

III - 41

間隙水流入に伴う地盤流動を対象とした構成モデルの研究

東北学院大学工学部 学生会員 ○西村 修
東北学院大学工学部 正会員 山口 晶
東北学院大学工学部 正会員 飛田 善雄

1. はじめに

現在まで土の構成モデルに関する研究は、行われているが、実用問題への応用という観点からみれば、Cam-clay model およびその発展系としての粘土の構成モデルが中心である。粘土に比べて実用的な砂の構成モデルが少ないのは、砂の場合たとえ応力状態が同じであっても間隙比に応じて密な砂・緩い砂が存在し、このときの応力-ひずみ挙動が大きく異なるのがその一因である。

液状化解析に利用される砂の構成モデルは、地震動中に非排水状態が卓越することにより、砂の変形挙動が密度依存性を有することは考慮されていない。しかし地震動終了後の間隙水の移動に伴う地盤流動現象などを解析するときは、間隙水の流入により間隙比が上昇し、大きな流動が観測されるときの間隙比はかなり大きなものとなり、地震時の砂と同じ条件で解析することには無理が生じる。

本研究では、密度・拘束圧依存性を取り入れた砂の構成モデルを考察する。考察された構成モデルで、地震動終了後の間隙水流入に伴う変形挙動をシミュレートし、実験結果と比較検討することにより、モデルの妥当性を検証することを目的としている。

2. 限界状態の概念について

砂を様々な初期間隙比から様々な方法でせん断した場合、最終的に、拘束圧 p' と偏差応力 q は、 $q = Mp'$ で指定される直線上に位置することになり、最終的な状態での間隙比を限界間隙比 e_c と定義する。この限界間隙比 e_c と拘束圧 p' の関係は一意的に定まるとする概念を限界状態の概念という。

Li and Dafalias (2000) は Been and Jefferies (1985) らが提案した state parameter ψ により応力-ダイレイタンシー関係および硬化関数を変化させる構成モデルを提案した。state parameter ψ は以下の様に表現できる。

$$\psi = e - e_c = e - \left[e_r - \lambda_c (p' / p_a)^{\zeta} \right] \quad (1)$$

ここで e_r は $p' = 1 \text{ kPa}$ における限界間隙比、 p_a は大気圧、 λ_c と ζ は物性パラメータである。

$\psi < 0$ であれば限界状態よりも密な間隙比を示し、 $\psi > 0$ であれば緩い間隙比を示す。 $\psi = 0$ は限界状態である。また限界間隙比 e_c が有効拘束圧依存性を有し、有効拘束圧 p' が小さいときは e_c が大きく、有効拘束圧 p' が大きいときは、 e_c が小さくなる。このため、同じ間隙比であっても、有効拘束圧が小さいときは密な状態となり、有効拘束圧が大きいときは緩い状態を表現する。すなわち、限界間隙比と有効拘束圧を利用することにより、密度依存性と拘束圧依存性を一つの式で表現できる。

3. 変相線の密度・拘束圧依存性の表現

変相線とはダイレイタンシーが負から正に変わるときに応力比を連ねた直線で、変相線の応力比は緩い砂だと大きく、密な砂の場合には小さくなることが実験事実から知られている。Li and Dafalias (2000) は、ダイレイタンシー係数 d を次式で定義することにより、変相線の応力比の密度・拘束圧依存性を表現した。

$$d = \frac{d_0}{M} (M \exp(m\psi) - \eta) \quad (2)$$

ここで M は限界状態の応力比、 d_0 は基本的なダイレイタンシー係数、 η は現在の応力比、 m は正の定数である。

$M^d = M \exp(m\psi)$ とおくと、この値が変相線の応力比を表現することになる。緩い砂の場合は、 $\psi > 0$ となるので $\exp(m\psi)$ は 0 より大きい値になる。つまり M よりも大きな M^d を持つことになる。すなわち変相線の応力比は大きくなり、結果として負のダイレイタンシーが卓越することが表現できる。

4. 応力-ひずみ曲線の密度・拘束圧依存性の表現

砂の応力-ひずみ曲線の密度・拘束圧依存性の主たる特徴は次の2点である。

- 1) 拘束圧が同じで、初期間隙比が異なるとき、密度の高い砂はピークを示した後、ひずみ軟化挙動を示しながら、限界状態に至る。密度の低い砂は緩やかに限界状態に至る。
- 2) 初期間隙比が同じ値で、拘束圧が異なるとき、拘束圧が小さい砂はピークを示した後、ひずみ軟化挙動を示すことが多い。また、拘束圧が大きい砂は緩やかに限界状態に至る。

この挙動を表現するのに、Li and Dafalias (2000) は次式で硬化関数を提案している。

$$K_p = \frac{hG \exp(n\psi)}{\eta} (M \exp(-m\psi) - \eta) \quad (3)$$

$$h = h_1 - h_2 e$$

ここで、 G はせん断弾性係数であり、 h 、 h_1 、 h_2 は材料定数である。

この式では、密な状態からせん断応力比-せん断ひずみ曲線がピークとなると、すなわち、 $K_p = 0$ となる際の応力比は M よりも大きくなる。さらにせん断変形が進むと、 $M \exp(-m\psi)$ の値が η よりも小さくなる。この場合には $K_p < 0$ となり、ひずみ軟化挙動を示すことが可能となる。さらにせん断すると、間隙比は次第に限界間隙比に近づき、限界状態の応力比 M となり、ダイレイタンシー係数も式 (2) により一定となる。すなわち、体積変化が起こらず、応力比の変化も起こらず、せん断変形のみが生じる限界状態に至る。

5. 密度・拘束圧依存性を考慮した砂の構成モデル

密度・拘束圧依存性を考慮した構成モデルは、通常の弾塑性モデルと同様の方法で定式化できる。ここでは、簡単に議論を行うため、微小変形を仮定し、2次元問題に対しての定式化を考える。本論分での弾塑性モデルの定式化に必要な仮定は次の通りである。

1) ひずみ速度の線形分割

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p$$

2) 応力速度・ひずみ速度に関する弾性関係式

$$\dot{\sigma}_{ij} = \left\{ G(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) - (K + G)\delta_{ij}\delta_{kl} \right\} \dot{\epsilon}_{kl}$$

3) Drucker-Prager の降伏関数

$$f = \sqrt{J_2} - \mu p' = 0$$

4) 偏差垂直性を仮定し、塑性ひずみ速度の決定

5) ダイレイタンシー速度式の導入

$$p' \dot{\epsilon}_v^p + q \dot{\gamma}^p = pM \dot{\gamma}^p$$

6) Li and Dafalias (2000) のダイレイタンシー係数および硬化関数の導入

以上の条件を基に、定式化を行った結果、以下の構成モデルが得られた。

$$\dot{\sigma}_{ij} = E_{ijkl}^e \dot{\epsilon}_{kl} = \left(E_{ijkl}^e - \frac{E_{ijmn}^e m_{mn} N_{pq} E_{pqkl}^e}{K_p + N_{ij} E_{ijkl}^e m_{kl}} \right) \dot{\epsilon}_{kl} \quad (4)$$

また式(4)から有効拘束圧速度 p' と偏差応力 q 、体積ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_v$ とせん断ひずみ速度 $\dot{\gamma}$ 関係を求めたところ、以下のベクトル・マトリクス関係式が得られた。

$$\begin{Bmatrix} \dot{p}' \\ \dot{q} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} K & 0 \\ 0 & G \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \frac{K^2 d\eta}{K_p + G - Kd\eta} & -\frac{GKd}{K_p + G - Kd\eta} \\ \frac{GK\eta}{K_p + G - Kd\eta} & G^2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_v \\ \dot{\gamma} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

ここで、せん断弾性係数 G と体積弾性係数 K である。

以上の演算の結果、Li and Dafalias (2000) と同様の結果が得られた。本研究では、排水条件下での三軸単調載荷試験を想定し、間隙水流入に伴う変形挙動の解析を行った。今回の考察で得られた式(5)では、2次元問題をも対象としているが、三軸単調載荷試験を考える場合、式(5)を三次元状態として考えなければいけない。Li and Dafalias (2000) は、3次元状態での構成モデルを提案しているの、これを利用する。

6. 解析結果

本研究では、簡易型単純せん断試験機と間隙水注入装置を用いた間隙水注入試験での実験結果と比較し、検討した。ここで、間隙水注入実験過程の物理条件に対応する数学的条件として

1) せん断応力一定：せん断ひずみ増分 $dq = 0$

2) 注水量として、体積ひずみ増分 $d\epsilon_v$ を与える。

である。また三軸単調載荷試験を考えているため、 M の値を修正する必要がある。Li and Dafalias (2000) によると三軸単調載荷試験の豊浦砂では $M = 1.25$ である。二次元状態の場合には中間主応力の影響を考慮し、 $M = 1.0$ の値を用いて解析を行った。その結果、以上の様な結果が得られた。実線が $M = 1.25$ 、破線が $M = 1.0$ の解析結果で、太線が実験結果である。

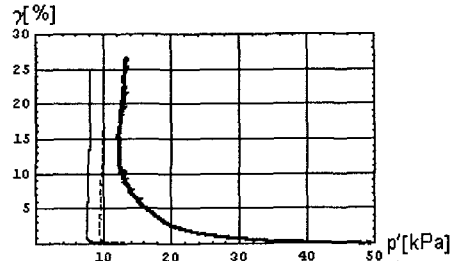


図-1 相対密度 40%

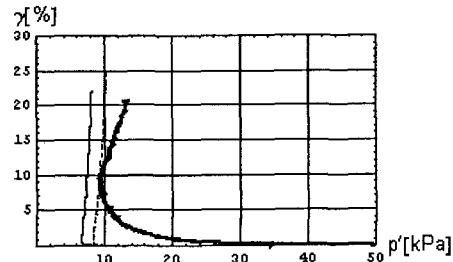


図-2 相対密度 84%

図-1 は相対密度 40% で初期せん断 $q_0 = 10.2 \text{ kPa}$ 、初期有効拘束圧 $p' = 49.2$ の実験条件である。M を修正した結果と修正しない結果を比べると、修正した結果の方が実験結果に近くなった。傾向については表現できたが、詳細については表現することができなかった。

図-2 は相対密度 84% で初期せん断 $q_0 = 10.5 \text{ kPa}$ 、初期有効拘束圧 $p' = 49.5$ の実験結果で、図-1 と同じ様な結果となった。

7. まとめ

本報告では以下の結論と課題が得られた。

- ・間隙水流入時の流動現象の傾向は表現できたが、詳細まで表現することはできなかった。
- ・より正確に表現するには、三軸単調載荷試験のパラメータを使用しているの、より正確な値に修正が必要である。また将来的には異方性を考慮する必要がある。

参考文献

- 1) Li, X.S. and Dafalias, Y.F.: Dilatancy for cohesionless soils Geotechnique 50, No.4, 449-460
- 2) 星川拓哉, 中井照夫, 檜尾正也: 密度および拘束応力の変化を考慮した砂の構成モデル, 土木学会論文集, pp. 153-162 (1997)
- 3) 塚田泰博, 木山正一, 青山成康, 田中史也: 砂の間隙比・拘束圧依存性を考慮した弾塑性構成式, 第34回地盤工学研究発表会, pp. 379-380 (1999)
- 4) 浅岡顕, 中野正樹他4名: 構造・過圧密・異方性の3つの発展則を有する砂の弾塑性構成式, 第37回地盤工学研究発表会, pp. 483-484 (2002)