

損傷を生じた RC 造建物の振動特性の推移

A Study on Vibration Characteristics Changes of Damaged RC Buildings

R&Dセンター 川島 学 MANABU KAWASHIMA

R&Dセンター 神山 圭佑 KEISUKE KAMIYAMA

大型振動台実験のデータを用い、加振中に損傷を生じた RC 造建物の固有振動数の推移について、等価な一自由度系の荷重変形関係とみなされる性能曲線を用いて考察した。時々刻々の固有振動数の推定値は、応答振幅の増大とともに低下し、損傷を生じた場合には応答が収束しても元の値には戻らない傾向を示した。性能曲線の各点と原点とを結ぶ勾配として求めた等価な振動数は、固有振動数と良く対応することが分かった。また、振幅の小さな領域の固有振動数の変化傾向を説明する非線形モデルを提案した。

キーワード：大型振動台実験、固有振動数、性能曲線

Using data obtained with the large-scale shaking table experiments, changes of the natural frequencies of RC buildings damaged during the shaking test were discussed by denoting the "performance curve" which is a load-deformation relationship for an equivalent one-degree-of-freedom system. When damage occurred during the shaking, the estimated natural frequencies decreased and did not return to its initial value at the end of the tests. The identified natural frequencies were also found to correspond well to the equivalent frequencies obtained as the gradient connecting each point of the performance curve and the origin. In addition, a nonlinear model was proposed to explain the tendency of the natural frequencies to changes at the range of small amplitudes.

Key Words: Large-scale shaking table test, Natural frequency, Performance curve

1. はじめに

建築物や橋梁等を対象とした大地震後の即時被災度判定の自動化は、早期の社会機能復旧という重要課題を解決する鍵となると期待されている。これまで様々な解決方法が提案・実施されている¹⁾ものの、決定的な解決策は今のところなく、対象に応じて適切な方法が適用されているのが現状といえる。

これまでに当社は、多様な構造物を対象にすることを念頭に、先験的な数理モデルを必要としない、無線ネットワークを基盤として実現される異常検知手法を開発し²⁾、さらに大規模震動台実験のデータに適用してその有効性を確認している³⁾。その手法は、構造物の特性を表す指標として建物の全体的な剛性と関連付けられる固有振動数に着目するものである。

ところで、RC 系の建築物において、地震前後で固有振動数が低下する現象は知られていた^{例えば 4)}が、わが国で数多くの観測事例が報告され研究が進展したのは、2011 年東北地方太平洋沖地震後である。永野ら⁵⁾は、関

東地域と関西地域に建つ複数の超高層建物の観測記録を系統的に分析し、複数の建物で地震の最中に振動数が低下し、地震の終了後にも元に戻らない傾向を報告した。川島ら⁶⁾は、中層 SRC 造建物を対象に、強震動を受けている最中の層剛性の時々刻々の変化を評価し、応答振幅の大きさとの間の関係を議論した。成島ら⁷⁾は、地震収束後の固有振動数が、3 年後の常時微動計測で得た値と同等であることを示した。

このように、地震を受けて固有振動数が変化するという報告は多数あるが、層の降伏点を超えたと推定される建物を対象とした検討は限られる。実際に損傷が生じる建築物での検討を実施する上で、この種のデータは非常に貴重である。東城ら⁸⁾は、大型振動台で実施された RC 構造物での実験データを分析し、固有振動数および減衰定数と応答量との関係を報告している。

本報では、大型振動台実験のデータを用い、地震時および地震前後の振動数の推移を検討した 2 事例を紹介する。1 事例目は、令和元年度「首都圏を中心としたレジリエンス総合力向上プロジェクトサブプロ(c)非構造

部材を含む構造物の崩壊余裕度に関するデータ収集・整備」の一部として行われた加震実験において、付加計測チームとして当社が設置した計器にて取得した加振時データを分析した事例³⁾である。2事例目は、他の実験データ⁹⁾を対象として、部材の降伏が生じたと考えられる加振ケース前後の小振幅加振時の振動数の推移を検討した事例である。

2. 事例1: 3層RC造建築物の実験

(1) 計測システムと加振実験の概要

本節では、当社が付加計測チームとして計測を実施した振動台実験の結果を示す。図-1に、試験体の遠景写真ならびに分析対象とするセンサノードの配置を示す。センサノードの機能は、加速度計、無線通信モジュール、演算部(Raspberry Pi)、記録部により構成される。加速度計により収集されたデータは記録部に書き込まれるとともに演算部へ渡され、演算部で一次処理をした結果が無線通信モジュールを通じてゲートウェイへ転送される。以上の動作は、本システムを立ち上げた後常時微動データに対して定期的に行われ、ゲートウェイではその統計情報を随時取得、蓄積する。そして、地震等のイベントの発生を検知すると、本システムは一次処理結果を高頻度で収集する動作に移行する。イベント後一定期間のデータが蓄積された後、ゲートウェイでは、イベント検知後のデータと蓄積された統計情報とを照らし合わせて、データに予め定めた閾値を超える差異が生じた場合に、異常と判定する。なお、本システムは、ゲートウェイとセンサノード相互間で、電源および通信のケーブルを一切要しない構成とした。

加震実験の入力には、告示波(神戸位相)の振幅調整を行った模擬地震波が用いられた。20%(稀)、100%(極稀)の入力の後、150%(極稀×1.5)の加震を2度行い、最後に160%を入力し、計5回の実験が行われた。加震方向は、図-1中に示すY方向の1方向である。

(2) リアルタイム異常検知

加震実験時に、現地に設置したゲートウェイにおいて、リアルタイムでの異常検知を試みた。図-2に、最も振幅の小さな20%加震後の、現地ゲートウェイ画面に表示された異常検知結果のスナップショットを示す。加震方向であるY方向の卓越振動数がイベントの前後でわずかに低下したことを自動検知した。本事例では、この振動数の変化を異常と判定(図中右下のstep1: Anomaly)したことになる。本システムでは閾値を変えた3段階の判定⁹⁾を行い、誤検知を避ける配慮をしているが、1段

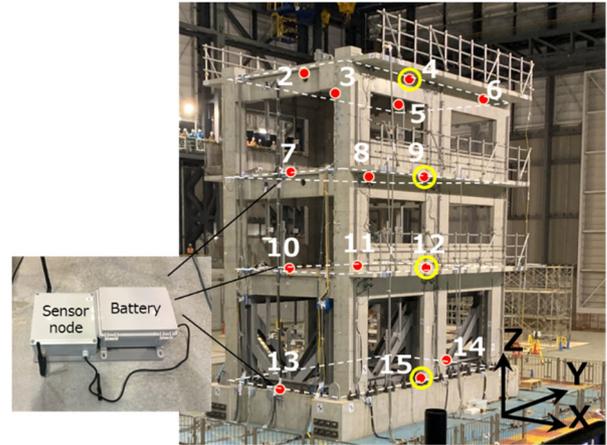


図-1 3層RC造試験体の遠景とセンサノードの配置

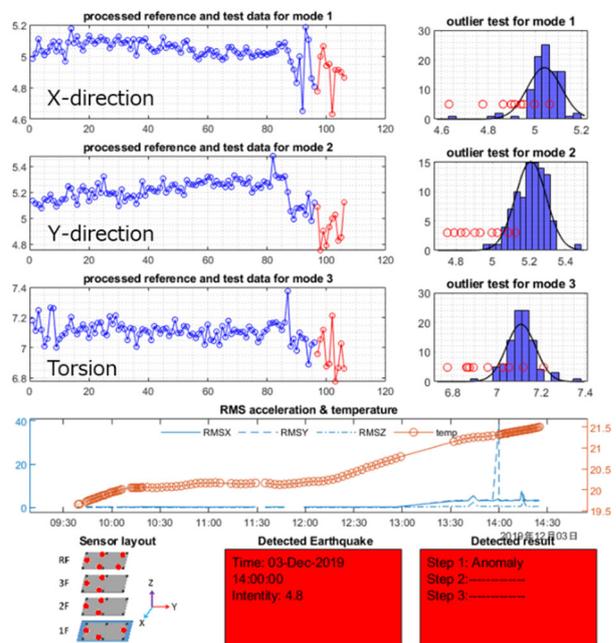


図-2 20%加震後の画面スナップショット

階目でデータの変化を検知することができた。なお、ここでは卓越振動数に着目した事例を示したが、他の任意の特性値を対象とすることが可能である。

本手法では、統計的枠組みを用いるために、イベント後に複数の記録の分析結果が必要となる。本実験時には、加震終了後、約十分が経過した時点で判定結果を得た。

(3) 加震実験中の振動特性の分析

加震実験終了後にデータを回収し、オフラインにて加震実験中のデータの分析を行った。ここでは、応答中のモーダルパラメータを、波形を4秒ごとの区間に区切り、肥田ら¹⁰⁾の知見を参考にPO-MOESP法によって同定することとした。本項の分析には、図-1において黄色○印で示したセンサノードの記録を用いた。

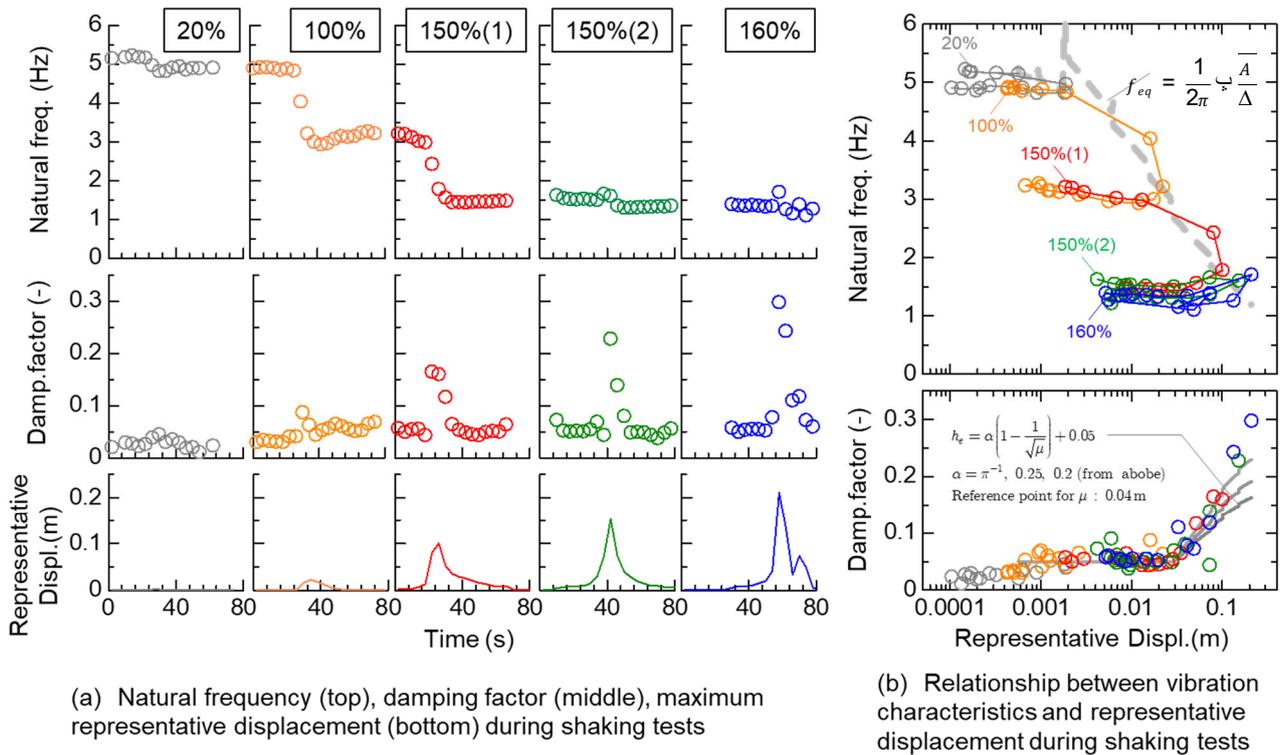


図-3 加振実験時の振動特性の評価値

同定された試験体の固有振動数および減衰定数を図-3(a)に示す。最下段は、楠ら¹¹⁾の方法に準じて式(1)により算出した代表変位 Δ であり、同定区間の最大値を抽出したものである。

$$\Delta = \frac{\sum_i m_i u_i}{\sum_i m_i} \quad (1)$$

ここに、 m_i は第*i*層の質量、 u_i は加速度データを周波数領域で積分し求めた第*i*層の相対変位である。

固有振動数は、20%加振でごく僅かに低下し、100%および1回目の150%加震において顕著な低下が生じている。2回目の150%加振、160%加振での固有振動数の変化量は小さい。各々の加震終了後の振動数は、前節で紹介した異常検知システムでの評価値と対応している。減衰定数は、150%以上の加震中の応答の大きな時間帯に急激に増加し、応答が収まると減少する。

固有振動数ならびに減衰定数の同定値と代表変位 Δ との関係を、片対数軸で図-3(b)に示した。固有振動数の値は、各加振ケース毎に、加振が開始し代表変位が増加するにつれ徐々に振動数が低下し、前の加振時の代表変位を超えると急に低下する傾向を示す。この傾向は、実建物を対象とした文献^{6), 7)}の結果と類似している。振動数に顕著な低下が見られる100%加振、150%加振の結果を連続的に見ると、未経験の応答振幅の部分を含め、一連の右下がり状の曲線が観察される。応答が収束に向

かう部分では、固有振動数が僅かに増加に転じて加振が終了するが、次の加振初期の固有振動数は前加振時の収束値と等しいことが分かる。

同図には、式(1)の代表変位 Δ と

$$A = \frac{\sum_i m_i a_i}{\sum_i m_i} + a_0 \quad (2)$$

より計算した代表加速度 A との関係を、等価な一自由度系の荷重変形関係とみなし、そこから骨格曲線を抽出した性能曲線¹¹⁾の各点に対し原点と結んだ勾配から

$$f_{eq} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{A}{\Delta}} \quad (3)$$

として求まる f_{eq} を併せて図示している。 a_0 は入力加速度、 a_i は振動台に対する相対加速度を表す。

式(3)の f_{eq} は、地震応答時の振動数の一種の近似とみなすことができる。この等価な振動数 f_{eq} は、それ以前に経験した振幅を超えた応答領域での同定結果である、右下がりの曲線部分を概ね包絡することが分かる。この結果は、同定された固有振動数が、性能曲線を介することで、構造物が経験した応答振幅と関連付けられることを示唆すると考えられる。

減衰定数は、20%加振から100%加振では代表変位の増大とともに漸増し、0.05程度で一旦横ばいになる。代表変位が鉄筋の降伏が生じたと推定される100%加振の

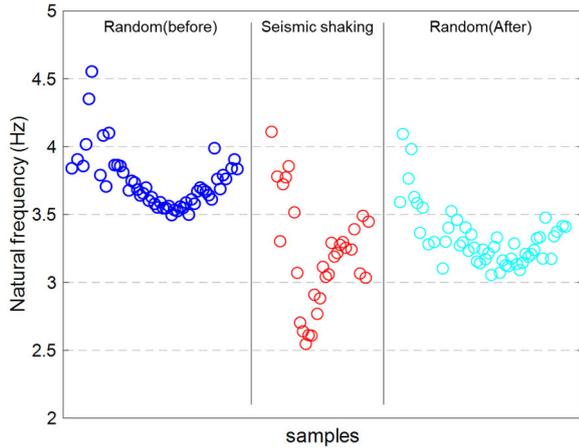


図-4 地震波加振時とランダム波加振時の固有振動数

最大応答値を超えた領域で、急激に増大することが分かる。図-3(b)には、RC造建物を対象に用いられている等価粘性減衰定数¹²⁾の評価式

$$h_{eq} = \alpha \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05 \quad (4)$$

において、係数 α を π^{-1} , 0.25, 0.2 と変えた場合の計算値を示している。塑性率 μ の値は、梁主筋の降伏が生じたと推定される100%加振時の代表変位(0.04m)によって各区間の代表変位の値を規格化した値とした。評価式(4)による値は、同定値の傾向を概ね表現し、応答振幅の大きな領域においては同定値よりやや小さい傾向にある。

3. 事例2: 6層RC造建築物の実験

(1) 実験内容と対象とするデータ

本節では、6層RC造建物を対象に実施された実験⁹⁾において、損傷が生じた地震波加振とその前後の小振幅加振のデータから固有振動数を推定し、応答振幅との関係について考察した事例を報告する。

実験に用いられた試験体は、都市部に比較的多く存在するRC造建物の板状共同住宅がモデルである。試験体は実際の大きさから約30%に縮小しており、張間方向4.6m、桁行方向5.4m、高さ5.4mの6階建てである。張間方向の2階以上には連層耐震壁が配されているが、本報では耐震壁のない桁行方向の振動特性を検討する。

本実験では、入力地震波として1995年兵庫県南部地震のJMA神戸波を振幅調整して20%~140%と増大させ、最終的に崩壊に至らしめる一連の加振実験が行われている。また、各地震波入力の間には、試験体の振動特性を確認するために、小振幅のランダム波加振が実施されて

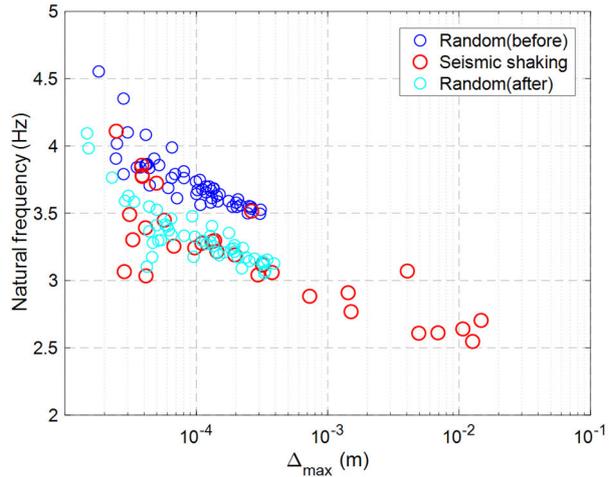


図-5 固有振動数と代表変位 Δ_{max} の関係

いる。これらの記録の中から、本報告では、主筋の降伏が生じたと推定⁹⁾されているJMA神戸波55%加振(以降では、単に地震波加振と称する)と、その前後のランダム波加振のデータを用いることとした。

加速度計は各階の建物の対角線上に2点置かれており、本検討ではねじれの影響を排するために、それら2点の平均を各層の加速度記録として用いる。各層の加速度より、建物の応答を代表する値として、前述の式(1)および式(2)を用いて代表変位 Δ と代表加速度 A の値を算定した。式(1)を計算する際には、1.5Hz以上の成分を通過するフィルタを用い、加速度記録を周波数領域で数値積分することにより変位を求めた。

(2) 地震波加振中の固有振動数の推移

各階の応答加速度を1秒ごとに切り出したサンプルに対し、前節同様にPO-MOESP法¹⁰⁾を適用することによって1次固有振動数を推定した。図-4に、地震波加振時およびその前後のランダム波加振時の結果を示す。図の横軸は1秒間ごとにプロットしたものであるが、連続記録ではないため目盛りを省略している。固有振動数は地震波加振の開始時には約4Hzであるが、地震波加振中に2.5Hz付近にまで大きく低下し、その後徐々に3.5Hz程度まで回復する。その前後のランダム波加振時の固有振動数は、地震波加振の開始時および終了時の値とほぼ等しいが一定値ではなく、加振中に若干低下した後に元の値に戻る。図-5に、各1秒間のサンプル内の代表変位の最大値 Δ_{max} と1次固有振動数との関係を示す。固有振動数は地震波加振で生じた損傷により不可逆的に変化し、2群の右下がりの曲線が同図に現れている。また、図-4で観察された振動数の変化は、地震波加振時の振幅の大きな区間のみならず、ランダム波加振時の小振幅の区間においても生じていることが分かる。

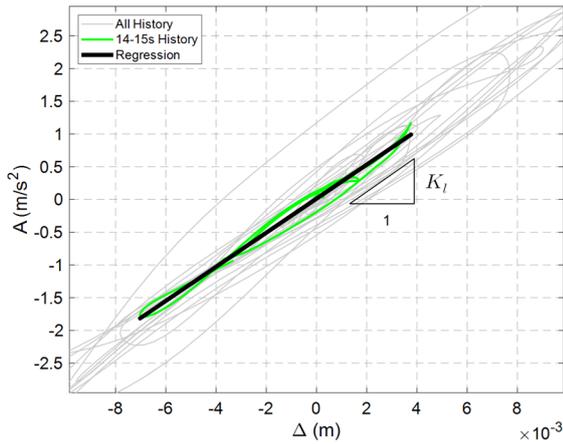


図-6 代表変位 Δ と代表加速度 A の履歴と等価剛性 K_I

(3) 荷重変形関係を用いた振動数回復傾向の考察

代表変位 Δ と代表加速度 A との関係は、等価一自由度系の荷重変形関係とみなすことができる。前節(3)においてはそこから骨格曲線を取り出した性能曲線¹¹⁾を用いて、同定された固有振動数との対応関係を示した。ここでは、本節(2)で推定した、応答が収束する過程を含む地震波加振時の時々刻々の固有振動数について、該当する時間区間で切り出した荷重変形関係の履歴との関係を検討する。

地震波加振時の、 Δ と A との関係を示したものが図-6である。図中の緑線は加振 14~15 秒区間を切り出してプロットしたもので、黒直線はこの 1 秒間の軌跡に対して線形回帰したものである。この直線の傾きを以後回帰剛性 K_I と呼ぶ。回帰剛性の平方根 $\sqrt{K_I}$ を 2π で除した値は、1 秒間の区間の等価な振動数とみなすことができる。

図-7 に、本節(2)においてシステム同定により推定した固有振動数と、同じ 1 秒間の時間区間で回帰剛性より計算した等価な振動数を比較して示した。回帰剛性より換算した振動数と、時々刻々の固有振動数はほぼ等しく、その増減の傾向もよく対応する。図-4、図-5 で最大応答経験後に観察される固有振動数の回復傾向は、計測データから推定した荷重変形関係における除荷時剛性の特性を反映したものと考えられる。

(4) 微小振幅領域における振動数の変化

図-4、図-5 では、ランダム波入力時の微小振幅領域においても固有振動数の変化が見られる。加振終了後には元の値に復帰することから、新たな損傷の生じない場合に生じる変化であると言える。この領域での非線形性を表現するために、微小変形領域における荷重変形関係を式(5)の双曲線式でモデル化する。

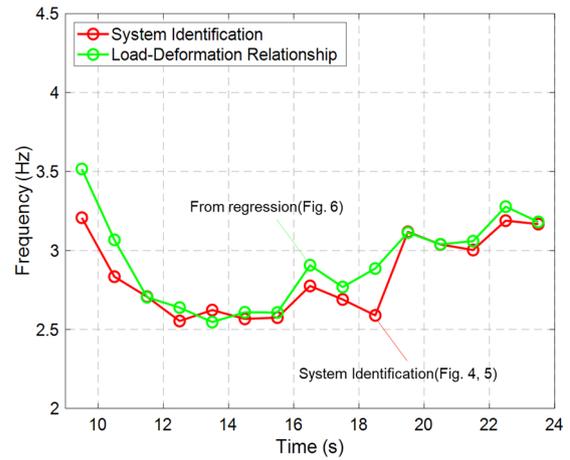


図-7 システム同定による固有振動数と履歴から求めた等価振動数の比較

表-1 非線形モデルのパラメータ

	f_0 (Hz)	Δ_f (m)
加振前ランダム波	3.82	0.0015
加振後ランダム波	3.41	0.0017

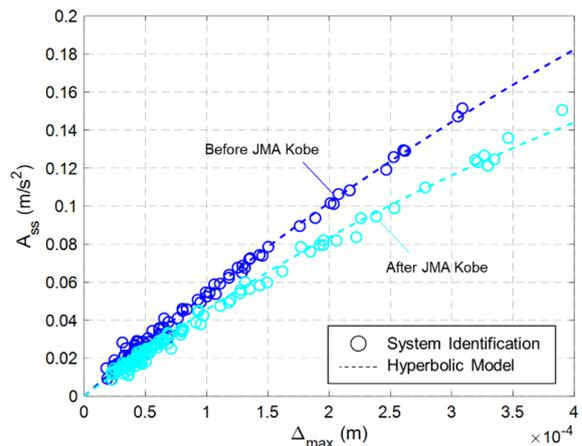


図-8 ランダム波加振時固有振動数と非線形モデル

$$A = \frac{(2\pi f_0)^2 \Delta}{1 + \frac{\Delta}{\Delta_f}} \quad (5)$$

ここで、 f_0 は $\Delta=0$ の時の接線剛性に対応する固有振動数、 Δ_f は双曲線の非線形形状を決定するパラメータである。

地震波加振前後のランダム波加振のデータを用いて、式(5)のうち未知パラメータである f_0 および Δ_f を、グリッドサーチにより最適化した結果を表-1 に示す。ただし、本節(2)と同様に 1 秒区間を切り出し、 Δ には各区間の最大値 Δ_{max} を、 A には同定された固有振動数 f_{ss} と Δ_{max} から $A_{ss} = (2\pi f_{ss})^2 \Delta_{max}$ として計算した値を用いた。

図-8 に、 Δ_{max} と同定結果から計算した A_{ss} との関係を示す。同図には最適化したパラメータを入力した式(5)の双曲線モデルを破線で図示し、比較して示した。図中の青色のプロットは地震波加振前の、水色のプロットは

地震波加振後の、ランダム波加振の結果であることを示している。地震波加振の前後いずれについても、式(5)のモデルはランダム波加振時の固有振動数より換算した代表加速度 A_{ss} と良好に一致する。微小振幅領域における振動数の変化傾向は、本モデルを用いて説明が可能であると考えられる。

4. 結論

本報では、RC 造建物を対象とした 2 種類の大型振動台実験のデータを用い、地震加振中の時々刻々の振動特性の変化に関する検討を行った結果を紹介した。

同定された固有振動数と応答振幅の間には、川島ら⁶⁾や成島ら⁷⁾によって個別の建物に対して示された関連性が、本報で示した 2 事例において部材の降伏を超える領域においても同様に観察された。すなわち、構造物に生じた損傷により固有振動数は不可逆的に低下し、振動が納まるにつれて振幅の小さな領域へ漸増しながら回復する。そして、経験した最大の応答振幅を超える入力を受けた時に新たな振動数の低下が生じる。

代表変位と代表加速度との関係を等価な荷重変形関係とみなし、骨格曲線を抽出した性能曲線と原点とを結んだ勾配や、履歴曲線の回帰剛性から、等価な振動数が求められる。この等価な振動数と同定した固有振動数との関係を調べると、地震波加振時と微小振幅加振時のいずれにおいても、両者は良く対応した。また、応答の小さな領域での固有振動数の非線形性を表現するモデルとして、式(5)の双曲線モデルを提案し、実験データとよく対応することを示した。

入力の増大する複数の加振実験から得られた応答振幅と固有振動数との関係を同時に描くと、未経験の応答振幅の領域の結果を連ねて、右下がり状の曲線が表れる。性能曲線より求めた等価な振動数は、この曲線を概ね包絡することが分かった。この結果は、同定された固有振動数は、性能曲線を介することで、構造物が経験した応答振幅と関連付けられることを示唆すると考えられる。

謝辞：本研究では、令和元年度「首都圏を中心としたレジリエンス総合力向上プロジェクト サブプロ(c)非構造部材を含む構造物の崩壊余裕度に関するデータ収集・整備」の一部として行われた加震実験において、付加計測チーム（三井住友建設）の設置した計器から得られたデータを用いた。また、国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」<https://doi.org/10.17598/nied.0020> より、実験名「縮小 6 層 RC 造耐震壁フレーム建物の振動実験」のデータを使

用した。本報告の一部は、東京大学生産技術研究所、水谷准教授との共同研究の成果である。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 藤野 陽三監修：構造物のモニタリング技術，コロナ社，2020.
- 2) Hoang Trong Khuyen, Hiroyuki Uchibori and Naoki Nagamoto : Automated Real-time Seismic Monitoring System for Bridge and Building Structures, 三井住友建設技術研究開発報告 第 18 号，2020.
- 3) 川島 学, 水谷 司, 内堀 裕之, ホアン チョン クエン, 楠 浩一：無線ネットワークを用いた異常検知システムの性能確認とオフライン解析結果に基づく一考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1019-1020, 2020.
- 4) M.D.Trifunac, S.S.Ivanovic, M.I.Todorovska: Apparent periods of a building. II: Time frequency analysis, Journal of Structural Engineering, ASCE, 2021.
- 5) 永野 正行ほか：2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく関東・関西地域に建つ超高層集合住宅の動特性，日本地震工学会論文集，Vol.12, No.4, pp.65-79, 2012.
- 6) 川島 学ほか：2011 年東北地方太平洋沖地震の前後における建物剛性の低下現象と損傷評価，日本地震工学会大会—2011 梗概集，pp.138-139, 2011.
- 7) 成島 慶ほか：強震記録と微動に基づく超高層集合住宅の動特性と中間階記録を利用した層剛性変化の分析，日本建築学会技術報告集，第 23 巻，第 54 号，pp.415-420, 2017.
- 8) 東城 峻樹ほか：大型震動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析，日本建築学会構造系論文集，第 82 巻，第 741 号，pp.1695-1705, 2017.
- 9) 杉元 訓祥ほか：縮小 6 層 RC 造耐震壁付きフレーム建物試験体の振動台実験における崩壊挙動，日本建築学会構造系論文集，第 82 巻，第 741 号，pp.1759-1768, 2017.
- 10) 肥田ほか：部分空間法に基づくシステム同定による建物の固有振動数と減衰定数の推定精度，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 711 号，pp.923-932, 2014.
- 11) 楠 浩一ほか：加速度計を用いた実構造物の性能曲線算出法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 699 号，pp.613-620, 2014.
- 12) 柴田 明德：最新耐震構造解析（第三版），森北出版，2014.