III-207　砂の剛性率に及ぼす圧密履歴の影響

東京都　正会員　○安部文洋
東京大学生産技術研究所　正会員　澁谷啓・龍岡文夫
小田原市役所　一寸木勝彦

はじめに： ①通常の弾塑性理論では、ある応力状態から載荷した時の応力・ひずみ関係は、「平均主応力の減少や主応力比の減少などの除荷を含まない応力履歴」に影響されない、と仮定とする。また、②砂のせん断応力・せん断ひずみ関係は非線形である。今、図-1で点ｂまで、異方圧密と「等方圧密＋せん断」によって到達した二つの供試体を考える。仮定①と②から次のことが導かれる。(1)二つの供試体の間で点ｂでの接線剛性率G_{tan}と点ｂから定義した割線せん断剛性率G_{seo}はそれぞれ等しい。(2)同一のせん断ひずみ振幅$\Delta\gamma$に対するG_{seo}は等方圧密供試体の点ａからのG_{seo}よりも異方圧密供試体の点ｂからのG_{seo}の方が小さい。しかし本研究の結果は異方圧密供試体に対してはこれは成り立たないことを示している。

実験方法[1]： 供試体は高さ10.5cm，幅4cm，長さ8cmである。空気乾燥豊浦砂で空中落下法で作製し、「湿潤化・凍結・三軸セルにセット」の後解凍し再び乾燥化した。拘束圧は負圧で与えた。軸ひずみ測定はLDTによりBEを含まない局所測定を行った。ε_3はギャップセンサーを8個用いて直接測定した。図-2、表-1に示すように、異方圧密では点Aから最終圧密応力点D_d，D_l，Fまでに約100分で到り、そこで約２時間停留した。平面ひずみ圧縮試験を一定軸ひずみ速度（0.25mm/分）で行った。

実験結果： 図-3では異方圧密供試体の点D_d，D_l，Fでの$\gamma=\varepsilon_1-\varepsilon_3$を同一応力状態の等方圧密供試体の$\gamma$と一致させている。図-4～6にせん断剛性率$G=\Delta\tau/\Delta\gamma$、ヤング率$E=\Delta\sigma_1/\Delta\varepsilon_1$ を示す。以下、

イ． 異方圧密供試体のせん断開始応力点D_d，D_l，Fから定義したE_{seo}とG_{seo}は、微小ひずみレベルでは同一応力点から定義した等方圧密供試体のE_{seo}とG_{seo}よりも遙かに大きい（図-4,5）。同様に、異方圧密供試体のせん断初期のG_{tan}は、等方圧密供試体の同一応力点でのG_{tan}よりも遙かに大きい（図-6）。即ち、異方圧密供試体のせん断初期には弾性域が存在している[2]。同一応力点までの「等方＋PSC圧縮」と「異方圧密」の軸ひずみ$\Delta\varepsilon_1$は異方圧密の場合の方が大きい（表-1）。このことは、異方圧密中のせん断に対してある程度の抵抗力を持つ構造の形成を示唆している。これが上記弾性域の存在と理由と思われる。

ロ． 異方圧密供試体をある程度せん断してからは（図-6で点G，H，Iから後では）、等方圧密供試体と異方圧密供試体のG_{tan}は一致する。即ち、同一の変形特性になる（図-3も参照）。

ハ． 等方圧密供試体のせん断開始点BからのE_{seo}，G_{seo}と、異方圧密供試体のせん断開始点D_d もしくは点D_l，FからのE_{seo}，G_{seo}は大きくは違わない（図-4,5）。しかし、この比較は同一の拘束圧レベルと同一の間隙比に対する比較ではないので「ひずみ10^{-5}でのE_{seo}，G_{seo}」をE_{max}，G_{max}として、

$$M=\{(2.17-e)^2/(1+e)\}\cdot(\sigma_{mo})^{0.4}、或は\ N=\{(2.17-e)^2/(1+e)\}\cdot(\sigma_{no})^{0.4}$$

に比例すると仮定し、比 $EM=E_{max}/M$, $GM=G_{max}/M$ と 比 $EN=E_{max}/N$, $GN=G_{max}/N$ を求め、検討した。ここで、$\sigma_{mo}=(\sigma_{1o}+2\sigma_{3o})/3$, $\sigma_{no}=(\sigma_{1o}+\sigma_{3o})/2$ であり、σ_{mo}もしくはσ_{no}が一定ならば剛性は圧密応力比$K_o=\sigma_{3o}/\sigma_{1o}$に依らないと言う仮定に基づいてこれらを用いた。次にこれらEM等の値に対して、「異方圧密供試体の値」／「等方圧密供試体の値」の比EMR，GMR 及び ENR，GNR を求めた（表-1）。この結果をみると、異方圧密供試体のGNR，GMRは1.0に近く、G_{max}は同一条件では異方圧密供試体と等方圧密供試体で類似であることを示している。このG_{max}は弾性的せん断剛性率と考えられる。これに対して、異方圧密供試体のENR，EMRは1.0よりも大きく、E_{max}は同一条件では異方圧密供試体の方が等方圧密供試体よりも大きいことが分かる。これは、ひずみ増分比$(-d\varepsilon_3/d\varepsilon_1)$は$K_o$が小さいほど大きいので、$G_{max}$が$K_o$に依存しない時は$E_{max}$が$K_o$に依存することになるからである(図3～6は密な砂については紙面の都合上省略した)。

なお、飽和カオリンの三軸圧縮試験でも，上記イ、ハと同様な傾向がある（文献3、Figs.1,2）。

まとめ： 異方圧密砂には小さな弾性域が存在し、せん断開始直後の微小ひずみレベルの変形特性には本論文頭書の「通常の弾塑性理論での変形特性への応力履歴の影響に関する仮定①」は成り立たない。

謝辞： 小田匡寛氏との異方圧密中の構造変化の討論と、実験での佐藤剛司氏の協力に感謝致します。

参考文献： 1)安部・一寸木・澁谷・龍岡(1989),平面ひずみ圧縮での砂の微小ひずみレベルでの変形特性、第24回土質工学会、東京。2)Jardine,R.J., Potts,,D.M., Fourie,A.B. and Burland, J.B.(1986), Studies of the influence of nonlinear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, Geotechnique, 36-3. 3)Ampadu, S. and Tatsuoka, F.(1988),The influence of anisotropic consolidation on the stiffness of normally consolidated clay, 第43回土木学会III、広島532頁。

表-1 供試体条件・圧密条件等。

Specimen	$e_{0.05}$	Stress path		$\Delta\varepsilon_1$ (%)	ENR ENR	CNR CNR
DI	0.670	A-B	$K_c=\sigma_{3c}/\sigma_{1c}=1.0$	up to D_d 0.392	1.0	1.0
		B-D_d-Failure	$\sigma_3=0.5kgf/cm^2$	----------	1.0	1.0
DK	0.685	A-C_d-D_d	$K_c=0.356\sim K_0$	up to D_d 0.631	1.25	0.98
		D_d-Failure	$\sigma_3=0.5kgf/cm^2$	----------	1.17	0.91
LI	0.833	A-B	$K_c=1.0$	up to D_l 0.681	1.0	1.0
		B-D_l-F-Fail.	$\sigma_3=0.5kgf/cm^2$	up to F 1.666	1.0	1.0
LK1	0.826	A-C_l-D_l	$K_c=0.432\sim K_0$	up to D_l 1.082	1.28	1.00
		D_l-Failure	$\sigma_3=0.5kgf/cm^2$	----------	1.19	0.94
LK2	0.828	A-E-F	$K_c=0.292$	----------	1.34	0.86
		F-Failure	$\sigma_3=0.5kgf/cm^2$	up to F 3.222	1.24	0.79

$e_{0.05}$: Void ratio measured at $\sigma_3=0.05kgf/cm^2$
$\Delta\varepsilon_1$: Including the bedding error.

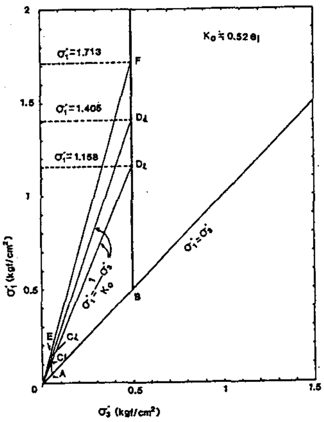

図-2 応力径路。

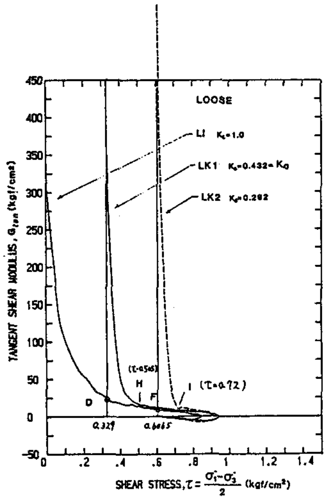

図-6 緩い砂の接線せん断剛性率G_{tan} ～せん断応力$\tau=(\sigma_1-\sigma_3)/2$関係

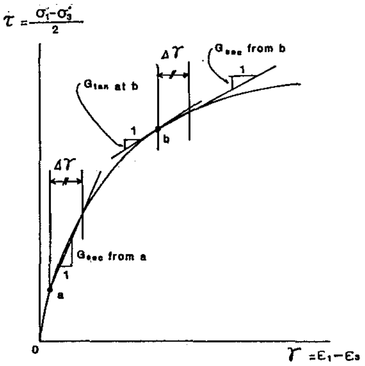

図-1 剛性率の定義。

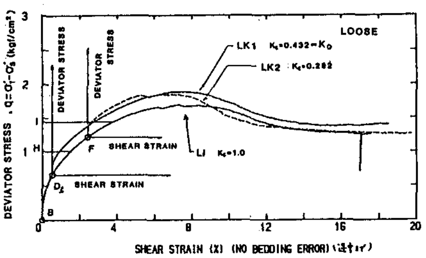

図-3 緩い供試体の応力・ひずみ関係。

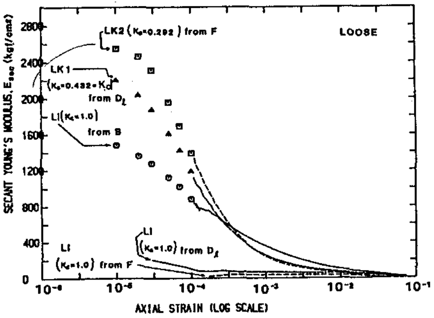

図-4 緩い砂の割線ヤング率E_{sec}～軸ひずみ増分$\Delta\varepsilon_1$関係

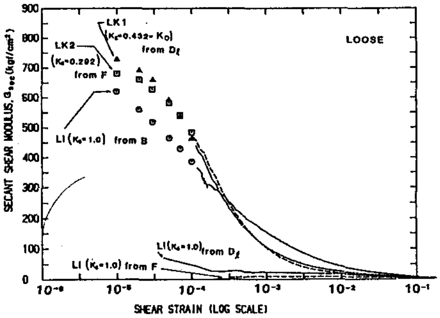

図-5 緩い砂の割線せん断剛性率G_{sec}～せん断ひずみ増分$\Delta\gamma$関係