

間隙比および拘束応力の変化を考慮した砂の構成モデル

名古屋工業大学大学院 学生会員 ○武馬 雅志
 名古屋工業大学 正会員 中井 照夫
 名古屋工業大学大学院 学生会員 湯浅 健司

既に t_{ij} を用いた砂の等方および移動硬化型の弾塑性モデル (t_{ij} -sand model, kinematic t_{ij} -sand model)^{1),2)} を提案しており、これらのモデルが三次元応力下の砂の応力ひずみ挙動が統一的に説明できることを実験的に検証している。しかしこれらのモデルでも、その土質パラメーターは初期間隙比や拘束応力に合わせて決める必要がある。その結果、載荷中に間隙比や拘束応力が大きく変化する場合には、モデルの適用が難しい。したがって本研究では、砂においても粘土と同様、限界状態線(CSL)の存在することが実験的に示されている^{3),4)} ことに着目し、密度や拘束応力の変化の影響をも表現できるモデルに拡張する。

1. 初期間隙比(e_0)および拘束応力(p_0)が砂の変形・強度特性に及ぼす影響

図-1は砂の間隙比 e ~ 平均応力 t_N 関係を示す。図に示すように、同じ拘束応力であって初期の密度(間隙比 e)が異なる初期状態(図-1のAとBあるいはCとD)にある砂をせん断した場合、応力比~ひずみ関係は異なることが知られている。一方、同じ初期間隙比であっても拘束応力の違いにより(図-1のBとC)、応力比~ひずみ関係はやはり異なったものとなる。そこで、砂でも粘土と同様、正規圧密状態線(NCL)が存在すると考え、図に示すように勾配入、基準状態(t_{N0}, e_0)を通る直線を考える。そして、この正規圧密状態線(NCL)と初期間隙比との差 Δe^p により、初期間隙比や拘束応力が砂の応力ひずみ挙動に与える影響を評価する。つまり、たとえ間隙比が違っていても、初期状態がNCLに平行な同一線上にある砂は、その時の拘束応力、間隙比の大きさによらず同じ応力比~ひずみ関係になると考え、応力~ひずみ関係の定式化を行う。

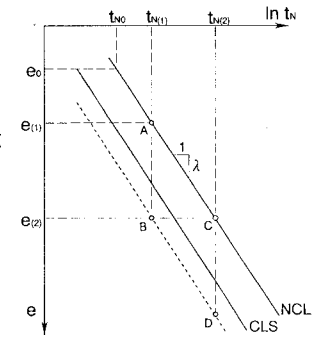


図-1 $e \sim \ln t_N$ 関係で表したNCLおよびCSL

図-2は砂の塑性体積ひずみ ϵ_v^p ~ 平均応力 t_N 関係を示す。いま、NCL上のO点からせん断した時、せん断に伴い体積圧縮が生じ、B点で限界状態($X=X_{cs}$)に到達することになる。一方、初期間隙比が小さいO'点からせん断した時、C点まで圧縮した後、体積膨張が生じ最終的には同じB点で限界状態になると考える。図-3はせん断途中のある応力状態、A点(t_N, X)での移動硬化型モデルの降伏曲面を表す。ここに t_{N1} はひずみ硬化の程度を表すことになるが、 t_N と X の関数として次式で与えられる^{1),2)}。

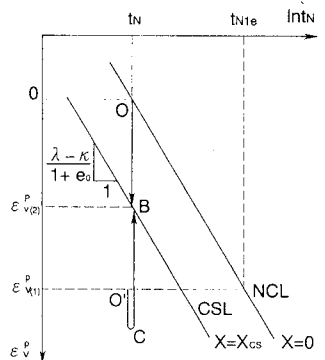


図-2 $\epsilon_v^p \sim \ln t_N$ 関係で表したNCL, CSLおよび t_{N1e}

さて、O点からせん断した時には粘土同様、 $t_N \sim X \sim \epsilon_v^p$ 間に一義的な関係が存在するとすれば、 t_{N1} は次式の t_{N1e} と等しくなる。

$$t_{N1} = t_N \exp\{g(Z)\}, \quad g(Z) = \frac{-\alpha}{1-\alpha} \ln \left| 1 - (1-\alpha) \frac{Z}{M^*} \right| \quad (1)$$

$$t_{N1e} = t_{N0} \exp \left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \epsilon_v^p \right) \quad (2)$$

一方、O'点からせん断した時や繰返しせん断履歴をすでにうけている時には、せん断前に既に $\epsilon_{v(1)}^p$ の塑性体積ひずみが生じているので、図に示すように $t_{N1} < t_{N1e}$ となる。したがって、ここでは間隙比(拘束応力の影響も含む)が応力~ひずみ特性に及ぼすの影響を t_{N1} と t_{N1e} の比 (t_{N1}/t_{N1e}) で評価する。また、ひずみ硬化パラメーターとし

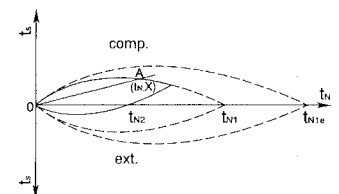


図-3 $t_s \sim t_N$ 関係で表した t_{N1} および t_{N1e}

て、 $t_{NI} < t_{Nle}$ のピーク前では dW^p 、その他では $d\epsilon_v^p$ を用いる。具体的には、

$$dW^p = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \left(\frac{t_{NI}}{t_{Nle}} \right) < dt_{NI} > \quad (3)$$

$$d\epsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{1}{t_{NI}} \left(\frac{t_{NI}}{t_{Nle}} \right) < dt_{NI} > \quad (4)$$

2. ピーク強度およびその後の砂のひずみ軟化挙動の表現

粘土の場合同様、砂のピーク強度は破壊時の間隙比 e_c と対応する t_{NI} における間隙比 e_{NCL} の差によって次式で与えられると仮定する⁹⁾。

$$X_f = a(e_{NCL} - e_p) + X_{CSL} \quad (5)$$

即ち、破壊時の応力比 X_f はその時点の間隙比と平均応力が決まれば定まり、これにより密度や拘束応力の違いによる強度の差異を表現することができる。ところで、密な砂をせん断すれば破壊後に応力比が低下するにもかかわらず、塑性ひずみが生じるひずみ軟化現象が観察される。これを表現するためにピーク強度前は、従来のモデルと同様、硬化係数として dW^p (式(3)) を、破壊以後については塑性体積ひずみ増分 $d\epsilon_v^p$ (式(4)) を用いる。このような定式化により、ピーク前の正・負の両ダイレタンシーはもとより、ピーク以後においても塑性係数 Λ は負とならないので、ひずみ軟化現象も説明できる。

3. モデルによる解析結果

図-4 は、同じ拘束応力で初期間隙比を変えたときの側圧一定三軸圧縮試験の解析結果を示す。ここに、 $e_0 = 0.89$ は NCL 上からの解析結果である。強度、ダイレタンシー特性を含めて、間隙比の影響をモデルは説明している。図-5 は、同じ間隙比で拘束応力を変えたときの結果である。拘束応力の違いによる応力～ひずみ特性の差異が表現されている。

また図-6 は、初期間隙比 $e_0 = 0.7$ で拘束圧を変えた非排水せん断試験の有効応力経路の解析結果を示す。拘束応力の違いによる間隙水圧の発生仕方が異なるが、最終的には破壊時に排水試験の解析結果と同様に CSL に至る。

なお、本解析に用いた砂の土質パラメータは、 $\lambda = 0.074$ 、 $\kappa = 0.01$ 、 $\phi'_s = 31^\circ$ 、 $\alpha = 0.85$ 、 $a = 0.84$ 、 $b = 0.3$ 、 $t_{NO} = 98 \text{ kPa}$ 、 $e_0 = 0.94$ である。従来のモデルと異なり、間隙比、拘束応力によらない土質パラメータである。

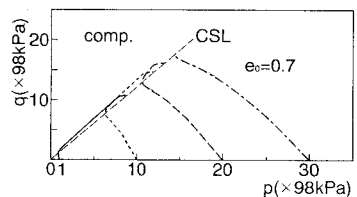
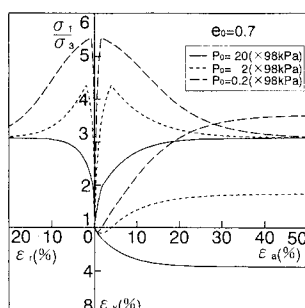
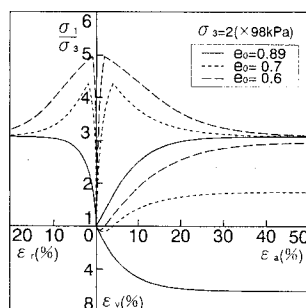


図-4 初期間隙比を変えた排水せん断試験の解析結果

図-5 初期拘束応力を変えた排水せん断試験の解析結果

図-6 初期拘束応力を変えた非排水せん断試験の有効応力経路の解析結果

参考文献

- 1) Nakai (1989): S & F, 29(1), 119-137.
- 2) Nakai, Fujii & Taki (1989): Proc. NUMOG III, 36-45.
- 3) Ishihara (1993): Géotechnique, 43(3), 351-415.
- 4) Desrués (1993): Presentation at 3rd Workshop in Aussois.
- 5) 渡辺・中井・岩堀(1994): 「応力履歴を受けた粘土の3次元応力～ひずみ特性」, 本研究発表会.