

論文 耐震補強された実被害 RC 造建物の解析モデルに関する検討

雨宮 彰弘^{*1}・向井 智久^{*2}・衣笠 秀行^{*3}

要旨：耐震補強および強震観測され東北地方太平洋沖地震で実被害を受けた RC 造宿泊施設に対して、応答解析に基づく継続使用性の評価を行った。その中で非耐力壁が建物に与える影響を検討した上で、補強のあり方を考察した。そして動的解析結果と強震観測された値とを比較することで、解析結果の精度を検証し、本モデル化手法の妥当性に関する検討を行った。その中で、減衰定数に着目し、建物の実際の最大応答を評価するための高い精度のモデル化が行えることを示した。さらに、多方向入力为本建物の応答性状に与える影響を確認した。

キーワード：応答解析、非耐力壁部材、強震観測、耐震補強、東北地方太平洋沖地震

1. はじめに

従来の設計法では大地震時の人命確保を目的として、建物を倒壊崩壊させない設計が行われてきている。そのような中、2011 年に東日本大震災において、構造部材の損傷が抑えられている一方、非構造部材の損傷が激しいことで地震後の継続使用性を確保できず、建物そのものが取り壊しになる事例が発生した。このことから、今後は地震後継続使用性に影響を与える非構造部材においては損傷を極力軽減し、地震後継続使用性を確保できる建物の設計法や性能評価法が必要になると考えられる。そのような中、東日本大震災において耐震補強がなされた建物で、地震時挙動が観測され、かつ被害を抑えることができた建物も確認されている。

そこで本論では、2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震で、実際に被災した鉄筋コンクリート造既存建物を対象とし、建物をモデル化し、静的非線形増分解析を実施し、RC 壁が建物挙動に与える影響を確認する。さらに、動的解析を実施し、解析から得られる最大応答値と、強震観測から得られる最大応答値を比較し、検討手法の妥当性を確認する。その際、減衰や地震波の入力方向に着目することで、実際の建物の最大応答を評価できる、より高精度なモデル化を目指し検討を行った。

2. 対象建物

本研究では、昭和 40 年代後半に茨城県に建設された鉄筋コンクリート構造の宿泊施設を対象とした。2011 年の東日本大震災では長辺方向において損傷が見られたが、地震後継続使用された建物である。本建物は、7 階建て塔屋 1 階建てで、建物高さは 19.85m である。梁間方向は 3.8m 梁間スパンの居室と 1.75m の中廊下形式である。桁行方向は 6.0m×6 スパンで、全長は 9.35m である。平面

は長方形の形状である。図-1 に基準階の伏図を、図-2 から図-5 に長辺方向の、図-6 に短辺方向の軸組図を示す。

本建物は耐震診断の結果及び所見に基づき、構造耐震指標 I_s 値が構造耐震判定指標 I_{s0} 値を満たさない箇所において、壁厚を増打する耐震補強が約 15 年前に行われている。補強が行われたのは、図-2 から図-5 に示す軸組図における赤色斜線部で、具体的には長辺方向の外構面である Y1, Y4 通りの X4-X5 間及び X9-X10 間の 1~5 階と、短辺方向の外構面である X1, X13 通りの Y1-Y2 間及び Y3-Y4 間の 1~3 階と、内構面である X5, X9 通りの Y1-Y2 間及び Y3-Y4 間の 1 階部分の壁である。なお、壁の補強は、増打ちした壁を含めて新しい 1 枚の壁板としてモデル化を行う。補強の詳細は以下の表-1 の通りである。なお、本研究では、開口の付いている壁を柱梁の付帯壁、方立壁によって構成されていると考え、非耐力壁として定義し、一方で開口の付いていない壁を耐力壁として定義している。したがって、検討建物において補強された壁のうち、Y1 構面及び X 構面の壁は耐力壁として定義する一方、Y4 構面の壁は柱の袖壁と梁の垂れ壁から構成されていると考え、等価開口周比は 0.4 以下であったが、壁厚が耐力壁と比較して薄い(耐力壁部分 250mm に対し、120mm)ため、非耐力壁と定義する。

また、本建物の建設当時の使用材料は、コンクリートが $F_c=210\text{kg/cm}^2$ で、鉄筋は主筋、帯筋が SD295、スラブ及び壁筋が SR235 である。また基礎構造はコンクリート杭基礎である。

重量・軸力については既の実施されている耐震診断結果を参考にする。各層の重量を表-2 に示す。ただし、1 階柱軸力については耐震診断に記載がなかったため、他の階の柱に作用する軸力の値、および 1 階の層高さを考慮して算出した。

*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)

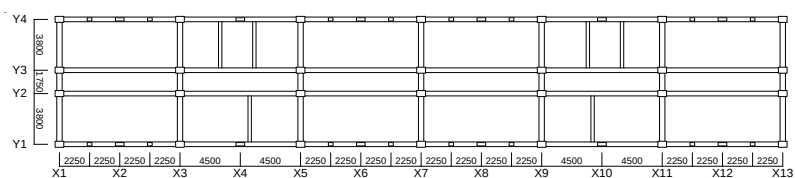


図-1 基準階伏図

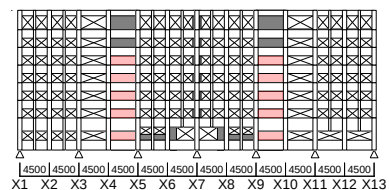


図-2 Y1 構面軸組図

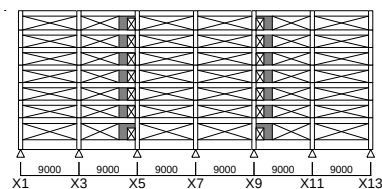


図-3 Y2 構面軸組図

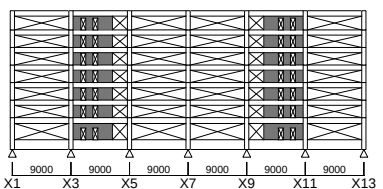


図-4 Y3 構面軸組図

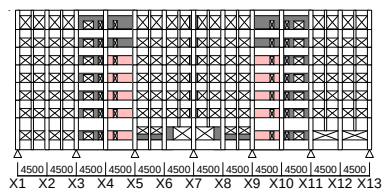


図-5 Y4 構面軸組図

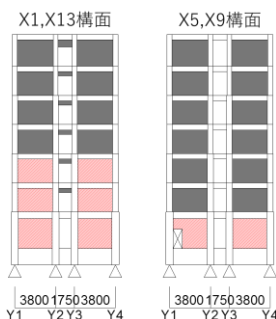


図-6 X 構面軸組図

表-1 補強の詳細

		既存壁	増設壁
1~5階	Y1	壁厚250mm 9Φ, 13Φ@200W	壁厚250mm D13@150W
	Y4	壁厚120mm 9Φ@200S	壁厚150mm D13@150W
1~3階	X1, X13	壁厚150mm 9Φ@150S	壁厚250mm D13@150W
1階	X5, X9	壁厚180mm 9Φ@200W	壁厚200mm D13@200W

※S：シングル配筋 W：ダブル配筋

表-2 重量算定(単位：MN)

層	Wi	Σ Wi
Z7	77.4	77.4
Z6	60.1	137.4
Z5	57.2	194.7
Z4	58.3	253.0
Z3	58.7	311.7
Z2	59.3	371.0
Z1	57.6	428.6
基礎梁	58.1	486.7

3. 解析概要

3.1 部材の骨格曲線化手法

部材の剛性・耐力を算定し、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、技術基準解説書の式（以下、黄本式¹⁾）、RC 規準式²⁾を用いる。方立壁は解析において線材置換し、矩形柱としてモデル化を行う。剛性・耐力算定に当たっては柱及び耐力壁の算定式を参考に、黄本式¹⁾、RC 規準式²⁾(曲げ・せん断剛性、曲げ剛性低下率)靱性指針³⁾(曲げ耐力)、動的耐震設計法⁴⁾(せん断剛性低下率)に基づき算定する。

部材は線材で単軸ばねによりモデル化（図-7）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本の柱または梁としてモデル化を行う。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本柱置換モデルとは、曲げばね・軸ばねについて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・耐力を算定するモデルである。

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-8）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、除荷勾配は、降伏点と

逆側ひび割れ点の交点を結んで得られる剛性に、塑性率の-0.4乗を乗じた値とする。また、ひび割れ点を超えて、降伏点より小さい変形における除荷剛性は、逆側の第1折れ点を経験していない場合は、逆側の第1折れ点を目指した値を用い、逆側の第1折れ点を経験している場合は、初期剛性に塑性率の-0.4乗を乗じた値を用いる。なお、本検討では耐力低下を考慮していない。

基本的に、危険断面位置は全て、壁がある場合は壁フェイス、それ以外の場合は柱・梁のフェイス位置に設定し、節点からフェイス位置までを剛域として簡易的に部材剛性を評価した。

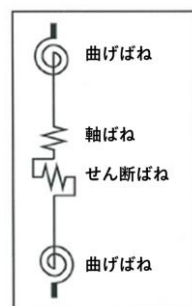


図-7 部材のばねモデル化

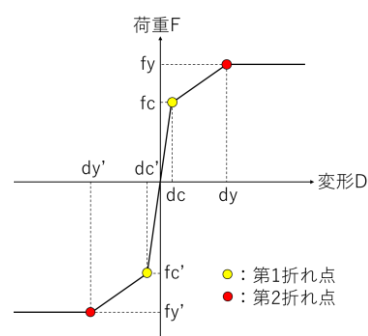


図-8 単軸ばねの復元力特性

3.2 解析手法

対象建物のモデル化にあたり、解析プログラムは株式会社構造システムの SNAP ver.6 を用い、静的解析及び動的解析を行う。静的解析は荷重増分による非線形静的解析を行い、荷重分布は A_i 分布に基づく外力分布を使用する。載荷は最大層間変形角が $1/25$ に達するまで行った。

3.3 建物のモデル化

解析で使用する建物モデルは以下の 5 種類である。

- ・純フレームモデル：建物から非耐力壁、耐力壁を取り除いた場合のモデル
- ・補強前モデル 01：耐震補強前の建物を想定したモデル
- ・補強前モデル 02：補強前モデル 01 から非耐力壁のみを取り除いたモデル
- ・補強後モデル 01：耐震補強後の建物を再現したモデル
- ・補強後モデル 02：補強後モデル 01 の全部材の剛域を $D/4$ 低減したモデル(D は壁を含んだ部材せいを指す)

ただし、補強後モデル 02 での剛域の低減は、一律全部材について行うが、低減するのは最大でも部材の矩形フェイス位置までとする。また、剛域を低減するが、危険断面位置は壁フェイス位置のため、剛性に影響は出るが、耐力に影響は出ない。

3.4 動的解析における使用地震波と最上階変位観測地点

動的解析では 2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分の東北地方太平洋沖地震で観測された地震波⁵⁾を使用して検討を行った。具体的地震波の観測地点は以下の 2 点であり、それぞれ宿泊施設の長辺・短辺および上下方向に沿って観測されている。また、最上階にも地震計が設置されており、その地震計を使用して最上階の応答値を計算する。

- ・基礎底地震動：宿泊施設の基礎底に設置された地震計により観測された地震波
- ・地表面地震動：宿泊施設付近の地表面に設置された地震計により観測された地震波

地震計の簡易的な配置図を図-9 に示す。本検討では長辺、短辺、鉛直方向の 3 方向から地震波を入力した場合について検討を行う。図-10 に 2 地点における時刻歴加速度波形(長辺方向に入力される地震動のみ)を示す。

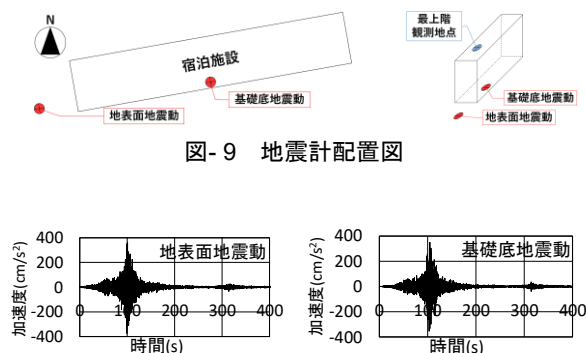


図-9 地震計配置図

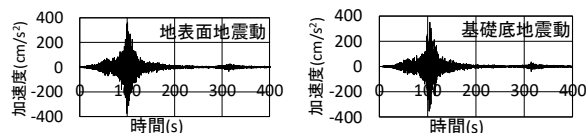


図-10 時刻歴加速度波形

4. 静的解析結果に基づく建物構造特性の検証

一般に構造部材に悪影響を与える非耐力壁に対して構造スリットを用いて切り離すことで耐震性を改善する耐震改修工法が多く用いられているが、耐力壁のような構造壁のみを補強するだけでなく、建物の耐震安全性に寄与できる非耐力壁も補強し、一方で構造部材に悪影響を及ぼすような非耐力壁については、構造スリットを用いて絶縁することが、損傷を軽減した耐震補強工法として継続使用性の観点から有効と言える。

静的解析から得られた補強前モデル 01 の各層の層間変形角と層せん断力の関係を図-11 に示し、1 階層せん断力と全体変形角(最上階の変位を建物高さで除した値)の関係を図-12 に示す。

図-11 において、2 階部分の変形が大きく、Y4 構面の 6~7 層にも非耐力壁があるものの、上層部に変形することがないことがわかる。本論文では、紙面の都合上すべてのモデルの層間変形角-層せん断力関係を載せられないが、以上の傾向は他のモデルにおいても同様である。

図-12 において、純フレームモデルと補強前モデル 02 を比較することで、耐力壁が荷重変形関係に与える影響を確認できる。さらに、補強前モデル 01 と補強前モデル 02 を比較することで、非耐力壁が荷重変形関係に与える影響を確認できる。非耐力壁の破壊が起こらないと考えられる $1/400$ 程度の小さい変形レベルにおいて、耐力壁が荷重変形関係に与える影響と、非耐力壁が荷重変形関係に与える影響を比較すると、本建物においては、耐力壁が荷重変形関係に与える影響よりも、非耐力壁が荷重変形関係に与える影響の方が大きいことがわかる。前述の通り、本建物は耐力壁だけでなく、非耐力壁についても補強を行っており、耐力壁・非耐力壁の双方が有効活用できていると言える。

一方で、図-12 の補強前モデル 01 と補強後モデル 01 を比較することで、実際の補強効果を確認できる。非耐力壁の靱性性能は大きくないため、 $1/200\text{rad}$ のように変形の小さい時点にて補強の効果を確認すると、補強後モデル 01 では、補強前モデル 01 のベースシアの 1 割強の補強効果があることを確認できる。

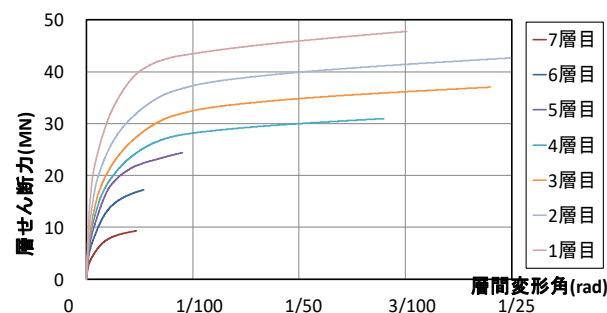


図-11 各層荷重変形関係(補強前モデル 01)

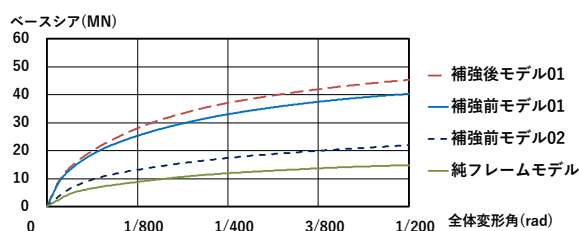


図-12 荷重変形関係(補強効果の確認)

5. 動的解析結果の比較と考察

5.1 固有値解析による検証

固有値解析を行った上で、観測データとの比較を行い、本解析におけるモデル化の妥当性について検証する。観測された卓越振動数について既往の研究⁶⁾を参照し、図-13に示す。図-13における白抜きの青い正方形が、長辺方向における建物の1次固有振動数を示している(楕円で囲まれた箇所)。観測された1次固有振動数が4.0Hz~5.0Hz弱であるため、1次固有周期はおおよそ0.20~0.25秒であるが、補強後モデル01の長辺方向における固有値解析結果は0.28秒程度であり、やや硬めに評価されている。

本検討では3.1で述べた通り、危険断面位置を全ての部材のフェイス位置にしている。そこで、3.3に従い、全部材において剛域長さをD/4短く評価し固有値解析を行ったところ、得られた解析結果は0.22秒となり、観測記録と近い値が算出された。以上より、部材の剛域低減を考慮することで、本解析における建物剛性のモデル化の妥当性を示すことができると考えられる。

5.2 動的解析によるモデル化の妥当性の検証

補強後モデル01及び補強後モデル02において動的解析を行い、動的解析結果と観測記録の最上階での応答変位を比較することで、本研究におけるモデル化の妥当性について検証する。なお、応答変位の算出については、

加速度波形を高速フーリエ変換により周期領域データに変換し、周期10秒以上の長周期成分を低減した上で、積分し、ノイズ成分を除去することで、安定的に応答変位を算出している。以下図-14と図-17~図-19に2地点の入力地震動に対する層せん断力-層間変形関係を示す。なお、全ての層を記載すると判別しづらいため、図-17~図-19は応答の大きかった2~4層の結果のみを示し、以降の層せん断力-層間変形関係についても同様の考え方で、2~4層の結果のみを示す。図-14と図-17、図-18と図-19を比較することで、基礎底地震動と地表面地震動の応答値を比較することができる。地表面地震動に比べ、基礎底地震動を使用した解析の方がより大きく、観測値に近い応答結果であることを確認できる。これは、損傷が進むにつれて、建物が塑性化し、固有周期が伸びたことが要因と考えられる。そこで本解析結果を用いて多質点系モデルを作成し、固有値解析により1次固有周期を計算したところ、塑性後の等価周期が0.48秒であった。図-15、16に示した速度応答スペクトルとエネルギースペクトルを示す。なお、図中の三角形は5.1にて算出した1次固有周期である、0.22秒時のものを、円形は0.48秒時のものを示している。確認すると、初期の周期である0.22秒時にはどちらの地震波も同じような応答速度やエネルギーを示しているが、損傷を受けた後の固有周期である0.48秒では基礎底地震動の方が大きな応答速度やエネルギーであるため、伸び周期による固有周期の違いで応答の違いをおおよそ説明できると考えられる。

また、図-20と図-21において、最上階での最大応答を解析結果と観測記録で比較する。図より基礎底地震動を入力地震動とし、補強後モデル02を用いた結果が観測値と比較的近い結果となっているが、観測値に比べ解析値が小さいため、モデル化の精度をさらに向上させるために、次項で更なる検討を行うこととする。

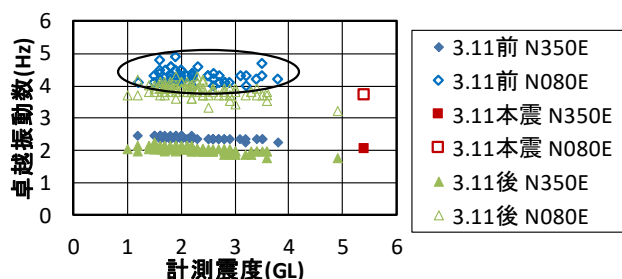


図-13 卓越振動数と建物近傍地盤の計測震度の関係⁶⁾

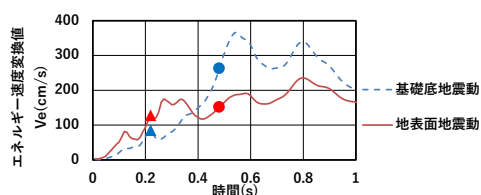


図-15 エネルギースペクトル

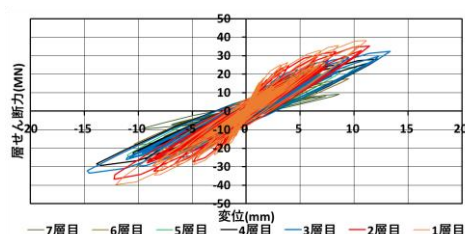


図-14 補強後モデル02 層せん断力-層間変形関係 (基礎底地震動)

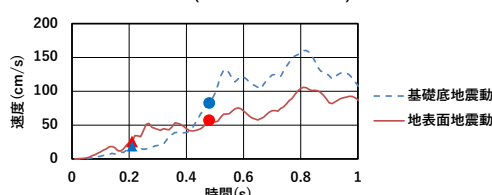


図-16 速度応答スペクトル

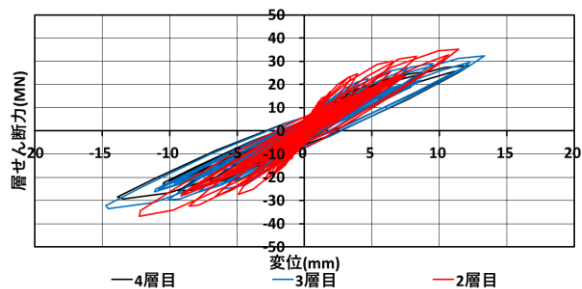


図- 17 補強後モデル 02 層せん断力-層間変形関係
(基礎底地震動)

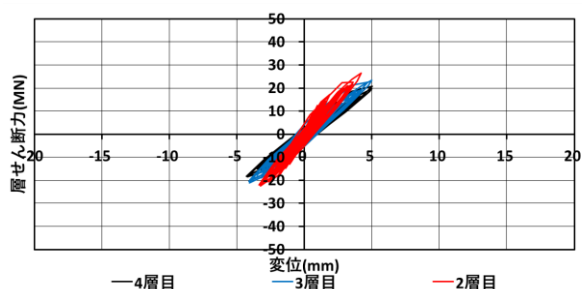


図- 18 補強後モデル 01 層せん断力-層間変形関係
(地表面地震動)

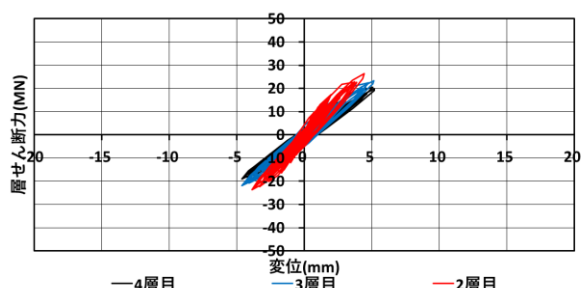


図- 19 補強後モデル 02 層せん断力-層間変形関係
(地表面地震動)

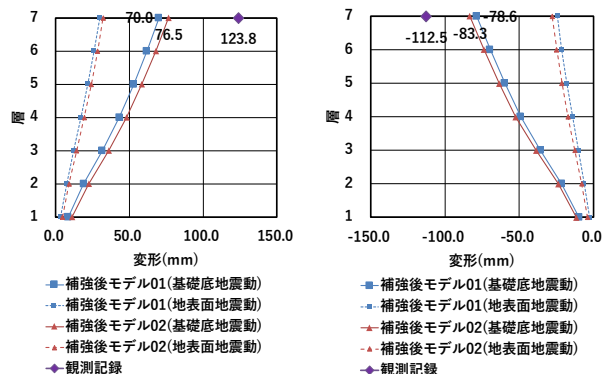


図- 20 解析結果と観測値
の比較(正方向)

図- 21 解析結果と観測値
の比較(負方向)

5.3 減衰による検討

本項では、減衰についての検討を行う。本建物特性に類似した建物を抽出し、その地点で計測された減衰定数を確認する。建築物の減衰小委員会の実測減衰データベース⁷から本建物と類似した建物を検索したところ、以下1件の建物データとして、「RC造学校(東京都, 7階建, 49.2m×6.8m, 杭基礎)」を抽出した。この建物の長辺方向の1次減衰の実測値が3.4%である。5.2における検討では、減衰定数を5%として解析を行っていたが、実際の建物の減衰はやや小さいと考えられる。そこで本項では、5%以下の減衰(2,3,4%)を用いて解析を行う。なお、地震波および建物モデルは、5.2において観測値と近い値が算出された基礎底地震動で、補強後モデル 02 である。

図-22 に上記の建物を参照して、減衰定数 3%における層せん断力-層間変形関係を示す。図-17 と比較すると本応答が 1.2 倍ほど大きい結果である。同様に減衰 2%と 4%では、5%時に比べ、1.5 倍と 1.1 倍ほど大きい応答である。また図-23 と図-24 で、最上階での最大応答を解析結果と観測値で比較する。減衰を 2~3%にした場合、解析結果と観測値が概ね一致したことから、観測記録の最大応答変位を概ね説明できる本建物の解析モデルを示すことができた。将来的には、実際の減衰性状を評価した値による応答解析を行う必要があると考えられる。あ

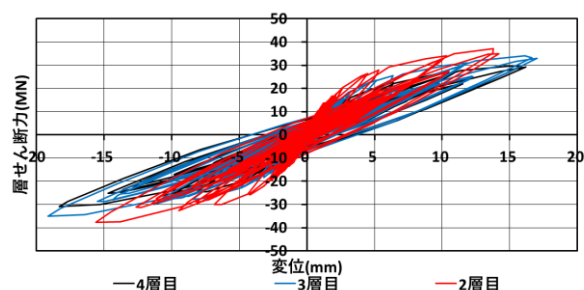


図- 22 補強後モデル 02 層せん断力-層間変形関係
(減衰 3%・基礎底地震動)

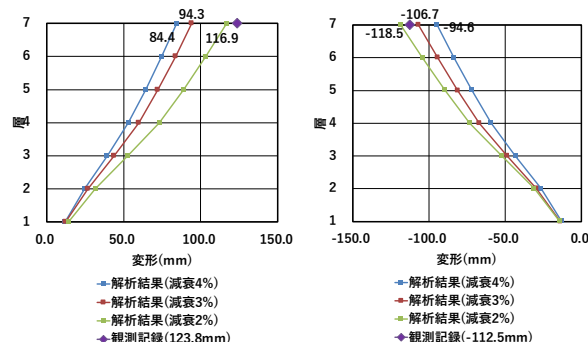


図- 23 解析結果と観測
値の比較(正方向)

図- 24 解析結果と観測
値の比較(負方向)

5.4 地震入力方向による検討

ここまで、観測された3方向(長辺方向、短辺方向、鉛直方向)からの地震波を入力させた場合の検討を行った。本項では、損傷の激しいとされる長辺方向の1方向のみからの地震波を入力した場合、動的解析による最大応答値に与える影響を検討する。

今までの検討と同様、基礎底地震動を用い、減衰定数3%の場合での補強後モデル 02 の解析を行う。図-25 に減衰3%の場合の層せん断力-層間変形関係を示す。最上階での最大応答を解析結果と観測記録との比較(図-26 と図-27)により、1方向から地震波を入力した場合でも、3方向から入力した場合と応答に大きな差異はなく、1方向から入力した解析が、3方向から入力した場合と同程度の精度で実際の応答を捉えていることが確認できる。これは、本建物の地震応答特性が長辺方向以外の入力に対して鈍感、すなわち長辺方向の入力によりほぼ最大応答が決定しているためと考えられる。

今後の検討内容として、立体モデルに比べより簡易な平面解析モデルや1質点系モデルによる解析結果と、実建物の損傷性状との相関性を検討し、地震後の迅速な損傷判定に資する検討を行う予定である。

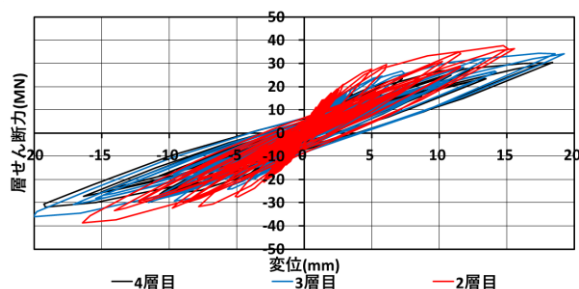


図-25 補強後モデル 02 層せん断力-層間変形関係
(基礎底地震動・減衰3%・地震波1方向入力)

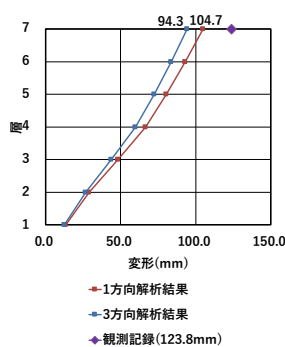


図-26 解析結果と観測
値の比較(正方向)

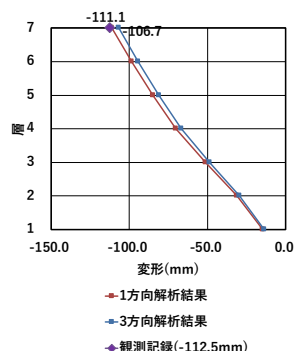


図-27 解析結果と観測
値の比較(負方向)

6. まとめ

耐震補強され強震観測され、かつ東北地方太平洋沖地震により被災した RC 造宿泊施設に対して静的および動的解析を実施し、構造特性の評価ならびに建物の最大応答値を最適に評価できるモデル化の妥当性の検討を行い、以下の知見を得た。

- ・非耐力壁に着目したモデル化を行い、静的解析を行い、非耐力壁が建物全体挙動に与える影響が、本建物の耐震安全性を考慮するうえで無視できないものであることを確認した。
- ・動的解析を実施し、観測記録と比較し解析モデルの整合性を確認した。具体的には、部材の剛域長さおよび減衰定数を調整した上で解析を行い、共振観測データの比較を通して本評価法における解析結果は実際の被害状況を概ね評価できたとと言える。さらには、1方向から地震波を入力し、簡易的に平面解析を行う場合でも立体モデルと同様の精度の解析が行える可能性を示した。1方向から地震波を入力した場合と3方向から地震波を入力した場合で、長辺方向の応答は概ね捉えているため、比較的簡易的な平面解析モデルや1質点系モデルによる解析と実建物の損傷性状との相関性を検討し、地震後の迅速な損傷判定に資する検討を行う予定である。

謝辞

本研究は、国総研の小山氏からご提供頂いた強震観測のデータに基づき実施したものである。また宿泊施設の管理者である井上氏のご協力の元、現地調査を行い部材の詳細寸法等を決定した。ここに関係各位に謝意を表します。

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) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 3) 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
- 4) 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）
- 5) 建築研究所強震観測 <http://smo.kenken.go.jp/ja/smn>
- 6) 小山信：細長い平面形状を有する建物の地震観測(その5卓越振動数の変化)，日本建築学会大会学術梗概集，pp.597-598，2013
- 7) 日本建築学会・荷重運営委員会・減衰資料作成小委員会：実測減衰データベース，2000