

免震橋の動的挙動に与える 慣性力および地盤変位相互作用の影響

豊岡 亮洋¹・室野 剛隆²

¹(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部
(〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail:akitoyo@rtri.or.jp

²(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail:murono@rtri.or.jp

本研究では、速度構造の異なる2種類の普通地盤上に建設された杭基礎を有する免震橋梁を対象として、構造物－杭基礎－周辺地盤－自由地盤を一体としてモデル化することにより、地盤による地震動の増幅特性を簡易に評価するとともに、慣性力および地盤変位の相互作用の両者がL2地震時における構造物の全体挙動に及ぼす影響を検討した。その結果、免震構造の採用により慣性力の相互作用自体は軽減されるものの、相対的に地盤変位の影響が大きくなるため杭頭部の最大モーメント応答はほとんど変化しておらず、普通地盤に分類される良好な地盤であっても、地盤変位による相互作用を適切にモデル化する必要性があることを示した。

Key Words : *Inertia Interaction, Kinematic Interaction, Bridges with Isolation Bearings*

1. はじめに

近年、鉄道構造物においても上部工からの慣性力を積極的に低減することを目的とした免震構造の採用が増加している。ここで、免震構造は比較的良好な地盤条件下において採用されることが一般的であるため、免震橋の動的解析において基礎・地盤のモデルはSway-Rocking (SR)モデルのような集約モデルにより簡易に表現されることが多い。この理由の一つとして、現行の鉄道の設計標準では、地盤変位の影響を受ける構造については、応答変位法や動的解析などによりその影響を考慮することとなっているが、地盤の固有周期が0.5秒以下となるような比較的良好な地盤の場合は、地震時の地盤変位は設計上無視し得るとしていることが挙げられる¹⁾。

しかし、地盤変位は固有周期だけではなくひずみレベルや土質構成等に依存するため、実際はこうした短周期の地盤であっても、地盤変位が基礎の応答に与える影響を無視し得ない場合があると考えられる²⁾。特に、免震構造により慣性力が低減されたとしても、地盤変位は表層地盤の挙動により慣性力とは無関係に生じるため、地盤変位および慣性力の相互作用の両者の影響を直接的に考慮することができない解析モデルでは、地盤条件によっては基礎の応答を適切に把握できない危険性があると考えられる。

そこで本研究では、杭基礎を有する実橋梁を想定した動的解析により、慣性力および地盤変位の両者が構造物の応答に及ぼす影響を検討した。本研究では、表層地盤の挙動が構造物の応答に与える影響を把握するため、杭および周辺地盤モデルとは別に表層地盤の挙動を表現する土柱モデルを設定し、この土柱モデルと杭とを地盤ばねを介して連結した動的解析モデルを構築した。このモデルを用い、支承構造として免震支承および固定支承を想定した場合の動的解析を行うことで、免震構造の適用により慣性力相互作用が減少した場合に、地盤変位が杭基礎の応答に及ぼす影響を解析的に検討した。

2. 解析対象構造物

解析の対象とする構造物は、RC橋脚上にPRC単純3主1型桁 (L=29.2×2連) を有する構造とし、基礎形式はオールケーシングの場所打ち杭 (φ1000mm-19m) とした³⁾。形状寸法を図-1に示す。この構造物の線路方向の挙動に着目して解析を行う。地盤の構成条件としては、表-1および表-2に示す2種類を設定した。これらの地盤は1/4波長法による表層地盤の固有周期がいずれも0.48 secとなり、G3地盤に分類される¹⁾。

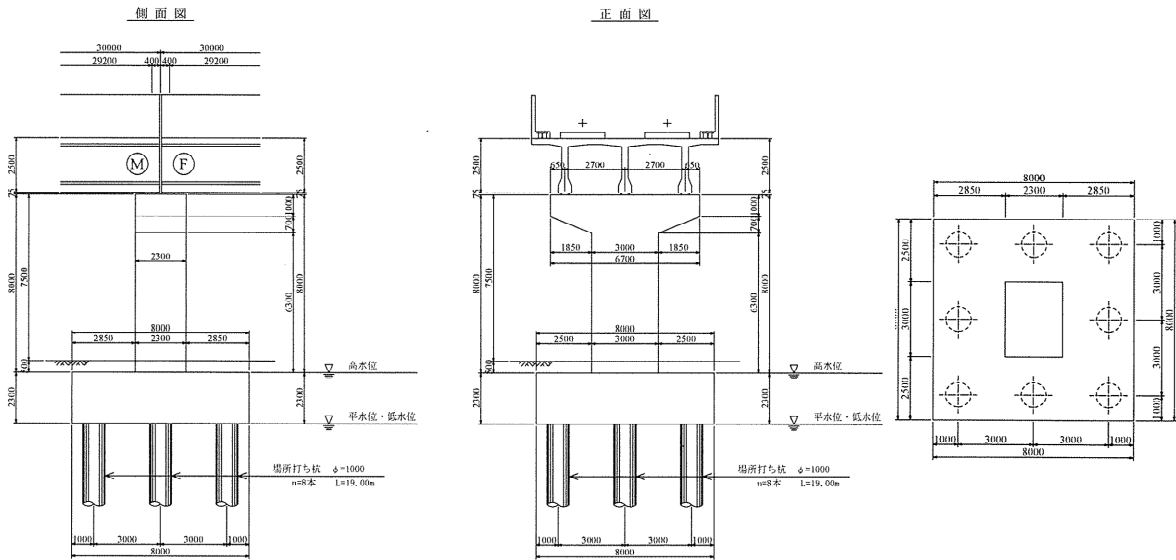


図-1 解析対象構造物

表-1 地盤条件 1

土質	層厚 (m)	N 値	湿潤単位体積 重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs (m/sec)
埋め戻し	3.3	3	16	100
粘性土	2.6	3	16	140
粘性土	5	6	16	180
粘性土	4	15	16	250
粘性土	6.4	20	16	270
砂質土	1	50	20	400

表-2 地盤条件 2

土質	層厚 (m)	N 値	湿潤単位体積 重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 Vs (m/sec)
埋め戻し	3.3	3	16	100
粘性土	2.6	5	16	170
粘性土	5	10	16	215
粘性土	4	4	16	160
粘性土	6.4	20	16	270
砂質土	1	50	20	400

3. 解析モデルと解析条件

(1) 地盤変位の影響を考慮したモデル化

地盤変位の影響を考慮しない場合、桁—橋脚系と基礎—地盤系の相互作用は、SR モデルのような簡易なモデルで表現されることが多い。しかし、ここでは地盤変位が構造物の応答に及ぼす影響に着目して検討を行うため、図-2 のようなモデルを用いる。すなわち、橋脚—基礎—基礎周辺の地盤ばねの他に、大きな質量（土柱）および非線形応力ひずみ関係を有する自由地盤モデルを設定し、土柱と各杭の水平地盤ばねを接続する。このモデルに底部の工学的基

盤面から地震動を入力することで、土柱の変位、すなわち自由地盤の応答が水平地盤ばねを介して基礎に入力される。これにより、表層地盤の増幅特性およびこれが構造物に及ぼす影響を直接動的解析において考慮することができる。

表層地盤の増幅特性をこのような骨組解析モデルで考慮する方法については、あらかじめ地盤応答解析により各層の変位、速度を求め、これを強制入力として与える手法も考えられるが、本手法は一度の計算で地盤、構造物応答、およびこれらの連成効果を考慮することができる。

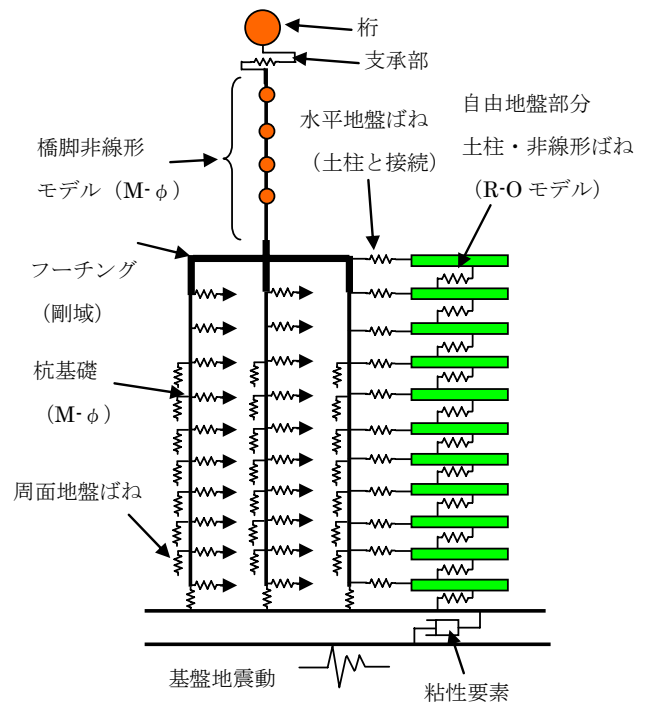


図-2 動的解析モデル

(2) 橋脚および杭モデル

橋脚の非線形特性は各部材に $M-\phi$ 関係を与えて設定し、骨格曲線はひび割れ(C)、降伏(Y)、最大耐力(M)の3点を表現するトリリニア、履歴則は修正武田モデルを適用した。杭は、段落としは考慮せず深さ方向に一樣な $M-\phi$ 関係により非線形特性を設定した¹⁾。図-1に示すように本構造は線路直角方向に複数本の杭を有するが、解析上は図-2に示すように各列の複数本の杭を1本の杭として表現している。骨格曲線および履歴則は橋脚の場合と同様である。表-3に橋脚および杭の非線形特性を示す。

表-3 橋脚および杭（1本あたり）の非線形特性

	Mc (kN-m)	My (kN-m)	Mm (kN-m)
	ϕ_c (1/m)	ϕ_y (1/m)	ϕ_m (1/m)
橋脚	3758.4	27874.2	31205.7
	0.00011	0.00235	0.0301
杭	910.9	1678.5	1706.2
	0.00085	0.00520	0.0367

(3) 支承モデル

免震支承として鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定し、表-4の特性を設定した⁵⁾。免震支承はせん断ばねでモデル化し、桁と橋脚の間を接続する形で配置した。履歴特性としては、ゴム支承のせん断力のひずみレベル依存性を考慮するため、ひずみ依存型バイリニアモデルを用いた。なお、免震支承の諸元は本来地盤条件等に応じて最適設計をすべきであるが、ここでは慣性力の低減を目的としているため、簡単のため地盤条件1,2ともに同一の諸元を用いた。

表-4 鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性

形状	600 mm × 600 mm 角形
ゴム1層厚	12 mm
ゴム層数	10
鉛プラグ径-使用数	100 mm - 4本
ゴム材料	G10 (1.0 N/mm ²)
使用数 (1脚当たり)	3

(4) 地盤反力ばね

文献4)を参考に、水平、鉛直、杭先端の地盤ばねをバイリニア型でモデル化した。地盤反力ばねは群杭効果を考慮して算出している。杭周面の鉛直ばねは、 $1/\beta$ ($\beta=5.04\text{m}$) 以深において考慮した。

(5) 自由地盤モデル

自由地盤については、深さ方向1mごとに地盤を分割し、フーチング面積の100倍の断面積を与えた土柱を設定した。これは、構造物の応答が自由地盤の応答に影響を及ぼさないようにするためである。

この土柱を、各杭の水平地盤ばねを介して杭と接続した。土柱間のせん断特性は、式(1)で表されるように骨格曲線を $R-O$ モデル⁶⁾とし、履歴法則として Masing 則を用いて表現した。なお、底面の地震動入力位置には土柱面積に対応する粘性要素を設定し、反射波を吸収させる¹⁾。

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

$$G_{\max} = \rho \cdot V_s^2, \quad \alpha = 2^{\beta-1}, \quad \beta = \frac{2 + \pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}}, \quad \tau_f = G_{\max} \cdot \gamma_r$$

ここに、 ρ : 密度、 V_s : せん断弾性波速度 (m/sec)、 $h_{\max}$: 最大減衰定数、 γ_r : 基準ひずみである。 $h_{\max}$ 、 γ_r は粘性土を想定してそれぞれ0.20、0.001とした。

(6) 入力地震動および解析条件

地震動は L2 地震動スペクトル II (G1 地盤) を工学的基盤面より入力した¹⁾。数値計算は Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) により行った。減衰は要素別減衰定数からひずみエネルギー比例減衰法により全体減衰を求め、Rayleigh 減衰により設定した。各要素の減衰定数は、免震支承およびフーチングは 0%、橋脚 2%、杭 3%、自由地盤 2%、地盤反力ばね 20%とした。

(6) 地盤変位相互作用と慣性力相互作用の分離

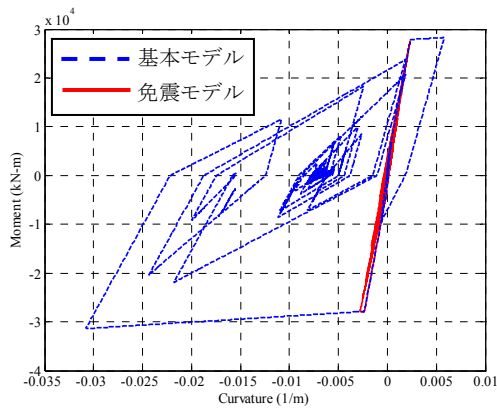
本研究では、慣性力および地盤変位による相互作用が橋脚・基礎に及ぼす影響を把握することを目的としているため、両者の影響を分離して検討する必要がある。このため、以下に示す3ケースについて解析を行った。

- ケース①：支承部固定とした構造（基本モデル）
- ケース②：免震支承を有する構造（免震モデル）
- ケース③：桁・橋脚重量を0とした構造（地盤モデル）

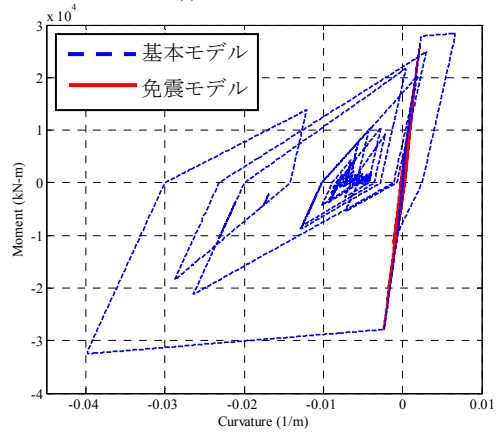
免震化の効果を確認するための比較検討は①および②のモデルに対して行うが、③は、①および②の動的応答から慣性力相互作用による寄与を近似的に抽出するため、地盤変位による相互作用を計算するためのモデルである。例えば、ケース①の計算により求めた、ある深さ位置での杭モーメント時刻歴を $M_i(t)$ 、③によるものを $M_k(t)$ とすると、ケース①において慣性力相互作用に起因するモーメントの時刻歴 $M_t(t)$ は、

$$M_t(t) = M_i(t) - M_k(t) \quad (2)$$

として計算する⁷⁾。

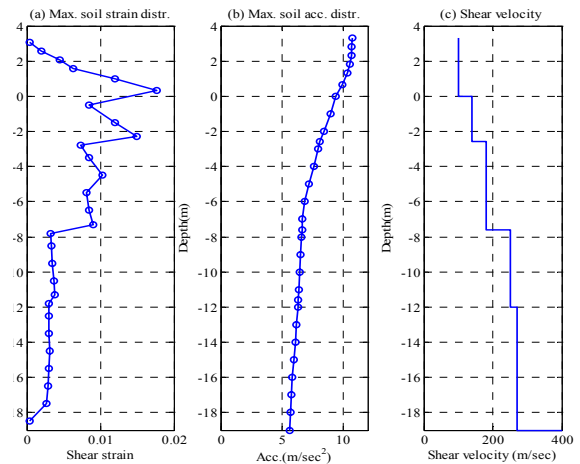


(i) 地盤条件 1

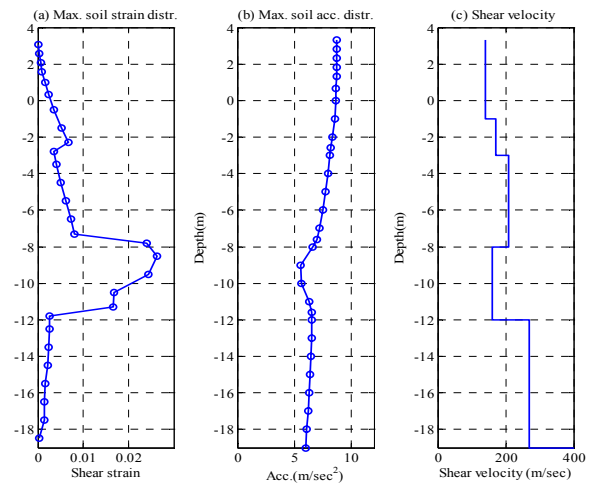


(ii) 地盤条件 2

図-3 橋脚基部のモーメント-曲率応答



(i) 地盤条件 1



(ii) 地盤条件 2

図-4 自由地盤の応答

4. 結果と考察

(1) 橋脚のモーメント-曲率応答

図-3には、基本モデルおよび免震モデルそれぞれにおける、橋脚基部の部材での $M-\phi$ 関係を比較して示す。このように、免震支承を適用したことで桁から慣性力が低減され、橋脚の曲率は地盤条件 1 において $0.0308 (1/m)$ から $0.0028 (1/m)$ 、地盤条件 2 においては $0.0400 (1/m)$ から $0.0025 (1/m)$ となり、免震構造の採用により橋脚の応答塑性率が低減されていることが分かる。

(2) 自由地盤の応答

図-4には、地盤モデル（上部工の重量0）の解析により求めた、自由地盤の各節点における最大応答を示す。図は左から(a)最大せん断ひずみ、(b)最大加速度、(c)せん断波速度の深さ方向の分布を示している。深さ 0 m の位置はフーチング下面である。これらの応答から、地盤条件1においては杭頭部およびフーチング下面-8m付近、地盤条件2ではフーチング下面-12m付近の領域で杭の応答が地盤変位の影響を比較的大きく受けることが予想される。

(3) 杭モーメント応答に対する慣性力相互作用および地盤変位相互作用の寄与

図-2の左端の杭に着目し、基本モデルおよび免震モデルそれぞれにおいて、杭頭でのモーメントが最大となる時刻における深さ方向の杭モーメント分布を地盤構成別に図-5(a)に示す。縦軸はフーチング下面(0m)からの深さを示す。この図は、基本モデル、免震モデルそれぞれについて個別に最大値を計算したものであり、杭頭モーメントが最大となる時刻は基本モデルと免震モデルとは異なっている。

ここで、地盤モデル（上部工重量0）の解析から得られる杭モーメント時刻歴において、図-5(a)の基本モデル、免震モデルそれぞれについて杭頭モーメントが最大となる時刻のモーメント分布を取り出したものを図-5(c)に示す。これを地盤変位による寄与分（図中K.I.と表記）とする。

また、式(2)に従って、杭の各節点モーメント時刻歴から地盤モデルにより求めたモーメント時刻歴を差し引いたものを近似的に慣性力相互作用による寄与分とし、基本モデル、免震モデルそれぞれについて杭頭モーメントが最大となる時刻のモーメント分布を取り出したものを図-5(b)に示す（図中I.I.）。

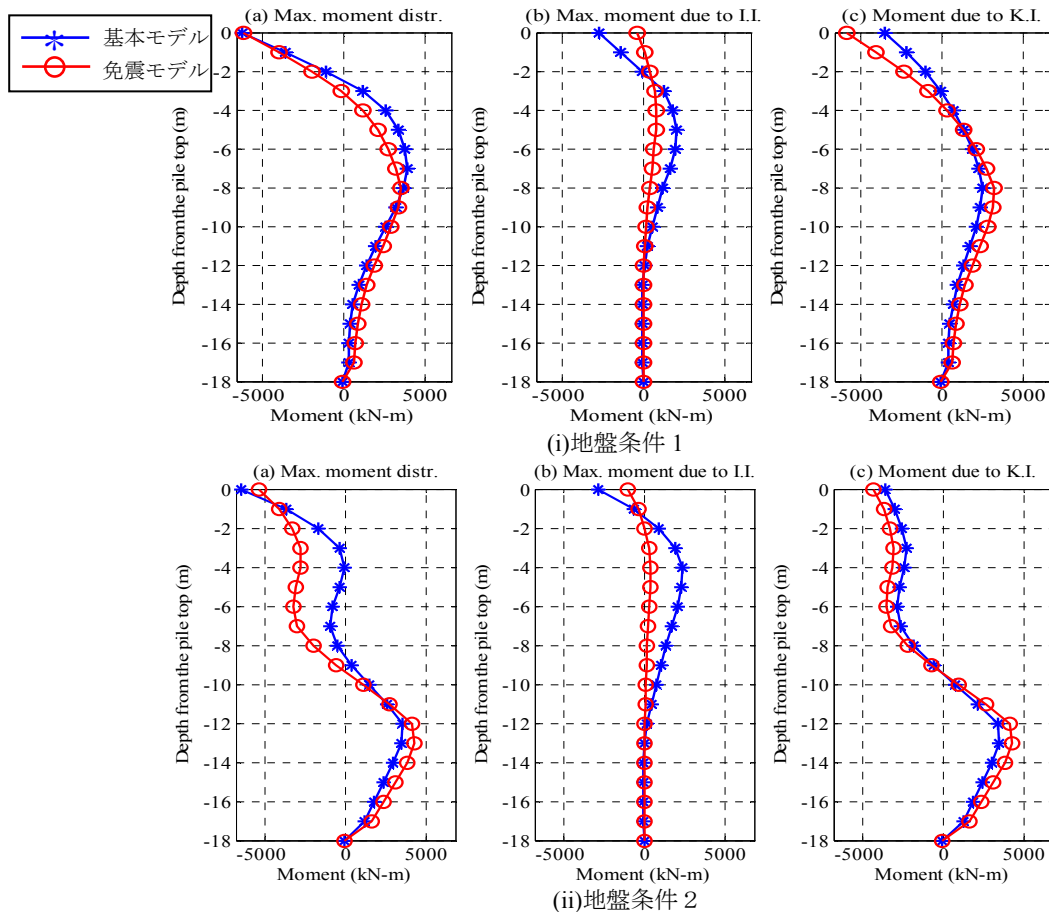


図-5 杭頭モーメント最大時における深さ方向のモーメント分布

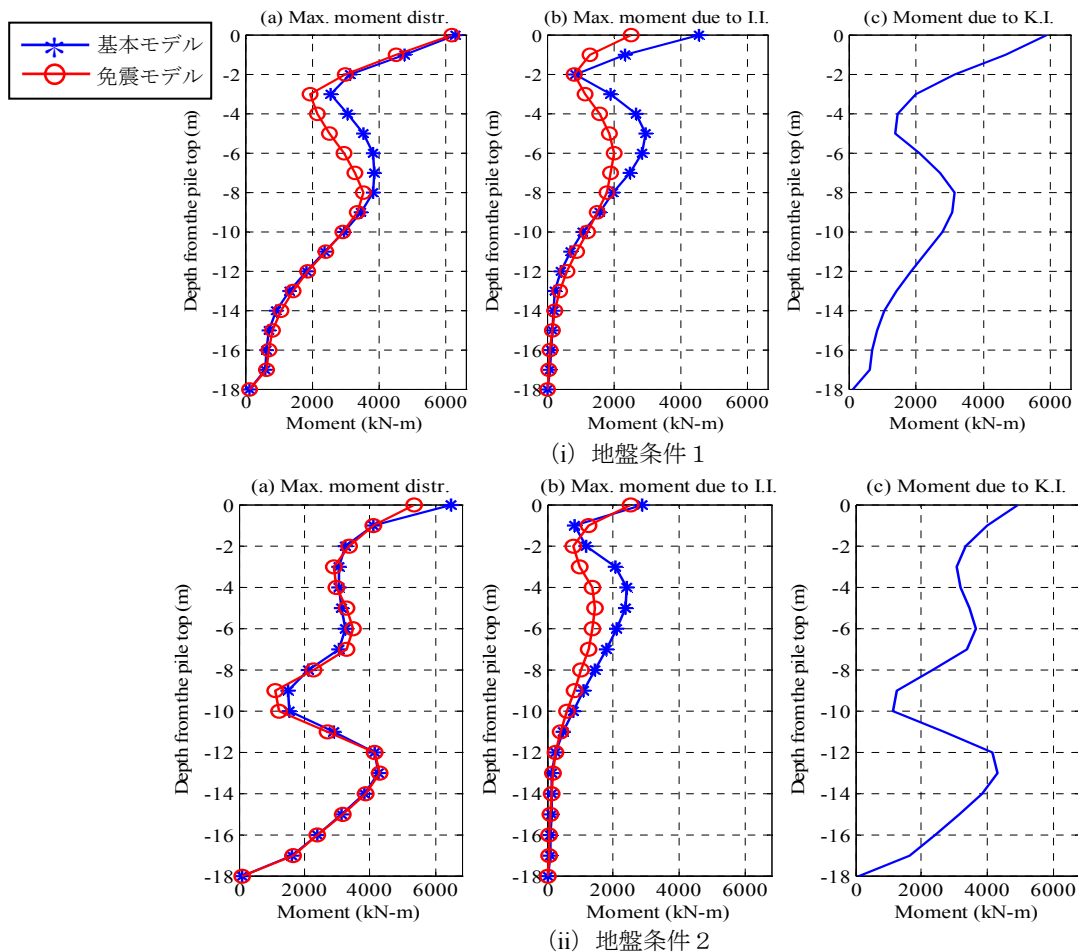


図-6 杭深さ方向の最大モーメント分布

図-6は、各節点におけるモーメントの最大値を示したものである。地盤変位によるモーメントの最大値(図-6(c))は地盤モデルの解析から、慣性力相互作用による最大値(図-6(b))は図-5と同様の方法により求めた、慣性力相互作用による杭モーメントの時刻歴から算出している。

まず、図-5(a)および図-6(a)から、免震モデル、基本モデルいずれにおいても、杭頭の最大モーメントという観点ではほとんど応答が変わらないことが分かる。また、図-6において全体のモーメント分布(a)は地盤変位モーメント分布(c)に近い形状をしており、今回対象とした構造・地盤条件においては杭の最大モーメントは主に地盤変位による寄与が支配的であると考えられる。

一方、慣性力相互作用による寄与分に着目した図-6(b)をみると、免震支承の採用により、地盤条件1については杭頭部付近およびフーチング下面6m付近で、地盤条件2についてはフーチング下面6m付近において基本構造よりも応答が低減されていることが分かる。ただし、これよりも深い深度においては、免震化による慣性力相互作用の低減効果は限定的であり、杭のモーメント分布は地盤変位による影響を相対的に大きく受けていることが分かる。特に地盤条件2のように、地盤の速度構造が比較的深い位置で不連続に変化するような場合は、図-6(ii)(a)と 図-6(ii)(b)、図-6(ii)(c)の比較からも分かるように、深さ10m以深において杭のモーメント分布に地盤変位の影響が顕著に現れている。このことから、地盤変位の影響を適切にモデル化し考慮しなければ杭のモーメント分布を過小に評価してしまう可能性があることが分かった。

5. 結論

本論文では、免震支承を採用することで慣性力による相互作用の寄与を相対的に小さくした場合に、地盤変位による相互作用が構造物、特に杭基礎の応答に与える影響を動的解析により検討を行った。今回対象とした構造の応答解析から導かれる結論は次のようになる。

(1) 表層地盤の固有周期が短く、比較的良好な地盤においても、杭の最大応答は地盤変位の影響を大きく受ける場合があり、動的解析において挙動を詳細に検討する場合には、地盤変位の影響を考慮した解析を行うことが望ましいと考えられる。

(2) 支承構造として免震支承を採用した場合、桁からの慣性力を低減させることにより、構造物および基礎・地盤構造間に作用する慣性力相互作用低減されたが、相対的に地盤変位による影響が卓越したため、杭の最大曲げモーメント自体については非免震構造とほとんど変わらない結果となった。

(3) 地盤条件2のように、慣性力相互作用の影響が相対的に小さくなる深い位置で地盤構造が変化する場合は、杭の応答は地盤変位の影響を大きく受ける結果となった。こうしたことから、免震構造を採用して橋脚の耐震性能が向上したとしても、それが必ずしも基礎構造の耐震性向上にはつながらない可能性があり、動的解析や応答変位法により地盤変位の影響を適切に考慮することが望ましいと考えられる。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：「鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)」，丸善，1999。
- 2) 野上雄太・室野剛隆・西村隆義：構造形式の違いによる慣性力と地盤変位の杭への影響度，第12回地震時保有耐力法シンポジウム講演論文集，2009。
- 3) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 照査例：鉄筋コンクリート橋脚(杭基礎)，2007。
- 4) (財)鉄道総合技術研究所：「鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物・抗土圧構造物)SI単位版」，丸善，2000。
- 5) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004。
- 6) Jennings, P.C.: Periodic Response of General Yielding Structure, J. Engrg Mech. Div., ASCE, EM2, 1964。
- 7) 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, 1999。
- 8) 森伸一郎：杭基礎構造物に対する質点ばね系モデルの提案とその実被害への適用，土木学会応用力学論文集 Vol.3, 2000。
- 9) 矢部正明・川島一彦：杭基礎の非線形地震応答解析とプ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, 91-109, 1999。

EFFECTS OF THE INERTIA AND KINEMATIC INTERACTIONS ON DYNAMIC BEHAVIOR OF THE ISOLATED BRIDGE

Akihiro TOYOOKA and Yoshitaka MURONO

In this research, contributions of inertia and kinematic interactions to the dynamic behavior of an isolated structure are studied. Two layered soil conditions with different heights and shear velocities are prepared, kinematic interaction of that are regarded as negligible in the current design standart. Also, a combined model representing the behaviors of free-field soil, piles and surrounding soil and upper structures is employed for numerical simulations. It is clarified through series of simulations that displacements of the free-field layered soils significantly affect the maximum moment distribution of the isolated structure, despite the inertial interaction is relatively small due to the isolation bearings. It consequently follows that effect of the kinematic interaction should be properly considered even under good soil conditions.