

Ⅲ - A24

密度・応力履歴の異なる砂の排水・非排水挙動とその解析

名古屋工業大学大学院 ○ 星川 拓哉
名古屋工業大学 中井 照夫
名古屋工業大学大学院 檜尾 正也
名古屋工業大学 三輪 時弘

本研究では砂の限界状態(Critical State)に着目し、新たに state variable¹⁾の概念を導入することにより、既に提案している砂の弾塑性構成モデル(kinematic t_{ij} -sand model²⁾)を密度の異なる砂の変形・強度特性を統一的に評価できるモデルへと拡張する。また、排水および非排水条件下での三軸試験結果を用いて、提案モデルの適用性を検討した。

1.state variable(Δe)の概念

図-1 は砂の間隙比(e)～拘束応力($\ln(t_N+m)$, m :土質パラメータ)関係である。図に示すように、砂でも粘土と同様に正規圧密線(NCL)が存在し、せん断ひずみが ∞ になると、初期状態に関係なく平均応力が決まれば間隙比が一定となる限界状態線(CSL)上に到達することが報告されている³⁾。そこで、現在の砂の状態を示す指標として、次式で与える state variable(Δe)を定義する。ここに、 t_N および $X \equiv t_N/t_N$ は t_{ij} -model で使われる平均応力および応力比パラメータであり、 t_{N1} は $X \leq X_{CS}$ に対応する降伏曲面の t_N 軸上の足を表す。

$$\Delta e = -(\lambda - \kappa) \ln \left(\frac{t_{N1} + m}{t_{N1e} + m} \right) \quad (1)$$

図に示すように Δe は正規状態からの距離に相当し、初期状態からせん断を通して最終的に $\Delta e = 0$ となって限界状態に至る過程を表現する指標となっている。

一方、図-2 は密度の異なる砂の三軸試験結果から求めた Δe ～破壊強度(X_f)関係である。この関係は拘束応力 t_N によらず成立する¹⁾ことから、次式で示す破壊強度式を仮定する。

$$X_f = a \Delta e + X_{CS} \quad (2)$$

ここに、係数 a は土質パラメータである。

2.拡張した kinematic t_{ij} -sand model

全ひずみ増分は従来モデル²⁾同様次式で与える。

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (3)$$

ここで、弾性ひずみ増分は Hooke の弾性式の応力増分 $d\sigma_{ij}$ を t_{ij} -model の応力増分 dt_{ij} に置き換えて次式で与える。

$$d\epsilon_{ij}^e = \frac{1 + \nu_e}{E_e} dt_{ij} - \frac{\nu_e}{E_e} dt_{kk} \delta_{ij}, \quad E_e = \frac{\sqrt{3}(1 - 2\nu_e)(1 + e_0)}{\kappa} (t_N + m) \quad (4)$$

一方、塑性ひずみ増分は次式で与える。

$$d\epsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial g}{\partial t_{ij}}, \quad \Lambda = \frac{\partial f}{\partial t_{kl}} \frac{dt_{kl}}{h} \left(\frac{X_{\max}}{X_f} \right)^c \quad (5)$$

上式において、過去に受けた最大の応力比($X_{\max}$)と(2)式から求まる破壊応力比(X_f)との比を乗じているが、これにより応力履歴の違いがその後の変形挙動に与える影響を評価している。また、(5)式中の塑性係数 h は、橋口⁴⁾の下負荷曲面モデルを参考として次式で与える。

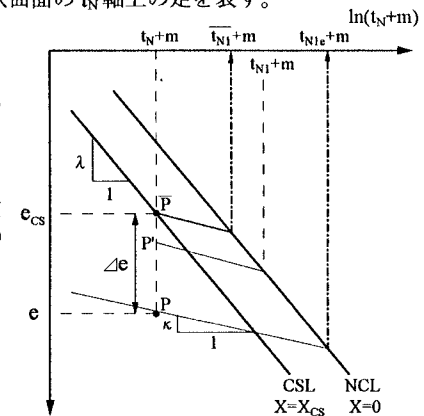


図-1 豊浦砂の間隙比(e)～拘束応力($\ln(t_N+m)$)関係

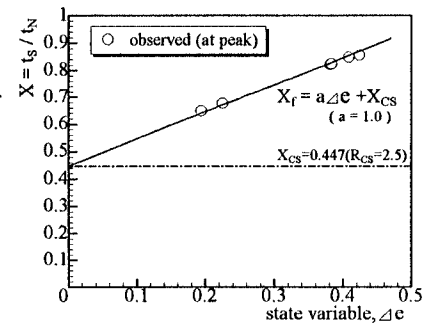


図-2 密度を変えた豊浦砂のピーク強度

キーワード：砂、土の構成式、状態変数、三軸試験

連絡先 (住所：名古屋市昭和区御器所町、電話・FAX：052-735-5485)

$$h = \left[\frac{1}{C_p} F(X) + U_{(\Delta e)} \right] \left\| \frac{\partial g}{\partial t_{ij}} \right\|, \quad F(X) = \frac{\partial g}{\partial t_{kk}} \left/ \left\| \frac{\partial g}{\partial t_{ij}} \right\| \right. \quad (6)$$

なお、式中の $F(X)$ は最終的に応力比 X だけの関数として表される。また、 $U_{(\Delta e)}$ は密な状態にある砂の剛性の程度を表すもので、 Δe の発展則を満足するよう次式で与える。ここに、 $F(X_f)$ はピーク強度 ($X=X_f$) 時における $F(X)$ の値である。

$$U_{(\Delta e)} = \frac{b \Delta e}{C_p} \left[F(X) - F(X_f) \right] - \frac{1}{C_p} F(X_f) \quad (7)$$

ところで、塑性ポテンシャル g は従来モデル同様次式で与えられるが、

$$g = \ln(t_N) + \zeta(X^* + n) \quad (8)$$

$$\text{ここに、} \zeta(X^* + n) = \frac{-\alpha}{1-\alpha} \ln(1 - (1-\alpha) \frac{X^* + n}{M^*})$$

降伏関数 f は図-1 に示すように $e \sim \ln(t_N + m)$ が直線関係を示すことから、次式で与える。

$$f = \ln(t_N + m) + \zeta(X^* + n) - \ln(t_{N1} + m) = 0 \quad (9)$$

3. 解析結果と考察

図-3(a),(b) は $p=196\text{kPa}$ のもと間隙比 (a) $e_{196} \approx 0.67$, (b) $e_{196} \approx 0.89$ で調整した試料を、等方状態および三軸伸張側で異方圧密された状態 ((a) $\sigma_1/\sigma_3 = 4$, (b) $\sigma_1/\sigma_3 = 3$) から単調に三軸圧縮せん断したときの、実測値 (プロット) と提案モデルによる解析結果 (実線) である。提案モデルは、密度の違いによるピーク強度の差や、たとえ間隙比が同じであってもそれまでに受けた履歴の違いによって大きく剛性が異なる実測値の傾向をよく示している。

図-4(a),(b) は $p=196\text{kPa}$ まで等方圧密した試料を、非排水条件のもとせん断応力 $q=294\text{kPa}$ まで三軸圧縮したのち、三軸伸張条件で逆振りせん断したときの实測値と解析結果の比較である。図-4(a) が有効応力経路図で、図-4(b) はせん断応力 q ～軸ひずみ ϵ_a 関係で整理したものである。有効応力経路をみると、提案モデルは実測値の示すせん断初期の有効応力経路の立ち上がりをよく表現していることがわかる。また、実測値によれば逆振り除荷時には拘束応力 p が減少している。これは、通常弾性域と考えられる領域で、従来の Hooke の弾性式では評価できないが、提案モデルではこの弾性域における有効応力の減少を表現していることがわかる。

以上のことから、提案モデルは密度の異なる砂にみられる一連の変形・強度特性を同一のパラメータを用いて説明できることが確認できた。

なお、実験はすべて飽和した豊浦砂を用いており、解析に用いた土質パラメータは $\lambda=0.0548$, $\kappa=0.0108$, $R_{cs}=2.5$, $\alpha=0.9$, $m=3$ および今回新たに導入した $a=1$, $b=2$, $c=2$ である。

【参考文献】 1) D. Muir Wood (1990): Soil Behaviour of Critical State Soil

Mechanics, Cambridge University Press, pp.210-212. 2) T. Nakai, J. Fujii & H. Taki (1989): NUMOG III, pp.36-45. 3) K. Ishihara (1993): Geotechnique, 43(3), pp.351-415. 4) 橋口 公一 (1990): 最新弾塑性学, 朝倉書店

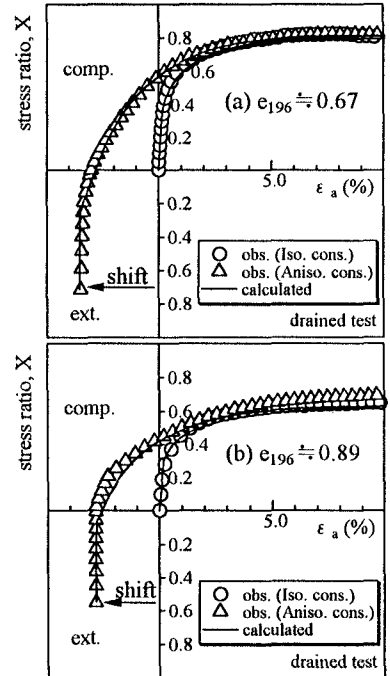


図-3 異なる密度で等方/異方圧密した砂の三軸圧縮試験結果と解析結果

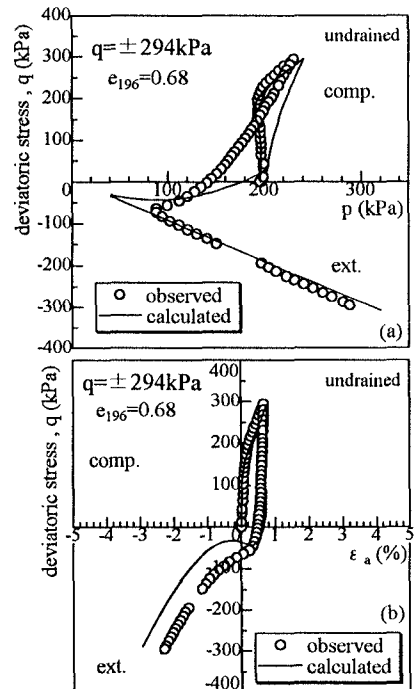


図-4 非排水逆振りせん断時の実測値および提案モデルによる解析結果