

すべり免震支承システムのモデル化および 地震動入力条件の違いが橋梁応答に及ぼす影響

藤田亮一¹・森 敦²・金治英貞³・伊津野和行⁴

¹正会員 日本技術開発株式会社 防災・リニューアル部（〒164-8601 東京都中野区本町5-33-11）

²正会員 日本技術開発株式会社 防災・リニューアル部（〒164-8601 東京都中野区本町5-33-11）

³正会員 阪神高速道路公団 大阪建設局建設企画部設計課（〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16）

⁴正会員 立命館大学 理工学部土木工学科（〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1）

1. はじめに

橋梁の免震化は、地震動の影響を合理的に軽減する上で有効な方法である。橋梁の分野においては、いわゆる免震支承と呼ばれる減衰機能を有する積層ゴム支承が典型的な免震構造として知られているが、建築分野ではすべり支承を用いた免震構造が早い段階から使われてきている^{1),2)}。橋梁分野におけるすべり支承を用いた免震構造については、すでにいくつかの研究^{3),4),5),6)}や実務での利用^{7),8),9)}などが為されてきている。特に伊津野らは、このようなすべり支承を有する免震構造を、鉛直荷重支持と桁回転変位の吸収の常時機能および地震荷重を軽減する減衰効果といった地震時機能を持つすべり支承部分と、上部構造慣性力の分散および長周期化や復元力を発揮する水平荷重分散装置で構成される機能分離型支承（本論文ではすべり免震支承システムと呼ぶ）として定着させてきている。また著者らは、100kineを越す高い速度領域における速度依存性も含めた基本的なパラメータ検討についてすでに実施しており、摩擦係数の速度依存性が免震橋梁のレベル2地震動に対する最大応答に及ぼす影響が小さいことを確認している¹⁰⁾。

本論文は、すべり免震支承システムを適用した実際の高架橋をスタディーモデルとして、地震動入力条件および支承のモデル化の方法に着目して行った感度分析に関する研究成果について述べたものである。後述する高架橋全体の動的解析においては、別途実験結果にもとづき設定された面圧および速度の両方に依存するすべり支承の摩擦係数の連成特性を、出来る限り忠実に解析モデルに組み込んだ。また、

このような詳細なモデルと簡便なバイリニアモデルとを比較検討し、耐震設計に際してのすべり免震支承システムのモデル化に着目した簡便な取り扱い方法について提案するものである。

2. 対象橋梁の概要と検討条件

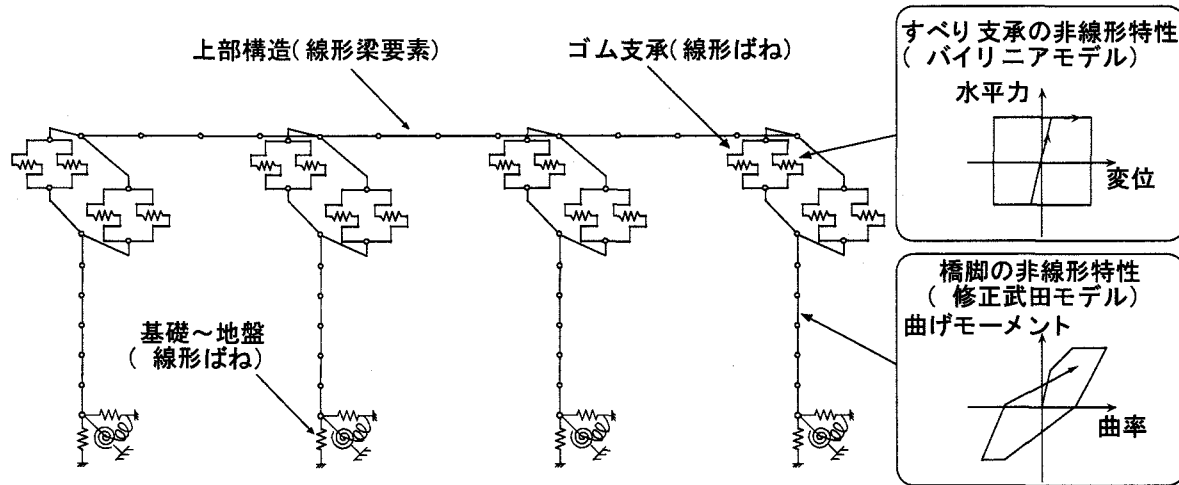
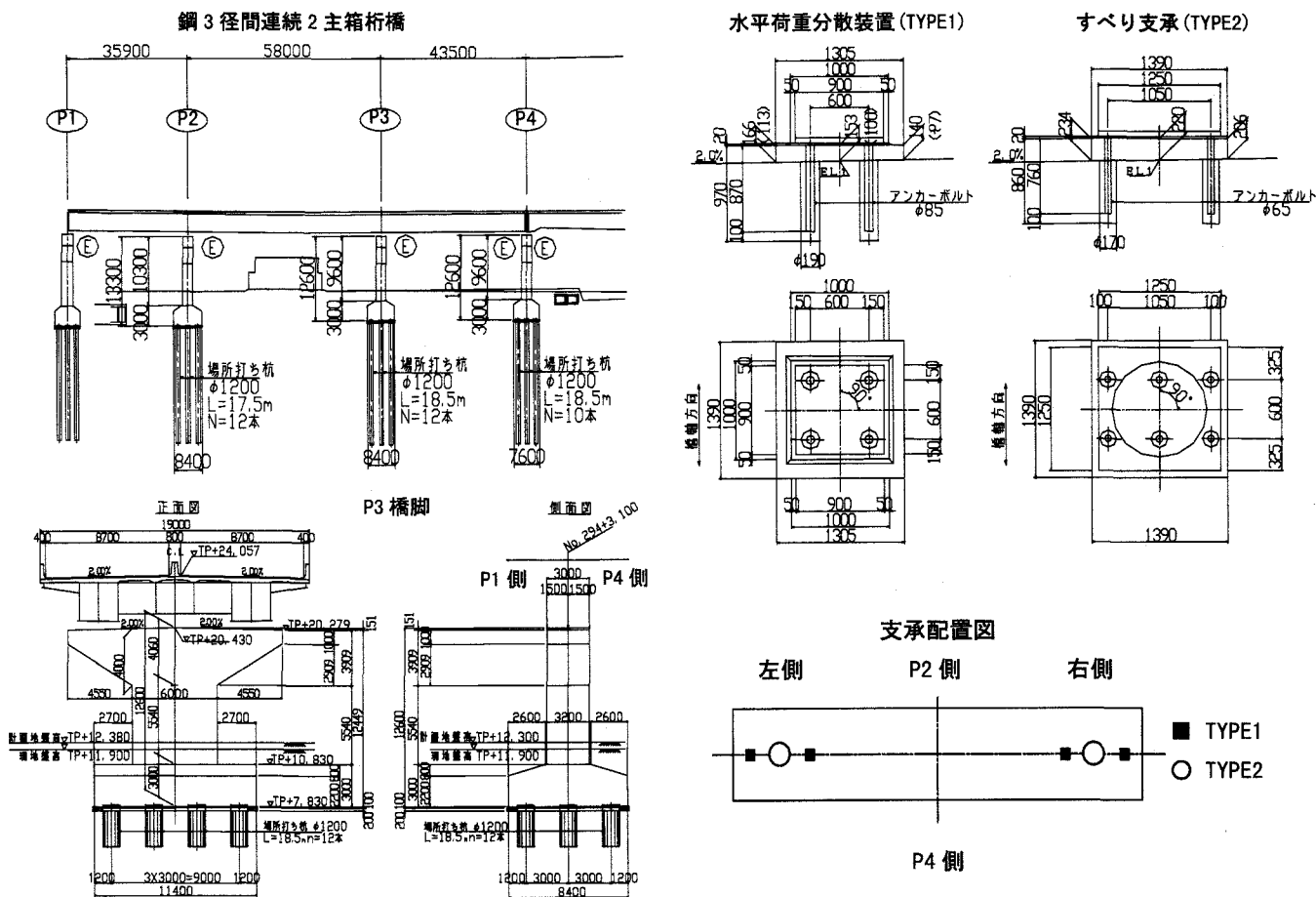
(1) 対象橋梁の構造諸元

検討対象は、連続形式として一般的な鋼3径間連続2主箱桁橋にすべり免震支承システムを採用した橋梁である。下部構造はRC単柱橋脚、基礎構造は場所打ち杭基礎である。本橋梁のすべり免震支承システムは、すべり支承にはPTFEとステンレス板を、水平荷重分散装置には積層ゴムデバイスをそれぞれ用いた。対象橋梁の構造一般図を図-1に示す。

(2) 対象橋梁のモデル化

動的解析によるパラメータスタディを行う対象橋梁は、図-2に示す3次元の梁～ばね要素でモデル化した。検討上最も着目する支承については、すべり支承と水平荷重分散装置を個別にばね要素でモデル化して、すべり支承には鉛直力の変動を考慮したバイリニア型の非線形履歴特性を付与した（詳細モデルの場合）。桁のロッキング振動にともなう鉛直力の変動の影響を考慮するため、同一支承線上の要素を集約せずに、個別にモデル化して桁および橋脚天端とは剛要素で結合した。

橋脚は梁要素でモデル化し、非線形履歴特性としてはRC柱部材の解析に広く用いられている修正武田モデル¹¹⁾を採用した。基礎～地盤は道路橋示方書V耐震設計編¹²⁾（以下、道示V）に示される手法に従



って、線形ばね要素でモデル化した。

また、本橋は連続高架橋の一部であり、地震時挙動を考えたときに隣接橋梁の影響を無視することはできない。そこでここでは、隣接径間を支持する支承を架けあわせ橋脚上にばね要素でモデル化し、隣接径間の半スパン分の質量をばね端子に付加することとした。

(3) 動的解析条件

検討に用いる動的解析法は直接積分による非線形時刻歴応答解析とし、各パラメータを表-1に示すように設定した。モデル各部位の材料減衰定数は道示Vを参考に設定したが、全体系の粘性減衰行列は一般に用いられるRayleigh減衰ではなく、桁や橋脚等の各部分毎にRayleigh型の減衰行列を作成してそれを重ね合わせる要素別Rayleigh減衰を採用した。

表-1 解析条件

項目	設定した条件	備考
動的解析法	時刻歴応答解析	
数値積分法	ニューマーク β 法	
時間刻み	0.001秒	
モデル	立体骨組みモデル	
質量	離散質量を各節点に付加	フーチングの回転慣性考慮
橋脚	非線形梁要素	修正武田型
桁	線形梁要素	
支承	非線形ばね要素	検討パラメータ
地盤・基礎	線形ばね要素	
減衰マトリックス	要素別Rayleigh減衰	支承部は非減衰
材料減衰定数	桁	0.02
	支承	0.00
	橋脚	0.02
	基礎	0.20
入力地震動	道示V標準波L1-II	レベル1
	道示V標準波T1-II-1	レベル2、タイプ1
	道示V標準波T2-II-1	レベル2、タイプ2
	K-net 直別EW成分	十勝沖地震
	JMA 涌谷EW成分	宮城県北部地震

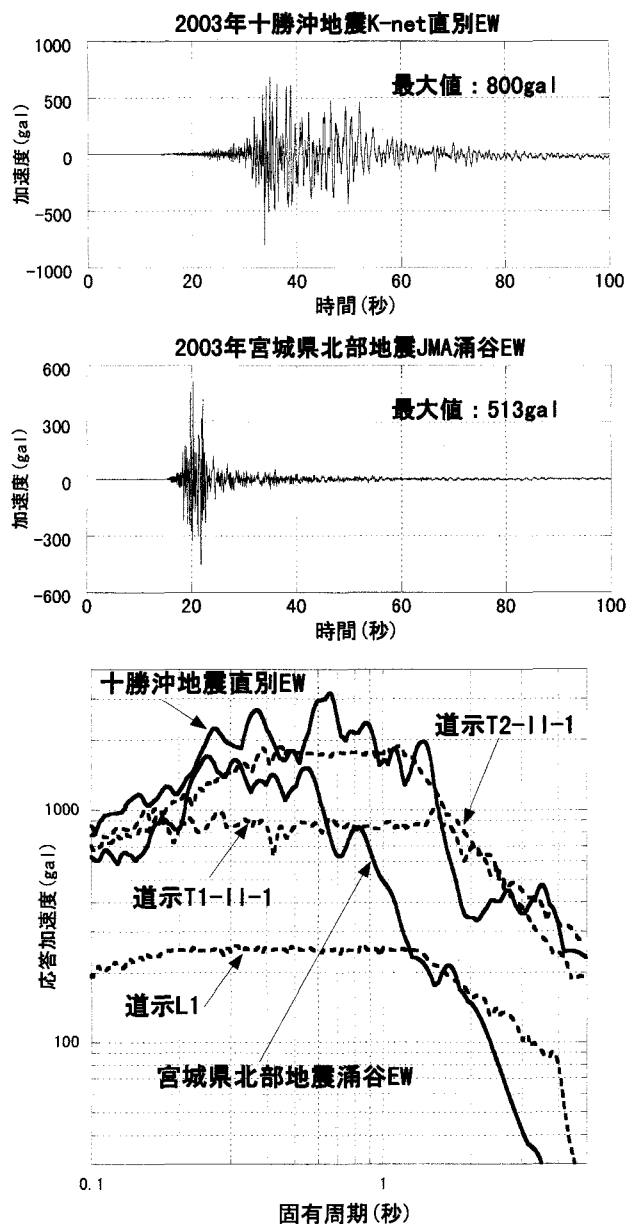
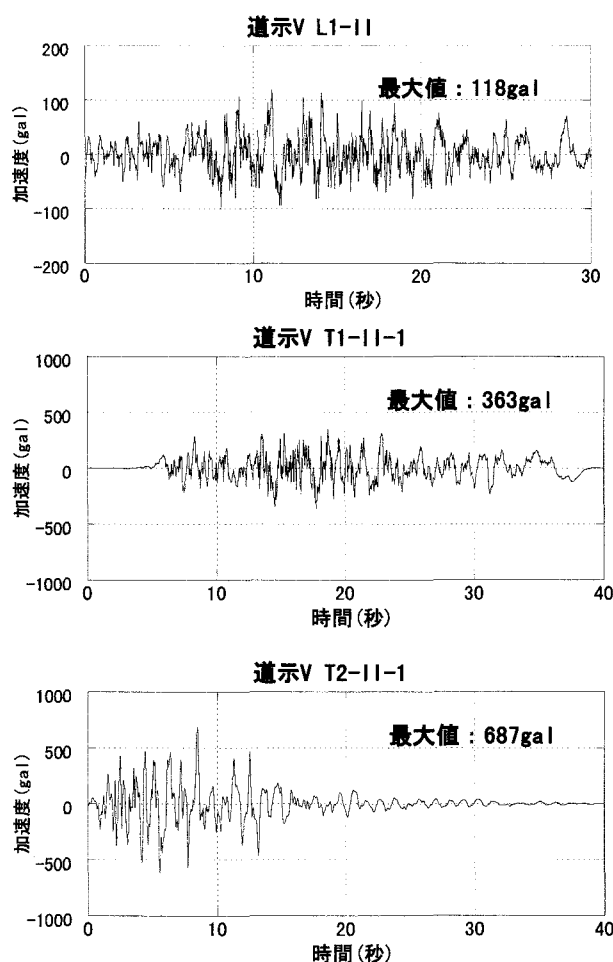


図-3 入力地震動

本モデルではすべり支承の非線形特性をバイリニア型としているが、初期剛性が大きいと、単純に構造全体に対してRayleigh減衰を適用するとすべり支承部分の剛性比例減衰分が極端に大きくなり、解析精度が低下する問題が生じる（履歴減衰に加えて本来は存在しない大きな粘性減衰が発揮されてしまう）。このような問題を回避するために支承部分については比例係数をゼロとし、粘性減衰を見込まないようにした。

(4) 入力地震動

入力地震動は、設計用に振幅調整された地震動と地震観測記録波を計5波用いた。前者は道示Vに示されるII種地盤の時刻歴加速度波形3種類（レベル

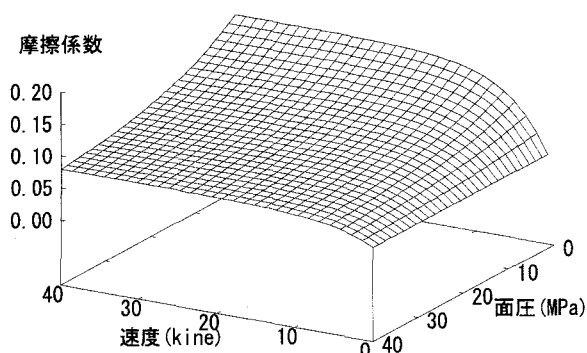


図-4 摩擦係数の速度・面圧依存特性

1・T1-II-1・T2-II-1)であり、後者は2003年十勝沖地震時の際に直別で観測されたK-netの記録¹³⁾と2003年宮城県北部地震の際に涌谷で観測された気象庁の記録¹⁴⁾である(図-3)。各加速度波を橋軸および直角方向に対して1方向ずつ入力した場合と、橋軸・直角2方向同時に入力した場合について解析を行った。

3. すべり免震支承システムのモデル化

(1) すべり支承のモデル化(詳細モデルの場合)

すべり支承の履歴復元力特性は、鉛直力が一定の場合、完全弾塑性型を近似したバイリニアモデルで表現できる。ところが、鉛直力が変動する場合には摩擦係数が一定でも摩擦力が変化するため、本検討では鉛直力と連動してスケルトン形状が変化する軸力変動バイリニア型の履歴復元力モデルを用いた。

また、すべり現象ではすべり速度や面圧(鉛直力)の大きさに応じて摩擦係数が変化することが知られている。そこで、これらの2つの依存特性を同時に考慮し、摩擦係数の変動と連動してスケルトン形状が変化するようにした。なお、速度・面圧依存特性としては、高橋らにより提案されたモデル^{15),16)}を用いた(図-4)。これは、本検討と同じ橋梁を対象とした模型実験の結果に基づいて速度・面圧依存特性を定式化した実験式であり、以下のような式で表される。

$$\mu = 1.3787 \times \left[1 - \exp(-0.1967v) \right] \times \frac{\left[1 - \exp(-0.1017P) \right]}{P} + 0.0458 \quad (1)$$

(μ : 摩擦係数, v : すべり速度, P : 面圧)

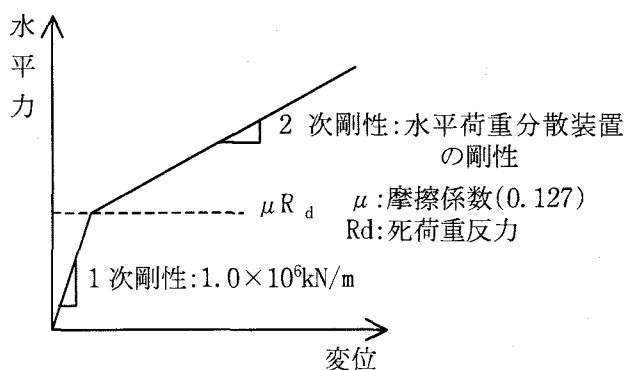


図-5 バイリニアモデル

以上のようにモデル化したすべり支承と、弾性ばね要素でモデル化した水平反力分散装置を組み合わせずべり免震支承システムのモデルとした。

(2) バイリニアモデルによる簡便なモデル化

前述した方法による支承のモデル化は詳細ではあるが、実設計への適用を考えた場合には設定するパラメータも多く、要素数も多くなりやや煩雑であるといえる。すべり免震支承システムを構成するすべり支承と水平荷重分散装置の履歴復元力特性は、それぞれバイリニアとリニアであるため、システム全体としてはバイリニア型の履歴復元力特性を有すると考えられる(図-5)。ここでは、すべり免震支承システムの非線形特性を簡便で一般的なバイリニアモデルで近似した場合と前述の詳細なモデルを用いた場合を比較検討し、簡便な方法の適用性について検証した。なお、バイリニアの形状を設定する際の摩擦係数は0.127とした。これは式(1)において面圧を12MP、すべり速度を40kineとして得られたものであり、死荷重が作用した状態で十分にすべり速度が大きくなった場合を想定している。

4. パラメータスタディ検討

(1) 地震動入力方向に着目した検討

3(1)で述べた詳細なモデルを用い、5つの加速度波を1方向もしくは2方向同時に入力した場合の解析結果を表-2に示す。前述したとおり、すべり支承の履歴復元力特性が鉛直力(面圧)と連動して変化するため、橋軸直角方向の加震により桁がロッキング振動すると橋軸方向の挙動も変化すると考えられ、この影響を評価するのがここでの目的である。解析結果は支承変位量と橋脚基部の曲率塑性率、支承の残留変位に着目してその最大値を整理した。

1方向入力と2方向入力の結果を比較すると、入

表-2 地震動入力方向に着目した検討条件

	入力 方向	道示レベル1		道示レベル2				K-net直別		JMA涌谷	
				タイプI		タイプII					
		橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角
支承変位 (mm)	1方向	13	22	126	108	274	303	242	244	84	88
	2方向	13	23	119	107	265	303	230	239	83	88
1方向/2方向比		1.00	0.96	1.06	1.01	1.03	1.00	1.05	1.02	1.01	1.00
橋脚基部 曲率塑性率	1方向	0.10	0.07	0.72	0.32	11.53	5.37	5.05	1.08	0.58	0.20
	2方向	0.10	0.07	0.71	0.31	11.12	5.55	4.31	0.99	0.59	0.20
1方向/2方向比		1.00	1.00	1.01	1.03	1.04	0.97	1.17	1.09	0.98	1.00
支承残留 変位(mm)	1方向	3	1	7	1	16	12	13	5	6	4
	2方向	3	1	7	1	14	10	12	6	7	5
1方向/2方向比		1.00	1.00	1.00	1.00	1.14	1.20	1.08	0.83	0.86	0.80

表-3 すべり免震支承システムのモデル化に着目した検討条件

	支 承 モ デ ル	道示レベル1		道示レベル2				K-net直別		JMA涌谷	
				タイプI		タイプII					
		橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角	橋軸	直角
支 承 変 位 (mm)	詳細	13	23	119	107	265	303	230	239	83	88
	簡易	13	20	162	155	300	360	268	299	92	89
簡易/詳細比		1.00	0.87	1.36	1.45	1.13	1.19	1.17	1.25	1.11	1.01
橋脚基部 曲率塑性率	詳細	0.10	0.07	0.71	0.31	11.12	5.55	4.31	0.99	0.59	0.20
	簡易	0.09	0.07	0.91	0.67	12.51	7.50	8.67	3.19	0.56	0.12
簡易/詳細比		0.90	1.00	1.28	2.16	1.13	1.35	2.01	3.22	0.95	0.60
支 承 残 留 変 位(mm)	詳細	3	1	7	1	14	10	12	6	7	5
	簡易	5	0	14	7	13	14	16	11	13	2
簡易/詳細比		1.67	0.00	2.00	7.00	0.93	1.40	1.33	1.83	1.86	0.40

入力地震動の種類や橋軸・直角の違いによるばらつきは見られるものの、両者の最大応答値に差が生じており、すべり支承に作用する鉛直力の変動の影響であると考えられる。支承変位についてみると、道示レベル1の直角方向を除いては1方向入力の方が2方向入力よりも応答値が大きくなっている。直交方向の加震によりすべり支承に作用する鉛直力が増し、摩擦抵抗力が増加したことが一因であると考えられる。ただし、両者の差は最大でも6%と小さなものであった。

次に橋脚についてみると、支承同様に一部のケースを除いては1方向入力の方が2方向入力よりも応答値が大きくなっている。支承の変位が増すと橋脚に作用する荷重も増大するため、このような結果になったと考えられる。両者の差は最大で17%とやや大きめであるが、絶対値でみると曲率塑性率で1未満の差であり、支承同様にその差は小さいと考えられる。さらにすべり支承の残留変位についてみる、

と支承や橋脚の最大応答値の差が小さいケースでも残留変位の差が大きい場合がみられる。道示タイプIIやJMA涌谷がそうであり、20%程度の差が生じている。残留変位の大きさが入力地震動の位相特性に左右されることが原因のひとつであると考えられる。しかしながら、絶対値では最大2mmと小さな差となっている。

以上のことから、桁のロッキング振動が橋軸方向の挙動に及ぼす影響は小さいため、方向別の入力とすることの妥当性が確認された。ただし、2方向から異なる加速度波を入力した場合については挙動が複雑化する可能性があるため、留意する必要があるといえる。

また、入力地震動別に応答値を比較してみると、大きい方から道示タイプII、K-net直別、道示タイプI、JMA涌谷、道示レベル1の順となっている。本橋の一次固有周期は約1.6秒であるが、その周期帯での加速度応答スペクトルの大きさをみると、

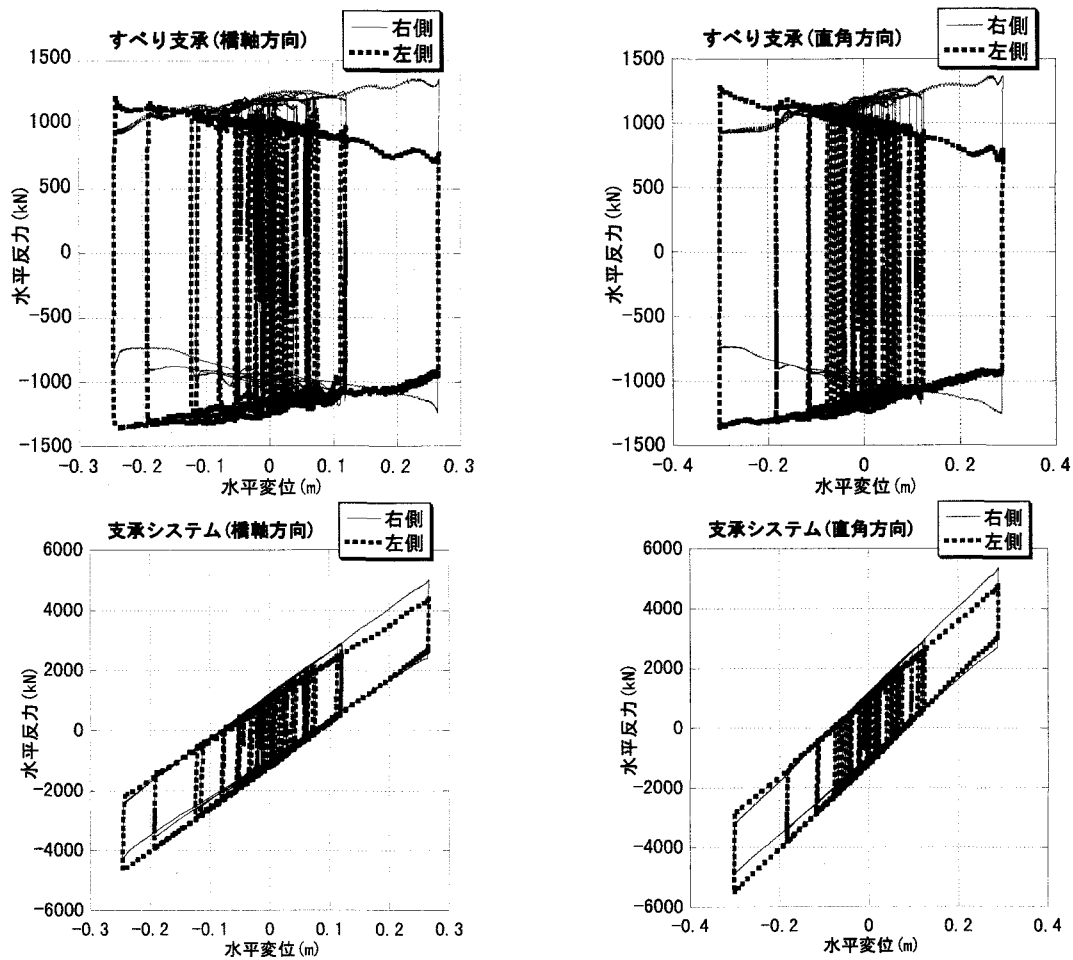


図-6 詳細モデルの応答

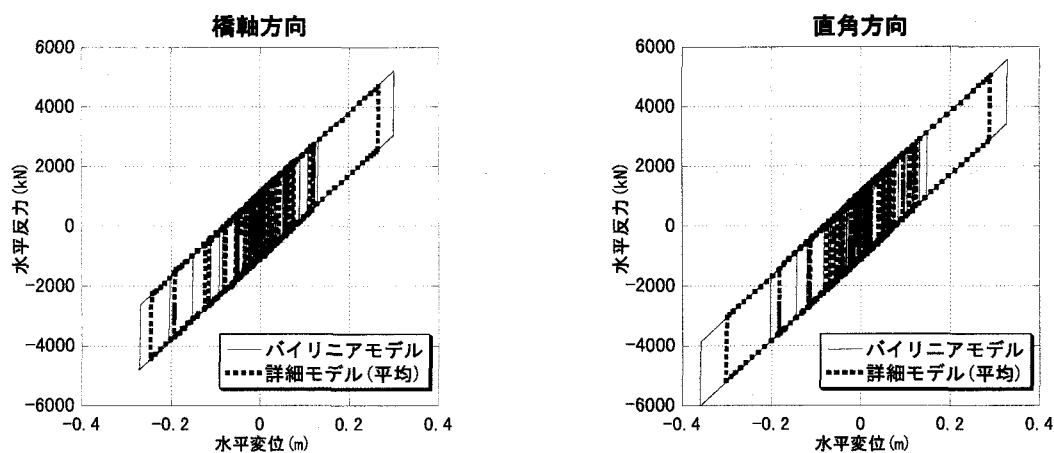


図-7 履歴曲線の比較

道示レベル 2 (タイプ I・II) と K-net 直別が約 1000gal, JMA 涌谷と道示レベル 1 が約 200gal と偏っており, 必ずしも応答結果と整合してはいない. 多自由度非線形解析であるため応答スペクトルと支承の最大応答値が必ず対応するわけではないが, 高次モードの影響が応答値にあらわれている可能性が考えられる.

(2) すべり免震支承システムのモデル化に着目した検討

すべり免震支承システムを詳細にモデル化した場合 (詳細モデル) と簡便なバイリニアモデルとした場合 (バイリニアモデル) について, 5つの加速度波を 2 方向同時入力した解析結果を表-3 に示す. モデル化の違いに着目して応答値比較してみると, 比

較的応答値の大きい道示レベル2(タイプI・II)とK-net直別のケースにおいて支承と橋脚の最大応答値の差が大きくなっている。支承は最大45%, 絶対値で最大約50mmの差が生じているが, すべり支承に作用する鉛直力に連動して摩擦力が変化する影響をモデルに導入したことにより, 詳細モデルの方が応答値が小さくなったと考えられる。応答値の小さい道示レベル1とJMA涌谷のケースについては, 両モデルの違いは小さかった。また, 支承の残留変位については全体的に両モデルの差が大きくなっているが, 絶対値としては7mmの差であり, 設計計算としては精度面での問題は少ないと判断できた。ただし, 摩擦力と水平荷重分散装置の力の釣り合いを考えた場合には最大で80mm近い残留変位が生じる可能性があり, 入力地震動の特性次第では差が大きくなることも考えられる。

ここで, すべり免震支承システムの挙動を詳しくみることにする。図-6は, 詳細モデルに道示タイプIIの加速度波を入力した場合のすべり支承および支承システムの応答結果であるが, すべり支承の履歴曲線は鉛直力の影響により台形に近い形状となっている。すべりが生じている間も面圧とすべり速度の変化に伴う摩擦係数の変動により細かく水平反力が変化しており, 複雑な挙動をしている様子がわかる。ところが, 水平荷重分散装置の応答を加味して支承システム全体として履歴曲線を描くと, 比較的なめらかなバイリニアに近い形状となっている。左右2つの支承を平均してバイリニアモデルと比較すると, 図-7に示すように, 最大変位が異なるものの形状がよく一致していることが確認できた。したがって, 簡便なバイリニアモデルはすべり免震支承システム全体の平均的な挙動をおおむね表現できていると考えられる。

5. まとめ

以上の検討の結果得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 橋軸・直角2方向同時加震時に, 桁のロッキング振動に伴う支承鉛直反力の変動によってすべり摩擦力が変化し, 橋軸方向の挙動に影響が生じると考えられたため, 入力条件をパラメータとして比較検討を行った。その結果, 桁のロッキング振動が橋軸方向の挙動に及ぼす影響が小さいことが確認され, 方向別の入力とすることの妥当性が検証された。

- 2) すべり免震支承システムのモデル化に着目し, 詳細なモデルと簡便なバイリニアモデルを用いて応答値の比較を行った。その結果, 簡便なバイリニアモデルはすべり免震支承システム全体の平均的な挙動をおおむね表現できていると考えられ, 設計への適用性は高いものと判断できた。

6. おわりに

本研究は, すべり免震支承システムを採用した連続形式の高架橋をモデルとして, すべり支承の摩擦係数が有する面圧・速度依存性を出来る限り実験結果等に忠実なモデルとして動的解析に取り込み, 橋梁応答への影響と耐震設計にあたっての留意事項等に関する考察を行った。本研究で設定した限られた範囲の条件に対してではあるが, すべり免震支承システムが本来有する複雑な挙動を単純なバイリニアタイプの履歴モデルに置き換えることの妥当性が確認された。今後, すべり免震支承システムのより広範囲での適用性を確認するためには, 各種の材料に対する高速度領域のすべり挙動の検証と, 様々な構造形式への適用性についてさらに研究・検討が為されていくことが必要と考える。

7. 謝辞: 本研究の実施にあたっては, 京都大学大学院高橋良和助手, 大成建設技術センター岡本晋氏, 川崎重工業技術研究所玉木利裕氏との有益な議論をする機会に恵まれたことに加え, 各氏からの適切で丁寧な助言を多く頂いた。ここに記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 井上豊, 古川忠稔: 建築構造物における免震・制震技術, 土木学会 第1回免震・制震コロキウム講演論文集, pp.1-4, 1996年11月
- 2) Kawamura, S. et al.: Study on a sliding-type base isolation system - System composition and element properties -, Proc. Of 9WCCE, pp.735-740, 1988.8
- 3) 岡本晋, 藤井俊二, 尾崎大輔, M.C.Constantinou, P.C.Tsopelas: すべり方式免震システムを有する橋梁の動特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.507 I-30, pp.167-177, 1995年1月
- 4) 伊津野和行, 袴田文雄, 中村一平: 機能分離型支承装置の動特性と設計手法に関する研究, 土木学会論文集 No.654 I-52, pp.233-244, 2000年7月

- 5) 玉木利裕, 小川一志, 河東鎬, 鶴野禎史, 比志島康久: 摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討, 鋼構造年次論文報告集第7巻, pp. 89-94, 1999年11月
- 6) 伊津野和行, 袴田文雄, 志村敦: 機能分離型免震支承システムのすべり摩擦特性に関する研究, 土木学会第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 729-732, 1999年7月
- 7) 建設省: 道路橋の免震設計法マニュアル(案), 財団法人 土木研究センター, 平成4年10月
- 8) 吉川実, 金治英貞, 宇野裕恵: 兵庫県南部地震により被災した既設PC高架橋の免震復旧構造, 土木学会第1回免震・制震コロキウム講演論文集, pp. 85-92, 1996年11月
- 9) 南雲広幸, 日紫喜剛啓, 竹田哲夫: 新しい免震工法の応答特性の確認, 土木学会 第1回免震・制震コロキウム講演論文集, pp. 275-282, 1996年11月
- 10) 藤田亮一, 森 敦, 金治英貞, 伊津野和行: すべり免震支承システムのパラメータが橋梁応答におよぼす影響, 土木学会地震工学論文集 Vol. 27, 2003年12月
- 11) 武田寿一: 鉄筋コンクリート建物の動的計算, コンクリート・ジャーナル Vol. 12, No. 8, pp. 33-41, 1974年8月
- 12) (社)日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編, 平成14年3月
- 13) (独)防災科学技術研究所: K-NET(<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>)
- 14) 気象庁: 95 型震度計波形データ(2003年7月26日宮城県北部の地震), 2003年
- 15) 高橋良和, 家村浩和, 日比雅一: 滑り型免震支承の速度・面圧依存型数値モデルの提案, 土木学会関西支部年次大会, 2003年
- 16) 日比雅一, 高橋良和, 家村浩和: 振動台実験による滑り免震支承の速度・面圧依存型数値モデルの検証, 土木学会第58回年次学術講演会, 平成15年9月