

免震支承(LRB)の性能変動等による 地震時の応答増大に関する一考察

宇野 裕恵¹・内藤伸幸²・松田泰治³・川神雅秀⁴

¹正会員 オイレス工業株式会社 免制震事業部 技師長 (〒541-0053 大阪市中央区本町 4-6-7)
E-mail: huno@oiles.co.jp

²正会員 株式会社アーク情報システム グループリーダー (〒222-0033 横浜市港北区新横浜 3-22-17)
E-mail: nnaito@ark-info-sys.co.jp

³正会員 熊本大学大学院 先端科学研究部 教授 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)
E-mail: mazda@kumamoto-u.ac.jp

⁴フェロー会員 合同会社 防災構造工学研究所 代表 (〒811-2202 福岡県糟屋郡志免町志免 1-13-5)
E-mail: masahide09210715@hotmail.co.jp

免震支承の特性はさまざまな要因により変化し、設計で想定する応答とは異なる場合が多い。本論文では、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を対象に、各種依存性や耐久性能の性能変化による剛性低下とハードニング特性の影響をケーススタディした。さらに、橋脚の過強度や温度変化に起因する不静定力がLRBに及ぼす応答増大についても言及した。この結果、性能変化によりLRBのせん断ひずみが破断ひずみに近づいても、ハードニング特性により許容せん断ひずみ程度に抑えられる場合があることがわかった。また、橋脚の過強度や温度変化に起因する不静定力によってもLRBの地震時応答が大きくなることもあり、これは全ての橋種で地震時挙動に影響するため、設計体系として扱う必要がある。

Key Words : seismic risk mangement, charactristic change, haardning, Lead Rubber Bearing, pier ductility, Non-linear time history analysis

1. まえがき

ゴム支承の特性は様々な要因により変化し、地震時の応答が設計の想定¹⁾と異なる場合が多い。もし、ゴム支承の性能変化により剛性が低下すると、ゴム支承のせん断ひずみは地震時に許容せん断ひずみ²⁾を超えることが想定され、破断に至ることが懸念される。しかし、ゴム支承は高ひずみ領域ではハードニング現象³⁾が発現し、抵抗力はせん断ひずみに対して線形的に変化すると仮定した設計抵抗力より大きくなるので、ゴム支承の応答が抑えられ、破断に至りにくくなることも期待できる。この外に、ゴム支承の応答が増加する要因として、橋脚の過強度、温度変化等に起因する不静定力などがあり、ゴム支承の応答を増大させる。筆者らは、温度変化に起因する桁の伸縮が橋の耐震性に及ぼす影響を無視できないことを報告^{4),5),6)}している。本論文では、免震支承のうち鉛プラグ入り積層ゴム支承(以下、LRB)を対象に、LRBの応答を増大させる要因に着目し

て、地震時の安全性をケーススタディした。

2. 支承の地震時応答を大きくする要因

免震支承等のゴム支承を用いた橋では、製品のばらつき、各種依存性や耐久性能^{8),9)}に起因して実支承の性能が設計で想定するより小さくなれば、免震支承の地震時応答は大きくなる傾向にある。さらに、橋脚の過強度、施工誤差や温度変化等に起因する不静定力によっても、LRBの地震時応答は設計で想定するより大きくなる場合が多い。

ゴム支承に要求される性能には、表-1に示す耐久性能や安定性能の外、製品のばらつきがあり、剛性を増加あるいは低下させる。NEXCOの構造物施工管理要領¹⁰⁾では、免震支承の剛性を低下させる性能規定として式(1)の R_k が規定されており、-0.15以内の制限を設けている。

橋脚の耐震性能は過強度により橋脚の降伏荷重が

表-1 NEXCO 構造物施工管理要領におけるゴム支承の性能管理の要点

試験項目		試験概要	試験条件
耐久性	圧縮疲労耐久性	活荷重による鉛直方向の繰返し載荷に対して、圧縮ばね定数、せん断剛性または等価剛性・等価減衰定数の変化を確認する。	載荷面圧範囲：5.5～12.0N/mm ² 水平変位（固定）：70% 圧縮加振周波数：2.0Hz 圧縮加振回数：200万回
	せん断疲労耐久性	常時の温度変化による桁伸縮の影響により繰り返されるせん断変形に対して、圧縮ばね定数、せん断剛性または等価剛性。等価減衰定数の変化を確認する。	載荷面圧（固定）：12.0N/mm ² 水平加振変位：±70% 水平加振周期：180sec 水平加振回数：5000回
安定性	周期依存性	地震時の周期の違いによるせん断剛性、等価剛性または等価減衰定数の変化を確認する。	載荷面圧：6.0N/mm ² 水平加振変位：±175% 水平加振周期：0.8, 1.0, 2.0, 3.0 sec 水平加振回数：各周期毎に11回
	温度依存性	常時の温度変化に対して、せん断剛性、等価剛性または等価減衰定数の変化を確認する。	試験温度：-10℃, 0℃, +10℃, +23℃, +40℃ 載荷面圧：死荷重相当面圧 6.0N/mm ² 水平加振変位：±175% 水平加振周期／回数：2sec／11回
	面圧依存性	支承に作用する鉛直反力の変動に対する、せん断剛性、等価剛性または等価減衰定数の変化を確認する。	試験温度：+23℃ 載荷平均面圧：3.0, 6.0, 9.0, 12.0N/mm ² 水平加振変位：±175% 水平加振周期／回数：2.0sec／11回
	共通		試験温度：+23℃ または室温を測定 インターバル：8時間程度以上

$$R_K = -\sqrt{(R_K(\text{初期}))^2 + (R_K(\text{周期}))^2 + (R_K(\text{温度}))^2 + (R_K(\text{面圧}))^2 + (R_K(\text{圧縮疲労}))^2 + (R_K(\text{せん断疲労}))^2} \geq -0.15 \cdots (1)$$

ここに、

$R_K(\text{初期})$ ：納入時の設計値に対する測定値(23℃)の比率($\frac{K_{BC}(\text{測定値})}{K_{BC}(\text{設計値})} - 1$), 0のうち小さい方の値

$R_K(\text{周期})$ ：周期依存性の試験結果より, ($\frac{K_{BC}(1.0\text{sec})}{K_{BC}(2.0\text{sec})} - 1$), ($\frac{K_{BC}(3.0\text{sec})}{K_{BC}(2.0\text{sec})} - 1$), 0のうち小さい方の値

$R_K(\text{温度})$ ：温度依存性試験により得られた、温度依存性曲線から求めた、

($\frac{K_{BC}(\text{プラス限界温度})}{K_{BC}(\text{基準温度})} - 1$), ($\frac{K_{BC}(\text{マイナス限界温度})}{K_{BC}(\text{基準温度})} - 1$), 0のうち小さい方の値

$R_K(\text{面圧})$ ：面圧依存性の試験結果より, ($\frac{K_{BC}(3N)}{K_{BC}(6N)} - 1$), ($\frac{K_{BC}(9N)}{K_{BC}(6N)} - 1$), 0のうち小さい方の値

$R_K(\text{圧縮疲労})$ ：圧縮疲労試験結果より, ($\frac{K_{BC}(200\text{万回})}{K_{BC}(\text{初期})} - 1$), 0のうち小さい方の値

$R_K(\text{せん断疲労})$ ：せん断疲労試験結果より, ($\frac{K_{BC}(5000\text{回})}{K_{BC}(\text{初期})} - 1$), 0のうち小さい方の値

設計値より増大する傾向にある。これにより、橋脚の耐震性の向上は期待できるが、一方で支承部に設計時より大きな慣性力を作用すれば、耐震性を損なうことが懸念される。

また、クリープ・乾燥収縮・弾性変形や温度変化に起因する桁伸縮により橋脚と支承部との間に不静定力が作用するため、不静定力の作用方向と地震動の主要動方向が一致する橋脚や支承部では、地震時の応答に累加される^{4),5)}。道路橋示方書に基づく橋の設計では、クリープ等による不静定力は施工誤差を含めて地震荷重に組み合わせて設計されるので、

設計で想定していない不静定力が問題となるのは温度変化に起因する桁伸縮である。この影響は全ての橋に生じるので、多点固定橋⁶⁾やラーメン橋でも問題となる。

一方、ゴム支承の経年変化等により剛性が大きくなる要因も数多くあり、ゴム支承の応答を低減するが、橋脚の塑性率を大きくする問題がある。特に低温時の温度依存性⁷⁾の影響が大きいことが近年明らかになった。本論文では地震時に支承部の応答を増加させる要因を検討の対象とし、これらについては対象としない。

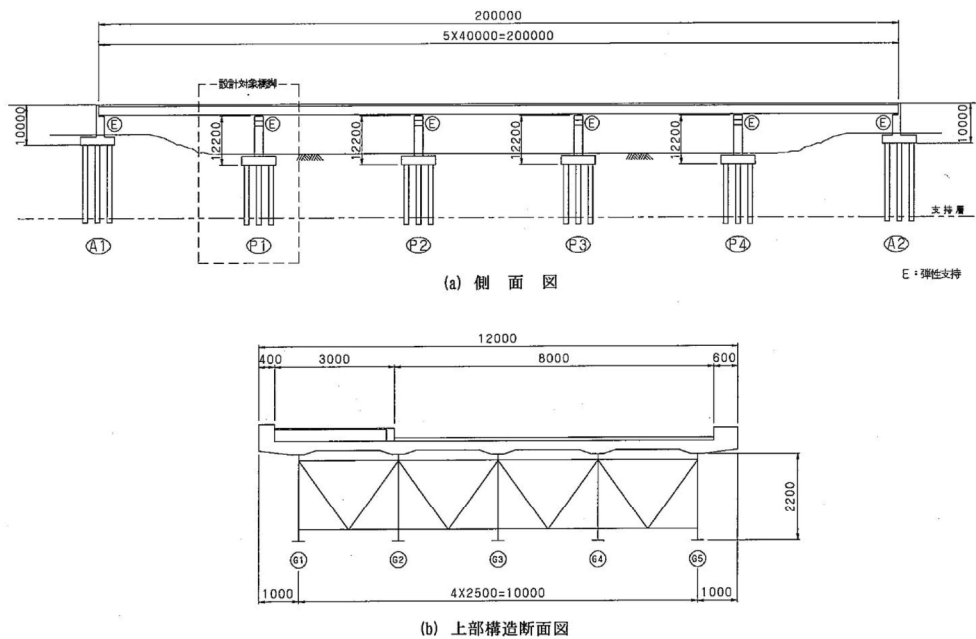


図-1 対象橋の構造一般図

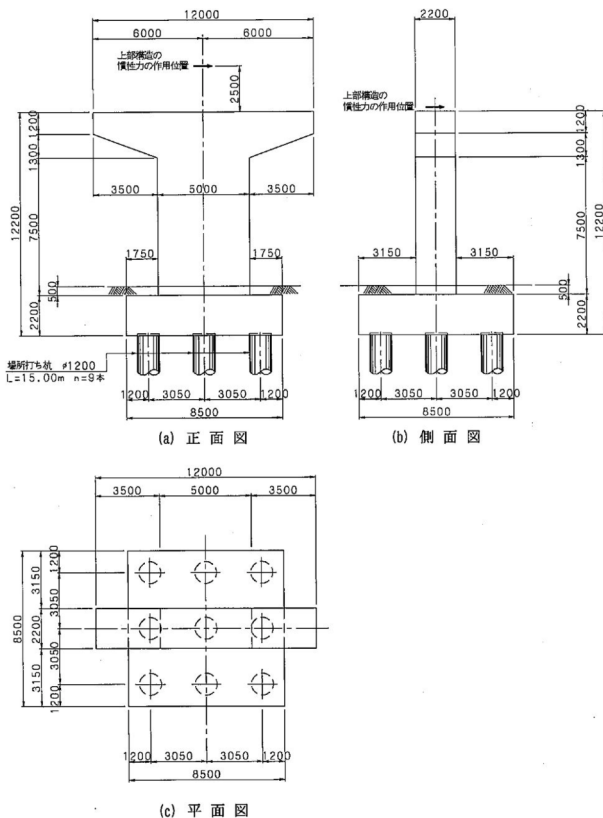


図-2 橋脚の構造一般図

3. 対象橋

検討対象とした橋は、日本道路協会資料¹¹⁾に記載のⅡ種地盤にある鋼5径間連続非合成鈑桁橋(図-1)であり、分散ゴム支承(RB)を鉛プラグ入り積層

ゴム支承(以下、LRB)に変更し、図-2に示す橋脚の配筋を見直した。また、LRBの最大応答せん断ひずみが250%程度になるように調整した。入力地震動は、道路橋示方書¹⁾の地震波を使用して3波平均で応答を評価した。橋脚およびLRBの断面構成をそれぞれ表-2および表-3に、橋脚の履歴特性を図-4に、橋脚およびLRBの応答を表-4に示す。

4. 検討条件

LRBを設置した単柱橋脚の地震時応答を時刻歴応答解析により求める。入力地震波は道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編¹⁾に示されているレベル2地震動のタイプⅠおよびタイプⅡの各地震波とする。LRBの履歴特性は道路橋支承便覧で設定した履歴を基本とし、LRBの特性変化による剛性低下-15%をゴムのせん断弾性係数を-15%低減とみなして応答を比較する。さらに、LRBは高ひずみ域で抵抗力が大きくなるハードニング特性が応答に及ぼす影響を把握する。ここでハードニング特性による抵抗力の増大は、文献¹²⁾を参考にしてLRBのせん断ひずみ250%で抵抗力+17%と設定する。履歴形状は、バイリニアと175%でハードニング特性が発現すると仮定したトリリニアの二通りとする。また、文献¹²⁾で提案されている道路橋支承便覧²⁾の鉛プラグの抵抗力を若干変更したバイリニアによっても検証する。検討に用いたこれらの組合せを表-5に示す。以上の設定によるLRBのせん断ひずみ250%での履歴

表-2 橋脚の断面構成

柱 高(m)	10.000	
柱 幅(m)	5.000	
柱 厚(m)	2.200	
コンクリート強度	$\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$	
鉄筋材質	主鉄筋	SD345
	帯鉄筋	SD345
軸方向鉄筋	軸	D38ctc125-2.0段
	直	D38ctc125-1.0段
横拘束筋(中空部) (Lは入力上の有効長)	軸	D16ctc150、L=750
	直	D16ctc150、L=880
せん断補強筋	軸	D16-8本、150 $^\circ$ ッチ
	直	D16-5本、150 $^\circ$ ッチ

表-3 LRB の断面構成と性能 (1 基当たり)

項 目	単位	値
有効寸法(橋軸方向)	mm	735
有効寸法(橋軸直角方向)	mm	735
ゴム一層の厚さ	mm	32
ゴムの層層	層	4
総ゴム厚	mm	128
ゴムのせん断弾性係数	N/mm^2	1.2
鉛プラグ直径(1本当たり)	mm	106
鉛プラグ本数	本	4
一次形状係数	-	5.367
二次形状係数	-	5.742
ゴム支承の縦弾性係数	N/mm^2	290
ゴム支承の有効面積	mm^2	504926
鉛プラグの面積	mm^2	35299
鉛プラグの面積比率	-	0.070
LRBの降伏荷重	kN	294.3
せん断ばね定数(水平剛性)	kN/m	4734
圧縮ばね定数(鉛直剛性)	kN/m	1143252
鉛プラグのせん断応力度	N/mm^2	2.0
設計変位	mm	320
設計せん断ひずみ	%	250
水平力	kN	1,584
LRBの一次剛性	kN/m	26198
LRBの二次剛性	kN/m	4030
LRBの等価剛性	kN/m	4950
LRBの等価減衰定数	-	0.113

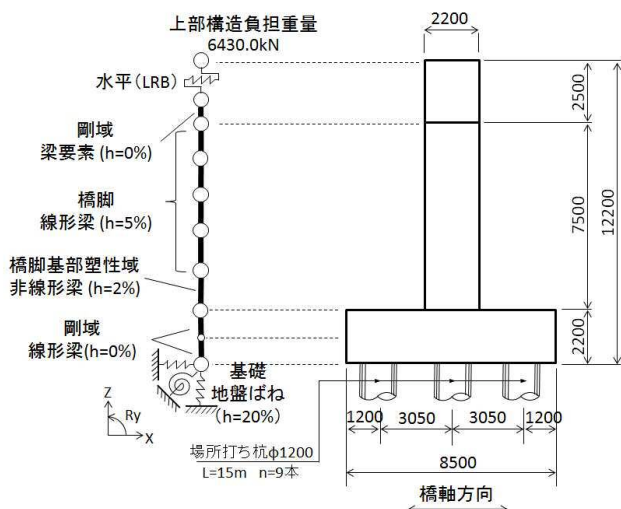


図-3 解析モデル(暫定図)

表-4 橋脚およびLRBの応答

		LRB 最大せん断ひずみ (%)	橋脚 最大塑性率
タイプ I	I-II-1	128	0.700
	I-II-2	119	0.714
	I-II-3	110	0.710
	平均	119	0.708
タイプ II	II-II-1	241	1.428
	II-II-1	215	1.179
	II-II-3	289	1.448
	平均	248	1.351
許容値		250% (320mm)	1.695 (0.0449m)

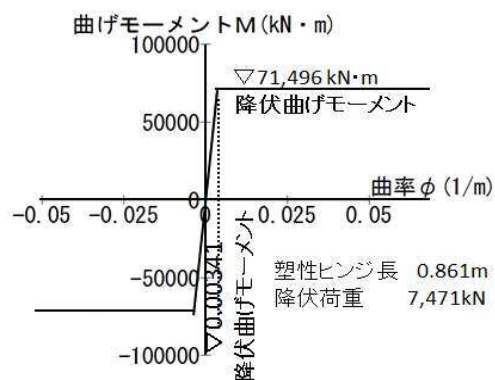


図-4 橋脚基部の履歴モデル

形状を用いて解析し、応答ひずみに応じた履歴形状の再設定は行っていない。LRBの履歴形状を図-5に示し、図中の(a)には全ての履歴を、(b)、(c)、(d)および(e)にはそれぞれの履歴特性で性能変動のない場合と-15%の性能変動のある場合をそれぞれ示

し、性能変動-15%による履歴特性の変化をわかりやすくした。

橋脚の過強度は表-6⁽¹³⁾に示すように、平均値と変動値σを合計して過強度による橋脚の特性を、中央値-σ、中央値、中央値+σの三通りに設定した。

表-5 履歴モデルの一覧

適用履歴	高ひずみ領域	履歴形態	ゴムのせん断弾性係数の想定 (N/mm ²)	250%抵抗力 (kN)	略記号
道路橋 支承便覧	線形	バイリニア	G12 = G12	1,584	便Li-Bi-1.0
			G12×0.85 = G10,2	1,357	便Li-Bi-0.85
道路橋 支承便覧 準拠※	ハードニング		G12×1.17 = G14.04	1,842	便HD-Bi-1.0
			G12×0.85×1.,1′ = G11.934	1,576	便HD-Bi-0.85
		トリリニア	G12×1.17 = G14,04	1,842	便HD-Tri-1.0
			G12×0.85×1.,1′ = G11.934	1,576	便HD-Tri-0.85
文 献		バイリニア	G12×1.17 = G14.04	1,836	文HD-Bi-1.0
			G12×0.85×1.17 = G11.934	1,571	文HD-Bi-0.85

※準拠とは、道路橋支承便覧に対しハードニングを見込んでいることをいう。

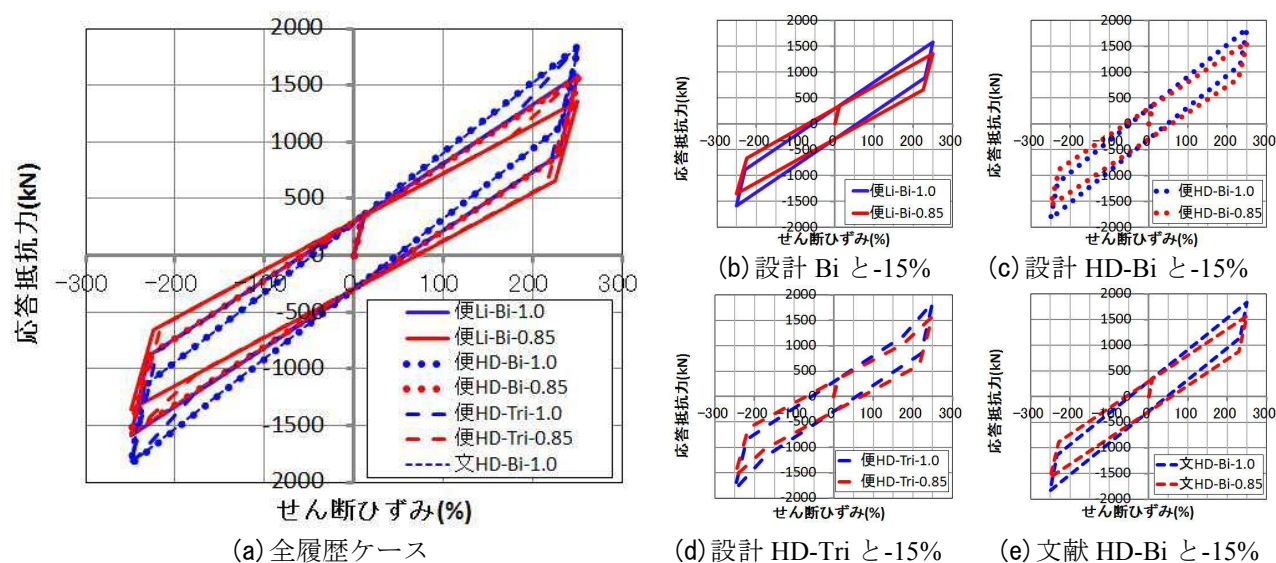


図-5 履歴形状の比較

表-6 過強度の発現実績に基づく変動倍率

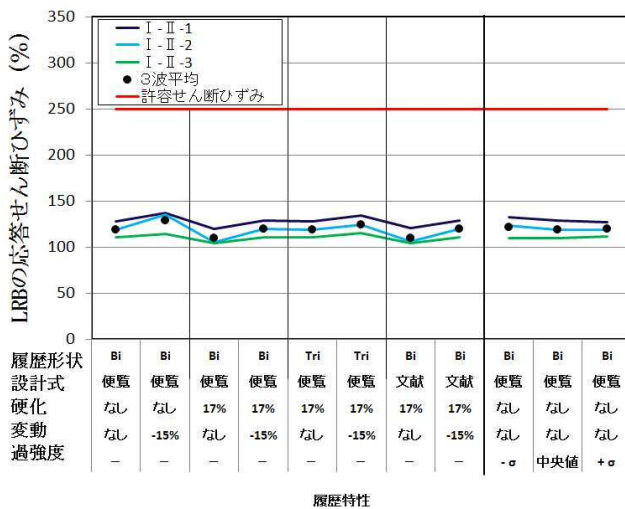
変動要因	変動方法	平均値	変動係数	中央値 - σ	中央値	中央値 + σ
橋脚降伏剛性	$K_{PY}^R = (1 \pm S) \cdot AVE(K_{PY}) \cdot K_{PY}^0$	0.96	0.14	0.83	0.96	1.09
橋脚の降伏荷重	$P_{PY}^R = (1 \pm S) \cdot AVE(P_{PY}) \cdot P_{PY}^0$	1.14	0.06	1.07	1.14	1.21

□^R : ばらつきを考慮した確率量 S : 変動係数 AVE : ばらつきの平均値
□⁰ : 設計値 PY : 橋脚降伏時 σ : 標準偏差

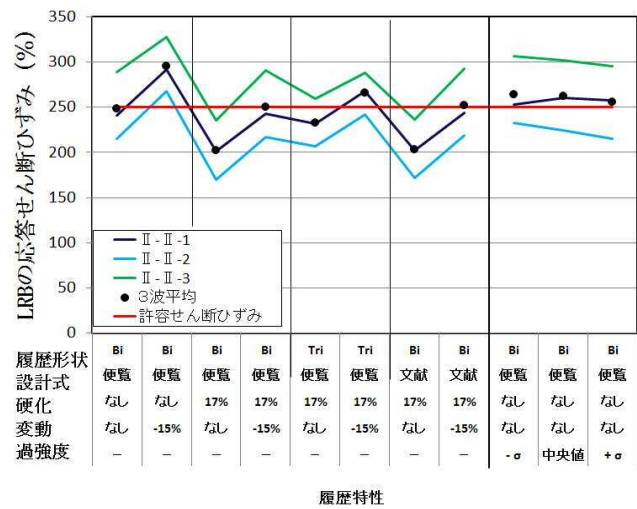
5. 解析結果

LRB の履歴モデルの相違および橋脚の過強度を考慮し、レベル2地震動タイプIおよびタイプIIの地震波を入力したLRBの最大応答せん断ひずみと橋脚の応答塑性率を、それぞれ図-6および図-7に示す。また、地震波II-II-1によるLRBと橋脚の応答履歴図をそれぞれ図-8および図-9に示す。図中の(a)～(d)の応答履歴は、表-7に示した履歴特性を組

み合わせて応答に与える影響を比較しやすくした。LRBのせん断ひずみと橋脚基部の曲率の時刻歴応答波形をそれぞれ図-10および図-11に示す。同図(b)には、主要動近傍の3～10秒近傍の応答を拡大した。さらに、各地震波での上部構造の応答変位によるフーリエスペクトルを図-12に示し、同図から各地震波で卓越する応答周期におけるフーリエスペクトルを図-13に示す。

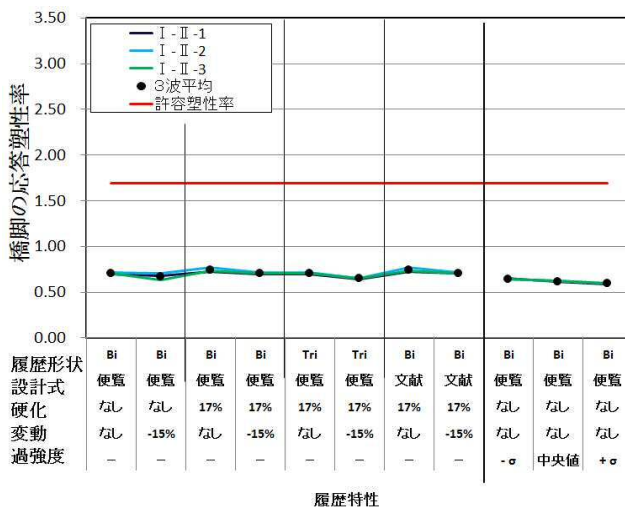


(a) タイプ I 地震動

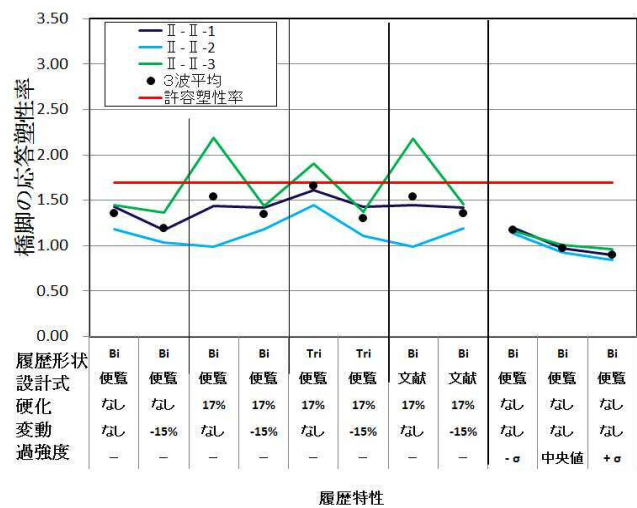


(b) タイプ II 地震動

図-6 LRB の最大応答せん断ひずみ



(a) タイプ I 地震動



(b) タイプ II 地震動

図-7 橋脚の最大応答塑性率

6. 考察

(1) LRB性能変動による剛性低下とハードニング特性

図-6および図-7から LRB の性能変動による剛性低下-15%では、LRB の応答せん断ひずみは確実に大きくなり、橋脚の応答塑性率は確実に小さくなっている。タイプ I 地震動では剛性低下による応答差は非常に小さいが、タイプ II では顕著に現れている。一般に、LRB はせん断ひずみ 250%程度になるよう設計され、本検討ではタイプ II 地震動によるせん断ひずみを 3 波平均で 250%程度に設定している。この場合、剛性低下-15%で応答せん断ひずみが 300%弱と破断ひずみに近くなるが、逆に橋脚の応答塑性率は 0.2 程度小さくなって耐震性が向上している。これは、LRB の剛性低下に伴う長周期化によるものと考えられる。

LRB の実挙動では高ひずみ域でハードニング現象が必ず発現するので、性能のばらつきのない状態では、図-8(b)のように LRB のせん断ひずみは低減される。例えば、ハードニング特性をバイリニアで解析すると LRB のせん断ひずみは 200%程度に低減されている。同様に、性能変動により剛性低下-15%した LRB のせん断ひずみは 300%と大きいですが、ハードニングにより応答が低減されると、LRB のせん断ひずみは図-8(b)のように 250%程度に、橋脚の塑性率は 1.3 程度と、LRB の性能変動やハードニングを考慮しない応答にほぼ同じになっている。このように、本解析モデルでは LRB の性能変動による剛性低下が-15%程度であれば、ハードニング特性により LRB の耐震性は担保されていることが確認できる。

上記の解析に用いたハードニング特性はバイリニ

表-7 図-8および図-9に示した履歴特性の組み合わせ

	便Li-Bi-1.0	便Li-Bi-0.85	便HD-Bi-1.0	便HD-Bi-0.85	便HD-Tri-1.0	便HD-Tri-0.85	文HD-Bi-1.0	文HD-Bi-0.85
(a)	○	○	○	○	○	○	○	○
(b)	○	—	○	—	○	—	—	—
(c)	○	○	—	○	—	○	—	—
(d)	○	○	—	—	—	—	○	○

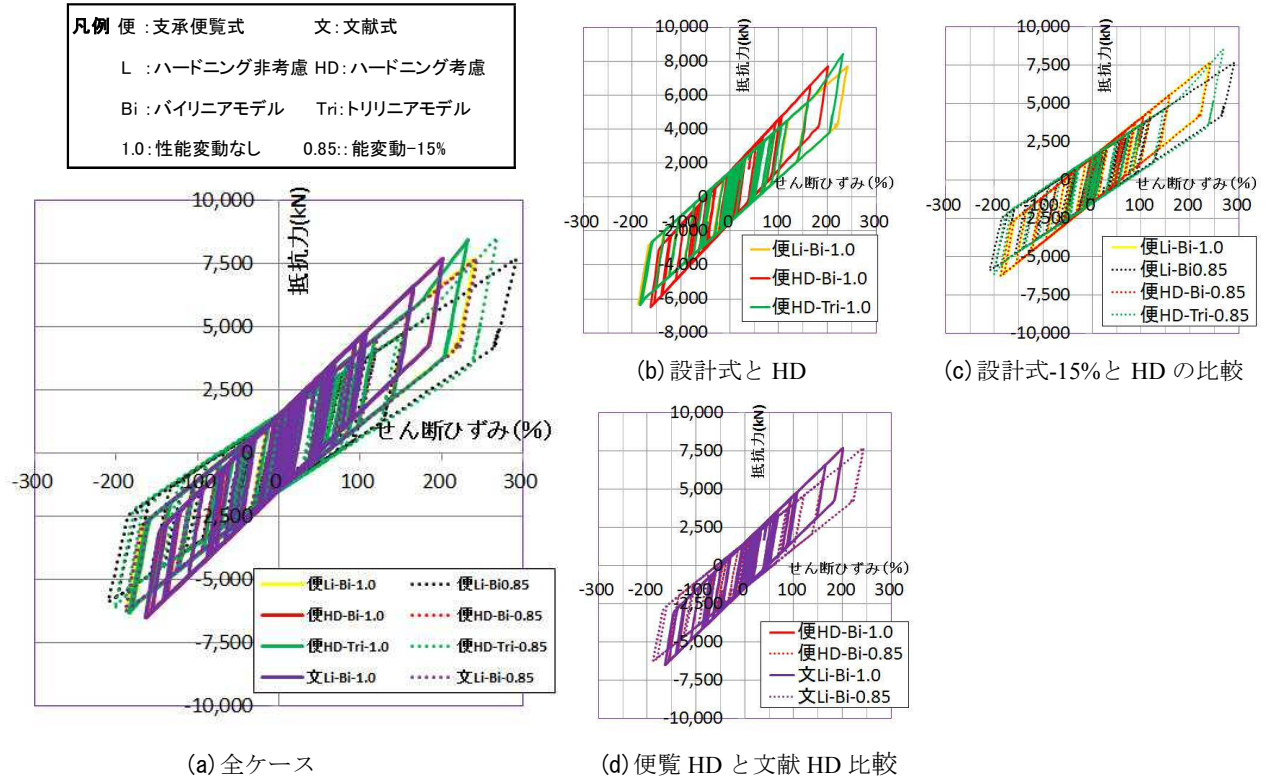


図-8 LRB の応答履歴図 (II-II-1)

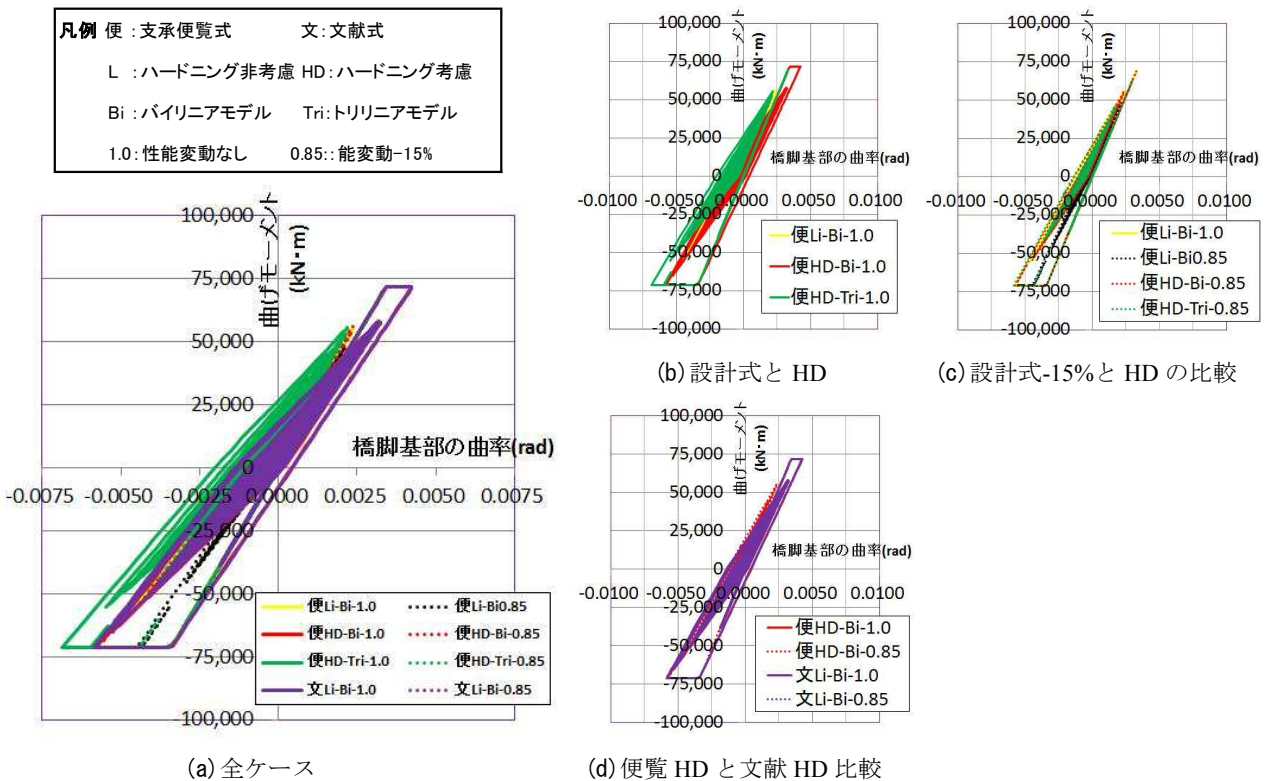
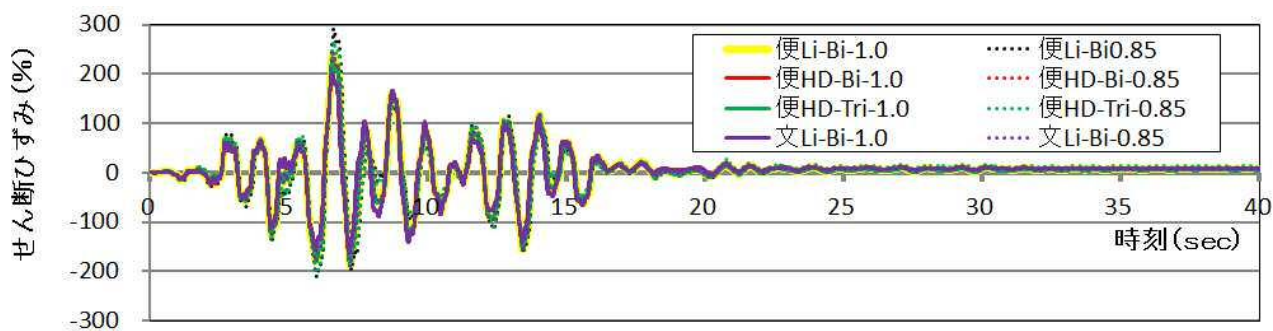
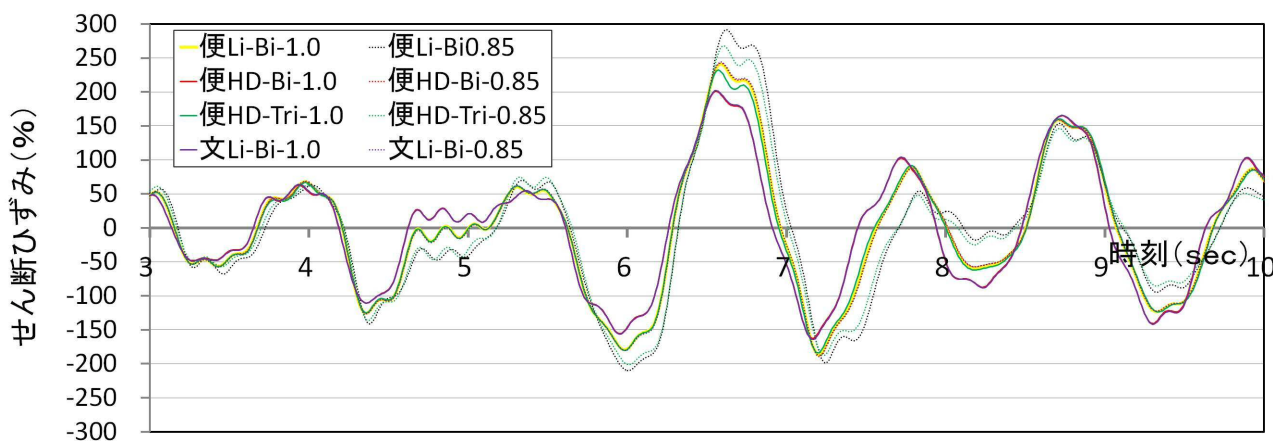


図-9 橋脚の応答履歴図 (II-II-1)

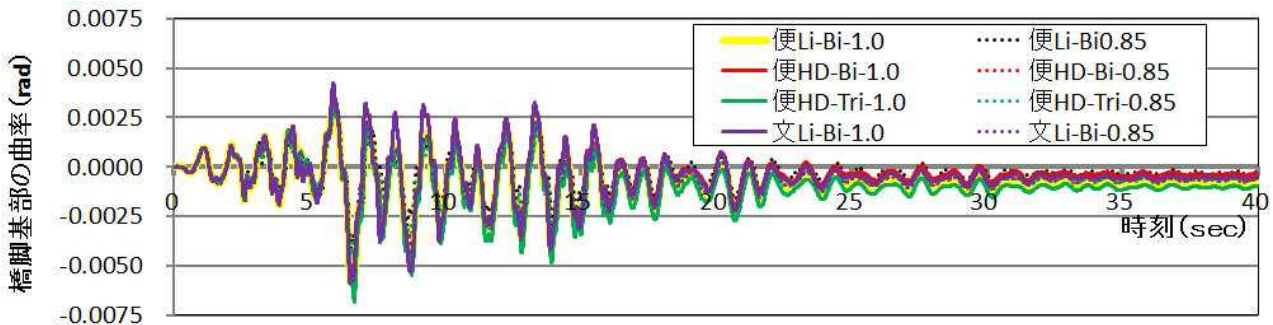


(a) 0 ～ 40 秒区間

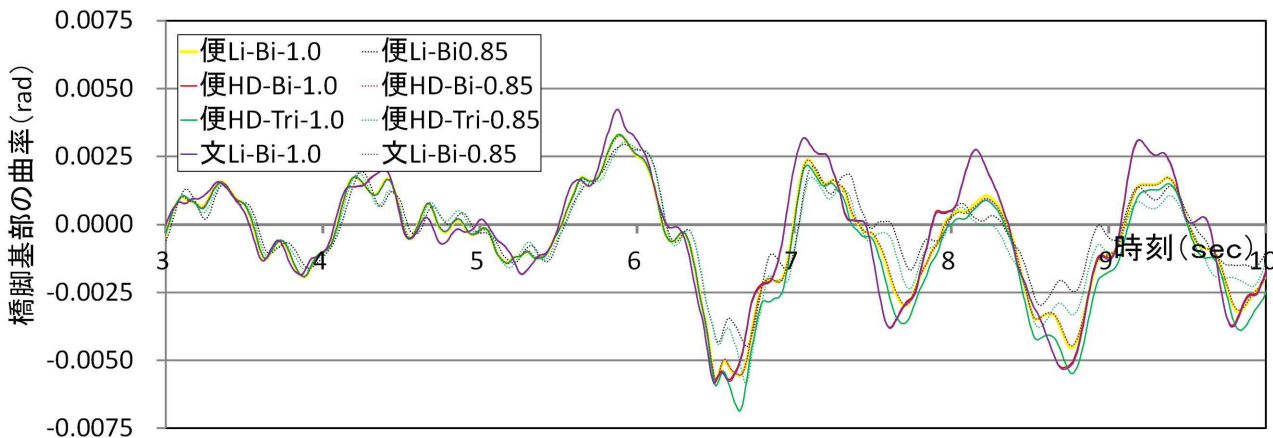


(b) 3 ～ 10 秒区間

図-10 LRB の時刻歴応答せん断ひずみ波形 (Ⅱ-Ⅱ-1)

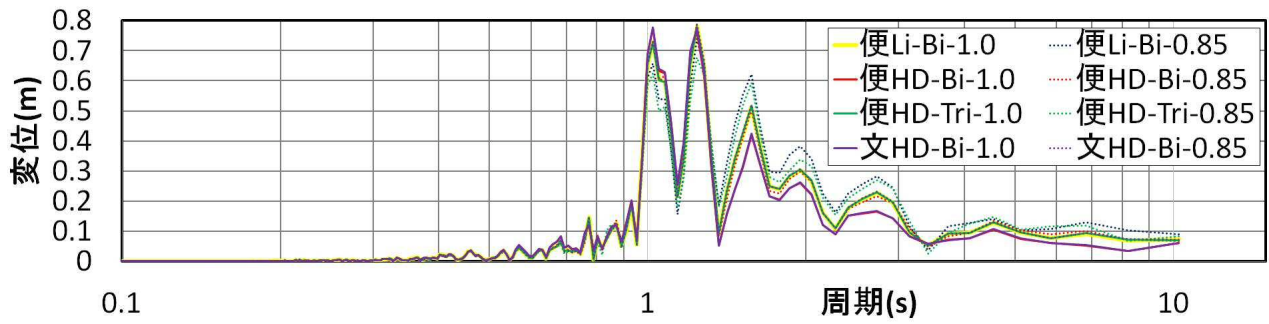


(a) 0 ～ 40 秒区間

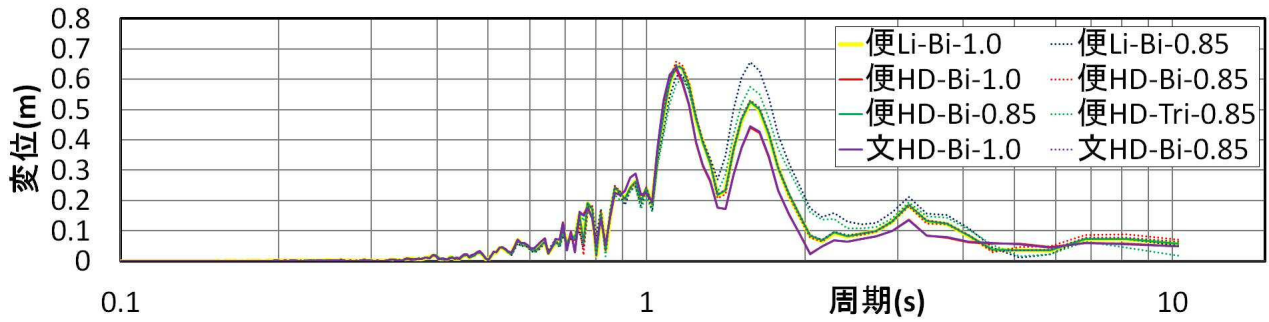


(b) 3 ～ 10 秒区間

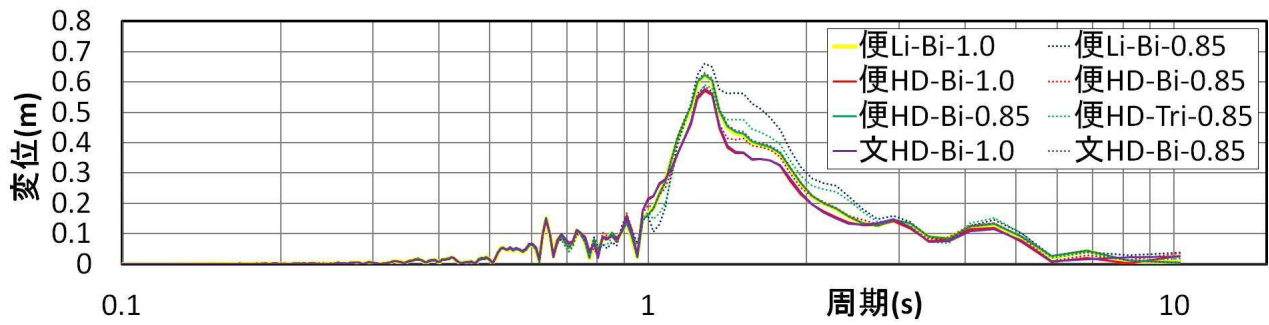
図-11 橋脚の時刻歴応答曲率波形 (Ⅱ-Ⅱ-1)



(a) II-II-1

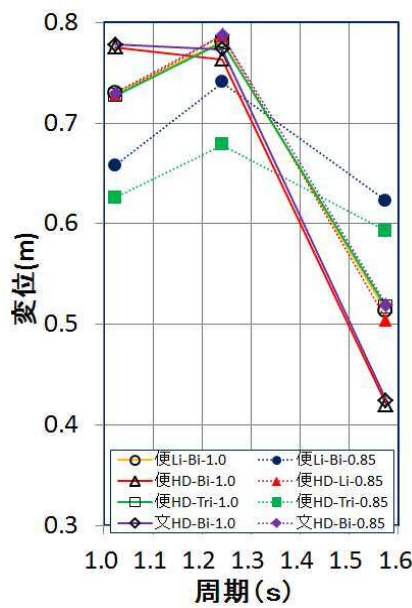


(b) II-II-2

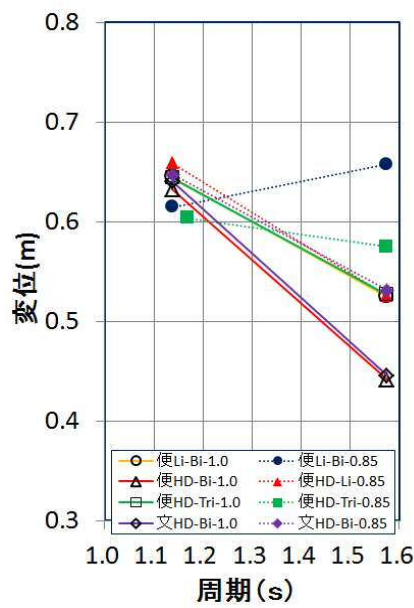


(c) II-II-3

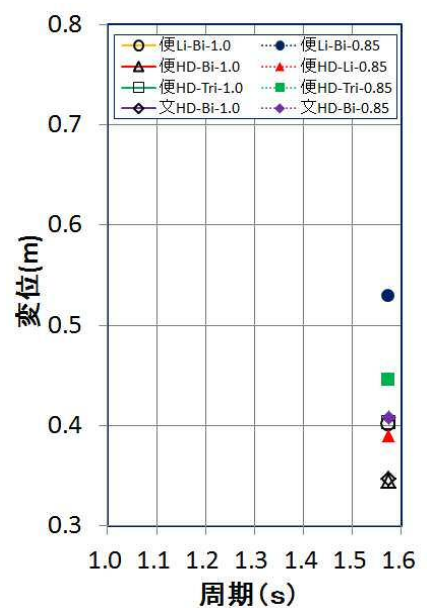
図-12 上部構造の応答変位のフーリエスペクトル



(a) II-II-1



(b) II-II-2



(c) II-II-3

図-13 図-12の卓越周期におけるフーリエスペクトル

アであるが、履歴形状はトリリニアに近いと考えられる。そこで、トリリニアに設定した場合の LRB および橋脚の応答変化は図-6、図-7および図-8(a)をみると、性能変動のない場合ではバイリニアに比べて LRB のせん断ひずみは 20%程度大きく発現し、橋脚の塑性率は 0.2 程度増加している。これに対し性能変動のある場合では図-8(b)からわかるように、バイリニアに比べて LRB のせん断ひずみは許容せん断ひずみを 20%ほど超過し、橋脚の塑性率は性能変動のないバイリニアに比べて 0.1 程度小さくなっている。このように、本解析モデルでは、ハードニング特性をトリリニアで解析するとバイリニアで解析するよりも LRB のせん断ひずみが大きく評価された。したがって、ハードニングをバイリニアとトリリニアのどちらが適切な耐震性評価になるかは、設計の利便性も含めて検討する必要がある。

一方、文献¹³⁾によりハードニング特性をバイリニアで解析すると、図-8(c)からわかるように、LRB のせん断ひずみ、橋脚の塑性率共に道路橋支承便覧の式にハードニング特性を考慮してバイリニアとした結果とほとんど同じ応答となっている。ただし、図-9(c)より橋脚の応答曲率には若干相違がみられるが、この解析モデルでは有意な差とはなっていない。

図-10および図-11の時刻歴応答変位から、LRB および橋脚の全体的な動的挙動での応答波形は、履歴形状に係わらずほぼ同じである。しかし、最大応答を示す 6.5 秒近傍での最大応答値の差異が見られ、性能変動による-15%剛性低下では差異が大きい傾向にある。これに対して、LRB のせん断ひずみはハードニング特性を考慮すると応答が小さくなり、橋脚の塑性率はハードニング特性をトリリニアでモデル化した場合が顕著に大きくなっている。また、トリリニアはせん断ひずみ 175%で履歴特性が変化するモデルであるが、LRB のせん断ひずみからはその兆候は見られず、橋脚の曲率には僅かながら応答の変化が見られる程度である。

一方、図-12の上部構造の変位によるフーリエスペクトルからは、地震波毎に LRB の履歴特性によらず比較的良好に似た卓越周期となっているが、履歴特性によるスペクトルに差があり、周期が長くなるにしたがいその差が顕著になっている。また、地震波それぞれでのフーリエスペクトルは大きく異なっているが、これは入力地震波の特性に起因するものと考えられる。図-13は図-12より卓越応答周期近傍の各履歴特性によるスペクトルを示しており、II-II-1 や II-II-2 による応答では卓越応答周期帯が複数存在し、卓越する応答周期の変化は小さいが、そ

れぞれの卓越応答周期で履歴特性により卓越度の順が変化し、履歴特性により応答特性が変化していることがわかる。すなわち、性能変動のない場合には短周期で卓越し、特にハードニング特性を有する場合にはその傾向が強く、性能変動-15%の場合には長周期で卓越する傾向が見られる。II-II-3 では卓越する周期帯が限定されているが、同様に性能変動-15%の場合には長周期の応答が大きくなる傾向を見ることができる。

一般に、橋脚が塑性化することを見込んだ橋の耐震設計では、橋脚を完全弾塑性で仮定しているので LRB の応答は橋脚の降伏荷重に影響を受ける。そこで、LRB の最大抵抗力を橋脚の降伏荷重で除した値、いわゆる動的補正係数を図-14に示す。橋脚が塑性化する場合の動的補正係数は 1.0 以上となっているが、全てのケースで橋脚が塑性化しているにも係らず II-II-3 では全て 1.0 より小さくなっている。これは地震波の特性によっても動的補正係数は変化し、橋脚の 2 次モード以上が寄与する場合には小さくなる傾向にあるためと考えられる。

(2) 橋脚の過強度による応答の増大

図-6および図-7に示す橋脚の過強度を考慮した応答より、LRB のせん断ひずみは過強度や性能変動のない場合より大きくなる傾向にあるが、本解析モデルでは極端に大きくなることはなく、かつ過強度の小さい方が大きくなる傾向にあった。一方、橋脚の塑性率は過強度や性能変動のない場合に対して小さくなる傾向にあり、橋脚の過強度が大きい方が小さくなる傾向にあった。このように、橋脚の過強度は LRB の応答増大に与える影響は小さいが、橋脚には塑性化を抑制する効果を期待できる。また、図-14の橋脚が過強度の場合の動的補正係数は小さくなる傾向にあるのは降伏荷重が大きくなるためである。

(3) 温度変化等に起因する不静定力の影響

文献 5)では、橋脚高さ 10m のコンクリート橋を有する支間 40m の PC 連続箱桁橋に RB および LRB を地震時の最大応答せん断ひずみが約 250%になるように設定し、不静定力が地震時の挙動に及ぼす影響を検討している。支承および橋脚は表-8の設定である。

せん断ひずみを許容せん断ひずみ 70%になるように不静定力を与えた状態に地震波 II-II-3 を入力した橋脚の応答履歴を文献 5)より図-15に示す。同図から橋脚の作用力が降伏荷重に達した時点で急激に塑性化が進展し、不静定力が橋脚の塑性変位によ

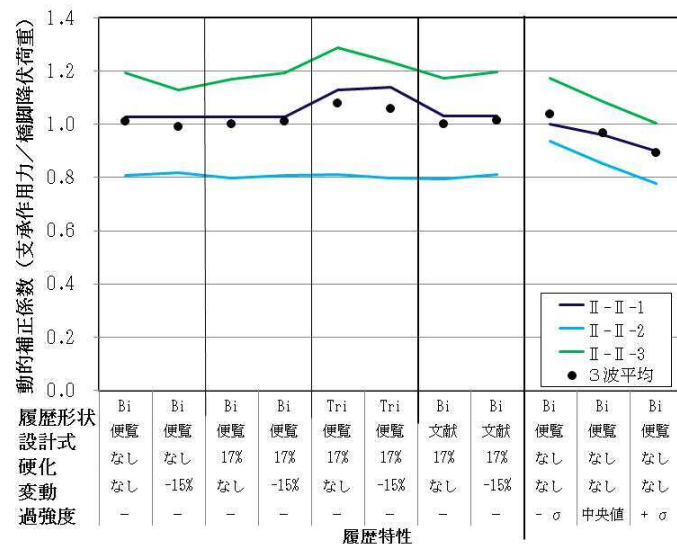


図-14 動的補正係数

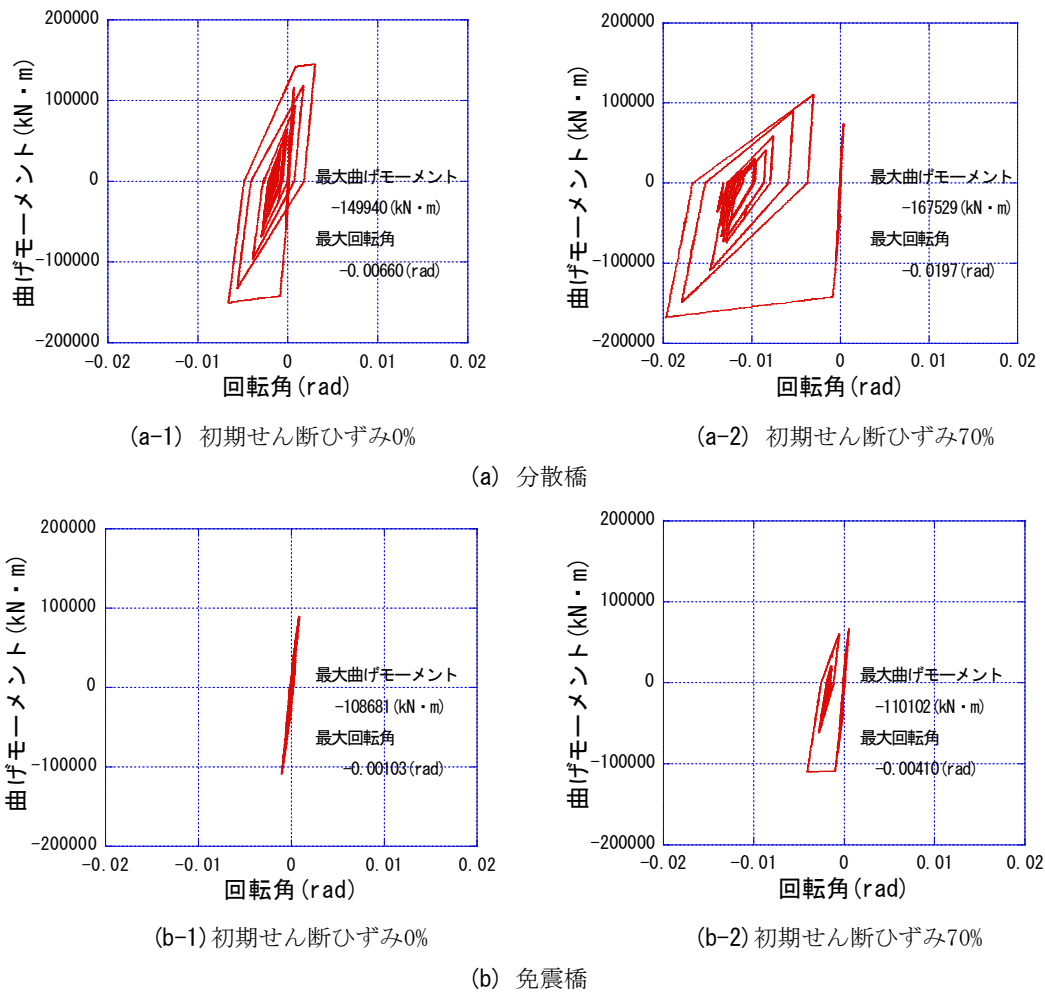


図-15 橋脚基部の曲げモーメントと回転角の関係

表-8 検討対象橋の支承と橋脚

橋	支承の種類と形状	橋脚形状
免震橋	LRB G12 □1,250×39×3層	7,000×3,000
分散橋	RB G12 □1,620×48×3層	7,000×3,500

り開放され、橋脚や支承の応答が大きくなることがわかる。ただし、橋梁規模によって温度変化に起因する桁の伸縮による不静定力は大きく異なるため、不静定力の程度により橋脚の過強度と同様に設計体系で考えるべき問題である。ただし、施工によって残留する不静定力は主荷重として扱われるため、道路橋示方書に基づき耐震設計に見込まれているので問題にならない。

7. まとめ

検討結果を以下にまとめる。

- ① LRB の性能変動により-15%程度の剛性低下があれば、せん断ひずみが有意に大きくなる。しかし、高ひずみ域に発現する LRB にハードニング特性をバイリニアで解析すると LRB のせん断ひずみは許容せん断ひずみ程度に、橋脚は性能変動を考慮しない塑性率程度に収まった。
- ② LRB の性能変動がない場合にハードニング特性をバイリニアで解析すると、せん断ひずみは低減され、橋脚の塑性率は0.2程度大きくなったが、橋脚の塑性率は許容塑性率に対して一般にある程度余裕を持っているので、問題になりにくいと考えられる。
- ③ 文献¹²⁾によりハードニング特性をバイリニアにモデル化した解析結果では、道路橋支承便覧に準じた場合とほぼ同じ応答となった。
- ④ ハードニング特性を実挙動に近いトリリニアとしてモデル化した解析結果では、バイリニアにモデル化した場合よりも応答の変化は小さい傾向にある。したがって、ハードニング特性を設計に見込む場合には、バイリニアあるいはトリリニアとするかを検討しておく必要がある。
- ⑤ 橋脚の過強度により LRB のせん断ひずみは顕著には大きくならなかった。これに対し、橋脚の塑性化は過強度により顕著に抑制されて耐震性が向上する。
- ⑥ 温度変化に起因する桁の伸縮による不静定力は、伸縮桁長が長くなるにしたがい地震時応答への影響が大きくなる。これに、橋脚の過強度等の影響が組み合わされれば、支承部にさらに大きな力が作用するので、橋脚の過強度と同様に設計での扱いに合わせて検討しておく必要がある。

8. あとがき

LRB の性能は、各種依存性や耐久性により剛性が低下しても、ハードニング特性が必ず発現するので、地震時の LRB の応答は大きくなりにくい。しかし、ハードニング特性を考慮して設計する場合に、剛性が低下すれば応答が大きくなって許容せん断ひずみを超過することがあることに留意を要する。一方、橋脚の過強度や温度変化に起因する桁の伸縮が支承部に及ぼす影響は、それを打ち消す外的要因がないため、設計上の扱いを考えておく必要がある。

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，2012.3
- 2) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4
- 3) 内藤伸幸，松田泰治，宇野裕恵，川神雅秀：鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力特性のモデル化に関する研究，第 71 回土木学会年次講演概要集，2016.9
- 4) 松田泰治，宇野裕恵，宮本宏一，柚木浩一：温度による桁の伸縮を考慮した橋梁の応答評価に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1039-1044，2008.7
- 5) 宇野裕恵，松田泰治，宮本宏一，柚木浩一，長悟史，篠田隆作：温度変化が免震橋・非免震橋の地震時挙動に及ぼす影響，第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集，PP.577-584，2010.11
- 6) 宇野裕恵，松田泰治，宮本宏一，柚木浩一，長悟史，田中翔，篠田隆作：温度による桁の収縮の影響を考慮した PC 多点固定橋の応答評価に関する一考察，土木学会地震工学論文集，Vol.30，PP.273-282，2009.12
- 7) 北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会：北海道における鋼道路橋の設計および施工指針〔第 1 編〕設計・施工編，2012.1
- 8) 小坂晃，井上清孝，仙田利明，七戸文雄，今井隆：橋梁用 LRB の耐久性に関する実験的研究，第 58 回土木学会年次講演概要集，I -371，2013.9
- 9) 七戸文隆，久慈茂樹，宇野裕恵，小坂晃，今井隆：橋梁用 LRB の性能安定性に関する実験的研究，第 58 回土木学会年次講演概要集，I -370，2013.9
- 10) 東・中・西日本道路株式会社：構造物施工管理要領，2015.7
- 11) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3
- 12) 高橋良和，篠原聖二，星隈順一：免震支承の設計モデルの高度化，第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設

- 13) 足立幸郎, 運上茂樹: 免震支承の等価剛性および等価減衰定数のばらつきが免震橋梁の地震応答特性に及ぼす影響, 第4回地震保有耐力法に基づく橋梁の

(2016. ??. ??受付)

STUDY ON INCREMENT OF SEISMIC RESPONSE DUE TO CHANGE OF CHARACTERISTIC OF LEAD RUBBER BEARING

Hiroshige UNO, Nobuyuki NAITO, Taiji MAZDA and Masahide KAWAKAMI

As the characteristic of Isolation bearing using for bridges has changed according to various factors, the seismic behavior sometimes occur different from the desirable behavior in design. In this paper, we studied the influence gotten by the reduction of stiffness due to dependence factors and the investigation supplied by hardening characteristic. Furthermore, we introduced the influence to LRB based on the over rigid characteristic of pier and the indeterminate force induced by temperature change. As a result, the share deformation ratio of LRB is apt to approach to the crash share deformation ratio, but we certified that it was reduced by hardening characteristic in high share deformation region. On the other hand, the over rigid characteristic of pier and the elongation of girder by temperature also makes the seismic response of LRB much more. But, this problem is common to all type bridges. So, this ought to be dealt within the basic design method. We have to pay careful attention to the design that these factors promote piers plasticization.