

応答部材角測定による高架橋群の地震被害評価法

松本 光矢* 曾我部 正道** 仁平 達也*** 谷村 幸裕*

Earthquake Damage Evaluation Method of Viaduct Group by Measurement of Response Angle of Columns

Teruya MATSUMOTO Masamichi SOGABE
Tatsuya NIHEI Yukihiro TANIMURA

We have developed a sensor to measure a level of damage caused in columns of railway RC rigid-frame viaduct during earthquake, and evaluated its measurement ability through static and dynamic experiments. However, to detect the damage level of a structure group of a long length efficiently, we should appropriately select positions where damage level sensors are to be set up. In this study, we executed numeric analysis using design earthquake motions and real earthquake waves for 4 model lines of about 5km length which were selected from the real Shinkansen viaduct group. As a result, we clarified that presumption error of damage level was almost within 20% when 4 sensors were used for each model line.

キーワード：応答部材角測定装置，高架橋群，等価固有周期，最適配置方法，推定精度

1. はじめに

鉄道構造物の震災後被害調査は、随時検査として目視・徒歩巡回により行われる。この際、検査員が確実に構造物の安全を確認するとともに、可能な限り早期に復旧を行うことが重要となる。一方で、1995年兵庫県南部地震以降、新幹線高架橋においては緊急耐震補強が進められているが、ラーメン高架橋柱には鋼板巻き補強が施されたため、目視による震災後の損傷確認が困難となってきた。このような背景から筆者等は、ピークセンサをベースとした高架橋の応答部材角測定装置（以下測定装置）を開発してきた^{1), 2)}。

図1に測定装置の概念図を示す。変位ピークセンサは機械式センサで、時刻歴応答を記録することはできないが、最大変位を記録することができる。図に示す測定棒を介して変位を記録することにより、高架橋柱上端の最大応答部材角を測定することができる。柱の塑性ヒンジ部における部材角と損傷レベルの関係は関連づけられるため、部材角を高精度かつ効率的にモニタできれば、鉄道ネットワークの的確な安全性評価とダウンタイムの短縮に寄与することができる。また、測定装置自体は、電源不要であるため安価にモニタリングシステムを構築できるという特徴を有している。

筆者等は既に、静的実験、動的实验等を通して測定装置自体の精度確認を行ってきたが、長大な構造物群の損

傷を効率的に推定・把握するためには、測定装置の配置位置を適切に選択する必要がある³⁾。

そこで本研究では、新幹線実高架橋群に基づくモデル線区に対して数値実験を行い、測定装置の配置方法と構造物群の損傷推定精度について試験を行うこととした。

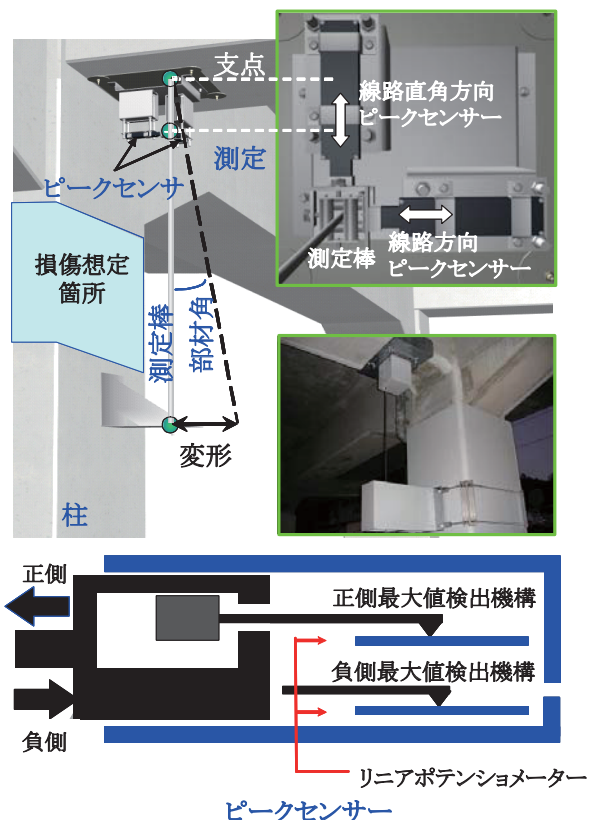


図1 測定装置の概要

* 構造物技術研究部（コンクリート構造）
** 鉄道力学研究部（構造力学）
*** 北海道旅客鉄道株式会社（工事課）

特集：構造物技術

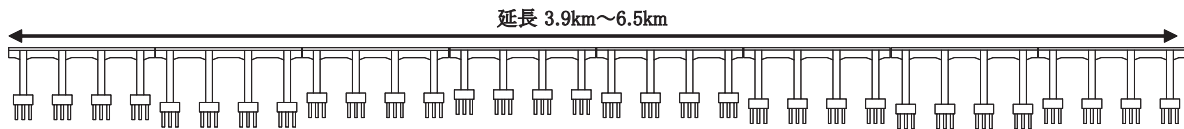


図2 モデル線区の概要

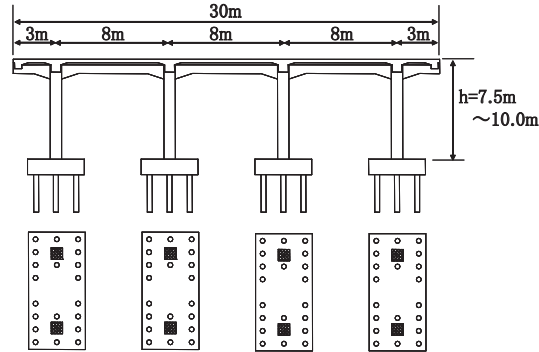


図3 対象構造物一般図

表1 モデル線区毎の高さ別高架橋の基数

	高さ (m)						合計 (基)	延長 (m)	損傷推定箇所数
	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0			
線区1	35	45	27	22	17	12	158	5.4km	2528
線区2	8	39	22	28	15	17	129	4.8km	2064
線区3	55	26	31	11	20	31	174	6.5km	2784
線区4	36	22	23	8	3	6	98	3.9km	1568

表2 各高架橋の諸元

高さ h (m)	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0
降伏震度 kh	0.446	0.408	0.374	0.431	0.406	0.379
等価固有周期 (s)	0.576	0.627	0.678	0.646	0.695	0.741
最小降伏部材角 (mrad)	4.11	4.28	4.42	3.93	4.10	4.22
	標準設計 (h=8.5m)			標準設計 (h=10.0m)		

表3 測定装置の配置方法

高さ (m)	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	設置数
CASE1 (1基)	—	—	◎	—	—	—	1
CASE2 (2基)	◎	—	—	—	—	◎	2
CASE3 (4基)	◎	—	◎	◎	—	◎	4

- ◎ ビークセンサ設置あり
- ・CASE1：等価固有周期が中央値となったh=8.5mの高架橋（1基）に設置
- ・CASE2：等価固有周期が最大、最小値となったh=7.5m、10.0mの高架橋（2基）に設置
- ・CASE3：標準設計ごとに等価固有周期が最大、最小値となったh=7.5m、8.5m、9.0m、10.0mの高架橋（4基）に設置。

2. 数値実験方法

2.1 数値実験対象

図2に新幹線実高架橋群に基づくモデル線区の概要を示す。図3に張出し型ラーメン高架橋の一般図を示す。本研究では、連続する高架橋を対象として検討を行うこととした。高架橋は全て3径間で、ブロック長は30m、高架橋の高さhは7.5m~10.0m、高さ変化は標準設計の適用実態に合わせて0.5m刻みとした。表1にモデル線区毎の高さ別高架橋の基数を示す。モデル線区の延長は約

3.9km~6.5kmである。損傷推定箇所数は1構造物につき柱上下端で16箇所あり、1568~2784箇所となっている。実際は一部橋りょう等が含まれているが、本検討では対象としていない。なお、本研究では単純化のため線路直角方向からの地震動についてのみ検討した。

表2に各高架橋の諸元を示す。等価固有周期とは、構造物の静的非線形解析により得られる荷重~変位曲線において、構造物全体としての降伏点（最外縁の鉄筋が降伏する点）と原点を結ぶ割線剛性より計算される構造物の固有周期のことを指す⁵⁾。モデル線区は、高架橋高さが7.5mから10.0mまで0.5m刻みで6種類の高架橋で構成している。高さh=8.5m、10.0mの2つの高架橋が標準設計である。高さh=7.5m、8.0mについては高さh=8.5mの標準設計、高さh=9.0m、9.5mについては、高さh=10.0mの標準設計を適用しており、構造寸法や配筋は同一で、柱長さのみが短縮された構造となっている。

2.2 測定方法

表3に測定装置の配置方法を示す。数値実験におけるモデル線区の測定方法として、以下の3つの手法を検討した。

(1) CASE1 (1基)

事前分析の結果、等価固有周期がほぼ中央値0.678sとなった高さH=8.5mの高架橋柱に1基のみ測定装置を配置した。従ってコストは最小である。

(2) CASE2 (2基)

事前分析の結果、等価固有周期が最小値0.576s、最大値0.741sとなった高さH=7.5mとH=10.0mの高架橋柱に2基測定装置を配置した。

(3) CASE3 (4基)

標準設計を準用した構造物において等価固有周期が最大、最小値の構造物に配置する。具体的には、H=7.5m、8.5m、9.0m、10.0mの高架橋柱に4基測定装置を配置した。

2.3 損傷推定方法

図4に高架橋の損傷推定方法の概念図を示す。図5に予備計算に用いた静的非線形解析の解析モデルと応答変位を示す。まず予備計算として、各高架橋に対して静的非線形解析を実施して、高架橋天端変位、震度と各部材角の関係をまとめた損傷算定テーブルを作成し、個々の等価固有周期をストックする。地震発生後、測定装置に記録された部材角と損傷算定テーブルから測定装置を配置した構造物の応答変位を求める。次にNewmarkのエネルギー一定則に基づきこれらを弾性換算した場合の弾

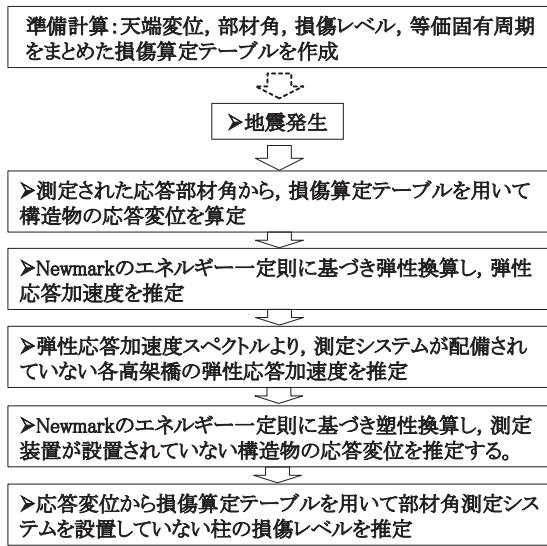


図4 損傷推定方法の概念図

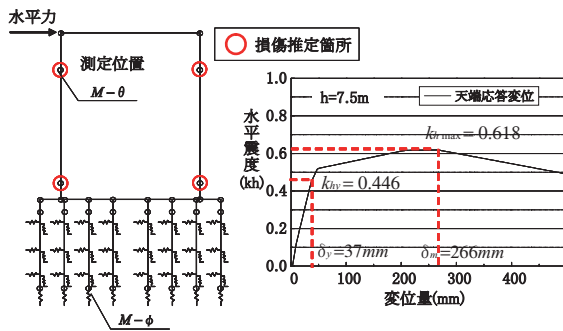


図5 解析モデルと応答変位

表4 地震動の種類

名称	最大加速度 (gal)	記事
L1_G3	187.6	G3 (普通) 地盤用地表面波 耐用期間内に数回発生する大きさ (耐震標準)
L2 スペクトル I_G3	446.2	G3 (普通) 地盤用地表面波 海溝型 (耐震標準)
L2 スペクトル II_G3	974.8	G3 (普通) 地盤用地表面波 活断層型 (耐震標準)
十勝沖地震	919.3	2003.9.26 観測点:広尾 (K-NET)
新潟県中越地震	1712.8	2004.10.23 観測点:十日町 (K-NET)
岩手・宮城内陸地震	749.0	2008.6.14 観測点:築館 (K-NET)

性応答加速度を算出する。高架橋の等価固有周期は事前にストックされているため、弾性応答加速度と等価固有周期により、弾性応答加速度スペクトルを直線補間により作成する。ただしCASE1の場合は、測定装置が1基のみであり、得られる弾性応答加速度は1つとなるため、弾性応答加速度スペクトルは一定値となる。測定装置を配置していない構造物についても等価固有周期は把握されているため、作成した弾性応答加速度スペクトルから、各高架橋における弾性応答加速度を推定することができる。得られた弾性応答加速度からNewmarkのエネルギー一定則に基づき塑性換算した場合の応答変位を算出し、損傷算定テーブルを用いて測定装置を配置していない高架橋柱の損傷レベルを推定する。

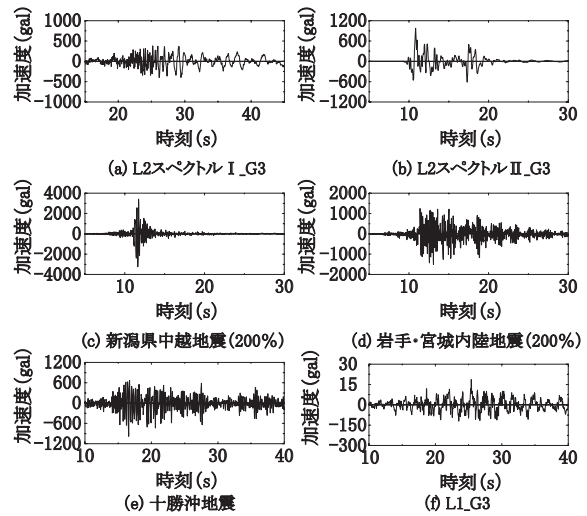


図6 地震動の時刻歴波形

従来の手法では、地震観測網から加速度波形を入手し、応答解析や非線形スペクトル法等による被害予測が行われてきた⁴⁾。本手法が従来手法と異なる点は、実際の構造物に配置された安価なセンサにより、オンサイトで直接的に部材角、即ち損傷レベルを判定し、かつその近傍構造物の損傷レベルを推定している点にある。この手法により地盤特性や減衰特性に依存するばらつきを低減できると考える。

2.4 加振方法

構築したモデル線区に地震動を入力して構造物を損傷させて、測定装置の精度を確認する数値実験を行った。モデル線区は、線路直角方向の二次元解析モデルに分割して加振することとした。中間部と端部ラーメンの挙動は概ね等しいものとみなし、ここでは表2に示す各高架橋中間部の6断面に集約して検討した。解析モデルは、図5左に示したものをを用い、柱については設計標準・同解説(耐震設計)⁶⁾に示される復元力モデルを使用、その他の部材は線形部材として、時刻歴動的な非線形解析により検討を行った。

2.5 時刻歴動的な非線形解析に用いた地震動

時刻歴動的な非線形解析は、表4に示す地震動を使用して行った。また、地震規模の違いによる推定精度の変化を確認するため、L2スペクトル I_G3とL2スペクトル II_G3の2つの設計地震動⁵⁾に関して、加速度振幅を50%にした地震動でも解析を行った。図6に地表面入力した地震動の時刻歴波形を示す。また、図7に各地震動の弾性応答加速度スペクトルを示す。減衰定数は5%としている。新潟県中越地震と岩手・宮城内陸地震の地震動は対象とする等価固有周期範囲内の弾性応答加速度が小さいため、振幅を2倍した地震動を使用して解析を行った。なお、対象とする等価固有周期の範囲を図中の破線で示している。

特集：構造物技術

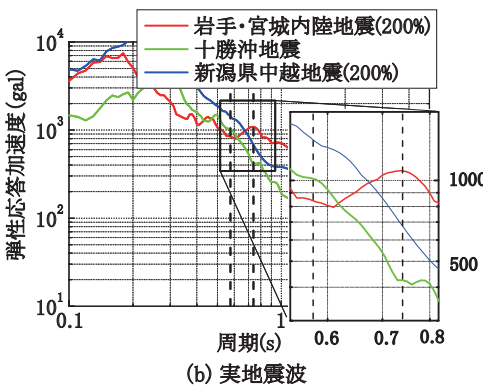
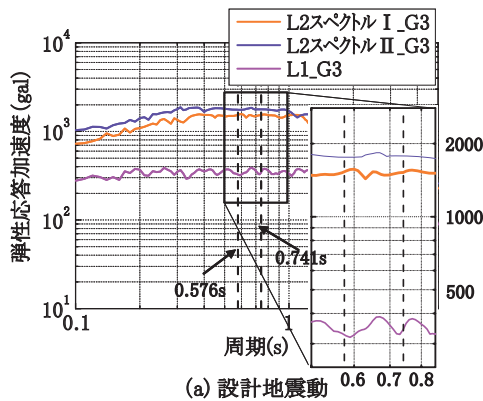


図7 弾性応答加速度スペクトル

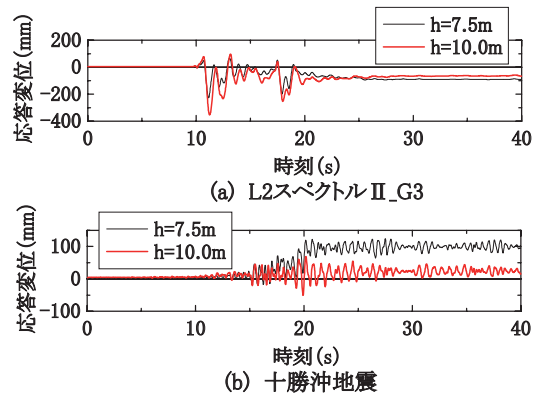


図8 構造物天端の応答変位

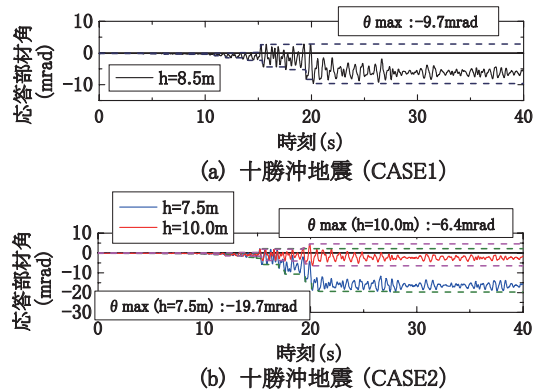


図9 高架橋柱の応答部材角測定結果の例

3. 数値実験結果

3.1 時刻歴動的的非線形解析結果

図8にL2スペクトルII_G3と十勝沖地震で時刻歴動的的非線形解析を行った構造物天端の応答変位の結果を示す。高架橋高さ7.5m及び10.0mについて示した。L2スペクトルII_G3, 最大応答変位はそれぞれ230mm, 350mm程度となっている。十勝沖地震動の場合, それぞれ120mm, 70mm程度となっている。

図9に十勝沖地震の地震動での部材角の時刻歴動的的非線形解析結果を示す。CASE1 (1基) の高さ8.5m, 及びCASE2 (2基) の高さ7.5mと10.0mについて示した。数値実験上は, モデル内に仮想配置された測定装置より, CASE1の場合, 8.5mの高架橋柱の応答部材角が-9.7mrad, CASE2の場合, 7.5mと10.0mの高架橋柱の応答部材角がそれぞれ-19.7, -6.4mradという測定値が得られたこととなる。動的解析によって得られた柱の応答部材角の結果を地震発生時の実応答値と仮定し, それらの値から2.3節の手順に従い測定装置を配置していない高架橋柱の応答部材角を推定する。以下に述べる推定精度とは, 推定された応答部材角 (推定値) と動的解析から得られた応答部材角 (実応答値) を比較したものである。

3.2 損傷レベルの推定結果

図10に実応答値と推定精度 (= 推定値 / 実応答値) の

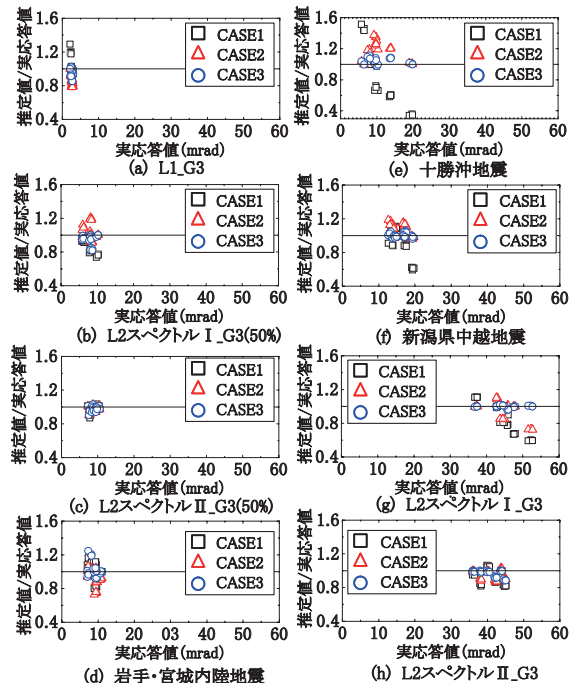


図10 実応答値と推定値

関係を示す。分母である実応答値が大きくなれば, 推定精度も上昇すると考えられたが, 図から応答値が大きい場合でも推定精度にばらつきがあり, 実態としてはあまり変わらない結果となった。

図11に線区1における地震動の違いが推定精度の頻度

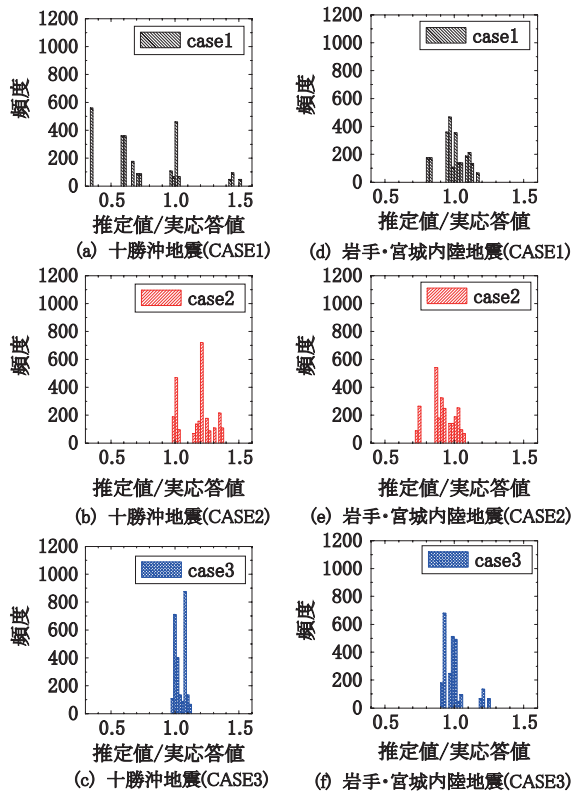


図11 地震動の違いが推定精度の頻度分布に及ぼす影響

分布に及ぼす影響の例を示す。十勝沖地震動のCASE1 (1基)では、解析結果は最大で65%の推定誤差があるものもあり、推定精度の頻度分布にも大きなばらつきが見られた。CASE2 (2基)では、最大誤差が約40%と改善されており、ばらつきもCASE1に比べ小さくなっている。CASE3 (4基)では、概ね±10%以内に入っており、高い精度の推定結果を得られた。全体的には測定装置の数が増加すれば、最大誤差も減少し、推定精度が向上する傾向が見られたが、地震動によっては、推定精度があまり向上しない結果になったものもあった。特に岩手・宮城内陸地震の推定精度は、CASE1の場合は0.8~1.2、CASE2の場合は0.7~1.1、CASE3の場合は0.9~1.3程度となっており、推定精度が向上していないことがわか

る。以上のことから、推定精度のばらつきは、測定装置の配置方法だけでなく、地震動の違いによっても大きな影響を受けることが分かる。

図12に地震動および線区の違いが許容誤差に対する超過確率に及ぼす影響を示す。ここでの超過確率とは、一定の許容誤差を設定し、これを超えた推定精度のデータ数を全データ数で除したものである。

地震動の違いという観点から見ると、許容誤差20%の超過確率の結果は、CASE2 (2基)では超過確率が64%~0%とばらついた。CASE3 (4基)では超過確率が9%~0%の良好な結果となった。また、許容誤差を10%とした場合は、CASE1 (1基)とCASE2 (2基)において超過確率の値が大きいものが見られ、地震動の違いによる超過確率のばらつきも顕著なものとなる。ただし、CASE3 (4基)では、許容誤差を10%とした場合でも、超過確率に大きな値は見られない。このことからCASE3 (4基)は許容誤差10%に対しても高い精度の推定結果を得ていることが分かる。

測定装置の数が増加すれば推定精度が向上すると考えられたが、CASE1 (1基)とCASE2 (2基)を比較した場合、許容誤差が10%、20%に係らず、地震動によっては超過確率が増加しているものも多数存在しており、超過確率の観点から見て精度が向上しているとは言えない結果も見られた。

線区の違いという観点から見ると、許容誤差20%とした場合でも、十勝沖地震ではCASE2 (2基)において、超過確率が38~64%と最大で26%程度ばらついた。CASE3 (4基)では、超過確率がほぼ0%で、最大でも6%のばらつきとなっており、良好な結果となった。推定精度のばらつきは、線区を構成する高架橋の割合が異なることが要因である。全体的に超過確率が低い線区3は、本検討において測定装置を配置する高架橋と同じ高さの高架橋が多数あるため、推定精度が高くなっている。

図13に線区1と線区3における地震規模の違いが推定精度の許容誤差に対する超過確率に及ぼす影響を示す。

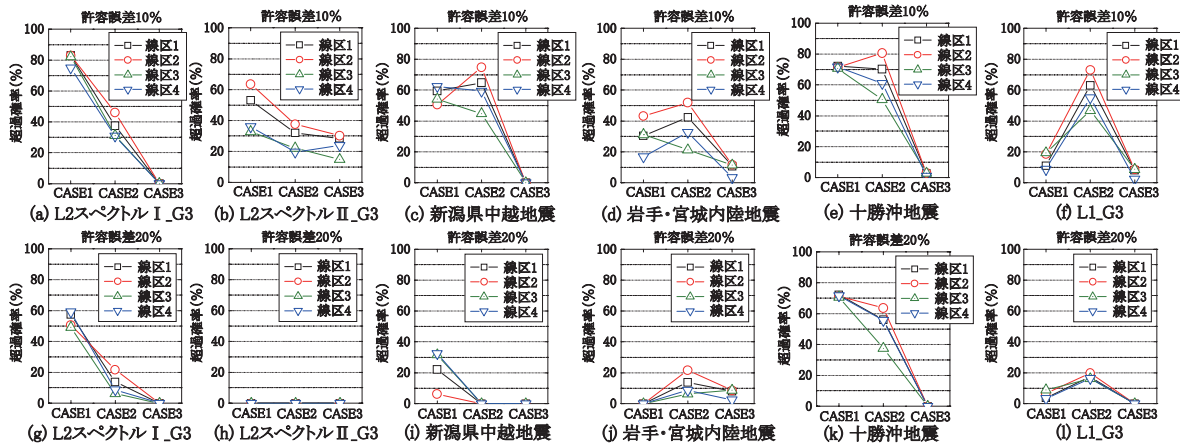


図12 地震動及び線区の違いが許容誤差に対する超過確率に及ぼす影響

特集：構造物技術

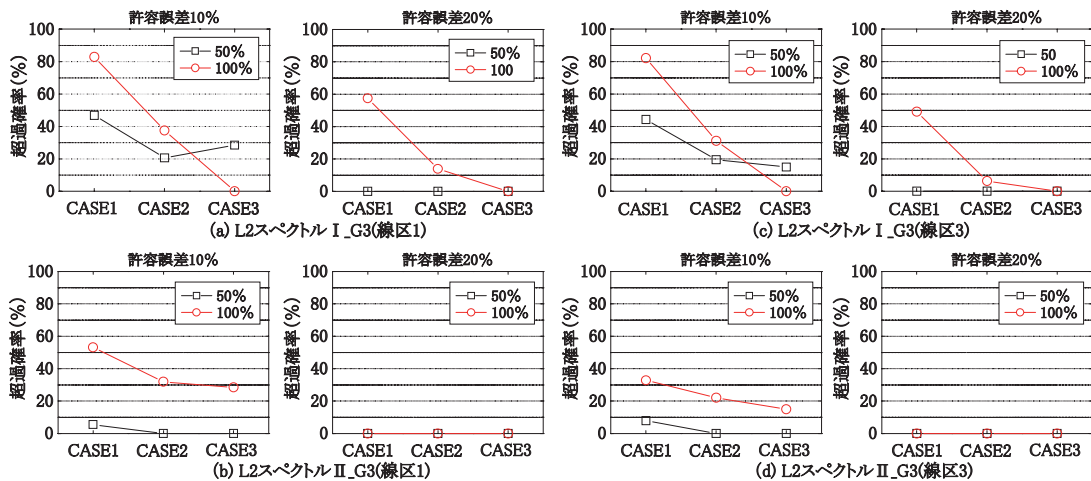


図 13 地震規模が許容誤差に対する超過確率に及ぼす影響

全体的に小規模な地震動で超過確率は小さくなっており、許容誤差が20%では超過確率が全て0%となっている。この原因としては、構造物の塑性化をエネルギー一定則で評価しているため、応答変位が小さい小規模の場合、誤差が小さくなっていると考えられる。

本検討では、地盤特性が一樣であり、6種類の高架橋により構成される4つのモデル線区に対して数値実験を行っている。実際の高架橋群では、等価固有周期がより長いものや短いもの、また、地盤特性が変化する可能性もあるため一概には言えないが、本検討においては、平均で約5kmのモデル線区に対して4種類の高架橋に測定装置を1基ずつ、計4基程度配置すれば(CASE3の場合)、推定精度が概ね±20%以内に入る結果となった。

推定精度のばらつきの原因としてはいくつか考えられるが、本検討では測定装置を配置した標準設計の適用範囲では推定精度は高くなるが、これにより他の標準設計の高架橋の損傷を推定しようとする精度が低くなる傾向が見られた。また、各構造物の等価固有周期の違いによる応答差が顕著になる場合は、標準設計の適用範囲内であっても推定誤差が大きくなるものもあるため、等価固有周期の違いによる応答差を考慮した補正が必要であると考えられる。

4. 結論

本検討において、推定精度(=推定値/実応答値)の許容誤差20%とした場合、以下の結論を得た。

- (1) 地震動の影響について、CASE2(2基)では超過確率が64%~0%とばらついた。CASE3(4基)では超過確率が9%~0%の良好な結果となった。
- (2) 線区の影響について、CASE2(2基)では同一地震動に対しても、超過確率が最大で26%程度ばらついた。CASE3(4基)では、超過確率がほぼ0%で、最大でも6%のばらつきとなっており、良好な結果となった。
- (3) 地震規模の影響について、小規模の地震動で全て超

過確率が0%となっていた。構造物の塑性化をエネルギー一定則で評価しているため、応答変位が小さい小規模地震動の場合、誤差が小さくなっていると考えられる。

本検討は測定装置の最適配置方法を検討するための試算である。しかし、高架橋群の延長が数キロにもなると地盤特性も変化し、さらには材料の実強度のばらつき等、損傷レベルに影響を与える要因は多数存在すると考えられる。今後の課題として、これらについても検討していく必要がある。また、本研究では、損傷レベルの推定方法として、Newmarkのエネルギー一定則と弾性応答スペクトルを用いて簡易評価を行ったが、この推定アルゴリズムについても改良していきたいと考えている。

なお本検討に用いた観測波は、(独)防災科学技術研究所が運営するK-NETの情報を利用した。

文献

- 1) 菅野貴浩, 土田大輔, 松尾伸二, 鈴木裕隆, 高橋宏幸, 荻原郁男, 森嶋啓行: 新潟県中越地震を受けた鋼板巻き耐震補強高架橋の調査, SEDNo.23, 2005.2
- 2) 仁平達也, 曾我部正道, 谷村幸裕, 笹谷輝勝, 平野勝織, 宮本則幸, 濱田弘志: 鉄道RCラーメン高架橋柱の損傷レベル検知センサーの開発, J-RAIL2007, pp.183-186, 2007
- 3) 鈴木哲也, 仁平達也, 曾我部正道, 宮本則幸: 鉄道RCラーメン高架橋の損傷レベル検知システムの開発, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.2, pp.721-726, 2007
- 4) 松本光矢, 曾我部正道, 仁平達也, 谷村幸裕: 応答部材角測定システムを用いた鉄道高架橋の被害判定手法, J-RAIL2008, pp.395-398, 2008
- 5) 室野剛隆, 芦谷公稔: 早期被害予測のための鉄道構造物の地震被害ランク推定手法の開発, 鉄道総研報告, Vol.16, No.8, 2002
- 6) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, 1999