

論文 熊本地震で被災した方立壁を有する RC 造学校建物の構造性能評価

金 雪美*1・鈴木 有美*1・真田 靖士*2

要旨：本研究では、熊本市内にある 1981 年の新耐震設計法施行以降に建設された学校校舎に着目し、2016 年 4 月に発生した熊本地震の地震被害調査を実施した。対象建物は、腰壁・垂壁や方立壁といった二次壁を多く有しており、地震による損傷は方立壁のせん断破壊が顕著であった。また、既往の研究に基づいた非線形解析モデルにより対象建物をモデル化し、数値解析を実施した。Pushover 解析および地震応答解析では方立壁のモデル化の有無を変動因子とし、方立壁が建物全体の破壊性状に大きく影響しないことや地震時に建物の応答を抑制する効果があったことを確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート造方立壁，静的漸増載荷解析，地震応答解析，熊本地震，被災度区分判定

1. はじめに

2016 年 4 月 14 日午後 9 時 26 分、熊本県熊本地方を震源としたマグニチュード (M) 6.5 の地震 (以下、前震) が発生した。この前震以来地震が頻発し、4 月 16 日午前 1 時 25 分に M7.3 の地震 (以下、本震) が観測され、熊本市内やその周辺地域で多くの構造物が被害を受けた。

本地震による熊本市内での鉄筋コンクリート (以下、RC) 造建物の典型的な被害の一例として、一般に非構造部材として扱われる RC 造方立壁のせん断破壊が挙げられる。このような方立壁の損傷は、過去に東日本大震災でも多く見受けられており、既往の研究¹⁾では、主体架構と一体に建設された RC 造方立壁を有する中層集合住宅建物を対象とし、構造性能評価を実施している。また、同文献中で示されているように、構造部材が健全であるにもかかわらず方立壁の過度な損傷が原因で建物の継続使用が困難となり得る。しかしながら、方立壁の地震時の挙動や建物全体への影響はいまだ不明確な点が多く残されている。

そこで本研究では、熊本地震により被災した学校建築の中で、方立壁が損傷し継続使用が困難となった比較的小規模な RC 造建物を対象とし、地震被害調査を実施した。さらに、地震時に方立壁が建物全体に与えた影響を把握するため、RC 造方立壁の耐力劣化をモデル化した非線形解析モデルに対して、静的漸増載荷解析および観測地震波を用いた地震応答解析を実施した結果について報告する。

2. 研究対象建物

2.1 建物概要

本研究の研究対象建物は、熊本市内に位置する公立中学校の特別教室棟であり、高さ 12.5m、地上 3 階建の比較的小規模な RC 造建物である。本建物は新耐震設計法

施行以後の 1983 年に建設され、耐震診断は実施されていない。

写真-1 に建物の南側外観を示す。また、**図-1** に対象建物のある学校の配置図を、**図-2** に 1 階の平面図を示す。同図に示すように、校舎の南北方向は 3 スパンの RC 造耐震壁を有する強度型の構造である。一方、東西方向の構造は短スパン (4m) と長スパン (10m) の 2 スパンで構成された RC 柱梁架構であり、腰壁や垂壁、最北面

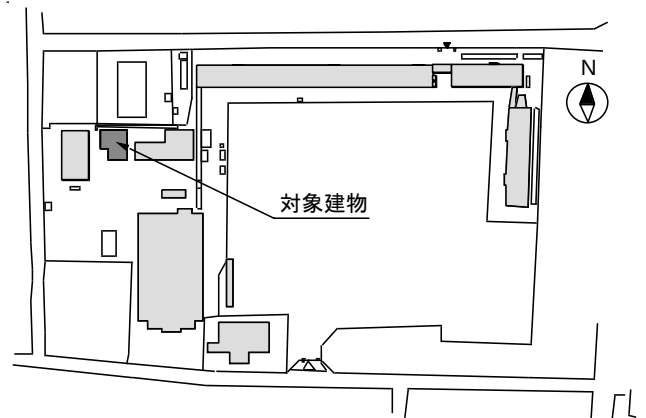


図-1 配置図



写真-1 対象建物南側外観

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 准教授 博士 (工学) (正会員)

に位置する方立壁等の二次壁が多数配置されている。腰壁または垂壁と柱の境界には図-3 に示す部分スリットが設けられており、壁横筋は構造部材に定着されていない。図-4 に各構面の二次壁配置図およびスリットが設けている位置を示す。また、表-1 に対象建物の代表的な柱断面および梁断面を示す。西側短スパンの梁と東側長スパンの梁をそれぞれ梁 1、梁 2 と表現する。なお、これらの部材に使用されている材料については、設計図書によると、コンクリートの設計基準強度が 21N/mm^2 であり、鉄筋の材料強度および基礎形式は資料から読み取れないため、不明であった。

2.2 建物の被害状況

対象建物の被害は東西方向が大きく、主要構造部材に関しては、1 階柱脚や梁端部に曲げによる損傷が多く発生した。このことから、著者らが実施した文献 2) の被災度区分判定において、建物は梁降伏形の全体降伏機構を形成したと判断した。また、同文献に基づく各部材の損傷度判定では、梁の損傷（曲げひび割れ）は最大で損傷度 III、1 階柱脚部の損傷（曲げひび割れ）は最大で損傷度 II であったが、建物全体にわたり構造部材の損傷は比較的小さかった。一方で、本建物は非構造部材である二次壁の損傷が顕著であった。写真-2 に示すように、腰壁や垂壁に多数のせん断ひび割れが確認されたほか、D 構面（図-2 に示す最北構面）に配置された RC 造方立壁に典型的なせん断破壊（せん断ひび割れ、コンクリートの剥落および壁筋の座屈等）が確認された（写真-3）。2.1 節で示したように腰壁や垂壁は部分スリットを有しているものの、このような損傷状況からみると地震時に大きな力が作用したと考えられる。しかしながら、被災度区分判定では、全体降伏形建物について非構造部材の損傷は考慮していないため、前述の腰壁、垂壁および方立壁等の損傷は判定結果に含まれていない。参考に、方立壁を文献 2) をもとに判定すると、各階の方立壁はすべて損傷度 V 相当であった。本震直後に実施された応急危険度判定では、この方立壁の損傷が二次災害を引き起こす危険性があると判断され、建物への立ち入りが制限される「危険」の判定結果となった。

図-5 に桁行方向における各構面の損傷度評価結果を

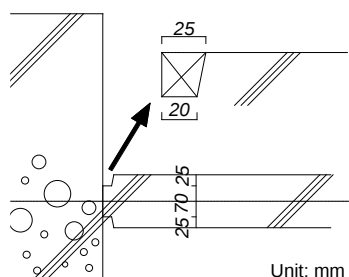


図-3 部分スリット詳細図



写真-2 垂壁のせん断ひび割れ



写真-3 方立壁損傷状況

示す。同図に示した損傷度の評価結果より得られた上部構造の耐震性能残存率 R （全体崩壊形）は 83% であり、被災度は小破と判定された。したがって、本建物は被災後も十分に構造性能を保持していたと考えられる。建物南北方向については、柱に一部曲げひび割れが発生したものの、耐震壁を含め目立った損傷は確認されなかった。

3. 解析方法

3.1 RC 架構のモデル化

本研究では、被害の大きかった建物の東西方向を対象として Pushover 解析および地震応答解析を行った。そのモデル化方法を次に示す。

建物全体は各構面（A、B、C、D 構面）を両端ピンの剛梁で連結した 1 つの平面フレームとしてモデル化し、剛床仮定を用いた。また、1 階床位置を固定端とした。方立壁が建物の耐震性能および地震応答に与える影響を比較するため、方立壁のモデル化の有無をパラメータとし、方立壁を考慮しない CaseA と、方立壁を考慮した CaseB の 2 つのモデルを作成した。

図-6 に CaseB の D 構面 2 階の方立壁を有するスパンにおける線材置換方法を示す。両ケースにおいて、柱、梁および方立壁はそれぞれ独立した線材に置換した。また、被害状況から部分スリットを有する腰壁や垂壁が柱

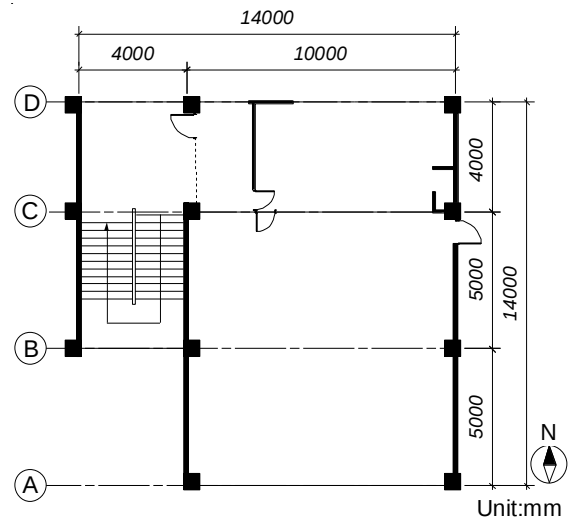


図-2 1 階平面図

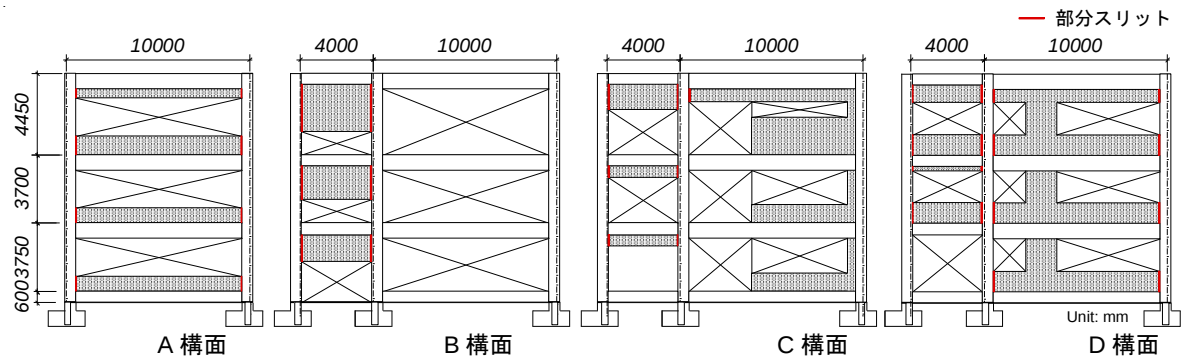


図-4 南北方向の架構の二次壁配置図

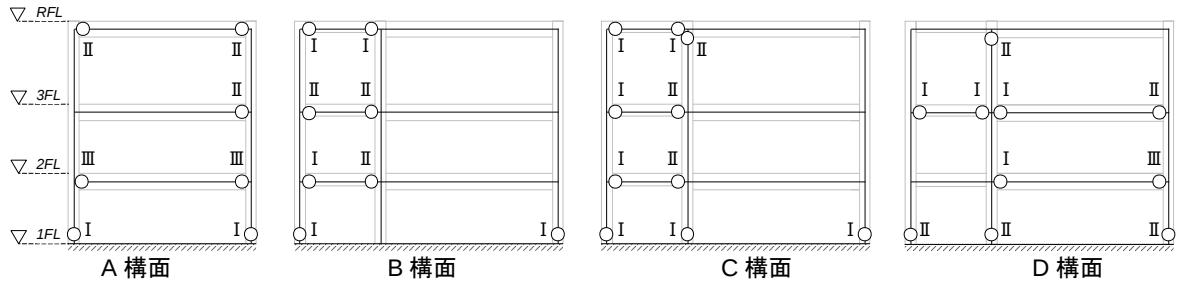


図-5 桁行方向の損傷度評価結果

の曲げ変形を拘束したと考えられるため、柱梁接合部中心より腰壁または垂壁の高さに梁のせいの1/4を足した部分を剛域とした。建物の重量算定には主要構造部材の重量、非構造壁の重量および文献3)に基づいた積載荷重を考慮した。

3.2 柱、梁のモデル化

柱、梁は実被害で曲げによる損傷が支配的であったことから（ただし、梁に接続する腰壁、垂壁を除く）、梁については曲げ特性を材端に配置した非線形の単軸曲げバネにより表現し、軸方向およびせん断特性は弾性とした。柱については、曲げと軸方向特性をマルチスプリングモデル⁴⁾（以下、MSモデル）により表現し、せん断特性は弾性とした。梁の材端バネの復元力特性を図-7に示す。同図に示すように、骨格曲線をトリリニア型としたTakedaモデルの履歴則により表現し、除荷剛性指数は0.4とした。曲げひび割れ強度 M_c は式(1)、曲げ終局強度 M_u は式(2)を用いて算出した⁵⁾。なお、腰壁・垂壁付き梁の曲げ終局強度は耐震診断基準⁶⁾に示されている、腰壁や垂壁の端部に部分スリットがある場合の曲げ終局強度式を用いて算出した（式(3)）。

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z_e \quad (1)$$

$$M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (2)$$

$$M_u = \min[C_{\max}, T_{\max}] \cdot j_{\max} \quad (3)$$

$$C_{\max} = 0.7 t_s \cdot h_s \cdot F_c$$

$$T_{\max} = a_{wt} \cdot \sigma_y$$

$$j_{\max} = 0.65 \cdot h_s + d$$

ここで、 t_s ：部分スリットの残存コンクリートの厚さ、 h_s ：腰壁あるいは垂壁の高さ、 a_{wt} ：部分スリットが圧縮

表-1 建物の代表的な部材断面詳細

柱	幅×せい (mm)	600×600
	主筋	12-D22
	帯筋	D13@100
梁 1	幅×せい (mm)	370×600
	主筋	8-D25
	肋筋	D10@150
梁 2	幅×せい (mm)	400×850
	主筋	10-D25
	肋筋	D10@150
方立壁	壁厚×高さ (mm)	120×1675
	縦横筋	1-D10@200
	開口補強筋	1-D13

柱主断面	梁 1 主断面	梁 2 主断面

側となるときの梁断面内に配置されている引張鉄筋の断面積である。その他の記号は文献5)を参照されたい。なお、腰壁または垂壁は柱に壁の横筋が定着されていないことから、梁の曲げ終局強度に対して壁が圧縮側となる場合のみ耐力計算で考慮した。なお、耐力算定に用いたコンクリートの圧縮強度は21N/mm²である。また、2.1節で言及したように、鉄筋の材料強度が不明であったため、建設当時の近い年代で建てられた熊本市内の校舎データから推定し、柱、梁主筋の規格強度を345N/mm²、せん断補強筋の規格強度を295N/mm²とし、各部材の復元力特性にはこれらを1.1倍した値を用いた。曲げ終局

強度の変形は文献 5)の方法より評価した。また、弾性軸方向、せん断パネの剛性の評価には腰壁、垂壁を考慮した。

柱部材の MS モデルはコンクリート要素を 6 分割し、鉄筋は配筋位置にパネを配置した。同モデルにおける塑性ヒンジ長さは各柱せいの 1/2 とした。また、MS モデルで使用したコンクリート要素の応力度－ひずみ度関係を図-8 に示す。同図に示すように、コンクリート要素は圧縮強度に達するまでの上昇域は星隈らの式⁸⁾(式(4))で表現し、軟化域は Darwin-Peknold モデル⁹⁾により直線で定義した。すなわち、圧縮強度到達後はコンクリートのひずみ度および圧縮応力度が圧縮強度時ひずみ度の 4 倍および圧縮強度の 0.2 倍となる点を指向する特性とした。また、鉄筋要素の応力度－ひずみ度関係は図-9 に示すようなバウシinger 効果を考慮したバイリニア形の履歴特性を用いた。

$$\sigma = E_c \cdot \varepsilon \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right) \right\}^{n-1} \quad (4)$$

$$n = \frac{E_c \cdot \varepsilon_c}{E_c \cdot \varepsilon_c - \sigma_B} \quad (4-a)$$

ここで、 σ ：コンクリートの圧縮応力度、 E_c ：コンクリートのヤング係数、 σ_B ：コンクリートの設計基準強度、 ε ：コンクリートの圧縮ひずみ度、 ε_c ：コンクリートの圧縮強度時ひずみ度である。

3.3 方立壁のモデル化

方立壁は文献 1)に基づき線材に置換し、柱と同様に、曲げおよび軸方向の特性を MS モデルにより表現した。また、方立壁のせん断耐力は式(5)の柱のせん断終局強度式を準用して評価した⁵⁾。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_w \cdot p_{wy}} + 0.10 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (5)$$

ここで、式中の各記号は文献 5)を参照されたい。なお、算定に用いた引張鉄筋比 p_t は、方立壁に配筋されている縦筋の半分が耐力に寄与すると仮定して算定した。また、軸方向応力 σ_0 は初期の作用軸力を 0kN とした解析結果の最終ステップより得られた方立壁への作用軸力の値を使用し、繰り返し計算をすることで求めた。表-2 に採用した各階の方立壁の軸力比を示す。なお、地震応答解析では同表中の正側載荷時の軸力比で算出したせん断終局強度を用いた。さらに、せん断破壊後の方立壁の挙動を再現するため、方立壁のせん断パネには図-10 に示すような耐力劣化を表現できるモデルを使用した。同図に示すように、方立壁のせん断終局強度時の変形角は文献 10)を参考に 0.004rad と仮定しており、その後せん断ひず

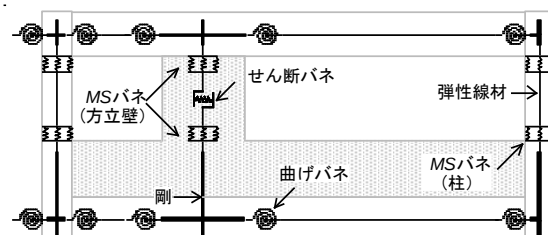


図-6 解析モデル図

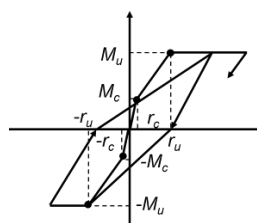


図-7 Takeda モデル

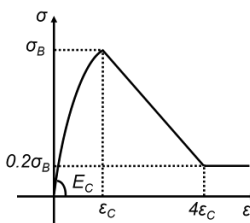


図-8 コンクリートモデル

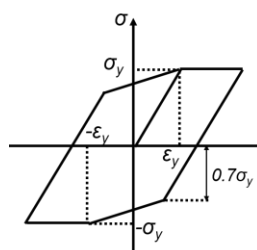


図-9 鉄筋モデル

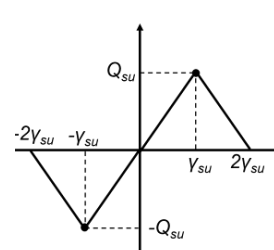


図-10 方立壁モデル

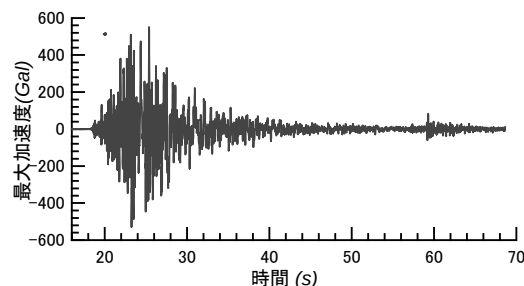


図-11 入力地震動

表-2 各階方立壁の軸力比

階	1 階	2 階	3 階
正側載荷軸力比	0.119	0.094	0.076
負側載荷軸力比	0.077	0.080	0.076

み度がせん断終局強度時の 2 倍となる時点でせん断耐力が 0 となるモデルとした。

3.4 Pushover 解析

Pushover 解析は変位制御を用いて、西から東への載荷を正載荷とし、正負載荷ともに建物の全体変形が 3%rad となるまで載荷した。このとき、固有値解析から得られた弾性 1 次モードに比例する外力分布を与えた。

3.5 地震応答解析

地震応答解析における減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を 3%とした。入力地震動には熊本地震において 2016 年 4 月 16 日午前 1 時 25 分、最寄り地震動観測点(熊本市西区)で観測された地震動¹¹⁾のうち、対象建物の検討方向である東西方向成分の地震波を用いた。本震の入

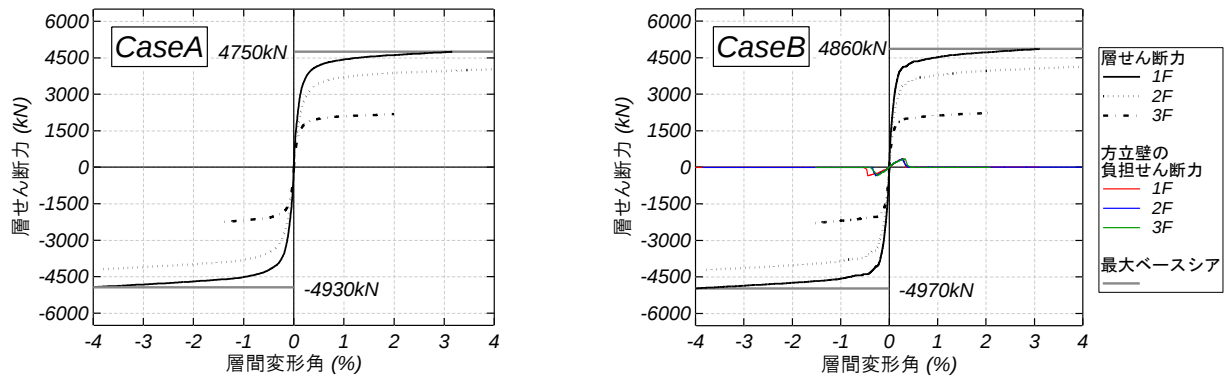


図-12 Pushover 解析による層せん断力—層間変形関係

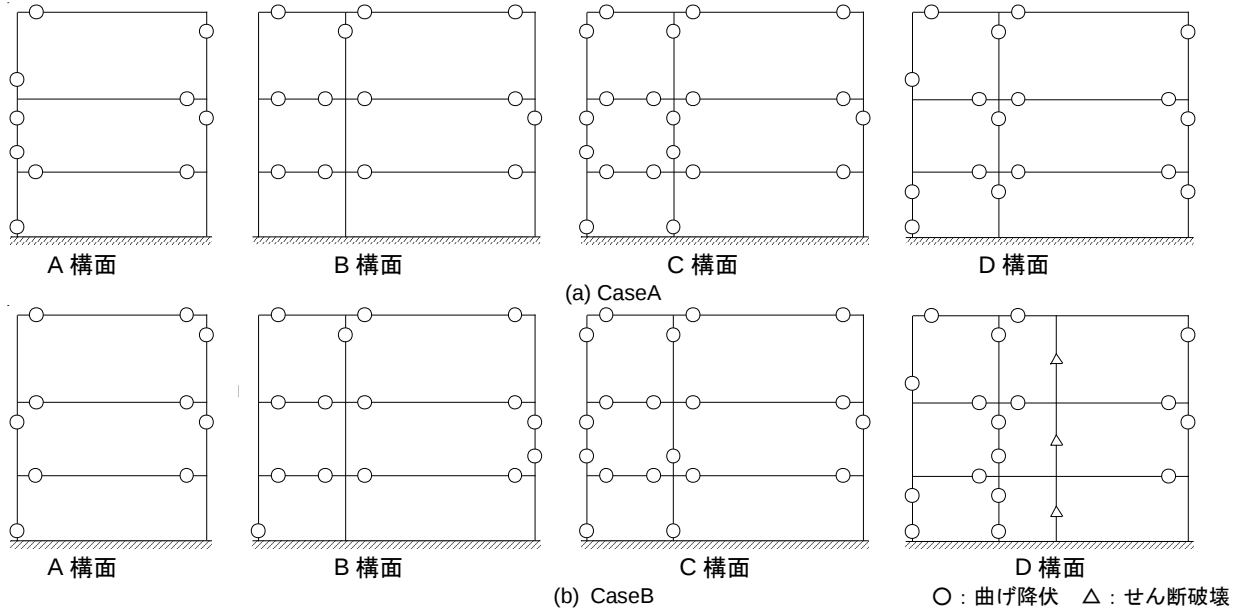


図-13 塑性ヒンジ形成状況 (最大層間変形角=2.0%rad)

力地震動を図-11に示す。入力地震動には、観測データにおける0秒から300秒の地震波のうち、16秒から70秒の間のデータを用いた。

4. 解析結果

4.1 Pushover 解析結果

図-12にPushover解析で得られた各ケースの層せん断力—層間変形角関係を示す。同図中のCaseBの結果には、各階の方立壁が分担したせん断力も示している。同図に示すように、正側荷重の時、方立壁を考慮したCaseBのモデルのベースシアが4860kNであり、CaseAのベースシア4750kNを若干上回っていることが確認できる。その一方で、CaseAおよびCaseBの初期剛性について明確な差は見られなかった。また、最大層間変形角が2.0%となるステップでの塑性ヒンジ形成状況を図-13に示す。同図を比較すると、方立壁のモデル化の有無によりヒンジ発生状況に大きな差がないことが確認できる。これらの結果から、本建物において方立壁は建物全体の負担耐力には若干影響するものの、建物の損傷状況には影響しなかったと考えられる。文献12)では東日本大震災で被

災した中層集合住宅について、方立壁が建物の崩壊機構を変形させた旨の報告がある。本研究の解析結果は先行研究の知見と整合するものでなく、方立壁が崩壊機構に影響しない場合もあることを明らかにしている。今後、方立壁の影響の閾値について明らかにする必要があることを指摘している。

4.2 地震応答解析結果

図-14に、各解析ケースの地震応答解析結果から得られた建物の時刻歴応答より文献12)に基づいて等価な1自由度系の応答に縮約した応答加速度—応答変位関係を示す(式(6))。

$${}_1\Delta(t) = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i-1} \beta_1 \mu_i \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_{i-1} \beta_1 \mu_i} \quad (6-a)$$

$${}_1S_a(t) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i(t) \cdot \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_{i-1} \delta_i(t)} \quad (6-b)$$

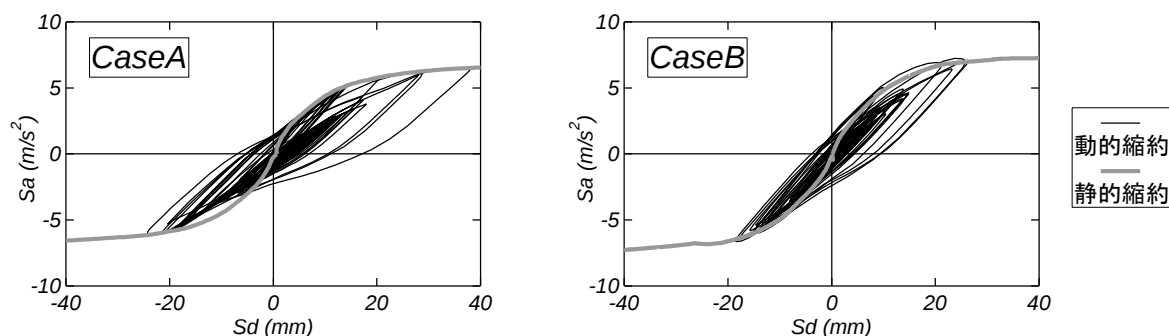


図-14 地震応答解析における等価 1 自由度系の応答加速度—応答変位関係

ここで、式中の各記号は文献 13)を参照されたい。また、図-14 には図-12 の Pushover 解析結果に基づき静的に縮約した性能曲線も併記した。

方立壁を考慮したことで、CaseB の最大応答変位 (26 mm) は CaseA の最大応答変位 (37mm) をやや下回った。このことから、方立壁は地震時に建物全体の応答変形を抑制したと考えられる。

5. まとめ

本研究では、熊本地震により被災した RC 造校舎の一例を研究対象とし、地震被害調査を実施した。また、方立壁が建物の構造性能および地震応答に与える影響を明らかにするため、平面フレームに置換した建物の解析モデルに対する Pushover 解析及び地震応答解析を実施した。本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 本稿の研究対象建物の損傷は主に RC 造柱梁の曲げひび割れや腰壁・垂壁のせん断ひび割れ、方立壁のせん断破壊であった。著者らが実施した被災度区分判定では被災度が小破と判定された。ただし、同判定では二次壁は建物の終局耐震性能には影響しないとの仮定の下、これらの損傷を考慮しなかった。
- 2) 対象建物の方立壁のモデル化の有無を変動因子としてモデル化した。Pushover 解析結果から方立壁は建物全体の耐力には若干影響するものの、構造部材の損傷状況、とくに崩壊機構に影響しないことが確認された。
- 3) 方立壁のモデル化の有無が異なる解析モデルの地震応答解析の結果から、方立壁は熊本地震において建物全体の応答を抑制する効果があったと考えられる。

参考文献

- 1) 小塩友斗, 真田靖士, 金裕錫: 主体架構と一体の RC 造方立壁の構造性能評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.474, pp.1145-1153, 2015.7

- 2) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 2015 年改訂版, 2016.3
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算用資料集, 2007.4
- 4) K. Li, H. Aoyama and S. Otani: Reinforced Concrete Columns under Varying Axial Load and Bi-Directional Lateral Load Reversals, Proceedings of 9th WCEE, Tokyo-Kyoto, pp.537-544, 1988.8
- 5) 国土交通省等: 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.10
- 6) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説 2001 年改訂版, 2010.9
- 7) Paulay, T., Priestley, M.J.N: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building, John Wiley & Sons, Inc. pp.98-103, 1992.3
- 8) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520, Vol.28, pp.1-11, 1995.8
- 9) Darwin D. and Pecknold D.A.: Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, pp.229-241, 1977.4
- 10) 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 (案)・同解説, 2016.4
- 11) 独立行政法人防災科学技術研究所: 強震観測網 (K-NET), 2016.5
- 12) 真田靖士, 尹ロク現, 赤堀巧, 小塩友斗: 東日本大震災で被災した靱性型コンクリート系建物の被害シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.729, pp.1893-1902, 2016.11
- 13) 倉本洋: 多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, No.580, pp.61-68, 2004.6