

III-138 砂層の動的変形特性の室内実験と現場測定と比較

建設省土木研究所 の学生員 吉田精一 正員 岩崎敏男 正員 龍岡文夫

§ はじめに

地盤や構造物の耐震設計を行う上で、地盤の動的せん断変形特性(せん断変形係数 G , 減衰係数)が必要である。今回の報告は、伊勢湾岸道路の一環として名港大橋等の建設が予定されていて、地中地震計が設置されている名古屋市中心部地点から採取された乱した砂質試料を用いて行った共振法土質試験と現場弾性波測定による G の値の比較を行ったものである。

§ 調査結果

本試験は、外径10cm, 内径6cm, 高さ25cmの中空筒試体を用いた。調査地点の地盤概況は、深さ約13mを境に沖積層(埋立砂)と洪積層より成り、(図-3)今回実験行った試料は両層にわたって採取したもので、その物理特性を表-1, 図-1に示す。実験はいずれも $\sigma_1/\sigma_3 \approx 1.0$, 空気乾燥状態で行った。この方法によって求めた値は、 $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$, 飽和条件での G の値と同じ平均主応力 $P = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ のもとではほぼ同じである。①, ②各試験について得られた実験式を表-1に示す。尚, シルト分以下を含まず粒度の揃ったきれいな砂については、次式が成り立つ。

$$\gamma = 10^{-6} \text{に} \text{対して} \quad G = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.38} \dots (1) \quad \gamma = 10^{-4} \text{に} \text{対して} \quad G = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.5} \dots (2)$$

金城砂は、シルト分以下を含まず粒度もそろっていないため(1)(2)式による G の値よりも値は小さい。次に室内実験結果から G を推定する手法を示す。これは既に南伊豆町入間、扇島^③番の州で実施しているのと同じ手法である。①地中の有効応力状態分布の推定: 有効上載圧 σ_v は、地下水面の位置と単位体積重量 γ から決め、 σ_v は最初推定値を用いた後 D_r から求めた σ_v と違いないかチェックする。 $P = (\sigma_v + 2k_0\sigma_v)/3$ は沖積層層で $k_0 = 0.5$, 洪積砂層で0.5と1.0で求めた。② D_r の推定: D_r は N 値と σ_v から求めるが、沖積砂層では次の二つの方法によった。①Gibbs and Holtz^④の $\sigma_v \sim N$ 値 $\sim D_r$ 図を用いる方法。②扇島での実績より今井^⑤が求めた次式を用いる方法。

$$\frac{N}{D_r} = 236 \sigma_v^{-\frac{2}{3}} \dots (3) \quad (\sigma_v > 0.5 \text{ kg/cm}^2)$$

(a)沖積砂層の D_r を過小評価する傾向がある。陶野・畑中^②によると洪積砂層での乱した砂 e_{min} より乱さない試料の e が小さく、これは見掛け上 $D_r > 100\%$ であることを意味している。我々は吉見・

表-1 金城砂物性表

試料名	深さ (m)	U _c	シルト分含有率	σ_s	e_{max}	e_{min}	G の $\gamma = 10^{-4}$ での実験式 (kg/cm ²)	G の $\gamma = 10^{-4}$ での実験式 (kg/cm ²)
1	GL. 0.0	2.88	3.0%	2.66	1.112	0.71	$670 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.411}$	$550 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.516}$
2	GL. -3.45 ~ -3.78	3.89	8.8	2.67	1.415	0.91	$850 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.533}$	$615 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.585}$
3	GL. -13.00 ~ -19.80	2.88	3.1	2.62	1.084	0.68	$670 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.433}$	$480 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.525}$
4	GL. -21.00 ~ -24.00	- ¹⁾	23.8	2.64	1.433	0.85	$720 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.488}$	$525 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.551}$
5	GL. -42.60 ~ 48.50	- ¹⁾	12.5	2.66	1.377	0.84	$880 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.497}$	$615 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.537}$
6	GL. -48.50 ~ 50.00	- ¹⁾	11.2	2.68	1.374	0.87	$840 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.535}$	$600 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.626}$
7	GL. -62.00 ~ 64.00	3.38	8.8	2.66	1.370	0.85	$885 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.423}$	$600 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.515}$

1) シルト分以下の粒度分布を求めてないので D_r は不明

2) 吉見・陶野の方法による。シルト分の入った砂は共振法での実験で拘束圧をかける $e < e_{min}$ になりうる。

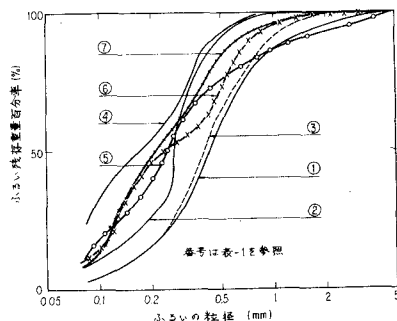


図-1. 金城砂の粒度分布

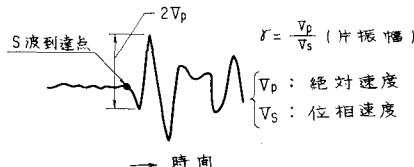


図-2. PS検層における水平動の記録と γ の定義

陶野の方法で e_{max} 、 e_{min} を求め、 e の算出しているが、(a)の方法で e を求めると $D_r < 100$ であり上述のことと矛盾するため、一応、洪積砂層では $D_r = 100\%$ とした。以上の手順で e 、 p を求め、表-1の試験式を用いて G の値を算出した。現場での弾性波測定で得られた V_s の値から次式によって G の値を求めた。

$$G = \frac{\gamma_s}{9} V_s^2 \quad \cdots (4)$$

現場測定と室内実験による G の値の比較を図-3に示す。沖積砂層では、(a)(b)2種法による e を用いた G の値には大差がなく、さらに全般的に現場測定と室内実験による G は一致する。洪積砂層では一致しない。室内実験

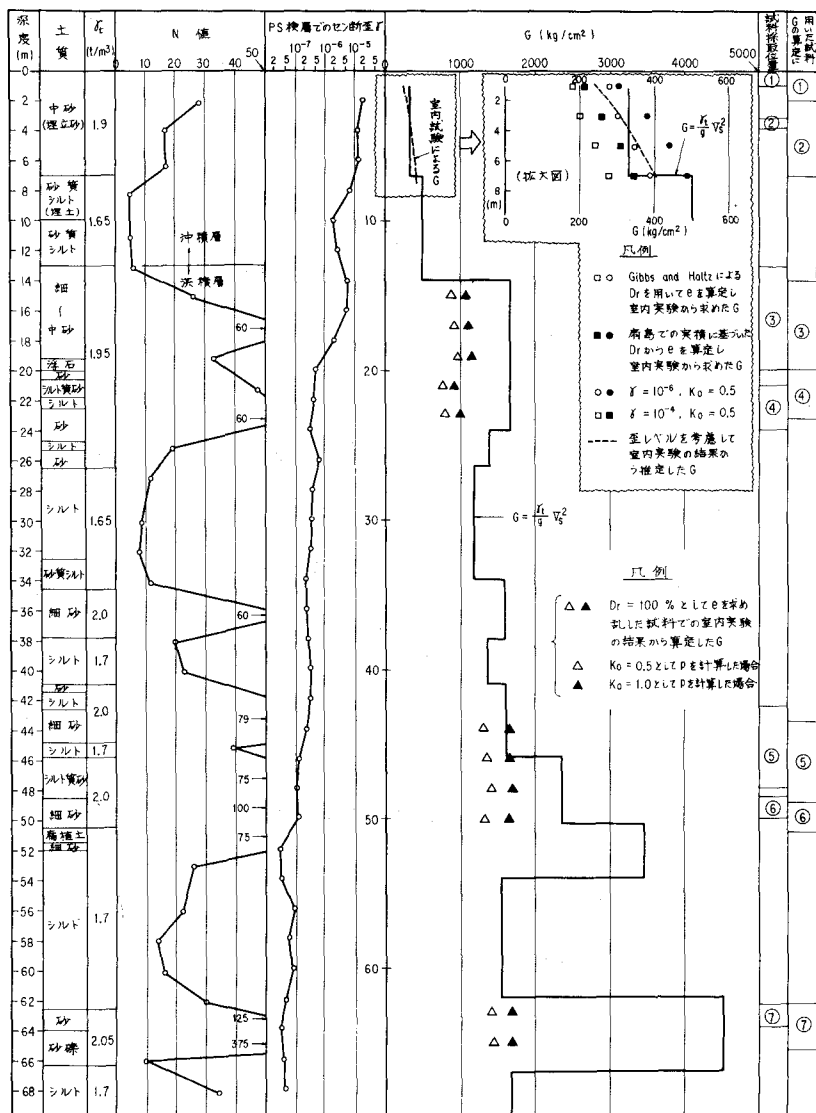


図-3 金沢県庁地盤柱状図

過小評価の原因は、次の3点にあると思われる。(a) e の過大評価 ($N \rightarrow D_r \rightarrow e$ の連鎖過程における諸要素推定の誤り) (b) k_0 の過小評価 (c) した試料での実験 (過密や長期間圧密効果の無視)

沖積砂層においては、室内実験と現場測定の G の値が一致することが確認された。今後は洪積砂層の G の評価方法に対する検討を重ねる必要がある。本調査は、建設省中部地方建設局が伊勢湾岸道路地盤調査の一環として行われたものであり、実験・解析にあたっては昨応用地質の横田耕一郎氏の協力を得た。感謝の意を表します。

参考文献: ①土木研究所資料912号 1974年5月 ②岩崎・龍岡・吉田(1976) "砂の動的変形特性に及ぼす相対密度の影響" 第11回土質工学研究発表会 ③岩崎・龍岡・吉田(1975.12) "砂地盤の動的変形特性の現場測定と室内実験" 土と基礎 10(904) ④第14回地盤工学研究発表会(1976.7) 岩崎・龍岡・高木・吉田 "砂の動的変形特性に関する室内実験結果" ⑤Gibbs and Holtz (1957) "Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test" Proc 4th I.C.S.M.F.G. ⑥今井五郎(王洋建設)私伝 ⑦陶野・畑中 "砂地盤の相対密度" (1974) 第9回土質工学研究発表会 ⑧Yoshimi, Tanno, (1972) "Statistical Significance of the Relative Density," ASTM, STP523