

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	柱間隔の異なる超高層建物の長周期地震動に対する応答特性 その1 既存耐震モデルによる架構損傷の検証
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. 83, , 2038
Citation(English)	, Vol. 83, , 2038
発行日 / Pub. date	2013, 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/110009769784

構造—振動

超高層建物 鋼構造 長周期地震動

耐震性能 時刻歴応答解析 部材レベル

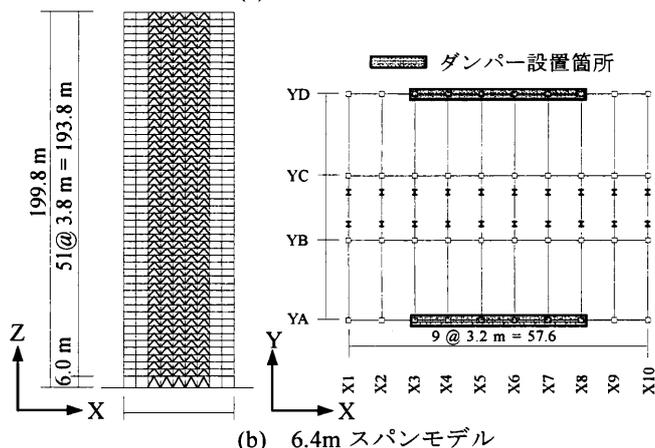
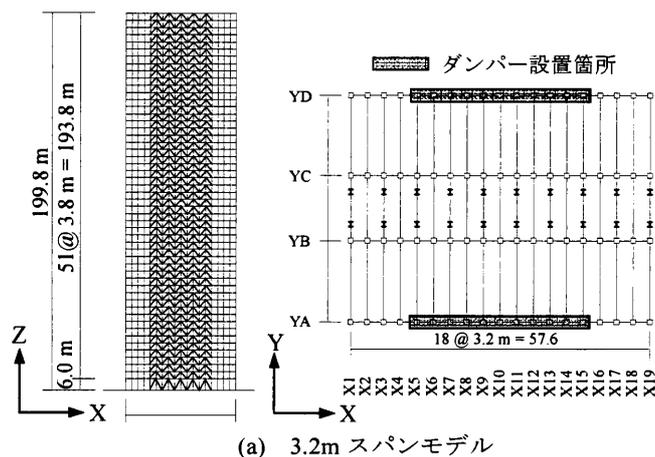
超高層建物が建設され始めて40年以上が経ち、この間の超高層建物の設計・建設方法は技術水準や社会・経済状況を反映しながら変化してきた¹⁾。近年では、特に東海・東南海・南海地震などの巨大地震の発生が予測され、超高層建物への被害も懸念されてきた^{2,3)}。そのような中、首都直下プロジェクトによる大規模振動台実験が行われ、長周期地震動によって鋼構造架構が多数回変形し、ついには梁端フランジが破断に到る状況が確認された⁴⁾。そして、2011年3月11日に、東北地方太平洋沖地震が発生した。東京・新宿地区の超高層建物は、10分～15分の間揺れ続けたと報告されている³⁾。

柱間隔のスペンは、超高層建物が建設された時代を示す指標の一つである。1970年代までに建設された超高層建物は3.0~3.2mの短スペンの柱間隔が主流であった¹⁾。短スペンの柱間隔を用いた場合、梁部材の降伏変位が長スペンのものよりも小さく塑性化がしやすい。こうした条件を踏まえつつ、本研究は1970年代を想定した超高層建物の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同定を目的としている。本報その1では1970年代に主流であった3.2mと柱間隔の長短の違いを比較するための6.4mの柱間隔を採用した超高層建物をモデル化し、標準波、予測3連動波を用いて時刻歴応答解析を行う。主架構における塑性変形の最大値と累積値を検証するが、最後において梁端部の補修に対する負荷の観点から、限界値の超過した梁端の分布状況と絶対数量を分析する。本報その2ではその1の既存耐震モデルに対し鋼製ダンパーによる制振補強を行い、同様の観点に基づき損傷低減効果を検討する。本報その3では既存耐震モデルに対し粘性ダンパーによる制振補強を行い、鋼製ダンパーとの効果の違いを検討する。

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方向の柱間スペンを3.2mと6.4mを採用している既存超高層鋼構造建物である。検討対象建物の軸組図と基準階伏図を図1に示す。3.2mモデルと6.4mモデルとも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。両モデルの建物重

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}



(a) 3.2m スパンモデル
(b) 6.4m スパンモデル
軸組図と伏図
建物重量と部材断面表

モデル名 建物総重量	部材断面	
3.2mモデル 951043(kN)	柱	□-500×500×19 ~ □-500×500×65
	YA~YD 通り大梁	WH-650×200×12×19 ~ WH-650×200×12×22
6.4mモデル 924768(kN)	柱	□-750×750×19 ~ □-750×750×65
	YA~YD 通り大梁	WH-700×250×14×25 ~ WH-700×300×14×28

量と部材断面を表1に示す。

本報の解析は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（中央部材）は弾塑性とし、減衰hは初期剛性比例型の2%とする。パネルゾーンの水平方向剛域は、柱断面サイズの1/2で、鉛直方向剛域は、パネルゾーンに接合する梁断面がX、Y方向で異なるため、接合

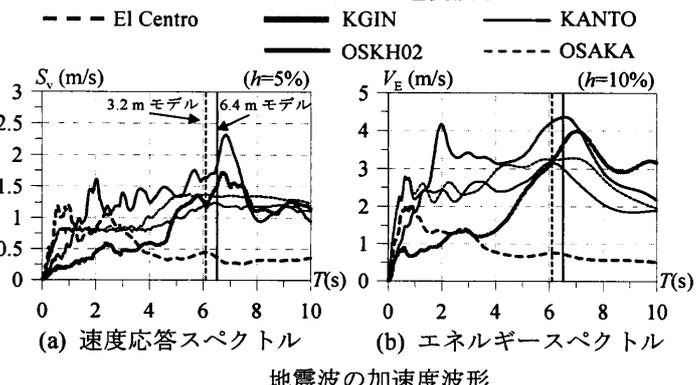
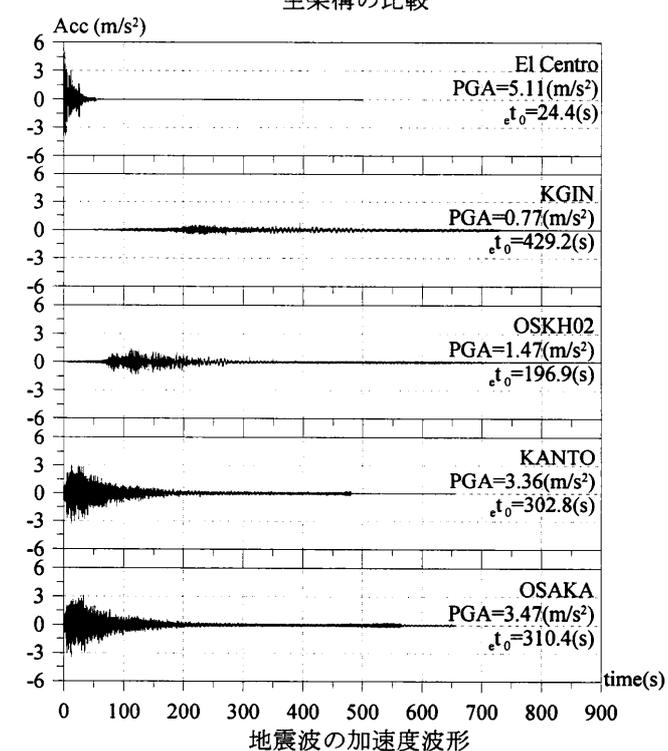
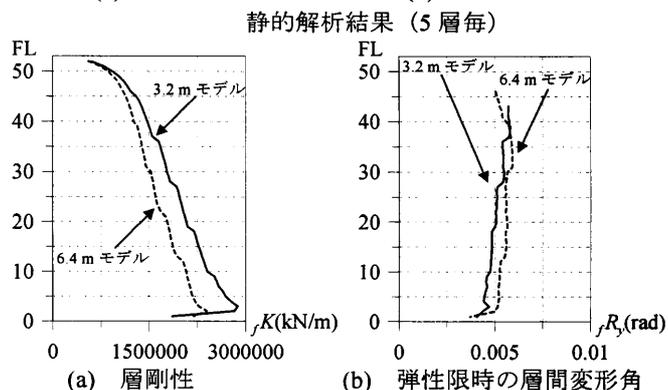
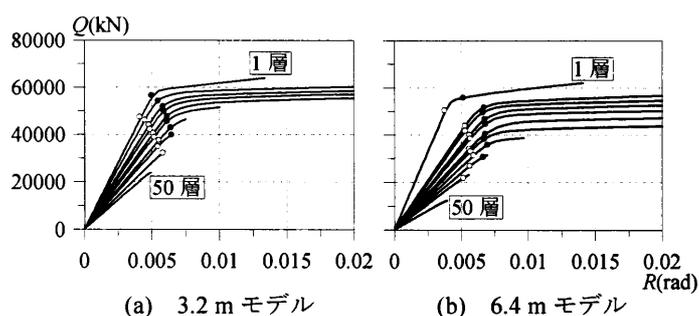
する梁せいの 1/2 の平均をとった値を用いた。床スラブの合成効果は、梁の曲げ剛性のみ考慮し、X1~X19 通りのスパンが 16.0 m と 12.8 m の梁部材の剛性増大率 ϕ は 1.5, その他の梁部材については 3.2 m モデルは 1.25, 一方 6.4 m モデルは YA~YD 通りの R-41FL の X 方向の梁部材は 1.45, その以外は 1.3 とした。

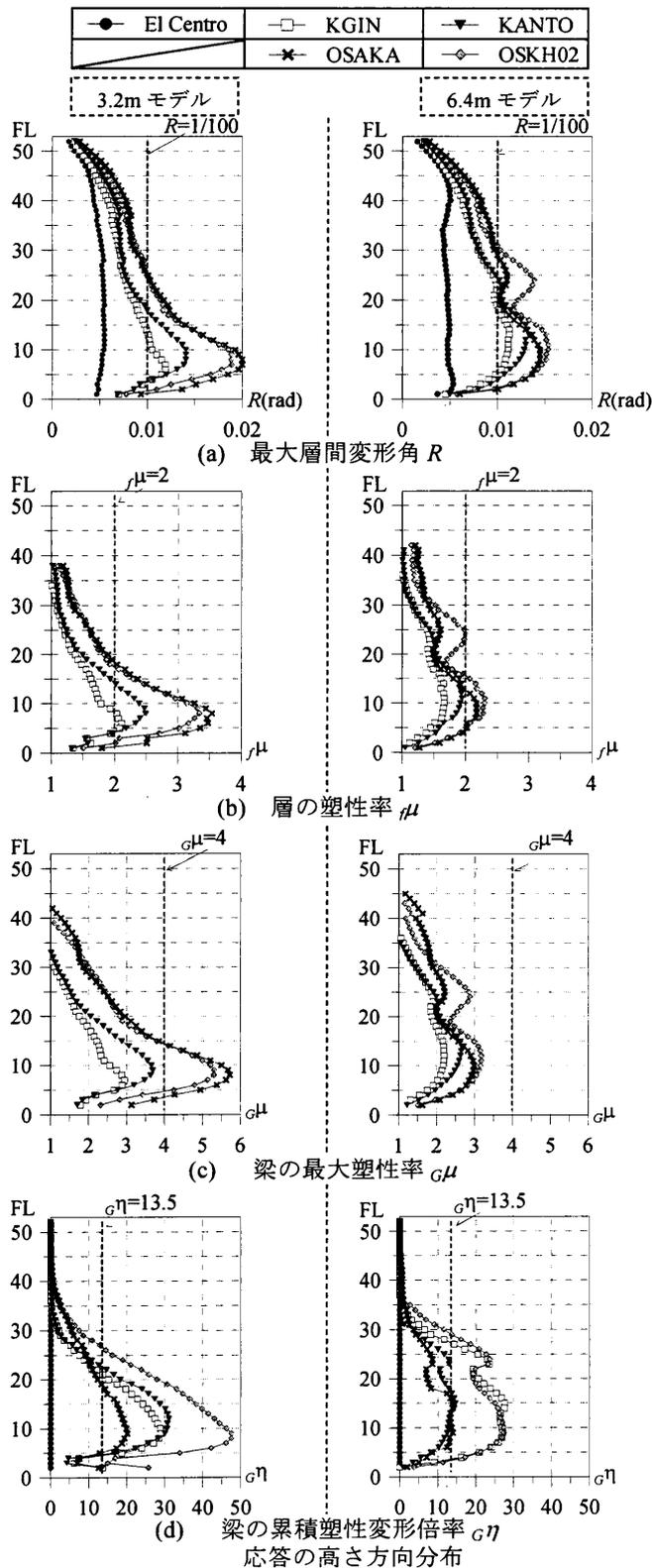
図 2 に静的弾塑性解析より得られた 5 層毎の主架構の各層の層せん断力 Q と層間変形角 R の関係を示す。図中の○はその層のいずれかの部材が降伏モーメントに達したとき (弾性限界時) の値を示し, ●はその層のいずれかの部材が全塑性モーメントに達したとき (全塑性時) の値を示している。3.2 m モデルの 1 次固有周期は $fT_1=6.10(s)$, 弾性限時のベースシア係数は $C_y=0.048$, 1 次固有周期に弾性限時のベースシア係数をかけた値 $C_y \cdot fT_1=0.293$ であり, 一方, 6.4 m モデルは $fT_1=6.52(s)$, $C_y=0.046$, $C_y \cdot fT_1$ は 3.2 m モデルと同等の 0.300 である。

図 3 に両モデルの層剛性と弾性限時の層間変形角の高さ方向分布を示す。図より, 層剛性については 3.2 m モデルの方が 6.4 m モデルに比べて平均で約 20% 高く, 弾性限の層間変形角については平均で 3.2 m モデルの方が約 10% 小さい。

標準波として最大速度を 50cm/s に基準化した El Centro 1940 NS (以降, El Centro) を採用した。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)⁵⁾, KGIN⁶⁾, 大阪・此花地区の模擬地震動 YY_OSAKA1-FEM_sig (以降, OSAKA)⁵⁾, OSKH02⁶⁾ を採用した。図 4 に地震動の加速度時刻歴波形, 最大加速度 PGA, 実効地震継続時間 t_0 を示す。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 には 3.2m および 6.4m モデルの 1 次固有周期をそれぞれ併記している。図 4 の t_0 に着目すると, 予測波 4 波は El Centro の 8~18 倍である。また図 5 において, 6~6.5 秒付近の長周期帯で S_v , V_E に着目すると, 予測波 4 波の S_v は El Centro の 1.5~3 倍, 予測波 4 波の V_E は El Centro の 4~6 倍となっており, 予測波 4 波は一般的に標準波といわれる El Centro 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。

検討項目は, 最大値の評価項目として最大層間変形角 R , 層の塑性率 μ , 累積値および部材損傷の評価項目として梁の最大塑性率 $G\mu$, 梁の累積塑性変形倍率 $G\eta$ とする。各モデルの検討項目についての高さ方向分布を図 6(a)~(d) に示す。なお, 図 6 (b), (c) については, μ および $G\mu$ が 1 以上の範囲を示していることに注意されたい。図 6 (a)~(d) の破線は安全限界値を示しており, 既往の文献を参考に, 層レベルの応答につい





ては $R = 1/100$, $\mu = 2$ とし⁷⁾, 部材レベルの応答については, $G\mu = 4$, $G\eta = 13.5$ と定めた⁸⁾.

図 6 (a) より, El Centro 入力時では両モデルとも $R = 1/200$ 程度の変形であるが, 予測波 4 波入力時では両モデルとも $R = 1/100$ を大きく超えて変形し, 最大変形時では 3.2m モデルは $R = 1/50$ 程度で El Centro 入力時の 3.6 倍, 6.4m モデルでは $R = 1/65$ 程度で El Centro 入力時の 2.9 倍変形している。また,

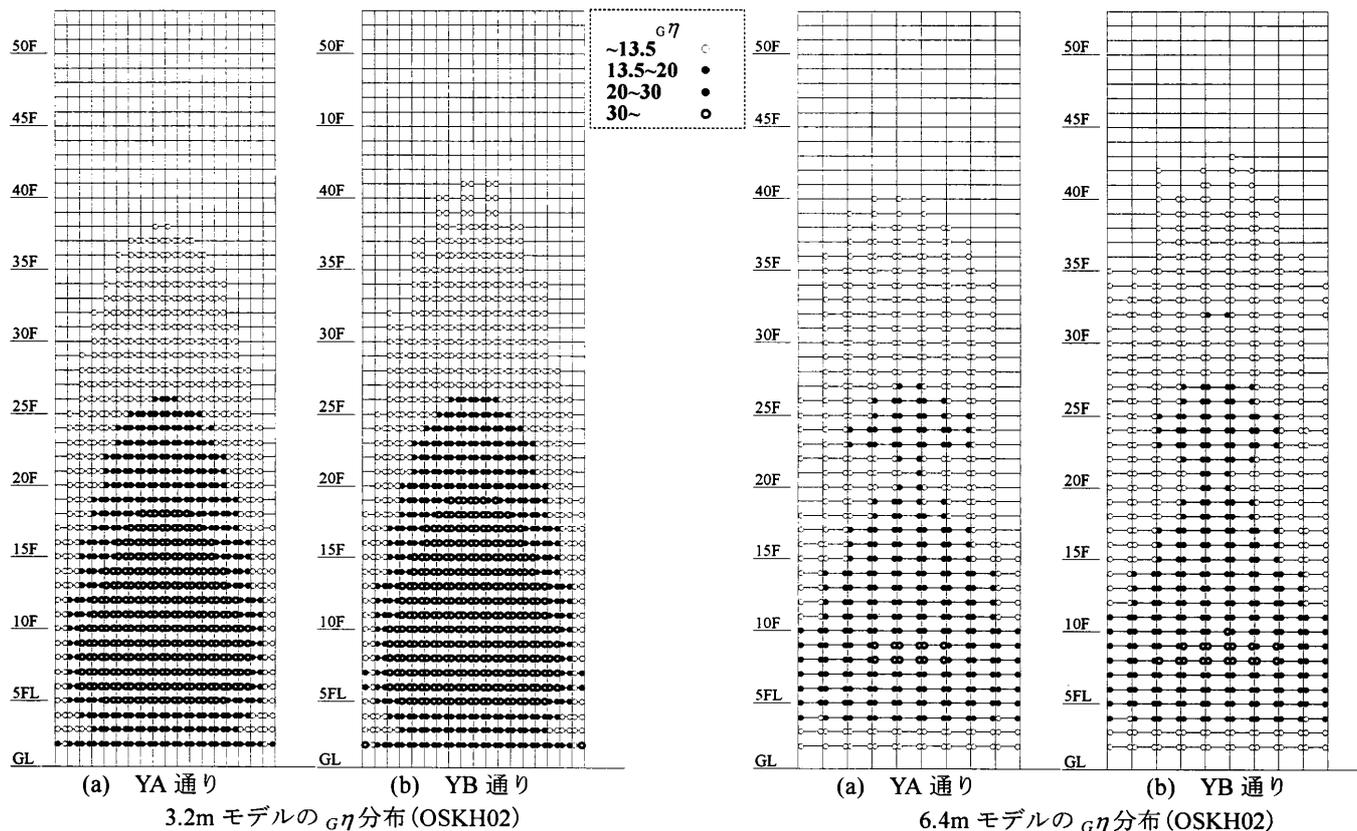
予測波の最大変形時で両モデルを比較すると, 6.4m モデルよりも 3.2m モデルの方が約 30% 大きく, 各予測波毎で比べてみても, 同程度か 3.2m モデルの方が大きく変形していることから, 本報の予測波では 3.2m モデルの方が変形が大きくなる傾向があるといえる。

図 6 (b) より, El Centro 入力時では両モデルとも μ は 1 以下で弾性範囲であり, 図中にはプロットされていない。 R と μ を合わせて見た場合, 同程度の変形であるが 3.2m モデルは 6.4m モデルに比べて弾性限時の層間変形角が小さいため μ が平均で約 20% 大きいことを確認している。予測波入力時の 3.2m モデルは 4 波とも $\mu = 2$ を超えているが, 6.4m スパンモデルでは OSKH02, OSAKA の 2 波で超える結果となった。最大応答値に着目すると, 3.2m モデルでは $\mu = 3.5$ 程度で El Centro 入力時の 3.5 倍, 6.4m モデルでは $\mu = 2.3$ 程度で El Centro 入力時の 2.8 倍であり, μ の最大応答値は 3.2m モデルの方が 6.4m モデルに対して約 20% 大きい。

図 6 (c) において, El Centro 入力時では両モデルとも塑性化していないため, $G\mu < 1$ であり, 図中にはプロットされていない。予測波入力時における 3.2m モデルは OSKH02, OSAKA の 2 波で $G\mu = 4$ を超え, 最大応答値で $G\mu = 5.7$ 程度となっている。一方, 6.4m モデルでは $G\mu = 4$ を超えず最大応答値で $G\mu = 3.2$ 程度となり, 最大応答値同士を比較すると 3.2m モデルの方が 1.8 倍大きい。3.2m モデルの $G\eta$ の最大応答波 (OSAKA) で, 両モデルについての $G\mu/\mu$ の比率を比較すると, 3.2m モデルにおいては $G\mu/\mu = 1.6$, 一方 6.4m モデルは $G\mu/\mu = 1.4$ となり 3.2m モデルの方が $G\mu/\mu$ の比率は大きい。

図 6 (d) より, 予測波入力時では両モデルとも $G\eta = 13.5$ の安全限界値を超え, 最大応答値では 3.2m モデルは $G\eta = 50$ 程度, 6.4m モデルは $G\eta = 30$ 程度まで損傷しており, 3.2m モデルの方が 1.6 倍大きいことが分かった。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 モデルの弾性限時の層間変形角が 6.4m モデルより小さく, $G\eta$ が 6.4m モデルよりも累積しやすいと考えられる (図 3 参照)。3.2m モデルの $G\eta$ の最大応答波 (OSKH02) で, 両モデルについての $G\eta/G\mu$ の比率を比較すると, 3.2m モデルにおいては $G\eta/G\mu = 9.0$, 一方 6.4m モデルは $G\eta/G\mu = 8.6$ となり 3.2m モデルの方が $G\eta/G\mu$ の比率は大きい。

本章での検討より, 標準波である El Centro 入力時では両モデルとも $R = 1/200$ 程度の変形で, 主架構は弾性範囲に収まった。一方, 予測波は 6.0~6.5 秒付近の長周期帯では El Centro の 4~6 倍の V_E を有しており (図 5 参照), 3.2m モデルの R は最大で $R = 1/50$ 程度, 6.4m モデルでは最大で $R = 1/65$ 程度まで変形し, 両モデルとも大きな変形を生じた。大きな変形を生じたことで損傷も増大し, 両モデルとも $G\eta = 13.5$ の安全限界値を超え, 各予測波における最大応答値は, 3.2m モデルでは $G\eta = 20 \sim 50$ 程度, 6.4m モデルは $G\eta = 14 \sim 30$ 程度になった。変形と損傷が過大になる予測波に対しては, ダンパー設置による制振補強が必要であることが応答性状より確認できる。



本章では、架構内や平面方向について損傷がどのように分布しているかを把握するために、 $g\eta$ の分布を用いて検討を行う。図7、8に示すように $g\eta$ の応答値の大きさに応じてプロットの種類を分類し、YA、YB 通りについて OSKH02 入力時の $g\eta$ の分布を示す。

図7、8より、両モデルとも高さ方向には40層付近まで梁端が塑性化していることが確認できる。 $g\eta=30$ を超えるような梁端部は5~15層の下層部で生じている。また、通り方向に着目するとYA、YB 通りの中央付近で $g\eta$ の値が大きくなっている傾向が確認できる。YA 通りとYB 通りでは塑性化した梁端数では若干YB 通りが多い値となっている。YA とYB 通りで塑性化した梁端箇所数は3.2mモデルで2226箇所、6.4mモデルで1225箇所であり、3.2mモデルの方が多く、また $g\eta=13.5$ の安全限界値を超えた梁端箇所数は3.2mモデルで1290箇所、6.4mモデルで540箇所であり、こちらの場合も3.2mモデルの方が多。全梁端箇所数(3.2mモデルは3744箇所、6.4mモデルは1872箇所)に対する塑性化した梁端箇所の割合は3.2mモデルでは59.5%、6.4mモデルでは65.4%となり、6.4mモデルの方がその割合が多い。また、3.2mモデルにおける全梁端箇所数に対する $g\eta=13.5$ を超えた梁端箇所の割合は34.5%、6.4mモデルでは28.8%となり、3.2mモデルの方が割合が多い。これらの場合から考えれば、3.2mモデルは6.4mモデルに比べて、全梁端箇所数に対して少ない割合で塑性化しているが、 $g\eta=13.5$ を超える大きな累積損傷の割合が多いといえる。

本報その1では3.2mモデルと6.4mモデルの予測波による検討によって応答性状を示し、最大値と累積値に着目した耐震安全性の検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 3.2mと6.4mの柱間隔の異なる超高層建物モデルを構築した。層剛性については3.2mモデルの方が約20%大きく、弾性限の層間変形角については、約10%小さいモデルとなっている。
- (2) El Centroによる検討においては、両モデルとも弾性範囲となることが確認された。両モデルとも3連動地震の予測波が入力される場合は $R=1/100$ 、 $g\eta=13.5$ を超え、変形も累積損傷も過大となるため、また $g\eta$ の最大応答値では3.2mスパンモデルは $g\eta=50$ 程度、6.4mスパンモデルは $g\eta=30$ 程度まで損傷しており、3.2mスパンモデルの方が約60%大きく、3.2mスパンモデルの方が損傷が大きくなること確認した。
- (3) $g\eta$ の分布による検討より、3.2mモデルは6.4mモデルに比べて、全梁端箇所数に対して少ない割合で塑性化しているが、 $g\eta=13.5$ を超える大きな累積損傷の割合が多いことが分かった。

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「②都市施設の耐震性能評価・機能確保に関する研究」における成果展開の一環として実施されました。また、制振研究会(日建設計、オイレス工業、東京理科大学北村研究室)から貴重な助言を頂きました。ここに記して、感謝致します。

その3にまとめて記載する。

- *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