

# 固化した流動化処理土の力学的特性 と品質基準に関する考察

久野悟郎<sup>1</sup>・岩淵常太郎<sup>2</sup>・市原道三<sup>3</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 工博 中央大学名譽教授、流動化処理工法研究機構  
(〒101-0024 東京都千代田区神田和泉町1-6-13)

<sup>2</sup>正会員 Ph.D. (社)日本建設業経営協会中央技術研究所  
(〒136-0075 東京都江東区新砂1-6-35)

<sup>3</sup>正会員 工修 みらい建設工業株式会社 土木本部技術部  
(〒103-0007 東京都中央区日本橋浜町2-31-1)

流動化処理土に求められる性能を確保するための品質規定は、その特異な力学的特性を十分に考慮して決められるべきものであり、また品質基準を適用する場合も十分にその力学的背景を考慮して用いるべきである。本論文では流動化処理土の固化後の品質のうち、固化材と密度の強度特性への寄与を中心とする実験をおこない、①流動化処理土の一軸圧縮強さは土中の細粒分を主体とした「泥水」に添加された固化材の固化強さによって支配される、②高密度の処理土はセメントーション破壊後に密度効果が現われる、③高密度の処理土は荷重分散効果がある、④セメントーションは処理土の正のダイレイタンシーを拘束する、などの知見を得た。これをもとに処理土の品質基準について考察をした。

**Key Words:** Liquefied Stabilized Soil, soil stabilization, cementation, composite material, back fill, unconfined compressive strength, dilatancy, soil property, mix design

## 1. はじめに

土工材料として捨土の対象となるような細粒分含有量の多い粘性土に、粉末状の土質安定材を均質に分散することは非常に難しい。このような改良土は、団塊状になった粘土塊群に改良材をまぶしたような処理状態である。これを締固めにより土層全体としてある程度の改良効果が現われる強度にしようすれば、固化材の添加量はかなり多くしなければならないし、構造体内の不均質性が懸念される場合も起こりうる。

細粒分を多量に含んだ粘性土に改良材を均質に混合しようすれば、粘性土の含水比を増して泥状にするか、あるいは固化材をミルク状にしたほうが混ざりやすいとみるのは当然である。その場合、これらの混合物は、まぎれもなく間隙が水で飽和された泥状の状態であるから、これはすでに混合物中の空気間隙の減少を強いる「締固め」の対象にはならず、むしろ型枠内に打設するコンクリートと同様、その流動性によって隙間なく打設空間を満たし、固化後にその強度によって目的を満たす材料、との考えになってくる。

この考え方からすれば従来土工で用いられてきた転圧機

械による土の「締固め」効果に替えて、埋戻し・裏込めの締固めが困難な施工現場では、それ以上密実な状態への締固めが効かない泥状の土をその流動性に依存して均質に打設し、適量に混合した固化材による「固化」効果に期待してみることができないか、との発想につながる。これが初期における「流動化処理工法」の開発の基本概念になった。

一般に土工構造物のほうがコンクリート構造物に比べて要求される品質は、はるかに多様である。例えば流動化処理土についても、貧配合コンクリートに相当する強度特性が求められるものから、低強度でよいから空洞を単に恒久的に充填すればよい、といったものまで強度特性の幅もはなはだ広く多種である。しかし単に泥状化しやすい土に加水した処理土の一軸圧縮強さ、あるいはCBRが、締め固めた在来の盛土、路床・路盤と同じであるということだけで、土構造物として在来工法によるものと同等の供用性があると断定するのは早計である。流動化処理土に求められる性能を確保するための品質規定は、その特異な力学的特性を十分に考慮して決めるべきものであり、また品質規定を採用する場合も十分にその力学的背景を考慮して用いるべきである。

平成5年度より旧建設省総合技術開発プロジェクト「建設副産物の発生抑制・再生利用技術の開発」の一環として「流動化処理土の利用技術の開発」が実施され、その研究成果として平成9年に流動化処理土の適用用途別の品質基準<sup>1), 2)</sup>が提案された。この基準は固化後の処理土の品質として一軸圧縮強さと潤滑密度を採用している。潤滑密度を加えた経緯は、流動化処理土の一軸圧縮強さが再掘削を考慮して比較的低く設定されることが多いため、密度の大小が圧縮性やせん断抵抗に及ぼす影響を評価する目的で、また固化した処理土の支持力が土の支持力と直接比較ができないために加えられ、対象構造物の重要度に応じて基準値が設けられた。

その基準値は、流動化処理土への現場の期待に応えるべく早急に品質基準を整える状況下で、おもに関東ロームの地山程度の強度があれば経験的に埋戻し土として充分な性能を確保できるであろう、流动性とブリージング率とのトレードオフにより密度が決まる配合設計法を採用している、構造物の重要度に配慮する、などの点を考慮して決定された。

このとき一軸圧縮強さに関して豊富な用途別配合と現場施工事例は整っていたが、潤滑密度に関して品質基準を力学的に検証するための充分な室内試験データは不足していた。

したがって固化後の処理土の品質基準は、実務的な判断により決定された経緯があり、将来の研究成果に変更を委ねる可能性を残したものといえる。以来、供試体作製技術を含む試験技術の向上に伴い、この点に関して多くの実験的研究が実施されてきた。本論文ではこれらの実験の結果を踏まえて固化後の流動化処理土の力学的特性を述べるとともに、固化後の品質基準について考察する。

## 2. 固化材と土粒子の一軸圧縮強さへの相対寄与

流動化処理土の一軸圧縮強さに寄与する要因を明確にし、配合設計の考え方の合理化を期すべく、実験を行った。流動化処理土の一軸圧縮強さは、主に固化材と土粒子の相対的寄与により決まる、と考えられる。土粒子は細粒土と粗粒土に分類されるが、実験では強度への寄与が、両者において異なると仮定し、固化材と細粒土、および固化材と粗粒土の各々の関係を分析した。

### (1) 固化材と細粒分の一軸圧縮強さへの相対的寄与

実験は2種類の発生土を用いた。はじめはダムの堆積土砂で自然分級により細粒土が100%の発生土、次ぎは横浜市幸浦の集積場の関東ロームである。両者の物理特性を表-1に示す。

実験に用いる供試体は処理土の配合設計<sup>3)</sup>に従い泥水の比重を調整し、固化材添加量を変化させた。一軸圧縮試験は「土の一軸圧縮試験方法（JIS A 1216）」に準拠した。供試体は、一つの配合条件に対して直径5cm、高さ10cmの紙製使い捨てコンクリートモールドを使い3体作成し、高分子フィルムで密封し、水を含ませた布で被い、プラスチック製コンテナ内に並べ、20±3℃の恒温室で28日間養生した。一軸圧縮強さは3供試体の平均値を採用した。なおこれ以降に紹介する一軸圧縮試験は全て上記の条件で実施した。

実験により得られた結果を図-1(a)(b)に示す。図の縦軸に一軸圧縮強さを、横軸に処理土1m<sup>3</sup>に含まれる固化材質量（以下、内割り固化材質量）を、凡例として泥水比重とプロットマークを、各々示す。

次に図-1(a)(b)を用いて流動化処理土における固化材と細粒土の一軸圧縮強さへの寄与の度合いを調べた。方法は、図(a)の泥水比重1.4と図(b)の泥水比重1.2の曲線を基準に、一軸圧縮強さが100kPa増加するために必要な固化材量を両図の横軸から各々読み取る。例えば、図(a)の泥水比重1.4の曲線が $q_u = 100 \text{ kPa}$ から $200 \text{ kPa}$ に増す場合、配合された固化材量は100kgから125kgとなり、25kg分増量されている。このような作業を $150 \rightarrow 250 \text{ kPa}$ ,  $200 \rightarrow 300 \text{ kPa}$ ,  $250 \rightarrow 350 \text{ kPa}$ について行い固化材の增量分を求める。関東ロームの場合は $300 \rightarrow 400 \text{ kPa}$ の範囲まで行う。

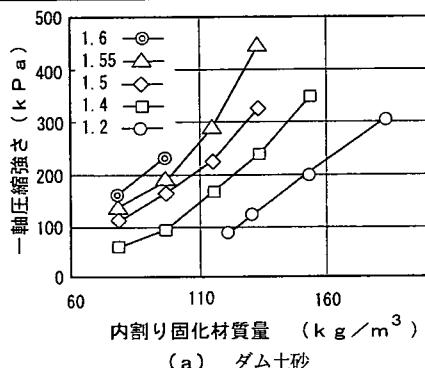
同様に土粒子の増加により一軸圧縮強さが $100 \text{ kPa}$ 増加するための質量を泥水比重の差から求める。例えばダム土砂の泥水比重1.4を基準にして $100 \rightarrow 200 \text{ kPa}$ に強度増加するには、泥水比重が1.4から1.55になるよう土粒子量が増え、含有水が減る必要がある。この比重差から細粒土の質量を算出する。 $150 \rightarrow 250 \text{ kPa}$ 以降についても同様の作業をする。また関東ロームについてもこれを行う。得られた相対的寄与の結果を図-2(a)(b)に示す。

縦軸は流動化処理土1m<sup>3</sup>において一軸圧縮強さの増加 $100 \text{ kPa}$ に必要な固化材質量および粗粒土を除いた細粒土の質量を示している。横軸は固化材と細粒土の区別を示している。質量を表す棒グラフは凡例に対応している。凡例は一軸圧縮強さ $100 \rightarrow 200 \text{ kPa}$ に増加する計算結果に、次に $150 \rightarrow 250 \text{ kPa}$ に増加する計算結果へと順次対応している。

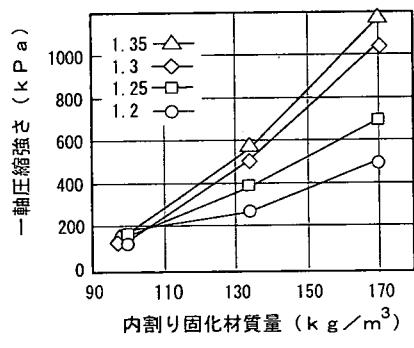
図(a)で示されるようにダム土砂での一軸圧縮強さの増加 $100 \text{ kPa}$ に必要な固化材質量は $100 \rightarrow 200 \text{ kPa}$ のケースが最も多く25kgで、 $150 \rightarrow 250 \text{ kPa}$ が $24.3 \text{ kg}$ となり順次減少する。固化材増加質量の最大値を分母として最小値を比べると53%となる。強度範囲が $250 \rightarrow 350 \text{ kPa}$ のケー

表-1 発生土の物理的特性

項目	配合A ダム凌遲土 美和ダム	配合B 関東ローム 横浜市幸浦
粒度特性	礫分(%) 0 砂分(%) 0 シルト分(%) 6.6 粘土分(%) 3.4 最大粒径(mm) 0.25	14.3 44.4 21.2 20.8 9.5
土粒子密度(g/cm <sup>3</sup> )	2.772	2.776
自然含水比(%)	42.4	60.6

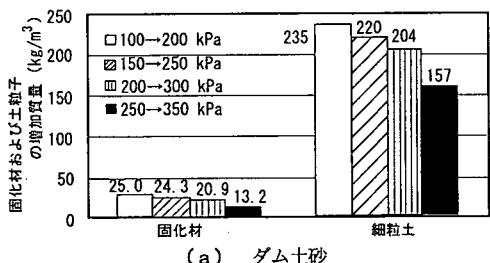


(a) ダム土砂

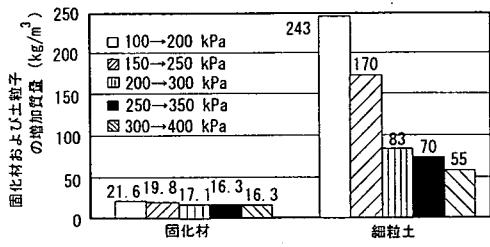


(b) 関東ローム

図-1 内割り固化材量と一軸圧縮強さ



(a) ダム土砂



(b) 関東ローム

図-2 強度増加に対する固化材と細粒土の増加量

のように高い強度レベルでは少ない固化材質量で100 kPaの強度増加を達成する傾向を示した。

細粒土による強度増加は100→200 kPaのケースに対して細粒土235 kgの増加が必要で、強度レベルが上がるにつれて順次減少する。土粒子增加質量の最大値を分母として最小値を比べると67%となる。固化材の場合と同様、強度の範囲が250→350 kPaのケースのように高い強度レベルでは、少ない細粒土質量で強度増加が達成される。

図(b)で示されるように関東ロームの場合もダム土砂の場合と同じ傾向を示す。固化材質量の最大値と最小値の割合は79%とダム土砂の場合と大きな差はないが、細粒土の最大値と最小値の割合は22.6%と、より少ない細粒土質量で強度増加を確保できる結果となった。

以上の結果から、流動化処理土に含まれる細粒土と固化材と含有水の質量間には相乗効果があり、細粒土が多く、含有水の少ない比重の高い泥水は固化材の効果が大きくなる傾向が確認された。細粒土間の接触が密になると、また水が少なくなると、固化材はより効果的に強度発現する、と考えられる。

## (2) 固化材と砂・礫の一軸圧縮強さへの相対寄与

予め比重を調整した泥水に砂および砂と礫を加え混練する調整泥水式の流動化処理土を用い、砂や礫の強度への寄与を実験により求めた。

実験を実施する前に予備的に、低比重の泥水に粒径が大きく異なる礫だけを投入した処理土を作り、礫の強度への寄与を調べた。この実験により特に泥土と礫の付着性が良い場合を除き、処理土の一軸圧縮強さに礫の寄与ではなく、添加した固化材量が泥水部分にのみ寄与した、とみなしえる結果が得られた<sup>4)</sup>。この結果をもとに2つの実験を行った。

第一は、砂と礫を混入し粒度のバランスをより現実の処理土に近づけた配合で、礫の增量による寄与の度合いを調べた。実験に用いた4種類の基本配合A~Dを表-2に示す。この配合に密度を増加させるため礫を加える。礫は、その体積率が処理土重量に対して0, 10, 20, 30, 40%となるよう混入した。このとき固化材は泥水重量に対して一定重量比を保つよう調整してある。ただしA~Dの配合間で泥水と固化材の重量比は異なる。

第一の実験は泥水比重が1.1と低く、細粒土の絶対量が混入した粗粒土の重量に比べて少ない。第二の実験は、泥水比重を1.05から1.2の範囲に設定した。泥水の原料となる土の種類も3種類とした。密度増のための粗粒土は砂だけとし、実用的な観点から湿潤密度を1.4~1.9 g/cm<sup>3</sup>の範囲で実験を計画した。

基本配合を表-3に示す。各基本配合に砂を徐々に増

表-2 砂・礫の効果実験の基本配合(礫分のない状態)

配合	処理土 <sup>a)</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	砂 <sup>b)</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	水 (kg/m <sup>3</sup> )	固化材 <sup>c)</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )
A	258.8	892.8	514.9	38.2	1.786
B	186.1	723.3	574.2	44.5	1.716
C	152.6	595.9	640.5	54.5	1.589
D	111.9	437.8	712.1	66.5	1.496

a) 沖積粘土(板橋産):  $\rho_s=2.77 \text{ g/cm}^3$   $\omega=84.4\%$ b) 山砂(成田層):  $\rho_s=2.74 \text{ g/cm}^3$  細粒分17.5%

c) 内割り固化材質量/(処理土+山砂細粒分+水)=一定

表-3 原料土と泥水比重を変えた単位基本配合

配合	泥水土	泥水比重	泥水量	砂分 <sup>a)</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	固化材 (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )
E	ペントナイト	1.05	276	414	73.5	1.366
F	ローム	1.20	328	510	75.2	1.513
G	沖積粘土	1.20	327	509	76.2	1.502
H	沖積粘土	1.15	315	491	77.6	1.456

a) 山砂(木更津産):  $\rho_s=2.73 \text{ g/cm}^3$  細粒分6%

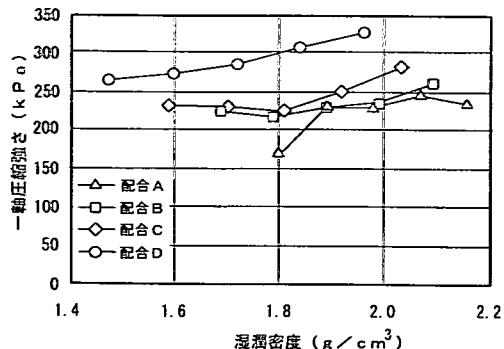
やして密度を変化させる。その割合は、 $\langle \text{泥水重量 } W_f \rangle / \langle \text{砂の湿潤重量 } W \rangle$ を泥水混合比  $p$ <sup>5)</sup>として、配合F, G, Hを  $p = 1.8, 0.8, 0.6, 0.4$ , 配合Eを  $p = 2.0, 1.0, 0.8, 0.6, 0.4$ とした。このとき泥水に対する固化材の量は一定重量比を保つよう配合する。

実験の結果を図-3(a)(b)に示す。図は、横軸に処理土1 m<sup>3</sup>中の礫、および砂の量を順次増加させたときの湿潤密度を、縦軸に一軸圧縮強さをとり、基本配合条件ごとに結果をプロットした。

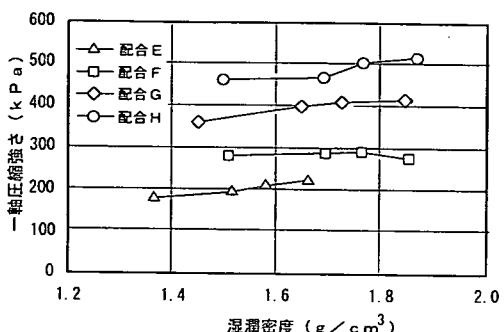
図(a)の第一の実験では、処理土に含まれる礫の量的变化に対して一軸圧縮強さの変動は少なく、礫の強度への寄与が極めて少ない傾向を示した。

図(b)の泥水比重と泥水原料土を変えた第二の実験でも、砂の増加量と強度の比例関係は表れず、砂の強度增加への寄与が極めて少ない結果となった。

上記の傾向について、過去の現場配合データを整理して、その再現性を検証した。方法は現場配合の処理土について、まず原料土を粒度試験を参考に細粒土と粗粒土に分け、つぎに細粒土と添加水から泥水比重を算出する。そして処理土1 m<sup>3</sup>の内割り固化材質量を泥水1 m<sup>3</sup>の内割り固化材質量に換算しなおす。このような計算を過去の配合データに対しておこなう。すると比重約1.13で泥水1 m<sup>3</sup>の内割り固化材質量が103~1100 kg/m<sup>3</sup>の一群の処理土、比重1.15で内割り固化材質量が143~1500 kg/m<sup>3</sup>の一群の処理土、のような分類が可能になる。このとき処理土の粗粒分は配合データごとに異なるので、湿潤密度が異なる。最後に分類された一定比重の泥水に混合する固化材の内割り質量をパラメータとして、湿潤密度と一軸圧縮強さを整理した。



(a) 磕の割合を変えた場合



(b) 砂の割合を変えた場合

図-3 固化材濃度一定条件下での湿潤密度と一軸圧縮強さ

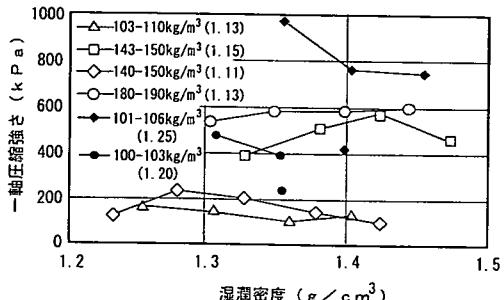


図-4 現場配合での粗粒土の一軸圧縮強さへの寄与

結果を図-4に示す。

図中の凡例は、泥水1 m<sup>3</sup>中に混合する内割り固化材質量の範囲、カッコ内は泥水比重である。◆と●のように同一密度に異なるプロットが2箇所あるが、その他のプロットは粗粒土による密度の増加に対して明確な強度増加は確認されず、室内実験で確認された固化材と細粒土の混合物の固化強度が一軸圧縮強さを支配し、粗粒土は強度に寄与しない現象が再現される結果となった。

### (3) 流動化処理土の一軸圧縮強さに関する考察

以上の実験による実績を拡張して以下に示す仮定を設定した。これにより一般的な流動化処理土の一軸圧縮強さに関する泥水の寄与の度合いを、2種類の粘性土泥水

を用いた過去の流動化処理土の配合実験を用いて検証する。

- ①流動化処理土の一軸圧縮強さを支配する「泥水」は粒径が $75\text{ }\mu\text{m}$ 未満の細粒分と水分とからなる。
- ②混合する発生土中の細粒分( $<75\text{ }\mu\text{m}$ )も「泥水」に含まれるとみなし、泥水中の粗粒分( $\geq75\text{ }\mu\text{m}$ )は「泥水」から外れ添加された発生土側に含まれると見なす。(これらの値は粒度試験結果から求める)
- ③これらの計算に当っては発生土中の細粒分と調整泥水の粗粒分の含水比は測定不能であるので、この考察においては、それぞれがもとの発生土、泥水の含水比と同じ値であると仮定する。

なお、①及び②の結果、当初、測定した発生土調整泥水の混合割合、並びに泥水の調整比重は変化することになる。

泥水作製に用いた粘性土、並びに発生土に見立て配合対象とした砂質土の土性は表-4の通りである。固化材には一般軟弱地盤用のセメント系固化材を使用した。添加量Cは $100\text{ kg/m}^3$ とし、Cは発生土と泥水の混合物 $1\text{ m}^3$ 当りの固化材質量(外割り)で表した。

仮定②により泥水の単位体積重量 $\gamma_f$ を修正した $\gamma_f'$ を算出し、「発生土」と「泥水」の固化材量Cが、「泥水」部分のみに加わったとしてその外割り固化材量C'を求めた。

上記の処理により配合データを再整理した結果、供試体の泥水固化材量C'を混合物外割り固化材量Cで無次元化した値と7日養生における一軸圧縮強さの関係を図-5に示す。図中の凡例に示す各記号は泥水比重の範囲を示す。また図中、◎はS-1の単位体積重量を $\gamma_f=1.285\gamma_w$ に調整した泥水のみに、また◆はF泥水の単位体積重量を $\gamma_f=1.222\gamma_w$ に調整した泥水のみに、同セメント系固化材を添加量C=100, 150, 200 kg/m<sup>3</sup>を加えた供試体の一軸圧縮強さをプロットしたものである。

この結果をみると、仮定の粗雑さ、及び粘性土の種類の相違にかかわらず、処理土の一軸強圧縮さは、泥水中に含まれる $75\text{ }\mu\text{m}$ 未満の細粒分で構成された泥水の単位体積重量 $\gamma_f$ と、それに対する固化材の添加量C'によって支配されていることが、うかがえる。

なおこの場合、C'/Cが2を超える、フロー値が小さくなり流動化処理土の密度が増してくると、一軸圧縮強さと固化材添加量の相関が失われがちになっていることが見られるが、これは実用上の使用範囲を外れているので、図に示す傾向を覆すほどの問題にはならないと思われる。

以上の実績を踏まえ総合的に判断して、流動化処理土の一軸圧縮強さは、土中の細粒分を主体とした「泥水」

表-4 実験に用いた粘性土と発生土(砂質土)

試料	呼称	土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	粗粒分 (%)	細粒分 (%)
泥水用粘性土	S-1 <sup>a)</sup>	2.637	6	94
東京産洪積粘性土	S-2 <sup>b)</sup>	2.645	6	94
	F <sup>a)</sup>	2.682	15	8
砂質土(発生土)	c)	2.782	79	21

a) 泥水加圧シールド泥水 b) 泥土圧シールド泥土

c) 千葉県産凝灰質砂質土(山砂)

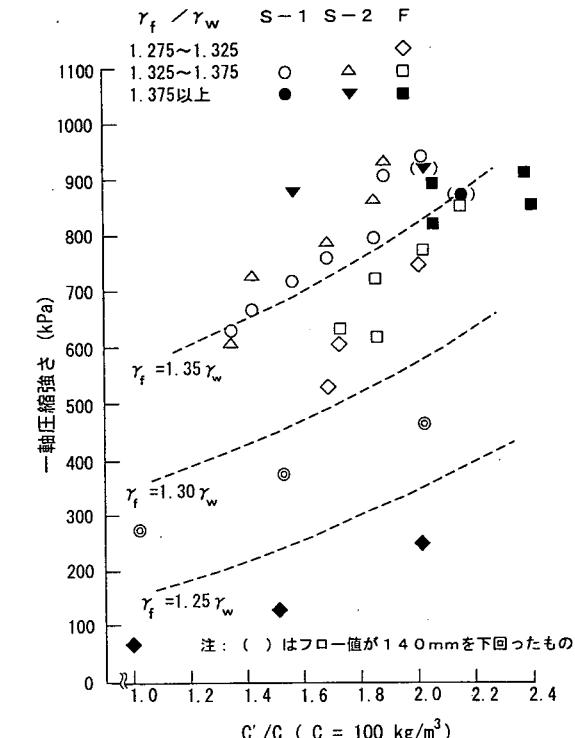


図-5 細粒分「泥水」の一軸圧縮強さと固化材量の関係

に添加された固化材の固化強さによって支配される、と結論付けられる<sup>6)</sup>。

### 3. 間隙の強度特性への影響

流動化処理土のせん断特性は、主としてセメントーション(固化材と細粒分の効果)、密度(あるいは間隙)、土被り圧によるところが大きい、と考えられる。このうち強度に関してはセメントーション効果が圧倒的に大きなファクターとなるが、長期的な処理土の性状や、圧縮性の低減、地盤支持力の強化、といった観点からすると間隙と土被り圧の関係も重要になる、と考えられる。そこで処理土の間隙が強度特性に与える効果をCU三軸試験により分析した。

試験は「土の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験方法

(JGS 0523)」に準拠した。ただし軸ひずみ速度は毎分0.05%とした。実験に用いる供試体は一軸圧縮試験と同様の仕様で作製したが、飽和度を高めるための脱気と、同一密度の供試体が等しいセメントーション強度を発現するように特に留意した。

### (1) 間隙と固化材の強度特性への相対的寄与

セメントーション(固化材と細粒分)と間隙(密度)が強度特性に及ぼす相対的寄与を実験により分析した。実験は以下のせん断特性に関する知見を参考にした。

- ① 2つの同一間隙比の粘性土は、粘着力が等しいと、せん断時に、有効拘束圧が異なり破壊に至る応力経路は異なるものの、一つの破壊点に収束する<sup>7)</sup>
- ② 砂のせん断時体積は一定の拘束圧下で臨界間隙比(または限界間隙比)に収束するように変化する<sup>8)</sup>

実験では、セメントーション効果として、流動化処理土の一般的な配合強度 $q_u = 250 \text{ kPa}$ を選んだ。つぎに3種類の異なる間隙比の供試体が同じ一軸圧縮強さになるよう厳密に配合を調整した。また同一間隙比の供試体が同一セメントーション効果を発現するよう慎重に供試体を作製した。三軸試験用に一つの間隙比に対して2つの供試体を用意する。そして2種類の異なる有効拘束圧でCU三軸試験をおこなう<sup>9)</sup>。

実験で用いた処理土の $1 \text{ m}^3$ 当たりの単位配合を表-5に示す。混練りした流動化処理土は、デシケーターに入れ真空圧を加え十分に脱気し、空気の混入を避けながら慎重にモールドに詰め、一配合につき10供試体を作製した。固化後モールドから脱型し、供試体を整形した段階で湿潤密度が空気量0%と仮定した目標密度との差で0.5%未満のものを選ぶなど、実験で使う供試体には細心の注意を注いだ。

同一間隙比の2つの供試体それぞれに2種類の初期有効拘束応力を加えるため図-6に示す載荷手順を採用した<sup>10)</sup>。

バックプレッシャーは $200 \text{ kPa}$ とした。No.1の供試体は拘束圧 $500 \text{ kPa}$ (有効拘束圧 $300 \text{ kPa}$ )まで載荷し圧密を完了させた。No.2は $550 \text{ kPa}$ まで載荷し圧密を完了させ、続いてNo.1と体積が同一になるまで除荷した。過圧密比は約2程度になった。実験時のB値は全て9.5%以上であった。

実験の結果を応力経路で整理した。このとき先に示した土のせん断特性に関する知見から同一間隙比の応力経路の破壊点が一致すると、セメントーション効果が卓越し、間隙の効果が表れない状態、と判断した。

逆に同一の間隙比で拘束圧が異なる2つの供試体が破

壊点を共有しないと、間隙の効果がセメントーション効果を凌駕した状態、と判断する。応力経路の観察により処理土のセメントーション効果と間隙効果の相対的な寄与がセメントーション効果一定の条件下で分析され、間隙比の値でその分岐点が示される。

結果を図-7(a)(b)(c)に示す。図には3種類の間隙比の応力経路と、供試体No.1の有効応力破壊時モール応力円が描かれている。図(c)は全応力の破壊時モール応力円も描かれている。また供試体のすべり面の角度を計測し、全てが $57^\circ \sim 61^\circ$ に收まる結果を得た<sup>9)</sup>。図中にすべり面から推定した内部摩擦角 $\phi$ と破壊包絡線を示した。

図(a)に見るよう間に隙比4.11の供試体は、破壊点が収束した。図(b)の間に隙比1.86の供試体は破壊点が収束したが、収束後、異なる応力経路が表れる兆候を示した。

図(c)の間に隙比1.07の供試体は収束点が存在せず、セメントーション効果が失われることによる破壊と考えられるせん断応力レベルを境に、破壊線にそって応力経路は上昇し、正のダイレイタンシーが軸ひずみの進行に伴い発生した。この上昇局面で初期の有効拘束圧が違ひ、そして間に隙比が等しい2つの供試体は、ほぼ同一応力経路を辿った。

図(b)(c)の応力経路から、流動化処理土はセメントーション効果が失われることによる破壊と、その後に付随する破壊の2段構えの破壊機構になることが観察される。

表-5 実験に用いた処理土の単位配合

間に隙比 $e$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	湿潤密度 $\rho_s$ ( $\text{kPa}$ )	泥水 比重	処理土質量 ( $\text{kg}$ )		
			泥水 <sup>a)</sup> 山砂 <sup>b)</sup>	固形材	
4.11	1.30	250	1.14	994.6	250.5 55.2
1.86	1.60	250	1.14	694.4	862.6 43.5
1.07	1.80	250	1.14	494.3	1270.6 35.6

a) 沖積粘土  $\rho_s = 2.693 \text{ g}/\text{cm}^3 \omega_n = 104.1\%$

b) 千葉県君津産  $\rho_s = 2.677 \text{ g}/\text{cm}^3 \omega_n = 12.7\%$

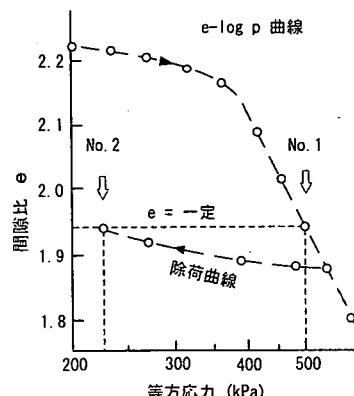


図-6 CU試験における圧密過程の $e - \log p$ 関係

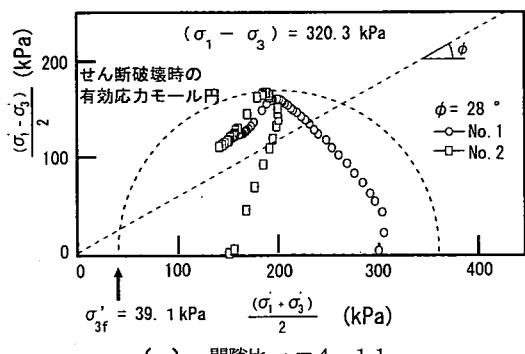
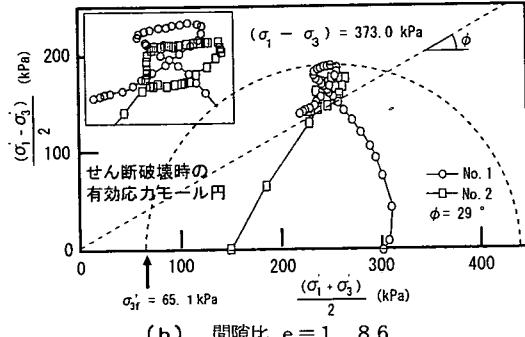
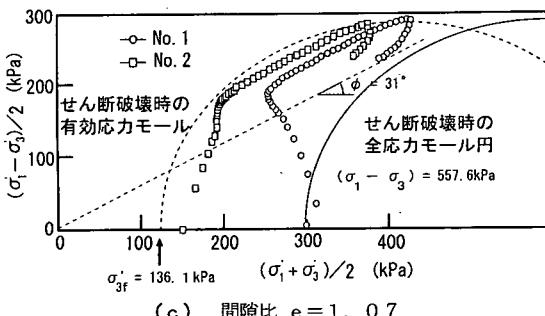
(a) 間隙比  $e = 4.11$ (b) 間隙比  $e = 1.86$ 

図-7 等方圧密CT試験の有効応力経路

図(c)で代表されるように破壊時の有効応力表示によるモール円は全応力表示のモール円の左側に位置した。一般に三軸試験で $\Delta\sigma_1$ が載荷されると、 $\Delta\sigma_1/3$ は圧縮応力となる<sup>11)</sup>。非排水試験の場合、間隙水圧 $\Delta u = \Delta\sigma_1/3$ が発生する。そこで破壊時の有効拘束圧 $\sigma'_3$ と最大偏差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ から載荷応力 $\Delta\sigma_1$ を求め間隙水圧 $\Delta u$ を計算すると、図(a)の場合90.7 kPa、図(b)の場合102.6 kPa、図(c)の場合140.5 kPaとなった。

仮に破壊時の過剰間隙水圧から載荷応力による間隙水圧の分を除くと、有効拘束圧は、図(a)の場合129.8 kPa、図(b)の場合167.7 kPa、図(c)の場合276.6 kPaとなる。図(a)(b)の値は初期有効拘束圧に達しないが、図(c)は初期の値に近い。

この実験で採用された条件( $q_u = 250 \text{ kPa}$ のセメントーション効果、初期有効拘束圧150および300 kPa)での主なせん断挙動をまとめると以下のようになる。

- I) 流動化処理土はセメントーション効果が失われるこによる破壊挙動と、その後の軸ひずみの進行と共に発生する正のダイレイタンシーを伴う破壊挙動の2段構えの破壊機構を示す。
- II) 間隙比4.11の供試体と1.86の供試体は破壊点が一致し、セメントーション効果が卓越した。
- III) 間隙比1.07の供試体は破壊点が一致せず、間隙の効果または間隙とセメントーションとの複合効果、が優位であった。
- IV) 間隙比1.07の供試体ではセメントーション破壊後、正のダイレイタンシーが確認された。
- V) 間隙比1.07の供試体は載荷応力による間隙水圧分を除いて計算した破壊時の有効拘束圧が初期有効拘束圧に近い値となった。

## (2) 間隙と固化材の体積変化への寄与

流動化処理土の間隙に起因するせん断時の挙動を詳細に分析するため臨界間隙比<sup>8)</sup>の考え方をもとにCTU三軸圧縮試験による実験を計画した。実験で用いた処理土の単位配合を表-6に示す。

実験で設定したセメントーションの効果は、一軸圧縮強さで400～580 kPaとした。三軸圧縮試験の初期有効拘束圧(圧密応力)は、50, 150, 350, 750 kPaである。最後の750 kPaは一軸圧縮強さを上回り、三軸試験で供試体の圧密現象が確認された。他は体積圧縮率が1%未満であった。

図-8(a)に4種類の配合中、最も大きな間隙比5.19の応力ひずみ曲線と有効拘束圧ひずみ曲線を4つの初期有効拘束圧ごとに示す<sup>12)</sup>。この応力ひずみ曲線および有効拘束圧ひずみ曲線は、表-6に示す間隙比2.50, 1.27の2種類の配合条件の結果とよく類似している。図-8(b)に最も小さな間隙比0.97の曲線群を示す。両図には参考のため、一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線も描かれている。

図(a)が示すように拘束圧50, 150, 350 kPaの応力ひずみ曲線群はほぼ等しく、拘束圧の影響が見られない。またこの曲線群は、一軸圧縮試験の曲線とも、残留応力ひずみを除いて、類似した。

有効拘束圧ひずみ曲線に着目すると、拘束圧50, 150, 350 kPaは大きな正の過剰間隙水圧が発生し、有効拘束圧はほぼゼロに近づくまで低下した。

これに対して拘束圧750 kPaは最大偏差応力が2倍近く大きくなり、破壊ひずみも2%を超えた。

図(b)の拘束圧50, 150, 350 kPaの応力ひずみ曲線群は軸ひずみ1%未満までほぼ等しい挙動を示すが、軸ひずみの進行につれて拘束圧の大きさに比例して最大偏差応力が増加した。破壊ひずみは7~8%と強いじん性を示し、脆性的な図(a)と際立った違いを示した。

有効拘束圧ひずみ曲線に着目すると、大きな正の過剰間隙水圧が発生し、有効拘束圧はほぼゼロに近づくまで低下したが、図(a)と異なり負の過剰間隙水圧が発生し有効拘束圧は回復傾向を示した。

拘束圧750 kPaは、初期のセメントーション破壊による偏差応力、最大偏差応力、破壊ひずみとも際立つて異なる傾向を示した。負の過剰間隙水圧の発現も大きい。これらは供試体が圧密し間隙がより密な状態になつたため、と考えられる。

一般に間隙比の等しい砂は、CU条件下で、破壊後、最終有効拘束圧が一定値に収束する傾向を示す<sup>13)</sup>。図(a)(b)に示されるように流動化処理土はこの傾向が、前者については認められたが、後者については明確にならなかつた。後者の供試体を目視観察すると、砂の場合と異なり固化した供試体は、変形がせん断面に沿うごく限られた範囲で進行し、土粒子の再配列が平均化され難い状況が理解される。このため異なる結果に至つたと推測される。

実験で得られた全ての最大せん断応力を有効応力表示によるモールの応力円で整理した。結果を図-9に示す。図から得られた顕著な傾向を以下にまとめる。

- ①間隙比が5.19~1.27の3種類の供試体は、非圧密条件で最大せん断応力が等しく、それは一軸圧縮強さと等しい。
- ②間隙比が5.19~1.27の3種類の供試体は、圧密条件で強度増加するが、その最大せん断応力はほぼ等しい。
- ③間隙比が0.97の供試体は、圧密の有無にかかわらず最大せん断応力が拘束圧の増加と共に増える。
- ④破壊円から間隙の効果が確認されたのは間隙比0.97のみであった。他はセメントーション効果が強く、間隙比と拘束圧の違いが破壊円に現われなかつた。

流動化処理土の体積変化の挙動を検討するため、臨界間隙比を求めた。方法は、間隙比と拘束圧の異なるCU三軸試験結果から、初期間隙比と破壊点を超えた最終的な定常せん断状態における有効拘束圧をプロットする。結果を図-10に示す。縦軸は供試体の初期間隙比、横軸は有効拘束圧を示す。図中矢印は、初期有効拘束圧(○)から破壊後の有効拘束圧(●)への移動を示す。

図には参考のため3.(1)の実験データも追加した。

表-6 実験に用いた処理土の単位配合

間隙比 <i>e</i>	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	q u (kPa)	泥水比重	処理土質量 (kg)		
				泥水 <sup>a)</sup>	山砂 <sup>b)</sup>	固化材
5.19	1.29	530	1.20	113	657	98
2.50	1.51	520	1.20	919	510	78
1.27	1.76	440	1.20	641	1069	54
0.97	1.86	450	1.20	519	1297	44

a) 沖積粘土  $\rho_s=2.716 \text{ g/cm}^3$  泥水  $\omega_n=239.3\%$

b) 千葉県木更津産  $\rho_s=2.715 \text{ g/cm}^3$   $\omega_n=9.1\%$

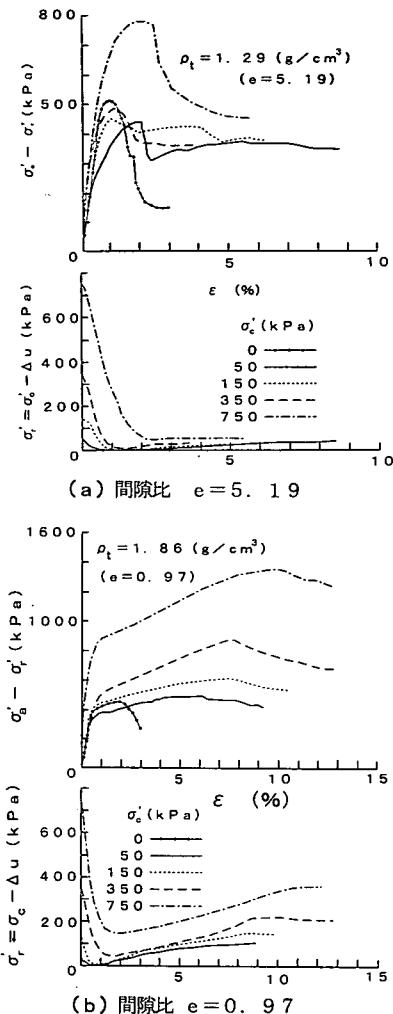


図-8 CU三軸試験応力ひずみ曲線

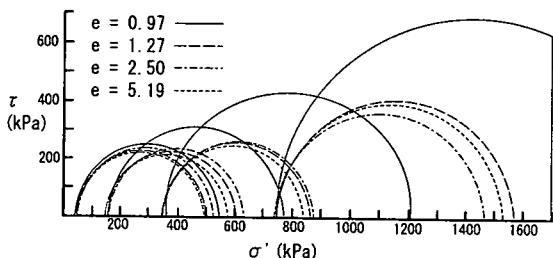


図-9 有効応力破壊円による実験結果の整理

試験データから得られた臨界間隙比の範囲を曲線で図に示した。

図中、初期有効拘束圧  $50 \text{ kPa}$ において間隙比  $0.97 \sim 1.27$ は矢印が右に向かって移動し、体積が膨張しようとする挙動を表している。初期拘束圧  $50 \text{ kPa}$ で間隙比  $2.5 \sim 5.19$ は矢印の移動がほとんどなく、したがって臨界間隙比の状態にあり、初期と終局時のせん断変形において体積変化がほとんどないことを示している。

他の有効拘束圧では矢印が左に向かって移動し、体積圧縮傾向にあることが示され、特に拘束圧が大きくなると間隙比の大小にかかわらずこの傾向も強くなる。

砂の臨界間隙比の曲線は有効拘束圧の影響を強く受けた。セメントーション効果による拘束がない砂では、当然、有効拘束圧に応じて正のダイレイタンシーが発生し、臨界間隙比の曲線も相対的に右側に位置する<sup>14)</sup>。この点、実験で得られた曲線は拘束圧の変化による影響が乏しく、膨張現象も弱い。

以上の特異な体積変化特性にセメントーション効果が起因していることは明らかで、土粒子骨格部分が体積膨張しようとする条件下にあってはセメントーションが土粒子の移動を拘束してしまい、結果、体積膨張が拘束される状況が考えられる。これはセメントーション効果と拘束圧が、体積膨張において同様の機能をはたしているように推論される。

一方、三軸試験後、供試体を取り出すと、供試体は滑り面でブロック状に崩れる。砂の三軸試験では、変形が滑り面を中心に周辺におよび、全体に提灯状の変形が観測されるが、ブロック破壊から判断して変形は限定されたすべり面近傍に集中している、と判断される。土粒子の移動が限定された範囲で起こることも、砂と異なるダイレイタンシー特性をもたらす一因となろう。

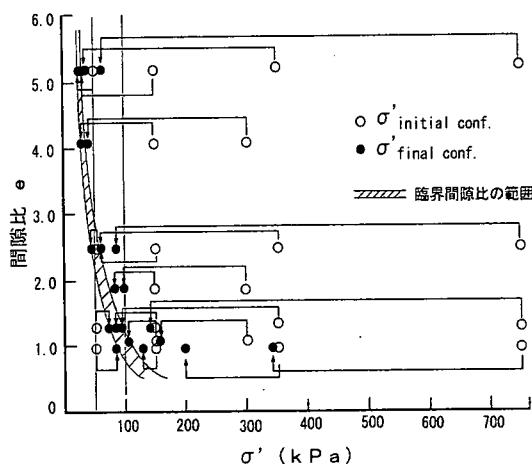


図-10 流動化処理土の臨界間隙比

#### 4. 処理土の力学定数

##### (1) 割裂破壊と一軸圧縮強さ

流動化処理土の一軸圧縮試験をおこなうと処理土はしばしば割裂破壊する。試験はせん断試験であるため、一軸圧縮試験の結果がせん断強度として扱えないと品質基準として問題がある。

そこで流動化処理土の一軸圧縮強さと、せん断破壊が確実におこる三軸試験による最大せん断応力を求め、両者をモールの応力円で比較した。参照する実験データは、図-7の正規圧密させたNo. 1の供試体と図-9の非圧密（初期有効拘束圧  $350 \text{ kPa}$ まで）の供試体によるCU三軸試験である。

代表例として圧密させた供試体のモールの応力円を引張試験および一軸圧縮試験を含めて図-11に示す。

図(a)に示すように間隙比  $4.11$ の一軸圧縮強さ  $218.2 \text{ kPa}$ に対して、三軸試験の有効拘束圧  $39.08 \text{ kPa}$ は最大偏差応力  $320.3 \text{ kPa}$ となる。供試体破壊後のすべり面の角度<sup>9)</sup>から推測した内部摩擦角は  $\phi = 28^\circ$  で、この値を参考に破壊規準線を引くと、両者は破壊規準線をほぼ共有する。

図(b)に示すように間隙比  $1.07$ の一軸圧縮強さ  $218.7 \text{ kPa}$ に対して点線で示すセメントーション破壊時の破壊円は有効拘束圧  $67.0 \text{ kPa}$ で最大偏差応力  $247.5 \text{ kPa}$ となる。供試体破壊後のすべり面の角度<sup>9)</sup>から推測した内部摩擦角は  $\phi = 31^\circ$  で、この値を参考に破壊規準線を引くと、両者は破壊規準線に近接する。

同時に実験を行った間隙比  $1.86$ の実験でも同様の傾向が確認され、一軸圧縮強さのモール応力円は正規圧密した供試体のすべり面角度から推定された内部摩擦角による破壊規準線に近接する傾向が確認された。

圧密降伏しない状態で三軸試験をおこなった結果はモールの応力円で図-9に示されている。供試体の一軸圧縮強さは  $400 \sim 580 \text{ kPa}$ なので、三軸試験による最大偏差応力とほぼ等しい結果となっている。このときも一軸圧縮試験の供試体は割裂破壊の様相を呈し、これに対して三軸圧縮試験の供試体は明確なせん断破壊面が表れた。

以上の実験結果の比較検討をもとに一軸圧縮強さをせん断強度として扱っても、実務上、差し支えないと判断できる。

##### (2) 土被り圧と一軸圧縮強さ・残留強度

地中に打設された流動化処理土には土被り圧が加わる。土被り圧の効果を考慮して配合設計上の目標一軸圧縮強さを決めるため、初期有効拘束圧  $\sigma'_3$ と一軸圧縮強さの関係をまとめた。破壊後の残留強度も設計パラメータと

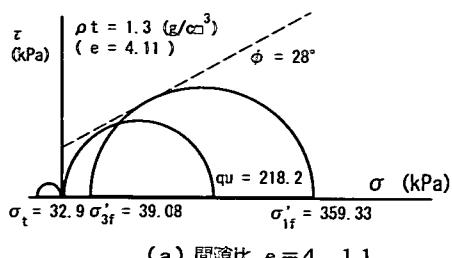
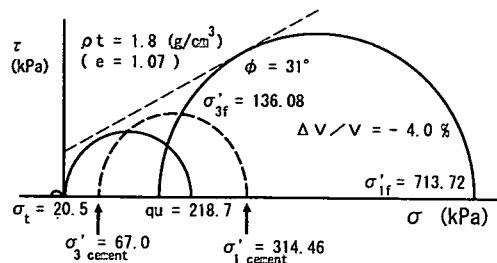
(a) 間隙比  $e = 4.11$ (b) 間隙比  $e = 1.07$ 

図-11 モール円と一軸圧縮強さ

して重要になる。そこで一連の三軸圧縮試験で得られた最大偏差応力  $q_{max}$  (ピーク強度) と残留強度  $q_r$  を一軸圧縮強さ  $q_u$  で正規化してまとめた。結果を図-12(a)

(b) 示す。なお採用したデータはセメントーション効果が卓越した処理土である。

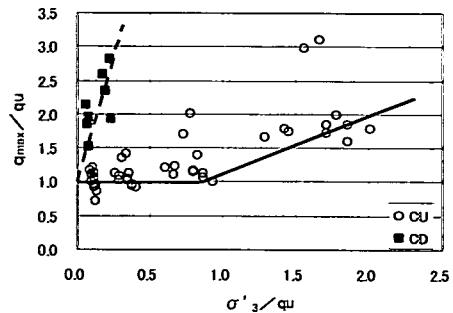
最大偏差応力についてまとめた結果を図(a)に示す。図に示すように、CU条件で土被り圧が一軸圧縮強さの範囲内にあるとき最大偏差応力はほぼ一軸圧縮強さと同程度で、更に土被り圧が加わると最大偏差応力は正比例して増加する傾向となった。したがって地盤中の処理土は室内試験で求めた一軸圧縮強さより大きな強度が期待できる可能性がある。

流動化処理土は透水係数が小さく、排水せん断条件(CD試験)は適用できないが、参考のため同条件での強度増加も示されている。この場合、更に大きな強度が期待できる。

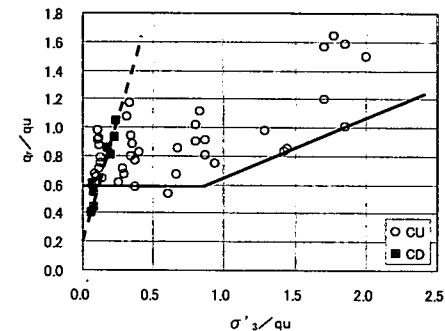
図(b)に残留強度の結果を示す。図に示すようにCU条件で土被り圧が一軸圧縮強さの範囲内にあるとき、残留強度の下限包絡線は一軸圧縮強さの約60%の直線となる。土被り圧が一軸圧縮強さを超えると残留強度の増加は  $q_r/q_u = 0.4 \sigma_3/q_u + 0.2$  の直線の上方に分布する。

### (3) 引張強度

一軸圧縮強さと引張強度を比較するため割裂実験を行った。供試体は沖積粘土泥水に、適宜、山砂とセメント系固化材を加え、湿潤密度を  $1.3 \sim 1.8 \text{ g/cm}^3$  に、そして目標強度を  $q_u = 200 \sim 3300 \text{ kPa}$  に設定



(a) 最大偏差応力(ピーク強度)



(b) 残留強度

図-12 有効拘束圧と最大偏差応力・残留強度の関係

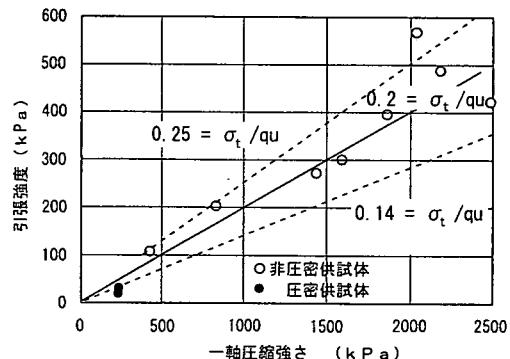


図-13 一軸圧縮強さと引張強度の関係

して作製した。実験の結果を一軸圧縮強さと引張強度の関係で整理し、図-13に示す。図に示すように引張強度は一軸圧縮強さの約0.2程度でよい相関を示した。

圧密過程を経た処理土の引張強度と一軸圧縮強さの関係を4.(1)と同じ条件で作製した供試体に対して実験した。その結果、間隙比4.11で引張強度が一軸圧縮強さの約14% ( $1/7$ )、間隙比1.86で14% ( $1/7$ )、間隙比1.07で8.3% ( $1/12$ )となつた<sup>9)</sup>。なお、図中の●プロットは、間隙比4.11と1.86が重複している。

#### (4) 伸張試験

埋め戻された流動化処理土は必ずしも圧縮せん断応力状態下にあるとは限らない。例えば構造物の天端埋戻し部には、土留め用切梁撤去時に水平方向の応力が加わり、主応力方向が反転する。この場合、強度設計上、圧縮強度の採用に問題が生じる。

そこで圧密非排水条件下で伸張試験(CUC)と圧縮試験(CUE)を同一配合の供試体に対して実施し、強度を比較した。三軸試験の条件は、背圧50kPa、有効圧密荷重300kPa、B値9.5%以上で実施した。供試体の配合は表-7に示すとおりである。

実験により得られた両試験の応力ひずみ曲線を図-14に、応力経路を図-15に示す。図に見られるように伸張試験と圧縮試験は明瞭なミラーイメージを示し、流動化処理土は異方性がなく、伸張、圧縮の応力載荷条件に対して影響は受けない結果となった。したがって水平方向が主応力方向となる埋戻し条件でも一軸圧縮強さの適用は妥当と考えられる。

#### (5) 固化材の強度発現

固化材添加量と強度発現の追跡調査を実施した。表-8に固化材の種類と添加量、および使用した土ごとの配合を示す。養生条件は湿润状態である。

一軸圧縮試験の結果を図-16に示す。図からセメント系固化材は主要な強度発現が28日程度で達成されていること、および強度が少なくとも3年程度は安定していること、が読み取れる。

表-7 伸張試験の単位配合

供試体	$\rho_t$ g/cm <sup>3</sup>	q_u kPa	単位配合(kg)		
			泥水 <sup>a)</sup>	砂 <sup>b)</sup>	固化材 <sup>c)</sup>
CUC & E1.3	1.301	369	1053	187	60
CUC & E1.5	1.495	335	846	606	48
CUC & E1.7	1.696	353	639	1025	36

a) 沖積粘土沖積粘土  $\rho_s=2.67 \text{ g/cm}^3$  泥水  $\omega_n=330.5\%$

b) 千葉県木更津産  $\rho_s=2.71 \text{ g/cm}^3$   $\omega_n=12.5\%$

c) 一般軟弱地盤用セメント系固化材

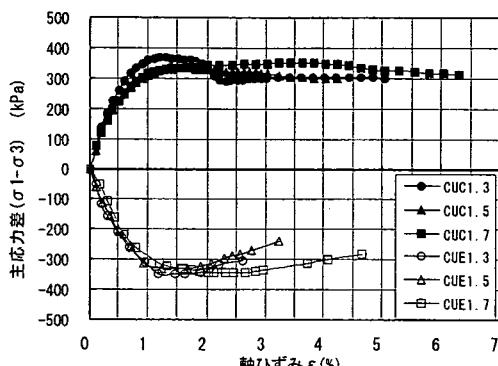


図-14 伸張試験と圧縮試験の応力ひずみ曲線

高炉B種は、強度発現が材齢28日以降も持続し、1000日を過ぎても上昇傾向にあり、28日強度と比べ数10%上昇する傾向を示した。

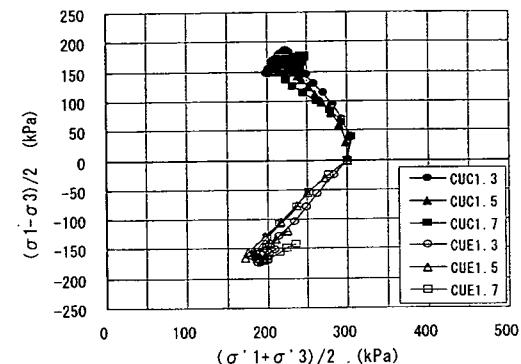


図-15 伸張試験と圧縮試験の応力経路

表-8 強度発現実験の実験仕様

供試体	$\rho_t$ g/cm <sup>3</sup>	q_u kPa	単位配合(kg)		
			泥水 <sup>a)</sup>	砂 <sup>b)</sup>	固化材 <sup>c)</sup>
A	1.84	1080	437	1250	152
B	1.64	3461	745	620	273
C	1.62	6049	827	517	273
D	1.32	311	1120	140	59
E	1.37	248	1269	0	97
F	1.86	1019	442	1263	152

a) A:ローム, B~F:沖積粘土

b) 千葉県君津産山砂

c) A~C:高炉B種, D~F:セメント系固化材

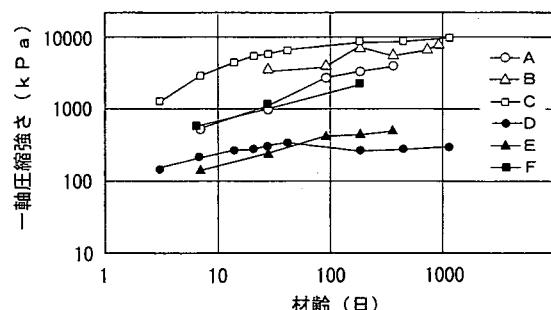


図-16 材齢と一軸圧縮強さの関係

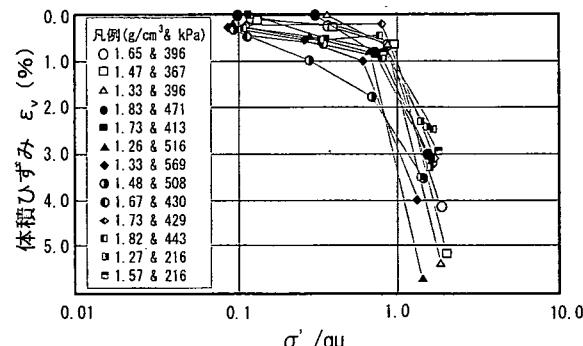


図-17 圧密圧力と体積ひずみの関係

## (6) 圧密降伏応力

様々な目的で行われた C U 三軸試験の等方圧密試験を整理した。結果を図-17に示す。図の縦軸は体積ひずみ(%)、横軸は初期圧密等方応力を一軸圧縮強さで無次元化した値である。図中、整理した曲線を一軸圧縮強さと湿润密度の処理土ごとにプロットした。凡例には各プロットに対する湿润密度と一軸圧縮強さの値が示されている。

図から湿润密度と一軸圧縮強さの異なる圧縮曲線が、比較的狭い範囲に位置しているのがわかる。無次元化した横軸上で圧密降伏応力は、比較的狭い範囲に収斂する傾向を示す。圧密試験の降伏応力の定義を用いると、等方圧密降伏応力と一軸圧縮強さの関係が、近似的に以下の関係式で整理される。

$$\sigma_c' = 0.9 q_{u28} \quad (1)$$

ここに  $\sigma_c'$  は等方圧密試験により得られた圧密降伏応力、  $q_{u28}$  は材令 28 日の一軸圧縮強さを示す。

なお、この図において湿润密度と圧縮指数の間に特別な傾向を把握することはできない。

## (7) 地盤支持力と CBR

流動化処理土はセメントーション効果が強く、臨界間隙比が示すように正のダイレイタンシーが拘束される傾向にある。地盤支持力や CBR は、土粒子のインターロッキングによる荷重分散効果に期待する設計指標であるため、土粒子の移動を拘束し、応力を集中させる傾向にあるセメントーション効果は好ましくない、と考えられる。

これに関して図-7(c) の間隙比 1.07 の応力経路が示すように、間隙比が小さくなると、実用上、よく配合される  $q_u = 200 \sim 400 \text{ kPa}$  程度の流動化処理土は、セメントーション破壊後、軸ひずみの進行に伴って正のダイレイタンシーが発生し体積膨張を示す。

また図-10の流動化処理土の臨界間隙比の結果から間隙比が 1.3 以下の処理土は、初期有効拘束圧が 50 kPa ではせん断破壊後に処理土の体積が膨張する傾向が認められた。

一方、図-8(b) の間隙比 0.97 の応力ひずみ曲線が示すようにセメントーション破壊時のひずみは 1%，しかし最終破壊時のひずみは 7%，と両者の間には、密な砂の挙動とは異なる、強いじん性的なねばりが確認される。セメントーション破壊までの弾性係数とじん性域の弾性係数は数オーダーの違いがある。このため地中にあって局所的にセメントーション破壊を起した部分は、そのひずみを増加させることなく、荷重を比較的ひずみの進行が小さな周辺地盤に分散する効果が期待できる。

したがって重要構造物の埋戻しや裏込め、路床・路盤として流動化処理土に地耐力を期待する場合は、セメントーション破壊後に正のダイレイタンシーが確認されるか否か、また応力ひずみ曲線上でセメントーション破壊後にじん性が確認されるか否か、を基準に配合を決めることが適切と考えられる。

流動化処理土の支持力に関連して CBR 試験をおこなった。実験に用いた流動化処理土は、地盤材料の工学的分類によると SF (細粒分含有率 6~10%)、湿润密度 1.87 g/cm<sup>3</sup>、乾燥密度 1.4 g/cm<sup>3</sup>、間隙比 1.0 の状態である。材齢 7 日の一軸圧縮強さは、平均 500 kPa、材齢 28 日は 1000 kPa である。

CBR 試験の結果を図-18 に示す。図から材齢 7 日の CBR 値は 20~30% の範囲に、材齢 28 日は 50~70% の範囲に納まる。

一般に乾燥密度 1.4 g/cm<sup>3</sup> 程度の土が發揮する CBR 値は 4~8% である。また土の種類から推定すると 8~30% となる<sup>15)</sup>。

実験値と比較すると、乾燥密度から予想される CBR 値 4~8% に対して、処理土の CBR 値は 50~70% となり、固化材効果が CBR 値に寄与する割合は密度効果の 10 倍程度となる。土の種類による推定値に対しては約 5 倍程度となる。

## (8) 弾性係数、ポアソン比

処理土の弾性係数を過去の配合試験データからまとめた。結果を図-19 に示す。

図中、シルト (○) と沖積粘土 (□) と砂質土 (△)、関東ローム (●) と有機質土 (■) は異なるプロット群を形成し、2つのグループの一軸圧縮強さと弾性係数  $E_{50}$  は各々、一次の良い相関関係を示した。一軸圧縮強さが 200~500 kPa 程度の処理土について、前者の弾性係数は 50, 000~80, 000 kPa、後者は 100, 000~190, 000 kPa の範囲になる。

流動化処理土のポアソン比を求めるため、CD 三軸試験を表-6 の単位配合で実施した。実験で得られた体積変化量と軸ひずみからポアソン比を算出した。結果を図

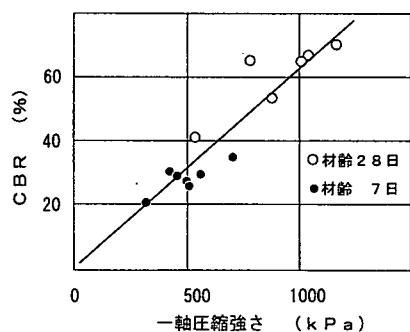


図-18 流動化処理土の CBR 値

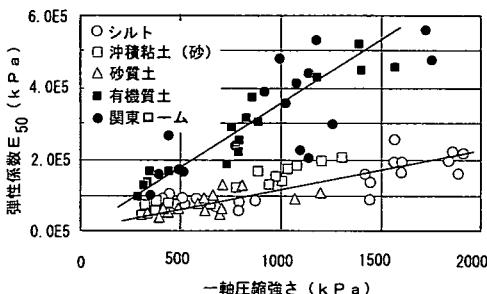


図-19 流動化処理土の弾性係数

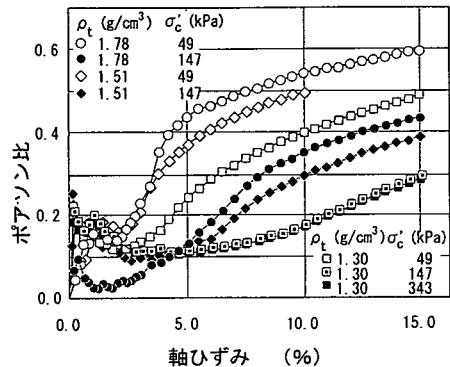


図-20 流動化処理土のポアソン比

-20に示す。

軸ひずみ2~3%の範囲では、ポアソン比は0.1~0.2となる。臨界間隙比で示したように、密度が高く、拘束圧が小さい処理土は体積膨張する傾向を示したが、この図からも同様に、湿潤密度が1.78 g/cm<sup>3</sup>で有効拘束圧49 kPaの場合、ポアソン比は0.5以上になり、体積膨張傾向を示した。

## 5. おわりに

流動化処理土の固化後の力学的特性に関して実験により得られた知見を以下にまとめて示す。

- ① 泥水比重と固化材との間に一軸圧縮強さへの寄与に相乗効果があり、高い泥水比重で含有水が減少すると固化材の効果がより大きくなる傾向がある。
- ② 流動化処理土の一軸圧縮強さは、土中の細粒分を主体とした「泥水」に添加された固化材の固化強さによって支配され、粗粒土の強度への寄与は極めて少ない。
- ③ セメントーションはせん断変形に伴う体積膨張を拘束する。
- ④ 流動化処理土はセメントーション効果が失われることによる破壊挙動と、その後の軸ひずみの進行と共に

に発生する正のダイレイタンシーを伴う破壊挙動の2段構えの破壊機構を示す。

- ⑤ 一軸圧縮強さが250 kPaと比較的低強度で、流動化処理土として一般的な間隙比4.0~1.86の範囲では、強度と変形に対して、セメントーションの効果が強く、間隙比1.0程度以下になるとセメントーション効果が失われることによる破壊挙動の後に応力ひずみ曲線上でじん性が、また応力経路上で正のダイレイタンシーが確認され、間隙の効果が表れ始める。
- ⑥ 有効拘束圧が100 kPa以上では破壊後のせん断変形の進行に伴い体積が圧縮傾向を示す。
- ⑦ 間隙比1.3程度以下、初期有効拘束圧50 kPa程度では破壊後のせん断変形に伴う体積変化が極めて少ない、あるいは膨張傾向を示す。
- ⑧ 破壊後のせん断変形の進行においてじん性的なねばりがあると、地中にあってセメントーション効果が失われることによる破壊を起した部分は、ひずみを増加させることなく、比較的ひずみの進行が小さな周辺地盤に分散する効果が期待できる。
- ⑨ 目視観察によると、三軸試験による供試体のせん断破壊は、破壊面近傍で進行し、破壊による粉砕の周辺への波及は見られない。
- ⑩ 三軸試験と一軸圧縮試験の実験結果の比較から一軸圧縮試験の供試体は割裂破壊するが、実務上、一軸圧縮強さをせん断強度として扱える。
- ⑪ 圧密を経験しない処理土の最大偏差応力は一軸圧縮強さと同一レベルで、圧密すると強度増加する。
- ⑫ 圧縮・伸張せん断強度、圧密降伏応力、CBR値、弾性係数等は、一軸圧縮強さと良い相関を示す。

以上の知見をもとに一軸圧縮強さと湿潤密度の品質基準について考察する。

等方圧密降伏応力は一軸圧縮強さの90%程度で、この値より大きい有効土被り圧が加わると圧密沈下する。沈下後、処理土の一軸圧縮強さは増加する。土被り圧が90%一軸圧縮強さを上回ると沈下はするが、強度の増加をもって沈下は停止する。したがって圧密沈下を許容しない場合、圧縮強度を規定する一軸圧縮強さの基準は「最大有効土被り圧の1割増し以上」とすれば性能に適う。

密な状態で埋戻された砂は、構造物からの荷重を確実に地山に伝達し、逆に地山の強度を生かして構造物を支える。知見の③と⑨に示すように、流動化処理土はセメントーション効果が失われるまで粗粒土のインターロッキングによる挙動が抑制される。締固めた砂とは異なり、固化体として挙動するため地山と比べて弾性係数が高く、応力が集中し易い。

セメントーション効果が失われることによる破壊の後、知見の④、⑤、⑦、⑧のように密度の効果が表れ、例えば荷重分散の効果も期待されるようになる。密度効果は抑制されるが、密な状態であればその効果が失われることはない。品質基準に湿润密度を採用する意義は、埋戻しや裏込めに用いた処理土に構造物から荷重が集中して加わる、あるいは地震により大きな荷重が加わる、またセメントーション効果が低下する、などの状況において荷重分散、構造物の変形抑制、長期の耐久性などの効果を求めることがある。

荷重分散の観点から湿润密度を考える。有効拘束圧300 kPaで間隙比1.86（湿润密度1.6 g/cm<sup>3</sup>）の処理土が、若干の正のダイレイタンシーを示し、応力ひずみ曲線においてもじん性を示した。この間隙比を境にダイレイタンシーとじん性の発現に違いが見られる。したがって荷重分散効果を求める場合、湿润密度の基準は「1.6 g/cm<sup>3</sup>以上」を下限値として、より広範囲な荷重分散効果を期待する基準として「1.7 g/cm<sup>3</sup>以上」が適切と判断される。

有効拘束圧100 kPa以上は構造物の比較的深い箇所で、地盤のアーチ作用が働くときに、打設された処理土に加わる応力である。流動化処理土の密度増には限界があり、高い有効拘束圧下でのせん断破壊時の体積収縮は抑制し難い。処理土が完全に破壊すると、地山が破壊しない場合でも、体積収縮が発生し、構造物変形の要因となる。この場合、一軸圧縮強さだけが性能を確保する品質となる。その基準は「処理土の有効土被り圧と地山の静止土圧あるいは受働土圧の偏差応力を上回る一軸圧縮強さを下限値とする」ことで、地下構造物の設計仕様の要求が満足される。

一方、有効応力50～100 kPaでは間隙比1.86以下（湿润密度1.6 g/cm<sup>3</sup>以上）であれば体積変化は少ない傾向が示されている。有効拘束圧20～50 kPaであれば間隙比5.19（湿润密度1.29 g/cm<sup>3</sup>）でも体積収縮は小さい傾向が示された。構造物の重要性を考慮して体積圧縮を極力低減する場合、有効土被り圧50～100 kPaとなる浅い埋戻し処理土に対して湿润密度を「1.6 g/cm<sup>3</sup>以上」、更に浅い有効土被り圧50 kPa以下の処理土に対して湿润密度を「1.35 g/cm<sup>3</sup>以上」とすることで体積収縮が抑制される。

以上の考察から一軸圧縮強さと湿润密度の品質基準をまとめると以下のようになる。

- ・ 圧密沈下抑制に対しては有効土被り圧の1.1倍の一軸圧縮強さを確保する
- ・ せん断破壊に対しては処理土の有効土被り圧と地山の静止土圧または受働土圧による偏差応力を上回る

一軸圧縮強さを確保する

- ・ 荷重分散効果に対しては湿润密度を1.6 g/cm<sup>3</sup>以上とする
- ・ 体積収縮低減に対しては有効土被り圧100 kPa以下で湿润密度を1.6 g/cm<sup>3</sup>以上、有効土被り圧50 kPa以下で1.35 g/cm<sup>3</sup>以上とする

一軸圧縮強さは、知見②で示した、細粒分を主体とした泥水に添加された固化材の重量比で決まる。一軸圧縮強さと湿润密度に対する既存の配合設計は、固化材と密度が複合して一軸圧縮強さに寄与する、と仮定している。密度が高くなると、また固化材混入量が多くなると、あるいは両者が同時に増えると、一軸圧縮強さが増加する。両者のパラメータを変化させ、目標強度を満たせば、その固化材量と密度をもって所要の配合をしている。したがって、既存の配合設計法は、知見②を踏まえた修正の余地が残る<sup>16)</sup>。

地盤改良の経験から、固化材と土の種類の相性が強度発現において極めて重要なことはよく知られている。流動化処理土においても同様で、この方面的データが蓄積されつつあるが、基本的な品質規定に関連する知見をまとめる観点から記述を控えた。

力学的特性以外、固化後の処理土の品質として熱的特性<sup>17), 18)</sup>、透水係数<sup>19)</sup>、洗掘抵抗、があげられるが、同様の理由で記述を控えた。

最後に流動化処理土の研究は、平成5年から平成9年に旧建設省土木研究所と（社）日本建設業経営協会の共同研究として活発な研究活動が実施され、現在の礎が築かれた。本研究も過去の研究成果を踏襲することなしに完成することはない。期間中、ご指導を頂いた（独）土木研究所技術推進本部統括研究官三木博史氏にここに感謝の意を示す。

## 参考文献

- 1) 久野悟郎編著：土の流動化処理工法、pp. 204-205、技報堂出版、1997.
- 2) 建設省土木研究所：流動化処理土利用技術マニュアル、p. 42、（社）日本建設業経営協会中央技術研究所、1997.
- 3) 前掲1), pp. 69-81.
- 4) 久野悟郎、田中亮：粗礫を混入した流動化処理土の一軸圧縮強さ、第30回土質工学会研究発表会、pp. 2253-2254、1995
- 5) 前掲1), p. 24
- 6) 久野悟郎、三木博史、吉原正博：流動化処理土の一軸圧縮強さに関する一考察、第32回地盤工学研究発表会、pp. 2453-2454、1997.
- 7) Roscoe, K.G., Schofield, A.N., and Worth, C.P. :On the

- Yielding of Soils, *Geotechnique*, Vol. 8, No. 2, pp. 22–53, 1958.
- 8) Taylor, D. W. : *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley, New York, pp. 354–359, 1948.
- 9) 久野悟郎, 岩淵常太郎, 市原道三, 小林学 : 流動化処理土のせん断特性に関する実験的研究 (その1), 同 (その2), 同 (その3), 土木学会第55回年次学術講演会, III-B275, III-B276, III-B277, 2000.
- 10) Noorany, L. and Seed, H. B. : A New Experimental Method for the Determination of Hvorslev Strength Parameters for Sensitive Clays, *Proc. 6<sup>th</sup> International Conference, SMFE*, Vol. 1, pp. 318–322, 1965.
- 11) Britto, A.M. and Gunn, M.J. : *CRITICAL STATE SOIL MECHANICS VIA FINITE ELEMENTS*, Ellis Horwood, Chichester, p. 64, 1987.
- 12) 久野悟郎, 市原道三, 二見浩司 : 流動化処理土の強度特性における密度の影響, 第35回地盤工学研究発表会, pp. 1179–1180, 2000.
- 13) 龍岡文夫, 足立紀尚 : 新体系土木工学, 土の力学 (III) —圧密・せん断・動的解析—, 技報堂出版, p. 75, 1981.
- 14) Seed, H. B. and Kenneth L. Lee: Undrained Strength Characteristics of Cohesion less Soil, *Jr. of Soil Mechanics and Foundation*, Proc. of ASCE, Vol. SM6, Nov. , pp. 336–338, 1967.
- 15) 内田一郎 : 道路舗装の設計法, pp. 30–31, p. 50, 森北出版機, 1976.
- 16) 久野悟郎, 安井豊次, 吉原正博 : 流動化処理土の配合設計の簡略化に関する考察, 第37回地盤工学会研究発表会, pp. 863–864, 2002
- 17) 久野悟郎, 岩淵常太郎, 市原道三, 本橋康志, 神保千加子 : 流動化処理土の温度上昇に関する一考察 (その1), 第30回土質工学会研究発表会, pp. 2245–2246, 1995.
- 18) 久野悟郎, 岩淵常太郎, 市原道三, 本橋康志, 神保千加子 : 流動化処理土の熱的特性, 土木学会第50回年次学術講演会, pp. 1392–1393, 1995.
- 19) 久野悟郎, 神保千加子, 佐久間常昌, 岩淵常太郎, 高橋信子 : 流動化処理土の透水試験, 土木学会第50回年次学術講演会, pp. 1396–1397, 1995.

(2002. 10. 11 受付)

## EXPERIMENTAL STUDY ON MECHANICAL CHARACTERISTICS OF LIQUEFIED STABILIZED SOIL

Goro KUNO, Jotaro IWABUCHI and Michizo ICHIHARA

A new soil stabilization method is studied as recycling excavated soils and slurry wastes from construction sites. This method is based on thorough distribution of cementation materials among liquefied soil particles. Stabilized soils flow like concrete mortar before hardening, require no compaction at the time of placing, and induce little volumetric changes in hardening. This paper summarizes recently conducted studies on mechanical characteristics of the stabilized soils, such as relationship between specific gravity of slurry and amount of cement in terms of unconfined compressive strength, relative contribution of density and cement in mechanical characteristics, and remarkable soil properties necessary for a mixing design.