

(130) またきな大橋の動的解析による耐震設計と振動実験

沖繩総合事務局北部ダム事務所 川崎秀明
 沖繩総合事務局北部ダム事務所 比嘉 肇
 鹿島建設(株)技術研究所 正会員 ○新原雄二
 鹿島建設(株)土木設計本部 正会員 大村恵治

1. はじめに

またきな大橋は、沖縄県北部名護市に建設された羽地ダムにかかる橋長 200m、最大支間 110m の 2 径間連続PCエクストラード橋で、同形式の橋梁としては我が国最大級のものである（図-1）。本橋の設計の特徴は、桁の両端が支持されるという2径間橋の特性を活かして、エクストラード形式の利点を損なわない範囲で力学的に最適となるように主塔高を高く設定し、経済性を一層高めた点にある^{1) 2)}。

本橋では主塔高が従来エクストラード橋と斜張橋の中間程度となるが、振動特性も両者の中間に位置すると予想される。また、本橋支間割りには 110m+90m と左右非対称であるため、対称な2径間橋に比べ振動モード形状が複雑になると考えられる。そのため、本橋の耐震設計の妥当性および振動特性を把握することは非常に有意義であり、今回、橋梁完成後に常時微動測定とトラック衝撃加振による振動実験を実施し、結果、既往の2径間PC斜張橋と比べても剛性の大きい優れた振動特性を確認することができた。なお、本橋の耐震設計は動的解析を基本として、兵庫県南部地震後の平成7年2月に出された復旧仕様に従った耐震設計を行っており、平成8年の道路橋示方書改訂後には新道示に従った耐震設計の検証も行っている。

本論文は、またきな大橋の動的解析による耐震設計と振動実験結果について述べるとともに、本橋の振動特性を既往PC斜張橋の振動実験結果と比較して検討を行った結果について報告するものである。

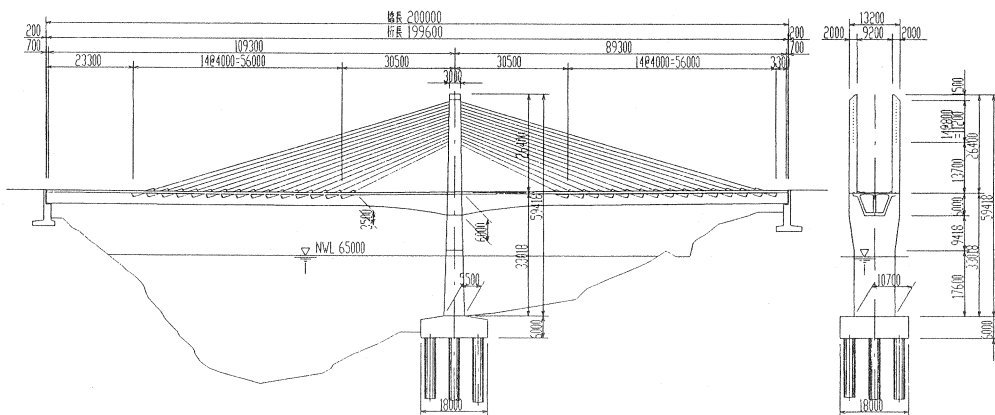


図-1 またきな大橋一般図（単位：mm）

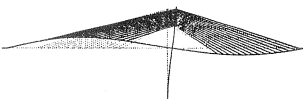
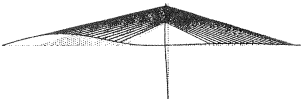
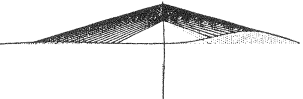
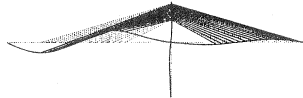
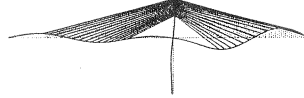
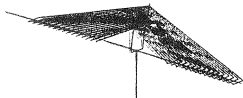


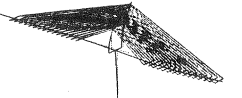
2. 動的解析による耐震設計

2.1 耐震設計の方針と解析モデルの概要

本橋の耐震設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（中規模程度の地震）に対しては健全性を損なわないことを目標性能として線形解析（応答スペクトル法）による耐震設計を、また、供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動（プレート境界型地震・タイプⅠと内陸直下型地震・タイプⅡ）に対しては致命的な被害を防止することを目標性能として非線形時刻歴応答解析による耐震設計を行った。

解析モデルは、主桁、主塔、橋脚を梁要素、斜材を棒要素、地盤の影響を地盤バネで考慮した3次元フレ

表-1 固有振動モード(耐震設計モデル)

面内			
	1次 (0.695Hz, 1.44 秒)	2次 (1.157Hz, 0.86 秒)	3次 (1.503Hz, 0.67 秒)
面外			
	4次 (2.881Hz, 0.35 秒)	5次 (3.911Hz, 0.26 秒)	
面外			
	1次 (1.172Hz, 0.85 秒)	2次 (1.459Hz, 0.69 秒)	3次 (1.595Hz, 0.63 秒)
			
	4次 (1.967Hz, 0.51 秒)		

ームモデルとした。主桁、主塔、橋脚の梁要素は、震度法の検討では線形要素、地震時保有水平耐力法の検討ではひび割れ点、鋼材降伏点、終局点の3つの剛性変化点によるトリリニア型の非線形M-φ要素とし、履歴ルールとしては武田モデルを用いた。また、本橋はゴム支承を有しており、耐震設計における主桁端部の支持条件は橋軸方向にフリーとしている。耐震設計上の地盤種別はⅡ種地盤で、沖縄本島に位置することから地域別補正係数は $C_z=0.7$ である。

面内、面外の主要な固有振動モードを表-1に示す。左右対称な2径間橋であれば非対称モードと対称モードが交互に現れるが、本橋は左右非対称なため長径間側が卓越する2次モード、短径間側が卓越する3次モードなどが現れ、複雑な振動モード形状を呈している。

2.2 震度法レベル地震動に対する耐震設計

加速度応答スペクトル法により得られた面内方向の曲げモーメント分布図を図-2に示す。ここで、最大応答は各モードの応答をCQC法で重ね合わせるにより算出した。主塔・橋脚の曲げモーメントに対しては1次モードの寄与が大きいが、主桁については1次モードだけでなく、長径間側に対しては2次モードが、短径間側に対しては3次モードが比較的大きく寄与していることがわかる。対称な2径間橋の場合、水平入力地震動に対して対称モードは励起されず逆対称1次モードの寄与が支配的になるが、本橋は非対称な構造であるため、逆対称1次モードだけでなく高次のモードの寄与も無視できないという特徴が現れている。

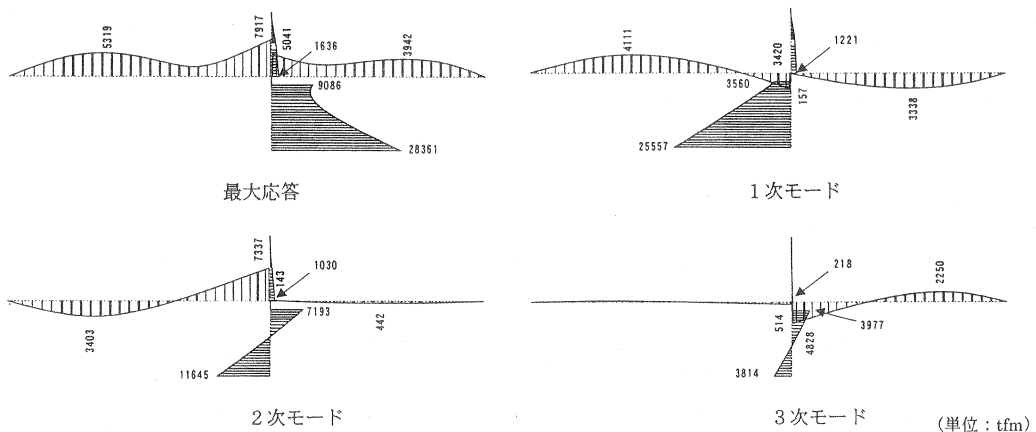


図-2 震度法レベル地震動による曲げモーメント分布図(応答スペクトル法)

表-2 非線形時刻歴解析による部材の最大応答塑性率

	入力地震波	橋軸方向入力				橋軸直角方向入力	
		主桁 長径間	主桁 短径間	主塔 基部	橋脚 基部	主塔 基部	橋脚 基部
タイプ I	板島橋 NS 波	1.75	1.01	0.50	1.17	0.96	0.57
	板島橋 EW 波	1.24	1.47	0.56	1.30	1.54	0.58
	温根沼大橋波	1.86	0.78	0.48	1.19	1.55	0.47
	3波平均応答塑性率	1.62	1.09	0.51	1.22	1.35	0.54
	許容塑性率	10.91	14.59	3.52	5.75	3.12	3.74
タイプ II	JR 鷹取 NS 波	2.71	1.75	0.72	1.85	5.27	1.48
	JR 鷹取 EW 波	2.68	1.32	0.65	1.96	3.62	1.18
	大阪ガス葺合波	2.37	1.71	0.87	2.23	4.01	1.48
	3波平均応答塑性率	2.59	1.59	0.75	2.01	4.30	1.38
	許容塑性率	10.91	14.59	7.74	15.87	5.75	8.97

2.3 地震時保有水平耐力法レベル地震動に対する耐震設計

地震時保有水平耐力法による耐震設計では、入力波形として道路橋示方書の加速度応答スペクトル（タイプ I、タイプ II）に適合させた時刻歴波形を3波ずつ用い、非線形時刻歴応答解析により得られた応答塑性率、残留変形などを平均値で評価した。表-2に主桁、主塔、橋脚の最大応答塑性率と許容塑性率を示す。ここで、最大応答塑性率は最大の応答曲率と降伏曲率の比として定義し、許容塑性率 μ_a は次式により算出した。

$$\mu_a = 1 + \frac{\phi_u - \phi_y}{\alpha\phi_y}$$

ここで、 ϕ_y は降伏曲率、 ϕ_u は終局曲率である。安全係数 α は、主桁については1.5、主塔・橋脚についてはタイプ I 地震動に対して2.4、タイプ II 地震動に対して1.5とした。本橋の振動モードの固有周期から、耐震設計ではタイプ II 地震動の方が厳しい結果を与える。タイプ II 地震動を橋軸方向に入力した場合には長径間側主桁や橋脚基部で塑性率が2を上回り、橋軸直角方向に入力した場合には主塔基部で4.3に達するが、いずれも許容塑性率に対しては大きな余裕がある。この他にも、残留変位等も許容値以下に抑えられており、本橋が大地震時においても十分な耐震性を有していることが示された。

3. 振動実験

3.1 振動実験方法の概要

左右非対称な本橋の振動特性の把握及び耐震設計の妥当性の検証を目的として、常時微動による振動モードの測定とトラック衝撃加振実験による減衰定数の測定を実施した。計測に使用したのはサーボ型速度計であり、図-3に示す位置に設置した。常時微動測定では、各速度計と地盤の常時微動の伝達関数を求め、そのピークから固有振動数、固有振動モードを求めた。また、トラック加振実験では、長径間側と短径間側のそれぞれの中間で、

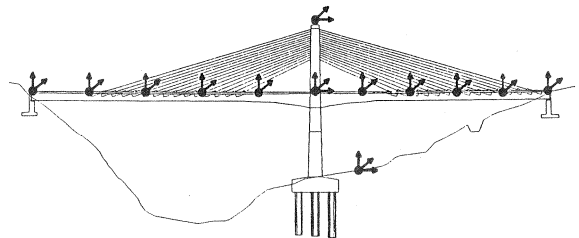


図-3 速度計の設置位置

4tonの重錘を載せたトラックを橋面上に設けた段差（約20cm）から落下させることによって主桁に衝撃力を与え、これによって生じる自由振動波形を測定した。この自由振動波形にバンドパスフィルター処理を施すことにより振動モードに対応した減衰波形を抽出し、減衰定数を算出した。

3.2 常時微動測定による振動モードの測定結果及び固有値解析結果との比較

常時微動測定により、面内、面外とも4つのモードを確認することができた。常時微動測定から得られた

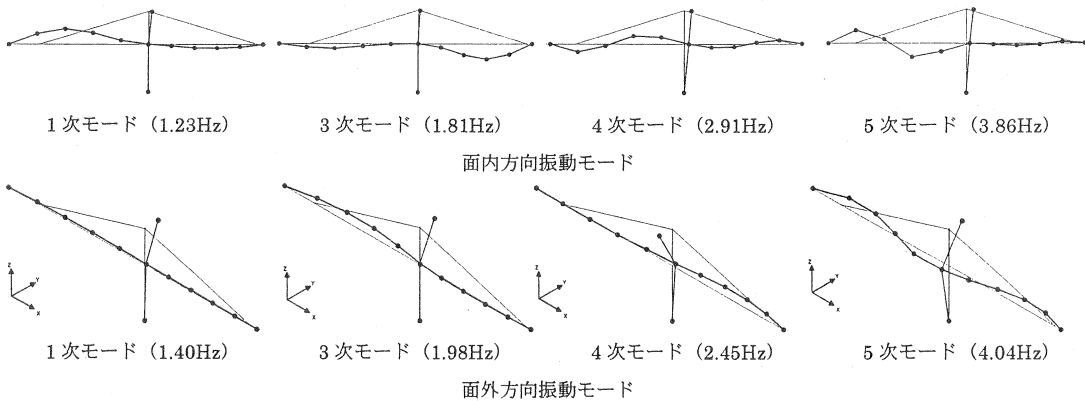


図-4 常時微動測定による振動モード

固有振動モード形状を図-4に示す。表-1に示した耐震設計モデルの固有値解析結果では、長径間側と短径間側の桁が同位相で振動するモードとして、長径間が卓越する2次モードと短径間が卓越する3次モードが見られたが、常時微動からは2次モードは確認されなかった。また、1次モード(長径間が卓越する逆対称モード)の振動数についても実測値と解析値の差が大きい。

そこで、この原因について考察するため、桁の支持条件に着目して固有値解析を行った。本橋はゴム支承を有しているため地震時には主桁の橋軸方向の変位が生じるが、常時微動測定時は微小振幅であることから、主桁が支承部においてほぼ固定に近い支持条件となる。そのため、振動実験結果と固有値解析結果を比較するためには、振動実験を想定した桁の支持条件の設定が必要となる。そこで、桁端の支持条件に着目して以下の3つの解析モデルを用いた固有値解析を行った。

モデル1：桁端の橋軸方向の支持条件をフリーとしたもの(耐震設計モデル)

モデル2：桁端のゴム支承の回転バネを考慮し、それ以外の自由度は固定としたもの

モデル3：桁端の支持条件を全自由度固定としたもの

固有値解析から得られた固有振動数と実測値を比較したものを表-2に示す。面内モードについて見ると、桁端の橋軸方向の自由度を固定したモデル2とモデル3では、振動実験と同様に、長径間側が卓越する2次モードは現れなかった。概ね、固有振動数の実測値はモデル2とモデル3の間にあることがわかる。モデル2では、積層ゴム支承の弾性係数の設計値から回転バネを算出しているが、常時微動のような微小振幅域では、回転バネ定数が設計値よりも大きいものと推測される。微小振幅時の支承のバネ定数を適切に評価することで、解析結果と実測結果はさらに近づくものと考えられる。面外モードでは、主塔が逆位相で振動する2次モードは観測されなかった。モデル2とモデル3の固有振動数はほぼ一致しており、実測結果と比べ

表-3 固有振動数の解析値と実測値の比較

		実測値	解析モデル1	解析モデル2	解析モデル3	モード形状
面内	1次	1.23	0.694	0.979	1.354	逆対称1次モード
	2次	観測されず	1.156	-	-	長径間が卓越する対称1次モード
	3次	1.81	1.502	1.441	2.041	短径間が卓越する対称1次モード
	4次	2.91	2.881	2.868	3.442	逆対称2次モード
	5次	3.86	3.911	3.914	4.507	長径間が卓越する対称2次モード
面外	1次	1.40	1.171	1.232	1.232	主塔の変形が卓越するモード
	2次	観測されず	1.459	1.461	1.461	主塔が逆位相で振動するモード
	3次	1.98	1.590	2.014	2.014	長径間が卓越する逆対称1次モード
	4次	2.45	1.964	2.627	2.627	短径間が卓越する逆対称1次モード
	5次	4.04	3.369	4.511	4.511	逆対称2次モード

るとモデル1よりも桁端の自由度を固定したモデル2や3の方が近い結果を与えている。

以上の結果から、振動実験時の微小振幅を考慮して、桁の支持条件を適切に評価すれば、解析結果は実測結果を精度よく表現することができることが明らかとなり、解析モデルの妥当性が示されたと理解できる。また、地震時にはゴム支承にせん断変形が生じるようになることからモデル1に近い挙動を示すと考えられ、耐震設計に使用したモデルも妥当であるといえる。

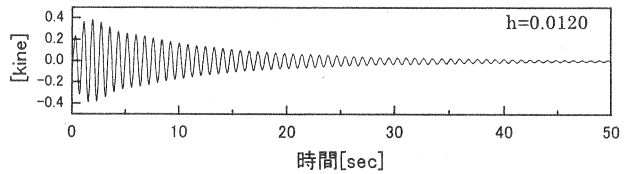


図-5 トラック加振による減衰波形 (1次モード)

3.3 トラック衝撃加振による減衰定数

長径間側でトラックによる加振実験を行い、面内1次モードの自由振動波形を収録した。得られた減衰波形の一例を図-5に示す。5回の加振実験を行ったが、測定された減衰定数のばらつきは少なく、平均すると0.0120であった。また、同様の加振実験を短径間側でも実施したが、減衰波形にうねりが生じてしまい、減衰定数を求めることはできなかった。

4. 既往のPC斜張橋の振動実験結果との比較

これまでにPC斜張橋では多数の振動実験が行われ、振動特性に関するデータが蓄積されていることから、またきな大橋の振動実験結果を既往のPC斜張橋の振動特性と比較し、その振動特性について考察を加えた。

4.1 面内曲げモードの減衰定数

またきな大橋では、面内逆対称1次モードの減衰定数として0.012が得られた。図-6は、振動実験が行われたPC斜張橋17橋の面内曲げモードの減衰定数と本橋の減衰定数を最大スパン長に対してプロットしたものである。ここで、PC斜張橋の減衰定数は同一橋梁で複数の面内曲げモードの減衰定数が得られており、これらを全てプロットしている。この図からわかるように、一般に減衰定数はスパン長が長くなるに従って小さくなる傾向があるが、その数値のばらつきは非常に大きい。道路橋示方書V耐震設計編ではコンクリート部材の減衰定数を0.03としているが、既往のPC斜張橋の振動実験から得られる減衰定数は地震時に比べ振幅レベルが小さいことから0.03以下のものがほとんどであり、微小振幅の振動実験では耐震設計で想定しているような減衰定数は得られないことがわかる。本橋の減衰定数の実測値0.012は、既往のPC斜張橋と比べてもほぼ同程度であるといえる。

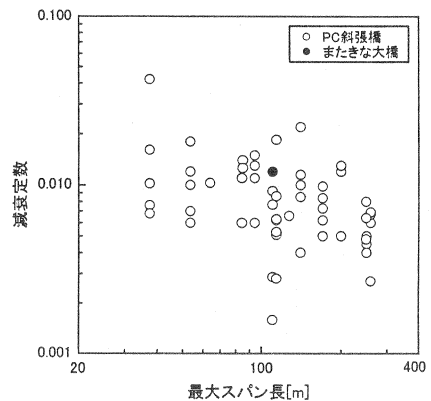


図-6 PC斜張橋の面内曲げモードの減衰定数との比較

4.2 2径間PC斜張橋との比較

橋梁の振動特性は構造形式や振動モード形状に大きく影響されることから、より詳細な検討のためにはこれらの条件を揃える必要がある。そこで、17橋のPC斜張橋の中から2径間連続PC斜張橋のみを選び出し、その逆対称1次モードと対称1次モードについて、またきな大橋の振動実験結果との比較を行った。振動実験が行われた2径間連続PC斜張橋は表-4の6橋であり、いずれも左右対称なスパン割を有している。逆対称1次モードと対称1次モードの振動数と減衰定数をスパン

表-4 振動実験が行われた2径間連続PC斜張橋

橋梁名称	支間長[m]
合角漣大橋	126.5+126.5
志摩丸山橋	113.4+113.4
吹上浜サンセット橋	94.3+94.3
甌大明神橋	84.4+84.4
清雲橋	53.5+53.5
豊後橋	37.45+37.45
またきな大橋	110+90

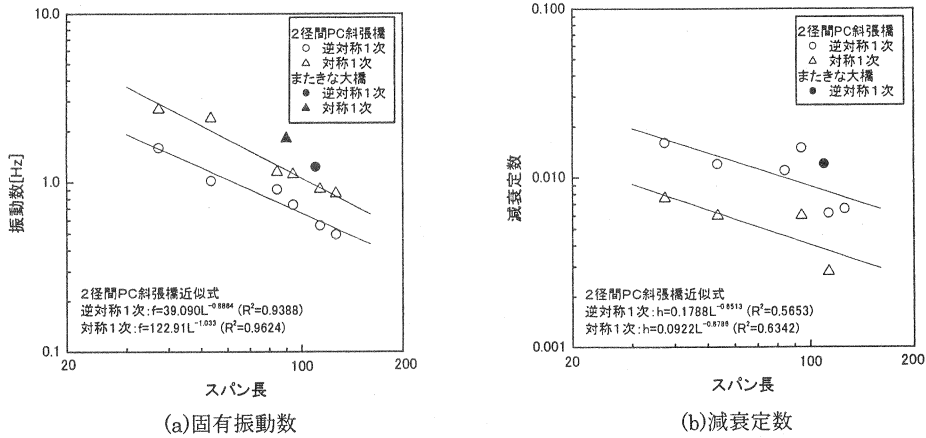


図-7 2径間PC斜張橋の振動特性(逆対称1次, 対称1次)との比較

長に対してプロットしたものを図-7に示す。ここで、またきな大橋の逆対称1次モードは長径間が、対称1次モードは短径間が卓越することから、それぞれのスパン長に対してプロットしている。

またきな大橋の固有振動数は、逆対称1次モード、対称1次モードともにPC斜張橋のものよりも明らかに大きくなっている。これは、桁の剛性を大きくして斜材の鉛直荷重分担率を少なくするというエクストラードード橋である本橋の特徴を反映したものと理解される。減衰定数を見ると、2径間PC斜張橋では逆対称1次モードの方が対称1次モードよりも大きな減衰を示している。これは、竹田ら³⁾、山口ら⁴⁾が指摘しているように、2径間PC斜張橋の場合、逆対称1次モードでは主塔・橋脚の変形、支承の変形、地盤への逸散などが生じて減衰が付加されるのに対して、対称1次モードではそれらが少ないためである。またきな大橋の逆対称1次モードの減衰はPC斜張橋の逆対称1次モードと比べても同程度であり、逆対称1次モードの減衰定数に関してはPC斜張橋と同様の扱いができるものと考えられる。

5. おわりに

本稿では、またきな大橋の動的解析による耐震設計と振動実験の結果について報告した。PCエクストラードード橋は近年急速に実績が増えつつあるが、斜張橋に比べるとその振動特性に関するデータの蓄積は少ない。ましてや、高塔型のエクストラードード橋は本橋が初めてであり、PC/鋼複合構造桁化や多径間連続化など、様々な構造形式があることから、その振動特性については構造形式に着目した検討が重要であると思われる。今後のエクストラードード橋のさらなる発展のために、本稿が役立つことを願う次第である。

参考文献

- 1) 川崎秀明, 米須 勇, 山内明夫, 大村恵治; 羽地ダム湖水橋の設計, 第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.569~572, 1998年10月。
- 2) 川崎秀明, 山内明夫; またきな大橋における新しい設計施工手法, プレストコンクリート, Vol.42, No.3, pp.36~44, 2000年5月。
- 3) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二; 実測データに基づくPC斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集 No.626/I-48, pp.147~161, 1999年7月。
- 4) 山口宏樹, 伊藤 学, 坂本邦宏, R.アディカリ; 斜張橋の振動減衰に関するデータベース構築と性状分析, 鋼構造年次論文報告集, 第1巻, pp.359~364, 1993年7月。