R C ラーメン高架橋の地震時損傷度評価法 に関する実験的研究

丹間泰郎¹·下村勝²·佐野弘幸³·西村昭彦⁴

¹東海旅客鉄道(株) 新幹線鉄道事業本部 施設部 検査担当課長(〒100-0005 東京都千代田区丸の内1-9-1) ²東海旅客鉄道(株) 新幹線鉄道事業本部 施設部 検査担当課 (同上) E-mail:mkn-shimo@nifty.com ³(株)ジェイアール総研エンジニアリング(〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38) E-mail:sano@jrseg.co.jp ⁴(株)ジェイアール総研エンジニアリング 代表取締役 副社長(同上)

地震により被災した構造物の復旧にあたっては,被った損傷程度を正確に推定し,それに応じた復旧対 策を施す必要がある.本研究は,東海道新幹線RCラーメン高架橋を評価対象とし,固有振動数の変化か ら地震時の最大応答塑性率を推定する評価式を模型試験により構築した上で,実橋への具体的な適用手法 を提案する.評価式は,地震による構造物の損傷は一方向に限定されないことや,その残留変形は地震動 の収束や揺れ戻し等によりばらつきがあることなど,これら現象が高架橋の固有振動数に与える影響を把 握した上で,試験データを統計処理して構築した.また,提案する実橋への適用手法については,現地に て正負交番載荷試験を実施した実橋を対象として,その合理性を検証した.

Key Words : earthquake damage, rigid frame bridge, ductility factor, natural frequency

1.はじめに

鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)において は,構造物の重要度に応じて耐震性能を定めてこれを確 保する設計,すなわち限界状態設計法が導入されている. ところが,地震により被害を被った構造物はその残留変 位が小さい場合が多く,損傷度の程度を外観から見極め ることは難しい場合が多い.被災した構造物の復旧にあ たっては,その構造物がどの程度の損傷を被ったのかを 正確に推定する必要があり,その損傷度に応じた復旧対 策を施さなければならない.したがって,震災後の迅速 な復旧に際しては,被災した構造物の損傷度を迅速にか つ正確に推定する手法を確保しておく必要がある.

既報告の研究¹⁾では,RCラーメン高架橋をモデルとした2柱ラーメン模型試験体による正負交番載荷試験を 実施し,損傷過程における固有振動数を衝撃振動試験 ²⁾³⁾により測定して,損傷度と全体系1次固有振動数の低 下率との相関関係を明確にした上で,損傷度推定式を提 案している.その根拠となる模型試験は,一方向の正負 交番載荷試験により試験体へ損傷を与え,各載荷ステッ プ負側の最大変位から単調に徐荷した時点において,載 荷方向の固有振動数を計測している.

一方,地震による構造物の被害は,方向による損傷程

度の差はあるものの一方向に限定されることはなく,また,その残留変位は地震動の収束と揺れ戻し等によりばらつきがある.他方,外観からは方向による損傷程度の差を判別し難くい場合や,現場条件から特定方向の固有振動数しか計測できない場合もある.これら構造物の損傷方向や残留変位の違いが,構造物の固有振動数に及ぼす影響について,過去に研究された例はなく,固有振動数を利用した損傷度推定式を確立するにあたって,明らかにすべき課題と考える.

そこで本研究では,これら課題を実験的に明確にする ため,既報告の研究¹⁾に続いてRCラーメン高架橋をモ デルとした模型試験体を2体製作し,種々の正負交番載 荷試験を実施し,衝撃振動試験により固有振動数の推移 を把握することとした.続いて,最大応答塑性率を推定 する指標として,全体系1次固有振動数,柱部分2次固 有振動数について全試験の計測データを分析し,最大応 答塑性率をより正確に推定する評価式を構築することを 試みた.ただし,これら試験データはフーチング下端の 境界条件が固定である特異条件下にあり,地盤条件や基 礎種別が区々な実橋の評価には直接適用できないため, 既報告¹⁾においても明確にされていない.

そこで本研究では,実橋をばねマス系振動モデルに置換し,固有値解析法を用いたシミュレーションにより,

表-1 試験全ケース

-						
		試馬	倹	≐式用金	言式 臣余	
		R300	R350	百八将火	 百 八 尚央	
モデル			喬1/2縮尺			
在刻	柱幅 (mm)	300	350	3	00	
副材	柱高 (mm)	2900	3650	2900	2400	
13	柱補強		無補強		鋼板巻補強	
スラ	ラブ 梁 ・フー テング部材	十分な	剛性 強度の音	『材に置換	実橋1/2縮尺	
構造形式		線路直角	断面2柱式	線路直角断面& 線路方向1径間 4柱式	線路直角断面 2柱式	
全高 (mm)		3900	4650	3900	3400	
交番載荷要領		1方向	3cycle	2方向3cycle	1方向1cycle	



図-1 模型試験体のモデルとした実橋柱の配筋 現状の実測固有振動数から無損傷状態の固有振動数の初 期値を推定した上で,地盤ばねを変化させることで実験 に基づく評価式を直接適用可能とする手法を提案する. 本手法により最大応答塑性率に応じた固有振動数を精度 良く予測することが可能であり,その合理性については, 現地にて正負交番載荷試験を実施した実橋を対象に検証 することとした.

2. R C ラーメン高架橋の模型試験

(1) 試験目的と概要

模型試験の目的は,地震時の損傷度すなわち最大応答 塑性率に応じた構造物の固有振動数データを取得するこ とにある.そこで,東海道新幹線の標準高架橋柱をモデ ルとした 1/2 縮尺の模型試験体を製作し,地震時を模擬 した正負交番載荷試験を実施した.固有振動数の測定は, 実橋の健全度調査で幅広く利用している衝撃振動試験 ²³³を用いた.これまで実施した試験全ケースを表-1 に, 模型試験体のモデルとした実橋柱の配筋図を図-1 に, 模型試験体の材料強度を表-2 示す.

既報告¹⁾である試験 は,基本となる固有振動数デー タを取得するため,1 方向の正負交番載荷試験により, 構造物の損傷を線路直角方向に限定し,各載荷ステップ 表-2 模型試験体の材料強度

単位 N/mm

	実験	実験	実験
コンクリート圧縮強度 / 試験時	39.0	32.0	31.8
軸方向鉄筋(D16) 降伏強度	388	387	390
帯鉄筋(4) 降伏強度	504	467	490



写真-1 試験 :載荷状況

負側の最大変位から単調徐荷した時点で固有振動数を測定した.なお,載荷は1ステップ3サイクルとし,サイクル数が固有振動数に及ぼす影響を把握するため,1部ステップにおいて1サイクル後と3サイクル後で固有振動数の差を把握することとした.試験体はR300,R350の2基とし,実橋の線路直角方向断面のみ模擬した2柱モデルとした.

試験の目的は,地震による構造物の被害は方向による損傷程度の差はあるものの一方向に限定されることはないため,その程度差が構造物の固有振動数に及ぼす影響について把握することにある.

試験の模型試験体は,線路直角方向断面と線路方向 1径間とする4柱試験体とし,最も損傷を被りやすい柱 部材を中心にモデル化し,梁部材はスチール構造に置換 して製作した.載荷は変位制御とし,降伏変位手前まで は1ステップ1サイクル載荷,降伏変位以降はその整数 倍にて1ステップ3サイクル載荷とした.なお,載荷と 計測要領は,先ず線路直角方向に1ステップ完了後,ジ ャッキを取外して衝撃振動試験を実施し,続いて線路方 向に1ステップ完了後,再度ジャッキを取外して衝撃振 動試験を実施するという要領で繰り返した.載荷状況を 写真-1に示す.

試験の目的は,地震による構造物の残留変位はばらつきがあることから,その程度差が構造物の固有振動数に及ぼす影響について把握することにある.また,実橋は柱鋼板巻き立てによる耐震補強が施されているものも多いため,鋼板巻が固有振動数に及ぼす影響についても合わせて把握することとした.

試験の模型試験体は,線路直角方向断面のみを模擬した2柱試験体とし,柱の鋼板巻補強を施すことで,柱と梁,フーチングの接合部に損傷が及ぶことが想定されたため,それら各部材とその接合部ハンチについても詳細に製作した.なお,補強鋼板は t=3.2m とし,柱面と



写真-2 試験 :載荷状況

表-3 載荷試験結果

	試験					試馬	≐≓ ₽≈			
載荷。	R30	0試験体	R350試験体		線路直角方向		線	路方向	司马尚央	
ステップ	変位	最大荷重	変位	最大荷重	変位	最大荷重	変位	最大荷重	変位	最大荷重
	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)
1 y	25	153	32	177	24	278	24	282	13	175
2 у	50	174	64	216	48	345	48	328	26	212
3 у	75	172	96	218	72	346	72	331	39	225
4 y	100	169	128	217	96	342	96	326	52	227
5 y	125	138	160	179	120	323			65	228
9 y									117	228
10 y									130	224
12 y									156	224
14 y									182	210
16 y									208	198





15mmの隙間を設けて無収縮モルタルを充填した.載荷は 変位制御とし,降伏変位以降はその整数倍とし,低サイ クル疲労による鉄筋の座屈破断を避けるため,各ステッ プ1サイクル載荷とした.なお,載荷と計測要領は,先 ず負側最大変位より単調徐荷した時点でジャッキを取外 して衝撃振動試験を実施し,続いて正側へ載荷して途中 で徐荷することで残留変位をほぼゼロに調整し,再度ジ ャッキを取外して衝撃振動試験を実施するという要領で 繰り返した.載荷状況を写真-2に示す.

なお,本研究では,列車がない状態での衝撃振動試験 の実施を想定しているため,試験体柱の軸力は,死荷重 のほかバラストや軌道等の付加死荷重のみを考慮するこ ととしし,各試験体ともに1柱あたり140kNの鋼製ウエ イトを試験体天端に設置することで,柱下端での軸力を 約200kNに設定した.

(2) 交番載荷試験結果

試験 ,試験 ,試験 の模型試験体天端における水平



荷重と水平変位の関係を図-2~図-6 に示す.なお,載荷 ステップの基本となる降伏変位(1 y)は,柱軸方向鉄 筋の計測ひずみや試験体天端の荷重~変位曲線の勾配を もとに載荷中に暫定的に決定したものである.表-3 に 各ステップの最大変位と最大荷重を示す.

試験 は R300, R350 ともに,2 y において最大荷重 に達し,4 yにおいて繰り返しの影響により3サイクル 目の荷重低下が生じ,5 y において斜めひび割れが大 きく開口して荷重が上がらなくなり試験を終了した.

試験 は線路直角方向,線路方向ともに2 y において最大荷重に達し,4 yまで最大荷重をほぼ維持した.



写真-3 試験 :試験終了時の破壊状況



写真-4 試験 :試験終了時の破壊状況

5 y 線路直角方向において繰り返しによる荷重低下が 著しく生じ,斜めひび割れが大きく開口して荷重が上が らなくなり試験を終了した.実験終了時の柱上部の破壊 状況を写真-3に示す.

試験 は 4 y において最大荷重に達し,10 y 以降 徐々に荷重が低下し,16 y において試験体が面外に傾 斜し始めたため試験を終了した.試験終了時の柱上部の 破壊状況を写真-4 に示す.なお,柱部材は鋼板巻によ り拘束されたいるため,柱下端の損傷はフーチング周囲, 柱上端の損傷は縦梁部分に集中した.また,横梁につい ては下面と柱との接合部境界にのみクラックが発生した.

(3) 衝撃振動試験結果

試験 , 試験 , 試験 における試験体の実測固有振動数を表-4,表-5,表-6に,塑性率と低下固有振動数比 (Rf=当該塑性率における固有振動数/載荷前の固有 振動数)の関係を図-7,図-8,図-9に示す.

固有振動数と塑性率の関係を分析するにあたり,全試 験について計測ひずみを再整理し,降伏変位を詳細に定 めた結果を表-7 に示す.なお,着目部位は各柱上下端 であり,計測ひずみ値が急変する直前の変位を降伏変位 として定めた.

本研究においては,最初に1部位が降伏した時の変位 を初降伏変位として定義し,それから計算される塑性率 をµfiと表記する.また,着目する全部位が降伏した 時の変位を全降伏変位として定義し,それから計算され る塑性率をµalと表記する.ここでµfiを指標とした 方が最弱部位の損傷程度が明確となり,実務上有効であ

表-4 試験の実測固有振動数

F≓E∻ 1		試馬	食体 R3	300			試馬	検体 R:	350			
611尚央 】	塑性率		固有振動数(Hz)			塑性	İ率	固有振動数(Hz)				
載荷要領	μfi	μal	全体 1次	柱部分	分 2次	μfi	μal	全体 1次	柱部分	分 2次		
載荷前	0.00	0.00	3.4	111	114	0.00	0.00	3.2	80	81		
クラック発生後	0.24	0.22	3.2	109	113	0.18	0.17	2.9	76	76		
2/3降伏荷重	0.52	0.48	3.2	108	107	0.40	0.37	2.8	73	73		
1 y-1cycle後	1.02	0.93	3.0	99	105	0.98	0.91	2.6	70	71		
1 y-3cycle後	1.02	0.93	2.9	97	95	0.98	0.91	2.4	66	68		
2 y-1cycle後	2.03	1.87	2.3	75	80	1.96	1.82	2.1	56	60		
2 y-3cycle後	2.03	1.87	2.1	67	70	1.96	1.82	2.0	51	54		
3 y-3cycle後	3.05	2.80	1.9	57	64	2.94	2.74	1.8	44	44		
4 y-3cycle後	4.07	3.73	1.8	60	59	3.93	3.65	1.7	44	41		
5 y-3cycle後	5.08	4.66	1.5	61	37	4.91	4.56	1.4	37	44		

表-5 試験の実測固有振動数

	H															
Ĕ÷∄≣会 】	F:# 1 朔州女			直角 (C)方向	線路 (L)方向										
611、海央 】	単に	±~~	固有	ī振動数	(Hz)	固有	丽振動数	(Hz)								
載荷要領	μfi	µ al	全体 1次	柱部:	分 2次	全体 1次	柱部:	分 2次								
載荷前	0.00	0.00	2.9	102	88	3.1	114	85								
クラック発生後C方向	0.26	0.20	2.7	98	85	2.9	110	83								
クラック発生後 L方向	0.26	0.20	2.7	99	85	2.9	109	83								
2/3降伏荷重C方向	0.58	0.44	2.7	98	84	2.9	109	83								
2/3降伏荷重 L方向	0.58	0.44	2.7	98	84	2.8	108	83								
1 y-C方向-3cycle後	1.00	0.76	2.4	96	83	2.8	105	83								
1 y-L方向-3cycle後	1.00	0.76	2.4	96	78	2.6	103	82								
2 y-C方向-3cycle後	2.01	1.51	2.0	68	69	2.1	61	64								
2 y-L方向-3cycle後	2.01	1.51	1.8	60	66	2.0	53	59								
3 y-C方向-3cycle後	3.01	2.27	1.7	39	40	1.8	44	53								
3 y-L方向-3cycle後	3.01	2.27	1.7	34	40	1.7	36	52								
4 y-C方向-3cycle後	4.02	3.03	1.5	23	29	1.6	27	34								
4 y-L方向-3cycle後	4.02	3.03	1.5	29	33	1.5	26	36								
5 v_C 方向_3 ovelo 後	5.02	3 70	16	66	60	16	50	53								

表-6 試験の実測固有振動数

ビ ゴ 日本 1	朔水	+ 327	残留	变位処理	里なし	残留変位処理あり			
国 北词火 】	(<u>)</u>	I-1	固有	ī振動数	(Hz)	固有振動数(Hz)			
載荷要領	μfi	µ al	全体 1次	柱部	分 2次	全体 1次	柱部	分 2次	
載荷前	0.00	0.00	5.4	161	161	5.4	161	161	
クラック発生後	0.13	0.07	5.1	157	159				
2/3降伏荷重	0.70	0.39	4.9	153	148				
1 y '-1cycle後	0.86	0.48	4.7	143	147				
2 y '-1cycle後	1.71	0.95	3.9	128	125				
2 y-1cycle後	2.06	1.15	3.5	111	118	3.3	110	111	
3 y-1cycle後	3.10	1.72	3.2	105	107	3.1	104	107	
4 y-1cycle後	4.13	2.29	2.9	100	101	2.8	98	90	
5 y-1cycle後	5.16	2.86	2.8	95	96	2.7	93	74	
6 y-1cycle後	6.19	3.44	2.6	92	95	2.4	89	70	
7 y-1cycle後	7.22	4.01	2.6	90	93	2.4	87	65	
8 y-1cycle後	8.25	4.58	2.4	88	91	2.3	86	63	
9 y-1cycle後	9.29	5.15	2.4	86	89	2.2	85	56	
10 y-1cycle後	10.32	5.73	2.3	85	81	2.2	80	61	
12 y-1cycle後	12.38	6.87	2.3	87	81	2.2	79	61	
14 y-1cycle後	14.44	8.02	2.3	92	81	2.1	83	65	

表-7 降伏部位数と試験体天端水平変位

		試験体天端での水平変位 (mm)										
全柱上下端部 の う 5降伏		試馬	矣		±≓≣	\$	≐≠₽₽					
	R300		R350		口儿问	*	百八海央					
した部位数	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側				
1部位	27.0	-22.2	31.4	-33.8	24.5	-23.2	12.7	-12.5				
(初降伏)	24.6		32.6		23	3.9	12.6					
全部位の1/2	27.0	-22.2	32.5	-33.8	26.3	-23.2	13.2	-13.6				
全部位の3/4	27.6	-23.8	32.5	-35.0	27.5	-27.0	14.6	-14.0				
全部位	29.0	-24.5	33.7	-36.4	31.6	-31.8	24.1	-21.2				
(全降伏)	26	6.8	35	i.1	31.7		22.7					

下段太字は正負の平均値

ると考えられるが, µal を指標として加えた理由は, 全降伏変位が荷重変位曲線の変極点に相当していること から,今後,異なる柱断面を有する異径間ラーメン高架 橋等への適用性がより高いと考えるためである.

全般的な傾向として,全体系1次固有振動数について は,その低下固有振動数比と塑性率(µfi)の関係は,図 -7に示すように,全試験結果ともに極めて類似してお り,塑性率が2.0に至るまでの低下が著しく,低下固有 振動数比は0.6程度となる.また,塑性率(µal)との関 係は,図-8に示すように全試験結果ともに類似した傾 向にはあるが,ややばらつく傾向が認められた.

柱部分 2 次固有振動数については、その低下固有振動 数比と塑性率(µfi)の関係は,図-9に示すように,ばら



つきが非常に大きく,損傷方向や鋼板巻補強が固有振動 数に与える影響が大きいことがわかる.

a) 試験 結果分析

表-3 より, R300, R350 の載荷時の1 y, 2 y における1サイクル後と3サイクル後の全体系1次固有振動数を比較すると,後者の方が低く,その差は最大で0.2Hzであり,低下固有振動数比の差で0.06である.

また,柱部分2次固有振動数についても同様の傾向で あるが,その差は最大で10七であり,低下固有振動数 比の差は0.09である.

以上のことから,サイクル数が固有振動数に与える影響はあるが,全体系1次固有振動数は,柱部分2次固有 振動数と比較してその影響が小さく,塑性率を推定する 指標としては,全体系1次固有振動数を用いた方が精度 が高いと考えられる.

b) 試験 結果分析

表-4 より,載荷時の各ステップにおいて,線路直角 (C)方向載荷後(C方向の損傷が大きい場合)と線路(L) 方向載荷後(C・L方向の損傷が同じ場合)の全体系1次 固有振動数を比較すると,後者の方が低く,その差は最 大で0.24zであり,低下固有振動数比の差は0.06である.

また, 柱部分2次固有振動数についても同様の傾向で あるが, その差は最大で8½であり,低下固有振動数比 の差は0.08である.

以上のことから,2方向の損傷差が固有振動数に与え る影響はあるが,全体系1次固有振動数は,柱部分2次 固有振動数と比較すると影響が小さく,塑性率を推定す る指標としては,全体系1次固有振動数を用いた方が精 度が高いと考えられる.

また,図-7,図-8より,全体系1次の低下固有振動数 比と塑性率(µfi,µal)の関係は,試験 と試験 で類 似していることから,2方向の損傷を受けた場合と1方 向のみの損傷を受けた場合とでは,全体系1次固有振動 数に与える影響は小さいと判断できる.

一方,図-9より,試験の柱部分2次固有振動数の低 下度は試験よりも大きく,かつ,ばらつきも顕著である.これは,柱端部の損傷によるコンクリート塊の微妙





図-9低下固有振動数比(柱部分2次)と塑性率(µfi)の関係 なかみ合わせ等が,柱部分2次モードの境界条件として 大きく影響するためと考えられる.

c) 試験 結果分析

表-5 より,載荷時の各ステップにおいて,残留変位の 有る場合(残留変位処理なし)とほぼゼロの場合(残留 変位処理あり)の全体系1次固有振動数を比較すると, 後者の方が低く,その差は最大で0.24z であり,低下固 有振動数比の差は0.04 である.

また,柱部分2次固有振動数についても同様の傾向で あるが,その差は最大で33Hzであり,低下固有振動数 比の差は0.20となる.

以上のことから,残留変位の有無が固有振動数に与え る影響はあるものの,全体系1次固有振動数は,柱部分 2次固有振動数よりも影響が極めて小さく,塑性率を推 定する指標としては,全体系1次固有振動数を用いた方 が精度が高いと考えられる.

また,図-7,図-8より,全体系1次の低下固有振動数 比と塑性率の関係は,試験,試験と類似した傾向に あり,初降伏変位を塑性率の基準としたµfiを指標と た場合には,鋼板巻補強柱と無補強柱の低下固有振動数 比(全体系1次)はほぼ等しい結果となった.

一方,図-9より,柱部分2次の低下固有振動数比は試 験や試験と大きく異なる.これは,損傷位置の違い が柱部分2次モードの境界条件として大きく影響するた めと考えられる.



(1) 最大応答塑性率の推定指標

前章において,模型試験体の塑性率と全体系1次固有 振動数,および柱部分2次固有振動数の関係を分析した 結果,繰り返し回数差,方向による損傷の程度差,残留 変位の程度差が固有振動数に与える影響は,全体系1次 固有振動数の方が極めて小さいことが明らかとなった. したがって,塑性率を推定する指標としては,全体系1 次固有振動数を用いた方が推定精度が高いと考えられる.

(2) 最大応答塑性率の推定式の提案

全体系 1 次固有振動数を用いて塑性率(µfi,µal)を推 定する評価式を構築するにあたり,低下固有振動数比の 逆数(1/Rf),ならびにその 2 乗(1/Rf²)と塑性率(µ fi,µal)の関係を分析することとした.図-10~図-13 に 相関図を示す.

分析にあたっては,試験 と試験 の最終ステップの データ,および鋼板巻補強された試験 の全データにつ いて除外することとした.これは,試験 と試験 の最 終ステップでは,斜めひび割れが開口した状態であり, 固有振動数のばらつきが大きく,またそのような状況で は外観から損傷状況が十分把握できるため,固有振動数 による評価は不用であるためである.

分析の結果,何れの相関係数ともに 0.93~0.96 を示 すものの,図-10,図-11 と図-12,図-13 との比較より, 1/Rf²を指標とする方が,データのばらつきがより直 線的に分布し,最大誤差をより小さくできることがわか る.したがって,塑性率(µfi,µal)を推定する評価式



 $\mu fi = 1.31 \times (1 / R f^2) - 1.04$ (1) $\mu al = 1.06 \times (1 / R f^2) - 0.82$ (2)

4.実橋の地震時最大応答塑性率の推定手法

(1)実橋への適用方法の提案

前章において提案した最大応答塑性率(µfi,µal)と全体系 1 次の低下固有振動数比(Rf)の関係式は,模型試験の実測値に基づき構築した実験式であり,試験体下端の境界条件は固定である.したがって,地盤強度,基礎形式や基礎種別が区々である実橋へ直接適用することができない.

また,低下固有振動数比を算出するには,ひび割れ等 が入っていない初期(無損傷時)の固有振動数を把握し ておく必要があるが,建設後40年が経過している実橋 においては,直接,初期の固有振動数を測定することは 不可能である.

そこで,現状の実測固有振動数(全体系1次,柱部分 2次)から,固有値解析法によるシミュレーション解析 (逆解析)を行ない,先ず,現状の柱の曲げ剛性と地盤 ばねを推定⁴⁵⁰した後,柱の弾性係数を材料試験値もし くは設計値に再設定して解析することにより,初期の固 有振動数を推定する方法が考えられる.

また,最大応答塑性率の推定式(式(1)式(2))を適用 するためには,固有値解析モデルにおける現状の地盤ば ね値を一旦大きくして,下端を固定条件としたモデルに て適用する方法が考えられる.



図-14 実橋の塑性率推定手法の流れ

以上の方法を踏まえて,実橋の地震時最大応答塑性率を 推定する手法の流れを図-14 に示す.

図-14 において,地震による損傷時の地盤ばねは現状 の地盤ばね K1 を用いることとした.これは,研究対象 としている東海道新幹線ラーメン高架橋の場合,柱部材 の曲げ耐力に比較して,基礎の耐力は非常に高いためで ある.このことは,次節で述べる実橋の載荷試験におい ても杭部材の損傷は確認されず,また,基礎フーチング の水平変位,回転角の計測値についても上部構造系が終 局状態に至るまで,線形挙動を呈していたことに裏付け られる.

(2)実橋の載荷試験結果による検証

a) 実橋の塑性率と実測固有振動数の関係

既報告の研究¹⁾において報告されている実橋の載荷試 験データを用いて,前節で提案した適用手法の妥当性を 検証することとした.実橋の載荷試験は,品川新駅の建 設に伴い撤去される直前の実橋(2柱式3径間単線ラー メン高架橋)を使用して,線路方向に正負交番載荷試験 を実施し,載荷ステップ毎に衝撃振動試験を実施して固 有振動数を計測したものである.

塑性率と実測固有振動数の関係を整理するにあたり, 正確な塑性率(µfi)を算定するため,全体の水平変位 から基礎の水平変位を除き,上部構造系のみの水平変位 を算出した.また,全降伏時の水平変位は,全体系の荷

表-8 実橋の塑性率と実測固有振動数

	水平変位 (mm) _			上部構造	の塑性率	全体系1次	
) ぼ橋試験】	全体	基礎	上部構造	μfi	μal	固有振動数	備考
			-	(y=36.7)	(y=60)	(Hz)	
載荷前	0	0.0	0	0.0	0.0	2.32	柱2次: 33~37Hz
step0	8	0.2	8	0.2	0.1	2.20	
step1	16	0.5	16	0.4	0.3	2.20	
step2	32	1.3	31	0.8	0.5	2.20	
step3	64	2.9	61	1.7	1.0	2.08	
step4	96	3.8	92	2.5	1.5	1.83	
step5	128	4.1	124	3.4	2.1	1.71	
step6	160	4.3	156	4.2	2.6	1.59	
step7	192	4.5	188	5.1	3.1	1.59	
step8	224	4.1	220	6.0	3.7	1.34	破壊

	柱のE		下		下端:地盤ばね			
	(x 10 ⁴ kN/m ²)	к	固有振動数 (Hz)	1/R f	μfi	µ al	К	固有振動数 (Hz)
載荷前の状態における柱 曲げ剛性と地盤ばねの推定	12.2						K1 ^{*)}	2.32
初期 (無損傷時)の固有振 動数の推定値	20.0						K1	2.90
下端固定上での初期の固 与振動数の推定	20.0	K1 × 10 ³	3.03	1.00				
	16.0	$K1 \times 10^{3}$	2.72	1.11	0.59	0.50	K1	2.63
	12.8	$K1 \times 10^{3}$	2.44	1.24	0.98	0.81	K1	2.37
任意の固有振動数に対す Z是士広答期世家 地段げわ	10.0	$K1 \times 10^{3}$	2.17	1.40	1.51	1.25	K1	2.12
5歳久心各型性率,地盤はる 上の固有振動数の推定	7.2	$K1 \times 10^{3}$	1.84	1.65	2.51	2.05	K1	1.81
	4.8	$K1 \times 10^{3}$	1.51	2.01	4.23	3.45	K1	1.49
	3.6	$K1 \times 10^{3}$	1.31	2.31	5.97	4.85	K1	1.30
					11 0.0			

表-9 実橋の塑性率と推定固有振動数



図-15 推定値と実測値の比較

重~変位曲線における変極点に相当すると仮定し,全降 伏変位を算定した.表-8 に塑性率(µfi,µal)と実測固 有振動数の関係を示す.

b) 実橋の塑性率に応じた固有振動数の推定

前節で提案した手法により,実橋の塑性率に応じた固 有振動数を推定する.先ず,実橋のばねマスモデルを構 築し,載荷前の実測固有振動数(全体系1次,柱部分2 次)をもとに,現状の柱の曲げ剛性と地盤ばねを逆解析 により算出した.その結果,地盤ばねはしゅん功図に基 づく値の約1.5倍,柱の曲げ剛性は近隣の同一形状の高 架橋から採取したコアの弾性係数を用いて計算される値 の0.61倍となった.続いて,柱の曲げ剛性を1.0倍に 再設定して解析した結果,初期(無損傷時)の固有振動 数は2.9 kz と算定された.以下,前節のフロー(図-14)に従い算出した結果を表-9に示す.

c) 実測値と推定値の比較・検証

塑性率(µfi,µal)と実測固有振動数,ならびに固有振動数の推定値を図-15に合わせて示す.

この結果,塑性率µfi に対する実測値は,µfi=1.5 付近にて推定値にすり付き,それ以降,実測値と推定値 は良好に一致している.このことは,建設後から載荷直 前までの 40 年間において既に μ fi = 1.5 程度の損傷履歴 を受けていたものと推測できる.

また,µal に対する実測値は,推定値と比較して低下 勾配は類似しているが,一致はしてはいない.これは, 推定式の根拠となる試験 と試験 は線路直角方向1径 間2柱式モデルであり,初降伏変位に対する全降伏変位 の比が1.1~1.3 であるのに対し,実橋は3径間4柱と なる線路方向載荷であり,同降伏変位比が1.6と大きい ためと考えられる.

5.まとめ

地震による損傷方向や残留変位の違いがラーメン高架 橋全体系1次固有振動数に及ぼす影響は些少であり,地 震時最大応答塑性率を推定する指標として,全体系1次 固有振動数を用いることは,実務上の問題は少ないこと を明らかにした.その上で,既報告である構造全体系の 最大応答塑性率を推定する実験式¹⁾の精度向上を図り, クラック等のない無損傷状態での固有振動数を初期値と した評価式を構築した.加えて,その評価式を実橋へ適 用するための具体的手法を新たに提案し,載荷試験を実 施した実橋を対象に検証した結果,極めて合理的である ことを確認した.詳細は次の通りである.

2 方向に損傷を受けた試験体の塑性率(µfi,µal)と 全体系1次の低下固有振動数比(Rf)の関係は,1方向に 損傷を受けた試験体のそれと概ね一致する.つまり,方 向の損傷程度差によらず,損傷が大きい方向の全体系1 次固有振動数を把握することで,適切に最大応答塑性率 (µfi,µal)を推定することが可能である.

2 方向の最大応答変位が何れも降伏点を越え,その 塑性率の差が1程度である場合,各方向の全体系1次の 低下固有振動数比(Rf)は,概ね等しい.つまり,外観 上,方向による損傷程度差が明確に判別できない程度で あれば,どちらの方向の全体系1次固有振動数を把握し ても,適切に最大応答塑性率(µfi,µal)を推定するこ とが可能である.

最大応答塑性率が同じ場合,残留変位が小さいほど

固有振動数は低下するが,全体系1次の低下固有振動数 比(Rf)で0.04の誤差であり,実務上の問題は少ない.

柱鋼板巻補強を施した場合の全体系 1 次の低下固有 振動数比(Rf)は,無補強の場合のそれと比較すると, 初降伏に対する塑性率(µfi)に対して良く一致する.

模型試験 の結果より,全体系1次の低下固有振動数比(Rf)から最大応答塑性率(µfi,µal)を推定する評価式を構築した.評価式は,実験値の回帰式であり相関係数は0.93~0.96を示す.ただし,基礎部の境界条件が固定である特異条件下での評価式である.

実橋の塑性率(µfi,µal)とその時の全体系 1 次固有 振動数の関係を推定する手法を提案した.具体的には, 実橋をばねマス系振動モデルに置換し,固有値解析法に よるシミュレーションにおいての評価式を適用するこ とで,塑性率(µfi,µal)に応じた全体系 1 固有振動数 を推定することができる.

現地にて正負交番載荷試験を実施した実橋を対象に, 提案手法()を用いて塑性率(µfi,µal)に応じた全体 系1固有振動数を推定した結果,初降伏に対する塑性率 (µfi)と全体系1次固有振動数の関係は,実測値と良好 に一致し,本提案手法の合理性を確認した.

参考文献

- 1) 関雅樹,西村昭彦,佐野弘幸,中野聡:RCラーメン高架 橋の地震時損傷レベルの評価に関する研究,土木学会論文 集,No.731/I-63, pp. 51-64, 2003.4
- 2) 西村昭彦,棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関す る研究,鉄道総研報告 vol.3,No.8,1989.8
- 3) 西村昭彦: ラーメン高架橋の健全度評価法の研究,鉄道総 研報告 vol.3,N0.9,1990.9
- 4) 関雅樹,西村昭彦,丸山泉,中野聡:ラーメン高架橋の健 全度評価の一手法,第24回地震工学研究発表会講演論文集 vol.24,pp.373-376,1997.7
- 5)田中宏昌,関雅樹,下村勝,中野聡:ラーメン高架橋の健 全度に関する柱の剛性評価の研究,構造工学論文集, vol.47,pp.1019-1028,2001.3

(2003.6.30 受付)

Experimental Study on a Method of Seismic Damage Evaluation for Reinforced Concrete Rigid Frame Viaduct

It is necessary to presume the damage grade exactly in restoration of the structure, which suffered a great deal of damage by earthquake, and to take the measures against restoration according to it. This research makes the Tokaido Shinkansen reinforced concrete rigid frame viaduct applicable to evaluation, and after building the evaluation formula, which presumes the seismic maximum response ductility factor from change of natural frequency by model experiment, it proposes the concrete application technique to a real bridge. After the phenomena such as the seismic damage to a structure is not limited in the one direction and the residual deformation has variation by convergence, resurgence of the ground motion, etc. which they affect on the natural frequency of a viaduct had grasped, statistics processing of the experiment data was carried out the evaluation formula was built. Moreover, about the proposed application technique to the real bridge, which carried out the cyclic loading test there.