

三軸せん断試験による砂質土の静止土圧係数の決定

鹿児島大学工学部 正 ○三隅浩二

鹿児島大学大学院 木村裕樹 吉村公孝 秋吉智文

1. はじめに 地盤の変形・破壊予測を行うためには事前に地盤を構成する土質材料の弾塑性パラメータを正しく評価しておくことが必要である。本報告では、三軸せん断試験結果より砂質土の静止土圧係数 K_0 を決定する方法を提案する。今回は、鹿児島県垂水市で採取されたしらすの三軸せん断試験結果より K_0 を決定して提案方法の有効性を検討している。

2. 三軸せん断試験による K_0 の決定法 比体積 v と拘束圧 p' を種々にかえて攪乱したしらすの平均主応力一定三軸圧縮試験を実施した。得られた応力ひずみ曲線（図1および図2）に下負荷面モデルを反映させた弾塑性構成式、式（1）、式（2）をあてはめることにより、 K_0 を除く弾塑性パラメータならびに状態境界面と下負荷面の相似率 R の発展則をすでに決定している。詳細は参考文献1に示す。

$$d\varepsilon_v = D \{ (M/\Lambda - M) dp' + mM(\psi dp' + dq)/(\psi + \eta') \} / p' \cdots (1)$$

$$d\varepsilon_s = D \{ 2(M/\Lambda - M) dq/(3N') + mM(dp' + dq/\psi)/(\psi + \eta') \} / p' \cdots (2)$$

ここに、 $d\varepsilon_v$ は体積ひずみ増分、 $d\varepsilon_s$ はせん断ひずみ増分、 dp' は平均有効主応力増分、 dq は軸差応力増分、 $D = (\lambda - \kappa)/(Mv_0)$ 、 $\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$ 、 $\psi = d\varepsilon_v^p/d\varepsilon_s^p$ 、 $\eta' = q/p'$ 、 $1/m = 1 + DMU(1 + (1/\psi^2))^{0.5}/R$ 、 $U = dR/((d\varepsilon_v^p)^2 + (d\varepsilon_s^p)^2)^{0.5}$ 、 $N' = 3(1 - 2v')/(1 + v')$ である。

さて、ここで三軸供試体が1次元圧縮するとき横ひずみが発生しない条件（ $d\varepsilon_r = 0$ ）より、ひずみ増分比 $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$ は1.5となる（ K_0 条件1）。また、 p' と q の有効応力空間において K_0 ラインは原点を通る直線であると仮定すると、応力比 q/p' と応力増分比 dq/dp' がいずれも値が等しく η_{K_0}' となる（ K_0 条件2）。以上の2つの K_0 条件と式（1）、式（2）より式（3）が得られる。

$$\psi_{K_0} = 3 \{ (1/\Lambda - 1)(1 - \eta_{K_0}')/N' \} / m + 1 \}^{-1/2} \cdots (3)$$

式（3）において未知なパラメータ η_{K_0}' を適当に与えれば、 ψ_{K_0} を計算することができる。ところが ψ_{K_0} と η_{K_0}' は、測定もしくは仮定した試料の $\psi \sim \eta'$ 関係を同時に満たす必要がある。今回、カムクレイモデルの $\psi \sim \eta'$ 関係（ $\psi = M - \eta'$ ）を仮定した場合とモディファイドカムクレイモデルの $\psi \sim \eta'$ 関係（ $\psi = (M^2 - \eta'^2)/(2\eta')$ ）を仮定した場合の2通りについて $K_0 = (3 - \eta_{K_0}')/(2\eta_{K_0}' + 3)$ の決定を試みた。すなわち、式（3）より得られる $\psi_{K_0} \sim \eta_{K_0}'$ 曲線と $\psi \sim \eta'$ 関係線の交わりから η_{K_0}' すなわち K_0 を決定した。ここで、式（1）、式（2）に $\psi = M - \eta'$ を仮定した構成式を下負荷面モデル1、式（1）、式（2）に $\psi = (M^2 - \eta'^2)/(2\eta')$ を仮定した構成式を下負荷面モデル2と呼ぶことにする。

図3、図4はいずれも試験S1の η_{K_0}' を上記の方法で求めたものであるが、図3は下負荷面モデル1を仮定した場合、図4は下負荷面モデル2を仮定した場合の結果を示している。また、同様にして得られたすべての試験の K_0 の値とそれらの平均値を表1、表2にまとめて示している。表1は下負荷面モデル1を仮定した場合、表2は下負荷面モデル2を仮定した場合の結果を示している。

3. おわりに 土の構成式を見てわかるように、土のせん断挙動は殆どの弾塑性パラメータが同時に寄与して起きる力学的現象である。したがって、土の状態が限界状態に到達しなくても限界状態パラメータ M を決めることができる²⁾、正規圧密線に至らなくても三軸せん断試験結果より圧縮指数 λ を得ることもできる³⁾。もちろん同様に、 K_0 圧縮試験せずとも三軸せん断試験結果より弾塑性パラメータ K_0 を得ることができるわけである。

参考文献 1) 三隅浩二, 疋田達郎ほか, 特殊土しらすの弾塑性せん断挙動の考察, 第38回地盤工学研究発表会 pp.443-444, 2003. 2) 三隅浩二, 川添隆志ほか, 弾塑性構成式によるしらすの応力ひずみ曲線の再現, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集第1分冊, pp.A214-A215, 2004. 3) 三隅浩二, 秋吉智文ほか, 三軸せん断試験による砂質土の圧縮指数の決定, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集第1分冊, pp.A214-A215, 2005.

キーワード：三軸せん断試験, 砂質土, しらす, 静止土圧係数, ダイレイタンス, 弾塑性構成式
〒890-0065 鹿児島市郡元1-2 1-40 鹿児島大学工学部 TEL&FAX:099-285-8474

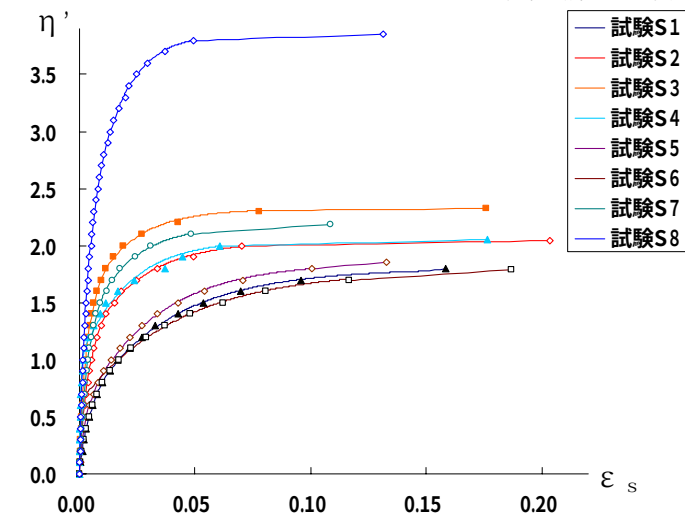


図1 しらすの試験結果（試験 S1～S8）

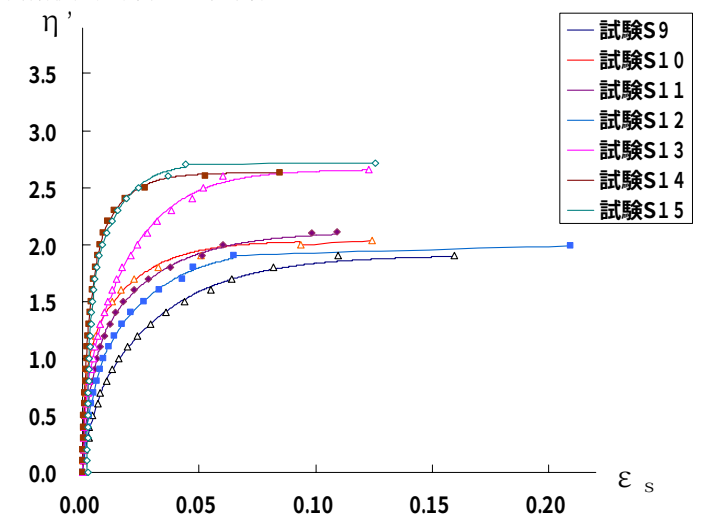
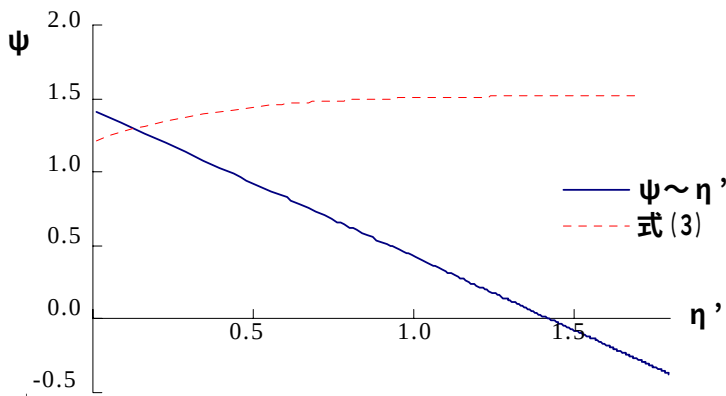
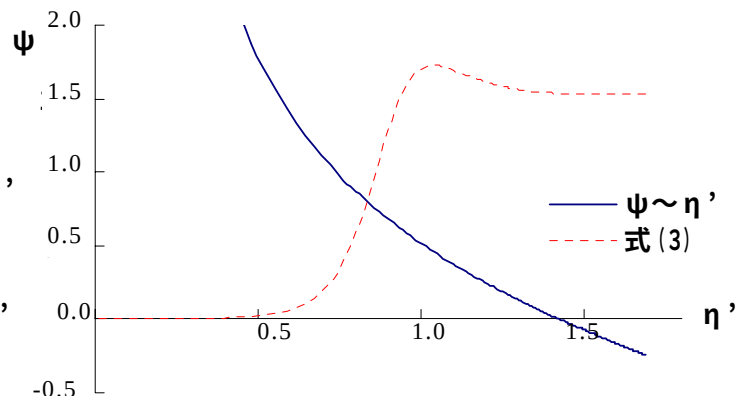


図2 しらすの試験結果（試験 S9～S15）

図3 下負荷面モデル1における η_{Ko}' の決定（試験 S1）図4 下負荷面モデル2における η_{Ko}' の決定（試験 S1）表1 下負荷面モデル1における各試験の K_o 値

試験	K_o	試験	K_o
S1	0.879	S9	0.718
S2	0.837	S10	0.826
S3	0.765	S11	0.775
S4	0.845	S12	0.769
S5	0.974	S13	0.751
S6	—	S14	0.692
S7	0.753	S15	0.457
S8	0.531	平均	0.755

表2 下負荷面モデル2における各試験の K_o 値

試験	K_o	試験	K_o
S1	0.464	S9	—
S2	0.533	S10	0.531
S3	0.535	S11	0.488
S4	0.532	S12	0.459
S5	0.466	S13	—
S6	0.459	S14	0.511
S7	0.526	S15	—
S8	0.456	平均	0.497