

耐震補強された免震支承一橋脚系の非線形相互作用と 等価線形化法の適用性に関する検討

Nonlinear hysteretic behavior and Application of Equivalent linearization method
for Isolated columns in the Seismic retrofitted bridges

熊本幸*, 金治英貞**, 矢部正明***

Miyuki Kumaki, Hidesada Kanaji, Masaaki Yabe

* 工修 (株) 長大構造事業部構造防災室 (〒305-0821 茨城県つくば市春日3-22-6)

** 工修 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1-14-16WTC37F)

***博(工) (株) 長大構造事業部構造防災室 (〒305-0821 茨城県つくば市春日3-22-6)

In many cases of seismic retrofitting of bridges, it is difficult to set sufficient isolators due to spatial constraints, and nonlinear dynamic responses occur in both isolators and columns under strong earthquake excitations. Such multi-hinge systems are very sensitive to isolator-column interaction effects, and the dynamic behavior may be less predictable. This paper presents seismic performance of existing retrofitted bridges, and proposed an equivalent linearization model for evaluating nonlinear hysteretic responses. The results of the numerical analyses showed the proposed equivalent linearization method has good accuracy for seismic design.

Key Words: equivalent linearization method, nonlinear interaction, seismic retrofit
キーワード: 等価線形化法, 非線形相互作用, 耐震補強

1. はじめに

1995.1.17 兵庫県南部地震は、多くの橋梁に激甚な被害を与えた。被災原因としては、我が国の地震観測史上最大級の地震動が作用したこと、被災した橋梁が、耐震設計法が十分整備されていない時代の旧基準類によって耐震設計されていたこと等が報告されている^{1), 2)}。このような被災状況を踏まえて、兵庫県南部地震の直後から旧基準類によって耐震設計された橋脚や落橋防止構造の耐震補強が精力的に進められてきている^{3), 4)}。さらに、都市内高架橋のように地震による被災が経済、社会、人命に与える影響が大きい橋梁では、支承取り替え、主桁連結、端横桁補強、フルウェブ改良、段差防止装置設置、落橋防止構造改良、桁端のRC巻き立て等の上部構造系の耐震補強が引き続き実施されている。上述したように多くの橋梁が兵庫県南部地震直後に橋脚の耐震補強を実施しているため、同じ橋梁でありながら上部構造系と橋脚の耐震補強設計はそれぞれ個別に実施されている。例えば、橋脚の耐震補強設計は、既設(補強前)の上部構造と支承条件に基づいて実施され、その後、既設の金属支承をゴム支承や免震支承へ取り替えている例が多い。

本来、橋梁としての耐震性向上策は、橋梁全体系を対象として検討されるべきものであり、このように個別に耐震補強設計された上部構造系と橋脚からなる橋梁では、その耐震性が想定したとおりの性能を示すかを非線形動的解析等を用いて検証しなければならない。

既設の金属支承を免震支承に取り替える場合には、桁下面から橋脚天端までの高さ、橋脚天端幅等の制限が厳しいため、免震効果を確実に発揮できるだけの諸元を有する免震支承が設置できないことが多い。このため、免震支承に大きなエネルギー吸収能力を期待できなくなり橋脚にも大きな塑性変形が生じることがある^{5), 6)}。現在、道路橋示方書V耐震設計編では、免震設計を行う場合には非線形動的解析が義務付けられている。しかし、新設の橋梁と異なり様々な制約条件の下で効率的な耐震補強策を検討しなければならない耐震補強設計では、多くの補強策が検討対象となるために、初期の段階で検討される既設の支承を免震支承に取り替えることの効果を常に非線形動的解析で確認することは繁雑である。1自由度系としての振動が卓越する構造系の非線形応答を簡便に推定する方法として等価線形化法^{7), 8)}や、エネルギーの釣合による方法⁹⁾が提案されている。ここで対象とする免

表-1 検討対象とした免震支承－橋脚系

橋脚 番号	地震時に 支持するべき 上部構造重量 (kN)	免震支承					固有周期		免震支承の 降伏水平震度 k _{hb}	橋脚の降伏 水平震度 k _{hp}	降伏耐力比 γ_y
		種類	平面寸法 (mm×mm)	ゴムの 層 厚 (mm)	設置 個数	2次剛性比 $r=k_2/k_1$	免震時 (sec)	免震時/ 非免震時			
1	9.27	HDR	390×590	57	12	0.288	0.842	1.39	0.15	0.57	0.26
2	8.22	HDR	390×590	48	6	0.325	0.835	1.44	0.14	0.62	0.23
3	9.39	HDR	390×590	57	12	0.288	0.847	1.39	0.15	0.56	0.26
4	8.43	HDR	390×590	48	6	0.331	0.848	1.45	0.14	0.61	0.23
5	8.77	HDR	360×580	54	12	0.289	0.924	1.27	0.15	0.51	0.29
6	8.00	HDR	360×580	45	6	0.336	0.834	1.46	0.14	0.64	0.22
7	6.55	HDR	370×500	51	12	0.285	0.769	1.35	0.15	0.62	0.24
8	5.98	HDR	350×570	45	6	0.307	0.763	1.38	0.15	0.67	0.22
9	6.71	HDR	370×500	51	10	0.290	0.815	1.42	0.15	0.61	0.24
10	6.66	HDR	370×500	51	10	0.290	0.811	1.41	0.15	0.62	0.24
11	6.38	HDR	360×570	45	5	0.334	0.826	1.46	0.14	0.64	0.22
12	7.20	HDR	370×620	68	5	0.287	1.104	1.71	0.08	0.59	0.13
13	6.19	HDR	350×590	54	5	0.335	0.892	1.45	0.15	0.68	0.22
14	7.24	HDR	370×620	68	5	0.289	1.121	1.66	0.08	0.58	0.14
15	6.74	HDR	370×640	57	5	0.334	0.921	1.40	0.15	0.61	0.25
16	6.12	HDR	350×570	68	5	0.288	1.085	1.71	0.08	0.66	0.12
17	5.90	HDR	350×590	54	6	0.334	0.844	1.34	0.18	0.68	0.27
18	6.07	HDR	350×570	68	5	0.288	1.081	1.71	0.08	0.66	0.12
19	5.95	HDR	350×590	54	5	0.335	0.875	1.44	0.15	0.70	0.22
20	6.19	LRB	410×600	57	5	0.154	0.725	1.20	0.12	0.71	0.17
21	7.17	LRB	410×490	51	10	0.154	0.750	1.17	0.13	0.63	0.21
22	6.59	LRB	410×490	51	10	0.154	0.734	1.16	0.14	0.66	0.21
23	5.77	LRB	410×600	57	5	0.154	0.714	1.19	0.13	0.74	0.18
24	6.53	LRB	380×560	51	5	0.154	0.582	1.51	0.10	0.67	0.15
25	7.23	LRB	380×530	64	10	0.154	0.630	1.57	0.15	0.62	0.25
26	7.62	LRB	430×610	57	5	0.154	0.622	1.50	0.11	0.58	0.20
27	8.35	LRB	430×530	68	10	0.154	0.690	1.62	0.18	0.55	0.33
28	8.81	LRB	650×650	96	4	0.154	0.716	1.63	0.10	0.52	0.20
29	6.74	LRB	700×900	96	2	0.154	0.700	1.80	0.11	0.66	0.17

震支承のみならず橋脚にも大きな塑性変形が生じるマルチヒンジ系に対しても、1自由度系で用いられているような非線形応答を簡便に推定する方法が実用上十分な精度を有しているならば、既設橋梁の耐震補強策として既設の支承を免震支承に取り替えることの効果を簡便に評価できることになる。

本研究は、曲げ耐力制御式工法によって耐震補強された RC 橋脚と、既設の金属支承を免震支承に取り替え地震時水平力分散構造として耐震設計された免震支承を対象に、免震支承と RC 橋脚に生じる塑性変形の関係について考察する。さらに、免震支承と RC 橋脚の両要素に大きな塑性変形が生じる非線形応答を実用上十分な精度で推定できる等価線形化モデルを提案し、マルチヒンジ系への等価線形化法の適用性を解析的に検討した結果を報告するものである。

2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁は、単純合成 I 桁－金属支承－RC 橋脚からなる都市内高架橋を耐震補強したものである。RC 橋脚は、金属支承の可動支承と固定支承が設置された掛け違い部の橋脚であり、兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様（平成 7 年 6 月）に基づいて曲げ耐力制御式工法によって耐震補強された後、単純合成 I 桁を連結し、金属支承を免震支承に取り替えた橋梁

である。免震支承は、耐震補強された RC 橋脚の許容塑性率とエネルギー一定則によって低減された等価水平震度を用いて地震時水平力分散構造として耐震設計されている。実際には、設置スペースの制約から、十分な免震効果が得られるほどの免震支承を設置することができないため、落橋防止構造改良、縁端拡幅、端横桁補強、フルウェブ改良、段差防止装置設置、桁端部の RC 巻き立て等の上部構造系の耐震補強が実施されている。特に、落橋防止構造は、緩衝性が大きく、任意方向に変形可能なゴム被覆された鋼製チェーン¹⁰⁾を設置している。このように、対象橋梁は、RC 橋脚や免震支承によるエネルギー吸収能力だけでなく橋梁全体系として大規模地震に耐える構造として耐震補強が実施されている。本来、このような橋梁の耐震性は、落橋防止構造も解析モデルに取り込み、隣接する複数の橋梁を対象とした動的解析によって評価する必要がある^{11), 12)}。

本研究は、免震支承と橋脚にともに大きな塑性変形が生じるマルチヒンジ系の非線形応答特性の解明と、マルチヒンジ系に対する等価線形化法の適用性を検討することが目的であるため、対象橋梁から地震時に支持するべき上部構造部分の重量と免震支承および RC 橋脚からなる系を取り出し解析した。上述したように、免震支承は、RC 橋脚の許容塑性率とエネルギー一定則によって低減された地震力を用いて耐震設計されているが、実際には免震支承に大きな変形が生じるため、免震支承－橋脚系

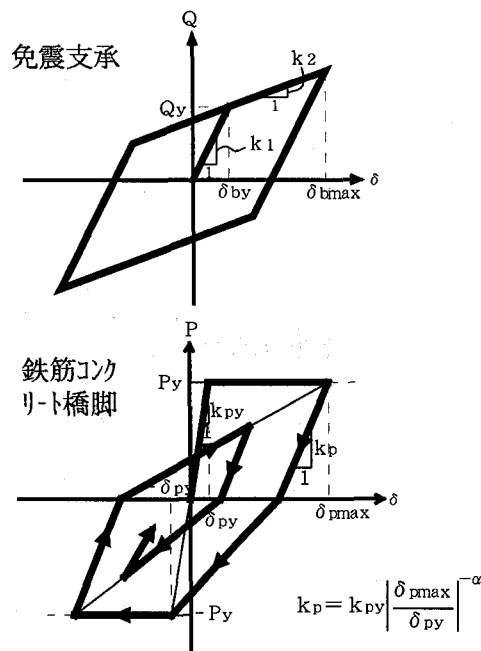
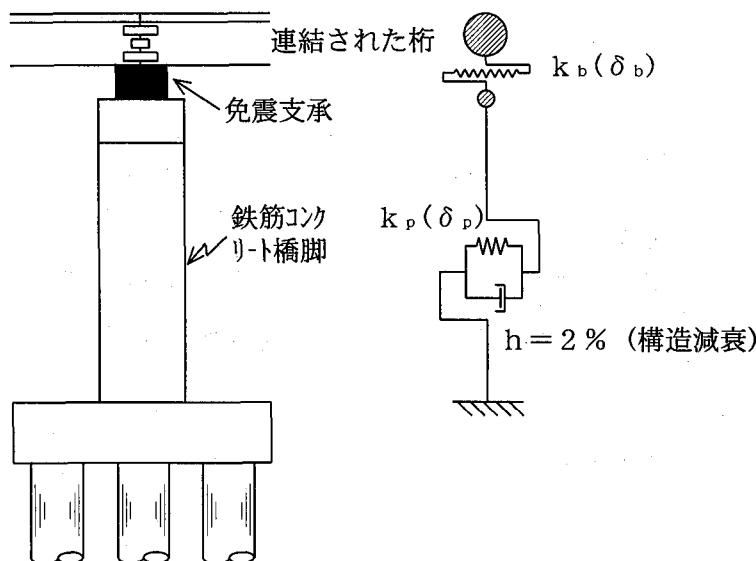


図-1 免震支承－橋脚系の非線形動的解析モデル

に作用する地震力を過小評価している可能性がある¹³⁾。また、桁下空間や橋脚天端幅からの制限が厳しく十分な免震効果を得られるほどの免震支承を設置できていないことから、解析対象とした免震支承－橋脚系には免震支承と RC 橋脚の両者に大きな塑性変形が生じるものと予想される。

対象橋梁の単純合成 I 桁の幅員は 16～19.5m、単純桁としての支間長は 25～40m、連結桁としての橋長は 58～80m である。これらの上部構造を支持する免震支承と RC 橋脚 29 基を、解析対象とした。表-1 は、解析対象とした橋梁の上部構造重量、免震支承の諸元と橋脚上に設置される個数、支承条件を固定としたとき（非免震時）の固有周期と免震支承を用いた場合の固有周期の比を示したものである。一般には、地震時に支持するべき上部構造部分の重量が大きくなれば、それを支持する免震支承の寸法も大きくなるが、表-1 に示すように免震支承の寸法は支持するべき上部構造部分の重量には関係なく同程度の寸法のものが用いられている。これは、既設橋梁の耐震補強では、設置スペースの制約と、路面高さの連続性を確保するために同程度の寸法の免震支承が設置されることが多いからである。道路橋示方書 V 耐震設計編では、免震支承による免震効果を十分発揮するために、免震支承を用いた場合の固有周期が支承条件を固定としたとき（非免震時）の固有周期の 2 倍以上となるように免震支承を設計することが推奨されている。しかし、ここで対象とする免震支承－橋脚系は、その条件を満足していない。これは、上述したように設置スペースの制約から免震支承の高さを十分に高くできないからである。

免震支承の降伏水平力 Q_y と RC 橋脚の降伏水平耐力 P_y (=地震時保有水平耐力 P_d) に相当する降伏水平震度

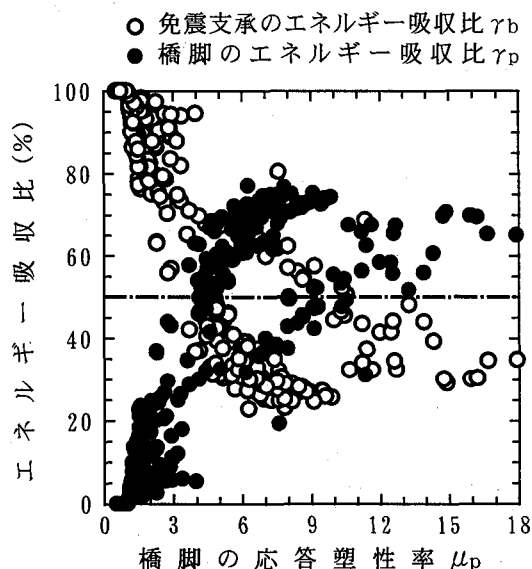


図-2 エネルギー吸収比と橋脚の応答塑性率

k_{hb} , k_{hp} は、次式によって与えられる。

$$k_{hb} = \frac{Q_y}{W_u} ; \quad k_{hp} = \frac{P_y}{W} = \frac{P_y}{W_u + 0.5W_p} \quad (1)$$

ここで、 W_u は地震時に支持するべき上部構造部分の重量、 W は等価重量、 W_p は橋脚躯体重量である。免震支承と橋脚の内、どちらに塑性化が集中するかは、式(1)に示す降伏水平震度 k_{hb} , k_{hp} の比で定義される降伏耐力比 γ_y によって表すことができる¹⁴⁾。降伏耐力比 γ_y は、次式によって与えられる。

$$\gamma_y = \frac{k_{hb}}{k_{hp}} \quad (2)$$

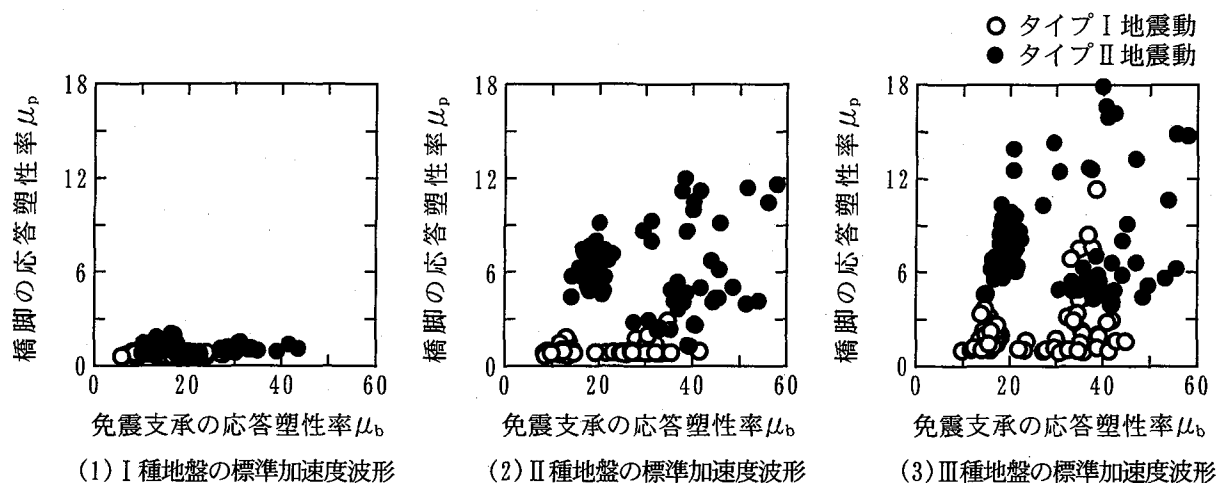


図-3 免震支承と橋脚の応答塑性率

表-1には免震支承と橋脚の降伏耐力比を示してある。降伏耐力比 γ_p は0.12～0.33の範囲にあり、何れの免震支承－橋脚系とも、塑性変形は免震支承に集中するように耐震補強設計されている。しかし、表-1に示すように、免震支承は大きな2次剛性を有するため、免震支承に大きな塑性変形が生じると橋脚には免震支承の降伏水平力 Q_y よりも大きな水平力が作用し、橋脚にも塑性変形が生じることがある。

3. 解析モデルと入力地震動

免震支承－橋脚系を2質点系の非線形せん断バネモデルで表す。図-1は、免震支承－橋脚系の非線形動的解析モデルである。質点は、地震時に支持すべき上部構造部分の重量と片持ち梁状の橋脚基部に生じる曲げモーメントが等価となるように橋脚躯体重量の1/2とした2つの質点からなる。免震支承の非線形性はバイリニアモデル、RC橋脚の非線形性はひびわれ点を無視した Takeda モデルで表す¹⁵⁾。

入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編に示される加速度応答スペクトルと同じ応答スペクトル特性を有する標準加速度波形¹⁶⁾とし、タイプI地震動、タイプII地震動ごとに、I種地盤からIII種地盤まで各3波形づつ、計18波形を用いる。

4. 耐震補強された免震支承－橋脚系の非線形応答

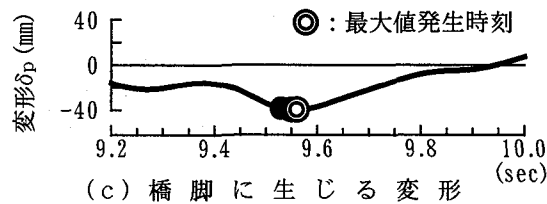
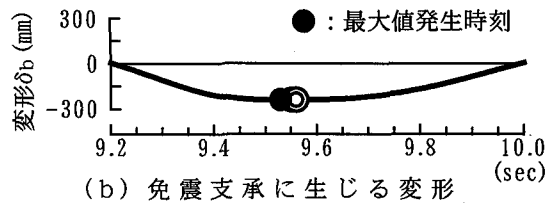
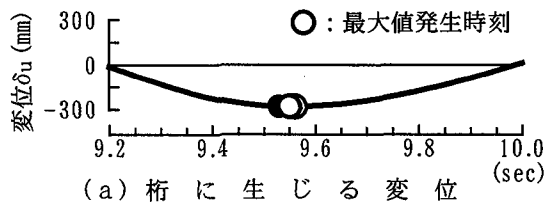
図-1に示す免震支承－橋脚系の解析モデルに、標準加速度波形18波形を入力して非線形動的解析を行い、免震支承－橋脚系の非線形応答を求めた。免震支承－橋脚系の非線形応答特性は、免震支承と橋脚に生じる応答塑性率 μ_b 、 μ_p 、それぞれの非線形要素の履歴吸収エネルギーの比によって表す。免震支承の履歴吸収エネルギー E_b 、橋脚の履歴吸収エネルギー E_p より両者のエネルギー吸

収比 γ_b 、 γ_p は、次式のように定義する。

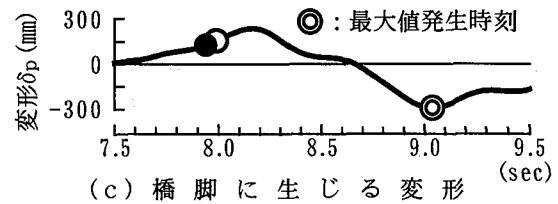
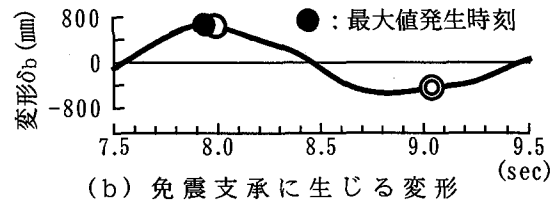
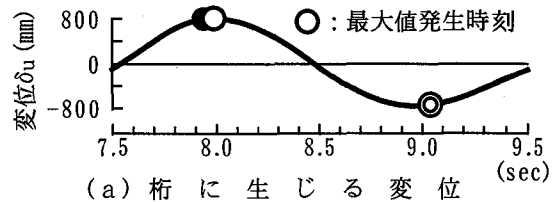
$$\gamma_b = \frac{E_b}{(E_b + E_p)} \times 100 ; \gamma_p = \frac{E_p}{(E_b + E_p)} \times 100 \quad (3)$$

図-2は、免震支承とRC橋脚のエネルギー吸収比 γ_b 、 γ_p が橋脚に生じる応答塑性率 μ_p によってどのように変化するかを示したものである。橋脚の応答塑性率 μ_p が大きくなるにつれ、橋脚のエネルギー吸収比 γ_p が大きくなり、同時に免震支承のエネルギー吸収比 γ_b が小さくなっていくことがわかる。橋脚の応答塑性率が $\mu_p = 5$ 程度となると免震支承のエネルギー吸収比 γ_b と橋脚のエネルギー吸収比 γ_p はともに50%となり、さらに橋脚の応答塑性率 μ_p が大きくなると免震支承よりも橋脚のエネルギー吸収比 γ_p の方が大きくなっている。橋脚の応答塑性率 μ_p が8よりも大きい領域では、応答塑性率に対するエネルギー吸収比の変化の割合は小さくなっている。これは次のような理由による。免震支承を表したバイリニアモデルや、RC橋脚を表した完全弾塑性型の Takeda モデルの等価減衰定数は、応答塑性率が1～6の範囲では2次関数的に増加するが、応答塑性率が6よりも大きくなるとその値はほぼ一定値に収束し、応答塑性率に対する等価減衰定数の変化の割合は小さくなる¹⁷⁾からである。

図-3は、免震支承と橋脚に生じる応答塑性率 μ_b 、 μ_p の関係を入力地震動ごとに示したものである。I種地盤の標準加速度波形を入力した場合は、免震支承の応答塑性率 μ_b は大きい、橋脚の応答塑性率 μ_p は1～2と小さく、塑性変形は免震支承に集中し、免震支承が十分機能していることがわかる。II種地盤の標準加速度波形を入力した場合は、タイプI地震動による橋脚の応答塑性率 μ_p は小さいが、タイプII地震動による免震支承の応答塑性率 μ_b がI種地盤の標準加速度波形を入力したときよりも大きくなるとともに、橋脚の応答塑性率 μ_p も大きくなっている。III種地盤の標準加速度波形を入力した場合



(1) 標準加速度波形 I-I-1



(2) 標準加速度波形 II-III-1

図-4 免震支承-橋脚系における非線形応答の最大値発生時刻の比較 (橋脚 5, $T_1=0.92\text{sec}$)

は、タイプⅠ地震動、タイプⅡ地震動ともに、橋脚と免震支承の両方に大きな応答塑性率が生じている。これは、Ⅲ種地盤の標準加速度波形の応答スペクトルが、Ⅰ種地盤やⅡ種地盤の標準加速度波形の応答スペクトルに比較して、長周期領域において大きいからである。

橋脚の応答塑性率が大きくなると免震支承と橋脚のそれぞれの非線形性が相互に影響しあい、マルチヒンジ系として複雑な挙動を示すことが予想される。免震支承と橋脚の非線形相互作用が、免震支承-橋脚系の非線形応答にどのような影響を及ぼすかを上部構造慣性力作用位置 (桁) に生じる変位、免震支承に生じる変形、橋脚に生じる変形がそれぞれ最大応答値に達する時刻に着目して検討した。図-4 は、基本固有周期が 0.92 秒となる橋脚 5 の桁に生じる変位、免震支承、橋脚に生じる変形の応答波形を比較したものである。図には、それぞれの応答が最大となる時刻の付近約 1~2 秒間を示している。標準加速度波形 I-I-1 を入力した場合には、桁に生じる変位の最大応答値は 9.55 秒に -281mm、免震支承に生じる変形の最大応答値は 9.53 秒に -242mm、橋脚に生じる変形の最大応答値は 9.56 秒に -40mm が生じている。橋脚 5 に標準加速度波形 I-I-1 が作用した場合には、桁に生じる変位、免震支承、橋脚に生じる変形の最大応答値がほぼ同時に発生するとともに、免震支承と橋脚の変形の和によって表される桁に生じる変位は、免震支承に生じる変形にほぼ等しく、橋脚に生じる変形が小さいことがわかる。標準加速度波形 II-III-1 を入力した場合には、桁に生じる変位の最大応答値は 7.99 秒に 806mm、免震支承に生じる変形の最大応答値は 7.94 秒に 671mm、橋脚に

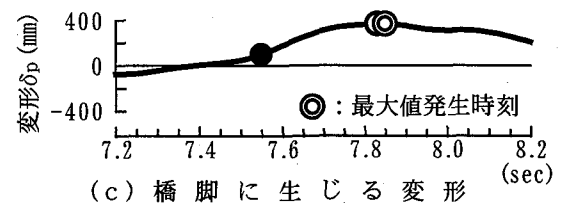
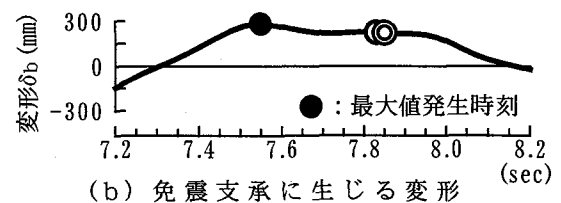
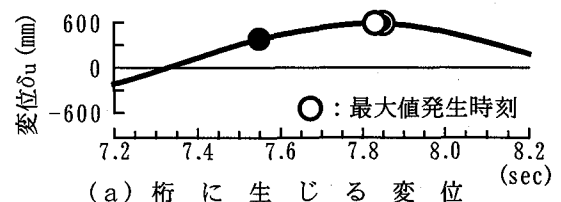


図-5 免震支承-橋脚系における非線形応答の最大値発生時刻の比較 (橋脚 14, $T_1=1.12\text{sec}$, 標準加速度波形 II-III-1)

生じる変形の最大応答値は 9.04 秒に -294mm が生じている。橋脚に生じる変形の最大応答値は、桁に生じる変位や免震支承に生じる変形の最大応答値よりも約 1.0 秒遅れて現れているが、桁に生じる変位が最大応答に達するときには、橋脚にも 154mm という大きな変形が生じている。図-5 は、基本固有周期 1.12 秒の橋脚 14 に標準加

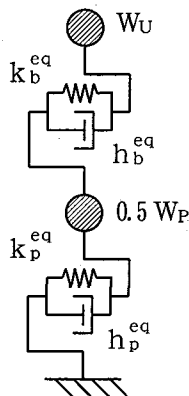


図-6 免震支承一橋脚系の等価線形化モデル

速度波形Ⅱ-Ⅲ-1を入力した結果である。桁に生じる変位の最大応答値は 7.83 秒に 589mm、免震支承に生じる変形の最大応答値は 7.55 秒に 281mm、橋脚に生じる変形の最大応答値は 7.85 秒に 368mm が生じている。免震支承に生じる変形の最大応答値は、桁に生じる変位や橋脚に生じる変形よりも約 0.3 秒早く現れているが、桁に生じる変位が最大応答に達するときには、免震支承にも 223mm という大きな変形が生じている。

以上のように、免震支承のみに塑性変形が生じる免震支承一橋脚系では、桁に生じる変位、免震支承、橋脚に生じる変形が同時刻に最大応答値に達し、免震支承と橋脚の変形の和によって生じる桁の変位は、免震支承に生じる変形の影響が支配的である。すなわち、免震支承一橋脚系としての非線形応答は 1 自由度系としての応答に近いといえる。これに対して、免震支承と橋脚の両者に大きな塑性変形が生じている免震支承一橋脚系では、多くのケースにおいて免震支承と橋脚に生じる変形の最大応答値は異なる時刻に発生しており、免震支承一橋脚系としての非線形応答は 2 ヶ所に塑性化が生じるマルチヒンジ系としての複雑な様相を呈している。

5. マルチヒンジ系の等価線形化モデル

免震橋梁の免震設計を簡易に実施する方法として林ら¹⁸⁾は、等価線形化法とエネルギー一定則を組み合わせる方法を、松田ら¹⁹⁾は、免震橋梁の目標固有周期を設定する際に加速度応答スペクトルとともに変位応答スペクトルを併用する方法を提案している。これらの研究は、新設の橋梁に免震支承を用いるときの免震設計を簡易に行うことを目的としているため、免震支承には大きな塑性変形が生じるが、橋脚には大きな塑性変形が生じない免震支承一橋脚系を対象としている。これに対して本研究は、既設橋梁の耐震補強に免震支承を用いる場合に免震支承と橋脚の両者に大きな塑性変形が生じるような免震支承一橋脚系の非線形応答を推定するのが目的である。ここでは、免震支承と橋脚がともに塑性化するようなマルチヒンジ系の非線形応答を推定する方法として、等価線形

化法の適用性を検討する。

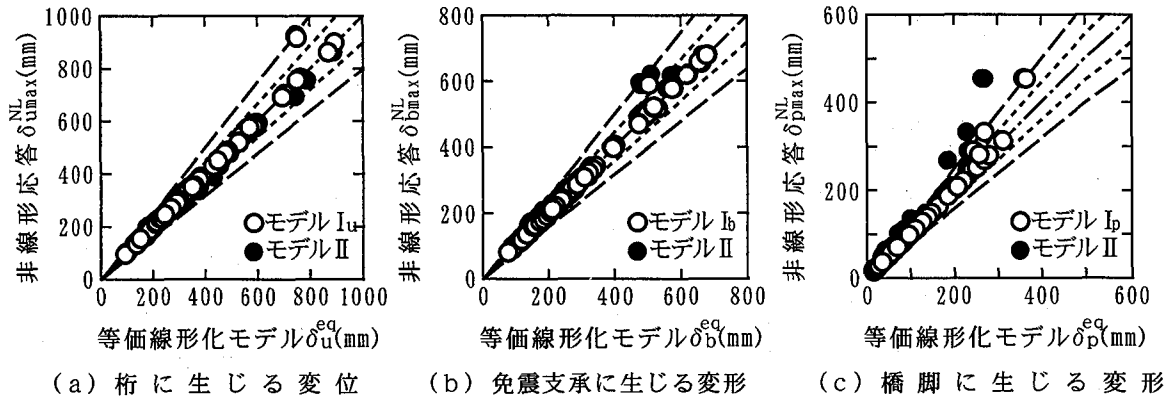
図-6 は、図-1 に示す免震支承一橋脚系の非線形応答を、線形の動的解析によって推定するための等価線形化モデルである。図-1 に示す免震支承（パイリニアモデル）と RC 橋脚（Takeda モデル）の履歴モデルに対する等価剛性 K_b^{eq} 、 K_p^{eq} 、等価減衰定数 h_b^{eq} 、 h_p^{eq} は、非線形動的解析によって得られる免震支承と RC 橋脚に生じる変形の最大応答値 $\delta_{b \max}$ 、 $\delta_{p \max}$ に応じて次式によって与えられる²⁰⁾。

$$\left. \begin{aligned} \mu_b^{eq} &= C_{eq}^b \cdot \frac{\delta_{b \max}}{\delta_{by}} ; K_b^{eq} = \frac{K_1}{\mu_b^{eq}} \cdot \{1 + r(\mu_b^{eq} - 1)\} \\ h_b^{eq} &= \frac{2 \cdot \left\{ \mu_b^{eq} - (1 + r + \mu_b^{eq} \cdot r) \right\}}{\pi \cdot \mu_b^{eq} (1 - r + \mu_b^{eq} \cdot r)} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

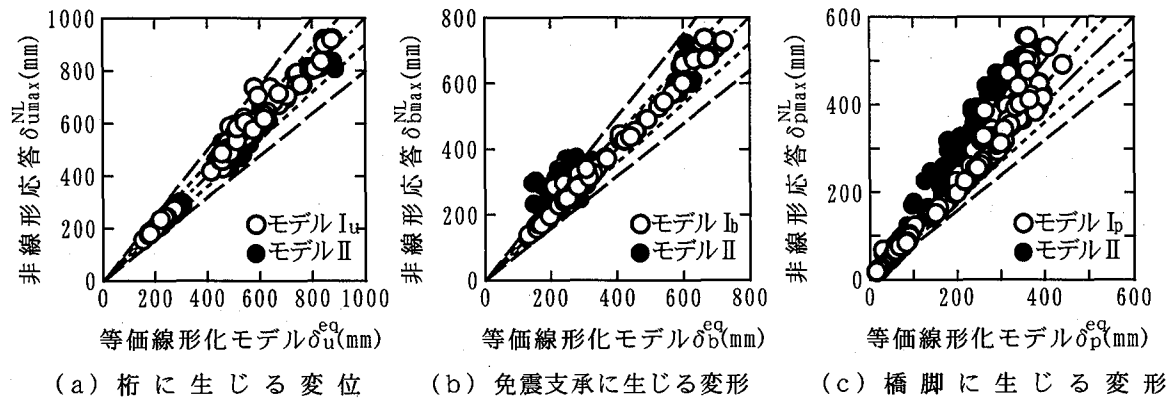
$$\mu_p^{eq} = C_{eq}^p \cdot \frac{\delta_{p \max}}{\delta_{py}} ; K_p^{eq} = \frac{K_{py}}{\mu_p^{eq}} ; h_p^{eq} = \frac{1 - (\mu_p^{eq})^{\alpha-1}}{\pi} \quad (5)$$

ここで、 μ_b^{eq} ：免震支承の等価応答塑性率、 C_{eq}^b ：免震支承の等価係数、 δ_{by} ：免震支承の降伏変位、 K_1 ：免震支承の初期剛性、 r ：免震支承の 2 次剛性比、 μ_p^{eq} ：橋脚の等価応答塑性率、 C_{eq}^p ：橋脚の等価係数、 δ_{py} ：橋脚の降伏変位、 α ：Takeda モデルの除荷剛性の低下係数(0.5)である。

式(4)、式(5)に示す等価線形化モデルを用いて非線形応答を推定する場合、等価係数 C_{eq}^b 、 C_{eq}^p として、どのような値を用いれば、非線形応答を線形応答によって精度良く推定できるかが重要である。川島ら^{21)、22)}は、振動台実験より得られた免震橋の動的応答を推定する場合に $C_{eq}^b = 0.7 \sim 1.0$ という値を用いれば免震模型橋の動的応答を精度よく再現できることを報告している。川島らが対象としたのは、免震支承のみに塑性変形が生じ、橋脚は弾性域にとどまる場合である。本研究では、免震支承と橋脚の両方に塑性変形が生じるような場合の非線形応答を等価線形化モデルによって推定するために、 C_{eq}^b 、 C_{eq}^p を 0.5～1.0 の範囲で 0.05 ずつ変化させた。これにより、免震支承一橋脚系 1 基、1 入力地震動に対して免震支承の等価線形化モデル 11 種類、RC 橋脚の等価線形化モデル 11 種類が作成でき、これらの等価線形化モデルを組み合わせることにより図-6 に示すような 2 自由度系の等価線形化モデルが 1 橋脚、1 入力地震動当たり 121 種類作成される。等価線形化モデルによる応答値の推定は次のような手順で行う。2 自由度系モデルに対して固有値解析を実施し、1 次振動モードに対する固有周期 T_1 、モード減衰定数 h_1 、モード振幅比 ϕ_{u1}/ϕ_{p1} を求め、次に 1 次振動モードに対する 1 自由度系の線形動的解析を行い、応答変位 δ_u^{eq} を求める。これが、上部構造慣性力作用位置における非線形応答変位 $\delta_u^{NL \max}$ の推定値となる。最後に、 δ_u^{eq} 、 ϕ_{u1}/ϕ_{p1} を用いて、橋脚に生じる非線形応答 $\delta_p^{NL \max}$ に対する推定値 $\delta_p^{eq} = \delta_u^{eq} \cdot \phi_{p1}/\phi_{u1}$ 、免震支承に



(1) タイプ I 地震動



(2) タイプ II 地震動

図-7 等価線形化モデルによる非線形応答の再現性

生じる非線形応答 $\delta_b^{NL_{max}}$ に対する推定値 $\delta_b^{eq} = \delta_u^{eq} - \delta_p^{eq}$ を求める。

4で述べたように、免震支承と橋脚の両方に大きな塑性変形が生じるマルチヒンジ系では、免震支承と橋脚に生じる変形が最大応答値に達する時刻が異なるため、桁に生じる変位、免震支承、橋脚に生じる変形を最も精度良く推定できる等価線形化モデルもそれぞれ異なることが予想される。ここでは、各応答値の推定精度を考慮して次の4つの等価線形化モデルを、各橋脚、各入力地震動ごとに121種類の2自由度系モデルよりそれぞれ1つつ抽出した。

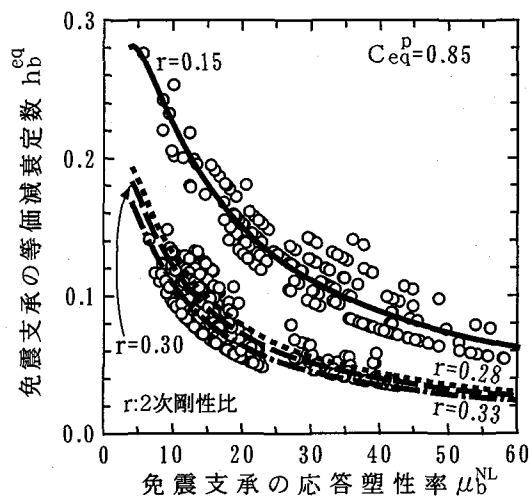
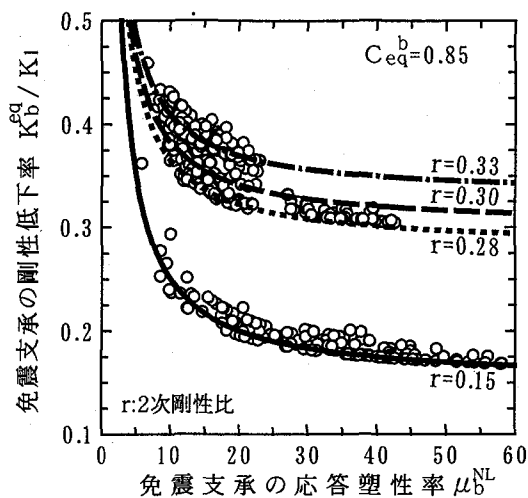
- 1) 等価線形化モデル I_u は、桁に生じる最大応答変位 $\delta_u^{NL_{max}}$ に対する等価線形解 δ_u^{eq} の誤差 $\varepsilon_u = |(\delta_u^{eq} - \delta_u^{NL_{max}}) / \delta_u^{NL_{max}}|$ が最も小さいモデル。
- 2) 等価線形化モデル I_b は、免震支承に生じる最大応答変形 $\delta_b^{NL_{max}}$ に対する等価線形解 δ_b^{eq} の誤差 $\varepsilon_b = |(\delta_b^{eq} - \delta_b^{NL_{max}}) / \delta_b^{NL_{max}}|$ が最も小さいモデル。
- 3) 等価線形化モデル I_p は、橋脚に生じる最大応答変形 $\delta_p^{NL_{max}}$ に対する等価線形解 δ_p^{eq} の誤差 $\varepsilon_p = |(\delta_p^{eq} - \delta_p^{NL_{max}}) / \delta_p^{NL_{max}}|$ が最も小さいモデル。

等価線形化法を用いて桁に生じる変位、免震支承および橋脚に生じる変形を推定する場合に、それぞれ異なる等価線形化モデルを用いるのは、実用上好ましくない。そこで、同一の等価線形化モデルで各応答値をバランス良く推定するために、各推定値の誤差に重みをつけて合計した値が最も小さくなるモデル II を考える。ここでは、桁に生じる変位 $\delta_u^{NL_{max}}$ に免震支承と橋脚の変形 $\delta_b^{NL_{max}}$ 、 $\delta_p^{NL_{max}}$ が占める割合を重み係数とする。

4) 等価線形化モデル II は、式(6)に示すように桁に生じる変位の誤差 ε_u 、免震支承および橋脚に生じる変形が桁に生じる変位に占める割合を重みとして乗じた誤差 ε_b 、 ε_p の合計 ε_s が最も小さいモデル。

$$\varepsilon_s = \varepsilon_u + \frac{\delta_b^{NL_{max}}}{\delta_u^{NL_{max}}} \varepsilon_b + \frac{\delta_p^{NL_{max}}}{\delta_u^{NL_{max}}} \varepsilon_p \quad (6)$$

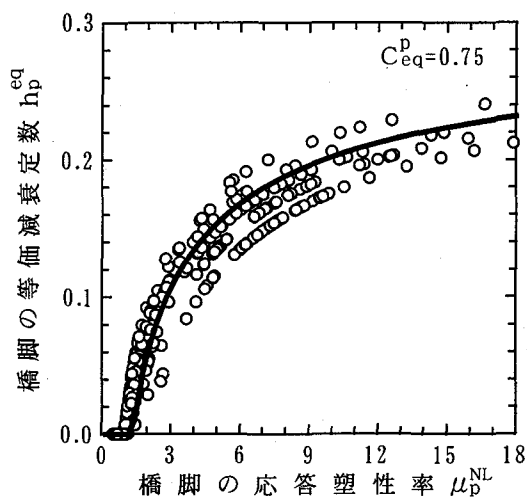
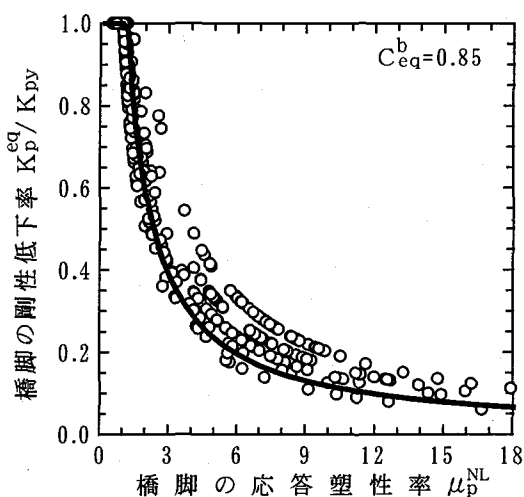
図-7は、等価線形化モデルによる非線形応答の再現性を示したものである。各応答値ごと、地震動のタイプごとに、桁に生じる変位、免震支承と橋脚に生じる変形を推定するのに最も誤差の少ないモデル I_u 、 I_b 、 I_p 、3つの応答値をバランス良く推定することを目指したモデル II の精度を示している。横軸に等価線形化モデルによ



(a) 剛性低下率

(b) 等価減衰定数

(1) 免震支承の等価線形化モデル



(a) 剛性低下率

(b) 等価減衰定数

(2) RC 橋脚の等価線形化モデル

図-8 免震支承-RC 橋脚系の等価線形化モデル

る推定値、縦軸に非線形応答値を示しており、45° ラインの1点鎖線上は等価線形化モデルによる解と非線形応答値が等しく、短破線上は±10%の推定誤差、長破線上は±20%の推定誤差があることを示している。桁に生じる変位、免震支承に生じる変形に着目すると、モデルⅡによる応答値は、各応答値を推定するのに最も誤差の少ないモデルⅠ_u、Ⅰ_bよりも若干推定誤差が大きいが、モデルⅡによる推定値も45° ラインを中心に分布しておりその推定誤差もほぼ±20%以内にあることから、実用上十分な精度で非線形応答値を推定できていることがわかる。しかし、橋脚に生じる変形は、橋脚に生じる変形を最も良く推定することを目指したモデルⅠ_p、桁に生じる変位と免震支承、橋脚に生じる変形の3つを実用上十分な精度で推定することを目指したモデルⅡによる両推定値とも、非線形応答値を小さく評価している。桁に生じる変位に占める免震支承や橋脚の変形の割合を重みと

して推定誤差を評価しているモデルⅡは、免震支承の変形が桁の変位に占める割合が大きいため、相対的に橋脚の推定精度が低下している。これについては後述する。

図-8は、免震支承と橋脚の等価剛性 K_b^{eq} 、 K_p^{eq} を免震支承の1次剛性 K_1 、RC橋脚の降伏剛性 K_{py} で除した剛性低下率 K_b^{eq}/K_1 、 K_p^{eq}/K_{py} と、等価減衰定数 h_b^{eq} 、 h_p^{eq} をモデルⅡについて示したものである。図に示す剛性低下率、等価減衰定数は、離散値であるが、耐震設計に用いるためにはこれらの離散値を連続関数とする必要がある。図中の実線はモデルⅡによる剛性低下率と等価減衰定数を式(4)、式(5)に示した等価線形化モデルによって近似する場合、最も近似度が高い等価係数 C_{eq}^b 、 C_{eq}^p に対する等価線形化モデルを示したものである。近似度が高いとは、次式に示すようにモデルⅡと等価係数 C_{eq}^b 、 C_{eq}^p を変化させた式(4)、式(5)による等価線形化モデルの誤差の2乗和平均値が最も小さいことをいう。

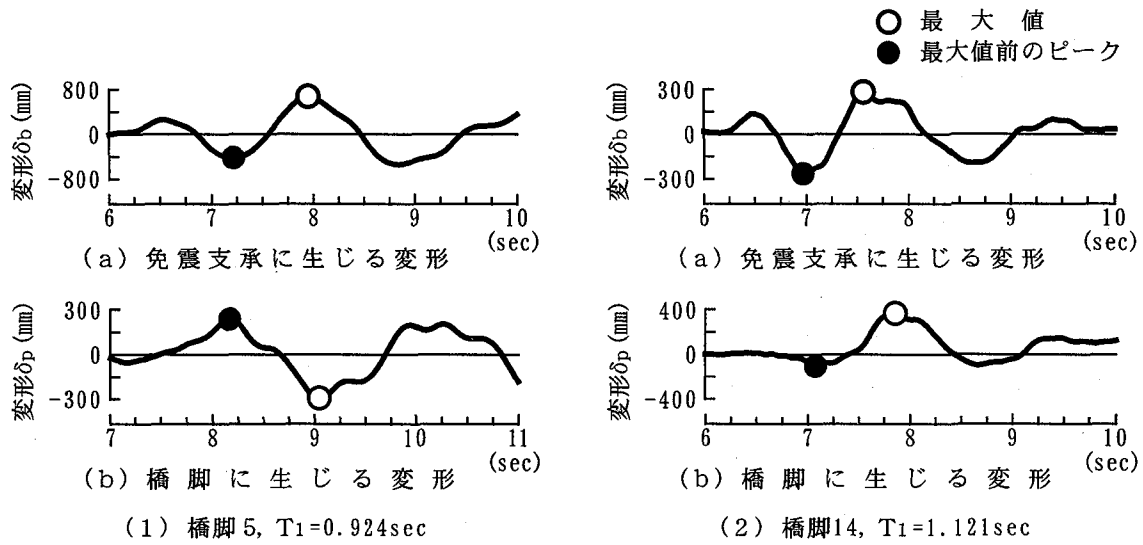


図-9 免震支承-橋脚系における非線形応答の非正常性 (標準加速度波形Ⅱ-Ⅲ-1)

$$\varepsilon_{li} = \left[\frac{K_b^{eq}}{K_1} \right]_i^{(4)} - \left[\frac{K_b^{eq}}{K_1} \right]_i^{II}; \quad \varepsilon_{2i} = \left[h_b^{eq} \right]_i^{(4)} - \left[h_b^{eq} \right]_i^{II} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{3i} = \left[\frac{K_p^{eq}}{K_{py}} \right]_i^{(5)} - \left[\frac{K_p^{eq}}{K_{py}} \right]_i^{II}; \quad \varepsilon_{4i} = \left[h_p^{eq} \right]_i^{(5)} - \left[h_p^{eq} \right]_i^{II} \quad (8)$$

$$\varepsilon_1 = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \varepsilon_{li}^2}; \quad \varepsilon_2 = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \varepsilon_{2i}^2} \quad (9)$$

$$\varepsilon_3 = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \varepsilon_{3i}^2}; \quad \varepsilon_4 = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \varepsilon_{4i}^2} \quad (10)$$

ここで、 ε_{li} , ε_{2i} , ε_{3i} , ε_{4i} は、ケース*i*番目のモデルⅡと式(4)、式(5)による等価線形化モデルの差、 ε_1 , ε_2 , ε_3 , ε_4 は2乗和平均誤差、*N* は総ケース数で522ケース (29橋脚×18入力地震動) である。式(4)、式(5)の等価係数 C_{eq}^b , C_{eq}^p の値を1.0~0.5の間で0.05づつ変化させて得られる11種類の2乗和平均誤差の中から、 ε_1 , ε_2 , ε_3 , ε_4 がそれぞれ最も小さいものを図-8に示してある。モデルⅡは、式(4)に示す免震支承の等価剛性と等価減衰定数の等価係数 C_{eq}^b を0.85とし、式(5)に示すRC橋脚の等価剛性の等価係数 C_{eq}^p を0.85、等価減衰定数の等価係数 C_{eq}^p を0.75とすれば、連続関数によって表すことができる。

図-7に示すように図-8の等価線形化モデルは、橋脚に生じる変形を過小評価している。これは、式(4)、式(5)に示す等価減衰定数が定常共振状態を仮定して求められたものであり、非定常な応答である非線形応答の等価減衰定数を過大評価しているからと考えられる。図-9は、橋脚5および橋脚14の免震支承と橋脚に生じる変形の時刻歴応答の最大値発生付近の2~3秒を示したものである。最大応答値を○で、最大応答値発生前の振幅のピーク値を●で示している。当然入力地震動の非正常性だけ

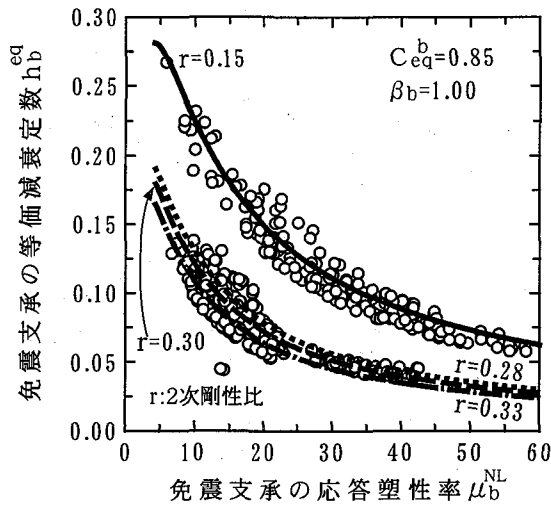
でなく剛性が時々刻々と変化する非線形応答では、最大応答値前後の振幅のピーク値は最大応答値より小さくなっておりその振幅形状も異なる。特に、橋脚14の橋脚に生じる変形にその傾向が顕著であり非正常性が強く現れている。図-9のように応答が非定常で最大応答値前後のピーク値が極端に小さい場合には、最大応答値を用いて等価減衰定数を式(4)、式(5)によって求めると過度なエネルギー吸収を見こむことになる。そこで、等価減衰定数の算出に非線形応答の非正常性を考慮するために式(4)、式(5)に示す等価減衰定数 h_b^{eq} , h_p^{eq} に次式のような補正を行う。

$$h_b^{eq'} = \beta_b \cdot h_b^{eq}; \quad h_p^{eq'} = \beta_p \cdot h_p^{eq} \quad (11)$$

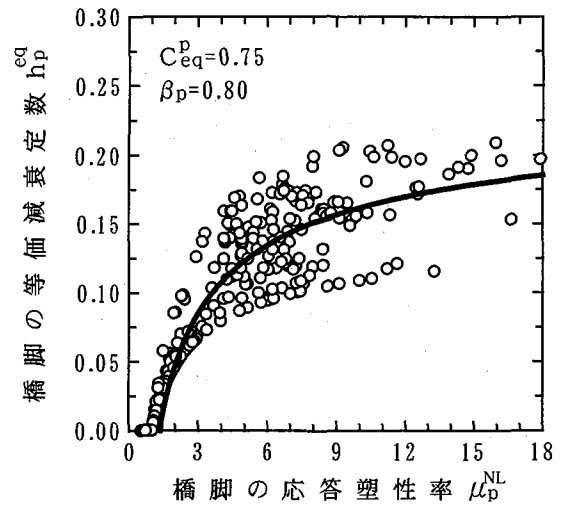
ここで、 $h_b^{eq'}$, $h_p^{eq'}$ は非線形応答の非正常性を補正した等価減衰定数、 β_b , β_p は非正常性の補正係数である。補正係数 β_b , β_p は、免震支承と橋脚に生じる変形の最大応答値 (図-9の○) $\delta_{b \max}^{NL}$, $\delta_{p \max}^{NL}$ と、その直前の応答振幅のピーク値 (図-9の●) $\delta_{b \max-1}^{NL}$, $\delta_{p \max-1}^{NL}$ を用いて、式(4)、式(5)により求められる等価減衰定数 h_b^{eq} , h_p^{eq} の平均値 h_b^{eqm} , h_p^{eqm} と式(11)による $h_b^{eq'}$, $h_p^{eq'}$ が等しくなるように定める。ここで最大応答値が発生する直前の応答振幅に着目したのは、非線形応答の最大応答値はその前の履歴の影響を受けるからである。なお、式(4)、式(5)の等価減衰定数を求める際の等価係数 C_{eq}^b , C_{eq}^p は、上述の解析結果に基づき、免震支承では $C_{eq}^b = 0.85$ 、RC橋脚では $C_{eq}^p = 0.75$ である。

$$h_{bi}^{eqm} = \frac{h_b^{eq}(0.85\delta_{b \max-1}^{NL})_i + h_b^{eq}(0.85\delta_{b \max}^{NL})_i}{2} \quad (12)$$

$$h_{pi}^{eqm} = \frac{h_p^{eq}(0.75\delta_{p \max-1}^{NL})_i + h_p^{eq}(0.75\delta_{p \max}^{NL})_i}{2} \quad (13)$$



(1) 免震支承の等価減衰定数



(2) 橋脚の等価減衰定数

図-10 非線形応答の非定常性を考慮した等価減衰定数

式(11)～式(13)より求められる等価減衰定数の近似度は、次式で示される2乗平均誤差によって評価する。

$$\varepsilon_b^h = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (h_{bi}^{eqm} - h_{bi}^{eq})^2}; \quad \varepsilon_p^h = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (h_{pi}^{eqm} - h_{pi}^{eq})^2} \quad (14)$$

式(14)より、免震支承の等価減衰定数は補正係数 $\beta_b = 1.0$ 、橋脚の等価減衰定数は補正係数 $\beta_p = 0.8$ となる。図-10は、式(12)、式(13)による非定常性を考慮した等価減衰定数(○)と式(11) ($\beta_b = 1.0$, $\beta_p = 0.8$) による等価減衰定数を比較したものである。式(11)による補正係数 β_b , β_p を用いた等価減衰定数は、非定常性を考慮した等価減衰定数(式(12)、式(13))の平均的な値を示していることがわかる。

6. マルチヒンジ系への等価線形化法の適用性

前節で検討した等価線形化モデルを用いて、マルチヒンジ系となる免震支承-橋脚系への等価線形化法の適用性を検討する。等価線形化法は、免震支承と橋脚に生じる変形 q_0 を仮定しこれに対する等価剛性 K^{eq} 、等価減衰定数 h^{eq} を求め線形動的解析を行う。動的解析より求められる免震支承と橋脚の変形 δ より、再び等価剛性 K^{eq} 、等価減衰定数 h^{eq} を定め直して動的解析を行う。この過程を仮定した変形 q_0 と動的解析より求められる変形 δ が実用上等しいとみなせるまで、繰返し計算するのが等価線形化法である。図-6に示す2自由度系では、免震支承と橋脚の変形 δ_b , δ_p の和として表される桁に生じる変位 $\delta_u (= \delta_b + \delta_p)$ が仮定した値 $\delta_{u0} (= \delta_{b0} + \delta_{p0})$ と等しくなるまで繰返し計算を実行することにする。また、動的解析は2自由度系の1次振動モードのみを用いて行う。このように初期値を仮定し、繰返し計算を行う等価線形化法では、初期値の与え方によって等価線形化法に

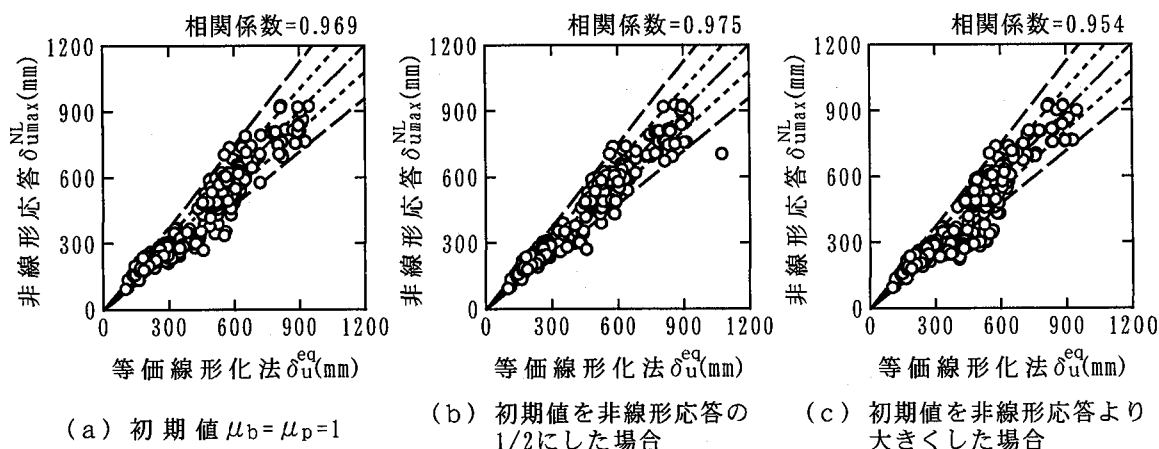
よる推定値が異なることがある。

図-11は、初期値が等価線形化法に与える影響を検討したものである。免震支承や橋脚に生じる変形の初期値 δ_{b0} , δ_{p0} を降伏変位 δ_{by} , δ_{py} に等しくした場合、非線形形応答値の $1/2 \delta_{b \max}^{NL}$, $1/2 \delta_{p \max}^{NL}$ とした場合、非線形形応答値 $\delta_{b \max}^{NL}$, $\delta_{p \max}^{NL}$ より大きくした場合の3種類の初期値を対象とした。横軸に等価線形化法による推定値、縦軸に非線形形応答値を示している。45°ラインの1点鎖線は等価線形化法の解が非線形形応答値に等しいことを、短破線は±10%の推定誤差、長破線は±20%の推定誤差を示している。桁に生じる変位と免震支承に生じる変形の等価線形化法による推定値は、初期値がどの場合にもほぼ誤差が±20%の範囲に入っている。橋脚に生じる変形は、図-7の(c)に示したように等価線形化法による推定値のほとんどが非線形形応答を過小評価するというのではないが、非線形形応答値を小さく推定する傾向にある。耐震設計としては、簡易法である等価線形化法の方が非線形形応答値を安全側に評価する方が良いので、橋脚に生じる変形を推定するときには、等価線形化法に用いる初期値として、免震支承や橋脚に大きな変形を与えるのが良いといえる。例えば、免震支承には終局ひずみ程度の変形、橋脚には終局変位に相当する変形を初期値として与えることが考えられる。

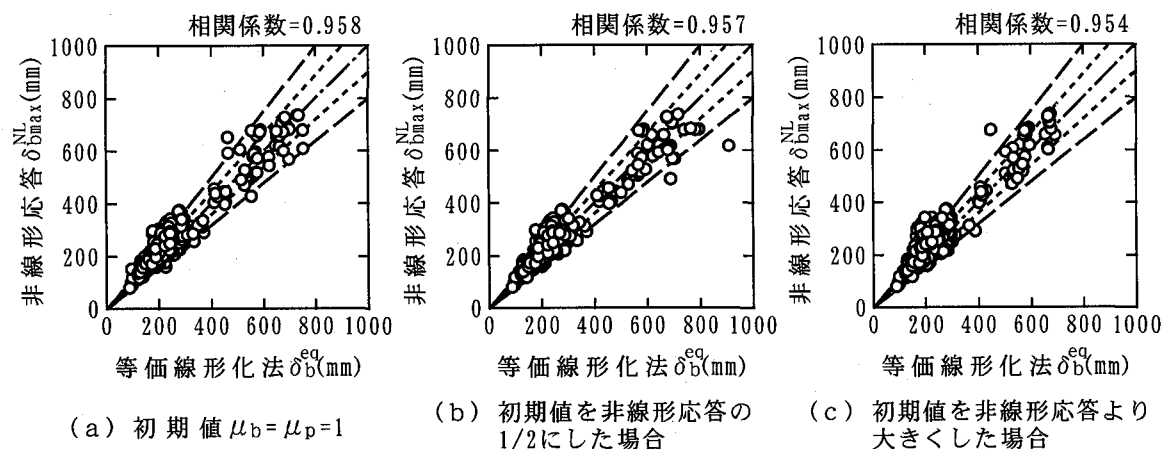
このように、初期値によって推定値に若干の差が生じるものの本研究で検討した等価線形化モデルを用いた等価線形化法は、免震支承と橋脚の両方に塑性化が生じるようなマルチヒンジ系の非線形形応答を実用上十分な精度で推定できることがわかる。

7. 結論

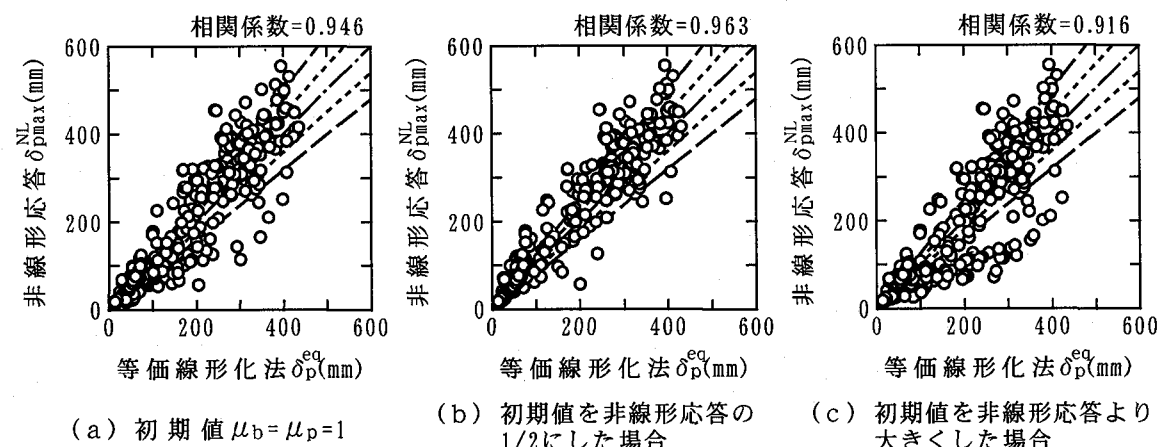
既設の金属支承を免震支承に取り替えることにより、



(1) 桁 に 生 じ る 変 位



(2) 免 震 支 承 に 生 じ る 変 形



(3) 橋 脚 に 生 じ る 変 形

図-11 初期値が等価線形化法に与える影響 (タイプI, タイプII地震動, $\beta_p=0.8$)

耐震性を向上させる耐震補強では、様々な制約条件のために十分な免震効果を発揮できる免震支承の設置が難しく、主たる塑性ヒンジが免震支承だけでなく免震支承と橋脚の2箇所に生じることがある。ここではRC橋脚の耐震補強がされた後に、既設の金属支承を免震支承に取

り替えた免震支承一橋脚系を対象に、その非線形応答特性の解明とマルチヒンジ系への等価線形化法の適用性を解析的に検討した。以下に本研究で得られた結論を示す。

1) 免震支承のみに塑性変形が生じる免震支承一橋脚系では、桁に生じる変位および免震支承、橋脚に生じる変

形の最大応答値が同時刻に発生している。これに対して、免震支承と橋脚に大きな塑性変形が生じるマルチヒンジ系では、免震支承と橋脚に生じる変形の最大応答値の発生時刻は異なることが多く、免震支承－橋脚系としての非線形応答は2ヶ所に塑性化が生じるマルチヒンジ系としての複雑な様相を呈している。

- 2)対象とした免震支承－橋脚系の等価線形化モデルを式(4)、式(5)によって表すとき等価係数 C_{eq} は、免震支承の等価剛性と等価減衰定数は $C_{eq}^b = 0.85$ 、橋脚の等価剛性は $C_{eq}^p = 0.85$ 、橋脚の等価減衰定数は $C_{eq}^d = 0.75$ が最適である。さらに、等価減衰定数は、非線形応答の非定常性を考慮して、式(11)に示す補正係数 β を乗じる必要がある。対象とした免震支承－橋脚系では、免震支承の等価減衰定数の補正係数 $\beta_b = 1.0$ 、橋脚の等価減衰定数の補正係数 $\beta_p = 0.8$ となる。
- 3)等価線形化法に用いる初期値の影響を検討したところ、初期値が異なることの影響は少なく、どの場合にも誤差が約20%の範囲に入っていることがわかった。耐震設計法では、簡易法である等価線形化法の推定値が非線形応答を大きく算出する方が安全側の設計となるため、初期値は大きな値を与えるのが良い。

参考文献

- 1)兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995。
- 2)阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 橋梁，1996。
- 3)社団法人日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，1995。
- 4)社団法人日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997。
- 5)Kazuhiko Kawashima and Gaku Shoji：Interaction of Hysteretic Behavior between Isolator/Damper and Pier in an Isolated Bridge *Journal of Structural Engineering* Vol.44A, pp.733-741, 1998。
- 6)成行義文，近藤健一，平尾潔：免震装置の特性が強震下における橋脚の損傷に及ぼす影響，第10回日本地震工学シンポジウム，pp.2699-2704，1998。
- 7)柴田明德：等価線形系による非線形地震応答の解析に関する一考察，東北大学建築学報，第16号，1975。
- 8)阿部雅人，藤野陽三，宇佐美哲：等価線形化による地震動の周期特性の影響を取り入れた弾塑性応答の推定，土木学会第53回年次学術講演会，pp.722-723，1998。
- 9)松田泰治，入江達雄，大塚久哲，山本智弘：エネルギー入力を考慮した構造物の応答推定に関する一考察，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，土木学会，pp.339-344，1997。
- 10)潤田久也，西岡敬治，金治英貞，宇野裕恵：緩衝性のある落橋防止装置，土木学会第51回年次学術講演会第I部門講演概要集，pp.616-617，1996。
- 11)矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A, pp.781-791，1997。
- 12)梶田幸秀，渡邊英一，杉浦邦征，丸山忠明，永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震応答性状と落橋防止装置の有効性の検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A, pp.903-914，1999。
- 13)板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，No.619, pp.131-144，1999。
- 14)矢部正明，川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，土木学会論文集，No.626, pp.51-68，1999。
- 15)足立幸郎，運上茂樹，近藤益央，加賀山泰一：振動台実験による免震支承を有するRC橋脚の非線形地震応答特性に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A, pp.879-890，1999。
- 16)社団法人日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1995。
- 17)社団法人日本建築学会：建築物の耐震設計資料，1981。
- 18)林亜紀夫，成田信之，前田研一：免震橋梁の設計手法における計算精度の向上に関する考察，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A, pp.811-820，1997。
- 19)松田泰治，大塚久哲，楊光遠，山口斉：免震橋梁の固有周期決定および免震査の簡易設計法に関する考察，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A, pp.711-718，1998。
- 20)梅村魁編著：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編)，技報堂，pp.288-293，1982。
- 21)川島一彦，長谷川金二，長島博之，池内武文：等価線形化法による免震橋の地震応答解析，土木技術資料，Vol.33-10, pp.43-50，1991。
- 22)川島一彦，長谷川金二，長島博之：免震支承をバイリニア型非線形モデルで表した場合の免震橋の地震応答特性，土木技術資料，Vol.34-5, pp.46-53，1992。
- 23)Hwang, J.S. and Sheng, L.H.：Effective Stiffness and Equivalent Damping of Isolated Bridges, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.119, No.10, pp.3094-3101, 1993。
- 24)渡辺啓行：履歴型の減衰定数についての考察，電力土木，No.233, pp.3-11，1991。
- 25) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.：Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996。(川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂，1998。)

(1999年9月17日受付)