

論文 東北地方太平洋沖地震により非構造壁が損傷した SRC 建物の現地調査結果と地震応答の解析的分析

小塩 友斗^{*1}・Thandar Oo^{*2}・真田 靖士^{*3}・崔 琥^{*4}

要旨: 東日本大震災によるコンクリート系建築の被害として、非構造壁の損傷が多数見られた。本稿ではその一例として、仙台市の 11 階建て集合住宅を対象に現地被害調査を実施した結果について報告する。また、主要構造部と一体となった非構造壁が建物の耐震性能や地震応答に与える影響を有限要素解析、二次元フレーム解析を通して評価した。その結果、本震時には非構造壁は建物の応答を低減する効果を示さなかったが、より小さな地震入力に対しては応答を大幅に低減する可能性を示した。

キーワード: 二次壁、雑壁、鉄骨鉄筋コンクリート、集合住宅、FEM、平面フレーム解析、東日本大震災

1. はじめに

非構造壁の損傷は近年の地震災害でも度々確認されており(例えば¹⁾、地震による被災建物の機能性を著しく損なう問題として認識されてきた。こうした被害は建物の主体架構と一体として建設された非構造壁に見られるため、その一体性から非構造壁が建物の耐震性能や地震応答に影響を与える可能性も考えられるが、これらの効果はまだ十分に解明されていない。

そこで、本研究では東北地方太平洋沖地震により非構造壁が損傷した建物およびその被害調査結果について報告するとともに、非構造壁が建物の耐震性能や地震応答に与える影響について解析的に検討する。

2. 対象建物

建物は図-1 に示すように仙台市に所在する 1987 年建築、11 階建て(高さ 30.9m)の、鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)構造の集合住宅である。建物外観を図-2 に示す。桁行方向(南北方向)約 71m、梁間方向(東西方向)約 27m の対称な平面形状で、東棟と西棟が建物中央と両端で廊下により連結されている。建物の 1 階平面図を図-3 に示す。桁行方向はラーメン構造であり、ラーメンの柱間に構造躯体と切り離されていない非構造壁を有しており、特に Y1、Y4 ラーメンにある非構造壁は幅約 1m の無開口壁である。梁間方向は耐震壁付きラーメン構造である。

構造設計書による使用材料は、コンクリートは設計基準強度が 21N/mm²、鉄筋は D19 以上が SD345、D16 以下が SD295A である。鉄骨柱は 1 階から 5 階(端部は 1 階と 2 階)が SM490、6 階以上(端部は 3 階以上)が SS400 である。梁は 2 階から 7 階が SM490、8 階以上が SS400 である。

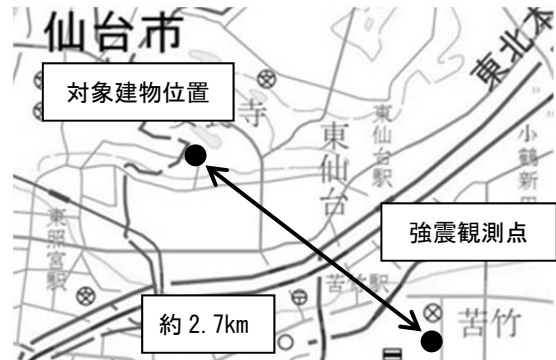


図-1 建物位置および強震観測点位置



図-2 対象建物外観

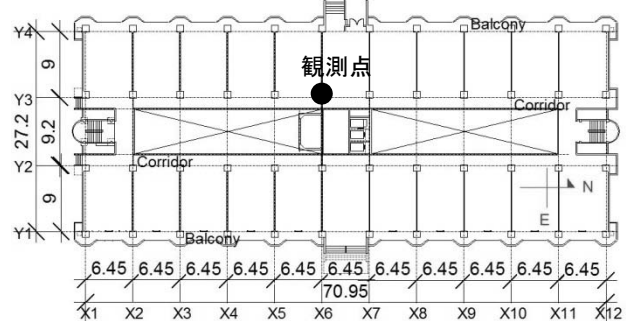


図-3 対象建物 1 階平面図

*1 大阪大学 工学部地球総合工学科 建築工学科目 (学生会員)

*2 元豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学専攻

*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 建築工学部門 准教授 (正会員)

*4 東京大学 生産技術研究所 基礎系部門 助教 (正会員)

3. 建物被害の現地調査結果

3.1 建物被害と被災度区分判定結果

建物の被害は桁行方向の損傷が大きく、**図-4**に示すような非構造壁の損傷が多数見られた。建物の対称性を考慮して西棟の桁行方向(Y3,Y4 ラーメン)のみ被災度区分判定のための現地調査を行った。Y4 ラーメンのひび割れ図を**図-5**に示す。主要構造部材では1階柱脚以外の柱では軽微な損傷であり、梁端部の損傷が支配的であった。よって、建物は梁降伏先行の全体降伏機構を形成したと考えられる。ただし柱、梁の損傷度は最大で損傷度Ⅲ(最大ひび割れ幅 1.5mm)と比較的小さかった。一方、非構造壁には大きな損傷が見られた。特に4階以下の階では損傷度Ⅳ(ひび割れ幅 2mm 以上)または損傷度Ⅴ(コンクリートの破壊による主筋の露出)の壁が大半を占めており、住宅としての機能が著しく損なわれていた。

表-1に被災度区分判定結果をまとめる。ただし、同判定では現行基準²⁾に従って非構造壁の損傷を考慮したが、Y3 ラーメンの非構造壁は幅 500mm 程度と比較的短かったことから、Y4 ラーメンの非構造壁のみ判定の対象とした。また主要構造部材は、柱よりも梁の損傷が大きいため、柱の柱頭に接続する梁のうち、最も損傷度が高いものを柱の損傷度として読み替えた。同表より、最も損傷度が大きかったのは2階であり、被災度は大破であった。



図-4 損傷した非構造壁

表-1 被災度区分判定結果

階数	耐震性能残存率 R (被災度)	階数	耐震性能残存率 R (被災度)
11F	86.9% (小破)	5F	57.1% (大破)
10F	95.4% (軽微)	4F	56.3% (大破)
9F	94.6% (小破)	3F	50.0% (大破)
8F	93.1% (小破)	2F	47.1% (大破)
7F	74.9% (中破)	1F	58.8% (大破)
6F	70.6% (中破)		

3.2 被災建物の微動観測結果

2012年1月18日に常時微動観測を行った。測定方法は、測定機器に収録器およびピックアップを使用し、サンプリング周波数を100Hz、収録時間を300秒とした。建物上部構造の振動モードを把握するため、2層ごとに測定器を建物中央部(**図-3**)に設置し測定した。

桁行(南北)方向および梁間(東西)方向における、1階に対する3階、5階、7階、9階、および11階の常時微動水平成分のフーリエスペクトル比を伝達関数として評価した結果を**図-6**に示す。

被害が相対的に大きかった桁行(南北)方向の1次固有周期は、0.85~0.88秒と求められた。

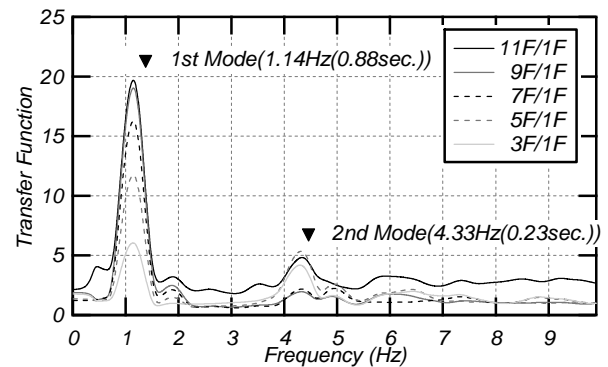


図-6 微動観測結果

4. 非構造壁の有限要素解析

4.1 非構造壁のモデル化

非構造壁の性能を評価するために、有限要素法(以下FEMと表記)解析を計画した。**図-7**に非構造壁の配筋図を示す。鉄筋はD10が縦、横ともにダブル千鳥で180mm間隔に配置されており、端部の縦筋にはD16が配置されている。また、壁隅角部ではD16の斜め開口補強筋が2本ずつ配置されている。鋼材の規格降伏強度は $f_y=295\text{N/mm}^2$ である。またコンクリートの材料特性は設計図書およびRC基準³⁾に基づいて、ヤング係数 $E_c=2.17 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 、設計基準強度 $F_c=21\text{N/mm}^2$ 、引張強度 $F_t=2.16\text{N/mm}^2$ である。

解析にはFINAL⁴⁾を用いて、2次元のFEM解析を行った。**図-8**に非構造壁のモデル化の概要を示す。コンクリートは四辺形要素に置換し、壁筋は縦横、斜めともにトラス要素に置換した。非構造壁は梁と一体的に建設されており、鉛直方向変形が梁によって拘束されると考えた。そこで、**図-9**に示すように解析パラメータとして軸方向変形の拘束を考慮し、拘束がない場合をCase1、ローラー支持により軸方向変形を完全に拘束した場合をCase2とする。壁脚は固定端とした。また、荷重方法については水平力Qのみとし、軸力は作用させず、逆対称曲げモーメントを維持する水平力を作用した。

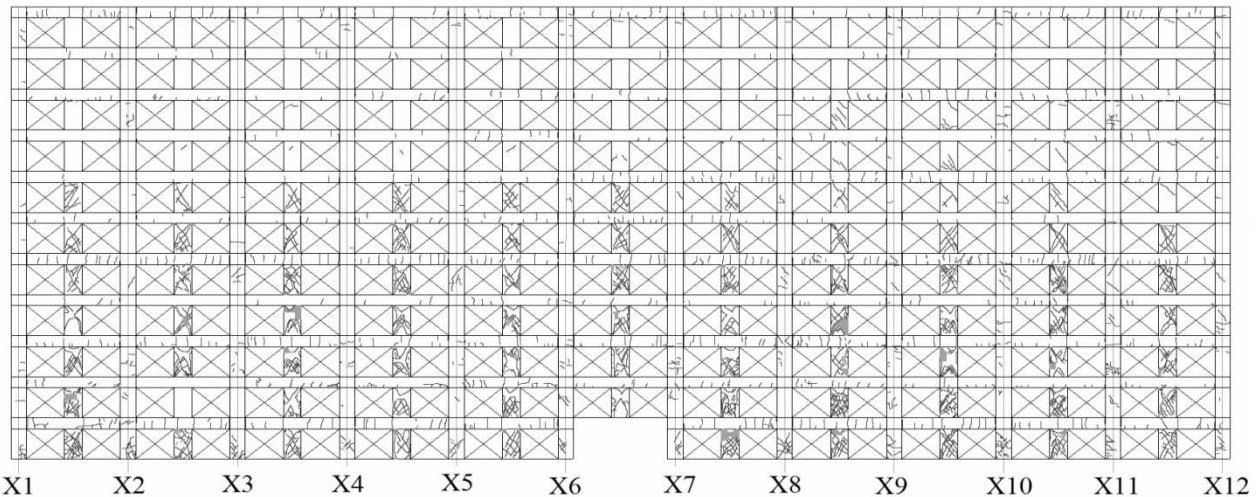


図-5 Y4 フレームひび割れ図

コンクリートの材料構成則を図-10 に示す。コンクリートの応力ひずみ関係は、圧縮側に修正 Ahmad モデル⁵⁾により、平面応力下における破壊条件として Kupfer-Gerstle の提案⁶⁾を考慮しモデル化した。引張側は出雲らの提案するモデル($C=0.4$)⁷⁾によりモデル化し、ひび割れ発生後のせん断伝達特性には長沼の提案モデル⁸⁾を用いた。

鉄筋の応力ひずみ関係はバイリニアによりモデル化した。コンクリートと鉄筋間は完全付着を仮定した。

4.2 性能評価

解析によって得られた水平荷重 Q -水平変形角 R 関係および軸力 N -水平変形角 R 関係を図-11 に、最大耐力と最大耐力時の変形角を表-2 に示す。

まず非構造壁の軸方向変形を拘束しない Case1 では、実際の損傷とは異なり、曲げ破壊型の挙動をし、耐力は相対的に小さく、変形性能が大きく評価された。また壁断面への軸力はほぼ $0kN$ の状態を保った。

一方、軸方向変形を拘束した Case2 では、小変形領域では曲げによる損傷が進行したが、変形角 $0.05\%rad$ でせん断ひび割れ発生後はせん断による損傷が進行し、変形角約 $0.15\%rad$ でせん断破壊した。すなわち、Case2 では実際の破壊現象とより整合する解析結果が得られた。また、壁に作用した軸力と水平変形角関係を見ると、軸方向変形を拘束したことで、壁に軸力が作用したことが確認できる。よって曲げ耐力が向上したことにより Case1 に比べて大幅に水平耐力が上昇し、せん断破壊に移行した現象を確認できる。なお、5章の平面フレーム解析結果では、建物の地震応答変形は Case2 の最大耐力時変形を大きく超えていた。そこで、以下では Case2 が Case1 よりも実現象を捉えていると判断し、Case2 のひび割れ時および降伏時の水平変形角 R と水平荷重 Q とせん断降伏後の負剛性を平面フレーム解析に適用することとした。

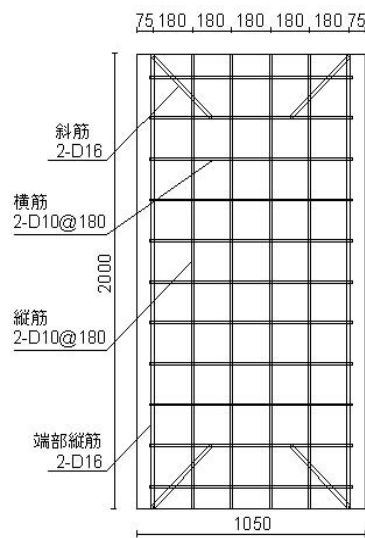


図-7 非構造壁配筋図

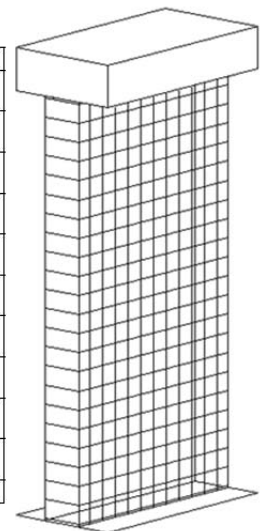


図-8 モデル図

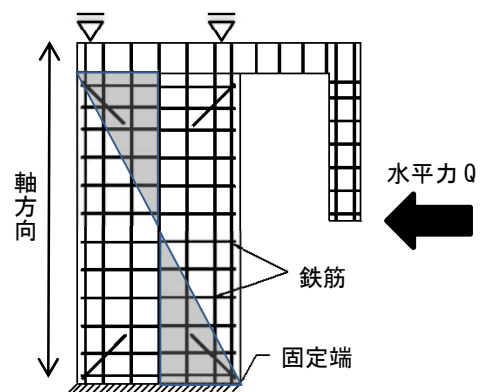


図-9 拘束条件と水平荷重位置

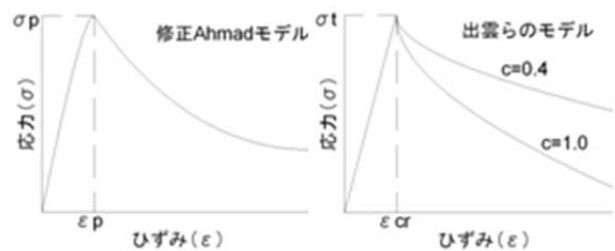


図-10 コンクリートの材料モデル

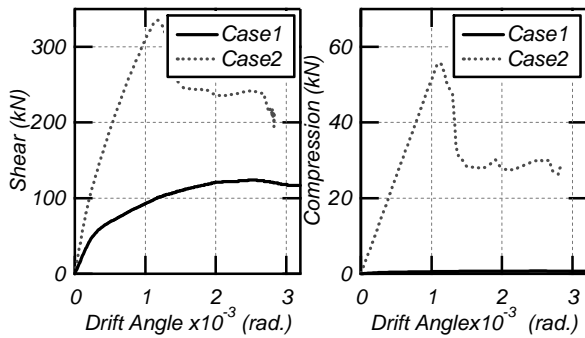


図-11 Q-R および N-R 関係

表-2 最大耐力と最大耐力時の変形角

	最大耐力 Q_y (kN)	変形角 $R(\times 10^{-3} \text{ rad.})$
Case1	116.1	3.75
Case2	335.2	1.37

5. 平面フレーム解析による性能および地震応答評価

5.1 建物のモデル化

解析には SNAP⁹⁾を用いて、幅 1m 程度 of 非構造壁を有する Y4 フレームを対象とする平面フレーム解析を行った。非構造壁が建物の耐震性能や地震応答に与える影響を比較するため、非構造壁の有無をパラメータとした 2 つのモデルで解析を行った。非構造壁を考慮しない場合を CaseA、考慮する場合を CaseB とした。1 階柱脚および壁脚は固定端とし、床は剛床とした。

柱、梁は実被害では曲げによる損傷が支配的であったことから、非線形の曲げバネを両端に有し、弾性せん断バネ、弾性軸バネを有する線材に置換した。柱、梁の復元力特性は骨格曲線をトリリニア型、履歴則を Takeda モデルにより表現し、曲げひび割れ強度 M_c 、終局曲げ強度 M_y は SRC 耐震診断基準¹⁰⁾に基づいて算定した。これらの算定にあたっては柱、梁の二段筋、1 階柱脚に含まれる弱軸鉄骨も考慮した。終局強度算定に用いた各材料の降伏強度は、コンクリートは設計基準強度、異形鉄筋は規格降伏点+49N/mm²、鉄骨は規格降伏点×1.1 N/mm²とした。また同基準の第 2 次診断法に用いられる SRC 部材の復元力特性において、曲げ柱の降伏層間変形角は 1/150rad.であることから、本解析でもこの値を降伏変形角として採用し、梁にも準用した。柱梁接合部における剛域は D/2 とした。

非構造壁は実被害ではせん断破壊のみの損傷であったことから、非線形のせん断バネ、弾性曲げバネを有する線材に置換した。また、非構造壁と梁との接合部は、梁に関わる剛域は 0 とし、非構造壁に関わる剛域は梁せい半分の半とした。非線形せん断バネの特性は第 4 章の有限要素解析の結果に基づき、以下の通りモデル化した。

非構造壁のせん断バネは骨格曲線を柱、梁と同様にトリリニア型、履歴則 Takeda モデルにより表現した。せん断ひび割れ耐力と最大耐力および耐力時変形角は図-12

左図の Case2 の解析結果を用いた。最大耐力に達した後は強度低下させた。正または負側のいずれかで耐力を完全に喪失した後は、以降の剛性および耐力がないものと扱い、正負方向への変位のみが増大するモデルとした。上記の規則による履歴モデルを図-12 に示す。なお本解析では $\gamma=1.0$ とした。

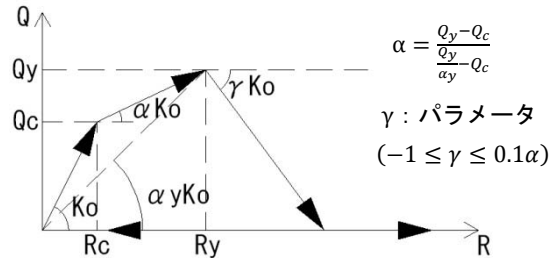


図-12 非構造壁の履歴モデル

減衰種別は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を $h=0.03$ とした。弾性固有周期は、非構造壁を考慮しない場合は $T_1=0.43$ 秒、 $T_2=0.15$ 秒、非構造壁を考慮する場合は $T_1=0.28$ 秒、 $T_2=0.10$ 秒である。

入力地震動には 2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震において、対象建物から約 2.7km 地点で観測された地震動を用いた(図-1)。建物の桁行方向に相当する南北方向の成分を用い、その最大加速度は 15.2m/s² である。対象建物の 3%減衰に対応する加速度応答スペクトルを図-13 に示す。

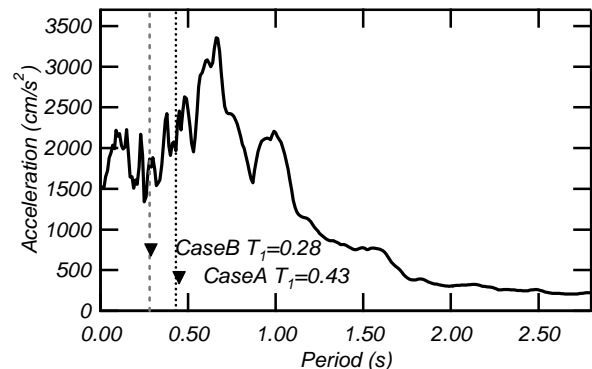


図-13 加速度応答スペクトル

5.2 性能評価、地震応答評価

Ai 分布相当¹¹⁾の外力分布を仮定した Pushover 解析、および観測された地震動を用いた地震応答解析を行った。

Pushover 解析から得られる各層のせん断力-層間変位関係から、等価 1 自由度系縮約法¹²⁾により建物の代表点高さにおける耐力曲線(Capacity Spectrum)を作成した。想定する地震動に対して建築物の塑性変形量に応じた等価粘性減衰(Transition Curve)を考慮した弾性応答スペクトル曲線 (Demand Spectrum)を重ね合わせることで、2 曲線の交点が建築物の最大応答点であると推定すること

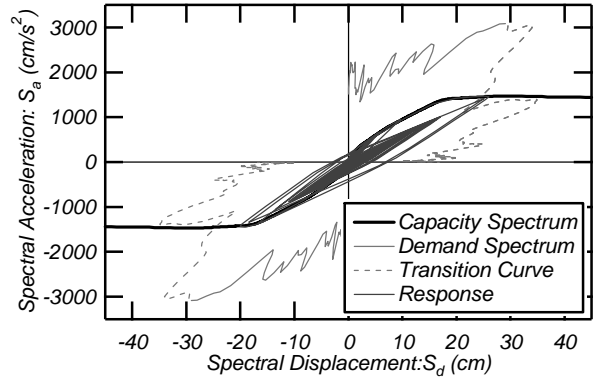
ができる。並びに、地震応答解析結果を基に、各層のせん断力-層間変位関係から等価 1 自由度系の地震応答¹³⁾を作成し、これらの解析結果を図-14 に比較して示す。非構造壁の有無をパラメータとした CaseA, CaseB ともに地震応答とスペクトル法に基づく推定値は概ね良好であった。

図-15(a)では CaseA, CaseB の各地震応答解析結果について比較する。表-3 は両解析ケースの最大加速度および最大変位の比較である。非構造壁を考慮したことにより、CaseB の最大応答変形は CaseA を若干下回ったが、その影響は限定的であった。すなわち、本解析対象に対する東北地方太平洋沖地震による応答では、非構造壁の破壊は比較的早期に発生し、破壊後の応答は非構造壁の有無により大差なかったことを確認した。ただし、小変形領域の性能曲線は両解析ケースで異なるため、より小さな地震動に対しては応答が異なる可能性は指摘できる。そこで図-15(b)では地震動レベルをパラメータとし、両解析ケースの最大応答加速度および最大変位の比較を行った。倍率 75%以上の地震動では両ケース共に同等の地震応答を示しており、非構造壁が地震応答に与える影響は小さい結果となった。しかし、倍率 75%未満の地震動では非構造壁を考慮した CaseB では応答変位が大幅に減少しており、CaseA と比べて 1/2~1/5 倍の低減を示した。一方、応答加速度に着目すると、倍率 30%以下の地震動では弾性挙動しており、最大加速度はほぼ同等であった。また、非構造壁を考慮した場合、倍率 65%までは壁にせん断ひび割れが発生するが、耐力は完全に喪失しないためエネルギー吸収しており最大加速度が 6~7 割まで低減された。

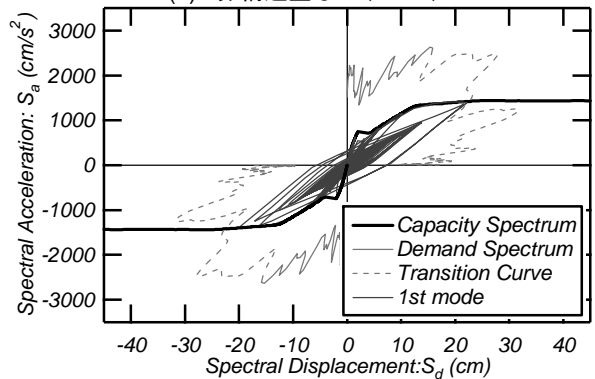
表-3 地震応答時の代表点応答値

	最大加速度(cm/s ²)	最大変位(cm)
非構造壁なし	1466	26.0
非構造壁あり	1409	22.2

原波を用いた地震応答解析結果から得られた応答前後の固有周期と、震災後の微動計測によって得られた固有周期を表-4 で比較した。なお、地震応答後の固有周期は最大応答点に達した時の地震応答の除荷剛性の傾きから算出した。非構造壁を考慮する場合の固有周期は、地震入力後に非構造壁を考慮しない場合の固有周期に近づくことを確認した。これは、表-3 において最大応答が近似していた結果に起因すると判断される。しかし、地震入力後の解析結果は観測結果を若干下回った。この理由として柱梁接合部の剛域のモデル化や、微動観測結果の余震の影響などが考えられるため、今後これらの影響についてさらに分析する必要がある。

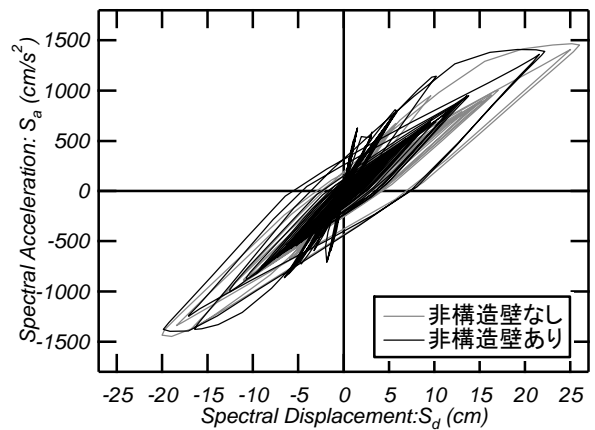


(a) 非構造壁なし (CaseA)

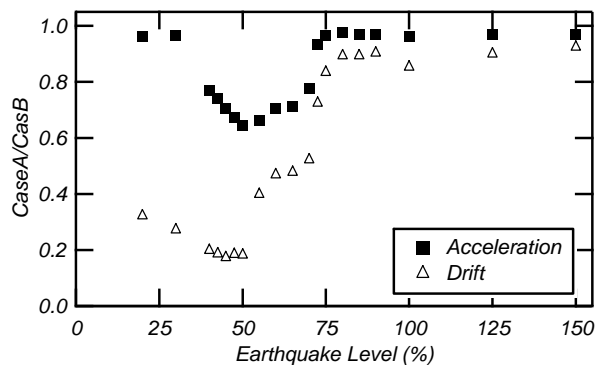


(b) 非構造壁あり (CaseB)

図-14 性能曲線および地震応答



(a) 地震応答比較



(b) 地震動レベルごとの代表点応答値の比較

図-15 非構造壁の有無による地震応答の比較

表-4 対象建物の固有周期(s)

	震災前	震災後
微動観測結果	-	0.88
非構造壁なし	0.43	0.70
非構造壁あり	0.28	0.64

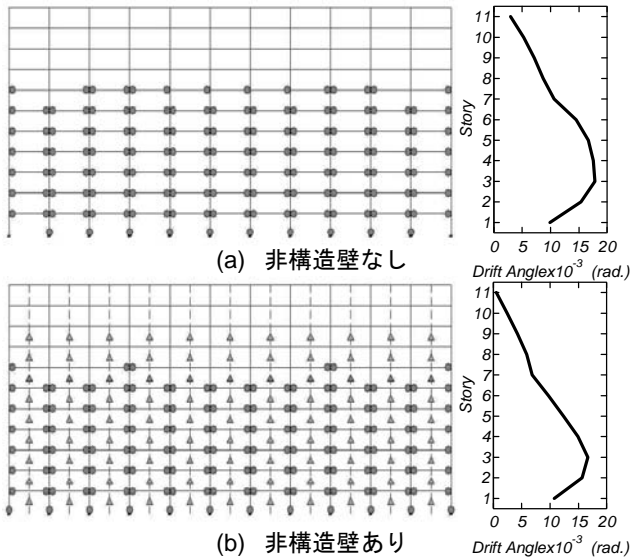


図-16 最大変形時のヒンジ図と層間変形分布

最大変形を記録した時の地震応答解析による建物ヒンジ発生状況と層間変形分布を図-16 に示す。●は柱、梁の曲げ降伏を示し、▲は非構造壁のせん断破壊(最大耐力到達)を示す。図-15(a)で示したように建物は壁の有無に関わらず同程度の応答変形を示し、7層までヒンジを形成し、梁および1階柱脚のヒンジ総数に大差はなかった。層間変形角分布より8層以上の変形が相対的に小さく、図-5の実被害と整合した。また、非構造壁を考慮した解析では、非構造壁のせん断破壊を模擬することができた。ただし、解析ではほぼ全層の非構造壁がヒンジを形成した点が実被害と異なる。これはFEM解析における軸伸びを完全拘束したことにより、微小な変形角でせん断破壊するためである。実際には上階の非構造壁に対する梁による拘束は下階よりも相対的に小さくなるため、より大きな変形性能を示す可能性があるかと判断される。

6. まとめ

東北地方太平洋沖地震により被災したSRC集合住宅を対象に地震被害調査を行った結果について報告するとともに、非構造壁の存在に着目して解析的に検討した。

地震被害調査より、比較的構造部材の損傷は小さく、非構造壁の損傷が多数見られた。被災度区分判定では大破と判定された。非構造壁の軸方向拘束の有無を考慮したFEM解析を行った。その結果、軸方向拘束した場合にせん断破壊し実被害に整合する結果が得られた。非構造壁の有無をパラメータとした建物の平面フレーム解析

より、東北地方太平洋沖地震による応答はほぼ同等であり、非構造壁の影響は少なかった。しかし、原波の倍率75%までの地震動においては少なからず耐震性能に影響を与えることを確認した。

謝辞

本研究の現地調査においては仙台市都市整備局・安達慶洋氏、東北大学・前田匡樹教授および前田研究室の関係者各位に、多大なるご協力をいただきました。厚くお礼申しあげます。

参考文献

- 1) 井伊谷貴行, 日高桃子, 今津裕子, 河野昭彦: RC非構造壁の地震時挙動に関する実験的研究 その1 実験概要と損傷過程, 日本建築学会九州支部研究報告, pp373-376, 2007.3
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 日本建築防災協会, pp.15-41, 2011.9
- 3) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V99HELP
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1999.11
- 5) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, Vol.474, pp.163-170, 1995.8
- 6) Kupfer, H.B. and Gerstle, K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No. EM4, pp.853-866, Aug.1973
- 7) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, Vol.25, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 8) 長沼一洋: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その1), 日本建築学会構造系論文集, Vol.421, pp39-48, 1991.3
- 9) 構造システム(株): SNAP/Ver.6.0.0.4
- 10) 国土交通省住宅局建築指導課: 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, pp.43-64, 2011.11
- 11) 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
- 12) 倉本洋, 勅使川原正臣, 小鹿紀英, 五十田博: 多層建築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, Vol.546, pp79-85, 2001.8
- 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, Vol.580, pp61-68, 2004.6