

初期せん断応力を受けたため池堤体土の動的強度特性

Cyclic Strength Characteristics of Embankment Soils of Irrigation Ponds
Subjected to Initial Static Shear Stress

神山 惇 Atsushi KOYAMA (山口大学大学院理工学研究科)
 鈴木 素之 Motoyuki SUZUKI (山口大学大学院創成科学研究科)
 河内 義文 Yoshifumi KOCHI ((株) ケイズラブ)
 松下 英次 Eiji MATSUSHITA (長野工業高等専門学校)

平成 25 年度より全国各地で危険ため池に対する一斉点検が実施されている。地震時における堤体盛土の強度評価の一つとして、非排水繰返し三軸試験が適用されるケースがある。通常、盛土斜面には静的な初期せん断応力が作用しており、ため池堤体の耐震性評価において初期せん断応力と水の浸透の影響を受けた状態での動的強度特性を考慮することが重要である。そこで、本研究では物理特性の異なる再構成堤体土試料を用いて、初期せん断応力が堤体土の非排水繰返し強度に与える影響を調べた。その結果、初期せん断応力が堤体土の繰返しせん断強度に及ぼす影響度合いは、塑性指数および細粒分含有率によって異なることが分かった。

キーワード：ため池堤体土、初期せん断、動的強度特性

(IGC : D-7)

1. はじめに

農林水産省¹⁾によると、全国には約 20 万箇所のため池が存在し、その内の多くは農家数の減少や土地利用の変化から管理および監視の脆弱化が懸念されている。さらに、多くのため池は老朽化が進み、なかには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 年の東北地方太平洋沖地震において、福島県の藤沼ダムが決壊し、下流域に甚大な被害をもたらした²⁾。これにより、平成 25 年度から全国各地でため池に対する豪雨および地震に対する点検・調査が実施されている。

地震時における堤体盛土の強度評価の一つとして、非排水繰返し三軸試験が実施されるケースがある。上野ら³⁾は、堤体盛土内の飽和した部分が地震時に強度低下を生じる可能性があるとし、堤体材料の非排水繰返し載荷に伴う強度低下特性を把握するための実験方法を提案している。さらに龍岡ら⁴⁾は、堤体盛土の地震時安定解析法として、上記の強度低下を考慮した新たな Newmark 法 (Newmark-D 法) を提案している。通常、盛土内部には図-1 に示すように静的な初期せん断応力が作用しているため、ため池堤体の耐震性評価では初期せん断応力の影響を受けた状態での動的強度特性を考慮することが重要であるといえる。さらに、堤体盛土特有の特徴として、上述の初期せん断応力だけでなく、貯水による水の浸透や経年劣化・損傷あるいは年代効果によるセメンテーションといった様々な作用がある。これらは、堤体土の強度特性の変化に与える重要な要因と考えられるが、現在までに十分な検討がなされていない。また、これらを測定・

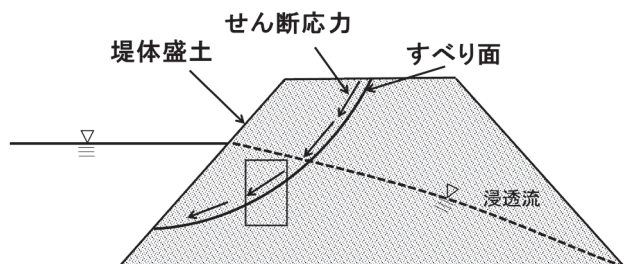


図-1 ため池堤体の断面模式図

評価する技術が必要となるが、ほとんど確立されていない。堤体盛土が常時受ける様々な作用を考慮したより現実に近い条件下における繰返しせん断によるため池堤体土の強度低下特性が求められるといえる。本研究では、提案された強度低下特性を調べる実験³⁾は変更の余地があると考え、これらの要因が動的強度特性に及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。

既往の研究において初期せん断応力の作用下における砂^{5)~9)}や粘土^{10),11)}および混合土^{12),13)}に対する非排水繰返し強度特性は明らかにされている。密な砂の場合、非排水繰返し強度は初期せん断応力とともに増加し、緩詰め砂および粘性土では、初期せん断応力の増加に伴い、繰返しせん断強度は低下する。さらに、砂と粘土を混合した中間土では、初期せん断応力比の増加に伴い、細粒分含有率が高いものほど強度低下が著しく、細粒分含有率が低いと強度が増加する傾向にある。一方、ため池の多くは江戸時代以前に築造されており、近年に改修または築造されたものを除くため池は、現在の施工管理基準を満たしていない。そのため、土質が不明な状態で現地発生土を使用している可

能性が高く、堤体土は砂や粘土あるいは、それらが入り混じった土質であり、その物理特性は多岐にわたる。さらに、締

固め度が低いことや土層構成が不均一であることも懸念される。以上より、初期せん断応力による繰返し強度の増減は、堤体土に関しては不明確である。なお、著者らの調査では、山口県内のため池堤体土は砂や粘土が入り混じった混合土が多い。本研究では非排水繰返し三軸試験により、物理特性の異なる再構成堤体土試料に対して、初期せん断応力が堤体土の非排水繰返し挙動および強度特性に与える影響を調べた。また、圧密非排水せん断試験による堤体土の静的強度特性についても検討した。

表-1 堤体土試料の物理特性

堤体土	採取深さ (m)	土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	液性限界 $w_L(\%)$	塑性限界 $w_P(\%)$	塑性指数 I_P	細粒分含有率 $F_c(\%)$	地盤材料の分類名	主な鉱物の種類
A	1.00~2.00	2.711	44.6	30.1	14.5	74.4	シルト (低塑性限界)	石英、ウモホアイト、曹長石
C	2.00~3.00	2.638	40.3	23.6	16.7	36.1	細粒分質礫質砂	石英、曹長石
E	8.00~9.00	2.691	44.5	NP	NP	40.5	細粒分質砂	石英、カオリナイト
豊浦砂	—	2.639	—	—	—	0	砂	—

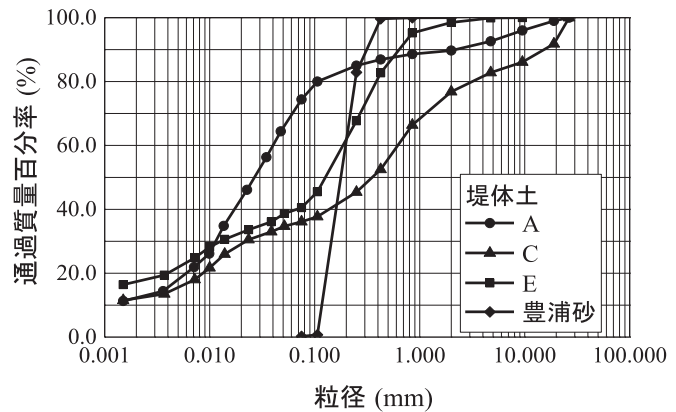


図-2 粒径加積曲線

2. ため池堤体土試料

本試験に用いた堤体土試料は山口県内に存在する3箇所のため池 A, C, E から採取したものである（以降、堤体土 A, C, E と称す）。いずれのため池も堤体盛土の勾配は 1:1.5 程度である。表-1 に各堤体土試料の物理特性を示す。また、図-2 に試料の粒径加積曲線を示す。試料は細粒分を含む砂質土あるいはシルトである。堤体土 A および C は塑性指数 $I_P=15$ 程度の低塑性であり、堤体土 E は非塑性である。また、比較試料として豊浦標準砂も用いた。堤体土試料に対して X 線回析試験により粘土鉱物を同定したところ、いずれの土試料においても主要鉱物は石英であり、その他、ウモホアイト、曹長石、カオリナイトが確認された。

表-2 設定した供試体の初期状態量

堤体土	初期含水比 $w_0(\%)$	初期湿潤密度 $\rho_{t0}(\text{g/cm}^3)$	初期乾燥密度 $\rho_{d0}(\text{g/cm}^3)$	初期間隙比 e_0
A	28.4	1.870	1.456	0.862
C	20.8	2.064	1.708	0.544
E	34.0	1.854	1.384	0.944

表-3 試験条件

初期せん断応力比 $\sigma_3/2\sigma'_c$	有効軸圧 $\sigma'_a(\text{kPa})$	有効側圧 $\sigma'_r(\text{kPa})$	平均有効拘束圧 $\sigma'_c(\text{kPa})$
0	50	50	50
0.15	60	45	
0.3	70	40	

3. 非排水繰返し三軸試験方法

3.1 供試体作製方法

空気乾燥させた土試料に、所定の含水比になるよう蒸留水を加えながら十分に練返した。その後、試料を高さ 10cm、直径 5cm の小型モールドにて所定の質量になるよう突き固め用具を用いて突き固め、三軸試験機に供試体を設置した。供試体の初期状態量は、表-2 に示した各堤体土の供試体それぞれの目標初期状態量になるよう設定した。これらは、既往の静的三軸試験用¹⁴⁾に成型した不攪乱状態の供試体から測定した初期状態量である。不攪乱供試体の初期状態量を元に、再構成供試

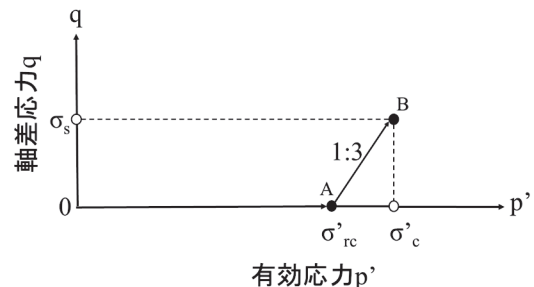


図-3 初期せん断応力がある場合の圧密時有効応力経路

体を作製した。豊浦砂の設定初期相対密度は $D_r=50$ 、70% であり、空中落下法を用いた。

3.2 試験手順

表-4 供試体の作製時および圧密後の状態量

試験条件	No.	供試体作製時			圧密(初期せん断)後	
		初期含水比 w_0 (%)	初期乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm ³)	初期間隙比 e_0	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm ³)	間隙比 e_c
初期せん断無 $\sigma_s/2\sigma'_c=0$	A-01	30.8	1.439	0.869	1.480	0.818
	A-02	26.8	1.524	0.872	1.554	0.836
	A-03	32.4	1.448	0.859	1.502	0.792
	A-04	30.5	1.456	0.848	1.520	0.770
	C-01	21.9	1.699	0.552	1.746	0.511
	C-02	22.6	1.681	0.569	1.722	0.532
	C-03	22.5	1.679	0.571	1.727	0.527
	C-04	20.6	1.696	0.556	1.784	0.479
	E-01	31.5	1.389	0.937	1.419	0.896
	E-02	31.9	1.389	0.938	1.431	0.880
	E-03	33.7	1.380	0.950	1.426	0.888
	E-04	30.9	1.376	0.955	1.437	0.872
初期せん断有 $\sigma_s/2\sigma'_c=0.15$	A-01S15	26.1	1.460	0.857	1.490	0.819
	A-02S15	25.6	1.466	0.849	1.486	0.824
	A-03S15	28.6	1.464	0.852	1.480	0.831
	A-04S15	28.0	1.453	0.865	1.524	0.829
	C-01S15	21.9	1.712	0.541	1.781	0.481
	C-02S15	22.2	1.649	0.600	1.708	0.544
	C-03S15	19.1	1.720	0.534	1.750	0.507
	E-01S15	32.2	1.396	0.928	1.455	0.849
	E-02S15	34.1	1.369	0.966	1.414	0.924
	E-03S15	31.7	1.399	0.923	1.461	0.842
	E-04S15	33.2	1.410	0.908	1.481	0.817
初期せん断有 $\sigma_s/2\sigma'_c=0.3$	A-01S30	29.7	1.422	0.892	1.488	0.808
	A-02S30	28.5	1.490	0.806	1.572	0.712
	A-03S30	28.9	1.464	0.838	1.524	0.766
	A-04S30	27.5	1.471	0.829	1.537	0.751
	C-01S30	23.7	1.692	0.559	1.720	0.534
	C-02S30	23.5	1.706	0.546	1.742	0.515
	C-03S30	23.4	1.702	0.550	1.747	0.510
	C-04S30	25.3	1.685	0.566	1.724	0.530
	E-01S30	33.0	1.398	0.925	1.445	0.862
	E-02S30	31.5	1.407	0.913	1.454	0.851
	E-03S30	31.7	1.377	0.955	1.427	0.885
	E-04S30	32.2	1.383	0.946	1.450	0.856

堤体土に対する非排水繰返しせん断試験の試験方法は以下の通りである。

a. 初期せん断応力を作用させない場合

供試体を試験機に設置後、三軸圧力室を組み立て、三軸圧力室に給水をした。その後、供試体内部に-70kPa、三軸圧力室内に-60kPaの負圧を作用させ、二重負圧により供試体底面から脱気水を通水させた。通水終了後200kPaの背圧を作用させた。圧密前の間隙圧係数B値が0.95以上であることを確認した後、有効拘束圧 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ で、等方圧密を行った。圧密の打ち切り時間は3t法により決定した。圧密終了後、非排水条件で繰返しせん断を行った。波形は正弦波で、載荷速度は0.1Hzとした。繰返しせん断は、両振幅軸ひずみ $\varepsilon_{DA}=10\%$ に達した時点で終了した。

b. 初期せん断応力を作用させた場合

上記のa.と同様の方法で、供試体の圧密前の間隙圧係数B値が0.95以上であることを確認した。表-3に示したように、所定の σ'_{rc} で等方圧密した後、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ となるように、所定の初期せん断応力 $\sigma_s=\sigma'_a-\sigma'_r$ を排水条件の下、側圧一定で過剰間隙水圧が発生しないよう載荷した。初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c=0.15$ 、0.3であり、圧密終了後、非排水条件の下、0.1Hzの正弦波で圧縮側から繰返しせん断した。繰返しせん断は、両振幅軸ひずみ ε_{DA} またはピーク軸ひずみ $\varepsilon_p=10\%$ に達した時点で終了した。初期せん断応力を作用させる試験では所定の軸ひずみに至った時点の ε_{DA} または ε_p のいずれか早い方を採用した。図-3は初期せん断応力を作用させた場合の圧密時の応力経路であり、平均有効主応力 $p'=(\sigma'_a+2\sigma'_r)/3$ 、軸差応力 $q=\sigma'_a-\sigma'_r$ である。なお、本研究で対象としたのは既に堤体内部に初期せん断応力が作用した既設堤体である。そのため、初期せん断応力載荷中に発生した供試体のひずみは考慮せず、初期せん断応力載荷終了後の供試体の高さを基準とし、繰返しせん断中に生じた ε_{DA} および ε_p を計測した。また、実際のため池堤体盛土内部においては、貯水位の変動による有効応力の変化が懸念される。本実験においては、水位は一定とみなすことで、同図に示した応力経路で試験を行った。表-

4に各堤体土それぞれの供試体作製時および圧密終了時の状態量を示す。

4. 試験結果と考察

4.1 過剰間隙水圧比の挙動

図-4(a)～(c)は堤体土Aにおける繰返し載荷中の代表的な過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ の時刻歴であり、各初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c$ による $\Delta u/\sigma'_c$ の挙動の違いを示す。図中の横軸は ε_{DA} または $\varepsilon_p=10\%$ に至るまでの時間tである。なお、本研究では $\Delta u/\sigma'_c=1.0$ に達した状態を液状化と定義した。図-4(a) $\sigma_s/2\sigma'_c=0$ の場合、 $\Delta u/\sigma'_c$ は載荷初期段階で上昇し始めるが、最終的に $\Delta u/\sigma'_c=0.8$ 程度で定常状態に至っている。また、図-4(b)、(c)に示した $\sigma_s/2\sigma'_c=0.15$ 、0.3の場合では、いずれも載荷初期段階から間隙水圧は上昇するが、 $\varepsilon_p=5\%$ 程度以降、ゆるやかに増加し、過剰間隙水圧比0.7または0.5程度で定常状態に至った。図-5(a)～(c)に堤体土Eにおける繰返し載荷

中の代表的な $\Delta u/\sigma'_c$ の時刻歴を示す。図-5 (a) $\sigma_s/2\sigma'_c=0$ の場合、堤体土 A とは異なり、過剰間隙水圧は上昇し続け $\Delta u/\sigma'_c=1.0$ となり、液状化に至った。堤体土 E は $F_c=40.5\%$ であるが、非塑性であるため、液状化が発生したと考えられる¹⁵⁾。一方で、図-5 (b), (c) $\sigma_s/2\sigma'_c=0.15, 0.3$ のケースでは、初期せん断応力によって過剰間隙水圧の上昇が抑制され、 $\Delta u/\sigma'_c=1.0$ に達することなく、 $\varepsilon_p=5\%$ 以降、定常状態に至っている。堤体土 C に関しては、堤体土 A 同様、いずれの $\sigma_s/2\sigma'_c$ のケースにおいても $\Delta u/\sigma'_c=1.0$ に達することなく定常状態に至る挙動を示した。なお、上記の通り液状化の発生は土試料や応力条件によって異なるが、本研究では破壊ひずみの定義を両振幅軸ひずみ $\varepsilon_{DA}=5\%$ あるいはピーク軸ひずみ $\varepsilon_p=5\%$ とした。

4.2 軸ひずみ-軸差応力関係図および有効応力経路

図-6 (a) ~ (c) にそれぞれ $\sigma_s/2\sigma'_c=0, 0.15, 0.3$ の場合における堤体土 E の軸差応力 q と軸ひずみ ε_a の関係を示す。図-6 (a) $\sigma_s/2\sigma'_c=0$ のケースでは、 ε_a は圧縮および伸長側にはほぼ均等に発生しており、液状化に近づくとともに軸ひずみは急激に増加している。一方、図-6 (b) $\sigma_s/2\sigma'_c=0.15$ では、圧縮側のみひずみが発達する挙動を示している。また、図-6 (c) $\sigma_s/2\sigma'_c=0.3$ では、せん断初期にひずみが大きく発生した後、せん断の進行に伴って延性的にひずみが圧縮側に蓄積している。

図-7 (a) ~ (c) それぞれに、 $\sigma_s/2\sigma'_c=0, 0.15, 0.3$ のケースにおける堤体土 E の有効応力経路を示す。また、同図に既往の静的三軸圧縮試験 (CU) から得た破壊線¹⁴⁾を示している。図-7 (a) の $\sigma_s/2\sigma'_c=0$ である場合は、有効応力は繰返し载荷初期に著しく減少し、その後も減少を続け最終的にゼロに達し、液状化が発生した。一方、図-7 (b), (c) に示した $\sigma_s/2\sigma'_c=0.15, 0.3$ では、図-7 (a) と同様に、有効応力は繰返し载荷初期に減少したが、最終的には破壊線を大きく越えて、有効応力を一定に保ったまま定常状態に至っている。また、図示していないが、堤体土 A および C は、初期せん断応力の有無に関係なくいずれのケースにおいても液状化は発生しなかった。さらに、初期せん断応力がある場合は、いずれの $\sigma_s/2\sigma'_c$ においても、ひずみの発生は堤体土 E と同じ挙動を示した。液状化と非液状化の違いは細粒分含有率だけでなく、塑性指数が影響していると考えられる。

4.3 繰返し強度特性

図-8~図-12のそれぞれに、堤体土 A, C, E および豊浦砂 ($D_r=50, 70\%$) の非排水繰返しせん断試験における ε_{DA} または $\varepsilon_p=5\%$ に至るまでの繰返し回数 N と繰返しせん断応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ の関係を示す。図-13は、図-8~図-12において繰返し回数 $N=20$ 回で ε_{DA} または $\varepsilon_p=5\%$ に至る繰返しせん断強度比 $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{N=20}$ と初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c$ との関係をもとめたものである。初期せん断応力が無い

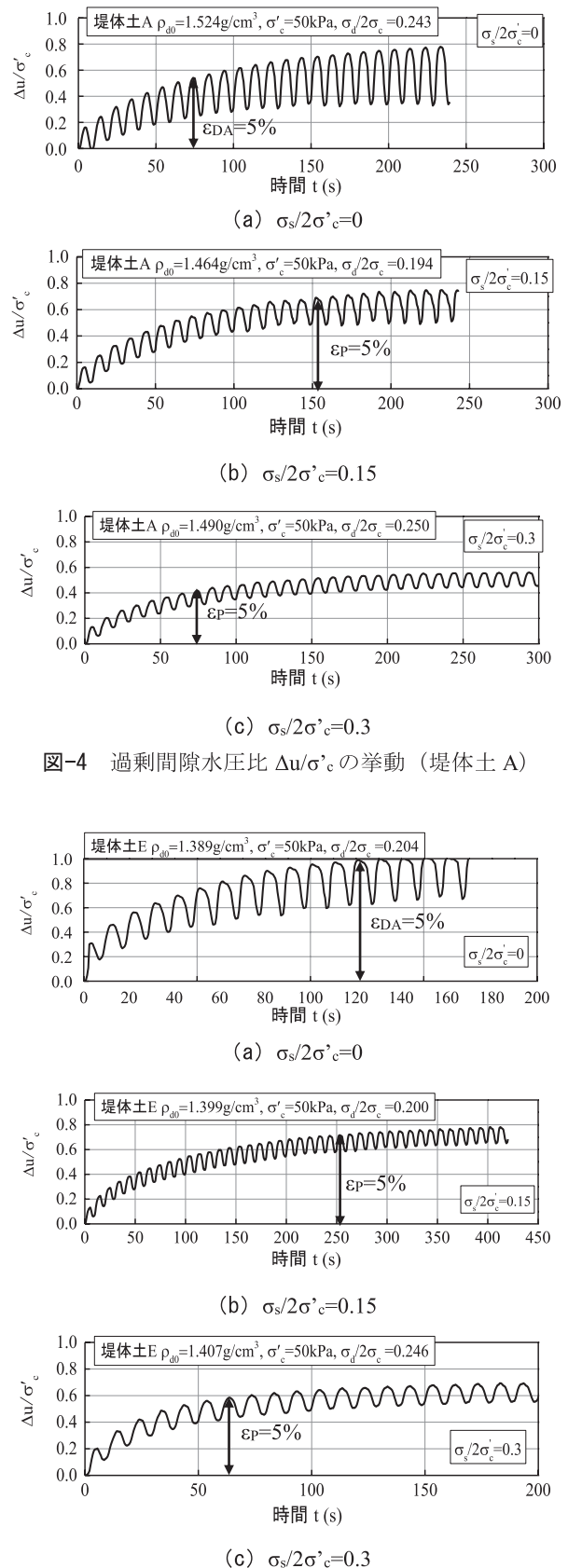
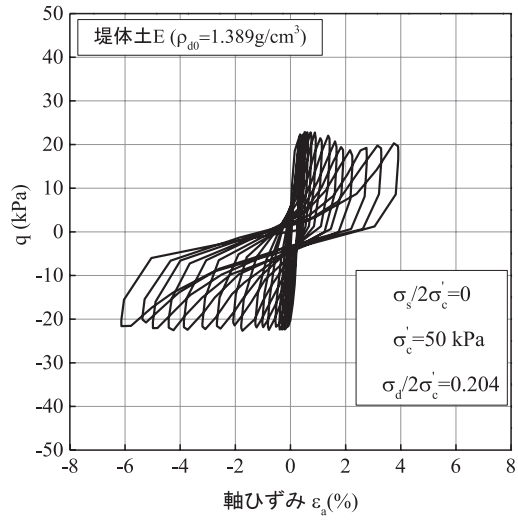
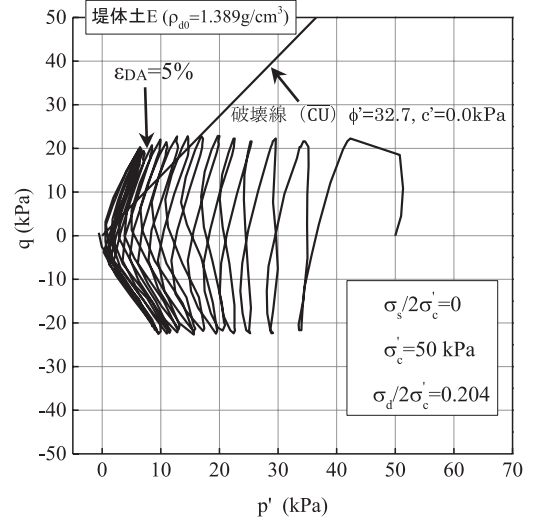


図-4 過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ の挙動 (堤体土 A)

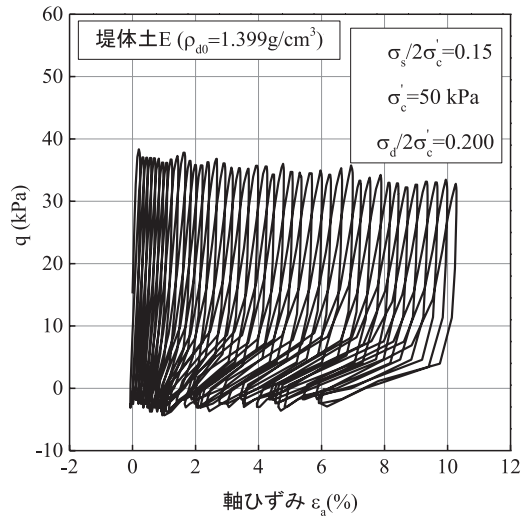
($\sigma_s/2\sigma'_c=0$) 場合、いずれの堤体土の繰返し強度は、豊浦砂 ($D_r=50\%$) よりも高く、豊浦砂 ($D_r=70\%$) よりも低い。豊浦砂 ($D_r=50\%, 70\%$) では初期せん断応力によって繰



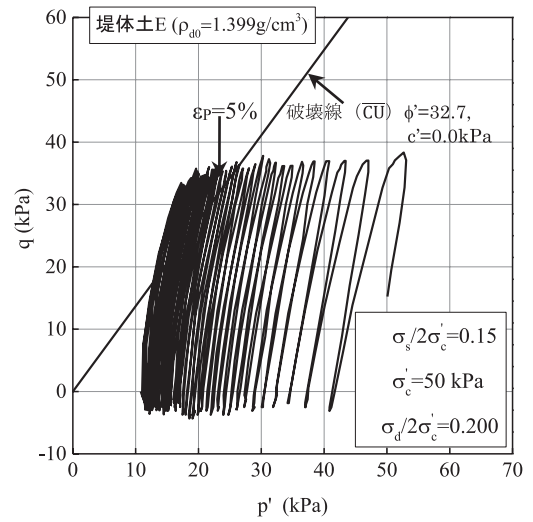
(a) $\sigma_s/2\sigma'_c=0$



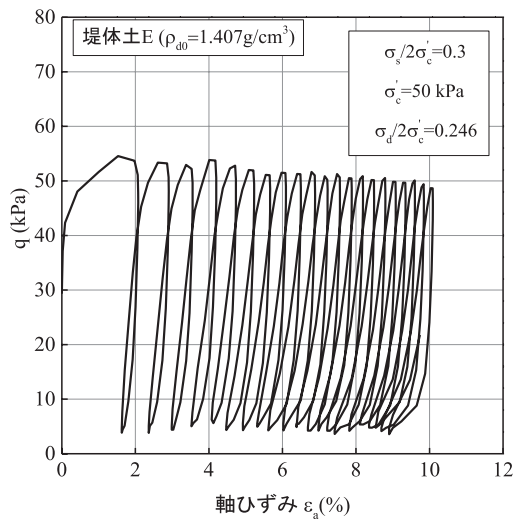
(a) $\sigma_s/2\sigma'_c=0$



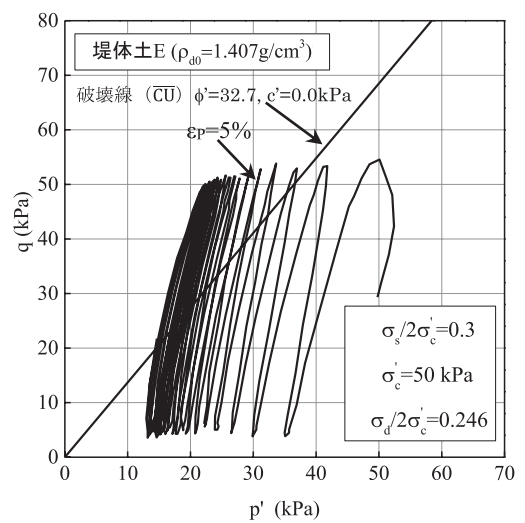
(b) $\sigma_s/2\sigma'_c=0.15$



(b) $\sigma_s/2\sigma'_c=0.15$



(c) $\sigma_s/2\sigma'_c=0.3$



(c) $\sigma_s/2\sigma'_c=0.3$

図-6 軸ひずみ・軸差応力関係図 (堤体土 E)

図-7 有効応力経路 (堤体土 E)

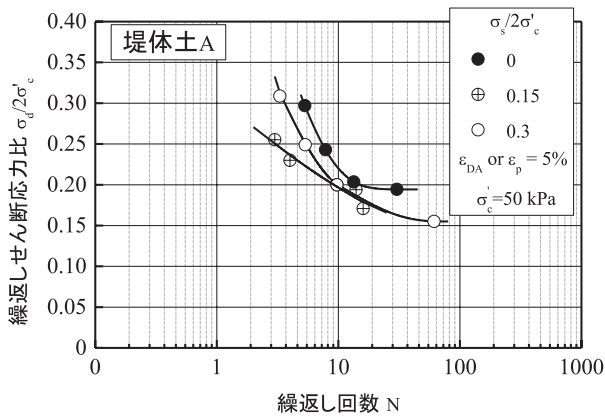


図-8 繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係 (堤体土 A)

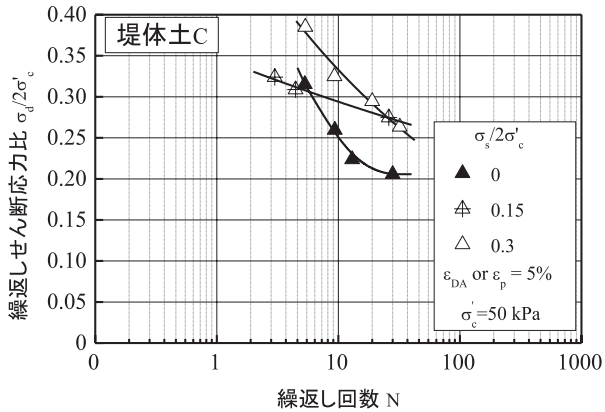


図-9 繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係 (堤体土 C)

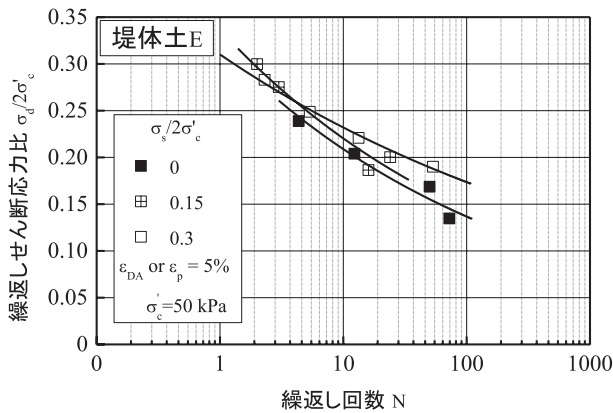


図-10 繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係 (堤体土 E)

返しせん断強度が大きく増加した。特に $D_r=70\%$ の密詰め供試体の方が強度の増加が顕著である。図-13 に示した原点を通る勾配 1:1 の直線は、繰返しせん断応力の両振幅と片振りとを分ける境界線である。初期せん断応力がある場合、いずれの相対密度を有する豊浦砂も繰返しせん断応力が両振幅でなければ破壊しないことが分かる。これは既往の研究⁶⁾と同様の結果であった。また、同図には、兵動ら¹²⁾が砂と粘土の混合土に対して実施した非排水繰返し三軸試験の結果も示している。兵動ら¹²⁾は、土骨格が変化することで、 $F_c=29.4\%$ 以上の試料では、繰返しせん断強度が低下するが、 $F_c=29.4\%$ 未満では増加すること、また、 $I_p=15$ 付近で繰返しせん断強度は最大となり、その

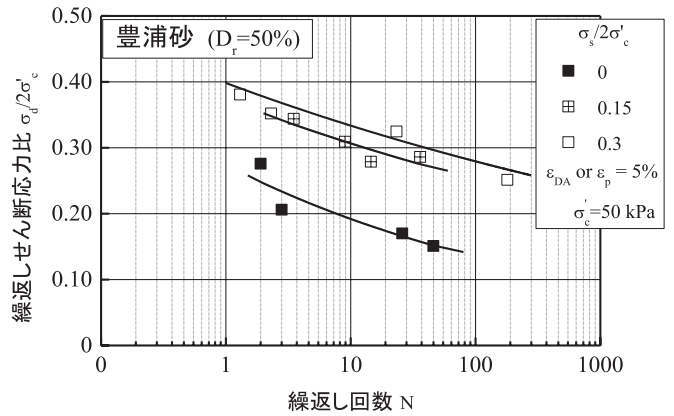


図-11 繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係 (豊浦砂 $D_r=50\%$)

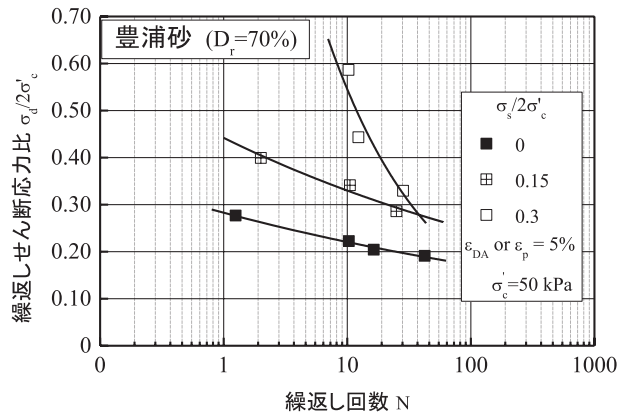


図-12 繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係 (豊浦砂 $D_r=70\%$)

後、 I_p の増加に伴い強度は低下することを報告している。本研究においては、初期せん断応力を作用させることで、繰返しせん断強度は堤体土 A では低下し、堤体土 C、E では増加した。堤体土 A は、 $I_p=14.4$ で、 $F_c=74.4\%$ と細粒分を多く含んでいるため、繰返しせん断強度は低下したと考えられる。一方、堤体土 C は $I_p=16.7$ 、 $F_c=36.1\%$ で砂質土であり、他の試料よりも供試体は密であるため、砂のダイレイタンスー効果が発揮され、繰返し強度が顕著に増加したと考えられる。堤体土 E は $F_c=40.5\%$ にもかかわらず、非塑性 (NP) の砂質土であるため、繰返しせん断強度は増加したと考えられる。ここで、図-14、図-15 に堤体土 A、C、E について静的三軸圧縮試験の結果を示す。初期せん断応力比 $\sigma_s/2\sigma'_c=0.3$ であり、繰返し三軸試験と同様の手順で初期せん断応力を与えた後、非排水せん断を行った。図-14 の軸ひずみ-軸差応力関係図を見ると、いずれの堤体土もせん断の進行に伴いひずみ硬化する挙動を示している。新井ら¹⁶⁾は、初期せん断応力が作用している場合、静的せん断試験においてひずみ硬化を示す土は、繰返しせん断試験では延性的な破壊を起こす事を明らかにしている。本研究で用いた堤体土についても同様の結果を得た。また、図-15 の有効応力経路を見ると、初期せん断応力により繰返し強度が増加した堤体土 C、E は、強度低下を示した堤体土 A よりも静的せん断

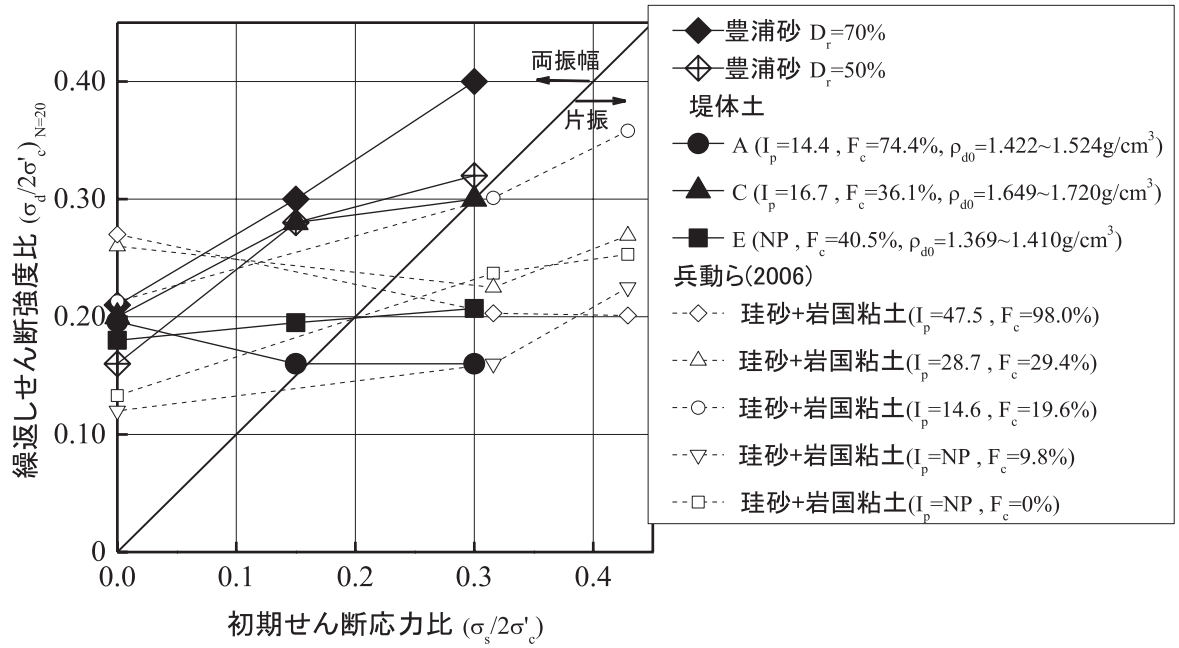


図-13 初期せん断応力比と繰返しせん断強度比の関係

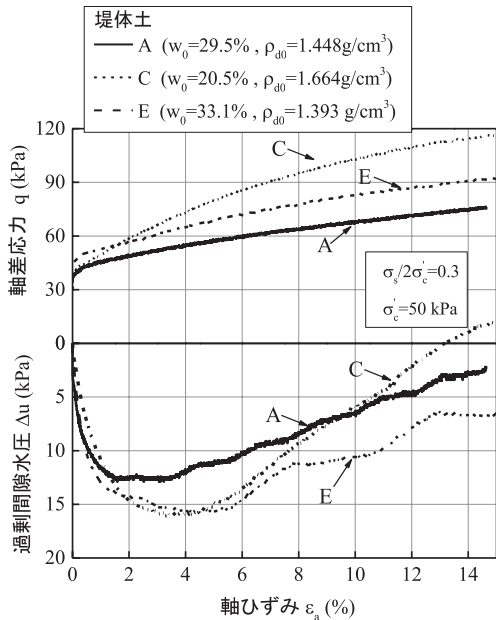


図-14 静的三軸圧縮試験における軸ひずみ・軸差応力関係図

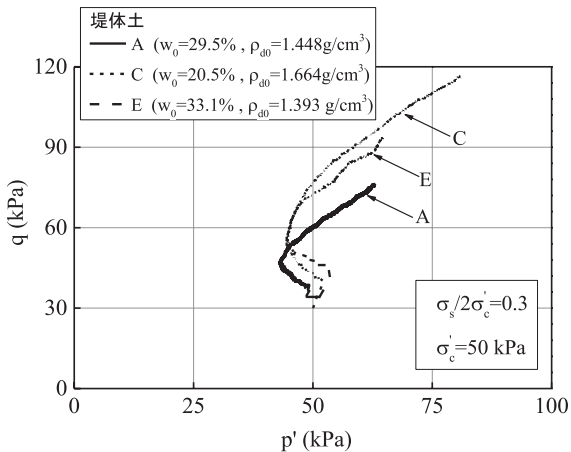


図-15 静的三軸圧縮試験における有効応力経路

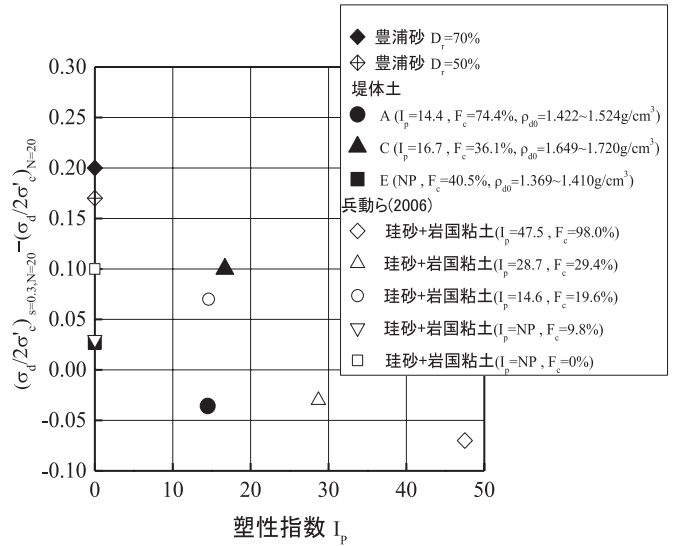


図-16 I_p と $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{s=0.3, N=20} - (\sigma_d/2\sigma'_c)_{N=20}$ の関係

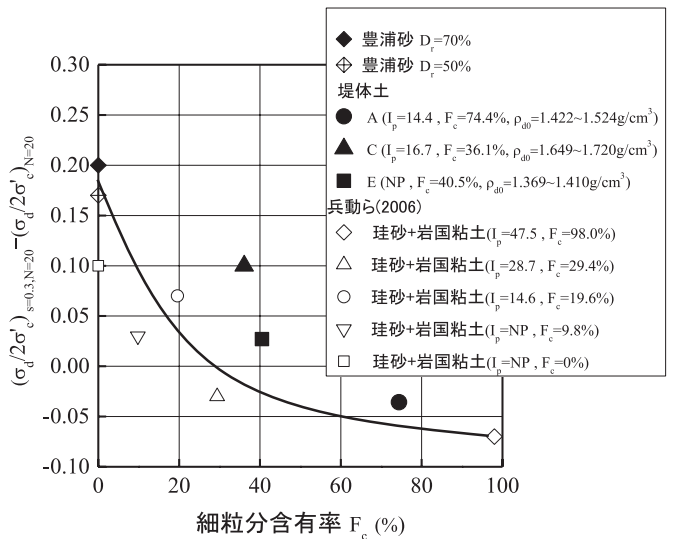


図-17 F_c と $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{s=0.3, N=20} - (\sigma_d/2\sigma'_c)_{N=20}$ の関係

中に正のダイレイタンスーが顕著に発生していることが分かる。図-6 (c) に示したように、初期せん断応力比 0.3 における繰返しせん断中においては、いずれの堤体土も繰返しせん断応力は圧縮側への片振である。本研究の静的三軸試験も同様に圧縮側にせん断しているので、静的せん断中に観測された正のダイレイタンスー効果が、繰返しせん断中においても発揮されたと考えられる。以上より、せん断中のダイレイタンスー特性は初期せん断応力による繰返し強度の増減に及ぼす影響要因の一つであるといえる。

図-16 に塑性指数 I_p と初期せん断応力比 0.3 における繰返しせん断強度比 $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{s=0.3, N=20}$ と初期せん断応力比 0 における繰返しせん断強度比 $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{N=20}$ の差 $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{s=0.3, N=20} - (\sigma_d/2\sigma'_c)_{N=20}$ との関係を示す。なお、図には兵動ら¹²⁾のデータも引用した。同図より、人工の砂粘土混合土¹²⁾は、 I_p の増加に伴い初期せん断応力作用下の繰返し強度は低下する傾向にあることがわかる。しかし、本研究で用いた堤体土試料は、 I_p と繰返し強度に明確な相関関係はみられない。図-17 に F_c と $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{s=0.3, N=20} - (\sigma_d/2\sigma'_c)_{N=20}$ の関係を示す。同図よりいずれの土試料も F_c が高いほど繰返し強度は低下傾向にあることが分かる。また、 F_c が低いほど繰返し強度が増加する。兵動ら¹²⁾が用いた砂粘土混合土は、 F_c の増加に伴って I_p も増加しているが、本研究で用いた堤体土は F_c と I_p に相関は見られなかった。これは、表-1 に示した含有する鉱物の違いに起因すると考えられる。しかし、現地採取した 3 種類の堤体土に関しても、 F_c と $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{s=0.3, N=20} - (\sigma_d/2\sigma'_c)_{N=20}$ との間に良好な関係がみられた。図-18 に初期せん断応力載荷前から載荷終了後の間隙比の差すなわち、図-3 に示した圧密過程における応力経路 A 点から B 点にかけて発生した間隙比の変化量 Δe と $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{s=0.3, N=20} - (\sigma_d/2\sigma'_c)_{N=20}$ の関係を示す。初期せん断応力載荷前の間隙比の方が載荷後のそれよりも大きいので、 Δe は収縮が正、膨張が負の値で示している。初期せん断応力を載荷する際、軸差応力の増加に伴って平均有効主応力も増加する。したがって、図-18 の Δe は、圧密と初期せん断応力による変化分の両方が含まれている。しかし、このことは実地盤内においても同様といえる。 Δe は各土試料における 3~4 つの供試体それぞれの数値である。供試体によってばらつきは見られるが、初期せん断応力載荷中に間隙比が小さくなる、すなわち供試体体積が収縮する土試料ほど繰返し強度の増加は小さくなる傾向にあることがわかる。特に、繰返し強度が大きく増加した豊浦砂 ($D_r=70\%$)は間隙比がほとんど変化していない。以上より、本研究で用いた堤体土に関して言えば、初期せん断応力を受けるため池堤体土の繰返しせん断強度の増減は、細粒分含有率から評価できるといえる。一方で、現時点では塑性指数は指標にはならず、少なくとも細粒分含有率よりは劣る。また、初期せん断応力に対する供試体の体積変化特性が、繰返し強度の増減に関係していることが示唆さ

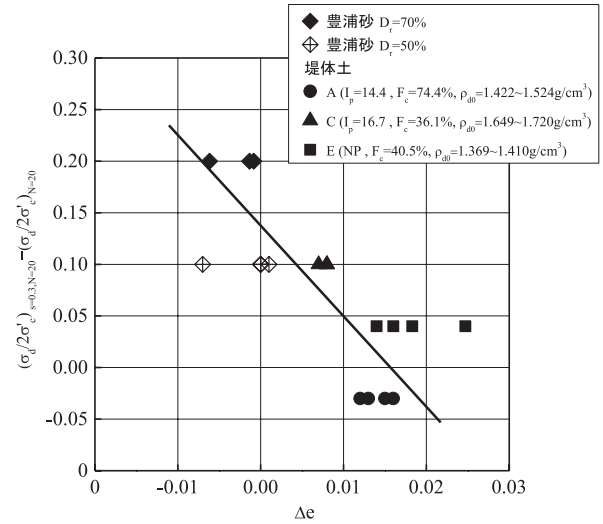


図-18 Δe と $(\sigma_d/2\sigma'_c)_{s=0.3, N=20} - (\sigma_d/2\sigma'_c)_{N=20}$ の関係

れる。今後は、 F_c を固定し、 I_p の異なる混合土に対して実験を行い、データ数を増やす必要がある。

5. まとめ

本研究では、非排水繰返し三軸試験を用いて、初期せん断応力を受けたため池堤体土の非排水繰返しせん断強度特性を検討した。また、圧密非排水せん断試験による堤体土の静的強度特性についても検討した。本研究で得た結論を以下に示す。

- (1) 初期せん断応力が無い場合では、非塑性細粒分を含む堤体土 E のみ液状化が発生した。一方で、初期せん断応力がある場合、いずれの堤体土も液状化は発生せず、有効応力を一定に保ちながら定常状態に至る有効応力経路を示した。
- (2) 今回使用した堤体土 A では、 $I_p=14.4$ 、 $F_c=74.4\%$ で、非塑性ではない細粒分を多く含んでいるため、初期せん断応力を受けると、繰返しせん断強度は低下した。一方、堤体土 C は $I_p=16.7$ 、 $F_c=36.1\%$ で砂質土であり、他の試料よりも供試体密度が高いため、せん断中に正のダイレイタンスー効果が発揮され、繰返し強度が他の堤体土よりも顕著に増加した。また、堤体土 E では、 $F_c=40.5\%$ であるものの非塑性であるため、繰返しせん断強度は増加した。
- (3) 繰返しせん断中のダイレイタンスー特性は初期せん断応力による繰返し強度の増減におよぼす影響要因の一つであるといえる。本研究で用いたため池堤体土に関して、物理特性が多様多様であっても、初期せん断応力の影響を考慮した繰返しせん断強度の評価は、細粒分含有率から可能であるといえる。一方で、現時点では、塑性指数と初期せん断応力に

よる繰返し強度の増減との間には相関がみられない。また、初期せん断応力に対する供試体の体積変化特性が、繰返し強度の増減に関係していることが示唆される。

謝辞

本研究は、山口県の協力のもとで実施された。関係各位に謝意を表す。

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_ameike/ (2016年9月27日アクセス)。
- 2) 中村晋, 仙頭紀明, 梅村順, 大塚悟, 豊田浩史: 2011年東北地方太平洋沖地震による福島県中通りおよびいわき地域における地盤災害- 造成盛土や自然斜面の崩壊と変状, および液状化 -, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.91-101, 2012.
- 3) 上野和広, 毛利栄征, 田中忠次, 龍岡文夫: 非排水繰返し載荷による強度低下の評価法および強度低下を考慮したため池堤体の滑動変位量解析例, 地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災を乗り越えて-発表論文集, pp.403-410, 2014.
- 4) 龍岡文夫, Duttine. A, 矢崎澄雄, 毛利栄征: 非排水繰返し載荷による強度低下とひずみ軟化を考慮したニューマーク法による地震時斜面残留変位推定, 地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災を乗り越えて-発表論文集, pp.394-402, 2014.
- 5) Vaid.Y.P, Chern. J.C : Effect of static shear on resistance to liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 1, pp. 47-60, 1983.
- 6) Hyodo.M, Murata.H, Yasufuku.N, Fujii.T: Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.3, pp.60-76, 1991.
- 7) Tatsuoaka.F, Muramatsu.M, Sasaki, T: Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test, *Soils and Foundations*, Vol.22 No.2, pp.55-70, 1982.
- 8) Hyodo.M, Tanimizu.H, Yasufuku.N, Murata.H Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand, *Soils and Foundations*, Vol. 34 No.1, pp.19-32, 1994.
- 9) Sivathayalan.S, Ha.D: Effect of static shear stress on the cyclic resistance of sands in simple shear loading, *Canadian Geotechnical Journal* Vol.48, No. 10, pp. 1471-1484, 2010.
- 10) Malek.A.M, Azzouza.A.S, Baligh.M.M, Germaine.J.T: Behavior of foundation clays supporting compliant offshore structures, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.115, No.5, pp.615-636, 1989.
- 11) Hyodo.M, Yamamoto.Y, Sugiyama.M: Undrained cyclic shear behavior of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.4, pp.1-11, 1994.
- 12) 兵動正幸, 金鍾根, 福本圭祐, 山田卓, 吉本憲正: 初期せん断応力を受ける砂粘土混合土の非排水繰返しせん断挙動, 土木学会論文集C, Vol.62, No.1, pp.240-245, 2006.
- 13) 吉本憲正, 兵動正幸, 伊東周作, 山本陽一, 藤井照久: 初期せん断応力作用下の中間土の非排水繰返しせん断特性, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp.601-604, 2001.
- 14) 神山惇, 鈴木素之, 河内義文, 松下英次: ため池堤体土における不攪乱および攪乱試料の強度特性比較, 第50回地盤工学研究発表会, 2015.
- 15) 足立 雅樹, 安原 一哉, 福島 正明: 非塑性シルト質土の液状化とそれに伴う体積変化特性, 土木学会論文集, No.535/III, pp.145-154, 1996.
- 16) 新井 良太郎, 國生 剛治, 日下 拓哉: 初期せん断応力が液状化破壊と発生ひずみに及ぼす影響についての中空ねじりせん断試験, 地盤工学ジャーナル, Vol.10, No.2, pp. 213-223, 2015.

(2016年6月18日 受付)

