# T2R2 東京科学大学 リサーチリポジトリ Science Tokyo Research Repository

### 論文 / 著書情報 Article / Book Information

論題(和文)	   既存超高層鋼構造建物の長周期地震動に対する 耐震性評価と制振補強  			
Title(English)	Seismic Performance Evaluation and Retrofit with Dampers of Existing Steel High-rise Building Subjected to Long-period Grand Motions			
著者(和文)	佐藤大樹,長江拓也,北村春幸,中川真里奈,助村浩太郎,梶原浩一			
Authors(English)	Daiki Sato, Haruyuki Kitamura, Koichi Kajiwara			
出典(和文)				
Citation(English)	, , , pp. 61-70			
 発行日 / Pub. date	2013, 11			

## 既存超高層鋼構造建物の長周期地震動に対する 耐震性評価と制振補強

### Seismic Performance Evaluation and Retrofit with Dampers of Existing Steel High-rise Building Subjected to Long-period Grand Motions

佐藤大樹<sup>1)</sup>,長江拓也<sup>2)</sup>,北村春幸<sup>3)</sup>,中川真里奈<sup>4)</sup>,助村浩太郎<sup>4)</sup>,梶原浩一<sup>5)</sup> Daiki SATO<sup>1)</sup>, Takuya NAGAE<sup>2)</sup>, Haruyuki KITAMURA<sup>3)</sup> Marina NAKAGAWA<sup>4)</sup> Kotaro SUKEMURA<sup>5)</sup> and Kouichi KAJIWARA<sup>6)</sup>

1)(独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 研究員
2)(独)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
3)東京理科大学理工学部建築学科 教授
4)元東京理科大学 大学院生
5)(独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター センター長

#### Abstract

According to the past researches, the structural damage of high-rise steel building when subjected to long-period ground motions is characterized by the concentration of deformation to beam-column connections. In addition, it is known the field weld connection details tend to have poor deformation capacity. So far, there is no comprehensive data base about beam-column connection details of existing high-rise buildings. This study provides a data base of high-rise steel buildings, focusing on the beam-column connection details. The maximum response and cumulative damage are evaluated by the time history response analysis using the two high-rise steel building models and predicted long-period earthquake at Tokyo and Osaka area.

#### 1. はじめに

超高層建物が建設され始めて 40 年以上が経ち,この間の超高層建物の設計・建設方法は技術水 準や社会・経済状況を反映しながら変化してきた<sup>[1]</sup>。初期超高層建物の設計時には El Centro などの 観測記録を用いて,建物の最大応答値に重点を置いた安全性の検討が行われていた。そのため,近 年高い確率で発生が予測されている<sup>[1],[2]</sup>,海溝型巨大地震によって引き起こされる長時間の繰り 返しに対して,柱梁接合部における累積疲労損傷に対する十分な検討が行われていない。南海ト ラフの巨大地震によって大きな被害が想定されている太平洋側の都市には,超高層建物が数多く 建設されており,長周期地震動を受けた場合の初期の既存高層建物の累積損傷に対する耐震安全 性が危惧される。

こうした状況下で,最新の研究成果に基づき予測される長周期地震動に対する各都市における 既存高層建物の被害様相を総合的に評価する研究活動が続けられている<sup>[3]</sup>。長周期地震動を受ける 高層鋼構造建物の耐震性に関しては、地震応答解析、柱梁接合部実験などにより検討がなされてきた。2008年には文部科学省による首都直下プロジェクトにおいて、高層の鋼構造建物を対象とする大規模振動台実験がE-ディフェンス震動台にて実施された<sup>[5]</sup>。実験では、鋼構造架構が多数回の繰り返し変形を受け、柱梁接合部の梁下フランジが破断するという重度の損傷が生じ、この傾向は梁端混用溶接(現場溶接)を用いた柱梁接合部において特に顕著となった。初期の超高層建物は来たる南海トラフなどの巨大地震に対して適切な耐震対策を速やかに展開する上で、既存の高層建物の具体的な損傷状況を把握・評価する必要がある。そのためには、年代や地域などによる構造形式や接合部形式の違いを考慮した解析モデルを作成し、さらに、建設地域で予測されている長周期地震動を用いた検討が必要である。

そこで本論文では、日本建築センターにおいて 1966 年から 2001 年までに評定を取得した建物 を調査し、既存超高層鋼構造建物の柱梁接合部の接合形式について調査結果<sup>[6]</sup>を述べる。次に、 それらの調査に基づき、1970 年代の東京および 1980 年代の大阪に実在しうる建物を 3 次元の部 材レベルでモデル化し、最近の研究成果に基づく長周期地震動の予測波を用いて時刻歴応答解析 を行い、部材レベルの応答値に対する分析結果を取り纏め、年代や地域による構造形式や接合部 形式の違いが建物の応答や損傷に及ぼす影響について詳細に検討を行う。最後に、鋼製ダンパー による制振補強効果について示す。

#### 2. 性能評価シートに基づく既存高層鋼構造建物の柱梁接合部の調査

#### 2.1 対象建物および調査方法

既往の柱梁接合部実験に対する統計分析では,現場溶接接合と工場溶接接合の変形能力につい て,現場溶接接合の破壊までの累積塑性変形倍率が工場溶接接合の約 0.6 倍と評価されている。 他方で,現場溶接柱梁接合部は施工・管理の課題が多いものの,工期短縮やコスト面の利点によ り,初期の建設から現在に至るまで採用されている。既存高層鋼構造建物の耐震性能に関わる基 礎統計資料として,ビルディングレター(日本建築センター)の性能評価シートをもとに,東京 理科大学の寺本研究室が作成したデータベース<sup>例えば[4]</sup>が参照されるが,鋼構造骨組の柱梁接合部に 関する調査は少ない。例えば現場溶接柱梁接合部をもつ既存高層鋼構造建物の棟数は把握されて いない。

そこで本論文では、日本建築センターにおいて 1966 年から 2001 年 5 月の間に評定を取得した 建物のうち、建物高さ 60 m 以上の鋼構造建物について調査を行った結果を示す。複数の構造種別 を含む建物の場合、鋼構造に関する記載部分のみを対象とした。また、低層階、展望階、鉄塔部 の柱梁接合部に関する記載は本調査で除外した。本研究では、年代ごとに代表的な建物カテゴリ を選別するため、1981 年の新耐震設計法の施行、1995 年の兵庫県南部地震、2001 年の建築基準 法の改正の時代背景に着目し、年代-1~4を決定した。表 1 に年代別対象建物棟数を示す。対

	年代-1	年代-2	年代-3	年代-4
	1966年1月	1981年6月	1990年1月	1995年1月
評定年代	5	S	5	S
	1981年5月	1989年12月	1994年12月	2001年5月
高層建物(棟)	153	109	293	205

表1 対象建物棟数

象建物 760 棟のうち, 柱梁接合部の接合形式について性能評価シートに記載がある建物は 738 棟 であった。ここでは, 柱梁接合部の接合形式に関する情報が性能評価シートに記載されている 738 棟について考察を行う。738 棟のうち, 性能評価シートに柱梁接合部と継手の接合がともに記載 されているものは, 57 %であった。継手のみの接合が記載されているものは, 43 %であった。継 手のみの接合が記載されている場合が多いため, 下記の 2 条件でさらに分類を行った。2 条件に 該当しないものは, 不明とする。

- ・ 継手のフランジが溶接接合、ウェブがボルト接合の場合、接合形式を現場溶接形式に分類。
- 継手のフランジ、ウェブともにボルト接合の場合、接合形式を工場溶接形式に分類。

#### 2.2 接合形式の調査結果

本節では、対象建物を前述した分類方法に従い接合形式の集計を行う。ここでは、建物1棟あたり、複数種類の接合形式が用いられている場合でも、記載される全ての種類を集計した。図1 に、接合形式の割合を年代・地区別に示す。上段に建物棟数及び接合部数、下段に接合部数に対 する接合形式の割合をそれぞれ示す。地区の分類については、対象建物の分布が集中する東京地 区の422棟(全体の56%)、大阪地区の148棟(19%)、名古屋地区の35棟(5%)に分類し、3 地区の計605棟(80%)で考察を行う。

図1の全国における接合形式の推移に着目すると,現場溶接形式が年代-1で38%,年代-2 で50%,年代-3で53%,年代-4で44%であり,年代-1から年代-4を通して全体の約40% ~50%を占めた。工場溶接は,年代-1で60%,年代-2で47%,年代-3で40%,年代-4 で54%であり,年代-1から年代-3にかけて20%減少しているが,年代-4で増加する。年代 -2と年代-3においては,現場溶接形式が工場溶接形式を上回った。

図1の東京地区に着目すると,現場溶接形式が年代-1から年代-4でそれぞれ約40%~55% を占め,工場溶接形式は,約40%~60%を占めた。年代-2と年代-3では,現場溶接形式が工 場溶接形式を10%程上回った。大阪地区に着目すると,現場溶接形式が年代-1で32%,年代-2で57%,年代-3で53%,年代-4で42%であった。東京地区と同様に,年代-2と年代-3において現場溶接形式が工場溶接形式を13%程上回った。名古屋地区に着目すると,現場溶接 形式が年代-1で13%,年代-2で33%,年代-3で62%,年代-4で56%であった。



- 63 -

#### 3. 1970 年代における東京を想定した超高層鋼構造建物の耐震性能評価

#### 3.1 検討対象建物・解析用入力地震動の概要

超高層建物が建設された時代を示す指標の一つである柱間隔のスパンに着目すると, 1970年代 までに建設された超高層建物は3.2m程度の短スパンの柱間隔が多かった<sup>[1]</sup>。短スパンの柱間隔を 用いた場合、梁部材の降伏変位が長スパンのものよりも小さく塑性化がしやすいため、長周期地 震動によって梁端部の累積損傷が大きくなる可能性がある。こうした条件を踏まえつつ、本章で は1970年代に東京で建設された超高層建物を想定し、長周期地震動に対する耐震性評価と合理的 な制振補強法の提案を目的とする。

本報での検討建物モデルは、地上52階、高さ199.8m(1階6.0m、2~52階3.8m)でセンターコア形 式を採用し、X 方向の柱間スパンを 3.2 m (3.2m モデル) と 6.4m (6.4m モデル) を採用している既存超 高層鋼構造建物である。図2(a), (b)にそれぞれのモデルにおける軸組図と基準階伏図を示す。両モデルと もに主架構は SN490 材で構成されており, 部材断面は標準層せん断力係数  $C_0=0.2$  の応力に対して許容応 力度設計されている。解析はX方向のみを対象とし、剛床仮定とした3次元立体部材モデルで行う。主架 構は弾塑性とし、減衰hは初期剛性比例型の2%とする。

図3に静的弾塑性解析より得られた5層毎の主架構の各層の層せん断力Qと層間変形角Rの関係を示 す。図中の○はその層のいずれかの部材が降伏モーメントに達したとき(弾性限界時)の値を示し、●は その層のいずれかの部材が全塑性モーメントに達したとき(全塑性時)の値を示している。3.2 m モデル の1次固有周期は $_{T_1}=6.10$  s, 弾性限のベースシア係数は  $C_v=0.05$ , 1次固有周期に弾性限のベース



図 2 軸組図と伏図





シア係数をかけた値  $C_y \cdot_f T_1 = 0.30$  である。一方、 $6.4 \,\mathrm{m} \, \mbox{erf} \, U \,\mathrm{t}_f T_1 = 6.52 \,\mathrm{s}, \ C_y = 0.05, \ \mbox{c} \,\mathrm{s} \,\mathrm{o}, \ C_y \cdot_f T_1$ は $3.2 \,\mathrm{m} \, \mbox{erf} \, \mbox{erf} \,\mathrm{o} \,\mathrm{s} \,\mathrm{o} \,\mathrm{s}$ 。

標準波として最大速度を 50 cm/s に基準化した El Centro 1940 NS (以降, El Centro),告示波として  $S_v(h=5\%)$ を 80 cm/s に設定した ART KOBE (位相特性: JMA KOBE 1995 NS)を用いる。また、3 連動地震の予測波 として、東海・東南海・南海連動地震を想定した東京・新宿地区における模擬地震動 YY\_KANTO1-FEM\_sig (以降, KANTO)<sup>[3]</sup>を採用する。図4 に地震動の加速度時刻歴波形、最大加速度、実効地震継続時間。b c示す。なお、図 5(a),(b)に速度応答スペクトル  $S_V$  (h=5%)およびエネルギースペクトル  $V_E$  (h=10%)をそ れぞれ示す。図5 には3.2 m および 6.4 m モデルの1 次固有周期をそれぞれ併記している。図5 において、6~6.5 秒付近の長周期帯で  $V_E$  に着目すると、KANTO の  $V_E$  は El Centro の4 倍、ART KOBE の3 倍となっており、 KANTO は El Centro や ART KOBE よりも継続時間が長く、長周期帯で大きな入力エネルギーを有しているこ とが分かる。



#### 3.2 耐震モデルでの時刻歴解析結果

評価指標は、最大値の評価指標として層間変形角*R*、累積値および部材損傷の評価指標として梁の累積塑 性変形倍率<sub>G</sub>ηとする。図 6(a)、(b)に評価指標についての高さ方向分布を示す。本論文では、既往の文献を参 考に、安全限界値を層レベルの応答については*R*=1/100 とし、部材レベルの応答については、<sub>G</sub>η=13.5(現 場溶接想定)と21.5(工場溶接想定)を定めた<sup>IT</sup>。<sub>G</sub>η=13.5は柱梁接合部に梁端混用溶接が用いられた 既往の部材実験を統計処理し、柱梁接合部が破断に至らない下限値として設定された値である。 同様に<sub>G</sub>η=21.5は工場溶接を用いた柱梁接合部が破断に至らない下限値として設定された値であ る。なお、<sub>G</sub>ηについて2項目を設定したのは、桁行方向に 3.2m の短スパンの柱間隔を用いた場合、 柱梁接合部は工場溶接でブランケット形式が代表的であった背景があるが、既往の柱梁接合部実験 に対する統計的分析において、現場溶接は工場溶接に比べて安全限界値が 0.63 倍と評価されている 点<sup>IT</sup>を考慮し、現場溶接と工場溶接のそれぞれの場合を想定し検討するためである。

図 6(a)より、両モデルとも El Centro 入力時では R=1/200 程度、ART KOBE 入力時では R=1/110 程度まで 変形しているが R=1/100 を超えていないことが確認できる。ところが、KANTO 入力時では R=1/100 を超 え、R=1/70 程度まで変形している。図 6(b)より、両モデルとも El Centro 入力時では  $_{G}\eta=0$  であり、弾性範 囲に収まっていることが分かる。ART KOBE 入力時では両モデルともわずかに損傷が生じているが、 $_{G}\eta=$ 13.5 の安全限界値の約 0.25 倍であり小さい値となっている。KANTO 入力時に着目すると、3.2m モデルは 安全限界値を両方とも超え、 $_{G}\eta=30$  程度となった。一方、6.4m モデルは  $_{G}\eta=13.5$  をわずかに超え、 $_{G}\eta=15$ 



程度となった。KANTO は 6.0~6.5 秒付近の長周期帯では ART KOBE の 9 倍の入力エネルギーを有しており (図 5(b)), 両モデルとも R = 1/70 程度の大きな変形とともに, 累積損傷も増大することとなった。ART KOBE 入力時と KANTO 入力時で  $_{G\eta}$ を比較すると、3.2m モデルは 8 倍、6.4m モデルは 5 倍である。両モデルにお ける KANTO 入力時の  $_{G\eta}$ について比較すると、3.2m モデルの方が 6.4m モデルに比べて 2 倍大きい。これ は 3.2m モデルの柱間隔が 6.4m モデルよりも短いことで、3.2m モデルの方が弾性限の層間変形角が小さく、  $_{G\eta}$ が 6.4m モデルよりも累積しやすいためだと考えられる。

以上の検討より、KANTO に対しては、変形も損傷も大きくなり、ダンパー設置による制振補強が必要であることが確認できる。

#### 3.3 制振モデルでの時刻歴解析結果

本節では、KANTO入力時において大きな累積塑性変形倍率が発生した 3.2 m モデルに対して鋼製ダンパー による制振補強を行った結果を示す。3.2 m モデルにおける鋼製ダンパーの配置を図 7 に示す。図 7(a)は鋼製 ダンパーを全層に配置した配置方法(以降,連層配置と呼ぶ)。ここで、1 層に設置されているダンパーの降伏



図7 X方向構面の軸組図(YA~YD通り構面)

耐力は、1層ダンパーの降伏せん断力係数<sub>d</sub>agi が 2%となるように設定している。各層のダ ンパー降伏耐力は、Ai分布に基づくせん断力 分布に比例するように決定した。一方、図7(b) では、下層に多くのダンパーを配置し、ダン パー軸力が下層へ伝達されるように、連層配 置(図7(a))のダンパーを増設・撤去してい る(以降、Tree 配置と呼ぶ)。連層配置にお けるYA~YD通りに配置したダンパーの数は 1,248 基、一方、Tree 配置では、1,184 基であ る。高さ方向にダンパー配置の違いを見ると Tree 配置は 30 層以下で連層配置よりもダン パー設置量が多い。逆に Tree 配置の上層部は、 Ai 分布に基づく設計用層せん断力分布に比



例するように配置している連層配置に比べて小さい配置となっている。なお、連層配置の1次固有周期は $_{f}T_{I}$ = 4.70 s であるのに対して、Tree 配置は $_{f}T_{I}$ = 4.44 s と僅かに短い。これは全層にダンパーを配置している連層配置に対して、Tree 配置は下層にダンパーを集中的に配置しているためである。

図 8(a)-(d)に各配置の評価指標についての高さ方向分布を示す。評価指標は、層間変形角 R,梁の累積塑性 変形倍率  $_{\alpha\eta}$ ,実効変形比 $\alpha_e$ (水平方向の層間変形の最大値に対するダンパー変形の水平方向成分の最大値の 割合)、ダンパーの累積塑性変形倍率  $_{d\eta}$ とする。図 8 (a)より、Tree 配置によって下層部にダンパーを増設した ことで変形が低減された結果、Tree 配置では20 層より下層部で変形が最大で R=1/100 から R=1/200 程度まで 低減しているのが確認できる。これは、連層配置の最大応答値の約45%低減である。図 8 (b)に着目すると、 $_{c\eta}$ も大きく低減され、主架構は概ね無損傷となっていることが分かる。図 8 (c)より、Tree 配置では連層配置より もダンパー設置層における実効変形比の値が大きく、ダンパーの稼動効率が改善されているのが確認できる。 特に 10-20 層において $\alpha_e$ が増加しているのが分かる。図 8 (d)に着目すると、下層部においてダンパー量を増加 させたため、連層配置に比べ下層部のダンパー1本当りの $_{d\eta}$ を低減させることができている。ただし、Tree 配 置ではダンパー切り替わり層で、上下層と比べると $_{d\eta}$ の値が大きくなることに注意する必要がある。

図9に入力エネルギーEに対する減衰によって消費されたエネルギー<sub>f</sub>W<sub>h</sub>, 主架構の塑性化により吸収した エネルギー<sub>f</sub>W<sub>p</sub>, ダンパーの吸収エネルギー<sub>d</sub>W<sub>p</sub>の分担を示す。なお、入力地震動はKANTOのみとする。図9 より、Tree 配置における入力エネルギーについては連層配置と同程度であることが確認できる。図9に着目す ると、Tree 配置の<sub>d</sub>W<sub>p</sub>は連層配置と同程度である。Tree 配置の<sub>f</sub>W<sub>p</sub>は、連層配置よりも小さくなりほぼ0程度 となり、主架構は損傷していないことが分かる。本章での検討結果より、Tree 配置にしたことで連層配置に比 べ、入力エネルギーが同程度の状況においても最大値と累積値が大きく低減し、概ね弾性範囲まで応答に低減を することができた。



- 67 -

#### 4. 1980年代における大阪を想定した超高層鋼構造建物の耐震性能評価

#### 4.1 検討対象建物・解析用入力地震動の概要

本章では、大阪平野を対象とした地震動と、そこに実在しうる鋼構造高層建物を用いた時刻歴 応答解析から、部材レベルの応答値に対する分析結果を取り纏める。さらに、鋼製ダンパーを用 いた制振補強についても検討を行うことを目的とする。

検討建物は、1980年代に評定を取得した建物の設計資料を参照し、大阪に実在しうる高層建物を部 材レベルでモデル化した。図 10(a),(b)に伏図および軸組図を示す。対象建物は、標準層せん断力係数  $C_0 = 0.2$ の水平地震力に対して許容応力度設計が行われており、SM490材を使用した柱および梁の部 材断面が設定された。ただし、板厚 t > 40の場合は TMCP 材を用いた。主架構は弾塑性とし、減衰 hは初期剛性比例型の2%、剛床仮定とした。1 次固有周期は、X 方向が  $T_x = 4.8$  s、X 方向が  $T_y = 4.9$  s となった。

Ai 分布に基づく外力分布を用いた静的増分解析における,層せん断力 *Q* と層間変形角 *R* の関係 を図 11 に示す。図中に示す◇はある層のいずれかの部材が降伏モーメントに達した値(弾性限界 時),◆はある層のいずれかの部材が全塑性モーメントに達した値(塑性時)をプロットした対応 する *C*<sub>y</sub>・*T* は, X 方向で 0.36, Y 方向で 0.4 となった。本章における時刻歴解析は X 方向と Y 方向 を対象とする。

ダンパーには、LY225 材 (降伏応力度  $_{d\sigma_{y}} = 225 \text{ N/mm}^{2}$ )からなる座屈拘束型ブレースを用いる。 塑性化部長さはダンパー全長の 1/4, 塑性化部断面積は弾性部面積の 1/2, 復元力特性は完全弾塑性 とした。エネルギーの釣合に基づくと,主架構のみでのベースシアに対して,ダンパーの降伏せ ん断力係数が概ね 0.3 倍程度を有する場合に最適値となることが知られている。そこで本章では, 主架構のみでの時刻歴応答解析より得られた 2 層の最大層せん断力  $Q_{2}$ の 0.3 倍をダンパーで負担



表3 柱梁断面表

できるように、ダンパー1本あたりの降伏軸力<sub>d</sub>N<sub>y</sub>を1,200 kNと決定した。他の層のダンパーも2 層と同じ降伏軸力<sub>d</sub>N<sub>y</sub>を有するダンパーを用いることとし、ダンパー本数を変化させることで各層 のダンパーが負担するせん断力を調整した。ダンパー配置は、地震層せん断力係数の分布(Ai分 布)に基づく設計用層せん断耐力比分布を基に、4 段階分布を用いて図 10 に示すような設置箇所 を決定した。ただし、1 層の階高が他の層と異なるため、1 層のみ<sub>d</sub>N<sub>y</sub>=1,500 kNを用いた。以降、 ダンパー非設置のモデルを耐震モデル、ダンパーを設置したモデルを制振モデルと呼ぶ。制振モデ ルの1 次固有周期は X 方向が  $T_x$ =4.0 s、Y 方向が  $T_y$  = 4.4 s となった。

3 連動地震の予測波として、東海・東南海・南海連動地震を想定した KiK-net 此花および豊中市役所に おける模擬地震動 YY\_OSAKA1-FEM\_sig, YY\_OSAKA2-FEM\_sig, (以降 OSAKA1, OSAKA2) を採 用した<sup>[3]</sup>。図 12 に入力地震動の時刻歴波形及び最大加速度,継続時間を示す。図 13(a) に速度応答 スペクトル $S_v$ , 図 13 (b) にエネルギースペクトル $V_E$ を示す。



#### 4.2 耐震および制振モデルでの時刻歴解析結果

前章と同様に,評価指標に最大層間変形角 *R* と梁部材の累積塑性変形倍率  $_{G\eta}$ を用いる。図 14 と図 15 に耐震モデルと制振モデルの応答結果を併せて示す。安全限界値も前章と同様に *R* = 0.01rad,  $_{G\eta}$  =13.5 および  $_{G\eta}$  =21.5 とした。はじめに耐震モデルの結果について述べる。図 14 の 最大層間変形角 *R* より,X方向は中層以下で安全限界値(*R* = 0.01rad)を超え,最大応答値はOSAKA1 で *R* = 0.015rad, OSAKA2 で *R* = 0.017rad となった。Y 方向も同程度の応答値であり、大きな変 形が生じていることがわかる。図 15 の累積塑性変形倍率  $_{G\eta}$  より、X 方向はOSAKA1, OSAKA2 ともに  $_{G\eta}$  =13.5 に対して 1.3~1.4 倍となった。 $_{G\eta}$  =21.5 に対しては 0.8~0.9 倍に留まる。Y 方向 でも同程度の応答となった。

次に、ダンパー設置による制振補強を行い、その低減効果を検証する。図 14 の層間変形角 R より、X・Y 方向で制振モデルは概ね安全限界値 (R=0.01rad) 以内に収まった。耐震モデルと比較すると、OSAKA1 と OSAKA2 ともに 5 割の応答低減を確認した。Y 方向では、3 割の応答低減を確認した。図 15 の累積塑性変形倍率  $_{G}\eta$ より、OSAKA1 と OSAKA2 ともに 7~9 割もの応答低減を確認した。以上より、鋼製ダンパーを用いた制振補強による低減効果は、特に累積値で大きく見られた。



#### 5. まとめ

本論文では、日本建築センターにおいて 1966 年から 2001 年までに評定を取得した建物を調査 し、既存超高層鋼構造建物の構造形式や柱梁接合部の接合形式について調査を行った。対象とし た 738 棟の建物の柱梁接合部のうち、現場溶接形式が全体の 47 %、工場溶接形式が 50 %の割合で 採用されていた。1980 年代~1990 年代中盤においては、現場溶接形式が工場溶接形式を上回り、 その後再び工場溶接形式が増加した。この傾向は、東京地区と大阪地区で同様であった。

次に、それらの調査に基づき、1970年代の東京および1980年代の大阪に実在しうる建物をモ デル化し、標準波・告示波および長周期地震動の予測波を用いた時刻歴応答解析を行った。標準 波と告示波を入力した際の最大層間変形は層間変形角 R の安全限界値 (R = 1/100)以内に収まるが、 長周期地震動の予測波では大きな層間変形を生じることが確認された。また、梁端の累積損傷に ついては短スパンの梁に損傷が大きくなり、現場溶接を想定した安全限界値 ( $_{G}\eta = 13.5$ )を超えて破 断する可能性がある。これに対し、鋼製ダンパーによる制振補強を行った結果、層間変形が約半分 となり、主架構を安全限界値以下に収めることができた。部材の累積塑性変形倍率では 7~9割も の応答低減を確認した。

#### 謝辞

本研究は文部科学省による「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト」の一環として実施されま した。また、本報告で用いた既存建物データベースは東京理科大学寺本研究室から提供して頂いたも のです。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- [1] 日本建築学会:長周期地震動と建築物の耐震性,2007.12
- [2] 土木学会,日本建築学会:海溝形巨大地震による長周期地震動と土木・建築構造物の耐震性向上 に関する共同提言,2006.11
- [3] 日本建築学会長周期建物地震対応委員会:長周期地震動対策に関する公開研究集会,2011.3
- [4] 福島東陽,市村将太,寺本隆幸:超高層建物の基本的特性の時系列変化,日本建築学会大会学術講演梗 概集, C-1, pp.307-308, 1999.9
- [5] 長江拓也, 鐘育霖,島田侑,福山國夫,梶原浩一,井上貴仁,中島正愛,斉藤大樹,北村春幸, 福和伸夫,日高桃子:超高層建物の耐震性能を検証する大規模実験システムの構築-E-ディフェ ンス震動台実験-,日本建築学会構造系論文集,第640号,pp.1163-1171,2009.6
- [6] 中川真里奈,佐藤大樹,北村春幸,長江拓也,佐野剛志:性能評価シートに基づく既存高層鋼構 造建物の柱梁接合部の調査,日本建築学会技術報告集,第19巻,第42号,pp.579-584,2013.6
- [7] 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