

高塑性粘土の力学挙動に及ぼす種々の要因についての実験的検討

Effects of various factors on mechanical behavior of highly plastic clay

三好直輔¹，福沢宏樹¹，小高猛司²，板橋一雄³

- 1 名城大学大学院・理工学研究科建設システム学専攻
- 2 名城大学・理工学部建設システム工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 3 名城大学・常勤理事

概 要

本研究では、高塑性粘土の力学挙動を形成している個々の要因を実験的に明らかにすることを目的とし、三軸試験、中空ねじりせん断試験および単純せん断試験を実施することにより、載荷方向、載荷モードならびに圧密応力履歴の影響について検討した。東大阪 Ma13 沖積粘土の不攪乱供試体とその繰返し供試体の単調載荷の圧縮および伸張三軸試験の結果より、繰返して攪乱することによって圧縮載荷時のひずみ軟化挙動は見られなくなるが、圧縮と伸張の強度差は維持していることから、不攪乱粘土の初期構造に起因する異方性は小さいことが示された。また、三軸圧縮試験で観察される不攪乱粘土のひずみ軟化挙動は、中空ねじりせん断や単純せん断条件では観察できないことがわかった。さらに、高塑性粘土の繰返し載荷時の力学挙動を把握するために、再構成粘土を用いて種々の圧密時の応力履歴を与えた単純せん断試験を実施し、過圧密や初期異方性の影響度合いについて検討を行った。

キーワード：高塑性粘土，構造，過圧密，異方性，載荷モード

1. はじめに

自然堆積粘土の力学挙動は、構造、過圧密、異方性などの種々の要因が複雑に影響を及ぼしあっており、それぞれの影響度合いを評価することは容易ではない。その難しさは、構成モデルにおけるパラメータ設定の困難さに直結する問題でもあり、近年高性能な構成モデルが開発され、複雑な力学挙動を説明できるようになってきた一方で、種々の影響因子の評価については、パラメータフィッティングに委ねられることが多い。本研究では、自然堆積粘土の静的ならびに動的な力学挙動に影響を及ぼす要因を実験的に明らかにすることを目的としている。特に、粘性土の繰返しせん断時の力学挙動については、特にひずみレベルが大きな領域では、実験的にも検証されていない事項が多い。従来、動的解析の主流であった粘性土地盤の全応力地震応答解析では、等価剛性と履歴減衰率の非線形性を考慮しているものの、それほど大きなひずみレベルは想定していない。しかし、長周期かつ継続時間が長い海溝型地震を検討対象とする場合には、より大きなひずみレベルを想定した繰返しせん断挙動を説明できる構成モデルが必要となる。特に、鋭敏な自然堆積粘土であれば、繰返しせん断時の構造劣化に伴う強度低下も危惧されており、動的挙動の解明が急務となっている。

本研究では、高い鋭敏性を有する東大阪沖積粘土 Ma13 を不攪乱試料として用い、その力学挙動を詳細に検討する。

はじめに、不攪乱試料と攪乱試料との比較を通して、自然堆積粘土固有の性質について検討する。次に、より系統的な実験を実施するために、高塑性粘土である再構成有楽町粘土供試体を用いて、三軸試験、中空ねじりせん断試験、単純せん断試験を実施し、粘性土の力学特性に影響を及ぼす諸要因について検討を行う。

2. 実験試料

本実験に用いた試料は、東大阪地区で採取した不攪乱の自然堆積粘土（以下、不攪乱赤井粘土）と再構成の有楽町層粘土（以下、再構成有楽町粘土）である。

不攪乱赤井粘土は大阪府大東市赤井で採取した Ma13 沖積粘土であり、大阪平野における内湾部の汽水環境で堆積しており鋭敏性が高い¹⁾²⁾。今回の試験では、シンウォールサンプラーで採取した不攪乱試料を用いた。液性限界は 70～80%、塑性限界は約 35%、塑性指数は 40～50 である。自然含水比が液性限界を上回る、高塑性かつ鋭敏性の高い粘土である。

再構成有楽町粘土は、東京湾で浚渫したいわゆる有楽町層粘土である。420 μm のフルイで裏濾しして貝殻などの固形物を取り除き、液性限界の 2 倍程度まで蒸留水を加えてスラリー状にして、ミキサーで十分に攪乱した。アクリル円筒にて 24 時間真空ポンプを用いて脱気した後に、圧密荷重を 5 日ほどかけて徐々に増加させてゆき、最終的に

100kPa の圧密荷重で2週間、1次元的な予備圧密を行った。なお、再構成有楽町粘土の物理特性は、液性限界が 86%、塑性限界が 31%、塑性指数が 55 である。

3. 試験装置の概要と試験手順

3.1 三軸試験機

単調荷重による圧縮・伸張試験に関しては、DC サーボモータによる軸ひずみ速度制御とした。一方、繰返し荷重試験に関しては、空圧サーボ式アクチュエータによる荷重周波数を制御した正弦波荷重を荷重する方式とした。荷重計測は、内部ロードセルを用いている。供試体は直径 5cm、高さ 10cm の円柱形である。

3.2 単純せん断試験機

荷重機構はパルスモーターであり、単調および繰返し荷重ともに、軸ひずみ制御としている。荷重の計測は、鉛直荷重、水平荷重ともに内部ロードセルで、水平変位は上部ペダスタルの移動量をギャップセンサーで計測している。供試体寸法は直径 6cm、高さ 3cm であり、シンウォールサンプラーで採取した自然堆積粘土の試験を無理なく実施できる。上下ペダスタルには刃付きのポーラスストーンを設置しており、十分に摩擦を確保した上で、上部ペダスタルを水平移動させることにより単純せん断試験を行う。なお、せん断中に単純せん断モードを確保するために、多層スリップリングで供試体側面を拘束してせん断を行う。すなわち、写真 1 に示すように、メンブレンを被せた供試体の外側に供試体径と同じ内径の穴を持つ厚さ 1mm のドーナツ形状の多層スリップリングを積層させて設置し、供試体側面形状を拘束しながらせん断している。せん断時には非排水条件による定体積せん断を実施するが、鉛直荷重軸は固定したまません断することで、異方圧密条件下でも無理なく定体積単純せん断が可能である。

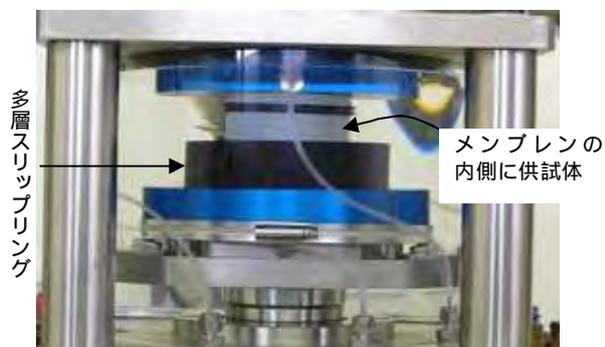


写真 1 単純せん断試験機のセル内の様子

3.3 中空ねじりせん断試験機

荷重機構は AC サーボモーターであり、電磁クラッチ及び電磁ブレーキで軸荷重を制御し、正転、反転を瞬時に行う。荷重計測には 2 方向内部ロードセルを用いている。供試体は外径 10cm、内径 6cm、高さ 10cm である。

中空ねじりせん断試験は、単純せん断試験と同様に異方

圧密条件下での実験が可能であり、また、単純せん断試験以上に単純せん断モードの実現が容易である。しかしながら、試験が煩雑であり、また比較的大きな供試体を必要とする欠点もある。本研究では、単純せん断試験は中空ねじりせん断試験の欠点を補完する役割を期待している。

3.4 試験手順

いずれの試験においても、成型した供試体をセルに設置後、二重負圧法により飽和化を行った。背圧は 200kPa 作用させ、各試験所定の圧密条件で、単純せん断試験では 20 時間、三軸試験および中空ねじりせん断試験では 24 時間圧密後、非排水条件でせん断を行う。ひずみ制御の試験では、基本的に単調荷重試験では 0.1%/min、繰返し荷重試験では 0.5%/min のせん断ひずみ速度とした。正弦波による繰返し荷重試験では荷重周波数を 0.01Hz とした。

4. 単調荷重試験による高塑性粘土の力学挙動の検討

4.1 不攪乱赤井粘土の三軸試験

表 1 に不攪乱供試体の採取深度、有効土被り圧と実験時の初期有効拘束圧を示す。別途実施した圧密試験結果より、CASE A と CASE B の深度に相当する赤井粘土の圧密降伏応力は約 70~90kPa であったことから、原地盤の異方応力状態を勘案して初期有効応力を 60kPa とした。一方、CASE C および CASE D では CASE B とほぼ同深度の供試体であるが、有効拘束圧の影響を検討するために、初期有効拘束圧を 100kPa、200kPa と大きく作用させることにより実験を実施した。

図 1 に軸差応力~軸ひずみ関係ならびに有効応力経路を示す。CASE A の有効応力経路を見ると、ピーク強度を過ぎてからは顕著に塑性圧縮を伴うひずみ軟化挙動を示しており、典型的な鋭敏粘土のせん断挙動が観察できる。CASE B の実験結果を見ると、軸差応力~軸ひずみ関係ではピーク強度直後に急激なひずみ軟化挙動を示しているが、有効応力経路ではせん断途中で正のダイレイタンスが現れている。これは過圧密挙動であることから、CASE A と同じ有効拘束圧では過小であったことを示唆している。一方、CASE B と同深度の供試体を用いた CASE C では、ピーク強度を超えると塑性圧縮を伴うひずみ軟化の挙動を示し、軸差応力~軸ひずみ関係、有効応力経路ともに CASE A の相似形となっている。したがって、この深度の供試体にとっては 100kPa の初期有効拘束圧の方が適当であったことが示唆される。さらに、同深度の供試体で初期有効拘束圧を大きくした CASE D では、CASE C と同様にピーク強度が現れ、その後、塑性圧縮を伴うひずみ軟化の挙動を示すが、CASE C と比べてひずみ軟化の度合いが小さく、破壊応力比の値も小さくなった。これは、圧密過程での過大な等方圧密応力履歴により、原地盤の異方応力状態で構成された鋭敏な粘土の骨格構造が劣化したことに起因している。以上より、室内試験で原地盤粘土のせん断

表1 不攪乱赤井粘土による試験の基本ケース

CASE	深度	土被り圧	拘束圧	間隙比
A	8.6m	59kPa	60kPa	2.27
B	11.1m	72kPa	60kPa	2.05
C	11.2m	73kPa	100kPa	1.86
D	10.9m	71kPa	200kPa	1.63

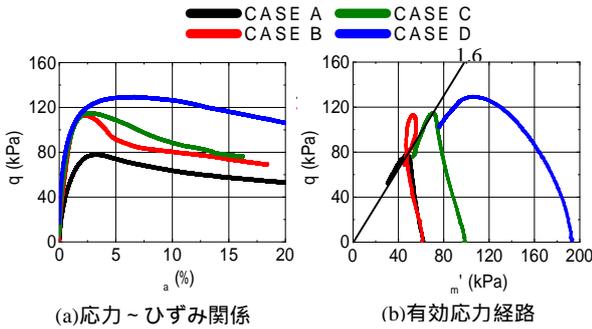


図1 基本的な三軸試験結果（不攪乱赤井粘土）

表2 載荷速度の影響を比較する試験ケース

CASE	深度	土被り圧	拘束圧	載荷速度
E	10.7m	70kPa	100kPa	0.005%/min
F	11.2m	73kPa	100kPa	0.1%/min

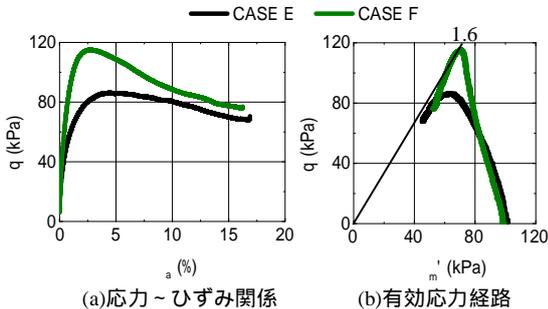


図2 三軸試験によるひずみ速度依存性（不攪乱赤井粘土）

挙動を正確に予測するためには、適切な初期有効拘束圧を用いる必要があることがわかった。

次に、載荷速度の影響を検討するために、載荷速度を変えて試験を行った。表2に不攪乱供試体の採取深度、有効拘束圧および載荷速度を示す。図2に軸差応力～軸ひずみ関係および有効応力経路を示す。軸差応力～軸ひずみ関係を見ると載荷速度が大きいCASE Fの方が、軸ひずみが小さい段階で大きなピーク強度が現れ、軸ひずみが大きくなるにつれてひずみ軟化し、CASE Eに近付いている。有効応力経路を見るとCASE EとCASE Fではひずみ軟化の程度は異なるが、最終的な有効応力状態は近くなる。以上より、赤井粘土のような鋭敏性の高い粘土においては、ひずみ速度依存性が顕著に現れるが、最終的な有効応力状態は同一となる。

次に、原地盤の応力状態に近い異方圧密条件で試験を実施した。表3に不攪乱供試体の採取深度、圧密条件および載荷条件を示す。図3に軸差応力～軸ひずみ関係および有効応力経路を示す。圧縮載荷のCASE HとCASE Jでは、最大軸差応力はほぼ同じとなるが、伸張載荷の試験では、異方圧密のCASE Iは等方圧密のCASE Gに比べて最大軸差応力が若干小さい。圧縮、伸張のいずれも異方圧密の供試体の方が、若干破壊応力比が小さいものの、総じて、等

表3 圧密条件の影響を比較する試験ケース

CASE	深度	土被り圧	圧密条件	載荷条件
G	10.8m	70kPa	$K_0=1.0$ (等方)	伸張
H	11.2m	73kPa	$K_0=1.0$ (等方)	圧縮
I	11.4m	74kPa	$K_0=0.5$ (異方)	伸張
J	11.7m	75kPa	$K_0=0.5$ (異方)	圧縮

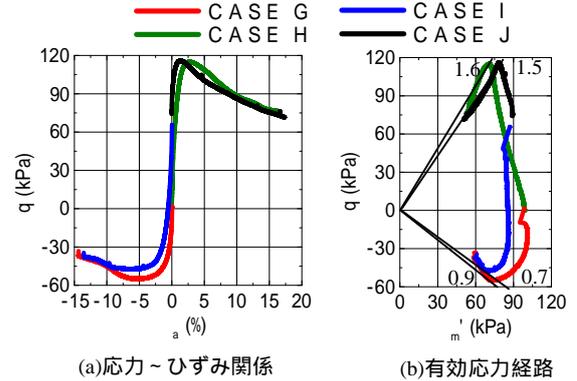


図3 異方圧密条件下での三軸試験（不攪乱赤井粘土）

— 圧縮 拘束圧 60kPa — 伸張 拘束圧 60kPa
 — 圧縮 拘束圧 100kPa — 伸張 拘束圧 100kPa
 — 圧縮 拘束圧 200kPa — 伸張 拘束圧 200kPa

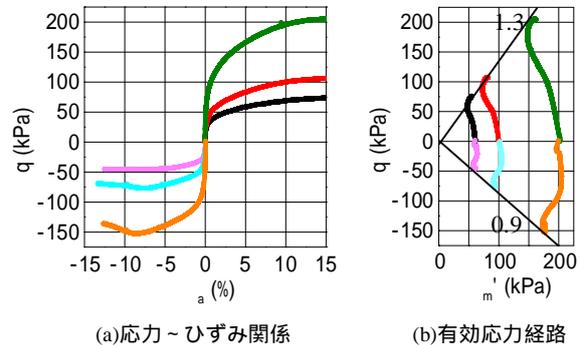
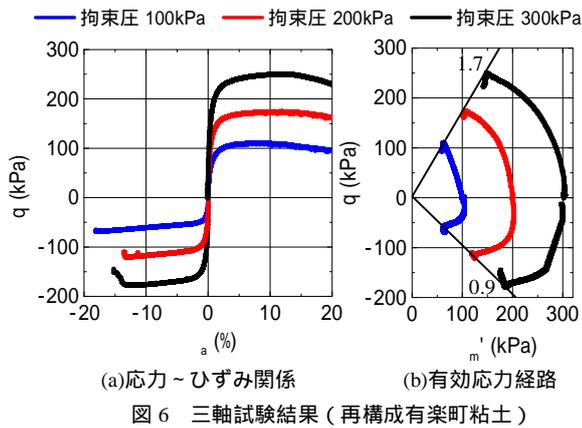
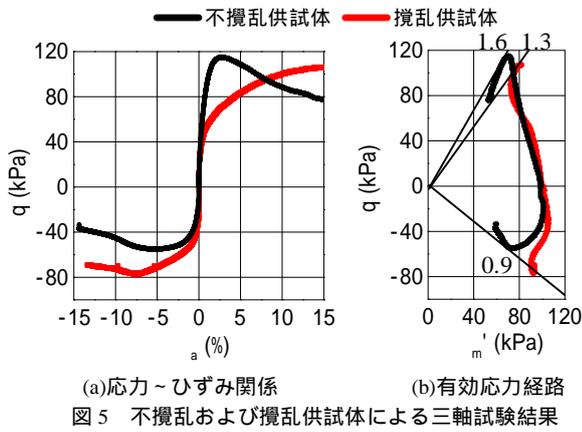


図4 攪乱赤井粘土供試体の三軸試験結果

方圧密条件と同等のせん断挙動を示している。

図4に繰り返して作製した攪乱供試体の三軸試験結果を示す。ここでは、試験後の不攪乱試料を十分に手で繰り返して、攪乱供試体を再構成している。ただし、繰り返しのよって赤井粘土は液状になってしまうために、ペーパータオルによって試料表面から徐々に水分を減じてゆき、自立するまで含水比を低下させた後、円柱形に供試体を成型した。図の軸差応力～軸ひずみ関係をみると、軸差応力は単調に増加して、ピーク強度が見られないまま実験が終了している。また、有効応力経路においては、いずれのCASEにおいても、せん断後半で正のダイレイタンスの発生が見られる。図5に攪乱、不攪乱のせん断挙動を比較するために、図3、図4の同深度かつ同拘束圧の供試体による三軸試験結果を同時に示す。有効応力経路より、不攪乱供試体では塑性圧縮を伴う軟化挙動を示すが、攪乱供試体ではせん断途中で正のダイレイタンスが発生し、全く異なる挙動となった。これは、繰り返したことにより、不攪乱粘土の骨格構造が大幅に低位化したことに起因すると考えている。また、圧縮側の破壊応力比は不攪乱および攪乱粘土でそれぞれ1.6および1.3であり、繰り返しの構造



劣化により、破壊応力比は大幅に低下することがわかる。以上の不攪乱粘土の三軸試験から得た知見を、以下に整理して示す。

圧縮载荷時の破壊応力比は非常に大きく、顕著なひずみ軟化挙動が観察される。

原地盤以上の過大な有効拘束圧で等方圧密された供試体では、破壊応力比は若干小さくなり、ひずみ軟化の度合いも低くなる。

ひずみ軟化挙動はひずみ速度に大きく依存し、ひずみ速度が低下するとひずみ軟化の度合いも低くなる。

異方圧密供試体と等方圧密供試体は、圧縮、伸張ともに大きな違いは見られず、適正な有効拘束圧であれば等方圧密で三軸試験を実施することに問題はない。

不攪乱供試体の圧縮と伸張の強度差は2倍程度あり、破壊応力比にも大きな差が現れる。

攪乱することによりひずみ軟化挙動は見られなくなり、圧縮時の破壊応力比は小さくなるものの、伸張時の破壊応力比には大きな変化は見られない。

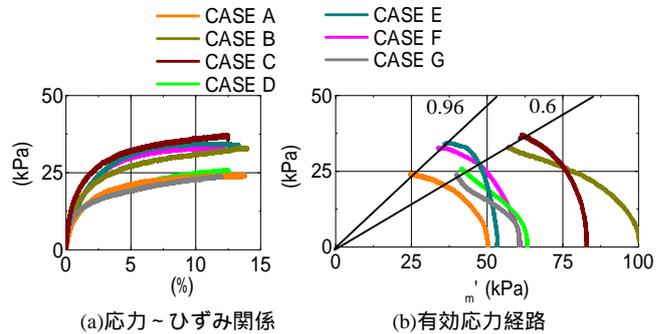
攪乱試料でも圧縮と伸張の強度差は大きく、破壊応力比にも大きな差がある。この差は初期構造に由来するものではない。

4.2 再構成有楽町粘土の三軸試験

図6は再構成有楽町粘土の三軸圧縮および伸張試験結果である。軸差応力～軸ひずみ関係を見ると、不攪乱粘土

表4 単純せん断試験の圧密条件(不攪乱赤井粘土)

CASE	深度	土被り圧	K_0	i'	z'	m'
A	7.4m	53kPa	1.0	50kPa	50kPa	50kPa
B	7.4m	53kPa	1.0	100kPa	100kPa	100kPa
C	7.4m	53kPa	0.5	120kPa	60kPa	80kPa
D	8.2m	57kPa	1.0	60kPa	60kPa	60kPa
E	9.5m	64kPa	0.5	80kPa	40kPa	53kPa
F	9.7m	65kPa	1.0	60kPa	60kPa	60kPa
G	再構成		1.0	60kPa	60kPa	60kPa



のような明確なピーク強度はみられない。有効応力経路を見ると、圧縮側と伸張側に明確な強度差があり、破壊応力比にも差がある。また、破壊応力比を含む有効応力経路の形状には、有効拘束圧の違いによる差はそれほど見られないことから、100kPaでの予備圧密の一次元圧密履歴の影響は小さいと考えられ、圧縮と伸張の強度差は、供試体の初期構造の異方性によるものではなく、圧縮と伸張の载荷モードの違いによって現れていると考えられる。

4.3 不攪乱赤井粘土の単純せん断試験

表4に不攪乱粘土供試体の採取深度、圧密条件を示す。図7にせん断応力～せん断ひずみ関係および有効応力経路を示す。いずれのCASEにおいても、三軸圧縮試験で観察されたひずみ軟化挙動は見られず、せん断応力が単調増加したまま破壊に到達している。また、原地盤の有効土被り圧程度で圧密した供試体(CASE A, E, F)では、等方圧密(CASE A, F)であっても異方圧密(CASE E)であっても破壊応力比に大きな差はない。一方、過大な有効拘束圧で圧密した供試体(CASE B, C)や、繰り返した攪乱供試体(CASE G)については、破壊応力比が大きく低減している。この破壊応力比の差は、不攪乱粘土の有する骨格構造によるものと考えられる。

4.4 再構成有楽町粘土の単純せん断試験

正規圧密供試体と過圧密供試体で単純せん断試験を実施した。過圧密供試体は、一旦300kPaで圧密した後に、100あるいは60kPaまで除荷することにより、OCR=3あるいは5の供試体とした。図8に試験結果を示す。過圧密比は異なるが、せん断時の間隙比が近いために、せん断応力～せん断ひずみ曲線はいずれのCASEも近いものとなっている。また、有効応力経路も最終状態は近づいていることがわかる。破壊応力比はほぼ0.6となるが、これは、圧

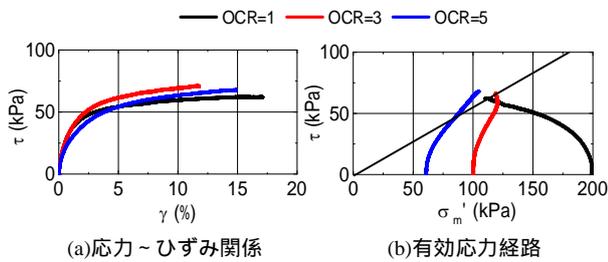


図8 過圧密供試体の単純せん断試験（再構成有楽町粘土）

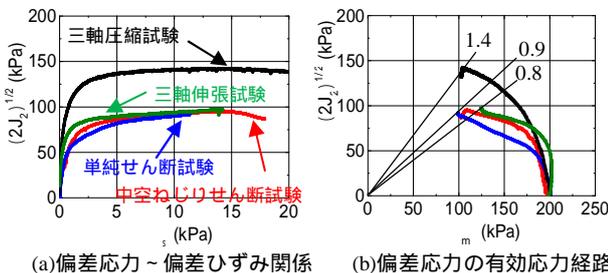


図9 荷重モードの異なる単調荷重試験結果（再構成有楽町粘土）

密条件を種々に変えて実施した試験³⁾で観察された破壊応力比と同じである。

4.5 三軸試験と単純せん断試験の結果の比較

図9は、4.2, 4.4で示した再構成有楽町粘土の三軸圧縮・伸張試験および単純せん断試験の結果をさらに中空ねじりせん断試験の結果も加えて示したものである。ただし、すべての試験を同一尺度で比較するために、せん断応力としては偏差応力テンソルの第2不変量 $\sqrt{2J_2}$ （以下、偏差応力と呼ぶ）を用い、せん断ひずみとしては偏差ひずみテンソルの第2不変量 ε_s （以下、偏差ひずみと呼ぶ）を用いた。なお、今回の実験試料は、せん断中に大きな正のダイレイタンスが発生する材料ではないことから、単純せん断試験においては、スリップリングと供試体の間に発生する相互作用力は無視している。いずれの試験においても、応力～ひずみ関係に明確なピーク強度は見られず、偏差応力が一定値で収束している。異方性と中間主応力の効果が現れやすい地盤材料にとっては、三軸圧縮と三軸伸張は両極端の荷重条件と言える。今回の試験でも両条件の差が顕著に現れている。単純せん断試験と中空ねじりせん断試験は、その間に位置すると考えられるが、今回の試験結果はいずれも三軸伸張試験結果を若干下回るものになった。しかし、限界状態線の傾きについては、三軸伸張が最も小さくなっている。

図10は4.1, 4.2で示した不攪乱赤井粘土の三軸圧縮・伸張試験および単純せん断試験の結果を示したものである。三軸圧縮と伸張の破壊応力比に大きな差があるのは再構成有楽町粘土と同様であるが、単純せん断試験における破壊応力比は、三軸圧縮の破壊応力比に等しい。ただし、繰り返して攪乱した赤井粘土の単純せん断試験については、破壊応力比は三軸伸張に近づいている。

以上の実験より、不攪乱粘土が有する高位な骨格構造によって、三軸圧縮と単純せん断では破壊応力比が大きく現

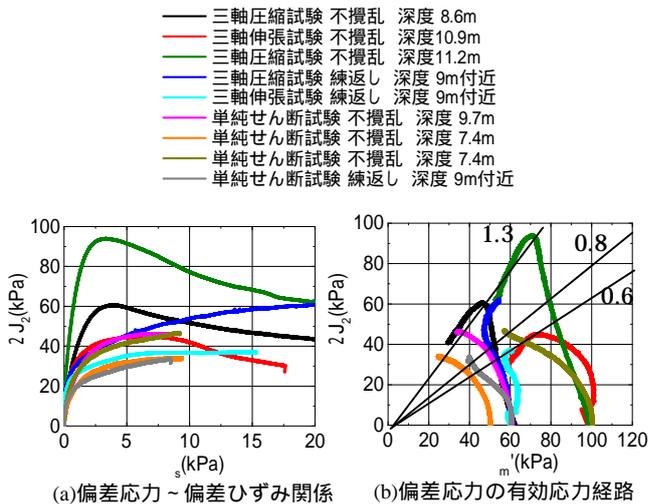


図10 荷重モードの異なる単調荷重試験（赤井粘土）

れる。ただし、骨格構造が低位である再構成粘土や繰返し粘土であっても、三軸圧縮時にだけは破壊応力比が大きく現れる傾向がある。これは、初期構造に起因する異方性とは異なる荷重モードに依存した誘導異方性の効果であると考えている。したがって、高塑性粘土の場合、三軸圧縮試験では圧縮時のせん断強度や破壊応力比を過大に評価している可能性があることに注意すべきである。

5. 繰返し荷重試験による高塑性粘土の力学挙動の検討

5.1 再構成有楽町粘土の繰返し三軸試験

図11に再構成有楽町粘土の繰返し三軸試験結果を示す。繰返し応力比 $(q/2\sigma'_m)$ が0.3の試験結果を例示している。有効応力経路に示す直線は単調荷重試験で得られた破壊応力比を表している。軸差応力～軸ひずみ関係を見ると、単調荷重で見られた圧縮と伸張の強度差を反映して、軸ひずみは伸張側に偏って発生している。有効応力経路を見ると、総じて有効応力は減少しているが、圧縮荷重時に有効応力が減少する一方で、伸張時には有効応力の回復が見られる。三軸試験は供試体が長いために、特に繰返し荷重時に大きく変動する過剰間隙水圧は正確に計測することは難しく、有効応力経路の信頼性は決して高くない。

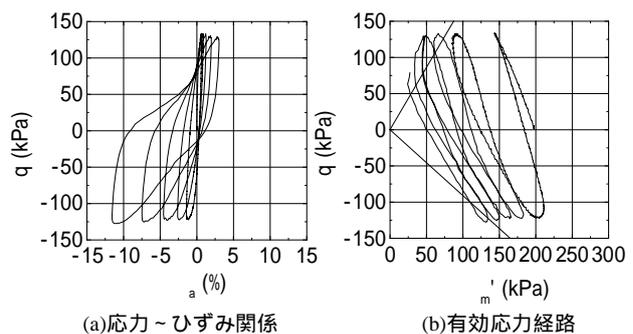


図11 再構成有楽町粘土の繰返し荷重三軸試験結果

表 5 正規圧密粘土の圧密条件

CASE	K_0	i'_v	s'_v	m'_v
A	1.0	200kPa	200kPa	200kPa
B	0.67	300kPa	200kPa	233kPa
C	0.5	400kPa	200kPa	267kPa
D	0.5	200kPa	100kPa	133kPa

表 6 過圧密粘土の圧密条件

CASE	K_0	OCR	m'_c	m'_m
E	1.0	3	300kPa	100kPa
F	1.0	5	300kPa	60kPa

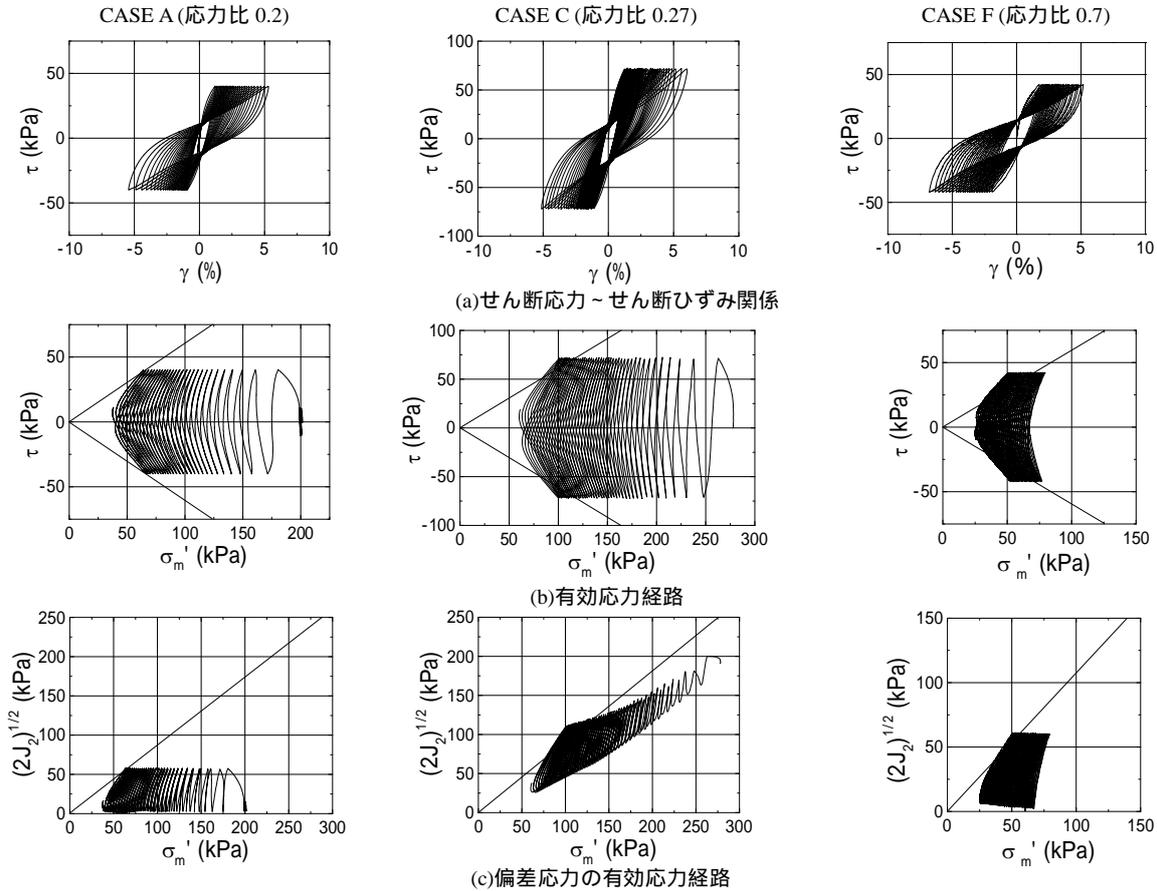


図 12 種々の圧密条件の供試体による繰返し載荷試験結果（再構成有楽町粘土）

5.2 再構成有楽町粘土の繰返し単純せん断試験結果

表 5 および 6 に、繰返し単純せん断試験を実施した正規圧密および過圧密供試体の圧密条件をそれぞれ示す。正規圧密供試体では、異方圧密も実施した。代表として、図 12 に正規圧密・等方圧密（CASE A）、正規圧密・異方圧密（CASE C）および過圧密（CASE F）の繰返し単純せん断試験結果を示す。有効応力経路の図中の直線は、同条件の供試体の単調載荷試験で得られた破壊線である。

等方圧密状態から繰返しせん断を開始した正規圧密供試体 CASE A の結果を見ると、(a)に示すせん断応力～せん断ひずみ関係では、正負のせん断ひずみがほぼ均等に発生し、徐々に増加している。(b)に示す有効応力経路では、第一波目の載荷に伴う有効応力の減少が顕著であり、その後減少の程度が小さくなる。せん断ひずみが大きくなると、破壊線に漸近しながらサイクリックモビリティに似た挙動が観察できる。(c)は図 9 の整理に使用した偏差応力を縦軸として整理した有効応力経路である。等方圧密状態を初期状態とする本 CASE では、通常の有効応力経路(b)を、

正の領域のみで描いた形となっている。

異方圧密状態から繰返しせん断を開始した CASE C の結果を見ると、せん断応力～せん断ひずみ関係、有効応力経路ともに、CASE A の結果と大きな差異は見られない。しかし、(c)に示す偏差応力の有効応力経路では大きな違いがある。すなわち、比較的大きなせん断応力を一定振幅で繰返し載荷しているにも拘わらず、繰返しせん断初期には偏差応力の変動は小さいが、せん断の進行に伴い有効応力状態は破壊線に漸近しつつ原点に近づき、偏差応力の変動は徐々に大きくなる。これは、せん断開始時には異方応力状態だった粘土が、繰返しせん断に伴い等方応力状態に近づいてゆくことを表している。

過圧密供試体の CASE F の結果を見ると、有効応力経路ではせん断初期から過圧密粘土特有の正のダイレイタンシーが現れているが、繰返しせん断に伴い、有効応力は徐々に減少してゆくことがわかる。最終的には、有効応力経路は破壊線近傍で収束して繰り返しているが、せん断ひずみは徐々に発生し続けている。

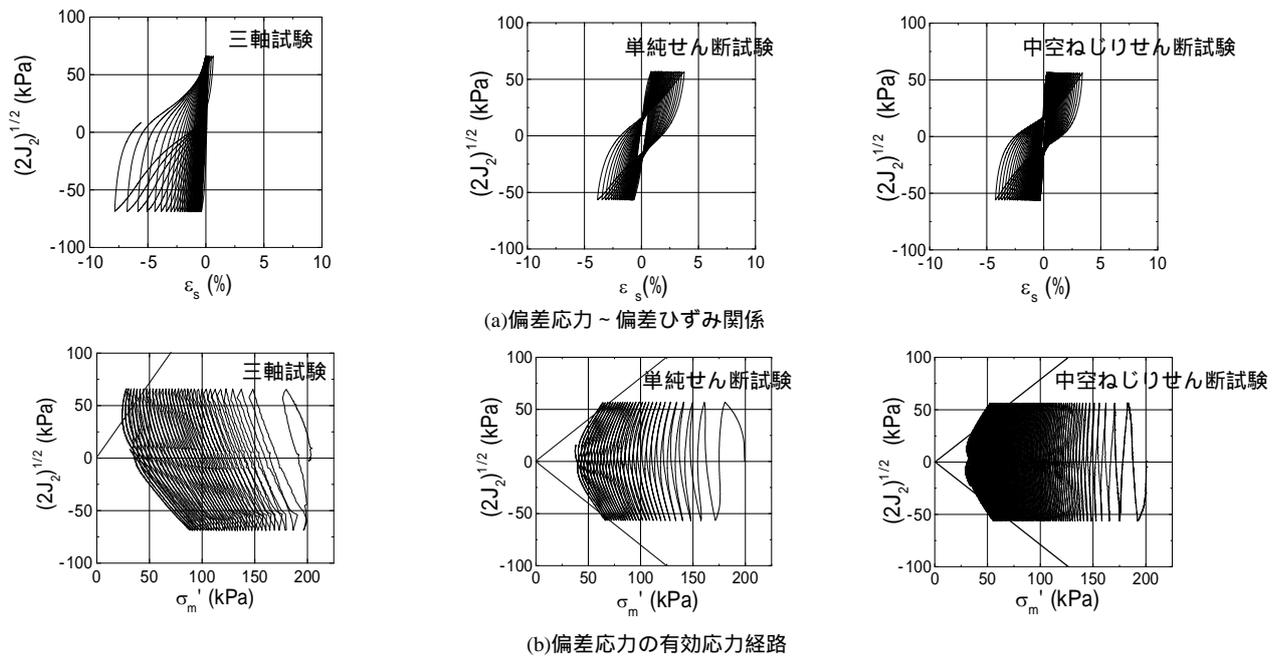


図 13 荷重モードの違いによる繰返し荷重試験結果の比較 (再構成有楽町粘土)

表 7 不攪乱赤井粘土の圧密条件 (単純せん断試験)

CASE	深度	圧密条件	土被り圧	σ'_1	σ'_3	σ'_m
G	9.3m	$K_0=1.0$	63kPa	60kPa	60kPa	60kPa
H	9.3m	$K_0=0.5$	63kPa	80kPa	40kPa	53kPa

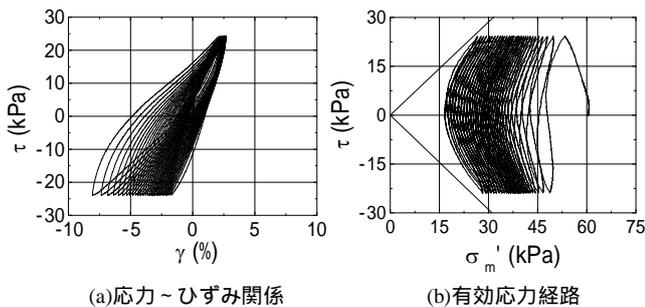


図 14 不攪乱赤井粘土の繰返し単純せん断試験結果 (CASE G)

5.3 せん断モードによる繰返しせん断挙動の違い

再構成有楽町粘土により、200kPa で正規圧密した同条件の供試体を用いて繰返し荷重による三軸試験、単純せん断試験および中空ねじりせん断試験を実施した。図 13 に代表的な結果を示す。三軸試験では伸張側に偏重して偏差ひずみが発生するのに対して、単純せん断試験と中空ねじりせん断試験は正負同様にひずみが発生している。同じ応力振幅での繰返しせん断であるが、中空ねじりせん断試験の方が繰返し回数が若干多い。

5.4 不攪乱赤井粘土の繰返し単純せん断試験結果

表 7 に、繰返し単純せん断試験を実施した供試体の採取深度ならびに圧密条件を示す。図 14 は代表的な試験結果である。試験の応力レベルが小さいために、せん断ひずみ

の発生に偏りが見られるが、有効応力経路ではせん断応力の正負によらず、上下対称の挙動となっている。1 回目の荷重で有効応力は大きく減少するものの、2 回目以降は逆に正のダイレイタンスを生じる挙動に転じており、再構成粘土の過圧密粘土と類似した挙動が見られる。

5.5 繰返し強度曲線

図 15 に再構成有楽町粘土と不攪乱赤井粘土の繰返し強度曲線を示す。横軸は両振幅ひずみが 10% で整理した繰返し回数、縦軸は繰返し応力比である。繰返し応力比はせん断応力 τ もしくは最大非排水せん断応力 ($q/2$) を初期平均有効応力 σ'_m で除した値と定義した。全般的に不攪乱赤井粘土の方が再構成有楽町粘土に比べ繰返し強度が大きい。また、再構成有楽町粘土と不攪乱赤井粘土を個々にみても、いずれにおいても異方性の度合いが大きいほど (K_0 値が小さいほど) 繰返し強度が大きくなっている。CASE C と D では初期有効応力は異なるが K_0 値が同じであるため、繰返し強度曲線は一致している。過圧密供試体においては、過圧密比 OCR が大きいほど繰返しせん断強度は大きくなる。同条件の再構成有楽町粘土供試体を用いてもせん断試験機が異なれば、偏差応力 - 偏差ひずみ関係、偏差応力の有効応力経路の挙動に明らかな差異がみられるが、繰返し強度曲線を見ると多少のパラッキはあるものの、有意な差は見られない。

図 15 では繰返し応力比として、せん断応力 τ もしくは最大非排水せん断応力 ($q/2$) を初期平均有効応力 σ'_m で正規化していたが、等方圧密および異方圧密供試体、ならびに過圧密供試体による試験結果を統一的に解釈するために、再構成有楽町粘土では等価平均有効応力 σ'_{mc} を、不攪乱赤井粘土では先行圧密応力 σ'_{mc} を用いて繰返し応力比を定

- CASE A ○ CASE E
- ▼ CASE B ▲ CASE F
- CASE C □ CASE G
- ▲ CASE D ▼ CASE H
- ⊕ 三軸試験
- ⊗ 中空ねじりせん断試験

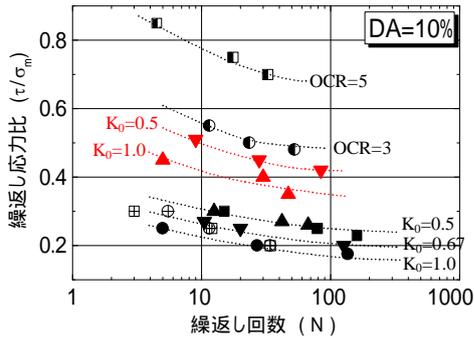


図 15 繰り返し強度曲線

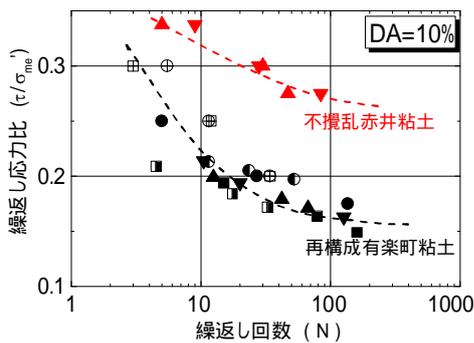


図 16 等価平均有効応力で整理した繰り返し強度曲線

義する。等価平均有効応力 σ_{me}' とは、繰返しせん断時の間隙比から仮想的に等方応力条件の正規圧密状態に相当する平均有効応力を算定したものである。なお、異方圧密条件の σ_m' から等方圧密条件の σ_{me}' を求めるに当たり、単調載荷試験で得られた限界状態係数 M と標準圧密試験から得た圧縮指数 λ と膨潤係数 κ から予測される非排水経路を用いて算出した。この繰返し応力比 (τ/σ_{me}') を用いて整理した繰返し強度曲線を図 16 に示した。図より、これらの正規化を施すことにより、圧密過程の応力履歴によらず、再構成有楽町粘土、不攪乱赤井粘土それぞれにおいて繰返し強度曲線が近くなることわかる。

再構成有楽町粘土の繰返し強度曲線に着目する。単純せん断試験による各種の繰返しせん断試験結果は、等価平均有効応力 σ_{me}' による正規化によって一本の曲線に近似できるが、三軸試験と中空ねじりせん断試験は単純せん断試験に比べてわずかに上側に位置している。図 9 の再構成有楽町粘土の単調載荷試験結果を振り返ると、三軸圧縮試験の破壊応力比が突出して大きく、三軸伸張、中空ねじりせん断、単純せん断の破壊応力比は小さい。繰返し三軸試験では、破壊応力比が小さい伸張側の影響を強く受けると考えられる。三軸伸張、中空ねじりせん断、単純せん断の破壊応力比はいずれもほぼ同じであるが、図 9 の応力～ひずみ関係を見ると、三軸伸張も中空ねじりせん断も単純せん断

断に比べてせん断ひずみの発生速度は小さい。そのため、繰返しせん断においても同じせん断ひずみに到達する繰返し載荷回数は、単純せん断試験よりも多くなり、単純せん断試験の繰返し強度曲線よりわずかに上側となる。

一方、不攪乱赤井粘土においては、図 10 に示した単調せん断試験結果で単純せん断でも大きな破壊応力比を有ることが示されており、また図 14 の繰返し載荷時の有効応力経路においても、せん断の進行に伴い疑似過圧密性を発揮することが明らかになっている。これらより、繰返し強度曲線は再構成有楽町粘土に比べて大きくなっていると考えられる。

今後、不攪乱粘土、攪乱粘土ともに、動的変形試験を実施し、せん断ひずみに伴う剛性劣化の観点からも詳細に繰返し強度について検討する必要がある。

6. まとめ

不攪乱粘土のせん断挙動の特徴として筆頭に挙げられるのは、ひずみ軟化を伴う脆性破壊であるが、本研究の一連の試験より、その挙動は三軸試験、特に圧縮載荷で顕著に観察される特有の現象であることがわかった。その際のピーク強度はひずみ速度に大きく依存する。しかし、破壊応力比は、構造が高位な不攪乱粘土であれば単純せん断試験でも三軸圧縮試験と同様に大きい。一方、再構成粘土の場合、三軸圧縮試験の軸差応力と破壊応力比が突出して大きくなり、三軸伸張、中空ねじりせん断、単純せん断は応力～ひずみ関係、有効応力経路ともに類似している。このような載荷モードの違いによる非排水せん断挙動の相違は、誘導異方性や中間主応力の効果が考えられる。不攪乱粘土では、この効果よりも構造の効果がより強く現れる。

繰返しせん断挙動については、繰返しせん断強度の大きさは、単調載荷時の特徴を反映した値となる。より詳細に不攪乱赤井粘土の繰返し載荷時の有効応力経路を見ると、再構成有楽町粘土の過圧密供試体で見られる特徴が明確に現れており、繰返し載荷時には疑似過圧密性を示すことがわかる。この疑似過圧密性は、不攪乱粘土の構造の効果によるものと考えられるが、単調載荷の単純せん断試験では破壊応力比が大きくなることは示されているものの疑似過圧密性までは読み取れない。

今後、単調載荷試験のみならず、繰返しせん断挙動までも合理的に表すことができる構成モデルの開発が急務である。また、その一方で、境界値問題としての種々のせん断試験法による試験結果の解釈も進める必要がある。

参考文献

- 1) KG-NET 関西圏地盤研究会：新関西地盤 大阪平野から大阪湾，2007.
- 2) 大島昭彦，盛岡学，山本浩司，濱田晃之：東大阪地域の鋭敏粘土層の分布域とその成因の再考察，第 43 回地盤工学研究発表会，pp.257-258, 2008.
- 3) 福沢宏樹，小高猛司，板橋一雄，加藤信二郎：単純せん断試験による異方圧密粘土の繰返しせん断強度特性の評価，第 21 回中部地盤工学シンポジウム論文集，pp.63-70, 2009.