

論文 加速度センサ記録に基づいた解析モデルの修正による RC 造建物の 応答推定手法に関する検討

田畑 佑*1・藤田 起章*2・三浦 耕太*3・前田 匡樹*4

要旨：現状の構造ヘルスマニタリングシステムが抱える課題の一つとして、設計時の解析モデルを用いて推定した応答と実建物との応答の差異が挙げられる。この課題に対し、加速度センサ記録と設計時の情報に基づき、設計時の解析モデルを修正する手法を検討した。提案手法の妥当性を検証するため、縮小 4 層試験体の振動台実験の結果に対し本手法を適用した。結果として、提案する手法を用いて修正した解析モデルによる地震応答解析は、設計時の解析モデルに比べ、実験結果を精度よく再現することができた。

キーワード：加速度センサ、構造ヘルスマニタリング、応答推定、振動台実験、層間変位、層せん断力

1. はじめに

近年、持続可能な建物維持管理への関心の高まりや人口減少による新築建物需要の低下などの背景から、建物の長寿命化が求められている。地震発生後、被災建物の復旧を合理的に実施するためには、損傷状態・残存耐震性能の適切な評価が必要となる。

杉本らの研究¹⁾において、現行の設計慣行に基づいて作成された解析モデルを用いて、縮小 20 層 RC 造建物の振動台実験における応答・損傷の推定と耐震性能評価手法の検討がなされた。現行の設計慣行に基づく解析モデルでは、実建物の耐力・剛性・重量のばらつき等の影響により、実建物の応答性状を必ずしも精度よく再現することができない場合があることが分かった。

上述の結果を受け梨本らの研究²⁾では、建物の応答加速度を動的縮約した等価一質点系応答の包絡線との誤差が最小となるように、設計モデルの増分解析による等価一質点系の性能曲線を縦・横に拡張し、修正する手法

が提案された。縮小 20 層 RC 造建物の振動台実験において当該推定手法を適用した結果、小変形領域の応答に基づいて性能曲線を修正することにより、大変形時の性能曲線を概ね推定することができた。また、このことにより被災建物の残存耐震性能及び被災度を推定することができ、将来起こりうる大地震に対する被害予測を行うことができる可能性を示した。

しかし、多質点系の応答加速度記録から動的に等価一質点系に縮約を行った場合に、滑らかな性能曲線を得ることが難しい場合がある。そこで本報では、1 次モードが卓越するような低層建物に関していえば、建物頂部変形-ベースシア関係も、その建物応答を代表的に示す指標のひとつと考え、図-1 に示すように建物頂部変形-ベースシア関係に基づき、設計時の解析モデル修正し、将来の地震応答を推定する手法を提案し、縮小 4 層建物の振動台実験に対し提案手法を適用することで、その妥当性を検証した。

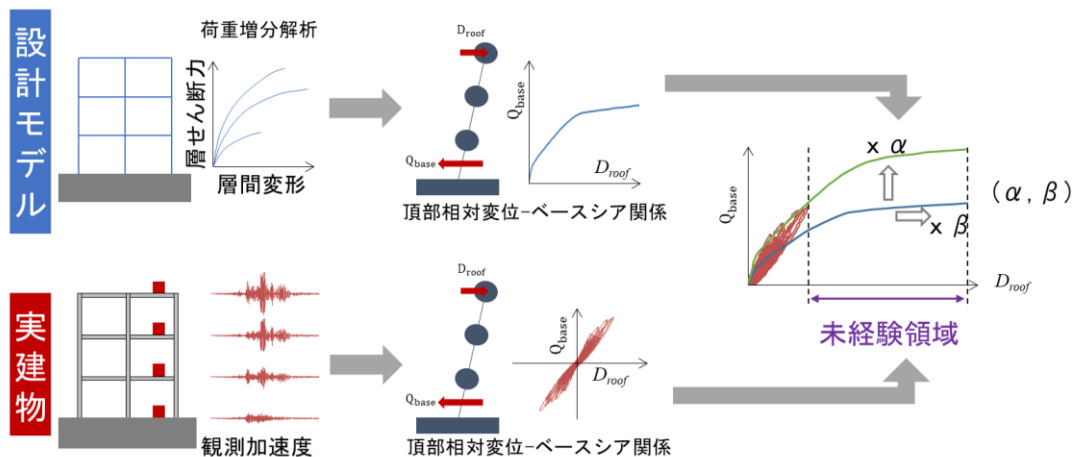


図-1 解析モデルの修正イメージ

*1 東北大学大学院 都市・建築学専攻 (正会員)

*2 東北大学大学院 都市・建築学専攻 (学生会員)

*3 大林組技術研究所 (正会員)

*4 東北大学大学院 都市・建築学専攻 教授 (正会員)

2. 解析モデルの修正による地震応答推定手法の概要

2.1 基本方針

前述のように、現行の設計慣行に基づいて作成される解析モデルでは、必ずしも大変形時の応答を精度よく再現できるとは限らない。一方で近年、建物内に加速度センサなどの計測機器を設置し、地震時の建物応答を推定する構造ヘルスマonitoringシステムが提案されている。そこで本報では、計測された加速度記録や解析モデルを含む設計時の情報に基づいて解析モデルを修正することにより、将来起こりうる大地震の建物応答を推定する手法を提案する。

また、本報で対象とする解析モデルは、弾塑性バネを持つフレームモデルとし、部材耐力や剛性は現行の設計慣行に基づいて計算される値とすることを前提とする。

2.2 修正解析モデルの作成方法

上述のように建物内の加速度センサからの記録を用いて解析モデルを修正するフローを図-2に示す。

(1) 観測曲線と補正曲線

加速度センサ記録から各層の変形と水平力を算出し、建物頂部変形と1層せん断力関係を抽出する。本報では計測により得られた観測記録の履歴を観測曲線と呼ぶ。また、設計時の解析モデルによる増分解析の結果から同様に頂部変形-1層せん断力関係を取り出したものを解析曲線と呼び、この解析曲線に縦・横方向の拡張のための補正係数を乗じたものを補正曲線と呼ぶ。本報におけるこれらの曲線の概念図を図-3に示す。

(2) 補正係数の算出

観測曲線の包絡線と補正曲線とのY軸方向の誤差を計算し、その誤差が最小となる補正曲線を最適補正曲線、誤差が小さい上位r%の補正曲線の平均値を平均補正曲

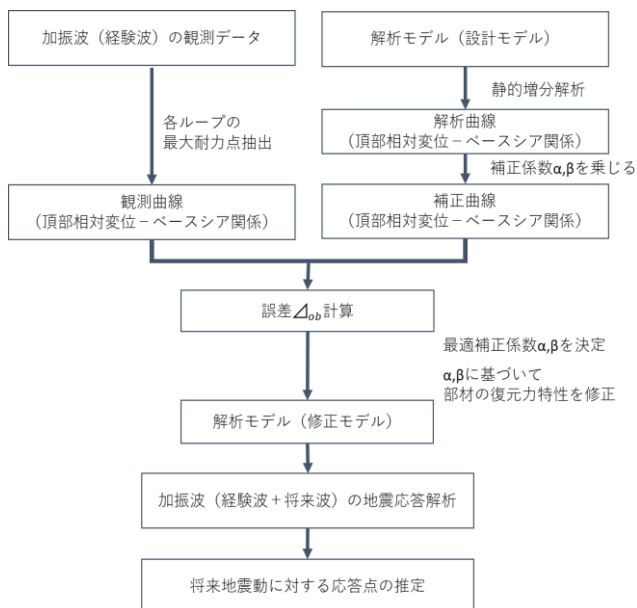


図-2 解析モデルの修正フロー

線と呼ぶこととし、この時の補正係数を解析モデルの修正に用いる。これは、現行の設計慣行に基づいた解析モデルが必ずしも実性状を表すとは限らないと認識しつつも、その応答性状は類似していることから、「実建物の頂部変形-ベースシア関係は、解析モデルのそれを縦横方向に拡張した形で与えられる」と仮定したことによるものである。

(3) 解析モデルの修正

算出した耐力補正係数を α 、変形補正係数を β とする。解析モデルのすべての曲げバネの耐力に α を乗じることによって耐力を、材料のヤング率に $\alpha\beta$ を乗じることによって剛性を修正することで修正解析モデルを作成する。

ただしここで部材の曲げ耐力を α 倍することにより部材のせん断余裕度が変わり、それに伴い部材や架構としての崩壊モードが変わることが考えられる。本提案手法は、解析モデルの修正後も設計時の想定崩壊形と相違しないことを前提としており、本報内の検討でもこの前提を満たすことを確認した。

3. 1/4 縮小 RC 造 4 層架構の振動台実験

上述した提案修正解析モデルの妥当性を検証するため、縮小4層架構試験体の振動台実験に対して、実験結果を再現できるかを検討した。

3.1 試験体概要

試験体は実大の1/4程度を想定し、図-4に示すように平面的には2スパン×1スパン、立面的には4階建てであり、長辺方向に2枚、短辺方向に1枚の壁柱を有する(図-5)。想定する崩壊形は梁降伏先行型全体崩壊形として設計を行った。使用材料は、コンクリートFc30、鉄筋SD295, SD345, SD390である。表-1に各部材断面を、写真-1に実験前の試験体写真を示す。実験の背景や試験体の詳細な設計、事前解析に関しては既報³⁾を参考にされたい。

3.2 静的解析結果

当該実験では部材を単軸バネモデルにモデル化したフレームモデルにより事前解析を行った。解析には弾塑性解析ソフトSNAPver7を使用した。なお、壁柱は靱性

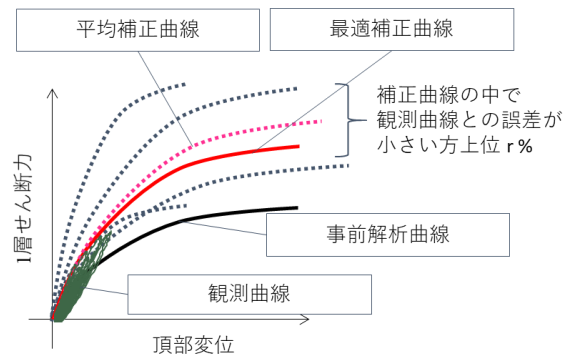


図-3 観測曲線と補正曲線

保証型設計指針⁴⁾により柱部材としての終局変形を計算し、終局以後は緩やかに耐力低下するモデルを採用している。また、スラブによる梁への有効幅は梁スパンの0.1Lが影響すると考え、圧縮側でスラブコンクリートによる剛性付与、引張側で有効幅内のスラブ内鉄筋による耐力付与を計算し、モデル化している。図-6に長辺方向の静的増分解析の結果を示す。

試験体は長辺方向において壁柱を2枚有し、柱梁に比べ壁柱が架構全体の耐力に関して支配的になるように設計を行った。図-6から分かるように壁柱の耐力低下以後は柱梁フレームで水平力を保持している。設計として、壁柱と柱梁が保持する耐力は1:1とすることを目標としており、解析の結果からみてもおおそ設計方針を満たしていることがわかる。

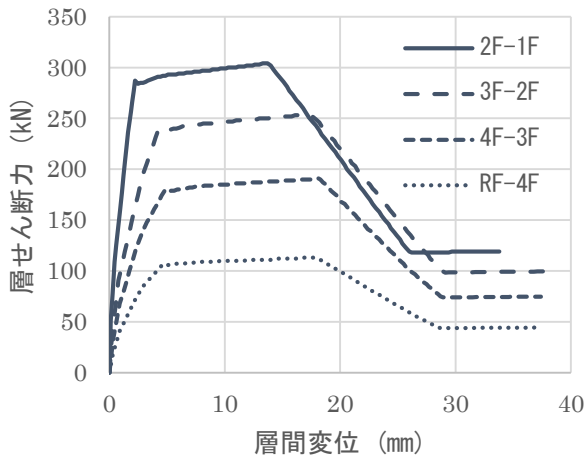


図-6 静的増分解析結果

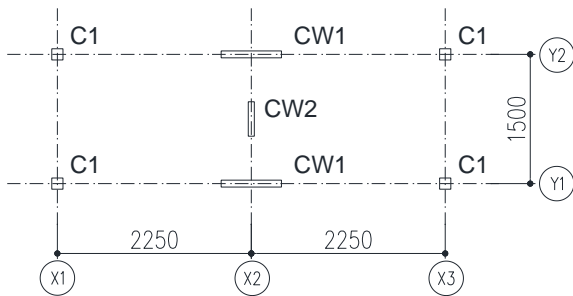


図-4 試験体平面図

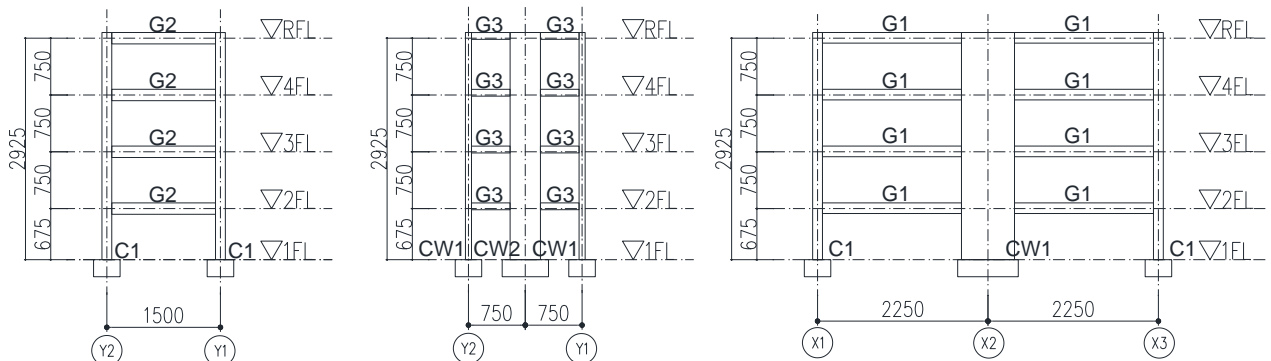


図-5 試験体立面図

3.3 加振ケース

当該実験における加振ケースを表-2に、基本時刻歴波形を図-7に示す。実験では2方向入力による加振が行われたが、以降では主に長辺方向の加振結果について検討を行う。

地震動は建設省1457号に示されている告示2種地盤加速度応答スペクトルにフィットさせた人工地震動を作成し、位相は1995年兵庫県南部地震におけるJMA神戸波、長辺方向にNS位相、短辺方向にEW位相を用いた。

3.4 実験結果

(1) 試験体の破壊性状

Run2終了時に、各階の梁端部、1階壁柱、柱の脚部に曲げひび割れが確認され、Run3において、1階の柱及び

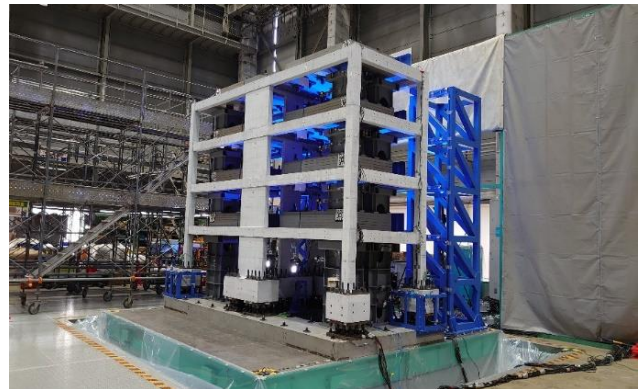


写真-1 試験前

表-1 部材断面一覧

記号	種別	断面寸法 (mm)	全主筋	引張主筋
C1	独立柱	130x130	6-D10	3-D10
CW1	壁柱	80x700	24-D10	12-D10
CW2	壁柱	70x400	8-D13 + 6-D6	4-D13
G1	梁	100x140	上下端3-D6	3-D6
G2	梁	100x150	上下端4-D6	4-D6
G3	梁	120x90	上下端2-D6	2-D6

壁柱の主筋が降伏した。Run4 では、各階の梁及び4階の柱の主筋が降伏し、架構がメカニズムに達した。その後、Run5において、1階の壁脚及び柱脚のコンクリートが圧壊し、試験体は概ね最大耐力に達した。その後、4回の加振を行った結果、1階の壁柱と柱の脚部でコンクリートの圧壊、主筋の座屈等の損傷が顕著となり、各階の梁端部においても1~2mm程度の大きなひび割れが確認された。写真2~4にすべての加振終了後の1階の壁柱・柱脚部、2階梁端部の状況を示す。試験体の損傷状況から1階の壁柱、柱の脚部及び各階の梁端部に降伏ヒンジが形成されたとみられ、設計方針と同様、建物の崩壊形は全体崩壊形であると考えられる。

表-2 加振ケース

加振波	加速度 スペクトル	位相	入力倍率(%)	
			長辺方向	短辺方向
Run.1	告示波 2種地盤	JMA神戸	20	20
Run.2			80	60
Run.3			160	100
Run.4			240	150
Run.5			260	170
Run.6			130	100
Run.7			220	120
Run.8			220	-
Run.9			260	-

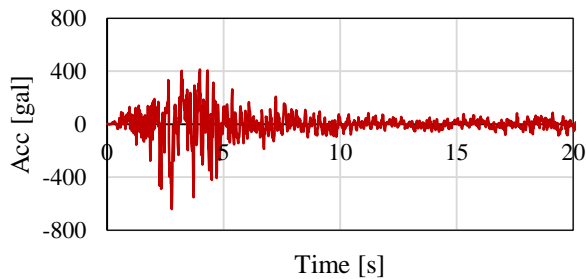


図-7 入力加振波の時刻歴基本波形



写真-2 最終破壊状況
(Y1 通り 1階壁 CW1)



写真-3 最終破壊状況
(X1-Y1 通り 1階柱 C1)

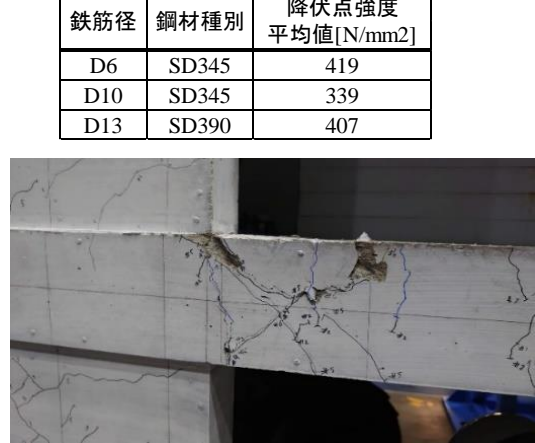


写真-4 最終破壊後
(2階梁端部)

(2) 層の応答

試験体の基礎部に5箇所、2階~R階の各階床には4箇所に加速度センサを設置し、水平方向の加速度を計測した。計測した加速度記録に、層重量を乗じて各層の水平力を得た。また、レーザー変位計により、各層の層間水平変位及び振動台からの相対水平変位を計測した。加速度計及びレーザー変位計の計測記録から、各層のせん断力と相対変位あるいは層間変位の関係を得た。

図-8に建物頂部相対変位-ベースシア関係を示す。また、表-3, 4にコンクリートや鉄筋の材料試験結果を示す。1層のせん断力は、Run9の加振で440kN、ベースシア係数は1.5程度となり、層間変位は40mm(=1/18)を超える結果となっている。実験値は、事前の解析モデルによる

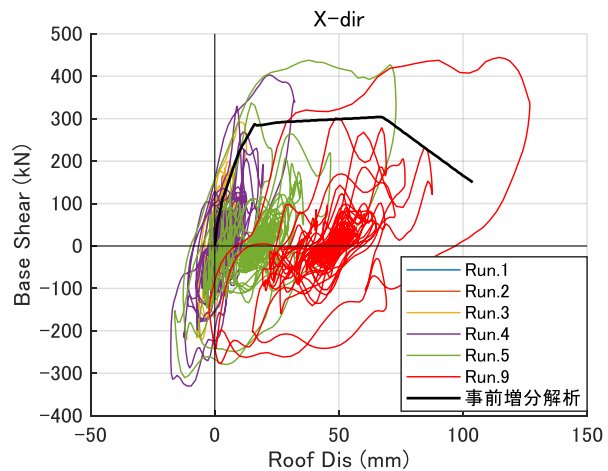


図-8 頂部相対変位-ベースシア関係

表-3 コンクリート圧縮試験結果

打設箇所	1F	2F	3F	4F	RF	平均値
呼び強度 (N/mm ²)	39	30	30	30	30	
圧縮試験結果 (N/mm ²)	59.4	40.8	41.5	41.5	41.8	45.0

表-4 鉄筋引張試験結果

鉄筋径	鋼材種別	降伏点強度 平均値[N/mm ²]
D6	SD345	419
D10	SD345	339
D13	SD390	407

静的増分解析時の最大1層せん断力と比較すると1.5倍程度耐力が大きかったことがわかる。このことは前述したように、事前解析モデルの梁のモデル化の際、スラブの有効幅を梁長の0.1Lしか見込んでいないことや、材料強度に関して、実測値と設計時に用いていた想定値との差異などの要因に起因するものと考えられる。

4. 実験への適用による地震応答推定に関する検証

2章にて本報で提案する解析モデルの修正方法について概説したが、上記の実験に対し提案手法を適用した結果について述べる。

4.1 補正係数の設定

本実験においては、設計時の解析モデルと実建物との差異が耐力、変形能ともに下限は0.1倍から上限は2倍程度の差異があることを想定し、耐力補正係数 α 、変形補正係数 β を0.01刻みで0.1~2.0の間で設定することとした。

4.2 補正曲線の推移

実験の各加振記録をもとに観測曲線を抽出したのち、設計時の解析モデルの増分解析結果である解析曲線との誤差を計算した。ここでの誤差とは、観測曲線を等しい変位刻みで線形補間したせん断力プロットと、同様に等しい刻みで線形補間した補正曲線のせん断力プロットとの差を意味する。

誤差が最小となる時の α 、 β の組み合わせの補正曲線を最適補正曲線、誤差が小さい方から上位5%の係数の組み合わせの平均値をとった補正曲線を平均補正曲線としている。補正の例としてRun3終了時のこれらの補正曲線と観測曲線を重ねたものを図-9に示す。観測曲線と補正曲線との誤差の大きさは必ずしも一様に分布するとは限らず、加えて弾性領域での推定では、観測値との誤差が小さい補正曲線が比較的広い範囲で多数分布している。観測データの特異値などの影響により、上述した誤差計算方法で選出される最適補正曲線は再現性が低いと考えられるため、誤差の小さい上位の組み合わせの平均をとることとした。

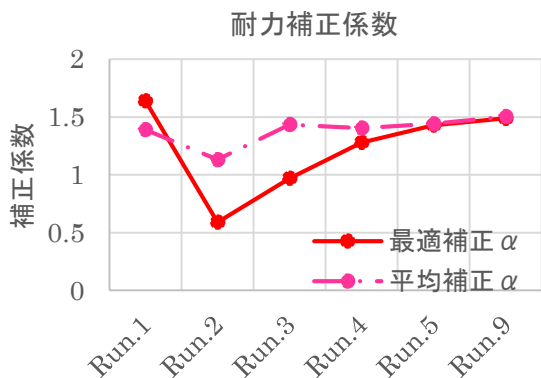


図-10 補正係数の推移

各加振後に算出した補正係数の推移を図-10に示す。この図から、平均補正係数は最適補正係数に比べ、Runによる変動が小さいことが分かる。また、各Run終了後に作成した最適補正曲線と平均補正曲線を図-11に示す。耐力や変形能についてそのばらつきが比較的小さいことがわかる。これは本報で提案する手法では小変形領域での補正時、架構の降伏点を判定することが困難ため、降伏点以後の耐力や変形能力を推定することは難しいことを表している。それに対し平均補正係数は、最適補正係数の組み合わせを含む様々な可能性を持つ係数の組み合わせの平均をとっていることで、弾性領域の応答から塑性領域での補正に近い補正ができる可能性を示している。したがって、比較的小さい応答に基づく補正においては、平均補正係数を用いることが好ましいと考えられる。そこで本報での解析モデルの修正には平均補正係数を用いることとした。

4.3 修正解析モデルによる地震応答解析結果

本報では弾性領域で得られる応答(すなわち、中小地震による応答)に基づいて解析モデルを修正し、未経験の大地震時の応答を推定することができれば有用であると考え、架構の最大耐力(メカニズム)手前であるRun3終了時に得られた応答に基づき修正解析モデルを作成し、地震応答解析により以降の加振での応答を再現できるかについて検討を行った。

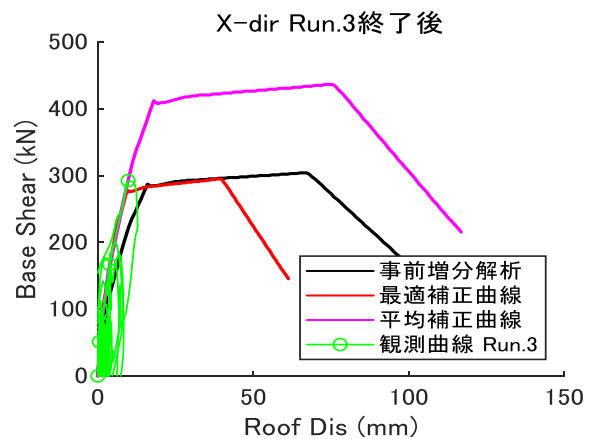
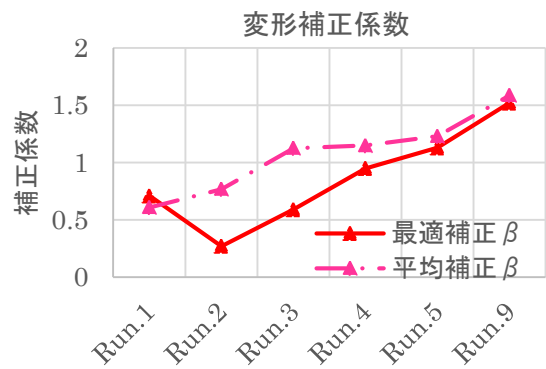


図-9 Run.3による補正曲線



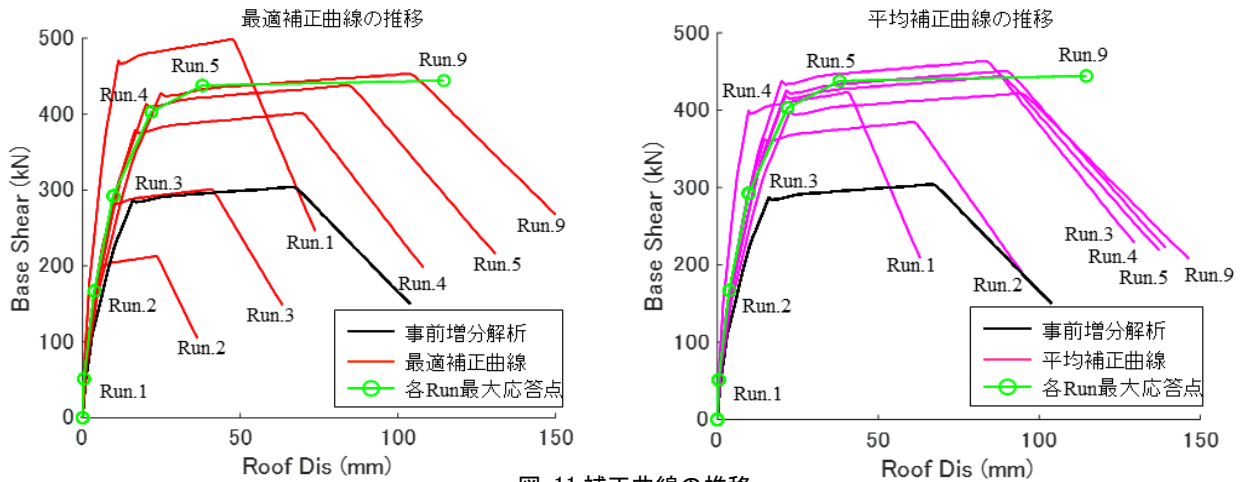


図-11 補正曲線の推移

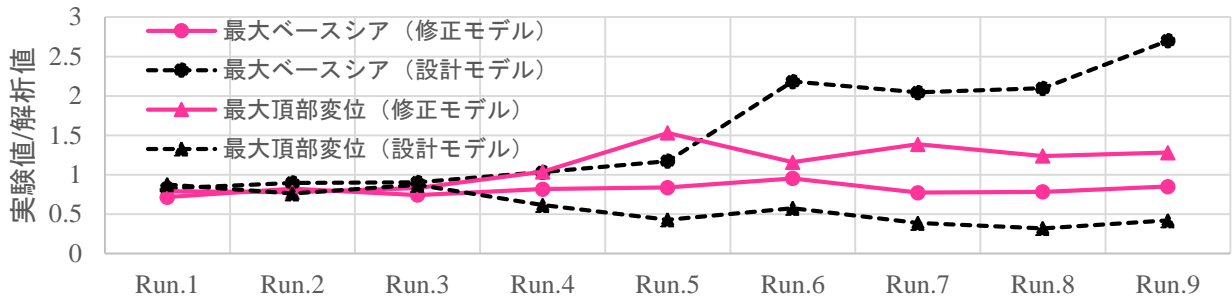


図-12 Run3 修正モデルによる応答推定精度の推移

Run.3 終了時の修正解析モデルによる地震応答解析を実施した。また、比較のため修正を行わず設計時の解析モデルでも同様の解析を実施している。地震波は実験時に実際に入力した倍率を用いて連続解析を行った。

解析の結果から、各 Run での最大ベースシア、建物頂部での最大相対変位を実験値との比をとったものを図-12 に示す。設計モデルによる解析値は、降伏点を迎える Run.4 以降、ベースシアと頂部変位の実験値との差異は Run を追うごとに開いていく。これに対し、Run.3 終了時の応答をもとに補正を行い、作成した修正モデルにおける解析値は、ベースシアと頂部変位の両方において、おおむね精度よく実験結果を再現することができている。

これより、本研究で提案する手法により、建物に設置した加速度センサの観測記録を用いて、将来の大地震に対する応答・被害予測が精度よく行える可能性を示した。

5. 結論

加速度センサ記録と設計時の情報に基づき、設計時モデルを修正する手法を提案し、縮小4層試験体の振動台実験に対し本手法を適用した。

提案する手法を用いて修正した解析モデルによる地震応答解析は、修正前の設計モデルに比べ、その後の大変形領域での耐力、変形能力をおおよそ精度よく再現することができた。これにより弾性域の応答に基づき解析モデルを修正することで、将来に起こりうる未経験の大地震に対する、応答推定の可能性を示した。

謝辞

本研究で検討対象とした振動実験は、(株)大林組との共同研究として実施したものである。また、本研究の一部は、科学技術振興機構・産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラム「大規模都市建築における日常から災害時まで安心して社会活動が継続できる技術の創出」(研究代表者：山田哲・東京工業大学教授)によるものである。また、東北大学前田研究室・学術研究員 Aleksey Shegay 氏には実験準備から実施まで多大な支援を頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 杉本訓祥, 勝俣英雄, 渋市克彦, 穴吹拓也ほか: 縮小20層RC造建物試験体の長周期地震動による震動実験 その1~その11, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.653-674, 2013.3
- 2) 梨本優也, 菊池友介ほか: 地震時応答観測データのフィードバックによる逐次修正解析モデルを用いたRC造建物の即時被災度判定, 日本建築学会技術報告集, 第23巻 第54号, pp.497-500, 2017.6
- 3) 藤田起章, 三浦耕太ほか: 曲げ破壊型連層耐震壁を有するRC造架構の残存耐震性能評価, コンクリート工学年次論文集, 第41巻, 2号, pp.799-804, 2019
- 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・同解説, 1999.8