

## 薬液により固結した砂の粘着力とダイレイタンスーについて

## COHESION AND DILATANCY OF SANDS STABILIZED BY CHEMICAL GROUT

森 麟\*・田村昌仁\*\*

By Akira MORI and Masahito TAMURA

To elucidate the mechanical behaviour of sands strengthened by cementing materials, we investigate the relation between cohesion (i. e. cohesive bonds made by silicate gel) and dilatancy of stabilized sand in shearing process. In experiments, triaxial drained tests, triaxial undrained tests, and constant mean principal effective stress tests were performed. The conclusions are summarised as follows;

- 1) Although the dilatancy initiation of stabilized sands in shearing process is delayed by cohesion as compared with unstabilized sands, the dilatancy is much larger than that of unstabilized sands when the axial deformation increases to a certain degree.
- 2) Cohesion would be uniquely related to  $\epsilon_{vd}$  (volumetric strain caused by shear stress increment only) rather than the shear strain, irrespective of the confined stress and drain or undrained condition.

## 1. ま え が き

粘着力を有さない未固結な砂が、結合材（ゲル）により固結されると、未固結な状態において発揮されるダイレイタンスーを含めた摩擦抵抗に加えて、ゲル自身の強度に基づく粘着力が固結砂の強度に影響を及ぼすことになる。未固結な砂の強度・変形特性に関する研究は、古くより盛んに行われており、ストレス・ダイレイタンスー式に基づく構成式もいくつか提案されている<sup>1),2)</sup>。しかし、粘着力を有した砂の力学的特性に注目した研究は少なく不明な点が多い。砂粒子間隙を満たしているゲルは、そのゲル強度による粘着力を砂に与えているだけではなく砂粒子間のかみ合わせに起因するダイレイタンスーの関係にも大きな影響を及ぼすと考えなければならない。そして、固結による強度増加作用としての粘着力とダイレイタンスーの影響は、結合材自身の強度によっても異なると思われる。強い結合材の場合には、強度増加作用は粘着力が支配的となるが、弱い結合材の場合には、粘着力、ダイレイタンスーおよびダイレイタンスーに基づく負圧が発生することになり、強度に占めるこれ

ら三成分の大きさが重要となろう。

実際問題として、弱い結合材による固結砂を考慮する必要性は、薬液注入の場合などにおいて生じる。薬液注入工法は、止水、強度増加を目的とした地盤改良工法の1つであり、シールド工事や開削工事等における沈下、変形防止対策として用いられている。本研究は、浸透注入により強化された粘着力を有する固結砂を対象として、その強度特性を調査・研究したものである。現時点において、最も多く使用されている薬液は水ガラス系のものであるため、この薬液を用いて砂に粘着力を与えることにした。水ガラス系固結砂の強度特性は、変形速度や排水・非排水条件により異なり、ダイレイタンスーに起因する間隙水の負圧の影響も考慮しなければならない。しかし、この固結砂では、結合材自身の強度が小さいので、正確に測定することが困難な負圧の影響が大きくなり、粘着力の影響を詳しく調べることができない。今回の研究は、弱い結合材で固結した砂の強度に及ぼす粘着力とダイレイタンスーの影響を明らかにすることを目的としているため、負圧が発生しない条件のもとで実験を行うことにした。なお、負圧の影響については、別途報告する<sup>3)</sup>。

実験においては、固結砂の三軸圧縮排水試験、三軸圧縮非排水試験、平均有効主応力一定試験を行っている。

\* 正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科  
(〒160 新宿区大久保 3-4-1)

\*\* 学生会員 工修 早稲田大学大学院博士後期課程 (同上)

## 2. 従来の研究

固結砂の三軸圧縮試験によって、強度定数である粘着力成分と摩擦角を求めている研究は数多く行われている<sup>4)~10)</sup>。摩擦角  $\phi$  は、未固結なものと等しく、粘着力成分がゲルにより発揮されて強度増加が期待できるという報告<sup>4),6)</sup>が多いが、一方では、摩擦角が固結させることにより低下することも指摘されている<sup>8),9)</sup>。従来の研究では、排水条件、変形速度等が明確でないために上記のような結果が得られたと考えられ、固結砂の強度発現機構については、現時点においても明らかでない部分が多い。

粘着力成分は、一般にモールの破壊包絡線より決定される粘着力  $c$  で評価されているが、この大きさは必ずしもゲルによる粒子間の結合力を意味するわけではない。水ガラス系固結砂の透水係数は  $K=10^{-5} \sim 10^{-7}$  (cm/s) となるため、試験条件としては、通常非排水せん断が想定されている。しかし、拘束圧が十分大きくない限り、完全な非排水状態が得られず、ダイレイタンシーに基づく負圧が発生することになる。したがって、粘着力  $c$  は負圧の影響を含んでいると考えなければならない。今回の研究では、有効応力表示における固結砂の強度特性を明らかにすることが目的であるため、このような負圧が発生しない条件で実験を行うことにした。

春山らは<sup>11),12)</sup>非粘性材料であるシラスの CD 試験を行い、見掛けの粘着力  $c_a$  は、インターロッキングを含むダイレイタンシーにより生じたものであり、Rowe のダイレイタンシー補正で求められる粘着力はゼロになることを指摘している。西田は<sup>13)</sup>、このような  $c_a$  とダイレイタンシーの関係がまさ土においても見受けられることを述べている。固結砂の粘着力は、シラスやまさ土の場合と同様に、ダイレイタンシーにより発揮されることも考えられるので、固結砂の強度に及ぼすダイレイタンシーの影響を考慮する必要がある。

固結砂と構造的に等しい粒子充填型のエラストマー<sup>14)</sup>や結合力が高度に発達した岩石<sup>15)</sup>においては、ダイレイタンシーの発生は、結合力の破壊とみなされている。著者らは、固結砂のせん断過程における構造変化を調べるため透水係数の変化に注目した実験を行った結果<sup>16)</sup>、破壊時における透水係数は、せん断前の 100 倍程度増加する場合があります。破壊時にはゲル強度に基づく粘着力がほとんど消失していることを明らかにした。Krizek らは<sup>17)</sup>等せん断ひずみ線より、せん断過程において発揮されている粘着力成分を調べており、粘着力はせん断ひずみの小さい段階で最大になることを指摘している。したがって、ゲル強度に基づく粘着力は、必ずしも破壊時において、最大限に発揮されているわけではない。

また、足立らは<sup>18)</sup>、堆積軟岩の力学的特性を調べた結果、その強度特性は、応力条件のみに関係しておらず、ひずみも考慮しなければならないことを指摘しており、粘着力を有する土の強度特性を明らかにするためには、その粘着力とひずみの関係が重要になると思われる。

本研究は、上記の点を考慮して、固結砂の強度に及ぼす粘着力とダイレイタンシーの影響について検討したものであり、粘着力(ゲル)の破壊と変形量(せん断ひずみ、体積ひずみ)の関係についても考察を加えている。

## 3. 試料および装置

表一、二に、使用した砂、薬液を示す。表一のゲル強度  $c_0$  は、引抜き試験により求めたホモゲル(薬液のみの固結物)のせん断強度である。この強度に及ぼす変形速度の影響はあまり生じないことを確認している。

固結砂の試料作製方法は、モールド内に所定の割合で配合されたまだゲル化していない薬液を流し込み、上部より砂を落下させてそのまま固めることにした。なお試料の養生方法は、すべて 1 日水中養生である。

三軸圧縮排水試験、三軸圧縮非排水試験は、ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_1=0.07$  %/min で行っている。この速度で、排水試験が成立しているかどうか確認するため、供試体の下端より間隙水圧を与えて、せん断中の供試体上端(上端は非排水条件)での間隙水圧を測定したところ、下端の水に等しく、変形中ほとんど変化がみられないので、供試体内部の間隙水圧は変形中一定であると思われる。実際の試験が両端排水としたことを考慮すると、この速度で十分に排水状態が成立しているものと考えすることができる。非排水試験では、キャピテーションが発生しないように大きい背圧(最大 10 kgf/cm<sup>2</sup>)を用いており、拘束圧が 10 kgf/cm<sup>2</sup> を超える場合には、スチール製の三軸セル、および高圧窒素ガスを使用して実験を行うことにした。

平均有効主応力一定試験(軸圧増加、側圧減少:背圧  $U_{BP}=4.0$  kgf/cm<sup>2</sup>)では、側圧と軸圧が独立して載荷で

表一 砂の種類

砂	粒径(mm)	比重
豊浦砂	0.11~0.26	2.65
相馬砂A	0.42~0.84	2.65
相馬砂B	0.84~2.00	2.65

表二 薬液の配合 (1 kgf/cm<sup>2</sup>=98 kPa)

薬液濃度 N(%)	15	35	35H
水ガラス Na <sub>2</sub> O・3SiO <sub>2</sub>	15	35	35
配グリオキサール [CHO] <sub>2</sub>	5	5	7.2
リン酸 H <sub>3</sub> PO <sub>4</sub>	1.2	1.2	1.2
蒸留水 H <sub>2</sub> O	78.8	58.8	56.6
ゲル強度 $c_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.09	0.25	0.31

35H:硬化材量(グリオキサール)が多い高強度水ガラス

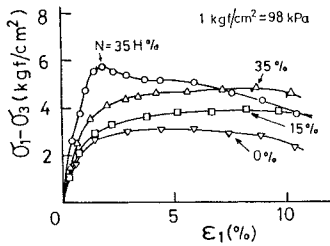
きる三軸装置を用いており、軸圧の値は、変形中の断面積の変化を考慮して決定した。各载荷段階における圧密終了の判定は、10分間に軸方向変位が、1/100 mm 以下となる条件を基準とした。

固結砂の背圧は、比較的大きい値を用いているが、これは Krizek ら<sup>17)</sup>の指摘するように背圧が大きくない限り、高い間隙圧係数  $B$  値が得られなかったためである。非排水試験、平均有効主応力一定試験(両端排水)において、 $B$  値はすべて 0.95 以上となっているので、供試体はほぼ完全に飽和していると考えられることができる。

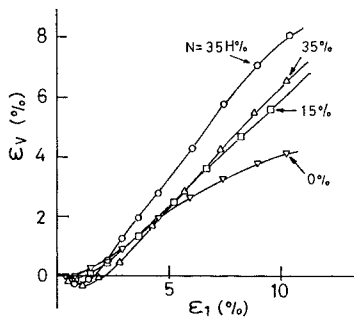
供試体の形状は、すべての試験において、直径 5 cm、高さ 10 cm である。なお、供試体の上下端における端面摩擦の影響を除くために、シリコングリースをはさんだ 2 重のドーナツ型ゴム膜を用いており、排水が可能である。

4. 固結砂のダイレイタンスーについて

図-1 には、相馬砂 A ( $N=0, 15, 35, 35$  H%,  $\gamma_s=1.58$  g/cm<sup>3</sup>) の応力~ひずみ関係を示す。 $N=0$  % は未固結な飽和砂の排水試験である。図-1 より、固結砂のダイレイタンスーは未固結なものより相当増加していることがわかる。 $N=15, 35$  % では、破壊時体積ひずみ  $\epsilon_{Vf}$  が、いずれも 4 % 以上となっている。正の体積ひずみ(膨張)は、間隙が増加して給水されたことを意味するので、破壊時にはゲルの連続性がかなり消失している



(a) 軸差応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) と軸ひずみ  $\epsilon_1$  の関係



(b) 体積ひずみ  $\epsilon_V$  と軸ひずみ  $\epsilon_1$  の関係

図-1 相馬砂 A ( $N=0, 15, 35, 35$  H%,  $\gamma_s=1.58$  gf/cm<sup>3</sup>) の応力~ひずみ関係 ( $\sigma'_3=1.0$  kgf/cm<sup>2</sup>)

と思われる。一方、 $N=35$  H% では、 $\epsilon_{Vf} \approx 0$  % であり、破壊強度  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  はゲル強度に基づく粘着力に大きく依存していると考えられる。 $N=15, 35$  % において、破壊強度は未固結なものより大きくなっているが、これはゲル強度に基づく粘着力の影響だけではない。固結砂の破壊時のダイレイタンスー係数  $(d\epsilon_V/d\epsilon_1)_f$  が未固結砂のものに比べて大きくなっているため、ダイレイタンスーの影響も考慮する必要がある。

ダイレイタンスー係数  $(d\epsilon_V/d\epsilon_1)$  は、変形の初期を除いて、固結砂の方が未固結砂より大きく、さらに、ゲル強度が大きいくほど増加している。これは、砂粒子間隙のゲルが粒子の周辺で不動域を形成しているため、見掛け上、粒径が大きくなり、粒子が隣接する粒子を乗り越える際に、この不動域も乗り越える必要が生じるためであろう。また、この現象はダイレイタンスーが増加しているため見掛け上の密度増加作用<sup>19)</sup>として考えることもできる。しかし、この密度増加作用は、必ずしもゲル強度だけでなく、ゲルと粒子の付着性状にも影響を受ける。図-2, 3 には、ガラスビーズ(粒径 1.6 mm)を水ガラスおよびアクリルアミドで固めた固結物のダイレイタンスー特性に及ぼす付着性状の影響を示す。付着性状は、ガラスビーズの表面をテフロン塗布することにより変化させた。テフロン塗布することにより、ガラスビーズの間隙に占めるゲルの体積率が変化するとも考えられるが、供試体の密度、および供試体に占めるガラスビーズの重量より求められるゲルの体積率は、塗布の有無に

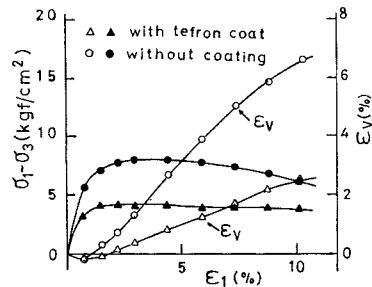


図-2 水ガラス薬液 ( $N=35$  %) で固めたガラスビーズの応力~ひずみ関係 ( $\sigma_3=3.0$  kgf/cm<sup>2</sup>)

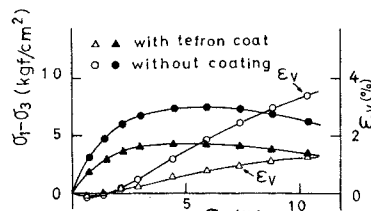


図-3 アクリルアミド(主剤濃度 20 %) で固めたガラスビーズの応力~ひずみ関係 ( $\sigma_3=3.0$  kgf/cm<sup>2</sup>)

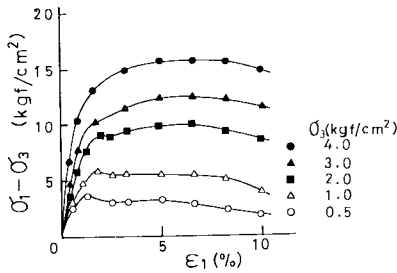
よらずほぼ等しいので、図-2,3の結果は、主に付着性状の相違により生じたものとして考えることができる。これらの結果より、テフロン塗布によって付着力が低下すると、ダイレイタンスーが減少し、強度自体も塗布していない場合に比して著しく低下することがわかった。

5. 固結砂の排水せん断特性

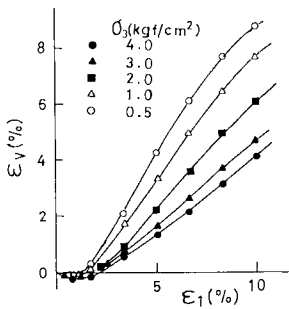
(1) 固結砂の応力～ひずみ関係について

図-4には、相馬砂A ( $N=35$  H%,  $\gamma_d=1.58$  g/cm<sup>3</sup>)の軸差応力 ( $\sigma_1-\sigma_3$ )、体積ひずみ  $\epsilon_v$ 、と軸ひずみ  $\epsilon_1$ の関係を示す。

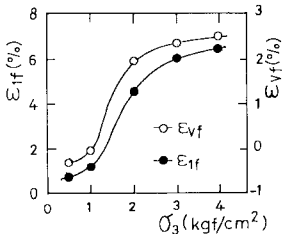
図-4に示したように固結砂のダイレイタンスーはかなり大きいので、固結砂の強度発現機構を解明するためには、破壊強度に占めるダイレイタンスー成分の影響を調べる事が重要である。ダイレイタンスー補正式としては、いくつか提案されているが、ここでは Rowe<sup>20)</sup>のストレス-ダイレイタンスー式(1)を用いることにした。



(a) 軸差応力 ( $\sigma_1-\sigma_3$ ) と軸ひずみ  $\epsilon_1$  の関係



(b) 体積ひずみ  $\epsilon_v$  と軸ひずみ  $\epsilon_1$  の関係



(c) 破壊時軸ひずみ  $\epsilon_{1f}$  と破壊時体積ひずみ  $\epsilon_{v1f}$

図-4 相馬固結砂A ( $N=35$  H%,  $\gamma_d=1.58$  gf/cm<sup>3</sup>) の応力～ひずみ関係 (1 kgf/cm=98 kPa, 1 gf/cm<sup>3</sup>=9.8 kN/m<sup>3</sup>)

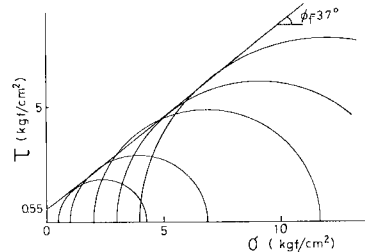
$$(\sigma_1 - \sigma_3)_R = \sigma_1 / (1 + d\epsilon_v / d\epsilon_1) - \sigma_3 \dots \dots \dots (1)$$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_R$ : 摩擦のみに起因する強度成分

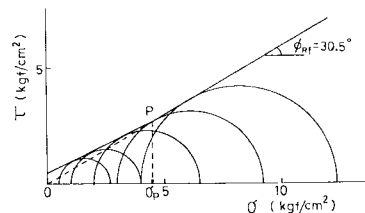
図-5 (a), (b) には、図-4 で示した試料の破壊時のモール円、および、式(1)で補正した破壊時のモール円を示す。

図-6には、軸ひずみ  $\epsilon_1=10\%$  の段階で式(1)補正を行った破壊包絡線を示している。 $\epsilon_1=10\%$  の段階ではダイレイタンスー係数がゼロとなっていないので、これ以上変形を進めるべきであるが、供試体が偏心するためこの時点まで変形を与えることにした。

図-5(a)の場合、モールの包絡線は直線近似が可能となる。一方、図-5(b)では包絡線を1本の直線で表わすことができずP点で折れ曲がっている。側圧が大きい範囲では、包絡線は原点を通る直線として表わすことができ、この傾き  $\phi_{Rr} (=30.5^\circ)$  は、未固結砂の  $\phi_{Rr} (=29.5^\circ)$  よりわずかに大きくなっているが、ほぼ一致していると考えられる。側圧が小さい範囲では、包絡線はP点で折れ曲がっている。このように包絡線が折れ曲がる理由は、式(1)の補正には粘着力を含んでおらず、側圧が小さい範囲では、破壊時に粘着力成分が発揮されているため



(a) 破壊時の軸差応力 ( $\sigma_1-\sigma_3$ )<sub>r</sub> と側圧  $\sigma_3$  の関係



(b) 式(1)で補正した破壊時の軸差応力 ( $\sigma_1-\sigma_3$ )<sub>r</sub> と側圧  $\sigma_3$  の関係

図-5 相馬砂A ( $N=35$  H%,  $\gamma_d=1.5$  gf/cm<sup>3</sup>) におけるモールの包絡線

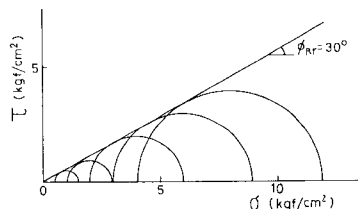


図-6  $\epsilon_1=10\%$  における式(1)補正のモール円

であろう。側圧が小さい範囲においても、破壊時の粘着力の大きさは、側圧が増加するにつれて低下すると考えられる。このため、側圧が小さい範囲の傾き（図-5(b)）は、 $\phi_{Rr}$  より小さくなっているのであろう。

図-4の応力-ひずみ関係においては、側圧が小さい範囲では軸ひずみが小さい段階でピーク点が発生しているが、側圧が大きくなるにつれて明瞭なピーク点はみられなくなる。Stezler<sup>5)</sup>も固結砂の応力-ひずみ関係が図-4と同様である結果を得ている。このような応力-ひずみ関係の拘束圧依存性は、岩石力学の分野において“Brittle-Ductile-Transition”<sup>21)</sup>として知られている。

破壊強度に及ぼす粘着力の影響がほとんど消失する側圧を遷移圧  $\sigma_{tr}$  とすると、 $\sigma_{tr}$  の大きさは、図-5(b) に示したP点における垂直応力  $\sigma_p$  を用いて式(2)で表わすことができる。

$$\sigma_{tr} = 2 \cdot \sigma_p / (\cos^2 \phi_{Rr}) / [1 + \tan^2(45 + \phi_{Rr}/2)] \dots\dots (2)$$

$\varepsilon_1 = 10\%$  において、式(1)で補正したモール円の包絡線は、図-6に示したように側圧の大きさに関係なく、原点を通る直線で表わすことができ、その傾き  $\phi_{Rr}$  ( $= 30^\circ$ ) は未固結砂の  $\phi_{Rr}$  ( $= 29.5^\circ$ ) とほぼ等しい。したがって、 $\varepsilon_1 = 10\%$  においては、粘着力がほとんど完全に消失していることになる。

同様な整理を他の固結砂に対して行った結果を表-3に示しているが、これらの場合もダイレイタンスー補正により求めた有効応力表示の粘着力と摩擦角は、破壊時、 $\varepsilon_1 = 10\%$  時において未固結砂とほぼ一致している。破壊強度に及ぼす粘着力の影響がほとんど消失する遷移圧を式(2)を用いることにより求めてみると、その大きさは、砂の粒径が小さくゲル強度が増加するにつれて大きくなっていることがわかる。

(2) ゲル粘着力の破壊について

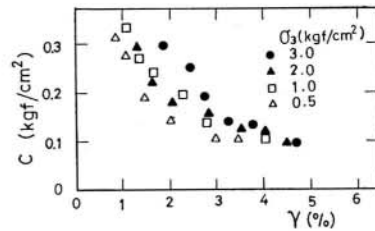
土のせん断強度の構成成分に関する研究は、数多くなされており<sup>22), 23)</sup>主に1) 摩擦成分, 2) ダイレイタンスー成分, 3) 粘着力成分の三成分が考慮されている。水ガラス系固結砂に比較して、きわめて粘着力が大きい軟岩<sup>18), 24)</sup>やセメント改良土<sup>25)</sup>の場合には、破壊時に大きな体積膨張が生じていることはないで、粘着力の影響のみが支配的になると考えられるが、固結砂の場合には、

ゲル自身の強度が小さいため、ダイレイタンスーの影響も考慮する必要性が生じる。粘着力の大きさは、等せん断ひずみ線を用いて決定される場合もあるが、ここでは粘着力を含めた Rowe<sup>20)</sup> のストレス-ダイレイタンスー式(3)により求めた。  $\phi$  の値は、未固結砂の場合、式(3)で  $c=0$  として、各変形段階で求めてみるとほぼ一定値 ( $= \phi_{Rr}$ ) となったので、固結砂の  $\phi$  も表-3の  $\phi_{Rr}$  の値を用い、変形過程で一定と考えた。

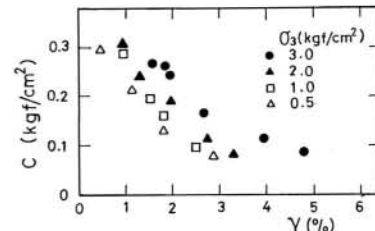
$$\sigma_1 / (1 + d\varepsilon_v / d\varepsilon_1) = \sigma_3 \tan^2(45 + \phi/2) + 2c \tan(45 + \phi/2) \dots\dots (3)$$

固結砂の粘着力は、間隙ゲルにより発揮されることになるので、ゲルの破壊について考える必要がある。このゲルの破壊は、砂骨格に作用している応力状態よりもむしろ変形量(せん断ひずみ, 体積ひずみ)が重要になると思われるので、粘着力と変形量の関係を調べることにした。

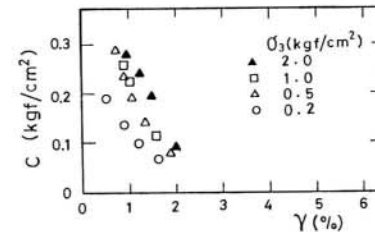
図-7には、式(3)を用いて得られる粘着力  $c$  とせん断ひずみ ( $\gamma = \varepsilon_1 + \varepsilon_v/3$ ;  $\varepsilon_v$  は膨張を正とする) の関係を示す。ただし、変形のごく初期においては、摩擦角が十分に発揮されないと思われるので、 $c$  は  $\gamma$  が1%程度以上の場合について求めることにした。粘着力  $c$



(a) 豊浦砂 (N=35%,  $\gamma_a=1.56 \text{ g/cm}^3$ )



(b) 相馬砂A (N=35%,  $\gamma_a=1.58 \text{ g/cm}^3$ )



(c) 相馬砂B (N=35%,  $\gamma_a=1.59 \text{ g/cm}^3$ )

表-3 モールの包絡線による固結砂の粘着力  $c$  と摩擦角  $\phi$

砂	N(%)	$c_r$	$\phi_r$	$C_{Rr}$	$\phi_{Rr}$	$C_{Rr}$	$\phi_{Rr}$	$\sigma_{tr}$
豊浦砂	0	0	37.5	0	29	0	29	—
豊浦砂	35	0.45	39.5	0	30	0	29	1.94
相馬砂A	0	0	37	0	29.5	0	29.5	—
相馬砂A	15	0.10	39	0	29.5	0	29.5	<0.20
相馬砂A	35	0.25	39	0	30.5	0	29.5	1.21
相馬砂A	35H	0.55	37.5	0	30.5	0	30	3.00
相馬砂B	0	0	37	0	29.5	0	29.5	—
相馬砂B	35	0.20	39.5	0	30	0	29.5	0.94

$C_r, C_{Rr}, C_{Rr}, \sigma_{tr}: (\text{kgf/cm}^2), \phi: (^\circ)$  1kgf/cm²=98kPa

図-7 固結砂のせん断ひずみ  $\gamma$  と粘着力  $c$  の関係

は、ある一定の  $\gamma$  において側圧  $\sigma_3$  が小さいほど小さいので、粘着力  $c$  は  $\gamma$  のみの関数とならず、側圧の影響を受けていることがわかる。これは、 $\gamma$  が等しくても側圧が小さいほど体積ひずみ  $\epsilon_v$  が大きくなるため、その分だけゲルの連続性が失われて粘着力が小さくなっているのであろう。

体積ひずみ  $\epsilon_v$  と粘着力の関係を考える場合、この  $\epsilon_v$  は、平均主応力の変化による  $\epsilon_{vp}$  と、せん断応力の変化による  $\epsilon_{vd}$  の和より成り立つとして考えることができ、これを式(4)に示す。ただし、 $\epsilon_v$ 、 $\epsilon_{vp}$ 、 $\epsilon_{vd}$  はすべて膨張側を正としている。

$$\epsilon_v = \epsilon_{vp} + \epsilon_{vd} = -c_c / (1 + e_0) \log(\sigma'_m / \sigma'_c) + \epsilon_{vd} \dots (4)$$

$c_c$  : 圧縮指数       $e_0$  : 初期間隙比  
 $\sigma'_m$  : 平均主応力       $\sigma'_c$  : 圧密応力

図-8には豊浦固結砂 ( $N=35\%$ ,  $\gamma_d=1.56 \text{ gf/cm}^3$ ) の等方圧密試験結果を示しており、 $\epsilon_{vp} \sim \log \sigma'_m$  関係は未固結砂とはほぼ一致している。また、圧密除荷後の固結砂の一軸強度  $q_u$  は、圧密試験前の  $q_u$  と差異がないため  $\epsilon_{vp}$  が粘着力に及ぼす影響はほとんどないと考えられる。軟岩や<sup>24)</sup>セメント改良土<sup>25)</sup>では、 $\epsilon_{vp} \sim \log \sigma'_m$  関係に降伏が生じて粘着力が等方圧の影響を受けると指摘している例もあるが、本研究で取り扱っている水ガラス系の固結砂では砂粒子が骨格を形成しているため、この程度の等方圧のもとでは、 $\epsilon_{vp}$  は粘着力の破壊と無関係であると考えられる。したがって、粘着力の破壊を体積ひずみで評価する場合は、 $\epsilon_v$  よりも  $\epsilon_{vd}$  の方が重要になろう。

式(4)より  $\epsilon_{vd}$  を求めて、 $c \sim \epsilon_{vd}$  の関係を図-9に示す。なお、式(4)の  $c_c$  の値は固結砂の等方圧密試験により求めた。 $c \sim \epsilon_{vd}$  の関係は側圧の大きさに左右されず一義的な関係にあることがわかる。 $\epsilon_{vd}$  の増加に対する  $c$  の低下率は、粒径が大きいほど増加している。また、 $c$  の最大値は、粒径を問わず、 $0.30 \text{ kgf/cm}^2$  程度となり、ゲル強度  $c_0$  ( $0.25 \text{ kgf/cm}^2$ ) とかなり一致していると考えられる。

以上の結果より、粘着力の破壊を変形量で評価する場

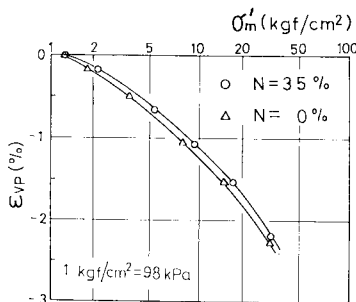
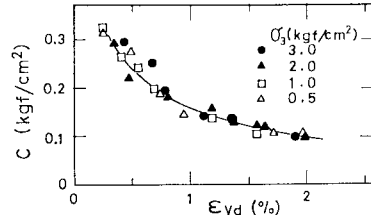
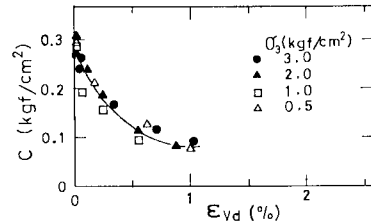


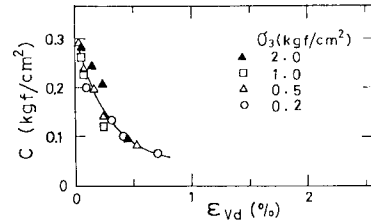
図-8 豊浦砂 ( $N=35\%$ ,  $\gamma_d=1.56 \text{ gf/cm}^3$ ) の等方圧密試験



(a) 豊浦砂 ( $N=35\%$ ,  $\gamma_d=1.56 \text{ gf/cm}^3$ )



(b) 相馬砂A ( $N=35\%$ ,  $\gamma_d=1.58 \text{ gf/cm}^3$ )



(c) 相馬砂B ( $N=35\%$ ,  $\gamma_d=1.59 \text{ gf/cm}^3$ )

図-9 固結砂の体積ひずみ  $\epsilon_{vd}$  と粘着力  $c$  の関係

合、 $c$  とせん断ひずみ  $\gamma$  の関係には一義的な関係がみられず拘束圧の影響を受けるが、 $c$  とせん断応力の変化による  $\epsilon_{vd}$  の間には一義的な関係が成立することがわかった。また、粘着力  $c$  の大きさは、最大限に発揮されてもゲル強度  $c_0$  程度であることが明らかとなった。

### 6. 固結砂の非排水せん断特性

前節では、排水試験における粘着力と変形量の関係について論じたが、ここでは、非排水試験における粘着力の破壊について考えることにする。

図-10には豊浦砂 ( $N=0, 35\%$ ;  $\gamma_d=1.56 \text{ gf/cm}^3$ ) の非排水試験における応力経路を示す。非排水試験では、 $\gamma=15\%$  までせん断しているが、試験後にセルより供試体を取り出してみても、すべり面は発生しておらず、ゲルの破壊は認められない。表-4には固結砂の一軸強度  $q_u$  と、非排水試験 ( $\sigma'_c=10 \text{ kgf/cm}^2$ ) において  $\gamma=15\%$  のひずみを与えた後セルより取り出した供試体の一軸強度  $q'_u$  を示しているが、固結砂の粘着力は  $\gamma=15\%$  においても完全に消失していないことになる。表-4の結果は、 $\gamma=15\%$  のせん断ひずみによる粘着力の破壊の程度を示したものであり、粒径の小さい豊浦砂が相馬砂A、相馬砂Bに比較して粘着力の破壊が少ないと

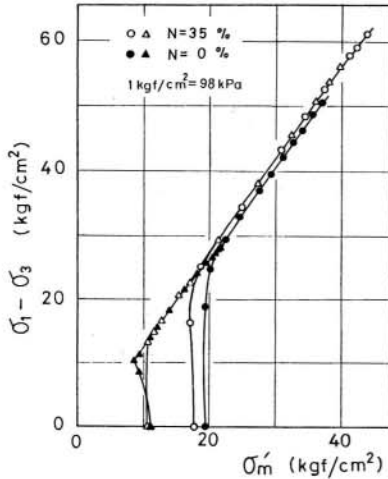


図-10 豊浦砂 (N=0, 35%,  $\gamma=1.56 \text{ gf/cm}^3$ ) の非排水試験 (高圧下) における応力経路

表-4 固結砂の一軸強度 (1 kgf/cm²=98 kPa)

砂	薬液 N (%)	qu (kgf/cm²)	qu' (kgf/cm²)
豊浦砂	35	4.13	2.15
相馬砂A	35	2.86	1.15
相馬砂B	35	2.32	0.13

考えることができる。排水試験では、 $\epsilon_1=10\%$  ( $\gamma=11\%$ ) において、すべり面が発生し、間隙ゲルによる結合が完全に消失している結果を考慮すると、粘着力  $c$  と  $\gamma$  の関係は排水試験と非排水試験とで全く異なることになり、固結砂の強度発現機構は、排水条件によって影響されられると思われる。

前川らは<sup>26)</sup>、珪藻質軟岩の排水・非排水試験を行った結果、その強度特性が排水条件により全く異なり、セメンテーション成分 (粘着力) の影響と側圧条件を考慮した解析が必要であることを指摘している。珪藻軟岩においても、水ガラス系固結砂の場合と同様に、粘着力とせん断ひずみの関係が排水条件により異なることが、その強度特性を複雑にしている原因の1つではないかと推定される。

前節において、粘着力は、せん断ひずみ  $\gamma$  よりも、むしろせん断応力のみの変化による体積ひずみ  $\epsilon_{vd}$  と密接な関係にあることを述べた。非排水試験では、体積ひずみ  $\epsilon_v$  がゼロとなるが、平均主応力が変化するため見掛け上、 $\epsilon_{vd}$  が発生し、その大きさは式 (5) で表わすことができる。

$$\epsilon_{vd} = c_c / (1 + e_0) \cdot \log(\sigma'_m / \sigma'_c) \dots \dots \dots (5)$$

図-11には、3種類の固結砂 ( $N=35\%$ ,  $\sigma'_c=10 \text{ kgf/cm}^2$ ) の式 (5) による体積ひずみ  $\epsilon_{vd}$  とせん断ひずみ  $\gamma$  の関係を示してあり、 $\epsilon_{vd}$  の大きさは粒径にあまり関係なく  $\gamma=15\%$  においても  $\epsilon_{vd}=1.0\%$  程度となっている。

前節の図-6には排水試験における  $c \sim \epsilon_{vd}$  の関係を示した。豊浦砂の場合には  $\epsilon_{vd}=1.0\%$  において粘着力がまだ消失していないが、一方粒径が大きい相馬砂Bでは、 $\epsilon_{vd}=1.0\%$  において粘着力はほとんど消失している。したがって、排水試験における  $c$  と  $\epsilon_{vd}$  の関係は、上述した表-4の結果を説明することも可能となろう。以上の結果より、粘着力の破壊をせん断ひずみで評価することは、排水試験と非排水試験とでかなり異なるが、 $\epsilon_{vd}$  で評価した場合は、試験方法や拘束圧の大きさを問わず統一して考えることができ、 $c$  と  $\epsilon_{vd}$  の間に一義的な関係が成立していると推定できる。

図-10の応力経路より固結砂の粘着力を求めることは圧密圧が大きいため困難である。図-12には圧密圧が小さい範囲で行った非排水試験 (豊浦砂,  $N=35\%$ ,  $\gamma_d=1.59 \text{ gf/cm}^3$ :  $\sigma'_c=0.2, 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ ) の結果を示しており、この応力経路より、せん断初期で発揮されている粘着力を求めることにした。応力経路より得られる切片を  $\alpha$ 、傾きを  $\beta$  とすると、モールの包絡線表示の粘着力  $c$  は式 (6) で与えられる。

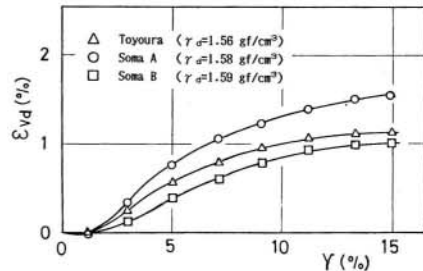


図-11 固結砂 ( $N=35\%$ ,  $\sigma'_c=10 \text{ kgf/cm}^2$ ) のせん断ひずみ  $\gamma$  と体積ひずみ  $\epsilon_{vd}$  (1 kgf/cm²=98 kPa)

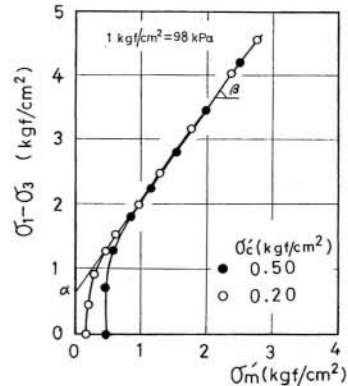
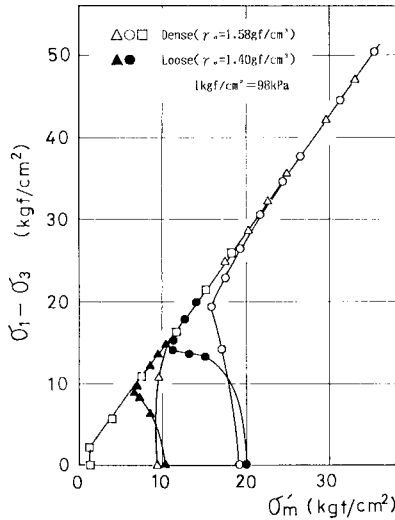


図-12 豊浦砂 ( $N=35\%$ ,  $\gamma_d=1.56 \text{ gf/cm}^3$ ) の非排水試験 (低圧下) における応力経路

表一五 応力経路より求められる固結砂の粘着力

砂	$\gamma_d$ ( $\text{kgf}/\text{cm}^3$ )	薬液 N (%)	粘着力 $c$ ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )
豊浦砂	1.58	15	0.08
豊浦砂	1.56	35	0.29
相馬砂A	1.60	15	0.05
相馬砂A	1.59	35	0.28
相馬砂A	1.59	35H	0.31
相馬砂B	1.60	35	0.25

$1\text{gf}/\text{cm}^3=9.8\text{kN}/\text{m}^3, 1\text{kgf}/\text{cm}^2=98\text{kPa}$



図一三 固結砂 (相馬砂 A, N=35%) の応力経路に及ぼす密度の影響

$$c = 1.5 \cdot \alpha \cdot [(3 + 2 \tan \beta) \cdot (3 - \tan \beta)]^{-1/2} \dots \dots (6)$$

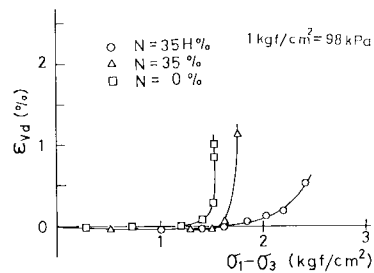
表一五には式(6)により求めた粘着力  $c$  の値を示しているが、これらの値は、ほぼゲル強度(表一四)に等しくなっている。排水試験において、せん断過程で発揮される最大の粘着力はゲル強度程度となっており、非排水試験の結果とも一致している。

図一三には、固結砂の応力経路に及ぼす密度の影響を示している。密詰め、ゆる詰めともに応力経路は最終的に完全に一致していることがわかる。固結砂の強度は密度にかなり影響されることが指摘されているが<sup>27)</sup>、図一三の結果により、固結砂の強度に及ぼす密度の影響はダイレイタンスーのある場合に生じるものであり、粘着力の大きさとしては密度に無関係であると推察できる。

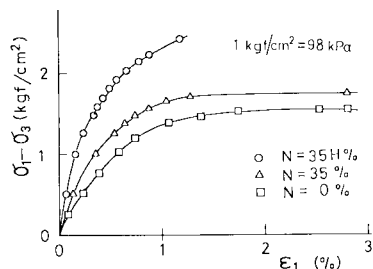
### 7. 平均有効主応力一定試験における固結砂のせん断特性

固結砂の粘着力成分  $c$  は、せん断応力の変化のみによる体積変化  $\epsilon_{vd}$  と密接な関係にあることを述べてきたが平均有効主応力一定試験を行い、直接  $\epsilon_{vd}$  を求めることにした。

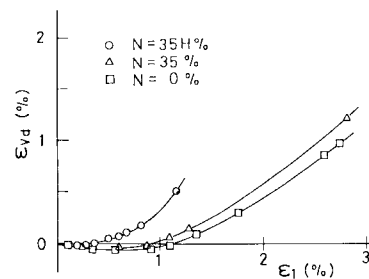
図一四には、豊浦砂 ( $N=35H, 35, 0\%$ ,  $\gamma_d=1.56\text{gf}/\text{cm}^3$ ,  $\sigma'_m=1.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) の試験結果を示す。図一四(a)より固結砂のダイレイタンスーは未固結砂に比してその発生が遅らされており、この傾向はゲル強度が大きいものほど著しい。したがって、固結砂の粘着力はダイレイタンスーの発生を遅らせている間に発揮されると考えることができる。図一四(b)で示した軸差応力と軸ひずみの関係において、せん断初期の軸差応力は固結砂の方が未固結砂に比べて大きい。これはダイレイタンスーが生じる以前に発揮されたものである。図一四(c)には軸ひずみと体積ひずみ  $\epsilon_{vd}$  の関係を示している。図一四(a)の軸差応力と体積ひずみの関係では、粘着力がダイレイタンスーを遅らせると述べたが、図一四(c)で示した軸ひずみと体積ひずみの関係においては、固結砂のダイレイタンスーが未固結砂よりも大きくなっている。これらの結果により、固結による砂の強化作用としては、変形のごく初期においてダイレイタンスーに抵抗



(a) 体積ひずみ  $\epsilon_{vd}$  と軸差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  の関係



(b) 軸差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  と軸ひずみ  $\epsilon_1$  の関係



(c) 軸ひずみ  $\epsilon_1$  と体積ひずみ  $\epsilon_v$  の関係

図一四 豊浦砂 ( $N=0, 15, 35, 35H\%$ ,  $\gamma_d=1.56\text{gf}/\text{cm}^3$ ) の平均有効主応力一定試験結果 ( $\sigma'_m=1.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ )



している間に発揮される粘着力成分だけではなく、変形がある程度進んでいる段階で発揮されるダイレイタンスー成分も存在していることがわかる。そして、この2つの成分は、同時に最大限発揮されるわけではなく、ダイレイタンスーの発生は粘着力の破壊として考えなければならぬ。

図-15には相馬砂B ( $N=0, 35\%$ ,  $\gamma_d=1.58\text{ gf/cm}^3$ ,  $\sigma'_m=1, 2, 4\text{ kgf/cm}^2$ )の結果を示す。図-15においても、固結砂のダイレイタンスーが粘着力によって遅らされているが、変形が進むと固結砂のダイレイタンスーが未固結砂よりも大きくなっていることがわかる。

また、図-15(c)に示したせん断ひずみ $\gamma$ と体積ひずみ $\epsilon_{vd}$ の関係において、固結砂の $\gamma\sim\epsilon_{vd}$ の関係は一義的なものとならず、一定の $\gamma$ において平均主応力 $\sigma'_m$ が大きいほど $\epsilon_{vd}$ は小さくなっている。前節の図-7, 9において、固結砂の粘着力 $c$ と $\gamma$ の関係は一義的なものにならず拘束圧の影響を受け、 $c$ と $\epsilon_{vd}$ の間に一義的な

関係が成立していることを指摘した。これは、固結砂のせん断ひずみ $\gamma$ と体積ひずみ $\epsilon_{vd}$ の関係が拘束圧に影響されることを意味しており、図-15(c)において示した実験結果と一致していることが明らかとなった。

### 8. ま と め

本研究は、弱い結合材(水ガラス系薬液)で固結させた砂の強度特性に及ぼす粘着力とダイレイタンスーの影響を、負圧が発生しない有効応力下の条件で調べたものであり、主な結果は次のとおりである。

(1) 三軸排水試験における固結砂のダイレイタンスーは見掛け上の密度増加作用によって、未固結砂に比して増大する。したがって、固結による強度増加作用としては、ゲル自身の強度に基づく粘着力とダイレイタンスーの2つを考慮することができる。ただし、この密度増加作用は、ゲルと砂粒子との附着性状に大きく左右されて、附着力が小さい場合には強度増加作用が著しく低下する。

(2) 三軸排水試験により得られる固結砂の応力~ひずみ関係において、拘束圧が小さい場合には変形初期においてピーク点が生じているが、拘束圧が大きくなるにつれて明瞭なピーク点がみられなくなる。そして、破壊強度に及ぼす強度増加作用としては、拘束圧が小さい場合には、ゲル強度に基づく粘着力の影響が大きいが、拘束圧が増すにつれて粘着力の影響は低下し、ダイレイタンスーの影響が支配的なものになることが明らかとなった。

(3) ゲル粘着力の破壊を変形量で評価する場合、粘着力 $c$ とせん断ひずみ $\gamma$ の関係は、一義的なものとならず、拘束圧の影響を受けて、排水試験と非排水試験の結果を統一して説明することができない。せん断応力の変化による体積ひずみ $\epsilon_{vd}$ と粘着力の関係は、拘束圧や排水条件に影響されず、一義的なものであると思われる。また、せん断過程で発揮される粘着力の最大値は、粒径にあまり左右されず、ホモゲル強度 $c_0$ 程度であることがわかった。

(4) 固結砂の強度は、密度の影響を受けることが指摘されているが、非排水試験の応力経路は密度が異なっても最終的には完全に一致している。したがって、密度の差が強度に及ぼす影響は、ダイレイタンスーのある場合に生じるものであり、粘着力成分としては、密度にほとんど無関係といえる。

(5) 平均有効主応力一定試験の結果より、固結砂のダイレイタンスーの発生は、未固結なものに比して遅らされており、この間にゲル強度に基づく粘着力が発揮されているが、変形がある程度進み粘着力が消失している段階では、固結砂のダイレイタンスーが未固結砂より大

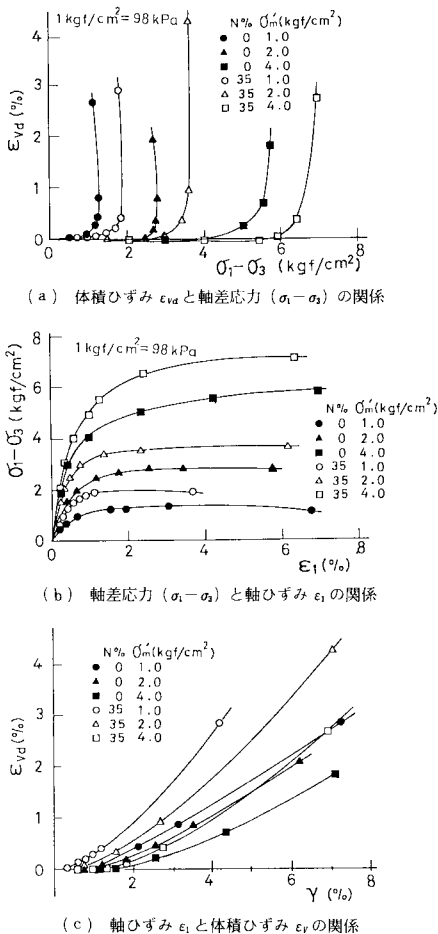


図-15 固結砂(相馬砂B,  $N=35\%$ ,  $\gamma_d=1.59\text{ gf/cm}^3$ )の平均有効主応力一定試験

きくなり、強度増加に貢献することがわかった。

#### 参 考 文 献

- 1) Matuoka, H. : Stress-strain relationships of sands based on the mobilized plane, *Soils & Foundation*, Vol.14, No. 2, pp.77~87, 1974.
- 2) Nishi, K. and Esashi, Y. : Stress-strain relationships of sand based on elasto-plasticity theory, *土木学会論文報告集*, No.280, pp.111~122, 1978.
- 3) 森 麟・田村昌仁：水ガラス系固結砂の強度に関する工学的特性，*土木学会論文集*，No.370，1986.
- 4) Perez, J., Davidson, R. and Lacroix, Y. : Chemical grouting test programme for Mississippi River locks and dam 26, *Geotechnique* 32, No.3, pp.217~233, 1982.
- 5) Stetzler, B.V. : Time-dependent behaviour of chemically Grout-Strengthened Soils, 8th ECSMFE IMPROVEMENT OF GROUND Vol.1, pp.415~420, 1983.
- 6) 三木五三郎：ケミカルグラウトの浸透性に関する新しい問題点，第3回土質工学研究発表会，pp.159~162，1968.
- 7) 加賀宗彦・米倉亮三：水ガラス系薬液を用いた砂質土供試体の変形・強度特性，第15回土質工学研究発表会，pp.1653~1656，1980.
- 8) 坪井直道・池上政雄・野村幸一：薬液注入土のせん断特性に関する一実験，*鹿島建設技術研究所報告*，No.17，pp.189~200，1968.
- 9) 森 麟・武田安敏：薬液注入による砂の強度劣化について，第27回土木学会年次講演会第3部，p.511，1972.
- 10) 森 麟・佐藤勝久：結合剤による土の強度増加機構，*土と基礎*，Vol.16，No.12，1968.
- 11) 春山元寿・山内豊聡：乱したシラスの排水せん断特性について，*土と基礎*，Vol.14，No.8，pp.27~33，1966.
- 12) 春山元寿：えびの吉松地域に分布するシラスのせん断特性について，*土と基礎*，Vol.22，No.2，pp.41~47，1972.
- 13) 西田一彦・香田 満：マサ土の土粒子特性とせん断特性について，第25回土木学会年次学術講演集第3部，pp.375~376，1970.
- 14) Farris, R.J. : Dilatation of granular filled elastomer under high rates of strain, *Journal of Applied Polymer Science* Vol.8, pp.25~35, 1964.
- 15) Mordecai, M. and Morris, L.H. : An investigation into the changes of permeability occurring in a sandstone when failed triaxial stress condition, 12th Symposium on Rock Mechanics, pp.221~239, 1970.
- 16) Mori, A. and Tamura, M. : Effect of dilatancy on permeability in sands stabilized by chemical grout, *Soils & Foundations*, Vol.26, No.1, 1986.
- 17) Krizek, R.J., Bentayf, M.A. and Atmatzidis, D.A. : Effective stress-strain-strength behaviour of silicate-grouted sand, Proc. of Conf. on Grout in Geotechnical Engineering, pp.482~497, 1982.
- 18) 足立紀尚・小川豊和：堆積軟岩の力学的特性と破壊規準，*土木学会論文報告集*，No.295，pp.51~63，1980.
- 19) Ziegel, K.D. and Romanov, A. : Modulus reinforcement in elastomer composite, 1 inorganic filler, *Journal of Applied Polymer Science*, Vol.17, pp.1119~1131, 1973.
- 20) Rowe, P.W. : The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particle in contact, *Proc. Royal Soci., series A*, Vol.269, pp.500~527, 1962.
- 21) Byerlee, D. : Brittle-ductile transition in rocks, *Journal of Geophysical Research*, p.4741, 1968.
- 22) Lambe, T.W. : A mechanistic picture of shear strength in clay, *Res. Conf. Shear Strength Cohesive Soils*, ASCE., pp.555~580, 1970.
- 23) Schmertmann, J.H. : The shear behaviour of soils with constant structure, *L. Bjerrum Memorial Volume*, pp.65~98, 1976.
- 24) 吉中竜之進・山辺 正：軟岩の変形特性について，*埼玉大学建設系研究報告*，No.11，pp.65~85，1980.
- 25) 寺師昌明・田中洋行ほか：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.
- 26) 前川晴義・宮北 啓：珪藻質軟岩の力学的特性，*土木学会論文報告集*，No.334，pp.135~143，1983.
- 27) 紫崎光弘ほか：薬液注入工法の設計と施工，*山海堂*，p.62，1977.

(1985.7.16・受付)