

IV-100 各種測定法による砂レキ地盤の変形係数について

京都大学防災研究所 正員 柴田 徹
 阪神高速道路公団 高村 昭久
 同 正員 〇東田 清一
 基礎地盤コンサルタンツ(株) 酒井 運雄

1. まえがき

直接基礎の設計をするには地盤反力係数を知る必要がある。この地盤反力係数は地盤から定まる基本的な常数で基礎の弾性変位量、固有周期の算定、水平力の分担割合の決定等にもちいられるが、基準とする変位量、載荷する構造物の大きさおよび各種の測定法によつてもさまざまな値をとり得る性質をもっている。それ故、地盤条件や基礎の設計条件などを考えて総合的に検討されねばならないが一応地盤の変形係数が判明すれば求めることができるので、基礎的実験として各種測定法により砂レキ地盤の変形特性を調べた。

2. 実験内容および方法

図-1, 2に示す地質および位置で次の様な実験を行なつた。

1) 平板載荷試験

2, 3, 4, 5 mの各深度において、根入れ深さがゼロで偏心距離ゼロの鉛直平板載荷試験を行いその荷重と沈下量の関係から変形係数を求めた。載荷板は径30 cmの円板で、試験は多サイクル緩速載荷法によつた。

2) 横方向K値試験

ゴムチューブ法、プレシオメーター法、LLT法(Lateral Load Tester) KKT法(川崎式孔内載荷試験法)の4方法により、図-2に示す位置の深度2, 3, 4, 5 mで測定した(但し、ゴムチューブ法は深度3, 5 mで測定)。今回は文献1などの設計指針で言っている地震時の変形係数を求めるため、くり返し加圧試験も行つた。

3) 大型三軸圧縮試験

フィールドは巨レキまじりの砂レキ地盤なので、供試体の形状は径30 cm高さ60 cmの円筒状とし特製の大型サンプラーを使用した。サンプラーの内面には側圧をかけ形状を保持しうるようゴムスリーブが装置されており、その表面には試料が入り易いようにフイルテープがはりつけられている、試料は深度2, 3, 4, 5 mで各2ヶつつ採取した。試験は負圧により側圧 σ_3 (一定値)をかけ急速載荷法により行つた。変形係数は $\sigma \sim \varepsilon$ カーブの割線勾配より求めた。

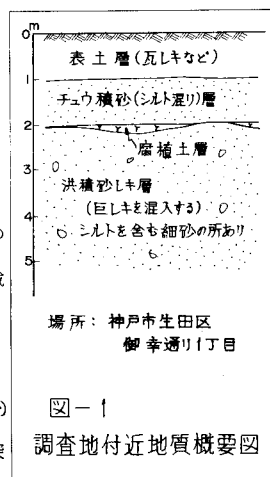


図-1
調査地付近地質概要図

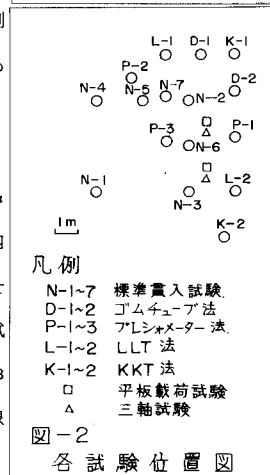


図-2
各試験位置図

4) 標準貫入試験

7 地点で深度 6 m まで 50 cm 間隔に測定した。

又、トンビ法とコーンブリー法を比較し、打撃方法の違いによる N 値の差異も調べた。

8. 試験結果

1) 横方向 K 値試験から求めた変形係数

図-3 に示すように変形係数 E_0 は深度 2, 3 m は大差ないがそれ以深は漸増している。また、測定値個々についてはバラツキもあるが、プレシオメーター法と L L T 法はほぼ同じ値を示し、K K T 法は少し大き目の値である。ゴムチューブ法は加圧能力が不足しているため（締った砂レキ地盤であるので）過少な変形係数しか求め得ない。

図-4, 5 より、くり返し変形係数 E_{r1} と処女荷重に対する変形係数 E_0 の比 E_{r1}/E_0 は平均値で 3.11 となった。また、1 回目のくり返し加圧による変形係数 E_{r1} との比は平均値で $E_{r1}/E_0 = 2.95$ 同様に $E_{r2}/E_0 = 3.36$ となり、くり返し回数が増すと、 E_{r1} は若干大きくなる傾向がある。

2) 大型三軸圧縮試験から求めた変形係数

図-6 に示すように E_0 の深度方向の変化は少ないが、 E_{r1} は深くなるほど増加する傾向が認められた。また、 E_{r1} はくり返し荷重が破壊荷重に比し小さい程大きい（図-7）。

図-8 は破壊荷重と E の関係であり、

E_0 と破壊強度は比例関係にある。

図-9 は各ヒズミ時の E_0 と E_{r1} の関係で、図より $E_{r1}/E_{0.0.5} = 4 \sim 6.5$, $E_{r1}/E_{0.1.0} = 4.5 \sim 7$, $E_{r1}/E_{0.2.0} = 5 \sim 8$ 平均的には $E_{r1}/E_0 = 6$ 程度と判断される。

ここに、 E_0 の第 2 の添字は割線勾配を求めたときのヒズミ（%）である。

3) 平板載荷試験から求めた変形係数

図-10 に示すように深度 2 ~ 3 m

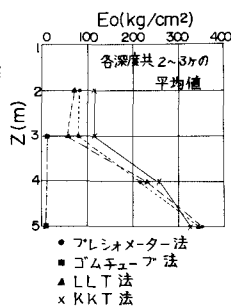


図-3 $E_0 \sim Z$ 関係図

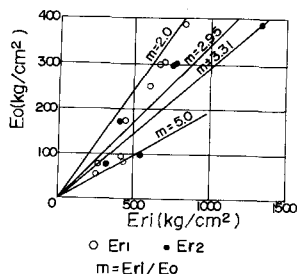


図-4 $E_0 \sim E_{ri}$ 関係図

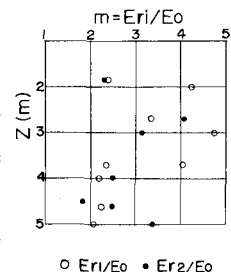
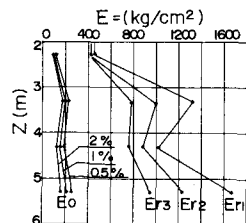


図-5 $E_{ri}/E_0 \sim Z$ 関係図



大型三軸圧縮試験から求めた。

図-6 $E \sim Z$ 関係図

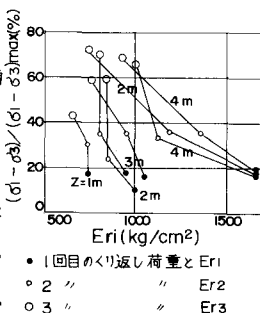


図-7 $E_{ri} \sim \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}}$ 関係図

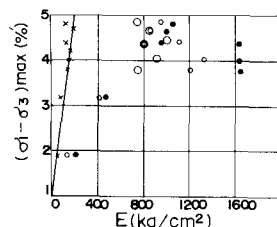


図-8 $E \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 関係図

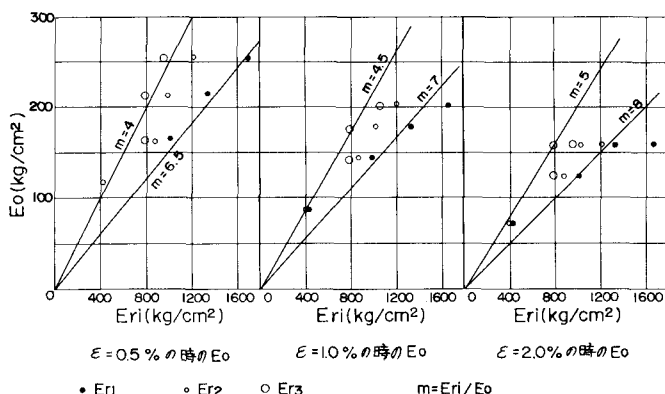


図-9 $E_0 \sim E_{ri}$ 関係図

では大差ないが、変形係数 E_0 は深くなる程大きくなっている。また、図-11および12によると $E_{r1}/E_0 = 1.96$, $E_{r2}/E_0 = 2.06$ を示し $E_{ri}/E_0 = 2$ である。

4. 試験結果の考察

1) 変形係数比 $m = E_{ri}/E_0$

表-1のように m の値は試験方法により異なるが、文献1によれば $m = 2$ 、文献2によれば砂レキだと $m = 4$ である。元来 m は土の構造的要因などによつて左右され一義的に定まるものではないが、自然堆積土では $m \geq 2$ として差支えないようである。大型三軸圧縮試験の結果は他の試験結果に較べてかなり大きい、この理由は検討中である。

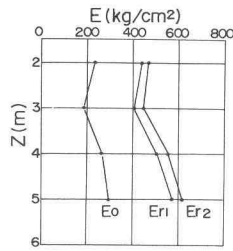
表-1 $m = E_{ri}/E_0$

試験の種類	変形係数比(平均値)
横方向K値試験	$m = 2 \sim 4$ ($\bar{m} = 3$)
大型三軸圧縮試験	$m = 5 \sim 8$ ($\bar{m} = 6.5$)
平板載荷試験	$m = 1.6 \sim 2.5$ ($\bar{m} = 2$)

2) 試験の種類と E_0 の関係

平板載荷試験で求めた E_0 を E_{0P} とし横方向K値試験による E_0 を E_{0K} とすると図-13および表-2より深度2~3mでは $E_{0P}/E_{0K} = 2 \sim 3$ 、4~5mでは1となる。この違いは土被圧と相対密度によるものと考えられる。文献3の N 値~ D_r (相対密度) 関係などを参考にすると深度4~5mの有効土被圧に相当する締つた砂(レキ)の N 値に対し、有効土被圧がゼロに近い締つた砂(レキ)の N 値は約1/2である。即ち、平板載荷試験と同じように有効土被圧が小さい状態で横方向K値測定を行えば E_{0K} は実測値の1/2近くなり、 E_{0P}/E_{0K} は1から4に大きくなる。同様に深度2~3mの比較的ゆるい砂レキ層については E_{0P}/E_{0K} は実測値の2倍弱になる。従つて $E_{0P}/E_{0K} = 4 \sim 6$ となる。

また、三軸圧縮試験の E_0 を E_{0T} とすると図-14および表-2より $E_{0P}/E_{0T} = 1 \sim 3$ となる。



平板載荷試験から求めた。
図-10 $E \sim Z$ 関係図

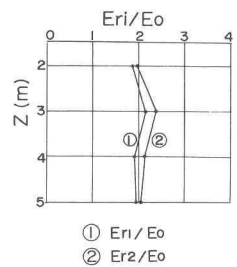


図-11 $E_{ri}/E_0 \sim Z$ 関係図

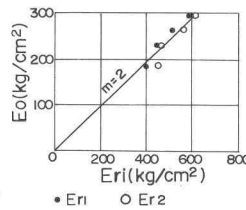


図-12 $E_0 \sim E_{ri}$ 関係図

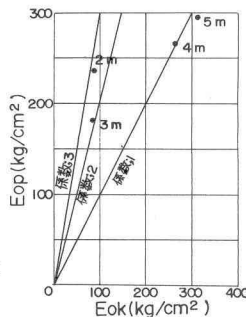


図-13 $E_{op} \sim E_{ok}$ 関係図

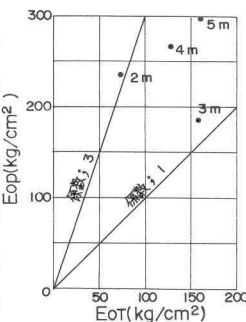
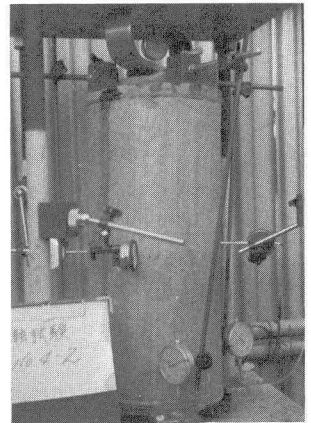


図-14 $E_{op} \sim E_{ot}$ 関係図



(上) 三軸圧縮試験前
(下) 破壊後の供試体

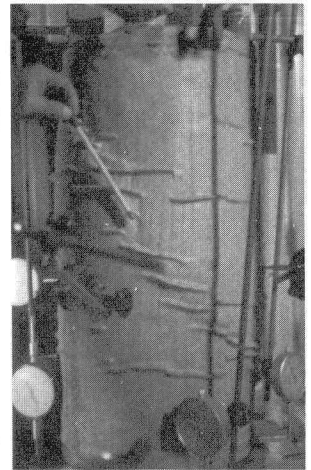


表-2 E_{0P}/E_{0K} , E_{0P}/E_{0T} 表

試験の種類	平板試験に対する E_0 の係数(実測値)	同土被圧による修正値
横方向K値試験	$E_{0P}/E_{0K} = 1, 2 \sim 3$	$E_{0P}/E_{0K} \approx 4$
大型三軸圧縮試験	$E_{0P}/E_{0T} = 1 \sim 3$	$E_{0P}/E_{0T} \approx 8$

E_{0T} は拘束圧 σ_3 により変化するので $\sigma_3=0$ としたときの係数を推定すると(文献4)、結果は $E_{0P}/E_{0T}=1\sim3$ より大きくなるがバラツキが大きくて一定値は得られない。しかし、 $\sigma_3(=9.8\text{ t/m}^2)$ とほぼ同じ有効土被圧である深度4~5 mで測定した横方向K値試験結果と対比すると図-15のように $E_{0K}/E_{0T}=2$ となる。

3) 標準貫入試験N値と E_0 の関係

横方向K値試験による E_0 との相関関係は文献5などと同様に、 $E_{0K}=(4\sim7)N$ であり、N値の性格からこの程度の中は考えられる(図-16)。また、標準貫入試験の打撃方法(トンビ法とコンプリー法)の違いによるN値の差異は認められず、コンプリー法によるN値からも E_0 を推定しうる(図-17)。

5. あとがき

この実験より各種の変形係数の特性がある程度判明したので、今後の調査および設計への一提案として以下のことがあげられる。

1) 調査の段階で変形係数を求めるには横方向K値試験(ボーリング孔内)が利用でき、おおまかな推定にはN値が役立つ。

ⅰ) 変形係数 E_0 をN値から推定するには $E_0=(4\sim7)N$ の式が使用出来る。

ⅱ) 変形係数は横方向K値試験により求め得るが測定地盤の降伏圧近くまでの加圧能力があるものを使うのが望ましい。

尚、測定機種による差異は測定値のバラツキに比し小さいので使用上留意する程度でよい。

2) 設計指針などと言っている地震時の変形係数を推定するには通常用いられる処女荷重に対する変形係数 E の2倍をとれば安全側の値が得られる。この係数は処女荷重に対する地盤の性質など不明な点が多いので、できるだけくり返し試験を行い確認することが望ましい。

3) 平板載荷試験から変形係数を求める場合は、実際設計する支持条件に一致するように土被圧等にも十分留意して試験をしなければならない。例えば、広い掘削面の中央で試験すれば E は過少評価される。

4) 三軸圧縮試験から変形係数を求める場合はレキなども含まれるような大きな供試体を対象にするのが望ましい。また、側圧を実際の構造物の支持条件に近くなるように配慮する必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会 道路橋下部構造設計指針 直接基礎の設計篇, ケーソン基礎の設計篇
- 2) 例えば、ルイ・メナール土質力学に於ける新しい傾向 (基礎地盤コンサルタンツ株式会社)
- 3) 例えば、柴田徹, 地盤内横波速度と標準貫入試験のN値の関係, 第5回土質工学研究発表会資料
- 4) 例えば、吉田, 駒田, 他2 大型鉛直載荷試験による洪積砂レキ層の変形特性, 土と基礎1966-12
- 5) 江刺靖行 砂レキ地盤の力学的諸性質の数式表示法の提案, 第5回土質工学研究発表会資料
- 6) 例えば、宇都一馬 「基礎地盤の調査」構造物の基礎, 土木学会関東支部

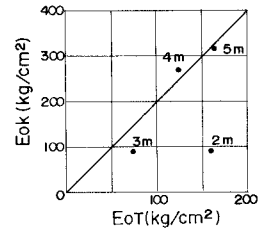


図-15 $E_{0K}\sim E_{0T}$ 関係図

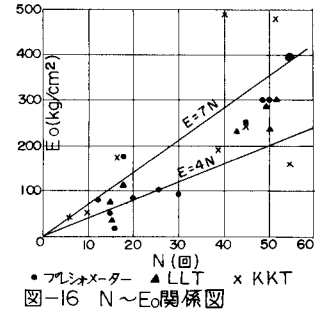


図-16 $N\sim E_0$ 関係図

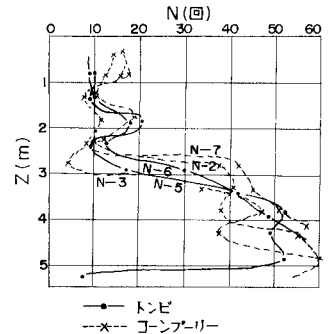


図-17 N値比較図