

鋼製支承の地震時の可動を考慮した実測データに基づく鋼斜張橋モデルの検討

Investigation on a steel cable-stayed bridge model based on monitoring data considering with seismic response of steel bearing

北見工業大学大学院	○学生員	木村浩士 (Hiroshi Kimura)
北見工業大学	正員	宮森保紀 (Yasunori Miyamori)
北見工業大学	正員	三上修一 (Shuichi Mikami)
北見工業大学	正員	山崎智之 (Tomoyuki Yamazaki)
北見工業大学	フェロー	大島俊之 (Toshiyuki Oshima)

1. はじめに

吊橋や斜張橋などの橋梁は数Hz程度の比較的低い振動数領域に複数の振動モードが存在し、地震時の挙動が複雑なため、動的解析による地震時安全性の照査が必要な橋梁形式である¹⁾。さらに、近年ではモニタリングデータによる性能評価が提案されている。モニタリングデータに基づいて解析モデルを構築することで、既存橋梁では、より正確な地震時応答を評価することが期待できる。

モニタリングに基づいたモデル化は、振動計測記録を利用することが考えられるが、地震時の振動応答については、長期モニタリングを行った場合でもかならずしも十分な数の地震時応答が得られないおそれがある。このような場合、常時微動データを用いて構造物のモデル化を行うことになる。ただし、常時微動程度の振動では可動支承は動かないため、常時微動データに基づいたモデル化をそのまま地震時の応答予測に用いては合理的な評価ができない。

そこで、本研究では実橋梁の振動計測結果に基づいて構築した解析モデルにおいて、常時は支承が動かず大地震時には動くよう、支承バネにバイリニアモデルを適用する²⁾。そして、実測の小規模地震波形を入力して時刻歴応答解析を行い、解析結果と測定結果の比較からモデル化の妥当性を確認する。そして、大地震時の波形を用いた非線形動的解析によって橋梁全体系の挙動について検討し、対象橋梁のより現実的なモデル化を行うことを目的とする。

具体的には、まず、対象橋梁にて継続して計測している多数の常時微動加速度データに相関関数とERA (Eigensystem Realization Algorithm) を適用して固有振動特性を求める³⁾⁴⁾。そして、設計報告書を基に構築した解析モデルを実測の固有振動特性と合致させる。この際、支承のバイリニア特性については標準型バイリニアモデルを用いるとともに、支承の1次剛性では、小さな力で変位しないよう剛性を大きくし、支承の摩擦力が一定の値を超えたときに小さな2次剛性とする。小規模地震時の実測データとしては、対象橋梁にて観測された6波形を用いて橋梁各部の動的応答量を比較する。大規模地震については兵庫県南部地震と十勝沖地震の観測波を入力し、非線形時刻歴応答解析結果に対して対象橋梁のモデル化の妥当性について考察を行ったのでその結果を報告する。

2. 対象橋梁と計測結果

2.1 2径間連続鋼斜張橋

本研究で対象とした橋梁は、北海道十勝地方に実在する橋梁で主橋梁は2径間連続鋼斜張橋、側橋梁は4径間連続鋼箱桁であり、本研究では鋼斜張橋部分のみを対象とした。

2.2 遠隔振動モニタリング

対象橋梁には加速度計が10ヶ所に設置しており、21chで加速度測定を行っている。なお、地表面には地震動を測定する目的で速度計が設置されており、測定値を加速度に変換して記録している。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⁷⁾。

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。まず常時微動波形から相関関数法により自由振動波形を生成した。次に生成した波形に対しERAを適用した⁵⁾⁶⁾。

同定結果からは、パワースペクトルでも明瞭なピークが得られる低次の振動モードに加えて、比較的高次のモードでも振動モードが得られた。一方、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、長支間側には測定点がないため、モード形状を抽出できなかった。

減衰定数に関しては、常時微動データを用いているため総じて小さな値となっているが、特に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。

3. 解析モデルと固有振動解析

3.1 解析モデルの概要

本研究で構築した解析モデルは、設計報告書を基に汎用非線形構造解析プログラムRESP-TIにより、節点数63、要素数117の3次元骨組みモデルで構築した。この解析モデルは、主桁と主塔、A-1橋台とP-2橋脚は梁要素、また、主塔基部とP-1橋脚は材軸直交分割要素、ケーブルはトラス要素(ケーブル材)、支承と基礎はそれぞれ並進・回転バネでモデル化した。図-1に解析モデルの全体図を示す³⁾⁴⁾。

3.2 非線形部材のモデル化

材料非線形は主塔基部(鋼)とP-1橋脚(RC)、各支承(鋼)に設定した。非線形の復元力特性については、主塔基部にはトリリニア型の標準型、P-1橋脚の基部には剛性低減トリリニア型の武田型を使用した。

P-1橋脚とP-2橋脚上の支承バネ(橋軸方向)は標準型バイリニアを使用した。1次剛性のバネ定数は、実測データから求めた固有振動特性を再現するように調整し、2次剛性は1次剛性と比較して非常に小さな値を設定した。剛性変化点の荷重は、支承に作用する鉛直反力を算出し、道路橋支承便覧⁸⁾に記載されている鋼製ローラー支承のころがり係数0.05を乗じて、2次剛性に達する荷重を設定した。図-2に各支承の非線形特性を示す。

3.3 固有振動解析

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、固有振動数が実測値と異なるモードがあったため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、支承のバネ定数を調整した。このような解析モデルの構築に際しては何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高度な技術が必要になるため、本研究においては、固有振動数が実測結果と比較して概ね 10%以内の差となることを確認して行った。

表-1 は最終的に得られた固有振動特性の解析と実測の比較である。そして、図-3 にERAによるモード形状、図-4 に解析によるモード形状を示す。また、固有振動数における幾何学的非線形の影響は最大で5%程度の差異があった。本橋は中規模の鋼斜張橋であるが、より精緻なモデル化を行うために幾何学的非線形を考慮した解析を行っている。固有振動数については、1, 2次で非常によく一致しているが、9 次（実測 5 次）モードでは7%程度の差異がある。また、解析の5 次から8 次、10 次以上は、対応する実測値がない。ERAによって求められた結果では表に示した以外にも同定されたモードが存在するが、測定点の不足からモード形状も含めて結果を一致させることができなかった。減衰定数については解析値が大きくなっている。この差異は常時微動から得られた実測値に対して、大規模な地震時応答解析のための部材別減衰定数に基づいて設定したためである¹⁾。

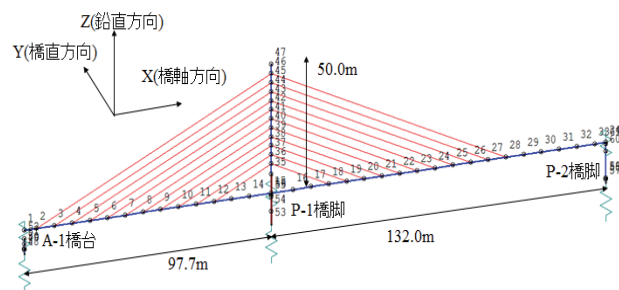


図-1 対象橋梁と地震計設置位置

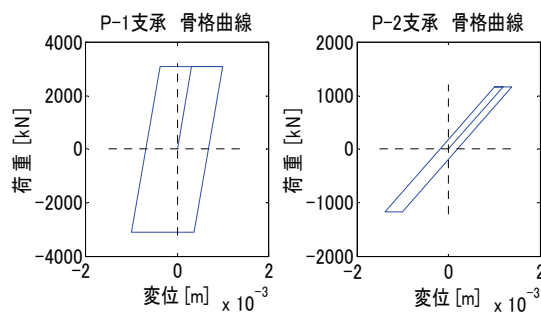


図-2 支承の骨格曲線

表-1 固有振動特性の比較

次数	固有振動数 [Hz]		減衰定数 [%]	
	解析	実測	解析	実測
1	0.617	0.625	2.585	0.825
2	0.859	0.811	3.700	0.354
3	1.102	1.14	1.836	0.767
4	1.565	1.75	2.561	0.842
5	2.651		2.967	
6	2.698		5.090	
7	3.045		2.827	
8	3.770		4.707	
9	4.711	5.01	3.613	0.450
10	4.890		2.868	

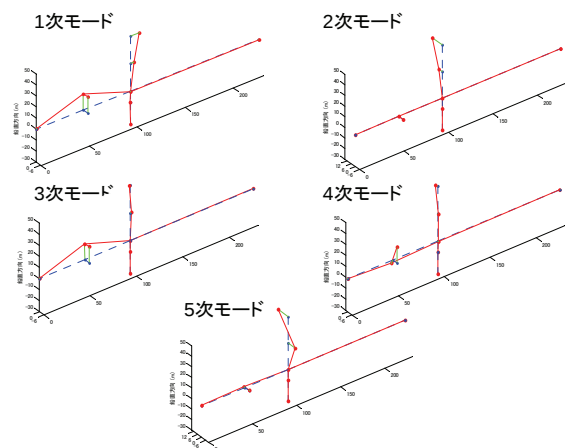


図-3 ERAによる固有振動モード形状

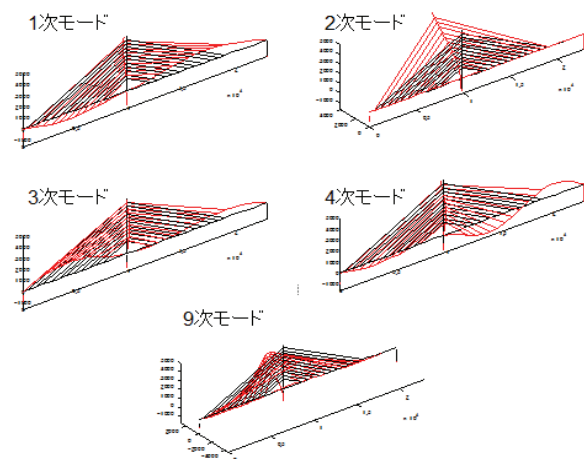


図-4 解析による固有振動モード形状

4. 観測地震波形を用いた地震時応答解析

4.1 観測地震波の特徴

今回の解析に使用した観測地震波は以下の表-2 に示す 6 波形である。各地震波のスペクトルや発生場所を比較した結果、次の二つのグループに分けることができた。一つ目として、wave4 と wave5 は震央が陸域で震源から近く、地震波のスペクトルが比較的高い振動数で卓越しているものでグループ A とした。それ以外の 4 波は、震央が海域で、震源からの距離も遠く 1Hz に近いそれ以下の振動数で卓越しておりグループ B とした。

4.2 観測地震波による地震時応答解析

時刻歴応答解析は Newmark- β 法により $\beta=1/4$ 、積分時間間隔は、 $\Delta t=1/100\text{sec}$ で行なった。wave1 から wave6 までの解析結果として、解析値と実測値の比較を図-5 に示す。図-5 は橋梁各部の応答加速度の実効値について、解析値を実測値で除した結果である。図-5 では、主塔頂部の橋軸方向、P-2 橋脚上の桁内の橋軸方向と橋軸直角方向で解析値が実測値と比較して大きな値となっている。これはモデル化誤差が原因と考えられ、橋軸方向では、解析モデルは 5.2Hz に主塔面内振動と長支間側主桁の鉛直振動が卓越するモードを有し、入力波形の卓越成分と共振することで大きな応答が発生したためである。実測値からはこの振動数で同定されたモードが無く、応答に大きな差が生じたが、それ以外の測点では解析値と実測値の応答の差は小さくなっている。グループ B については主塔頂部の橋軸方向では、主塔頂部においてやや解析値と実測値の差が大きいが、他の測点での応答の差は小さい。

全体的な傾向として、比較的高次のモードで一部の応答量が異なるものの、橋梁各部における応答は概ね一致しており、実測データを基にしたことで、精度の良い解析モデルが構築できた。特に A-1 橋台上の桁と P-1 橋脚上の桁、P-2 橋脚上の桁の鉛直方向について、どの波形に対してもよく一致した結果となっている。また、P-1 支承と P-2 支承は、全ての解析結果において 1 次剛性にとどまっている。以上の結果から、実測データを基に構築した解析モデルにて、実橋梁の応答を精度良く把握でき、大地震時の応答解析を行うにあたり、精度の良い解析モデルが構築できたと考えられる。

解析結果の一例として、wave6 (2007 年 2 月 17 日に観測された地震波) の加速度波形を図-6 に、応答加速度波形の比較として、図-7 に P-1 橋脚上の桁の鉛直方向を示す。図-7 では、スペクトルが 3Hz までの低次においてほぼ一致しており、応答加速度を比較しても非常に整合した結果となっている。

表-2 観測地震波の特徴

名称	観測日	最大加速度	規模	グループ
wave1	2004.11.15	2.15gal	M 5.7	B
wave2	2004.12.06	16.53gal	M 6.9	B
wave3	2005.01.31	2.19gal	M 5.4	B
wave4	2005.08.16	3.84gal	M 4.6	A
wave5	2006.01.10	5.51gal	M 4.2	A
wave6	2007.02.17	7.32gal	M 6.2	B

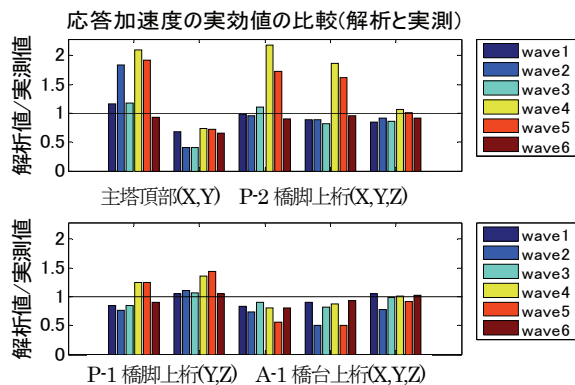


図-5 応答加速度の実効値の比較

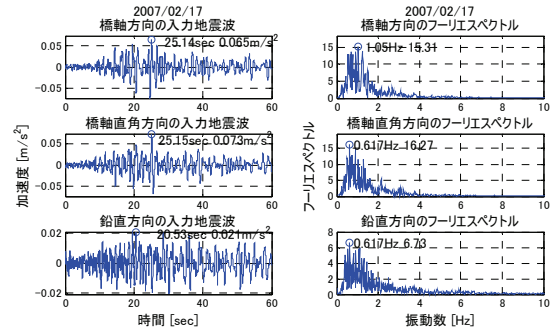


図-6 wave6 の加速度波形

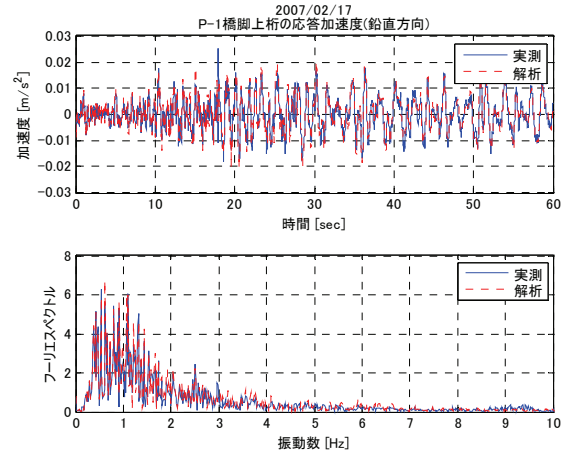


図-7 P-1 橋脚上の桁（鉛直）の応答加速度

5. 大規模地震波形を用いた地震時応答解析

5.1 入力地震波と解析ケース

大規模地震波として、1995 年の兵庫県南部地震時に JR 西日本 鷹取駅構内の地盤上にて観測された地震波（以下、鷹取波と称する。）と 2003 年の十勝沖地震時に十勝河口橋の地中 5m の地点にて観測された地震波（以下、河口橋波と称する。）の二つの波形を用いて解析を行った。

5.2 解析結果と考察

大規模地震波形を用いた解析では、非線形解析となることから、積分時間間隔を $\Delta t=1/2000\text{sec}$ として計算した。解析結果の一例として、図-8 に河口橋波の加速度波形を示し、河口橋波の解析結果を図-9 から図-11 に示す。主塔頂部の橋軸直角方向の応答加速度を図-9 に示す。主塔が振動しやすい 2 次モードがある 0.85Hz で加振されており、40cm ほどの応答変位となっている。だが、主塔基部における面外方向での塑性化は発生しておらず、P-1 橋脚基部においても塑性化には至っていない。図-10、図-11 に示した各支承の荷重 - 変位曲線については、ある程度大きな荷重を受けてから支承が移動する状況が再現できている。

以上のことから、常時微動観測結果に基づいて構築した解析モデルでも、支承の移動時を考慮したパイリニアモデルとすることで、大規模地震時の解析も合理的に行うことができた。課題としては、支承が移動する際の荷重を適切に設定することが挙げられるが、実橋梁の状況に基づいたより詳細な検討が必要である。

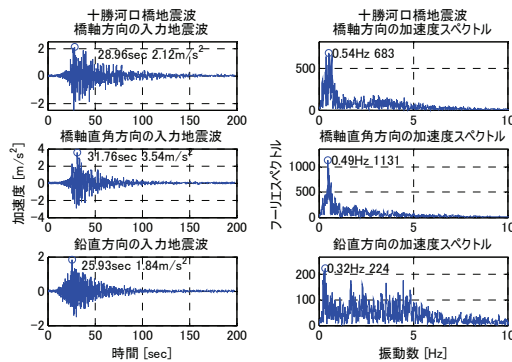


図-8 河口橋波の応答加速度

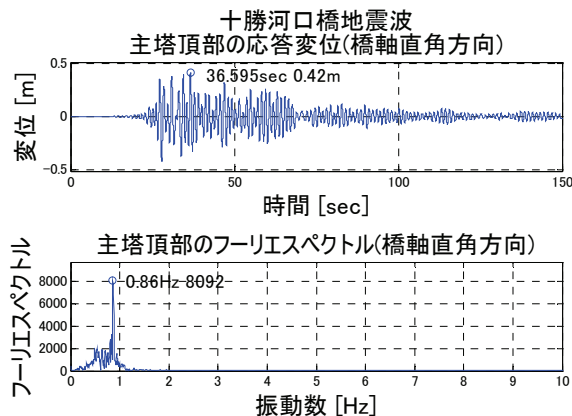


図-9 P-1 橋脚上桁の応答変位

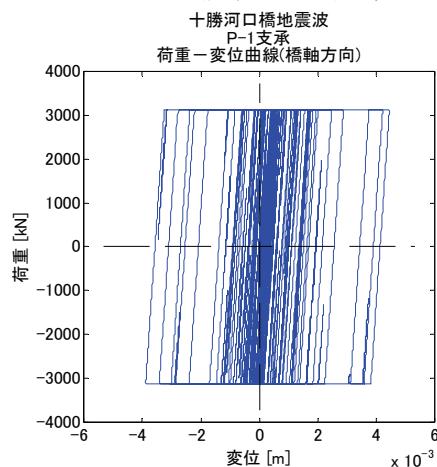


図-10 P-1 支承の荷重-変位曲線

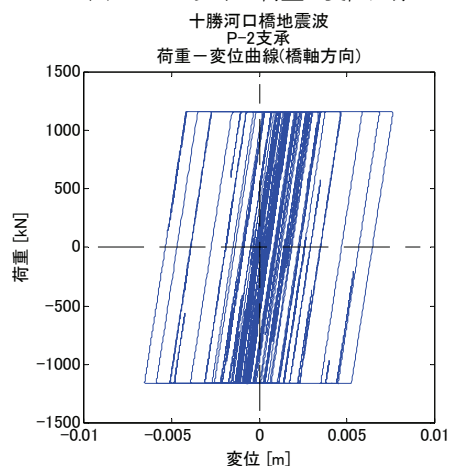


図-11 P-2 支承の荷重-変位曲線

6. おわりに

本研究はモニタリングデータに基づいて、実在する斜張橋の大地震時挙動を精度よく予測することを目的としたものである。以下に本研究の内容を要約する。

多数の常時微動測定結果に対して、相関関数法と ERA を用いて高精度な構造同定を行い、その結果と整合するような解析モデルを構築した。支承部では常時と大地震時の挙動を考慮できるようにバイリニアモデルを適用した。

実測の小地震波形を入力した時刻歴応答解析を行い、橋梁各部において、精度の良い解析結果が得られることを示した。小地震時の解析結果では、バイリニアにモデル化した支承は移動せず 1 次剛性にとどまっている。

鷹取波と十勝河口橋波による、大規模地震波を入力した場合の解析では、支承の変形量については、荷重-変位曲線が非線形となり、ある程度大きな荷重を受けてから支承が移動する状況が再現できた。

以上の結果より、常時微動観測結果に基づいて構築した解析モデルでも、支承の移動時を考慮したバイリニアモデルとすることで、大規模地震時の解析も合理的に行うことができたと考えられる。今後、実際の支承の可動部分の検討から、適切なころがり摩擦係数を設定することで、モデル化の精度向上を検討する。

最後に、北海道帯広土木現業所には、設計資料など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) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996, 2002.
- 2) 家村浩和, 宮本文穂, 高橋良和：鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.659-666, 1998.
- 3) 宮森保紀, 池田憲俊, 木村浩士, 三上修一, 大島俊之：鋼斜張橋モデルの地震時応答解析と実測データの比較, 土木学会地震工学論文集, 第 29 巻, 7-0009, 2007.
- 4) 木村浩士, 宮森保紀, 三上修一, 山崎智之, 大島俊之：実測データに基づく鋼斜張橋モデルにおける鋼製可動支承の非線形性を考慮した地震時挙動, 土木学会第 63 回年次学術講演回講演概要集, Vol.1-132, 2008.
- 5) Jer-Nan Juang : Applied System Identification, pp.121-173, 1994.
- 6) 長山智則, 阿部雅人, 藤野陽三, 池田憲二：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.
- 7) 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.
- 8) 日本道路協会：道路橋支承便覧, 2004.4.