

砂の限界状態線上側での塑性膨張過程における構造高位化の可能性の実験的検証

砂質土 塑性膨張 三軸試験

名古屋大学 特別会員 ○嶋田 将也

国際会員 豊田 智大 野田 利弘

1. はじめに

名古屋大学地盤力学研究グループでは、骨格構造概念に基づく土の弾塑性構成式として SYS Cam-clay model¹⁾を開発し、粘土から砂まで、広範な地盤材料の力学挙動の記述に使用してきた。同モデルでは、自然堆積土に特有な嵩張り（同一応力下で練返し土より高間隙比を持つ点）を土骨格の「構造」としてモデル化し、その発展則を次式で与える。

$$\dot{R}^* = JU^*(R^*)\{(1 - c_s)(-D_v^p) + c_s\}, U^*(R^*) = (a/D)R^{*b}(1 - R^*)^c, D_v^p = \text{tr} \mathbf{D}^p, D_s^p = \sqrt{2/3} \|\mathbf{D}_s^p\| \quad (1)$$

ここに、 R^* ($0 < R^* \leq 1$) の逆数は構造の程度、 J はヤコビアン、 a , b , c , c_s は構造劣化指数 ($0 \leq c_s \leq 1$ でその他は正)、 $D = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa})v_0/M$ は dilatancy 係数、 $\tilde{\lambda}$ は圧縮指数、 $\tilde{\kappa}$ は膨潤指数、 M は限界状態定数、 D_v^p , D_s^p はそれぞれ塑性ストレッチング $\mathbf{D}^p$ (引張：正) の体積成分、偏差成分である。式(1)の第1項と第2項はそれぞれ塑性体積変化とせん断による構造変化を表す。式中の c_s の値は、砂では1に設定することが多いが、そうした場合、構造はせん断によって非可逆的に崩壊し、喪われた構造が二度と蘇ることはない。しかしながら、自然界では、砂は幾度も構造高位な状態が生じる。例えば、密な地盤に鉛直上向きの動水勾配を作用させてボイリングさせれば、再堆積時に高間隙比状態が達成される。また、体積変化が許された密な砂地盤に地震動が作用すれば、高応力振幅下では正の dilatancy により緩みが生じ、次の地震時の再液状化の要因となると考えられる。つまり、これらの現象で共通するのは「限界状態線上側 (dry 側) での塑性膨張」であると言えるが、土が再び嵩張りを獲得しうる構造高位化過程については研究が進んでいない。

一方、Asaoka et al.²⁾による粘土の「アニーリング」の実験と解析では、非排水せん断により限界状態に至った正規圧密粘土を限界状態線上側で吸水せん断（塑性膨張を伴う軟化）した後、非排水除荷・等方圧密過程を経ると、せん断開始前と同じ比体積を持つ正規圧密粘土に戻ることを示している。

そこで、本研究では、Asaoka et al.²⁾による結果と、式(1)が塑性体積変化が限界状態線を挟んで正負が変わり限界状態線上側での構造高位化の可能性を示唆している点に着目して、しかも塑性膨張をより生じやすい密な砂を用いて吸水せん断過程を与えれば、三軸試験機を用いて高位な構造を獲得できるのではないかと考えた。さらに、もしこのような構造獲得過程を構造発展則として記述できれば、ボイリング後の再堆積や、地震などにより構造高位化した地盤の再液状化をも説明可能になる、あるいは何らかの新概念が必要になるのではないかと考えた。本稿では、砂の限界状態線上側での塑性膨張に伴う構造高位化過程の実証実験として、①限界状態線上側に応力経路を含む密な砂の単調排水せん断と、②アニーリング試験と同様の経路を与える二つの三軸試験結果を示す。これらの結果から、せん断過程の一部において、既往の SYS Cam-clay model では説明できない大圧縮挙動を生じた可能性があることを述べる。

2. 単調排水圧縮・伸張せん断試験

2-1. 試料および供試体作成方法 本実験の土試料には豊浦砂（表1）³⁾を用い、空中落下法を用いて相対密度 80%の密な供試体を作製した。

2-2. 実験方法 拘束圧 100 kPa で等方圧密した砂供試体に、側圧一定の排水条件で軸ひずみ速度 $5.2 \times 10^{-3} \%$ /min で軸ひずみ $\epsilon_a=15 \%$ まで圧縮した後、 $\epsilon_a=-10 \%$ まで伸張を与えた。

2-3. 実験結果 図1は(a)軸差応力 q ~ 軸ひずみ ϵ_a 関係、(b) q ~ 平均有効応力 p' 関係、(c)体積ひずみ ϵ_v ~ ϵ_a 関係、(d)比体積 v ~ p' 関係を示す。圧縮過程では、限界状態線上側での大きな塑性膨張を示す。その後、 $q=0$ を超えてから、伸張過程で急激に顕著な塑性圧縮を示す。

2-4. 実験挙動の再現と考察 この実験において状態を伸張に転じてから観察された大圧縮挙動が構造の獲得によるものであるかを検証するため、SYS Cam-clay model により挙動の再現を、各種パラメータを変更しつつ試みた。表2は設定した各種パラメータと初期条件の一例を示す。図2はその時の応答例を示す。(d) v ~ p' 関係では、圧縮過程での応答は実験結果と十分に合致しているのに対し、伸張過程でも過圧密状態が支配的であるが、除荷~塑性圧縮を経て伸張側の限界状態線に達してからは大きな塑性膨張を示している。また、圧縮終了時点で過圧密（過圧密比： $1/R$ ）は解消し切らない ($1 < 1/R$) のに対し、構造は完全に喪失している ($R^* = 1$)。過圧密解消に大きく寄与する N , m などのパラメータを変更して

表1 物理特性³⁾

試料名	豊浦砂
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.654
均等係数 U'_c	2.01
最大間隙比 $e_{\max}$	0.922
最小間隙比 $e_{\min}$	0.583
平均粒径 D_{50}	0.187
細粒分 F_c	0

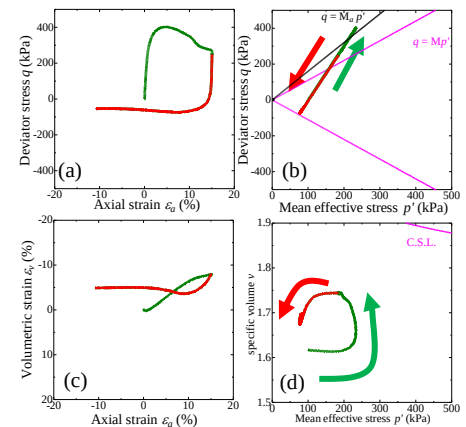


図1 三軸試験結果

も、実験で観察された伸張過程での大塑性圧縮は表現できなかった。なお、同構成式では回転硬化による初期・誘導異方性を考慮して、圧縮過程では圧縮方向に異方性が発達して限界状態線が図2(a)中の黒線の位置まで回転するため、その後の伸張過程での塑性圧縮を比較的生じさせることができるが、実験結果相当の大圧縮は説明できなかった。このことから、圧縮過程での塑性膨張時に構造を獲得（構造高位化）し、それが後続の伸張過程での大圧縮に繋がったものと考察した。また、塑性膨張による構造高位化を考慮できるよう、式(1)中の c_s の値を0以上1未満の範囲で変更した。しかし、 c_s の値が大きい場合は圧縮過程でのせん断による構造喪失が塑性膨張に伴う高位化を上回り、 c_s の値が小さい場合はそもそも圧縮過程の挙動を再現できず、圧縮→伸張の一連の過程を一貫してすることは不可能であった。このことから、 R^* の発展則の見直し（例： $U^*(R^*)$ の関数形、塑性圧縮側と膨張側で a の値を非対称に設定など）が必要である可能性が示唆された。

3. 砂のアニーリング試験・伸張試験

3-1. 試料および供試体作成方法 2-1.と同様、相対密度80%の密詰め豊浦砂を対象とする。

3-2. 実験方法 (1)非排水せん断過程：拘束圧50 kPaで等方圧密後、側圧一定の軸ひずみ速度 $5.2 \times 10^{-3} \%$ /minで、背圧が0 kPaとなるまで非排水せん断を行う。

(2)吸水せん断過程：排水条件で背圧100 kPa上昇毎に2%ずつ(1)と同様の軸ひずみ速度で吸水せん断を行う。この操作を、背圧が非排水せん断前の値となるまで段階的に繰り返す。このとき、供試体は塑性膨張を伴って吸水軟化する。

(3)非排水除荷過程：非排水条件で、 q がほぼ0となるまで除荷を行う。

(4)等方圧密過程：有効拘束圧が300 kPaになるまで等方圧密を行う。拘束圧を初期より大きい300 kPaまで上げることで、過圧密の解消を狙う。

(5)非排水せん断過程（伸張）：(1)と同じ条件で伸張非排水せん断する。

3-3. 実験結果と考察 図3は、試験結果として(a) $q \sim \varepsilon_a$ 関係、(b) $q \sim p'$ 関係、(c)過剰間隙水圧 $u_e \sim \varepsilon_a$ 関係、(d) $v \sim p'$ 関係、(e) $\varepsilon_v \sim \varepsilon_a$ 関係、(f) $q \sim p'$ 関係の拡大図を示す。なお、試験中にはせん断面が生じず、供試体の要素性は保たれていた。はじめに、(1)の非排水せん断過程では、典型的な密な砂の挙動として、 p' の増加を伴い q が増加し続ける。この過程では、異方性が圧縮側に発達し、限界状態線（塑性圧縮と塑性膨張の閾線、 $q = M_a p'$ 線と呼ぶ）が図(b)中の黒線位置まで回転してゆく。(2)の吸水せん断過程では、有効応力経路が $q = M_a p'$ 線上側にのみ位置するため、塑性膨張と除荷のみを起こし、この過程で比体積が $v_0 = 1.649$ から $v = 1.777$ まで上昇する。(3)の非排水除荷過程では、 p' が減少してゆくが、その図(b)内の有効経路はやや上に凸状に推移し、塑性変形を呈する。これは、(1)~(2)の過程を経て異方性が圧縮側に発達している状態で、伸張を与えたことによる。また、(4)の等方圧密過程では、 p' の増加に伴う比体積減少量が膨潤線より推計される弾性圧縮量よりもはるかに大きい。これも、2-4.で述べたように、異方性が発達した状態で“等方圧密”を与えることで生じる“せん断”に由来すると考えられる。(5)の伸張非排水せん断では、典型的な軟化挙動⁴⁾を示す。軟化挙動を示した理由の一つとして、(2)の過程での吸水せん断（塑性膨張を伴う比体積増加）により供試体が緩んでゆく過程で構造を獲得した可能性が考えられる。ただし、(1)、(2)で圧縮側へ異方性が発達し、砂供試体として圧縮側に対して強く、引張側に対して弱くなった結果、伸張側でのせん断時にもその影響が残っていて軟化挙動を示した可能性も否定できない。

4. おわりに

構造を有さない密な三軸砂供試体に、限界状態線上側での塑性膨張過程を伴う有効応力経路（単調排水圧縮試験／アニーリング試験）を与えた際の構造高位化の可能性を検証するため、その後のせん断試験（単調排水／非排水伸張試験）を実施した。その結果、排水せん断時の大圧縮／非排水せん断時の軟化が得られ、構造高位化の証拠となりうる力学挙動を見出した。これ迄の地盤力学は、液状化や締固めなど、限界状態線下側での力学挙動に重きを置いてきたが、限界状態線上側での土の力学挙動を精緻にモデル化することで、地盤堆積環境の形成過程の理解などにも貢献してゆきたい。謝辞 名古屋大学の酒井崇之助教より、本研究での実験実施にあたっての技術的指導を得た。

参考文献) 1) Asaoka, A. et al. (2002): An elasto-plastic description of two distinct..., S&F, 42(5), 47-57. 2) Asaoka, A. et al. (1995): Annealable behaviour..., S&F, 42(5), 47-57. 3) 呉(2017): 密度とせん断波速度が..., 東京大学学位論文, p. 46. 4) 中井(2006): 構造・過圧密・異方性の..., 名古屋大学学位論文, 97-119.

表2 計算に用いた材料定数

弾塑性パラメータ	
圧縮指数 λ	0.075
膨潤指数 κ	0.002
限界状態定数 M	1.100
正規圧密線の切片 N	2.000
ボアソン比	0.100
発展則パラメータ	
正規圧密土化指数 m	0.006
構造劣化指数 a	2.200
c_s	1
回転硬化指数 b_r	0.500
回転硬化限界定数 m_b	0.520
初期条件	
初期比体積 v_0	1.617
初期平均有効応力 p_0'	100.0
初期過圧密比 $1/R_0$	362.2
初期構造の程度 $1/R_0^*$	2.300
初期異方性 ζ_0	0.470

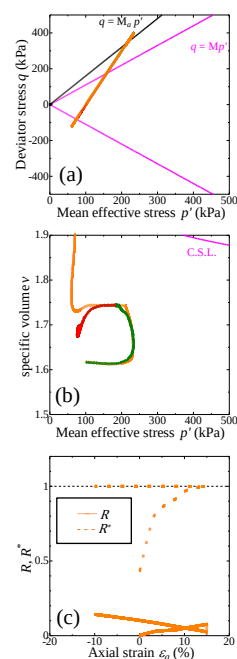


図2 図1の解析例

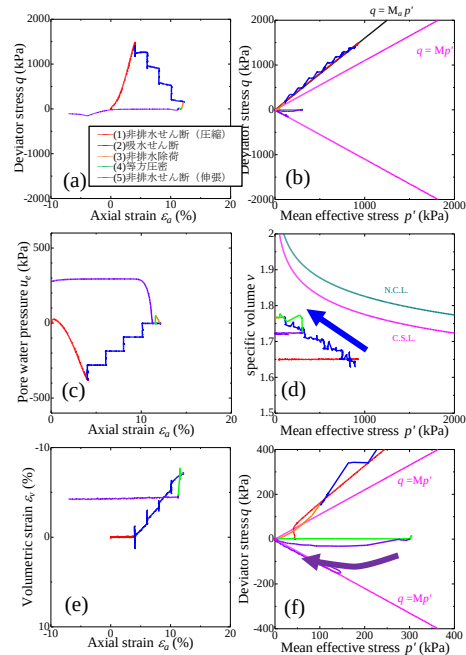


図3 アニーリング試験結果