

すべり系免震支承を有する橋梁の地震時応答特性

岡田太賀雄¹・姫野岳彦²・運上茂樹³・遠藤和男⁴

¹正会員 修(工) 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ(耐震) 研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

²正会員 川口金属工業株式会社 技術本部技術一部
(〒332-8502 埼玉県川口市宮町 18-19)

³正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ(耐震) 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

⁴正会員 修(工) 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ(耐震) 主任研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

1. はじめに

積層ゴム系の免震支承を用いて橋梁の長周期化と高減衰化により地震力の低減と耐震性の向上を図る免震構造は一般的に採用されるようになっている。しかし、このような免震橋では、地盤条件・橋梁の構造条件等により適用範囲が限定されること、上部構造重量を支えるために免震支承のサイズが大きくなりやすく設計の自由度が限られ割高になりやすいこと、また、相対的に大きな支承変位を確保するために伸縮装置など桁端部の変位対策が必要となること等の改善の余地を残す。

そこで、新たな免震構造として、鉛直荷重を受け持つすべり摩擦型の支承と水平力を受け持つゴム支承(ゴムバッファ)を組み合わせた機能分離型の支承構造が採用される事例が増えてきている。ゴムバッファで鉛直荷重を支持しないのでゴムバッファ剛性の自由度が広がることになる。また、従来可動支承として用いられてきたすべり系支承について、摩擦減衰力として大規模地震時において見込むことで応答値を抑えることができると考えられる。著者らはこの新たな免震構造について、適切に摩擦減衰力を考慮した設計法を検討しているところである¹⁾。

摩擦減衰効果を適切に設計に組み込むためには、すべり支承が滑動中での橋梁の固有周期を決定づけるゴムバッファ剛性、あるいは面圧・速度依存性を含む摩擦特性の変化による摩擦力の変化が橋梁の地震時応答にどのように影響を及ぼすのか検討する必要がある。本研究は、このようなすべり系支承を用

いた免震橋梁の地震時応答特性を把握することを目的とし、一般的な高架橋を基本モデルとして、橋梁の固有周期、すべり支承の摩擦係数をパラメータとして動的解析を行った結果、また、摩擦係数について PTFE と SUS の使用を想定した面圧・速度依存性を考慮し動的解析を行った結果について報告するものである。

2. 解析概要

(1) 解析対象橋梁およびそのモデル化

解析対象とした橋梁は、文献²⁾を参考に図-1に示すようなすべり系免震支承を有する5径間連続鋼桁橋である。解析モデルとして図-2に示すように梁ばね要素でモデル化した。橋脚の塑性ヒンジ部についてはM- θ の非線形ばね要素(Takedaモデル)で、支承部のゴムバッファについては天然ゴム系材料の使用を想定して線形ばね要素で、すべり支承についてはPTFEとSUSの使用を想定し、摩擦係数 $\mu=0.1$ とした完全弾塑性型の非線形ばね要素でモデル化した。入力地震動として橋軸直角方向については省略し、橋軸方向と上下動方向を考慮することとしたため、支承ばね特性を集約した2次元モデルで解析を行った。

(2) 解析条件

時刻歴応答解析における数値積分法にはニューマーク β 法($\beta=1/4$)を用い、積分時間間隔を1/1000秒とした。

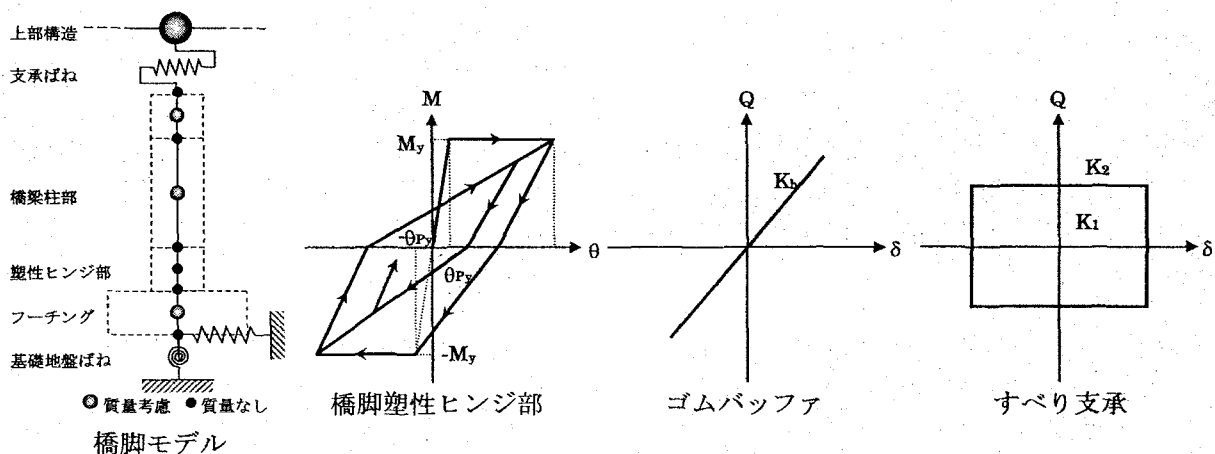
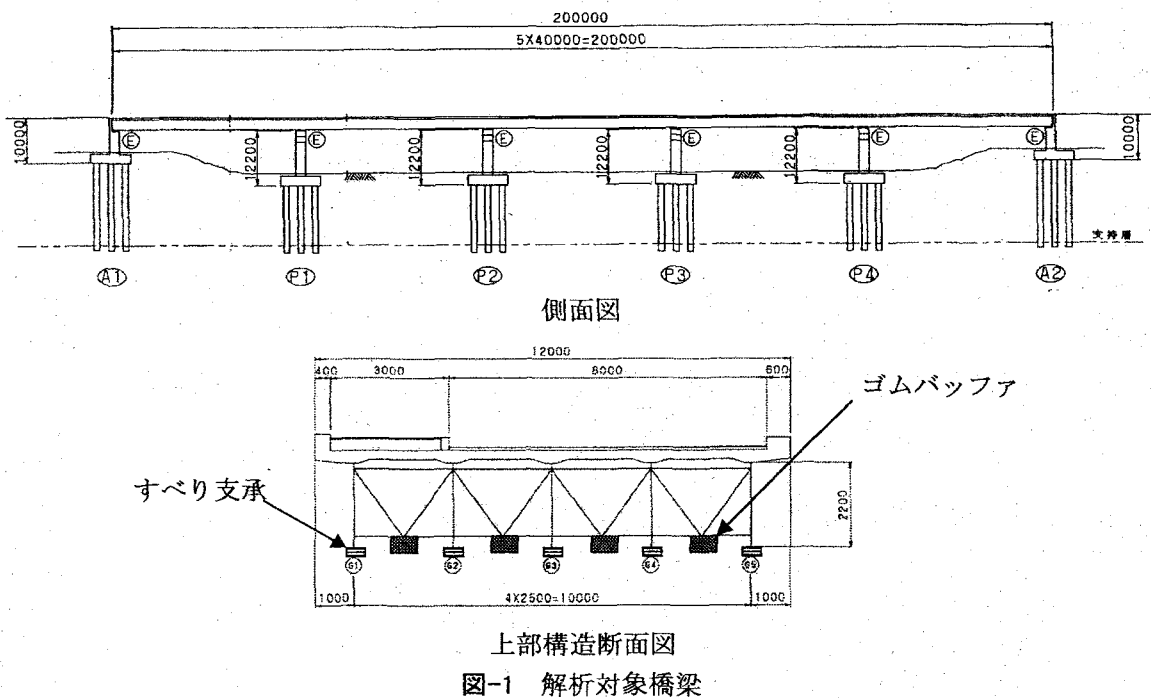


図-2 橋脚・支承部のモデル化

減衰マトリクス[C]については図-3 に示すフローのように作成した³⁾。動的解析ソフトによっては Rayleigh 減衰を作成する場合、各部材の初期剛性を用いた減衰マトリクスとなる場合がある。しかし、実際に振動する際のすべり支承剛性は 2 次剛性 K_2 であり、初期剛性 K_1 は数値解析上十分大きな「剛」とみなせる値を与えているにすぎない。このような非常に初期剛性が大きく、非線形性の強い復元力モデルでは、減衰マトリクスの作成手法によって粘性減衰を過度に見込まないように注意する必要がある⁴⁾。図-3 に示すフローに従い減衰マトリクスを作成することで、初期剛性の影響に起因する減衰効果が過度に与えられてしまうことを避けることができる。ここではすべり支承剛性について $K_1=10^7\text{kN/m}$ 、 $K_2=1\text{kN/m}$ とした。

減衰定数については、橋脚（塑性ヒンジ部）2%、

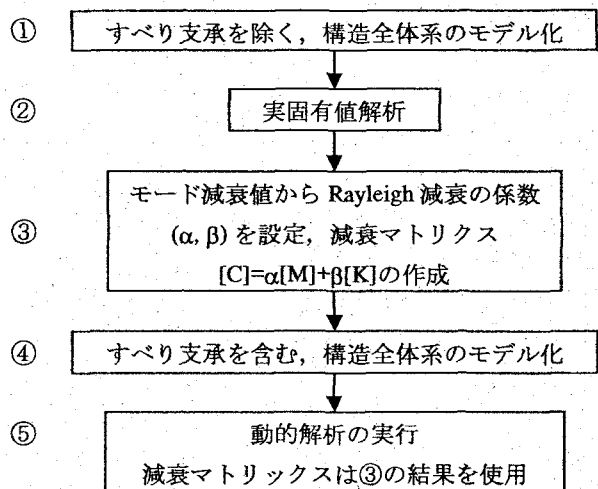


図-3 Rayleigh 減衰による[C]作成方法

橋脚（塑性ヒンジ以外）5%，ゴムバッファ 2%，上部構造 2%，地盤基礎 20%とした。

入力地震動については道路橋示方書⁵⁾に示されている標準波（Ⅱ種地盤レベルⅡタイプⅠ及びタイプⅡ地震動）6波を用いた。ただし、上下動による面圧の変動の影響や桁たわみ振動の影響についての検討を行う場合、振幅調整された道路橋示方書の標準波ではなく実観測波を用いることとした。これは地震動の水平・上下動の相関性を道路橋示方書の標準波では適切に考慮できない可能性を考慮したためである。タイプⅠ地震動として「1994年北海道東方沖地震、温根沼大橋周辺地盤上 HA, UD」、タイプⅡ地震動として「1995年兵庫県南部地震、JR西日本鷹取駅構内地盤上 NS, UD」の観測波形を用いた。なお、動的解析ソフトはTDAPⅢを用いた。

(3) 解析パラメータ

橋脚の降伏耐力比を $P_y/W=0.6$ ，橋梁全体の固有周期を 1.0 秒，すべり支承の摩擦係数を依存性を考慮しない一定値 $\mu=0.1$ となるように設定し基本モデルとした。この基本モデルに対して以下の項目をパラメータとして時刻歴応答解析を行った。

- 1) ゴムバッファ剛性の違いによる橋梁の周期特性の変化が及ぼす影響
- 2) 摩擦係数の速度依存性及び面圧依存性の考慮による摩擦特性の変動が及ぼす影響
- 3) 摩擦係数の違いが及ぼす影響

2)についてであるが、すべり支承の摩擦係数については一般的に面圧・速度に対する依存性を持つことが確認されている。面圧・速度依存性を考慮する場合、文献 6)を参考に以下の式で与えることとした。

$$\mu(\sigma, v) = 0.2714\sigma^{-1/3} \times (1 - e^{-v}) + 0.1629\sigma^{-1/3}e^{-v}$$

ここに、

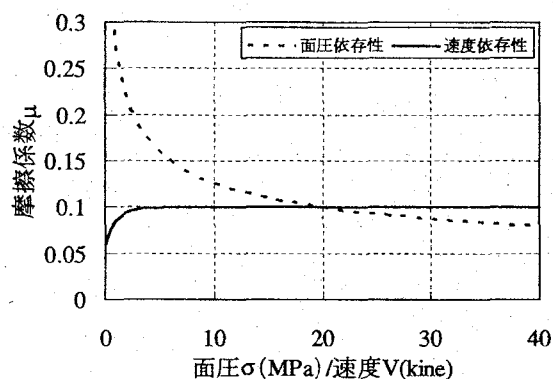


図-4 摩擦係数の面圧・速度依存性

μ : 摩擦係数
 σ : 面圧 (MPa)
 v : 速度 (kine)

本研究においては面圧依存性・速度依存性の影響を個別に評価しているため、上式について図-4の様に各依存性を設定した。

解析結果については、桁の応答変位や応答加速度、橋脚の応答塑性率等の最大応答値に着目し、各地震動のタイプ別に3波平均値を用いて評価することとする。なお、応答値について代表してP1橋脚の結果を評価の対象とした。

3. 解析結果

(1) 橋梁の周期特性の違いによる影響

ゴムバッファの剛性を変化させ、橋梁の固有周期による応答の違いに着目して応答特性を把握する。橋梁の固有周期が $T=0.8, 1.0, 1.5, 2.0$ sec となるように設定した。ただし、2自由度系に簡略化したモデルで固有周期を算定しゴムバッファの剛性を設定したので目標固有周期と若干異なる。

図-5に橋梁の各固有周期での桁及びすべり支承の応答変位を示す。どちらの地震動においても固有周期が大きくなるに従い変位が大きくなり 1.5 秒あたりでピークを迎え頭打ちの傾向がみられる。

図-6に橋梁の固有周期と橋脚の応答塑性率との関係を示す。タイプⅠ地震動についてはどの固有周期も応答塑性率が1以下となった。しかし、タイプⅡ地震動については短周期側では塑性化が進行する。ただし、固有周期が2秒にまで大きくなると応答塑性率が1以下となった。

図-7に橋梁の固有周期と桁及び橋脚天端の応答加速度との関係を示す。固有周期が短い場合、桁と橋脚天端の応答加速度はあまり変わらないものの、長周期化させることで桁の応答加速度が大きく低減さ

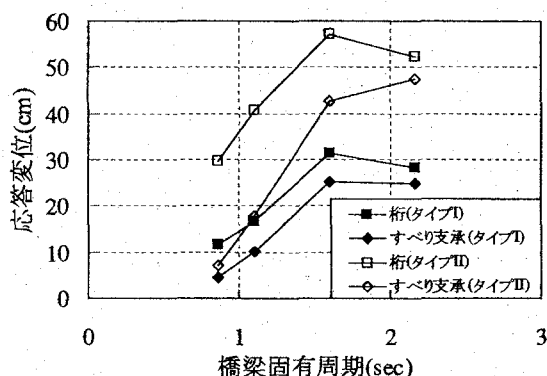


図-5 桁及びすべり支承の応答変位

れていることがわかる。

(2) 摩擦係数の面圧依存性の影響

基本モデルを対象にすべり支承の摩擦係数について面圧依存性を考慮し、面圧の変動が及ぼす影響について検討する。面圧の変動の要因として上下動の地震動による鉛直方向慣性力と桁のたわみ振動の影響が考えられるため、解析ケースとして、桁剛性を「剛」とした場合と部材通りとした場合、地震動の入力方向として橋軸方向のみの場合と橋軸+上下動の場合の4ケースについて解析を行う。

表-1 に各ケースでの主要最大応答値について示す。まず、上下動の地震動が及ぼす影響（ケース①と②の比較）についてであるが、すべり支承部に作用する面圧が上下動により 20%～30%程度変動している。図-4 に示す面圧依存性を考慮することで摩擦力は最大で 20%程度増減する。しかし、水平方向の応答値（桁・すべり支承の変位、橋脚の応答塑性率）についてほとんど差は見られない。

次に桁の剛性を与えた場合の桁たわみ振動の影響についてであるが、ケース①と③の比較から桁の剛性を考慮すると面圧はやや変動するもののその大きさは小さいことがわかる。水平方向の応答値についてほとんど差は見られない。ケース②と④の比較により上下動による桁のたわみ振動と慣性力による面圧変動の影響をみると、面圧の変動はケース②より大きいものの応答値に与える影響は小さいことがわかる。

以上の結果より、面圧の変動に伴う摩擦力の変動は 20%程度と小さいため、各主要な最大応答値に与える影響は小さいものと考えられる。

(3) 摩擦係数の速度依存性の影響

基本モデルを対象にすべり支承の摩擦係数について速度依存性を考慮し（図-4 参照）その影響について検討する。桁の剛性は「剛」とし上下動については入力していない。表-2 に速度依存性を考慮したケース及び考慮しないケースの主要最大応答値について示す。ほとんど最大応答値への影響はないことがわかる。これは速度依存性を考慮したモデルが 5kine 以上で $\mu=0.1$ と一定値になり、すべり支承の速度が本解析結果では最大で 73kine あるいは 136kine と大きく、ほとんど依存性を考慮していないモデルと変わらないため、地震時応答に及ぼす影響は小さかったものと考えられる。

(4) 摩擦係数の違いによる影響

PTFE と SUS の組み合わせを想定し、摩擦係数

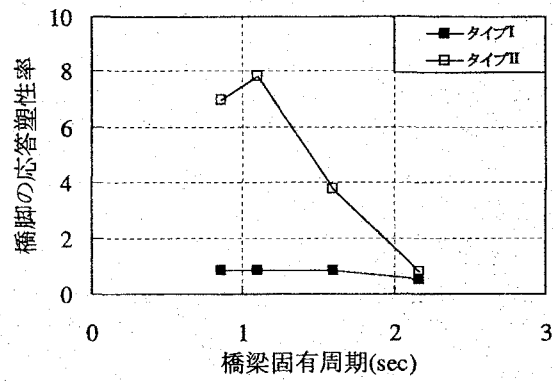


図-6 橋脚の応答塑性率

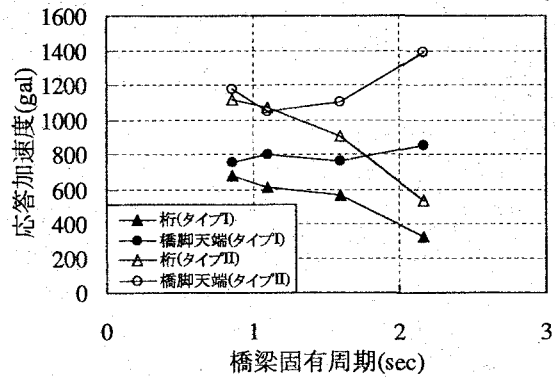


図-7 桁及び橋脚天端の応答加速度

表-1 解析結果比較

解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
桁剛性	剛	剛	部材通り	部材通り
地震動の入力方向	橋軸	橋軸 +上下	橋軸	橋軸 +上下
桁の応答変位(cm)	10.76	10.91	10.77	10.76
	52.34	52.52	52.32	52.49
桁の応答加速度(gal)	411.2	412.7	410.8	400.1
	1158	1165	1155	1164
すべり支承変位(cm)	6.45	6.556	6.43	6.525
	18.25	18.26	18.22	17.95
橋脚の応答塑性率	0.65	0.65	0.64	0.65
	12.36	12.42	12.30	12.36
面圧変動(MPa)	19.8	16.0	19.3	14.4
	~20.2	~25.5	~20.6	~25.2
	19.7	12.1	18.6	11.0
	~20.2	~27.1	~21.8	~26.9

* 上段：タイプⅠ地震動，下段：タイプⅡ地震動

表-2 速度依存性の有無による解析結果比較

入力地震動	タイプⅠ地震動	タイプⅡ地震動		
速度依存性の考慮	なし	あり	なし	あり
桁の応答変位(cm)	10.76	10.80	52.34	52.51
桁の応答加速度(gal)	411.2	411.0	1158	1156
すべり支承変位(cm)	6.450	6.475	18.25	18.27
橋脚の応答塑性率	0.645	0.647	12.36	12.44
すべり支承速度(kine)	73.1	72.8	135.7	135.4

$\mu=0.1$ という値を用いたが、すべり摩擦による減衰効果を期待した設計を行う場合には摩擦係数を大きくしたすべり支承を用いることが考えられる。一方で、橋脚に伝わる摩擦力は大きくなってしまい、橋脚への摩擦力の伝達を低減するという観点では摩擦係数は小さいほうがよいと考えられる。そこで、PTFE と SUS の組み合わせ以外の材料を用いた場合を想定し、摩擦係数について $\mu=0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ と変化させ、摩擦係数の違いが橋梁の地震時応答にどのような影響を与えるのか検討を行った。また、 $\mu=0$ についても同様に解析を行った。これはすべり摩擦力を考慮しないモデル（ゴム支承のみ）を想定し、これと他ケースの比較によりすべり摩擦による減衰効果について検討するためである。また、ゴムバッファ剛性について変化させ橋梁の固有周期を変化させることで桁に生じる加速度が大きく異なることから、橋梁の固有周期と摩擦係数の違いが及ぼす影響についても検討を行う。

タイプ I 地震動での結果について、図-8 に各摩擦係数における桁の応答変位及びすべり支承の応答変位を、図-9 に橋脚の応答塑性率を、図-10 に桁の応答加速度を示す。摩擦係数 $\mu=0$ と比べると、どの固有周期においても、摩擦係数が大きくなるにつれて顕著に主要応答値が小さくなる傾向がみられ、摩擦減衰効果が確認できる。先述したように固有周期が長くなると応答変位も大きくなるが、その傾向は摩擦係数が小さい場合に顕著であり、摩擦係数が大きくなるとその差は小さくなる。また、ゴム支承のみを想定した摩擦係数 $\mu=0$ の場合以外、橋脚の応答塑性率はほぼ 1.0 以下となる。ただし、固有周期が長く、摩擦係数が大きくなると再び応答塑性率が増加する傾向がある。ゴムバッファを通じて伝わる上部構造の慣性力は減少するもののすべり摩擦力が増加したためであると考えられる。

図-11～図-13 にタイプ II 地震動での結果を同様に示す。入力される地震動の加速度が大きく、タイプ I 地震動と比べて応答値は大きくなるが、応答値に与える摩擦係数による影響はタイプ I 地震動と同様である。固有周期 $T=2.0$ 秒の場合のみどの摩擦係数においても橋脚の応答塑性率は 1.0 以下となった。

これらの結果から、本研究で対象とした高架橋においては、摩擦係数の増加に伴う摩擦減衰効果の増加により、桁・すべり支承の応答変位だけでなく橋脚の応答塑性率についても低減させることができることがわかった。これは桁の応答加速度がすべり支承を用いることで低減されゴムバッファを通じて伝わる上部構造の慣性力が低減されることによるものと考えられる。

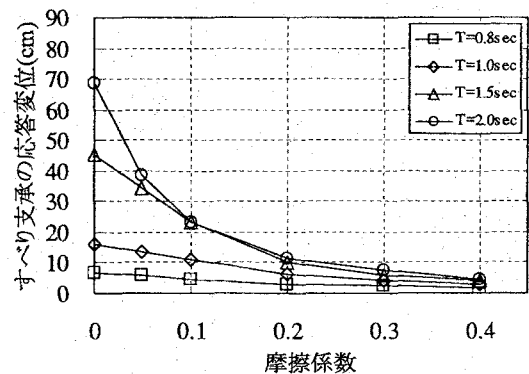
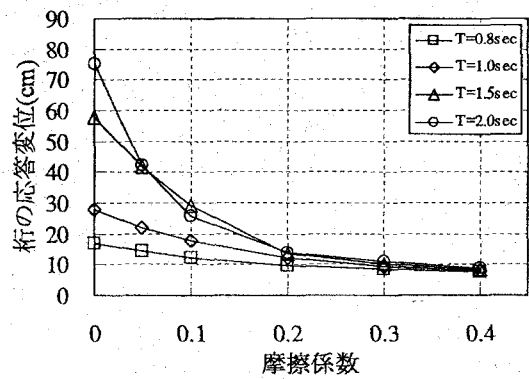


図-8 各摩擦係数での桁及びすべり支承の応答変位（タイプ I 地震動）

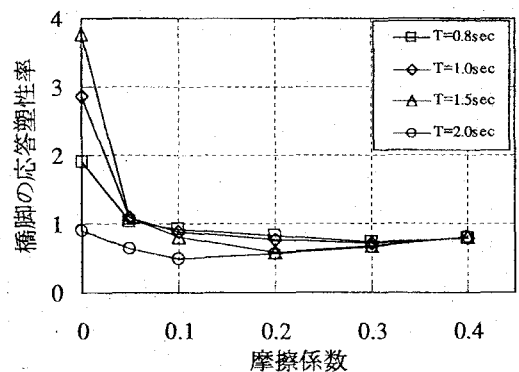


図-9 各摩擦係数での橋脚の応答塑性率（タイプ I 地震動）

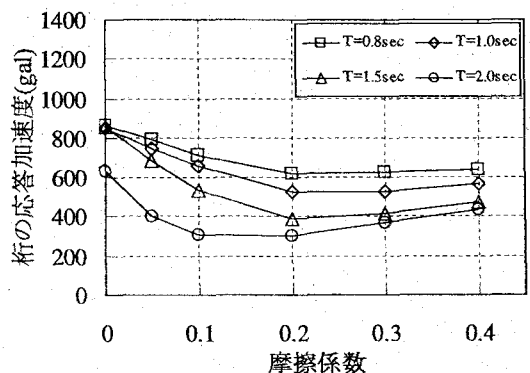


図-10 各摩擦係数での桁の応答加速度（タイプ I 地震動）

4. まとめ

一般的な高架橋を対象にすべり系免震支承を適用した場合について、橋梁の固有周期の違い・摩擦係数の違い、すべり支承の摩擦係数の面圧・速度依存性が応答値に及ぼす影響について動的解析を行い、地震時応答特性について検討を行った。その結果以下のことが明らかになった。

- (1) PTFE と SUS の組み合わせを想定したすべり支承の摩擦係数の面圧依存性を考慮し摩擦力の変化が応答値に与える影響について比較検討した結果、面圧の変動に伴う摩擦力の変動は 20%程度と小さいため、主要な最大応答値への感度は小さいことが確認された。また、速度依存性による摩擦力の変動についての影響も、すべり支承の速度が本解析では非常に大きく、ほとんど依存性を考慮していないモデルと変わらないため、感度は小さかった。
- (2) すべり支承の摩擦係数をパラメータとして解析した結果、摩擦係数の増加に伴う摩擦減衰効果の増大により、桁・すべり支承の応答変位や桁の応答加速度だけでなく橋脚の応答塑性率も低減することがわかった。

参考文献

- 1) (独)土木研究所, (株)構造計画研究所, パシフィックコンサルタンツ(株), 八千代エンジニアリング(株), オイレス工業(株), 川口金属工業(株), 三協オイルレス工業(株), 日本鋳造(株), (株)ピービーエム:すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法の開発に関する共同研究報告書(その1), 2005.7
- 2) (社)日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, 1998.3
- 3) 矢田部浩, 運上茂樹:すべり系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一考察, 第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.427-430, 2004.1
- 4) 監崎達也, 伊津野和行:すべり摩擦型免震支承のモデル化における初期剛性と減衰の与え方に関する検討, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1073-1076, 2001.8
- 5) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3
- 6) 姫野岳彦, 運上茂樹:支承部における摩擦特性のモデル化とその評価式に関する検討, 土木学会地震工学論文集Vol.27, 2003.12

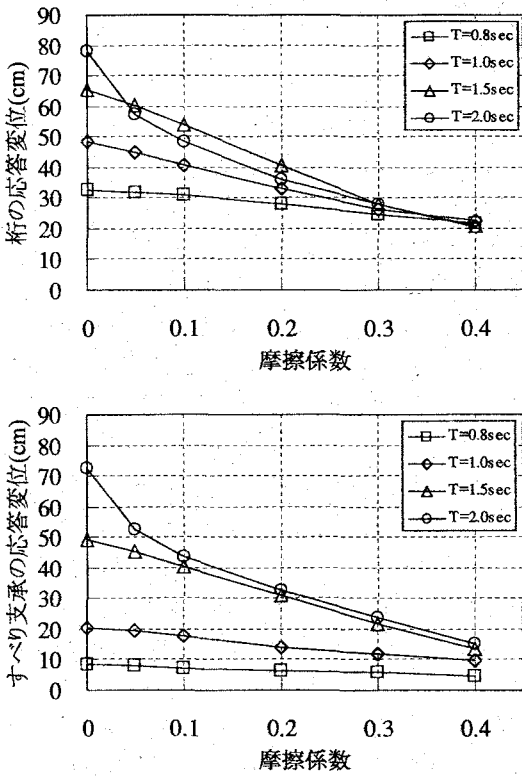


図-11 各摩擦係数での桁及びすべり支承の応答変位 (タイプⅡ地震動)

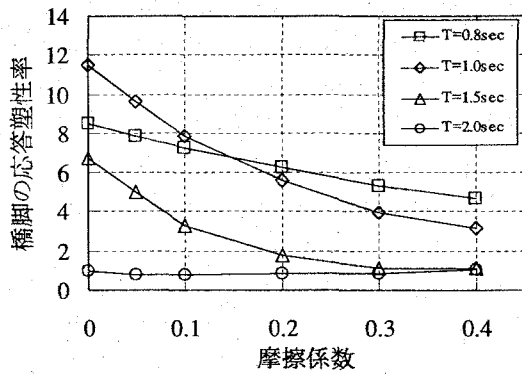


図-12 各摩擦係数での橋脚の応答塑性率 (タイプⅡ地震動)

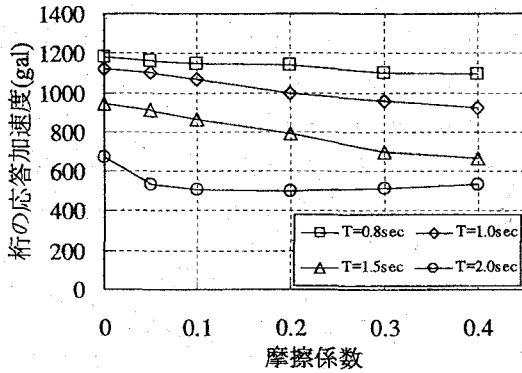


図-13 各摩擦係数での桁の応答加速度 (タイプⅡ地震動)