

# 論文 新耐震基準で設計された RC 造ピロティ架構試験体の増分解析

若松 諒\*1・向井 智久\*2・渡邊 秀和\*2・衣笠 秀行\*3

**要旨：**熊本地震では、新耐震基準で設計されたピロティ形式建物のピロティ柱の甚大な被害により、大破判定となり被災後当該建物は取り壊されたことから、本研究では、その被害要因を検討するために、縮小した RC 造ピロティ架構試験体を対象に静的載荷実験を行った。本論では、当該試験体の静的載荷実験から得られた結果と非線形立体骨組解析結果から得られる結果を比較し、実験結果に対する再現性を検討した結果、2 階梁部材のモデル化を工夫することで実験値を概ね捉えられることを確認した。

**キーワード：**新耐震基準, ピロティ架構, スラブ付き梁, 線材置換, 変動軸力

## 1. はじめに

現行の建築基準で設計された建物は、大地震時に建物の倒壊を防ぎ人命を確保するための設計がなされるが、熊本地震では、新耐震基準で設計されたピロティ形式建物においてもピロティ柱のせん断破壊やその柱に接続する梁の破壊をはじめとした甚大な被害を受けた結果、「大破」と判定され、地震後継続使用性を喪失した<sup>1)</sup>。しかしながら、現在多く実施されている設計において、これらの被害を再現するための構造解析による方法が十分には示されていない。

既往の研究<sup>2-4)</sup>では、ピロティ柱試験体に対する静的載荷実験を実施し、部材レベルでの剛性及び耐力の評価方法についての検討を行っているが、ピロティ架構に対する検討は実施されていない。

そこで本論では、新耐震基準で設計された RC 造ピロティ形式建物の 1 構面を模した 1/3 縮尺架構試験体を対象に、静的載荷実験を行い、そこで得られる損傷状態を再現できるピロティ架構のモデル化方法の提案を目的とした検討を行う。具体的には、ピロティ柱を材端単軸ばねとマルチスプリングモデル（以降 MS モデルと称す）によりモデル化を行うことに加え、1 階柱に取り付く 2

階の梁部材のモデル化が全体挙動に与える影響を検討したため、その結果を報告する。

## 2. 静的載荷実験

### 2.1 実験概要

本実験は熊本地震で被災した 10 層 RC 造建物（建物高さ 26700mm）のピロティ層を含む 2.5 層を実物の 1/3 に縮尺した架構試験体を対象に、試験体に一定の長期軸力を作用させ、かつ反曲点高さを一定高さにした制御による載荷を実施した。

図-1 に載荷装置、図-2 に試験体外形、表-1 に試験体概要（試験体配筋、コンクリート及び鉄筋材料試験結果）を示す。なお、図-1 には方角、図-2 には柱部材名を合わせて示す。

長期軸力はピロティ柱の断面に対して軸力比 0.15 とした。また、鉛直ジャッキによる曲げ戻しにより、実建物高さの 1/2 を 1/3 縮尺を考慮した高さ（4400mm）に加力点が来るよう設定した。さらに実際の建物では対象構面の隣接構面が 1F に耐力壁を有する連層耐力壁構面であり、対象構面からこの連層耐力壁構面へせん断力が伝わっていたことが考えられる。そこで、試験体の 2F レベ

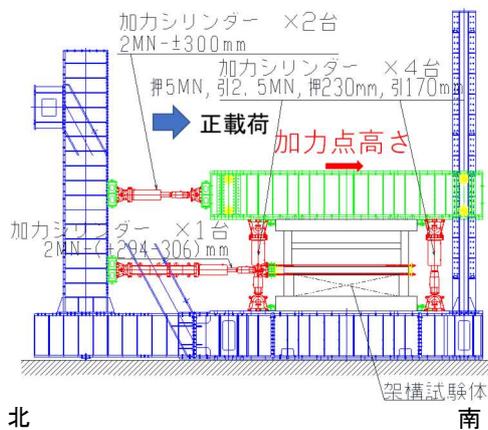


図-1 載荷装置図 (単位: mm)

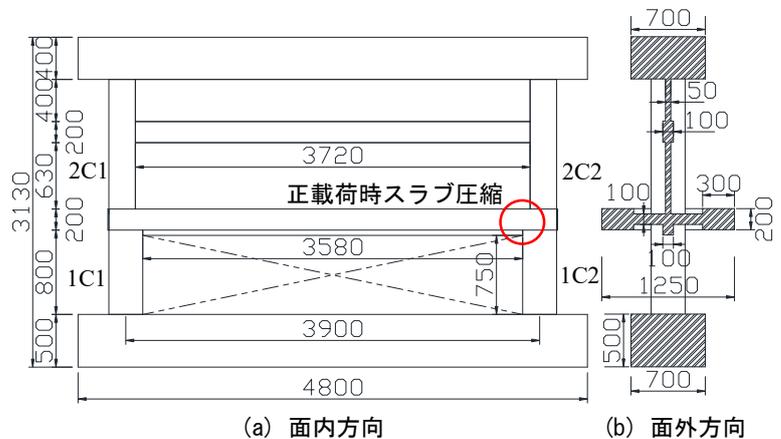


図-2 試験体外形図 (単位: mm)

\*1 東海旅客鉄道株式会社 (正会員)

\*2 国立研究開発法人建築研究所 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

\*3 東京理科大学 理工学部建築学科教授 博士 (工学) (正会員)



### 3. 骨組モデルに対する増解析の妥当性検証

#### 3.1 解析概要

解析は弾塑性立体骨組解析プログラム SNAP ver.7 を使用し、正方向のみの漸増荷重を行った。架構のモデル化方法としては、柱・梁部材はそれぞれの構造芯で線材置換し、節点は部材間及び部材と基礎スタブ間に設定する。また耐震壁に関しては、壁の枠梁が剛性の大きいモデルとなり、枠梁の損傷を再現できないため、図-4 (b) のように上下梁の壁端部にも節点を設けた。1 階柱脚の節点は、移動・回転に関する自由度を拘束し、その他の節点はいずれも非拘束とする。

本検討におけるパラメータはピロティ柱のばねモデル化と梁のモデル化の違いで、ピロティ柱のばねモデルは、単軸ばねモデルと MS モデルの 2 通りである。

各部材のばねモデル図を図-4 に示す。以下に各部材のモデル化方法について示す。

ピロティ柱の単軸ばねモデルは曲げ・せん断・軸成分ごとにモデル化する。曲げばね及びせん断ばねの骨格曲線は、ひび割れ強度・終局強度を折れ点とする 3 折れ線でモデル化し、ひび割れ強度・終局強度・ひび割れ後剛性低下率は文献 8) に基づき設定した。軸ばねの骨格曲線は、圧縮側は弾性、引張側は引張強度を折れ点とする 2 折れ線でモデル化し、引張強度は文献 8) に準拠した。

ピロティ柱の MS モデルは、曲げ・軸成分は Multi-Spring、せん断成分は単軸ばねによりモデル化し、柱頭柱脚の危険断面位置に Multi-Spring を有し、中央にせん断ばねを有する。MS モデルの鉄筋ばねは柱断面の配筋と

同位置に配置し、コンクリートばねはかぶりコンクリートとコアコンクリートをそれぞれ設定し配置した。MS モデルの断面要素分割の概要を図-5 に示す。コンクリート要素の応力-ひずみ関係は圧縮強度の 3 割の強度と圧縮強度を折れ点とする 3 折れ線でモデル化した。また、圧縮強度に達した後は終局位置  $U(f_u, d_u)$  に向かう耐力低下を考慮した。 $f_u, d_u$  は式(1)により算定した。

$$f_u = \lambda f_c, \quad d_u = \mu \varepsilon_0 \quad (1)$$

ここで、 $\lambda$ : かぶりコンクリートの場合 0.9, コアコンクリートの場合 0.7 とした。 $f_c$ : 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\mu$ : 3 とした。 $\varepsilon_0$ : 圧縮側最大強度歪

鉄筋要素は、圧縮側と引張側が対称な降伏点を折れ点とする 2 折れ線でモデル化した。各ばねの骨格曲線算定結果を図-6, 図-7 に示す。

ピロティ梁は、剛性の大きい梁とする通常モデルに加えて、文献 6) を参考に梁降伏を考慮したモデル化を行った。ここで、文献 6) では梁は剛とし、梁の構造芯の節点部分に曲げばねを設定しているのに対し、本検討では、梁端部の曲げ・せん断ばねはスラブ引張時には弾塑性特性を、スラブ圧縮時には弾性ばねをそれぞれ危険断面位置に設定した。ただし、本試験体のピロティ梁は、スラブは付帯しているが並行した梁が無く、スラブ厚は実験加力の都合上、中央部と端部(スタブ部分)で異なる(図-2 (b) の 2F レベルの網かけ部分で示すように、端部から 300mm はスラブ厚 200mm, 中央部は 100mm である)ことから、RC 規準 7) のスラブ付き梁の剛性・耐力評価式を適用できない。本試験体のスラブ付き梁の剛性評価は部材実験などにより評価される必要があるが、本論ではこのスラブが梁の剛性に与える影響度合いを把握することを目的として、スラブ有効幅を最小で考慮した場合(有効幅 275mm) と最大で考慮した場合(有効幅 625mm) の 2 通りでモデル化を行い、有効幅 275mm の場合には、スラブ厚 100mm, 有効幅 625mm の場合には、スラブ厚平均 152mm でモデル化を行った。ここで、スラブ厚平均は

表-2 モデル一覧

モデル名	ピロティ梁		ピロティ柱
	スラブ有効幅(mm)	スラブ厚(mm)	ばねモデル
モデル0	剛梁としてモデル化		単軸ばね
モデル1	275	100	単軸ばね
モデル2	275	100	MS
モデル3	625	152	単軸ばね
モデル4	625	152	MS

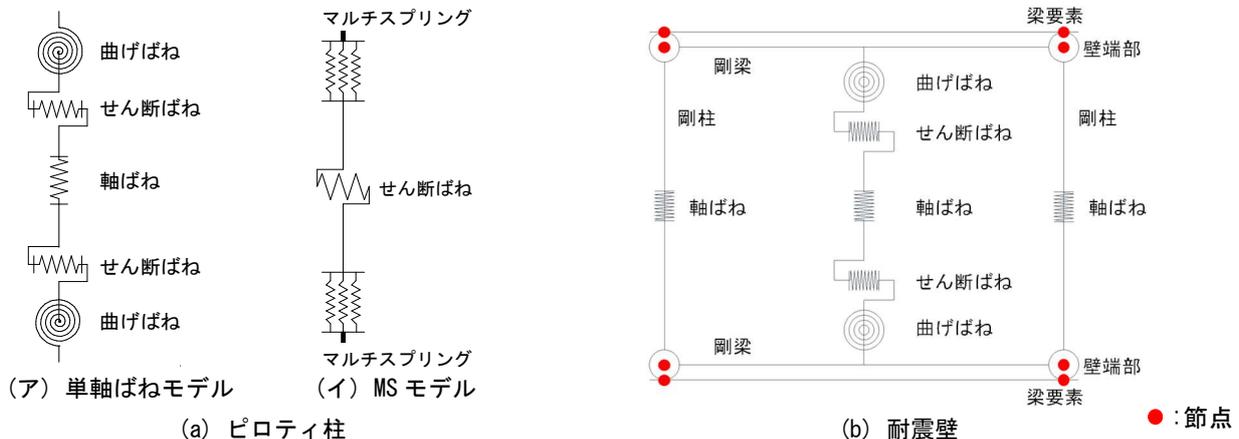


図-4 ばねモデル

スラブの全長さに対する等価厚さである。各種ばねの骨格曲線はピロティ柱同様に、ひび割れ強度・終局強度・ひび割れ後剛性低下率は文献8)に基づき設定した。

耐震壁は3本柱置換によりモデル化し、耐震壁両脇の両端ピンで接続される軸ばねのみを有する側柱、耐震壁中央の曲げばね、せん断ばね、軸ばねを有する鉛直材、剛梁とする枠梁により構成する。各種ばねの骨格曲線はピロティ柱同様に、ひび割れ強度・終局強度・ひび割れ後剛性低下率・引張強度は文献8)に基づき設定した。

なお、各部材の降伏後剛性は初期剛性の0.001倍とし、危険断面位置及び剛域長さはフェイス位置とした。

以上の組み合わせで表-2に示す計5つのモデルを構築した。また、ピロティ架構では変動軸力を考慮する必要があるため、ピロティ柱を単軸ばねでモデル化した場

合には、解析結果から得られる変動軸力から部材の強度算定を行い、その値がおおよそ収束するまで繰り返し計算を行った。その計算に用いる材料強度は表-1(b),(c)に示したコンクリート及び鉄筋の材料試験結果に基づき設定した。

### 3.2 実験結果と解析結果の比較

図-8に各モデルの層せん断力-層間変形角関係を示す。図-8より、ピロティ梁を剛性の大きい梁としたモデル0は剛性が実験値と比較すると明らかに高い。図-8より、耐力に関しては、いずれのモデルも実験値と概ね一致している一方で、耐力を発揮する層間変形角は剛性の大きい梁とする通常のモデル0ではおよそ1/150rad、単軸ばねモデルであるモデル1,3はおよそ1/100rad、MSモデルであるモデル2,4は1/100rad.以降となり、梁

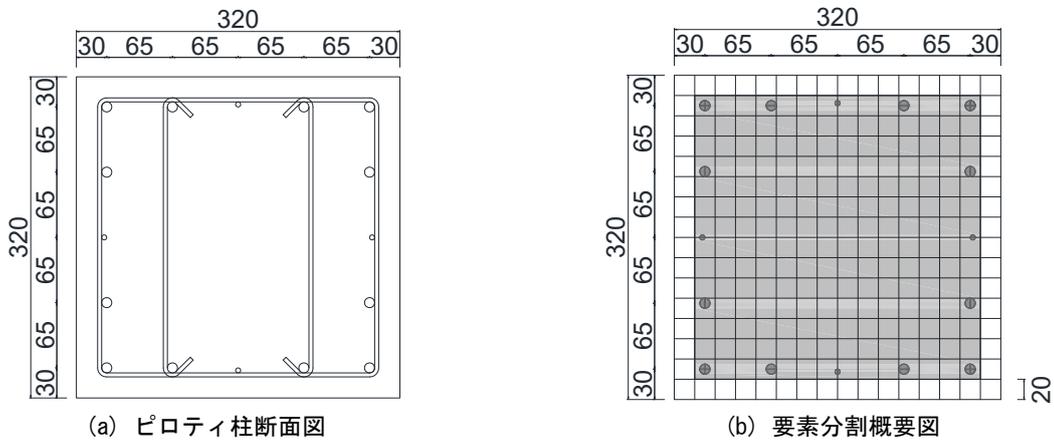


図-5 MS要素の断面要素分割の概要 (単位: mm)

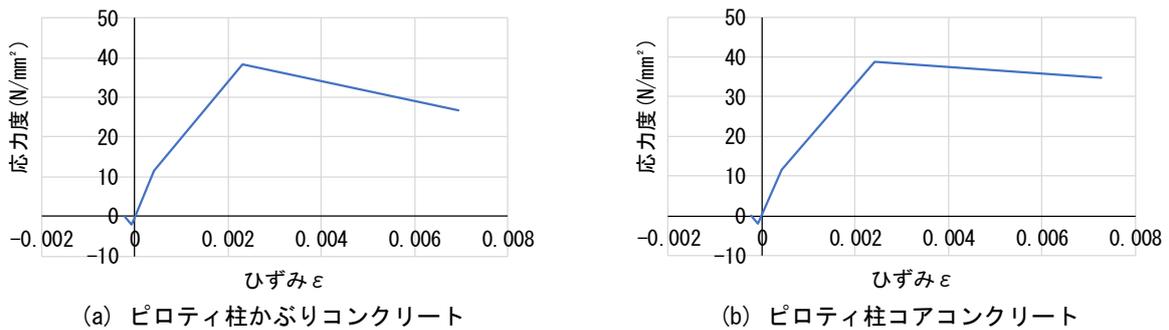


図-6 コンクリートの骨格曲線

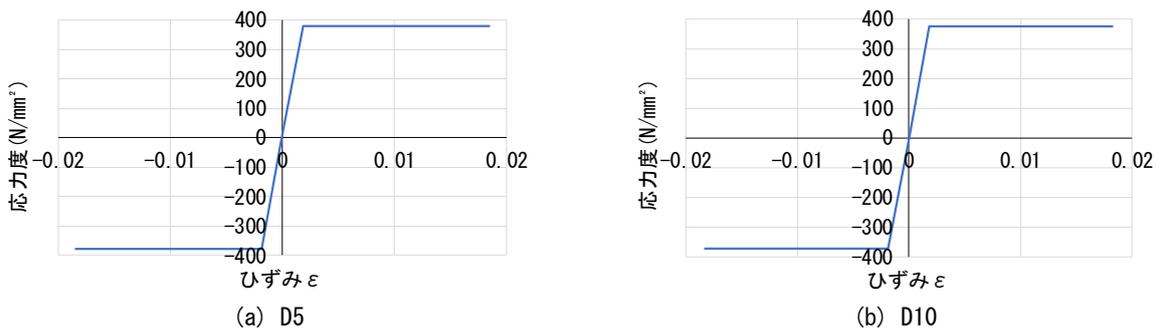
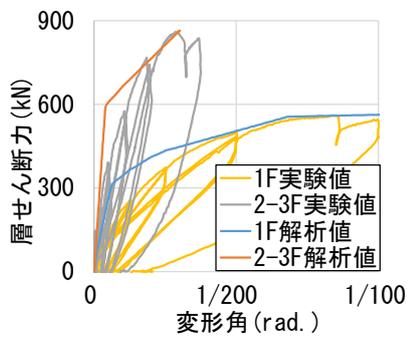


図-7 鉄筋の骨格曲線

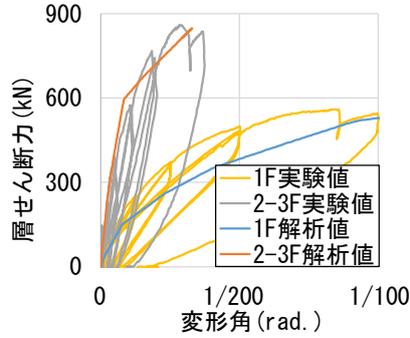
降伏を考慮することで、最大耐力を発揮する変形角が大きくなる傾向がある。

また、図-8の1/400rad.までの変形角時より、スラブの有効幅を最大に考慮しピロティ柱をMSモデルとしたモデル4の剛性は実験値と概ね一致した。一方で、モデ

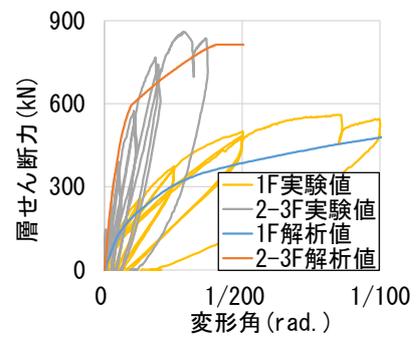
ル0は1/200rad.以降は実験値をやや上回る値で精度良く推移している。設計上安全側に評価することを考えれば、剛性を適正に評価しかつ最大耐力をやや安全側に評価できているモデル4が精度良く表現できているといえる。このことは、本論で設定した2階梁のモデル化方法によ



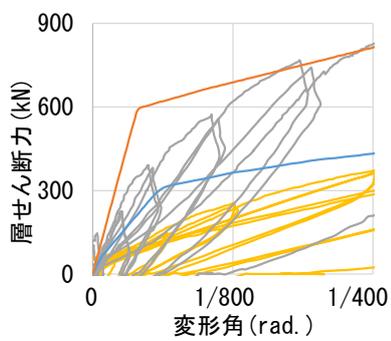
(a) モデル0 (剛梁, 単軸ばね)



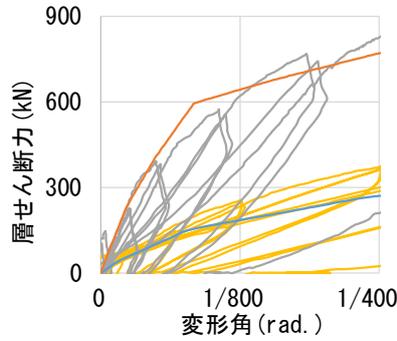
(b) モデル1 (有効幅 275mm, スラブ厚 100mm, 単軸ばね)



(c) モデル2 (有効幅 275mm, スラブ厚 100mm, MS)



(d) モデル3 (有効幅 625mm, スラブ厚 152mm, 単軸ばね)



(e) モデル4 (有効幅 625mm, スラブ厚 152mm, MS)

図-8 層せん断力—層間変形角関係 (下図: 1/400rad. までの変形角時)

って、剛性評価の精度が向上したことによる。

### 3.3 解析モデルの損傷の再現性

実験結果と解析結果の損傷状態の相違点において、梁のモデル化を検討したことで改善された点を表-3 に示す。表-3 は、実験結果と剛性の大きい梁を用いたモデル0の解析結果の損傷状態において、実験結果でのみ見られた損傷及び解析結果でのみ見られた損傷を相違点として一覧としたものである。

表-3 より、1 階の引張側柱の柱頭の曲げ降伏や圧縮側柱のせん断破壊に関しては、最も精度よく剛性・耐力を評価できたモデル4においては生じておらず、実験結果と同様の損傷であった。

また、実験において、梁の曲げ及びせん断ひび割れは1/1600rad.までの微小変形角時に生じており解析結果と整合している。梁の曲げ降伏は実験では1/100rad.時に生じ、解析ではおよそ1/1400rad.に生じており、梁の曲げ降伏時の変形角に関して実験結果と異なる結果となり更なる検討が必要であるが、モデル3, 4において梁のひび割れ及び曲げ降伏の再現は可能となった。

以上より、モデル4のモデル化手法は、層せん断力-層間変形角関係は実験値を概ね捉えられ、損傷状態も概ね再現できるモデル化手法であると考えられる。

表-3 梁のモデル化を検討したことで改善された点

実験結果と従来のモデル0の相違点	実験結果	解析結果	
		モデル3	モデル4
引張側柱の柱頭が曲げ降伏	なし	×	○
圧縮側柱のせん断破壊	なし	×	○
引張側柱のせん断ひび割れ	なし	○	○
梁の曲げひび割れ	あり (1/3200rad.以前)	○	○ (1/5000rad.)
梁のせん断ひび割れ	あり (1/1600rad.以前)	○	○ (1/2500rad.)
梁の曲げ降伏	あり (1/100rad.)	○	○ (1/1400rad.)

### 4. まとめ

新耐震基準以降に設計され熊本地震で被害を受けた10層ピロティ形式建物の1構面のピロティ層を含む2.5層を実物の1/3に縮尺した架構試験体の静的載荷実験及び骨組解析モデルの構築を行い、以下の知見を得た。

- ・従来の解析モデルは、耐力は実験値と概ね一致したが、ピロティ梁のモデル化は剛性の大きい梁で破壊しないものとして評価しているため、架構の水平剛性は実験値より大きい結果となった。また実験において梁端部の損傷が見られたことから、ピロティ柱に接続する2階梁のモデル化の必要性があることが明らかとなった。

- ・本試験体は、スラブの有効幅を最大に考慮した場合の層剛性が実験値と概ね一致した。

- ・梁の耐力を考慮したモデル化において、スラブの有効

幅を最大に考慮しピロティ柱をMSモデルとした組み合わせのモデル4を用いた結果、層せん断力-層間変形角関係は実験値を概ね捉えられ、部材の損傷分布も概ね再現できるモデル化手法であることを確認した。

### 謝辞

本研究は、官民研究開発投資拡大プログラム (PRISM) 革新的建設・インフラ維持管理技術/革新的防災・減災技術 (統括: 田代民治) における「仮設・復興住宅の早期整備による応急対応促進 (PD: 緑川光正)」, 及び建築研究所指定研究課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」の一環として実施した。ここに関係各位に謝意を示します。

### 参考文献

- 1) 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), 建築研究資料 No.173, 2016.9
- 2) 保永将矢, 向井智久, 渡邊秀和, 衣笠秀行: せん断破壊するRC造ピロティ柱の耐震補強に関する実験研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.42, No.2, pp.835-840, 2020.7
- 3) 藤原光太, 隈部敦史, 谷昌典, 西山峰広, 向井智久, 渡辺秀和: 熊本地震で被災した新耐震基準で設計されたRC造ピロティ柱を模した1/2縮尺柱の載荷実験(その1: 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.537-538, 2019.9
- 4) 隈部敦史, 藤原光太, 谷昌典, 西山峰広, 向井智久, 渡辺秀和: 熊本地震で被災した新耐震基準で設計されたRC造ピロティ柱を模した1/2縮尺柱の載荷実験(その2: 実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.539-540, 2019.9
- 5) 谷昌典, 松葉悠剛, 井戸碓勇樹, 向井智久, 坂下雅信, 西山峰広: 2016年熊本地震で被災したピロティ形式RC造集合住宅の有限要素解析, 日本建築学会技術報告集, 第25巻, 第59号, pp.171-176, 2019.2
- 6) 宇野芳奈美, 鈴木貴也, 高橋之, 市之瀬敏勝: 1階柱を屋内側に拡張したRCピロティ柱梁接合部の解析モデル, 接合部が閉じる方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.728, pp.1703-1712, 2016.10
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.12
- 8) 建築研究所ほか監修: 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.6