

[討議・回答]

小野 勇
 山田清臣
 菊田征勇 共著
 松浦 聖
 岡田勝也

「粘性土地盤における群杭の水平大変形挙動の
 実験的検討」への討議・回答

(土木学会論文集, No. 645/III-50, 2000年3月掲載)

▶ 討議者 (Discussion)

前原 博 (阪神高速道路公団)

Hiroshi MAEHARA

1. はじめに

基礎構造物の大変形挙動には関心を持っており、原論文の実験内容と結果は興味を持って読ませて戴きました。そのなかで相似律の考え方と実験地盤の変形性能といったものをより詳しく知りたいと思い、相似律と実験地盤の変形性能についての質問と変位率の表現についての意見を述べます。

2. 模型実験の相似律について

- (1) 杭の特性値に $\beta = \sqrt{\frac{kD}{4EI}}$ を用いて相似律の整合性をはかるべく模型(添字 m)と実物(添字 p)の地盤反力係数の比(k_m/k_p)を式(2)(p. 224 左欄中段)で表している。この式(2)の分子の4は不要です。(後述の5. 補記参照)
- (2) 模型の縮尺は1/50であるので、p. 224 左欄下より10行目の $D_m/D_p=50$ は $D_m/D_p=1/50$ です。
- (3) その部分にある数値、 $\beta_m/\beta_p=50$ 、 $D_m/D_p=50$ 、 $(EI)_m/(EI)_p=1/4377000$ を式(2)に代入しても、同欄下から8行目にある $k_m/k_p=17.6$ にならない。 $D_m/D_p=1/50$ の時、式(2)の k_m/k_p は 4×71.4 になるが、4は不要なので $k_m/k_p=71.4$ が用いるべき値です。
- (4) 地盤反力係数には道路橋示方書に換算載荷幅の比の3/4乗に逆比例する式が書かれている(下部工編 p. 239, 240)。模型実験の時にこの考え方を適用すると、相似則に用いる無次元定数の値が一定であるという原則が崩れます。

示方書の式は拡大された換算幅に対して実験結果から導かれたもので、1/50に縮小された幅に対して成り立つかどうかは不明と思います

が、何かコメントを頂ければ幸いです。

- (5) p. 223の右欄下段に示してある数値から $(EI)_m/(EI)_p$ を求めると、 $(EI)_m/(EI)_p=132.3 \times 0.187/205.8 \times 536 \times 10^3=1/4.46 \times 10^6$ となり $1/4377000$ にならない。

3. 模型地盤の変形特性と性能に関して

- (1) 図-7と8(p. 226)に直接せん断試験と三軸圧縮試験(UU)の結果が示してある。これらの試験でのせん断と圧縮の降伏および最大ひずみ量はいくらでしたか。
- (2) 模型実験結果では変位量が2mm程度までまでとめられているが、実験装置の大きさからは、有意的な量としては何mmぐらいまで変位が可能だったのですか。
- (3) 杭径1.8cmの30%(5mm位)の変位を与えることはできなかったのですか。大変形挙動の実験値として何か参考結果があれば教示下さい。

4. 杭頭変位率とフーチング変位率の表現について

フーチング変位率とはフーチングの変位を杭径で割った無次元化量であることは、p. 229 右欄下段に書いてあり説明上は問題はない。だこの意味では、杭頭変位率という用語が先に3カ所で使われており同じ意味だと理解します。同じ意味のことを二つの技術用語で用いることは釈然としません。

以下は私の意見ですが、フーチングの変位という場合、フーチングが持つスケール感が伴い、杭頭変位といった場合はこのスケール感に伴わない。フーチングが持つスケール感は基礎の構造寸法を背景にして生じ

ている。

単杭の挙動と群杭基礎構造体の挙動では関連はあるが、地盤のひずみ領域の規模と性状という面に着目すると格段の差がある。単杭の変形では前面と背面の地盤領域で圧縮と引張りの変形領域の存在が認識されるが、群杭基礎ではこれに加えて、側方地盤の鉛直面に対するせん断変形領域と、群杭内部の地盤の等体積の変形領域が存在する。基礎が大型化し、そのうえ大変形問題を扱おうとする場合にはこうした認識が必要で

す。この点に関しては設計上明確な概念としてまだ整理されてはいないが、基礎工に対する理解の今後の発展を思うとき、この点に関する概念の整理がまず必要で

す。その場合構造体の変位と部材の変位とは結果的に数値は同じであったとしても、構造体の変位にはロッキングによる変位も一般的に含まれてきて、概念上は区別されるべきものになります。

この模型実験ではロッキングが生じにくい状態（杭下端が不完全拘束の状態）で実験がされている。また外力も水平力しか与えていない。フーチングや杭群に水平力しか働かない様な状態は現実にはほとんどない。そして実物のフーチングの変位といった場合普通回転角を伴っており、橋脚の性能設計においてはフーチングの水平変位量に加えて、この回転角が重要な因子になってきている。

こうしたことを考えると、本実験結果の整理においてはフーチング変位率という用語よりは、杭頭変位率という用語で統一した方が良く、概念の混乱を助長するような用語の使い方は避けるべきだと考えます。

▶回答者 (Closure)———小野 勇 (国士舘大学)・山田清臣 (日本大学)・菊田征勇 (国士舘大学)
松浦 聖 (国士舘大学)・岡田勝也 (国士舘大学)

Isamu ONO, Kiyoomi YAMADA, Yukio KIKUTA, Sei MATSUURA and Katsuya OKADA

著者らの論文に対して貴重な討議とご指導をいただき、深く感謝いたします。

1. 模型実験の相似則について

(1)(2)(3)と(5)は御指摘のとおりです。本文 p. 224 左欄 2~15 行目までは、最終段階の段組における File の copy の差し違いという著者の致命的ミスにより、修正前の文章が挿入されてしまい、ご迷惑をおかけいたしました。本文 p. 224 左欄 2~15 行目までを下記波線の範囲のとおり訂正いたします。

5. 補記；杭の特性値 β を使った相似律について

- (1) 特性値 $\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$ は次元係数であり、無次元量は代表寸法に L を選んだとき βL で与えられる。杭の曲げ変形現象を支配する無次元定数としては βL がそれに代わる係数とされる。未定係数として C を設定し $\beta L = C$ が模型と実物で同じであるとき、支配方程式が相似的に成立すると考える。このとき

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}} = C/L$$

$$\Rightarrow k = 4(C/L)^4(EI/D) = 4\beta^4 \times EI/D$$

したがって、模型 (m) と実物 (p) での地盤反力係数の比 k_m/k_p は次式となる。

$$k_m/k_p = \frac{\left(\frac{EI}{EI}\right)_m}{\left(\frac{EI}{EI}\right)_p} = \frac{\left(\frac{EI}{EI}\right)_m}{\left(\frac{EI}{EI}\right)_p} \times \left(\frac{\beta_m}{\beta_p}\right)^4$$

- (2) 地盤反力係数の比には道路橋示方書に換算寸法の比の 3/4 乗に逆比例する式が導入されているが、縮尺したものにどこまで適用できるかは定かでない。また相似則からははずれるが、上式の (D_m/D_p) の部分に数値的な幅を持たして見ることも参考になるのではないのでしょうか。

(2000.5.26 受付)

粘性土模型地盤の作成にあたっては、相似律の整合に注意を払った。すなわち、杭の特性値を、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}} \quad (1)$$

と与え²³⁾、これに対して相似律を合わせると、模型地盤と実地盤の地盤反力係数比は、

$$\frac{k_m}{k_p} = \frac{\left(\frac{EI}{EI}\right)_m}{\left(\frac{EI}{EI}\right)_p} \times \left[\frac{\beta_m}{\beta_p}\right]^4 \quad (2)$$

となる。ここに、 β は杭の特性値、 k は地盤反力係数、 D は杭径、 EI は杭の曲げ剛性である。また、下

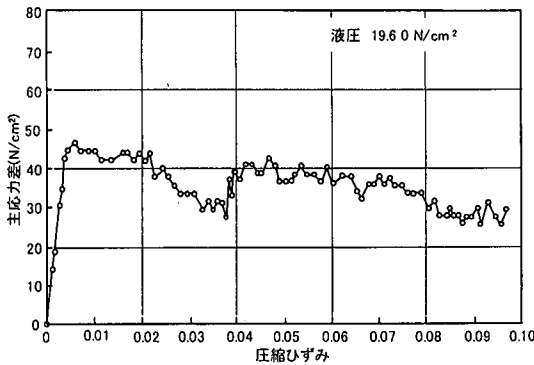


図-1 三軸圧縮試験による圧縮ひずみと主応力差の関係 (s=3)

添え字 m と p はそれぞれ模型と実物の値であることを表している。

式(2)において、 $(\beta_m/\beta_p)=1/50$ 、 $(D_m/D_p)=1/50$ 、 $(EI_m/EI_p)=1/(4.4 \times 10^6)$ であるので、模型地盤と実地盤の地盤反力係数比は、 $k_m/k_p=71.4$ となる。実地盤の地盤反力係数 k_p は、一般的には $k_p=1.0$ から 17.0 N/cm^3 の範囲にあるので、 $k_m=70$ から 1200 N/cm^3 の模型地盤を作成すればよいことになる。

なお、上に述べましたように、模型地盤の作成にあたりましては、セメント添加量を種々変えて地盤反力係数の調整をいたしました。結果的には、本文図-4に示すように $k_m=100$ から 1200 N/cm^3 の地盤を作成することができました。

(4) 「地盤反力係数には道路橋示方書に換算載荷幅の比の3/4乗に逆比例する式が書かれている(道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, pp. 239-240, 1996)。模型実験の時にこの考え方を適用すると、相似則に用いる無次元定数の値が一定であるという原則が崩れます」と言う討議者の御意見に同感です。

またこの道路橋示方書の式が縮尺模型の幅に対して成立するかどうかについては、著者らのような非常に小さな模型 (1/50) に対しては、 B_H (荷重作用方向に直行する基礎の換算載荷幅) は適用範囲外であると考えられます。

2. 模型地盤の変形特性と性能に関して

(1) 三軸圧縮試験 (UU) においても、模型地盤の地盤強度により降伏点のひずみが異なります。地盤

強度が大きい (本文表-1 に示す模型地盤の種類 $s=3$) 場合には圧縮ひずみが概ね 0.005 程度で、降伏点が図-1 のように現れました。地盤強度が小さい (本文表-1 に示す模型地盤の種類 $s=1$) 場合には、圧縮ひずみが 0.02~0.03 前後で降伏点が現れました。また、直接せん断試験の結果の一例 ($s=3$) を本文図-6 に示しております。これも同様にひずみの変化点はせん断ひずみ 0.015 前後にあります。この降伏点は明瞭に現れているものではありません。実験時の最大ひずみは、各地盤において 0.09~0.10 でした。

(2) 得られる杭頭変位量としては、実験装置の制約から 10 mm 程度と考えられます。この杭頭変位量の最大値を左右する要因は幾つかありますが、本研究における実験では模型土槽を使用していることから、杭の変形を土槽が拘束しない範囲で実験を行うことが重要と考えました。

(3) 実験に用いた軟らかい地盤 $s=1$ においては、杭頭変位率を約 50% (杭頭変位量 9 mm) まで載荷実験を実施しましたが、より硬い地盤、たとえば地盤 $s=3$ では荷重制御で載荷装置のキャパシティーから制限を受け、9 本群杭の実験では最大の載荷荷重を加えても杭頭変位量は 2 mm 程度 (杭頭変位率に換算して 11%) でした。

3. 杭頭変位率とフーチング変位率の表現について

著者らの論文では、フーチング変位率 ε を、フーチングの水平変位を杭径で割った無次元変位として定義いたしました (本文, p. 229 右欄下 3~2 行)。

一方、群杭の前列、後列あるいは中列のそれぞれの杭に着目した場合には、それらの杭頭変位率を ε として記述しています (本文 p. 229 左欄下から 11 行目)。

この論文ではロッキングが生じにくい状態で実験を行っていますので、上述の杭頭変位率は、フーチング変位率 ε と同じものと解釈しています。したがって、今後は、御指摘のとおり混乱をまねく一因となりますので、フーチング変位率を杭頭変位率に統一します。

(2001.1.22 受付)