実大橋梁耐震試験における RC 橋脚試験体の長期振動モニタリング

（財）電力中央研究所　正会員　○永田　聖二
（独）防災科学技術研究所　正会員　右近　大道
（財）電力中央研究所　非会員　金澤　健司
（財）電力中央研究所　正会員　矢花　修一
（独）防災科学技術研究所　正会員　梶原　浩一

1. はじめに

大地震後における社会基盤構造物の被害状況把握の効率化を図る構造ヘルスモニタリング技術のひとつとして，常時微動計測に基づいて検出された振動特性から構造物の損傷を診断する手法が考えられる．電力中央研究所では，振動特性同定法の開発，数値解析，小型模型試験，健全な実構造物の振動計測による同定法の適用性検討等[1)]を実施してきた．今後，これを損傷診断技術として活用するためには，実大構造物の損傷状況と振動特性変化の関係を定量的に把握できる実証データが必要である．本研究では，常時微動計測に基づく構造物の損傷診断に資する実証データ取得を目的として，平成 19 年 12 月に防災科学技術研究所保有の耐震試験施設（E-ディフェンス）において実施された実大橋梁耐震試験[2)]を対象とした長期振動モニタリングを行ったのでその結果を報告する．

2. 耐震試験における試験体および加震条件

本研究で対象とする耐震試験では，「平成 7 年兵庫県南部地震で被災した 1970 年代建設の橋脚」の破壊メカニズム解明を目的として，高さ 7.5m，直径 1.8m の円形断面を有する実大 RC 橋脚試験体（基部曲げ破壊タイプ）を対象とした 3 軸同時加震が実施された．試験では，震動台中央に橋脚試験体を，その両端に鋼製支柱を設置し，これらにより 2 径間分の鋼製桁を支えている（図-1 参照）．コンクリートの設計基準強度は 27N/mm^2，鉄筋は SD345 であり，コンクリートを全断面有効とした場合の解析に基づく橋軸，橋軸直角方向の固有振動数はそれぞれ 2.5Hz，2.38Hz，降伏剛性を仮定した場合はそれぞれ 1.64Hz，1.56Hz である．入力地震動としては，兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で観測された記録を地盤～構造の動的相互作用等を見込んで修正した地震波（以下，修正鷹取波と呼ぶ）を用いている．

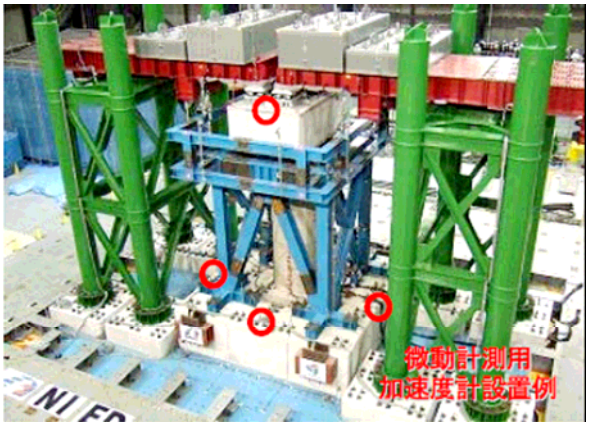

図-1　上部構造等を設置した RC 橋脚試験体

3. 常時微動計測の計測条件および振動特性検出法

構造物の振動特性変化をもたらす要因として，ここで着目する部材損傷の他に，日照等による部材の温度変化，工事等による振動レベルの変化，損傷後の振動特性の経時変化等が考えられる．このため，本研究では，1) 試験体屋外養生期間（10/12～10/23），2) 上部構造等設置～計測機器設置等の作業期間（11/23～12/5），3) 試験実施～撤去作業までの期間（12/6～12/16）において常時微動計測を実施した．橋脚頂部横梁上面およびフーチング上面に，常時微動計測のための 3 成分加速度計を計 8 台設置し，サンプリング周波数 200Hz，計測レンジを± 25gal，分解能を 24bit として，各期間において連続的な常時微動記録を取得した．それらの記録に対して ARMAMA モデルに基づく振動特性同定法[1)]を適用し，300 秒ごとに固有値と固有モードを同定することで，試験体の振動特性の連続的な経時変化を分析した．

4. 試験体の損傷状況および振動特性変化

ここでは，橋脚試験体の基部曲げ破壊を狙った試験実施日（12/13）における試験体の損傷と振動特性同定結果を示す．なお，この試験日以前にも，弾性レベルにおける試験体の特性把握を目的とした加震等が行われているが，それらの試験によるコンクリートのひび割れや鉄筋の降伏，振動特性の顕著な変化等は生じていない．12/13 には，修正鷹取波 100%の 3 軸同時加震が 14:50（一回目），18:10（二回目）に行われており，フーチング上で記録された最大加速度はそれぞれ 850gal，600gal 程度，また，橋脚頂部の最大変位はそれぞれ 170mm，270mm 程度（設計上の終局変位は 100mm 程度）である．これらの最大値については，現在，データ補正の面から検討中であるため，ここでは概略値を述べてい

キーワード　構造ヘルスモニタリング，損傷診断，常時微動，振動特性，鉄筋コンクリート
連絡先　〒270-0004　千葉県我孫子市我孫子　（財）電力中央研究所　TEL 04-7182-1181

る．**図-2** は，12/13 における一回目，二回目の加震終了後における橋脚基部の損傷状況を示している．損傷は典型的な基部曲げ破壊であり，一回目の加震により，かぶりコンクリートが剥落し，軸方向鉄筋が座屈している．二回目の加震により，コンクリート損傷と鉄筋の座屈は，一回目よりも著しくなっている．

図-3 は，常時微動計測に基づいて検出した試験体の固有振動数の時刻歴とこれに対応する橋脚頂部の常時微動振幅レベル（300 秒ごとに算出した rms 値）を示した結果である．図中の振動振幅では，震動台起動前後の常時微動振幅の違いに着目するため 1gal 以下の値を示している．本同定結果によれば，振動台起動時には常時微動の振幅レベルが上昇し，これに伴い試験体の固有振動数が変動すること（固有振動数の振幅依存性），一回目および二回目の加震により試験体の固有振動数がそれぞれ低下していること（損傷に伴う固有振動数の低下），また，震動台停止直後には，固有振動数がわずかに回復していること（損傷後における固有振動数の経時変化）が確認できる．

(a) 一回目　　(b) 二回目

図-2 修正鷹取波 100%の 3 軸同時加震終了後における橋脚基部の損傷状況

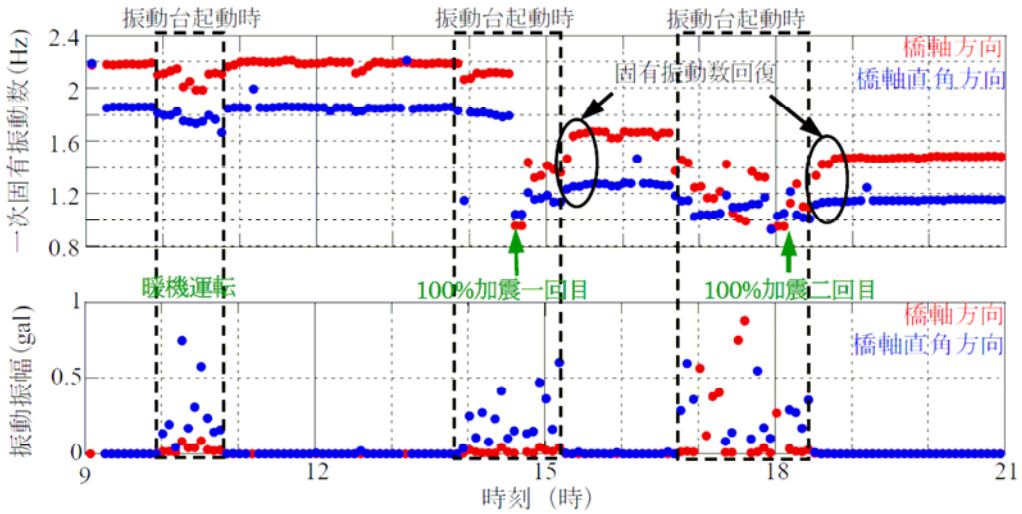

図-3 試験実施日（12/13）における試験体の固有振動数変化と橋脚頂部の振動振幅（rms 値）

5. まとめ

本稿では，実大橋梁耐震試験において RC 橋脚試験体を対象として実施した長期振動モニタリングの概要，および，破壊試験実施日における試験体の振動特性同定結果を示した．今後は，損傷とその他の要因が試験体の振動特性に及ぼす影響について定量的に考察するとともに，解析的検討も実施する予定である．末尾に，本研究は，橋梁耐震実験研究実行部会（委員長：川島一彦，東京工業大学）の委員各位のご協力の下に遂行した．ここに記して謝意を表す．

参考文献

1) 金澤健司，松井徹哉：ARMAMA モデルによるスペクトル解析と振動モード同定，日本建築学会構造系論文集，第 554 号，pp. 71-78, 2002.

2) 右近大道，梶原浩一，川島一彦：E-Defense を活用した実大橋梁耐震実験研究 C1-1 実験報告，土木学会第 63 回年次学術講演概要集，2008.