

戦-28 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：運上茂樹， 塚淳一， 谷本俊輔，
岡田太賀雄， 河野哲也

【要旨】

本研究は、橋の地震時の実際の挙動を適切に考慮して上部構造・下部構造を合理的に耐震設計するための体系化を目指すものである。これには、動的照査法の活用が有効であると考えられるため、動的照査法をベースとした設計体系の構築のための検討を行うこととした。平成 20 年度は、杭基礎で支持された橋を対象に、特に地震時地盤変位の影響に着目し、地盤の振動変位、杭基礎の地震時挙動の評価、限界状態の設定に関する検討を行った。キーワード：耐震設計， 基礎， 基盤地震動， 地盤振動変位， 限界状態， 動的解析， 加震実験

1. はじめに

現在の基礎の耐震設計法は、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、複雑な実現象のうちの未解明な点が、設計上の割り切りとして慣性力と照査値に集約して単純化された状態となっている。実際には、上部構造の慣性力だけではなく地震時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反映した設計法とはなっていないため、大規模地震時の状態評価の精度に課題があり、合理的な設計を行うことが難しいのが現状である。このため、新しい基礎形式を採用しづらい、既設基礎の耐震性能評価が困難である等の課題が生じている。こうした課題を解決するために、橋—基礎・地盤の橋全体系として耐震性能を照査する体系に基づく基礎の耐震設計法を確立することが求められている。

このためには、動的照査法の活用が有効であると考えられるが、現在の設計法における基礎の要求性能、限界状態、および動的解析から得られる応答との関係が明確ではないため、動的照査法における限界状態の設定法等の検討が必要である。

こうした背景から、本研究では、動的照査法をベースとした設計体系を構築することを目的に、基礎の地震時挙動の評価、基礎の限界状態の設定、地震動・地盤変位の外的作用の評価を行うこととした。今年度は、杭基礎を対象に、特に地震時地盤変位の影響に着目した検討を行った。

主な検討項目は以下の通りである。

1) 地盤の地震応答解析の精度

- 2) 基礎の地震時挙動の評価、基礎の限界状態の設定に関する解析的検討
 - 3) 杭基礎の地震時挙動の評価に関する実験的検討
- 以下に、それぞれの結果について報告する。

2. 構造物基礎の動的解析に用いる入力地震動に関する検討

2.1 基礎の動的解析における入力地震動の考え方

構造物に対する地震動の入力方法としては、図-2.1 に示すように、大別して2とおりの方法がある。

方法 a)：地表面で定義された地震動波形を構造物モデルに入力する。

方法 b)：工学的基盤面で定義された地震動波形を表層地盤モデルと構造物モデルに入力する。

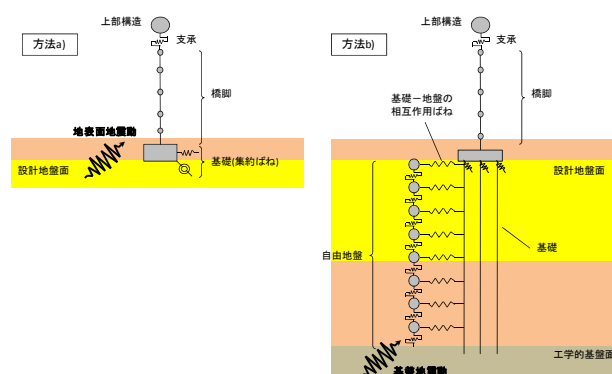


図-2.1 構造物に対する地震動の入力方法

現在の道路橋示方書における設計地震動は耐震設計上の地盤面の位置で定義されており、橋の設計計算では方法 a)により地震動が入力される。一方、今年度の検討対象とした深い基礎に対しては、基礎が支持する構造物からの慣性力と地盤の振動変位が地震作用となる。このような深い基礎の動的な挙動を数値計算により精緻に追跡する場合、基礎の挙動に影響を及ぼす地盤振動が生じる深さまで自由地盤をモデル化し、そのモデル底面から地震動を与える必要があり、一般に方法 b)が用いられることとなる。方法 b)で得られた自由地盤の地表での応答加速度と方法 a)における地表地震動は、いずれも基礎が支持する基礎より上部の構造部材（橋脚、支承、上部構造など）に対する入力地震動に概ね相当するため、基礎より上部の構造部材に対する耐震設計に用いる入力地震動という観点から考えると、これらの地震動の強度はおおむね一致すべきであるが、自由地盤の応答解析の精度の問題等により、方法 a), b)による地表地震動を比較すると必ずしも強度・周期特性が整合しないことが考えられる。これらより、深い基礎に動的照査法を導入するためには、①自由地盤の動的挙動をどの程度の精度で評価できるか、②地表地震動と基盤地震動の相違による基礎より上部の構造部材に対する入力地震動の違いをどう考えるべきか、という2つの大きな問題が存在することが分かる。

まず、自由地盤の動的挙動の評価に関しては、解析手法に関する研究や土の材料定数の評価に関する研究がこれまでに多くなされてきたが、大地震時の大ひずみ域における地盤の動的挙動の評価法については、十分に検証がなされたとは言い難い。このため、本研究では動的遠心実験をベンチマークとし、そのシミュレーションから地盤の動的解析手法に関する検討を行った。その概要と結果は後に述べる。今後は、ベンチマークとしての実地盤の観測データの蓄積や、これに対する解析により解析手法の検討や精度検証を行っていく必要がある。

次に、基盤地震動について考える。現在の道路橋の耐震設計においては、方法 a)が用いられている。これは、表層地盤を対象とした動的解析結果が大きくなばらつきを有すると考えられていること、地表で観測された強震記録に基づき、ある一定の確度をもった経験的な入力地震動を設定していること^{1), 2)}によるものであり、これにより、耐震設計上の地盤面より上方の構造部材の設計計算において、地盤の動的挙動の不確実性を介在させることなく設計を行うことが可能となると考えられているためである。

このような考え方により設定された地表面地震動を用いて設計された構造物を支持する基礎の耐震設計においては、構造物全体としての性能バランス、すなわち、構造物を構成する各部材の剛性・耐力・変形特性等のバランスを逸することがあってはならないが、一方で、地上の構造部材の設計にあたって方法 a)の地表面地震動を用いつつ、基礎の設計で方法 b)を用いる場合、地表位置での地震動の特性が両者で異なると、構造物全体としての性能バランスを欠いた設計がなされる可能性がある。このため、自由地盤の応答解析の結果として得られる地表の応答加速度の時刻歴が、地上の構造部材の設計に用いられる設計地震動と同等の強度・周期特性を与えるように、基盤面の地震動を設定するのがよいと考えられる。

このための一方法として、地表面における地震動波形を周波数領域の解析によって基盤面まで引き戻す方法を用いることが考えられるが、この手法では地震動の強度が大きくなるほど地盤の高振動数領域の逆増幅特性を過大評価し、精度が悪くなることや解が収束しないことが多い^{例えぼ³⁾}。このため、これに代わる方法として、いくつかのモデル地盤に対する動的解析を試算的にを行い、得られた地表の加速度応答スペクトルが方法 a)による地表の設計地震動スペクトルと同等になるような基盤地震動を探ることで、基盤地震動を設定するための解析によって決定することが考えられる。さらに、基盤地震動波形は、良好な洪積地盤および岩盤を想定した I 種地盤における設計地震動と強度・周期特性がある程度類似するものと考えられる。この点については、今後検討を行う予定である。

2.2 地盤の動的解析手法

自由地盤の動的解析手法には、大別して等価線形解析法と非線形時刻歴解析法の2種類がある。これらの特徴の比較を表-2.1に示す。

等価線形解析法は、非線形の力学特性を有する土を等価な剛性・履歴減衰を有する粘弾性体に置き換え、多層地盤のせん断振動挙動に関する解析解（重複反射理論⁴⁾）から地盤の地震時応答を求める方法である。土の力学特性、すなわち動的変形特性（ $G-\gamma$, $h-\gamma$ 関係）の与え方に技術的判断を要することがなく、空間の離散化も不要であるなど、取扱いが容易であることが特徴的である。一方、計算上は各層のせん断剛性・履歴減衰を一定値として扱い、それらの時々刻々の変化を考慮することができない点が大きな欠点である。特に、実際の地盤の大地震時の挙動は、主要動の前・中・後で生じるひずみレベ

表-2.1 等価線形解析法と非線形時刻歴解析法の比較

	等価線形解析法	非線形時刻歴解析法
解法	周波数領域 (重複反射理論)	時間領域 (Newmark-β法など)
空間の定式化	連続体	離散化 (再現可能な波長が要素長から決まる)
地震動の入力位置	任意 (引戻しが可能)	基礎面 (モデル底面) のみ
土の物性 (剛性・減衰) の時間変化	考慮できない	考慮できる
動的変形特性の与え方	表形式で入力 (外挿方法に注意を要する)	数式モデル (双曲線 R-O など) でフィッティング
その他の注意事項	有効ひずみ比 (有効ひずみ / 最大ひずみ) の与え方	Rayleigh 減衰の与え方

ルが小～大～小と変化するため、時刻によって等価剛性 (割線剛性)・等価減衰が大きく変化する。また、有効せん断ひずみを決定するために最大せん断ひずみに乗ずる係数 α の決定方法には一意性がないことや、地盤の増幅特性の低振動数域・高振動数域の両者を同時に適切に表現するような係数 α の設定方法がないことが指摘されている³⁾。これらの欠点を補うため、動的変形特性に周波数依存性を与える手法も提案されている^{3),5)}が、土のせん断剛性・履歴減衰が時間的に変化していく挙動を重複反射理論の範疇で疑似的に考慮しようとするものであり、解析手法としての今後の大幅な発展は期待し難いと考えられる。例えば、液状化のような極めて非線形性・非定常性の強い挙動を計算で追跡することを考えると、重複反射理論では地盤の地震時の力学特性を線形化し、定常的な調和振動の重ね合わせが成立することを仮定して定式化されているという点において、根本的に相容れない。

これに対して、非線形時刻歴解析法は、土の非線形力学特性をモデル化し、時々刻々の非線形挙動を逐次積分により追跡するものであり、応力-ひずみ関係に関する任意の数値モデルを導入することができるという点において、汎用性が高い。応力-ひずみ関係の非線形性が強い場合でも、その軌跡が概ね定常的 (繰返し回数に依存しない) である場合は、応力-ひずみ関係を数式で直接与えるような簡易なモデルを適用することができる。また、液状化のような非定常性の強い挙動についても、適切な構成モデルを導入することで挙動を精度よく再現することができる可能性を有する。本研究では、解析手法としての今後の発展性が高い非線形時刻歴解析法を検討

対象とした。

一方で、非線形時刻歴解析法では、応力-ひずみ関係を規定する構成モデルとしてどのモデルの適用性が高いが、それらの材料パラメータをどのように与えればよいかといった問題に加え、物理的な意味を持たず数値計算の安定上の理由から導入する粘性減衰 (一般には Rayleigh 減衰が用いられる) をどう与えればよいかといった問題がある。ここでは、動的遠心実験のシミュレーションを通じ、これらについて考察した。なお、土の応力-ひずみ関係のモデル化手法としては、双曲線モデルや Ramberg-Osgood モデル (R-O モデル) のように応力 σ -ひずみ γ 関係の経路を数式で直接規定する全応力モデルや、有効応力経路 (せん断応力 τ -有効応力 σ' 関係) 上の挙動を数式で直接規定して有効応力の変化が応力-ひずみ関係に与える影響を考慮する簡易有効応力モデル、降伏曲面や塑性ポテンシャルを与えることで厳密に挙動を規定する弾塑性モデルなどが存在する。当然のことながら、高度なモデルほど土の挙動を精緻に再現できる一方で、材料パラメータの設定に高度な技術的判断を要する。本研究では、最も簡易な全応力モデルから検討を始めることとした。

2.3 動的遠心実験のシミュレーション

2.3.1 概要

ここでは、地盤を対象とした動的解析手法に関する適用性の検討を行った結果を示す。ここでは検討の第一段階として、なるべくシンプルな条件を設定することとし、液状化が生じる地盤は検討対象から除外した。前述のように、地盤の動的解析手法の検討や精度検証のためには、ベンチマークとなる観測データに対して検討を行うのが望ましい。現在のところ、大地震を観測した鉛直アレー記録として、液状化地盤におけるデータはいくつか報告されている^{6),7)}が、非液状化地盤におけるデータが極めて少ないため、振動台実験データがベンチマークとされることが多い^{8),9)}。このため、本研究においても、過去に実施された動的遠心模型の中から、土質試験等のデータが充実している実験を対象としたシミュレーションを実施した。

2.3.2 解析対象とした実験の概要

解析対象としたのは、土木研究所の遠心力载荷実験施設において70Gの遠心力場の下で行われた乾燥砂地盤中の橋脚基礎に関する動的遠心実験である。以降に示す物理量は全て実物スケールに換算された値である。実験概要を図-2.2に示す。このうち、加速度計 A1-1~A1-7 周

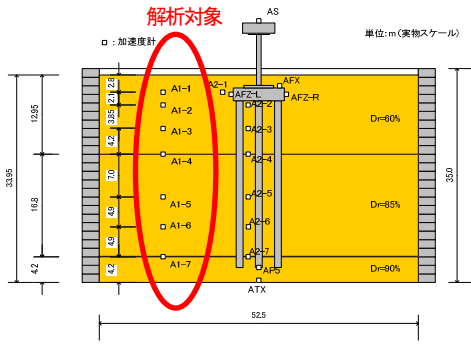


図-2.2 解析対象とした実験の概要

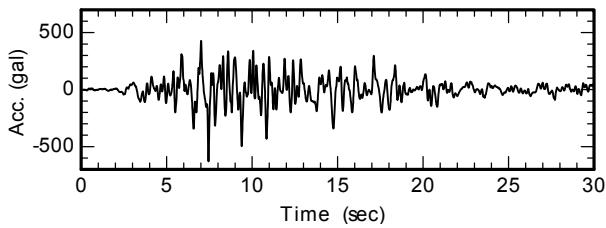


図-2.3 入力地震動（振動台上計測値）

辺の挙動を一次元水平成層地盤と見なし、地震応答解析を行った。これらの加速度計は、最も近い位置の杭から水平方向に12.6m、土槽側壁から10.5m離れた位置に設置されており、基礎の動的挙動や側壁の影響が最も小さいと考えられ、その周辺の地盤の挙動が自由地盤に相当するものとみなすこととした。

模型地盤はせん断土槽内に作製され、乾燥した豊浦硅砂による3層地盤である。上方から順に、各層の相対密度 D_r は60%、85%、90%、層厚は12.95m、16.8m、4.2mである。あわせて、各層について1試料ずつの動的変形特性試験（繰返し中空ねじり試験）が行われている。中空ねじり試験とされたのは一次元せん断振動挙動に着目するためであり、実験模型が乾燥砂地盤であったことから、土質試験では過剰間隙水圧が発生しないよう常に排水条件を保ちながら繰返しせん断が与えられている。

入力地震動波形を図-2.3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(2E)での基盤地震動波形に、振幅調整が加えられたものである。振幅は原波形の0.7倍に調整されているが、これは、模型地盤底面から地震動を与える振動台実験では入力地震動が実体波(E+F)となることや、振動台の加振能力が勘案されたことによるものである。

以降に行った動的解析の結果と比較するため、実験で

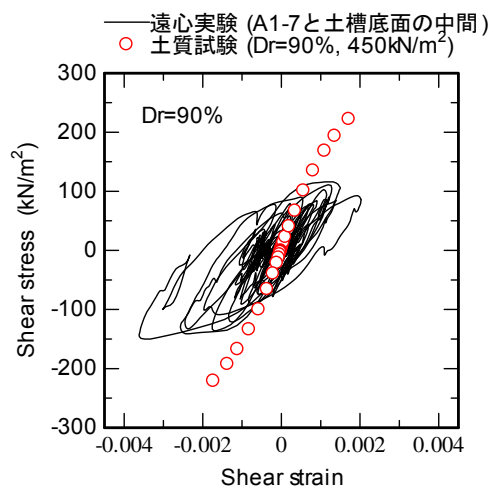
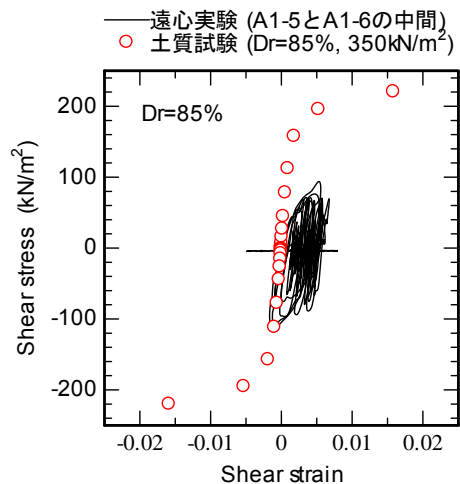
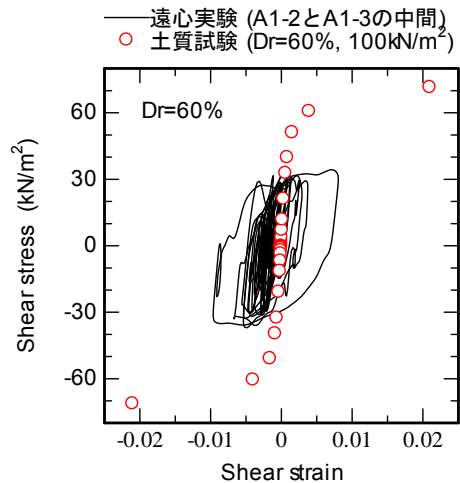


図-2.4 動的遠心実験と土質試験による応力-ひずみ関係の比較

得られた地盤の加速度波形から、地盤と振動台の相対変位、せん断ひずみ、せん断応力の時刻歴波形を算出した。相対変位は、各加速度計計測値から振動台上の加速度計(ATX)計測値を減じ、0.1Hz程度のハイパスフィルタ

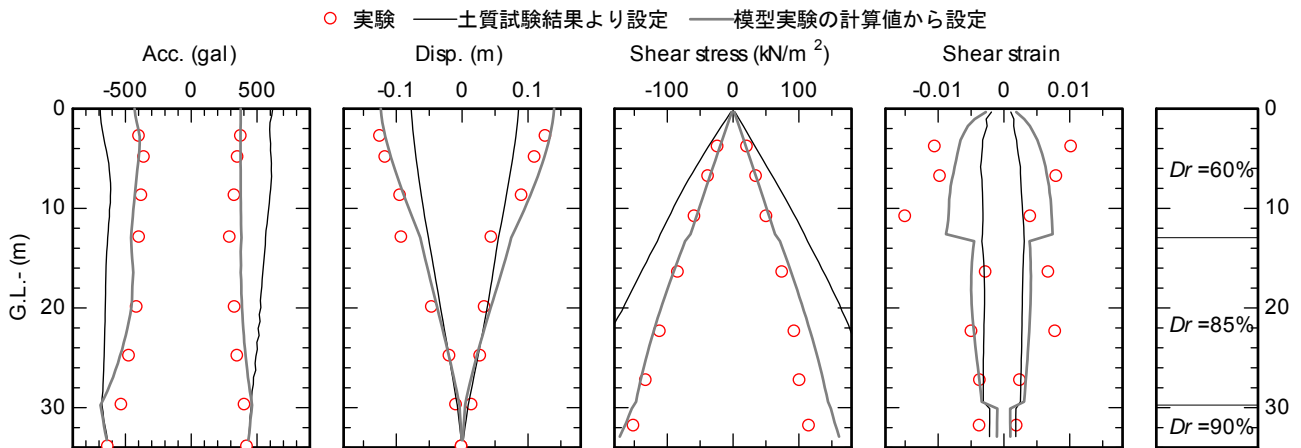


図-2.5 最大せん断応力 τ_{max} の設定方法による解析結果の違い (H-D モデル, $h_1=1.0\%$, 拘束圧依存性を考慮)

を用いて周波数領域で2回積分することにより算出した。せん断ひずみは、上下隣り合う2つの加速度計測値の差として得られる波形を、0.1Hz程度のハイパスフィルタを用いて周波数領域で2回積分し、これをさらにセンサー間の距離で除すことにより算出した。ただし、2回積分による変位およびせん断ひずみの時刻歴の計算値には、比較的大きな数値誤差が含まれている可能性があることを断わっておく。せん断応力 τ は、各時刻における加速度計測値の深さ方向分布を線形補間し、次式により算出した。

$$\tau(z) = \int_0^z \rho(\zeta) \ddot{u}(\zeta) d\zeta \quad (2.1)$$

ここに、 $\rho(\zeta)$ 、 $\ddot{u}(\zeta)$ はそれぞれ深さ ζ における地盤の密度、応答加速度である。せん断応力の算出深度 z は各加速度計の中間位置とした。なお、せん断応力の計算値の精度は、加速度の深さ方向分布を線形補間する仮定の妥当性によるが、本実験のように加速度計が深さ方向に密に配置されている場合、せん断応力は精度よく算出されているものと考えられる。

図-2.4は、前述の土質試験で得られたせん断剛性 G —せん断ひずみ γ 関係を τ — γ 関係に変換したものと、加速度計測値から算出された各層の代表的なせん断応力 τ —せん断ひずみ γ 関係（以下、単に応力—ひずみ関係という）を比較した結果であるが、土質試験結果が明らかにせん断応力を過大評価していることが分かる。これは、1つの供試体に対して排水条件下で段階的に繰返しせん断を与えることで体積圧縮が生じ、荷重段階が進むにつれて土の骨格が密実化・安定化したことによるものと考えられる。通常、地盤の地震応答解析では、土質試験結

果 (G — γ , h — γ 関係) のフィッティングからモデルパラメータを決定するが、今回の土質試験結果をフィッティングするとせん断応力や応答加速度を過大評価すると考えられる。このため、以降の解析では、初期せん断剛性 G_0 は土質試験結果から設定し、最大せん断応力 τ_{max} は模型実験からの計算値にフィッティングすることとした。参考までに、最大せん断応力 τ_{max} の設定方法による解析結果の違いを図-2.5に示すが、土質試験結果から設定したケースについては、せん断応力を過大評価した結果、地表において最大加速度が1.6倍程度、最大変位が0.6倍程度となっている。今後、解析精度の向上のためには、室内土質試験（動的変形特性試験）と実地盤で動的変形特性がどの程度異なるかについてデータを蓄積するとともに、この誤差が解析結果にどのような影響を与えるかについて調べるのが重要である。

2.3.3 モデル化と解析ケース

以上の実験に対し、非線形時刻歴解析法によるシミュレーションを行い、その適用性について検討した。用いた解析コードはDYNES3D¹⁰⁾である。

非線形時刻歴解析では、深さ方向に連続する地盤を、離散的な質点とバネ要素を連ねた数値モデルに置き換える。このとき、要素分割の間隔によって解析モデルが再現できる波長が決定される。ここでは、要素長を波長 L ($=V_s/f_{max}$) の1/5程度とした。ここに、 V_s は各層のS波速度、 f_{max} は解析で考慮する最大振動数であり、本解析では f_{max} を50Hzと大きめに設定している。

応力—ひずみ関係のモデル化にあたっては、一般に用いられることの多い双曲線モデル、R-Oモデルを用いた。双曲線モデル、R-Oモデルの骨格曲線はそれぞれ式(2.2)、(2.3)で表される。

表-2.2 解析ケース

解析ケース	応力-ひずみ関係	拘束圧依存性	Rayleigh減衰
Case1	双曲線モデル	考慮する	$h_1=0.5\%$
Case2	双曲線モデル	考慮する	$h_1=1\%$
Case3	双曲線モデル	考慮する	$h_1=2\%$
Case4	双曲線モデル	考慮する	$h_1=5\%$
Case5	R-O モデル	考慮する	$h_1=1\%$
Case6	H-D モデル	考慮する	$h_1=1\%$
Case7	双曲線モデル	考慮しない	$h_1=1\%$

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 - \gamma / \gamma_r} \quad (2.2)$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^{\beta-1} \right\} \quad (2.3)$$

ここに、 G_0 は初期せん断剛性、 γ_r は規準ひずみ(= τ_f/G_0)、 τ_f は最大せん断応力、 α 、 β はフィッティングパラメータである。いずれについても、履歴曲線はMasing則に従うものとした。ただし、Masing則に従う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¹¹⁾ため、履歴減衰を過大評価することが知られている。そこで、双曲線モデルの履歴減衰を調整できるように改良されたIshiharaら¹²⁾のモデルも比較のために用いることとした。このモデルでは、 h - γ 関係を G/G_0 - γ 関係と最大減衰定数 h_{max} から式(2.4)により規定しており、骨格曲線・履歴曲線ともにHardin-Drebnichモデル(H-Dモデル)と同一となることから、ここでは単にH-Dモデルと呼ぶこととする。

$$h = h_{max} (1 - G/G_0) \quad (2.4)$$

双曲線モデルとH-Dモデルによる履歴減衰の違いが解析結果に及ぼす影響について吉田ら¹³⁾が行った解析では、規準ひずみ $\gamma_r=0.13\%$ の土層に最大で5~7%程度のひずみが生じており、短周期領域の加速度応答に差が生じている。しかし、後述のように、本解析で生じたひずみの最大値は規準ひずみ $\gamma_r=0.05\sim 0.06\%$ に対してせいぜい0.5~0.7%程度であり、両モデルによる差はほとんど見られなかった。

これらの材料パラメータは、動的変形特性試験結果のフィッティングから決定される。しかし、本解析におい

ては、動的変形特性試験の結果がせん断応力を明らかに過大評価するものであったため、全てのモデルについて、初期せん断剛性 G_0 を土質試験結果から設定し、最大せん断応力 τ_f を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決定することとした。また、全てのモデルについて最大減衰定数 h_{max} は土質試験結果から設定することとし、R-Oモデルのパラメータ α 、 β は式(2.5)より決定した。

$$h_{max} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta - 1}{\beta + 1} \quad (2.5a)$$

$$\alpha = 2^{\beta-1} \quad (2.5b)$$

同一土層内においても土のせん断剛性やせん断強度は拘束圧に応じて変化し、それを考慮することで解析結果に生じる差は無視しえないことが知られている¹⁴⁾。そこで、各モデルのパラメータ設定にあたっては、吉田ら¹⁵⁾の提案する式(2.6)を参考に、初期せん断剛性 G_0 および最大せん断応力 τ_f の拘束圧依存性を考慮することとした。

$$G_0 = A \sqrt{\sigma'_v} \quad (2.6a)$$

$$\tau_f = B \sigma'_v \quad (2.6b)$$

ここに、 A 、 B は土質試験結果から逆算されるパラメータである。あわせて、比較のため、拘束圧依存性を考慮せずにパラメータを設定したモデルに対する解析も行っている。

地盤の動的解析においては、土の履歴減衰を応力-ひずみ関係の履歴則の中で考慮し、解析領域底面における逸散減衰の効果も考慮する。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。ここでもこの方法を踏襲することとした。ただし、Rayleigh減衰の感度を調べるため、 h_1 を種々変化させた解析を行った。

以上を踏まえ、応力-ひずみ関係のモデル化手法、Rayleigh減衰の影響、拘束圧依存性の影響に着目し、表-2.2に示す7ケースの解析を行った。

2.3.4 Rayleigh減衰の影響

1次モード減衰 h_1 を種々変化させたケース(Case1, 2, 3, 4)について、解析結果を図-2.6に示す。同図(a)に示す加速度とせん断応力の最大・最小応答値は、減衰定数に

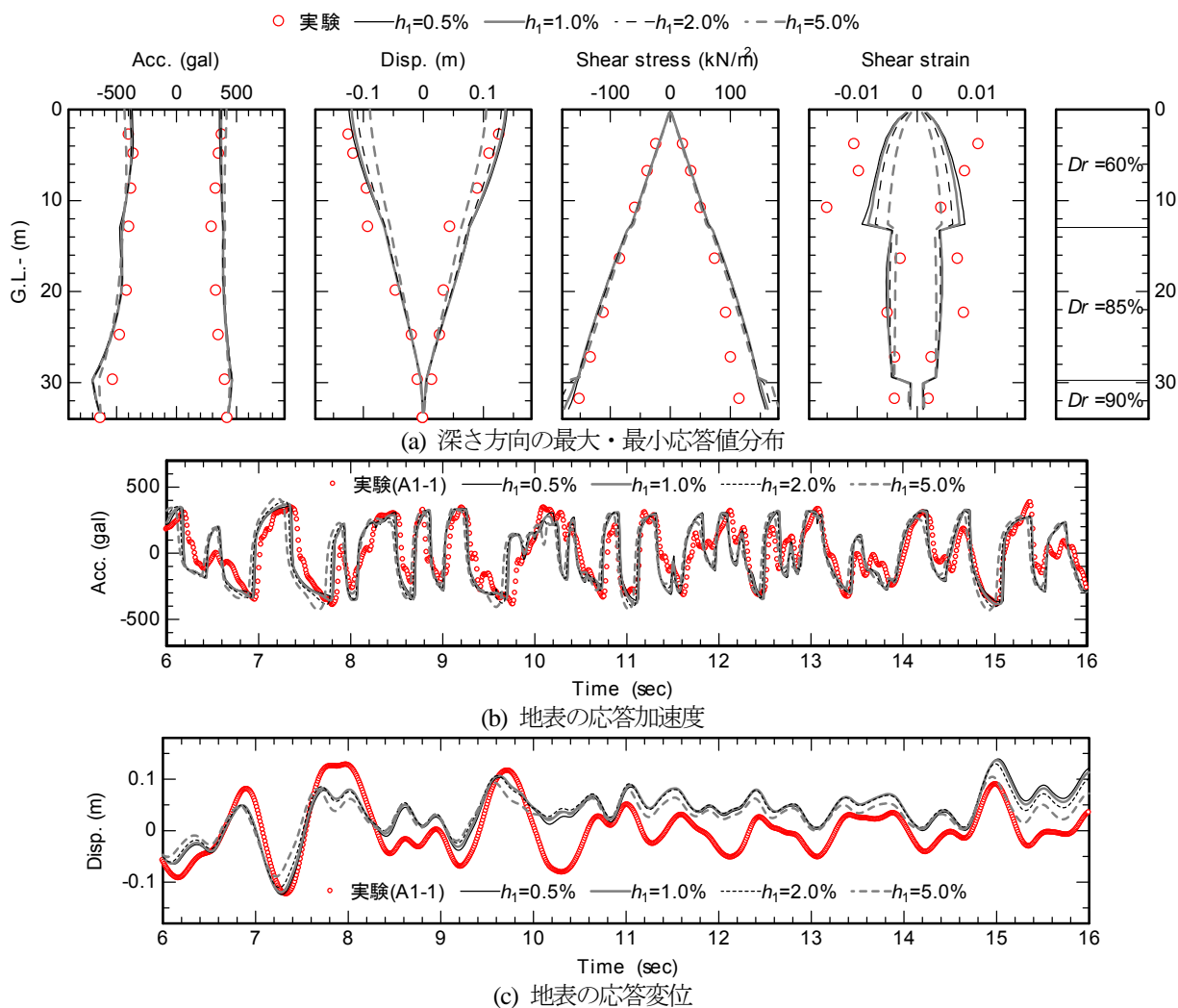


図-2.6 Rayleigh 減衰の影響 (Case1~4, 双曲線モデル, 拘束圧依存性を考慮)

よってほとんど変化していない。同図(b)に示す地表の応答加速度の時刻歴を見ても、 $h_1=5.0\%$ のケースで位相にずれが生じているものの、それを除けば各ケースに大きな差は認められない。これは、入力地震動が大きいためせん断応力がほぼ上限に達しており、せん断ひずみが増加してもせん断応力がほとんど変化しなかったことによるものと考えられる。

一方、変位およびせん断ひずみの最大・最小応答値は、減衰定数の増加に伴って減少している。なお、同図(c)のように時刻歴で見ると、解析において変位が正方向に残留していく挙動が実験と異なるが、これは、実験による変位波形の低振動数成分が算出時のハイパスフィルタにより除去されたことによる違いであり、むしろ実験値が変位の残留挙動を捉えきれていないと解釈すべきである。各ケースの解析結果は実験結果と比べて位相特性が概ね一致し、Rayleigh 減衰の与え方によって振幅のみが変化していることから、Rayleigh 減衰による変位抑制効果が

単に表れたものと考えられる。本解析では、1次モード減衰を0.5%とした場合が応答変位を最もよく再現していた。ただし、従来からよく用いられる1次モード減衰 $h_1=1.0\%$ 程度とした場合と比較しても応答変位にほとんど差が生じていないことから、この程度の減衰を与えれば、十分な精度で模型実験を再現していると考えられる。

2.3.5 応力-ひずみ関係のモデル化の影響

応力-ひずみ関係モデルに双曲線モデル、R-Oモデル、H-Dモデルを用いた場合の解析結果の比較を図-2.7に示す。

同図(a)の最大・最小応答値を見ると、R-Oモデルがやや加速度を大きめ、変位を小さめに評価しているものの、いずれのモデルを用いた場合でも結果に大差はなく、概ね実験結果をよく再現している。末富ら¹⁵⁾が指摘するように、大地震時における地表の応答加速度には上限値が存在し、土のせん断強度と密接に関係があるとするならば、大地震時における地盤の応答加速度の評価にあたっ

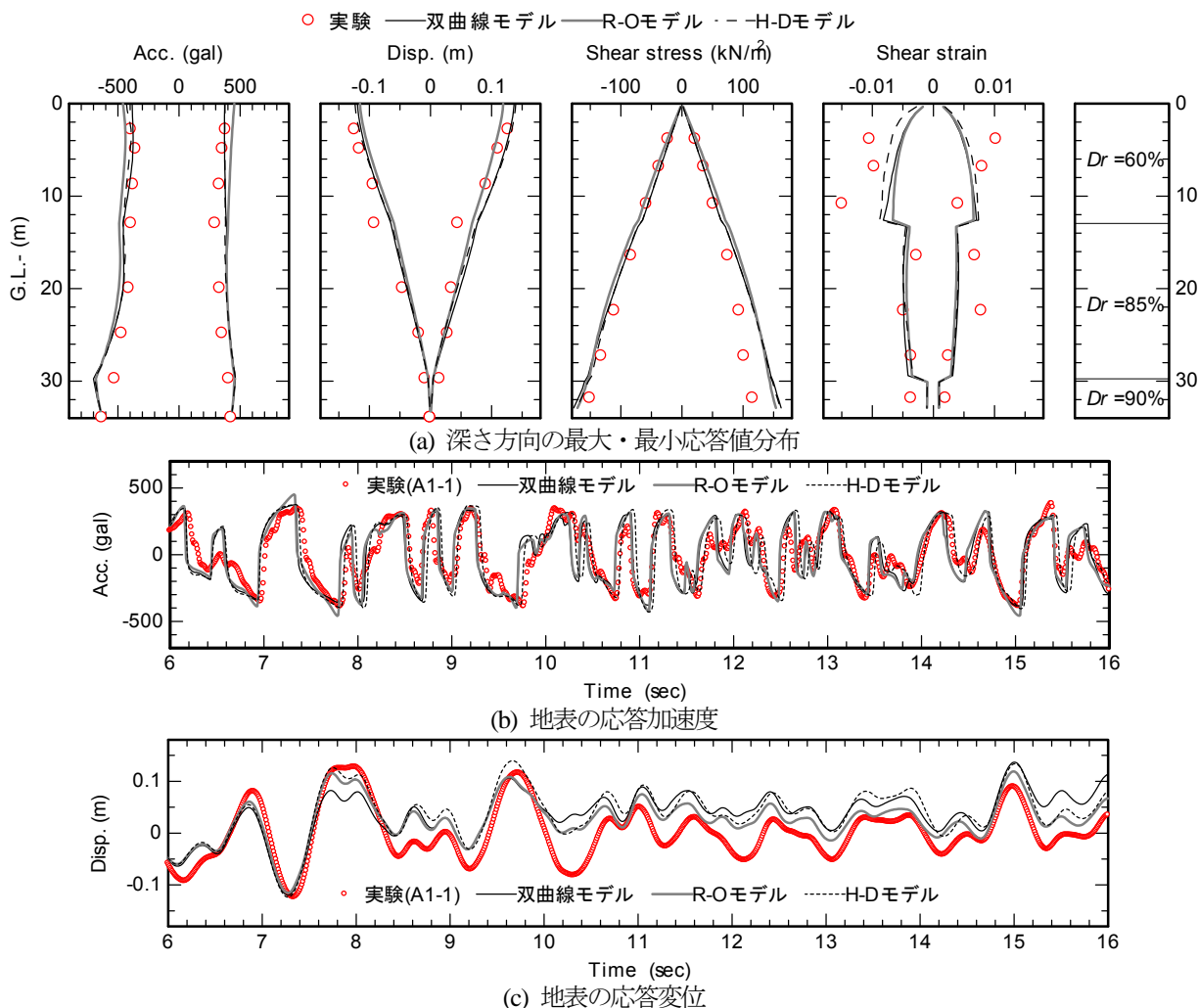


図-2.7 応力-ひずみ関係モデルの影響 (Case2, 5, 6, $h_1=1.0\%$, 拘束圧依存性を考慮)

では最大せん断応力 τ_f の与え方が非常に重要となる。本解析では、実験で計測されたせん断応力から最大せん断応力 t_f を逆算して与えたため、いずれのモデルによっても大地震時の応答加速度をよく捉えたと考えられる。したがって、どのモデルを用いる場合でも、最大せん断応力 τ_f を適切にフィッティングすることが重要である。

骨格曲線が同一で履歴減衰のみが異なる双曲線モデルとH-Dモデルを比較すると、単に最大・最小応答値のみを見ればその差はわずかであるが、時刻歴波形には加速度・変位ともに各時刻で違いが認められる。変位波形については実験値の算出精度の問題もあり優劣を判断することが難しいが、少なくとも加速度波形からはH-Dモデルの方が位相も含めて実験結果をよく再現している。

2.3.6 拘束圧依存性の影響

各深さにおける応力-ひずみ関係モデルのパラメータ設定にあたり、拘束圧依存性を考慮したケースと無視したケース (Case2, 7) の比較を図-2.8に示す。

まず、 $D_r=60\%$ の土層底面付近におけるせん断ひずみに大きな差が見られる。拘束圧依存性を無視したケースでは、同一土層内で深さ方向に同一の応力-ひずみ関係が与えられ、深い位置ほど大きなせん断応力が作用するため、土層底面付近に大きなひずみが生じたものと考えられる。この影響により、ひずみが局所化した部分より浅くにせん断応力が伝達しにくくなり、地表の加速度はいずれの時刻においても小さめに評価されたものと考えられる。今後、基礎の動的解析により地中部での部材照査を行うとした場合、地盤変位の深さ方向の分布形状の評価が照査結果に影響を及ぼすこと等も勘案すると、応力-ひずみ関係モデルのパラメータ設定にあたっては、拘束圧依存性の影響を考慮することは重要である。

2.4 地盤の動的解析における留意点

動的遠心実験に対して行った非線形時刻歴解析法のシミュレーション結果から導かれた考察を以下にまとめる。

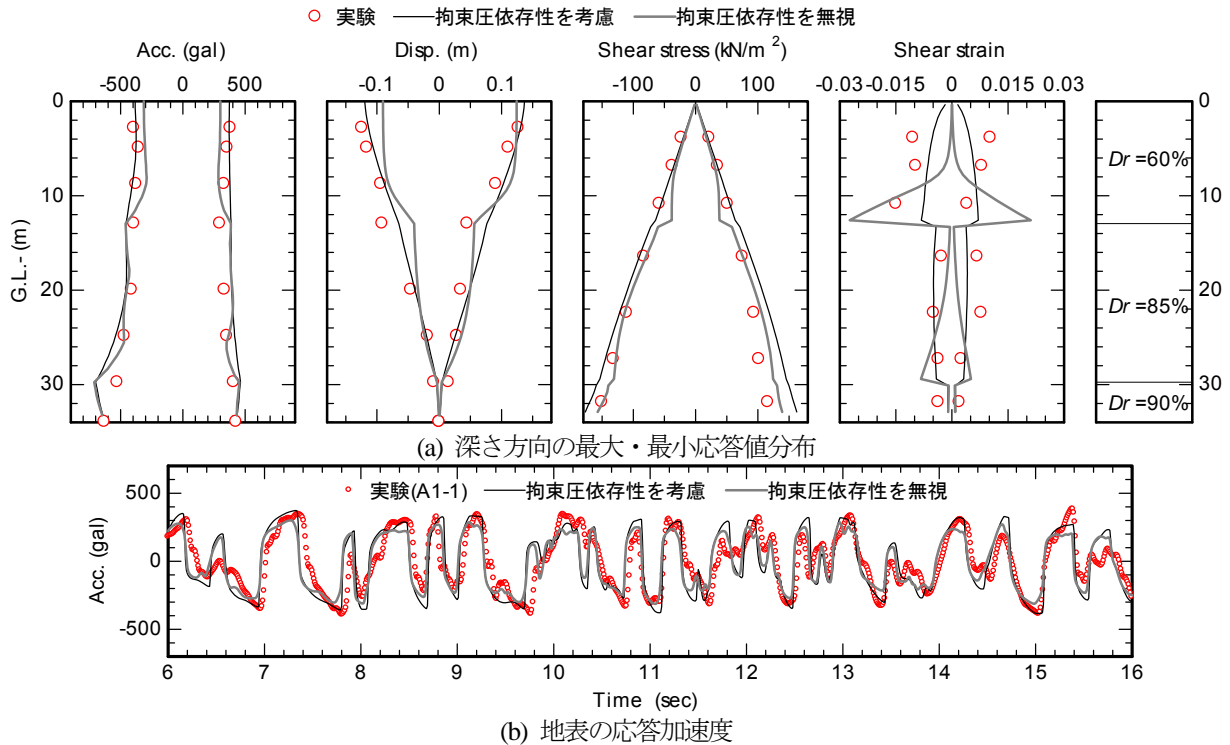


図-2.8 拘束圧依存性の影響 (Case2, 7, 双曲線モデル, $h_1=1.0\%$)

- (1) 数値計算の安定上の理由から用いられる Rayleigh 減衰については、一般的によく用いられる方法、すなわち剛性比例型として1次モード減衰 $h_1=1\%$ 程度を与えておくことで、本解析では実験結果との良好な一致を得た。ただし、本解析は1つの実験ケースに対して行ったものであり、種々の地盤条件、入力地震動を対象とした実験データや観測データに対するこの方法の適用性については、今後さらに知見を蓄積していく必要がある。
- (2) 応力-ひずみ関係モデルについては、一般的に用いられることの多い双曲線モデル、R-Oモデルを用いても、最大せん断応力 τ を適切にフィッティングすることで、大地震時の地盤の最大・最小応答値を概ね再現することができた。また、Masing則に従う双曲線モデルについては、ひずみレベルが大きくなるほど履歴減衰の過大評価の影響が顕著となると考えられるため、適用にあたっては注意を要する。
- (3) 応力-ひずみ関係モデルのパラメータ設定にあたっては、拘束圧依存性を考慮することが重要である。ただし、本解析では粘着力のない砂質土を対象としたため、式(2.6b)のように最大せん断応力 τ が単に拘束圧(上載圧)に比例するものと仮定して良好な解析結果を得ることができたが、粘性土を対象とする場合は、拘束圧に対する強度増加率をいかに評価するかが課題

となる。

- (4) 乾燥砂地盤を対象としたことから、動的変形特性試験を排水条件下で行ったが、载荷段階の進行とともに土の骨格が密実化・安定化することで、最大せん断応力を過大評価する試験結果となった。今後、排水条件下で行われた動的変形特性試験結果の適用については注意が必要である。

さらに、実地盤に対して動的解析を適用する場合に考えられるいくつかの問題についても、以下に示しておく。これらは、実地盤の強震記録の解析事例を蓄積することで対処していく必要があると考えられる。

- (5) 1次元水平成層地盤の数値モデルに大きな地震動を与えると、各土層で発揮されるせん断応力が上限に達し、下方からのせん断波を上方に伝達できなくなるため、計算上は、地表面位置での応答加速度はある程度以上大きくならない¹⁰⁾が、一方で、地震時に発揮される土のせん断応力に必ず上限があるかという点、必ずしもそうではないと考えられる。すなわち、排水条件あるいは非排水条件で砂にせん断を与えた時の挙動の違いを考えると、排水条件下では土のせん断応力には上限が存在するが、密度がある程度以上高い砂の非排水せん断では、ダイレイタンスの影響で有効応力が回復し、排水条件に比べてかなり大きなせん断応力が発揮

される。そして、砂質土や粘性土の地震時挙動は、一般に非排水条件に近いと考えられている。このような挙動をどのように考慮するかについては、今後、検討を行う必要がある。

- (6) 大地震時には土のせん断ひずみが数%レベルに達することがあるのに対し、土の動的変形特性試験では、ある程度以上のひずみレベルに達すると繰返し载荷中の履歴ループの非定常化が顕著となり、定常化時の等価剛性・等価減衰を抽出するという試験法本来の適用範囲を超えることになるが、その限界は1%程度と言われている。例えば、砂質土の動的変形特性試験では、ひずみレベルが大きくなると供試体に液状化が生じ、履歴ループ形状が紡錘型から逆S字型へと変化するとともに、急激なひずみ増加を示す。それ以上のひずみレベルにおける挙動を数値計算で追跡する場合、本来は、液状化の発生や液状化後の挙動を表現できるモデルが必要となる。特に、履歴減衰があるひずみレベル以降で減少している場合、そのひずみレベル以降では液状化が生じ、履歴ループ形状が紡錘型から逆S字型に変化している可能性が高い。

2.5 まとめ

本章では、基礎の耐震設計に動的照査法を適用することを前提とした場合の入力地震動について考え方を整理した。地震時の基礎に対しては基盤地震動と地盤の振動変位が地震作用となることから、自由地盤の動的挙動をどの程度の精度で評価できるか、地表面地震動と基盤地震動の整合性をどう考えるべきかという2つの大きな問題が存在する。そこで、今年度は、過去に実施された乾燥砂地盤に対する動的遠心実験を対象に動的解析を実施し、適用上の留意点を整理した。今後、さらなる解析事例を蓄積していくとともに、この知見を活かして基盤地震動の設定方法を試算に基づいて検討する予定である。

3. 地盤変位の影響を考慮した杭基礎の地震応答解析

3.1 検討の背景と目的

道路橋示方書に基づく基礎の設計においては、上部構造がどのような状態で支持されるのかという観点で記述されており、上部構造からの慣性力のみを荷重として基礎天端に作用させた時の挙動に基づき、基礎の性能が照査される。しかしながら実際の地震時には、基礎構造物には上部構造の慣性力だけでなく、地盤変位の影響が考えられ、特に軟弱な地盤においてはその影響が大きくなると考えられる。今後、基礎の設計法を高度化・合理化

するためには、実挙動を考慮した設計体系としていく必要がある。これには、慣性力と地盤変位の影響を考慮した動的解析を行うことが考えられるが、これを設計法として整備するためには、動的解析のためのモデルを構築し、そのモデルの持つ特性を踏まえて基礎の状態を把握し、その状態がどのような性能を担保することになるのか、性能・解析モデル・照査値を一对で整理する必要がある。解析モデルを適切に設定するためには、外力としての地震動、地盤変位の与え方および各部材の荷重-変位関係、地盤のモデル化の方法を踏まえて、その解析モデルが持つ特性を把握し、動的解析により得られた応答値が基礎のどのような状態を表しているかを評価できる指標について検討する必要がある。

本章では設計法の高度化に向けた動的解析モデルについて検討することとし、地震時保有水平耐力法により設計された橋梁を対象に道路橋示方書に規定されている基礎の降伏について、従来通りの上部構造からの慣性力のみによるプッシュオーバー解析により得られた結果と、基礎の地盤変位の影響を考慮した動的解析により得られた結果について比較を行い、解析手法の違いによる応答値の差を把握し動的解析モデルにおける照査指標について検討を行った。

3.2 解析対象橋梁

解析対象とした橋梁を図-3.1に示す。地盤の固有周期 $T_G=0.89$ 秒と軟弱な地盤上に建設されたRC橋脚を有する橋梁であり、支承条件は固定、基礎形式は杭基礎(場所打ち杭)である。既往の研究(17)を踏まえて、地盤変位の影響が大きいと考えられる、杭頭部から $1/\beta \sim 1.5/\beta$ 程度の範囲に土層境界が存在し、かつ、その土層境界の上部土層が下部土層より軟弱で、地表面に向かって地盤の振動変位が急増する地盤条件を対象とした。本解析は、基礎の塑性化の程度と橋脚との耐力比との関係を調べるために、橋軸方向については橋脚基部に主たる塑性化を生じ、橋軸直角方向については橋脚基部ではなく基礎に主たる塑性化を生じさせるように地震時保有水平耐力法により設計された橋梁である。橋脚の降伏震度は橋軸方向、橋軸直角方向に対して、それぞれ震度0.54、震度1.45となる。基礎については、橋軸方向は橋脚の降伏震度の1.1倍である震度0.6に対して基礎の降伏が生じないように設計されており降伏震度は算出していないが、橋軸直角方向は橋脚よりも小さい震度1.02の時に全杭降伏が生じ基礎の降伏震度となる。

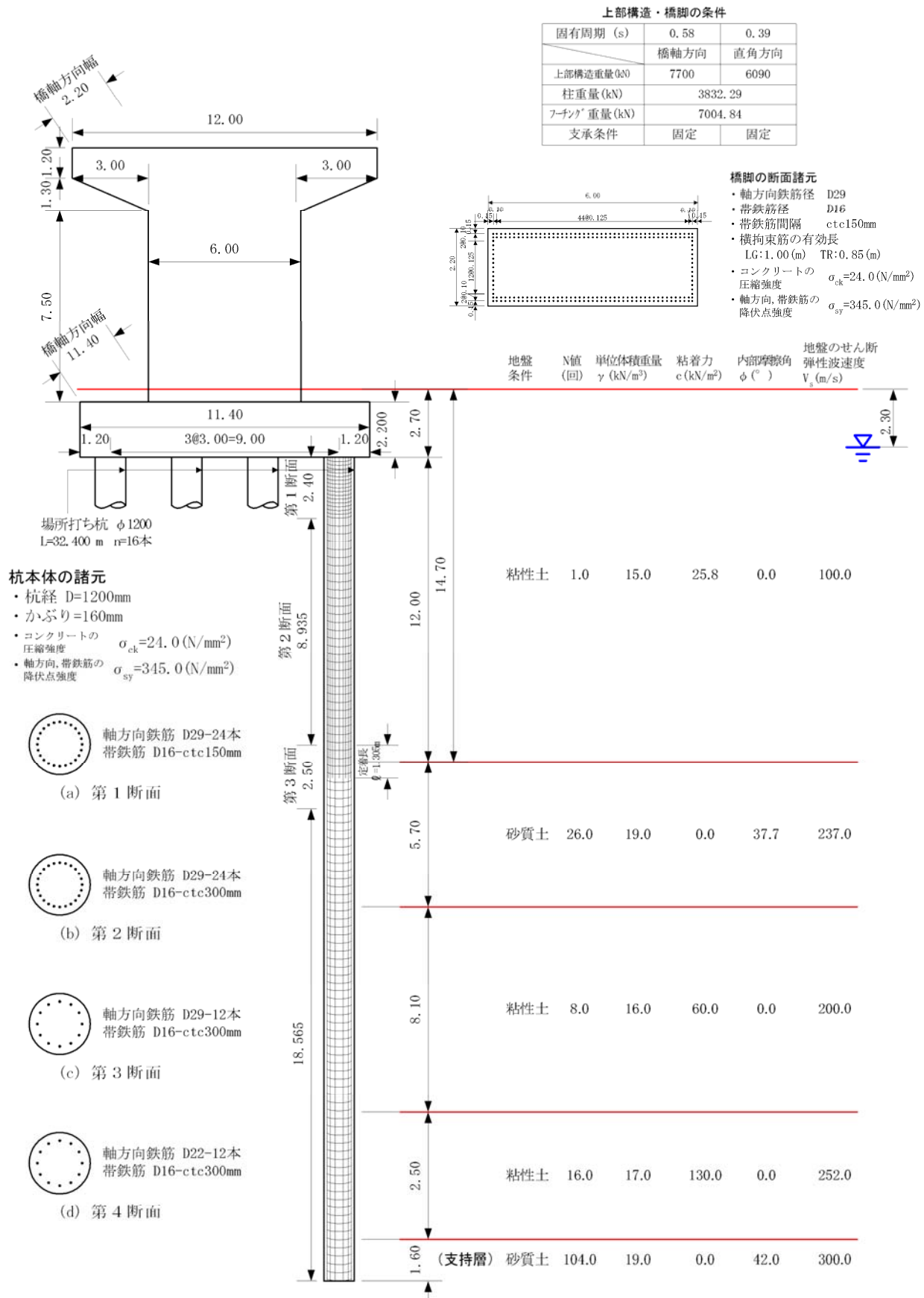


図-3.1 解析対象とした橋梁の諸元・杭基礎・地盤条件 ($T_G=0.89$ sec)

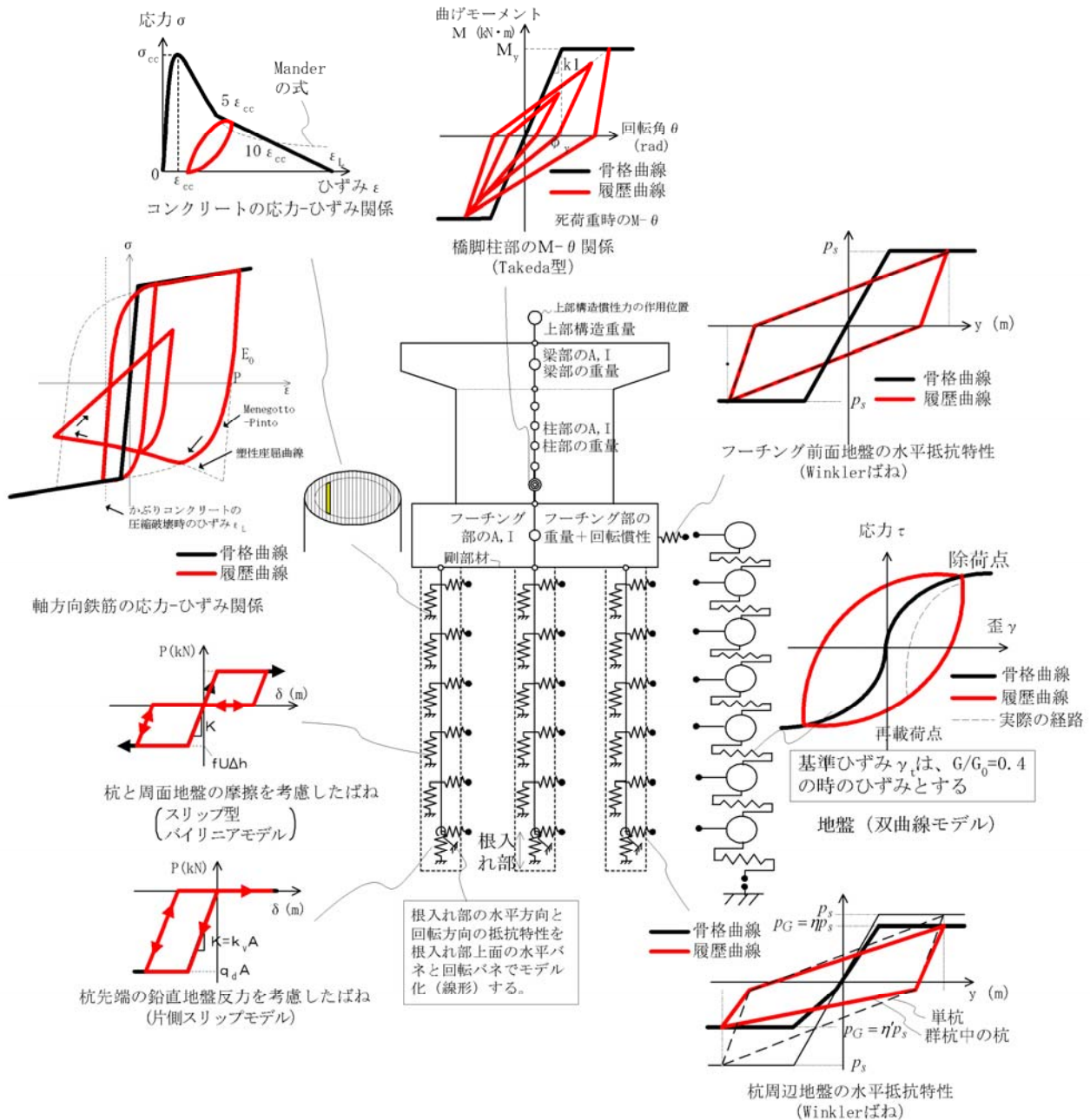


図-3.2 動的解析モデル概要

3.3 動的解析モデル

地盤変位の影響を考慮した動的解析を行うために設定したモデルの概略を図-3.2に示す。道路橋示方書に示されている地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いるモデルではなく、杭基礎の限界状態について検討するために、より実挙動を考慮した動的解析モデルを用いることとし、杭-地盤間の相互作用バネや杭体のモデル化について非線形挙動を適切に考慮できるモデルとした。具体的には、自由地盤での振動により生じる地盤変位の履歴を杭-地盤間の相互作用を考慮したバネにより

地盤変位の影響を考慮する橋脚・杭一体系の動的解析モデルである点、杭体については杭に作用する軸力が変動する影響をおよび鉄筋のはらみ出しによる耐力低下挙動の影響を考慮できるようにファイバー要素を用いている点が大きな特徴である。

橋脚については基部に曲げに関する非線形性を考慮するために、 $M-\theta$ のバイリニア回転バネ要素でモデル化した。なお、復元力特性はTakedaモデルとし除荷時剛性低下指数 $\alpha = 0.5$ とした。

場所打ち杭の杭体については先述したようにより実挙

動に近い非線形挙動を考慮できるようにファイバー要素でモデル化した。軸方向鉄筋の応力度-ひずみ関係については文献 18)と同様に Menegotto-Pinto モデルを拡張してはらみ出した鉄筋の挙動を再現できるモデルを用いた。はらみ出しが生じる事による圧縮応力度の低減を再現するために、帯鉄筋とコアコンクリートの拘束を受ける杭中の一本の軸方向鉄筋に着目した塑性座屈解析を行い、その非線形特性を設定した。コンクリートの応力-ひずみ関係については Mander の式に基づき最大応力点や軟化勾配を設定した。

杭の軸方向の抵抗特性としては、文献 19)を参考に杭と周面地盤の摩擦を考慮した鉛直方向の基礎-地盤間バネと杭先端の地盤抵抗を考慮した杭先端の鉛直方向の基礎-地盤間バネの二つに分けてモデル化した。道路橋示方書 IV 下部構造編²⁰⁾に基づく静的照査法を用いる場合には、杭頭部に集約した軸方向バネを設置するモデルとなるが、本動的解析モデルでは杭体をファイバー要素を用いており、杭に作用する軸力が変動する影響が非線形挙動に大きく影響を与えるためにこれを適切に考慮する必要がある。このため、各深さにおいて杭と周面地盤の摩擦を考慮した鉛直方向の基礎-地盤間バネを用いることでこれを考慮できるようにしたものである。

杭基礎-地盤間の水平抵抗特性については、先述した相互作用を適切にモデル化するために、土木研究所で行われた大型振動台実験のシミュレーションや杭の繰返し載荷実験 21), 22)に対する再現解析によりそのモデルの適用性が確認されている履歴則を与えたバネを用いることとし、水平地盤反力の上限值は岸田・中井 23)を参考にして算出した。地盤反力係数 k_H と除荷剛性 k_0 は次式により算出した。

$$k_H = \alpha k_0 \quad (3.1)$$

$$k_0 = \frac{E}{0.3} \times \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (3.2)$$

ここで、 B は杭径、 E は地盤のヤング係数である。 α については 0.1 とした。なお、上式は単杭に関する式であるため、文献 24)を参考に群杭効果を考慮した補正を行っている。

フーチング前面の地盤抵抗についても、杭基礎-地盤間の水平抵抗特性と同様の相互作用バネを用いる事とし、水平地盤反力の上限值については、受働土圧強度を用いた道路橋示方書 IV 編 11.5.2 に基づき算出した。

周辺地盤については質点・せん断バネ及び逸散減衰を考慮するための工学的基盤位置でのダッシュポットによ

りモデル化し、質点重量については、地盤の 1 次の固有周期が同じになるように調整し、想定した地盤変位が生じるように設定した。せん断バネの骨格曲線は双曲線モデル、履歴則は Masing 則を用いることとした。各土層の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線は文献 25), 26)に基づき設定し、2章に示した解析と同様に文献 27)を参考に土層深さに基づき拘束圧を考慮したモデルとした。規準ひずみについては $G/G_0=0.4$ とした。なお、2章で自由地盤の挙動について応力-ひずみ関係のモデル化の影響検討を行っているが、ここでは一般的に用いられている Masing 則に従う双曲線モデルを用いることとした。

各部材に与えた減衰定数についてであるが、RC 橋脚(柱部)、杭体については弾性域の減衰定数として 2%、橋脚柱部に対して剛性が大きい、固定支承、RC 橋脚(梁部)、フーチングについては減衰を見込めないとして 0% とした。構造物と地盤の相互作用バネについては、逸散減衰効果を見込めると考えられる水平方向の基礎地盤間バネ、杭体底面の鉛直方向バネは 20%とし、逸散減衰効果を見込めないと考えられる杭周面の鉛直方向バネは 0%とした。周辺地盤の層間せん断バネについては、2章地盤の動的解析において検討を加えているが、ここでは地盤の動的変形特性によりせん断ひずみが 10^6 相当の減衰定数を与えた。

減衰マトリクスについては要素別 Rayleigh 減衰で与えることとした。自由地盤での応答を動的解析において考慮する場合、自由地盤のみの解析を事前に行い地盤変位の時刻歴を把握し、地盤変位の時刻歴を相互作用バネを介して地震動と同時に入力する方法が考えられるが、ここでは図-3.2 に示すように一体化したモデルで解析することとしたため、一体化した解析モデルにおいても自由地盤のみの解析での結果と同等の地盤変位を考慮させる必要があるためである。図-3.3 に減衰マトリクス作成に用いたモード図を示す。上部構造、橋脚、フーチングについては 1 次と 2 次から Rayleigh 減衰を作成し、杭体については周辺地盤の 1 次に近似しているモードから剛性比例減衰を作成し、周辺地盤については地盤の 1 次と 2 次から Rayleigh 減衰を作成することとした。

3.4 入力地震動および自由地盤の応答

基盤に入力した地震動については、I 種地盤での地震動を露頭基盤波相当の地震動と考え、道路橋示方書 V 耐震設計編に示されているレベル 2 タイプ I 地震動、II 地震動²⁸⁾の I 種地盤での標準波形を用いることとした。これは地盤変位の影響を考慮した解析を行うため、設計で

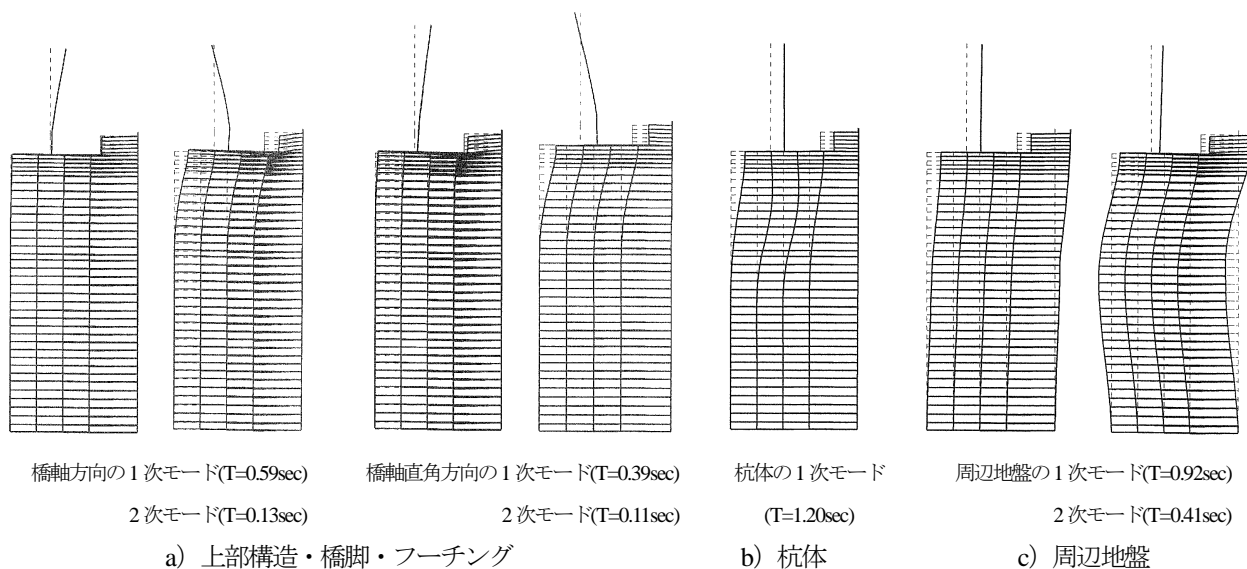


図-3.3 要素別 Rayleigh 減衰マトリクス作成に用いた振動モード

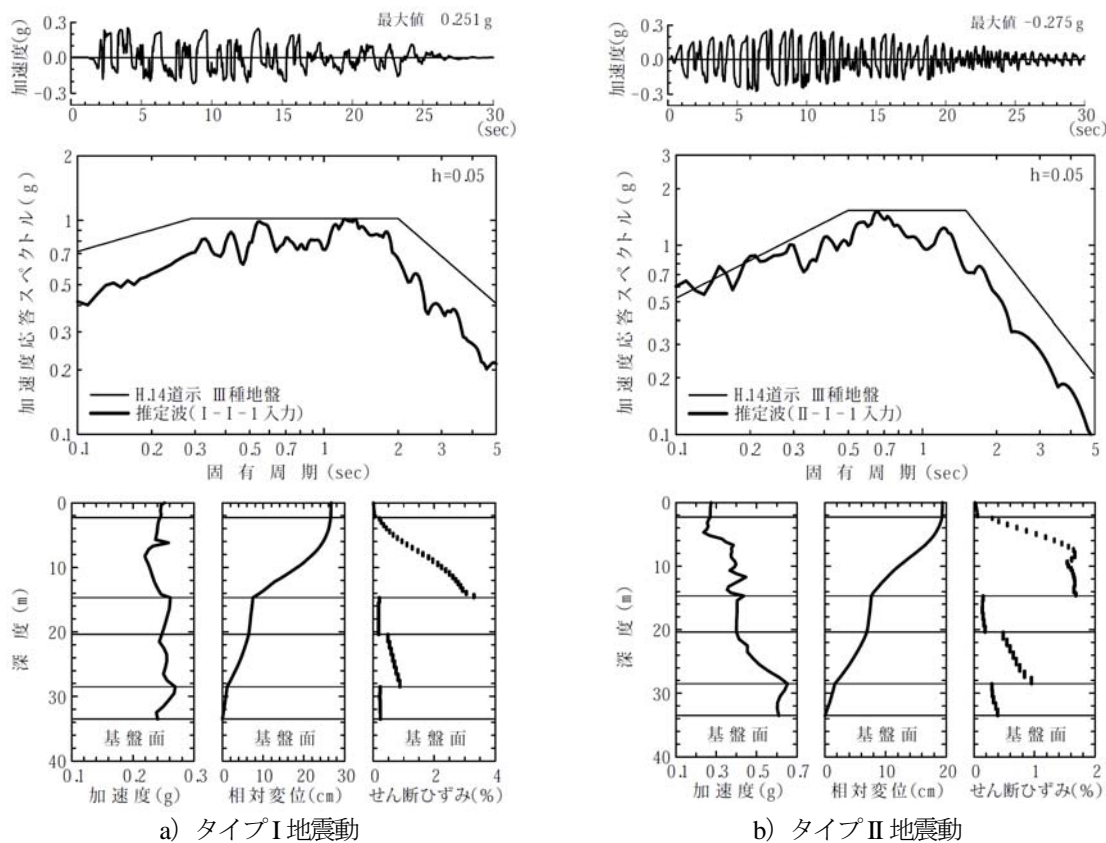


図-3.4 解析に用いた地震動による自由地盤の応答

支配的となる生じる慣性力が大きいタイプII地震動だけではなく、大きな地盤変位が生じるタイプIの地震動についても対象とし、異なる2種類の特性を有する地震動を対象とすることで、慣性力と地盤変位の及ぼす影響について比較検討することを目的としたものである。

各地震動での地盤の非線形動的解析結果を図-3.4に示す。加速度応答スペクトルにはIII種地盤の標準加速度応答スペクトルも示している。軟弱地盤を対象としており地盤の塑性化が大きいため、地表面での加速度の最大値は小さくなっており、加速度応答スペクトルについて

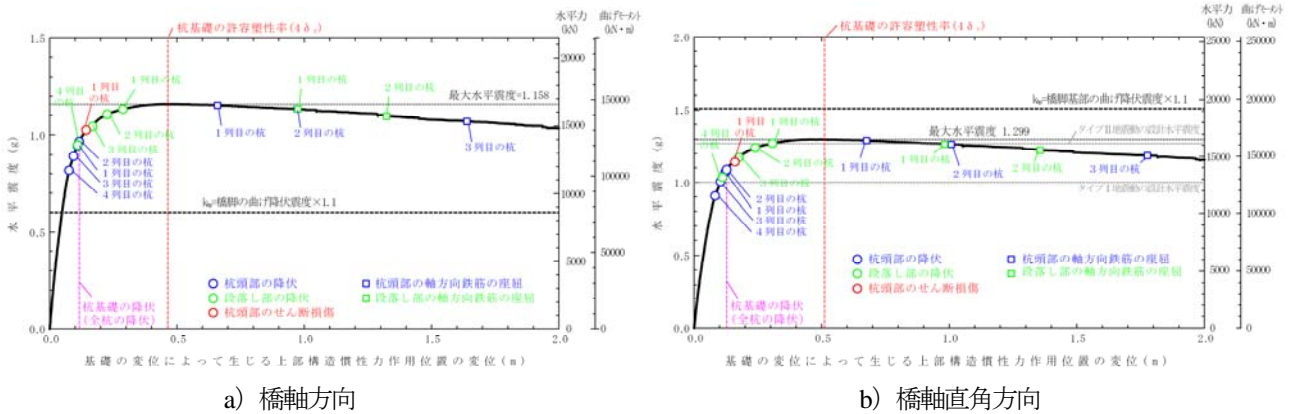


図-3.5 プッシュオーバー解析による上部構造慣性力作用位置での荷重-変位

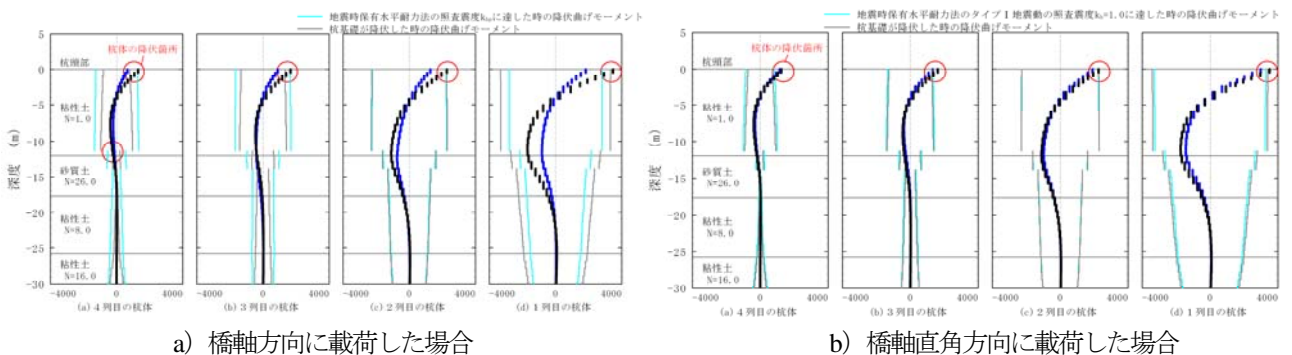


図-3.6 プッシュオーバー解析での杭体に生じた曲げモーメント分布
(—：地震時保有水平耐力法の照査震度に達した時、---：杭基礎が降伏した時)

も全周期において小さいが、後述する橋軸方向の動的解析の結果ではタイプⅠ地震動の場合には橋脚は塑性化していないが、タイプⅡ地震動の場合には設計通り橋脚を塑性化させるのに必要な慣性力が生じているため、ここでは、プッシュオーバー解析との比較を行うためには、概ね十分な大きさを有していると判断し、振幅調整等は行わずそのまま用いることとした。

3.5 解析結果及び考察

3.5.1 プッシュオーバー解析の概要および結果

地震時保有水平耐力法により設計された橋梁に対して、静的照査に用いる震度での杭基礎の損傷状況を把握するために、さらにそれ以降の損傷状況についても把握するため、プッシュオーバー解析を実施した。プッシュオーバー解析に用いる解析モデルについては、動的解析結果と比較することを目的としたため、周辺地盤のモデルを除く動的解析モデルと同じモデルとした。水平方向の基礎-地盤間バネについては、地盤反力度の上限値に達しなくても個々のバネに作用する荷重が反転すれば非線形

挙動となる特性であり、解析が安定しなかったため非線形弾性のモデルに変更している。また、杭の非線形挙動のみに着目したため、ここでは橋脚はモデル化していない。

プッシュオーバー解析は変位制御による漸増解析により行った。通常、杭基礎の地震時保有水平耐力法では、ポストピーク以後の挙動を対象としないため、慣性力相当の荷重を静的に漸増荷重する荷重制御による解析が行われるが、本解析モデルでは各要素に用いた非線形特性として骨格曲線が負勾配やゼロになる特性を有し、それにより荷重-変位関係の荷重低下域までが対象となるため、解析の安定性を確保するために変位制御による解析とした。なお、変位制御による漸増解析を行うにあたり、フーチング底面に作用する曲げモーメントとせん断力の比率が慣性力相当の荷重を静的に漸増荷重する荷重制御と同様の割合になるようにフーチング底面からの橋軸方向、橋軸直角方向それぞれ作用高さを算出し、フーチング底面から作用高さ h の位置に設けた節点とフーチング節点を仮想部材でつなぎ、作用高さ h の点に強制変位を

与えている。地震時保有水平耐力法では、文献 29)に示されるように、設計水平震度 k_h 、地盤面における設計水平震度 k_{hg} に応じて橋脚部と基礎部に作用させる震度の割合が設定され、タイプ I とタイプ II 地震動で異なることとなるが、ここでは簡便のためタイプ I 地震動での震度の割合を用いることとした。また、地震時保有水平耐力法による場合、橋脚の降伏以降は、橋脚による荷重は降伏耐力以上増えないこととなるが、上記のように仮想部材を用いた変位制御による荷重を載荷させるため、その割合は橋脚の塑性化に関わらず載荷することとなる。

図-3.5 に橋軸方向および橋軸直角方向の荷重-変位関係を示す。プッシュオーバー解析における載荷方向に対して一番奥の杭体を 1 列目とし手前の杭体を 4 列目としている。橋軸方向については、静的照査に用いる震度である、橋脚基部の曲げ降伏震度の 1.1 倍である震度 0.6 において杭体はいずれも降伏せず、全杭が降伏するのは震度 0.97 の時である。また、杭基礎の許容塑性率 4 程度において最大水平耐力に達し、その際の震度は 1.16 である。さらに変位を与えると荷重が低下し始め、杭頭部の軸方向鉄筋の座屈が最初に生じるのは上部構造慣性力作用位置において 650 mm 変位を与えた段階でありその後も変位を与えることで順に軸方向鉄筋の座屈が生じるが、これによって耐力が急に大きく低下することはない。橋軸直角方向については、全杭が降伏するのは震度 1.09 の時であり、橋脚の降伏震度である 1.45 を下回っており先に基礎が降伏する。また、杭基礎の許容塑性率 4 程度において最大水平耐力となり、その際の震度は 1.30 である。さらに変位を与えると、橋軸方向の場合のように杭頭部の軸方向鉄筋の座屈が生じ徐々に耐力が減る結果となった。

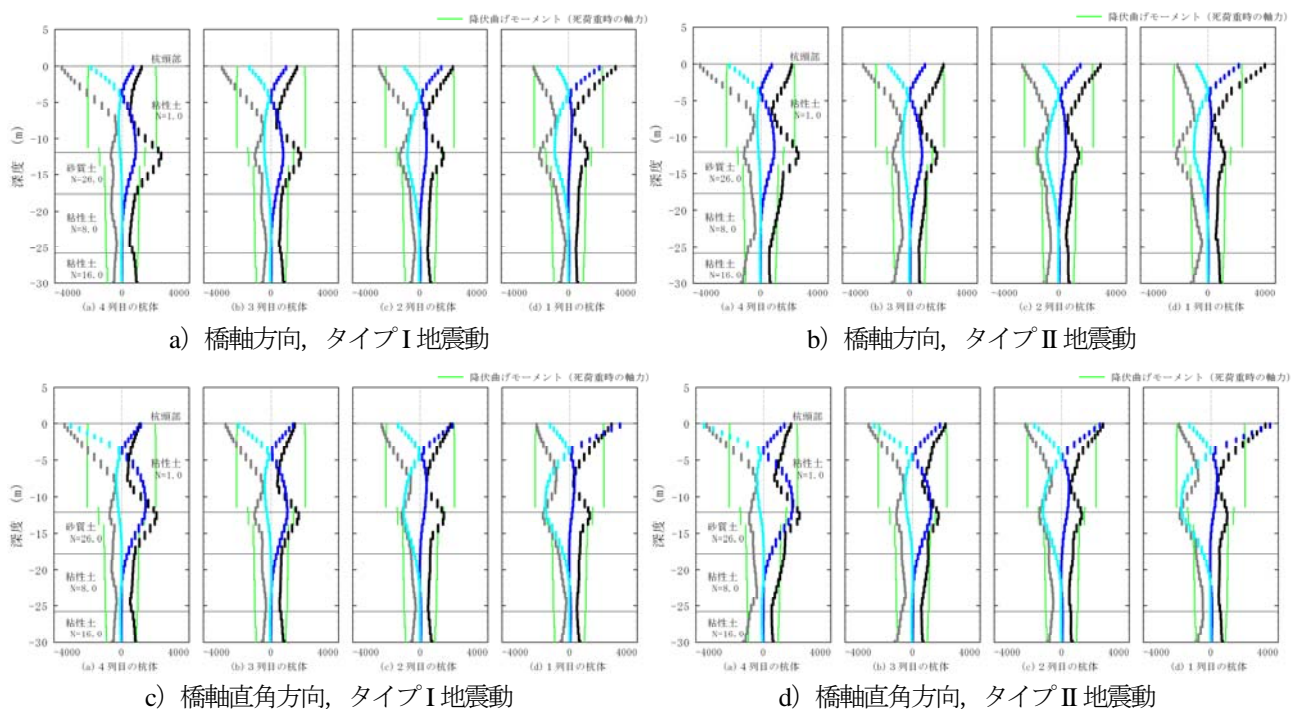
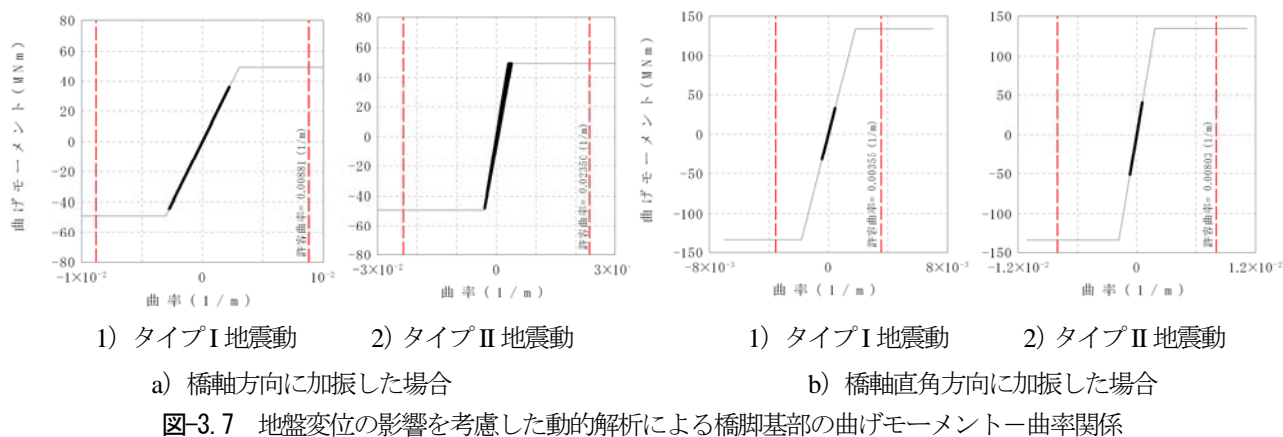
図-3.6 に橋軸方向および橋軸直角方向について、地震時保有水平耐力法の照査震度時と杭基礎が降伏した場合の各杭体に生じる曲げモーメント分布を示す。地震時保有水平耐力法での照査震度時においては、橋軸方向、橋軸直角方向どちらも杭頭部で最大曲げモーメントが生じる分布となっている。また、杭基礎が降伏する震度時においては、橋軸方向、橋軸直角方向どちらも深さ方向において同様の曲げモーメント分布であり、杭頭部で最大曲げモーメントが生じると共に、圧縮側となる 1 列目 2 列目の杭体では 1 層目と 2 層目の境界付近で逆側の最大曲げモーメントが生じている。なお、全杭頭部および 4 列目の杭体の 1 層目と 2 層目の境界付近で杭体の降伏曲げモーメント以上の曲げモーメントが作用し降伏が生じている。

3.5.2 地盤変位の影響を考慮した非線形動的解析と プッシュオーバー解析の比較

地盤変位の影響を考慮した非線形動的解析による橋軸方向および橋軸直角方向加振時の橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係を図-3.7 に、各杭体に生じる曲げモーメント分布を図-3.8 に、各杭体の最外縁の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-3.9 に示す。図-3.8、3.9 にはプッシュオーバー解析の結果得られた照査震度時での結果も同図に示す。また、図-3.10 に動的解析においてタイプ I 地震動による橋軸方向に加震した際に得られた各杭体の杭頭部における軸方向鉄筋の応力度-ひずみ関係を示す。動的解析では地震動により正負に繰返し荷重を受けるため、各杭体各深さでの応答値の最大値と最小値を示している。ここで最小値とは負側の応答値の最大であることを意味する。プッシュオーバー解析の結果は単調一方載荷であるため、逆方向にも単調一方載荷を行い、正側負側両方の載荷で得られた応答値の最大値と最小値を示している。

橋軸方向についてであるが、橋脚基部で主たる塑性化が生じるように設計されており、プッシュオーバー解析では全杭降伏には至っていなかったが、地盤変位の影響を考慮した動的解析では、プッシュオーバー解析に比べて杭頭部および一層目と二層目の層境界付近において大きな曲げモーメントが生じており、全杭において軸方向鉄筋が降伏する結果となっている。また、タイプ II 地震動での結果よりもタイプ I 地震動の方が軸方向鉄筋の降伏の程度が大きいことがわかる。図-3.7 に示すようにタイプ I 地震動では橋脚は塑性化せず、タイプ II 地震動で橋脚が塑性化する結果であり、杭基礎に作用する慣性力の影響はタイプ II 地震動の方が大きいものの、タイプ I 地震動の方が生じる地盤変位が大きいいため、杭体により大きな損傷を与える結果になったと考えられる。また、軸方向鉄筋は杭頭部で降伏しているものの、図-3.10 に示すように、一番大きなひずみが生じた外側の杭体においても座屈を生じさせるレベルには至っていない。

橋軸直角方向については主たる塑性化を基礎に考慮しており、プッシュオーバー解析では杭頭部において全杭降伏する結果であったが、地盤変位の影響を考慮した動的解析では、橋軸方向と同様に杭頭部と一層目と二層目の層境界付近においてプッシュオーバー解析の結果よりも曲げモーメントが大きく生じており、杭頭部だけでなく一層目と二層目の層境界付近において、軸方向鉄筋が降伏する結果となっている。また、橋軸方向と橋軸直角方向では橋脚の塑性化の有無の差はあるものの、概ね杭



体に作用する慣性力の大きさは同じであり、外力として与えた地盤変位は同じであることから、橋軸方向と橋軸直角方向で杭体の曲げモーメント分布は概ね同様となっており、軸方向鉄筋の降伏箇所も同様である。

以上の結果より、地盤変位の及ぼす影響の方が主として杭体の挙動に影響を与えているものと考えられる。地盤変位の影響を適切に考慮することが動的解析モデルにおいて応答の推定精度を向上させる上で重要であると考えられる。

道路橋示方書V耐震設計編に規定されている基礎の降伏は、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し

始めるような状態を規定しており、その例として全ての杭において杭体が降伏することが解説されている。地盤変位の影響を考慮した動的解析では、プッシュオーバー解析における照査震度時での杭体の状態と比べて、主として地盤変位の影響により杭頭部及び一層目と二層目の層境界付近において杭体に大きな曲げモーメントが生じる結果となり、橋軸方向にも全杭において杭体に降伏が生じる結果となった。3.1で述べたように性能・解析モデル・照査値は一对で整理されるものであり、静的照査における基礎の降伏という状態に関する照査指標である全杭において降伏が生じるという状態について、動的解

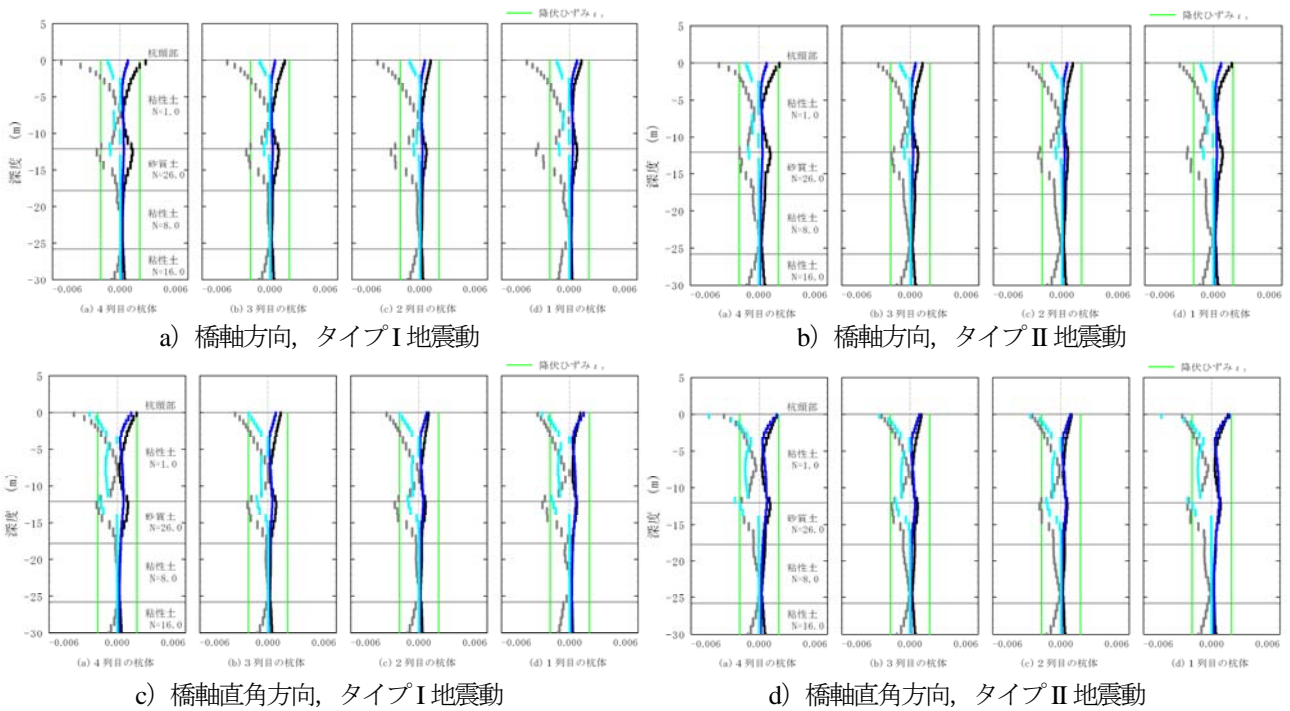


図-3.9 地盤変位の影響を考慮した動的解析による杭体の最外縁軸方向鉄筋に生じたひずみ分布
 (—/— : プッシュオーバー解析での照査震度に達した時の最大値/最小値, -/- : 動的解析での最大値/最小値)

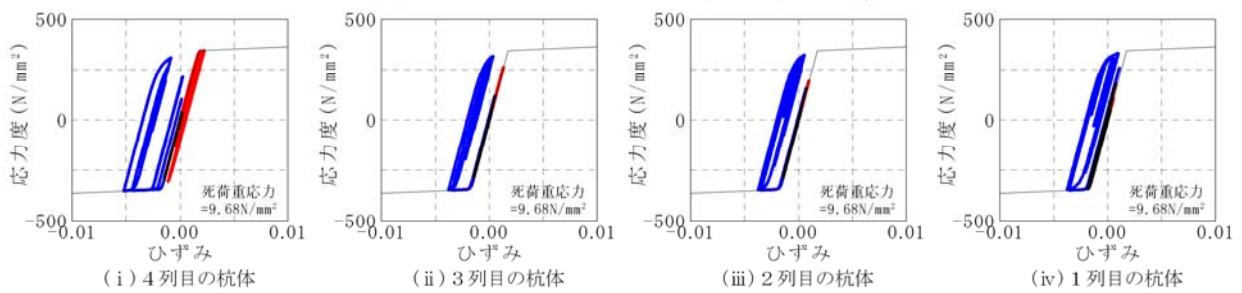


図-3.10 杭頭部における軸方向鉄筋の応力度-ひずみ関係
 (赤/青 : 杭体の最外縁鉄筋要素のプラス側/ー側)

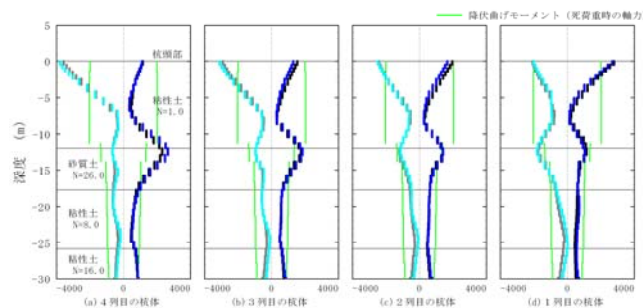


図-3.11 一回目と二回目の杭体の曲げモーメント分布の比較
 (—/— : 一回目の動的解析の最大値/動的解析での最小値, -/- : 二回目の動的解析の最大値)

析においても同様に用いる事ができるかどうか検証されているわけではない。そこで、地盤変位の影響を考慮した動的解析における全杭降伏という状態についてどういう状態であるのか、基礎の状態に関する照査指標の一つとして地震後の残存耐力という点で検討することとし、同じ地震動を再度入力した解析を行い、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始めるような状態が生じるかどうか検討することとした。橋軸方向にタイプ I 地震動を入力した結果について一回目と二回目の杭体の曲げモーメント分布の比較を図-3.11 に示す。なお、橋軸方向・橋軸直角方向、地震動のタイプに関わらずほぼ同様の結果であったため他のケースは省略している。同レベルの地震動を受けてもその応答値は概ね変化していないことがわかる。これは、一回目の加振により周辺地盤の影響を考慮する相互作用バネについては地震動の繰返し载荷によって剛性低下が生じており、全杭において降伏が生じているものの、杭体の軸方向鉄筋の座屈は生じておらず、杭体としての大きな剛性低下が生じていなかったためであると考えられる。動的解析モデルにおける基礎の状態に関する指標を検討するためには、軸方向鉄筋の座屈が生じるような場合に、どのような挙動を示すことになるのかについて検討を加える必要があると考えられる。

3.6 まとめ

基礎の設計法の高度化に向け動的解析モデルについて検討することとし、地震時保有水平耐力法により設計された橋梁を対象に道路橋示方書に規定されている基礎の降伏について、従来通りの上部構造からの慣性力のみによるプッシュオーバー解析により得られた結果と、基礎の地盤変位の影響を考慮した動的解析により得られた結果について比較を行い、モデル間の違いによる応答値の差を把握し動的解析モデルの照査指標について検討を行った。

地盤変位の影響を考慮した動的解析の結果、橋軸方向については軸方向鉄筋に降伏は生じず、橋軸直角方向については杭頭部において軸方向鉄筋が降伏するというプッシュオーバー解析の結果と異なり、いずれの方向についても杭頭だけでなく一層目と二層目の層境界において大きな曲げモーメントが生じる結果となり、同箇所において杭体の軸方向鉄筋の降伏が生じた。ただし、座屈が生じるほど大きな損傷ではなかった。また、橋軸方向の結果から、上部構造からの慣性力よりも地盤変位が応答値に及ぼす影響が大きいことがわかった。地盤変位の影

響を考慮した動的解析においては地盤変位を適切に算出する事が重要と考えられる。

また、動的解析における照査指標に関する検討の一つとして、地震後の残存耐力について評価するために、1 回目の加振によって全杭において降伏した状態から、同じ地震動を再度入力した解析を行った。杭体の損傷としては一回目の結果とほぼ同様の結果となり、杭体の軸方向鉄筋の座屈が生じるような損傷の進展はなく、慣性力作用位置での水平変位も大きく増加するような挙動にはならなかった。

今後は、例えば古い設計規準で建設された橋梁を対象として、杭体の軸方向鉄筋に大きな座屈が生じるような挙動を生じさせ、道路橋示方書に規定されている基礎の降伏に関する状態である、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増するような挙動が生じるかどうか検討し、照査指標について検討を加えて行く必要がある。

4. 地盤変位が杭基礎に与える影響に関する実験的検討

4.1 検討の背景と目的

これまでの大規模地震における被災事例から、地盤の変位による杭基礎への影響が確認されている。例えば、十勝沖地震において、表層が軟弱シルトからなる地盤に施工された橋梁が水平・鉛直方向に 75 cm, 10cm の変位が生じた事例が報告されている³⁰⁾。これに伴い、RC 杭にひび割れが生じた。被災要因として、300Gal を超える加速度により、地盤が大きく変形したことが上げられている。また、1995 年に発生した兵庫県南部地震では、液状化地盤において、上部構造が施工前の杭基礎が損傷した事例が報告されている³¹⁾。

このように、地盤変位が杭基礎の地震時挙動に影響を及ぼすことは明らかであり、この点に関して、実験・解析的にその影響を評価する研究がこれまでも行われてきている。時松・能村は、液状化地盤における杭基礎の加振実験を実施し、杭体に生じた応力は、慣性力だけでは説明ができず、地盤変位の影響を考慮する必要があることを示している³²⁾。田蔵は、地盤変位による杭基礎の破壊モードを確認することを目的に、遠心模型実験を実施している³³⁾。また、福井らは、大型振動台実験施設により杭基礎の加振実験を実施し、その挙動を調べている³⁴⁾。さらに、白戸らが、杭基礎の地震時の挙動を予測することを目的に、解析モデルを提案している¹⁸⁾。

以上のことから、地盤変位による杭基礎の挙動は明らかになりつつあるが、例えば、大きな剛性比を有する多

表-4.1 実験ケース

Case	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	全層粘性土 (一層地盤)	有り

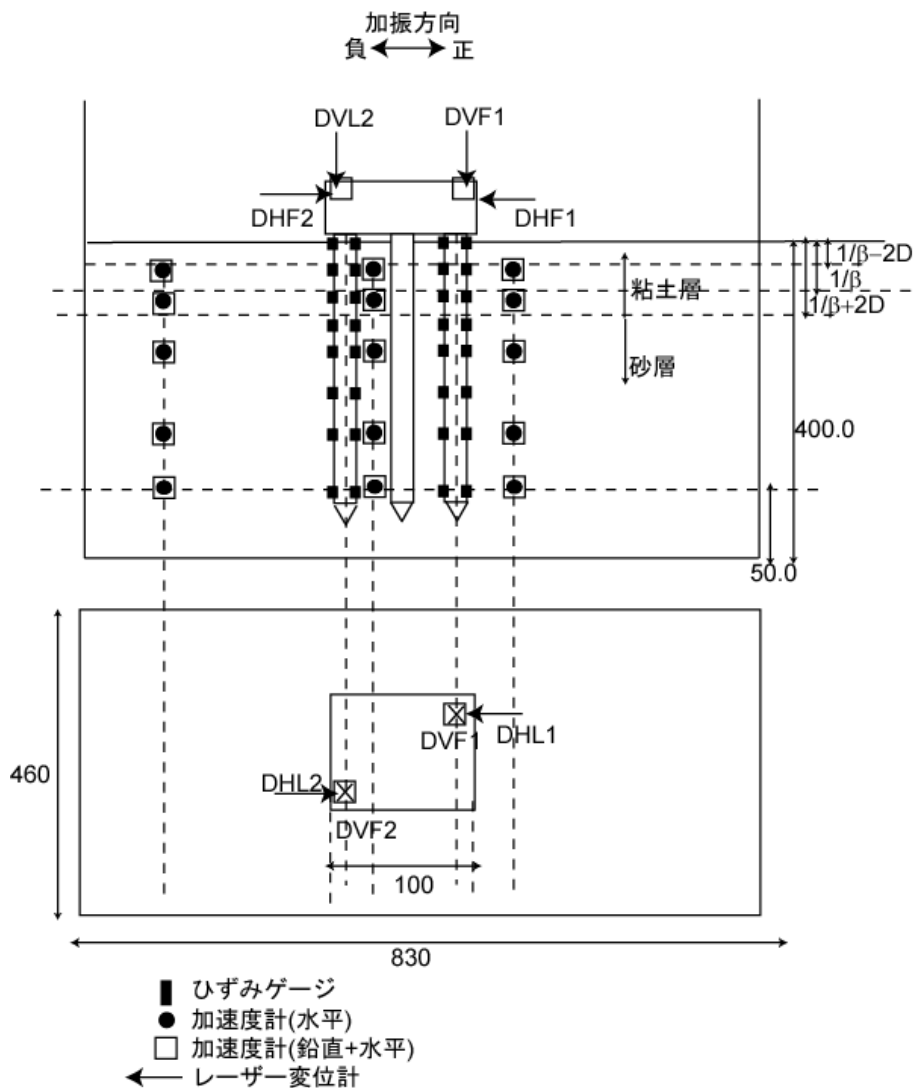


図-4.1 実験概要図

層地盤における地盤変位が杭基礎の挙動に与える影響を実験的に評価した事例は少ない。例えば、平成16年度に実施された直轄工事における杭基礎の杭長は、工法によって若干異なるものの、10m~25m程度が最も多く、比較的深い地盤に施工されている³⁵⁾。また、一般的に、杭基礎が施工される地盤は表層が軟弱で、先端を含む地中

部に比較的良好な地盤を有している等、多層地盤からなる場合が多い。地震動により生じる地盤変位は、地盤の剛性により異なるため、地盤種別が異なる層では生じる地盤変位も異なる。そのため、大きな変位が生じる層とあまり変位が生じない層が存在し、その層境では、杭体に大きなせん断力が作用すると考えられる。そこで、本

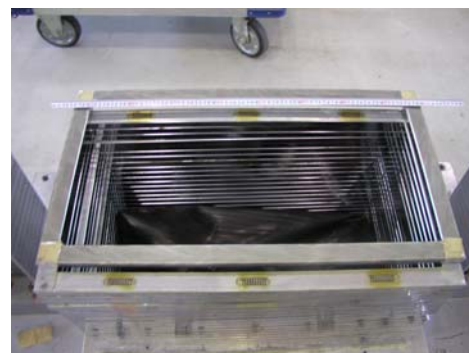
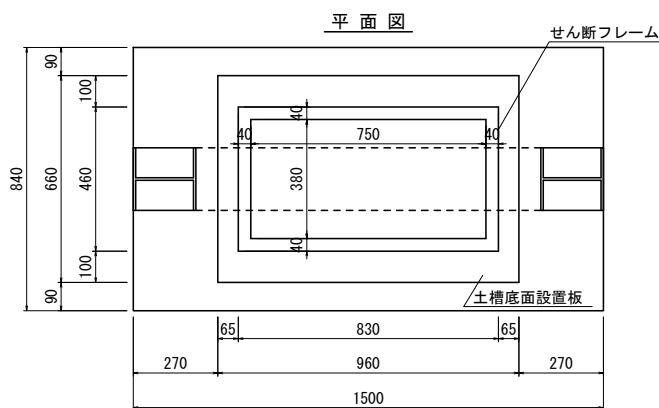


写真-4.1 せん断土槽

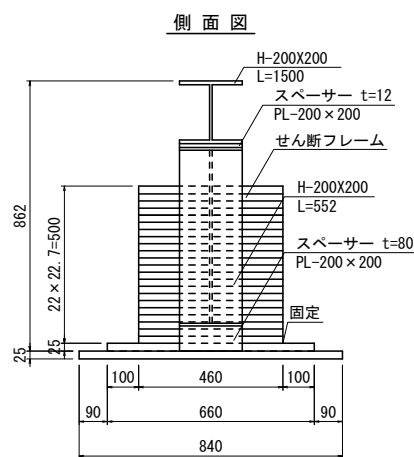
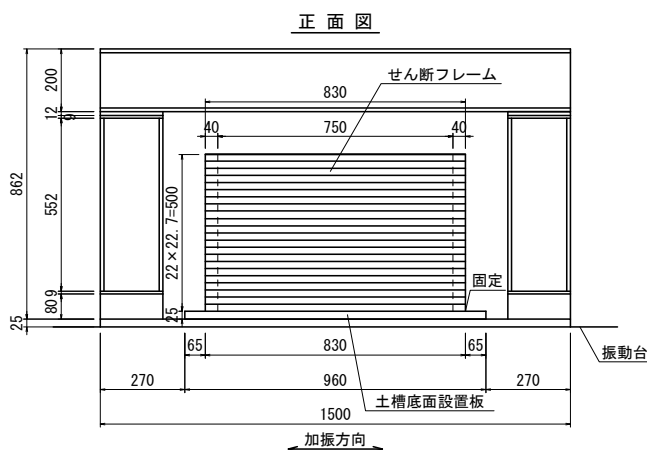


図-4.2 せん断土槽

表-4.2 杭基礎模型の仕様 (実験スケール)

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

研究では、土層構成の違いによる地震時の杭基礎の挙動、発生ひずみ等の違いについての知見を得るため、遠心場にて杭基礎に対して加振実験を実施した。本章ではその結果を以下に示す。

4.2 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-4.1に実験概要を、表-4.1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-4.2、写真-4.1に示す、幅748 mm×奥行き378 mm×高500 mmのせん断土槽を使用した。せん断土槽は、フレームを重ね合わせたものであり、上下のフレームは間には摩擦を取り除くためのベアリングが取り付けられている。これにより、隣接するフレームは、互いの挙動に影響されることなく挙動することが可能になり、加振時における地盤の挙動を土槽で拘束することなく、地震時に地盤に生じる、地盤の上下の挙動の違いを再現できる。なお、土槽内部は厚さ0.5 mmのゴムシートで覆い、完全に止水した。

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、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



(a) フーチング写真

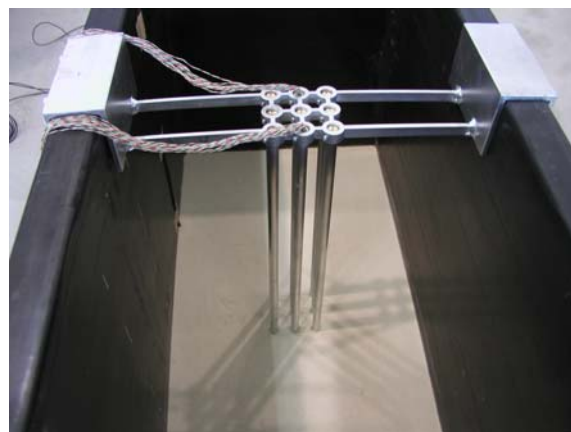
(b) 杭とフーチングを結合した状況
写真-4.2 杭基礎模型

写真-4.3 フーチング模型仮固定状況



写真-4.4 杭の検定状況

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。杭基礎模型を写真-4.2に、杭基礎の諸元を表-4.2に示す。実験に使用した杭は、杭基礎模型は、実寸600mm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、今後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400mm(実寸換算:20m)であり、そのうち最下層に支持層相当の相対密度 $D_r=90\%$ の砂質土層を作製した。

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¹⁷⁾。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

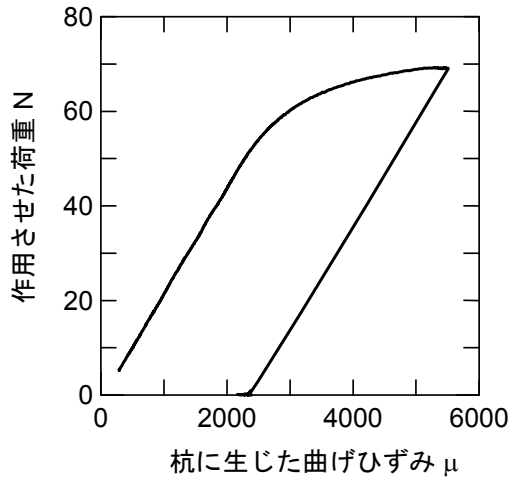


図-4.3 杭の検定の結果得られた荷重・曲げひずみ曲線

$1/\beta - 2D$ とした。ここに、 D は杭径である。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 は道路橋示方書下部構造編に従い、次式で求めた²⁰⁾。

$$\beta = (k_H D / 4EI)^{1/4} \quad (4.1)$$

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、道路橋示方書下部構造編に記述される次式により求めた。

$$k_H = (\alpha E_0 / 0.3) (B_H / 0.3)^{-3/4} \quad (4.2)$$

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1である。 B_H は基礎の換算載荷幅であり、 $(D/\beta)^{1/2}$ である。計算の結果、 $1/\beta = 45 \text{ mm}$ 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設置し、写真-4.3 に示すように傾斜しないように土槽に仮固定する。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。実験開始前に密度検定を実施し、想定した密度の地盤を完成させるために必要な、ホッパーの高さ、移動速度等を決定した。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。なお、粘性土層を作製する際には、極力均一な地盤状態にすることを目的とし、過去の実績に基づいて³⁶⁾ 一回の圧密で作製する地盤層厚を 100~130 mm (実寸換算 : 5 m~6.5 m) とした。粘性土地盤を作製する際には、遠心加速度が 10G 上昇する度に一定時間その加速度のまま放置した後、遠心加速度を上昇させた。これは、軟弱地盤に対して遠心加速度を急激に上昇させると、地盤が破壊する恐れがあるためである。粘性土地盤の表面に設置した変位計により計測される沈下量をルート t 法により評価し、圧密完了を判定した。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。なお、各ケースについて実験終了後、粘性土地盤に対して表面、中間、最下層の地盤を採取して密度試験を実施し、いずれのケースについても同等の密度の地盤が作成されていることが確認している。

各ケースでは、各深度の地盤の水平・鉛直加速度を計測した。計測位置は、図-4.1 に示したとおりである。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。図-4.1 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-4.1 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-4.1 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-4.1 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。以後、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た。対面の 2 枚のひずみゲージにより計測された伸縮ひずみ ($\varepsilon_1, \varepsilon_2$) を次式に代入することにより、杭に生じた曲げひずみ ε を計算できる。

$$\varepsilon = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) / 2 \quad (4.3)$$

実験に先立ち、杭体の物性および降伏点の把握を目的

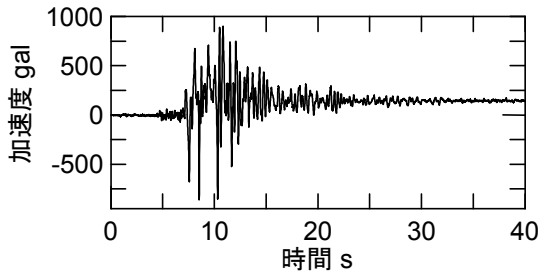


図-4.4 入力地震動の加速度時刻歴

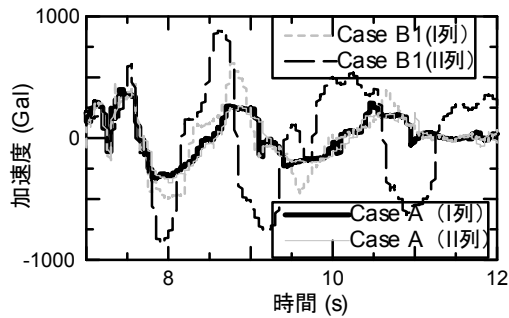


図-4.5 模型の有無による地表面付近加速度の違い (主要動付近)

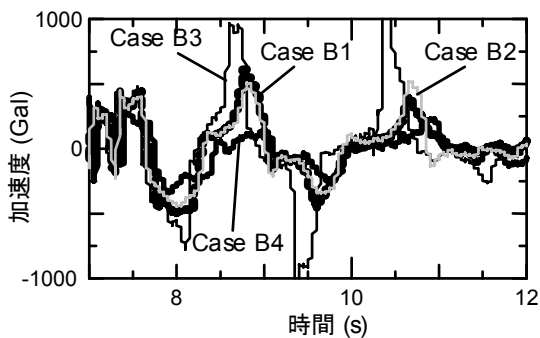


図-4.6 一層地盤と二層地盤の違いによる地表面付近加速度の違い (主要動付近)

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。載荷試験の状況を写真-4.4に示す。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-4.3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 程度で降伏することが明らかになった。

模型地盤完成後、表面を整形し、必要な計測機器を取り付ける。そして、遠心加速度を毎分 $0.5G$ で $50G$ まで上昇させる。測定変位や杭のひずみが定常状態になったことを確認し、加振を行う。地盤の S 波速度測定のための微小レベルのパルス波を入力後、本加振を実施する。本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-4.4に入力地震動の時刻歴

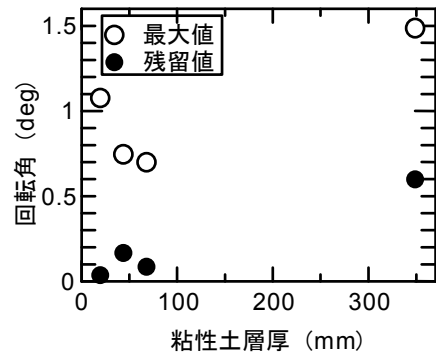


図-4.7 地盤構成の違いによるフーチングの応答・残留回転角の違い

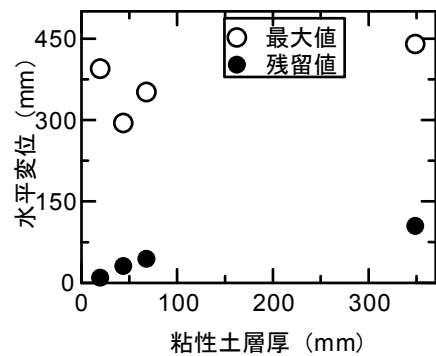


図-4.8 地盤構成の違いによるフーチングの応答・残留水平変位の違い

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。

4.3 実験結果

図-4.5に、地盤構成が同じ Case A および Case B1 について計測された地表面付近の加速度の主要動付近の時刻歴を示す。Case A, B1 とともに、示した加速度は、杭間の列の最も高い位置 (地表面から実寸で 50 cm 程度) に取り付けられた加速度計により計測されたものである。なお、本節以降、全て実寸で表記する。図-4.5より、模型が存在しない Case A では、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、模型から十分に離れた位置における加速度記録 (I 列) は、Case A と比べると若干大きい。また、Case B1 のフーチング直下の加速度記録 (II 列) は、Case B1 (I 列) よりもさらに大きな加速度が生じている。

図-4.6は、ともに杭基礎模型を設置するケースで、一層地盤の Case B4 と、層境界が $1/\beta$ の Case B1、 $1/\beta + 2D$ の Case B2、 $1/\beta - 2D$ の Case B3 について、I 列目の地表面付近の加速度を比較したものである。同図より、一層

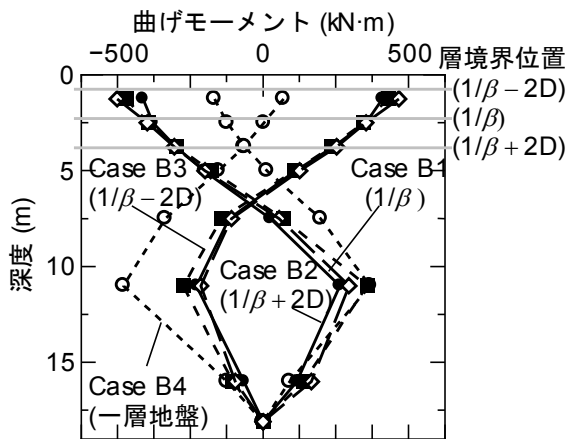


図-4.9 杭に生じた曲げモーメントの深度方向分布

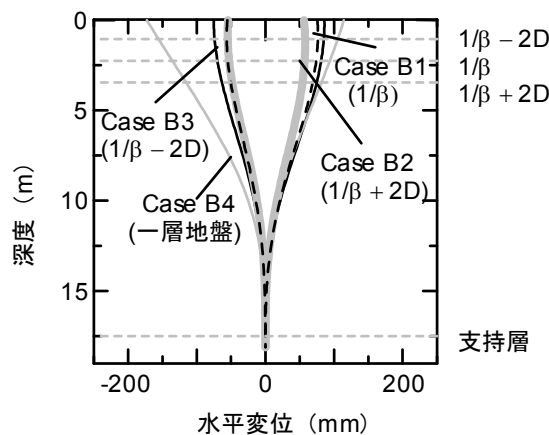


図-4.10 杭に生じた曲げひずみから算出された杭の変位の深度方向分布

地盤の Case B4 と二層地盤の Case B1～B3 を比べると、中密な砂質土層を有するケースの方が発生する加速度が大きいことが分かる。一方、最大加速度が生じている時刻など、3つのケースで位相に大きな違いはない。特に、二層地盤の二ケースについては、位相はほぼ同じであり、層境界の位置の違いが地表面付近の地盤の加速度に与える影響は、本実験で確認された範囲では小さい。

図-4.7に、各ケースにおけるフーチングの回転角について、最大値、最小値、残留値を示す。フーチングの回転角は、フーチングの端部に設置した2つの鉛直変位計 (DVF1, DVF2) の計測値の差分を、計測機間の距離で除して求めた。また、図-4.8は、フーチング中心位置の水平変位を示したものである。フーチングの水平変位は、フーチングの両脇に取り付けた水平変位計 (DHF1, DHF2) の平均値とした。なお、図-4.7, 4.8の最大値は、加振開始から加振終了までの間に計測された値の絶対値の最も大きいものである。二層地盤の3ケースについてみても、回転角・水平変位ともに、層境界の違いに

よる応答値・残留値の違いは大きくはない。一層地盤と二層地盤で比較すると、フーチングの回転角・水平変位ともに、応答値、残留値は、一層地盤が最も大きい。これは、杭前面地盤が軟弱な粘性土であったため、比較的深い位置から杭が加振方向に曲がり始め、結果的にフーチング部分では、大きな回転角や変位が生じたものと推察される。ただし、二層地盤のケースで生じた回転角は一層地盤のケースで生じた回転角の2倍程度であるのに対し、水平変位は1.2倍程度である。すなわち、二層地盤では、回転角・水平変位ともに一層地盤よりも小さいものの、回転角に比べて水平変位は一層地盤に近い値がえられている。これより、二層地盤では一層地盤に比べて、スウェーモードが卓越し、一層地盤では二層地盤に比べてロッキングモードが卓越していることが分かる。

図-4.9に、層境界の位置の違いによる杭に発生する曲げモーメントの深度分布の違いを示す。ここに、曲げモーメントは次式で求めた。

$$M(z) = E \alpha(z) Z \quad (4.4)$$

ここに、 z は深度(m) であり、 $M(z)$ 、 $\alpha(z)$ は各深度の曲げモーメント、曲げひずみである。曲げひずみは、式(4.3)により計算した。また、 Z は断面係数(m³) である。図-4.9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、正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。層境界を有する Case B1～3 のモーメント分布を見てみると、いずれも最大曲げモーメントは杭頭部分で発生している。本実験では、模型上部構造をモデル化しないことにより、慣性力の影響を極力無視したが、生じた杭頭部の曲げモーメントには、フーチング部の慣性力により生じたものも含まれると考えられる。地中部においても有意な曲げモーメントの値が計測されているものの、層境界の位置による、地中部のモーメントの分布に大きな違いは無い。一方、層境界を有しない一層地盤の Case B4 の場合は、最大曲げモーメントの値は地中部で生じており、Case B1～B3とは異なる分布形状を示している。生じた最大モーメントの値を見ると、一層地盤の Case B4 に比べて、層境界を有する Case B1～B3の方が、若干大きい。このように、地盤構成の違いにより、杭体に生じる曲げモーメントの分布が異なることが確認された。ただし、今回の実験では、いずれのケースも図-4.3に示した降伏曲げひずみには達していない。

図-4.10に杭に生じた曲げひずみから算出される杭の

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(4.4)）を用いて、次式で求めた。

$$y(z) = \iint M(z) dz dz / EI \quad (4.5)$$

ただし、杭下端水平変位は0とした。図-4.10より、一層地盤のCase B4で最も大きな水平変位が生じていることがわかる。また、一層地盤と二層地盤（Case B1～B3）の変位分布の深度方向の形状を比較すると、一層地盤のCase B4では深さ12m付近から杭頭部にかけて直線的に変位が増加しており、杭頭付近では杭が傾斜していることが分かる。すなわち、12m以内の領域では、杭の形状はほぼ直線である。これは、図-4.7、4.8で述べたように、フーチングの挙動として回転が卓越していることを示すものである。一方、二層地盤のCase B1～B3の結果をみると、一層地盤と同様に深度12m付近から変位が生じている。ただし、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、杭がほぼ鉛直であることがわかる。すなわち、杭の形状は、地中部（12m付近）と層境界位置の二か所で変化しており、杭頭部分では、杭は鉛直性を保持したまま、水平に変位している。図-4.9でみたように、一層地盤のケースでは二層地盤のケースに比べて、杭頭部におけるモーメントが小さい。これは、一層地盤のケースでは、軟弱な粘性土層厚が大きかったために地盤抵抗が比較的小さく、かつ、均一であったため、杭が比較的自由に挙動することができた結果、加振のエネルギーが杭の変位として吸収され、杭頭部分に大きなモーメントが作用しなかったものと考えられる。そして、杭の変位に伴ってフーチングに回転が生じたものと考えられる。一方、二層地盤のケースでは、軟弱地盤層厚が小さかったために杭の変位の発生を制限したため、杭頭部分に作用した荷重が変位として十分吸収されず、結果、杭頭モーメントが大きくなったと考えられる。このように、地盤の構成によって、変位やモーメントの発生メカニズムに違いが生じることが分かった。

以上のように、本研究では、地盤変位が主たる外的作用要因となる場合においても、有意な変位やモーメントが生じることが明らかになった。また、地盤が多層の場合と単層地盤の場合では、モーメントや変位の深度方向分布が異なることが明らかになった。以上より、基礎の照査においては、地盤の層構成の違いによる基礎の挙動の違いを考慮する必要があると考える。なお、本実験で

は、層構成の違いにより基礎の挙動に有意な差がみられるか否かを確認するために上部構造・下部構造躯体はモデル化しなかったが、本来基礎は上部構造を安全に支持することが要求される部材である。今後、さらに上部構造を含めてモデル化した実験や、大型振動台を用いた実験を実施し、上部構造に与える影響についても評価したい。また、地盤の層構成の違いを考慮した動的解析手法の検討を行い、基礎の動的照査における照査手法を検討したい。本実験は既往の研究では、あまり実施されていなかった密度の大きく異なる二層地盤における実験であり、解析に用いるベンチマーク試験としても非常に有意義なものであると考える。

4.4 まとめ

地盤変位が杭基礎に与える影響を確認するため、遠心場にて加振実験を実施した。一層地盤と多層地盤を比較すると、フーチング部の変位は一層地盤の方が大きくなった一方で、杭に生じる曲げモーメントの値は多層地盤の方が大きく、モーメントの分布も異なることが明らかになった。今後、さらにデータを精査し、より詳細に分析を進めたい。なお、本実験は、ベンチマーク試験としても非常に有意義なデータと考えられるが、慣性力の影響を排除した状態で実施されたものである。今後、慣性力が作用する状況においても同様の検討を行う必要があると考える。

5. まとめと今後の課題

本研究では、動的照査法をベースとした設計体系を構築することを目的に、基礎の地震時挙動の評価、基礎の限界状態の設定、地震動・地盤変位の外的作用の評価を行うこととし、今年度は、杭基礎を対象に、特に地震時地盤変位の影響に着目した検討を行い、これらに関して基礎的な資料を得た。

今後は、今年度実施した遠心場における加振実験を対象とした再現解析を行うことにより、地盤の動的解析手法の解析パラメータの設定がその精度に及ぼす影響に関する分析を行うとともに、動的照査を用いた実務設計における照査項目とその照査値に関して引き続き検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 川島一彦, 相沢興: 強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式, 土木学会論文集, 350/I-2, pp.181-186, 1984

- 2) 片岡正次郎, 佐藤智美, 松本俊輔, 日下部毅明: 短周期レベルをパラメータとした地震動強さの距離減衰式, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.4, pp.740-757, 2006
- 3) 吉田望, 末富岩雄: DYNQA computer program for DYNamic response of level ground by EQuivalent linear method Version3.25, 2004
- 4) Schnabel, P.B., Lysmer, J. & Seed, H.B.: SHAKE A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley, 1972.12
- 5) 杉戸真太, 会田尚義, 増田民夫: 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集, No.493, III-27, pp.49-58, 1994
- 6) 吉田望, 竹島康人: 液状化サイトにおける鉛直アレー記録, 日本地震工学会・大会-2003 梗概集, pp.特 86-87, 2003
- 7) 田村敬一, 二宮嘉朗, 濱田禎: 液状化を考慮した簡易な地震応答解析, 第 51 回土木学会年次学術講演会講演概要集, III-A168, pp.336-337, 1996
- 8) 秋田直樹, 白戸真大, 福井次郎: 地盤の動的挙動に関する振動台実験と動的解析の比較, 第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.127-134, 2002
- 9) 西村昭彦, 室野剛隆: GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.309-312, 1999
- 10) 吉田望: DYNES3D A computer program for dynamic response analysis of level ground by effective stress-nonlinear method, Ver.2.73, 2007.7
- 11) 国生剛治, 桜井彰雄: Modified Hardin-Dmievich 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
- 12) Ishihara, K., Yoshida, N. & Tsujino, S.: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, Proc. 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, , pp.373-380, 1985
- 13) 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
- 14) 中村晋: 動的変形特性の拘束圧依存性が地震応答に及ぼす影響, 軟弱地盤の地震動増幅シンポジウム発表論文集, pp.267-274, 1994
- 15) 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
- 16) 末富岩雄, 澤田純男, 吉田望, 土岐憲三: 地震動の上限値と地盤のせん断強度の関係, 土木学会論文集, No.654/ I -52, pp.195-206, 2000
- 17) 福井次郎, 白戸真大: 地震時の地盤の振動変位が道路橋杭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
- 18) 白戸真大, 福井次郎, 中谷昌一: ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価, 日本地震工学会論文集第 6 巻第 4 号, 2006
- 19) 岡原三知夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富: 杭体の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料第 2919 号, 1991
- 20) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2002.
- 21) 白戸真大, 野々村佳哲, 中谷昌一, 福井次郎: Winkler パネを用いた深い基礎の非線形動的解析モデル, 9 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.89-96, 2006
- 22) 白戸真大, 吉田望, 福井次郎, 野々村佳哲: 軟弱粘性土上の効果構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測への Winkler 型非線形相互作用パネの適用, 日本地震工学会論文集第 6 巻第 4 号, 2006
- 23) 岸田英明, 中井正和: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, 1979
- 24) 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, 地震工学論文集 Vol.28, 2005
- 25) 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
- 26) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田精一: 沖積粘性土の動的変形特性 - せん断剛性率とヒズミ依存性 -, 土木研究所資料第 1504 号, 1979
- 27) 吉田望: 1995 年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析, 土と基礎 43-10, 1995
- 28) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 29) (社)日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1998
- 30) 山田剛二, 高山常雄, 室町忠彦, 藤原俊郎, 佐藤吉彦, 小林芳正: 十勝沖地震調査報告書, 鉄道技術研究報告, No. 650, 鉄道技術研究所, 1968.
- 31) 堀越研一, 大津宏康, 木村亮, 岡二三夫: 1995 兵庫県南部地震により被災した既設杭の破損メカニズムに関する一考察, 土木学会第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会, pp. 127-134. 1997.
- 32) 時松孝次, 能村商栄: 液状化過程における地盤変位が杭の応力に与える影響, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 426, pp. 107-113, 1991.
- 33) 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.
- 34) 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.
- 35) 中谷昌一, 石田雅博, 白戸真大, 井落久貴: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料第 4037 号, 2007.
- 36) 独立行政法人土木研究所, 平成 19 年度年度報告書, コスト縮減に資する道路橋下部構造の合理化に関する研究, 2007.

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

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 the design method. Therefore, it is necessary to develop a seismic design method based on dynamic response analysis considering soil-structure interaction. In FY 2008, analytical and experimental investigations, which focus on the effect of seismic lateral ground displacement on seismic performance evaluation of bridge pile foundations, were conducted.

Key words: seismic design, foundation, ground motion, ground displacement, limit state, dynamic analysis, and centrifuge testing