



# 深い地盤改良の実際と問題点を考える

## 10. 深層混合処理工法の実際と問題点

### — 深層混合処理工法の概要 —

寺 師 昌 明\*      布 施 谷      ひろし 寛\*\*  
 の 能 と 登      しげ 繁      ゆき 幸\*\*\*

### 10.1 概 説

深層混合処理工法(Deep Mixing Method, 略称D.M.M.)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、地盤中に安定処理土を形成する工法である。対象は主として粘性土地盤であるが、セメント系の安定材を用いる場合には、粘土層の中間に介在する砂層や支持層の一部をもあわせて固化させる例が多い。また、大量の安定材を添加してビート地盤の改良に用いられることもある。

D.M.M. の開発研究は港湾技術研究所で塊状の石灰や消石灰微粉末を安定材として1967年ごろより開始され、1975年ごろより実用化されている<sup>1)</sup>。その後、施工各社の努力によって、前述のように各種の安定材の使用が試みられ、現在ではセメントミルクを安定材として、大規模な港湾工事へも適用されるようになってきている<sup>2)</sup>。一方、これとほぼ同時期に北欧では微粉末の生石灰を安定材とする同様な工法が開発され(Lime Columns)、主として軽量構造物の基礎地盤改良や、仮設的な目的に利用されている<sup>3)</sup>。

深層混合処理工法の改良原理は、石灰・セメント系安定材の水和反応と、その後長期にわたって継続する安定材と粘土の化学反応によっている。この種の安定処理は路盤材料の改良など表層部の処理に従来より多用されているため、改良原理については多くの成書がある。表層を対象とする場合と比べて、深層を対象とする場合の特徴を挙げると、一般に、①混合後の締固めが困難、②対象土が高含水比の粘性土、③安定材の添加量が大量、の三点となろう。この特徴からも理解されるように、深層混合処理による改良効果(強度発現量)は安定材と対象土の化学反応に全面的に依存している。

深層混合処理工法の施工機械(処理機)に要求される機能は、基本的には安定材を均一に地盤中に供給することと、原位置で強制的にかくはん混合することの2点である。かくはんの方式は、プロペラ状のかくはん翼で機械的に混合する方式と流体の高圧噴射によって周辺地盤を切削すると

表-10.1 機械的混合処理方式の深層混合処理工法

	(安定材の供給方法)	(工法名)
石灰系 深層混合処理	— スクリューフィーダ(塊状生石灰)……DLM	
	— 空気搬送(石灰微粉末)……Lime Columns, DJM	
セメント系 深層混合処理	— 空気搬送(セメント微粉末)……DJM	
	— スラリーのポンプ圧送(セメントモルタル)……CMC (セメントミルク)……CMC, DCM, DCCM, Demic, POCM, デコムなど	

ともに混合する方式とに大別できる。しかし、この2者では地中に造成される安定処理土の特性や利用形態に差異があるため、今回の講座では、前者に話題を限定する。

機械的混合処理方式の深層混合処理工法は、使用する安定材の種類・状態、安定材の供給方式、実施する企業によって様々な名称で呼ばれている(表-10.1)。

一般的な施工手順は図-10.1に示すように、①処理機を所定の位置にセットし、②～③かくはん翼を回転させて未処理地盤を乱しながら処理機を所定の改良深度まで貫入させ、④機種によってはかくはん翼を逆転させ、安定材の供給を開始し、⑤安定材の供給とかくはんを同時に行いながら処理機を引き上げ、⑥地表面あるいは所定の深度までの改良を完了する。機種によっては、安定材の供給を貫入の行程(②～③)で行うことや、貫入・引上げの両行程で行うこともある。いずれにせよ、この1サイクルの施工で地中に形成される安定処理土は柱状である。地中に安定処理土による壁体等の一種の構造物を形成する必要がある場合には、この柱体を相互にオーバーラップさせて施工することとなる。昭和57年1月時点で、大規模な海上工事に適用可能な処理機は27基存在しており、その公称能力は、かくはん面積(処理土柱体の断面積)で1.1m<sup>2</sup>から9.5m<sup>2</sup>、海面下の改良深度で-18mから-70mと多様性に富んでいる<sup>4)</sup>。

地盤改良に要する直接の工費のみを比較すると、深層混合処理工法は他の工法より高価となることもあるが、①短時間で大きな強度が得られ圧縮性も改善され、②周辺的环境へ及ぼす影響が少なく、③捨土の必要が少ないなどの大きな利点を有している。

深層混合処理工法の実際と問題点をとりあげる本講座の構成は、10章で工法の概要、現行設計法、安定処理土の特徴を紹介し、11章で施工事例を検討し、12章で設計・施工上の留意点と今後の方向性を総括することとしている。全

\*運輸省港湾技術研究所 地盤改良研究室長  
 \*\*運輸省第一港湾建設局 企画課長  
 \*\*\*北海道開発局土木試験所 土質研究室副室長

## 講 座

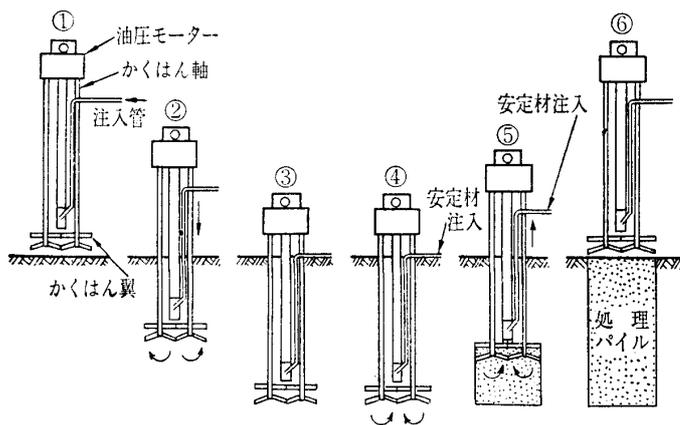


図-10.1 深層混合処理の一般的な施工手順

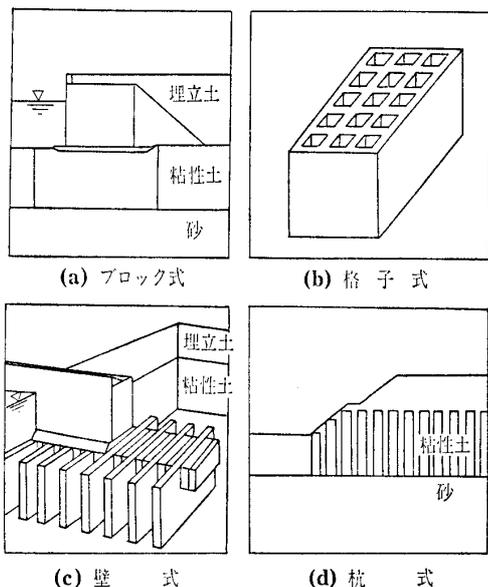


図-10.2 深層混合処理工法の改良パターン

体を下記の4名で共同執筆しているが、主な分担は、杭状の改良を能登、地中構造物状の改良を布施谷・口田、そして全体の調整と総括を寺師が行っている。

## 10.2 現行設計法

## 10.2.1 改良パターンと設計思想

深層混合処理工法は歴史の浅い工法であるため、調査・設計・施工・施工管理のあらゆる側面で、今後の知識の集積によって改善される余地を残している。安定処理土の利用形態も、今後の工夫で変化していくものと思われるが、現状では図-10.2に示すような改良パターンで利用されている。

本工法の開発の初期には生石灰を安定材として用いており、安定処理土に期待する強度も未処理土と極端に相違するほど大きなものではなかった。この時期に考えられた改良パターンは杭状であり、未処理土よりやや強度の大きい安定処理土の柱体を複数打設して改良地盤を形成するものである。そこでは、改良地盤を安定処理土と未処理土の面積平均的な特性を有する均一地盤としてとらえる考え方

(複合地盤)が採用された。しかし、現場で形成される安定処理土の強度はばらつきが大きいので、材料としての信頼性を高めるために平均的な強度を大きくする努力が払われ最近の実施例では安定処理土の一軸圧縮強度が平均的に $10\text{kgf/cm}^2$ を超えることもまれではなくなっている。安定処理土と未処理土の強度特性が極端に相違してくると、前述の複合地盤的な考え方には無理が生じ、安定処理土の柱体を群杭とみなす必要性が指摘されている<sup>5)</sup>。ちなみに、杭式の改良は軽量構造物のための基礎地盤の改良や、圧密沈下量の低減を目的として利用されることの多いパターンで、北欧の事例はほとんどがこのパターンによっている。

大重量の構造物を恒久的に支持する必要がある大規模な港湾工事では、平均的な一軸圧縮強度が数 $10\text{kgf/cm}^2$ の安定処理土によって、一種の地中構造物を形成する改良パターンが多い(ブロック式、壁式、格子式)。このような事例の安定処理土の特性を隣接する未処理土の特性と比較すると、強度は数10倍から数100倍と大きく、破壊ひずみは数10分の1と小さく、剛性の差は1000倍のオーダーで隔たることになる。任意の外力を均一地盤に加える場合と、このような改良地盤に加える場合では、地中の応力分布は全く様相を変化させる。すなわち、パーティカルドレン工法やサンドコンパクションパイル工法による改良の場合のような、処理土と未処理土を横切る円弧すべり面による破壊の検討などは余り意味をもたなくなってくる。このため、現行の設計法では安定処理土によって形成された地中構造物を剛体と仮定して、外力による剛体の安定を検討し、次に剛体として挙動する条件として安定処理土内に発生する内部応力が許容応力度を超えないことの検討を行っている。同様の考え方は、超軟弱地盤の表層を仮設的な目的(覆土の補助や仮設道路)で混合処理する場合にも適用されており、安定処理土版をウインクラー地盤上の弾性ばりとして検討することが多い<sup>6),7)</sup>。

以下に記述する設計法は、現時点で一般に実施されている方法をそのままの形で紹介するものである。工法自体の歴史が浅いため、未解明の問題が残されている反面では安全性を強調し過ぎている面もある。このような問題と今後の方向性については12章を参照されたい。

## 10.2.2 杭状改良地盤の設計

杭状改良地盤については、安定処理土の強度が小さい( $q_u$ が数 $\text{kgf/cm}^2$ 程度以下)場合には、安定処理土のせん断強さと安定処理土の破壊ひずみのレベルで未処理土が発揮し得るせん断抵抗とを面積平均して求め、この平均的な強度を有する均一的な複合地盤が形成されたものとして設計計算することが多い。しかし、安定処理土の強度が大きくなると均一地盤と仮定することは極めて不自然であり、特に水平外力の作用する条件では不安定な改良パターンとなりやすい。

以下には、安定処理土の強度が小さい場合の杭状改良地

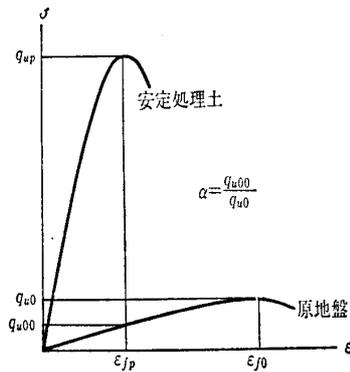


図-10.3 改良土および原地盤の  $\sigma \sim \epsilon$  の関係

盤の基本的な設計法を述べる。

1) 複合地盤の平均せん断強さ

複合地盤として考えるときの円弧すべりや支持力検討などに用いる改良後の平均せん断強さは次式で表される。

$$\bar{c} = c_p \cdot a_p + \alpha \cdot c_0 (1 - a_p) \dots\dots\dots(1)$$

ここに  $\bar{c}$ : 改良後の平均せん断強さ

$c_p$ : 安定処理土のせん断強さ

$c_0$ : 原地盤のせん断強さ

$a_p$ : 改良面積率

$\alpha$ : 安定処理土の破壊ひずみに対応する原地盤強度の低減率 (図-10.3参照)

上式において、原地盤のせん断強さ  $c_0$  は  $q_{u0}/2$  に等しいものと考えてよいが、安定処理土のせん断強さ  $c_p$  については、室内配合試験と現場施工時の混合精度の違いなどによる低減率 ( $1/2 \sim 1/5$ <sup>1)</sup> または  $1/3 \sim 1/10$ <sup>2)</sup>) を考慮して決める必要がある。

2) 複合地盤の沈下量

改良地盤に対する沈下量の検討については、杭状改良部への応力集中を考慮した次式が用いられている。

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= \beta \cdot S_0 \\ \beta &= \frac{1}{1 + (n-1)a_p} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

ここに  $S_1$ : 改良後の沈下量

$S_0$ : 無処理の場合の沈下量

$\beta$ : 沈下低減率

$n$ : 応力分担比 ( $= \sigma_p / \sigma_c$ )

$\sigma_p$ : 改良部にかかる応力

$\sigma_c$ : 未改良部にかかる応力

応力分担比  $n$  は、杭状改良部と未改良部がほぼ一様に沈下すると仮定すると次式のとおり得られる。

$$n = m_{v0} / m_{vp}$$

ここに  $m_{v0}$ : 未改良部 (原地盤) の体積圧縮係数

$m_{vp}$ : 改良部の体積圧縮係数

したがって、後述の図-10.9および図-10.10をもとに、処理土の一軸圧縮強さから処理土の圧密降伏応力  $p_c$  を推定し、載荷応力  $\bar{p}$  との比から  $m_{vp}/m_{v0}$  を求め、その逆数

をもって  $n$  とすることができる<sup>3)</sup>。

沈下の経時変化は、未処理部の圧密係数  $c_{v0}$  をもった一様地盤であると仮定して計算している例が多い。

3) 複合地盤の平均変形係数

杭状改良を施した地盤における低盛土道路の舗装設計をする場合には、現在のところ信頼できる方法がないため、Barber (バーバー) の2層構造に対する弾性理論の近似解を利用した上田らの多層解析法<sup>9)</sup>を準用している。この方法を用いて舗装表面のたわみの規制値を満足するように地盤の変形係数を逆算し、次式を用いて複合地盤とみなしたときの必要とする地盤の平均変形係数を決めている。

$$\bar{E} = (1 - a_p) E_c + a_p \cdot E_p \dots\dots\dots(3)$$

ここに  $\bar{E}$ : 複合地盤の平均変形係数

$E_c$ : 原地盤の変形係数

$E_p$ : 処理土の変形係数

舗装表面のたわみの規制値は、路盤の支持力不足により舗装が破壊するときの限界沈下量としてアスファルト舗装の場合に慣用的に用いられている  $0.25 \text{ cm}$ <sup>10)</sup> をとっている。また、原地盤や処理土の変形係数  $E$  は、それぞれの一軸圧縮強さ  $q_u$  から  $E = 210 c_u = 105 q_u$ <sup>11)</sup> とする設計例が多い。

10.2.3 地中構造物としての設計法

地中構造物としての設計の一般的な手順を示すと、図-

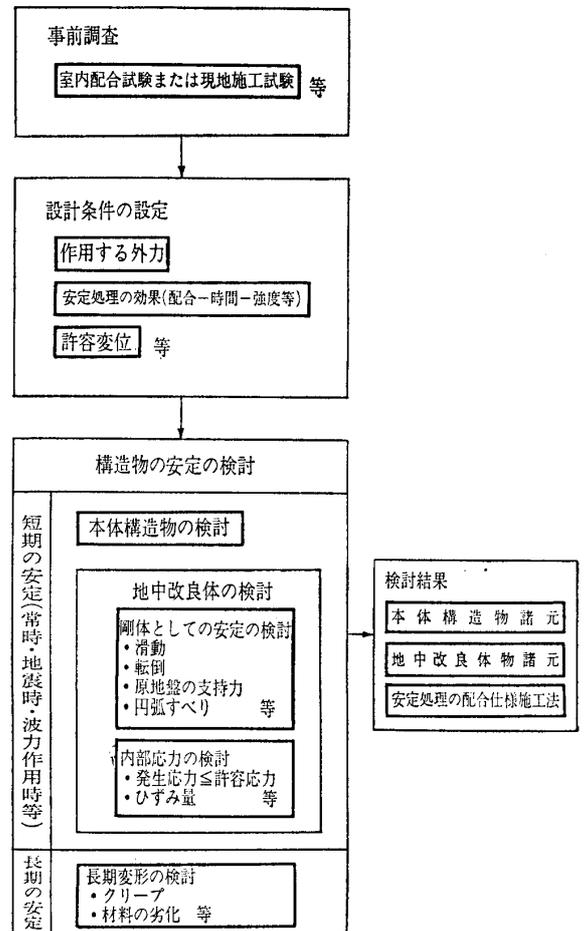


図-10.4 地中構造物としての設計の手順

講座

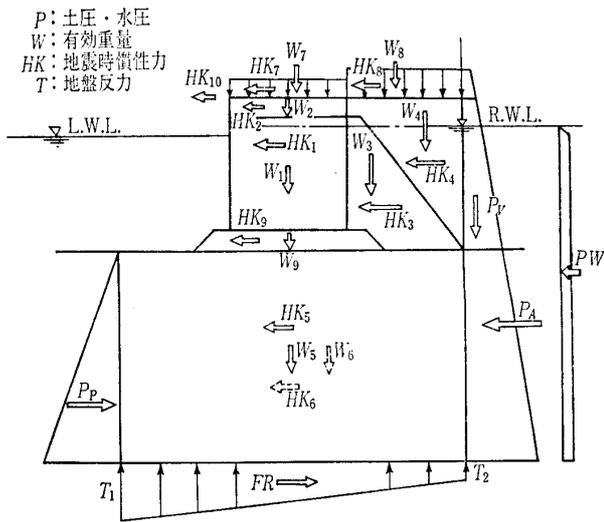


図-10.5 設計外力概念図（法線直角方向）

10.4のとおりである。以下にその設計法の概要を記す<sup>2),12)</sup>。

(1) 剛体としての安定の検討

これまでの施工例では、通常、安定処理した地中構造物（以下、地中改良体と呼ぶ）の上部にコンクリートブロック、ケーソン、鋼矢板セル等の本土工構造物が、直接ないしは捨石マウンドを介して間接に設置されている。したがって、地中改良体に作用する外力は、図-10.5のように想定することができる。この外力条件のもとで、地中改良体下端とその直下の在来地盤（着底タイプでは砂、フローティングタイプでは粘性土）との境界の位置において、滑動・転倒・支持地盤の支持力の各破壊様式に対する安定を検討する。

滑動の検討においては、設計境界面で発揮される滑動に対する抵抗力を正確に設定することが現状では難しいため、砂地盤の摩擦力、粘性土地盤の粘着力または安定処理土のせん断力のうちで最小のものを抵抗力と想定している。また、地中改良体の前面には、滑動抵抗力として受働土圧を想定しているが、軟弱な粘性土地盤ではこのような受働土圧が働くまでに、地中改良体の許容範囲を越えた変位が生じる場合も考えられるので慎重に検討しなければならない。

転倒の検討においては、地中改良体がいったん転倒挙動を起こし始めたならば、背面の未処理地盤との境界面で下向きの付着力が発生することが考えられるが、その評価が難しいためこれを無視する例が多い。

支持力の検討は、地中改良体が完全な剛体であり地盤が弾性体であると仮定して台形ないしは三角形の直線的な反力分布を想定した偏心傾斜荷重に対する地盤支持力として行っている。しかし、現実には完全な剛体でないことと地盤材料の非線形性のために、反力の再分布が起こる。FEM解析法を用いて反力分布を計算することも可能であるが、その適合性についての実証データが不十分な現段階では、前述の仮定が安全側となるので、剛体基礎の支持力チェックを行っている。

一方、10.2.1で述べた改良パターンの中で最もオーソドックスなブロック式地中改良体と異なり、壁式、格子式の場合には、安定処理土の間に残存する未処理土の影響をも考慮した検討が必要である。例えば支持力の検討では深い土中における異形状基礎（連続壁、井げた等）の支持力機構が現在十分解明されていないので、より安全側の仮定を設けて検討されており、また壁式の壁間が広い場合や短壁の杭長が相対的に短い場合には、壁間の未処理土が円形ないしは複合すべり等を起こして地中改良体の前面側へ押し出されるような現象が生じることがあるので検討を行っている。

なお、本土工構造物と地中改良体を内包する円弧すべり計算を行って全体の安定を再検討している。地中構造物としての改良を行う場合には、一軸圧縮強度の平均値が数十kgf/cm<sup>2</sup>の安定処理土を形成することが多いため、一般には地中改良体を通ずるすべり面の検討は省略している。

(2) 内部応力の検討

内部応力の検討に当たっては、前述の外力ならびに底面反力の下で、地中改良体の全体ないしは一部分を連続ばり・立体ラーメン・版あるいはT型ばりなどに置きかえて構造計算により内部応力を求めている。また、ディープビームとしての検討を加えて断面内の最大応力を評価することもある。これまでの設計事例でクリティカルとなった応力とその発生箇所は、本土工構造物より地中改良体に作用する力と底面反力により鉛直断面内に発生するせん断応力、地中改良体の前しに発生するせん断応力、壁状や格子状改良のショートユニット部に発生する応力集中（せん断・引張り）などであった。なお、同様な地盤条件下で同様なプロポーシヨンの地中改良体の設計事例が存在しない場合には、FEM解析によって前述の単純化した構造計算結果の妥当性を定性的に考慮することが望まれている。内部応力が以下に述べる許容応力度以下となるように、地中改良体の諸元あるいは強度が設定される。

安定処理土の許容応力度は次式で求めるのが一般的である。

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F} \alpha \beta \gamma \overline{q_{uf}} \left( = \frac{1}{F} \alpha \beta \gamma \lambda \overline{q_{ul}} \right) \dots \dots \dots (4)$$

ここに、

$\sigma_{ca}$  : 安定処理土の許容圧縮応力度

$F$  : 材料安全率。構造物の重要性、荷重の種類、計算法の精度を考慮して定める。これまでの設計事例では常時で3、地震時で2を採用している。

$\alpha$  : 断面有効係数。処理土の柱体（基本は円柱）をラップさせて地中改良体を形成するため、改良体内部には未処理部分が取り残される。この未処理部分を通る断面における最小有効幅の比率を $\alpha$ として、未処理部周辺の応力集中を便宜的に評価している。 $\alpha$ はオーバーラップ幅とその施工精度によって左右され

るが、0.7~0.9と指定して設計・施工することが多い。

$\beta$ : ラップ部信頼度係数。オーバーラップ部分は、既に硬化を始めている既設柱体の一部分をかくはん翼で削りとして新しい柱体を接合させる部分である。このため、ラップ部の混合度やラップ面の接合性は施工に大きく依存すると考えられる。設計事例では、施工機種、施工方法、接合に至る時間間隔などを考慮して0.5~1.0の範囲の値が採用されている。

$\gamma$ : 設計基準強度係数。現場強度の平均値  $\overline{q_{uf}}$  に対する設計基準強度の比率である。現場処理土の品質によって相違する係数であり、過去の施工例に対する事後調査では1/2~1/3程度が適当とする報告がある。

$\overline{q_{uf}}$ : 材令28日の現場強度（一軸圧縮強度）平均値を原則とするが、工程上28日強度の判定が困難となり4週から2か月程度の材令の強度となることが多い。

$\lambda$ :  $\overline{q_{uf}}$  と後述の  $\overline{q_{ul}}$  の比率であり、0.25~1.5までの実績報告がある。大規模な改良断面の最近の事例では1.0近辺の値が多く報告されている。

$\overline{q_{ul}}$ : 室内配合試験による材令28日の一軸圧縮強度平均値。後述の室内配合試験方法によって求める。

許容せん断応力度  $\tau_a = 1/2 \sigma_{ca}$ 、許容引張り応力度  $\sigma_{ta} = (0.15 \sim 0.2) \sigma_{ca}$  として求め、 $\sigma_{ta}$  に関しては別途に上限値を設ける例が多い。なお、許容せん断応力度を地中改良体の前し部に適用する場合には、前しがラップ箇所とはならないため、ラップに関する低減 ( $\alpha$ ,  $\beta$ ) を緩和する場合がある。

### (3) 短期的変形の検討

周辺未改良地盤の変形によって地中改良体と本土工構造物に変位が生ずる可能性がある。剛体としての安定と内部応力度に関して十分な安全率が適用してあれば、一般には問題とならないがFEM解析等によって検討することがある。

### (4) 地震時の検討

地震時の検討は、(1)~(3)に述べた常時の検討と同様に、剛体としての安定と内部応力の検討を法線直角方向と法線方向の両者について実施する。地震時に作用する慣性力と外力を静的な力に置きかえて常時と同様な計算を行ういわゆる震度法が簡便であり、これにより検討している事例が多い。慣性力の評価に当たっては、地盤の材料非線形性を考慮した動的FEMが用いられることが多い。

### (5) 長期的な検討

地中改良体と周辺の原地盤の特性は大きく異なるため、短期的な検討に加えて長期にわたる変形と安定を検討する必要がある。

本土工構造物の背面が埋め立てられるような場合には、地中改良体の背面に作用するネガティブスキンプリクシオンを長期的検討で外力として考慮する必要がある。

地中改良体が支持層に達していない場合には、地中改良体の周辺ならびに下部の圧縮層の長期的変形と、それに伴う地中改良体の内部応力の変化を検討する必要がある。

## 10.3 安定処理土の特徴

### 10.3.1 安定処理効果に影響する要因

石灰・セメント系の安定処理効果は安定材と粘性土の化学反応に依存しているため、従来の力学的地盤改良に比べて多くの要因に影響される。改良効果に影響する可能性のある要因は、(A)対象土の性質、(B)混合処理条件、(C)養生環境の三つに大別される（表—10.2参照）。

(A)と分類された要因は改良対象となる軟弱地盤の固有の性質あるいは状態で、深層混合処理の実際の施工に際して変更する余地のほとんどないものである。(B)に分類される要因は容易に変更できるもので、施工上のポイントとなる。(C)と分類された項目は、地盤条件、季節、配合条件、改良のパターンによって左右されるものである。

(A)に分類された要因は各々が独立した要因ではなく複雑に影響を及ぼし合うため、このような要因を調査して改良効果を定量的に予測することはできない。定性的な情報として、Thompson(トンプソン)<sup>13)</sup>は路盤材の石灰安定処理を前提とした膨大な実験結果から、pHと有機炭素量が主要な要因であったとしている。また、中村ら<sup>14)</sup>はセメント系深層混合処理を前提とした多数の室内試験結果から、 $pH < 8$ の粘土では改良効果がpHに影響されることを示している。対象地盤の含水比が大きくなると改良効果が漸減することは良く知られており、埋立地のように人為的操作（浚渫）で含水比が大きく変化している場合にはこの要因は重要である。

(B)に分類された諸要因については、最近数多くの試験結果が各方面から発表されているが、総括的に取りまとめたものとして寺師ら<sup>15), 16)</sup>が参考となろう。安定材の種類、品質、状態（例えば水セメント比）、添加量は長期強度と経時的な強度発現量を大きく左右する。安定材の条件を特定した場合の石灰改良効果に及ぼす添加量と材令の影響は

表—10.2 安定処理効果に影響する諸要因

A) 対象土の性質	(I)	粘土鉱物の種類
	(II)	塩基交換能
	(III)	シリカ・アルミナ比
	(IV)	有機物含有量
	(V)	土・水の pH
	(VI)	粒度組成
	(VII)	含水比
	(VIII)	液性限界・塑性限界
B) 混合処理条件	(I)	安定材の種類
	(II)	安定材の品質
	(III)	添加量
	(IV)	材令
	(V)	混合度
C) 養生環境	(I)	温度
	(II)	湿度

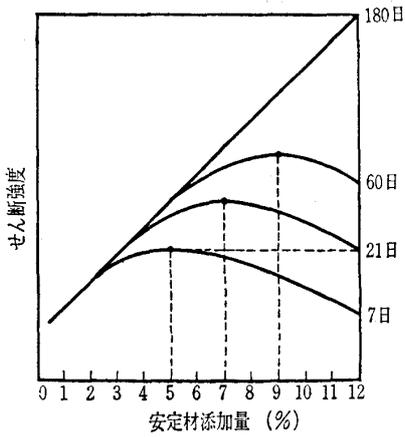


図-10.6 石灰改良効果と混合比, 材令の模式的関係 (McDowell<sup>17)</sup>)

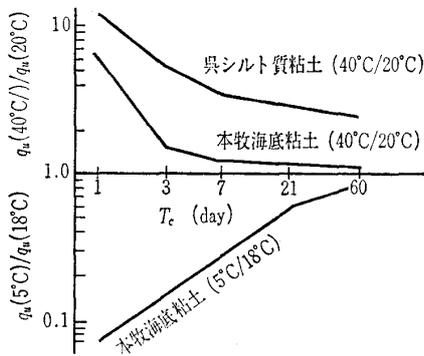


図-10.7 養生温度の改良効果に及ぼす影響 (石灰)

図-10.6<sup>17)</sup>で模式的に示される。材令数十日のオーダーでは添加量の増加が必ずしも改良効果の向上につながらない場合がある。一方、セメント系の安定処理では、数時間の短期材令を除けば、材令が長いほど、かつ添加量の大きいほど、改良効果は大きくなる。混合度については、混合の度合いが高いほど、改良効果は大きくなり同時に材料としての一様性が高まる。最近では、施工上の観点から短期強度を抑制するための新しい添加材あるいは遅延剤の開発研究が各方面で進められている。

(c)に分類された要因の内、湿度は海面下や地下水面下の軟弱地盤改良に関する限り要因とはなり得ない。しかし、陸上の工事で安定処理土が乾燥するような条件下では、処理土の耐久性の点で難点が大きい。温度条件は50℃以下程度であれば長期強度には大きく影響せず、効果の発現速度を高める(図-10.7)<sup>15), 18)</sup>。温度条件はバックグラウンドとしての地中温度の変動(深度方向と季節による変化)と、安定材の反応熱によって定まる。したがって、安定材の断熱温度上昇傾向、安定材の添加量、安定処理土の形状によっても大きく左右される。

### 10.3.2 安定処理土の室内配合試験

前項に述べたように、対象土の性質を調査しても安定処理効果を定量的に予測することはできない。このため、石灰・セメント系の安定処理工法を採用しようとする場合に

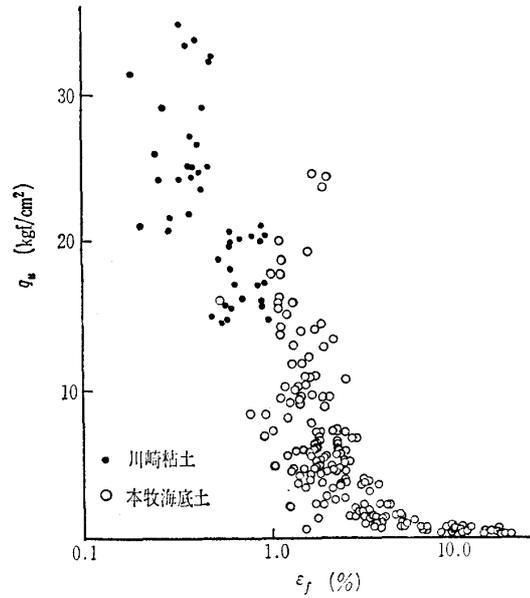


図-10.8 安定処理土の一軸圧縮強度と破壊ひずみ

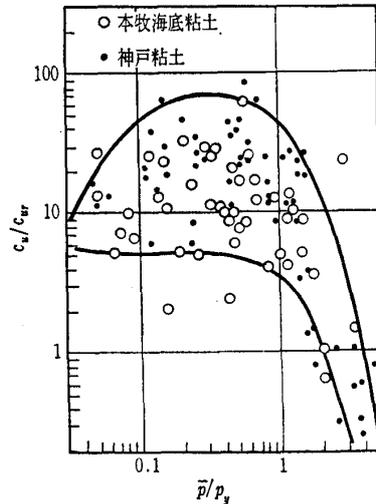


図-10.9 安定処理による圧密係数の変化

は、事前調査の一環として実際に対象とする土に安定材を添加・混合して供試体を作成し力学試験を行う必要がある。この室内配合試験の方法については、土質工学会より学会基準(案)が示されており<sup>19)</sup>、これに準拠することが望ましい。

しかし、室内配合試験によって得られる結果がそのまま実際の施工で得られる訳ではない。これは、混合処理条件と環境が個々の施工方法や改良のパターンによって変動するためである(11.2参照)。室内配合試験結果の利用に当たっては、類似の施工条件による既往のデータを参考とするとともに、最終的には現地における試験施工の実施が望まれる。

### 10.3.3 安定処理土の工学的特性

まえがきにも述べたように、本工法によって形成される安定処理土は、従来より路盤などに用いられてきた安定処理土とは異なる。これは、対象土が高含水比であり、深層

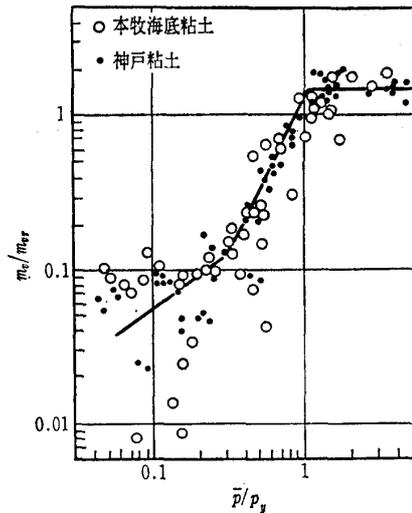


図-10.10 安定処理による体積圧縮係数の変化

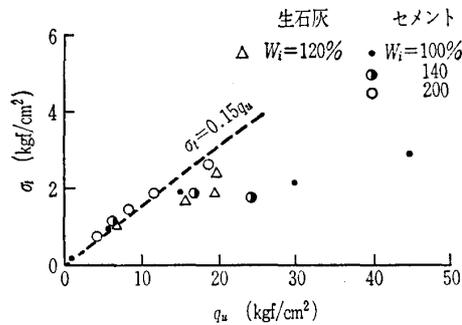


図-10.11 引張り強度と一軸圧縮強度の関係

を対象とすることもあって施工過程における締固めは不可能に近く、したがって改良効果のほとんどを化学反応に依存するため安定材の添加量が多量となっている点にある。この新しい土木材料の特性に関する研究は、本工法が実用化された1975年ごろより多方面で実施されている。寺師ら<sup>15),16),20)</sup>, Kawasaki et al<sup>21)</sup>は、主として室内配合された供試体を対象として、せん断特性、透水性、圧密特性、動的特性、疲労強度、そして耐久性と広範な調査研究の成果を取りまとめており参考とされたい。

石灰安定処理土とセメント安定処理土の工学的特性には基本的な相違は認められず、種々の特性を考える場合に一軸圧縮強度をその尺度として利用できる。ここでは安定処理土の主な特徴を要約して示す。

① 一軸圧縮強度  $q_u$  が大きくなると、破壊ひずみは極端に小さくなる(図-10.8)。その結果として、安定処理土の弾性係数  $E_{50}$  は一般の土に比べて極めて大きくなる。比較的強度 ( $q_u < 15 \text{ kgf/cm}^2$ ) の安定処理土で  $E_{50} = (75 \sim 200 q_u)$ 、それ以上の強度の場合に  $E_{50} = (200 \sim 1000) q_u$  が一つの目安となろう。

② 安定処理土の圧密降伏応力  $p_c$  は平均的に  $p_c/q_u = 1.2 \sim 1.3$  程度と大きく、通常は安定処理土を過圧密の状態で使用することとなる。安定処理土の圧密特性 ( $c_v, m_{vr}$ )

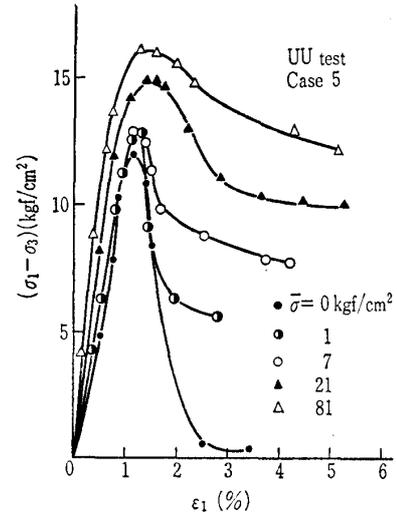


図-10.12 UU条件における  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  と  $\epsilon_1$  の関係

と繰り返して再圧密した未処理土の圧密特性 ( $c_{vr}, m_{vr}$ ) の比率を、安定処理土の圧密降伏応力で無次元化した圧密圧力に対して整理すると、安定材の種類、混合比、対象土の相違にかかわらず同様な傾向が得られる(図-10.9, 図-10.10)。

③ 安定処理土の透水係数は未処理土の透水係数と同等ないしは低下している。

④ 割裂試験によって間接的に評価した引張り強度  $\sigma_t$  は  $\sigma_t = (0.15 \sim 0.2) q_u$  であるが、上限(約  $2 \text{ kgf/cm}^2$ ) がみられる(図-10.11)。

⑤ 安定処理土の非圧密非排水せん断試験結果(図-10.12)にみられるように、残留強度は低拘束圧下で著しく小さく、拘束圧の増加につれて増加する傾向にある。

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), 港湾技術研究所報告, Vol. 13, No. 2, pp. 3-44, 1974.
- 2) 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講演資料, pp. 53-68, 土質工学会, 1982.
- 3) Broms, B.B. and Boman, P.: Lime Columns-A New Foundation Method, Proc. ASCE, Vol. 105, No. GT-4, 1979.
- 4) CDM 研究会：セメント系深層混合処理工法—設計と施工マニュアル, 51 p., 1982.
- 5) Terashi, M. and Tanaka, H.: Ground Improved by Deep Mixing Method, Proc. Xth ICSMFE, Vol. 3, pp. 777-780, 1981.
- 6) 張・田中・寺師：超軟弱地盤上の版状改良地盤の挙動, 港湾技研資料, No. 431, 22 p., 1982.
- 7) 吉田信夫：セメント系地盤改良の原理から施工まで—浅層改良の設計法, 土木施工, Vol. 22, No. 6, pp. 97-104, 1981.
- 8) 鎌田英男・阿久津英智：深層混合処理工法の機械と施工, 建設機械, Vol. 12, No. 4, pp. 45-53, 1976.
- 9) 上田嘉男・西中村和利・増井 隆：たわみ性舗装に対する層構造の考え方, 第7回日本道路会議論文集, pp. 432-435, 1963.
- 10) 土質工学会編：土質調査法, p. 354, 1972.

## 講座

- 11) 土質工学会編：土質調査試験結果の解釈と適用例，p. 178, 1968.
- 12) 中村龍二：セメントスラリーを用いた深層混合処理工法〔I〕，〔II〕，埋立と浚渫，No. 78, No. 79, 1977, 1978.
- 13) Thompson, M.R.: Lime Reactivity of Illinois Soils, Proc. ASCE, Vol. 92, SM 5, 1966.
- 14) 中村正邦・阿久津英智・須藤文夫：深層混合処理工法による改良強度の研究（第1報），第15回土質工学会研究発表会，pp. 1773-1776, 1980.
- 15) 寺師昌明・奥村樹郎・光本 司：石灰安定処理土の基本的特性に関する研究（第1報），港湾技術研究所報告，Vol. 16, No. 1, pp. 3-28, 1977.
- 16) 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），港湾技術研究所報告，Vol. 19, No. 1, pp. 33-62, 1980.
- 17) McDowell, C.: Properties of Lime for Soil Stabilization, Texas Highway Dept, TP-3-66-E, 1966.
- 18) 齊藤 聰・新名昭土・馬場崎亮一：改良土の強度に及ぼす養生温度の影響および変形係数の測定方法に関する一考察，安定処理土の試験方法に関するシンポジウム，pp. 61-66, 土質工学会，1980.
- 19) 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：T 31-81 T），土と基礎，Vol. 30, No. 1, pp. 95-97, 1982.
- 20) 寺師・田中・光本・本間・大橋：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），港湾技術研究所報告，Vol. 22, No. 1, pp. 69-96, 1983.
- 21) Kawasaki, T. et al: Deep Mixing Method Using Cement Hardening Agent, Proc. Xth ICSMFE, Vol. 3, pp. 721-724, 1981.

(原稿受理 1983.4.1)

## 国際ニュース

## 国際会議論文募集のお知らせ

## オスロ国際シンポジウムの論文募集のお知らせ

社団法人 日本トンネル技術協会

昭和59年6月ノルウェーのオスロで開催される国際シンポジウム“ローコスト道路トンネル”に対する論文を下記のとおり募集しておりますので，関係者多数ご応募下さいますよう，ご案内申し上げます。

なお，論文提出または会議参加予定者は取り急ぎ当協会事務局までご一報下さい。(☎ 03-553-6174)

## 記

と き：1984年6月20日～23日

と ころ：オスロ大学

主・共 催：ノルウェー道路局，王立科学院

シンポジウムのテーマ(使用語)：ローコスト道路トンネル  
(英語)

セッション別課題：

1. 交通および安全
  - 1) 幾何構造，速度および交通容量
  - 2) 路面のマーキングおよび照明
  - 3) 換気および緊急時設備
  - 4) 事故率とその原因
2. 計画と構造上の設計

- 1) 必要な地質のデータ
- 2) 一時的ないし恒久的の支保
- 3) 防水および凍結防除
- 4) 舗装および排水
3. 施工および施工経緯
  - 1) 契約方式
  - 2) 工事用機械と作業工程
  - 3) 支保工の設置とその管理
  - 4) 技術的な設備
4. 維持管理とその制御
  - 1) 交通管制用設備
  - 2) 支保のシステムと制御
  - 3) 排水の効果
  - 4) 舗装の状態

論文応募要領：応募者は論文概要（和文で400字以内）を作成し，セッションおよび論文題名，著者名，所属，役職，勤務先住所，電話番号を記載した表紙を添付して，きたる6月末日までに当協会オスロシンポジウム対策小委員会（〒104 東京都中央区新富2-14-7 新光第1ビル）あて送付して下さい。

なお，採用論文の英文概要の応募は9月に，また本論文は来年2月に同シンポジウム事務局へ提出する予定です。