

# 大地震を受ける超高層建物の被害様相とその対策 ～Eーディフェンス実験に基づく資料集～



平成 24 年 3 月

独立行政法人 防災科学技術研究所

## 目次

1. はじめに	・ ・ ・ ・	1
2. 超高層建物の骨組実験	・ ・ ・ ・	3
2.1 実験概要	・ ・ ・ ・	3
2.2 実験用骨組の準備状況	・ ・ ・ ・	5
2.3 入力地震動	・ ・ ・ ・	7
2.4 鋼構造骨組の耐震性	・ ・ ・ ・	8
2.4.1 実験結果の概要	・ ・ ・ ・	8
2.4.2 柱梁接合部の変形特性に関する分析	・ ・ ・ ・	9
2.4.3 柱梁接合部の累積塑性変形能力評価	・ ・ ・ ・	11
2.4.4 変形能力に対する考察	・ ・ ・ ・	12
2.5 間仕切壁の損傷	・ ・ ・ ・	13
3. 骨組の耐震補強	・ ・ ・ ・	14
3.1 柱梁接合部の補強	・ ・ ・ ・	14
3.1.1 実験概要	・ ・ ・ ・	14
3.1.2 実験結果の概要	・ ・ ・ ・	16
3.1.3 補強梁端接合部の変形特性と破壊性状	・ ・ ・ ・	17
3.1.4 累積塑性変形能力の向上	・ ・ ・ ・	19
3.2 ダンパーによる応答低減効果	・ ・ ・ ・	20
3.2.1 実験方法	・ ・ ・ ・	20
3.2.2 実験結果	・ ・ ・ ・	22
4. 超高層建物の室内被害に関する実験	・ ・ ・ ・	25
4.1 実験方針	・ ・ ・ ・	25
4.2 室内実験システム概要	・ ・ ・ ・	25
4.3 入力地震動の設定	・ ・ ・ ・	28
4.4 実験結果	・ ・ ・ ・	30
4.4.1 超高層建物実験	・ ・ ・ ・	30
4.4.2 低層建物実験	・ ・ ・ ・	35
4.4.3 室内被害が人に与える影響	・ ・ ・ ・	39
5. まとめ	・ ・ ・ ・	42

## 1. はじめに

今世紀前半のうちにほぼ確実に東海・東南海・南海地震が発生すると考えられています。海溝型の巨大地震が発生すると、数秒以上の卓越周期をもつ継続時間の長い長周期地震動が、首都を代表とする大都市に伝わり、数多く存在する超高層建物に大きな影響を与えます。社会の中核機能を担う超高層建物群が地震によって大きな被害を受ければ、社会に対する影響は甚大です。したがって、長周期地震動を受ける超高層建物について、骨組の耐震性、室内の被害様相を総合的に検証することは切迫した極めて重要な課題です。

既存の超高層建物が、重度の損傷および機能損失を受ければ、大規模な補修や、場合によっては取り壊しも避けられない事態に陥ります。こうしたことを未然に防ぐ観点から、超高層建物の耐震性能を見直し、耐震性能が不足する場合については、骨組補強によって塑性変形能力を確保する、ダンパーの導入によって建物の応答を低減する、等の対策が望まれます。

居住者の安全性の観点から見れば、大地震時において超高層建物に大振幅の床の揺れが発生すると、内部のオフィス空間や住宅では、家具の移動や転倒、什器等の飛散等が生じ、人に対して極めて危険な状況に陥ることが予測されます。したがって、超高層建物内部のオフィス空間や住宅についても、家具等に適切な対策を講じることで、被害を最小限に抑える必要があります。

こうした背景のもと、文部科学省により平成 19 年度より開始された 5 ヶ年間の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」の一環として、「都市施設の耐震性評価・機能確保に関する研究／長周期地震動による被害軽減対策の研究開発」が実施されました。ここでは、防災科学技術研究所が運用する実大三次元震動破壊実験施設、E-ディフェンス(図 1)を用いた大規模実験に基づく研究計画が策定され、以下の研究項目(i), (ii), (iii)に対応する計 3 回の実験が、平成 19 年度、平成 21 年度および平成 23 年度に実施されました。

(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

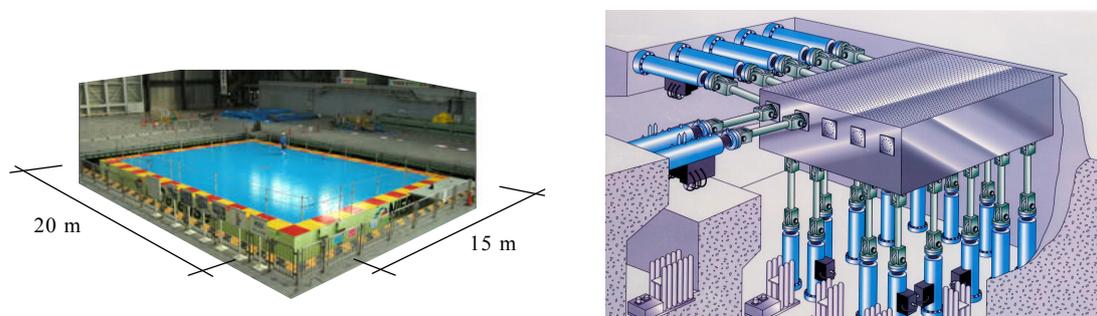


図 1 E-ディフェンス (左：振動台の上部写真，右：内部の加振装置図)

図 2 に研究体制を示します。E-ディフェンスを運用する防災科学技術研究所が、防災施策を推進する公的研究所、関連する研究に取り組む大学、および実践への展開を担う産業界とともにスクラムを組みました。また、研究の進展および成果の展開などプロジェクト全体を俯瞰し適切な助言を与える、「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 東京工業大学名誉教授)」が設置されました。

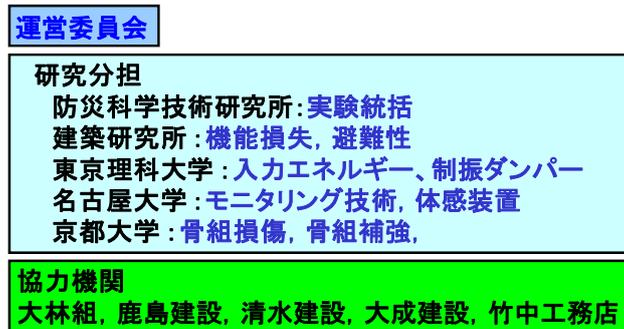


図 2 「長周期地震動による被害軽減対策の研究開発」における研究体制

E-ディフェンスは、文部科学省が兵庫県南部地震における被害を受けて建設した世界最大の振動台です。重さ 1200 t の構造物を震度 7 の地震動で揺さぶることができ、これを用いて、6 階建ての鉄筋コンクリート造建物、4 階建ての鉄骨造建物など、実建物に対する実験が数多く実施されています。しかし、相手が超高層建物となると、これを振動台にそのまま載せることはできません(図 3 は、いままでに最も多く建設された高さ 80 m 程度の超高層建物と振動台の比較)。このような条件下において、本研究では、超高層建物から切り出した部分骨組を対象として、実際の揺れのなかで超高層建物が被る損傷を直接表現しうる振動破壊実験を実施するという、世界的にも過去に例のない実験手法の開発に取り組みました。

以降においては、超高層建物の骨組の耐震性能に関する実験内容として、平成 19 年度と

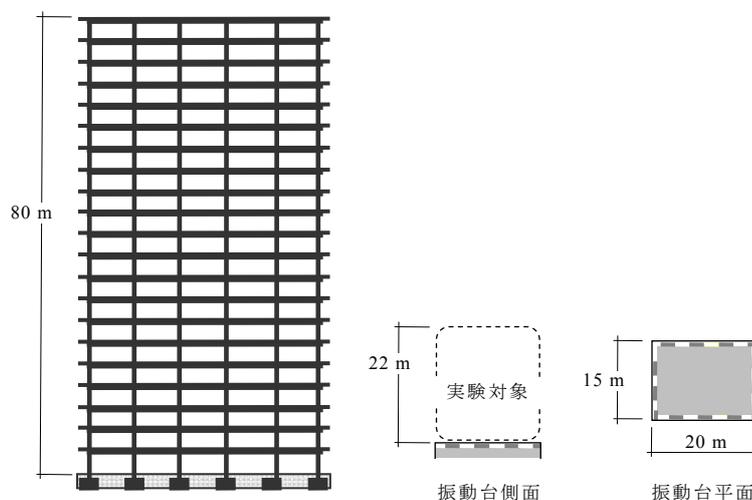


図 3 平均的な超高層建物と E-ディフェンスの比較

平成 21 年度の実験内容を前半に示します。この内容は主に、設計や耐震改修に関連する技術資料として利用されることを想定しました。後半では、室内の被害様相と対策の効果を対象とした平成 23 年度の実験内容を紹介します。この内容は主に、自治体やオフィスビル関係者、マンション住民に防災資料として利用されることを想定しました。

## 2. 超高層建物の骨組実験

### 2.1 実験概要

本実験では、特に初期の超高層建物の主流を占めた鋼構造骨組を対象とし、耐震性能の評価、検証を行いました<sup>1)~6)</sup>。建物の高さについては、数の多い 80 m 程度を対象としました。まず、振動台上に最大レベルの鋼構造骨組を用意し、そのうえに上層部分と同等の地震応答が生じるように設計された実験装置を取り付けました。以下に、その設計手順を述べます。なお、各数値については、設計資料<sup>8), 9)</sup>を参照して平均的な値を採用しました。

図4は、高さ80 mの建物に対する数値モデル（21層モデル）です。振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しました。各階の層せん断力と層間変形の間をトリリニア骨格曲線とし、まず、初期剛性については、1次固有周期 $T_1$ が建物高さ $H=80$  mの0.03倍（2.4秒）となるように与えました。このとき、高さ方向の剛性分布と強度分布は $A_1$ 分布に基づいて決めています。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倍としました。 $C_b$ は、標準せん断力係数 $C_0$ を0.3とし、 $T_1$ に反比例すると仮定して0.125としました。この21層モデルの上層部は5層ごとに縮約することとし、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 $K_e$ としました。降伏強度は5層の平均強度 $Q_{ve}$ としました。

縮約層の実験装置はコンクリート版と積層ゴムからなる実験装置によって表現しました。骨組実験システムの床伏図と軸組図を図5に示します。その重量分布と部材諸元を表1に示します。骨組部については、鋼材の材料として当時よく用いられたSM50Aに近いSM490Aを採用しました。骨組に対して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、部材寸法等を選定しました。柱は溶接組立箱形断面で、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程度としました。梁については、G1梁およびG4梁を初期の超高層建物に使用された断面<sup>10)</sup>としました。柱梁接合部の詳細図を図6に示します。内ダイアフラムを付けた柱貫通形式の

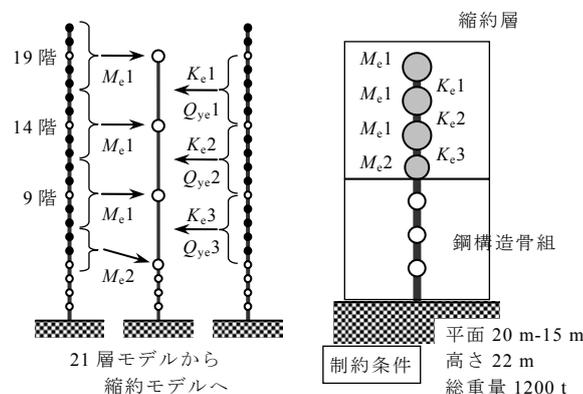


図 4 骨組実験システム用モデル

表 1 骨組実験システムの諸元

(a) 骨組実験システムの重量分布				(b) 部材諸元	
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
総重量 1119 t					G5 H-650 x 199 x 9 x 14

柱梁接合部を採用し、G1梁には工場溶接接合部、G4梁には現場溶接接合部を適用しました。

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、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ました。下層の骨組部分には、そうした初期の構造詳細を採用しました。上層部分の設計概要を図7に示します。柱位置に対応する単体積層ゴム6基に加えて、鋼製U型ダンパーと

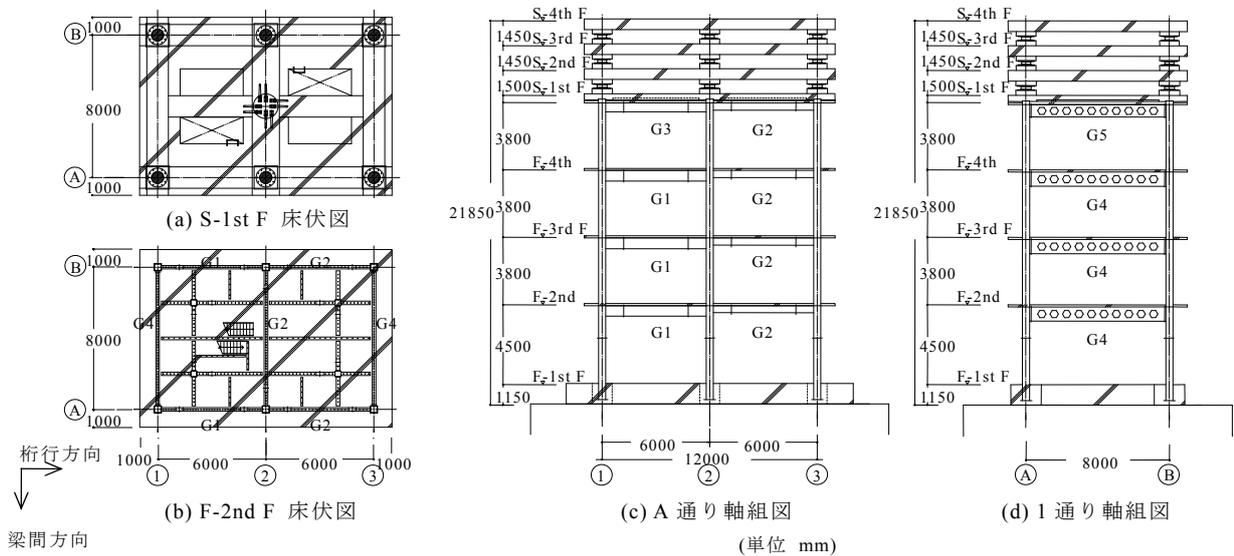


図 5 骨組実験システム

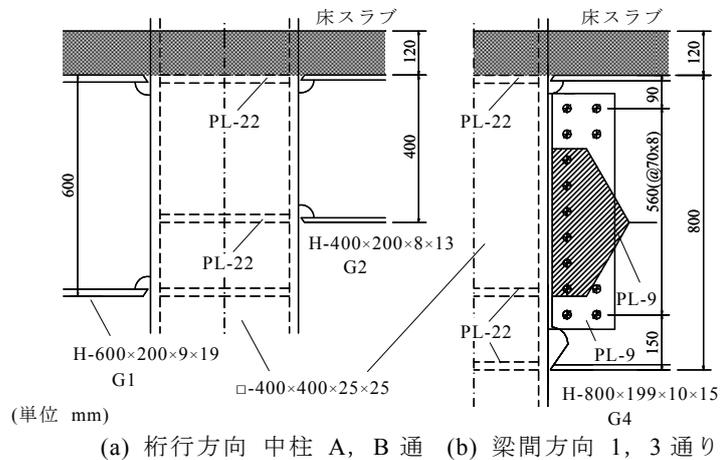


図 6 下層骨組部の柱梁接合部

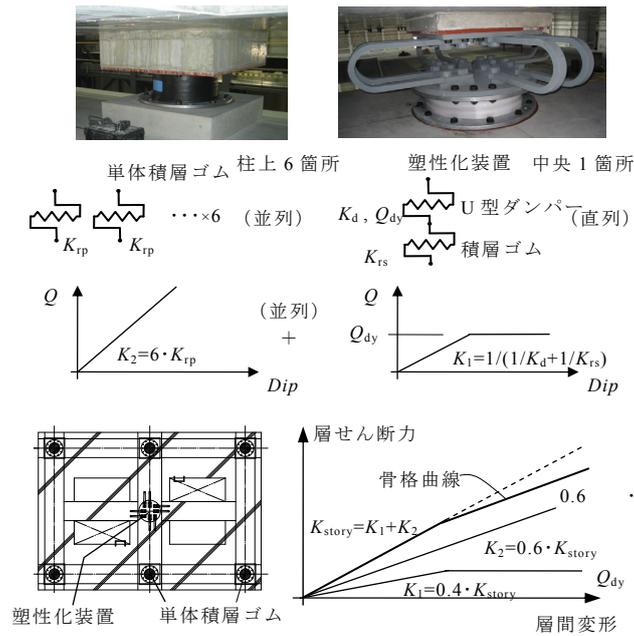


図7 上層部分の設計

積層ゴムを直列に結合した塑性化装置1基を組み込みました。ここでは下層骨組の床スラブによる強度上昇を踏まえ、その強度上昇率として1.2を上層部分の強度 $Q_{ye}$ に反映しました。

## 2.2 実験用骨組の準備状況

図8に実験用骨組の製作状況を示します。工場内において溶接されたブラケット付きの通し柱は、1層目中央で鉄筋コンクリート基礎に埋め込まれた固定柱脚と結合しました。ブラケットが取り付く桁行方向と直行の梁間方向の柱梁接合部を現場で溶接しました。その後、



(a) 工場での柱梁接合部溶接 (c) 屋外での現場溶接



(b) 屋外での骨組製作 (d) 振動台への設置と組立

図8 実験用骨組の製作状況



図9 骨組実験システムの全景

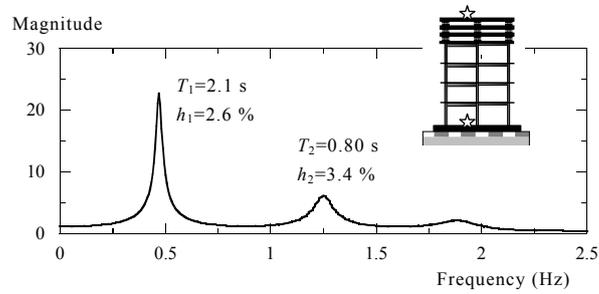


図10 基礎と頂部の伝達関数

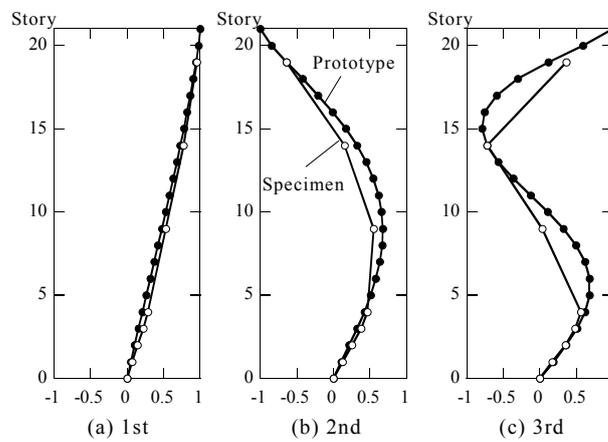


図11 モード形状の再現性

全ての柱梁接合部に対してUT検査を施し、現在の規定において不合格になるような欠陥が存在しないことを確認しました。屋外においてコンクリート床スラブの打設までを終えた後に骨組を施設屋内に搬入し、鉄筋コンクリート基礎を振動台に緊結しました。さらに、積層ゴムと塑性化装置を介しつつコンクリート版を載せていき実験システムを完成しました。図9に振動台上の実験システムを示します。

実験前に実施したホワイトノイズ加振による応答評価について、伝達関数を図10に示します。また、実験システムのモード形状と21層モデルのモード形状を、縦軸を階数として

図11に示します。加振では、弾性域と見なせるほぼ最大の加振（骨組の層間変形角0.004-0.005 rad）において得られた結果を採用しました。実験システムが実現した1次固有周期 $T_1$ は、桁行方向で2.13秒、梁間方向で2.24秒となり、平均的な高さ80mの超高層建物の1次固有周期に相当しました。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%となりました。モード形状（上層部分是对应する19階、14階、9階にプロット）について、実験システムと21層モデルのモード形状は、1次モードにおいて一致し、2次モード、3次モードについても良い対応を示しています。

### 2.3 入力地震動

実験において用いた入力地震動の一覧を表2に示します。まず、設計で考えられていた地震時の応答性状を確認するために、設計に用いられてきたエルセントロ波を採用しました。実験では、現行の大地震想定レベル（レベル2）の規定に合わせて最大速度を0.5 m/secとしました（以降、EL2波）。そして、長周期地震動として、東海地震で川崎市に予測される東扇島波<sup>11)</sup>と、東海・東南海地震で名古屋に予測される三の丸波<sup>12)</sup>の2つの人工波を採用しました。本実験では、骨組の終局破壊時までの変形性能を同定することを目的としており、予測波のなかでも大きな地震力を有するものを採用しました。実験は水平2方向の同時加振です。図12には入力地震動のNS成分の時刻歴波形を示します。主要動の継続時間はEL2波で50秒程度であるのに対して、東扇島波、三の丸波では100~200秒です。

それぞれの入力地震動の速度応答スペクトルを図13に示します。骨組実験システムに想定した固有周期2.4秒におけるスペクトル値が大きい方向成分（EL2波はNS成分、東扇島波はNS成分、三の丸波はEW成分）を桁行方向と一致させました。本実験システムの1次固有周期付近でのスペクトル値は、東扇島波でEL2波と同程度、三の丸波でEL2波の1.5倍程度となりました。

表2 地震動一覧

地震動	サイト	想定地震	震度	最大加速度	備考
EL2波	-	-	6強	4.7 m/s <sup>2</sup>	設計用
東扇島波	川崎市	東海地震	5強	1.5 m/s <sup>2</sup>	予測波
三の丸波	名古屋市	東海・東南海地震	5強	1.7 m/s <sup>2</sup>	予測波

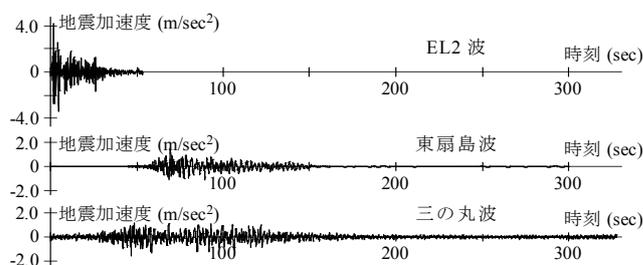


図12 入力地震動の時刻歴波形

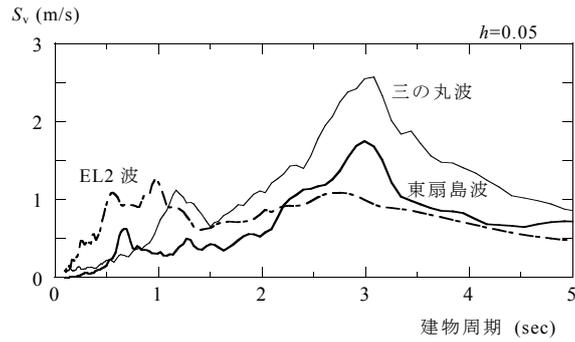


図 13 桁行方向への入力地震動の速度応答スペクトル

## 2.4 鋼構造骨組の耐震性

### 2.4.1 実験結果の概要

加振時における骨組の状況を図14に示します。梁の端部（根元）が降伏し、梁の端部に骨組の変形が集中しました。これは、梁よりも柱を強くするという、超高層建物の設計において意図される条件が反映されています。以降では、桁行方向について、実験システムの地震応答性状および骨組部の変形性状を見ていきます。図15に骨組部の2層目の層間変形角の時刻歴波形を示します。EL2波加振において、層間変形角の最大値は、設計で規定さ



図 14 加振中の柱梁接合部

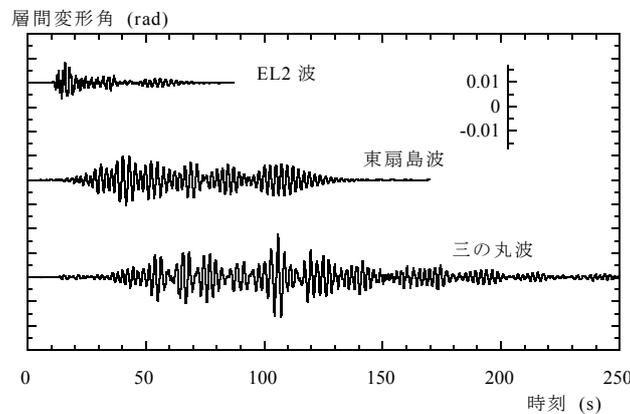


図 15 骨組の2階に生じた層間変形角の時刻歴波

れた0.01 radよりも約10 %小さくなりました。東扇島波での最大値は0.01 rad程度となり、三の丸波での最大値はその1.7倍程度となりました。したがって、骨組の最大層間変形角の相対関係は、先速度応答スペクトル振幅の関係とほぼ同様といえます。一方、地震応答の継続時間と、それに伴う層間変形の繰り返し回数は大きく異なります。すなわち、長周期地震動を受ける超高層建物の骨組は、設計で考えられていた変形の数倍もの大変形を一気に受けるのではなく、設計で考えられていた値の1.5倍程度までの変形を何度も繰り返し受けます。それが、建物に入力されるエネルギーに反映されます。図16には、桁行方向における総入力エネルギーを示します。その値は、東扇島波ではEL2波の約4倍、三の丸波ではEL2波の約9倍に達しました。

加振はEL2波、東扇島波、三の丸波の順で行われました。梁間方向、桁行方向の各層（1～4層目）に生じた最大層間変形角を図17に示します。実験において、東扇島波加振までに、骨組部に構造上の顕著な損傷は見られませんでした。しかし三の丸波加振においては、現場溶接接合した梁間方向の柱梁接合部部のうち4箇所にも梁下フランジ破断が生じました。工場溶接接合した桁行方向の柱梁接合部については、このとき破断は見られず、その後は、桁行方向に対する一方向加振に切り替えて実験を続行し、三の丸波加振の3回目において、工場接合部の梁下フランジのうち2ヶ所に破断が生じました。

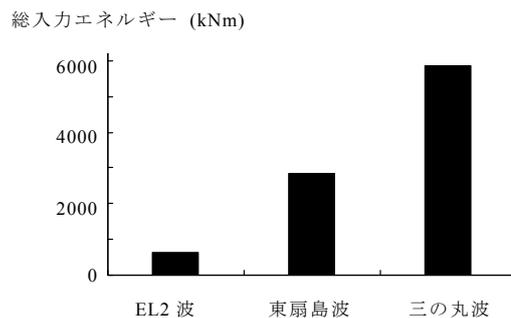


図 16 総入力エネルギー

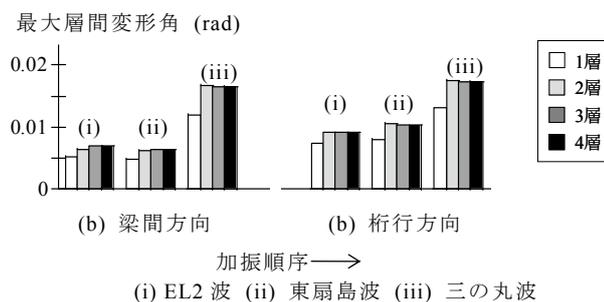


図 17 各加振に対する最大層間変形角

#### 2.4.2 柱梁接合部の変形特性に関する分析

骨組部のG1梁の端部（工場溶接接合部）、G3梁の端部（現場溶接接合部）のすべてについて、図18に示すように水平変位計を設置し、梁端接合部の回転角（梁端回転角） $\theta$ を求めました。図19に三の丸波加振の1回目における3層目床レベルの梁について、梁端回転角

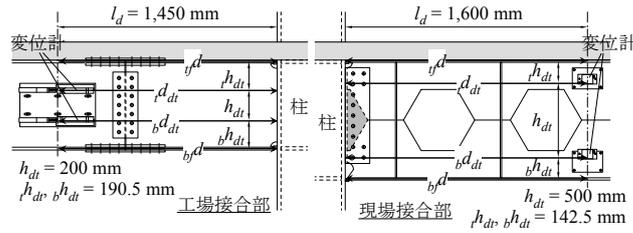


図 18 梁端部における回転角の測定方法

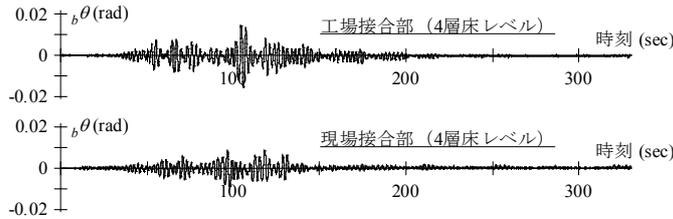


図 19 梁端部における回転角の時刻歴波形（三の丸波加振）

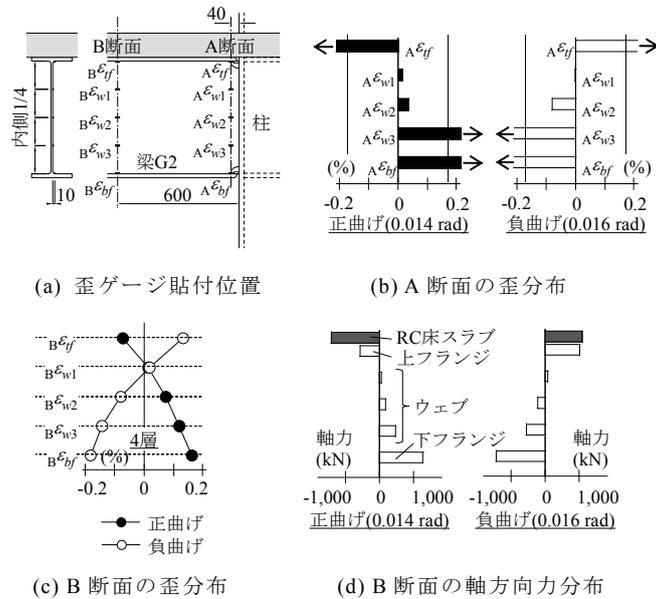


図 20 工場溶接接合部の梁端における歪分布および軸方向力分布

$\theta$  の時刻歴波形を示します。柱梁接合部は、長時間にわたって多数回の梁端回転角を経験しています。以下では、この三の丸波加振の1回目の最大回転角時について、柱梁接合部の変形特性および応力伝達特性を示します。

梁端曲げモーメントについて、床スラブが圧縮力を受ける側を正曲げ、引張力を受ける側を負曲げと呼びます。図20 (a)に、工場溶接接合部の梁端に貼付した歪ゲージの位置を示します。接合部近傍のA断面の歪分布を図20 (b)に示します。正曲げ側と負曲げ側において梁上フランジと梁下フランジが降伏しています。同断面位置の梁ウェブの歪 ( $\epsilon_{w1}$ ,  $\epsilon_{w2}$ ,  $\epsilon_{w3}$  : 1位置, 2位置, 3位置) を見ると、梁下フランジに近い3位置の梁ウェブのみ、正曲げ時、負曲げ時に関わらず降伏しています。弾性にとどまったB断面の歪分布を図20 (c)に示します。分布はほぼ直線となっており、歪みが0となる中立軸高さは中心より上 (1位置

付近)に位置しています。ここで、B断面の各位置の歪から応力分布を仮定して床スラブの負担軸力を求め、その結果を図20(d)に示します。正曲げ時のスラブ軸力は、梁下フランジの軸力(降伏軸力の90%程度)と同程度、負曲げ時のスラブ軸力は、その70%程度に達しています。床スラブが負担する軸力は梁フランジの降伏強度に相当する大きさであり、この影響により、正曲げ、負曲げ時のいずれにおいても梁断面の中立軸高さが上昇しました。

現場溶接接合部では、梁ウェブがシャーププレートとボルト接合されています。そのシャーププレートの上下位置(梁フランジの内側面から150mmの位置)にパイ型変位計を設置し、梁ウェブとシャーププレートのすべりを計測しました。4層目床レベルの現場溶接接合部における計測結果を図21に示します。シャーププレートの上位置よりも下位置においてすべりが顕著に大きく、また、上位置の値は常に柱から梁ウェブが離れた領域にあります。このすべり性状は、ボルト接合部におけるウェブ応力の伝達効率が低いこと、さらに接合部の変形が床スラブの軸力の影響を受けていることを示しています。なお、4層目床レベルの現場溶接接合部の梁下フランジは破断したため、その後、すべり変位はさらに大きくなっています(グレーの線)。

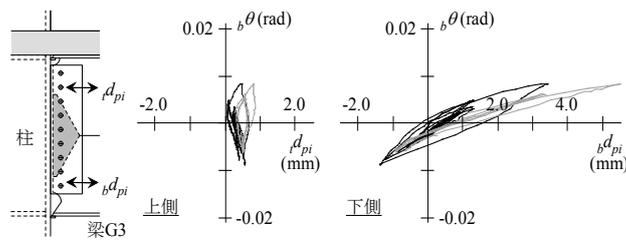


図 21 現場溶接接合部におけるシャーププレートのすべり性状

### 2.4.3 柱梁接合部の累積塑性変形能力評価

4層目床レベルの工場溶接接合部と3層目床レベルおよび4層目床レベルの現場溶接接合部に作用する接合部モーメント $jM$ と梁端回転角 $b\theta$ の関係を図22に示します。接合部モーメントについては、柱と梁の弾性にとどまる断面における歪分布を軸応力分布に置換し、同断面の曲げモーメントを求め、これを外挿して評価しました。工場溶接接合部と現場溶接接合部のいずれも、 $jM$ と梁端回転角 $b\theta$ の関係は、梁下フランジ破断前の安定した履歴と、破断後の急激な耐力低下を表しています。加振終了後の観察では、いずれの場合もスカラップ底の亀裂を起点に梁下フランジが破断したと判断されました。現場溶接接合部の場合では、梁下フランジ側のスカラップがフランジの開先面に直接入り込む条件(図6(b))のため、亀裂発生位置は、溶接金属と梁下フランジ母材の境界付近のボンド部となりました。

本研究では、柱梁接合部の梁端における塑性変形能力の指標として、接合部梁端モーメントと梁端回転角の関係から求まる累積塑性回転角 $\Sigma_b\theta_{pr}$ を用います。この指標では、接合部モーメントが0の時に残留する梁端塑性回転角を累積することにより、多数回の繰り返し変形に対する限界性能を合理的に評価できると考えました。全ての加振において経験した塑性回転角の累積値を図23に示します。検証対象とした柱梁接合部のうち、実験において破断が確認された現場溶接接合部の4箇所、工場溶接接合部の2箇所は、それまでの値

を黒の棒グラフで示しています。一方、破断しなかったものについては、白の棒グラフで示しており、それ以上の能力を有していたことを意味します。破断した接合部について累積塑性回転角 $\Sigma_b \theta_{pr}$ の平均値を比較すると、工場溶接接合部の値は、現場溶接接合部の値の約5倍となりました。

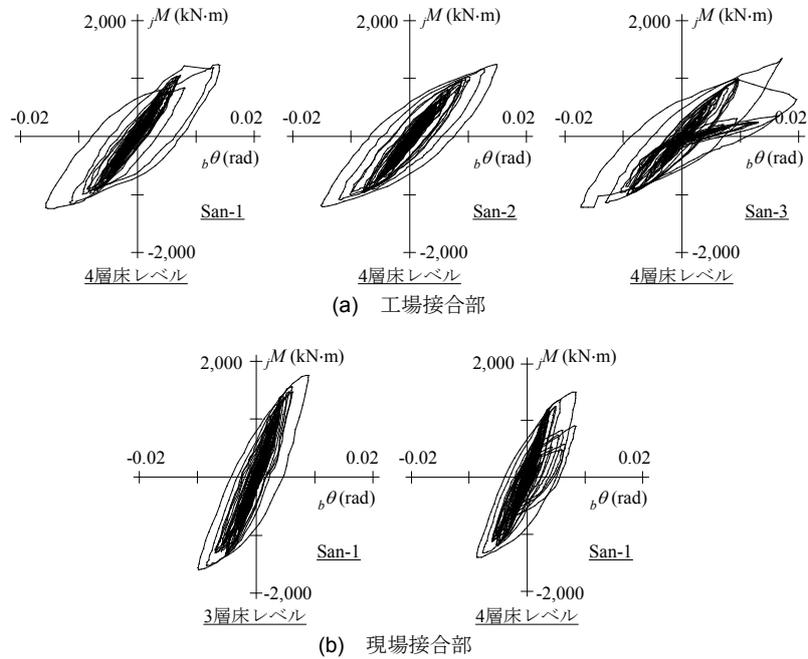


図 22 柱梁接合部梁端における曲げモーメントと回転角の関係

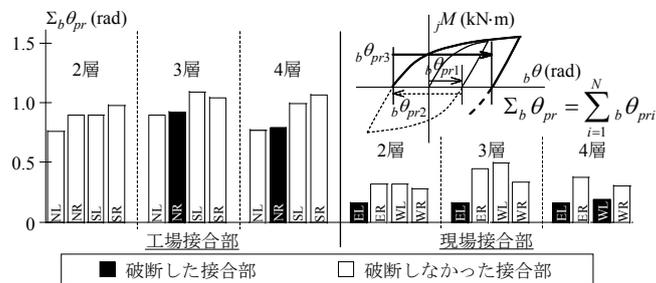


図 23 累積塑性回転角に基づく変形性能評価

#### 2.4.4 変形能力に対する考察

日本建築学会の鋼構造接合部設計指針では接合部強度比を 1.35 以上とすることを推奨しています。本骨組実験システムにおける接合部強度比は、工場溶接接合部で 1.30、3 層目床レベルの現場溶接接合部で 1.07、4 層目床レベルの現場溶接接合部で 0.98 となり、現場溶接接合部では推奨値を下回りました。すなわち、現場溶接接合部の場合、接合部強度比が工場溶接接合部の場合よりも小さく、変形性能に対して相対的に厳しい条件と評価されます。それに加えて本実験では、RC 床スラブ存在により、接合部梁端での変形性状、応力伝達性状が破断に対して厳しい条件になる状況が示されました。すなわち、梁上フランジとともに RC 床スラブが軸力を負担するため、梁下フランジから中立軸が離れ、これ

により、下フランジの歪が増大し、特に、接合部近傍の塑性ひずみはその影響を大きく受けました。さらに、現場溶接接合部については、ウェブのボルト接合において顕著なすべりが確認されました。ウェブのボルト接合において伝達しきれない応力は、下フランジに集中します。すなわち、1970年代の初期に建設された超高層建物の現場溶接接合部においては、接合部強度比の不足とともに、RC床スラブの存在と梁ウェブのボルト接合条件が、梁下フランジの破断に対する条件を相乗的に厳しくしたと考えられます。さらに、梁下フランジの破断はスカラップ底を起点としており、現場溶接接合部では、梁下フランジ側のスカラップが、フランジの開先面に直接入り込む条件のため、スカラップ底の亀裂発生位置が溶接金属とフランジ母材の境界付近のボンド部であったことが、溶接変形能力に影響を及ぼした可能性も指摘できます。

## 2.5 間仕切壁の損傷

平成19年度の実験では、骨組部に組み込んだドア付きの間仕切壁についても、層間変形角と損傷度の関係を検証しました。非構造部材の損傷は、建物の機能を低下させ経済的な損失をもたらします。また、ドアの開閉が不能となれば、建物の避難性にも大きく影響します。図24に骨組部の平面図と間仕切壁の配置を示します。梁間方向の②通りに約7600mmの幅でドアを2箇所組み込む間仕切壁を配しました。各加振によって、その方向に与えられた最大層間変形角を合わせて示しています。骨組部には、軽鉄下地間仕切壁とALC版間仕切壁を組み込みましたが、実験においてALC版間仕切壁の損傷は軽微であったため、

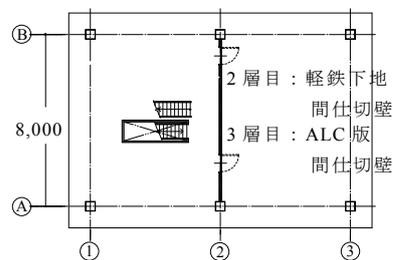


図24 間仕切壁の配置と最大層間変形角

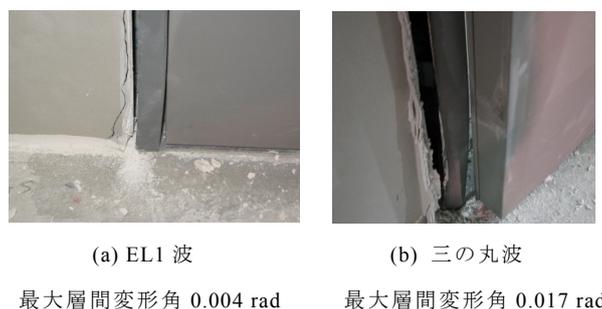
ここでは、内壁として一般的な軽鉄下地間仕切壁の損傷状況について述べます。

図25に、軽鉄下地間仕切壁の取り付け方を示します。軽鉄下地は、H型鋼梁にビスで固定された上部ランナーと、床スラブにコンクリートピンで固定された下部ランナーの間に、縦材スタッドが等間隔ではめ込まれ、これが骨格となります。その軽鉄下地の両面に石膏ボードが2重に貼り付けられました。ドアフレーム基部は床スラブに埋め込まれ、固定されました。また、周りの開口補強縦材は、下部とともに上部もランナーにビス留めされました。

実験における損傷状況を図26に示します。先に実施した最大速度を0.25 m/sとしたエルセントロ波（EL1波）による加振も対象とします。このとき、最大層間変形角は0.004 rad（最大層間変位は約15 mm）でしたが、軽鉄下地間仕切壁には、壁上隅角部において圧縮系の損傷が生じました。また、ドアフレーム基部周りの床スラブにひび割れが生じました。



図 25 軽鉄下地間仕切壁の設置状況



(a) EL1 波

(b) 三の丸波

最大層間変形角 0.004 rad

最大層間変形角 0.017 rad

図 26 軽鉄下地間仕切壁の損傷

層間変位によって壁が柱に押され（柱と壁のクリアランスは 10 mm）、壁の斜め方向に伝わる圧縮力によってドアフレーム下部に力が集中したと考えられます。その結果、ドアフレームが変形してドアと接触し、たてつけが悪くなりました。

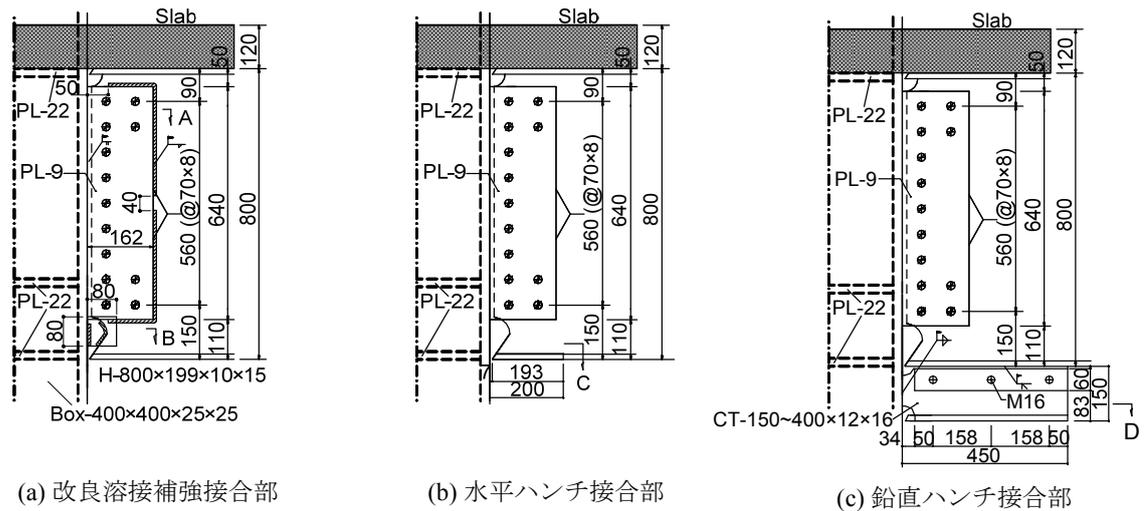
三の丸波において最大層間変形角が 0.017 rad（最大層間変位は約 60 mm）に達すると、上隅角部のボードが脱落し、ボードが浮き上がる範囲が壁の内側へ広がりました。また、ドアフレームは大きく変形し、ドアは開閉不能となる障害が生じました。ドアは面外座屈しました。これらのことから、建物内部に多用される軽鉄下地間仕切壁については、設計で想定している程度の変形を受け場合でも、特にドア周りの損傷が進行し、ドアの開閉に支障が生じること、また、最大層間変形角が設計で想定する値の 1.5 倍、すなわち 0.015 rad 程度に達するとドアフレームの変形によってドアが強く拘束され、ドアの開閉が不能になる問題が示されました。

### 3. 骨組の耐震補強

#### 3.1 柱梁接合部の補強

##### 3.1.1 実験概要

19 年度実験による骨組部の柱梁接合部における梁端破断の被害を踏まえて、平成 21 年度には、骨組実験システムを再度準備し、柱梁接合部補強による骨組の変形能力の向上について検証しました。骨組部では、同様に、桁行方向には 600 mm の溶接組み立て H 形梁が、梁間方向には梁せい 800 mm のハニカム梁が、変形能力に関する実験対象として組み込まれました。平成 19 年度実験において工場接合形式の柱梁接合部の性能が高かったため、



(a) 改良溶接補強接合部

(b) 水平ハンチ接合部

(c) 鉛直ハンチ接合部

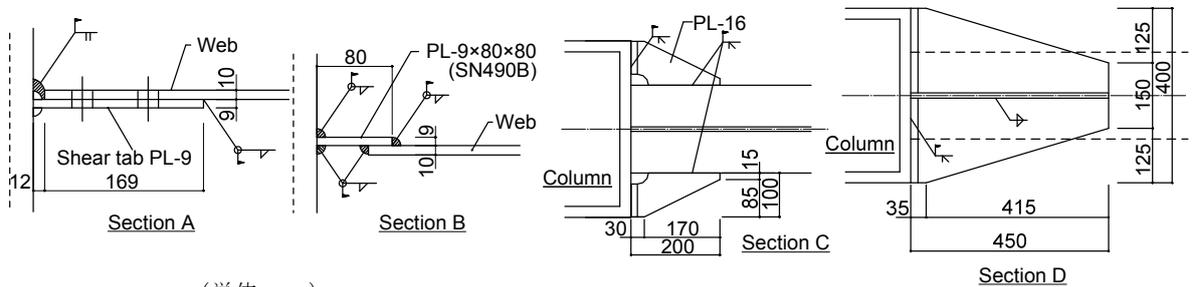


図 27 補強柱梁接合部

工場溶接接合形式であった桁行方向の梁せい 600 mm の G1 梁についても、現場接合形式の柱梁接合部に代えて、現場溶接接合部に対する補強の効果を検証することにしました。

図 27(a)～図 27(c)に本実験で用いた 3 種類の補強接合部を示します。骨組部の 24 箇所の補強対象柱梁接合部のうち、ウェブ溶接補強接合部を 4 箇所に、水平ハンチ補強接合部を 12 箇所に、鉛直ハンチ補強接合部を 8 箇所に採用しました。

図 27 (a)に示すウェブ溶接補強接合部では、梁ウェブ接合部の応力負担を増加させ、梁フランジ接合部への歪集中を緩和することを意図しました。シヤーププレート周りを溶接補強し、さらに梁ウェブと柱表面を溶接しました (Section A)。また、梁下フランジ側のスカラップをふさぐように付加的なプレートを開肉溶接により梁ウェブ表面に取り付けています (Section B)。この補強方法の場合、大きな鋼材を新たに持ち込む必要はありません。

図 27(b)に示す水平ハンチにより補強した柱梁接合部では、梁下フランジに直接、水平ハンチを取り付けることで、梁下フランジの断面積を増加させ、梁下フランジへの歪集中を緩和することを意図しました。水平ハンチは、できるだけ広げることとし、柱表面位置でのハンチの幅は、柱幅 (400 mm) と等しくする拡幅 100 mm としました。ハンチには既存の梁下フランジの溶接線と交差しないための半径 25 mm のスカラップを設ける必要があったため、その分を差し引いた 75 mm がハンチの有効幅となりました。ハンチ厚は、梁下フランジと同じく 19 mm としました。そして、ハンチの有効幅に基づいて求まるハンチと柱表面の接合部の引張強度が、ハンチと梁下フランジの溶接接合部のせん断応力によって梁下フランジに伝達されるという条件から、ハンチの長さ (200 mm) を決定しました。

図 27 (c)に示す鉛直ハンチにより補強した柱梁接合部を示します。鉛直ハンチによる補強は、梁下フランジよりも下で作業することができます。また、既存の余盛りやエンドタ

ブなどが障害となり水平ハンチを取り付けられない場合にも適用できます。鉛直ハンチ（CT-150×150～400×12×19）の重さは、現場において人間 1 人が手で持ち上げられることとし、3.0 kg 程度としました。水平ハンチと同様に柱表面位置での鉛直ハンチのフランジ幅は、柱幅（400 mm）を基本とし、フランジ厚は、梁下フランジと同じ 19 mm としました。ただし、ハンチのフランジ位置には内ダイヤフラムがないため、ハンチの左右端から柱の板厚の 3.5 倍だけ内側に入った部分をハンチの有効幅（175 mm）として強度評価に取り入れました。有効幅から求まるハンチのフランジ接合部の引張強度を、ハンチのウェブと梁下フランジの接合部におけるせん断応力により伝達するものとし、ハンチの溶接長さ（450 mm）を決定しました。

梁の全塑性モーメントに対する、接合部の最大曲げ耐力の比  $jM_u / bM_p$ （接合部強度比）について、設計段階では、 $bM_p$  は鋼梁の全塑性モーメント、 $jM_u$  は接合部の最大曲げ耐力を対象としました。平成 19 年度実験においては、柱梁強度比は、工場溶接接合部で 1.30、3 層目床レベルの現場溶接接合部で 1.07、4 層目床レベルの現場溶接接合部で 0.98 でした。本提案接合部は、溶接補強接合部で 1.25、水平ハンチ接合部で 1.42、鉛直ハンチ接合部で 1.55 になりました。

### 3. 1. 2 実験結果の概要

レベル 1（最大速度を 0.25 m/s）、レベル 2（最大速度を 0.5 m/s）のエルセントロ波（以下、それぞれ EL1, EL2）、東扇島波、5 回の三の丸波加振より得られた骨組実験システム 1～3 層目の最大層間変形角を図 28 に示します。桁行方向、梁間方向のいずれにおいても、加振レベルの増加とともに最大層間変形角応答が徐々に大きくなる傾向にあります。EL1 波、EL2 波に対する最大層間変形角は、それぞれ設計限界値 0.005 rad、0.01 rad よりも小さくなりました。1 回目の三の丸波加振に対する最大層間変形角は、桁行方向で 0.015 rad 程度、梁間方向で 0.013 rad 程度となり、柱梁接合部に亀裂等の損傷は見られませんでした。桁行方向の柱梁接合部については、3 回目の三の丸波加振で 3 箇所破断が生じ、最大層間変形角は 0.022 rad に達しました。その後、梁間方向に対してさらに 2 回の三の丸波加振を行い、5 回目の三の丸波加振において柱梁接合部のうち 3 箇所が破断し、最大層間変形角は 0.017 rad に達しました。19 年年度の実験では、1 回目の三の丸波加振において、補強を施していない現場接合形式の柱梁接合部（以降、無補強接合部）のうち 3 箇所が破断し

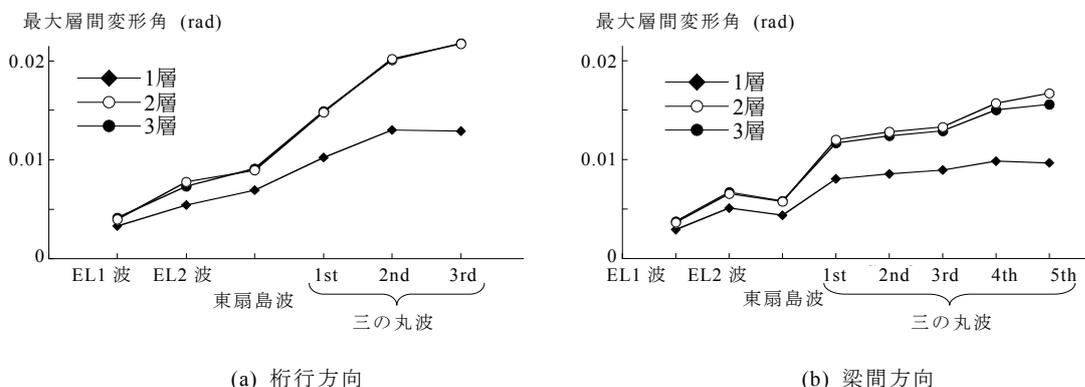


図 28 実験における最大層間変形角

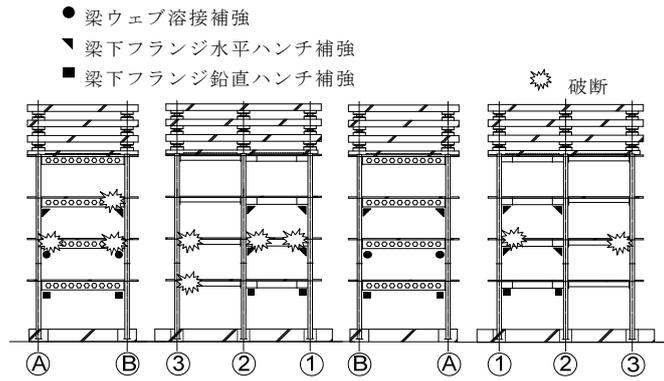


図 29 骨組における梁端の破断状況

ました。図 29 は骨組実験システムの立面図で、図中には全加振終了時において破断していた柱梁接合部の場所を示しています。その結果、全部で 4 箇所配された溶接補強接合部では 2 箇所が破断し、全部で 12 箇所あった水平ハンチ補強接合部では 4 箇所が破断しました。全部で 8 箇所あった鉛直ハンチ補強接合部では破断は生じませんでした。

### 3. 1. 3. 補強梁端接合部の変形特性と破壊性状

図 30 は、(a)ウェブ溶接補強接合部、(b)水平ハンチ補強接合部、(c)鉛直ハンチ補強接合部の梁端履歴を示しています。縦軸には、梁端に作用した曲げモーメント（接合部モーメント） $jM$  を、横軸には梁端回転角  ${}_b\theta$  をとっています。いずれの接合部も紡錘形の履歴形状を示し、回転角が繰り返されることで塑性変形が蓄積しています。縦軸の接合部耐力については、(c)鉛直ハンチ補強接合部において、(a)ウェブ溶接補強接合部、(b)水平ハンチ補強接合部の値よりも大きくなっています。これは、接合部が弾性に留まり、降伏ヒンジ部分が、ハンチの先端に移動したためで、他の補強では、接合部を弾性に留めるほどの補強量には至っていません。図 31 には、(a)ウェブ溶接補強接合部、および(b)水平ハンチ補

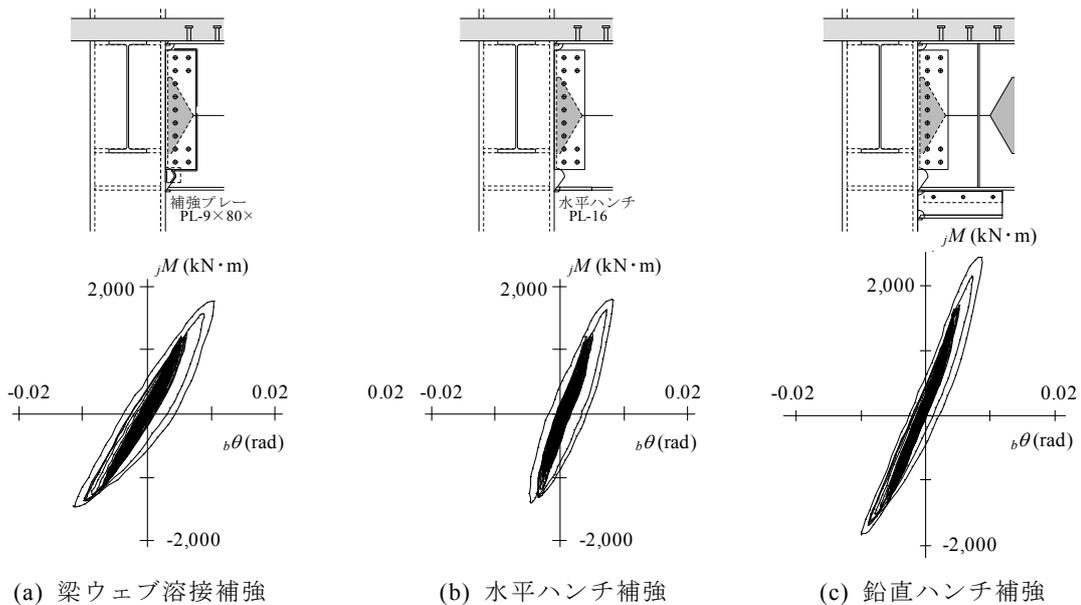


図 30 補強柱梁接合部の梁端履歴（4 回目の三の丸波加振）

強接合部の梁端ウェブとシヤプレートとのボルト接合部におけるすべり性状を示します。ここでは、シヤプレートの下位置におけるすべりを対象とし、梁端回転角の関係を示しています。ウェブ溶接補強の場合は、ウェブが直接、柱の表面に溶接されているため、すべりは小さく抑えられています。これにより、ウェブの応力伝達が向上しフランジへの応力負担が軽減されることとなります。一方、水平ハンチ補強の場合は、ウェブのすべりは無補強の場合と同様で、ウェブの応力伝達が小さい分、拡幅したフランジによって梁端接合部のフランジ応力を抑える必要があります。

こうした観点から、梁下フランジの歪分布を図 32 に示して比較します。縦軸には接合部が正曲げを受けるときの梁下フランジの歪  $\epsilon_y$ 、横軸には柱表面からの距離をとっています。ウェブ溶接補強、梁下水平ハンチ補強接合部の結果とあわせて、平成 19 年度実験での無補強の現場溶接接合部の結果を示します。梁せいが 600 mm (H600) と 800 mm (H800) の場合があり、その両方の結果を示しています。いずれの接合部も、層間変形角が 0.015~0.02 rad に至った時点での結果であり、図中の  $\epsilon_y$  は降伏歪を示しています。無補強接合部では、梁下フランジの柱表面から 40 mm 離れた接合部近傍での歪が 3.0 % を超えており、柱表面

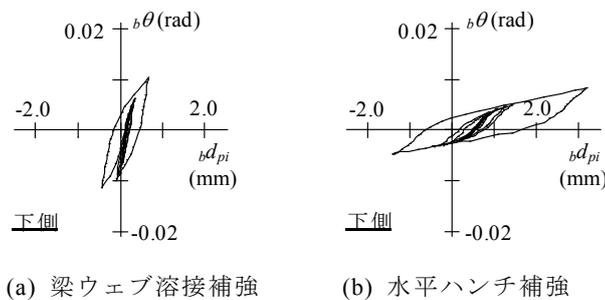


図 31 シヤプレートのすべり性状 (4 回目の三の丸波加振)

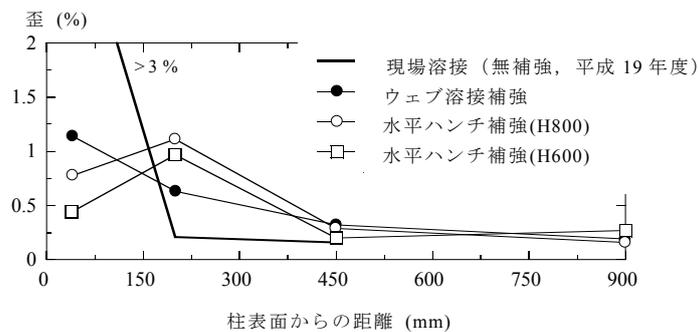


図 32 梁下フランジの材軸方向に対する歪分布



(a) 梁ウェブ溶接補強 (b) 梁下フランジ水平ハンチ

図 33 補強柱梁接合部の最終損傷状況

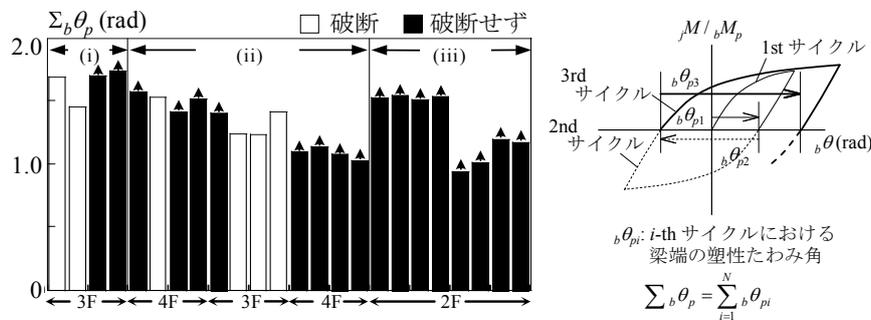
から離れると歪は極端に小さくなり，その位置では他の接合部と比べて最も小さくなっています。一方，ウェブ溶接補強接合部では，柱表面から 40 mm 離れた位置の歪が 1.1 % 程度となり，ウェブを溶接補強したことにより梁下フランジ接合部近傍での歪集中が緩和されています。水平ハンチ補強接合部では接合部近傍の歪はさらに軽減されました。接合部近傍での歪は，梁せい 600 mm で 0.5 %，梁せい 800 mm で 0.7 % となり，ハンチ先端（柱表面から 200 mm 離れた位置）での歪は，梁せい 600 mm，800 mm の場合ともに 1.0 % 程度の値となりました。下フランジの応力集中を緩和し降伏域が広がったことが分かります。

梁ウェブ溶接補強接合部と水平ハンチ補強接合部について，下フランジの破断状況を図 33 に示します。梁ウェブ溶接補強接合部では，最終的に梁下フランジがフランジ溶接境界部において破断しました。水平ハンチ補強接合部では梁下フランジハンチ先端部において梁下フランジ母材が破断しました。なお，鉛直ハンチ接合部では，ハンチ先端において梁下フランジに局部座屈が生じましたが，最後まで亀裂等の損傷は生じませんでした。

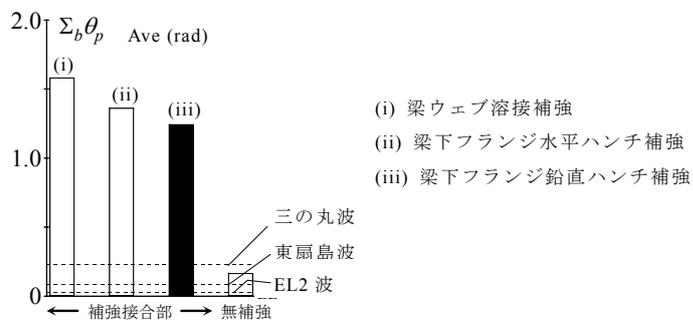
### 3. 1. 4 累積塑性変形能力の向上

図 34(a)に補強接合部の梁端塑性回転角 $\Sigma_b\theta_p$ を示します。梁端の降伏が確認された，EL2 波加振から実験終了時（各方向でいずれかの梁端が破断した三の丸波加振時）までの累積値で評価しています。実験終了時まで破断しなかった接合部は，区別するために黒塗りで示しています。破断が生じたウェブ溶接補強（図中(i)）および下フランジ水平ハンチ接合部（図中(ii)）の $\Sigma_b\theta_p$ の平均値は，それぞれ 1.58，1.36 rad となりました。

これらの破断した接合部の $\Sigma_b\theta_p$ の平均値と，同様に平成 19 年度実験で破断した現場溶接接合部の $\Sigma_b\theta_p$ の平均値を併せて図 34(b)に示します。なお，鉛直ハンチ接合部（図中(iii)）



(a)



(b)

図 34 (a) 補強した梁端における累積塑性回転角，(b) 補強による変形能力の向上

については、破断が生じなかったため、図 31 における 8 つ値の平均値とし、他の接合部と区別するため黒塗りで示しています。図中の点線は、EL2 波、東扇島波、三の丸波に対する梁端塑性たわみ角の要求値です。ここでの要求値は、各加振において最大層間変形角が最も大きかった 3 層目に位置する梁 (4 階床レベルの梁) の累積塑性回転角としています。

無補強の現場溶接接合部では、1 回目の三の丸波加振時に破断が生じ、これら破断した接合部における  $\Sigma_b\theta_p$  の平均値は 0.16 rad 程度でした。この値は、設計地震動である EL2 波に対する要求値を上回っています。しかし、三の丸波に対する要求値を下回っています。一方、ウェブ溶接もしくは下フランジ水平ハンチによって補強された接合部の  $\Sigma_b\theta_p$  の平均値は、無補強接合部の累積たわみ角よりも 8 倍程度大きく、また、三の丸波に対する要求値を大きく上回り、その 6 倍程度となりました。

### 3.2 ダンパーによる応答低減効果

#### 3.2.1 実験方法

実験システムの軸組図および伏図を図 35 に示します。本実験では、下層の鋼構造骨組内にブレース型ダンパーを配置しました。ダンパーの種類としては鋼製ダンパー (座屈拘束型) およびオイルダンパーを採用し、まず、鋼製ダンパーを配置した場合の実験を実施し、その後、オイルダンパーに交換してオイルダンパーを配置した場合の実験を実施しました。ダンパーの取り付け状況および計測条件を図 36、図 37 に示します。本研究では既存超高層建物に対する耐震改修を視野に入れているため、既存の床スラブコンクリートのはつり工事を行わない簡易な方法でダンパーを設置する方法を採用しました。ガセットプレートは、ダンパーの上限と考えられる強度に対して十分な耐力となるように設計しました。鋼材ダンパーのダンパー量については、実際の建物における配置条件を念頭に現実的であることを確かめたくため<sup>13)</sup>、等価な減衰が最も高くなると評価される値を採用しました。その結果、下層骨組の 2 層目と 3 層目において、骨組の水平剛性に対するダンパーの水平剛性の比は 2.3 倍、全体の水平耐力 (= 骨組+ダンパー) に対するダンパーの水平耐

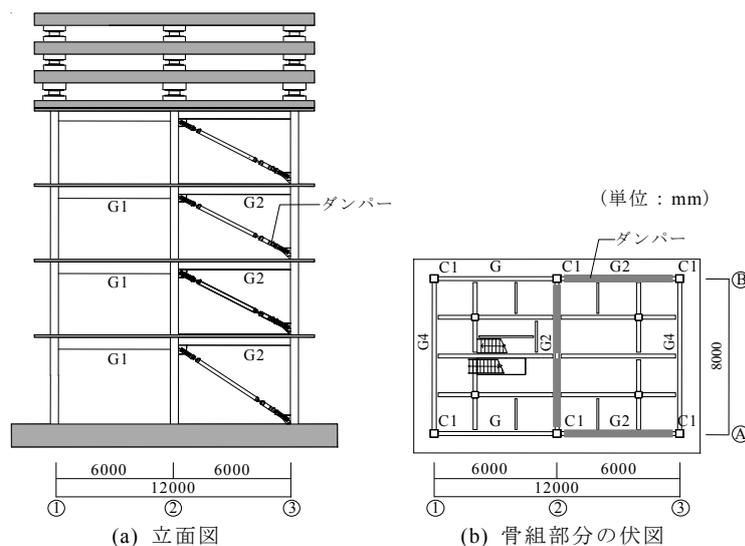


図 35 ダンパーの配置状況

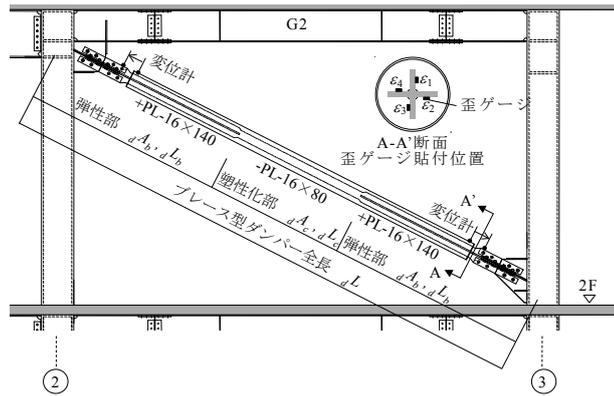


図 36 鋼製ダンパーの取り付け状況と計測条件

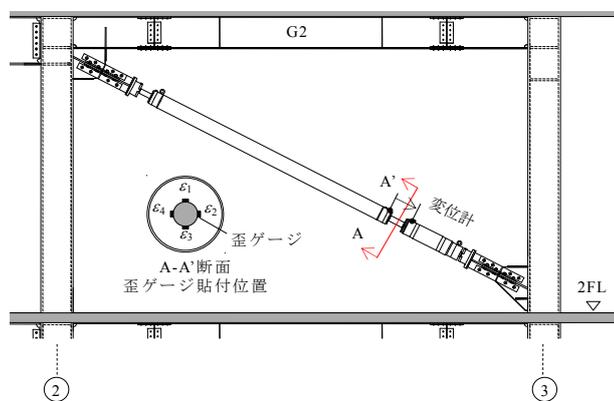


図 37 オイルダンパーの取り付け状況と計測条件

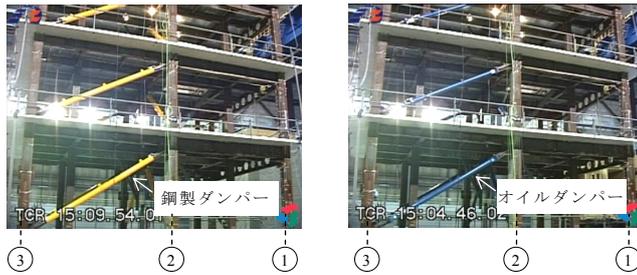
力の比は 26% となりました。一般にダンパー長さ  $dL$  に対する塑性化部長さ  $dL_c$  の比  $d\lambda_L$  を小さい値にするとダンパーの剛性が増加し骨組の負担せん断力が低減される傾向にありますが、ダンパーの塑性化部における歪が大きくなります。本実験ではなるべく  $d\lambda_L$  を小さくすることとし、設計において下限値に相当する 0.25 を採用しました。歪ゲージによってダンパーの荷重を、変位計によってダンパーの変位を計測しました。

オイルダンパーについては、荷重が頭打ちになるリリース荷重が鋼製ダンパーの降伏強度と同等になる 400 kN クラスのものとし、1 次粘性係数は 12500 kN/(m/s) としました。また、歪ゲージによってダンパーの荷重を、変位計によってダンパーの変位を計測しました。

加振状況と実験名称を図 38 に示します。以降では、平成 19 年度に実施したダンパーの無い条件を耐震試験体と呼びます。ダンパーを組み込んだ本実験条件を制振試験体と呼びます。本実験でも平成 19 年度実験と同じ入力波を用いましたが、ここでは、最もエネルギー入力の大きい三の丸波加振におけるダンパーの制振効果を考察します。



(a) 平成 19 年度実験 (名称: 耐震試験体)



(b) 平成 21 年度実験 (名称: 制振試験体)

図 38 加振状況と実験名称

### 3. 2. 2 実験結果

図 39 に三の丸波加振より得られた鋼製ダンパーの荷重  ${}_dF$  - 変位  ${}_d u$  履歴を示します。多数回の繰り返し変形が生じており、紡錘形のループを何度も描いています。材料試験結果に基づき計算した降伏強度  ${}_d F_y$  および初期剛性  ${}_d k$  を合わせて示します。変形が繰り返される条件下で降伏耐力や剛性の低下は見られず、ダンパーの性能が保持されていることが分かります。図 40 (a) と図 40 (b) には、オイルダンパーの荷重  ${}_d F$  - 変位  ${}_d u$  履歴、および荷重  ${}_d F$  - ダンパー速度  ${}_d \dot{u}$  (ダンパー変位  ${}_d u$  を微分) 関係を示します。オイルダンパーは速度に比例して荷重が上昇し、リリース荷重の設計値約 400 kN において、荷重が頭打ちとなる傾向を示しています。

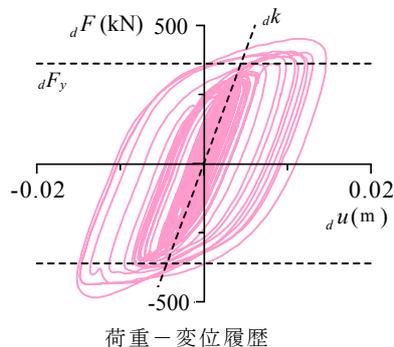


図 39 三の丸波加振時における鋼製ダンパーの応答

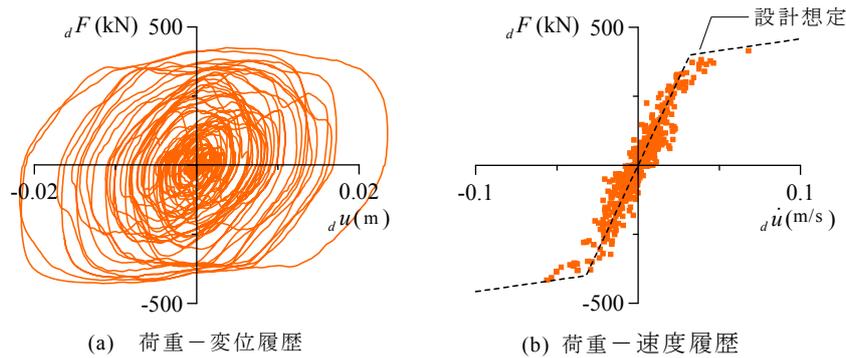


図 40 三の丸波加振時におけるオイルダンパーの応答

床の応答加速度から慣性力を求めて骨組部分の層せん断力を求め、上記のダンパー荷重の水平方向成分を差し引くと、ダンパー以外の骨組に働く水平荷重が分かります。図 41 および図 42 には、鋼製ダンパー設置時の制振試験体と、オイルダンパー設置時の制振試験体について、各荷重と層間変形の関係を示します。縦軸は左から、(a) 層せん断力  $Q$ 、(b) ダンパー荷重の水平方向成分  ${}_aQ$ 、(c) 骨組のせん断力  ${}_fQ$  になります。(c)には、耐震試験体の実験結果から求めた剛性を合わせて示していますが、制振試験体の骨組の履歴とほぼ一致しています。なお、本実験では、周辺骨組の変形によって、最大層間変形に対するダンパーの最大変形（水平方向成分）の実効変形比が約 0.75 となったため、その影響を考慮しました。図 41 (b)の鋼製ダンパーの関係に示す剛性  ${}_aK$  はダンパーそのものの値、剛性  ${}_aK$  は実効変形比を考慮した値で、実験結果は  ${}_aK$  と対応しています。これらの図から、いずれのダンパーを用いた場合にも、骨組がほぼ弾性にとどまり（図 41 (c)、図 42 (c)）、ここに

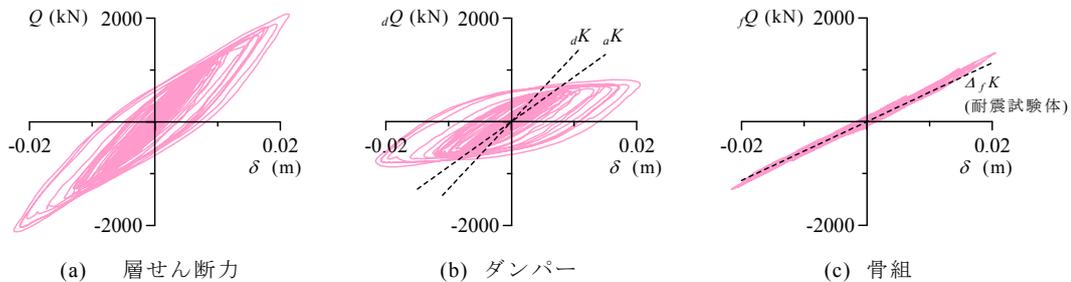


図 41 鋼製ダンパーの水平力が骨組全体の水平力に与える影響（三の丸波加振）

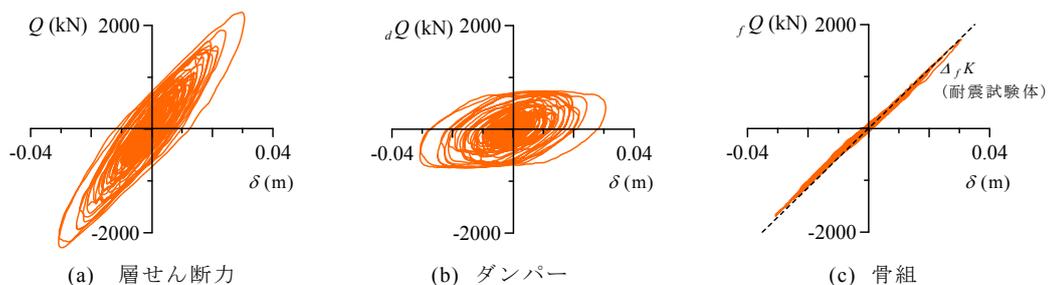


図 42 オイルダンパーの水平力が骨組全体の水平力に与える影響（三の丸波加振）

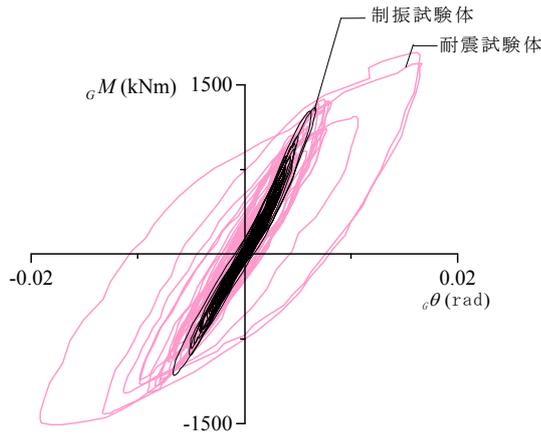


図 43 梁端における曲げモーメントと回転角の関係（三の丸波加振）

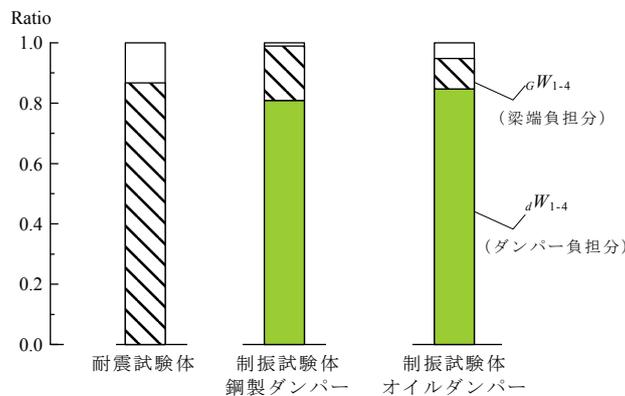


図 44 下層骨組内部でのエネルギー分担率（三の丸波加振）

ダンパーの履歴（図 41 (b), 図 42(b)）が足されることで、骨組部全体として紡錘形のエネルギー吸収に有利な履歴（図 41 (a), 図 42 (a)）を描くことが示されました。

耐震試験体では、骨組部分における塑性変形が梁の端部に集中し、梁端の柱梁接合部の破断を引き起こしました。図 43 には、耐震試験体と制振試験体（オイルダンパー設置時）における梁端の曲げモーメント  $M$ —回転角  $\theta$  履歴を示します。耐震試験体の場合は、紡錘形の履歴を描き大きな塑性変形が生じているのに対して、制振試験体の場合は、概ね弾性の履歴を示しています。すなわち、ダンパーを設置することで、骨組部分の塑性変形が大きく軽減されることが示されました。

梁の端部の曲げモーメント—回転角履歴、ダンパーの荷重—変位履歴から、それぞれ履歴吸収エネルギーを計算し、層せん断力と層間変形角履歴から得られる履歴吸収エネルギーに対する割合を求めたものが図 44 です。耐震試験体では、骨組全体のエネルギー吸収のうち、約 90%が梁の端部によるものであるのに対し、制振試験体では、骨組部全体のエネルギー吸収のうち、80%以上をダンパーで吸収しており、梁の端部における負担を 1/5 以下に低減できています。こうした骨組内の実データによって、ダンパーによる耐震改修によって長周期地震動を受ける超高層建物の骨組のエネルギー分担状況が大きく変化し、骨組の損傷が大幅に軽減されることが実証されました。

## 4. 超高層建物の室内被害に関する実験

### 4.1 実験方針

平成 23 年 3 月に発生した東日本大震災では、新宿周辺の超高層ビルにおいて長周期地震動による構造被害は確認されませんでした。スプリンクラーヘッドの損傷による散水、高層階での天井板の落下、コピー機などキャスター付きの機器類の移動、書籍等の落下・散乱、間仕切り壁の変形によるドアの開閉の障害等が発生しました。また、過去の被害調査でも重量のある家具什器や情報機器が不適切な耐震支持によって転倒し、長期間にわたってオフィス機能を停止した例が報告されています。そこで、平成 23 年度の実験では、超高層オフィスビルの長周期地震動に対する、地震時の建物機能維持(空調設備, 消防設備)、および地震時の人の安全確保(天井, 壁, 家具什器)に関する知見を入手するために、オフィスビルの室内空間を忠実にモデル化した説明力の高い実験を実施しました。

室内実験システムには約 20m×10m の平面積に階高 3.8m の実験室を作成し、これまでの E-ディフェンス実験では最大規模の居室を設計できるようにしました。実験室には天井や間仕切り壁、空調設備を組み込み、タイルカーペット仕上げの OA フロア(高さ 5cm)やフローリング床を作成し、家具類を設置しました。

室内実験システムは高さ 120m レベルの 30 階建ての超高層建物の揺れの再現を目標とし、上層階と下層階の揺れの違いを同時に再現することとしました。さらに、包括的な室内被害の検証を行うために、低層建物の揺れも再現できる工夫を実験システムに施しました。

実験で用いた入力地震動は、平成 23 年東北地方太平洋沖地震の際に首都圏地震観測網(MeSO-net)で観測された波形をもとに、想定される首都直下地震レベルに観測波を拡幅して設定しました。また、低層建物の揺れの検証として平成 7 年兵庫県南部地震における観測波も用いました。

### 4.2 室内実験システム概要

超高層建物を模擬する実験では高さ 100~120m 級の建物を想定し、1 次固有周期で約 3~4 秒を目標として実験システムを設計しました。設計は 2. の骨組実験システムで用いた縮約モデルの考え方を応用しました。その基となった設計用数値モデルの概要を図 45 に示します。31 層モデルを 3 質点の縮約モデルで置き換え、質点 1 で下層階の揺れを、質点 3 で上層階の揺れを再現します。高さ方向の剛性分布は  $A_i$  分布に基づいて設定し、積層ゴムを組み合わせて剛性を近似しました。

室内実験システムの立面図を図 46 に示します。縮約層 1 は震動台上に積層ゴムを設置して作成し、質点 1 となる鋼構造架構を載せます。質点 1 には 6 階相当の揺れが生じます。質点 2 の上に積層ゴムを 2 段重ねて縮約層 2 を作成し、縮約層 2 の上にコンクリートで重量のみをモデル化した質点 2 を作成します。質点 2 の上に積層ゴムを 2 段重ねて縮約層 3 を設け、質点 3 の鋼構造架構には 27~28 階相当の揺れが生じます。また、縮約層 1 および縮約層 2 には高層建物の履歴減衰を模擬するために塑性化装置(鋼材ダンパー+積層ゴム)を組み込みました。図 47 に縮約層 2 の詳細を示します。



超高層建物モデルの上部の質点3（実験室2および3）では片振幅で100 cm程度の変形が可能です。ただし、室内実験システム製作の制約から実験室1と実験室2の骨組は実際の超高層建物の骨組よりも剛に構成されているため、超高層建物が100 cm変形した場合に骨組に発生する変形（層間変形角）は再現していません。

また実験システムで低層建物の振動特性をモデル化するには、縮約層部分の鉄骨梁をスライスプレートで固定し、積層ゴムの縮約層剛性を無効にします。図48にその詳細を示します。

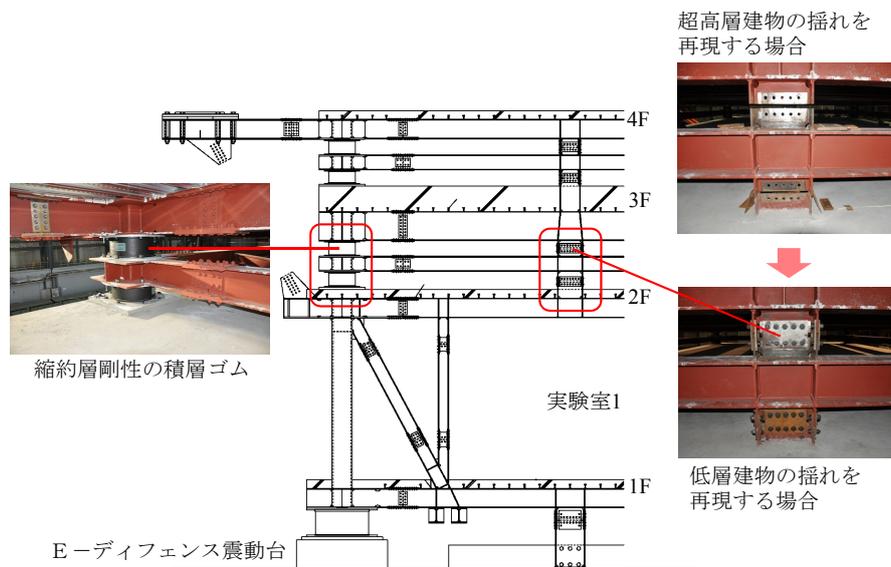
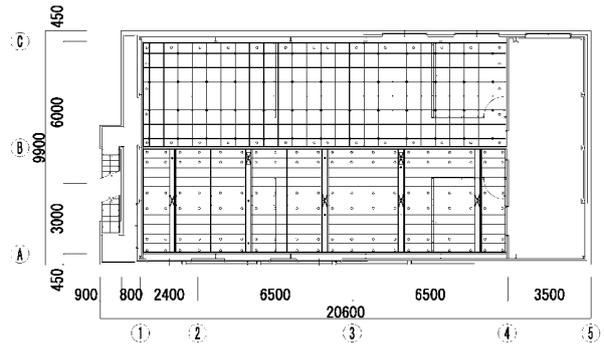


図48 縮約層部分の詳細

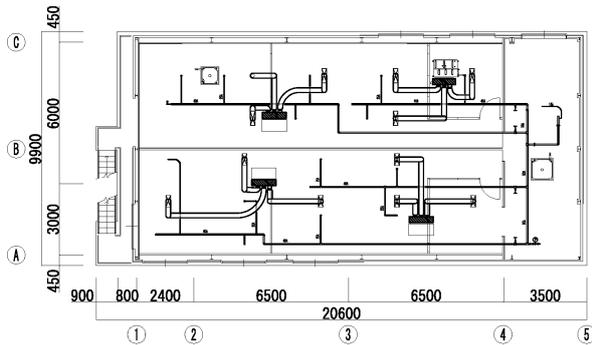
実験システムの全景および実験室2の室内のレイアウトを図49に示します。室内は、実験システムの内部に実際の天井、空調設備機器、オフィス家具を組み込んで作成しました。高層のオフィス建物ではシステム天井が多いため、実験システムにはシステム天井を採用しました。システム天井の地震時の被害は、壁・柱際での天井の破損や落下、間仕切り壁、天井カセット式空調機などの周辺での天井の破損や落下の発生が多いことが報告されています<sup>14)</sup>。そこで間仕切り壁や空調機などが天井の被害に及ぼす影響に着目してモデル化を行いました。図49(b)に天井伏図と間仕切り壁の位置、図49(c)に空調設備とスプリンクラーの平面位置を示します。システム天井にはラインタイプとグリッドタイプを用いました。また実験室1と実験室2では、建物の上層階と下層階の揺れの違いによる室内被害の違いを明らかにするために、オフィス家具の設置のレイアウトはほぼ同一のものとしました。図49(d)に実験室2の室内のレイアウトを示します。書棚の転倒防止対策効果を検討するために、対策を施したものと施さないものとを組み込みました。また実験室2では、コピー機のキャスターに対して建物の揺れによる転がり防止対策を施しました。



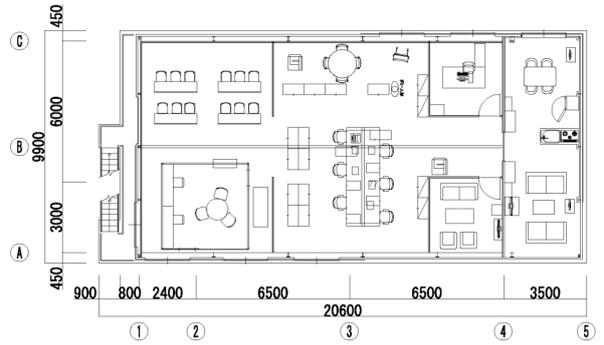
(a) 全景写真



(b) 実験室2の天井伏図と間仕切り壁の位置



(c) 実験室2の設備の配置図



(d) 実験室2の家具の配置図

図 49 室内実験システムの全景写真と実験室 2 のレイアウト

### 4.3 入力地震動の設定

首都直下地震防災減災特別プロジェクトでは、東京湾北部地震や東海—東南海地震などの想定地震による首都圏での被害様相を明らかにするための研究が進められてきましたが、平成 23 年東北地方太平洋沖地震では、長周期地震動が超高層建物に与える影響が改めて注目されました。そこで本実験では長周期地震動を考慮した地震動による震動実験を行うために、東北地方太平洋沖地震の際に首都圏で観測された地震動を、被害想定地震で推測されている地震動レベルに拡張して入力地震動としました。東北地方太平洋沖地震ではマグニチュード 9.0 の本震の約 30 分後に、茨城県沖でマグニチュード 7.7 の余震が発生しました（図 50）。この余震には、首都圏での大地震発生時に予想される長周期地震動特性が含まれています。そこで首都圏地震観測網(MeSO-net)での観測記録の中から、西新宿の観測点での余震記録を採用しました。一方、中央防災会議の想定による東京湾北部地震の震度分布では、首都圏では震度 6 弱～6 強の揺れが予想されています。新宿地区では震度 6 弱の揺れが予想されており、工学的基盤での最大速度レベルで 45～60(cm/s)の強さが予測されています。これを踏まえて、西新宿の観測点での余震記録を 330%に拡張し、最大速度を NS 成分で 26(cm/s), EW 成分で 43(cm/s)としました。実験に用いた入力地震動の時刻歴を図 51 に示します。

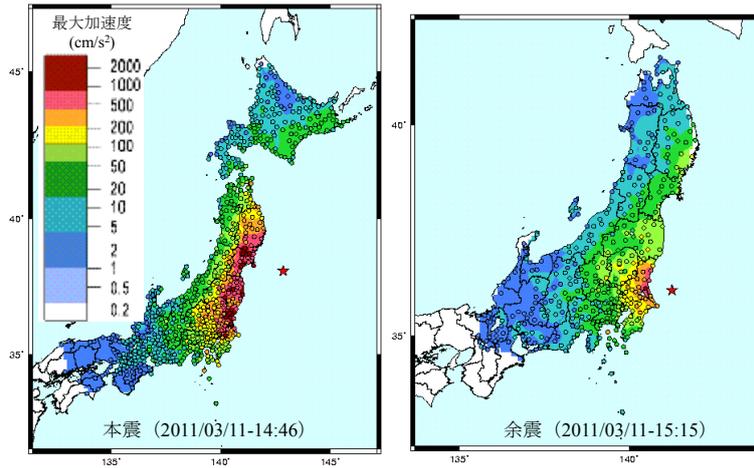
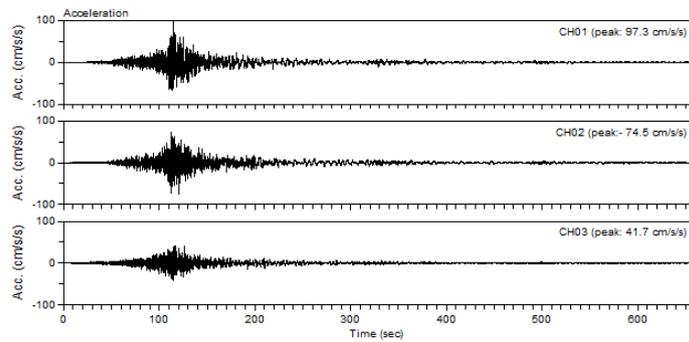
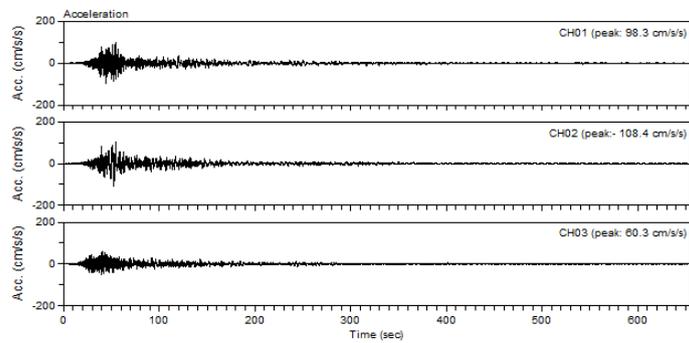


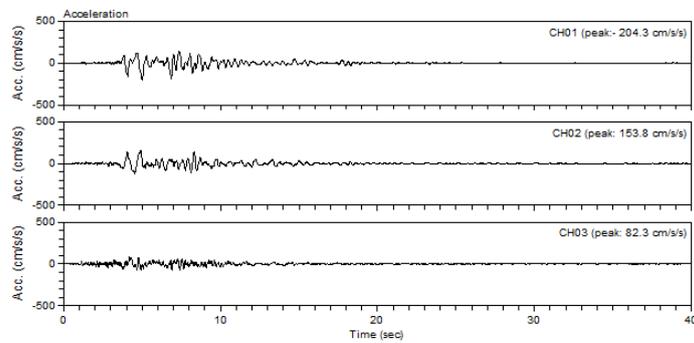
図 50 実験で用いた地震の震源位置と加速度分布



(a) 西新宿観測波 本震 100%



(b) 西新宿観測波 余震 330%



(c) JMA 神戸観測波 本震 25%

図 51 実験に用いた入力地震動の加速度波形

入力地震動の速度応答スペクトルを図 52 に示します。図中には建設省告示 1461 号（超高層建物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算）での地震力の疑似速度応答スペクトルと、西新宿での本震記録と 1995 年兵庫県南部地震の JMA 神戸での観測記録の 25% および 75% の場合とを併記しています。余震記録の 330% 入力は、3~6 秒では告示スペクトルを上回る地震力であることがわかります。

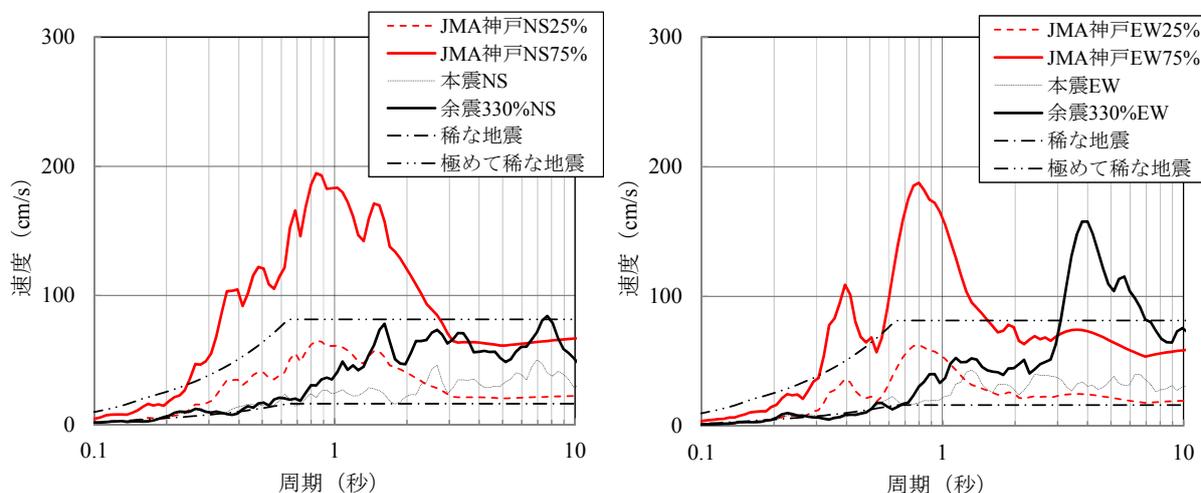


図 52 入力地震動の速度応答スペクトル(h=0.05)

#### 4.4 実験結果

##### 4.4.1 超高層建物実験

超高層建物実験では 30 階相当の建物の揺れを再現しました。図 53 に示すように、実験室 1 では 30 階建ての 6 階相当の、実験室 2 では 27 階相当の、実験室 3 では 28 階相当の揺れになります。表 3 に構造体の床応答加速度から求めた実験システムの固有周期を示します。

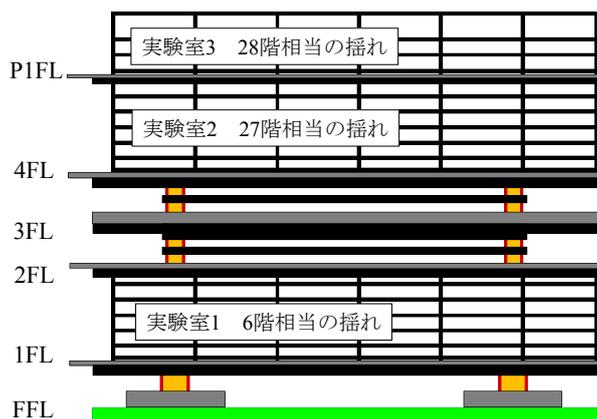


図 53 超高層建物実験で再現される揺れ

表 3 実験システムの固有周期

		長辺方向 (Y方向)			短辺方向 (X方向)		
		設計時	本震100%	余震330%	設計時	本震100%	余震330%
超高層 モデル	1次	3.50	3.13	3.57	3.47	3.13	3.13
	2次	1.40	1.20	1.28	1.40	1.22	1.23
	3次	0.88	0.78	0.77	0.88	0.77	0.78

単位：秒

図 54 に超高層建物実験での最大応答値分布から、加速度、速度、層間変形角を示します。加速度・速度は JMA 神戸 25%、西新宿本震観測記録 100%、西新宿余震観測記録 330%を入力した結果を、層間変形角は西新宿余震観測記録 330%の結果を示します。加速度は JMA 神戸 25%入力では、実験室 2 と実験室 3 では実験室 1 よりも減衰して伝達しています。一方、西新宿余震観測記録 330%入力では、特に建物の長辺方向（Y 方向）で上層階に向けて増幅しています。実験室で観測された加速度から計測震度を計算した結果を表 4 に示します。地震のタイプによる超高層建物の揺れの違いが実験において表現されました。

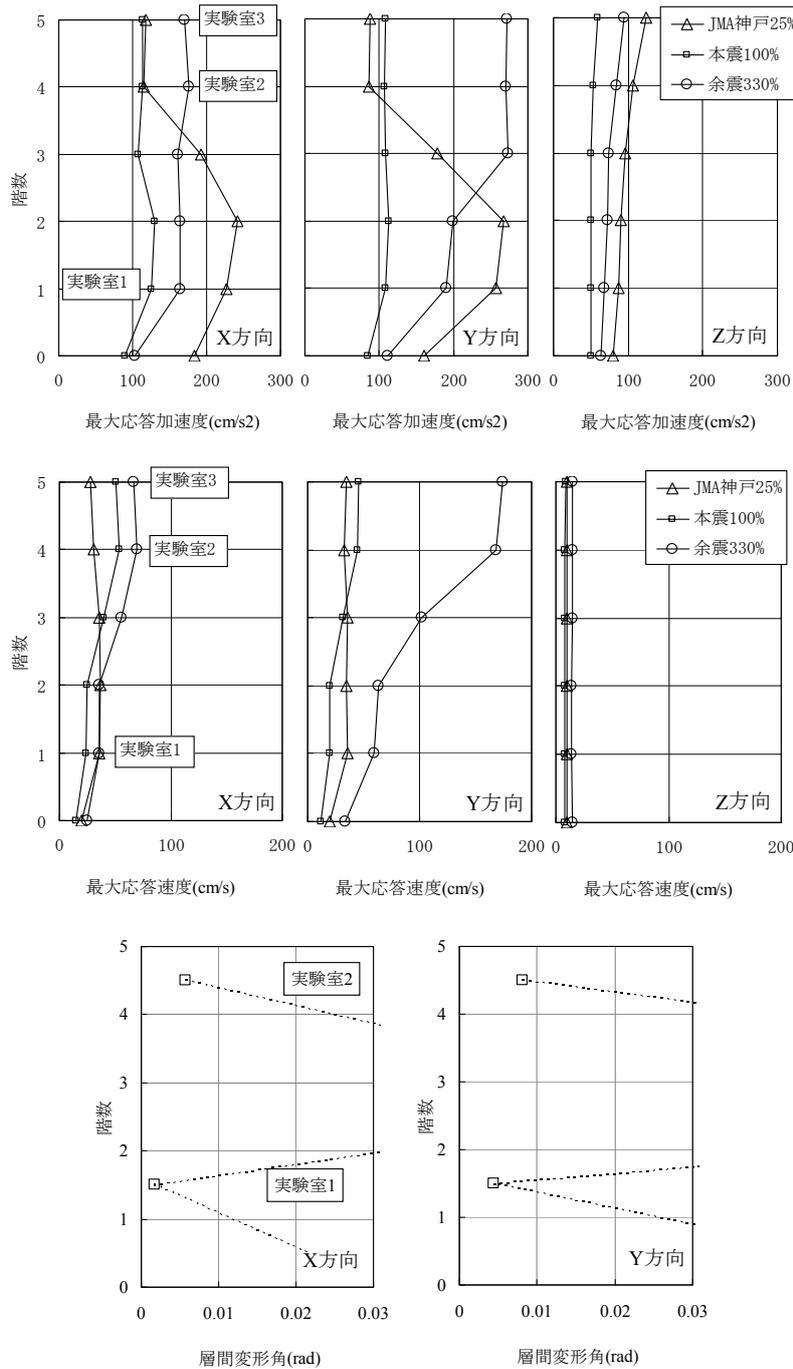


図 54 最大応答値分布(超高層)

表 4 床応答加速度から計算した計測震度(超高層)

	震動台 (1階相当)		実験室1 (6階相当)		実験室2 (27階相当)	
	震度	震度	震度	震度	震度	震度
JMA神戸25%	5.2	震度5強	5.6	震度6弱相当	5.1	震度5強相当
本震100%	4.4	震度4	4.9	震度5弱相当	5.0	震度5弱相当
余震330%	4.8	震度5弱	5.3	震度5強相当	5.5	震度6弱相当

図 55 は図 54 の最大応答加速度と最大応答速度から計算した家具の転倒に対する評価<sup>15)</sup>です。全体として激しい家具の転倒は発生しないと予想されますが、高層階の実験室 2 は西新宿余震観測記録 330% の場合に縦横比の大きい書棚の転倒の可能性が高くなると予想されました。こうした家具類の転倒の可能性の傾向は、実験室内に設置したビデオカメラの映像と整合的な結果となりました。

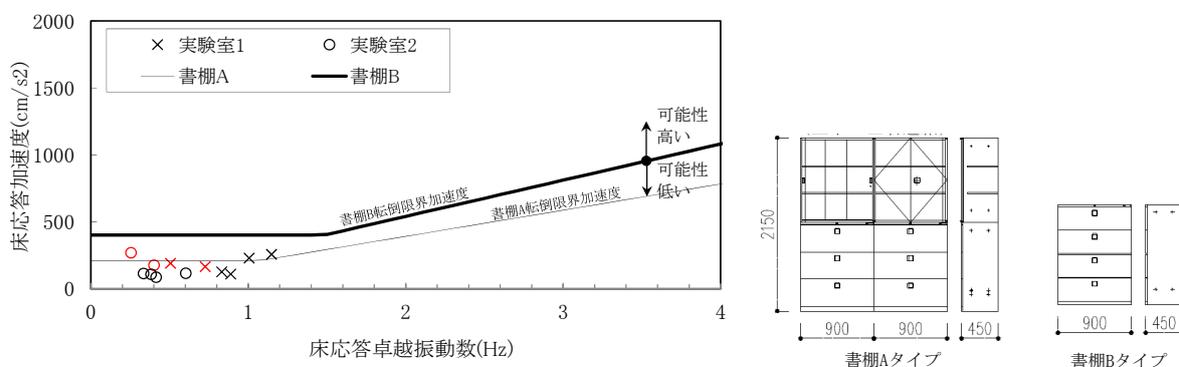


図 55 家具の転倒可能性(赤印は西新宿余震 330%)

図 56 は天井面と躯体の水平方向加速度の最大値の関係です。横軸に躯体の最大加速度を、縦軸に天井面に設置した加速度計の観測値の最大値を、ライン天井部分とグリッド天井部分とで平均して表示しました。なお、超高層モデルの実験では、天井下地には振れ止め防止のブレースをロックウール工業会の耐震基準に準拠し設置しました<sup>16)</sup>。

天井面で観測された加速度記録の波形には 20~25 Hz の台形型のローパスフィルタ処理をして最大値を求めました。これは、天井面に設置した加速度計の時刻歴に、天井ボードと天井ボードを支える下地材との衝突によるパルス状の成分が観測されていたため、パルス成分を除去する目的で行ったものです。実験室 1 と実験室 2 のいずれの天井面においても、躯体の床応答加速度に対する倍率でみると、システム天井のタイプの違いによる差は小さく、ほぼ応答倍率は 1.0 となりました。250 cm/s<sup>2</sup> を超える床応答加速度に対しては、グリッド天井の応答倍率がやや大きくなる傾向がありました。これは天井下地に設置した振れ止めのブレースが有効に働いたためと考えられます。

図 57 は天井内の吊り式の空調設備と躯体の水平方向加速度の最大値の関係です。横軸に躯体の最大加速度を、縦軸に空調機器の最大加速度をとっています。また、空調機の吊りボルトに振れ止めブレースを設置した機器と設置しない機器とでまとめて平均をとっています。空調設備で観測された加速度記録の波形には空調機の稼働に伴う高振動数成分を除

去する目的で 20~25 Hz の台形型のローパスフィルタ処理をしました。実験において、実験室 2 の空調設備では、振れ止めの有無によらず躯体の床応答加速度に対する空調機の応答倍率はほぼ 1.0 ですが、実験室 1 の振れ止めの無い空調設備は約 2 倍程度の応答倍率となりました。設備機器の固有周期と建物の揺れの周期との関係が影響したと考えられます。

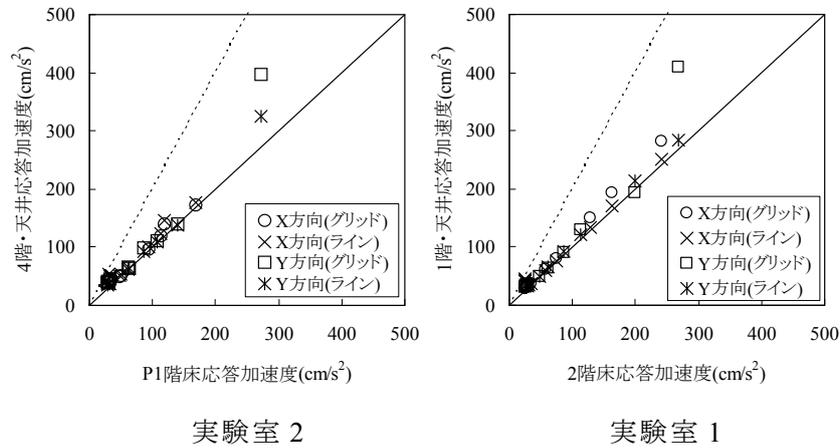
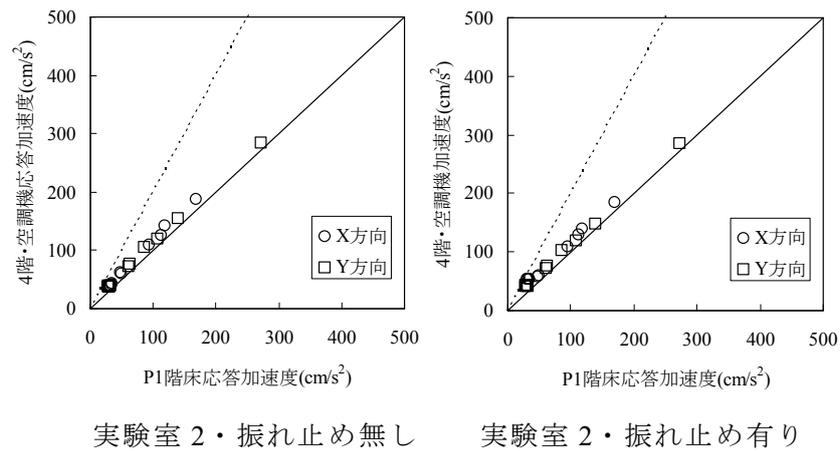
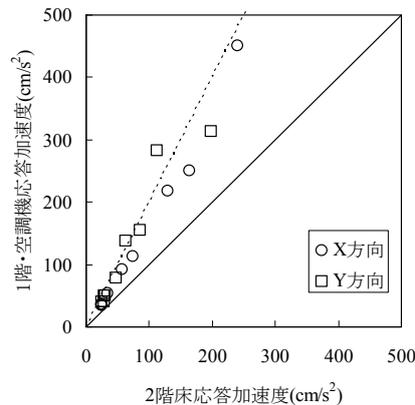


図 56 天井面と躯体の最大応答加速度(超高層)



実験室 2・振れ止め無し 実験室 2・振れ止め有り



実験室 1・振れ止め無し

図 57 空調設備と躯体の最大応答加速度(超高層)

図 58 は西新宿余震観測記録 330 %を入力した場合の、応答 65 秒時の実験室 2 および実験室 3 の室内状況のビデオ映像の切り出し画像です。(a)(c)のオフィス部分のキャスター付きの椅子、袖机、コピー機などは大きく移動しましたが、書棚などの転倒は発生しませんでした。(a)のオフィス部分のコピー機には間仕切り壁にバンド固定する移動防止対策を施したところ、十分に移動防止効果が発揮されました。(b)の集合住宅部分では、転倒防止対策を施していない書棚は一斉に倒れました。一方、壁に L 字型の金具で固定した書棚は転倒防止効果が発揮されました。図 55 の転倒可能性と比較すると、書棚の転倒可能性は実験室 2 では倒れる可能性が高く、図 55 と整合的な結果でした。



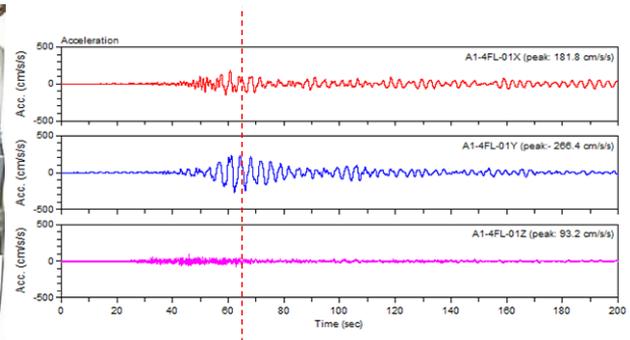
(a) 実験室 2 オフィス部分



(b) 実験室 2 住宅部分



(c) 実験室 3 オフィス部分



(d) 実験室 2 の床応答加速度

図 58 超高層モデルの室内状況(西新宿余震 330%入力)

#### 4.4.2 低層建物実験

低層建物実験では4階相当の建物の揺れを再現しました。図59に示すように、実験室1では4階建ての1階相当の、実験室2では3階相当の、実験室3では4階相当の揺れになります。表5に構造体の床応答加速度から求めた実験システムの固有周期を示します。

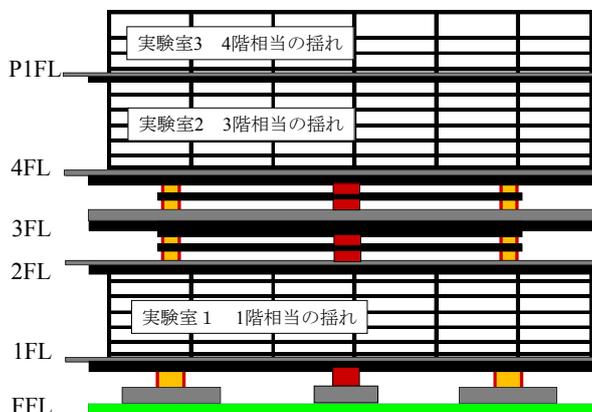


図59 低層建物実験で再現される揺れ

表5 実験システムの固有周期

		長辺方向 (Y方向)			短辺方向 (X方向)		
		設計時	神戸25%	神戸75%	設計時	神戸25%	神戸75%
低層 モデル	1次	0.65	0.62	0.83	0.52	0.52	0.74
	2次	0.21	0.17		0.28	0.19	
	3次	0.11			0.13		

単位：秒

図60に低層建物実験での最大応答値分布から、加速度、速度、層間変形角を示します。加速度・速度は西新宿余震観測記録330%、JMA神戸25%、JMA神戸75%を入力した結果を、層間変形角はJMA神戸75%の結果を示します。西新宿余震観測記録330%を入力した場合に、超高層建物モデルでは上層階の実験室2と実験室3において増幅が見られましたが、低層建物モデルでは大きな増幅はありませんでした。一方、超高層建物モデルに対してJMA神戸波を入力した場合には、上層階の実験室2と実験室3において大きな増幅が見られました。層間変形角を見ると、JMA神戸75%入力時には、実験室2のY方向では1/50を超える大きな変形が発生しました。実験室で観測された加速度から計測震度を計算した結果を表6に示します。

図61は図60の最大応答加速度と最大応答速度から計算した家具の転倒に対する評価<sup>15)</sup>です。床応答加速度が1000 cm/s<sup>2</sup>を超えるJMA神戸75%入力では著しい家具の転倒が発生すると予想されます。実験室内に設置したビデオカメラの映像の分析と比較すると、実験室2と実験室3の室内家具の転倒状況は図61と整合的な結果でした。実験室1についても、実験室2と実験室3と同様に床応答加速度は1000 cm/s<sup>2</sup>を超え、図61では家具の転倒可能性が高い領域に入りますが、家具は移動する程度の被害状況でした。図61を室内被災度予測に活用していくためにも、適用性の検証を実験結果や被災調査と合わせて進めていくことが重要です。

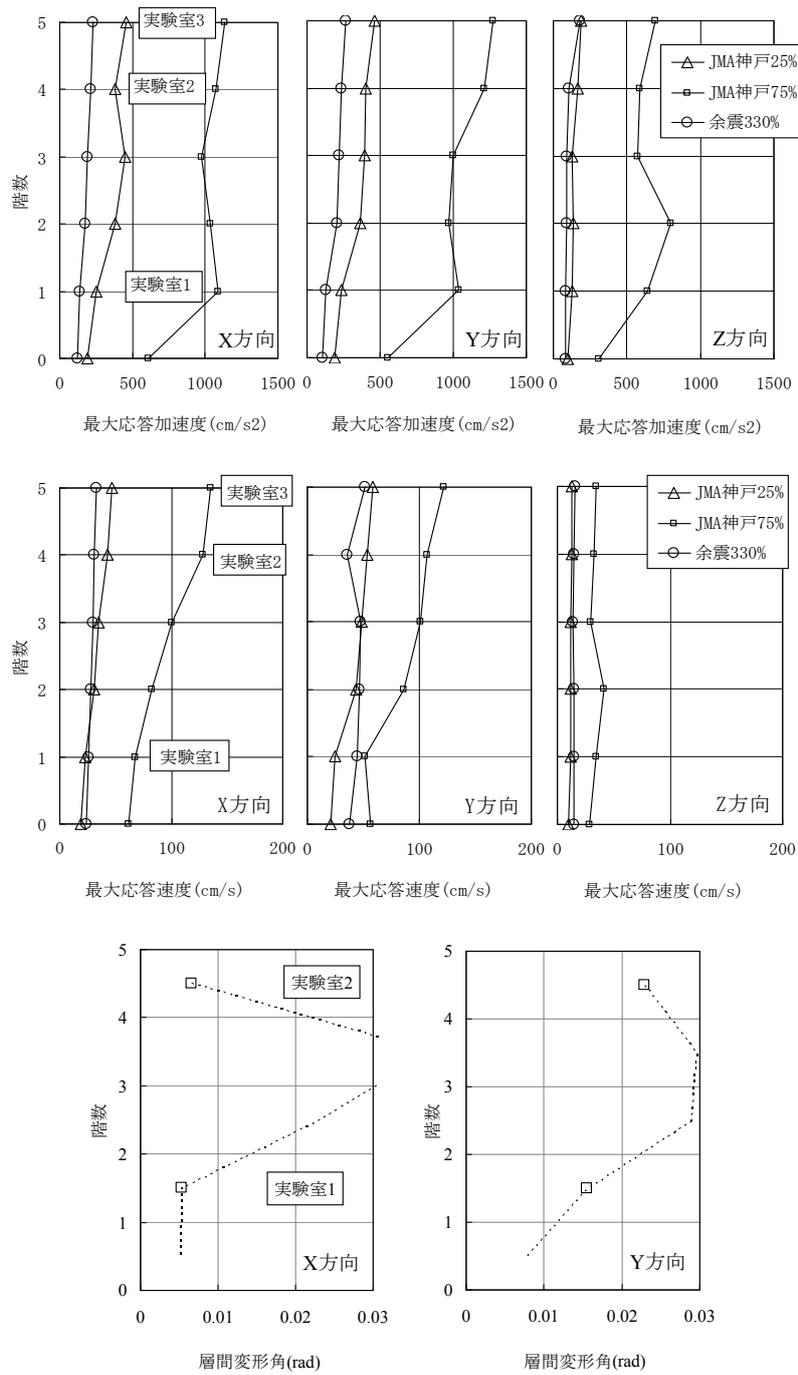


図 60 最大応答値分布(低層)

表 6 床応答加速度から計算した計測震度(低層)

	震動台 (1階相当)		実験室1 (1階相当)		実験室2 (3階相当)	
余震330%	4.9	震度5弱	4.9	震度5弱相当	5.3	震度5強相当
JMA神戸25%	5.2	震度5強	5.3	震度5強相当	5.9	震度6弱相当
JMA神戸75%	6.2	震度6強	6.2	震度6強相当	6.8	震度7相当

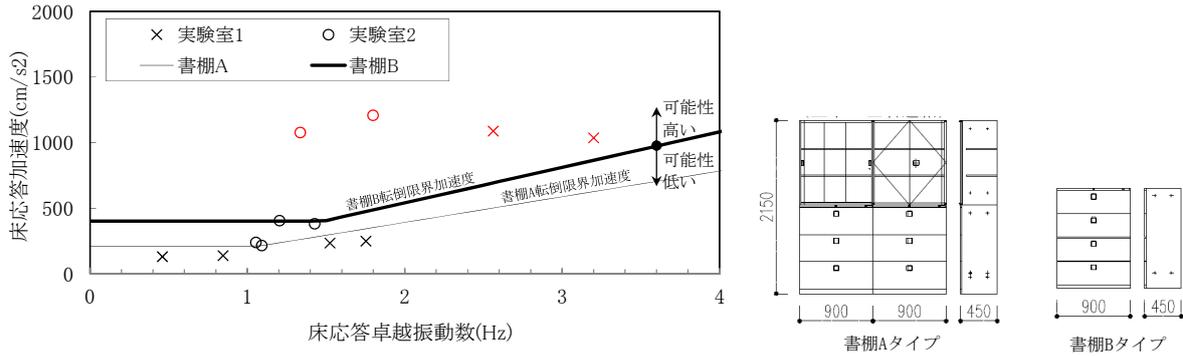


図 61 家具の転倒可能性(赤印は JMA 神戸 75%)

図 62 は天井面と躯体の水平方向加速度の最大値の関係です。なお、低層建物の天井下地への振れ止めブレースの設置率は実際にはあまり高くないことから、ここでは、振れ止め防止のブレースを撤去した状態で実験を行いました。以降、データの処理方法は、超高層モデルの実験結果に適用した方法と同様です。

実験室 1・2 の天井面とも、躯体の床応答加速度に対する倍率でみると、システム天井のタイプの違いによる差は小さく、 $500 \text{ cm/s}^2$  を超える床応答加速度に対しては、応答倍率が 1.5~2.0 倍程度となっていました。また、実験後の観察によると実験室 1 および 2 ともに、ライン天井部分の点検口周辺の天井ボードの落下が発生しました。グリッド天井ではほとんど天井ボードの落下はありませんでしたが、上下方向に天井ボードが跳ね上がった影響による落下が数枚発生しました。

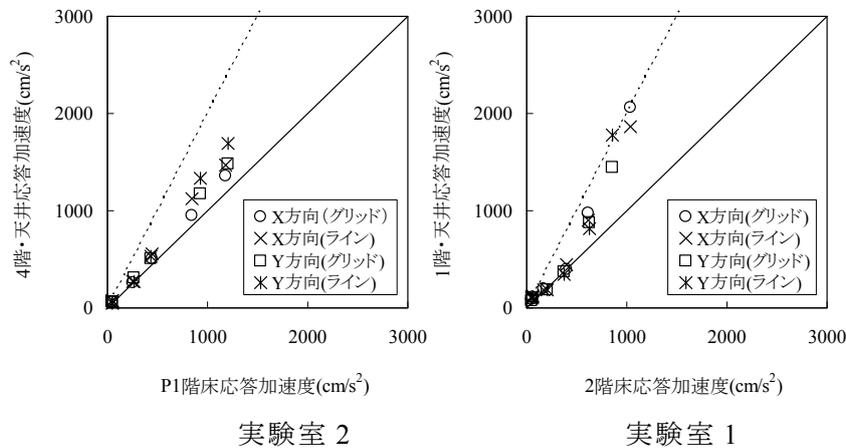
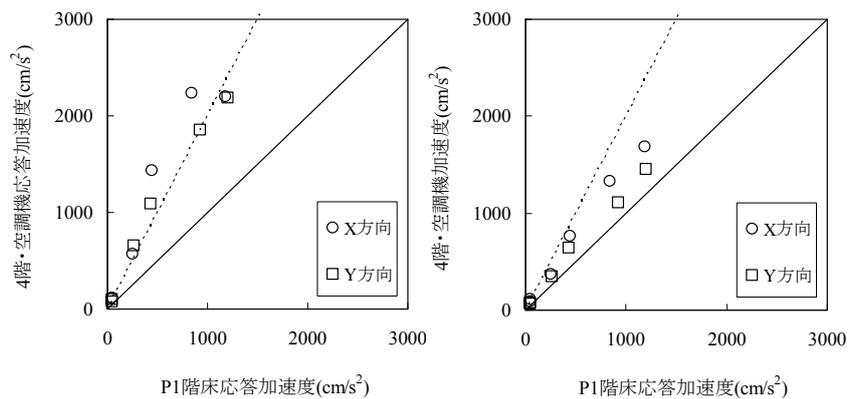
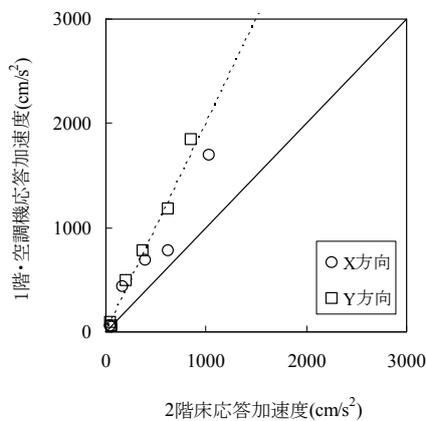


図 62 天井面と躯体の最大応答加速度(低層)

図 63 は天井内の吊り式の空調設備と躯体の水平方向加速度の最大値の関係です。振れ止めのブレースの無い場合には、実験室 1・2 の設備機器はともに加速度の応答倍率は 2.0 倍程度となりました。実験室 2 の振れ止めを設置した機器では、応答倍率は 1.5 倍程度となりました。実験時には全ての空調設備を稼働した状態で加振を行いました。空調機器の停止、もしくは機器の稼働が正常でなくなる等の状況は発生しませんでした。天井面に設置された空調設備機器の吹き出し口の移動が確認されましたが、吹き出し口が落下する等の破損は発生しませんでした。



実験室 2・振れ止め無し      実験室 2・振れ止め有り



実験室 1・振れ止め無し

図 63 空調設備と躯体の最大応答加速度(低層)

図 64 は JMA 神戸 75 %を入力した場合の、応答 13~14 秒時の実験室 2 および実験室 3 の室内状況のビデオ映像の切り出し画像です。(a)(c)のオフィス部分では転倒防止対策を施していない書棚・ショートキャビネットが転倒しました。(a)のオフィス部分の書棚で間仕切り壁および構造床に転倒防止対策を施したものは、転倒を免れましたが内容物の書籍が全て散乱しました。また、(a)の写真中には右上から落下してくるシステム天井の天井ボードが映っています。(b)の集合住宅部分では、壁に L 字型の金具で固定した書棚もその接着部分が剥がれて転倒してしまいました。あらゆる地震外力に対して安全な室内を作ることには、現実的には難しいことが分かりましたが、それでも建物内での室内被害を低減するためには、室内の耐震対策は有効です。対策を施した時点で安心するのではなく、地震が来たら身の安全を確保するための避難場所はどこであるかを考え行動する、といったソフトな対策と合わせることで、より効果的な室内被害の減災につながると言えます。



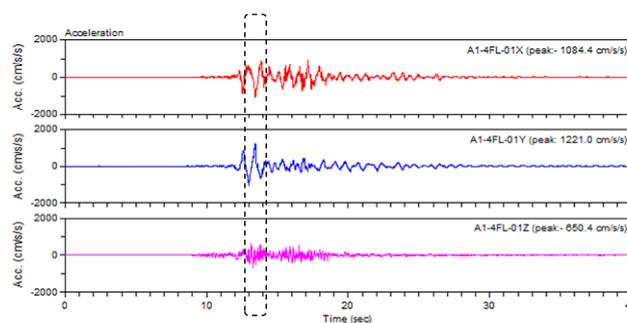
(a) 実験室 2 オフィス部分



(b) 実験室 2 住宅部分



(c) 実験室 3 オフィス部分



(d) 実験室 2 の床応答加速度

図 64 低層モデルの室内状況 (JMA 神戸 75 %入力)

#### 4. 4. 3 室内被害が人に与える影響

平成 23 年度実験では、試験体の室内に自動車衝突実験の前面衝突用として一般的に用いられているダミー人形 (Hybrid  $\beta$ ) を配し、オフィスで勤務する人に家具の衝突などが与える影響の基礎データを入手しました。図 65 は試験体の屋上階に設置したダミー人形の、実験中の映像です。(a) は超高層モデルに西新宿余震 330 % を入力したもので、(b) は低層モデルに JMA 神戸 75 % を入力したものです。(a) ではキャスター付きの椅子に座ったダミー人形が、長周期の揺れにより椅子ごと持っていかれ、背後にあったショートキャビネットに頭をぶつけています。(b) では椅子の大きな移動はありませんでしたが背後のショートキャビネットの引き出しが開いて、ダミー人形に直撃しています。図 66 は低層モデルに JMA 神戸 75 % を入力したときの、4 階の室内の実験前と実験中の映像です。転倒防止対策をしていない書棚がダミー人形に直撃しています。また転倒防止対策を行った書棚、ショートキャビネットは転倒には至りませんでした。書籍や引き出しの飛び出しが発生しました。図 67 は JMA 神戸 50 % を入力した場合の 4 階に設置したダミー人形の頭部に設置した加速度計の時刻歴波形です。頭部への書棚の衝突により最大で 88 G ( $1G=980 \text{ cm/s}^2$ ) の値が発生しています。また家具の衝突後にダミー人形の頭部が床に打ちつけられて二次衝突が発生しました。実験条件によっては二次衝突による加速度の値の方が大きい場合があります。

表 7 はダミー人形で計測された加速度計から算出した最大加速度と頭部傷害規準 HIC (Head Injury Criterion) の一覧です。図 68 は交通傷害評価で用いられる HIC と頭部傷害のリスクカーブです。表 7 の値はリスクカーブ上では小さい値でした。しかし地震時の人の避難行動に与える影響は大きいと考えられます。



(a) 超高層モデル 西新宿余震 330 %入力      (b) 低層モデル JMA 神戸 75 %入力

図 65 屋上階に設置したダミーで観察された傷害



図 66 4階に設置したダミーと室内被害 (JMA 神戸 75 %入力)

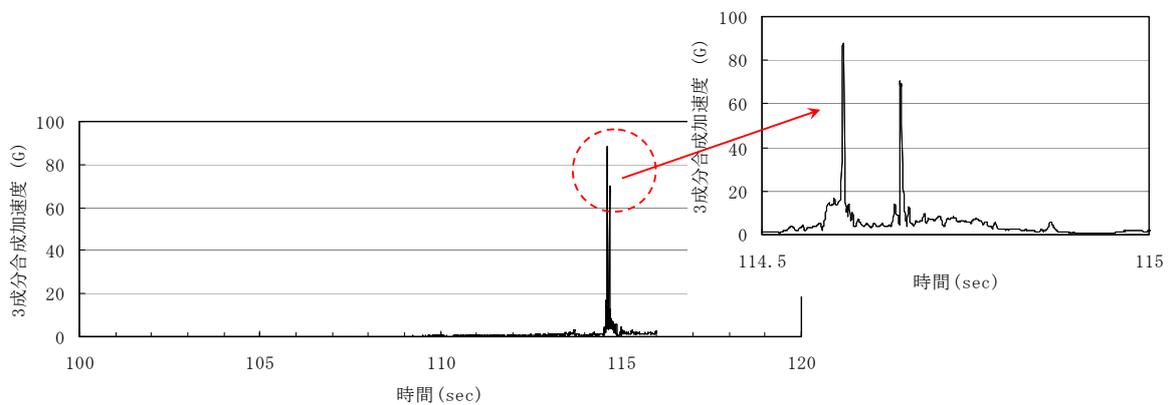


図 67 4階に設置したダミー人形の頭部加速度時刻歴 (JMA 神戸 50 %入力)

表 7 ダミー人形の加速度計の最大値と HIC

入力地震動	タイプ	実験室2 (試験体4階)		実験室3 (試験体屋上階)	
		最大 加速度(G)	HIC36	最大 加速度(G)	HIC36
西新宿余震330%	超高層	22.4	0.036	18.7	15
JMA神戸75%	低層	57.3	6	4.6	1.4

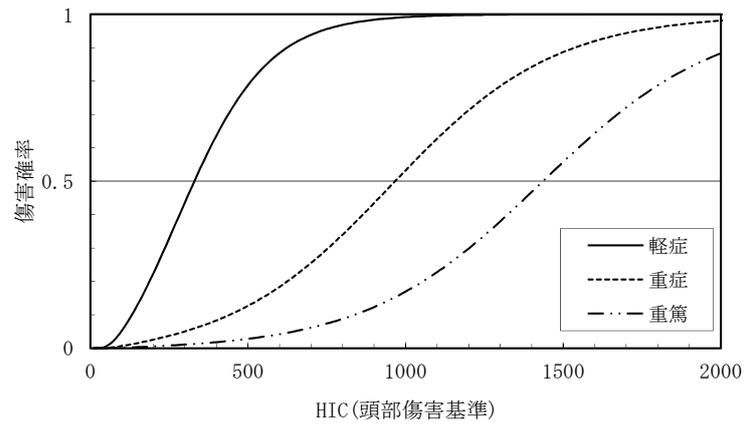


図 68 交通傷害評価の頭部傷害リスクカーブ

以上、平成 23 年度実験の中から、室内被害がオフィスで勤務している人に与える影響を抽出しました。転倒防止対策を施した場合でも室内被害が発生する可能性があります。転倒防止対策を施すことは減災のための一歩ですが、対策で万全と言うことはありません。適切な避難行動と合わせることで、室内の人の安全性確保には重要です。

## 5. まとめ

これまでに超高層建物の地震被害調査や復旧事例調査、耐震対策に関する事項について系統的にまとめられた資料は少なく、特に大地震時に超高層建物に生じる被害に関する詳細なデータはありませんでした。本研究では、E-ディフェンスを用いて、実際の揺れのなかで超高層建物が被る損傷、被害様相を直接表現しうる振動破壊実験を実施しました。

長周期地震動を受ける超高層建物の構造躯体を再現した平成 19 年度の実験では、長時間振動することによって設計で想定されていた値の数倍以上のエネルギーが入力され、骨組には長時間にわたって多数回の層間変形が繰り返し加わりました。梁の端部における柱との接合部分には、塑性変形が累積し、溶接接合部付近の局所変形には、ウェブの接合方法、スカラップ形状、および床スラブの存在等が影響していました。実験の結果、現在の設計法で要求される接合条件を満たしていない 1970 年代に設計された梁端溶接接合部に破断が生じやすいことが明らかになりました。また、構造躯体に対する実験では、実験システムに機器を組み込むことから、損傷モニタリング技術の開発、検証についても取り組み、大きな成果を得ることが出来ました<sup>6)7)</sup>。

本研究では、平成 19 年度の実験における分析結果を踏まえ、接合部分の溶接補強方法を提案し、平成 21 年度の実験において、これを適用した骨組の変形能力が大幅に向上することを確認しました。一方、長周期地震動によって長時間共振する超高層建物に対するエネルギー入力は不可避であり、こうした観点から、平成 19 年度の実験では、ダンパーを骨組内に設置する骨組に対する分析を実施し、骨組部分の吸収エネルギーの 80 %以上をダンパーが負担し、その結果、骨組に発生する塑性変形を大きく軽減されることを実証しました。

既存の超高層建物に対して、上記の観点から骨組の性能を評価し、耐震性能が不足する場合には、個々の条件に応じてダンパー等を用いた骨組補強を実施し、建物としての安全性を向上させることが重要です。

室内に関する実験では、長周期地震動を受ける超高層建物の高層部分を居室表現して、オフィス空間や住宅の地震時の被害様相を、実験映像等を用いて明らかにするとともに、対策方法とその有効性を検証しました。天井や空調設備については、高密度な応答加速度データを取得し、建物の構造躯体の応答との相関について考察しました。また家具什器の転倒については、既存の評価式の適用性を検討しました。室内被害を評価するための高密度な実験データが入手できましたので、安心・安全な高層建物の一層の普及を目標として、研究成果を建築関連団体と連携して技術資料として取りまとめていきます。

## 参考文献

- 1) 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，齊藤大樹，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，pp.1163-1171，No.640，2009. 6
- 2) 佐藤大樹，島田侑，大内隼人，長江拓也，北村春幸，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，中島正愛：長周期地震動を受ける鋼構造超高層建物のエネルギー吸収と分担率－部分切り出し架構に対する E-ディフェンス振動台実験－，日本建築学会構造系論文集，pp.1217-1227，No. 653，2010. 7

- 3) 松宮智央, 長江拓也, 鍾育霖, 岡崎太一郎, 福山國夫, 中島正愛: 超高層鋼構造建物の柱梁接合部に関する4層骨組振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, pp.85-94, No. 671, 2012.1
- 4) 佐藤大樹, 長江拓也, 大内隼人, 島田侑, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 齊藤大樹, 福和伸夫: 長周期地震動を受ける超高層建物の鋼製ダンパーによる制振改修に関するE-ディフェンス振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, pp.1639-1648, No. 667, 2011.9
- 5) 長江拓也, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 北村春幸, 齊藤大樹, 福和伸夫: 超高層建物に関するE-ディフェンス振動台実験, 第13回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2677-2684, 2010.11
- 6) 飛田潤, 福和伸夫, 平田悠貴, 長江拓也: 普及型強震計による高層建物の応答特性と損傷のモニタリング実大震動台実験における高層建物試験体の震動特性評価, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.229-236, 2010.3
- 7) 尾野勝, 金澤健司, 飯野夏輝, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也: 実大震動台実験における高層鉄骨造建物の地震損傷検知, 日本建築学会構造系論文集, pp.775-784, No. 662, 2011.4
- 8) 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
- 9) 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
- 10) 武藤清: 構造物の動的設計, 1977
- 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) 島田侑, 佐藤大樹, 長江拓也, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 齊藤大樹, 福和伸夫, 日高桃子: 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—, 日本建築学会構造系論文集, 第649号, pp.549-557, 2010.3
- 14) ロックウール工業会: 阪神大震災 システム天井被害状況調査及び原因と対策案報告書, 1995.03
- 15) 日本建築学会: 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領, pp.270-275, 2003
- 16) ロックウール工業会: システム天井 新耐震基準, 2011年