

論文 大型震動台実験の記録に基づくスリップ性状を示す中層 RC 造建物における固有振動数の推移

川島 学*1・新井 雄大*2

要旨：本論文では 10 層鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型震動台実験の記録に基づき、構造物の応答変位と試験体の固有振動数との関係を考察した。波形を短い時間区間に区切り、実験の全期間を通じて連続的に振動特性の推移を捉えた。その結果、過去に経験した最大応答を超えた領域に入ると試験体は非線形化が進展して固有振動数は大きく低下した。対象試験体では接合部降伏が先行し、スリップ状の履歴を呈して応答振幅が収束しながら固有振動数はさらに減少した。システム同定の手法として部分空間同定法を採用し、自動的な振動モードの抽出において基準モード形との相関係数を利用する方法を提案している。

キーワード：大型震動台実験，システム同定，部分空間同定法，固有振動数，スリップ性状

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の地震時の振動特性は、その構成材料、あるいは基礎地盤が呈する非線形性によって、比較的小振幅であっても変動することが知られている。近年の計測技術および分析技術の進展により、その傾向を捉えるための研究が行われている¹⁾²⁾³⁾が、実際の地震時における建物の振動特性を調査した事例は 2011 年の東北地方太平洋沖地震における国内のデータを対象に検討されたものが多い。永野ら⁴⁾は、関東・関西地域の数多くの超高層集合住宅での振動特性の変化を系統的に調べ、地震応答中の振動数の推移と、地震応答中に生じた振動数の変化を報告した。川島ら⁵⁾は茨城県に建つ中層 SRC 造建物の強震観測記録に基づき、前震、本震、複数の余震の一連の記録を連続的に捉え、本震時に過去に経験していない応答変位振幅の領域に入った際に、振動数に不可逆的な低下が生じていることを示した。これらの研究では、非線形領域に入った建物の振動特性を区分的な等価線形系として同定する手法が適用されている。その後、肥田ら⁶⁾によってその手法の理論的背景と適用性が研究され、スペクトル解析では十分に解像できない短いサンプルデータからも振動特性を抽出可能な手法であることが裏付けられた。東城ら⁷⁾、川島ら⁸⁾は同種の手法を用いて、大型震動台 E-ディフェンスで行われた実験データを対象に分析を行い、その振動特性が応答時に変化する様子を報告している。宮津ら⁹⁾は、非線形性が強い木造住宅の振動特性の推移を数値解析結果と実験データを対象に分析し、手法の適用性を検討した。

鉄筋コンクリート造構造物において振動特性が変化するという現象は様々なスケールで捉えられると考えられるが、その原因と理由が明らかになった訳ではなく、実際のデータを対象とした分析を積み重ねる必要がある。

本論文では、地震応答中に生じる振動特性変化の時間推移について、建物応答変位の大きさとその対応関係を検討する。対象とするのは、大型震動台 E-ディフェンスにおいて 10 層 RC 造建物を対象とした加振実験時に計測された加速度データである。本研究の方向性と用いられる手法は先にレビューした既往研究^{4)~9)}の路線を踏襲するものである。鉄筋コンクリート部材が降伏域を超えた領域での結果に基づき考察し、応答が最大値を取った後に振動数が徐々に減少する結果とスリップ性状を示す履歴曲線との関係について論じる。

2. 分析対象

本論文での分析対象は、2015 年に E-ディフェンスにおいて実施された 10 層鉄筋コンクリート造建物試験体での加振実験¹⁰⁾時のデータである。基準階平面が 13.5m×9.5m、試験体の最下層梁上からの全高さが約 25.75m の試験体である。短辺方向は 4m×3 スパンのラーメン架構、直行する長辺方向は 1 スパンで 7 層まで連層耐震壁が配された耐震壁付きラーメン架構となっている。

本論文で対象とするデータは、鋳鉄製の支承を介して試験体重量を支え基礎の滑りを積極的に活用する条件での加振実験と、その後に引き続き試験体下部の基礎部分を震動台に緊結した条件での加振実験の、一連の実験によって得られたものである。この実験における加振スケジュールを表-1 に示す。基礎部の緊結前後において、試験体の上部構造物に補修等は行われておらず、構造物の状態に変化は生じていない。入力地震波として 1995 年兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で観測された地震波の水平、鉛直 3 成分の振幅を定数倍したものが用いられ、振幅が 10%、25%、50%、100%と段階的に増大させられた。南北成分を短辺方向に、東西成分を長辺方向に、そ

*1 三井住友建設株式会社 R&D センター (正会員)

*2 三井住友建設株式会社 R&D センター

して上下成分を鉛直方向に同時に入力する3軸同時加振が行われた。表-1に記した分析結果の図表において凡例に示す試験ケースの呼称は、例えば振幅10%での加振をKobe-10とし、“-S”が後続する場合は基礎すべり構法での実験を、“-F”が後続する場合は基礎が震動台に緊結された状態での実験を、それぞれ表す。基礎を緊結した条件での100%振幅加振後には、入力地震動の振幅を60%に振幅を低減した加振実験も行われている。地震波加振の前後にはランダム波による加振が行われており、本論文ではこのデータも分析対象とした。表-1中には、本実験の結果が示された論文¹⁰⁾に記述されている各加振時の最大層間変形角を引用して示した。基礎すべり構法での実験時には、入力振幅100%に対して0.60%(1/167)の変形角であり、基礎固定の実験時には入力振幅100%に対して3.05%(1/33)の変形角が生じている。

実験時には様々なデータが取得されているが、本研究においては、基礎上および各階床に設置された加速度センサーの記録を用いる。試験体の各階では、加速度センサーは各階平面での対角線上の隅柱付近へ配置されている。対角に設置されたセンサーの値を平均してこれを各階床中央の記録とみなし、直行する振動方向それぞれの動特性を独立して同定する。

表-1 加振スケジュール

#	Condition of Specimen	Day	Designation	Story drift angle ($\times 10^{-2}$)
1	Sliding Foundation	Day1	Rand1-S	0.11
2			Kobe-10-S	
3			Rand2-S	
4			Kobe-25-S	
5			Rand3-S	
6		Rand4-S	0.41	
7		Kobe-50-S		
8		Rand5-S		
9		Rand6-S		
10		Day2		Kobe-100-S
11	Rand7-S			
12	Rand1-F	0.28		
13	Kobe-10-F			
14	Rand2-F			
15	Day3		Kobe-25-F	0.75
16	Rand3-F			
17	Fixed		Kobe-50-F	
18	Foundation		Rand4-F	
19	Fixed Foundation	Day4	Rand5-F	3.05
20			Kobe-100-F	
21			Rand6-F	
22		Kobe-60-F	1.31	
23		Rand7-F		

3. 振動特性の評価手法

3.1 システム同定手法

試験体の振動特性の推定では、実構造物の振動特性の推移を論じた既往研究^{4),5),7),8)}と同様に、部分空間同定法を用いる。入出力データで構成される行列に対しQR分解、特異値分解といった数値線形代数の理論を用いてシステムの内部表現である状態空間モデルを同定することができる。部分空間同定法の理論については片山¹¹⁾が、構造物を対象とした実稼働モード解析での活用については成書¹²⁾が参考になる。部分空間同定法の特徴は、評価関数の極小化において繰返し計算が不要なこと、また多入力・多出力系への適用が容易なことであり、建設分野でも適用例が増えている。本論文では、肥田ら⁶⁾により振動系を対象とした同定の適用性が検証されているPO-MOESP法のアルゴリズムを利用した。

以下本節を通して、複素数 x に対して $\Re(x)$ は実部を、上付きのバー \bar{x} は複素共役をそれぞれ意味するものとし、 i は虚数単位を表す。

3.2 振動特性の抽出方法

システム同定手法により、入出力の計測データセットから \mathbf{x}_k を状態、 \mathbf{u}_k を系への入力、 \mathbf{y}_k を系からの出力（下添え字 k は時間ステップ）とする時不変の離散時間状態空間モデル

$$\mathbf{x}_{k+1} = \mathbf{A}\mathbf{x}_k + \mathbf{B}\mathbf{u}_k, \quad \mathbf{y}_k = \mathbf{C}\mathbf{x}_k + \mathbf{D}\mathbf{u}_k \quad (1)$$

が同定できる。ここに、行列 \mathbf{A} , \mathbf{B} , \mathbf{C} , \mathbf{D} は定数行列であり、それぞれ状態 \mathbf{x}_k および入力 \mathbf{u}_k の次元に応じて適切な次元を有する。これは、次のように線形振動系のパラメータ（質量、剛性、減衰）により構成される連続時間系の状態方程式と関連付けられる。行列 \mathbf{A} の固有値分解より求まる離散時間系の固有値 μ_j は、対応する連続時間系の固有値 λ_j との間に $\mu_j = e^{\lambda_j \Delta t}$ (Δt は入出力データの時間刻み) の関係があり、複素振動モード形は固有ベクトル $\boldsymbol{\psi}_j$ より $\boldsymbol{\phi}_j = \mathbf{C}\boldsymbol{\psi}_j$ と求まる。下添え字の j は振動モードの次数である。固有値を $\lambda_j = \lambda_{Rj} + i\lambda_{Ij}$ 、固有ベクトルを $\boldsymbol{\psi}_j = \boldsymbol{\psi}_{Rj} + i\boldsymbol{\psi}_{Ij}$ と表すと、状態方程式の解は未定定数を除き $\mathbf{v}_j(t) = e^{\lambda_j t} \boldsymbol{\psi}_j + e^{\bar{\lambda}_j t} \bar{\boldsymbol{\psi}}_j = 2\Re(e^{\lambda_j t} \boldsymbol{\psi}_j)$ と表せるから、オイラーの公式により

$$\mathbf{v}_j(t) = 2e^{\lambda_{Rj} t} (\cos(\lambda_{Ij} t) \boldsymbol{\psi}_{Rj} - \sin(\lambda_{Ij} t) \boldsymbol{\psi}_{Ij}) \quad (2)$$

が得られる。上式は明らかに減衰する正弦波である自由振動を表し、固有値の実部 λ_{Rj} は減衰に、虚部 λ_{Ij} は減衰振動の振動数に対応している。ここで、固有円振動数 ω_j と減衰定数 ζ_j を

$$\omega_j = |\lambda_j|, \quad \zeta_j = -\frac{\lambda_{Rj}}{|\lambda_j|} \quad (3)$$

と定義する。線形粘性減衰振動系を表す連続時間系の数

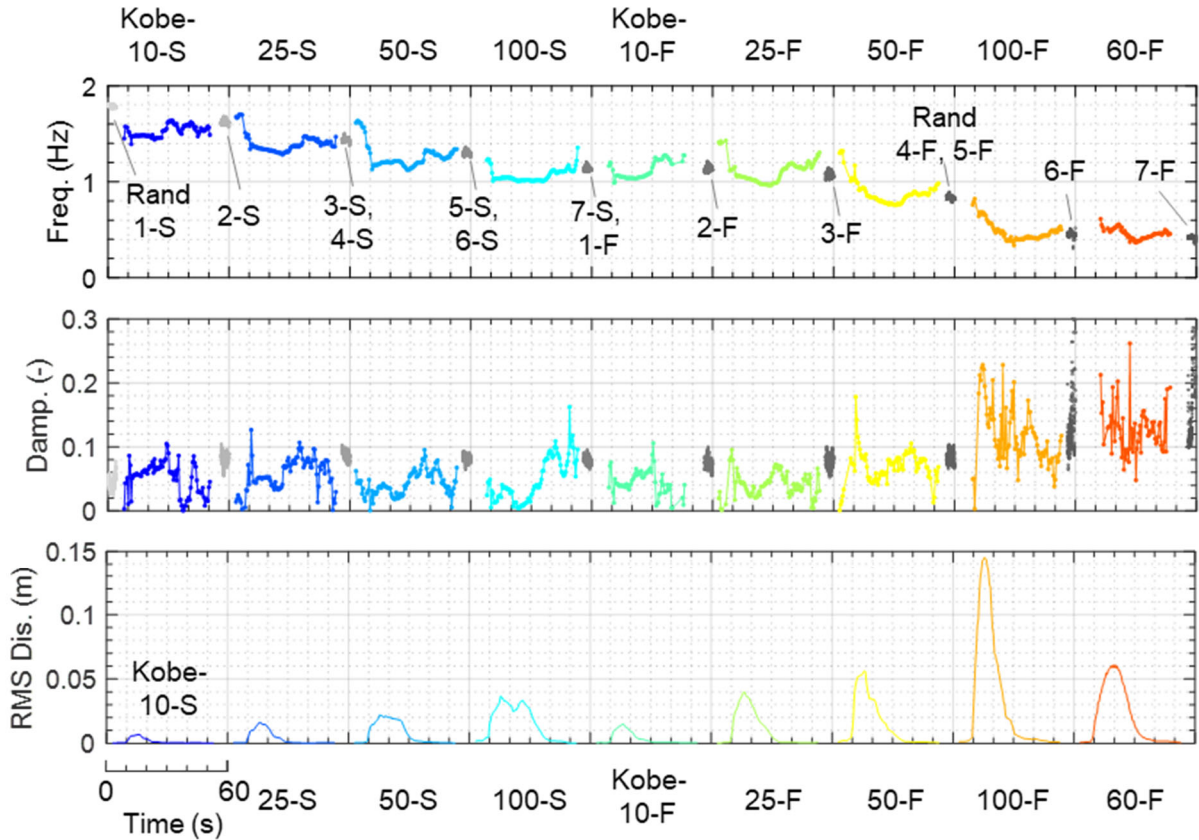


図-1 同定した振動特性（上：固有振動数，中：減衰定数）と同じ区間の代表変位のRMS値（下）

理モデルでは、共役である複素固有値 λ_j は

$$\lambda_j, \bar{\lambda}_j = -\zeta_j \omega_j \pm i \omega_j \sqrt{1 - \zeta_j^2} \quad (4)$$

を満たすから、式(3)は式(4)からの類推による定義と解される。なお、式(3)と前述の $\mu_j = e^{\lambda_j \Delta t}$ の関係より、離散時間系の固有値 μ_j を用いた表現^(例えば6)が導かれる。

本論文では、短時間の入出力データを切り出して当該区間のシステムの動特性を等価線形的に推定し、そこで得られた値のことを系の固有振動数、減衰定数と呼称する。注目する振動モードの抽出においては、試験体の損傷に対してモード形が大きく変化しない“鈍感さ”を利用して、2つの複素モード形間の相関係数の二乗（モード信頼性評価基準、MAC値¹²⁾ $|\phi_0^H \phi|^2 / \{(\phi_0^H \phi_0)(\phi^H \phi)\}$ ）が一定の閾値を超えたとき抽出すべき振動モードであると判定することにした。ここで、 ϕ_0 は試験開始時のランダム波入力 (Rand1-S) 時のデータから同定した初期のモード形、 ϕ は同定対象の波形において推定されたモード形、 $(\cdot)^H$ はベクトルの複素共役転置を表す。以下の結果では、同定モデルの複雑さを表す状態空間モデルの6次に固定した。これは、振動系では1~3次の振動モードを同定対象としたことに相当する。

4. 振動特性の評価結果

図-1に、前節に示した手法によって推定したラーメ

ン架構方向の並進1次モードの固有振動数、減衰定数と、試験体を等価な一自由度系とみなした代表変位¹³⁾の二乗和平均平方根 (RMS) 値を示している。最下層床上の記録を入力、2~10層の記録を出力とし、波形は6秒間の区間を切り出して、その区間を0.5秒ごとにスライドさせながら同定を行った。地震波加振、ランダム波加振は表-1に示すように独立した実験であり、それぞれで得られた結果を時系列順に並べて示している。なお、ランダム波加振中は振動特性の変化が微小であるため、その結果を時間軸方向に縮め、地震波加振時の変化を強調するとともに、振動特性の推移を表す図表とした。

試験開始時のランダム波入力 (Rand1-S) 時には1.8Hz程度であった固有振動数は、実験の進捗に従い徐々に低下していることが分かる。すべり基礎状態の期間 (Kobe10-S~Kobe100-S) においても、振動数変化の傾向が観察される。滑り支承の動摩擦係数は0.2~0.25程度であると見積もられており¹⁰⁾、一次設計レベルをやや超えた水平荷重が試験体に作用し、躯体を構成する部材がひび割れ等の現象を生じていると推測される。この間の振動数の変化の度合いは比較的緩やかであり、約1/167の最大層間変形角に至った100%加振 (Kobe100-S) での固有振動数の値は1.0Hz程度であり、構造部材に塑性化は生じなかったと考えられる。

試験体基礎を振動台に緊結した直後のランダム波入

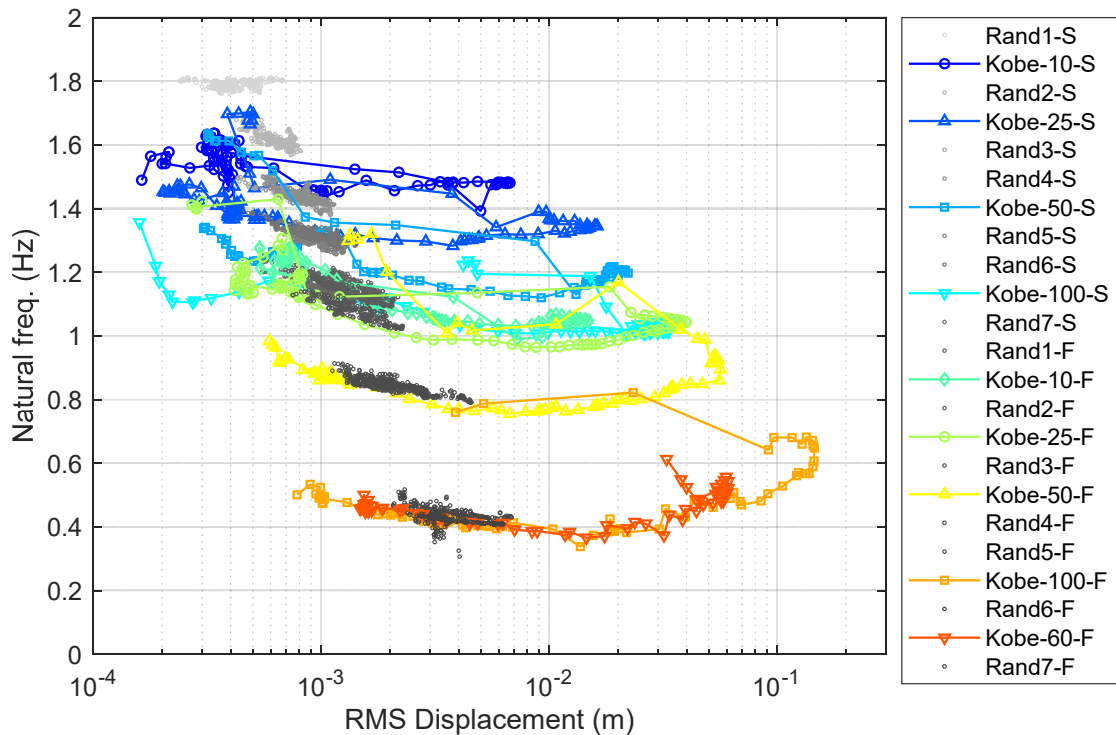


図-2 同定した固有振動数と同じ区間における代表変位の RMS 値との関係

力 (Rand1-F) の結果と、その直前の基礎すべり構法状態のランダム波加振 (Rand7-S) の結果は図-1 では重なっており、基礎の緊結作業による固有振動数の変化は見られない。基礎緊結状態においては応答振幅の増加に伴って固有振動数が顕著に低下する。10%加振では固有振動数の値に変化が見られないが、25%、50%、100%加振の最中に固有振動数は不可逆的に低下し加振前の値へは戻らない。最も加振振幅の大きな 100%加振時には固有振動数は 0.4Hz 程度まで下がり、最後の 60%加振時までほぼ一定値となっている。

推定された減衰定数は、固有振動数と比較してばらつきは大きいものの、一定の傾向を見て取ることができる。滑り基礎状態での減衰定数は、ランダム波加振時には 0.05~0.1 でほぼ一定値である一方、地震波加振時の主要動部では一時的に低下し、加振の終盤は徐々にランダム波加振時の値へ増加する。基礎緊結後の 50%加振では、応答振幅が大きく固有振動数が低下する時間帯に減衰定数の推定値は 0.2 程度まで増大し、応答が収束するにつれてほぼ加振前の値に戻ってくる。さらに、入力が最大となる 100%加振では、応答が大きな時間帯に 0.2~0.3 の大きな減衰定数が推定されている。これは、部材の塑性化による履歴減衰の増大によるものと考えられる。50%加振、100%加振後のランダム波加振時 (Rand6-F, Rand7-F) の減衰定数は変動が大きい。これは、長周期化した試験体に対し 3 秒間と短時間のデータに対して同定を行ったため、得られた結果が不安定となった可能性がある。

図-1 より、固有振動数は地震波入力時の応答の過程で変化が生じるが、その後のランダム波加振時の値はほぼ一定で、直前の地震波加振終了時と概ね等しい値である。このような傾向は、試験体の経験した応答変位の大きさとの関係によって説明できると考えられる。すなわち、試験体が過去に経験していない応答変位に達した際に固有振動数は低下し、応答を経験する前の状態には戻らない。これは、構造物全体の特性である固有振動数に対しても、鉄筋コンクリート部材における荷重-変形関係から定まる等価剛性と同種の考えが成り立つとの仮説であり、次節において検証する。

5. 応答振幅と固有振動数との関係

同定において切り出した時間区間の固有振動数と、同区間での代表変位の RMS 値との関係を図-2 に示す。川島ら⁹⁾により考察されているように、個別の地震波入力時の振動数が同図中で推移する経路は、以下の 3 部分に分けて考えることができる：

- 1) **増大部**：加振開始から、応答振幅が増大するとともに右下がりの勾配に沿って固有振動数が推移する概ね直線的な部分
- 2) **進展部**：前回の地震波入力での最大応答変位を超えた領域に入ると非線形化が進展して固有振動数が低下するうえ、応答変位が最大を迎えた後に変位が収束しながらも固有振動数が徐々に減少する時計回りの部分

3) 収束部: 固有振動数が最小値を取った後に, 応答振幅が収束するに伴って左上がりの勾配に沿って固有振動数が推移する概ね直線的な部分

これらのうち 1) 増大部は, 直前の地震波加振における 3) 収束部とほぼ同一の経路を辿る。今回の対象とした入力地震波では, 初動部分の数秒のうちに最大応答値に達するため明瞭には見て取れないが, ランダム波加振の結果では直前の地震波加振での 3) 収束部の経路上を辿り推移している。また, 2) 進展部が現れるのは, 最大応答値がそれ以前の地震波入力時に経験した最大応答値を超え, 新しく非線形化が進展した場合に限られる。たとえば, 基礎固定後の 10%加振においては, 加振中に試験体がそれ以前に経験した最大応答値を超えることがなかったため, 1) 増大部を辿った後に 2) 進展部を経由することなく, 3) 収束部に移行している。基礎緊結後の最後の実験である 60%加振では, 加振開始からの経路は前の加振での 3) 収束部の経路を通して固有振動数が一度増加し, 前の加振での最大応答値までは達しなかったことから同じ経路を辿って加振初期の値へ復帰している。

固有振動数は構造物のグローバルな剛性を反映した指標であり, その応答値との関係は個々の構造物によって異なる特徴を有する。本試験体においては 2) 進展部が特徴的であり, 基礎緊結後の大振幅加振時に, 応答変位が最大値を迎えた後の振動数の低下量が大きい。100%加振時における 4 層の荷重-変形関係を図-3 に示す。縦軸は各階床の質量¹⁰⁾を用いて求めたせん断力係数であり, 横軸の水平変形にはレーザー式変位計で計測された値を用いた。左下の(b)は最大層間変形を含む 6 秒区間, 右下の(c)はその後の 6 秒区間の結果を橙色で示し, 全時間の結果を灰色で表している。(b)区間での正負処女載荷時には紡錘型の履歴曲線であるが, 徐々に切片荷重が低下する様子が見られる。その後, 応答変位が収束に向かう(c)区間では, 逆 S 字型で強いスリップ性状を示す履歴形状となっていることが分かる。本実験における試験体損傷を考察した既往文献¹⁴⁾によれば, 梁端部でのヒンジ形成よりも接合部降伏が先行したことが報告されており, これが図-2 の履歴の形状に表れていると考えられる。このことから, 本試験体において最大変位を迎えた後に 2) 進展部において徐々に固有振動数が減少するのは, 履歴曲線に見られるスリップ性状によって, 原点付近での等価剛性が最大変形時に比較して減少することに対応していると理解できる。

本実験でのランダム波加振時の固有振動数は, 実際の構造物の状況に置き換えてみると, 最大応答値を経験した地震後の計測値と見做すことができる。図-2 から読み取れるように, ランダム波加振時の固有振動数は, 直前の地震波加振時の 3) 収束部の経路を辿っている。こ

(a) Shear coefficient & story drift (4th story)

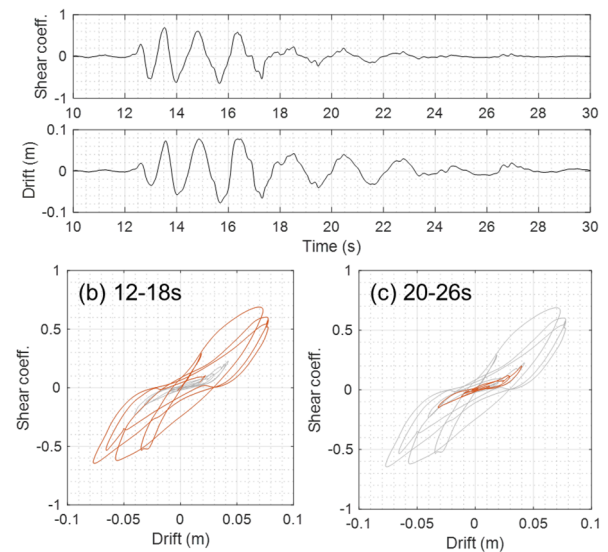


図-3 基礎固定 100%加振時の荷重-変形関係 (4 層)

の値には, 変位が増大して骨格曲線上の新しい領域に入り等価剛性が低下することに加え, スリップ性状による変位が小さい領域での剛性減少の影響が含まれていることになる。構造物が経験した応答振幅の大きさによって固有振動数が変化する傾向を示す研究成果は数多く発表されている(例えば)。構造物が過去に経験していない応答域に入ったと推定される場合, 例えば余震時の振動数を分析する際には, 本論文で示した 2) 進展部での変化量を見定めようとして議論することが重要である。

本論文は単一の建物での事例を示したものであり, より多くの構造物を対象とした検討事例を積み重ねていくことが重要である。なお, 本論文においては応答変位を代表変位の RMS 値としているが, 試験体の最大耐力などの対応を検討するためには, 最大応答値に対して本議論を展開することが望ましい。これは今後の検討課題とする。

6. 結論

本論文では, 実大の 10 層鉄筋コンクリート造を対象とした震動台実験の加速度データに基づき, 構造物の応答変位と試験体の振動特性, 特に固有振動数との関係について論じた。入力振幅を増大させた一連の記録に対して, 波形を短い時間区間に区切って振動特性を推定し, 実験の全期間を通して連続的に振動特性の推移を捉えて考察を行った。

本研究によって得られた主要な結論をまとめると, 以下のようになる。

- 対象とした加震実験の全体を通じて振動特性の値は変化するが, その傾向を説明する主要な因子として応答変位の振幅値が適切であった。

- ・ 各時間区間の応答変位の二乗和平均平方根 (RMS) と固有振動数との関係は、増大部、進展部、収束部の3つの部分に分けて考察することができる。進展部は試験体が過去に経験していない新しい変位の領域に入った際に現れ、非線形化の進展による振動数の大きな低下を生じる部分に対応する。
- ・ 本研究で対象とした試験体は、終盤の加振実験において、最大変位を迎えた後に振動数が徐々に減少する。これは、試験体のスリップ型の履歴によって、原点付近において等価剛性が減少して生じていることが分かった。試験体に接合部降伏が発生したという既往研究¹⁴⁾の知見とも対応している。
- ・ 部分空間同定法を適用し、短時間のサンプルに対しても安定して振動特性を推定することができた。また、基準となるモード形との相関係数は、次数の高い複雑な数理モデルを設定した場合にも、物理的な振動モードの自動抽出に利用できる。

謝辞

本研究では、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> より課題名「現行耐震設計基準に基づく10層RC造骨組の崩壊メカニズムと普及型高耐震技術に関する実験」の実験データを使用した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会:建築物の減衰と振動, 日本建築学会, 2020.
- 2) Trifunac M. D., Ivanovic, S. S., Todorovska M. I.: Apparent periods of a building. II: Time frequency analysis, *Journal of Structural Engineering*, *Journal of Structural Engineering*, Volume 127, Issue 5 ASCE, 2001.
- 3) Clinton JF., SC Bradford; Thomas HH., Javier F.: The Observed Wander of the Natural Frequencies in a Structure, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96 (1): pp.237-257, 2006.
- 4) 永野正行, 肥田剛典, 渡辺一弘, 田沼毅彦, 中村 充, 井川 望, 保井美敏, 境 茂樹, 森下真行, 川島 学: 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.
- 5) 川島 学, 永野正行, 鹿嶋俊英, 井口道雄: 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.
- 6) 肥田剛典, 永野正行: 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.
- 7) 東城峻樹, 中井正一: 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.
- 8) 川島 学, 永野正行: 振動台実験データより抽出した中層RC構造物の性能曲線および振動特性の関係, 第16回日本地震工学シンポジウム, Day2-C1-PB15, 2023.
- 9) 宮津裕次, 曾田五月也: 部分空間法による2層木造軸組工法住宅の振動特性同定, 日本建築学会構造系論文集, 第83巻, 第745号, pp.409-419, 2018.
- 10) 土佐内優介, 佐藤栄児, 福山國夫, 井上 貴仁, 梶原浩一, 塩原 等, 壁谷澤寿海, 長江 拓也, 福山 洋, 壁谷澤 寿一, 向井 智久: 大型震動台による10階建て鉄筋コンクリート造建物の三次元振動実験 (2015) -基礎すべり建物の実験方法と応答-, 日本建築学会構造系論文集, 第83巻, 第750号, pp.1139-1149, 2018.
- 11) 片山 徹: システム同定: 一部分空間法からのアプローチ, 朝倉書店, 2004.
- 12) Rainieri C. and Fabbrocino G.: *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structure, An Introduction and Guide for Applications*, Springer, 2014.
- 13) 楠 浩一, 日向大樹, 服部 勇樹, 田才 晃: 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 多質点系構造物の場合, 日本建築学会構造系論文集, 第79巻, 第699号, pp.613-620, 2014.
- 14) 土佐内優介, 佐藤栄児, 福山國夫, 井上貴仁, 梶原浩一, 塩原 等, 壁谷澤寿海, 長江拓也, 福山 洋, 壁谷澤寿一, 向井 智久: E-ディフェンスを用いた10階建て鉄筋コンクリート造建物 (2015) の三次元振動台実験 その5 基礎すべりと試験体損傷の考察, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.871-872, 2016.