

地震観測に基づくP C斜張橋「青森ベイブリッジ」の地震応答特性について

Analysis of Seismic Response Characteristics of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge
(Aomori Bay Bridge) using Strong Motion Observation Data

稲富 隆昌* 竹田 哲夫** 大保 直人*** 山野辺慎一****

By Takamasa Inatomi, Tetsuo Takeda, Naoto Ohbo and Shinichi Yamanobe

Strong motions observed at a prestressed concrete cable-stayed bridge (the Aomori Bay Bridge) during the Kushiro-oki Earthquake (January 15, 1993) and other earthquakes were analyzed to evaluate the validity of the structural modeling method used in seismic design of the bridge and the damping ratio of the superstructure. Comparison of observed and computed vibrations confirmed that they agreed well in both natural frequency and mode, and that the modeling method used was valid. Earthquake response calculation using observed acceleration data in the longitudinal direction revealed that the damping ratio of the superstructure during the Kushiro-oki Earthquake was about 2%.

Key Words: prestressed concrete cable-stayed bridges, strong motion observation, damping ratio

1. ま え が き

我が国は世界でも第一級の地震国であり、部材断面の設計が地震荷重によって決まることがしばしばある。長大斜張橋の設計のように、耐震設計において動的解析を行う必要がある場合の解析結果の信頼性を左右する項目としては、入力地震動の設定を除けば、一般に地盤を含めた構造物のモデル化と減衰定数の設定が挙げられる。

斜張橋の動的解析を行う場合、通常、構造物は多質点-フレーム系に、周辺地盤はばねでモデル化される。これまでの起振機による振動実験では、こうした解析による構造物の振動数やモード形状は、実験結果と良く一致することが確かめられている。しかしながら、従来の斜張橋の振動実験は鋼橋を対象としたものが大半を占め、かつ、耐風設計に主眼が置かれていた。そのため、主桁の鉛直振動やねじり振動に関する検討は多いものの、耐震設計に反映できる橋軸方向や橋軸直角方向の入力地震動に対応する振動特性を、プレストレストコンクリート(P C)斜張橋を対象にして研究した例は少ない¹⁾。

一方、減衰定数については、履歴減衰・構造減衰・地下逸散減衰など多くの要因が寄与しているが、それらを解析的に求めることが困難であることから、実際の構造物において地震観測を行って地震時の減衰定数を評価することが望まれている。近年、斜張橋においても地震観測が行われることが多くなってきた²⁾が、P C斜張橋での観測結果は、国内ではいまだ報告されていない。

* 工博 運輸省港湾技術研究所 構造部構造振動研究室長 (〒239 横須賀市長瀬 3-1-1)

** 鹿島建設(株)技術研究所 第一研究部第2研究室長 (〒182 調布市飛田給 2-19-1)

*** 工博 鹿島建設(株)技術研究所 第一研究部第2研究室 主任研究員 (同上)

**** 工修 鹿島建設(株)技術研究所 第一研究部第2研究室 主任研究員 (同上)

青森ベイブリッジは、中央径間 240mの我が国最大級のPC斜張橋である。本橋の建設地点は、地表面下数十mにわたって耐震基盤となる強固な支持層が存在しないという、我が国の臨海地域によく見られる沖積性軟弱地盤である。このような地盤では、一般に、地震動が増幅されるので、構造物の耐震性が特に重要な課題である。本橋の設計においても、種々の検討が行われてきた。さらに、完成後においては、耐震設計法の妥当性をより具体的に検証するために、地震観測が実施されており、これまでに幾つかの記録が得られている³⁾。

本研究は、青森ベイブリッジにおいて観測された1993年 1月15日の釧路沖地震を始めとする三つの地震での観測記録を分析し、設計における構造物のモデル化の妥当性を確認した上で、地震応答のシミュレーション解析により上部構造の減衰定数について検討したものである。

2. 構造概要と耐震的特徴

図-1 に青森ベイブリッジの構造諸元を、図-2 に架橋地点の土層図を示す。本橋は橋長 498m、中央径間 240m、側径間 128mの3径間連続PC斜張橋である。主桁は、幅員25.0m、桁高 3.5~ 2.5mでPC構造の3室箱桁断面である。全高約81.6mの主塔部は、鉄筋コンクリート構造の逆台形橋脚と逆Y形主塔からなっている。主塔部基礎は 6室箱形断面 (30m×20.5m) を有する深さ42mの地中連続壁剛体基礎であり、この種の基礎としては我が国最大である。

上部工の支持形式としては、断面の制約が厳しい主桁と主塔下端での地震応答が他の支持形式に比べ小さいことから、連続桁形式が採用されている。本橋の場合、4つの橋脚の支点には可動のゴム支承が用いられており、温度変化などによる桁の移動が可能である。図-3 (a) に主桁端部のゴム支承の諸元を示す。ただし、主塔部橋脚上の支点には図-3 (b) に示すダンパーストッパーが配置されている。これは、温度変化やクリープによる緩慢な主桁の移動には抵抗しないが、地震に対しては、主桁と主塔部橋脚がピン結合となる構造として設計されている。

この連続桁形式で耐震上特に問題となったのは、橋軸直角方向地震時における主桁のねじりと曲げの連成振動であった。すなわち、多数のケーブルで弾性支持された主桁には、重心と支持点のずれに起因するねじ

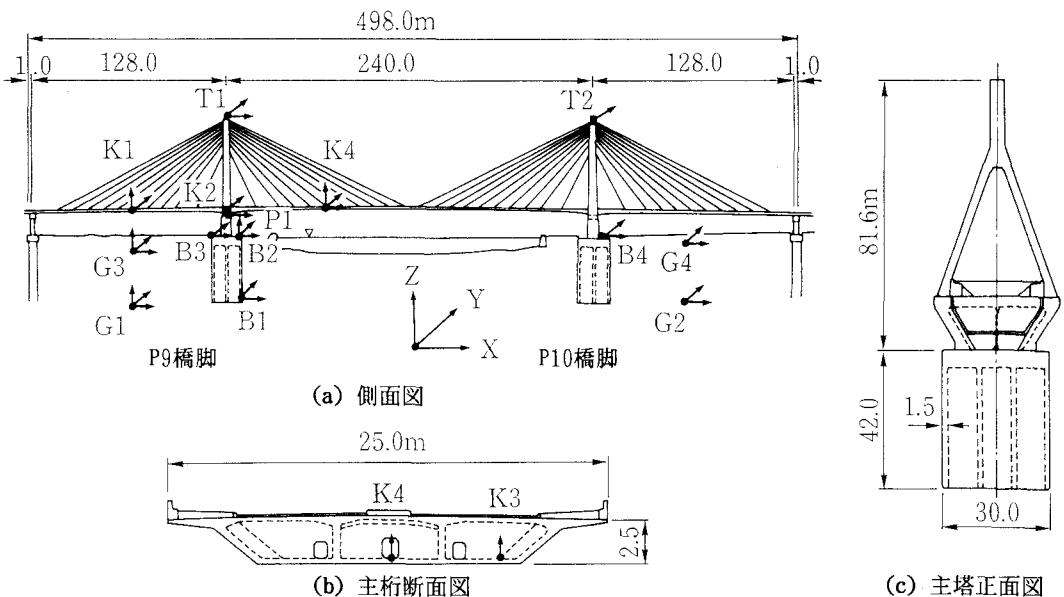


図-1 青森ベイブリッジ、観測位置図

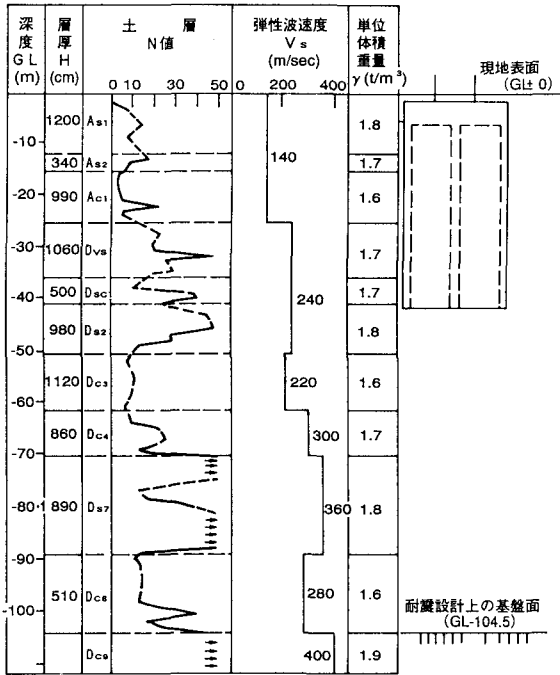
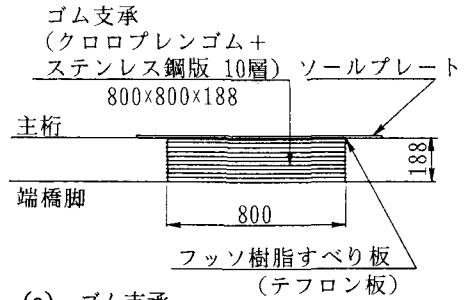
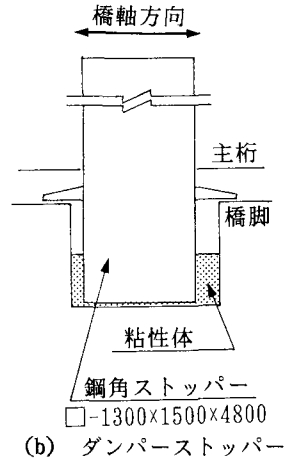


図-2 架橋地点の土層図



(a) ゴム支承



(b) ダンバーストッパー

図-3 支承構造図

り振動が励起される。これが主桁の面外曲げ振動と連成すると、通常の鋼材補強量では対処できないような応答レベルに達することがあるからである。このため、設計では二つの振動の固有周期が極力分離するように配慮されている⁴⁾。

3. 地震観測の概要

P9橋脚側を中心として、地盤（地中:G1,G2、地表:G3,G4）、連続壁基礎上下（B1~B4）、主塔部橋脚頂部（P1）、塔頂（T1、T2）、および主桁の4箇所（K1~K4）に、合計31成分の地震計が設置されている。図-1に各観測点の位置を示した。地震計はいずれもサーボ型加速度計（測定範囲 ±1 G、感度 2.5 V/G、周波数特性 0.05Hz~30Hz）であり、アンプを含めて 0.1Hz~20Hzの範囲で一様な感度を持っている。地中地震計の測定値が設定値（トリガーレベル: 1 gal）を超えた場合に、各点の計測を行っている。観測値は、デジタル収録装置により、1/100秒間隔で40秒単位の加速度記録として収録しており、最大32単位（21分間）のデータを記憶することができ、これを公衆電話回線を用いて取込んでいる。

地震観測は1991年12月より開始し、1993年6月までに15の記録が得られている。そのうちで最も振動の大きなものは、1993年1月15日の釧路沖地震によるものであった。青森での震度がⅢ以上の地震から、代表的と思われる記録として表-1に示したEQ-008、EQ-009、EQ-015（釧路沖地震）の三つの地震を対象として、解析することとした。表-2に各観測点の加速度記録の最大値を示した。地震の規模としては、EQ-015（釧路沖地震）によるものが地表において最大 51galで最も大きく、他の二つの地震の最大加速度は釧路沖地震の 1/7程度である。

図-4 (a)~(d)に釧路沖地震での記録のうち、地盤（G1-X:深さ43.5m および G3-X:深さ 1.5m）、主桁

表-1 代表的観測地震

地震No	年月日	地震名	東 経	北 緯	深 さ	マグニチュード	震央距離	地表の加速度
EQ-008	1992.7.18	三陸はるか沖	143度39分	39度23分	2km	6.6	277km	7.0 gal
EQ-009	1992.7.18	三陸はるか沖	143度21分	39度25分	0km	6.8	268km	7.6 gal
EQ-015	1993.1.15	釧路沖	144度23分	42度51分	107km	7.8	374km	50.9 gal

注) 地表の加速度はG3-X,G3-Y,G4-X,G4-Y の最大値

表-2 最大加速度記録

測 点	EQ-008			EQ-009			EQ-015(釧路沖地震)			
	LG	TR	VT	LG	TR	VT	LG	TR	VT	
地 盤	G1	4.6	6.2	2.8	3.1	3.3	2.5	25	23	13
	G2	3.9	4.3	-	2.6	2.7	-	20	22	-
	G3	6.4	7.0	3.5	7.6	5.3	2.7	51	50	17
	G4	5.7	7.0	-	4.8	5.4	-	35	47	-
基 礎	B1	6.0	5.7	3.5	3.4	3.6	2.9	22	19	19
	B2	8.0	7.2	3.3	4.8	4.8	2.9	30	24	19
	B3	***	7.0	-	***	4.3	-	32	24	-
	B4	4.9	6.6	-	4.0	4.3	-	20	27	-
主 桁	K1	-	13.2	28.2	-	11.7	18.4	-	79	104
	K2	-	10.4	-	-	9.9	-	-	38	-
	K3	-	-	23.6	-	-	20.0	-	-	98
	K4	10.3	23.5	21.6	6.7	21.0	17.2	***	78	95
橋 脚	P1	7.7	-	-	6.4	-	-	47	-	-
	T1	19.3	18.0	-	14.5	15.2	-	127	119	-
塔	T2	-	19.5	-	-	18.0	-	-	136	-

注) LG:橋軸方向 TR:直角方向 VT:鉛直方向
単位: gal *** は計測不良

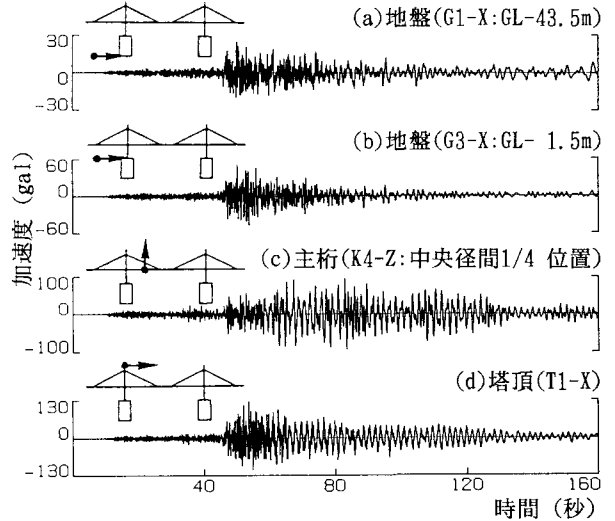


図-4 観測波形(釧路沖地震)

(K4-Z:中央径間 1/4位置)、塔頂部(T1-X)の観測波形を示した。

釧路沖地震での最大値を耐震設計での加速度分布と比較して図-5に示した。設計値はボーリング結果から想定した基盤面(GL-104.5m)での最大加速度を160galと設定した入力地震波を、後述の解析モデルに入力して得られたものである。各位置の最大振幅は、耐震設計での計算値の1/7程度であったことがわかる。したがって、いずれの地震においても構造物に入力された地震動の大きさとしては非常に小さく、コンクリートにはひびわれが発生していないものと考えられる。実際、地震後に可能な範囲のコンクリート表面を目視により調査した限りでは、ひびわれは認められなかった。

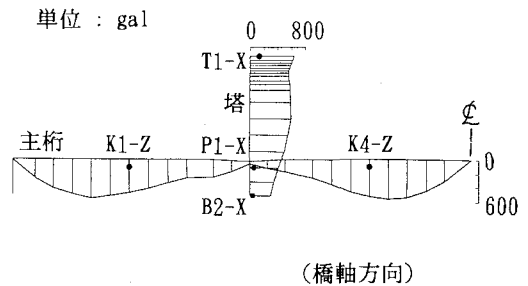
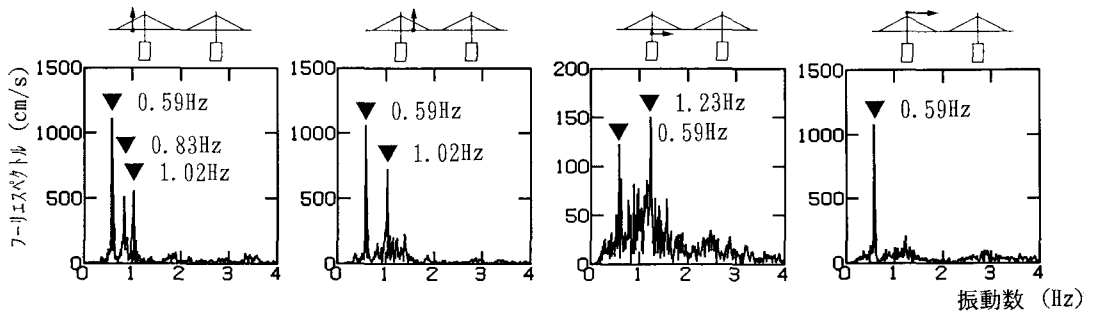


図-5 最大加速度の耐震設計値との比較

4. 卓越振動数・振動モードの確認

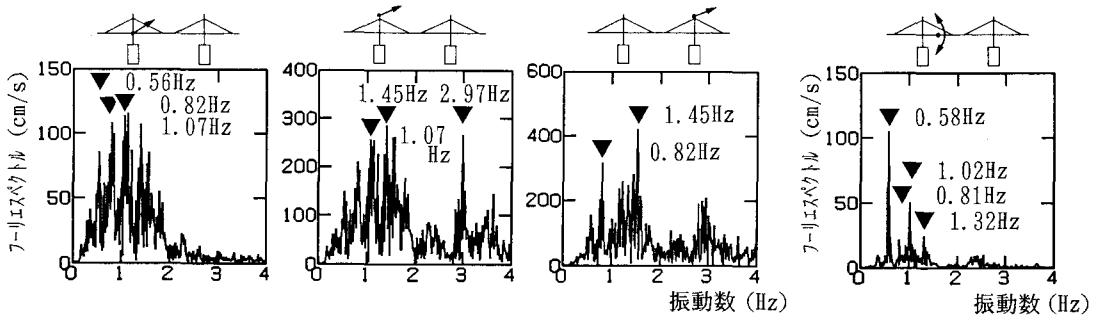
4-1 卓越振動数と振動モード

図-6(a)は、釧路沖地震の記録について、面内方向振動(鉛直方向振動を含む橋軸方向の振動)の加速度波形(主要な部分の82秒)のフーリエスペクトルを示したものである。上部構造の振動としては、0.59Hz、



主桁(K1-Z:側径間 1/2点) 主桁(K4-Z:中央径間1/4点) 主塔部橋脚天端(P1-X) 塔頂(T1-X)

(a) 面内方向



主桁 (K2-Y)

塔頂 (T1-Y)

塔頂 (T2-Y)

(K3-Z)-(k4-Z)

(b) 面外方向

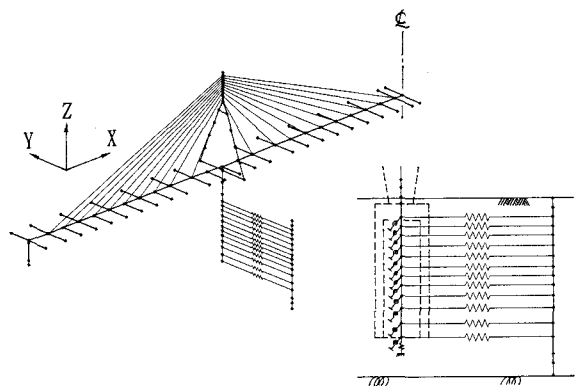
(c) 主桁のねじり

図-6 加速度波形のフーリエスペクトル

0.83Hz、1.02Hz、1.23Hz付近に卓越した成分があることがわかる。同図 (b)は、面外方向振動（橋軸直角方向の振動）のフーリエスペクトルである。面内方向に比べるとそれほど明確ではないが、0.56Hz、0.82Hz、1.07Hz、1.45Hz、2.97Hz 付近に卓越した成分があることがわかる。また、同図 (c)は、中央径間 1/4位置での2つの鉛直成分(K3, K4)の差から主桁のねじり振動を求め、そのフーリエスペクトルを示したものであり、0.58Hz、0.81Hz、1.02Hz、1.32Hz 付近に卓越した成分があることがわかる。

これらの卓越振動数はwindowによるスムージングの程度により若干変化した。三つの地震の間での差は、面内方向では 3% 以下、面外方向では 9% 以下であった。したがって、本橋の主要な固有振動モードは、上記の卓越振動数に対応したものであると考えられる。

振動の最も大きかった釧路沖地震について、各観測点の加速度記録をフーリエスペクトルでの卓越振動数においてバンドパスフィルターで処理し、各観測成分の振動振幅を図化することで振動モードを確認し、これを解析による振動モードと比較した。フィルターのバンド幅は0.04Hz程度としたが、左右の塔などで振動



基礎および周辺地盤

図-7 設計での解析モデル

数に差がある場合は、最大0.14Hzまでその差に応じて幅を広くした。

解析モデルは設計検討で用いられたものであり、図-7に示すように、対称性を利用して橋全体のP9橋脚側（左側）の半橋部分を多質点-フレーム系にモデル化したものである。支間中央での境界条件を変えることにより、左右の半橋部分が支間中央に対して逆対称になるモード（逆対称モード）と対称になるモード（対称モード）とに分けて解析している。地盤については、周辺地盤を1次元多質点-せん断ばね系モデルで表わし、これと橋脚基礎を水平地盤反力係数相当分のばねで結ぶことで周辺地盤の影響を考慮している⁴⁾。ここで、周辺地盤を表わす1次元多質点-せん断ばねは、その挙動が数値誤差の生じない範囲で橋の振動に影響されない無限遠の地盤としての挙動となるように、上部構造（約30,000tf）の30倍の重量を持つ土柱としてモデル化している。

図-8(a)に面内方向の振動モードを、(b)に面外方向の振動モードを、対応する解析モードと比較して示した。いずれの振動モード形状も解析と観測で良く一致している。以下に、面内方向振動、面外方向振動、主桁のねじり振動に分けて述べる。

(1) 面内方向振動

a) 0.59Hzの振動は、面内方向の中では振幅が一番大きく、そのモードは桁が上下振動し、それに伴って塔が曲げ振動するもので、解析での0.56Hzの逆対称モードに対応している。

b) 0.83Hzの振動は主桁の鉛直振動が卓越したモードで、解析での0.80Hzの対称モードに対応している。このモードは鉛直地震動により励起されるものである。

一般に、鉛直地震動の最大値と水平地震動の最大値が同時刻には生じないことと、桁橋などの構造形式では鉛直地震動が支配的な荷重とはならないことなどから、耐震設計においては、通常、鉛直地震動は考慮されていない。しかし、図-6のフーリエスペクトルからわかるように、この0.83Hzの鉛直振動モードの振動成分は決して無視できない大きさを持っており、主桁の曲げ変形は、a)の0.59Hzの水平地震動によるモードに、この鉛直地震動による振動モードが加わることになる。

PC斜張橋では、鉛直地震動の影響が重要であることが指摘されている⁵⁾。特に、本橋のような長大支間の場合においては、その影響が大きくなるので、鉛直地震動の最大値と水平地震動の最大値が同時刻には生じなくとも、鉛直地震動を考慮する必要があると考えられる。

c) 1.02Hzの振動は、塔と基礎はほとんど動かずに側径間と中央径間の主桁が同位相で上下に振動するモードであり、解析での

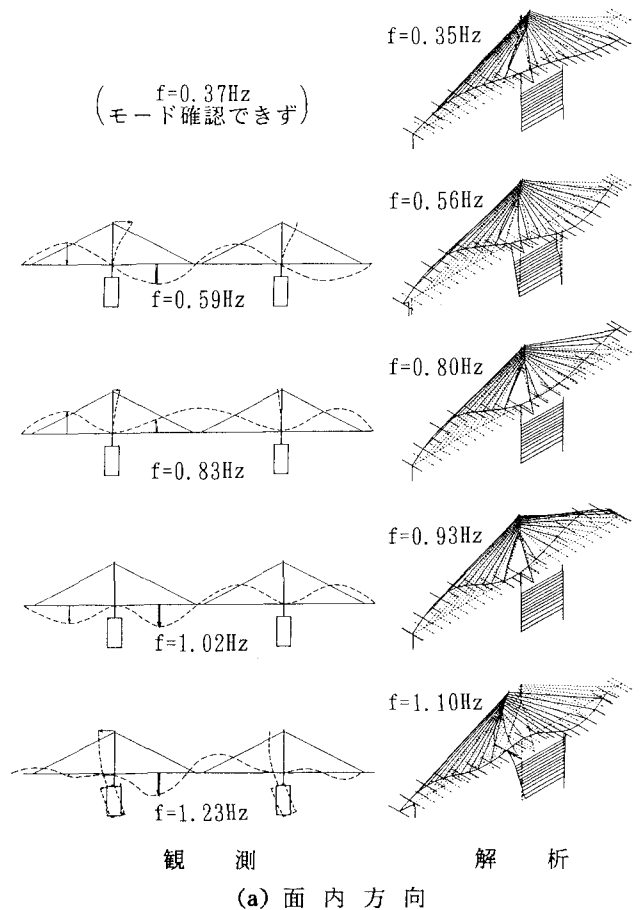


図-8 観測モードと解析モードの比較

0.93Hz の逆対称モードに対応しているものと思われる。この振動モードは中央径間の中央を挟んで左右の桁が逆位相で上下に振動するもので、橋の構造が中央径間の中央に対して完全に対称であれば、橋軸方向入力地震によっては若干生じるが、一様な鉛直方向入力地震に対しては励起されないものである。本橋の構造は、P10橋脚側の側径間に若干の平面曲率があるものの、橋軸方向の振動に関してはほぼ対称であるとみなせることから、観測波形にこの振動成分が存在するのは、地盤条件の差により2つの基礎からの鉛直地震の入力が異なっていたために生じたものと考えられる。

この振動成分による応答は、全体の応答に占める割合はそれほど大きいとは思われないが、3径間連続の斜張橋においては、こうした一様入力では生じない振動モードの影響も無視することはできないことがわかった。従来、長大支間の橋梁における入力位相差や不整形地盤での多点入力の影響については水平地震動について議論されてきたが、今後、鉛直地震動についても検討する必要があると言える。

d) 1.23Hzの振動は、主桁の並進運動と上下振動、更に塔の曲げ振動と基礎の回転振動（ロッキング）が同時に生じていたモードである。これは解析での1.10Hzの逆対称モードに対応している。

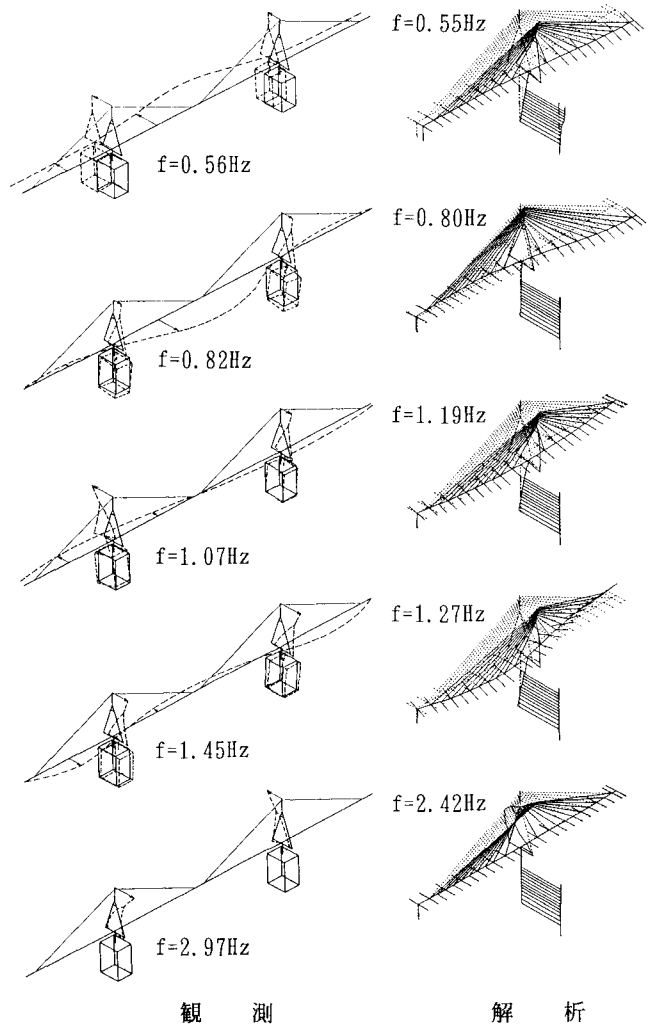
e) なお、解析のモードには主桁全体が鉛直方向に振動する0.35Hzの対称モードが存在し、図-6(a)のフーリエスペクトルにもこれに対応すると思われる0.37Hzの位置に微小なピークが認められるが、振幅が小さいためにモードの確認までには至らなかった。

(2) 面外方向振動

a) 0.56Hzの振動は橋全体がほぼ一様に橋軸直角方向に平行移動しながら、主桁にねじり振動が加わったモードである。これは解析での0.55Hzの対称モードに対応している。

b) 0.82Hzの振動成分は、左右の塔で振動数に0.036Hzの差があったことからバンド幅を広くした。そのためこの成分を抽出した波形にはうねりがあったが、おおむね左右の塔が同位相で主桁の中央径間が橋軸直角方向に振動するモードと思われた。左右の塔で振動数に差があったのは、P10側の側径間に平面曲線がついていることと、二つの主塔部基礎周辺の地盤条件に差があったためと思われる。このモードは、解析での0.80Hzの対称モードに対応している。

c) 1.07Hzの振動は、K-2YとT1-Xにはピークが明確であるがT2-Yではピークが小さく、左右の塔で必ずしも同じように振



観測 解析
(b) 面外方向
図-8 観測モードと解析モードの比較

動しているとは考えられないが、そのモードはおおむね左右の塔が逆位相で振動するものであった。これは解析での 1.19Hz の逆対称モードに対応している。

d) 1.45Hzの振動の振幅は面外方向振動の中では一番大きく、左右の塔が同位相で基礎の橋軸方向回りの回転を伴って振動するモードであった。これは、解析での 1.27 Hzの対称モードに対応している。

e) 2.97Hzの振動は、塔だけが左右で逆位相で振動しているモードであった。これは、解析での 2.42Hz の逆対称モードに対応している。

(3) 主桁のねじり振動

図-6 (c) に示した中央径間 1/4点でのフーリエスペクトルにおける 0.58Hz, 0.81Hz, 1.02Hz のピークは、それぞれ面外方向の振動の卓越成分と対応しており、また、振動モードからも主桁の面外方向の振動に伴うねじり振動であることがわかった。一方、1.32Hzの振動は、面内方向、面外方向には該当するようなピークが認められず、主桁のねじり振動だけが卓越するもので、解析での 1.13Hz の対称モードに対応していると考えられた。

4-2 観測振動数と解析振動数の比較

図-9 に観測振動数と解析振動数を比較して示した。ほとんどのモードにおいて、観測振動数は対応する解析振動数に比べ、最大 22%高めの値となっているが、全体としては、両者は良く一致していると言える。

以上のように、振動数、モードとも観測値と解析値で良く一致していたことから、設計における構造物のモデル化の妥当性が確かめられた。また、耐震設計上特に問題となった橋軸直角方向地震に対する主桁の曲げ振動 (0.80Hz) とねじり振動 (1.13Hz) の連成についても、それぞれが観測モードに良く一致していることから、両者が設計どおり分離されていることが確認できた。

なお、観測振動数のうち、面内の 1.23Hz および面外の 1.45Hz が解析振動数に比べそれぞれ 12%および 14%高く、また、面外の 1.07Hz が解析に比べ 11%低くなっており、他のモードに比較してこれらのモードでの振動数の差が大きい。図-8 の解析モードからわかるように、これらのモードは、いずれも基礎の回転が他のモードに比べ大きいモードである。基礎の回転を伴うモードにおいて、観測振動数と解析振動数の差が大きい理由としては、やはり地盤ばねの評価が実際のもものと異なっていたことが考えられる。基礎の地盤ばねの評価は、上部構造の地震応答を大きく左右するものであり、今後、定量的な評価を行う必要がある。

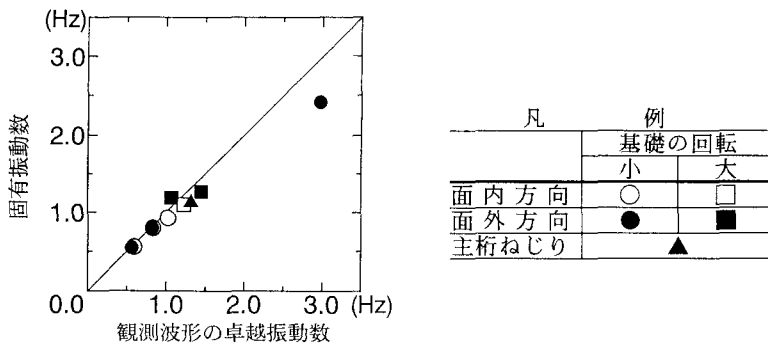


図-9 観測と解析での固有振動数の比較

5. 地震応答解析による減衰定数の推定

EQ-015 (釧路沖地震) での観測波形を用いて、面内方向の地震応答解析を行い、解析による応答と観測結

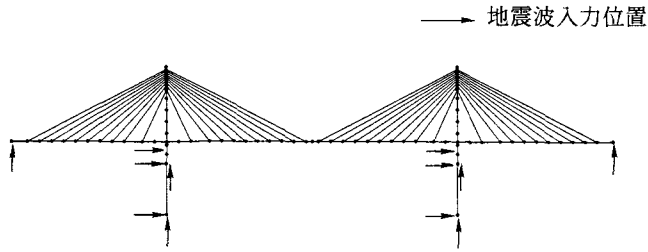


図-10 地震応答解析での解析モデル

果を比較することにより、上部構造の振動減衰について検討した。また EQ-008 と EQ-009 の地震については、振幅が小さいため耐震設計に反映できる地震記録ではないが、参考までに、減衰定数を求めてみた。

5-1 解析方法

解析モデルには、設計で用いたモデルから周辺地盤のばねを取り除き、基礎と上部構造の要素を半橋から全橋に拡張したものを用いた。解析モデルを図-10に示した。なお、前述したように、設計モデルの固有振動数と観測波形の卓越振動数との差が数%あったので、ここでは面内方向の主要な振動成分である 0.59Hz の成分について、解析での応答波形の卓越振動数が観測波形の卓越振動数と一致するように、上部構造のヤング率を1.19倍することにより、解析モデルの剛性を一様に補正した。主塔部橋脚のダンパーストッパーは、設計と同じく、主桁と橋脚天端を結ぶばねでモデル化した。

入力地震波は、橋脚天端における橋軸方向の観測波形 (P1-X)、および基礎上下端での橋軸方向と鉛直方向の波形を用い、これらを二つの主橋脚に同位相で直接入力した。基礎上下端での入力波形を用いたのは、基礎の鉛直振動および回転振動を考慮するためである。基礎上下端での波形は、P9橋脚側で観測した 8成分の記録から、連壁剛体基礎を剛体とみなして求めた。

減衰特性は次式に示すRayleigh型減衰とした。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \dots\dots\dots(1)$$

ここで [C] :	減衰マトリックス	α, β :	定数	$h_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta \omega_n}{2}$
[M] :	質量マトリックス	h_n :	n次のモード減衰定数	
[K] :	剛性マトリックス	ω_n :	n次の固有円振動数	

地震波を基礎に直接入力する場合、構造物の減衰としては、基礎からのエネルギー逸散減衰は含まず、上部構造の履歴減衰と構造減衰だけを考慮することになる。したがって、ここでの解析の減衰としては、各部材のひびわれ発生の影響を含まない履歴減衰、主桁支承部の摩擦やダンパーストッパーによるエネルギー消費などによる構造減衰、および、斜材と主桁間のエネルギーのやり取りによるシステムダンピングなどを考慮することになる。

面内方向振動の 1次と 2次の固有周期での減衰定数を 1% きざみで変えて地震応答解析を行い、塔頂の橋軸方向 (T1-X)、主桁側径間 1/2位置の鉛直方向 (K1-Z)、主桁中央径間 1/4位置の鉛直方向 (K4-Z) の 3成分について、解析結果と観測値を比較した。

なお、4-1 (1) で述べたように、K1-Z と K4-Z には二つの主塔部橋脚からの鉛直入力地震動の違いによる 1.02Hz の振動モードが含まれていたが、観測解析では一様入力としているので、観測波形と解析結果の比較においては、観測波形からバンドパスフィルターによりこの成分を取り除いた波形を求め、これと解析

結果を比較した。

5-2 解析結果と考察

(1) 釧路沖地震による地震応答の解析結果

図-11(a)にEQ-015(釧路沖地震)の計算結果を示した。一例として、塔頂(T1-X)の応答波形を見てみる。減衰定数を1%とした場合では、解析値は全時間において観測値を上回り、3%とした場合では、解析値は60秒以降に観測値をかなり下回っている。減衰定数を2%とした場合が、解析値と観測値の一致が最も良いことがわかる。桁(K1-Z, K4-Z)についても、減衰定数を2%とした場合が解析値と観測値の一致が最も良い。したがって、釧路沖地震による振動の程度では、基礎からのエネルギー逸散減衰とコンクリートのひびわれ発生の影響を含まない上部構造だけの減衰定数は、2%程度であったと言える。

道路橋示方書には、コンクリート構造の上部構造の弾性域における減衰定数の参考値として、0.03~0.05の値が示されているが⁶⁾、ここでの解析結果はこれを若干下回っていた。

(2) 減衰定数の地震による差

参考までに、図-11(b)のEQ-008の塔頂(T1-X)の解析結果についても見てみる。減衰定数を4%とした場合では、解析値はほぼ全時間において観測値を上回り、5%とした場合が解析値と観測値の一致が最も良いことがわかる。図-11(c)のEQ-009の解析結果についても、同様に、減衰定数は5%程度であったことがわかる。

なお、地震により減衰定数に差があることの原因の一つとしては、主桁端部の支承の摩擦による減衰に振幅依存性のあることが考えられる。すなわち、支承の摩擦による減衰については、振幅が小さいほど摩擦による減衰定数が大きくなることが報告されており⁷⁾、本解析でも振幅の小さい地震の方が減衰定数が大きくなったものと解釈できる。また、本橋の主桁端部には可動のゴム支承が用いられているので、振幅の小さい範囲では摩擦により完全には滑らず、その場合にはゴムのせん断変形による履歴減衰が生じるので、振幅が小さい方が減衰が大きくなることも原因の一つと推察される。

(3) 鉛直地震入力の影響

入力地震動の内の鉛直地震動の影響を見るために、釧路沖地震について、減衰定数を2%とし、入力地震波から鉛直成分を取除き、水平成分だけを入力した場合の応答を解析してみた。

最大応答値を(1)の鉛直成分と水平成分の両方を考慮した結果と比較すると、主桁側径間の鉛直方向(K1-Z)については23%、主桁中央径間の鉛直方向(K4-Z)については15%、それぞれ減少していた。塔頂(T1-X)についてはほとんど変化がなかった。

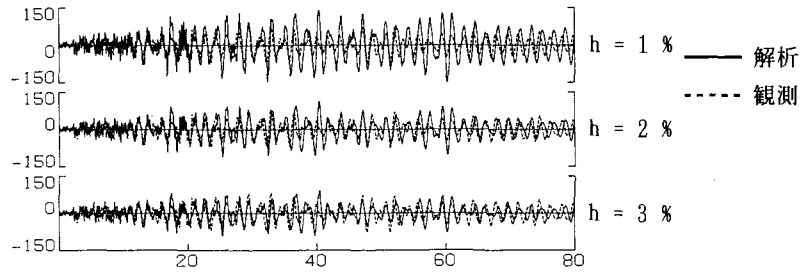
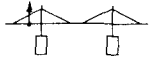
一つの事例ではあるが、主桁については、鉛直入力地震動を考慮すると、加速度応答は20%程度大きくなることがわかった。塔で変化がないのは、鉛直成分により励起される主要なモードが、図-8(a)の0.83Hzのモードであり、このモードでは塔はほとんど振動しないためと考えられる。

6. まとめ

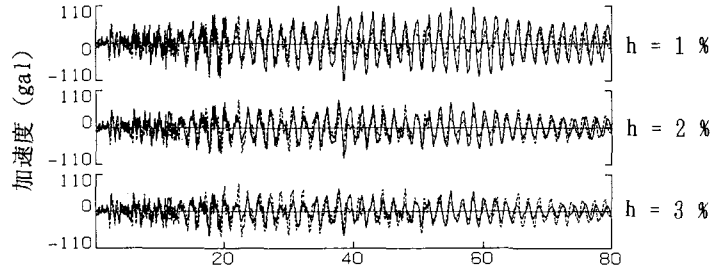
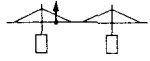
青森ベイブリッジでの地震観測結果に基づき、設計における構造のモデル化の妥当性を確認し、上部構造の減衰定数について検討した。結果をまとめると、以下のようである。

- (a) 観測結果による卓越振動モードは、設計での解析モデルのモードと良く一致しており、設計における地盤・構造物のモデル化の妥当性が示された。ただし、基礎の回転を伴う振動モードでは、他のモードに比べ、観測振動数と解析振動数の差が大きい傾向があり、基礎の地盤ばねの評価が影響しているもの

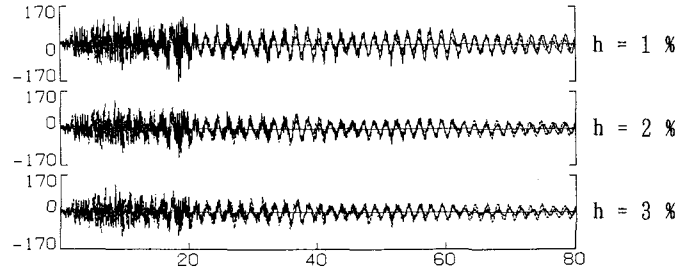
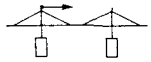
主桁側径間 1/2位置
鉛直方向 (K1-Z)



主桁中央径間 1/4位置
鉛直方向 (K4-Z)

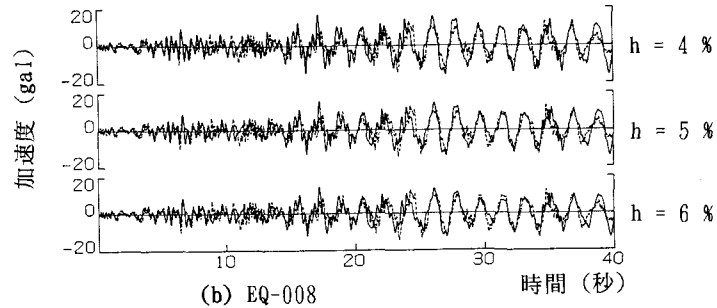
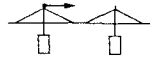


塔 頂
橋軸方向 (T1-X)



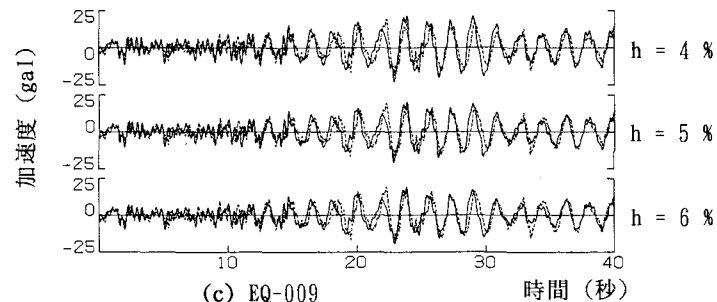
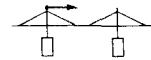
(a) EQ-015 (釧路沖地震) 時間 (秒)

塔 頂
橋軸方向 (T1-X)



(b) EQ-008

塔 頂
橋軸方向 (T1-X)



(c) EQ-009

図-11 加速度応答の計算結果

と考えられた。基礎の地盤ばねの評価は、上部構造の地震応答を大きく左右するものであり、今後も地震観測に基づき、定量的な評価を行う必要がある。

(b) 橋梁の耐震設計においては、通常、鉛直地震動は考慮されていないが、観測結果では鉛直地震動により励起される主桁の鉛直振動は、無視できない大きさであった。長大PC斜張橋においては、鉛直地震動も考慮する必要があると考えられた。

(c) 一様な鉛直方向入力地震に対しては励起されない振動成分が、基礎からの鉛直入力地震動の違いにより、生じていた。従来、入力位相差や多点入力の影響については主に水平地震動について議論されてきたが、鉛直地震動についても検討する必要があると思われた。

(d) 観測波形を用いて応答計算をした結果、釧路沖地震（地表の最大加速度が 51gal）においては、基礎からのエネルギー逸散減衰とコンクリートのひびわれ発生の影響を含まない上部構造だけの減衰定数は、2% 程度であった。

あとがき

本地震観測では、1993年 7月12日の北海道南西沖地震による振動（地表で最大 84gal）も収録されており、今後解析を行う予定である。

謝 辞

本地震観測は、運輸省港湾技術研究所と鹿島建設技術研究所の共同で実施しているものである。観測に際しては、青森県土木部港湾空港課、青森港管理事務所の多大なる協力を得ました。また、東日本旅客鉄道㈱建設工事部海野担当部長、東京工事事務所石橋室長から貴重な助言を頂きました。ここに、関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室；斜張橋の耐震性に関する研究、土木研究所資料第2388号、1986. 6.
- 2) 川島他；強震記録に基づく斜張橋の減衰特性の解析、橋梁と基礎、Vol. 23、No. 11、1989. 11.
- 3) Inatomi et al. ; Analysis of Dynamic Characteristics of Prestressed Concrete Cable-stayed Bridge (Aomori Bay Bridge) using Strong Motion Observation Data, FIP Symposium '93, Kyoto, Japan, 1993. 10.
- 4) 石橋他；軟弱地盤における長大PC斜張橋の耐震設計、橋梁と基礎、Vol. 25、No. 9、1991. 9.
- 5) 三村他；PC斜張橋の研究開発（その3）－地震応答における動的不静定力効果および地震動上下成分の影響－、鹿島建設技研年報、Vol. 26、1978. 6.
- 6) 日本道路協会；道路橋示方書耐震設計編 1990. 2
- 7) Kawashima et al. ; Damping characteristics of cable-stayed bridges associated with energy dissipation at movable supports, Structural Eng./Earthquake Eng. (Proc. of JSCE) Vol. 6, No. 1 1989. 4.

(1993年 9月16日受付)