

建設省土木研究所 〇小笠原 久, 沢田 健吉, 谷口 栄一

1. まえがき

土の動的変形係数(せん断弾性係数 G , 減衰比 d)の歪依存性を知ることは、地盤、土構造物の地震、交通振動等の動的荷重を受ける場合の応答解析と行なう場合に重要である。ここでは不攪乱粘土の動的変形係数を、共振ねじり試験機、および繰返し三軸試験機を用いて測定し、応答範囲は歪傾域における G , および d の歪依存性について報告する。また G については塑性指数 I_p との関係についても検討する。

2. 実験試料

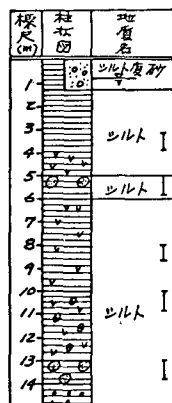
試料は鳥取県の国直子地区におけるボーリングより採取した不攪乱粘土である。図-1にその土質柱状図を示す。地下水位は $4.1 \sim 0.8 \text{ m}$ である。地盤ははかり軟弱な沖積粘土である。試料の土質名は砂質シルト、あるいはシルトであるが、図-1に示すように、各深度における5本の試料の中には有機質のもの、あるいは貝殻を含むものもあり、若干土質が異なっている。表-1に各試料の土質定数を示す。一般に含水比が高く、また間隙比も大きい。塑性指数 I_p については30~140の範囲にばらついている。

3. 実験装置、および実験方法

実験に用いたねじり試験機は、建設省土木研究所動土質研究室に設置されているもので、供試体の下端を固定し、上端にねじり振動を付加する。供試体は直径7cm, 高さ15cmの中実円柱である。拘束圧として空気をを用いて等方に作用させ、0より 0.1 kg/cm^2 まで円周方向より 0.5 kg/cm^2 まで変化させた。また現場の有効土被圧についても実験を行なった。(その場合には、沖積粘土の静止土圧係数 K_0 を0.5として求めた平均土被圧を等方に載荷した。以下では $\bar{\sigma}$ と称する)。なお、それぞれの拘束圧について24時間圧密を行なった後に共振実験を実施した。繰返し三軸試験は直径5cm, 高さ12.5cmの供試体に、ねじり試験と同様に拘束圧 $\bar{\sigma}$ を等方に載荷した。実験は非排水状態、歪制御で行ない、振動数を1Hzとし、測定器の性能を考慮しながら、可能な限り小さい歪傾域からの実験を行なった。繰返し三軸にはおいても圧密時間を24時間とし、その後動的載荷試験を行なった。

4. 実験結果

図-2に一例として試料N.O.1-2の G とせん断歪 γ の関係を示す。図-2より、 γ が増加するに従って G の値は減少している。また拘束圧が増加することにより、 G の値が増加している。そこで拘束圧の相異なる G の減少程度をみるために図-3に図-2の G の減少傾向を表わす G/G_0 ($G_0 = 10^{-6}$)との関係を示す。 G の減少率は、各拘束圧について $\bar{\sigma}$ が 10^{-5} のとき約10%であるが、 $\bar{\sigma}$ が 10^{-4} になると拘束圧0の場合が約40%, 他では20~30%になっている。若干ではあるが拘束圧が増加するに従って、 G の減少傾向は小さくなっていく。しかし各深度の試料に、拘束圧 0.1 kg/cm^2 を載荷したとき G との関係では、試料の採取深度と G の減少率の間にはあまりした傾向はみられなかった。この時の実験で、N.O.1-4の G の減少が他の試料に比較して大きい傾向がみられた。



不攪乱試料採取位置

図-1 土質柱状図

表-1 土質定数

減少率の間にはあまりした傾向はみられなかった。この時の実験で、N.O.1-4の G の減少が他の試料に比較して大きい傾向がみられた。

試料記号	土質	深さ (cm)	初圧被圧 (kg/cm^2)	含水比 (%)	単位体積 重量(g/cm^3)	比重	塑性指数 I_p	間隙比 e	飽和度 (%)
N.O.1-1	砂質シルト	3.7	0.264	159.6	1.253	2.5	86.9	4.18	95.5
" 2	"	5.8	0.331	102.0	1.444	2.53	142.2	2.54	100.
" 3	粘土質シルト	8.7	0.445	106.7	1.447	2.588	101.3	2.70	100.
" 4	シルト	10.8	0.543	73.0	1.474	2.649	32.7	2.11	91.7
" 5	"	13.7	0.683	90.0	1.486	2.668	31.3	2.41	99.6

が、この理由として、この試料が見掛けを多量に含んでいたことと考えられる。図-4は拘束圧を載荷した場合の σ と τ の関係を示したものであり、やはり試験と繰返し三軸試験の結果を一本の線に近似したものである。 σ が 10^{-4} までは拘束圧の大きいもの程、若干減少率は小さいが、 10^{-3} 以上ではその差はみられぬ。また図-4において、 σ が $10^{-4} \sim 10^{-3}$ の範囲での τ の歪依存性が最も大きくはなっている。ここで Seed, Idriss の曲線 (I), Hardin, Drnevich の提案式 (II), Hardin, Drnevich の提案式の τ_{max} に σ が 10^{-6} のときの τ の実測値を代入して求めた曲線 (III) と実測値の載荷傾向を比較する。なお、Hardin, Drnevich の提案式は次のように表わされる。

$$\frac{\tau}{\tau_{max}} = \frac{1}{1 + \delta \epsilon}$$

$\delta \epsilon$ は hyperbolic strain である。なお、(II), (III) は試料 N.O. 1-4 に対応する曲線であり、他の試料に対応する曲線はこれより更に減少率が小さい。実測値は (I), (II), (III) の各曲線の間にあり、(I) については今回までの実験結果からみて、微小歪領域における τ の減少率が少し大きくなるようである。図-5に τ の減少率と塑性指数 I_p の関係を示す。今回の試料では、 τ の減少率と I_p の間に明瞭な関係はみられぬ。

図-6に減衰比 δ と σ の関係を示す。試料 N.O. 1-1 の σ が $8 \sim 12\%$ と非常に小さい値とあったのは、この試料が地盤の浅い所から採取されたものであり、拘束圧が小さく、軟らかいことと関係があると思われる。 σ の増大とともに δ も増加しているが、 $10^{-5} \sim 10^{-4}$ の範囲

ではあまり増加の傾向がみられぬ。また浅い地層から採取した試料の方が σ が大きくなっている。このことは、支面振動のような表面波が卓越する振動の距離減衰については、微小歪の領域であってもかなりの σ までともなっていることを示唆している。

今後の課題として、 σ が $10^{-4} \sim 10^{-3}$ における τ の歪依存性についても測定可能な方向にもっていった。(参考文献)

(1) 栗田, 谷口, 小笠原, 錦山) 生振法による不攪乱粘土の動的変形係数の測定, 土木研究所資料 1304号, 1978

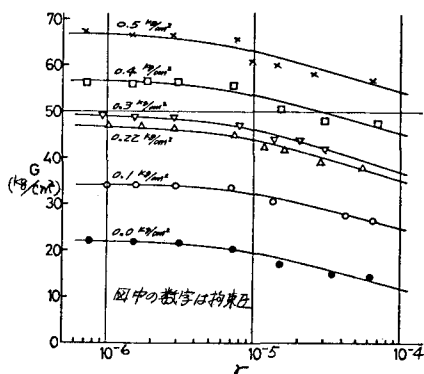


図-2 $G \sim \gamma$ (N.O. 1-2)

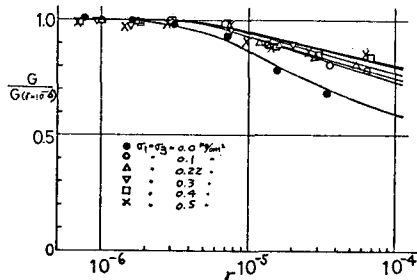


図-3 $G/G(\sigma=10^{-6}) \sim \gamma$ (N.O. 1-2)

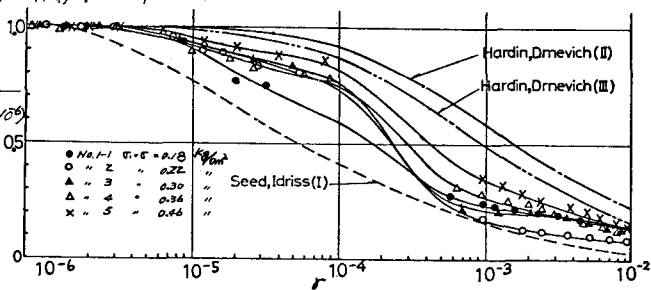


図-4 $G/G(\sigma=10^{-6}) \sim \gamma$

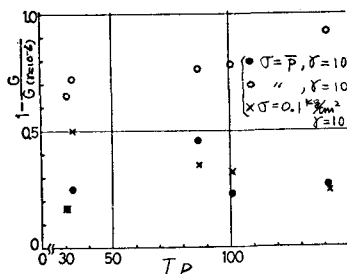


図-5 G の減少傾向と I_p の関係

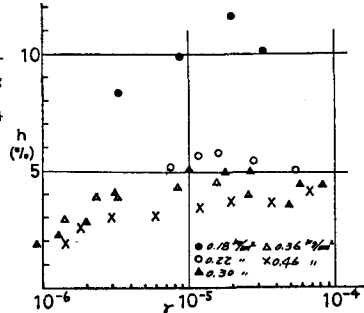


図-6 減衰比 $\delta \sim \gamma$