

地震波の入力方向と支承条件を考慮した 曲線高架橋の非線形動的応答に関する基礎的研究

Fundamental study on nonlinear dynamic behavior of curved viaduct system
in consideration of directions of earthquake ground motions and bearing conditions

林川俊郎* 荻島知之** 橋本至***

Toshiro Hayashikawa, Tomoyuki Ogishima and Itaru Hashimoto

*工博 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

**工学士 北海道大学大学院 博士前期課程 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

***工修 北海道大学大学院 博士後期課程 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

A curved viaduct is three-dimensional structure and the dynamic behavior of this kind of bridge under great earthquakes is very complicated. Therefore, it is necessary to know the precise three-dimensional nonlinear behaviors of curved viaduct as a structural system in consideration of directions of earthquake ground motions for improvement in the stability of earthquake-resistance. The purpose of this study is to investigate the influence of directions of earthquake ground motions and various bearing conditions on nonlinear dynamic behavior of continuous curved viaduct system. A two-span continuous curved viaduct composed of superstructures, support bearings and piers is presented as a numerical example.

Key Words: nonlinear dynamic analysis, earthquake direction, bearing condition, seismic design

キーワード: 非線形動的応答解析, 地震波入力方向, 支承条件, 耐震設計

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震では高速道路や鉄道などの橋梁構造物に多くの被害を受けた¹⁾。高速道路は交通および物流にかかわる重要な社会基盤施設の 1 つであり、都市部においては橋梁形式として高架橋が採用される場合が多い。高架橋は上部構造・支承・橋脚で構成されており、その耐震性を向上させるためには、その構成要素を個別に設計するのみならず、高架橋全体系の地震時応答性状を把握し、想定される地震動に対して構成部材の性能照査を行うことが重要であると考えられる。つまり、レベルⅡ程度の大規模な地震波が構造物に作用する場合、部材強度のみで抵抗するには物理的、経済的に限界があると思われる。そのため、構造部材の損傷はある程度許すものの、構造系全体としての機能を保持することが重要と考えられる²⁾。そのためには上部構造・支承・橋脚を 1 つの構造システムとして捉えた橋梁全体系の地震時動的挙動を調べておかなければならない。

一般的に橋梁構造物を設計する場合、地震波を橋軸方向に作用させた平面的な動的応答解析を行う場合が多い。

直線高架橋に関しては、この方法でほぼ正確な地震時の挙動を把握することが可能であると考えられる。ところが、曲線高架橋は上部構造が曲線であり、3 次元のなびがりを有する構造であることから、地震時の挙動が複雑になるため、地震波を橋軸方向に作用させた場合の応答を調べるだけでは設計上不利になる部分を把握することができなと考えられる。また、実際には地震力は構造物のどの方向から作用するか事前にはわからない。よって、地震波の入力方向を変化させた動的応答解析を行い、その非線形応答性状を調べるにより、曲線高架橋の立体的な動的挙動を明らかにすることが必要である。

曲線高架橋の地震時応答特性に関する研究論文は比較的少ない。その中で、伊津野ら³⁾は曲線ラーメン橋の 3 次元非線形動的応答解析を行い、簡易的な 2 次元平面モデルへの可能性について検討している。渡邊ら⁴⁾は高架橋を 3 次元骨組構造にモデル化し、上部構造が直橋、斜橋、曲線橋と異なる橋梁構造系が地震時応答特性に与える影響について考察している。また、山口ら⁵⁾は 4 径間連続曲線ラーメン橋を対象として、地震時応答特性を解析的に検討している。

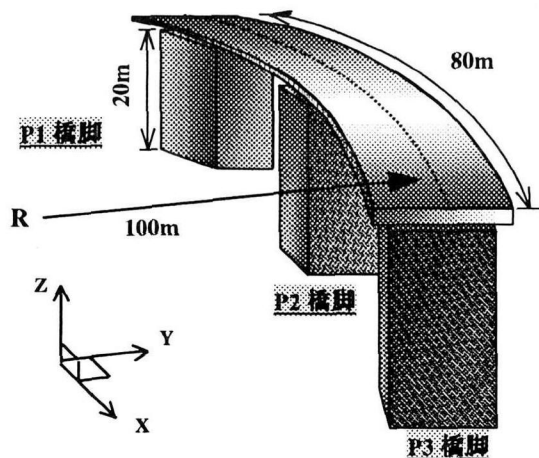


図-1 2 径間連続曲線高架橋

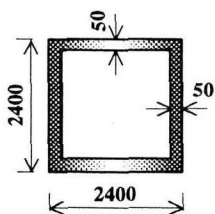


図-2 橋脚断面
(単位: mm)

そこで、本研究では鋼製橋脚を有する 2 径間連続曲線高架橋を立体骨組構造にモデル化し、幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を行い⁹⁾、地震波の入力方向や支承条件の差異が曲線高架橋の動的応答性状に与える影響について考察する。具体的には上部構造の応答変位、支承部の水平力－相対変位、橋脚基部の曲げモーメント－曲率などに着目して、その動的非線形挙動について比較検討を行う。

2. 解析モデル

本研究は連続曲線高架橋の 3 次元的な非線形動的挙動について検討することを目的としているため、上部構造・支承部・橋脚の動的相互作用を考慮できる基本的なモデルとして図-1 に示すような 2 径間連続曲線高架橋を対象とする。なお、全体座標系 (X-Y-Z 座標系) は図-1 に示すように設定する。

2.1 上部構造・橋脚

上部構造は曲率半径 100m、橋長 80m(2@40m)、総重量 5.88MN の鋼箱桁を使用した。橋脚は、震度法および許容応力度法に基づき設計を行い、図-2 に示すような断面幅 2400mm、板厚 50mm の正方形箱型断面の鋼製橋脚を採用し、橋脚高さはすべて 20m とする。橋脚の設計は、支承条件を考慮して橋脚ごとに行うのが望ましいが、本研究では支承条件の差異が高架橋全体系の動的挙動に与える影響に着目するため、橋脚断面には全て同一の諸元を設定した。また、橋脚の配置方向は各橋脚とも支承の

表-1 橋脚・支承の回転角

配置方向	P1 橋脚	P2 橋脚	P3 橋脚
放射方向	22.918°	11.459°	0°
接線方向	22.918°	0°	-22.918°

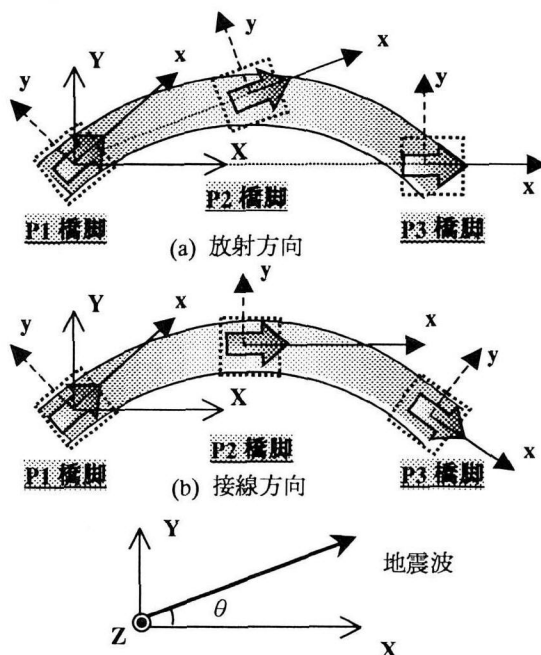


図-3 支承の配置方向と地震波の入力方向

配置スペースを考慮して支承方向と同様に設定し、橋脚の基部は十分に剛である場合を考え固定とした。

2.2 支承部

本研究で用いた支承部は、水平 2 方向、鉛直方向、回転 3 方向のばね要素にモデル化する。水平 2 方向は支承条件に応じた非線形のばね要素特性を有している。

これに対し、鉛直ばねは支承部の鉛直方向の剛な結合条件を表すために十分大きなばね定数 (980.0GN/m) を設定し、回転方向にはヒンジの条件を満足するように小さなばね定数 (98kNm/rad) を設定した。いずれも線形ばねとした。

支承の配置方向については、実設計においては、接線方向に支承を設置することが多いものと思われるが、支承配置の影響を比較検討するため、図-3 に示すように温度変化に伴う曲線桁の伸び変形を放射方向に許すよう P1 橋脚から P2・P3 橋脚の方向に放射状に支承を設置する場合と曲線桁の接線方向に支承を設置する場合の 2 通りを考える。支承・橋脚の回転角を表-1 に示す。また、支承の配置方向を x 軸、その直角方向を y 軸とする局所座標系 (x-y 座標系) を各橋脚上に設定する。

(1) 基本モデル

P1 橋脚上に鋼製固定支承、P2、P3 橋脚上に鉛直支点反力による摩擦の影響のみを考慮した鋼製可動支承を設置したモデルを基本モデルとする。この場合、可動支承

表-2 支承モデルの構造諸元

支承の配置方向		基本モデル		鋼製支承モデル		ゴム支承モデル		免震支承モデル	
		P1	P2 / P3	P1	P2 / P3	P1 / P3	P2	P1 / P3	P2
x 方向	K_1 (MN/m)	980.0	49	980.0	49	35.28	88.2	21.219	56.089
	K_2 (MN/m)	—	0.0098	—	0.0098	980.0	980.0	3.9521	13.285
	K_3 (MN/m)	—	—	—	980.0	—	—	—	—
	F_1 (MN)	—	0.1127	—	0.1127	1.2348	3.087	0.2970	0.4319
	F_2 (MN)	—	—	—	0.1137				
y 方向	K (MN/m)	980.0	980.0	980.0	980.0	980.0	980.0	980.0	980.0

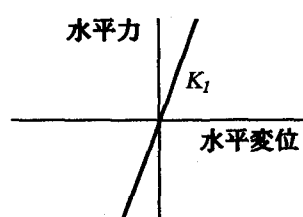


図-4 固定支承

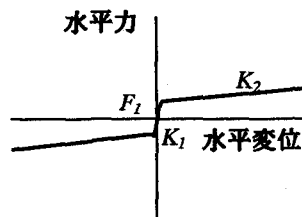


図-5 可動支承(基本モデル)

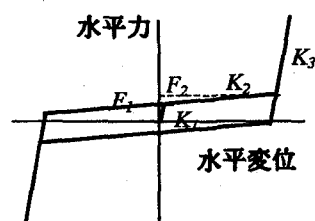
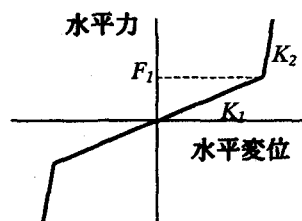
図-6 可動支承
(鋼製支承モデル)

図-7 ゴム支承

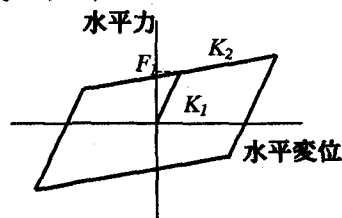


図-8 免震支承

は x 軸方向に上部構造による水平地震力を橋脚にほとんど伝達しないものとする。固定、可動支承を表すばねの水平力-水平変位関係は、図-4、図-5 のように設定する。

(2) 鋼製支承モデル

基本モデルの鋼製可動支承に対し、摩擦と変位制限構造の影響を考慮した場合を鋼製支承モデルと呼ぶ。この可動支承におけるばね要素の水平力-水平変位関係を図-6 に示す。 K_1 は鉛直支点反力による摩擦力が最大摩擦力以下の状態での剛性、 K_2 は支承部に作用する水平力が最大摩擦力よりも大きくなって、支承が滑る状態を表す剛性である。 K_3 は支承の変位が移動制限量に到達した後に、上部構造が橋脚と一体となって挙動する状態を表す剛性である。ここで、 F_1 は最大摩擦力を超えて滑り始める水平力であり、支点反力に静止摩擦係数を乗じた最大摩擦力である。また、 F_2 は支承の変位が変位制限構造に達したとき支承部に発生する水平力で、仮定した移動制限量 10cm より算出した⁷⁾。

基本モデルの場合と同様に、P1 橋脚上には鋼製固定支承を設置する。支承に作用する慣性力が大きくなると、支承の構成部材は塑性化することも予想されるが、ここでは支承に作用する力の大きさにかかわらず弾性状態を保つものと仮定する。

(3) ゴム支承モデル

地震時の水平反力をほぼ均等に各橋脚に分散する水平反力分散支承の 1 つとして、積層ゴム支承（以下、ゴム支承モデルと称す）を考える。この支承における水平力-水平変位関係を図-7 に示す。 K_1 は支承が上部構造の慣性力により変位が生ずる状態を表す剛性で、 K_2 は支承の変位が変位制限構造に達した後に上部構造が橋脚と一体となって挙動する状態を表す剛性である。 F_1 は、支承の水平力が変位制限構造に達するときの水平力であり、移動制限量を 3.5cm と仮定したときの値である。これらの支承の特性値は道路橋支承標準設計⁸⁾を参考に設定した。ここでは、 x 軸方向のみゴム支承の特性を有し、その直角方向は固定の状態である支承モデルを採用した。

(4) 免震支承モデル

本研究では、アイソレーターとダンパーが一体となった鉛プラグ入り積層ゴムタイプの免震支承を考え、水平ばねの水平力-水平変位関係をバイリニア型に設定する。その支承モデルを、図-8 に示す。道路橋の免震設計法マニュアル（案）などを参考に、震度法レベルおよび地震時保有水平耐力レベルにおいて設計荷重と設計変位から免震支承の特性値を決定する^{9),10)}。先に述べたゴム支承と同様に、 x 軸方向にのみ免震支承の特性を有し、 y 方向は固定の状態とした。

以上の各支承モデルのばね定数を表-2 にまとめて示す。

3. 解析方法と入力地震波

本研究では、鋼材の降伏と幾何学的非線形性を考慮したはり柱要素の有限要素法と Newmark β 法 ($\beta=1/4$) および修正 Newton-Raphson 法を併用した平面骨組のための弾塑性有限変位動的応答解析法を 3 次元的に拡張した解析手法を用いる⁶⁾。ここでは部材の面内、面外曲げ変形はそれぞれについて材料性非線形と幾何学的非線形性を考慮した接線剛性マトリックスを作成し、ねじり変形は

表-3 曲線高架橋の固有振動数 (Hz)

支承モデル	放射方向		接線方向	
	X1	Y1	X1	Y1
基本モデル	0.944	1.538	0.973	1.531
鋼製支承モデル	0.944	1.538	0.973	1.531
ゴム支承モデル	1.339	1.540	1.361	1.529
免震支承モデル	0.804	1.538	0.814	1.520

線形であるとした3次元立体骨組構造としての時刻歴応答解析を行う。上部構造および橋脚をはり柱要素にモデル化し、上部構造は1スパン40mを8要素に、橋脚を5要素に分割し、それぞれの要素を断面方向に12分割、部材軸方向に5分割するものとする。また、使用する鋼材の応力-ひずみ関係をバイリニア型にモデル化し、降伏応力を235MPa、弾性係数200GPa、塑性域のひずみ硬化を0.01とする。構造減衰は質量比例型を仮定し、1次の水平固有振動モードに対する減衰定数 $\eta=5\%$ を基準とする。

はり柱要素の断面方向の塑性化については、断面分割されたファイバー要素で表現する。断面の降伏はせん断応力による影響は小さいものとして、部材軸方向の応力とひずみで評価する。さらに、面内および面外の2軸曲げモーメントと軸力の相関は断面を2次元的にファイバー要素に分割することにより考慮する。

入力地震波には兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録の N-S 成分を使用する。地震波の入力方向角 θ は、図-3 に示すように X 軸からの角度とし、 θ を 0° から 90° まで 15° ピッチで変化させて動的応答解析を行う¹⁾。入力地震波の方向角の違いが曲線高架橋の地震時非線形挙動に与える影響について立体的な観点から比較検討する。

4. 固有振動解析結果

動的応答解析に先立って、支承モデルを導入した高架橋全体系の固有振動解析を行った。基本モデル、鋼製支承モデルにおいては、地震時においても支承の滑る状態が支配的であると考え、解析に用いるばね剛性を9.8kN/mとした。免震支承モデルにおいては免震支承の顕著な挙動を把握するために、保有水平耐力レベルにおける等価剛性を用いた。固有振動解析によって算出された各支承モデルの X 方向1次と Y 方向1次の固有振動数を表-3 に示す。ここで、X1 は X 方向1次、Y1 は Y 方向1次の固有振動数である。

X 方向の固有振動数は支承の配置方向に関わらず、免震支承モデルで固有振動数が最も小さくなっており、免震支承の特性により長周期化されている。また、ゴム支承モデルは、他の支承モデルに比べて固有振動数が大きくなっている。支承の配置方向に関して比較すると、全ての支承モデルで接線方向に支承を配置した場合の方が固有振動数の値が大きくなることがわかる。

一方、Y 方向の固有振動解析結果を見ると、どの支承モデルもほぼ同等の値となっており、支承条件が固有振動数に与える影響は小さいと考えられる。

5. 動的応答解析結果

5.1 上部構造の応答変位

時刻歴応答解析によって得られた、P3 橋脚上の上部構造における応答変位軌跡を図-9 から図-12 に示す。横軸は X 方向変位(m)、縦軸は Y 方向変位(m)である。ただし、X-Y 座標系は図-1 に示す矢印の方向を正とする。各支承モデルにおいて、(a)は支承部を放射方向、(b)は支承部を接線方向に設置した場合の応答変位軌跡である。

基本モデルの応答は地震波の入力方向角 θ が 0° のときには、支承の配置方向に大きな変位を生じ、設定した支承の配置方向の影響がよく現れている。 θ が 60° より大きくなると、X 方向の応答が小さくなり、Y 方向の応答変位が大きくなる傾向が見られる。 θ が 90° になると支承の配置直角方向の応答が支配的になることがわかる。一方、支承を接線方向に配置した場合は、地震波の入力方向が 60° になっても、P3 橋脚上の支承配置方向に卓越した応答変位が生じている。 θ が 90° になると、局所座標系の y 方向にやや傾斜した応答変位軌跡を示す。

鋼製支承モデルは、基本モデルの応答に比べて変位制限構造の影響により、応答変位が小さくなることがわかる。地震波の入力方向角 θ が大きくなると、基本モデルの軌跡とほぼ等しくなる。これは、支承の配置直角方向はどちらの支承モデルも固定条件としているため、また配置方向の変位制限構造の影響が小さくなったためと考えられる。

ゴム支承モデルの応答変位は4つの中で、最も小さい軌跡を描いていることがわかる。これは、支承が変位制限構造に到達するまでの距離を3.5cmとし、鋼製支承モデルに比べて小さく設定しているためである。一方、免震支承モデルの応答は、支承の特性により支承の配置方向に最も大きな変位を生じ、 θ が 0° の場合には支承の配置方向に卓越して振動していることがわかる。

支承条件に関係なく、地震波の入力方向角が小さい場合の応答は支承の配置方向が支配的であり、上部構造の応答変位は支承が動くことによって生じている。地震波の入力方向角 θ が大きくなると、どの支承モデルでも応答変位はほぼ同等の値を持ち、その Y 方向変位は橋脚変位によるものと考えられる。これは、全ての支承部モデルで、支承の配置直角方向は固定としている影響によるものと考えられる。

5.2 支承部の相対変位

P3 橋脚上に設置した支承部の配置方向 (x 方向) における最大相対変位と地震波の入力方向角の関係を図-13 に示す。横軸は地震波の入力方向角、縦軸は支承部の最

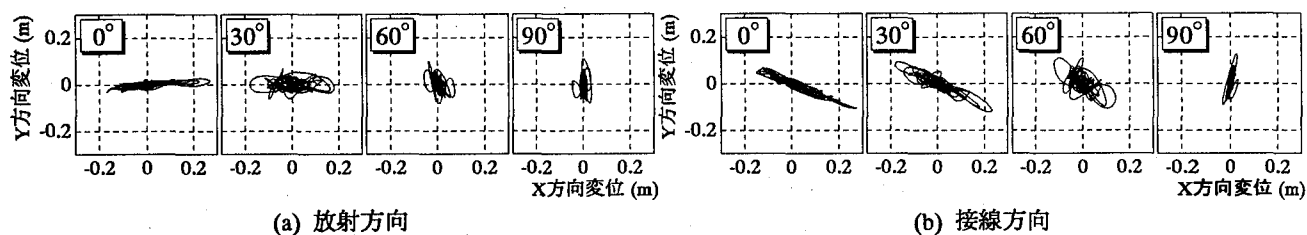


図-9 P3 橋脚上の上部構造における応答変位軌跡（基本モデル）

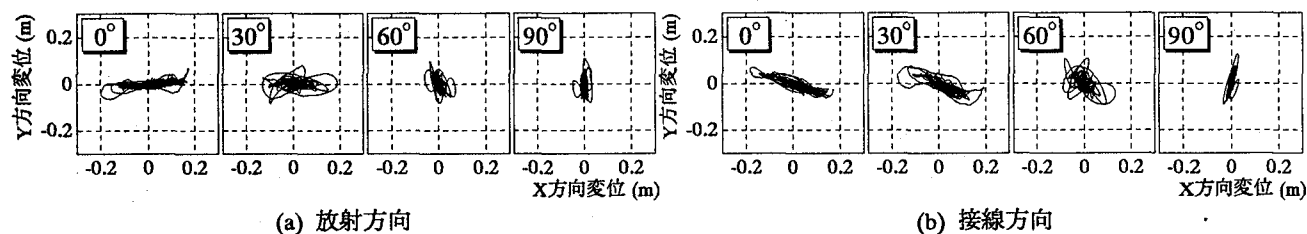


図-10 P3 橋脚上の上部構造における応答変位軌跡（鋼製支承モデル）

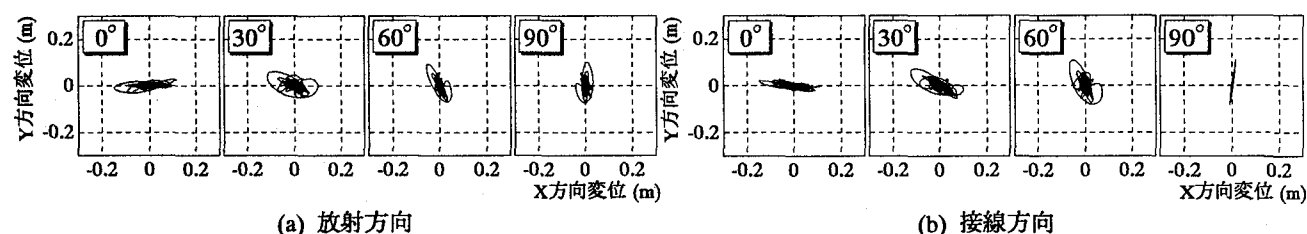


図-11 P3 橋脚上の上部構造における応答変位軌跡（ゴム支承モデル）

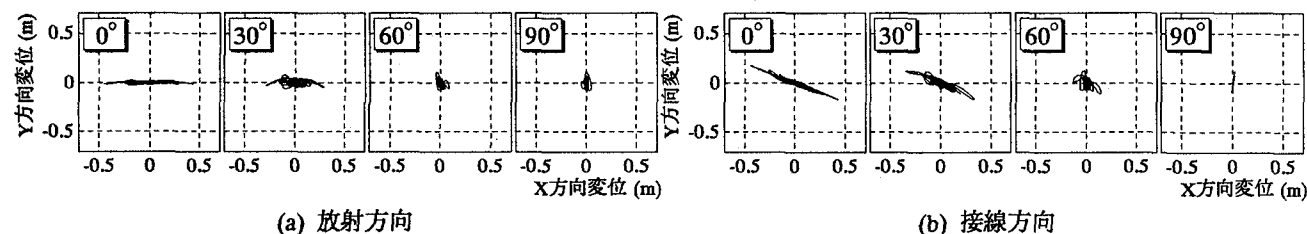


図-12 P3 橋脚上の上部構造における応答変位軌跡（免震支承モデル）

大相対変位である。ここで、支承部の最大相対変位とは上部構造と橋脚頂部における応答変位の差の最大値を意味する。(a)は支承部を放射方向に設置した場合、(b)は支承部を接線方向に設置した場合である。

地震波の入力方向角 θ が小さい場合は、支承の特性により各支承モデルの相対変位には顕著な違いが見られる。4つの支承モデルの中で相対変位が最も大きいのは免震支承モデルである。鋼製支承モデルとゴム支承モデルは変位制限構造の影響を考慮しているため、 θ が小さい範囲では支承部の相対変位はあまり変化しない。移動制限量は鋼製可動支承が10cm、ゴム支承モデルは3.5cmとしているため、支承の相対変位はこの値より大きくならない。基本モデル、免震支承モデルは θ が大きくなると、それに対応して相対変位が小さくなることからわかる。地震波の入力方向角 θ が大きくなると支承条件の違いによる影響が小さくなり、どのモデルも相対変位がほぼ等しくなる。

支承の配置方向に関して比較すると、鋼製支承モデルおよびゴム支承モデルにはほとんど変化がないものの、

変位制限構造のない免震支承モデルおよび基本モデルでは、放射方向に支承を設置するよりも接線方向に配置した方が最大相対変位の値は若干大きくなっていることがわかる。一方、相対変位が最小になるのは放射方向では $\theta=75^\circ$ のとき、接線方向では $\theta=90^\circ$ のときである。このように、最小相対変位をとる地震波の入力方向角に違いが見られたのは支承配置方向の影響によるものと考えられる。

次に、 θ が 0° の場合のP3橋脚上に設置した支承部の時刻歴相対変位を図-14に示す。横軸は時間、縦軸は相対変位である。

どのモデルも支承部の特性をよく現している。変位制限構造を有する鋼製支承モデルおよびゴム支承モデルでは、支承部の相対変位が制限されており、入力時間が5秒前後では、同じような振幅で振動していることがわかる。また、相対変位の最大値に関しては、最大値をとる時刻にはわずかに違いが見られるものの、放射方向、接線方向ともその値はほぼ等しい。

基本モデルおよび免震支承モデルでは、同じような時

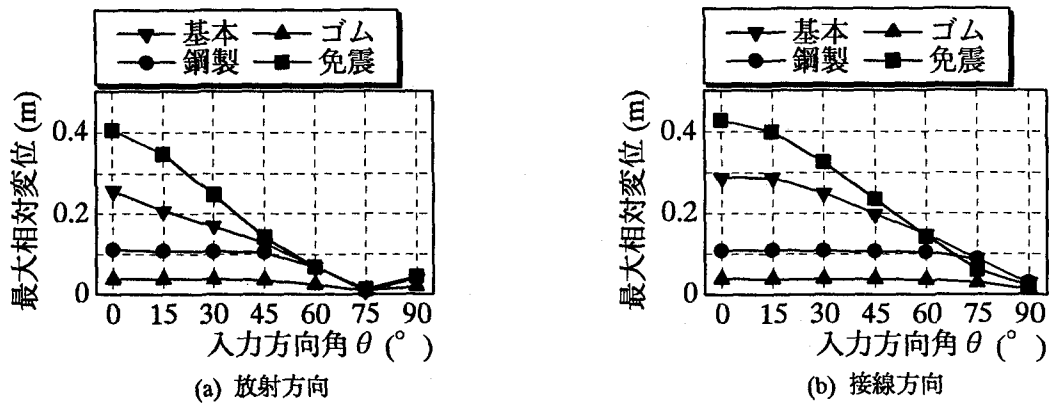


図-13 P3 橋脚上に設置した支承部の最大相対変位と地震波の入力方向角 θ の関係

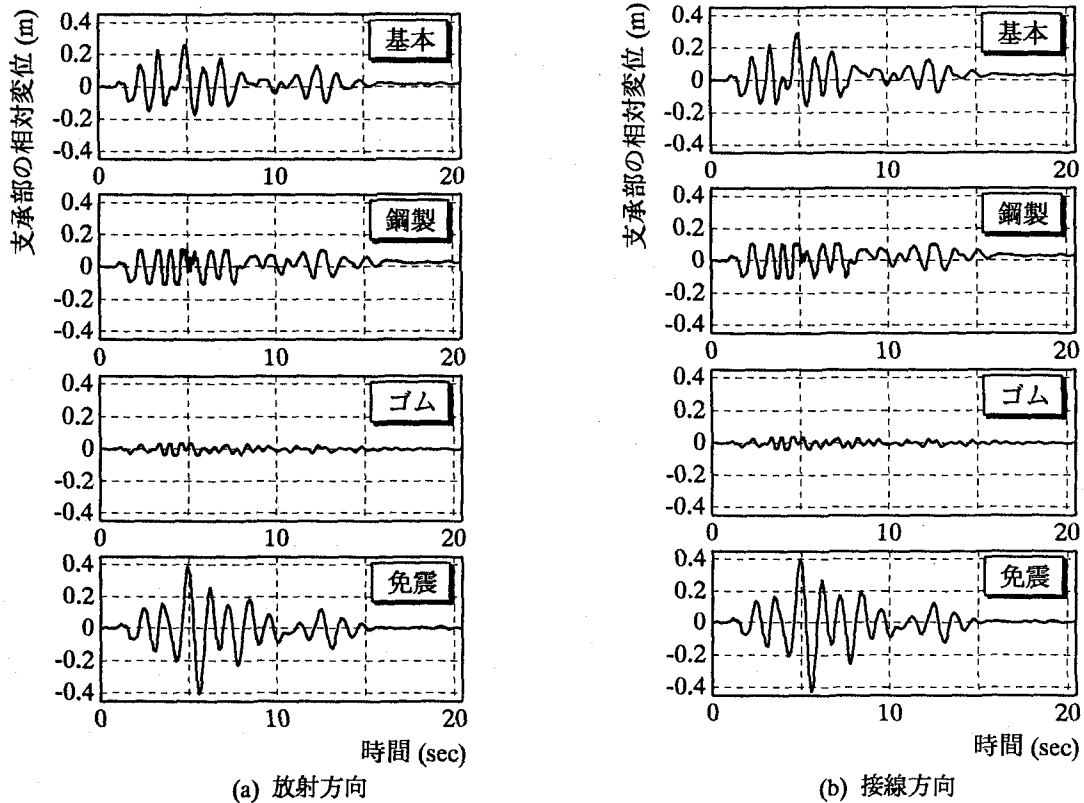


図-14 $\theta=0^{\circ}$ における P3 橋脚上に設置した支承部の時刻歴相対変位

時刻歴応答変位波形を描き、放射方向に支承を設置するよりも接線方向に配置したモデルの最大相対変位が若干大きくなり、具体的には、基本モデルで 0.0315m、免震支承モデルで 0.0220m の差が確認できる。

5.3 支承部の水平力

支承部の支承配置方向 (x 方向) に作用する最大水平力と地震波の入力方向角 θ との関係を図-15 に示す。

まず、支承を放射方向に配置した場合の結果について述べる。全ての橋脚で最も大きな水平力が作用しているのは鋼製支承モデルであり、その最大値は θ が 0° のときに発生している。この鋼製支承モデルでは、 θ が $0^{\circ} \sim 30^{\circ}$ のときには、P1 橋脚に比べて P2 橋脚および P3

橋脚に作用する水平力の方が大きい場合があることがわかる。本研究で使用した鋼製支承は P1 橋脚には固定支承、P2 橋脚および P3 橋脚には変位制限構造の影響を考慮した可動支承を設置している。そのため、可動支承がその変位制限構造に衝突することによって、固定支承よりも大きな水平力が発生したものと推測できる。

基本モデルでは固定支承を設置した P1 橋脚では鋼製支承モデルよりやや小さめの水平力が発生しているが、P2・P3 橋脚では水平力がほとんど発生していないことがわかる。これは、基本モデルの可動支承には変位制限構造の影響を考慮していないためである。

ゴム支承モデルでは、P1・P2 橋脚で θ が 0° のとき、P3 橋脚では θ が 15° のときに最大値をとる。ゴム支承

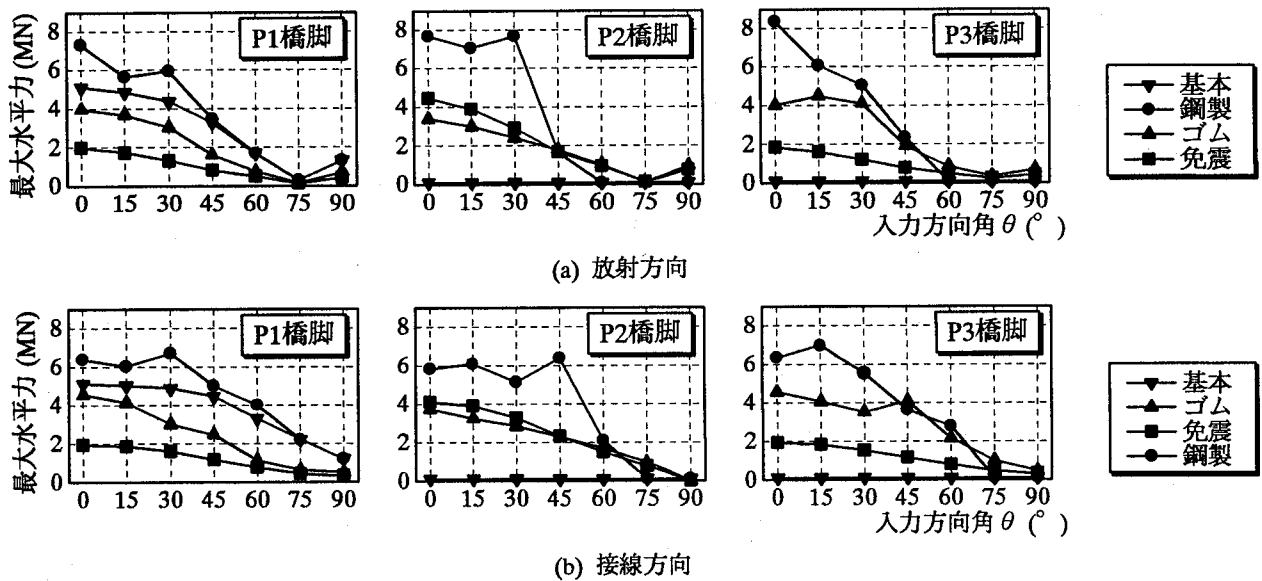


図-15 支承配置方向 (x 方向) における支承部の最大水平力と地震波の入力方向角 θ の関係

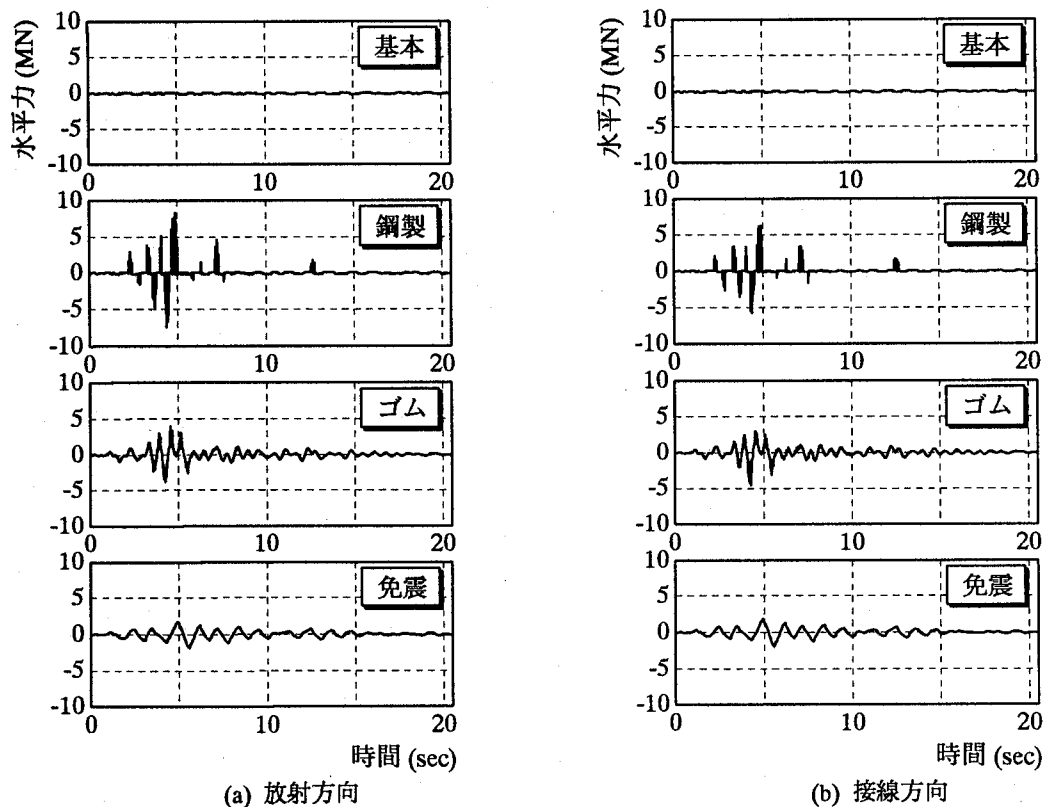


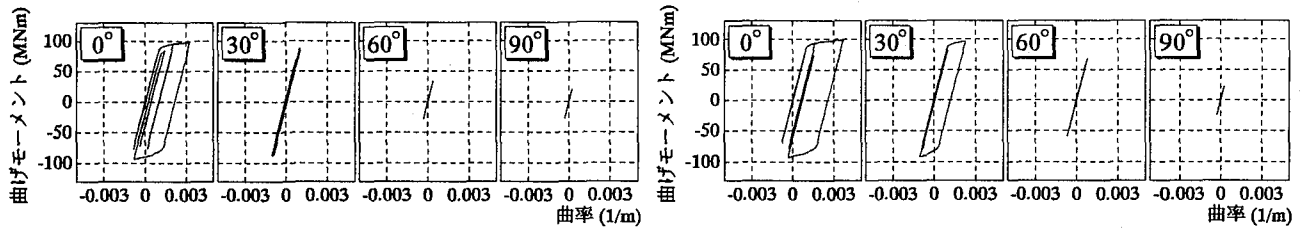
図-16 $\theta=0^\circ$ における P3 橋脚上に設置した支承部の時刻歴水平力

は、鋼製可動支承と同様に変位制限構造を有しているため比較的大きな水平力が作用していると考えられる。免震支承モデルは最大となるのが地震波の入力方向が 0° のときであり、 θ が大きくなると支承に作用する水平力が小さくなる傾向が認められる。さらに、初期剛性 K_1 の値が大きい免震支承を有する P2 橋脚では P1・P3 橋脚よりも大きな水平力が生じていることがわかる。

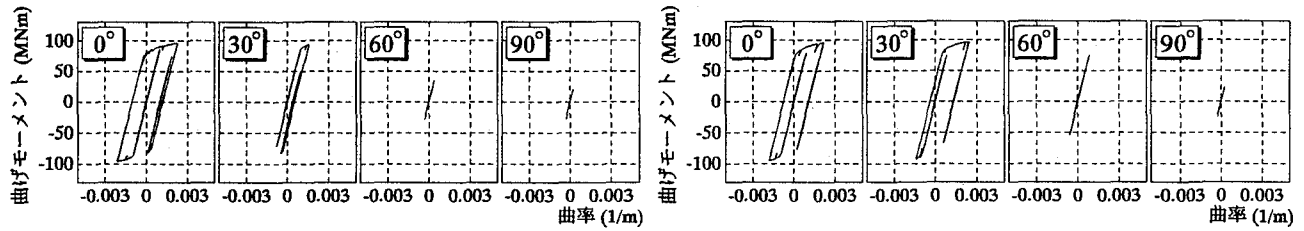
地震波の入力角が大きい場合、特に $\theta=75^\circ$ のときには、どの支承モデルにおいても支承に発生する水平力は同程

度で、非常に小さい値をとっていることがわかる。

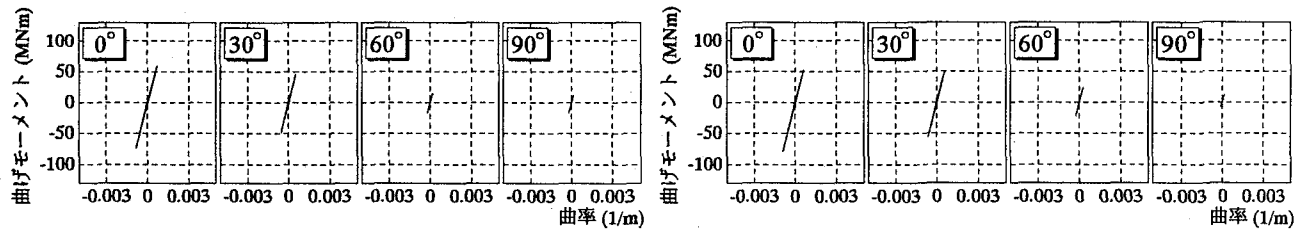
一方、支承を接線方向に配置した場合において基本モデル、免震支承モデルに関しては、放射方向の場合と同じような傾向がある。ところが、鋼製支承モデルおよびゴム支承モデルでは最大となる地震波の入力方向角 θ が放射方向モデルの場合と異なっていることが理解できる。鋼製支承モデルの場合、P1 橋脚では $\theta=30^\circ$ 、P2 橋脚では $\theta=45^\circ$ 、P3 橋脚では θ が 15° のときに最大水平力が作用している。ゴム支承モデルでは、全ての橋脚で θ が



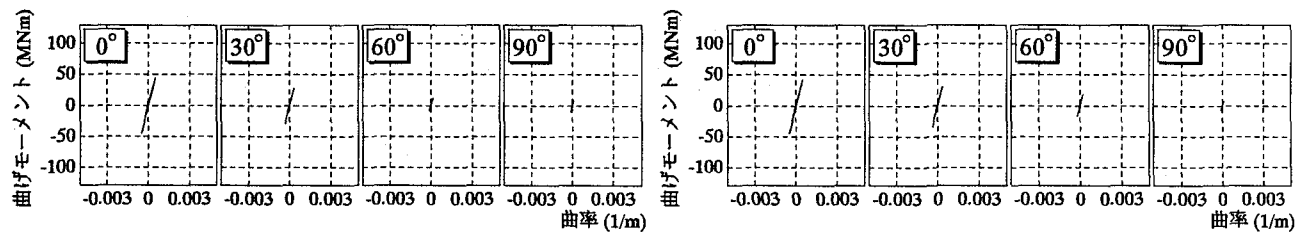
(a) 放射方向 (b) 接線方向
図-17 P1 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係 (基本モデル)



(a) 放射方向 (b) 接線方向
図-18 P1 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係 (鋼製支承モデル)



(a) 放射方向 (b) 接線方向
図-19 P1 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係 (ゴム支承モデル)



(a) 放射方向 (b) 接線方向
図-20 P1 橋脚基部の曲げモーメントと曲率の関係 (免震支承モデル)

0° のときに最大となる。以上のことから、変位制限構造を有する支承モデルの場合には地震時の動的挙動が複雑となり、支承の配置方向や地震波の入力方向の差異が支承部の水平力に与える影響が大きくなることがわかる。

次に、 θ が 0° の場合の P3 橋脚上に設置した支承部の時刻歴水平力を図-16 に示す。横軸は時間、縦軸は支承部に作用する水平力である。

基本モデルでは、いずれの入力時間においても、支承部に大きな水平力が発生することはないことが確認できる。これは、可動支承に変位制限構造を設けていないためと考えられる。一方、鋼製支承モデルでは、入力時間が約 4.9 秒のときに最も大きな水平力が発生している。この時間は、図-14 において、支承の相対変位が最大になる時間とほぼ一致している。このことから、変位制限構造を有する支承モデルでは、支承が変位制限構造に衝

突したときに大きな水平力が作用することがわかる。ゴム支承モデルもこの傾向を示すことが確認できる。

免震支承モデルでは、支承に作用する水平力が比較的小さく抑えられていることがわかる。これは、免震支承の特性により、上部構造の慣性力の作用が低減したためと考えられる。

$\theta = 0^\circ$ においては、鋼製支承モデルでは放射方向に支承を配置した方が大きな水平力が作用しているが、ゴム支承モデルおよび免震支承モデルでは支承の配置方向が接線方向のときに水平力が若干大きくなる傾向があることがわかる。

5.4 橋脚基部の曲げモーメント

P1 橋脚基部の支承配置方向 (x 方向) における面内曲げモーメントと曲率の関係を図-17 から図-20 に示す。

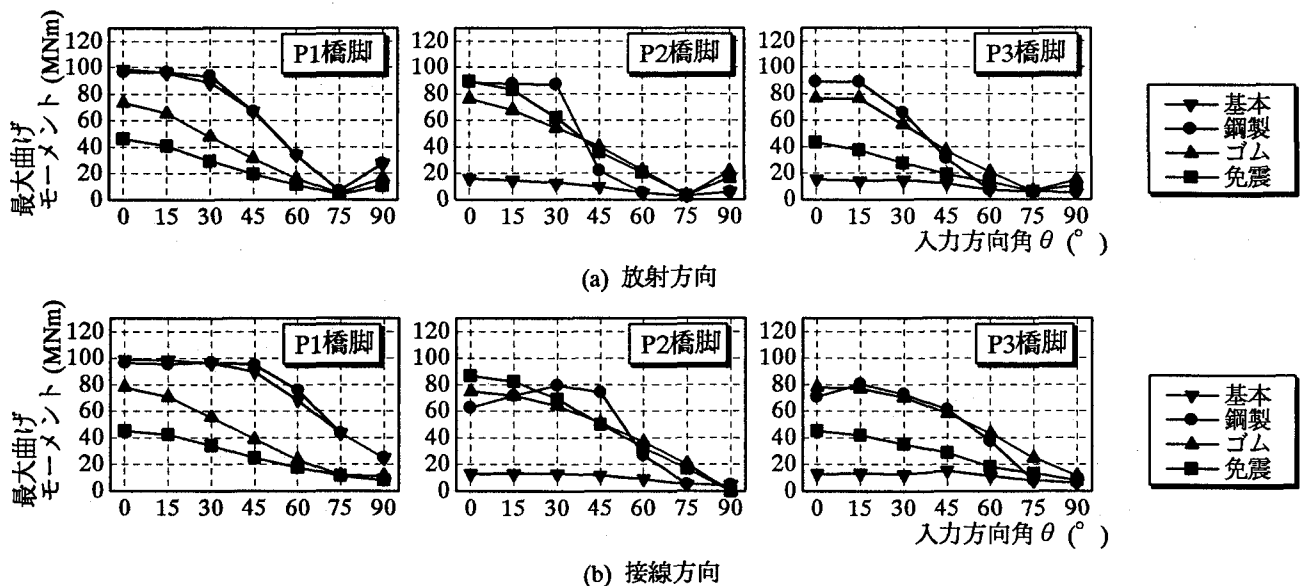


図-21 橋脚基部における y 軸周りの最大曲げモーメントと地震波の入力方向角 θ の関係

基本モデルおよび鋼製支承モデルの地震波の入力方向角が小さい場合では大きな履歴ループを描いていることがわかる。これは、どちらの支承モデルでも P1 橋脚上に鋼製固定支承を設置しているため、地震時に発生する慣性力が P1 橋脚に集中するためである。基本モデルの履歴は曲率が正の方向に大きく広がっており、負の方向には塑性していないが、鋼製支承モデルでは、正負両方向に広がっていることがわかる。この傾向は支承を接線方向に配置した場合に顕著に現れている。また、支承を接線方向に配置した場合では、地震波の入力方向角 θ が 30° になっても、P1 橋脚基部に大きな塑性ループが見受けられる。 θ が 60° になると支承の配置方向にかかわらず弾性範囲に収まっているが、接線方向モデルの方が大きな曲げモーメントが橋脚基部に作用していることが確認できる。

ゴム支承モデルおよび免震支承モデルでは、入力方向角に関係なく曲げモーメント-曲率関係は弾性領域内にある。曲げモーメントの大きさは、ゴム支承モデルの方が大きな値を持つ。支承の配置方向に関して比較すると、 θ が大きい場合では、支承部を接線方向に配置した方が、やや大きな曲げモーメントが作用することがわかる。この傾向は、基本モデルおよび鋼製支承モデルにも見受けられる。

橋脚基部の支承配置方向に作用する最大曲げモーメントと地震波の入力方向角 θ との関係を図-21 に示す。

支承が放射方向に配置されている場合、全ての支承モデルで θ が 0° のときに曲げモーメントが最大となる。P1 橋脚では、 θ が小さいときには、基本モデルおよび鋼製支承モデルで大きな曲げモーメントが作用している。これは、P1 橋脚上に設置した固定支承の影響である。P2・P3 の橋脚基部において、鋼製支承モデルでは大きな

曲げモーメントが作用している。一方、基本モデルでは曲げモーメントの値が非常に小さいことがわかる。これは、基本モデルでは変位制限構造のない鋼製可動支承を採用しているため、橋脚自身によって作用する慣性力により曲げモーメントが生じるものと考えられる。また、 θ が大きくなると、支承部の特性による影響が小さくなりどの支承モデルでも同程度の曲げモーメントが発生するようになる。

支承が接線方向に配置されている場合では、鋼製支承モデル以外では最大となる地震波の入力方向角 θ は、放射方向に支承を設置した場合と同じになり、支承の配置方向による大きな違いは見られない。鋼製支承モデルの場合、P1 橋脚では $\theta = 0^\circ$ 、P2 橋脚では $\theta = 30^\circ$ 、P3 橋脚では θ が 15° のときに曲げモーメントが最大となっている。地震波の入力方向角 θ が 30° より大きくなると、放射方向に比べて大きな曲げモーメントが作用していることがわかる。

基本モデルでは、P1 橋脚上に固定支承を設置しているため、地震波の入力方向角 θ の値が小さい場合は大きな曲げモーメントが発生しているが、P2・P3 橋脚には変位制限構造のない鋼製可動支承を採用しているため、鋼製支承モデルに比べ非常に小さな曲げモーメントが作用していることがわかる。ゴム支承モデルおよび免震支承モデルでは、支承部の水平力と同じような傾向があり、 θ が大きくなると、それに対応して発生する曲げモーメントが小さくなることが確認できる。

橋脚基部の曲げモーメントに関して、変位制限構造をもつ支承部を有するモデルは、地震波の入力方向の差異が与える影響が大きくなることがわかった。また、支承を接線方向に設置すると、変位制限構造の影響が大きくなることが確認された。

6. まとめ

本研究は2径間連続曲線高架橋を対象とし、鋼製支承、ゴム支承、免震支承を非線形ばねにモデル化し、幾何学的非線形性と鋼材の降伏を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析法を用いて解析を行い、その支承条件および支承の配置方向、さらに地震波の入力方向の違いが曲線高架橋全体系の動的応答に与える影響を比較検討した。

鋼製可動支承に変位制限構造の影響を考慮しない基本モデルでは、上部構造の変位は大きくなるものの可動支承には水平力がほとんど発生することはない、橋脚基部も損傷にいたることはなかった。特に、接線方向に支承を配置した場合には、支承の配置方向に大きな相対変位が現れることが確認された。ただし、固定支承を設置した橋脚には地震慣性力が集中する傾向があり、支承部に発生する水平力や橋脚基部の曲率が大きくなるために設計時には注意が必要である。

鋼製可動支承に摩擦と変位制限構造の影響を考慮した鋼製支承モデルでは、P2およびP3橋脚において、変位制限構造があることによって上部構造の応答変位や支承の相対変位が抑えられる。しかし、支承部に変位制限構造に衝突することによって、支承部に大きな水平力が発生し、橋脚基部を損傷する可能性があることがわかった。そのため、変位制限構造の移動制限や設計荷重を適切に設定する必要があると考えられる。

また、ゴム支承モデルの場合も変位制限構造を有していることから、上部構造の応答変位や支承部の相対変位が小さく抑えられている。この変位制限構造の影響で、支承部には比較的大きな水平力が発生するが、積層ゴムにより慣性力が各橋脚にほぼ均等に分散されるため、橋脚基部は塑性領域にいたることは無く、弾性範囲内に収まっている。

免震支承モデルは、その支承の特性により高架橋全体系の固有周期が長周期化され、得られた応答変位や支承部の相対変位が他の支承モデルに比べて大きくなり、特に支承を接線方向に配置した場合の方が大きな相対変位が現れることがわかった。また、免震支承はエネルギー吸収能力を備えていることから、支承に発生する水平力や橋脚基部に作用する曲げモーメントが小さく抑えられ、橋脚基部が損傷することはない。これらの結果から、橋脚の観点から見ると、免震支承を有する曲線高架橋が最も有利な構造であると思われる。

地震波の入力方向の差異について検討すると、基本モデルや免震支承モデルでは、地震波の入力方向角が 0° のときに、支承部の相対変位や水平力、橋脚基部の曲げモーメントなどの応答が最大となった。このことから、橋軸方向に地震波を作用した場合の応答を調べれば、設計上不利になる部分を把握することが可能である。

しかし、鋼製支承モデルおよびゴム支承モデルでは、設計上最も不利になる地震波の入力方向とX方向が必ず

しも一致するわけではないことが明らかになった。特に支承部に発生する水平力に関して、この傾向が顕著に現れている。また、地震波の入力方向が同じであるにもかかわらず、支承の配置方向によって支承部に作用する水平力の値が大きく異なることがある。これは、支承部に変位制限構造を設けることにより、発生する水平力の値が大きくなり曲線高架橋の動的挙動を複雑にしているものと考えられる。

以上のことから、本研究で扱ったような曲線高架橋の場合、支承条件、支承の配置方向の違いによって、地震時の動的挙動が大きく変化することがわかった。地震波の入力方向の差異に関しては、変位制限構造を有する支承部を採用したモデルでは、その影響が大きくなることがわかった。そのため、橋梁構造物の耐震性能を向上させるためには、設計時に支承部の移動制限や設計荷重を適切に設定する必要があると思われる。

参考文献

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告書—土木構造物の被害、橋梁一、丸善、1996.12.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅴ耐震設計編、1996.12.
- 3) 伊津野和行・糸尚輔・中尾信裕・高橋章・廣瀬彰則・坂本眞徳：曲線ラーメン橋梁の簡易地震応答解析法、第24回地震工学研究発表会講演論文集、pp.1049-1052、1997.7.
- 4) 渡邊英一・杉浦邦征・北根安雄：地震時における構造物の3次元動的挙動、構造工学論文集、Vol.43A、pp.897-906、1997.3.
- 5) 山口栄輝・清水俊彦・川神雅秀・田崎賢治・野中哲也・久保喜延：鋼曲線ラーメン橋の地震時応答特性に関する基礎的研究、構造工学論文集、Vol.47A、pp.851-860、2001.3.
- 6) 林川俊郎・大嶽敦郎・中島章典・佐野雅章：3成分地震動を受ける連続曲線高架橋の非線形応答解析、構造工学論文集、Vol.45A、pp.849-858、2001.2.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編、1996.12.
- 8) 日本道路協会：道路橋支承標準設計（ゴム支承・ころがり支承編）、1993.4.
- 9) 土木研究センター：道路橋の免震設計マニュアル（案）、1992.10.
- 10) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997.3.
- 11) 林川俊郎・荻島知之・Felix Daniel Ruiz Julian：地震波の入力方向に着目した曲線高架橋の非線形応答に関する研究、第26回地震工学研究発表会講演論文集、pp.985-988、2001.8.

(2001年9月14日受付)