

橋システムを考慮した連続高架橋の 地震応答解析例の比較検討

モハメド アンサール¹・中島 章典²・川神 雅秀³・豊島 孝之⁴

¹正会員 工博 大日本コンサルタント(株) 構造事業部解析技術室 (〒343-0851 埼玉県越谷市七左町5-1)

²正会員 工博 宇都宮大学教授 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2)

³正会員 工博 大日本コンサルタント(株) 技術統括部 (〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1)

⁴大日本コンサルタント(株) 構造事業部解析技術室 (〒343-0851 埼玉県越谷市七左町5-1)

1. はじめに

近年の電子計算機や解析ソフトの発展により、高架橋などの耐震設計では、本来の動的現象である地震時挙動を直接的に解析する動的設計法が普及しつつある。平成14年道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編 以下、H14 道示V）¹⁾では動的照査により設計を行うことが示された。さらに、例えば動的解析により落橋するかどうかのシミュレーションや、上部構造の移動遊間を制限することで意図的に桁の衝突を許容し橋脚の損傷を回避する解析などが一般の設計技術者においてもある程度可能となり、設計の際の選択肢も徐々に広がる方向にある。

今後、動的設計法をさらに発展させるには、設計者自身の解析スキルの研鑽にあわせ、解析結果が妥当であるかどうかの確認方法や、ソフトウェアおよび部材要素のモデル化の違いが解析結果に及ぼす影響について事前に十分検証を行っておく必要がある。また、橋システムを構成する主要部材に加え、従来は付属物的な扱いであった支承や落橋防止構造などを精度良く評価したモデル化の設定も不可欠である²⁾。

この様な背景から、本報では、鋼製の可動、固定支承や免震支承を有する高架橋モデルおよび桁の衝突や落橋防止構造の挙動を考慮した高架橋モデルを解析対象として、異なる解析ソフトを用いた2つの機関による解析結果を詳細に比較検討した結果を報告するものである。

2. モデル化

(1) 上部構造および橋脚のモデル化

鋼製支承や免震支承を有する連続高架橋の耐震挙動のベンチマーク用モデルとして、図-1の3径間連続高架橋モデル（以下、高架橋モデル1）を、一方、衝突現象および落橋防止構造の挙動を検討するため、図-2の3径間連続高架橋に単純桁の高架橋が隣接する解析モデル（以下、高架橋モデル2）を設定した。ここに、上部構造は鋼製プレートガーダー橋で、解析においては、上部構造を断面2次モーメントおよび重量（単位長さ当り118kN/m）を合わせた鋼製のはり柱要素にモデル化した。

橋脚は鋼製橋脚で、断面は正方形箱形断面とし、断面積および断面2次モーメントの算定には板厚の無視できる補剛材を取り付けると仮定して、無補剛等断面とした。ただし、幅厚比パラメータ R_R を算定する場合にのみ、補剛材による分割の影響を考慮した。橋脚断面は、軸力 N_i と設計地震力による曲げモーメント M_i に対して、式(1)を満足するように橋脚断面を設計した。

$$\frac{\nu N_i}{N_{iy}} + \frac{\nu M_i}{M_{iy}} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、 N_{iy} 、 M_{iy} は各橋脚断面の降伏軸力、降伏曲げモーメント、 ν は安全率（=1.14）である。高架橋モデル1のうち、P1、P4橋脚が可動支承、P2、P3橋脚が固定支承をもつ3径間連続高架橋の橋脚諸元を表-1に、P1～P4橋脚が免震支承をもつ橋脚の諸元を表-2に、高架橋モデル2の橋脚諸元を表-3に示した。また、下部構造のモデル化では、桁高の影響を考慮して支承位置と上部構造骨組中心線の間に1mのオフセット部材を配置し、橋脚を、せん断変形を無視したはり柱要素のファイバーモデルあるいはM-φモデルによりモデル化した。なお、有限要素解析

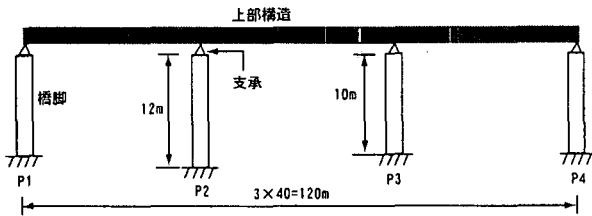


図-1 高架橋モデル1

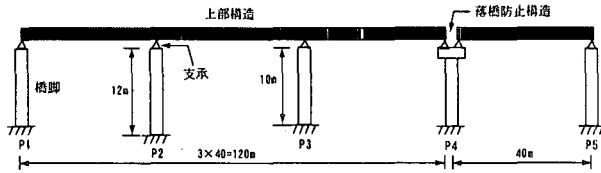


図-2 高架橋モデル2

表-1 鋼製支承を有する高架橋モデル1の橋脚諸元

橋脚の諸元		P1	P2	P3	P4
支持条件		mov	fix	fix	mov
橋脚高さ	L (m)	10	12	10	10
鉛直反力	Np (MN)	1.88×2	5.18	5.18	1.88×2
断面幅	b (m)	1.8	1.8	1.8	1.8
板厚	t (m)	0.011	0.020	0.025	0.011
サブパネル数	nb	8	5	4	8
断面積	A (m ²)	0.0787	0.1420	0.1780	0.0787
断面2次モーメント	I (m ⁴)	0.0420	0.0752	0.0932	0.0420
補剛板パネル幅厚比パラメータ	R _a	0.42	0.37	0.37	0.42
降伏軸力	N _y (MN)	24.7	44.7	55.7	24.7
降伏曲げモーメント (軸力考慮)	M _y (MNm)	12.4	23.2	29.5	12.4
降伏水平力 (軸力考慮)	H _y (MN)	1.24	1.93	2.95	1.24
降伏水平変位 (軸力考慮)	δ y (m)	0.0479	0.0718	0.0512	0.0479
式(1)の左辺の値		0.758	0.601	0.781	0.758

においては、上部構造を1径間あたり4要素に、橋脚を10要素(10mの橋脚)と12要素(12mの橋脚)に分割した。

a) ファイバーモデル

ファイバーモデルでは、鋼材に移動硬化バイリニア型の応力-ひずみ関係を用い、ひずみ硬化域の2次勾配を1次勾配(弾性係数)の1%とした。断面分割数はウェブ部分を10分割、フランジ部分は分割せず1分割断面として取り扱い、弾塑性の応力-ひずみ関係を適用した。

b) M-φモデル

鋼製橋脚断面のM-φ関係の設定はH14 道示Vに基づいて行った。鋼材の応力-ひずみ関係および断面分割数はファイバーモデルと同様とした。この応力-ひずみ関係を利用し、断面の平面保持の仮定に基づき、軸力の影響を考慮し圧縮縁及び引張縁の鋼材の板厚中心位置におけるひずみがそれぞれ初めて降伏ひずみ ε_y に達する曲率と曲げモーメント(ϕ_{yc} , M_{yc})及び(ϕ_{yt} , M_{yt})、圧縮縁の鋼材板厚中心位置におけるひずみが許容ひずみ ε_a (ここでは、 $10\varepsilon_y$ を仮定)に達する時の曲率と曲げモーメント(ϕ_a ,

表-2 免震支承を有する高架橋モデル1の橋脚諸元

橋脚の諸元		P1	P2	P3	P4
支持条件		E	E	E	E
橋脚高さ	L (m)	10	12	10	10
鉛直反力	Np (MN)	1.88×2	5.18	5.18	1.88×2
断面幅	b (m)	1.4	1.4	1.4	1.4
板厚	t (m)	0.020	0.020	0.022	0.020
サブパネル数	nb	4	4	4	4
断面積	A (m ²)	0.110	0.110	0.121	0.110
断面2次モーメント	I (m ⁴)	0.0351	0.0351	0.0384	0.0351
補剛板パネル幅厚比パラメータ	R _a	0.359	0.359	0.333	0.359
降伏軸力	N _y (MN)	34.6	34.6	38.0	34.6
降伏曲げモーメント (軸力考慮)	M _y (MNm)	14.0	13.4	14.9	14.0
降伏水平力 (軸力考慮)	H _y (MN)	1.40	1.11	1.49	1.40
降伏水平変位 (軸力考慮)	δ y (m)	0.0647	0.0889	0.0627	0.0647
式(1)の左辺の値		0.558	0.561	0.559	0.558

表-3 高架橋モデル2の橋脚諸元

橋脚の諸元		P1	P2	P3	P4	P5
支持条件		E	E	E	E mov	fix
橋脚高さ	L (m)	10	12	10	10	10
鉛直反力	np (MN)	1.88×2	5.18	5.18	4.24	3.76
断面幅	b (m)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
板厚	t (m)	0.020	0.020	0.022	0.020	0.020
サブパネル数	nb	4	4	4	4	4
断面積	A (m ²)	0.110	0.110	0.121	0.110	0.110
断面2次モーメント	I (m ⁴)	0.0351	0.0351	0.0384	0.0351	0.0351
補剛板パネル幅厚比パラメータ	R _a	0.359	0.359	0.333	0.359	0.359
降伏軸力	N _y (MN)	34.6	34.6	38.0	34.6	34.6
降伏曲げモーメント (軸力考慮)	M _y (MNm)	14.0	13.4	14.9	14.0	14.0
降伏水平力 (軸力考慮)	H _y (MN)	1.40	1.11	1.49	1.40	1.40
降伏水平変位 (軸力考慮)	δ y (m)	0.0647	0.0889	0.0627	0.0647	0.0647
式(1)の左辺の値		0.558	0.561	0.559	0.558	0.669

M_a)を算出し、その3点を結んだトリリニア型のM-φ関係を設定した。この非線形モデルの硬化則は移動硬化型とした。橋脚のモデル化はファイバーモデルと同じ位置に節点分割した非線形のM-φ関係を有する梁要素とした。

(2) 支承のモデル化

a) 鋼製支承のモデル化

鋼製の可動および固定支承の組合せを用いる場合は、境界条件によりその支承条件を設定するか、または、図-3に示すような可動支承と固定支承を再現するためにばねを配置し、ばね定数によりそれらの支承条件を再現することができる。後者の場合は、ヒンジを表すために回転ばねのばね定数は小さい値を仮定し、可動支点、固定支点を表すために水平ばね定数を小さい値あるいは大きい値に仮定することで各々の支承条件を再現した。

b) 免震支承のモデル化

免震支承のモデル化については、一般的なバイリニア型の復元力特性を有する場合と、免震支承の復元力特性にハードニングの効果を取り込んだトリリニア型モデル³⁾(以下、名公社復元力モデル)の場合の2ケースを検討した。名公社復元力モデルは、支承のせん断ひずみが大きくなった場合の硬化現象

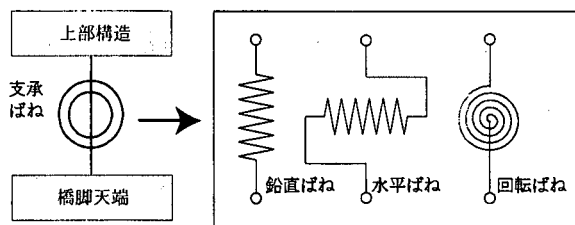


図-3 支承ばねのモデル化

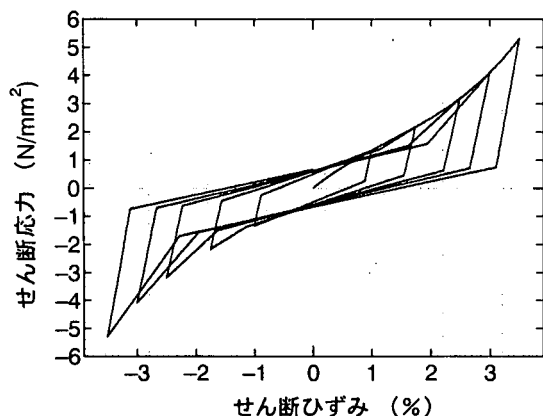


図-4 免震支承の復元力特性

を考慮すると同時に、せん断応力が最大応答せん断ひずみの関数として構築されたものであり、例えば図-4のような復元力特性を示す。なお、支承に非線形の復元力特性を仮定する場合、水平方向には、図-3に示すばねモデルを用い、所要の非線形復元力特性を仮定する必要がある。これに対して、支承の鉛直方向および回転の支承条件は鋼製支承と同じとした。

(3) 落橋防止構造および桁衝突のモデル化

落橋防止構造および桁衝突のモデル化は、上部構造の桁端に図-5の水平ばねを設け、このばねに図-6の復元力特性を仮定することにより考慮した。つまり、上部構造の桁間の変位が大きくなり、落橋防止構造に力が作用する場合には、ばねの復元力特性を大きく変えて落橋防止構造の作動を模擬させた。

一方、上部構造の桁間がゼロになった場合に水平ばねの剛性を大きくすることで、橋軸方向に桁の衝突が生じていることを模擬させた。

渡邊・川島⁴⁾はこのような衝突ばねを用いる場合に、ばね定数を式(2)に基づいて算定すればある程度衝突現象を再現できることを示している。

$$K = \frac{EA}{L} \quad (2)$$

ここに、Eは上部構造の材料の弾性係数、Aは上部構造の換算断面積、Lは有限要素解析における上部

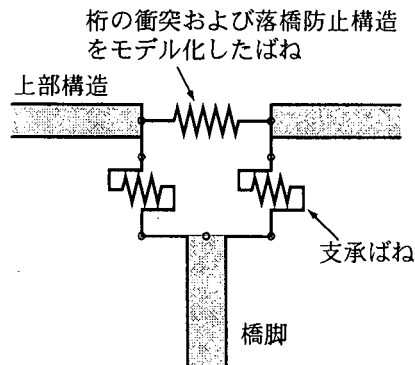


図-5 落橋防止構造および桁の衝突のモデル化

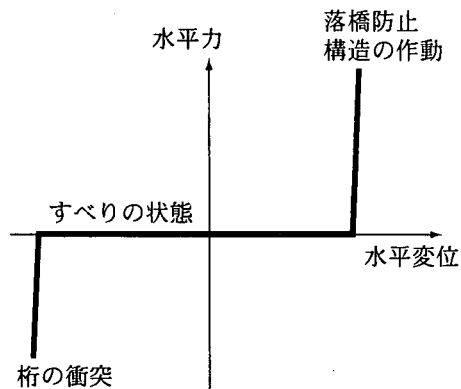


図-6 落橋防止構造および桁の衝突の復元力特性

構造の要素長である。

3. 検討結果

(1) 支承の違いの影響

高架橋モデル1を対象に、鋼製支承および免震支承を有する場合の2ケースについて、二機関のオリジナルプログラム(宇都宮大学 UU)と汎用ソフト TDAPⅢ ver. 2.10(大日本コンサルタント DC)を用いて解析し、その結果を比較した。地震波としては、JMA 神戸 NS 成分調整波を使用し、時間刻みは 0.01 秒とした。

動的応答解析に先立ち、まず、両機関でモデルの固有値解析を行い、低次の固有振動数および振動モードを比較した。表-4 は鋼製支承を有する高架橋モデル、表-5 は免震支承を有する高架橋モデルの 1~10 次の固有周期とその振動モードを比較したものである。なお、免震支承を有する高架橋モデルでは、バイリニア型および名公社復元力モデルとも同じ諸元の免震支承を用いていることから、固有値解析に当たっては免震支承に同じ等価ばね定数を用いた。2つの表からどちらの結果においても、1~10 次までの固有周期は誤差 1% 以内で一致していることがわかる。一般に、固有値解析のプログラムそのものが異なることによる結果の差異はあまり大きく

表-4 鋼製支承を有する解析モデルの

固有周期 (秒) と振動モード

モード	UU	DC	UU/DC	卓越モード
1	0.831120	0.831185	0.999922	P2, P3橋脚曲げ
2	0.365732	0.365043	1.001887	桁曲げ
3	0.291610	0.290960	1.002237	桁曲げ
4	0.205864	0.205693	1.000830	桁曲げ
5	0.093639	0.093144	1.005305	桁曲げ
6	0.088641	0.088152	1.005545	桁曲げ
7	0.078352	0.078871	0.993429	桁曲げ
8	0.066261	0.066636	0.994374	P2, P3橋脚曲げ
9	0.048828	0.048464	1.007519	P1, P4橋脚曲げ
10	0.048828	0.048407	1.008691	P1, P4橋脚曲げ

表-5 免震支承を有する解析モデルの

固有周期 (秒) と振動モード

モード	UU	DC	UU/DC	卓越モード
1	1.904080	1.904671	0.999690	橋脚と支承変位
2	0.365452	0.364824	1.001722	桁曲げ
3	0.292581	0.292035	1.001870	桁曲げ
4	0.209322	0.209212	1.000526	桁曲げ
5	0.092909	0.092634	1.002974	桁曲げ
6	0.089853	0.089610	1.002716	桁曲げ
7	0.082821	0.083231	0.995074	桁曲げ
8	0.071750	0.071542	1.002903	P2橋脚曲げ
9	0.066243	0.066616	0.994391	橋脚曲げ
10	0.059035	0.058832	1.003455	P1, P4橋脚曲げ

ないと考えられる。したがって、低次の固有振動特性が一致しない場合には、入力データなどを再度チェックする必要がある。ここで、両者での固有値解析が一致しなかった際にチェックした点を参考のために挙げれば下記の事項である。

- ・入力データ
- ・断面諸量の与え方（ファイバーモデル使用時と断面形状に基づく断面諸量の差異）
- ・軸力の考慮（幾何学的非線形性）
- ・単位系（重力加速度の値として、9.8あるいは 9.80665m/s^2 のどちらを用いるか）
- ・固有値解析に用いる免震支承のばね定数

以上のように、両者の固有振動特性がほぼ一致したので、これらの解析モデルによる動的応答解析を実施した。解析結果の例を図-7～図-13に示す。鋼製支承を有するモデルの場合は、1次および2次振動モードに対して2%のレーリー減衰を仮定した。一方、免震支承を有するモデルの場合は、1次振動モードに対して0.5%、10次振動モードに対して1.76%のレーリー減衰を仮定した。いずれの場合も両機関の解析結果が図上で重なっており良く一致していることがわかる。また、着目応答の最大値および変位については残留変位も、表-6、表-7にまとめた。これらの表に示した両機関の結果から、着目応答の最大値は2%程度の範囲内で一致している

表-6 鋼製支承モデルの着目応答の比較

着目応答	UU	DC	UU/DC
P3橋脚頂部最大変位(m)	0.1805	0.1819	0.992
P3橋脚頂部最大水平力(MN)	4.136	4.053	1.020
P3橋脚基部最大曲げモーメント(MNm)	39.74	40.59	0.979
P3橋脚頂部残留変位(m)	-0.0268	-0.029	0.925

表-7 バイリニア型免震支承モデルの着目応答の比較

着目応答	UU	DC	UU/DC
P2橋脚頂部最大変位(m)	0.1289	0.1285	1.003
P2橋脚頂部最大水平力(MN)	1.390	1.389	1.001
P2橋脚基部最大曲げモーメント(MNm)	17.16	17.29	0.992
P2橋脚頂部残留変位(m)	0.0113	0.0107	1.056
P2橋脚頂部最大相対変位(m)	0.1885	0.1883	1.001
P3橋脚頂部最大変位(m)	0.074	0.0744	0.994
P3橋脚頂部最大水平力(MN)	1.683	1.684	0.999
P3橋脚基部最大曲げモーメント(MNm)	17.08	17.04	1.003
P3橋脚頂部残留変位(m)	-0.0003	0.0000	-21.918
P3橋脚頂部最大相対変位(m)	0.242	0.2422	0.999
上部構造最大変位(m)	0.3166	0.3167	1.000
上部構造残留変位(m)	-0.0006	-0.0007	0.862

ことがわかる。ただし、残留変位の値が非常に小さい場合は誤差が大きく評価されている。このように両機関で一致する結果が得られるまでの考慮点には、固有値解析時の考慮点以外に、次の事項があった。

- ・入力地震動
- ・減衰の与え方

(2) 橋脚のモデル化による影響

橋脚をファイバー要素とした場合とM-φ梁要素でモデル化した場合の2ケースについて動的応答解析結果を比較した。バイリニア型免震支承を有する高架橋モデルを対象に実施したこの解析では橋脚のモデル化だけが異なる。解析結果の比較を図-14～図-17に示す。この例では、橋脚の軸力変動が小さく橋脚の降伏範囲及びその程度が少ない結果ではあるが、M-φ関係を用いてモデル化しても結果は良く一致していることがわかる。

(3) 支承モデルの精緻化による影響

免震支承に名公社復元力モデルを適用した高架橋モデルについても動的応答解析を実施し両機関の結果を比較した。比較結果を図-18～図-21に示す。これらの図から、両機関の時刻歴応答曲線は良く一致していることがわかる。また、表-8に、両機関の着目応答の最大値および残留変位の比較を示す。この表には、バイリニア型の復元力特性を有する免震支承の場合に対する比もUUの場合について示した。この場合も両機関の結果は、残留変位を除き2%以内の誤差で一致している。一方、支承の復元力特性を精緻化して得られた結果とバイリニア型の復元力特性を有する場合との結

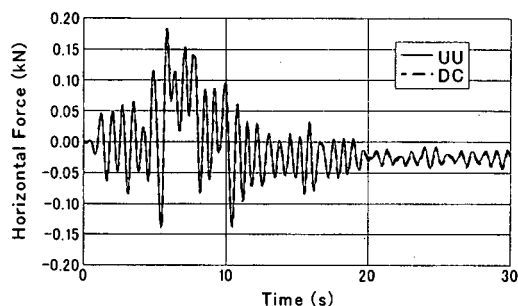


図-7 P3 橋脚頂部の水平変位時刻歴 (鋼製支承)

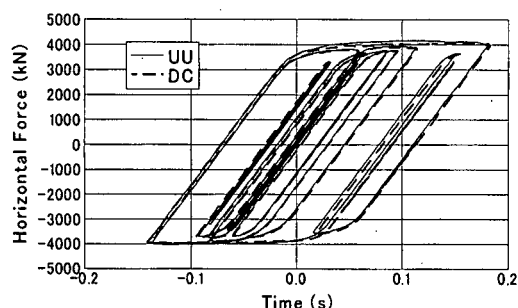


図-8 P3 橋脚頂部の水平力-水平変位関係 (鋼製支承)

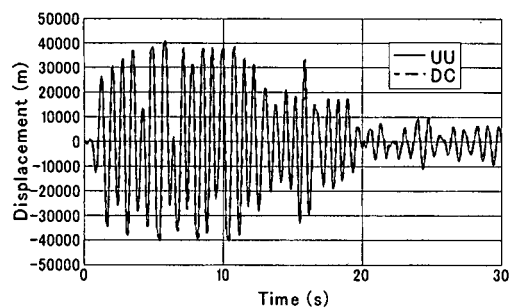


図-9 P3 橋脚基部の曲げモーメント時刻歴 (鋼製支承)

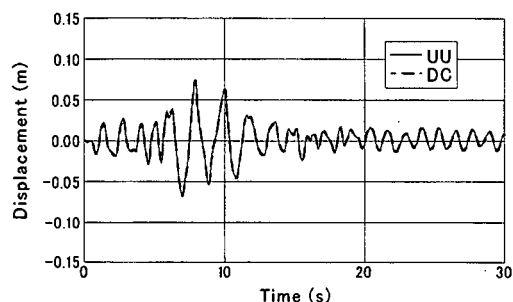


図-10 P3 橋脚頂部の水平変位時刻歴
(バイリニア型の免震支承)

果の比較から以下が明らかとなった。

- ・橋脚頂部、上部構造の最大水平変位および支承の相対変位が 10% 以上減少した。
- ・橋脚頂部の最大水平力が約 10% 減少し、結果的に橋脚基部の最大曲げモーメントも約 10% 減少した。
- ・橋脚頂部および上部構造の残留水平変位には、一般的な傾向は見られない。

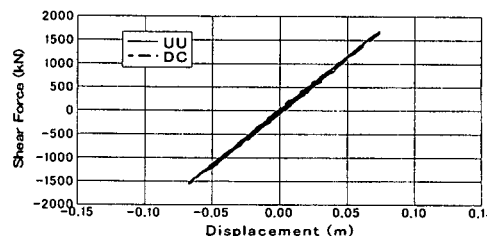


図-11 P3 橋脚頂部の水平力-水平変位関係
(バイリニア型の免震支承)

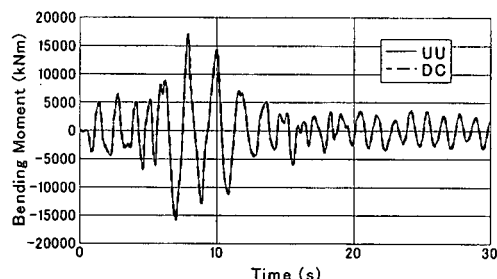


図-12 P3 橋脚基部の曲げモーメント時刻歴
(バイリニア型の免震支承)

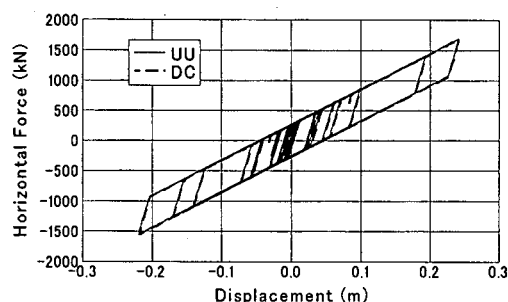


図-13 P3 橋脚頂部の免震支承の復元力特性
(バイリニア型の免震支承)

表-8 名公社復元力モデルを有する

免震支承の着目応答の比較

着目応答	UU	DC	UU/DC	名公社/ バイリニア
P2橋脚頂部最大変位 (m)	0.1066	0.1077	0.990	0.827
P2橋脚頂部最大水平力 (MN)	1.240	1.248	0.993	0.892
P2橋脚基部最大曲げモーメント (MNm)	15.460	15.580	0.993	0.901
P2橋脚頂部残留変位 (m)	-0.0087	0.0019	-4.677	-0.774
P2橋脚支承最大相対変位 (m)	0.1630	0.1635	0.997	0.865
P3橋脚頂部最大変位 (m)	0.0662	0.0666	0.994	0.894
P3橋脚頂部最大水平力 (MN)	1.526	1.533	0.995	0.907
P3橋脚基部最大曲げモーメント (MNm)	15.45	15.68	0.986	0.905
P3橋脚頂部残留変位 (m)	-0.0039	-0.0040	0.994	12.314
P3橋脚支承最大相対変位 (m)	0.2045	0.2047	0.999	0.845
上部構造最大変位 (m)	0.2706	0.2707	1.000	0.855
上部構造残留変位 (m)	-0.0077	-0.0071	1.081	12.266

以上、免震支承の復元力特性を精緻化することにより耐震性の観点から有利な点が認められた。

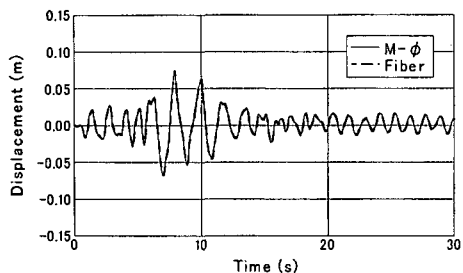


図-14 P3橋脚頂部の水平変位時刻歴
(橋脚のモデル化の影響)

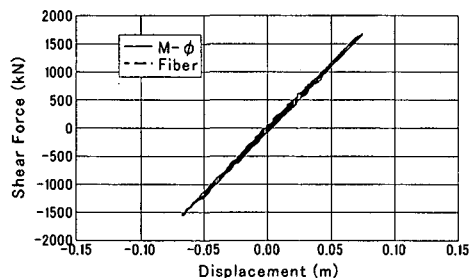


図-15 P3橋脚頂部の水平力-水平変位関係
(橋脚のモデル化の影響)

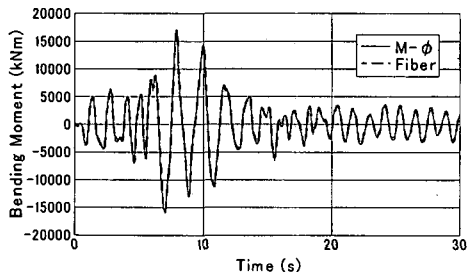


図-16 P3橋脚基部の曲げモーメント時刻歴
(橋脚のモデル化の影響)

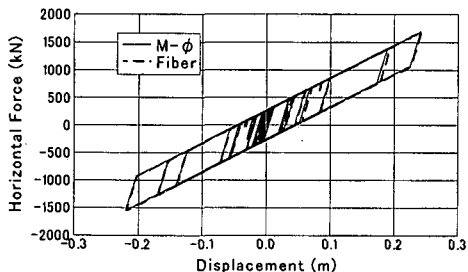


図-17 P3橋脚頂部の免震支承の復元力特性
(橋脚のモデル化の影響)

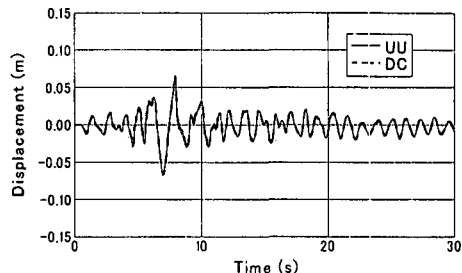


図-18 P3橋脚頂部の水平変位時刻歴
(名公社復元力モデルの免震支承)

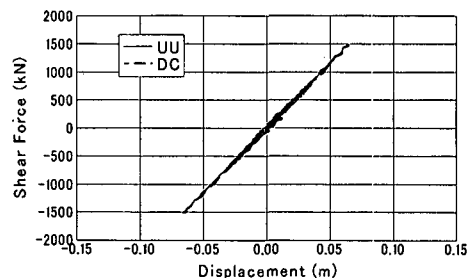


図-19 P3橋脚頂部の水平力-水平変位関係
(名公社復元力モデルの免震支承)

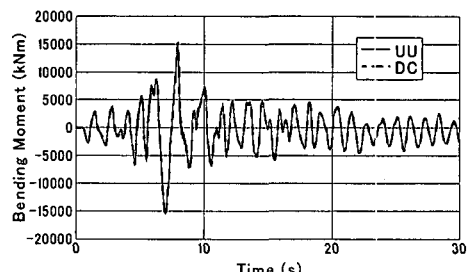


図-20 P3橋脚基部の曲げモーメント時刻歴
(名公社復元力モデルの免震支承)

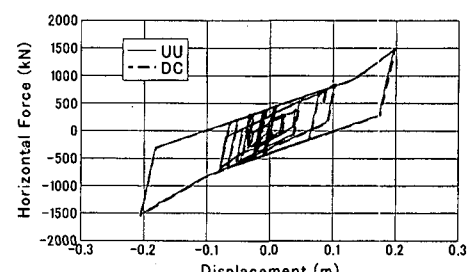


図-21 P3橋脚頂部の免震支承の復元力特性
(名公社復元力モデルの免震支承)

表-9 衝突モデルの固有周期 (秒) と振動モード

モード	UU	DC	UU/DC	卓越モード
1	1.910560	1.911205	0.999662	橋脚と支承変位
2	0.886598	0.887705	0.998753	P4橋脚曲げ
3	0.368768	0.367804	1.002621	桁曲げ
4	0.364921	0.364349	1.001569	桁曲げ
5	0.292553	0.292020	1.001824	桁曲げ
6	0.209323	0.209217	1.000507	桁曲げ
7	0.097029	0.095534	1.015652	桁曲げ
8	0.092473	0.092330	1.001546	桁曲げ
9	0.089534	0.089482	1.000575	桁曲げ
10	0.082762	0.083230	0.994382	桁曲げ

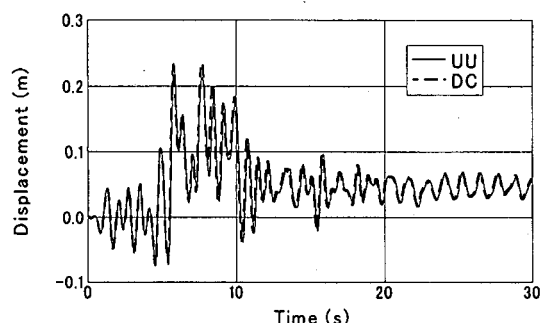


図-22 P4 橋脚頂部の水平変位時刻歴 (衝突モデル)

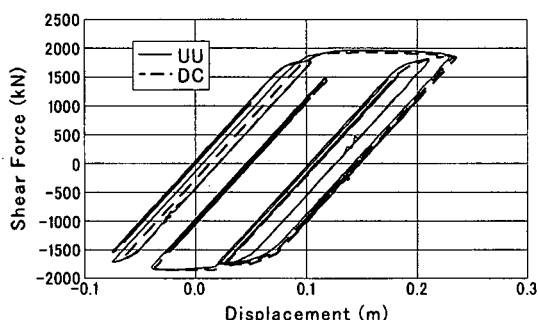


図-23 P4橋脚頂部の水平力-水平変位関係 (衝突モデル)

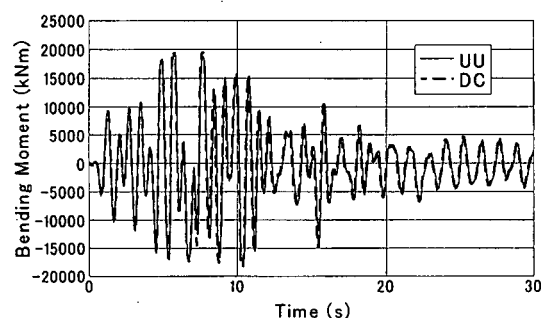


図-24 P4橋脚基部の曲げモーメント時刻歴 (衝突モデル)

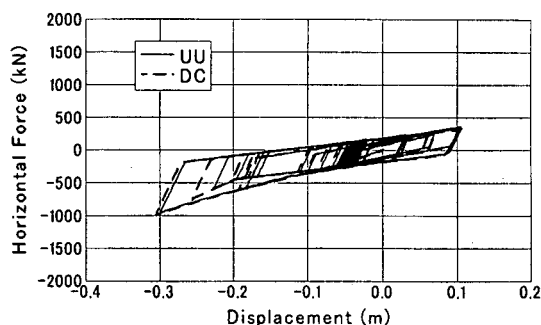


図-25 P4橋脚頂部の免震支承の復元力特性 (衝突モデル)

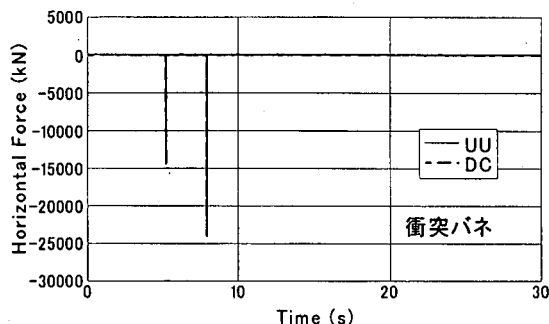


図-26 衝突力の時刻歴

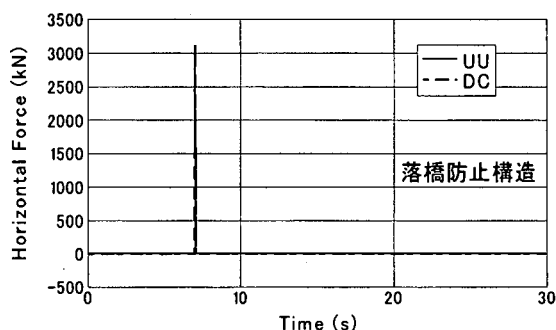


図-27 落橋防止構造の作用力の時刻歴

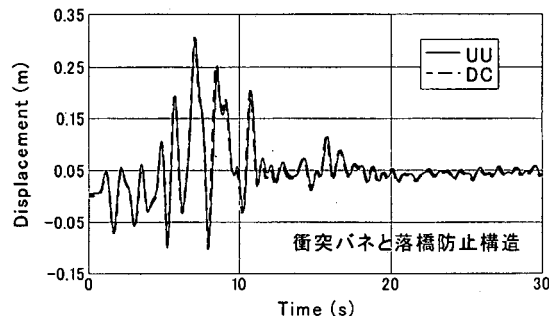


図-28 桁間の相対変位の時刻歴

(4) 桁衝突および落橋防止構造の影響

本報では、高架橋モデル2を対象に、桁衝突や落橋防止構造の挙動を考慮した解析を実施した。

両機関での固有値解析の比較結果を表-9に示す。この場合、1次振動モードは免震支承を有する高架橋特有のモードであり、2次振動モードは、単径間

側の上部構造によるP4橋脚の曲げ振動モードとなっている。また、3次以降の振動モードには桁の曲げ振動が見られる。両機関の結果を比較すると、7次振動モード以外では誤差1%以内となっているが、7次振動モードでは約1.5%の誤差が生じている。この理由は、支承部の鉛直方向および回転の境界条件

表-10 衝突モデルの着目応答の比較

着目応答	UU	DC	UU/DC
P3橋脚頂部最大変位(m)	0.0610	0.0635	0.961
P3橋脚頂部最大水平力(MN)	1.415	1.473	0.961
P3橋脚基部最大曲げモーメント(MNm)	14.32	14.89	0.962
P3橋脚頂部残留変位(m)	-0.0042	-0.0038	1.085
P3橋脚支承最大相対変位(m)	0.1885	0.1960	0.962
P4橋脚頂部最大変位(m)	0.2296	0.2351	0.977
P4橋脚頂部最大水平力(MN)	1.958	1.927	1.016
P4橋脚基部最大曲げモーメント(MNm)	19.03	19.44	0.979
P4橋脚頂部残留変位(m)	0.0444	0.0462	0.960
P4橋脚支承最大相対変位(m)	0.2991	0.3060	0.977
上部構造最大変位(m)	0.2500	0.2596	0.963
上部構造残留変位(m)	-0.0031	-0.0034	0.919
衝突力の最大値(MN)	23.14	24.26	0.954
落橋防止構造の最大作用力(MN)	2.142	3.118	0.687
桁間相対変位の最大値(m)	0.3041	0.3060	0.994

の設定方法の差異などによるものと考えられるが、この振動モードが全体的な弾塑性挙動に及ぼす影響は大きくないと予想される。

解析結果の比較を図-22～図-28に示す。これらの図から桁の衝突および落橋防止構造の作動が生じて以降、両機関の結果に幾分差異が認められる。特に、図-25に示すP4橋脚上の免震支承の復元力特性の比較ではその差異が大きい。両機関での着目応答の比較を表-10に示すが、これまでのモデルよりも両者の結果の差異は大きく、落橋防止構造に作用する力では、30%以上の差異がある結果となっている。この理由は、両機関での固有振動特性の差異、衝突ばねおよび落橋防止構造を表すばねの1次勾配の値などが衝突力や落橋防止構造に作用する力に影響を及ぼし、結果的に衝突力や落橋防止構造に作用する力の大きさが異なり、その影響を受けて衝突および落橋防止構造の作動以降、時刻歴応答に差異が生じたものと考えられる。したがって、衝突現象や落橋防止構造の作動を考慮する場合には、衝突力や落橋防止構造に作用する力の算定精度に注意する必要があると言える。

4. まとめと今後の課題

本報では、高架橋の橋脚や上部構造をモデル化する場合の部材要素（ファイバー要素や M-φ 要素）やソフトウェアの違いによる影響の検証と、支承あるいは落橋防止構造の非線形履歴挙動や桁衝突を再現するためのモデル化を整理した。そして、それらの要素を取り込んだ高架橋モデルの弾塑性地震応答解析を、2つの機関で実施し、両者の結果を比較した。

その結果、鋼製支承を有するモデルや免震支承を有するモデルでは、両機関の解析結果は良く一致することが確かめられた。これに対して、桁衝突および落橋防止構造の挙動を考慮したモデルでは、両機

関で算定される衝突力や落橋防止構造に作用する力には、幾分大きな差異が見られた。

以上の検討を踏まえ、今後検討すべき課題を示すと以下のようである。

- ・桁の衝突や落橋防止構造の挙動を考慮する場合、衝突力や落橋防止構造に作用する力の算定精度を高める必要がある。
- ・基礎や地盤の影響を考慮する必要がある。
- ・免震支承の局部的なせん断ひずみなどを照査するためには、免震支承の鉛直方向および回転の剛性を適切に定める必要がある。

尚、本報は、（社）日本鋼構造協会「鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会鋼橋の耐震性部会（主査：名古屋大学 宇佐美勉 教授）」の研究活動成果を取りまとめたものである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），丸善，2002.3.
- 2) 土木学会・日本鋼構造協会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，橋梁システムの動的解析と耐震性，土木学会鋼構造委員会・日本鋼構造協会次世代土木鋼構造特別委員会，2000.4.
- 3) 名古屋高速道路公社：名古屋高速道路非線形動的解析実施要領（案），名古屋高速道路公社工務部，2001.5.
- 4) 渡邊学歩，川島一彦：衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析，土木学会論文集 No.675/I-55，pp.125-139，2001.4.