

観測地震波を用いたトラス橋の実挙動の再現および大地震時挙動の予測

Simulation and Prediction of real seismic behaviors of truss bridges
in major earthquakes based on observed ground motions

野中哲也*, 原田隆典**, 岩村真樹***, 王宏沢****

Tetsuya Nonaka, Takanori Harada, Maki Iwamura, Koutaku Oho

*ヤマト設計株式会社宮崎支店企画開発部 (〒889-1403 児湯郡新富町上富田 3191-1)

**工博 宮崎大学教授 土木環境工学科 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1)

***株式会社オフィスヤマト解析グループ (〒880-0805 宮崎市橘通東 3-7-18)

****宮崎大学大学院 土木環境工学専攻学生 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1)

In this study the structural identification of bridges is conducted on the basis of measured results and a procedure is proposed to simulate and predict the real seismic behavior of bridges in severe earthquakes, by using the observed ground motions. To simulate the real seismic behavior, each term of the motion equation, including the earthquake force term, is accurately formulated. Based on this formulation, the expected seismic behavior of structures in severe earthquakes is predicted. Such prediction is obtained by consistently considering the ground motions spread from the center of earthquake and the corresponding responses of structures, based on appropriate estimation of ground motions on the center of earthquake by assuming the faults.

Key Words : truss bridges, dynamic analysis, simulation,
observed ground motions, major earthquakes

1. はじめに

阪神大震災以降、動的解析を用いた耐震設計に関する研究が進み、耐震検討法の提案、解析ツール（プログラム）等の整備が JSSC 鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会（主査：宇佐美 勉 名古屋大学教授）などを中心に精力的に行われてきた^{1)~3)}。また、平成 14 年に道路橋示方書⁴⁾が改定され、動的解析が通常の設計業務でもよく用いられるようになってきた。

これらの動的解析は、設計計算書や図面をもとに、剛性と質量からなる構造データの作成を行い、道路橋示方書⁴⁾で規定された標準波形から地盤種別によって該当する地震波を選び、そして減衰を仮定して行っているのが現状である。

しかしながら、このように作成した構造データや標準波形を用いて解析した結果は、震源から対象地点まで伝播した地震動による対象橋梁の実際の応答を表しているものではない。入力地震動は、発震機構、伝播

経路の媒質特性および対象地点の局所的な表層地盤特性に影響されやすく、とりわけ最後の表層地盤特性が大きな影響を及ぼすことがある。また、構造データについても、前述の方法で解析モデルを作成したものが、実際に計測したものと異なる場合があるという研究⁵⁾もある。

以上のように、これまでの動的解析は、運動方程式上の各項、すなわち、構造データに関する剛性、質量および減衰、そして外力である地震動が正確に決定されて、解析しているとは言い難い。

そこで、本研究では、計測をもとに対象橋梁の構造データの同定化を行い、観測地震波を用いて橋梁の実挙動の再現および大地震時挙動を予測することにする。この予測は、震源断層を想定した地震動の評価を前提に考え、震源から対象地点までの地盤震動とその震動による対象橋梁の応答を、一貫して解析した結果、得られたものである。参考までに、通常耐震設計で行っている動的解析との比較検討も行う。このように正確な構造データと入力の大地震波を求めるため、次のような方法を採用した。まず、構造データに対しては、文

献 5)に従って対象橋梁の解析モデルを作成し、動的特性を実際に計測することにより剛性、質量を決定する。次に、入力地震波に対しては対象橋梁の建設地点の近くで平成 14 年 11 月 4 日に発生した中規模の日向灘沖地震をもとに経験的グリーン関数法により想定大規模地震波を作成し、計測した対象橋梁の地盤特性を用いて文献 6)の常時微動 H/V スペクトル比による推定法で、対象橋梁の応答計算に使用する波形を算出するという方法を採用。震源断層を想定した地震動の評価方法については、これ以外に研究レベルの理論的手法等⁷⁾もあるが、地震観測システムの整備によって中規模程度の観測地震波も蓄積されるようになったことから、これらの地震波を利用し H/V スペクトル比によって対象地点の地震動を推定する本評価法が実用的であると思われる。また、動的解析の方法については、このようにして算出した入力地震波を橋脚と橋台の下端から作用させ、位相差を考慮したものであり、材料非線形性と幾何学的非線形性が考慮されている。なお、ここで取り上げる対象橋梁は、動的挙動が複雑な上路式鋼トラス橋⁹⁾である。

2. 地震応答解析の方法

2.1 応答解析法

地震応答解析において、対象橋梁の剛性を K 、質量を M 、減衰を C および対象橋梁に作用する地震加速度を $\ddot{z}$ としたときの運動方程式は、式(1)のようになる。

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{z} \quad (1)$$

大規模地震においては、対象橋梁の剛性 K の非線形性を考慮する必要があるため、式(1)を直接積分法により応答値(応答加速度 $\ddot{u}_n$ 、応答速度 $\dot{u}_n$ 、応答変位 u_n)を求めることになる。直接積分法の解法として、ニューマークの β 法がよく用いられている。

2.2 入力地震動の作用方法

通常の耐震設計における地震応答解析では、質量 M が定義されたすべての節点に、地震力(1種類の地震加速度 $\ddot{z}$)が同時に位相差なしで作用すると仮定し、その地震力の大きさは $M \cdot \ddot{z}$ である。

これに対して、指定した基礎または橋脚下端だけから入力地震動を作用させる場合は、次のようにして解くことになる。

外力 $P(t)$ が作用する場合の一般的な運動方程式は式(2)のようになる。

$$M\ddot{u}' + C\dot{u}' + Ku' = P(t) \quad (2)$$

ここで、 u' は絶対変位ベクトルである。この u' を橋梁構造物の絶対変位 u'_s と地盤上の拘束された位置での絶

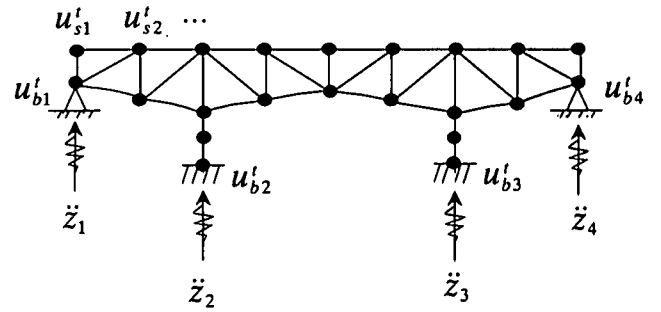


図-1 動的解析モデルおよび入力地震動(イメージ図)

対変位 u'_b に分けて考える。

$$u' = \begin{Bmatrix} u'_s \\ u'_b \end{Bmatrix} \quad (3)$$

式(2)を式(3)に対応して書き変えると次式のようにになる。

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{sb} \\ m_{bs} & m_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}'_s \\ \ddot{u}'_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{bs} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}'_s \\ \dot{u}'_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u'_s \\ u'_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -R_b \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここに、 R_b を外力に対応する未知数と考える。

そこで、

$$R_b = \ddot{\gamma} \quad (5)$$

のように、ある未知数 γ の 2 階微分に等しいと置き、これを式(4)に代入して整理すると次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{sb} & 0 \\ m_{bs} & m_{bb} & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}'_s \\ \ddot{u}'_b \\ \ddot{\gamma} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} & 0 \\ C_{bs} & C_{bb} & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}'_s \\ \dot{u}'_b \\ \dot{\gamma} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} & 0 \\ k_{bs} & k_{bb} & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u'_s \\ u'_b \\ \gamma \end{Bmatrix} = 0 \quad (6)$$

入力地盤加速度を $\ddot{z}$ とすると

$$\ddot{u}'_b = \ddot{z} \quad (7)$$

式(7)を式(6)に代入して整理すると次式のようにになる。

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{sb} & 0 \\ m_{bs} & m_{bb} & 1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}'_s \\ \ddot{u}'_b \\ \ddot{\gamma} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} & 0 \\ C_{bs} & C_{bb} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}'_s \\ \dot{u}'_b \\ \dot{\gamma} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} & 0 \\ k_{bs} & k_{bb} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u'_s \\ u'_b \\ \gamma \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \ddot{z} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

式(8)を直接積分法で解くことにより、各節点での絶対変位 u'_s と u'_b が求まる。

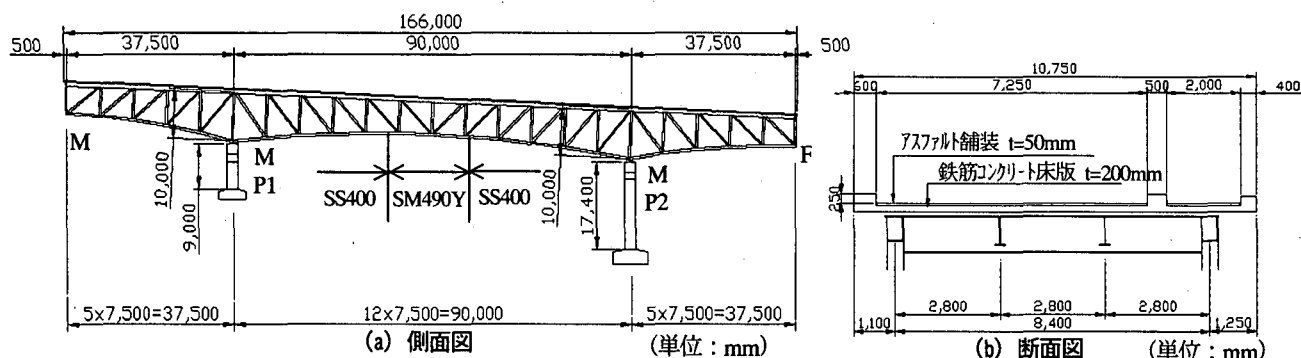


図-2 対象橋梁

3. 対象橋梁および発生した日向灘沖地震

表-1 設計条件

3.1 対象橋梁

対象橋梁は、図-2、表-1に示すような上路式鋼トラス橋である。この橋梁は、昭和56年に宮崎県西臼杵郡日之影町に建設されたもので、阪神大震災以前の道示(昭和47年)の基準に従って設計されたものである。

型 式	三径間連続上路式トラス橋
橋 長	166.0m
支 間 割	37.5m + 90.0m + 37.5m
全 幅 員	9.75m
地域別補正係数	0.85

3.2 日向灘沖地震

平成14年11月4日、日向灘沖を震源とするM5.7の中規模地震が発生した。この日向灘沖地震は、昭和43年にも発生(M7.5)し、道路橋示方書に規定されているレベル2地震動の標準波形のひとつに、この地震が採用されている。対象橋梁にもっとも近い観測地点の日之影町役場に観測された地震波を示すと図-3のようになる。

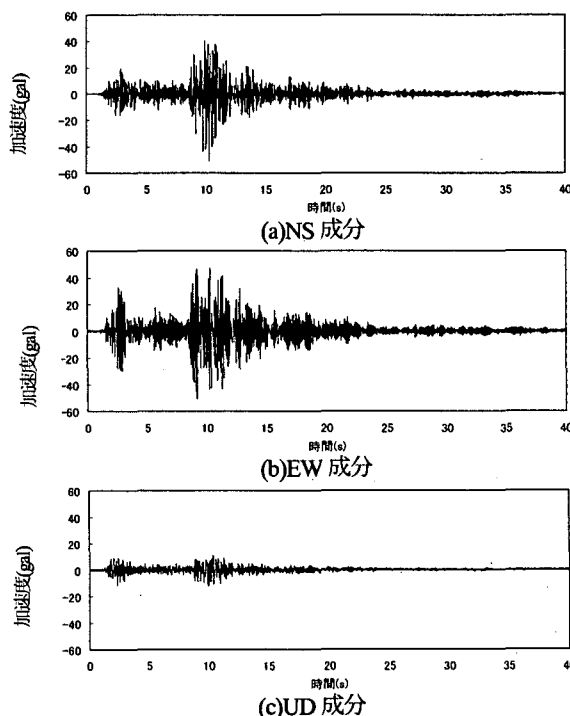


図-3 観測地点での波形

4. 計測実験の概要

4.1 計測方法

対象橋梁の固有周期を調べるため、計測を行うことにした。計測方法は、常時微動である。サーボ型加速度計(型式ASQ-2CA(株)共和電業製)を図-4で示した①~⑭の位置に設置し、橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の常時微動をそれぞれ120秒間計測した。その内、橋軸直角方向常時微動の計測波形の一例(30秒間)を図-5(a)に示す。

4.2 計測結果および減衰定数に対する考察

計測結果の例として、図-4内の計測②の橋軸直角方向パワースペクトル(振動数の分解能:25.0Hz)を図-6に示す。この図より、橋軸直角方向の1次モードの振動数は1.66Hz(周期は0.602秒)、2次モードは4.27Hz(周期は0.234秒)であることがわかる。

計測結果をまとめると、表-2のようになる。橋軸方向と鉛直方向は連成しているため、橋軸方向1次の1.86Hzは鉛直方向1次として比較検討することにした。

また、地盤特性も計測するために、同じサーボ加速度計を同図のa~dの位置に設置し、同様な方法で計測を行った。ただし、地盤特性については、後述するH/Vスペクトル比を算出するため、地表面上に加速度計を設置し、水平と鉛直方法を同時に計測した。その計測波形の一例(30秒間)を図-5(b)に示す。

対象橋梁上をトラックが通過した後の自由振動をもとに振幅比を求めて、減衰定数を算出したところ、0.6%となった。この減衰定数を用いての応答解析を行う方法もあるが、計測したときの支承条件が大地震時とでは異なること、さらに対象橋梁がトラス橋ということで部材接合部の数が多く、これも計測した状態と大地震時とでは接合部の状態が異なることから減衰定数が変化すると考えられる。本研究では、大地震時には、可動支承が摩擦抵抗しながら動き、各部材の接合部もある程度エネルギー吸収すると思われるため、大地震

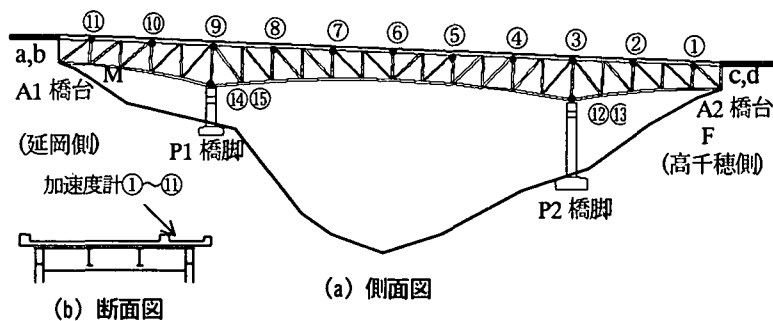


図-4 サーボ型加速度計の設置位置

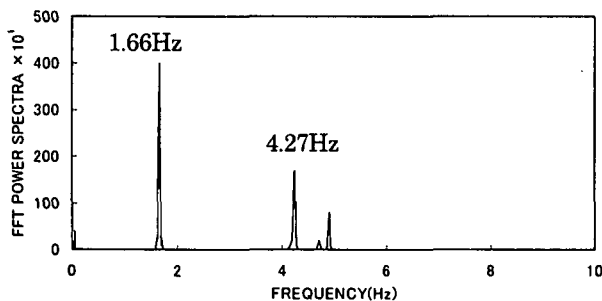


図-6 計測点②のパワースペクトル

時の減衰定数は常時（計測時点）のときより多少大きくなると予想した。なお、ここで考えている減衰には、部材の塑性化による履歴吸収エネルギーは含まれていない。

このようなことから、本解析では計測で算出した減衰定数を使用せず、一般の耐震設計で用いられる減衰値 2%と仮定して、以降の解析を行った。

5. 解析モデルの検証

5.1 解析モデル

対象橋梁を図-7 に示すように、3次元骨組モデルでモデル化した。このモデル化は、文献 5) の研究成果をもとに行い、鋼部材だけでなく床版も正確にモデル化され、実際の対象橋梁の動的特性とよい精度で同定化されている。材料非線形性についてはファイバーモデルを用いることにより評価し、部材座屈（幾何学的非線形性）についてはひとつの部材を座屈モードが表現できるように複数の梁要素で分割している（図-7 参照）。

5.2 計測結果と解析結果の比較

(1) 解析条件および解析結果

応答計算としては、対象橋梁に対して死荷重が作用したときの静的解析を行い、これを初期状態として、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行う。詳細な解析条件は、文献 5) を参照されたい。後述する地震応答解析用の解析モデルに対して、固有値解析した結果を表-3 に示す。

固有値解析は、式(1)において、減衰項と右辺の荷重

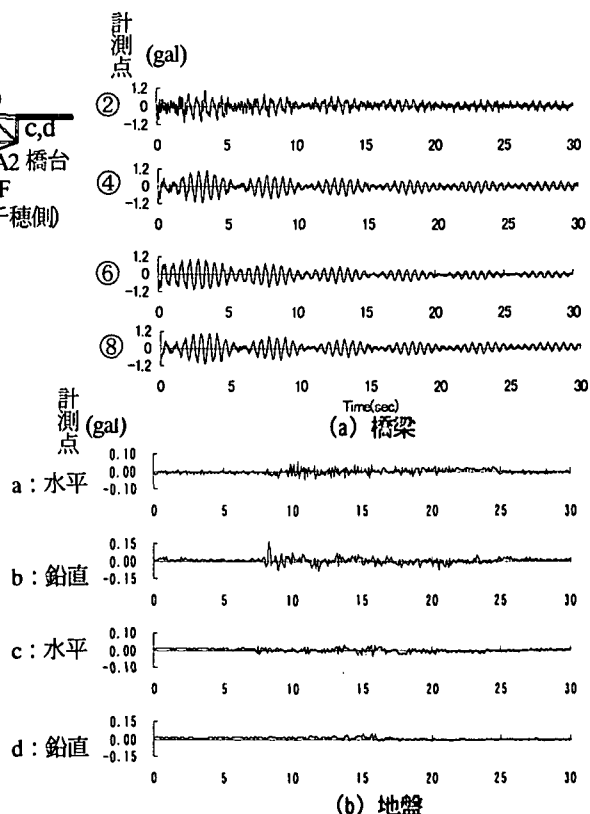


図-5 常時微動

表-2 計測結果

	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
1次	(1.86Hz)	1.66Hz	1.86Hz
2次	4.10Hz	4.27Hz	-

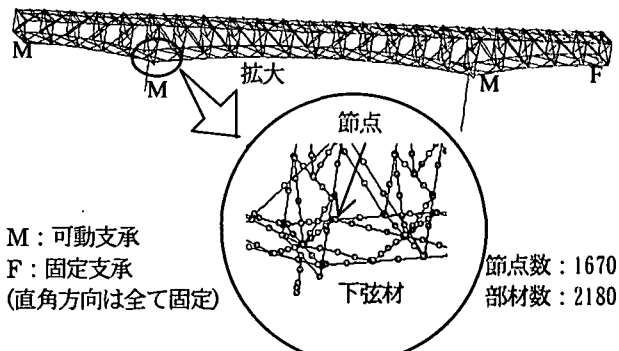


図-7 3次元骨組モデル

項をゼロとした場合であり、結果的に式(9)の一般化固有値問題を解くことになる。

$$K\phi = \lambda M\phi \quad (9)$$

この固有値計算で求めた固有周期 $T (= \sqrt{\lambda} / 2\pi)$ と計測で得た固有周期が近ければ、剛性 K と質量 M が実際の値とほぼ同じと見なしてよく、構造データの同定化が行えたといえる。

(2) 計測結果との比較

固有値解析結果の表-3 において、7次までの解析値との比較を行うことにする。なお、設計上、右岸側端支点以外の支承が可動となっているが、計測が常時微動および加振力が小さい自由振動で行ったため、計測上は固定となっていると考えてよい。そのため、計測結果との比較においては、P1, P2 橋脚上および A1

表-3 固有周期と刺激係数

モード 次数	周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数		
			X: 橋軸	Y: 橋軸直角	Z: 鉛直
1	0.627	1.596	0.771	1.209	-25.743
2	0.612	1.633	0.003	37.625	0.846
3	0.422	2.372	41.702	-0.030	6.303
4	0.307	3.257	-0.017	1.313	-0.023
5	0.292	3.421	22.132	0.000	0.000
6	0.277	3.616	2.435	0.015	2.107
7	0.238	4.206	0.031	24.850	-0.123

表-4 固有周期と刺激係数 (支承を固定と仮定)

モード 次数	周期 (s)	振動数① (Hz)	刺激係数			計測結果② (Hz)	①/②
			X: 橋軸	Y: 橋軸直角	Z: 鉛直		
1	0.592	1.690	2.524	0.521	-26.664	1.860	0.91
2	0.565	1.770	-0.038	38.361	0.375	1.660	1.07
3	0.301	3.325	0.044	1.464	-0.009	-	-
4	0.272	3.680	-1.510	-0.017	1.613	-	-
5	0.261	3.829	-40.223	0.019	-7.523	4.100	0.93
6	0.226	4.419	0.072	23.779	-0.099	4.270	1.03
7	0.202	4.955	5.954	-0.068	-24.997	-	-

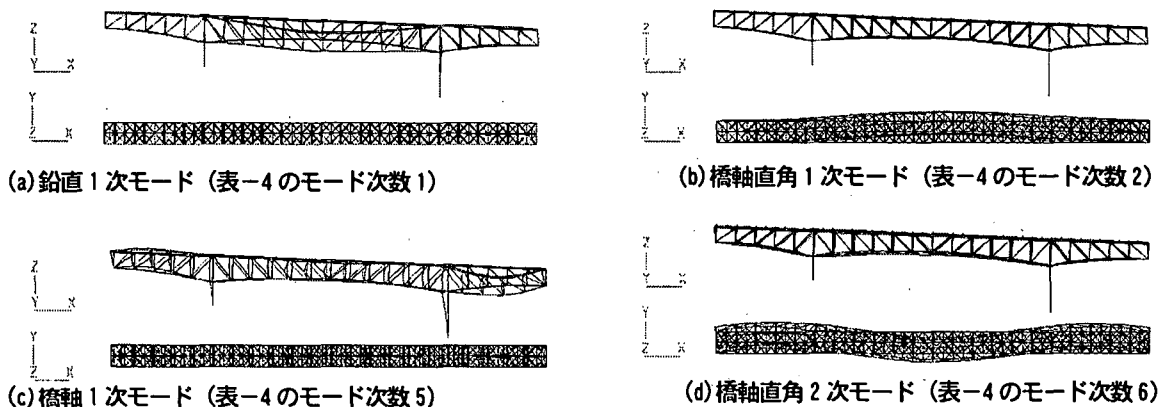


図-8 固有モード図

橋台上の支承条件を固定として、固有値解析を行った。その結果が表-4 である。

橋軸直角方向

表-4 から、橋軸直角方向の 1 次 2 次とも、計測結果と解析結果がよい精度で一致しているのがわかる。

橋軸方向

表-4 から、橋軸方向の 1 次として 3.829Hz となり、計測結果の 4.1Hz と近いことがわかる。また、表-3 のモード次数 3 に対応するモードは、可動支承を固定した表-4 には該当しなくなった。よって、支承の影響を大きく受けているといえる。なお、このモードは、計測結果にも該当するものが見当たらない。

鉛直方向

表-3 から、解析結果の 1 次は鉛直方向のモードで 1.596Hz となり、計測結果の 1.86Hz と概ね一致しているのがわかる。支承を固定にした表-4 からは、1.690Hz とさらに近くなり、橋軸方向で述べたように支承を固定にすると近くなるようである。

以上により、3 方向の計測結果との比較においては、全体的に可動支承を固定にした方が、よい精度で一致するようである。可動支承以外の構造モデルに対するチェックのための固有周期の算出においては、可動支承を固定にした方がよいといえる。しかし、構造モデ

ルのチェックのためならこれでよいが、大地震時の挙動では、設計どおり可動支承として挙動すると思われるので、構造モデルは可動のままで以降の動的解析を行うことにする。

6. 観測地震波からの入力地震波の作成

6.1 再現させるための入力地震動

観測地震波を用いて、対象橋梁の地震時の挙動を再現させるため、入力地震動を新たに作成することにした。地震動加速度波形が観測された地点は、宮崎県西臼杵郡日之影町役場の地盤地表面であり、対象橋梁の場所から約 2.5km 離れたところである。地震観測点と対象橋梁地点の地質区分は、ともに後期白亜紀の白亜系泥岩優先層で、いわゆる岩盤地帯であるが、理想的な地震時の挙動の再現には、対象橋梁地点の観測波形を用いるべきである。しかし、対象橋梁地点の地震観測記録がないため、文献 6) の研究成果を用いて、対象橋梁に作用する地震波形を作成することにした。具体的には、地震動観測点 A と対象橋梁地点 (橋台、橋脚地点) B の常時微動 H/V スペクトル比の比率 $R_{B/A}^{H/V}(w)$ が、A, B 両地点間の地震動波形の水平成分と

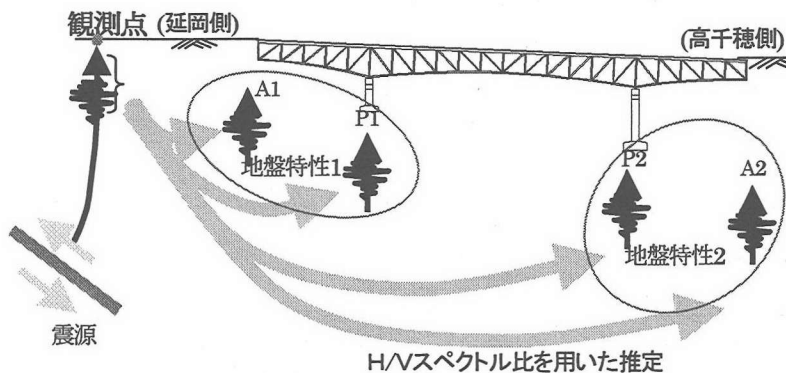


図-9 入力地震動の作成法

鉛直成分の振動数伝達関数の比率に等しいという次式で示す、文献6)の研究成果を用いた(A,B両地点は同じ地質区分に分類されるので両地点の鉛直成分の振動数伝達関数は1と近似できる)。

$$H_B(w) = R_{B/A}^{HV}(w) H_A(w) \quad (10)$$

$$V_B(w) = V_A(w) \quad (11)$$

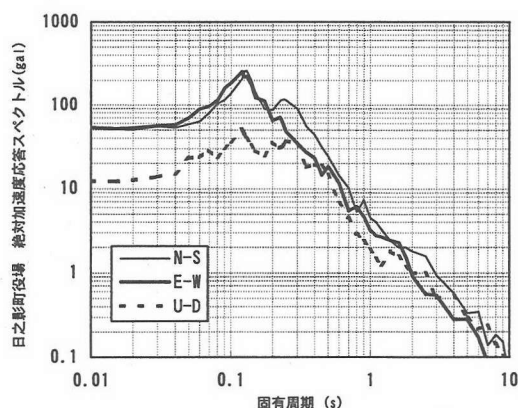
ここで、 $H_X(w)$ 、 $V_X(w)$ はX地点の地震動波形の水平および鉛直成分のフーリエスペクトル振幅を意味する。

本論文では、上式に従って日之影町役場の地震動加速度波形のフーリエスペクトル振幅 $H_A(w)$ 、 $V_A(w)$ を求め、これに両地点の常時微動観測により求められる $R_{B/A}^{HV}(w)$ を乗じ、橋梁地点の地震動フーリエスペクトル振幅 $H_A(w)$ 、 $V_A(w)$ を推定した。そして、観測地震動波形のフーリエ位相は対象橋梁橋地点でも同じであると仮定し、フーリエ逆変換により対象橋梁地点の地震動波形を推定した。

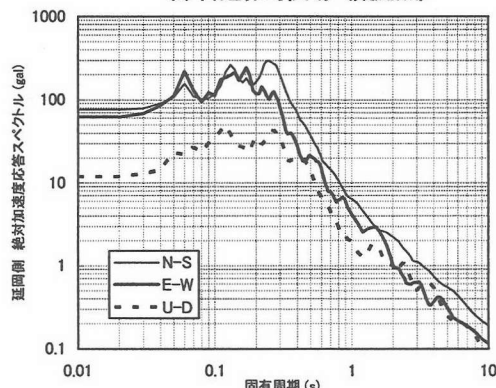
上記のように常時微動H/Vスペクトル比で補正した対象橋梁の左岸(延岡側)と右岸(高千穂側)の推定地震動および日之影町役場の観測地震動の加速度応答スペクトル(5%減衰定数)を図-10に示す。常時微動H/Vスペクトル比で対象橋梁地点の局所的地盤増幅特性を取り入れた左岸(延岡側)と右岸(高千穂側)での地震動は明らかに違い、また観測点のものとも違っている。特に、左岸(延岡側)では固有周期0.2~0.4秒での応答スペクトル値が大きくなっていることがわかる。

6.2 想定される大規模な日向灘沖地震動

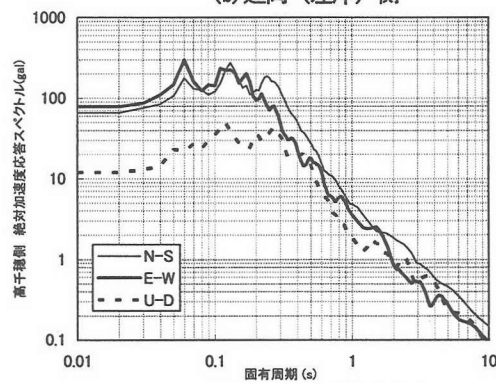
大規模な入力地震波の作成方法として、断層近傍での地震波作成で期待されている断層モデルによる地震波合成法⁹⁾や実際に観測された中規模地震動を利用する経験的グリーン関数法などがある。本解析では、対象橋梁の場所と想定される日向灘沖北部断層の位置が近くないことから、経験的グリーン関数法を採用して、想定大規模地震波を作成することにした。要素地震として、今回発生した中規模の日向灘沖地震(M5.7)を用いた。



(a) 日之影町役場(観測点)



(b) 延岡(左岸)側



(c) 高千穂(右岸)側

図-10 応答スペクトル図

表-5 想定日向灘沖大地震(M7.5)の断層パラメータ

M	7.5	傾斜角度(°)	20
断層長さ(km)	70	運動タイプ	逆断層
断層幅(km)	40	立ち上がり時間(sec)	2.25
スリップ量(m)	2.25	S波伝播速度(km/sec)	3
剛性率(dyne cm ⁻²)	2.4	破壊伝達速度(km/sec)	2.1
想定大地震の地震モーメント(dyne cm)	2.8×10 ²⁷	断層位置	31° 58.0' 131° 59.0' 32° 34.5'N 132° 14.0'E
断層上端深さ(km)	3	破壊開始点	断層中央上端
走行方向(°)	N20E	破壊形式	等方円

経験的グリーン関数法を用いた本研究の提案式は、入倉⁹⁾の開発したモデルに基づき、振動数領域の定式化により震源断層の運動を振動数フィルターとして改良したもの¹⁰⁾であり、式(12)で示される。この式を時間領域に変換すると、入倉の提案式と一致する。

$$u(x, \omega) = \sum_{m=1}^{N_L} \sum_{n=1}^{N_w} \frac{R_0}{R_{mn}} T_{mn}(\omega) e^{-i\omega(\tau_{mn} + t_{mn})} u_0(x, \omega) \quad (12)$$

ここに、地震断層を長さ方向に N_L 個幅方向に N_w 個に分割し、 R_0 は小地震の震源距離、 R_{mn} は小断層(m,n)から観測点までの距離、 τ_{mn} は断層の破壊面が震源から小断層(m,n)に到達するまでの時間遅れ、 t_{mn} は小断層(m,n)から発生したS波が観測点に到達する時間を表わす。 T_{mn} は、大地震と小断層(m,n)による小地震の震源時間関数の違いを考慮するために導入した伝達関数であり、詳細は文献10)を参照されたい。

断層パラメータとしては、表-5に示すように、宮崎県が地震防災対策のために想定している日向灘北部地震(M7.5)のものを用いた。

このようにして作成した入力地震動の応答加速度スペクトルを示すと、図-12(a)のようになる。

また、この波形は、日之影町役場のものであるため、同様にH/Vスペクトル比を用いて、対象橋梁の各基礎の位置での入力地震動を算出した。この波形の応答加速度スペクトルを示すと、A1橋台側が同図(b)、A2橋台側が同図(c)のようになる。

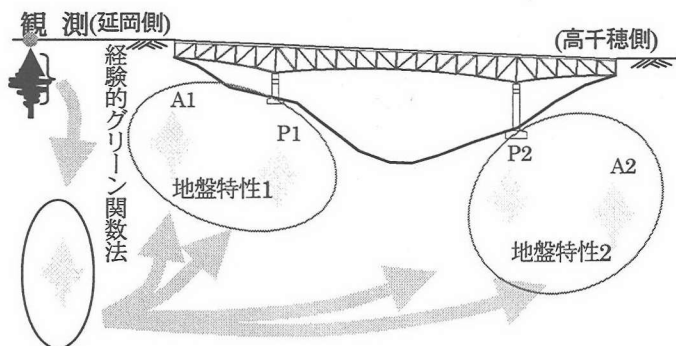
7. 発生した日向灘沖地震による応答の再現

7.1 実現象

日向灘沖地震の直後に対象橋梁の検査を行ったところ、写真-1に示すように、P1可動支承部において上査と下査が相対的に移動した形跡(傷)が残っていた。地震前には、支承近辺の調査を行っており、このような傷はなかった。この移動量は、8mm程度であり、地震時のP1橋脚の天端と桁の相対変位と考えてよい。

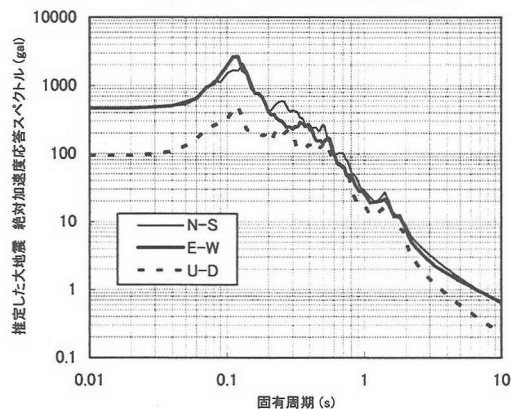
7.2 解析条件

前述の方法で算出したNS方向の波形を橋軸方向(延岡(A1橋台)方面から高千穂(A2橋台)方面(西)へ)、EW方向の波形を橋軸直角方向、UD方向の波形を鉛直方向(下から上へ)に作用させる。波形として延岡と高千穂側の2種類の波形を用いて、同時3方向に作用させ位相差を考慮した解析(ケース1)を行う。位相差の与え方としては、図-9のように震源が延岡側であるため、延岡側の橋台、橋脚から時間をずらして入力地震動を作用させるという方法をとる。ずらす時間は、橋台や橋脚の間隔と伝播速度 V_s から求めた。伝播速度 V_s は、工学基盤上の伝播速度(1000m/s)と

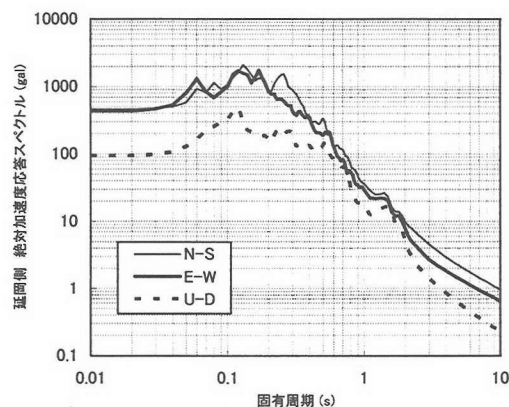


H/Vスペクトル比を用いた推定

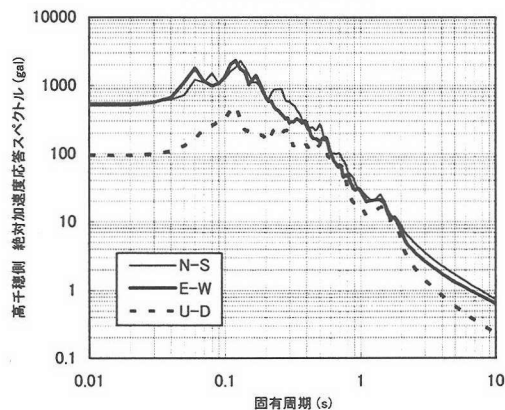
図-11 入力地震動の作成



(a) 観測地点での推定大地震



(b) 左岸(延岡)側



(c) 右岸(高千穂)側

図-12 応答スペクトル図

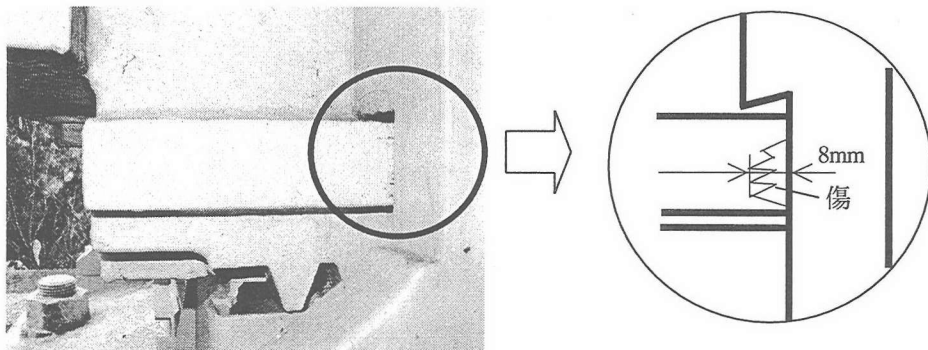


写真-1 支保の移動した形跡

仮定した。このように位相差が考慮された入力地震動を、前述した式(8)および図-1 内の各橋台、橋脚の下端から作用させた。計算上は、各入力地震波の先頭にずらす時間だけ大きさをゼロの加速度を挿入して、各橋台、橋脚に対して同時にその入力地震波を作用させた。

比較検討のため日の影町の波形 1 種類を用いての解析(ケース 2) も行うことにした。このときも同時 3 方向に作用させ位相差も考慮する。

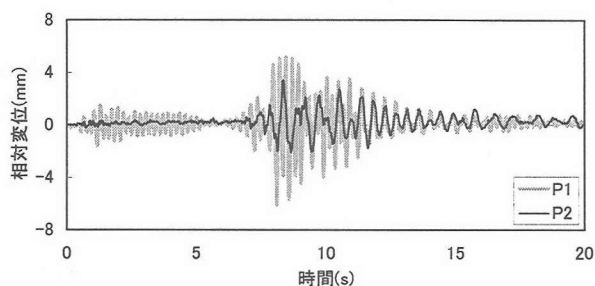
7.3 解析結果および考察

左岸側と右岸側のそれぞれの波形を作用させた場合(ケース 1)の結果を図-13(a)に示す。グラフの縦軸は、脚天端と支承位置での桁との相対変位である。この図の P1 橋脚の応答変位履歴から、最大で相対変位が約 6mm に達しているのがわかる。実際の相対変位は、写真-1 から 8mm であるので、多少低めにでているが、概ね再現できていると思われる。このように多少低めになった理由としては、対象橋梁が部材数の多いトラス橋であり、地震時の各接合部の緩みが実際は発生すると思われるが解析上は考慮していないこと、および減衰を 2% と仮定したが実際の中規模程度の地震としては多少大きめに評価してしまったことなどが考えられる。

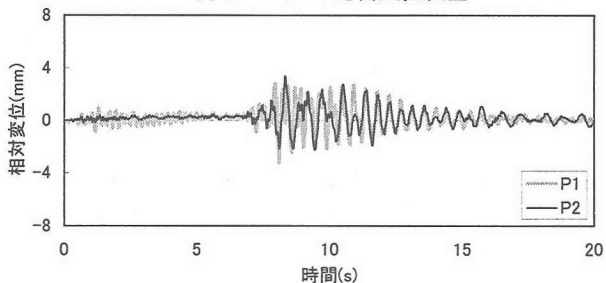
次に、日の影町役場で観測された地震波を作用させた場合(ケース 2)の結果を図-13(b)に示す。同図(a)と比較して、ケース 1 では脚高さが低い方の P1 橋脚の相対変位が大きく、ケース 2 では P1 橋脚と P2 橋脚の相対変位は同程度になり、この 2 つの解析ケースで応答変位の傾向が大きく異なっていることがわかる。ケース 1 において P1 橋脚が大きく変位したのは、図-10(b)の応答スペクトルで示したように短周期 0.25 秒近辺で大きくなっており、P1 橋脚の固有周期に近くなったためと思われる。なお、前述の固有値解析結果において、P1 橋脚だけが動いているモードの周期は、0.23 秒であった。

また、同図(b)から、ケース 2 での P1 橋脚の最大相対変位が約 3mm となり、実際の相対変位より、かなり小さくなっていることもわかる。

以上から、地盤の常時微動 H/V スペクトル比により作成した入力地震動の解析(ケース 1)が、今回発生した



(a) ケース 1 の応答変位履歴



(b) ケース 2 の応答変位履歴

図-13 支承位置での相対変位の比較

日向灘沖地震の橋梁の応答をある程度再現できていると考えられる。

8. 想定日向灘沖大地震による応答の予測

8.1 解析条件

6.2 で作成した想定日向灘沖大地震を用いて、大地震時の対象橋梁の応答を予測する。この想定大地震波の作用方法は、7.2 で示した方法と同じである。比較検討のために、通常の耐震設計で用いられる標準波形についても解析条件として加えることにする。この標準波形の場合の作用方法は、これまで述べてきた方法と異なり、通常の耐震設計で行われている、単一地震波で位相差を考慮しない方法(式(1)を解く方法)である。

ここまで主に、橋軸方向の挙動(特に脚と桁の相対変位)に着目してきたが、橋軸直角方向において標準波形の結果との差が大きくなることも考えられるので、標準波形では、橋軸方向と橋軸直角方向の 2 ケース(ケース 4, 5)とする。なお、通常の耐震設計で行われて

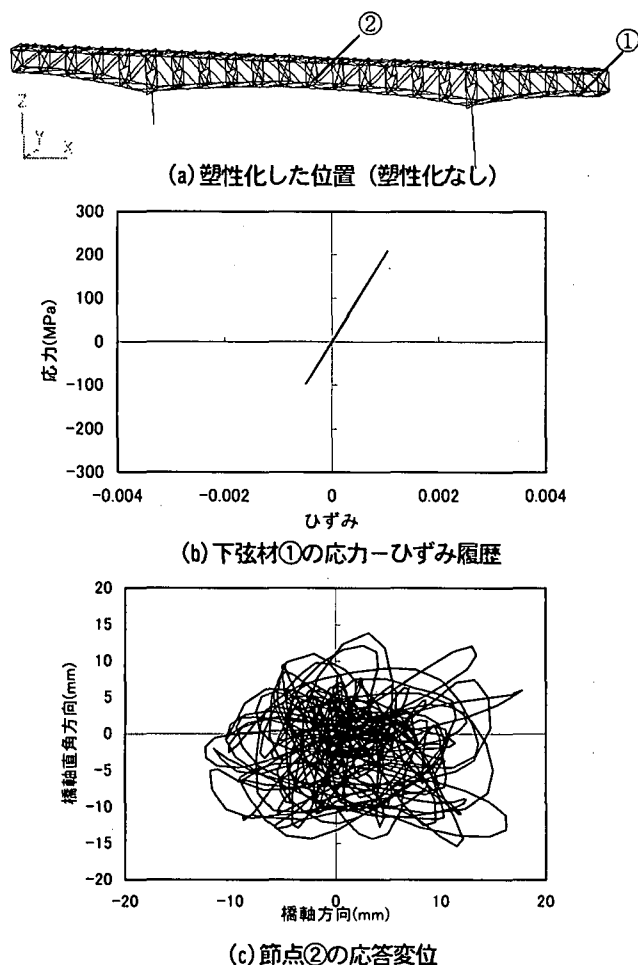


図-14 本提案の想定入力地震動の結果(ケース 3)

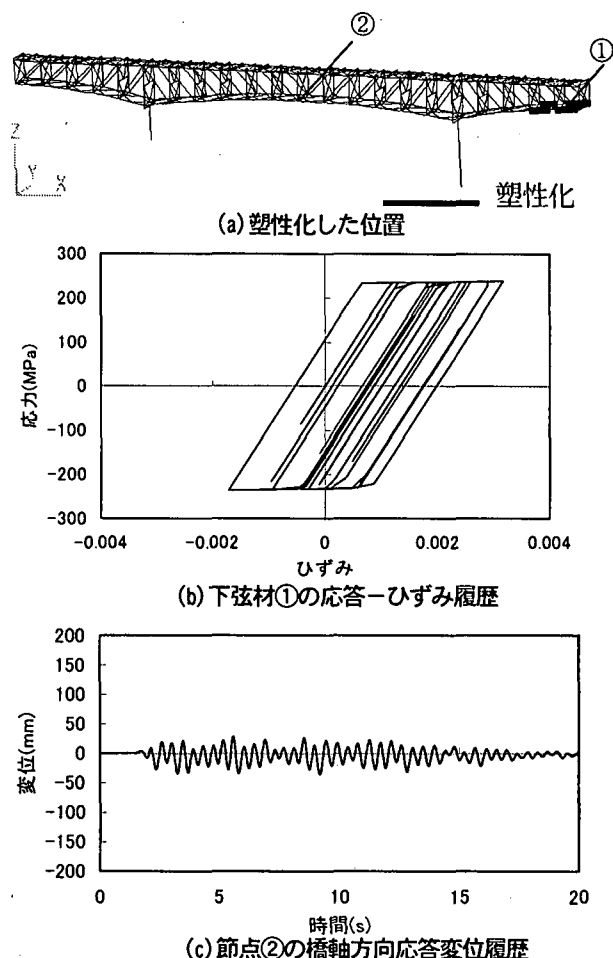
いるように、それぞれの方向に対して、別々に解析を行った。

標準波形を用いる通常の動的解析においては、本研究で述べている計測を行われていないため、橋梁の剛性が大きく異なっている可能性もある。ここでは、剛性が調整されたという条件で、入力波形だけが異なる場合の比較検討となる。

8.2 解析結果および考察

本研究で提案している想定入力地震波の作用した結果(ケース 3)と示すと、図-14 のようになる。この図からわかるように、この想定入力地震動では塑性化しない結果となった(同図(a))。主部材でもっとも応力が大きかったのは、同図(b)に示すように固定支承側の下弦材であり、降伏近辺までの応答になっている。また、同図(c)は、橋梁の中央部の応答変位履歴を表している。この図から、応答変位が一方に偏らず、2次元的に自由な応答を示しているのがわかる。本解析では同時 3 方向に入力地震動を作用させているからこのような結果となり、実際の応答変位に近いと考えられる。なお、前述した P1 橋脚の支承位置での相対変位は、61mm となり、発生した日向灘沖地震のときより約 10 倍もの大きな値になった。

次に、標準波形を作用した場合(ケース 4、5)の結



果を、図-15、16 に示す。これらの図から、標準波形では、ケース 4、5 共に塑性化しているのがわかる。橋軸方向においては固定支承側の下弦材が、橋軸直角方向においては固定支承側の斜材が降伏する結果となった。ただし、図-15(b)、16(b)からわかるように、塑性化の程度は部材終局に至るほど大きくはない。応答変位については、想定入力地震動の結果より大きくなり、特に、橋軸直角方向が約 10 倍も大きくなっている。なお、標準波形の応答変位の方法は、図-14(c)の 2 次元的な動きと異なり、予想通り地震波を作用させた方向に偏った応答となった。

以上のように、実務設計にて使用される標準波形の解析結果は、本提案の想定入力地震動の結果と大きく異なることとなった。すなわち、宮崎県の地震防災対策で想定している大規模地震動の結果は、全国一律に決めている標準波形(地域別補正係数により地域ごとに振幅は調整されている)のものと一致しないといえる。

9. 結論

本研究では、計測をもとに対象橋梁の構造データの同定を行い、観測地震波を用いて橋梁の実挙動の再現および大地震時挙動の予測を行った。本研究で得られ

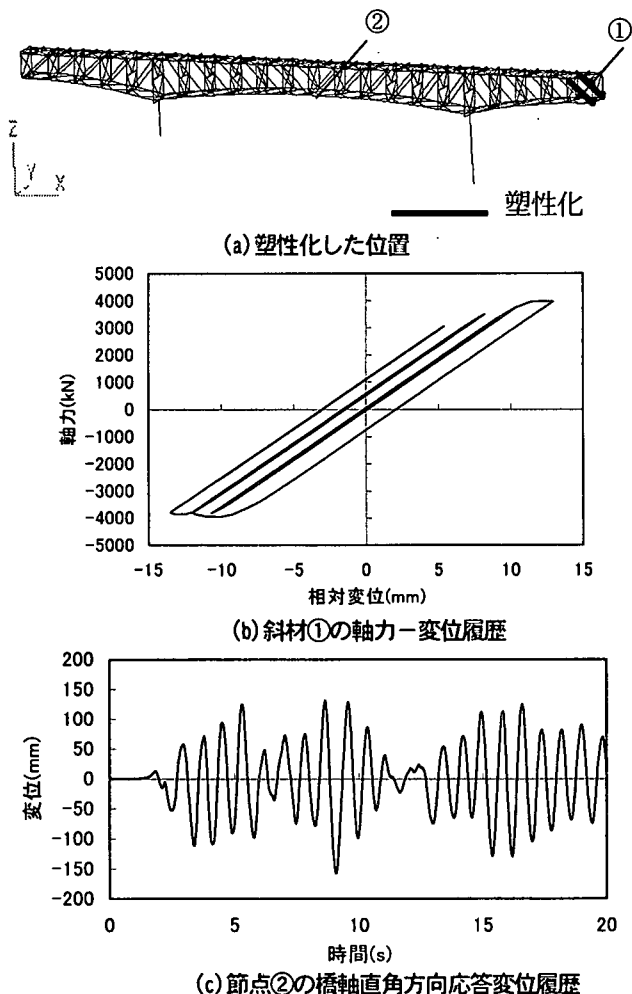


図-16 標準波形の橋軸直角方向の結果(ケース5)

た知見をまとめると以下の通りである。

- 1) 対象橋梁の計測によって構造データを正確なものにし、常時微動 H/V スペクトル比によって入力地震動を推定した結果を用いているため、運動方程式の各項を正確に評価したといえる。
- 2) 本地震応答解析の結果は、震源断層を想定した地震動の評価を前提に考え、震源から対象地点までの地盤震動とその震動による対象橋梁の応答を一貫して解析した結果、得られたものである。
- 3) 道路橋示方書で示されている動的動的解析では、設計計算書や図面といった構造データ、および地盤種別により決定される標準波形と用いるため、解析結果が実橋の挙動と異なる可能性もある。これに対して、本手法は、1), 2)から、より精度の高い予測が可能な手法であるといえる。
- 4) 可動支承を固定支承として固有値解析する方が、計測した振動数に近いことが確認できた。ただし、応答解析するときは、設計通り可動支承は可動としてモデル化の方がよい。このように計測した結果と合わせることで、解析上の剛性と質量を実際のものに近づけることが可能であると思われる。

- 5) 実際に発生した中規模日向灘沖地震を用いて、常時微動の H/V スペクトル比による入力波形の算出をし、正確な応答解析を行った。これにより、対象橋梁の実際の地震時の応答がある程度再現できたと思われる。また、観測された波形をそのまま用いては、結果が大きく異なり再現させることができず、地盤の振動特性を考慮して入力地震波を作成しなければならないことがわかった。
- 6) 構造データが同じでも、本手法により求めた波形を同時3方向に作用した場合と道路橋示方書の標準波形を通常の耐震設計で行っているように橋軸方向および橋軸直角方向に作用した場合では、解析結果の傾向が大きく異なることが確認できた。

最後に、対象橋梁の計測実験を行うにあたり多岐にわたってご指導いただいた九州産業大学 水田教授に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会、耐震設計研究 WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.7.
- 2) (社)日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000.4.
- 3) (社)日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会: 鋼橋の耐震性能設計の基本と応用, 2002.9.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3.
- 5) 野中哲也, 宇佐美勉, 坂本佳子, 岩村真樹: 上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.531-542, 2003.3.
- 6) 大熊裕輝, 松岡昌志, 山崎文雄, 原田隆典: 宮崎県における常時微動 H/V スペクトル比を用いた地震動の推定, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.261-272, 2002.1.
- 7) 原田隆典, 野中哲也: 横ずれ断層近傍における連続高架橋の地震応答特性, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.843-849, 2001.3.
- 8) 原田隆典, 大角恒雄, 奥倉英世: 3次元直行座標系における波動場の解析解とその地震動波形作成への応用, 土木学会論文集 No.612/I-46, pp.99-108, 1999.1.
- 9) Irikura, K.: Prediction of strong acceleration motions using empirical Green's function, Proceedings of 7th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.151-156, 1986.
- 10) 原田隆典, 田中剛, 田村好文: 震源特性を考慮した地震動のシミュレーション手法, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.209-217, 1995.

(2003年4月18日受付)