T2R2 東京工業大学リサーチリポジトリ
Tokyo Tech Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	2049 E-ディフェンス高層建物試験体の長期モニタリング：その6 地震損傷の定量的評価の検証(構造)
Title	
著者(和文)	尾野 勝, 金澤健司, 飯野 夏輝, 佐藤 大樹, 北村春幸, 長江拓也
Authors	Kenji KANAZAWA, daiki sato, Haruyuki Kitamura
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, Vol. 81, No. 0,
Citation(English)	, Vol. 81, No. 0,
発行日 / Pub. date	2011, 2
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf:http://ci.nii.ac.jp/naid/110008730289

Powered by T2R2 (Tokyo Institute Research Repository)

Architectural Institute of Japan

2049

2010年度日本建築学会
関東支部研究報告集

E-ディフェンス高層建物試験体の長期モニタリング
その6　地震損傷の定量的評価の検証

構造－振動

常時微動　高層建物　縮約モデル　数値解析
振動台実験　構造ヘルスモニタリング

正会員 ○尾野 勝 *1　正会員 金澤 健司 *2
正会員 飯野 夏輝 *1　正会員 佐藤 大樹 *1
正会員 北村 春幸 *1　正会員 長江 拓也 *3

1. はじめに

前報（その5）[1]では，加振実験による試験体の状態を把握するために，震動台実験によって得られた高密度な観測から，試験体の応答結果として梁端曲げ剛性や残留変形，累積エネルギー量について整理し，試験体のより詳細な変化を捉えた。また，加振実験記録から算出した層剛性と耐震設計で一般的に用いられる評価指標である変形角と累積塑性変形倍率との比較を行い，梁の破断直前の関係から変形角よりも層剛性をモニタリングするほうが鉄骨梁破断の検知に適していることなどを示した。引き続き，高層鋼構造建物の震動台実験の結果を用いて，構造ヘルスモニタリングにおける損傷検知の可能性を示すため，本報（その6）では，常時微動観測と加振実験観測の同定結果を比較し，常時微動観測の有効性を固有振動数と剛性により検討する。さらに，構造ヘルスモニタリングの実用化を考慮した複数層の一括評価による損傷検知可能性についての検討や数値解析を用いた梁破断損傷による層剛性低下の予測可能性について報告する。

2. 実験概要[2,3]

2.1 試験体概要

対象試験体は，前報で用いた試験体と同様で，高さ約22mの縮約7層鋼構造建物である。図1に試験体の立面図および基準階平面図，基礎平面図を示す。ここで，試験体の下層4層の鋼構造架構において，下からF-1st，F-2nd，F-3rd，F-4th，中高層階を縮約した縮約層を，下からS-1st，S-2nd，S-3rdとそれぞれ呼ぶこととする。

2.2 加振実験概要

加振実験は，2008年3月17日から3月21日までの4日間に実施された。加振実験で入力された加振波は，前報の表1に示した順序で実施された。本報の検討で用いた加振波のリストを表1に示す。本報では，特に，ホワイトノイズ20%加振(WH-1)に着目して評価を行う。ここで，表中の地震波番号は加振実験で入力された全加振波の通し番号を示している。

2.3 観測概要

観測は，前報で対象とした加振実験時の加速度や層間変位，柱・梁のひずみ，梁端部の回転角などの高密度観測に加えて，試験体の建設初期段階の建方終了時から実験終了後の解体に至るまでの長期間にわたる常時微動観測を実施した。常時微動観測は，2008年1月29日から2008年3月25日までの57日間にわたり，三成分加速度計を計11台用いて，図1に示す位置で行った。観測のサンプリング周波数は200Hzである。

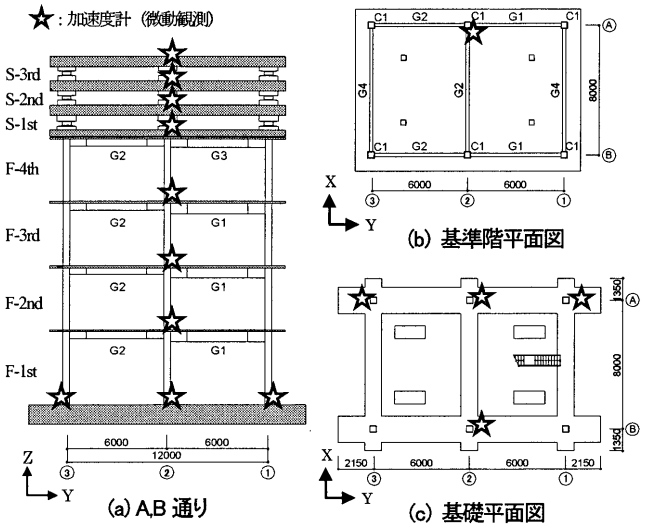


図1 試験体平面図，立面図および観測位置

3. 常時微動観測による地震損傷検知の可能性

本章では，常時微動記録と加振実験記録から得られる固有振動数と層剛性を比較することで，常時微動観測の有効性を検討する。ここで，加振実験記録による固有振動数と層剛性は，前報で求めた結果を用いた。また，常時微動観測から得られる固有振動数と層剛性は，比較対象となるWH-1加振時の固有振動数と層剛性を算定する前の静穏な時間の記録を用いた。そのため，加振最終日の地震波番号31番のWH-1に対応する常時微動記録の同定値は，前後の加振間隔が短いため静穏な時間での同定ができなかったことから検討対象から外した。

3.1 解析手法

常時微動観測記録から固有振動数と剛性を同定する手法を示す。

NII-Electronic Library Service

まず，常時微動記録から長期モニタリングの全ての観測記録を5分間のサンプルデータに分割した後，それぞれのサンプルデータに対してARMA-Burg法[4),5)]を適用して，試験建物の5分毎の固有値（固有振動数と減衰定数）と複素固有モード（以下，モード）を同定した。ここで，加振時の記録で測定レンジ0.25m/s^{2}を超過した記録に対しても特別な処理は行わず，他の記録と同様に解析を行った。ARMA-Burg法の適用条件は，AR次数を20次に固定し，狙うモードの次数によってデシメーション数を2種類のパラメータに設定した。デシメーション数は1次モードで32個，5次モードで8個である。

3.2 固有振動数における評価

ここでは，前節の手法により求めた固有振動数に着目して常時微動観測の有効性を検討する。図2に3月21日の9時の記録を同定して得られたX方向のパワースペクトルを示す。図より，5つの共振ピークが確認できる。このことから本実験の試験体からは，1次モードから5次モードまでの検出が可能であり，図3に，そのうち，1次モードと5次モードのモード図を示す。図3-(b)より，5次モードは実架構部の2次モードと捉えることができることから，本報では，実架構部の損傷検知の観点より，特に，1次モードと5次モードに着目して評価を行う。同様に，Y方向でも1次から5次までのモードを検出し，1次と5次の固有振動数を同定できた。

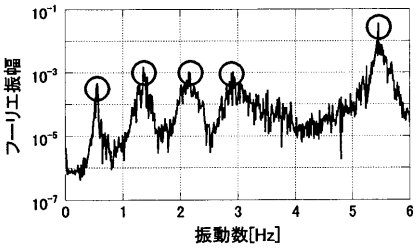
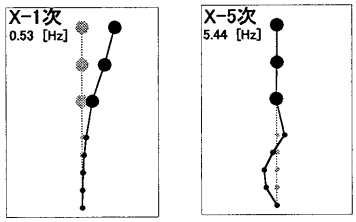
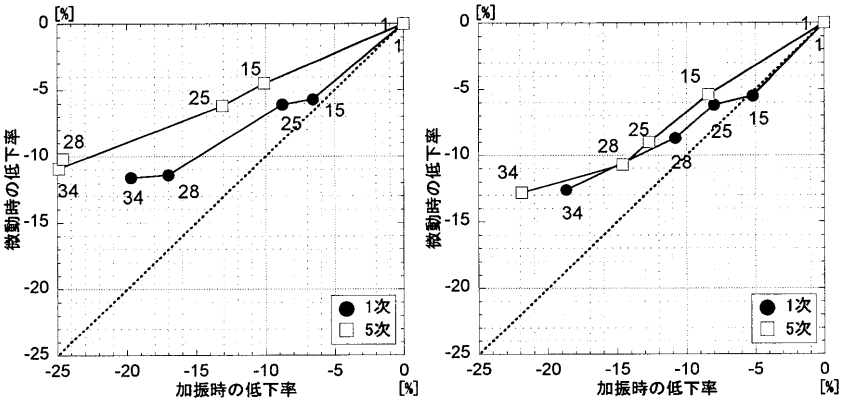


図2 3月21日9時のスペクトル



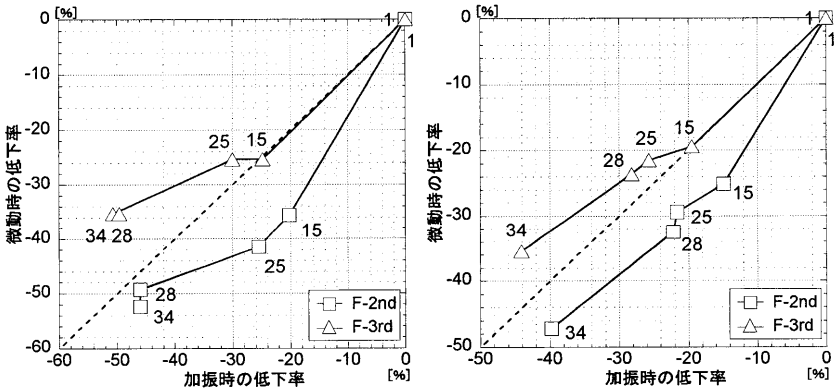
(a) 1次モード　(b) 5次モード

図3 1次と5次のモード図



(a) X方向　(b) Y方向

図4 常時微動観測と加振実験観測による振動数低下率の関係



(a) 実架構X方向　(b) 実架構Y方向

図5 常時微動観測と加振実験観測より算出した剛性低下率の関係

図4に常時微動記録から同定した1次モードと5次モードにおける固有振動数の低下率と，前報の柱ひずみ記録から算出した7質点モデルの1次と5次の固有振動数の低下率の関係を示す。ここで評価値として用いた固有振動数の低下率は，加振初期である地震波番号1番の固有振動数を基準として，各加振時に算定した固有振動数がどの程度低下したかを表している。図4より，微動時と加振時の低下率を比較すると，微動時の低下率が加振時よりも小さいことが確認できる。ただし，全体の推移の傾向は，各次固有振動数でほぼ線形に変化していることから，微動時と加振時の固有振動数の低下の関係が一定であることが確認できる。詳細にみると，1次固有振動数の低下率は，加振初期の剛性低下による振動数の低下や梁端部の破断による振動数の低下の点について，微動時と加振時で良い対応を示している。さらに，全加振終了後には，X方向とY方向でともに加振時の低下率が約20%，微動時の5次の低下率は10%程度となった。また，5次固有振動数の低下率についても，1次固有振動数と同様の傾向を示し，試験体の状態変化を良く捉えていることが確認できる。また，微動時の低下率は，10%程度の低下率であり1次の低下率とほぼ同程度となったが，加振時の低下率は加振初期に比べ20%以上の低下がみられ1次の低下率よりも大きな低下であった。

これらの結果は，本研究の手法の中で最も簡便と考えられる常時微動記録による1次固有振動数によっても，加振経験に伴う建物の状態変化を捉えることができることを示している。

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

3.3 層剛性における比較・検討

実架構部の層剛性について，前節と同様に，常時微動観測の有効性を検討する。図 5 に実架構部で特に大きな損傷が発生した F-2nd と F-3rd における微動時と加振時の層剛性の関係を示す。なお，微動による層剛性は 1 次の固有値と固有モードの同定値を後述の式(1)に代入して算出した。

図 5 を見ると，微動時と加振時の同定結果が良く対応していることがわかる。詳細にみると，図 5 に示す実架構部における微動と加振の二つの剛性低下率の関係は，F-3rd においては X 方向と Y 方向でともに加振初期の段階から良く一致していることがわかる。一方で，F-2nd における関係は，地震波番号 1 番から 15 番にかけて微動時の低下率が大きく評価されており加振時との差は大きいが，その後の関係は良く対応している。

以上のように，常時微動観測記録と加振時の観測記録から算定した固有振動数と剛性の関係は良く対応していたことから，常時微動観測によっても試験体の性状を捉えることができる可能性を確認し，常時微動観測に基づく評価法の有効性を示すことができた。

4. 複数階の一括評価による損傷検知の検討

前節までは，下部 4 層の実架構と縮約層 3 層の縮約 7 質点モデルで評価を行ったが，構造ヘルスモニタリングを実施するにあたり，複数階を縮約し一括で評価することで，観測の労力やコストを低減できると考える。そこで，本研究では，図 6 に示すように，試験体の 1-4 層を 1 質点に縮約し（以後，C-1st と呼ぶ），全体で 4 質点の縮約モデルを作成した。これにより，より少ない観測点による構造ヘルスモニタリングの可能性を検討する。

図 7 に加振経験における縮約モデルの剛性推移を示す。縮約モデルの剛性は，縮約最下層（本論文では F-1st）の層せん断力と縮約した層間変位の和（本論文では F-1st から F-4th の層間変位の和）の荷重-変位関係から求まる等価剛性とした。図 7 をみると C-1st の剛性推移は，加振未経験の状態から初めて加振を経験することによる剛性の低下の様子や梁端部の破断により剛性が低下する現象を捉えていることがわかる。この推移の傾向は，前報の柱のひずみ記録から算出した，実架構部の剛性推移の傾向とよく一致しており，縮約モデルによっても実架構部の状態変化を捉えられることがわかる。

図 8 に実架構部における各層の剛性低下率と縮約層 C-1st の剛性低下率を示す。図 8 は，加振未経験の状態を基準として，対象となる WH-1 の加振時の剛性がどの程度低下したのかを示している。まず，加振初期の地震波番号 1 番から 15 番の縮約 1 層における低下率を見ると X 方向と Y 方向でともに約 20%の低下が見られた。この

表 1 加振波諸元

加振日	地震波番号	加振波	加振方向	備考
2008.3.17	1	W-1	X,Y	
	10	東扇島波 50%	X,Y	
	12	三の丸波 35%	X,Y	
	14	エルセントロ波 50%	X,Y	
2008.3.18	15	W-1	X,Y	
	21	気象庁波 60%	X,Y	
2008.3.21	25	W-1	X,Y	
	27	三の丸波 100%	X,Y	X方向梁破断
	28	W-1	X,Y	
	30	三の丸波 100%	Y	
	31	W-1	X,Y	
	33	三の丸波 100%	Y	Y方向梁破断
	34	W-1	X,Y	

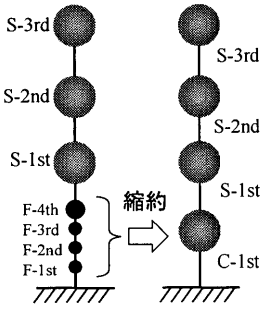
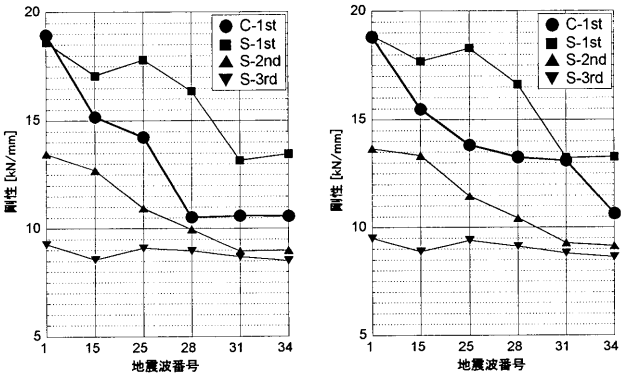
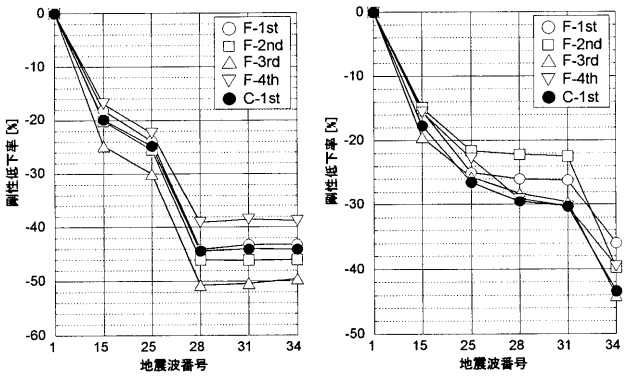


図 6 実架構部縮約モデル



(a) X 方向　(b) Y 方向

図 7 加振経験における縮約モデルの剛性推移



(a) X 方向　(b) Y 方向

図 8 加振経験における縮約モデルの剛性推移

ことは，加振初日に行ったような小規模な地震動によっても建設直後の剛性から大きく低下することを示している。一方で，加振初期の剛性低下は約 20%であり，一般の鉄骨造建物でも竣工後の加振未経験の状態から，加振初日に実施された設計用地震動レベル相当の比較的頻繁に発生するような小地震や床振動，風応答等のように建物の使用期間中に経年的に発生する小さな揺れによって建物剛性が 2 割程度低下する可能性があることを示唆している [6]。また，梁端部の破断による剛性低下率は X 方向と Y 方向でともに約 45%であった。

このように，実架構部を縮約したモデルの評価によっても，実建物の 1-4 層の損傷を検知できることを確認した。

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

表 2 損傷前後の層剛性における実験値と数値解析値の比較

X方向	1層			2層			3層			4層		
	剛性(kN/mm)		低下率(%)	剛性(kN/mm)		低下率(%)	剛性(kN/mm)		低下率(%)	剛性(kN/mm)		低下率(%)
	損傷前	損傷後		損傷前	損傷後		損傷前	損傷後		損傷前	損傷後	
実験値	54.78	40.25	−26.5	49.43	35.82	−27.5	47.82	33.70	−29.5	70.38	55.25	−21.5
数値解析値	42.01	33.94	−19.2	37.16	27.16	−26.9	37.81	27.76	−26.6	49.61	40.00	−19.4

Y方向	1層			2層			3層			4層		
	剛性(kN/mm)		低下率(%)	剛性(kN/mm)		低下率(%)	剛性(kN/mm)		低下率(%)	剛性(kN/mm)		低下率(%)
	損傷前	損傷後		損傷前	損傷後		損傷前	損傷後		損傷前	損傷後	
実験値	52.33	45.35	−13.3	47.32	36.76	−22.3	42.12	33.45	−20.6	55.26	47.90	−13.3
数値解析値	39.61	38.44	−2.9	36.10	31.65	−12.3	36.45	29.53	−19.0	44.00	37.82	−14.1

5. 層剛性低下の予測可能性の検討

本章では，数値解析モデルを用いて損傷前後の剛性を算定し，さらに実験で得られた層剛性との比較を行うことで，数値解析との対応を分析する。この検討により，梁破断に伴う層剛性の低下率が数値計算でシミュレートできるか否かを検討する。本報告の解析で使用する損傷前の健全時の立体架構モデルは，材料試験や実験結果から得られた記録（地震波番号 10 番，12 番，14 番，21 番の加振観測記録）を基に作成されたものである[7]。実架構部の，部材端の復元力特性はMS（Multiple Spring）モデルにより表されている。縮約層についてはMSS（Multiple Shear Spring）モデルを用いて，積層ゴムとダンパーの復元力特性がモデル化されている。なお，床スラブの剛性効果は梁の曲げ剛性の付加剛性として考慮されている。この解析モデルを用いて固有値解析を行い，固有振動数と固有モードを算出し，以下の式を用いて各階の層剛性 K_i を算出した。

$$K_i = \frac{\omega_k^2 (\sum_{j=i}^{N} m_j \phi_{j,k})}{\phi_{i,k} - \phi_{i-1,k}} \tag{1}$$

ここで，ω_k, ϕ_k は k 次の固有円振動数と固有モードを，m_i は各階の質量を示す。ここでは，$k = 1$ 次とした。

また，損傷を考慮した解析モデルは，前述の健全モデルをもとに，梁端部の破断箇所と対応する部材端に回転バネを取り付け，回転バネの剛性を低下させることで損傷をモデル化した。回転バネの剛性は，前報の図 3 で示した破断箇所の梁端部の曲げ剛性から破断による剛性低下率を求め，解析モデルの健全時における梁端部の剛性からその剛性低下率を引いた値を用いた。

このように求めた数値解析値と実験値における実架構部の損傷前後での剛性と剛性低下率を表 2 に示す。ここで，実験値は，損傷前後の剛性としてX方向が地震波番号 25 番から 28 番，Y方向が 31 番から 34 番を使用した。表から，数値解析値と実験値の層剛性の数値そのものには大きな差が見られた。その一方で，剛性低下率は実験値と数値解析値ではY 方向の F-1st と F-2nd を除いて良い対応を示している。このことは，事前解析によっても地震損傷に伴う建物の剛性低下量を予測できることを示している。また，実験値と数値解析値における層剛性の誤差は，解析モデルが振幅レベルの大きい実験結果を基に作成されているのに対して実験値が WH-1 加振の同定結果を使用していることによる振幅依存性の影響や，解析では考慮していない床スラブの剛性低下の影響などにより生じたものと思われる。

6. まとめ

本論文では，長周期地震動を受ける高層鉄骨造建物の震動台実験における実大建物を対象として，常時微動観測と加振実験観測により構造特性の変化を評価した。その結果，常時微動観測と加振観測の比較より常時微動観測の構造ヘルスモニタリングに対する有効性を確認した。また，複数層の一括評価による損傷検知の可能性や数値シミュレーションによる梁破断による剛性低下の予測可能性を確認した。

謝辞

本研究は，文部科学省が推進する「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト」の下で防災科学技術研究所からの委託研究として東京理科大学が実施した「長周期地震動による被害軽減対策の研究開発（その2)」の研究成果の一部である。

参考文献

1) 飯野，金澤ほか：E-ディフェンス高層建物試験体の長期モニタリング その5 加振実験記録に基づく建物性状と剛性の評価，日本建築学会関東支部研究報告集，2011.3.
2) 井上，長江ほか：高層建物の耐震性評価に関する E-ディフェンス実験－その 1～11，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.823-832，pp873-884，2008.9.
3) 長江ほか：超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築－E-ディフェンス振動台実験－，日本建築学会構造系論文集，第 640 号，pp.1163-1171，2009.6.
4) 尾野勝，金澤健司，森本真史，佐藤大樹，北村春幸，長江拓也：実大震動台実験における高層建物試験体の振動特性評価，構造工学論文集，Vol.56B，pp.247-254，2010.3.
5) K.Kanazawa, et al.: Vibration-based damage detection of a high-rise steel building before and after the E-defense shaking table test, Proc. on the 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Tokyo, Japan, Paper No.022, July 2010.
6) 荒川利治，神尾宏幸，山本茂和：微動測定データに基づく鉄骨造高層建物の振動特性評価(その 1 構造ヘルスモニタリング)，日本建築学会関東支部研究報告集，2007.3.
7) 大内隼人，島田侑，佐藤大樹，長江拓也，北村春幸ほか：E-ディフェンスにおける高層建物試験体の累積損傷評価 その2 解析モデルを用いた累積損傷評価，日本建築学会関東支部研究報告集，2009.3.

*1 東京理科大学理工学科建築学部 *2 電力中央研究所地球工学研究所
*3 (独) 防災科学技術研究所

NII-Electronic Library Service