

地盤の層構成の違いが群杭基礎の地震時挙動に与える影響 に着目した加振実験

河野哲也¹・堺淳一²・岡田太賀雄¹・谷本俊輔³・運上茂樹⁴・星隈順一⁵

¹正会員 修(工) (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

²正会員 博(工) (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

³正会員 (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

⁴正会員 工博 国土技術政策総合研究所危機管理技術センター 地震災害研究官
(〒305-0804 茨城県つくば市旭 1)

⁵正会員 博(工) (独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

1 はじめに

現在の道路橋基礎の耐震設計方法は、いわゆる震度法の枠組みの中で発展してきたものであり、上部構造等の慣性力の作用に対して基礎の安定性を照査する方法が一般的に用いられている。しかしながら、実際には、上部構造等の慣性力だけではなく、特に軟弱な地盤においては地震時に生じる地盤変位の影響によっても基礎は変形するが、こうした実際の挙動を十分に反映した設計法とはなっていない。また、新しい基礎形式を採用するにあたっては、動的照査法による照査を行うことで、より合理的な照査が可能になることも考えられる。

地盤変位が基礎の挙動に与える影響については、これまでに実験的・解析的な検討が行われている^{例として 1)~7)}。土木研究所では、福井らが大型振動台実験施設を用いて、砂地盤中の杭基礎やケーソン基礎の加振実験を実施し、基礎の地震時の動的挙動を確認している^{8), 9)}。杭基礎については、白戸が地震時の挙動を予測するための解析モデルを提案し、文献⁸⁾の実験結果や、軟弱な粘性土地盤に対して遠心場においてパイルシャフト構造の加振実験^{5), 6)}のシミュレーションを行っている¹⁰⁾。さらに、中谷らは、白戸が提案したモデルを用いて、地盤の物性や部材の抵抗特性のばらつきが解析結果に与える影響について、検討している¹¹⁾。

このように、地震時の基礎の動的な挙動について

は明らかになりつつあるが、上記の検討はいずれも砂質土もしくは粘性土の一層地盤で実施されたものである。多層地盤においては、各層の地盤の変位の違いにより、層境界で大きなモーメントが生じる等、一層地盤とは異なる挙動が生じる可能性がある。しかし、このような多層系の地盤において、各層の地盤変位の違いが地震時の挙動や杭体に発生するモーメントに与える影響を実験的に確認した事例は少ない。そこで、本研究では、地盤構成の違いにより基礎の挙動や発生モーメントがどのように異なるかを実験的に確認することを目的に、剛性比の大きい異なる土層からなる地盤内に存在する杭基礎を対象として遠心場にて加振実験を行った。また、動的解析においては、自由地盤の動的挙動の評価が重要である¹²⁾。そこで、自由地盤の動的評価のベンチマーク試験としての適用性を検討することを目的に、基礎からいくぶん離れた地点の地盤の加速度を記録するとともに、地盤のみのケースについても実験を行い、地盤の挙動の情報を得ることを目的とした。本文では、これらの実験結果について報告する。

2 実験概要

実験は土木研究所大型遠心実験施設において、50Gの遠心場で実施された。図-1に実験概要を、表-1に実験ケースを示す。実験は計5ケース行われ、いずれの実験にも、図-2、写真-1に示す、幅 748

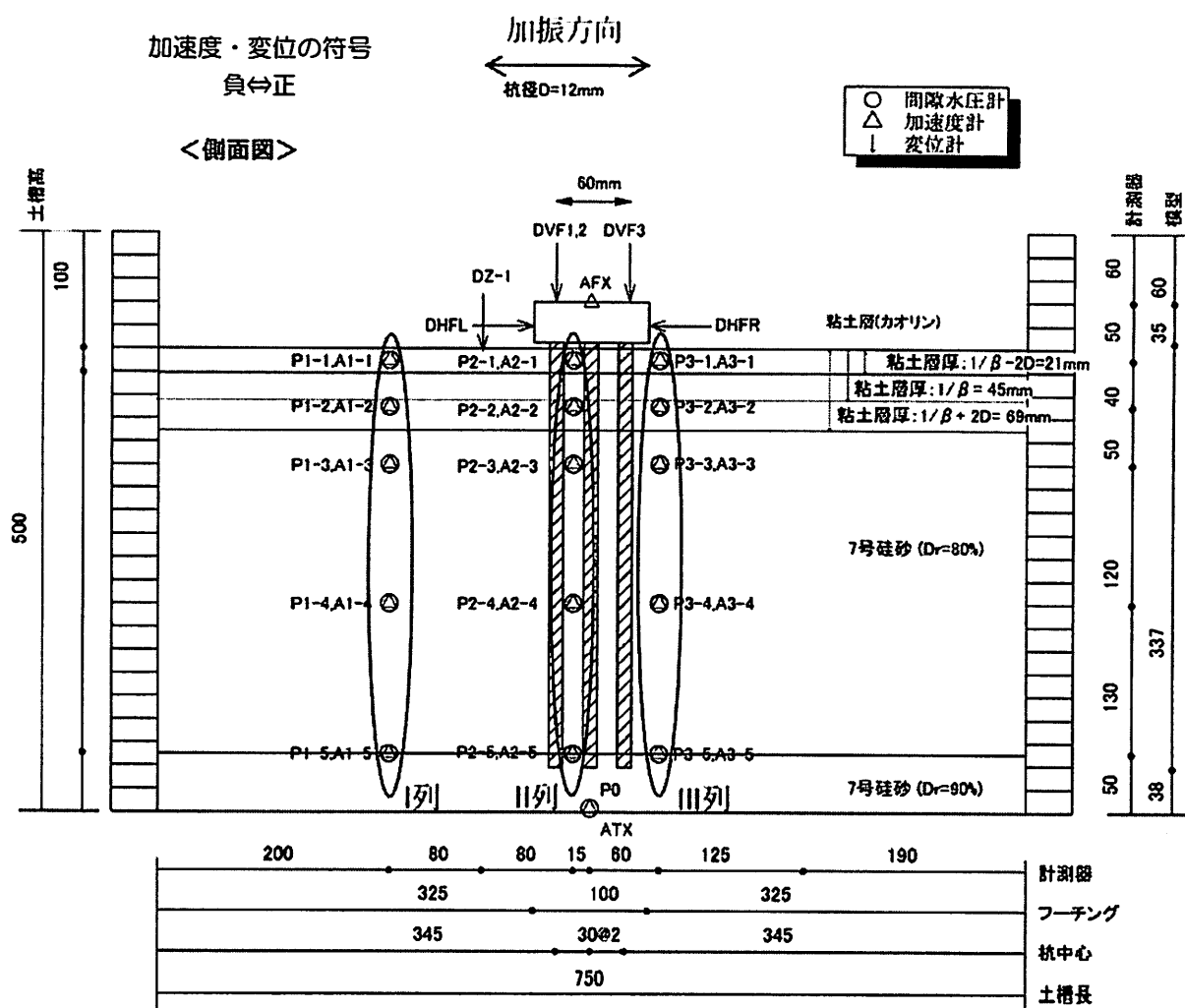


図-1 実験概要図

表-1 実験ケース

Cas e	地盤の層構成	基礎模型 の有無
A	地表面から $1/\beta$ まで粘性土, 以深は砂質土($D_r = 80\%$ の中間砂層 + $D_r = 90\%$ の支持層)	無し
B1	地表面から $1/\beta$ まで粘性土, 以深は砂質土($D_r = 80\%$ の中間砂層 + $D_r = 90\%$ の支持層)	有り
B2	地表面から $1/\beta + 2D$ まで粘性土, 以深は砂質土($D_r = 80\%$ の中間砂層 + $D_r = 90\%$ の支持層)	有り
B3	地表面から $1/\beta - 2D$ まで粘性土, 以深は砂質土($D_r = 80\%$ の中間砂層 + $D_r = 90\%$ の支持層)	有り
B4	粘性土 + $D_r = 90\%$ の支持層	有り

mm×奥行き 378 mm×高 500 mm のせん断土槽を使用した。

実験パラメータは、基礎模型の有無および地盤の層構成である。Case A は、地盤の地震時挙動を把握することを目的とし、杭基礎模型を設置せずに地盤のみを加振するケースである。Case B1～4 は、地盤中に杭基礎を設置して加振するケースであり、後述するように層構成が異なる。実験に使用した杭基礎模型は、鋼管杭を想定した 9 本群杭である。本実験では地盤の挙動による杭基礎の挙動、および杭体に

生じるひずみ計測することを目的としているため、上部構造の慣性力が基礎の挙動、杭体のひずみに与える影響を極力除外することとし、橋脚躯体および上部構造はモデル化せず、9 本の杭とそれを結合するフーチングのみをモデル化した。フーチングについてもその慣性力の影響を極力小さくする一方で、加振中に変形などが生じないように考慮し、アルミにより作製した。杭基礎模型の諸元を表-2 に示す。実験に使用した杭は、杭基礎模型は、実寸 600mm

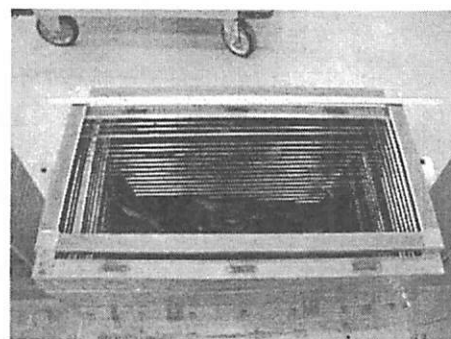
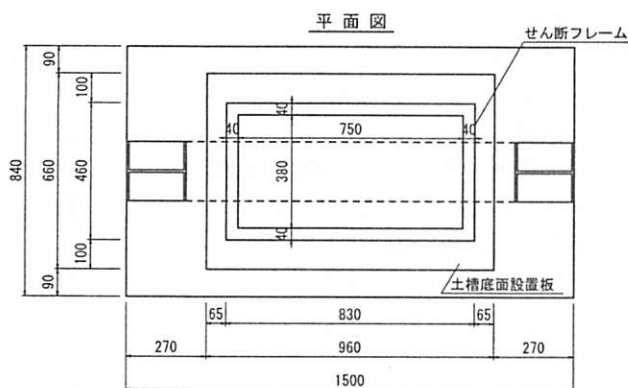
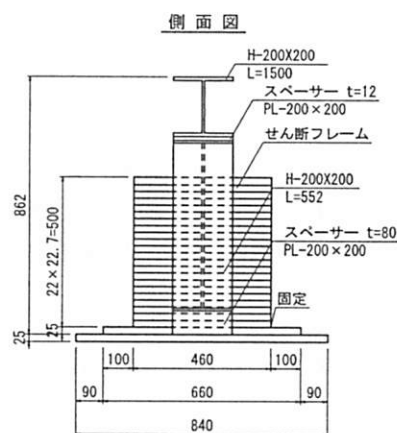
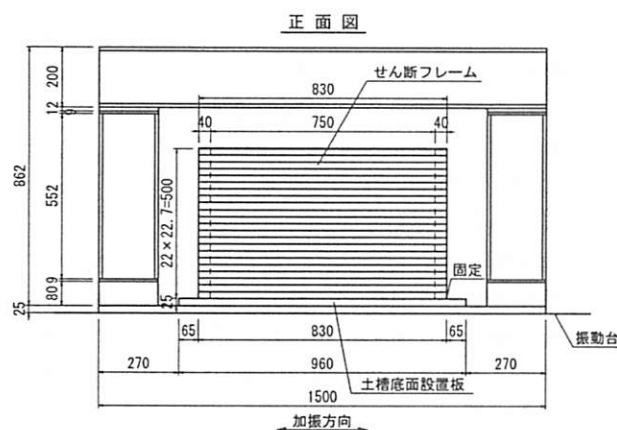


写真-1 せん断土槽



※最下段のせん断フレームは土槽底面設置板に固定されている。

図-2 せん断土槽

表-2 杭基礎模型の仕様(遠心場スケール)

部位	仕様
フーチング	諸元: 高さ 35 mm×幅 100 mm×奥行き 100 mm 質量: 620.2 g 固定用セメント質量: 183 g
杭	杭長 403 mm 杭径: 12 mm 杭厚: 1.0 mm

の鋼管杭 9 本からなる群杭基礎を想定して作製した。杭間隔は $2.5D$ 、最も外側の杭とフーチング最外縁の距離は $1D$ である。杭体はアルミ管を用いてモデル化した。なお、杭の曲げ剛性 EI をあわせることにより、遠心場と重力場の相似則を満足させた(実杭の EI / 模型杭の $EI = 1.03$)。フーチングには、杭設置用の孔が空けられており、この孔に杭を挿入後、杭頭部分を剛結であるとみなせるように、モルタルで固めた。また、現行設計法では、フーチング底面は、基礎の鉛直抵抗要素として考慮されておらず、加振時にフーチング底面が地盤から受ける抵抗力のモデル化の方法についても確立されていない。そこ

で、本実験では、本実験結果を解析モデルの適用性を検討する際のベンチマークとして使用することも想定し、フーチング底面と地盤面の間に空間を設け、フーチングが抵抗要素とならないようにモデル化した。

Case B1~B4 は、地盤中に杭基礎模型を設置して加振を行うケースである。いずれのケースも層厚は 400 mm (実寸換算: 20 m) であり、そのうち最下層に支持層相当の相対密度 $D_r=90\%$ の砂質土層 50 mm (実寸換算: 2.5 m) を作製した。4 ケースとも、杭先端を支持層に $1D$ 根入れしている。ここに、 D は杭径であり、表-2 に示すように 12 mm (実寸換算: 600 mm) である。Case B1~B3 は、表層に軟弱な粘性土層、その下に中密な砂質土層、最下層に支持層を有するケースで、粘性土層と中密砂層の層厚をパラメータとしている。福井らの試算によれば、 $1/\beta \sim 1.5/\beta$ 付近に層境界がある場合に、地盤の変位が杭の挙動に最も大きな影響を与えるとされている¹³⁾。ここに、 $1/\beta$ は杭の特性長 β の逆数である。本研究では剛性の異なる地盤の変位の違いによる杭の挙動の違いを把握することを目的としているため、

福井らの試算に基づき、地盤変位の影響が大きくなる位置に層境界を設定することとした。一般的な杭基礎の場合は、 $1/\beta$ はおよそ杭径の4～6倍程度であるため、Case B1, B2 は、それぞれ基礎模型の杭の $1/\beta$, $1/\beta + 2D$ を層境界とした。また、比較のために Case B3 では、層境界を $1/\beta - 2D$ とした。いずれのケースも、層境界より上を粘性土、層境界より下を中密の砂質土 (相対密度 $D_r=80\%$ 相当) とした。また、杭基礎を設置せず、地盤のみを加振した Case A の地盤構成は Case B1 と同じである。 β は道路橋示方書 IV 下部構造編 (以下、道示 IV) に従い、次式で求めた¹⁴⁾。

$$\beta = (k_H D / 4EI)^{1/4} \quad (1)$$

ここに、 EI は杭体の曲げ剛性であり公称値を用いた。 D は杭径、 k_H は水平方向地盤反力係数である。水平方向地盤反力係数は、道示 IV に記述される次式により求めた。

$$k_H = (\alpha E_0 / 0.3) (B_H / 0.3)^{-3/4} \quad (2)$$

ここに、 E_0 は地盤の変形係数であり、室内試験より求めた。 α は変形係数の推定方法による変形係数の違いを考慮する係数であり、室内試験から求める場合は 4 である。 B_H は基礎の換算載荷幅であり、道示 IV にしたがって、 $(D/\beta)^{1/2}$ とした。計算の結果、 $1/\beta = 45 \text{ mm}$ (実寸換算：2.25 m) であった。Case B4 は支持層以外の 350 mm (実寸換算：17.5 m) を軟弱な粘性土としたケースである。

実験に用いた地盤材料は、砂が東北硅砂 7 号、粘性土がカオリン ASP-100 である。地盤作製の手順は、まず、支持層となる $D_r = 90\%$ の砂層の作製に必要な量の気乾状態の東北硅砂 7 号を土槽内に投入し、締固め棒により締固めた。支持層完成後杭基礎模型を土槽に仮固定する。中密砂層を作製するケースでは、引き続き気乾状態の東北硅砂 7 号を手動式のサンドホッパーを用いて空中落下法により投入する。中間層の目標相対密度は $D_r = 80\%$ である。砂層が完成した段階で、脱気層を用いた負圧法により砂層を飽和させた。粘性土は、地盤材料と含水比 95% の割合で水を混合してスラリー状にしたものを土槽に投入し、遠心場にて圧密を促進させ、正規圧密状態にした。完成した粘性土地盤について、三軸圧縮試験を行ったところ、粘着力 $c = 7.93 \text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 12.0^\circ$ であった。地盤作製後、S 波速度を計測するために微小なパルス波を入力した。S 波を計測した結果、各土層は均一な状態であることを確認した。

地盤には、加振時の地盤の加速度を計測するための加速度計、圧密時の水圧を計測するための水圧計を設置した。計測位置は、図-1 に示した通りである。図-1 に示したように、加速度計、水圧計は、①加振時に基礎模型の挙動の影響が小さいと考えられる、基礎から比較的距離のある位置 (図-1 の加速度計・水圧計のうち、一番左側の列：以後 I 列)、②杭間 (図-1 の加速度計・水圧計のうち、真ん中の列：以後 II 列)、③杭の比較的近傍 (図-1 の加速度計・水圧計のうち、一番右側の列：以後 III 列) の 3 列に分けて配置された。なお、I 列の計測機器は、左列の杭から 145 mm (実寸で 7.25 m)、せん断フレームの内壁から 200 mm (実寸で 10 m) 離れている。杭には、載荷直角方向に二列目 (真ん中) の 3 本のうち、両端の 2 本の杭の内側には、加振方向に対面にひずみゲージを貼り付け、深度方向に 7 点の伸びひずみを計測した。また、フーチングの水平変位・鉛直変位も計測した。

実験に先立ち、杭体模型の物性および降伏点を把握することを目的に、静的載荷試験を実施した。載荷試験は、一本の杭を片持ち梁として片端に荷重を作用させるものである。荷重は、杭の先端に取り付けた容器に、徐々に砂を投入させることにより作用させた。図-3 に載荷試験の結果得られた荷重・曲げひずみ関係を示す。試験結果より、本実験に用いた杭体は、およそ 2000μ 程度で降伏した。

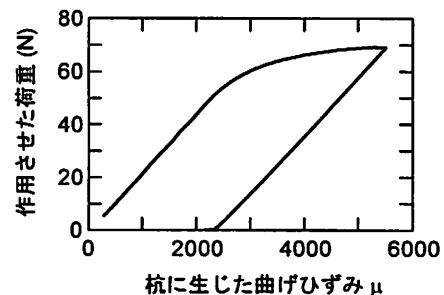


図-3 杭体模型の非線形特性

模型地盤完成後、50G の遠心場にて加振を行った。加振に用いた入力地震動は、兵庫県南部地震において計測された観測波である。図-4 に入力地震動の時刻歴を示す。本研究では、供用期間中に再度被災することを想定し、同じ地震動により、続けて二回加振した。ただし、本実験では、大きな違いは見られなかったため、本文では一回目の実験結果についてのみ述べる。

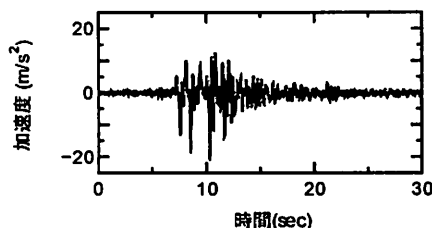


図-4 入力地震動の加速度時刻歴

3 実験結果

以下に本実験で得られた主な結果を示す。以降は全て実寸換算のスケールで示す。

図-5 に、地盤構成が同じ Case A および Case B1 について、最も地表面に近い位置（地表面から 750 mm の深さ）に設置された加速度計により計測された加速度の主要動付近の時刻歴を示す。また、Case B1 のフーチング天端位置の加速度の時刻歴もあわせて示す。Case A, B1 とともに、土槽壁面に近い位置に設置され、模型を設置した Case B1 においては模型の挙動に影響されないと思われる位置（I 列、図-1 参照）と、土槽中央に設置され、模型を設置したケースについては杭間にあたる位置（II 列、図-1 参照）の二箇所の記録を示している。なお、いずれの加速度計も、最も地表面に近い位置に設置されたものであり、これらは地表面から 0.5 m 程度距離にある地盤中に設置されている。図-5 より、模型が存在しない Case A では、当然ではあるが場所によってほとんど違いがない。一方、模型が存在する Case B1 では、最寄りの杭から 7.25 m 離れた位置における加速度記録（I 列）は、Case A と同程度の値を示している。これより、構造物を有する Case B1 においても、I 列の位置の地盤は、自由地盤の挙動とみなしてよいと思われる。一方、Case B1 のフーチング直下の加速度記録（II 列）は、Case B1（I 列）や Case A の値よりも大きな加速度が生じている。これは、図中に示したように、フーチング天端位置の加速度が、構造物がない位置の地盤の加速度に比べて大きい。フーチングの直下の地盤はフーチングの挙動の影響を受け、大きな加速度が生じたと考えられる。

図-6 に、各ケースにおいて杭に発生した曲げモーメントの深度分布を示す。図-6 は、各ケースにおいてゲージを取り付けた 2 本の杭のうち、負側にある杭について、最大曲げモーメントが発生したときの値を示したものである。曲げモーメントは次式で求めた。

$$M(z) = E \varepsilon(z) Z \quad (4)$$

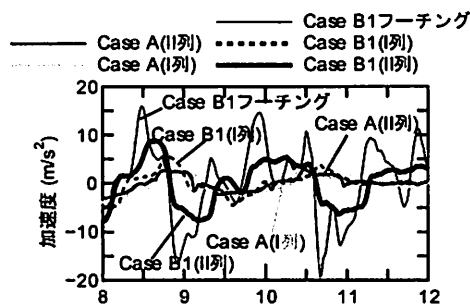


図-5 模型の有無による地表面付近加速度の違い（主要動付近）

ここに、 z は深度(m) であり、 $M(z)$, $\varepsilon(z)$ は各深度の曲げモーメント(kN・m)、曲げひずみであり、 Z は断面係数(m³) である。モーメントの正負の符号は、一本の杭に取り付けられたゲージのうち、図-1 における負側のゲージが圧縮、正側のゲージが引張りを示すときに生じるモーメントが正である。図-6 より、層構成の違いによらず、いずれのケースも深さ 11 m 付近で、比較的大きなモーメントが発生していることが分かる。層境界を有する Case B1~3 のモーメント分布を見てみると、杭頭部においても比較的大きなモーメントが発生している。その一方で、軟弱粘性土層厚の違いによる、モーメントの深度方向分布の違いは見られない。層境界を有しない一層地盤の Case B4 の場合は、杭頭部分ではあまり大きなモーメントが発生していない。

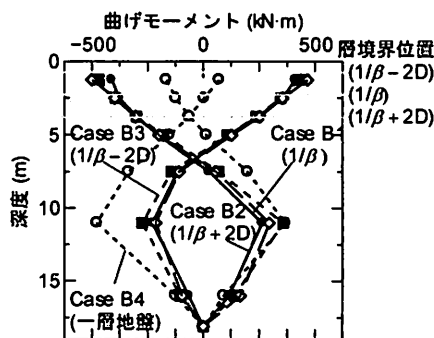
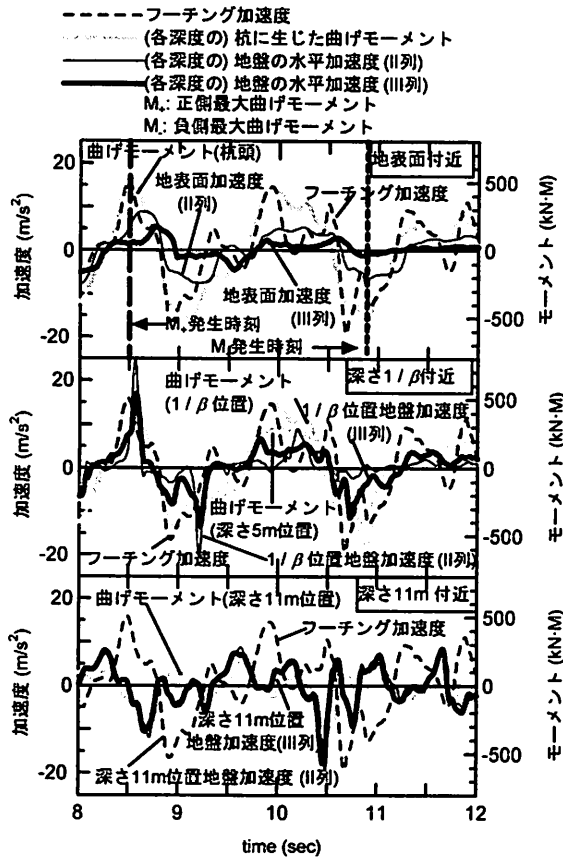
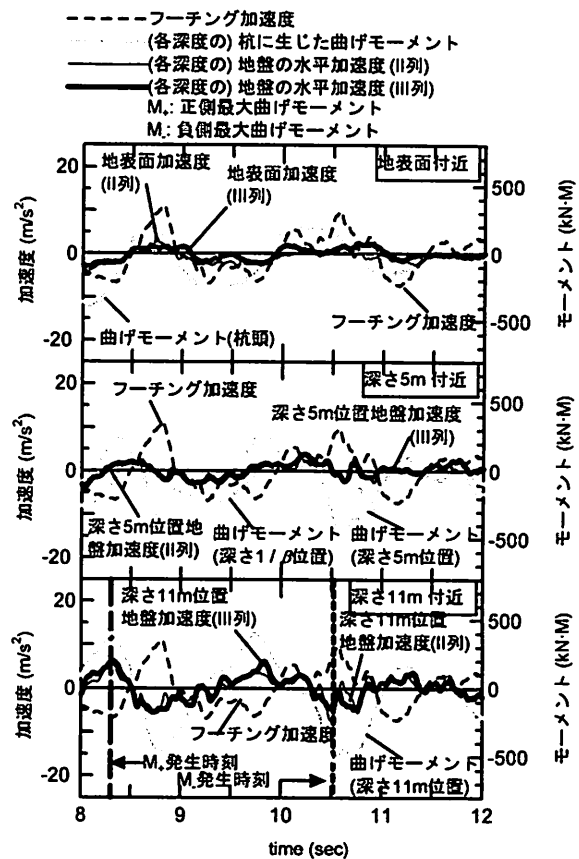


図-6 最大曲げモーメントが発生した時刻のモーメント深度方向分布

図-7 に、 $1/\beta$ の深さに層境界を有する Case B1 と、一層地盤の Case B4 について、主要動付近（8 秒～12 秒）のフーチング天端の水平加速度、地盤の水平加速度、杭に生じたモーメントの時刻歴を示す。地盤の加速度は、図-6 に示したモーメントが計測された杭に最も近い III 列目の加速度計および、杭間に設置された II 列目の加速度計により記録された値である。各ケースとも杭頭、層境界である $1/\beta$ の



(a) Case B1 (二層地盤)



(b) Case B4 (一層地盤)

図-7 フーチング、地盤の加速度および曲げモーメントの時刻歴(主要動付近)

深さまたは深さ 5m 付近、そして、地中部で比較的大きなモーメントが生じた深さ 11m 付近の 3 深度の結果を示す。ただし、Case B1 では深さ 5m 付近の、Case B4 では $1/\beta$ の深さの地盤の加速度は計測していないため、示していない。左側の縦軸は加速度 (m/s^2)、右側の縦軸はモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) を示している。また、図-7 には、図-6 で最大曲げモーメントが発生した深度 (Case B1 は杭頭付近、Case B4 は深さ 11m 付近) の結果に、最大モーメントが発生した時刻を併せて示している。

まず、図-6 において、深さ 11 m 付近で計測された比較的大きなモーメントが生じた原因について、地盤変位との関係から考察する。深さ 11 m 付近の Case B1, B4 のケースのモーメントの時刻歴とフーチングの応答加速度の時刻歴を比較すると、位相が逆になっている。このことから、深さ 11m 付近に生じたモーメントは、フーチングの挙動による慣性力とは別の要因で生じたものと推察される。この深度の地盤に生じた加速度についてみてみると、いずれのケースも、II 列、III 列ともに、地表面よりも大き

な加速度が生じている。これより、この深度では比較的大きな変位が生じた可能性がある。

図-8 に、層境界が $1/\beta$ の Case B1 と一層地盤の Case B4 について、図-6 に示した最大曲げモーメントが発生した時刻の地盤変位の深度方向分布を示す。地盤変位は、図-1 に示した III 列の加速度計により計測された加速度記録を二階積分して求めたものである。図-8 の一層地盤の Case B4 の変位の深度方向分布を見ると、最大曲げモーメントが発生した深さ 11m の位置から変位が急増していることが分かる。二層地盤の Case B1 についても、同じく深さ 11m 付近で変位が増加している。以上より、図-6 においてみられた深さ 11 m 付近の比較的大きなモーメントは、地中の地盤変位が影響しているものと考えられる。この深さにおいて顕著な地盤変位が生じた理由については、S 波計測や上質試験では確認できないような実験地盤の物性のわずかな乱れ、土槽の固有周期と加振波との関係等、いくつかの要因が考えられるが、実験結果からは特定することはできなかった。現在、動的解析による実験のシミュレーショ

ンを実施中であり、詳細はその結果を待つて報告したい。

次に、二層地盤のケースにおいて、杭頭部に生じたモーメントについて考察する。二層地盤の Case B1 の杭頭付近の結果をみると、モーメントの時刻歴とフーチングの応答加速度の時刻歴はよく似ており、最大曲げモーメントが発生した時刻は、フーチングの応答加速度が比較的大きな値を計測した時刻(正側では 8.5 秒付近、負側では 10.9 秒付近)に相当している。一方、地表面の加速度時刻歴は、フーチングの応答加速度や、深さ 11 m 付近の地盤加速度と比べて値が小さく、フーチングの応答加速度やモーメントの時刻歴との相関も見られない。これより、二層地盤の杭頭に生じたモーメントは、地盤変位の影響よりも、フーチングの挙動に影響された可能性がある。すなわち、本実験では、慣性力の影響を除外するために上部構造や下部構造躯体をモデル化していないが、フーチング重量による慣性力や、杭頭を剛結としたことにより、モーメントが生じたと思われる。

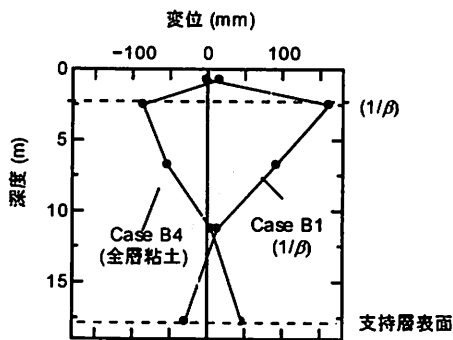


図-8 最大曲げモーメントが発生した時刻の地盤変位

図-9 に、二層地盤の Case B1~B3 と一層地盤の Case B4 について、正負それぞれの最大モーメントが得られた時刻に杭に取り付けたひずみゲージより算出される杭の水平変位の深度方向分布を示す。杭の水平変位は、曲げひずみから算出された曲げモーメント(式(4))を用いて、次式で求めた。

$$M(z) = E \varepsilon(z) Z \quad (5)$$

ただし、杭下端水平変位は 0 とした。一層地盤、二層地盤ともに、大きな地盤変位が計測された深さ 11 m 付近から、杭に変形が生じている。これは、図-8 に示したように、地盤変位が深さ 11 m 付近を境として急変する点と一致する。二層地盤の Case

B1 の結果をみても、層境界付近よりも杭頭に近い浅い部分では、層境界以深に比べて変位が深度方向に変化せず、杭がほぼ鉛直となっており、二層地盤の場合は、杭の形状は地中部(11m 付近)と層境界位置の二か所で変化している。ここで、図-7 に示した時刻歴のうち、二層地盤のケースの $1/\beta$ の深さの地盤の加速度時刻歴を見てみると、フーチングの応答加速度やモーメントの時刻歴とよく似ており、加えて地表面よりも大きな値が得られていることから、層境の上下で地盤の変位量が異なり、表層の軟弱粘性土層は、中間の砂層に比べて地盤変位が小さかったものと推察される。したがって、表層の軟弱粘性土地盤の挙動は、深い位置の地盤やフーチングに比べて、構造物の応答に与える影響は小さかったと考えられ、表層の軟弱粘性土部分の杭が受ける地盤抵抗は小さく、この部分があたかも突出したかのような挙動を示したものと思われる。その一方で、軟弱層以深は比較的大きな加速度が得られており、表層の軟弱粘性土に比べて大きな地盤変位が生じたと推測されるため、フーチングの応答には軟弱層以深の地盤変位の影響が支配的だったと考えられる。

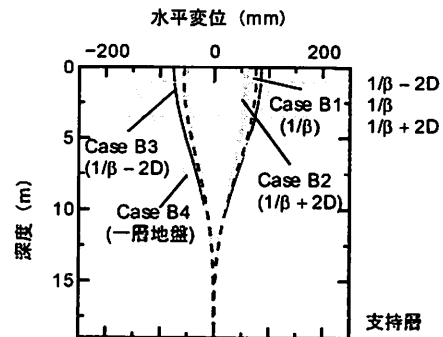


図-9 杭の応答変位の深度方向分布

一方、一層地盤のケースについてみると、図-7 の時刻歴では、地表面および 5 m 付近の加速度は同程度であり、また、図-8 の地盤変位の深度方向分布をみても、表層と 5 m 付近では変位に大きな差はなく、5 m 以浅においては、地盤はほぼ均一に挙動していたものと推察される。これは、図-9 に示した杭の変位が、一層地盤の Case B4 では、二層地盤と異なり、深さ 11m 付近から杭頭部にかけて直線的に変位が増加していることから推察される。

以上のように、本実験では、地中部と杭頭付近で比較的大きなモーメントが得られた。地中部に生じたモーメントは、層構成の違いによらず、当該深度の地盤変位の影響であると考えられる。一方、杭頭

付近に生じたモーメントは、フーチングの挙動に影響されたようである。二層地盤では一層地盤の2倍程度のモーメントの値が計測された。二層地盤の場合には、中間砂層は比較的大きな加速度で模型の応答に影響する一方で、表層の軟弱粘性土層はほとんど挙動せず、層境界の上下で地盤の挙動の違いが生じた。一方、一層地盤では、比較的深度から表層に向けて一様な地盤変位が発生した。このような地盤変位の違いが生じた結果、フーチングの挙動にも違いがみられたものと推察される。現在、本実験結果を動的解析によりシミュレーション中であり、今後、地盤の層構成の違いによるフーチングの挙動の違いの定量的な評価等、より詳細な分析を行っていく予定である。

4 まとめ

本実験で得られた結果は以下の通りである。

- (1) 地盤のみを加振したCase AとCase Aと同じ地盤の層構成で模型を設置したCase B1の比較より、構造物から7.25m離れた位置における地盤の加速度は、構造物の影響をほとんど受けず、自由地盤の応答に近かった。以上より、本実験で計測された構造物から7.25m離れた位置における地盤は自由地盤としてみなすことが可能であり、地盤の動的挙動の評価に用いるベンチマーク試験として適用できると考える。
- (2) 本実験では二層地盤における表層の軟弱粘性土層厚として、杭の $1/\beta - 2D$, $1/\beta$, $1/\beta + 2D$ の3通りを考慮したが、杭に生じたモーメントの深度方向分布には顕著な違いは見られなかった。
- (3) 杭に生じたモーメントの深度方向分布と地盤変位の関係から、一層地盤と二層地盤ともに、地中部で生じた地盤変位により、地中部に比較的大きなモーメントが発生した。
- (4) 二層地盤では、地中部だけでなく、杭頭部分にも大きなモーメントが生じた。一方、一層地盤では杭頭部に有意なモーメントは見られなかった。
- (5) 最大モーメントが生じた時刻の深度方向の杭の変形分布は、一層地盤では、深さ11 m付近から地表面に向けて直線的に変位が増加した一方で、二層地盤では、深さ11 m位置のほか、層境位置でも変位分布の変局点が見られた。

なお、地中部で地盤変位が大きくなる理由や、層構成の違いがフーチングの挙動に与える影響の定量的な評価等、実験結果から明らかにできなかった点

については、本実験で得られたデータに対して再現解析等を行い、地盤および基礎の動的挙動のさらなる分析および解析モデルの高度化に関する検討を行う予定である。詳細については、これらの検討結果を待って報告したい。

参考文献

- 1) 室野剛隆：強振時の非線形動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告書，32，1999。
- 2) 西村昭彦，室野剛隆，永妻真治：杭基礎構造物の地震時挙動に関する実験的研究，第10回日本地震工学シンポジウム，pp. 1581-1586，1998。
- 3) 室野剛隆，西村昭彦：杭基礎構造物の地震時応力に与える地盤・構造物の非線形性の影響とその評価手法，第10回日本地震工学シンポジウム，pp. 1717-1722，1998。
- 4) 及川研，菅野高弘，三藤正明，中原知洋：兵庫県南部地震により被災した杭式栈橋に関する実験的研究，第10回日本地震工学シンポジウム，pp. 1809-1818，1998。
- 5) Wilson, D. W. (1998): Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay, Report No. UCD/CGM-98/04, University of California, Davis.
- 6) Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L., Wilson, D. W., and Abghari, A.: Seismic soil-pile interaction experiments and analyses, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 9, pp. 750-759, 1999.
- 7) 田蔵隆：軟弱地盤の非線形地震応答特性とそれを考慮した杭基礎構造物の地震応答解析法に関する研究，中央大学学位論文，1993。
- 8) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，野々村佳哲，喜多直之：群杭基礎の大型振動台実験，土木研究所資料第4015号，2006。
- 9) 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，秋田直樹，野々村佳哲，岡本真次：柱状体基礎の大型振動台実験，土木研究所資料第4041号，2007。
- 10) 白戸真大，吉田望，福井次郎，野々村佳哲：軟弱粘性土上の高架構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測へのWinkler型非線形相互作用バネの適用，構造工学論文集 Vol. 51A，2005.3。
- 11) 中谷昌一，白戸真大，井落久貴，野村朋之：杭基礎に関する動的照査法の適用について，土木研究所資料第4083号，2007。
- 12) 谷本俊輔，運上茂樹，星隈順一，堺淳一，岡田太賀雄，河野哲也：大地震時の地盤の動的挙動に関する動的遠心模型実験および動的解析，第13回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2010。(投稿中)
- 13) 福井次郎，白戸真大：地震時の地盤の振動変位が道路橋基礎に与える影響度と地盤条件の関係，土木研究所資料第3919号，2004.1。
- 14) (社)日本道路協会：道路橋示方書IV 下部構造編，2002.3。