

砂の等方圧縮試験から三軸圧縮試験結果を推定する方法

名古屋工業大学 正会員 ○松岡 元  
 正会員 山下 暢雄  
 名古屋工業大学 学生員 船田 智巳

著者の一人山下は、通常の側圧一定下の三軸圧縮試験によるせん断時の軸ひずみ  $\epsilon_1$  が、 $\epsilon_1 = \epsilon_0 (K^R - 1)$  ( $\epsilon_0$ : パラメータ,  $K$ : 通常 2.0~2.3 程度の定数,  $R = \sigma_1 / \sigma_3$ : 主応力比) なる式で表されることをすでに提案している<sup>1)</sup>。ここでは、 $\epsilon_0$  をせん断前の等方圧縮特性から推定し、6 種の砂について提案式を検討した。その結果、等方圧縮特性とせん断変形特性 (初期の変形係数) に強い相関があること、したがって提案式は破壊付近を除くあまり高くない主応力比のもとにおいて実測値の傾向をほぼ説明することが見いだされた。

1. 三軸圧縮時の砂の主応力比~軸ひずみ関係とパラメータの推定

$\epsilon_0$ : (仮想的な) せん断前の等方圧縮時の軸ひずみ、  
 $\epsilon_1$ : 等方圧縮後のせん断時の軸ひずみ、  
 $\epsilon = \epsilon_0 + \epsilon_1$ : 等方圧縮変形とせん断変形による全軸ひずみ、  
 とするとき、三軸圧縮せん断時に全軸ひずみ  $\epsilon$  は主応力比  $R$  が 1 増すごとに定数 ( $K = 2.0 \sim 2.3$  程度) 倍されることに着目した<sup>1)</sup> (図-1 参照)。

すなわち、

- $R=1: \epsilon = \epsilon_0, \epsilon_1 = 0$
- $R=2: \epsilon = \epsilon_0 K, \epsilon_1 = \epsilon_0 (K-1)$
- $R=3: \epsilon = \epsilon_0 K^2, \epsilon_1 = \epsilon_0 (K^2-1)$
- $R=4: \epsilon = \epsilon_0 K^3, \epsilon_1 = \epsilon_0 (K^3-1)$

一般に、

$$\epsilon = \epsilon_0 K^{R-1}, \epsilon_1 = \epsilon_0 (K^{R-1} - 1) \quad (1)$$

式(1)によって主応力比  $R$  ~ 軸ひずみ  $\epsilon_1$  関係を算出するためには、パラメータ  $\epsilon_0$  を推定しなければならない。 $\epsilon_0$  はその仮想的なイメージからすれば、拘束圧 0 の状態からせん断開始時の圧密圧力までの等方圧縮過程に生じる軸ひずみということになろうが、実際問題として拘束圧 0 からの等方圧縮試験のデータは存在しない。そこで、ここでは便宜上拘束圧の基準値を  $0.1 \text{ kgf/cm}^2$  と設定した。

図-2 は富士川砂の  $e \sim \log p$  関係<sup>2)</sup> を示したものである。低拘束圧での等方圧縮特性が明記されているデータは少ないが、同図より  $p = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$  からの  $e \sim \log p$  関係を知ることができる。ここでは、プロットのある  $p = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$  からせん断開始時の圧密圧力  $p = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$  (図-3 参照) までの  $e \sim \log p$  関係の勾配 (0.036) から、便宜上次式により拘束圧  $2.0 \text{ kgf/cm}^2$  での  $\epsilon_0$  を推定してみた。

$$\epsilon_0 = \frac{1}{3} \cdot \frac{0.036}{1+0.79} \cdot \log_{10} \frac{2.0}{0.1} = 0.87 (\%) \quad (2)$$

式(2)で 0.79 は等方圧縮時の初期間隙比を、 $1/3$  は 3 方向

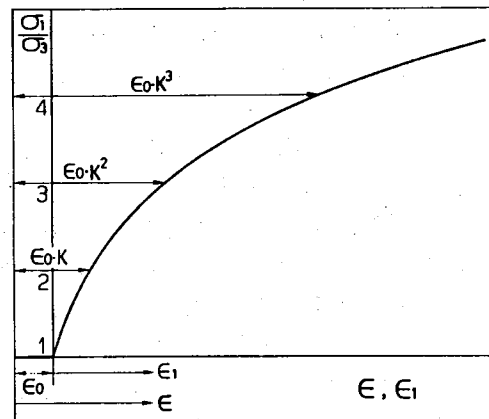


図-1 等方圧縮過程とせん断過程を合わせた主応力比~軸ひずみ関係

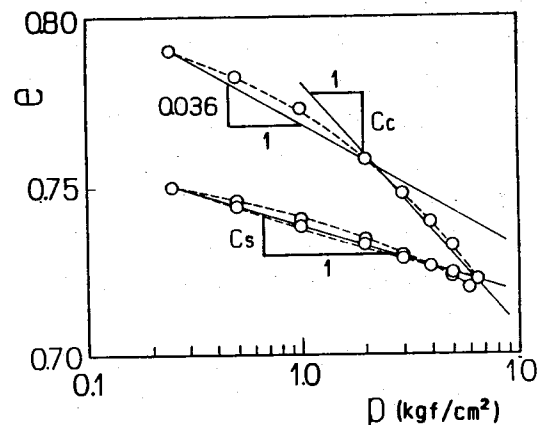


図-2 富士川砂の  $e \sim \log p$  関係<sup>2)</sup>

に等しい等方圧縮ひずみが生じるとして軸ひずみを求めたことを示している。図-3は式(2)の $\varepsilon_0$ を用い、 $K=2.0, 2.3$ として式(1)によって算定された主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3) \sim$ 軸ひずみ $\varepsilon_1$ 関係(実線)と富士川砂の側圧一定( $\sigma_3=2.0 \text{ kgf/cm}^2$ )三軸圧縮試験の実測値<sup>2)</sup>(黒プロット)との比較を示したものである。

さて、図-2のような等方圧縮時のデータがそろっていることはまれであるので、図-2より初期の低拘束圧からの等方圧縮特性を膨張指数 $C_s$ によって近似することを試みる。すなわち、 $\varepsilon_0$ を次式によって推定するものとする。

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{3} \cdot \frac{C_s}{1+e_0} \cdot \log_{10} \frac{\sigma_c}{0.1} \quad (3)$$

ここに、 $C_s$ は膨張指数、 $e_0$ は等方圧縮時の初期間隙比、 $\sigma_c$ はせん断開始時の等方圧縮応力(圧密圧力)を意味する。

## 2. 種々の砂の三軸圧縮試験結果による検討

図-4は、豊浦砂の側圧一定( $\sigma_3=2.0 \text{ kgf/cm}^2$ )三軸圧縮試験結果と式(1)、(3)による主応力比 $\sigma_1/\sigma_3 \sim$ 軸ひずみ $\varepsilon_1$ 関係の推定値との比較を示したものである。豊浦砂の $C_s/(1+e_0)=0.578(\%)$ であるので、式(3)で $\sigma_c=2.0 \text{ kgf/cm}^2$ とすれば $\varepsilon_0=0.25(\%)$ と計算される。なお、 $K=2.0$ のときには $\sigma_1/\sigma_3=R=2$ において $\varepsilon_1=\varepsilon_0$ となることは、結果を検討する上で1つの目安となろう(図-1参照)。図-5は、ある土の構成式<sup>3)</sup>による豊浦砂の側圧一定( $\sigma_3=2.0 \text{ kgf/cm}^2$ )と平均主応力一定( $\sigma_m=2.0 \text{ kgf/cm}^2$ )三軸圧縮試験の解析結果の比較を示したものである。本来、提案式(1)は側圧一定の三軸圧縮試験に適用すべきものであるが、図-5の両解析値が近いことより平均主応力一定の三軸圧縮試験結果と比較してもよいと判断される。そこで、図-6に豊浦砂の4種の平均主応力一定( $\sigma_m=2.0, 4.0, 6.0, 8.0 \text{ kgf/cm}^2$ )下の三軸試験結果と、式(1)、(3)による推定値との比較を示した。ここで注目すべきは、平均主応力(拘束圧)が大きくなるにつれて主応力比 $\sim$ 軸ひずみ関係はねてくる(ひずみを出しやすくなる)が、式(3)の $\sigma_c$ が大きくなることにより、このようなひずみの拘束圧依存性も表現できる点である。図-7は水島砂の平均主応力一定( $\sigma_m=1.5 \text{ kgf/cm}^2$ )三軸圧縮試験結果<sup>4)</sup>と式(1)、(3)による推定値との比較を示したものである。水島砂の $C_s/(1+e_0)=0.89(\%)$ であるので、式(3)で $\sigma_c=1.5 \text{ kgf/cm}^2$ とすれば $\varepsilon_0=0.35(\%)$ と計算される。図-8は日立砂の平均主応力一定( $\sigma_m=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ )三軸圧縮試験結果<sup>5)</sup>と式(1)、(3)による推定値とを比較したものである。日立砂の $C_s/(1+e_0)=0.90(\%)$ であるので、式(3)で $\sigma_c=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ とすれば $\varepsilon_0=0.30(\%)$ となる。図-9には、Hostun

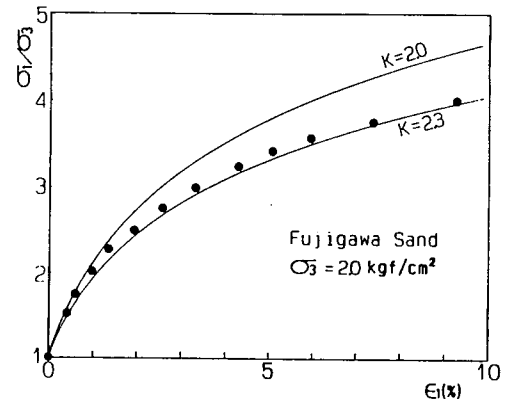


図-3 富士川砂の側圧一定三軸圧縮試験結果<sup>2)</sup>と提案式の比較

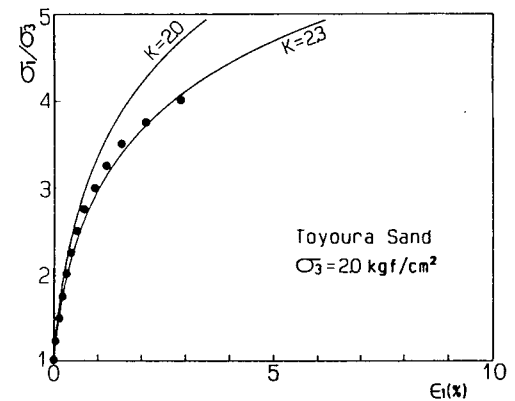


図-4 豊浦砂の側圧一定三軸圧縮試験結果と提案式の比較

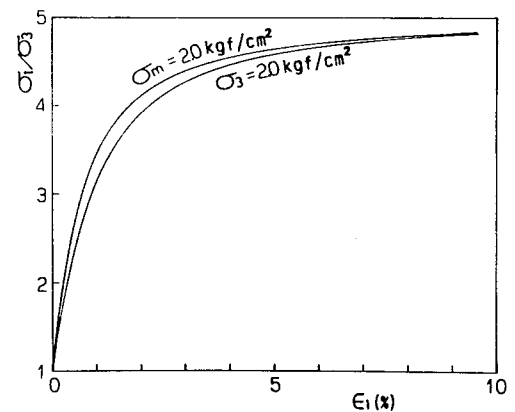


図-5 豊浦砂の側圧一定と平均主応力一定三軸圧縮試験のある構成式<sup>3)</sup>による解析値の比較

砂とReid Bedford砂を試料として中空ねじり試験機と立方体三主応力制御試験機を用いた側圧一定 ( $\sigma_3=500\text{kPa}$ ) 三軸圧縮試験結果<sup>6)</sup>と提案式による推定値の比較を示している。白プロットはHostun砂を、黒プロットはReid Bedford砂を、丸印は中空ねじり試験機、四角印は立方体三主応力制御試験機による結果を示している。まず試験機が異なっても、三軸圧縮条件下の破壊時の主応力比は、それぞれの砂についてほぼ同じ値を示すのがみられる。ここで興味深いのは、両方の砂の  $C_s/(1+e_0)$  が共に0.60%であることである。従って、式(1)、(3)によれば両者の主応力比  $\sigma_1/\sigma_3 \sim$  軸ひずみ  $\varepsilon_1$  関係は同じになる。しかし、図-9から見られるように、両者の強度にはかなりの差があり、提案式(1)は当然のことながらこのような強度の差異を表現できないことになる。これは、初期の変形係数と強度とは必ずしも対応しないことを意味している。

そこで、強度も考慮した土の構成式<sup>3)</sup>に基づいた図-9の実測値に対する解析値を図-10に示す。なお、この計算の際に  $\sigma_1/\sigma_3=R=2$  のとき  $\varepsilon_1=\varepsilon_0$  ( $K=2.0$ ) という条件より構成式中の1つのパラメータ(初期の変形係数に相当するもの)を決定している。すなわち、本提案法によりパラメータを1つ推定することができる。また、図-11は図-6(a)の実測値に対する、同じ構成式<sup>3)</sup>に基づいた解析値を示したものである。この際も、上記の条件より1つのパラメータ(初期の変形係数に相当するもの)を推定している。以上より、式(1)は土の応力~ひずみ関係全体を説明するには不十分な面があるが、初期の応力~ひずみ関係の立ち上がり(初期の変形係数)を推定するには有用なようである。また、上述のように、構成式中のパラメータの推定条件として用いることもできるであろう。なお、ここで検討した6種の砂の物理的性質を表-1に掲げる。

#### 参考文献

- 1) 山下(1986):第21回土質工学研究発表会, 109, pp. 269-272.
- 2) 龍岡(1972):東京大学博士学位申請論文, p. 114, p. 134.
- 3) 松岡・榊原(1987):S & F, Vol. 27, No. 4, pp. 73-86.
- 4) 鋼杭の側方変位に関する調査研究報告書(1974), 川崎製鉄(株)委託.
- 5) 道路盛土の沈下予測に関する研究報告書(1984), 日本道路公団委託.
- 6) International Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-cohesive Soils at Case Western Reserve University (1987).

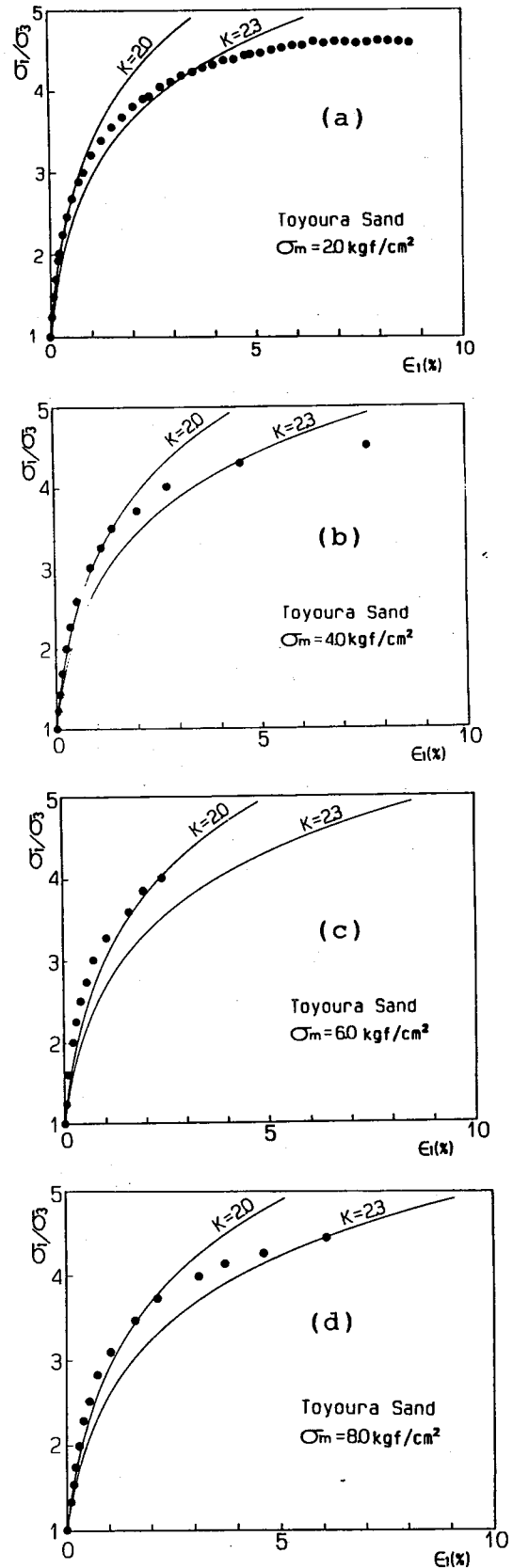


図-6 豊浦砂の4種の平均主応力一定三軸圧縮試験結果と提案式の比較

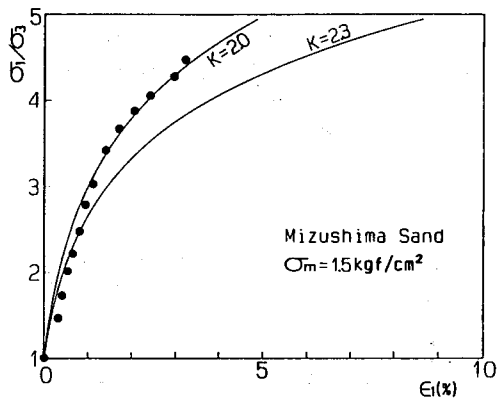


図-7 水島砂の平均主応力一定三軸圧縮試験結果<sup>4)</sup>と提案式の比較

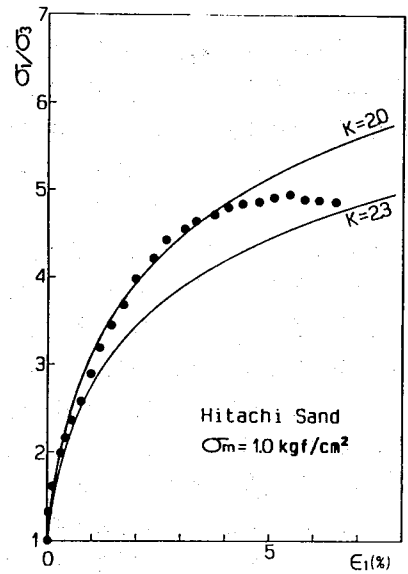


図-8 日立砂の平均主応力一定三軸圧縮試験結果<sup>5)</sup>と提案式の比較

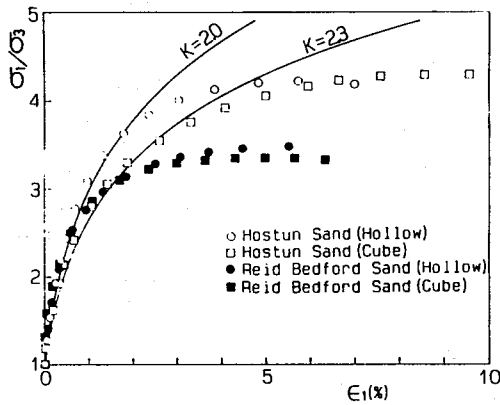


図-9 Hostun砂とReid Bedford砂の側圧一定三軸圧縮試験結果<sup>6)</sup>と提案式の比較

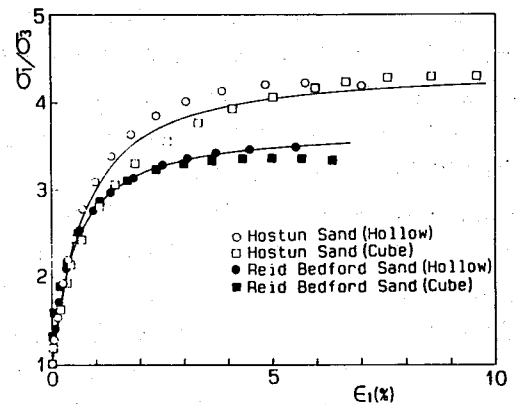


図-10 図-9の実測値とある構成式<sup>3)</sup>による解析値の比較

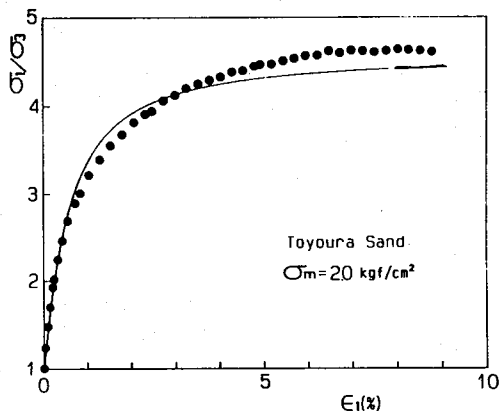


図-11 図-6 (a)の実測値とある構成式<sup>3)</sup>による解析値の比較

表-1 各種の砂の物理的性質

	平均粒径 D <sub>50</sub> (mm)	均形係数 U <sub>c</sub>	比重 G <sub>s</sub>	最大空隙比 e <sub>max</sub>	最小空隙比 e <sub>min</sub>	せん断前の 初期空隙比
Toyoura Sand	0.2	1.3	2.65	0.95	0.58	0.68
Fujigawa Sand	0.4	2.21	2.68	1.081	0.526	0.762
Mizushima Sand	—	—	2.60	0.935	0.635	0.649
Hitachi Sand	1.1	3.7	2.67	—	—	0.75
Hostun Sand	0.35	1.7	2.667	0.976	0.607	0.616
Reid Bedford Sand	0.25	1.6	2.65	0.815	0.523	0.677