

論文 実被害建物の残留変形評価に関する基礎的研究

米光 秀哉*1・向井 智久*2・衣笠 秀行*3

要旨：東北地方太平洋沖地震により被害を受けた SRC 造建物に対して静的および動的解析を行い、建物の構造特性の評価を示した。動的解析を行うことで建物の最大応答変位を算定し、強震観測で得られた最大応答値との比較を行い、当該建物の立体骨組のモデル化の妥当性を確認した。また地震動の大きさを变化させた多くの動的解析を行えるよう、静的解析に基づく等価 1 自由度系縮約モデルを用いて残留変位と最大応答変位の相関性や立体モデルにおける部材の損傷と残留変位の関係について検討した。

キーワード：残留変位, 応答解析, 強震観測, モデル化, 等価 1 自由度系

1. はじめに

現在、建物は大地震に対して人命保全を確保するための設計が行われている。しかし近年の地震被害では、非耐力壁部材をはじめとする非構造部材の損傷が激しく、結果、建物が取り壊される事例が確認されている。そのため地震後において人命確保に加え、継続的に機能を維持する必要性が認識されつつある。

大地震による実際の被害例を踏まえ、構造部材や非構造部材等の部材レベルの挙動を把握できる評価手法が必要である。そのためには、実建物の地震時における被害を再現できるモデル化の構築を行い、その妥当性を示

すことが必要である。一方で、被災建物の応答変形を把握することは、当該建物の損傷程度を把握する上で極めて重要である。近年では建物内部にもセンサー等を設置し、地震時の最大応答を計測するモニタリング技術が浸透しつつあるが、地震後の建物の損傷を示す残留変形を用いた建物の継続使用性の評価方法は、いまだ十分に確立しているとは言えない状況にある。残留変位が地震動の大きさによってどのように変化し、またそれがどういった部材損傷に基づくものであるかについての知見が十分にえられていないことから、それらを検討することを目的とした。

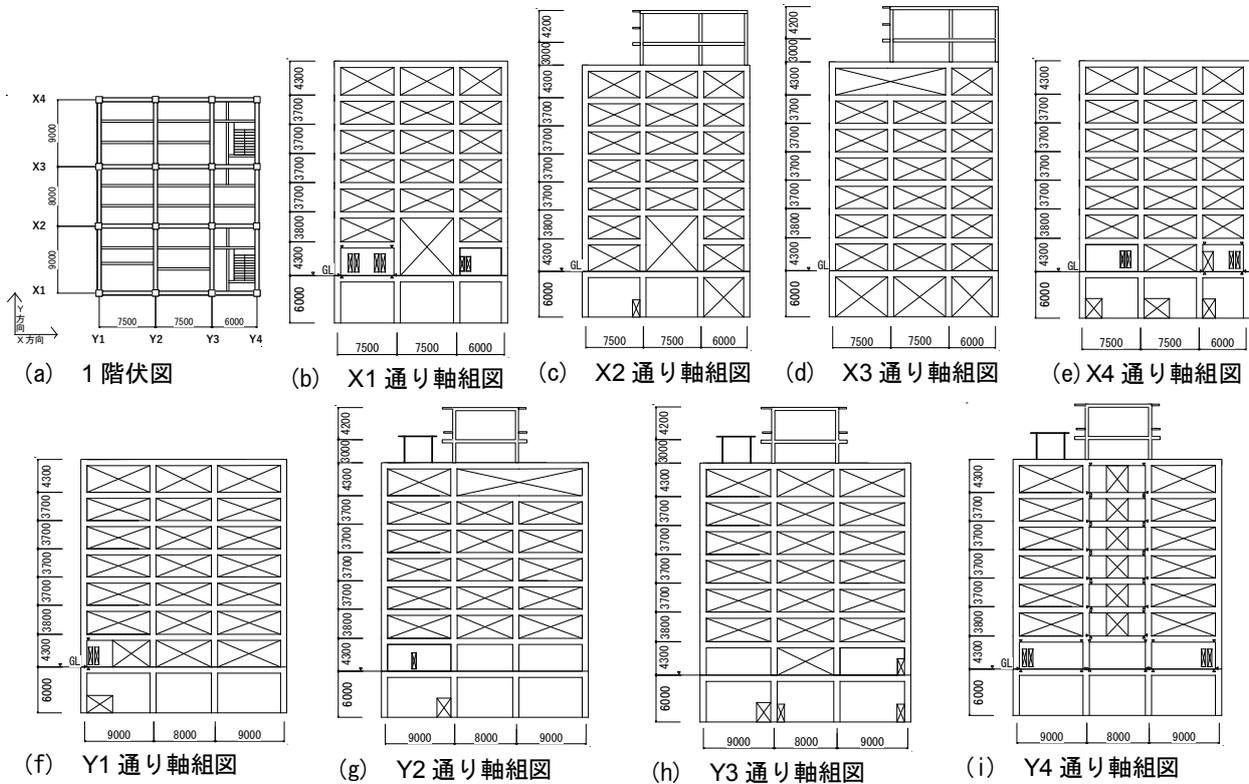


図-1 伏図及び軸組図

*1 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ 博士(工学) (正会員)

*3 東京理科大学 理工学部建築学科教授 工博 (正会員)

そこで本検討では、実際に東北地方太平洋沖地震により被災し、かつ強震観測がなされた8層SRC造建物の立体モデル化について検討し、モデル化構築の基礎段階として解析結果と強震観測の最大応答変位を比較し、モデル化の妥当性を示す。さらに本検討では残留変形の基本特性を検証するため、動的解析における地震動倍率ごとの応答値の比較を行うが、多層骨組モデルでは変数をより多く変動させた多数の解析が困難であるため、静的解析に基づく等価1自由度系縮約を行う。モデルの妥当性を示した上で、動的解析から残留変位と最大応答変位を算出し、両者の相関性を検証することで、被災建物の残留変形評価に資する基礎的な検討を行う。

2. 建物概要

解析対象とする建物はSRC造庁舎建物である。平成10年に建設された地上8階、地下1階、塔屋1階で、延床面積約5000m²、建物高さ約31m、各方向3スパンの規模である。桁行方向が約21.0m、梁間方向が約26.0m、使用材料は普通コンクリートFc-24[N/mm²] (8F層以下)、Fc-21[N/mm²] (R, PHR階床)、鉄筋(D10~16, SD295, D19~:SD345)、鉄骨(柱梁:SM490, 一部:SS400)である。基礎構造は直接基礎である。1階の伏図を図-1(a)、各構面の軸組図を図-1(b)~(i)に示す。対象建物は東北地方太平洋沖地震後、補修工事が行われている。対象建物には竣工直後から強震観測システムが導入されており、以来継続的に観測が行われている。地震計は、近傍の地盤、地下1階、1階、2階、5階、8階に設置されている。各階重量は構造計算図書値を参考にし、地下1階に関しては重量の記載がなかったため、他階の重量と

階高の関係性を考慮して算出した。各階の重量を表-1に示す。

3. 解析概要

3.1 部材の骨格曲線化手法

本研究において部材の剛性・耐力を算定し、それに基づき、各ばねの骨格曲線を決定する。構造部材の剛性・耐力算定においては、曲げ剛性低下率に関しては技術基準解説書の式(以下、黄本式)¹⁾、終局強度に関してはSRC耐震診断基準²⁾、ひび割れ強度に関してはRC規準式³⁾を用いる。

部材は線材で単軸ばねによりモデル化(図-2)し、曲げ・せん断・軸変形を考慮し、曲げばね(柱頭・柱脚)・せん断ばね・軸ばねを有する。袖壁付き柱や腰壁垂れ壁付き梁の場合、1本の柱梁としてモデル化を行う。

全部材はひび割れによる剛性低下を考慮するものとし、曲げ・せん断ばねの骨格曲線をトリリニア型(図-3)とし、剛性・耐力をそれぞれ算定し、それに基づき各ばねの骨格曲線を決定した。また、除荷勾配については、除荷時の変形を終局時の変形で除した値を0.4倍乗したものをを用いている。なお、本検討では最大耐力以降の耐力低下を考慮していない。危険断面位置は壁部材が取り付かない場合は柱、梁フェイス、壁部材が取り付く場合は壁のフェイス位置に設定し、フェイス位置から節点間を剛域とした。また、耐震壁のモデル化では3本柱置換モデルを用いる。なお、3本柱置換モデルでは、壁板中央位置に配する曲げばね・軸ばねは側柱の効果を考慮せず壁板だけの効果を考慮し、せん断ばねについては側柱の効果を考慮して剛性・耐力を算定する。

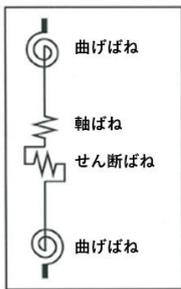


図-2 部材のモデル化

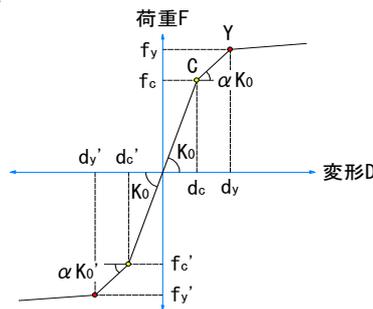


図-3 単軸ばねの復元力

表-1 各層の重量

| 階 | W(t) | W(kN) | W/A(kN/M ²) |
|----|------|-------|-------------------------|
| 7 | 1119 | 10961 | 20.80 |
| 6 | 744 | 7292 | 13.36 |
| 5 | 768 | 7524 | 13.78 |
| 4 | 931 | 9126 | 16.71 |
| 3 | 782 | 7668 | 14.04 |
| 2 | 785 | 7689 | 17.55 |
| 1 | 836 | 8196 | 15.01 |
| B1 | 1316 | 12896 | 23.62 |

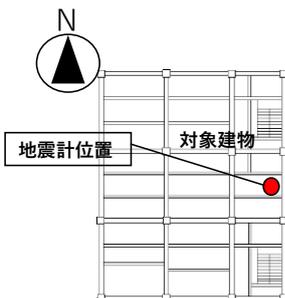


図-4 地震計位置詳細図

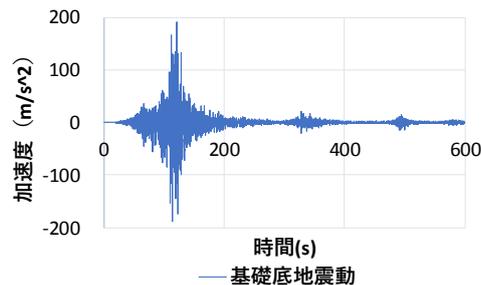


図-5 入力地震動の時刻歴加速度波形

3.2. 建物のモデル化

本検討では地下階をモデル化の対象とし、地下1階柱脚に固定条件を設定した。地下階の床部分の水平力に関しては土圧を考慮しないものとする。また、8階以上に関しては、下部構造に比べて面積が小さいことや、剛性に与える影響が小さいと判断してモデル化せず重量のみ考慮する。耐震壁は開口があるものは開口低減を考慮した。3方向スリットが存在する箇所に関する梁の剛性には、付帯壁分の剛性増大率を考慮した。

3.3 静的解析に基づく等価1自由度系縮約方法

多層骨組解析モデルを等価1自由度系に縮約するため、静的縮約を実施した。縮約の手法は文献9)に基づき行った。N層建築物に対する静的縮約による等価1自由度系の代表荷重-代表変形関係は、応答加速度の1次モード成分 ${}_1S_d$ と応答変位の1次モード成分 ${}_1S_d$ の係数に相当し、次式で与えられる。

$${}_1S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N {}_1P_{i-1} \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_{i-1} \delta_i} \quad (1)$$

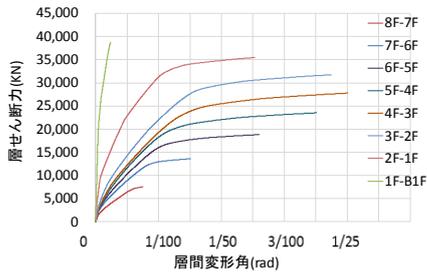


図-6 層間変形角-せん断力関係 (X方向)

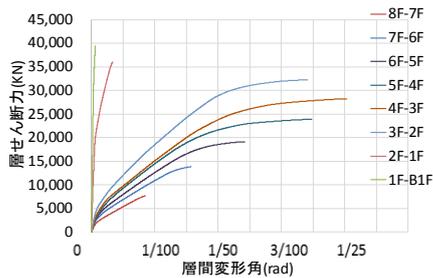


図-7 層間変形角-せん断力関係 (Y方向)

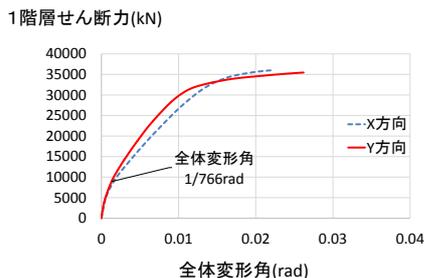


図-8 全体変形角-1階層せん断力関係

$${}_1S_d(t) = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i-1} \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_{i-1} \delta_i} \quad (2)$$

ここで、 m_i : i層の質量、 ${}_1P_i$: i層に作用する水平力の1次モード、 ${}_1\delta_i$: i層の1層床位置に対する相対水平変位の1次モード

また、静的縮約における等価1自由度系の等価質量 ${}_1\bar{M}$ に関しては次式で与えられる。

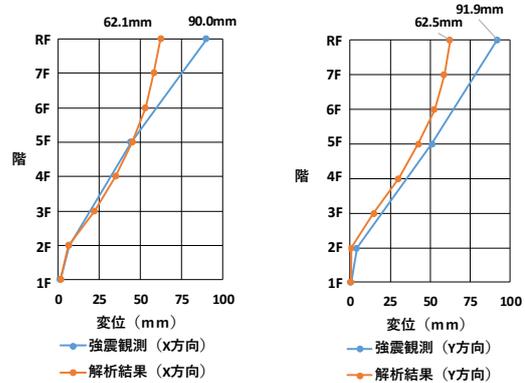
$${}_1\bar{M} = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_{i-1} \delta_i \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_{i-1} \delta_i^2} \quad (3)$$

静的解析により得られた等価せん断力-等価変位曲線のトリリニア化については文献7)に基づき行う。また、除荷勾配は、除荷時の変形を終局時の変形で除した値を0.4倍乗したものをを用いる。

また、等価1自由度系における動的解析により得られた最大応答変位を降伏変位で除した値を塑性率と定義し、評価を行う。

3.4 解析手法

検討建物のモデル化にあたり、解析プログラムは(株)構造システムのSNAP Ver.6を用い、静的増分解析、動的解析を行う。静的増分解析について、外力分布はAi分布に基づく分布とする。動的解析における入力地震動は、東北地方太平洋沖地震における建物の基礎底で観測された強震記録8)のデータを用いる。地震計の簡易的な配置図を図-4に示す。解析では、南北方向、東西方向、上下方向の3方向全てから地震波を入力した場合について検討を行う。1例として南北方向における入力地震動の時刻歴加速度を図-5に示す。また、減衰の種別は初期剛性比例とし、減衰定数は0.05を用いる。



(a) X方向

(b) Y方向

図-9 解析結果と強震観測の比較

4. 立体モデルによる解析結果と強震記録の比較検討

4.1 静的結果に基づく建物構造特性の検証

静的解析結果から得られた各層のせん断力-変位関係を X 方向、Y 方向それぞれ図-6、7 に示す。両方向とも地下 1 階の剛性低下はほとんど見られず、地震時に対してもそれほど被害がないことと整合している。Y 方向における 1 層の剛性が他層と比べ極めて大きく、耐震壁の配置によるものである。また X 方向と Y 方向の 1 層せん断力と全体変形角（建物の頂部水平変位を建物高さで除した値）の関係を図-8 に示す。およそ全体変形角が 1/766rad 程度で X 方向の剛性低下が見られる。

4.2 動的解析における検証

ここでは動的解析結果より各層間変位を算出し、強震観測記録との比較を行った。図-9 に X 方向、Y 方向の建物全体の最大応答時の地下階からの相対変位における解析結果と強震記録の比較を示す。X 方向では RF の地上に対する水平変位は解析結果では 62.1mm に対し、強震観測記録は 90.0mm と、解析結果が過小評価する結果となったものの、2F、5F に関しては強震観測記録と概ね一致する結果となった。Y 方向も X 方向と同様の傾向が得られている。1 層に耐震壁が配置されている影響を確認すると、図-9 (a) の X 方向では 2F の変位が解析結果は 6.25mm、強震観測が 6.50mm と良好な対応を示した。図-9 (b) の Y 方向では解析結果による 2F の変位は 1.19mm、強震観測は 4.18mm であり、耐震壁によるモデル化に若干の修正が必要であることを示唆している。

4.3 固有値解析における検証

固有値解析により固有周期を算定し、強震観測との比較を行った。竣工時の強震観測における固有周期は X 方向、Y 方向ともに 0.56s に対し、解析結果は 0.59s と、近似的な値となった。

5. 自由度系モデルの検証

3.3 で示した縮約手法により作成した静的解析に基づく 1 自由度系縮約による解析モデル（以下、1 自由度系モデル）と立体モデル（4 章で用いた解析モデル）の動的解析結果の比較を行う。1 自由度系モデルの地震動応答解析から得られた最大応答値に相当する静的増分解析のステップ数を求め、同ステップ時に相当する各層の応答変位を算出することで、多自由度系モデルとの層間変位分布を比較する。

図-10 に X 方向、Y 方向それぞれの比較を示す。図-10 は地下階から最上階の最大応答変位時の各層間変位を示した。図-10 (a) の X 方向での比較では、各層の変位比率（1 自由度系モデルでの変位/立体モデルでの変位）が概ね 0.85~1.1 の範囲にあり、本建物に対する 1 自由度系縮約手法の妥当性を確認できたとと言える。図-10 (b) の Y

方向に関しては、各層の変位比率は概ね 0.96~1.36 とやや評価精度が低下するが、6、7 層を除けば変位比率が概ね 0.96~1.1 の範囲である（表-2 参照）。静的結果から 6、7 層の立体モデル及び 1 自由度系モデルでの変位に対応する層せん断力をそれぞれ算出し、層せん断力比（1 自由度系モデルの層せん断力/立体モデルの層せん断力）を確認したところ、約 1.1 倍であり、概ね良好な対応といえる。

6. 残留変位と建物応答の相関性についての検討

6.1 立体モデルによる検討

立体モデルを用いた動的解析により地震動倍率を徐々に増加させた際の建物の最大応答変位と残留変位を算出し、その相関性について検討する。図-11 (a)~(f) に X 方向、Y 方向それぞれの地震動倍率 2 倍、3 倍、4 倍時の動的解析により得られた層せん断力-変形角関係を示す。X 方向では地震動倍率が増すにつれ 2、3、4 層の剛性低下が顕著である。また図-11 (c) の 1 層目は変形角およそ 0.0025rad で大きな剛性低下を示している。Y 方向も同様に 2 から 4 層の剛性低下が著しく最大応答変位が大きい。

ここで各地震動倍率の応答後の各部材の損傷状況を確認する。図-12 に部材の降伏ヒンジを地震動倍率ごとに示した。具体的に図-12 (a)~(d) はそれぞれ X1、X4、Y2、Y3 構面を示す。各構面 1 階部分に耐震壁が存在している。耐震壁の降伏ヒンジについては、端部のせん断ばねの降伏を示している。X 方向である図-12 (a)、(b) は地震動倍率 3 倍時に中間階の梁の降伏ヒンジが見られ、4 倍時には 1 層の耐震壁の直上の 2 層柱に降伏ヒンジが

表-2 層間変位比率比較

| | | X方向 | | | | | | |
|------|--|------|------|------|------|------|------|------|
| 変位比率 | | 1.04 | 1.07 | 0.97 | 0.92 | 0.85 | 0.85 | 0.79 |
| 層 | | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| | | Y方向 | | | | | | |
| 変位比率 | | 1.36 | 1.27 | 1.06 | 0.97 | 0.97 | 1.02 | 1.07 |
| 層 | | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |

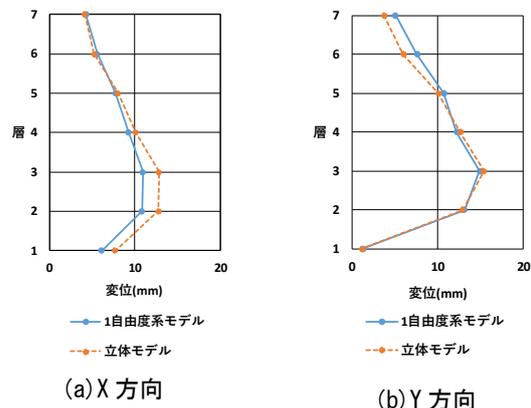


図-10 各モデル層間変位分布比較 (X 方向)

生じた。図の中間階の剛性低下は主に梁部材の降伏ヒンジによる影響であると考えられる。Y 方向である図-12(c), (d)は地震動倍率3倍時に中間階の梁と2層のX2, X3 構面の柱に降伏ヒンジが生じていることから X 方向と同様の傾向が得られた。4 倍時には上層階の梁及び 2 層の X1, X4 構面の柱が降伏している。両方向とも地震動倍率 2~3 倍の範囲で梁の降伏ヒンジが著しく生じ、地震動倍率 3~4 倍の範囲では柱部材の降伏ヒンジが見られ、損傷が拡散する様子が確認された。

次に残留変位の算定を行う。残留変位は入力地震動による加速度が 0 になった後、建物の揺れが収まり、変位が一定となった時点での値を算出する。図-13 に X 方向、Y 方向それぞれの地震動倍率ごとの残留変位の層間変位分布を示した。図-13 の残留変位はそれぞれ絶対値をとっている。X 方向では地震動倍率 4 倍時に大きい残留変位を示した。損傷状況から地震動倍率 3~4 倍の際に生

じた部材の損傷が残留変位に及ぼす影響が大きいと考えられる。前節で示した通り、この際、主に 2 層の柱部分の降伏ヒンジが発生しており、その影響と推察される。また Y 方向では地震動倍率 3 倍時以降から比較的大きな残留変位を示した。また 4 倍時にはさらに大きな残留変位の値を示した。損傷状況から、1 階の耐震壁並びに 2 層柱の降伏ヒンジによる影響と推察される。

6.2 等価 1 自由度系モデルによる検討

1 自由度系モデルを用いた解析では地震動倍率をより細かく増分させ、解析結果から得られる最大応答変位と残留変位の相関性について考察する。残留変位の算出については立体モデルと同様に行う。図-14 に X 方向及び Y 方向の地震動倍率ごとの最大応答変位、図-15 に残留変位を示す。図-14 では X 方向、Y 方向共に地震動倍率 2 倍~4 倍の区間で応答変位の増加が著しい結果となっ

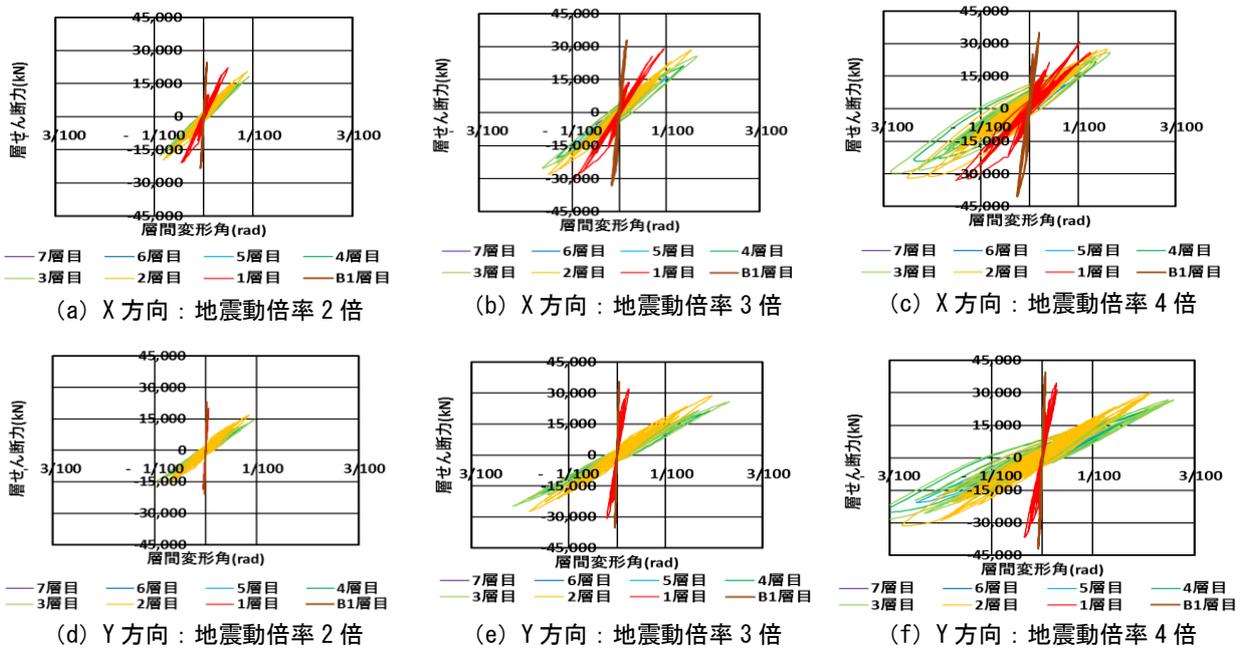
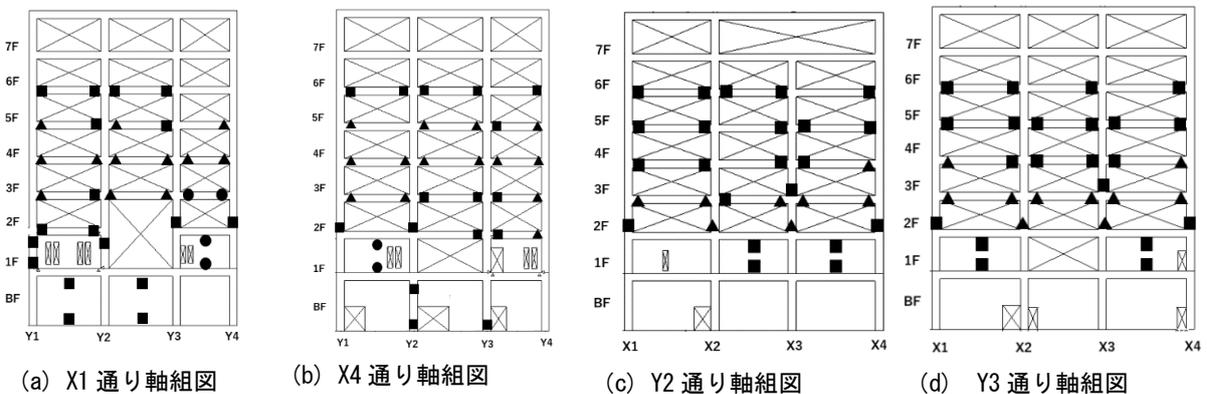


図-11 層せん断力-層間変形角関係



● 地震動倍率2倍時の降伏ヒンジ ▲ 地震動倍率3倍時の降伏ヒンジ ■ 地震動倍率4倍時の降伏ヒンジ

図-12 降伏ヒンジ詳細図

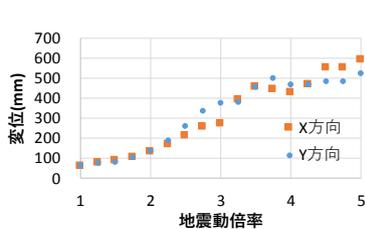


図-14 地震動倍率-最大応答変位

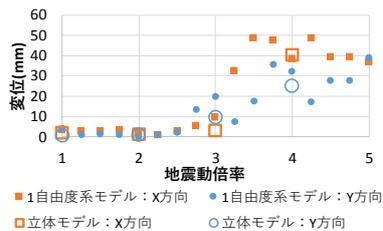


図-15 地震動倍率-残留変位

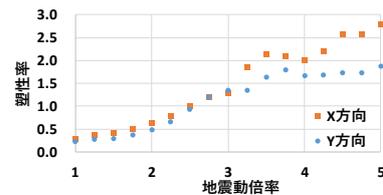


図-16 地震動倍率-塑性率

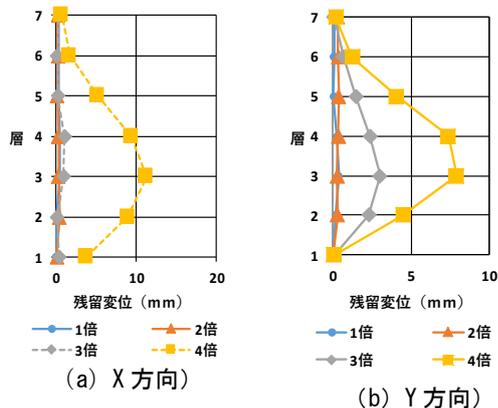


図-13 残留変位分布

た。図-15 に関しては立体モデルの解析により得られた地震動倍率 2 倍, 3 倍, 4 倍時の等価高さにおける残留変位を示し, 立体モデルとの整合性を検証した。図-15 の各方向における地震動倍率ごとの残留変位では, X 方向の残留変位が地震動倍率 1~3 倍の区間で変位が 0~10mm の範囲に対し, 地震動倍率およそ 3.25 倍以降で変位が 30~50mm 程度と大きい値を示した。Y 方向に関しては地震動倍率およそ 1~2.5 倍で変位が 0~5mm の範囲に対し, 地震動倍率 2.75~5 倍で変位がおおよそ 7~40mm の範囲にあり, 規則性はないものの比較的顕著な値を示した。立体モデルによる解析結果では X 方向は地震動倍率 4 倍, Y 方向は 3 倍を境に残留変位の値が顕著に見られたことに対し, 1 自由度系モデルによる残留変位が比較的顕著になる時点が X 方向では地震動倍率 3.25 倍, Y 方向では 2.75 倍であることから, 立体モデルでの残留変位による傾向とおおむね整合する知見が得られた。ここで図-16 に地震動倍率-塑性率関係を示す。X 方向では地震動倍率 2.5 倍時点, Y 方向では 2.75 倍時点で塑性率が 1 を超えており, おおよそその付近で部材の降伏が生じ始めると考えられる。Y 方向に関しては同倍率付近で残留変位が顕著に見られたことから塑性率と残留変位の相関性がおおよそ確認できる結果となった。

7. まとめ

実建物の残留変形評価に資する検討の一環として, 東北地方太平洋沖地震により被災し, かつ強震観測がされた 8 層 SRC 庁舎建物に対して, 立体モデルを対象に静的および動的解析, 等価 1 自由度系モデルを対象に動的解

析を実施し以下の知見を得た。

- ・立体モデルに対して動的解析を実施し得られた最大応答変位と強震観測されたそれらを比較し, 上層階の応答変位が強震観測よりもやや小さめに評価されたが, 下層階の強震観測値を概ね捉えることができた。
- ・非線形静的増分解析に基づく等価 1 自由度系縮約手法によるモデル化の妥当性を検討し, 簡易的なモデルでの解析を行う場合でも地震動による最大応答変位を概ね捉えることができることを示した。
- ・各モデルにおける解析では地震動倍率ごとの応答変形を比較することにより, 残留変位の応答が顕著になる地震動レベルを確認し, 同倍率時の損傷状況及び塑性率から部材の降伏と残留変形の相関性を確認した。具体的には塑性率が 1.0 を上回る時点で残留変位の乱れが確認され, 立体モデルによる動的解析結果から 1 階の耐震壁並びに 2 層柱の降伏ヒンジによる影響と推察される。

謝辞：本研究は(国研)建築研究所指定課題「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」により実施しました。また建築研究所の鹿嶋氏には本論の検討に必要な強震観測データを提供頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋鉄骨コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2009
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 4) 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, 1999
- 5) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 1973
- 6) 日本建築学会：建築物の耐震性能評価手法の現状と課題, 2009
- 7) 建築研究振興協会：鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン, 2000
- 8) 鹿嶋俊英ほか：平成 23 年東北地方太平洋沖地震における建物の強震観測記録, 建築研究資料, No.135, 建築研究所, 2012.3