

株式会社オオバ 正会員 山田道男
東海大学 正会員 赤石 勝
U.C.DAVIS Y.F. Dafalias

1. まえがき

盛土荷重による軟弱地盤の安定性を検討する場合、通常土の最大せん断強度を利用する。実際地盤のすべり破壊では、すべり面状の応力～ひずみの関係が同時に生じるとは考えにくく、荷重の多くかかる部分から破壊が生じる進行性破壊の形態をとるものと思われる。とくに、ひずみ軟化挙動を示す土からなる軟弱地盤では、すべり面上のせん断応力が土の最大せん断強度を越えている場合、残留強度を利用して地盤の安定性を検討する方が合理的と思われる。また、三軸試験において、偏差応力が最大値に到達した後、応力比が増加する過程で偏差応力は減少するいわゆるひずみ軟化挙動が観察される場合があるが、その応力～ひずみ関係に関しては十分解明されていないと思われる。

この報告では、非排水せん断時のひずみ軟化挙動を再現しうる弾塑性構成式の誘導と検証を試みている。実務的視点から将来弾塑性有限要素解析で安定問題を検討することを念頭に、構成式に含まれる定数決定に圧密非排水三軸試験以外特別な試験を必要とせず、その三軸試験の非排水ひずみ軟化挙動を的確に再現しうる構成式を提案している。

2. 非関連流動則によるひずみ軟化挙動

非関連流動則によるひずみ軟化挙動を調べるため、この報告では最大偏差応力到達後に生じるひずみ軟化挙動をできるだけ忠実に表すため工夫したモデル1とモデル2の2種類の降伏関数を用いた。モデル1は楕円形降伏面を仮定したもので図-1に示したものであり、降伏面は最大偏差応力到達後に生じるひずみ軟化挙動を表すため、最大偏差応力を境として右側と左側で別々の降伏面を仮定している。また、モデル2はオリジナル Cam Clay モデルを基本としており、図-2に示したものである。

ひずみ軟化の発生する主応力比 $\eta (=q/p)$ や残留強度の大きさを制御するため、一般的に Wet 側と呼ばれる楕円の右側半分 ($p \geq ap_0$, a は、実験によって決定する定数) と Dry 側と呼ばれる左側 ($p < ap_0$) で形状の異なる楕円形降伏面をモデル1では採用している。

・モデル1の右側降伏関数：

$$F_R = (1-a)^2 q^2 + a^2 N^2 [(p - ap_0)^2 - p_0^2 (1-a)^2] = 0 \quad (1)$$

・モデル1の左側降伏関数：

$$F_L = b^2 q^2 + a^2 N^2 (p - ap_0)^2 - a^2 b^2 N^2 p_0^2 = 0 \quad (2)$$

ここに、 a, b, N は降伏面の形状に関する定数である。

・モデル2の降伏面を図-2、降伏関数を式(3)に示した。

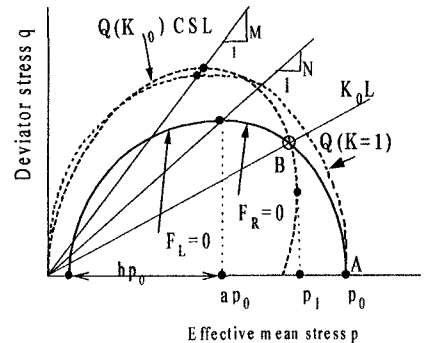


図-1 モデル1の降伏関数

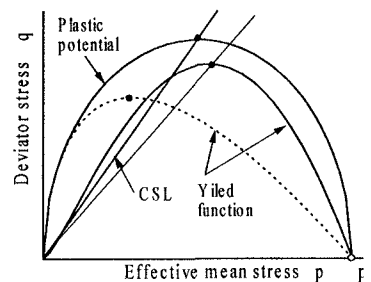


図-2 モデル2の降伏関数

キーワード：ひずみ軟化、残留強度、降伏関数、弾塑性構成式、非関連流動則

連絡先：〒153-0042, 東京都目黒区青葉台4-4-12 株式会社オオバ東京支店土木設計部, Tel.03-3460-0236, Fax.03-3460-0156

$$F = q - mp^* \log(p/p^*) \quad (3)$$

ここに、 m と n は降伏面の形状に関する定数である。

3. ひずみ軟化挙動の計算例

この報告で提案するひずみ軟化型弾塑性構成式による等方ならびに K_0 圧密された土の非排水三軸試験に関するモデル 1 の計算例を図-4 に示す。右側降伏面の大きさに関する定数 $a(=0.6)$ を一定に保ち、降伏面の頂点の応力比 N を変化させて計算してある。 N によってひずみ軟化の度合いが変化することや N が M に等しい場合ひずみ硬化型の応力～ひずみ関係が計算されていることが観察される。

図-5 はモデル 2 の計算例である。降伏面の頂点の応力比と平均有効応力をモデル 1 と同じ条件にしてあるが、モデル 2 の方がひずみ軟化の度合いが大きく、最大偏差応力到達時の軸ひずみが若干大きいようである。これは、降伏面の頂点近傍の形状が影響しているものと思われる。

両モデルとも図中に示した代表的土質定数では、降伏面が限界状態線と交差しない小さな降伏面を採用しない限りこれ以上大きなひずみ軟化は計算できない。提案する構成式の限界と思われる。

4. 実験結果と計算値との比較

粘土試料の三軸圧密非排水せん断試験結果と計算値の比較を行った。モデル 1 の有効応力経路を図-5 に、モデル 2 を図-6 に示した。等方圧密試料の実験結果と計算結果に若干のズレが認められるが、両モデルの再現計算結果は比較的良好試験結果に一致している。

実験に用いた不攪乱試料は軟らかく、供試体作成段階でかなり乱した可能性がある。そのためかこの供試体のひずみ軟化の度合いは小さい。軸ひずみ 15% の偏差応力 q_p と最大偏差応力 q_u との比を残留強度比 R_r とすれば、等方圧密試料の R_r の平均は、0.986、 K_0 圧密試料のそれは、0.842 である。モデル 1 の構成式では、これより大きな R_r の応力ひずみ関係を計算するには b 値にさらに小さな値を設定する必要がある。その場合左側の降伏面 FL と限界状態線に接しない、楕円形状の降伏面でひずみ軟化挙動を再現する限界と考えられる。モデル 2 の降伏面は限界状態線に交差しておりその点では余裕がある。

5. あとがき

モデル 1 では楕円形降伏面を採用しているためひずみ軟化の大きな土に対する適用は制限されるが、オリジナル CamClay モデルの降伏関数を変形したモデル 2 による圧密非排水三軸試験の再現計算は、実測値にも十分適合していると考えられる。

参考文献：Dafalisa, Y.F. ; An anisotropic critical state soil plasticity model, Mechanical Research Communication, Vol.13 (6), pp.341-347, 1986

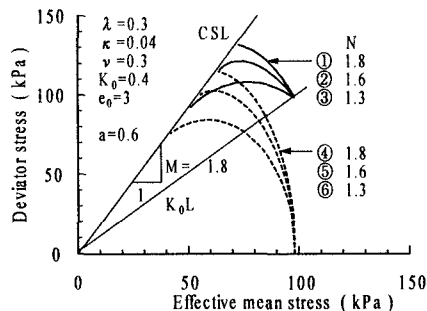


図-3 モデル 1 による計算例

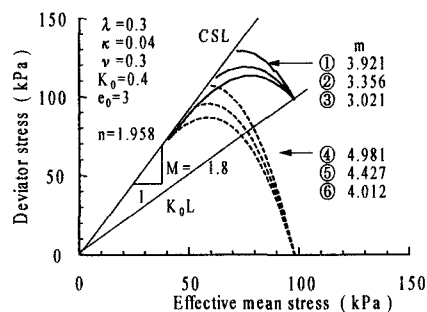


図-4 モデル 2 による計算例

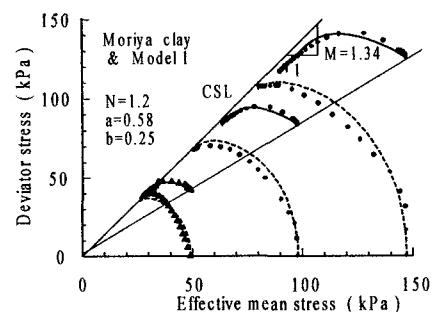


図-5 モデル 1 の比較

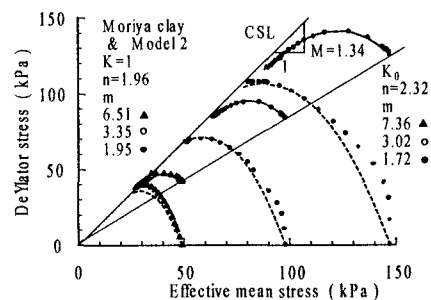


図-6 モデル 2 の比較