

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	地震損傷を受ける鉄骨高層建物の剛性モニタリング
Title(English)	STORY STIFFNESS MONITORING OF SEISMIC DAMAGED HIGH-RISE STEEL BUILDING
著者(和文)	飯野夏輝, 金澤健司, 尾野勝, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也
Authors(English)	Kenji KANAZAWA, Daiki Sato, Haruyuki Kitamura, Takuya Nagae
出典(和文)	第13回日本地震工学シンポジウム論文集, , , pp. 1584-1590
Citation(English)	, , , pp. 1584-1590
発行日 / Pub. date	2010, 11

地震損傷を受ける鉄骨高層建物の剛性モニタリング
**STORY STIFFNESS MONITORING OF SEISMIC DAMAGED
HIGH-RISE STEEL BUILDING**

飯野夏輝¹⁾、金澤健司²⁾、尾野勝¹⁾
佐藤大樹¹⁾、北村春幸¹⁾、長江拓也³⁾

Natsuki IINO¹、 Kenji KANAZAWA²、 Masaru ONO¹

Daiki SATO¹、 Haruyuki KITAMURA¹、 Takuya NAGAE³

1) 東京理科大学大学院理工学研究科建築学専攻

¹ Tokyo University of Science

e-mail: j7110602@ed.noda.tus.ac.jp

2) (財)電力中央研究所

² Central Research Institute of Electric Power Industry

e-mail: kanazawa@criepi.denken.or.jp

3) (独)防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター

³ Hyogo EERC, NIED

ABSTRACT: Structural health monitoring of a full-scale seismic controlled high-rise building specimen is conducted on the E-defense huge shaking table test. Three kinds of story stiffness are estimated from all records of the shaking table test; (1) story stiffness of columns only, (2) story stiffness of columns and dampers, and (3) contracted stiffness of the lower four story columns. As a result, changes in story stiffness are clearly detected before and after severe damage of ruptures on some edges of steel girders, which shows one example of feasibility demonstration in structural health monitoring.

キーワード： 剛性、鉄骨造、高層建物、制振、震動台実験、構造ヘルスモニタリング

1. はじめに

日本は世界的に見ても地震の多発する地域に位置しており、その被害は深刻な問題となっている。なかでも、1995 年の兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）は、1981 年以前に設計・施工された、いわゆる「既存不適格建築物」に甚大な被害を与え、従来の構造物損傷評価方法の見直しを緊急に迫るものであった。さらに、近い将来にも東海・東南海地震等の大地震の発生が予想されており、これらの地震に備えるべく、既存建物に対する耐震診断および耐震改修が全国的に急がれている。また、近年の大量消費型社会から循環型社会への移行に伴い、建築物は長期的な管理により維持されていくことが望ましいとされるが、将来的には、建築物の長寿命化による耐震性能の経年劣化が表面化することも懸念される。これらのことから、建築物の耐震性能を正確に把握することが、防災や減災の面からも早急に必要であるといえる。そのような中、近年、建築物の構造健全性を評価する手法の一つであり、建築物の損傷程度や損傷位置を把握することを目的とした構造ヘルスモニタリングに関する研究が国内外で活発に行われている^{1),2),3),4)}。しかし、現状では大地震を経験した建物の実測データによる報告例^{5),6),7)}が乏しく、特に、建物の地震経験と層剛性の関係を示すデータはほとんど見あたらない。このように、構造ヘルスモニタリングの検証データの知見が十分に蓄積されていないことが、構造ヘルスモニタリングの実用化に至っていない要因の一つだと考えられる。

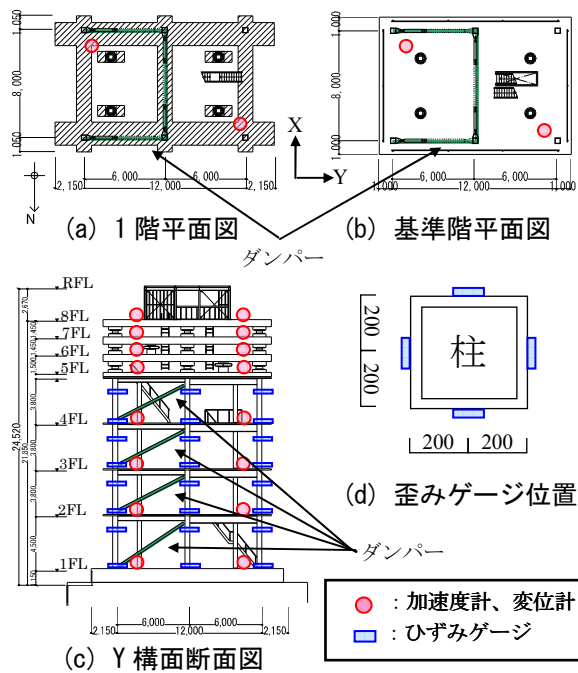


図1 試験体の平面図、断面図および計測位置

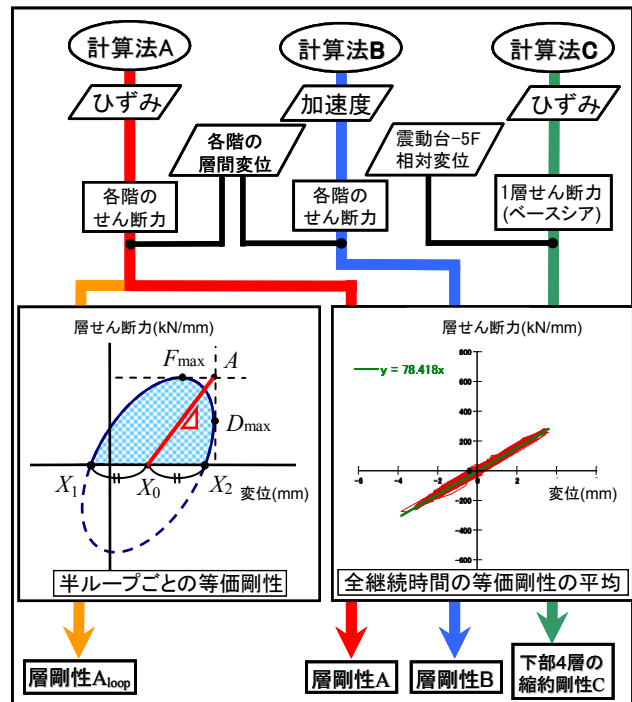


図2 各計算方法のフロー

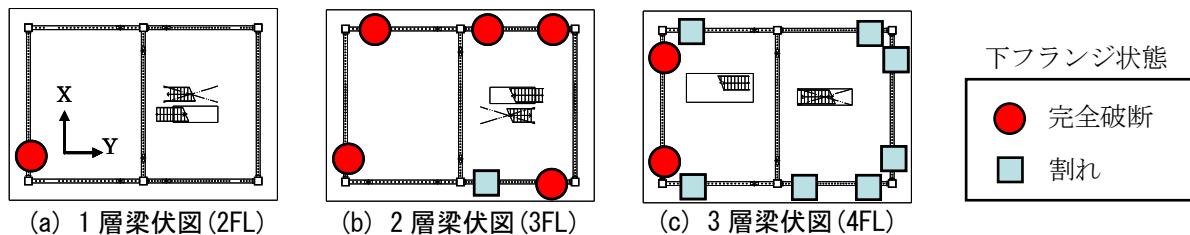


図3 梁損傷位置詳細（筆者らの最終加振後の目視調査によるもの）

本研究では、構造ヘルスモニタリングの基礎データの取得を目的として、(独)防災科学技術研究所の兵庫耐震工学研究センターにある実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）で行われた、高層補強建物実験（実施時期：2009年9月～10月）における加振データに基づき建物剛性をモニタリングし、試験体の地震経験と建物剛性の関係を詳細に分析した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図1に試験体の平面図および断面図を示す。試験体は高さ80m、21階建ての鉄骨造高層建物を想定し、それを高さ22mの7層に縮約したものであり、架構平面はX方向1スパン（8m×1）、Y方向2スパン（6m×2）である。下部4層は、実大の鉄骨柱、梁および鉄筋コンクリートスラブで構成された鋼構造架構であり、その上に大重量コンクリート錘と積層ゴムを用いて5層～21層を3層に縮約することで試験体全体が長周期化されている。また、2007年度の実験^{8),9)}をふまえ、今回の実験では耐震性能を向上させた試験体を使用した。詳細には、大梁の接合部の強度を上げるために下フランジでの溶接補強が施され、骨組の変形を抑えるために制振ダンパーが取り付けられた。

試験体はダンパーの種類や設置位置の違いにより4種類に分けられる。本論文では、1～4層および縮約5、6層に鋼製ダンパーを設置した試験体を「UBB-1」、1～4層のみに鋼製ダンパーを設置した試験体を「UBB-2」、1～4層のみにオイルダンパーを設置した試験体を「OIL」、そして、ダンパーを設置していない鉄骨架構のみの試験体を「FRAME」と呼ぶこととする。図1に示すようにダンパーは、実架構に

においては X 方向、Y 方向でともに 1 層あたり 2 基ずつの計 16 基が設置され、縮約層には U 型の鋼製ダンパーが 5 層と 6 層に各 2 基ずつの計 4 基が設置された。

2.2 加振実験概要

加振実験は図 4 の右側縦軸に示す順序で行われた。入力地震動は 2007 年度の実験^{8),9)}とほぼ同様であり、気象庁波、東扇島波、三の丸波、エルセントロ波レベル 1 (Lv.1)、レベル 2 (Lv.2)、東京都庁波を用いた。さらに、主要な加振の前後で試験体の線形範囲の特性を確認するために、ホワイトノイズ加振と連続スイープ波加振が行われた。以上の加振は試験体 4 種類に対してほぼ同様に行われており、本論文ではこれらの一連の加振試験を耐震性能試験と呼ぶ。さらに FRAME 試験体については、大梁が破断するまで三の丸波 100%の加振ケースが繰り返し続けられており、これを限界性能試験と呼ぶこととする。今回の実験では、3 回目の加振 (X、Y 同時) で Y 方向の梁端部が破断した。その後、X 方向のみに 2 回加振を行ったことで、X 方向の梁端部にも破断が発生した。図 3 に筆者らの研究グループの実験後の目視調査による各層での大梁の損傷状況を示す。大梁端部の下フランジが完全に破断したのは、X、Y 方向でそれぞれ計 4 カ所、割れが発生したのは、X 方向で 2 カ所、Y 方向で 6 カ所であった。また、大梁端部の完全破断発生箇所は主に 2 層(3FL)に集中しており、割れは 3 層(4FL)に集中していた。

2.3 計測概要

今回の実験では、試験体の地震時挙動をとらえるために、様々な測定が行われた。本研究では、そのうち、加速度記録、層間変位記録、柱のひずみ記録を用いた。観測位置を図 1 に示す。加速度計は各階の南東と北西に 2 ヶ所ずつの計 16 ヶ所に設置された。同様に変位計は各階の南東と北西に 2 ヶ所ずつの計 14 ヶ所に設置され、各層間の水平相対変位が計測された。柱の歪みゲージは全ての柱の上部と下部にそれぞれ 4 個ずつ取り付けられ、柱側面の上下方向のひずみ成分が計測された。観測記録のサンプリング周波数は 200 Hz である。本研究では、各層の南東と北西の 2 点で記録をそれぞれ平均したものを、その層における加速度記録、層間変位記録として用いた。

3. 剛性の評価手法

本研究では、図 2 に示す計算法 A、B、C の 3 種類の異なる方法を用いて荷重-変位関係から試験体の層剛性を評価した。

3.1 ひずみを用いた算定法 (計算法 A)

柱に取り付けられたひずみゲージから得られたひずみデータより柱表面の応力を求め、この応力から柱上部と下部のモーメントを算出する。これら 2 点のモーメントより柱のせん断力を求め、各層 6 本の柱のせん断力を足し合わせることで層せん断力を求めた。その層せん断力と層間変位記録から、図 2 のような荷重-変位関係を各層について得る。その関係から、最小二乗法により等価剛性を算出した。以上の手順による計算法 A からは、純粋な鉄骨フレームとしての結果が得られる。

3.2 加速度を用いた算定法 (計算法 B)

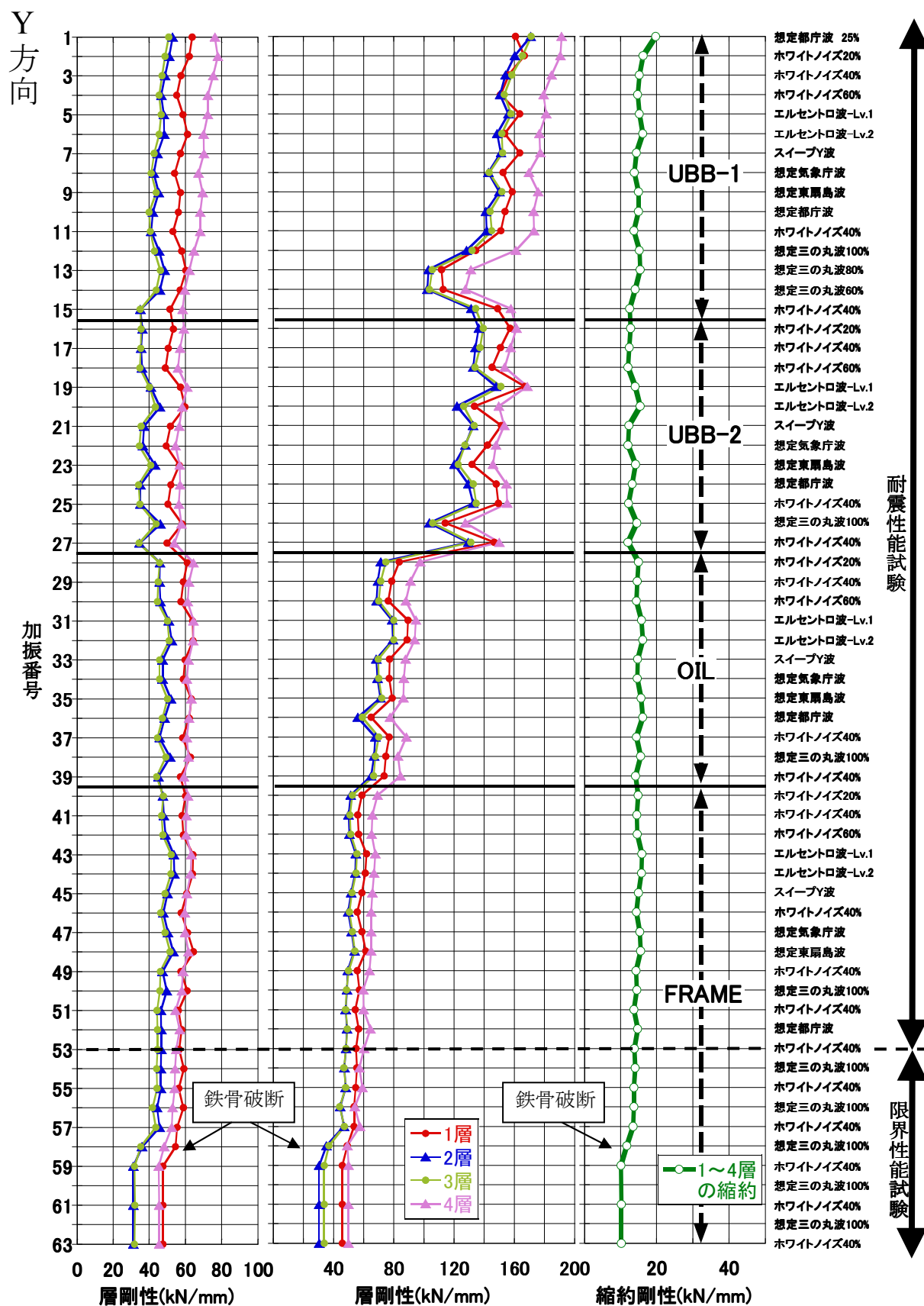
各層の加速度記録と重量から慣性力を求め、この慣性力と層間変位記録を用いて層せん断力を算出する。この層せん断力から、前節の計算法 A の場合と同様に等価剛性を算出した。以上の手順による計算法 B からは、鉄骨フレーム剛性にダンパーの付加剛性を加味した結果が得られる。

3.3 1~4 層を 1 質点に縮約した算定法 (計算法 C)

ひずみデータを使用する点や計算過程は計算法 A と同様であるが、第 1 層の層せん断力と震動台から 5 階までの相対変位を用いて等価剛性を求めた。以上の手順による計算法 C からは、試験体の実架構鉄骨フレーム (下部 4 層分) を 1 つにまとめた縮約剛性が得られる。

3.4 履歴半ループごとの瞬間的な剛性の算定法

計算法 A から得られた荷重-変位関係における半ループごとの等価剛性を図 2 の定義に基づき算出する。すなわち、荷重-変位関係の荷重が 0 となる点 X_1 から、次に荷重が 0 となる点 X_2 までの半ループに



(a) 計算法 A による層剛性 (b) 計算法 B による層剛性 (c) 計算法 C による層剛性

図 4 全加振日程における Y 方向の層剛性の変化

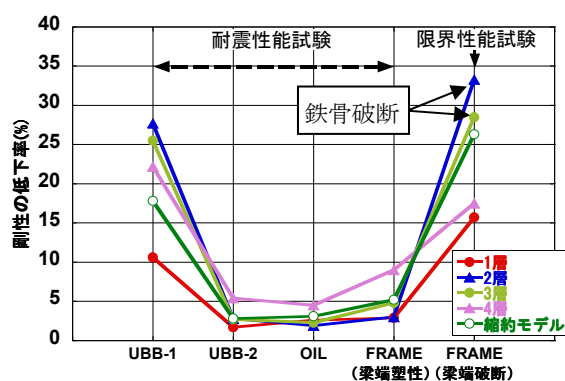


図5 各試験シリーズの剛性低下率

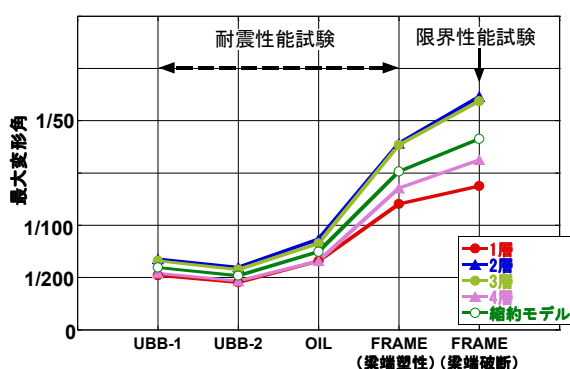
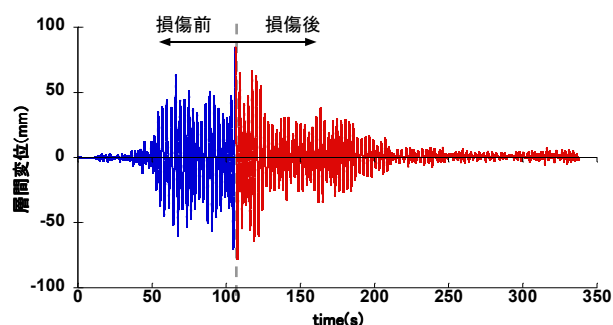
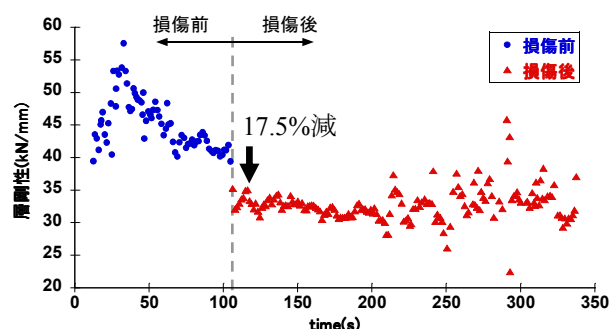


図6 各試験シリーズの最大変形角



(a) 三の丸波 100%加振の2層の層間変位波形



(b) 加振中における剛性の推移

図7 2層における半ループごとの等価剛性

着目し、その中で変位が最大となる点 $D_{\max}$ と、荷重が最大になる点 $F_{\max}$ の交点を点 A とする。さらに、 X_1 と X_2 の中点を X_0 とし、線分 X_0A の傾きをこの半ループにおける等価剛性とした。以上の手順により、試験体の瞬間的な層剛性が得られる。

4. 層剛性の評価結果

図4に各計算法によって算出した剛性の変動を示す。特に本報では、損傷の大きかったY方向に着目して分析を行った。

4.1 各計算法に基づく全試験日程における剛性の推移

まず、計算法AとBを比較すると、ダンパーが設置されているUBB-1、UBB-2およびOILの期間には計算法AよりもBの剛性が高い。その後、ダンパーを取り外したFRAMEの期間にはどちらも近い値を示している。これらの計算法AとBの剛性の差は、ダンパーの付加剛性を示していると考えられ、その量をみると、OILはUBB-1やUBB-2に比べダンパーの付加剛性が小さいことがわかる。また特に、UBB-1とUBB-2の層剛性は、1～4層のダンパー構成に変更がないため、本来なら数値が同じになるはずであるが、実際にはUBB-2の層剛性の推定値が低くなっている。原因は、初期の加振経験に依存したものだと思われ、この加振経験による層剛性の低下に関する現象については後の4.3節で詳しく述べる。次に、剛性の変動に着目すると、計算法AよりもBの方が大きくなっている。例えば、計算法BのUBB-1とUBB-2の期間では三の丸波のような大加振時において前後のホワイトノイズ加振のような小加振時よりも剛性が低くなる傾向があるが、計算法Aによる剛性にはそのような変動はほとんど認められない。これは、鋼製ダンパーの場合には、大加振時に試験体の応答が大きくなることによってダンパーが降伏し、ダンパーの等価剛性が低下するというメカニズムが起こる。よって、応答が大きい場合ほどダンパーを含めた層剛性が低下するという現象が現れているものと考えられる。その一方で、降伏の存在しない粘性ダンパーではこのような現象が生じにくいため、大加振時と小加振時のダンパーを含めた層剛性の差異が小さくなったものと思われる。

次に、計算法AとCを比較すると、どちらの剛性も同様に推移していることから、縮約剛性の推移を

調べることで鉄骨フレーム（下部４層分）の平均的な剛性の変化が追跡できるものと考えられる。図 4- (c) によれば、縮約剛性は実験が進むにつれて概ね単調に低下している。詳細には、UBB-1 の期間と限界性能試験において剛性の低下が顕著であり、UBB-2、OIL および FRAME の耐震性能試験の期間（加振番号 15～41）には急激な剛性低下は認められない。これらの現象については、後の 4.3 節で詳細に考察する。

4.2 ダンパーの違いによる剛性の変化

前述のように、加振番号 15 から 41 までの期間には鉄骨フレームの剛性に変化はないものと見なすことができ、この期間における計算法 B に基づく剛性変化は、ダンパーの設置条件のみに依存するものと考えることができる。図 4 より、各試験体シリーズで加振による影響が少ない加振番号 15、17 および 29 の剛性を用いて、ダンパーの剛性負担率を算出すると、UBB-1 と UBB-2 では建物全体の約 65 %、OIL では全体の約 30%の剛性をダンパーが負担していると判断される。

4.3 加振経験による剛性の変化

一連の加振を経験したことにより、各試験体にどのような剛性の変化をもたらしたのかを分析する。同じ条件下での比較を行うため、耐震性能試験と限界性能試験の各シリーズでの始めと終わりのホワイトノイズ 40 %加振の計算法 A と C による剛性の計算値を用いて、各試験体での剛性の低下率を算定した結果を図 5 に示す。また、試験体の損傷状況を表す目安として、耐震性能試験と限界性能試験の各シリーズで経験した最大層間変形角を図 6 に示す。

図 5 の耐震性能試験での縮約モデルの結果に着目すると、UBB-1 での低下率が 17.8 %で最も大きく、UBB-2 では 2.8%、OIL では 3.1%、FRAME（梁端塑性）では 5.2%であった。これらの剛性低下率を図 6 の最大変形角と合わせて分析すると、最大変形角が大きくなるほど剛性低下が進行する傾向は認められるものの、初期の加振経験による剛性低下率が最も大きく、その後の最大変形角の増大に対する剛性低下率の感度は鈍くなる傾向が読みとれる。この原因は、試験体が初めて加振を経験したことでコンクリートスラブに微小なひび割れが入り、剛性が低下する一方で、その後の変形に対してなじみをもった試験体への加振では、ひび割れが進展することではなく、剛性は変化しなかったものと思われる。また、梁端部での塑性挙動が確認されている FRAME（梁端塑性）でも剛性の低下率が小さいことから、鉄骨梁の塑性化による直接的な剛性低下は認められなかった。前述のように、試験体の層剛性はコンクリートスラブのひび割れに依存しているものと思われるので、大梁の塑性化によるコンクリートスラブへの影響は小さかったものと考えられる。

4.4 梁破断時の剛性の変化

図 5 によれば、限界性能試験の前後（FRAME（梁端破断）の欄）における剛性低下率は、縮約剛性で 26%に達し、各層別では 2 層と 3 層の剛性低下率が他の層よりも大きくなる結果となった。これらは、大梁の破断位置と概ね整合している。

この剛性の低下をより詳細に分析するため、三の丸波 100 %加振における 2 層での半ループごとの等価剛性を算出した。図 7 に三の丸波 100 %加振の 2 層の層間変位波形と剛性の時刻歴変化を示す。図 7 によると、振幅が最大に達し、2 層の Y 方向の梁端部が破断した加振開始から約 106 秒後に、剛性が大きく低下していることが確認できる。詳細には、破断直前の約 40 kN/mm から破断後には約 33 kN/mm

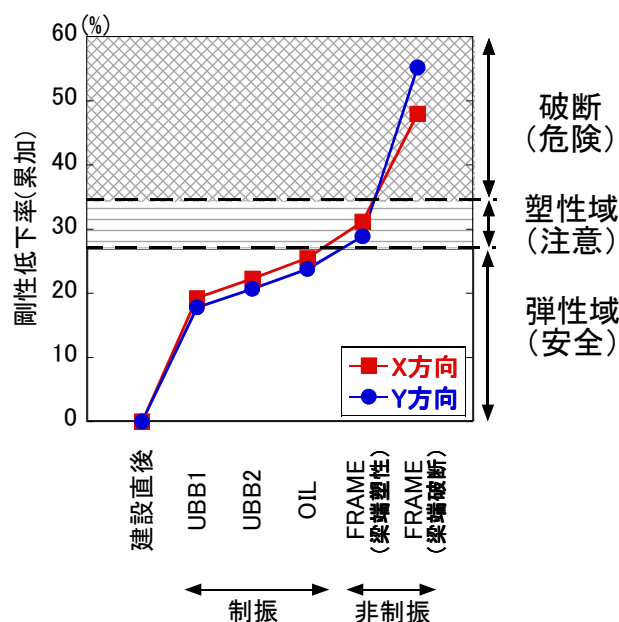


図 8 各試験体シリーズでの剛性低下率（累加）

に変化しており、約 17.5%の低下が確認された。このことから、破断により大梁端部の挙動が開放され、コンクリートスラブのひび割れを進行させたものと考えられる。

5. まとめ

本研究では、高層補強建物の震動台実験の観測記録より試験体の層剛性を算出し、加振実験期間における推移を分析した。その結果、振動データに基づく剛性モニタリングによって鉄骨造高層建物の地震損傷が検出できることを確認した。また、試験体の剛性には、建物の制振ダンパーの設置状態による影響が表れていることを確認した。

本研究の意義を明確にするため、図 8 に各試験体での剛性低下率を足し合わせた結果を示す。図 8 より、建物が安全と思われる弾性域にとどまっていたのは OIL の試験体までであった。そして、その後塑性域に入ったのは FRAME のみであり、建物に損傷が発生し破断に入ったのは限界性能試験での FRAME であった。さらに、限界性能試験の FRAME での剛性低下率が著しかったことから、建物の塑性域と破断を判別することはできるが、建物の弾性域と塑性域を判別することは今回の結果からは難しいと思われる。

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。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 濱本卓司：建築物のヘルスマニタリング、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) 例えば、大場新太郎、濱川尚子：1995 年兵庫県南部地震における杭の損傷による建物固有周期の変化、日本建築学会構造系論文集、第 495 号、pp.63-70、1997.5
- 3) 中村充、安井譲：微動測定に基づく地震被災鉄骨建物の損傷評価、日本建築学会構造系論文集、第 517 号、pp.61-68、1999.3
- 4) 鹿嶋俊英、北川良和：強振観測記録から推定した建物の振動特性の特徴、日本建築学会技術報告集、第 22 号、pp.61-68、2005.12
- 5) 金澤健司、桐田史生、北村春幸、松岡祐一：実大 4 層鉄骨建物の完全崩壊実験（その 6 .建設時から地震崩壊までの鉄骨建物の構造モニタリング）、日本建築学会学術講演梗概集、C-1、pp.823-832、pp.873-884、2008.9
- 6) K.Kanazawa、F.Kirita、H.Kitamura and Y.Matsuoka: Health monitoring of 4-story steel moment frame before and after the collapse test、 The 14th World Conf. on Earthquake Engineering、 paper ID.S17-01-006、2008.
- 7) 尾野勝、金澤健司、森本真史ほか：実大震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
- 8) 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、C1、pp、823-832、pp.873-884、2008.9
- 9) 長江ほか：超高層建物の耐震性能評価を検証する実架構実験システムの構築—E-ディフェンス実験—、日本建築学会構造系論文集、第529号、pp.89-96、2000.3