

第Ⅲ部門

まさ土の応力-ダイレイタンスー関係に関する考察

立命館大学大学院 学生員 ○ 久保 尚也

修成建設コンサルタント(株) 正会員 橋口 正悟

立命館大学 正会員 福本 武明

1. 緒言

日本の特殊土とされるしらす、まさ土などは破砕性地盤として知られている¹⁾。このような地盤では堅固な粒子からなる砂地盤とは異なったせん断特性をもつことも数多く報告されている²⁾。その原因としてせん断過程における粒子破砕現象が挙げられるが、その影響の仕方と程度を的確に把握できる段階にまで未だ至っていないのが現状である。そこで本論文では、関西以西に多く分布するまさ土を対象に、当研究室における三軸試験データに基づき従来の研究成果^{3)~7)}を踏まえて、まさ土のせん断特性、特に応力-ダイレイタンスー関係に内在する粒子破砕の影響量について基本的で原理的な考察を行ったので、その結果についてここに報告する。

2. 粒子破砕の影響量推定法

福本⁴⁾は当研究室における数多くの実験データの分析結果から、脆い粒状土の粒子破砕に伴う密度増加（体積減少）が式(1)で求まることを提示した。式中、 ε_{v0} は外力の作用下において粒子破砕を生じない状態で得られる仮想上の、つまり‘無破砕状態’の体積ひずみ、 ε_v と ε_{vc} はそれぞれ実測した体積ひずみと粒子破砕の影響を考慮した体積ひずみ、 e_s と e_c はせん断過程における間隙比と圧密終了時の間隙比、そして A は材料定数0.826である。 Is は、式(2)で定義される粒子破砕量である。式(2)中の Sw', Swc (cm²/g)は、それぞれせん断終了時と圧密終了時の比表面積である。また、福本・橋口⁷⁾は鋼棒、チョーク棒による二軸圧縮モデル実験からの考察により‘無破砕状態’の主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_0$ が式(3)で求まることを提案した。式(3)中の (σ_1/σ_3) は主応力比の実測値、右辺第二項の $K(d\varepsilon_{vc}/d\varepsilon_1)$ は粒子破砕の影響を示す補正項であり、 K は常数である。

$$\varepsilon_{v0} = \varepsilon_v + \varepsilon_{vc} = \varepsilon_v + A \frac{e_s}{1+e_c} Is \quad (1)$$

$$Is = \ln(Sw'/Swc) \quad (2)$$

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_0 = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right) + K \frac{d\varepsilon_{vc}}{d\varepsilon_1} \quad (3)$$

Table1 物理試験結果

試料	粒径 (mm)	相対密度 D_r (%)	最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)
六甲まさ土	0.85~0.6	80	1.219	1.026	2.615
田上まさ土	0.85~0.6	80	1.377	1.090	2.631
比叡まさ土	0.85~0.6	80	1.435	1.190	2.657

3. 試験方法及び結果

試料は、六甲まさ土、田上まさ土、比叡まさ土から0.85~0.6mmを採取し水洗いののち絶乾状態にしデシケータ内で室温にまで冷やしたものを使用した。せん断試験は、供試体の相対密度を $D_r \approx 80\%$ 、ノルウェー型三軸圧縮試験機により拘束圧 σ_3 を49,98,196,392,686kPaに設定しCD条件下で実施した。また、軸ひずみを5段階に分け試験を停止し、その都度ふるい分けを行い粒子破砕量 Is を測定した。その結果の一例をFig.1に示す。

Fig.2は三軸圧縮試験結果の一例として六甲まさ土の $\sigma_3 = 686$ kPaの応力-ひずみ-体積変化関係を示したものである。図中には実測された $(\sigma_1/\sigma_3) - \varepsilon_1$ 曲線と $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ 曲線を示すとともに、比較のために4種類の堅固な粒子からなる砂（木津川砂、豊浦砂、相馬砂、愛知川砂）の示す領域（半透明部分）を併載している。図から明らかなように実測されたまさ土の応力-ひずみ曲線はピークの低いなだらかな曲線となり、体積変化

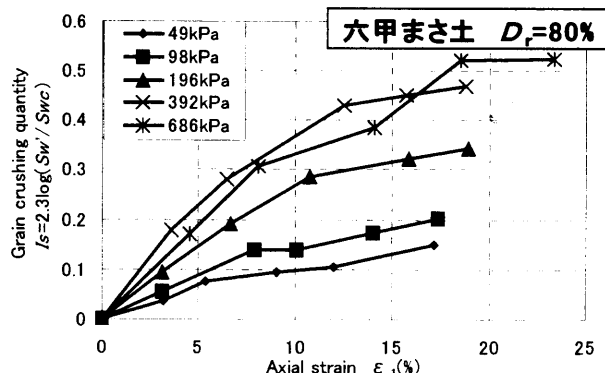


Fig.1 せん断過程における粒子破砕状況

キーワード；まさ土、粒子破砕、せん断、拘束圧

住所；滋賀県草津市野路東 1-1-1、電話；077-566-1111（内線 8717）、FAX；077-561-2667

-ひずみ曲線も負のダイレイタンシーを示している。このように密詰め状態にもかかわらず緩詰め状態のそれと似た傾向を示すことが分かる。

4. 無破碎状態の応力-ひずみ-体積変化関係

次に、無破碎状態の体積ひずみ $\varepsilon_{v,0}$ と主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_0$ をそれぞれ式(1)と式(3)を用いて推定する。その際、式(3)中の右辺第二項の K 値の設定が重要になるが、文中では各拘束圧における無破碎状態の応力-ひずみ曲線が堅固な粒子からなる砂の応力-ひずみ曲線の領域内(半透明部分)に入るように逆算して求め、その平均を代表値として用いた。と言うのも、Fig.3 に示したように逆算して求めた K 値が、今回の実験の範囲では幾分ばらつくものの(図中の半透明部分、参照)、全体として拘束圧の大小によらずほぼ一定とみなして差し支えないからである。従って、以後 K 値を材料常数として取り扱うこととする。以上のような手順で得られた無破碎状態の $(\sigma_1/\sigma_3)_0 - \varepsilon_1$ 曲線と $\varepsilon_{v,0} - \varepsilon_1$ 曲線が Fig.2 中に示されている。図から、破碎を生じないと仮定した無破碎状態の応力-ひずみ-体積変化関係は、明瞭なピークをもち正のダイレイタンシーを示していることから堅固な粒子からなる砂のそれと同様な傾向であることが分かる。一方、実測された主応力比より描かれたモール円と無破碎状態の主応力比より描かれたモール円を Fig.4 に示す(代表として六甲まさ土の場合を示す)。図から、実測された破壊包絡線が大きな曲率を持つのに対して無破碎状態の破壊包絡線は堅固な粒子からなる砂のそれと同様にあまり曲率を持たないことが分かる。つまり、このことはせん断抵抗低下への粒子破碎の関与の大きさを如実に物語るものである。

5. 結言

以上の考察から判明した事柄を簡潔に述べると、次の通りである。

- (1) まさ土の粒子破碎に起因する応力-ダイレイタンシー関係の特異性について、本提案法を用いることで、一応定量的な説明が可能である。
- (2) 粒子破碎の影響を支配する式(3)中の常数 K は拘束圧に依存せず材料常数と考えて差し支えない。
- (3) 粒子破碎によるせん断抵抗低下の状況を、モール円表示からかなり理路整然と説明できる。

参考文献 1) 土質工学会編:日本の特殊土,1974. 2) 地盤工学会:破砕性地盤の力学特性(小特集号),土と基礎, Vol.48, No.10, 2000. 3) 福本武明・佐野勝己:せん断過程における粒子破碎現象,第14回土質工学研究発表会, pp.493~496, 1979. 4) 例えば福本武明:もろい粒状体のせん断特性に関する考察,第17回土質工学研究発表会, pp.469-472, 1982. 1978. 5) 福田聡・森本優子:まさ土のせん断特性に関する一考察,土木学会第57回年次学術講演会, pp.35-1~2, 2000. 6) 橋口正悟・内山高弘・福本武明:しらすのせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響,土木学会第57回年次学術講演会概要集, pp.577~578, 2002. 7) 福本武明・橋口正悟:脆弱粒子からなる粒状体のせん断特性,土木学会第57回年次学術講演会, pp.579~580, 2002.

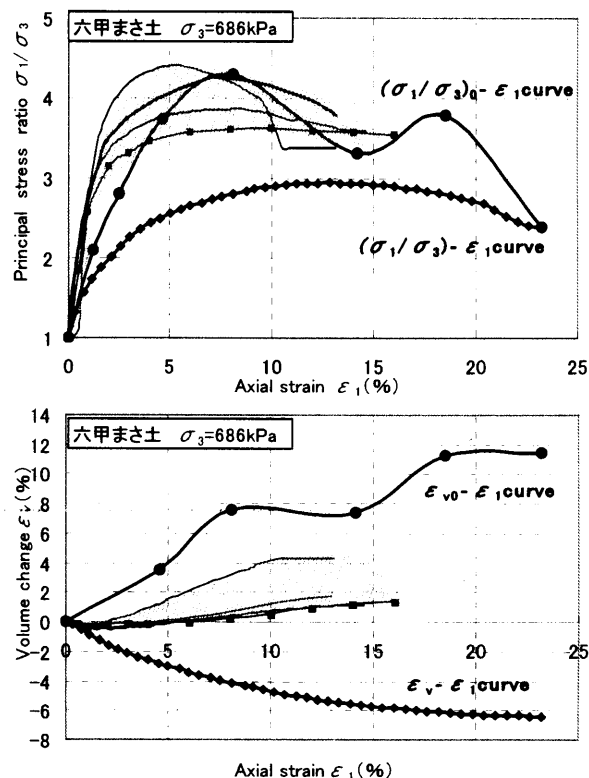


Fig.2 応力-ひずみ-ダイレイタンシー関係

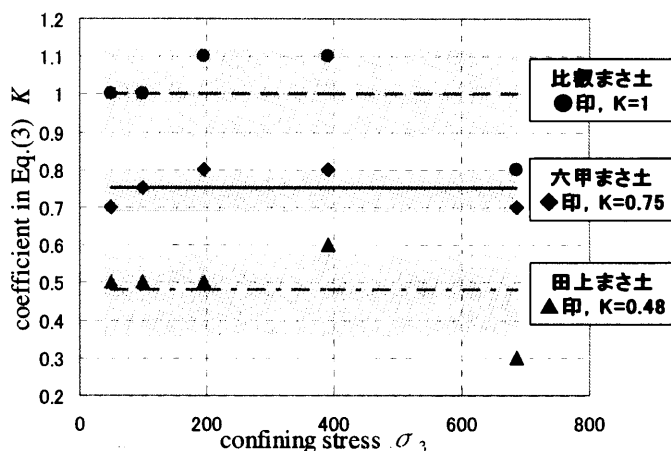


Fig.3 式(3)中の K と拘束圧の関係

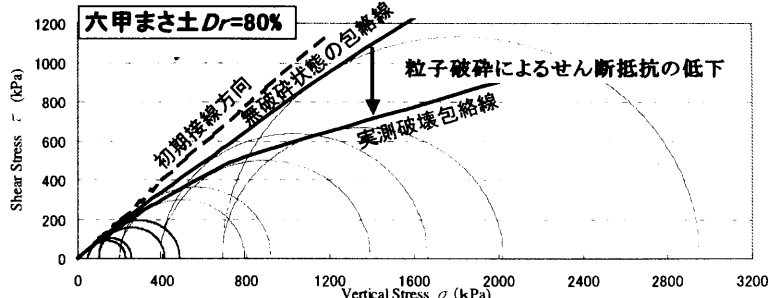


Fig.4 Mohrの応力円による表示