

河川堤防土の強度定数決定のための試験条件についての一考察

A consideration of test conditions to determine strength parameters of river levee soils

小高猛司¹, 兼松祐志², 小林芳樹², 崔 瑛¹, 李 圭太³

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

2 名城大学大学院・理工学研究科建設システム工学専攻修士課程

3 株式会社建設技術研究所・大阪本社水工部

概 要

河川堤防の浸透時のすべり破壊に対する安定性照査において、安定解析に用いる土質定数は照査結果を左右する重要な因子である。「河川堤防の構造検討の手引き」の改訂版において、砂や砂礫堤防の強度定数を求める室内試験として、従来のCU試験に加えて \overline{CU} およびCD試験も追加されたことにより、実質的に試験条件は現場技術者の判断に委ねられている。本論文では、実際の河川堤防試料を用いて三軸試験を行い、各排水試験条件で得られる強度定数の相違とそれぞれの強度定数が有する力学的な位置付けについて考察した。また、乱れの少ない砂質堤体試料の試験結果を対象としてSYSカムクレイモデルによる数値シミュレーションを行い、試験結果の違いが供試体毎の骨格構造に起因することを示した。

キーワード：河川堤防，浸透，すべり破壊，強度定数，三軸試験，試験条件，土の構造

1. はじめに

従来の「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁾では、浸透時のすべり破壊の照査においては、砂や砂礫であればCU試験で強度定数を求めることとされてきたが、平成24年2月の改訂により、砂や砂礫について \overline{CU} 試験やCD試験も推奨されるようになった²⁾。安定解析は全応力法で実施されるため、本来であれば洪水時の堤体内のせん断強度分布（すなわち有効応力分布）を用いる前提のCU試験での強度定数を用いるのが当然であるが、実際の現場では \overline{CU} やCD試験結果を用いざるを得ない状況も多く存在する。

本論文では、小高らの試験結果³⁾も含め、実際の河川堤防土を用いて、CU、 \overline{CU} およびCD試験を実施することにより、それぞれの試験条件で得られる強度定数について、土質特性と対比しながら検討を行い、実際の照査に適切な試験条件について考察する。また、乱れの少ない試料の試験結果のばらつきについて、SYSカムクレイモデル⁴⁾を用いた数値シミュレーションによってその原因について検討することにより、試験条件の考察を加える。

2. 砂礫堤防土の強度定数

表1は、砂礫を主体とする小鴨川および江の川の堤防土の三軸試験結果³⁾をまとめたものである。いずれも砂礫堤防であるが、大型供試体は原粒度の試料、小型供試体は大きな礫を取り除いて粒度調整した試料を用いて再構成したものである。全体にわたり、CU試験による ϕ_{cu} は、

\overline{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。大型供試体は締固め度が高い場合でも小型供試体に比べて相対的にゆる詰め構造になる³⁾ため、 $D=90\%$ であっても ϕ' と ϕ_d の差が大きい。したがって、粒度調整試料を用いた室内試験では、実際の現場の堤防土の内部摩擦角を過大評価する可能性がある。一方、 ϕ_d が締固め度に依存しないのは、せん断中に排水が生じるためであり、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）に遷移しており、土の固有のせん断抵抗を過大評価しうることには注意すべきである。

次に、仁淀川の堤防下の基礎地盤を構成する砂礫土の強度定数の評価を行った結果を示す。試験試料は河口部での河床掘削時に採取した砂礫であり、図1に示す原粒度試料を再構成し、大型三軸試験を実施した。供試体は、最適含水比に近い含水比4%に調整した湿潤試料を用いて、5層にわけて締固めて再構成した。供試体寸法は、直径30cm、高さ60cmである。当該現場の N 値は28程度であり、原・國生の礫質土の最小・最大密度に関する研究⁵⁾を参考に、本研究では相対密度70および80%の2種類の供試体を作製した。

供試体は三軸試験機に設置後、二重負圧法による飽和化を行い、 B 値0.95以上を確保した。初期有効拘束圧は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、荷重速度はいずれの試験でも0.1%/minとした。

表1 砂礫堤防土の三軸試験結果 (文献3から抽出)

試料名	供試体寸法	締固め度 $D(\%)$	ϕ_{cu} ($^{\circ}$)	c_{cu} (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	ϕ_d ($^{\circ}$)
小鴨川	大型	90	22.5	39.1	35.3	42.1
小鴨川	大型	85	12.1	0	24.7	40.9
小鴨川	小型	90	24.5	115.0	41.1	41.7
小鴨川	小型	85	30.6	0	40.6	39.0
江の川	小型	90	11.4	110.0	36.4	38.8
江の川	小型	85	11.8	50.0	30.4	35.3
江の川	小型	80	14.2	0	23.1	34.3

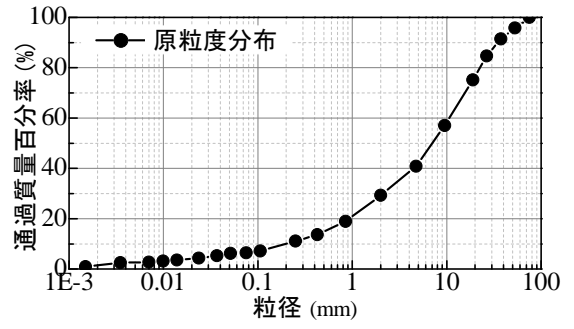


図1 仁淀川の堤防下基礎地盤材料の粒度分布

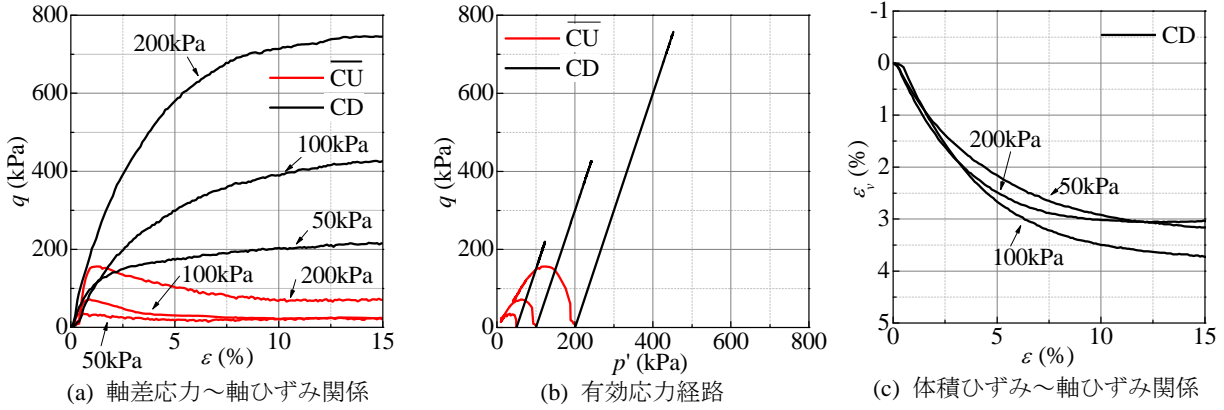


図2 仁淀川 (大型三軸・相対密度70%)

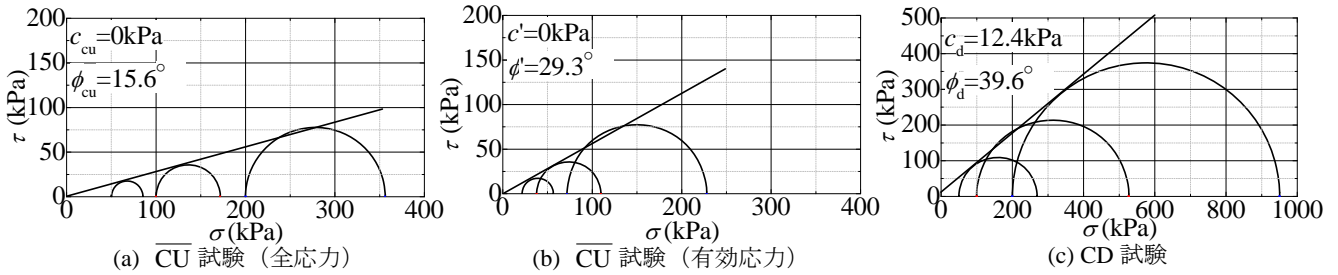


図3 全応力と有効応力のモールの応力円 (仁淀川・大型三軸・相対密度70%)

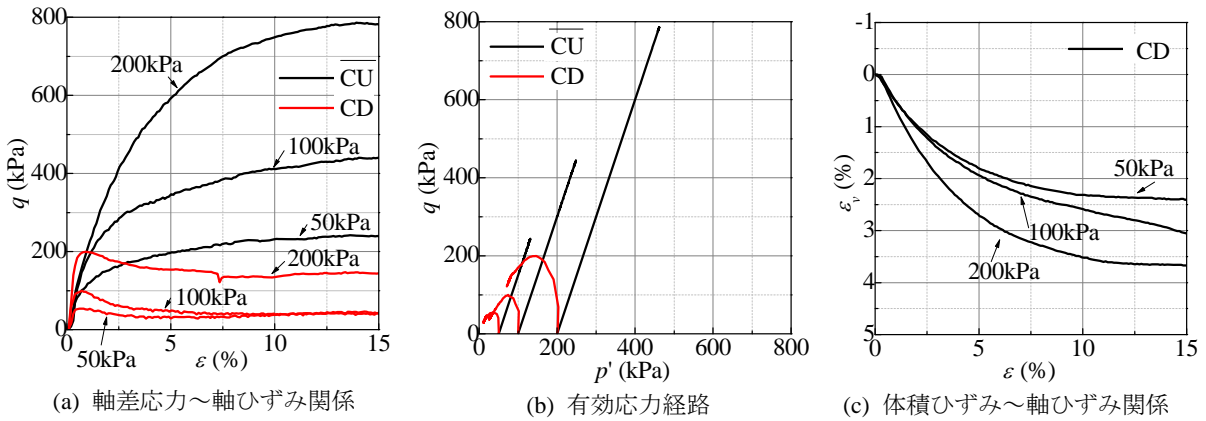


図4 仁淀川 (大型三軸・相対密度80%)

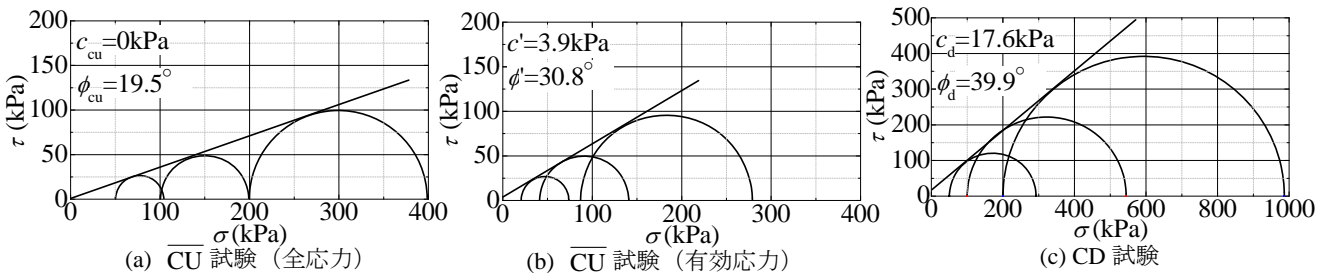


図5 全応力と有効応力のモールの応力円 (仁淀川・大型三軸・相対密度80%)

図 2 に相対密度 70%の供試体における試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係より、 $\overline{\text{CU}}$ 試験では軸ひずみ 1%程度で最大軸差応力を示した後、急激なひずみ軟化挙動を示している。有効応力経路を見ると、最大軸差応力後のポストピークにおいては、塑性圧縮を伴い脆性破壊を起こしており、供試体が典型的なゆる詰め構造であったことを示唆している。一方、CD 試験においては、 $\overline{\text{CU}}$ 試験と対照的に大きな軸差応力が発揮されているが、CD 試験の軸差応力がこのように大きくなるのは、図 2(c)に示すように、せん断時の排水に伴って大きく体積圧縮し、密詰めに遷移していくからである。

図 3 に、図 2 の試験の破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。 $\overline{\text{CU}}$ 試験は全応力でも整理しており、CU 試験結果に相当する。内部摩擦角は、 $\phi_{cu} < \phi' < \phi_d$ の順に値が大きくなり、試験条件によって大きく異なる。

図 4、5 に相対密度 80%の供試体における試験結果、および破壊時のモールの応力円と破壊規準を示すが、相対密度 70%の結果に比べて軸差応力が若干大きくなる程度であり、試験結果の傾向はほぼ同じである。

以上のように、大きな礫が主体であるが細粒分も有する礫質土においては、排水条件によってせん断挙動は大きく異なることが示された。すなわち、 $\overline{\text{CU}}$ 試験では極めてせん断抵抗が小さい一方で、CD 試験時には大きなせん断抵抗を発揮する。

3. 乱れの少ない砂質土の強度定数

試験試料は淀川下流堤防から採取した堤体土であり、天端から深度 1～2m、2～3m および 3～4m の位置からサンドサンプラーによって乱れの少ない砂質試料を採取した（以下、各深度の試料を試料 1、2 および 3 と記す）。採取後に凍結して保管し、凍結したまま供試体に成型し、三軸試験装置に設置後、2 重負圧法により飽和化した。実施した試験は、 $\overline{\text{CU}}$ 試験と CD 試験である。表 2 に試料ごとの試験条件と使用した個々の供試体の情報を示す。所定の有効拘束圧にて 3 時間等方圧密した後、ひずみ速度は 0.1%/min で単調載荷した。

図 6 に試料 1 の試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係に着目すると、 $\overline{\text{CU}}$ 試験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、CD 試験では軸ひずみ 6%程度からひずみ軟化挙動が見られる。有効応力経路を見ると、 $\overline{\text{CU}}$ 試験に着目すると、いずれの有効拘束圧でも塑性圧縮後、膨張に転じている。CD 試験における体積ひずみ～軸ひずみ関係を見ると、軸ひずみ 2%程度まで圧縮し、その後膨張に転じていることがわかる。

図 7 には試料 2 の試験結果を示す。 $\overline{\text{CU}}$ 試験では有効拘束圧 100kPa の試験よりも 50kPa の軸差応力の増加度合いが大きくなっている。有効応力経路で見ても、有効拘束圧 50kPa の供試体は、変相後の塑性膨張が顕著に現れ、負圧による有効拘束圧増加によって軸差応力が増大している様子がよくわかる。CD 試験においては、同じサンプリン

表 2 淀川試料供試体情報（小型三軸試験）

	試験条件	拘束圧 (kPa)	乾燥密度 (g/cm ³)	初期間隙比 e_0	粒度組成
試料 1	$\overline{\text{CU}}$	50	1.49	0.779	細粒分 4～12% 砂分 80～92% 礫分 4～8%
		100	1.51	0.754	
	CD	50	1.50	0.768	
		100	1.49	0.777	
試料 2	$\overline{\text{CU}}$	50	1.49	0.777	細粒分 3～7% 砂分 89～91% 礫分 2～8%
		100	1.49	0.773	
	CD	50	1.58	0.679	
		100	1.41	0.883	
試料 3	$\overline{\text{CU}}$	50	1.34	0.972	細粒分 48～67% 砂分 31～50% 礫分 1～3%
		100	1.43	0.851	
		150	1.62	0.638	
	CD	50	1.46	0.813	
		100	1.32	1.004	
		150	1.51	0.754	

グチューブの供試体を用いて有効拘束圧 50kPa の同条件の試験を行ったが、軸差応力～軸ひずみ関係および体積ひずみ～軸ひずみ関係からわかるように、両者のせん断挙動は大きく異なっている。特に、CASE1 では試料 1 と同様の挙動を示しているのに対し、CASE2 では軸ひずみ 10%程度まで圧縮し、その後膨張に転じてはいるが、CASE1 ほど大きく膨張はしていない。

図 8 に示す試料 3 においては、 $\overline{\text{CU}}$ 試験ではいずれの有効拘束圧においても軸差応力は試験中盤からほぼ一定値となる。有効応力経路を見ると、有効拘束圧 50kPa の試験のみ、変相には至らず塑性圧縮したまま試験を終了している。CD 試験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単調に増加している。また、いずれの試験でも圧縮し続けている。以上のことから、同じサンプリングチューブ内の供試体であっても、わずかな深度の違いによって力学特性が異なることがわかる。

図 9 に破壊時のモールの応力円と破壊規準線、表 3 に図 9 から求めたそれぞれの強度定数を示す。CU 試験の場合、いずれの試料も拘束圧に整合した大きさのモール円が得られず、包絡線で破壊規準を規定するのが難しい。試料 1 および試料 3 で示す ϕ_{cu} は、仮に拘束圧 100kPa の試験結果から設定した値である。一方、 $\overline{\text{CU}}$ 試験や CD 試験では試験結果は整合している。これらの試験条件においては、試験条件ごとに異なるせん断中のダイレイタンス特性がモールの応力円に反映されているためである。

図 10 に試料毎の粒度分布、表 2 に淀川試料の供試体情報を示す。それぞれの試料はほぼ同じ粒度組成であるが、供試体毎の乾燥密度の違いによって得られる力学特性が異なることが分かった。一方、 $\overline{\text{CU}}$ 試験の結果のみに着目すると、試料 1 の場合、いずれの初期有効拘束圧においても、せん断初期から塑性圧縮が見られ、変相後に塑性膨張

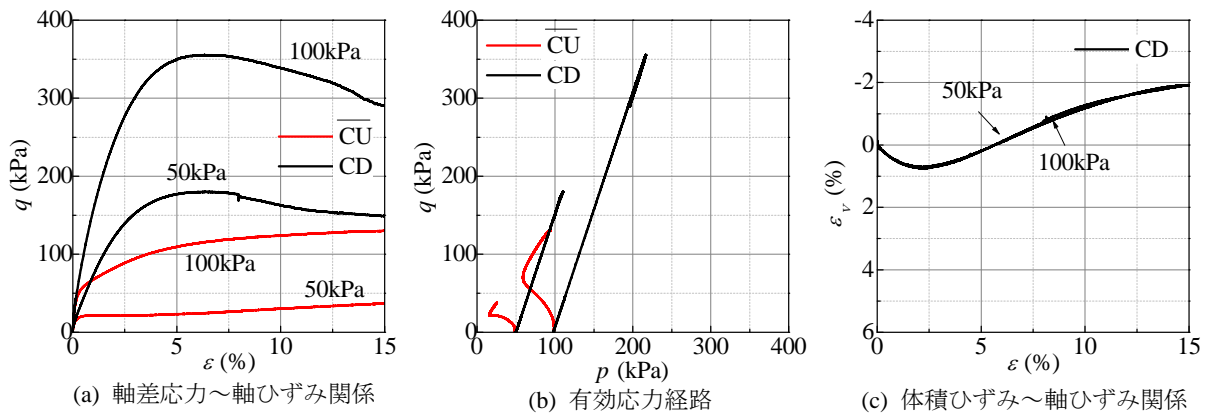


図6 淀川 (小型三軸・試料1)

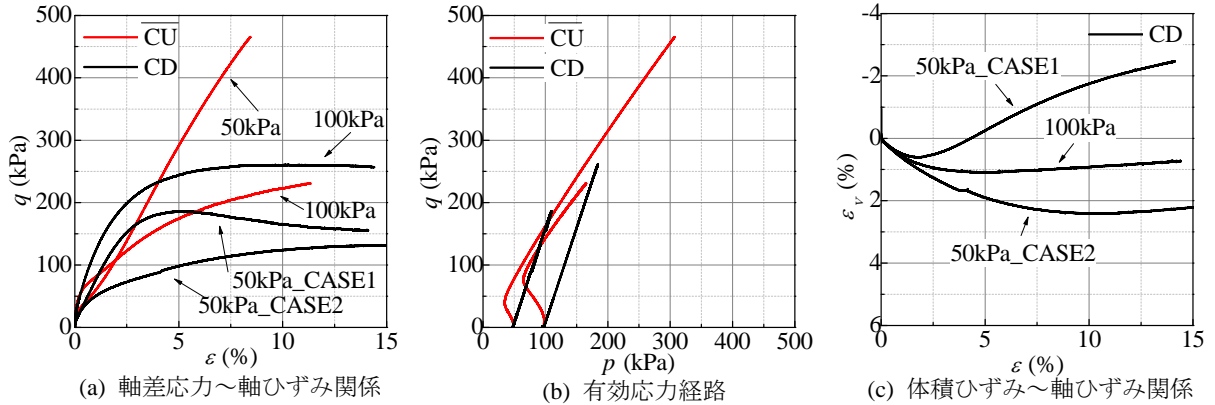


図7 淀川 (小型三軸・試料2)

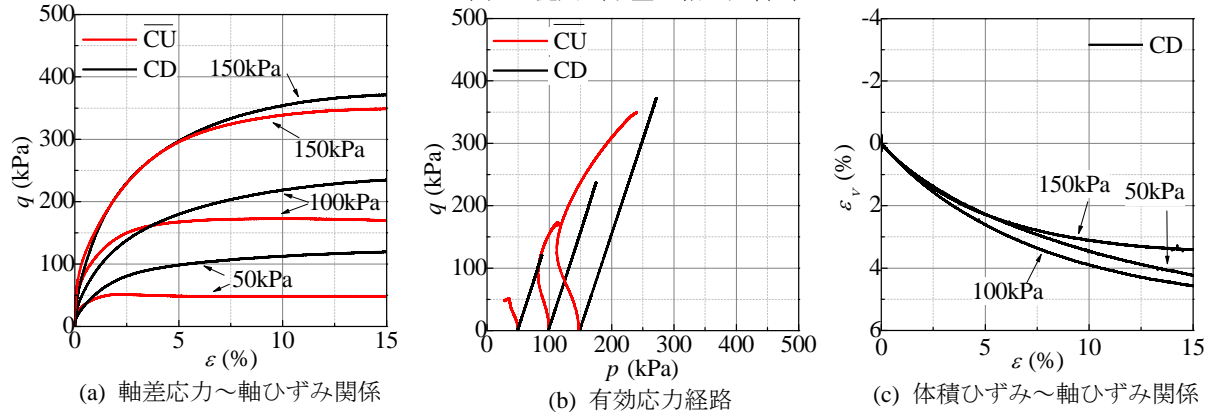


図8 淀川 (小型三軸・試料3)

凡例 : — 試料1 — 試料2 — 試料3

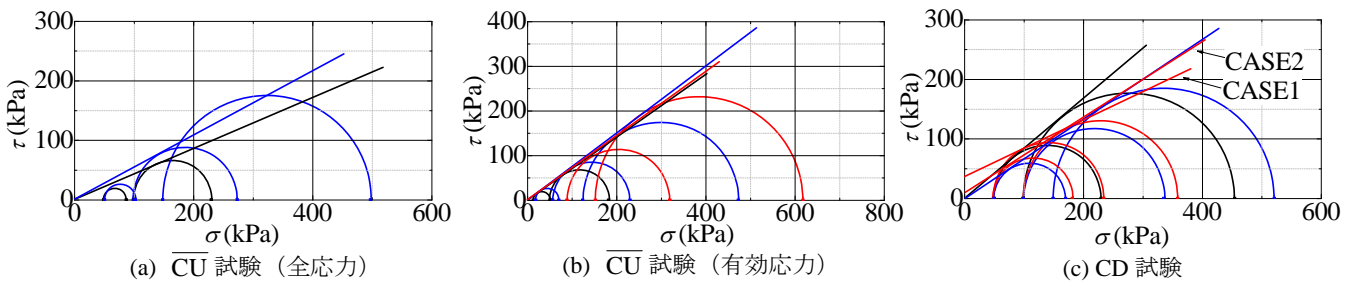


図9 全応力と有効応力のモールの応力円 (淀川・小型三軸)

表3 淀川各試料の強度定数

		ϕ_{cu} (°)	ϕ' (°)	c_d (kPa)	ϕ_d (°)
試料1		23.5	34.9	0	40.3
試料2	CASE1		35.5	38.2	24.8
	CASE2			7.5	32.8
試料3		27.7	37.2	0	33.8

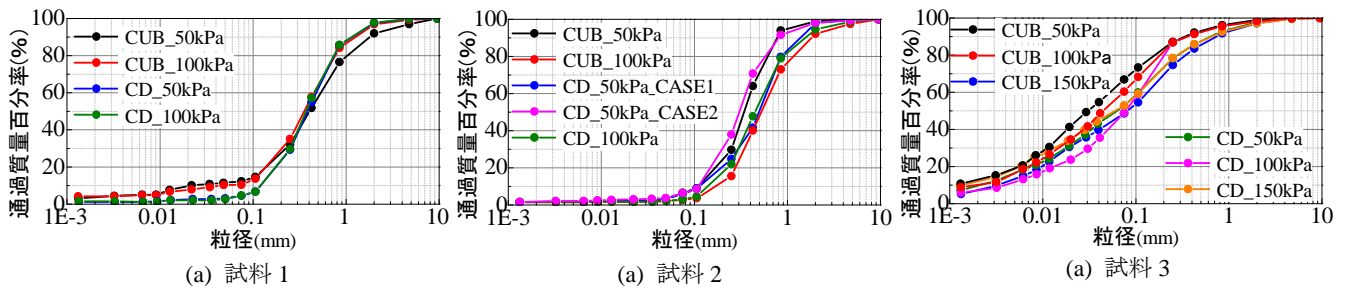


図 10 淀川試料における各供試体の粒度分布

に転じて正のダイレイタンスが発現している。試料 3 の場合、いずれの初期有効拘束圧においても試験中盤から軸差応力がほぼ一定となる。これらの試験結果は、供試体毎に乾燥密度が若干異なるために観察される見かけの力学特性は異なるものの、ダイレイタンスを含めて詳細に検討すれば、根本的な力学特性はほとんど同じであることを示唆している。次章では、試験結果を SYS カムクレイモデル⁴⁾でシミュレートすることにより、供試体毎の乾燥密度（締め履歴）による力学特性の違いを、骨格構造および過圧密度の程度の違いのみによって表現することを試みる。

4. SYS カムクレイモデルによるシミュレーション

4.1 シミュレーションの概要

本章では、前章における供試体毎の力学挙動の相違が供試体の構造に起因すると仮定し、骨格構造の変化を記述することができる上下負荷面カムクレイモデル (SYS カムクレイモデル⁴⁾) を用いて試験結果をシミュレートすることにより、上記の考えの理論的な裏付けを行う。具体的には、各供試体が有する骨格構造の程度とその劣化のしやすさを系統的に設定することにより、一様変形場における SYS カムクレイモデルの構成式応答が各供試体の三軸試験結果を説明できることを示す。なお、SYS カムクレイモデルは、カムクレイモデルに骨格構造（以下、単に構造と呼ぶ）・過圧密・異方性の 3 つの概念を導入した構成モデルであり、構造は載荷時の塑性変形の進展に伴って次第に劣化するが、その際の構造劣化の速さの大小によって、様々な土の力学挙動を統一的に記述することが可能となる⁴⁾。

表 4 に弾塑性パラメータ、発展則パラメータ、初期状態を示す。本章の解析では、同試料においても供試体密度等の違いによって異なる骨格構造を有していると仮定しているため、各供試体の初期の構造の程度を表す $1/R_0^*$ 、初期の過圧密度 $1/R_0$ および構造劣化の速さを表す構造劣化指数 a を変化させて設定し、その他の土質定数は共通とした。構造の程度 $1/R_0^*$ が大きいほど構造が高位である（嵩張っている）ことを示す。また、 $1/R_0^*$ と $1/R_0$ は従属関係にあり、 $1/R_0^*$ を設定すれば、 $1/R_0$ は初期比体積 v_0 と NCL の切片 N の値から自ずと決定される。一方、構造劣化指数 a が大きいほど構造の劣化が速い。初期比体積 v_0 および限界状態定数 M は試験結果を参考に決定した。その他の共通パラメータはすべてフィッティングにより決定した。

表 4 シミュレーションに用いた各種パラメータ

	試料 1		試料 3			
	50	100	50	100	150	
弾塑性パラメータ	有効拘束圧 (kPa)	50	100	50	100	150
	圧縮指数 λ	0.200		0.170		
	膨潤指数 κ	0.010		0.010		
	限界状態定数 M	1.45		1.60		
	*NCL の切片 N	1.75		1.85		
	ポアソン比 ν	0.300				
発展則パラメータ	構造劣化指数 a ($b=c=1.0$)	15.0	3.0	0.7	0.5	0.5
	正規圧密土化指数 m	0.05		0.05		
	回転硬化指数 b_r	0.00				
	回転硬化限界定数 m_b	0.00				
初期値	初期比体積 v_0	1.779	1.754	1.972	1.852	1.638
	初期構造の程度 $1/R_0^*$	2.5	7.0	12.0	12.0	7.0
	初期過圧密度 $1/R_0$	8.8	12.7	17.0	18.8	24.6
	初期異方性 $\zeta = \sqrt{2/3\beta_0 \cdot \beta_0}$	0.01				
	初期平均有効応力 p_0'	9.80				

*NCL の切片 N ($q=0, P'=98.1\text{kPa}$ の時の比体積)

いずれのケースにおいても、初期平均有効応力は $p_0' = 9.8 \text{ kPa}$ とし、50, 100, 150kPa までの等方圧密過程をシミュレートした後に、非排水せん断を行った。

4.2 シミュレーションの結果と考察

図 11, 12 に SYS カムクレイモデルによる、淀川試料 1, 3 のシミュレーション結果を示すが、いずれも三軸試験結果を適切に表現できている。すなわち、構造と過圧密度の程度を示す初期構造の程度 $1/R_0^*$ と構造劣化指数 a 、過圧密度 $1/R$ のみを変えることにより、供試体の力学挙動の相違が表現できている。河川堤防土は盛土材料であるため、同じサンプリングチューブの試料であってもわずかに深度が異なるため、供試体毎に施工時に受けた締め履歴は異なると考えられる。一般に、同じ有効応力で比較すれば初期比体積が大きいほど初期の構造は高位でかつ劣化しやすいと仮定できるが、試料 3 のパラメータはその仮定に合致している。一方、試料 1 は初期比体積が小さい供試体の初期構造を高位としなければ試験結果を説明できなかったが、これは供試体の差が締め履歴のみではなく、供試体間に粒度組成の差もあったことが考えられる。

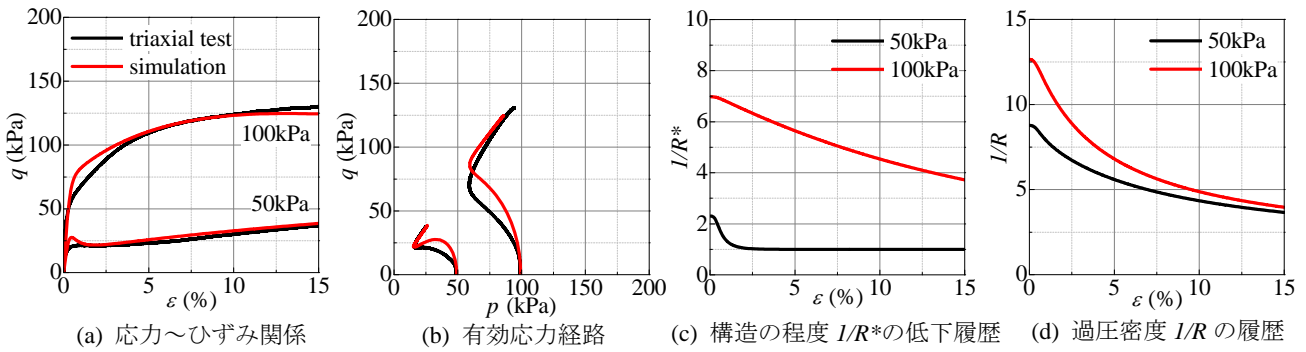


図 11 淀川試料 1 の三軸試験シミュレーション結果

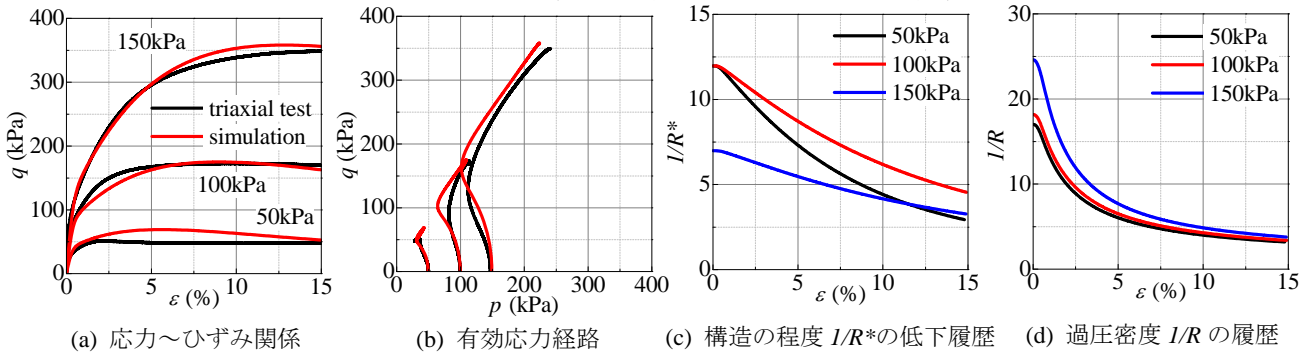


図 12 淀川試料 3 の三軸試験シミュレーション結果

図(c)に示す、せん断に伴う程度 I/R^* の低下履歴より、いずれの供試体も、せん断が進むにつれ、構造の程度 I/R^* は低下しているが、構造は完全には消失せず、せん断完了後も高いた構造を維持している。試料 1 の拘束圧 50kPa の結果のみ、構造の程度 I/R^* が 1.0 (完全に構造が消失した状態) となる。

さらにせん断に伴う過圧密度の変化からは、供試体密度が大きいほど初期の過圧密度が大きく、せん断開始と同時に急激に低下している傾向が見られる。いずれの供試体も、せん断が進むにつれて過圧密度は同程度の値に推移していくが完全には消失せず、残留している。

本章ではシミュレーションを通して、同深度の供試体に対し、構造の概念を導入することで、密度および粒度組成が異なる供試体の力学特性を同じパラメータを用いて表現することができた。供試体密度が大きいほど、高位でありかつ劣化しにくい構造であると考えられるが、粒度組成が異なる場合にはその限りではない。今後は試験ケースを増やして更なる検証を行う必要がある。なお、河川堤防は盛土構造物であるため、乱れの少ない現場採取試料で力学特性を評価する際には、施工履歴の影響を大きく受けていることに注意する必要がある。

5. おわりに

大きな礫を含む砂礫堤防は、締固め度が大きな場合でも、せん断中に塑性圧縮を起こす土質力学的にゆる詰め傾向の強い構造体である場合が多い³⁾。そのような土に対して CD 試験を実施すると、せん断中に密詰め構造へと構造変化してしまうことから、固有の初期構造を有する土粒子構造体としての堤防盛土が本来有しているせん断抵抗を過大評価する懸念がある。

一方、細粒分が多く含まれる堤防土では、サンドサンブ

ラーで現地土の採取が比較的容易であることから、再構成試料を用いずに乱れの少ない試料で試験を実施することが多い。このような土は比較的密詰め構造であるが、人工物である堤防は、深度の違いによって盛土材が大きく異なることがあり、また同じ盛土材と見なせる場合であっても、ごくわずかな深度の違いで、締固め履歴によって乾燥密度が異なるため、試験で得られる力学特性が異なる。特に供試体による試験結果の差は、CU 試験に顕著に現れる。しかし、 \overline{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るため、供試体の差が出にくい長所を有する。ただし、全応力法の円弧すべり解析に \overline{CU} 試験結果を用いる合理性はないため、より一層の議論が必要である。詳細はシンポジウム当日に述べる。

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) 小高猛司，板橋一雄，中島康介，牧田祐輝，李圭太，上村俊英，坪田邦治，加藤雅也：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，Vol.5, No.2, pp.193-205, 2010。
- 4) 例えば，Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002。
- 5) 原 忠，國生剛治：砂礫の最小・最大密度に及ぼす影響因子の分析，土木学会論文集，No.778/III-69, pp.151-162, 2004。
- 6) 小高猛司，崔 瑛，李 圭太，森 涼香，兼松祐志：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，Vol.18, pp.339-344, 2012。