非制振状態の実大5層制振鋼構造建物の解析による 3次元震動台実験結果の再現と分析

ANALYTICAL STUDY ON 3-D SHAKE TABLE TEST RESULTS FOR FULL-SCALE 5-STORY STEEL BUILDING WITHOUT DAMPERS

笠井和彦*, 馬場勇輝**, 中村哲也***, 吉田純人****

*Kazuhiko KASAI, Yuki BABA, Tetsuya NAKAMURA
and Sumito YOSHIDA*

Realistic three-dimensional (3-D) shake table tests using E-Defense were conducted for full-scale 5-story steel building specimens with/without dampers. As the first step of co-relative analysis, a detailed 3-D analysis model consisting of practical line and spring elements is formulated by closely reflecting the actual properties of the frame portion without dampers. Analytical results agree well with the experimental results, and are utilized to understand and/or clarify both global and local behavior of the frame. The model is also used for hypothetical analysis of the frame under a larger table motion not applied in the test due to the safety reason.

Keywords: *Passive control, full-scale test, shake table, E-Defense, frame analysis, low- and medium-rise steel structures*

制振構造, 実大実験, 震動台, E-ディフェンス, フレーム解析, 中低層鋼構造建物

1. はじめに

1. 1 背景

現代で最も建物の実態を表すと思われる方法として、世界最大の震動台を用いた実大5層鋼構造建物の制振¹⁾・非制振状態の3次元震動台実験が実施された^{2)~6)}。1995年兵庫県南部地震 JR 鷹取駅観測地震動（以下、鷹取波）のレベルを変えた各加振に対し、1,400個以上のセンサーによる全体から局所の正確なデータが得られ、小から極大の地震における制振技術の実証と、制振効果に関する様々な発見がなされた。

一方で、実大実験は容易でないため、制振性能の一般的な考察には、実験の替わりとなる精度の良い解析による応答予測が必要である。特に部材や接合部を線材やバネで模擬した解析モデルが設計で用いられるようになり、それが十分な精度を有すれば、実務はもとより様々な検討にとって重要な意義をもつと考えられる。その精度の検証と向上には、上述の3次元震動台実験から得た建物全体から局所に至る現実的なデータが、最も効果的であると言える。

また、高精度の解析は、試験体規模が大きいくことから上記の膨大な数のセンサーでも計測しきれなかった挙動を再現できる。つまり解析は、現実的だが情報量が限られる実験データと併せ、試験体挙動のより詳細で包括的な理解を可能にすると言える。さらに、安全性や載荷能力から不可能であった実験も再現できる。実証された解析法をベンチマークとし、様々なモデル化の検証もでき、一般的なモデル化の精度向上に資する提案もできる。

1. 2 目的と構成

これらに基づき、本論文の目的は以下の如くである。

- (1) 非制振状態の試験体を線材とバネで極力忠実に模擬した3次元骨組モデルの構築、およびその良好な精度の確認により、続報に述べる制振状態の試験体の架構部分の解析モデル化を確立する。
- (2) 解析により、実験結果と併せた試験体の特性・挙動のより詳細な把握、安全管理上見送った制振状態と同等の極大入力実験の再現、レベル2入力での応答の推測、そして典型的な架構との比較も行う。
- (3) 各構成要素の様々なモデル化や入力特性の解析精度への影響を検討することで、同様な構造形式の鉄骨架構の最大耐力点までを対象とした一般的なモデル化に関する有用な情報を提示する。

本架構は、4種ダンパーそれぞれを用いた場合で極大地震の入力に対してもほぼ無損傷とするために、日本の典型的な中低層鉄骨架構より高い剛性・耐力をもつ。一方、許容応力度等計算で設計される後者の著しく低い耐震性が示唆されており^{7)~8)}、本論で検討・提案した解析モデル化により、それを実証する。また、レベル2程度の入力で層間変形角1/100以内に抑え、顕著な損傷を避けたい場合は、本架構でさえも制振化が必要であることも示す。

2章では、3次元骨組モデルと各構成要素、質量・周期・減衰などの動的特性を述べるとともに、入力地震波の応答スペクトルに基き、応答傾向とその感受性を考察する。3章では、3次元骨組モデルの時刻歴解析により震動台実験を再現し、全体・局所応答の良好な再現精度を示すとともに、本架構の動的性状の把握を行う。4章では、

* 東京工業大学科学技術創成研究院 特任教授・Ph. D.

** ㈱安井建築設計事務所(元 東京工業大学大学院生)

*** オイレス工業(株)(元 東京工業大学大学院生)

**** 東京工業大学人間環境システム専攻 大学院生

Specially Appointed Prof., IIR, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

Yasui Architects & Engineers, Inc. (Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology)

Oiles Corporation (Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology)

Grad. Student, Dept. of Built Environment, Tokyo Institute of Technology

上記モデルの要素諸元を変えた場合のモデル動的特性を論じ、併せて弾塑性時刻歴応答の精度と敏感性を、鷹取波および著しく異なるスペクトル特性をもつBCJ-L2波の入力により明らかにする。5章では、非制振状態で実験しなかったケースとして、100%の入力倍率の鷹取波や、レベル2程度のBCJ-L2波での応答を予測し、現行基準を最低限満たす約半分の剛性・耐力の非制振架構の応答と比べる。

2. 解析概要

2. 1 非制振状態の実験・試験体概要

鋼材、粘性、オイル、粘弾性の4種ダンパーを順次入れ換えた制振状態の実験、その後、ダンパーを除いた非制振状態の実験が行われた。制振状態で15～100%鷹取波、非制振状態で5～70%鷹取波が入力された。安全上の理由から非制振状態で100%鷹取波は入力されていない。本解析では20, 50, 70%鷹取波を考慮する。図1のように架構はX・Y方向それぞれ2スパン3構面であり、詳細は文献2に記した。平面上で9箇所の柱(C1～C9)と各階12本の梁(B12～B98)の表記は図1の平面図で定義する。

2. 2 各部材の解析モデル化

3次元骨組モデルを用いる。柱梁は軸方向、曲げ、せん断変形を考慮した弾塑性柱梁要素で模擬する。図2(a)のように各梁は、ダンパーのない「非制振構面」では梁端部に水平ハンチが設けられたため①～④の要素に分割し、ダンパーのある「制振構面」ではガセットプレートがあるため①～③の要素に分割し、断面性能を入力する。梁の降伏位置は、水平ハンチ端部、ガセットプレート端部とする。FEM解析との照合⁹⁾により、ガセットプレート水平・鉛直方向長さの1/2を剛域とする。柱の降伏位置はその剛域の端部とする。

梁の断面二次モーメントには、文献2と鷹取波の各レベルの実験データに基き評価した鉄骨梁・スラブの合成梁の値 I_{cn} を用いる。つまり、同一スパンで歪計測した2断面それぞれの正・負曲げモーメント最大時の合計4種の中立軸高さの平均値をスパン内で共通に用いる。ここに、鉄骨梁断面の4つの高さでの歪値はほぼ平面保持を満たしたため、歪分布を最小二乗的に近似する直線から中立軸高さを求め、それと断面内の釣合い¹⁰⁾から曲げモーメントを得ている。また、この共通の中立軸高さをを用い、同一スパンの任意断面の I_{cn} を算定する。材料試験からヤング係数 $n=7$ である。スラブなしの場合、鉄骨梁の断面二次モーメント I_s を用いる。なお、せん断面積は、スラブの有無に関わらず、鋼梁せいとウェブ厚さの積とする。

全層の合成梁における正・負曲げ時の I_{cn}/I_s の平均値は、20%鷹取波を用いた実験で2.3とほぼ等しく、70%鷹取波でそれぞれ2.5, 2.2である。このように合成梁の正・負曲げの剛性が類似する重要な事実²⁾を本解析で反映させる。因みに上記平均値に比べ、各階での平均値は2～5階で約0.8～1.1倍、スラブの厚い屋上階で1.3倍である。また、全層で、スパン7000mmと5000mmの I_{cn}/I_s は、20, 50, 70%鷹取波共通に、前者が後者に対し約1.2倍であり、スパン長さによるスラブ有効幅の変化が確認できる。一方、両側、片側スラブの場合の I_{cn}/I_s は、前者が後者に対し約1.1倍に留まり、この点はスラブ幅のみでは説明できなく、今後の課題である。

梁、柱では、軸力とそれぞれ1軸、2軸曲げからなる降伏曲面を考慮し、両者とも軸方向剛性・耐力は鋼材の断面積より設定する。梁の曲げ耐力 M_p は指針¹⁰⁾に基き正・負曲げそれぞれで、鋼梁の場

合の1.4～1.6倍、1.1倍と評価し、正負平均の約1.3倍の値を用いる。材料試験から得た鋼材降伏応力、コンクリート圧縮強度を用い、降伏後2次剛性は、弾性剛性の0.01倍とする。なお、通常の剛床仮定で同一階の全要素節点の水平自由度を拘束すると、梁の軸伸縮・力がゼロとなり不都合である。これを避ける簡易な別法として、X2・Y2構面の梁(図1(a))を弱軸曲げに対してのみ剛とした。

パネルゾーンには図2(b)の平行四辺形の変形を仮定し、形状と材料強度に基き回転剛性・降伏耐力を、柱・梁要素の節点に設けた回転バネ要素に入力した。図直行方向のパネルゾーンでも同様である。

図1 実大5層制振構造試験体

(a) 柱・梁・ガセット接合部のモデル化詳細
(左側:非制振構面、右側:制振構面)

図2 各部材の解析モデル

また、FEM 解析との照合⁹⁾により、柱脚には基礎梁上面で 1 階柱の EI/L の約 11 倍の回転剛性 (約 $2 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m/rad}$) をもたせた。ここに $E = 206 \text{ GPa}$, $I =$ 柱断面二次モーメント, $L =$ 柱長さである。

非構造材は加振ごとに緩み、スリップ挙動を示す¹¹⁾。始めの鋼材ダンパーを用いた制振状態の実験で 100% 鷹取波入力時に層間変形角約 $1/120 \text{ rad}$ が生じたため、その後の制振、非制振状態の実験に対し、図 2(c) のスリップ挙動でモデル化する。ここに、 K_{ns} は次の手順で設定する。各加振にて、慣性力による層せん断力からダンパー力 (制振状態時のみ) と柱層せん断力総和を引いて非構造材層せん断力 Q_{ns} とし、 Q_{ns} と層間変形の関係に最小二乗法を用いて非構造材の等価な層剛性を得た¹²⁾ (制振状態で架構層剛性の 30% ほどから始まり、実験と共に下降し、最後の非制振状態で 10% ほどである)。これら等価な層剛性の平均値を K_{ns} とする。初期剛性を $2K_{ns}$ としたが、これは鋼材ダンパーを用いた 15% 鷹取波入力時で得た剛性と同等である。配置は ALC パネル・ACW・間仕切り壁の位置に等分配する。

P - δ 効果を考慮して、水平負剛性バネを X 方向に対しては C6 の柱梁節点に、Y 方向に対しては C8 の柱梁節点に接続した。 P - δ 効果による架構弾性時での剛性低下は 1.5% ほどである。

2. 3 鉛直荷重・質量・減衰定数の設定

鉛直荷重の作用点は各階の大梁と大梁の節点、大梁と小梁の節点とし、接点間の中心で分割した範囲内の重量を与える。各階の Z 方向質量は、柱負担面積に基き柱梁接合節点に与える。

Z 軸回り各層慣性モーメントは、錘も含めた各要素の質量と位置を考慮して図心位置に對し求め、それと各層質量を満たすように X, Y 方向質量を梁弱軸剛性が剛とした (2.2 節) X2, Y2 構面の柱梁接合節点 5 箇所に分配する。表 1 に各階の質量および本モデル、質量を均一化したモデル、質量を柱負担面積の範囲内で振り分けたモデルそれぞれの慣性モーメントを併せて示す。

表 1 各階の質量と図心における慣性モーメント

	質量 (ton)	慣性モーメント ($\text{ton}\cdot\text{m}^2$)		
		本モデル	質量 均一化	柱負担面積 による質量分配
R階	150.7	3117	3405	5044
5階	82.1	1715	1863	2638
4階	83.8	1825	1898	2719
3階	84.1	1987	1894	2776
2階	86.1	2201	1947	2932

本モデルの慣性モーメントは質量を均一化した場合とほぼ同等である。負担面積で振り分けた場合はその 1.33~1.62 倍の慣性モーメントとなり、振れを含む解析においては質量設定に注意が必要である。以上の質量設定による影響を後述する。2 階の各質量の慣性モーメントの打ち分けは、床・天井・計測架台・設備機器 38%、外装 18%、柱 17%、梁 12.9%、おもり 11.9%、階段 2.0%、内装 0.2% であり、外装と柱が質量の割に慣性モーメントの割合が大きい。

架構の減衰定数は、表 2 の非制振 20% 鷹取波加振時の伝達関数の曲線適合に基づく同定値¹³⁾を 20, 50, 70% 鷹取波加振時の解析に用い

表 2 非制振の固有周期と減衰定数 (20% 鷹取波)

	X 方向	Y 方向	平均
T_1 (sec.)	0.67	0.71	0.69
T_2 (sec.)	0.25	0.22	0.23
h_1 (%)	1.3	1.3	1.3
h_2 (%)	1.2	1.4	1.3

た。X, Y 方向それぞれの 1 次、2 次の各モードにおける固有周期と減衰定数の平均をとり、それに対応したレイリー型減衰を用いる。

2. 4 入力地震波とその特性

実験の再現解析 (3 章) では、実験時に得た震動台上の X, Y, Z 方向の建物図心位置の絶対加速度記録を時間刻み 0.01 秒で入力する。また、少ないが震動台のロッキングが生じたため、震動台上の回転加速度記録を追加して入力する。後者の考慮の有無で、解析から得た応答は 1 割ほど異なる。このロッキングの再現は 3 章の実験の再現解析でのみ行い、4 章と 5 章では省くことにする。

図 3 は、減衰定数 $h=0.013$ における 100% 鷹取波の変位・擬似加速度応答スペクトル S_d, S_{pa} を太線で示し、他の減衰定数の場合を破線で示す。後に考慮する BCJ-L2 の応答スペクトルも併せて示す。鷹取波の応答スペクトルは試験体の周期付近で応答値が大きく変化しており、降伏により長周期化する際、X 方向で応答スペクトル値が急激に増加するが、Y 方向で低下する。以上が、3 章で示す解析結果に強く影響すると言える。

また 4 章では、様々な解析モデルの固有周期が試験体に対し 0.91~1.13 倍に変動するため、鷹取波 X 方向 S_d, S_{pa} で、0.7~2.0 倍と大きく変動する。一方、BCJ-L2 で 0.9~1.3 倍となり、変動は小さい。このように、試験体の周期において X 方向の鷹取波応答スペクトル曲線が大きく変化しており、よって 3 章の実験の再現解析では、解析モデルの剛性が実験結果と正確に合う必要がある。一方、4 章、5 章で行うモデル化の影響の検討、他の架構との比較、設計への言及などでは、このような特徴を示す鷹取波だけでなく、実務で用いるような滑らかなスペクトル曲線をもつ BCJ-L2 波も用いる。

図 3 変位・擬似加速度応答スペクトル

3. 解析による実験の再現

3. 1 全体応答

前章で述べた非制振試験体の解析モデルに、建物重量を模擬した鉛直荷重を静的解析として与えた後、20%, 50%, 70% 鷹取波を入力して時刻歴解析を行った。鉛直荷重のみで生じた層間変位は荷重が梁に掛かる Y 方向で最大 0.5mm と小さい。解析では、この状態での変位と荷重を 0 として実験と較べた。初期の内内部力に言及する場合は適宜注釈する。なお、実験計測値の信頼性は文献 2 に加え更に確認しており、付録 A に要約している。

層間変形角・絶対加速度・層せん断力の最大値をそれぞれ図 4 に

示す。最大層間変形角はX,Y 方向共に2 層で生じ、70%鷹取波ではそれぞれ約 0.011, 0.08rad である。解析が実験と良く一致したが、50%, 70%鷹取波でのY 方向絶対加速度は、低層階で過小評価した。これは、図 5a 下段のようにY 方向の瞬間的な加速度の立ち上がりを過小評価したため、高振動数成分に誤差を示しているが、時刻歴全体の再現は良好である。3 種レベルの鷹取波に対し、各層の変位、加速度(図 5)、層せん断力(図 6)が、良く再現できている。図 7 の頂部相対変位オービットは、2 方向の複雑な挙動を解析がよく再現していることを示す。本試験体は、X,Y 方向で固有周期と減衰定数に大きな差がなかったため、前述したX,Y 方向減衰定数の設

図 4 各種最大値

図 5 絶対加速度時刻歴 (70%鷹取波)

図 6 1 層の層せん断力時刻歴 (70%鷹取波)

定で2 方向解析を精度良く行えた。図 8 に、頂部捩れ回転角の時刻歴を示す。慣性モーメントを精確に考慮した(2.3 節) モデルにより、試験体の振り応答が良く再現できた。対比して、試験体の慣性モーメントの過大評価に至った(表 2) 柱負担面積による各柱への質量配置では振り応答が大きく、周期もずれている。捩れ回転角は最大で約 0.004 rad の差があり、Y1 構面と Y3 構面の頂部 X 方向のずれは約 48mm であったが、変形は併進成分が大きいため全体挙動に与える影響は小さかった。

図 7 頂部相対変位

図 8 頂部捩れ回転角 (70%鷹取波)

3. 2 局所応答

図 9 により、ベースシア最大時の柱梁曲げモーメントを実験値と解析で比べる。部材曲率が凸の側にモーメントを示す。2.2 節で述べたように、合成梁では実験から得た正負曲げ時の剛性・耐力の平均値でモデル化したため、モーメントの解析値は正曲げ時にやや小さく負曲げ時にやや大きく、1 層で最小 0.8 倍、最大 1.23 倍であった。これは図 10b, c の時刻歴応答でも見られ、図 10a の鋼梁のみの場合に正負で合致することと対比されるが、前述のように合成梁の正負曲げ剛性の類似性と軽度の塑性化から、解析誤差は少ない。

また、この合成梁の正・負モーメントの傾向がそれぞれ梁両端で同時に起こるため、図 9 の場合で柱のモーメント解析値は実験値より X3, Y3 でやや大、X1, Y1 がやや小となっている。しかし、梁モー

図 9 各方向ベースシア最大時における曲げモーメント図 (70%鷹取波、表示した値は解析値(kNm))

メントと同様に誤差は小さく、それらが相殺する層せん断力では、さらに僅かな誤差となっている。
柱脚モーメントを図 11 に示す。解析と実験は概ね一致している。図示しないが、FEM 解析結果、それに基づく回転剛性の解析値 (2.2 節) は、約 0.74 倍であったが、依然として柱に較べかなり硬いた

図 10 梁モーメントの比較 (70%鷹取波、2 階床)

図 11 柱脚部モーメントの比較 (70%鷹取波)

図 12 柱頭部モーメントの比較 (70%鷹取波、1 階柱頭)

図 13 パネルモーメントの比較 (70%鷹取波、3 階床、X 軸回り)

め、この誤差の全体応答への影響は小さい。また、図 12 の柱頭部モーメントにおいても解析が実験と一致し、このように各部材単位においても精度良い解析が行えた。

図 13 から、パネルモーメントの時刻歴が解析と実験で概ね一致し、図 14 からは、パネルモーメント・回転角関係の傾きが一致していることから、パネルゾーンの幾何学形状に基づく回転剛性の評価の妥当性が確認できた。ただし、図 14b のように解析では降伏を示し、実験は弾性挙動を示したため、降伏力を検討するべきである。

図 14 パネルモーメント・回転角関係の比較 (70%鷹取波、3 階床、X 軸回り)

図 15 は、柱負担面積最大の C5 (1,5 階)、片側スラブが接続される C6 (1 階)、階段室にあるため自重が最小である C7 (1 階) の柱軸力時刻歴を示す。解析・実験値ともに自重の影響を差し引いているが、それが一番大きい 1 階の C5 で降伏軸力の 0.1 倍であった。各柱の上下 2 断面で柱ひずみ平均値から得た軸力が一致し、柱節点での下柱の軸力と他の鉛直力(上柱の軸力、梁せん断力、鉛直慣性力)の釣り合いは鉛直慣性力の影響が大きい 5 階以外は満たされていた。解析は、1 階で C6、C7 の軸力を精度良く再現したが、5 階で C5 の軸

図 15 柱軸力の比較 (70%鷹取波)

図 16 梁せん断力 (70%鷹取波)

力は高振動成分を示し、解析で再現できていない(図 15(d))。

そこで実験から得た屋上階鉛直加速度と C5 の柱軸力を FFT で確認すると、共に約 10Hz の卓越振動数が得られた。また、スラブ中央でスラブ端部付近の 2.4 倍の鉛直加速度が認められた。よって、このようなスラブ振動が、柱軸力が相対的に小さい上層階で比較的高く影響したと思われる。ただし、C5 に隣接する梁せん断力(図 16)で解析が実験と概ね一致しているが、図 15d のような高振動成分は示さない。屋上階のスラブ厚は 150mm で典型階の等厚部 80mm の約 2 倍であり、また、機械室等の重さの再現のため鉄板が多数固定されている。これらより、比較的硬いスラブ板の曲げ振動により、高次の鉛直振動が梁を経由せず柱に伝達されたと思われるが、その解明は今後の課題とする。

図 17 に解析から得た架構塑性化の状況を示す。ここでは鉛直荷重の影響を考慮し、鉛直荷重による梁モーメントは 5 階の B52 (図 1)で M_p の 0.13 倍、B58 で 0.12 倍であった。柱モーメントは 5 階の C2 で M_p の 0.01 倍であり鉛直荷重の影響は小さかった。実験の図 2)と降伏・塑性化位置を比較すると概ね一致する。塑性ヒンジは柱ではなく、2 階の X 方向梁の一部にあるが、最大回転角 0.003rad. と小さく、軽微な損傷を示唆している。表 3 に各部材の降伏、全塑性(ヒンジ形成)に至った箇所数を示す。柱(上・下側)は二軸曲げを考慮したため、X と Y の方向を分けずに数え、パネルゾーンは分けて数えている。1 階の柱と 2 階、3 階の梁は半分以上降伏し、低層階ほど多い。解析が降伏・全塑性の箇所数で実験 2)を概ね再現できた。

図 17 70% 鷹取波加振における架構の塑性化状況

表 3 降伏・全塑性の箇所数(実験、解析)

階数	柱		梁		パネル
	降伏	全塑性	降伏	全塑性	全塑性
RF	-	-	0, 0	0, 0	0, 0
5F	1, 1	0, 0	3, 2	0, 0	3, 5
4F	6, 5	0, 0	7, 11	0, 0	1, 2
3F	1, 2	0, 0	14, 13	0, 0	1, 3
2F	2, 4	0, 0	12, 12	5, 4	0, 1
1F	10, 10	0, 0	-	-	-

4. モデル化が応答予測値におよぼす影響

4. 1 各解析モデル概要

上述の非制振状態の骨組解析モデルを①とし、その各構成要素を変更した②～⑩を検討する。表 4 に①～⑩の要約と固有周期を示す(図 3 応答スペクトルも参照)。①は、XY 両方向で固有周期が実験同定値と一致した。また、回転の固有周期も、実験時の頂部振れ相対回転角の時刻歴をフーリエ変換して評価した周期と一致した。各解析モデルの XY 方向の固有周期は①の 0.91～1.13 倍である。また、⑩の Z 軸回りの回転固有周期は①の 1.24 倍である。最も高精度の①に対する②～⑩の変更点を以下に述べる。

梁変更モデル：梁剛性を、②一連の実験の始めに鋼材ダンパー付き架構に 15% 鷹取波を入力した実験から得た値、③合成梁指針¹⁰⁾による値、④鋼梁のみの値、⑤有効幅一定として算出した値それぞれで表すモデル、および梁耐力を⑥鋼梁のみの値とするモデル。

ハンチ・ガセットプレート変更モデル：⑦ハンチ、⑧ガセットプレート、および⑨両者を除くモデル。

パネルゾーン変更モデル：回転バネを剛にして、剛リンク長さを⑩そのまま、⑪半分、⑫ゼロにするモデル。

柱・柱脚変更モデル：柱耐力が⑬1.2 倍、⑭0.8 倍、柱脚の回転剛性が⑮剛、⑯1 階柱の EI/L の 3 倍(つまり①の 0.27 倍)のモデル。

その他のモデル：⑰非構造材を取除くモデル、⑱慣性モーメントを簡略化し、柱負担面積により質量を設定するモデル。

表 4 解析モデルのリストと一次固有周期

	一次固有周期(sec.)			実験値に対する割合		
	X	Y	θ	X	Y	θ
試験体実験値	0.67	0.71	0.48	-	-	-
①標準の解析モデル	0.67	0.71	0.48	1.00	1.00	1.00
②梁剛性最大	0.65	0.68	0.46	0.96	0.95	0.96
③梁剛性指針値	0.67	0.71	0.48	1.00	1.00	1.01
④梁剛性鋼梁	0.75	0.80	0.53	1.12	1.13	1.11
⑤有効幅一定仮定	0.67	0.72	0.48	1.01	1.01	1.01
⑥梁耐力鋼梁	0.67	0.71	0.48	1.00	1.00	1.00
⑦ハンチ無し	0.68	0.73	0.49	1.02	1.02	1.02
⑧ガセット無し	0.69	0.73	0.49	1.03	1.02	1.03
⑨ハンチ・ガセット無し	0.70	0.74	0.50	1.04	1.04	1.04
⑩パネルゾーン剛	0.61	0.65	0.44	0.91	0.92	0.91
⑪パネルゾーン半剛	0.63	0.68	0.46	0.95	0.96	0.95
⑫パネルゾーン無し	0.67	0.73	0.48	1.00	1.02	1.00
⑬柱耐力増	0.67	0.71	0.48	1.00	1.00	1.00
⑭柱耐力減	0.67	0.71	0.48	1.00	1.00	1.00
⑮柱脚剛	0.65	0.70	0.47	0.97	0.98	0.98
⑯柱脚半剛	0.69	0.74	0.49	1.04	1.04	1.03
⑰非構造無し	0.69	0.73	0.49	1.03	1.03	1.02
⑱慣性モーメント簡略化	0.68	0.71	0.59	1.01	1.00	1.24

4. 2 弾性剛性におよぼす影響

A_f 分布に従う水平荷重を入力した静的解析により、各モデル弾性時の層剛性を評価する。図 18 に、①に対する層剛性の比を示す。XY 両方向で傾向が同じであったため、両方向の平均を示す。

梁変更モデル：①に対する層剛性の比の全層平均は、②、③、④、⑤でそれぞれ 1.08, 1.00, 0.80, 0.99 倍となり、図示しないが同様に、梁曲げ剛性の①に対する比の全層平均は、1.39, 0.90, 0.47, 0.97 倍である。つまり層剛性は、大きく変わる梁曲げ剛性に影響され、スラブひび割れの無い状態の②で最も高く、スラブを無視した④で最も低い。指針に基づく③の層剛性は、全層平均で①と等しいが(上述)、実際は上層で低く下層で高い(図 18)。これは、指針値がひび割れの無い場合の梁剛性より低いこと²⁾、一連の実験の後の非制振の実験

まで、上層の層間変形ひいてはスラブ損傷が少なかったためと思われる。なお、梁の耐力のみ変更した⑥は、①と剛性が同じである。

ハンチ・ガセットプレート変更モデル：各層概ね均等に配置されたハンチを除去した⑦の層剛性は、①に対し各層概ね 0.97 倍である。5 層以外にあるガセットプレートを除去した⑧は、①に対し 1～4 層で約 0.95 倍、5 層ではほぼ不変である。両要素を除去した⑨の層剛性は、以上の足し合わせになり、1～4 層で①の約 0.93 倍である。

パネルゾーン変更モデル：パネルゾーン全域を剛域とした⑩の層剛性は、①に対し 1 層で 1.10 倍、2～5 層で 1.20 倍である。順番に剛域が小さくなる⑪、⑫にて層剛性が低減するが、以上においてで共通に 2～5 層は 1 層の 2 倍の影響を受けている、1 層で天井側のみ、2～5 層で天井・床側両者の影響を受けるためである。

柱・柱脚変更モデル：柱耐力を変えた⑬、⑭の層剛性は①と等しい。柱脚をそれぞれ剛、半剛にした⑮、⑯の層剛性は、①に対し 1 層で 1.15、0.85 倍となるが、他層で殆ど変化しない。

その他のモデル：全層に配置された非構造材を除去した⑰の層剛性は、①に対し各層で概ね 0.94 倍である。慣性モーメントを簡略化した⑱の並進方向剛性は、①のそれと等しい。

図 18 ①に対する弾性層剛性比(XY 平均)

4. 3 塑性時耐力・層間変形分布におよぼす影響

本架構は、70%鷹取波で最大層間変形角が X, Y 方向で約 0.011, 0.08rad (図 4) となり降伏するが (図 17, 表 3)、より大きな塑性変形の検討のため、①～⑱に対し、4.2 節の水平荷重を増やして最大層間変形角 0.015rad まで増分解析を行った。その層間変形角・せん断力分布を図 19 に示す。④以外、層間変形角が 2 層で最大である。

梁変更モデル：②の梁剛性は①の 1.39 倍と最も高いが (4.2 節)、耐力は 1.02 倍に留まっている。④、⑥では、それぞれ①に比べ梁剛性 0.47 倍、梁耐力 0.77 倍であり、層せん断力が 0.88, 0.90 倍に低下する。低い層剛性の④は、最大層間変形角 0.015rad で耐力に達せず、0.02rad ほどで約 1.0 倍の耐力となる。また、上層で増える合成梁効果 (2.2 節) が無いため、より均一な層間変形分布を示す。

ハンチ・ガセットプレート変更モデル：⑦、⑧、⑨の順に、耐力は①の 0.95, 0.95, 0.91 倍に低下し、これは梁両側の 2 つの塑性ヒンジの距離の増加によるものである。

パネルゾーン変更モデル：⑩、⑪、⑫の順に、ベアシアが①の 1.11

～1.06 倍となり、パネルゾーン降伏耐力の影響が全層で見られ、特に上層でせん断力の上昇が著しい。

柱・柱脚変更モデル：柱耐力を変えた⑬、⑭では、X 方向で⑭の 1 層の変形角が①の 1.09 倍と著しいが、そのほかで大きな違いがない。柱脚を変えた⑮と⑯では、1 層の変形角がそれぞれ 0.89, 1.16 倍と大きく変わるが、耐力は 1.02, 0.96 倍である。

その他のモデル：非構造材を除いた⑰は耐力が 0.92 倍、慣性モーメントを簡略化した⑱は、静的には影響せず、①と異なる。

図 19 最大層間変形角 0.015rad 時の層せん断力と層間変形角の関係

4. 4 鷹取波最大レベルでの塑性変形におよぼす影響

実験できなかった 100%鷹取波の場合について、①～⑱の 3 次元地震応答解析を行った結果を、損傷の予測のばらつきの観点から以下に議論する。なお、①の最大層間変形角は 0.015rad ほどであり、4.3 節に述べた同等の変形の静的解析結果も参考に示す。図 20 に柱、梁、パネルゾーンのヒンジ数と架構の最大塑性率を示す。後者は、各層の最大層間変形角を、静的解析 (4.3 節) によるその層の塑性ヒンジ形成時の層間変形角で除した値の最大値とする。なお、可能なヒンジ箇所数は、柱 (9 本/層) 上下端で 90、梁 (24 本/層) 両端で

図 20 ヒンジ形成数・最大塑性率

120、パネルゾーン(18 箇所/層)で 90 である (3.2 節参照)。

梁変更モデル: ①のヒンジ数は柱・梁・パネルゾーンの順に、7, 27, 9 であり、梁では全体の箇所の 1/4 と最も多く、梁塑性化が先行するモデルで最大塑性率 1.54 である。梁剛性が最も高い②の柱ヒンジ数は 2 個のみである。③は指針の梁剛性を用いるが、平均的には①と同じである。梁剛性が最も低い④は梁ヒンジ数が①の 2 倍に増加し、塑性率は最高の 3.10 である。有効幅一定とした⑤は①とほぼ変わらない。耐力が鋼梁のみ考慮して最も低い⑥は梁のヒンジ数が①の 1.6 倍になり、全体の箇所の 1/3 が塑性化した。

ハンチ・ガセットプレート変更モデル: ハンチを除去した⑦では、梁ヒンジ数が①の 1.5 倍である。ガセットプレートを除去した⑧では、柱ヒンジ数が①の 1.4 倍であり、梁がハンチに守られ柱に変形・損傷が集中したためである。⑨ではハンチとガセットプレートの両方が除去されたため、柱・梁のヒンジ数がともに増加している。

パネルゾーン変更モデル: パネルゾーンが変形しない⑩～⑫は、その分だけ柱と梁の塑性化が進行している。

柱・柱脚変更モデル: 柱耐力を 1.2 倍にした⑬では柱が塑性化せず、0.8 倍にした⑭では柱ヒンジ数が①の 3 倍である。⑮、⑯は①と大きな違いはなかったが、柱脚を剛にした⑮で梁ヒンジ数が抑えられ、柱脚を半剛にした⑯は梁ヒンジ数が増加した。

その他のモデル: 非構造材を取り除いた⑰では柱ヒンジ数が①の 1.9 倍に増加した。最大塑性率は①の 1.5 倍であり、非構造材の影響は無視できないと言える。⑱には変化が殆ど見られない。

4. 5 地震入力波の解析精度に及ぼす影響

図 21(a), (b)に、4.4 節で述べた 100%鷹取波、および BCJ-L2 波 (X, Y 両方向同時入力) による 3 次元地震応答解析から得た①の最大応答値、①～⑱の最小・最大値と平均値、平均値±標準偏差 (σ) の分布を示す。 σ と平均値の比を変動係数として、表 5 に示す。

図 21 から、平均値と①の応答値に近い。これは①を中心に、18 種のモデルの剛性と耐力が概ね大小等しくばらついた結果である。

100%鷹取波入力時 (図 21(a)) の X 方向応答では、顕著な塑性化により層せん断力は頭打ちとなり変動が小さいが、層間変形角の変動係数はその約 6 倍 (最大値 0.31) と大きく、モデル化に非常に敏感である。これは、①～⑱の周期範囲 0.61～0.75s および塑性化時に影響する長周期側の 0.9s ほどまで、変位スペクトルが著しく増加し ((図 3(a)))、周期・等価周期の影響が著しいためである。一方、Y 方向応答では、変動係数約 0.10 とばらつきが少なく、X 方向と対照的に変化が小さい変位応答スペクトル (図 3(b)) が影響している。

BCJ-L2 波入力時では、X, Y 方向ともに変動係数は 0.04～0.15 であり、モデルの周期の違いによる応答変動は少ない。これは、図 3(a), (b)に太い破線で示す変位スペクトルが、鷹取波のそれに比べ格段に

図 21 最大応答値の離散傾向

小さく変化することから分かる。滑らかなスペクトル曲線を示す他の模擬地震波でも、同様にばらつきは少ないと考えられる。

5. 非制振状態における耐震性に関する注釈

5. 1 比較用の現行基準適合建物

本建物試験体は、ダンパーを入れ替え何度も使用するため、比較的大きな変形まで弾性であるよう設計され、通常のものより短い固有周期をもつ。一方、通常の中低層建物は、高さの割に長い固有周期をもち、地震時に揺れ易いと過去に指摘されている^{8), 15)}。

以上と建物の高性能化が益々必要視されていることから、現行基準の許容応力度計算により設計された通常建物と比べながら非制振状態の本建物の耐震性能を議論する。通常建物は、重量、スパン、階高など、実験建物と同一の基本的条件をもち、その解析では、鋼管柱との接合部の梁ウェブの耐力寄与分が安全側の判断として無視される場合も多いため、ウェブの考慮有り無しで、「基準モデル 1, 2」をそれぞれ定義する。ウェブ寄与分を無視する基準モデル 2 でも、必要保有水平耐力は最低限満たしている。基準モデルには水平ハンチ・ガセットプレートがないため、梁塑性ヒンジは柱との接合部で生じる。本建物のモデルは、前節までのモデル①とする (以後、「実

表 5 18 種モデルの最大応答値の変動係数

	階	X方向			Y方向		
		層間変形角	絶対加速度	層せん断力	層間変形角	絶対加速度	層せん断力
100%鷹取波	5	0.26	0.08	0.08	0.08	0.10	0.10
	4	0.23	0.07	0.07	0.09	0.10	0.09
	3	0.27	0.08	0.06	0.07	0.12	0.09
	2	0.30	0.09	0.05	0.08	0.07	0.10
	1	0.31	0.15	0.05	0.10	0.09	0.09
BCJ-L2	5	0.15	0.06	0.06	0.13	0.08	0.08
	4	0.08	0.04	0.04	0.10	0.07	0.06
	3	0.07	0.09	0.04	0.07	0.10	0.06
	2	0.07	0.09	0.06	0.07	0.08	0.07
	1	0.10	0.09	0.07	0.08	0.06	0.08

表 6 各モデルの設計・モデル化方針

	実験モデル	基準モデル1	基準モデル2
設計目標	層間変形角1/100radで柱は弾性、梁は若干の塑性化を許容	建築基準法を最低限満足する断面設定	
梁の耐力	ウェブを考慮	ウェブを考慮	ウェブを無視
応力緩和	非制振構面に水平ハンチ	ハンチ、ガセットプレートなし	
	制振構面にガセットプレート・スチフナ		

表 7 各モデルの鉄骨重量 (kN)

階	実験モデル			基準モデル			基準/実験
	梁	柱	合計	梁	柱	合計	
5	88	21	109	66	22	88	0.81
4	72	47	119	71	44	115	0.96
3	89	60	149	73	44	118	0.79
2	87	67	154	83	44	127	0.82
1	91	80	171	93	56	149	0.87

験モデル」)。表 6 にこれらの設計・モデル化をまとめる。

表 7 のように、基準モデルの鉄骨重量は、各層で実験モデルの 0.79～0.96 倍とあまり変わらない。ここに、実験モデルと基準モデルの順に、鋼管柱のサイズは 350×350×12～22 と 300×300×12～16 で、H 型断面梁のサイズは 396×199×7×11～500×200×10×16 と 400×(200-350)×9×12～19 (梁端、200 から 350mm までフランジ拡幅) である。また、材料と降伏応力は実験、基準モデルの順に、柱は BCR295 (346-398MPa) と BCR295 (295MPa)、梁は SN490B (331～422MPa) と SS400 (235MPa) および SN490 (325MPa) であり、実験モデルが高めの材料試験値、基準モデルが公称値を用いている。

5. 2 静的荷重増分解析

図 22 は、静的荷重増分解析から得た層間変形角と層せん断力の関係を示す。実験モデルに比べ、基準モデル 1, 2 の耐力(層間変形角 0.01rad/時)と剛性は実験モデルの約 0.5 倍である。ただし、ウェブ寄与分を無視する基準モデル 2 の耐力は、1 の 0.8～0.9 倍である。実験モデルと基準モデル 2 に梁塑性ヒンジが生じるのは、それぞれ層間変形角約 0.01, 0.005rad に達したときであり、後者の早期の塑性化が、塑性率や塑性変形倍率を高くする (後述)。崩壊メカニズムは 3 種モデル共通に梁先行降伏の全体降伏型である。

ちなみに、基準モデルの固有周期は XY 両方向共に 0.95s であり、建物高さを $H(m)$ とすると $0.06H$ である。これは、通常考慮される $0.03H$ の 2 倍であり、つまり剛性は約 0.25 倍と非常に低い。中低層建物のこのような傾向は文献 7 に統計的に示されている。また、実験モデル (表 4 の①) の周期約 0.7s ($=0.044H$) と比べると 1.4 倍、つまり剛性は約 0.5 倍であり、図 22 と整合する。

5. 3 時刻歴応答解析

実験モデルと基準モデル 1, 2 の時刻歴応答解析を行った。入力 は 4.5 節でモデル①～⑧の敏感性的検討に用いた 100% 鷹取波と BCJ-L2 波である。

図 22 静的荷重増分解析

L2 波である。基準モデル 1, 2 は、上記 18 種モデルの範囲外の、より長周期・低耐力のモデルである。

図 23(a) のように、100% 鷹取波入力では、基準モデル 1, 2 の X 方向最大層間変形角が実験モデルの約 5 倍であり、これは 4.5 節と同様に変位スペクトル(図 3(a))から理解できる。一方、図 23(b) のように BCJ-L2 波入力では、そのような顕著な差はないが、前述のように基準モデルは早期降伏するため塑性率が大きい(後述)。なお、顕著な塑性化で耐力が頭打ちになり、基準モデル 1, 2 の床加速度と層せん断力が、実験モデルの 0.5～0.6 倍と低く、この点是有利と言える。

表 8 は、架構 1～5 層の塑性率とそれらの平均値を示す。100% 鷹取波では、実験モデル、基準モデル 1, 2 の順に、平均値は 1.14, 5.52, 8.34 と大きく異なる。基準モデル 2 の塑性化が著しく、保有水平耐力を最低限満たす設計では、この地震での大破は免れない。同様に、BCJ-L2 波入力では、平均値は 1.22, 1.74, 2.32 と低めだが、層の塑性変形倍率の平均値は 0.22, 0.74, 1.32 となり、損傷程度は著しく異なると思われる。ウェブ寄与の考慮と無視で約 1.8 倍の違いがあるため、寄与不明の場合は安全のため無視が好ましいと考えられる。

表 9 に柱梁の塑性ヒンジ回転角を示す。基準モデル 1 では梁ウェブの耐力寄与分を考慮するため、塑性ヒンジ回転角が梁で小さく柱で大きくなる。総じて基準モデルの梁の塑性ヒンジ回転角は各段に高い。全層における最大値を用いて相当する梁塑性率を概算すると、基準モデル 2 では 100% 鷹取波で 14 以上、BCJ-L2 波で 4 以上となり、前者で破断、後者で補修無しの継続使用不可⁸⁾と考えられる。

実験モデルの梁の塑性率は 2～3 であり、継続使用できるとしても、図 22 と図 23(a) から、層間変形角は架構剛性が低下し始める領域にあり、また、床加速度が高い (前述)。これらは低減できることを、4 種ダンパーを用いて筆者らが実験的に示した^{3)～6)}。今後、実験・基準モデルを用い、ダンパーの効果を解析的に検証していく。

図 23 最大応答予測値(X 方向)

表 8 架構の塑性率(X 方向)

鷹取波	層	実験モデル	基準モデル1	基準モデル2	BCJ-L2	層	実験モデル	基準モデル1	基準モデル2
	5	0.97	2.93	7.36		5	1.20	1.38	1.86
	4	1.04	4.00	7.59		4	1.27	1.52	2.22
	3	1.09	5.45	8.82		3	1.22	1.83	2.61
	2	1.26	7.81	9.87		2	1.24	2.09	2.78
	1	1.33	7.43	8.04		1	1.19	1.89	2.13
	平均	1.14	5.52	8.34		平均	1.22	1.74	2.32

表 9 部材の塑性ヒンジ回転角(X 方向) ※単位は rad

鷹取波	層	柱			BCJ-L2	層	柱		
		実験 モデル	基準 モデル1	基準 モデル2			実験 モデル	基準 モデル1	基準 モデル2
	5	0.003	0.058	0.038		5	0.002	0.010	0.006
	4	0.000	0.040	0.021		4	0.000	0.011	0.010
	3	0.000	0.013	0.010		3	0.001	0.004	0.002
	2	0.002	0.006	0.003		2	0.002	0.001	0.001
	1	0.000	0.003	0.010		1	0.001	0.000	0.000
	平均	0.001	0.024	0.017		平均	0.001	0.005	0.004
	層	梁				層	梁		
		実験 モデル	基準 モデル1	基準 モデル2			実験 モデル	基準 モデル1	基準 モデル2
5	0.000	0.006	0.021	5	0.000	0.002	0.003		
4	0.000	0.019	0.032	4	0.000	0.005	0.006		
3	0.001	0.031	0.044	3	0.003	0.009	0.012		
2	0.003	0.043	0.053	2	0.002	0.011	0.014		
1	0.008	0.061	0.054	1	0.005	0.011	0.013		
平均	0.002	0.032	0.041	平均	0.002	0.008	0.010		

6. おわりに

非制振状態の実大 5 層鋼構造建物試験体を線材とパネで模擬した 3 次元骨組モデルが、試験体の実験挙動を精度良く再現した。モデルは、続報に述べる制振状態の実験との比較解析に用いる。各構成要素の様々なモデル化や入力特性の解析精度への影響、日本の典型的な中低層鉄骨架構の低い耐震性などを示した。様々な知見が得られたが、特に注意すべき点を以下に挙げておく。

- (1) 解析は、20%、50%、70%鷹取波を入力した実験での全体・局所応答を精度良く再現した。合成梁の正負曲げの剛性差・耐力差とスラブの鉛直振動はモデル化していないため、合成梁モーメント、および柱軸力の高振動数成分の誤差が生じた。
- (2) 最も実験に合う解析モデル（実験モデル）に比べ、X・Y 方向の固有周期が、梁剛性を鋼梁のみで評価した最も柔なモデルの場合で最大の 1.13 倍、パネルゾーンを剛とした最も剛なモデルの場合で最小の 0.91 倍となった。
- (3) 上記実験モデルに比べ、日本の耐震基準を最低限満たす基準モデル 2 種の剛性と耐力は半分程度であり、梁の塑性化が著しく、これは日本の典型的な中低層鉄骨建物の傾向を示すと思われる。実験モデルにおいては、機能維持の観点からは、制振化による応答低減が好ましく、この点を続報で示す。

謝辞

実験モデルとの比較に用いた基準モデル 1, 2 は、日本免震構造協会の制振普及 WG（主査：龍神弘明）、パッシブ制振評価小委員会（主査：笠井和彦）の作成した「手計算で出来る制振構造設計テキストブック」から抜粋したものである。WG 各委員に深謝致します。

参考文献

- 1) 日本免震構造協会 (JSSI):パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 1 版, 2003. 10; 第 2 版, 2005. 9; 第 3 版, 2013. 11
- 2) 笠井和彦, 引野剛, 伊藤浩資ほか:実験の全体概要および非制振状態での応答性 3 次元震動台による実大 5 層制振鋼構造建物の実験研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, No.663, pp.997-1006, 2011. 5
- 3) 笠井和彦, 馬場勇輝, 西澤恵二, 引野剛, 伊藤浩資, 大木洋司, 元結正次郎:鋼材ダンパーを有する試験体の実験結果 3 次元震動台による実大 5 層制振鋼構造建物の実験研究 その 2, 日本建築学会構造系論文集, No.673, pp.499-508, 2012. 3
- 4) 笠井和彦, 馬場勇輝, 伊藤浩資ほか:粘性ダンパーをもつ実大 5 層鉄骨建物の 3 次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, No.676, pp.985-994, 2012. 6
- 5) 笠井和彦, 山際創, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 引野剛, 大木洋司:オイルダンパーをもつ実大 5 層鉄骨建物の 3 次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, No.693, pp.1999-2008, 2013. 11

- 6) 笠井和彦, 山際創, 西島正人ほか:粘性ダンパーをもつ実大 5 層鉄骨建物の 3 次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, No.695, pp.47-56, 2014. 1
- 7) 鋼材倶楽部中低層鋼構造骨組耐震性研究委員会:中低層鉄骨建物の耐震設計法, 1978. 4
- 8) 日本建築学会:鋼構造制振設計指針, 2014. 11
- 9) 金子健作, 笠井和彦ほか:E-ディフェンス鋼構造建物実験研究その 17~20, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1087-1094, 2007. 8
- 10) 日本建築学会:各種合成構造設計指針 同解説, 1985. 2
- 11) 松岡祐一, 吹田啓一郎, 山田哲ほか:実大 4 層鉄骨建物の振動台実験における外装材の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, No.641, pp.1353-1361, 2009. 7
- 12) 引野剛ほか:実大 5 層制振建物実験における架構剛性及び非構造材の剛性の変遷 (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 62), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.813-814, 2010. 9
- 13) 笠井和彦, 村田真一郎ほか:震動台の回転を加味した建物試験体の周期・減衰・モード形の同定法, 日本建築学会構造系論文集, No.670, pp.2031-2040, 2011.12
- 14) 日本免震構造協会(JSSI):第五回パッシブ制振構造の設計・計算講習会テキストブック, 2014. 11
- 15) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・淡路大震災調査報告 建築編-3 鉄骨造建物/シェル・空間構造 容器構造, 1997. 10

付録 A 実験における計測値の信頼性の検証

A. 1 加速度二重積分 vs 変位計

加速度の二重積分から変位を算出し、図心位置において、変位計から算出した変位と比較する（図 A1）。加速度二重積分と図心位置の変位は良好に対応しており、加速度計から得られた加速度は信頼できるといえる。また、外側構面から建物平面の回転角を算出したものを図 A2 に示す。回転角は非常に小さい値であるにも関わらず、両者はほぼ等しく、加速度計測、変位計測、それぞれの精度が高いことがわかる。

A. 2 模擬ダンパー vs 変位計（ダンパー構面）

非制振試験体ではダンパー型計測装置（以下、模擬ダンパー）が制振構面に取り付けられている。そこで、模擬ダンパーで計測されたダンパー変形の水平成分と、変位計で計測された変位の比較を行う。以下の図 A3 からわかるように、両者は高精度で対応しており、変位計測の信頼性が高いといえる。

図 A1 頂部変位比較(鷹取波 70%)
加速度二重積分 vs 変位計

図 A2 頂部回転角比較(鷹取波 70%)
加速度二重積分 vs 変位計

図 A3 1 層層間変位比較（鷹取波 70%）

ANALYTICAL STUDY ON 3-D SHAKE TABLE TEST RESULTS FOR FULL-SCALE 5-STORY STEEL BUILDING WITHOUT DAMPERS

*Kazuhiko KASAI**, *Yuki BABA***, *Tetsuya NAKAMURA****
*and Sumito YOSHIDA*****

* Specially Appointed Prof., IIR, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

** Yasui Architects & Engineers, Inc. (Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology)

*** Oiles Corporation (Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology)

**** Grad. Student, Dept. of Built Environment, Tokyo Institute of Technology

1. Introduction

Realistic three-dimensional (3-D) shake table tests using E-Defense were conducted for full-scale 5-story steel building specimens with/without dampers. Four different types of dampers, steel, viscous, oil, and viscoelastic dampers were alternatively attached to the frame, and small- to full-scale of the ground motions recorded at JR Takatori station during the 1995 Great Hanshin earthquake were applied to the test specimen. After finishing the test series, the frame without dampers were also tested using the same motion but scaled to 0.7 times, due to the concerns of safety. This paper discusses the detailed 3-D analytical modeling for the frame without dampers, such that it can be used for the subsequent correlative analyses of the damped cases.

2. Outline of Analysis Model

The model closely reflects the actual properties of the frame. It considers slab-girder interaction which appeared to be significant even under the negative bending moment. The detailed model includes the slab effective width measured from the test and varied beam-by-beam. The haunch and gusset plate are considered for beam and column modeling. Rational models for the panel zones and column bases were formulated, and rotational (torsional) inertia due to the size of the floor and scattered simulation weights are considered.

3. Simulation by Analysis

The model appears to accurately simulate the experimental results. The accuracies of the global responses such as peaks and histories of story displacements and torsional rotations, drifts, accelerations, and shear forces are verified. Those of the local responses such as bending moment, axial force, and shear force of the beams and columns, as well as panel zone moments and deformations are also verified. Comparison with experimental results enabled to understand and clarify the observed behavior of the frame.

4. Effects of Modeling Schemes on Prediction

The accurate model discussed above is also used as the benchmark for studying effects of various modeling techniques on accuracies. In total, eighteen different models of the 3-D frame produced and the sensitivity of the analytical responses due to them are discussed systematically. In addition to the JR Takatori motion, Japan's design basis artificial earthquake called BCJ-L2 motion is also used in order to draw more general observations based on much less irregular spectrum characteristics of the motion.

5. Analytical Study on Typical Design Model

The practical and reasonably accurate modeling scheme is chosen from the above studies and is used to analytically evaluate a much weaker frame satisfying the minimum code requirements. The results indicate the frame although satisfying the minimum code requirements will be damaged severely under the JR Takatori motion, and will still undergo large inelastic deformation even with the BCJ-L2 motion. The present frame performs much better, but shows larger drifts than desired to keep building's functional continuity, thereby warranting the use of the dampers.

6. Conclusions

This paper discusses correlative time-history analyses of the frame portion of the specimen that was tested after the whole test series using the dampers. The detailed model closely reflecting the actual properties of the specimen appears to accurately simulate the experimental results, and is utilized to analyze and evaluate the frame for the larger table motion not used due to the safety reasons.

It is also used as the benchmark for studying effects of various modeling techniques on accuracies. The practical and reasonably accurate technique is used to simulate a much weaker frame satisfying the minimum code requirements.

(2016年10月10日原稿受理, 2017年4月12日採用決定)