

構造特性に着目した不攪乱早川河口砂の強度・変形特性

萩原敏行*・日下部 治**・大内正敏***・岡本圭司****

自然堆積砂地盤の強度・変形特性を明らかにする研究の一環として、小田原市早川河口でのニューマチックケーソン工事内のサイトからブロックサンプリング法により不攪乱試料を採取し、有効拘束圧を 19.6~7840 kN/m² までの広い範囲に変化させた排水三軸圧縮試験ならびに等方・一次元圧縮試験を行った。圧縮特性とせん断挙動との関係、強度・変形特性に及ぼす拘束圧依存性、異方性、粒子破碎の影響について土の構造特性との視点から検討するとともに、限界状態下での間隙比-応力関係の考察も行った。

Key Words: undisturbed sand, compression test, shear strength, particle breakage, anisotropy, soil structure

1. はじめに

自然堆積によって形成された地盤挙動の理解には、構造特性が重要であるとの指摘がしばしばされる¹⁾。しかし、その「構造特性」の言葉に含められた内容は、各研究者間で必ずしも明確に定義されたものではなく、その定量的情報は、いまだ十分整理されているとはいえない。一般には reconstitute された土の標準的な挙動からの差異を一言で「構造特性」に起因していると考えている場合が多いようである。筆者らは、砂質土の「構造特性」の中に含まれる現象は、主に次の3点に起因すると考えている。すなわち、

- (1) 粒子そのものに起因するもの、
- (2) 粒子配列に起因するもの、
- (3) 粒子間固結に起因するもの、である。

標準的な土木構造物を対象とした応力レベル下では、土の粒子は十分堅固なものと考えているが、粒子の鉱物種類や高い圧力レベルでは粒子が破碎する。粒子そのものに起因する「構造特性」の現象は、主として粒子破碎に特徴づけられる。その結果、粒度分布性状の変化、透水性の変化、強度・変形特性の応力依存性として現れてくることが予想される。その支配要因としては、粒子を構成する鉱物組成、鉱物の硬度、粒子サイズ、粒子形状などが考えられる。したがって、この要因では、非結晶質粒子と結晶粒子とは明確に区別すべきであろう。

粒子配列に起因する「構造特性」は、応力-ひずみ挙動の異方性²⁾、強度定数、変形係数の異方性³⁾として表現される。主な支配要因は、堆積面と最大主応力方向との関係である。特に自然堆積地盤の異方性については、

(1)に関連した粒子形状、ひずみレベル、拘束圧依存性の視点からも検討する必要がある。

粒子間固結に起因する「構造特性」は、有意な量の粘着力成分の存在、攪乱による挙動の著しい変化、不攪乱試料に外力を与えたときの急激な軟化傾向あるいは急激な変形量増大として現れる。支配要因としては、応力履歴に加えて、堆積環境履歴の主要因である堆積年代⁴⁾、堆積中の溶液内の化学成分⁵⁾が含まれよう。

こうした「構造特性」を把握するためには、地盤内の構造特性をそのまま保持する質の高い試料を採取するサンプリング技術が必要不可欠である。また、「構造特性」を研究するために、セメントなどを付与して模擬試料を用いる方法も試みられている⁶⁾。

筆者らは「構造特性」の視点から、堆積砂れきの不攪乱試料を採取し、その力学試験を継続的に試みており⁷⁾、今回の報告もその一環である。

火山噴出起源堆積物であるスコリアについて既に報告した⁷⁾が、今回神奈川県小田原市内の西湘バイパス改築工事のニューマチックケーソン内において、斜長石を主体とする砂質土の不攪乱試料を採取した。この不攪乱供試体を用いて、最大側圧 7840 kN/m² までの排水三軸圧縮試験および一次元、等方圧密条件下の圧縮試験を実施し、上記(1)~(3)について検討するのが本報告である。

2. 既往の研究

本節では、砂質土を対象とした研究を中心に先に述べた(1)~(3)に関する現在までの知見をまとめておく。

(1) 粒子破碎：室内再調整試料による高い拘束圧下での圧縮試験や三軸圧縮試験により、粒子破碎が材料の圧縮、せん断挙動に影響することが、多くの研究者により指摘されている^{8),9)}。粒子破碎は、粒径、粒子形状など材料の一次的性質、拘束圧に大きく依存し、高圧下で

* 正会員 工修 群馬大学助手 工学部建設工学科
(〒376 桐生市天神町1-5-1)

** 正会員 Ph.D. 広島大学教授 工学部第四類(建設系)

*** 正会員 (株)白石 開発技術部課長

**** 正会員 工修 栃木県庁(元群馬大学大学院生)

のせん断時に負のダイレイタンスをもたらし強度低下を引き起こすことが共通する結論である。

中村ら¹⁰⁾は、豊浦砂とシラスの圧縮・せん断過程での粒子破碎を比較し、豊浦砂に比べてシラスの粒子破碎が顕著であるとしている。この理由として、シラスの構成鉱物、粒子形状の特異性を指摘している。また、粒子破碎は、圧縮・膨張過程よりもせん断過程においてより顕著であること、さらにシラスの破碎は、粒子の周縁部が摩耗して細粒分が増加するメカニズムであるとしている。磯崎ら¹¹⁾も不攪乱火山灰質土の三軸圧縮試験より、粒子の破碎性が圧密圧力よりもせん断中の平均主応力に大きく支配されるとしている。

生物遺骸を起源とする特殊土のカルカリアスサンドは、その特徴として粒子がアンギュラーでポーラスなこと、セメント質で粒子破碎を示す点を挙げることができる。Hullら¹²⁾は、カルカリアスサンドの三軸試験結果より粒子破碎がもたらす特徴として、正のダイレイタンスが押さえられ剛性が低下すること、およびピーク強度に至るまでのひずみが非常に大きくなることを指摘している。

(2) 粒子配列：自然堆積の砂地盤は構造異方性を有しており、これが砂の強度ならびに変形特性に大きな影響を及ぼすことは小田¹³⁾、Arthurら²⁾によって指摘されている。

小田は、河川砂、砂丘砂、海浜砂の初期構造を微視的に調べ、いずれの砂においても初期異方性が著しいことを見出し、Arthurらは、砂の堆積面と最大主応力とのなす角を変化させた三軸圧縮試験を行い、せん断抵抗角の大きさに異方性が大きく影響することを明らかにしている。落合ら¹⁴⁾は、砂の初期構造異方性をひずみレベルとの関連で検討し、破壊ひずみの大きい領域では、強度には初期構造異方性はほとんど影響しなくなることを指摘している。一方、Lamら¹⁵⁾は、直方体供試体による一連のせん断試験より、初期異方構造の影響が供試体寸法と深く関連し、大きい破壊ひずみでも初期異方構造の影響は残ることを示している。

自然堆積土についても、室内再調整試料と同じく強度・変形特性に強い異方性の存在することが、不攪乱試料による砂質土¹⁶⁾、シラス¹⁷⁾、火山灰質土¹⁸⁾、の三軸圧縮試験結果から明らかにされている。春山らは、不攪乱シラスの排水三軸圧縮試験結果より、シラスの初期異方性は1471 kN/m²の拘束圧レベルになると消失するとし、さらに、拘束圧が増大すると粒子破碎によりせん断強度が低下するとしている。

不攪乱試料と同一の密度に調整した攪乱試料は、不攪乱に存在するsoil fabricを再現することができないとの指摘がある¹⁸⁾。後藤ら¹⁸⁾は、凍結サンプリング法により採取した沖積レキの不攪乱試料と攪乱試料の動的試験の

比較結果から、液状化強度と関連してsoil fabricの重要性を指摘している。彼らは、静的強度については原位置と同密度に調整した攪乱試料による試験によって予測可能であるが、液状化強度は、密度よりsoil fabricが支配的となり、攪乱試料は、不攪乱試料に比べて負のダイレイタンスが卓越し、強度を過小評価するとしている。

(3) 粒子間固結：自然堆積土には、土の挙動を支配する主要な要因としてその土の応力履歴、間隙比に加えて、粒子間のセメンテーションやインターロッキング現象も含めた広義な意味でのボンド構造の発達が指摘されてきている¹⁹⁾。

先に実施したスコリアは、粒子のアンギュラリティが大きく、100 kN/m²程度の粘着力を有しているため、構造特性の影響が顕著に現れた例⁷⁾である。

Leroueilら¹⁹⁾は、粘性土から軟岩に至るまでの広範囲の土質材料について、構造特性の影響に関する詳細なレビューを行っている。彼らはこの中で、構造特性が通常の工学材料としての土に一般的に見られるものであり、初期間隙比や応力履歴と同様に材料の基本的な性質であるとしている。砂地盤の構造特性についてLee²⁰⁾は、ボンド構造が6000 kN/m²程度の高圧を受ける砂地盤中で形成される実験結果を示している。

砂のセメンテーションの影響を定量的に調べるために、砂にセメントなどを付与して模擬試料を用いる方法も試みられている。Cloughら⁹⁾は、自然のセメント砂、砂にセメントを混入して作成した人工のセメント砂に対する三軸圧縮試験データを示し、土のセメンテーションがピーク強度、初期剛性、粘着力を増加させ引張り強度を与えることを明らかにしている。

以上見たように各構造特性は、材料の鉱物構成・粒子径・粒子形状・粒度分布、拘束圧レベル、ひずみレベルと深く関係し、またそれらの要因は相互に影響していることがわかる。本研究では、これらの3つの視点から自然堆積砂の強度・変形特性に及ぼす構造特性の影響について定量的な検討を行った。

3. 試料採取地点および試料の採取方法

試料は、西湘バイパス改築小田原港橋工事中のニューマチックケーソン内から採取した。試料採取位置は、図-1に示すように、箱根の芦ノ湖に源を発し相模湾に注ぐ早川の河口部である。ボーリング調査より得られた土質柱状図を図-2に示す。この付近の地層は、主に箱根火山の活動による第四紀洪積世(更新世)の火山岩が早川を経由して扇状地の堆積物として供給されたものである。早川の地質は、海水準の変動や沿岸流による堆積環境の変化のため複雑となっているが、主に沖積世(完新世)の河口堆積物である砂、レキの層で構成され、平均粒径0.1~0.2 mmの細砂を主体とするレキ混じり砂で



図-1 試料採取位置

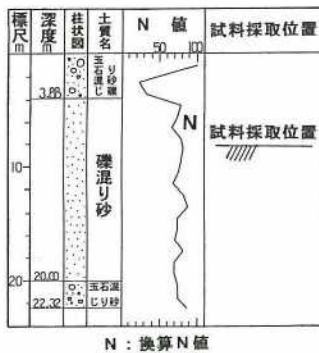


図-2 土層構成と N 値の分布

ある。また、 $\phi 50$ mm 以下のレキが点在することが多く、局所的には $\phi 150$ mm 程度の玉石を含む層もある。地盤の N 値は、上部層境界付近を除き 50 以上を示し、また換算 N 値は 68~88 である。

不攪乱試料は、深さ-8.0 m、圧気圧 78.4 kN/m² 下でブロックサンプリングにより採取した。250 mm×300 mm×250 mm の内寸法を有する木枠の先端部に鋼製のシューをつけたものを地盤上に置き、周囲の砂を取り除きながら人力により切り出して、木枠内に納める方法で行った。サンプリングブロックの平均重量は 298 N で、計 15 個を採取し、アースバケットにより函外へ搬出し、翌日上蓋を取り散水し、-45°C の冷凍庫内で仮凍結した。

4. 試料および実験方法

(1) 試料

実験に用いた試料の物理的性質を表-1 に、代表的な粒径加積曲線を図-3 に示す。なお、表-1、図-3 には、後の比較のために豊浦砂²¹⁾、スコリア²²⁾の結果についても示してある。原位置の間隙比は、0.85~1.05 (相対密

表-1 試料の物理的性質

試料	早川河口砂	豊浦砂 ²¹⁾	スコリア ²²⁾
G _s	2.76	2.64	2.81
U _c	1.73	1.52	4.25~20.23
D ₅₀ (mm)	0.17	0.175	1.15~3.40
細粒分(≤75μ)(%)	2.1	0	1.0~13.0
e	0.85~1.05	—	1.05~1.23
e _{max}	1.36	0.977	1.74~2.67
e _{min}	0.85	0.605	1.17~1.62

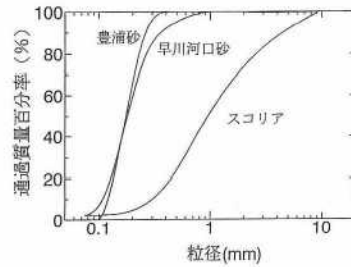


図-3 試料の粒径加積曲線



写真-1 早川河口砂

度 60.8~100.0%) である。また、均等係数、 D_{50} の平均値はそれぞれ 1.73, 0.17 mm で、日本統一土質分類法では、 SPu (均等粒度の砂) に属する。写真-1 は、試料の顕微鏡写真であるが、粒子形状は、比較的立方状の角ばっていないものが多い。X線粉末回折分析装置²³⁾を用いて求めた鉱物組成では、斜長石(硬度 6) が最も多いことが明らかとなった。これは、本試料が箱根火山の火山岩から構成されているためと考えられ、石英(硬度 7) を主成分とする豊浦砂とは鉱物組成を異にしている。

(2) 実験方法

a) 供試体作成方法

不攪乱供試体の作成は、以下の通りである。仮凍結して運搬したサンプリングブロックを融解した後、-40°C

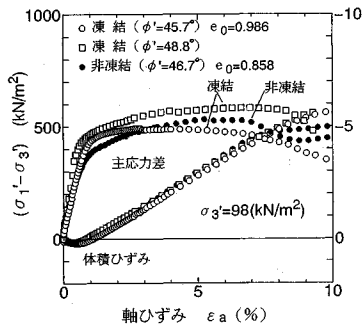


図-4 凍結・融解履歴の影響

の冷凍庫に入れ、一次元状態で凍結させた。試料サンプリング時の含水比は、13.5%（飽和度40%）で、木箱の重量と容積を予め測定し、サンプリングブロックに散水した後に重量を再び計測して求めた含水比の平均値は、30.5%（飽和度90%）であった。その後、直径 $\phi=75$ mm、高さ $h=150$ mmの大きさにダイヤモンドカッターによりコアリングおよび端面の成形を行った。

実験試料は、その作成過程で凍結、融解履歴を受けているので、これが強度、変形特性に影響するかについて検討した。非凍結のまま運搬したサンプリングブロックから、ステンレス製モールド（内径 $\phi=75$ mm、高さ $h=170$ mm、厚さ $t=2.0$ mm）にてコアリングして、上下端部を成形し、三軸圧縮試験用の非凍結供試体（ $\phi=75$ mm、 $h=150$ mm）を作成した。

図-4は、拘束圧 $\sigma_3=98$ kN/m²で実施した非凍結・凍結試料の排水三軸圧縮試験の比較を示している。軸差応力-軸ひずみ関係の初期部分の立上がり、ダイレイタンスー特性については凍結の影響は認められず、後半部の応力-ひずみ曲線に差異はあるものの、2つの凍結試料の内部摩擦角の平均値は、非凍結試料の値にほぼ等しくなっている。以上より、試料の凍結・融解履歴の影響は、豊浦砂²³⁾、スコリア⁷⁾を用いた結果と同様小さいと判断された。

実験に用いたメンブレンの厚さは、588 kN/m²以下の拘束圧では0.3 mm、980~7840 kN/m²の拘束圧では1.0 mmとした。1.0 mm厚のメンブレンについては、弾性係数を求めて（ $E=1245$ kN/m²）、メンブレン張力の補正²⁴⁾を行った。また、メンブレンペネトレーションの影響については、時松らの方法²⁵⁾によって評価した。

攪乱供試体は、不攪乱試料と初期間隙比を等しくするよう以下の方法を採用した。気乾状態の試料を $\phi=75$ mm、 $h=202$ mmのステンレス製モールド内に、一定の落下高さよりポアリングさせた。その後、凍結に必要な含水比（ $w=30\%$ ）となるよう、供試体上部より霧吹きにより注水した。その後試料を冷凍庫内に入れて-20°Cで凍結させた。約24時間後モールドを取り外し、ダイ

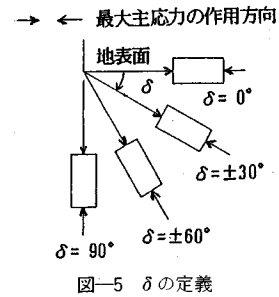


図-5 δ の定義

ヤモンドカッターで成形し、供試体表面が乾燥しないように薄いビニールシートで密封して、再び冷凍庫内に保存した。

b) 実験方法

圧縮試験として一次元圧縮試験、等方圧縮・除荷試験を行った。一次元圧縮試験は、直径70 mm、高さ100 mmの飽和供試体を用いペロフラムシリンダーにより、載荷を行った。鉛直圧力は、39.2~7840 kN/m²の範囲で15段階、1段階の荷重保持時間は15分とし、2供試体について行った。

また、一次元圧縮による粒子破碎を調べるため、気乾状態の攪乱試料を用いて別途一次元圧縮試験を行った。試料の相対密度は、不攪乱試料の平均密度と同等の85%になるようモールド側壁を木づちで打撃して調整した。直径70 mm、厚さを3, 5, 10, 20 mmとした供試体を用いて98~7840 kN/m²の圧力範囲で行い、各試験後試料の細粒分の変化をふるい分け試験により調べた。

等方圧縮・除荷試験は、三軸圧縮試験装置を使用して、三軸圧縮試験用と同寸法の飽和供試体を用いて行った。圧縮応力は、19.6から最大7840 kN/m²の範囲で、1段階の荷重保持時間は30分とした。等方圧縮・除荷試験は、最大圧密圧力4704 kN/m² 2ケース、6272 kN/m² 1ケース、7840 kN/m² 1ケースについて行った。

排水三軸圧縮試験は、拘束圧を19.6 kN/m²から7840 kN/m²までの範囲に設定して行った。凍結供試体にメンブレンをかけた後、負圧19.6 kN/m²を加えて安定させ約12時間解凍した。解凍後、三軸セルをセットしてセル内に注水し、負圧を側圧に変換した。二酸化炭素を2時間、脱気水を3時間以上通して供試体を飽和させ、 B 値はすべて0.95以上を満足することを確認した。背圧は98 kN/m²とし、所定の拘束圧で30分間等方圧密を行った。せん断試験は、側圧一定条件で、載荷速度0.15 mm/minですべて軸ひずみ15%に達するまで実施した。

試料の異方性の影響について検討するため、地表面と供試体の最大主応力方向のなす角度 δ を図-5に示すように6通り（90°、0°、 $\pm 30^\circ$ 、 $\pm 60^\circ$ ）に変化させた試験も行った。排水三軸圧縮試験は、不攪乱試料30ケース、

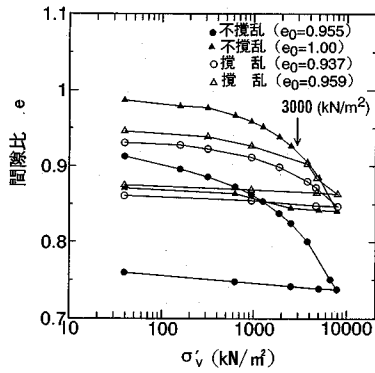


図-6 一次元圧縮曲線

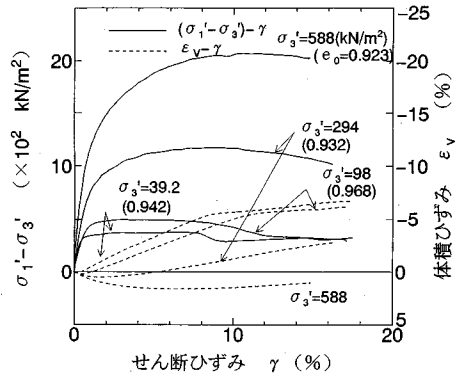


図-7 (σ'1 - σ'3) - γ 関係 (低圧)

攪乱試料 11 ケースについて行った。

なお、以下、便宜的に 980 kN/m² 以下を低圧、980 kN/m² を超える圧力を高圧と呼ぶものとする。また、ここでは次式で示される平均主応力 p' 、主応力差 q 、せん断ひずみ γ を用いてデータを整理する。

$$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

$$\gamma = \varepsilon_a - (1/3)\varepsilon_v$$

ここで、 ε_a : 軸ひずみ

ε_v : 体積ひずみ

5. 実験結果および考察

不攪乱試料のサンプリングは、同一深さ、同一平面の 14 m² の範囲内で行ったが、力学試験に用いた試料の初期間隙比の変動係数は、圧縮試験試料 8% (サンプル数 $n=5$ 個)、三軸圧縮試験試料 6% ($n=25$ 個) であった。以下の考察は、このような制約下にあることを認めた上でのものである。

(1) 圧縮特性

不攪乱試料の一次元圧縮特性を攪乱試料のそれらと比較しながら結果を述べる。図-6 は、一次元圧縮曲線の結果を示したものである。Casagrande の方法により求めた不攪乱試料の圧密降伏応力 p_c は、2303 kN/m²、2989 kN/m² である。また、圧縮指数 C_c は 0.198, 0.227, 膨張指数 C_s は 0.0096, 0.0130 である。 C_c は、粘土やスコリアの C_c^0 とほぼ同程度の値で粒子形状による C_c の差異は小さい結果となった。

攪乱試料の結果も、3000 kN/m² 付近の圧力レベルを境として勾配が変化しているが、不攪乱に比べると直線の傾きは緩く、全体の曲線はフラットである。しかし、不攪乱試料にも明確な変曲点は認められず、攪乱試料と不攪乱試料との間に著しい相違は見られない。この理由の 1 つは、早川河口砂の固結成分の少なさに起因すると考えられる。 p_c を超える正規圧縮領域では、主に粒子

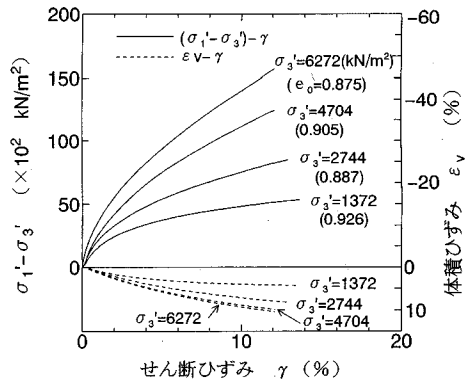


図-8 (σ'1 - σ'3) - γ 関係 (高圧)

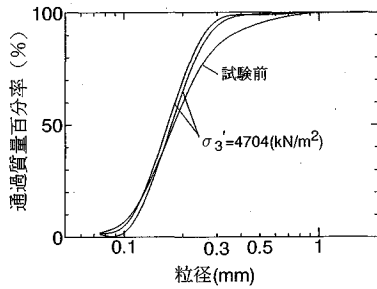
破碎に起因した構造特性の変化が生じているものと考えられるが、これは後に詳しく述べる。

なお、別途実施した等方圧縮・除荷試験の結果では、攪乱と不攪乱の曲線はほとんど一致し、一次元圧縮と同様に 3000 kN/m² 付近に降伏点をもつ $e - \log p'$ 関係が得られている。

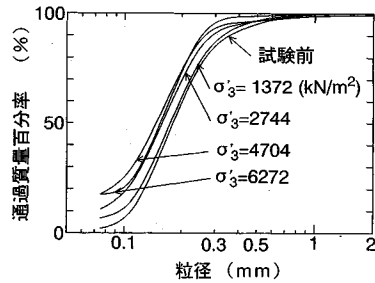
(2) 不攪乱試料の応力-ひずみ特性

図-7, 8 は、 $\delta=90^\circ$ 試料について三軸圧縮試験より得られた低圧時 ($\sigma'_3=19.6\sim 588$ kN/m²)、高圧時 ($\sigma'_3=1372\sim 7840$ kN/m²) の主応力差-せん断ひずみおよび体積ひずみ-せん断ひずみ関係を示している。最大主応力差は、主応力差-せん断ひずみ関係にピーク値のある場合はその値、また明確なピークのない場合は軸ひずみ 15% の主応力差と定義した。

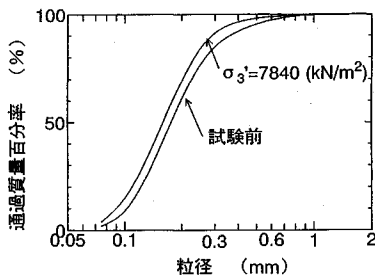
低圧時の応力-ひずみ関係は、初期の急な直線的立上がりから降伏域に移りピークに達し、その後ひずみ軟化を示す。ただし、ひずみ軟化は $\sigma'_3=98$ kN/m² 以下の低拘束圧でもそれほど著しくなく、ピーク値が高原状になだらかに続く。また、破壊点の軸ひずみは有効拘束圧の増加とともに増大していく傾向にある。588 kN/m² より大きい拘束圧では主応力差に明確なピークが見られず、供試体の破壊状態もすべり面を示す形状から樽状の変形



(a) 等方圧縮



(b) セン断履歴



(c) 一次元圧縮

図-9 粒度分布の変化

へと変化する。

一方、高圧時の応力-ひずみ関係は、軸ひずみ 15% においても明確なピークが認められず、せん断初期からひずみ硬化型の形状を示している。また、高拘束圧になるほど、初期の弾性域部分および主応力差の降伏点が不明瞭となる。そして、降伏後の応力-ひずみ関係は、軸ひずみの増大につれて主応力差が直線的に増加する形状へと移行している。後半部のこの傾きは、拘束圧の大きいほど大きくなり、 $de_p/d\gamma = 0.4$ の一定値で塑性圧縮体積ひずみの蓄積が進んでいることがわかる。

次に体積ひずみについて着目してみると、せん断による体積収縮が有効拘束圧とともに大きくなり、有効拘束圧が小さいほど正のダイレイタンスが卓越している。せん断初期より負のダイレイタンスが生じている $\sigma_3 = 588 \text{ kN/m}^2$ を境に、これより大きい拘束圧では応力-ひずみ関係に明確なピークが見られない。

以上のことから、早川河口砂のせん断挙動は、正のダイレイタンスが生じている低圧部のブリットルなもの

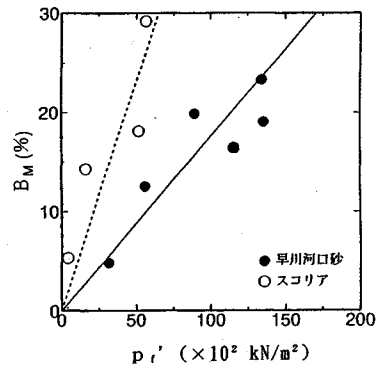


図-10 B_M - p_i' 関係

から、塑性圧縮体積ひずみの顕著な高圧部の弾塑性領域へと次第に移行していることがわかる。

(3) 粒子破砕

等方応力、せん断応力の付与による粒子破砕を定量化するため、各試験後にふるい分け試験を行い、粒度分布の変化に着目して、試料の粒子破砕特性について考察した。図-9 (a), (b), (c) は、等方圧縮試験、せん断試験および一次元圧縮試験前後の粒度分布を各拘束圧で比較したものである。ここで、試験前の粒度分布は図-3の粒度分布である。

等方圧縮試験では、拘束圧の増加につれて 0.3 mm 以上の粒径部分および 0.1 mm 以下の粒度分布が左側にややシフトしてる。一方、せん断試験の結果は、拘束圧の増大につれて粒径加積曲線は曲線全体が左側へシフトしており、せん断応力の付与により粒子破砕の進行していることがわかる。また拘束圧が大きくなるほど粒子破砕量も増大し、細粒分の顕著な増加が認められる。一次元圧縮試験の結果は、破砕量は等方圧縮試験に比べやや大きく、細粒分が増加する傾向はせん断による破砕のメカニズムに近いと判断される。

これらの結果から、粒子破砕は等方圧縮とせん断時では異なるメカニズムで生じ、等方圧縮による破砕は大きい粒子間での接触点の表面鋭角部が欠損し、微細粒子分の増加を伴うメカニズムであるのに対して、せん断による破砕は、粒子間の摩擦抵抗や粒子同士ののりこえに強く影響し、粒子そのものが割れて広い粒径範囲で細粒分の増加を伴うものであると想像される。事実顕微鏡による観察結果でも、せん断層内の粒子のひび割れが確認されている。また、三浦ら⁹⁾による緩い標準砂の圧縮後の顕微鏡による観察で、丸みを帯びた粒子が比較的多いことも、上述の説明を裏づけるものといえる。圧縮よりもせん断の破砕が卓越していることは、先に述べた中村ら¹⁰⁾、磯崎ら¹¹⁾の指摘を追認するものである。

図-10 は、Marsal の粒子破砕率 B_M ²⁶⁾ を縦軸にとり、破壊時平均主応力 p_i' に対する関係として示したもので

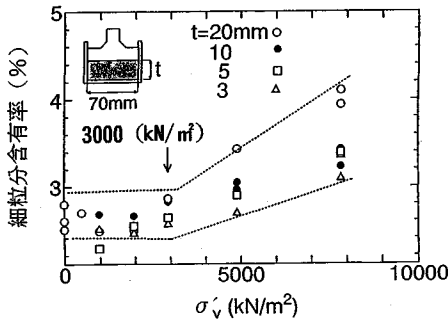


図-11 細粒分含有率と圧密圧力との関係

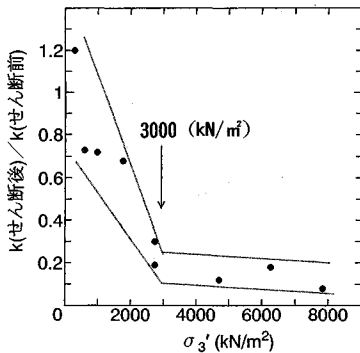


図-12 透水係数の変化と拘束圧関係

ある。\$B_M\$ は、\$p_f\$ の増大につれてほぼ直線的に増加している。これは、平均的な粒子の破碎はせん断中の平均主応力の大きさにほぼ比例して生じることを示している。この関係は、スコリア地盤上の載荷試験結果²⁷⁾から得られた最大荷重と \$B_M\$ の直線関係を思い起こさせるものである。

比較のために図内に示したスコリアの結果は、早川河口砂と同様な傾向を示しているが、同一の平均主応力下での粒子破碎の程度は、早川河口砂に比べ約2倍以上大きくなっている。これは、粒子そのものに起因する「構造特性」の相違に依存すると解釈される。すなわち、スコリア粒子は、早川河口砂に比べて、粒子径が大きく、粒子そのものがポーラスでぜい弱でありアンギュラリティが大きく粒子の接触点数が少ないためである。

図-11 は、攪乱早川河口砂の一次元圧縮試験結果より得られた細粒分含有率と圧密圧力 \$\sigma'_v\$ との関係を示している。供試体の層厚 (\$t\$) は 3, 5, 10, 20 mm であり、それぞれ試料の平均粒径 (\$D_{50}\$) 0.17 mm の 18, 29, 59, 118 倍に相当する。いずれの層厚においても \$\sigma'_v = 3000\$ kN/m\$^2\$ 付近から細粒分含有率は急増しており、図-6 の一次元圧縮の降伏点 \$p_c\$ と良好な対応を示している。また、\$t/D_{50}\$ の減少に伴い \$\sigma'_v\$ の増加に対する細粒分含有率の変化率は小さくなり、これは \$\sigma'_v\$ の大きい方が顕著である。

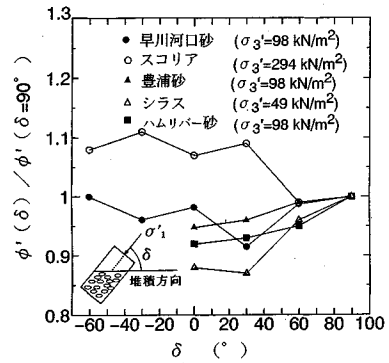


図-13 異方性の影響

層厚 3, 5, 10 mm における \$3000\$ kN/m\$^2\$ より大きい応力範囲の \$\sigma'_v\$ の増加に対する細粒分の増加傾向は、おおむね同様である。従って簡便な試験により得られた図-11 の結果は、近似的に粒子 1 粒の破碎傾向を知り得る目安となることがわかる。これから \$\sigma'_v = 3000\$ kN/m\$^2\$ 付近は、早川河口砂を構成する鉱物の粒子破碎が卓越する限界圧力であると判断される。

粒子破碎が生じ、細粒分が増加すればその試料の透水性の変化としても現れるはずである。このような視点から、三軸圧縮試験前後に変水位透水試験によって供試体の透水係数 (\$k\$) を求めた。図-12 は、試験前後の \$k\$ の比を縦軸にとり拘束圧 \$\sigma'_3\$ との関係として示したものである。

\$\sigma'_3 = 3000\$ kN/m\$^2\$ までのせん断後の \$k\$ の減少が大きく、それより高い圧力レベルではなだらかに減少している。供試体の透水係数の変化する応力レベルは、図-6 に示した圧縮降伏点の応力レベルとほぼ等しい。粒子破碎により粒子そのものの「構造特性」が変化し、供試体内部の透水性が変化したものと考えられる。このことは、高圧下におかれた実地盤の支持力問題を考えるとき、すべり面上での粒子破碎による地盤内部の「構造特性」の変化により、地盤の局所的な排水条件が変化する可能性のあることを示唆するものである。

(4) 異方性

図-13 は、強度に及ぼす異方性の影響を定量的に表示するために、\$\sigma'_3 = 98\$ kN/m\$^2\$ で実施した不攪乱早川河口砂の三軸圧縮試験結果を、一点法により求めた内部摩擦角 \$\phi'(\phi'(\delta)/\phi'(\delta=90^\circ))\$ として表示) と地表面と供試体の最大主応力方向のなす角度 \$\delta\$ で整理比較した結果である。一点法を用いた理由は、後に述べるようにモール・クーロンの破壊線から得られる粘着力成分は \$c' = 5\$ kN/m\$^2\$ 程度であること、また破壊時では \$c' = 0\$ と考えられることによる。

図中には比較のために、不攪乱スコリア²⁷⁾、不攪乱シラス¹⁷⁾、また小田ら²⁸⁾、Arthur ら²⁹⁾の実験室内で \$\delta\$ を変

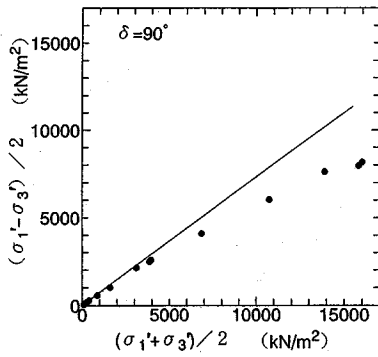


図-14 主応力差最大時の破壊包絡線

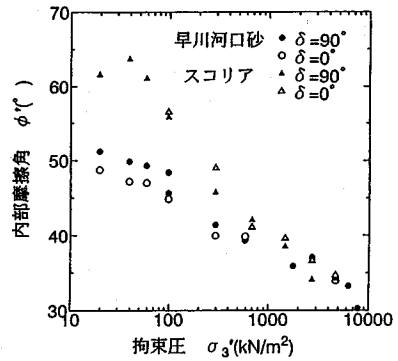


図-16 φ' と拘束圧との関係

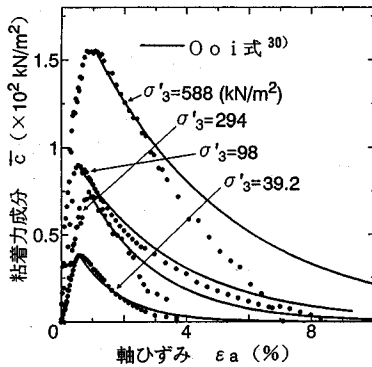


図-15 粘着力成分の劣化

$c' = 5 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 47.7^\circ$ となった。また、原位置で実施した一軸引張り試験より得られた引張り強度は 0.235 kN/m^2 であった。したがって、早川河口砂の固結成分は小さいながらも有意な量として存在するものと判断される。

図-15 は、攪乱試料と不攪乱試料の実験結果からスコリア試料と同じ方法⁷⁾で求めた不攪乱試料の粘着力成分 \bar{c} と軸ひずみの関係を示したものである。 \bar{c} は、軸ひずみ $0.4 \sim 1.0\%$ 付近でピーク値に達し、その後 8% までに完全に消失している。図-7 の低圧時の不攪乱の主応力差-せん断ひずみ関係と比較すると、初期剛性と主応力差は粘着力成分に大きく支配されていることがわかる。 \bar{c} のピーク値以後のひずみによる劣化の傾向を、Ooi ら³⁰⁾ に従い次式の指数関数で近似した結果を図内に実線で示した。

$$\bar{c} = c_0 \exp(-k_1 u^p / u_b)$$

ここで、 c_0 : ピーク粘着力

k_1 : 無次元定数

u^p : 変位

u_b : 基準変位量 (=1 mm)

$\sigma'_3 = 39.2, 98 \text{ kN/m}^2$ の実験結果は、近似曲線と良好な一致を示す。しかし $\sigma'_3 = 294, 588 \text{ kN/m}^2$ では、 \bar{c} の劣化の初期部分を近似しているものの、軸ひずみが大きくなるとやや異なる傾向を示している。以上から、 $\sigma'_3 < 98 \text{ kN/m}^2$ までの \bar{c} の軸ひずみに対する劣化については、Ooi らの指数関数による近似式が適用できると考えられ、数値解析に \bar{c} の劣化を取り込む上で参考となろう。

(6) 拘束圧依存性

図-16 は、一点法により求めた ϕ' と拘束圧の関係を示したものである。高圧時の ϕ' は、軸ひずみ 15% でピークは示しておらず、また限界状態にも達していないということを前提として求めている。

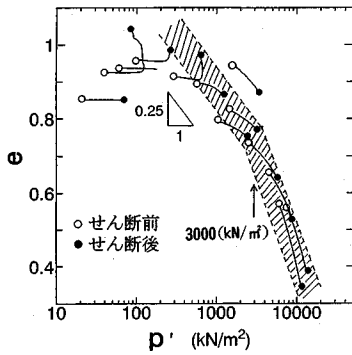
ϕ' は拘束圧とともに直線的に減少しており、早川河口砂は ϕ' の拘束圧依存性を示している。スコリア試料

化させて作成した砂供試体の低圧の三軸試験結果を示した。 δ により ϕ' の値は異なり、異方性が存在していることがわかる。スコリア以外の結果では、いずれも ϕ' の値は $\delta = 90^\circ$ で最大値をとり、 δ の減少とともにだだらかに低下する傾向を示している。早川河口砂の異方性の程度は、 ϕ' に最大 10% 以上の違いが見られるスコリア、シラスと比べると小さく、この圧力範囲では豊浦砂に近い。これは、早川河口砂が比較的角張っていない粒子から構成されていること、および粒度分布、平均粒径が豊浦砂と類似しているためと推断される。

砂の強度・変形特性に影響を及ぼす支配的な構造特性の因子は、圧力レベルに応じた変化を示している。すなわち、低圧時は主に粒径、粒子形状に起因する構造特性が異方性の程度を支配し、高圧時には鉱物組成や粒子配列に基づく構造特性が異方性・粒子破碎に大きく影響している。

(5) 粘着力

図-14 に、 $\delta = 90^\circ$ 試料のすべての不攪乱試料の主応力差最大時のモール円の頂点をプロットした。破壊点はモール・クーロン基準には載らず、応力レベルの増大につれて強度増加傾向が減少し、強度の拘束圧依存性を示している。 $\delta = 90^\circ$ 試料について $\sigma'_3 = 98 \text{ kN/m}^2$ 以下の低拘束圧範囲の破壊時モール円から強度定数を求めると、



図一七 せん断中の間隙比と平均主応力のパス

と比較すると早川河口砂は、拘束圧の増加に伴う ϕ' の減少の傾きが小さい。これは、両者の「構造特性」、すなわち鉱物組成および 5. (3) に述べたように粒子破碎の程度と強い相関があることがわかる。

$\delta = 90^\circ$ と 0° の試料での相違については、 $\sigma'_3 = 98 \text{ kN/m}^2$ 付近までは $\delta = 90^\circ$ の ϕ' は 0° に比べ最大 10% 大きい。拘束圧が増大するにつれて、その差は減少している。高圧時になると明確な差は認められず、異方性は消失していることがわかる。これは春山ら¹⁷⁾の観察と同様の結果である。

(7) 限界状態下の挙動

図一七は、せん断中の間隙比と平均主応力のパスと破壊時あるいは試験終了時の平均有効主応力を示したものである。曲線は $p' = 3000 \text{ kN/m}^2$ 付近で折点を有するバイリニアであり、 3000 kN/m^2 を超える圧力レベルでは曲線の勾配が急増している。Been ら²¹⁾も、砂の限界状態線がバイリニアな曲線となることを示しており、図一七のハッチ領域は、不攪乱早川河口砂の限界状態線と見なすことができる。

いま、 $p' = 300 \sim 3000 \text{ kN/m}^2$ の応力範囲に着目してその平均勾配を求めてみると 0.25 であり、一次元圧縮試験で得られた C_c の値にほぼ等しい。図一六の一次元圧縮曲線でもこれとほぼ同じ応力レベルの降伏点を得られたが、せん断時の折点の方が圧縮時のそれより明瞭となった。これは、せん断時の粒子破碎が早川河口砂の強度に大きく影響していることを示唆するものといえる。また、 3000 kN/m^2 を超える圧力レベルでの曲線勾配は、高圧部では限界状態に達していないことを考慮すれば、主に試料のせん断による粒子破碎に依存していると考えられる。

なお、限界状態の議論はさらに詳細な実験的検討が必要である。すなわち、限界状態時の供試体の不均質性の問題をいかに解釈するかという問題が残されている。しかし、不攪乱自然試料を対象とする場合、各供試体間のばらつきの要因も混在し、問題は極めて複雑であると筆者らは推測している。今後の課題である。

6. 結 論

本研究において得られた結論を要約すると以下のようになる。

(1) ニューマチックケーソン内より良質な不攪乱砂質試料を採取し、最大側圧 7840 kN/m^2 までの排水三軸圧縮試験および一次元、等方圧密条件下の圧縮試験を実施し、早川河口砂には応力-ひずみ関係、強度について拘束圧依存性があり、高圧下では粒子破碎を示すことが明らかにされた。

(2) 不攪乱砂の $e - \log p'$ 曲線は、圧密圧力が 3000 kN/m^2 付近で折点を有する曲線で表せる。折点は、主に不攪乱試料の「構造特性」に起因する降伏応力である。

(3) 粒子破碎は、等方圧縮とせん断時では異なるメカニズムで生じ、圧縮よりもせん断の粒子破碎の程度が卓越している。また、粒子破碎は、供試体内部の透水係数の変化をもたらすことが実測された。

(4) 早川河口砂は、 98 kN/m^2 の低拘束圧下では、応力-ひずみ関係、強度について異方性の影響が見られるが、高圧時には不明瞭となる。

(5) $\sigma'_3 = 98 \text{ kN/m}^2$ 以下の三軸圧縮試験より得られた早川河口砂の強度定数は、 $c' = 5 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi' = 47.7^\circ$ であり、固結成分は小さい。

(6) 早川河口砂の限界状態線は、 $e - \log p'$ 関係でバイリニアとなり、その折点は $p' = 3000 \text{ kN/m}^2$ でこれ以下の圧力レベルでの限界状態曲線の傾きは、一次元圧縮曲線から得られた圧縮指数とほぼ等しい。

最後に、本研究に対して種々のご配慮を頂いた日本道路公団厚木工事事務所 前田良刀博士ならびに小田原工事事務所の方々にお礼を申し上げます。

参 考 文 献

- 1) Burland, J.B. : On the compressibility and shear strength of natural clays, *Geotechnique*, Vol.40, No.3, pp.329~378, 1990.
- 2) Arthur, J.R.F. and Menzies, B.K. : Inherent anisotropy in a sand, *Geotechnique*, Vol.22, No.1, pp.115~128, 1972.
- 3) 木村孟・斉藤邦夫・日下部治・司代明：砂地盤の支持力ならびに変形性状に対する異方性の影響について、土木学会論文集, No. 319, pp. 105~113, 1982.
- 4) 陶野郁雄：堆積物の続成作用と力学的性状, *地質学雑誌*, Vol. 81, No. 9, pp. 547~558, 1975.
- 5) 岸本弘樹・土田孝：高温再圧密中の粘土における化学反応について(その2), 第27回土質工学研究発表会講演集, pp. 421~422, 1992.
- 6) Clough, G.W., Sitar, N., Bachus, R.C. and Rad, N.S. : Cemented sands under static loading, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.107, No.6, pp.799~817, 1981.
- 7) 日下部治・前田良刀・大内正敏・萩原敏行：不攪乱スコ

- リアの強度・変形特性と攪乱の影響、土木学会論文集、No. 439, III-17, pp. 69~78, 1991.
- 8) Vesic, A.S. and Clough, G.W. : Behavior of granular materials under high stresses, Journal of SMFD, ASCE, Vol.94, No.SM 3, pp.661~688, 1968.
- 9) 三浦哲彦・山内豊隆：高拘束圧下における標準砂の排水せん断特性について、土木学会論文報告集, No. 193, pp. 69~79, 1971.
- 10) 中村淳子・春山元寿・北村良介・富田信之・森園隆：砂質土の圧縮・せん断過程における粒子破碎について、第21回土質工学研究発表会講演集、pp. 117~120, 1986.
- 11) 磯崎真一・新田登：火山灰土の三軸せん断挙動に関する実験的研究、第24回土質工学研究発表会講演集、pp. 551~552, 1989.
- 12) Hull, T.S., Poulos, H.G. and Alehossain, H. : The static behaviour of various calcareous sediments, Engineering for Calcareous Sediments, ed. Jewell and Andrews, Balkema, pp.87~96, 1988.
- 13) Oda, M. : The mechanism of fabric changes during compressional deformation of sand, Soils and Foundations, Vol.12, No.1, pp.1~18, 1972.
- 14) Ochiai, H. and Lade, P.V. : Three-dimensional behavior of sand with anisotropic fabric, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.109, No.GT 10, pp.1313~1328, 1983.
- 15) Lam, W-K. and Tatsuoka, F. : Effect of initial anisotropic fabric and σ_2 on strength and deformation characteristics of sand, Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.89~106, 1988.
- 16) Miura, S. and Toki, S. : Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.69~84, 1984.
- 17) Haruyama, M. and Kitamura, R. : Anisotropic deformation-strength properties of soft sedimentary rock "shirasu" originated from pyroclastic flows, Soils and Foundations, Vol.24, No.4, pp.84~94, 1984.
- 18) Goto, S., Suzuki, Y., Nishino, S. and Oh-oka, H. : Mechanical properties of undisturbed tone-river gravel obtained method by in-situ freezing method, Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.15~25, 1992.
- 19) Leroueil, S. and Vaughan, P.R. : The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, Geotechnique, 40, No.3, pp.467~488, 1990.
- 20) Lee, K.L. : Adhesion bonds in sands at high pressures, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.103, No.8, pp.908~913, 1977.
- 21) 龍岡文夫他：飽和豊浦砂の繰返し非排水三軸試験における変形特性に及ぼす諸要因に関する共同研究報告、砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集、pp. 7~22, 1984.
- 22) 実験鉱物学、日本鉱物学会編、共立出版、1966.
- 23) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. : Evaluation of liquefaction resistance of clean sands based on high-quality undisturbed samples, Soils and Foundations, Vol.29, No.1, pp.93~104, 1989.
- 24) Fukushima, S. and Tatsuoka, F. : Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.30~48, 1984.
- 25) Tokimatsu, K. and Nakamura, K. : A liquefaction test without membrane penetration effects, Soils and Foundations, Vol.26, No.4, pp.127~138, 1986.
- 26) Marsal, R.J. : Soil properties-shear strength and consolidation, Proc. 6th Int. Conf. SMFE, Vol.3, pp.310~316, 1965.
- 27) 日下部治・萩原敏行・前田良刀・大内正敏：不攪乱試料を用いた支持力遠心実験と現場載荷試験との比較、土木学会論文集、No. 457, III-21, pp. 107~116, 1992.
- 28) Oda, M., Koishikawa, I. and Higuchi, T. : Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test, Soils and Foundations, Vol.18, No.1, pp.25~38, 1978.
- 29) Arthur, J.R.F. and Phillips, A.B. : Homogeneous and layered sand in triaxial compression, Geotechnique, Vol.25, No.4, pp.799~815, 1975.
- 30) Ooi, L.H., Carter, J.P. and Boey, C.F. : Modelling the cyclic loading behaviour of calcarenite interfaces, Engineering for Calcareous Sediments, ed. by Jewell and Andrews, 119~128, 1988.
- 31) Been, K., Jefferies, M.G. and Hachey, J. : The critical state of sands, Geotechnique, Vol.41, No.3, pp.365~381, 1991.

(1993. 4. 30 受付)

STRENGTH-DEFORMATION CHARACTERISTICS OF AN UNDISTURBED HAYAKAWA RIVER-MOUTH SAND

Toshiyuki HAGIWARA, Osamu KUSAKABE, Masatoshi OHUCHI and Keiji OKAMOTO

Blocks of undisturbed sample of a natural sedimentary sand called here Hayakawa sand were procured from the construction site of a pneumatic caisson. A series of drained triaxial compression tests and one-dimensional, isotropic consolidation tests was performed on the undisturbed and disturbed samples to investigate their stress-strain relationship and strength behaviour in view of soil structural characteristics, namely, particle crushing, anisotropy and cementation. The Hayakawa sand particles were crushed more by shearing than by isotropic compression at the pressure of around 3 000 kN/m². The undisturbed Hayakawa sand exhibits slight anisotropy at low stress levels and the anisotropy becomes less marked as the confining pressure is increasing. The Hayakawa sand had very small amount of cohesion of as small as 5 kN/m². The deterioration of the cohesion was nicely modelled in an exponential manner proposed by Ooi et al..