

## テーマ 2：機能継続・早期復旧を可能とする大地震対策建築モデルの開発

超高層 制振ダンパー 長周期地震動 体育館 機能維持 山下哲郎\* 田村雅紀\*\* 久田嘉章\*\* 西川豊宏\*\*\*

### 1. はじめに

ここでは社会的背景や UDM の成果を踏まえ、テーマ 2 の目的と課題を概観する。また 2016 年度研究成果の概要を報告する。

#### 1.1 研究の社会的背景

テーマ 2「機能継続・早期復旧を可能とする大地震対策建築モデルの開発」は、都心部で膨大な人数が勤務するオフィスとして用いられる鉄骨造高層建築と、地震後に地域の避難所や防災拠点として使用されることの多い体育館を主な研究対象とする。

近年、東日本大震災や熊本地震を受け、建物の設計に用いられる地震動のレベルと設計目標を見直す動きがある。例えば東京都の提案（表 1）<sup>1)</sup>では、従来の建築基準法で想定されていた L1（稀な地震動）、L2（極稀な地震動）に加え、L2 の 1.5 倍の L3 レベルが追加されている。また許容される被害レベルとして L2 に対し軽微な補修程度で再使用可能、L3 に対し倒壊しないこととしており、従来の L2 に対し崩壊しないことを目標としていた建築基準法<sup>2)</sup>より要求性能が上がっている。

上記の要求を満たすには、第一に構造骨組の顕著な損傷を避けることが必要である。次に東日本大震災で大きな被害を招いた、天井や設備などの非構造材の脱落も避けなければならない。これらを実現するには、敷地に想定される地震動に対する建物の応答を求め、算定された加速度や変形より構造体や非構造材の大地震後の損傷を評価し、必要に応じて補強したり、免震や制振により応答を低減することが必要になる。また、建物使用者が地震後の状況を観察し、建物内への滞留や使用の可能性を判断する方法も必要であろう。

現在の建築基準法や耐震診断基準<sup>3,4)</sup>は、全国一律に定められた地震入力に対し、保有耐力と変形性能の積で評価される耐震性能が上回ることを静的解析で確認するもので、L2 レベルの地震動に対し構造体の損傷を許容するが、その損傷レベルは分かりやすい形

では示されていない。地震後の継続使用性は保証しておらずその判断基準を与えるものでもない。現代の大都市で L2 地震後に要求される具体的な機能は以下のようなものである。

- 1) 高層オフィスビルにおいては、数日間建物に滞留可能なこと。
- 2) 体育館においては、避難所等予め想定される機能に支障が生じないこと。

表 1 東京都臨海部に建設される超高層建築物等の設計目標<sup>2)</sup>

耐震レベル	入力地震動	構造物の特徴	想定する地震発生	上部構造			基礎
				部材の状態	最大層間変形角	層の最大塑性率	
中地震 (L1)	既往波 (25cm/s) 告示波 (稀)	無被害 【機能維持】	数十年に一度発生	短期許容応力度内	1/200以内	—	短期許容応力度内
大地震 (L2)	既往波 (50cm/s) 告示波 (極稀) サイト波 (個別・包絡) (長周期地震動を考慮)	軽微な補修により 事業継続可能 【指定機能維持】	数百年に一度発生	部材の塑性率が 4.0以下	1/100以内	2.0以下	脆性的破壊を生じない
極大地震 (L3)	告示波 (極稀)の 1.5倍程度 (長周期地震動を考慮)	倒壊・崩壊させない 【余裕度の検証】	数千年に一度発生	建物の用途・特徴に応じて個々に設定 (極大地震動が建物に入力した場合の性状を把握した上で判断)			

#### 1.2 UDMにおける研究

上記のような背景をもとに、UDM(2010-2015)においては以下のような研究活動を実施してきた。

##### 1) 高層ビルに関する研究

既存高層ビルについては、鉄骨造地上 127m、29 階建の工学院大学新宿校舎を使用して大地震対策モデルの検討を行ってきた。

当ビルは大半の高層オフィスビルと同様鉄骨造であり、加速度計が装着されている。図 1 に構造骨組の概要、表 2 に固有周期と減衰を示す。竣工が 1989 年

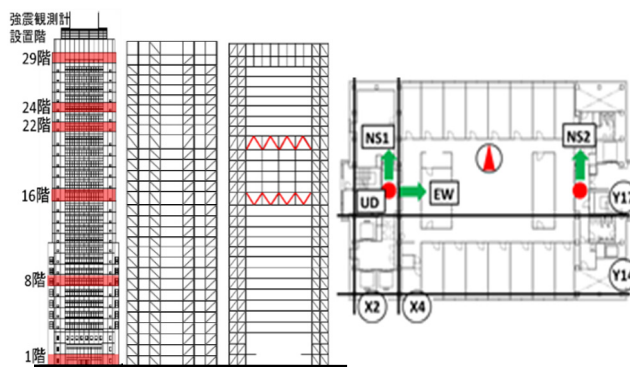


図 1 加速度計配置と構造概要

\* : 工学院大学建築学部建築学科 教授, \*\* : 工学院大学建築学部まちづくり学科 教授  
 \*\*\* : 工学院大学建築学部まちづくり学科 准教授

表 1 固有周期と減衰定数

NS			EW				
次数	立体モデル	311観測	減衰定数	次数	立体モデル	311観測	減衰定数
1	3.080	3.080	0.019	1	2.994	2.960	0.012
2	0.979	0.950	0.012	2	1.035	0.990	0.012
3	0.502	0.470	0.030	3	0.551	0.502	0.030

であり、以降発生した兵庫県南部地震、東北地方太平洋沖地震等で得られた知見や耐震性向上策は反映されていない。耐震設計に関する当時と現在の条件を比較すると

- 1) 当時、免震、制振技術は初期の開発段階であり、制振ダンパーは装着されていない。
- 2) 設計時に使用したコンピューターの性能は現在より格段に低く、設計には構造骨組を各階毎に質点とバネに置換する簡略化した質点系モデルを用いた地震応答解析が用いられている。
- 3) 入力地震動はいわゆる標準 3 波と呼ばれる観測波で、現在設計に用いられる告示波は用いられておらず、最大入力レベルは L2 である。
- 4) 兵庫県南部地震で多数生じた梁端溶接部の破断を受けて開発された溶接部ディテールの改良案や、高靱性を保証する鋼材(SN 材)は使用されていない。
- 5) 天井、設備等の非構造材に関する耐震設計は基本的に行われていない。

このように大臣認定を受けて建設されている超高層でも、現在に要求される耐震性を満足するかどうかは不明であるため、UDM においては

- 1) 地上部の全構造部材を再現した 3 次元モデルを構築した<sup>5</sup>など。
- 2) 東北地方太平洋沖地震における強震記録の分析による振動特性の同定と、同定した振動特性に合わせて 3 次元解析モデルのチューニングを実施した<sup>6</sup>。
- 3) 想定される地震動に対する応答評価と、制振ダンパーによる応答低減方法の検討<sup>7</sup>などを実施した。
- 4) 東北地方太平洋沖地震で落下したシステム天井の振動台実験を実施し、落下メカニズムや加速度を特定した<sup>8</sup>。尚、振動台では別のタイプのシステム天井の実験<sup>9</sup>や、設備と天井の干渉実験<sup>10</sup>なども実施し、非構造材落下のメカニズムを実証的に研究してきた。
- 2) 体育館に関する研究

学校施設の大半が耐震診断、改修を完了しているため、大都市部で新耐震以前の耐震性の低い学校体育館が残されている可能性は低いと考えられる。しかしながら東日本大震災においては、構造体には顕著な被害がなくても大きな応答加速度により天井や吊物が落

下したり、外装材や窓に脱落等が生じて避難所として使用不可能になる例が多く見られた。また熊本地震では耐震補強された体育館でもブレースが切れるなどの被害が生じている。

また、市民体育館の規模では鉄筋コンクリート構造の上に鉄骨造の屋根が載る形式のいわゆる置屋根構造が多いが、両地震において、新耐震以降の建設でも鉄筋コンクリート上で屋根を支持する支承部（図 2）の被害が多発しており<sup>11</sup>、特に熊本地震では支承部だけでなく、支承部周囲の屋根トラスにまで顕著な損傷が生じた例が報告されている<sup>12</sup>。また置屋根構造の応答特性自体も十分に解明されていない。

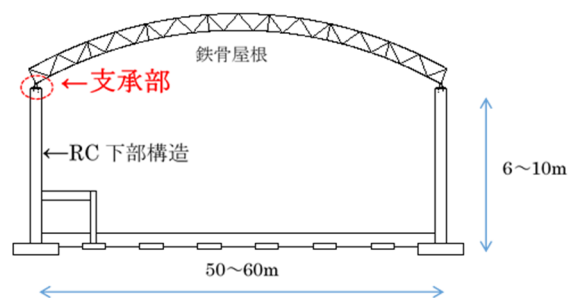


図 2 一般的な市民体育館の断面構成

以上より、UDM では以下の研究を実施してきた。

- 1) 鉄骨造学校体育館では桁行方向ブレース構造の弾塑性応答評価と限界耐力計算の適用性<sup>13</sup>に関する研究。
- 2) 実験による置屋根構造支承部の力学的特性の解明。<sup>14,15,16</sup>など

上記の成果の一部は学会指針<sup>17</sup>や耐震診断法<sup>18</sup>などに反映されている。

### 1.3 テーマ 2 の研究目的と体制

テーマ 2 においては、UDM の研究を継続、発展させた下記の研究を実施し、建築のモデルとして公開することで社会一般への展開を図る。

- 1) 高層ビルの大地震対策建築モデルに関する研究
 

高層ビルにおいては、前述した要求性能を達成するため、新宿校舎をモデルケースとして、被害の予測方法と低減策に関する研究を実施する。具体的には以下の通りである。
- ① 3 次元モデルの精密化

現在の解析モデルでは考慮されていない、大変形領域における柱の塑性化などを取り入れ、特に L3 地震動に対するより精度の高い解析を可能にする。これには高速の PC が必要であるため 2016 年度予算を充当

して購入した。

## ②低サイクル疲労による部材破断の評価

鉄骨造の高層オフィスビルでは、長時間にわたる海溝型地震による長周期地震動の揺れで、梁端部の接合部に低サイクル疲労による破断が生じ、構造が不安定化することが懸念されている<sup>19)</sup>。

文献 20) は、梁端部の破断が多発した兵庫県南部地震の被害を受け、直下型地震による破断を想定してその評価方法を提案しており、2015 年度にはその方法を適用して新宿校舎の梁で試算を実施した<sup>21)</sup>。しかしながら直下型地震と長周期地震動による揺れは性質が大きく異なり、直下型地震に関する経験則に基づく同文献の方法は適用できない。

文献 22) はこの問題に対して、柱梁接合部の定振幅疲労試験を Manson-Coffin 則に基づき整理して疲労曲線を示し、Miner 則で累積損傷指標を算出する一般的な方法を提案している。新宿校舎への直接的な適用には工夫が必要であり、有限要素解析や実験などを併用する必要があると考えられるが、前述した 3 次元モデルによる解析ですべての梁部材の応力や変形の応答履歴が取得可能であるため、まず同文献の手法で破断リスクを評価する。

また新宿校舎の特徴として H 型鋼のブレースが主耐震要素として多数使用されているが、繰返し変形により顕著な座屈が生じることを有限要素解析で確認している（図 3）<sup>23)</sup>。しかしながらブレースの低サイクル疲労については研究がごくわずかであり<sup>24)</sup>、また結果は接合部のディテールに大きく依存すると考えられるため、こちらでも有限要素解析や実験を実施し、破断リスクの評価を実施する必要がある。

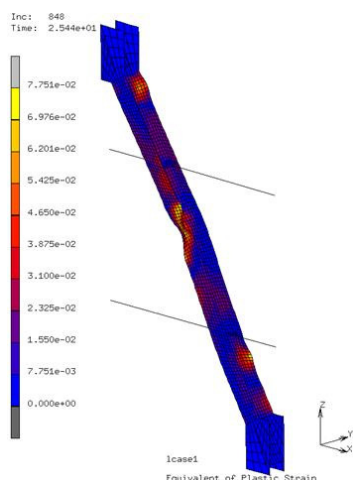


図 3 ブレースの有限要素解析

## 2) 体育館の大地震対策建築モデルに関する研究

### ①置屋根と支承部に関する課題

支承部に関する実験を継続するとともに、今までの実験で得た知見をもとに支承部の数値解析用復元力モデルを構築し、<鉄筋コンクリート下部構造+支承部+鉄骨屋根>から構成される体育館の 3 次元全体モデルによる非線形応答解析を実施し、支承部への損傷集中メカニズムを明らかにする。また安易な支承部補強は支承部周辺の屋根鉄骨の損傷を招きかねないが、支承部周辺の屋根部材に要求される必要耐力なども解析により明らかにする。

### ②学校体育館に関する課題

梁間方向の H 型鋼ラーメンの地震後のたわみを計測することにより地震で受けた損傷（塑性変形）を定量的に評価する方法の研究<sup>25)</sup>を進める。桁行方向のブレースについても、地震後の状態から損傷を定量的に評価する方法の研究を実施したい。また必要に応じて 2017 年度に導入予定の高速ジャッキシステムを用いて振動実験を実施し、検証を行う。

### 3) 非構造材に関する研究

東日本大震災で被害の多かった在来天井については、告示<sup>2)</sup>や学会指針<sup>26)</sup>が発行され、一応の安全対策が可能になった。しかしながら、都心のオフィスの多くには在来天井ではなくシステム天井が使用されている。また実際のビルの天井懐には空調、照明などの設備や配管が複雑に設置され（図 4）、地震時には両者が干渉して複雑な応答となる。旧 UDM で導入した振動台を用いて、システム天井の実験<sup>8,9)</sup>や設備と天井の干渉実験<sup>10)</sup>等を実施してきたが、一般的で簡易な天井、設備の診断方法や落下防止対策を提案するには至っていない。また現在の振動台により加振できる加速度は最大で 1 G 程度であるが、例えば告示<sup>2)</sup>で想定する加速度は最大で 2.2G であり、安全性を検証する実験としては加振能力が不足している。



図 4 天井内部の例

当事業で 2017 年度導入予定の高速ジャッキを動力とする振動台にて、天井、設備、間仕切壁などそれぞれ単体要素だけでなく、これらを組み合わせた実験を行い、診断法、落下防止対策などに繋げたい。

また非構造材、特に外装材は劣化が激しいため劣化診断方法が必要である。また非構造材が比較的短い周期で更新されることが多いことを考慮すると、リサイクル材料等の有効活用も考えられる。このような問題に対しては材料学的アプローチを試みる。

#### 4) 実施体制

テーマ 2 研究の実施体制を図 5 に示す。

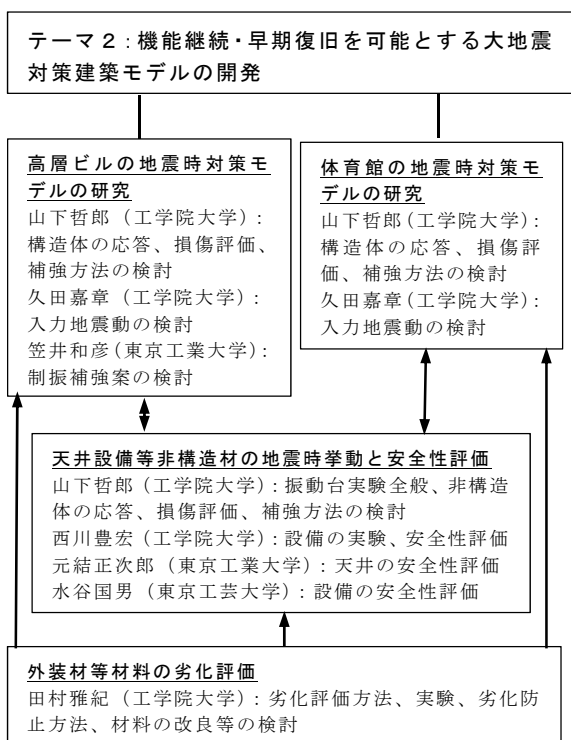


図 5 研究実施体制

## 2. 2016 年度の成果

### 2.1 既存高層ビルの大地震対策モデルの研究

#### 1) 概要

2016 年度は、表 1 を鑑み、様々な L1-L3 レベル地震動を既往の 3 次元モデルに入力してその応答レベルを確認するとともに、文献 27) の手法を援用して効率的な配置としたオイルダンパー補強案の応答解析を実施し、その効果を検証した。また、梁端溶接部の破断に対しては、溶接部の応力を低減するため下フランジ端部をドッグボーン状に加工する RBS 工法の適用可能性について、有限要素解析を用いた検討を実施した。ここでは解析について概要を述べる。

#### 2) 想定地震動

図 6,7 に入力地震動の速度応答スペクトルと加速度波形を示す。標準型地震動として、El-centro 波、ホワイトノイズ位相を使用した告示波の 2 種類、長周期・長時間地震動として東日本大震災、紀伊半島沖地震時に新宿校舎 1F で観測された位相スペクトルを用いて作成した東日本大震災使用告示 (311 告示)、紀伊半島沖地震位相使用告示 (紀伊告示)、活断層パルス型地震動として、1995 年兵庫県南部地震時に JR 鷹取駅で観測された波形 (鷹取)、2016 年熊本地震時に西原村で観測された波形 (西原) を使用する。なお、告示波の強さは L1, L2, L3 (L2 の 1.5 倍) の 3 段階とする。また速度応答スペクトルより、鷹取と西原の強さは L3 レベルであることが分かる。

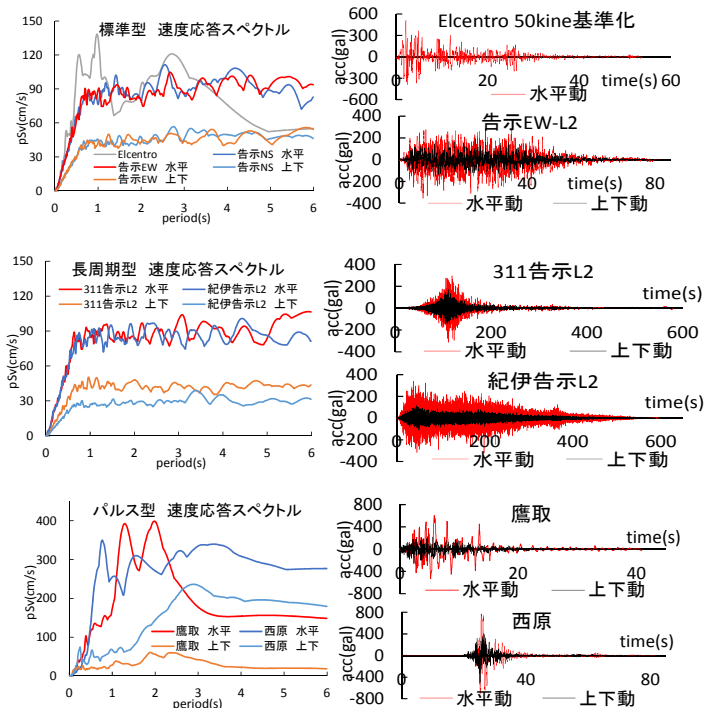


図 6 速度応答スペクトル (h=0.05) 図 7 地動加速度波形

#### 3) 新宿校舎の応答と制振補強ケーススタディ

図 8 に無補強の新宿校舎立体モデル (D00) の最大応答層間変形角を示す。解析は時刻歴弾塑性解析で、モデルの振動特性は東北地方太平洋沖地震の観測結果とほぼ一致させている<sup>6,7)</sup>。表 1 では L2 では最大層間変形角を 1/100 以内に抑えることが設計目標とされているが、部分的に上回る階がある。また、L3 でも告示波は 1/100 を若干越える程度であるが、上層階で鷹取、下層階特に EW 方向で西原の応答は大きく超過する。海溝型地震による長周期地震動による高層ビルの

揺れが注目されているが、最大変形に関する限り、長周期成分を多く含んだパルス性地震動の方が影響は大きい。

次にブレース型オイルダンパーで補強する案を図 9 に示す。ダンパー配置は文献 (27) を参考に以下のプロセスで定めた。

- 1)  $A_i$  分布を外力分布とする弾性解析を実施する。
- 2) 層間変形角の大きな階、ならびに剛性ゼロのブレースを設置した場合に軸方向の伸縮が大きい箇所を特定し、ダンパーを計 40 台設置(D40)。
- 3) ダンパー総数を固定し、レベル 2 の El-centro 波を入力し、層間変形の小さな階から大きな階にダンパーを試行錯誤的に移動させ、最大層間変形角 1/100 となるダンパー配置を定める。この補強案を D40 とする。
- 4) 同様に試行錯誤により、ダンパー 60 台を使用して最大層間変形角を 1/130 以下とした D60 補強案、84 台を使用して 1/150 以下とした D84 補強案を作成する。

図 10 に L1, L2 地震動による最大応答加速度を示す。NS 構面では D40 以上では大きな変化は見られない。L1 では D40 で最大 150gal 程度となる。

図 11 に L2, L3 地震動による最大層間変形角を示す。加速度と同様に、NS 構面では D40 以上で大きな変化は見られない。EW 構面では L2 において D40 でも層間変形角 1/100 以下を満足する。L3 入力に対してはパルス型地震動を除き D84 で 1/100 以下となるが、下層での変形が目立つ。パルス型では 1/100 を大きく上回る。西原のような活断層直下型の地震が発生する

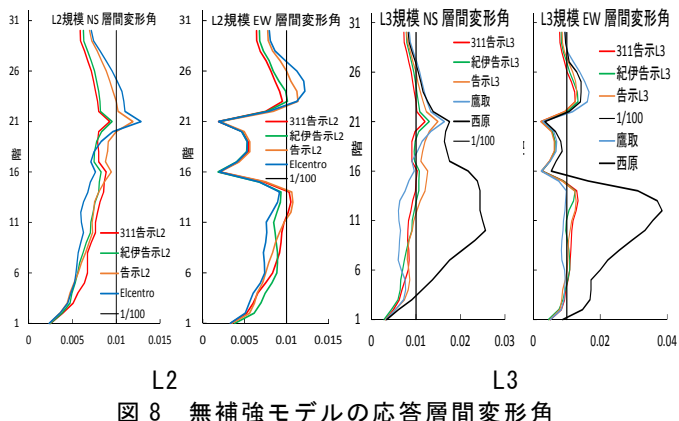


図 8 無補強モデルの応答層間変形角

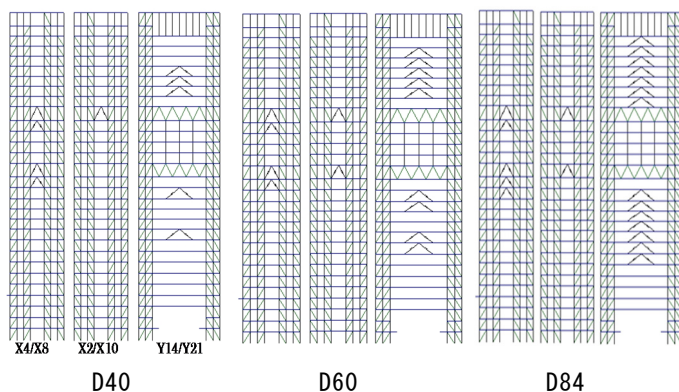


図 9 ダンパー補強モデル

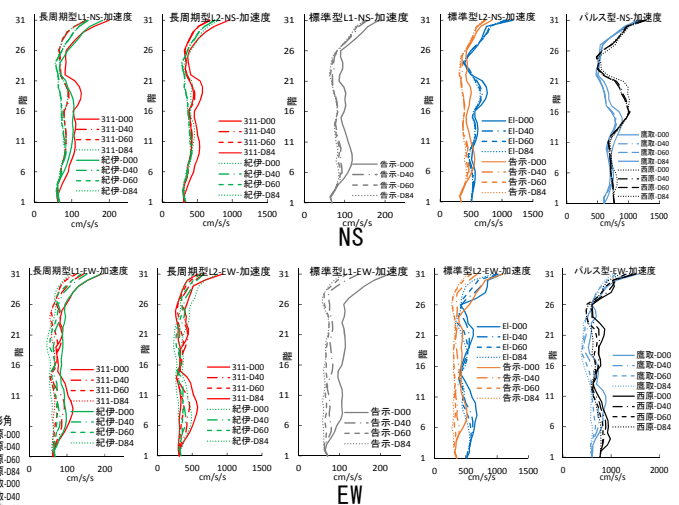


図 10 L1, L2 地震動に対する応答加速度

確率は低いですが、一旦発生すると構造の損傷は深刻で、再使用は不可能になる可能性が高い。

## 2.2 体育館の大地震対策モデルの研究

### 1) 概要

2016 年度の主な研究として、置屋根構造のピン支承部の摩擦及び破壊実験を実施した。

一般的に屋根の支承部は鉄骨造ビルと同様、ベースプレートを下躯体に埋め込んだアンカーボルトで固

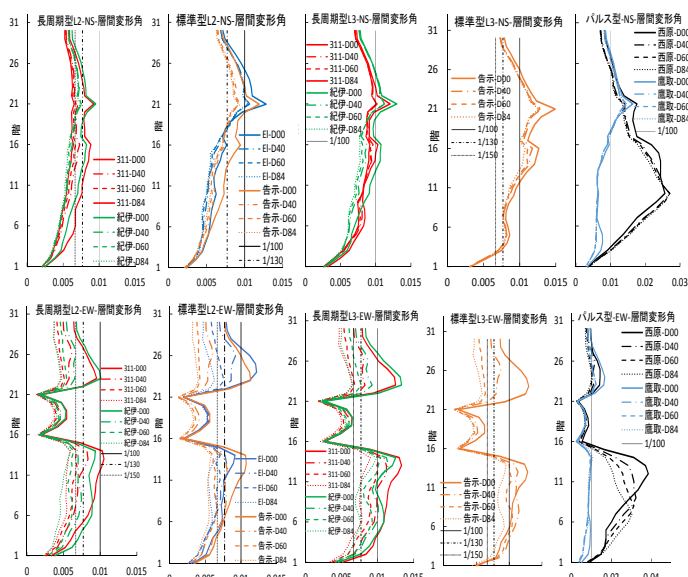


図 11 L2, L3 地震動に対する応答層間変形角

定する。柱脚鉄骨置屋根とコンクリート下部構造の間には高さの差が生じるので、支承部に作用する水平力は必ず偏芯を伴う。従って支承部周辺は水平力によるせん断力と、水平力と偏芯によるモーメントを負担しなければならない。2016 年度の実験は、屋根構造側が剛で偏芯モーメントが負担でき、アンカーボルト側がピンとみなせる（図 12）。このような支承部のモデル試験体を製作し、屋根自重を模した一定の鉛直荷重と、地震荷重を模した繰返し水平荷重を載荷する実験を実施し、その非線形復元力特性を近似する定式化を実施した。実験は以下 2 種類を実施する。

- ①モルタルとベースプレート間の実際の摩擦係数を知るための摩擦実験
- ②アンカーボルト大変形時の復元力特性を知るための破壊実験

破壊実験では、鉛直荷重 200kN を加える場合と加えない場合の 2 種類の実験を実施する。

### 2) 実験装置と試験体

図 13 に実験装置の全容を示す。上方のスライダーを設置したジャッキで一定の鉛直荷重を与えつつ、水平加力ジャッキでベースプレートに繰返し強制変位を与える。ベースプレートは下部構造を模したコンクリートボックスに埋め込まれた 4 本の M20 のアンカーボルト（表 3）で固定される。ベースプレートとコンクリートの間には実際と同様にベースモルタルが充填されるが、今回の実験ではその高さを、標準的な 50mm と地震被害が顕著な厚いモルタルを再現した 100mm の 2 種類とした。また破壊実験では  $\phi 25$  の穴の開いたベースプレートを使用し、摩擦実験ではアンカーボルトがベースプレートに接触しないように大きなルーズホールを開いたものを使用した（図 14）。ベースプレートそのものの変形を避けるため板厚は 40mm とした。ベースプレートを載せる前のモルタル表面の状態を図 15 に示す。モルタル打設時には表面を可能な限り平滑にした。

### 3) 実験結果

摩擦実験では、モルタル高さ 50mm, 100mm の各試験体に一定の鉛直荷重 25kN、50kN を加えつつ繰返し水平荷重を加える計 4 回の試験を実施した。荷重変形曲線を図 16 に示す。いずれの試験体の摩擦係数も概ね 0.5（全試験体平均値は 0.47）となり、建築学会接合部設計指針<sup>28)</sup>の安全限界用摩擦係数(0.5)とほぼ一致した。

鉛直荷重を加えない破壊実験の荷重変形曲線を図

17 に示す。横軸はベースプレートの水平変位  $\delta_{BH}$  とモ

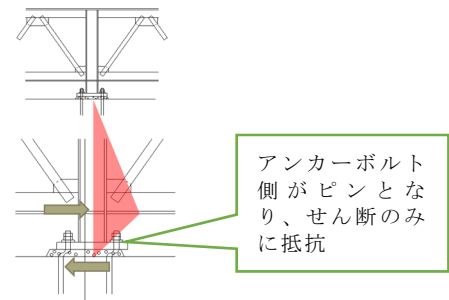


図 12 地震力の偏芯によるモーメント分布

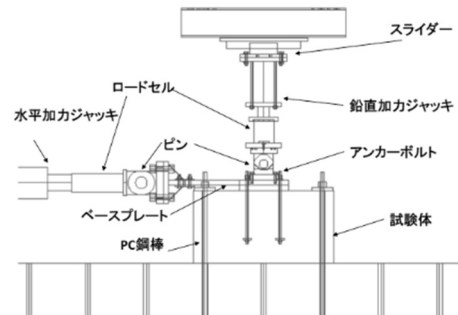


図 13 実験装置全容

表 3 アンカーボルトの機械的性質

規格	JIS G 1220
種類の記号	ABR400
ネジの呼び×ボルト長さ×ネジ長さ	M20×620×80×80
降伏点 $N/mm^2$	328
引張強さ $N/mm^2$	455
降伏比%	72
伸び%	31

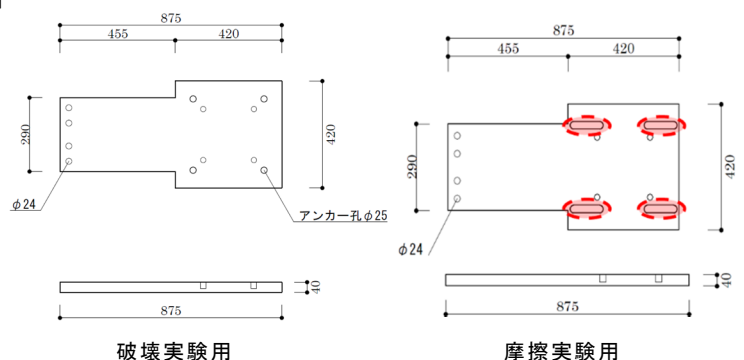


図 14 ベースプレート

ルタル層の初期高さ  $h$  より算定するモルタル層のせん断変形角  $\gamma$  である。

$$\gamma = \tan^{-1}(\delta_{BH}/h) \quad (1)$$

学会指針<sup>27)</sup>では、モルタルとの摩擦がなく支承部の水平抵抗要素がアンカーボルトのみとなる場合、式(2a,b)のせん断耐力式で支承の降伏耐力  $Q_y$ 、最大耐力  $Q_u$  を評価する。

$$Q_y = n \cdot q_{by}, \quad q_{by} = A_b \sigma_y / \sqrt{3} \quad (2a)$$

$$Q_u = n \cdot q_{bu}, \quad q_{bu} = A_b \sigma_u / \sqrt{3} \quad (2b)$$

$Q_y$  と  $Q_u$  を図中に水平線でプロットし、荷重変形曲線と交差する点の変形を見る。 $Q_y$  と最初に交差するのは  $\gamma \approx 0.7$ （モルタル厚 50mm）、 $\gamma \approx 0.4$ （モルタル厚 100mm）である。降伏耐力は通常損傷限界として用いられるが、いずれもアンカーボルトの顕著な塑性変形とモルタルの亀裂が生じた後(図 18)であり、損傷限界にはほど遠い状態である。また最大耐力に到達するのはモルタル厚 50mm 試験体の正側のみであった。このように鉛直荷重が小さい場合、学会指針の設計式では試験体の水平耐力を大幅に危険側に評価する。

鉛直荷重を 200kN とした破壊実験における荷重変形曲線を図 19 に示す。モルタル厚さ 50mm 試験体ではモルタルは粉砕されるが(図 20)鉛直荷重は最後まで減少せず、荷重支持能力は維持された。この時アンカーボルトの抵抗にベースプレートとモルタル間の摩擦が加わるため、アンカーボルトのみの場合と比べると耐力が格段に上昇した。しかしながらモルタル厚さ 100mm の試験体では、 $\gamma=0.2$  を越える付近からモルタル層の崩壊が顕著になり(図 21)、鉛直荷重を支持できなくなったため摩擦力が急激に低下し、水平耐力も上昇しなかった。

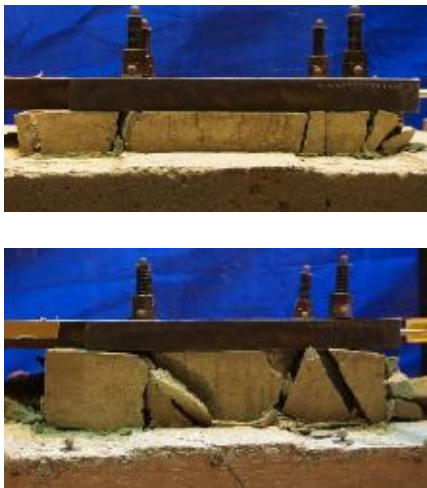


図 18 降伏せん断耐力  $Q_y$  到達時の状態（鉛直荷重なし）



図 15 モルタルの表面

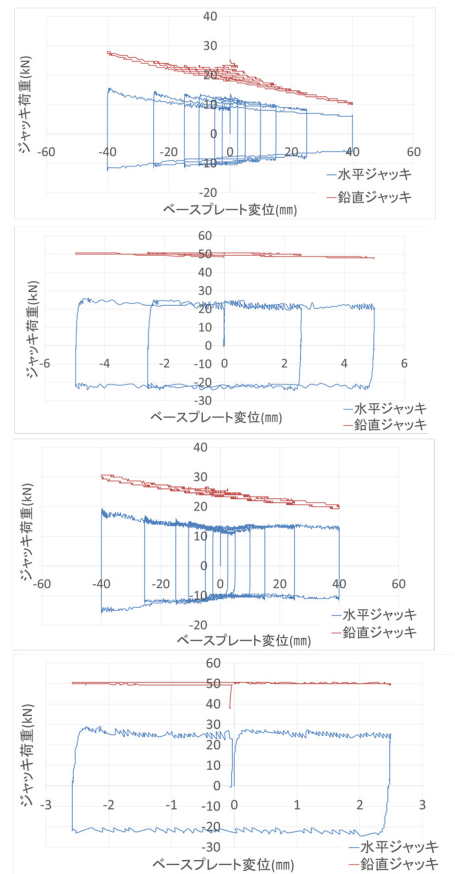


図 16 摩擦実験における荷重変形曲線

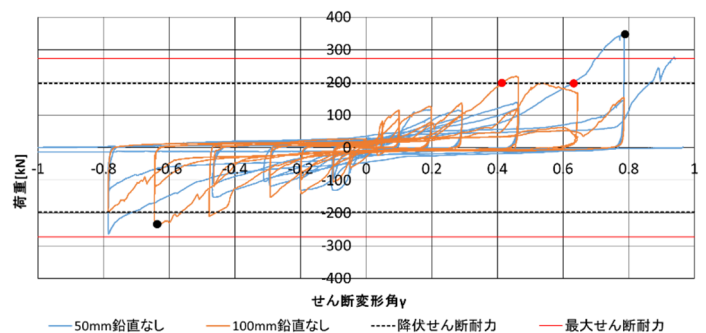


図 17 破壊実験における荷重変形曲線（鉛直荷重なし）

上記のアンカーボルト耐力に摩擦力  $F = \mu P_v$  を足し合

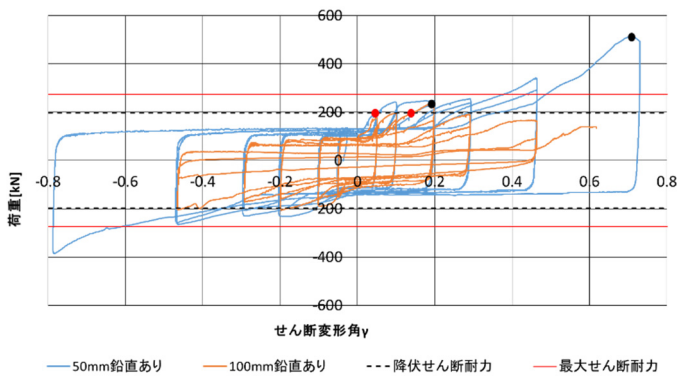


図 19 破壊実験における荷重変形曲線（鉛直荷重あり）

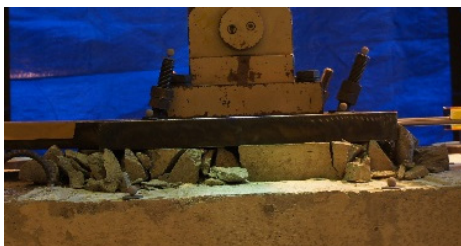


図 20 厚さ 50mm 最大耐力時の状態（鉛直荷重あり）

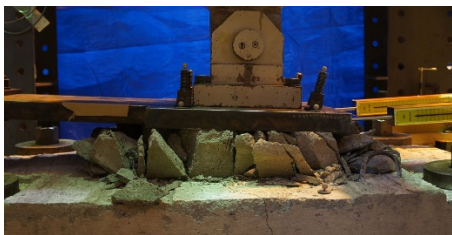


図 21 厚さ 100mm モルタルの崩壊（鉛直荷重あり）

#### 4) 復元力特性のモデル化

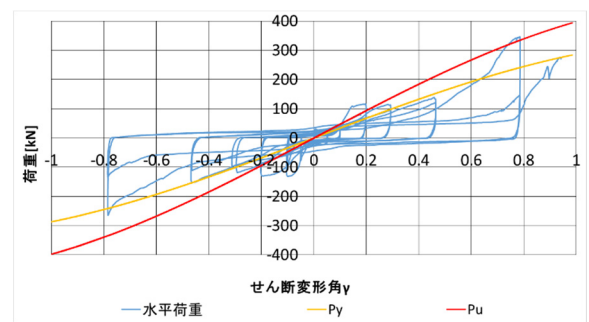
前述したようにアンカーボルトのせん断降伏を仮定すると危険側に耐力を算定することになるため、より実情に即したモデルとして、軸降伏型モデルを提案している<sup>29)</sup>。水平荷重とアンカーボルト軸力の水平成分が釣り合うと仮定すると（図 22）、降伏耐力  $P_y$ 、最大耐力  $P_u$  は  $\gamma$  の関数として

$$P_y = n \cdot N_{by} \sin \gamma, \quad N_{by} = A_b \sigma_y \quad (3a)$$

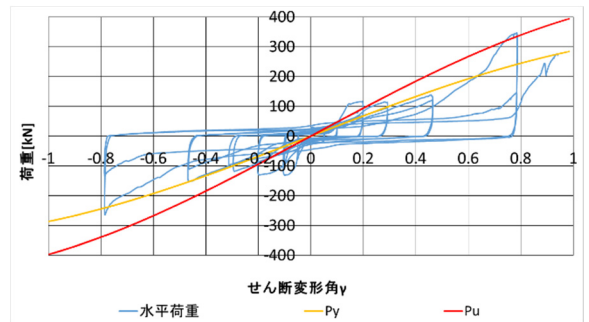
$$P_u = n \cdot N_{bu} \sin \gamma, \quad N_{bu} = A_b \sigma_u \quad (3b)$$

式(3a,b)を鉛直荷重なしの実験結果と比較する（図 23）。 $\gamma$  の大きな領域では  $P_y$  がよく実験結果を近似している。小変形領域においては実験結果の方が大幅に高く、軸降伏とは別のメカニズムを考える必要があるがこれは今後の課題である。

鉛直荷重  $P_v$  がある場合、摩擦係数を  $\mu=0.5$  として、

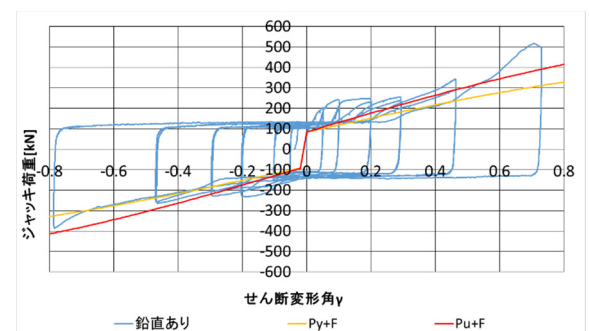


モルタル厚 50mm

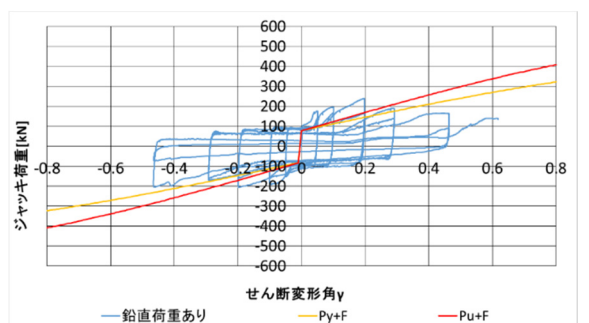


モルタル厚 100mm

図 23 式(3a, b)と実験結果の比較



モルタル厚 50mm



モルタル厚 100mm

図 24 摩擦を加えた算定式と実験結果の比較

わせる。 $P_v=200\text{kN}$  として実験結果との比較を図 24 に示す。モルタル厚さ 50mm の試験体ではよく実験結果を近似できているが、モルタル厚さ 100mm の試験体では、モルタルの粉砕による鉛直荷重支持能力の喪失で大変形域の耐力は実験値が低い。モルタルの摩擦力



を無視して耐力を評価すれば一応安全側である。

### 3. おわりに

ここでは、

1) UDMの成果を踏まえ、当事業テーマ2の背景と研究目標、課題を概観した。

2) 2016年度の研究成果を紹介した。

2017年度は以下の研究を予定している。

1) 高層ビルの研究においては応答解析の精度を向上するとともに、梁端部の低サイクル疲労破断の検討を実施する。

2) 体育館の研究においては、スライド機構を有する置屋根支承部の実験と、置屋根構造の応答特性を知るための3次元モデルによる解析を実施する。また地震後の状態より損傷を推定する方法を検討する。

3) 非構造材の研究においては、大加速度振動台の導入と整備を行う。

#### 謝辞

2016年度研究の一部には、工学院大学プロジェクト研究の支援を受けた。

#### 参考文献

- 1) 東京都財政局：構造設計指針、2016.1
- 2) 国土交通省他：2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書、2015.6
- 3) 文部科学省大臣官房文教施設企画部：屋内運動場等の耐震性能診断基準（平成18年版）（平成22年10月一部変更）、2010.12
- 4) 日本建築防災協会：2011年改訂版 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説、2011.9
- 5) 星幸男、久田嘉章、山下哲郎、鱒沢曜、島村賢太：超高層建築における常時微動・人力加振・地震観測記録と3次元立体解析結果の比較検討による振動性状評価に関する研究、日本地震工学会論文集、Vol.10 No.2 pp.73-88、2010.5
- 6) 山下哲郎、久田嘉章、坂本有奈利、久保智弘：新宿区超高層街区に建つ鉄骨造超高層建築の東北地方太平洋沖地震前後の振動特性、日本地震工学会論文集 特集号「2011年東日本大震災」その1、Vol.12 No.4 pp.14-26、2012.9
- 7) Y.Hisada, K.Kasai, T.Yamashita, D.S.Du, E.Pu, K.Shirasaki, H.Aoki, M.Nakanishi：Damage Prediction and Retrofit Plan Using Dampers for a High-Rise Steel Building in Tokyo Based on Its Response Records, 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago Chile, 2017.1
- 8) 小泉秀斗、坂本有奈利、久田嘉章、山下哲郎：振動台実験によるシステム天井シングルライン工法の力学特性および損傷評価に関する研究、日本地震工学会論文集、Vol.14 No.2 pp.144-163、2014.5
- 9) 森大、元結正次郎、佐藤恭章、山下哲郎、中西規夫、末岡利之：ラインタイプシステム天井の動的実験概要と損傷状況 ラインタイプシステム天井の動的性状に関する検討 その1、2014年度日本建築学会大会(近畿)学術講演会・建築デザイン発表会、天井：振動台実験、構造I、pp.973-974、2014.9
- 10) 森大、元結正次郎、山下哲郎、石原直：動的要素実験の概要および再現解析モデルの提案：地震時における鋼製下地在来工法天井と設備機器の相互作用に関する研究 その2、日本建築学会大会(関東)学術講演会、構造I、pp.881-882、2015.9
- 11) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告 建築編3、鉄骨造建築物、シェル・空間構造、2014.9
- 12) 国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人建築研究所：平成28年(2016年)熊本地震建築物被害調査報告(速報)、国総研資料No.929号、建築研究資料No.173号、2016.9
- 13) 米田良祐、山下哲郎：鉄骨造学校体育館の桁行方向ブレース構造の弾塑性応答変形推定、日本建築学会技術報告集、No.42、pp.501-506、2013.6
- 14) 白鳥和希、実験概要とスライド支承の実験結果 鉄骨置屋根支承部の地震時破壊挙動と耐力に関する研究(その1)、日本建築学会技術報告集、Vol.21、No.49、pp.1001-1005、2015.10
- 15) 山下哲郎、白鳥和希：半剛支承の破壊挙動と耐力評価 鉄骨置屋根支承部の地震時破壊挙動と耐力に関する研究(その2)、日本建築学会技術報告集、Vol.22 No.50 pp.47-52、2016.2
- 16) Tetsuo Yamashita, Naoki Wada: Mobility of conventional slide bearings supporting steel roofs, IASS Symposium 2016, Tokyo, Program & Short Abstracts, Spatial Structures in the 21st Century (9 page full paper in USB), p.43, 2016.9
- 17) 日本建築学会：ラチスシェル屋根構造設計指針、2016.11
- 18) 日本建設技術高度化機構鉄骨置屋根構造耐震研究編集委員会：鉄骨置屋根構造の耐震診断・改修の考え方、技報堂出版、2015.9
- 19) 鈴木芳隆、吹田啓一郎ほか：18層鉄骨造高層建物の南海トラフ予測地震動による振動台実験と解析、巨大海溝型地震・内陸地震に対する鋼構造の取り組み、2015年度日本建築学会大会(関東)PD資料、pp.33-44、2015.9
- 20) 日本建築センター、日本鉄鋼連盟：鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説、2003.9
- 21) 青木花子・山下哲郎・白崎和幸・笠井和彦・杜升・久田嘉章、長周期地震動等を考慮した既存超高層建築の耐震性能とダンパー補強効果の評価 その3 梁端の破断状況の試算、2016年度日本建築学会大会(九州)(学術講演梗概集B-2 pp.89-90)、2016.8
- 22) 長谷川隆、成原弘之、安田聡：多数回繰返し載荷を受ける梁端部の塑性変形能力と超高層鉄骨造建物の耐震安全性の検証、巨大海溝型地震・内陸地震に対する鋼構造の取り組み、2015年度日本建築学会大会(関東)PD資料、pp.19-32、2015.9
- 23) 吉谷貴寛、山下哲郎、久田嘉章：首都圏で予測さ

- れる強震動を受ける既存超高層の H 形鋼ブレースの弾塑性座屈解析、第 14 回日本地震工学シンポジウム（2014）論文集、pp.751-756
- 24) 竹内徹、中村悠、松井良太：接合部固定度を考慮した H 形断面ブレースの座屈後履歴性状及び累積変形性能、日本建築学会構造系論文集 No.653、pp.1289-1296、2010.7
- 25) Ryo Iwasawa, Tetsuo Yamashita, Shungo Manjo: Study on accumulated deflection due to plastic deformation steel moment frames of gymnasiums, IASS Symposium 2016, Tokyo, Program & Short Abstracts, Spatial Structures in the 21st Century (8 page full paper in USB), p.61, 2016.9
- 26) 日本建築学会：天井等非構造材の落下に対する安全対策指針・同解説、2015.1
- 27) 笠井和彦、岩崎啓介：様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法、日本建築学会構造系論文集 No.605、pp.37-46、2006.7
- 28) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、2012.7
- 29) Naoki Wada, Tetsuo Yamashita : Experimental study on inelastic response of bearings supporting steel roofs for cyclic loading, IASS Symposium 2016, Tokyo, Program & Short Abstracts, Spatial Structures in the 21st Century (8 page full paper in USB), p.110, 2016.9