

大規模地震後の早期復旧に向けた高架橋の 地震時損傷検知システム

仁平 達也* 石原 匠** 濱上 洋平*
岡本 大* 阿部 慶太*** 西岡 英俊***

The Construction for Monitoring System of Damage Level of Viaducts in Huge Earthquakes

Tatsuya NIHEI Takumi ISHIHARA Yohei HAMAGAMI
Masaru OKAMOTO Keita ABE Hidetoshi NISHIOKA

When a huge earthquake occurs, we should inspect the damage level of railway viaducts. But, we may have a lot of downtime to check it. So, to evaluate the accurate damage level and to decrease the downtime, we proposed a new monitoring method for measuring the maximum angle of columns and the dominant frequency of viaducts a remote location, and separating the dominant frequency of the effects of substructures from that of columns. In this paper, we report on an original sensor we developed for measuring the maximum angle of columns and the loading test we conducted using a half-sized viaduct with its substructure and columns damaged to evaluate the dominant frequency. From the results, we confirmed the effectiveness of this new monitoring method.

キーワード：状態監視，最大応答部材角，卓越振動数，大規模地震

1. はじめに

大規模地震時において、迅速に構造物の損傷状態を把握し、列車運行再開までの休止時間（ダウンタイム）を短縮することが求められる。鉄道構造物においてラーメン高架橋は一般的な構造物であり、線状に配置された多数のラーメン高架橋の損傷状態を効率的かつ定量的に把握することは、列車運行の早期再開において有効な手段となると考える。本稿では、これまで著者らが構造物の損傷状態を把握する手法として検討してきた、地震時に応答する構造物の柱の最大の傾き（最大応答部材角）の測定と、常時微動による卓越振動数の低下率の測定を組み合わせて、遠隔地より構造物の損傷状態を把握する手法について述べる。

具体的には、図1に示すように、大規模地震時の時刻歴の挙動も把握できるように改良した最大応答部材角を測定する装置（応答部材角測定装置）により柱の最大応答部材角を測定し、卓越振動数を測定する装置（振動センサ）により構造物の卓越振動数を測定した。得られた大規模地震後のラーメン高架橋の全体一次の卓越振動数の低下率から、地震後の随時検査等において目視による確認が困難な、杭等の地中部材の損傷状況を推定する手法について検討した。これらの検討結果を2章と3章に

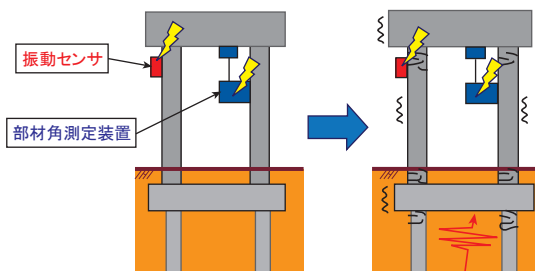


図1 検討した状態監視手法のイメージ

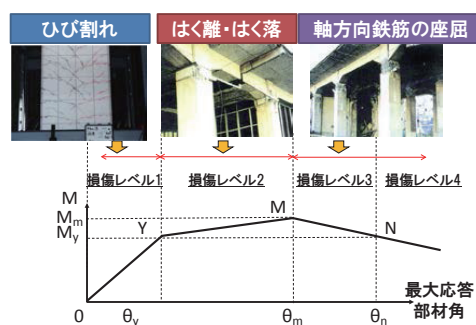


図2 最大応答部材角と損傷レベルの関係

それぞれ示し、4章において、本手法が及ぼす効果について検討した。

2. 応答部材角測定装置による状態監視手法

2.1 概要

ラーメン高架橋において、地震時に経験する最大応答部材角と、損傷レベルの関係は概ね図2のように把握さ

* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室
** 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室
(現 東海旅客鉄道株式会社)
*** 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

特集：構造物技術

れ、例えば、損傷レベル2と3のしきい値は軸方向鉄筋の座屈等として概ね整理されている¹⁾。現行の構造物の設計では、許容する損傷レベルを設定し、地震時の応答をプッシュオーバー解析等により推定している。そのため、最大応答部材角を把握できれば、柱の損傷レベルおよび高架橋全体の損傷状況の把握が可能となる。

これまで著者らはRC高架橋柱の最大応答部材角のみを測定することができる装置（旧装置）の開発を行ってきた²⁾。本稿では、これを改良して太陽光パネルを用いた省電力型とし、時刻歴の応答部材角の測定や遠隔地からデータ確認が出来るようにした。これを用いて、線区内に多数存在する高架橋の損傷状態をモニタリングする構造物から他の構造物の損傷状態を推定する方法（以下、損傷検知方法）を組み合わせた状態監視手法を構築した。

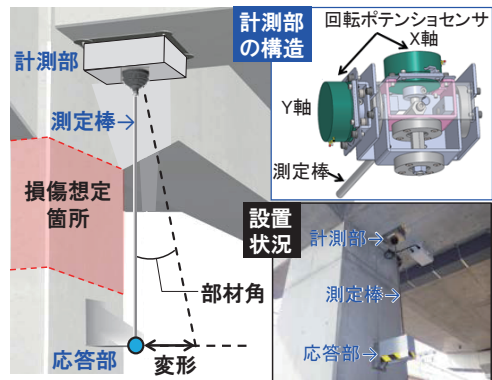


図3 応答部材角測定装置（新装置）

2.2 応答部材角測定装置による損傷推定方法

a) 応答部材角測定装置の測定精度

図3に新しく開発した応答部材角測定装置を示す。測定棒は、測定点より柱に垂直に設置した治具を介して地震時の柱の応答に追随する。測定点は、損傷・変形が集中する範囲（塑性ヒンジ区間）を避けた位置とする。装置はトリガーとして設定した構造物の応答加速度（100gal程度）以上になると計測を開始し、XY方向ともにサンプリング周波数50Hz連続的に60秒程度測定することを基本とした仕様である。

測定精度は旧装置との比較により行った。具体的には、正弦波および模擬地震波により生じる柱天端の応答部材角を装置に静的に与え、入力値と測定値を比較することで検証した。旧装置には構造上不可避な遊間があり、±0.003radの範囲では測定が困難であったが、図4に示すように、改良によりそれ以下の小さな範囲でも応答することを確認した。

図5に測定精度を示す。一般的な鉄道RCラーメン高架橋柱の損傷レベル1と2の閾値（軸方向鉄筋が降伏し部材が塑性化する）程度である最大応答部材角0.01rad以上においては、測定精度がより向上し測定値/入力値の平均値が0.958、変動係数が5.5%となった。旧装置が0.988、6.6%であり、旧装置と概ね同等以上の測定精度、誤差は概ね10%以下であることを確認した。

b) 損傷推定方法

図6に損傷推定方法の概要³⁾を示す。本方法は最大応答部材角測定装置を設置した構造物以外の構造物の損傷状態を判定する方法であり、弾塑性応答を弾性応答として換算する際等に用いるニューマークのエネルギー一定則と、構造物の等価固有周期（構造物が揺れやすい周期）に着目して、構造物群の損傷状況を推定する方法である。具体的には、非線形応答解析結果から得られる構造物の天端の応答変位、部材の損傷状態、降伏震度および等

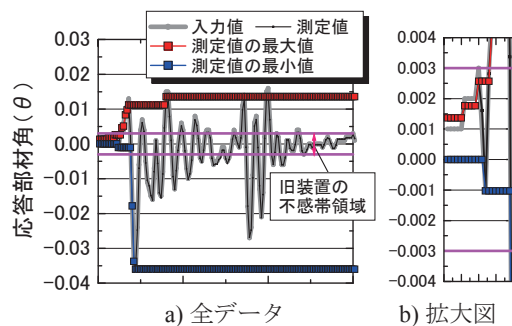


図4 精度検討の検討例（地震時の柱の応答波形）

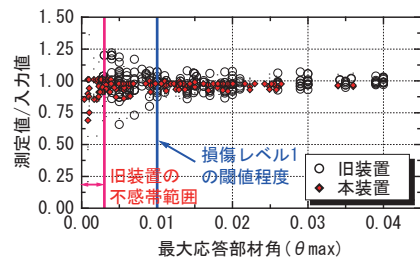


図5 応答部材角測定装置の測定精度

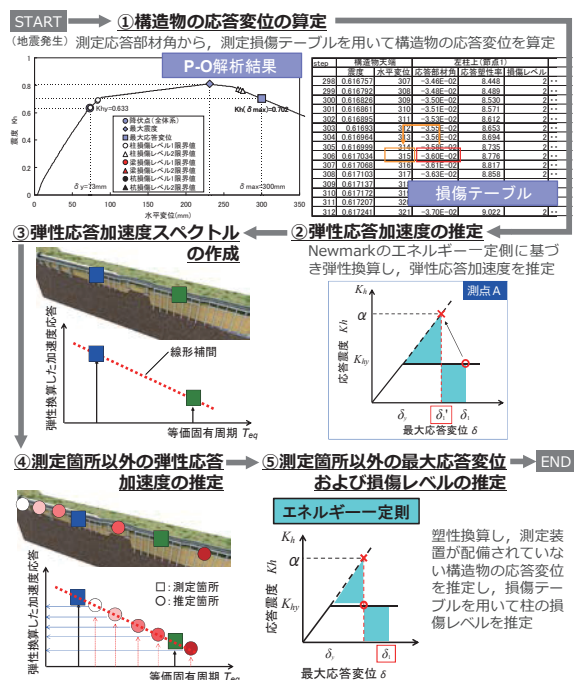


図6 高架橋群の損傷検知手法

固有周期等をデータベース化し、損傷テーブルとして対象とする構造物群の構造物毎に予め作成しておく。地震後にモニタリング点から得られるデータ、すなわち最大応答部材角測定装置を設置した柱の測定データと損傷テーブルの関係から、設置した構造物は梁や杭等の他部材の損傷状況を推定する（図6①）。設置していない構造物はニューマークのエネルギー一定則を用いて装置を設置した構造物の弾性応答加速度を推定する（図6②）。これを用いて線形補間により弾性応答加速度スペクトルを作成し（図6③）、等固有周期ごとの弾性加速度を推定し（図6④）、ニューマークのエネルギー一定則により構造物の損傷状況を推定する（図6⑤）方法である。なお、本装置を単独で構造物に設置した場合は、弾性応答加速度を一定とする。なお、本方法は地盤条件が一定であることを前提としたものであり、高架橋が連続する場合であれば、1km 間隔程度で設置することを想定する。

データ収集および伝送方法については、ラーメン高架橋の柱に最大応答部材角測定装置を設置し、大規模地震時の測定データは装置近傍に設置したパソコン（以下、システム PC）へ低消費電力の無線通信（ZigBee）を用いて伝送する。システム PC は設計時等に事前に検討した各構造物の非線形応答解析結果のデータベースを有しており、伝送された測定データとデータベースより構造物の損傷状況を推定する。また、システム PC を操作できるパソコン（以下、操作 PC）より、大規模地震時に遠隔地から迅速に評価できる構成とした。

なお、大規模地震時以外はシステムダウンの有無を確認する目的で1日1回最大応答部材角測定装置のデータをシステム PC に送信することとし、必要な電源は、太陽光パネルで発電して蓄電した電力を用いることとした。

図7に本システムを RC ラーメン高架橋に構築した状況を示す。設置時に、最大応答部材角測定装置の設置柱から 40m 程度離れた事務所にシステム PC を設置し、図8に示すようにデータ伝送試験を行い、データの送信に問題がないことを確認した。システム設置後1年程度経過しているが、良好にデータ取得していることを確認している。

3. 常時微動による状態監視手法

3.1 概要

ラーメン高架橋の柱上部に取り付けた振動センサで、図9に示すように1ブロック高架橋の常時微動の卓越振動数の時系列の計測を行う。損傷前の卓越振動数 (Hz) を f 、損傷後を f' とした場合、卓越振動数の低下率 γ' は次式で表現できる。

$$\gamma' = f' / f \quad (1)$$

この低下率により柱部材と杭頭部の損傷レベルを検知

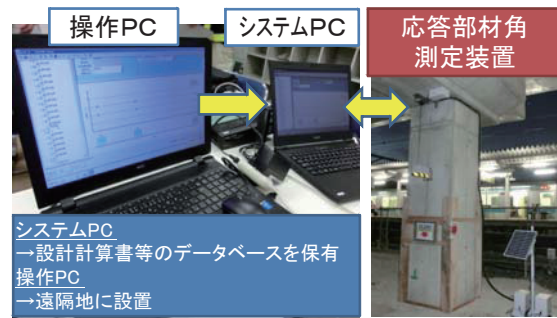


図7 構築した状態監視システム

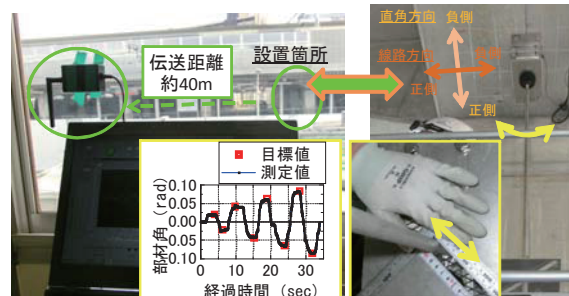


図8 データ伝送試験の状況

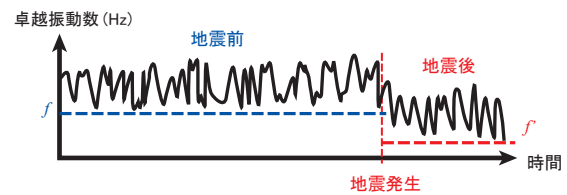


図9 卓越振動数の時系列のイメージ

する。なお、ここで対象とする卓越振動数は、 $f_0 \sim f_1$ (Hz) の振動数範囲で最大の振幅を有する振動数であり、振動センサで自動計算し、メモリカードに保存、無線伝送する。 f_0, f_1 は、それぞれ健全時の卓越振動数 f (Hz) の 0.2 倍 (1.0Hz 下限)、1.2 倍程度である。このように範囲を決めて卓越振動数を算出する理由は、全体一次の固有振動モード以外の振動モードの卓越振動数を極力排除するためである。

3.2 卓越振動数の低下率測定による損傷推定方法

(a) 大型模型試験

ラーメン高架橋の状態監視手法を構築するために、高架橋を構成する柱部材および杭頭部の損傷レベルと卓越振動数の低下率との関係について検討した。具体的には、1/2 スケールの大型ラーメン高架橋模型(以下、大型模型)による荷重試験および非破壊試験を実施した。試験ケースとして、図10 (a) に示す地中梁部に荷重し杭頭部のみを損傷させる試験 (以後、杭頭部荷重) と、図10 (b) に示す地中梁部を固定用ジャッキで固定し上床版部に荷重して柱部材のみ損傷させる試験 (以後、柱部材荷重) の2種類の試験を実施した。

図11に大型模型の全体写真、図12に大型模型の一

特集：構造物技術

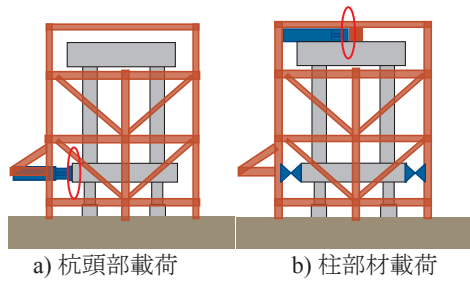


図 10 大型荷重試験での試験ケース

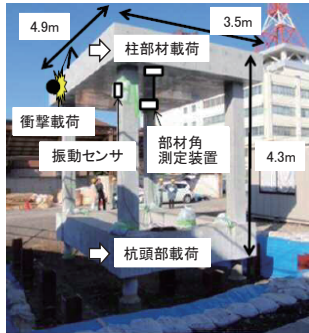


図 11 大型模型の全体写真

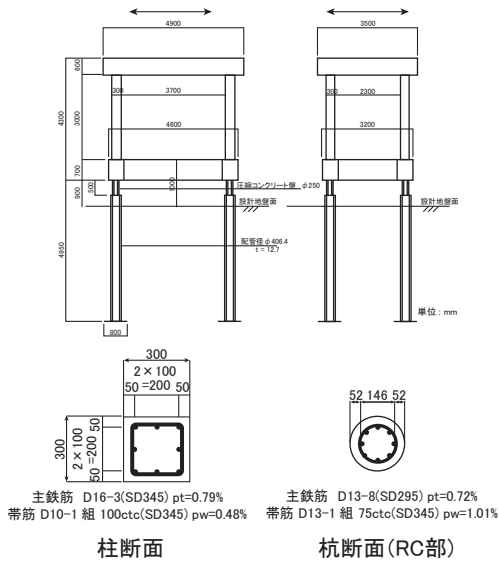
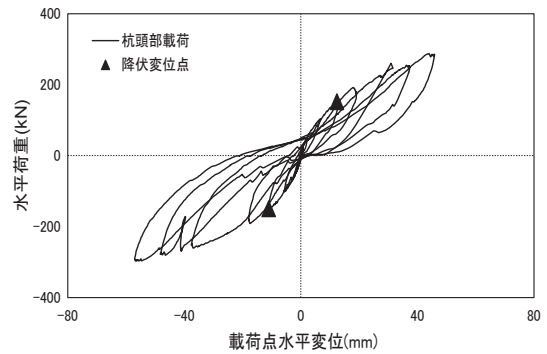
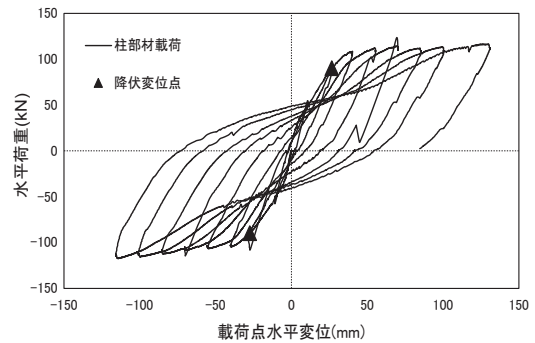


図 12 大型模型の一般図および断面図（単位：mm）

一般図および断面図を示す。ラーメン高架橋の1径間を模擬した鉄筋コンクリート構造で、基礎形式は羽根つき鋼管杭4本からなる。杭頭部（フーチング接続部から500mmの区間）は損傷を集中させると共に損傷状況をより詳細に検証するために細径の鉄筋コンクリート構造とし、目視による観察を行うために地表面高さから地中梁天端から約1.6m程度下げた位置とした。なお、一般的にラーメン高架橋のフーチング天端から杭頭部付近までは埋戻し土であり、強度が小さいため、杭頭部付近の埋戻し土の有無による影響は小さいものと考えられる。断面形状および鋼材配置、鉄筋比等は図12の通りであり、コンクリートの設計基準強度は 30N/mm^2 である。図13に杭頭部および柱部材載荷時の荷重点における荷重変位

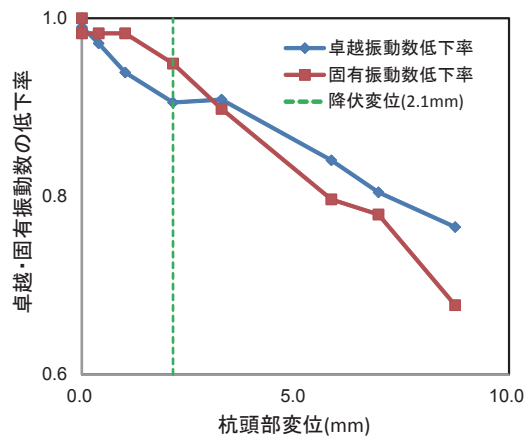


a) 杭頭部載荷

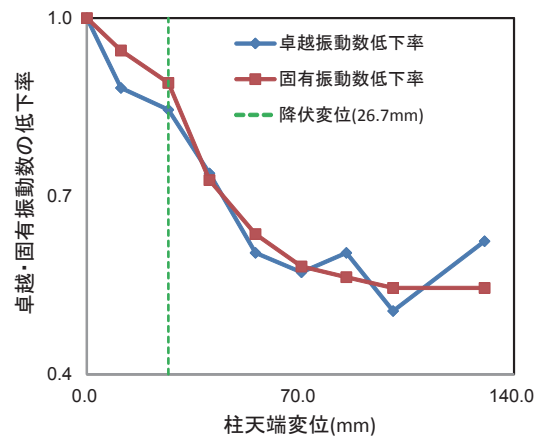


b) 柱部材載荷

図 13 大型模型試験での荷重変位関係



a) 杭頭部載荷



b) 柱部材載荷

図 14 卓越振動数と固有振動数の低下率と変位の関係

関係を示す。各試験ケースにおいて、降伏点（以後、Y点）での変位を基準とした変位制御による載荷をそれぞれ8ステップ実施した。別途ひずみゲージによる計測を実施し、杭頭部載荷では杭頭部区間の軸方向鉄筋が降伏した時点を降伏点（以後、Y点）、柱部材載荷では、柱と上床版と地中梁の結合箇所から柱幅区間の軸方向鉄筋が降伏した時点をY点とした。また、柱部材載荷での荷重変位関係について、試験結果と別途実施したプッシュオーバー解析による結果が同等であったことを踏まえ、最終載荷ステップの時点は、最大耐力点（以後、M点）付近であることを確認した。

さらに、柱部材の上部に設置した圧電型加速度計により、常時微動の卓越振動数、上床版を重錘で打撃した際の応答スペクトルから得られる固有振動数を、各載荷ステップの除荷時に計測した。図14に卓越振動数および固有振動数の低下率と各載荷ステップでの最大変位の関係を示す。卓越振動数の低下率は、固有振動数の低下率と同等である。常時微動から得られる卓越振動数は、高架橋全体一次の固有振動モードの固有振動数と高い相関関係を有することが既往の研究⁴⁾により確認されているが、部材が損傷した場合でもこの関係を維持することを確認した。すなわち、柱部材または杭頭部の損傷に対し、卓越振動数の低下率から、全体一次の固有振動数の低下率を検知できることが分かる。図14中には、柱部材、杭頭部材におけるY点位置を示す。図14より、柱部材、杭頭部がそれぞれ単独に損傷した場合の損傷レベルと卓越振動数の低下率の関係を把握することができる。

(b) 全体一次の卓越振動数低下率と損傷レベルの関係

状態監視手法を構築するためには、全体一次の卓越振動数の低下率と柱部材および杭頭部の損傷レベルの関係を求める必要がある。しかし、前述した大型模型試験では、柱部材、杭頭部がそれぞれ単独に損傷した場合の卓越振動数の低下率のみが得られている。一方、過去に実施した固有値解析でのパラメータスタディから、柱部材と杭頭部の剛性低下率が同じ場合、柱部材の剛性のみが低下した場合の固有振動数の低下率を α 、杭頭部の剛性のみが低下した場合の固有振動数の低下率を β 、全体一次の固有振動数の低下率を γ とした場合、式(2)の関係が成り立つことが分かっている。

$$\gamma = \alpha \times \beta \tag{2}$$

よって、式(2)を用いれば、高架橋全体一次の卓越振動数の低下率は、図14から得られる、柱部材、杭頭部材それぞれが単独に損傷し剛性低下した場合の卓越振動数の低下率を、式(2)に代入することで求めることができる。しかし、式(2)は、柱部材と杭頭部の剛性低下率が同じ場合のみ検証されており、柱部材と杭頭部の剛性低下率がそれぞれ異なる場合については検討の余地が残る。

そこで、大型模型試験を対象に、骨組み解析モデルを

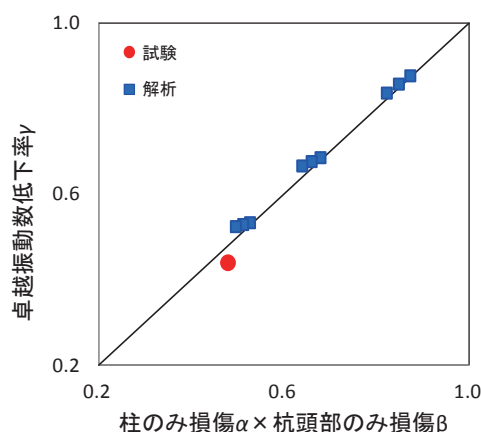


図15 $\alpha \times \beta$ と γ の関係

用いた固有値解析を実施し、損傷部位である、柱部材の上床版と地中梁との結合部から1D (D:柱部材幅) 区間と杭頭部の地中梁結合部から1D' 区間 (D':杭頭部幅) の剛性をそれぞれ単独で低下させた場合と、どちらも低下させた場合の解析結果から $\alpha \times \beta$ と γ の関係を整理した。図15に、柱部材の1D区間と杭頭部の1D'区間の剛性低下率を、100%、50%、20%、10%の9通りの組み合わせで設定した場合に求めた、 $\alpha \times \beta$ と γ の関係を示す。いずれの組み合わせでも式(2)の関係が成り立つことが分かった。なお、柱部材の剛性のみを低下させる固有値解析において、地中梁固定の有無、埋め戻し土の有無が固有振動数の低下率に与える影響を確認し、その影響は些細であること確認した。

一方、大型模型試験では、載荷前と、柱部材載荷および杭頭部載荷いずれも終了した載荷後の全体一次の卓越振動数はそれぞれ3.74、1.67であり、全体一次の卓越振動数の低下率は $\gamma = 0.44$ ($=1.67/3.74$)であることを確認している。この値は、杭頭部載荷後の杭頭部材のみが損傷した場合の卓越振動数の低下率 $\alpha = 0.77$ に、柱部材載荷後の柱部材のみが損傷した場合の卓越振動数の低下率 $\beta = 0.62$ を乗じて求めた値 $\alpha \times \beta = 0.48$ と同等であり、式(2)の関係を概ね満たしていることが確認できた。

以上より、大型模型試験より得られた柱部材と杭頭部がそれぞれ単独に損傷した場合の卓越振動数の低下率と式(2)の関係から、表1に示す全体一次の卓越振動数の低下率と各部材の損傷レベルの関係が得られる。ここで、実際の現場においては、 α は同定によって既知となっており、 γ と α から β を同定することが可能である。 α の同定方法としては、部材角測定装置による柱の部材角の測定結果より求まる柱の損傷レベルから同定する方法や、関ら⁵⁾が示すように現場で柱打撃による衝撃振動試験を行うことで柱の損傷レベルを明確にする方法から同定することができる。表1の関係および γ と α から β が求まることから、振動センサで検知した全体一次の卓越振動数の低下率の大きさより、例えば、柱部材と杭頭部

表1 模型実験より得られた全体一次の卓越振動数の低下率と各部材の損傷レベルの関係

柱部材のみ損傷		杭部材のみ損傷		全体一次の卓越振動数の低下率
損傷レベル	卓越振動数の低下率	損傷レベル	卓越振動数の低下率	
1	1.00～0.85	1	1.00～0.91	1.00～0.77
1	1.00～0.85	2	0.91～0.77	0.91～0.65
2	0.85～0.62	1	1.00～0.91	0.85～0.57
2	0.85～0.62	2	0.91～0.77	0.77～0.44

※大型載荷試験前後の卓越振動数の低下率

表2 全体一次の卓越振動数の低下率と各部材の損傷レベルの関係の一例

全体一次の卓越振動数の低下率	損傷レベルの目安		運行情況判定の目安
	柱部材	杭頭部	
1.00～0.90	無損傷または1	無損傷または1	運行可
0.90～0.50	1または2	1または2	徐行
0.50～	3以上	2以上	補修を検討

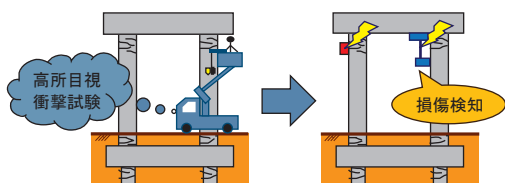


図16 本手法の地震後の状態監視手法のイメージ

の損傷レベルと運行再開判断の目安を、表2のように示すこともできる。

しかし、表1、表2は一事例の模型実験より導出されたものであり、実際のラーメン高架橋や、特にラーメン高架橋以外の構造物や今回実験で用いた大型高架橋模型と大きく形状が異なる構造物に適用する場合は、別途検討が必要である。また、実構造物に適用する場合には、実現現場での周辺環境からのノイズ等が卓越振動数の低下率に与える影響を考慮する必要がある。実用化に向けては、今後さらなる検討を進める必要があるが、本手法により、全体一次の卓越振動数低下率と損傷レベルの関係の相関があり、これを加速度計等の振動センサで把握しうることを確認した。

4. 状態監視手法の導入による効果

図16に地震時における状態監視手法導入による効果のイメージを示す。ラーメン高架橋は、L2地震時での損傷を許容した構造であるため、地震後に列車運行を再開するためには、損傷レベルを確認することが必要となる。今回構築した状態監視手法を導入することで損傷レベルを迅速に検知することが可能になるため、従来、地震後に実施される高所での目視および衝撃振動試験による損傷レベルの検査が不要となる。このことにより、衝撃振動試験を実施するために必要な時間、高架橋1基あたり0.5～1日程度のダウンタイム短縮につながることを期待される、特に山間部等のアクセス困難な箇所におい

ては、ダウンタイム短縮の効果は高いものと考えられる。

また、常時のラーメン高架橋では、従来、1～4年おきに行われている衝撃振動試験⁶⁾を、センサの設置のみに代替することで検査の省力化につながると考えられる。

5. まとめ

本稿では、構造物の地震時に応答する柱の最大の傾き(最大応答部材角)の測定と、常時微動による卓越振動数の低下率の測定を組み合わせ、遠隔地より構造物の損傷状態を把握する手法について検討し、その有効性を確認するとともに、モニタリング指標を提案した。今後、更なる検討を進め、提案手法の実構造物の適用を進めていきたいと考えている。本検討の一部は国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。

文献

- 1) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)、丸善、2004
- 2) 鈴木哲也、仁平達也、曾我部正道、宮本則幸：鉄道RCラーメン高架橋柱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集、Vol.29, No.2, pp.721-7216, 2007
- 3) 松本光矢、曾我部正道、谷村幸裕、仁平達也：応答部材角測定システムによる高架橋群の損傷レベル推定法、コンクリート工学年次論文集、Vol.31, No.2, pp.847-852, 2009
- 4) 徳永宗正、曾我部正道、谷村幸裕、小野潔：常時微動測定に基づく鉄道高架橋の等価固有周期の推定手法、土木学会論文集A1(構造・地震工学)、Vol.71, No.1, pp.72-86, 2015
- 5) 関雅樹、西村昭彦、佐野弘幸、中野聡：RCラーメン高架橋の地震時損傷レベルの評価に関する研究、土木学会論文集、No.731, I-63, pp.51-64, 2003
- 6) 例えば、西村昭彦、棚村史郎：既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究、鉄道総研報告、Vol.3, No.8, pp.41-49, 1989