

三軸試験装置における内部侵食の影響を 受けた土のせん断挙動

鈴木素之 (創成科学研究科建設環境系専攻) 神木雄一 (創成科学研究科建設環境系専攻)
石丸太一 (創成科学研究科建設環境系専攻) 神山惇 (宮崎大学工学部社会環境システム工学科)

Shear Behavior of Soil Affected by Internal Erosion due to Seepage in Triaxial Test Apparatus

Motoyuki SUZUKI (Civil and Environmental Engineering, Graduate School of Sciences and Technology for Innovation)
Yuichi KAMIKI (Civil and Environmental Engineering, Graduate School of Sciences and Technology for Innovation)
Taichi ISHIMARU (Civil and Environmental Engineering, Graduate School of Sciences and Technology for Innovation)
Atsushi KOYAMA (Civil and Environmental Engineering Faculty of Engineering Miyazaki University)

Abstract: Internal erosion is one of the causes of aging of embankment for reservoir. Embankment is influenced by seepage flow over a long time period, and there is a possibility that fine fraction moved by seepage flow. The present work implemented triaxial confining compression tests to investigate how a small internal erosion affects soil strength. In this study, shear test was conducted after seepage flow occurred inside the specimen. As a result, the outflow of fine fraction was observed by seepage flow, but there was no change in the peak strength and residual strength, and only the initial part of the stress strain relationship was slightly affected. In this study, we inferred that decline of permeability and clogged void is occurring by outflow of fine fraction.

Key Words : triaxial compression test, internal erosion, fine fraction

1. はじめに

農林水産省¹⁾によると、日本全国には約 20 万箇所のため池が存在する。ため池は年間降水量が他の地域よりも少ない西日本の瀬戸内海側に多く分布している。その中でも山口県にあるため池の数は全国で 5 番目に多く 9,995 箇所である。ため池の約 70%は江戸時代以前に築造されたものであるため、用土の運搬や締固めが人力で行われていた。そのため、堤体の締固め度が低いことが考えられる。現存する最古のため池は狭山池(大阪府大阪狭山市)であり、池の築堤時期は西暦 616 年である²⁾。狭山池はこれまでに 4 度改修されており、主に初期の堤体、奈良時代の堤体、江戸時代の堤体、昭和時代の堤体といった 4 つの層から成る。当時の堤体材料は築堤場所からできるだけ近くにあり、強固でない採りやすい土が使われていたと推測されるため、ため池堤体のほとんどは地域によって土の種類や特性が異なる。

現在は農業者の減少や高齢化により、ため池の管理が難しくなっている。さらに、多くのため池は老朽化が進み、漏水やはらみだし等の変状が生じているものがある。そのような中、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震において、ため池が決壊し下流に甚大な被害をもたらした³⁾。これにより、全国各地でため池の地震に対する一斉点検が平成 25 年度から実施されている。特に下流域への大きな被害が

予測され、警戒すべきため池を優先に、堤体の土質・断面調査、耐震整備等およびハザードマップの作成が行われている。

ごく最近では、平成 28 年 7 月の九州北部豪雨災害でも、山の神ため池・鎌塚ため池(福岡県朝倉市)が決壊・侵食し、下流の地域に被害が発生したことから、ため池の豪雨防災・減災への社会的関心が高まってきている。

一方、ため池の老朽化の原因の一つとして、堤体内部の土の侵食が挙げられる。ため池堤体は長い年月をかけて堤体内の浸透流により、細粒分が移動し、堤外へ流出している可能性がある。パイピングのようになり面に孔が出現するケースもあるが、見た目では変化が分からない少量の内部侵食が地盤の強度特性にどのような影響を与えるかは必ずしも十分に明らかにされていない³⁾。

そこで、本研究では供試体の土粒子が流出するように改良した三軸圧縮試験機で浸透を行った後、排水せん断を行うことで、土粒子の間隙内での移動や供試体外への流出がせん断特性にどのように影響を与えるのか検討を行った。また、浸透によって流出した土粒子の排出量や粒径について調査した。

2. 土試料

本研究に用いた土試料は宇部まさ土(Pic-1)である。

西日本では、堤体にまさ土を使用したため池が存在する⁴⁾。まさ土は Kenny and Lau (1985) による内部侵食を起こす粒度分布の条件⁵⁾を満たしている。Tab-1 に土試料の物理特性、Fig-1 に土試料の粒径加積曲線を示す。浸透による細粒分の流出は細かいほど流出しやすいと考えられるため、細粒分含有率を約 5, 10, 15% の 3 ケース設定し、それぞれの内部侵食状況とせん断強度の変化について検討した。

3. 三軸圧縮試験

3.1 試験装置

Fig-2 に本試験で用いた三軸圧縮試験機の模式図を示す。試験では軸荷重、軸変位、体積変化および間隙水圧を測定し、それらはデータロガーを通して測定用パソコンに保存される。供試体寸法は直径 5cm、高さ 10cm であり、浸透時に土粒子が流出するようにペDESTAL に漏斗状のくぼみを設け、ペDESTAL から下部タ



Pic-1 Masado in a dry condition

Tab-1 Physical properties of soil used in this study

Soil name	F _c (%)	ρ _s (g/cm ³)	I _p
Masado	5.2	2.625	NP
	10.2	2.610	
	17.1	2.600	

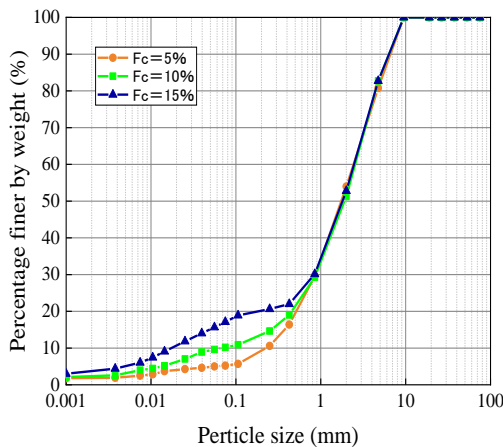


Fig-1 Particle size distribution curve

ンクまでの配管を従来の内径 1mm のものから 4.5mm に拡張したものを用いた (Pic-2)。供試体は、6mm 径の孔が 21 個空いたアクリル板と 250μm または 425μm の網目状のメッシュの上に設置した (Pic-3)。浸透中は脱気水が上部タンクから供試体上部～下部を通り、下部タンクに排水と土粒子が集まる仕組みとなっている (Pic-4)。本試験機は、上部および下部タンクにも背圧を作用させ、浸透中の有効拘束圧を保つように留意した。浸透を行わないケースではアクリル板とメッシュの代わりにポーラスストーンとろ紙を用いた。

3.2 試験方法

空気乾燥させたまさ土に初期含水比 10%になるよう加水し、目標締固め度 D_r=90%になるよう内径 5cm、高さ 10cm の二つ割モールド内で突固めた。モールドから取り外した試料を成形した供試体はペDESTAL に設

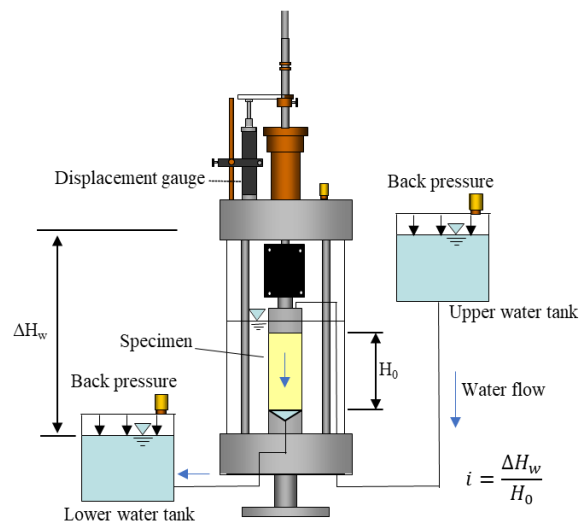
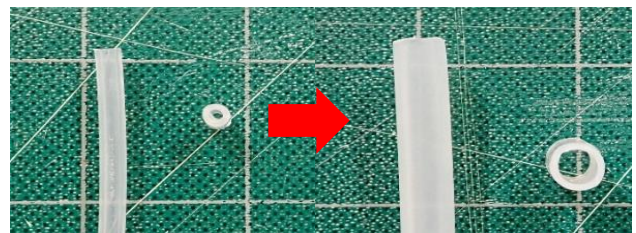


Fig-2 Improved triaxial apparatus



Pic-2 Improved plumbing (Left : Inner diameter 1mm, Right : 4.5mm)



Pic-3 Acrylic plate and mesh (Acrylic plate, 250μm mesh, 425μm mesh)



Pic-4 Soil collected in the lower tank

置し、その後、背圧100kPaを作用させ間隙圧係数 B 値が0.95以上であることを確認した後、有効拘束圧 $\sigma'_c=30\text{kPa}$ で圧密した。次に、上部タンクと下部タンクの初期水位を動水勾配が5になるように (Fig-2)、上部タンクの高さを調節した。下部タンクの容量(785ml)が一杯になるまで浸透を行った後、ひずみ速度0.2%/minで軸ひずみが15%に至るまで排水せん断を行った。試験終了後、排出土砂の質量と粒径を測定した。

Tab-2に三軸圧縮試験のケースを示す。同表には、各供試体の浸透の有無、メッシュ径、初期湿潤密度 ρ_{t0} 、初期乾燥密度 ρ_{d0} 、および初期締固め度 D_{c0} を示している。本実験では、佐藤ら⁶⁾が定義した侵食率をパラメータとして結果を整理した。侵食率は次の式で表される。

$$\text{侵食率 (\%)} = \frac{W_{d1}}{W_{d0}} \times 100$$

ここで、 W_{d1} は排出土砂の乾燥質量、 W_{d0} は供試体初期乾燥質量である。

4. 試験結果と考察

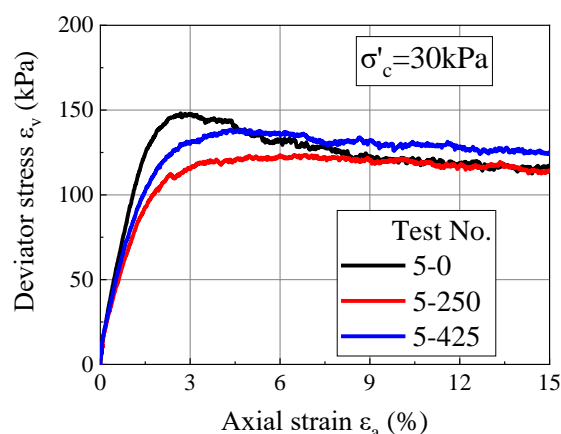
4.1 浸透を受けたまき土のは排水せん断挙動

Fig-3(a), (b)に $F_c=5\%$ の排水せん断における軸ひずみ ϵ_a と軸差応力 $q=\sigma_a-\sigma_r$ (σ_a : 軸方向応力, σ_r : 側方応力)の関係および ϵ_a と体積ひずみ ϵ_v の関係を示す。Fig-3(a)より、 q は、250 μm 、425 μm メッシュ径を使用した場合において浸透により応力・ひずみ関係の立ち上がりの接線勾配が緩やかになり、ピーク強度 q_{max} (最大軸差応力)が低下した。浸透によって、一部の砂骨格から細粒分が抜け出すことで、局所的に脆弱な部分が現れたと考えられる。しかし、定常状態強度($\epsilon_a=15\%$ 時の軸差応力)には浸透の有無によらず3ケースともほぼ同値となった。Fig-3(b)をみると、浸透により体積ひずみが膨張側で小さくなり、圧縮側で少し一定となる挙動を示した。浸透によって細粒分が抜け出し、空隙が大きくなったことが影響していると考えられる。

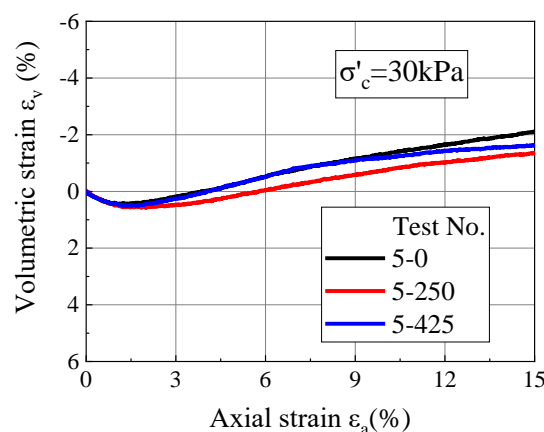
Fig-4(a), (b)に $F_c=10\%$ における ϵ_a と q の関係および ϵ_a と ϵ_v の関係を示す。Fig-4(a)に示した425 μm メッシュ径の場合 q は浸透無しと比べてピーク強度が低下す

Tab-2 Test case

No.	Seepage	Mesh size (μm)	ρ_{t0} (g/cm^3)	ρ_{d0} (g/cm^3)	D_{c0} (%)
5-0	×	0	1.971	1.784	91.4
5-0'	×	0	1.988	1.782	90.4
			1.978	1.774	90.0
			1.962	1.760	89.3
5-250	○	250	1.989	1.801	90.1
5-425	○	425	1.979	1.799	90.7
10-0	×	0	1.967	1.782	90.4
10-0'	×	0	1.959	1.773	90.9
			1.970	1.744	89.5
			1.966	1.736	89.1
10-250	○	250	1.961	1.780	90.5
10-425	○	425	1.958	1.773	90.7
15-0	×	0	1.945	1.761	90.6
15-0'	×	0	1.936	1.764	90.4
			1.942	1.755	91.0
			1.951	1.724	89.2
15-250	○	250	1.945	1.762	90.7
15-425	○	425	1.943	1.760	90.5

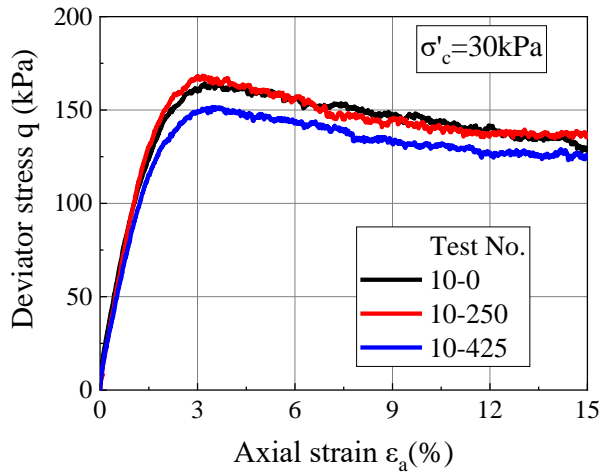


(a) Stress-strain curve

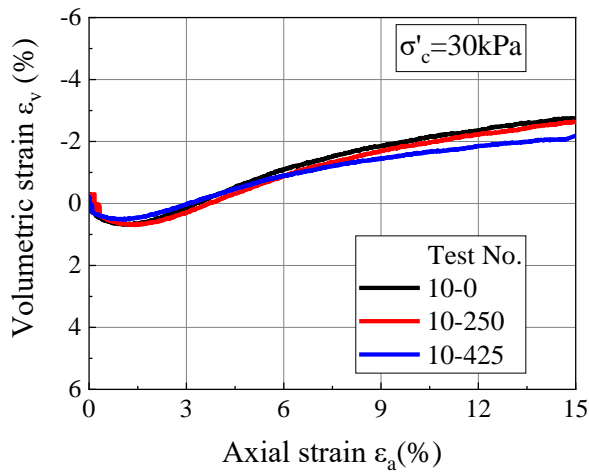


(b) Axial strain and volume strain curve

Fig-3 Drained shear behavior of sample in the case of $F_c=5\%$

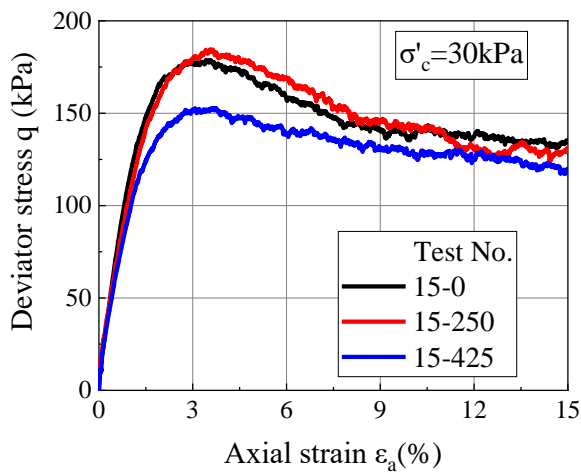


(a) Stress-strain curve

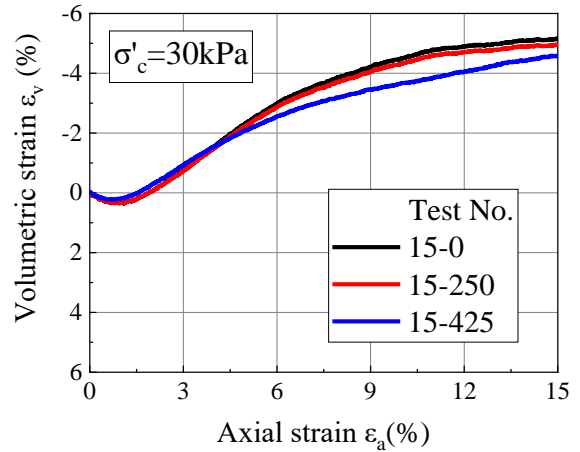


(b) Axial strain and volume strain curve

Fig-4 Drained shear behavior of sample in the case of $F_c=10\%$



(a) Stress-strain curve



(b) Axial strain and volume strain curve

Fig-5 Drained shear behavior of sample in the case of $F_c=15\%$

る傾向を示したが、250 μ mメッシュ径を使用した場合に、浸透ありとほぼ同一の挙動を示した。これは浸透によって供試体下部での間隙の目詰まりが生じた可能性があり、密な部分がせん断面上に現れたことで軸差応力が大きくなったことが原因として考えられる。

Fig-5(a), (b)の $F_c=15\%$ における試験結果を示しているが、Fig-4(a), (b)の排水せん断試験と同様に定常状態強度はほぼ等しくなった。

4.2 せん断前間隙比と最大軸差応力 (kPa) の関係

Fig-6~8にそれぞれ $F_c=5, 10, 15\%$ によるせん断前間隙比と q_{max} の関係について示す。なお、間隙比の算出では土粒子密度の変化は考慮していない。図中に示す線は浸透無しのケースと追加で実施した間隙比を変化させた時 q_{max} の値(図中5-0')をプロットした4点の近似線である。この近似線より間隙比が小さく(密詰め供試体)なるにつれて q_{max} の値が大きくなっていることが分かる。また、Tab-3に各供試体の目標間隙比、供試体の初期間隙比、圧密後の間隙比、せん断前間隙比の値を示す。表記されているせん断前間隙比と4.1に示した軸ひずみと軸差応力の関係を見ると、間隙比の小さい順にピーク強度は高くなっている。しかし、Fig-6~8をみると、それぞれのケースで近似線と浸透ありの点で差が生じている。 $F_c=5\%$ をみると、近似線と試験ケース5-250および5-425の点では同一の間隙比でも浸透させたケースの方が q_{max} が小さく、特に5-250では近似線と比較すると q_{max} に約20kPaの差が生じている。 $F_c=10, 15\%$ においても浸透によって q_{max} に変化があったが、 $F_c=5\%$ に比べてその値の差は小さく、最も小さいものでは5kPa程度の差であった。この近似線とせん断前間隙比の値の差から浸透を受けることで、強度特性に変化が生じていることが分かる。

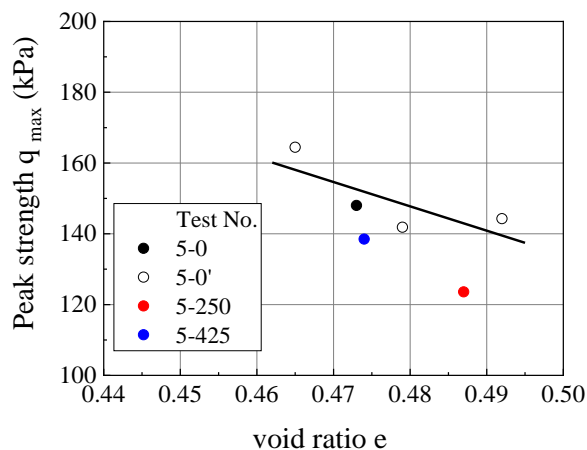


Fig-6 Relationship between void ratio and peak strength
($F_c=5\%$)

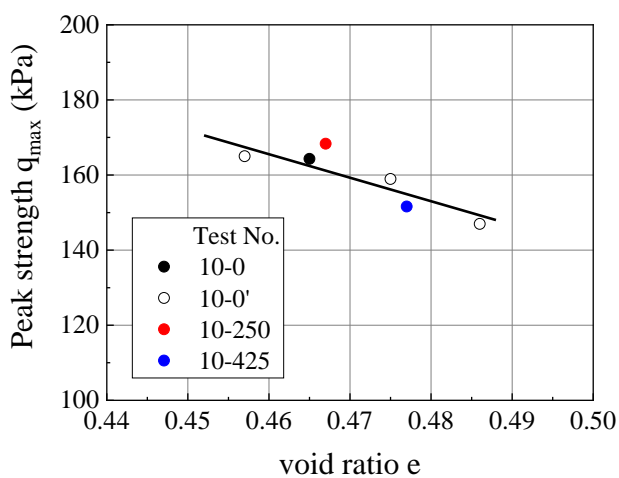


Fig-7 Relationship between void ratio and peak strength
($F_c=10\%$)

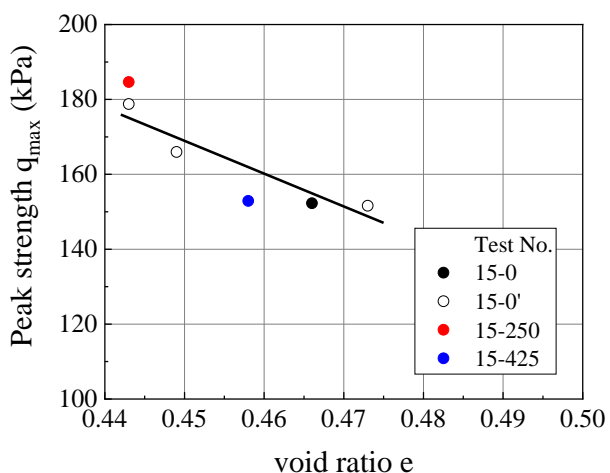


Fig-8 Relationship between void ratio and peak strength
($F_c=15\%$)

4.3 排出土粒子について

Tab-4 に浸透を受けたまさ土供試体から採取した排出土粒子の全質量、粒径および侵食率を示す。表より $75\mu\text{m}$ 以下の土粒子が 4~7 割占めていることがわかった。土粒子の割合の合計が 100%にならないのは、排出した土粒子の量がわずかであったため、測定誤差が生じたためと考える。また、 $250\mu\text{m}$ を使用したケースでは F_c の増加とともに侵食率が低くなる傾向を示した。これは F_c の増加に伴い、透水性が下がったことにより侵食率に影響が出たためと考えられる。

Tab-3 Change in void ratio of each specimen

No.	Target value	Initial condition	After consolidation	Before shearing
5-0D	0.490	0.488	0.473	
5-250D		0.484	0.482	0.487
5-425D		0.493	0.470	0.474
10-0D	0.470	0	0.465	
10-250D		250	0.464	0.467
10-425D		425	0.474	0.477
15-0D	0.450	0	0.466	
15-250D		250	0.440	0.443
15-425D		425	0.455	0.458

Tab-4 Sediment particle size and ratio of soil loss

Test No.	Total mass (g)	Particle size (μm)	Mass (g)	Percentage (%)	Ratio of soil loss (%)
5-250D	1.36	106~250	0.60	44.1	0.39
		75~106	0.10	7.4	
		~75	0.49	36.0	
5-425D	0.68	250~425	0.03	4.4	0.20
		106~250	0.12	17.6	
		75~106	0.05	7.4	
		~75	0.43	63.2	
10-250D	0.78	106~250	0.07	9.0	0.23
		75~106	0.06	7.7	
		~75	0.43	55.1	
10-425D	0.86	250~425	0.01	1.2	0.25
		106~250	0.1	11.6	
		75~106	0.07	8.1	
		~75	0.61	70.9	
15-250D	0.46	106~250	0.06	13.0	0.13
		75~106	0.04	8.7	
		~75	0.32	69.6	
15-425D	0.86	250~425	0.01	1.2	0.25
		106~250	0.08	9.3	
		75~106	0.03	3.5	
		~75	0.60	69.8	

5. 結論と今後の課題

本研究では、三軸圧縮試験機内で土砂の流出が可能な状態で浸透を行うことで、せん断特性や侵食状況にどのような影響が現れるのか、細粒分含有率の割合を変化させた供試体を用いて検討した。本研究で得られた結論を以下に示す。

- 1) 浸透を行うことで最大軸差応力の値に変化が生じた。細粒分含有率が 5%では浸透有りの両ケースで最大軸差応力が低くなる挙動を示した。砂骨格から細粒分が抜け出すことで、局所的に脆弱な部分が現れたと考えられる。また、細粒分含有率が 10, 15%でも最大軸差応力が低下する傾向を示したが、250 μ m メッシュ径を使用した場合においては浸透ありとほぼ同一の挙動を示した。浸透によって土砂が流出するだけでなく、供試体下部に土粒子が移動したことによる供試体下部の間隙の目詰まりが発生したのではないかと推測される。
- 2) 流出土砂の約 4~7 割が 75 μ m 以下の細粒分であることが分かった。250 μ m を使用したケースでは細粒分含有率の増加とともに侵食率が小さくなる傾向を示した。
- 3) 浸透無しにおける各間隙比の最大軸差応力から作成した近似線と浸透有りのせん断前間隙比の比較から、浸透により最大軸差応力が変化し、そ

の大きさは 5~20kPa 程度であった。また、間隙比が小さい密詰め供試体になるにつれて最大軸差応力の値が大きくなることが分かった。

参考文献

- 1) 農林水産省 WEB ページ「ため池」
[http://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/\(2018/10/24_閲覧\)](http://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/(2018/10/24_閲覧))
- 2) 金 盛弥, 古澤 裕, 木村昌弘, 西園恵次: 狭山池ダム・古代の堤体が語る土木技術史について一, 土木史研究, 第 15 号, pp.485-490, 1995.
- 3) 田中忠次, 龍岡文夫, 毛利栄征: 東北地方太平洋沖地震による藤沼湖の決壊原因調査について, 地盤工学研究発表会, 23 巻, 2 号, pp.99-114, 2013
- 4) 山本哲朗, 宮崎晃一, 勝部安昭, 寺山 崇, 三浦壱章, 中野利春: 2001 年芸予地震により被災した東広島市内のため池調査, 土と基礎 50 巻, 11 号, pp.45-47, 2002.
- 5) Kenny, T. C. and Lau, D.: Internal stability of granular filters, *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 215-225, 1985.
- 6) 佐藤真理, 桑野玲子: 内部侵食が地盤の変形・強度特性に及ぼす影響の定量的評価, 生産研究, 66 巻, 4 号, pp.3-7, 2014.

(平成 31 年 1 月 24 日受理)