

長大橋りょうの支承部を対象とした 地震被害即時推定の試み

月岡 桂吾¹・坂井 公俊¹・豊岡 亮洋¹
金田 崇男²・西谷 雅弘²・笹岡 良治³・菊地 佳誉³

¹正会員 （公財）鉄道総合技術研究所（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 本州四国連絡高速道路（株）（〒651-0088 兵庫県神戸市中央区小野柄通4-1-22）

³非会員 四国旅客鉄道（株）（〒760-8580 香川県高松市浜ノ町8-33）

1. はじめに

道路構造物や鉄道構造物は線状に連続した輸送システムである。したがって、地震発生後には全構造物の被害を把握した上で運行を再開する必要がある。しかしながら、地震後に得られる限られた地震動情報から、広範囲の構造物の被害を即時推定することは容易ではない。

構造物に対する地震被害即時推定手法としては、事前に設置したセンサによる動態観測が有効な手段の一つとして考えられる。例えば、小林ら¹⁾は構造物上に設置したセンサにより、地震直後の自由振動データを取得し、それを高速フーリエ変換することで求めた固有周期から応答塑性率を推定する方法を提案している。また、動態観測情報をニューラルネットワークに与えることにより、構造物の被害を判定する方法も提案されている^{2),3),4)}。これらの検討では、健全時の動態観測情報から構築したニューラルネットワークは、損傷後の構造物に対しては適用性が低下するという性質を利用している。つまり、ニューラルネットワークの推定誤差の推移をもとに、地震直後の構造物の被害を識別することを試みている。動態観測による方法は、構造物の正確な地震時挙動を把握できるという利点がある一方で、費用の制約により設置個所が限られるという欠点がある。

このような状況の中で、筆者らの一部は鉄道構造物を対象とした地震時被害即時推定手法を開発している⁵⁾。この手法を用いれば、事前に構造物の振動特性（固有周期や降伏震度）を整理しておくことにより、地震後に広範囲の構造物の被害を即時推定す

ることができる。しかしながら、一般的な鉄道構造物のみを対象としているため、長大橋りょうのような複雑な構造物には現状では適用できない。

以上を踏まえて、複雑な構造物を対象とした地震被害即時推定手法を開発した。本稿の構成を以下に述べる。第2章では、本稿で対象とする構造物の概要について述べる。第3章では、提案手法による地震被害即時推定手順を述べる。第4章では、提案手法の推定精度検証結果について述べる。第5章では、本稿のまとめと今後の課題について述べる。なお、現時点では提案手法の主な適用先として長大橋りょうの支承部を想定しており、本稿では鉄道縦桁の支承部に焦点を当て説明を行う。

2. 対象とする構造物の概要

道路鉄道併用型の斜張橋を対象に検討を行う。対象構造物の一般図を図-1に、概要を表-1に示す。以降の検討には、非構造部材以外の全てをモデル化した詳細な解析モデル（図-2）を用いる。各部材のモデル化方法を表-2に示す。対象構造物および解析モデルの特徴は以下の通りである。なお、詳細については文献6), 7)および8)を参照されたい。

a) 橋脚・塔

陸上部の橋脚（図-3）は単柱橋脚であり、海上部の塔（図-4）はハンチ付きラーメン斜塔である。基礎形式としては、橋脚は直接基礎を、塔はケーソン基礎を採用している。ただし、HB3Pではケーソン基礎の下面に杭を設けている。

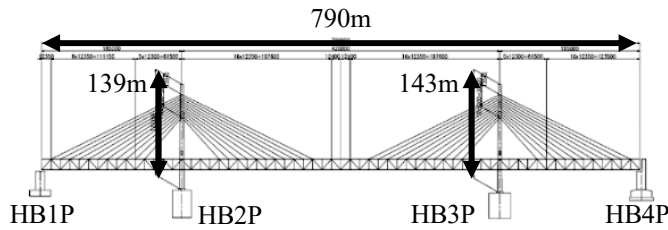


図-1 対象構造物の一般図

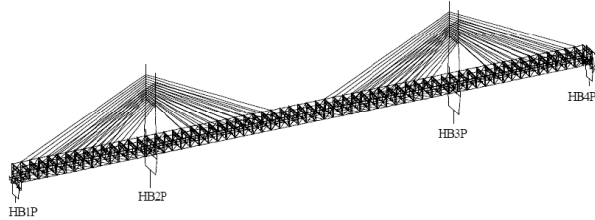


図-2 詳細な解析モデル

表-1 対象構造物の概要

形式	3径間連続鋼トラス斜張橋	
橋脚高さ	HB1P :	24.92m
	HB4P :	41.10m
塔高さ	HB2P :	139.26m
	HB3P :	143.46m
基礎形式	HB1P :	直接基礎
	HB2P :	ケーソン基礎
	HB3P :	ケーソン基礎 (脚付き)
	HB4P :	直接基礎
横トラス	幅 13.9m×高さ 27.5m	
橋長	790m	
支間長	185 + 420 + 185 m	
縦断勾配	1% 直接勾配	

表-2 部材のモデル化方法

部位		モデル要素	非線形性	減衰定数
橋脚・塔	橋脚	ファイバー要素	材料非線形・幾何学的非線形	0.02
	塔	ファイバー要素	材料非線形・幾何学的非線形	0.01
	基礎—地盤系	ばね要素	材料非線形性 (回転ばね)	0.10
トラス		ファイバー要素	材料非線形・幾何学的非線形	0.01
ケーブル		ケーブル要素	幾何学的非線形	0.01
支承部 (トラス)	リンク沓	トラス要素	幾何学的非線形	0.00
	ウインド沓 ストッパー沓	ばね要素	衝突を模擬したスリップモデル	0.00
	三角リンク	梁要素	—	0.00
	スプリング沓	ばね要素	—	0.02
支承部 (道路桁・鉄道縦桁)		ばね要素	—	0.00

解析モデル上は、橋脚および塔は材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮したファイバー要素によりモデル化している。ただし、橋脚の直接基礎は剛梁とし、塔のケーソン基礎は線形梁要素としてモデル化している。また、基礎と地盤の相互作用は、基礎底面に設置した地盤ばねにより表現している。このとき、回転方向については鉄道構造物等設計標準⁹⁾に基づいた非線形特性を設定している。

b) トラス

橋軸直角方向のトラス (横トラス) の構造を図-5に示す。横トラス上弦材は道路桁を支持し、横トラス下弦材は鉄道桁を支持している。解析モデル上は、各部材は材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮したファイバー要素によりモデル化している。

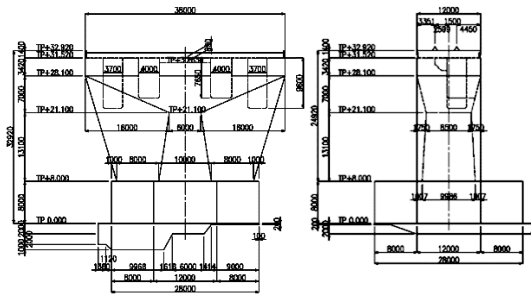
c) ケーブル

ケーブルは、片側2面11段のファン型マルチケーブル方式であり、解析モデル上は10要素に分割し幾何学的非線形性を考慮したケーブル要素によりモデル化している。

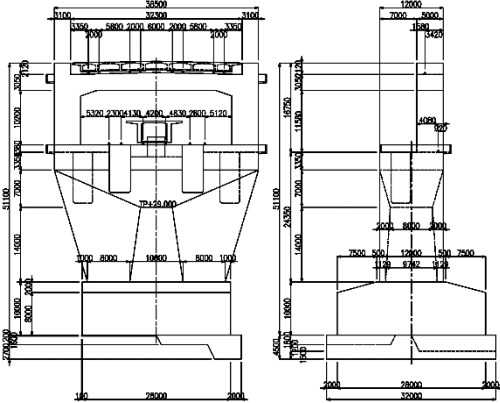
d) 支承部 (トラス)

トラスを支持する支承部としては、図-4および図-6に示すように、以下のものを橋脚および塔に設置している。橋軸直角方向の力に対しては、ウインド沓を移動制限装置として橋脚および塔に設置している。橋軸方向の力に対しては、橋脚上の三角リンクを介して水平力を鉛直力に変換しスプリング沓により支持している (図-7)。これに加えて、地震時の異常荷重に対する移動制限装置としてストッパー沓を橋脚に設置している。鉛直反力に対しては、リンク沓を橋脚および塔に設置している。ただし、リンク沓は両端部がピン接合となっており、水平方向変位に伴い水平方向の分力が発生する (幾何学的非線形性を有する) 構造となっている (図-8)。

解析モデル上は、リンク沓は幾何学的非線形性を考慮したトラス要素によりモデル化している。ウインド沓およびストッパー沓は遊間と接触剛性を考慮したギャップ要素によりモデル化している。三角リンクおよびスプリング沓はそれぞれ線形梁要素および線形ばね要素によりモデル化している。



(a) HB1P



(b) HB4P

図-3 橋脚正面図および側面図

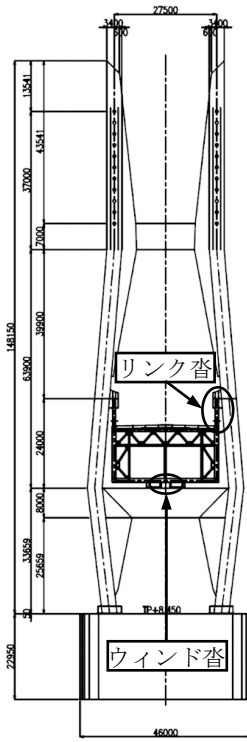


図-4 塔正面図 (HB3P)

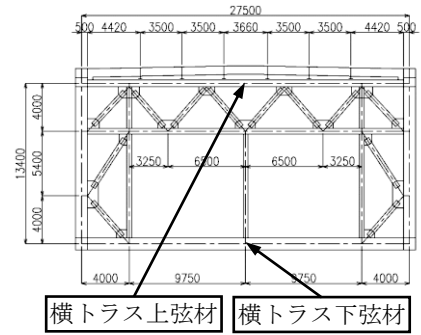


図-5 横トラス正面図

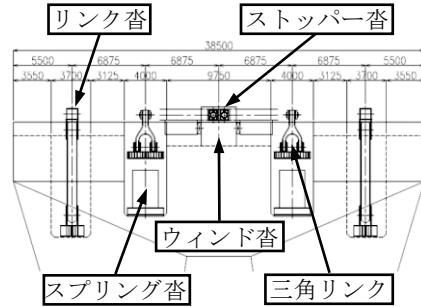


図-6 支承配置図(HB1P)

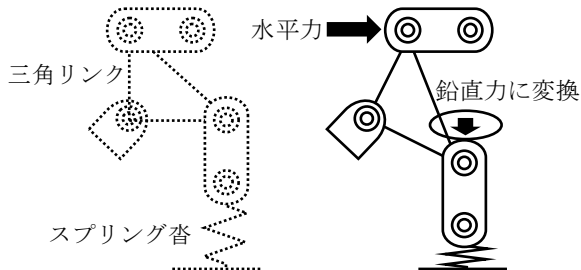


図-7 三角リンクによる作用方向変換の仕組み

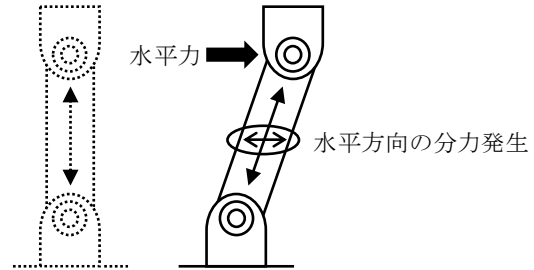


図-8 リンク沓における分力発生仕組み

e) 支承部 (道路桁・鉄道縦桁)

道路桁は、横トラス上弦材と鋼床版が高力ボルトにより接合された構造となっている。鉄道桁は、横トラス下弦材に設置された線支承により支持されている。解析モデル上は、これらの支承は線形ばね要素によりモデル化している。

f) 減衰モデル

減衰は要素別剛性比例減衰を採用しており、式(1)のようになる。

$$C_T = \beta_T K_T \quad (1)$$

ここで、 C_T および K_T は有限要素法における減衰マトリクスおよび剛性マトリクスのうち部材 T に対応する部分を表す。また、 β_T は部材 T に対応する比例係数であり式(2)のようになる。

$$\beta_T = \frac{h_T}{\pi f_T} \quad (2)$$

ここで、 f_T および h_T は部材 T の主要振動モードにおける固有振動数およびひずみエネルギー比例減衰で

ある。表-3に示すように、地震動の入力方向および部材 T が属する振動単位ごとに主要振動モードを1つ選定し、式(2)により β_T を算定している。ただし、橋軸方向に地震動を入力した際のトラスの挙動については、主要振動モードを2つ選定しているので、式(2)を用いた最小二乗法により β_T を算定している。

3. 提案手法による地震被害即時推定手順

(1) 提案手法の概要

冒頭で述べたように、著者らの一部により一般的な鉄道構造物を対象とした地震被害即時推定手法が提案されている。この方法では、構造物の地震時挙動は1自由度系で表現できると仮定して、構造物の応答塑性率を推定するノモグラム⁹⁾(以下、被害推定ノモグラムと呼ぶ)を使用している。推定には、地震動特性を構造物の振動特性で正規化した指標

時間が短くなるような値を事前に検討しておく必要がある。なお、本稿で検討対象とする構造物のように要素別剛性比例減衰を使用している場合は、モード減衰比 h_s は直接的には評価できない。このような場合には、評価対象部材における剛性比例減衰に基づいてモード減衰比 h_s を設定する。

- 2) 各振動モードにおける絶対加速度応答の最大値 S_s （モード次数，評価対象位置および方向に応じたスカラー）を求める。ここで，被害推定ノモグラムは応答塑性率を推定するものであるため，そのまま用いることはできない。そこで， S_s を算定するためにノモグラムの式を変形した式(4)¹¹⁾を用いる。

$$S_s = R(h_s) \times A(T_r) \times PGA \quad (4)$$

ここで， T_r （ $= T/T_s$ ）は地震動と各振動モードの周期比である。式(4)はモード減衰比5%を仮定したものであるが，各振動モードのモード減衰比 h_s はこの値とは異なる。式(4)における $R(h_s)$ はこの違いを補正する係数であり式(5)のように定義される。

$$R(h_s) = 1.884 \times \sqrt{\frac{1 - \exp^{-66\pi h_s}}{66\pi h_s} \{0.424 + \ln(66\pi h_s + 1.78)\}} \quad (5)$$

また， $A(T_r)$ は周期比 T_r より求まる加速度応答倍率であり，式(6)により求まる。

$$A(T_r) = \frac{\left(\frac{T_r}{k_1}\right)^2}{k_3 \sqrt{\left\{1 - \left(\frac{T_r}{k_1}\right)^2\right\}^2 + 4k_2^2 \left(\frac{T_r}{k_1}\right)^2}} \quad (6)$$

ここで， k_1 から k_3 は，モード減衰比5%で固有周期が異なる複数の1自由度系に様々な地震動を与えた動的解析結果に対して，式(6)をフィッティングさせることで得られる回帰係数である（ $k_1 = 0.757, k_2 = 0.491, k_3 = 0.586$ ）。式(6)は幅広い周期帯（0.1秒～10秒）を対象に作成したものであるため，様々な振動モードに対する汎用性を有している。

- 3) CQC法¹⁰⁾により各振動モードの最大応答値を重ね合わせて，評価対象位置（本稿では，鉄道縦桁）における絶対加速度応答の最大値 w_{max} （評価対象位置および方向に応じたスカラー）を求める。

$$|w_{max}|^2 = \sum_{s=1}^N (\beta_s W_s \cdot S_s)^2 + \sum_{r=1}^N \sum_{\substack{r=1 \\ r \neq s}}^N (\beta_s W_s \cdot S_s) \rho_{sr} (\beta_r W_r \cdot S_r) \quad (7)$$

式(7)において下付き添え字の s および r はそれぞれモード次数を表す。 S_s および S_r はそれぞれ s 次モードおよび r 次モードの絶対加速度応答の最大値であり式(4)によって求められる。 $\beta_s W_s$ および $\beta_r W_r$ はそれぞれ s 次モードおよび r 次モードの刺激関数である。 ρ_{sr} は s 次モードおよび r 次モードの相関係数に相当し，絶対加速度応答を対象とした場合には，各モードの固有周期およびモード減衰比から式(8)により求まる。

$$\rho_{sr} = \rho_{sr}^a / \rho_{sr}^b \quad (8)$$

ここで， ρ_{sr}^a および ρ_{sr}^b は式(9)および式(10)のようになる。

$$\rho_{sr}^a = 8\sqrt{h_s h_r} \times \{h_r + \chi^3 h_s + 4\chi h_s h_r (h_r + \chi h_s)\} \sqrt{\chi} \quad (9)$$

$$\rho_{sr}^b = \sqrt{(1 + 4h_s^2)(1 + 4h_r^2)} \times \{(1 - \chi^2)^2 + 4h_s h_r \chi (1 + \chi^2) + 4(h_s^2 + h_r^2)\chi^2\} \quad (10)$$

ここで， χ は χ_{sr} の略記であり， s 次モードおよび r 次モードの固有周期比（ $= T_s/T_r$ ）を表す。

- 4) w_{max} に支持荷重を乗じることで作用する慣性力を求めて，部材の限界値と比較することで地震被害を把握する。

以上の手順において，手順1)が地震発生前の処理であり，手順2)以降が地震発生後の処理である。提案手法では，連立一次方程式の求解等は必要としない閉形式を採用しているため，即時的な評価が可能となっている。

4. 提案手法の推定精度検証

(1) 検証方針

本稿では，以下に示す2通りの観点から提案手法の推定精度を検証する。このとき，提案手法で使用する振動モードに関する情報は，第2章で述べた詳細なモデルによる固有値解析から評価する。

(2)では，地震動特性に応じた推定精度の変化を検証するために，複数の地震動に対して特定の鉄道縦桁における加速度を評価する。理想的には，詳細解析との比較による検証が望ましいが，複数の地震動に対してこれを実施するには膨大な時間を要する。そこで，詳細解析および詳細モード解析法の結果は大きく乖離しておらず，提案手法では弾性範囲を対象とするという前提を踏まえて，短時間で実施可能な詳細モード解析法の結果との比較を行う。

(3)では，評価位置に応じた推定精度の変化を検証するために，特定の地震動を用いて長大橋りょうの全鉄道縦桁支承部の被害を評価する。使用する地震

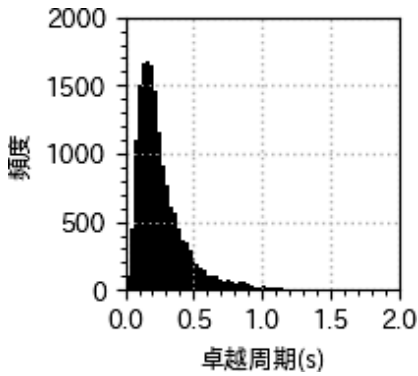


図-10 卓越周期の分布

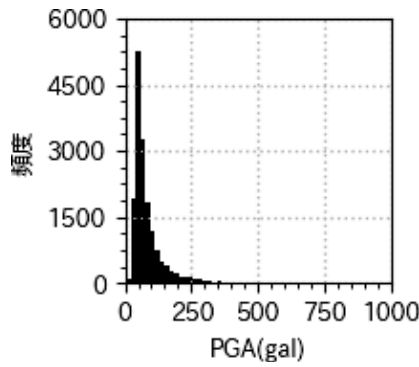


図-11 PGAの分布

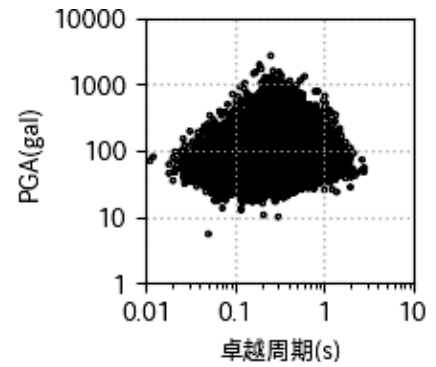


図-12 卓越周期とPGAの関係

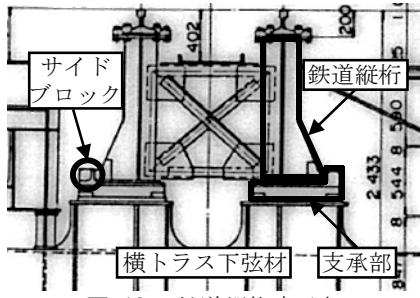


図-13 鉄道縦桁支承部

表-4 解析ケース

Case	各振動モードの最大応答値算定方法	最大応答値の重ね合わせ方法
1	1質点系による動的解析	CQC法 (式(7))
2	提案方法 (式(4))	CQC法 (式(7))

動は1つのみであり計算時間は問題とならないため、比較には詳細解析を用いる。

なお、複数の地震動を用いて全鉄道縦桁支承部の被害を評価するという検証方法も考えられるが、地震動特性および評価位置の影響を同時に扱うことになるため、結果の解釈が難しい。本稿では、結果の見通しを良くするという観点から、これらの要因について個別に評価することとした。

(2) 複数の地震動を用いた解析

a) 解析条件

入力地震動として1996年5月～2011年7月の間に発生した地震の観測記録のうち、三成分合計加速度で50gal以上を計測した記録の水平成分 (NS, EW成分) から、異常なものを除去した計16984波を用いる。これらの地震動の卓越周期 (式(3)による推定値) およびPGAの分布を図-10および図-11に、卓越周期とPGAの関係を図-12に示す。卓越周期およびPGAはいずれも対数正規分布に近い性状を示しており、卓越周期は0.1～0.2秒のものが最も多く、PGAは50gal程度のものが最も多い。また、卓越周期とPGAの関係は幅広い分布を示していることから、使用した観測記録には様々な特性の地震動が網羅的に含まれていることが分かる。

評価位置は支間中央の下り線側 (列車荷重載荷側) の鉄道縦桁 (図-13) とし、橋軸直角方向に一方方向に地震動を入力した際の、橋軸直角方向の絶対加速度応答の最大値を評価する。評価位置における橋軸

直角方向の刺激関数の分布を図-14に示す。本検討では、刺激関数の閾値を段階的に下げていき、推定結果が収束する値 (= 0.1) を閾値とし、33個の振動モードを選定した。一例として、刺激関数の値が大きい2つの振動モードの形状を図-15に示す。同図から、評価位置においてトラスが大きく変形している振動モードが選定されていることが分かる。また、モード減衰比としては表-3中のNo.5に基づいた剛性比例減衰を設定する。

ここでは、表-4に示す2通りの解析を実施する。Case1は各振動モードの最大応答値として精算解 (1質点系による動的解析の結果) を使用したものである。これに対して、Case2では提案方法により最大応答値を算定する。また、各ケースについて式(11)に示すRMSPEを評価する。

$$RMSPE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{\hat{y}_i - y_i}{y_i} \right)^2} \quad (11)$$

ここで、 n は使用した地震動の数を、 \hat{y}_i は各ケースで推定される評価位置の絶対加速度応答の最大値を、 y_i は詳細モード解析法により算定した評価位置の絶対加速度応答波形から読み取った最大値である。つまり、各ケースの推定値 \hat{y}_i に対して、 y_i が正解値の位置づけとなる。

b) 解析結果

Caseごとの推定結果を図-16および図-17に示す。

図-16の結果では、応答が小さい領域において両手法の一致度が低く、推定結果が過大となる傾向に

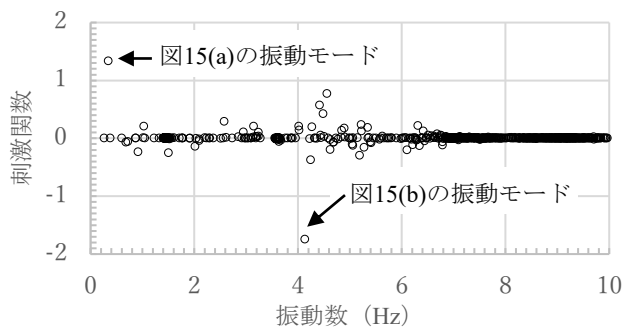


図-14 評価位置の刺激関数 (橋軸直角方向)

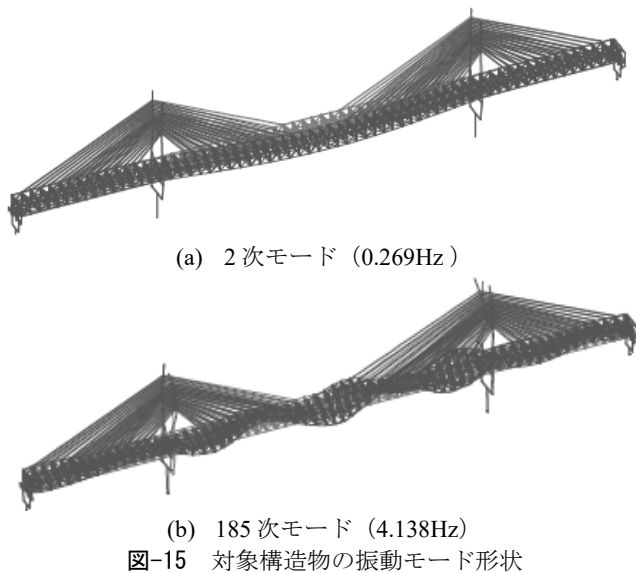


図-15 対象構造物の振動モード形状

ある。式(7)の最大応答値の重ね合わせ方法では、各振動モードの固有周期と比べて地震動の継続時間が十分長く、スペクトルが比較的広帯域特性を持つことを前提としている。応答が小さくなるような弱震記録では、前述したものから地震動の特性が乖離することで、推定精度が低下した可能性がある。これに関しては検討の余地があるが、弱震時においては地震被害が発生する可能性は低いことから、本稿では問題としないこととする。

図-17の結果では、応答が小さい領域になるほど両手法の一致度が低くなっていることが分かる。式(6)の回帰式の算定に使用した地震動は、本検討で使用しているものと同一である。図-11から分かるように、大半の入力地震動はPGAが50gal以上であり、応答が小さくなるような弱震記録の数は少ない。つまり、式(6)の回帰式は弱震記録に重点を置いたものではないといえる。このため、応答が小さい領域での推定精度が低くなっているものと推察される。

Case2のRMSPEは0.34であり、各振動モードの最大応答値に精算解を使用したCase1のRMSPE (=0.26)との差は小さいことが分かる。したがって、被害推定ノモグラムとCQC法を組み合わせる提案手法は、

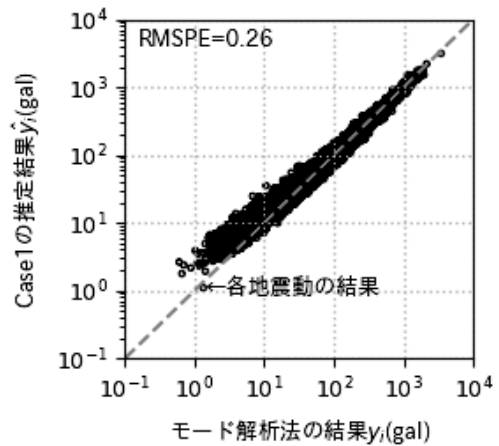


図-16 Case1の推定結果

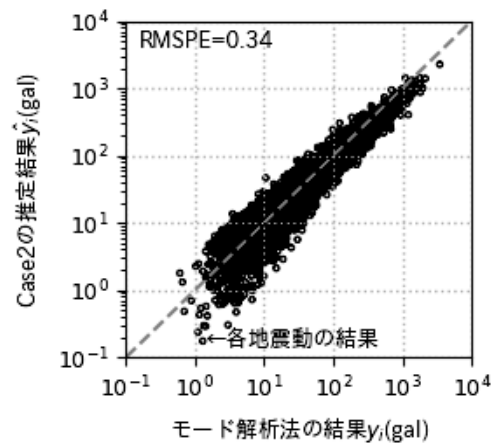


図-17 Case2の推定結果

様々な地震動に対して有効であると考えられる。

(3) 全線の鉄道縦桁支承部の被害評価

a) 解析条件

入力地震動として伏在逆断層によるものを使用する。詳細な解析では、橋脚位置に応じた地震動 (橋軸直角方向および鉛直方向) を基礎底面位置に与える。これに対して、提案手法では橋軸直角方向の地震動のみを考慮し、各橋脚位置の地震動を平均化した波形からPGAとPGVを読み取る。なお、入力地震動の詳細については文献12)を参照されたい。

検証では、橋りょう全線の鉄道縦桁支承部を対象とし、橋軸直角方向のサイドブロックの水平力に関する照査値 (作用力と耐力の比率) を評価する。なお、詳細解析では支承ばね要素から直接的に水平反力を算定するが、提案手法では鉄道縦桁位置の加速度値に支持荷重を乗じて水平反力を算定する。このとき、刺激関数の閾値としては(1)と同様の基準により0.01を選定し、モード減衰比としては表-3中のNo.5に基づいた剛性比例減衰を設定する。

b) 解析結果

解析結果を図-18に示す。同図では、各横トラス

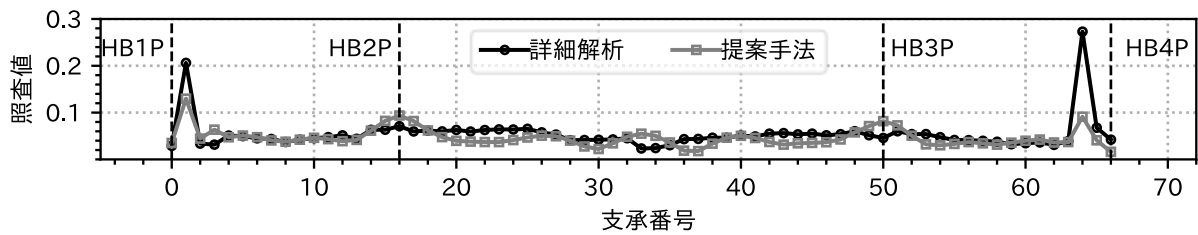


図-18 鉄道縦桁支承部の被害解析結果

下弦材位置において終点側の桁を支持する支承を対象に、起点側から昇順に番号を割り振っている。

端部の支承においては、詳細解析と提案手法の結果に差異が見られる。この原因としては、以下の理由が考えられる。両端の鉄道縦桁支承部は本来であれば隣接橋梁の上部工上に位置している。しかしながら、隣接橋梁までモデル化した解析を実施することは困難であるため、解析モデル上は支承ばね要素と剛梁を介して橋脚に接続している。このため、端部では橋脚の影響により挙動が複雑化したことで、両手法の間で差異が生じたものと推察される。

しかしながら、端部において照査値が大きくなり、支間中央付近で照査値が小さくなるといった傾向は一致している。また、全線にわたる照査値が0.05の前後を推移しているという傾向も一致している。したがって、提案手法を全線の被害の俯瞰的な把握に活用できることが分かる。

5. まとめ

長大橋りょうの鉄道縦桁支承部への適用を想定した地震被害即時推定手法を提案した。結果を以下に示す。

- 多数の地震観測記録により、鉄道縦桁位置の加速度の推定精度を検証した結果、詳細モード解析法に対する提案手法のRMSPEは0.34となった。
- 特定の地震動を用いて、長大橋りょうの全鉄道縦桁支承部の被害を評価した。詳細解析と提案手法による評価結果を比較したところ、全線にわたる傾向は概ね一致していたことから、提案手法を全線の被害の俯瞰的な把握に活用できることが示された。

今後は、他形式の長大橋りょうや他部材においても同様の評価が可能なることを検証予定である。なお、本研究は本州四国連絡高速道路(株)と(公財)鉄道総合技術研究所との共同研究によるものである。

参考文献

- 1) 小林寛, 運上茂樹, 加納匠: 加速度センサを用いた

道路橋の地震時被災度判定手法の開発, 土木学会地震工学論文集, Vol. 28, No. 023, 2005.

- 2) Nakamura, M., Masri, S., Chassiakos, A.G. and Caughey, T.K.: A method for non-parametric damage detection through the use of Neural Networks, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, pp. 997-1010, 1998.
- 3) Xu, B., Wu, Z.S. and Yokoyama, K.: Neural Networks based identification for the Akinada suspension bridge with earthquake responses, *The Seventh International Symposium on Structural Engineering for Young Experts*, Tianjin, P. R. China, pp. 474-482, 2002.
- 4) 横山功一, 原田隆郎, 黒田聡, A.K.M. Rafiquzzaman: ニューラルネットワークを用いた橋脚の地震時リアルタイム損傷判定法に関する検討, *日本地震工学論文集*, 第7巻, 第5号, pp. 31-44, 2007.
- 5) 坂井公俊, 室野剛隆: 地震動の最大加速度と最大速度を用いた土木構造物の地震被害推定ノモグラムの改良, *土木学会論文集A1*, Vol. 71, No. 4, I_32-I_39, 2015.
- 6) 西谷雅弘, 田村正, 平山靖之: 瀬戸大橋斜張橋(櫃石島橋、岩黒島橋)の耐震補強設計, *本四技報*, 第42巻, 第130号, pp. 52-58, 2018.
- 7) 西岡武雄, 片山哲夫, 小泉正司: 本州四国連絡橋・櫃石島橋の製作設計, *川田技報*, 第5巻, 1986.
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012.
- 9) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 2012.
- 10) Wilson, E.L., Der Kiureghian, A. and Bayo, E.P.: A replacement for the SRSS method in seismic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 9, No. 2, pp. 187-192, 1981.
- 11) 田中駿, 坂井公俊, 田中浩平, 原田智: 土木構造物上の電車線柱の地震応答値即時推定手法の提案, 第22回鉄道工学シンポジウム講演プログラム, 2018.
- 12) 福永勲, 遠藤和夫: 耐震補強検討に用いる大規模地震動の設定, *本四技報*, 第33巻, 第111号, pp. 18-23, 2008.