

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 -

DEVELOPMENT OF FRAME TEST SYSTEM TO ASSESS SEISMIC PERFORMANCE
OF HIGH-RISE BUILDINGS

- E-defense shaking table test -

長江拓也^{*1}, 鍾育霖^{*2}, 島田 侑^{*3}, 福山國夫^{*4}梶原浩一^{*5}, 井上貴仁^{*6}, 中島正愛^{*7}, 齊藤大樹^{*8}北村春幸^{*9}, 福和伸夫^{*10}, 日高桃子^{*11}

Takuya NAGAE, Yulin CHUNG, Yu SHIMADA, Kunio FUKUYAMA,

Kouichi KAJIWARA, Takahito INOUE, Masayoshi NAKASHIMA, Taiki SAITO,

Haruyuki KITAMURA, Nobuo FUKUWA and Toko HITAKA

No actual data based on observations is available for high-rise buildings subjected to long-period ground motions. A series of shaking table tests on a high-rise building are conducted in order to acquire realistic data on the damage. A proposed test specimen consists of a lower part represented by four-story steel frame structure and an upper part simplified by substitute layers made of concrete mass and rubber bearings. From preliminary vibration tests, the equivalence between the test specimen and a prototype building is verified in terms of the first three mode periods and corresponding mode shapes. The test specimen when subjected to a long-period ground motion exhibits cumulative inelastic deformations more than four times that expected in the seismic design, while the maximum story drifts remain nearly the same as that considered in the design.

Keywords: High-rise building, Long-period ground motion, Shaking table test, Seismic performance

超高層建物, 長周期地震動, 振動台実験, 耐震性能

1. はじめに

海溝型の巨大地震によって長周期地震動が発生し, その地震動を受ける超高層建物は長時間にわたって強く共振する可能性が指摘されている。首都圏を中心に数多く存在する超高層建物群は, 社会の中枢機能を担っており, 大地震による超高層建物の被害は社会全体に甚大な影響を与える。2006 年には, 日本建築学会, 土木学会が, 問題の重要性を訴える共同提言を発表し, 社会全体に広く対策を呼びかけている¹⁾。

こうした中, 2007 年度より, 文部科学省は, 大地震による被害の軽減と首都機能の維持を目的とした研究開発プロジェクト「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト」を推進している。その柱のひとつとなるのが, E-ディフェンス振動台^{2), 3), 4)}を用いる「長周期地震動による被害軽減対策の研究開発 (研究代表者: 中島正愛)」であ

る。プロジェクトでは, 以下の研究項目に対して E-ディフェンス振動台実験が計画された。

- (i) 長周期地震動を受ける超高層建物の損傷過程・安全余裕度把握
- (ii) 長周期地震動を受ける超高層建物の応答低減手法の開発
- (iii) 超高層建物における非構造部材の機能損失・修復性評価

過去に, 超高層建物群が大地震の洗礼を受けたことはない。その被害状況は依然として明らかでなく, 損傷過程, 終局状態を適切に表現する実験資料を積み重ね, 想定される被害を総合的に評価する必要がある。さらに, ダンパー等に代表される対策技術の被害軽減効果を検証する必要がある。上記の計画は, こうした背景に基づいており, 本研究は, このうち(i)を主目的とする。

大地震時の超高層建物の床応答を地震応答解析を用いて予測し, これを再現する振動台実験^{5), 6), 7)}によって室内空間の被害状況が検

^{*1} 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)

^{*2} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
大学院生・修士(工学)

^{*3} 東京理科大学理工学部建築学科 大学院生

^{*4} 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

^{*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
主任研究員・博士(工学)

^{*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 企画室長・工博

^{*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
センター長・Ph.D.

^{*8} 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

^{*9} 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

^{*10} 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博

^{*11} 京都大学防災研究所 准教授・博士(人間環境学)

Senior Researcher, EERC, NIED, Dr. Eng.

Graduate Student, Graduate School of Engineering, Kyoto Univ, M. Eng.

Graduate Student, Dept. of Architecture Faculty, Tokyo Univ. of Science

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, IISSE, BRI, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture Faculty, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

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

証されている。部材実験の結果は、地震応答解析における応答工學量との対比により、実用的な評価が与えられている^{8),9)}。

本研究では、付加的な実験装置を用いる振動台実験手法^{10),11),7)}の考え方を適用することで E-ディフェンス振動台の持つ性能を最大限に活かし、実際の揺れの中で超高層建物が被る損傷を直接表現しうる実験を行う。実験では、1980 年以前の初期において特に主流であった鋼構造の超高層建物を対象とし、柱梁接合詳細等を再現した床スラブ付きの実架構に、超高層建物の地震応答を与える。これに対して、1) 地震応答特性評価、2) 構造体の保有性能評価、3) 非構造部材の機能性・修復性評価、4) 損傷モニタリング技術の開発、を具体的な課題として掲げ、多様な切り口から問題に取り組む。

本論では、実験手法と試験体の応答特性について報告する。前半は、実験のコンセプトと試験体の諸元を、解析的な裏づけをとりつつ、設計手順に沿って述べる。後半は、試験体に対する加振実験について述べる。ここでは、ホワイトノイズ加振により固有周期、モード形状等の再現性を調べ、さらに、設計用地震動と長周期地震動による加振結果を対比しながら、実現された地震応答を確認する。

2. 実験手法

2.1 振動台と試験体の力学モデル

統計資料¹²⁾によれば、超高層建物の軒高の多くが 60-100 m に位置する (平均値 89 m)。本研究で設定した高さ 80 m の超高層建物の平均像と E-ディフェンス振動台を図 1 において比較するが、施設の制限から許される試験体の高さは、平均像の 1/4 程度である。本実験では、こうした条件下で、最大レベルの実架構を用意し、振動台に入力する地震動に対して超高層建物と同等の地震応答が生じるよう、実験装置を取り付ける。その試験体には、超高層建物の平均的な力学特性を与える。まず、想定する高さ 80 m、21 階建ての超高層

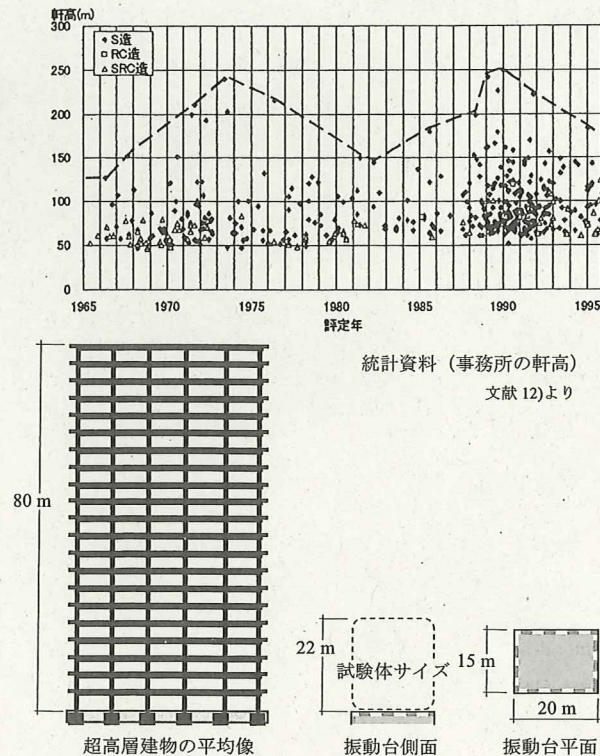


図 1 超高層建物の平均像と E-ディフェンス振動台

建物に対して、試験体用の 21 層モデルを設定する。さらに、これを縮約モデルに置換し、試験体に展開する。その詳細を以下に述べる。

(1) 21 層モデル

21 層モデルは、E-ディフェンス振動台に搭載可能な重量を踏まえ、1000 t の 21 質点せん断ばねモデルとする。層の力と変形の関係をトリリニア骨格曲線とし、その力学パラメータを統計資料^{12),13),14)}から、平均的な値になるように決める。

初期剛性は、1 次固有周期 T_1 が想定建物高さ H の 0.03 倍、すなわち 2.4 秒となるように与える。高さ方向の剛性分布、強度分布は $4i$ 分布に基づいて決める。第 1 降伏点、第 2 降伏点のベースシヤ係数は、設計用ベースシヤ係数 C_b の 1.4 倍、2.0 倍とする。 C_b は、標準せん断力係数 C_0 を 0.3 とし、 T_1 に反比例させて 0.125 とする。第 2 剛性は初期剛性の 0.6 倍、第 3 剛性は初期剛性の 0.1 倍とする。

(2) 縮約モデル

21 層モデルに対する予備応答解析を実施したところ、長周期地震動を受ける場合の最大変形および累積塑性変形は、中層から下層にかけて大きくなった。異なる長周期地震動を用いた複数の地震応答解析^{15),16),17)}においても、同様の傾向が報告されている。これらを踏まえ、特に下層において損傷が進行する場合を対象とし、4 層の架構を下層として用意する。それよりうへは、コンクリート柱と積層ゴムを基本とする実験装置によって表現する。この部分を縮約層と呼ぶ。その基本となる縮約モデルは、21 層モデルの上層部を数層ごとに縮約して導出する。概要を図 2 に示す。

21 層モデルに対する固有値解析では、1 次モードから 3 次モードまでの刺激係数が全体の 90 % 以上を占める。よって、縮約層は 3 層とする。ここでは、21 層モデルの 19 階、14 階、9 階に質量 M_e を集約し、その間の剛性は 5 層の直列剛性 K_e とする。降伏強度は 5 層の平均強度 Q_{ye} とする。こうして導出された縮約モデルの 1 次から 3 次までの固有周期は、21 層モデルの値に対して 5 % 以下の相違となる。

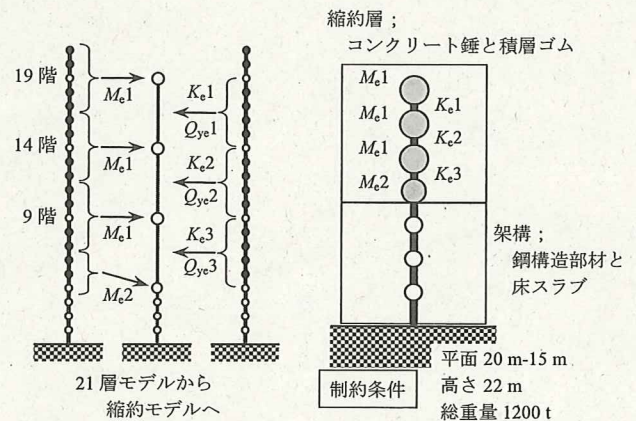


図 2 力学モデルと試験体

2.2 地震動と地震応答解析

本研究で用いる地震動を表 1 に示す。設計用地震動として最大速度を基準化したエルセントロ波 (レベル 1 : 0.25 m/s, レベル 2 : 0.5 m/s) を採用する。首都圏に予測される長周期地震動として、関東地震を想定した気象庁波 TOK, 東海地震を想定した東扇島波 HOG を採用する^{18),19)}。さらに、東海・東南海地震を想定した東海地方の長

周期地震動、三の丸波 SAN を採用する²⁰⁾。速度応答スペクトルを図 3 に示す。それぞれ、試験体の想定 1 次固有周期帯において、

表 1 本研究で用いる地震動

地震動	表記	想定地震	備考
エルセントロ波	EL	-	設計用
東京・気象庁波	TOK	関東地震	首都圏
川崎・東扇島波	HOG	東海地震	首都圏
名古屋・三の丸波	SAN	東海・東南海地震	東海

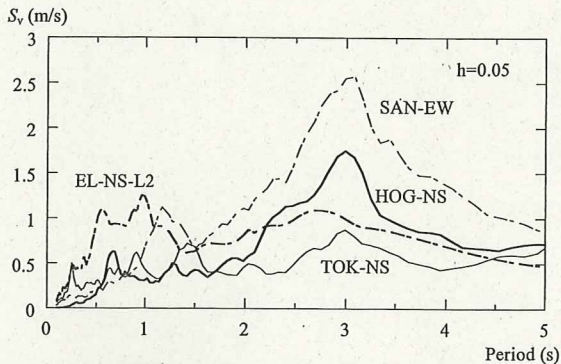


図 3 地震動の速度応答スペクトル

大きなスペクトル振幅をもつ方向成分 (NS または EW 方向) を示す。1 次固有周期 2.4 秒に対応するスペクトル振幅について、TOK-NS はエルセントロのレベル 1 (EL-NS-L1) と同程度、HOG-NS はエルセントロのレベル 2 (EL-NS-L2) の 1.2 倍程度、SAN-EW は EL-NS-L2 の 1.5 倍程度という関係にある。地震応答解析における 21 層モデルと縮約モデルの最大層間変形角を図 4 に示す。なお、ここでのモデルは、基礎の固定度を踏まえて 1 階の初期剛性を 25 %、2 階の初期剛性を 5 % 高くしている。縮約モデルにおける縮約層の最大層間変形角は、層の最大変形を 5 層分の階高で除して等価な値とし、19 階、14 階、9 階の中間にプロットしている。いずれの地震動に対する応答も、21 層モデルの分布をよく近似している。図には示さないが、このとき、縮約層の各質点における最大応答加速度、最大応答速度、最大応答変位は、21 層モデルの 19 階、14 階、9 階における値とほぼ等しい。ここで、架構を 4 層とするのは、施設の制約条件によるところであるが、解析結果によれば、この範囲に最大レベルの変形が生じうる。

3. 試験体設計

試験体を図 5 に示す。試験体に関わる主要な諸元を表 2 に示す。振動台上における試験体の全景を図 6 に示す。

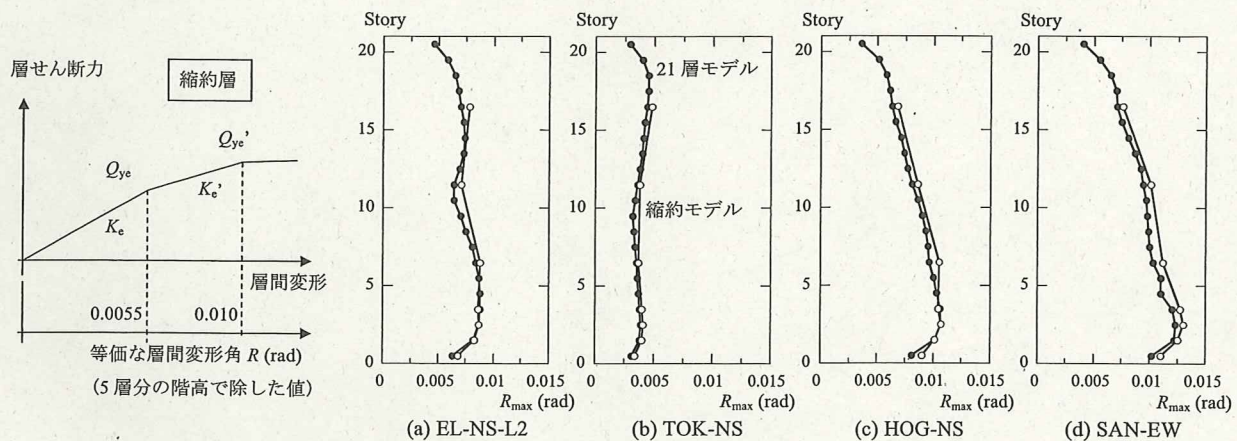


図 4 地震応答解析による最大層間変形角

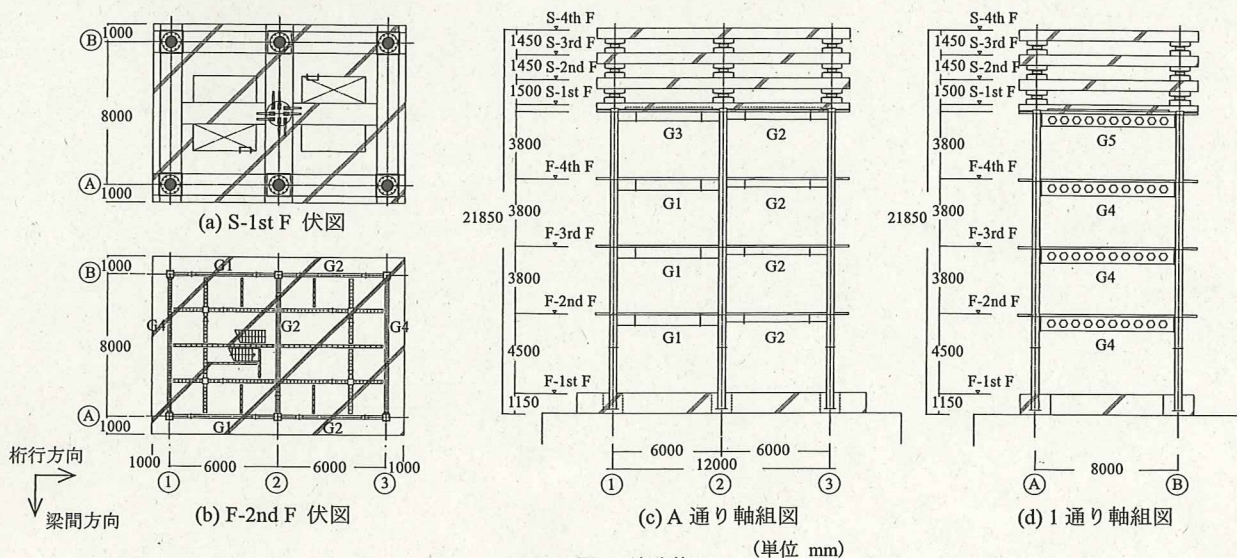


図 5 試験体

(単位 mm)

表 2 試験体諸元一覧

(a) 試験体の重量

層	重量 (t)	層	重量 (t)
S-4th F	180	F-4th F	53
S-3rd F	195	F-3rd F	53
S-2nd F	195	F-2nd F	56
S-1st F	166	F-1st F	221
総重量 1119 t			

(b) 架構の鋼材

柱 (SM490A)	□-400 x 400 x 25	
梁 (SM490A)	G1	H -600 x 200 x 8 x 19
	G2	H -400 x 200 x 8 x 13
	G3	H -500 x 200 x 9 x 16
	G4	H -800 x 199 x 10 x 15
	G5	H -650 x 199 x 9 x 14

(c) 鋼材の特性

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)
□-400	343	515	30
H -600	357	532	30
H -400	426	576	27
H -500	366	532	27
H -800	373	526	28
H -650	344	514	28

(d) 単体積層ゴム

層	外径 (mm)	総厚 (mm)	水平剛性 (MN/m)
S-3rd F	500	124	0.70
S-2nd F	600	117	1.11
S-1st F	600	135	1.30

(e) 塑性化装置

層	積層ゴム			U型ダンパー		
	外径 (mm)	総厚 (mm)	水平剛性 (MN/m)	名称	水平剛性 (MN/m)	降伏強度 (kN)
S-3rd F	800	90	4.16	NSUD50 x 6	12.5	348
S-2nd F	900	90	4.91	NSUD50 x 8	16.6	464
S-1st F	1100	90	6.43	NSUD55 x 8	19.2	608

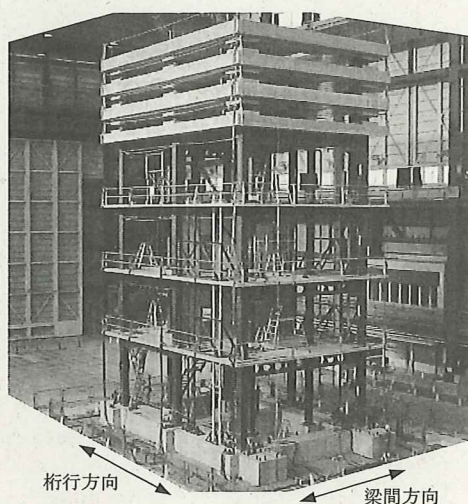


図 6 振動台上の試験体全景

3.1 鋼構造架構

部材レベルの構造詳細は、各時代の技術水準等を反映しており、1980 年以前に建てられた超高層建物には、現在の規定において FD ランクに分類される梁も使用された⁹⁾。柱梁接合部には、アールをとらないスカラップ、せん断のみを考えたウェブボルト接合等が用いられた。試験体には、そうした初期の構造詳細を組み込む。

階高、スパン長さを実寸とする架構は、振動台平面の長辺方向を 2 スパンの桁行方向、短辺方向を 1 スパンの梁間方向とした。鋼材は、当時よく用いられた SM50A に近い材料特性の SM490A を採用した。架構に対しては、前述の 21 層モデルで採用した設計用ベースシヤ係数、 $C_b=0.125$ に対する許容応力度設計を実施し、部材を選定した。全重量（基礎以外）の上限が 1000 t であるため、柱の軸力レベルは、想定する高さ 80 m の超高層建物下層部の 1/3 程度である。柱は、幅厚比を超高層建物で用いられる値としたうえで、長期の軸力比を中柱で 0.2 程度、隅柱で 0.1 程度とした（□-400x400x25）。梁については、G2 梁（H-400x200x8x13）を架構の水平耐力を調整する目的で組み込み、G1 梁（H-600x200x9x19）、G4 梁（H-800x199x10x15）

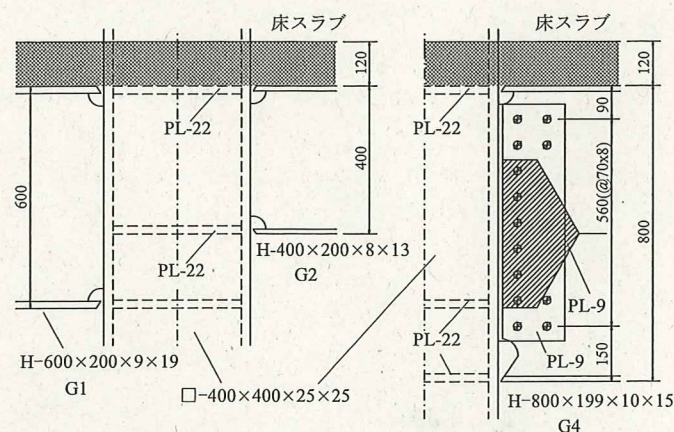


図 7 柱梁接合部 (単位 mm)

を初期の超高層建物に使用された断面^{21), 22), 9)}とした。図 7 にその柱梁接合部を示す。G1 梁を工場溶接接合部、G4 梁を現場溶接接合部とし、ここに初期に用いられた接合部詳細^{21), 22), 9)}を再現した。架構内の各層には、厚さ 120 mm のコンクリート床スラブを取り付けた。1 層目の柱脚は、振動台に緊結される剛強なコンクリート基礎に 900 mm（せいの 2.3 倍）埋め込んだ。

3.2 縮約層

縮約層の剛性は、縮約モデルを基本とする。非線形特性を擬似的に与えるために、6 基の「単体積層ゴム」に加えて、鋼製 U 型ダンパー²⁴⁾と積層ゴスを直列に結合した「塑性化装置」を組み込む。図 8 に設計方法を示す。塑性化装置の強度と剛性は、U 型ダンパーの剛性 (K_d) と降伏強度 (Q_{dy})²⁴⁾、および積層ゴムの剛性 (K_s) の組み合わせから調節した。ここで、U 型ダンパーの降伏後の剛性を 0 と見なせば、塑性化装置の降伏以降は、単体積層ゴムの剛性 (K_p) の 6 基分が層剛性として与えられる。なお、先のモデル化において、骨格曲線は、床スラブの影響を剛性のみに見込み、強度に見込まない一般的設計条件で定義されている。試験体においては、縮約層が下層の架構と強度バランスを保つよう、既往の静的実験の結果²³⁾を

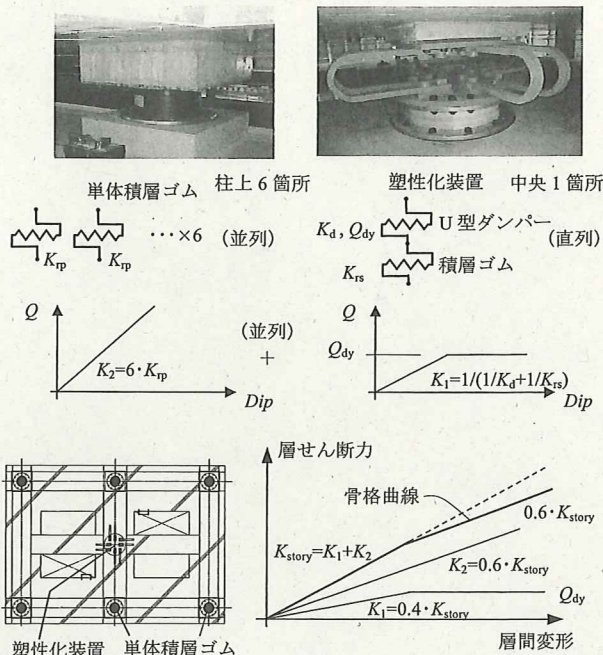


図8 縮約層の設計

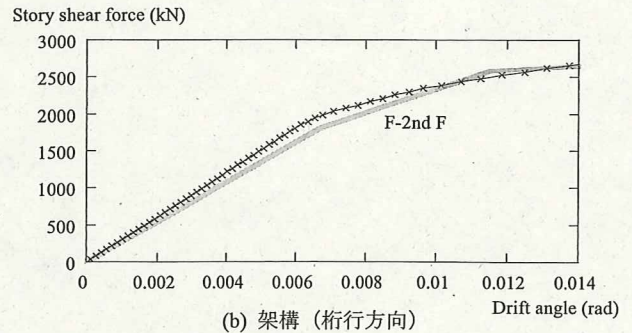
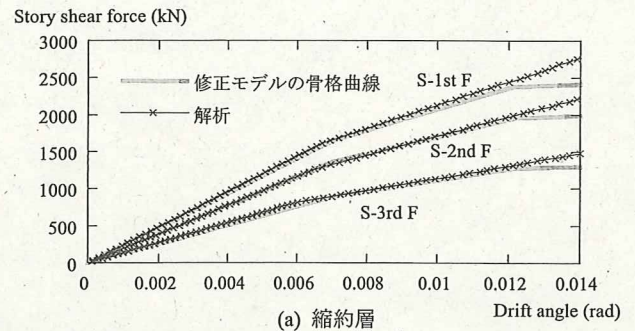


図10 プッシュオーバー解析

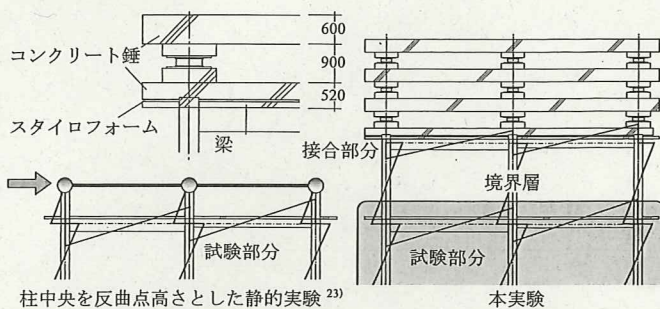


図9 架構と縮約層の境界

参照し、床スラブによる強度上昇想定分（層として1.2倍）を反映した修正モデルを目標とした。

3.3 境界層

図9に架構と縮約層の接合状況を示す。4層目上の梁には縮約層のコンクリート錘が載ることになる。実大架構の静的実験²³⁾では、柱の反曲点位置において擬似的ピン接合を設け、取り付く下の柱梁接合部に曲げモーメントを供給することで、変形の整合性を保っている。本研究では、架構の4層目を、4層目下の柱梁接合部にモーメントを供給する境界層とみなし、4層目下の柱梁接合部から考察の対象範囲とする。

3.4 プッシュオーバー解析

表2の諸元を反映したプッシュオーバー解析で試験体の条件を確認する。架構には、2次元フレームモデルを用いる。柱、梁を線材置換し、材端にバイリニアの回転ばねを配す。回転ばねの降伏強度は全塑性モーメント M_p とする。ただし、梁の正曲げの強度は、静的実験²³⁾の結果を参照して M_p の1.4倍とする。降伏後の2次剛性は初期剛性の6%²⁵⁾とする。縮約層にはせん断ばねを用い、U型ダンパーをバイリニアとする。

解析における層せん断力と層間変形角の関係を図10に示す。縮約

層の層間変形角は、層間変形を5層分の階高で除した値である。修正モデルの骨格曲線には、床スラブによる強度の上昇が反映されている。縮約層の解析結果は、その骨格曲線と0.01 radに至るまでほぼ一致している。続く第2降伏点は表現できていないが、図4の地震応答解析を参照すると、縮約層の最大層間変形は、第2降伏点を大きく超えない。試験体の縮約層では、第1降伏点に対応する剛性低下とエネルギー吸収が意図されており、図10(b)の架構に対する解析結果を見れば、想定範囲内において、縮約層と架構の強度バランスは保たれている。

桁行方向の架構と梁間方向の架構は、同様の設計を経て部材断面を決めており、解析において、層間変形角0.005 rad、0.01 rad 時における強度の差は5%以下である。

4. 加振実験

システム同定では、共振、モードの励起、高さ方向の変形分布等に関する条件として、固有周期、減衰定数、伝達関数、モード形状を調べる。地震動入力においては、設計用地震動であるエルセントロ波のレベル1 (EL-NS-L1) とレベル2 (EL-NS-L2)、および首都圏に予測される長周期地震動、東扇島波の50%加振 (HOG-NS-50%) と100%加振 (HOG-NS) を取り上げて、実現された地震応答を確認する。

4.1 計測概要

床加速度、層間変位、柱と梁の歪を中心に計674chの計測を行った。振動台上、基礎上、各層床の加速度を、桁行方向、梁間方向および上下方向に対して計測した。架構および縮約層の層間変位を、桁行方向、梁間方向に対して計測した。柱と梁の端部におけるひずみを計測した。他にも、柱と梁における曲げモーメントを算出するために、端部から離れた断面のひずみを計測した²³⁾。梁の端部の回転角を求めるために、梁の高さ方向2ヶ所において梁の軸方向変形を計測した⁴⁾。全体の応答状況、梁の端部等の損傷状況を、ビデオ

映像に記録した。

4.2 システム同定

ホワイトノイズ加振は、継続時間を250秒、周波数帯域を0.2-20 Hzとした。弾性域と見なせるほぼ最大のホワイトノイズ加振、すなわち、架構の層間変形が15-19 mm (層間変形角0.004-0.005 rad)、積層ゴムの変形が60-80 mm (せん断ひずみ約70%)の加振において得られた3次までの共振振動数、固有周期と減衰定数を表3に示す。試験体の実現した1次固有周期 T_1 は、桁行方向で2.13 sec、梁間方向で2.24秒となった。当初設定した2.4秒よりも若干短いのは、試験体の重量が設計値よりも約10%小さくなったことによる。想定した超高層建物の高さ $H=80$ mと T_1 の関係にしてみると $T_1=0.027 \cdot H$ となる。1次モードの減衰定数は、桁行方向で2.6%、梁間方向で2.7%となり、周期とともにほぼ等しい値となった。伝達関数、モード形状も一致したため、以降の図では桁行方向の結果のみを示すこととする。

試験体の基礎と頂部の伝達関数を図11に示す。21層モデルは19

表3 ホワイトノイズ加振の結果

(a) 桁行方向			
Mode	1st	2nd	3rd
共振振動数 (Hz)	0.47	1.25	1.90
固有周期 (s)	2.13	0.80	0.53
減衰定数 (%)	2.6	3.4	4.7

(b) 梁間方向			
Mode	1st	2nd	3rd
共振振動数 (Hz)	0.45	1.23	1.95
固有周期 (s)	2.24	0.82	0.51
減衰定数 (%)	2.7	2.7	3.4

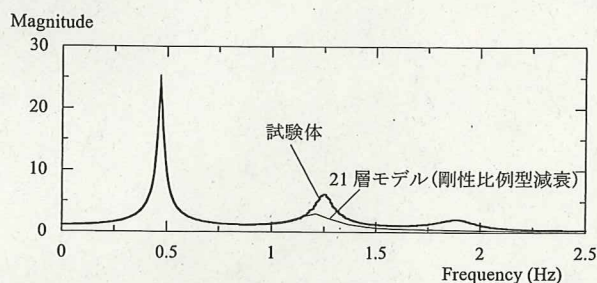


図11 伝達関数

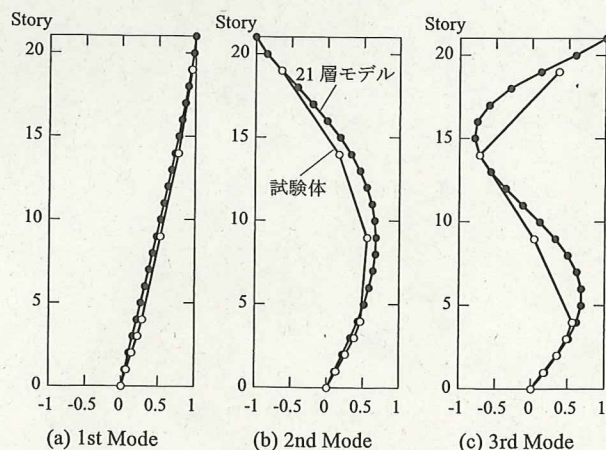


図12 モード形状

階との伝達関数である。その剛性を一律に調整し、試験体と1次固有周期をあわせ、1次モードの減衰定数を2.6%として、そこでのカーブを実験結果とあわせている。このとき、試験体と21層モデルの2次と3次における固有周期は5%以下の相違である。一方、対応する試験体の応答値は、剛性比例型減衰を仮定した21層モデルよりも大きい。実際の建物でも、高次の減衰が設計で仮定される剛性比例値よりも小さくなることが指摘されている²⁶⁾。実測値^{26), 27)}と比較すれば、試験体で得られた減衰定数は、およそ同等な値である。

試験体のモード形状と21層モデルのモード形状を、縦軸を階数として図12に示す。加振による応答結果からモード振幅を求める方法としては、線形直接法²⁸⁾を用いた。試験体においては、縮約層の値を19階、14階、9階にプロットしている。ここでは、最も大きい振幅を示した層の値を、21層モデルの計算結果と一致させるように全ての振幅に係数を乗じている。図において、試験体と21層モデルのモード形状は、1次モードの場合において、ほぼ一致している。2次モード、3次モードについても良い対応を示している。

4.3 地震動入力

4.3.1 地震動

実験は、水平2方向の同時加振である。試験体の動特性は、桁行方向と梁間方向においてほぼ等しいことを確認しており、ここでは、桁行方向の実験結果について述べる。桁行方向に入力した地震動の時刻歴波形を図13に示す。EL-NS-L2における主要動の継続時間は

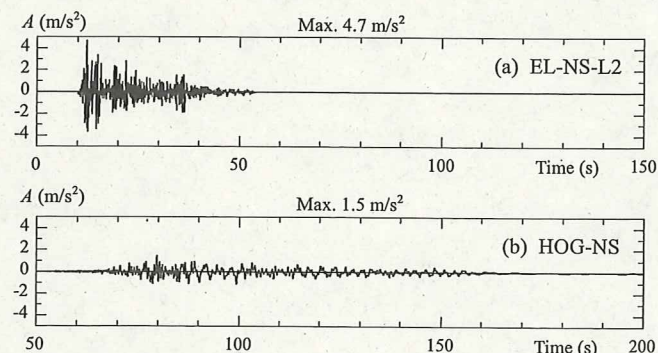


図13 地震動の時刻歴波形

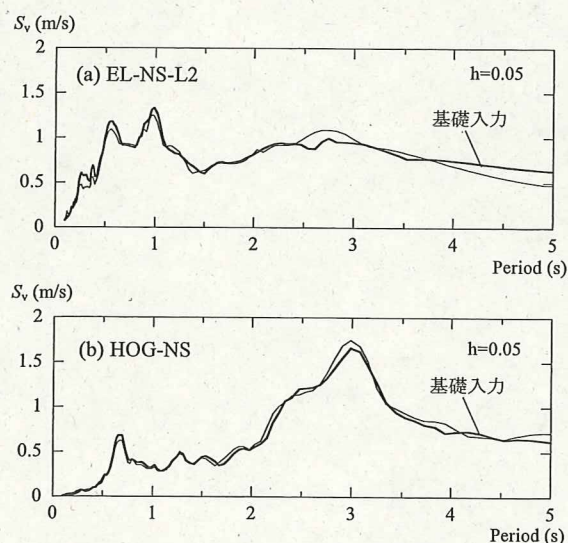


図14 地震動の速度応答スペクトル

およそ 40 秒, HOG-NS における主要動の継続時間はおよそ 120 秒である。図 14 に入力地震動の速度応答スペクトルを示す。HOG-NS は、試験体の 1 次固有周期 2 秒前半からすると、周期 3 秒付近のピークに向かって振幅が大きくなる傾向にある。図には、試験体の基礎上で記録された加速度波形から求めたスペクトルを示している。いずれの地震動も、ほぼ一致しており、試験体には予定された地震動入力を与えられた。

4.3.2 地震応答

実験において試験体は、EL-NS-L1 と HOG-NS-50%を入力した場合に弾性応答を示し、EL-NS-L2 と HOG-NS を入力した場合に弾塑性応答を示した。弾塑性応答時において架構は、梁の端部が主に降伏した。以降では、床応答波形、最大層間変形角、層の弾塑性履歴の順序で、応答性状を見ていく。

(1) 床応答波形

EL-NS-L2, HOG-NS に対する、試験体頂部の加速度波形と速度波形を図 15 に示す。加速度波形について EL-NS-L2 の場合は高次の成分が確認でき、最大振幅は 5.4 m/s^2 である。HOG-NS における最大振幅は 3.7 m/s^2 でそれよりも小さい。速度波形にすると高次の成分が弱まり、EL-NS-L2 における最大振幅が 1.3 m/s となるのに対して、HOG-NS における最大振幅は 1.6 m/s となる。HOG-NS に対しては、 1 m/s レベルの速度振幅が 80 秒以上にわたって繰り返されており、長時間の共振が確認できる。

加速度波形のフーリエスペクトルを図 16 に示す。ここでは、塑性化を確認するために、EL-NS-L1 と HOG-NS-50%の結果を入力比である 2 を乗じたもの (EL-NS-L1x2, HOG-NS-50%x2) をあわせて示す。EL-NS-L2 において、1 次と 2 次の固有周期帯に同程度のピーク

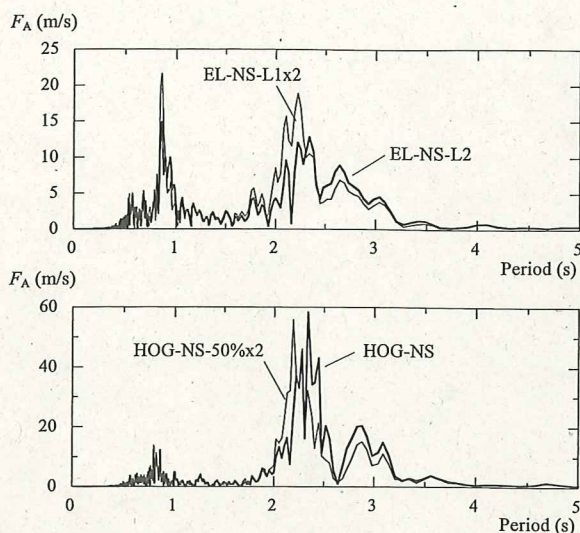


図 16 頂部の加速度波形に対するフーリエスペクトル

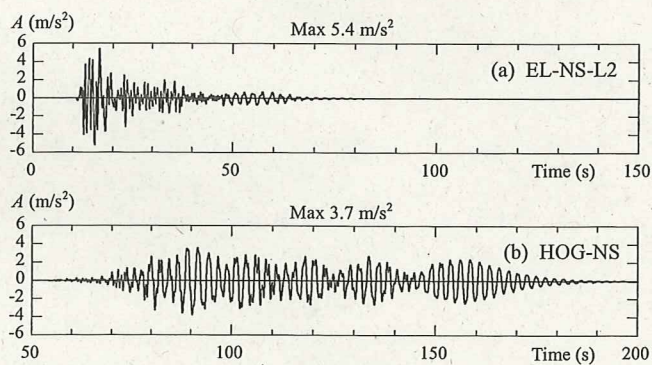
が確認できる。一方、HOG-NS においては、1 次の固有周期帯のピークのみが卓越しており、地震動の周期特性に応じた振動モードが励起されている。塑性化の影響を見ると、EL-NS-L2 におけるピークの振幅は 1 次と 2 次でいずれも EL-NS-L1x2 における値より小さく、塑性化によって応答が抑制されている。HOG-NS におけるピークの振幅が HOG-NS-50%x2 における値よりも大きいのは、周期の伸びによる応答の増幅が現れたためである。

(2) 最大層間変形角

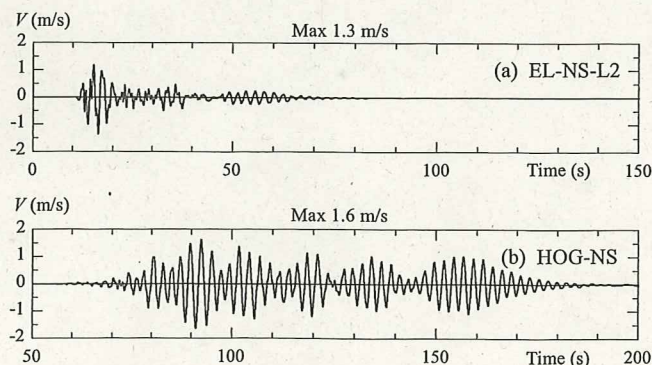
図 17 に最大層間変形角の高さ方向に対する分布を示す。縮約層の最大層間変形角は、等価な高さにプロットしている。EL-NS-L2 と EL-NS-L1 の場合は、2 次モードが励起され、上層の値と下層の値がほぼ等しい。最大値は、それぞれ 0.009 rad と 0.005 rad で、超高層建物に対する従来の設計で想定した応答値を再現している。1 次モードが卓越する HOG-NS と HOG-NS-50%の場合を見ると、下層ほど最大層間変形角が大きくなっており、下層を架構とした実験方針の背景が現れている。最大値は、それぞれ 0.01 rad と 0.005 rad である。

(3) 層の弾塑性履歴

層せん断力と層間変形角の履歴を図 18 に示す。層せん断力は、各層の質量に加速度波形を乗じて求めた。架構においては、梁端下フランジに配したひずみゲージの値が、層間変形角 0.0055 rad で降伏



(1) 加速度



(2) 速度

図 15 頂部の応答波形

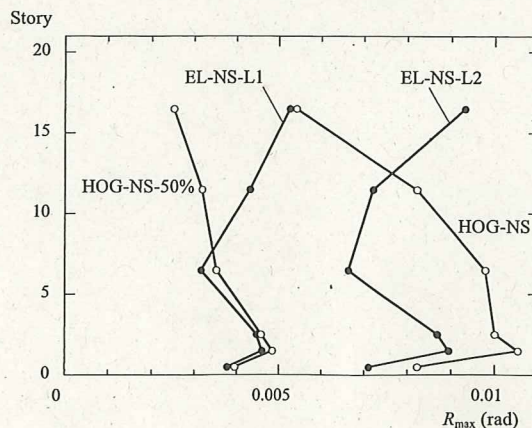
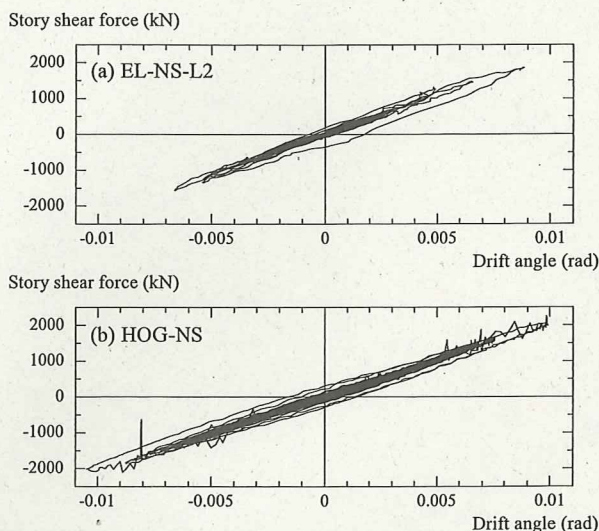


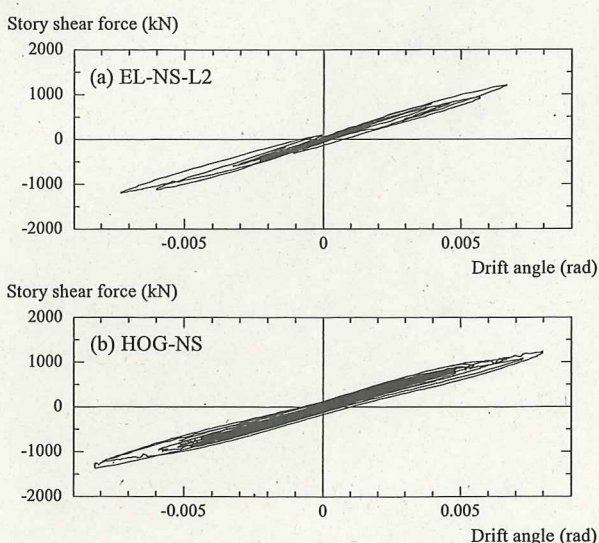
図 17 最大層間変形角

ひずみに達したことを確認している。履歴は、その変形レベルより、紡錘形を示している。縮約層においても、EL-NS-L2 と HOG-NS に対する最大変形が近い層を示している。その剛性は 0.005 rad 付近で低下しており、設計で意図した非線形特性が反映されている。

ここで、図 18 の関係をもとに、層としての最大塑性率と累積塑性変形倍率を見える。架構と縮約層のいずれに対しても、塑性率が 1 のときの基準変形角を 0.005 rad とする。このときの層間変形を δ_y 、層せん断力を Q_y とし、履歴吸収エネルギー E を Q_y と δ_y で除して累積塑性変形倍率を求める。図 19 に結果を示す。架構について見ると、最大塑性率は EL-NS-L2 と HOG-NS の場合で、いずれも 2 程度である。一方、その累積塑性変形倍率は、HOG-NS における値が EL-NS-L2 における値の 4 倍に達している。縮約層についても傾向は同様である。すなわち、長周期地震動を受ける超高層建物が、設計想定レベルの塑性変形を多数回繰り返し、その塑性変形が累積されるという状況が表現されている。



(1) 架構 F-2nd F



(2) 縮約層 S-2nd F

図 18 層せん断力と層間変形角の履歴

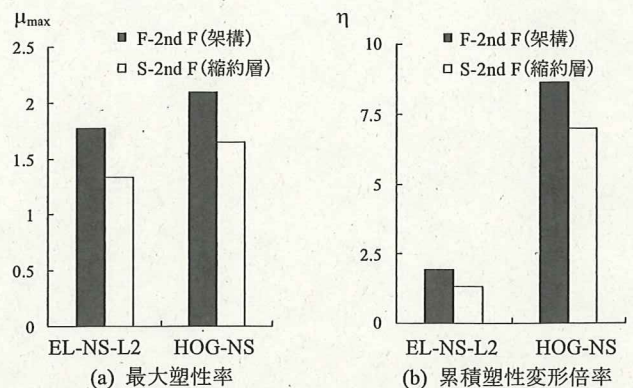


図 19 層としての最大塑性率と累積塑性変形倍率

5. まとめ

過去に、超高層建物群が大地震の洗礼を受けたことはない。大地震を受ける超高層建物の損傷過程、終局状態を適切に表現する実験資料を蓄積し、その被害様相を総合的に検証する必要がある。

本研究は、E-ディフェンス振動台を用いる大規模な振動台実験から、この問題に取り組むものである。本論では、実験手法のコンセプトと試験体の力学特性を設計手順に沿って述べ、構築した試験体に対する加振実験から動特性および地震応答性状を確認した。その試験体は、実際の建物の損傷状況に近い現象をとらえるために床スラブ付きの鋼構造架構を試験部分とし、柱梁接合詳細をできるだけ忠実に再現した。これを下層部とし、上層部はそのうえに配す大重量のコンクリート錘と積層ゴムによって表現した。

試験体に対するシステム同定加振では、1 次から 3 次までの固有周期、および対応するモード形状が、高さ 80 m の超高層建物に相当することを確認した。続くレベル 2 設計用地震動（エルセントロ波）と長周期地震動（東扇島波）による加振では、地震動の周期特性に応じた振動モードが励起され、いずれも最大層間変形角は、0.01 rad 程度となった。一方、長周期地震動の場合は、長時間にわたって共振したため、層としての累積塑性変形倍率は、設計用地震動による値の 4 倍に達した。すなわち、長周期地震動を受ける超高層建物が、設計想定レベルの塑性変形を多数回繰り返し、その塑性変形が累積されるという状況が表現された。

一連の実験では、本論で例示した加振の後、さらに加振を繰り返し、終局状態に至るまでのデータを取得した。これらの内容は、はじめに述べた 4 つの課題をとおして、多角的な切り口^{23), 29), 30), 31), 32)}から考察されている。その成果は、稿を改めて報告する予定である。

謝辞

本実験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。都市施設の耐震性評価・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。地震動は、清水建設技術研究所、東京電力技術研究所、国土交通省中部地方整備局にご提供いただきました。ここに付して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社)土木学会, (社)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実地提言, 2006. 11
- 2) 山田哲, 前澤将男, 森利弘, 島田侑子, 佐藤英児, 秋山宏: エネルギー入力に着目した実大震動台破壊実験施設性能確認試験の評価, 日本建築学会構造系論文集, No.612, pp.207-214, 2007.2
- 3) 松森泰造, 白井和貴, 壁谷澤寿海: 大型振動台による鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造の耐震性に関する研究—実大6層試験体と3次元振動台実験結果の概要—, 日本建築学会構造系論文集, No.612, pp.207-214, 2007.2
- 4) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 赤澤資貴, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦: 実大4層建物完全崩壊実験の概要 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その21, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.833-834, 2008
- 5) 斉藤大樹, 高橋徹, 小豆畑達哉, 野口和也, 箕輪親宏: 大振幅の揺れを再現可能とする大ストローク振動台の開発とその性能検証実験, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, pp.473-474, 2006
- 6) 福和伸夫, 佐武直紀, 原徹夫, 太田賢治, 飯沼博幸, 鶴田庸介, 飛田潤: 長周期構造物の応答を再現するロングストローク簡易振動台の開発, 日本建築学会技術報告集, 第25号, pp.55-59, 2007
- 7) 長江拓也, 梶原浩一, 藤谷秀雄, 福山國夫, 川辺秀憲, 大西一嘉, 城戸史郎, 中島正愛: 家具および非構造部材に着目する高層建物の地震応答再現実験 E-ディフェンス振動台による実規模実験システム, 日本建築学会構造系論文集, No.628, pp.1007-1014, 2008.6
- 8) 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—, NO.611, pp.55-63, 2007.1
- 9) 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, NO.623, pp.119-128, 2008.1
- 10) 秋山宏, 山田哲, 箕輪親宏, 寺本隆幸, 大竹章夫, 矢部喜堂: 慣性加力装置を用いた鋼構造要素の実大振動台実験方法, 日本建築学会構造系論文集, No.505, pp.139-146, 1998.3
- 11) 山口路夫, 山田哲, 前田泰史, 萩原みき, 竹内徹, 成川匡文, 中島正愛, 和田章: 実構造物の地震時挙動を再現する実大振動台実験手法の提案 制振ダンパーを組み込んだ鋼構造骨組の耐震性 その1, 日本建築学会構造系論文集, No.541, pp.179-186, 2001.3
- 12) 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的変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.307-308, 1999
- 13) 市村将太, 福島東陽, 寺本隆幸: 鋼構造超高層建築物の設計用パラメータに関する研究—その1 剛性分布・固有周期・ベースシャー係数—, C-1, pp.305-306, 1999
- 14) 建築研究所, 長周期地震動による建築物への影響及び対策技術に関する研究報告書, 2005.2
- 15) 財津和廉, 宮内洋二, 太田弘俊, 薩川恵一, 北村春幸: 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
- 16) 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地震応答解析 高層建物の非構造部材・家具什器に関する E-ディフェンス振動実験—その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.555-556, 2007
- 17) 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
- 18) 佐藤俊明・壇一男: 関東地震による首都圏の広帯域強震予測, 免震構造設計指針, 日本建築学会, pp.263-274, 2001
- 19) 土方勝一郎, 植竹富一, 金谷淳二, 真下貢, 早川崇, 渡辺基史, 佐藤俊明: 想定東海地震の東京湾岸における長周期地震動予測, 日本建築学会構造系論文集, No.617, pp.55-62, 2007.7
- 20) 愛知県設計用入力地震動研究協議会: 愛知県設計用入力地震動の作成—想定地震による強震動予測—改訂版, 2005
- 21) 武藤清: 構造物の動的設計, 1977
- 22) 遠山幸三, 佐伯俊夫, 水越薫, 小山友義, 加治秀明: 鉄骨ばりの横座屈に関する実大実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1973
- 23) 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛, 劉大偉, 周峰, 溝淵裕也: 大変形繰返し載荷下における鋼梁の履歴特性に及ぼすRC床スラブの影響 RC床スラブ付き鋼構造部分構造実大実験, 日本建築学会構造系論文集, No.598, pp.141-147, 2005.12
- 24) 新日本製鉄(株): カタログおよび技術資料
- 25) 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 劉大偉, 周峰, 福本直晃: 実大鋼構造ラーメンの繰返し載荷挙動に対して弾塑性数値解析がもつ予測精度 実大3層鋼構造骨組を用いた耐震性能検証実験, 日本建築学会構造系論文集, No.585, pp.215-221, 2004.11
- 26) 山崎靖典, 福和伸夫, 飛田潤: 高層建物の固有周期と減衰定数の設計値と実測値に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.947-948, 2003
- 27) 日本建築学会: 建物の減衰, 2000
- 28) 長松昭男: モード解析, 倍風館, pp.126-127, 1985
- 29) 斉藤大樹, 森田高市, 福山洋, 向井智久, 中川貴文, 石川孝重, 伊村則子, 矢野克己: 建築物の災害後の機能維持/早期回復を目指した構造性能評価システムの開発 その5 地震被害の発生と機能回復の方策, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.131-132, 2008
- 30) 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, No.608, pp.37-44, 2006.10
- 31) 飛田潤, 福和伸夫, 小島宏章, 浜田栄太: 地盤・建物系の高密度強震観測の展開と建物動的挙動の検討, 日本地震工学会論文集, 第7巻, 第2号, pp.37-56, 2007.3
- 32) 桐田史生, 金澤健司, 森清宣貴, 北村春幸: 建築物の地震損傷検知のための適応帰型システム同定, 日本建築学会構造系論文集, No.619, pp.65-72, 2007.9

(2008年9月9日原稿受理, 2009年2月24日採用決定)