

鋼斜張橋モデルの地震時応答解析と 実測データの比較

宮森 保紀¹・池田 憲俊²・木村 浩士³・三上 修一⁴・大島 俊之⁵

¹北見工業大学准教授 工学部土木開発工学科(〒090-8507 北海道北見市公園町165番地)

²千葉エンジニアリング株式会社(〒262-0033 千葉県千葉市花見川区幕張本郷1-30-5)

³北見工業大学大学院 工学研究科土木開発工学専攻(〒090-8507 北海道北見市公園町165番地)

⁴北見工業大学准教授 工学部土木開発工学科(〒090-8507 北海道北見市公園町165番地)

⁵北見工業大学教授 工学部土木開発工学科(〒090-8507 北海道北見市公園町165番地)

実測データに対してERAを適用することで複数の固有振動モードで実橋梁と整合する斜張橋の3次元動的解析モデルを構築した。この解析モデルに実橋梁にて観測された複数の中小規模の地震波形を入力して時刻歴応答解析を行いモデル化の妥当性を検討した。さらに大地震の観測波形を入力して時刻歴応答解析を行い、対象橋梁の大地震時挙動を把握した。解析結果から、複数の中小地震に対してある程度整合性を有する解析モデルが構築でき、大地震時の解析結果についても設計時の想定や実際の地震時の状況と比較して同程度の結果が得られた。

Key Words : *Vibration monitoring data, ERA, 3-D FEM model, Dynamic response analysis*

1. はじめに

一般的に吊橋や斜張橋などの構造形式が複雑な橋梁は、数Hz程度の比較的低い振動数領域に複数の振動モードがあり、また減衰定数が振幅に依存するなど、地震時の挙動が複雑になると考えられる。そのため、道路橋示方書(以下、道示)¹⁾ではこれらの橋梁に対して動的照査法による耐震性能の照査を規定している。

近年では道示による規定や、コンピュータの性能向上、兵庫県南部地震以降の地震工学に関する研究の進展を背景として動的解析の精度が向上してきた²⁾。特に、3次元解析モデルを用いた大地震時非線形解析は、長大橋の設計などにおいて広く用いられるようになってきている。

この3次元解析モデルについて、設計時には道示などの設計基準や過去の研究成果に基づいてモデル化が行われ、動的応答量を算出して耐震性能評価を行っているものの、完成後に比較的高次のモードまでを含めて実橋梁の挙動と比較した例は少ない。そのため、動的応答解析結果において、実橋の地震時挙動を解析モデルが正確に反映し得るかどうかを十分に検討した例も少ない。また、現段階ではこれらを検討するための、吊橋や斜張橋の震

災経験の蓄積も多いとは言えない。

本研究では、実測データに基づいて複数の固有振動モードで実橋梁と整合する斜張橋の3次元動的解析モデルを構築した。固有振動特性の同定には、常時微動観測結果から相関関数を用いて減衰自由振動波形を推定し、Eigenrealization Algorithm (ERA)を適用した。この解析モデルに、実橋梁にて観測された複数の中小規模の地震波形を入力して時刻歴応答解析を行い、モデル化の妥当性を計算結果と実橋梁で観測された動的応答量を比較から検討した。さらに、大地震波形を入力した時刻歴応答解析を行い、対象橋梁の大地震時挙動を把握した。以上より、地震時挙動をより正確に反映し得る動的解析モデルを構築するための手法について、基礎的な検討を行ったので、これを報告するものである。

2. 対象橋梁とERAによる固有振動特性

2.1 2径間連続鋼斜張橋

本研究で対象とした橋梁は、北海道十勝地方の帯広市と幕別町を結ぶ橋長477mの2径間連続鋼斜張橋と4径間連続鋼箱桁からなる札内清柳大橋である。本研究では主

橋梁である鋼斜張橋部分のみを対象とした。

図-1は対象橋梁の一般図で、主塔高さ50m、支間長97.7m+132mの非対称支間を有する。主塔は上部では耐風安定性、景観を考慮して八角形断面とし、主塔基部では矩形断面を採用している。主桁は車道4車線、両歩道が配置された逆台形鋼床版3室箱桁となっている。主塔は、基部で主桁に連結されることにより剛結構造となっている。ケーブルは、1面吊り11段ハープ型マルチケーブルシステムである^{3),4)}。

2.2 遠隔振動モニタリング

対象橋梁には振動測定装置として加速度計と速度計が10か所に設置してあり、遠隔モニタリングシステムによって、現在21chで加速度測定を行っている。なお、速度計の測定値は加速度に変換して記録している。図-1および表-1には、本研究で着目する測定位置と方向を示す。X, Y, Zはそれぞれ橋軸、橋軸直角、鉛直方向である。

振動データの取得は、特定の加速度計で設定した閾値を超過した場合と指定した時刻に開始される⁵⁾。閾値は橋梁の加振源に対応して設定し、地震に対してはG2点のX, Y, Zいずれかの加速度が1galを超過した場合に測定が開始される。また常時微動観測として各日の2時と14時、各月15日の毎正時に測定を行っている。測定時のサンプリング振動数は100Hzで、測定時間は60secだが地震時には震動が閾値を下回るまで継続して測定される。

2.3 対象橋梁の固有振動特性

対象橋梁の固有振動特性を把握するために、常時微動測定結果を用いた固有振動特性の同定を行った。具体的には、まず常時微動波形から相関関数法により減衰自由振動波形を生成し、次に生成した波形に対しERAを適用した^{6),7)}。ERAとは、波形に含まれる有意な固有振動成分を、特異値分解を用いて抽出してシステム行列を構築する同定手法である。

ERAの適用に際しては、観測点は測定している21chすべてを用い、参照点についてはインパルス外力により応答振幅が期待できる主塔T1(X, Y), T2(X, Y)、桁のK1(X), K2(Y, Z), K3(Z)、P1橋脚上B1(X, Y)の計10chとして21×10組の相関関数を用いてマルコフパラメータを作成した。また、ハンケル行列の大きさは予備的な解析から、解析時間とノイズなどに起因する偽のモードの発現数を考慮し200行100列とし、特異値分解から得られる対角行列においては最大特異値の0.015%以下を削除してシステム行列を構築した。

2004年11月から2006年10月の毎日午前2時に取得した常時微動記録1315サンプルについてそれぞれERAを適用した。各サンプルにおいて同定された多数のモードパラ

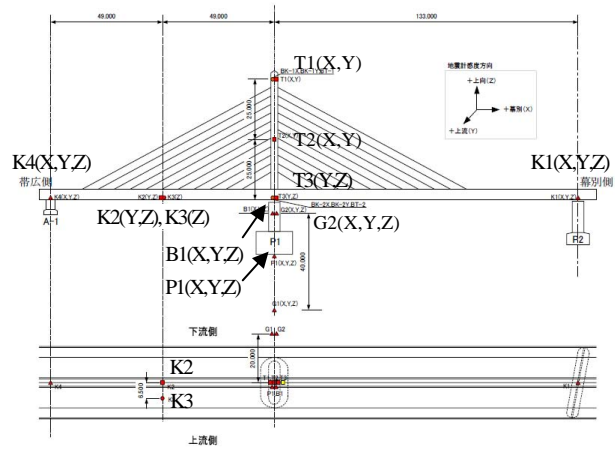


図-1 対象橋梁と地震計設置位置

表-1 振動測定位置

測点	設置位置	測定方向
T1	主塔頂部	X, Y
T2	主塔中間部	X, Y
T3	主塔基部	Y, Z
K1	P-2 橋脚上桁内	X, Y, Z
K2	短支間中央部	Y, Z
K3	短支間中央部 (偏芯)	Z
K4	A-1 橋台上桁内	X, Y, Z
B1	P-1 橋脚上部	X, Y, Z
P1	ケーソン底部	X, Y, Z
G2	地表面	X, Y, Z

表-2 固有振動特性

次数	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	モード形状
1	0.625	0.825	主桁面内 1次
2	0.811	0.354	主塔面外 1次
3	1.14	0.767	主桁面内 2次
4	1.75	0.842	主桁ねじれ 1次
5	5.01	0.450	主塔面外 2次

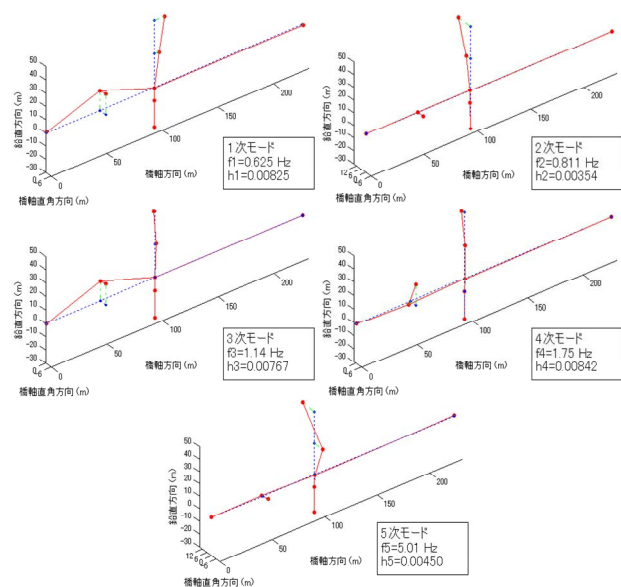


図-2 ERAによる固有振動モード形状

メータに対して、各モードの固有振動数などを求めるために以下の方法を適用した。まず、全サンプルの同定結果を同一の図上にプロットし、ERAによって同定されたモードが多数集中するいくつかの振動数帯域を固有振動モードが存在する帯域として抽出する。次にこの帯域内に存在する同定モードでもModal Amplitude Coherence (MAC)が低い偽のモードが存在するため、各同定モードのMACを重み係数として各抽出帯域内で平均値を求めている。この結果求められた固有振動数と減衰定数、モード形状を表-2ならびに図-2に示す。

同定結果からは、主塔が主体の振動モードは、主桁主体の振動モードに比べ減衰定数が小さいことがわかった。また、4次モードと5次モードの固有振動数には3Hz以上の差があり、この間には長支間側が主体の振動モードが存在することが予想されるが、長支間側には加速度測定点がないため、モード形状を抽出できなかった。

3. 解析モデルと時刻歴応答解析手法

本研究で構成した解析モデルは、設計資料^{3),4)}を参考とした節点数64、要素数82の3次元骨組みモデルである。この解析モデルは、上部構造と下部構造（P-1橋脚とP-2橋脚、A-1橋台）に鋼製支承を想定した線形ばね要素、地盤ばね部材を追加した全体系となっており、常時微動データに対してERAを適用することによって得られた固有振動特性と合致するように構築した。図-3に解析モデルの全体図を示す。

モデル化に際して、上部構造の断面諸元は設計資料を参考に決定した。下部構造についても構造一般図や配筋図などから寸法および鉄筋位置、コンクリートの設計基準強度などの諸元を読み取ってモデル化を行っている。支承はいずれも鋼製で、A-1橋台はペンデル沓と水平沓を2基ずつ、P-1橋脚はピボットローラー沓2基とピボット沓1基、P-2橋脚では水平沓2基を用いている。このためA-1橋台とP-2橋脚の支承は橋軸直角方向、鉛直方向の並進と鉛直軸、橋軸回りの回転方向を拘束し、橋軸方向と橋軸直角回りの回転方向には線形ばねを設定した。また、P-1橋脚の支承は橋軸、橋軸直角、鉛直方向の並進および鉛直軸回りの回転方向を拘束し、橋軸、橋軸直角回りの回転方向に線形ばねを設定した。回転方向のばねについては水平方向と比べて小さな値を設定している。また、下部構造と地盤を結合している地盤ばねは、地質図と道示に基づいてA-1橋台、P-1橋脚、P-2橋脚それぞれの場所における地盤のN値を参考に決定した。

以上のようにして構築した解析モデルに対して、予備的な固有振動解析を行い固有振動数とモード形状を求め、前章の実測データに基づく固有振動数とモード形状を比較した。この結果3次モード以上の比較的高次の振動モ

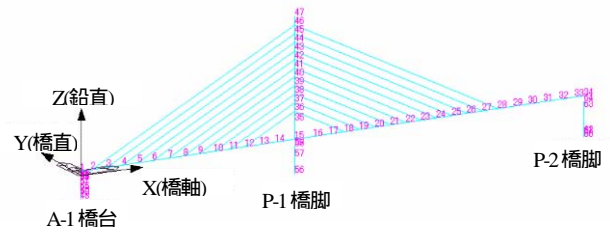


図-3 解析モデル

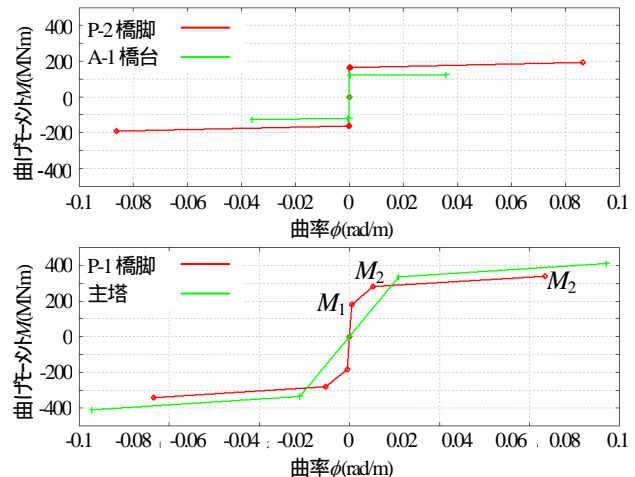


図-4 非線形部材のM-φ履歴モデル（面内方向）

表-3 非線形部材のM-φ関係

面内方向				
	P-1	P-2	A-1	主塔基部
M_1 (MN.m)	181.7	164.7	120.1	333.1
M_2 (MN.m)	280.8	164.7	120.1	333.1
M_3 (MN.m)	339.2	192.5	126.0	409.3
ϕ (rad/m)	4.705×10^5	4.371×10^5	4.979×10^5	1.098×10^3
λ (rad/m)	5.297×10^4	3.732×10^4	4.818×10^4	1.098×10^3
μ (rad/m)	4.342×10^3	8.631×10^2	3.580×10^2	5.711×10^3
面外方向				
	P-1	P-2	A-1	主塔基部
M_1 (MN.m)	656.2	842.2	592.4	277.9
M_2 (MN.m)	1011	867.8	592.4	277.9
M_3 (MN.m)	1281	1157	789.0	277.9
ϕ (rad/m)	1.241×10^5	7.409×10^6	8.051×10^6	1.590×10^3
λ (rad/m)	1.378×10^4	6.741×10^5	7.664×10^5	1.590×10^3
μ (rad/m)	9.325×10^4	8.557×10^3	1.810×10^3	1.590×10^3

表-4 固有振動解析結果

次数	固有振動数		減衰定数	
	解析値 (Hz)	倍率 (解析/測定)	解析値 (%)	倍率 (解析/測定)
1	0.653	1.045	2.265	2.745
2	0.851	1.049	2.986	8.435
3	1.215	1.066	1.540	2.008
4	1.740	0.994	1.913	2.272
5	4.912	0.980	2.865	6.367

ードで固有振動数が実測値と異なる傾向が見受けられた。そこで、10Hz程度までの振動数領域で解析モデルの固有振動数とモード形状が実測結果と一致するように、地盤ばねと支承のばね定数を調整した。地盤ばねと支承のみを調整対象としたのは、主塔と主桁は鋼製で設計図書から断面寸法も明らかなためモデル化誤差が生じる可能性が小さいこと、橋脚と橋台は比較的剛性が高く10Hz程度までの振動モードでは影響がないと考えられること、さらにケーブルについても各ケーブルを1本のケーブル要素として取り扱っており固有振動モードとしては表現されないことを考慮した。なお、解析モデルにおいては、桁を1本のはりモデル化しケーブルは1面吊りであるため解析モデルでねじれモードを表現できないこと、測定システムにおいては長支間側に加速度センサーが配置されていないため長支間側が振動するモードが把握できないことなどの制約がある。このため、ねじれモードや長支間側の桁のみが振動するモードの整合についてはモデル化における検討から除いた。

このような解析モデルの構築に際しては何らかの最適化手法を用いることが有効だが、固有振動数とモード形状ならびに発現するモード次数を同時に評価関数に反映させることは比較的高度な技術が必要になると考えられた。このため、本研究においては解析モデルの調整は試行錯誤的に、固有振動数が実測結果と比較しておおむね5%以内の差となること、モード振幅においては測点と対応する節点が同位相となり振幅比もほぼ同一となることを確認して行った。最終的に、P-1橋脚の地盤ばねについて橋軸直角方向回り以外のばね剛性を3倍程度に増加させたモデルを構築した。

非線形部材として想定したのはP-1橋脚とP-2橋脚、A-1橋台（RC部材）、主塔基部（鋼部材）である。非線形部材モデルには材軸直交分割モデルを用いて、面内方向と面外方向の非線形挙動を独立に考慮した。このモデルは、部材の弾塑性関係を部材中央などの断面の $M-\phi$ 関係を用いて表すモデルであり、断面中央部以外にも $M-\phi$ 関係を設定することでより精度の高い弾塑性挙動を表すことができる⁸⁾。非線形復元力特性として、RC部材にはトリリニア型の武田モデルを用い、鋼部材にはトリリニアモデルを用いた。図-4に面内方向の非線形関係部材の $M-\phi$ 関係を、表-3に両方向の1次降伏（ひび割れ）、2次降伏（降伏）、終局に関する曲げモーメントと曲率を表わす。

減衰定数については、道示で規定されている等価減衰定数の参考値に基づき、上部構造を0.02、下部構造を0.05、地盤ばねを0.1、ケーブルを0.0、その他の部材を0.05としてひずみエネルギー比例減衰によってモードごとの減衰定数を求めた後、そのモードごとの減衰定数を

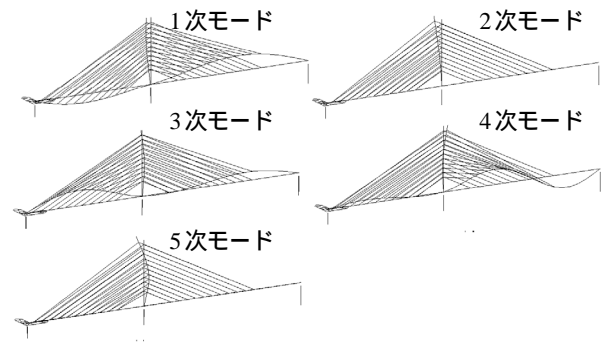


図-5 解析による固有振動モード形状

用いてレイリー減衰によって減衰マトリックスを構築した。レイリー減衰マトリックスの作成に際しては、レイリー減衰定数を $\alpha=0.1147, \beta=0.0043$ とした。

次に固有振動解析によって解析モデルの固有振動特性を求めた。表-4に固有振動解析によって得られた固有振動数と減衰定数およびそれぞれの実測値に対する倍率、図-5にモード形状を示す。固有振動数とモード形状が解析値と実測値がほぼ同じ値となっており、固有振動数とモード形状については精度の高いモデル化ができた。減衰定数については、解析値がかなり大きくなっている。これは、実測値は振幅が非常に小さな常時微動波形から算出しているために減衰定数が小さくなっていることに対して、解析モデルでは比較的大きな地震に対する応答を算定するための等価減衰定数の参考値に基づいて、減衰定数を算定しているためである。

以上の解析モデルに対して、時刻歴応答解析を行い入力地震波に対する動的応答量を求める。解析はNewmark- β 法による直接数値積分法で $\beta=1/4$ 、時間刻みは $\Delta t=0.01$ secとする。非線形解析においてはNewton-Raphson法により収束計算を行う。なお、実際の計算は汎用構造解析ソフトウェアMidas/Civil2006を用いた。

4. 観測地震波形を用いた地震時応答解析

構築した解析モデルの妥当性を検討するため、2004年から2006年にかけて札内清柳大橋で測定された4回の中小地震波形を入力して時刻歴応答解析を行い、実橋の測定結果と比較した。入力した観測地震波形の一覧を表-5に示す。また、解析結果の一例としてWave4を入力した際の主塔頂部の橋軸方向と橋軸直角方向の応答加速度とそのフーリエスペクトルを図-6、図-7に示す。図中の青線が測定結果、緑線が解析結果を表わす。時刻歴波形においては、地震波の入力にともなう応答量の増減は整合しているものの、応答量には差異がある。フーリエスペクトルでは、0.8Hz付近の2次モードなど低次モードでよく整合しているものの、6Hz以上の比較的高い振動数領域では橋軸方向、橋軸直角方向で解析結果と計測結果の

卓越振動数に相違が生じている。この高い振動数領域の相違により時刻歴波形で計測と解析の応答加速度の差が大きくなっているが、高い振動数領域では応答変位と比較して応答加速度が大きくなることや、地表面での最大加速度が5.5galといった小規模な地震動に対する応答量であることも考慮すると、単一の地震波のみではなく複数の地震波入力について検討する必要があると考えられる。

4波の解析結果全体で実測値と解析値の整合性を評価するため、表-1のT1, T2のX, Y方向、K2のZ方向における応答加速度の実効値を解析と実測でそれぞれ求めた。さらに解析の実効値を実測の実効値で除した値を求めて、観測点ごとに図示したものが図-8である。値が1に近いほど解析モデルと実橋梁との間で整合性が取れていることを表している。

観測波形の卓越振動成分が各波で異なるため、測点ごとや入力波によってばらつきがあるが、全体的に解析結果は実測結果より小さな応答量になっている。これは、中小地震時の測定結果では、応答量が小さくなるため減衰定数も振幅依存性により小さくなり、測定時間全体で応答量が十分に低減しないことが原因と考えられる。そこで各部材の等価減衰定数について上部構造と地盤ばねを1/2に、その他の部材を1/10に低減させた解析モデルを作成し、同様の時刻歴応答解析を行って図-9のように実効値を比較した。図-8同様に測点ごとでばらつきはあるものの、解析結果と実測結果の整合性は改善している。測点ごとに実効値比にばらつきがあり、特に橋軸直角方向の応答量が橋軸方向の応答量より総じて小さくなっていることなどから、モデル化手法の改善により計測値と解析値の整合性をさらに改善することが可能であると考えられるが、固有振動数とモード形状を一致させた解析モデルを構築することで、最大加速度が数gal程度の小さな入力地震波に対しても、ある程度の精度で動的応答量を求めることができたと考えられる。また、複数の地震波に対して検討した結果、同程度の入力最大加速度であっても、地震波の振動特性によって応答量に差が生ずることがわかる。特に、2006年1月に収録されたwave 4では比較的高い振動数成分が卓越していたため、計測と解析の応答量の差が大きくなっている。このことは同一地点で観測された地震波であっても、発震機構によってその振動特性が異なり、それによって応答量も異なることを示唆している。

5．大地震波入力による地震時応答解析

非線形領域における動的挙動を把握するため、兵庫県南部地震におけるJR鷹取駅観測波と、2003年9月26日に防災科学技術研究所強震ネットワークK-NETによって帯

表-5 観測地震波

名称	観測日時	最大加速度 (gal)
Wave 1	2004/11/15	2.5
Wave 2	2005/1/18	7.5
Wave 3	2005/1/31	2.2
Wave 4	2006/1/10	5.5

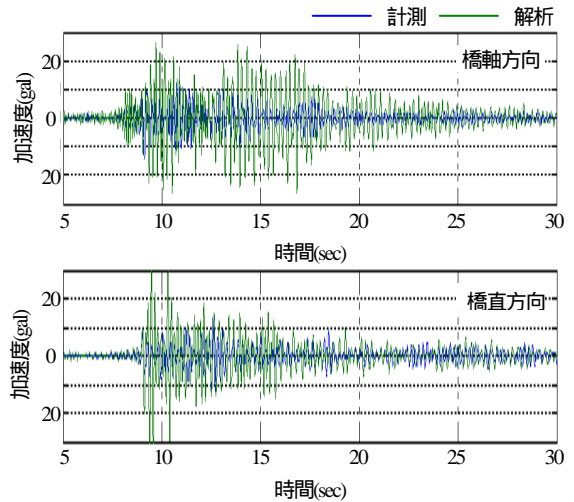


図-6 時刻歴応答加速度 (塔頂・Wave4入力)

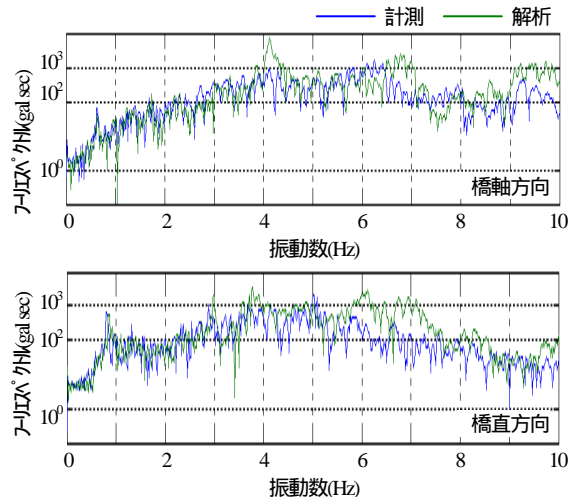


図-7 フーリエスペクトル (塔頂・Wave4入力)

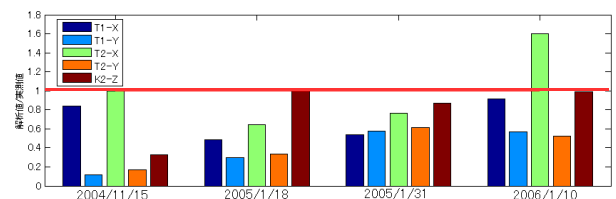


図-8 応答加速度実行値の比較 (減衰定数修正前)

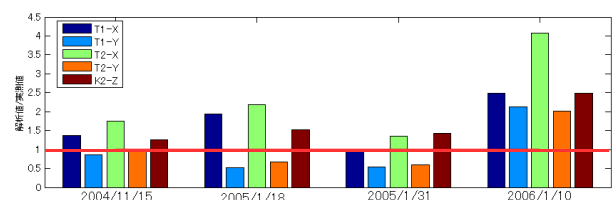


図-9 応答加速度実行値の比較 (減衰定数修正後)

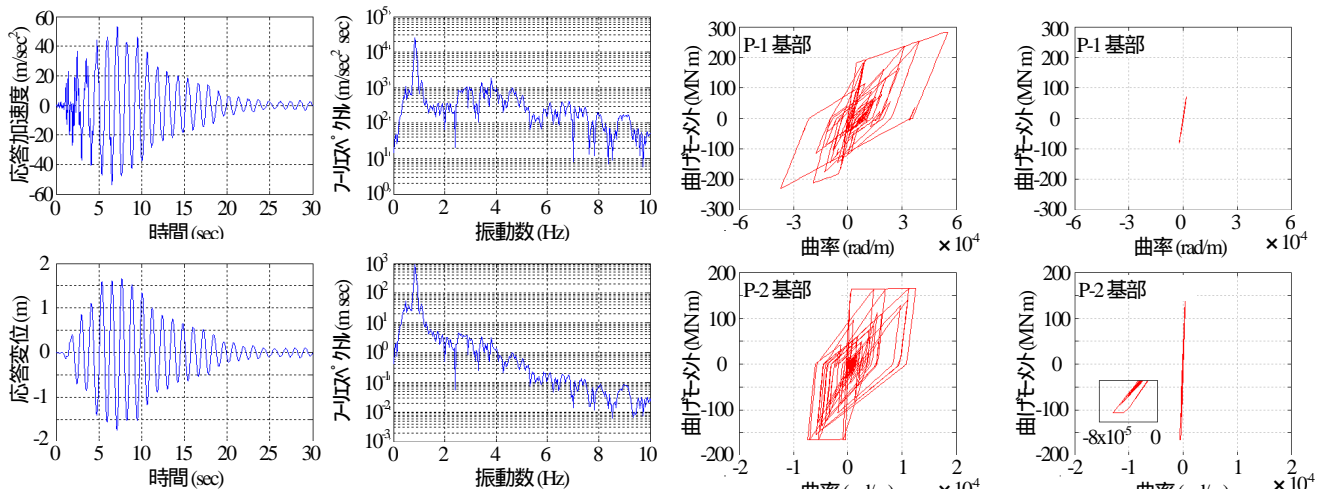


図-10 兵庫県南部地震観測波に対する応答量
(上段：応答加速度、下段：応答変位)

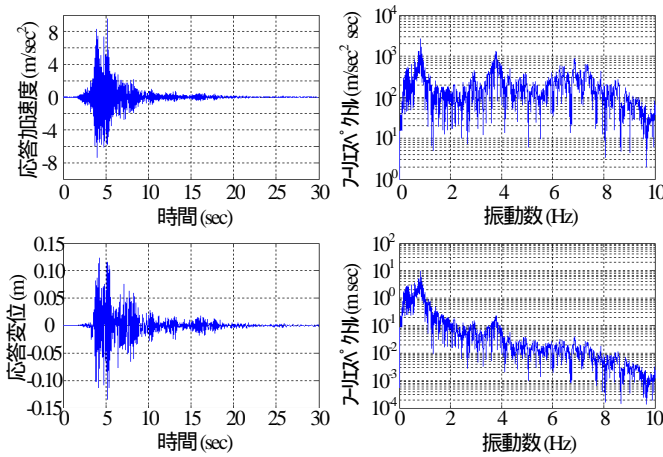


図-11 十勝沖地震観測波に対する応答量
(上段：応答加速度、下段：応答変位)

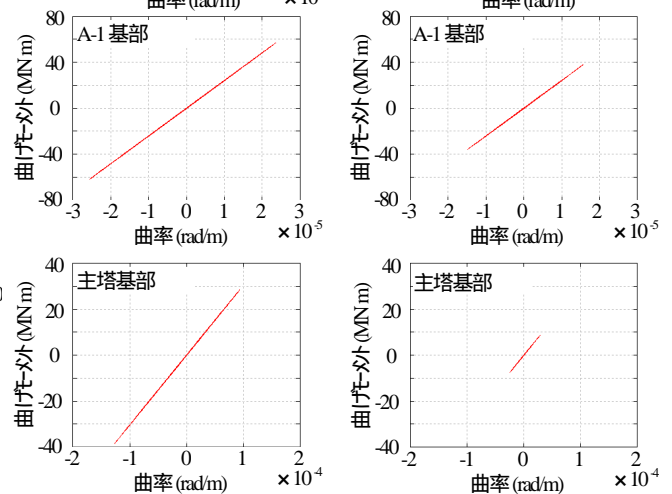


図-12 M-履歴曲線
(左：兵庫県南部地震波、右：十勝沖地震波)

広く観測された十勝沖地震観測波形⁹⁾をそれぞれ橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の計3方向に入力して非線形時刻歴応答解析を行った。十勝沖地震の観測点は対象橋梁から比較的近い場所に位置しており、また地盤条件も同程度と考えられたため、観測方向を加振方向へ座標変換を行ってから入力した。兵庫県南部地震観測波は座標変換を行わずEW成分を橋軸方向、NS成分を橋軸直角方向に入力した。

兵庫県南部地震波形を入力した場合の主塔頂部の橋軸直角方向での応答加速度と応答変位を図-10に、十勝沖地震波形を入力した場合を図-11に示す。また、図-12は両入力波形に対して、P-1橋脚とP-2橋脚、A-1橋台、主塔それぞれの基部のM-履歴曲線を示す。主塔は構造上ケーブルのない橋軸直角方向に振動しやすく、また兵庫県南部地震波形入力の場合では、地震波形の卓越振動数が通常卓越しやすい2次モードと近いため、応答加速度は 53m/sec^2 、応答変位は 1.74m と大きな値になっている。図-12では主塔基部に塑性化は発生していないもの

の、主塔下部のP-1橋脚および側橋梁側のP-2橋脚では塑性化が見られる。しかしながら終局には至っておらず、設計における耐震性能は満たしていると考えられる。

十勝沖地震波形を入力した場合は、入力した地震波形の最大加速度が兵庫県南部地震波形よりも小さいことや、卓越振動数が解析モデルの固有振動数よりも低いことによって、兵庫県南部地震波形の入力よりも応答や曲げモーメントがかなり小さくなっている。図-12では、十勝沖地震波形の入力によってわずかにP-2橋脚が塑性化している。P-2橋脚は旧道示に基づいて設計されているため、降伏モーメントが他の橋脚と比較して低くなっている。このため解析結果ではわずかに塑性化しているが、実際の橋梁では十勝沖地震の際に塑性化は発生していない。これは、入力波形が対象橋梁で観測されたものではなく、数km離れた観測点のデータを用いており振動特性が若干異なることや、解析ではソフトウェアの制約によりP-2橋脚の断面形状が完全に再現できず一部の配力鉄筋がモデルに反映していないことが原因として挙

げられる。なお、標準地震波入力に対して検討した設計資料や既往の研究¹⁰⁾と比較しても、主塔頂部における応答変位の差が1%程度となるなど、本研究で構築した解析モデルは大地震動に対する解析モデルとしても基本的に妥当であると考えられる。

以上のように本研究の解析モデルでは、常時微動波形に基づいて解析モデルを構築し、弾性域に相当する部分について実測値と比較することでより精度の高い解析モデルを作成した。塑性化以降の挙動については、必ずしも実測値に基づいているわけではないが、十勝沖地震観測波を入力した場合の結果は、実橋梁の地震後の状態とおおむね整合していた。

6. おわりに

本研究では、解析対象とする鋼斜張橋の測定データを基にして ERA の適用によって固有振動特性を複数のモードで把握し、その特性に合致するような解析モデルを構築した。そして、解析モデルに対して固有振動解析と測定した複数の中小地震波形を用いた地震応答解析を行った。また、減衰を低減したモデルも作成し、同様に解析を行った。その結果、本研究で構築した解析モデルは実橋の地震時動的応答をより正確に把握し得ることが分かった。また、非線形時刻歴応答解析を行った結果、十勝沖地震波形に対する解析結果は実際の結果とほぼ整合していた。

今後の課題としては、非線形領域における実橋梁との整合性の検討や、実測値との整合性を考慮したモデル化において、最適化手法の導入などの合理化が必要である。また、減衰に関する振幅依存性の取り扱いについても検

討が必要である。

【謝辞】

北海道帯広土木現業所には、設計資料などの本研究に必要な文献をご提供いただきました。深く感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編、2002.
- 2) 宇佐美勉、織田博孝：鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望、土木学会論文集 I、668 巻 54 号、pp.1-16、2001.
- 3) 北海道帯広土木現業所、株式会社北海道開発コンサルタント：幕別帯広芽室線第二札内橋新設工事上部工修正設計報告書、1997.
- 4) 財団法人北海道建設技術センター：平成 7 年度北海道帯広土木現業所委託第二札内橋技術検討委員会第 1 回委員会資料、1995.
- 5) 宮森保紀、坪田豊、内田喜大、大島俊之：構造健全度診断に向けた札内清柳大橋の常時遠隔モニタリング、平成 16 年度土木学会北海道支部論文報告集第 61 号、I-31、2004.
- 6) Jer-Nan Juang: Applied System Identification, pp.121-173, 1994.
- 7) 長山智則：常時微動計測に基づく非比例減衰系の非反復構造逆解析と長大吊橋の動特性の理解、土木学会論文集、No.745/I-65, pp.155-169, 2003.
- 8) 土木学会関西支部：大地震に学ぶ - 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書、1998.
- 9) 防災科学技術研究所強震ネットワーク K-NET : <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>
- 10) 林川俊郎、福井啓介、安田絢一：レベル II 地震動を受ける一面吊り斜張橋の非線形動的応答解析、平成 15 年度土木学会北海道支部論文報告集第 60 号、I-14、2003.

(2007.4.6 受付)

Comparison between seismic response analysis and monitoring data on steel cable-stayed bridge

Yasunori MIYAMORI, Noritoshi IKEDA, Hiroshi KIMURA,
Shuichi MIKAMI and Toshiyuki OSHIMA

A 3D model for dynamic response analysis is composed based on ambient vibration monitoring data. Natural excitation technique and Eigenrealization algorithm (ERA) are applied to obtain modal parameters. Analytical modal parameters of the model are consistent with the real modal parameters calculated by ERA. Dynamic response analysis are performed for several small earthquake waves and their analytical results are agreed with response of actual monitored data. Dynamic response analysis are also performed for severe earthquake waves.