修士学位論文

論文題目　既存超高層建築のリスク評価手法を用いた

制振補強による費用対効果に関する研究

ふりがな　なかにし　まこ
氏　　名　中西　真子

専　　攻　建築学専攻

指導教授　久田　嘉章

修了年月（西暦）　2019年3月

工学院大学大学院

目次

第 1 章　序論
1.1　研究の背景・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・4
1.2　研究の流れ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・5
第 2 章　対象建物概要及び 3 次元立体フレームモデル概要
2.1　対象建物概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・7
2.2　3 次元立体フレームモデル概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・8-9
第 3 章　損傷費用算出方法
3.1　損傷費用算出方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・11
3.2　修理可能な場合の損傷費用・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・11
3.2.1　建物の損傷費用・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・11
3.2.1.1　対象建物の修理・再調達費用・・・・・・・・・・・・・・・・・・・12
3.2.1.2　フラジリティ曲線の作成および、311 地震の実被害による精度検証・・・・13-14
3.2.2　収容物の損傷費用・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・14
3.2.3　収益損失額・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・14-15
3.3　修理不可能な場合の損傷費用・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・15
第 4 章　応答解析による対象建物の損傷費用算出
4.1　応答解析による対象建物の損傷費用算出・・・・・・・・・・・・・・・・17
4.2　使用モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・17-18
4.3　入力地震動・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・18-19
4.4　応答解析結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・19-23
4.5　損傷費用期待値の算出結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・24-26
第 5 章　ライフサイクルコスト評価
5.1　ライフサイクルコスト評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・28-33
第 6 章　まとめ
6.1　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・35
6.2　謝辞・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・35

第 7 章　付録（1）　H 形鋼ブレースの地震時損傷評価
7.1　研究の背景・目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・37
7.2　既往研究の追解析
7.2.1　試験体概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・37
7.2.2　有限要素法解析モデル概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・37
7.2.3　入力強制変位及び解析結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・38
7.2.4　疲労破断予測方の確認・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・38-39
7.2.4.1　モデル化要素分割方法の検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・40-43
7.3　新宿校舎 H 形鋼ブレースの適用
7.3.1　対象ブレース概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・44
7.3.2　有限要素解析モデル概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・45
7.3.3　入力強制変位・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・46-47
7.3.4　解析結果
7.3.4.1　地震後変形図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・48-49
7.3.4.2　荷重変形曲線・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・50
7.3.4.3　Z（構面外）方向変位・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・51
7.3.4.4　剛性低下率・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・52
7.3.4.5　破断リスク評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・52-53
7.3.5　地震後損傷評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・54
7.4　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・55
第 8 章　付録（2）　3 次元立体フレームモデルの変更点
8.1　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・57
8.2　手計算方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・57
8.3　手計算結果と SNAP モデル自動生成の確認
8.3.1　節点 42-114 柱・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・57-58
8.3.2　節点 1204-1288 柱・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・59
8.4　プッシュオーバー解析による前モデルとの比較・・・・・・・・・・・・・・・・60

第１章

序論

1.1　研究の背景
1.2　研究の流れ

1.1 研究の背景

近年、首都圏に代表される都市部の大規模建築では従来の大地震時の安全性能に加え、事業継続性や帰宅困難者等の対策が急務となっており、L1・L2 地震動に対してより高い耐震性能を付加し、さらには L3 地震動にも余裕度を検証することが求められている（表 1[1)]）。一方、米国では FEMA 等の政府機関と関連学協会が連携し、最大級地震（MCE, Maximum Considered Earthquake）を考慮したコンセンサスモデルによる確率論的なリスク評価手法を用いた定量的な耐震性能評価手法[2)]を策定し、安全性だけでなく経済性・復旧性を見込んだレジリエンスベースドデザインが提案されている[3)]。さらに、この手法により優良な建物を積極的に評価・認証する制度が始まっている[例えば 4)5)]（図 1.1-1）。

表1　東京都による東京都臨海部に建設される超高層建築物等の設計目標の目安[1) 9)]

耐震レベル	入力地震動	構造物の特性	想定する地震発生頻度	上部構造			基礎
				部材の状態	最大層間変形角	層の最大塑性率	部材の状態
中地震（L1）	既往波（25cm/s） 告示波（稀）	無被害【機能維持】	数十年に１度発生	短期許容応力度内	1/200 以内	－	短期許容応力度内
大地震（L2）	既往波（50cm/s） 告示波（極稀） サイト波（個別・包絡）（長周期地震動を考慮）	軽微な補修により事業継続可能【指定機能維持】	数百年に１度発生	部材の塑性率が 4.0 以下	1/100 以内	2.0 以下	脆性的破断を生じない
極大地震（L3）	告示波(極稀)の 1.5 倍程度（長周期地震動を考慮）	倒壊・崩壊させない【余裕度の検証】	数千年に１度発生	建物の用途・特性に応じて個々に設定（極大地震動が建物に入力した場合の性状を把握した上で判断）			

図 1.1-1　優良な建物の評価・認証制度の例[5)]

1.2 研究の流れ

筆者らは東京・新宿に建つ既存超高層建築である工学院大学新宿校舎を対象とし、様々なタイプの L1～L3 地震による設計クライテリアを設定し、現有の耐震性能とダンパーによる補強効果の評価を行った [6]。本研究ではさらに制振による耐震性能向上を経済性によって評価する試みとして、以下を行う。

1) 文献 [7][8] の手法を用い非制振状態の現状モデルと、制振補強モデルを用いて直接費及び間接費による損傷費用の比較を行い、地震リスク評価を行う。
2) 地震発生確率を考慮し、供用期間を通じて間接費を含む総支出の少ないようなライフサイクルコストを評価する。その際、地震発生確率の評価法として、表 1 に示される工学的判断による L1~L3 地震の発生確率に加えて、最新の地震学的な知見を取り込んだ地震動予測地図（地震調査研究推進本部）による東京都心部の地震発生確率を使用し，評価結果の比較検討を行う。

参考文献

1) 東京都財政局：東京都臨海部に建設される超高層建築物等の設計目標の目安，構造設計指針，2018.
2) FEMA：Seismic Performance Assessment of Building, FEMA P-58, 2012.
3) ARUP：REDi™ Rationg System - Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings, 2013.
4) Feberal Emergency Management Agency：HAZUS99 technical manual,1999.
5) U.S. Resiliency Council：Implementation Manual USRC Building Rating System for Earthquake Hazards,2017
6) 中西真子，久田嘉章，山下哲郎，笠井和彦：長周期・長時間地震動や活断層近傍の強震動など極大地震動を考慮した都心に建つ既存超高層建築の制振補強に関する研究，日本地震工学論文集，第 18 巻第 2 号，2018.
7) 高橋雄司，正木信男，穴原一範，五十田博：地震危険度の高い地域の建物を対象とした地震リスクマネジメント，日本建築学会構造系論文集　第 591 号，pp.25-33，2005.
8) 高橋雄司：簡易シュミレーションによる建築物の地震リスク分析，日本建築学会構造工学論文集，Vol50B，2004.
9) 加藤研一，久田嘉章，石田寛，渡辺哲史，鈴木文乃，小鹿紀英：東京臨海部を対象とした想定地震に基づく設計用地震動評価例:日本建築学会技術報告集　第 23 巻　第 53 号,53-58,2017.

第 2 章

対象建物概要及び
3 次元立体フレームモデル概要

2.1　対象建物概要
2.2　3 次元立体フレームモデル概要

2.1　対象建物概要

対象建物である工学院大学新宿校舎（以下、大学棟）は新宿・新宿に建つ、1989 年に竣工された地下 6 階・地上 28 階（+3 階分のペントハウス）の鉄骨造超高層建築である。図 2.1-1 の軸組図に示すように東西コアはブレースを有し、2 つのコアは 25.6mの大スパン梁で接続されている。16 階と 21 階は階高が他階よりも高く 5mを超えており、東西方向にブレースによるスーパートラスを配置し、その階では東西方向に高い層剛性を有している。一方，図 2.1-2，図 2.1-3 の立面・平面図に赤で示す位置に強震計（加速度センサー）が設置されており、竣工以来、強震観測を行っている。

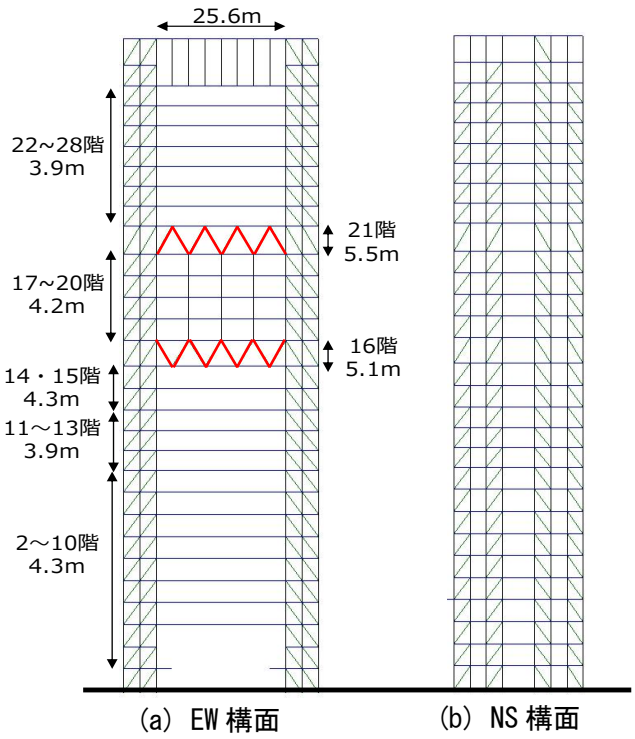


図 2.1-1　軸組図

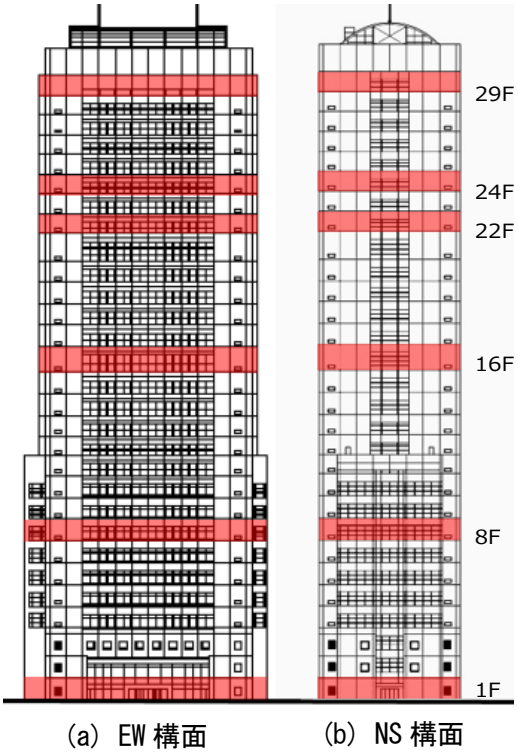


図 2.1-2　立面図、加速度センサー設置階(赤)

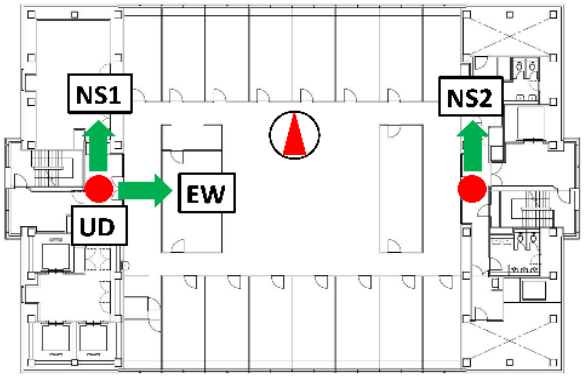


図 2.1-3　平面図、加速度センサー設置位置

2.2　3 次元立体フレームモデル概要

既存の立体フレームモデル[1)] 及び構造計算書を基に地震応答解析ソフト SNAP Ver.7（構造システム社）を用いて 3 次元立体フレームモデルを作成した。地下部は硬質な工学的基盤上の直接基礎であり、SRC/RC 造の非常に高い剛性となっているため、本モデルでは 1 階柱脚を固定端と仮定し、地上部の構造部材のみモデル化する。建物重量は構造図及び構造計算書により算出したが、2011 年東北地方太平洋沖地震（以下、311 地震）の観測記録の主要動における固有周期と適合させるために構造計算書による重量を 1 割増した（表 2.2-1）。表 2.2-2 に各階重量を示すが、スーパートラスが配置されている 16 階と 21 階は他階と比較し、層重量が大きいことが分かる。梁は床スラブを考慮した合成梁とし、断面二次モーメント及び正負で異なる全塑性モーメントを合成構造設計指針[2)] の数式より算出した。柱は曲げと軸力による塑性化を考慮している。ブレースは座屈を考慮した柴田・若林の履歴特性[3)] を、柱・梁のパネルゾーンは弾性範囲内でのせん断変形をそれぞれ考慮した。また、減衰定数は 311 地震の観測記録から同定した NS1 次 1.9%、3 次 3.0%、EW1 次 1.2%、3 次 3.0%のレーリー型減衰とした[4)]。立体モデルの妥当性は過去最大の応答値を観測した 311 地震の観測記録と応答解析結果の比較により行った。一例として、図 2.2-2 に最上階（29 階）、図 2.2-3 に 22 階と EW 成分の加速度と変位波形の観測波形と解析結果の比較を示すが、全継続時間で両者の振幅・位相は非常に良く一致している。

表2.2-1　3次元立体フレームモデルと311地震観測の固有周期、減衰定数

方向	次数	固有周期（s）		減衰定数	方向	次数	固有周期(s)		減衰定数
		立体モデル	311地震観測				立体モデル	311地震観測	
NS	1	3.038	3.080	0.019	EW	1	2.936	2.960	0.012
	2	0.966	0.950	0.012		2	1.015	0.990	0.012
	3	0.496	0.470	0.030		3	0.543	0.502	0.030

表2.2-2　立体フレームモデルの各階重量(t)

1 階	2 階	3 階	4 階	5 階	6 階	7 階	8 階	9 階	10 階	
109.7	675.7	955.0	731.6	980.2	902.2	954.9	949.2	943.1	941.9	
11 階	12 階	13 階	14 階	15 階	16 階	17 階	18 階	19 階	20 階	
902.8	917.6	873.2	945.6	1152.1	1433.2	1141.9	937.8	933.6	931.6	
21 階	22 階	23 階	24 階	25 階	26 階	27 階	28 階	29 階	30 階	31 階
1326.3	989.3	896.1	882.7	882.6	880.1	879.1	878.7	1057.9	539.5	643.9

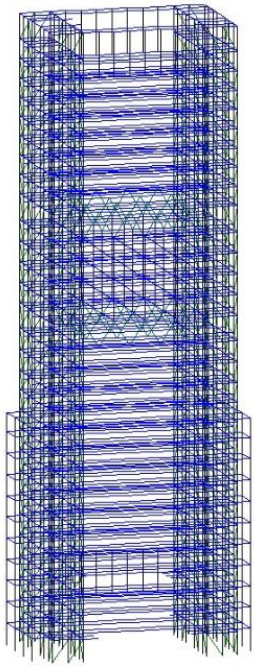
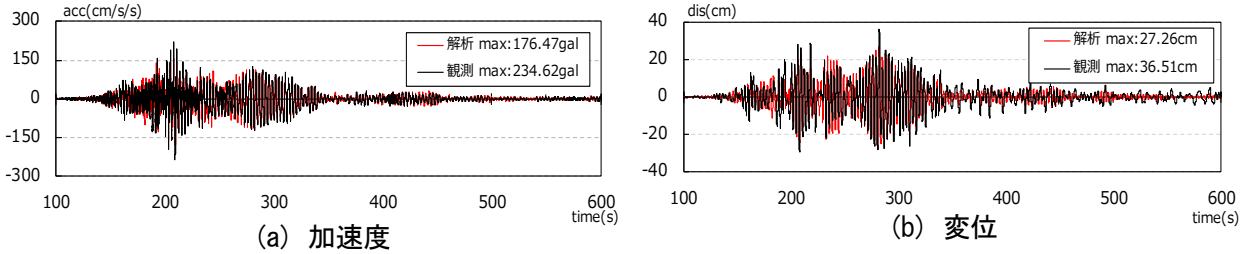
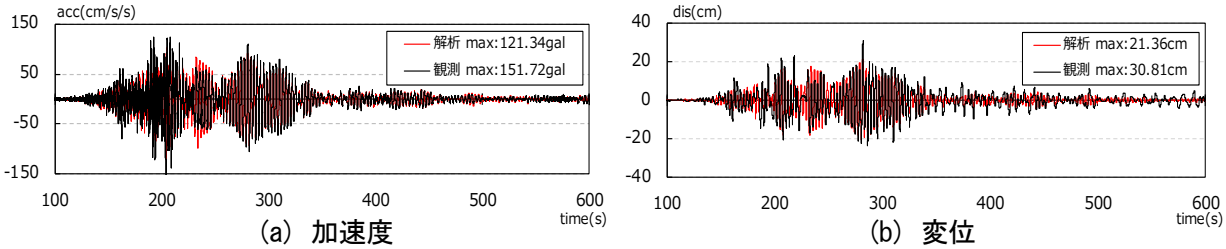


図 2.2-1　対象建物　立体モデル



(a) 加速度　　(b) 変位

図 2.2-2　311 地震時の解析・観測波形の比較（最上階）



(a) 加速度　　(b) 変位

図 2.2-3　311 地震時の解析・観測波形の比較（22 階）

参考文献

1)　中西真子，久田嘉章，山下哲郎，笠井和彦：長周期・長時間地震動や活断層近傍の強震動など極大地震動を考慮した都心に建つ既存超高層建築の制振補強に関する研究，日本地震工学論文集，第 18 巻第 2 号，2018.

2)　日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説　第 2 版，2010

3)　柴田道生，中村武，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化　その 1　定式化関数の誘導，日本建築学会論文報告集　第 316 号　pp. 18-24，1982

4)　山下哲郎ほか：新宿区超高層街区に建つ鉄骨造超高層建築の東北地方太平洋沖地震前後の振動特性，日本地震工学会論文集，第 12 巻　第 4 号（特集号），2012.

第 3 章

損傷費用期待値算出方法

3.1　対象建物の修理・再調達費用
3.2　フラジリティ曲線の作成
　3.2.1　フラジリティ曲線の妥当性検証

3.1　損傷費用期待値算出方法

文献の手法[1) 2)]を参考に式(1)から損傷費用期待値$E[C_D]$を算出する。

$$E[C_D]=P[Safe]E[C_D|Safe]+P[Fail]E[C_D|Fail] \quad \cdots(1)$$

ここで式中の$P[Safe]$、$E[C_D|Safe]$はそれぞれ、建物が修理可能な場合の確率と損傷費用期待値、一方、$P[Fail]$、$E[C_D|Fail]$は建物が修理不可能な場合の確率と損傷費用期待値である。$P[Safe]$、$P[Fail]$は図 3.1-1 のようにフラジリティ曲線により定め、いずれかの層の構造部材の損傷状態が大破に達したら建物全体が修理不可能とする。なお、結果のバラツキを考慮するために、複数サンプルの$E[C_D]$を算出し、それらを平均化して損傷費用期待値を評価する。

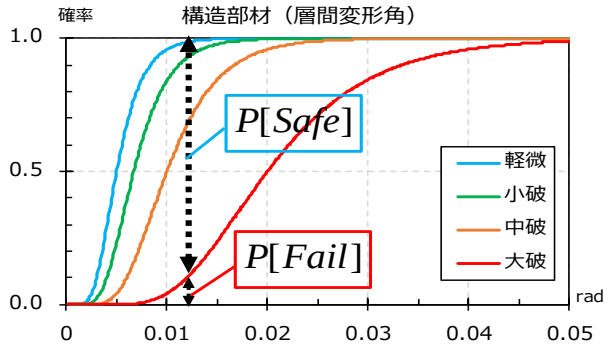


図 3.1-1　層間変形角と損傷度の関係（フラジリティ曲線）と修理可能・不可能な確率の評価法

3.2　修理可能な場合の損傷費用（$E[C_D|Safe]$）

修理可能な損傷費用は次式に示すように建物・収容物の直接被害と、収益損失による間接被害より評価する[1),2)]。

$$C_{建物}+C_{収容物}+C_{収益損失} \quad \cdots(2)$$

ここで、$C_{建物}$、$C_{収容物}$、$C_{収益損失}$はそれぞれ、建物と収容物の損傷費用、建物復旧期間中の収益損失額である。

3.2.1　建物の損傷費用（$C_{建物}$）

修理可能な場合の建物の損傷費用は，確率的リスク評価手法により算出する[1),2)]。この手法では、入力地震動（複数サンプル）を設定して地震応答解析を行い、各層の応答結果とフラジリティ曲線から建物の修理・再調達費用を確率的に評価する。すなわち，各層の「損傷状態確率」と対象建物の「修理・再調達費用」、「損傷状態と修理・再調達費用率[1)]」の3つを乗じることで各層の損傷費用を算出し、全層の損傷費用を合計し、建物全体の損傷費用を算出する。損傷状態と修理・再調達費用率との関係は文献1)3)4)を参考に表3.2-1の値に設定した。

表3.2-1　損傷状態と修理・再調達費用率の関係

修理・再調達費用率[1)]	0%	2%	10%	50%	100%
被害度[1)3)4)]	無被害	軽微	小破	中破	大破
損傷度[3)]	—	損傷度1	損傷度2	損傷度3	—

3.2.1.1　対象建物の修理・再調達費用

修理・再調達費用は文献[3]を参照し、対象建物の新築工事の請負代金内訳書より表 3.2-2 のように設定した（地盤は良好であるため、地下部分は除外し、地上部のみを対象）。表の「非構造部材（加速度）」はフラジリティ曲線が最大加速度に依存する部材であり、ここでは天井の代金を各階面積に比例配分する。一方、「非構造部材（変形）」は層間変形角に依存する部材であり、外壁・内壁の代金を各階面積に、「各種設備」は加速度依存として電気設備工事・空調設備工事・給排水衛生設備工事の代金を各階面積に、「構造部材」は地上躯体・鉄骨の代金を各階面積と部材数に応じそれぞれ比例して分布するものとした（表 3.2-2）。図 3.1-2 に本研究で用いる各費用の構成比と、縦軸に金額、横軸に階数とした修理・再調達費用を示す。

表3.2-2　修理・再調達費用　代金内訳

	判定の指標	請負代金書項目	各階比例
非構造部材（加速度）	加速度	天井	面積
非構造部材（変形）	層間変形角	外壁・内壁	面積
各種設備	加速度	電気・空調・給排水衛生設備	面積
構造部材	層間変形角	地上躯体・鉄骨	面積+部材数

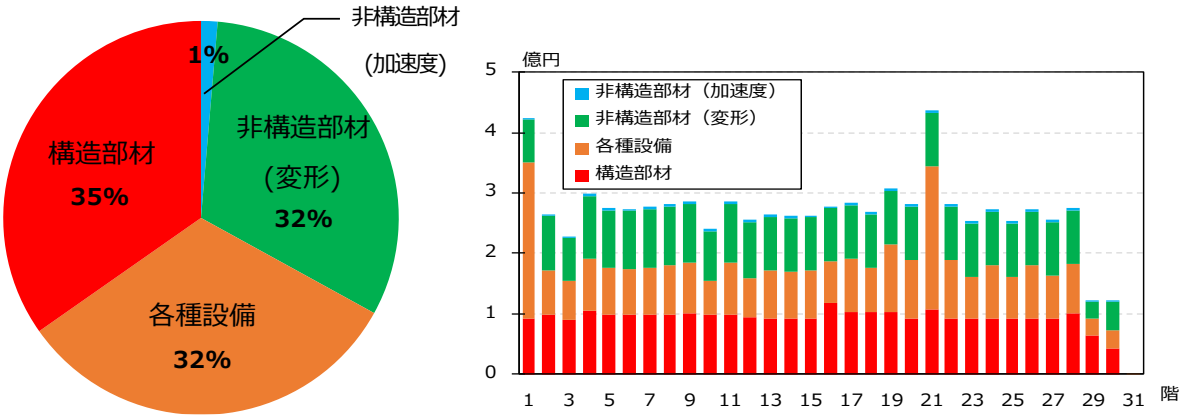


図3.1-2　対象建物　新築工事費の構成比（左）と各階の修理・再調達費用（右）

本研究ではさらに，高層建築に特有な修理・再調達費用の割り増しを考慮する。すなわち、既存の地震時の修理・再調達費用に関する資料[例えば 1) 2) 5)]で対象としている建物は、住宅や中低層建物で階高は高くても 10 階程度である。一方、タワーマンションに代表される超高層建築の大規模修繕工事では、一般に 15～20 階程度を超えると施工方法が大きく異なり、枠組足場ではなく屋上から吊り下げ昇降させるゴンドラや移動昇降式足場が必要となるなど、より高額になる[6]。例えば国土交通省が示す修繕積立の見込み金額は 15 階建未満のマンションと、20 階以上のタワーマンションとを比較したとき、後者が平均で 16%ほど高額となる[7]。以上を踏まえ本研究では、得られた修理・再調達費用を 2 割増した金額を直接費として使用する。

3.2.1.2　フラジリティ曲線の作成、および、311 地震の実被害による精度検証

本研究で用いる損傷度別のフラジリティ曲線を図 3.1-3 に示す。曲線は対数正規分布とし、対数中央値は対象建物を用いたプッシュオーバー解析の結果[8]と、文献 3）4）9）を参考に表 3.2-3 の値を設定した。さらに各曲線には対数正規分布のバラツキを考慮し、その標準偏差σ＝0.4[1]とした。

表　3.2-3　対数中央値

状態		損傷度 1	損傷度 2	損傷度 3	—
		軽微	小破	中破	大破
非構造部材	変形依存型[3]（rad）	1/150	1/60	1	—
	加速度依存型[9]（cm/s/s）	150	300	1200	—
各種設備[3]（cm/s/s）		250	500	1000	1500
構造部材[4]（rad）		1/200	1/150	1/100	1/50

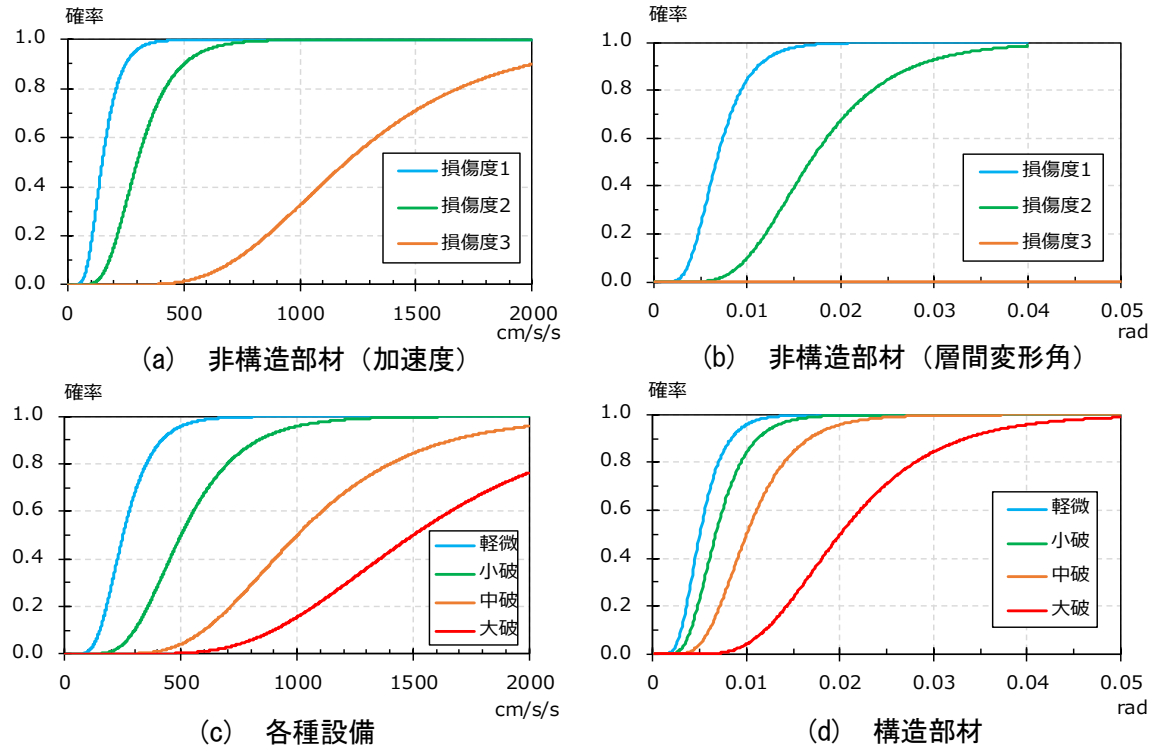


図 3.1-3　各フラジリティ曲線

評価法の妥当性の検証として、311 地震の際に対象建物の 1 階で観測された波形を入力地震動として応答解析を行って得られた損傷費用期待値と、実際の 311 地震時の被害額との比較を行った。ちなみに、311 地震時に対象建物では構造的な被害はなく、主な被害は天井パネル（石膏ボード）の落下、間仕切壁の変形、什器類の落下・転倒、および、エレベータケーブルの絡みなどであった[10]。ここでは、被害が最も顕著かつ広範囲に生じた天井パネルの落下による損傷費用を検証対象とする。応答解析を行った最大応答値と、図 3.1-3(a)に示すフラジリティ曲線を重ね合わせたものを図 3.1-4 に示す。図 3.1-4 から得られた各階の損傷状態確率と、図 3.1-2 に示す対象建物の修理・再調達費用、また、表 3.2-1 の損傷状態と修理・再調達率の関係[1]の 3 つを乗じることで得られる各階の損傷費用は図 3.1-4 となる。建物の 1 次と 2 次モードに相当する上層階と中間階で天井被害が集中する傾向は実際の被害状況[10]とも一致し、損傷費用期待値は 162.7 万円という結果となった。一方、311 地震時の被害額は、表 3.2-4 に示すように天井パネルの損傷枚数[10]と，パネルの市場価格より求め、約 163.5 万円となった。両者はほぼ一致しており、手法の有効性が確認できた。

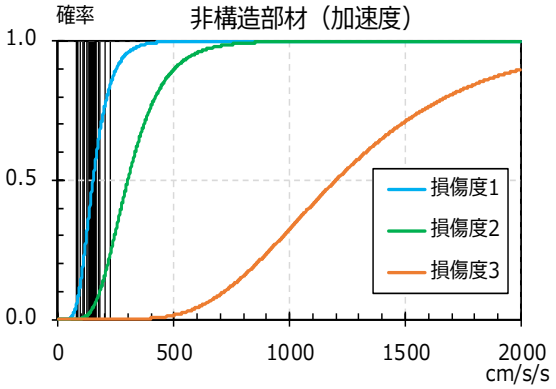


図 3.1-4　フラジリティ曲線と応答解析結果

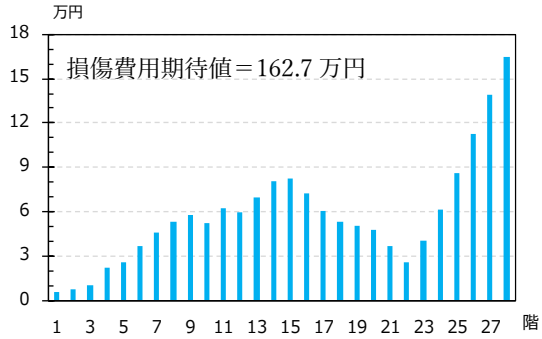


図 3.1-4　各階天井パネルの損傷費用期待値
（311 地震観測波入力）

表 3.2-4　311 地震時　推定天井被害額と応答解析から算出した損傷費用期待値

天井パネル価格	1.46（万円/㎡）
天井面積	1.6（㎡）
被害天井パネル枚数	70（枚）
推定天井被害額	163.5（万円）
応答解析から算出した損傷費用期待値	162.7（万円）

3.2.2　収容物の損傷費用（C 収容物）

修理可能な場合の収容物の損傷費用（C 収容物）を建物の損傷費用（C 建物）と同様の方法で算出する。ここでは文献 1)2) と同様に修理・再調達費用は建物と収容物とで同額と仮定し、フラジリティ曲線は図 3.1-3(c) で示す各種設備（加速度）を用いる。また、損傷状態と修理・再調達費用率は表 3.2-5[2] とする。

表 3.2-5　収容物の損傷状態と修理・再調達費用率の関係 [2]

損傷度	無被害	軽微	小破	中破	大破
修理・再調達費用率	0%	0.01%	0.05%	0.25%	0.5%

3.2.3　収益損失額（C 収益損失額）

修理可能な場合の収益損失額（C 収益損失）は対象建物がオフィスビルであると仮定し、地震被害で生じる修復期間中の使用不可による賃料の収益損失額を用い、式(3)より算出する [1),2)]。

$$C_{収益損失}=E_0\times D_{lost} \quad \cdots(3)$$

ここで、式中の E_0 は平常時一日あたりの収益、D_{lost} は建物の損傷による累積損失日数である。収益 E_0 は、2019 年 1 月現在の東京・新宿のオフィスビル家賃相場が約 3 万円/坪平均 [11)] であり、対象建物の収益面積は約 200 坪/階で 28 階建であることから、平常時の一日あたりの売上高 E_0=0.056 億円/日とする。一方、累積損失日数 D_{lost} は、損傷比率 *DF*（*Damage Factor*＝建物の損傷費用/建物の損傷費用）から文献 2)12) を参考として，図 3.1-5、式(4)より算出する。なお，図 3.1-5 は対象建物の新築施工日数が約 2 年であることと、震災後の混乱等を考慮し、被災から解体までの期間も約 2 年 [12)] と仮定して、DF=100%となる点が 1500 日（約 4 年間）となるように設定した。

$$D_{lost}=6\times DF \quad \cdots(4)$$

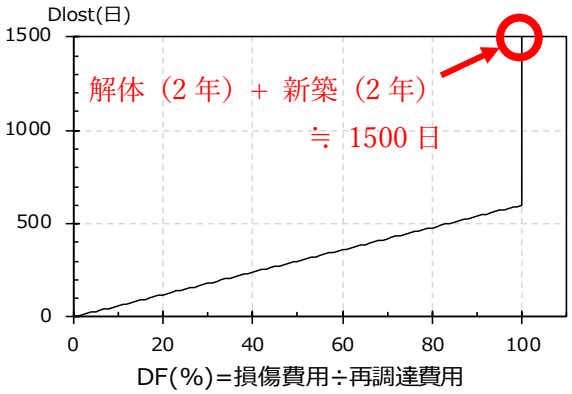


図 3.1-5　本研究で用いる損傷費用-累積損失日数関係

3.3　修理不可能な場合の損傷費用（$E[C_D|Fail]$）

修理不可能な場合，建物と収容物を全て再調達すると仮定した。さらに建物修復期間中の収益も損失されるので、損傷費用（$E[C_D|Fail]$）は、建物の再調達費用＋収容物の再調達費用＋修復期間（1500 日）×売上高 E_0（0.056 億円/日）より算出する。

参考文献

1) 高橋雄司，正木信男，穴原一範，五十田博：地震危険度の高い地域の建物を対象とした地震リスクマネジメント，日本建築学会構造系論文集　第 591 号，pp.25-33，2005.
2) 高橋雄司：簡易シュミレーションによる建築物の地震リスク分析，日本建築学会構造工学論文集，Vol50B，2004.
3) 日本建築学会：長周期地震動と超高層建築の対応策―専門家として知っておきたいこと―，2003.
4) 北村春幸ほか:性能設計における性能判断基準値に関する研究　時刻歴応答解析に基づく JSCA 耐震性能メニューの検証，日本建築学会構造系論文集　第 576 号，pp.47-57，2004.
5) 奈良岡浩二，石川裕，古村利幸:供用期間を考慮した費用対効果に基づく耐震改修優先度評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）pp.527-528，2005.
6) SUUMO ジャーナル：タワーマンションの大規模修繕，一般的なマンションとどう違う？，http://news.livedoor.com/article/detail/10285733/，（参照　2018-11-05）
7) 国土交通省：マンションの修繕積立金に関するガイドライン，2011.
8) 中西真子，久田嘉章，山下哲郎，笠井和彦：長周期・長時間地震動や活断層近傍の強震動など極大地震動を考慮した都心に建つ既存超高層建築の制振補強に関する研究，日本地震工学論文集，第 18 巻第 2 号，2018.
9) 小泉秀斗，久田嘉章，山下哲郎，坂本有奈利：振動台を用いたシングルライン天井の天井版落下実験～その 2：天井落下と加速度の関係，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）構造Ⅰ，pp.1001-1002，2013.
10) 久保智弘，久田嘉章，相澤幸治，大宮憲司，小泉秀斗：東日本大震災における首都圏超高層建築における被害調査と震度アンケート調査，日本地震工学会論文集　第 12 巻，第 5 号（特集号），2012.
11) 仲介手数料無料の賃貸オフィス探し「office」：新宿区の賃料相場，https://officee.jp/price/tokyo/area/shinjuku-ku/（参照　2018-11-10）
12) REFORM MARKET：ビルの解体方法にはどんな方法があるの？，https://reform-market.com/house-dismantling/contents/building-demolition

第４章

応答解析による対象建物の損傷費用期待値算出

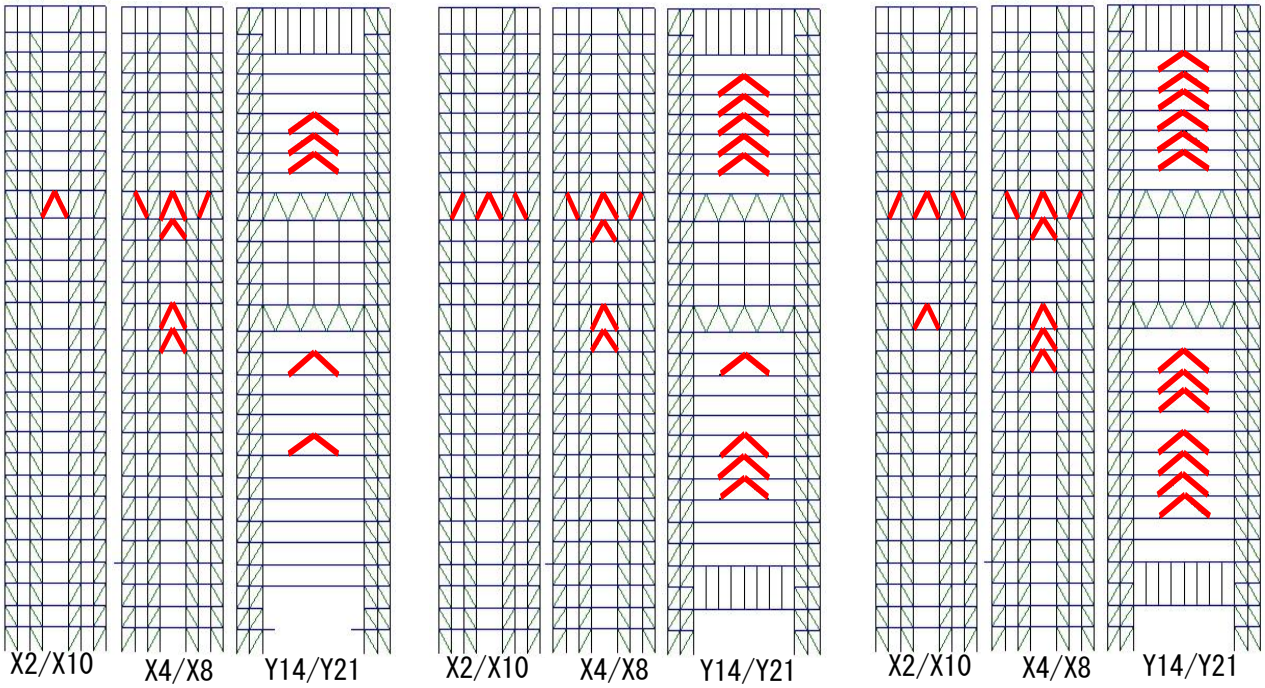
4.1　応答解析による対象建物の損傷費用算出
4.2　使用モデル
4.3　入力地震動
4.4　応答解析結果
4.5　損傷費用期待値の算出結果

4.1　応答解析による対象建物の損傷費用算出

以上の方法により、制振ダンパーによる補強無しの現状モデルと、文献 1）で作成した制振補強を行ったモデルを用いて損傷費用期待値の比較を行う。

4.2　使用モデル

ダンパー補強無しの現状モデル（以下、D00）と、文献 1）で設定した 44 本・64 本・88 本のダンパーで制振補強を行ったモデル（以下、D44、D64、D88）を用いる。D44 は L2 地震動で層間変形角を 1/100 以内に抑える基本モデル、また、D64・D88 は余裕度を見込んで、それぞれ D44 の 1.5 倍・2 倍のダンパー本数を有するモデルである。図 4.2-1 に軸組図，図 4.2-2 に平面図でのダンパー設置位置を赤色で示す。また、各方向、各次数の固有周期（表 2.2-1）の正弦波 1 波を与え、自由振動の振幅比から減衰定数を算出した結果を表 4.2-1 に示す。使用しているオイルダンパーは BDH 型制振オイルダンパー[2] であり、表 2.2-2 にダンパー概要を示す。



(a)　D44 モデル　　(b)　D64 モデル　　(c)　D88 モデル

図4.2-1　軸組図　ダンパー設置位置[1]（赤色）

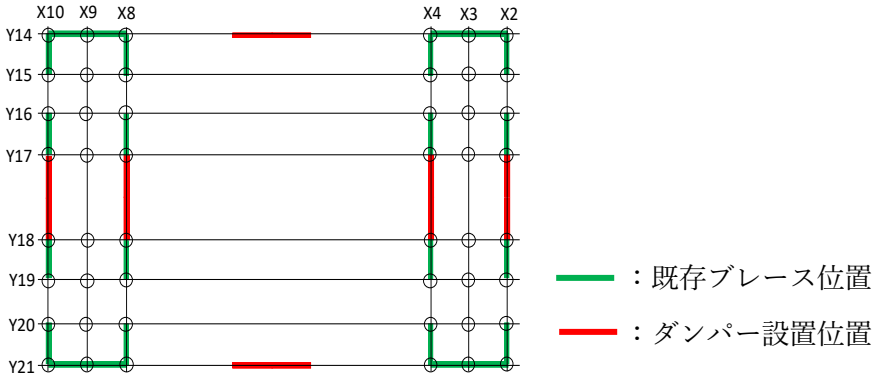


図 4.4-2　平面図ダンパー設置位置 [1]

表 4.2-1　各モデル　減衰定数

モデル	1 次		2 次		3 次	
	NS	EW	NS	EW	NS	EW
D00	0.019	0.012	0.022	0.012	0.024	0.014
D44	0.039	0.035	0.038	0.031	0.038	0.028
D64	0.04	0.053	0.038	0.049	0.038	0.044
D88	0.048	0.073	0.046	0.067	0.044	0.055

表 4.2-2　オイルダンパー概要 [2)]

両端仕口長さ：Lc（cm）	80	ブレース断面積：A（㎠）	201
ダンパー部長さ：Lb（cm）	156	1次減衰係数：C1（kN/s/cm）	375
2次減衰係数：C2（kN/s/cm）	15.5	リリーフ速度：Vr（cm/s）	4.3
最大速度：Vmax（cm/s）	30	リリーフ荷重：Fr（kN）	1600
最大減衰荷重：Fmax（kN）	2000	ダンパー剛性：Kd（kN/cm）	5400

4.3　入力地震動

既往研究 [1)] では、本対象建物では告示波と想定した長周期・長時間地震動とでは最大応答値に大きな差は見受けられなかった。従って本研究では入力地震動として、確率的リスク評価を行うために振幅を告示スペクトルの中央値から変化させ、表 4.3-1 のパラメータによる Jennings 型の包絡関数に適合する模擬地震動 [3)] を、ランダム位相を用いて複数波作成した。地震動レベルは、表 4.3-2 の告示スペクトルによる従来の L1（稀に発生する地震）と L2（L1 の 5 倍、極めて稀に発生する地震）に加え、東京都による構造設計指針 [4)5)] を参考とした L2 の 1.5 倍の L3 とした。また、ランダム位相と振幅のバラツキを考慮するため、12 種類の乱数を用い、文献[例えば5)] を参考に対数正規分布（標準偏差σ＝0.4）で振幅にバラツキを与えた 50 波を用いて検証を行った。図 4.3-1 に L2 地震動を対象とした加速度応答スペクトル（h=0.05）の分布図と、中央値と最小・最大値を示した加速度波形を示す。また、図 4.3-2 に L1～L3 地震動の速度波形と，全サンプル波による最大速度振幅の平均値を示す。

表4.3-1　Jennings型の包絡関数の経時特性パラメータ

tb（立ち上がり時間）	4 秒	tc（主要動時間）	35 秒
td（コーダ時間）	80 秒	te（終了時間）	82 秒

表4.3-2　平成12年　建設省告示1461号に規定された工学的基盤上の地震動

周期（秒）	加速度応答スペクトル（m/s/s）	
	希に発生する地震	極めて希に発生する地震
T＜0.16	(0.64+6T) Z	希に発生する地震動に対する加速度応答スペクトルの5倍の数値とする.
0.16≦T＜0.64	1.6Z	
0.64≦T	(1.024/T) Z	
この表において、T 及び Z は、それぞれ建築物の周期（単位　秒）及び令第 1 項に規定する Z（地震地域係数）の数値を表す。		

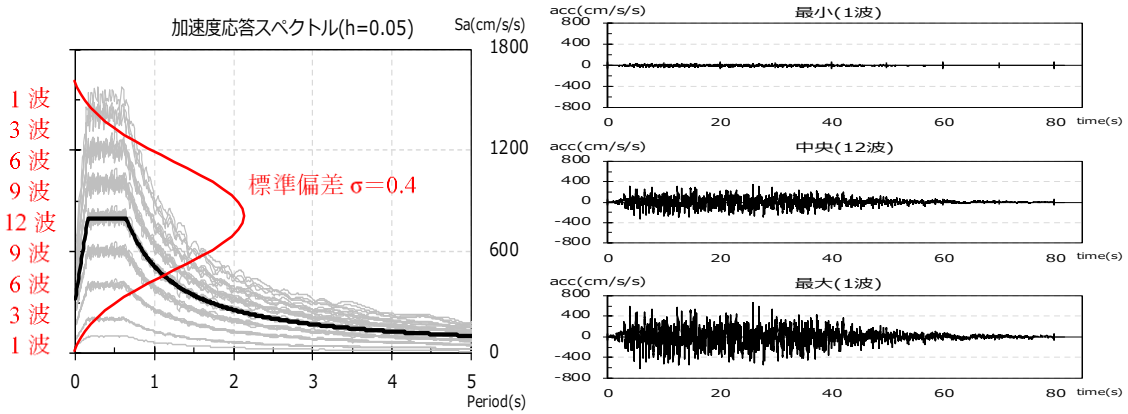


図4.3-1　入力地震動L2（左：告示スペクトルとその確率的分布モデル，右：加速度波形の例）

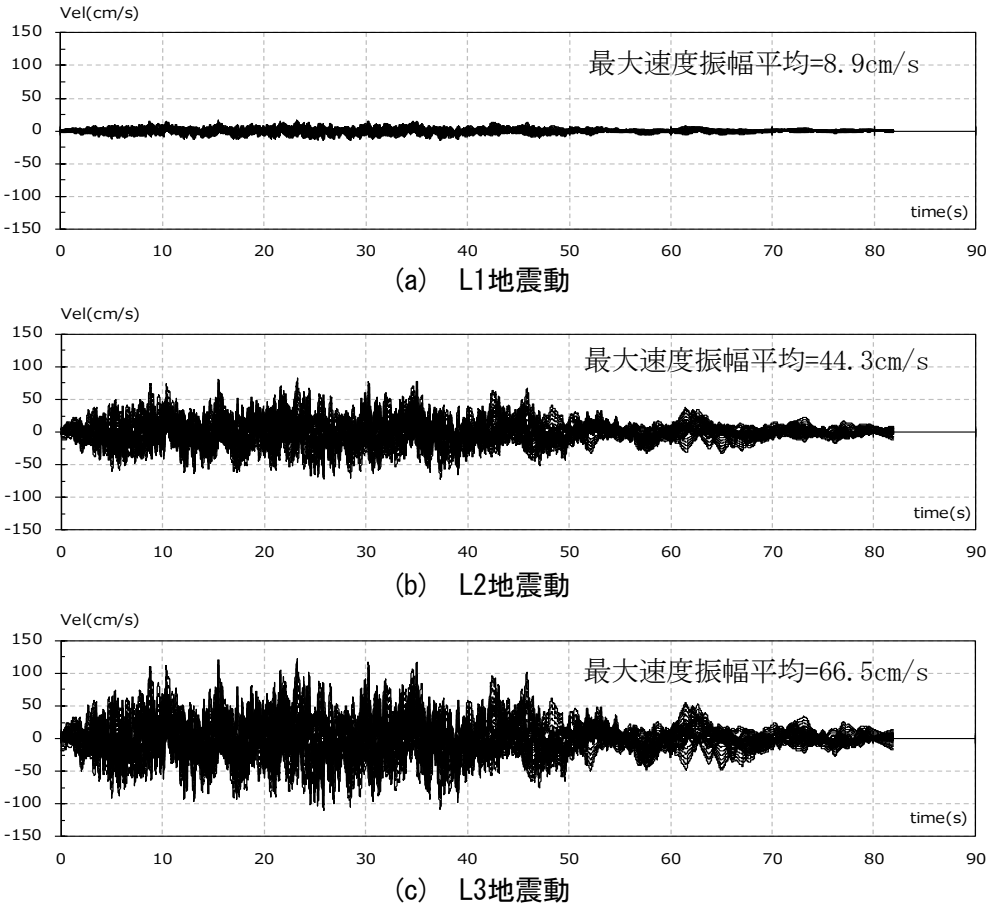
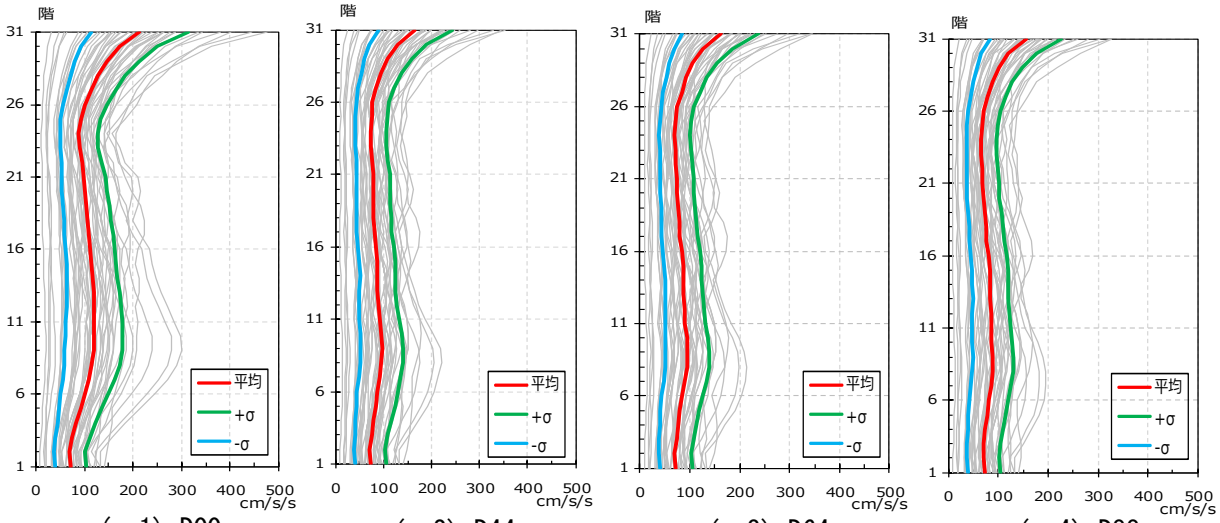


図4.3-2　地震動レベル別の全50波の速度波形と最大速度振幅の平均値

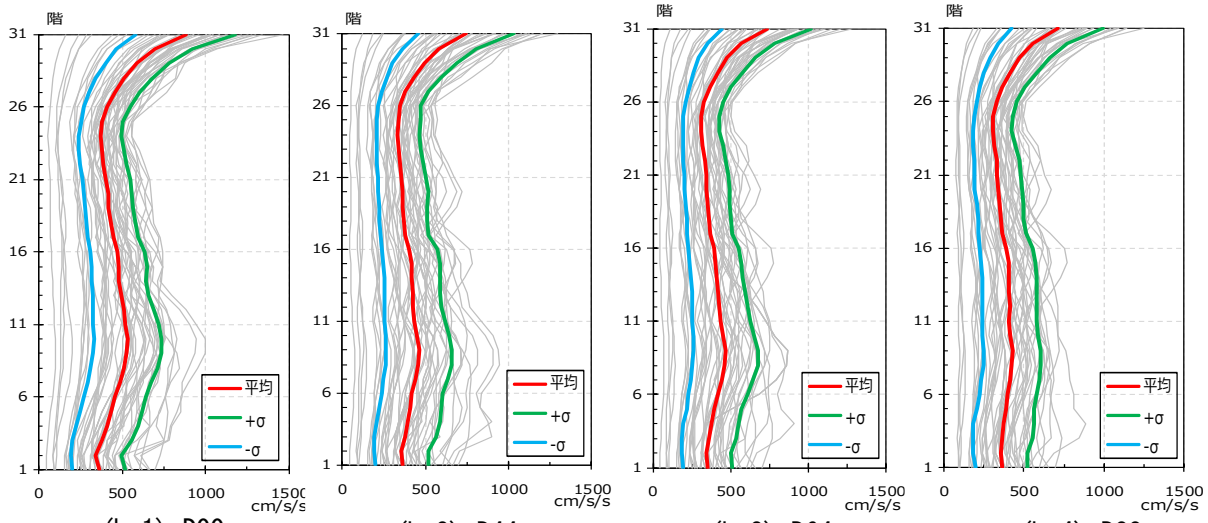
4.4　応答解析結果

以上のモデルと入力地震動を用いて応答解析を行った。図4.4-1に加速度、図4.4-2に層間変形角の結果をそれぞれ各モデル・地震動レベル別に、平均値と標準偏差を伏せて示す。ダンパー本数の増加に伴い、最大応答値の低減の確認できる。ダンパーによる応答値の低減効果はD00とD44との間で最も顕著に表れており、特にL1地震動の加速度やL1~L3地震動の層間変形角の低減が明瞭に確認できる。また，図4.4-3～6に最大層間変形角が最大となる21階の全波形（50波）の最大応答値と平均、標準偏差と各フラジリティ曲線との対応を示す。どのモデルにおいてもダンパー本数の増大に伴い、大破の確率が小さくなり、損傷レベルが減少していることが良く分かる。また図4.4-6の構造部材で示すように、L1地震動では全地震波で大破には至らず、修理不可能にはならない。



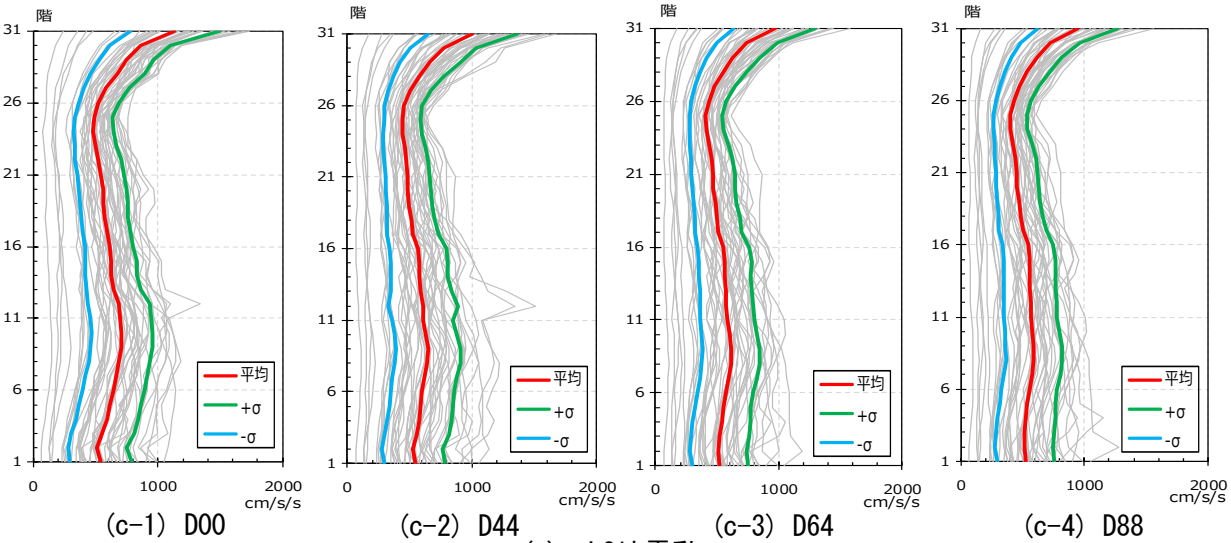
(a-1) D00　(a-2) D44　(a-3) D64　(a-4) D88

(a)　L1地震動



(b-1) D00　(b-2) D44　(b-3) D64　(b-4) D88

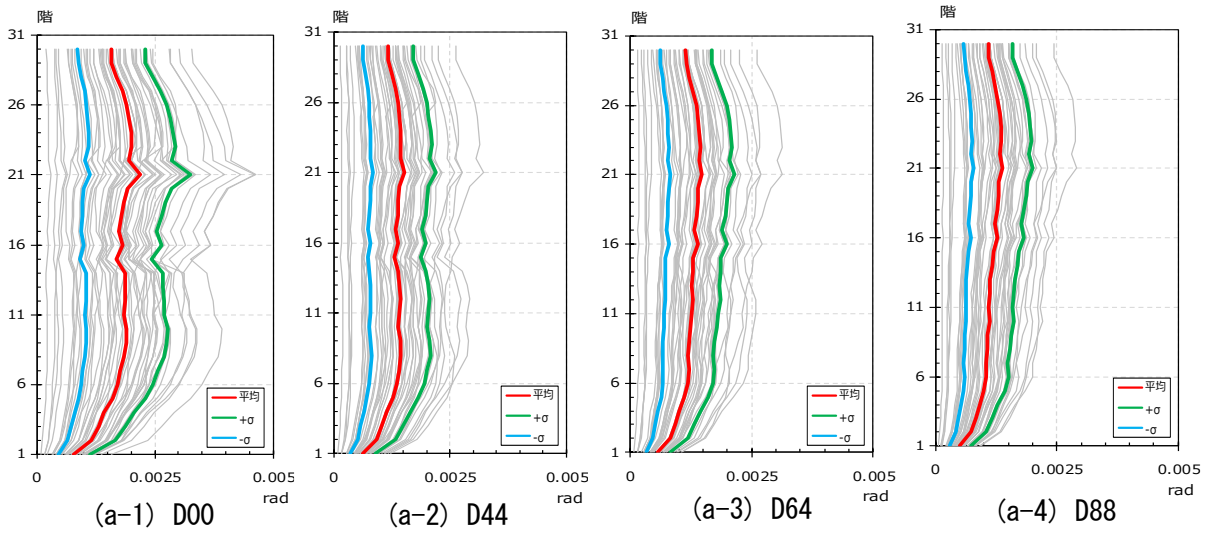
(b)　L2地震動



(c-1) D00　(c-2) D44　(c-3) D64　(c-4) D88

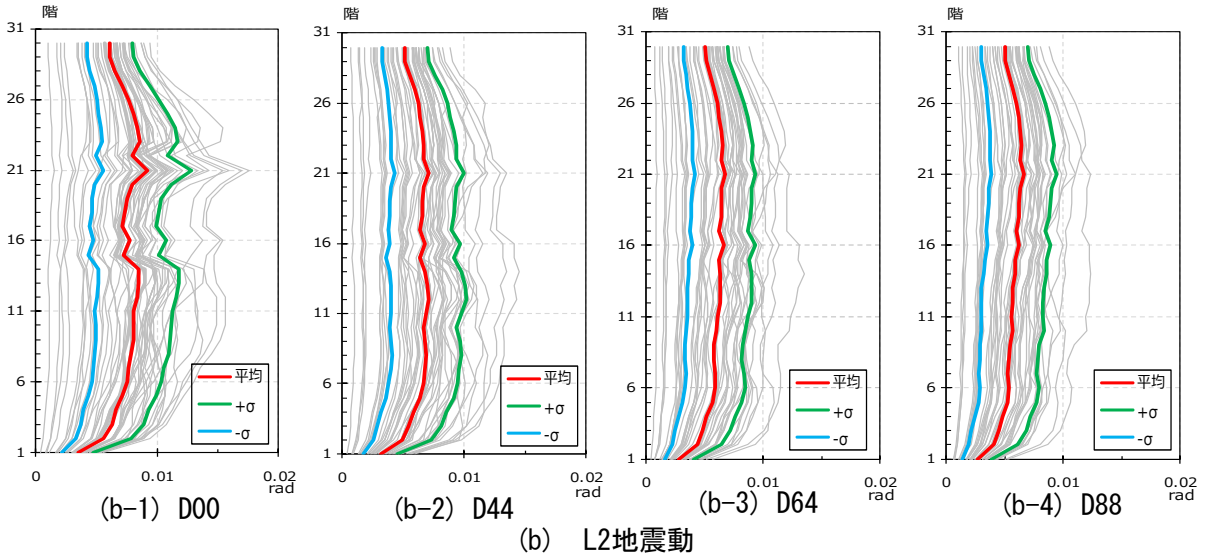
(c)　L3地震動

図4.4-1　応答解析結果（加速度）



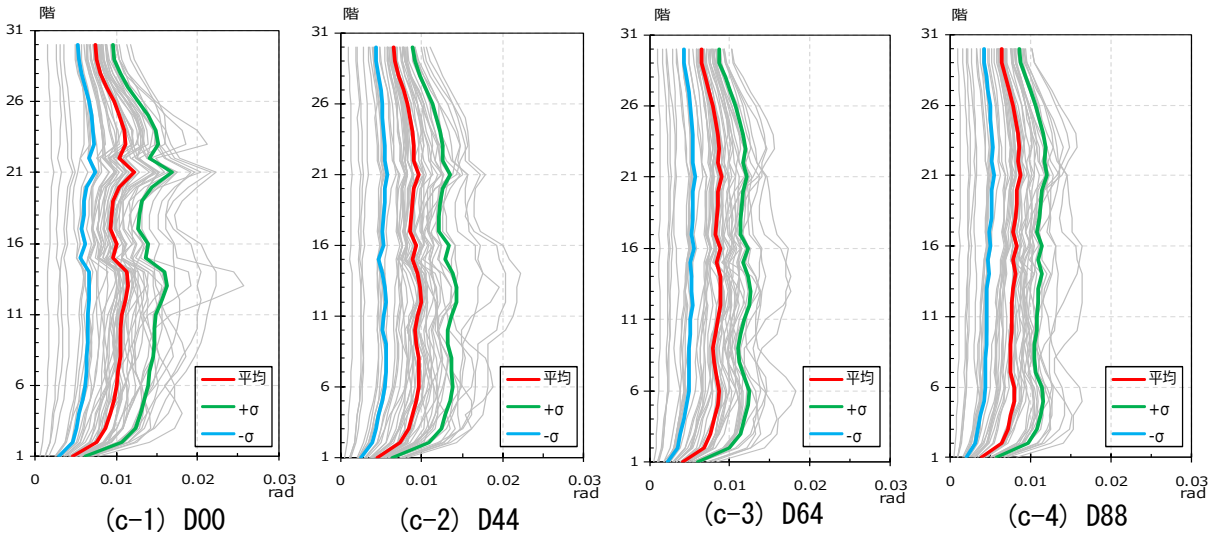
(a-1) D00　(a-2) D44　(a-3) D64　(a-4) D88

(a)　L1地震動



(b-1) D00　(b-2) D44　(b-3) D64　(b-4) D88

(b)　L2地震動



(c-1) D00　(c-2) D44　(c-3) D64　(c-4) D88

(c)　L3地震動

図4.4-2　応答解析結果（層間変形角）

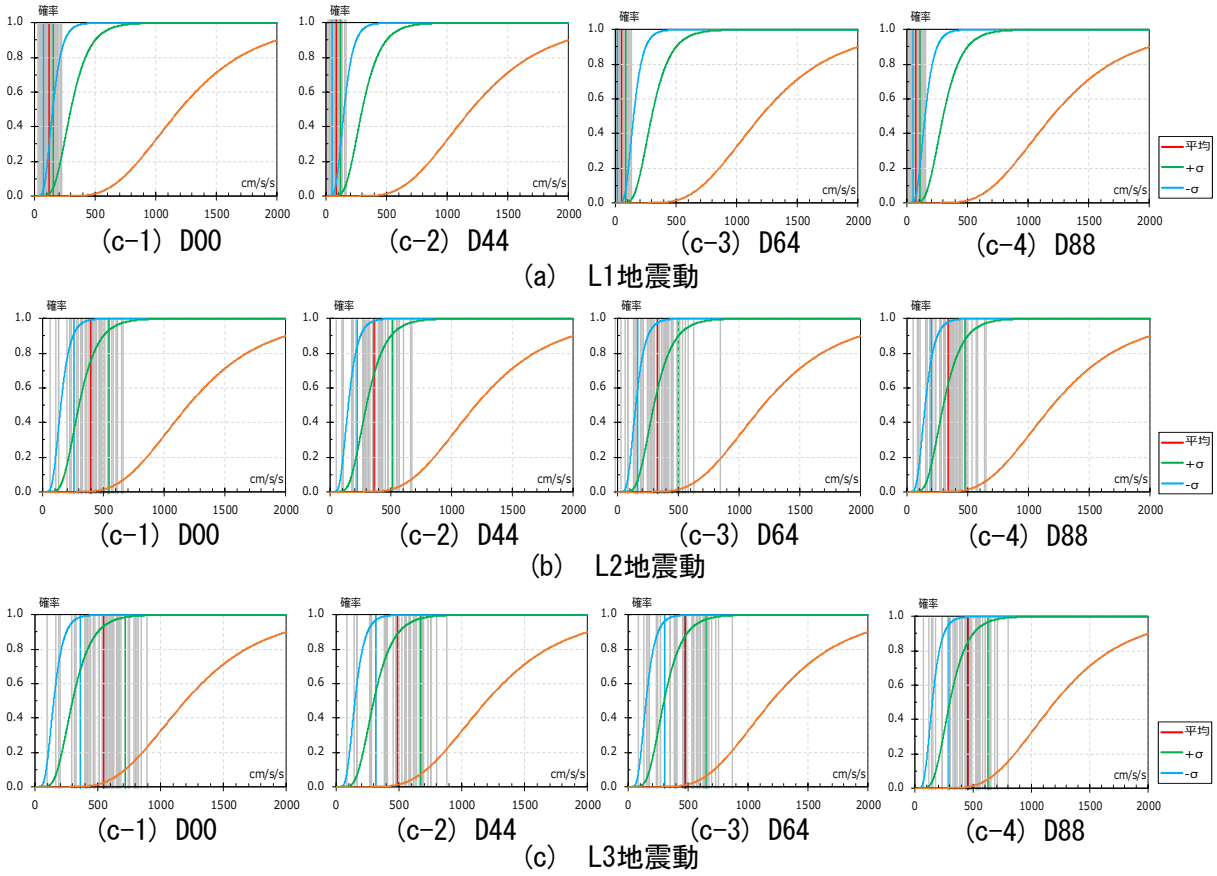


図4.4-3　21階　最大応答値とフラジリティ曲線の対応（非構造部材　加速度）

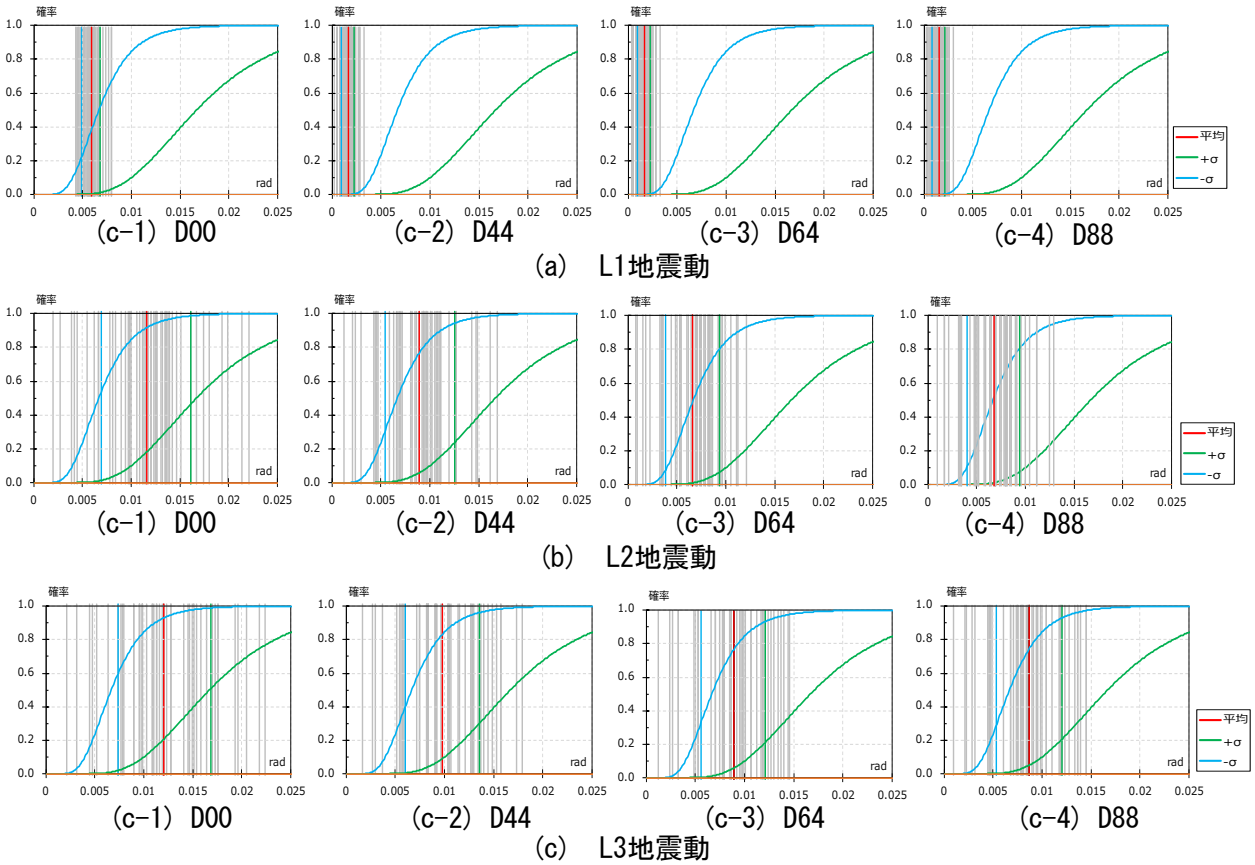
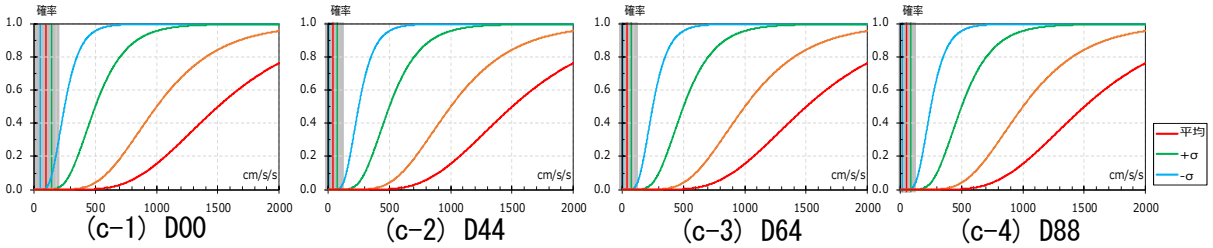
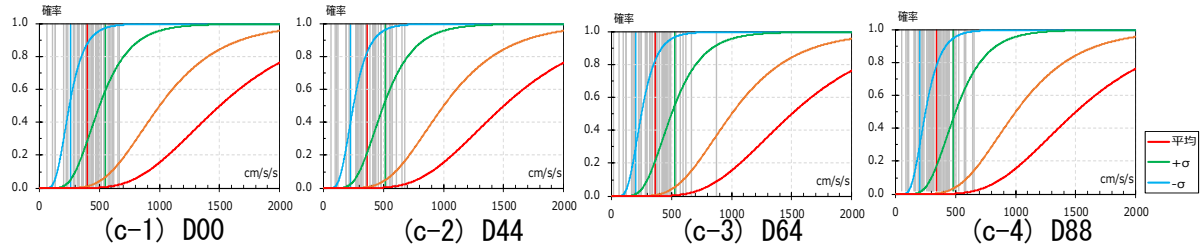


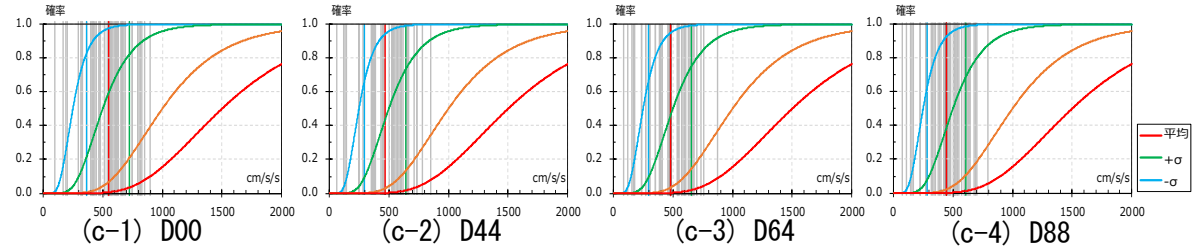
図4.4-4　21階　最大応答値とフラジリティ曲線の対応（非構造部材　層間変形角）



(a) L1地震動

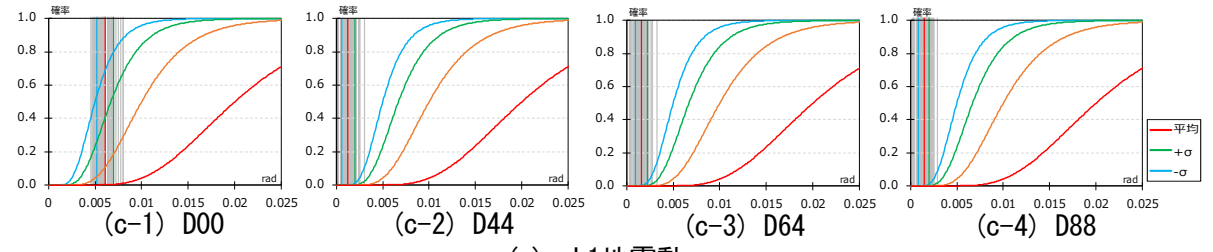


(b) L2地震動

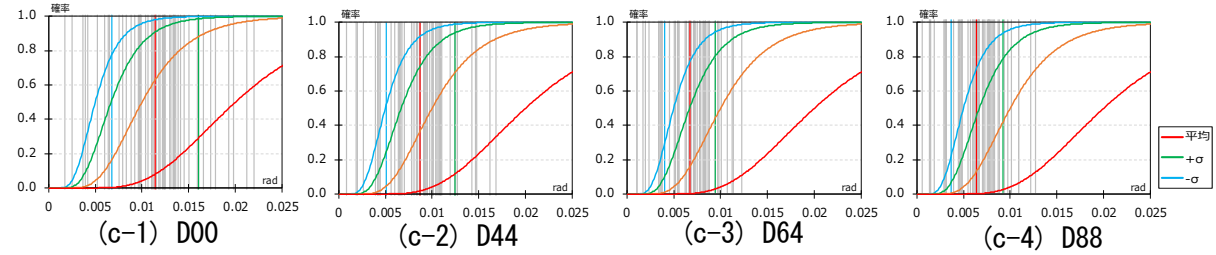


(c) L3地震動

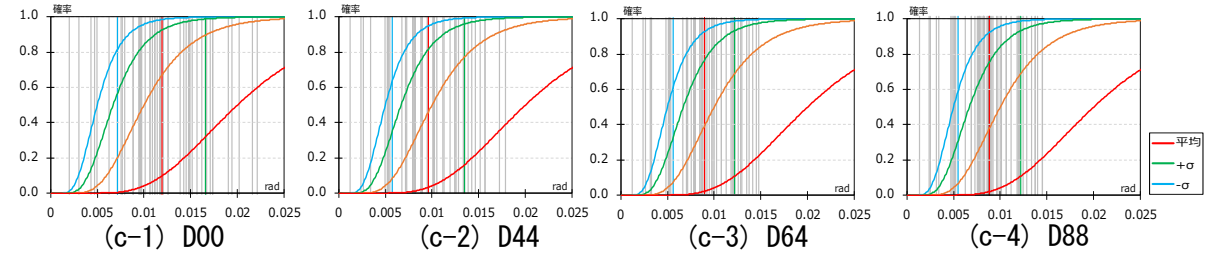
図4.4-5 21階 最大応答値とフラジリティ曲線の対応（各種設備）



(a) L1地震動



(b) L2地震動



(c) L3地震動

図4.4-6 21階 最大応答値とフラジリティ曲線の対応（構造部材）

4.5　損傷費用期待値の算出結果

損傷費用期待値の算出結果を表4.5-1～3，図4.5-1に示す。どの地震動レベルにおいても制振補強を行うことで損傷費用期待値が低減している。低減率ではL1地震動が最も顕著に表れており、価格は小さいがどのモデルにおいてもD00から7～8割減少している。一方、L2地震動では4～6割、L3地震動は2～4割減少しており、地震動レベルが大きくなるにつれてD00の結果と比較した低減率は小さくなっている。これは、地震動レベルが大きくなると修復不可能な確率が高くなり、ダンパーを付加しても修理不可能な場合が現れて損傷費用が増大するためである。但し、制振化費用をダンパー一基当たり1,000万円と仮定すると、制振化費用を見込んでもコスト面で補強のメリットがあることが分かった。D00からD44は費用が大きく低減したが、D64・D88はD44と比較して大きな低減差は見受けられないことより、今後ダンパー本数を設定する際には、安全性の余裕度とコストのバランスを考える必要がある。

図4.5-2に修理可能な場合の各損傷費用の内訳を示す。L1地震動では各種設備や収容物の占める割合が大きいが、L2・L3地震動では構造部材の占める割合が大きい。これはL1地震動では構造部材（変形）が大破にまで至らないが、L2・L3地震動になると層間変形角が大きくなり、構造部材（変形）の損傷度レベルが大きくなるためである。また、どのモデルにおいても構造部材のみならず、各種設備や収容物の損傷費用も大きな割合を占めていることから、建物の耐震性能を向上させる手段として、制振補強のみならず設備機器の固定化や非構造部材の耐震対策も伏せて実施することが効果的であると考えられる。

表4.5-1　L1地震動による損傷費用期待値算出結果

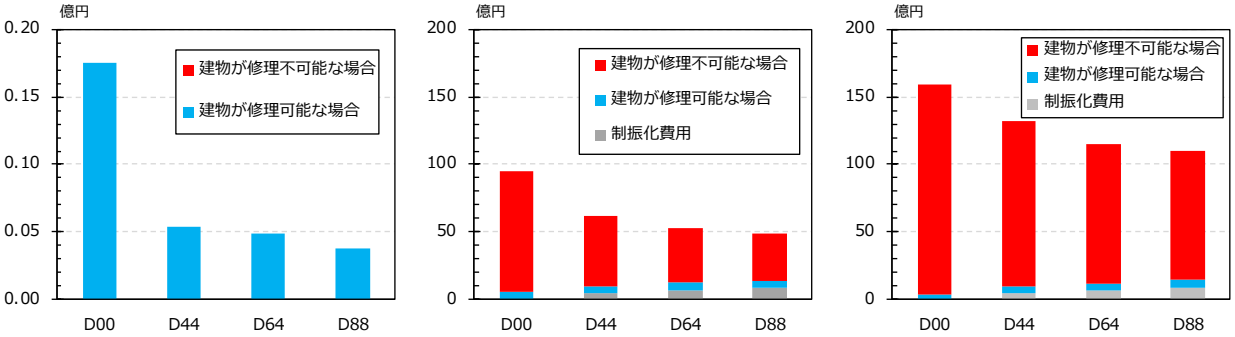
モデル名		D00	D44	D64	D88
制振化費用（億円）		0	4.4	6.4	8.8
修理可能な確率：$P[Safe]$		1	1	1	1
建物の損傷費用：$C_{建物}$（億円）	構造部材	0.0403	0.0065	0.0047	0.0027
	各種設備	0.0374	0.0128	0.0117	0.0093
	非構造部材（変形）	0.0039	0.0006	0.0004	0.0002
	非構造部材（加速度）	0.0084	0.0045	0.0043	0.0037
収容物の損傷費用：$C_{収容物}$（億円）		0.0550	0.0205	0.0190	0.0153
損傷比率：DF（%）		0.0891	0.0275	0.0246	0.0192
累積損失日数：D_{lost}（日）		0.5343	0.1651	0.1478	0.1152
収益損失額：$C_{収益損失}$（億円）		0.0299	0.0092	0.0083	0.0065
損傷費用：$C_D=C_{建物}+C_{収容物}+C_{収益損失}$（億円）		0.1749	0.0540	0.0484	0.0377
修理可能な場合の損傷費用：$E[C_D \mid Safe]$（億円）		0.1749	0.0540	0.0484	0.0377
修理不可能な場合の損傷費用：$E[C_D \mid Fail]$（億円）		0	0	0	0
損傷費用期待値：$E[C_D]$（億円）		0.1749	0.0540	0.0484	0.0377
D00からの低減率		—	69%	72%	78%

表4.5-2　L2地震動による損傷費用期待値算出結果

モデル名		D00	D44	D64	D88
制振化費用（億円）		0	4.4	6.4	8.8
修理可能な確率： $P[Safe]$		0.64	0.79	0.84	0.86
建物の損傷費用：$C_{建物}$（億円）	構造部材	5.27	3.92	3.43	3.04
	各種設備	2.00	1.60	1.61	1.45
	非構造部材（変形）	0.48	0.35	0.30	0.27
	非構造部材（加速度）	0.11	0.10	0.10	0.10
収容物の損傷費用：$C_{収容物}$（億円）		2.16	1.61	2.01	1.40
損傷比率：DF（%）		6.16	4.65	4.58	3.84
累積損失日数：D_{lost}（日）		36.94	27.91	27.47	23.04
収益損失額：$C_{収益損失}$（億円）		2.07	1.56	1.54	1.29
損傷費用：$C_D=C_{建物}+C_{収容物}+C_{収益損失}$（億円）		12.09	9.13	8.99	7.54
修理可能な場合の損傷費用： $E[C_D \mid Safe]$（億円）		5.36	5.40	6.25	5.17
修理不可能な場合の損傷費用： $E[C_D \mid Fail]$（億円）		89.77	52.36	40.23	34.32
損傷費用期待値： $E[C_D]$（億円）		95.13	57.76	46.48	39.49
D00からの低減率		―	39%	51%	58%

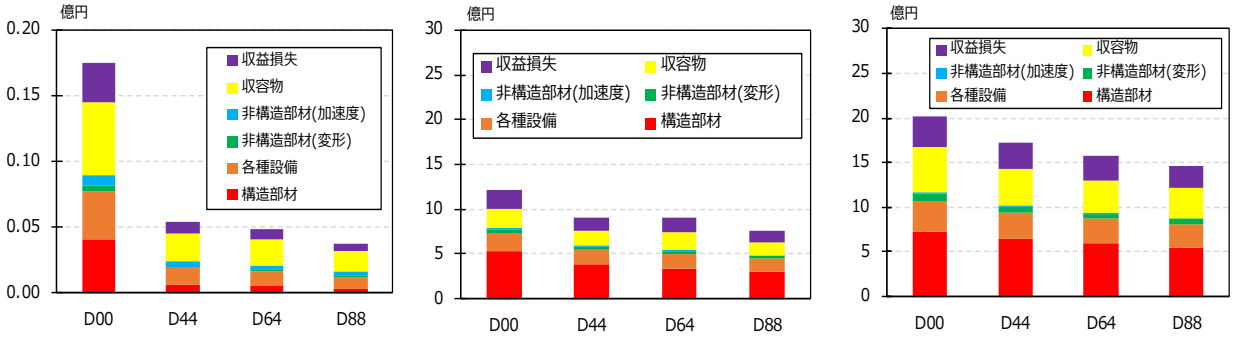
表4.5-3　L3地震動による損傷費用期待値算出結果

モデル名		D00	D44	D64	D88
制振化費用（億円）		0	4.4	6.4	8.8
修理可能な確率： $P[Safe]$		0.37	0.50	0.58	0.63
建物の損傷費用：$C_{建物}$（億円）	構造部材	7.28	6.39	5.94	5.50
	各種設備	3.42	2.96	2.77	2.66
	非構造部材（変形）	0.80	0.66	0.57	0.51
	非構造部材（加速度）	0.16	0.14	0.14	0.13
収容物の損傷費用：$C_{収容物}$（億円）		5.11	4.16	3.58	3.34
損傷比率：DF（%）		10.31	8.79	7.98	7.47
累積損失日数：D_{lost}（日）		61.84	52.77	47.91	44.80
収益損失額：$C_{収益損失}$（億円）		3.46	2.95	2.68	2.51
損傷費用：$C_D=C_{建物}+C_{収容物}+C_{収益損失}$（億円）		20.24	17.27	15.68	14.66
修理可能な場合の損傷費用： $E[C_D \mid Safe]$（億円）		3.85	4.81	5.42	5.74
修理不可能な場合の損傷費用： $E[C_D \mid Fail]$（億円）		155.77	123.08	103.02	95.00
損傷費用期待値： $E[C_D]$（億円）		159.62	127.89	108.23	100.74
D00からの低減率		―	20%	32%	37%



(a) L1 地震動　(b) L2 地震動　(c) L3 地震動

図4.5-1　損傷費用期待値結果（億円）



(a) L1 地震動　(b) L2 地震動　(c) L3 地震動

図4.5-2　修理可能な場合の損傷費用内訳（億円）

参考文献

1) 中西真子，久田嘉章，山下哲郎，笠井和彦：長周期・長時間地震動や活断層近傍の強震動など極大地震動を考慮した都心に建つ既存超高層建築の制振補強に関する研究，日本地震工学論文集，第 18 巻第 2 号，2018.

2) カヤバシステムマシナリー株式会社：BDH 型　制振用オイルダンパー

3) 工学院大学　久田研究室：公開プログラムデータ，http://kouzou.cc.kogakuin.ac.jp（参照 2018-7-1）

4) 東京都財政局：東京都臨海部に建設される超高層建築物等の設計目標の目安，構造設計指針，2018.

5) 加藤研一，久田嘉章，石田寛，渡辺哲史，鈴木文乃，小鹿紀英：東京臨海部を対象とした想定地震に基づく設計用地震動評価例：日本建築学会技術報告集　第23巻　第53号，53-58，2017.

第５章

ライフサイクルコスト評価

5.1　ライフサイクルコスト評価

5.1 ライフサイクルコスト評価

次に建物の供用期間を通じた損傷費用の累積値を考慮し、ライフサイクルコスト（以下、LCC）の視点から制振補強の費用対効果を検討する[1)]。使用する地震発生確率のモデルは、表 5.1-1 に示す東京都の設計指針[2)]による工学的判断に基づくモデル（以下、工学モデル）、および表 5.1-2 に示す地震学の知見を踏まえた地震動予測地図（地震調査研究推進本部[3)]）による東京都心部（新宿駅西口地域）の地震ハザードを考慮したモデル（以下、地震学モデル）の二つのモデルを用いる。LCC は式(1)に示すように、既に得られた損傷費用期待値と地震発生確率から、建物の供用期間と期待 *LCC（$E[C_L]$）* の関係を算出する。

$$E[C_L] = C_1 + t_{life} \times \sum_{allsources} \sum_{j=1}^{K} \nu(L_j) \cdot E[C_D(L_j)] \quad \cdots (1)\ ^{1)}$$

ここで、式(1)の $E[a]$は確率変数 a の期待値、C_1は制振化による初期費用、t_{life}は建物の供用期間、*allsources* は文献 1）では用いた全ての震源を指すが、ここでは用いる地震/地震動の種別を意味する。$C_D(L_j)$は地震動レベル L_jの地震に対する損傷費用、$\nu(L_j)$は地震動レベル L_jの地震の年発生確率である。$\nu(L_j)$の具体的な値は表 5.1-3 に示しており、次のように設定する。まず、工学モデルでは、L1~L3 地震の発生確率を一般的な数十年、数百年、数千年に一度程度の地震と仮定したポアソンモデルを用いる。具体的には、その超過確率は設計用地震動の世界標準とされる約 475 年に 1 度（50 年発生確率が 10%）を L2 とし、L1 は約 72.6 年に 1 度（50 年発生確率が 50%）とする[4) 5)]。一方、L3 地震動は、L2 地震動の約 1/5 の確率である約 2475 年に 1 度（50 年超過確率が 2%）とする。この値は米国の基準地震動（ASCE7）における、最大級地震（MCE, Maximum Considered Earthquake）に相当する。

次に地震学モデルでは、J-SHIS（地震ハザードステーション）が公開している地震調査調査研究推進本部によるハザードカーブを使用する[3),6)]．そこでは多様の地震を表 5.1-4 に示す 3 つのカテゴリーに分類し、地域ごとに各カテゴリーと全カテゴリーを合わせて評価した地震による揺れの強さ（最大速度振幅 V_{max}）と超過確率の関係（ハザードカーブ）が評価されている。図 5.1-1 には新宿駅西口の工学院大学新宿校舎に相当するメッシュでの V_{max}と 50 年超過確率（$P_{50}(V_{max})$）の結果を示すが、当該サイトでは 3 つのカテゴリーの中でカテゴリーⅡが支配的であることが分かる。

図 5.1-2 に工学モデルと地震学モデルから評価した V_{max}と年超過確率（$P_1(V_{max})$）の関係を示す[7)]。まず工学モデルは、L1～L3 地震に対応する V_{max}の確率密度関数（$f(V_{max})$）を式（2）に示す対数正規分布と仮定し、式（3）と式（4）より $P_1(V_{max})$を求める。ここで標準偏差 σは 0.4 で L1～L3 地震で共通であるが、対数中央値 μは L1～L3 地震の最大速度振幅（図 4.3-2）の平均値（$\overline{V_{max}}$）であるそれぞれ 8.9cm/s，44.3cm/s，66.5cm/s と式（5）より算出した。また、L1~L3 地震はそれぞれ独立に発生すると仮定し、 L1～L3 地震の年超過確率（$P_1(L1\sim L3)$）から式（6）より「L1+L2+L3 地震動」の年超過確率（$P_1(L1+L2+L3)$）を作成した。一方、地震学モデルの年超過確率（P_1(カテゴリーⅠ～Ⅲ)）は，J-SHIS の公開データ[6)]の全地震合計の 50 年超過確率（P_{50}）から式（7）より作成した。ここで、カテゴリーⅠとⅢの地震発生確率モデルは BPT モデルが用いられているが、ポアソンモデルであるカテゴリーⅡに比べて影響が小さいため、単純に全てポアソンモデルとした。工学モデルと地震学モデルの結果を比較すると、地震学モデルによる西新宿での年超過確率は非常に高く、L1～L3 地震を合計した工学モデルよりも高い値であることが分かる。

表5.1-1　確率論的地震動予測地図2018年版の地震カテゴリー[3)]（抜粋）

カテゴリー	地震の特徴	平均活動間隔	地震例
Ⅰ	海溝型地震のうち震源断層を特定できる地震	数十年～数百年	東北地方太平洋沖型の地震
			三陸沖北部のプレート間地震
			相模トラフ沿いのM8クラスの地震
			南海トラフの地震
Ⅱ	海溝型地震のうち震源断層を特定しにくい地震	数十年～数百年	三陸沖北部から房総沖の海溝寄りのプレート間地震
			三陸沖北部から房総沖の海溝寄りのプレート内地震
			太平洋プレートのプレート間及びプレート内の震源断層を予め特定しにくい地震
			フィリピン海プレートのプレート間及びプレート内の震源断層を予め特定しにくい地震
Ⅲ	活断層など陸域と沿岸海域の浅い地震	数千年～数万年	主要活断層帯で発生する固有地震
			関東地域において対象評価する活断層帯で発生する地震
			地表の証拠からは活動の痕跡を認めにくい地震
			陸域で発生する地震のうち活断層が特定されていない場所で発生する地震
			伊豆諸島以南の震源断層を予め特定しにくい地震

表5.1-2　構造設計指針（東京都[2)]）の地震動レベル別年超過確率

地震動レベル	超過確率	年発生確率	再現期間	入力波最大速度振幅の平均値（$\overline{V_{max}}$）
L1	50年で50%	0.0138	72.6年	8.9cm/s（μ＝2.19）
L2	50年で10%	0.0021	475年	44.3cm/s（μ＝3.79）
L3	50年で2%	0.000404	2475年	66.5cm/s（μ＝4.20）

V_{max}に関する対数正規分布：$f(V_{\max})=\dfrac{1}{\sigma\cdot V_{\max}\sqrt{2\pi}}\exp\left(-\dfrac{(\log V_{\max}-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)\quad(Vmax>0)$ …(2)

速度振幅が0からV_{max}までの年発生確率：$F(V_{\max})=\int_0^{V_{\max}} f(V_{\max})dx$ …(3)

年超過確率：$(P_I(L_j))$ ＝ 年発生確率$\nu(Lj)\times(1-F(V_{max}))$　（jは1～3） …(4)

$L1$～$L3$地震の最大速度振幅の平均値：$\overline{V_{\max}}=e^{\mu}$ …(5)

$L1$～$L3$地震を合計した年超過確率：$P_I(L1+L2+L3)=1-(1-P_I(L1))\times(1-P_I(L2))\times(1-P_I(L2))$ …(6)

年超過確率と50年超過確率の関係：$P_I(カテゴリーⅠ～Ⅲ)=1-(1-P_{50})^{1/50}$ …(7)

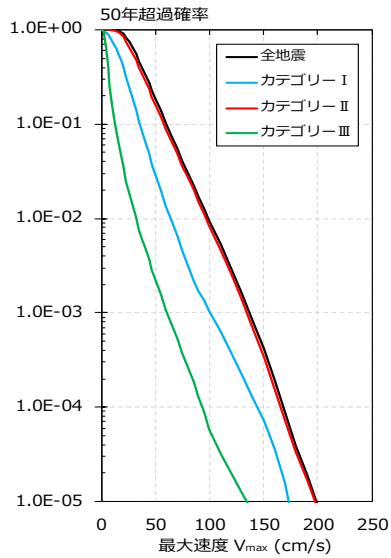


図 5.1-1　対象建物地域における地震ハザードカーブ[28)]
（50 年超過確率 P_{50}）

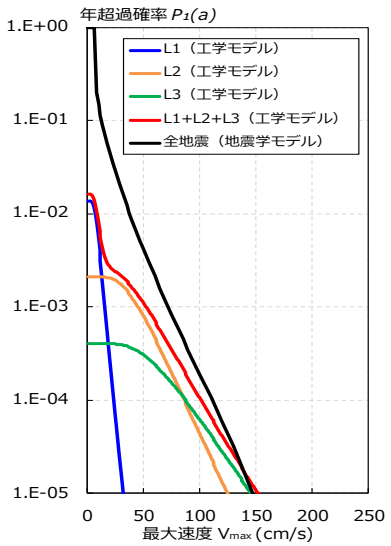
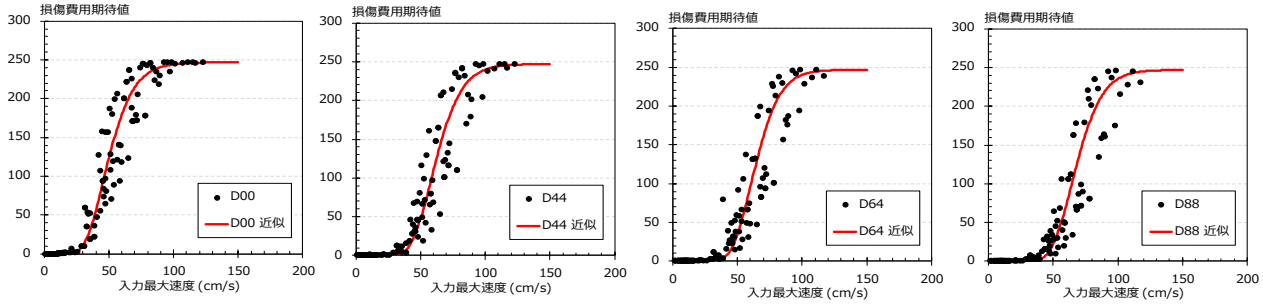


図 5.1-2　工学モデルと地震学モデルの比較
（最大速度と年超過確率 $P(a)$の関係）

図 5.1-1 に、L1~L3 地震動の各 50 サンプル（計 150 サンプル）による入力地震動の最大速度と、その波形を用いて評価した損傷費用期待値（$E[C_D]$）との関係を制振モデル別に示す。次に、150 サンプルの損傷費用と入力最大速度の関係を対数正規分布として、表 5.1-3 に示す対数中央値と標準偏差で曲線近似した。ライフサイクルコストの計算はこの近似式を使用する。



(a)　D00　　(b)　D44　　(c)　D64　　(d)　D88

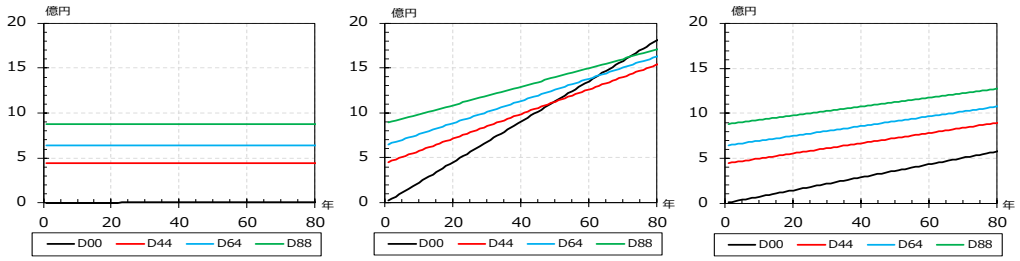
図 5.1-3　モデル別　損傷費用期待値と入力最大速度の関係

表 5.1-3　図 5.1-3 近似化　対数正規分布の対数平均値と標準偏差

モデル名	D00	D44	D64	D88
対数中央値	50cm/s	62cm/s	64cm/s	68cm/s
標準偏差	0.3	0.25	0.23	0.23

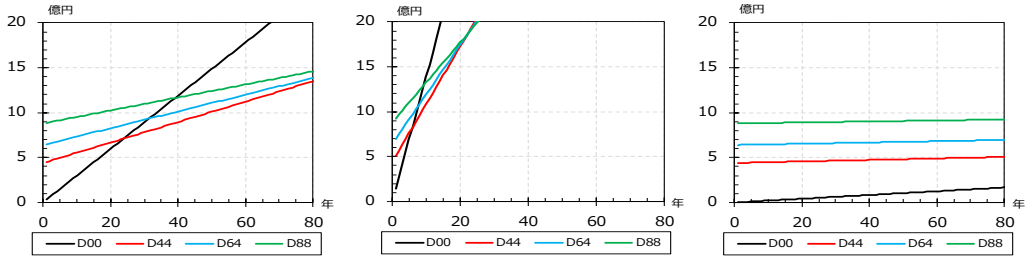
図 5.1-3 の近似式から最大速度を 0～150cm/s(2cm/s 刻み)で変化させて損傷費用期待値($E[C_D(L_j)]$)を評価し、年発生確率（$\nu(L_j)$）から供用期間－期待 LCC の関係を求める。年発生確率（$\nu(L_j)$）のモデルとして，図 5.1-4 は工学モデルを、図 5.1-5 は地震学モデルであり、それぞれ地震動レベル別、カテゴリー別に結果示す。まず工学モデルに関しては、表 4.5-1～3 に示したように損傷費用期待値の評価では L1 地震動が D00 からの補強による損傷費用の低減率が最も大きかったが、LCC の観点から損傷費用の累積値を評価すると、L1 地震動では制振補強モデルは D00 の期待 LCC を供用期間 80 年でも下回らない。一方、L2 地震動では、制振補強モデルが D00 の期待 LCC を下回るのは、D44 で供用期間 50～60 年、D64 で 60～70 年、D88 では 70 年以降という結果となった。L3 地震動では、損傷費用期待値は大きくなるが、地震発生確率が低いため、L1 地震動同様、供用期間 80 年以内において D00 の期待 LCC を下回ることはなかった。一方、地震学モデルに関しては、カテゴリーⅠにおいて供用期間が 25 年で、カテゴリーⅡにおいては 10 年で、それぞれ D00 の期待 LCC を下回るが、発生確率の低いカテゴリーⅢでは、供用期間 80 年でも下回らない結果となった。

次に、図 5.1-6 に工学モデルと地震学モデルの期待 LCC の比較を行った結果を示す。年発生確率（$\nu(L_j)$）として地震学モデルでは「全地震」を、工学モデルでは「L1+L2+L3」を使用した。工学モデルでは L2 が、地震学モデルではカテゴリーⅡの年発生確率の影響が大きい。図 5.1-6 に示すように工学モデルと地震学モデルとで結果が大きく異なっており、工学モデルでは約 45 年、地震学モデルではわずか 5～10 年で制振補強モデルが D00 の期待 LCC を下回った。また約 20 年以降で D88 モデルが最も低い期待 LCC となった。



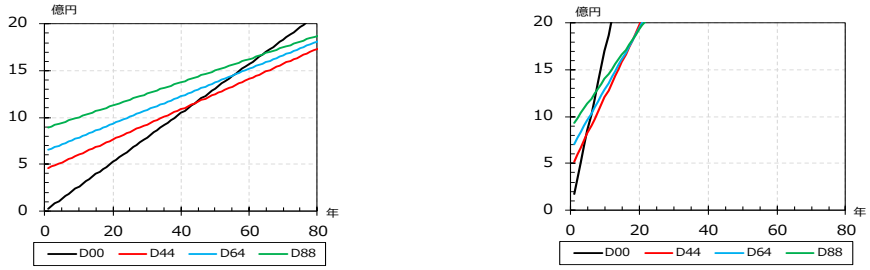
(a)　L1　　(b)　L2　　(c)　L3

図 5.1-4　供用期間－期待 LCC 関係（工学モデル）



(a)　カテゴリーⅠ　　(b)　カテゴリーⅡ　　(c)　カテゴリーⅢ

図 5.1-5　供用期間－期待 LCC 関係（地震学モデル）



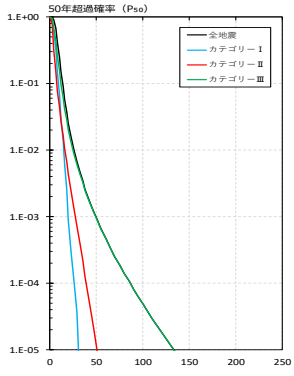
(a)　工学モデル（L1+L2+L3）　　(b)　地震学モデル（全地震）

図 5.1-6　供用期間－期待 LCC 関係　工学モデルと地震学モデルの比較

図 5.1-6(b)に示したように地震学モデルにおいて、供用期間 10 年以内で制振補強モデルは D00 の期待 LCC を下回る結果となったのは、東京都心部での地震発生確率が非常に高く評価されているためと考えられる。そこで比較のために J-SHIS の公開データ [7] より、地震発生確率が低く評価されている 2 地点の地震ハザードカーブを使用し、同様に供用期間－期待 LCC 関係の評価を行った。対象とした地域は長崎県佐世保市吉井町立石付近（以下、長崎）と、北海道小樽市富岡一丁目付近（以下，北海道）とした。J-SHIS のデータで公開されている [7] 地震ハザードカーブ（50 年超過確率 P_{50}）と対象メッシュを図 5.1-7、8 に、年超過確率を図 5.1-9 にそれぞれ示す。新宿駅西口のメッシュでは全地震（地震学モデル）が L3（工学モデル）より高く評価されていたが、今回対象とした地域では全地震（地震学モデル）が L1（工学モデル）と同程度か、やや上回る程度で東京都心部と比較し地震確率が低く評価されていることが分かる。

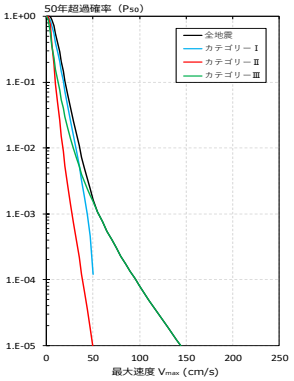
図 5.1-9 に示した地震ハザードカーブと D00～D88 モデルで評価した供用期間－期待 LCC 関係として、図 5.1-10 に長崎の結果を、図 5.1-11 に北海道の結果をそれぞれ示す。西新宿での結果と異なり、今回検証した 2 地点においてはどの制振補強モデルにおいても供用期間 100 年以内で D00 の期待 LCC を下回ることはなかった。また、図 5.1-5、6 に示したように、対象建物に相当する地域ではカテゴリーⅡによる影響が大きいが、今回検証した 2 地点ではカテゴリーⅡの影響は少なく、図 5.1-10 で示す長崎県ではカテゴリーⅢが，図 5.1-11 で示す北海道ではカテゴリーⅠとⅢの影響が大きいことが分かる。

図 5.1-6 で示したように、工学モデルや地震学モデル、さらに地震学モデルにおいても対象とする地域や考慮する地震の特徴によって地震発生確率が異なり、ライフサイクルコスト評価にも大きな差が見受けられた。地震学モデルによる発生確率の評価には合理性があり工学にも有効な手法と思われるが、活断層や超巨大地震など発生確率の極めて低い地震の評価やそのモデル化などには様々な議論がある発展途上の分野である。米国に代表されるように地震学とハザード・リスク評価手法による最新の知見を工学分野に取り込むことは今後の世界的な潮流になると思われるが、それらの成果を耐震設計に用いるには社会的にも様々な議論を行い、広くコンセンサスを得る必要があると思われる。



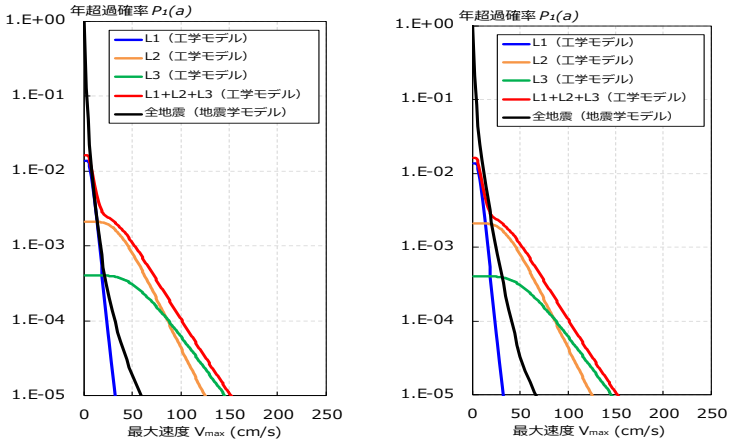
(a)　地震ハザードカーブ（P_{50}）　(b)　対象メッシュ（赤枠）

図 5.1-7　J-SHIS の公開データ [7]（長崎県佐世保市吉井町立石付近）



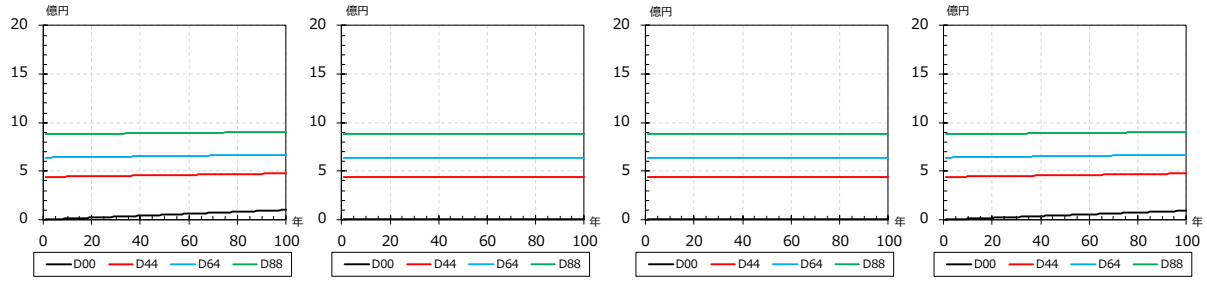
(a)　地震ハザードカーブ（P_{50}）　(b)　対象メッシュ（赤枠）

図 5.1-8　J-SHIS の公開データ [7]（北海道小樽市富岡一丁目付近）



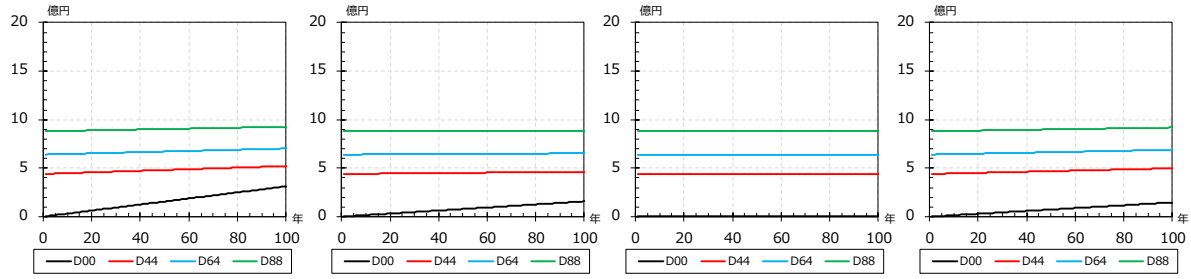
(a)　長崎　　(b)　北海道

図 5.1-9　年超過確率　工学モデルと地震学モデルの比較



(a)　全地震　　(b)　カテゴリーⅠ　　(c)　カテゴリーⅡ　　(d)　カテゴリーⅢ

図5.1-10　供用期間－期待LCC関係（長崎）



(a)　全地震　　(b)　カテゴリーⅠ　　(c)　カテゴリーⅡ　　(d)　カテゴリーⅢ

図 5.1-11　供用期間－期待 LCC 関係（北海道）

参考文献

1)　高橋雄司：簡易シュミレーションによる建築物の地震リスク分析，日本建築学会構造工学論文集，Vol50B，2004.

2)　東京都財政局：東京都臨海部に建設される超高層建築物等の設計目標の目安，構造設計指針，2018.

3)　地震調査研究推進本部地震調査委員会：全国地震動予測地図2018年度版，2018.

4)　石山祐二：建築構造を知るための基礎知識　耐震規定と構造動力学，2009.

5)　SEAOC：Vision2000-Performance based seismic engineering of buildings, Vision 2000 Committee, Final Report, 1995.

6)　地震ハザードステーション(J-SHIS)：J-SHIS Map，http://www.j-shis.bosai.go.jp/map/（参考 2018-12-15)

7)　西川考夫ほか：建築の振動　応用編，朝倉書店，2010.

第6章

まとめ

6.1　まとめ
6.2　謝辞

6.1 まとめ

東京・新宿に建つ既存超高層建築を対象とし、非制振状態の現状モデルと制振補強モデルを用いて損傷費用期待値を算出し、補強による低減効果を評価した。その結果、ダンパー本数増大に伴い、最大応答値・損傷費用ともに低減することを確認した。また、損傷費用別では構造部材の他、設備類や収容物等も大きな割合を占めていることから、設備機器の固定化や非構造部材の耐震対策も伏せて実施することが効果的であると考える。また、L2・L3 地震動では、制振化費用を見込んだ場合もコスト面で補強のメリットがあった。

次に、得られた損傷費用を用いて地震発生確率を考慮した LCC 評価を行った。工学的な確率評価（工学モデル）を用いた場合は、供用期間が約 45 年で、地震学の知見を踏まえた地震動予測地図のデータ（地震学モデル）では、わずか 5 年で D00 に期待 LCC を上回る結果となった。しかしこれは、地震動予測地図のデータにおいて、対象とした地域の地震発生確率が高く評価されていることが影響しており、地震発生確率が低い地域のデータを用いた場合、供用期間 100 年以内で D00 の期待 LCC を上回ることはなかった。また、地震動予測地図（地震調査研究推進本部）では各地で多種多様な地震を想定しているが、対象とする地域によって影響が大きい地震の特徴は異なる。レジリエンスベースドデザイン等の促進のためには最大速度振幅での評価だけでなく、応答スペクトルなどの評価を組み合わせることや、工学と地震学が融合した確率評価モデルの作成が今後重要であると考える。

6.2 謝辞

本研究は、文部科学省・私学ブランディング事業「巨大都市・複合災害に対する建築・情報学融合によるエリア防災活動支援技術の開発と社会実装(平成 28 年～32 年度)」の助成を頂いております。また、本研究の作成にあたり、国立研究開発法人　防災科学研究所の J-SHIS のデータを使用させて頂きました。

本研究で使用した立体フレームモデルは、星幸男様（安藤ハザマ）、島田賢太様（フジタ）、新田龍宏様（北区役所）、荒川洋輔様（安藤ハザマ）、白崎和幸様（オムニ設計）によって作成、修正を行い、代々使用されたものです。

本研究を進めるにあたり、田中信也氏（東電設計　株式会社）には貴重なご助言を賜りました。最後に本学建築学科の久田教授、山下教授には大変熱心・ご丁寧にご指導頂きました事を心より感謝申し上げます。

第 7 章　付録（1）

H 形鋼ブレースの地震時損傷評価

7.1　研究の背景・目的
7.2　既往研究の追解析
　7.2.1　試験体概要
　7.2.2　有限要素法解析モデル概要
　7.2.3　入力強制変位及び解析結果
　7.2.4　疲労破断予測法の確認
　　7.2.4.1　モデル化要素分割方法の検討
7.3　新宿校舎 H 形鋼ブレースへの適用
　7.3.1　対象ブレース概要
　7.3.2　有限要素解析モデル概要
　7.3.3　入力強制変位
　7.3.4　解析結果
　7.3.5　地震後損傷評価
7.4　まとめ

7.1 研究の背景・目的

首都圏の超高層建築は想定外の巨大地震に対しても倒壊させない高い耐震性能が求められている。よって我々は、首都圏に建つ既存超高層建築である工学院大学新宿キャンパス（以下、大学棟）を対象に 3 次元立体フレームモデルを作成し、応答解析を行うことにより耐震性能評価やダンパー補強効果の評価を行っている[例えば 1)]。さらに、接合部やブレースといった特定の部材にも着目し、地震後も継続使用可能かなど、有限要素解析ソフト Marc mentat[2)]（以下、Marc）を用いて解析を行い、損傷評価を行っている[3) 4)]。そこで本研究では、昨年度行われていた既往研究[5)]の追解析と大学棟ブレースの地震時損傷評価[4)]を引き続き実施した。昨年度から解析方法の改善と更なる分析を試みた。さらに、地震後にブレースの継続使用が可能かどうかの判断材料として、地震後のブレースの残留変形量を計測することで、剛性低下率を推定する提案を行う。

7.2 既往研究の追解析

大学棟 H 形鋼ブレースの破断評価を行うことを目的に、既往研究[5)]で実験が行われている鋼材を Marc にて追解析を行い、低サイクル破断条件式（Manson-coffin 式）の整合性を図る。

7.2.1 試験体概要

論文の破断実験で用いられた 3 つの試験体（H706、H710、H1010）について追解析を行った。各試験体概要と部材諸元を表 7.2-1 に示す。降伏後の 2 次勾配は E/100 のバイリニア近似とした。

表 7.2-1 論文試験体概要[5)]

試験体名	全長(mm)	幅(mm)	せい(mm)	厚さ(mm)		断面積(㎟)	細長比	幅厚比	鋼材種類	ヤング係数 (N/㎟)	降伏強度 (N/㎟)
				ウェブ	フランジ						
H706	1224	72	72	6	6	1224	70	6	SS400	2.05×10^5	295
H710	1511	90	90	4.5	4.5	1175	70	10			
H1010	2159	90	90	4.5	4.5	1175	100	10			276

7.2.2 有限要素法解析モデル概要

Marc にてシェル要素解析を行う。歪が集中する中央部に分割を集中させ、全長の 1/1000 で初期不正を与えている。ELEMENT TYPE は THIN SHELL（要素番号 139）、境界条件は図 7.2-1 としている。

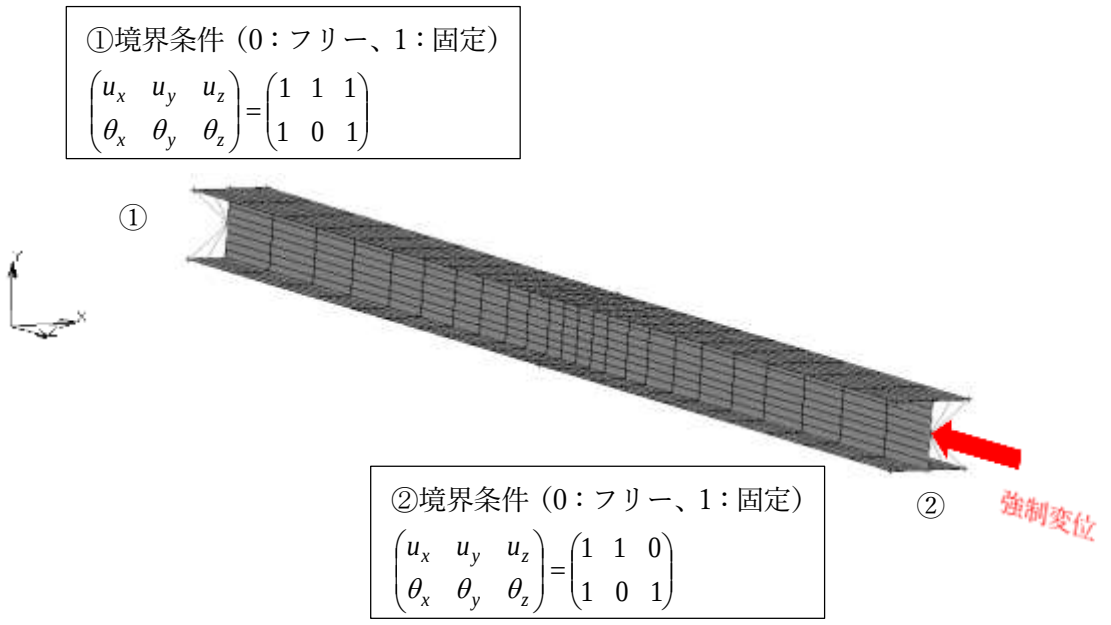
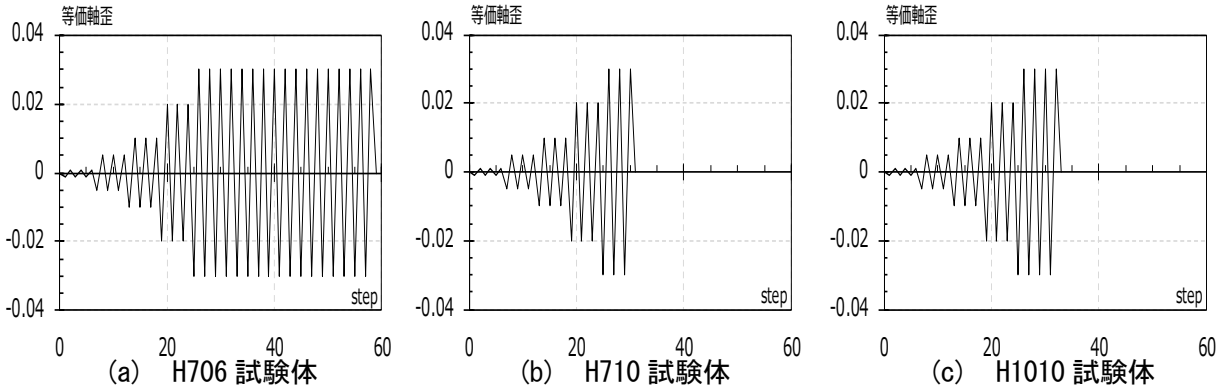


図 7.2-1 解析モデル

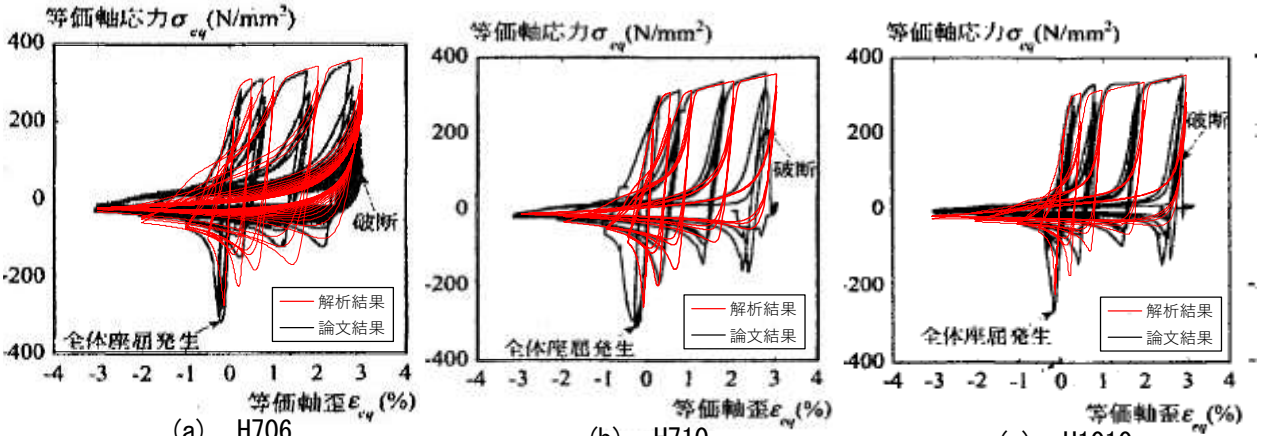
7.2.3　入力強制変位及び解析結果

各試験体の入力強制変位（加力プロトコル）を図 7.2-2 に、解析結果として荷重変形曲線を図 7.2-3 に示す。図 7.2-3 より、解析結果と論文結果は概ね一致している。



(a)　H706 試験体　(b)　H710 試験体　(c)　H1010 試験体

図 7.2-2　加力プロトコル



(a)　H706　(b)　H710　(c)　H1010

図 7.2-3　荷重変形曲線

7.2.4　疲労破断予測法の確認

次に部材の疲労破断予測の整合性を確認する。部材の疲労破断予測には Manson-coffin 式を用いる。有限要素解析により局部座屈に生じる材軸方向の最大塑性歪（Comp 11 of Plastic Strain）を抽出し、累積塑性歪 $\sum \Delta\varepsilon_{hp}$ と平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta\varepsilon_{hp}}$ をグラフ上にプロットしたものと式（1）の Manson-coffin 式と比較し、式（1）の直線を超えたら破断が生じると考える。

$$\sum \Delta\varepsilon_{hp} = 3857 \times \left(\overline{\Delta\varepsilon_{hp}}\right)^{-1.13} \qquad (1)$$

ここで、塑性歪振幅 $\sum \Delta\varepsilon_{hp}$ はレインフロー法[6]を用いて図 7.2-4 のように定め、両振幅を 1 として平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta\varepsilon_{hp}}$ を算出する。局部座屈に生じる材軸方向の最大塑性歪（Comp 11 of Plastic Strain）を図 7.2-5 に、破断評価の結果を図 7.2-6 に示す。図 7.2-6 より、実験結果[5]と概ね一致していることが分かる。

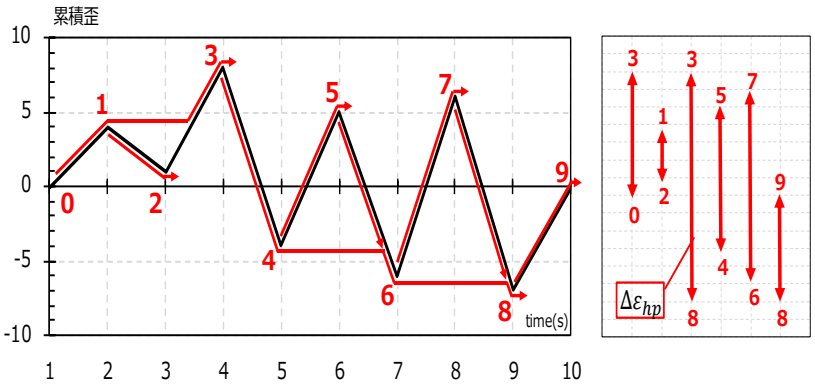
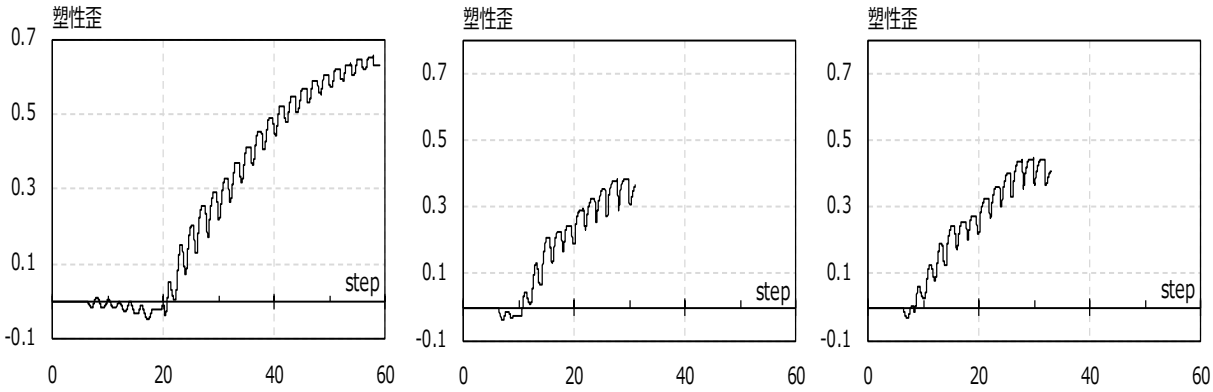
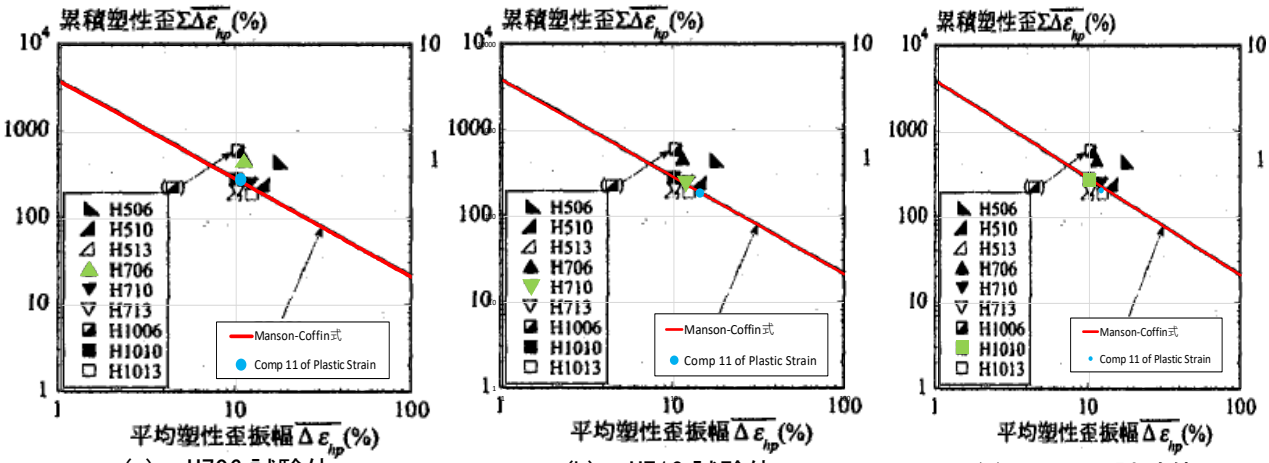


図 7.2-4　塑性歪振幅の定め方



(a)　H706 試験体　　(b)　H710 試験体　　(c)　H1010 試験体

図 7.2-5　最大塑性歪（Comp 11 of Plastic Strain）



(a)　H706 試験体　　(b)　H710 試験体　　(c)　H1010 試験体

図 7.2-6　疲労破断予測へのプロット

7.2.4.1　モデル化要素分割方法の検討

7.2.4.1.1　H1010 試験体

7.2.4　疲労破断予測法を検討するにあたり、有限要素解析でのモデル化の際にメッシュの分割方法により解析結果が異なることが判明した。そこで、モデル化の際にメッシュの分割をどのように行うことで論文の実験結果[5]と近い値を示すのか検討を行った。

まずは、H1010 試験体で分析を行う。図 7.2-7 にそれぞれのモデル図を、図 7.2-8 に最大歪部分の要素寸法を、図 7.2-9 に歪中央部の歪分布図（Comp 11 of Plastic Strain）を示す。図 7.2-9 より、モデルのメッシュの分割方法により、結果が大きく異なることが分かる。

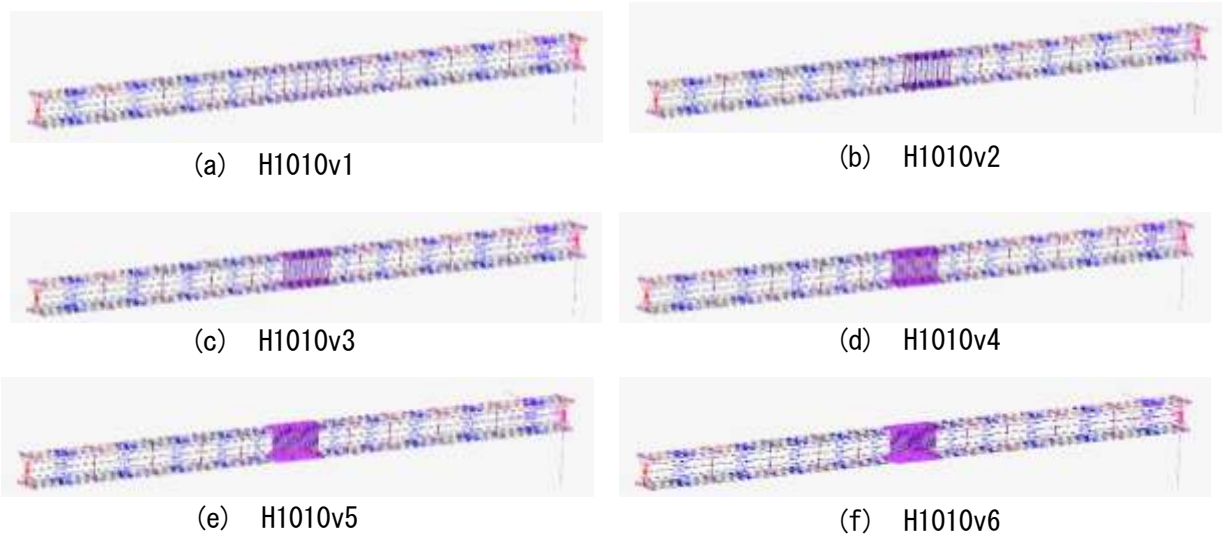


図 7.2-7　各モデル　モデル図

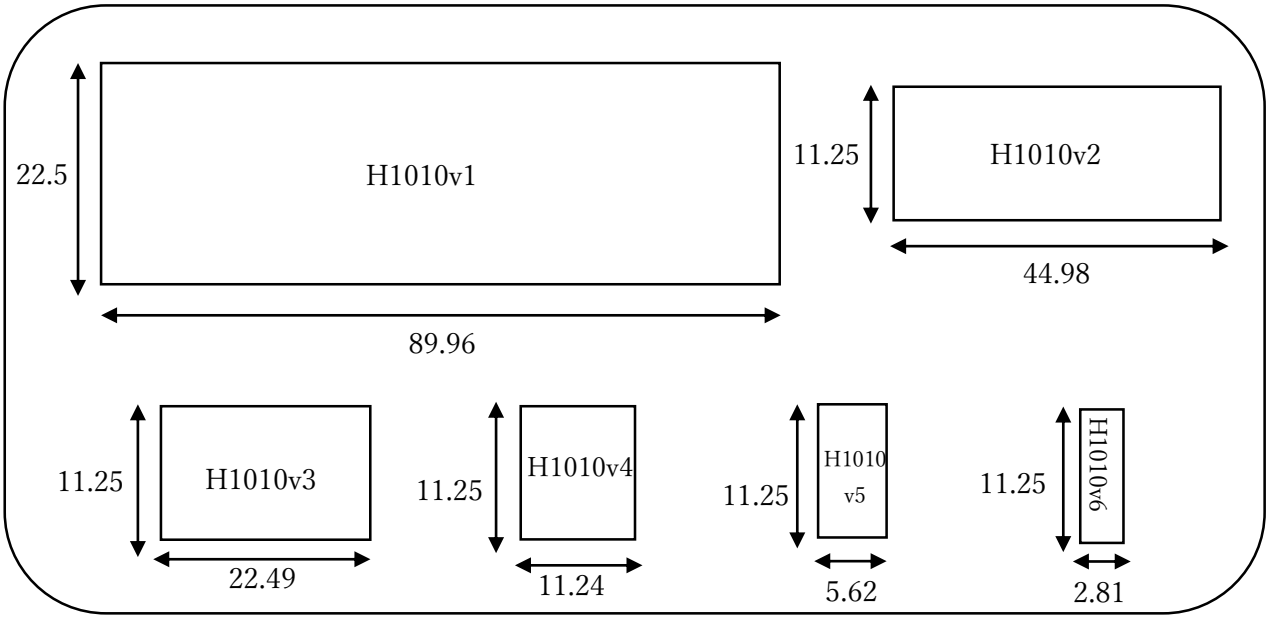


図 7.2-8　各モデル　最大歪部分　要素寸法(mm)

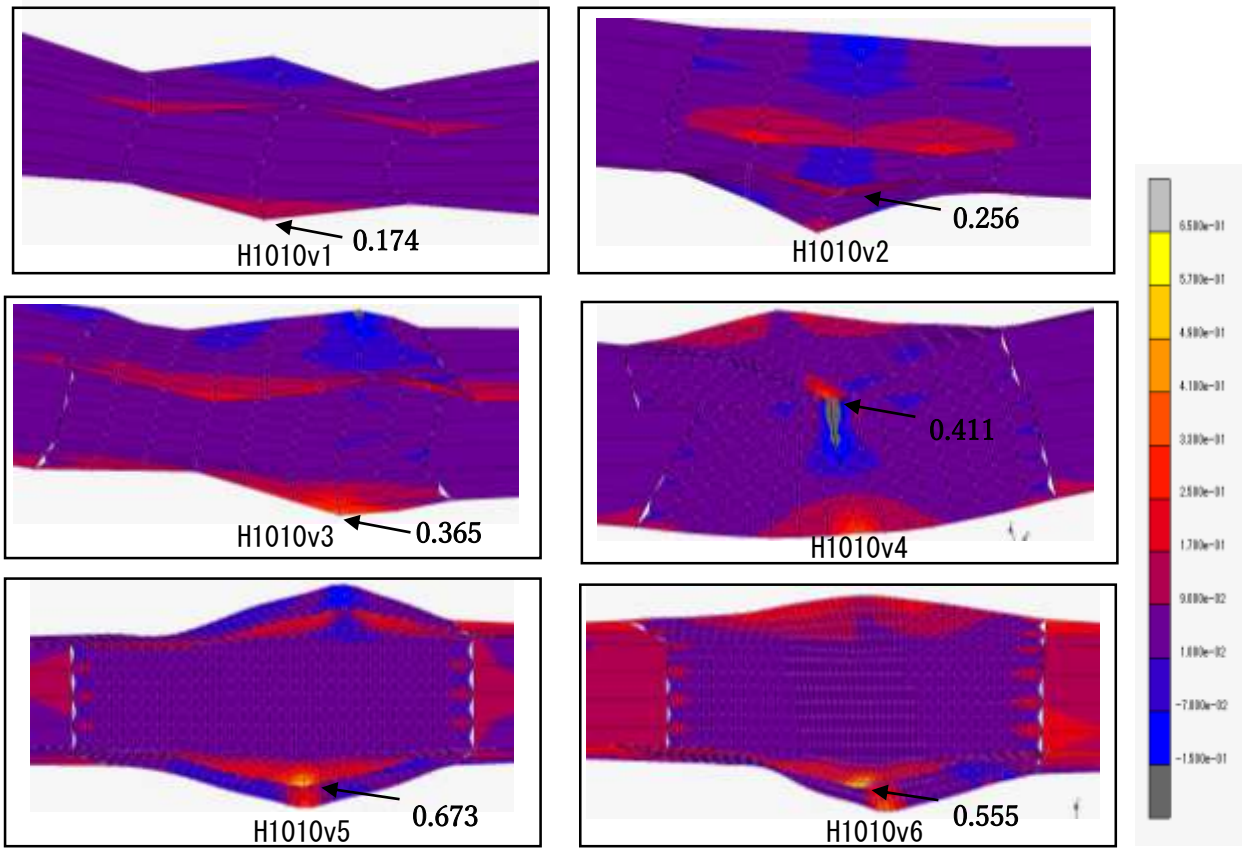


図 7.2-9　各モデル　塑性歪（Comp 11 of Plastic Strain）と最大歪値

以上の解析結果より、累積塑性歪と平均塑性歪を算出し、疲労破断予測へプロットし考察を行う。図 7.2-10 に各モデルの結果を疲労破断予測 [5] へプロットしたものを示す。図 7.2-10 より、H1010v4 が最も実験値と近い結果を示しており、分割寸法を細かくすると良いように思われる。また、ただ細かく分割するだけでなく、正方形に近い形に分割する方が実験結果と近い結果となっている。

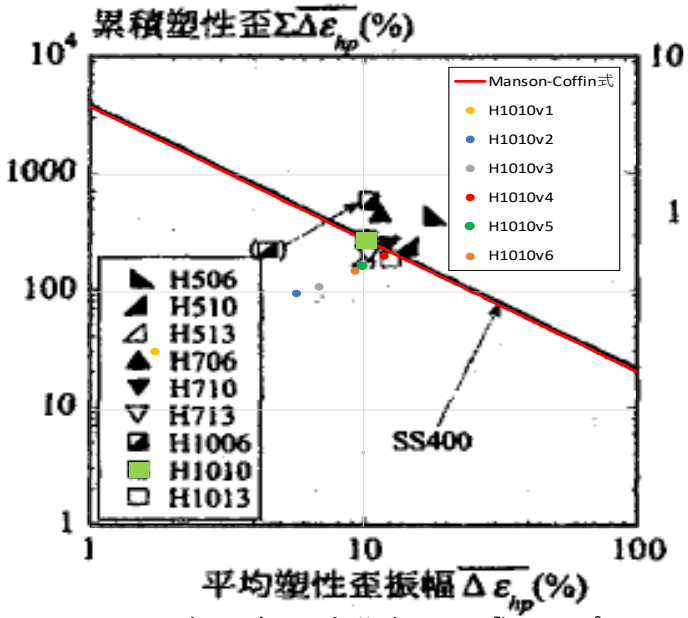


図 7.2-10　各モデル　疲労破断予測 [5] へのプロット

7.2.4.1.2　H706 試験体

次に、H1010 試験体と同様に、H706 試験体においても同様に検証を行う。図 7.2-11 にモデル図を、図 7.2-12 に各モデルの最大歪部分の要素寸法を示す。ここで、v3 と v5 は断面積が共に 76.5 ㎟と等しいが、要素の形が正方形と長方形と異なるように作成した。さらに図 7.2-13 に塑性歪図、図 7.2-14 に疲労破断予測[5] へのプロットを示す。H1010 試験体同様の結果であり、図 7.2-14 より要素寸法を細かくするほど実験結果と近い値を示す。しかし、v3 から v4 のように、一定の分割数を超えると、細かさによる影響は少ないように思える。また、v3 と v5 の結果より、同じ断面積でも正方形に近い形に分割する方が、実験値に近い値を示していることが分かる。

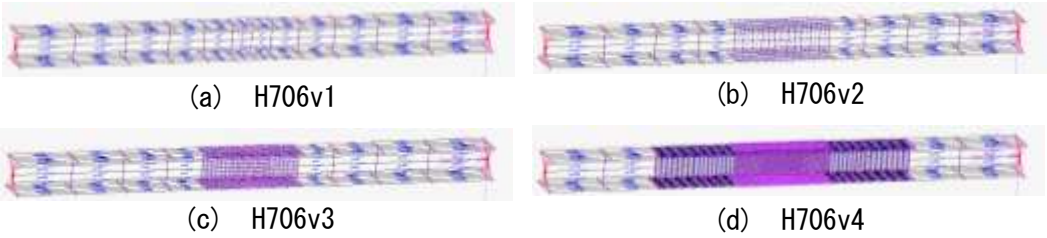


図 7.2-11　各モデル図

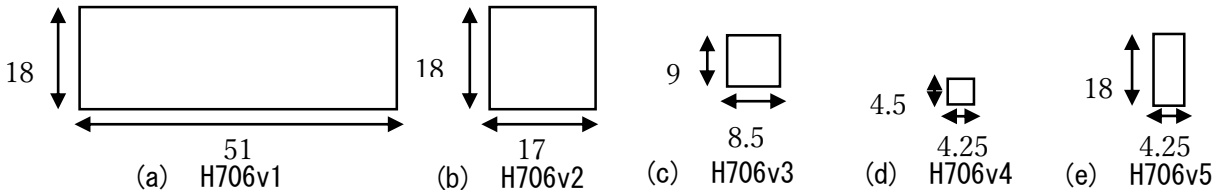


図 7.2-12　各モデル　最大歪部分　要素寸法（mm）

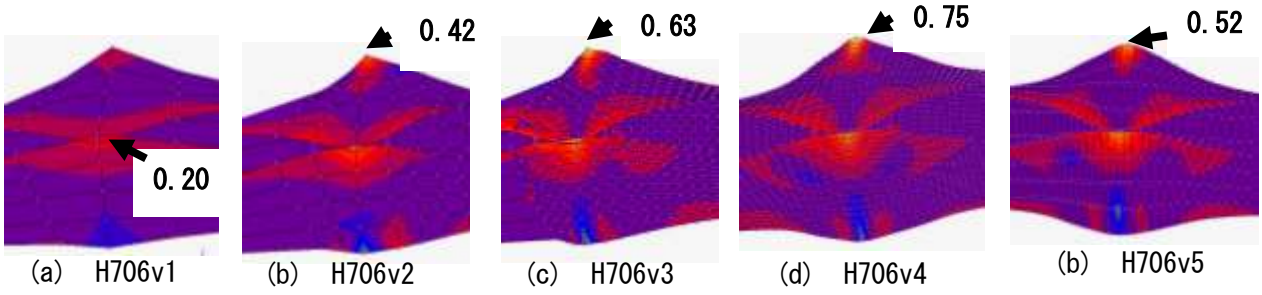


図 7.2-13　塑性歪図（Comp 11 of Plastic Strain）と最大塑性歪値

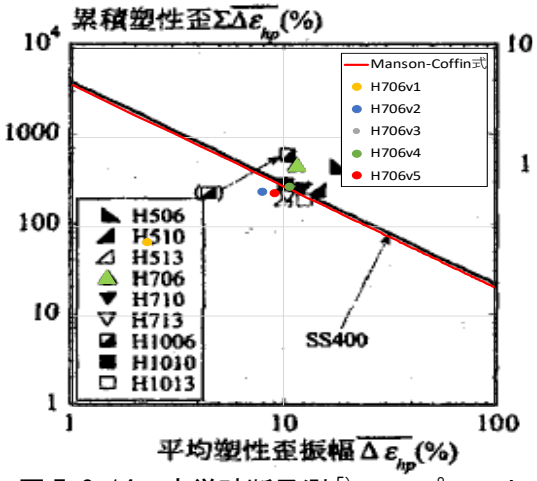
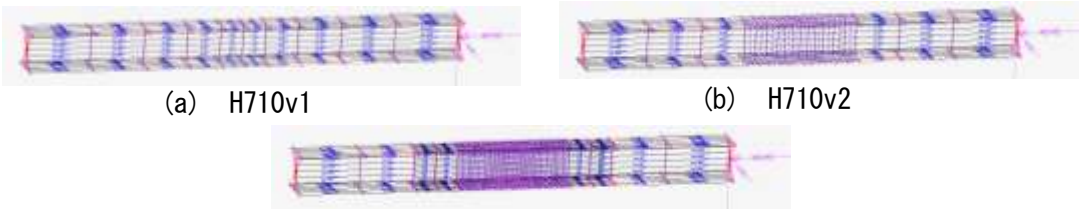


図 7.2-14　疲労破断予測[5] へのプロット

7.2.4.1.3　H710 試験体

H1010・H706 試験体同様、H710 試験体においても同様に検証を行った。図 7.2-15 にモデル図を、図 7.2-16 に各モデルの最大歪部分の要素寸法を示す。ここで、v3 と v4 については断面積が共に 147.32 ㎟と等しいが、分割の形を変化させた。図 7.2-17 に塑性歪図、図 7.2-18 に疲労破断予測[5]へのプロットを示す。図 7.2-18 より今までの検証同様、要素を細かく、かつ、正方形に近い形に分割する方が実験値と近い値を示すことが分かる。



(a)　H710v1　　(b)　H710v2

(c)　H710v3

図 7.2-15　各モデル図

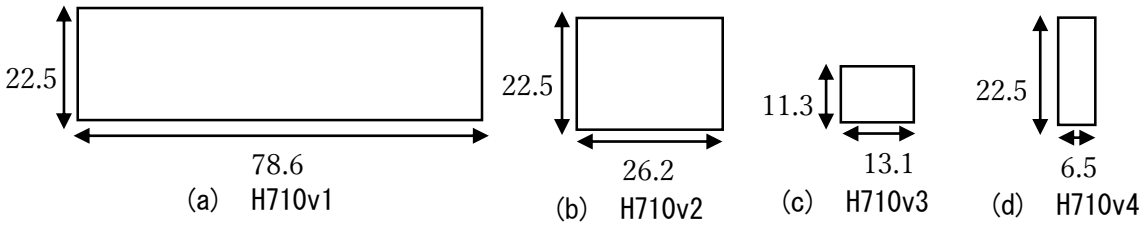
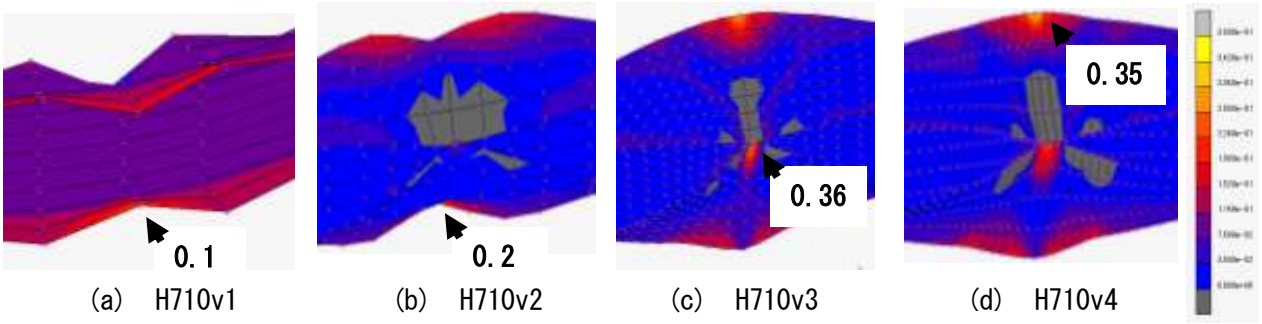


図 7.2-16　各モデル　最大歪部分　要素寸法



(a)　H710v1　(b)　H710v2　(c)　H710v3　(d)　H710v4

図 7.2-17　塑性歪図（Comp 11 of Plastic Strain）と最大塑性歪値

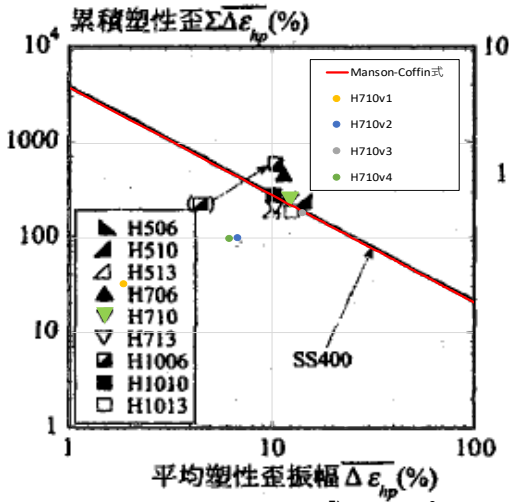


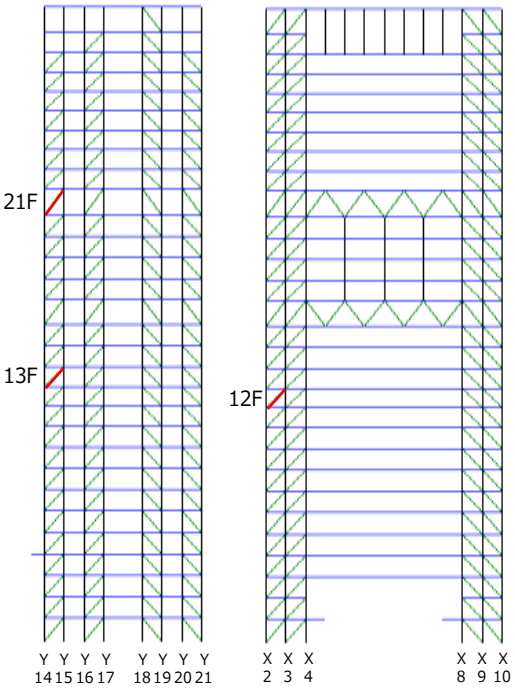
図 7.2-18　疲労破断予測[5]へのプロット

7.3 大学棟への適用

以上を踏まえ、新宿校舎大学棟（以下、大学棟）へ適用しブレース損傷度の評価を行う。

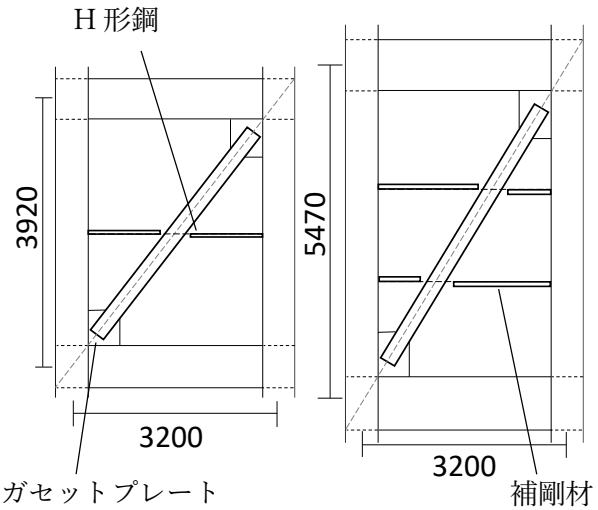
7.3.1　対象ブレース概要

大学棟の 12 階（Y14 通り）、13 階（X2 通り）、21 階（X2 通り）の 3 つのブレースを解析対象とする。12 階ブレースは文献 [1] において熊本地震西原波で層間変形角が最大だったブレース、21 階ブレースは 2 点で補剛されている、大学棟ブレースで最も縦長であり、他のブレースよりも耐力が小さいと予想されるブレース、最後に 13 階ブレースは大学棟の一般的なブレースである。大学棟にある一般的な 13 階のブレースと他 2 つのブレースを比較することにより各ブレースを評価する。表 7.3-1～7.3-2 にブレース概要と部材諸元を示す。



(a)　NS 構面　　(b)　EW 構面

図 7.3-1　ブレース位置



(a)　12F・13F　　(b)　21F

図 7.3-2　ブレース詳細

表 7.3-1　ブレース概要

試験体名	全体(mm)		断面(mm)		厚さ(mm)		断面積（㎟）	細長比		細長比
	幅	高さ	幅：B	せい：H	ウェブ：l_w	フランジ：l_f		強軸	弱軸	B/2 t_f
12F	2725	3320	250	250	16	19	13196	20.9	26.8	6.58
13F	2694	3320	250	250	9	14	9124	19.8	26.8	8.93
21F	2706	4870	250	250	9	14	9124	24.9	19.7	8.93

表 7.3-2　機械的性質

鋼材種類	ヤング係数（N/㎟）	降伏強度（N/㎟）	ポアソン比
SS400	2.05×10^5	235	0.3

表 7.3-3　ガセットプレートと H 形鋼接合部ボルト耐力

鋼種	ねじの呼び	2面摩擦（kN）
F10T	M20	377

	12F	13F	21F
ボルト本数	6+8×2	4+6×2	4+6×2
ボルト耐力（kN）	8294	6032	6032

7.3.2　有限要素解析モデル概要

既往の研究[4]で作成されたモデルを用い、「7.2.4.1　モデル化要素分割方法の検討」を踏まえてMarcにてシェル要素解析モデルを作成した。使用モデルを図7.3-3にそれぞれ示す。歪が集中する中央部に板厚の2～3倍の要素で分割を集中させて作成を行った。また、全体長さの1/1000の初期不整を与えた。補剛材は座屈しないと考え、トラス要素として置き換える。ボルト部分はリジッドリンクをかけ、ELEMENT TYPEはTHIN SHELL(要素番号139)、境界条件・強制変位入力位置は図7.3-3の通りである。強制変位は高さ比で補剛材の部分にも与える。

境界条件（0：フリー、1：固定）

$$①\begin{pmatrix} u_x & u_y & u_z \\ \theta_x & \theta_y & \theta_z \end{pmatrix}=\begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \end{pmatrix} \quad ②\begin{pmatrix} u_x & u_y & u_z \\ \theta_x & \theta_y & \theta_z \end{pmatrix}=\begin{pmatrix} 0 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \end{pmatrix} \quad ③\begin{pmatrix} u_x & u_y & u_z \\ \theta_x & \theta_y & \theta_z \end{pmatrix}=\begin{pmatrix} 0 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 0 \end{pmatrix}$$

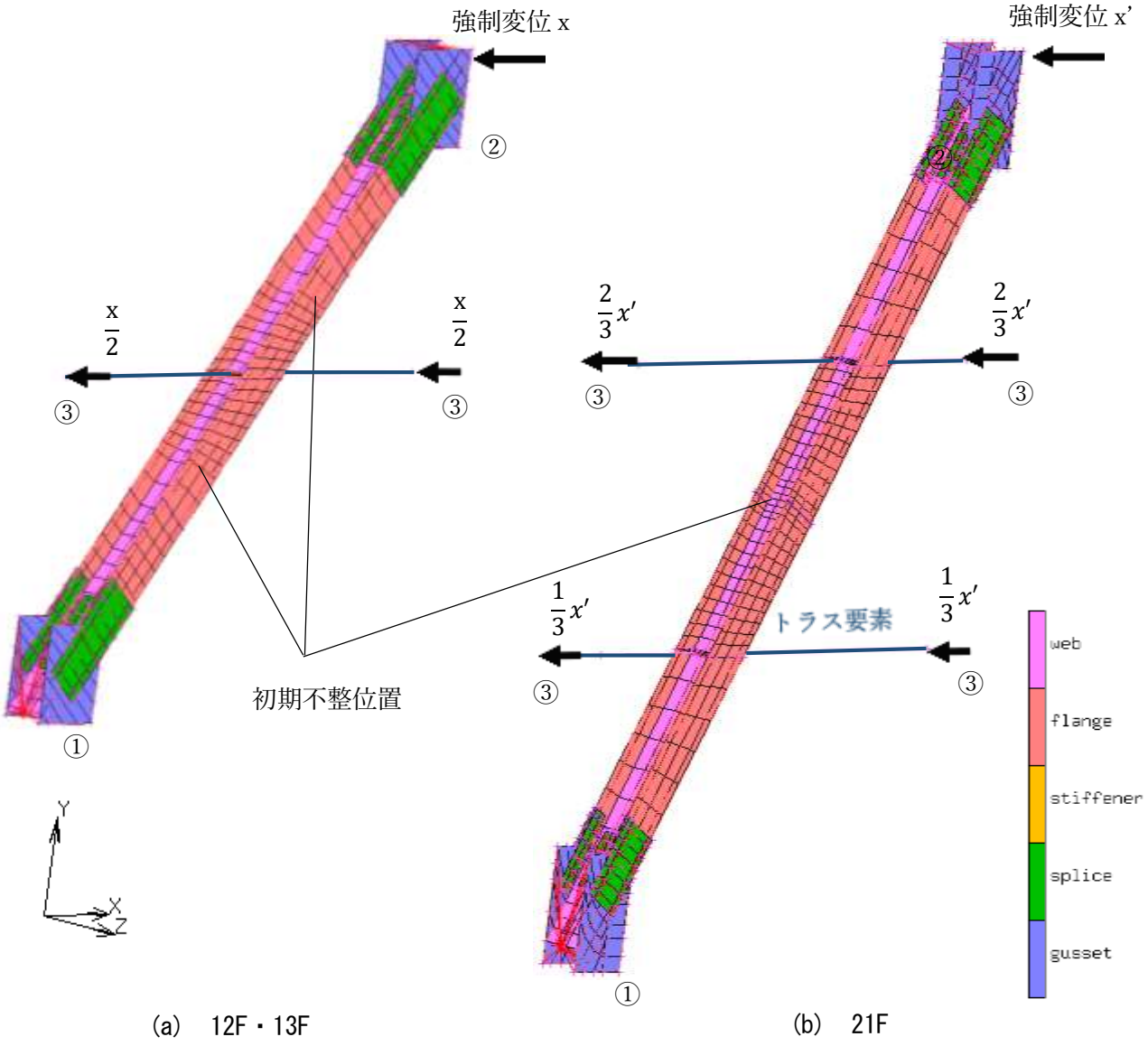


図 7.3-3　有限要素解析モデル

7.3.3　入力強制変位

新宿校舎の立体モデルを用いて図 7.3-4 に示す加速度波形を入力し応答解析を行う。その結果[1)]の対象ブレースの履歴結果を、図 7.3-3 の有限要素解析モデルに水平方向の強制変位として入力し解析を行う。図 7.3-5～8 に有限要素解析モデルへの入力強制変位を示す。立体モデルへの入力地震動は様々な特性の地震動を念頭に置き、長周期・長時間型として新宿校舎で観測された位相スペクトルを用いて策定した[7)]、東日本大震災使用告示の L3（以下、311L3）また、L3 地震動として、兵庫県南部地震時に JR 鷹取で観測された活断層近傍の長周期指向性パルス型波形（以下、鷹取）、と熊本地震時に西原村で観測された波形（以下、西原）、さらに連続地震動として 311L3 後に西原波を入力したものを用いた。なお、連続地震動は 311L3 と西原間、また、西原後に 30 秒の空白時間を設け、作成した。

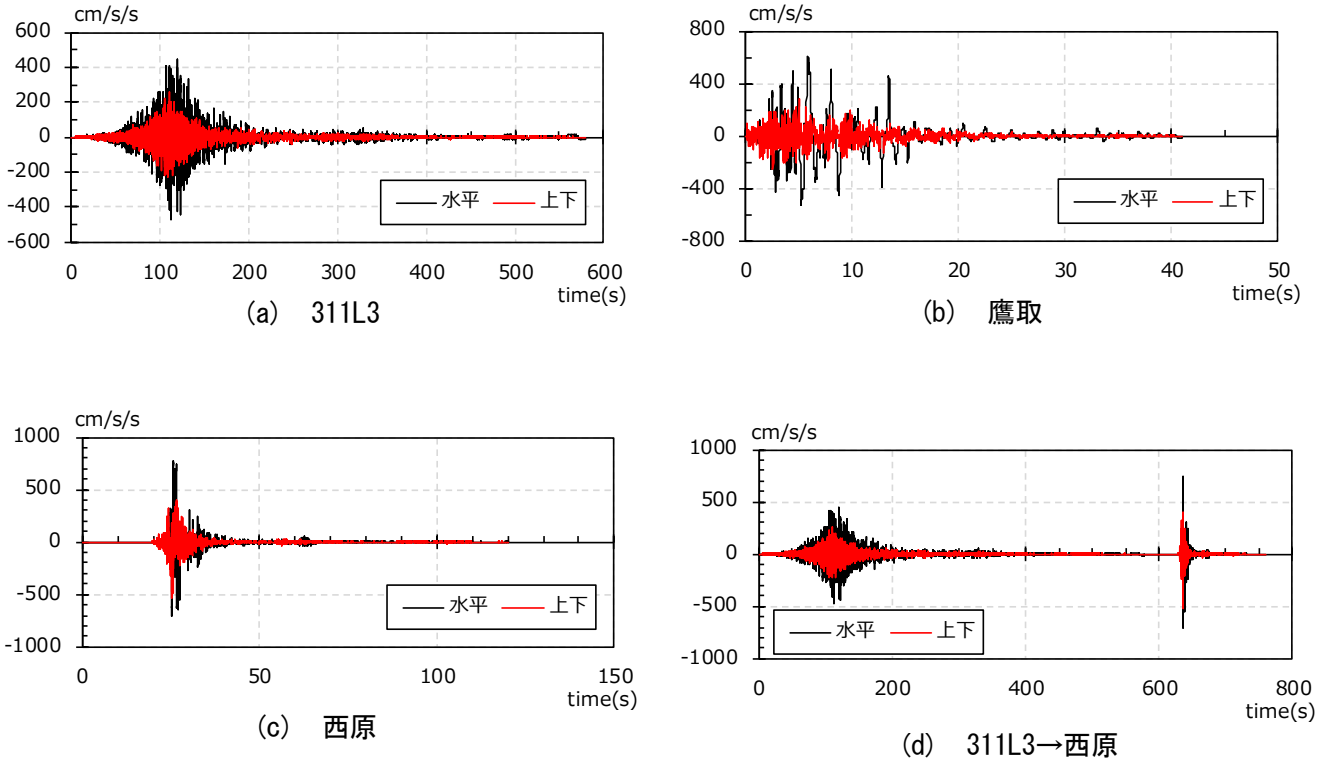


図 7.3-4　立体モデルへの入力加速度波形

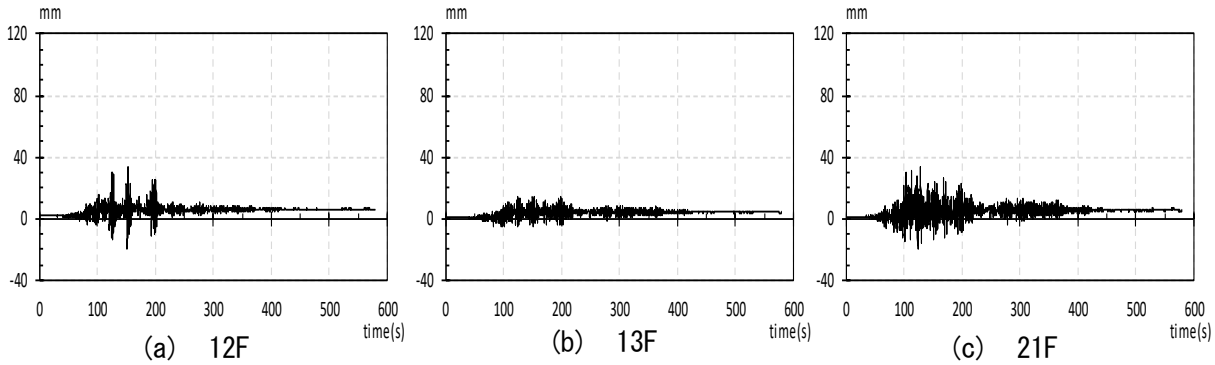


図 7.3-5　有限要素解析　入力強制変位（311L3）

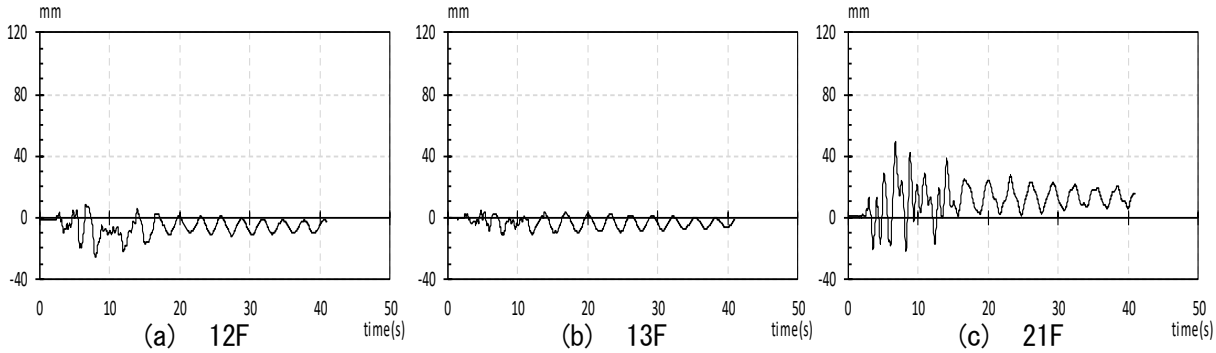


図 7.3-6　有限要素解析　入力強制変位（鷹取）

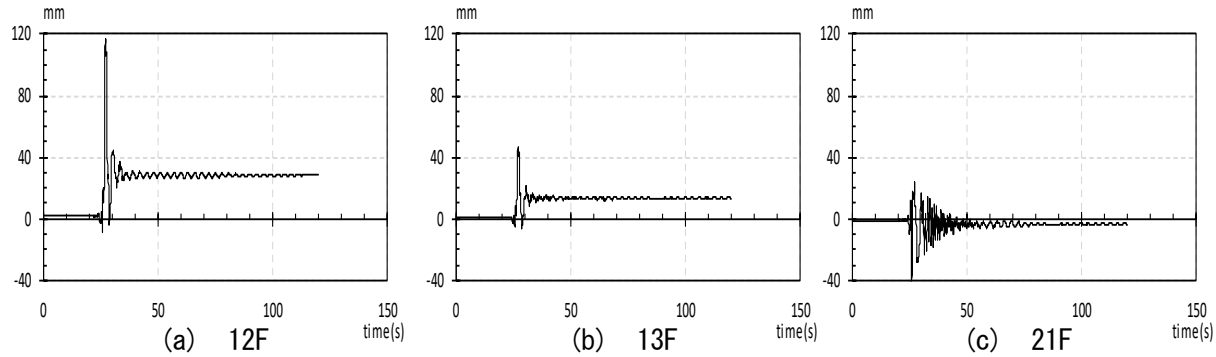


図 7.3-7　有限要素解析　入力強制変位（西原）

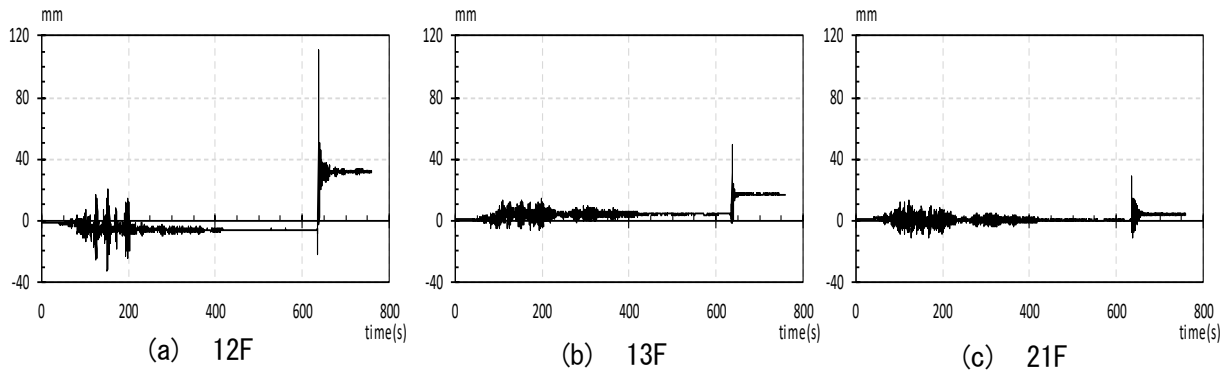
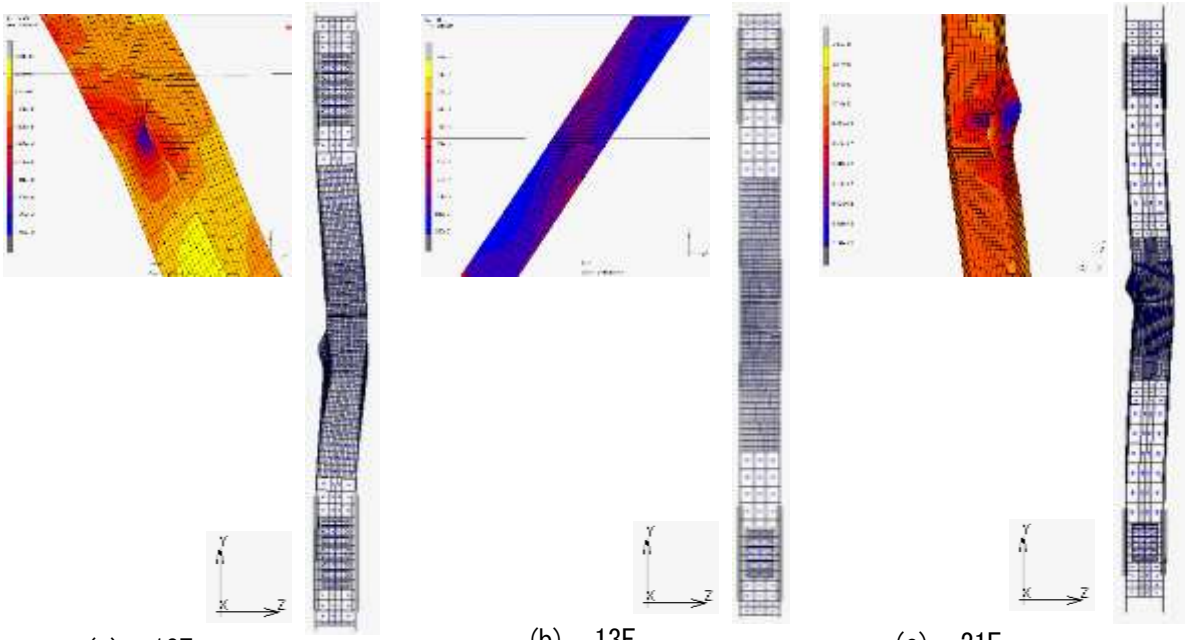


図 7.3-8　有限要素解析　入力強制変位（311L3→西原）

7.3.4　解析結果

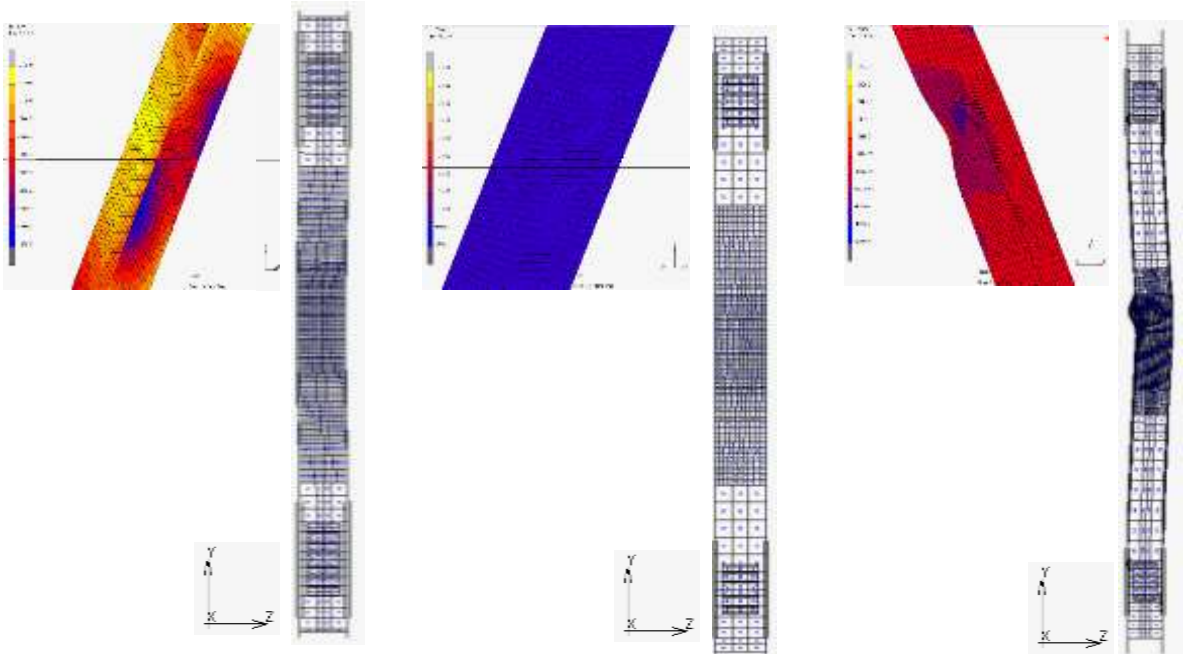
7.3.4.1　地震後変形図

図 7.3-9～12 に地震波ごとに、ブレース中央部分の変形図（Comp 11 of Plastic Strain）とブレース全体を真横からみた地震後の変形図をそれぞれ示す。ブレース中央部分に局部座屈が発生し、構面外に変形していることが分かる。地震波ごと、階ごとに結果が大きく異なっており、特に入力強制変位が大きい西原は、損傷度合いが大きいことが分かる。



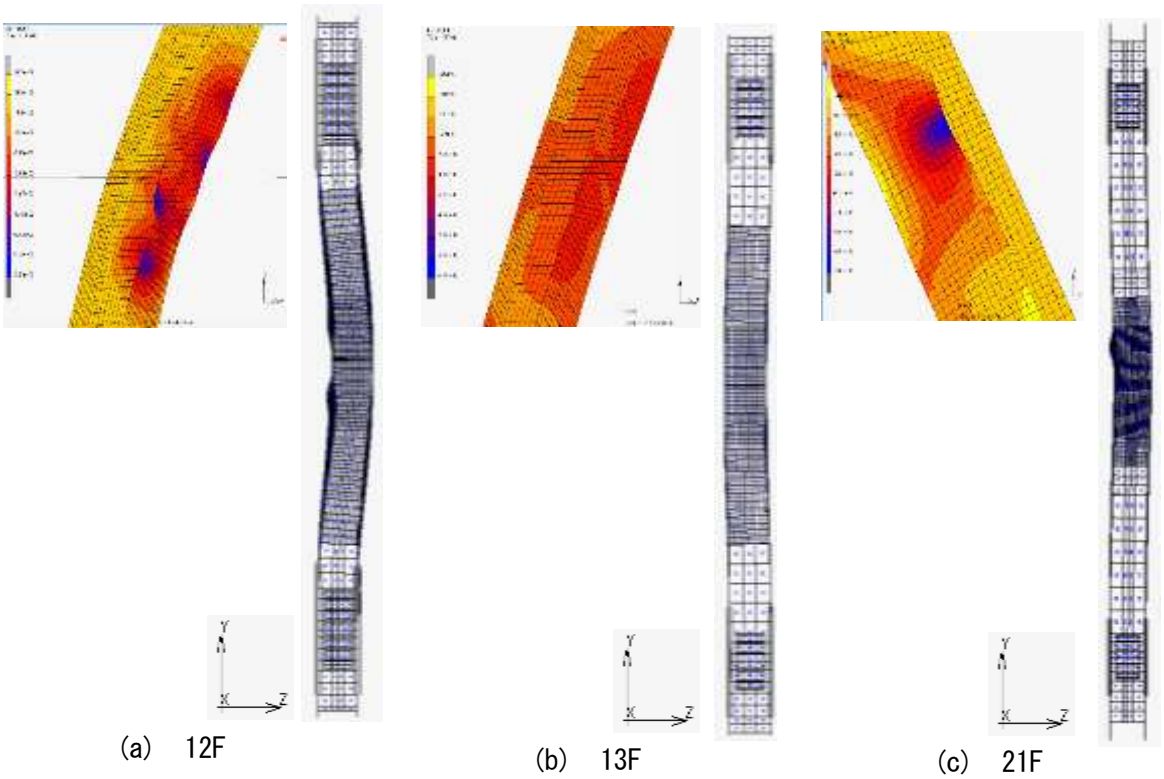
(a)　12F　　(b)　13F　　(c)　21F

図 7.3-9　地震後変形図（311L3）



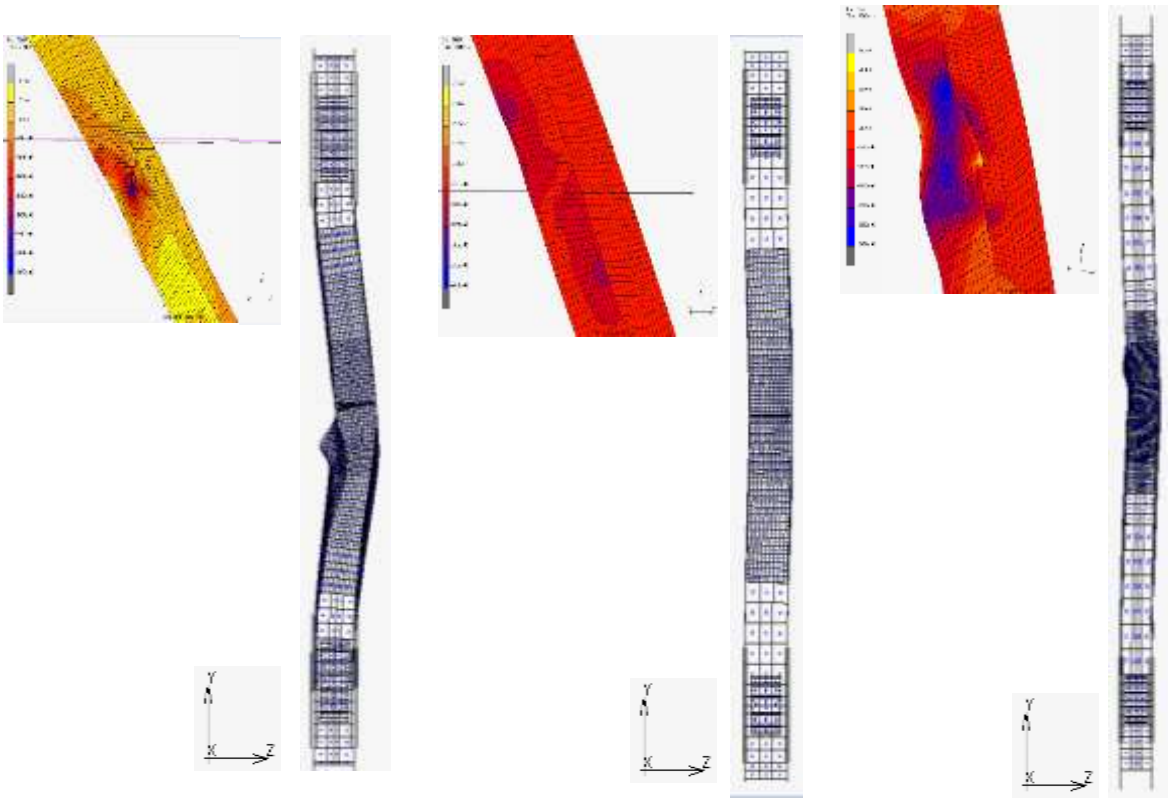
(a)　12F　　(b)　13F　　(c)　21F

図 7.3-10　地震後変形図（鷹取）



(a)　12F　　(b)　13F　　(c)　21F

図 7.3-11　地震後変形図（西原）

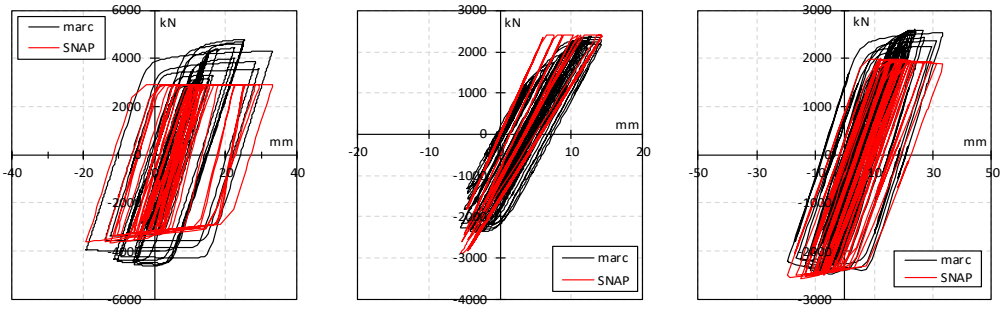


(a)　12F　　(b)　13F　　(c)　21F

図 7.3-12　地震後変形図（311L3→西原）

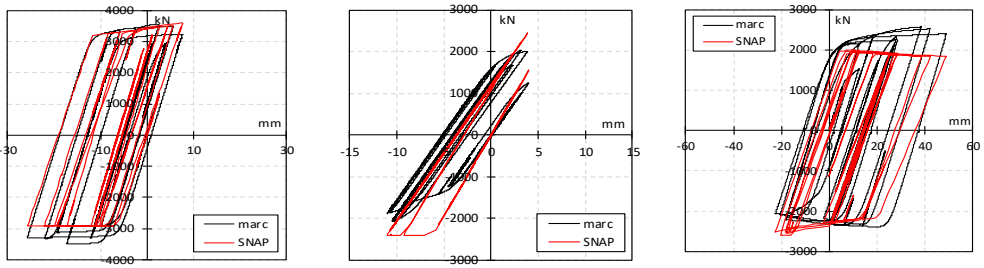
7.3.4.2　荷重変形曲線

各地震波、ブレースごとの荷重変形曲線を図 7.3-13～16 に有限要素解析の結果（marc）と新宿校舎 3 次元立体フレームモデルの対象ブレースの解析結果（SNAP）の比較として示す。変形量はとても良く一致していることが分かるが、耐力は SNAP が過小評価になっている。これは有限要素解析（marc）においてひずみ硬化を起こしていることが考えられる。今後、marc の解析結果を踏まえ、より詳細な SNAP のモデル化を検討する必要がある。



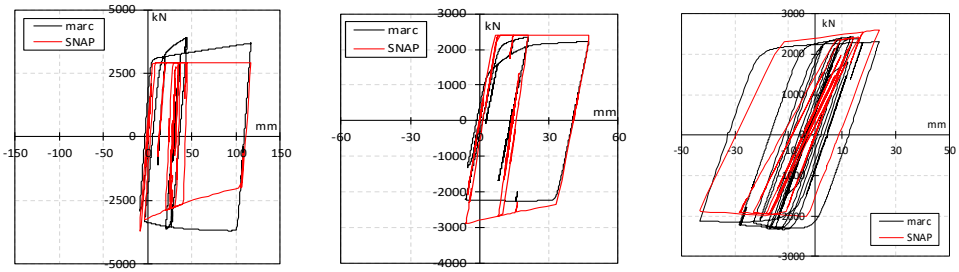
(a)　12F　　(b)　13F　　(c)　21F

図 7.3-13　荷重変形曲線（311L3）



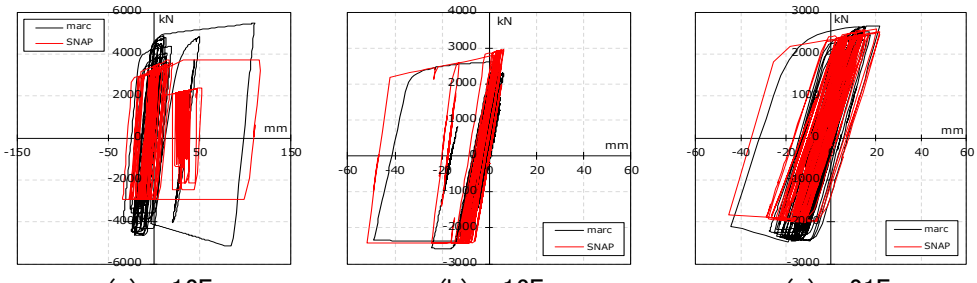
(a)　12F　　(b)　13F　　(c)　21F

図 7.3-14　荷重変形曲線（鷹取）



(a)　12F　　(b)　13F　　(c)　21F

図 7.3-15　荷重変形曲線（西原）



(a)　12F　　(b)　13F　　(c)　21F

図 7.3-16　荷重変形曲線（311L3→西原）

7.3.4.3　Z（構面外）方向変位

図 7.3-17～20 にブレース Z（構面外）方向の変形量時刻歴を地震波・ブレースごとに、残留変形量と共に示す。単独地震波で最大の残留変形が出ているのは西原の 12 階で 86ｍｍという結果である。また、変形図と同様、地震波の性質により地震波・階高ごとに結果が大きく異なっている。

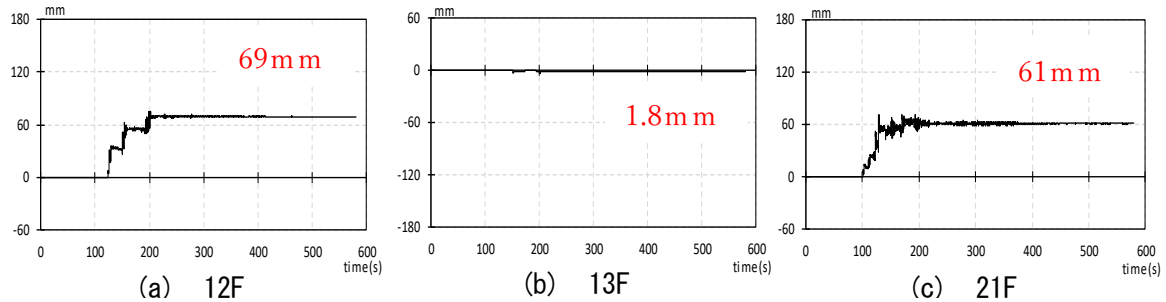


図 7.3-17　Z 方向変位（311L3）（赤数字は残留変形量）

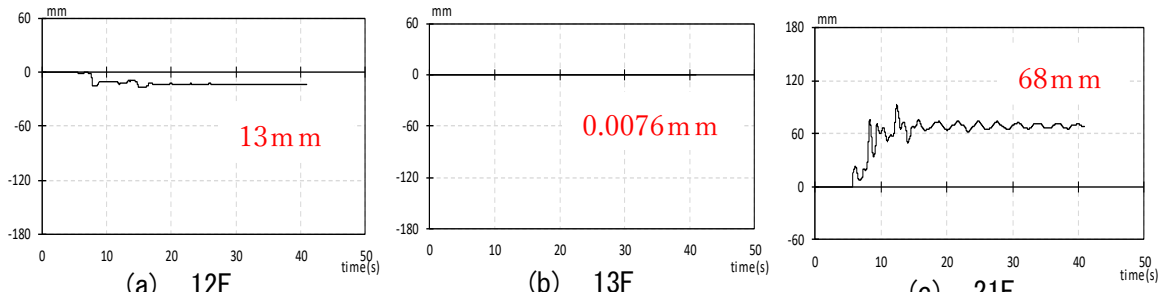


図 7.3-18　Z 方向変位（鷹取）（赤数字は残留変形量）

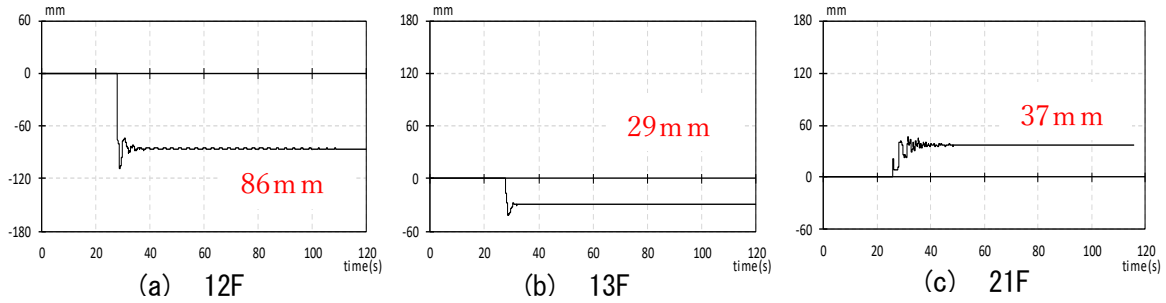


図 7.3-19　Z 方向変位（西原）（赤数字は残留変形量）

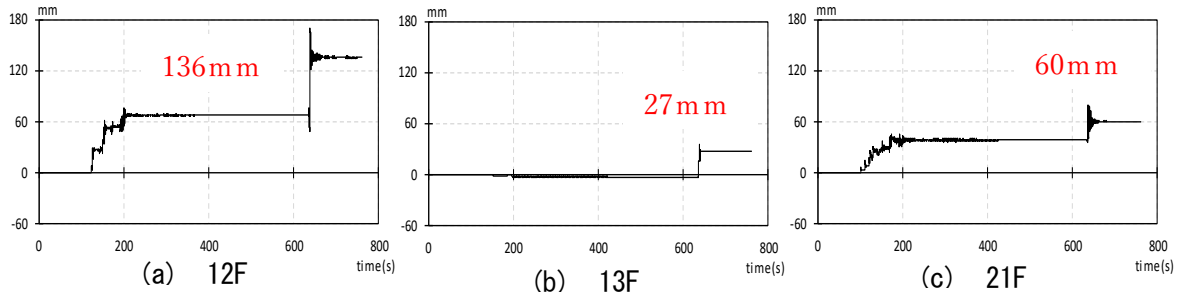


図 7.3-20　Z 方向変位（311L3→西原）（赤数字は残留変形量）

7.3.4.4　剛性低下率

図 7.3-21 に地震波・ブレースごとに算出した剛性低下率を示す。剛性の算出には、図 7.3-13～16 の荷重変形曲線を用い、剛性低下率とは、荷重変形曲線の傾きから連続的に剛性を算出し、初期剛性で除した値とする。単独地震動において最も剛性が低下したのは残留変形量が最大であった 12 階西原であり、初期剛性より 0.83 割の低下が見られた。

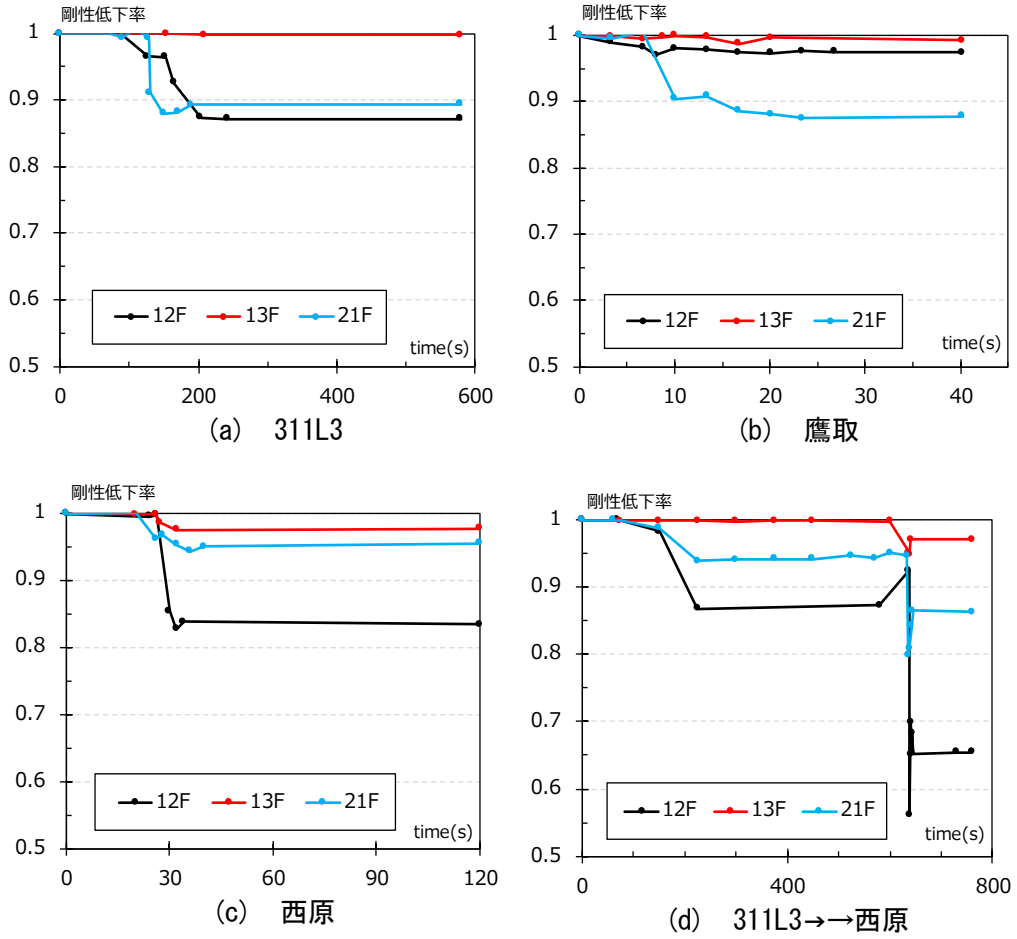


図 7.3-21　地震波・ブレースごとの剛性低下率

7.3.4.5　破断リスク評価

「7.2.4　疲労破断予測法の確認」で行った方法を大学棟ブレースへ適用し、単独地震において破断リスク評価を行った。ただし、13F 鷹取は損傷が見受けられないため除外する。ブレース中央部の塑性歪（Comp 11 of Plastic Strain）を図 7.3-22～24 に示す。図 7.3-25 に、図 7.3-22～24 の塑性歪から文献の手法[5]を用いてブレース破断リスク評価を行った結果を示す。今回検証した単独地震波では、局部座屈や構面外変形、初期剛性の 0.8 弱の剛性低下が見受けられたブレースにおいても Manson-coffin 式の破断線を超えることはなく、ブレースの破断の危険性は低いことが分かった。

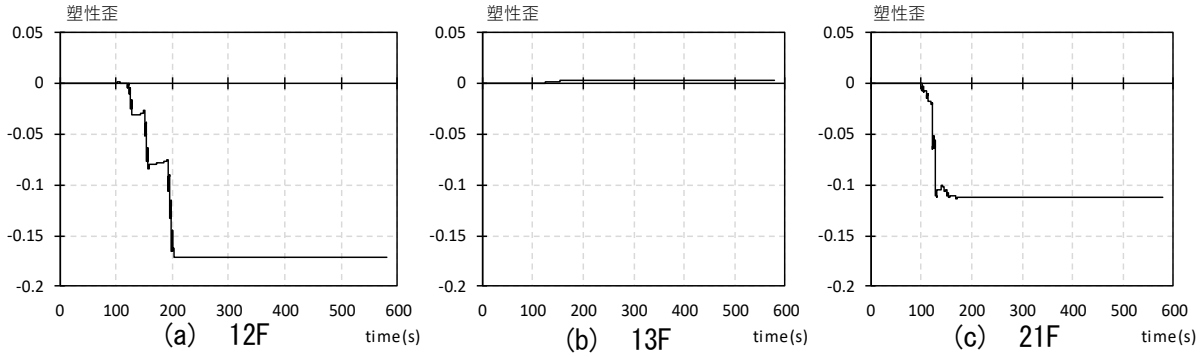


図 7.3-22 塑性歪（311L3）

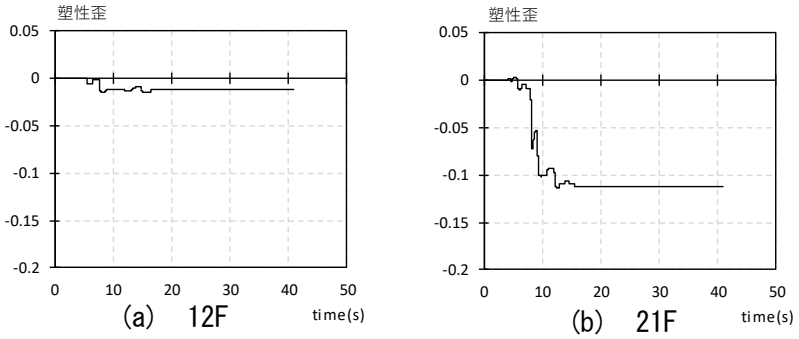


図 7.3-23 塑性歪（鷹取）

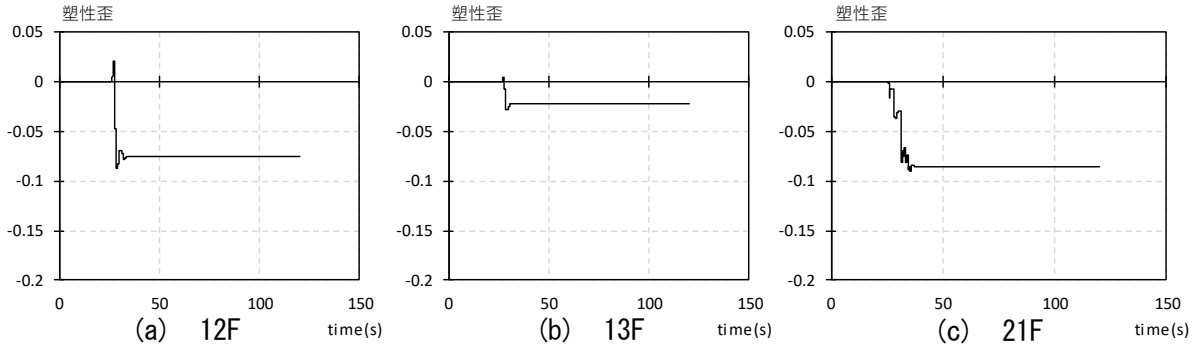


図 7.3-24 塑性歪（西原）

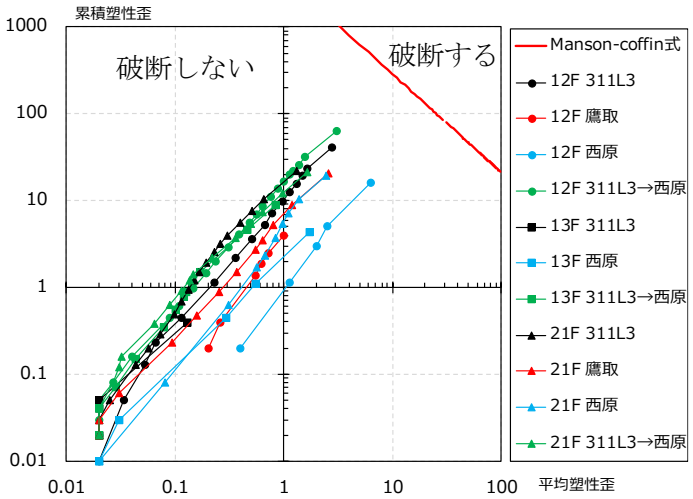


図 7.3-25 破断リスク評価

7.3.5　地震後損傷評価

「7.3.4.5　破断リスク評価」において、ブレース破断の危険性は少ないことが判明したが、ブレースの断面性能や長さに依存することなく、地震によってブレースがどれほどの損傷を受けたのか推定することが可能であれば、地震後にブレースの継続使用が可能かどうかなどの判断材料となる。ここでは式（2）を用いてブレース長さ（L）と断面二次半径（i）、さらに地震後に計測が可能であるブレース面外変位量（$Dis(z)$）よりブレースの剛性低下率（β）の推定を試みる。ここで、L はガセットプレート分を含んだブレース長さとし、i は強軸の断面二次モーメントであり、式(3)より算出する。

$$\alpha = \frac{Dis(z)}{L} \times \frac{Dis(z)}{i} \qquad \cdots(2)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad \cdots(3)$$

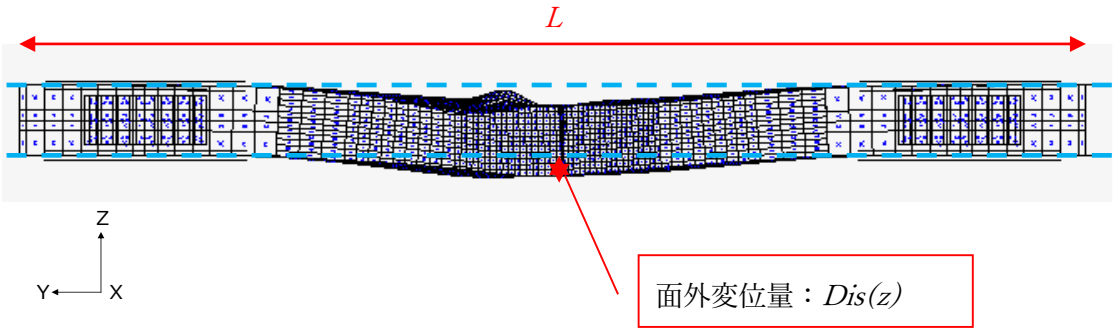


図 7.3-26　式(2)の記号定義

式(2)から得られる値（α）と剛性低下率（β）の関係を図 7.3-27 に、回帰直線式を式(4)に示す。良い相関性を示しており、地震後にブレースの構面外変位量を計測することで、式(4)を用いて剛性低下率が推定可能である。

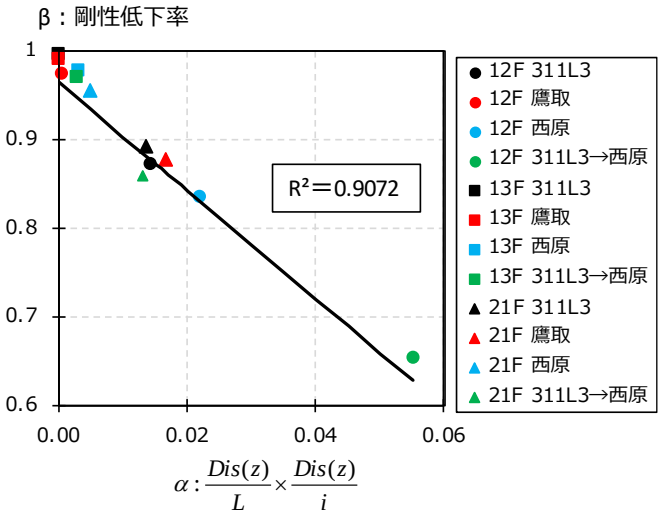


図 7.3-27　式(2)から得られる値（α）と剛性低下率（β）の関係

$$\beta = -6.11\alpha + 0.96 \qquad \cdots(4)$$

7.4 まとめ

既存超高層建築である新宿校舎のH形鋼ブレースを対象とし、地震時の損傷度評価を行った。その結果、本論文の入力波ではブレース破断の危険性は低いことが分かった。また、地震後のブレース損傷度を評価する試みとして、構面外変位量を計測することで、剛性低下率を推定する提案を行った。

今後は、剛性低下したブレースの使用継続の可否、取替えの必要性、更に継続使用した場合の次の地震（誘発地震や連鎖地震）への影響性等の詳細な分析を行う。

【謝辞】

本論文の作成にあたり、本学建築学科 山下哲郎教授には大変熱心なご指導を賜りました。また、本研究で使用した新宿校舎の有限要素解析モデルは林千尋さん（2017年度山下研究室卒業）によって作成されたモデルを改善させて頂きました。心より感謝の意を表します。

【参考文献】

1）中西真子，久田嘉章，山下哲朗，笠井和彦：長周期・長時間地震動や活断層近傍の強震動など極大地震動を考慮した都心に建つ既存超高層建築の制振補強に関する研究，日本地震工学論文集，第18巻第2号，2018.

2）MSC Software：Marc Mentat 2017.1.0.

3）青木花子：低サイクル疲労による既存鉄骨造高層の梁端部の破断に関する研究、工学院大学工学研究科建築学専攻修士論文梗概集、2017年度

4）林千尋：既存超高層建築のH形鋼ブレースの地震時損傷評価、工学院大学建築学部卒業論文梗概集　山下研究室、2017年度

5）竹内徹、秦康、松井良太：局部座屈を伴うH形断面ブレースの累積繰返し変形性能、日本建築学会構造系論文集　第73巻　第632号　pp.1875-1882、2008年10月

6）遠藤達雄ほか：「Rain Flow Method」の提案とその応用、九州工業大学研究報告（工学）No.28、1974

7）中西真子ほか：長周期地震動等を考慮した既存超高層建築の耐震性能とダンパー補強効果の評価　その1　構造モデルと入力地震動、2016年度日本建築学会大会（九州）（学術講演梗概集　B-2 pp.85-86）、2016.

第８章　付録（2）

３次元立体フレームモデルの変更点
（柱部材　曲げと軸力による塑性化の考慮）

8.1　はじめに
8.2　手計算方法
8.3　手計算結果と SNAP モデル自動生成の確認
　8.3.1　節点 42-114 柱
　8.3.2　節点 1204-1288 柱
8.4　プッシュオーバー解析による前モデルとの比較

8.1　はじめに

文献 1）の「4.1.4 柱の塑性化の検証」より、最大層間変形角が 1/70 を超える辺りから柱の塑性化が発生するとのことであった。しかし、以前の柱のモデル化において、曲げによる塑性化を考慮しているものの軸力の影響は考慮していない。しかし、熊本地震の西原波の解析結果[2]より、層間変形角が最大で 1/30 となり、1/70 を大幅に超えることが分かった。そこで、軸力の影響をも考慮した柱のモデル化の再検討が必要であると考え実施した。モデル化の際には SNAP の自動生成を使用し、手計算との比較により、きちんとモデル化がなされているか確認を行った。

8.2　手計算方法[3]

鉄骨断面の ${}_sN$-${}_sM$ 曲線は図 1 に示す 3 折れ線になり、図中の値は、次式で与えられる[3]。

$$\begin{cases} {}_sN_{uc} = {}_sA \cdot {}_s\sigma_y (N) \\ {}_sN_{ut} = -{}_sA \cdot {}_s\sigma_y (N) \\ {}_sM_p = {}_sZ_p \cdot {}_s\sigma_y (N \cdot mm) \end{cases}$$

$${}_sN_b = \begin{cases} 0.5 \cdot A_w \cdot \sigma_y & [箱型/角型鋼管/H 形強] \\ (A_w + A_f) \cdot \sigma_y & [H 形弱] \\ 0.2 \cdot {}_sA \cdot \sigma_y & [鋼管] \end{cases}$$

ここで、

${}_sA$：鉄骨の全断面積（㎟）　※箱型/H 形鋼の場合　${}_sA=2\times A_f+A_w$

${}_s\sigma_y$：鉄骨の降伏強度（N/㎟）

${}_sZ_p$：鉄骨の塑性断面係数（㎜ 3）

A_f：フランジの断面積（㎟）

A_w：ウェブの断面積（㎟）

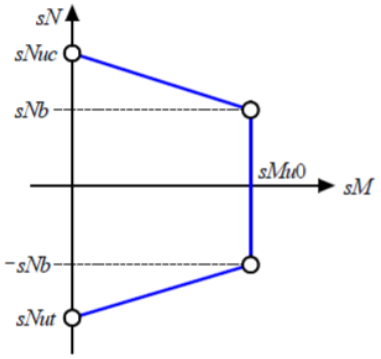


図 1　鉄骨部分の ${}_sN$-${}_sM$ 曲線[3]

8.3　手計算結果と SNAP モデル自動生成の確認

以上を用いた手計算結果の 2 例と、SNAP の自動生成によりモデル化された SNAP の値との比較をそれぞれ示すが、手計算結果との一致を確認した。

8.3.1　節点 42-114 柱

1 つ目は節点 42-114 箱型柱を対象とする。部材の諸元を表 1 に示す。

表 1　節点 42-114 柱

幅	厚さ	断面積：A	断面二次モーメント：I	塑性断面係数：Zp	ウェブ断面積：A_w	降伏強度：σ_y
600 ㎜	75 ㎜	157500 ㎟	7.38×10^9㎜^{4}	31218750	67500 ㎟	330N/㎟

表 1 より、手計算結果は以下となり、図 2 に対象柱の SNAP による自動生成画面を示すが、値の一致が確認出来た。

$$ {}_sN_{uc} = A \times \sigma_y = 51975kN $$
$$ {}_sN_{ut} = A \times \sigma_y = 51975kN $$
$$ {}_sM_p = Z_p \times \sigma_y = 10302.19kN.m $$
$$ {}_sN_b = 0.5 \times A_w \times \sigma_y = 11137.5kN $$

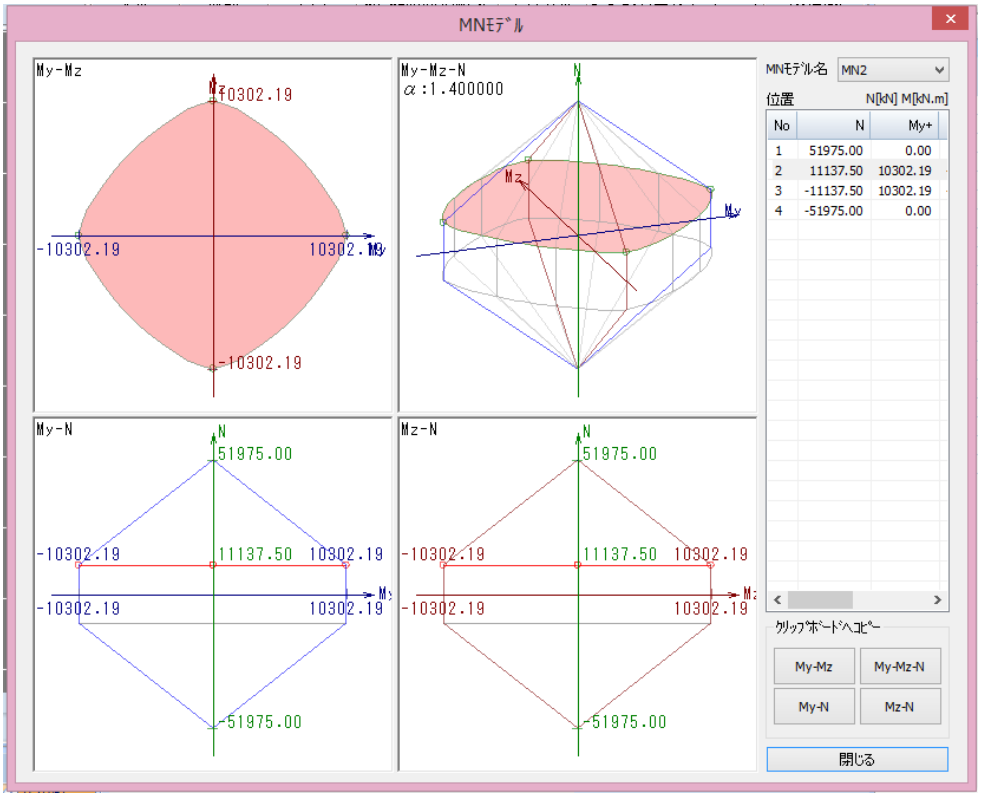


図 2　節点 42-114 柱　SNAP 画面

次に、「紀伊半島沖地震使用告示 L2-EW」の応答解析結果での検証を行う。対象梁の I 端は 57.974 秒（967step）で降伏した。この時の軸力は、－38146.65kN であり、この時の曲げ耐力を MN 図により求める。

$$ \frac{10302.19kN.m}{51975kN - 11375kN} \times (51975kN - 38146.65kN) = 3488.52kN.m $$　で降伏する。

解析結果は以下の通りである。

57.9 秒（966step）＝3388.7kN.m、57.96 秒（967step）＝3712.4kN.m

8.3.2　節点 1204-1288 柱

次に 2 つ目の検証として節点 1204-1288 箱型柱を対象とする。部材の諸元を表 2 に示す。

表 2　節点 1204-1288 柱

幅	厚さ	断面積：A	断面二次 モーメント：I	塑性断面 係数：Zp	ウェブ 断面積：A_w	降伏強度：σ_y
544 ㎜	47 ㎜	93436 ㎟	3.88×10^9㎜^{4}	17466046	42300 ㎟	330N/㎟

表 2 より、手計算結果は以下となり、図 3 に対象柱の SNAP による自動生成画面を示すが、値の一致が確認出来た。

$$ {}_sN_{uc} = A\times\sigma_y = 30833.9kN $$
$$ {}_sN_{ut} = A\times\sigma_y = 30833.9kN $$
$$ {}_sM_p = Z_p\times\sigma_y = 5763.8kN.m $$
$$ {}_sN_b = 0.5\times A_w\times\sigma_y = 6979.5kN $$

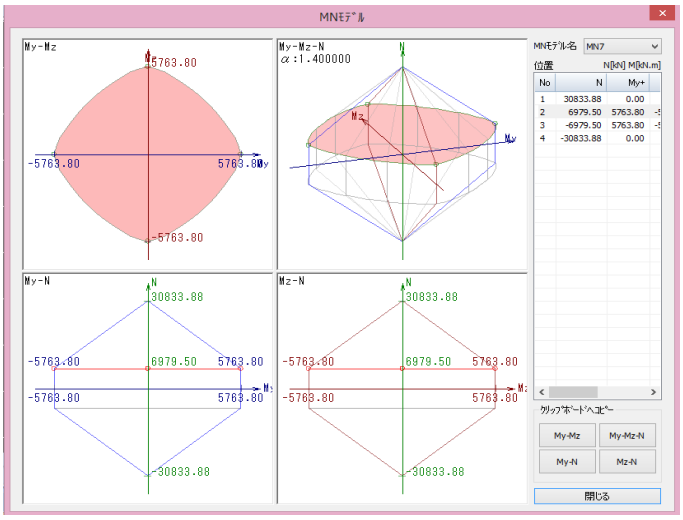


図 3　節点 1204-1288 柱　SNAP 画面

次に、「311 地震使用告示 L2-EW」の応答解析結果での検証を行う。対象梁の J 端は 127.591 秒（2127step）で降伏した。この時の軸力は、13301.6kN であり、この時の曲げ耐力を MN 図により求める。

$$ \frac{5763.8kN.m}{30833.9kN-6979.5kN}\times\left(30833.9kN-13301.6kN\right)=4236.2kN.m $$　で降伏する。

解析結果は以下の通りである。

127.56 秒（2127step）＝4011.7kN.m、127.62 秒（2128step）＝4234.8kN.m

8.4　プッシュオーバー解析による前モデルとの比較

図 4 に Ai 分布を用いたプッシュオーバー解析結果の最終ステップの塑性ヒンジ図をそれぞれ示す。前モデル（以下、前）と今回、再モデル化を行ったモデル（以下、今）とを比較し、柱の塑性化が考慮されていることが分かる。

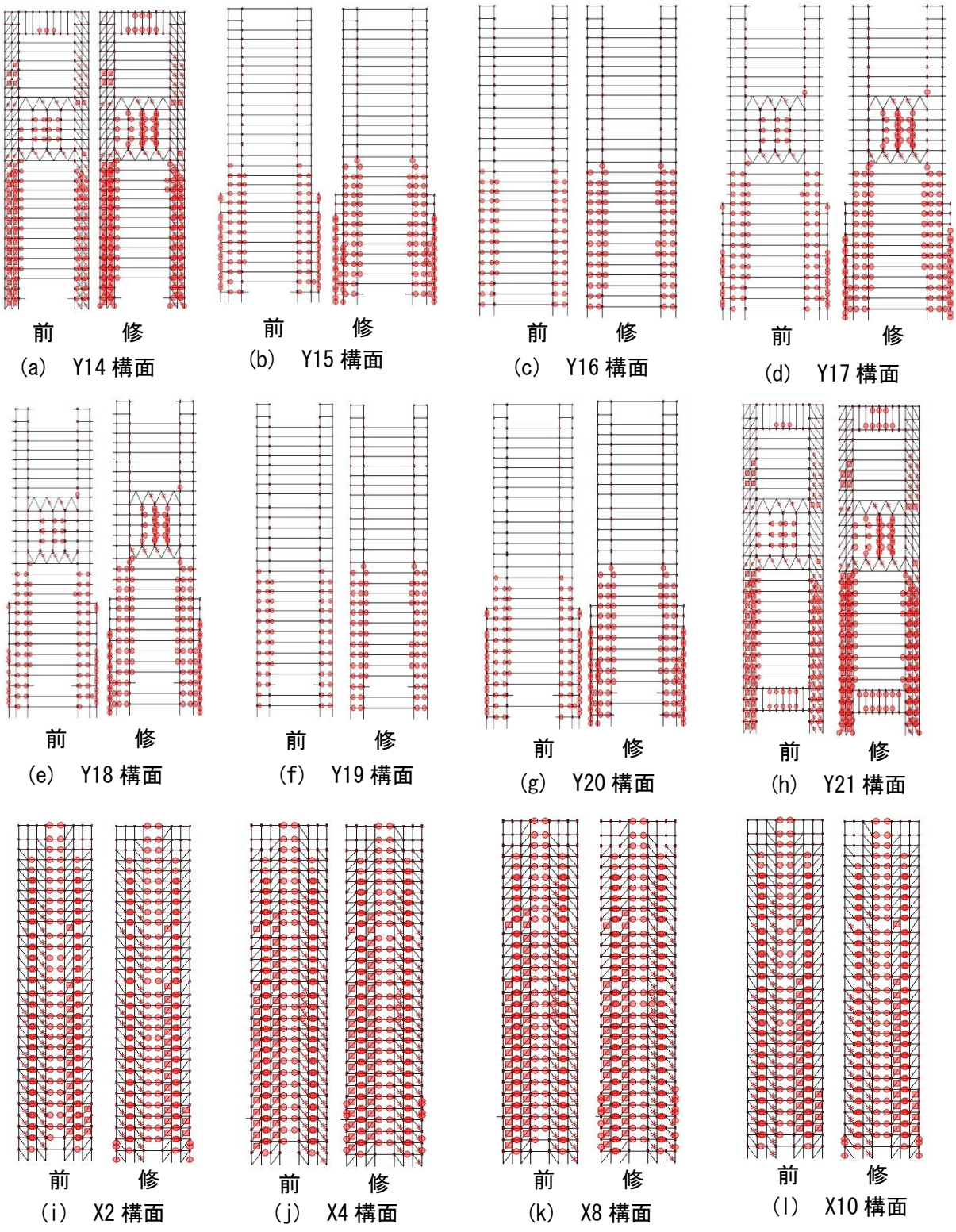


図 4　前モデルと今回モデルの比較（塑性ヒンジ図）

【参考文献】

1) 白崎和幸：新宿西口超高層街区に建つ超高層建築の大地震時の応答解析に関する研究、工学院大学工学研究科建築学専攻修士論文梗概集　2015 年度、2016.
2) 中西真子：極大地震動を考慮した既存超高層建築の耐震性評価とダンパー補強に関する研究、工学院大学建築学部卒業論文梗概集　久田研究室　2016 年度、2017.
3) 株式会社構造システム：SNAP Ver.7　テクニカルマニュアル