

3.2 長周期地震動による被害軽減対策の研究開発

3.2.1 高層建物実験システムの検証

(1) 業務の内容

(a) 業務の目的

長周期地震動を受ける高層建物群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。

既存高層建物の安全性確保、高機能性確保の観点から、長周期地震動を受ける高層建物の地震時応答評価や効率的な応答低減技術に関わる検討・検証を行うため、E-ディフェンスを活用した実験を実施する等、架構の損傷評価、応答低減技術による損傷軽減効果の定量的評価および機能保持・避難性等に関わる研究開発を進め、安心・安全な高層建物の広い普及のための基礎データを得る。

(b) 平成 20 年度業務目的

付加的な実験装置を用いる振動台実験手法^{1), 2), 3)}の考え方を適用し、前年度に実施した実験システムに対する振動台実験のデータを詳細に解析することで、実験システムとしての妥当性と課題点を考察する。付加的な実験装置を用いる振動台実験手法の考え方を適用し、E-ディフェンス振動台の持つ性能を最大限に活かす実験となっていたか、実際の揺れの中で高層建物が被る損傷を直接表現しうる実験となっていたかという視点から、入力した地震動と応答工学量（最大層間変形角、エネルギー消費等）関係を整理し、21年度に実施される応答低減実験への適用性を確認する。

(c) 担当者

所属機関	役職	氏名
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	長江 拓也
	客員研究員	福山 國夫
	主任研究員	梶原 浩一
	企画室長	井上 貴仁
	センター長	中島 正愛

(2) 平成 20 年度の成果

(a) 業務の要約

実験データから、本実験システムのコンセプトと実験結果の対応を考察した。付加的な実験装置を用いる振動台実験手法の考え方を適用し、E-ディフェンス震動台の持つ性能を最大限に活かす実験となっていたか、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となっていたかという視点から、特に、最大層間変形角、エネルギー消費について実験結果を整理した。その結果、地震動のもつ周期特性に応じた振動モードを示す地震応答が再現され、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被り、その塑性変形が累積される状況を再現できる実験システムであることを確認した。

(b) 業務の成果

1) 実験手法

a) 振動台と試験体用の力学モデル

統計資料⁴⁾によれば、超高層建物の軒高の多くが 60-100 m に位置する。本研究で設定した高さ 80 m の超高層建物の平均像と E-ディフェンス震動台を図 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、超高層建物群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。

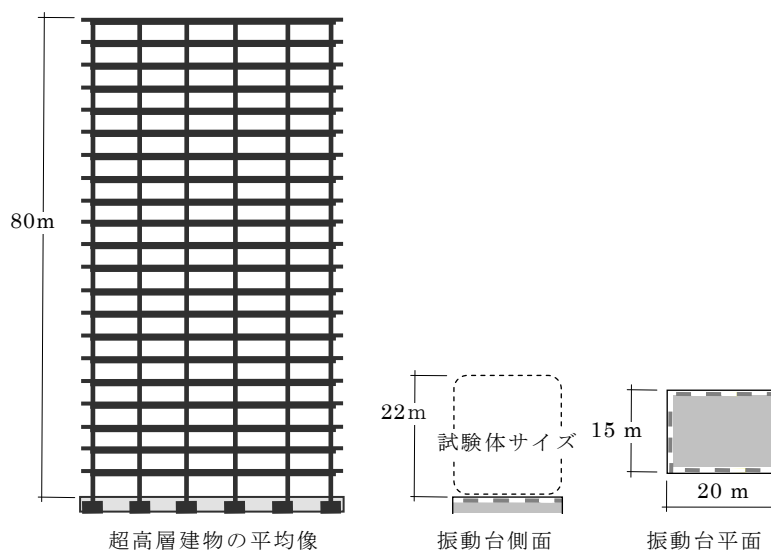


図 1 超高層建物の平均像と E-ディフェンス震動台

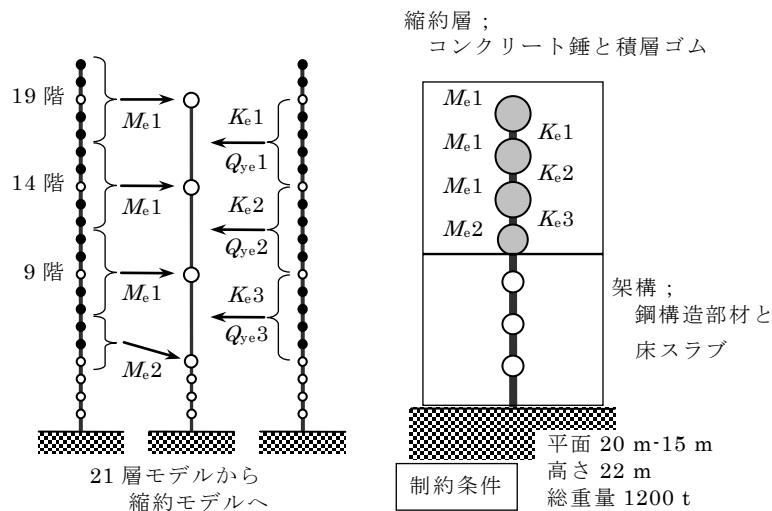


図 2 力学モデルと試験体

—21 層モデル—

21 層モデルは、E-ディフェンス震動台に搭載が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通りニア骨格曲線とし、その力学パラメータを統計資料^{4), 5), 6)}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 A_i 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。

—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^{7), 8), 9)}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。それよりうえは、コンクリート錘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_{ve} 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。

b) 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（以下、TOKと称す）、東海地震を想定した東扇島波（以下、HOGと称す）を採用する^{10), 11)}。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（以下、SANと称す）を採用する¹²⁾。

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

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、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。

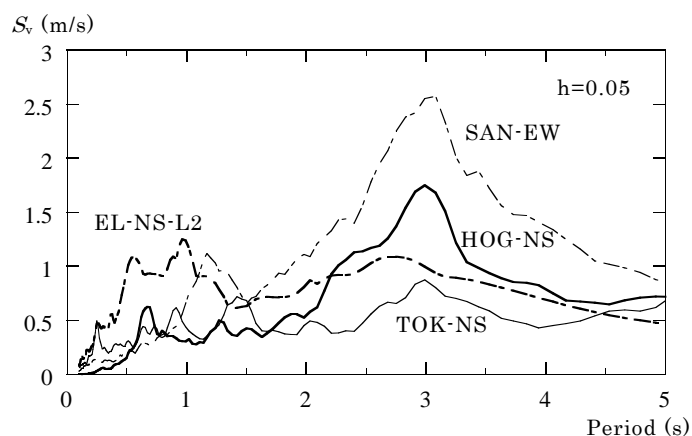


図 3 地震動の速度応答スペクトル

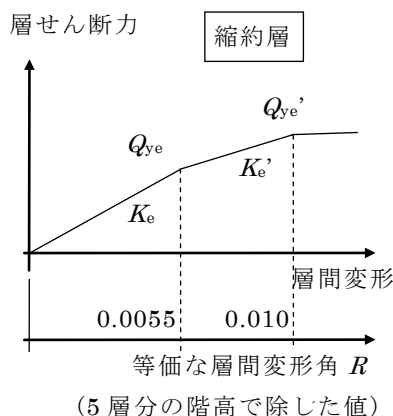
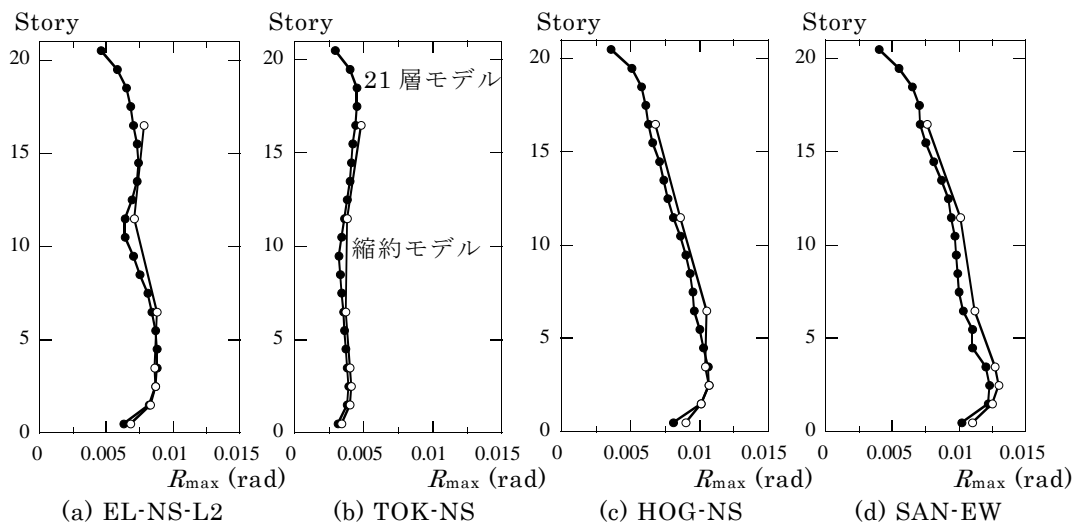


図4 地震応答解析による最大層間変形角

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。

2) 試験体設計

試験体と架構の詳細を図5、図6に示す。振動台上における試験体の全景を図7に示す。試験体に関わる主要な諸元を表2に示す。

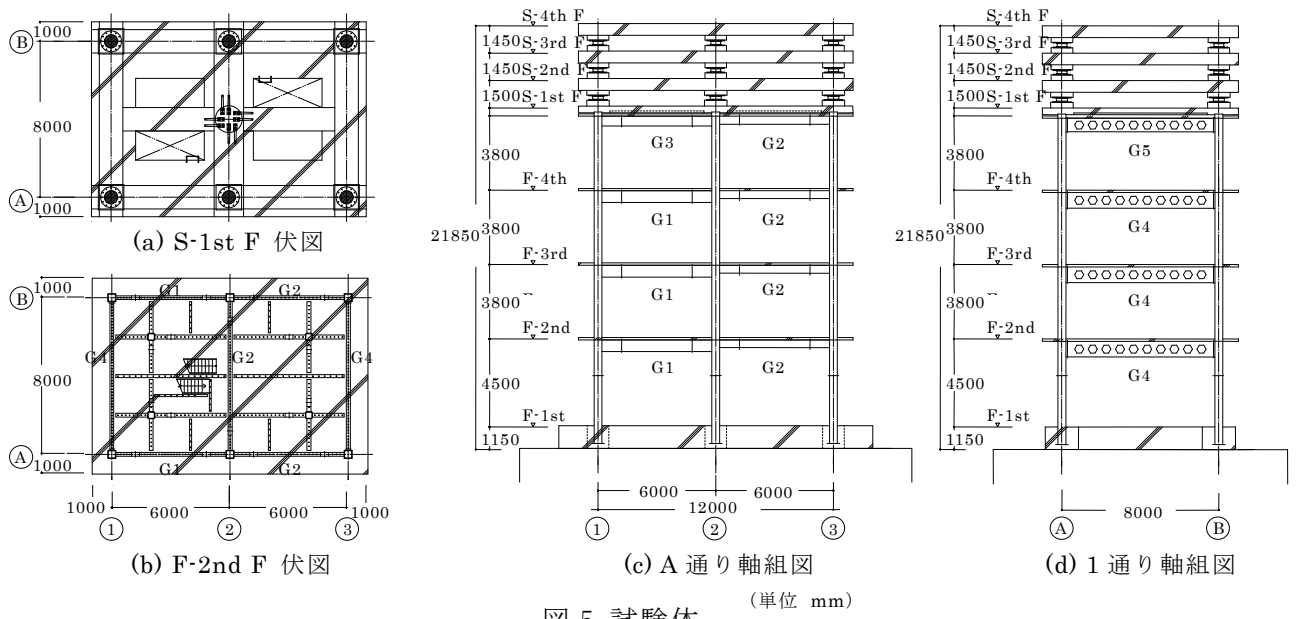


図 5 試験体

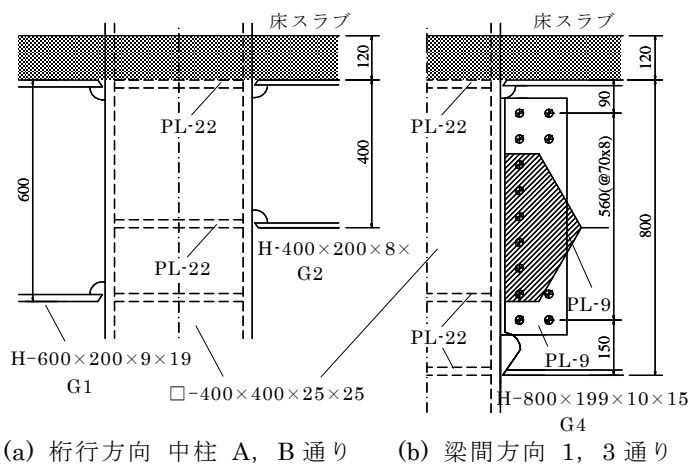


図 6 柱梁接合部 (単位 mm)



図 7 振動台上の試験体全景

a) 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。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。

表 2 試験体諸元一覧

(a) 試験体の重量				(b) 架構の鋼材			
層	重量 (t)	層	重量 (t)	柱 (SM490A)	□-400 x 400 x 25		
S-4th F	180	F-4th F	53	梁 (SM490A)	G1	H -600 x 200 x 8 x 19	
S-3rd F	195	F-3rd F	53		G2	H -400 x 200 x 8 x 13	
S-2nd F	195	F-2nd F	56		G3	H -500 x 200 x 9 x 16	
S-1st F	166	F-1st F	221		G4	H -800 x 199 x 10 x 15	
					G5	H -650 x 199 x 9 x 14	
総重量 1119 t							
(c) 鋼材の特性				(d) 単体積層ゴム			
	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)	層	外径 (mm)	総厚 (mm)	水平剛性 (MN/m)
□-400	343	515	30	S-3rd F	500	124	0.70
H -600	357	532	30	S-2nd F	600	117	1.11
H -400	426	576	27	S-1st F	600	135	1.30
H -500	366	532	27				
H -800	373	526	28				
H -650	344	514	28				
(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	

塑性化装置の積層ゴム：U字型ダンパーと直列に配して剛性調整の役割を果たす（図 8 参照）

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）を初期の超高層建物に使用された断面^{13), 14), 15)}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^{13), 14), 15)}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。

b) 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¹⁷⁾と積層ゴムを直列に結合した「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})¹⁷⁾、および積層ゴムの剛性(K_{rs})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_{rp})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¹⁶⁾を参照し、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。

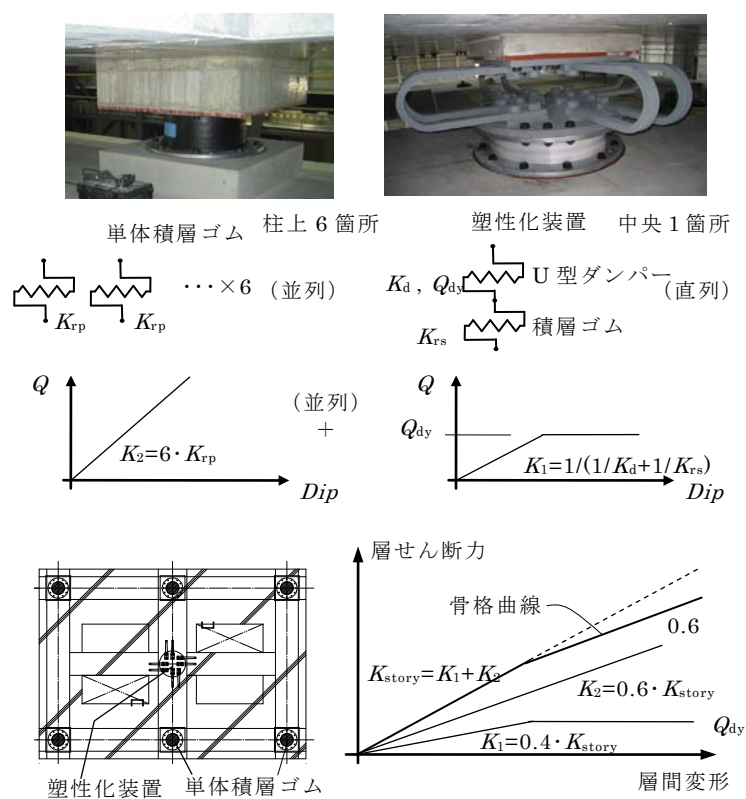


図8 縮約層の設計

c) 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¹⁶⁾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。

d) 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¹⁶⁾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%¹⁸⁾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。

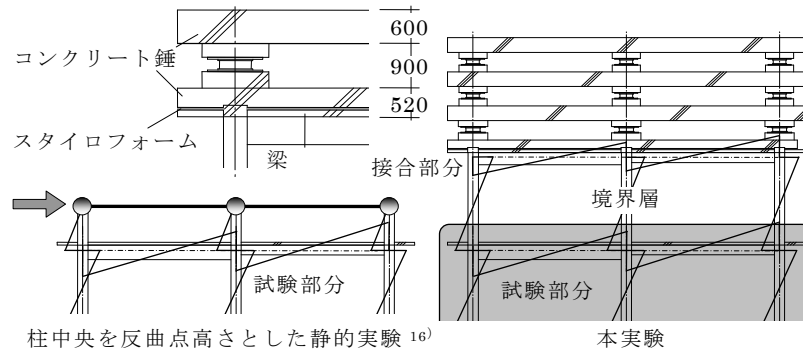


図 9 架構と縮約層の境界

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

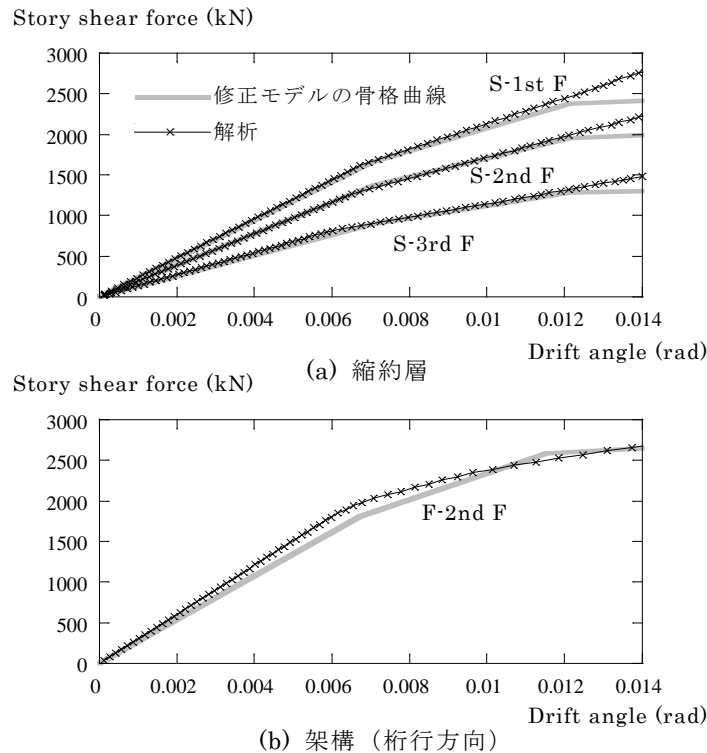


図 10 プッシュオーバー解析

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。

3) 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。

a) 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、各層床上の加速度を、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。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。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。

b) 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¹⁹⁾。実測値¹⁹⁾、²⁰⁾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。

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

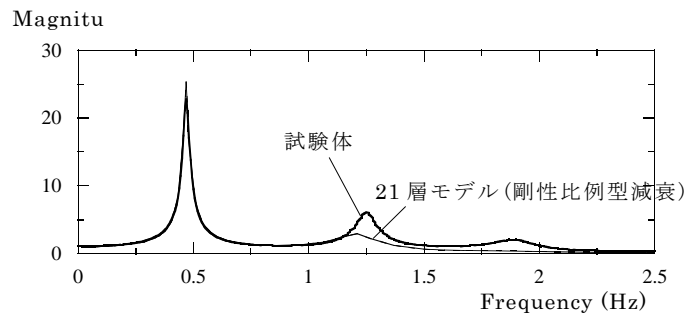


図 11 伝達関数

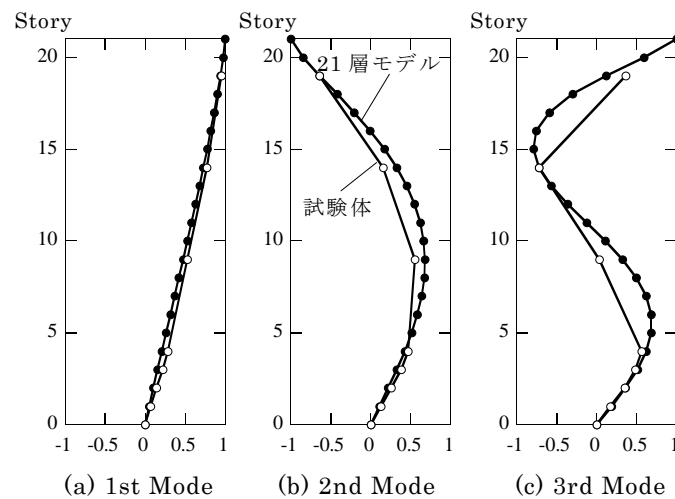


図 12 モード形状

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²¹⁾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。

c) 地震動入力

i) 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

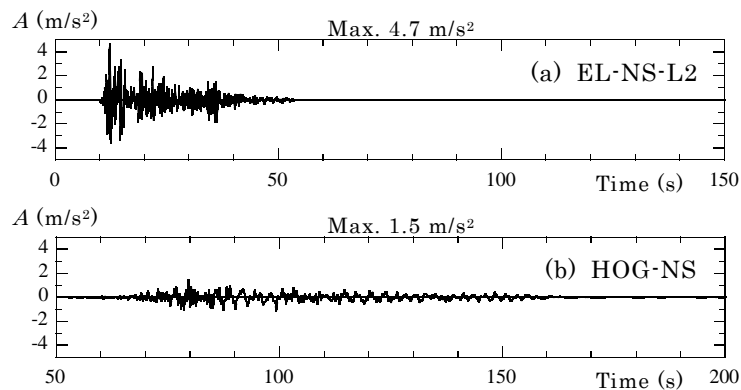


図13 地震動の時刻歴波形

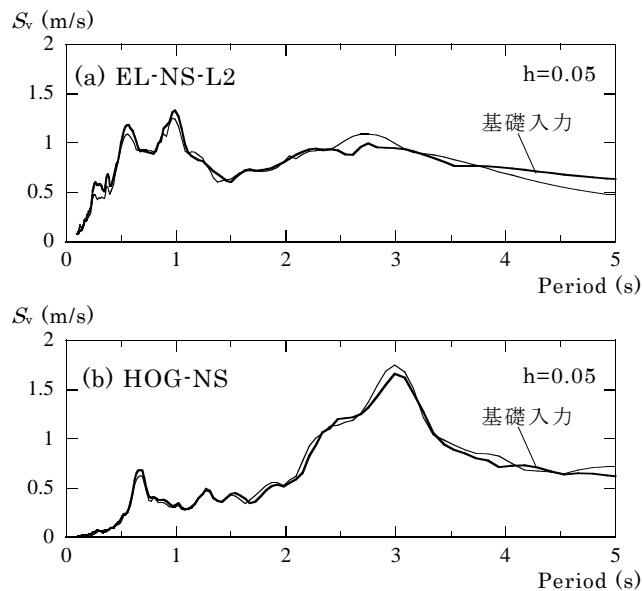


図14 地震動の速度応答スペクトル

はおよそ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。

ii) 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。

— 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%の結果に入力比である 2 を乗じたもの(EL-NS-L1x2, HOG-NS-50%x2)

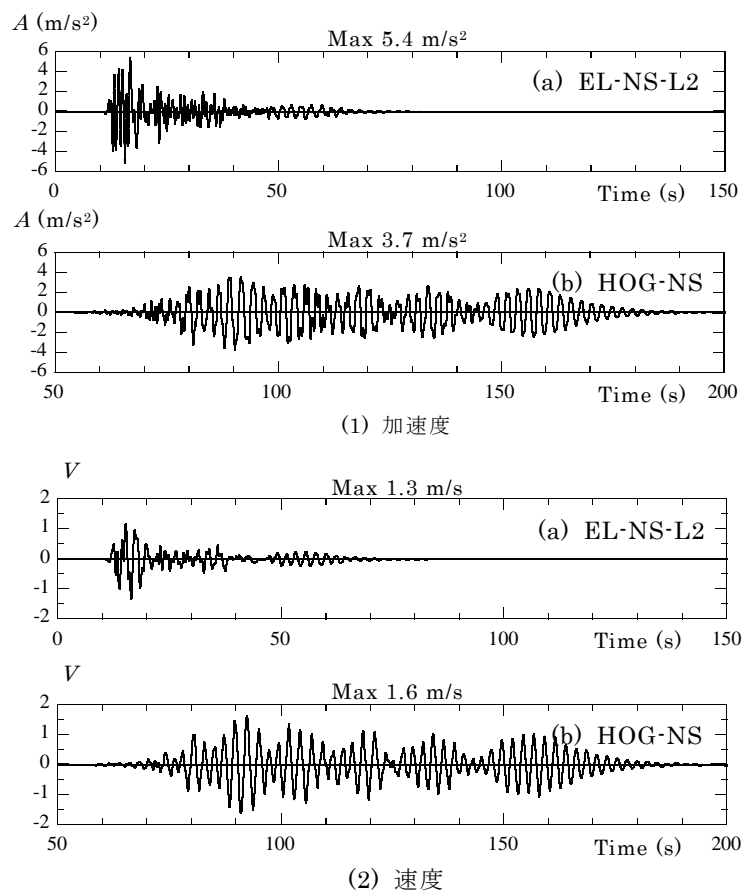


図 15 頂部の応答波形

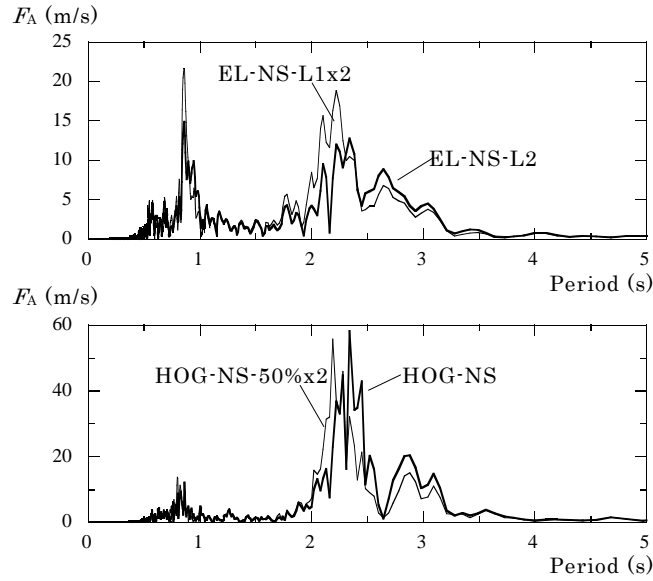


図 16 頂部の加速度波形に対するフーリエスペクトル

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。

—変形分布—

図 17 に変形分布として、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

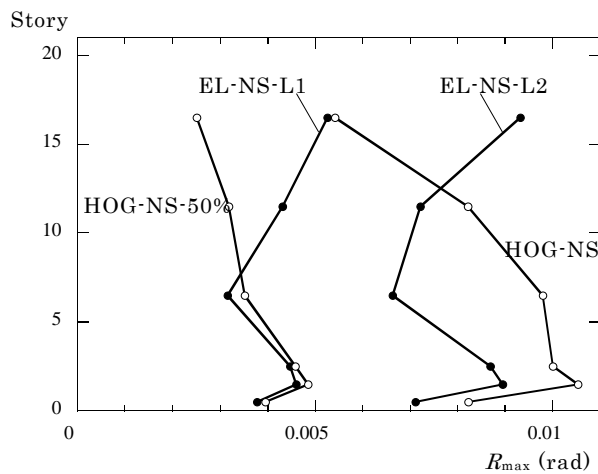


図 17 最大層間変形角

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。

－吸収エネルギーから求めた累積塑性変形倍率－

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してみる。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被り、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。

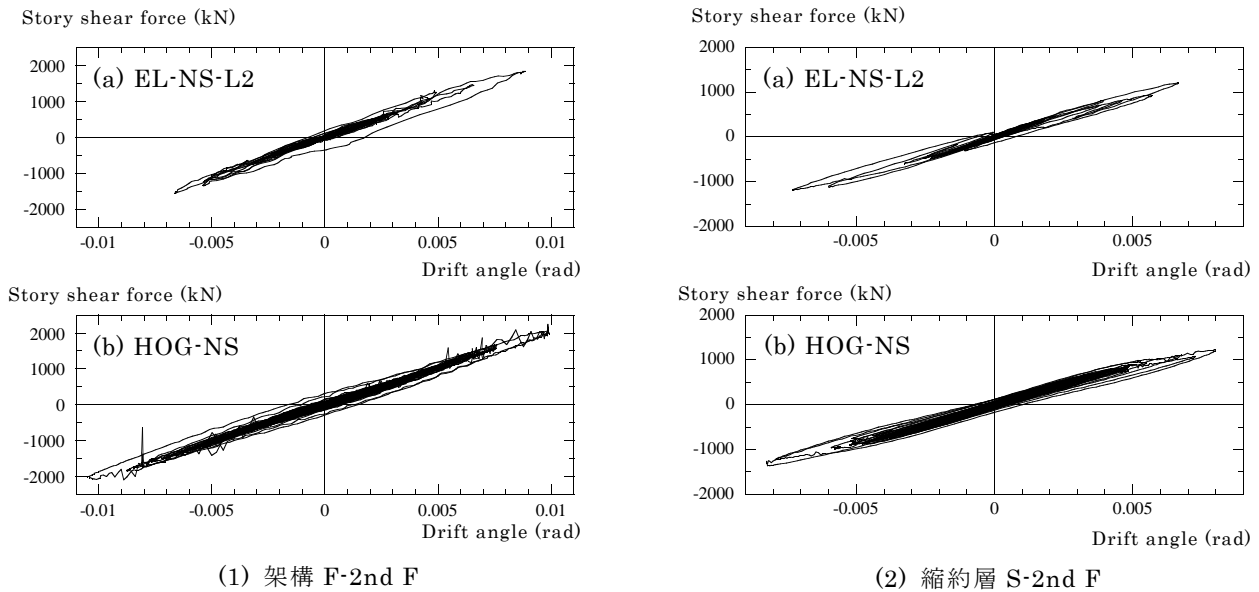


図 18 層せん断力と層間変形角の履歴

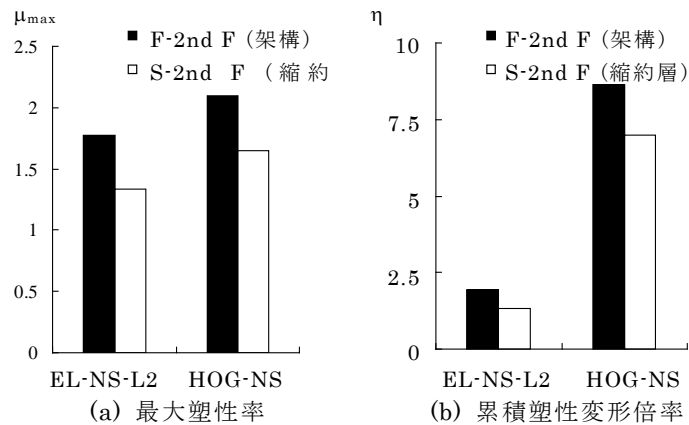


図 19 層としての最大塑性率と累積塑性変形倍率

(c) 結論ならびに今後の課題

過去に、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-ディフェンス震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80m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被り、その塑性変形が累積されるという状況が表現された。

さらに、本システムが21年度に実施される応答低減実験への適用の可能性があることが確認できた。

(d) 引用文献

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 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
- 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的変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 307-308, 1999
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 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
- 10) 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

- 11) 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
- 12) 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
- 13) 武藤清: 構造物の動的設計, 1977
- 14) 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
- 15) 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
- 16) 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛, 劉大偉, 周峰, 溝渕裕也: 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, pp141-147, 2005. 12
- 17) 新日本製鉄(株): カタログおよび技術資料
- 18) 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, pp215-221, 2004. 11
- 19) 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
- 20) 日本建築学会: 建物の減衰, 2000
- 21) 長松昭男: モード解析, 倍風館, pp126-127, 1985

(e) 学会等発表実績

学会等における口頭・ポスター発表

なし

学会誌・雑誌等における論文掲載

掲載論文（論文題目）	発表者氏名	発表場所 （雑誌等名）	発表時期	国際・国内の別
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－	長江拓也、鍾育霖、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	日本建築学会構造系論文集 No.640	2009.6	国内

マスコミ等における報道・掲載

なし

(f) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成 21 年度業務計画案

付加的な実験装置を用いる振動台実験手法の考え方を適用した実験手法を、制振機構を組み込む応答低減実験へと発展させる実験が 21 年度に計画されている。その実験手法の考察と検証を引き続き実施する。

