

# トグル制震装置で耐震補強された 10 階建集合住宅建築物の補強効果

## Seismic Retrofitting Effect of 10-STORY Residential Building Retrofitted Using Damping System with Amplifier Mechanism

高瀬 裕也<sup>※1</sup> 池田 隆明<sup>※1</sup> 鈴木 武志<sup>※2</sup> 佐藤 一彦<sup>※3</sup>  
Yuya Takase Takaaki Ikeda Takeshi Suzumura Kazuhiko Satoh  
妹尾 嘉章<sup>※2</sup> 阿部 隆英<sup>※4</sup> 久保田 雅春<sup>※4</sup>  
Yoshiaki Senoo Takahide Abe Masaharu Kubota

### 【要旨】

2011 年の東北地方太平洋沖地震では、多くの耐震補強された建物が大きな地震動を受けた。著者らは、仙台市内にあるトグル制震装置を用いて補強された 10 階建ての集合住宅における耐震補強効果について、現地調査と地震応答解析から検証した。現地調査の結果、構造躯体には継続使用が可能な軽微なひび割れが幾つか確認された程度であった。また地震応答解析の結果、高さ方向の変形分布が、現地調査で確認された油圧ダンパーの作動量や、非構造部材に生じたひび割れ幅の傾向と整合性があり、解析結果の妥当性を示した。また、最大層間変形角の解析結果は、設計クライテリア以内に納まっており、これらからこの建築物の耐震補強の効果を確認した。さらに、修正圧縮場理論を用いて非構造部材である方立壁の最大耐力時の変形量を評価し、本震時にはかなり早い段階で方立壁が破壊していたことを推定し、この方立壁が建築物の構造性能に与えた影響は小さかったことを明らかにした。

【キーワード】 トグル制震装置 2011 年東北地方太平洋沖地震 方立壁

### 1. はじめに

1995 年に発生した兵庫県南部地震において、耐震性能の低い多くの建築物、特に新耐震基準が制定された 1981 年よりも以前に設計された建築物に、甚大な被害が生じた。これ以来、耐震基準を満たさない建築物への耐震補強が急速に進んだ。2011 年東北地方太平洋沖地震（以下、本地震）では、このように耐震補強された複数の建築物が極めて大きな地震動を受け、本地震後にこれらの建築物の状況が報告<sup>1)~3)</sup>され、耐震補強の効果や課題が明らかにされている。

一方で、我国およびその周辺域での地震活動は活発であり、依然として南海トラフ沿いの沈み込み帯を始め、複数の地域において規模の大きい地震が発生する可能性が高く、耐震性能の低い建築物に対する有効な耐震補強が早急に望まれている。したがって、様々な震補強工法の効果を検証し、その結果を今後の耐震補強に反映させることは極めて重要である。

そこで著者らは、耐震補強工法の中でも、制震装置を用いて補強された建築物の補強効果の検証を行う。対象とする建築物は、本地震の震源に近く、最大で震度 6 強が観測された仙台市内に建ち、トグル制震装置（増幅機構付制震装置）によって補強された 10 階建の集合住宅

（以下、本建築物）とする。

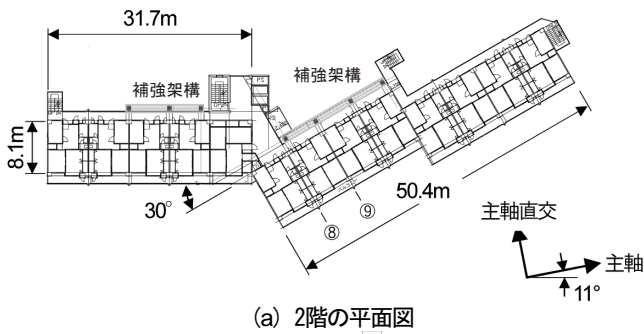
まず本建築物の現地調査を行い、構造部材、非構造部材、補強部材の状況を調べた。次に、本建築物の地震応答解析を行い、本地震時の建築物の変形状態を推定した。これらの結果より、本建築物の耐震補強効果を総合的に検証した。

加えて本地震では、本建築物を含め多くの建築物において非構造部材の損傷が確認されている。そこで本論文では、非構造部材の一つである方立壁のせん断荷重 - 変形角関係を既往の理論モデル<sup>4)</sup>を用いて推定し、そのせん断耐力やせん断耐力に達する際の時刻などから非構造部材が本建築物の構造性能に与える影響について若干の考察を行った。

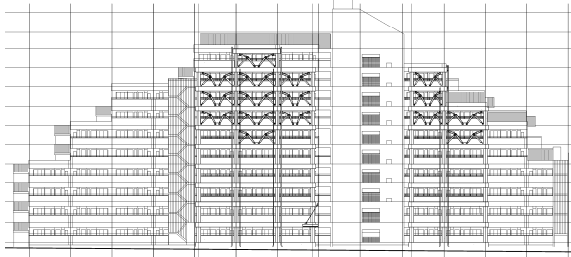
### 2. 本建築物および耐震補強の概要

#### 2.1 本建築物の概要

図 1 に耐震補強後の本建築物の 2 階平面図と北側立面図を示す。また、写真 1 に耐震補強後の本建築物の全景を示す。本建築物は 1979 年に竣工した、いわゆる旧耐震設計の集合住宅である。本建築物は、平面的にはエレベーターホールを境に「くの字」型に屈折しており、さらに東側の棟で雁行し、立面的には 5 階以上の階で両



(a) 2階の平面図



(b) 北側立面図

図-1 耐震補強後の本建築物の平面と立面



写真-1 耐震補強後の本建築物の全景



写真-2 ひび割れが生じている既存柱の一例



写真-3 3方部分スリットを設けた壁

側がセットバックする複雑な形状となっている。構造形式は、1階から6階までが鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造、7階から10階までは鉄筋コンクリート(RC)造であり、桁行方向がラーメン構造、梁間方向が耐震壁付ラーメン構造である。

## 2.2 補強設計の概要

本建築物の第3次耐震診断の結果、梁間方向は全ての階で、 $I_s$ 値が新耐震基準と同レベルとされる0.6を上回ったが、桁行方向の $I_s$ 値が一部の階を除き0.6を下回ったため、桁行方向に対し耐震補強が行われることとなった。補強構法は、補強後の居室の利用性(耐震補強によって利用できない居室を生じさせないこと)や、補強工事時の建

物の使用性、経済性などの課題から、トグル制震装置(増幅機構付制震装置)を用いた耐震補強構法が採用された。具体的には、北面の外廊下側にトグル制震装置<sup>5)</sup>を取り付けた、鉄骨(S)造柱、SRC造梁で構成される補強架構を、1階から順に既存躯体に増設スラブを介して接続していく外側補強構法である。この増設スラブはあと施工アンカーによって既存躯体に接合される。補強の目的は建物の倒壊を防ぐことであり、主な設計クライテリアとして、極めて稀に発生する地震動のスペクトル強度を有する告示波(3波)と代表的な観測波(EI Centro 1940 NS, Taft 1952 EW, 東北1978 NS)に対し、層間変形がSRC造で1/125, RC造で1/150以内に抑えるものとされた。またこの層間変形角までは、柱がせん断破壊しないことも設計クライテリアに挙げられており、脆性的な柱には構造スリット(部分スリット)を設け、靱性を確保したあとに耐震補強が実施された。

## 2.3 トグル制震装置

トグル制震装置<sup>5)</sup>を用いた補強構法では、「この原理」を応用することにより、油圧ダンパーに躯体の層間変位を増幅して与えることができ、地震エネルギーの吸収量を倍増することが可能となる。この耐震補強では、設計限界減衰力43tfの油圧ダンパーを使用し、増幅率は1.7倍~2.3倍に設定されている。設置基数は、6階に4基、7階に10基、8階に8基、9階に8基、および10階に2基の計32基である。このように6階から10階のみにトグル制震装置が設置され、1階から5階は補強架構のみが設置されている。

## 3. 建築物の地震後の現地調査の結果

### 3.1 現地調査の概要

2011年4月6日から8日の間に現地調査を実施した。本震が発生した3月11日から調査最終日の4月8日までに、比較的規模の大きな余震が多く発生しており、本現地調査の結果には、本震と余震の両者の影響が含まれる。本現地調査では、i) 既存構造部材、ii) 補強架構(新設構造部材)、iii) 非構造部材、および iv) トグル制震装置のそれぞれの状況を調査した。本調査においては、外廊下から確認可能な部分を調査した。なお、4月7日に震度6強の余震が発生したが、iv)の項目のみこの余震後に調査し、それ以外の項目は余震前に行った。

### 3.2 既存構造部材の状況

写真-2と写真-3に、ひび割れが生じている既存柱の一例と、3方部分スリットを設けた壁の一例をそれぞれ示す。一部の既存柱や既存梁に、微細なひび割れが確認されたが、そのほとんどはひび割れ幅が0.2mm以下である。この損傷の程度は、RC造建物の耐震性能評価指針(案<sup>6)</sup>)によれば、「修復せずに継続使用可能な程度」に分類される。また写真-3に着目すると、3方部分スリットを設けた壁にはせん断ひび割れが生じているが、このひび割

れは既存柱へは進展していない。したがって、部分スリット<sup>7)</sup>が有効に作用したと判断される。

### 3.3 新設構造部材の状況

S造の新設柱はALC版で耐火被覆されているため、躯体部分を直接観察できないが、ALC版に損傷は確認されなかった。仮に鉄骨が降伏し大きく変形すれば、ALC版にも損傷が生じると考えられる。したがって、新設柱には局所的な損傷はあるかもしれないが、大きな損傷はないと推測される。新設梁については、損傷は確認されなかった。新設架構と既存架構の接合部において、ひび割れや接合面で滑った痕跡は認められず、あと施工アンカーを介して適切にせん断力が伝達され、地震時に両者が一体となって挙動し、地震エネルギーの吸収を担うトグル制震装置が有効に機能したと推察される。

既存構造部材の状況と併せ、本建築物の構造部材には修復すべき損傷は確認されず、本建築物を継続して使用することが可能である。

### 3.4 非構造部材の状況

補強設計では非構造部材の損傷を回避または低減するための対応（例えば構造スリットなどによる処置など）が取られていないため、外廊下側の方立壁（以後、特記の無い限り方立壁は外廊下側のものを意味する）にせん断ひび割れが確認された。この方立壁は厚さ120mmで、D10の鉄筋が250mmピッチで配筋されたもので、仕上げには吹付けタイルが使用されている。写真-4に⑧-⑨通り間の1階から10階までの方立壁の損傷状況を示す。1階と10階の方立壁には、0.2mm程度の軽微なせん断ひび割れが確認される程度（仕上げの剥落を除いたコンクリートのひび割れ幅）であるが、中間階に向かって損傷が大きくなり、3階から5階ではかぶりコンクリートが剥落する損傷が確認された。本調査では、各階の方立壁の残留ひび割れ幅をクラックスケールで計測しており、これらの結果については次の3.5節で示す。

### 3.5 トグル制震装置の状況

現地調査では油圧ダンパーが作動する際にロッドに残る潤滑油の痕跡を全数確認し、その痕跡から作動変位を計測した。地震後に油圧ダンパーが中立位置に戻ったと考え、この計測値は片側方向（油圧ダンパーが縮む方向）の作動変位を表す。各階の油圧ダンパーの最大作動変位を、方立壁の残留ひび割れ幅とともに図-2に示す。同図の油圧ダンパーの作動変位に着目すると、6階における作動変位が最も大きく、そこから上の階に向かって徐々に小さくなる。この傾向は方立壁の残留ひび割れ幅の状況とも類似する。なお、3階から5階までの方立壁は、かぶりコンクリートの剥落により残留ひび割れ幅の計測は出来なかった。

## 4. 地震応答解析による地震時の変形挙動の推定

### 4.1 地震応答解析の概要

本建築物の地震時の変形挙動を、杭鉛直バネおよび増幅機構付制震装置を考慮した非線形立体フレーム解析により評価する。

解析モデルとして、構造部材の復元力特性には武田

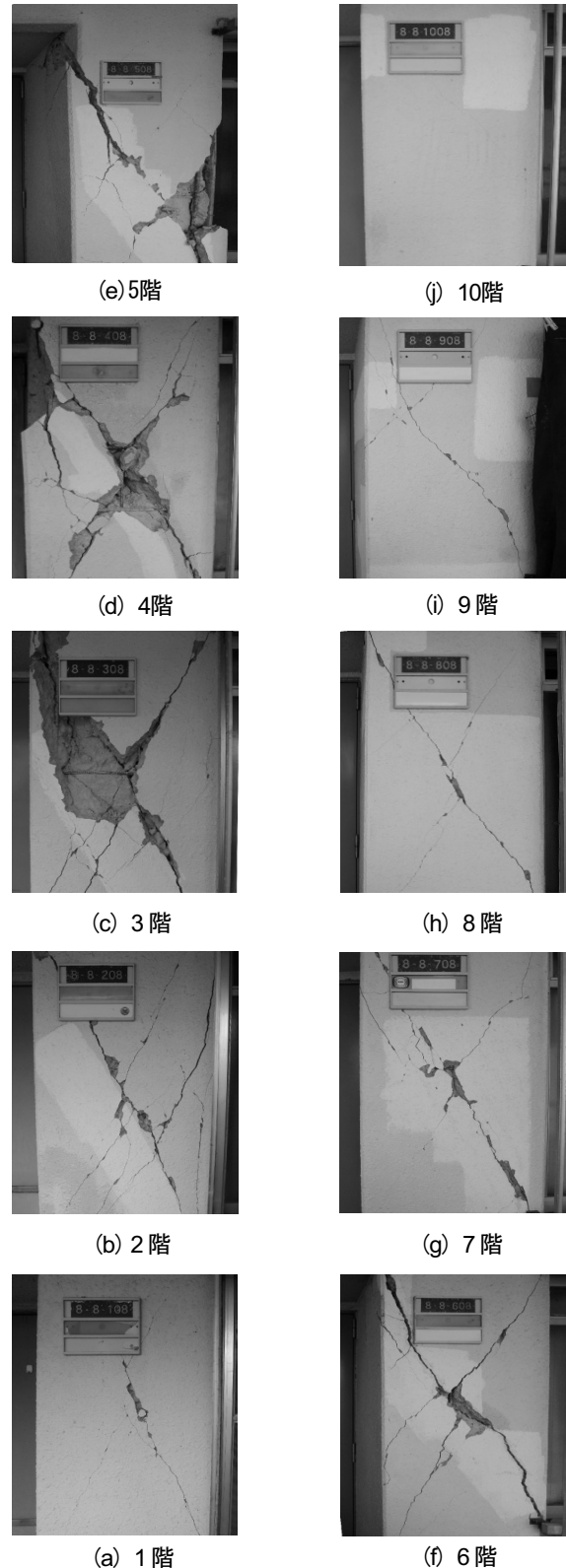


写真-4 ⑧-⑨通り間の方立壁の状況

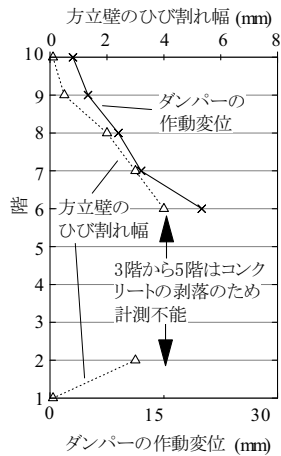


図-2 ダンパーの作動変位と方立壁のひび割れ幅

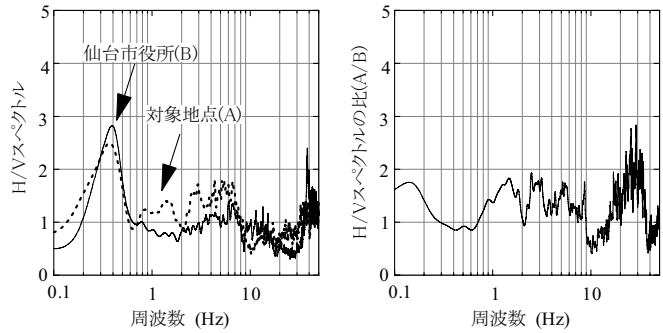


図-3 対象地点と地震観測地点(仙台市役所本庁舎)の微動のHVスペクトルとその比

モデルを、油圧ダンパーにはMaxwell型モデルを、トグル制震装置の腕部材には取付け部の変位ロスを考慮したスリップモデルを用いる。地震応答解析は、耐震補強を行った場合と行っていない場合の、2つの条件で実施する。これにより、本震時の建物の変形状態を把握するとともに、耐震補強を行ったことによる効果について検証する。

#### 4.2 入力地震動の推定

本建築物では地震観測が行われていないため、対象地点から南西方向に約2.6kmに位置する仙台市役所本庁舎で観測された地震動記録<sup>9)</sup>を補正して使用する。補正方法には、比較的簡便でありながら工学的に妥当な精度で対象地点の地震動を評価できる、微動計測による地震観測地点と対象地点のHVスペクトル比を用いた方法を用いる。Seoらの知見<sup>9)</sup>から式(1)が成立すると仮定し、観測波形の周波数振幅を二地点のHVスペクトルの比により補正する。図-3に二地点のHVスペクトルを示す。

$$\frac{A(f)}{B(f)} \approx \frac{A_{H/V}(f)}{B_{H/V}(f)} \quad (1)$$

ここで、 $A(f)$ 、 $B(f)$ は対象地点と地震観測地点の地震動のフーリエ振幅、 $A_{H/V}(f)$ 、 $B_{H/V}(f)$ は対象地点と地震観測地点の微動のHVスペクトルである。

地震応答解析では、図-1に示す主軸および主軸直交方向に二方向入力を行うため、HVスペクトルで補正した地震動を方位変換する。図-4に入力地震動の加速度時刻歴を、図-5に擬似速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) を示す。この図には、補強設計でレベル2地震動として用いた告示スペクトルを併記する。

#### 4.3 耐震補強を行っていない場合の挙動

図-6に桁行方向の最大層間変形角について、耐震補強を行った場合と行っていない場合のそれぞれの解析結果を比較して示す。耐震補強前の7階から9階の層間変形角は設計クライテリア (RC造: 1/150, SRC造: 1/125) を超えており、8階では1/115まで拡大する。そのため、

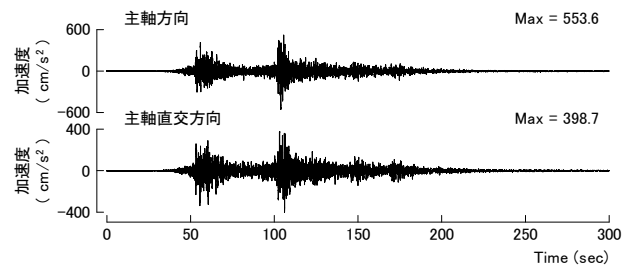


図-4 入力地震動の加速度時刻歴

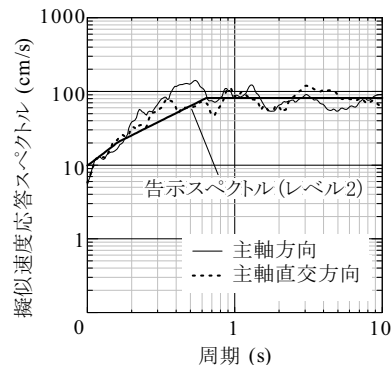


図-5 入力地震動の擬似速度応答スペクトル ( $h=5\%$ )

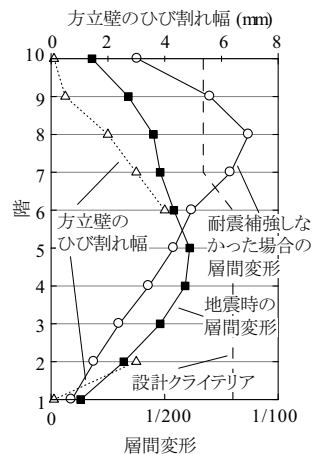


図-6 地震応答解析による最大層間変形角

耐震補強を行っていなかった場合には、本地震により上層階の構造部材がせん断破壊するなど、ある程度の被害が発生していた可能性が想定される。また耐震補強を行っていない場合の層間変形角の高さ方向の分布は、8階が最も大きく、前章で述べた現地調査で確認した方立壁の損傷の状況、つまり最下階と最上階では損傷が小さく、中間階に向かって損傷が大きくなる傾向と異なる様相を示している。

#### 4.4 耐震補強を行った場合の挙動（実挙動）

耐震補強後の層間変形角の最大値は1/164であり、耐震補強を行っていない場合の最大値1/115に比べ、層間変形角は約70%に抑制される。耐震補強後の層間変形角は全層で設計クライテリアよりも小さく、現地調査で構造部材に被害が見られなかったことと整合する。

耐震補強後の層間変形角は、5階が最も大きく上下階に向かって小さくなる。この変形の状態は、現地調査で見られた方立壁の被害状況と整合している。図-6には⑧-⑨通りの方立壁の残留ひび割れ幅も併記し、層間変形角と比較して示している。3~5階部分は計測不能であったが、上層階および下層階のひび割れが小さく中層階が大きい傾向は、層間変形角の分布と整合している。さらに図-2に示したように、油圧ダンパーの作動変位と方立壁の残留ひび割れ幅の傾向も類似していることから、耐震補強後を対象とした地震応答解析の結果は作動変位に対しても整合している。

以上に述べたことから、ここで実施した地震応答解析の結果は、本震時の建物の地震時挙動を概ね再現できていると推察され、図-6に示したように、トグル制震装置により本建築物を耐震補強したことで、層間変形角が大きく低減された。そのため、設計クライテリアを満足できたと判断される。また耐震補強により層間変形角の高さ方向の分布形状が変容しているが、これは上層階のみにトグル制震装置が設置されたことに起因するものである。

## 5. 方立壁の損傷に関する考察

### 5.1 概要

本建築物の損傷状況の特徴の1つに、耐震補強により構造部材は健全であったが、方立壁にせん断ひび割れが確認されたことが挙げられる。方立壁は非構造部材であり、本建築物の耐震補強設計の方針に則ればこの損傷は許容される。しかし、方立壁が地震時の建築物の挙動に対し、どれほど影響したのかを把握することは、今後の耐震補強設計において重要な資料になり得る。そこで本章では、方立壁の最大せん断荷重（以下、せん断耐力と呼ぶ）およびせん断耐力時の変形角、さらに方立壁の破壊時点を推定し考察する。

### 5.2 方立壁のせん断耐力とせん断耐力時の変形角の推定方法

これまでの研究は構造部材に焦点を当てたものが多く、非構造部材である方立壁を対象とした研究は極めて少ない。その少ない既往の研究例のほとんどは、実験的に検証されたもの<sup>10-12)</sup>であり、方立壁のせん断荷重-変形角関係を解析的に評価した研究例は見当たらない。そこで本論文では、本建築物の方立壁の形状が正方形に近いことから、RC平板要素の構成則のひとつである修正圧縮場理論<sup>4)</sup>により方立壁のせん断荷重-変形角関係を推定できると仮定する。図-7の(a)と(b)に、修正圧縮場理論の応力場と変位場をそれぞれ示す。修正圧縮場理論は、変形の適合条件、応力の釣り合い条件、および鉄筋とコンクリートのそれぞれの材料構成則からRC平板要素のせん断耐力-変形角関係を記述するものである。

### 5.3 修正圧縮場理論による方立壁の荷重-変形関係の推定精度

本建築物の方立壁の検証を行う前に、修正圧縮場理論により方立壁のせん断荷重-変形角関係を再現できるかを確認するため、既往の実験から本建築物の方立壁の諸元と類似する、林田らのWH-0.5-0.41試験体<sup>12)</sup>を対象に計算値と実験値を比較する。

図-8にWH-0.5-0.41試験体の実験値と計算値を比較したものを示す。同図には、実験値のうち正側の挙動のみを示している。比較結果を見ると、計算値では第一折れ点（ひび割れ発生時）の荷重が実験値よりも大きめに算定されている。この理由として、乾燥収縮による初期ひび割れの影響などにより、実験値が計算値よりも小さめに得られた可能性が指摘される。しかし、せん断耐力やせん断耐力時の変形角は修正圧縮場理論によって概ね実験値を再現できており、これらを評価する上では良好な精度で推定できると判断する。

### 5.4 方立壁のせん断耐力とせん断耐力時の変形角の算定

表-1に、修正圧縮場理論を用いて計算した、本建築物の各階のせん断耐力とせん断耐力時の変形角を示す。方立壁のせん断耐力は、111kNから132kNの値であり、せん断耐力時の変形角はいずれの階も1/330前後となる。本建築物の7階の主要なRC柱のせん断耐力が、700kNから1000kN近くあることから判断すると、方立壁が保有するせん断耐力は、既存柱のせん断耐力の10~15%程度の耐力となる。

### 5.5 本震時における方立壁のせん断破壊時刻

本建築物の方立壁のように、垂れ壁や腰壁と一体となっている場合には、局部的に変形が集中するため、層間変形角と方立壁の変形角は等しくはならない。本建築物の垂れ壁や腰壁では、せん断ひび割れが確認されなかったことから、これらの部位ではほとんど変形せず、方立壁の中央部分に変形が集中したと考えるのが妥当である。

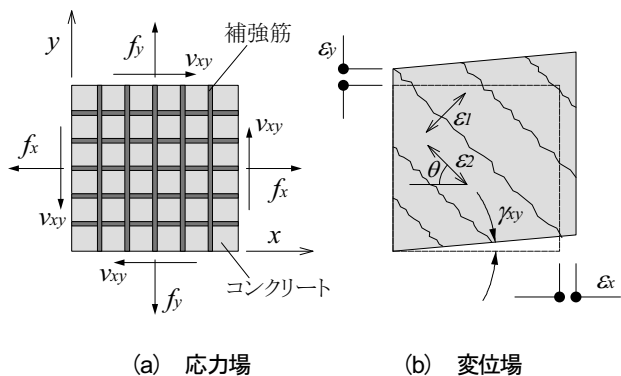


図-7 修正圧縮場理論の要素

( $f_x, f_y$ :軸方向応力,  $v_{xy}$ :せん断応力,  $\epsilon_x, \epsilon_y$ :軸方向ひずみ,  $\epsilon_1, \epsilon_2$ :主軸引張方向のひずみ,  $\epsilon_3$ :主軸圧縮方向のひずみ,  $\gamma_{xy}$ :せん断変形角,  $\theta$ :主軸の角度)

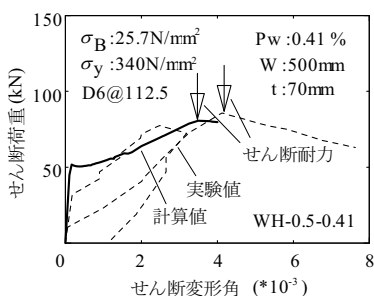


図-8 修正圧縮場理論と実験値<sup>12)</sup>の比較

( $\sigma_B$ :コンクリート圧縮強度,  $\sigma_y$ :鉄筋降伏強度,  $P_w$ :鉄筋比,  $W$ :壁幅,  $t$ :壁厚)

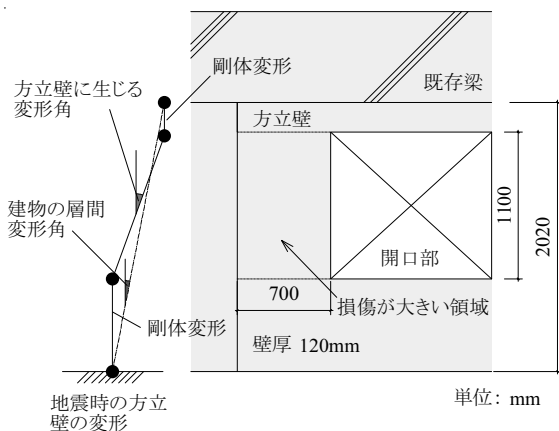


図-9 方立壁の諸元と地震時の変形

表-1 方立壁のせん断耐力とせん断耐力時の変形角

階	コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )	せん断耐力(kN)	せん断耐力時の変形角	最早破壊層間変形角
10	22.50	132	1/333	1/610
9	22.50	132	1/333	1/610
8	11.45	111	1/331	1/608
7	22.50	132	1/333	1/610
6	12.48	113	1/331	1/608
5	15.04	118	1/332	1/610
4	13.47	116	1/331	1/608
3	13.13	114	1/331	1/608
2	15.07	123	1/332	1/610
1	22.50	132	1/333	1/610

換言すれば、層間変形角が方立壁のせん断耐力時の変形角に達するよりも早い段階で、方立壁がせん断破壊したと推定される。そこで図-9に示すように、

垂れ壁と腰壁が剛体変形すると仮定して、方立壁がせん断破壊する際の建物の層間変形角（つまり、方立壁のせん断耐力時の変形角に開口部高さとの柱の内法高さの比を乗じた値）を最早破壊層間変形角と呼び、前掲の表-1に併記する。この最早破壊層間変形角が考えられる中で、最も早期に方立壁がせん断破壊する層間変形角である。これに対し、方立壁のせん断耐力時の変形角と同じ値の層間変形角を最遅破壊層間変形角と呼ぶ。どちらの層間変形角で方立壁がせん断破壊したかを、時刻歴応答解析の結果と写真-4に示す建物の現地調査の結果から推察する。

図-10に、地震応答解析による1階、2階、3階、5階、10階の耐震補強後の層間変形角の時刻歴波形を示し、層間変形角が最早破壊層間変形角に達する時点（最早破壊開始点と呼ぶ）と、最遅破壊層間変形角に達する時点（最遅破壊開始点と呼ぶ）を、正負両側それぞれの波形上にプロットする。ここで用いる層間変形角の時刻歴波形は、写真-4の方立壁の西側に隣接する柱部材（⑧通り）の計算結果である。

まず、図-10の1階と10階に着目すると、本地震時には層間変形角が最早破壊層間変形角に達しておらず、このことは、1階と10階で方立壁の損傷が小さかった事実を裏付けるものである。

続いて図-10の2階、3階、5階に注目する。入力地震動の特徴の一つに、図-4に示したような加速度波形が2つの振幅の山を持つことが挙げられる。3階と5階では1つ目の振幅のピークに至る前に最早破壊開始点（図-10の丸印）と最遅破壊開始点（図-10の四角印）が存在する。これに対し2階では1つ目の振幅のピークに至る前に最早破壊開始点は存在するが、最遅破壊開始点は存在せず最遅破壊層間変形角に達しなかったことが分かる。しかし、写真-4(b)の2階の方立壁の様相や、残留ひび割れ幅が3mmである状況から、この階の方立壁がせん断破壊していたと考えられる。したがって、層間変形角が最早破壊層間変形角に達することで、方立壁がせん断破壊する可能性が高い。

この観点から、改めて方立壁の最早破壊開始点（図-10の丸印）を眺めてみると、2階、3階、5階では、1つ目の振幅の山のピーク値に至るまでには、層間変形角が最早破壊層間変形角に達しており、地震動が到達したかなり早い段階で方立壁がせん断破壊したと考えられる。この傾向は、4階、6階、7階、8階でも同様である。したがって、耐震補強設計上、方立壁の地震エネルギー吸収を考慮していないと同様に、地震開始の初期段階で方立壁がせん断破壊してしまい、本建築物においては方立

壁の地震エネルギー吸収が構造性能に寄与した可能性は極めて小さかったと結論付けられる。

## 6. 結論

著者らは、仙台市内にあるトグル制震装置で耐震補強された10階建高層住宅建築物の、2011年東北地方太平洋沖地震の際の補強効果を検証するため、i)地震後の本建築物の現地調査、ii)地震応答解析による地震時の本建築物の変形挙動の推定、さらにiii)修正圧縮理論による方立壁のせん断荷重-変形角関係の解析から、非構造部材の破壊が本建築物の地震時挙動に及ぼす影響を検証した。本報告で得られた結果を記すると、以下の通りである。

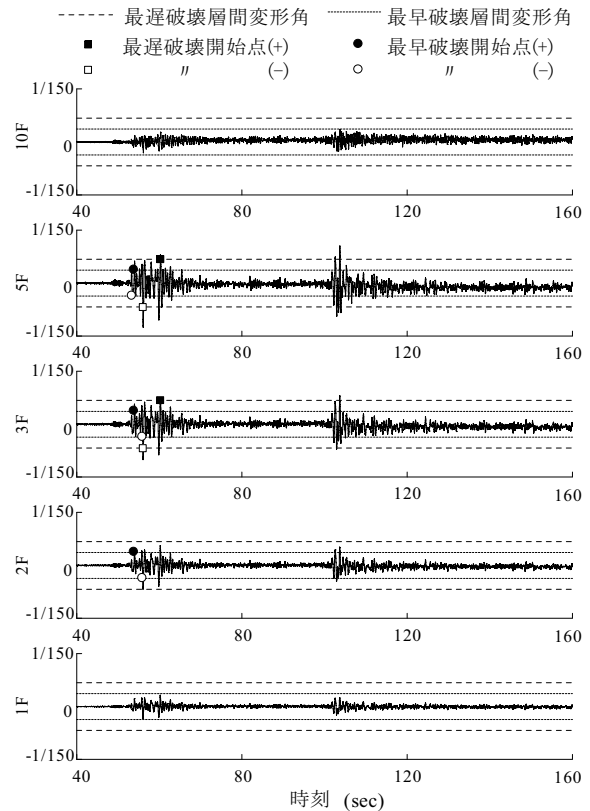
- 1) 現地調査の結果より、本建築物の構造躯体には補修が必要な大きな損傷はなく、補修せずに継続して使用することが可能であることが分かった。
- 2) 地震応答解析による耐震補強後の最大層間変形角の結果は、方立壁の被害状況、油圧ダンパーの作動状況と整合した。この解析結果より、トグル制震装置は、建築物の層間変形角を約70%に低減させ、設計クライテリアを満足できたことで、本地震においても構造部材に被害が見られなかったと考えられる。
- 3) 既往の方立壁のせん断実験結果とその修正圧縮理論による解析結果と比較し、このモデルによりせん断耐力とせん断耐力時の変形角を適切に評価できることを示した。これを踏まえ、本建築物の方立壁を対象として解析すると、せん断耐力は111~132kNとなり、せん断耐力時の変形角はおよそ1/330となる結果が得られた。
- 4) 本地震時の地震応答解析による層間変形角の時刻歴波形を観察した結果、2階から9階においては、かなり早い段階で方立壁がせん断破壊したと考えられ、方立壁が本建築物の構造性能へ与える影響は小さかったと判断される。

以上に述べた結論より、本地震時において、設計の通りにトグル制震装置が機能し、耐震補強効果を有効に発揮したと判断される。このように耐震補強効果が得られたことで、本建築物の安全性が確保されたと考えられる。

**謝辞：**本検討に際し、現地調査では、E&CSの堀崎敏嗣氏(当時)、飛鳥建設の宮里豪氏、佐藤匠氏に、本報告の執筆では、飛鳥建設技術研究所の三輪滋博士、藤間律子氏に、多大なるご協力を頂きました。また地震応答解析には、仙台市役所本庁舎の地震動記録を使用させて頂きました。ここに深い謝意を表します。

### 【参考文献】

- 1) 船木尚己：免震・制震建築物の可能性について、特集 東日本大震災における建築物の被害報告 Part1 東北、



図一〇 各階の層間変形角の時刻歴波形と方立壁のせん断耐力時の変形角の関係

建築技術, No.740, pp.140-143, 2011.9.

- 2) 大沼正昭：耐震補強をした建築物の被害状況、特集 東日本大震災における建築物の被害報告 Part1 東北、建築技術, No.740, pp.144-147, 2011.9.
- 3) 佐々木清, 田中礼二, 高瀬裕也：増幅機構付制震構法(トグル制震構法)による仙台市役所本庁舎の耐震補強とその効果、建築技術, No.750, pp.184-189, 2012.6.
- 4) Vecchio, F. J. and Collins M. P.: The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Struct. J., pp.219~231, Mar.-Apr. 1986.
- 5) 石丸辰治, 新谷隆弘, 久保田雅春, 秦一平：増幅機構を用いた制震構造システムに関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.31-34, 1998.11.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, pp.69-76, 日本建築学会, 2004.1.
- 7) 塚本英司, 久保田雅春, 秋山友昭, 広沢雅也：耐震改修設計における構造検討モデルの検証：その2 部分スリットの評価, 学術講演梗概集, C-2 構造IV, 日本建築学会, pp.731-732, 2009.
- 8) 妹尾嘉章, 池田隆明, 阿部良洋, 船木尚己, 守研二, 高瀬裕也：トグル制震構法で耐震補強された仙台市役所本庁舎の地震観測, -その1 2011年東北地方太平洋沖地震における地震動記録-, 2011年度日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.43-44, 2011.

- 9) Seo K.:A Joint Work for Measurements of Microtremors in the Ashigara Valley, International Symposium the Effect of Surface Geology on Seismic Motion, ESG1992, pp.43-52, 1992.
- 10)池田清志, 横川英夫, 魚住正志, 中岡章郎: 構造スリットを有する鉄筋コンクリート造方立て壁の破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.591-592, 1996.9.
- 11)大久保全陸, 原田知明, 山本潔: RC ラーメン中の方立て壁が骨組の力学特性に及ぼす影響について (その1: 構造目地を有する方立て壁の実験), 日本建築学会研究報告, 中国・九州支部, pp.245-248, 1987.3.
- 12)林田江里加, 江崎文也, 李文聡, 小野正行: 方立て壁の履歴性状に及ぼす材軸方向変位拘束の影響に関する研究 その2 せん断スパン比1と0.5の場合, 日本建築学会九州支部研究報告集, 第47号, pp.369-372, 2008.3.

**Summary** In the 2011 off the pacific coast of tohoku earthquake, many seismic retrofitted buildings were subjected to strong motion. The 10-story residential building that was retrofitted using damping system with amplifier mechanism was one of these buildings. In order to verify the effect of seismic retrofitting, we investigated the building condition and calculated story drift angle by seismic response analysis. As a result, the safety of this building was confirmed. Furthermore, we verified when partial walls were in failure using the modified compression field theory. It is concluded that the effect of partial walls on structural performance was less.

**Key Words :** *Toggle Damping System, The 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, Partial Wall*