

構造物基礎の新耐震設計体系の開発

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 20～平 23

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一，堺淳一，西田秀明，谷本俊輔，河野哲也

【要旨】

キーワード：道路橋，杭基礎，耐震設計，動的解析，

1 はじめに

構造物の地震時の設計法は，構造物の地震時の動的な挙動を考慮して構造物の性能を評価する動的な設計法と，構造物の動的な応答を簡易に静的な指標に置き換えて性能を評価する静的な設計法がある。道路橋の設計基準である道路橋示方書の場合には，平成7年の兵庫県南部地震を踏まえて改訂された平成8年度版以降，道路橋基礎の設計は大地震時の設計は地震時保有水平耐力法による静的な設計法，すなわち上部構造位置に静的な荷重を作用させた時の基礎の状態について照査する方法が示されている^{1),2)}。一方，動的解析は地震時に道路橋に生じる時々刻々の動的な応答を推定することができる手法であるが，その解析は非常に複雑であり，解析手法，入力地震動の選定方法や波数，構造物や地盤抵抗のモデル化，解析パラメータの設定方法，耐震性能を確保するための照査用の限界点の評価と照査値の設定等，設計法として確立させるためには依然多くの課題，確認事項が残されているのが実状である。

ただし，過去の大地震において，現行の道路橋示方書の照査を満足していない既設橋の損傷が軽微な状態にとどまっていることが多く，現行の道路橋示方書の照査を満足しない既設基礎がすべからず大地震時に甚大な損傷に至るとは限らないと言える。これは個々の橋梁の状況による所も大きく，要因を一概に特定することはできないものの，本来の動的な挙動を静的な挙動に置き換えて設計されていることは要因の一つとなっている可能性があり，動的な挙動を推定することで大地震時における既設橋の損傷の可能性をより適切に評価できる可能性があると考えられる。社会資本の予算が縮減され，新設橋の建設や既設橋の補強のより一層の合理化が求められている今，従来の簡易な静的な照査法の枠組みにとどまらず，

より高度な手法の採用も含め，耐震性を合理的に評価する照査法が必要である。この従来の静的照査法に代わる照査法として，橋梁の動的な挙動に基づいて照査する動的照査法が検討され，その照査に用いる動的挙動の推定方法として，動的解析が期待されている。以上から，筆者らは構造物の設計法を合理化するために，動的解析が有する課題を解決し，動的照査法を提案することを目的として検討した。具体的には，過去に実施した道路橋基礎を対象とした加振実験を動的解析で再現し，さらに地盤の物性値をばらつかせて解析することで，動的解析モデルの推定精度を確認した。さらに，動的照査法における照査点，具体的には基礎の降伏の目安について検討した。

2 本研究の対象

上述の通り，動的照査法の適用が求められている背景の一つに，既設基礎の耐震性の合理的な評価がある。そこで，本研究は，既設の道路橋の橋梁基礎のうち最も実績の多い杭基礎を主な対象とし，橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（以下，「レベル2地震動」という。）に対する動的照査による耐震設計法を研究するものである。

3 解析モデル

3.1 解析モデルの概要

本研究で用いた動的解析モデルの概要は，図-3.1.1に示す通りである。それぞれのモデルの詳細は，3.2以降に示す。

モデル化において考慮した要素は、地盤、下部構造（基礎、フーチング、下部構造躯体）、上部構造とする。躯体は、上部構造慣性力作用位置、および下部構造躯体をいくつかの要素に分割した中心位置に重量を集中させた質点を配置し、それらの質点を梁要素でつなぐモデルとする。橋脚基部については、基礎に先行して塑性化する等、橋梁の応答を決定づける損傷が生じる可能性があるため、曲げによる非線形性を考慮できるように、モーメント M - 回転角 θ のバイリニア型モデル、モーメント M - 曲率 ϕ のトリリニア型モデル等を採用する。また、3.3 に示す地盤抵抗をモデル化したバネを地盤と構造物との間に配した。地盤抵抗のモデル化は、杭体および杭・地盤間の地盤抵抗を無視してフーチング下面に基礎の鉛直・水平・回転抵抗をモデル化した集約バネを配するのではなく、周辺地盤・地盤と杭もしくはフーチングという構造物間に、深さ方向に複数のバネを配したモデルとした。

これは、橋の挙動は慣性力と地盤変位に支配され、特に地盤変位は深度方向に異なると考えられ、その結果、構造物に与える影響も異なると考えられることから、この影響を考慮することを目的としたものである。周辺地盤のモデル化にあたっては、無限に広がる地盤をモデル化することはできないため、モデル化する領域の違いによって解析結果に大きな影響が生じない程度の領域をモデル化した。玉野の検討によれば、基礎底面積の 100 倍程度の領域をモデル化しておけば大きな影響はないとされている⁵⁾ことから、ここでもこの程度の領域をモデル化した。なお、いずれのモデルにおいても、荷重の繰返しを考慮した履歴則を組み込んでいる。

実際の地震においては、地震動は基礎の下から伝達するため、地盤の拘束圧や減衰の影響などにより、構造物に作用する地震動の大きさは深さ方向で異なる。そして、地盤が振動し、その変位が構造物に作用することで、構

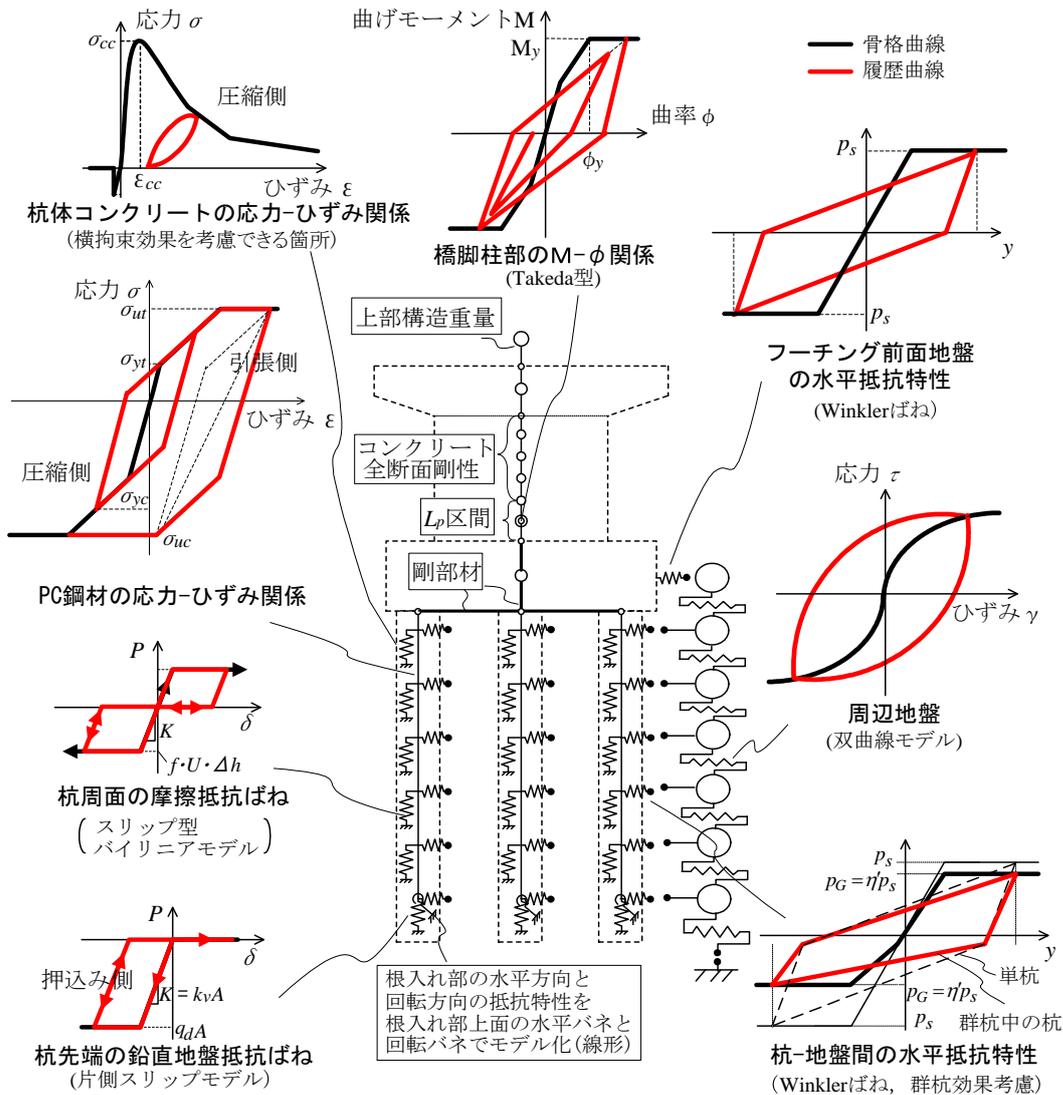


図-3.1.1 解析モデルの概要

造物に応答が生じる。以上から、上記のモデルに対して、地震動はモデル化した地盤の下から入力する。

3.2 自由地盤のモデル

本研究では、水平方向の地震動に対する動的解析モデルを提案することを目的としているため、地盤は一次元水平成層地盤としてモデル化した。その際、各層の質量を各要素に配した質点に集中させ、質点間を水平せん断バネで連結してモデル化した。水平成層地盤としてモデル化する場合、要素長によって解析で考慮できる最大振動数が異なる。文献 16)には、要素長と考慮できる最大振動数の関係式として次式が示されており、本研究ではこの値を参考に要素長の妥当性を確認した。

$$f_{\max} = V_s / (5l) \dots \dots \dots (3.2.1)$$

ここに、 f_{\max} : 解析で考慮できる最大振動数(1/s), V_s : せん断弾性波速度(m/s), l : 要素長である。

3.2.1 せん断応力—せん断ひずみ関係の骨格曲線と履歴曲線

一般的に、水平せん断バネとしては、せん断応力 τ —せん断ひずみ γ 関係として示され、その骨格曲線は、式(3.2.2) に示すような双曲線モデルや、式(3.2.3) に示すような R-O モデルなど採用されることが多い。また、履歴則としては、一般的に Masing 則が用いられる。

$$\tau = G_0 \gamma / (1 - \gamma / \gamma_r) \dots \dots \dots (3.2.2)$$

$$\gamma = \tau_r \{ 1 + \alpha (\tau / \tau_r)^{\beta-1} \} / G_0 \dots \dots \dots (3.2.3)$$

ここに、 τ : せん断応力, G_0 : せん断弾性係数, γ : せん断ひずみ, τ_r : 最大せん断ひずみ, τ_r : 規準ひずみ, α, β : フィッティングパラメータであり、次式で与えられる。

$$h_{\max} = (2 / \pi) \{ (\beta - 1) / (\beta + 1) \} \dots \dots \dots (3.2.4)$$

$$\alpha = 2^{\beta-1} \dots \dots \dots (3.2.5)$$

ここに、 h_{\max} : 最大減衰定数である。

R-O モデルにおける α, β は、式(3.2.4), (3.2.5) に示すように、最大減衰定数 h_{\max} の関数として表すことができる。その一方、履歴則として Masing 則を用いる双曲線モデルは減衰定数を調整するパラメータがなく、大ひずみ域では減衰定数が最大で $2/\pi$ ($\approx 63.7\%$) にまで達する⁹⁾ため、ひずみレベルが大きくなると履歴減衰を過大評価する可

能性がある。また、履歴ループが大きいくふくらむことで、残留変位が過大評価されることがある⁷⁾。この課題を解決するため、Ishihara, et. al. は、履歴曲線の形状を自在に修正できるモデルも提案している⁸⁾。Ishihara, et.al のモデルは骨格曲線を式(3.2.2)、履歴曲線を式(3.2.4)で表す H-D モデルを基本としている。以下、本文ではこれを Ishihara モデルと呼ぶ。

$$h = h_{\max} (1 - G / G_0) \dots \dots \dots (3.2.4)$$

ここに、 h : 減衰定数である。

これらのモデルの違いによる解析値の違いについてはいくつかの研究例がある。例えば谷本らは応力—ひずみ関係を双曲線モデル、R-O モデル、Ishihara モデルに変化させて解析し、規準ひずみが 0.05%程度の場合に生じたひずみは 0.5~0.7%程度であり、大きな違いはない。一方、吉田らが行った解析では、双曲線モデルと Ishihara モデルでは規準ひずみ 0.142%の土層で 5~7%のひずみが生じており、両者の違いは短周期領域の加速度応答に特に強く表れている²⁰⁾。

また、本研究のように、バネを深度方向に複数配するモデルでは、地盤の拘束圧が地盤のせん断剛性やせん断強度に与える考慮した応力—ひずみ関係とするのが望ましいと考えた。そこで吉田らの方法⁹⁾を参考に、地盤の拘束圧を応力—ひずみ関係に考慮することとした。

3.2.2 地盤の減衰の考慮

上記のモデルにおいては、土の履歴減衰をせん断応力—せん断ひずみ関係の履歴則の中で考慮している。また、必要に応じて解析領域底面における逸散減衰の効果を合わせて考慮することも考えられる。このように、物理的に有意な減衰特性は解析モデルの中で表現されているが、数値計算の安定上の理由から、これらの減衰に加えてさらに Rayleigh 減衰が導入される場合が多い。このときの Rayleigh 減衰は物理的意味をもたないが、剛性比例型として 1 次モード減衰 $h_1=1\%$ 程度が与えられる場合が多い。また、谷本らが実験の再現解析を行った結果、0.5~2.0%程度としておけば、応答変位を含めてよく再現できることを確認している¹⁰⁾。

3.3 地盤抵抗モデルとパラメータの設定

構造物—地盤間の抵抗としては、基礎と地盤間の抵抗要素と、基礎以外の部材と地盤間の抵抗要素がある。後者の例としては、フーチングや頂版、地中にある柱、橋

台躯体等がある。本研究では、主に基礎—地盤間の抵抗について述べる。

3.3.1 水平抵抗

構造物—地盤間の水平抵抗モデルとしては、地盤反力度 p と変位 y の関係を表わす水平バネと、地盤抵抗の上限値を表わす地盤反力度の上限値の2つのモデルを定める必要がある。静的照査法においては単調に増加する荷重を作用させるため、構造物—地盤間の相互作用の評価としては、初期の剛性および地盤反力度の上限値という二つのパラメータを評価し、道路橋示方書に示されるようなバイリニア型のモデルとすればよいと考えられる。一方、動的解析においては、時々刻々増減する荷重を作用させるため、荷重の減少に伴う構造物—地盤間の相互作用の変化を評価する履歴則を考慮する必要があると考えられる。そこで、下記に示すようにそれぞれの地盤抵抗について履歴則を組み込んだモデルを用いた。

(1) 基礎—地盤間の地盤抵抗モデル

白戸らは、杭—地盤間の水平抵抗モデルとして、基本的に最大点の指向型としつつ、初期載荷・除荷・再載荷の際の履歴を個別に与え、地盤反力度の上限値に理論式等の値を用いる p — y 関係のモデルを提案している。そして、提案した p — y モデルを杭—地盤間に配し、実験結果のシミュレーションを行っている。その結果、白戸らが提案するモデルは、正負交番や一方向繰返しという荷重の違い¹¹⁾、粘性土¹²⁾や砂質土¹³⁾の地盤種別の違いにかかわらず、荷重の繰返しによる地盤抵抗の低下も評価でき、実験結果をよく予測できたことを示している。以上から、本研究においては、構造物—地盤間の水平抵抗モデルとしては、基本的に白戸らの提案するモデルを用いることとする。

杭—地盤間の水平方向のバネモデルを、式(3.3.1)、(3.3.2)に示す。

$$k_H = \alpha_k k_0 \quad (3.3.1)$$

$$k_0 = \frac{E}{0.3} \times \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (3.3.2)$$

ここで、 D は杭径、 E は地盤の変形係数である。 α_k は本来曲線である p — y 曲線を直線で近似するための補正係数であり、本解析では、白戸らが実験結果のシミュレーションに基づいて提案した値を用いることとし、初期勾配および再載荷勾配の場合は0.1、除荷勾配の場合は1.0

とした。なお、 α_k の値については、現時点では白戸らが実験結果に基づいて提案した値以上の知見はないが、将来的には、例えば粘性土は過圧密比、砂質土は想定密度の関数¹⁴⁾として、もしくは地盤の応力—ひずみ関係において、着目するひずみレベルとの関数として求められる可能性がある。

地盤反力度の上限値としては、道路橋示方書の式²⁾や岸田・中井の式¹³⁾等の式を用いることが考えられる。これらの式はいずれも土質力学の理論式によるものであるが、その値はやや異なり、たとえば福井らが岸田・中井が提案する式を用いて、後述する4.1.1の実験に対する動的解析によるシミュレーションを実施した結果、比較的大きな変位レベルに達しても地盤反力度が上限値に達することが無いため、少なくともこの実験においては、岸田・中井の式は地盤反力度の上限値を大きめに評価している可能性を示唆している¹⁵⁾。

また、一般的に、道路橋の杭基礎は一般的に群杭として用いられるため、水平抵抗特性の評価にあたっては群杭の影響を考慮する必要がある。動的解析における群杭の影響を評価した研究としては、白戸らの研究がある¹³⁾。白戸らは、多数の群杭の載荷試験に基づいて、群杭基礎を構成するそれぞれの杭の抵抗面積を評価し、抵抗面積の大きさに応じて地盤反力を低減する手法を提案している。

(2) 基礎以外の部材—地盤間の地盤抵抗モデル

現行の設計法において、フーチングや下部構造躯体と地盤間の抵抗は考慮しないのが一般的である。この理由は、次のようなことが考えられる。

- ・フーチング底面より上の周辺地盤（以後、フーチング周辺地盤）は埋め戻し土であるため、掘り返しをしていない杭周辺地盤と違って抵抗が小さいと考えられること。
- ・フーチング周辺地盤の地盤抵抗を設計で考慮するためには十分な埋め戻しが必要であるが、どの程度の埋め戻しを行えば十分たり得るかについては十分な知見が無いこと。
- ・埋め戻しの程度を考慮した地盤抵抗の評価法が確立されていないこと。

しかし、既設基礎の耐震性能を精密に評価し、必要最低限の補強にとどめるためには、これらの抵抗要素を考慮することができれば、例えば既設橋の耐震性能を合理的に評価し、補強を最低限にとどめることができると考えられる。

基礎以外の部材と地盤間の水平抵抗要素としては、基礎以外の部材前面の地盤抵抗、側面の摩擦抵抗が考えられる。しかし、上記の通り、これらの抵抗力の評価については、未だ確立された方法がない。今後、埋め戻しの程度を考慮した、杭—地盤間の地盤抵抗モデルと同様の履歴則を考慮した地盤抵抗モデルの開発のための検討が求められる。

3.3.2 鉛直抵抗

構造物—地盤間の鉛直抵抗についても、水平方向の地盤抵抗と同様に、上限値と上限値に至るまでの抵抗を表わす地盤抵抗と変位の関係をモデル化する必要がある。

(1) 基礎—地盤間の地盤抵抗モデル

基礎—地盤間の鉛直方向の抵抗要素としては、基礎の周面抵抗、基礎の先端抵抗の二つがある。杭基礎の場合、前者は杭の周面摩擦力であり、後者は杭先端抵抗である。現行の道路橋示方書における杭軸方向のバネ定数は、多数の載荷試験における杭頭における荷重変位関係に基づき、周面摩擦力のバネ・先端支持力のバネを区別せず一つのバネとして評価し、杭頭に配して設計がなされている（以後、*LD*法と呼ぶ）。

*LD*法は主に単杭を対象とした、原位置における静的な鉛直載荷試験結果を、施工法ごと、地盤種別ごとに分析して提案された方法である¹⁶⁾¹⁷⁾。一方、動的解析に用いる鉛直バネについては、単調な荷重ではなく繰返し荷重に対する抵抗をモデル化する必要がある。先端抵抗は引抜き荷重作用時には無抵抗、周面抵抗は押し込み・引抜き荷重作用時の両方に作用するなど、作用荷重に対する抵抗特性が異なるため、*LD*法を動的解析に用いる場合には、この違いを一つにまとめたものとする等の検討が必要である。

*LD*法以外の方法としては、周面と先端の抵抗をそれぞれバネとして評価する方法、いわゆる C_s-k_v 法¹⁸⁾がある。これは、周面については、地盤のせん断応力 τ (kN/m^2)—地盤の相対変位 S (m)関係から滑り係数 C_s (kN/m^3)、先端については、地盤反力 p (kN/m^2)—鉛直変位 v (m)関係から鉛直地盤反力係数 k_v (kN/m^3)を評価し、 C_s 、 k_v をそれぞれ周面と先端に配する手法である。周面と先端に分ける場合には、それぞれの履歴則を評価し、それを組み込んだモデルとすればよい。ただし、 C_s-k_v 法を採用するにあたって、 C_s を精度よく評価することは非常に難しいのが実状である。そこで、中谷らは、 C_s-k_v 法に代わる、新しいバネを提案している¹⁹⁾²⁰⁾。中谷らの提案するバネ

では、 C_s を評価する必要はなく、 k_v と先端と周面の荷重分担を評価することで、先端と周面の抵抗をそれぞれモデル化するものである。先端と周面の荷重分担についても、各工法について、既往の載荷試験に基づいて提案している。本研究では、後述する4章、5章の検討では*LD*法を用い、6章の検討では*LD*法と C_s-k_v 法の両者を用いて、結果の違いを比較した。上限値となる極限支持力の推定式については、道路橋の設計で一般的に使用されている道路橋示方書 IV に示される式を用いることとする。

なお、これらのモデルについては、基本的に静的な載荷試験に基づいて定められたものであるが、近年では、動的載荷試験により、鉛直支持力特性を評価する研究も進められている²¹⁾。動的載荷試験は、杭頭に衝撃等の動的な荷重を作用させる試験であり、鉛直抵抗特性の動的な特性が評価できると期待されている。今後、標準的な試験方法の提案や、地盤種別や施工法等の違いを考慮した、鉛直抵抗特性の評価法の一般化、設計への反映方法等、未だ解決すべき事項は多いが、今後の研究でこれらについて知見が得られれば、より実挙動に近い抵抗値を評価できる可能性があると考えている。

(2) 基礎以外の部材—地盤間の地盤抵抗モデル

基礎以外の部材と地盤間の地盤抵抗要素としては、フーチング周面および底面の地盤抵抗、下部構造躯体の周面の地盤抵抗がある。水平抵抗と同様に、これらについてもその評価に関する研究例はないが、必要に応じて考慮することも考えられる。特に、フーチングが回転することにより発生するフーチング底面に作用する地盤の鉛直地盤抵抗については、基礎の回転およびそれに伴う上部構造の応答に与える影響が非常に大きいため、特に慎重に評価する必要がある。本研究においては、フーチング底面の鉛直抵抗を評価できるだけの十分な知見がないことから、考慮していない。

3.4 部材のモデル

RC橋脚の非線形性は $M-\phi$ 関係でモデル化し、骨格曲線はトリリニア型、その履歴則は Takeda モデルとした。フーチングは剛体とし回転慣性を考慮した。杭体は軸力変動による剛性変化が適切に考慮できるようファイバー要素によりモデル化した。杭体のコンクリートは H14 道示に準じた $\sigma-\epsilon$ 関係とし、履歴側には修正六車モデルを用いた。杭体の鉄筋は降伏応力度を上限とするバイリニ

アモデルとし、PHC 杭における PC 鋼材は、初期プレストレスによる応力を考慮した非対称型のトリリニアモデルとした。

なお、場所打ち杭のモデル化としては、白戸らの研究がある。白戸らは、道路橋基礎の中でも最も実績の多い場所打ち杭について、ファイバー要素を用いたモデルを提案している²²⁾。白戸らは、載荷試験を実施して水平荷重を受ける場所打ち杭の荷重-変位曲線と損傷の進展状況を対比し、場所打ち杭の耐力低下がコンクリートの剥落や鉄筋のはらみだしに起因することを確認し、これを考慮した解析モデルを提案している。その結果、白戸らの提案モデルは、座屈発生の判定やそれに関連するコンクリートの応力-ひずみ関係の荷重保持領域等にまだ改善の余地があるものの、実験でみられるような耐力低下挙動の発生、損傷の進展を再現できることを示している。

3.5 減衰のモデル

減衰は、構造物の応答に極めて大きな影響を与えるパラメータである一方、その設定の方法については明確なものが示されていない。本研究では、事前の実験シミュレーションなどにおいて、減衰の値を複数変化させて解析を行うなどして、試行錯誤的に定めた。

本研究では、粘性減衰は要素別減衰により与えることとした。

固有振動モードごとの減衰定数は、ひずみエネルギー比例減衰法により求めた。構造物(橋脚・杭体)における粘性減衰は、地盤の1次モードと構造物のロッキングモードから決まる Rayleigh 減衰とした。周辺地盤の粘性減衰は、地盤の1次モードに対する剛性比例型の減衰とした。

また、実験のシミュレーションなどで土槽の中の構造物を対象とする場合を除いて、粘性減衰の他に逸散減衰も考慮する必要があるため、本文で報告する規制コンクリート杭の解析においては、これを考慮した。

4 動的解析モデルの推定精度の確認

本節では、3章に示した動的解析モデルの推定精度を確認することを目的として、実験の再現解析を行った結果を報告する。

4.1 実験概要

解析対象としたのは、杭基礎を対象とした2つの加振実験である。なお、いずれの実験においても杭に発生した応力は、杭体の許容応力度以下であった。

実験 I：砂地盤中の群杭基礎に対する重力場における加振実験 (2 ケース)

実験 II：砂地盤中の群杭基礎に対する動的遠心実験 (1 ケース)

表4.1.1 に、実験ケースの一覧を示す。なお、以降に示す物理量は全て実物スケールに換算した値である。

4.1.1 砂地盤中の群杭基礎に対する重力場における加振実験¹⁵⁾

実験 I は土木研究所で所有している三次元大型振動台上にせん断土槽(縦4 m×横4 m×高さ3.5 m)を固定し、その土槽内に基礎模型を設置、砂地盤を作成後、加振実験を行ったものである。実験の概略図を図4.1.1に示す。

本解析では、文献29)における Run2—4、Rn2—6の実験を対象とした。この2ケースの供試体は、基礎・フーチング・柱からなり、上部構造はモデル化していない。ただし、上部構造重量により基礎に作用する慣性力を再現するため、柱の上に上部構造相当の重りを載せている。重りの重量は、Run2—4は14.60 kN、Run2—6は26.12 kNである。本文では、Run2—4をCase I—a、Run2—6をCase I—bとよぶ。

杭基礎模型は3×3本の9本群杭である。杭体には矩形断面の鋼管(材質 STK400、杭径 $D=125$ mm、板厚 $t=4.5$ mm、杭長 $L=3000$ mm)が用いられている。杭中心間隔は $2.5D$ である。杭頭とフーチングは剛結合されており、杭先端部は土槽底面にヒンジ結合されている。

各計測器の設置位置は図4.1.1に示す通りである。杭

表 4.1.1 実験ケース一覧 (遠心実験の場合の数值は実物スケールに換算されたもの)

実験	Case	地盤構成	重力場・遠心力場の違い	入力地震動	上部構造の有無		杭径(mm) / 杭本数
I	I—a	砂質土層 (先端ヒンジ固定)	重力場	神戸波	無し (ただし、上部構造重量分のおもりを積載)	14.60 kN	125 / 3×3
	I—b					26.12 kN	
II	II	支持層+中間砂層+ゆるい砂層 (乾燥砂地盤)	遠心力場 (70G)	レベル2タイプ II 相当の基礎波	有り 7634 kN		1120 / 3×3

に発生する応力を計測するため、9本の杭のうち、4本の杭の深さ方向に13断面にひずみゲージが貼り付けられている。荷重計の設置位置とひずみゲージ設置断面には、加振方向の加速度を測定するため加速度計が併せて設置されている。また、基礎の回転挙動を評価するために、フーチングの3断面に加振方向および鉛直方向の加速度計が設置されている。

実験地盤は杭を土槽に設置した後、気乾状態の東北珪

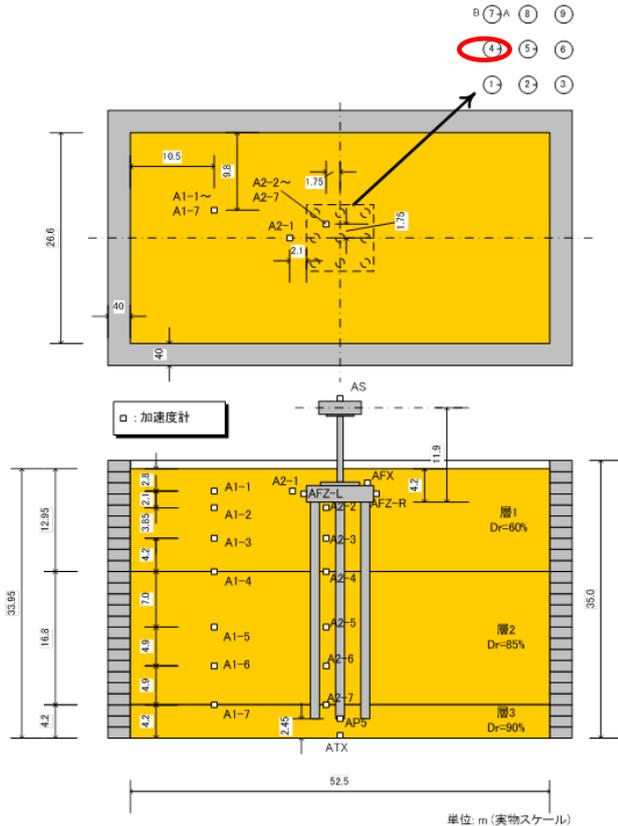


図4.1.3 実験IIの実験概要

砂6号を用いて相対密度60~70%を目標に作製されている。図4.1.1中に示すように、地盤の加振方向の加速度は、図中に示すように基礎模型のひずみゲージ設置断面と同じ深度に設置した加速度計により計測した。また、振動台の動きを捕捉するための加速度計とレーザー変位計を設置した。

入力地震動を図4.1.2に示す。地震動は兵庫県南部地震における神戸海洋気象台NS成分の観測波であり、振幅調整せずに入力した。

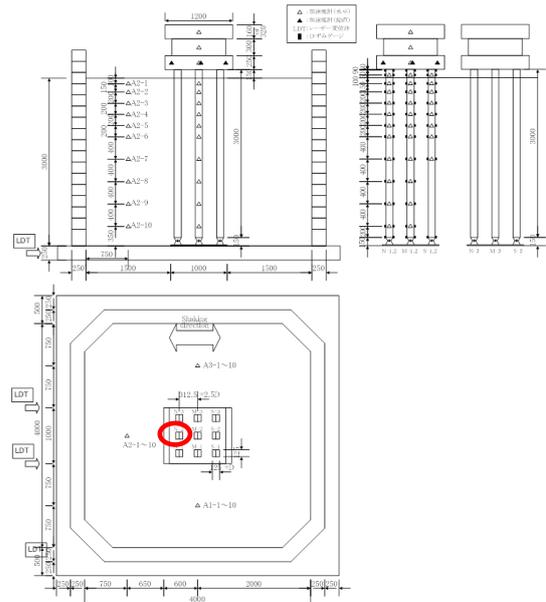


図4.1.1 実験Iの実験概要

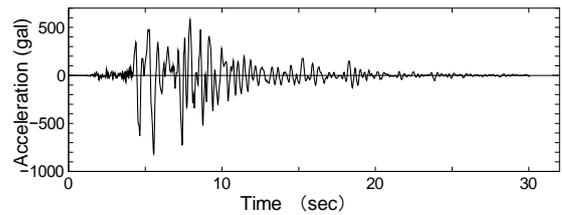


図4.1.2 実験Iの入力地震動

4.1.2 砂地盤中の群杭基礎に対する動的遠心実験

実験IIは、土木研究所の遠心力载荷実験施設にて実施された、群杭基礎模型に対する加振実験である。

実験模型の概要を図4.1.3に示す。模型地盤は密度の異なる乾燥砂による3層構成であり、上方より順に層厚は12.95m, 16.6m, 4.2m, 相対密度Drはそれぞれ60%, 65%, 90%である。

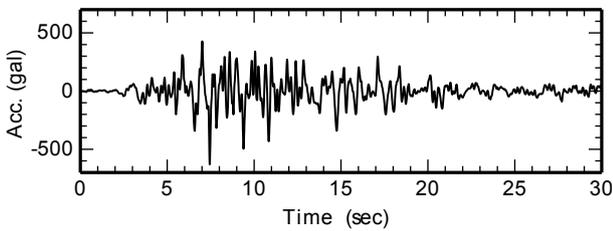
模型橋梁は全幅員12.0mの鋼I桁橋であり、死荷重反力6203kNを想定して作成された。橋脚はT形のRC橋脚であり、橋脚高さは12.1mである。基礎は3×3配列の場所打ち杭であり、杭径1.2m, 杭長27.3m, 杭間隔3.15mである。

模型橋梁は、上記の想定した実橋の上部構造・下部構造躯体・フーチング・基礎をモデル化したものであり、杭以外の部位はアルミを用いてそれぞれの重量・重心位置を実橋に合わせて作成した。模型杭には、想定する場所打ち杭の杭径および曲げ剛性EIを概ね一致させたアルミパイプ(杭径16mm, 肉厚1.5mm, 杭長390mm, 杭

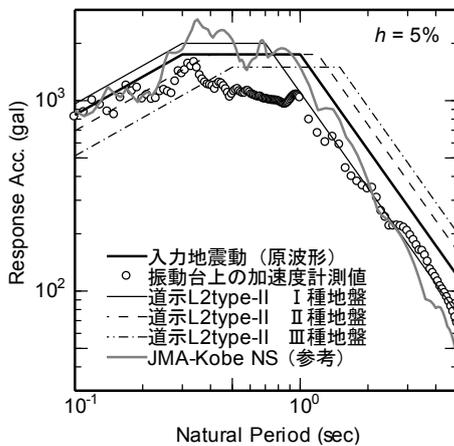
間隔 45 mm) でモデル化した。その結果、杭径は想定した実橋よりもやや小さい 1.12 m となり、杭長・杭間隔は想定橋と同じ値となった。杭とフーチングは $D_r = 60\%$ の砂質土層に根入れされ、杭先端は、 $D_r = 90\%$ の砂質土層に根入れされている。

模型には加速度計とひずみゲージが配置されている。加速度計は、上部構造、フーチング (水平 1 点、鉛直 2 点)、地盤 (構造物の遠方および近傍) および土槽底面に設置されている。ひずみゲージは、杭を模したアルミパイプの内面に設置されており、杭 No.1, 2, 4, 5, 7 で 4 深度についてひずみが計測されている。

入力地震動を図-4.1.4 に示す。これは兵庫県南部地震における強震記録の逆解析等に基づいて設定されたレベル 2 地震動タイプ II 相当の解放基盤面での基盤地震動波形²³⁾ から設定されたものである。



(a) 振動台上で観測された加速度



(b) 加速度応答スペクトル

図-4.1.4 実験 II の入力地震動

4.2 解析モデル

モデル化の対象は、周辺地盤、下部構造、上部構造 (実験 I は上部構造の重量のみ) である。また、それぞれのモデル化は、3 章に示したモデルを参考に、下記の通り定めている。

周辺地盤のモデルは、双曲線を骨格曲線とするモデルとした。なお、式(3.2.1)におけるパラメータは、①実験

地盤から採取した試料に対する繰返し変形特性試験から得られるせん断耐力-せん断ひずみ関係、あるいは②実験データから計算されたせん断耐力-せん断ひずみ関係を近似するように、逆算して設定した。

構造物-地盤間の水平抵抗は、白戸らが提案したモデルを用いた。なお、上限値は、道示 IV に記載されている受働土圧に基づく式を用いた。さらに、群杭の影響を考慮するため、文献 26) に示されている方法で求めた、群杭効果の補正係数を乗じた。

鉛直抵抗のバネは、杭頭に集約するバネとした。上限値については、引抜き時は杭先端支持力が作用しないため、押し込み抵抗の上限値は周面摩擦力と先端支持力の和、引抜き抵抗の上限値は周面摩擦力とした。バネの値や支持力の値は、実験における杭の施工過程を踏まえ、道路橋示方書 IV 下部構造編の中掘り杭の値を用いた。

4.3 実験結果と解析結果の比較

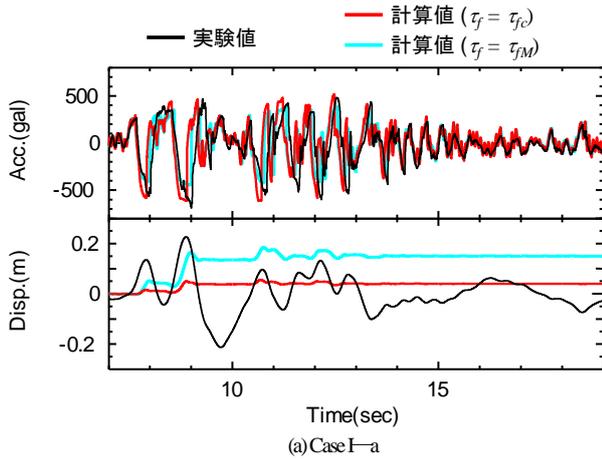
4.3.1 地盤の応答の推定精度

全ケースについて、解析により得られた地表面における応答加速度、応答変位の時刻歴を図-4.3.1 に示す。

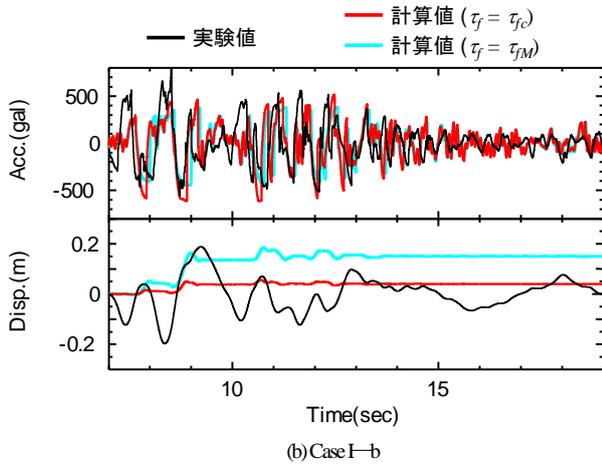
前項で述べたように、最大せん断応力 τ_f を有効拘束圧で正規化したパラメータ B については、室内土質試験 (繰返し変形特性試験) に基づいて設定した場合 ($\tau_f = \tau_{fm}$) と、遠心実験データから計算された応力-ひずみ関係のフィッティングから設定した場合 ($\tau_f = \tau_{fc}$) の 2 通りについて解析を行っており、同図ではこれらの結果と実験における計測値をあわせて示している。なお、実験における応答変位は、いずれも計測された加速度に対して周波数領域でハイパスフィルタをかけたものを 2 階積分することで算出させた計算値である。

実験 I では、応答加速度に着目すると、当然のことではあるが、実験の計測値から τ_f を設定したケースが実験結果とよく一致している。一方、土質試験に基づいて τ_f を設定したケースは、応答加速度がやや小さめに算出されている。ただし、応答変位については、いずれのケースも実験結果と傾向が大きく異なる。残留変位が異なることは前述の理由によりやむを得ないが、振幅自体が大きく異なっている。

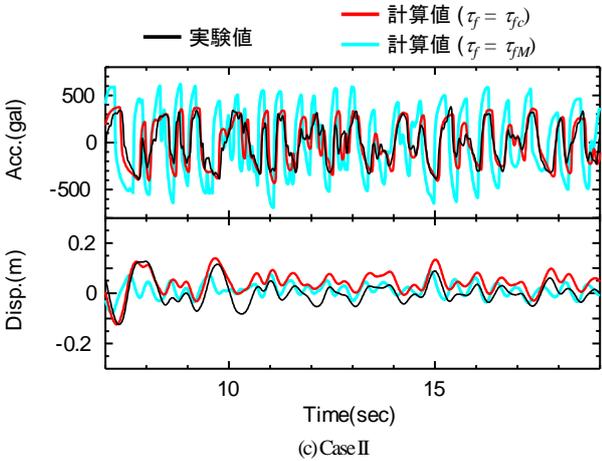
実験 II についても、当然ながら、遠心実験の計測値から τ_f を設定したケースが応答加速度、応答変位ともに遠心実験の結果の予測精度は高い。一方、土質試験に基づいて τ_f を設定しケースは、応答加速度が大きめに、応答変位が小さめに算出されている。



(a) Case I-a



(b) Case I-b

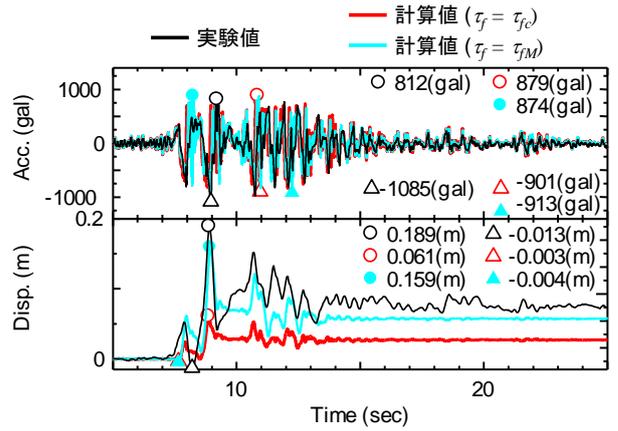


(c) Case II

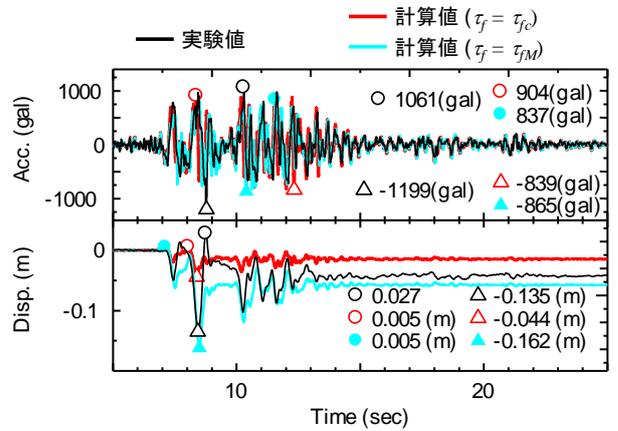
図-4.3.1 地表面における応答加速度および応答変位

4.3.2 構造物の応答の推定精度

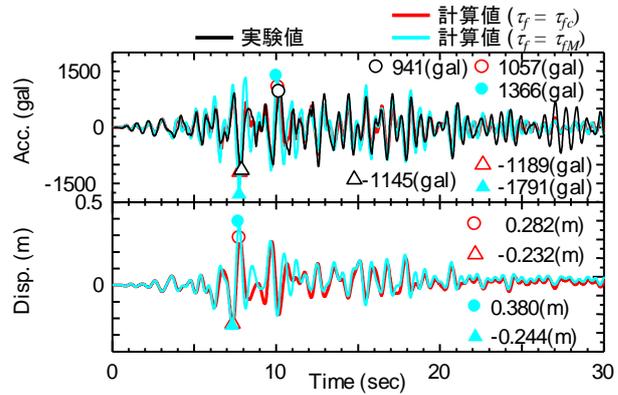
図-4.3.2に、Case Iはおもりの天端中心位置、Case IIは上部構造の慣性力作用位置における応答加速度及び変位の時刻歴を示す。実験値のうち、応答加速度は当該位置に取り付けた加速度計により計測された値である。また、応答変位は、Case Iについては画像解析により評価された値である。Case IIは、上部構造の変位を計測していないため示していない。



(a) Case I-a



(b) Case I-b



(c) Case II

図-4.3.2 おもり天端中心位置、上部構造位置における応答加速度および応答変位

応答加速度については、いずれも解析結果は実験結果を良く予測できている。一方、Case Iの応答変位についてみると、解析結果は実験結果を予測できていない。この一因として、4.3.1で示したように、荷重として作用する地盤変位を予測できなかったことが挙げられる。

以上から、構造物の応答を予測するためには、荷重と

して作用する地盤の応答の推定精度に大きく影響される。このため、地盤のモデル化やそのパラメータの設定方法について、さらなる検討が必要である。

5 地盤物性値のばらつきの影響の評価

5.1 ばらつきを考慮する地盤物性値

次に、解析に用いる物性値のばらつきが構造物の応答に与える影響を評価することとする。具体的には、4章に述べた解析において採用した地盤物性値の特性値をばらつきを考慮した値として4章と同様に解析を行い、地盤物性値のばらつきによる構造物の応答の違いを評価した。

ばらつきを考慮する地盤物性値は次の通りである。周辺地盤の挙動のばらつきは、最大せん断応力度 τ_f をばらつかせることにより考慮した。水平抵抗について、バネのばらつきは地盤の変形係数 E を、上限値のばらつきは砂質土の内部摩擦角 ϕ をばらつかせることで考慮した。鉛直抵抗について、本研究で用いたバネモデルは地盤の物性値の関数となっていないため、ばらつきを考慮していない。支持力の上限值については、砂質土の内部摩擦角 ϕ をばらつかせることで考慮した。

それぞれのばらつきは、既往の実測値、実験値から評価した。評価したばらつきの結果を表-5.1.1に示す。本研究では、このばらつきの範囲内で、それぞれの地盤物性値を

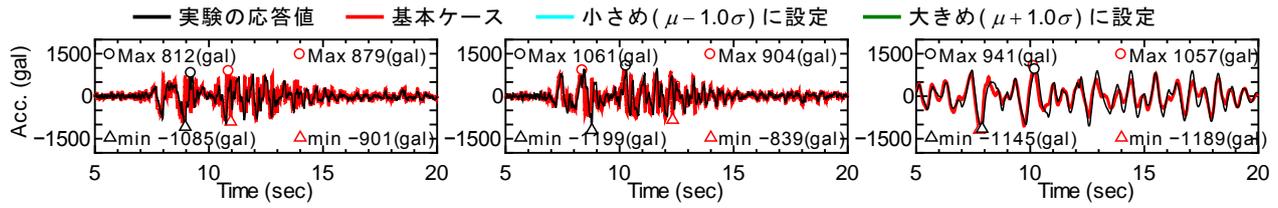
1σ 分大きめ、小さめ (σ : 標準偏差) に変化させた値を用いて動的解析を行い、それぞれの地盤物性値のばらつきにより、構造物の応答にどの程度の影響が生じるかを確認した。

表-5.1.1 ばらつきを考慮する地盤物性値のばらつきと影響を与える特性値

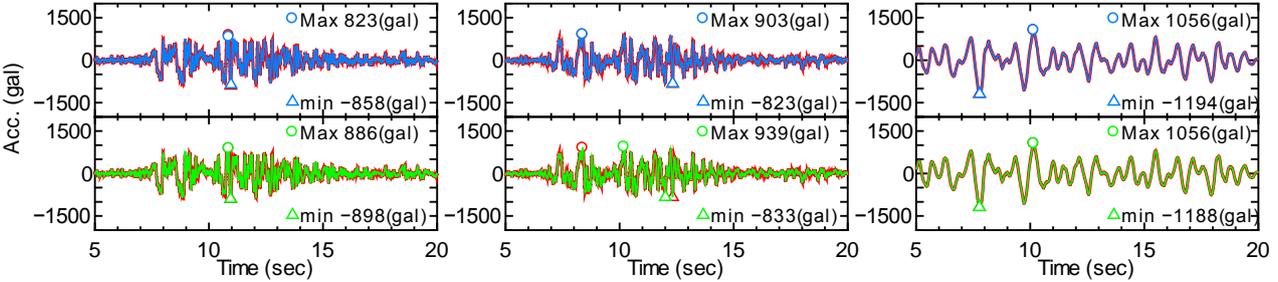
地盤パラメータ	変動係数	変化する項目
E	0.35	基礎・地盤間のバネ剛性
c	0.35	・地盤反力度の上限值
ϕ	0.10	・押込み支持力、引抜き支持力
τ_f	0.50	周面地盤の規準ひずみ

5.2 地盤物性値のばらつきが構造物に与える影響の評価

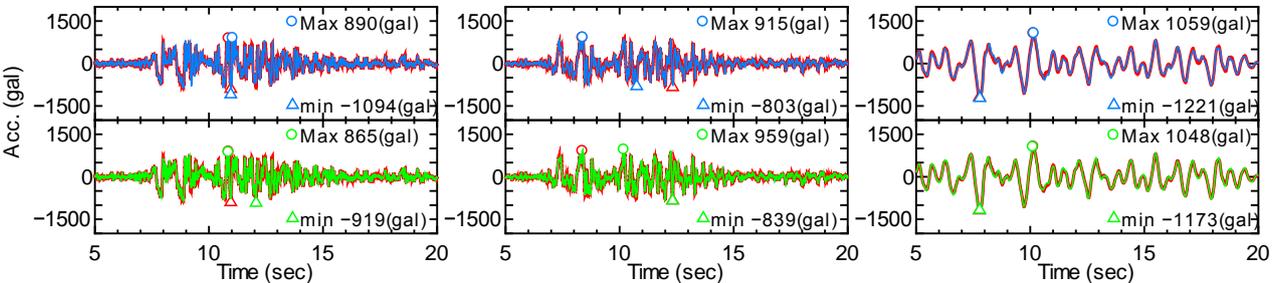
図-5.2.1に、Case Iについてはおもりの天端中心位置、Case IIについては上部構造の慣性力作用位置における応答加速度の時刻歴を、図-5.2.2に図-5.2.1で示した時刻歴の最大値・最小値を示す。



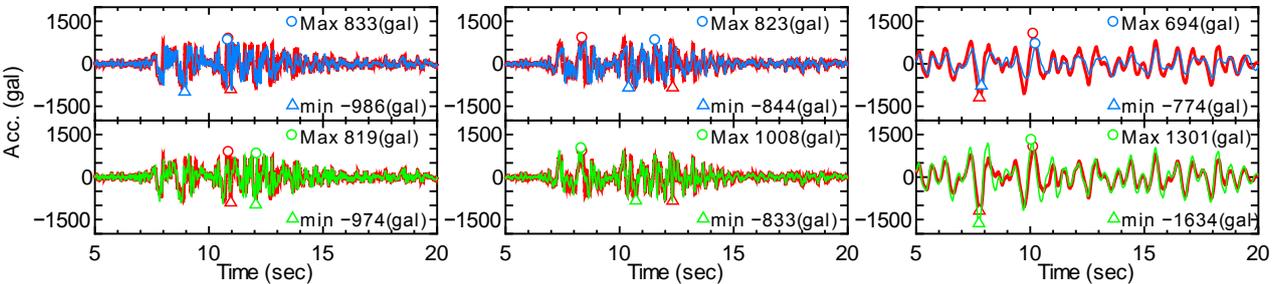
(o) 実験の応答値と基本ケースの比較



(i) 内部摩擦角 ϕ のばらつきを考慮した場合



(ii) 変形係数 E のばらつきを考慮した場合



(iii) 最大せん断応力度 τ_r のばらつきを考慮した場合

(a) Case I-a

(b) Case I-b

(c) Case II

図-5.2.1 地盤物性値のばらつきが応答加速度に与える影響

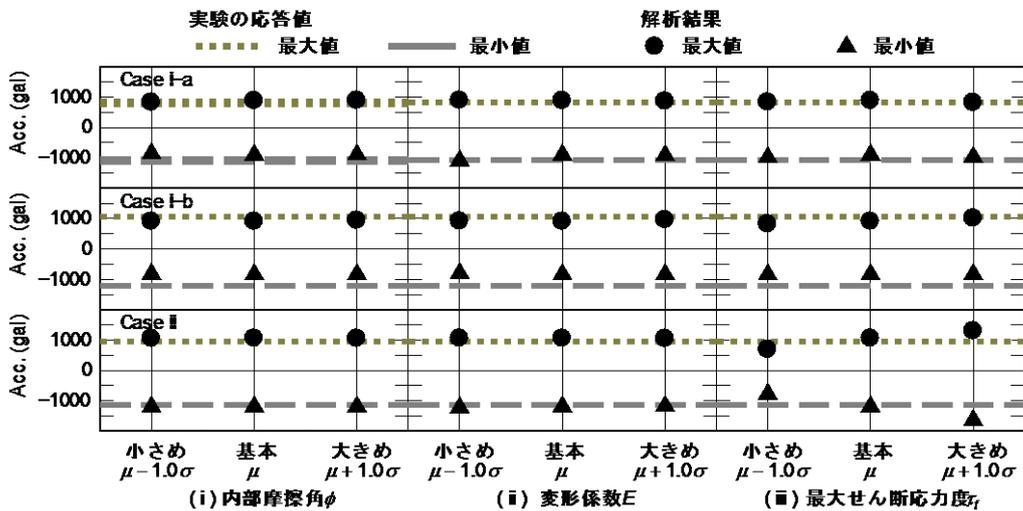


図-5.2.2 上部構造天端位置、フーチング天端位置の水平加速度の最大値・最小値

いずれのケースも、実験値と解析値を示しており、解析値は地盤物性値を基本値とした基本ケースと大きめ、小さめに評価した場合の結果を示している。実験値は当該位置に取り付けた加速度計により計測された値である。また、図-5.2.3は、図-4.1.1、図-4.1.3中に○印で示した杭について、杭前面の地盤反力度の深度方向分布を示したものである。図-5.2.3中には、地盤反力度の上限値も合わせて示すが、地盤反力度の上限値は、地盤物性値を変化させても大きく変わらなかったため、基本ケースのみを示している。

砂質土の内部摩擦角 ϕ を変化させたことによる応答加速度の変化量は、いずれのケースにおいても非常に小さい。これは、図-5.2.3の地盤反力度の深度方向分布に示すように、本研究で解析対象としたいずれのケースにお

いても、地盤反力度の上限値に達している領域は杭頭部の極浅い部分であるためである。さらに、 ϕ を変化させても地盤反力度の上限値は大きく変わらなかったために、地盤の塑性化領域があまり変化しなかったことも要因である。

地盤の変形係数 E を変化させた場合の応答加速度の変動を見てみると、応答加速度の変化量は内部摩擦角 ϕ を変化させた場合と同様に僅かである。地盤の変形係数 E は地盤反力度の初期勾配に影響するが、本研究では地盤反力は地震動入力後にすぐに上限値に達したため、初期勾配の影響が構造物の応答に与える影響が小さかったものと考えられる。

最大せん断応力度 τ_f を変化させた場合は、いずれのケースにおいても、 τ_f を小さめに評価した場合には応答加速度

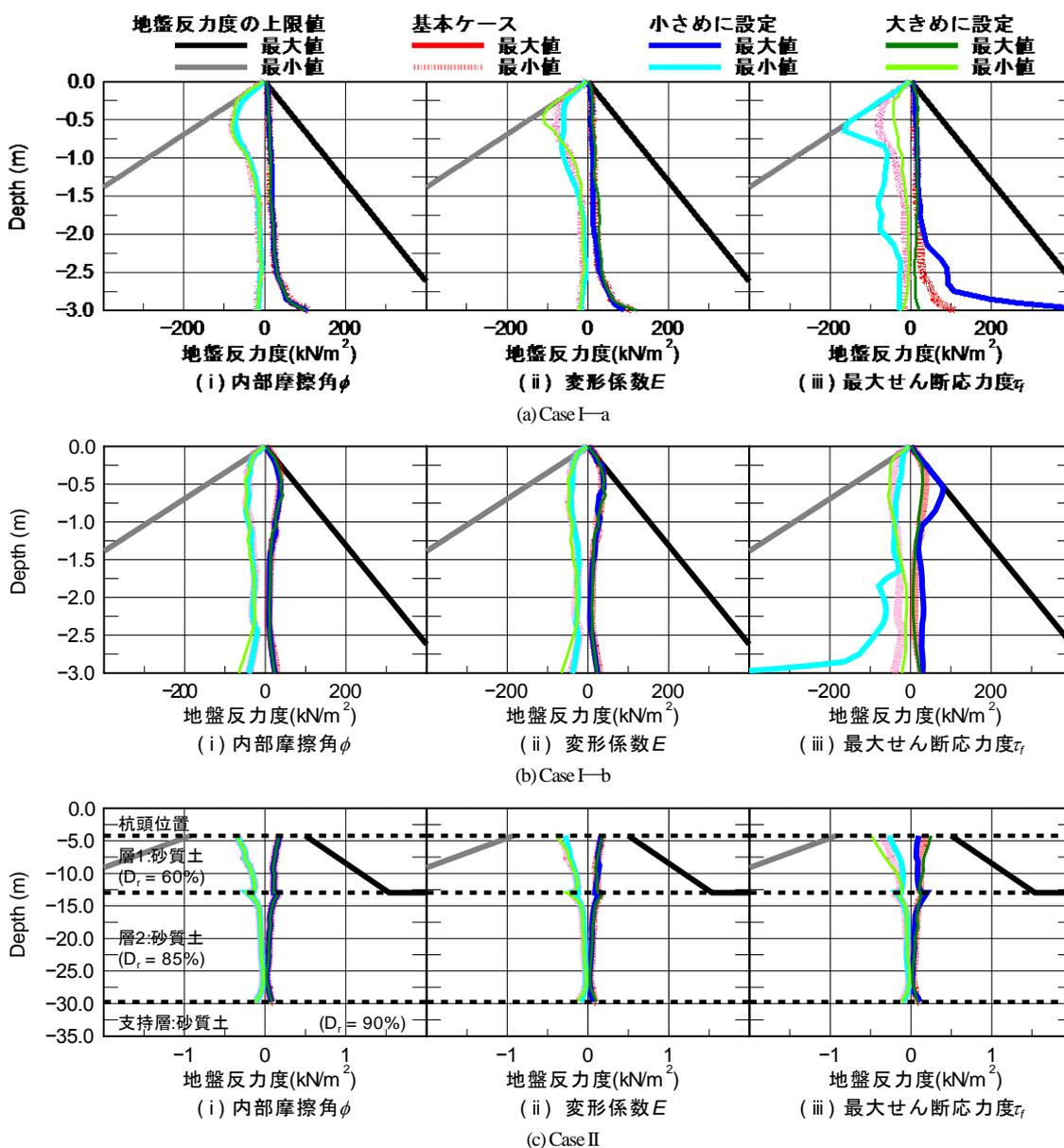


図-5.2.3 地盤反力度分布

が小さくなり、 τ を大きめに評価した場合には応答加速度は大きくなる。これは、 τ を大きく評価することで地盤が大きなせん断応力を負担し、地表面に強い地震動が伝わるためである。フーチングや上部構造の応答加速度は、地表面付近の地盤加速度に強く依存するため、上記のような変化が現れた。Case II では、 τ を変化させたことにより、他の地盤物性を変化させた場合の変動よりも大きかった。一方、Case I-a, I-b の応答加速度は、 τ を変化させても大きな変化が見られなかった。

図-5.2.4 に、図-5.2.1 と同じ位置の応答変位の時刻歴を示す。なお、実験値は、Case I については画像解析により評価された値であるが、Case II については上部構造の変位を計測していないため示していない。また、図-5.2.5 に図-5.2.4 に示した応答変位の最大値と最小値を示す。

図-5.2.4、図-5.2.5 より、応答加速度と同様に、他の地盤物性値に比べて最大せん断応力 τ を変化させた場合の応答変位の変動が最も大きい。最大せん断応力 τ を大きめに評価すると応答変位は小さく、最大せん断応力 τ を小さめに評価すると応答変位は大きくなる傾向がある。これは、最大せん断応力 τ を小さめに評価すると周辺地盤の変位が大きくなり、それに伴って杭体の変形も大きくなり、その結果、フーチングや上部構造位置の変位も大きくなるためである。

図-5.2.6 に、杭体に発生するモーメントの深度方向分布を示す。地盤物性値として基本値を用いた場合の解析結果について見てみると、Case I については、解析結果における最大モーメントの値は実験結果に比べてやや小さいが、モーメントの深度方向分布は、実験結果と解析結果で良く一致している。Case II については、深度方向分布だけでなく、最大モーメントの値も実験結果と解析結果で良く一致している。

地盤物性値のばらつきがモーメントの値や深度方向分布に与える影響について見てみる。前述の通り、地盤反力度が上限値に達している領域は、杭頭部分のごくわずかな領域に限られるため、 ϕ のばらつきがモーメントに与える影響もこの領域に限られる。加えて、浅い領域であるため、地盤反力度の上限値が小さく、その結果、 ϕ の変化に伴うモーメントの変動量もごくわずかであった。

本解析モデルでは、 ϕ の変化に伴うモーメントの変動が杭頭の限られた領域であったのに対し、地盤の変形係数 E を変化させたときには、モーメントが変動する領域は、杭頭から杭先端付近までと比較的広い。これは、本解析モデルでは深度方向に水平バネを配置しているため、

地盤の変形係数 E を変化させた場合には、深さ方向に配した全てのバネが変化し、その結果、モーメント分布も全体的に変動するためである。ただし、各深度におけるモーメントの変動量は、地盤の変形係数 E を変化させても大きくは変わらない。

ϕ や E を変化させた場合に比べると、最大せん断応力 τ を変化させた場合のモーメントの変動は大きい。最大モーメントのばらつきの程度を変動係数として求めると、0.45 となる。

最大せん断応力 τ を変化させた場合にモーメントが変化する理由は、最大せん断応力 τ を小さめに評価した場合と大きめに評価した場合で異なる。最大せん断応力を小さめに評価した場合は、地盤のせん断応力は小さくなるため、周辺地盤は深い位置まで変形するようになる。その結果、地中部の最大モーメントの発生位置も深くなり、深度方向分布も異なる。一方、最大せん断応力度を大きめに評価した場合は、地盤の応答変位は減少する。ただし、前述の通り、最大せん断応力度を大きめに評価することは地盤の応答加速度を大きめに評価することであり、その結果、フーチングに生じる応答加速度は大きくなる。したがって、慣性力が大きくなり、それに伴って杭に生じるモーメントも大きくなる。このように、杭に生じるモーメントは、最大せん断応力度を小さめに評価した場合には地盤変位、最大せん断応力度を大きめに評価した場合には上部構造・フーチングの慣性力に大きな影響をうける。どちらの影響が大きいかは、地盤条件や構造諸元により異なるが、本解析ケースでは、Case II のように上部構造の重量が大きく、慣性力作用位置が高い場合には慣性力の影響が、Case I のように大きな地盤変位が生じ、上部構造の重量が小さい、又は重心位置が低いために慣性力の影響が小さい場合には、地盤変位による影響が大きくなる。

以上より、地盤の物性値のばらつきによって動的解析により得られる構造物の応答値は大きく変動することが分かった。また、基礎の動的解析にあたっては、地盤の動的挙動の推定が極めて重要であること、地盤や構造物の動的挙動は、特に最大せん断応力 τ によって大きく変化することを示した。

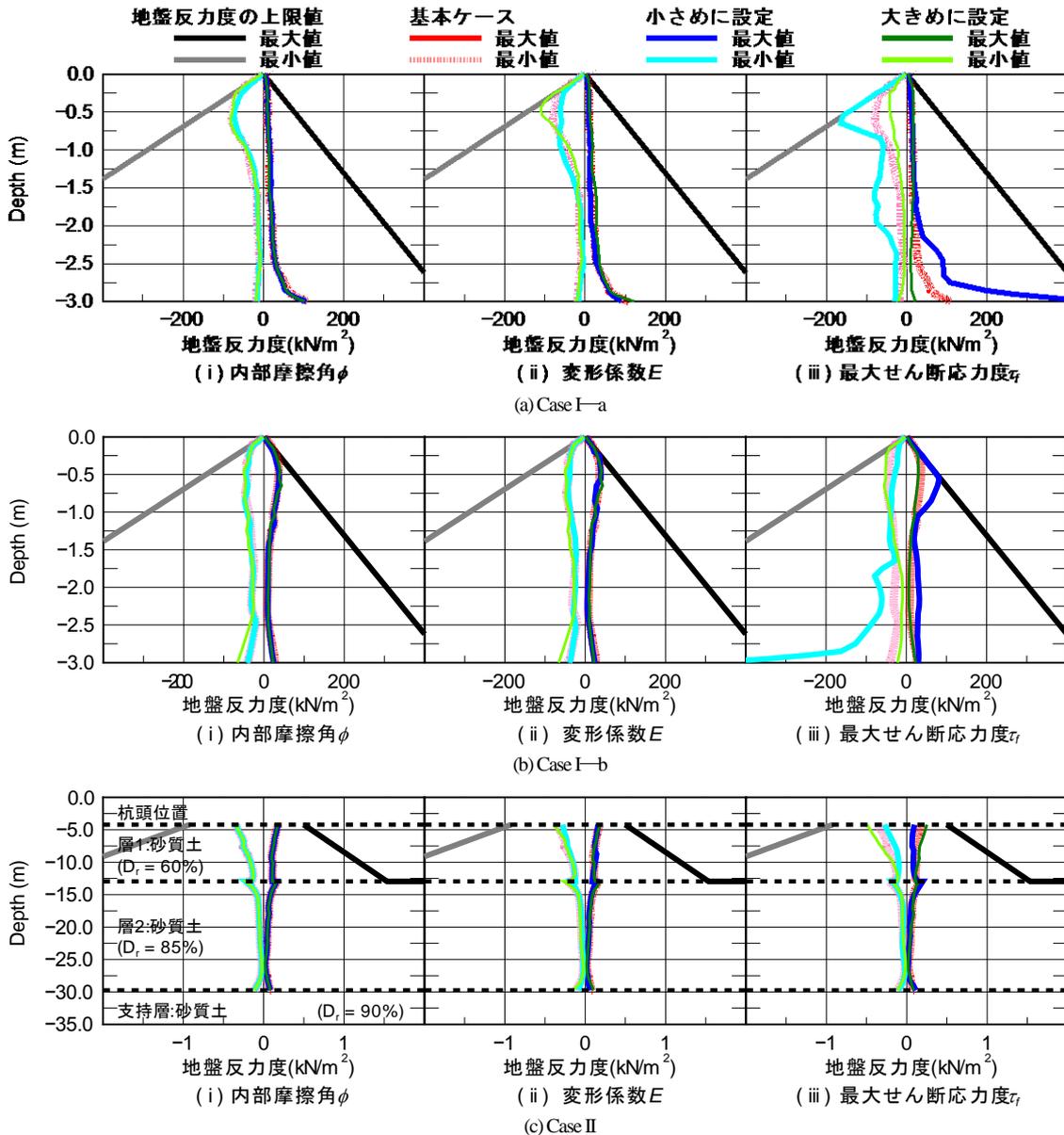


図-5.2.3 地盤反力度分布

5.3 地盤物性値のばらつきに関するまとめ

本研究では、最大せん断耐力 τ_r 、地盤の変形係数 E 、地盤の強度定数(砂の内部摩擦角 ϕ)のばらつきが構造物の応答に与える影響について検討した。ばらつきを考慮した物性値について、構造物に与える影響が最も大きかったのは、最大せん断耐力 τ_r であった。これは、 τ_r を変化させることにより、荷重として作用する地盤の変位が変化するためである。したがって、 τ_r のばらつきが構造物の応答に与える影響は、構造物の応答が地盤の変位に強く影響される場合に顕著となる一方、上部構造からの慣性力が支配的な条件では、 τ_r のばらつきによる構造物の応答の違いは比較的小さくなる。

なお、本研究では、ばらつきを考慮した動的解析の例として地盤の物性値を取り上げたが、地盤の物性値の他に解析結

果に影響する物性値としては、例えばバネや支持力のモデル誤差や、杭体の耐力のモデル誤差などもある。これらのモデル誤差による解析結果の違いについては、今後の課題としたい。

6 照査項目と照査値の提案

本章では、動的照査による場合の照査項目と、動的解析によって得られた応答値と比較する照査値について述べる。

現行設計法において、基礎の原則として降伏しないことが要求される。これは、基礎は地中部にあるため、その点検や補修・補強は容易ではないため、大きな損傷を生じるとその後の供用に甚大な影響を与えるため、基礎全体として弾性という範囲にとどめることが望ましいことが理由である。ここ

で、基礎の降伏とは、慣性力作用位置において、変位が急増する点とされている。道路橋示方書Ⅳでは、各基礎について降伏の目安が示されており、例えば杭基礎であれば全ての杭が降伏する点、一列の杭の押し込み支持力が上限値に達する点である。また、ケーソン基礎では、前面地盤に占める塑性領域がもしくは基礎底面に占める浮上り領域が60%に達する点、もしくはケーソン躯体の鉄筋が降伏する点である。鉄筋の降伏数は躯体形状によって異なっており、円形断面の場合は90度の円弧内に含まれるすべての鉄筋が降伏する点、矩形断面の場合は背面側の壁における全ての鉄筋が降伏する点である。

これらの目安はいずれも平成8年度の道路橋示方書の改定において、プッシュオーバー解析などにより検討されたものであり、動的解析に適用できるか否かは不明である。そこで、本研究では、動的解析においてこれらの目安が照査指標（照査項目・照査値）となるか否か、ならない場合はどのような照査指標が考えられるかを検討した。

6.1 検討対象の選定

本研究の研究対象は、RC杭を有する橋脚の群杭基礎とする。これは、中谷らの検討によれば、杭基礎の中でも既製コンクリート杭基礎の耐震性は比較的低いこと²⁴⁾、さらに、安藤らの検討によれば、既製コンクリート杭の中でも、RC杭は最も耐震性低い杭種であるとされているためである²⁵⁾。

RC杭基礎は昭和30-40年代に多用された杭であるため、本研究では、当時の道路橋基礎の設計基準である下部構造設計指針 くい基礎の設計篇²⁶⁾を参考に当時の諸元の基礎を設計し、設計したRC杭基礎に対して動的解析（Case S1）およびプッシュオーバー解析（Case P1）を実施する。なお、当時の主な施工法は打込み杭工法であったため、本研究でも打込み杭工法による施工を想定して設計した。設計した杭基礎および地盤条件を、図-6.1.1に示す。設計の結果、600mmの径の杭を25本（5×5）配置することとした。

6.2 動的解析モデルと入力地震動

モデル化の対象、橋脚・上部構造のモデル、周辺地盤および地盤の水平抵抗のモデル化は、4章及び5章のモデルと同じである。

杭―地盤間の鉛直抵抗は、杭周囲の摩擦抵抗と杭先端の地盤抵抗をそれぞれモデル化する、いわゆるCs-Kv法を採用した。そして、周面摩擦力は押し込み・引抜きの荷重に抵抗する正負両側のバイリニアモデルとし、先端支持力は浮上り時には抵抗しない片側のバイリニアモデルとした。周面摩擦力・先端支持力は現行道示に示され

る打込み杭工法の値を用いた。

杭体はファイバー要素を用いてモデル化した。コンクリートの応力―ひずみ関係は、杭内部にコンクリートが充填されている区間は、スパイラル筋による拘束効果を考慮して道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の式を用い、杭内部にコンクリートが充填されていない区間と中詰めコンクリートは、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編の式を用いた。コンクリートの履歴則は、修正六車モデルを用いた。鉄筋は、降伏応力度を上限値とするバイリニア型でモデル化した。

入力地震動は、Type I地震動として3波、Type II地震動として5波採用し、いずれも橋軸直角方向に入力した。また、5章の結果を踏まえ、最も応答の大きかった地震動については、 σ_y をばらつかせた解析も実施した。

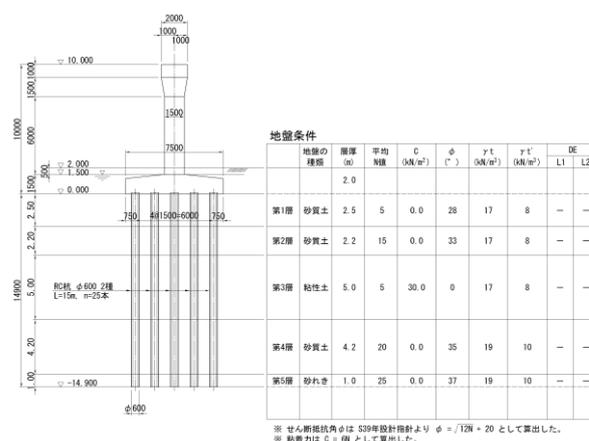


図-6.1.1 設計した橋梁および地盤条件

6.3 解析結果

図-6.3.1に、ある一波について、動的解析の結果得られた上部構造位置の荷重―変位関係、およびプッシュオーバー解析により得られた上部構造位置の荷重―変位関係を示す。同図には、解析において生じたイベントを合わせて示している。

プッシュオーバー解析の結果、全ての杭は曲げ降伏に至り、現行道示における「全杭降伏」という基礎の降伏の目安に達しており、上部構造位置の変位は全杭降伏と同時に急増していることが分かる。なお、押し込み支持力については、もう一つの基礎の降伏の目安となる「一列の杭が押し込み支持力の上限値に達する」状況には至っていない。

一方、動的解析の結果も全ての杭が降伏に至っており、現行設計法で言うところの全杭降伏に至っている。さらに、支持力についても、最前列の杭が押し込み支持力の上

限值に達している。ただし、荷重—変位曲線には変位急増点が見られず、微小変位レベルから最大変位までほぼ同じ剛性のループとなっている。以上から、本検討で対象とした RC 杭基礎の場合には、全ての杭が降伏することや一列の杭の支持力が押し込み支持力の上限値に達することが上部構造位置の変位急増点とはなりえないことがわかる。

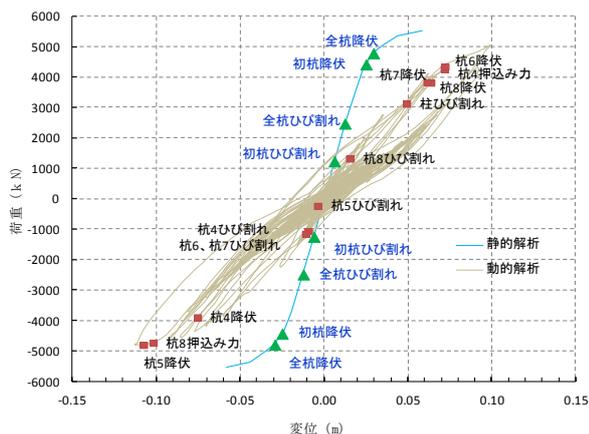


図-6.3.1 上部構造位置の荷重—変位関係

この結果についてより詳細に検討するため、橋軸直角方向の杭を強制的に減じた基礎（杭の配列：5×3）に対して動的解析を実施した。以後、このケースを Case S2 と呼ぶ。上部構造位置の荷重—変位関係を図-6.3.2 に示す。Case S2 の動的解析の結果、全杭降伏には至らなかった一方で、最前列の杭（5本）は押し込み支持力の上限値に達した。Case S1 では全杭降伏に至ったのに対し、杭本数が少ない Case S2 では全杭降伏に至らなかった理由は、Case S2 では支持力の上限値に達することで支持力破壊が先行し、杭体に大きな荷重が導入されなかったためである。そして、荷重—変位曲線を見ると、押し込み支持力の上限値に達した点において、上部構造位置の変位が急増しており、図-6.3.1 に示した動的解析の結果と比較すると、明らかに剛性の低下が確認できる。以上から、杭本数を減じたことにより、上部構造の変位が増加したことが分かる。

Case S1, S2 とともに支持力の上限値に達しているにもかかわらず、Case S1 では上部構造変位が急増せず、Case S2 では急増したのは、上限値に達した杭の割合の違いの影響であると考えられる。すなわち、Case S1, S2 とともに上限値に達した杭の本数は 10 本であるが、Case S1 の杭は計 25 本あり、上限値に達した杭は半数以下の 40% (10/25) である。一方、Case S2 ではそも

そも杭本数が計 15 本と少ないため、同じ 10 本でも全杭の 66% が上限値に達したことになる。以上から、動的解析では、プッシュオーバー解析に比べて、最前列の杭が支持力の上限値に達したか否かは、上部構造にとっては影響が小さく、むしろ全杭のうち何%の杭の支持力が上限値に達したかが支配的になる可能性がある。これについては、解析ケースを増やし、各杭の荷重分担率の分析などにより、より詳細に検討する必要がある。

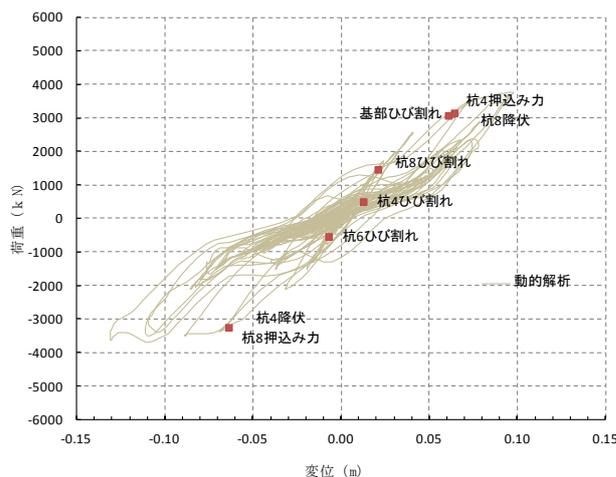


図-6.3.2 杭本数を減じた基礎に対する動的解析で得られた荷重—変位関係

6.4 照査項目、照査値のまとめ

RC 杭基礎の場合には、上部構造位置の変位を抑えるという観点からは、支持力の上限値に達する杭の割合が重要であるという可能性を示した。以上から、動的解析による耐震性の照査を行う場合には、安易に「前列杭が押し込み支持力の上限値に達した」ことをもって耐震性を評価するのではなく、上限値に達する杭の割合、それに伴って生じる上部構造の応答変位等に注目して評価するのが良いと考えられる。なお、今回は部材耐力よりも支持力が支配的な構造物であったが、構造物の諸元や杭種、杭配置等によっては、部材強度が支配的になる場合もあり得ると思われる。これらについても、杭体の塑性化に伴って上部構造にどの程度の変位が生じるかが一つの判断基準になろう。

以上から、少なくとも杭基礎については、動的解析における照査項目、照査値の一つとして、上部構造の応答を抑えるという観点から、上部構造位置の変位が急増しないようにとどめることが考えられる。この照査項目・照査値の妥当性の検証のためには、大地震に対して上部構造位置の変位が急増しないようにとどめた結果、基礎

はどのような状態になっているのか、大地震後にも常時、レベル 1 地震時に対する要求性能を満足しているのか、さらに二度目の大地震に対しても一度目と同程度の応答にとどめることができるのか等について、解析的な検討だけでなく、実験的な検討、実橋梁の被災分析が必要であると考えられる。

7 まとめと今後の課題

本研究では、道路橋基礎を対象とした動的解析において、地盤の物性値のばらつきが解析結果に与える影響を評価するとともに、動的解析における照査点を提案するための検討を行った。本研究で得られた成果は以下の通りである。

- ・地盤の内部摩擦角，変形係数，せん断応力をばらつかせた解析を行った結果，地盤物性値の中でも，地盤のせん断応力のばらつきが解析結果に与える影響が大きいことを示した。
- ・動的解析における照査項目として，従来の設計法で目安とされている全杭降伏は照査項目となりえず，さらに大きな照査値を定められる可能性を示した。今後，さらに解析や実験，平成 23 年東北地方太平洋沖地震により被災した実橋梁基礎に対する再現解析等を実施し，道路橋基礎に対する動的照査手法の検証を進めていく予定である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，1996.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，2002.
- 3) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也：直接基礎の地震時挙動を予測するための数値解析モデルの開発，土木研究所資料，第4101号，2008.2.
- 4) Masahiro Shirato, Tetsuya Kouno, Shoichi Nakatani, Roberto Paolucci：Most impacting conventional design parameters on the seismic permanent displacement of shallow foundations, *Soils & foundations*, 2012 (now pringing).
- 5) 玉野治光：橋脚基礎の地震時挙動と動的設計法に関する研究，東京大学学位論文，1983.
- 6) 国生剛治，桜井彰雄：Modified Hardin—Drnevichモデルについて，第33回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp.116—117，1978.
- 7) 吉田望，澤田純男，竹島康人，三上武子，澤田俊一：履歴減衰特性が地盤の地震応答に与える影響，土木学会地震工学論文集，Vol.27，2003.
- 8) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S.: Modeling of stress - strain relations of soils in cyclic loading, *Proc. 5th Int. Conf. for Numerical Method in Geomechanics*, Nagoya, Vol. 1, pp. 373—380, 1985.
- 9) 吉田望，辻野修一，石原研而：地盤の1次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断ひずみ関係のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，2820，pp.1639—1640，1990.
- 10) 谷本俊輔，堺淳一，岡田太賀雄，河野哲也，運上茂樹，星隈順一：大地震時の地盤の動的挙動に関する動的遠心実験とその動的解析，第13回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.275—282，2010.
- 11) 白戸真大，福井次郎，古関潤一：Winkler型の基礎・地盤間水平相互作用バネの履歴モデル，土木学会地震工学論文集，Vol.27, No.1148, 2003.
- 12) 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, pp.739—750, 2005.
- 13) 白戸真大，野々村佳哲，福井次郎：動的解析における群杭のモデル化に関する検討，日本地震工学論文集，Vol.28, No.84, pp.1—10, 2005.
- 14) 白戸真大，福井次郎，古関潤一：基礎・地盤間相互作用バネの新しい履歴モデルについて，第7回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.315—322, 2004.
- 15) 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.
- 16) 岡原美知夫，高木章次，中谷昌一，木村嘉富；単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究，土木研究所資料2919号，1991.
- 17) 河野哲也：講座「この式どうやってできたの？どう使うの？」杭軸方向バネ定数 K_v について，基礎工，Vol.38, No.7, pp.67—71, 2010.
- 18) 佐藤悟：基礎杭の支持力機構(1)~(5)，土木技術資料，1965.1~1965.5.
- 19) 中谷昌一，白戸真大，横幕清：杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料，第4139号，2009.
- 20) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也，中村祐二，野村朋之，横幕清，井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料，第4136号，2009.
- 21) (社)日本建築学会 構造委員会，基礎構造運営委員会杭の鉛直支持力小委員会：杭の鉛直支持力小委員会報告書(CD-ROM)，2008.
- 22) 白戸真大，木村嘉富，福井次郎：鉄筋のはらみ出しを考慮した場所打ち杭のモデルと地盤振動がくい基礎に与える影響評価への適用，土木学会論文集，No.689/I—57, pp.153—172, 2001.
- 23) 国土交通省土木研究所耐震技術研究センター振動研究室：大規模地震を考慮した地中構造物の耐震背けき方に関する試験調査，平成12年度振動研究室調査試験研究成果概要報告書，第22号，pp.19—20, 2001.
- 24) 中谷昌一，星隈順一，白戸真大，西田秀明，谷本俊輔，横幕清，豊島孝之：既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究，土木研究所資料，第4168号，2010.
- 25) 安藤滋芳，河野哲也，谷本俊輔，西田秀明，星隈順一：動的解析による既設道路橋の既製コンクリート杭の耐震性に関する一検討，第67回土木学会年次学術講演会，2012(投稿中).
- 26) (社)日本道路協会：下部構造設計指針 くい基礎の設計篇，1964.

Study on Development of Seismic Design Method Based on Dynamic Response Analysis Considering Soil-Structure Interaction

Budget : Grants for operating expenses General account

Research Period : FY2008-2012

Research Team : Bridge and Structural Technology Research Group

Author : HOSHIKUMA Junichi, Sakai Junichi, NISHIDA Hideaki,
TANIMOTO Shunsuke and KOHNO Tetsuya

Abstract : In the current seismic design code for highway bridge foundations, complex dynamic behavior of foundations is simplified to static behavior, and only inertia force of superstructures is considered as an external force. Because the performance based design method has widely used, however, it is urgent to introduce the performance based design concept in design method of bridge foundations, and thus the actual dynamic behavior should be considered in design. Therefore, it is necessary to develop a seismic design method based on dynamic response analysis considering soil-structure interaction. On the other hand, there are many the precast concrete pile foundations in Japan, and their seismic capacity is very low. So, we need to evaluate their seismic capacity more particularly.

In FY 2012, we compare the results of dynamic analysis and ductility design method to entertain the verification value. In the results, we know that the verification value of the ductility design method can't be the value on the dynamic analysis. We have to propose the verification term and value for dynamic analysis. And we summarize the results of exist research and this research, compile an outline for the dynamic design method.

Key words : bridge, pile foundation, seismic design, dynamic analysis