

河川堤防砂質土の適正な強度定数評価手法

Evaluation method for appropriate strength coefficients of sandy soils in river levees

崔 瑛¹, 小高猛司², 李 圭太³, 小林芳樹⁴, 武 楊⁴

1 名城大学 理工学部 社会基盤デザイン工学科・cuiying@meijo-u.ac.jp

2 名城大学 理工学部 社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp

3 (株)建設技術研究所 大阪本社 水工部

4 名城大学大学院 理工学研究科 建設システム工学専攻

概 要

平成 24 年 2 月の「河川堤防の構造検討の手引き」の改訂によって、浸透時のすべり破壊を照査する際の円弧すべり解析に用いる強度定数は砂質土や礫質土では従来 CU 試験で求めるとされてきたものが、 $\overline{CU}$ 試験や CD 試験を推奨するように変更された。現場で判断する自由度は高まったが、不適切な試験条件を採用してしまうリスクもある。本研究では実堤防から採取した不攪乱試料を用いて $\overline{CU}$ 試験および CD 試験を行い、河川堤防砂質土の適正な強度定数を評価する手法について検討した。本試験の結果、従来標準とされてきた CU 試験では、強度定数の設定は困難であることがわかった。その理由は、砂質堤防土は採取時や採取後に乱れやすい上、締固め履歴の影響にあって極わずかな採取箇所の違いによっても密度や間隙比がバラつくが、CU 試験の結果は、特にこれら供試体のバラツキの影響を大きく受けるためである。一方、 $\overline{CU}$ 試験や CD 試験では、供試体毎の固有のダイレイタンス特性を反映した結果が得られるため、強度定数の設定は容易である。本研究では、試験結果の詳細な検討を通して、堤防土の骨格構造が大きく変動しない小ひずみ領域としての変相状態での $\overline{CU}$ 試験結果を用いて、強度定数を設定する手法を提案する。

キーワード：河川堤防，浸透，すべり破壊，三軸試験，強度定数，試験条件

1. はじめに

従来の「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁾では、堤防の浸透時のすべり破壊を照査する際の円弧すべり解析に用いる強度定数を、砂質土や礫質土であれば圧密非排水（以下 CU）試験で求めることとしてきたが、平成24年2月の改訂に伴い、間隙水圧の計測を伴う圧密非排水（以下 $\overline{CU}$ ）試験や圧密排水（以下 CD）試験が推奨されるように変更された²⁾。現場判断の自由度が高まった一方で、不適切な試験条件を選択してしまうリスクもある。例えば、今回の改訂によって、砂礫堤防土には CD 試験が選択される場合が増えると予想されるが、小高らによって、ゆる詰め構造の砂礫堤防土の CD 条件での内部摩擦角 ϕ_i は実際の堤防土の内部摩擦角を過大評価することが指摘されている³⁾⁴⁾。礫を含まない砂質堤体土においても、排水条件によって得られる強度定数は異なる⁵⁾⁶⁾ため、堤体土の粒度や密度などの土質特性に応じて、堤防の照査に用いる適切な強度定数を得るための試験条件を示すガイドラインが必要である。

本研究では、そのガイドラインの整備にあたり、実際の堤防から乱れの少ない砂質試料を採取して三軸試験を実施し、CD、CU、 $\overline{CU}$ の各種条件で得られた強度定数について比較検討を行う。また、既往の研究で実施した礫質土

および砂質土を対象とする様々な三軸試験結果^{3)~6)}との比較検討により、堤防土の強度定数への影響要因について議論する。

2. 試験試料および試験の概要

試験試料は、排水機場建設に伴い開削工事している同じ河川の 2 カ所の離れた堤防（堤防 K と B）から採取した。いずれも比較的均質な砂質土と判断できる新堤部分において、乱れの少ない試料を手掘りで採取した。具体的には、直径 105mm の塩ビパイプを高さ 195mm に切断し、端面を鋭利に削ることで刃先に加工した自家製のサンブラーを、小槌で慎重に打ち込むことによって採取した。採取後、実験室に運搬してから凍結させ、直径 50mm、高さ 100mm の円柱供試体に成型した。凍結供試体を三軸試験装置に設置し、二重負圧法による飽和化を行った後、15 時間程度の静置によって供試体を完全に解凍した。初期有効拘束圧は 30, 50, 100 および 200kPa とし、等方圧密後に排水（CD 試験）ならびに非排水せん断（ $\overline{CU}$ 試験）を実施した。なお、載荷速度はいずれの試験でも 0.1%/min とした。

図-1, 2 に各供試体試料の試験後の粒度分布を示す。図-1 より、堤防 K から採取した 9 つの供試体は多少のバラ

ツキが見られるが、細粒分を 20%程度含む同粒径の試料であることがわかる。図-2 の堤防 B の 7 本の試料の粒度組成には幅があり、特に CUB_30kPa, CD_30kPa, CD_50kPa_CASE1, CD_50kPa_CASE2 の供試体は細粒分を 50%以上含んでいる。堤防 B では若干離れた 2 箇所から採取したため、土質にバラツキが出たと考えているが、各供試体が堤体のどの位置で採取したものかは不明である。

表-1 に各試料の供試体の諸元を示す。乾燥密度および初期間隙比いずれも採取時の自然状態の値である。表より、同じ堤体から採取した粒度分布がほぼ同じ試料であっても、乾燥密度と初期間隙比は大きく異なることがわかる。

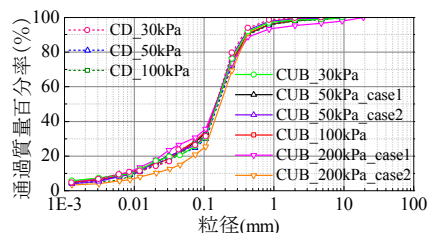


図-1 堤防 K の各供試体の粒度組成

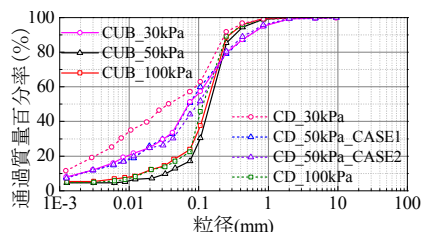


図-2 堤防 B の各供試体の粒度組成

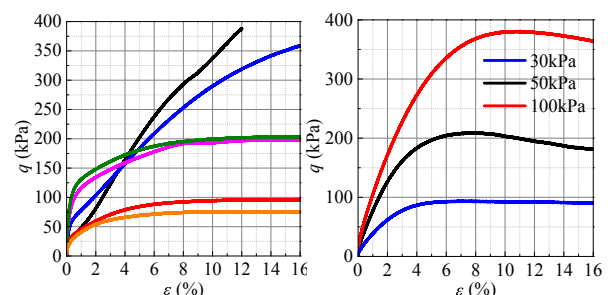
表-1 各試料の供試体情報 (堤防 K, B)

	試験	拘束圧	乾燥密度	初期間隙比
試料 K	CU	30	1.209	1.191
		50_CASE1	1.416	0.871
		50_CASE2	1.216	0.939
		100	1.367	0.925
		200_CASE1	1.279	0.929
		200_CASE2	1.204	1.072
	CD	30	1.199	1.211
試料 B	CU	50	1.376	1.201
		100	1.374	1.179
		30	1.352	0.960
	CD	50	1.406	0.885
		100	1.373	0.929
		30	1.351	0.961
		50_CASE1	1.205	1.198
		50_CASE2	1.310	1.023
		100	1.401	0.892

3. 乱れの少ない砂質土の強度定数

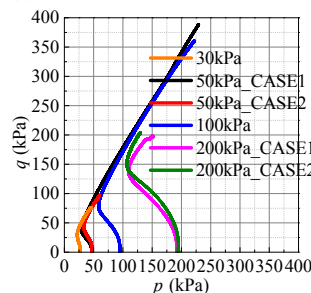
図-3 に試料 K の CU 試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係より、CU 試験ではいずれの有効拘束圧の試験も、せん断終了まで軸差応力が増加し続けて試験を終了して

いる。有効拘束圧 50kPa および 200kPa の試験に対しては、異なる供試体で同じ試験を 2 回行った。有効拘束圧 50kPa の試験では両者のせん断挙動は大きく異なるが、有効拘束圧 200kPa の試験ではせん断挙動に大きな差は見られない。有効拘束圧 50kPa の試験では、供試体の乾燥密度が大きく異なっており、密度の高い CASE1 の方が CASE2 よりも大きな軸差応力が見られる。一方、供試体の乾燥密度に大きな差がない有効拘束圧 200kPa の両試験においては、せん断挙動もほぼ同様である。有効応力経路を見ると、いずれの供試体でもせん断初期に塑性圧縮し、その後正のダイレイタンスが発現している。また、乾燥密度が高い有効拘束圧 50kPa_CASE1 および 100kPa の試験が、変相後の軸差応力の増加も大きいことがわかる。



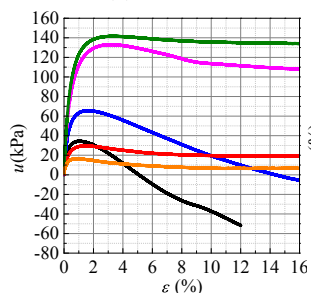
(a) 軸差応力～軸ひずみ関係

(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 有効応力経路

(b) 有効応力経路



(c) 間隙水圧～軸ひずみ

(c) 体積ひずみ～軸ひずみ

図-3 CU 試験結果(試料 K) 図-4 CD 試験結果(試料 K)

図-4 に CD 試験の試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係より、有効拘束圧 50kPa の試験では軸ひずみ 7%程度、有効拘束圧 100kPa の試験では軸ひずみ 10%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。体積ひずみ～軸ひずみ関係より、有効拘束圧 50kPa の試験では軸ひずみ 3%程度、有効拘束圧 100kPa の試験では軸ひずみ 5%程度まで圧縮し、その後膨張に転じており、膨張度合いは両ケースでほぼ同様になっている。一方、有効拘束圧

30kPa の試験では、軸ひずみ 6%程度まで軸差応力が増加し、その後一定値を示している。軸ひずみ～体積ひずみ関係からは、軸ひずみ 6%程度まで供試体が圧縮し続け、その後は膨張せず一定となっている。

図-5 に、破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。モールの応力円はいずれも軸ひずみ 15%時における応力より描いている。 $\overline{\text{CU}}$ 試験を全応力で整理した場合（本論文では CU 試験とする）、拘束圧に整合したモール円が得られず、破壊規準線は決まらないことがわかる。また、有効拘束圧 50kPa_CASE1 および有効拘束圧 100kPa の試験結果において、有効拘束圧 200kPa の試験よりも大きな軸差応力が得られたことによってモールの逆転現象が見られる。これらの試験結果は、図-1 に示す粒度分布および表-1 に示す初期間隙比、初期密度等における供試体毎のパラツキを反映したものであると考えられる。一方、 $\overline{\text{CU}}$ 試験（有効応力）や CD 試験では試験結果は拘束圧に整合したモール円が得られた。これらの試験条件においては、供試体ごとに発揮されているせん断中のダイレイタンスー特性がモールの応力円に反映されているためであると考えられる。例えば、全く同条件の 50kPa_CASE1 および CASE2 では、非排水せん断強さが全く異なっているが全応力で整理すると、最小主応力は同じ 50kPa となるが、有効応力で整理すると密詰め挙動の CASE1 のモール円は負の過剰間隙水圧によって右にずれ、ゆる詰め傾向の CASE2 のモール円は正の過剰間隙水圧によって左にずれ、結果として有効拘束圧に整合したモール円になり、同じ原点を通る破壊規準線が得られる。

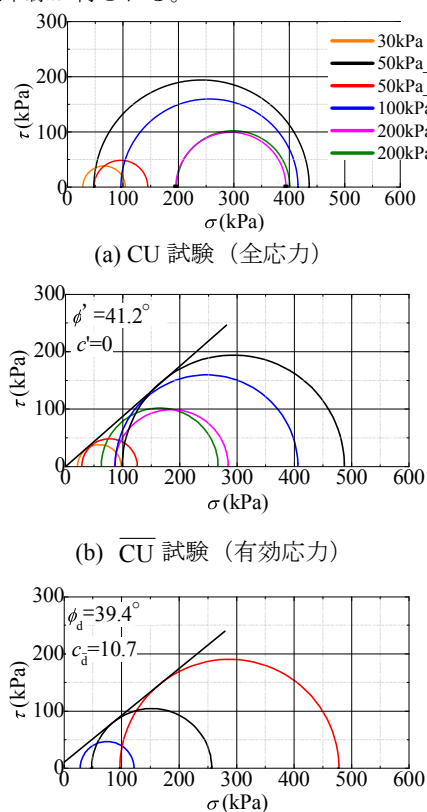


図-5 破壊時のモールの応力円と破壊規準（試料 K）

図-6 に試料 B の $\overline{\text{CU}}$ 試験結果を示す。試験では有効拘束圧にかかわらずせん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終了している。有効応力経路は、試料 K と同様にせん断初期に塑性圧縮し、その後、正のダイレイタンスーが発現している。図-7 に同試料の CD 試験結果を示す。CD 試験では、有効拘束圧 50kPa に対し、異なる供試体で同じ試験を 2 回行った。乾燥密度が比較的小さい CASE1 では、せん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終了しているが、CASE2 では軸ひずみ 9%程度まで増加しその後ひずみ軟化挙動を示している。有効拘束圧 30 および 100kPa の試験においても、軸ひずみ 9%および 7%程度まで増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。CD 試験における体積ひずみ～軸ひずみ関係より、有効拘束圧 30kPa および 100kPa の試験では軸ひずみ 3%程度、50kPa_CASE1 では軸ひずみ 8%程度、50kPa_CASE2 では 7%程度まで圧縮し、その後膨張に転じており、膨張度合いは有効拘束圧 100kPa の試験のほうが最も大きくなっている。なお、有効拘束圧 50kPa の両ケースを比較すると、比較的小さい乾燥密度が大きい CASE2 のほうが、より大きい体積膨張を示している。

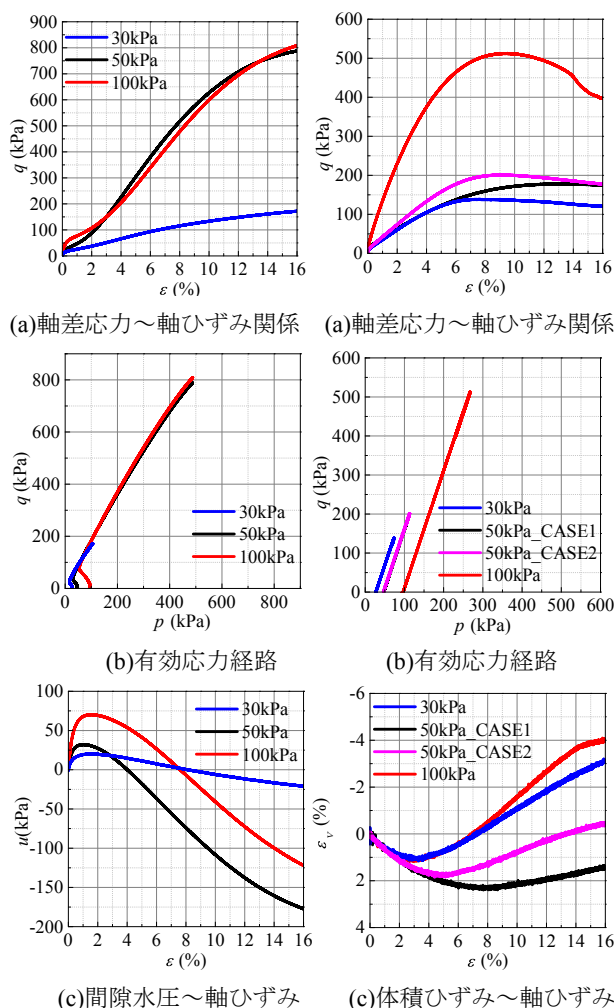


図-6 $\overline{\text{CU}}$ 試験結果（試料 B） 図-7 CD 試験結果（試料 B）

図-8 に破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。試料 K と同様に、CU 試験では有効拘束圧に応じたモール円

が得られず、破壊規準線が決まらない。具体的には、CU試験では、有効拘束圧 50kPa と 100kPa の試験の軸差応力がほとんど同じ大きさになったことによって、モール円がほとんど重なっている。一方、 $\overline{\text{CU}}$ 試験および CD 試験では拘束圧に整合したモール円が得られたが、これはせん断中に発揮されるダイレイタンス特性がモールの応力円に反映されたためにだと考えられる。

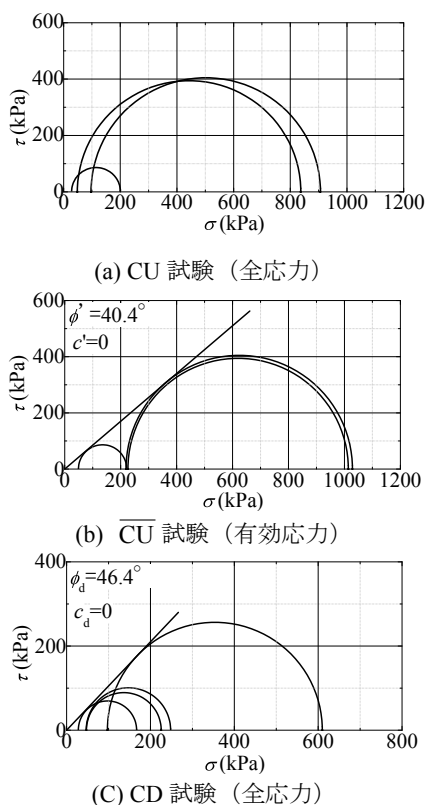


図-8 破壊時のモールの応力円と破壊規準 (試料 B)

乱れの少ない砂質試料を用いて試験を行った結果、CU試験は供試体のバラツキを直接反映するために強度定数の設定が困難であることが分かった。このような供試体による試験結果の不統一性は、全く同じ土質材料でできた堤防盛土の同深度で採取した場合であっても、わずかに採取した水平位置が異なることによって密度および間隙比が異なったことが考えられる。あるいは、慎重にサンプリング作業は実施したものの、その作業過程において、また現場から試験室までの運搬過程において、さらには供試体成形のために一旦凍結したこと、その凍結試料をトリミングしたことなど、試験前に様々なプロセスを経ていることによって乱れが生じたことも十分に考えられる。一方、 $\overline{\text{CU}}$ 試験や CD 試験ではせん断中のダイレイタンス特性が反映されているため強度定数が容易に設定できる。

4. 各ひずみレベルにおける砂質土の強度定数

前章までの三軸試験結果から、 $\overline{\text{CU}}$ 試験や CD 試験においては、供試体毎に密度や間隙比のバラツキがあっても、せん断中のダイレイタンス特性に反映され、バラツキの

影響が打ち消されるために、強度定数の設定が容易であることがわかった。ただし、CD試験による強度定数は、粒度組成や密度、間隙比にかなりのバラツキがある場合でも破壊規準線が明確に定まるという利点がある一方、堤防土によってはせん断中に大きな体積圧縮を伴うことがあるため、強度定数を過大評価する場合がある³⁾。

地盤工学会の三軸試験の試験基準においては、破壊を軸差応力のピーク時か、ピークを持たない場合には便宜上軸ひずみ15%と定義している。しかし、堤体地盤が浸透時にすべり破壊を起こす際に、軸ひずみ15%相当の大ひずみレベルまで到達するとは考えにくい。さらに、堤防土が密詰め場合には、非排水せん断時にピーク強度を持たず、軸差応力は単調に増加し続ける場合が多いが、それは正のダイレイタンスを拘束するために無理矢理軸差応力が増加しているだけであり、本来の非排水せん断強度とは異なる。一方、堤防土がゆる詰めの場合には、排水せん断時にピーク強度を持たず、軸差応力が単調増加する場合が多いが、先述のように、軸ひずみ15%時には相当量の体積圧縮が生じており、当初の堤防土とは大きく異なる密詰め土の強度定数を求めていることと同じである³⁾。

そこで本節では、各種のひずみレベルで整理し直した強度定数について検討する。表-2, 3に軸ひずみ1, 2, 3, 4, 5%時の強度定数を示す。これらは、各軸ひずみにおける軸差応力と間隙水圧を用いて求めたものである。なお、本実験での強度定数はすべて軸ひずみ15%における応力から求めた。表より、ひずみレベルによって強度定数が大きく異なることがわかる。特に、CD試験ではひずみが大きくなるほど、せん断抵抗角 ϕ_d が大きくなり、浸透破壊時のひずみレベルによっては、せん断強度を過大評価する恐れがあることを示唆している。

表-2 各ひずみレベルにおける強度定数 (試料K)

軸ひずみ (%)	ϕ_{cu} (°)	c_{cu} (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ_d (°)	c_d (kPa)
1	12.5	9.8	23.6	11.3	12.4	20.6
2	13.2	13.2	25.5	11.3	19.5	26.6
3	13.2	17.9	33.9	6.1	23.6	32.3
4	13.9	19.1	35.3	5.3	28.2	29.8
5	14.3	21.0	36.7	3.7	32.5	23.5
15	—	—	41.2	0.0	39.4	10.7
ピーク時	15.9	6.6	35.9	2.5	39.2	0.0

表-3 各ひずみレベルにおける強度定数 (試料B)

軸ひずみ (%)	ϕ_{cu} (°)	c_{cu} (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ_d (°)	c_d (kPa)
1	15.7	2.2	35.9	0.0	24.4	0.0
2	19.5	4.0	40.5	2.1	33.1	0.0
3	24.7	4.0	43.1	2.1	37.9	0.0
4	30.0	3.6	44.5	1.2	41.6	0.0
5	35.3	0.0	45.5	0.0	43.5	0.0
15	—	—	40.4	0.0	46.4	0.0
ピーク時	14.8	5.5	28.1	6.0	34.7	9.8

一方、堤防が浸透破壊する際のひずみレベルは不明であり、土質の種類や応力レベル等によっても異なると考えられる。本研究では、実務で無理なく $\overline{\text{CU}}$ 試験と CD 試験の強度定数を決定する手法として、変相時の応力を用いることを提案する。すなわち、図-9 および 10 にそれぞれ示すように、 $\overline{\text{CU}}$ 試験では過剰間隙水圧 u の最大時、CD 試験では体積ひずみ ε_v の最大時の応力を用いる。図-9 より、 $\overline{\text{CU}}$ 試験における変相時の軸ひずみは 3% 強であり、拘束圧が小さい場合は 2% 以下である。また、変相時の応力で評価する ϕ' は 35° 程度となる。図-10 の CD 試験でも拘束圧に依存するが変相時の軸ひずみは 3~6% であり、 ϕ_d は 35° 程度となり、通常の評価法よりも若干小さな値となる。

今回検討した試料 K はやや密詰め砂であり、図-9 の有効応力経路に示すように変相後の軸差応力の上昇は、正のダイレイタンスの拘束によるものであり、実際のすべり破壊時には期待できない。その意味でも、非排水せん断試験の軸差応力は変相時までの評価でとどめておくことが

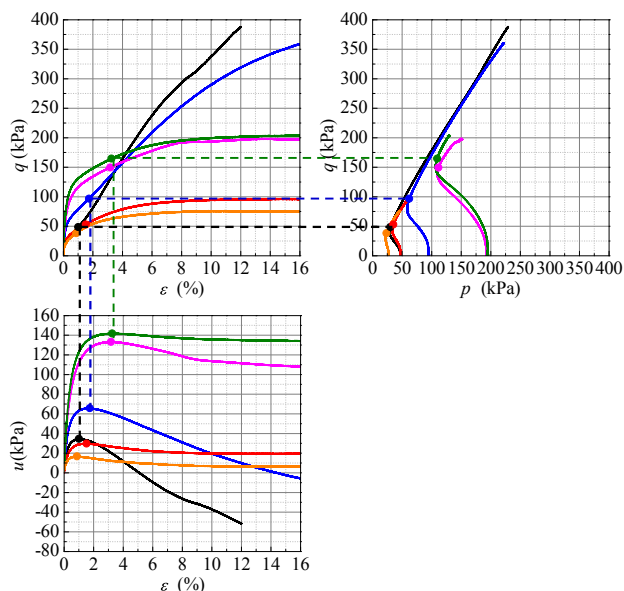


図-9 間隙水圧ピーク時の応力 (試料 K・ $\overline{\text{CU}}$ 試験)

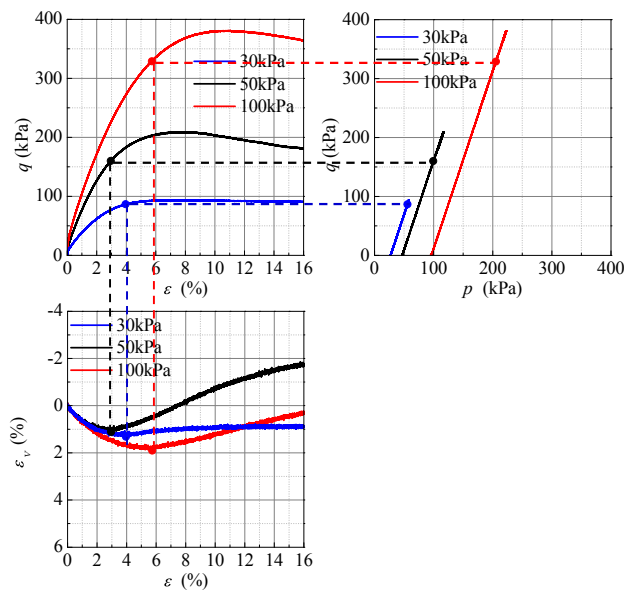


図-10 体積ひずみピーク時の応力 (試料 K・CD 試験)

妥当であると考えられる。密詰め砂の CD 試験におけるピーク強度においても、図-10 に示すように、変相状態を越えて、さらに有効応力も軸ひずみも大きくなってから発現する。そのため、浸透すべり破壊の強度定数の評価に CD 試験を用いることには慎重であるべきである。

本研究の試料 K の試験において、 $\overline{\text{CU}}$ 試験と CD 試験の変相時の強度定数はほぼ同じとなった。しかし、それぞれの軸ひずみのレベルは若干異なる。すなわち、CD 試験では変相時の有効応力も軸ひずみも $\overline{\text{CU}}$ 試験に比べて大きい。しかし、完全非排水せん断条件では側方ひずみが軸ひずみに依存する拘束条件を伴うため、せん断ひずみに換算して比較すれば、 $\overline{\text{CU}}$ 試験と CD 試験の変相時のひずみレベルにはそれほど大きな差はないと考えられる。したがって、本研究で提案するように変相時での応力を用いて強度定数を評価する場合には、 $\overline{\text{CU}}$ 試験と CD 試験のいずれを用いても大差がない場合も多いと考えられる。

本章までは、新たな堤体砂質土試料を採取して試験時の排水条件について検討してきたが、堤体材料の粒度組成や乾燥密度、供試体寸法、供試体作製方法等も強度定数に影響を及ぼすことが既往の試験結果からわかっている^{3)~6)}。次章にて詳述する。

5. その他の強度定数の影響要因

表-4 は、小高らの研究³⁾による小鴨川と江の川の砂礫堤防土の小型三軸試験結果のまとめである。原粒度試料から大きな礫を取り除いた粒度調整試料の再構成供試体による試験結果である。全体にわたり、 $\overline{\text{CU}}$ 試験による ϕ_{cu} は、 $\overline{\text{CU}}$ および CD 試験による ϕ' や ϕ_d よりも小さい。さらに ϕ' と ϕ_d を比較すると、締固め度 D が小さい場合には、 ϕ' が ϕ_d より小さくなり、両者に差が生じる。一方、 ϕ_d は締固め度に依存しないが、これは初期にゆる詰め (D : 小) であっても、最大せん断応力に到達した時には密詰め (D : 大) に遷移しているためであり、CD 試験では相当量のせん断ひずみが発生し、土の構造が大きく変化した後のせん断抵抗を評価していると言える。

さらに、小高ら⁵⁾⁶⁾によって、淀川下流域の堤防からボーリング採取した乱れの少ない砂質試料を用いて、試験方法の影響が調べられている。天端から深度 1~6m の範囲で長さ 1m のサンプリングチューブ 5 本を用いて採取した試料 (浅い方から試料 1~5 と記す) が用いられ、表-5 に示すように深度によって粒度が異なり、特に試料 3~5 は細粒分を多く含んでいた。また、同じサンプリングチューブの試料から作製した供試体であっても、供試体毎のバラツキが顕著に見られた。

表-6 に、三軸試験により得られた淀川堤防試料の強度定数を示す。本論文で検討を行った試料 K、B と同様に、試料ごとのバラツキによる試験結果の差は、 $\overline{\text{CU}}$ 試験の結果に顕著に表れ、強度定数 ϕ_{cu} 、 c_{cu} を決めるのは困難であった。一方、 $\overline{\text{CU}}$ 試験では、供試体のダイレイタンス特性を反映した結果が得られ、容易に強度定数を定めるこ

とができるため、現場サイドで用いる設計定数の決定法としては有用である。ただし、この強度定数は、軸ひずみ15%で整理したものである。また、CD試験においては、CU試験ほどではないが、多少のバラツキの影響が現れ、 c_d の取り方によって ϕ_d の評価も変わって判断が難しい場合もある。それ以上に、4章でも述べたように、応力レベルもひずみレベルも実際の堤防から大きく離れたCD試験のピーク強度で評価する強度定数には問題が多い。

表-4 砂礫堤防土の三軸試験結果（文献3から抽出）

試料名	締固め度 D(%)	ϕ_{cu} (°)	c_{cu} (kPa)	ϕ' (°)	ϕ_d (°)
小鴨川	90	24.5	115.0	41.1	41.7
小鴨川	85	30.6	0	40.6	39.0
江の川	90	11.4	110.0	36.4	38.8
江の川	85	11.8	50.0	30.4	35.3
江の川	80	14.2	0	23.1	34.3

表-5 淀川堤防試料の粒度組成⁶⁾

	細粒分	砂分	礫分
試料1	4～12%	80～92%	4～8%
試料2	3～7%	89～91%	2～8%
試料3	48～67%	31～50%	1～3%
試料4	32～74%	25～66%	1～3%
試料5	9～54%	46～88%	0～5%

表-6 淀川堤防試料の試験結果⁶⁾

	ϕ_{cu} (°)	c_{cu} (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ_d (°)	c_d (kPa)
試料1	23.5	0.0	34.9	0.0	40.3	0.0
試料2	—	—	35.5	0.0	24.8	38.2
					32.8	7.5
試料3	27.7	0.0	37.2	0.0	33.8	0.0
試料4	—	—	35.4	0.0	32.3	0.0
試料5	—	—	35.5	0.0	30.3	12.6

6. まとめ ～強度定数に関する考察～

実在の砂質堤防土から慎重に乱れが少ない試料の採取を試みたが、採取時や運搬時の乱れ、または、元々の地盤の締固め履歴等の影響などによって、供試体に密度や間隙比の差が生じた。この供試体毎の差はCU試験の結果に顕著に表れることがわかった。また、密詰め砂のCU試験では、完全非排水条件という特殊な条件下ゆえに過大な非排水せん断強度が発現する。そのため実務における砂質堤防土の強度定数設定法としてCU試験は適切ではない。

一方、 $\overline{CU}$ 試験やCD試験では、初期に供試体毎のバラツキがあっても、せん断中のダイレイタンスーによって、 $\overline{CU}$ 試験では過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の変動として、CD試験では体積変化として、個々の供試体の状態が試験結果に反映されるために、最終的に求められる破

壊応力比にはバラツキの影響は現れにくいことが示された。しかし、以下に示すようないくつかの問題もある。

- ① CD試験により得られる強度定数は、過大な応力ならびにひずみレベルで評価されるために、堤防土のせん断抵抗を過大評価する。その度合いは、ゆる詰め砂の方が大きい。密詰め砂であっても同様の懸念がある。
- ② 特に密詰め砂の場合には、 $\overline{CU}$ 試験により得られる強度定数も大きな有効応力とひずみのレベルで評価されるために、堤防土のせん断抵抗を過大評価する。
- ③ $\overline{CU}$ 試験により得られる強度定数は、有効応力で評価される強度定数であり、全応力法である円弧すべり解析に用いるのは本質的に不適切である。

全応力法の本質から言えば、浸透時のすべり面上の有効応力状態における非排水せん断強度をCU試験で求めて適用すべきである。しかし、砂質土の場合には完全非排水という試験条件が、特に密詰め砂の場合においては非現実的な試験結果を導き出す。一方、透水性が高い砂地盤の場合には、排水条件で強度定数を決定すべきとの議論もあるが、主働崩壊に近い堤体のすべり破壊に対して、密度変化を伴うことが前提のCD試験の強度定数をそのまま適用するのには疑問がある。

河川堤防の実務では、 $\overline{CU}$ 試験は、CD試験の代用、すなわち排水条件の強度定数を簡易に求めるための試験と割り切る考え方がある²⁾。それぞれの条件下での土の挙動は変相後に特に大きく異なってくるが、特にCD試験は強度定数を過大に評価する傾向が顕著であることを考えると、 $\overline{CU}$ 試験は安全側のCD試験結果を導き出すと考えることもできる。ただし、4章で述べたように、変相時の応力で強度定数を評価する方が、応力・ひずみ双方のレベルからも妥当である。その場合には両者の試験結果には大きな差が生じないことから、全応力解析で $\overline{CU}$ 試験の強度定数を用いることの妥当性も担保される。加えて、変相状態は土骨格が大きく変化した状態でもあることから、透水係数が大きい砂質土であっても、全応力法で安全率を求める原点に立ち返れば、現時点の堤体土の初期構造に近い変相状態での強度定数を用いることは合理的である。

ただし、標準的な試験基準が半ば義務づけられている業務ベースの土質試験においては、変相時の応力を用いた基準外の強度定数の整理法は受け入れがたいと思われる。その場合には、堤体土の特性を考慮しながら $\overline{CU}$ 試験結果を用いるのが妥当と現状では考えている。

参 考 文 献

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き，2002.
- 2) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），2012.
- 3) 小高ら：河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察，地盤工学ジャーナル，5(2)，2010.
- 4) 小高ら：河川堤防砂の構造の程度が力学特性の評価に及ぼす影響，河川技術論文集，18，2012.
- 5) 小高ら：三軸試験の試験条件が河川堤防土の強度定数に及ぼす影響，河川技術論文集，19，2013.
- 6) 小高ら：砂質堤防土の強度定数評価のための三軸試験条件の考察，地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，2013.