

## セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性 I

Mechanical Properties of Saturated Soft Clay Improved by Cement-Mixing

小林 晃\*・龍岡 文夫\*\*

Akira KOBAYASHI and Fumio TATSUOKA

## 1. ま え が き

軟弱な粘土地盤上に大型重量構造物を建設する場合は、主に2つの方法によって、構造物を建設できるようにする。すなわち、地盤を改良せずに、鋼管杭などの構造物基礎によって、上部構造物を支持するのが1つの方法であり、もう1つは、軟弱粘性土地盤を改良強化してしまう方法である。後者の方法として、従来とられていた方法としては、軟弱粘性土に必要なだけ取り去り、良質な砂質土や礫などと置き換える方法（置換工法）や、軟弱粘性土中に、砂杭を打ち込み（サンドドレーン、サンドコンパクションパイル、パックスドレーン等の工法）、または、紙や、高分子繊維からなる布を打ち込み（ペーパードレーン工法）、引き続き原地盤上に盛土をすることにより先行荷重を加え、粘土の圧密を進行させ、粘土の密度を増加させ強化させる工法がある。しかし、置換工法では、軟弱粘性土の掘削時に海水汚濁が生ずること、および、掘削土の捨場がなくなってきたこと、また、大量の良質砂が入手困難になりつつあること、さらにこの工法には、改良水深、改良地盤深度に限界があり、大型化した構造物の支持地盤としての改良工法としては不十分である等の限界が生じてきた。また、地盤を密度化する工法でも、工期が長いこと、工事に伴う騒音・振動が時として問題になること、砂の入手が困難になりつつあること、地盤の沈下が長期にわたって継続しうる等の限界がある。これらの工法に代るものとして、運輸省港湾技術研究所で考案された深層混合処理工法（Deep Mixing Method, DMM 工法）が、近年急速に行われてきた。この工法は、生石灰、セメントスラリーなどの硬化剤を、軟弱地盤内に注入してその場所で混合攪拌して、地盤を硬化しようとする工法である。この工法は、直接的な工費が上記の従来の工法に比較すると高いという欠点はあるが、上述のさまざまな問題点が生じないため、総合的な工費はむしろ低くなる場合が多くなってき

ている。最近では、硬化剤としては、取り扱いがはるかに容易であること、改良効果がより確実であること、原料費には大差がないことなどの理由によって、生石灰よりも、セメントスラリーが用いられることが多いようである。

深層混合処理工法によって、例えば深さ15 m、幅20 m、長さ100 mという大きな範囲の軟弱粘性土地盤が改良される訳である。例えば、ある領域全体の軟弱粘性土全体が改良されるブロック式深層混合処理の場合の設計法を他の文献<sup>1)2)</sup>での記述を参考にしてみよう。

設計法は大別して次の2つに分けられる。

(1) 改良地盤をケーソンのような地中構造物として扱い、すべり出し・転倒に対する検討、改良地盤の下の地盤支持力の検討・構造物内部の応力度が許容応力度より小さいかの検討をする方法である。この方法は、改良土域をマッシュなコンクリート構造物のように考える考え方である。この方法では構造物内部の一部で応力が許容応力を越えることも許さない方法であり、元来、脆性的な物質に対して妥当な方法である。その上、後に述べるように、コンクリートに比べると許容応力をきわめて小さくとっているため、「現状ではかなりの安全側の考え方<sup>2)</sup>」となっている。この方法は「構造物式設計法」と呼ばれることが多い。

(2) 改良地盤を通常の土の地盤と同じように考える方法である。実際でも一部での破壊で必ずしも全体の安定を失うことにはならないから、全体の安定性を円弧すべり安定計算法のような極限設計法で検討し、全体の安定に対する安全率が1以上のある値であればよいとする方法である。したがって、(1)の方法による安全率よりも通常大きな安全率を与える。現在の段階では、「構造物式設計法」が採用されることが多く、この方法による検討で断面が決まる例は少ない。<sup>2)</sup> その理由は、改良土が脆性的で残留強度が小さい物質であれば進行性破壊 (progressive failure) が生ずることになる。すなわち、全体で同時にピーク強度を発揮することはないから、ピーク

\* 日本道路公団

\*\* 東京大学生産技術研究所 第5部

研究速報  
強度を用いてこの方法で設計すると、危険側の設計となるからである。したがって、現在の段階では、(1)の方法を捨て、この方法による設計を全面的に採用するにいたっていない。なお、この方法による設計法を「地盤式設計法」と呼ぶことがある。

「構造物式設計法」で設計する場合、安定処理土の許容応力度は次の方法で決めることが多い。<sup>2)</sup>

#### 許容圧縮応力度

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F} \alpha \beta \gamma \lambda \overline{q_{ui}} \quad (1)$$

(1)  $F$  は安全率であり常時は 3、地震時は 2 とすることが多い。

(2)  $\alpha$  は断面有効係数であり、混合処理機が残す未処理部分やオーバーラップの際に残る部分の割合。0.7~0.9 程度。

(3)  $\beta$  はオーバーラップ部の信頼度係数で 0.5~0.9 程度。

(4)  $\gamma$  は現場強度係数であり、マスコンクリートの場合に準じ強度のばらつきを考慮して決める。0.5~0.7 程度。

(5)  $\lambda$  は現場強度の平均と室内配合試験の平均の比であり 1.0 程度 (文献 1) では 0.5 としている)。

(6)  $\overline{q_{ui}}$  は、室内配合試料の一軸強度の平均値

#### 許容せん断応力度

$$\tau_a = \frac{1}{2} \sigma_{ca} \quad (2)$$

#### 許容引張応力度

$$\sigma_{ta} = 0.15 \sigma_{ca} \quad (3)$$

この場合は、 $\sigma_{ca}$  は、実に  $q_{ui}$  の約 1/6 (常時) である。このように割引率が非常に大きい理由は、

- (1) 原位置での強度のばらつきが大きいこと、
- (2) セメント改良土は、非常に脆性的 (brittle) であり、ピーク強度を発揮した後の変形の進行による強度の減少が大きい (残留強度が非常に小さい)、と考えられていること、

(3) 原位置の応力状態を再現した綿密な室内実験が十分に行われておらず、その物性が十分に明らかになっていないこと、等々のためであろう。「構造物式設計法」では、内部応力が許容応力 ( $\sigma_{ca}$ ,  $\tau_a$ ,  $\sigma_{ta}$ ) を越さないようにセメント添加量、改良区域が決められるわけであるが、一般に、安全すぎる設計になっていると思われるのは、前に述べたとおりである。

また、上記 (1), (2), (3) の理由に合わせて、一部分の破壊と全体の安定の喪失の間のメカニズムが明らかになっていないために、「地盤式設計法」を全面的に採用するようになっていない。一つの妥協案として考えられ

るのは、残留強度を用いた円弧すべり計算法での安定計算法である。このようにすれば、進行性破壊を 100% 取り入れた計算法となり、必ずしも危険側の設計にはならない。ただ、通常の一軸試験で見られるようなほとんどゼロの残留強度特性が正しいとすれば、この安定計算法は成り立たない。したがって、地盤内のように拘束がある状態での残留強度特性を正しく把握することがこの設計法の前提となる。しかし、これまで、セメント改良土の残留強度特性が十分に明らかになっているとは言い難い。

拘束圧を全く用いない一軸試験よりも原位置の応力状態をより忠実に再現していると考えられる三軸試験で、セメント改良土の物性を調べた従来の研究<sup>3),4)</sup>によると、1) 三軸試験では、試料の排水条件によって著しく変形、強度特性が変わること、2) セメント添加率が低いほど、拘束圧 (圧密応力) が高いほど、コンクリートのよりも、土的な性質となってゆることが明らかになってきている。本研究では、これらの研究を一步進めて、以下のことに目標を置いた。すなわち、普通ボルトランドセメントと粘性土を室内で攪拌混合し固結させた試料を用いて、

1) 圧縮強度を求める方法として用いられている一軸試験と、三軸試験によるセメント改良土の変形・強度特性の相違を明らかにし、一軸試験の限界を明らかにする。特に、一軸試験では残留強度が非常に低いが、有効拘束圧がある状態ではどうなるのかを調べる。

2) 供試体のせん断中での排水条件 (排水または非排水) による強度、変形特性の相違を、有効応力の原理に従って整理して統一的法則性を見いだす。

3) セメントの添加量によって、上記のことが、どのように変わるかを調べる。

4) 三軸試験による原位置の応力、ひずみ状態の再現性はどの程度か、特に圧密の仕方の適切な方法について考察する。セメント改良土は、セメンテーションにより強化された部分と、粘性土のままである部分が複雑に混在しており、セメンテーションの時間的進行と、圧密によるセメンテーションの破壊あるいは密度の増加、せん断によるセメンテーションの破壊の問題が相互に絡み合っている。したがって、原位置強度を求めるための適切な、三軸試験法とは何かについて、考える必要があるものと思われる。

5) 内部に引張応力が発生する場合の強度特性 (引張強度特性も含む) は、三軸試験では調べられない。従来、引張強度は、割裂試験で求められていたが、そのときの供試体の状態は、一軸試験と同様に、拘束応力状態、排水条件が、原位置の再現となっていないと思われる。そ

研 究 速 報

ここで新たに、供試体の応力状態、圧密条件、せん断時の排水条件をかなり厳密に制御できる引張強度試験法を開発し、引張応力が存在する場合の強度特性を調べる。

2. 試験供試体の作製<sup>5),6)</sup>

用いた粘土試料は、表 1 に示す物性を持つ海成粘土であり、沖積性海成軟弱粘土としては、典型的なものである。通常このような粘土の地盤に深層混合処理工法が行われることが多い。試料は含水比が自然含水比に近い値である 120% になるように純水を加えて練り返し、2 重のビニール袋で密封して一週間以上放置して安定化させたものを用いた。硬化剤としては普通ポルトランドセメントを用いて、表 2 のように配合した。実際の施工においてはセメントはそのまま地盤中に送られるわけではなく、水を加えてセメントスラリーの形でポンプで圧送される。ポンプの圧送能力から、セメントスラリーの水セメント比 ( $w/c$ ) は最低 60% くらい必要であり、実際にも、100% くらいにしている例が多い。セメント添加率  $a_w = (\text{セメント乾燥質量} / \text{粘土の乾燥質量})$  は実際に用いられている  $a_w$  の値を参考にして決めた。この研究では、 $a_w$  の値は 8%、10%、14%、20% の 4 種類に変化させた。  $a_w = 8\%$  と 10% は実際の施工時における設計強度に対応する比較的低強度の供試体を作るために採用し、 $a_w = 14\%$  と 20% は、原位置での実際の改良土の強度に対応する比較的高強度の供試体を作るために採用した。例えば、 $w_i = 120\%$ 、 $a_w = 10\%$  のときのセメント改良土全体に占めるセメントの重量比は、

$$\frac{a_w}{1.0 + w_i + a_w + a_w \cdot \frac{w}{c}} = \frac{0.1}{1 + 1.2 + 0.1 + 0.1 \times 1} = 0.04$$

である。体積比は、セメントの比重は 3.15 であるから  $G_s = 2.65$  とすると、

$$\frac{a_w / 3.15}{1.01 G_s + w_i + a_w / 3.15 + a_w \cdot w/c} = 0.021$$

であり、セメント改良土中に占めるセメントの量は大きいものではない。混入処理中に、地盤中から水が抜け出すことはほとんどないから、改良土は改良前と同様に非常に空隙が大きいままである。このことは、セメント改良土は後に示すようにせん断強度は非常に大きいにもかかわらず、せん断の圧縮性は非常に大きい(場合によっては正規圧密粘土よりも圧縮する)という、非常に特異な性質をもたらしている。

表 2 に示す配合条件で、ソイルミキサーを用いて 10 分間攪拌混合し、内径 5 cm、高さ 10 cm のモールド内に 3

表-1 用いた海性粘性土の物理的性質

粒度分布特性	比 重 $G_s$	2.65
	砂 分 (%)	3.9
	シルト分 (%)	63.1
	粘 土 分 (%)	33.0
	最大粒径 (mm)	2.0
	60%粒径 (mm)	0.009
	10%粒径 (mm)	0.002
コン テン シ ー	均等係数 $U_c$	4.5
	液性限界 $w_L$ (%)	100
	塑性限界 $w_P$ (%)	46
	塑性指数 $PI$ (%)	54

表-2 配合条件と試験条件

	予備実験 (一軸試験のみ)	本実験 (一軸および三軸試験)
粘性土試料の初期含水比 $w_i$ (%)	120	120
セメント添加率 $a_w$ (%)	6, 8, 14, 20	8, 10, 14, 20
軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a$ (%/min)	1	0.06

注 1) セメント改良土 = 粘性土試料 + セメントペースト

注 2) セメントペーストのセメント水比 ( $c/w$ ) = 1.0 (共通)

層に分けて詰めた。その際気泡の混入が最小限になるよう、また、試料内部が一様であるように、さらに、試料間のばらつきがないように留意した。ビニール膜を試料上面に被せ、室内で 24 時間養生した後、カッターナイフを用いて供試体の上端部を平滑に仕上げた後、モールドから試料を取り出し、内径 5 cm 強のビニール袋に入れ完全密封し、18°C ± 3°C の水中で、所定の期間養生した後実験に供した。実験を行う直前にも、供試体の上下端が平滑で平行でない場合には再度カッターナイフで整形した。

3. 予備実験 (一軸試験)

セメント改良土の全般的な概略的強度特性を把握するために、以下に示す一連の一軸試験を行った。図 1 は、予備実験による一軸圧縮強度  $q_u$  と、セメント添加率  $a_w$  の関係を示すものである。この場合は、通常の場合と同様、端面の摩擦は除去していない。著しい特徴は、ある限界以下の  $a_w$  の値では、セメント改良土はほとんど強度がないが、それ以上の  $a_w$  の値の増加に対しては、比例的に  $q_u$  が増加することである。これはセメントがある分量以上にならないと、セメンティングが有効に生じは

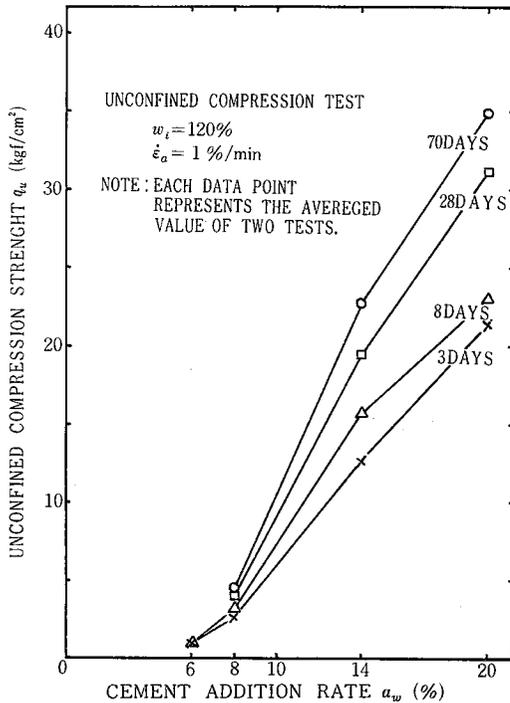


図1 セメント添加率  $a_w$  と一軸強度  $q_u$  の関係

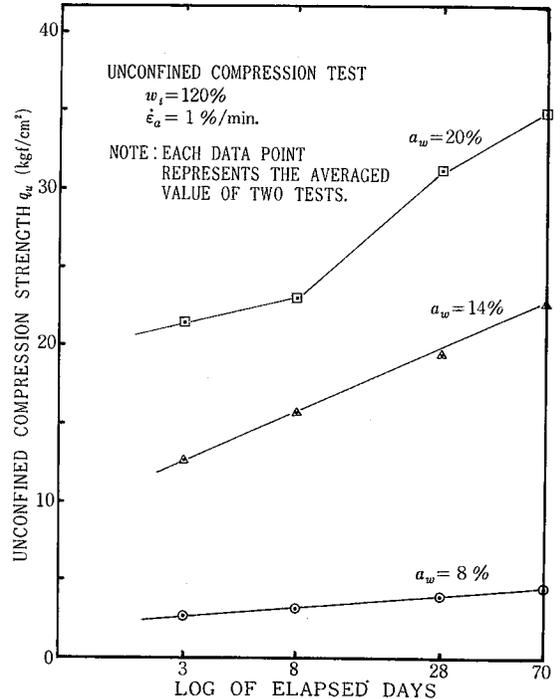


図2 材令による一軸強度  $q_u$  の増加

じめなかったり、セメンテーションにより固化した部分が連続的にならないためであろうと考えられる。また、 $a_w$  が大きくなると一軸強度の増加率も小さくなるようであり、 $a_w$  がある程度大きくなると上限値になってゆくものと思われる。図2は、材令による一軸強度の増加の様子を示したものである。コンクリートの場合と似て、強度は少なくとも材令10週程度までは材令の対数にほぼ比例して増加しているのが分かる。したがって、材令が長いほど1日あたりの強度増加率は小さい。後に示す実験は、主に、1日あたりの強度変化の小さくなった材令27日～29日で行った。

謝 辞

本研究を進める上で、横浜国立大学三木五三郎教授(東大名誉教授)のご指導を受けた。また、東京理科大学4年生(当時)大野盛夫氏、日本大学生産工学部4年生(当時)竹内実氏、東大生研第5部佐藤剛司氏に多大な協力を得ている。また、本研究で用いた三軸圧縮試験機的主要な部分は、1981年度東京大学生産技術研究所選定研究費(土の静的および動的変形特性の時間的変化についての実験的研究)により東大生研試作工場で作成したものである。末筆ながら、関係諸氏に感謝の意を表します。

(1982年3月15日受理)

参 考 文 献

- 1) 曾我部隆久・荘司喜博・南兼一郎・村田進：広島港(廿日市地区)における深層混合処理工法による格子状地盤改良，土と基礎，Vol. 29, No. 4, 1981年4月。
- 2) 奥村樹郎：深層混合処理工法の設計と今後の課題，第36回土木学会年次学術講演会，研究討論会「軟弱地盤におけるサンドコンパクション工法および深層混合工法の問題点」資料，広島，1981年10月。
- 3) 寺師昌明・田中洋行・光本司・新留雄二・本間定吉：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第19巻第1号，1980年3月。
- 4) 川崎孝人・新名昭士・斎藤聡・馬場崎亮一：セメント系改良土の工学的性質に関する研究，竹中技術研究報告，第19号，1978年4月。
- 5) 小林晃・大野盛夫・龍岡文夫・三木五三郎：セメントによる混合固結土の三軸圧縮特性，第16回土質工学研究発表会，金沢，1981年6月。
- 6) 小林晃・竹内実・龍岡文夫：セメント改良土の残留強度特性，第17回土質工学研究発表会，那覇，1982年6月。