

地震動のばらつきが 免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響

足立幸郎¹・運上茂樹²

¹正会員 工修 阪神高速道路公団工務部設計課（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

²正会員 工博 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室（〒305-0804 茨城県つくば市旭1）

地震動のばらつきとして、地震動の非線形応答特性のばらつきに着目した免震橋梁の地震応答特性に関する検討を行った。ここでは、設計加速度応答スペクトルに適合した人工地震動を50波作成し、これら波を用いるとともに、部材耐力・剛性のばらつきも考慮した鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた免震橋梁の地震応答解析を実施した。動的応答解析の結果、地震動の非線形応答特性のばらつきは、免震支承の応答特性に及ぼす影響に比較して橋脚の応答特性に及ぼす影響が大きいことが判明した。また、支承種別として鉛プラグ入り積層ゴム支承および高減衰積層ゴム支承、さらに天然ゴム系積層ゴム支承による地震時挙動の違いに着目した場合、鉛プラグ入り積層ゴム支承および高減衰積層ゴム支承を用いた場合はほぼ同様の傾向を示すのに対し、天然ゴム系積層ゴム支承を用いた場合は橋脚よりも支承の応答に及ぼす影響が大きいことが判明した。

Key Words : *Generated ground motion, Uncertainty, Non-linear response characteristics, Seismic behavior, Seismic isolator, Seismic isolated bridge*

1. はじめに

大規模地震時における免震橋梁は、免震支承のみならず橋脚においても塑性化が進行する。このような場合の免震橋梁の地震時挙動は、免震支承および橋脚で非線形挙動が生じるため橋梁全体系として非常に複雑な挙動を示す。したがって、設計実務においては道路橋示方書に示されるように、動的解析を用いた設計がなされる¹⁾。このような場合に問題となるのが動的解析に用いる地震波である。

理想的には、橋梁の建設地点における地震波の特性を考慮することが望ましい。しかしながら、建設地点における地震波を評価する技術が一般に浸透していない現状では、一般に考慮すべき大規模地震動の特性値として加速度応答スペクトルが設計基準で示されている。このことを踏まえ、本稿では地震動の設定においてはこの加速度応答スペクトルが与えられるという条件の下で、地震動のばらつきを検討するものとした。

実務設計では、このように設計で考慮すべき加速度応答スペクトルの下で、そのスペクトルに適合するよう調整した波が動的解析に用いられている。例えば、内陸直下型地震を考慮した動的解析を実施する場合には、兵庫県南部地震において観測された地震波を用いて、設計スペクトルに適合するよう振幅調整された波が用いられる。このようにして設定さ

れた地震動の問題点としては、設定された地震動がはたして建設地点での地震動の非線形応答特性と同一の特性を有しているかという点にある。同じ加速度応答特性を有する地震波であっても、非線形応答特性は千差万別である。

このような、地震動の非線形応答特性の違いは、前述した地震動設定法の下では橋梁の地震応答のばらつき量として評価することが可能であると考えられる。したがって、地震動の非線形応答特性を応答のばらつき量とあらかじめ設計のなかで考慮しておくことにより、より地震動の非線形応答特性の影響を考慮した設計を行うことが可能になると思われる。

地震動強度のばらつきを対象とした研究は多く行われているが、地震動の非線形特性のばらつきを対象とした研究は少ない。足立ら²⁾は、単柱橋脚を対象として非線形応答スペクトルのばらつきに着目し、じん性設計を行った橋脚の耐震性評価を行っている。長谷川ら³⁾は、地震波の初期位相の不確実性を考慮した橋梁の耐震信頼性解析を実施している。しかしながら、免震橋梁を対象として、地震動の非線形応答特性のばらつきに着目した解析は筆者の知る限り行われていない。

ここでは、免震橋梁を対象として、地震動の非線形応答特性のばらつきに着目した解析を行った。まず、既往の地震動波形を用いて道路橋示方書に示される加速度応答スペクトルに適合する波形を50波

作成した。これらの地震動波形を用いて、一般的な免震橋梁を対象としたモンテカルロシミュレーションを実施し、免震支承および橋脚の地震応答特性のばらつきについて検討を行った。なお、地震応答解析においては、免震支承および橋脚の耐力・剛性のばらつき、さらに免震支承のハードニング特性の有無による違いも把握できるよう解析を行った。さらに、免震支承の履歴減衰特性の差として鉛プラグ入り積層ゴム支承、高減衰積層ゴム支承、さらに減衰性が小さい特別なケースとして天然ゴム系積層ゴム支承にも着目して、地震動の非線形応答特性が免震橋梁の応答特性に及ぼす影響について検討を行った。本稿では、これらの検討結果を示すものである。

2. 人工地震波の作成

本研究では、地震動のばらつきとして、設計基準で示される加速度応答スペクトルに適合するという条件下で、非線形応答特性のばらつきに着目した。これは、実務設計では大規模地震動については、加速度応答スペクトルのみが示される場合が多いことを考慮したものである。具体的には、既往の地震動波形を、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に適合させることにより、線形加

速度応答特性は同一であるが、非線形応答特性の異なる地震波を作成し、これらの波形を用いることによる免震橋梁の地震応答特性の影響を把握するものである。

既往の地震動記録については、参考文献4)に示される実務設計で用いられている兵庫県南部地震JR鷹取駅地震波N-S成分、E-W成分、および大阪ガス葦合供給所N-S成分を道示スペクトルに振幅調整された3波と、参考文献5)に示される1980年までに土木構造物で観測された地震波のうち、M6.6以上の地震で観測された47波を新たに道示振幅調整して用いた。使用した地震波のリストを表-1に示す。後者の47波に対して適合させる加速度応答スペクトルは、道路橋示方書V耐震設計編レベル2タイプII種地盤におけるスペクトルとした。なお、適合させるスペクトルは内陸直下型地震を想定したスペクトルであるが、参考文献5)から用いた地震波は必ずしも内陸型地震のみを対象とはしていない。結果としてここでは、内陸型地震の非線形応答特性に着目するのではなく、海洋型地震動の地震動特性をも考慮した波を作成していることとなった。

スペクトル適合波の作成にあたっては、平成2年道路橋示方書に示されるスペクトル適合方法を用いた。ただし、平成2年道路橋示方書の方法では、地震動の時刻歴波形に包絡線を用いた修正法が示されていないが、本研究では大崎の方法⁶⁾により時刻歴波形に包絡線を用いた修正を施した。図-1にスペクトル適合波生成フローチャートを示す。大崎の包絡線関数では、主要動の開始時刻と終了時刻がマグニチュードの関数となっているが、ここでは兵庫県南部地震での値 $M=7.2$ を用いた。

図-2にスペクトル適合された地震波の一例として、日向灘沖地震妙見橋での記録を示す。比較として日本道路協会より示されている兵庫県南部地

表-1 人工地震動作成に使用した地震波形リスト

No.	観測方位	地震名	観測地名	地震発生年月日時分	M	地盤種別
1	LG	日向灘	妙見橋	1968.04.01.09.42	7.5	3
2	LG	日向灘	板島橋	1968.04.01.09.42	7.5	2
3	N-S	日向灘	有明海堤防	1968.04.01.09.42	7.5	3
4	LG	東北東方沖	幌濱橋	1968.05.16.09.49	7.9	1
5	LG	青森県東方沖	幌濱橋	1968.05.16.19.39	7.5	1
6	LG	岩手県沖	關北橋	1968.06.12.22.42	7.2	1
7	LG	愛媛県西部沿岸	板島橋	1968.08.06.01.17	6.6	2
8	HA	宮崎県沖	石瀬戸橋	1970.07.26.07.41	6.7	2
9	LG	八丈島東方沖	平井大橋	1972.12.04.19.16	7.2	2
10	N-S	八丈島東方沖	東京湾(宮津岬)	1972.12.04.19.16	7.2	2
11	N-S	八丈島東方沖	東京湾(観音崎)	1972.12.04.19.16	7.2	1
12	N-S	伊豆半島南部沿岸近海	東京湾(宮津岬)	1974.05.09.08.33	6.9	2
13	N-S	伊豆半島南部沿岸近海	東京湾(観音崎)	1974.05.09.08.33	6.9	1
14	N-S	大島近海	東京湾(観音崎)	1978.01.04.12.24	7.0	1
15	LG	宮城県沖	關北橋	1978.02.20.13.37	6.7	1
16	LG	宮城県沖	平大橋	1978.02.20.13.37	6.7	2
17	LG	宮城県沖	新利根川橋	1978.06.12.17.14	7.4	2
18	LG	宮城県沖	雄平橋	1978.06.12.17.14	7.4	2
19	LG	宮城県沖	關北橋	1978.06.12.17.14	7.4	1
20	LG	宮城県沖	平大橋	1978.06.12.17.14	7.4	2
21	HA	伊豆半島付近	東名-富士川	1980.06.29.16.20	6.7	2
22	N-S	越前岬沖	名古屋港	1963.03.27.06.34	6.9	2
23	N-S	日向灘	高知港	1968.04.01.09.42	7.5	3
24	N-S	青森県東方沖	室蘭港	1968.05.16.19.39	7.5	2
25	N-S	青森県東方沖	青森港	1968.05.16.19.39	7.5	3
26	N-S	岩手県沖	青森港	1968.06.12.22.42	7.2	3
27	N-S	愛媛県西部沿岸	細島港	1968.08.06.01.17	6.6	2
28	N-S	愛媛県西部沿岸	高知港	1968.08.06.01.17	6.6	3
29	N-S	日向灘	細島港	1969.04.21.16.19	6.5	2
30	N-S	岐阜県中部	衣浦港	1969.09.09.14.15	6.6	3
31	N-S	北海道南部地方	釧路港	1970.01.21.02.33	6.7	2
32	N-S	北海道南部地方	室蘭港	1970.01.21.02.33	6.7	2
33	N-S	北海道南部地方	八戸港	1970.01.21.02.33	6.7	2
34	N-S	宮城県沖	細島港	1970.07.26.07.41	6.7	2
35	N-S	樺葉岬沖	釧路港	1971.08.02.16.25	7.0	2
36	N-S	樺葉岬沖	室蘭港	1971.08.02.16.25	7.0	2
37	N-S	八丈島東方沖	東京湾(品川)	1972.12.04.19.16	7.2	2
38	N-S	八丈島東方沖	久里浜港	1972.12.04.19.16	7.2	3
39	N-S	根室半島沖	釧路港	1973.06.17.12.55	7.4	2
40	N-S	根室半島沖	室蘭港	1973.06.17.12.55	7.4	2
41	N-S	根室半島沖	釧路港	1973.06.24.11.43	7.1	2
42	N-S	伊豆半島南部沿岸近海	横浜港(1)	1974.05.09.08.33	6.9	3
43	N-S	伊豆半島南部沿岸近海	田子ノ浦港	1974.05.09.08.33	6.9	3
44	N-S	大島近海	沼津変電所	1978.01.04.12.24	7.0	1
45	N-S	大島近海	熱海変電所	1978.01.04.12.24	7.0	1
46	N-S	大島近海	新岩田変電所	1978.01.04.12.24	7.0	3
47	N-S	大島近海	白根変電所	1978.01.04.12.24	7.0	1
48	INS	兵庫県南部地震	JR鷹取駅	1995.01.17.05.46	7.2	2
49	EW	兵庫県南部地震	JR鷹取駅	1995.01.17.05.46	7.2	2
50	INS	兵庫県南部地震	大阪ガス葦合	1995.01.17.05.46	7.2	2

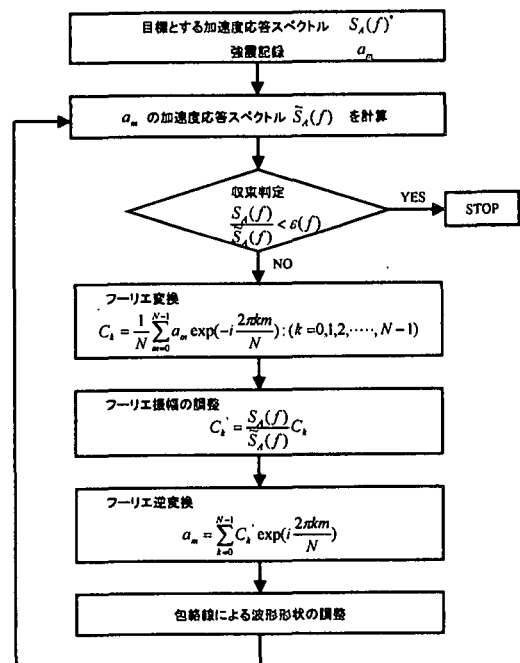
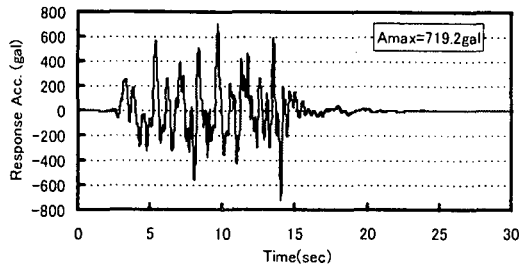
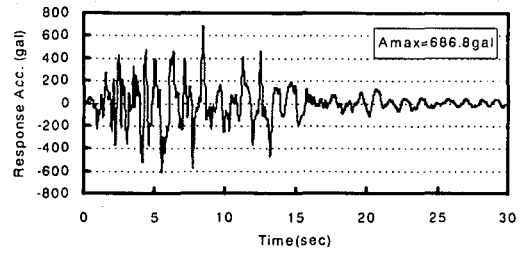


図-1 加速度応答スペクトル適合波作成フローチャート



(a)日向灘沖地震妙見橋記録適合波



(b)兵庫県南部地震JR鷹取駅NS記録適合波

図-2 解析に使用した加速度応答スペクトル適合波一例

震JR鷹取駅N-S記録を用いた調整波の時刻歴波形をも示す。

3. 地震応答解析条件

ここでは、免震橋梁として、免震支承と鉄筋コンクリート橋脚からなる橋梁を検討対象とし、免震橋梁を2自由度系モデルでモデル化した。図-3に解析モデルを示す。具体的には、上部構造、鉄筋コンクリート橋脚を質点とし、免震支承にはバイリニアモデルもしくはハードニングモデル、橋脚には剛性劣化型武田モデルを用いてモデル化した。免震支承のモデル化については後述する。免震支承として、鉛プラグ入り積層ゴム支承（以降「LRB」と略記）、高減衰積層ゴム支承（以下「HDR」と略記）、および天然ゴム系積層ゴム支承（以降「RB」と略記）を対象とした。LRBおよびHDRには支承部に1%、RBは支承部に標準値を4%でばらつきを考慮した粘性減衰定数を設定した。橋脚には2%の粘性減衰定数を設定した。上部構造重量と橋脚はり部重量との比は5:1とした。橋脚降伏耐力と上部構造重量および橋脚重量とを考慮した等価重量との比は0.6とした。

ここで解析対象とする免震橋梁は、橋脚の固有周

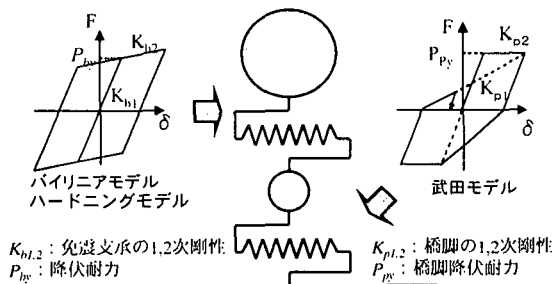


図-3 解析モデル

期は $T_p=0.6\text{sec}$ 、免震支承の固有周期は $T_{beq}=1.24\text{sec}$ とした。なお、ここでは、支承部を固定とした場合に算出される固有周期を橋脚の固有周期 (T_p)、上部構造重量と免震支承の最大変位時荷重変形特性から得られる等価剛性から算出される免震支承の固有周期 (T_{beq}) と定義している。ちなみに、道路橋示方書では非免震時の橋梁の固有周期と免震時の橋梁の固有周期との比が2倍以上となるよう設計することとされている。

LRB、HDR、およびRBの復元力特性については、ハードニングを考慮したモデル化を行った。ハードニングを考慮しない場合は、LRBおよびHDRにはバイリニアモデルを用い、RBには線形バネモデルを用いた。なお、LRBの降伏耐力と橋脚の降伏耐力の比は0.3とした。HDRは、免震設計法マニュアル⁷⁾にしたがい復元力特性を定めた。ハードニングモデルは以下のように仮定した。LRBおよびHDRについては、ハードニング開始ひずみは200%とし、LRBは直線の第3次勾配、HDRは曲線の第3次勾配を設けた。RBについては、2段階のハードニング勾配を設定し、ハードニング開始ひずみは175%および250%とした。ハードニング勾配等の設定法については、参考文献8)を参照されたい。以上の仮定により得られた、LRB、HDR、およびRBの復元力特性の一例を図-5に示す。LRBおよびHDRはハードニング時の勾配に違いはあるものの、ほぼ同じような復元力特性を仮定したことになる。RBについては、ハードニング後に履歴減衰が生じる復元力特性を仮定したことになる。

以後動的解析の整理の際には、設計上の値は、公称強度等を用いた設計用値を用い、かつJR鷹取駅N-S成分を設計スペクトルに適合させた波II-II-1波（以下「JR鷹取調整波」と略す。）を用いた結果を計算結果を設計値として考えるとともに、耐力剛性のばらつきを考慮するが地震波についてはJR鷹取駅

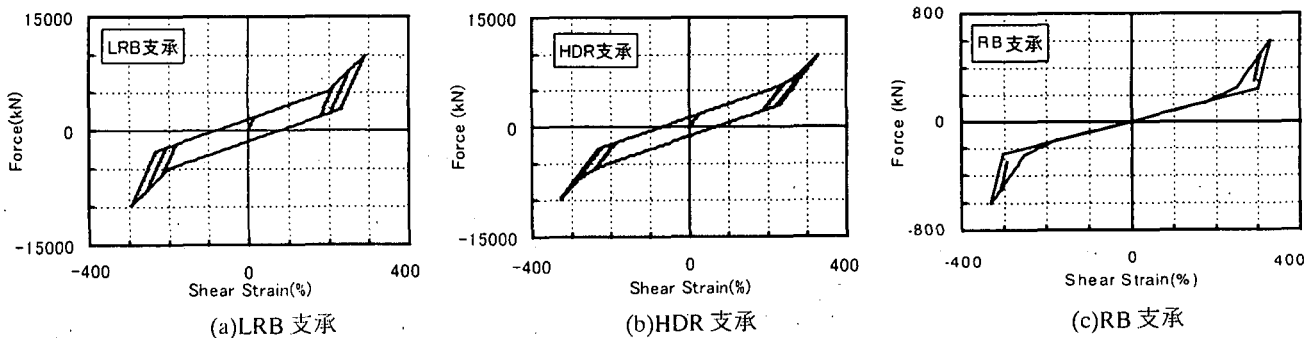


図-4 免震支承のハードニングを考慮した復元力特性のモデル化

表-2 動的解析で考慮したばらつき要因とばらつきの設定

変動要因	変動方法	平均値	変動係数	備考
上部構造重量 W_s	$W_s^r = (1 + R \cdot COV(W_s)) \cdot AVE(W_s) \cdot W_s^0$	1.05	0.05	
橋脚重量 W_p	$W_p^r = (1 + R \cdot COV(W_p)) \cdot AVE(W_p) \cdot W_p^0$	1.05	0.05	
免震支承剛性 $K_{M1,2,M}$ (1次、2次、ハードニング)	$K_{M1,2,M}^r = (1 + R \cdot COV(K_{M1,2})) \cdot AVE(K_{M1,2}) \cdot K_{M1,2}^0$	1.00	0.07	LRB
		1.03	0.05	HDR
		0.99	0.09	RB
免震支承降伏強度 P_m	$P_m^r = (1 + R \cdot COV(P_m)) \cdot AVE(P_m) \cdot K_m^0$	1.13	0.18	LRB
		1.05	0.08	HDR
粘性減衰定数 h	$h = (1 + R \cdot COV(h)) \cdot AVE(h) \cdot h^0$	1.08	0.22	RB
橋脚降伏剛性 K_{pr}	$K_{pr}^r = F_{pr}^r / \delta_{pr}^r$	-	-	降伏変位および降伏耐力と連動
橋脚降伏耐力 P_{pr}	$P_{pr}^r = (a \cdot (\delta_{pr}^r / \delta_{pr}^0) + b) \cdot P_{pr}^0$	-	-	降伏変位と連動
橋脚降伏変位 δ_{pr}	$\delta_{pr}^r = (1 + R \cdot COV(\delta_{pr})) \cdot AVE(\delta_{pr}) \cdot \delta_{pr}^0$	1.18	0.07	

\square^0 : 公称強度等を用いた基準値、 \square^r : ばらつきを考慮した確率量、 R : 平均値0、分散1とする正規乱数
 $AVE(\square)$: ばらつきの平均値、 $COV(\square)$: ばらつきの変動係数
 a, b : 矩形断面で高さ10mを想定したモデル橋脚⁷⁾において、鉄筋強度、コンクリート強度等を変化させた場合の橋脚降伏耐力および橋脚じん性率と降伏変位の関係を線形回帰した場合の回帰係数、なおじん性率算定には評価式の精度も考慮

N-S成分を設計ペクトル適合させた波しか考慮しない場合と、耐力剛性のばらつきと地震動50波を用いて計算した場合とを比較して示す。

動的解析において、変動要因として設定したパラメータと設定したばらつきを表-1に示す。上部構造重量および橋脚重量等、ほぼ全ての変動要因は、参考文献7)で示した、矩形橋脚（橋脚高さ10m）を対象として、鉄筋やコンクリートなど材料等の変動特性を考慮して算定されたばらつき量を基に設定した。免震支承の変動については、参考文献3)に示される免震支承の等価剛性、等価減衰定数の全データの統計分析結果を用いた。等価剛性は、荷重変形性能試験における概ね175%時の剛性のばらつきを用いた。等価減衰定数についても同様である。なお、動的解析においては、等価減衰定数はLRBおよびHDRでは降伏耐力の変動によって等価減衰定数のばらつきを表現した。RBについては、等価減衰定数のばらつきについては粘性減衰定数のばらつきとして取り扱った。これらの変動要因については正規分布を仮定し、さらにそれぞれの変動要因は独立と仮定した。また、免震支承のハードニング勾配とハードニング開始以前の剛性の変化とは、完全に相関があると仮定した。

入力する地震波は、3波の道示適合波と、今回作成した47波の道路橋示方書V耐震設計編レベル2タイプII地震動II種地盤の標準加速度応答スペクトルに適合するよう加速度振幅を調整した人工波、計50波を用いた。モンテカルロシミュレーションでは整数乱数を発生させ、それに対応する地震波を用いることによって、地震動のばらつきをシミュレーションの中に取り込んだ。

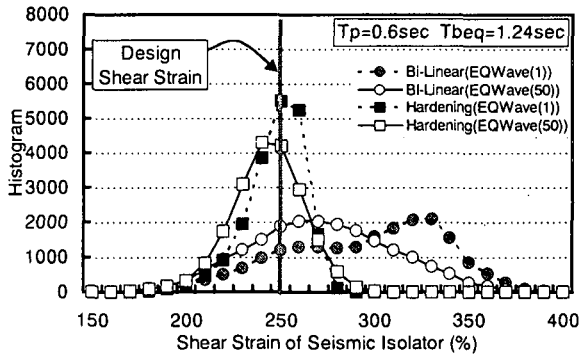
モンテカルロシミュレーションの試行回数は20,000回である。

4. 地震動のばらつきが免震橋梁の応答特性

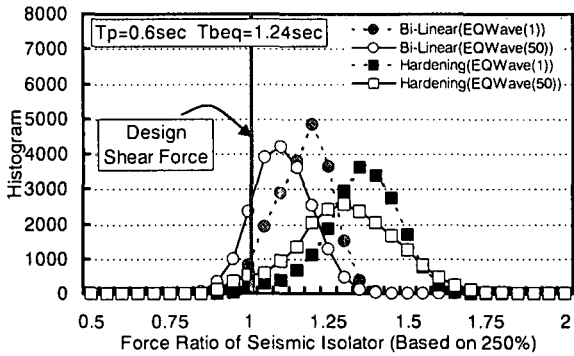
図-5に支承にLRBを用いた場合における、免震支承のひずみ、作用力および橋脚の応答塑性率について示す。図中設計値とあるのは、実務設計でのモデル化するなわち免震支承をバイリニアモデルを用い、

さらに公称強度や設計値によって算出された強度及び剛性を用いて、JR鷹取調整波を用いて得られた免震支承の応答値および橋脚の応答値である。本図では、設計の延長的な解析であるバイリニアモデルを用いた解析結果、実現象を出来るだけ忠実に再現したハードニングモデルを用いた解析結果を示すとともに、さらに地震波については、JR鷹取調整N-S成分を設計スペクトルに適合させたII-II-1波のみを用いた場合と、作成した50波を用いたシミュレーションに用いた場合を示す。

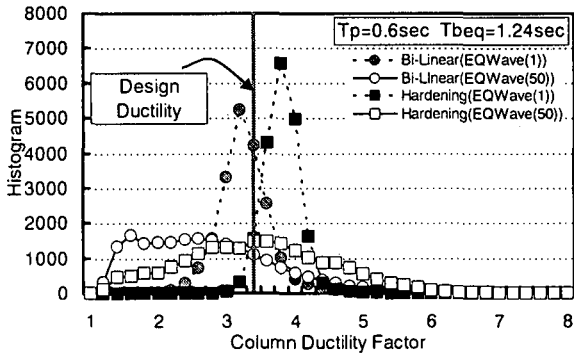
LRBの応答ひずみに着目した場合、1波を用いた解析結果に着目した場合、バイリニアモデルでは平均的な応答値は設計値と比較して増加する傾向にある。ハードニングモデルを用いることにより支承の応答ひずみは減少する傾向にある。地震動のばらつきを考慮した50波を用いた解析結果に着目した場合、バイリニアモデルおよびハードニングモデルとも、応答ひずみが小さくなる方向にほぼ並行的に分布形状が移動していることがわかる。これは、50波のスペクトル調整波の作成において使用した波の中にはプレート境界型の波も多く含まれていることから、JR鷹取調整波とは違った地震動特性をもった波との比較を行っていることが一因と考えられる。今回の計算結果では、JR鷹取調整波が免震橋梁の応答に関しては非常に厳しい影響を及ぼす波であるという結果となった。LRBの作用力に対しても同様の考察ができる。LRBの応答ひずみおよび作用力分布の裾野の広がりに着目した場合、1波だけを考慮した場合と、50波を考慮した場合とを比較した場合は、顕著な差は見られない。一方、バイリニアモデルを用いた橋脚の応答塑性率と設計値の塑性率と比較した場合、バイリニアモデルの応答値は若干ながら減少していることがわかる。これは、橋脚の過強度特性およびLRBの減衰特性のばらつきのバイアス特性によるものである。ハードニングモデルを用いた場合、LRBのハードニングによる反作用力によって、橋脚の応答塑性率が増加する傾向にある。さらに、バイリニアモデルおよびハードニングモデルとも、使用する地震波が多くなるにつれて、橋脚の応答塑性率は平均的には小さくなる方向に分布し、ば



(a)免震支承応答ひずみ



(b)免震支承作用力



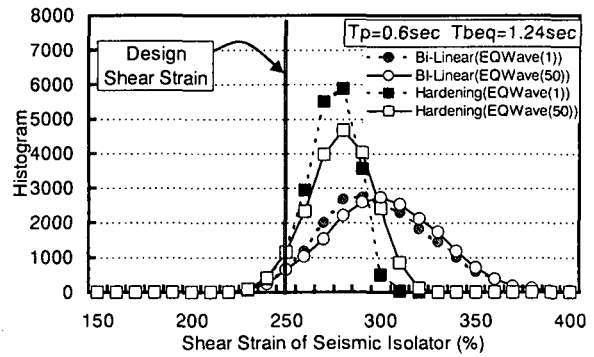
(c)橋脚応答塑性率

図-5 地震動のばらつきが LRB を用いた免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響

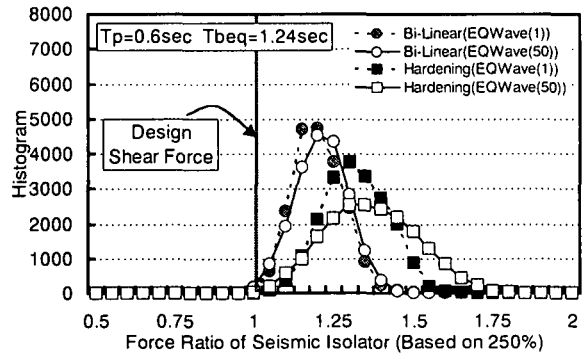
らつき度が大きくなることわかる。また、その変動量は支承の応答ひずみや作用力と比較して大きいことがわかる。

図-6に支承にHDRを用いた結果を示す。LRBとHDRの支承の剛性および減衰のばらつきの観点からは、等価減衰定数のばらつき性状が異なる。その影響によりばらつきの傾向は、LRBの場合と若干の差が生じているものの、全体的な傾向としては、LRBの応答傾向とほぼ同様であることがわかる。

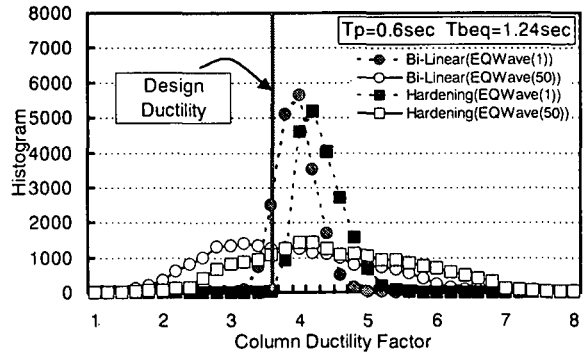
図-7に支承にRBを用いた結果を示す。支承の応答ひずみに着目した場合、ハードニングを考慮した場合は平均値的には設計値よりも小さくなる傾向にある。さらに橋脚の応答塑性率に着目した場合、ハードニングによる応答塑性率の変化はほとんど見られないことがわかる。さらに、地震波のばらつきに着目した場合、JR鷹取調整波1波のみを用いた場合に比較して、50波を用いた場合の変動の幅がLRBやHDRの場合と比較して若干大きくなる傾向にある。



(a)免震支承応答ひずみ



(b)免震支承作用力



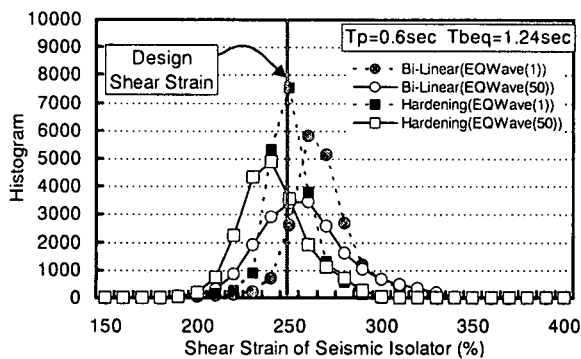
(c)橋脚応答塑性率

図-6 地震動のばらつきが HDR を用いた免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響

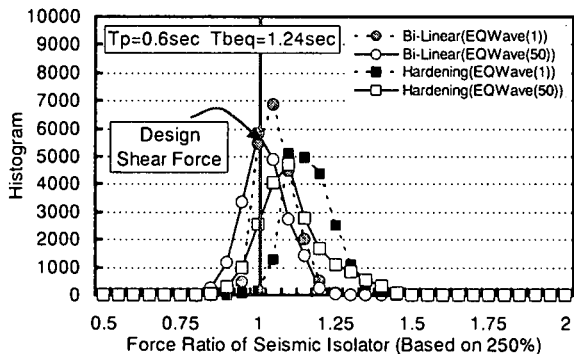
一方、橋脚の応答塑性率に着目した場合、地震波のばらつきによる影響は限定的であり、支承に比較した場合変動の変化はほとんど見られない。RBについては、支承自体の減衰特性が小さい。したがって、橋梁全体系の応答の変化が支承に集中して現われてくるものと考えられる。したがって、LRBおよびHDRと比較して変動特性が異なるものと考えられる。また、RBを用いた場合は、減衰性が小さいことから、橋脚の応答が大きくなる傾向にある。このことは支承の応答が変動しても、反作用的に橋脚の応答に及ぼす影響が小さいものと考えられる。このように、支承の減衰特性の差によって、地震動のばらつきによる影響を受ける構造部位が変化することがわかる。

5. おわりに

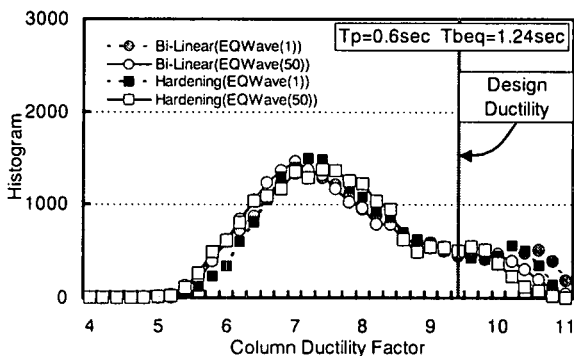
地震動のばらつきとして非線形応答特性のばらつきに着目した免震橋梁の地震応答特性について検討



(a) 免震支承応答ひずみ



(b) 免震支承作用力



(c) 橋脚応答塑性率

図-7 地震動のばらつきがRBを用いた免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響

を行った。主な検討結果を以下に示す。

- ① LRBおよびHDRを用いた免震橋梁は、地震動の非線形応答特性のばらつきは、支承よりも橋脚の応答特性に及ぼす影響が大きい。
- ② 一方、RBを用いた橋梁では、支承の応答特性に及ぼす影響が大きい。また、若干ではあるが支承の応答の変動幅はLRBおよびHDRと比較して見かけ上大きい。
- ③ 支承の減衰特性の差により、地震動のばらつきの影響を受ける構造部位が変化することがわかる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書V編耐震設計編、平成8年12月
- 2) 足立幸郎、運上茂樹：「じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価」、構造工学論文集Vol.46A、2000.3
- 3) 長谷川賢路、中山隆弘、児玉明日香、竹本 康弘：「地震動の不確実性を考慮した既設鉄筋コンクリート橋梁の耐震信頼性評価に関する一考察」、第55回土木学会年次学術講演会講演概要集、2000.9
- 4) 日本道路協会：「道路橋の耐震設計に関する資料」、平成9年3月
- 5) 川島一彦、相沢興、高橋和之：「最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式」、土木研究所報告第166号、昭和60年9月
- 6) 大崎順彦：「新・地震動のスペクトル解析入門」、鹿島出版会、1994.5
- 7) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、平成4年10月
- 8) 足立幸郎、運上茂樹：「免震支承のハードニング特性に着目した免震支承と橋脚に塑性化が生じる免震橋梁の地震応答特性に関する研究」、構造工学論文集(投稿中)

SEISMIC BEHAVIOR OF SEISMIC ISOLATED BRIDGES UNDER UNCERTAINTY OF GROUND MOTION

Yukio ADACHI and Shigeki UNJOH

Seismic behavior of seismic isolated bridges was studied focused on the uncertainty of non-linear response characteristics of ground motions. 50 artificial ground motions were generated to fit the design acceleration spectrum and seismic response analysis of seismic isolated bridge with lead rubber bearings (LRB) were performed under uncertainty of ground motion as well as uncertainty of member strength and stiffness. According to the result of this study, the response of the column was greatly affected by the uncertainty of ground motion compared to the response of the LRB bearing. Further study was performed to study the difference among LRB, high damping rubber bearing (HDR), and natural rubber bearing (RB). The behavior of the bridge where LRB and HDR were employed seems almost the same whereas the behavior of the bearing was heavily affected by the uncertainty of ground motion where RB was employed.