

南備讃瀬戸大橋の地震応答記録と解析値の比較

The Comparison of Seismic Response Record with Analysis of Minamibisanse-to-Bridge

奥田 基*, 矢野 賢晃*, 今 和也**

Motoi Okuda, Yoshiaki Yano and Kazuya Kon

* 本州四国連絡橋公団 第二管理局 (〒700 岡山県岡山市富町2丁目19番12号)
 ** (株) 横河ブリッジ 橋梁本部技術部 (〒273 千葉県船橋市山野町27番地)

At Minamibisanse-to-Bridge, seismic waves and the response of the bridge for Hyogoken Nanbu-Earthquake were recorded in January, 1995. The bridge is precisely modeled and seismic response analysis is conducted. It is found that the calculation gives agreement of amplitude with the response observed at the girders, but it does not at the towers and substructures. It is because the effect of the wave-components of the ground is large and the effect is not completely eliminated in this case.
 Key Words: Minamibisanse-to-Bridge, seismic response analysis, seismic record

1. まえがき

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震による地震波が、南備讃瀬戸大橋の地盤および橋体において観測された。今回のように長大橋梁で地震波が得られる例は過去にもほとんどなく、極めて貴重なデータである。よって本橋において地震応答解析(時刻歴応答解析)^{1), 2)}を実施し、実測値との比較検討を行った。

本文では、実測応答値の傾向を確認すると共に、実測値と解析値を比較することによりその応答性状および減衰特性について把握し、現行解析法の妥当性について考察する。

2. 実測応答値

本解析における構造モデルを図-1に示す。本橋における実測応答値は加速度応答で計測されている。具体的には、上部工では補剛桁のL/4点、L/2点、3L/4点および塔頂、塔中間部であり、下部工では4Aアンカレッジの上部と6P橋脚上部である。また、地盤加速度応答は三子島(4A付近)で得られている。図中におけるL, T, Vはそれぞれ橋軸、橋軸直角、鉛直方向を表している。

本橋における加速度計および地震計の仕様をそれぞれ表-1, 表-2に示す。

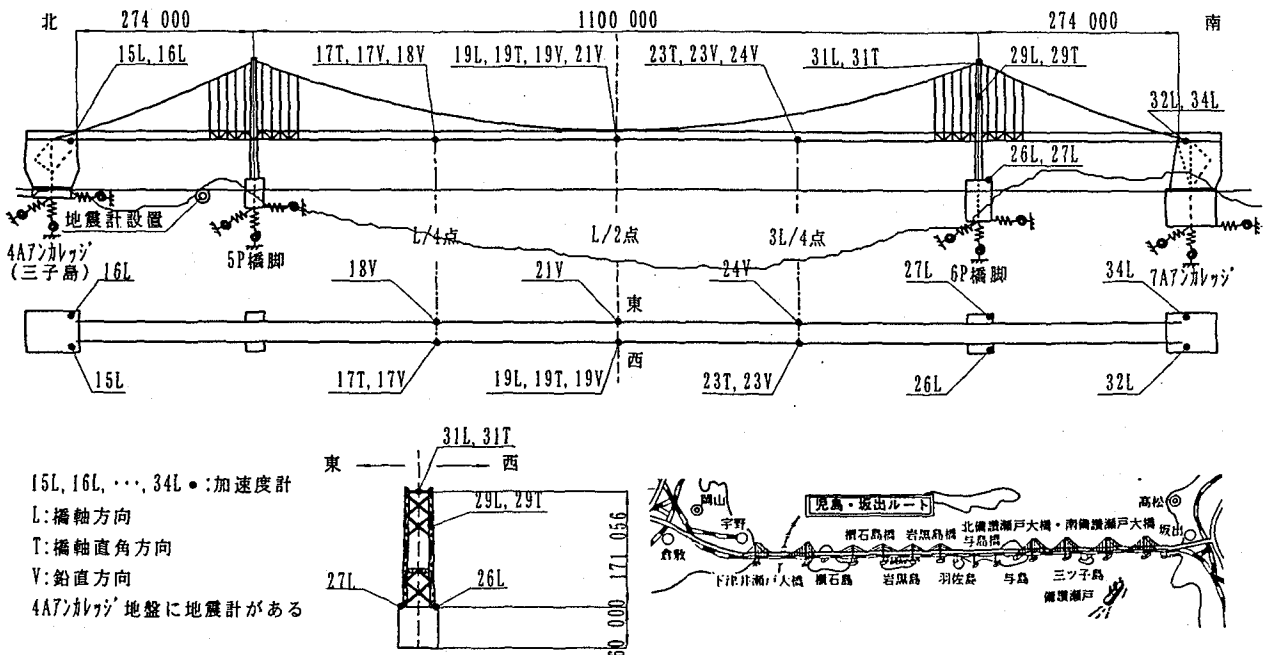


図-1 解析モデルと計測機器設置位置

表-1 加速度計仕様

型名	ASQ-1BL (VQA-500AM13)
センサ方式	サーボ型加速度計
測定範囲	±1000gal
応答周波数範囲	0.1~45Hz
変換器出力	4~20mA 4mA/-max 12mA/0 20mA/+max
ローパスフィルタ	補剛桁：10Hz 塔，下部工：30Hz
測定レンジ	0.3G (294gal)
精度	±1%

表-2 地震計仕様

型名	SA-355 (復調器伝送方式)
測定範囲	±1000gal
応答周波数範囲	0.1~30Hz
感度	15μA/gal
減衰定数	30以上
伝送方式	調歩同期式シリアル伝送
変調方式	F M
出力ローパスフィルタ	33Hz
精度	±3%

三子島の地盤（南北，鉛直），補剛桁のL/2点（橋軸，鉛直），塔頂（橋軸）における実測加速度応答波形，およびそのフーリエスペクトル解析結果を図-2に示す。ここでのフーリエスペクトル解析結果とは，単に加速度応答波形を異なる周波数を有するN/2個の波に分割し，その振幅と周波数の関係を図化したものである。図中における4GX，4GZは，4Aアンカレッジの地盤（三子島）で，振動方向がそれぞれ南北，鉛直であることを意味する。

橋軸方向の最大加速度は，地盤上で29.7galであったが，補剛桁のL/2点では47.1gal，塔頂では294galとなり，それぞれ地盤振幅の1.6倍，9.9倍に増幅している。この内，塔頂の加速度は測定レンジ上限であり，実際は計測値以上であったと思われる。また鉛直方向では，地盤上で16.5galであったものが，補剛桁のL/2点では62.9galに増幅しており，応答倍率では3.8倍となっている。

一方，加速度応答波形に対するフーリエスペクトル解析結果においては，地盤上（4GX，4GZ）では特に目立った卓越周波数は確認できないが，補剛桁のL/2点（橋軸：19L，鉛直：19V）および塔頂（橋軸：31L）では周波数2Hz付近の波が卓越しているのがわかる。

なお，本解析では実測値と解析値の比較を変位応答で行うため，実測値を加速度応答から変位応答に変換しておく必要がある。これを高速フーリエ変換（FFT）を利用した数値積分により行う。

変換操作の手順を示すと次のようになる。

Step-1：フィルター処理

加速度データ中に含まれる周波数0.1Hz未満の波形成分を削除する。

Step-2：加速度データのフーリエ変換

加速度データを，次式により時間領域から周波数領域にフーリエ変換する。

$$A(f_j) = \Delta t \sum_{k=0}^{N-1} a_j \exp(-i2\pi f_j k \Delta t)$$

ここに， $a_j(t)$ ：加速度データ（ $j=1\sim N$ ）

N ：データ数

Δt ：サンプリング間隔

f_j ： $j\Delta f$

Δf ： $1/(N\Delta t)$

Step-3：位相の推定値に対するフーリエ変換

Step-2の結果から，次式により位相の推定値に対するフーリエ変換を求める。

$$Y(f_j) = A(f_j) / (i2\pi j \Delta f)^2$$

； $j=1\sim N/2-1$

$$= -A(f_j) / \{i2\pi(N-j)\Delta f\}^2$$

； $j=N/2\sim N-1$

$$= 0 \quad ; \quad j=0$$

Step-4：変位の推定値の算出

Step-3の結果をフーリエ逆変換し，変位の推定値を求める。

$$y_j = 1 / (2\pi) \sum_{k=0}^{N-1} Y(f_j) \exp(i2\pi f_j k \Delta t)$$

3. 地震応答解析要領

3-1. 解析方針

- (1) 解析モデルは立体骨組構造とし，補剛桁は極力実橋に近いトラスモデルとする。
- (2) 下部工下端には地盤ばねを考慮する。
- (3) 固有値解析は有効質量率の合計が95%以上になるか，または固有周期が0.1秒以下になる次数まで行う。また，固有周期については今回の解析結果と詳細設計当時の計算値^{3), 4), 5)}および振動実験値⁶⁾との比較を行い，モデルの妥当性を確認する。
- (4) 時刻歴応答解析は，固有値解析結果を利用したモード重畳法とし，全て線形解析で行う。
- (5) 入力地震波は各下部工位置から3方向（橋軸，橋軸直角，鉛直）同時に作用させる。また，各下部工位置における位相差は考慮しない。
- (6) 経過時間およびステップ数は100秒間で10000ステップ（0.01秒刻み）とする。
- (7) 4Aアンカレッジと共有する北備讃瀬戸大橋の外的影響は無視する。

3-2. 減衰定数の仮定

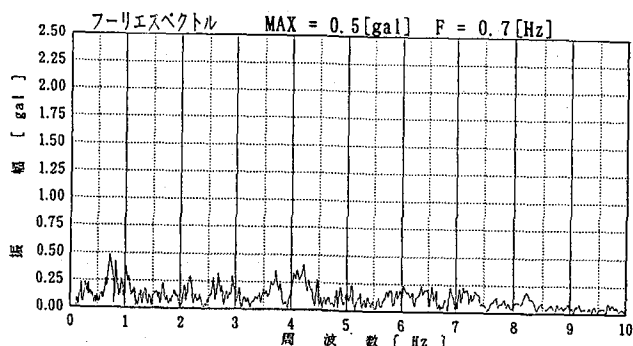
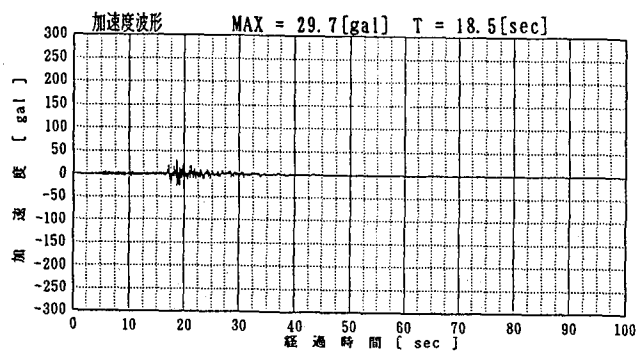
本解析では各振動モード毎のモード減衰定数が必要となるが，実際の入力にあたっては部材ごとに減衰定数を指定している。今回は，構造全体を上部工一般（ U_1 ），エンドリンク（ U_2 ），塔（ U_3 ），タワーリンク（ U_4 ）および下部工の5ブロックに分割し，固有値解析における各ブロック毎のひずみエネルギー比率に比例させ，次式によりモード減衰定数を算出する。

$$h^j = \sum E_{U_i}^j h_{U_i} + E_L^j h_L \text{-----} (1)$$

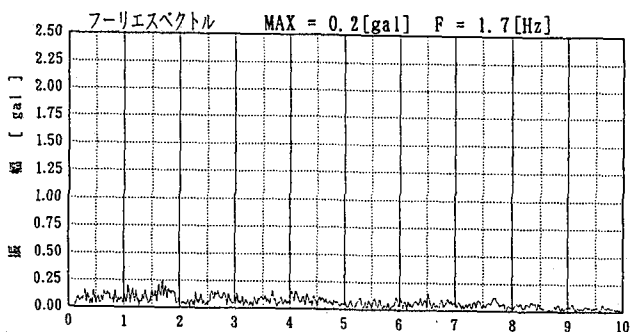
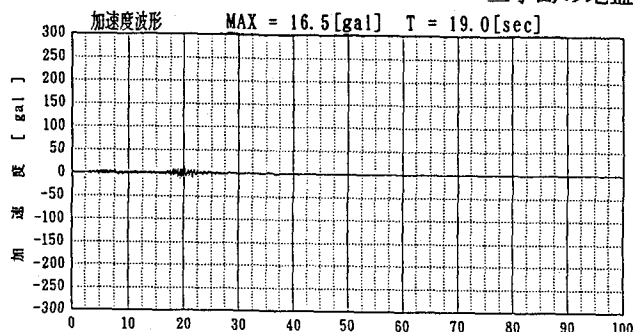
ここに， h^j ：j次モードのモード減衰定数

$E_{U_i}^j, E_L^j$ ：j次モードの上部工ブロック U_i ，下部工におけるひずみエネルギー比率

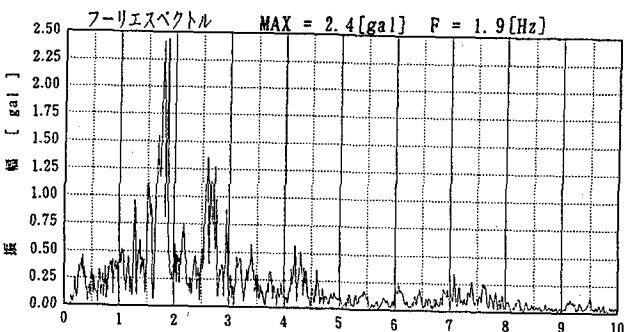
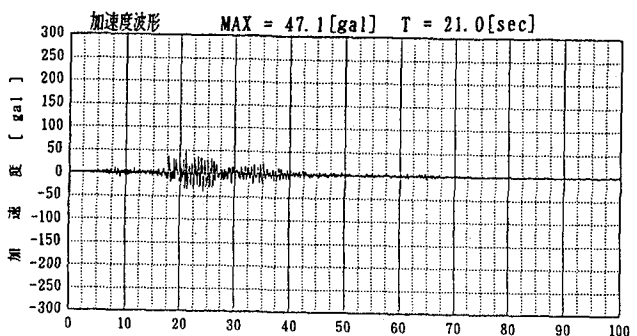
h_{U_i}, h_L ：上部工ブロック U_i ，下部工における減衰定数



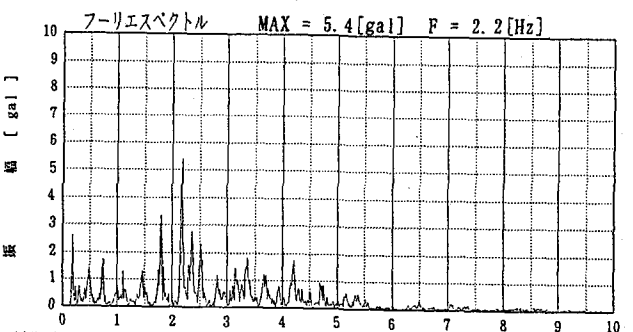
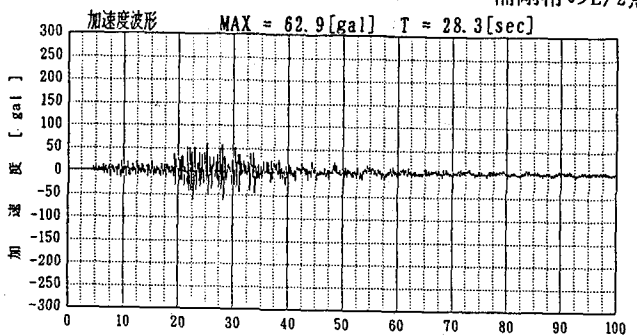
三子島の地盤 (南北) 4GX



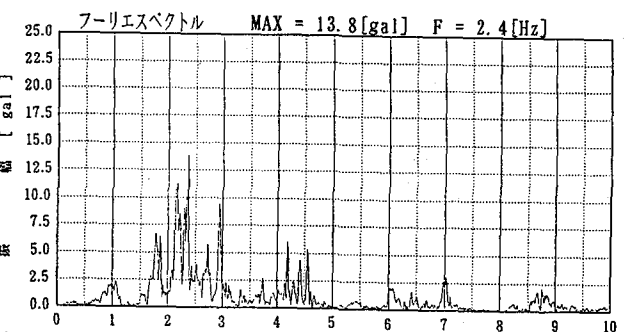
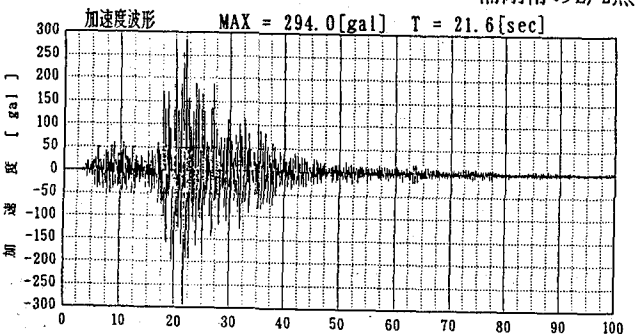
三子島の地盤 (鉛直) 4GZ



補剛桁のL/2点 (橋軸) 19L



補剛桁のL/2点 (鉛直) 19V



塔頂 (橋軸) 31L

図-2 実測加速度波形およびフーリエスペクトル解析結果

上部工においては、本橋の構造特性から鉛直対称1次モードが支配的であると考えられるが、振動実験による同モードの減衰定数はほぼ0.01⁶⁾である。したがって、上部工全体(上部工一般、塔、タワーリンク)としての部材減衰定数は0.01を仮定する。しかし、橋軸方向変位に対する減衰定数は比較的大きいことがわかっており、別途これを考慮する必要がある。

今回は、この原因を過去の実験報告⁶⁾から桁端部における支承や伸縮装置の摩擦によるものと考え、これをエンドリンクの部材減衰定数(h_2)に代表させて見込む。また、このときの部材減衰定数は、構造全体に対するエンドリンクのひずみエネルギー比率が最も大きい鉛直逆対称1次モードのモード減衰定数が0.05になるように仮定する。なお、下部工については詳細設計当時の設計基準^{7)・8)}を準用し、0.10とする。

3-3. 地盤ばね定数の仮定

地盤ばね定数は、下部工の実測変位応答波形(実測加速度応答波形のFFT処理)から求められる固有周波数を参考にして仮定する。

図-3に4Aおよび、7Aアンカレッジと三子島地盤における橋軸方向の実測変位応答波形を示す。各波形とも、0~15秒付近の初期に周期8秒程度の波が生じている。この原因としては、FFT処理機器による加速度応答の分解能が0.14galであることから、これに対する0.1Hz付近の周波数で誤差が含まれたために生じたものと思われる。

各波形の比較より、下部工の応答波形は地盤の応答波形と非常によく似かよっており、下部工が地盤の変位とともに全体変位していることが確認できる。そこで地盤振動分を削除し、下部工の応答を地盤に対する相対値とした波形を図-4に示す。

ここで、図-4で得られた変位応答波形に対してフーリエスペクトル解析を行えば、4A、7Aにおける橋軸方向の卓越周期がわかる。しかし、既述のようなFFT処理法特有の誤差波形を含んだ状態で解析すると、低周波領域(1.0Hz未満)にピークの1つが現れる場合がある。そこで、今回は地盤に対する相対加速度波形に対してフーリエスペクトル解析を行った。その結果を図-5に示す。4Aでは2.1Hz、7Aでは1.76Hzがそれぞれ卓越周波数であると考えられる。

一般に1自由度系の固有周波数は次式で与えられる。

$$f = 1/(2\pi) \sqrt{k/m} \text{ ----- (2)}$$

ここに、 f : 固有周波数

m : 質量

k : ばね定数

この式から、ばね定数は固有周波数の2乗に比例していることがわかるため、この性質を利用して次式により地盤ばね定数を推定する。

$$k_2 = (f_2/f_1)^2 k_1 \text{ ----- (3)}$$

ここに、 k_1 : 詳細設計当時の標準地盤でのばね定数

f_1 : k_1 に対応する下部工における面内1次

モードの固有周波数

k_2 : 本解析で使用する地盤ばね定数

f_2 : 下部工の実測周波数

詳細設計当時における4A、7Aアンカレッジの固有周波数(面内1次)は、それぞれ1.12Hz、0.73Hzであり、これより当時の標準地盤ばね定数に対する実地盤ばね定数の比率は、4Aでは4倍程度、7Aでは6倍程度と考えられる。また、5P、6P橋脚位置における地盤ばね定数の比率は、当時の詳細設計時における条件で、橋脚位置での地盤が7Aアンカレッジ位置での地盤に対して、その堅さが同レベルであるとしていることから、7Aの場合と同比率と考え6倍程度を仮定する。

ここで、当時の地盤ばね定数の算出式を示すと以下のとおりである(耐震設計基準・同解説⁷⁾参照)。

水平方向の単位面積当たり地盤ばね定数 K_s [kgf/cm³]

$$K_s = \lambda K_v \text{ ----- (4)}$$

$$\lambda = 1/3$$

ここで、 K_v [kgf/cm³]は鉛直方向地盤反力係数であり、次式により求められる。

$$K_v = K_{v0} (B_v/30)^{-3.4} \text{ ----- (5)}$$

$$K_{v0} = 1/30 \cdot \alpha E_0$$

$$B_v = (A_v)^{1/2}$$

ここに、 K_{v0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験値に相当する鉛直方向地盤反力係数
 E_0 、 α : 特定の試験方法で推定した設計対象位置での地盤変形係数 [kgf/cm²]および地盤反力係数の推定に用いる係数であり、表-3による

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

A_v : 鉛直方向の載荷面積 [cm²]

表-3 E_0 と α

試験方法による変形係数	α	
	常時	地震時
E_0 [kg/cm ²]		
直接30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2 当時使用
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	1	2

単位幅当たりの回転ばね定数 K_R [kgcm/cm³·rad]

$$K_R = K_v I \text{ ----- (6)}$$

ここに、 I : 単位幅当たりの断面2次モーメント [cm³]

3-4. 入力地震波

本解析における入力地震波は三子島(4A付近)の地盤加速度を用いる。なお、計測器の主軸(南北方向)が橋軸方向に対して15°程度傾いているため、この角度補正を行う。補正後の入力地震波を図-6に示す。

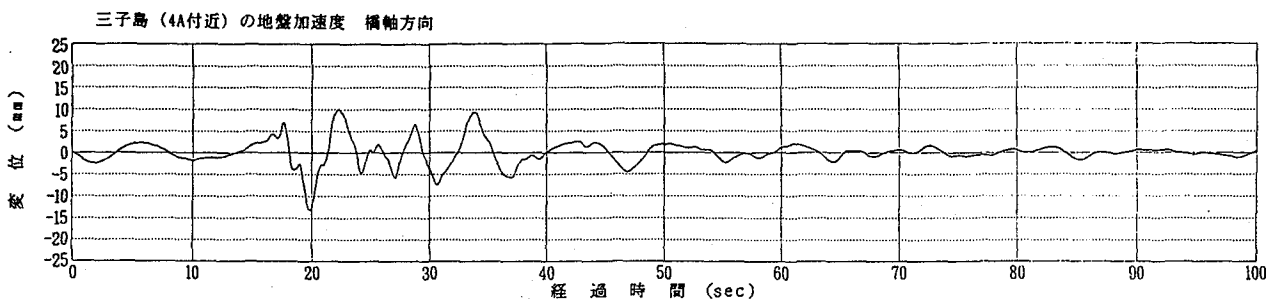
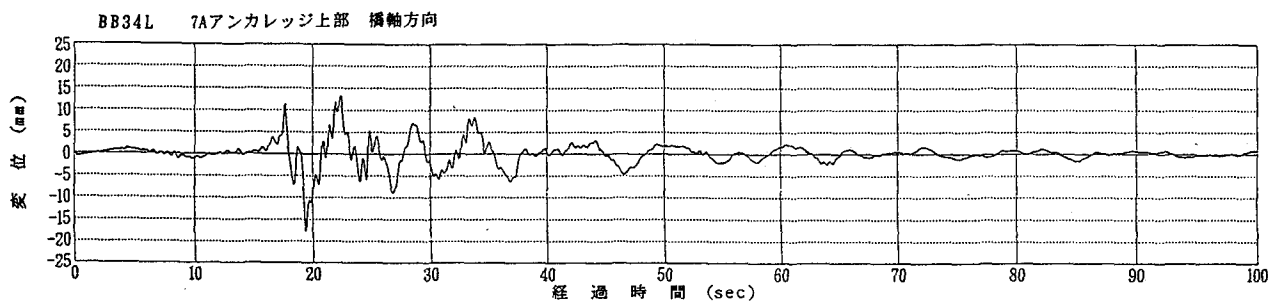
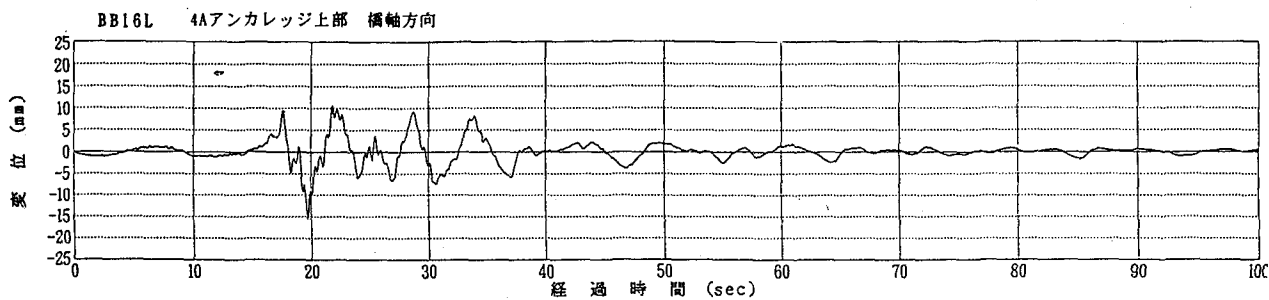


図-3 実測変位応答波形 (代表波形)

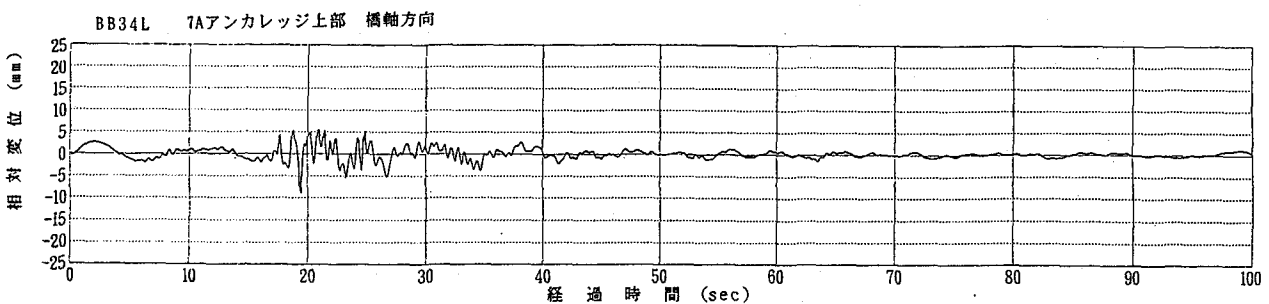
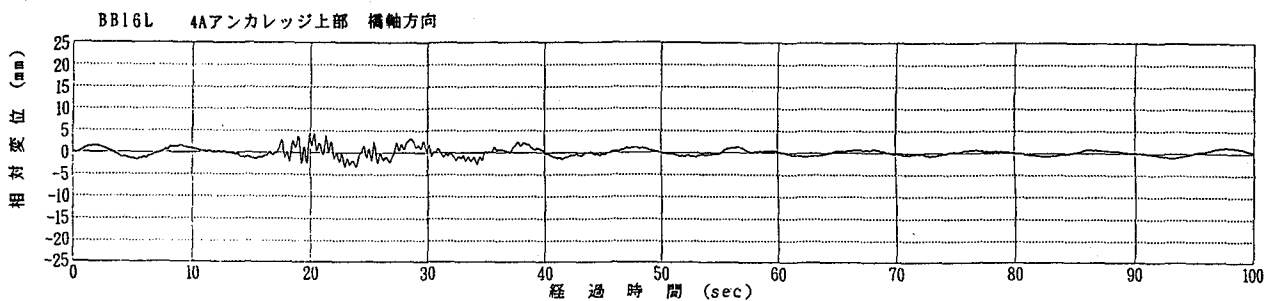


図-4 実測変位応答の相対波形 (代表波形)

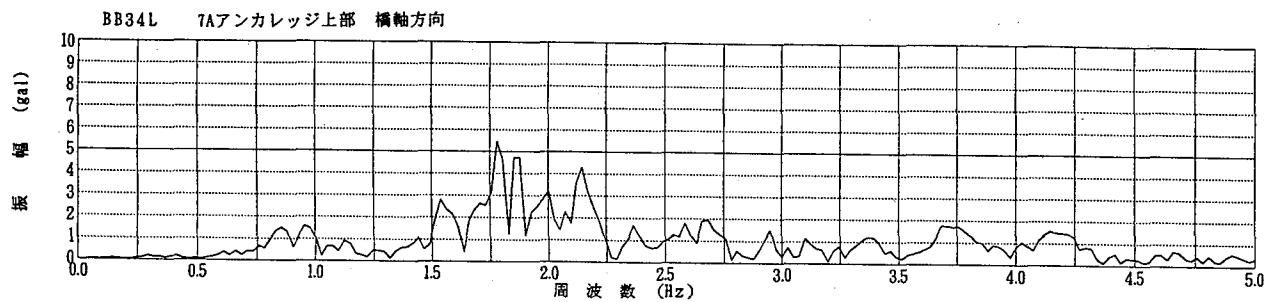
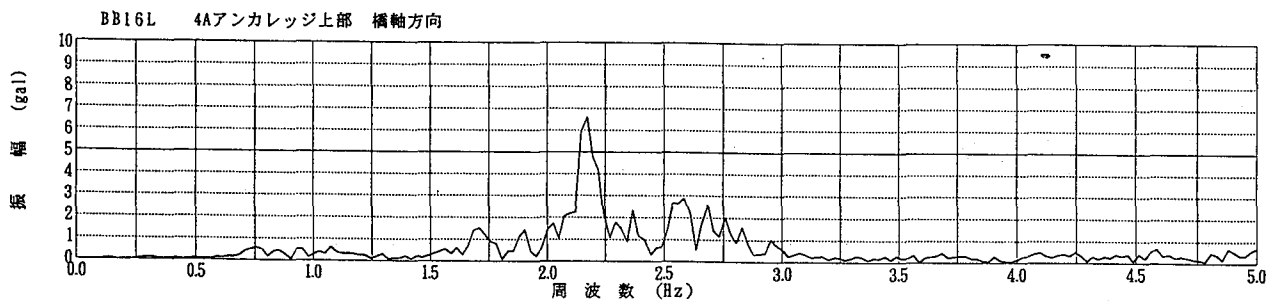


図-5 アンカレッジにおける相対加速度応答のフーリエスペクトル

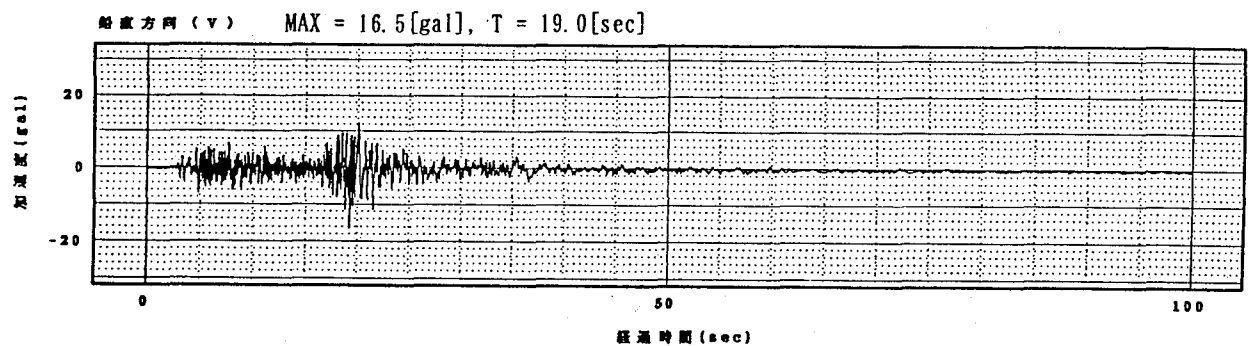
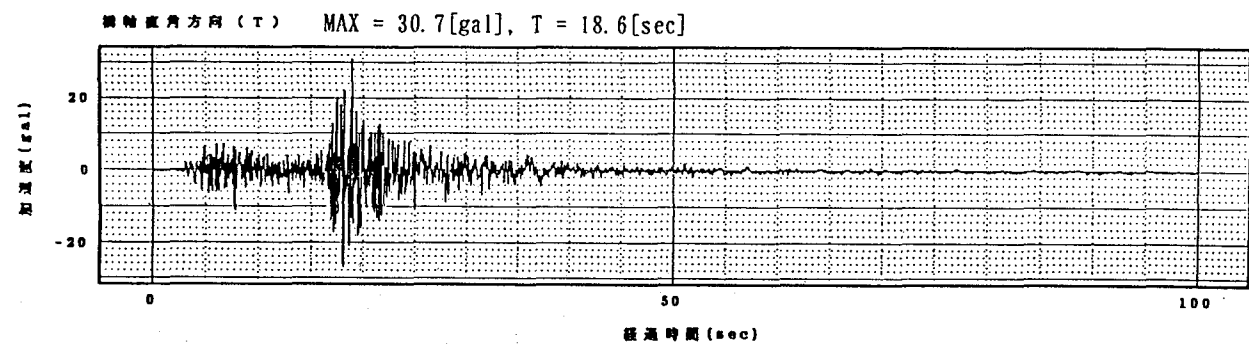
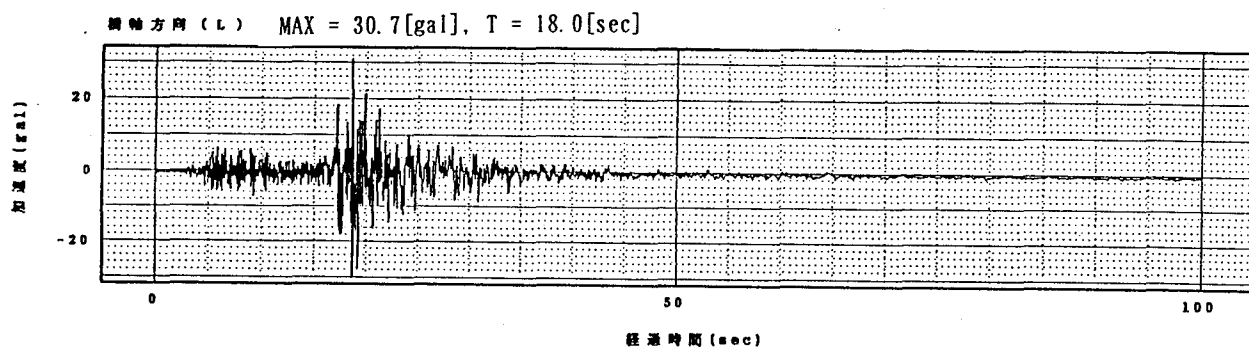


図-6 入力地震波

4. 解析結果

4-1. 固有周期の確認

本解析モデルでの固有周期の計算結果を表-4に示す。

表-4 固有周期の比較 (sec)

モード次数	今回立体解析	設計時の計算値	振動実験値	モード形状
1	13.02	12.82 [0.98]	12.50 [0.96]	水平対称1次
2	7.42	7.75 [1.04]	6.62 [0.89]	鉛直対称1次
3	6.05	6.06 [1.00]	5.95 [0.98]	鉛直対称1次
4	5.45	5.35 [0.98]	5.15 [0.94]	水平逆対称1次
5	4.61	4.65 [1.01]	4.39 [0.95]	鉛直対称2次
10	3.52	3.46 [0.98]	3.02 [0.86]	鉛直逆対称2次
12	3.21	3.13 [0.98]	3.04 [0.95]	ねじれ対称1次
14	2.97	2.81 [0.95]	2.58 [0.87]	鉛直対称3次
26	2.16	2.51 [1.16]	2.28 [1.06]	鉛直逆対称3次
63	0.59	1.37 [2.32]		7A面内1次
74	0.50	0.89 [1.78]		4A面内1次
80	0.46	1.19 [2.59]		6P面内1次
108	0.32	0.78 [2.44]		5P面内1次

[] : 今回の立体解析に対する比率

固有周期の比較より、上部工においては、今回の解析値は設計当時の計算値および振動実験値とほぼ一致していることがわかる。また下部工においては、設計当時の計算値と比較して、増加させた地盤ばね定数に相当する程度の固有周期の変化が確認できる。これらのことから、上部工の振動に地盤ばね定数の影響がほとんどないものと思われる。

以上より、本解析におけるモデル化が概ね妥当であると考えられる。

4-2. 時刻歴応答解析結果と実測値との比較

(1) 実測応答波形の前処理

実測変位応答（波形）は実測加速度応答をFFT処理および数値積分処理することにより求められるが、前述の下部工の実測波形からも確認できたように、実測波形は地盤振動の影響を含んだ絶対応答値となっている。したがって、地震応答解析結果と比較するために、あらかじめ地盤に対する相対値に変換した。

なお、このときに基準とする地盤応答は、その波形が三子島（4Aアンカレッジの地盤）でしか得られていないことから、この値で統一した。

(2) 変位応答波形

a) 補剛桁の鉛直方向

図-7より、解析波形と実測波形が比較的良好に一致しており、特にL/2点では最大変位応答とその発生時刻ともによく一致している。応答波形の特性としては、鉛直対称1次モード（固有周期は約6.0秒）が支配的である。また、東西主構位置での応答がほとんど一致していることから、ねじれ成分がほとんど生じていないことがわかる。L/4点においては、解析値ではピーク値が前半の30秒付近に現れるのに対して、実測値では振動初期の応答レベルが小さくなっている。一方、3L/4点ではこのような傾向は見られない。したがって、実測値ではL/4点と3L/4点の応答に非対称性があるものと思われ、原因としては4Aアンカレッジを介する北備讃瀬戸大橋の影響が考えられる。

実測値におけるこの非対称性は全体挙動を示す図-8からも確認できる。この図は、31.5秒と40.0秒における中央径間補剛桁の鉛直変位量をプロットしたもので、実測値と解析値を比較している。

b) 補剛桁の橋軸直角方向

図-9より、解析波形と実測波形がほとんど一致していない。解析波形としては、水平対称1次モード（固有周期は約13.0秒）が支配的であり、これに水平対称2次モード（固有周期は約3.4秒）が付加された波形になっている。一方、実測応答では、水平対称2次モードを主とする波形になっており、水平対称1次モードの影響は含まれていない。また、振幅が減衰しかけた波が再び増幅してくるなど、他の波形には存在しない傾向が確認できる。この原因は、周波数0.1Hz未満の領域（水平対称1次モードに影響する領域）における加速度応答の実測精度やFFT、積分処理における分解能に問題があり、水平対称1次モードが検出できなかったものと考えられる。

c) 補剛桁の橋軸方向

図-10より、解析値の応答レベルが実測値より大きいことがわかる。今回の解析においては、こうした傾向を予想して、橋軸方向の減衰定数を大きく設定したが、まだ条件設定が不十分であったようである。実構造では桁端部における支承や伸縮装置による摩擦の影響が大きいと思われるが、今回の解析では、橋梁全体の橋軸方向の減衰をエンドリンクの部材減衰のみに依存させている。

しかし、このような特性を解析上で考慮することを考えた場合、単に橋軸方向変位に対する減衰定数のみで処理するのは難しいように思われる。

d) 塔の応答

図-11には塔中間部における橋軸方向の応答を比較しているが、解析値は実測値に対してピーク値の生じる時刻が8秒程度遅れているが、周期的には近くなっている。また、ピーク値以降の全体的な応答レベルでは、解析値の方が実測値より大きく、塔には補剛桁以上の減衰性があるものと思われる。

なお、実測値には比較的長周期の応答が確認でき、何らかの不正な波が混在しているように思われる。この原因としては、以下のことが考えられる。

- ・低周波領域におけるFFT、積分処理の誤差
- ・計測機器の違い（上、下部工では加速時計、地盤では地震計）による相対値変換処理時の誤差

e) 下部工の応答

図-12より、解析値は実測値に対して全体的に低レベルだが、周期的には近い傾向にあると考えられる。また、実測値では塔の場合と同様に不正な波の混在が確認できるが、その原因としても同様のことが考えられる。したがって、実際には現状に比べて解析値と実測値の相対差は小さくなるものと思われる。

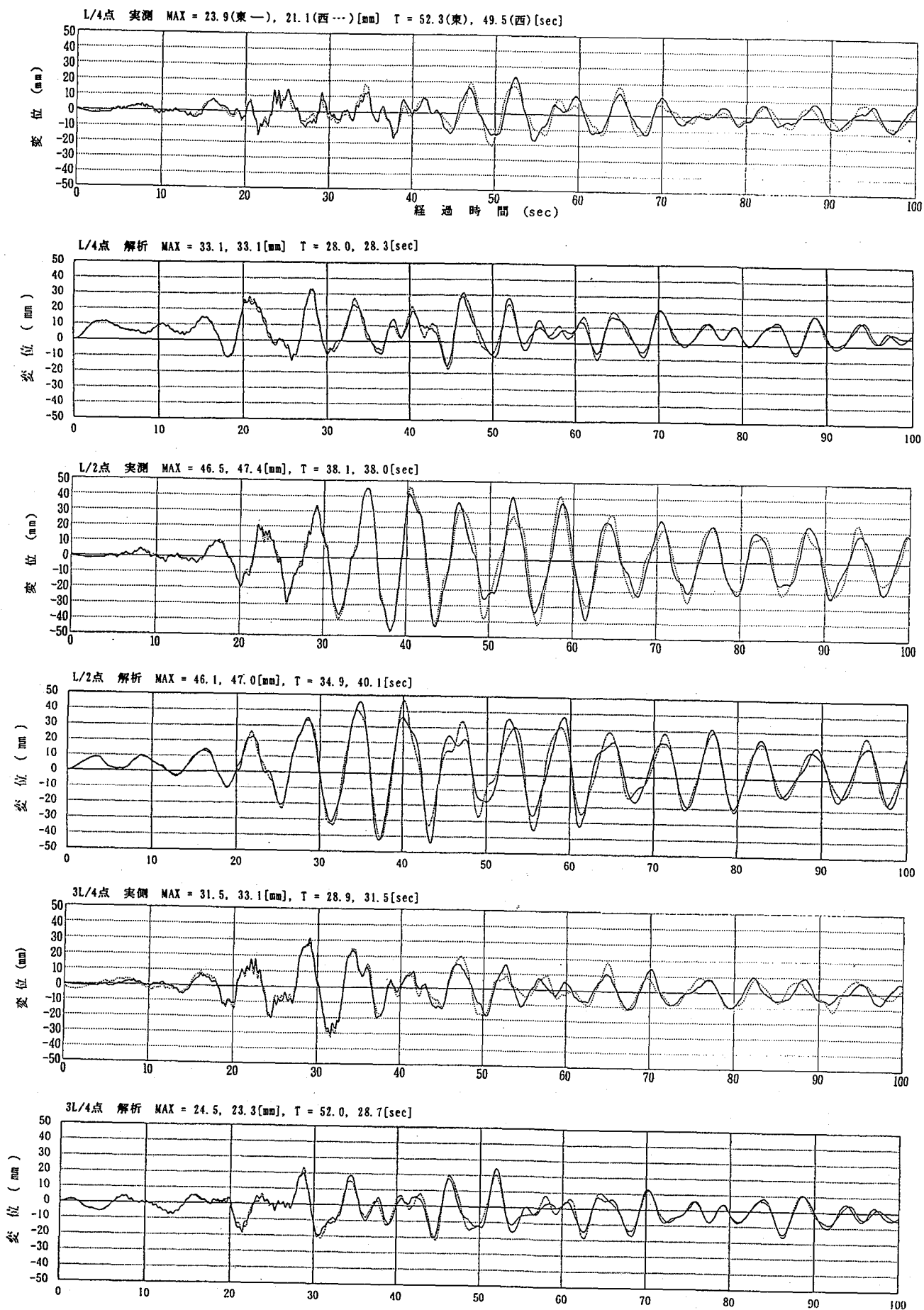


図-7 補剛桁の鉛直方向変位

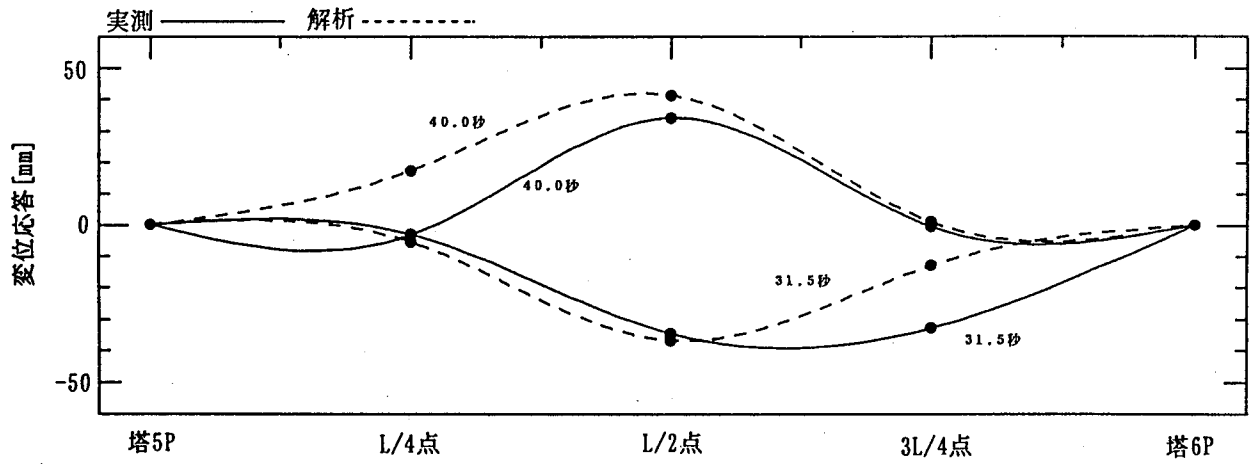


図-8 中央径間補剛桁の鉛直変位形状

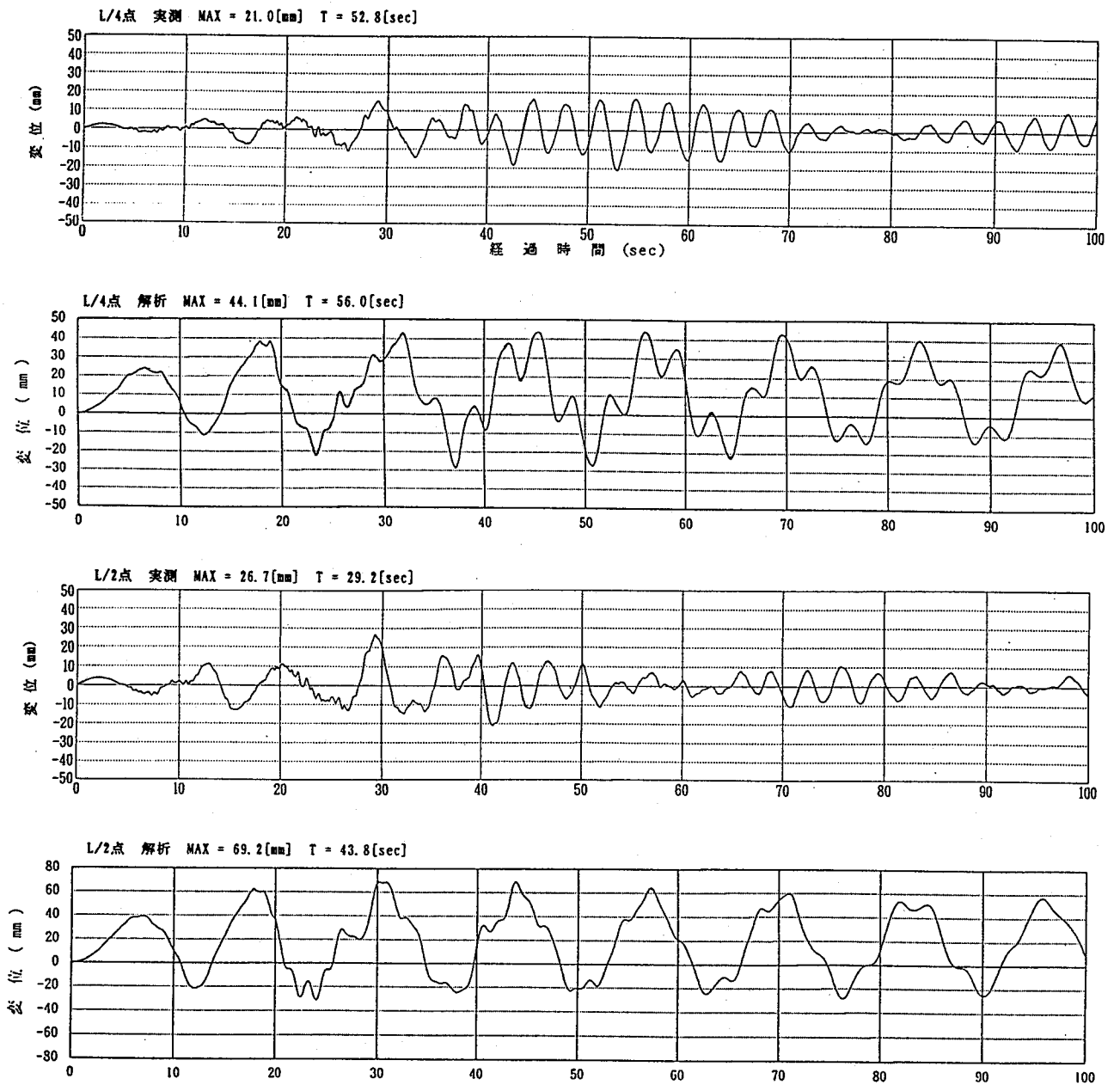


図-9 補剛桁の橋軸直角方向変位

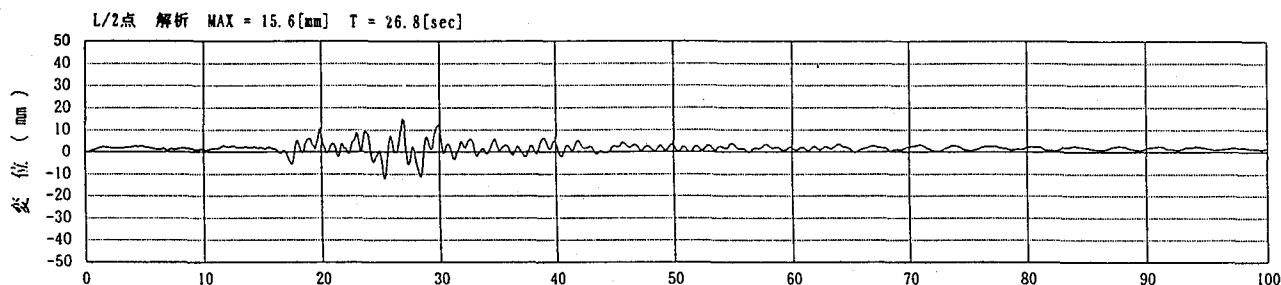
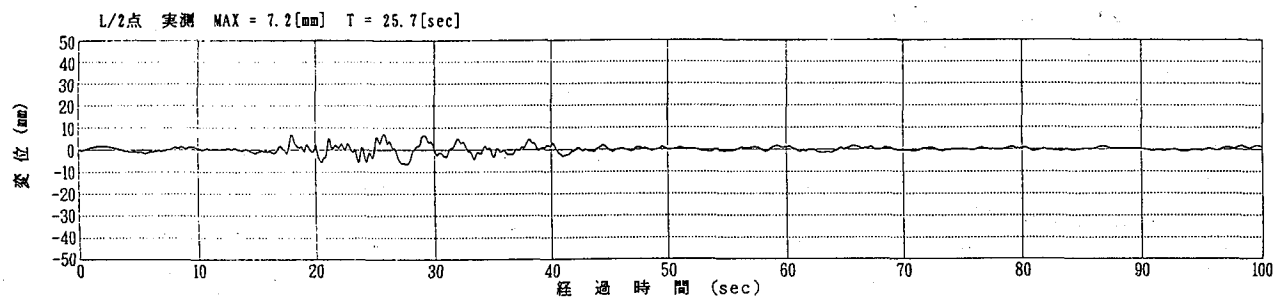


図-10 補剛桁の橋軸方向変位

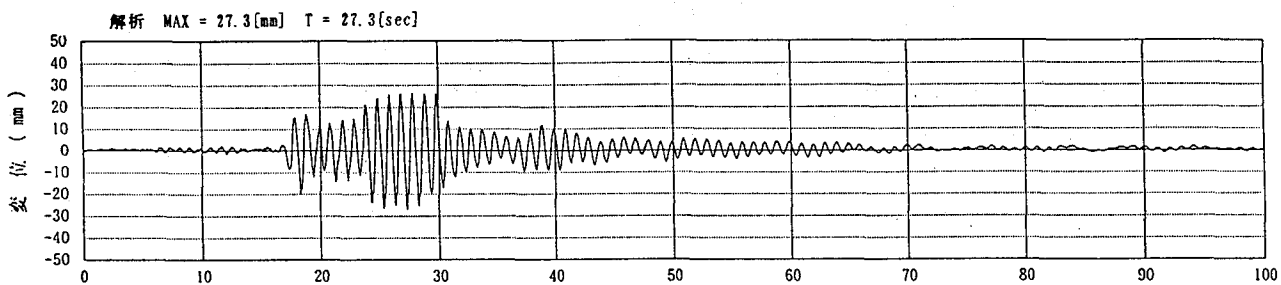
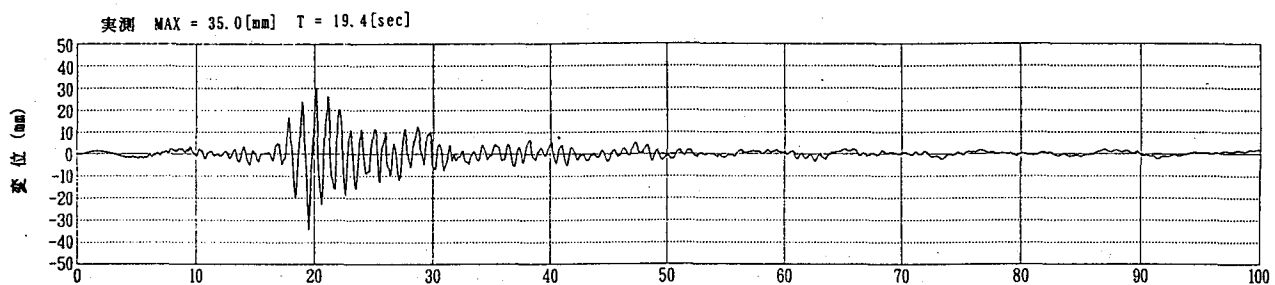


図-11 塔中間部の橋軸方向変位

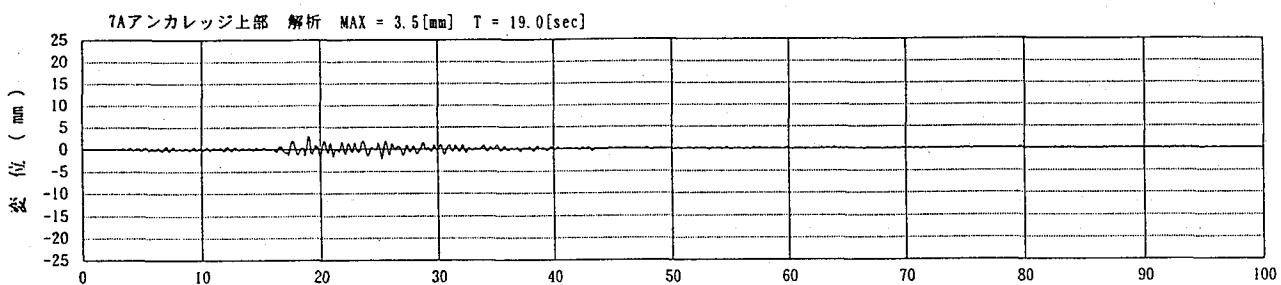
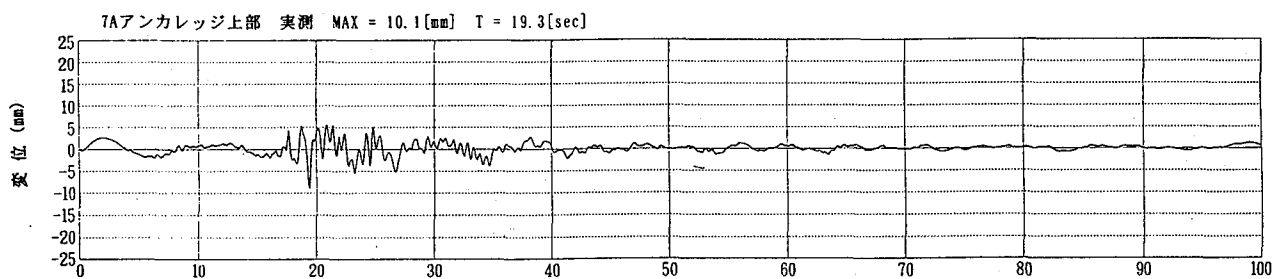


図-12 7Aアンカレッジ上部の橋軸方向変位

表-5 最大変位応答

着目位置	方向	計測器名	解析値 [mm]	実測値 [mm]		
4A上部	橋軸	16L	1.8(0.41)	4.4		
	橋軸	15L	1.8(0.41)	4.4		
補剛桁	L/4点	鉛直	18V	33.1(1.38)	23.9	
		橋直	17T	44.1(2.10)	21.0	
		鉛直	17V	33.1(1.57)	21.1	
	L/2点	鉛直	21V	46.1(0.99)	46.5	
		橋軸	19L	15.6(2.17)	7.2	
		橋直	19T	69.2(2.59)	26.7	
	3L/4点	鉛直	19V	47.0(0.99)	47.4	
		橋直	24V	24.5(0.78)	31.5	
		鉛直	23T	44.2(2.83)	15.6	
	塔	塔頂	橋軸	23V	23.3(0.70)	33.1
			橋直	31L	13.9(0.67)	20.8
		塔中間	橋軸	31T	12.1(1.66)	7.3
橋直			29L	27.3(0.78)	35.0	
塔基部		橋軸	29T	12.2(1.82)	6.7	
		橋軸	26L	1.9(0.22)	8.5	
7A上部	橋軸	27L	1.9(0.22)	8.5		
	橋軸	34L	3.5(0.35)	10.1		
	橋軸	32L	3.5(0.35)	10.1		

(): 実測値に対する比率

(3) 最大変位応答

a) 最大変位応答 (表-5)

補剛桁においては、鉛直方向では解析値と実測値が互いに一致する傾向にあるが、橋軸直角方向では前者が後者より著しく大きい。このことはL/4点、L/2点、3L/4点の全てに共通している。これは、前述したように実測値の精度に問題があるものと思われる。一方、橋軸方向の応答では、解析値の方が実測値より大きくなっている。

塔の応答では、橋軸方向には問題はないが、橋軸直角方向では解析値が実測値より大きい。この原因としては、塔は上部工の中で最も剛なブロックであり、特に橋軸直角方向については下部工や地盤の影響を受けやすく、上部工としての誤差が大きくなったものが考えられる。また、実構造では橋軸方向と橋軸直角方向において減衰定数に違いがあることも考えられる。

下部工においては、全体的に解析値の方が実測値より小さい。

b) 最大応答の発生時刻 (表-6)

一部に違いは見られるが、全体的に解析値と実測値とは近くなっている。

5. まとめ

本文では、構造諸元、地盤ばね定数、減衰定数を極力実構造に近づけた地震応答解析 (時刻歴応答解析) を行い実測応答値との比較を行った。この結果、補剛桁の鉛直方向については解析値と実測値がよく一致した。しかし、実測値の全体挙動には北備讃瀬戸大橋の影響と思われる非対称性があることがわかった。

補剛桁の橋軸方向については、解析で仮定した減衰定数以上に減衰効果があることがわかった。

橋軸直角方向については加速度応答の実測精度の問題

表-6 最大変位応答の発生時刻

着目位置	方向	計測器名	解析値 [sec]	実測値 [sec]		
4A上部	橋軸	16L	19.0(0.94)	20.2		
	橋軸	15L	19.0(0.94)	20.2		
補剛桁	L/4点	鉛直	18V	28.0(0.54)	52.3	
		橋直	17T	56.0(1.06)	52.8	
		鉛直	17V	28.3(0.57)	49.5	
	L/2点	鉛直	21V	34.9(0.92)	38.1	
		橋軸	19L	26.8(1.04)	25.7	
		橋直	19T	43.8(1.50)	29.2	
	3L/4点	鉛直	19V	40.1(1.06)	38.0	
		橋直	24V	52.0(1.80)	28.9	
		鉛直	23T	56.0(1.17)	47.8	
	塔	塔頂	橋軸	23V	28.7(0.91)	31.5
			橋直	31L	25.3(1.16)	21.9
		塔中間	橋軸	31T	19.7(0.50)	39.2
橋直			29L	27.3(1.41)	19.4	
塔基部		橋軸	29T	19.5(1.01)	19.3	
		橋軸	26L	21.0(1.09)	19.2	
7A上部	橋軸	27L	21.0(1.09)	19.2		
	橋軸	34L	19.0(0.98)	19.3		
	橋軸	32L	19.0(0.98)	19.3		

(): 実測値に対する比率

があり、十分な比較ができなかった。今回のような長周期の応答を計測するには、測定レンジの小さな加速時計を併置してFFT処理における分解能を高めるか、あるいは速度応答を計測するなどして精度を向上させる必要があると思われる。

一方、塔や下部工においては、上部工に比べて解析値と実測値が照合しにくい。したがって、解析値としては地盤ばね定数や減衰定数の仮定を更に綿密に行うことが必要かと思われる。また、実測値としては、地盤振動成分を完全に除去しておくことが必要であり、これには各下部工位置における地震計記録により、その地盤振動を正確に算出しておかなければならない。また、塔は上部工の中でも補剛桁とは異なる減衰定数を有している可能性があり、試算的に検証することも考えられる。

[参考文献]

- 1) 大崎順彦：建築構造学大系振動理論，彰国社，1980.
- 2) 戸川隼人：有限要素法による振動解析，サイエンス社，1975.
- 3) 横河・川田・川重・日立JV：南備讃瀬戸大橋補剛桁詳細設計概要書，1986.
- 4) 横河・川田・川重・日立JV：南備讃瀬戸大橋補剛桁詳細設計計算書，1983.
- 5) 横河・川田・川重・日立JV：南備讃瀬戸大橋補剛桁製作詳細設計図，1986.
- 6) 清田鍊次・佐々木保隆・横尾正幸：長大吊橋の実橋振動特性に関する検討，横河ブリッジ技報No21，1992.
- 7) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，海洋架橋調査会，1977.
- 8) 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.

(1996年9月6日受付)