

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

[土]松本 光矢 [土]曾我部 正道 [土]仁平 達也 [土]谷村 幸裕 (鉄道総合技術研究所)

Damage evaluation method with damage level sensors for railway structure group

○Teruya MATSUMOTO, Masamichi SOGABE, Tatsuya NIHEI, Ykihiro TANIMURA (Railway Technical Research Institute)

We have developed a damage level sensor for 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 long length structure group efficiently, we should appropriately select positions where damage level sensors are set up. In this study, We executed a numeric experiment in a model line based on real Shinkansen viaduct group using design earthquake models, and clarified that measurement error was within 10% when 5 sensor were used for each standard design groups.

キーワード：ピークセンサ, 構造物群, センサネットワーク, 損傷レベル

Key Words: peak-sensor, structure group, sensor-network, damage level

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部材角測定システムを開発してきた^{1),2)}。

図-1に部材角測定システムの概念図を示す。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、部材角測定システム自体は、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、動の実験等を通して部材角測定システムの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、部材角測定システムの設置位置を適切に選択する必要がある。

そこで本研究では、新幹線高架橋群のモデル線区に対して数値実験を行い、部材角測定システムの設置位置と構造物群の損傷の推定精度について試験を行うこととした。

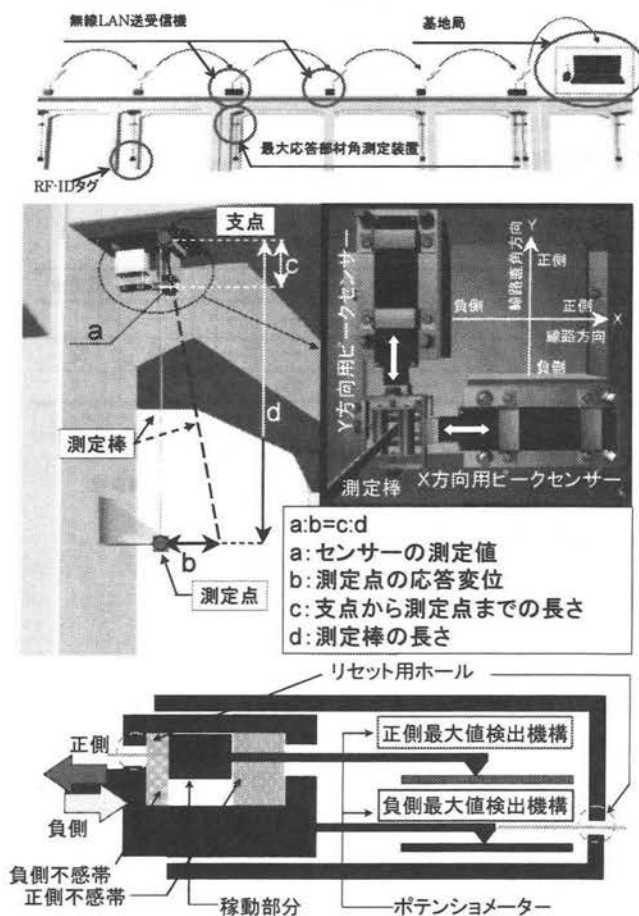


図-1 最大応答部材角測定装置 (ピークセンサ)

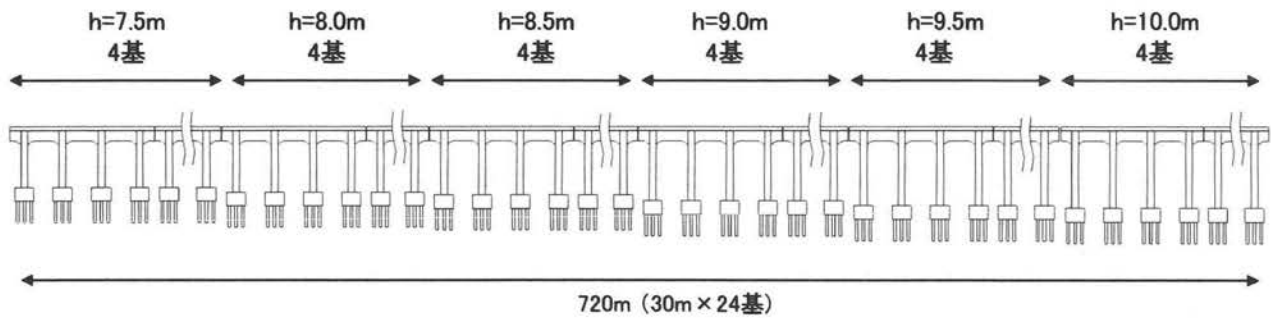


図-2 高架橋群モデル (3 径間両側張出し)

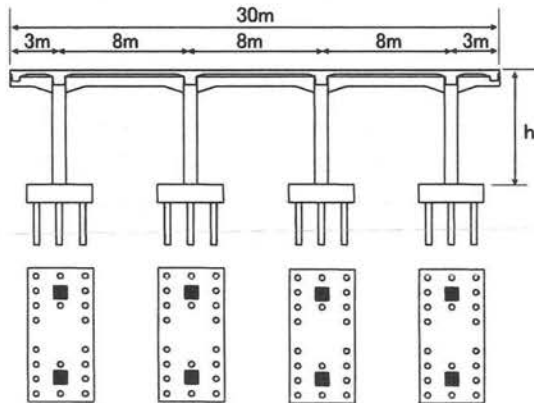


図-3 対象構造物一般図

表-1 高架橋の各種数値

高さ(h)	7.5m	8.0m	8.5m	9.0m	9.5m	10.0m
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 ($\times 10^{-3}$ rad)	4.11	4.28	4.42	3.93	4.10	4.22

表-2 ピークセンサの設置

高さ(h)	7.5m	8.0m	8.5m	9.0m	9.5m	10.0m	設置数
CASE1(1基)	—	—	◎	—	—	—	1
CASE2(2基)	◎	—	—	—	—	◎	2
CASE3(5基)	◎	—	◎	◎	—	◎	4

◎ ピークセンサ設置あり

- ・CASE1: 構造物の高さが中央値となった $H=8.5\text{m}$ 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 $H=7.5\text{m}$, 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 $h=7.5\text{m}$, 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 に実幹線構造物の標準設計を参考に構築したモデル線区の概要を示す。図-3 に張出し型高架橋の一般図を示す。本研究では、連続する張出し型ラーメン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~10m、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。各高架橋の高さ毎のブロック数は4とし、合計で24ブロックを検討対象とした。従ってモデル線区の全長は720mで、

準備計算:天端変位・震度・部材角をまとめた損傷算定テーブルの作成

地震発生

測定された応答部材角・損傷算定テーブルから構造物の応答変位と震度を算定

Newmarkのエネルギー一定則に基づき弾性換算し、測定した構造物の応答を直線補間した弾性応答スペクトルを作成

予め把握されている各構造物の等価固有周期を使用し、弾性応答スペクトルからNewmarkのエネルギー一定則に基づき各構造物の応答変位を算出

応答変位から、損傷算定テーブルを用いて部材角測定システムを設置していない柱の損傷レベルを推定

図-4 損傷レベル推定アルゴリズムフロー図

192本の柱を有している。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-1にモデル線区の諸元を示す。モデル線区は高架橋高さ $H=8.5\text{m}$, 10.0m の2つの標準設計を用いて構築した。高さ $H=7.5$, 8.0m については高さ $H=8.5\text{m}$ の標準設計を適用した。標準設計の適用においては、構造寸法や配筋は全て同一で、柱長さのみが短縮されることとなる。同様に、高さ $H=9.0$, 9.5m については高さ $H=10.0\text{m}$ の標準設計を適用した。

2.2 測定方法

表-2に部材角測定システム設置方法を示す。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)

高架橋群モデル中の高さが中央値を取る $h=8.5\text{m}$ の高架橋柱に1基のみ部材角測定システムを設置した。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0.576, 最大値0.741となった高さ $H=7.5\text{m}$ と $H=10.0\text{m}$ の高架橋柱に2基部材角測定システムを設置した。

(3) CASE3 (4 基)

標準設計の高さの上限, 下限に設置した。具体的には、 $H=7.5$, 8.5 , 9.0 , 10.0 の高架橋柱に4基部材角測定シス

テムを設置した。

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、部材角測定システムに記録された部材角と損傷算定テーブルから構造物の応答変位と震度を求める。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、測定した構造物の応答を直線補間した弾性応答スペクトルを作成する。なお CASE1 の場合は、弾性応答スペクトルが直線となる。作成した弾性応答スペクトルから、*Newmark* のエネルギー一定則に基づき各構造物の応答変位を算出し、損傷算定テーブルを用いて部材角測定システムを設置しない柱の損傷レベルを推定する。

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り被害予測を行う従来手法と異なる点は、実際の構造物に高密度で設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、かつ近傍、構造物の損傷レベルを予測している点にある。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ている。

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、部材角測定システム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。モデル線区には 96 断面が存在するが、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-1 に示す 6 断面に集約して検討した。解析モデルは、図-5 に示したものをを用い、時刻歴動的非線形解析により検討を行った。

図-6 にモデル線区の加振に用いた地震動波形を示す。地震動は、鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)に示された、沿岸海洋型の L2 スペクトル I、内陸直下型の L2 スペクトル II の 2 種類を用いた³⁾。

3. 数値実験結果

3.1 時刻歴動的非線形解析結果

図-7 に構造物天端の時刻歴動的な非線形解析を示す。高架橋高さ 7m 及び 10m について示した。最大応答変位は 300mm から 400mm 程度となっている。

図-8 に部材角の時刻歴動的な非線形解析を示す。CASE1 (1基)の高さ $H=8.5\text{m}$ 、及び CASE2 (2基)の高さ $H=7.5\text{m}$ と $H=10.0\text{m}$ 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部材角測定システムより、それぞれ 4.37×10^{-2} 、及び 3.59×10^{-2} と $3.99 \times 10^{-2}\text{rad}$ の測定値が得られたこととなる。これらの測定値を用いてモデル区間全体の損傷を推定する。

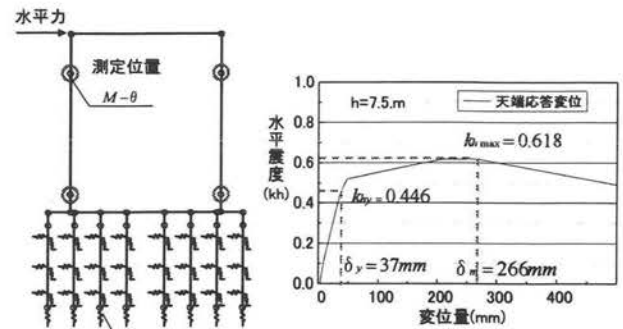


図-5 解析モデルと応答変位

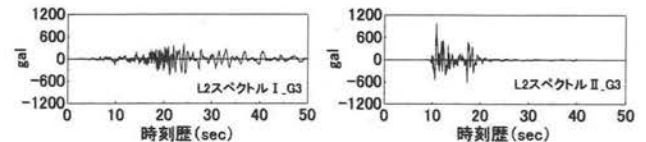
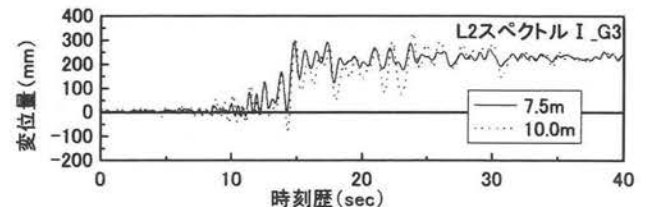
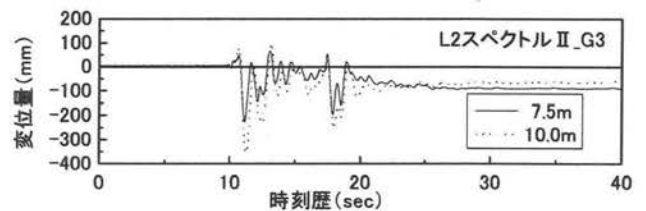


図-6 地震波の時刻歴波形

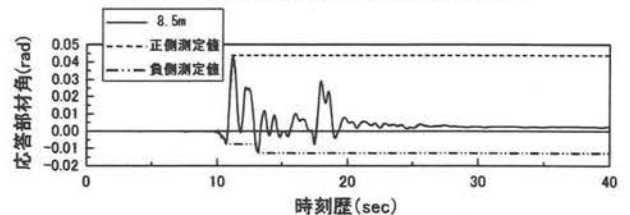


(a) L2スペクトル I_G3

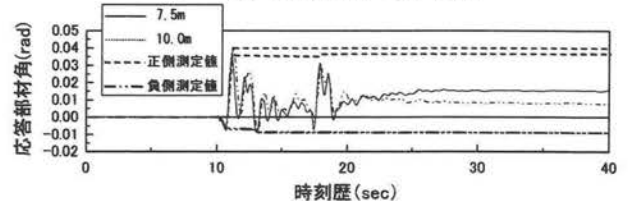


(b) L2スペクトル II_G3

図-7 高架橋天端の時刻歴応答変位



(a) CASE1 (L2スペクトル II)



(b) CASE2 (L2スペクトル II)

図-8 応答部材角の測定値

3.2 損傷レベルの推定結果

図-9 に実応答部材角と推定精度(=推定部材角/実応答部材角)の関係を示す。ここでいう推定部材角とは、時刻歴動

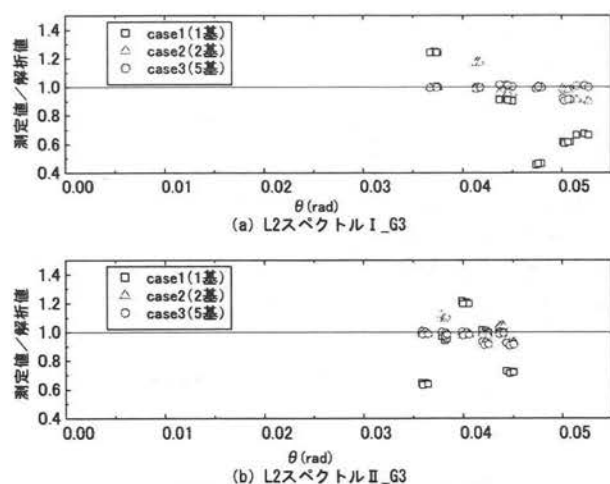


図-9 応答部材角の解析値と測定値の比較

的非線形解析から部材角測定システム設置位置で部材角を測定し、2.3 節の順に従い全部材の部材角を推定した値を指す。実応答部材角は、地震動により実際に構造物に生じた部材角でこの場合、2.4 節の手法で得られた高架橋の左右柱、上下端の最大部材角に関する動的非線形解析結果を指す。分母である実応答部材角が大きくなれば、推定精度も上昇することが期待されたが、沿岸海洋型の L2 スペクトル I では実応答部材角が大きな範囲でも精度が低いものが存在した。

図-10 に推定精度(=推定部材角/実応答部材角)と 192 本の柱(損傷着目箇所は上下端で 384 ヶ所)の発生頻度の関係を示す。CASE 1 (1 基)では、沿岸海洋型 L2 スペクトル I では最小で-55%程度、内陸直下型 L2 スペクトル II では最小で-35%程度であり、ばらつきも大きい結果となった。CASE 2 (2 基)では、沿岸海洋型 L2 スペクトル I、内陸直下型 L2 スペクトル II では、ともに±20%程度であり、CASE 1 に比べばらつきは減少した。CASE 3 (4 基)では、沿岸海洋型 L2 スペクトル I、内陸直下型 L2 スペクトル II とともに±10%に収まる良好な結果が得られた。

推定精度の低下原因は幾つか考えられるが、部材角測定システムを設置した標準設計の適用範囲では高い精度が得られるが、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にあるようである。本研究は、最適設置法を検討するための数値実験の試検討であり、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、今後、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。また、本研究では、比較的フラットな弾性応答スペクトルを持つ設計地震動を加振に用いたが、実地震動では構造物の等価固有周期により極端な応答差が出る場合なども想定される。これらについても今後の検討課題としたい。

4. 結論

部材角測定システムの設置位置と構造物群の損傷の推定精度について、実新幹線構造物の標準設計に基づき構築し

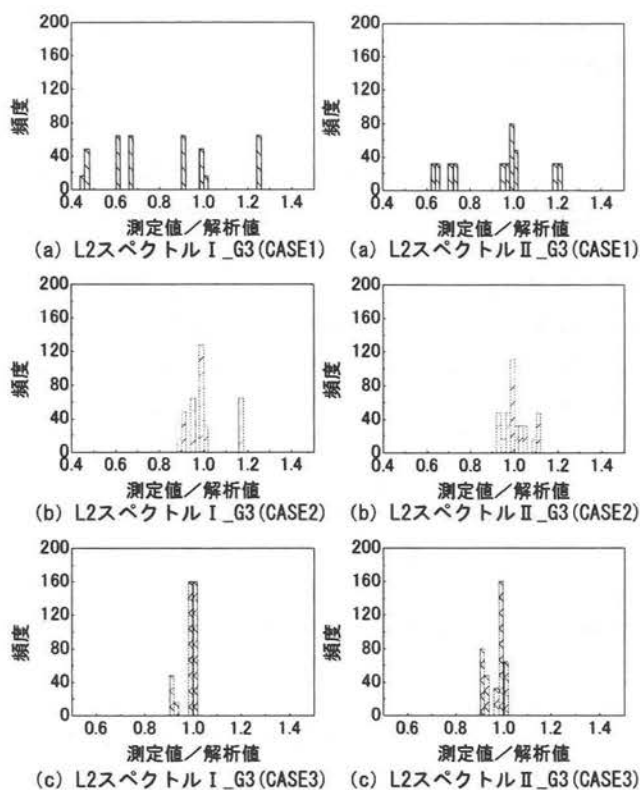


図-10 測定値/解析値のヒストグラム

たモデル線区に対して数値実験を行い以下の結論を得た。部材角測定装置の設置について、

- (1) CASE 1 (1 基)では、沿岸海洋型 L2 スペクトル I、内陸直下型 L2 スペクトル II では、最小で-50%程度のものもあり、ばらつきも大きい結果となった。
- (2) CASE 2 (2 基)では、沿岸海洋型 L2 スペクトル I、内陸直下型 L2 スペクトル II とともに±20%に収まる良好な結果が得られた
- (3) CASE 3 (4 基)では、沿岸海洋型 L2 スペクトル I、内陸直下型 L2 スペクトル II とともに±10%に収まる高精度な結果が得られた。

参 考 文 献

- 1) 仁平, 曾我部, 谷村, 笹谷, 平野, 宮本, 濱田: 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.
- 2) 鈴木, 仁平, 曾我部, 宮本: 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, コンクリート年次論文報告集, Vol.29, No.2, pp.721-726, 2007
- 3) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・動解説 (耐震設計), 丸善, 1999