

超高層建物の下層階に部分配置する履歴型ダンパーの 効果と影響に関する検討

— 長周期地震動を想定した耐震改修 —

INVESTIGATION ON PARTIAL INSTALL OF HYSTERETIC DAMPERS INTO LOWER STORIES OF HIGH-RISE BUILDINGS

— Retrofitting against long-period ground motion —

島田 侑^{*1}, 佐藤大樹^{*2}, 長江拓也^{*3}, 北村春幸^{*4}

福山國夫^{*5}, 梶原浩一^{*6}, 井上貴仁^{*7}, 中島正愛^{*8}

斉藤大樹^{*9}, 福和伸夫^{*10}, 日高桃子^{*11}

Yu SHIMADA, Daiki SATO, Takuya NAGAE, Haruyuki KITAMURA,

Kunio FUKUYAMA, Kouichi KAJIWARA, Takahito INOUE, Masayoshi NAKASHIMA,

Taiki SAITO, Nobuo FUKUWA and Toko HITAKA

In long-period ground motions, high-rise buildings are subjected to large cumulative deformations as well as large story drifts. Retrofitting with dampers may be one of the most effective solutions to reduce such seismic responses. This study examines the influences of steel dampers partially installed into the lower part of high-rise buildings. A series of dynamic response analyses are conducted for typical steel high-rise buildings. A long-period ground motion is adopted whose energy spectrum has a peak amplitude at three seconds, and twenty-one story buildings and thirty-five story buildings are substituted by frame models. The results show that the total energy absorption of the dampers installed into forty-percent stories can be equivalent to that of the dampers installed into the whole stories. On the other hand, the maximum drift of the story located right on the lower part having dampers would become 1.4 times larger than those of the lower part.

Keywords: High-rise building, Long-period ground motion, Dynamic response analysis, Response reduction, Retrofit, Energy absorption

超高層建物, 長周期地震動, 時刻歴応答解析, 制振, 耐震改修, エネルギー吸収

1. はじめに

大都市を中心に存在する超高層建物群は社会の中核機能を担っている。超高層建物は、設計用地震動に対する時刻歴応答解析に基づき、最大層間変形角 0.01rad 以下等の制限値を満たすように剛性や強度が決められてきた。しかし、海溝型の巨大地震により生じる長周期地震動¹⁾は、超高層建物に設計用地震動と異なる揺れを与え、従来の制限値を超える変形を多数回繰り返し生じさせる可能性がある^{2), 3)}。こうした揺れによって超高層建物の多くに重度の被害が生じれば、社会全体に与える影響は甚大である。大都市における被害の軽減、首都機能維持⁴⁾という観点から、既存超高層建物群の耐震性を再度見直す必要がある。その結果として多くの建物が耐震改修

を要することも予測される。

制振ダンパーを建物全層に配置した解析による応答低減効果⁵⁾を踏まえれば、制振ダンパーの導入が耐震改修に期待される。しかし、全層に採用すると、改修工事期間の建物機能の停止等による損失も含めた経済的負担が大きくなり、耐震改修に踏み切るのは容易でない。建物の高さ方向に対して部分的にダンパーを配置^{例えば6)}することで、経済的負担を軽減させつつ耐震性を向上させることができれば、より多くの超高層建物の制振構造による改修が可能となる。本研究では、比較的安価な装置として分類される鋼製の履歴ダンパーを対象とする。

長周期地震動においては、建物内に累積される塑性変形が問題と

*1 東京理科大学理工学部建築学科 大学院生

*2 東京理科大学理工学部建築学科 助教・博士(工学)

*3 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 主任研究員・博士(工学)

*4 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

*5 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 客員研究員

*6 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 主任研究員・博士(工学)

*7 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 企画室長・工博

*8 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 センター長・Ph. D.

*9 独立行政法人建築研究所国際地震工学センター 上席研究員・工博

*10 名古屋大学大学院環境学研究所 教授・工博

*11 京都大学防災研究所 准教授・博士(人間環境学)

Graduate Student, Tokyo Univ. of Science

Assist. Prof., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Senior Researcher, EERC, NIED, Dr. Eng.

Prof., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Visiting Researcher, EERC, NIED

Senior Researcher, EERC, NIED, Dr. Eng.

Chief of Planning Section, EERC, NIED, Dr. Eng.

Director, EERC, NIED, Dr. Eng.

Chief Research Engineer, IISEE, BRI, Dr. Eng.

Prof., Nagoya Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., DPRI, Kyoto Univ., Dr. Eng.

表 1 部材断面一覧

21-F	柱	□-450x450x16x16 ~ □-600x600x40x40	35-F	柱	□-600x600x16x16 ~ □-700x700x85x85
	大梁	BH-600x250x12x19 ~ BH-600x300x12x32		大梁	BH-700x200x12x19 ~ BH-800x350x14x40

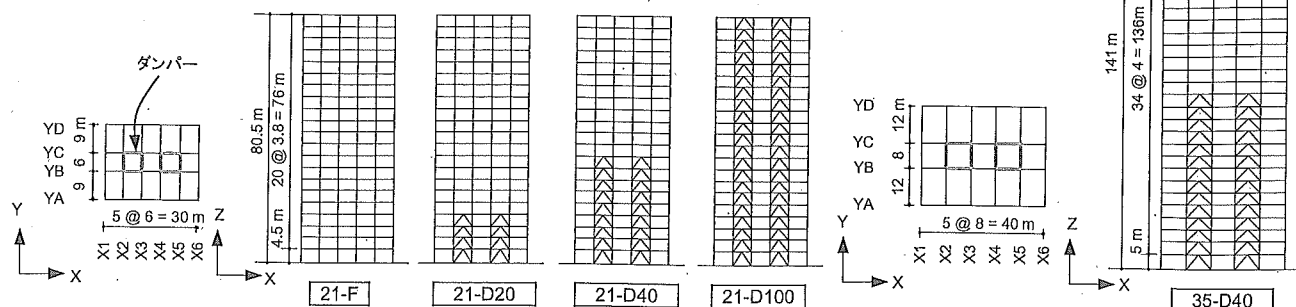


図 1 検討建物の平面と軸組

なる。さらに、震源特性と地下構造に起因したスペクトルのピークが「特定の周期帯」に存在する^{9),10)}ことから、履歴型ダンパーを設置する場合にはその周期変動による影響も考慮して耐震性能を評価する必要がある。

本論文では、長周期地震動を受ける超高層建物の下層階に履歴型ダンパーを部分配置した際の効果、さらにその場合に注意すべき項目を示すこととする。一般的な超高層建物として選択した、高さの異なる2つの解析モデルに対する時刻歴応答解析を通じて、ダンパーの配置状況とともに周期にも着目して、エネルギー吸収能力を評価する⁹⁾⁻¹²⁾。その際、全層配置、部分配置のいずれの場合も、その配置条件において、各層のダンパー量が、エネルギー吸収の観点から最も効率の良い値に近いことを確認しておく。最終的には、地震動の入力倍率を漸増させた解析における入力エネルギーを指標として、建物の固有周期の変化に大きな影響を受けない包括的な耐震性能を評価する。そこでは、部材の最大塑性率と累積塑性変形倍率に対して安全限界値を設定する。最大層間変形角にすると0.01 rad程度であり、本解析においてはP-Δ効果を組み込まないこととする。部材におけるモデル化では、降伏後の耐力上昇を無視する。付録1

本論文の構成は次の通りである。2章では、解析モデルの概要と解析用入力地震動の特徴について述べる。地震動の入力倍率を漸増させた解析から長周期地震動の塑性変形が増大していく場合の応答性状を確認する。3章では、2章から得られた応答性状に基づいて履歴型ダンパーを配置する範囲とその量を決定する。また、そのときの応答性状を周期の変化も踏まえて考察する。4章では、地震動の入力倍率を漸増させた解析から限界時の入力エネルギーを評価する。

2. 検討建物・入力地震動の概要および応答性状

2.1 建物概要およびモデル化

本論文で検討する超高層建物を図1に示す。1980年以前に建設された初期の純ラーメン構造の超高層建物を想定し、21階建てと35階建て（高さが約80mと約140m）の場合を対象とした。地震動の周期特性と建物の固有周期の関係は後に述べる。ダンパーは鋼製のブレースタイプである。図1に配置状況を示す。全層に配置する場

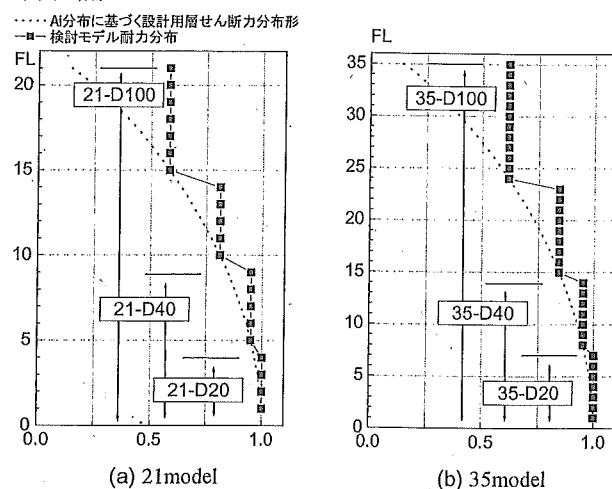


図 2 各層ダンパー耐力の高さ方向に対する比率

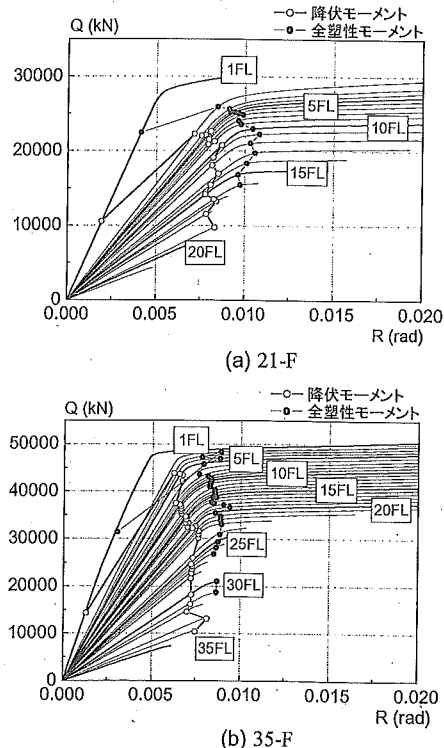


図 3 静的解析の結果

合、下層の40%、もしくは20%に配置する場合を用意した。ダンパー降伏耐力の高さ方向に対する比率を、Ai分布に基づく設計用層せん断力分布をもとに4段階とした。図2にその概要を示す。横軸は第1層のダンパー降伏耐力 dQ_{y1} に対する比率である。 dQ_{y1} と第1層のダンパーの降伏せん断力係数 $d\alpha_{y1}$ の関係は下式で表される。

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

ここで、 g : 重力加速度、 m_i : i 層の質量である。

以降、21階建て建物を21modelと表記し、その分類としてダンパーのない場合を21-F、ダンパーの全層配置の場合を21-D100、下層40%配置、下層20%配置の場合を21-D40、21-D20と表記する。35階建て建物についても、同様に表記する(35model; 35-F, 35-D100, 35-D40, 35-D20)。

解析はX方向への一方向入力とした。剛床を仮定した三次元立体架構モデルを用いて、部材の曲げと軸方向力に対する弾塑性挙動については、材端部の2平板間に複数の完全バイリニアの軸ばねを断面形状に合わせて配置した。このとき、 $M-\theta$ 関係もほぼ完全バイリニアになる。スラブの合成効果は、梁の曲げ剛性のみ考慮する。部材中央部には、弾塑性のせん断ばねを配した。固有値解析の結果、フレームの状態における1次固有周期 T_1 は、21-Fで2.41秒、35-Fで4.07秒である。減衰はフレームの T_1 に対して $h=2\%$ となる剛性比例型とした。

図3(a), (b)に21-Fおよび35-Fでの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ヤ係数は21-Fで0.195、35-Fで0.084である。保有水平耐力時(いずれかの層の層間変形角が0.01 radに達したとき)のベースシヤ係数は21-Fで0.235、35-Fで0.125である。

2.2 解析用入力地震動

解析では、固有周期が入力エネルギーに及ぼす影響を考察するために、「特定の周期帯」を有する長周期地震動、C-SAN-EW¹³⁾を採用した。また、比較する設計用地震動として、最大速度を50kineに基準化したEl Centro 1940 NS(以下、El Centro)、模擬波ART HACHINOHE($T \geq 0.64s$ で S_v が0.8m/sで一定、位相特性: HACHINOHE 1968 EW、以降ART HACHI)を採用した。図4に地震動の加速度時刻歴波形を、表2に入力波の諸元を示す。 e_{t0} は実効地震継続時間¹⁴⁾である。図4より、C-SAN-EWの最大加速度は他の2波に比べて小さいが、波形は長時間にわたって続いている。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 ($h=10\%$)を示す。いずれも、C-SAN-EWは3秒付近にピークを有している。図5に21-Fと35-Fの1次固有周期を合わせて示すが、その3秒のピークに対して21-Fの固有周期は0.5秒ほど短く、35-Fの固有周期は1秒ほど長い。C-SAN-EWを対象として、フレームが塑性化して固有周期が長くなることを考えると、21-Fは入力エネルギーが増大し、逆に35-Fでは入力エネルギーが減少する。同じくC-SAN-EWを対象として、履歴型ダンパーの設置によって固有周期が短くなることを考えると、21-Fでは入力エネルギーが減少し、

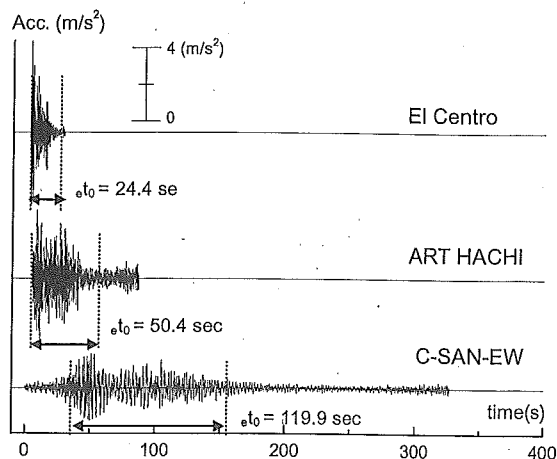
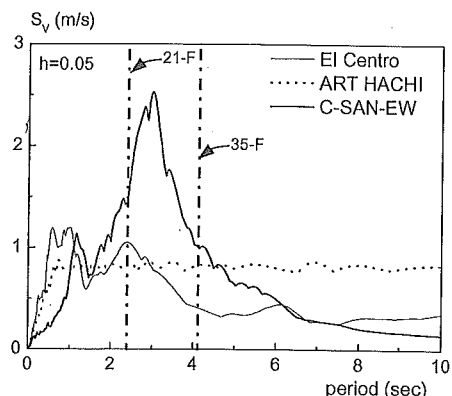


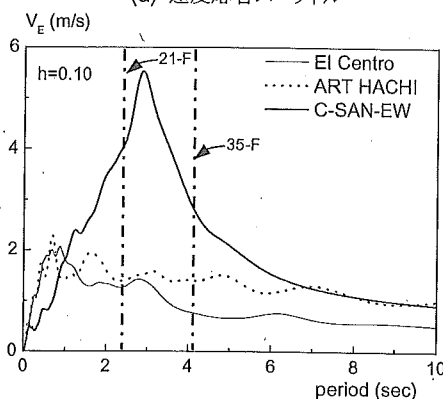
図4 地震動の時刻歴波形

表2 地震動の諸元

地震動	成分	Max Acc. (m/s²)	e_{t0} (sec)
El Centro	NS	4.90	24.4
ART HACHI	EW	4.67	50.4
C-SAN-EW	EW	1.86	119.9



(a) 速度応答スペクトル



(b) エネルギースペクトル

図5 地震動のスペクトル比較

逆に35-Fでは入力エネルギーが増大する。

2.3 ダンパーのないフレームの地震応答性状

ここで、ダンパーのないフレームモデル(21-F, 35-F)の地震応答性状を見ていく。図6に、21-FのEl CentroおよびC-SAN-EW入力時の頂部の速度応答波形を示す。図中には、図4で示した入力加速

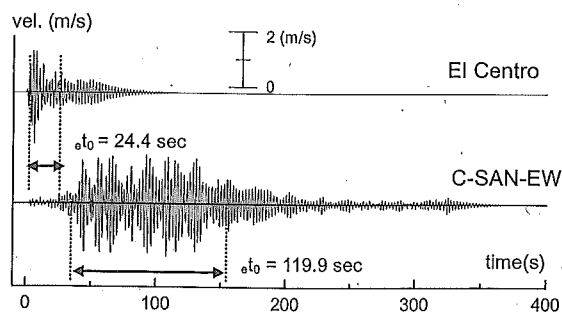


図6 頂部の速度応答波形(21-F)

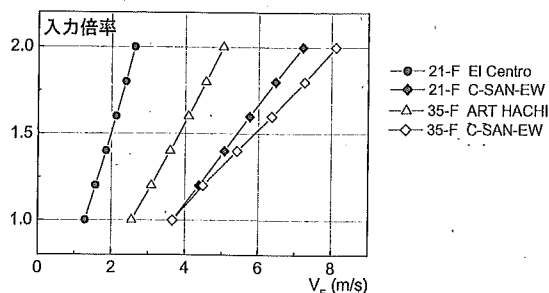
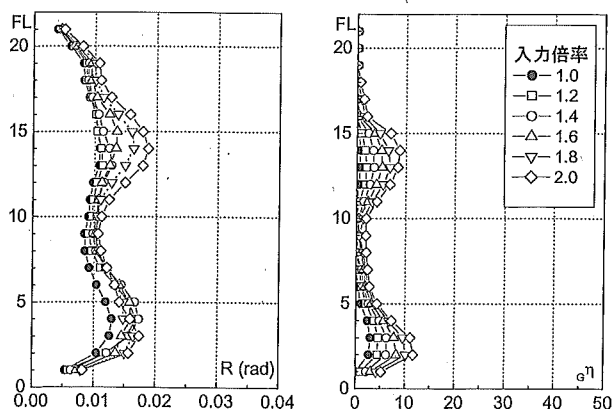


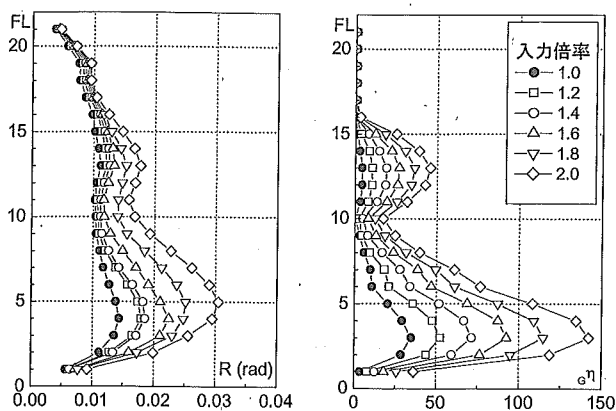
図7 入力倍率-\$V_E\$関係



(a) 層間変形角 \$R\$

(b) 梁の累積塑性変形倍率 \$g\eta\$

(i) El Centro 入力時



(a) 層間変形角 \$R\$

(b) 梁の累積塑性変形倍率 \$g\eta\$

(ii) C-SAN-EW 入力時

図8 21-Fの高さ方向の応答分布

度の e_0 も併記している。El Centroに比べC-SAN-EW入力時の応答は、長時間にわたって繰り返し大きな振幅が現れており、長周期地震動を受ける超高層建物の応答の特徴が確認できる。

さらに、地震動レベルを1.0倍から2.0倍まで変化させた解析を実施した。入力エネルギーの速度換算値 V_E を下式⁹⁾で求め入力倍率と V_E の関係を図7に示す。図より V_E が比例的に増加することがわかる。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad (2)$$

ここで、 E :入力エネルギー、 M :建物総質量である。

図8に21-Fでの(i) El Centroおよび(ii) C-SAN-EWでの解析結果を示す。それぞれの図において、(a)最大層間変形角 R 、(b)各層で最大値となった梁の累積塑性変形倍率 $g\eta$ を示す。 $g\eta$ は次式より算出する¹²⁾。

$$g\eta = \frac{gW_p}{gM_p \cdot g\theta_y} \quad (3)$$

ここで、 gW_p :梁端部の塑性履歴エネルギー、 gM_p :梁端部の全塑性モーメント、 $g\theta_y$:梁端部の gM_p に対する弾性限界材角である。

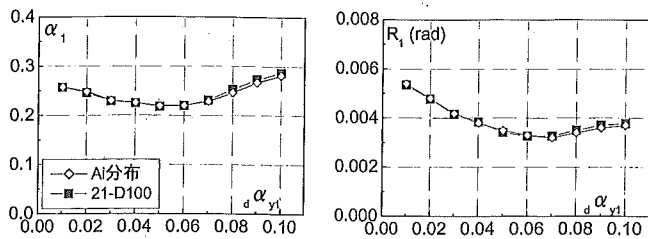
図8の21-Fの解析結果より、(i) El Centro入力時の応答をみると1.0倍入力するとき、大きな損傷集中は発生していないが、入力レベルを増大させたときには高層と低層での応答が大きくなることが確認できる。一方、(ii) C-SAN-EW入力時には1.0倍入力するときの応答の傾向に大きな差はないが、入力レベルが増大した場合には低層で大きな応答を示している。また、入力レベルが増大した際には、損傷を受けた特定の層にさらに大きなエネルギーが入力され $g\eta$ の増大が顕著となる。図示はしないが、35-Fでも同様の傾向が確認された。このような、長周期地震動入力時に低層での応答が大きくなる傾向は文献15)、16)でも示されている。超高層建物がこのような応答特性を示す場合を対象として、ダンパーの部分配置が及ぼす影響を考察する。

3. ダンパーの設置状況が応答に与える影響

3.1 ダンパー量の違いによる応答の変化

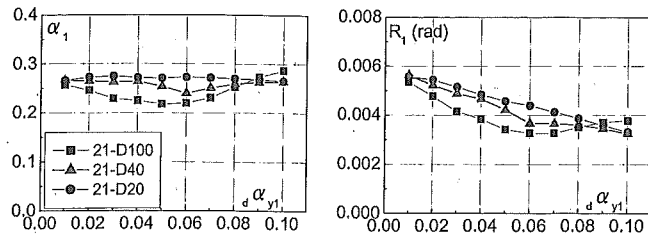
ダンパーは、部材長さ L に対して塑性化部の長さを $L/4$ 、降伏耐力を 225 N/mm^2 とした。ダンパーの履歴形状は完全バイリニアで定義した。ダンパーの高さ方向に対する降伏耐力の比率は、図2に示したように、Ai分布に基づく層せん断力分布をもとに決めた。ここでは、第1層のダンパーの降伏せん断力係数 α_{y1} を基準に塑性化部の断面積を変化させて、C-SAN-EW(1.0倍)を入力地震動とした際の第1層の最大せん断力係数 α_1 、第1層の最大層間変形角 R_1 が最小となるときのダンパー量を確認する。

はじめに、全層配置モデルでのダンパー量の違いによる応答の変化について検討する。パラメータである α_{y1} を横軸にとり、0.01~0.10まで変化させたときの、21-D100の α_1 および R_1 の変化を、図9(a)、(b)に示す。なお、比較のために図にはダンパー耐力の分布をAi分布に基づく層せん断力分布と完全に一致させた場合も示している。21-D100の α_1 が最小となるのは、 $\alpha_{y1} = 0.05-0.06$ で、 R_1 は $\alpha_{y1} = 0.06-0.07$ で最小となる。これら結果より、以降の解析に $\alpha_{y1} = 0.06$ となるダンパー量を採用する。35-D100の場合は、ダンパー配置に



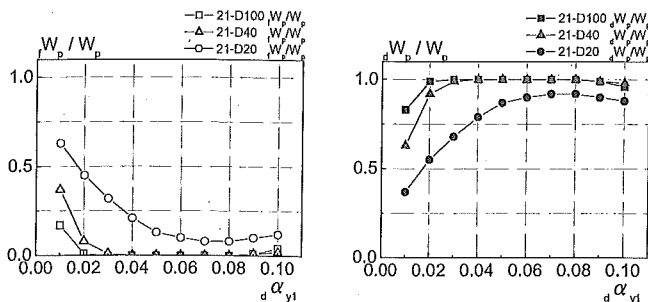
(a) 層せん断力係数 α_1 (b) 層間変形角 R_1

図9 ダンパー耐力による応答の変化



(a) 層せん断力係数 α_1 (b) 層間変形角 R_1

図10 異なるモデルにおけるダンパー耐力と応答の変化



(a) dW_p / W_p (b) dW_p / W_p

図11 ダンパー耐力と塑性履歴エネルギー分担率 (C-SAN-EW)

表3 解析モデル名称・固有周期・入力エネルギーの速度換算値

階数	ダンパー配置階	モデル名称	一次固有周期(sec)	入力エネルギーの速度換算値 V_E (m/s)		
				El Centro	ART HACHI	C-SAN-EW
21	-	21-F	2.41	1.38	1.12	3.66
	1-21	21-D100	1.75	1.35	1.83	2.78
	1-9	21-D40	1.93	1.38	1.70	3.42
	1-4	21-D20	2.15	1.29	1.30	3.49
35	-	35-F	4.07	1.61	2.56	3.67
	1-35	35-D100	3.19	2.20	2.94	5.99
	1-14	35-D40	3.44	1.86	2.60	5.31
	1-7	35-D20	3.70	1.75	2.64	4.60

(V_E は1.0倍入力時の値)

よる周期変動に伴い、入力エネルギーが増大する(図5(b))ため、ダンパー量を変化させたときに、 α_1 および R_1 が明確な最小値とならなかった。そこで、本論文では便宜的に21-D100と同じ耐力比($=dQ_{y1}/f_y Q_{y1}$, Q_{y1} :第1層のいずれかの部材が全塑性モーメントに達した時のせん断力)となるダンパー量を用いることとし、35-D100で

は $d\alpha_{y1}=0.026$ となった。以降の解析には、これらのダンパー量を採用する。その際の1次固有周期は、21-D100で1.75秒、35-D100で3.19秒であった。

次に、部分配置モデルでのダンパー量の違いによる応答の変化について検討する。21-D40, 21-D20のC-SAN-EW(1.0倍)を入力地震動とした際の $d\alpha_{y1}$ を変化させたときの、 α_1 および R_1 の傾向を見る。図10(a), (b)に、21-D100も合わせて、解析の結果を示す。21-D40, 21-D20ともに、 $d\alpha_{y1}=0.06$ 付近で α_1 と R_1 が低減されているが、明確な最小値はみられない。

さらに、ダンパーの塑性履歴エネルギー dW_p および主架構の塑性履歴エネルギー W_p を、全体の塑性履歴エネルギー W_p に対する割合として、図11に示す。21-D100および21-D40において、 $d\alpha_{y1}$ の増加に伴い dW_p/W_p が減少し、 $d\alpha_{y1}=0.04$ 以上においてフレームが無損傷($W_p=0$)となる。21-D20でも、 $d\alpha_{y1}$ の増加でフレームの損傷が抑えられる傾向にあるが、 $d\alpha_{y1}=0.06$ でほぼ頭打ちになる。以上より、部分配置モデルにおいても、21-D100と同じ $d\alpha_{y1}=0.06$ をダンパー量として用いる。

35-D40, 35-D20についても、ダンパー量は、35-D100と同じ $d\alpha_{y1}=0.026$ によって決める。したがって、21-D40, 21-D20における耐力比とも等しくなる。表3に各モデルでの弾性1次固有周期および各地震動入力時の V_E (2式)を示す。表3より、ダンパーを設置することでの周期変動による V_E の変化の幅を見ると、21modelのEl Centroでは0.93倍、35modelのART HACHIでは1.15倍の変化に留まるが、C-SAN-EWでは、21modelで0.76倍、35modelで1.63倍となる。ダンパーを設置することで、地震動のもつ特定の周期帯のピークに建物の固有周期が近づく場合、35modelでは、ダンパーを部分配置することで入力エネルギーの増大が緩和されている。

3.2 ダンパーの変形とエネルギー吸収

まず、ダンパーを全層に配置した21-D100($d\alpha_{y1}=0.06$)および35-D100($d\alpha_{y1}=0.026$)にC-SAN-EWを入力したときの、フレームの塑性履歴エネルギー W_p 、ダンパーの塑性履歴エネルギー dW_p を考察する。

図12(a)に示すように、21-Fでは下層に大きな W_p が発生しているが、21-D100ではダンパーの制振効果により、フレームは無損傷となっている。一方、図12(b)では、35-D100においてダンパーを配置することで低減できる W_p は僅かである。これは、ダンパー配置により固有周期が「特定の周期帯」に近づき、入力エネルギーが増大したことが要因である。

dW_p の高さ方向の分布に着目すると、図12(a)の21-D100において、1層~14層のみに分布し、下層40%に相当する第1~9層で全体の95%以上を占めることが確認できる。言い換えれば、上層のダンパーは有効に機能していない。図12(b)の35-D100においても上層のダンパーのエネルギー吸収量は小さい。図13(a)に21-D100のC-SAN-EWの時刻歴解析より得られた頂部の相対変位が最大となる時の変形図(50倍)を示す。このときの、最上階のダンパー設置位置の拡大図を図13(b)に示す。図より、ダンパーを配置しているフレームが回転し、ダンパーが有効に機能していない様子が確認できる。このように、ダンパーを全層に連層配置することによって発生する全体曲げ変形の影響により、上層ではダンパーが有効に機能し

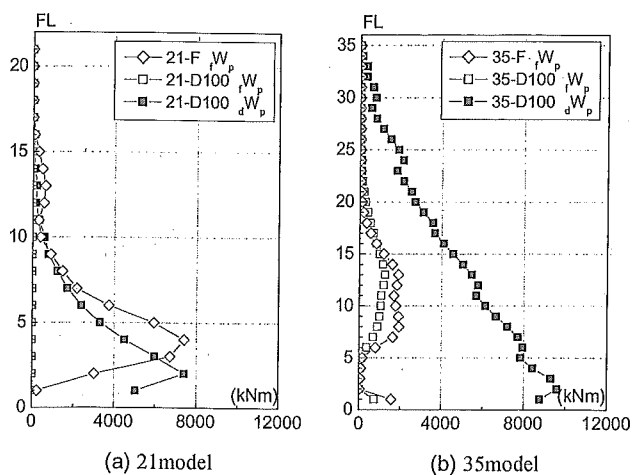


図 12 塑性履歴エネルギーの高さ方向の分布
(21-F, D100, 35-F, D100: C-SAN-EW 入力時)

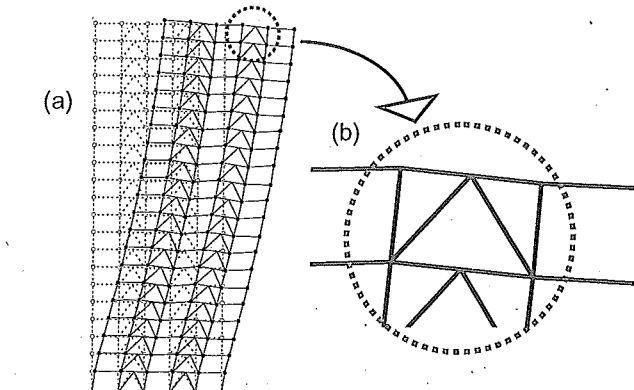


図 13 21-D100 変形図
(C-SAN-EW 入力時、頂部変形最大時)

なくなる。その評価として、曲げせん断モデルを作成する際に用いられる手法¹⁷⁾を用いて、層間変形 δ_n に対するせん断変形 δ_{sl} を求め、せん断変形比 (δ_{sl}/δ_n) の高さ方向分布を図 14(a), (b)に示す。図より、特に全層配置のモデルにおいて、上層でのせん断変形比が低下する傾向が確認できる。

ここでさらに、水平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を、ダンパー周辺の架構の影響を反映したダンパーの変形効率として考察する。高さ方向に対するダンパーの変形効率の分布を図 15(a), (b)に示す。ダンパーを配置していない層においても、節点の変位から変形効率を求めて示した。図 15(a)より、ダンパーを全層に配置した 21-D100 では、上層での変形効率が低下している。ダンパーを部分配置した 21-D40, 21-D20 では、下層のダンパー設置層において、変形効率が増加し、全層配置に比べてダンパー1基当たりのエネルギー吸収効率が向上することになる。この傾向は図 15(b)の 35model や他の入力でも確認できた。図 14 と図 15 において、せん断変形比と変形効率の傾向を比較すると、せん断変形比はダンパー周辺の架構の局所的な変形を評価できていないため、上層ほど値が小さくなる傾向が鈍い。すなわち、図 14 から作成した曲げせん断モデルでは、ダンパーの変形を過大に評価することになり、超高層建物にダンパーを配置する場合には、部材レベルでの解析に

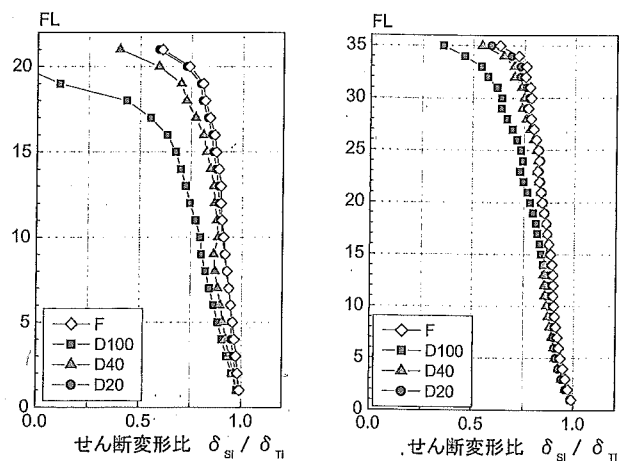


図 14 せん断変形比 (C-SAN-EW 入力時)
(a) 21model (b) 35model

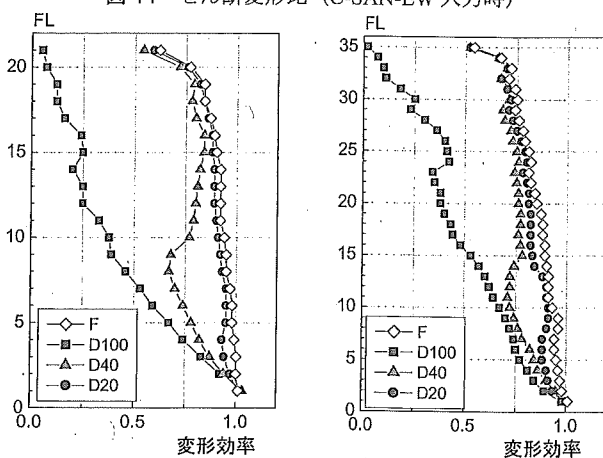


図 15 変形効率 (C-SAN-EW 入力時)
(a) 21model (b) 35model

より変形効率を検証しておく必要がある。

図 16(a), (b)に 21 および 35model での C-SAN-EW (1.0 倍) 入力時の結果より得られた、ダンパーの累積塑性変形倍率 $a\eta$ の最大値およびその発生階を棒グラフ (左軸) で、 V_E をプロット (右軸) で示す。21-D100 の $a\eta$ は 400 を超えており、長周期地震動に対して、ダンパーは特に下層において大きなエネルギー吸収能力が要求される。ダンパーの部分配置の場合には、効率良くダンパーでエネルギーを吸収させる分、大きなエネルギー吸収能力が必要となる場合がある。本解析では最大で $a\eta$ が 600 以上の値であった。

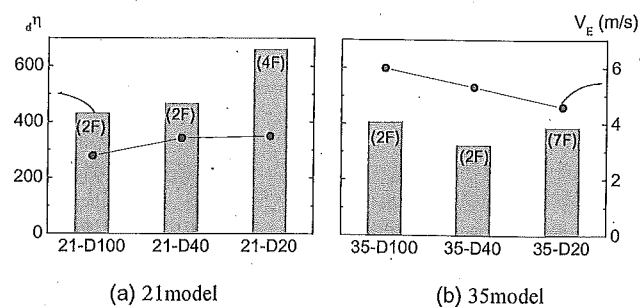


図 16 ダンパーの累積塑性変形倍率 $a\eta$
(a) 21model (b) 35model

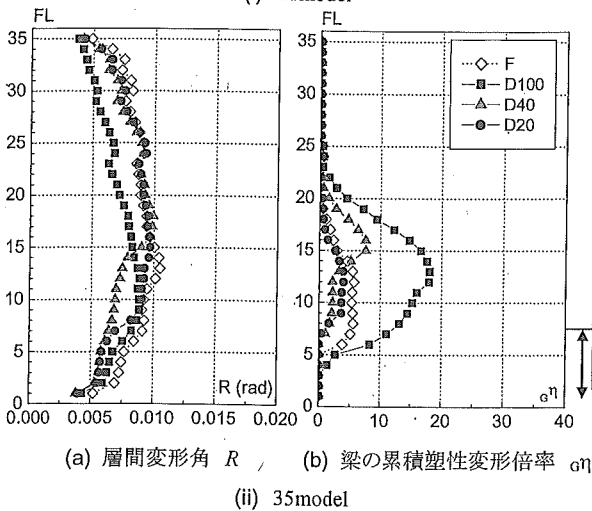
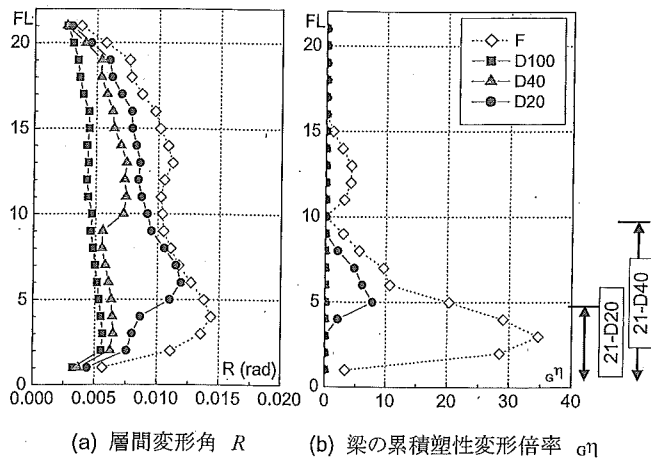


図 17 C-SAN-EW 入力時の高さ方向の応答分布

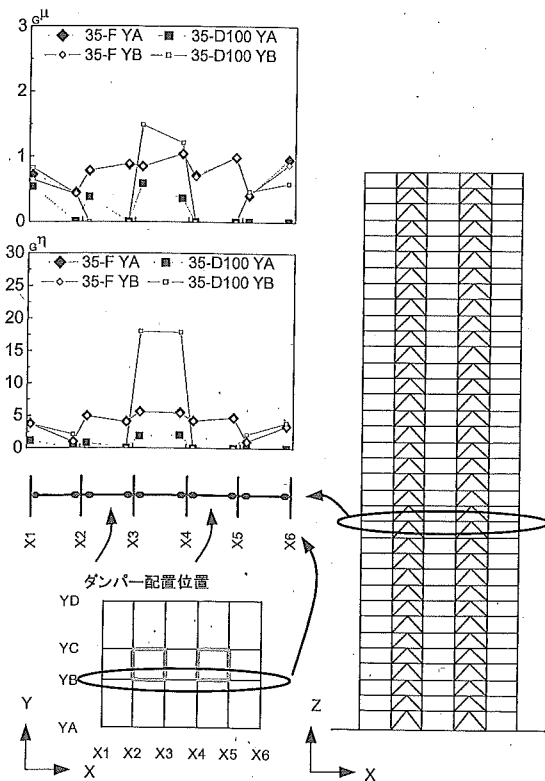


図 18 梁部材の損傷検討位置

3.3 層間変形と梁端損傷

C-SAN-EW 入力時の各層の (a)層間変形角 R と (b)梁の累積塑性変形倍率 $g\eta$ の最大値をそれぞれ図 17 に示す。(i) 21model の応答結果より、ダンパーを設置することで応答を低減できていることがわかる。特に累積塑性変形倍率 $g\eta$ の低減は顕著である。これは、ダンパーによる制振効果と周期変動による入力エネルギーの低減によるものである。ただし、20%配置である 21-D20 では、配置の範囲が十分でないためフレームに損傷が生じている。なお、21-D20 のダンパー量をこれ以上増やした場合でもエネルギー吸収能力は大きく上昇しない (図 10、図 11)。

35model では、ダンパー配置にともなう短周期化により入力エネルギーが増加する条件下にある。図 17(ii)においては、ダンパー設置による R の低減はあまり見られず、むしろダンパーを全層配置した 35-D100 の $g\eta$ は、ダンパーのない 35-F に比べて大幅に増大している。図 18 に 35-D100 で応答が最も大きくなった 13 階における、YA と YB 構面の梁の塑性変形倍率 $g\mu$ と累積塑性変形倍率 $g\eta$ の平面分布を示す。図中の平面図、軸組図は 35-D100 であり、 $g\mu$ と $g\eta$ の平面分布のグラフには比較のため、35-F での結果も併記している。ダンパーのない架構である 35-F の YA、YB 構面および 35-D100 の YA 構面は中央部で均等に損傷しているのに対し、ダンパー設置構面である 35-D100 の YB 構面は、中央の境界梁 (X3-X4 梁) において $g\mu$ と $g\eta$ が大きくなり、平面的な損傷集結が現れる。これは、フレームの全体曲げ変形が、周りの境界梁に大きな強制変形を与えるためである。繰り返しの損傷により、特に $g\eta$ の値が大きくなることがわかる。

図 17 より、ダンパーを下層に部分配置したことで、剛性変化の大きくなる層で最大層間変形角に差が生じていることが確認できる。図 19(a), (b) に、21-D20 および 21-D40 での上下層の層間変形の変化率 R' を示す。入力の種類に関わらず、21-D20 の場合は 1.2 程度、21-D40 の場合は 1.4 程度となっている。これらの値は 1 階柱脚の固定度が高いことによる生じる最下層の値よりは小さいが、ダンパーを部分配置する際に、その付近の柱の塑性化に対して十分な注意が必要である。なお、35-D20 および 35-D40 でも同様の結果であった。

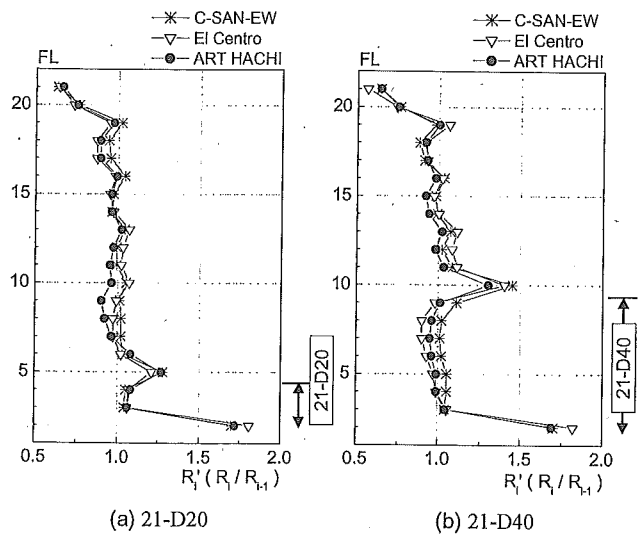


図 19 層間変形の変化率

4. 入力倍率を漸増させた際の限界時入力エネルギー

ここでは、地震動の入力倍率を漸増させる手法を用い、限界時の入力エネルギーを指標として、建物の固有周期の変化に大きな影響を受けない包括的な耐震性能評価について検討を加える。

4.1 エネルギー吸収分担率の考察

まず、ダンパーとフレームのエネルギー吸収の分担率を考察する。図 20 に、21model でのダンパーおよびフレームのエネルギー吸収分担率 (dW_p/W_p , fW_p/W_p) の V_E による変化を示す。ここで、 W_p : 全体の塑性履歴エネルギー、 dW_p : ダンパーの塑性履歴エネルギー、 fW_p : フレームの塑性履歴エネルギーである。

図 20 より、いずれのモデル、入力においても V_E が増加すると、入力エネルギーがダンパーの吸収能力を上回り、フレームが損傷し、 fW_p/W_p が増加する。ダンパーの配置範囲が最も小さい 21-D20 では、 fW_p が dW_p より大きくなる。21-D100 と 21-D40 を比較すると、El Centro では 21-D100 の耐震性能が 21-D40 に比べて高いことが確認できるが、C-SAN-EW では、21-D40 との違いはほとんど見られない。これは、対象とする超高層建物では、中層から低層で大きな応答となり、かつ、上層のダンパーが有効に機能しないためであり、この傾向は、入力地震動のレベルが増大した場合においても同様であった。

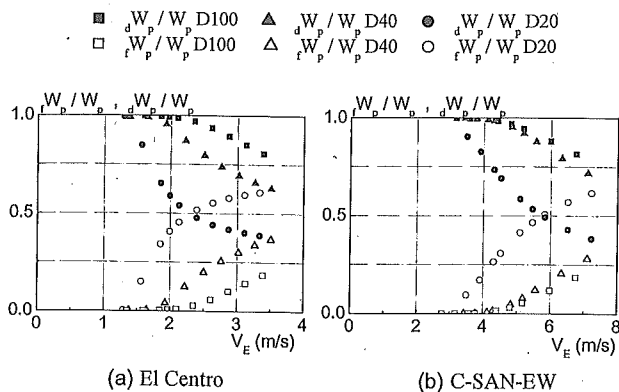


図 20 塑性履歴エネルギーの分担率

4.2 耐震性能の検討

うえで述べたように、入力地震動のレベルが増大することで、入力エネルギーがダンパーのエネルギー吸収量を上回り、フレームのエネルギー吸収量が増大する。本節では、フレームの損傷に着目する。部材レベルの最大塑性変形倍率、累積塑性変形倍率に対して安全限界値を設定し、ダンパーの導入によって安全限界までの入力エネルギーがどの程度向上したかという観点から耐震性を検討する。

図 21 に 21model での (i) El Centro および (ii) C-SAN-EW 入力時の V_E の違いによる梁の応答量の変化について示す。それぞれの図において、(a)塑性変形倍率 $g\mu$ および (b)累積塑性変形倍率 $g\eta$ の最大値である。図中の破線は、 $g\mu$ と $g\eta$ の安全限界値を示しており、本論文では既往の研究¹⁸⁾²¹⁾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 21 より El Centro では、 $g\mu$ と $g\eta$ がほぼ同じ V_E で安全限界値に達しているのに対し、C-SAN-EW では、 $g\mu$ より相当先に $g\eta$ が安全限界値を超えていることが確認できる。

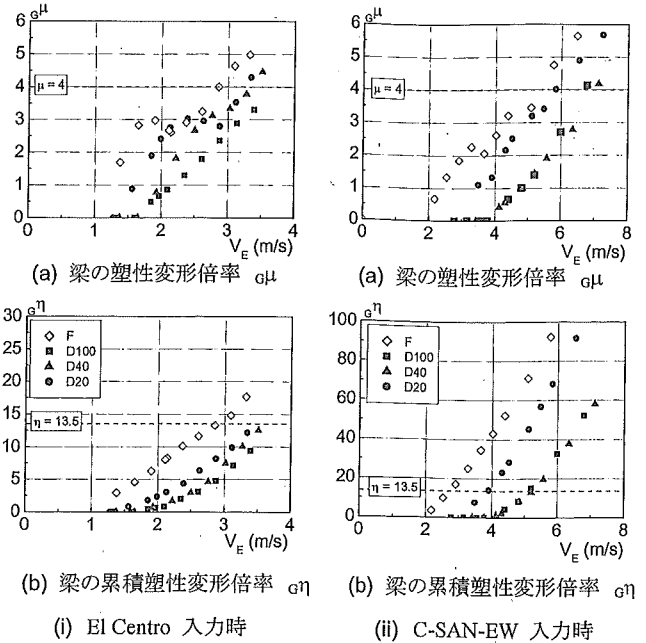


図 21 入力を漸増させた解析の結果 (21model)

安全限界時 V_E について、ダンパーのないフレームモデルの値に対する比を耐震性能として図 22(a), (b) に示す。C-SAN-EW に対する 21-D100, 21-D40 において、いずれも 2 に近い。21-D20 でも 1.5 に近い。C-SAN-EW に対する 35model は、周期変動による入力エネルギーの増大が関係し、余裕度は 1.2 程度でダンパーの配置範囲に関わらずほぼ等しい。El Centro や ART HACHI では、高次モードの影響もあり最大応答値が中高層部に生じるため、今回のようにダンパーを部分配置する際には、ダンパーのない場合に対する耐震性能の上昇は大きくない。しかし、すべての場合において余裕度は 1 を超えている。

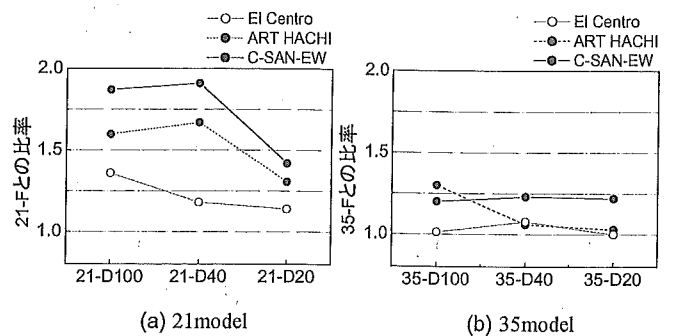


図 22 ダンパーのないモデルに対する限界時入力エネルギーの比 (○は $g\mu$, ●は $g\eta$ で決まる地震動)

5. まとめ

長周期地震動を受ける超高層建物に対して、経済的負担を抑えつつ耐震性を向上させる部分的耐震改修は社会の要求と合致する。長周期地震動は塑性変形が繰り返されることで損傷が生じるため、部材のエネルギー吸収の累積値に着目して損傷度や耐震性能を評価する必要がある。本論文では、長周期地震動を受ける超高層建物について、時刻歴応答解析によるケーススタディを実施し、下層階に対

して部分的に履歴型ダンパーを配置することが地震応答性状に及ぼす影響を考察した。「特定の周期帯」を有する長周期地震動を対象として、履歴型ダンパーを設置することによる固有周期の変化が入力エネルギーに及ぼす影響にも着目した。特定の周期帯よりも長い固有周期を持つ場合と短い固有周期を持つ場合の影響が読み取れるよう、21階建てと35階建ての建物を採用した。ダンパーのないフレームモデルに対する解析の結果では、長周期地震動入力時において中層から低層にかけて変形が大きくなる傾向が確認された。こうした条件下で、ダンパーの設置を全層、下層40%の範囲、下層20%の範囲と変化させた解析により、以下の特徴的な内容が得られた。

- (1) ダンパーの高さ方向の変形効率を参照すれば、曲げせん断モデルで解析を行う場合にはダンパーのエネルギー吸収を過大に評価してしまう。ダンパーの応答低減効果を正確に把握するためには、ダンパーの変形効率を考慮できる部材レベルでのモデル化により応答を検証する必要がある。
- (2) 履歴型ダンパーを全層に連層配置したことによって生じる全体曲げ変形の影響で、境界梁に大きな強制変形が生じる。さらに、ダンパー配置による周期の変化で入力エネルギーが増大すると、梁の損傷がダンパーを設置しない場合よりも大きくなる可能性がある。ダンパーを部分配置した場合には、その周期変動が小さく、入力エネルギーの増大が緩和される。
- (3) 中層から低層にかけてダンパーを部分的に配置すると、全層配置に比べて全体曲げの変形の影響が低減されることで、ダンパーによる効率的・集中的なエネルギー吸収が行われる。その場合には、部分配置に用いるダンパーには、より高いエネルギー吸収性能が必要となり、本解析では累積塑性変形倍率が600に達した。
- (4) 入力の種類に関わらずダンパー部分配置モデルでは、ダンパー非設置との変わり目の層で最大層間変形角が増大する。本解析では、その変化率が1.4程度となり、階柱脚の固定度が高いことにより生じる最下層部よりは小さな値となったが、その付近の柱の塑性化という意味から、ダンパーを部分配置する際に注意すべき最も重要な項目である。
- (5) 既存の超高層建物の下層部にダンパーを部分配置すると、安全限界までのエネルギー吸収能力が増す。その値に基づけば、長周期地震動を受けるとき、ダンパーを下層の40%の範囲に配置した場合と全層に配置した場合は同等になった。それらの値は、ダンパーのない場合に対して1.8倍程度であった。ただし、高次モードの影響が強い地震動に対しては、別途、検討が必要である。

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」の一環として行われたものです。耐震性評価・機能確保研究運営委員会（委員長：和田章 東京工業大学教授）において多くのご助言をいただきました。大林組 佐野剛志氏、鹿島建設 田上淳氏、清水建設 寺田岳彦氏、大成建設 木村雄一氏、竹中工務店 山本雅史氏には多大なご協力をいただきました。

参考文献

- 1) 土木学会、日本建築学会：海溝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

- 2) 財津和康、薩川恵一、宮内洋二、北村春幸、太田弘俊：長周期地震動に対する長周期構造物の応答性状評価 その2 超高層建物の応答性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.991-992、2004.7
- 3) 吹田啓一郎、北村有希子、五藤友規、岩田知孝、釜江克宏：高度成長期に建設された超高層建物の長周期地震動に対する応答特性—想定南海トラフ地震の関西地域における予測波を用いた検討—、日本建築学会構造系論文集、第611号、pp.55-61、2007.1
- 4) 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実架構実験システムの構築—E-ディフェンス振動台実験—、日本建築学会構造系論文集、第640号、pp.1163-1171、2009.6
- 5) 小鹿泰稔、川崎恵、馬谷原伴恵、北村春幸：長周期地震動に対する鋼構造超高層建物の損傷評価（その1）部材レベルの最大値、累積値、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.461-462、2007
- 6) 山崎昭司、大宮幸、村岡康祐、寺本隆幸：低降伏点鋼制振部材を用いた超高層建築の応答性状に関する研究 その1、2、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.723-724、2003.9
- 7) 平田淳二、寺本隆幸：各種ダンパーを用いた鋼構造建物の応答性状に関する研究—ダンパー配置による影響—、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.569-570、2008.9
- 8) 星幸男、鯉沢曜、久田嘉章、小菅美沙子：首都圏にある超高層キャンパスの地震防災対策に関する研究（その4）超高層ビルの制震補強の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.619-620、2007.8
- 9) 日本建築学会・東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会：巨大災害による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題、2006年日本建築学会大会研究協議会資料、2006.9
- 10) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性、2007.12
- 11) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999.11
- 12) 北村春幸、馬谷原伴恵、川崎恵：時刻歴応答解析結果をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案、日本建築学会構造系論文集、第632号、pp.1755-1763、2008.10
- 13) 愛知県建築住宅センター：名古屋三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成（概要版）、（財）愛知県建築住宅センター耐震構造委員会設計用入力地震動検討部会、pp.1-48、2004.6
- 14) 秋山宏、北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応、日本建築学会構造系論文集、第608号、pp.37-43、2006.10
- 15) 長江拓也、福山國夫、藤谷秀雄、梶原浩一、中島正愛：30階建物の床応答と応答変形に関する時刻歴応答解析 高層建物の非構造部材・家具什器に関するE-ディフェンス実験—その3、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.991-992、2004.7
- 16) 大西良広、熊谷由章、田中和樹、森井雄史、林康裕：上町断層帯の予測地震動に対する建物応答（その3）多質点系の応答、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.85-86、2008.9
- 17) 武藤清：耐震設計シリーズ／応用編 構造物の動的設計、丸善、1977.1
- 18) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、2001.11
- 19) 日本建築学会：鋼構造境界状態設計指針—同解説、技報堂出版、2002.9
- 20) 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
- 21) 山田祥平、北村有希子、吹田啓一郎、中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証、日本建築学会構造系論文集、第623号、pp.119-128、2008.1

付録1

1層の設計用層せん断力係数 C_1 について、1次固有周期を T_1 とすると、過去の設計はおおよそ、 $C_1=0.18/T_1$ から $C_1=0.36/T_1$ の間に入っている。今回想定する周期の長い建物の T_1 を4秒と設定すると、 C_1 は0.045から0.09となる。保有水平耐力の層せん断力係数をこの1.5倍とすると、その値はおおよそ0.07から0.14となる。層せん断力係数は上層ほど大きくなるから、P-Δ効果の影響は低層部で最も大きくなる。層間変形角が0.01radのとき、せん断力係数にして0.01のロスなので、最大で耐力の10%程度を占める。本解析では、部材とダンパーの降伏後の勾配を0とし、部材のモデル化において耐力に厳しい条件を与えることとした。

（2009年7月10日原稿受理、2009年11月25日採用決定）