

本州四国連絡橋の地震時挙動とシミュレーション解析

SEISMIC BEHAVIOR AND SIMULATION ANALYSIS OF HONSHU-SHIKOKU BRIDGE

吉澤 努^{*}, 森谷 俊美^{**}, 福永 勳^{***}, 川端 淳^{***}

Tsutomu YOSHIZAWA, Toshimi MORITANI, Susumu FUKUNAGA, Sunao KAWABATA

^{*}工修 大日本コンサルタント, 技術本部耐震技術室 (〒343-0851 越谷市七左町 5-1)

^{**}本州四国連絡橋公団, 第二管理局坂出管理事務所 (〒651-1075 神戸市中央区小野柄通 4-1-22)

^{***}本州四国連絡橋公団, 長大橋技術センター (〒651-1075 神戸市中央区小野柄通 4-1-22)

The development of the bridge damage estimation system after a large earthquake is promoted by Honshu-Shikoku Bridge Authority. In this system, to find out the damaged member of the bridge and to estimate the degree of the damage, the simulation analyses of the bridge is carried out using the observed earthquake wave with the seismic observation system. To obtain the result of the analysis and to estimate the damages rapidly, the analytical model must be produced and the accuracy of the analysis should be improved. In this paper, the study carried out with the system development was reported. The properties of the observed earthquake at the Seto-Ohashi Bridge of 1995 Hyogo-Ken Nanbu earthquake and the response of Hitsuishi Bridge were evaluated. The simulation analysis of Hitsuishi Bridge was carried out and the modeling method to reproduce the observed seismic response of the bridge was discussed.

Key Words: Honshu-Shikoku Bridge, cable stayed bridge, seismic response, seismic observation

キーワード: 本州四国連絡橋, 斜張橋, 地震応答, 動態観測

1. はじめに

本州四国連絡橋公団では, 大規模地震の際, 動態観測用計器で観測した地震波を, 事前に準備した長大橋のシミュレーション解析モデルに入力し, すみやかに損傷箇所と損傷程度を推定するシステムの構築を進めている。本稿では, この動態観測・橋体損傷推定システム構築の際検討した, 瀬戸大橋における1995年兵庫県南部地震による地震動の伝播過程, 設計地震動との比較, 距離減衰特性などに関する検討結果と, 櫃石島橋の地震時挙動について, 観測結果とシミュレーション解析結果との比較検討, 観測結果との整合を図るための解析的課題と精度向上のためのモデル化について報告する。

2. 兵庫県南部地震における瀬戸大橋の動態観測

2.1 地震計設置位置

瀬戸大橋には, 図-1および表-1に示すように, 路線に沿って8箇所地震計が設置されている。このうち, 地震計1G~4Gは地表面近く(深度G.L.-10m以浅)に埋設されている。地盤条件は花こう岩であり, 基盤露頭部での計測と考えることができる。地震計5G~8Gは番の州高架橋BVa9P橋脚とBVa10P橋脚の中間に埋設されており, 深度

G.L.-60mからG.L.-6mまで, 深度を変えて4箇所設置されている。

地震計は計測装置としてサーボ型加速度計を用い, 加速度波を計測した。地震計の周波数特性は0.1~35Hz, 計測器の測定可能範囲は±1000gal(測定レンジを1000gal, 300gal, 100galに切り替え可能)である。計測記録はAD変換後, 100Hzのサンプリング間隔で磁気テープに記録される。計測方向は東西, 南北および鉛直方向の3方向である。

2.2 地震計観測記録

(1) 動態観測の概要

1995年兵庫県南部地震において地震計で観測された観測波の一部を図-2に示す。また, 全ての地震計観測波の最大加速度を表-2に示す。なお, ノイズ除去と基線補正のため, 図-3に示すような特性をもつバンドパスフィルタを全ての観測波に適用した。

瀬戸大橋の路線は, 兵庫県南部地震の震央の方向に対してほぼ直交している。このため, 各地震計の震央距離は, いずれも114km±1kmの範囲にある。また, 地盤条件も, 1G~4Gまでは岩盤であり, 同様の振動特性であると判断される。これらにより, 表-2に示されるように, 計測値の最大値は, 地震計1G~4Gで大きな違いは見られなかった。

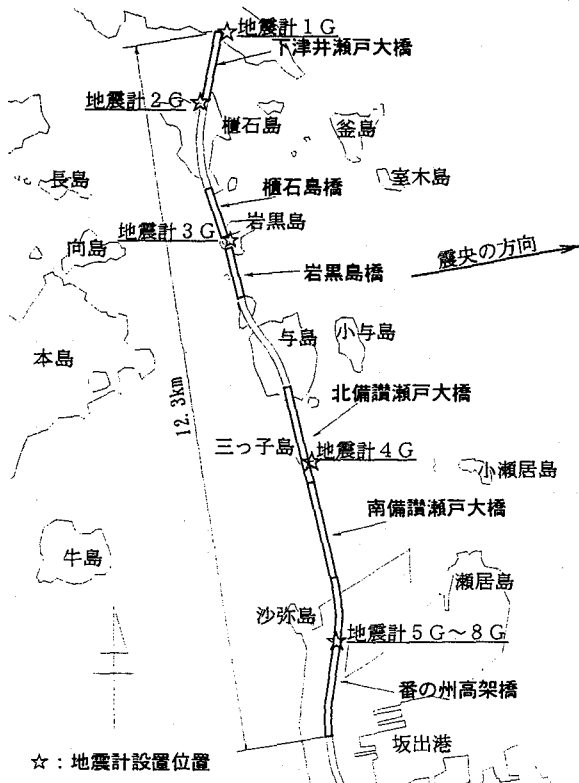


図-1 瀬戸大橋と地震計の位置図

表-1 地震計設置位置

名称	位置	深度	地盤条件	
1G	下津井瀬戸大橋SBP2近傍	G.L.-8m	花こう岩	
2G	下津井瀬戸大橋SB4A近傍	G.L.-6m	花こう岩	
3G	岩黒島橋IB1P近傍	G.L.-6m	花こう岩	
4G	北備讃瀬戸大橋BB3P近傍	G.L.-6m	花こう岩	
5G	番の州高架橋	G.L.-60m	花こう岩	
6G		G.L.-40m	洪積砂層	
7G		BVa9P~BVa10Pの間	G.L.-12m	沖積砂層
8G		G.L.-6m	埋立て土	

一方、番の州高架橋では、花こう岩の基盤上の約60mの厚さの表層地盤により、地震動の増幅が見られ、地震計5G~8Gにかけて、地震計設置深度が浅くなるにしたがって最大加速度が大きくなることが確認された。

(2) 距離減衰式による最大加速度の推定

平成2年版道路橋示方書に示された建設省土木研究所による距離減衰式を用いて、瀬戸大橋の兵庫県南部地震時の最大加速度を推定すると、地震波の最大加速度は、マグニチュードM7.2、震央距離114kmから、水平方向の最大加速度はI種地盤では83.3gal、II種地盤では98.0galとなった。

1G~4Gの岩盤における観測波の最大値は、いずれも距離減衰式の推定値を下回り、1/2以下の値であった。

一方、番の州高架橋のG.L.-6mの観測波の最大値は79.2galであり、II種地盤に対する距離減衰式の推定値に対し近い値であった。

鉛直方向の最大加速度はI種地盤では26.9gal、II種地盤では32.8galと算出される。これらは、観測波の最大値とよ

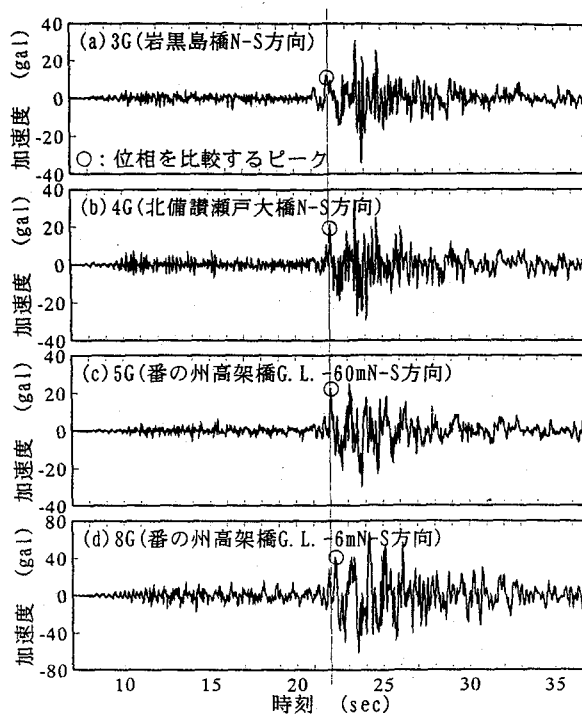


図-2 地震計観測波

表-2 地震計観測波の最大加速度

地震計	最大加速度 (gal)			
	南北方向	東西方向	水平最大	鉛直方向
1G	17.4	46.1	47.3	27.7
2G	32.8	24.5	34.7	14.0
3G	34.4	25.6	38.1	23.0
4G	32.2	24.7	34.7	14.6
5G	28.9	20.4	30.7	15.8
6G	38.5	38.7	46.7	23.1
7G	75.0	52.6	75.0	25.1
8G	65.5	64.9	79.2	31.6

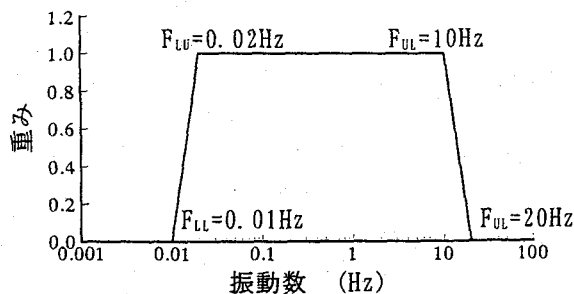


図-3 バンドパスフィルタの重み関数

く一致していた。

1G~4Gの地震計における観測記録が、距離減衰式の推定を下回った理由は、地震計設置地盤が岩盤であるため、表層地盤において地震動がほとんど増幅しなかったことによると考えられる。

(3) 距離減衰式による加速度応答スペクトルの推定

距離減衰式による加速度応答スペクトルの推定値と、地

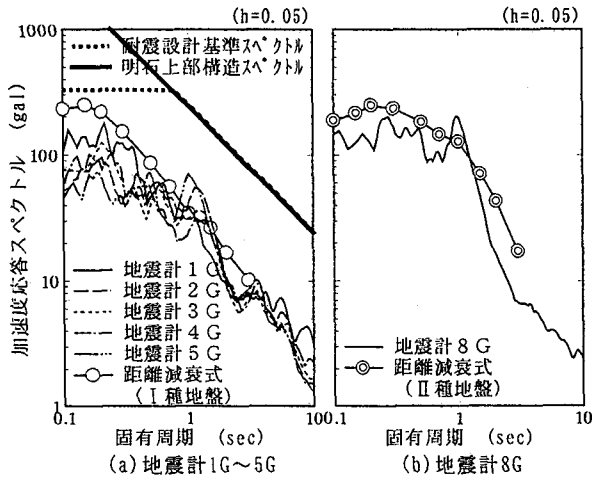


図-4 観測波の加速度応答スペクトル(水平方向)

震計観測波の応答スペクトルを比較すると、水平方向の地震動は図-4、鉛直方向の地震動は図-5の通りであった。ここで、観測波のスペクトルは、水平加速度が最大値となる方向(N30°E)の成分について作成した。

水平方向の地震動では、距離減衰式の推定値は瀬戸大橋の地震計観測波の加速度応答スペクトルをほぼ包絡しており、特にI種地盤では、固有周期0.6秒以下の短周期側で観測波の応答スペクトルに対し最大2倍程度上回っていた。この周期帯のスペクトルが過大に評価されていることは、(2)において最大値の推定が観測値を上回ったことと関連していると考えられる。

一方、固有周期1秒前後では、観測値のスペクトルが距離減衰式より卓越しているものがあつた。固有周期1秒~2秒の成分が卓越する傾向は、同地震の神戸市内の観測波についても見られるものであり、約100kmの地震動の伝播過程でもその傾向は失われていなかった。

鉛直方向の地震動では、応答スペクトルと距離減衰式は非常によく一致していた。

図-4(a)では、本州四国連絡橋の上部構造の耐震設計に用いる加速度応答スペクトル^{2),3)}を記入し、地震計観測波との比較も行った。観測波は最大加速度が100gal以下と小規模であつたため、その加速度応答スペクトルも全て設計スペクトルを下回っており、その約1/10の位置にプロットされた。一方、応答スペクトルの形状を比較すると、長周期側の傾きが概ね45°の負勾配となっており、設計標準スペクトルとほぼ平行となっていた。兵庫県南部地震は内陸型地震であるが、114kmの震央距離を隔てた位置での観測波は、海洋型地震を想定した耐震設計標準のスペクトルと似たスペクトル特性を示していたことが分かった。

(4) 地震計観測波の位相比較

地震計観測波の位相を比較すると、図-2に○で示した、時刻22秒位置のピークから分かるように、3G、4G、5Gではピークの位置が概ね一致していた。これは、瀬戸大橋の各地震計の震央距離がほとんど同じであり、地震波の到達時刻がほぼ同じだったことによると考えられる。

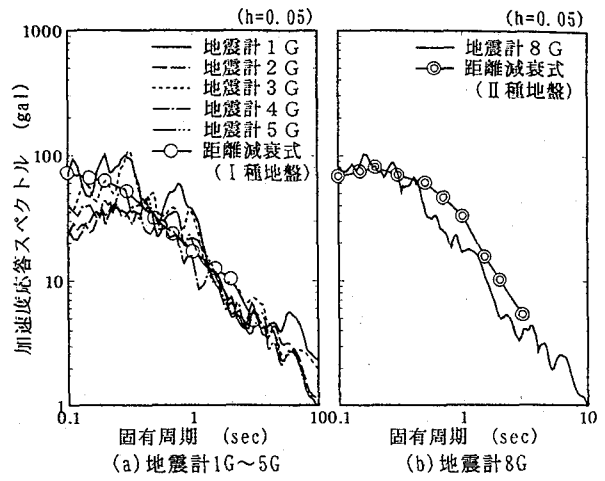


図-5 観測波の加速度応答スペクトル(鉛直方向)

一方、番の州高架橋では、○印のピークを見ると、G.L.-60mの5Gに対しG.L.-6mの8Gでは約0.2秒の位相遅れが見られた。番の州高架橋位置の表層地盤の平均的なせん断弾性波速度は290m/sであるため、54mの厚さの地盤を地震波が上昇する時間は0.19秒と算出される。このため、地震計8Gでの位相の遅れは、表層地盤での地震動の到達に要した時間であると考えられる。

3. 動態観測による榎石島橋の地震応答

3.1 動態観測システムの概要

榎石島橋は、図-6に示すように補剛げたおよび2P塔と2P基礎頂版に加速度計が設置されており、動態観測システムが構築されている。計測位置は11箇所、加速度計は合計20基設置されている。図中の3L、4Tといった計測器の記号は、番号が設置位置を表し、英文字が計測方向(L:橋軸方向、T:橋軸直角方向、V:鉛直方向)を表している。

設置されている加速度計は、地震計同様サーボ型加速度計である。周波数特性は、地震以外の橋の振動も計測するために、0~500Hzと、地震計より広い帯域に対応する仕様となっている。また、切り替えにより変位を出力することもできる。計測器の測定可能範囲は±980galであり、9.8gal~980galまで5段階にレンジを切り替えることができる。加速度計出力は、地震計のそれと同様に、AD変換後に1/100秒のサンプリング間隔で磁気テープに記録される。

3.2 動態観測による観測記録

(1) 観測記録の最大値

加速度計ごとの観測波の最大値を表-3に示す。なお、全ての加速度計観測波は、地震計観測波と同様に図-3に示すバンドパスフィルタによる波形処理を行った。

加速度観測波の最大値は、近傍の地震計3Gでの水平方向の最大加速度が38.1galであつたのに対し、橋体に設置さ

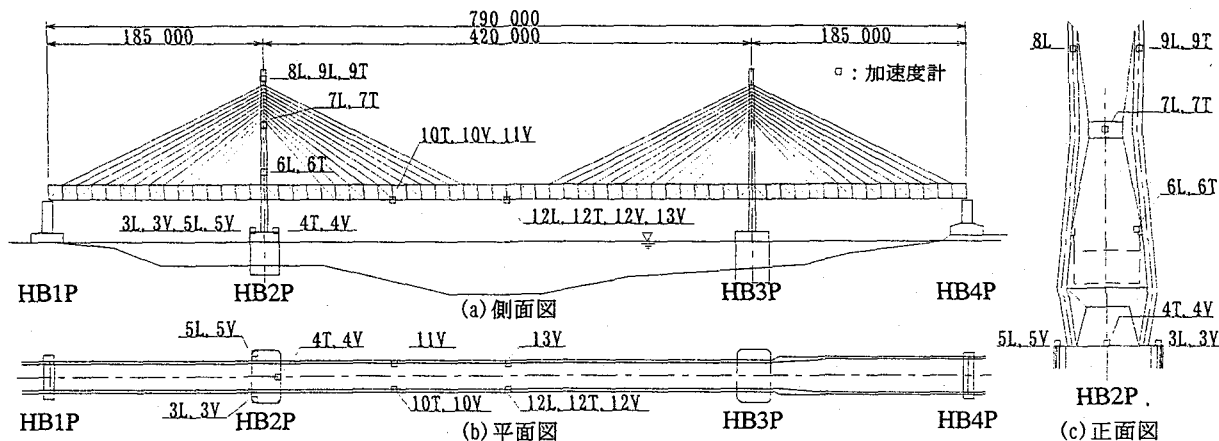


図-6 櫃石島橋加速度計配置図

表-3 加速度計観測記録の最大値

位置	計測器の記号と最大加速度 (gal)		
	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
2P基礎頂版	3L, 153.3		3V, 50.7
		4T, 73.1	4V, 43.4
2P塔	5L, 143.7		5V, 36.7
	6L, 281.5	6T, 275.9	
	7L, 520.1	7T, 119.7	
	8L, 147.5		
補剛げた	9L, 130.6	9T, 158.2	
	10T, 54.4		10V, 73.6
			11V, 101.6
	12L, 16.1	12T, 56.5	12V, 107.4
		13V, 72.9	

表-4 櫃石島橋における加速度の応答倍率

	計測器の記号と加速度応答倍率 (倍)		
	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
地震計記録	34.4gal	25.6gal	23.0gal
2P基礎頂版	3L, 4.5	4T, 2.9	3V, 2.2
2P塔	8L, 4.3 7L, 15.1	9T, 6.2	
補剛げた	12L, 0.5	12T, 2.2	12V, 4.7

れた加速度計では加速度の増幅が見られた。特に2P塔上部水平材の橋軸方向加速度計(7L)では520.1galを示した。塔の応答値は全て100gal以上であり、補剛げたも鉛直方向加速度で100galを超えるものがあった。また、2P基礎頂版でも、橋軸方向で150gal近い加速度が生じていた。

表-4は3G地震計観測波に対する加速度の応答倍率を示す。2P塔の応答倍率を見ると、橋軸方向の地震動は基礎頂版で4.5倍に増幅されるが、塔頂部でも4.3倍と大きく変わらなかった。しかし、塔上部水平材では橋軸方向で15.1倍の大きい値を示した。橋軸直角方向では、基礎頂版で2.9倍だったものが、塔頂部で6.2倍の応答倍率となった。補剛げたでは、橋軸方向で加速度の低減が見られたが、他の方向では地震動は増幅しており、鉛直方向では5倍近い増幅率を示した。

(2) 補剛げたの地震応答

図-7に補剛げた中央径間中央で観測された加速度波形を示す。図-8にはこの加速度波形を2回積分し、入力地震動の絶対変位を減じて算出した応答変位波形を示す。また、中央径間中央(12L, 12T, 12V)と2P側1/4径間位置(10T, 10V)で観測された加速度波形のフーリエスペクトルを図-9に示す。

櫃石島橋の橋軸方向の支持条件は、塔位置ではタワーリンクによる可動支持、けた端部ではエンドリンクと皿パネによる弾性支持となっている。4章のシミュレーション解析に付随して実施した固有値解析によると、上記の支持条件では、橋軸方向の1次の振動モードは、図-10に示すような補剛げたの橋軸方向の遊動円木モードであり、固有周期は3.3秒、固有振動数0.30Hzであった。なお、橋の主要な固有振動モードに対する固有周期および振動数を表-5に示す。

図-7(a)および図-8(a)における、補剛げたの橋軸方向の波形を見ると、固有周期3.3秒に相当する周期の波は特に見られなかった。図-9(a)に示す橋軸方向のフーリエスペクトルでは、遊動円木モード(0.30Hz)に相当する振動数の成分はある程度見られるものの、主要な成分はより高周波よりに存在すると考えられる。この図に見られる固有振動数0.7Hz付近のピークは、図-9(c)において加速度計10Vの観測記録にも同じ振動数のピークが見られることから、補剛げたの鉛直逆対称1次モード(0.71Hz)に相当すると推定される。

補剛げたに遊動円木モードの振動が大きく生じていなかった理由は、地震動の規模が小さかったため、タワーリンク、エンドリンク等のリンク要素に作用する地震力が小さく、これらの変形がピン周面の摩擦のため拘束されていたことによると考えられる。また、けた端のジョイントやウインド杓などの位置でも、補剛げたの橋軸方向の変位が拘束されていた可能性が考えられる。

図-7における橋軸直角方向および鉛直方向の加速度波形では、波形後半で比較的周期の長い成分が現れているのが見られた。図-8の変位波形を見ると、波形後半の長

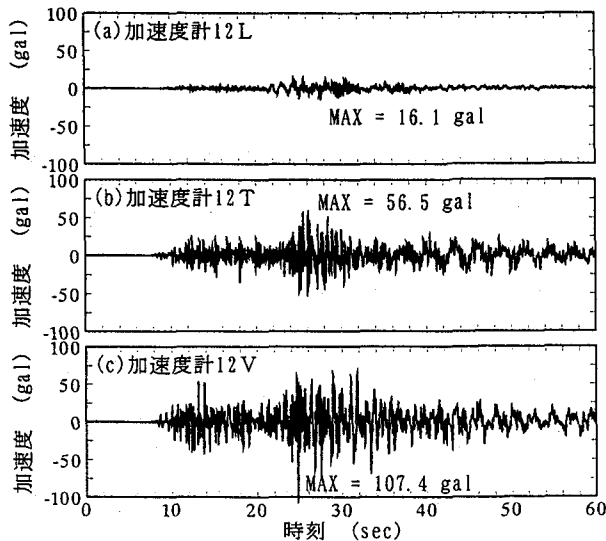


図-7 補剛げたの加速度波形

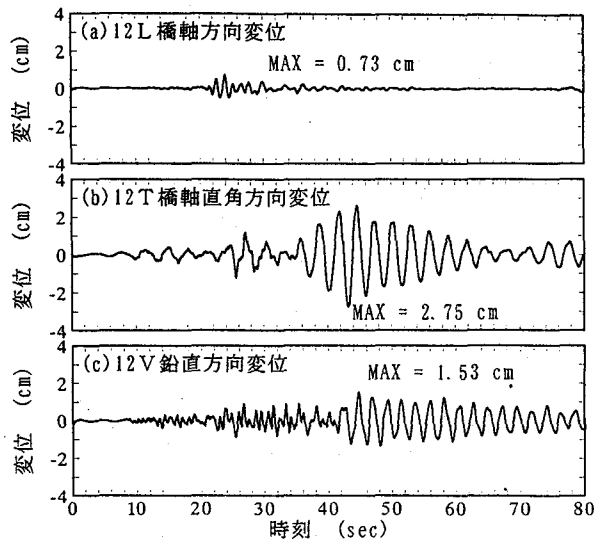


図-8 補剛げたの変位波形

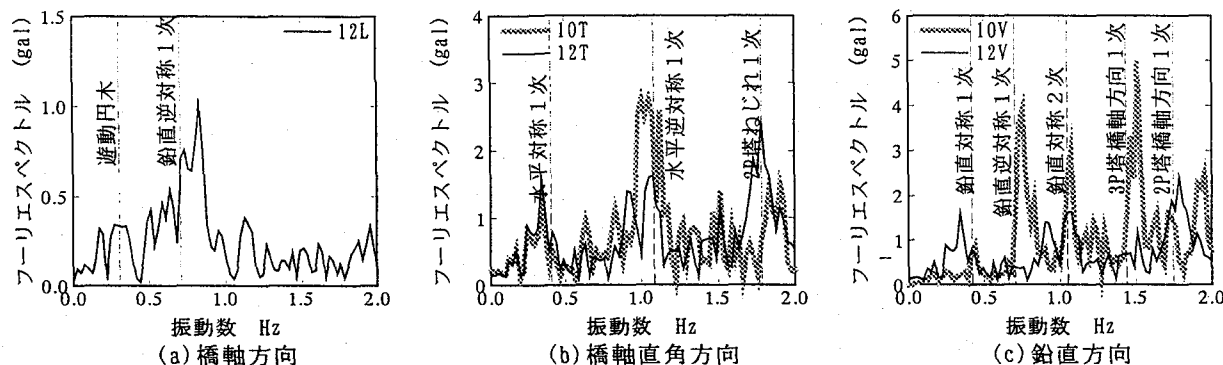


図-9 補剛げた加速度波のフーリエスペクトル

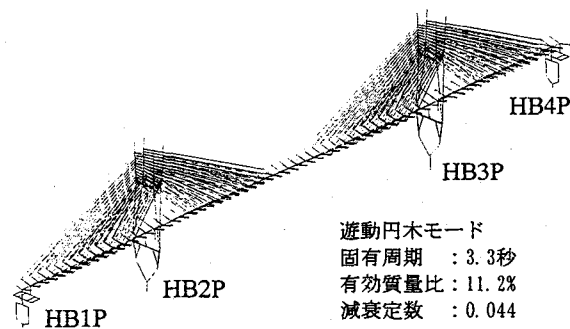


図-10 櫃石島橋の固有振動モード図 (橋軸方向1次)

周期成分はより顕著であり、最大振幅は時刻40秒以降で生じていた。また、最大振幅を示す位置付近では、固有周期1秒前後の成分が卓越していた。地震動が持続している時間内は、塔の振動がケーブルを介してけたに伝達され、これが補剛桁の起振力となるため、塔と補剛げたが連成する比較的短周期の固有振動モードに相当する振動が卓越していたと考えられる。また、地震動が終了した後は、けたの自由振動となるため、けたのたわみ振動に相当する比較的長周期の振動が卓越したものと考えられる。

表-5 固有値解析結果

固有振動モード		固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)
補剛げた	鉛直 対 称 1 次	2.381	0.420
	たわみ 逆対称 1 次	1.415	0.707
	水平 対 称 1 次	2.450	0.408
	たわみ 逆対称 1 次	0.921	1.086
	ねじれ 対 称 1 次	1.015	0.986
	遊動円木	3.298	0.303
塔 (2P)	橋軸直角方向 1 次	1.514	0.660
	橋軸方向 1 次	0.573	1.746
基礎 (2P)	ねじれ 1 次	0.560	1.786
	橋軸方向	0.244	4.103
	橋軸直角方向	0.171	5.863
	鉛直方向	0.076	13.173

橋軸直角方向の補剛げたの振動は、図-9(b)のフーリエスペクトルを見ると、顕著なピークを示す成分は、水平たわみ対称1次(0.41Hz)、逆対称1次(1.09Hz)、2P塔ねじれ1次(1.79Hz)の固有振動モードに相当すると推定される。そこで、図-8(b)に示す橋軸直角方向の変位波形において、前半の比較的短周期の波形は、塔のねじれ振動と連成した振動が、後半の比較的長周期の波形は、けたの水平たわみ対称1次および逆対称1次の振動が現れている

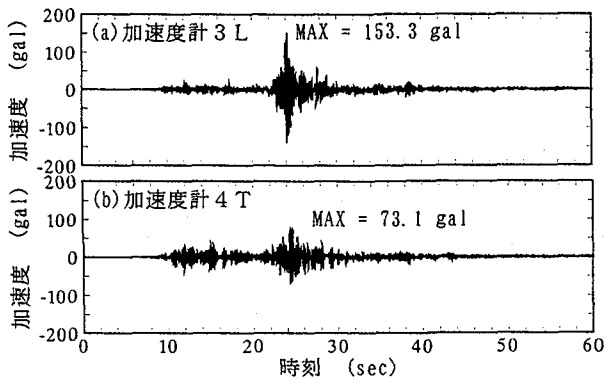


図-11 基礎頂版の加速度波形

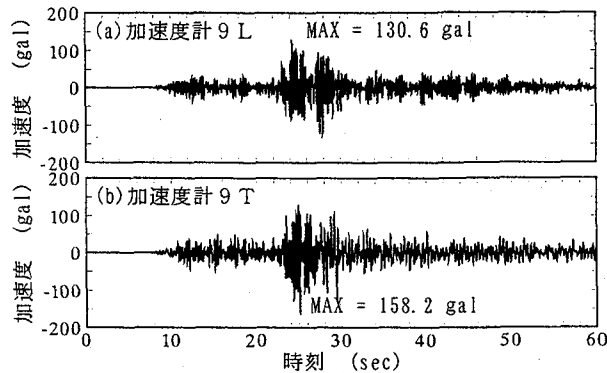


図-12 塔頂部の加速度波形

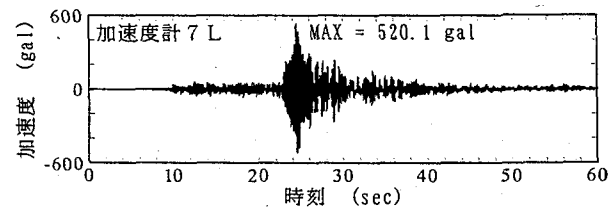


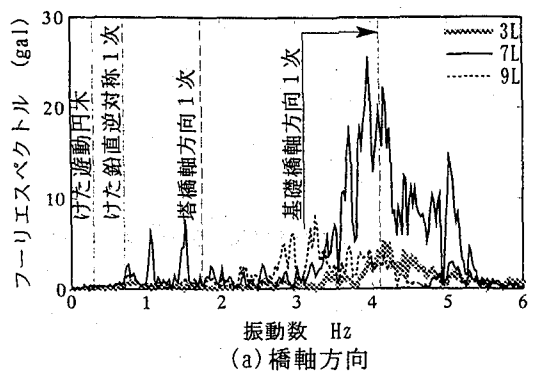
図-13 塔上部水平材の加速度波形（橋軸方向）

ものと考えられる。特に、最大変位を示す時刻43秒付近は、固有周期約1秒の波形が顕著であり、これは、水平たわみ逆対称1次の振動モードに相当すると考えられる。

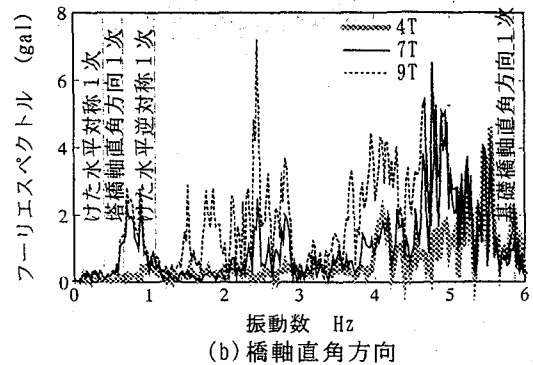
鉛直方向の補剛げたの振動は、図-9(c)に示すフーリエスペクトルを見ると、顕著なピークを示す振動数は、補剛げた鉛直たわみ対称1次(0.42Hz)、逆対称1次(0.71Hz)、対称2次(1.05Hz)、3P塔橋軸方向1次(1.44Hz)、2P塔橋軸方向1次(1.75Hz)の固有振動モードに相当すると推定される。そこで、図-8(c)に示す鉛直方向の変位波形において、前半の比較的短周期の波形は、塔の橋軸方向の振動と連成した振動が、後半の比較的長周期の波形は、けたの鉛直たわみ振動が卓越しているものと考えられる。特に、変位波形の後半では、固有周期約1秒の波が顕著であり、これは、鉛直たわみ対称2次の振動モードに相当すると推定される。

(3) 基礎頂版，塔の応答

2P基礎頂版における加速度計観測記録の時刻歴波形を図-11に示す。橋軸方向の加速度では、時刻24秒付近で



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-14 2P塔加速度波のフーリエスペクトル

急激に振幅が大きくなっていった。

図-12は塔頂部における観測波である。橋軸方向と橋軸直角方向の波形は比較的似通っていた。塔頂部では、橋軸方向に極端なピークは存在しなかった。

図-13は塔上部水平材位置の橋軸方向の観測波である。この位置では、図-11(a)同様、時刻24秒付近にピークが存在し、加速度の値は520.1galに達していた。これらのピークは、塔の中間部に橋軸方向に何等かの衝撃が生じたことによると考えることができるが、その原因は判明していない。

図-12(a)と図-13を比較すると、7Lに見られるピークが9Lには存在しないことが顕著な違いである。塔頂部9Lの観測波がピークを生じていない理由は、塔頂部の橋軸方向の変位が、ケーブルにより拘束されていることと関係していると考えられる。

図-14に、塔の橋軸方向および橋軸直角方向の観測された加速度波形に対するフーリエスペクトルを示す。

橋軸方向のスペクトルでは、塔上水平材中央の7L加速度計における観測波が、3Lおよび9Lの観測波に比較して、周期3.5Hz～5.5Hzの範囲で顕著に増幅されているのが分かる。7L加速度計における最大加速度が520galという高い値を示しているが、それは、このような比較的短周期の周期帯における成分が増幅された結果であると考えられる。この周期帯の成分が増幅された原因としては、まず、塔に何らかの衝撃が生じた可能性が挙げられる。また、基礎の橋軸方向1次の振動モード(4.10Hz)と、塔自体の高次の振動モードとが共振した可能性も考えられる。

橋軸直角方向のスペクトルでは、長周期側では、塔自体の橋軸直角方向1次モードに対応する振動数(0.66Hz)において、7T, 9Tともにスペクトルのピークが見られる。9Tで観測された加速度波では、1.5Hz~5Hzの範囲の成分が顕著に増幅されている。これらは、塔の高次の振動モードに対応するものと考えられる。なお、橋軸直角方向では、塔上水平材位置の7Tにおける観測波のスペクトルには、極端な増幅は見られない。

4. 櫃石島のシミュレーション解析

4.1 解析の概要

櫃石島橋を対象として動的解析を行い、3章で示した動態観測結果の再現を試みた。解析モデルは3次元骨組モデルとし、地震動の規模が比較的小さいことから、線形モデルを基本とした。補剛げたはトラス構造であるが、解析では、等価な剛性をもつ一本のはり要素でモデル化した。ケーブルはトラス要素でモデル化した。

けた端部の皿バネは、解析モデルでは、橋軸方向の水平バネとして再現した。皿バネの物性値は文献⁵⁾をもとに、バネ定数を58840kN/m(1支点あたり)、減衰定数を0.05と定義した。

基礎は線形の集約バネとしてケーソン底面に設置した。減衰定数は0.10と設定した。

他の部材の減衰定数は、塔および補剛げた、ケーブルを0.02、基礎躯体を0.05と設定した。

減衰のモデル化は、Rayleigh減衰を用いた。剛性マトリクスおよび質量マトリクスに乗じる定数は、表-6の固有振動数と減衰定数の組合せを用いて算出した。モデル1で長周期側の減衰定数をモード減衰とせず、2%と設定しているのは、タワーリンクの摩擦による履歴減衰が弾塑性バネにより別途考慮されるため、その分を控除していることによる。

入力地震動は櫃石島橋に最も近い3G地震計観測記録を用いた。3G地震計と櫃石島橋との距離は、もっとも近いHB4Pから約45m、加速度計を設置したHB2P塔から約270mである。また、地震計設置位置の地盤条件は岩盤であり、櫃石島橋の基礎の支持地盤と類似している。ここで、基礎底面から地表面の深度の範囲で、橋の応答に影響する周期帯で地震波の性質がほぼ同一であることを、地盤の1次元解析により確認している。

地震動は橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3成分を、HB1PからHB4Pまで全ての基礎に同時に、かつ一様に入力した。

解析ケースは以下の2ケースとした。

(1) モデル1, 弾塑性解析モデル

モデル1では、タワーリンクおよびエンドリンクについて、ピンの固体潤滑材の摩擦の影響を考慮するため、補剛げたと塔、端橋脚の間に、図-15に示すような復元力特性をもつ、水平方向の弾塑性バネを設置した。バネの摩擦耐

表-6 Rayleigh減衰の定数算出に用いる振動数と減衰定数の組合せ

		モデル1	モデル2
長周期側	振動数	モデル2における1次の固有振動モードの振動数	
	減衰定数	0.02	1次モードの減衰定数
短周期側	振動数	5Hz	
	減衰定数	0.02	

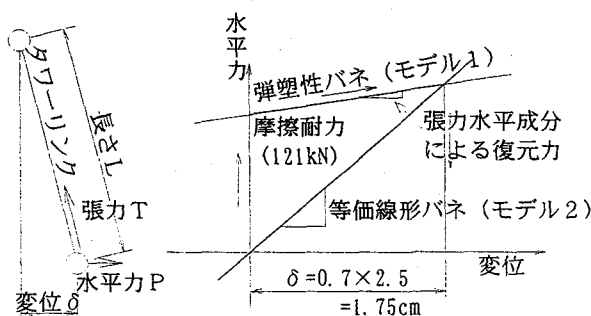


図-15 リンク要素のモデル化(値は2Pタワーリンク)

力を算出する際のピン周面の摩擦係数 μ の値は、文献⁵⁾に記載された、架設時のけたの位置調整における、ジャッキの所要水平力計算の際に想定した値、 $\mu=0.15$ を使用した。

弾塑性バネの摩擦耐力以降の勾配は、リンク要素の張力の水平成分に起因する、補剛げたの水平変位に対する復元力特性を再現した。リンク要素の水平変位と復元力の関係は、変位が微小な時、式(1)のように表される。

$$P = T \cdot \delta / L \quad (1)$$

ここに、 P :リンク要素の復元力、 δ :リンク要素の水平変位、 T :リンク要素の張力、 L :リンク要素の長さ。

2P塔のタワーリンクでは、リンクの摩擦耐力は121kNと算出された。また、リンク復元力特性を示すバネ定数(摩擦耐力以降の接線勾配)は1470kN/mと算出された。

(2) モデル2, 等価線形解析モデル

モデル2では、リンク要素の摩擦挙動を、簡易な等価線形バネでモデル化した。等価バネは、図-15に示すように、リンク要素の地震時の応答変位を仮定し、これに対する割線剛性とした。また、仮定した変位に対するリンク要素の摩擦履歴から、式(2)⁶⁾を展開して得られた式(3)により、バネの等価減衰定数を算出した。

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi \cdot W} \quad (2)$$

ここで、 h_B :等価減衰定数、 ΔW :弾塑性バネの履歴曲線の面積、 W :等価線形バネの弾性エネルギー。

$$h_B = \frac{4\mu \cdot r}{\pi \cdot (2\mu \cdot r + \delta)} \quad (3)$$

ここで、 δ :地震時のリンク要素の応答変位、 μ :リンク要素のピン周面の摩擦力、 r :ピンの半径。

ここで、等価線形バネのバネ定数と減衰定数を求める際、リンク要素にある程度の変位を想定する理由は、補剛げた

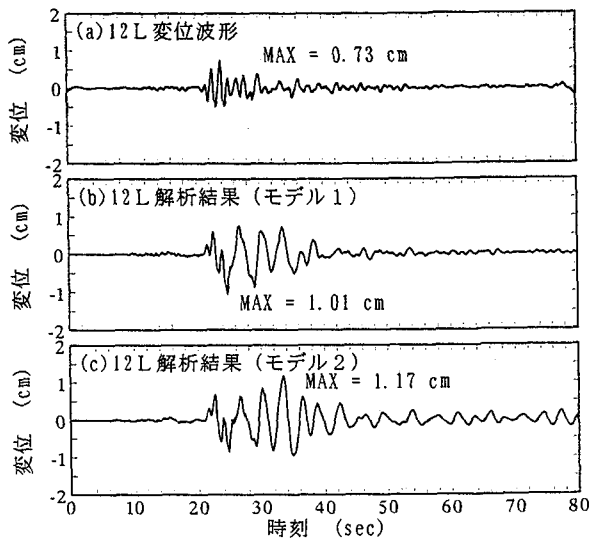


図-16 補剛げたの変位波形（橋軸方向）

の橋軸方向の加速度波形に、若干ながら遊動円木モードの成分が見られるたこと、また、動態観測による筐体損傷推定システムを実際に適用する対象となる地震は大規模地震であるから、リンク要素が摩擦を伴いつつ相当量変位すると考えられることによる。

等価バネを設定する際に用いる、リンク要素の応答変位は、建設省土木研究所の距離減衰式による変位応答スペクトル¹⁾から橋の応答変位（兵庫県南部地震の条件では、遊動円木モードの固有周期3.3秒より応答変位2.5cm）を算出し、これに、実効値を表す係数の仮定値0.7を乗じたものを用いた。厳密には、塔の応答変位も同時に算出し、補剛げたの変位から減じ、相対変位とすること、また、地震動の最大振幅と実効値の関係を補剛げたの応答波形から推定して、変位を低減する必要があると考えられる。しかし、動態観測・損傷推定システムにおける動的解析の準備計算として、等価バネの設定が過度に煩雑となることを避けるため、距離減衰式により推定される補剛げたの絶対変位と、係数0.7を用いるものとした。

なお、2P塔のタワーリンクにおいて、等価バネのバネ定数はリンク1本について15300kN/m、減衰定数は0.58と算出された。

4.2 解析結果

(1) 補剛げたの応答値

図-16に補剛げたの橋軸方向の変位波形を示す。

観測記録の変位波形を見ると、時刻22秒頃から主要な変位応答が生じていた。モデル1の変位波形は、最初の1波については観測結果と波の周期が類似していた。この時刻では、リンク要素が摩擦耐力に達してないため、短周期の応答となったと推定される。時刻22秒以降は、観測結果と解析結果で波形が異なっていた。解析結果は、モデル1、モデル2ともに振幅が大きく、かつ周期2秒程度の長周期

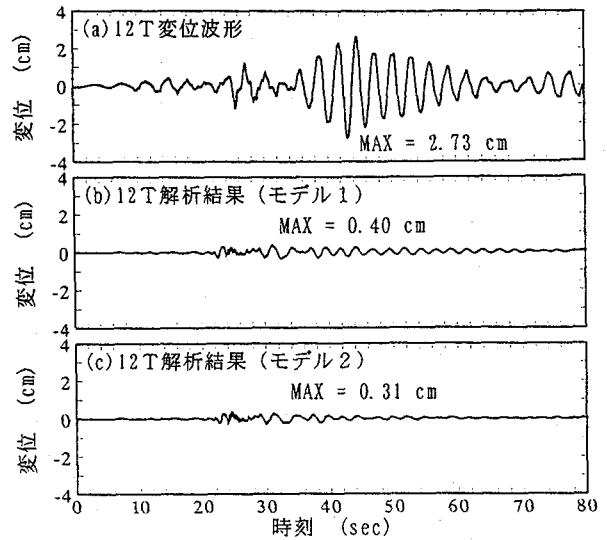


図-17 補剛げたの変位波形（橋軸直角方向）

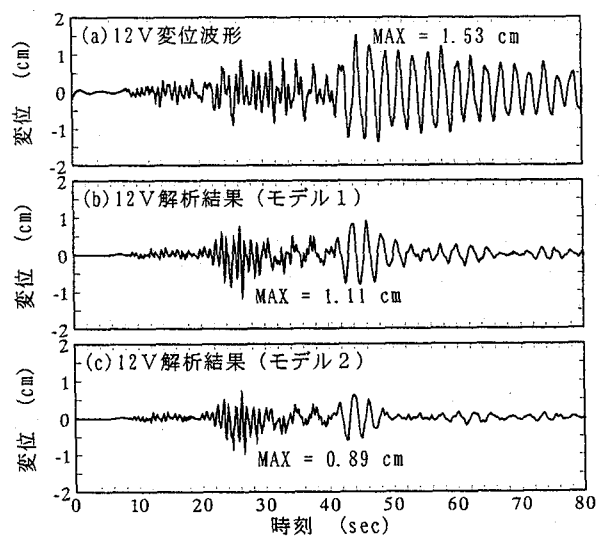


図-18 補剛げたの変位波形（鉛直方向）

の波形を示すが、観測結果では振幅は減少しており、また、波の周期も長周期化しなかった。このことから、実橋では当該の地震時に終始リンク要素が変位していなかったか、または、変位量ごくわずかであったと推定される。

実橋でのリンク要素のピン周面の摩擦係数は、モデル1で仮定した $\mu=0.15$ を上回っていたことが考えられる。摩擦係数 $\mu=0.15$ は、施工時に仮定した値であるため、架設後の経年変化により摩擦係数が増加していたことが示唆される。今回の地震のように、地震動の規模が小さいとき、解析精度を向上させるためには、リンク要素の摩擦をより正確に評価する必要があると考えられる。また、小規模の地震では、リンク要素の他、ウィンド杓やけた端部のジョイントなどによっても、けたの変位が抑制される可能性があり、これらの影響も適切に評価することが必要と考えら

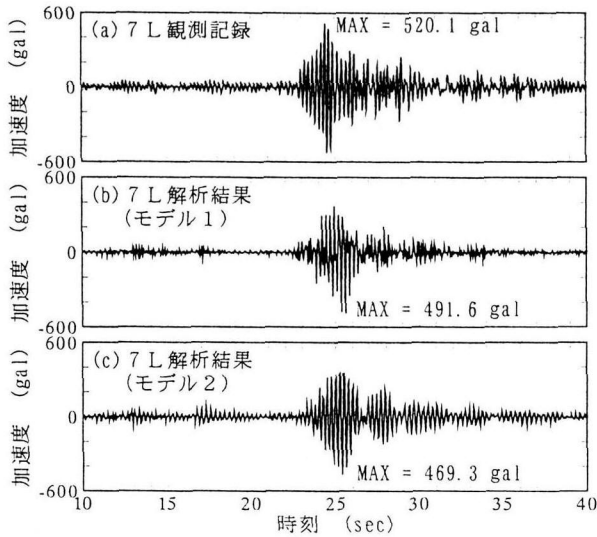


図-19 塔上部水平材の加速度波形 (橋軸方向)

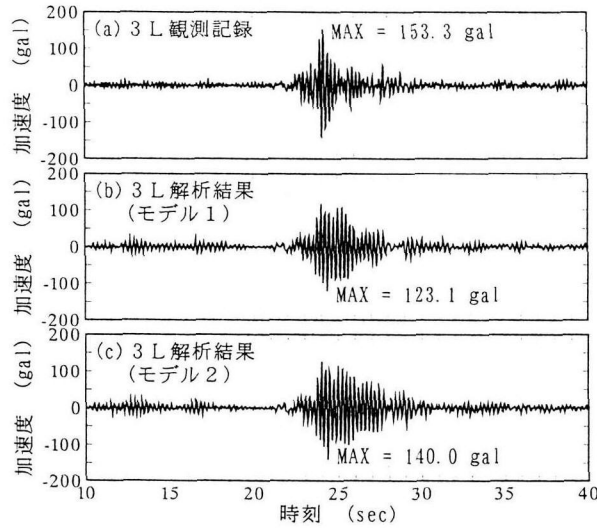


図-20 基礎頂版の加速度波形 (橋軸方向)

れる。

モデル化手法で比較すると、応答変位がモデル2で若干大きくなっているものの、モデル1とモデル2の変位波形は類似していた。このため、リンク要素の摩擦については、等価線形モデルにより、弾塑性解析モデルを精度よく再現できると考えられる。

図-17に補剛げたの橋軸直角方向の変位波形を示す。橋軸直角方向では、モデル1、モデル2ともに、解析結果は補剛げたの観測結果を過小評価していた。

図-9(b)に示す、観測結果のフーリエスペクトルでは、水平たわみ逆対称1次に相当する振動数(1.09Hz)の近傍にピークが見られた。解析では、補剛げたの逆対称1次モードは有効質量がほぼゼロであるため、このモードに相当するけたの振動が再現できなかったと考えられる。

観測結果の波形に、けたの逆対称モードが見られたことは、ウインド沓のがたつきなどにより、橋軸直角方向のけ

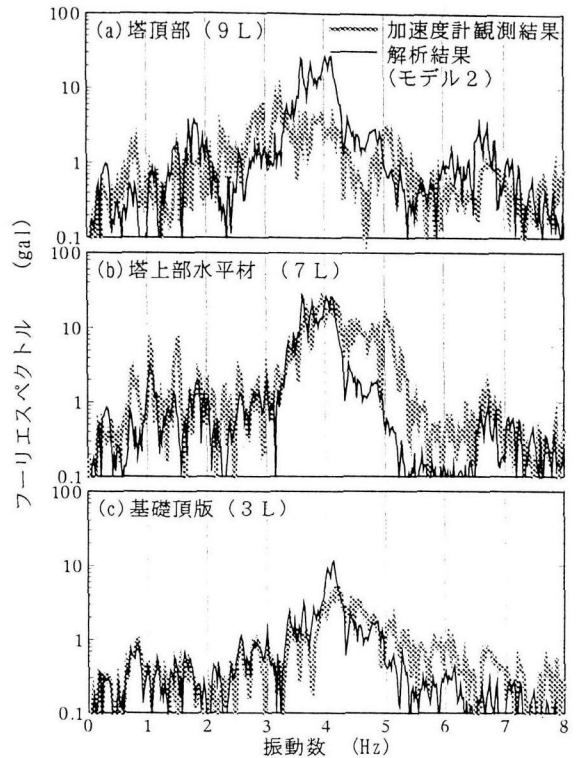


図-21 2P塔加速度波のフーリエスペクトル (橋軸方向)

たの支持条件が対称になっていなかったことや、橋脚ごとの入力地震動が厳密には同位相でないことなどによると考えられる。解析では、ウインド沓のがたつきや橋脚ごとの入力地震動の違いを再現できなかったため、これらの影響が観測結果と解析結果の違いにつながったと考えられる。

図-18に補剛げたの鉛直方向の変位波形を示す。解析結果はモデル1、モデル2とも比較的よく似ており、モデル1では最大変位1.11cmと、観測結果1.53cmに比較的近い値を示した。また、時刻43秒付近を境に波の周期が変わることも再現されていた。しかし、観測結果では時刻80秒でも最大振幅の半分程度の振幅で振動が継続しているのに対し、解析結果では時刻70秒には振幅が大幅に減衰されている。補剛げたの減衰定数は0.02と設定しているが、補剛げたの鉛直たわみ振動では、より低い値を用いる必要があると考えられる。

(2) 基礎頂版、塔の応答値

図-19に2P塔上部水平材位置の橋軸方向の加速度波形を示す。同位置での応答加速度は、シミュレーション解析でも500gal近い応答加速度が再現された。加速度波形で比較すると、時刻23秒付近から振幅が増加し、時刻32秒付近で振幅が低減している点が再現されていた。しかし、時刻24秒から25秒にかけて振幅が急に増していることは十分再現できておらず、解析結果では最大振幅の位置が1秒ほど観測結果より遅れて生じていた。

図-20に、2P基礎頂版の橋軸方向の加速度波形を示す。塔上部水平材の加速度波形と同様に、基本的な波の形状は

解析により再現されており、最大振幅も観測結果の153.3galに対し、モデル2では140.0galと近い値を示していた。また、時刻23秒から24秒にかけての、衝撃的に見える鋭い波形も、ある程度再現できていた。しかし、観測結果では、衝撃的に増した振幅が時刻約24秒のピークの後、急速に減衰しているのに対し、解析結果では、最大振幅後の急速な減衰が再現できていなかった。

図-21に、2P塔各位置における橋軸方向の加速度波形のフーリエスペクトルを示す。解析結果はモデル2による値を示している。

基礎頂版および塔上部水平材での観測結果では、共通して4Hz付近の成分が卓越しており、解析結果でも、この周期帯の成分が比較的良好に再現されていた。

基礎頂版では、解析において、5Hzより低周波領域でスペクトルの再現度が比較的良好であったことが分かる。波のスペクトル特性を精度よく再現できたため、加速度波形の再現度がよかったものと推定される。

塔上部水平材では、基礎頂版ほどではないものの、4Hzより低周波のスペクトルの再現度が比較的良好であった。また、7Hz前後のピークも再現されていた。これらにより、解析でも同位置の大きい応答加速度が再現できたと考えられる。しかし、解析では6Hz付近の成分は十分に再現できず、これが加速度波形の相違につながったと推定される。

塔頂部では、観測結果のスペクトルのピークが3Hz付近にあるのに対し、解析結果は4Hz付近にあった。観測結果では、塔頂部と塔上部水平材位置でスペクトルの形状がかなり異なっているが、解析結果では、両者の違いを十分に再現できなかった。

前述のように、基礎頂版の加速度波形において、時刻24秒付近の衝撃的に見える鋭い波形が、解析によってもある程度再現されていた。これは、観測波のスペクトル特性が解析により比較的良好に再現されたことによると考えられる。ここで、シミュレーション解析のモデルでは、衝突などの現象は再現していないことから、2P塔の基礎頂版および塔上部水平材の橋軸方向加速度波形に見られる波形は、衝突などの現象に起因するものではないものと考えられることができる。

5. まとめ

本州四国連絡橋公団では、大規模地震発生時に橋体の損傷を推定するシステムの構築を進めている。本稿では、同システム構築の際に実施した瀬戸大橋における動態観測結果の検討と、櫃石島橋を対象とした動態観測結果のシミュレーション解析について報告した。検討の対象とした地震は1995年兵庫県南部地震とした。本検討により得られた

知見は以下の通りであった。

- ①瀬戸大橋の地震計で観測した地震動と、既往の距離減衰式による推定値との比較を行った。距離減衰式による推定値は、水平方向の地震動の推定精度が十分でなかったものの、鉛直方向の地震動に対しては、実測値との対応がよかった。また、瀬戸大橋各橋の震央距離はほぼ等しかったため、地盤条件が類似の地震計では地震波の強度および位相が類似していた。
- ②櫃石島橋の動態観測結果によると、地震計観測記録に対して、橋体の応答加速度は、補剛げた橋軸方向では低減されていたが、それ以外は概ね増幅されていた。特に2P塔上部水平材の橋軸方向の加速度の増幅が顕著であり、地震計観測波に対し15倍以上の応答倍率を示した。塔におけるこのような大幅な地震動の増幅は、シミュレーション解析により、ある程度再現することができた。
- ③補剛げたの橋軸方向の地震応答より、タワーリンクおよびエンドリンクがピン周面摩擦のため変位が抑制されていることが推定された。このため、解析モデルにおいてタワーリンク、エンドリンクの摩擦挙動を再現することを試みた。これにより、けたの変位波形をある程度再現することができた。しかし、観測結果に見られない長周期の波形が解析結果に現れていた。このため、摩擦係数の推定値や、けたの変位が抑制された原因の推定が十分でなかったと考えられる。なお、摩擦の影響を弾塑性バネで再現したモデルと、等価線形バネで再現したモデルでは、解析結果は比較的良好に一致した。
- ④2P塔における橋軸方向の加速度波形は、基礎頂版および塔上部水平材において、時刻24秒付近で衝撃的に見える鋭い波形を示していた。これは、この時刻に衝撃的な荷重が塔に作用した可能性を示唆している。しかし、そのような衝撃を考慮しないシミュレーション解析によっても、塔の加速度波形をある程度再現できたため、衝突などの現象は生じていないものと考えられることができる。

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、1990.2.
- 2) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説、1977.3.
- 3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋上部構造 耐震設計要領(案)、1989.9.
- 4) 金光宏・樋口康三：吊構造部を有する橋梁の変位制御に関する考察、本四技報、No.18、1981.10.
- 5) 本州四国連絡橋公団：櫃石島橋上部工工事報告書、1988.3.
- 6) 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、1992.12.

(1999年9月17日受付)