

堤体砂質土・礫質土の強度定数設定のための三軸試験方法

持田文弘・阿部知之・畠山正則

A study on the method of triaxial test for sandy or gravel embankment soils applied to safety assessment for the river levee seepage problems

Fumihiro MOCHIDA, Tomoyuki ABE and Masanori HATAKEYAMA

Abstract

The stability of landslide is commonly evaluated by the factor of safety, therefore, a setting of soil strength considering soil properties must be quite important. In practice of slope design, the factor of safety at the present condition is calculated based on total stress analysis, an undrained shear test, such as triaxial compression test on CU condition, is generally applied in order to evaluate strength of embankment soils. It is important, to note that triaxial compression test results tend to vary widely depending on the inhomogeneity of embankment soils.

Triaxial compression tests varying grain size, density and drained condition of specimen were carried out to assess the practical method to evaluate the strength of embankment soils on river levee seepage problems. According to the experimental study, the following remarks were mainly derived for a practical assessment of sandy and gravel soils. 1) An internal effective shear angle obtained by triaxial compression tests with pore water pressure measurement was considered to be suitable for practical use. 2) An internal effective shear angle obtained by triaxial compression tests with pore water pressure measurement tended to exhibit in sensitive to shear strain rate.

Keywords : River Levee, Slip Failure, Embankment Soils, Strength Parameters, Triaxial Test.

(要 旨)

河川堤防の浸透に対する安全性照査では、堤体土の土質特性に応じた強度定数を的確に把握することが重要である。現行の設計法では、砂質土や礫質土を主体とした堤体土の強度定数を求める場合、CU三軸試験等の非排水せん断試験を適用することを原則としている。しかし、砂質土・礫質土に対してCU三軸試験を適用すると、ダイレイタンス特性の影響によって、材料や密度の特性を反映した適切な値が得られない場合が多い。

このような背景のもと、本論文では、粒度の異なる堤体材料を用いて、密度や排水条件を変えた種々の三軸試験を行い、浸透に対するすべり破壊の検討に用いる強度定数を設定するための適切な三軸試験方法について検討した。

実験的検討の結果、砂質土・礫質土に対しては、材料や締固め度に相応した値を示す ϕ' が有効であること、また、CU三軸試験の際に間隙水圧を測定して得られる ϕ' は、ひずみ速度が大きく異なる \overline{CU} 三軸試験で得られる ϕ' とほぼ一致することが明らかとなった。このことから、堤体砂質土・礫質土の強度定数を設定する場合の三軸試験方法としては、通常のCU三軸試験の際に間隙水圧を測定して強度定数を求める方法が実用的であり、かつ、効率化やコスト抑制の観点からも有効である。

キーワード:河川堤防, すべり破壊, 堤体材料, 強度定数, 三軸試験

1. まえがき

河川堤防では、これまで、河川の規模に応じて堤防の高さや形状を決めて、堤体材料や締固めなどの施工方法を適切に管理することで、その安全性を確保してきた。

しかし、このような形状規定方式による設計は、堤防整備の効率化には寄与したが、反面、堤体内部の質的安全性の評価は行われてこなかった。一方、社会環境の変化も相まって、堤防の安全性確保の重要性が高まり、堤体内部の質を評価できる設計法の確立が求められてきた。

このような背景を受け、堤防設計に関する各種の指針類^{1), 2), 3), 4)}が逐次整備(1997~2004)され、現在はこれら指針類に基づいて耐浸透、耐侵食、耐震に対する安全性照査や強化工法の設計が行われている。

浸透に対するすべり破壊の検討では、堤体の安全率に影響を及ぼす強度定数を適切に求めることが重要となる。浸透に対する安全性の照査方法は、「河川堤防の構造検討の手引き(以下、「手引き」と呼ぶ)」³⁾に示されており、すべり破壊の検討に用いる強度定数は、粘性土は非圧密非排水(UU)条件、砂質土・礫質土は圧密非排水(CU)条件のせん断試験によって求めることを原則としている。

しかし、筆者らは、既往の堤防調査等において、例えば、密な砂質土に対してCU三軸試験を適用すると、ダイレイタンス特性の影響によって、粘着力の増大に伴い内部摩擦角が非常に小さく得られるなど、その材料や密度の特性を反映した値が得られ難く、強度定数の設定に際して苦慮することが多い。

以上のような背景のもと、本論文では、浸透に対するすべり破壊の検討に用いる堤体砂質土・礫質土の強度定数を設定するための適切な三軸試験方法について、既設の河川堤防から採取した攪乱・不攪乱状態の試料を用いて基礎的な検討を行った結果について述べる。

2. 浸透に対するすべり破壊の検討に用いる強度定数の設定に関わる現状と課題

2.1 「手引き」における強度定数設定の考え方

浸透のすべり破壊に対する安全性照査では、堤体および基礎地盤のモデル化や土質定数の設定方法により解析結果が大きく左右されるため、これらについて十分な調査や検討を行うことが重要である。特に、堤体土の強度定数(c , ϕ)は、すべり破壊に対する安全率に大きく影響を及ぼすことから、その設定には注意を要する。

「手引き」における堤体土の強度定数の求め方は、飽和状態の試料を用いて、三軸試験もしくは定体積一面せん断試験により、粘性土は非圧密非排水(UU)条件、砂質土・礫質土については圧密非排水(CU)条件で実施することを原則としている。また、堤体そのものは土被りが小さいため、極力低拘束圧のもとで試験を実施する必要性が示されている。

また、強度定数の設定においては、粘性土に対しては粘着力 c_u を評価し、内部摩擦角 ϕ_u はゼロ($\phi=0$)として扱う。一方、砂質土・礫質土に対しては、内部摩擦角 ϕ_{cu} を評価し、粘着力 c_{cu} はゼロ($c=0$)として扱うことを原則としている。

また、よく締まった土や細粒分の多い土、あるいは不飽和な土では、砂質土に分類されるような材料でもCU条件の三軸試験等から、 c , ϕ の両方が得られる場合があるが、設計上は粘性土は $\phi=0$ 、砂質土・礫質土は $c=0$ と設定するのが一般的であり、浸透に対する安全性照査という観点からも砂質土や礫質土について過大な粘着力 c を見込むのは好ましくないとしている。

2.2 砂質土・礫質土の非排水せん断強度設定上の課題

砂質土や礫質土が示す強度定数の傾向として、粘着力 c をほとんど持たず、密度が緩い状態から密な状態へと変化する過程で内部摩擦角 ϕ が増加するという概念が一般的である。

しかし、実際に砂質土や礫質土に対してCU三軸試験を行うと、試料が非常に密な場合には、正のダイレイタンスにより、粘着力 c_{cu} が著しく増大し、内部摩擦角 ϕ_{cu} が過小に評価されることが多い。また、試料が非常に緩い場合には、負のダイレイタンスの影響によって、間隙水圧が著しく増大して液状化のような現象が発生し、 ϕ_{cu} が極端に小さな値となることが多い。

このように、砂質土や礫質土で得られる ϕ_{cu} は、材料や密度の特性を反映した値が得られ難く、粘着力を無視して ϕ_{cu} ($c_{cu}=0$)をそのまま安定計算に用いると過小な安全率が得られることになる。本来は、経験値等をもとに強度定数を適切に設定する必要があるが、実務においては、強度定数の設定に際して苦慮することが多い。

宇野⁵⁾は、不飽和土の強度評価の方法に関して、緩い砂質土を用いて、定圧および定体積条件の一面せん断試験⁶⁾を行った結果、試料を浸水させた場合には両者の強度定数に差がないこと、また、サクシジョンの小さい砂質土では、定体積試験による強度定数に対して浸水時の増減を考慮すれば、すべり面計算に有効応力を用いても当面は許されそうである、などの見解を述べている。

これらのことから、ダイレイタンス特性が顕著に現れる砂質土・礫質土の非排水せん断時の強度定数を求める場合には、材料特性や密度の状態を適切に表現できる、有効応力を考慮した強度評価が課題となる。

3. 砂質土の非排水せん断に関する既往の研究

ここでは、砂質土の非排水せん断に関する既往の研究をもとに、一般的な土質材料と内部摩擦角の関係、および、砂の一般的な非排水せん断挙動や破壊の考え方について概説する。また、砂の非排水せん断特性のひずみ速度依存性や、堤体土の強度特性の評価に関する最近の研究報告について示す。

本論文では、これらの既往の研究報告を念頭に置きつつ、砂質土・礫質土に対する排水、非排水条件におけるせん断挙動や強度定数、ひずみ速度依存性について議論し、浸透に対するすべり破壊の検討に用いる堤体砂質土・礫質土の強度定数を設定するための三軸試験方法について検討する。

3.1 一般的な土質と間隙比・ ϕ_d の関係

図-1は、Holtzら⁷⁾が示した各種土質に対する間隙比と排水せん断時の ϕ_d の関係である。これによると、礫(G)～砂(S)～シルト(M)へと粒径・間隙比が変化するにしたがって、 ϕ_d は低下する傾向がみられるとし、 ϕ_d に与える影響因子として次のようにまとめている。

- ① 間隙比が大きいほど、 ϕ_d は小さい。
- ② 土粒子形状が角張っているほど、 ϕ_d は大きい。
- ③ 粒度分布の均等係数が大きいほど、 ϕ_d は大きい。
- ④ 間隙比が同じであれば、粒径は ϕ_d に影響しない。

すなわち、間隙比が同じ場合、緩い礫質土と密な砂質土の ϕ_d は大差ないことを意味する。

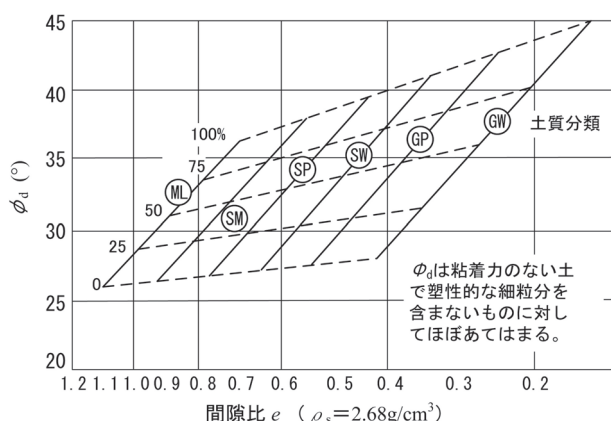


図-1 間隙比、 ϕ_d 、土質の関係 (Holtzら⁷⁾に加筆修正)
 Fig. 1 Relation between void ratio and ϕ_d of various types of soils (modify Holtz et al.⁷⁾)

3.2 砂の一般的な非排水せん断挙動と破壊の定義

(1) 砂の非排水せん断挙動

吉嶺^{8), 9)}は、砂を用いた非排水せん断試験結果をもとに、密度の状態に応じて観測される砂の一般的な非排水せん断挙動を4種類に分類し、それぞれ以下のように概説している。

砂に対して非排水せん断を行うと、砂の密度(締め具合)によって図-2のような挙動が得られる。密な砂ほどせん断挙動は(a)に近く、有効応力経路は(b)の挙動となる。一方、緩い砂ほどせん断挙動は(g)に近く、有効応力経路は(h)の挙動となる。また、同一の密度に対して初期の有効拘束圧が小さいほど(a), (b)の挙動に近く、それが大きいほど(g), (h)に近い挙動を示す。

非常に密な砂の場合は、図-2の(a)(b)に示すように、せん断に伴う正の間隙水圧がほとんど発生せず、負の間隙水圧が卓越することによって有効拘束圧が増加するため、有効応力経路は右側に移行し、最終状態が極限定

常状態(Ultimate steady state)となる。

砂の密度が小さくなるにつれて、図-2の(c)(d)に示すように、せん断に伴う間隙水圧の発生に伴って、有効応力経路は初期状態から左側に移行して有効拘束圧が最小値を示した後、せん断応力成分が単調増加しながら最終的に極限定常状態に至る。この境界の応力点を変相点(Phase transformation)としている。

さらに密度が低下すると、図-2の(e)(f)に示すように、間隙水圧の発生に伴って、有効拘束圧の大きさが初期の半分程度に低下したあたりから、せん断応力の低下が生じ始め、有効応力増分がゼロでせん断変形が継続する準定常状態(Quasi-steady state)に到達し、最終的に極限定常状態に至る。

非常に緩い砂の場合は、図-2(g)(h)に示すように、ピーク強度後に有効応力が極小となり、その後、応力の増加が見られずに、そのまま最終状態である限界定常状態(Critical steady state)に至るとしている。

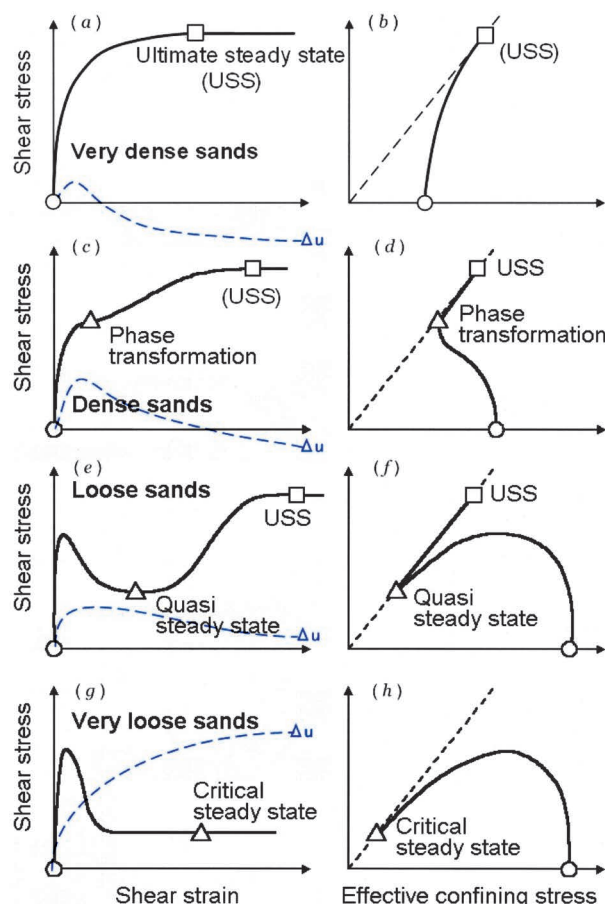


図-2 砂の一般的な非排水せん断挙動(吉嶺^{8), 9)}に加筆・修正)
 Fig. 2 General undrained shear behavior of sandy soil (modify Yoshimime)

このように、砂に対して非排水条件でせん断した場合は、密度や有効拘束圧に応じて、ダイレイタンスの傾向が異なり、せん断挙動が複雑に変化することがわかる。

この吉嶺^{8), 9)}の研究報告は、砂の非排水せん断特性

を評価する場合の考え方として、全応力表示の強度特性のみならず、せん断中に発生する間隙水圧の挙動によって種々変化する有効応力の挙動を評価することが極めて重要であることを示唆するものである。

(2) 破壊の定義

非排水三軸試験により強度定数 c, ϕ を求める場合、地盤工学会基準⁶⁾では、最大主応力差 $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ を破壊点として、せん断応力 τ と主応力 σ の軸上にモール円をプロットし、その破壊包絡線から全応力表示の強度定数 c_{cu}, ϕ_{cu} を決定する。また、有効応力表示の強度定数 c', ϕ' は、同軸上にプロットした有効応力経路のピーク点(最大せん断応力点)をもとに求める方法を標準としている。ここで、最大主応力差 $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ と最大主応力比 $(\sigma'_a / \sigma'_r)_{max}$ のいずれかを破壊と定義して c', ϕ' を求めるかという問題がある。これは、主応力差の最大と間隙水圧の最大時点が必ずしも一致しないことに起因する。Bjerrum¹⁰⁾ は、主応力比最大時の ϕ' の方が排水試験による ϕ_d に近似するとし、緩い砂の場合は、主応力差最大時の ϕ' は主応力比最大時の ϕ' よりも $5 \sim 8^\circ$ 小さいという結果を示している。

一方、Schofieldら¹¹⁾ は、土の破壊の状態を限界状態(Critical state)という概念を導入して説明している。限界状態とは、土がせん断により大変形して到達する最終的な状態であり、有効応力、体積がそれ以上変化せず、せん断変形のみが継続する状態に相当し、平均有効主応力 p' と主応力差 q の平面と、 $e - \log p'$ の平面で表される。

砂の場合は定常状態と呼ばれ、吉嶺^{8), 9)} は、これを極限定常状態(Ultimate Steady State)と定義している(図-2)。この場合の強度定数は、 $p'-q$ 平面上にプロットされる有効応力経路の収束点の勾配である極限定常状態線を破壊線として、Mohr-Coulombの破壊基準と関連付けて内部摩擦角 ϕ' が求められる。

上記のように、破壊の状態にはいくつかの考え方があるが、本論文では、実務への適用を鑑みて、非排水三軸試験における強度定数は、あえて、地盤工学会基準⁶⁾にしたがって、最大主応力差 $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ を破壊点として求める方針とした。

3.3 砂の非排水せん断特性に関するひずみ速度依存性

高橋ら¹²⁾ は、不攪乱状態の自然固結砂(鮮新世後期～更新世前期)を用いて、ひずみ速度を変えた非排水三軸試験を実施して、非排水せん断特性に与えるひずみ速度の影響について検討している。実験では、有効拘束圧を $2.5MN/m^2$ と比較的大きな応力条件のもと、ひずみ速度を $0.01, 0.1, 1.0\%/min$ の3ケースとしている。

実験結果は、図-3の有効応力経路図に示すとおり、ひずみ速度が速いほど負の間隙水圧が卓越し、有効応力経路が右側に移行する。また、ひずみ速度の増加によって最大せん断応力が増加傾向を示すが、内部摩擦角への影響はないとしている。

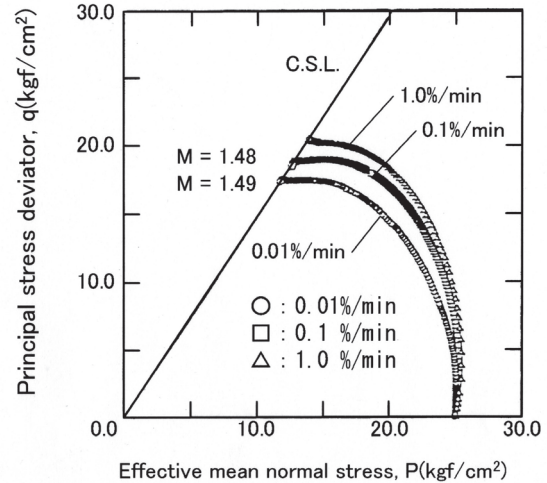


図-3 各ひずみ速度における有効応力経路(高橋ら¹²⁾)

Fig. 3 Effective stress paths in each strain rates (takahashi et.al.¹²⁾)

また、小高ら¹³⁾ は、河川堤防から採取したシルト質砂 ($F_c=48\%$ 程度と思われる)を用いて、種々のひずみ速度のもとでCU三軸試験を実施して、細粒分を多く含む中間土の非排水せん断特性に及ぼすひずみ速度の影響について検討している。実験では、有効拘束圧を $50, 100, 200kN/m^2$ とし、ひずみ速度を 0.1 と $1.0\%/min$ の2ケースとしている。

実験結果として、ひずみ速度が速いほど全応力表示の粘着力が増大するとしている。

3.4 堤体礫質土の強度特性に関する評価

小高ら¹⁴⁾ は、河川堤防から採取した2種類の礫質土を用いて、 \overline{CU} 条件とCD条件の大型三軸試験を実施して、強度特性に与える試験条件の影響について検討している。実験では、密度の条件として緩詰めと密詰め²⁾の2種類、有効拘束圧を $50, 100, 200kN/m^2$ とし、ひずみ速度はいずれも $0.1\%/min$ としている。

実験結果として、試験条件と内部摩擦角の関係は、密度によらず、 $\phi_{cu} < \phi' < \phi_d$ の順になる。 \overline{CU} 試験結果を全応力で整理すると、密詰め試料の場合は粘着力 c_{cu} の増大傾向が顕著であり、また、緩詰め試料の場合は内部摩擦角 ϕ_{cu} が極端に小さな値が得られるとしている。一方、CD試験における内部摩擦角 ϕ_d は、緩詰め試料に対しては大きすぎる傾向があり、強度定数の設定に際しては、ダイレイタンシー特性をよく踏まえる必要があるとしている。

上述した小高らの研究^{13), 14)} は、河川堤防における浸透に対するすべり破壊の検討に用いる堤体土の強度定数を設定するための三軸試験方法に関する検討を主題としており、本論文が目指す方向性と一致している。

4. 試験方法

4.1 本論文で検討対象とした粒度ケース

本論文で検討対象とした粒度ケースは、1) 礫質土から砂質土へと粒径が変化するケースと、2) 最大粒径が同じで粒度分布が緩やかに変化する礫質土のケースの2種類とした。各ケースにおける粒度分布の概念図を図-4、図-5に示した。

(1) 平均粒径 D_{50} が異なるケース (礫質土～砂質土)

礫質土～砂質土へと粒度分布が相似的に変化する均等係数に大差ない状態で、平均粒径 D_{50} が異なるケース。

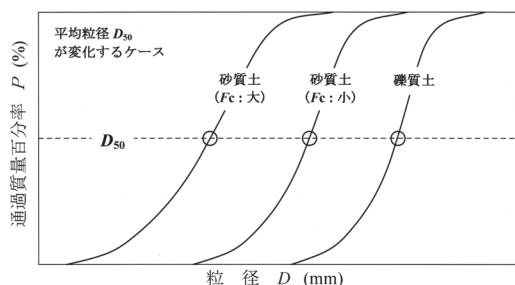


図-4 平均粒径 D_{50} が異なる粒度分布の概念図

Fig. 4 Conceptual diagram of grain size distributions of samples with different mean particle size D_{50}

(2) 均等係数 U_c が異なるケース (礫質土)

最大粒径 D_{max} を固定し、砂分・細粒分の増加を伴いながら、均等係数 U_c が変化するケース (礫質土)。

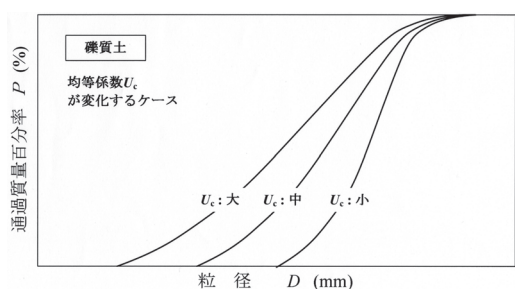


図-5 均等係数 U_c が異なる粒度分布の概念図

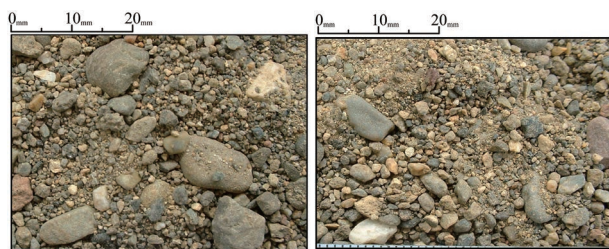
Fig. 5 Conceptual diagram of grain size distributions with different uniformity coefficient U_c

4.2 試験に用いた試料の物理・締固め特性

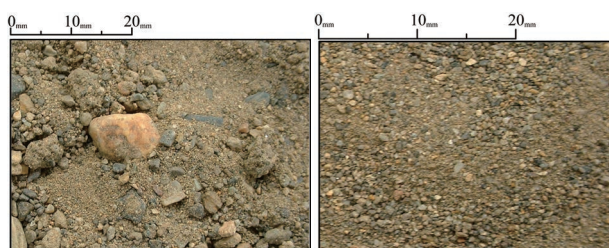
(1) 物理特性

試験に用いた試料は、利根川大堰下流右岸の高水敷から採取した粒径の異なる試料A、試料D、試料Eの3試料と、試料A、試料D、試料Eをそれぞれ適当量混合し、粒度調整した試料B、試料Cの2試料を加え、合計5試料とした。

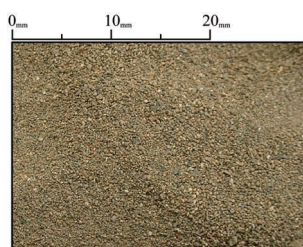
各試料の性状写真を写真-1に示した。また、粒度分布を図-6に示し、粒度特性を表-1に示した。



(a) 試料A (礫質土, $F_c=1\%$) (b) 試料B (礫質土, $F_c=6\%$)



(c) 試料C (礫質土, $F_c=15\%$) (d) 試料D (砂質土, $F_c=19\%$)



(e) 試料E (砂質土, $F_c=42\%$)

写真-1 各試料の性状写真

Photo 1 Photos of each samples

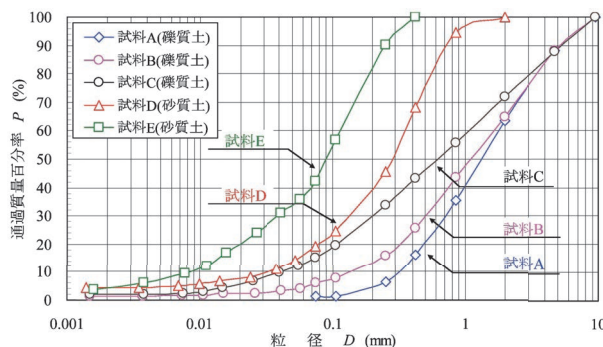


図-6 試験に用いた試料の粒度分布図

Fig. 6 Grain size distribution curves used for experiment

表-1 各試料の粒度特性

Table 1 Grain size distribution characteristics of each samples

試料No.	土の種類	平均粒径 D_{50} (mm)	均等係数 U_c	細粒分含有率 F_c (%)
試料A	礫質土	1.3	5.7	1.2
試料B	礫質土	1.1	11.1	6.0
試料C	礫質土	0.63	26.8	15.2
試料D	砂質土	0.28	10.8	19.1
試料E	砂質土	0.09	13.6	42.2

各試料の性状写真をみると、試料A、試料B、試料Cは礫粒子を主体とする礫質土であり、構成する礫粒子の形状は、いずれも丸みを帯びている。また、試料A、試料B、試料Cの順に粒径の小さな礫分や砂分の割合が増加していることがみてとれる。一方、試料Dは粗砂粒子が主体で構成され、また、試料Eは細砂粒子が主体で構成される砂質土であることがみてとれる。

次に、粒度分布をみると、試料A、試料D、試料Eは粒度分布が礫質土～砂質土へと相似的に変化しており、最大粒径 D_{max} 、平均粒径 D_{50} 、細粒分含有率 F_c がそれぞれ異なっている。また、試料B、試料Cは、試料Aと同様に最大粒径 D_{max} を 9.5 mm とする礫質土であり、試料A、試料B、試料Cの順に粒度分布が緩やかな形状を呈し、均等係数 U_c 、細粒分含有率 F_c がそれぞれ増大している。

これら5試料を、前述した粒度ケースにしたがって区分すると、以下のようになる。

- ① 平均粒径 D_{50} が異なるケース (礫質土～砂質土)
 試料A (礫質土, $F_c=1\%$)、試料D (砂質土, $F_c=19\%$)、試料E (砂質土, $F_c=42\%$) の3試料
- ② 均等係数 U_c が異なるケース (礫質土)
 試料A (礫質土, $F_c=1\%$)、試料B (礫質土, $F_c=6\%$)、試料C (礫質土, $F_c=15\%$) の3試料

(2) 締固め特性

締固め試験 (JIS A 1210:A,c 法) によって得られた各試料の締固め曲線を図-7 に示した。

平均粒径 D_{50} が異なる試料A、試料D、試料Eの締固め曲線に着目すると、試料A、試料D、試料Eの順に細粒化が進行するにつれて、最大乾燥密度 ρ_{dmax} が低下し、最適含水比 w_{opt} が増大する傾向を示しており、締固め曲線が左上方から右下方に移行している。これは、一般的な土質材料が示す傾向と整合する。

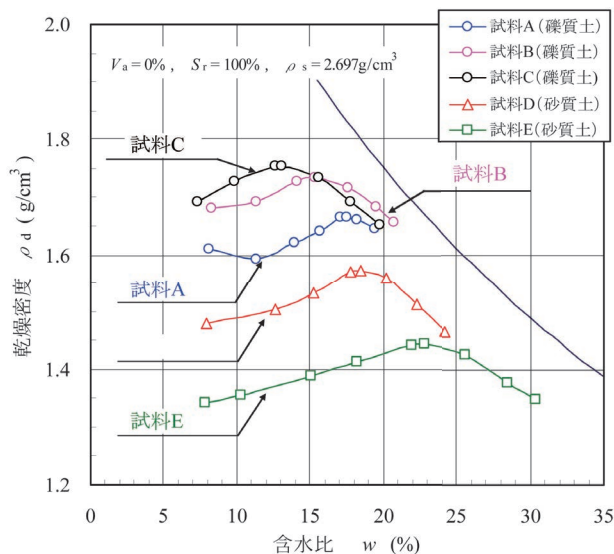


図-7 各試料の締固め特性
 Fig. 7 Soil compaction characteristics of each sample

次に、均等係数 U_c が異なる試料A、試料B、試料Cの締固め曲線についてみると、試料A、試料B、試料Cの順に均等係数が増大するにつれて、最大乾燥密度 ρ_{dmax} が増大し、最適含水比 w_{opt} が低下する傾向を示しており、締固め曲線が右下方から左上方に移行している。これは、礫間を充填する砂分・細粒分 (マトリックス) の増大に伴って、締固め効果が増大したことを意味している。

4.3 供試体の作製条件

(1) 堤体の締固め規定と既設堤防の土質工学的性質
 「河川土工マニュアル (以下、「マニュアル」と呼ぶ)」¹⁵⁾ によれば、堤体盛土を施工する際の締固め基準を次のように規定している。

- ① 細粒分含有率 F_c が 25% 未満の砂質土・礫質土
 ・平均締固め度: $\overline{D_c} = 90\%$ 以上
 ・締固め度品質下限値: $D_c = 80\%$
- ② 細粒分含有率 F_c が 25% 以上、50% 未満の砂質土
 ・空気間隙率 $V_a \leq 15\%$

一方、三木ら¹⁶⁾ は、数多くの既設堤防の開削調査結果をもとに、既設堤防における土質性状とその工学的性質の現状について示している。これによると、既設堤防の築堤材料として、礫質土～粘性土に至る広範な土質材料が使用されており、また、堤体の締固め度は、礫質土で約 75% ~ 100% の範囲、砂質土の場合には約 70% ~ 100% の範囲に分布することを明らかにしている。

(2) 供試体密度の設定条件

三軸試験に用いた供試体は、締固め試験で得られた最大乾燥密度 ρ_{dmax} を基準とする締固め度 D_{ci} を種々変化させて作製した。各試料の締固め度は、図-8 に示すように、前述したマニュアルに示される締固め規定や、既設堤防での締固め事例を踏まえ、以下のように設定した。ただし、後述する三軸試験結果は三軸セル内で飽和化した後の締固め度 D_{co} で示している。

- 礫質土 (試料A, 試料B, 試料C) : $D_{ci} = 80, 90, 95, 100\%$
- 砂質土 (試料D) : $D_{ci} = 80, 90, 95, 100\%$
- 砂質土 (試料E) : $D_{ci} = 70, 80, 90, 100\%$

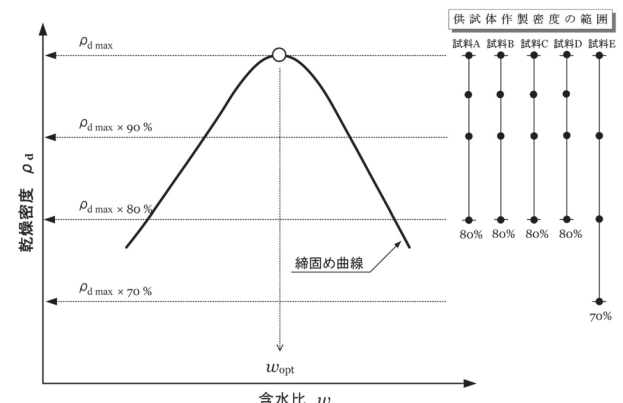


図-8 三軸供試体の密度条件
 Fig. 8 Density condition for triaxial test specimen

(3) 供試体の作製方法

一般に、三軸試験等の供試体を作製する方法としては、タンピング法とプラグ法の2種類が用いられることが多い。タンピング法は、締固め容器に数層に分けて試料を充填し、各層毎にランマー打撃によって動的に締固める方法である。一方、プラグ法は、締固め容器に所定量の試料を全量投入し、上・下方向から静的に加圧して締固めを行う静的な締固め法である。

佐々木ら¹⁷⁾は、砂の供試体を均質に作製するための方法を検討するにあたり、タンピング法とプラグ法で作製した供試体の均質性をX線透過写真によって評価している。両者を比較した結果、タンピング法で作製した供試体には筋状の境界線がみられ、かつ、密度の偏りも認められたのに対して、プラグ法で作製した供試体にはそれが見られず、極めて均質に作製できるとしている。

このように、プラグ法は、種々の密度条件に対応可能であることに加え、供試体内部の密度に偏りが無い均質な供試体を作製できる点が大きな特徴である。

以上を踏まえ、三軸試験に用いた供試体はすべて、自然含水比状態の試料を用いて、プラグ法により作製した。また、供試体寸法はいずれもφ50mm、H100mmとした。

供試体の作製にあたっては、まず、写真-2(a)に示すように、φ50mm、H200mmの締固め用のステンレスモールドに試料を所定量投入した後、モールド側面を木槌で打撃しながら、上・下方向から静的に加圧して、供試体の高さHが100mmとなるように締固めを行った。その後、写真-2(b)に示すように、供試体を注意深く押し出し、仕上がり密度が設定密度に対して±0.003g/cm³以内であることを確認した。

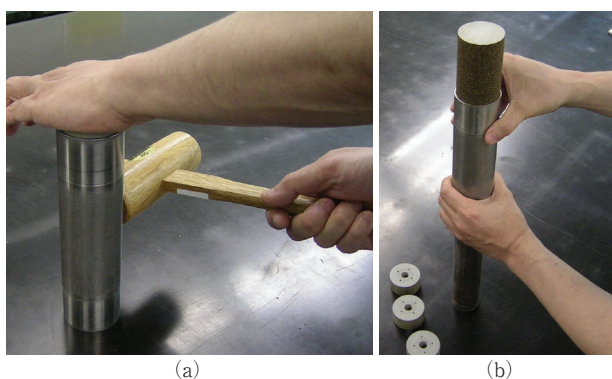


写真-2 供試体の作製状況
Photo 2 Preparation of specimen

4.4 三軸試験の条件

三軸試験は、排水条件による強度定数の違いを評価するため、表-2に示す3種類の試験条件で実施した。

ただし、CU試験は、試料A、試料D、試料Eの3試料について実施し、試料B、試料Cでは実施していない。

CU試験は、ひずみ速度1%/minで急速にせん断を行う試験であり、一般的には粘性土に対して適用される場合が多い。強度定数としては、全応力表示の c_{cu}, ϕ_{cu} が求められる。一方、 \overline{CU} 試験は、ひずみ速度0.1～

0.05%/minで緩速にせん断を行い、せん断中に間隙水圧の測定を行う試験であり、一般的には粘性土の有効応力における強度定数を評価する場合に用いられることが多い。強度定数としては、全応力表示の c_{cu}, ϕ_{cu} とともに、有効応力表示の c', ϕ' が求められる。また、CD試験は、排水状態でせん断を行う試験であり、一般的には砂質土に対して適用される場合が多い。ひずみ速度は供試体の透水性に応じて適宜設定されるが、ここでは0.1%/minとした。強度定数としては、全応力表示(=有効応力)の c_d, ϕ_d が求められる。

なお、CU試験における標準法では、せん断中の間隙水圧の測定は行わないが、ここでは効率化の観点から、あえて、せん断中に間隙水圧の測定を行い、 \overline{CU} 試験で得られる ϕ' との違いについて検討した。

また、三軸試験の実施手順は以下のとおりとした。

- 1) 三軸セル内に供試体をセットした後、有効拘束圧(=有効側方向応力) $\sigma_r = 10\text{kN/m}^2$ 程度を載荷した状態で、CO₂を20分間程度通気し、その後、脱気水を通水した。
- 2) 供試体の飽和化を促進するため、背圧 u_b を2時間程度載荷した。背圧 u_b は、非排水せん断時(CU, \overline{CU})のダイレイタンシー特性によって、間隙水圧が著しく低下するケースでは $u_b = 400\text{kN/m}^2$ とし、それ以外のケースでは $u_b = 200\text{kN/m}^2$ とした。
- 3) 所定の有効拘束圧で等方圧密した後、設定ひずみ速度のもとで軸ひずみ $\epsilon_a = 15\%$ までせん断を行った。
- 4) なお、強度定数 c, ϕ の算定にあたっては、 $0 < \epsilon_a \leq 15\%$ の範囲の最大主応力差 $(\sigma_a - \sigma_r)_{\max}$ を用いた。

表-2 三軸試験の条件
Table 2 Test conditions for triaxial test

試験条件	CU	\overline{CU}	CD
供試体寸法	φ50mm, H100mm		
有効拘束圧 σ_r (kN/m ²)	50, 100, 200		
背圧 u_b (kN/m ²)	200, 400		
ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ (%/min)	1	0.05	0.1
求めた強度定数	c_{cu}, ϕ_{cu} (c', ϕ')	c_{cu}, ϕ_{cu} (c', ϕ')	c_d, ϕ_d
試験を実施した試料	No.A No.D No.E	No.A, No.B, No.C No.D, No.E	

5. 試験結果

5.1 平均粒径 D_{50} が異なる試料のせん断特性

三軸試験結果の代表例として、平均粒径 D_{50} が異なる試料A(礫質土, $F_c = 1\%$)、試料D(砂質土, $F_c = 19\%$)、試料E(砂質土, $F_c = 42\%$)の3試料について、各種試験条件、密度条件(緩詰め・密詰め)で得られたせん断挙動と応力図(全応力表示のモール円、有効応力経路)を図-9～図-14に示した。なお、同図には、CU試験において得られた有効応力経路も併せて示している。

(1) 礫質土(試料 A); 図-9 ~ 図-10

① 非排水せん断特性 (CU 試験・ \overline{CU} 試験)

試料 A の CU 試験と \overline{CU} 試験におけるせん断挙動をみると、まず、緩詰め試料の場合、主応力差は軸ひずみの増加に伴って、ひずみ硬化型のせん断挙動を示し、間隙水圧は軸ひずみ 5% 以内でピークを示した後、減少傾向に転じている。一方、密詰め試料は、軸ひずみの増加に伴って負の間隙水圧が卓越し、主応力差のひずみ硬化現象がより顕著に現れている。

次に、有効応力経路について比較すると、緩詰め試料の場合、有効拘束圧によって若干異なり、 $\sigma_r=100, 200 \text{ kN/m}^2$ のケースでは、せん断の進行に伴って有効応力経路が左側に移行して、有効拘束圧が減少した後、せん断応力が単調増加しながら最終的に極限定常状態に至っているが、 $\sigma_r=50 \text{ kN/m}^2$ では、次に示す密詰め試料と同様な挙動がみられる。一方、密詰め試料は、せん断の進行に伴って負の間隙水圧が卓越することにより、有効応力経路が右側に移行しながら極限定常状態に至っている。礫質土に対する緩詰め試料と密詰め試料のせん断挙動、有効応力経路を吉嶺⁸⁾・⁹⁾ の分類と対比すると、緩詰め試料は、図-2(c)(d)の「やや密な砂」、密詰め試料は図-2(a)(b)の「非常に密な砂」に区分され、ダイレイタンスの傾向の違いが現れている。このような礫質土のせん断特性を有効応力の視点でみると、緩詰め試料であっても比較的強固な粒子構造が保持されており、非排水せん断時に発揮される内部摩擦角 ϕ' は、密度による依存度が極めて小さいことが推測される。

また、モール円(全応力表示)における破壊線の傾向についてみると、密度が大きいほど粘着力、内部摩擦角がともに増加するが、粘着力の増加傾向がより顕著である。

② 排水せん断特性 (CD 試験)

試料 A の CD 試験におけるせん断挙動をみると、緩詰め試料の場合、軸ひずみの増加とともに主応力差が増大し、体積ひずみは全般に収縮傾向を示す。一方、密詰め試料は、軸ひずみ 2 ~ 6% の間で主応力差のピークが現れ、体積ひずみは全般に膨張傾向を示している。

また、モール円(全応力=有効応力)における破壊線の傾向についてみると、緩詰め試料と密詰め試料の内部摩擦角 ϕ_d に違いがみられるものの、両者の差は極めて小さいことがわかる。

(2) 砂質土(試料 D, 試料 E); 図-11 ~ 図-14

① 非排水せん断特性 (CU 試験・ \overline{CU} 試験)

試料 D, 試料 E の CU 試験と \overline{CU} 試験におけるせん断挙動をみると、緩詰め試料の場合、いずれも、軸ひずみ 2% 程度で主応力差のピークが現れる。一方、間隙水圧は、軸ひずみの増加とともに有効拘束圧付近まで増大し、有効応力の減少傾向が顕著である。ここで、せん断に伴って発生する間隙水圧 u_e と有効拘束圧 σ_r との比

として表される間隙水圧比 (u_e / σ_r) に着目すると、主応力差の最大時では、いずれも有効拘束圧によらず (u_e / σ_r) は 0.6 ~ 0.7 を示す。一方、間隙水圧が最大を示す大ひずみ域では、 $\sigma_r=50 \text{ kN/m}^2$ が 0.98, $\sigma_r=100 \text{ kN/m}^2$ が 0.88, $\sigma_r=200 \text{ kN/m}^2$ が 0.85 程度まで増大し、せん断中に液状化のような現象が発生している。この傾向は有効拘束圧が小さいほど顕著である。また、密詰め試料では、試料 A と同様に、軸ひずみの増加に伴って負の間隙水圧が卓越し、主応力差のひずみ硬化現象がみられる。

このような密度によるせん断中のダイレイタンスの傾向の違いは、有効応力経路に明瞭に現れている。緩詰め試料の場合、せん断の進行に伴って正の間隙水圧が卓越することにより、有効応力経路が左側に移行し、ピーク点に到達した後、有効応力が減少しながら限界定常状態に至っている。また、密詰め試料の場合、試料 A と同様に、せん断の進行に伴って負の間隙水圧が卓越し、有効応力経路が右側に移行しながら極限定常状態に至る。砂質土に対する緩詰め試料と密詰め試料のせん断挙動、有効応力経路を吉嶺⁸⁾・⁹⁾ の分類と対比すると、緩詰め試料は図-2(g)(h)の「非常に緩い砂」、密詰め試料は図-2(a)(b)の「非常に密な砂」に区分され、ダイレイタンスの傾向の違いが極めて明瞭である。

このような砂質土の非排水せん断特性を有効応力の視点でみると、緩詰め試料では、土粒子間の摩擦力(噛み合わせ)が極めて脆弱で、何らかの要因によって地盤中の間隙水圧が上昇することによって液状化現象が発生する可能性を示唆している。一方、密詰め試料では強固な粒子構造が形成されており、安定状態が保たれている。このことから、砂質土における非排水せん断時に発揮される内部摩擦角 ϕ' は、密度による依存度が極めて大きいと推測できる。

また、モール円(全応力表示)における破壊線の傾向は、試料 A と同様な傾向がみられた。

なお、CU 試験と \overline{CU} 試験は、ひずみ速度が大きく異なるが、両者のせん断挙動、有効応力経路は、細粒分が卓越する試料 E においても、極めて類似した挙動を示すことが確認された。

② 排水せん断特性 (CD 試験)

試料 D, 試料 E の CD 試験におけるせん断挙動をみると、緩詰め試料の場合、いずれも、軸ひずみの増加とともに主応力差が増大し、体積ひずみは収縮傾向を示している。一方、密詰め試料の場合、細粒分含有率によりダイレイタンスの傾向に違いがみられ、試料 D は、試料 A と同様に主応力差に明瞭なピークが現れ、体積ひずみが膨張傾向を示すが、細粒分が卓越する試料 E は、主応力差に明瞭なピークが現れず、体積ひずみも収縮傾向を示している。

また、モール円(全応力=有効応力)における破壊線の傾向についてみると、いずれも、緩詰め試料と密詰め試料の内部摩擦角 ϕ_d に違いがみられるものの、両者の差は極めて小さいことがみとれる。

【試料A(礫質土:Fc=1%)】

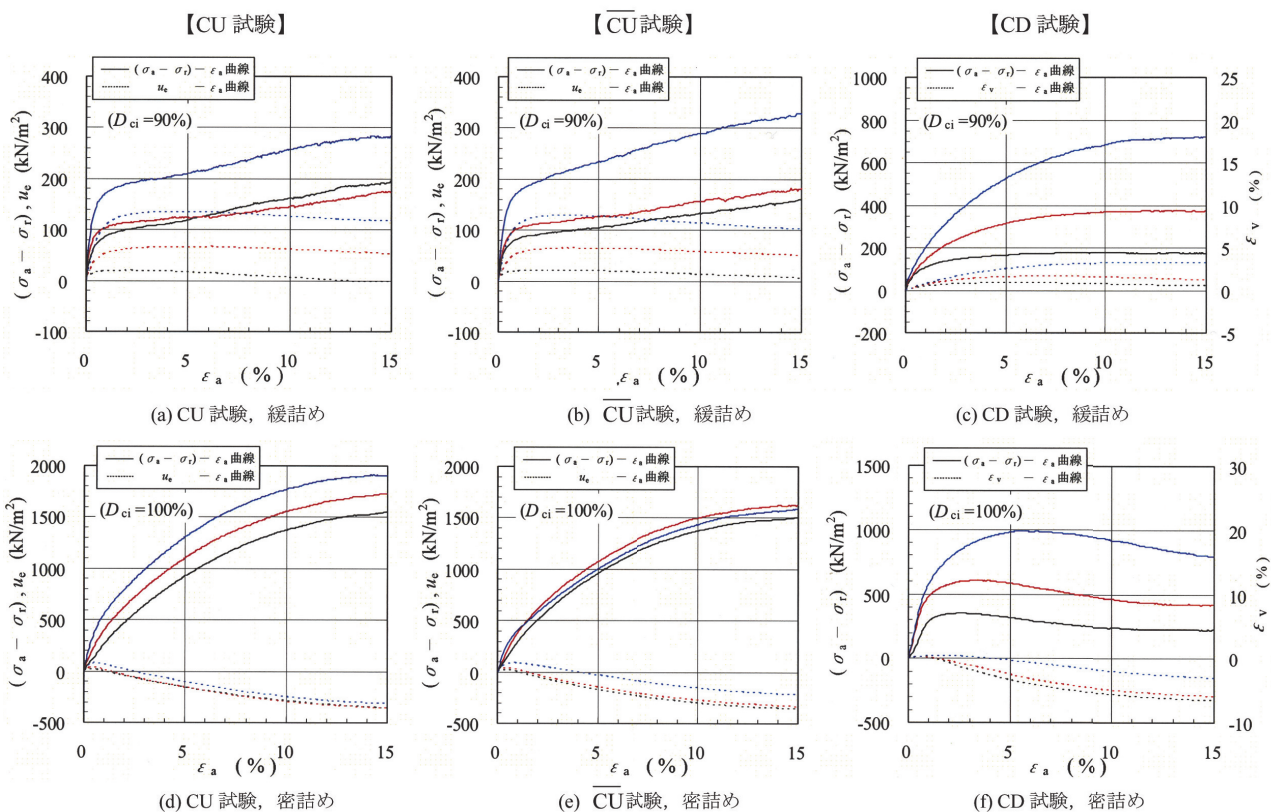


図-9 試料Aのせん断挙動(緩詰め・密詰め)
Fig. 9 Shear behavior of sample A (Loose/Dense)

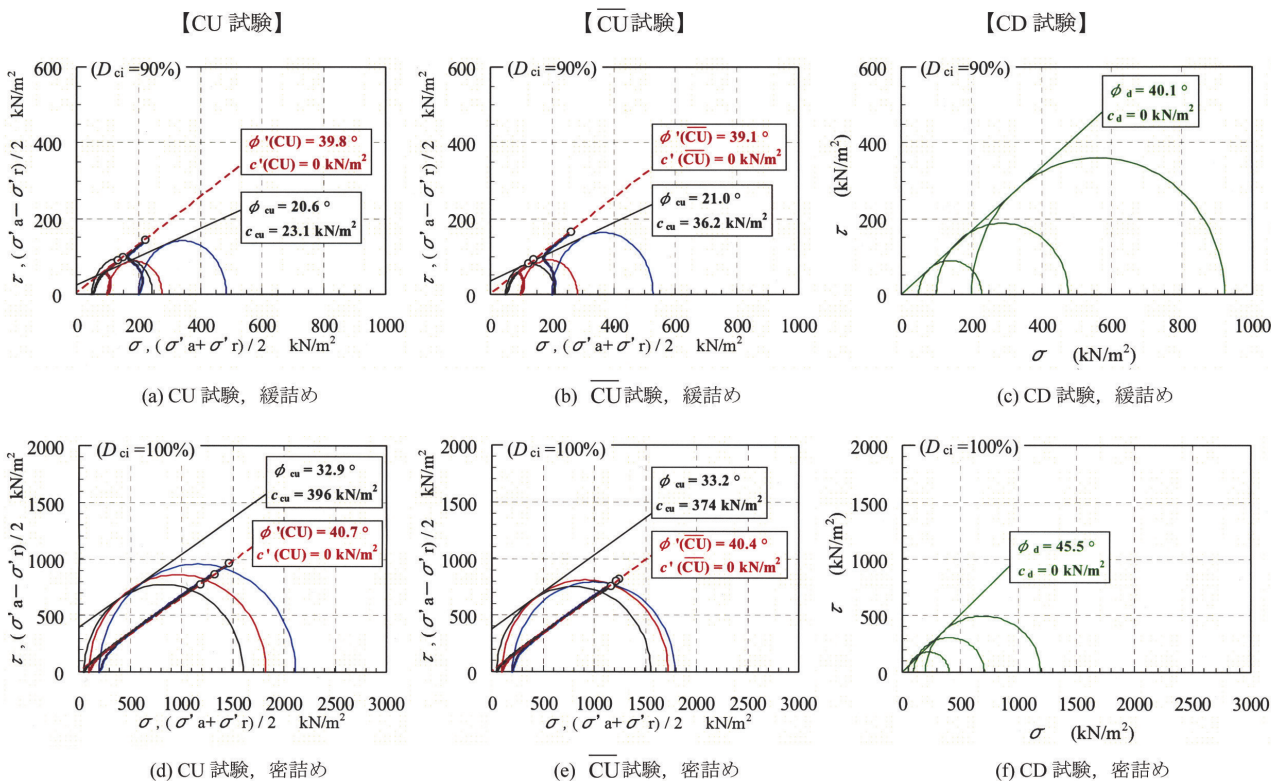


図-10 試料Aの応力図(緩詰め・密詰め)
Fig. 10 Stress path of sample A (Loose/Dense)

【試料D (砂質土: $F_c=19\%$)】

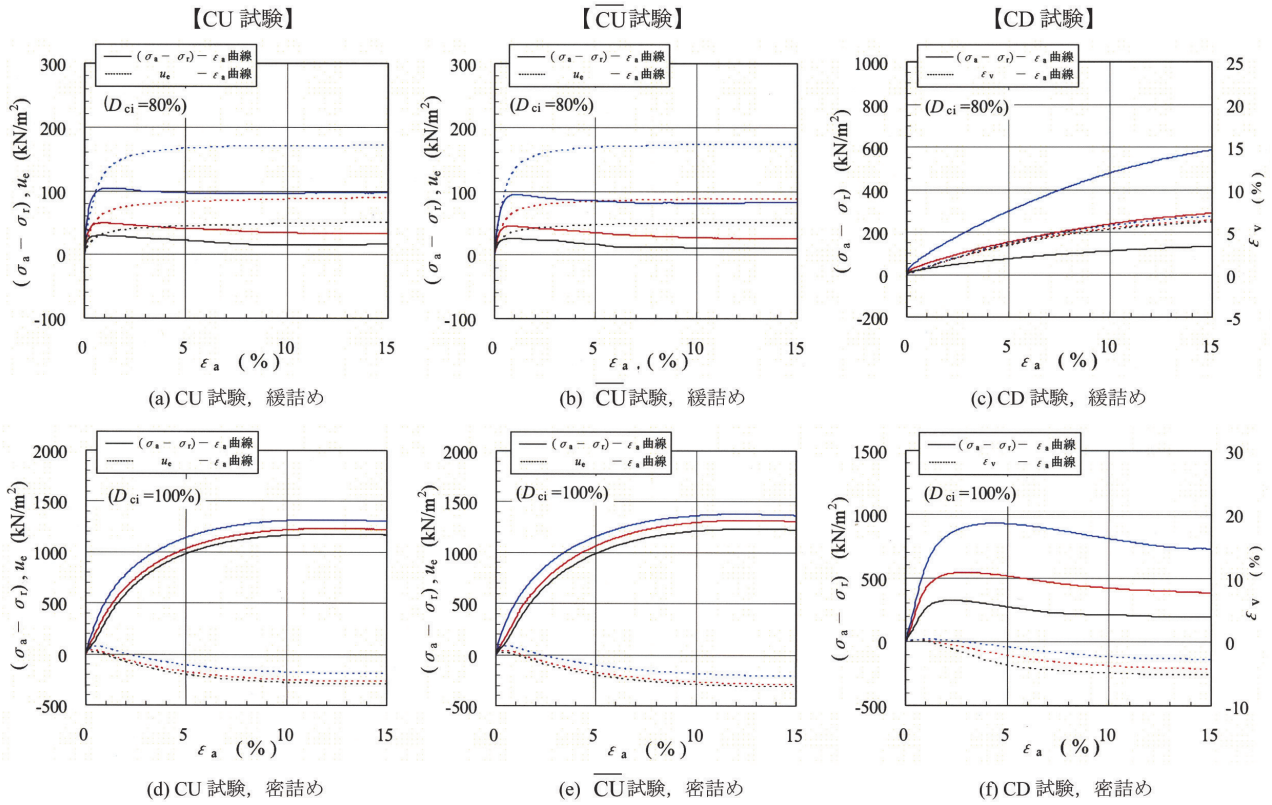


図-11 試料Dのせん断挙動 (緩詰め・密詰め)
 Fig. 11 Shear behavior of sample D (Loose/Dense)

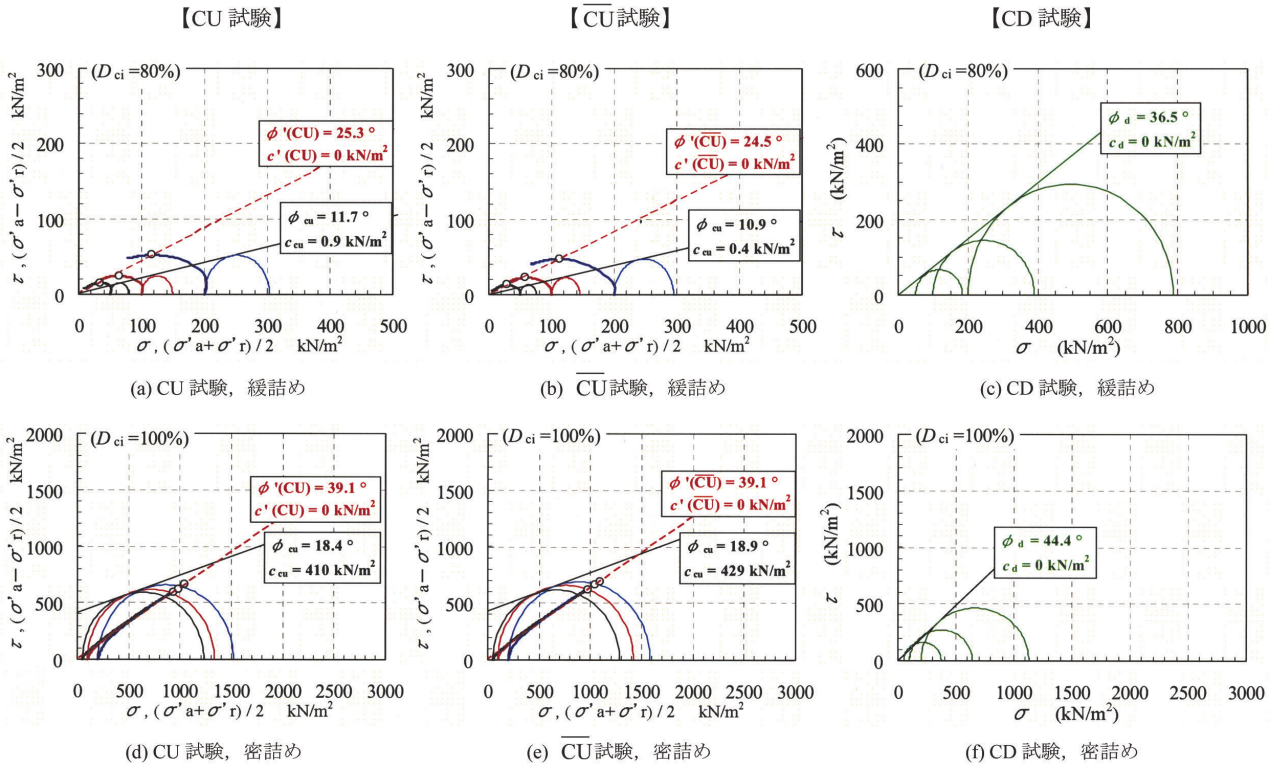


図-12 試料Dの応力図 (緩詰め・密詰め)
 Fig. 12 Stress path of sample D (Loose/Dense)

【試料E (砂質土: $F_c=42\%$)】

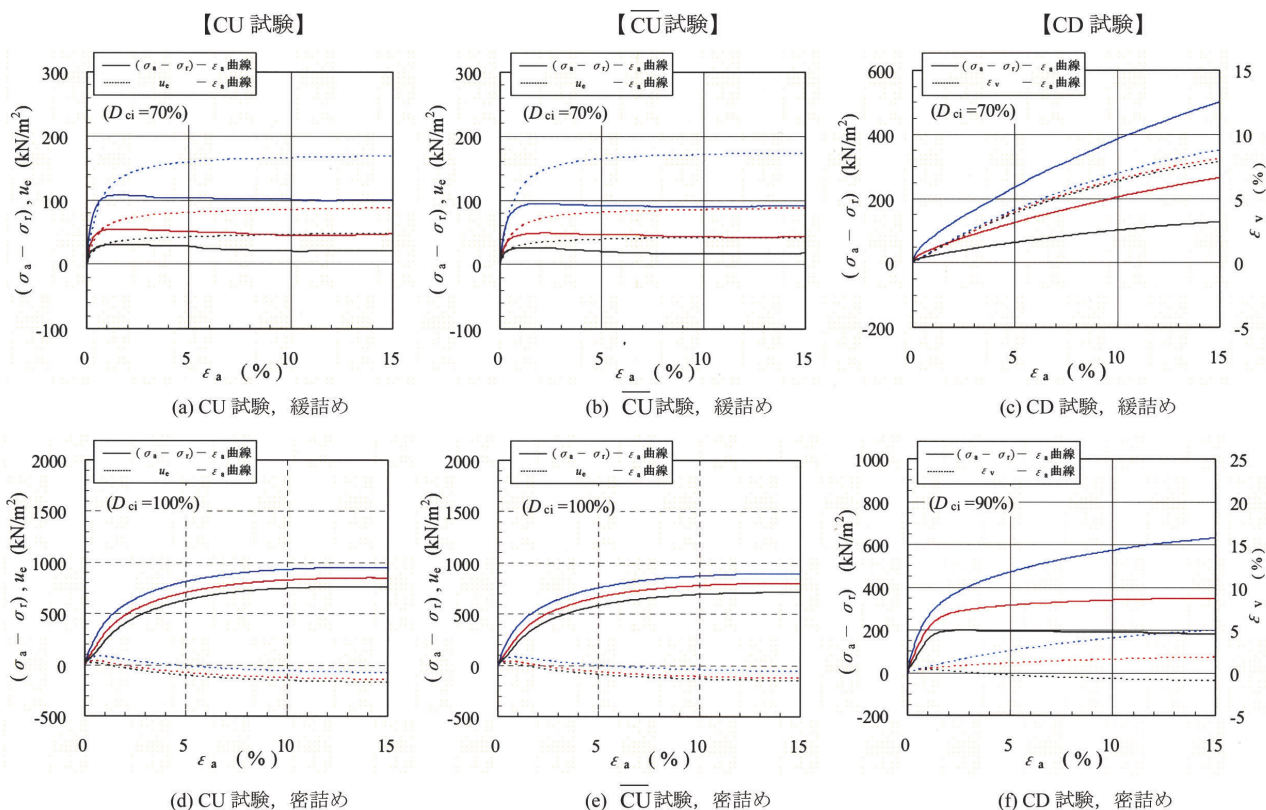


図-13 試料Eのせん断挙動 (緩詰め・密詰め)
Fig. 13 Shear behavior of sample E (Loose/Dense)

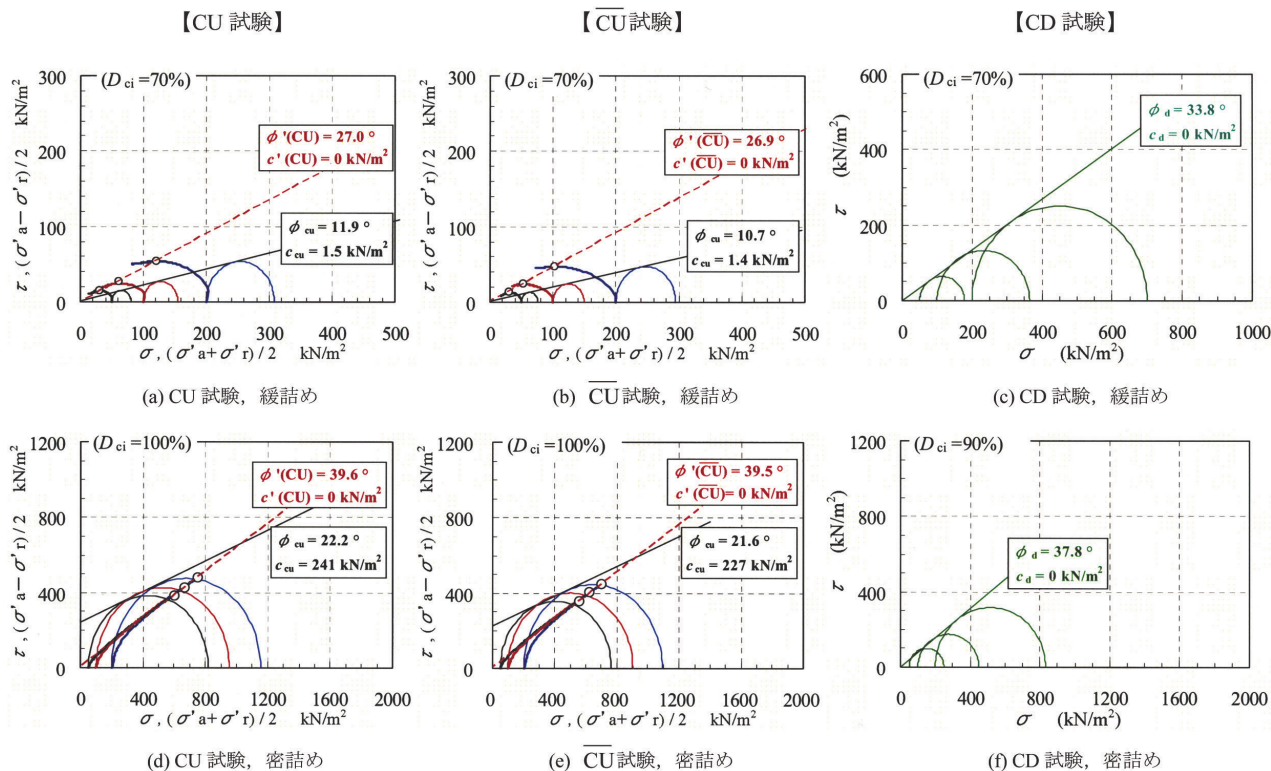


図-14 試料Eの応力図 (緩詰め・密詰め)
Fig. 14 Stress path of sample E (Loose/Dense)

5.2 各試験条件による内部摩擦角 ϕ と締固め度の関係

各試験条件によって求められた内部摩擦角 ϕ と締固め度 D_{co} （飽和後の値）の関係について、(1)試料別、(2)平均粒径 D_{50} が異なるケース、(3)均等係数 U_c が異なるケースの3項目に区別し、それぞれの傾向について示した。

ここでは、CU試験で得られた全応力表示の内部摩擦角を ϕ_{cu} 、CU試験において間隙水圧を測定して得られた有効応力表示の内部摩擦角を $\phi'(CU)$ 、 \overline{CU} 試験によって得られた有効応力表示の内部摩擦角を $\phi'(\overline{CU})$ 、CD試験によって得られた内部摩擦角を ϕ_d と表記した。

なお、 $\phi'(CU)$ 、 $\phi'(\overline{CU})$ 、 ϕ_d は、それぞれ、 $c'=0$ 、 $c_d=0$ として求めた。

(1) 試料別の ϕ と締固め度の関係

内部摩擦角 ϕ と締固め度 D_{co} の関係を、試料別に整理した結果を図-15～図-19に示した。

ϕ_{cu} は、CU試験を実施した試料Aで20～32°、試料Dと試料Eで10～20°程度と、いずれも極めて小さな値を示しており、強度定数の設定に当たり、粘着力相当分を考慮するなど、試験値をそのまま用いることができない場合がある。なお、CU試験では粘着力 c_{cu} の値も同時に得られており、試料A、試料D、試料Eについては、参考として c_{cu} の値を図中に併記したが、締固め度の増加に伴って、 c_{cu} の増大傾向が顕著である。

一方、図-15、図-18、図-19に示すように、 $\phi'(CU)$ は、試料や締固め度の違いによらず $\phi'(\overline{CU})$ と極めてよく一致しており、 ϕ' に対するひずみ速度の影響はほとんどみられない。

次に、 ϕ' と ϕ_d を比較すると、試料Aを除く、いずれの試料においても、 ϕ_d は締固め度にあまり依存せず、材料特性に応じて全体に大きな値を示すのに対して、 ϕ' は締固め度に応じて変化し、締固め度が90%前後より小さくなると顕著に低下する傾向が認められる。

(2) 平均粒径 D_{50} が異なる試料の ϕ と締固め度の関係

平均粒径 D_{50} が異なる試料A、試料D、試料Eにおける内部摩擦角 ϕ と締固め度 D_{co} の関係を、 ϕ の種別ごとに整理した結果を図-20～図-22に示した。

ϕ_{cu} についてみると、いずれも、締固め度の低下に伴って ϕ_{cu} も低下し、試料Aは、締固め度が104%で32°を示すが、締固め度が97%を下回ると20°程度に低下している。試料D、試料Eは、締固め度が100%付近で20°を示すが、締固め度が90%を下回ると10°程度に低下している。試料D、試料Eの ϕ_{cu} に大差はないものの、試料Dは試料Eよりも若干低い傾向がみられた。

次に ϕ' についてみると、試料Aは締固め度に依存せず40°前後と高い値を示すのに対して、試料D、試料Eは、締固め度に依存して大きく変化し、締固め度が100%付近では40°と高い値を示すが、締固め度が90%を下回ると急激に低下する傾向を示している。 ϕ' の締固め度に対する依存度は、試料Dが最も顕著である。

また、 ϕ_d についてみると、いずれも、締固め度の低下に

伴って ϕ_d も低下する傾向がみられるが、 ϕ_d の粒径や締固め度に対する依存度は小さく、全般に34°～45°と高い値を示している。

このように、 ϕ_d は、密度や粒径に対する依存度が小さく、全般に高い値が得られるのに対して、 ϕ' は、密度や粒径の違いによって傾向が大きく異なり、特に細粒分が少ない砂質土（試料D）の ϕ' は、密度の依存度が大きいことが確認された。また、 ϕ_{cu} においても試料Dが最も小さな値を示す傾向がみられた。

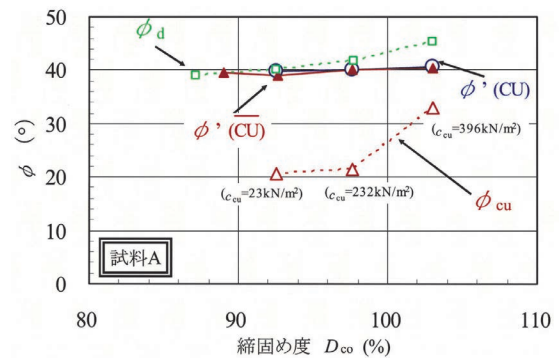


図-15 ϕ と締固め度の関係（試料A：礫質土、 $F_c=1\%$ ）

Fig. 15 Relation between degree of compaction and ϕ for sample A (gravel, Fine content 1%)

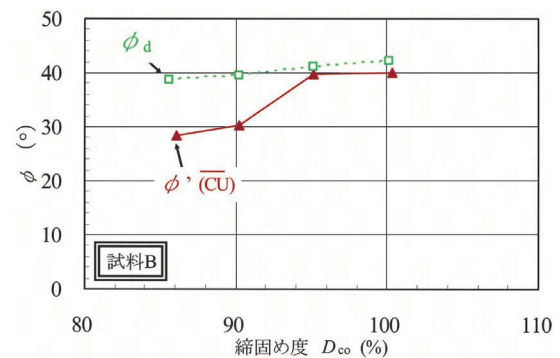


図-16 ϕ と締固め度の関係（試料B：礫質土、 $F_c=6\%$ ）

Fig. 16 Relation between degree of compaction and ϕ for sample B (gravel, Fine content 6%)

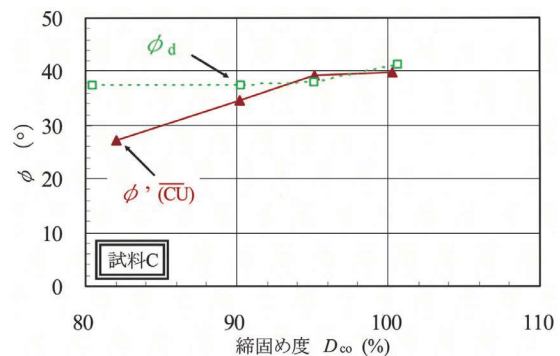


図-17 ϕ と締固め度の関係（試料C：礫質土、 $F_c=15\%$ ）

Fig. 17 Relation between degree of compaction and ϕ for sample C (gravel, Fine content 15%)

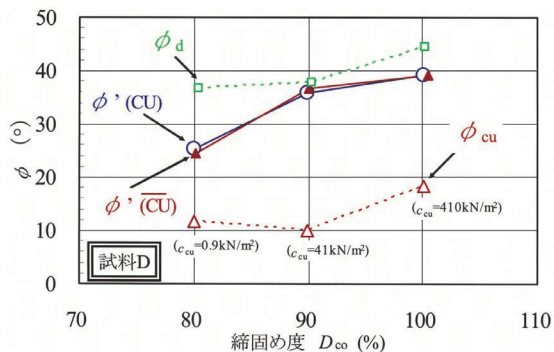


図-18 ϕ と締固め度の関係 (試料 D: 砂質土, $F_c = 19\%$)
 Fig. 18 Relation between degree of compaction and ϕ for sample D (sandy, Fine content 19%)

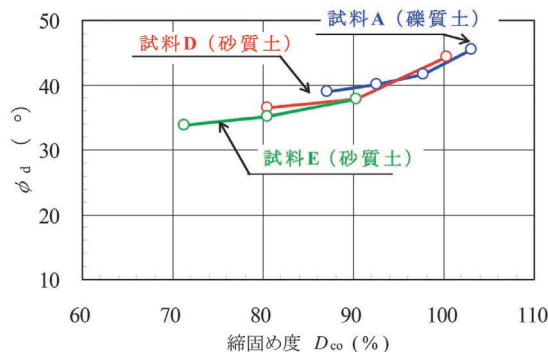


図-22 ϕ_d と締固め度の関係 (試料 A, 試料 D, 試料 E)
 Fig. 22 Relation between degree of compaction and drained shear resistance angle ϕ_d for sample A, D and E

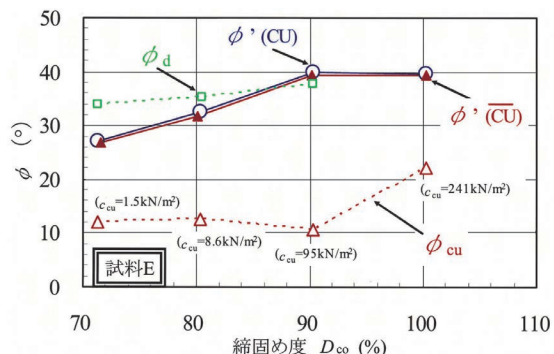


図-19 ϕ と締固め度の関係 (試料 E: 砂質土, $F_c = 42\%$)
 Fig. 19 Relation between degree of compaction and ϕ for sample E (sandy, Fine content 42%)

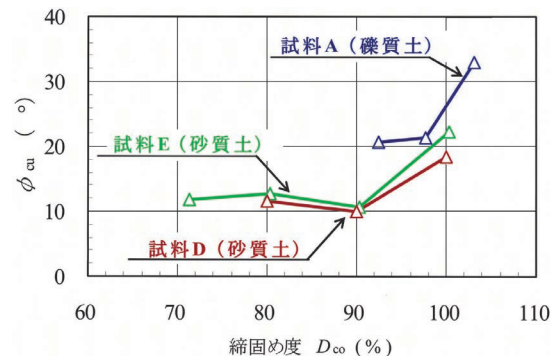


図-20 ϕ_{cu} と締固め度の関係 (試料 A, 試料 D, 試料 E)
 Fig. 20 Relation between degree of compaction and ϕ_{cu} for sample A, D and E

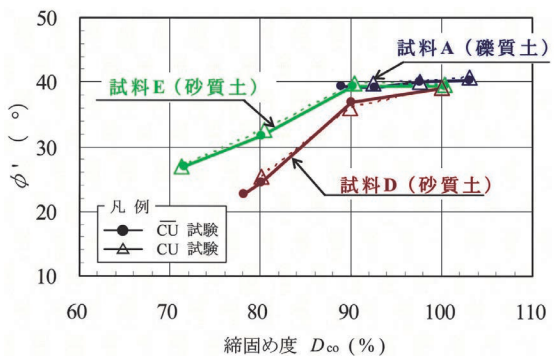


図-21 ϕ' と締固め度の関係 (試料 A, 試料 D, 試料 E)
 Fig. 21 Relation between degree of compaction and undrained shear resistance angle ϕ' evaluated by effective stress for sample A, D and E

(3) 均等係数 U_c が異なる試料の ϕ と締固め度の関係

均等係数 U_c が異なる試料 A, 試料 B, 試料 C における内部摩擦角 ϕ と締固め度 D_{co} の関係を, ϕ の種別ごとに整理した結果を図-23 ~ 図-24 に示した。ただし, 試料 B, 試料 C は CU 試験を実施していないため, ここでは, ϕ' と ϕ_d について示した。

ϕ' についてみると, 試料 A は, 前述のとおり締固め度に依存せず 40° 前後と高い値を示すのに対して, 試料 A よりも砂分・細粒分が卓越する (均等係数が大きい) 試料 B と試料 C は, 締固め度に依存して大きく変化し, 締固め度が 95% を下回ると 28° 程度に低下する傾向を示している。 ϕ' の締固め度に対する依存度は, 砂分・細粒分をほどよく含む試料 B が最も顕著である。

次に ϕ_d についてみると, いずれも締固め度の低下に伴って ϕ_d も低下する傾向がみられるが, ϕ_d の締固め度に対する依存度は小さく, 全般に $37^\circ \sim 45^\circ$ と極めて高い値を示している。

このように, 礫質土の ϕ_d は, 密度や均等係数に対する依存度が小さく, 全般に極めて高い値が得られるのに対して, ϕ' は, 同じ礫質土であっても密度や均等係数の違いによって ϕ' の傾向が大きく異なる傾向が認められた。

5.2 でみられた ϕ' の傾向は, 5.1 に示したように, 密度が低下するにつれて, セン断中に発生する間隙水圧の増大に伴って有効応力が減少し, 土粒子間の摩擦力が脆弱化することに起因するものである。

細粒分が少ない砂質土 (試料 D), 砂分・細粒分をほどよく含む礫質土 (試料 B) に対してこの傾向が顕著に現れた点などを考えると, ϕ' は, 材料特性や密度の状態をよく表現できていると判断される。

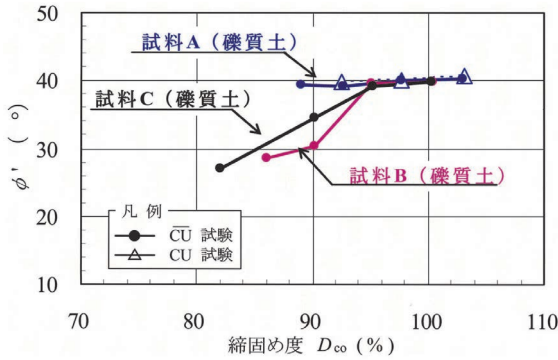


図-23 φ' と締固め度の関係 (試料 A, 試料 B, 試料 C)
 Fig. 23 Relation between degree of compaction and undrained shear resistance angle φ' evaluated by effective stress for sample A, B and C

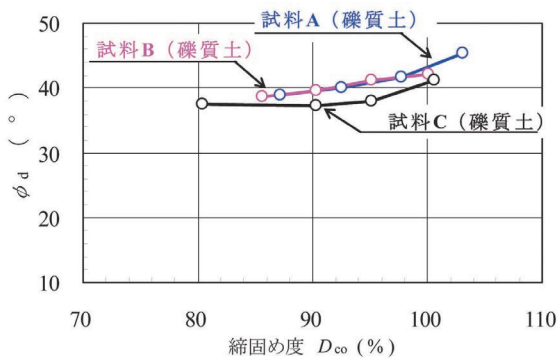


図-24 φ_d と締固め度の関係 (試料 A, 試料 B, 試料 C)
 Fig. 24 Relation between degree of compaction and drained shear resistance angle φ_d for sample A, B and C

5.3 ひずみ速度の違いが φ' に及ぼす影響

(1) CU 試験と \overline{CU} 試験の φ' と有効応力経路の比較

平均粒径 D_{50} が異なる試料 A (礫質土, $F_c=1\%$), 試料 D (砂質土, $F_c=19\%$), 試料 E (砂質土, $F_c=42\%$) の 3 試料について, CU 試験で間隙水圧を測定して求めた $\phi'(CU)$ ($\dot{\epsilon}=1\%/min$) と, 同一試料に対して \overline{CU} 試験で求めた $\phi'(\overline{CU})$ ($\dot{\epsilon}=0.05\%/min$) の一覧表を表-3 に示し, 両者の有効応力経路を緩詰め試料と密詰め試料について比較した結果を図-25 に示した。

CU 試験と \overline{CU} 試験の有効応力経路を比較すると, 緩詰め試料において, ひずみ速度が速い CU 試験の応力経路が若干右側に膨らみを持つ傾向がみられた。この傾向は, 試料 D, 試料 E に明瞭に現れている。一方, 密詰め試料では, ひずみ速度が大きく異なるにもかかわらず, 試料や有効拘束圧の大きさの違いによらず, せん断過程の全般にわたってよく一致している。

また, CU 試験と \overline{CU} 試験で得られた ϕ' は, 全ケースにおいて非常に一致がみられた。これは, 両者の ϕ' を同等なものとして扱える可能性があることを示唆するものである。

(2) φ' のひずみ速度依存性

前述のとおり, 平均粒径 D_{50} が異なる 3 試料で得られた \overline{CU} 試験の $\phi'(\overline{CU})$ と CU 試験時に間隙水圧測定を行って得られた $\phi'(CU)$ に極めてよい一致がみられた。

そこで, 試料 A, 試料 D, 試料 E の 3 試料を用いて, ひずみ速度を変化させた \overline{CU} 試験を実施して, ϕ' に及ぼすひずみ速度の影響について検討した。試験条件は, 次のとおりである。

- ・ひずみ速度: 0.05, 0.1, 0.5, 1.0 %/min
- ・供試体密度: 締固め度 100%
- ・有効拘束圧: 200 kN/m²

種々のひずみ速度で得られた ϕ' の一覧表を表-4 に示し, ひずみ速度の影響を受けやすい細粒分を含む砂質土 (試料 D, 試料 E) について, せん断挙動と有効応力経路をそれぞれ図-26, 図-27 に示した。また, ϕ' 比とひずみ速度の関係を図-28 に示した。ここで, ϕ' 比は $\dot{\epsilon}=0.05\%/min$ 時の ϕ' と各ひずみ速度で得られた $\phi'(N)$ との比で表わしている。

試料 D と試料 E のせん断挙動および有効応力経路は, ひずみ速度によらず, せん断過程の全般において非常に一致がみられ, 破壊時の非排水せん断強さ τ にも有意な違いがみられない。また, ϕ' 比についてみると, いずれも, ひずみ速度の違いによらず, ϕ' 比はほぼ 1.0 を示している。

これらの試験結果は, 非排水せん断試験によって得られる内部摩擦角 ϕ' はひずみ速度の影響を受けないとする高橋ら¹²⁾ の結論とも一致している。

したがって, 本試験で対象とした試料に対しては, ひずみ速度が 0.05 ~ 1%/min で得られる ϕ' は同等なものとして評価できることが確認された。

表-3 CU試験と \overline{CU} 試験で得られた ϕ' 一覧表
Table 3 Table of ϕ' obtained from CU and \overline{CU} tests

試料	平均粒径 D_{50} (mm)	密度状態	締固め度 D_{ci} (%)	CU試験	\overline{CU} 試験		
				ひずみ速度：1%/min		ひずみ速度：0.05%/min	
				ϕ' (CU), (°)		ϕ' (\overline{CU}), (°)	
試料A (礫質土)	1.3	緩い	90	39.8	39.4		
		中密	95	40.1	39.1		
		密	100	40.7	40.0		
試料D (砂質土)	0.28	緩い	80	25.3	24.5		
		中密	90	35.9	36.8		
		密	100	39.1	39.1		
試料E (砂質土)	0.09	緩い	70	27.0	26.9		
		中密	90	39.9	39.5		
		密	100	39.6	39.5		

表-4 ひずみ速度を変化させて得られた ϕ' 一覧表
Table 4 Table of ϕ' obtained from \overline{CU} tests with different strain rates

試料	平均粒径 D_{50} (mm)	密度状態	締固め度 D_{ci} (%)	ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ (%/min)	ϕ' (°)
試料A (礫質土)	1.3			0.05	40.4
				0.1	40.7
				0.5	40.3
				1	40.7
試料D (砂質土)	0.28	密	100	0.05	39.1
				0.1	38.9
				0.5	39.4
				1	39.1
試料E (砂質土)	0.09			0.05	39.5
				0.1	39.4
				0.5	39.5
				1	39.6

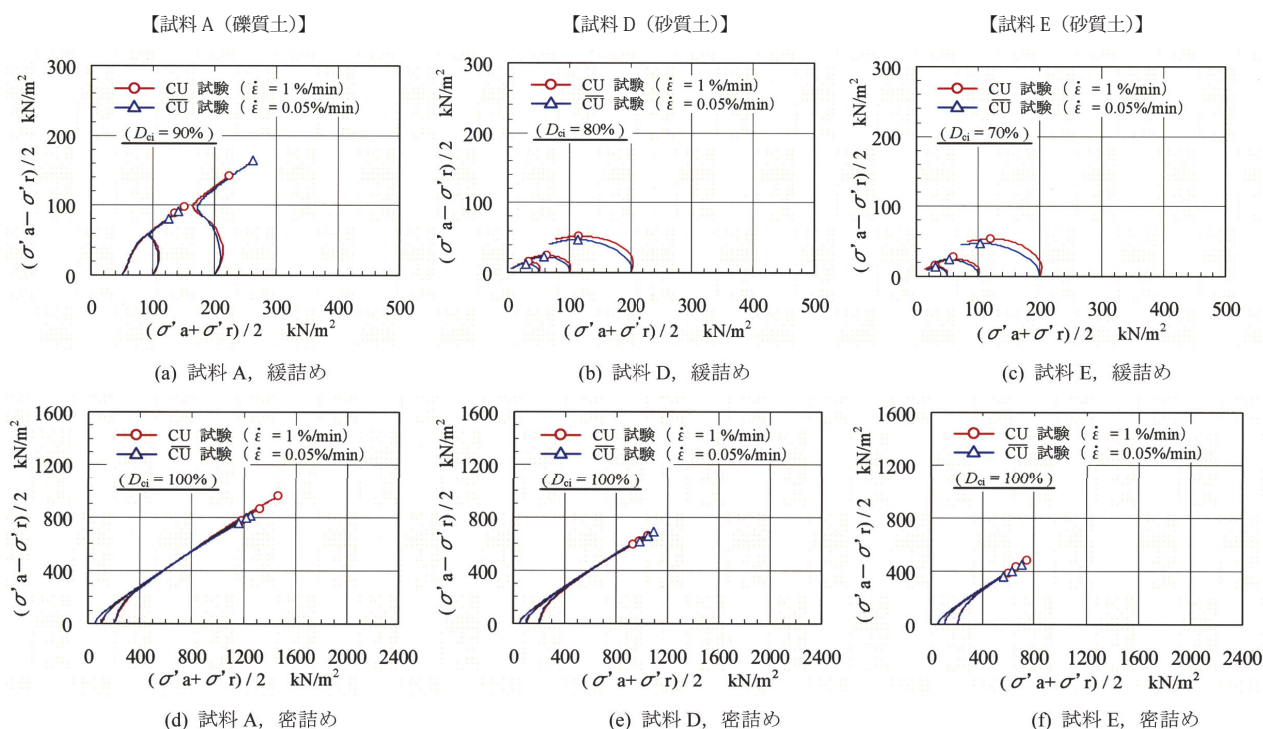


図-25 CU試験と \overline{CU} 試験の有効応力経路の比較 (試料A, 試料D, 試料E: $\sigma_r=200\text{kN/m}^2$)
Fig. 25 Comparison of effective stress path CU test and \overline{CU} test (Sample A, D and E: $\sigma_r=200\text{kN/m}^2$)

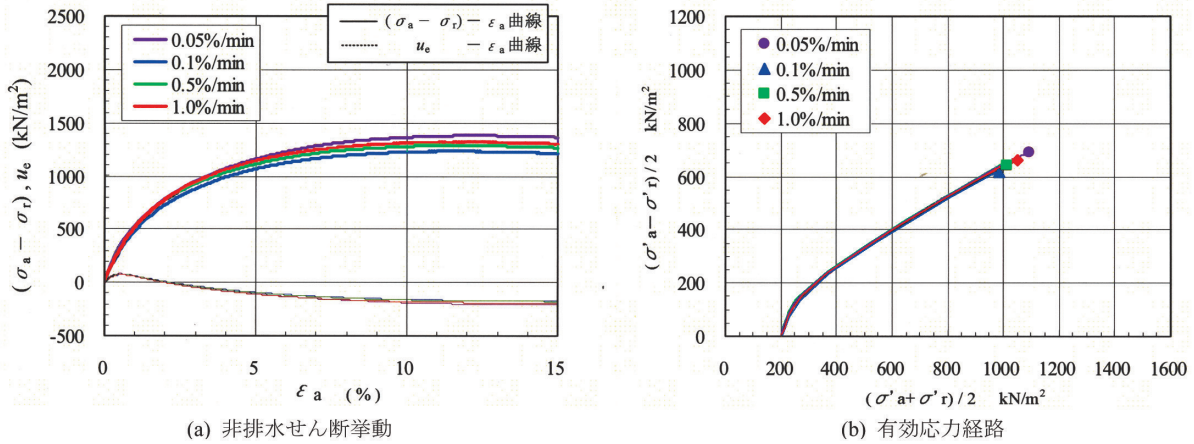


図-26 各ひずみ速度における非排水せん断挙動と有効応力経路の比較 (試料D: $\sigma_r=200\text{kN/m}^2$)
 Fig. 26 Comparisons of undrained shear behavior and effective stress path in various strain rates (Sample D: $\sigma_r=200\text{kN/m}^2$)

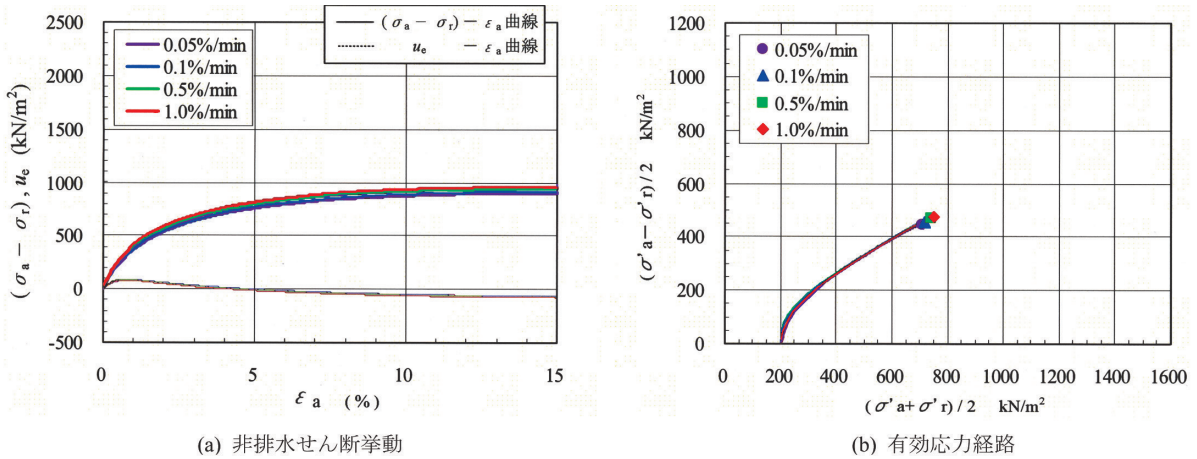


図-27 各ひずみ速度における非排水せん断挙動と有効応力経路の比較 (試料E: $\sigma_r=200\text{kN/m}^2$)
 Fig. 27 Comparisons of undrained shear behavior and effective stress path in various strain rates (Sample E: $\sigma_r=200\text{kN/m}^2$)

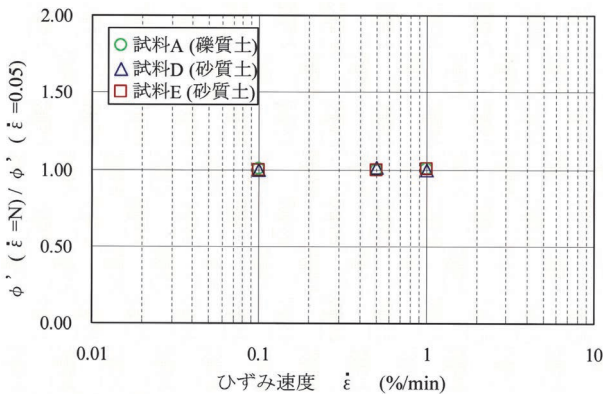


図-28 ϕ' 比とひずみ速度の関係
 Fig. 28 Relation between shear resistance angle ratio and strain rates

6. 堤体の不攪乱試料に対する ϕ' (CU) の評価事例

北海道北部に位置する河川堤防より、トリプルサンプラーによって不攪乱採取した2種類の砂質土(緩い状態: Loose試料, 密な状態: Dense試料)を用いて, CU試験 ($\dot{\epsilon}=1\%/min$ でせん断中に間隙水圧を測定) を実施し, ϕ' (CU) の評価を試みた。各試料の細粒分含有率は,

Loose 試料が 15%, Dense 試料が 22% であり, いずれも前述した試料 D (砂質土, $F_c=19\%$) と類似する土質性状を示す試料である。試験条件は, 次のとおりである。

- ・ひずみ速度: 1.0 %/min
- ・有効拘束圧: Loose試料 25, 50, 100 kN/m^2
 Dense試料 50, 100, 200 kN/m^2

各試料のせん断挙動と応力図(全応力表示のモール円, 有効応力経路)をそれぞれ図-29, 図-30に示した。

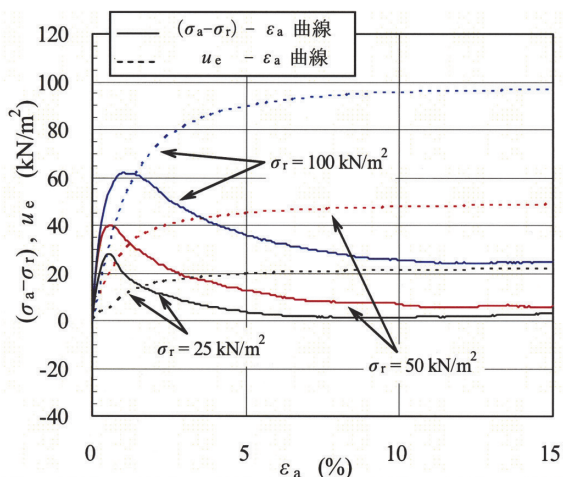
まず, せん断挙動についてみると, Loose試料は, 主応力差が軸ひずみ2%程度でピークに達した後, 急激に軟化する傾向を示すが, 間隙水圧は軸ひずみの増加とともに有効拘束圧の付近まで増大している。間隙水圧比 (u_e/σ_r) に着目すると, 間隙水圧が最大を示す大ひずみ域では, 拘束圧によらず (u_e/σ_r) は0.97程度を示し, せん断中に液状化のような現象が発生している。また, 有効応力経路は, せん断の進行に伴ってピーク点に到達した後, 有効応力が減少しながら限界定常状態に至っている。

一方, Dense試料は, 軸ひずみの増加に伴って, 負の間隙水圧が卓越し, 主応力差はひずみ硬化型のせん断挙動を示し, 有効応力経路は, せん断の進行に伴って右側に移行しながら極限定常状態に至っている。

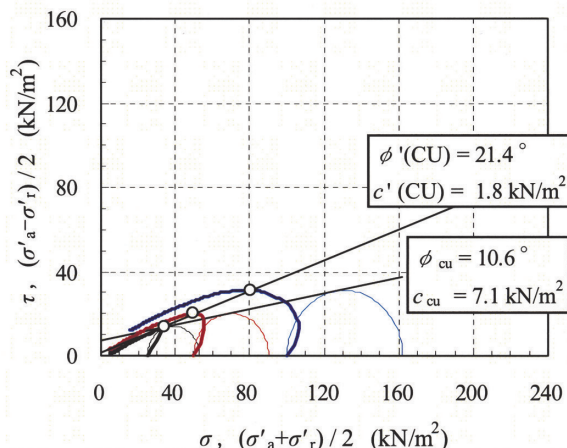
Loose試料とDense試料にみられる非排水せん断特性は、前述した試料Dの傾向と非常によく一致している。

次に、内部摩擦角についてみると、 ϕ_{cu} は、Loose試料が $\phi_{cu}=10.6^\circ$ ($c_{cu}=7\text{kN/m}^2$)と極めて小さな値を示すのに対して、Dense試料はLoose試料よりもさらに小さく、

$\phi_{cu}=4.9^\circ$ ($c_{cu}=340\text{kN/m}^2$)を示している。一方、 ϕ' (CU)についてみると、Loose試料が ϕ' (CU)= 21.4° 、Dense試料では ϕ' (CU)= 39.5° を示しており、試料Dの傾向とも整合する。このように、 ϕ' (CU)による評価法は、不攪乱試料に対しても適用できることが確認された。



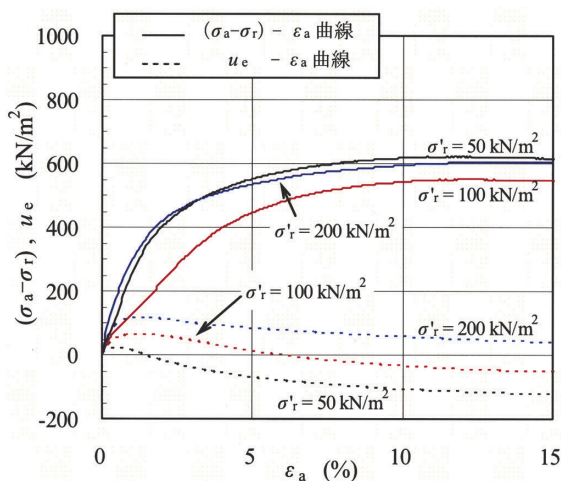
(a) 非排水せん断挙動



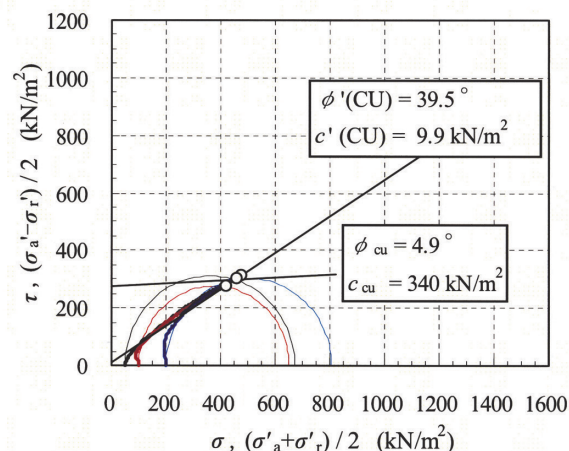
(b) 応力図 (全応力表示のモール円, 有効応力経路)

図-29 緩い不攪乱砂質土の非排水せん断挙動と応力図

Fig. 29 Undrained shear behavior and stress path on undisturbed loose sandy soil



(a) 非排水せん断挙動



(b) 応力図 (全応力表示のモール円, 有効応力経路)

図-30 密な不攪乱砂質土の非排水せん断挙動と応力図

Fig. 30 Undrained shear behavior and stress path on undisturbed dense sandy soil

7. 考察

河川堤防の浸透に対するすべり破壊の検討に用いる堤体砂質土・礫質土の強度定数を評価するための三軸試験方法について検討するため、粒度分布や締固め度が異なる試料を用いて、各種条件の三軸試験を実施した。

以下では、各種三軸試験結果をもとに、堤体砂質土・礫質土に対する ϕ の適用性と、CU試験において間隙水圧を測定して得られる ϕ' (CU)の有効性の観点から考察を加える。

(1) 堤体砂質土・礫質土に対する ϕ の適用性

① ϕ_{cu} に関する評価

CU試験から得られた ϕ_{cu} についてみると、各試料とも $10^\circ \sim 32^\circ$ と極端に小さな値を示したが、これに対して粘着力 c_{cu} はいずれも大きな値を示し、締固め度90%の試料についてみると、その値は礫質土(試料A)で $c_{cu} = 23\text{kN/m}^2$ 、砂質土(試料D, 試料E)で $c_{cu} = 41 \sim 95\text{kN/m}^2$ 程度であった。

5.1に示したように、砂質土や礫質土に対してCU試験を行うと、せん断に伴うダイレイタンスー特性の

影響が c_{cu} と ϕ_{cu} の両方に現れる。すなわち、密な試料では、正のダイレイタンシーにより、 c_{cu} が増大し、 ϕ_{cu} が小さな値となる。一方、緩い試料では、負のダイレイタンシーにより、間隙水圧が著しく増大して液状化のような現象が発生し、 ϕ_{cu} が極端に小さな値となる。

また、「手引き」では、砂質土や礫質土について過大な粘着力 c を見込むのは好ましくないとして、土質試験の結果を機械的に適用しないよう求めているものの、実際にこのような結果が得られた際には、 ϕ_{cu} ($c_{cu}=0$) をそのまま安定計算に適用することは困難であり、強度定数の設定に際して苦慮することが多い。

このため、宇野は c と ϕ の組合せで強度を評価すべきであること（異なる組合せで同じすべり安全率が得られる等）を指摘している⁵⁾。

② ϕ_d に関する評価

CD 試験の結果についてみると、締固め度が低くなるにつれて ϕ_d が低下する傾向が認められる。 ϕ_d は、礫質土（試料 A、試料 B、試料 C）で $37^\circ \sim 45^\circ$ 、砂質土（試料 D、試料 E）では $34^\circ \sim 44^\circ$ を示しており、全般に高い値となっている。また、比較的緩い試料（締固め度 90% 未満）の ϕ_d についてみても、礫質土で $38^\circ \sim 39^\circ$ 、砂質土で $34^\circ \sim 37^\circ$ となっており、緩い砂に対する一般的な値に比べるとかなり大きい。

このことから ϕ_d は、材料特性に応じた粒子間の摩擦抵抗（噛み合わせ抵抗）が支配的であり、密度に対する依存度は極めて小さいことが伺える。

そのため、特に緩い密度に対して ϕ_d を適用すると、過度に危険側の値を与える可能性がある。

③ $\phi'(\overline{CU})$ に関する評価

\overline{CU} 試験の結果についてみると、細粒分の少ない礫質土（試料 A）を除くすべての試料で、締固め度が低くなるにつれて $\phi'(\overline{CU})$ が低下する傾向が認められる。砂質土（試料 D、試料 E）について得られている値をみても、緩い試料（締固め度 80% 程度）に対する $\phi'(\overline{CU})$ は $25^\circ \sim 32^\circ$ 、比較的密な試料（締固め度 90% 程度）に対する $\phi'(\overline{CU})$ は $37^\circ \sim 40^\circ$ となっており、一般的な値とも整合している。また、これら一連の試験結果の傾向は、小高ら¹⁴⁾ が示している見解とも一致している。

このことから、 $\phi'(\overline{CU})$ は、材料特性や密度の状態に応じた強度特性をよく表現できていると判断される。

④ 堤体砂質土・礫質土に対する ϕ の適用性

以上の検討結果を踏まえ、堤体砂質土・礫質土に対する ϕ の適用性について総括的に整理した結果を、表-5 に示した。

ダイレイタンシー特性の影響が顕著に現れる堤体砂質土・礫質土に対する強度定数の設定にあたっては、砂質土や礫質土が示す一般的な強度定数の概念に整合し、材料特性や密度の状態を適切に表現できる、有効応力

表示の $\phi'(\overline{CU})$ が実用的であるといえる。

表-5 堤体砂質土・礫質土に対する ϕ の適用性
Table 5 Applicability of internal friction angle ϕ to embankment soils (sandy soil and gravel quality soil)

密度状態	ϕ_{cu}	ϕ'	ϕ_d
緩い	△	◎	△
中密	△	◎	○
密	△	◎	○

◎:十分に適用可能 ○:検討を要する △:適用が困難

(2) CU試験で間隙水圧を測定して求めた ϕ' (CU) の有効性

前述した $\phi'(\overline{CU})$ は、地盤工学会基準⁶⁾ で定められている標準的なひずみ速度 (0.05%/min) で実施した結果であるが、CU 試験 (ひずみ速度 1%/min) において、せん断中の間隙水圧を測定して ϕ' (CU) を求めた結果と比較してみると、両者は極めてよく一致することがわかった。

さらに、細粒分を含む砂質土（試料 D、試料 E）について、ひずみ速度と ϕ' の関係を調べた結果、ひずみ速度が 0.05 ~ 1%/min の範囲では、 ϕ' の変化がほとんど認められなかった。

これらの結果から、今回の試験に用いた試料（礫分含有率 40% 以下かつ細粒分含有率 40% 以下の礫質土および砂質土）に対しては、せん断速度が速い CU 試験においてせん断中の間隙水圧を測定し、有効応力表示の強度を求めれば、 \overline{CU} 試験と同等の結果が得られることが明らかとなった。また、不攪乱試料に対しても同様な結果が得られることを確認した。

8. おわりに

以上の実験的検討より、本論文の結論として、河川堤防の浸透に対するすべり破壊の検討に用いる堤体砂質土・礫質土の強度定数を設定する場合の三軸試験方法としては、通常の CU 試験の際に間隙水圧を測定し、全応力表示と有効応力表示の両方の強度定数を求める方法が実用的かつ有効であることが確認できた。

特に、これによって試験費用や試験日数の大幅な増加を伴わずに、強度定数を設定する際の判断材料を増やすことができることは、実務的に大きな利点と考えられる。

今後の課題としては、細粒分をより多く含む中間土や比較的大きな礫を含む材料に対する三軸試験方法の検討、また、不飽和土に対する強度設定や、間隙水圧測定を含む CU 試験により求めた内部摩擦角 ϕ' (CU) を用いた安定性評価方法の検討などが考えられる。

これらについても引き続き検討を行い、河川堤防の安全性に関する評価技術の向上につなげたい。

謝 辞

試験結果のとりまとめにあたり、岐阜大学名誉教授の宇野尚雄氏、財団法人国土技術研究センターの中山修氏には多くのご指導、ご助言をいただいた。ここに記して深く感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 日本河川協会(1997):改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説,技報堂出版.
- 2) 国土交通省河川局治水課(2002):河川堤防設計指針.
- 3) 財団法人国土技術研究センター(2002):河川堤防の構造検討の手引き.
- 4) 国土交通省(2004):河川堤防質的整備技術ガイドライン(案)および河川堤防モニタリング技術ガイドライン(案)の策定について.
- 5) 宇野尚雄(2007):河川堤防の被災と減災への取り組み,土と基礎,Vol.55,No.6,9-11.
- 6) 地盤工学会(2000):土質試験の方法と解説(第1回改訂版).
- 7) Holtz,R.D., Kovacs,W.D.(1981): An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall Inc.
- 8) 吉嶺充俊(1996):単調載荷による飽和砂の非排水流動変形に関する研究,東京大学博士論文,1996.
- 9) 吉嶺充俊(1999):さまざまな応力・ひずみ条件における砂の非排水せん断挙動,第44回地盤工学シンポジウム発表論文集,145-152.
- 10) Bjerrum,L., Simons,N.E.(1960): Comparisons of shear strength characteristics of normally consolidated clays, Proc.ASCE Research Conf.on Shear Strengths of Cohesive Soils, American Society of Civil Engineers.
- 11) Schofield,A., Wroth,P(1968): Critical State Soil Mechanics, John Wiley and sons inc.
- 12) 高橋知之・太田秀樹・松本樹典・森川嘉之・中原史晴(1994):自然固結砂の三軸非排水せん断試験におけるひずみ速度効果,第29回土質工学研究発表会講演集,385-388.
- 13) 小高猛司・板橋一雄・岸賢吾・坂井田旭秀・李圭太(2007):三軸試験におけるシルト質砂の強度評価における載荷速度の影響,第42回地盤工学研究発表会講演集,333-334.
- 14) 小高猛司・板橋一雄・中島康介・岸賢吾・李圭太・坪田邦治・加藤雅也(2009):大型三軸試験による河川堤防土の力学特性の評価,第44回地盤工学研究発表会講演集,371-372.
- 15) 財団法人国土技術研究センター(2009):河川土工マニュアル.
- 16) 三木博史・中山修・佐古俊介・堀越信雄(2000):河川堤防の堤体土質特性に関する考察,河川技術に関する論文集,第6巻,37-40.
- 17) 佐々木康・松本秀應・石川昭(1988):非常にゆるい砂の非排水せん断試験,第23回土質工学研究発表会講演集,467-468.
- 18) 中山修・佐古俊介・阿部知之・畠山正則・持田文弘・宇野尚雄(2008):河川堤防の浸透に対する安全性照査に用いる堤体土の三軸試験方法に関する考察,土と基礎,Vol.56,No.10,30-33.
- 19) 持田文弘・畠山正則・阿部知之(2009):堤体土の強度定数を評価するための三軸試験方法に関する検討,第44回地盤工学研究発表会講演集,379-380.