

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	実大震動台実験における高層鉄骨造建物の地震損傷検知
Title	SEISMIC DAMAGE DETECTION OF A HIGH-RISE STEEL BUILDING ON THE FULL-SCALE SHAKING TABLE TEST
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(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 662, pp. 755-783
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 662, pp. 755-783
発行日 / Pub. date	2011, 4
rights	日本建築学会
relation	isVersionOf: http://ci.nii.ac.jp/naid/40018797234

実大震動台実験における高層鉄骨造建物の地震損傷検知

SEISMIC DAMAGE DETECTION OF A HIGH-RISE STEEL BUILDING
ON THE FULL-SCALE SHAKING TABLE TEST尾野 勝*, 金澤 健司**, 飯野 夏輝*, 佐藤 大樹***
北村 春幸****, 長江 拓也******Masaru ONO, Kenji KANAZAWA, Natuki IINO, Daiki SATO,
Haruyuki KITAMURA and Takuya NAGAE*

Changes in story stiffness and natural frequency of a high-rise building on the E-defense full-scale shaking test are experimentally evaluated from small excitations to the end of the ultimate shakes, which are expected to employ as damage index for structural health monitoring. Two kinds of changes are observed similarly from both shake test and ambient vibration, which occurred in the first seismic experiences by small excitations and after the severe damage when complete ruptures on main girders appeared in ultimate shakes. The latter severe changes in story stiffness are well-simulated by using a finite element analysis for seismic design.

Keywords : *Natural Frequency, Story Stiffness, Ambient Vibration, Shaking Table Test, Structural Health Monitoring, Steel Building*

固有振動数, 層剛性, 常時微動, 振動台実験, 構造ヘルスマニタリング, 鉄骨建物

1. はじめに

実測記録に基づく構造物の振動特性評価は、構造物の振動性状を把握する目的に加えて、対象となる構造物に対する設計法、施工法ならびに維持管理法の妥当性を検討する目的にも利用されており、構造工学を扱う広い分野において基盤的技術に位置づけられている。特に、地震の発生頻度の高い日本では、建物の耐震性能を正確に把握し、それに応じた対策を講じることが必要不可欠といえる。また、近年、建物の長寿命化が推し進められており、長期間の使用による耐震性能の経年劣化が将来的に表面化することが懸念されている。このような背景の下で、近年、建物の構造健全性を評価する手法として振動特性評価に基づく構造ヘルスマニタリングに関する研究が活発に行われており¹⁾、実測記録に基づく構造物の振動特性評価はその重要性を増してきている。しかし、その実用化のためには、建物を構成する各種の要素が建物にどのように影響しているかを把握することや実大構造物の実損傷を実観測により評価することが必要である。

建物の実損傷と振動特性の関係を評価した実施例として、過去の地震被害から固有振動数の変化を常時微動観測によって評価した阿部、守ら²⁾⁻⁵⁾、中村ら⁶⁾による報告がある。阿部らは、1978年宮城

県沖地震の前後における固有周期の変化を205棟の建物の常時微動計測に基づいて分析し、目視による建物の損傷度と固有周期の伸び率の間に相関関係が認められることを報告した。中村らは、1995年の兵庫県南部沖地震で被災した建物2棟を対象に、鉄骨建物の補強前後において建物の層剛性が30%程度まで増加することを確認した。このように、地震観測によって実構造物の剛性や固有振動数が地震後に低下する現象や補強によって増加する現象は、既往の研究によって確認されている。

その一方で、現在の鉄骨建物の耐震設計は、構造物の終局状態において梁端部に損傷を集中させることで層崩壊を防止することを目標とする場合が多いので、地震経験後に建物の構造健全性を診断するためには、梁端部の損傷状態を知ることが重要となる。このため、構造ヘルスマニタリングでは、梁端部の剛性低下を定量的に評価することが要求される。鉄骨建物においては、建物剛性や振動特性が非構造部材の影響を受けることが確認されているが^{7),8)}、まずは、無損傷から梁破断損傷までを含む地震経験によって主架構のみの剛性や固有振動数がどのように変化をするかを定量的に評価することが重要であると思われる。

そこで、本研究では、(独)防災科学技術研究所のE-ディフェン

* 東京理科大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生

** 電力中央研究所地球工学研究所

主任研究員 博士(工学)

(東京理科大学大学院 客員准教授)

*** 東京理科大学理工学部建築学科 助教 博士(工学)

**** 東京理科大学理工学部建築学科 教授 博士(工学)

***** 独立行政法人防災科学技術研究所

兵庫耐震工学研究センター 主任研究員 博士(工学)

Graduate Student, Faculty of Science and Engineering, Tokyo Univ. of Science

Research Engineer, Civil Engineering Research Laboratory, Central Research Institute of Electric Power Industry, Dr. Eng.

(Associate Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science)

Assistant Professor, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Professor, Dep. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Researcher, Hyogo EERC, NIED, Dr. Eng.

スにおいて実施された長周期地震動を受ける高層建物の震動台実験^{9),10)}の機会を利用して、鋼構建造物試験体の振動特性を常時微動観測と加振実験観測により高密度かつ高品質な観測を実施し、地震経験に伴う実大鉄骨建物の剛性や固有振動数の変化を定量的に把握することを試みた。本実験では、建物が線形状態にある中小地震を経て最終的に大地震によって鉄骨梁端部を破断させることに成功しているため、建物の無損傷状態から甚大損傷経験後までの剛性や固有振動数の変化を評価できる。また、実際の建物で実施することが現状では難しい梁端部のひずみ計測の高密度な観測を利用して損傷を詳細に把握した点や、実大規模の試験体で実架構の剛性が実地震損傷によってどの程度低下するのかを実測により示し、その結果を設計指標との比較や数値計算、常時微動観測により多角的に評価・比較した点、特に、実建物と同じひずみレベルでの常時微動観測に基づいて加振実験観測と常時微動観測の評価結果を比較し、常時微動観測の適用性条件を検討した点に本研究の特徴がある。

本論文では、2章で実験に用いられた対象試験体の試験体概要ならびに常時微動観測、強震観測の各観測システムの概要、加振実験の概要を、3章で試験体の損傷に関わる基本性状の評価結果を述べる。4章では、図1に示した柱のひずみ記録から求めた剛性の加振経験による変化と層間変形角や累積塑性変形倍率との関係性を評価した。5章では、構造ヘルスマモニタリングの実用化の可能性として複数層を一括して評価することによる損傷検知の可能性を述べる。そして、6章では、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の検討を固有振動数と剛性により検討し、7章では、数値解析を用いて梁破断損傷による層剛性低下の予測可能性を検討した。

2. 実験概要^{9),10)}

2.1 試験体概要

長周期地震動の脅威が広く世間に知られるようになり、特にその影響を受けやすい超高層建物に大きな被害が発生する恐れが指摘されている。このような背景の下で、2008年3月下旬に(独)防災科学技術研究所の兵庫耐震工学研究センター(兵庫県三木市)にある実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を利用し、長周期地震動を受ける超高層鋼構建造物の損傷過程を把握することを目的とした震動台実験が行われた。図2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。試験体は、仮想21層モデル(高さ80m、21階建て鉄骨造建物)を縮約した等価モデルであり、高さ約22mの縮約7層モデルである。下部4層は実大の鋼構造架構であり、その上に大重量コンクリート錘と積層ゴムを中高層階の縮約層として配することで試験建物全体が長周期化されている。下部4層の基準階平面形状はX方向(短辺方向)8m×1スパン、Y方向(長辺方向)6m×2スパンである。

2.2 加振実験概要

試験体の加振実験は縮約7層モデルに対して4日間の工程で行われた。表1に加振実験の入力波の全リストを実施の順で示す。表1では、入力波の諸元として最大速度と最大加速度、継続時間を示した。ここで、最大速度と最大加速度は、震動台上に設置された3成分加速度計により観測された記録を用いて、X方向とY方向について算出した。本実験で入力された地震動は、設計用地震動として最

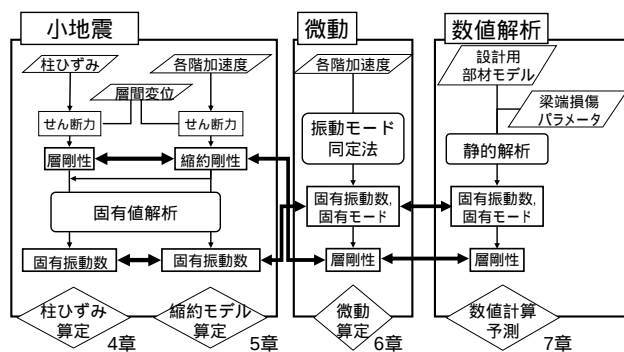


図1 本研究の概要フロー図

★ 加速度計(微動観測) ○→ 加速度計(強震観測) □→ 変位計(強震観測)
●→ 梁端部ひずみゲージ、変位計(強震観測)

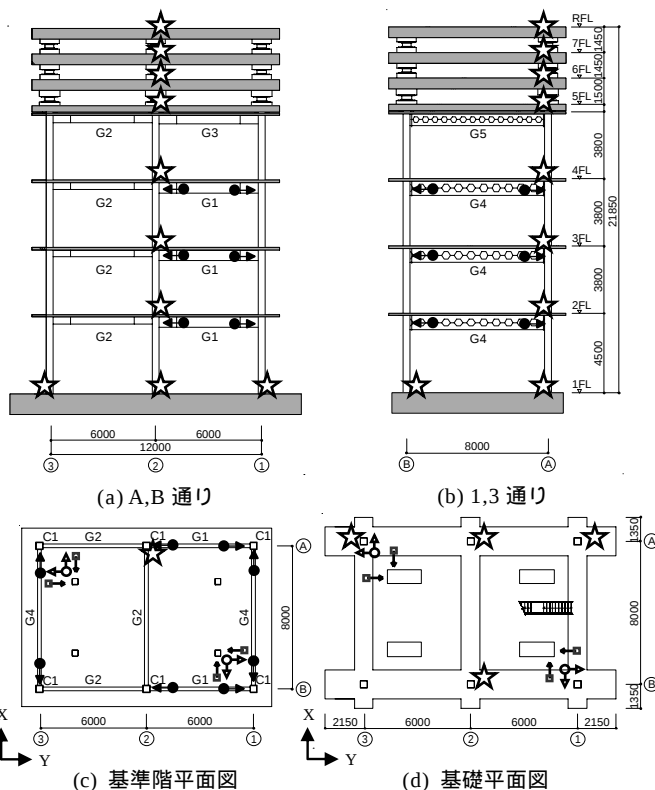


図2 試験体立面図、平面図および観測位置

大速度を0.5m/sに基準化したエルセントロ波、長周期地震動として、首都圏で予測される関東地震を想定した気象庁波、東海地震を想定した東扇島波、さらに、東海地方の長周期地震動として、東海・東南海地震を想定した三の丸波が入力された。ここで、地震動の入力は水平二方向に対してであり、試験体Y方向に対して、エルセントロ波、気象庁波および東扇島波のNS成分を、三の丸波のEW成分を入力し、X方向にはそれぞれの直交成分を入力した。また、これらの地震動のほかに試験体の振動特性を調べるためのホワイトノイズ加振が各加振日の最初と加振最終日の三の丸波加振の前後に入力された。ホワイトノイズ加振は、振幅レベルにより3段階に分けられており、低振幅のものからそれぞれWH-1、WH-2、WH-3と呼ぶこととする。

2.3 観測概要^{11),12)}

観測は、試験体の鉄骨建方終了時から解体に至るまでの2008年1

表 1 加振実験における入力波の一覧

地震波 番号	入力波	最大速度 (m/s)		最大加速度 (m/s ²)		継続時間 (s)
		X方向	Y方向	X方向	Y方向	
2008年3月17日						
1	ホワイトノイズ 波 W-1	0.06	0.06	0.74	0.86	234
2	W-2	0.11	0.12	1.65	1.84	228
3	W-3	0.17	0.18	2.67	2.86	230
4	パルス波 X1	0.06	0.01	0.27	0.05	284
5	パルス波 X2	0.13	0.01	0.62	0.05	274
6	パルス波 X3	0.19	0.01	0.92	0.05	266
7	パルス波 Y1	0.01	0.13	0.06	0.68	277
8	パルス波 Y2	0.01	0.19	0.07	1.04	255
9	東扇島波 30%	0.08	0.11	0.53	0.60	111
10	東扇島波 50%	0.14	0.18	0.91	0.92	96
11	三の丸波 20%	0.08	0.09	0.31	0.42	248
12	三の丸波 35%	0.14	0.15	0.57	0.82	245
13	エルセントロ波 30%	0.13	0.14	0.82	1.46	44
14	エルセントロ波 50%	0.22	0.23	1.44	2.30	46
2008年3月18日						
15	W-1	0.06	0.06	0.73	0.82	233
16	W-2	0.11	0.12	1.71	1.84	231
17	周波数スイープ Y1	0.01	0.04	0.07	0.17	307
18	周波数スイープ Y2	0.01	0.08	0.08	0.29	300

*) W-1,W-2,W-3はホワイトノイズ波を示す。

地震波番号	入力波	最大速度 (m/s)		最大加速度 (m/s ²)		継続時間 (s)
		X方向	Y方向	X方向	Y方向	
19	周波数スイープ X1	0.04	0.01	0.16	0.06	323
20	周波数スイープ X2	0.08	0.01	0.30	0.07	318
21	気象庁波 60%	0.18	0.13	2.63	1.51	113
22	気象庁波 100%	0.30	0.22	4.74	2.81	110
23	エルセントロ波 100%	0.44	0.45	2.92	4.66	49
2008年3月19日						
-	W-1	(欠測)				
-	W-2	(欠測)				
24	東扇島波 100%	0.27	0.36	1.90	1.57	92
2008年3月21日						
25	W-1	0.06	0.06	0.72	0.83	233
26	W-2	0.11	0.12	1.68	1.84	231
27	三の丸波 100%	0.41	0.42	1.95	2.44	220
28	W-1	0.06	0.06	0.71	0.84	231
29	W-2	0.11	0.12	1.65	1.85	226
30	三の丸波 100%	0.01	0.42	0.13	2.42	240
31	W-1	0.06	0.06	0.71	0.85	230
32	W-2	0.11	0.12	1.70	1.86	224
33	三の丸波 100%	0.01	0.42	0.18	2.44	233
34	W-1	0.06	0.06	0.72	0.83	230
35	W-2	0.11	0.12	1.66	1.84	222

月 29 日から 3 月 25 日まで常時微動観測を実施し、加振実験中には、常時微動観測に加え、震動台実験の計測として高密度な強震観測が実施された。各観測位置を図 2 に示す。常時微動観測では、図 2 に示す位置に計 11 台の三分加速度計を設置し、長期間にわたる連続的な常時観測を行った。また、強震観測において、本研究では、床加速度、層間変位、柱・梁のひずみ記録^{11),13)}を使用した。梁端部の観測は、図 2-(a),(b),(c)に示す位置で行われ、梁端部のひずみと変位が計測された。これらの全ての観測でサンプリング周波数は 200Hz とした。

3. 震動台実験による試験体の応答結果

一連の震動台実験期間中における試験体の状態を説明するため、梁端曲げ剛性、残留層間変形角および累積エネルギーについて整理した。

3.1 梁端の損傷状況と曲げ剛性の変化

まず、本実験において架構に発生した最も大きな変化の一つとして、加振最終日の三の丸波加振による大梁梁端部の破断がある。図 3 に X 方向と Y 方向における梁端に破断が発生した時の損傷状況を示す。破断は、まず地震波番号 27 番の三の丸波加振時に X 方向の梁端のみに発生した。しかし、Y 方向の梁端には破断が確認できなかったため、その後に Y 方向のみに三の丸波加振を 2 度にわたり繰り返し行い、3 回目の三の丸波加振により Y 方向にも破断が確認された。

図 4 に、6 度の WH-2 の加振データから評価した加振経験による梁端部の曲げ剛性の変化を示す。曲げ剛性は、G4 梁 (X 方向) と G1 梁 (Y 方向) の全ての梁端部に観測されたひずみと変位記録に基づく梁端部における曲げモーメントと回転角の関係 (M-θ 関係) より求めた¹³⁾。詳細には、M-θ 関係の半ループ毎に正曲げ方向、負曲げ方向の曲げ剛性を求め、加振中における平均値をその加振における正曲げの曲げ剛性、負曲げの曲げ剛性とした。ここで、梁端の

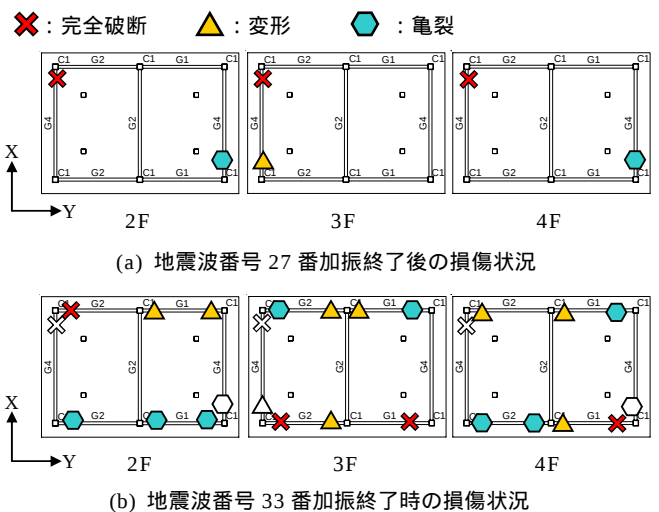


図 3 梁端損傷状況図

曲げモーメント M と梁端部回転角 θ は文献¹³⁾の方法で求めた。すなわち、梁端の曲げモーメント M は、柱中心から 1650 mm 離れた位置の梁に貼付した 4 枚の歪ゲージより求めた。一方で、梁端部回転角 θ は、柱中心から 1450 mm 離れた位置の梁ウェブ上に 2 個の変位計を設置し、その差を 2 つの変位センサ間の距離で除すことで回転角を算出した。図 4 より、X 方向と Y 方向とともに梁端部に破断が生じた後には、破断が発生した梁の曲げ剛性がほぼゼロとなっていることがわかる。その一方で、破断が発生しなかった梁端部には曲げ剛性に大きな変化が見られないことも確認できる。

3.2 加振経験と残留層間変形角の関係

図 5 に、実架構部の残留層間変形角の推移を示す。建物の性能を評価する一つの指標である残留変形は、既往の研究¹⁴⁾により安全性や居住性の観点から許容できる残留変形角は約 0.005rad であると述べられている。図 5 に示した残留変形角は全ての層においてこの

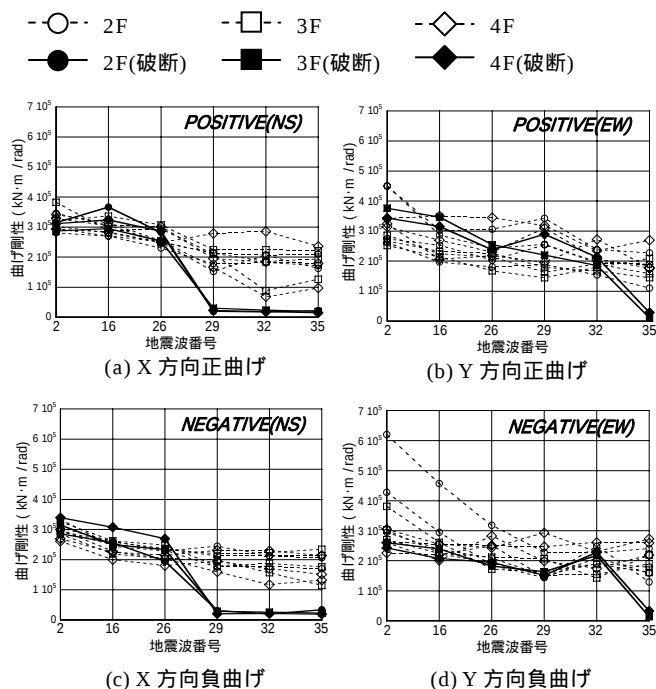


図4 加振経験に伴う梁端部曲げ剛性の推移

0.005rad を大きく下回っている。このように残留変形角は全実験期間を通して微小であるため、本実験においては、加振後の残量変位等に基づき構造部材の損傷を検知することは難しいと思われる。本試験体のように、甚大な損傷が発生して耐震性能上の終局状態に達していても残留変形角が小さい場合には、本研究で指向する地震前後の梁の剛性低下を検知する手法が有効であると考えられる。

3.3 実架構部における累積エネルギーの推移

図6には、観測された全加振波における実架構部の累積エネルギーを示す。ここで用いた累積エネルギーは、文献13)と同様の手法を用いて、各加振毎に層の吸収エネルギーを算出し、それらを時間順に足し合わせて求めた。図6より、加振最終日の3度の三の丸波加振により各層とも大きなエネルギーを吸収していること、特に2層、3層での吸収エネルギーが大きいことが確認できる。

このように、本実験で行われた高密度な観測により試験体のより詳細な変化を捉えることができた。次章以降は、この試験体の変化をもとに構造ヘルスマニタリングの観点から試験体を評価し、特に、損傷による剛性と固有振動数の変化を評価することを試みる。

4. 加振経験に伴う層剛性の变化の分析

4.1 検討方法

本章では、全部で6回のWH-1を対象加振として、加振経験に伴う剛性と固有振動数の变化の傾向を分析する。算出方法は、加振実験時に観測された柱のひずみ記録と層間変位記録から実架構部の層剛性を求め、この層剛性と縮約層の剛性から固有振動数を算出した。詳細には、全ての柱の柱頭および柱脚に取り付けられたひずみゲージから推定される各柱の曲げモーメントを用いて柱のせん断力を求め、このせん断力を各層の柱で足し合わせたものを層せん断力とし、この層せん断力と層間変位の荷重-変位関係から層の等価剛性を算出した。そして、この層剛性と各層の重量を用いて固有値解析を行

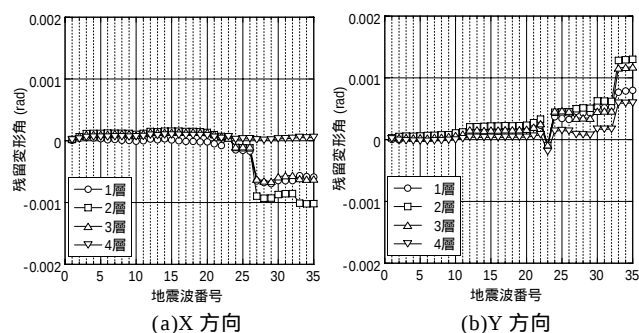


図5 加振経験に伴う残留層間変形角の推移

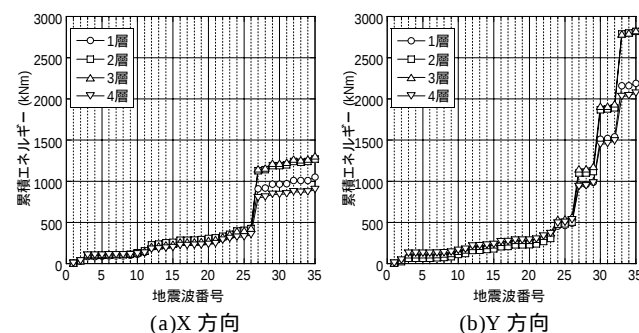


図6 加振経験に伴う実架構部の累積エネルギーの推移

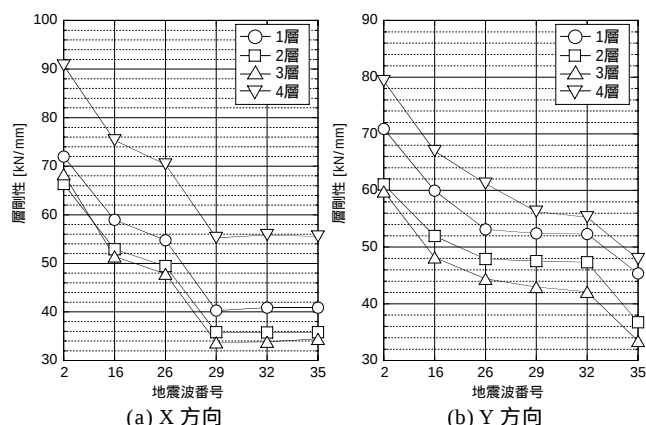


図7 加振経験に伴う実架構部層剛性の推移

い、固有振動数を求めた¹¹⁾。

この手法によって算出される層剛性と固有振動数からは、間仕切り壁等の2次部材の影響を除いた主架構の性状を分析することができ、さらに、実験によって高密度に観測を行ったために得られた結果であることから、試験体の主架構の性状を評価するにあたり信頼性の高い結果であると考えられる。また、加振ケースWH-1はいずれも入力最大の加速度が 1m/s^2 以下であり、本章での検討は中地震程度の入力を受ける鉄骨建物の振動特性を分析しているといえる。以下では、柱のひずみ記録から求まる層剛性を耐震設計で一般的に用いられる評価指標と比較し、試験体の実際の損傷や設計指標との対応を分析する。設計指標は、建物の変形能力を表す変形角と建物が吸収した地震エネルギーによる塑性変形の累積値である累積塑性変形倍率を使用した。

4.2 柱のひずみ記録による層剛性の評価結果

図7に加振経験による柱のひずみ記録から求めた層剛性の推移を示す。図より、X方向とY方向の実架構の全ての層で加振の経験に

低い層剛性が低下することが確認できる。詳細には、X 方向では、地震波番号 1 番から 15 番と 25 番から 28 番の間で、Y 方向では、1 番から 15 番と 31 番から 34 番の間で特に大きな層剛性の低下が見られた。1 番から 15 番での層剛性の低下は、加振未経験の状態から初めて加振を経験することで層剛性が低下する傾向を示している。この傾向は、実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験においても確認されており^{15),16),17)}、地震波番号 1 番から 15 番までの期間に実施された、弾性範囲での加振（以下、弾性波加振と呼ぶ）により振幅レベルの小さい応答を経験することで、部材間のなじみが生じることや、コンクリートスラブに微小なクラックが発生することにより層剛性が低下したものと考えられる。さらに、X 方向の地震波番号 25 番から 28 番と Y 方向の地震波番号 31 番から 34 番で梁破断の発生により層剛性が大きく低下する様子がみられた。このことは、梁破断に伴い試験体の性状が変化する現象を層剛性のモニタリングによって検知できる可能性を示している。

4.3 層剛性と最大経験変形角の関係

図 8 に最大経験変形角と層剛性の関係を示す。ここでは、特に、損傷が顕著であった 2 層と 3 層に着目して考察する。図中の数字は、層剛性を算出した試験ケースの地震波番号を示す。ここで、最大経験変形角は、各加振の終了以前に各層が経験した最大の層間変形角を示している。また、設計時における層間変形角の性能評価項目の基準として、JSCA 性能メニュー¹⁸⁾で規定されている、損傷限界、安全限界値余裕度（以降、余裕度）安全限界値余裕度（以降、余裕度）安全限界値をそれぞれ 1/200、1/150、1/100、1/75 とし、本実験結果との比較を行う。ここで、JSCA 性能メニューでは、損傷限界値、余裕度、余裕度、安全限界値の規定として、建物の目標とする状態をそれぞれ無被害、軽微な被害、小破、中破～大破としている。

図 8 より、X 方向と Y 方向でともに梁破断発生前の状態までは変形角が大きくなると層剛性が小さくなることから、変形角と層剛性は逆相関の関係にあることが確認できる。そして、X 方向では、梁破断後も逆相関の関係が認められるが、Y 方向では、梁破断により層剛性のみが大きく低下していることがわかる。詳細には、X 方向と Y 方向とともに、弾性波加振を経験することにより層剛性が大きく低下し、最大経験変形角も損傷限界である 1/200 付近にまで変形が達した。その後の地震波番号 15 番から 25 番の間では、気象庁波やエルセントロ波、東扇島波の加振が行われ、X 方向では、余裕度である 1/150、Y 方向では、余裕度の 1/100 を超える変形となるが層剛性の変化はほとんど見られなかった。そして、X 方向と Y 方向とともに安全限界値の 1/75 を超える変形となったとき、梁の破断により剛性が大きく低下する傾向が確認できる。このとき、Y 方向では、三の丸波加振を繰り返し入力することで破断直前の状態を評価できていることを考慮すると、破断が発生しても変形角が急激に伸びることはなく、その一方で、層剛性は大きく低下する様子が図 8 より確認できる。このことは、構造ヘルスマニタリングの観点からは、変形よりも剛性を評価する方が鉄骨梁破断の損傷検知に適することを示しているといえる。

4.4 層剛性と累積塑性変形倍率の関係

次に累積塑性変形倍率と層剛性の関係について分析する。累積塑性変形倍率は、文献 18)の式(2a)を参考に塑性履歴エネルギーを完全

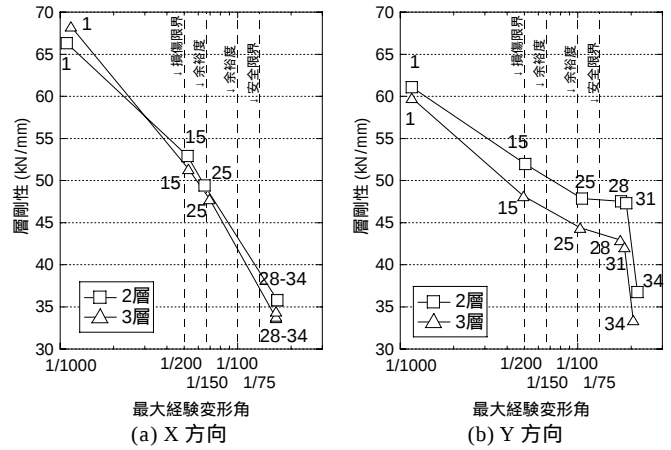


図 8 最大経験変形角と層剛性の関係

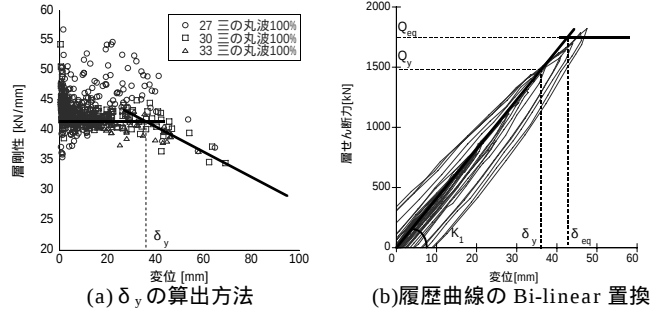


図 9 δ_y および δ_{eq} の算出概要

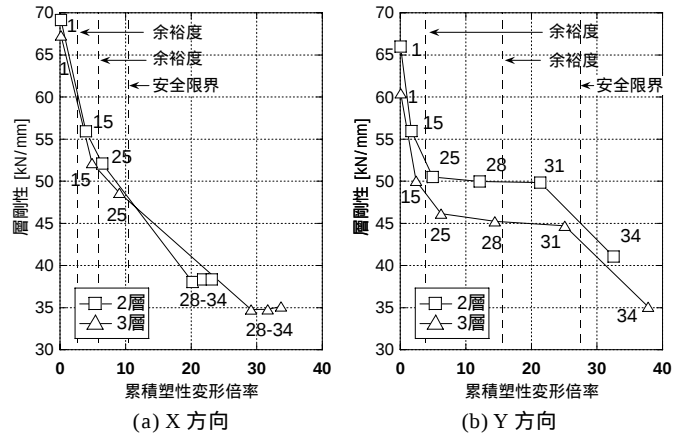


図 10 累積塑性変形倍率と層剛性の関係

表 2 性能判断基準値表

対象	性能評価項目	損傷 限界	安全限界 余裕度	安全限界 余裕度	安全限界値
建物挙動	R(rad)	1/200	1/150	1/100	1/75
構造骨組	μ	1.0	2.0	3.0	4.0
	η ノンスラップ	0	3.89	15.56	27.54
	梁端混用	0	2.6	5.9	10.5

R：層間変形角、 μ ：層の塑性率、 η ：層の累積塑性変形倍率

弾塑性型復元力特性に置換した復元力特性における $Q_{eq} \cdot \delta_{eq}$ で除した値、すなわち評価指標として使用する層の累積塑性変形倍率 η は、

$$\eta = \frac{\sum (W_{pi}^+ + W_{pi}^-)}{Q_{eq} \cdot \delta_{eq}} \quad (1)$$

から求まる。ここで、 W_{pi}^+, W_{pi}^- ：正負の塑性履歴エネルギー、 $Q_{eq} \cdot \delta_{eq}$ ：完全弾塑性型復元力特性のせん断力と降伏変位の積

を示す。本論文では、 δ_{eq} と Q_{eq} を実験結果から算出した。図 9 に δ_{eq} と Q_{eq} の算出概要を示す。ここで、図 9 では、Y 方向の 3 階で得られた結果を代表として使用した。まず、X 方向と Y 方向でそれぞれ破断が発生した加振を対象として、図 9-(a)のように、層剛性を半ループ毎に算定し、剛性が低下し始める変位を δ_y とした。次に、初期剛性 K_1 を、加振中に初めて

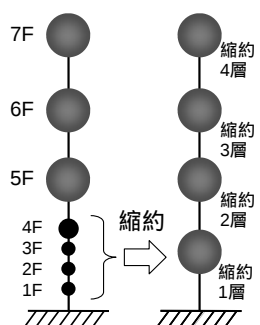


図 11 実架構部縮約モデル

δ_y を超える時間までの荷重 - 変位関係を得て、その履歴曲線から求める等価剛性とした。そして、図 9-(b)に示す荷重 - 変位関係において δ_y と K_1 を固定した上で、層間変位が最大となる δ_{max} 時に、文献 18)の図 13 と同様の手法で履歴面積が等しくなるように完全弾塑性型復元力特性に置換して δ_{eq} と Q_{eq} を決定した。

次に、層間変形に対する累積塑性変形倍率の安全限界値 η_u を次式より求める。

$$\eta_u = 0.5 \cdot (\delta_y / \delta_{eq}) \cdot \eta_{mu} \quad (2)$$

ここで、 η_{mu} : 部材の累積塑性変形倍率の安全限界値、を示す。(2)式における δ_y と δ_{eq} は、前述の(1)式の計算で算出された値を用いた。一方で、 η_{mu} は接合形式ごとに整理されている累積塑性変形倍率の安全限界値を、合成梁であることを考慮して 2/3 倍した値に設定した¹⁸⁾。表 2 に(2)式より求めた接合形式ごとに性能判断基準値を算定した結果を示す。本実験では、X 方向には梁端混用、Y 方向にはノンスラップの接合形式による性能判断基準値を使用する。

以上のようにして求めた累積塑性変形倍率と層剛性の関係を図 10 に示す。図より、X 方向と Y 方向でともに、加振初期である地震波番号 1 番から 15 番までのエネルギー吸収量が少ない加振によって層剛性が大きく低下していることがわかる。さらに、X 方向と Y 方向でともに破断が発生したところで層剛性が大きく低下し、累積塑性変形倍率は安全限界値を超えた。このことから、本実験における試験体の梁破断は、塑性変形の累積値による影響が大きかったと考えることができる。また、Y 方向では、地震波番号 25 番から 31 番の間に経験した三の丸波加振では、累積塑性変形倍率は増加しているが、剛性はほとんど変化していないことが確認できた。このことは、構造ヘルスモニタリングの観点に立てば、剛性をモニタリングすることで部材が破断したことは検知できるが、鋼材の疲労限界に近づいていることは検知できないことを示している。

5. 複数階の一括評価による損傷検知の可能性の検討

前章では、下部 4 層の実架構と上部 3 層縮約層の 7 質点で評価を行ったが、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られる。そこで、本研究では、図 11 に示すように、試験体の 1-4 層を 1 質点に縮約し、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 12 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 1 層）の層せん断力と縮約

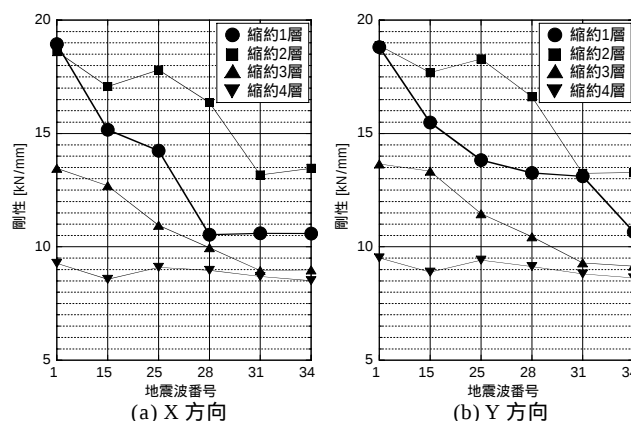


図 12 加振経験に伴う縮約モデルの剛性推移

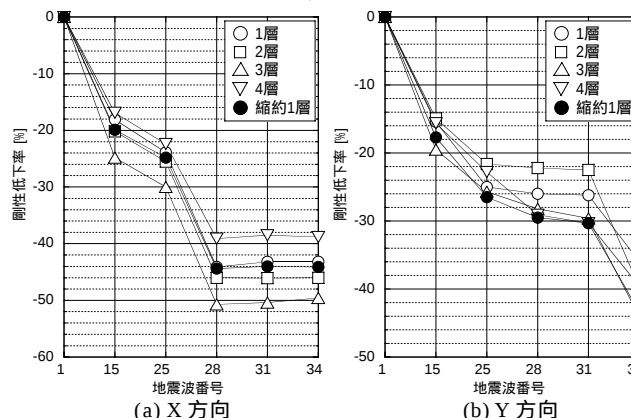


図 13 加振経験に伴う剛性低下率の推移

(縮約剛性と層剛性の関係)

した層間変位の和（本論文では 1-4 層の層間変位の和）の荷重-変位関係から求める等価剛性とした。ここで、本章の層せん断力は、4.1 節で述べた柱のひずみ記録に基づく方法により推定した。図 12 をみると縮約 1 層の剛性推移は、図 7 で示した実架構部各層の剛性推移と同様な変化の傾向を示していることがわかる。詳細には、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。

図 13 に実架構部における各層の剛性低下率と 1-4 層を縮約した縮約層の剛性低下率を示す。図 13 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。このことは、加振初日に行った弾性波加振の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がわかる。一方で、加振初期の剛性低下の傾向は約 20% の低下率となり、一般の鉄骨造建物でも竣工後の加振未経験の状態から、加振初日に行っ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¹⁹⁾。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。

以上のように縮約剛性と層剛性の加振経験による推移の傾向は一致していることが確認できた。これは、本実験において 1 層から 4 層が均等に損傷しているために層剛性と縮約剛性の推移の傾向が一

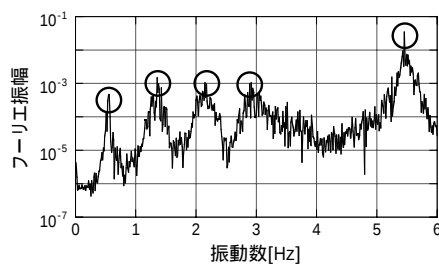


図 14 3 月 21 日 9 時のスペクトル

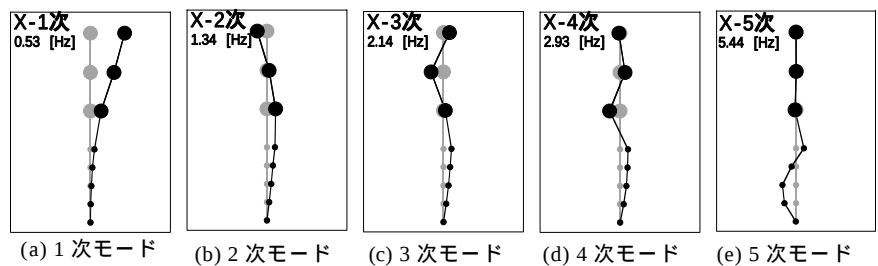
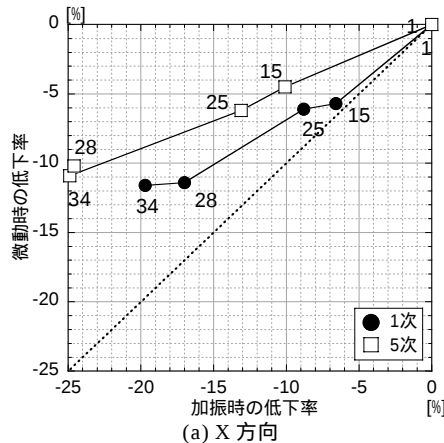
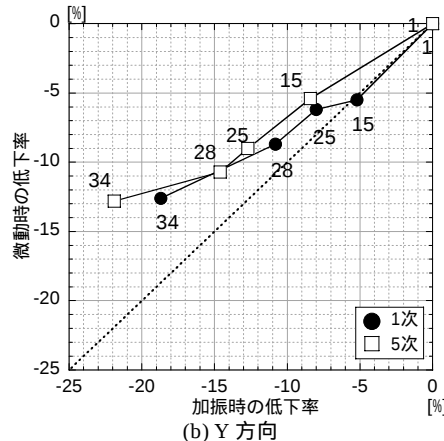


図 15 各次におけるモード図

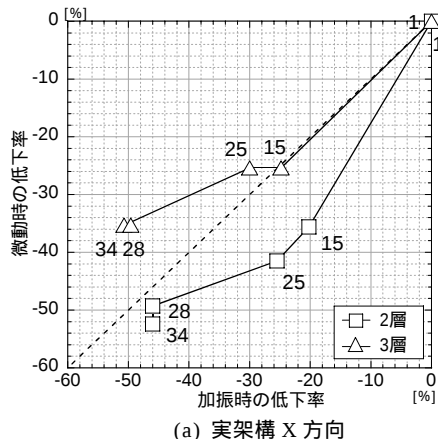


(a) X 方向

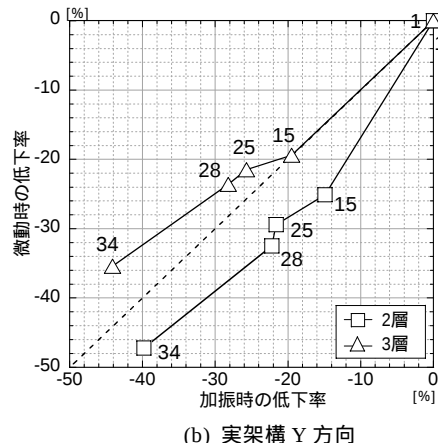


(b) Y 方向

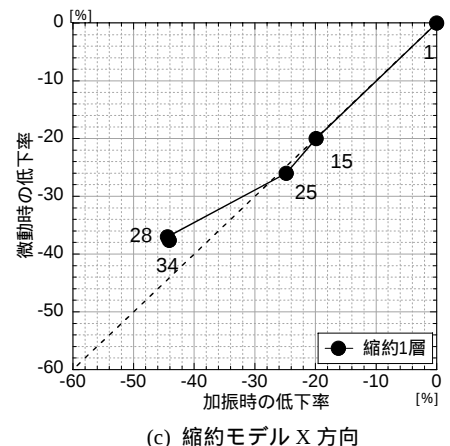
図 16 微動観測と加振実験観測による
振動数低下率の関係



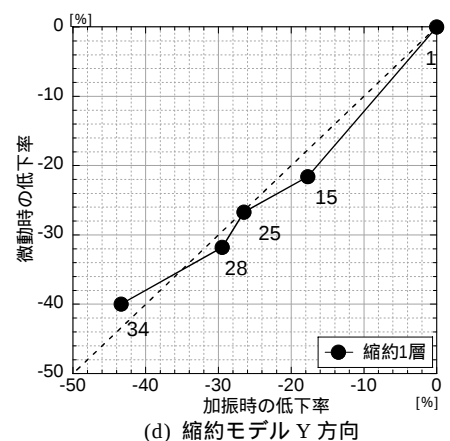
(a) 実架構 X 方向



(b) 実架構 Y 方向



(c) 縮約モデル X 方向



(d) 縮約モデル Y 方向

図 17 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

致したためと考えられる。一般には、縮約剛性は縮約層全域の平均的な剛性を表すものと考えられる。

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。

6. 常時微動による損傷検知の可能性の検討

本章では、常時微動記録からの同定結果である固有振動数と層剛性と、4 章で求めた加振実験時に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、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使用した。そのため、加振最終日の地震波番号 31 番の WH-1 に対応する微動観測記録の同定値は、前後の加振間隔が短いために静穏な時間での同定ができなかったことから比較対象から外した。

6.1 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。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^{11),12)}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 3 種類のパラメータに設定した。1 次モードを同定する際はデシメーション数を 32 個（時間刻み 6.25Hz ）、2 次から 4 次モードの同定では、デシメーション数 16 個（時間刻み 12.5Hz ）そして、5 次モードではデシメーション数を 8 個（時間刻み 25Hz ）とした。なお、本論文では、静穏時における

これら 5 分間の同定結果を 12 個（静穏時の 1 時間の記録に相当）平均し、その平均値を各期間における代表値とした。

6.2 固有振動数に対する検討結果

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微動観測の有効性を検討する。図 14 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るといえる。これら 5 つの共振ピークのモード図を図 15 に示す。同様に、Y 方向でも 1 次から 5 次までのモードを検出し、各次固有振動数を同定できた。ここで、5 次モードは、図 15-(e)より、実架構部の 2 次モードと捉えることができる。このことから、実架構部の損傷検知の観点より 1 次モードと 5 次モードに着目して評価を行う。

図 16 に微動観測記録から同定した 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、第 4 章で用いた柱ひずみ記録から算出した層剛性を用いて作成した 7 質点モデルの 1 次と 5 次の固有振動数の低下率との関係を示す。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 16 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、微振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、微振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、常時微動による評価でも試験体の状態変化を良く捉えられている。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、本論文で使用する手法の中で最も簡便に振動特性を同定できると考えられる常時微動に基づく 1 次固有振動数によっても、その変化を加振時と同等に捉えることができることを示している。

6.3 層剛性に対する検討結果

実架構部の層剛性と縮約モデルについて、前節と同様に、微動観測の有効性を検討する。図 17-(a),(b)に実架構部で特に大きな損傷が発生した 2 層、3 層における微動時と加振時の層剛性の関係を、図 17-(c),(d)に縮約モデルの縮約 1 層における微動時と加振時の層剛性の関係を示す。なお、常時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(3)に代入して算出した。

図 17 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 17-(a),(b)に示す実架構部における

表 3 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

微動と加振の二つの剛性低下率の関係は、3 層においては 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、2 層における関係は、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、その後の関係は良く対応している。また、図 17-(c),(d)においては、X 方向と Y 方向でともに微動時と加振時で全期間を通して良い対応がみられた。

以上のように、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、常時微動観測の有効性を示すことができた。

7. 梁破断に伴う層剛性低下の事前予測可能性の検討

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。本論文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²⁰⁾。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合成梁として梁の曲げ剛性に付与した。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。

$$K_i = \frac{\omega_k^2 \left(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,k} \right)}{\phi_{i,k} - \phi_{i-1,k}} \quad (3)$$

ここで、 $\omega_k, \phi_{i,k}$ は k 次の固有円振動数と固有モードを、 m_j 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、図 3 に示した梁端部の破断箇所の回転バネの剛性を低下させることでモデル化した。回転バネの剛性は、図 4 で示した破断箇所の梁端部の曲げ剛性から破断前後の剛性低下率を求め、その剛性低下率を一致させるように損傷時の解析モデルの梁端部剛性を設定した。

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の層剛性と剛性低下率を表 3 に示す。ここで、実験値は、損傷前後の層剛性として 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、剛性低下率は実験値と数値解

析値では Y 方向の 1 層と 2 層を除いて良い対応を示していることがわかる。このことは、簡単な解析モデルを用いた解析によっても梁破断による剛性低下率を評価できることを示している。その一方で、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。この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物と思われる。

8. 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試験体を対象として、常時微動観測と加振実験観測により高密度かつ高品質な観測により実大構造物の構造特性の変動を評価した。その結果、加振実験観測から算出した層剛性と固有振動数により試験体の構造状態の変化や損傷を明瞭に把握できること、さらに、微動観測により同定した層剛性と固有振動数との比較を行い、その関係性から微動観測の同定結果の有効性を確認した。また、構造ヘルスマモニタリングを実用化するにあたり、実用的な適用条件となるセンサ点数の削減を考慮した縮約モデルにおける検討も行い、縮約モデルによる複数層（本論文では実架構部の下層 4 層）を一括した損傷検知の可能性を確認した。さらに、層間変形角や累積塑性変形倍率の設計指標と層剛性の変化との関係を示し、層剛性を評価することで梁破断のような甚大な損傷を検知できること、数値解析による損傷の評価から、一般の設計レベルで使用されている数値解析ソフトを用いた数値シミュレーションによっても梁破断による層剛性の低下量が予測できることを確認した。

以上のように、建物の構造特性の変動を評価し試験体主架構の損傷検知の可能性を示した。しかし、本実験においては、鉄骨造建物の構造特性に大きな影響を与えていると言われている非構造部材による影響は検討することができていない。今後は、損傷に寄与する主構造部材や非構造部材における構造特性を定量的に評価し、構造ヘルスマモニタリング技術による損傷評価の可能性を示していく予定である。

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」の一環として行われたものである。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 濱本卓司:建築物のヘルスマモニタリング,性能評価における地震荷重と風荷重,日本建築学会関東支部,構造専門委員会,pp.41-46,1993.3.
- 2) 阿部良洋,守研二,小川淳二,星道夫:宮城県沖地震の前後における常時微動の測定からみた建物の剛性低下について(その 1)~(その 3),日本建築学会大会学術講演概要集(関東),構造,pp.437-442,1979.9.
- 3) 阿部良洋,守研二,小川淳二,星道夫:宮城県沖地震の前後における常時微動の測定からみた建物の剛性低下について(その 4),日本建築学会大会学術講演概要集(近畿),構造,pp.723-724,1980.9.
- 4) 阿部良洋,守研二,小川淳二,星道夫:宮城県沖地震の前後における常時微動の測定からみた建物の剛性低下について(その 5),日本建築学会大会学術講演概要集(東北),構造,pp.807-808,1982.10.
- 5) 阿部良洋:鉄筋コンクリート造建物の微振動特性と耐震性能に関する研究,

東北大学博士学位論文,1988.9.

- 6) 中村充,安井譲:微動測定に基づく地震被災鉄骨建物の層損傷評価,日本建築学会構造系論文集,第 517 号,pp.61-68,1999.3.
- 7) 今村晃,金子洋文,小野喜信,真栄城玄一,高梨晃一:外装材が鉄骨構造の耐震性に及ぼす影響—火力発電所建物への適用—,日本建築学会構造系論文集,第 632 号,pp.1849-1856,2008.10.
- 8) 福和伸夫,田中清和,近藤雅子:震動実験に基づく鉄骨 3 階建物の固有振動特性に関する研究,構造工学論文集,Vol.41B,pp.279-288,1995.
- 9) 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, pp.873-884, 2008.9.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 佐藤大樹,島田侑ほか:長周期地震動を受ける鋼構造超高層建物のエネルギー吸収と分担率 - 部分切り出し架構に対する 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 653 号,pp.1217-1226,2010.7.
- 14) 油野弘,池永昌容,Jason McCormick,中島正愛:居住性・施工性・安全性指標に基づく建物の許容残留変形評価,日本建築学会構造系論文集,第 624 号,pp.325-331,2008.2.
- 15) 吹田啓一郎,松岡祐一,山田哲,島田侑子,多田元英,笠井和彦:震動台実験の概要と弾性応答特性 - 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1 -,日本建築学会構造系論文集,第 635 号,pp.157-166,2009.1.
- 16) Kanazawa, K., F.Kirita, H.Kitamura and Y.Matsuoka,"Health Monitoring of 4story steel moment frame before and after the collapsed test," Proc. of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, China, Paper No.S17-01-006,2008.
- 17) 池田芳樹:実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験を利用した線形システム同定法の検証,日本建築学会技術報告集,第 34 号,pp.889-894,2010.10.
- 18) 北村春幸,宮内洋二,浦本弥樹:性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究 - JSCA 耐震性能メニューの安全限界値と余裕度レベルの検討 -,日本建築学会構造系論文集,第 604 号,pp.183-191,2006.6.
- 19) 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 構造ヘルスマモニタリング),日本建築学会関東支部研究報告集,2002,pp.129-132,2007.3.
- 20) 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(CD-ROM),2081,2009.3.

(2010 年 11 月 9 日原稿受理,2011 年 1 月 6 日採用決定)