

不飽和土の浸水挙動に関する実験的検討

Experimental investigation on the behavior of unsaturated soils at soaking

塚本晃平¹, 小池真奈², 山田享平², 京川裕之³, 張鋒⁴, ホサイン シャヒン⁵, 中井照夫⁴

1 名古屋工業大学大学院 創成シミュレーション工学専攻 博士前期課程2年

2 名古屋市役所

3 東京大学生産技術研究所 JSPS ポスドク研究員

4 名古屋工業大学 都市社会工学科 教授

5 名古屋工業大学 都市社会工学科 准教授

概 要

近年、ゲリラ豪雨による斜面崩壊が日本各地で発生し、多数の被害が報告されている。このような降雨による斜面崩壊の発生原因として、浸水による強度低下や有効応力の変化による変形の進行が考えられるが、崩壊に至る過程やメカニズムの解明と数値解析による解釈がまだ十分とは言えない。本稿では、浸水挙動に着目し再現性のある試験を行うことで斜面崩壊に起因する不飽和土の力学特性について実験的に考察した。まず、標準圧密試験機を用いた気乾試料の浸水試験により1次元圧縮条件下での浸水挙動に及ぼす拘束圧・密度の影響について検討した。同試験はサクシオンを制御しない簡易的な試験であるが、これまでの不飽和土と同様の試験結果が得られた。また、斜面崩壊を想定して、サクシオンを制御した不飽和土三軸試験機を用いた異方応力条件下での浸水試験を行い、降雨による斜面崩壊を要素試験レベルで検討した。なお、サクシオンを制御しない系統的な試験についてもを行い、密度、浸水時の応力比、圧縮・伸長条件が浸水およびその後のせん断挙動に及ぼす影響について考察を加えた。

キーワード：斜面崩壊，不飽和土，浸水，要素試験

1. はじめに

近年、ゲリラ豪雨による斜面崩壊が日本各地で発生し、多数の被害が報告されている。こうした降雨による斜面崩壊が発生する一因として、地盤が浸水することによる強度低下が挙げられる。これは土が不飽和状態であることと深く関係する。土が不飽和状態にあるとき、土粒子間にメニスカス水による表面張力が作用し、粒子間に働く垂直応力が大きくなり、その結果粒子間の滑りが抑制されることで、飽和土よりも不飽和土の剛性が高くなる。そのため、同じ拘束圧下において、飽和土よりも緩い間隙状態を保持することができる。しかしながら、緩い間隙状態を保持している表層地盤が降雨による浸水作用を受けると、表面張力の作用が消失し、土粒子間の滑りが抑制されなくなり、体積変化やせん断破壊が発生する。このような水分量の変化に伴う力学挙動を適切に記述することは、降雨時の斜面崩壊の予測につながり、その地盤工学的な意味は大きい。そこで本稿では、標準圧密試験機による1次元応力下での圧密浸水試験、不飽和土三軸試験による異方応力条件下でのせん断浸水試験を実施し、種々の応力条件下での不飽和土の力学特性および浸水時の力学挙動について実験的に検討する

とともに、降雨による斜面崩壊のメカニズムについて考察を行う。

2. 一次元応力条件下での圧密浸水試験

2.1 試験概要

試料はカオリン ($\rho_s = 2.70\text{g/cm}^3$, $w_L = 49.83\%$, $w_P = 25.12\%$)および藤の森粘土と豊浦砂を重量比 1:1 で混合した混合土($\rho_s = 2.68\text{g/cm}^3$, $w_L = 18.00\%$, $w_P = \text{NP}$)を使用した。試験は通常の飽和試料に用いる標準圧密試験機を使用し、圧密時の載荷段階は通常の圧密試験(JIS A 1217)と同様に荷重増分比 $\Delta\sigma_v/\sigma_v = 1$ で行った。本試験では、浸水時の飽和度の増加を促すため、二酸化炭素を通気し脱気水を供試体下部から注入した。二酸化炭素タンクとビュレットを接続した試験機の概略図を図1に示す。この方法で浸水後の供試体の飽和度は85~100%となった。供試体作製では、圧密試験機に設置した圧密リングに所定の質量の気乾試料を入れ、加圧板で予圧密することで、初期間隙比を揃えるよう留意した。

実施した試験は、先行圧密応力の有無で二種類のケースに分けられる。Case 1は先行圧密応力なしの試験であり、

カオリンを用いた試験では加圧板を載せた状態($\sigma_v \approx 0.9$ kPa)を含めた各載荷段階で、混合土を用いた試験では加圧板を載せた状態と $\sigma_v = 19.6$ kPa, 157 kPa, 1256 kPa の計 4 段階で、載荷圧一定の浸水試験を行った。Case 2 は、各載荷段階まで先行圧密応力を与えた後、 $\sigma_v = 9.8$ kPa まで除荷し、載荷圧一定で浸水試験を行った。尚、カオリンに関しては Case 1 の試験のみ行った。

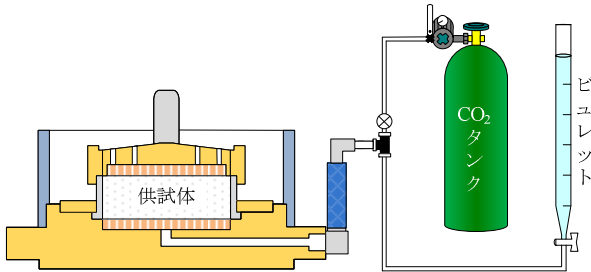


図 1 二酸化炭素タンクを接続した圧密試験機の概略図

2.2 試験結果と考察

図 2, 図 3 に Case1 での各試料の圧密応力 σ_v - 間隙比 e 関係を示す。プロットが気乾状態の圧密挙動(橙色の領域), 四角形プロットが浸水後の圧密挙動(緑色の領域), 矢印が載荷圧一定の浸水挙動(青色)の圧密挙動を表している。2 つの供試体の圧密載荷段階において、気乾供試体は飽和供試体よりも緩い間隙状態を保つことがわかる。しかしながら、緩い間隙状態から浸水させた試料は、拘束圧一定下であるにも関わらず体積圧縮を生じながら飽和供試体の間隙比に近づく、いわゆる浸水コラプス挙動が確認できる。浸水した供試体はその後の圧密載荷において、初期浸水の供試体と同様の圧密挙動を示す。以上の結果は、Jennings & Burland¹⁾などを例とした典型的な不飽和土の圧密試験および浸水試験と同様である。

次に図 4(a), (b)に Case2 における圧密応力 σ_v - 間隙比 e 関係、浸水時の先行圧密応力 σ_v^c (過圧密比) - 間隙比変化 Δe 関係を示す。図 4(a)より、先行圧密応力を与えた加圧密状態の気乾供試体を浸水させると、その間隙比は Case1 とは異なり、飽和供試体の間隙比とは一致しないことが分かる。浸水後の再圧密挙動に関しては、飽和過圧密供試体と同様に、初期に剛性の高い挙動を示しながら、圧密応力の増加に伴い飽和供試体の圧密線に漸近する。また、図 4(b)より、その時に生じる間隙比変化は先行圧密応力(過圧密比)が大きいほど圧縮量は小さくなり、特に大きな先行圧密応力では浸水コラプス挙動は見られず、体積膨張を示す事が確認できる。浸水後の再圧密挙動に関しては、飽和過圧密試料と同様に、初期に剛性の高い挙動を示しながら、圧密応力の増加に伴い飽和供試体の圧密線に漸近する。

以上から、コラプス挙動の有無を含む浸水時における土の挙動は、拘束圧および間隙比の影響を受けて大きく異なり、浸水後は同様な過圧密状態の飽和土の挙動を呈することがわかる。

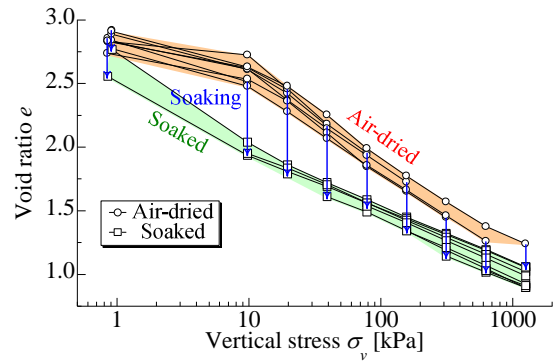


図 2 カオリンの圧密浸水試験結果(Case1)

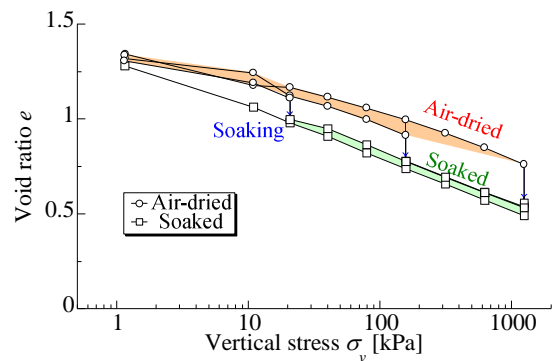
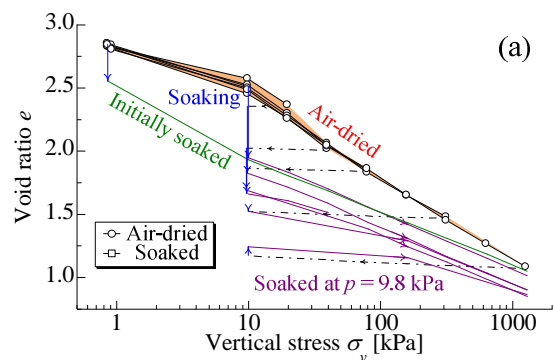
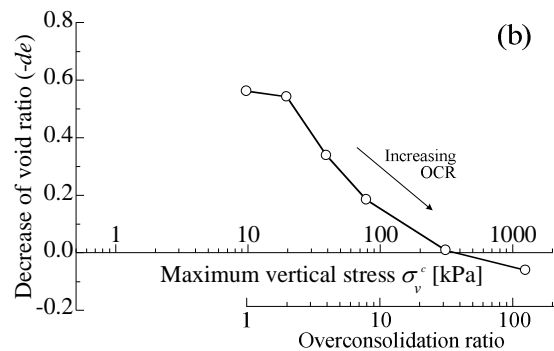


図 3 混合土の圧密浸水試験結果(Case1)



(a) $\sigma_v - e$



(b) $\sigma_v^c - \Delta e$

図 4 混合土の圧密浸水試験結果(Case2)

3. 異方応力条件下でのせん断浸水試験

3.1 概説

本試験では、サクシオン制御の有無で二種類の試験を実施した。サクシオン制御の有無で試験機の機構が異なる。サクシオンを制御する試験は、ペダスタルにセラミックディスクを用いて不飽和状態の供試体を所定の主応力比までせん断した後、浸水させて偏差応力一定のせん断浸水試験を行った。サクシオンや浸水過程での飽和度の変化を計測することにより斜面が浸水作用を受け変形・破壊に至るメカニズムについて考察する。一方、サクシオンを制御しない試験では、供試体上下にポーラスストーンを設置して、不飽和状態の供試体を所定の主応力比($R=\sigma_1/\sigma_3$)までせん断した後、二酸化炭素を通過した供試体に通水して飽和させる手法で実施した。この方法では、サクシオンや浸水過程での飽和度の変化は把握できないが、セラミックディスクを用いる不飽和土の試験に比べ試験時間が短いため、密度、応力条件の影響について系統的な検討が可能である。以下に実施した試験概要、結果および考察について述べる。

3.2 浸水時の変形メカニズムの検討

3.2.1 試験概要

試験は二重セル式で体積変化を計測する不飽和土用三軸試験機を用いて実施した。試験機の概略図を図5に示す。セラミックディスク(AEV: 294kPa)付きペダスタルを設置し、間隙空気圧 u_a は供試体上部から、間隙水圧 u_w は供試体底部から二重管ビュレットを介して作用させた。供試体にはカオリンを含水比 25%に調節した試料を用い、突固めにより間隙比 $e = 1.5$ 程度に調整し作製した。図6に実施した試験の応力経路((a)圧縮側, (b)伸張側)の概略図を示す。なお、図中の $p^{net}-q$ 平面は飽和度 $S_r = 100\%$ の状態を示している。

等方圧密過程は三段階に分けて行った。まず、排気・非排水状態で初期荷重として基底応力 $p^{net} = p - u_a = 19.6\text{kPa}$ 、間隙空気圧 $u_a = 4.9\text{kPa}$ を瞬間的に荷重し、間隙水圧の平衡状態を確認した。(図6中のA)その後、サクシオン $s = 98\text{kPa}$ とするよう、排気・非排水条件で間隙空気圧 $u_a = 98\text{kPa}$ を荷重した。同時に基底応力 $p^{net} = 19.6\text{kPa}$ を保つように、軸圧とセル圧を増加させる。軸圧、セル圧及び空気圧の荷重速度は $4.9\text{kPa}/\text{min}$ とした。圧密荷重後、排水コックを開き、排気・排水条件で30分間計測を行い、体積変化の平衡状態を確認した。(図6中のB)次に、サクシオン一定で基底応力 $p^{net} = 49\text{kPa}$ を荷重した。不飽和状態でせん断を行う試験では体積変化及び排水量の平衡を確認し、飽和状態でせん断を行う試験では体積変化の平衡を確認した。(図6中のC)この状態を初期状態(基底応力 $p^{net} = 49\text{kPa}$ かつサクシオン $s = 98\text{kPa}$)として、排気・排水条件下の不飽和土の三軸圧縮・伸長試験(UnsatC: □, UnsatE: ■)と、圧縮・伸張側に主応力比 $R=4$ までせん断した後、偏差応力一定でサクシオンを減じた浸水試験(UnsatC-R4S: ◇, UnsatE-R4S: ◆), 浸水して飽和させ

た後の飽和土の排水三軸圧縮・伸長試験(SatC: ○, SatE: ●)の計6パターンを行った。

せん断過程は排気・排水条件下かつ基底応力・サクシオン一定で行った。単調せん断では、ひずみ制御(ひずみ速度 $0.0017\% / \text{min}$)によりせん断を行った。一方、せん断中に浸水を行う試験では、応力制御でせん断を行い、その荷重速度は所定のせん断応力に達する時間をひずみ制御で行ったせん断試験から決定した。浸水過程は基底応力・偏差応力一定で、間隙水圧を増加させることでサクシオンを減少させ、浸水を表現した。

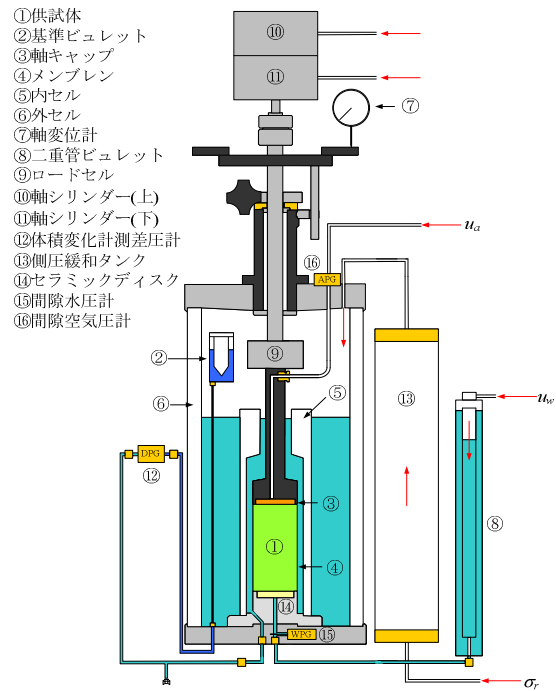


図5 二重セル式の不飽和土用三軸試験機

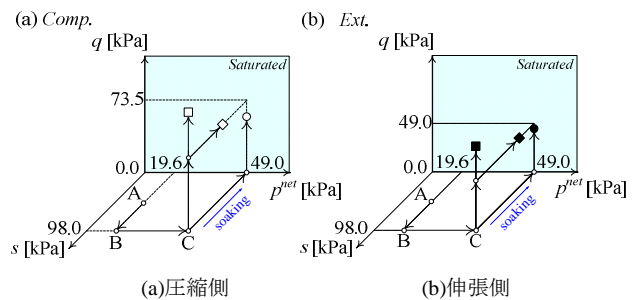


図6 応力経路

3.2.2 試験結果と考察

図7(a), (b)に三軸圧縮側, 伸張側それぞれの応力-ひずみ関係を示す。SatC, SatEでは、飽和化のため等方応力状態で行った浸水時の挙動も含む。せん断挙動に着目すると、不飽和土は飽和土に比べて高いせん断強度を示す。また、伸張側よりも圧縮側のせん断強度が高いことから、不飽和土においても中間主応力の影響があることがわかる。せん断中の浸水挙動(UnsatC-R4S, UnsatE-R4S)では、体積変化を伴うせん断変形が生じており、その程度は強度と同

様に中間主応力の影響を受けることがわかる。浸水時の体積変化に関しては、三軸圧縮側で浸水を行った場合、体積圧縮を生じながら、せん断変形が進む。一方で、三軸伸長側では、浸水に伴う体積膨張が生じた。

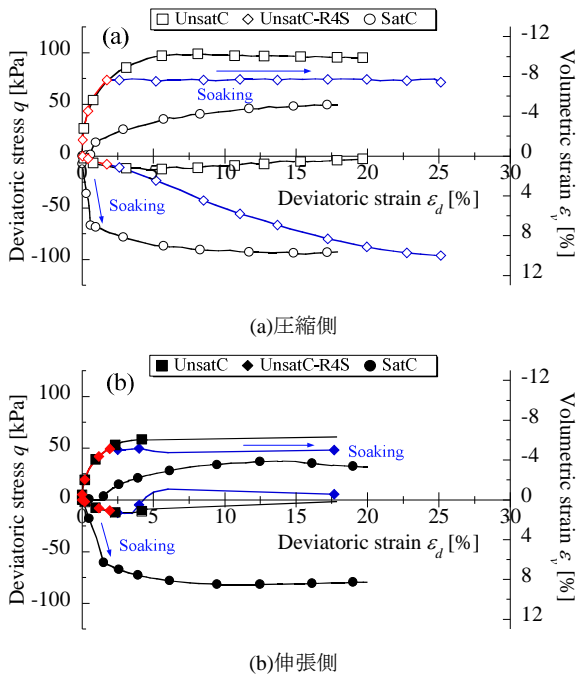


図 7 応力ひずみ関係

図 8 に三軸伸長側で行った試験の有効応力経路を示す。なお、この図の整理には、有効応力パラメータ $\chi = S_r$ とした Bishop²⁾ の有効応力式 ($p'' = p^{net} + S_r s$) を用いた。なお、図中の破線は限界応力状態を表している。UnsatsE-R4S では三段階(①: $s = 98 \rightarrow 73.5$ kPa, ②: $s = 73.5 \rightarrow 49$ kPa, ③: $s = 49 \rightarrow 24.5$ kPa)に分けてサクシオンを除荷し、浸水を行っている。全ての段階で浸水によるせん断変形が進行し、②で限界状態線を超え、③で破壊を確認した。浸水による応力比の増加 ($q/p'' = 0.51 \rightarrow 0.57$) で、膨張に転じる応力比 $q/p'' = 0.56$ (UnsatsE より) に達したため、伸長側では膨張挙動を示したと考えられる。

次に、浸水時の変形メカニズムについて考察する。図 9(a), (b) に浸水時の含水比とせん断ひずみ、応力比の変化を示す。サクシオンの除荷により全ての段階で応力比が増加することがわかる。①では応力比が一定のまま、水分量が増加し、せん断変形が生じた。一方で、②、③では水分量の変化はないが、せん断変形が生じ破壊に至る。一般的なコラプスでは水が入るため変形(圧縮)が進行するが、異方応力状態では、浸水による変形に加え、応力比の増加による変形も生じる。したがって、異方応力条件下で浸水が生じた際、応力比の増加による変形と水分量の増加による変形の 2 つのメカニズムにより、変形が生じると考えられる。

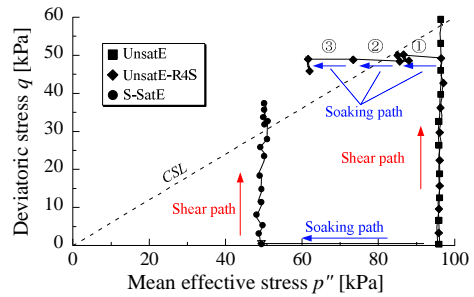


図 8 有効応力経路

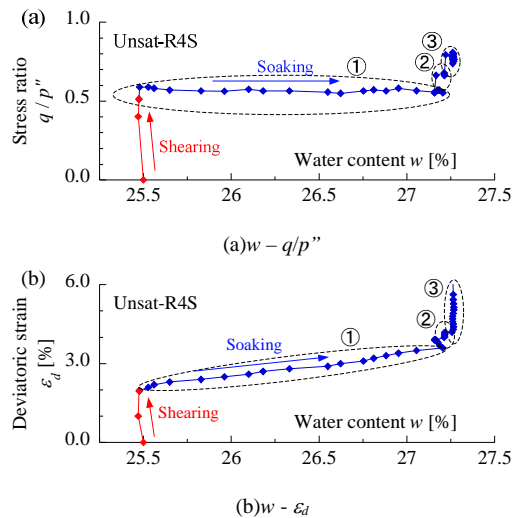


図 9 浸水時の挙動

3.3 浸水挙動に及ぼす密度、応力条件の影響

3.3.1 試験概要

3.2.1 節と同様に二重セル方式の不飽和土用三軸試験機を用いてせん断・浸水試験を実施した。ただし、供試体上下にポーラスストーンを設置して、不飽和状態の供試体を所定の主応力比までせん断した後、二酸化炭素を通気した供試体に通水して飽和させる手法で行った。二酸化炭素タンクと試験機を接続した試験機の概略図を図 10 に示す。供試体上部は軸キャップを介して試験機の上部(図 10 中 A)と繋がっており排気・排水経路となっている。試験条件に応じて A の部品を付替えることで供試体上面の非排水条件を確保する。供試体には、混合土を含水比 $w=19\%$ に調節した試料を用い、突固めにより混合土(loose): $e \approx 1.25$, 混合土(dense): $e \approx 0.75$ を作製した。図 11 に含水比(w)軸(浸水過程)を加えた応力経路((a)混合土(loose), (b)混合土(dense))の概略図を示す。なお、図中の e/G_s は飽和度 $S_r = 100\%$ の状態を示している。また、実施した試験パターンを表 1 に示す。試験は、二種類の密度の供試体(混合土(loose)および混合土(dense))に対して、拘束圧 $p=49.0$ kPa を二段階($p=19.6 \rightarrow 49.0$ kPa)で載荷し、体積変化の平衡を確認した時点初期状態として、不飽和土の三軸圧縮・伸張試験(UnsatsC: □, UnsatsE: ■), 所定の主応力比($R=2.0, 3.0, 6.0$)の異方応力状態での浸水試験(UnsatsC-R2S: ◇, UnsatsC-R3S: △, UnsatsC-R6S: ▽, UnsatsE-R2S: ◆, UnsatsC-R3S: ▲), 等方応力状態で浸水

後の飽和土の三軸圧縮・伸張試験(S-SatC:○, S-SatE:●)を行った。なお、試験名のはじめの記号で供試体の密度を区別し,MI-は混合土(loose),Md-は混合土(dense)とする。不飽和土の試験は上下排気・非排水条件,飽和土の試験は図10中Aの部品を付替えることで供試体上部を非排気・非排水条件,供試体下部を排水条件として,平均基底応力一定,ひずみ制御(ひずみ速度0.018%/min)によりせん断を行った。一方,せん断中の浸水試験では,所定の主応力比まで平均基底応力一定条件でせん断し,その後,偏差応力を一定に保ち浸水させた。一部の試験では浸水後,飽和土の試験と同様に供試体上部を非排気・非排水条件,供試体下部を排水条件としてひずみ制御で再せん断した。等方圧密過程及びせん断過程は排気条件で行い,含水比は一定と仮定した。また,浸水は二酸化炭素を供試体下部から通気させた後,ビュレットとメスシリンダーとの水頭差により行った。ただし,通水開始直後は水頭差がないため,背圧($u_w \approx 9.8$)を載荷し通水を促した。浸水時の全通水量は,供試体体積の3倍以上とした。

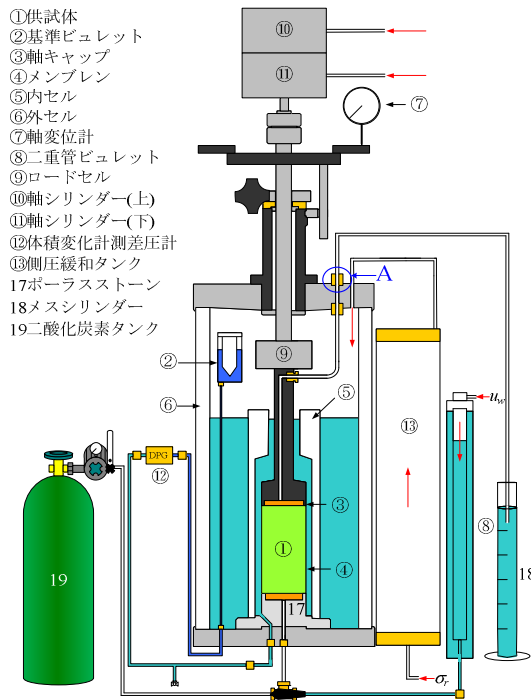


図10 二酸化炭素タンクを接続した試験機の概略図

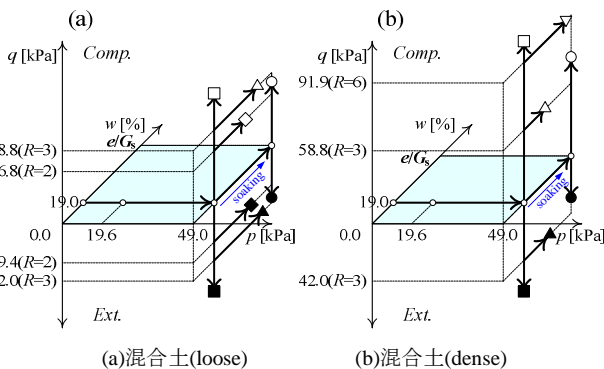


図11 応力経路

表1 実施した試験パターン

		不飽和土	せん断中の浸水	飽和土
混合土 (loose)	圧縮側	MI-UnsatC	MI-UnsatC-2RS MI-UnsatC-3RS	MI-S-SatC
	伸張側	MI-UnsatE	MI-UnsatE-2RS MI-UnsatE-3RS	MI-S-SatE
混合土 (dense)	圧縮側	Md-UnsatC	Md-UnsatC-3RS Md-UnsatC-6RS	Md-S-SatC
	伸張側	Md-UnsatE	Md-UnsatC-3RS	Md-S-SatE

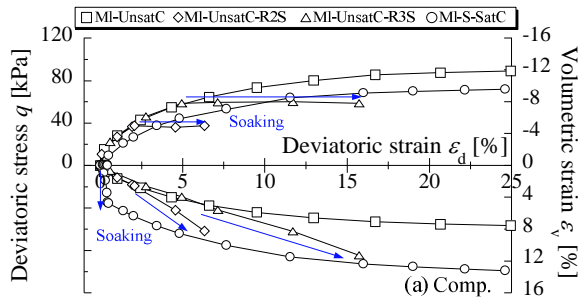
3.3.2 試験結果および考察

図12, 図13に密度が異なる混合土の応力ひずみ関係((a)圧縮側, (b)伸張側)を示す。飽和土については,等方応力状態での浸水挙動も含めて示した。両図より,飽和土のせん断強度は不飽和土のそれよりも小さく,一般的によく指摘される飽和度による強度の違いを確認できる。また,伸張側に比べ圧縮側のせん断強度が高いことから,いわゆる中間主応力の影響は不飽和土においても本質的には同じといえる。密度の影響を見ると,図12(a), (b)と図13(a), (b)より,混合土(dense)の方が初期剛性,強度ともに大きく,軟化挙動や体積膨張など,典型的な密度によるせん断挙動の違いが見られる。

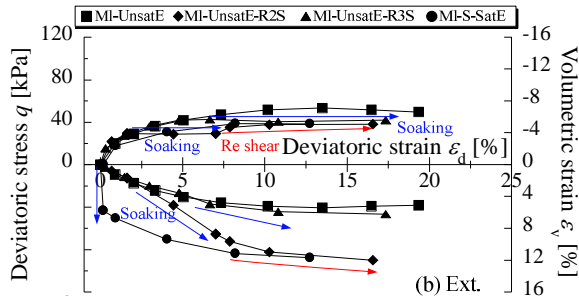
次に浸水挙動に着目すると,等方応力下で浸水させると混合土(loose)は大きく体積圧縮しているのに対して,混合土(dense)は同条件で浸水させても明確な体積変化を示さないなど,2.2節に見られるような浸水コラプス挙動に及ぼす密度の影響が明確にみられる。一方,異方応力条件下では,体積変化とせん断変形を伴う浸水コラプスを起こしており,浸水に伴う変形は必ずしも等方的でなく応力状態の影響を受けている。また,その挙動は密度・応力比の影響を受け,混合土(loose)は圧縮,混合土(dense)は膨張を伴ってせん断変形が進行している。このことから浸水作用は,土がその時々で最も生じやすい変形を促進させる作用があるといえる。

浸水によるせん断変形の多寡に着目すると,図12, 図13より飽和土の残留強度より高い偏差応力から浸水させた試験では,浸水により大きな変形を生じて破壊に至る様子を確認できる。すなわち,不飽和土は高い強度を示すものの,異方的な応力下で浸水すると強度を失って変形が進行する。なお,浸水した供試体を再びせん断すると,せん断強度や体積変化は飽和土の挙動に漸近していくことから,浸水過程の違いによらず飽和した土の応力・ひずみ・強度特性は同じといえる。

また,図14に密度の異なる混合土の浸水時の主応力比Rと偏差ひずみ ϵ_d の関係を示す。図14より,応力比が大きいほど大きなせん断変形が生じている。主応力比R=3でのせん断変形を比較すると密度の小さい方が,また圧縮側より伸張側の方がより大きなせん断変形を生じている。このことから,不飽和土の浸水時の変形・破壊挙動に及ぼす密度や中間主応力の影響は,飽和土のそれらの影響と基本的に同じであると考えられる。

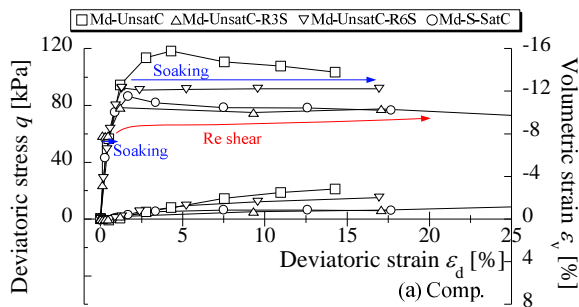


(a) 圧縮側

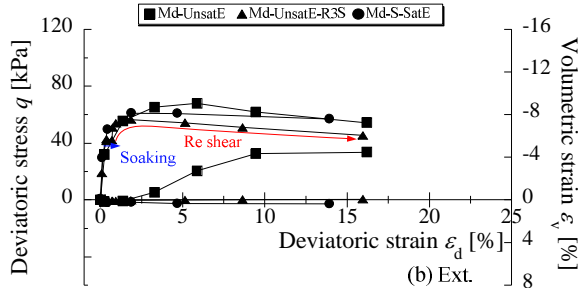


(b) 伸張側

図 12 混合土(loose)の応力ひずみ関係



(a) 圧縮側



(b) 伸張側

図 13 混合土(dense)の応力ひずみ関係

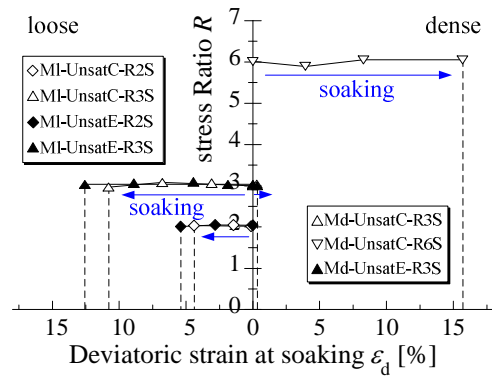


図 14 主応力比 R - 浸水によるせん断変形量 ϵ_d 関係
左側：混合土(loose)，右側：混合土(dense)

4. まとめ

標準圧密試験機による一次元圧密浸水試験，不飽和土三軸試験機による異方応力下での三軸せん断浸水試験を実施し，種々の応力条件下で不飽和土の浸水挙動を検討した。

圧密浸水試験では，飽和土用の標準圧密試験機を用い，気乾試料で供試体を作製することで簡便かつ再現性のある試験を実施することができた。同試験結果より，緩い間隙状態の保持，浸水に伴う圧縮などの典型的な不飽和土の挙動を得ることができた。さらに，浸水時において拘束圧及び密度が体積変化に大きく影響することが示された。

三軸せん断浸水試験では，不飽和土三軸試験機を用い，サクシオンの有無で二種類の試験を実施した。二つの試験から得られた知見を以下に示す。

- 1) 試験結果より，せん断挙動に及ぼす飽和度，密度および中間主応力の影響が確認された。また，異方応力下での浸水では体積変化を伴うせん断変形の進行が見られた。
- 2) 浸水による地盤の変形・破壊現象は，飽和度の増加とせん断応力比の増加という 2 つのメカニズムに起因する可能性を示した。
- 3) 浸水によるせん断変形の大きさは密度や浸水時の主応力比の違い，圧縮・伸張条件の影響を受ける。これは，不飽和状態の斜面が降雨による浸水作用を受けた際，それらの影響を受けることと同義である。

参 考 文 献

- 1) Jennings, J.E. and Burland, J.B. (1962) Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils, *Geotechnique*, 12(2), 125-144.
- 2) *Tecnisk Ukeblad* 39, 859-863, 1959.
- 3) 立松ら：不飽和土の弾塑性モデルによる圧密浸水試験のシミュレーション，第 45 回地盤工学研究発表会，2010.
- 4) 立松ら：圧縮・伸張条件下の不飽和土の浸水挙動とその解析，第 46 回地盤工学研究発表会，2011.
- 5) 小池ら：不飽和土の浸水およびその後のせん断挙動の実験的検討，第 47 回地盤工学研究発表会，2012.