

新設開口を伴う大規模改修に向けた既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価

その2 解析モデルの構築と比較分析

正会員 ○下 錦田 聡志\*<sup>1</sup> 正会員 高木 次郎\*<sup>2</sup>  
同 見波 進\*<sup>3</sup> 同 北山 和宏\*<sup>4</sup>

WPC 構造 既存集合住宅ストック 接合部実験  
静的増分解析 保有水平耐力

1. はじめに

現場打ちコンクリート構造と異なり、工場生産されたプレキャスト (PCa) コンクリート板を現場接合する特殊な WPC 構造建物において、耐震壁への開口新設技術は未整備である<sup>3)</sup>。そこで本報では、前報<sup>1)</sup>の耐震壁実験に基づいて構築した解析モデルで実在する WPC 構造集合住宅建物の張間方向のフレームモデルに展開する。これにより、建物の耐震性能を評価すると共に、改修時の開口新設の影響を考察する。予備解析で地震荷重による建物の崩壊形は、1 階耐震壁脚部の接合部の鉛直引抜降伏を伴う連層壁のロッキングであり、接合部の評価が建物の耐震性能評価の精度に影響することを確認した。解析モデルの精度向上を目的として、実大の接合部引抜要素実験を実施した。これに基づいて接合部ばねの引張方向の復元力特性を設定し、住戸出入口上部の梁のモデル化を検討する。解析モデルの構築と耐震性能を確認する。以上により、WPC 集合住宅建物の耐震性能評価技術向上の一助とすることを目的とする。

2. 数値解析モデルの概要

1980 年以前に多数建設された 71-5PC-A9-2 型式の標準

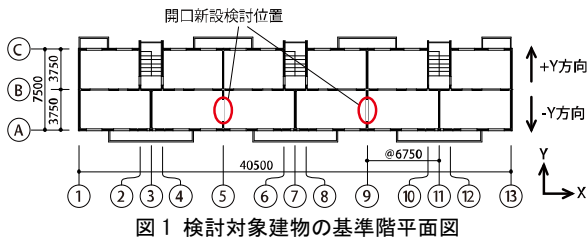


図1 検討対象建物の基準階平面図

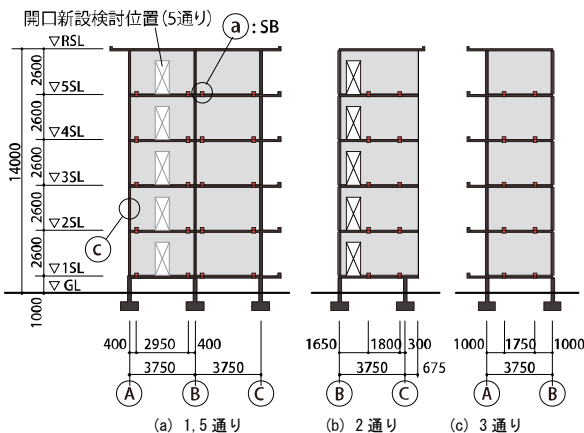


図2 検討対象建物の張間方向軸組図

設計による 5 階建て WPC 集合住宅建物を対象として、改修に伴う開口設置時の張間方向の耐震性能を評価する。図 1 に対象建物の基準階平面図を示す。図 2 に対象建物の張間方向の軸組図を示す。同じ軸組が複数存在し、独立した形状の軸組は 1, 2, 3, 5 通りのみである。5 通りの軸組は 1 通りの軸組と同じ形状であるが、壁厚と接合部の配筋が異なっている。

上下階の PCa 耐震壁板は図 3 に示すセッティングベース (SB) と呼ばれる水平接合金物により接合されている。鋼板同士が現場溶接接合されることで一体化される。耐震壁の交点には、鉛直方向に床スラブレベルを貫通する 1 本の鉄筋 (鉛直接合筋) が配されており (図 4)、壁板間の鉛直方向のずれが抑制される構造である。

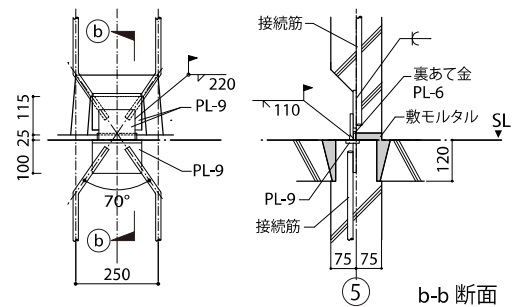


図3 水平接合部 (SB) 詳細 (図2のa部)

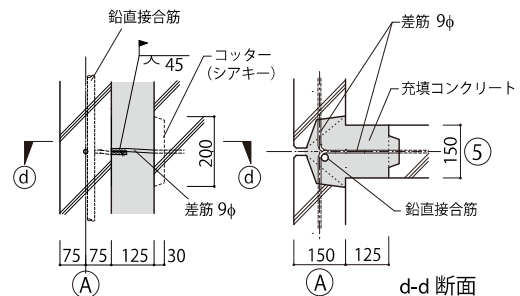


図4 鉛直接合部詳細 (図2のc部)

本研究では、図 1 の 5 通りおよび 9 通りの A-B 間の耐震壁に開口を設けた場合を含めて ±Y 方向の解析を行う。新設開口位置については、5 通りと 9 通りとで同一とし、図の 7 通りに対する建物形状の対称性を保持すると仮定し、また解析モデルは 2 次元とする。耐震壁実験の挙動評価のための解析モデル<sup>2)</sup> (以下「実験モデル」) では、耐震壁を立面が I 型となる弾性線材で構成し、鉛直部材を耐震壁の平断面と同じ長方形断面とし、水平部材を剛材としている。本論における建物の解析モデルの基本構

成は実験モデルと同様としている。図 5 に解析モデルの概要を示す。4 種類の同一軸組架構は、それぞれ 1 架構として集約し、架構数倍だけ部材や接合部ばねの剛性と耐力を増大させた。4 種類の架構モデルは各階の床レベルでの剛床仮定を採用し、等水平変位の拘束条件を与えた。

耐震壁ごとの軸力を算出するため、それぞれの壁の支配床範囲を設定した。地震用の積載荷重は、原設計時の計算書に準じて算出した。壁重量は、階の中間で上下階重量に振り分けた。結果、建物の単位面積あたりの重量（固定荷重+積載荷重）は一般階で 8.2 kN/m<sup>2</sup>、R 階で 5.6 kN/m<sup>2</sup> となった。解析モデルでは、各階の付加鉛直荷重を I 型立面となる線材壁モデルの鉛直部材上部の節点に集中荷重として、直交壁部分の鉛直荷重は、張間方向の架構間の桁行方向の壁の負担荷重を隣接する架構で 2 分割し、壁部材上部の節点に集中荷重として与えた。また、地震荷重は A<sub>1</sub> 分布を仮定した。

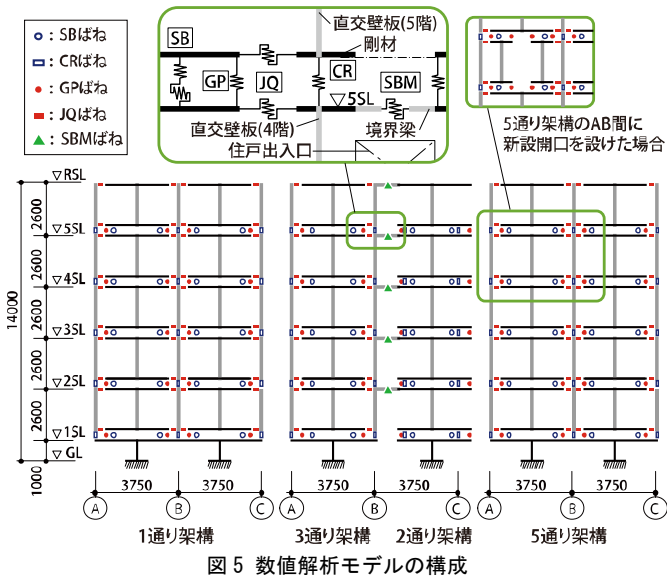


図 5 数値解析モデルの構成

### 3. 接合部ばねの概要

表 1 に耐震壁板の接合部ばねの設定概要を示す。いずれのばねも接続する 2 節点間の全体座標系の水平、鉛直、

表 1 接合部ばねの設定概要

名称	方向	設定
SB	水平	上下の耐震壁間の水平方向のずれ変形に対して、初期剛性の大きい完全弾塑性ばねとした。
	鉛直	引張方向には、実験モデルの復元力特性の変位を 2 倍、耐力を 4 倍として設定した。圧縮方向には弾性高剛性とした。
CR	鉛直	引張方向には、鉛直接合筋 (VR) の寄与分を完全弾塑性ばねとし、SB の復元力特性との和として定義した。VR については階ごとの鉄筋径に応じて引張耐力を算出している。圧縮方向には弾性高剛性とした。
GP	鉛直	圧縮方向にのみ弾性高剛性とした。
JQ	水平	弾性高剛性とした。
	鉛直	原点对称のトリリニア型の復元力特性とし、降伏耐力を最大耐力の 1/3 とした。最大耐力は中野ら <sup>5)</sup> の論文に準じて算出した。最大耐力を与える変位も同文献に準じて 1mm とした。
	回転	弾性高剛性とした。

および回転方向の相対変位に対する復元力特性を有する。表中に記載のない方向には剛性を与えていない。つまり、ばねが接続する 2 節点間に拘束条件は存在しない。

耐震壁と直交壁との間の鉛直方向のずれに対する接合部ばね (JQ ばね) の復元力特性は図 6 のようにした。「壁式プレキャスト構造の鉛直接合部の挙動と設計法」<sup>6)</sup>では耐力低下を含む復元力特性を示しているが、それは一義的に定義できる形で示されていない。ここでは中野ら<sup>5)</sup>の研究に基づいて、最大耐力とそれを与えるずれ耐力を 1mm と定め、図 6 のようなトリリニア型とした。

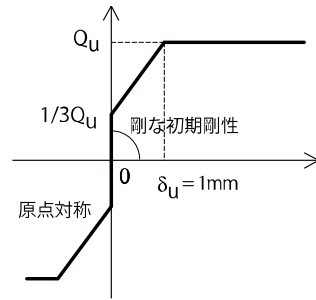


図 6 JQ ばねの復元力特性

### 4. 実大水平接合部引張実験

#### 4.1 実験概要

予備解析および後述の耐震診断では、連層壁の転倒モーメントによる 1 階脚部の SB の引張降伏によるロッキングが崩壊形となった。そこで SB の鉛直引張方向のより正確な復元力特性の把握を目的として、上下階の耐震壁から SB 周辺を抽出した実大引張実験を実施した。原設計仕様に準じて SD295 の規格鉄筋が用意できた D16 と D19 の 2

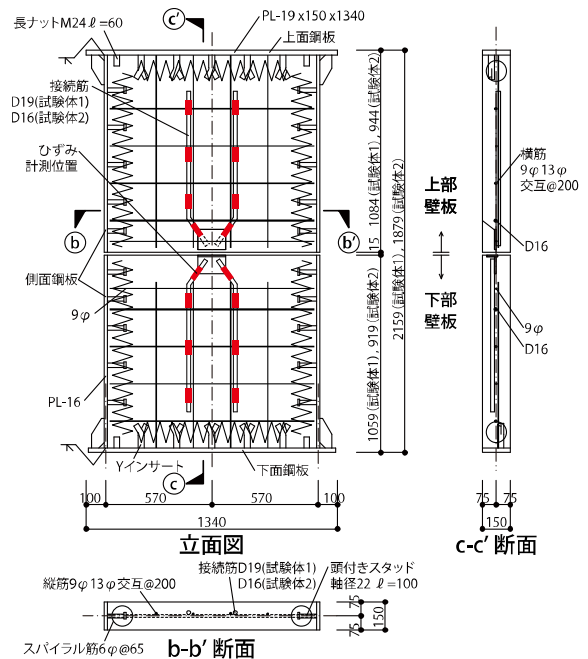


図 7 接合部実験の試験体配筋図

\*1 清水建設株式会社  
 \*2 首都大学東京 都市環境科学研究科 准教授・Ph.D.  
 \*3 東京電機大学 理工学部建築・都市環境学系 准教授・工学博士  
 \*4 首都大学東京 都市環境科学研究科 教授・工学博士

\*1 Shimizu Corporation  
 \*2 Associate Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.  
 \*3 Associate Prof., School of Science and Engineering, Div of Architectural, Civil and Environmental Engineering Tokyo Denki University, Dr. Eng.  
 \*4 Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.

種類の接続筋の場合について 1 体ずつ図 7 に示す試験体を作成した。接続筋に D19 と D16 を使用した場合の試験体名をそれぞれ試験体 1 および試験体 2 とした。変位制御によって一方向に単調引張载荷した。実験は最大耐力到達後、耐力が低下し、試験体が引張力を負担しなくなるまで行った。鉛直方向の上下階壁板間の相対変位と、接続筋の歪を計測した。

#### 4.2 実験結果と考察

各試験体の荷重-変形関係を図 8 に示す。横軸の鉛直変位は試験体中央表裏各 2 箇所測定した値の平均値である。試験体 1 では、荷重 170kN 時鉛直変位 3 mm 付近で、上部の接続筋の接合金物近くが降伏した。荷重 247kN 時の鉛直変位 15 mm で下部壁板の上部中央のコンクリートが一部剥離し、耐力が急激に低下した。その後、再び耐力が上昇し、265kN 時の鉛直変位 37 mm で下部の接続筋の 1 本が接合金物付近で破断し最大耐力に至った。最大耐力到達後、さらに载荷すると、他方の接続筋も同様の箇所が破断し、完全に耐力を失った。試験体 2 についても崩壊順序は同様であり、荷重 120kN 時の鉛直変位 3 mm 付近で上部の接続筋の接合金物付近が降伏した。荷重 165kN 時の鉛直変位 9mm で上部壁板の SB 周辺のコンクリートに大きなひび割れが生じるとともに、耐力が大きく低下し、その後、再び耐力が上昇し、荷重 190kN 時の鉛直変位 31mm で上部の接続筋の 1 本が接合金物付近で破断し最大耐力となった。SB 内の 2 本の接続筋 D19 と D16 の降伏強度に対応する降伏耐力  $P_y$  は、鉄筋の角度補正を含めてそれぞれ 172kN と 119kN であり、同様に引張強度に対応する引張耐力  $P_u$  は 247kN と 171kN である。また、図 8 に示すように両試験体ともに最大引張耐力は鉄筋の引張耐力  $P_u$  より 8%程度高いが、図 3 の「水平接合部 (SB) 詳細」の 35° に曲げてフレア溶接された接続筋が、コンクリートの剥離後に引き伸ばされ直線状に変形したために、角度補正による値よりも大きいと考えられる。

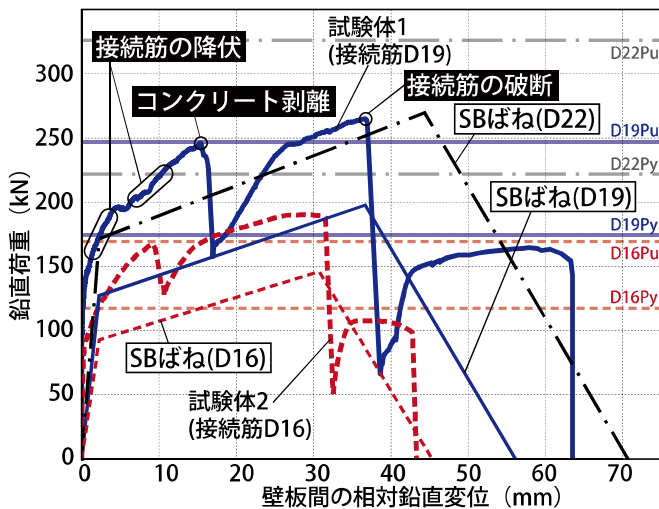


図 8 要素実験での荷重-変形関係

#### 4.3 接合部ばねの復元力特性

前述の実大水平接合部引張実験結果に基づき SB ばねの鉛直引張方向の復元力特性を設定した。図 8 に修正した SB ばねの復元力特性を示す。ここで、第 1 折点は接続筋の降伏、第 2 折点は接続筋の破断に概ね対応させた。本実験では接続筋の降伏及び破断が支配的な破壊形式であり、D16 から D22 の各階の接続筋径に応じて復元力特性を設定した。実験モデルの SB ばね特性は、以前の実験での耐力に対して最大耐力を 75%に低減しており、これにより耐震壁実験の結果が概ね良好な精度で解析できることを確認したため<sup>2)</sup>、これに準じて、実大接合部実験での最大耐力を 75%に低減して SB ばねの復元力特性を設定した。

CR ばねについても、作成した SB と VR との和とした。

#### 4.4 住戸出入口上部の梁の評価

図 9 に示す 2 通り (4 通りと同一架構) の住戸出入口上部の梁 (境界梁) をせん断ばねを有する梁部材としてモデル化することにした。この境界梁はせん断破壊先行型であり、他の接合部ばねの考えと同様にモデル化した。建物の解析モデルでは、2 通り耐震壁上部の水平剛材の 3 通り側に梁部材を設けた (図 5)。また同梁の B 通り側をピン接合としてモデル化した。

せん断ばね (SBM ばね) は図 5 のように境界梁中央にあり、鉛直方向の相対変位に対して図 10 のような復元力特性を設定した。第 1 折点はひび割れ耐力であり、終局せん断耐力  $Q_{su}$  の 1/3 とし<sup>7)</sup>、 $Q_{su}$  を与える変形角  $\delta_{su}$  を 0.4% とした<sup>8)</sup>。最大耐力後の負剛性は、弾性せん断剛性  $K_0$  の-

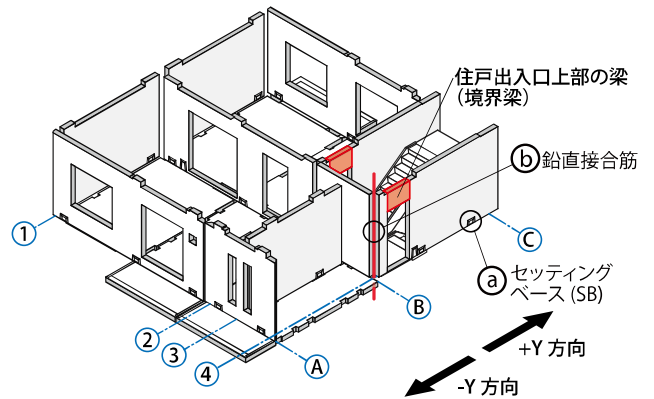


図 9 WPC 構造集合住宅の構成

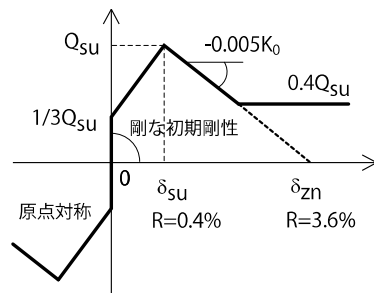


図 10 梁のばね特性

0.005 倍とした。最大耐力後は、その 40%の耐力を保持すると仮定した<sup>7)</sup>。

### 5. 新設開口の無い場合の解析結果と考察

前節までに示した条件を基に作成した数値解析モデル（以下「無開口モデル」）に対して、長期荷重を載荷した上で、地震荷重を載荷した。地震荷重は、最上階の水平変位を制御した静的解析であり、 $A_i$  分布を仮定した。解析は、汎用ソフト<sup>10)</sup>を用いて実施した。図 11 に+Y 方向載荷時の荷重-変形関係を示す。図の縦軸の荷重は  $A_i$  分布による地震荷重の 1 階の層せん断力係数 ( $C_{q1}$ ) を示し、横軸の変形角 (R) は R 階の水平変位を 1 階ラベレベル (1SL) からの高さ (13.0m) で除した値である。無開口モデルでは、±Y 方向ともに R=0.8%付近で最大水平耐力（保有水平耐力）達し、そのときの 1 階の層せん断力係数  $C_{q1}$  は 0.67 (+Y 方向) 0.72 (-Y 方向) であった。また、R=0.2%付近 (+Y 方向) と 0.3%付近 (-Y 方向) で境界梁のせん断ばねが破断してもロッキングにより 1 階壁脚部の引張筋の引き戻しによる抵抗力の増大は継続しており、保有水平耐力到達後も、R=1.0%付近まで 90%近い耐力を維持している。崩壊形は図 12 のように境界梁のせん断破壊

を伴う 1-5 階の連層耐震壁のロッキングである。図中の ●および○印は、接合部ばねが図 4 の復元力特性の第 1 および第 2 折点に到達したことを示す。

### 6. まとめ

本研究で得られた知見と以下に示す。

- (1) 水平接合部の実大引張実験を実施し、接続筋の破断が崩壊形であった。そのときの最大引張耐力は鉄筋の角度補正を含めた引張耐力  $P_u$  とほぼ同値であった。
- (2) 現存する標準的な WPC 構造集合住宅建物を対象に、張間方向の耐震性能評価を目的とした静的増分解析モデルを作成した。実大引張実験での結果を参考に、D16 から D22 の各階の接続筋径に応じて水平接合部引張ばね (SB, CR ばね) の復元力特性を設定し、境界梁をモデル化した解析モデル（無開口モデル）を作成した。
- (3) 構築した解析モデルを用いて、地震荷重を  $A_i$  分布とした場合の張間方向の保有水平耐力を算出した。保有水平耐力時の 1 階層せん断力係数  $C_{q1}$  は 0.67-0.72、そのときの変形角 R は 0.8%であり、崩壊形は境界梁のせん断破壊後の 1 階壁脚部の接合部破断を伴う連層壁のロッキングであった。

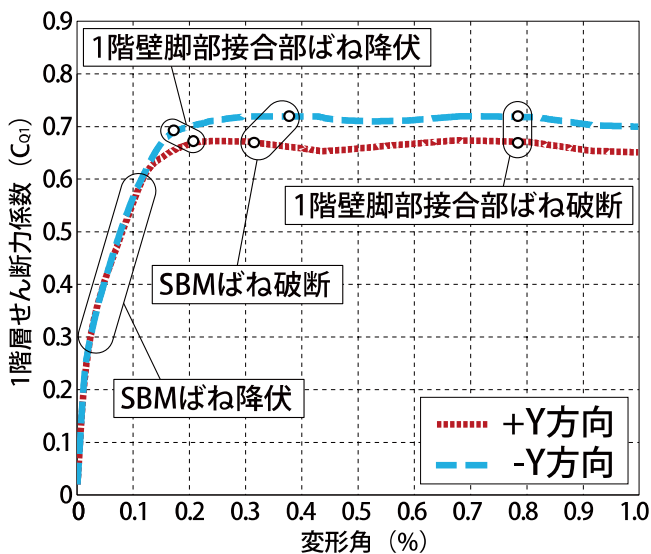


図 11 無開口モデルの荷重-変形関係

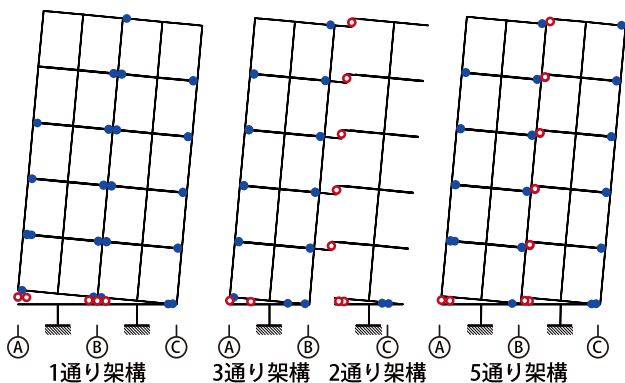


図 12 無開口モデルの崩壊形

### 参考文献

- 1) 長谷川俊一, 高木次郎, 北山和宏, 見波 進: 大規模改修に向けた新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価 その 1 耐震壁実験における変形成分の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 構造IV, 2012
- 2) 高木次郎, 北山和宏, 見波 進: 新設開口補強を伴う既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐震壁の数値解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 663 号, pp1015-1024, 2011.5
- 3) 門脇耕三他: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅の耐震壁への開口新設手法 その 1 研究の全体計画および概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 構造IV pp553-554, 2010.
- 4) 日本建築防災協会: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針, 第 2 版 3 刷, 2008.
- 5) 中野克彦, 松崎育弘: プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗力要素の耐力累加方法, 日本建築学会構造系論文集第 550 号, pp151-158, 2001.12.
- 6) 日本建築学会: 壁式プレキャスト構造の鉛直接合部の挙動と設計法, 1998.
- 7) 壁谷沢寿海他: 鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計, 第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp769-772, 1984.
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.
- 9) 下錦田聡志, 高木次郎, 見波 進, 北山和宏: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の解析モデルの改良と比較分析 耐震壁に新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価 その 2, (査読中) 日本建築学会構造系論文集
- 10) Midas GEN Ver. 761, MIDAS Information Technology Co.,LTD, 2009.