

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	既存超高層鋼構造建物の鋼製ダンパーによる制振補強
Title	
著者(和文)	助村 浩太郎, 佐藤 大樹, 北村春幸, 長江拓也, 佐野剛志
Authors	daiki sato, Haruyuki Kitamura, TUYOSHI SANO
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, Vol. 82, , 2004
Citation(English)	, Vol. 82, , 2004
発行日 / Pub. date	2012, 3
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/110009571490

既存超高層鋼構造建物の鋼製ダンパーによる制振補強

構造一振動

正会員 ○ 助村浩太郎^{*1}
 " 北村春幸^{*1}
 " 佐野剛志^{*3}

正会員 佐藤大樹^{*1}
 " 長江拓也^{*2}

高層建物 長周期地震動 耐震性能
 鋼構造 制振補強 鋼製ダンパー

1. はじめに

近い将来、東海・東南海・南海地震などの巨大地震の発生が予測されている^{1,2)}。その際に発生する長周期地震動によって都市部に林立する既存超高層建物は、設計当初に想定した地震動よりも相当長い時間大きく揺れ、崩壊までに至ることはほとんどないが、大きな被害を受ける可能性がある³⁾。その状況下、2011年3月11日東北地方太平洋沖地震が発生し、東京・新宿地区の既存超高層建物は10～15分もの長時間、揺れ続けたことが各メディア・論文から判明した^{例として4)}。その様な長時間の揺れは、梁端部に多数回の繰返しを生じさせ、破断まで至ることが、2007年3月にEディフェンスにおいて行われた、超高層鋼構造建物を模擬した振動台実験により確認されている⁵⁾。さらに、長周期地震動による既存超高層建物の被害は、都市の地盤特性と建物の応答特性の関係より異なると予測されるため、地区と建物性状に沿った詳細な検討が必要である。

そこで、本報は既存超高層建物の長周期地震動に対する耐震安全性の確認を目的として、以下の構成で行う。新耐震基準以前における東京地区の既存超高層鋼構造建物をモデル化し、時刻歴応答解析による応答性状からその耐震性能を分析する。そして、履歴ダンパーによる制振補強したモデルの応答性状と比較し、その制振補強効果について検討を行う。

2. 検討対象建物および入力地震動

2.1 検討対象建物および鋼製ダンパーの概要

既報⁶⁾において、地区や年代で分け、着目すべき高層建物分類を示した。その成果に基づき、本報で想定する既存超高層建物像は、地上50階以上、高さ200m程度、基準階面積2500m²程度で、センターコア形式を採用した鋼構造建物である。その条件を基にした検討に用いる建物モデルは、地上52階、高さ199.8m（1階6.0m、2～52階3.8m）、X方向は57.6m、Y方向は44.8mで、センターコア形式を採用した超高層鋼構造建物である。建物モデルの軸組図と基準階図を図1に示す。平面形状は各階同一で、各階床面積は2580m²である。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C₀=0.2時の応力に対して許容応力度設計されている。

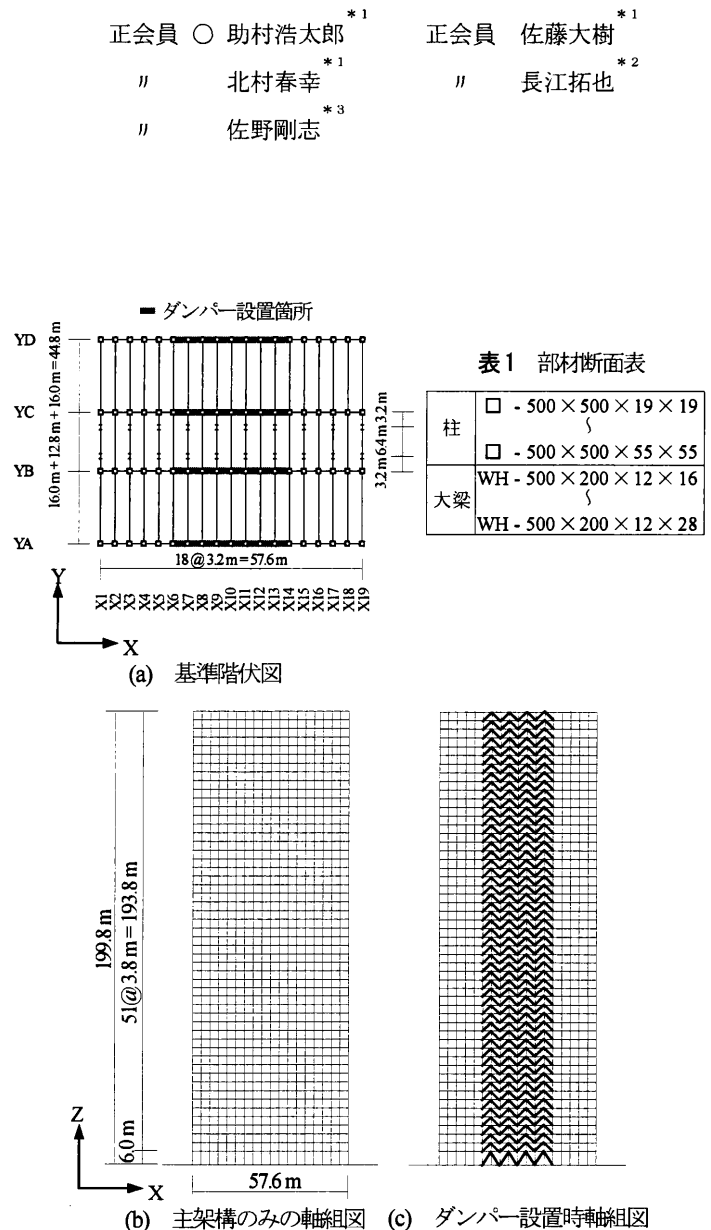


図1 基準階図と軸組図

部材の断面表一覧を表1に示す。なお、建物総重量は946223kNである。スラブの合成効果については、梁の曲げ剛性のみ考慮し、X1～X19通りの16.0mと12.8mスパンの梁部材の剛性増大率は $\phi = 1.5$ 、その他の梁部材は $\phi = 1.25$ とした。本報の時刻歴応答解析はX方向のみを行い、剛床仮定とする。固有値解析の結果、主架構のみの状態における1次固有周期 T_1 は、6.87秒である。減衰は、初期剛性比例型の $h=2\%$ とする。

図2に、静的弾塑性解析より得られた各層の層せん断力 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の値を示している。

弾性限界時のベースシア係数 C_b は 0.045 で、この値に 1 次固有周期を乗じた値 $C_b \cdot T_1$ は 0.31 である。

制振部材は、図 1(c)に示すように、平面方向においては、X 方向に片流れ型モデルを配置し、高さ方向には連層に配置にする。本報での制振部材には、降伏応力度 225 N/mm^2 の座屈拘束型ブレースを用いる。本報では、鋼製ダンパーの投入量として第 1 層のダンパーの降伏せん断力係数 ${}_d\alpha_{y1}$ を用いる。 ${}_d\alpha_{y1}$ によって、第 1 層のダンパーの降伏せん断力 Q_{y1} が定まる (1) 式。

$$Q_{y1} = {}_d\alpha_{y1} \sum_{i=1}^N m_i g \quad (1)$$

ここで、 g : 重力加速度、 m_i : i 層の質量である。本報で用いる座屈拘束ブレースは塑性化部と弾性部で構成されており、本解析においては鋼製ダンパーを 1 要素 (一様断面) でモデル化した⁷⁾。

第 1 層以上の i 層のダンパー投入量 ${}_d\alpha_{yi}$ は、図 3 の地震層せん断力係数の分布係数 (Ai 分布) に基づく設計用層せん断力比分布を基に、5 段階分布を用いた。図 3 の横軸は第 1 層のダンパーの降伏せん断力 Q_{y1} に対する i 層のダンパーの降伏せん断力 Q_{yi} の比率である。以上の方法により、各層のダンパーの設計を行う。

2.2 解析用検討入力地震動

解析用入力地震動は、最大速度を 50kine に基準化した EL Centro 1940 NS (以降、EL Centro)、模擬波 ART HACHINOHE (位相特性 : HACHINOHE 1968 EW) (以降、ART HACHI)、東海・東南海・南海連動地震を考慮した関東平野における建物応答検討用の模擬地震動 YY_KANTO1-FEM_sig (以降、KANTO)³⁾ を採用した。図 4 に地震動の加速度時刻歴波形、成分、最大加速度、実効地震継続時間 t_0 を示す。本報では、残留層間変形角を検証するために、地震終了後に加速度 0 を付け足し、自由振動させている。図 5(a), (b) に速度応答スペクトル S_v ($h=5\%$)、エネルギースペクトル V_E ($h=10\%$) をそれぞれ示す。図 5 中の破線は、主架構のみの 1 次固有周期 T_1 を意味し、図 5(b)より、 V_E の値に着目すると、EL Centro に対して ART HACHI は約 2 倍、EL Centro に対して KANTO は約 4 倍である。

3. 非制振モデルでの時刻歴解析に基づく応答評価

検討項目は、最大層間変形角 R 、層の塑性率 $f\mu$ 、主架構の塑性履歴エネルギー ${}_fW_p$ 、残留層間変形角 R_r 、梁の最大塑性率 $G\mu$ 、梁の累積塑性変形倍率 $G\eta$ であり、その解析結果を図 6(a)~(f)に示す。ここで、図 6(b)の $f\mu$ は、最大層間変形角 R を図 2 より得られる全塑性モーメント時の層間変形角で除した値である。また、図 6(e)において、 $G\mu=0$ は弾性範囲であることを意味する。図 6(e), (f)中の破線

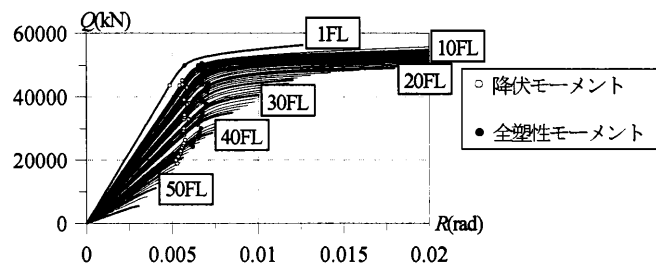


図 2 静的解析の結果

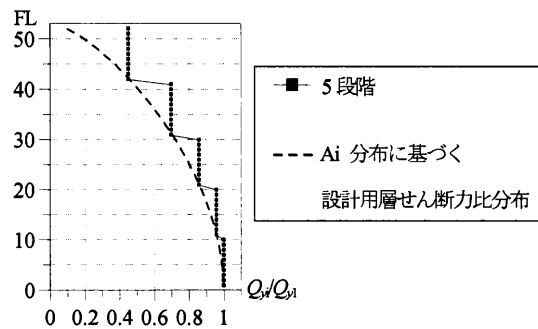


図 3 ダンパーの降伏せん断力比分布

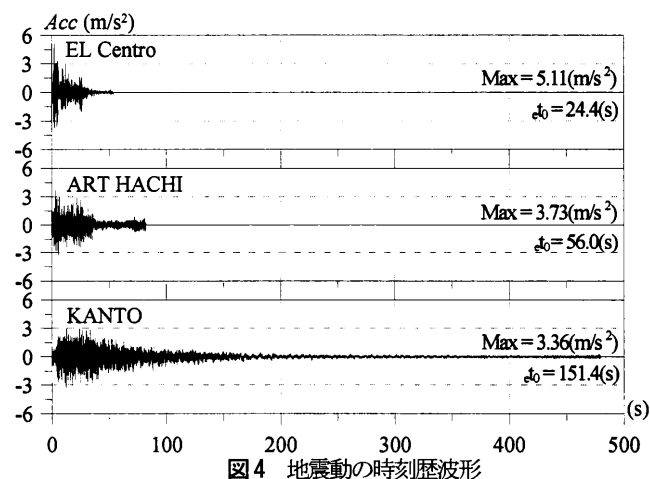


図 4 地震動の時刻歴波形

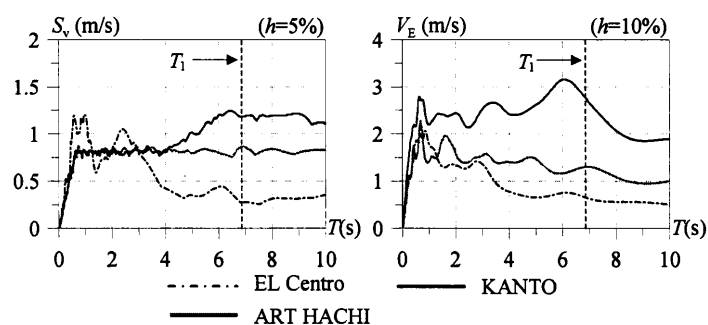


図 5 入力地震動の比較

は、 $G\mu$ 、 $G\eta$ の安全限界値を示しており、既往の研究⁸⁾を参考に床スラブの影響を考慮して、 $G\mu=4$ 、 $G\eta=13.5$ と定めた。

図 6 より、全体の傾向としては、EL Centro, ART HACHI, KANTO 入力時の順で応答性状が大きいことが分かる。次に、各応答値より耐震性能について分析する。図 6(a)より、EL Centro 入力時と ART HACHI 入力時においては、 $R=1/100$ 以下になっているが、KANTO 入力時においては、 $R=1/100$ を超える層がある。図 6(a)で、 R の最大値を比較すると、KANTO 入力時の方が ART HACHI 入力時より

も約1.3倍大きくなっている。図6(b)より、EL Centro入力時には、最大応答値が $f\mu=1$ 以下で弾性範囲に収まっているが、ART HACHIとKANTO入力時には、弾性範囲には収まっていない。ただし、 $f\mu=2$ を超える層はなく、図6(c)より、KANTO入力時においても $R_r=3/1000$ 以下である。図6(d)より、ART HACHIとKANTO入力時には、40層あたりから下層へ fW_p が生じており、 fW_p の最大値を比較すると、KANTO入力時の方がART HACHI入力時よりも約2.3倍大きくなっている。続いて、部材レベルで応答を把握する。図6(e)より、KANTO入力時には、 $G\mu=4$ の安全限界値以下であるが、図6(f)においては、 $G\eta=13.5$ の安全限界値を超える結果となった。図6(e)で、 $G\mu$ の最大値を比較すると、KANTO入力時の方がART HACHI入力時よりも約1.4倍大きいことが確認できる。また図6(f)で、 $G\eta$ の最大値を比較すると、KANTO入力時の方がART HACHI入力時よりも約3倍大きいことが確認できる。この結果より、 $G\eta$ の方が $G\mu$ よりも応答値が増大されることがわかる。

4. 制振モデルでの時刻歴解析に基づく応答評価

前節の検討を踏まえ、応答が最も大きかったKANTO入力時に、ダンパー量 $d\alpha_{y1}$ をパラメーターとし、制振補強効果の検討を行う。はじめに、図7(a)~(c)に示すように、横軸に $d\alpha_{y1}$ 、縦軸に評価指標として、1層の層せん断力係数(全体架構(ダンパー+主架構)は α_1 、主架構は $f\alpha_1$ と表記する。)、入力エネルギー E 、 fW_p/E (入力エネルギー E に対するフレームのエネルギー吸収量 fW_p の比率)、 dW_p/E (入力エネルギー E に対するダンパーのエネルギー吸収量 dW_p の比率)をとり、ダンパー量の違いによる応答値の変化を考察する。ここで、 α_1 、 $f\alpha_1$ とは、それぞれ1層の全体架構の層せん断力 Q_1 、主架構の層せん断力の層せん断力 fQ_1 を建物総重量で除した値である。表2に鋼製ダンパー設置時の固有周期を示している。図7(a)より、ダンパー量が増加するとともに、 $f\alpha_1$ はほぼ一定であるが、 α_1 は増加している。図7(b)、表2より、ダンパーを付加したことで固有周期が短くなり、ダンパー量の増加に伴い入力エネルギーが増大し、ダンパー量が $d\alpha_{y1}=0.010$ 時に入力エネルギーが最大となり、それ以降は減少していくことがわかる。図7(c)より、 fW_p/E はダンパー量が増加するとともに減少しつつ $d\alpha_{y1}=0.030$ 時に最小となり、 dW_p/E は $d\alpha_{y1}=0.010$ 時に最大となっている。これらの結果より、 $d\alpha_{y1}=0.030$ 時に、主架構の損傷を最も抑えることができるが、これは周期変動によって入力エネルギーが減少した影響が大きいと考えられる。

次に上記を踏まえ、応答性状の高さ方向分布を検討する。検討項目は、前節の項目から残留層間変形角 R_r を除き、実効変形比 α_e (水

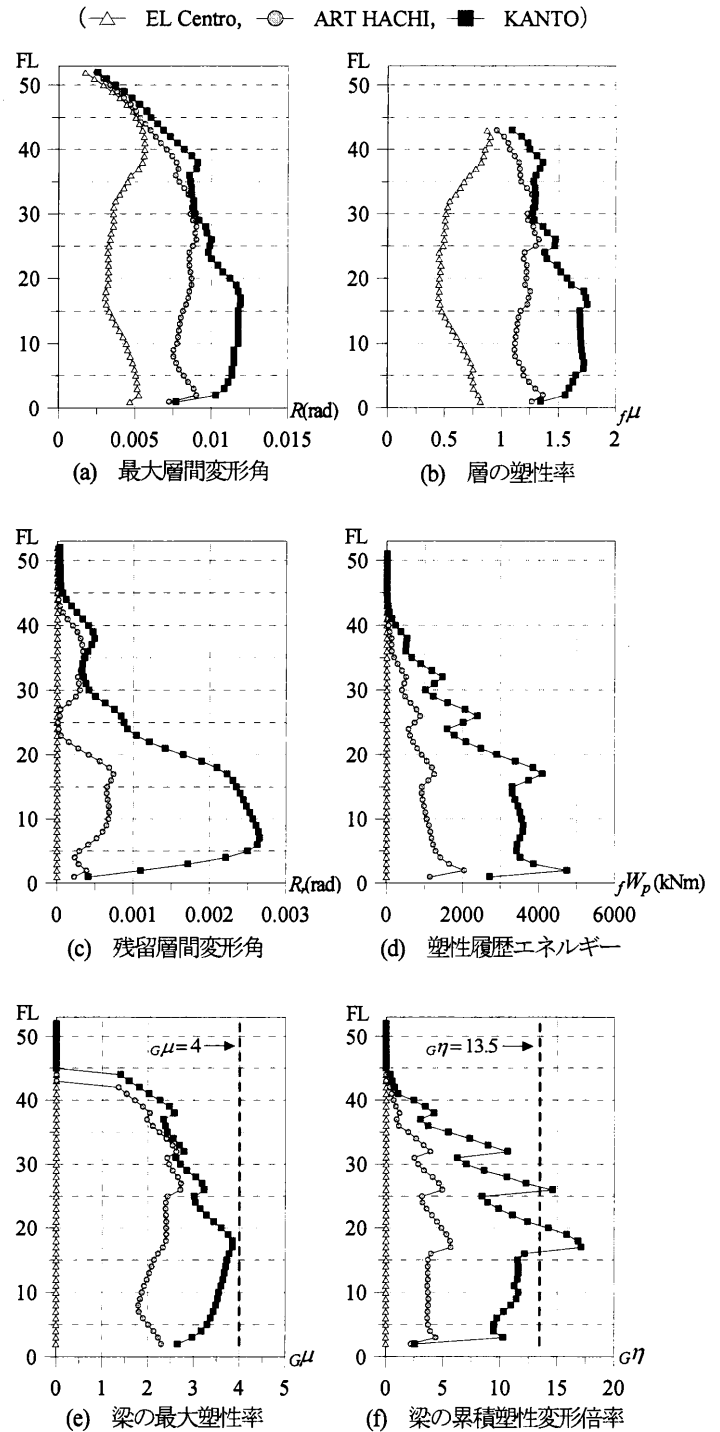


図6 高さ方向の応答分布

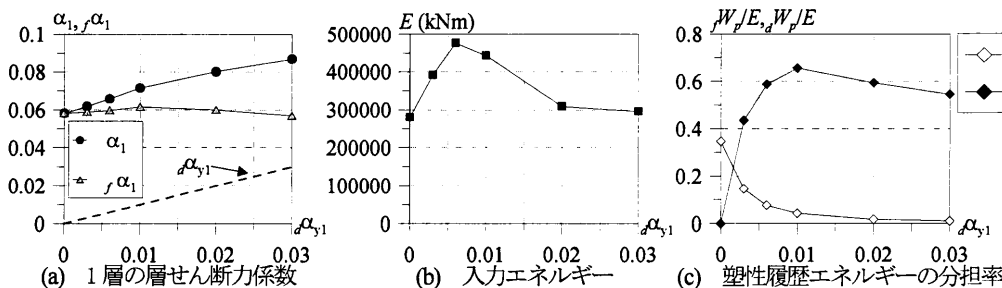


図7 ダンパー量の違いによる応答分布 (KANTO)

表2 検討モデルの周期表

$d\alpha_{y1}$	$T_1(s)$
0.000	6.87
0.003	6.16
0.006	5.74
0.010	5.35
0.020	4.80
0.030	4.55

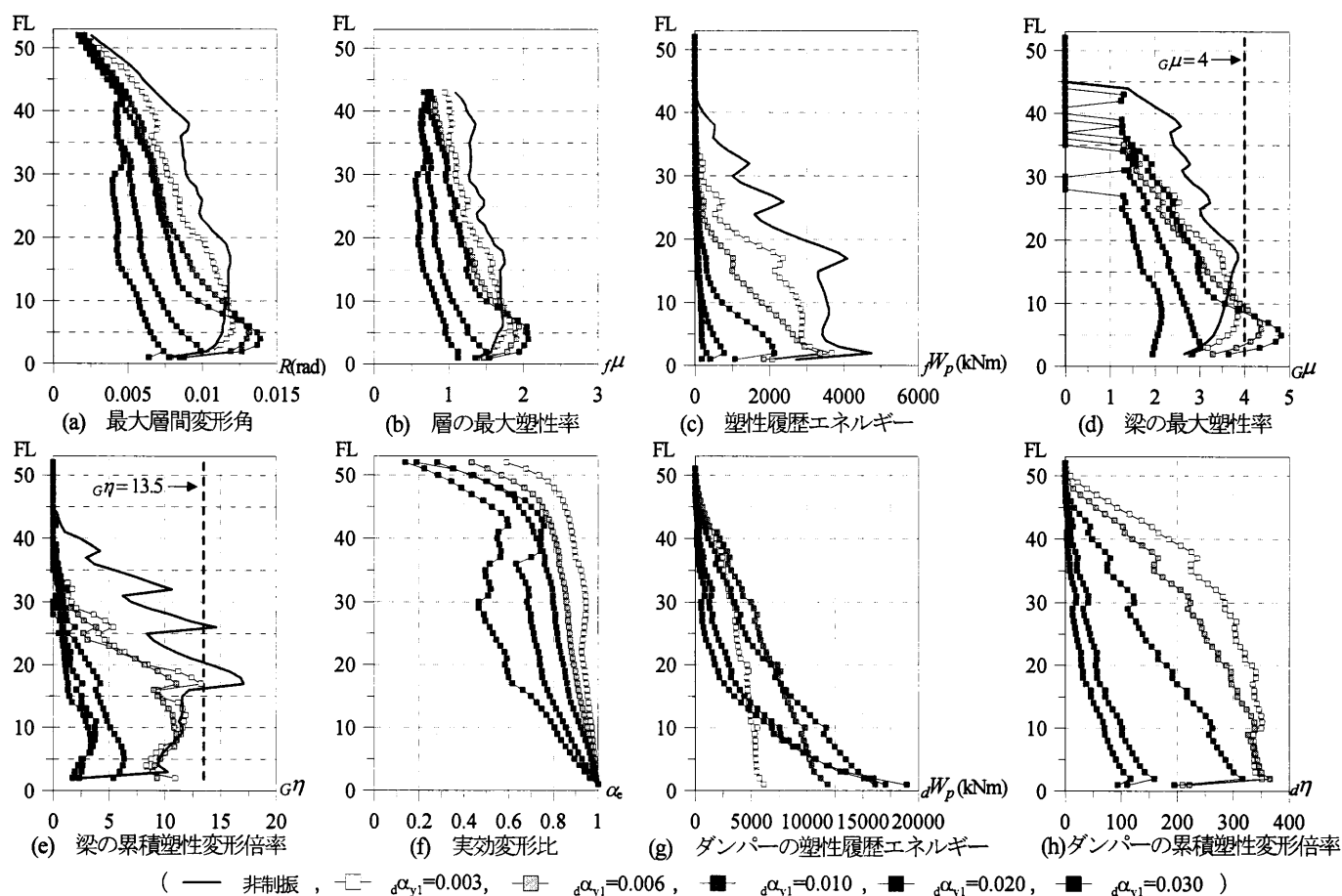


図8 高さ方向の応答分布 (KANTO)

平方方向の層間変形に対するダンパー変形の水平方向成分の割合), ダンパーの塑性履歴エネルギー dW_p , ダンパーの累積塑性変形倍率 $d\eta$ を加えたものであり, その解析結果を図8(a)~(h)に示す。まず, ダンパー量の変化に伴うダンパーの移動効率を把握する。ダンパー量が増加していくことで, ダンパーの実効変形比 α_e が全体的に低下し, かつ, 上層の方が下層に比べてより低下しているため (図8(f)), 下層で dW_p と $d\eta$ の応答が大きいことが確認できる (図8(g), (h))。これより, ダンパーの効率が低下していることがわかる。次に, 図8(a), (d), (e)より, ダンパー量が $d\alpha_{y1}=0.003 \sim 0.010$ 時の応答は, 非制振モデルの応答より大きい結果となっている。しかし, $d\alpha_{y1}=0.020 \sim 0.030$ では, 非制振モデルより応答が抑えられ, $R=1/100$ 以下と $G\eta=13.5$ の安全限界値以下となっていることが確認できる。 $d\alpha_{y1}=0.030$ 時と非制振モデルにおいて, 応答の最大値を比較すると, 図8(a)では $d\alpha_{y1}=0.030$ 時の方が非制振モデルに比べて, 最大応答値の約0.62倍となり, 図8(e)では, 約0.23倍となっている。

5. まとめ

既存超高層建物の長周期地震動に対する耐震安全性の確認を目的として, 新耐震基準以前における東京地区の既存超高層鋼構造建物をモデル化し, 時刻歴応答解析による応答性状から耐震性能の分析と鋼製ダンパーによる制振補強したモデルの応答性状と比較し, その制振効果について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 非制振モデルの検討では, KANTO入力時において, 下層で最大層間変形角が $R=1/100$ を超える層があり, また, 下層で梁の累積塑性変形倍率 $G\eta$ が安全限界値 $G\eta=13.5$ を超える層があった。
- (2) 鋼製ダンパーによる制振補強を行ったことで, 周期変動による入力エネルギーの減少の影響もあるが, ダンパー量が $d\alpha_{y1}=0.020 \sim 0.030$ 時では, KANTO入力時において非制振モデルの時より応答が抑えられ, さらに $R=1/100$ 以下に, $G\eta$ も安全限界値 $G\eta=13.5$ 以下にすることができ, 制振補強効果を確認した。

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」の一環として, (独)防災科学技術研究所が受託した「②都市施設の耐震性能評価・機能回復に関する研究」の成果の一部です。

参考文献

- 土木学会, 日本建築学会: 液状化型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
- 日本建築学会: 長周期地震動と建築物の耐震性, 2007.12
- 日本建築学会長周期地震動WG: 長周期地震動に対する公開研究集会, 対象とする巨大地震動と地域, 2011年3月
- 新居鑑子, 欄木龍大, 長島一郎, 木村雄一, 青野英志, 細瀬治: 地震・風観測モニタリングシステムの開発と超高層建物への適用, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造II-B-2, pp.365-366, 2011.8
- 長江拓也, 鍾育森, 島田侑, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斎藤大樹, 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
- 財村浩太郎, 佐藤大樹, 大下優作, 北村春幸, 長江拓也, 佐野剛志: データベースによる既存超高層鋼構造建物の耐震性能評価 (その2) 年代と地区に着目した既存超高層鋼構造建物の耐震性能分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造II-B-2, pp.21-22, 2011.8
- 栗林晃司, 佐藤大樹, 北村春幸, 山口路夫, 西本晃治: 実行変形を考慮した履歴減衰型制振部材を有する鋼構造建物のエネルギーの割合に着目した応答予測, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第661号, 543-552p, 2011.3
- 北村春幸, 宮内洋二, 浦本功樹: 性能設計における耐震性能評価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

*1 東京理科大学理工学部建築学科

*2 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

*3 株式会社 大林組 技術研究所