

注入薬液による固結砂の強度特性

STRENGTH PROPERTY OF SILICATE-GROUTED SAND

米倉亮三*・加賀宗彦**

By Ryouzou YONEKURA and Munehiko KAGA

Due to development of injection technique and grouting materials, injection zone of grout became more homogeneous than before. Therefore, it has been possible for designing to utilize theoretical soil mechanics instead of a judgement on the basis of experience. In addition, the advance of computer results in easy mathematic analyses. Accordingly, it is necessary to have the unified failure criterion in the region of tension and compression. For that reason, in this study, the strength properties of grouted sand were examined. As a result, criterion of failure was explained with octahedral stress. This failure criterion is also useful to evaluate the efficiency of injection.

1. まえがき

近年水ガラス系薬液を用いた注入技術の進歩は、著しいものがある。過去の注入レベルの低い時代においては、未熟な注入工法による注入範囲のばらつきや、目的に合った良質な注入材がないため、不完全な固結等により、注入による地盤改良効果を十分有効に発揮できなかった。そのため、改良後の地盤の状態については、経験的判断に頼ることが多かった。しかしながら、現在は注入材や注入工法の進歩によって、注入技術のレベルが相乗的に上昇し、それに伴って注入地盤の均一性が高められるようになった。この結果、過去の経験的判断に対して、土質定数を用いた工学的設計手法の導入も可能となってきた。従来薬液注入による固結土の強度を求めるのに、一軸、三軸、圧縮試験、あるいは一面せん断試験を用いることが一般的であって、ほとんどが圧縮領域におけるせん断強度を用いていた。しかしながら、FEM解析等による数値計算を手軽に行える現在では、圧縮のみならず引張領域における解析も容易に行えるようになった。このため、引張から圧縮領域までを含めて、これを統一

的に判断することができる破壊規準の必要性が生じてきた。本研究では、一軸、三軸圧縮試験とBrazilian試験によって得られる引張から圧縮領域の範囲において、統一的に判断できる破壊規準を検討し、その結果、正八面体面応力による破壊規準が適していることを見出した。また、この破壊規準により（注入材、注入率などの条件に関係なく）注入効果の判定も検討することができた。今回の実験では、いずれも通常の三軸試験機を用いて、引張から圧縮領域までの破壊強度を求めたもので、特別な装置を必要としないところに特徴がある。しかしながら、高い拘束圧下での破壊挙動についての検討も必要で、これについては特別な装置を必要とするので、今後の課題にしたいと考えている。

2. 供試体の物性および実験方法

(1) 実験概要

強度試験は、Brazilian、一軸、三軸試験により、用いた供試体は、注入材と砂試料による固結土である。使用注入材は、水ガラス系薬液で大きく分類するとアルカリ懸濁型のセメント水ガラスグラウト、溶液型の有機系水ガラスグラウトおよびシリカゾル系水ガラスグラウトの3種類である。砂試料は、標準砂および数種類の珪砂を混合した混合砂の2種類である。これら注入材と乾燥

* 正会員 工博 東洋大学教授 工学部土木工学科
(〒350 川越市鯉井中野台2100)

** 正会員 東洋大学講師 工学部土木工学科(同上)

Table 1 Physical properties of Sands.

Sands	No	Specific Gravity G_s	Void Ratio			Relative Density D_r (%)	Density of Sand ρ (g/cm ³)	Coefficient of Permeability k (cm/sec)
			e_{max}	e_{min}	e			
Toyoura Sand	IS1	2.677	0.95	0.66	0.834	0.4	1.465	2.44×10^{-2}
	IS2				0.776	0.6	1.500	1.25×10^{-2}
	IS3				0.718	0.8	1.554	9.83×10^{-3}
Mixed Sand	ISA	2.792	—	—	0.315	—	2.075	1.75×10^{-3}

Table 2 Properties of Grouts.

No	Grout Type	Specific Gravity	SiO ₂ /Volume of Grout (g/cm ³)	Gel Time (min)	Viscosity Coefficient (Pa.s)
A	Organic Liquid Reactant and Water-Glass	1.230	0.20	10	$*7.5 \times 10^{-3}$
B	Organic Liquid Reactant and Water-Glass	1.181	0.15	10	$*3.7 \times 10^{-3}$
C	Non-Alcaline Silica-Sol	1.130	0.11	240	$*2.5 \times 10^{-3}$
C-1	Non-Alcaline Silica-Sol	1.073	0.06	10	$*2.1 \times 10^{-3}$
G	Fine Cement and Water-Glass	1.258	0.23	10	5.2×10^{-3}

*Based on Ostwald Method

砂を人為的に混合した試料を丸棒でつきながらモールドに詰めたと、あらかじめ砂試料をモールドに詰め、その後注入材を圧力浸透した2通りの方法で供試体を作製した。

(2) 使用材料の物性

a) 砂

豊浦標準砂および数種類の珪砂を混合した混合砂の物性を Table 1 に、粒度曲線を Fig. 1 に示す。

b) 注入材

本実験に用いた注入材の特性を Table 2 に示す。

(3) 固結供試体

実験に用いた供試体の注入材、薬液量および砂密度の状態一覧表を Table 3 に示す。薬液量は注入率および充填率で表わし、注入率は、(薬液体積)/(固結土体積)、充填率は、(薬液体積)/(砂の間隙)としたものである。供試体の大きさは、すべて $\phi 5 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ である。

(4) 供試体養生方法

固結供試体の養生方法を注入材別に Table 4 に示す。

(5) 実験方法

a) 三軸試験

三軸試験は、上下および側方に濾紙を付け、CU、CD試験を行った。試験機の最大軸圧は、5 kN (500 kgf) である。そのため、側方拘束圧 (σ_3) は、強度の大きい供試体 (主に、注入材 G を用いたもの) では、最大 294 kPa (3 kgf/cm²)、その他の供試体では、392 kPa (4 kgf/cm²) に制限された。CU試験の載荷は、ひずみ制御で速度 0.1%/min で行い、バックプレッシャーは用いていない。CD試験の載荷は、ひずみ制御で 0.05%/min で行った。この速度は、Bishop による方法¹⁾、および供試体の高さを 1/2 にし、片面排水状態で

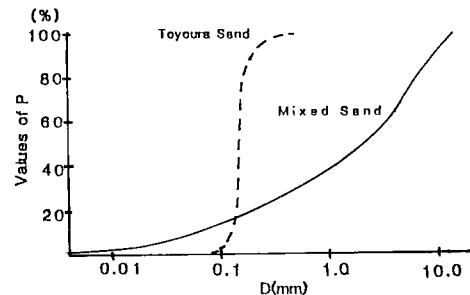


Fig. 1 Grain Size Distribution Curve of Sand.

圧縮し、間隙水圧が発生しないことを確かめ決定した。また、CD試験では、残留強度も測定した。

b) Brazilian 試験²⁾ (非拘束および拘束圧裂試験)

非拘束および拘束状態で圧裂試験を行う Brazilian 試験は、引張から圧縮までの領域で実験することができる。そこで、三軸試験機を用い円筒供試体の直径方向に線荷重が加えられるように上下面に鋼板を設置した。拘束圧は、Brazilian 試験の平均主応力が一軸圧縮試験の平均主応力に連続するよう変えて、一連の実験を行った。本実験で用いた供試体は、直径 5 cm、長さ 10 cm のものである。供試体の長さとの比については、土木学会、コンクリート引張強度試験法 (JIS A 1113) では、2まで、岩石の引張強さ試験法 (JIS M 030) では、1までとなっている。この比による強度変化については、岡³⁾、山内⁴⁾等の研究があって、標準的には 1³⁾ とすることが多い。しかし、ここでは圧縮試験の供試体を共用したので、2となっている。したがって、Brazilian 試験で最も注意した点は、長さ方向に同時圧裂を行うことである。たとえば、長さ方向に直径の異なった供試体では、

Table 3 Summary of Test Samples.

Sample No	Grout Type	Sand Type	Stabilization Method	Volume Percentage of Grout to Stabilized Sand (%)	Volume Percent of Grout to Void (%)
A-S2-40	A	S2	Mixing	40	92
A-S3-40		S3	Mixing	40	96
B-S1-32	B	S1	Mixing	32	70
B-S2-44		S2	Mixing	44	100
B-S2-44P		S2	* Permeation	44	100
B-S2-32P		S2	** Permeation	32	73
B-S2-32		S2	Mixing	32	73
B-S2-20		S2	Mixing	20	46
B-S2-15		S2	Mixing	15	34
B-S3-32		S3	Mixing	32	77
C-S2-40	C	S2	Mixing	40	92
C-S3-40		S3	Mixing	40	96
C1-S2-43	C-1	S2	Mixing	43	98
C1-S2-41		S2	** Permeation	41	94
C1-S2-40		S2	Mixing	40	92
C1-S2-38		S2	* Permeation	38	88
C1-S2-30		S2	Mixing	30	69
G-S1-32	G	S1	Mixing	32	70
G-S2-40		S2	Mixing	40	92
G-S2-32		S2	Mixing	32	73
G-S2-30		S2	Mixing	30	64
G-S2-20		S2	Mixing	20	46
G-S3-32		S3	Mixing	32	77
B-SA-10	B	SA	Mixing	10	42
B-SA-20		SA	Mixing	20	84
G-SA-10	G	SA	Mixing	10	42
G-SA-15		SA	Mixing	15	63
G-SA-20		SA	Mixing	20	84

* Dry Sand ** Water Saturated Sand

Table 4 Curing Time of Sample.

Grout Type	Mold Cure	Submerged Cure	Total Cure
A, B, C	1 (day)	6 (days)	7 (days)
C, C-1	2 (days)	5 (days)	7 (days)

直径の大きい方から圧縮が始まり、正しい強度は得られない。また、不均一な供試体でも同時圧裂は行われないので、実験後破壊状況をよく観察した。そして、同時圧裂と判断できないか、また、疑問がある場合は、データとして採用しなかった。

3. 実験条件とその検討

(1) 三軸試験における排水条件

固結土の三軸試験における体積変化は、せん断初期を除けば、密度、注入材、排水条件に関係なく常に膨張しダイレイタンスは、正である。同様な結果は、文献(6, 11)によっても報告されている。このため、CU試験において破壊時の間隙水圧は、キャピテーションが起こるので、 $-0.1 \sim -0.3 \text{ kgf/cm}^2$ ($-9.8 \sim -29.4 \text{ kPa}$)の負圧にとどまった (Krizek⁶⁾のバックプレッシャーを用いた実験においても破壊時キャピテーションの発生で、間隙の負圧は約 -0.6 kgf/cm^2 (-58.8 kPa)と報告されている)。このように、負の間隙水圧は、主応力に対して相対的に小さいので、全応力、有効応力で求めた ϕ がほぼ等しくなった。したがって、CU試験による ϕ_{cu} 、CD試験による ϕ_d は、Fig. 2に示すようにほぼ等しい値を示す。Fig. 2は、相対密度0.6の標準砂を強度の大きく異なるB, G注入材で固結した内部摩擦角(ϕ)に対し、

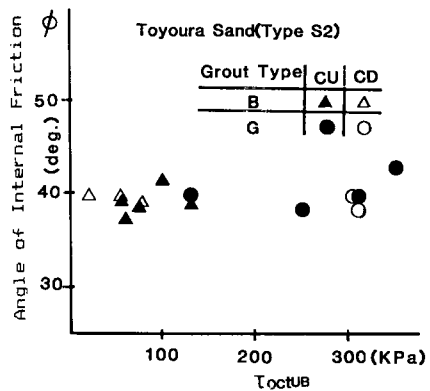


Fig. 2 Typical Relation between ϕ under Drained Condition and Undrained Condition.

横軸に Unconfined Brazilian 試験による正八面体せん断応力 (τ_{oct}) で示したものである。したがって、今回の実験範囲では、 $\phi_{cu} \approx \phi_d$ と考慮して排水条件について特に限定しなかった。

(2) 破壊応力の正八面体面上における位置

Brazilian 試験は、それぞれ異なった3主応力状態で試験を行うことができ、また、拘束圧を変えることで最小主応力を引張から圧縮まで変化させることができる。したがって、三軸圧縮試験と応力状態が異なるので、こ

れを正八面体面上の位置で比較する。

Brazilian 試験における応力は

$$\sigma_1 = H + \frac{3P}{\pi R}, \quad \sigma_2 = H, \quad \sigma_3 = H - \frac{P}{\pi R}$$

で求められる。ただし、 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = 最大, 中間, 最小主応力, H = 拘束圧, R = 半径, P = 単位長さ当たりの荷重である。

したがって、正八面体面上のせん断応力の方向を示す θ は

$$\begin{aligned} \tan \theta &= \frac{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_2)}{2\sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2} \\ &= -\frac{3}{5}\sqrt{3} \end{aligned}$$

であるのに対し、三軸試験の応力状態は $\sigma_2 = \sigma_3$ であるので、 $\tan \theta = -\sqrt{3}$ となる。正八面体面上の位置は、Fig. 3 に示すとおりであり、また、Bishop などが使用した Habib の係数、 $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ で表わすと Brazilian 試験の場合は、 $b = 0.25$ となり、三軸試験では、 $b = 0$ となる。このように、限定された条件で今回の実験は行っている。

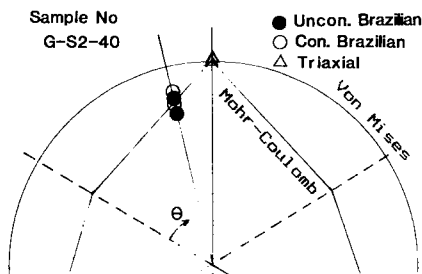


Fig. 3 Projected Point of Failure Stress on the Octahedral Plane of Unite Principal Stress.

4. 固結土の破壊規準

近年急速な注入薬液の開発、注入技術の向上やコンピュータの発達により、経験的判断による設計方法から土質工学的設計方法の導入が可能になってきた。これに伴い注入による改良地盤を引張から圧縮まで統一的に判断できる破壊規準の必要性が生じてきた。このため従来より一般に土あるいは岩等に用いられている次のような破壊規準について比較検討した。

二次元応力によって検討したもの

Mohr-Coulomb の破壊規準

$$T = c + \sigma \tan \phi \dots \dots \dots (1)$$

Griffith の破壊規準

$$\tau^2 = 4t_f(t_f - \sigma) \dots \dots \dots (2)$$

修正 Griffith の破壊規準

$$\tau = 2t_f + \sigma \mu \dots \dots \dots (3)$$

放物包絡線

$$\tau^2 = m \cdot t_f(t_f - \sigma) \dots \dots \dots (4)$$

三次元応力によって検討したもの

Extended Tresca の破壊規準

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = k \sigma_m \dots \dots \dots (5)$$

Extended Von Mises の破壊規準

$$\frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \alpha \sigma_m \dots \dots \dots (6)$$

SMP²⁾による破壊規準

$$\tau_{SMP} = \{(J_1 \cdot J_2 - 9J_3) / 9J_3\}^{1/2} \cdot \sigma_{SMP} \dots \dots \dots (7)$$

ただし、 t_f : 引張応力, μ : 摩擦係数, $m \cdot k \cdot \alpha$: 定数,

$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$, τ_{SMP} : SMP 面のせん断応力, σ_{SMP}

: SMP 面上の垂直応力, $J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$, $J_2 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2$

$\cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1$, $J_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$

(1) 二次元応力による検討結果

実験結果を二次元による破壊規準で整理し、代表的な例を Fig. 4 に示す。一軸、三軸圧縮試験によるモールの破壊包絡線は、注入材、注入率に関係なくモール・クーロンの直線近似(式(1))で整理できたが(実線)、Brazilian 試験による引張強度も考えた場合は説明できないことがわかる(Brazilian による強度は、点線のモールの円)。引張強度も考えに入れた Griffith の破壊包絡線(式(2))およびこれを拡張した放物包絡線(式(4))の方法(2, 3点鎖線で示す)によっても、図に示されているようにすべてのモールの円を包絡することはできない。さらに引張側では、Griffith、圧縮側では、Coulomb の破壊規準に移行する修正 Griffith の破壊規準によると $c = 2t_f$ なる関係はごく一部で成立するだけで全体的には、ほとんど一致しない。そこで二次元で考える場合にはこの破壊規準を拡大して、 $c = 2t_f$ にこだわらず最小 2 乗法による直線近似で整理するのが最も適

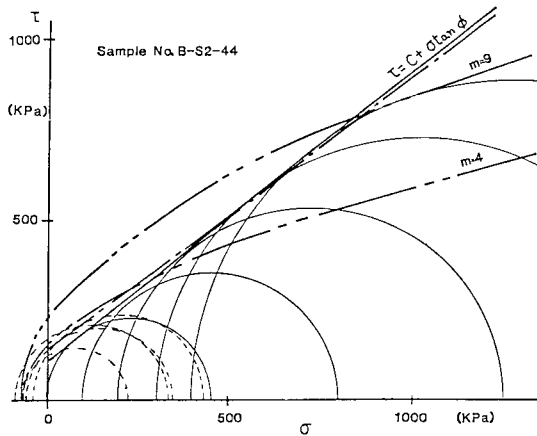


Fig. 4 Mohr's Circle.

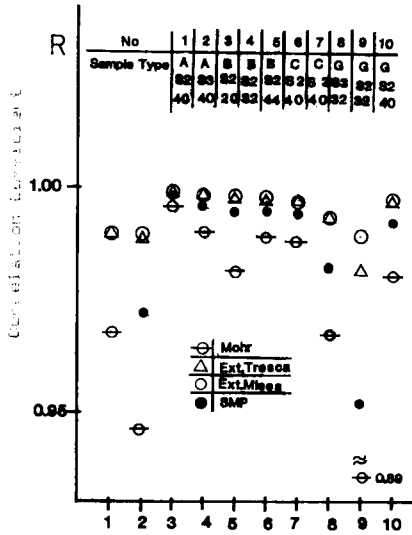


Fig. 5 Correlation Coefficient to Various Failure Criterion.

Table 5 Average of Correlation Coefficient to Various Failure Criteria.

Failure Criterion	Correlation Coefficient (R)
Mohr Coulomb	0.9671
Tresca	0.9947
Von Mises	0.9954
SMP	0.9871

切な破壊規準と考えられる (1点鎖線). 今後これを Mohr-Coulomb の破壊規準とし, その適用性を示す相関係数 (R) を求めた結果の一部を Fig. 5 に示してある. また, 注入材, 注入率, 密度に関係なく全試験結果による全平均値 \bar{R} は, 0.967 であった.

(2) 三次元応力による検討結果

最も代表的な Extended Tresca (式 (5)), Extended Von Mises (式 (6)) および中井・松岡⁷⁾ によって提案されている SMP による破壊規準について検討する. ただ SMP による破壊規準については, 粘着力を考慮するため, 最大, 中間, 最小主応力を $\sigma_{1E} = \sigma_1 + T$, $\sigma_{2E} = \sigma_2 + T$, $\sigma_{3E} = \sigma_3 + T$ とし, σ_{ESMP} および τ_{ESMP} を, 次のようにした.

$$(T = c / \tan \phi)$$

$$\sigma_{ESMP} = 3J_3 / J_2 - T \dots \dots \dots (8)$$

$$\tau_{ESMP} = \sqrt{J_1 J_2 J_3 - 9J_3^2 / J_2} \dots \dots \dots (9)$$

注入材 G, $D_r = 0.6$ の場合について各破壊規準で示した例が Fig. 6 である. この適用性を検討するため相関係数 (R) を求め固結供試体の種類別に整理した一例が Fig. 5 である. また密度, 注入材, 注入率の区別なく全試験結果 (38 ケース) の平均値 (\bar{R}) を Table 5 に示す. この結果 Fig. 5 や Table 5 に示されるように, 中間主応力も考慮した三次元による破壊規準は, 注入材, 注入率, 密度にかかわらず高い相関性を示していることがわかる. これらの破壊規準の \bar{R} 値には, それほど顕著な差はみられないがこの中で最も高い相関性を示すのは, 正八面体面応力による破壊規準である. したがって Brazilian, 一軸, 三軸試験で求められた応力条件に限定した引張から圧縮領域にわたって統一的に表示できる破壊規準として, Von Mises の破壊規準をベースにした次の式を採用することにした.

$$\tau_{oct} = \beta + \alpha \sigma_{oct} \dots \dots \dots (10)$$

5. 正八面体面応力による固結土の強度特性

(1) 係数 α の特性

a) 固結土の係数 α

係数 α の特性を調べるため, 相対密度 $D_r = 0.6, 0.8$ の豊浦砂に対する固結供試体の係数 α を, Fig. 7 (a), (b) に, 混合砂に対する係数 α を (c) に示す. Fig. 7 (a), (b), (c) に示されるように, 係数 α は係数 β が大きく変わっても砂の密度が同じなら注入材, 注入率に関係なくほぼ一定の値を示す (すなわち砂の種類と密度に対して一義的に定まる) と考えてよい. そこで, 豊浦砂について注入材, 注入率に関係なく密度別にすべて係数 α の平均値を求めた. その結果 $D_r = 0.6, 0.8$ に対しては 0.776, 0.838 でありサンプル数は少ないが $D_r = 0.4$ の平均値は 0.75 であった. その結果を D_r 別に Fig. 8 (a) に示す.

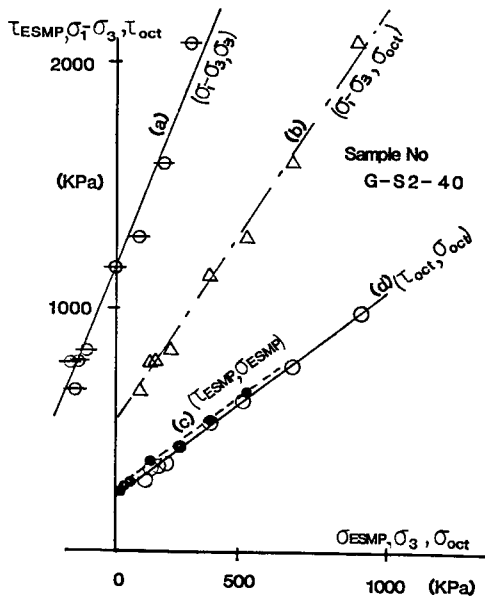


Fig. 6 Various Failure Criterion for Silicate-Grouted Sand.

- (a) : Mohr-Coulomb
- (b) : Ext. Tresca
- (c) : SMP
- (d) : Ext. Von Mises

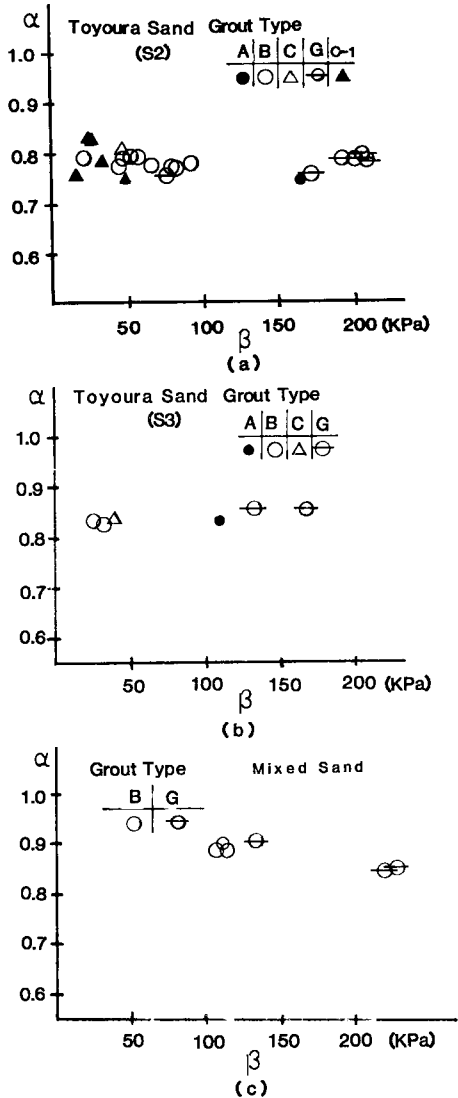


Fig. 7 Relation between Coefficients α and β .
 (a) : Toyoura Sand $D_r=0.6$ (S2)
 (b) : Toyoura Sand $D_r=0.8$ (S3)
 (c) : Mixed Sand (SA)

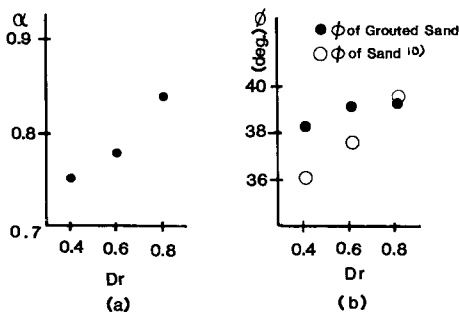


Fig. 8 Relation between α or ϕ and D_r .

一方前述した Mohr-Coulomb による内部摩擦角 (ϕ) を D_r に対して示したのが, Fig. 8 (b) であるが両者を比較すれば係数 α は, 砂の相対密度に対し, 比例して大きな変化を示す。

b) 固結土と砂の係数 α の関係

固結供試体の破壊規準が, $\tau_{oct} = \beta + \alpha \sigma_{oct}$ (式 (10)) で表わされ, 固結供試体のピーク強度による係数 α が砂の状態によって決まるものならば, 係数 β は注入による強度増加と考えることができる。したがって式 (10) の用途は破壊規準のみならず注入効果の判定手段として有力な指標となり得る可能性がある。実際に固結供試体と砂の係数 α にどのような関連性があるか具体的に調べてみる。砂の三軸試験による強度をモール・クーロンの破壊規準で整理すると係数 α は ϕ で換算することができる (以後換算 α を α_s とする)。

モール・クーロンの破壊規準は ($c=0$ の場合)

$$\sin \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \dots \dots \dots (11)$$

砂の場合 β は 0 であるので α_s 値は

$$\alpha_s = \frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} = \frac{\frac{\sqrt{2}}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3} \dots \dots \dots (12)$$

で表わされ (11), (12) より

$$\alpha_s = \frac{2\sqrt{2} \sin \phi}{3 - \sin \phi} \dots \dots \dots (13)$$

となる。土質工学会による標準砂の三軸一斉試験結果¹⁰⁾ より, 本実験の固結供試体と同じ $D_r=0.4, 0.6, 0.8$ に対応する ϕ の平均値を求めると, $36^\circ, 37.5^\circ, 39.5^\circ$ となりこれを用いて式(13)により換算係数 α_s を求めた。この値と標準砂を用いた固結土の実測による係数 α の

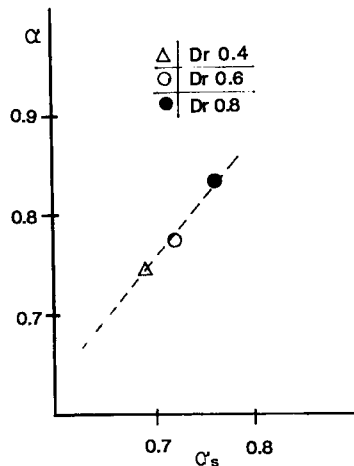


Fig. 9 Relation between α and α_s .
 α : Actual Coefficient of Grouted Sand
 α_s : Coefficient of not Treated Sand

Table 6 Coefficient β to Sample and Stabilized Condition.

Sample No	Coefficient β (KPa)		Sample No	Coefficient β (KPa)	
	Mixing	Permeation		Mixing	Permeation
A-S2-40	166.1		G-S1-32	198.5	
A-S3-40	110.8		G-S2-40	*207.3	
B-S1-32	*46.5		G-S2-32	*200.5	
B-S2-44	*83.7	91.9	G-S2-30	175.8	
B-S2-32	*51.1	65.1	G-S2-20	175.3	
B-S2-20	22.4		G-S3-32	*151.7	
B-S2-15	16.8		B-SA-10	109.1	
B-S3-32	*29.3		B-SA-15	108.8	
C-S2-40	47.2		B-SA-20	114.9	
C-S3-40	39.0		G-SA-10	137.2	
C1-S2-43	24.3		G-SA-15	229.9	
C1-S2-41		52.1	G-SA-20	220.8	
C1-S2-40	25.2				
C1-S2-38		33.0			
C1-S2-30	18.2				

*Average of Value

平均値と比較してみた結果 Fig. 9 に示すとおりで、係数 α の平均値は係数 α_s に対し D_r の大きさにかかわらず約 10% 大きな値を示した。

(2) 係数 β の特性

a) 注入効果

前節で検討した結果係数 α は砂の種類と密度によってほぼ定まると考えれば式 (10) より強度に関する注入効果は係数 β によって判断することができる。ちなみに注入材 A, $D_r=0.6$ による実測値を両対数によって示したのが Fig. 10 になり式 (10) は実線で示され、その漸近線の勾配が α である。また、砂の α_s を示したものが点線である。

b) 係数 β による固結土の強度

注入による強度増加を示す β を供試体の種類別に Table 6 に示す。この表に示されるように、薬液の種類や充填率、密度および注入か混合かといった処理の仕方によって、大幅に変わり、同じ砂の密度なら注入率に比例して増加する。また、注入固結供試体は、混合固結供試体に対し常に大きな値を示すが、これは、注入中にゲルが圧縮され強くなることや、注入では大きな間隙から充填されていくなど、注入材の間隙に対する充填機構の違いによるものと考えられる。また、Table 6 の薬液 B, C-1 で、同じ砂密度の注入において、注入率に 2 ケースあるいは (Sample No. の数字は注入率を示す。詳しくは、Table 3 を参照)、注入率の大きいのが薬液 B では乾燥砂、C-1 では湿潤砂に注入したものである。こ

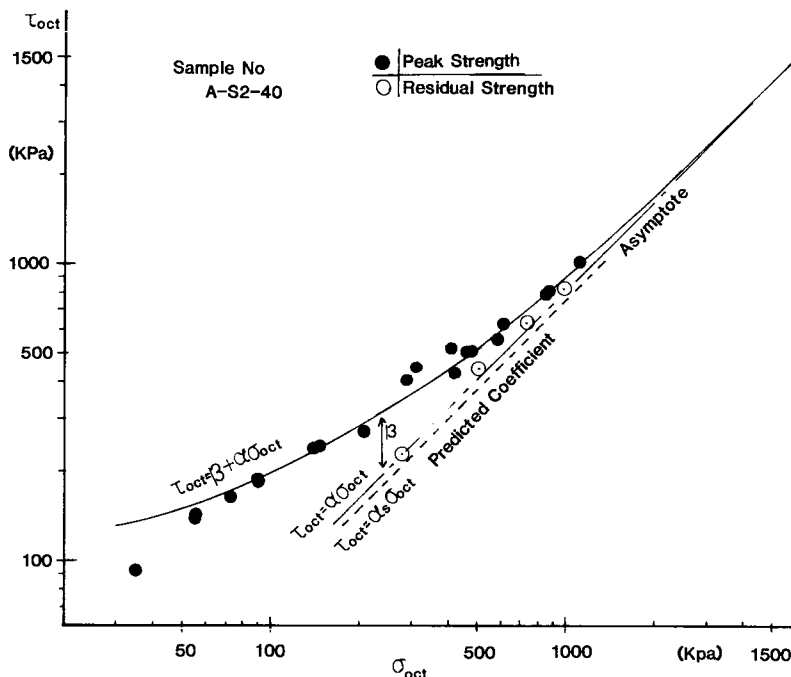


Fig. 10 Failure Criterion by the Octahedral Stress.

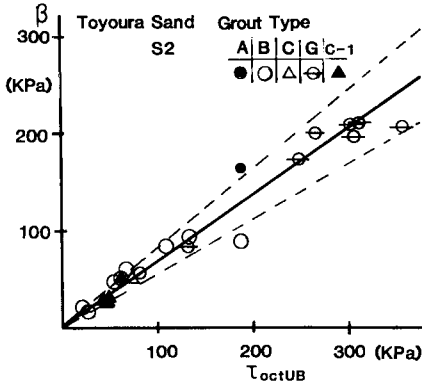


Fig. 11 Comparison of Actual β and Predicted Coefficient by Eq. (17).

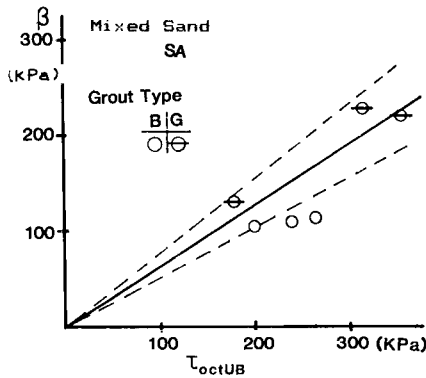


Fig. 12 Comparison of Actual β and Predicted Coefficient by Eq. (17).

のように注入率は砂の乾湿で大きく変わることが示された。

c) Unconfined Brazilian 試験による τ_{oct} と係数 β の関係

Unconfined Brazilian 試験による τ_{oct} を τ_{octUB} とおき、 τ_{octUB} と係数 β の関係を標準砂 ($D_r=0.6$) と混合砂について、注入材、注入率にこだわらず示したのが Fig. 11, 12 である。この図より τ_{octUB} と β 値の相関性が認められる。この関係は、正八面体面応力による式(10)を考慮することで、次式で表わすことができる。

Unconfined Brazilian 試験による応力は、 $\sigma_1=3\sigma_3$, $\sigma_2=0$, $t_r=-\sigma_3$ なることより (t_r は引張応力),

$$\sigma_{octUB} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{2\sigma_3}{3} \dots\dots\dots (14)$$

$$\tau_{octUB} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$$= \frac{\sqrt{26}}{3} \sqrt{\sigma_3^2} \dots\dots\dots (15)$$

となる。これより τ_{octUB} と σ_{octUB} の関係を求めれば

$$\tau_{octUB} = \frac{\sqrt{26}}{2} \sigma_{octUB} \dots\dots\dots (16)$$

となる。一方正八面体面応力による破壊規準は

$$\tau_{oct} = \beta + \alpha \sigma_{oct}$$

であるので、 τ_{octUB} と σ_{octUB} は、この関係を満足し

$$\tau_{octUB} = \beta + \alpha \sigma_{octUB} \dots\dots\dots (10)'$$

である。したがって式 (16) と式 (10)' からは β は

$$\beta = \tau_{octUB} \left(1 - \frac{2}{\sqrt{26}} \alpha \right) \dots\dots\dots (17)$$

となる。これより係数 β は、砂が同じ密度なら α 値一定であるので、注入材、注入率に関係なく τ_{octUB} の一次式で示される。Fig. 11, 12 には、標準砂および混合砂それぞれの平均実測係数 α を用い式 (17) で計算した結果を実線で示してある。このようにして、係数 α が既知であるなら Unconfined Brazilian 試験によって τ_{octUB} を求めれば、ほぼ $\pm 20\%$ の誤差の範囲内程度で係数 β を推定することができる (点線で示す)。

(3) 残留強度

残留強度による σ_{oct} , τ_{oct} の代表的結果をすでにピーク強度のプロットしてある Fig. 10 に○印で示す。残留強度は、Fig. 10 にも示されるように、注入材、注入率、密度にかかわらず常に漸近線に対し、わずか上方に、しかもほぼ平行にプロットされる。したがって、残留強度による τ_{oct} , σ_{oct} は $\tau_{octR} = \beta_R + \alpha_R \sigma_{oct}$ で表わすことができる。この α_R 値の特性を検討するため、ピーク強度による α 値との関係を探ってみると Fig. 13 に示すように α_R 値と α 値は比例関係にあり、砂試料が同じなら密度、注入材、注入率に関係なく係数 α_R は、係数 α とほぼ $\pm 5\%$ の範囲内で一致することがわかる ($\pm 5\%$ は、点線で示す)。次に係数 β_R の特性を調べるため、ピーク強度による係数 β に対して、係数 β_R を図示したのが Fig. 14

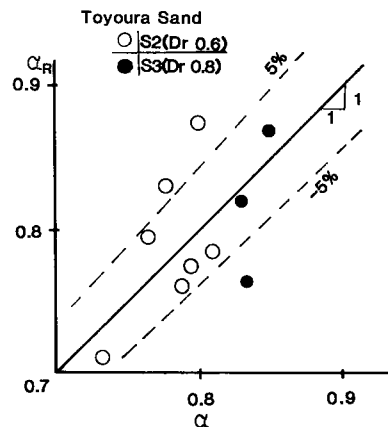


Fig. 13 Relation between α and α_R .
 α_R : for Residual Strength
 α : for Peak Strength

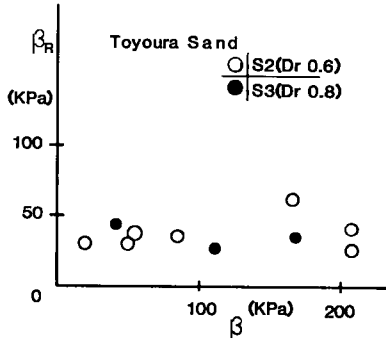


Fig. 14 Relation between β and β_R .
 β_R : for Residual Strength
 β : for Peak Strength

である。これによれば、ピーク強度における係数 β は、20~200 kPa まで変化しているのに対し、 β_R 値は、密度、注入率、注入材に関係なく、ほぼ 20~45 kPa 程度の一定値を示す。残留強度の場合、せん断変位が大きいため砂粒子のインターロッキングは解かれ砂粒子の動きがゲルで拘束された状態でのすべり摩擦のみとなり、密度、注入率、注入材に関係なく一定の値を示すものと考えられる。

6. 注入による強度増加係数 β の概算値

前節で注入による強度増加の状況を指示する係数 β と τ_{ocub} の関係を示したが、このほか、残留強度や初期ヤング率に対しても一連の傾向を示している。これらの特性を利用することで、係数 β の概算値を 1 個の供試体試験から、迅速に求めることも可能である。今回実験を行った標準砂について実例を示すと、次のようである。

(1) 残留強度と係数 β

a) 残留強度の係数 α_R は、Fig. 13 に示したようにピーク強度の係数 α と注入材、注入率に関係なく $\pm 5\%$ の誤差で一致する。

b) 残留強度による係数 β_R は、注入材、注入率にかかわらず 20~45 kPa の範囲にあるので、平均値 32.5 kPa を採用する。

c) 残留強度による破壊規準は、 $\tau_{oct} = \beta_R + \alpha_R \cdot \sigma_{oct}$ で表わすことができる。これらの特性を利用し、1 本の供試体に対し三軸圧縮試験を行うことで、係数 β を推定することができる。模式 Fig. 15 を用いて説明すれば、次のとおりになる。係数 β_R を縦軸にとり、係数 β_R と残留強度による σ_{oct} 、 τ_{oct} の点 (白丸) を直線で結び (点線) その勾配の係数 α_R を求める。次にその点線をピーク強度による σ_{oct} 、 τ_{oct} の点 (黒丸) まで、平行移動する (実線)。 $\alpha \approx \alpha_R$ の関係より τ_{oct} 軸の交点が係数 β となる。なお係数 α_R は、 τ_{oct} 軸と残留強度を結ぶ直線の勾配で

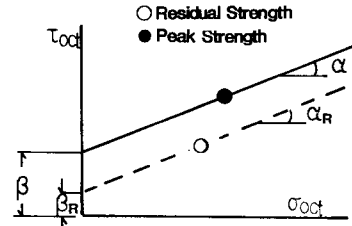


Fig. 15 Techniques for Predicting α from Residual Strength.

Table 7 Comparison of Actual and Predicting Coefficient.

Actual Coefficient β (KPa)	Predicted Coefficient β (KPa)		Confining Pressure (KPa)
	(a)	(b)	
168.1	168.7	—	343
110.8	113.0	74.9	392
54.9	64.7	65.0	392
54.9	77.1	52.8	392
83.7	61.9	60.1	392
49.2	62.7	34.1	392
39.0	109.0	39.9	392
22.4	52.4	45.2	392
170.5	134.9	209.0	294
207.0	124.6	174.7	294
209.8	136.1	133.0	294

あるので、大きな σ_{oct} による実験結果を使用すれば、係数 β_R の誤差の影響が小さくなる。また、極端に弱いゲルを用いた固結土の場合は、b) の係数 β_R を示すとは限らないので注意を要する。これらを考慮して、本実験で残留強度を求めてある実測による係数 β とそれぞれの最大 σ_3 供試体 1 本を用いて推定した係数 β を Table 7 (a) 欄に示す。この結果 1 本の供試体で係数 β を推測できることがわかった。

(2) 初期ヤング率と係数 β

固結供試体による主応力差-ひずみ曲線を Kondner⁹⁾ が、提案している双曲線で近似することによって、初期ヤング率 (E_i) を求めることができる。双曲線近似より求めた E_i と引張応力 (t_r) および拘束圧の関係を調べた結果、CD 試験では注入材、密度に関係なく、次に示す実験式が求められた⁹⁾。

$$E_i/t_r = 14.4(\sigma_3)^{0.875} \quad \sigma_3 : (\text{kPa}) \dots \dots \dots (18)$$

この式 (18) は、1 本の固結供試体で注入による強度係数 β の推定に利用できる。まず三軸試験により、ある σ_3 の値における E_i を Kondner の双曲線近似により求め式 (18) に代入することで t_r が求められる。この t_r は、Unconfined Brazilian 試験の σ_3 と同じ応力なので、 $\sigma_3 = -t_r$ 、 $\sigma_2 = 0$ 、 $\sigma_1 = 3\sigma_3$ とすることで、これより τ_{ocub} が計算され、さらに残留強度から $\alpha \approx \alpha_R$ とおけば式 (17)

$$\beta = \tau_{ocub} \left(1 - \frac{2}{\sqrt{26}} \alpha \right)$$

を利用することで係数 β を推定することができる。この手順により、前述の係数 β の推定と同じ供試体を用いて計算した結果を実測係数 β とともに Table 7 (b) 欄に示す。

7. 結 論

本報告で述べた要点をまとめると、次のようである。

(1) 一軸、三軸、Brazilian 試験は、いずれも三軸試験機を用いて行うことができるので、これにより限定された応力条件ではあるが、簡単に引張から圧縮領域にわたる試験を行うことができる。そして、この応力条件で統一的に判断できる破壊規準を検討した結果、正八面体面応力による式 (10) が適していることを見出した。

(2) この破壊規準によって注入効果の判定ができる。

(3) 薬液固結土の残留強度、および初期ヤング率は注入による強度増加と一連の傾向を示す。これらの特性と本研究の破壊規準より、1 個の供試体試験を行うのみで、強度増加の概算値を求めることができる。

参 考 文 献

- 1) Bishop : The measurement of soil properties in the triaxial test, Edward Arnold, 1969.
- 2) Jaeger, J. C. and Hoskins, E. R. : Rock failure under the confined Brazilian test, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 71, No. 10, pp. 2651~2659, 1966.
- 3) 岡 行俊・小林良二・高多 明・西松裕一 : 岩石の引張強さの測定法, *日本鉱業会誌*, Vol. 84, No. 965, pp. 1465~1469, 1968~9.
- 4) Yamanouchi, T., Mochinaga, R., Gotoh, K. and Murata, H. : Studies of cut-off slopes in a pumice-flow soil deposit and their applications to the design standards for an expressway, the 9th International Con. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977.
- 5) 土質工学会編 : 岩の工学的性質と設計施工への応用, 土質工学会, pp. 121~122, 1979.
- 6) Raymond J. Krizek, M. Adel Benlarfy, Dimitrios K. Atmatzidis : Effective Stress-Strain-Strength behavior of Silicate-Grouted sand, *Proc. of Conf. on Grouting in Geotechnical Eng.*, pp. 482~497, 1982.
- 7) 中井照夫・松岡 元 : 3 主応力下の土のせん断挙動に関する統一的解釈, *土木学会論文集*, No. 303, pp. 65~67, 1980.
- 8) Kondner, R. L. : Hyperbolic stress-strain response cohesive Soils, *Jou. of Soil Mecha. and Found. A. S. C. E.*, Vol. 89, SM1, pp. 115~143, 1963.
- 9) 米倉亮三・加賀宗彦 : サンドゲルの正八面体面せん断応力と引張強度, 第 17 回土質工学会発表会, pp. 2565~2568, 1982.
- 10) セン断委員会 : 土のせん断試験に関する基礎的研究, 土質工学会, 1968.
- 11) 森 麟・丸山隆司 : 薬液により固結させた砂の強度, 変形について, 第 32 回土木学会年次講演会, III - 267, pp. 496~497, 1979.

(1984. 7. 31・受付)