

地盤変位を考慮した杭の静的試験と 地盤抵抗特性に関する検討

室野剛隆¹⁾, 畠中 仁²⁾, 棚村史郎²⁾, 片上典久³⁾

¹正会員 博(工) (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺光町 2-8-38)

²正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺光町 2-8-38)

³正会員 工修 日建設計(株) 中瀬研究所 (〒211-0955 川崎市幸区南加瀬 4-11-1)

軟弱地盤では地震時の地盤震動変位が大きいことから、杭の設計にも地盤変位の影響を考慮する必要があることが指摘されている。鉄道構造物の耐震設計では応答変位法により地盤変位の影響を考慮している。その際、地盤ばねについては杭頭載荷試験結果に基づく地盤抵抗特性(地盤ばね)を採用している。しかし、杭頭載荷の状態と地盤変位が作用する場合では地盤-杭の相互作用のメカニズムが大きく異なると考えられることから、地盤変位を考慮した載荷試験を行った。試験結果から地盤抵抗特性を求めるとともに、シミュレーション結果により地盤および荷重の作用方法について考察した。

Key Words : modeling test, *p-y* curves, seismic deformation method, soil deformation, inertial force

1. はじめに

現在、水平力を受ける杭基礎構造物の耐震設計は、杭周辺地盤の影響を Winkler 型のばねで評価するのが一般的である。さらに、近年の大地震に鑑み、性能規定型の設計基準へと移行しつつある¹⁾。その中では、地盤や部材の非線形を考慮した静的解析や動的解析が必須である。これらの状況を踏まえ、*p-y* 関係についても線形から非線形領域まで連続的に取り扱うモデル化が必要となり、近年では大変位を考慮した杭基礎の水平抵抗に関する研究が行われている²⁾³⁾。これらの研究により土質工学的に多くの貴重な成果が得られている。これらの研究は杭頭に荷重を載荷させた検討であり、上部構造物からの慣性力が杭頭に伝達された状況を想定したものといえる。

しかし、実際の杭基礎は周辺地盤からの強制変位を受け、上記のような状態とは振動モードが異なっている⁴⁾。鉄道構造物の設計ではこのような事実を鑑みて、応答変位法により地盤変位の影響を積極的に設計で考慮している¹⁾。より設計の精度向上をめざすために、杭頭載荷試験から得られた地盤抵抗特性などが、地盤変形を考慮した状態でも同様に適用され得るのかどうかについて基礎的な資料を得ることが急務である。

そこで、本研究では、従来のような慣性力を杭頭に載荷する試験に加えて、地盤変位を強制的に与えた状態の模型杭の載荷実験を行うとともに、そのシミュレーションにより、地盤抵抗特性について検討を行った。

2. 模型概要

(1) 実験装置

模型地盤にせん断変形を強制的に与える装置を開発した。せん断土槽の両側に剛な板を設けて、この上部に水平荷重を加えることにより地盤にせん断変形を与えている。実験は、遠心載荷装置を用いて 50G 場で行った。実験概要図を図-1 に示す。計測項目は、杭のひずみ(両面)、フーチングの水平および回転変位、地表面変位、およびリン青銅のひずみである。

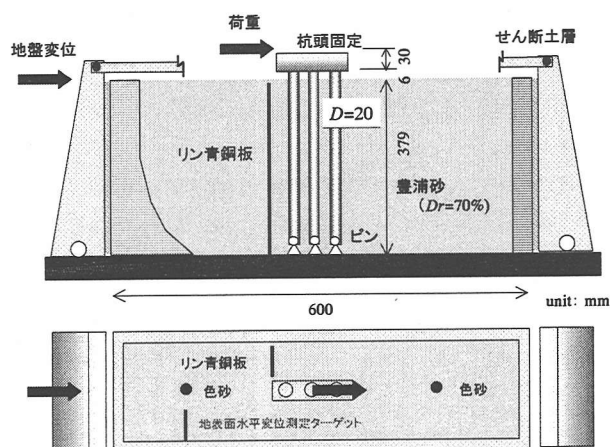


図-1 実験装置概要図

(2) 模型地盤の作成

地盤材料は豊浦標準砂である。せん断土槽の大きさは、 $L600 \times W200 \times H378\text{mm}$ である。模型地盤は、多重ふるいを用いて空中落下法により豊浦標準砂の相対密度 D_r

が70%になるように作成した。同地盤には、地盤内の変形挙動を把握する目的で、2～3ヶ所に着色砂を挿入し、実験後にその変形挙動を観察した。さらに、リン青銅(厚さ0.5mm、幅50mm)を1～2ヶ所に配置して、リン青銅の曲げひずみを測定することにより、载荷に伴う地盤の変形挙動を把握することを試みた。

(3) 模型杭

杭は直径 $D=20\text{mm}$ のアルミ杭で、RC杭を想定した剛性とした。本実験では特に地盤抵抗特性に注目しているので杭は概ね線形範囲で挙動するような材質とした。杭形式は単杭と群杭(3本杭)の2ケースを設定した。杭頭はフーチングに固定し、杭先端はピン結合とした。群杭の杭中心間隔は一般的な3Dとした。実験ケースは表-1に示すとおりである。

表-1 実験ケース

No.	杭形式	载荷方法
1	単杭	杭頭载荷
2	単杭	地盤変位载荷
3	群杭	杭頭载荷
4	群杭	地盤変位载荷

3. 実験結果

(1) 地盤の载荷実験

地盤载荷中の地表面と最上部のせん断土層枠の変位量の関係を図-2に示す。地表面変位量はせん断枠のそれに対して、約80%となっている。さらに、リン青銅で計測される変形はさらに小さい。リン青銅の厚さ(剛性)の影響があること等が原因として考えられる。

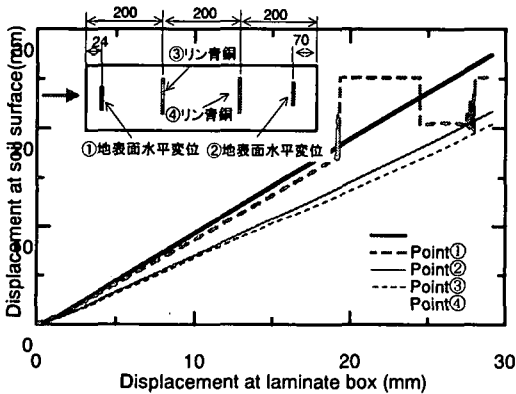


図-2 最上部せん断土層枠の水平変位と地表面の水平変位

(2) 実験データの整理方法

模型杭にはひずみゲージが貼付されており、このひずみから曲げモーメント M_i (i :計測点)を算定し、 M_i を6次関数でフィッティングした($M(z)$)。この値 $M(z)$ を

微分することによりせん断力 $Q(z)$ 、地盤反力 $p(z)$ を、積分することによりたわみ角 $\theta(z)$ 、たわみ $\delta(z)$ を算定した。

(3) 実験結果

杭頭载荷により得られた $p(z)-y$ 関係を図-3(●印)に示す。既往の研究からも指摘されているように、 $p(z)-y$ 関係は非線形化により双曲線状の特性を有し、深さとともに初期水平地盤反力係数 k_{hi} およびその上限値 p_{max} が大きくなっている様子が分かる。

地盤変位载荷の場合は、地盤変位量を地盤中に設置したリン青銅板の曲げひずみを計測し、2回積分することにより変形を求めることを考えた。しかし、図-2に示すように、得られた地盤変位の精度が高くなかった。そこで、以下の方法により地盤変位を仮定した。まず、土槽下端は地盤変位が当然ゼロである。さらに、GL-75mmで地盤反力 $p(z)$ が概ねゼロになっており(後述する図-4を参照)、そこから浅い位置と深い位置で地盤反力の符号が反転していることから、杭と地盤の相対変位がゼロになっていると考えられる。よって、次式で地盤変位分布を仮定し、この2点での地盤変形量が既知量とて地表面変位量 a_g を算定した。

$$\delta(z)=a_g\cdot\cos\frac{\pi z}{2H}\tag{1}$$

ここに、 H は模型地盤の深さである。図-3(○印)は、式(1)で求めた $\delta(z)$ を用いて地盤変位载荷の場合の $p(z)-y$ 関係を求めた結果である。なお、 y は杭と地盤の相対変形量である。 $p(z)-y$ 関係が乱れている部分もあるが、定性的には杭頭载荷の場合と同じ特徴が見られる。しかし、初期地盤反力係数 k_{hi} は慣性力载荷の場合よりも明らかに小さいことが分かる。

4. 慣性力载荷および地盤変位载荷における単杭および群杭の $p-y$ 関係

(1) 単杭の $p-y$ 関係の双曲線フィッティング

双曲線モデルを用いて $p-y$ 関係をモデル化する。双曲線モデルは式(2)で表される。

$$p(z,y)=\frac{k_{hi}}{1/y+1/y_r}\tag{2}$$

ここに、 $p(z,y)$ は深さ z 、杭の水平変位 y における水平地盤反力、 y_r は規準変位で、

$$y_r=\frac{p_{max}(z)}{k_{hi}(z)}\tag{3}$$

である。 $k_{hi}(z)$ は、深さ z の初期水平地盤反力係数である。初期水平地盤反力係数 $k_{hi}(z)$ は応力依存性と作成地盤

の構造異方性を考慮した方法³⁾により算定した。砂の鉛直方向の弾性係数 $E_{\max v}$ を式(4)により求める⁹⁾。

$$\frac{E_{\max v}}{p_r} = A \cdot f(e) \cdot \left(\frac{\sigma_v}{p_r} \right)^m \quad (4)$$

ここで、 p_r は基準応力、 A および m は実験定数で $A = 2.08 \times 10^4$ 、 $m = 0.5$ となる。 $f(e)$ は間隙比係数と呼ばれ、豊浦砂の場合、Hardin & Richart⁷⁾ が提案した式(5)がよく用いられる。

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad (5)$$

ここで、 e は間隙比である。次に、式(4)で求めた $E_{\max v}$ から、杭の $p-y$ 関係において初期地盤反力係数が得られる弾性係数として E_{seccv} を

$$E_{\text{seccv}} = \frac{1}{5} \times E_{\max v} \quad (6)$$

として低減した³⁾。さらに、空中落下法により作成した砂地盤は構造異方性とそれにより生じる誘導異方性が存在し、水平方向の弾性係数は鉛直方向の弾性係数より小さくなる。低減係数として Tatsuoka & Kohata⁹⁾ による水平方向と鉛直方向の弾性係数比である $1/2$ を用い、水平方向の割線弾性係数 E_{sech}

$$E_{\text{sech}} = \frac{1}{2} E_{\text{seccv}} \quad (7)$$

を算定した。次に、 E_{sech} を用いて初期地盤反力係数 $k_{hi}(z)$ を Vesic の式により求めた。

$$k_{hi} = 0.65 \frac{E_s}{(1 - \nu^2) D} \sqrt{\frac{E_s D^4}{EI}} \quad (8)$$

ここに、 D は載荷幅、 EI は杭の曲げ剛性、 ν は地盤のポアソン比である。

一方、極限地盤反力 $p_{\max}$ については、鉄道基準¹⁾に従って、式(9)で算定した。

$$p_{\max} = \alpha \gamma z K_p \quad (9)$$

ここに、 α は形状係数で一般に 3 とする。 γ は単位体積重量、 z は深さ、 K_p は受動土圧係数である。

図-3 (実線) に、慣性力載荷の場合について、上記の方法によりフィッティングした $p-y$ 関係を実験結果と比較して示す。実験結果を良好にフィッティングしていることが分かる。

一方、地盤変位載荷の場合について検討する。地盤のせん断ひずみを式(1)より求め、地盤のせん断弾性係数 G をせん断ひずみ γ に応じて低減する。ここでは、国生らの結果⁹⁾に従って、せん断ひずみレベルに応じた弾性係数 G_{sec} を算定した。

$$\frac{G_{\text{sec}}}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + (\gamma/\gamma_r)^2} \quad (10)$$

ここに、 α は定数で、豊浦砂の場合 0.838 としている。また、 γ_r は規準ひずみで、清田らの研究成果¹⁰⁾より応力

依存性を考慮して、

$$\gamma_r = 0.000361 \times (\sigma_v)^{0.53} \quad (11)$$

により求めた。式(10)から得られる低減率を $E_{\max v}$ に乗じて割線弾性係数 $E_{\text{sech}}(\gamma)$ を算定し、式(8)よりひずみレベルに応じた初期水平地盤反力係数 $k_{hi}(\gamma)$ を算定した。ただし、自然地盤のせん断変形が無い状態でも式(6)に示すように $E_{\max v}$ を 0.2 倍に低減していることから、ひずみが $10^{-6} \sim 10^{-2}$ の範囲で 0.2 から式(10)の低減率にすりあわせて整合性を図った。こうして得られた $p-y$ 関係を図-3 に点線で示す。推定した $p-y$ 関係は、浅い位置では良好に実験結果を再現している。深い位置では、初期勾配は実験値とよく整合しているが、変形が大きくなると実験値よりも解析値の方が小さくなる傾向にある。今回のモデルは、自然地盤の非線形化を初期地盤反力係数の低下として表現し、さらに杭と地盤との相互作用力による非線形性を双曲線モデルで考えたもので、簡単に両者の非線形性を取り入れたモデルとなっている。地盤変形が卓越すると、慣性力載荷より求まる地盤抵抗よりも小さくなるという傾向は、このモデルでも十分表現できうる。

(2) 群杭の $p-y$ 関係の双曲線フィッティング

(1)の手法に基づいて、まず単杭の初期水平地盤反力係数を算定し、次に、玉置らの結果¹¹⁾に基づき、補正係数 e_g を以下により算定し、地盤反力係数 k_{hi} を低減した。

$$e_g = \left[1 - 5 \left\{ 1 - (0.6 - 0.25k) d^{0.3+0.2k} \right\} \times \left\{ 1 - m^{-0.22} n^{-0.09} \right\} \right]^{1/3}$$

ここに、 k は杭頭固定度、 d は杭間隔係数で、 $d = L/D$ により求まる。 L は杭中心間隔、 D は杭径、 m は水平荷重の作用方向の杭本数、 n は水平荷重の作用直角方向の杭本数である。本研究では、 $d=3$ 、 $m=3$ 、 $n=1$ となり、概ね $e_g=0.6$ となる。極限地盤反力 $p_{\max}$ については、単杭の場合と同様に鉄道基準の方法により算定した。得られた $p-y$ 関係を図-4(左)に示す。良好に実験結果を再現できている。なお、慣性力載荷の場合、各杭位置により荷重分担率が異なることが知られており、本研究でも鉄道基準にならって、前杭①、中杭②、後杭③の順に $p_{\max}$ を 1:0.5:0.4 倍した計算も行ったが、本実験では、前後杭の差はそれほど明確ではなかった。

地盤変位載荷時の群杭の $p-y$ 関係も、(1)と同様に算定した。なお、慣性力載荷の場合と同様に群杭補正係数 e_g により地盤反力係数 k_{hi} を低減した。その結果も図-4(右)に示す。ただし、杭③については、地盤変位の算定が困難であったため、杭①と②の結果のみ図に示しある。計算値は概ね実験値の特性をよく表現している。ただし、単杭の場合と同様に、深い位置での大変形域で、計算値の方が実験値よりも小さくなる場合があった。

骨組み解析によるシミュレーション

上記で算出した地盤抵抗モデルを用いて、非線形骨組みモデルにより単杭の実験結果をシミュレーションした。

図-5に解析結果を実験値と比較して示す。

慣性力载荷の場合、曲げモーメント $M(z)$ 、せん断力 $Q(z)$ 、地盤反力 $p(z)$ とも小さい载荷から大きな载荷まで、良好に再現されている。

設定した $p-y$ 関係が妥当であることが分かる。

一方、地盤変位载荷の場合には、

慣性力载荷で得られた地盤抵抗モデルを用いた場合と、土のせん断ひずみを考慮した地盤抵抗モデルの両者を用いて解析した。前者のモデルよりも、地盤のせん断ひずみを考慮した地盤反力モデルを用いた方が、合理的に実験結果をシミュレーションできることが確認できた。ただし、深い位置で、実験値と解析値で値が異なる。これは、式(1)で求めた地盤変形分布の仮定に問題があると思われる。

5. おわりに

地盤変位を考慮した杭の载荷実験を行い、地盤抵抗特性を検討した。その結果、①地盤変位载荷では、慣性力载荷の場合の地盤抵抗よりも低下する、②地盤変位が作用する場合の $p-y$ 関係は、地盤のひずみレベルに応じた弾性係数を用いた双曲線モデルである程度近似できる、ことなどを明らかにした。今後は、振動実験を含めて、モデルの修正等、さらに検討を深める必要がある。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説、丸善、1999。
- 2) 幸左賢二 他：終局挙動に着目した実物大基礎の水平载荷実験、土木学会論文集、No.596/III-43, pp.249-260, 1998。
- 3) 神田政幸 他：砂地盤中の単杭の $p-y$ 関係のモデル化、土木学会論文集 No.645/III-50, pp.191-207, 2000。
- 4) 田蔵隆 他：杭基礎の地震時挙動観測及び解析、第1回地盤工学における数値解析シンポジウム、195-205, 1986。
- 5) 室野剛隆 他：杭の地震時挙動に与える地盤震動と慣性力の影響に関する実験的考察、第25回地震工学研究発表会、517-520, 1999。
- 6) Tatsuoka, F. and Kohata, Y.: Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, *Proc. of Int. symp. on Pre-failure*

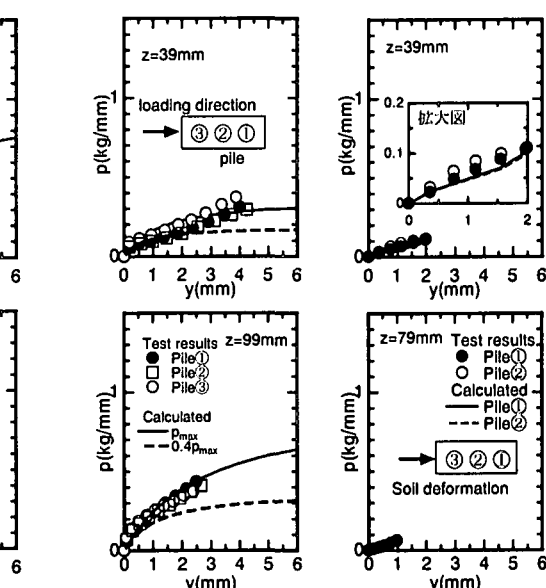


図-3 単杭の $p-y$ 関係
(慣性力载荷●印と地盤変位载荷○印)

図-4 群杭の $p-y$ 関係(左:慣性力载荷, 右:地盤変位载荷)

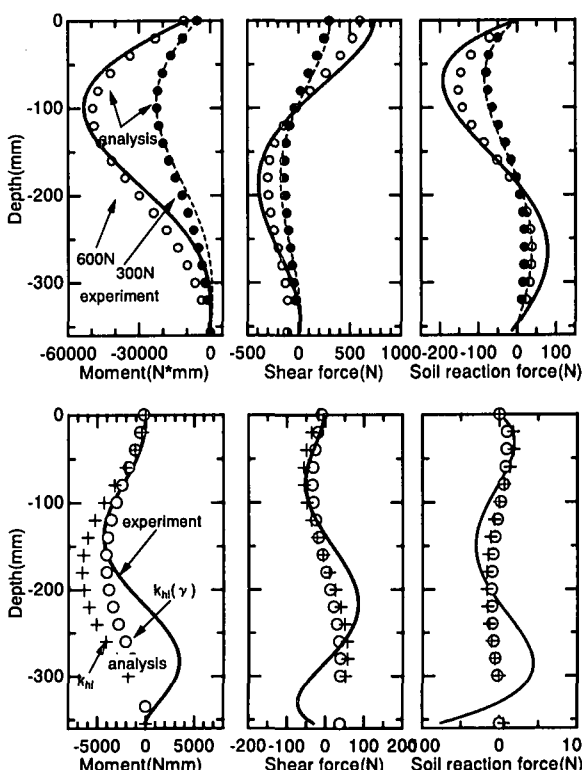


図-6 シミュレーション結果(上:杭頭载荷, 下:地盤変位载荷)

Deformations of Geotechnicals, Balkema, Vol.2, pp.947-1066, 1994.

- 7) Hardin, B. O. and Richart F. E. Jr : Elastic wave velocities in granular soils, *Journal of the SMF Div., ASCE, Vol.95, No.SM6, pp.1531-1537, 1963.*
- 8) Vesic, A. B. : Bending of beams resting on isotropic solid, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.87, No.EM2, pp.35-53, 1961.*
- 9) 国生剛治, 山本隆一: 等価線形解析の大ひずみレベルへの適用の試み, 第33回地盤工学研究発表会, 773-774, 1998。
- 10) 清田芳治 他: 珪砂6号の動的変形特性に関する研究, 第30回地盤工学研究発表会, 851-852, 1995。
- 11) 玉置, 三橋, 今井: 水平抵抗における群杭効果の研究, 土木学会論文集 第192号, 1971。