

名古屋大学 正会員 浅岡 顕
 東京大学生産技術研究所 正会員 小高猛司
 名古屋大学 正会員 野田利弘

1. はじめに

豊浦砂による3軸圧縮試験の結果を、下負荷面モデル導入したカムクレイモデルによる水-土連成有限変形計算を用いてシミュレーションを行う。はじめに、密づめ、ゆるづめ砂の両方に対し、非排水条件での3軸試験とそのシミュレーションの結果を示し、せん断中の砂の弾塑性挙動を概観する。次に、砂の吸水軟化実験とそのシミュレーションの結果を示す。吸水軟化実験とは、拘束圧一定で、ある応力レベルまで軸変位制御で非排水せん断を行い、軸圧縮は続けながらも途中から排水コックを開放し、拘束圧を徐々に減少させていく実験である。それにより、砂の吸水に伴う軟化現象(単なる荷重～変位曲線上の荷重不安定ではなく、塑性学でいう軟化であることに注意する)を観察する。この実験のシミュレーションは3軸圧縮試験を境界値問題として解いたものであり、せん断中の砂の硬化や軟化といった弾塑性挙動全般の理解の助けになることを目指している。なお、解析の詳細は他の文献にも詳述している(例えば、文献1), 2))。

2. 豊浦砂の非排水3軸圧縮試験とそのシミュレーション

2.1 3軸圧縮試験

図1および2は密づめ砂とゆるづめ砂の3軸圧縮試験の結果をそれぞれ示したものである。供試体寸法は $\phi=5$ cm, $h=10$ cm、側圧および背圧は3および2(kgf/cm²)であり、軸圧縮は $\dot{\epsilon}_a=1.0\%/min.$ の軸変位制御でせん断を行った。供試体の初期間隙比(等方圧密終了後)は密づめ、ゆるづめ砂それぞれで0.62および0.85である。図1, 2の(b)図の過剰間隙水圧 Δu ～軸ひずみ ϵ_a 関係より、密づめ、ゆるづめともに、供試体中に正の過剰間隙水圧が発生し、その後負の水圧(負圧)に転じたことがわかる。また(c)の軸差応力 q ～平均有効応力 p' 関係では、負圧の発生に伴い、 q, p' ともに大きく上昇していくことがわかる。なお、ここで言う軸差応力とは、供試体上端で測定された軸荷重を供試体初期断面積で除したもの(σ_1)から拘束圧 σ_3 を差し引いたものである。従ってこの q ～ p' 関係は供試体を1要素としてみなした見かけのものであり、供試体全体の荷重～変位関係に相当する。密づめ砂の場合、図1に示したように $\epsilon_a=6\%$ 程度の軸変位までしか実験を行っていないが、それ以上の軸変位を加えれば、負圧は依然増加し続け、 q も増加する過程にある。一方、ゆるづめ砂の場合は、

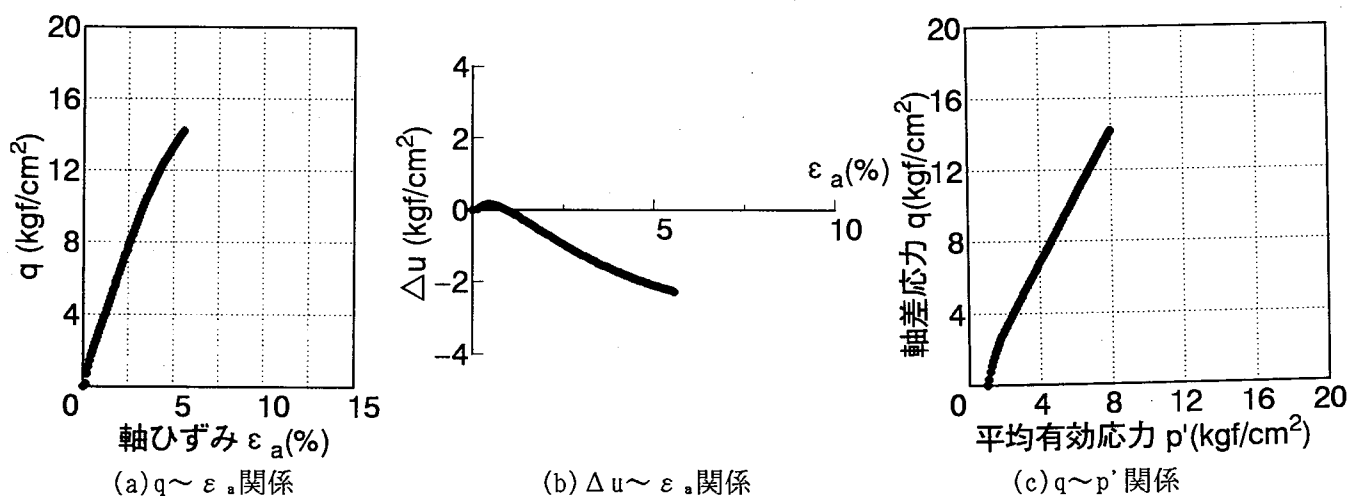


図1 密づめ砂の非排水3軸試験結果

Experiments and their Simulations of Softening Behaviour of Dense Sand:

Akira ASAOKA, Takeshi KODAKA and Toshihiro NODA (Nagoya University).

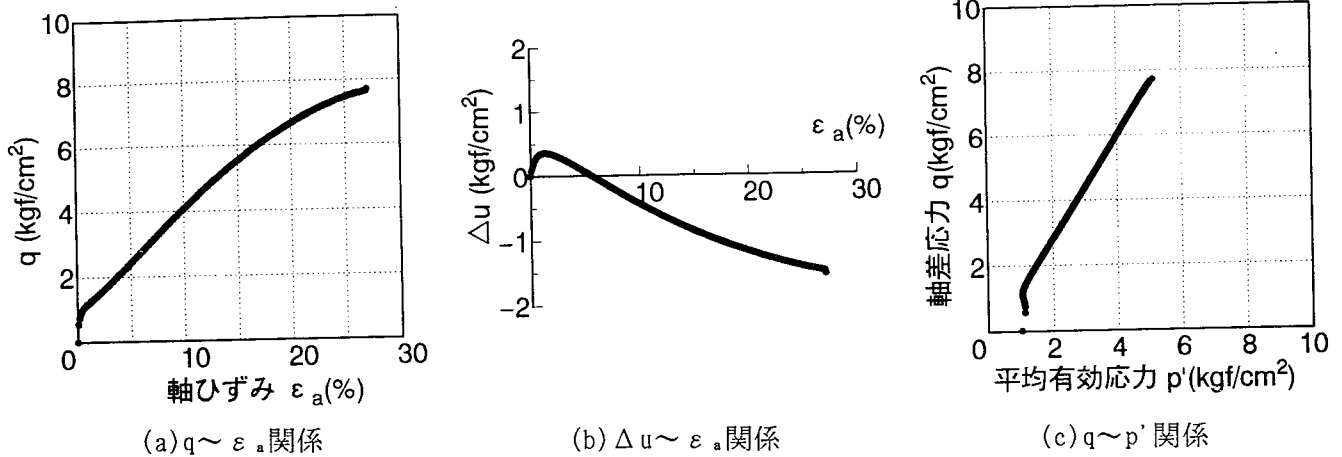


図2 ゆるづめ砂の非排水3軸試験結果

図2の $\varepsilon_a = 27\%$ の状態では Δu , q ともにほぼ頭打ちの定常状態になりつつあり、これ以上の軸圧縮を与えても q の上昇は少ない状態に供試体はあった。

2.2 下負荷面モデル³⁾による水-土連成有限変形計算でのシミュレーション

図3および4は図1, 2の非排水3軸圧縮試験のシミュレーションの結果である。供試体の上半分を 5×10 の有限要素で表し、軸対称条件で解析した。土質定数は表1に示す。Mは実験で観測された、いわゆる「変相角」を用い、 λ , κ は高圧まで载荷した圧密試験により決定した。また過圧密比は正規圧密曲線と供試体の間隙比が整合するよう決定した。解析結果は供試体全体の挙動を1要素とみなして描いたものであるが、実験の傾向を良く説明している。すなわち、非排水せん断中の供試体は一旦は負のダイレイタンスが生じた後、正のダイレイタンスに転じるため、正の過剰水圧から負圧に転じる様子が良く説明されている。その負圧の増加に関して、密づめ砂の方は、それ以上の軸圧縮を加えれば依然として増加するものの、ゆるづめ砂の場合は q , Δu ともにそれ以上の増加はない定常状態になっていることも実験の傾向を良く説明している。このことは、図5の非排水せん断中の供試体全体で見た間隙比 e と p' との関係からも見て取れる。すなわち、ゆるづめ砂の場合は限界状態線に至っており、密づめ砂の場合はまだ限界状態線には至っていない。図6, 7に非排水せん断終了時の供試体内部の土要素の状態を示す。密づめ砂の場合、図6の右上の平均有効応力～偏差応力関係を見てみると、せん断初期から応力状態は限界状態線を超えて上側に行き、その後は限界状態線に沿うようにして、限界状態線の上側を上昇し続ける。

表1 土質定数

M	1.2	λ	0.18
ν	0.3	κ	0.0092
過圧密比	60 (密づめ砂)		
	15 (ゆるづめ砂)		

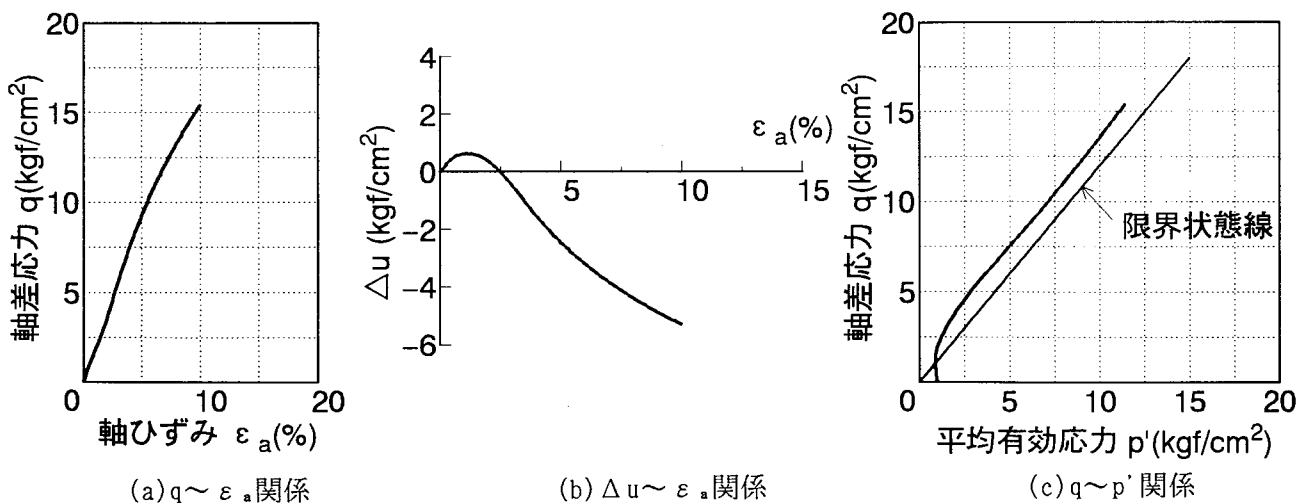


図3 密づめ砂の非排水3軸試験のシミュレーション結果

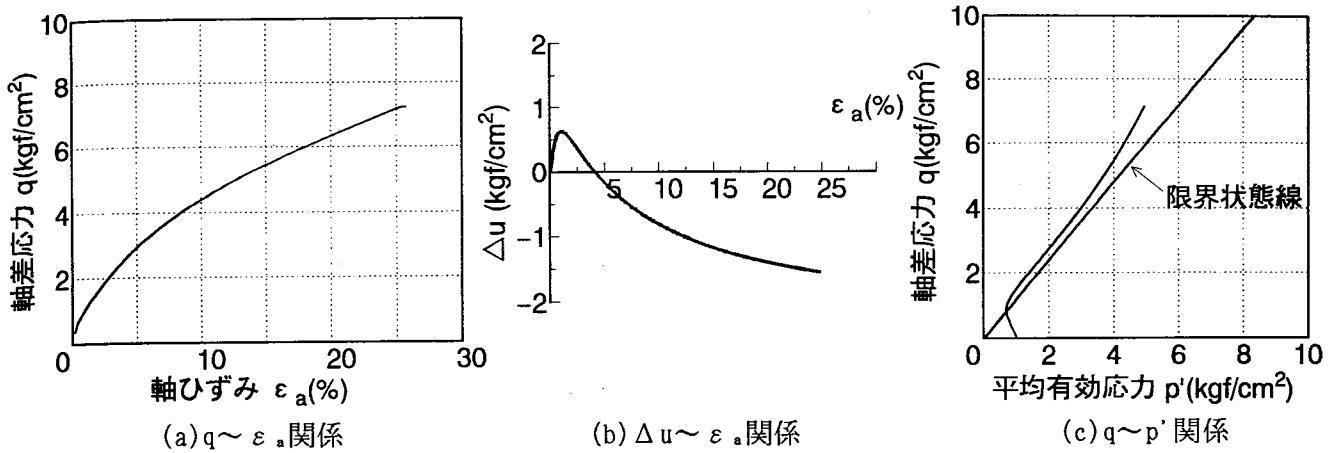


図4 ゆるづめ砂の非排水3軸試験のシミュレーション結果

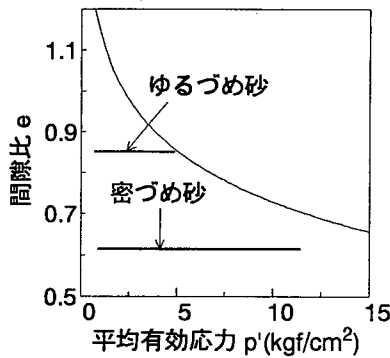


図5 非排水せん断中の $e \sim p'$ 関係

図中の外側の曲線はカムクレイモデルの正規降伏面であり、内側は正規降伏面に相似な下負荷面(例えば文献3))である。通常のカムクレイモデルでは正規降伏面の内部では弾性挙動しか説明できないが、下負荷面を導入することによって、正規降伏面の内部でも、正規降伏面に近づくにつれて現れる塑性挙動をを説明することができる。また、関連流れ則における塑性乗数の非負性により、通常のカムクレイモデルでは、限界状態線の上側では降伏面を押し広げる硬化挙動はあり得ないが、下負荷面モデルを用いることにより、限界状態線の上側であってもその硬化挙動を表現できる。ただし、限界状態線の上側では塑性膨張が生じるため、下負荷面が拡大されて行くとしても、正規降伏面は縮小される。以上の議論は文献2)に詳しい。拡大する下負荷面と縮小する正規降伏面が一致した場合、もはやその砂は正規状態にあった砂(高压で等方圧密した砂)を非排水せん断したものと塑性学的に見分けはつかない。特に、その正規降伏面と下負荷面が一致した状態で、かつ、限界状態にある場合には、これ

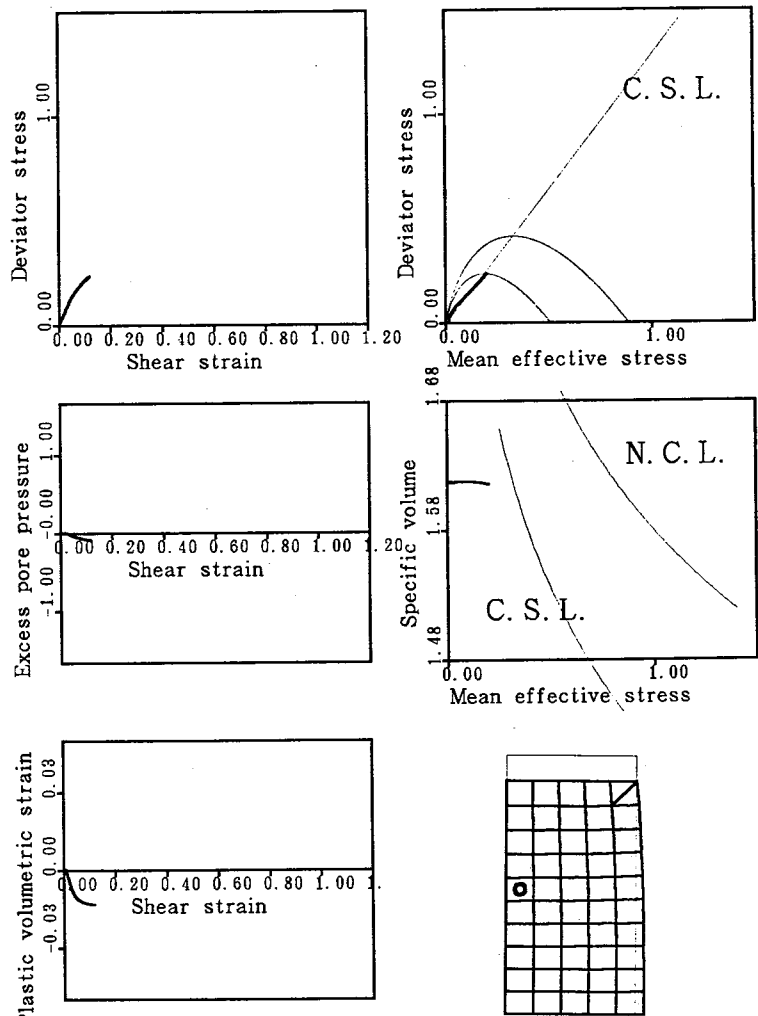


図6 非排水せん断中の典型的な土要素の挙動(密づめ砂)

場合、もはやその砂は正規状態にあった砂(高压で等方圧密した砂)を非排水せん断したものと塑性学的に見分けはつかない。特に、その正規降伏面と下負荷面が一致した状態で、かつ、限界状態にある場合には、これ

は「steady state(定常状態)⁴⁾」と呼ばれるものと一致する。図6の供試体内部の挙動に議論を戻す。右上図よりせん断に伴う q の増加につれて、下負荷面が拡大されて硬化していることがわかる。しかし、この程度の軸圧縮では、密づめ砂の場合、正規降伏面と下負荷面が一致することはない。一方、図7でゆるづめ砂の供試体内部を見てみると、せん断終了時では q , Δu ともに一定値になりつつあったのを反映して、下負荷面と正規降伏面がほぼ一致するところにある(図7右左)。また、図7右中段に示すようにこの要素は限界状態に達している。これは、供試体内の他の要素でもほぼ同様であった。

3. 3軸試験機による砂の吸水軟化実験

密づめとゆるづめ砂の3軸供試体を拘束圧 σ_3 一定で軸圧縮により非排水せん断し、ある時点から軸圧縮は続けながらも吸排水を許しつつ σ_3 を徐々に下げて行く。すると、砂供試体は吸水しつつ、軸荷重(せん断抵抗)は減少して行く。密づめ砂によるこの吸水軟化実験の結果を図8に示す。図8(a)の $q \sim \epsilon_a$ 関係において、 q が $15(\text{kgf/cm}^2)$ となってから σ_3 を減少させ始めたが、その速さ(本実験では 1mm/min の軸ひずみ速度に対し、5秒おきに $0.1, 0.05, 0.04, 0.03 \text{ kgf/cm}^2$ ずつ σ_3 を減少させる4通りで行った)により、吸水軟化中の $q \sim \epsilon_a$ 関係は(a)図に示すように幾通りにもなる。しかし、(b)図の $q \sim p'$ 関係においては吸水軟化中の応力経路は全実験を通して同じ1本の線となる。また、(c)図の $e \sim p'$ 関係も図1と同様に、 σ_3 の減少の速さにより幾通りにもなる。図9はゆるづめ砂による同様の実験結果である。

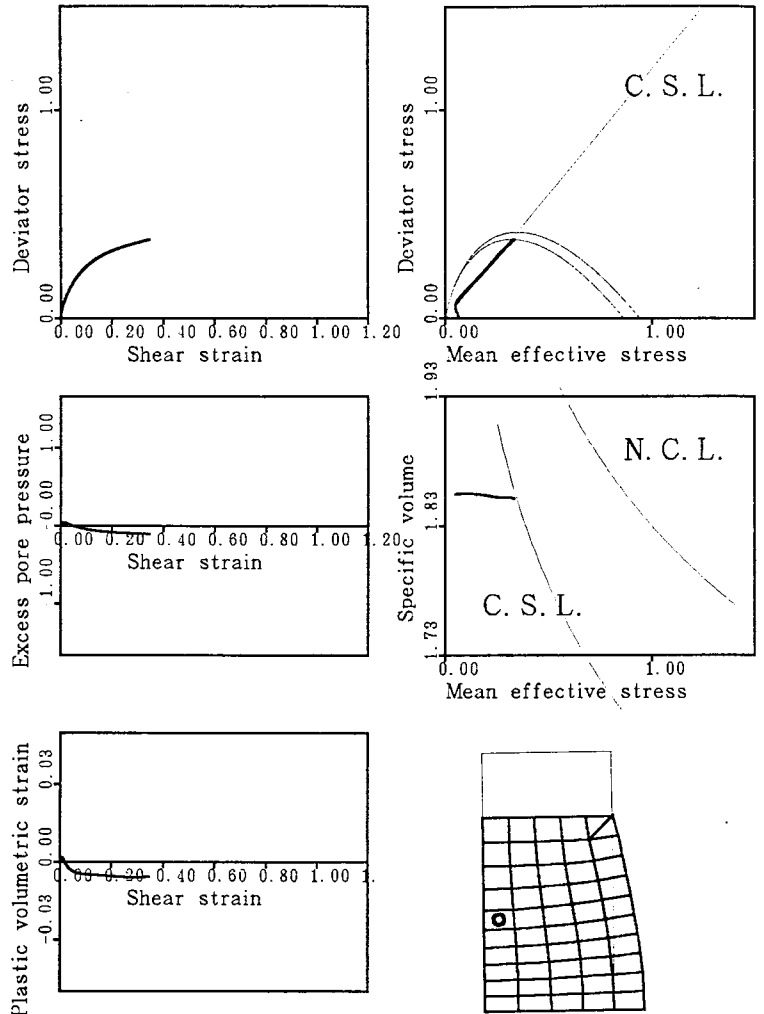


図7 非排水せん断中の典型的な土要素の挙動(ゆるづめ砂)

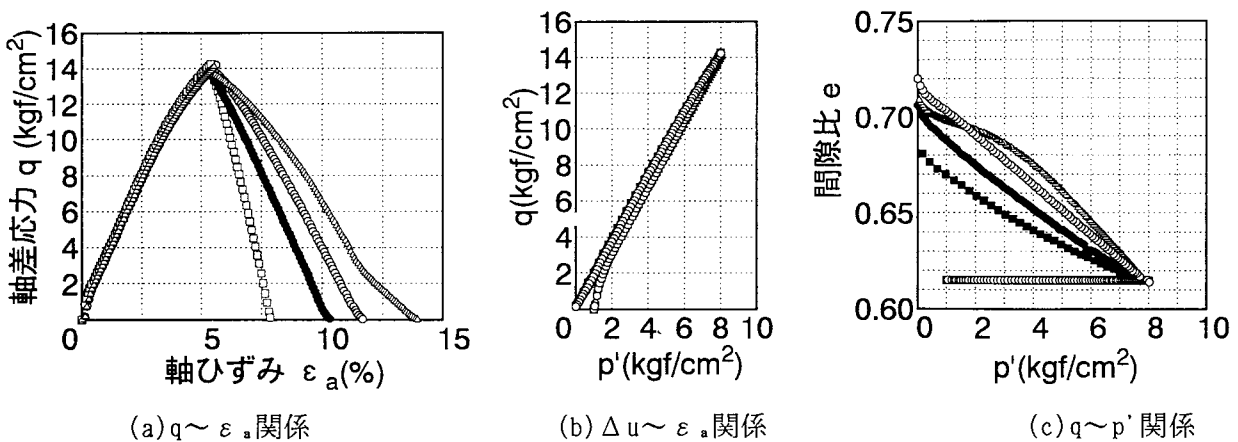
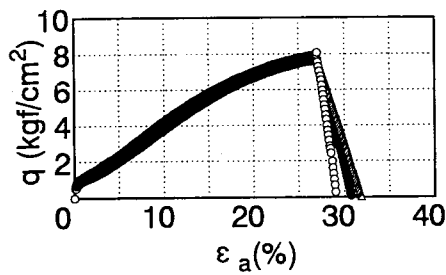
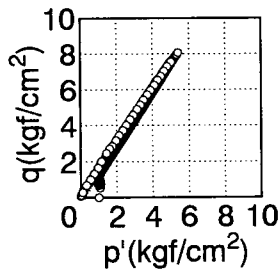


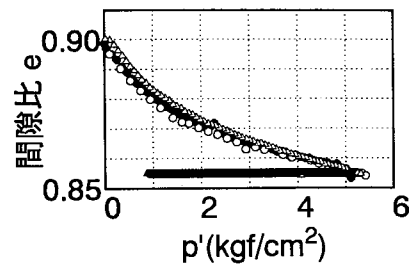
図8 密づめ砂の吸水軟化実験結果



(a) $q \sim \varepsilon_a$ 関係



(b) $\Delta u \sim \varepsilon_a$ 関係

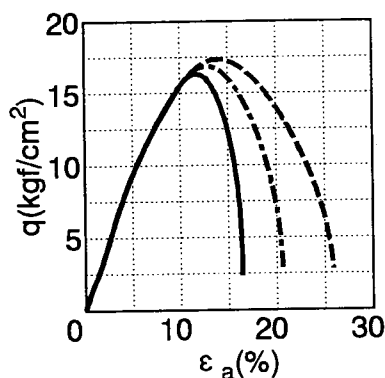


(c) $q \sim p'$ 関係

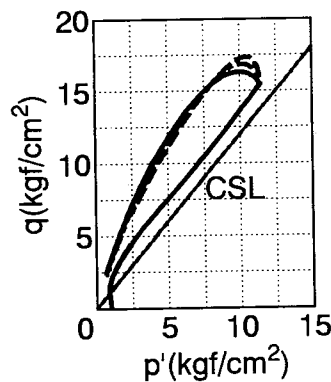
図9 ゆるづめ砂の吸水軟化実験結果

4. 下荷荷面モデルを用いた水-土連成有限変形計算によるシミュレーション

図10, 11にそれぞれ密づめとゆるづめ砂の解析結果を示す。図は供試体全体の挙動を描いたものだが、実験の傾向をよく説明している。また、図12は吸水軟化中の供試体全体の $e \sim p'$ 関係である。図13, 14は典型的な要素の挙動である。せん断が加えられ限界状態線の上側にある砂に水が与えられることにより、急激な塑性体積膨張が発生し、軟化していく様子がわかる。密づめ砂の場合は縮小する下荷荷面を正規降伏面が追いかけて縮小していくが、ゆるづめ砂の場合はすでに下荷荷面と正規降伏面は一致して縮小していく。また、 $q \sim p'$ 上での軟化経路は、どの吸水条件でも同様に降伏曲面の最も塑性膨張を生じさせる左側面に沿っていくために、みかけの供試体での挙動でも $q \sim p'$ 関係は1本の線に重なってゆく。



(a) $q \sim \varepsilon_a$ 関係



(b) $q \sim p'$ 関係

図10 密づめ砂の吸水軟化実験のシミュレーション結果

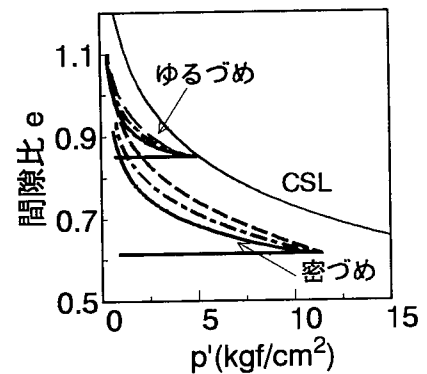
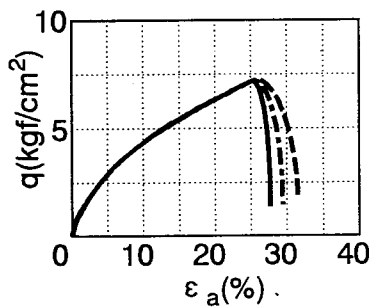
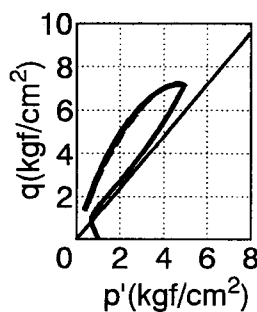


図12 吸水軟化中の $e \sim p'$ 関係



(a) $q \sim \varepsilon_a$ 関係



(b) $q \sim p'$ 関係

図11 ゆるづめ砂の吸水軟化実験のシミュレーション結果

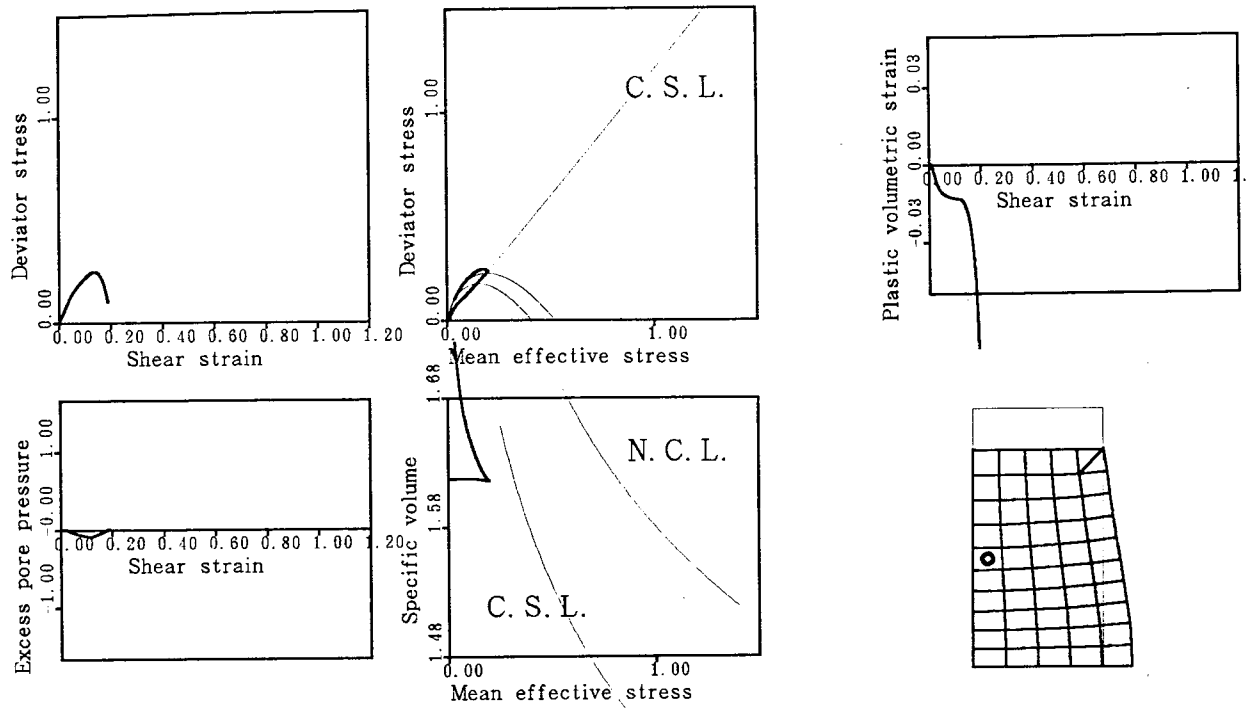


図13 吸水軟化中の典型的な土要素の挙動(密づめ砂)

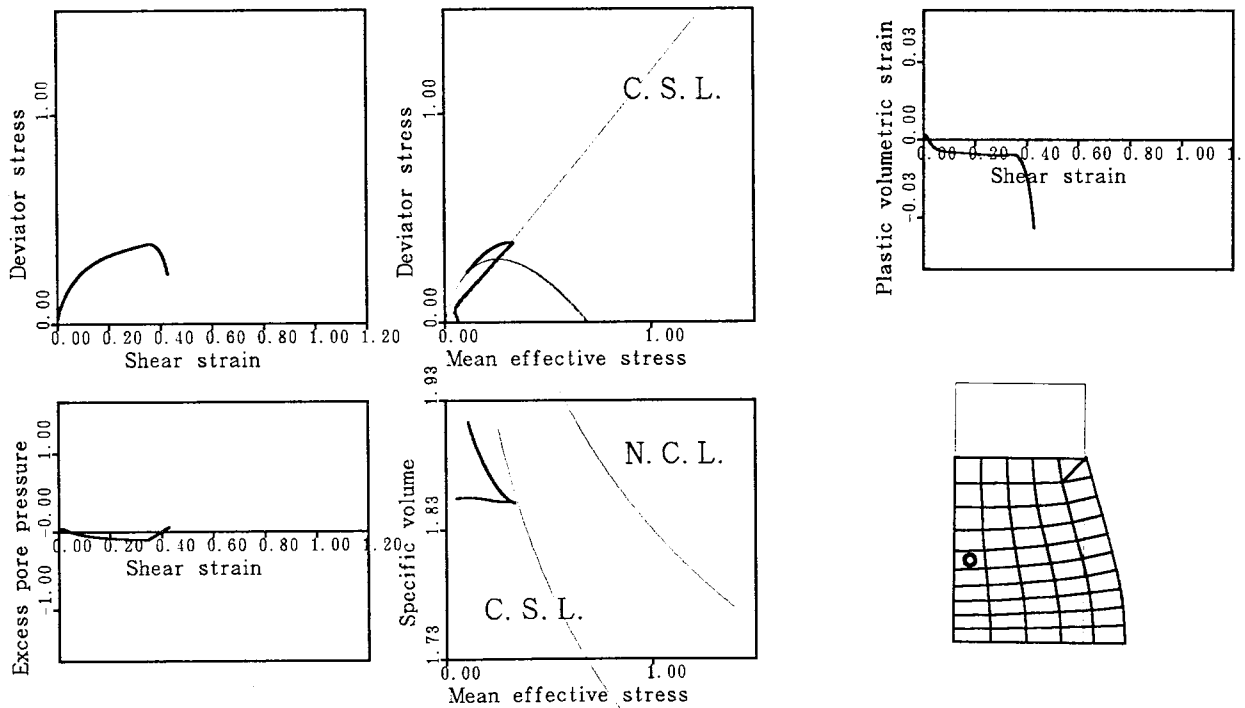


図14 吸水軟化中の典型的な土要素の挙動(ゆるづめ砂)

5. おわりに 密な砂であっても、せん断を加えた状態で水を吸わせれば容易に $p' = q = 0$ に至る。すなわち密な砂地盤の地震後の水のmigrationによる液状化。砂を過圧密粘土と置き換えて考えることもできるが、その場合の吸水軟化は、過圧密粘土がはるか昔のやわらかい正規粘土に還る過程に対応する。すなわち、スレーキング。また、砂も粘土と同様に限界状態が存在し、それはsteady stateと呼ばれているものと同じである。

- 参考文献 1)Asaoka et al. (1994): Soil-water Coupled Behaviour of Saturated Clay ... :S&F, 34(1), 91-105. 2)浅岡ら(1995):超過圧密粘土供試体の水～土連成弾塑性挙動, 第7回地盤工学シンポジウム論文集(本論文集). 3)Hashiguchi(1989):Subloading Surface Model ..., Int. J. Solid Structures, 25(8), 917-945. 4)Poulos(1981):The Steady State Deformation, ASCE, 107(GT5), 553-565.