変化させた強度試験、Ca 量、pH、含水比の供試体半径方向の分布から、安定処理土の劣化について検討する。

(1) 実験方法

用いた供試体の配合条件は 7.1 で述べたとおりで、 $w_i = 110\%$ 、 $a_w = 10\%$ とし、養生条件は A-a、すなわち供試体作製後 2 時間で脱型し、直ちに封緘・地中・海水・養生にはいる。

劣化の進行状況を強度の点から捕えるために、供試体の寸法を直径 35 mm、高さ 80 mm ($\phi 35$) と直径 50 mm、高さ 100 mm ($\phi 50$) を作成した。 $\phi 35$ 、 $\phi 50$ の供試体は所定の材令まで封緘、地中、海水養生を行い、 $\phi 35$ の供試体はそのままの寸法で q_u を求め、一方 $\phi 50$ の供試体は中心がずれないように直径 35 mm、高さ 80 mm の寸法にトリミングして q_u を求める ($\phi 50 \rightarrow 35$)。

供試体半径方向の Ca、pH、含水比の分布をみるための供試体寸法は、直径 100 mm、高さ 200 mm である。所定の材令に達すると、供試体の両端部を 40 mm ずつ削り取った後、供試体の中心がずれないように半径 5 mm ずつトリマーまたはナイフエッジで削り取り、各試料ごとに Ca 量、pH、含水比を測定した。

第 1 節の実験では、封緘養生を恒温恒湿槽内で行ったが、他の養生環境と温度条件が異なるため、今回の実験の封緘養生では、供試体は底に水を張ったポリバケツに入れ、地中、海水養生と同じ室内で養生した。

Ca 量を測定する方法は、炭酸アルカリ溶融法により前処理をした後、EDTA 滴定により Ca 量を測定した。

pH の測定は土質工学会基準案「土の pH 試験方法」(JSF 規格: T7T) によった¹⁴⁾。

(2) 安定処理土の劣化

供試体表面を削除した供試体の q_u ($\phi = 50 \rightarrow 35$) と削除しない供試体の q_u ($\phi = 35$) との比較を 図-38 に示す。封緘養生の供試体の強度は、($\phi = 35$)、($\phi = 50 \rightarrow 35$) と同等しいが、地中、海水養生の強度は、($\phi = 50 \rightarrow 35$) のほうが ($\phi = 35$) よりも大きい。しかも ($\phi = 50 \rightarrow 35$) の強度は、材令がある時期まで、封緘養生の強度と等しい。つまり、地中、海水養生の強度低下は、供試体表面部分の劣化の影響と考えられる。

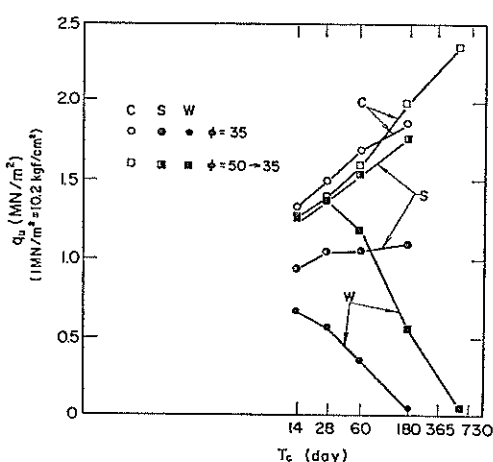


図-38 供試体内部の q_u の経時変化

海水養生した $\phi = 100 \text{ mm}$ の供試体の Ca 量の分布を 図-39 に示す。図中縦軸は、封緘養生で得られた Ca 量で正規化している（封緘養生の Ca 分布は半径に対してほぼ一定であった）。図から、中央付近の Ca 量は封緘の場合と同じであるが、表面付近の Ca 量は減少し、 T_c の増加とともに内部に進行して行くのがわかる。また 図-40 に示すように、Ca 量と同様に表面付近の pH の減少つまり中性化が進行していくのが明らかに認められる。しかし、Ca 減少に伴う含水比の増加は見られない（図-41 参照）。以上の事から、長期間安定処理土を海水にさらすと、表面から安定処理土の中性化が始まり、その結果 Ca が Ca^{++} となって海水中に溶出する。地中養生については、Ca、pH は測定しなかったが、海水養生と比べて劣化速度は遅いが、海水養生と同様に地中に Ca^{++} が溶出し、強度が低下すると考えられる。

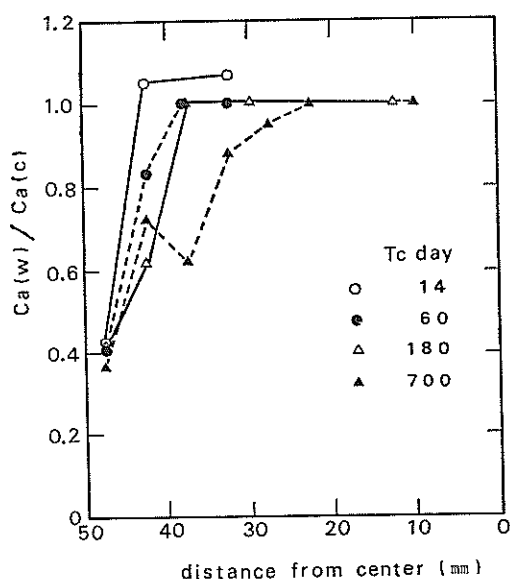


図-39 Ca 量の分布

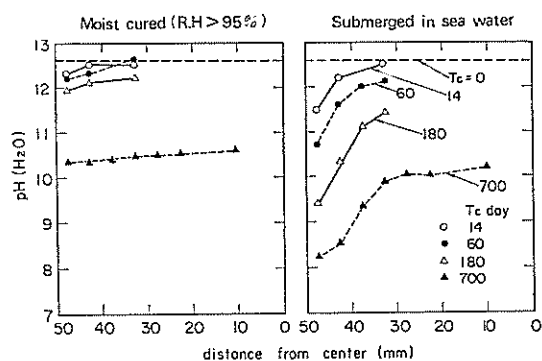


図-40 pH の分布

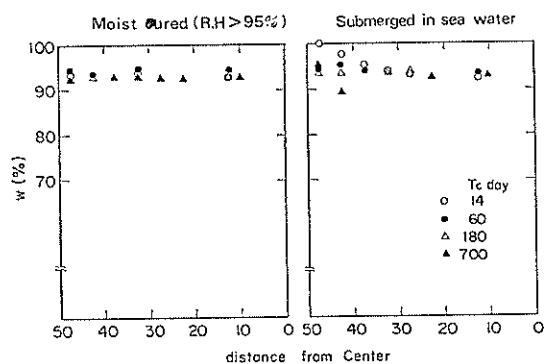


図-41 含水比の分布

次に、劣化の進行速度について述べる。劣化の進行速度を求める1つの方法として、劣化した供試体を図-42の左上に示すようなモデルを考える。すなわち斜線で示す部分の強度は劣化により無視できるとし、直径 r の部分は封緘養生の強度と同じとする。すなわち海水養生の q_u , $q_u(W)$, 地中養生の q_u , $q_u(S)$ と封緘養生の q_u , $q_u(C)$ との間には、(3) 式が成立つものとする。

$$\frac{\pi}{4} R^2 \{q_u(W) \text{ or } q_u(S)\} = \frac{\pi}{4} r^2 q_u(C) \quad (3)$$

ここに R は供試体の直径である。

また、劣化部分厚さ L は (4) 式で表せる。

$$L = \frac{R-r}{2} \quad (4)$$

結果を図-42に示す。計算に用いた $q_u(W)$, $q_u(S)$, $q_u(C)$ は、図-35(a)に示す値である。同図に海水養生で得られたCa量分布(図-39参照)から求めた劣化部分厚さも破線で示す。(3),(4)式を用いて予測した劣化部分とCa量の分布から求めた劣化部分とは比較的良く一致しており、計算で求めた地中養生の劣化部分も実際の劣化部分のある程度の精度で表現していると考えられる。

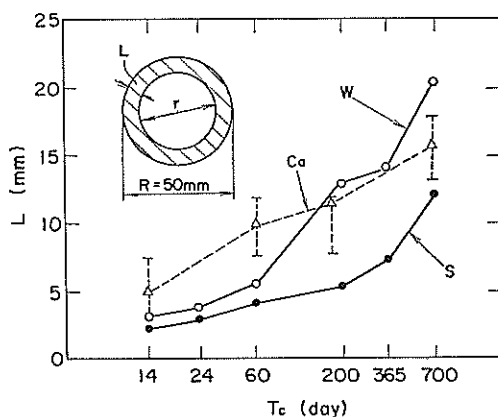


図-42 劣化の進行状況

図-42に示すように、劣化速度は養生環境によって変化する。1年後の劣化部分の厚さは、海水養生で15mm、地中養生で7~8mmである。新井、他³²⁾は、セメントスラグ-石膏の安定材を用いた安定処理土の劣化について報告しており、地中養生の場合では、2年後で20~40mmの劣化が生じたとしている。

コンクリートの劣化の原因の多くは骨材の化学的性質に起因し、コンクリートに有害な鉱物が数多く挙げられている³³⁾。安定処理土も養生環境の他に対象土の粘土鉱

物の組成、配合条件によって劣化速度が影響されると考えられる。

深層混合処理工法では、直径の大きな安定処理土が形成されるため、本実験で得られた劣化の進行速度では劣化部分が処理土塊に占める割合は小さく、これに伴う強度低下も無視できる量と考えられる。施工後4年経過した現位置改良土の土質調査の結果によれば、強度およびCa量の低下は認められないとの報告もある³⁴⁾。しかし、先に述べたように、安定処理土の劣化は対象土の粘土鉱物組成、養生環境によって影響されるので、安定処理土の劣化の化学的メカニズムを究明するとともに、現場規模で過去の施工例の調査を行う必要があろう。

8. ま と め

今回実施した一連の実験から、安定処理土に関して以下に述べる傾向ならびに結論が得られた。

- 1) 安定処理土の透水係数は、未処理土の透水係数と比較して同等、あるいはより小さくなり、処理後の含水比が小さいほど、混合比が大きいほど低下する。
- 2) 安定処理土のクリープ強度は一軸圧縮強度の約0.8倍である。
- 3) 繰返し載荷による疲労強度は、上限応力が一軸圧縮強度より小さければ、上限応力と下限応力との差($S_{max}-S_{min}$)によって決まる。今回実施した載荷繰返し回数(2×10^6)の範囲内で破壊しなかった($S_{max}-S_{min}$)は一軸圧縮強度の0.4~0.5倍である。
- 4) クリープ破壊強度以下の一定載荷、疲労強度以下の繰返し載荷による強度増加は認められない。
- 5) 安定処理土のせん断剛性率に対するひずみ振幅と軸差応力の影響は小さく、またせん断剛性率は一軸圧縮強度と直線関係にある。
- 6) 安定処理土の減衰定数は一軸圧縮強度、ひずみ振幅、軸差応力に無関係でほぼ一定であり、その値は1~2%である。
- 7) 室内配合試験において、長期材令の強度を求める場合には、供試体の含水比低下を防ぐために供試体を完全に密封して、湿度が充分高い状態で養生する必要がある。
- 8) 安定処理土を地中、海水養生すると供試体表面からのCaイオンの溶出による強度低下が生ずる。本実験で得られた劣化の進行速度は最初の1年間で海水養生でおおよそ13mm/年、地中養生で7mm/年、2年めで各養生条件下で6mm/年、5mm/年である。この強度低下

が現場で施工された安定処理土に対して、どの程度影響するかを検討するために、過去の施工例の調査を行う必要がある。

深層混合処理工法によって改良された地盤の現行設計法においては、内部応力が安定処理土の許容応力度を越えないことを条件としている。深層混合処理工法は実用に供されてからの日も浅く、現時点では許容応力の設定に際して大きめの安全率を採っており、今回の実験から求められたクリープ強度、疲労破壊強度に対して現行の許容応力度は充分安全であると考えられる。

9. あとがき

安定処理土の基本的特性の全貌はこの第3報をもってほぼ明らかにされたと考えて、本報告をもって基本的特性に関する一連の研究に区切りをつける。この一連の研究は室内配合供試体を対象としたため、得られた傾向ならびに結果を混合度の異なる現場処理土について確認する必要がある。また現場で形成される安定処理土の特異性の有無についても調査する必要がある。筆者らは、現場で得られた供試体による三軸、引張、透水試験等の一連の研究を進めており、室内配合供試体との相違を調べるとともに、ミクロ的な強度分布を求めることを目的とした、一軸圧縮試験およびカルシウム分析を行っている。

本報告の実験実施およびデータ整理に際しては、地盤改良研究室の元研修生、兵頭洋、井上俊夫（不動建設）、佐野清史、堀江泰夫（東洋建設）、坂之井秀輝、五百蔵良平（若築建設）の6氏の協力を得た。またとりまとめにあたっては奥村土質部長より貴重な御意見を戴いた。末尾を借りて各位に謝辞を呈する。

(1982年11月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 奥村、寺師、光本、吉田、渡辺：石灰による深層混合処理工法（第3報）、港研報告、Vol. 13, No. 2, 1974年、pp. 3-44.
- 2) 寺師昌明：港湾における化学的地盤改良工法、港研講演会講演集、1977年、pp. 63-100.
- 3) Ingles, O. G. and Metcalf, J. B.: Soil Stabilization Principles and Practice, Butterworths, 1972年.
- 4) 寺師昌明：深層混合処理工法、軟弱地盤改良工法に関する現状と動向講演会資料、土質工学会、1981年、pp. 53-68.
- 5) Terashi, M., Tanaka, H. and Kitazume, M.: Extrusion failure of the improved ground by

- D.M.M., 7th Asian Regional Conf. on SMFE, Haifa, 1983 年。(投稿中)
- 6) 土質工学会: 土質工学会基準案「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」(JSF 規格: T31-81 T), 土と基礎, Vol. 30, No. 1, 1982 年, pp. 95-97.
- 7) 寺師, 奥村, 光本: 石灰安定処理土の基本的特性に関する研究 (第1報), 港研報告, Vol. 16, No. 1, 1977 年, pp. 3-28.
- 8) 寺師, 田中, 光本, 新留, 本間: 石灰セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究 (第2報), 港研報告, Vol. 19, No. 1, 1980 年, pp. 33-62.
- 9) 寺師, 田中, 新留, 坂之井: セメント安定処理土の透水係数に関する研究, 第15回土質工学研究発表会講演集, 1980 年, pp. 773-776.
- 10) 寺師, 田中, 井上, 五百蔵: セメント安定処理土の疲労特性, 第16回土質工学研究発表会講演集, 1981 年, pp. 1705-1708.
- 11) 寺師, 田中, 佐野: 安定処理土の強度と養生環境, 第16回土質工学研究発表会講演集, 1981 年, pp. 1709-1712.
- 12) 田中, 寺師, 堀江: セメント処理土のクリープ特性, 第17回土質工学研究発表会講演集, 1982 年, pp. 2697-2700.
- 13) Mitchell, J. K. and Katti, R. K.: General Report (preliminary), 9th ICSMFE, 1981 年.
- 14) 土質工学会編: 土質試験法, 土質工学会, 1979 年.
- 15) 広瀬, 他: 深層改良への高炉スラグ系土質安定材の適用, 第17回土質工学研究発表会講演集, 1982 年, pp. 2641-2645.
- 16) Broms, B. B. and Boman, P.: Lime Columns-A new type of vertical drain, *Proceedings of the 9th ICSMFE*, Vol. 1, 1977 年, pp. 427-432.
- 17) Terashi, M. and Tanaka, H.: Settlement Analysis for Deep Mixing Method, *8th European Conf. on SMFE, Helsinki*, 1983 年。(投稿中).
- 18) Mitchell, J. K.: Fundamentals of Soil Behavior, *John Wiley & Sons, Inc.*, 1976 年.
- 19) 日本コンクリート工学協会編: コンクリート便覧, 技報堂, 1976 年, 70p.
- 20) 桜井春輔: セメントモルタルのクリープ変形と破壊に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, Vol. 271, 1973 年, pp. 65-75.
- 21) 吉田, 吉中: 明石層および神戸層の工学的性質について, 土木研究所報告, No. 129, 1966 年, pp. 1-53.
- 22) 斉藤迪孝: 土質力学におけるレオロジー 7.2 斜面崩壊予測, 土と基礎, Vol. 29, No. 5, 1981 年, pp. 77-82.
- 23) 村山, 柴田: 粘土のレオロジー的特性について, 土木学会論文集, Vol. 40, 1966 年, pp. 1-31.
- 24) Matsui, T., Ohara, H. and Ito, T.: Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay, *ASCE*, Vol. 106, GT 10, 1980, pp. 1101-1120.
- 25) 土木学会コンクリート委員会: コンクリート構造の限界状態設計法試案, 土木学会, コンクリートライブラリー第48号, 1981 年.
- 26) 榎場, 川村, 大浦: ソイルセメントの圧縮疲労特性, 土木学会論文報告集, No. 252, 1976 年, pp. 109-116.
- 27) 栗林, 他: 土の動的変形特性——共振法土質試験機による測定, 土木研究所資料, No. 912, 1974 年.
- 28) 沢田, 他: 共振法による不攪乱粘土の動的変形係数の測定, 土木研究所資料, No. 1304, 1978 年.
- 29) Wing-Cheong Au and Yong S. Chae: Dynamic shear modulus of treated expansive soils, *ASCE*, Vol. 106, GT 3, 1980 年, pp. 255-273.
- 30) 国生, 他: セメント系地盤改良の耐震効果 (第2報)——改良土の動的変形特性——, 第17回土質工学研究発表会講演集, 1982 年, pp. 2609-2612.
- 31) 斉藤, 他: セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究, 第13回土質工学研究発表会講演集, 1978 年, pp. 1385-1388.
- 32) 新井, 他: セメント系改良土の海水雰囲気中における長期安定性, 第16回土質工学研究発表会講演集, 1981 年, pp. 777-780.
- 33) 丸章夫: 鉱物学的にみた骨材品質, セメント協会コンクリート特別講演集, 1981 年.
- 34) 宮田, 他: セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究 (その12)——施工後4年経過した現位置改良土の土質調査——, 第15回土質工学研究発表会講演集, 1980 年, pp. 1761-1765.

記号一覧表

A	: 供試体作成後2時間でモールドから脱型する供試体
a	: モールド脱型後気乾養生せずに所定の養生環境で養生する供試体
a_w	: 土の乾燥重量に対するセメント混合比 (%)
B	: 供試体作製後24時間でモールドから脱型する供試体
b	: モールド脱型後3日間気乾養生した後に所定の養生環境で養生する供試体
C	: 封緘養生する供試体
c_v	: 圧密係数 (cm/min)
E_{50}	: 正割係数 (kN/m ²)
e	: 間げき比
$1/f$	: 周期 (s)
G	: 剛性率 (kN/m ²)
G_0	: $\gamma=10^{-6}$ のときの G (kN/m ²)
h	: 減衰定数 (%)
k	: 透水係数 (cm/min)

k_o	: 圧密試験から求めた k (cm/min)	T_o	: 養生日数 (day)
k_h	: 定水位試験から求めた k (cm/min)	W	: 海水中で養生する供試体
L	: 劣化部分の厚さ (mm)	w_a	: セメント混合後の含水比 (%)
m	: $\log \dot{\epsilon}$ と $\log t$ の勾配	w_i	: セメント混合前の含水比 (%)
m_v	: 体積圧縮係数 (m^3/N)	γ	: せん断ひずみ振幅
N	: 繰返し载荷回数	Δu	: 過剰間けき水圧 (kN/m^2)
N_f	: 破壊時の N	$\Delta u_{\max}$	: $S_{\max}$ 载荷時の Δu (kN/m^2)
p	: 圧密圧力 (kN/m^2)	$\Delta u_{\min}$	: $S_{\min}$ 载荷時の Δu (kN/m^2)
p_b	: 背圧 (kN/m^2)	ϵ	: 軸ひずみ (%)
p_h	: 水頭圧力 (kN/m^2)	$\dot{\epsilon}$	: ϵ の t に対する 1 次微分 ($\%/ \text{min}$)
q_{cr}	: クリープ応力 (kN/m^2)	ϵ_i	: ϵ が急激に増大するときの ϵ (%)
q_u	: 一軸圧縮強度 (kN/m^2)	ϵ_f	: 破壊時の ϵ (%)
S	: 地中で養生する供試体	ϵ_r	: 除荷時の ϵ (%)
$S.C$	: 試料の乾燥重量に対する砂の混合率 (%)	ϵ_v	: 体積圧縮ひずみ (%)
$S_{\max}$	: 繰返し時の q_u に対する最大応力の比	ν	: ポアソン比
$S_{\min}$	: 繰返し時の q_u に対する最小応力の比	σ_t	: 側圧 (kN/m^2)
t	: 時間 (min)	σ_1	: 軸圧 (kN/m^2)