

上部構造慣性力と地盤振動を考慮した杭基礎の 地震時保有水平耐力法に関する研究

白戸真大¹・友永則雄²・福井次郎³

¹正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 研究員(〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

²正会員 工修 株式会社建設技術研究所東京支社 道路本部技術第四部 部長

³正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 室長

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震は道路橋にも甚大な被害を及ぼした。しかし道路橋基礎に関しては、一部の基礎で支持地盤の液化化に伴う地盤の流動化により、地盤とともに基礎にも過大な残留変位が生じたほかは、曲げ亀裂の発生がみられた程度であり、軽微な損傷であった^{1),2)}。しかし、杭基礎の損傷を詳細に見ると、杭体の曲げ亀裂は杭頭部だけでなく地中深部においても生じていた。杭体に生じていた亀裂幅は杭頭部に近づくほど大きく、道路橋の場合は基礎の安定に与える上部構造の慣性力の影響が大きいことを示していたが、地中深部に生じた亀裂は上部構造の慣性力の作用だけでは説明できないものである。これは、多くの基礎と地盤の動的相互作用の研究で指摘されてきたように、地震時の地盤の振動変位により杭体に変形が生じた結果発生したものと考えられる³⁾。

確かに、地盤の振動変位による変形により杭体に曲げ亀裂が生じることもあるが、一般に杭は、地盤の振動変位の作用に対して地盤の変形を超えて変形するわけではなく、地盤の振動変位のみでは基礎の安定を支配する要因とはなりにくいと考えられる。しかし、地震入力に対する上部構造物の加速度応答に対して設計した基礎が、地盤の振動変位の作用が大きい場合に、基礎の変位や安定、さらには基礎本体の修復性に関してどれだけの影響を受けるのかは定量的には明らかとはなっていないのも事実である。

そこで本論文では、地盤の振動変位を考慮した地震時保有水平耐力を算出する方法として応答変位法を取り上げて、以下の検討を行う。まず、組杭の載荷試験結果などを検討することにより、応答変位法の位置付けと、そこで用いる照査式の検討を行う。次に、検討した応答変位法により、標準的な諸元の道路橋の杭基礎の試設計を行い、慣性力に対して設計した基礎に対して、必要な性

能を保持するための設計上の対処について検討する。なお本研究では、地盤の液化化に伴う流動化が生じる場合や護岸近傍の基礎で護岸自体が崩壊する場合のような、地盤自体に過大な残留変位が生じるような状態は考えない。あくまでも地盤の振動変位の影響を考えるものとする。なお、本論文の内容は、現在、道路橋示方書の改訂作業の一環として検討を進めている最中であり、本論文はその速報を紹介するものである。

2. 地盤振動を考慮した基礎の地震時保有水平耐力の算定

軟弱な地盤に深く根入れされた場合のように、杭の変形にもたらす周辺地盤の振動変位の影響が大きいと考えられるときに、その影響を考慮して基礎の変位を算出するということは、地震時の加速度入力による振動に起因する橋脚、または基礎の非線形性応答と、地盤の振動変位作用による非線形応答の両者を考慮した非線形応答を算出することである。

たとえば、基礎と地盤を同時にモデル化した動的解析によれば、両者を考慮した非線形応答が直接的に算出できる。しかし、地盤のモデルに関してはさまざまな非線形モデルがあるものの、構造部材のモデルに比べて解析に用いる定数の設定法が明確にはなっておらず、実験的に十分に確認されていないものも多い。また、設計実務という面を考えると、動的解析よりも静的な計算法が扱いやすく、地盤定数の設定方法に関しても、動的な挙動への適用性に不明な点が多いものの、設計に用いる手法としてはある程度確立されている。

上部構造の応答と地盤の振動変位の両者を考慮して基礎の応答を算出する静的な解析方法の一つとして、応答変位法がある^{4),5),6)}。応答変位法とは、慣性力に対する地震時保有水平耐力の算定に用いる杭-ラーメンモデルにおいて、上部構造・橋脚などに生じる慣性力を水平震

度として載荷するのに加えて、地盤の振動変位を地盤反力係数を介した基礎と地盤の相対変位により生じる荷重として載荷し、基礎の応答を求める手法である。

地盤変位が基礎に及ぼす影響が大きいと想定される地盤条件では、一般に地盤の卓越周期の方が橋脚の固有周期より長い場合、連成系の固有周期は地盤の固有周期に近くなり、変形モードも地盤の一次モードが卓越したものとなると考えられる。その場合は、加速度応答に起因する非線形応答よりも地盤の変位に対する応答が卓越することも考えられる。このような状態に対しては、上部構造の非線形の応答加速度と自由地盤の振動変位分布を漸増載荷することにより、応答変位法によっても一次近似的な応答値を算定できると考えられる。室野らは⁵⁾、杭体・橋脚をはり部材でモデル化し基礎底面に基盤波を入力すると同時に、自由地盤の時刻歴応答を地盤バネを介して入力した動的解析結果や振動台実験結果と応答変位法との比較を行い、応答変位法が杭体の断面力分布を比較的良好な精度で再現できることを示している。しかし、変位に関しては、その精度の検証はなされていない。

そこで、ここでは、上部構造の慣性力だけでなく、地震時の地盤変位の影響も大きいと考えられる杭基礎の設計法として、以下のような設計法を提案する。

1. 慣性力による影響が卓越するとした設計：いわゆる地震時保有水平耐力法による照査を行う。
2. 地盤変位による影響が卓越するとした設計：地震時保有水平耐力法による照査を満足した基礎に対して、応答変位法による照査を行う。

これは、実際にはどちらの挙動が卓越するかが不明であるため、両者の照査を行うものである。また応答変位法による照査として、以下の手法を提案する。

1. 地震時保有水平耐力法による設計を行い、橋脚基部において主たるエネルギー吸収を期待する場合には橋脚の終局水平耐力に相当する震度 k_{hp} を、基礎で主たるエネルギー吸収を期待する場合には基礎の降伏震度 k_{yF} を算定する。応答変位法においては、地震時保有水平耐力法の設計に基づき、いずれかを慣性力の作用震度 k_h とする。
2. 地盤の変位分布を推定する。
3. 慣性力として、 k_h を上部構造および橋脚に、 k_{hG} をフーチングに、また地盤変位分布を地盤バネに同位相で載荷する(図-1)。ここに、載荷順序、震度の増加のさせ方は、今後、検討が必要である。

3. 照査基準

(1) 許容される基礎の損傷度

震後の橋の復旧を想定すると、基礎は地中部にあることから、直ちにその点検や補修を行い、その後、橋の供

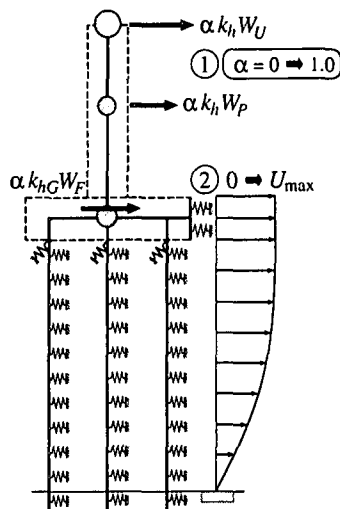


図-1 応答変位法における荷重の載荷方法

用を行うという一連の作業を行うことは、橋の供用開始までに多大な時間を費やしてしまう。したがって基礎は、設計地震動に対して、詳細な調査をせず、また無補修である程度の期間は供用できる程度の損傷に留めなければならない。コンクリート系の杭では、鉄筋の腐食の恐れがあるために対策を行う必要があるが、基礎の腐食対策は橋梁全体の復旧工程には影響しないと考えられる。たとえば、兵庫県南部地震で被災を受けた阪神高速5号湾岸線の杭基礎では、供用下での詳細調査・復旧工事が行われている⁷⁾。また橋脚基部でのエネルギー吸収を期待して設計を行う場合には、これに加えて、確実に橋脚基部に塑性ヒンジが形成されるように、基礎の耐力を橋脚の耐力以上とする必要がある。

このような観点から、杭基礎の地震時保有水平耐力法では、基礎で主たるエネルギー吸収を期待する場合の基礎の損傷の制限値として、塑性率4を設定している⁸⁾。これは、いくつかの杭配列・杭種における組杭の水平交番載荷試験結果^{9),10)}より、要求性能を満足する状態として安全性を加味して設定した結果である。

一方、地盤変位の影響を考慮した場合には、慣性力に対する設計のようにすべての杭基礎に対して塑性率4の一律の値で制限することは困難となる。なぜなら、応答変位法のような荷重漸増解析では、荷重制御の解析であることから、基礎の降伏後剛性によっては、塑性率の比較的小さい時点で、漸増載荷が不能になるおそれがある。また、この荷重漸増載荷が不能になる場合には、基礎は、地盤変位の影響により、上部構造の応答に対して必要とされる地震時保有水平耐力を発揮できないことを表しているとも考えることができる。

よって、杭基礎に対する要求性能やこの計算上の問題点を考慮すると、応答変位法における照査においては、基礎が最大耐力に達しないことを照査すればよいと考えられる。

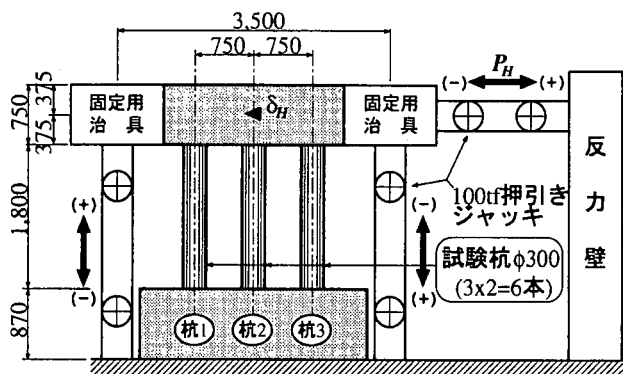


図-2 対象とした組杭荷重試験の概要

すなわち、橋脚基部での主たるエネルギー吸収を期待する設計を行う場合には、橋脚の終局耐力と地盤の振動変位の両者の同時の作用に対して、基礎の応答が耐力上昇域に留まっていることを照査することにより、橋脚基部で主たるエネルギー吸収が行われることを保証することが期待できる。

一方、基礎においてエネルギー吸収を期待する場合で、地盤の振動変位の影響が基礎の応答を支配すると考えられる場合は、基礎の降伏耐力と地盤変位の両者の同時の作用に対して、基礎が耐力上昇域に留まっていることを照査することにより、震後の橋の供用の確保には影響を与えないと考えられる。また、上部構造の加速度応答が支配的な場合でも、慣性力作用のみを考慮した場合の降伏震度に対して地盤変位を考慮しても耐力上昇域であるため、上部構造の加速度応答のみを考慮した一質点系として算定した上部構造の非線形の応答変位は、大きく危険側にはならないことを保証すると期待できる。

そこで、この条件を満たす照査式を、杭基礎の地震時保有水平耐力法における塑性率の制限値の根拠となった荷重試験結果^{9),10)}のフレーム解析により検討する。

(2) 応答変位法における杭頭付近の損傷に対する照査式の検討

ここで対象とした荷重試験の概要を図-2に示す。実験は、いくつかの杭種・杭列の組合わせで行われているが、ここでは、道路橋示方書⁸⁾の所定の構造細目を満足した場所打ち杭とPHC杭でそれぞれ構成される、荷重方向に3列、荷重直交方向に2列の2基の組杭を取り上げる。杭体の両端は、それぞれフーチングで剛結、一体化されており、左右に存在する鉛直ジャッキ2基と水平ジャッキ1基を同時に制御することにより、一定の鉛直荷重のもとでモーメントと水平力の比を一定に保ちながら、水平変位を交番荷重している(換算作用高2.5m)。ここに、全杭降伏時の変位を $1\delta_y$ として、各荷重ステップでの繰返し回数を3回、 $\pm n\delta_y$ (n は整数)で荷重を行っている。

図-3に水平ジャッキの反力-変位曲線を示す。実験での $4\delta_y$ での損傷は、杭種によらず、局所的にかぶりコンクリートのはく離が生じている程度であった。また図-3より、 $4\delta_y$ では組杭系としての耐力を保持し、変形性能にもかなりの余裕があることがわかる。

図中に示した解析は、一方向への単調増加解析である。フーチング、杭体をすべてはり要素でモデル化し、さらにフーチング中心から鉛直上方に長さ2.5mの剛なはりを設定し、その頂部に鉛直死荷重と水平荷重を載荷した。杭体の曲げモーメント(M)-曲率(ϕ)関係に関しては、二種類の方法で設定した。一つは、文献¹¹⁾と同様に、計算の各荷重ステップごとに M - ϕ 関係を作用軸力に対して収束させながら設定するモデル(以下、「軸力変動モデル」と呼ぶ)、もう一つは、地震時保有水平耐力法における照査で用いるモデル⁸⁾と同様に、荷重状態によらず、押込み杭では実験開始時に導入した鉛直力に相当する作用軸力における M - ϕ 関係を、引抜き杭および中央杭では軸力が0の時の M - ϕ 関係を用いたモデル(以下、「軸力一定モデル」と呼ぶ)である。

解析における荷重位置での水平反力とフーチング中央位置での水平変位の関係を、図-3に重ねて示す。あわせて、各杭が計算上、降伏点、終局点に達した点を示す(図中省略したが、中央杭の降伏、終局は押込み杭と引抜き杭の間に現れる)。

まず、軸力変動モデルによる解析であるが、実験における $1\delta_y$ の点は、いずれの杭種に対しても比較的良く求められている。また解析上全杭が終局に達する点は、場所打ち杭では、実験における群杭としての終局変位($1\delta_y$ 相当の荷重に低下した変位)に相当しているが、PHC杭では、解析上全杭が終局に達する変位は塑性率の比較的小さい点となり最大耐力に相当する変位となっている。このように、解析は概ね荷重試験結果を再現できているが、塑性率の大きい領域では、部材の終局点以降のモデル化の影響により、解析上のイベントと実験での損傷状況の対応のばらつきが大きい。一方、中央杭が終局に達する変位は、杭種によらず、実験での最大耐力点の変位に相当しており、 $4\delta_y$ の場合と同程度か、それより小さいものである。ここに、PHC杭では、全杭がほぼ同時に終局に達したことを付記しておく。

次に、場所打ち杭に関して、軸力一定モデルによる解析を行った。その結果、中央杭が終局点に達するまでは、荷重変位曲線、イベントの発生ともに軸力変動モデルの解析結果・荷重試験結果と比較的よく一致した。

以上より、応答変位法における杭頭付近の損傷に対する照査式として、杭列数が2列以上の場合には、

フーチング図心位置より引抜き側の杭においては:

$$(\text{発生曲げモーメント}) < (\text{終局曲げモーメント}) \quad (1)$$

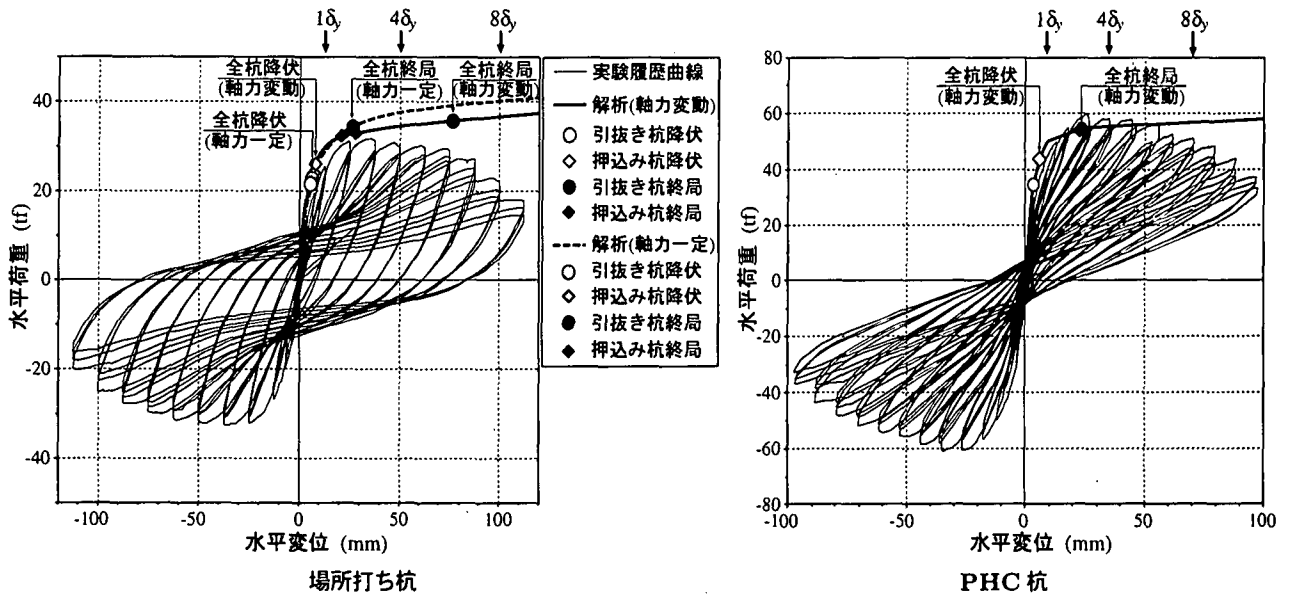


図-3 水平ジャッキの反力-変位関係

を満足すること提案する。

(3) 応答変位法における地中深部での照査式の設定

たとえば、地盤の深い方から上方に土層が硬→軟と変化する場合には、軟弱層に入ると地盤変位が急に増幅されるため、土層境界付近で地盤に大きなせん断変形が生じる。したがって、杭体にも地盤のせん断変形に追従するために大きな変形が生じると考えられる。

このような損傷に対する照査としては、地中深部での損傷であるため極めて限定された状態に留めるという観点から、全ての杭において各断面が次式を満足することを提案する。

$$(\text{発生曲げモーメント}) < (\text{終局曲げモーメント}) \quad (2)$$

いずれにしても、軟弱地盤での地盤の振動変位に対しては、杭体の変形性能で対処することが基本となる。

4. 応答変位法による試設計例

ここでは、地盤変位の影響が大きいと考えられる道路橋示方書における III 種地盤の基礎を対象に試設計を行い、地震時保有水平耐力法で設計された杭基礎が、地盤変位の影響を考慮した場合に、どのような応答をするかを応答変位法により考察する。

(1) 計算モデル

本論文の試設計に用いた計算モデルは、地震時保有水平耐力法による設計に用いているモデルを基本とした。

杭体の $M-\phi$ 関係は、慣性力が卓越する場合の設計と同様に、軸力変動の影響を簡略化して設定した。これは、地盤の振動変位によっては、杭体に生じる軸力はほとんど変動しないこと、また 3.(2) で示したように、照

査式を満足する場合には、照査値に与える軸力変動の影響は小さいことにより簡略化したものである。

地震時の地盤反力度に関しては、地盤が変位し杭基礎に作用する側である場合と、上部構造の慣性力が卓越し地盤が抵抗する側である場合とは異なっている可能性がある。たとえば、現行の地盤反力度の算出法は、杭頭からの荷重載荷状態に対する実験結果に基づき提案されたものであるため、地中深部での適用性や、地盤変位作用に対する群杭効果の設定に関して不明な点が多い。また、そもそも地震時の地盤反力係数に関しては、地盤の質量効果の影響により静的な載荷状態と動的な載荷状態では異なるとの研究成果も多い¹²⁾。これらに関しては、実験的な検討がほとんどなく、定量評価はできないが、ここでは慣性力に対する設計との連続性を考慮して、群杭効果に関してのみ修正した。

たとえば、一般的な道路橋基礎の杭配置において杭頭載荷を受ける場合には、砂質土層の地盤反力度の上限値は、最前列以外の杭では最前列の杭の 0.5 倍程度となる⁸⁾。しかし地盤の振動変位のみが生じる場合は、各杭に地盤変位はほぼ等しく作用すると考えられ、その場合群杭効果はほとんどなくなる。よって、これらの両者を考慮するため、ここでは平均値を取り、最前列以外の杭の地盤反力度の上限値を最前列の杭の 0.75 倍とした。

慣性力と地盤変位の載荷方法であるが、前述のように非線形の系に載荷するため載荷方法により解が異なる。しかし、照査基準が、基礎の非線形性のそれほど強い領域ではなく、また、断面力分布に着目しているため、最終的な力のつり合いが一致していれば、断面力分布はそれほど異ならないと考えられる。そこで、ここでは、図-1に番号を示したように、まず、慣性力を載荷して、その後、地盤変位を同位相で載荷するものとした。

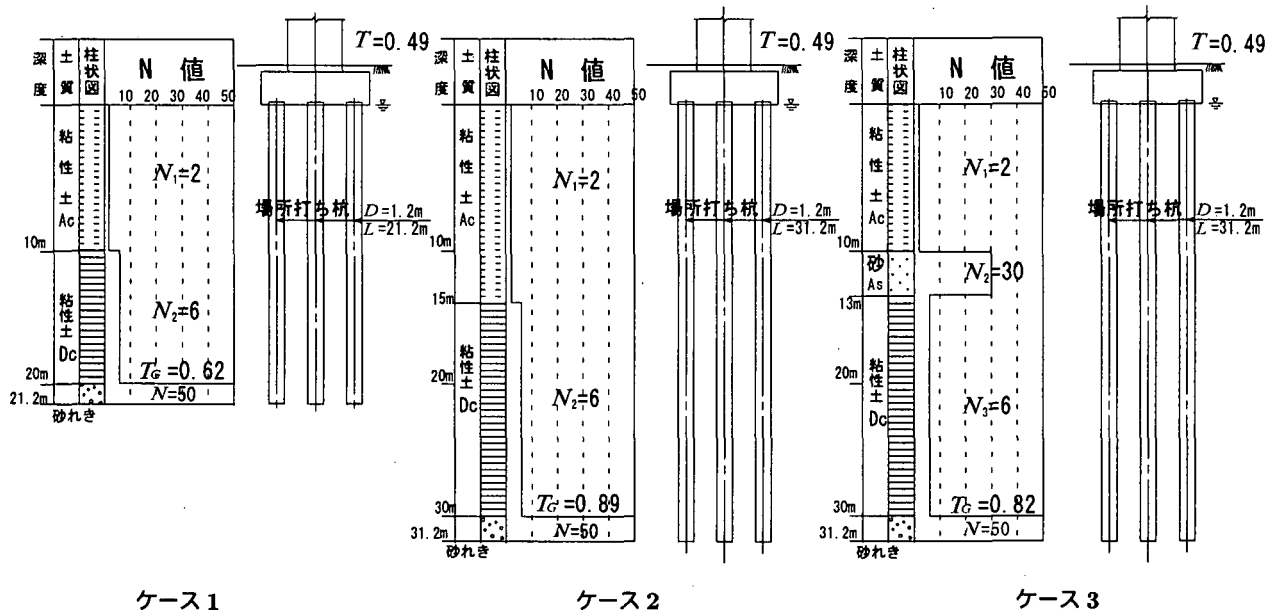


図-4 試算対象

(2) 試設計例

ここでは、地盤変位の影響が大きいと考えられる III 種地盤の橋脚杭基礎 3 基の試設計例を示す。図-4 に試算対象橋脚を示す。道路橋示方書 V¹³⁾ による構造系の固有周期 T はいずれも 0.49s である。杭基礎はいずれも直径 1.2m の場所打ち杭 3 列からなる。杭基礎は、震度法、地震時保有水平耐力法による照査を満足するよう設計したものであり、地震時保有水平耐力法による設計では、橋脚基部での主たるエネルギー吸収を期待して設計している。また、杭体主鉄筋の断面変化位置は、震度法の設計における曲げモーメント分布より決定した。

地盤条件は、ケース 1, 2 は、いずれも上層の方が軟弱な 2 層系地盤であり、各土層の地盤条件も等しくした。ケース 3 は、ケース 2 を修正し、中間硬質層として N 値 30 の沖積砂層を想定した場合である。道路橋示方書 V に基づき算定した地盤の特性値 T_G は、ケース 1 が 0.62s、ケース 2 が 0.89s、ケース 3 が 0.82s と、いずれも $T_G > T$ となっている。

試算は Type II 地震動を対象とする。ここでは、簡単のため、自由地盤の振動変位分布を各深度の最大変位分布で与えるものとし、入射波を基盤層である砂れき層に与えて一次元の重複反射解析により算出した。ここに、初期せん断波速度は道路橋示方書¹³⁾ に示される算定式より、非線形特性は文献^{14), 15)} より与えた。入射波は、ここでの試算では、兵庫県南部地震の際に観測された東神戸大橋 GL-35m の観測波 (EW) をもとに観測位置の地盤条件に対して一次元重複反射解析により取り出した GL-68.5m での入射波、および、鉄道基準⁴⁾ のスペクトル II 適合波を用いた。

なお、以下、ケース 1, 2 は東神戸大橋の観測波より作

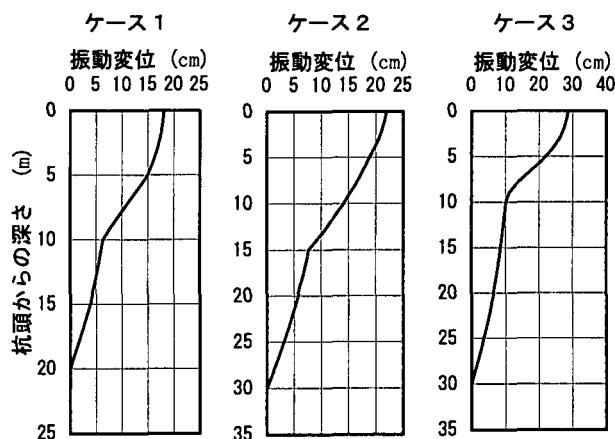


図-5 地盤の振動変位分布

成した入射波を用いた結果を、ケース 3 は、鉄道基準波を用いた場合の結果を示す。

算定した地盤の振動変位分布を図-5 に示す。なお、図中、深度 0m は、フーチング底面位置であり、フーチング部分の地盤変位は、鉄道基準⁴⁾ にならない、フーチング底面位置と等しいものとした。

図-6 に、橋軸方向の照査結果を示す。慣性力として橋脚の終局耐力に相当する震度を 1.1 倍したものを上部構造と橋脚躯体に、地表面での設計水平震度をフーチングに、また地盤の振動変位 (図-5) を地盤反力係数を離散化したバネに載荷した。図-6 は杭体の曲げモーメント分布であり、図中、実線は応答変位法により算定された分布を、一点鎖線は慣性力のみ載荷した場合の分布を、また細実線は終局曲げモーメント M_u を、細破線は降伏曲げモーメント M_y を示す。

はじめに、深く続く軟弱地盤に根入れされたケース 1, 2 の結果について考察する。地盤変位を考慮した場合に

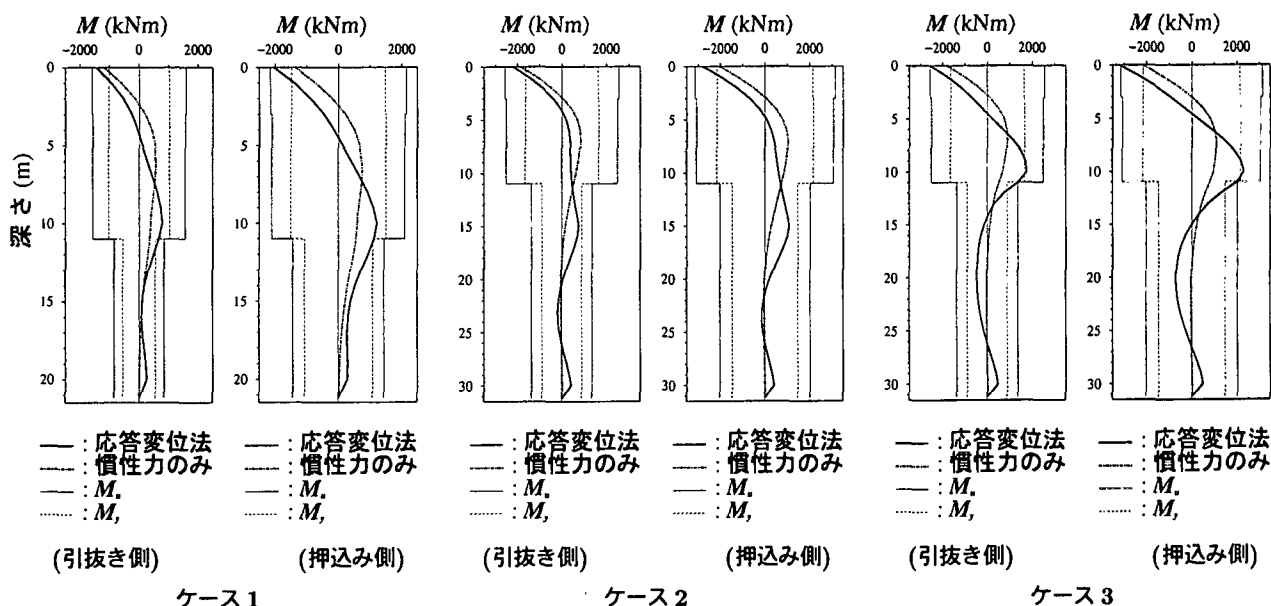


図-6 応答変位法により算定された曲げモーメント分布

は、慣性力のみでの設計（地震時保有水平耐力法に相当）に比べて、杭頭部での曲げモーメントが大きくなる。また、慣性力のみを考慮した場合に地中部で曲げモーメントが最大になる位置では逆に曲げモーメントが小さくなり、最大値になる位置は、この試算例の場合は地層境界部付近になる。その結果、ケース1では、地中部での鉄筋の降伏が生じている。この変化は、下層地盤に比べて上層地盤において地盤変位が増幅されるため、地盤のせん断変形の不連続が生じ、地層境界部があたかも半剛結の埋込端のような挙動をするためと考えられる。また、これらの傾向は、入射波として鉄道標準波を用いた場合も同様であった。

しかし、地震時の地盤変位の影響により、杭頭部での塑性化が進んだり、地中部で杭体が降伏することはあるが、このような極く軟弱地盤中の杭基礎では、地震時保有水平耐力法の照査を満足していれば、一般に、応答変位法による照査を満足すると考えられる。

次に、中間硬質層が存在するケース3の結果について考察する。ケース3は、ケース1, 2に比べて杭頭部、地中部とも曲げモーメントが大きく増大した。そして、入射波として東神戸大橋観測波より作成したものをを用いた場合は応答変位法の照査を満足したものの、鉄道標準波を用いた場合には、図-6に示すように杭頭部では応答変位法による照査式を満足しない結果となった。このように、入射波により、結果が異なることがわかり、今後、いくつかの地震動に対して検討を進めて行く必要があることがわかった。

ケース1, 2に比べてケース3の方が発生断面力が増加した理由は、ケース2の土層境界部に比べて、ケース3の中間硬質層上面の位置が浅い位置にあり、慣性力のみが作用した場合に地中部で曲げモーメント最大になる位

置に近づいていることに重なり、杭長が長く、表層の軟弱層の厚さも杭径に対して10倍程度と厚いため、表層部での地盤変位の増幅が大きいことによる。そのため、慣性力に対する変形が大きい領域に集中して地盤変位が作用し、より大きな変位が生じる載荷状態となったためと考えられる。

ちなみに、中間硬質層のN値を20としたときには、応答変位法の照査を満足する結果となった。N値が20では、表層の粘性土層との剛性比が非常に大きいとの印象を受けるが、砂層であるため粘性土に比べてレベル2地震動程度の地震動では変位が出やすく、上部粘性土層とのせん断変形の不連続がN値30の場合に比べてかなり小さくなる。したがって、地盤変形の不連続は、見かけ上、砂層の下面で生じるようになり、ケース2の地盤変位分布形状に近づいてくる。

以上より、ケース3のように、表層が軟弱でその下部の比較的浅い位置に硬質層が存在する場合には、杭長と中間硬質層の位置や剛性の関係などから、地盤変位の影響を大きく受ける場合もあることが予測される。

また、ケース1, 3より、地層境界部と段落とし位置が近い場合には、断面変化位置の決定を震度法での断面力分布に対して行うことに注意を要する。

(3) 動的解析結果との比較

ここでは、前掲のケース2を対象に動的解析を行った結果を紹介する。動的解析の手法はさまざまなものがあるが、ここでは応答変位法との比較を容易にするために以下のような解析を行った。

応答変位法のモデルに対して、各地盤水平バネには、地盤の振動変位分布を求める際に同時に算出しておいた各深度での自由地盤の振動変位の時刻歴を、また基礎底

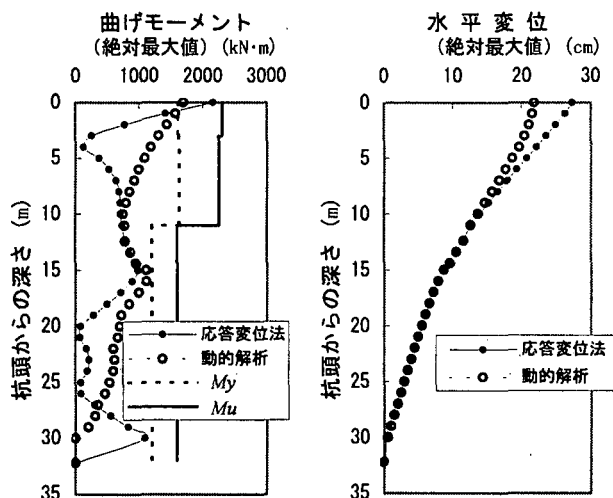


図-7 ケース2の動的解析結果と応答変位法の比較

面には同様に算出した加速度時刻歴を同時に入力するものである。各部材、地盤バネの履歴特性は文献¹⁶⁾とほぼ同様で、部材の $M-\phi$ 関係は、杭頭死荷重反力を軸力として算出している。ただし、本解析では、地盤反力係数および地盤反力度の上限値の設定を応答変位法と同じにした。あえていえば、この解析は、動的な応答変位法といえる。

地震動に、図-6の試算に用いた東神戸大橋での観測波より作成したものをを用いた結果を示す。応答変位法における押込み杭と、動的解析において得られた最も杭頭反力が大きい杭の曲げモーメント、変位の絶対最大値を比較したものが図-7である。応答変位法は、曲げモーメントの大きくなる位置とそこでの曲げモーメント値を比較的良好な精度で算出しており、杭頭部では安全側の評価をしている。よって、室野ら⁵⁾が示しているように、応答変位法は、力のつり合いに関しては比較的良好な精度で再現できる手法であると考えられる。ただし、杭頭部では断面力、変位ともに応答変位法の方が動的解析よりも大きな値を与えており、ここで採用した、慣性力と地盤振動変位の最大値が同位相で作用するという応答変位法の仮定が、完全には成立しないことを示唆している。

5. 地中深部における杭体の配筋に関する考察

兵庫県南部地震において地中部での杭体の亀裂が観察されたことから、道路橋示方書 IV 下部構造編⁸⁾では、地盤の振動変位作用に対して杭体にある程度の変形性能を付与すべく、場所打ち杭では帯鉄筋の最大間隔を従来の 50cm から 30cm に変更している。PHC 杭では設計上降伏しない範囲でも、軟弱地盤中にある場合や杭体の軸方向に地盤の剛性が著しく変化する部分ではスパイラル鉄筋による補強を施すものとしている。しかし、明確な補強条件、補強位置は示されておらず、設計者の判断によるものとしている。ここでは、応答変位法の結果に

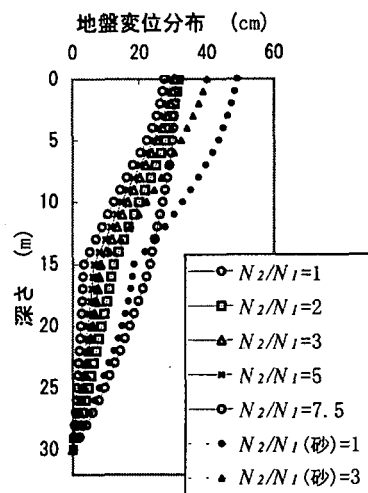


図-8 自由地盤の各深度での最大変位分布

基づき、どのような土層構成の場合に補強を行う必要があるのかを試算する。

試算対象は、図-4のケース2をベースとした。これは、地盤の土層境界が慣性力のみが作用した場合に杭体に発生する曲げモーメントの十分に小さい位置にあるため、土層境界で発生する曲げモーメントは、地盤変位の影響に対する一般的な結果として扱ってよいと考えられるためである。

ここでは、地盤条件をパラメトリックに以下のように変化させる。上層は $N=2$ の層であるが、砂層の場合と、粘性土層の場合の2ケースを設定する。また、下層の洪積粘性土層では N 値を2～15まで変化させる。

地盤の振動変位分布は、入射波として、4.(2)により厳しい結果が得られた鉄道基準波を用いて算出した。算出された地盤の振動変位分布を図-8に示す。図-8より、砂と粘土では地盤変位分布の傾向が異なることがわかる。たとえば、上部層が砂質土で下部粘性土層が $N=2$ の場合には、上部層の初期せん断波速度 V_1 と下部層の初期せん断波速度 V_2 の比 V_2/V_1 は1.25であり、上部層が粘性土で下部粘性土層が $N=4$ の場合の初期せん断波速度の比 V_2/V_1 は1.26であるが、ほぼ等しい初期せん断波速度比であっても上部層が砂質土のほうが変位の増幅は大きい。したがって、ここでも、地盤変位の影響は、地盤の初期せん断剛性比だけではなく、土質も考慮する必要があることがわかる。

図-9に上部層 N 値 N_1 と下部層 N 値 N_2 の比と地層境界部での杭体の発生曲げモーメントの関係を示す。図中、水平の細破線は降伏曲げモーメント、水平の細実線は終局曲げモーメントを示している。この図より、上部層が砂質土層の場合には $N_2/N_1 > 2$ 程度以上になると、また粘性土層の場合には $N_2/N_1 > 4$ 程度以上になると杭体に発生する曲げモーメントが降伏曲げモーメントに達することがわかる。しかし、終局曲げモーメント

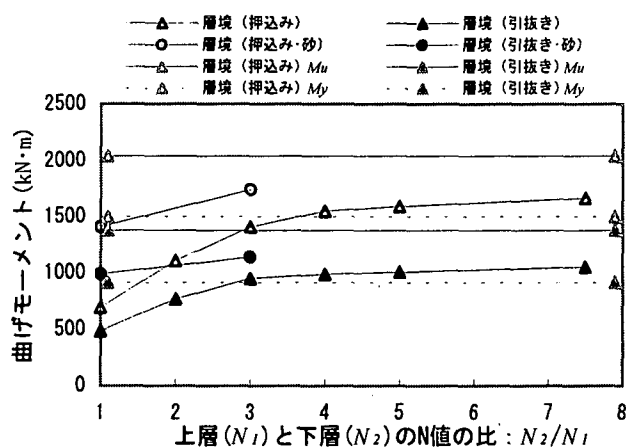


図-9 N_2/N_1 と地層境界部の発生曲げモーメントの関係

に対しては、 N 値比が大きい場合でも余裕がある。

まとめると、場所打ち杭では、杭体が地盤の振動変位により終局に達することはなかった。しかし、4.(2)の試算結果より、慣性力の影響を受ける範囲の土層境界付近では、段落としに注意を要する。

今後は、PHC 杭に関して試算を行いたい。

6. おわりに

応答変位法による試算の結果、地盤変位の影響が大きいと考えられる III 種地盤であっても、慣性力に対して設計した基礎は、地盤の振動変位により要求される耐震性能を失うことはほとんどないことがわかった。したがって、大部分の杭基礎では、応答変位法による照査は省略可能であると考えられる。

ただし、表層が軟弱層で、その下に比較的堅固な層がある場合には、杭長や土層境界部の位置の組合わせによっては、応答変位法による照査が必要な事例もある。

今後は、動的解析や試設計例の追加、さまざまな地震動に対する検討、被災例に対する試算などを行い、地盤の振動変位が基礎に与える影響を定量的に把握していきたい。

謝辞： 本研究は、道路橋示方書の改訂作業の一貫として行っているものである。検討内容やその評価に関しては、道路協会 下部構造小委員会 動的相互作用 SWG (主査：友永則雄) における議論をふまえている。委員である佐伯光昭氏 (日本技術開発)、室野剛隆氏 (鉄道総合技術研究所)、小林寛氏 (建設省土木研究所) に、有益な助

言をいただいたことを記し、謝辞とする。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：平成 7 年 (1995 年) 兵庫県南部地震災害調査報告，土木研究所報告，第 196 号，1996。
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第 4 章基礎構造物，地盤工学会，土木学会，日本機会学会，日本建築学会，日本地震学会，1998。
- 3) たとえば，南荘淳，安田扶律：埋地地盤における道路橋基礎構造物の被災分析，橋梁と基礎，Vol.33，No. 8，1999。
- 4) 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，丸善，1999。
- 5) 室野剛隆，西村昭彦：地盤と構造物の動的相互作用を考慮した応答変位法，鉄道総研報告，Vol. 13，No. 2，pp. 41-46，1999。
- 6) 羅休，田中玲光，室野剛隆，西村昭彦：応答変位法による群杭の震害解析手法，第 25 回地盤工学研究発表会講演論文集，pp. 557-560，1999。
- 7) 渡辺尚夫，石崎浩，北川隆司：阪神高速道路 5 号湾岸線の基礎の復旧工事，「耐震補強・補修技術，耐震診断技術に関するシンポジウム」講演論文集，土木学会，pp. 17-24，1997。
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書 IV 下部構造編，丸善，1996。
- 9) 木村嘉富，大越盛幸，中野正則，福井次郎，横山功一：杭基礎の変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 44A，pp. 1597-1606，1998。
- 10) 福井次郎，中野正則，木村嘉富，石田雅博，大越盛幸，阪野彰：杭基礎の変形性能に関する載荷試験，土木研究所資料，第 3553 号，1998。
- 11) 幸左賢二，鈴木直人，木村亮，木村嘉富，森田悠紀雄：終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験，土木学会論文集，No. 596/III-43，pp. 249-260，1998。
- 12) 土木学会耐震工学委員会 動的相互作用小委員会：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用，1992。
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，丸善，1996。
- 14) 岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究 II - 広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性 -，土木研究所報告，第 153 号，1980。
- 15) 岩崎敏男，常田賢一，吉田精一：沖積粘性土の動的変形特性 - セン断剛性率のヒズミ依存性 -，土木研究所資料，第 1504 号，1979。
- 16) 矢部正明，川島一彦：杭基礎の非線形地盤応答特性とブッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究，土木学会論文集，No. 619/I-47，pp. 91-109，1999。