

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	損傷配分に着目した低耐力RC架構の制振改修における最適ダンパー量の決定手法
Title(English)	Optimal Damper Distribution Method for Low-strength Multistory RC Buildings on Energy Dissipation Retrofit focusing on Damage Distribution
著者(和文)	藤下和浩
Author(English)	Kazuhiro Fujishita
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第10484号, 授与年月日:2017年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:竹内 徹,時松 孝次,坂田 弘安,堀田 久人,五十嵐 規矩夫
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第10484号, Conferred date:2017/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

損傷配分に着目した低耐力ＲＣ架構の制振改修における
最適ダンパー量の決定手法

Optimal Damper Distribution Method
for Low-strength Multistory RC Buildings
on Energy Dissipation Retrofit
focusing on Damage Distribution

平成二十八年度

東京工業大学大学院理工学研究科
建築学専攻

藤下 和浩

論文概要

座屈拘束ブレースを用いた制振改修は、改修時に付加する鉄骨部材の保有性能を最大限に発揮する構造的合理性の高い改修手法といえる。本研究はそうした制振改修の適用対象を諸外国に多数存在する低耐力の既存 RC 架構に拡張し、実務レベルでの利用を想定した設計法を提案した上でその妥当性に関して論じたものである。

第 2 章では、諸外国の低耐力 RC 建物を低損傷に制御する思想のもと、弾塑性ダンパーと架構の残留変形を抑制する復元機構として鉄骨フレーム（付加弾性骨組）を導入する制振改修手法を提案した。次に既往の等価線形化法に基づく制振設計手法を拡張し、収斂計算なしで設計に必要なダンパー量を算定する改修設計法を提案した上で、立体骨組モデルの時刻歴応答解析により提案手法の妥当性を検証した。さらに提案改修構法の損傷配分効果に関して、弾性要素の導入量を変数とした解析的検討により分析した。最後に、提案設計法を適用する場合の周辺架構の条件について記述している。

第 3 章では、1 軸偏心を有する既存 RC 建物に対する制振改修に対して提案した改修設計法を拡張し、その妥当性を時刻歴応答解析により検証した。まず 1 軸偏心を有する建物のねじれ応答を評価する簡易な動力学モデルを提案し、その弾性範囲での妥当性及び適用範囲を検証した。提案した動力学モデルに対し 2 章で構築した改修設計法を応用することで 1 軸偏心建物の捩れ振動を抑制する平面的なダンパー分布を決定する手法を提案し、時刻歴応答解析によりその妥当性を検証した。

第 4 章では、2, 3 章とは異なるアプローチとして最適化アルゴリズムを用いたダンパー配置最適化を行い、提案した改修設計法の最適性に関して分析した。耐震改修における目標変形を満たすダンパーの最小重量設計解を最適ダンパー設計解と定義し、材料非線形性を考慮した多自由度モデルの時刻歴応答解析と遺伝的アルゴリズムを組み合わせることで導出した。得られた最適ダンパー設計解と比較することにより、提案改修設計法に基づく改修設計解の最適性を確認した。

第 5 章では、2 章で提案した提案改修構法を適用したトルコの RC 架構を模した実大 RC フレームの水平載荷実験を実施し、その改修効果を確認した。実験結果を分析することにより提案設計手法において仮定した各部材の履歴モデルの妥当性を確認した上で、部材間で見られた合成効果の影響を考慮し一部に修正を加えた。

第 6 章では、部材実験でみられた部材間の合成効果を考慮した弾塑性の履歴モデルを構築し、復元力特性として組み込んだ制振改修架構の応答評価を行うことで、部材実験で観測された部材の合成効果が改修建物全体の時刻歴応答に与える影響を評価した。また最悪ケース解析を行うことにより部材の合成効果が架構内でばらつく場合の耐震性能を分析し、合成効果のばらつきに伴う損傷集中を考慮した設計法の提案を試みた。

第 7 章では、各章で得られた知見を総括し本研究に関する課題を記した。

Synopsis

Installation of vibration control devices is a popular retrofit strategy for seismically-deficient RC buildings in Japan. This study proposes a practical retrofit design strategy for low-strength RC buildings in developing countries using elasto-plastic dampers, particularly Buckling Restrained Braces (BRB). A comprehensive design method based on vibration control theory as applied in Japan is proposed and its effectiveness is discussed.

In Chapter 2, a system composed of a BRBs and elastic steel frames is introduced as an effective and easy in-plane retrofit. The supplementary steel frames prevent damage concentration and eases installation, while the BRBs provides damping and acts as a force limiting device, protecting the low-strength RC frame. To design the BRBs, the closed-form equivalent linearization method including the concept of steel frame is proposed. As distribution of the ductility demands is affected by the elastic steel frame stiffness is investigated.

In Chapter 3, plan irregularity of the existing structure and consequent torsional eccentricity is investigated and a method proposed to configure the BRBs the minimize its effects. This is based on a simple elastic kinetic model capable of capturing the torsional response. Application to the retrofit frame and the limitations of this simplified representation are discussed. Finally, the BRB design method from Chapter 2 is extended to include the proposed kinetic model and control the torsional response.

In Chapter 4, an optimization based design method is introduced as an alternative to the methods discussed in Chapters 2 and 3. A hybrid genetic algorithm is introduced that uses nonlinear time-history analysis of a multi-degree of freedom model including higher modes and influence of various assumptions. The damper designs based on the methods in Chapter 2 and 3 are compared with the optimal design defined as the one satisfies the displacement criteria while using the minimum number of dampers.

In Chapter 5, an experimental study is presented, which included static tests of near full-scale single story RC frames retrofitted with the proposed in-plane steel frame and BRB unit. The results of these tests are used to calibrate the material and component models in the proposed retrofit design method and to validated the analytical findings. The composite effect of the frames is found to be an important parameter and the equivalent strain energy of the elastic steel frames is modified to account for this effect.

In Chapter 6, the influence of composite action on the overall structural response is investigated numerically using time-history analysis. In particular, the potential for the composite stiffness to vary across stories and consequences for the seismic resilience and robustness of the retrofit strategy are studied.

目次

本論で用いる記号	vii

第1章 序論	

1.1 研究の背景	1
1.2 制振改修の適用対象とする問題領域	6
1.2.1 トルコの耐震基準と制振改修のクライテリア	6
1.2.2 制振改修の対象とする既存 RC 建物の特徴	13
1.3 既往の研究	17
1.3.1 等価線形化法に基づく応答評価法および制振設計法に関する研究	17
1.3.2 平面的に偏心を有する構造物に対する非線形応答評価とダンパー配置に関する研究	21
1.3.3 鉄骨ブレースを用いた既存 RC フレームの耐震改修に関する研究	24
1.3.4 最適化手法を用いたダンパーの最適設計に関する研究	28
1.4 研究の目的	31
1.5 論文の構成	34

第2章 損傷配分に着目した弾塑性低耐力 RC 架構の制振改修設計法	

2.1 序説	48
2.2 付加弾性骨組と弾塑性ダンパーを用いた制振改修のコンセプト	49
2.3 低耐力 RC 架構の制振改修における設計法の提案	51
2.3.1 既存 RC 建物の多質点せん断モデルへの縮約	51
2.3.2 等価 1 質点せん断モデルへの縮約	53
2.3.3 系の等価減衰定数の評価	56
2.3.4 改修架構の最大応答予測	62
2.3.5 改修の目標変形を仮定した等価線形化手法の適用範囲	64
2.3.6 改修における必要ダンパー量の決定式の導出	68
2.3.7 改修における多層構造物各層の必要ダンパー量の算出	72
2.4 提案改修設計法の適用性	77
2.4.1 検討対象モデル	77
2.4.2 実建物への導入を想定した付加部材の構造諸元	85
2.4.3 提案改修設計法に基づく設計内容と最大応答値	87
2.5 弾性要素の導入比率をパラメータとした応答低減効果の検証	93
2.5.1 解析条件	93

2.5.2 各解析ケースの応答値.....	97
2.5.3 各解析ケースの吸収エネルギー.....	101
2.5.4 既往の損傷分布則による層の損傷集中予測.....	110
2.6 改修設計における既存 RC 架構の健全性を担保するための留意点.....	115
2.6.1 既存 RC 架構の健全性を確保するための改修設計の方針.....	115
2.6.2 既存 RC 架構に対する制振付加フレーム配置の影響.....	117
2.6.3 柱梁接合部の検討.....	120
2.6.4 基礎の検討.....	122
2.7 結語.....	124

第 3 章 2 構面モデルを用いた一軸偏心多層 RC 架構の制振改修設計法.....

3.1 序説.....	127
3.2 一軸偏心多層 RC 建物への改修設計法の拡張.....	128
3.2.1 多層 2 構面モデルへの置換.....	128
3.2.2 縮約 2 構面モデルの作成.....	141
3.2.3 2 構面モデルの成立条件.....	145
3.2.4 提案手法の 2 軸偏心建物への展開可能性.....	151
3.2.5 縮約 2 構面モデルのダンパー設計法への応用.....	157
3.2.6 立体骨組モデルのダンパー配置の導出.....	160
3.3 2 構面モデルを用いた 1 軸偏心建物の弾性ねじれ応答評価.....	163
3.3.1 検討対象モデル.....	163
3.3.2 多層 2 構面モデルによる立体骨組モデル各層の応答評価精度.....	171
3.3.3 縮約 2 構面モデルによる立体骨組モデル頂部の応答評価精度.....	177
3.4 提案設計法の適用性.....	183
3.4.1 提案改修設計法に基づく設計内容.....	183
3.4.2 制振改修モデルの耐震性能評価.....	190
3.5 結語.....	196

第 4 章 Hybrid GA および弾塑性応答解析を用いた制振改修における最適ダンパー配置

4.1 序説.....	200
4.2 Hybrid GA を用いた最適ダンパー設計法の構築.....	202
4.2.1 遺伝的アルゴリズムの概説.....	202
4.2.2 制振改修における最適ダンパー設計の定義.....	207
4.2.3 無偏心モデルにおける最適ダンパー配置の探索手法.....	208
4.2.4 偏心モデルにおける最適ダンパー配置の探索手法.....	217

4.3 最適ダンパー設計解の探索	226
4.3.1 検討対象モデルと設計条件	226
4.3.2 解析対象とする抽象化モデルの応答評価精度	233
4.3.3 最適ダンパー設計解の分析	239
4.3.4 Hybrid GA と SGA における適合度関数の推移	256
4.4 等価線形化法による改修設計解の妥当性	262
4.4.1 無偏心モデル	262
4.4.2 1 軸偏心モデル	274
4.5 結語	278
 第 5 章 制振部材及び弾性フレームを付加した低耐力 RC 架構の繰返し載荷実験	
5.1 序説	283
5.2 異なる接合部を有する座屈拘束ブレースの累積変形性能	284
5.2.1 実験概要	284
5.2.2 実験結果	289
5.2.3 接合部の差異が大振幅での累積変形性能に及ぼす影響	293
5.3 低耐力 RC 架構における提案制振改修構法の適用実験	295
5.3.1 既往試験の概要	295
5.3.2 検討試験体	299
5.3.3 載荷および計測計画	312
5.3.4 実験結果および考察	316
5.4 提案改修設計法における仮定条件の妥当性	328
5.4.1 各構成要素の履歴モデルの妥当性	328
5.4.2 吸収エネルギー，等価減衰定数の評価精度	330
5.4.3 構成部材の合成効果を考慮した再現解析	332
5.4.4 合成効果を考慮した試験体の等価減衰定数の再評価	338
5.4.5 修正計算値と実験値の対応	340
5.5 結語	345
 第 6 章 鉄骨弾性フレームの合成効果を考慮した改修架構の応答性状	
6.1 序説	348
6.2 全層で部材の合成効果を考慮した制振改修架構の応答値	349
6.2.1 部材の合成効果を踏まえた復元力特性の設定	349
6.2.2 提案復元力特性の妥当性	351
6.2.3 提案復元力特性の適用範囲	353

6.2.4 改修架構の応答評価値.....	355
6.3 部材の合成効果の偏在を考慮した制振改修架構の応答値.....	359
6.3.1 探索手法の概要.....	359
6.3.2 最悪ケースの探索結果.....	362
6.4 不均等な合成効果の生起を考慮した改修設計例.....	369
6.4.1 層間変形角一定法の拡張.....	369
6.4.2 最悪ケースにおける層剛性のばらつきを考慮した改修設計例.....	372
6.4.3 設計例の応答評価.....	373
6.5 結語.....	378
第7章 結論.....	
7.1 各章のまとめ.....	381
本研究に関連して発表した論文.....	385
付録.....	
付録 A 制振改修の対象建物の諸元.....	1

本論で用いる記号

第2章

E	: 耐震設計用水平荷重
Y	: 風水平荷重
G	: 死荷重
P	: 活荷重
C_0	: 基準ベースシア係数
n_L	: 活荷重低減係数
$n_1(\alpha)$	: 地盤係数
n_2	: 地域係数
C	: ベースシア係数
C_B	: 等価一質点モデルにおける制振構造のベースシア係数
I_m	: 重要度係数
H_i	: 基礎面からの i 層の高さ
T	: 建物の 1 次固有周期
S	: 動的な影響を考慮する係数
K	: 建物の構造種別によるベースシア係数の割り増しの影響を考慮した係数
$A(T)$	: 設計用加速度スペクトル
A_0	: 有効地動加速度係数
$S(T)$	: スペクトル係数
T_A, T_B	: スペクトル特性周期
$R_d(T)$	: 水平地震力低減係数
R_A	: 対象とする建物の構造システムの靱性の程度に応じて設定される低減係数
K_d	: ダンパーの初期せん断剛性
K_f	: RC 架構の初期せん断剛性
K_{ul}	: RC 架構の除荷剛性
K_{μ}^f	: RC 架構の目標変形までの割線剛性
K_{sf}	: 付加弾性骨組の初期せん断剛性
K_{μ}^{Σ}	: 改修架構の目標変形までの割線剛性
Q_c^f	: RC 架構のせん断ひび割れ耐力
Q_y^f	: RC 架構のせん断降伏耐力
Q_{sf}	: 付加弾性骨組のせん断降伏耐力
Q_d	: ダンパーのせん断降伏耐力
Q_i	: A_i 分布に基づく静的な層せん断力分布

δ_c^f	: RC 架構のひび割れ変形
δ_y^f	: RC 架構の降伏変形
δ_y^d	: ダンパーの降伏変形
$\delta_y^{d'}$	: ダンパーの軸降伏変形
δ_G	: 対象モデル重心の代表変形
δ_{target}	: 制振改修の目標変形
Θ_i	: 多質点モデル各層の最大層間変形角
θ_{target}	: 制振改修の目標層間変形角
α_1	: RC 架構の 2 次剛性比
α_2	: RC 架構の 3 次剛性比
α_y	: RC 架構の降伏変位までの割線剛性比
p	: RC 架構の目標変形時における割線剛性の初期剛性に対する比
λ	: RC 架構の除荷剛性低下指数
γ_s	: 付加弾性骨組とダンパーの剛性比率
μ	: RC 架構の降伏変位に対する目標変位の比
μ_c	: RC 架構のひび割れ変位に対する目標変位の比
μ_{max}	: RC 架構の降伏変位に対する最大変位の比
μ_d	: ダンパーの降伏変位に対する目標変位の比
μ_{dmax}	: ダンパーの降伏変位に対する最大変位の比
${}_1\beta$	: 1 次の刺激係数
${}_1M_{eq}$	: 1 次の等価質量
${}_1K_{eq}$	: 1 次の等価剛性
${}_1H_{eq}$	: 1 次の等価高さ
h_i	: 既存 RC 架構を模した多質点せん断モデルの i 層の階高
m_i	: 既存 RC 架構を模した多質点せん断モデルの i 層の質量
M	: 多質点せん断モデル全層の質量
${}_1u_i$	: 既存 RC 架構を模した多質点せん断モデルの一次固有ベクトル
T_f	: 既存 RC 架構を模した多質点せん断モデルの弾性一次固有周期
T_μ^f	: 既存 RC 架構の割線周期 (等価周期)
T_μ^Σ	: 改修架構の割線周期
E_p^f	: RC 架構の履歴吸収エネルギー
E_e^f	: RC 架構の等価弾性歪エネルギー
E_e^d	: ダンパーの等価弾性歪エネルギー
$E_e^f + E_e^d$	: 系全体の等価弾性歪エネルギー
h_0^f	: RC 架構の構造減衰
h_{eq}^{RC}	: RC 架構の等価減衰定数

h_{eq}^{add} : 改修架構の等価減衰定数
 h_p^f : ランダム振幅を考慮した RC 架構の等価減衰定数
 h_{eq} : ランダム振幅を考慮した改修架構の等価減衰定数
 E_p^d : 弾塑性ダンパーの履歴吸収エネルギー
 E_p^{add} : 弾塑性ダンパーと付加弾性骨組の履歴吸収エネルギー
 R : 減衰定数に関するランダム振幅を考慮した低減係数
 $S_d(T_\mu^f, h_p^f)$: 目標変形までの割線剛性と等価減衰を想定した既存 RC 架構の仮想最大変形
 $S_d(T_\mu^\Sigma, h_{eq})$: 改修架構の最大変形
 $S_d(T_{max}^f, h_{max}^f)$: 既存 RC 架構の最大変形
 D_h : 付加減衰による応答低減効果を表す減衰効果係数
 a : 減衰効果係数のパラメータ
 A : 式(2-51)を構成する制振部材の特性を表す係数
 N : 多質点せん断モデルの層数
 F_c : コンクリートの設計基準強度
 A_p : 座屈拘束ブレースにおける塑性化部断面積
 A_E : 座屈拘束ブレースにおける弾性部断面積
 L : 座屈拘束ブレースの全長
 L_p : 座屈拘束ブレースの塑性化部長さ
 C_p : 座屈拘束ブレースの全長 L に対する塑性化部長さ L_p の比
 C_A : 座屈拘束ブレースの塑性化部断面積 A_p に対する弾性部断面積 A_E の比
 σ_y : 鋼材降伏応力
 E_s : 鋼材の縦弾性係数
 W_p^f : RC 架構の累積塑性歪エネルギー
 W_p^d : ダンパーの累積塑性歪エネルギー
 W_p^Σ : 系全体の累積塑性歪エネルギー
 α_j^* : 基準状態の最適降伏せん断力係数分布
 p_j : 基準状態からの隔たりの度合いを示す係数
 n : 損傷集中指数
 r_q : 弾塑性・弾性要素の降伏せん断力を考慮した柔剛要素間の負担せん断力比
 b_j : 接合部の有効幅
 V_{ju} : 接合部の最大耐力点のせん断耐力
 κ : 接合部の形状による係数
 φ : 直交梁の有無による補正係数
 F_j : 柱梁接合部のせん断強度基準値
 σ_B : コンクリートの圧縮強度
 Q_{Dj} : RC 梁の設計せん断力

a_t, a_b : 梁の下端筋, 上端筋の断面積
 j : 梁の応力中心間距離
 H_c : 柱梁接合部の上下の柱の平均高さ
 L_b : 柱梁接合部の左右の梁の平均長さ
 F_{add} : 一つの制振付加フレームが柱梁接合部に与える反力
 Q_{addj} : 反力による柱梁接合部のせん断剛性

第 3 章

x_j, y_j : j 構面の絶対座標
 x_k, y_k : 剛心の座標
 x, y : 重心の座標
 x_s, y_s, x_f, y_f : 2 方向偏心を考慮した 2 組の 2 構面モデルの並進座標
 $x_{sP}, y_{sP}, x_{fP}, y_{fP}$: 2 方向偏心を考慮した 2 構面モデルの並進座標 (地震波成分)
 $x_{sN}, y_{sN}, x_{fN}, y_{fN}$: 2 方向偏心を考慮した 2 構面モデルの並進座標 (修正外力成分)
 $x'_{sN}, y'_{sN}, x'_{fN}, y'_{fN}$: 2 方向偏心を考慮した 2 構面モデルの擬似並進座標 (修正外力成分)
 $y(t)$: 単層 1 軸偏心建物の重心の並進変形
 $y_k(t)$: 単層 1 軸偏心建物の剛心の並進変形
 $\theta(t)$: 単層 1 軸偏心建物の捩れ角
 $y_s(t)$: 縮約 2 構面モデルにおける剛側の並進変形
 $y_f(t)$: 縮約 2 構面モデルにおける柔側の並進変形
 $y'_s(t)$: 建物高さに換算した縮約 2 構面モデルにおける剛側の並進変形
 $y'_f(t)$: 建物高さに換算した縮約 2 構面モデルにおける柔側の並進変形
 θ : 捩れ角
 θ_x : x 方向からの地震入力成分による捩れ角
 θ_y : y 方向からの地震入力成分による捩れ角
 x_{jk}, y_{jk} : j 構面の相対座標 (剛心中心)
 y_s : 剛側モデルの y 座標
 y_f : 柔側モデルの y 座標
 δ_{max}^{top} : 重心の最大並進変形
 θ_{max}^{top} : 重心の最大捩れ角
 x''_0 : x 方向の地動加速度
 y''_0 : y 方向の地動加速度
 n_x, n_y : 多構面モデルにおける x, y 方向の構面数
 n_s, n_f : 多構面モデルにおける柔側・剛側の構面数
 T_θ : 多構面, 2 構面モデルのねじれ固有周期

K_θ : 重心を中心とした多構面モデルのねじれ剛性
 K_θ' : 剛心を中心とした多構面モデルのねじれ剛性
 $K_{\theta x}'$: 剛心を中心に x 方向の剛性のみを考慮したねじれ剛性
 $K_{\theta y}'$: 剛心を中心に y 方向の剛性のみを考慮したねじれ剛性
 K_x : 多構面モデルの x 方向剛性
 K_y : 多構面モデルの y 方向剛性
 n_x, n_y : 多構面モデルにおける x, y 方向の構面数
 M_{xj}, M_{yj} : 多構面モデルにおける各構面の質量
 M_j : 多構面モデルにおける各点の質量
 k_{xj}, k_{yj} : 多構面モデルにおける各構面の剛性
 I' : 剛心における多構面および 2 構面モデルの回転慣性モーメント
 I : 重心における回転慣性モーメント
 i_{kx}, i_{ky} : 4 構面モデルを構成する剛性要素の要素間距離
 i_{gx}, i_{gy} : 4 構面モデルを構成する質量要素の要素間距離
 i_{k0x}, i_{k0y} : 2 方向偏心を考慮した 2 組の 2 構面モデルにおける剛性の要素間距離
 i_{g0x}, i_{g0y} : 2 方向偏心を考慮した 2 組の 2 構面モデルにおける質量の要素間距離
 i_{g0} : 2 構面モデルを構成する質量要素の要素間距離
 i_{k0} : 2 構面モデルを構成する剛性要素の要素間距離
 i_k : 多層・縮約 2 構面モデルにおける剛性要素の要素間距離
 M_{sx}, M_{fx} : 4 構面モデルの x 軸上にある等価質量
 M_{sy}, M_{fy} : 4 構面モデルの y 軸上にある等価質量
 K_{sx}, K_{fx} : 4 構面モデルの x 軸上にある等価剛性
 K_{sy}, K_{fy} : 4 構面モデルの y 軸上にある等価剛性
 e_x : 4 構面モデルにおける x 軸方向の偏心距離
 e_y : 4 構面モデルにおける y 軸方向の偏心距離
 e : 2 構面モデルの偏心距離
 e' : 偏心距離の代表値
 j : 2 構面モデルの弾力半径
 j' : 剛心を中心とした多構面, 2 構面モデルの弾力半径比
 M_s, M_f : 2 構面モデルの等価質量
 K_s, K_f : 2 構面モデルの等価剛性
 T_s, T_f : 2 構面モデルの 1 次固有周期
 $T_{\mu s}^f, T_{\mu f}^f$: 2 構面モデルの 1 次割線周期 (等価周期)
 Ψ : 多層無偏心建物の 1 次モード振動形
 Ψ_s, Ψ_f : 多層 2 構面モデルを構成する多質点せん断モデルの 1 次モード振動形
 ${}_1M_{seq}$: 剛側モデル 1 次の等価質量

${}_1M_{feq}$: 柔側モデル 1 次の等価質量
 ${}_1K_{seq}$: 剛側モデル 1 次の等価剛性
 ${}_1K_{feq}$: 柔側モデル 1 次の等価剛性
 ${}_1H_{seq}$: 剛側モデル 1 次の等価高さ
 ${}_1H_{feq}$: 柔側モデル 1 次の等価高さ
 K_d^s : 剛側モデルにおけるダンパーの初期せん断剛性
 K_d^f : 柔側モデルにおけるダンパーの初期せん断剛性
 K_f^s : 剛側モデルにおける RC 架構の初期せん断剛性
 K_f^f : 柔側モデルにおける RC 架構の初期せん断剛性
 h_{ps}^f : 剛側モデルの等価減衰定数
 h_{pf}^f : 柔側モデルの等価減衰定数
 α : 地震動の入力角度
 $S_d(T_{\mu s}^f, h_{ps}^f), S_d(T_{\mu f}^f, h_{pf}^f)$: 柔, 剛側構面の最大応答値

第 4 章

S_t : 染色体における各層のダンパー剛性を表す情報の最大格納値
 l_s : 1 層分のダンパー剛性を表現するために割り当てられた遺伝子長
 L : 遺伝子長
 x_{jG}, y_{jG} : j 構面の相対座標 (重心中心)
 θ_{max} : 建物の最大層間変形角
 $G(x)$: ペナルティ関数
 r : ペナルティ係数
 f : 適合度関数
 K_d^{unit} : 単位ダンパー剛性
 K_{opt}^i : 多質点せん断モデル各層における最適ダンパー剛性
 n_0, n_1 : 染色体中における 0, 1 の数
 N_s : 最適化問題における解候補数
 θ_{max}^t : 建物の最大ねじれ角

第 5 章

M_c^B : 座屈拘束ブレースの拘束材中央の曲げモーメント
 M_y^B : 座屈拘束ブレースの拘束鋼管の降伏曲げモーメント
 P_{cu} : 座屈拘束ブレースの芯材最大軸力
 P_{cr} : 座屈拘束ブレースの拘束鋼管の Euler 座屈軸力
 a' : 座屈拘束ブレースの拘束材の初期不整
 e_c : 座屈拘束ブレースの芯材の偏心

s	: 座屈拘束ブレースの芯材と拘束材のクリアランス
I_r	: 座屈拘束ブレースの拘束鋼管の断面二次モーメント
I_E	: 座屈拘束ブレースの弾性部の断面二次モーメント
I_c, I_b	: 柱と梁の断面二次モーメント
L_k	: 座屈拘束ブレースの芯材の座屈長
L_{in}	: 座屈拘束ブレースの貫入長
L_{all}	: ブレース部の全長（接合部含む）
L_c	: 座屈拘束ブレースの接合部長
L_E	: 座屈拘束ブレースの弾性部長
B_c	: 座屈拘束ブレースの芯材幅
t_c	: 座屈拘束ブレースの芯材厚
R_m	: 鋼材の引張り強さ
R_{eH}	: 鋼材の上降伏点
R_{eL}	: 鋼材の下降伏点
A	: 鋼材の破断点
γ	: 座屈拘束ブレースの設置角度
γ_{ini}	: 座屈拘束ブレースの設置角度の初期値
N_d	: 座屈拘束ブレースの軸力
h_{act}	: 剛床の上部位置からアクチュエータの設置位置までの高さ
h_f	: RC フレーム剛床位置から上層梁芯までの高さ
h_{sf}	: 付加弾性骨組の芯芯間の高さ
l_f	: RC フレームの芯芯間の距離
l_{sf}	: 付加弾性骨組の芯芯間の距離
δ_{act}	: アクチュエータの水平変形
δ_d'	: 座屈拘束ブレース全体の軸変形
δ_{de}'	: 座屈拘束ブレース弾性部+接合部の軸変形
δ_{act}	: アクチュエータの水平変形
P_{act}	: アクチュエータの水平力
σ_c	: 座屈拘束ブレース芯材の等価軸応力
ε_c	: 座屈拘束ブレース芯材の軸歪
ω	: 座屈拘束ブレースの歪硬化修正係数
β	: 座屈拘束ブレースの圧縮耐力修正係数
H_p	: 座屈拘束ブレースの芯材と拘束材の間に働く垂直力
Q_{cal}	: 改修試験体の耐力計算値
${}_sQ_u$	: 付加ブレース（鉄骨枠部材およびモルタル部材は非考慮）の耐力
${}_sQ_u'$	: 付加ブレース（鉄骨枠部材の耐力を考慮）の耐力

${}_sQ_{su1}$	: 改修試験体の補強接合部に関する耐力
${}_sQ_{su2}$	: 改修試験体の補強部材に関する耐力
Q_{c1}, Q_{c2}	: RC フレームにおける柱の耐力
Q_j	: 改修試験体の補強接合部の耐力
Q_a	: アンカーボルトおよびシースタッド 1 本当たりのせん断耐力
${}_pQ_c$	: パンチングシア耐力
${}_cQ_{SU}$	: RC フレームにおける柱のせん断終局強度
${}_cQ_{MU}$	: RC フレームにおける柱の曲げ終局強度
a_t	: 引張鉄筋断面積
a_s	: アンカーボルトまたはシースタッドの断面積
D	: 柱断面せい
d	: 柱有効せい
B	: 柱断面幅
N_c	: 柱軸力 (=250kN)
E_c	: コンクリートの縦弾性係数
Z_{sf}	: 付加弾性骨組を構成する柱の断面係数
σ_B	: コンクリート圧縮強度
σ_m	: モルタルの圧縮強度
E_m	: モルタルの縦弾性係数
σ_t	: 鋼材の引張り強さ
σ_0	: 柱軸方向応力度
${}_s\sigma_{wy}$	: せん断補強筋の降伏強度
${}_m\sigma_y$	: 部材の引張降伏耐力
p_t	: 引張鉄筋比
p_w	: せん断補強筋比
M/Q	: $h_0/2$ (h_0 :柱内のり高さ)
n_a	: 考慮する RC 部材に付随するアンカーボルトの本数
κ	: 座屈拘束ブレースの歪硬化係数
a_c	: 部材の合成効果による付加弾性骨組の剛性割増率
a_b^{cal}	: 力学モデル b を考慮した付加弾性骨組の剛性割増率
a_c^{cal}	: 力学モデル c を考慮した付加弾性骨組の剛性割増率

第 6 章

a_c^{ini}	: 初期剛性時における付加弾性骨組の剛性割増率
a_c^{worst}	: 最悪ケースにおける剛性割増率
θ_c^{sf}	: 合成部材の履歴モデルにおける 1 次折れ点の水平変形角

θ_y^{sf} : 合成部材の履歴モデルにおける 2 次折れ点の水平変形角
 $E_c I_c, E_b I_b$: 柱梁の曲げ剛性 (合成効果発現前)
 $E_c' I_c', E_b' I_b'$: 柱梁の曲げ剛性 (合成効果発現後)
 H : 確定的な設計変数
 η : 構造物の不確定要素
 Ω : 構造物の不確定要素の変動領域
 δ_{max} : 質点モデルの最大応答値
 $g_{max}(\mathbf{H})$: 最悪地震時応答
 g_1 : 層への損傷集中度
 f_1 : 層への損傷集中度を対象とした最悪ケース解析の目的関数
 g_2 : 最大応答値
 f_1 : 最大応答値を対象とした最悪ケース解析の目的関数
 q : γ_s が基準値と異なる値をとる層の数
 ζ : γ_s がばらつく場合に対する γ_s が均一な場合の付加弾性骨組の等価剛性の比率
 γ_s^{var} : γ_{si} が各層で異なる影響を考慮した等価一質点モデルの γ_s
 ρ : γ_s がばらつく場合に対応した層間変形角一定法における残差項

第1章 序論

1.1 研究の背景

前世紀後半の爆発的な世界人口の増加の中、近代工業技術が大きく花開くことで膨大な物量の建築が世界のいたるところに建設され、人類文明と地球環境は短期間で極めて大きな変質を遂げた。こうした文明の発展期を経て人口減少期に突入した先進諸国では今、大々的に建築を建てる時代から建築資産の利活用を考えるフェーズへの大きな転換期を迎えている。一方で今なお人口が増加する開発途上国は、かつて先進国が歩んできた足跡を辿るように経済発展へと歩を進めている。このような経済成長のタイムラグは、先進国と開発途上国のあいだでそれぞれの社会を構成する人の思考や目的意識を「成長」か「維持・安定」の全く異なる方向のベクトルへ分離させるため、大きな価値観の対立を引き起こす可能性がある。こうした対立を小さくするためには、既存資産の有効利用により既に発展段階を経た国の新たな資源消費量を削減し、新たに成長をはじめた社会に対して資源を再分配すること、また開発途上国それぞれのバナキュラーな特性を織り交ぜながら、既に経済発展を経験した国々で蓄積された知見をさらに発展させていくことで、開発途上国において先進国がこれまでに経験してきた成長過程よりもさらに資源ロスの少ない経済成長を実現することが有効と考える。建築は人類の文明を構成する礎となるものであり、費やされる資源の物量やそれによる環境負荷も大きい。したがって、既存建築の質を保ちながらそのスクラップ&ビルトを回避する手法論を日本国内でさらに充実させること、また、そうした手法を世界の既存建築へと拡張していくことは人類社会の持続的発展の一助になるに違いない。

地震国における既存の建物資源の有効利用のためには、その耐震改修により地震がもたらす建物の損傷やそれに伴う解体を予防的に回避することが有効である。そうした中、特定のエネルギー吸収部材に損傷を集中させ地震後の建築の主構造を健全に維持する損傷制御の概念が提案されており¹⁻¹⁾耐震改修の分野にも応用されている。具体的には、建物の基礎や柱頭などに免震層を導入する免震改修や種々のダンパーなどを用いた制振改修などが挙げられる¹⁻²⁾。中でも鉄骨ブレースを座屈拘束材で補剛した座屈拘束ブレースは比較的簡便な機構を有しているが、地震時の累積エネルギーを効果的に吸収でき費用対効果が高く、制振改修の実務設計への適用に関するハードルが低い。そのため

日本国内では地震後に避難所としての使用が想定される体育館や学校校舎をはじめ、様々なビルディングタイプへの座屈拘束ブレースを用いた制振改修の適用が試みられている^{1-3), 1-4)}。2011年の東北地方太平洋沖地震においては、在来工法における耐震改修建物29棟に小破以上の構造被害を生じた一方、制震構法による補強を行った調査対象物件においては方立て壁などの2次部材の損傷のみで主要構造の顕著な被害はみられず、既存建物に対する制振改修の有効性が確認されている¹⁻⁵⁾。

よりグローバルな視点で建築分野の資源利用の効率化を図るためには、こうした制振改修の対象構造物として日本のみならず世界各地の既存建物も視野に入れることが重要である。地震による建物被害はプレート境界上に位置する南アメリカ西海岸からニュージーランドにかけての環太平洋地域、東南アジア、中東など多くの地域でみられる。文献¹⁻⁶⁾より引用した各国の設計用ベースシア係数を表1-1に示す。殆ど全ての国において設計用地震荷重はここ10～20年の間に引き上げられているが、日本と比較して他の地震国の構造設計基準におけるベースシア係数は小さい。図1-1にUNDPにより発表された1980年～2000年までににおける世界各国の地震頻度と被災死亡者数を示す¹⁻⁷⁾。特にトルコ、インド、イランなどの開発途上国において地震頻度に対する被災死亡者数が日本に比べ大きな値となっている。救命医療におけるトリアージと同じく、こうした建物被害や人命損失のリスクが高い開発途上の地震国における耐震性の不十分な建物の安全性を確保することは優先度の高い問題といえる。

こうした諸外国の既存RC建物に対する耐震改修の多くは建物の耐力の向上を主眼とした強度型改修であり、減衰性能の向上を視野に入れた制振改修の設計手法は未だ確立されておらず、研究の進展が望まれている。例えばトルコでは、比較的施工費が安い耐震壁の増設による耐震改修が多く適用されている。しかし耐震壁を増設する場合、開口部や室内空間において建築計画上の制約が生じたり、将来の地震により主構造が大きく損傷し地震後の継続使用性が損なわれ、建物の解体や大規模な修繕を要する可能性がある。密集して建て込まれた市街地では、災害時に行き場を失った多くの被災者が避難所として用いることができる公共施設を確保する必要があり、学校などの地域の拠点となるような施設に対しては、地震後の使用継続性を確保できる制振改修が有効と考えられる。全ての建物に対して制振改修の適用を試みることは現実的でないが、より重要度の

高い施設に関しては構造安全性の高い制振改修の適用が効果的である。また、こうした諸外国の既存 RC 建物に制振改修の適用範囲を広げることは、こうした国々での将来のエンジニアリングの更なる発展に寄与する研究として意義があると考える。

こうした海外の低耐力 RC 架構を制振改修の対象とした場合、現実的な設計において RC 架構の低レベルの損傷は許容せざるを得ず、そうした場合に生じる地震後の残留変形と局部への損傷の集中を回避することが必要となる。地震時に各部材に生じた塑性歪により残留変形が生じると、地震後の構造部材の修復可能性の低下に加え、床面の傾きなど居住性能に大きな影響を及ぼす可能性がある。また架構内の剛性・耐力の小さい部位への損傷の集中が懸念され、既存架構の耐震要素の偏在に伴う損傷の集中は、構造物の層崩壊やねじれ崩壊などの致命的な建物被害を引き起こす可能性がある。

構造物の層崩壊の事例は過去の地震でも数多くみられている。1978 年の宮城県沖地震においては耐震壁のない 1 層のピロティ層が崩壊する事例が多数みられた¹⁻⁸⁾。また 1995 年の兵庫県南部地震においては図 1-2 に示すように 1971 年以前の旧耐震基準に準じて設計された RC 建物が中間層において層崩壊し、中間層のみに損傷が集中する破壊形式が多くみられた¹⁻⁹⁾。偏在する非構造壁である雑壁が構造的に作用することで低剛性層が崩壊したケース¹⁻¹⁰⁾、部材のせん断破壊に伴う耐力劣化が特定層への損傷集中に大きく寄与したケース¹⁻¹¹⁾などが報告されている。また店舗付き集合住宅においては壁の少ない店舗階と壁の多い上部住宅部の剛性差により店舗階において層崩壊を生じた¹⁻¹²⁾。また 1 層が駐車場となっている集合住宅などにおけるピロティ層の崩壊例も多数みられた。こうした層崩壊の原因として文献 1-13)においては①構造形式がある層で変わり強度・剛性分布が急変したこと、②セットバックされた階で水平力が極端に大きく作用したこと、③旧基準における建物高さ方向の設計地震力分布が新耐震設計法（昭和 56 年施工）に比べ小さく不十分であったこと、④建物の高さ方向に伝わる上昇波と下降波が同位相で足し合わされたこと、⑤高次モードで共振し、応力が大きく現れたことなどが挙げられている。

また構造偏心に伴うねじれ崩壊の事例も同様に見られる。1978 年の宮城県沖地震においては開口部の偏在の偏在により、偏心率が高い建物においてねじれ振動が顕著になり倒壊に至った事例が報告されており、耐力の低い建物において構造偏心がねじれ振動

に及ぼす影響が顕著となったことが指摘されている¹⁻¹⁴⁾。兵庫県南部地震においては図 1-2 に示すように角地で道路側に開口が偏在する建物において、道路側の柱が大きく揺すられねじれ崩壊が生じた例がみられた。また 2011 年の NZ カンタベリー地震においては、耐震壁のあるエレベーターシャフトを中心にねじれ振動を生じ倒壊した CTV ビルなどの事例が報告されている¹⁻¹⁵⁾。

保有水平耐力の小さい既存 RC 架構において、剛性の小さい部位への損傷集中によるこうした構造被害を防ぐためには、地震入力時に塑性域に入り復元力を失った主架構を原点に引き戻す弾性構造要素の導入が有効といえる。そうした構造システムとして、コンクリート壁を弾性の芯棒として既存建物全層に渡り設置する手法¹⁻¹⁶⁾や PT ワイヤを復元機構として用いたロッキングシステム¹⁻¹⁷⁾などが提案されている。しかし、こうしたセルフセンタリングシステムを全層に連層配置することは高度な施工技術を要しコストも大きい。開発途上国を含む海外の既存 RC 建物の耐震改修においてはより低コストな構造システムの必要性が高いと考えられる。

またこうした制振改修を多くの建物に適用するためには、こうした構法を想定した時刻歴応答解析に頼らない簡便な設計手法の提案が望まれる。既往の制振設計法としては、部材の保有エネルギー吸収量が極めて稀に発生する大地震動を想定した必要エネルギー吸収量よりも大きくなることを前提としたエネルギーの釣合いに基づく設計法（告示エネルギー法）¹⁻¹⁸⁾や非線形性を有する構造物の構造特性を等価弾性系として評価する等価線形化法および応答スペクトル法を用いた制振設計法¹⁻¹⁹⁾などが提案されている。しかし、そうした既往の制振設計手法は比較的水平耐力の高い既存 RC 架構に対する制振設計を主眼としており、低耐力の既存 RC 架構を対象とした制振改修の設計法は確立されていない。また、弾性要素の概念も導入されておらず、既往の制振設計手法を拡張することで、新たな構法を想定した低耐力 RC 架構への制振改修における設計法の提案が必要といえる。

表 1-1 各国のベースシア係数

国名 (首都)	約30年前	約10～20年前	
	許容応力度設計法	許容応力度設計法	終局強度設計法
日本 (東京)	0.2	0.2	1.0
フィリピン (マニラ)	0.1	0.22	
インドネシア (ジャカルタ)		0.05	
チリ (サンチアゴ)	0.06	0.09	
インド (ニューデリー)	0.03	0.05	
トルコ (アンカラ)	0.06		1.0
ペルー (リマ)	0.05	0.08	
台湾 (台北)	0.07	0.1	

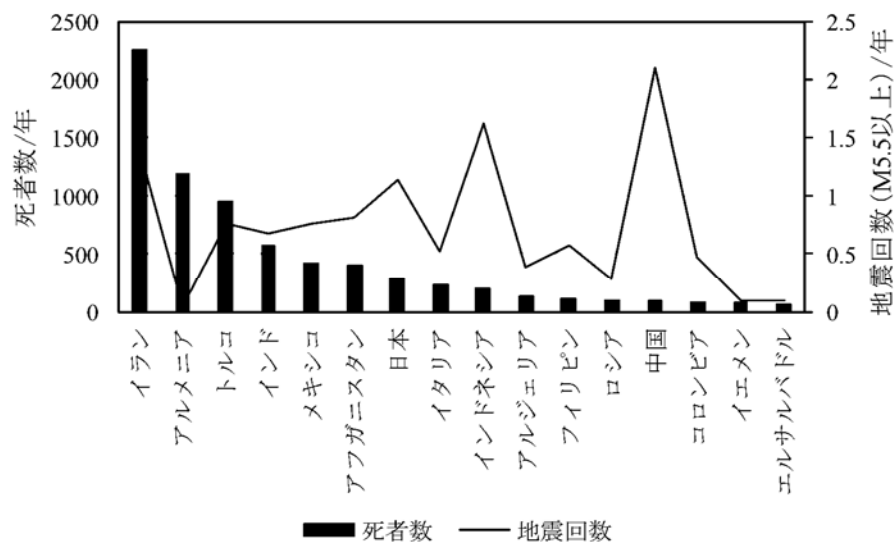


図 1-1 1980 年～2000 年における世界の地震被害



図 1-2 ねじれ崩壊・層崩壊の事例 (写真提供：神戸市)

1.2 制振改修の適用対象とする問題領域

1.2.1 トルコの耐震基準と制振改修のクライテリア

本論では諸外国の既存 RC 建物としてトルコの既存 RC 建物を研究の検討対象とするため、トルコ国内の耐震基準について述べる。トルコでは 20 世紀に M7 以上の地震が 21 回と 5 年に 1 回のペースで生じており、その多くが震源の近い直下型地震であるため過去に多くの地震による被災者が出ている¹⁻²⁰⁾。特にトルコ国内を東西に貫く北アナトリア断層において数多くの地震が発生しており、1939 年のエルジンジャン地震 (M7.9, 死者 32962 人)、1999 年のコジャエリ地震 (M7.6, 死者 17129 人 (公式発表, 実際には 40000 人程度の死者が出たという説もある)) などでは既存 RC 建物の倒壊により数万人単位の死傷者が生じている。こうした過去の地震被害を受けて、段階的に耐震規準の改定が行われている。そこで、文献 1-21) を参考にトルコにおける耐震規準の変遷を以下に記す。

・ 1940 年の耐震基準 (設計用ベースシア係数 0.02 程度)

1939 年のエルジンジャン地震 (M7.9, 死者 32962 人) を契機に制定されたトルコ最初の耐震基準である。ベースシア係数は 0.1 として風荷重 Y と水平地震荷重を考慮した設計用の水平荷重 E が式(1-1)により定められた。式中 G は死荷重, P は活荷重を表す。高さ方向の水平荷重分布に関しては定義されていない。

$$E = 0.1 \left(G + \frac{P}{2} \right) + \frac{Y}{2} \quad (1-1)$$

・ 1961 年の耐震基準 (設計用ベースシア係数 0.03 程度)

1960～70 年代にかけて産業化、都市化が加速し、大都市における多くの建物が 1961 年に改正された新たな基準に従い新たに建替えられた。同法ではベースシア係数 C は 1940 年の基準と同等の 0.1 を上限とし、地震が生じる頻度に応じた地域係数や建物の構

造特性，地盤の状態などが水平荷重の算定に考慮された．水平荷重 E は式(1-2)，(1-3)により表される．

$$E = C(G + n_L P) + Y/2 \quad (1-2)$$

$$C = C_0 n_1 n_2 \quad (1-3)$$

同式中，活荷重低減係数 n_L は通常の住居建物で 0.5，公共の建物などでは 1 とされた．式(1-3)中 n_1 は地盤の状態や建物の構造種別により応じて設定された（最大 1）．建物の建てられる地域はゾーン I，II に区分され， n_2 は建設地域に応じて設定された（Zone I :1, Zone II :0.6）．ベースシア C_0 は表 1-2 に示すように高さに応じて設定されたため，同法は低層建物のベースシアを危険側に評価してしまう欠点を有していた．

・ 1968 年の耐震基準（設計用ベースシア係数 0.04 程度）

同法では水平荷重における風荷重と地震荷重の影響が分離的に考慮され，水平震度の層方向の分布が逆三角形分布で定義されたり，架構の動的な挙動の影響がベースシア係数に表現されるなど大きな改善がなされた．また RC 建物における柱，梁，耐震壁の断面及び鉄筋の最小寸法などが定められた．さらに建物の重要度係数や偏心率がベースシア係数に考慮され，設計用水平荷重 E は式(1-4)で定義された．式(1-5)の W は建物の全重量を表し，式(1-6)中の C_0 は建設地域に応じて（Zone1:0.06, Zone2:0.04, Zone3:0.02）， α は地盤の状態に応じて（0.8～1.2）， I_m は建物の重要性を考慮して（重要な建物の場合 1.5）， S は動的な影響を考慮してそれぞれ設定された．

$$E = CW \quad (1-4) \quad W = \sum W_i = \sum G_i + n_{Li} P_i \quad (1-5) \quad C = C_0 \alpha I_m S \quad (1-6)$$

S は式(1-7)，(1-8)のように設定された．また，各層の水平地震荷重は式(1-9)を用いて算定された．なお， H_i は基礎面からの i 層の高さを示す．

$$S = 1 \quad (T \leq 0.5s) \quad (1-7) \quad S = 0.5/T \geq 0.3 \quad (T \geq 0.5s) \quad (1-8)$$

$$E_i = E \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \quad (1-9)$$

・ 1975 年の耐震基準（設計用ベースシア係数 0.06 程度）

同法は 1998 年の改正まで 20 年以上にわたって運用され，後ほど示すようにトルコ国内の多くの建物が本基準に基づいて設計されている．本論で扱う対象構造物も本基準に

基づく構造諸元で設計されているものを想定する。

本設計指針では RC 建造物の部材ディテールに関する詳細なルールが追加されたほか、建物の「靱性」の概念が初めて導入された。水平地震荷重 E は表 1-3 に示す建物の構造種別によるベースシア係数の割り増しの影響を考慮した係数 K を含む式(1-10)により表される。式中 C_0 は建設地域に応じて (Zone1:0.1, Zone2:0.08, Zone3:0.06, Zone4:0.04), 動的挙動を考慮した係数 S は式(1-11)により、重要度係数 I_m は 1968 年の基準と同様に設定された。ベースシア係数 C_0 は 1968 年の基準に比べやや高めに設定されている。なお、 T_o は地盤の有効周期、 T は建物の略算固有周期を表す。

$$E = C_0 K S I_m \geq \frac{C_0}{2} \quad (1-10) \quad S = 1/|0.8 + T - T_o| \leq 1.0 \quad (1-11)$$

各層の地震荷重を算定する際には 1968 年の基準（式(1-9)）において、さらに高層建物における高次モードの挙動を考慮した算定式を用いた。

本設計指針の運用は長く続いたが、RC 建物の設計は許容応力度設計法から限界耐力計算法に 1980 年代後半から徐々に移行し始め、2000 年に出版された基準では許容応力度設計法が姿を消した。

・ 1998 年の耐震基準（設計用ベースシア係数 0.2 程度）

同法は、極めて稀に生じる地震動に対して部材レベルで応力と応答変形が終局強度と許容変形以下であることを確認する終局強度型設計法に基づいており、1999 年のコジェリ地震以後、防災への意識が高まったトルコの構造設計において大きな信頼を寄せられている基準である。弾性応答スペクトルの定義、設計用地震動における許容構造性能の設定、構造偏心などに関する定量的な制限値の設定がなされている。本論における耐震改修においては、同基準をターゲットとした制振設計を行う。

本耐震基準における設計用地震動は通常建物において再現期間 475 年、より重要な建物においては再現期間 2475 年となっている。設計用加速度スペクトル $A(T)$ を式(1-12)に示す。式中における有効地動加速度係数 A_0 は建設地域に応じて (Zone1:0.4, Zone2:0.3, Zone3:0.2, Zone4:0.1), 重要度係数 I_m は 1.0～1.5 の範囲にわたって設定される。建設地域の区分は地震の発生確率により図 1-3 に示すように設定される。

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (1-12)$$

式(1-12)中におけるスペクトル係数 $S(T)$ は式(1-13), (1-14), (1-15)により設定される。なお、スペクトル特性周期 T_A , T_B は敷地の地盤の影響を考慮して表 1-4 に示すように設定される。

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (1-13) \qquad S(T) = 2.5 \quad (T_A \leq T \leq T_B) \quad (1-14)$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T \geq T_B) \quad (1-15)$$

また、終局強度型設計法では構造物の安全性が確保される範囲内での塑性変形を許容するため、建物の構造システムに応じて式(1-16), (1-17)で表される水平地震力低減係数 $R_a(T)$ を考慮する。 R_a は対象とする建物の構造システムとその靱性の程度に応じて設定されるがその詳細は割愛する。

$$R_a(T) = 1.5 + (R_a - 1.5) \cdot \frac{T}{T_A} \quad (T \leq T_A) \quad (1-16)$$

$$R_a(T) = R_a \quad (T \geq T_A) \quad (1-17)$$

最終的に設計用ベースシア C は低減係数を考慮した式(1-18)により与えられる。

$$C = W \frac{A(T)}{R_a(T)} \geq 0.10 A_0 I W \quad (1-18)$$

なお、本指針は主にコンクリート建物の設計を中心としたものとなっている。

・ 2007 年の耐震基準（設計用ベースシア係数 0.2 程度）

同基準においては架構の設計用ベースシア係数に大きな変更点はないが、1999 年のコジェリ地震での多くの既存 RC 建物の被害を受けたため、既存建物の耐震改修を促進するため、既存建物の耐震性評価および耐震改修手法に関する基準が新たに設定された。また、異なるレベルの設計用地震動に関する概念が導入された。また、トルコで往々にして問題となる施工不良を管理することが鉄骨造建物では容易であり、建物の構造安全性を確保しやすい鉄骨造建物の設計指針の包括的な整備が行なわれた。

表 1-2 係数 C_0

建物高さ (m)	ベースシア係数
<16	0.06
16-22	0.07
22-28	0.08
28-34	0.09
34-40	0.1
40<	+0.01 (3m ごとに)

表 1-3 構造種別係数 K

構造種別	構造種別係数 K
靱性型フレーム	0.6~1.0
非靱性型フレーム	1.2~1.5
ブレース付き鉄骨フレーム	1.2~1.6
耐震壁—靱性型フレーム	0.8~1.2
耐震壁構造	1.33
石造建築	1.5

表 1-4 スペクトル特性係数

地盤種別	T_A (s)	T_B (s)
Z1 (硬い地盤)	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4 (柔らかい地盤)	0.20	0.90

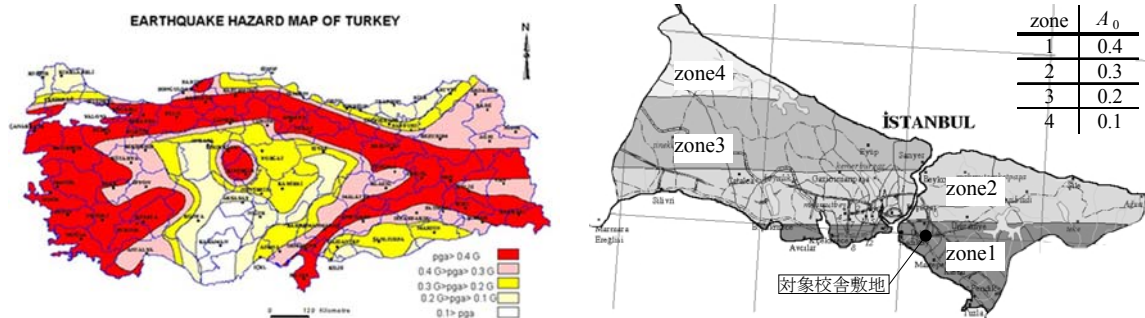


図 1-3 トルコの手サードマップ

前述したようにトルコにおける耐震基準は段階的に改善がなされており、特に 1998 年の指針では設計用ベースシア係数が大きく改善され、現在に至るまでトルコ国内で用いられている。そこで本研究では、改修設計における想定地震動を 1998 年における基準に基づく再現期間 475 年の地震動（式(1-12)）とする。トルコの指針においては、学校などの公共建築では同基準に対し $1/100\text{rad}$ 以内の変形に収める必要性が示されている。対象敷地のパラメータをもとに算出した 1998 年の指針に基づくトルコの応答加速度スペクトル係数を図 1-4 に示す。図中には我が国の BCJ-L2 ($h=0.05$) の加速度応答スペクトルを重ねて示している。図よりトルコの応答加速度スペクトル係数は Z3 で BCJ-L2 の加速度応答スペクトルと概ね対応していることがわかる。これより本研究においては、トルコの応答加速度スペクトル係数と概ね対応している人工地震波 BCJ-L2 を用いて各種検討を行う。なお、トルコの基準における応答加速度スペクトル係数（式(1-13)～(1-15)）は EUROCODE 8 (2004) の指針とほぼ同様となっている¹⁻²²⁾。

文献 1-22)においてはトルコ国内の既存 RC 建物の建てられた年代、階数などの分布に関するデータが示されており図 1-5 に示す。図に示しているデータは 16 年前のものでやや古いですが、トルコの既存建物においては、5 層以下の低層建物の割合が 95.7%と非常に高く、耐震改修を考える上でまずはこうした低層建物を対象とした改修設計法の必要性が高い。また 1970 年～2000 年に建てられた建物が 77%を占め、仮に法基準に準じて設計されている建物を対象にするのであれば、1975 年の法基準で要求されているベースシア係数 0.06 程度の建物を設計対象と考えるのが妥当である。同年代の日本の設計基準では許容応力度設計で設計用ベースシア 0.2 相当が要求されていることを考えれば、本論で改修対象とする建物の耐力レベルは日本の建物と比較して大幅に低いと考えられる。

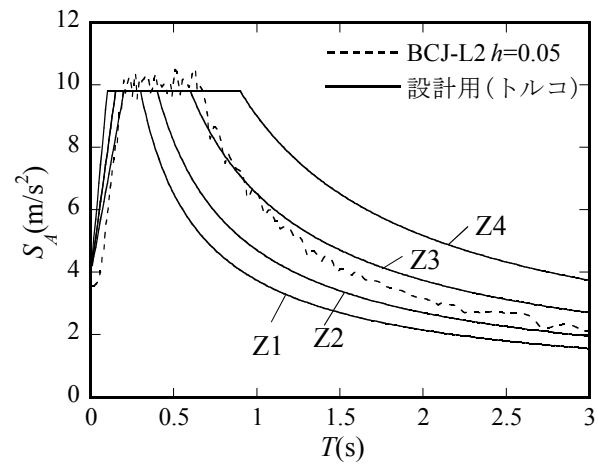
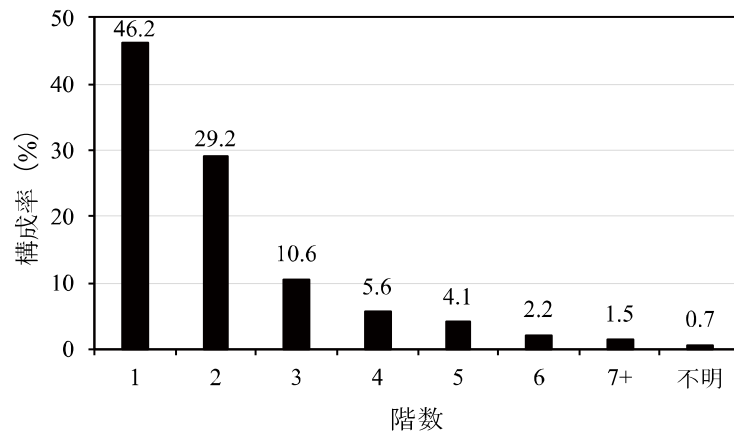
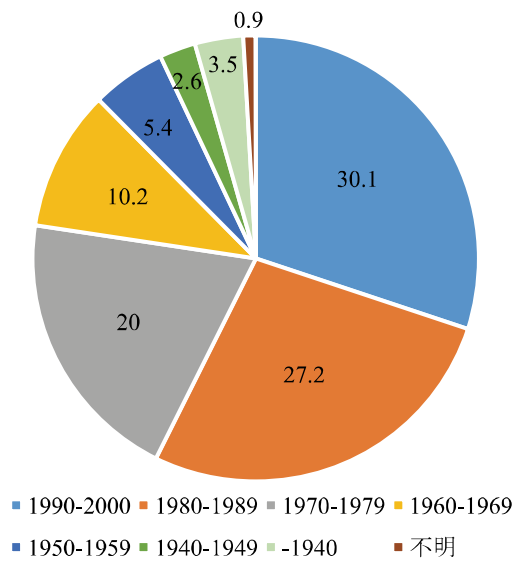


図 1-4 設計用スペクトルの比較



(a) 建物の階数



(b) 建物の建設年代

図 1-5 トルコにおける既存建物の構成比 (2000 年)

1.2.2 制振改修の対象とする既存 RC 建物の特徴

本論で検討対象とする写真 1-1 および写真 1-2 に示すようなトルコの既存 RC 建物は、次のような特徴を有している¹⁻²³⁾。

- ・ 1998 年以前の規準で建てられた既存 RC 建物は、図 1-6 に示すように部材断面や設計用ベースシア係数が小さく保有耐力が日本の既存建物に比べ非常に小さい。その多くが図 1-7 に示す志賀マップ上の大被害の領域に位置する。
- ・ 方向性の強い扁平な形状の柱梁を有しており、柱芯や梁芯が通り芯からずれている場合が多い。
- ・ 耐震壁が非常に少ないラーメン構造であり、柱梁部材とトゥーラと呼ばれる穴あきレンガ（図 1-8）を積み上げた非構造壁が配置された建物が多い。

本研究における制振改修の検討対象とする既存 RC 建物の種別としては、地震後の建物の継続使用を想定した制振改修のプライオリティが高いと考えられる学校校舎を選定する。トルコにおける学校校舎に対し耐震壁を増設することによる耐震補強が多く適用されており、文献 1-24)ではこうしたトルコ国内の既存 RC 校舎に関する調査が行われている。これらの学校校舎の諸元を志賀ら¹⁻²⁵⁾が提案した志賀マップ上に黒丸で示す。志賀マップは RC 造建物の壁率と柱・壁ならしのせん断応力度をパラメータとして表され、低層 RC 造建物の地震被害を簡便に推定できるとされている。黒丸で示すトルコの既存 RC 造校舎の多くは白丸で示す日本の既存 RC 建物（1978 年宮城県沖地震被害調査¹⁻²⁶⁾）と比較して壁率が 40 以下、柱率が 20 程度と小さい一方、柱・壁ならしのせん断応力度が大きく、より地震被害の危険度が高いことがわかる。マップ上は地震被害があるエリア A、B と無被害のエリア C に区分されているが、トルコの既存建物の多くは、最も地震被害が大きいエリア A に位置することがわかる。

このようにトルコにおける多くの既存学校校舎は設計用ベースシア係数が 0.06 であった 1975 年の耐震規準に従って設計された既存不適格建築となっている。図 1-6 に示すようにその柱・梁寸法は日本の既存不適格建築と比較すると小さく、構造物の有している保有水平耐力も 0.1 程度に留まる。同校舎は日本における標準設計の学校校舎と同様、長辺方向が短辺方向に比べ長い長方形で中廊下型のプランを有しており、同様のタ

イプの校舎がトルコ国内に数多く建設されている。また写真 1-1 をみると、日本の多くの既存学校校舎と同様に垂れ壁がついており、さらに外壁部に方向性を有した扁平柱が突出していることが分かる。

図 1-8 に非構造壁を構成する穴あきレンガを示す。その水平耐力は非常に小さい。板厚の小さい室内の間仕切り壁の多くは横方向に、板厚の大きい外部の非構造壁は縦方向に、それぞれ穴あきレンガを並べることで構成されている。

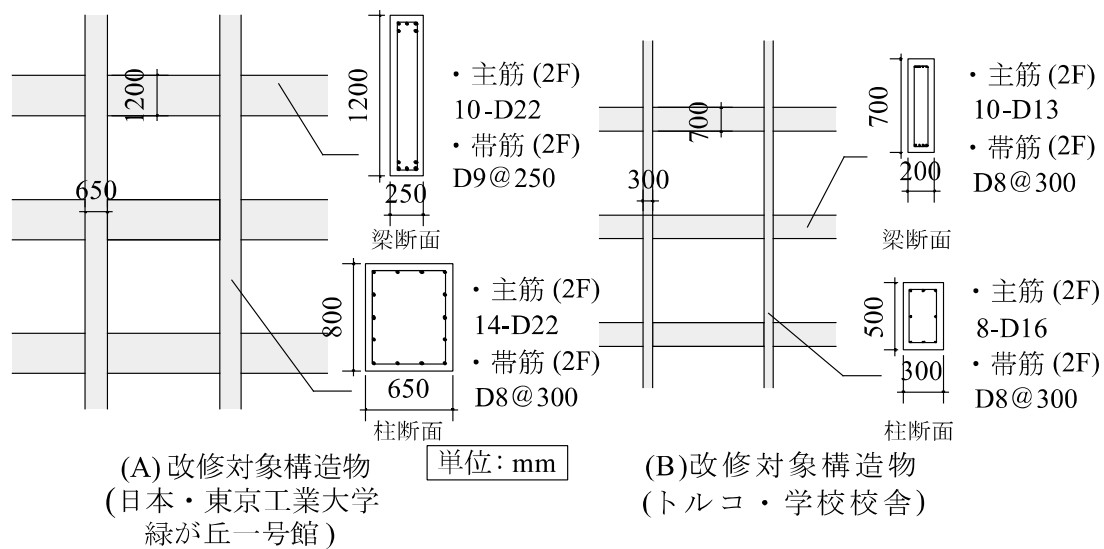


図 1-6 日本とトルコの既存 RC 建物の比較

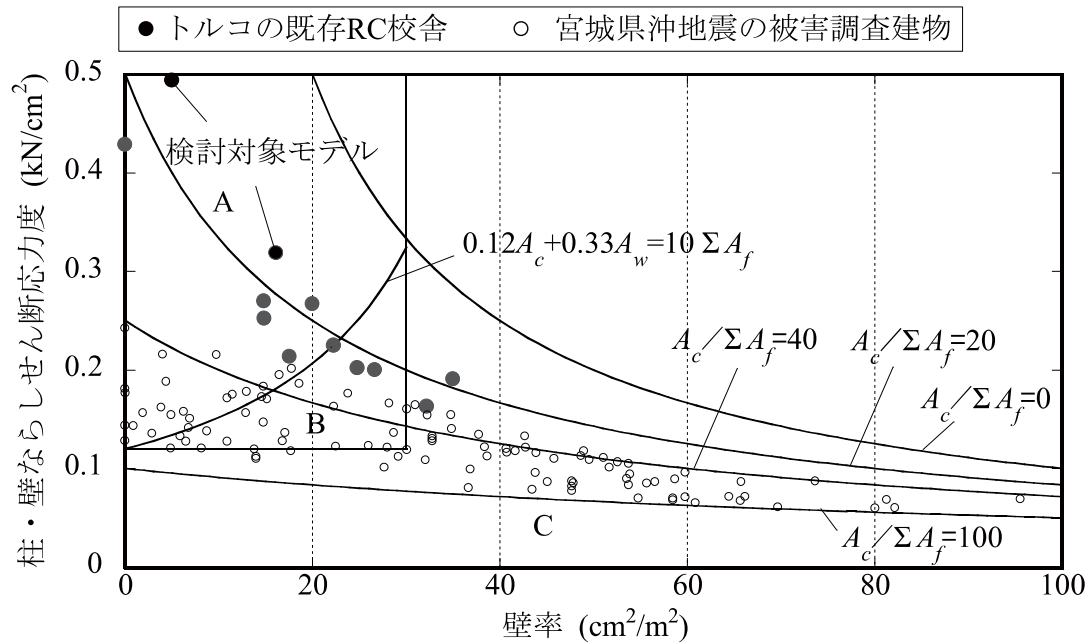


図 1-7 志賀マップ



写真 1-1 既存 RC 造学校校舎（トルコ共和国）



写真 1-2 既存 RC 造学校校舎の内観（トルコ共和国）

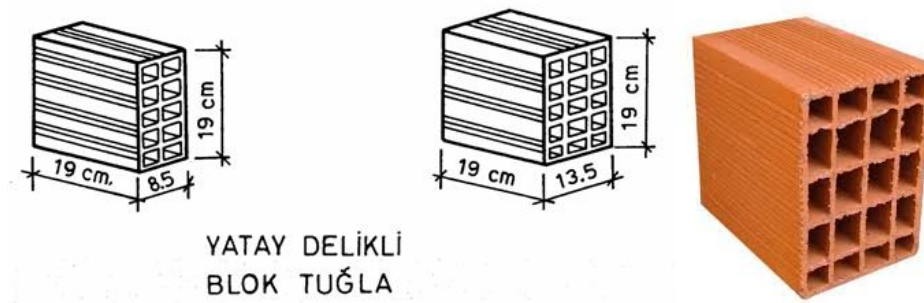


図 1-8 非構造壁を構成する穴あきレンガ（トゥーラ）

1.3 既往の研究

1.3.1 等価線形化法に基づく応答評価法および制振設計法に関する研究

等価線形化法は弾塑性系を等価な減衰と剛性をもつ線形モデルに近似し応答評価を行う手法であり、弾塑性域を考慮する必要がある設計においても広く利用されている。応答スペクトル法と組み合わせることにより、地震動の個別性を配した一般解を簡便に得られる点で有用な手法である。ただし、定常的かつ線形に近い振動形での応答予測を想定した理論であるため、ランダム波に対する非線形性の強い構造を対象とした応答予測には工夫が必要であり、そうした点でこれまでに多くの研究がなされている。

Jacobsen¹⁻²⁷⁾は等価線形化法に用いる等価粘性減衰の概念を提案した。等価線形化法により弾塑性系の定常解を厳密に求めることは Iwan^{1-28), 1-29)}らに行われている。一方で等価線形化法に基づく弾塑性系の定常応答の近似解を求める手法として、Caughey ら^{1-30), 1-31)}は最小 2 乗近似により弾塑性系の履歴吸収エネルギーを振動数に比例した等価粘性減衰に置換して応答を評価する手法を提案している。しかし、計算手順が煩雑であり設計法への応用へは至っていない。柴田ら¹⁻³²⁾はこうした手法を整理し、最大点剛性に基づき幾何学的に等価減衰定数を評価する手法を提案している。同手法は前者に比べ複雑な計算を省いた簡便な手法となっているものの、特に塑性率 μ が 3 以下程度の小さい範囲であれば最小 2 乗近似により得られる等価減衰定数とよい対応を示している。同手法を用いて地震波などのランダム振動を入力した際の弾塑性系の平均等価減衰が、数値解析や RC 骨組の動的実験等に基づいて評価されている¹⁻³³⁾。ランダム振動に基づく数値解析や動的実験の結果を踏まえて柴田らは部材の等価減衰を部材塑性率 μ の関数として定め、得られた等価減衰と等価周期を用いた収斂計算を伴う等価 1 自由度線形系の応答値は地震波入力時の弾塑性応答を概ね模擬することを確認している¹⁻³⁴⁾。さらに柴田・Sozen ら¹⁻³⁵⁾は最大点剛性による等価線形化法において各部材の許容しうる塑性率を与えることにより、等価線形系の割線剛性を仮定し多層 RC ラーメン骨組の耐震設計に弾塑性応答の効果を近似的に取り入れた substitute structure 法を提案しており、同手法に基づき設計した 8 層の RC モデルの非線形応答解析結果と目標値は±50%程度の精度で対

応することを確認している。また Moehle¹⁻³⁶⁾は、substitute structure 法を応用し、その応用した手法により振動台試験における 10 層程度の縮小 RC フレーム試験体頂部の応答値を±30%程度の精度で評価できることを示している。

島崎¹⁻³⁷⁾は柴田らの提案した等価線形化法の考え方を利用してバイリニアの設計用応答変位スペクトルを想定した場合の等価一質点系の弾塑性応答を予測し、主に速度一定領域で強度比が 0.3 以上の場合において概ね評価できることを示している。また応答評価値をもとにバイリニア系の構造特性係数 D_s を算定する手法を提案している。さらに柴田らの提案した等価粘性減衰の評価式の係数を様々な構造種別の建物に関して数値解析的に提案している。一方、五十田ら¹⁻³⁸⁾はバイリニア型、スリップ型などの履歴ループを幾何学的に考慮し低減係数 0.7 を乗じたものを等価減衰定数として評価することで、各復元力特性において概ね±50%程度の範囲で等価一質点モデルの弾塑性応答を評価できることを示している。

・等価線形化法を応用した弾塑性建物の応答評価に関する研究

RC 構造物の応答予測を主眼とし、立体骨組モデルの静的荷重増分解析に基づく等価線形置換を用いた応答予測法に関する研究が行われている。2000 年に日本では性能基盤型の耐震性能評価手法として限界耐力計算法¹⁻³⁹⁾が導入され、Capacity Spectrum Method¹⁻⁴⁰⁾に基づいた方法が採用された。同手法は、建築物全体の構造特性を表す耐力曲線 (Capacity Spectrum) と等価粘性減衰を考慮した応答スペクトル (Demand Spectrum) を重ね合わせることで建築物の最大応答を簡便に推定するものである。また FEMA の評価法¹⁻⁴¹⁾では、Capacity Spectrum をもとに得られる建物の等価弾性周期と弾性応答スペクトルにより弾性応答を求め、建物の降伏強度と等価弾性周期の関数で与えられる係数を乗じることで応答変形量を推定する Displacement Coefficient Method が採用されている。こうした応答スペクトルを用いた応答予測手法を多層、多自由度構造物に適用するため、様々な構造物の特性を 1 自由度の Capacity Spectrum で表現する手法の提案に関する研究が行われている。

倉本ら¹⁻⁴²⁾は、1 次モード比例の外力分布を用いた多層モデルの静的増分解析による、主架構塑性化後の固有モードの変化を考慮した等価 1 自由度系への縮約方法を提案し

ている。同手法では、多層モデルの静的増分解析における各ステップの各層の変位分布の変化を等価質量に置換した等価一自由度系の Capacity Spectrum を提案しており、トリリニアの復元力特性として組み込んだ等価一自由度モデルの時刻歴応答解析によりその妥当性を検証している。これらの研究ではベースシアが 0.3 程度の剛性の不均等なモデルを含む様々な弾塑性多層モデルにおける良好な応答評価精度を確認しているが、1 次モードの荷重分布をベースとしているため、低剛性の層や高層建物上部の応答評価精度がやや低い。そこで文献 1-43) ではモード適応型の外力分布を用いた静的非線形荷重増分解析 (MAP 解析) および多自由度系の地震応答結果を用いた振動モード分解による等価一自由度系の高次モードに起因する残余応答成分の評価を行っている。構造物の各変形振幅時における構造物のモード形の変動が考慮でき、実構造物の高精度な応答評価が可能となっている。また同手法を柔層と剛層が混在する架構に拡張した検討を行い、1 次のみならず高次モードの変動を考慮した検討を行っている。ただし塑性化の進行に伴い高次モードの等価質量比が大きく変化する場合、評価精度が低下することが指摘されている¹⁻⁴⁴⁾。一方で岡野ら¹⁻⁴⁵⁾は層降伏機構を有する鉄筋コンクリート建築物を対象に、仮定した割線剛性をもとに擬似的に全モードに対する弾性固有値解析を行い、各モードの応答値を SRSS 法で合成した最大応答の収斂計算を行うことで高次モードを考慮した非線形応答を評価する非線形マルチモード解析 (NoLMM 解析) を実施し、やや計算は煩雑となるものの良好な応答評価精度を得ている。

・等価線形化法を応用した制振設計法に関する研究

2000 年代以降、構造物の非線形特性をあらかじめバイリニア、トリリニア曲線に理想化した多質点せん断系モデルを想定することで、ダンパーなどを用いた制振構造の設計理論に等価線形化法を応用した研究も多く行われてきた。抽象化した理論構築が可能とした膨大なパラメトリックスタディから、せん断系を対象として制振構造の特性を極めて包括的に把握している。

笠井ら¹⁻⁴⁶⁾はランダム応答下における線形応答とダンパーの等価減衰を各塑性率の平均値で定義することで等価線形置換し、収斂計算を用いることによる 1 質点せん断系の制振構造の応答予測法を提案している。また減衰に伴う応答スペクトルの低減係数を提

案し、膨大な地震波を用いたパラメトリックスタディによりその有効性を検証している。さらに様々な 2 次剛性比、ダンパー塑性率を有する制振構造の変位・せん断力倍率を包括的に表現したグラフを作成し、制振構造の特性を定性的に論じている。

竹内ら¹⁻⁴⁷⁾は笠井らの 1 質点系における応答予測法を拡張し、 A_i 分布に近い応答せん断力分布を有する均等な主架構に対しダンパーをランダムかつ不均等に配置した多層せん断系のパッシブ制振構造の各層の応答値を、減衰平均法を近似した減衰近似法を用いて収斂計算なしで求める簡易な応答評価法を提案し、比較的小さいダンパー耐力・剛性比となる制振架構において精度のよい結果が得られることを確認している。

笠井らは文献 1-48)で主架構とダンパーの剛性比 K_d/K_f の概念を導入することで、加速度、速度一定スペクトルのもと様々な K_d/K_f やダンパー塑性率 μ における 1 質点せん断系の制振構造におけるダンパーの性能曲線と性能曲線を用いた簡便な設計法を提案している。これは、主架構が弾性範囲のもとで高次モードを考慮しながら多質点せん断系の制振構造の制振設計を行う手法であり、4, 10, 20 層の制振構造における膨大なパラメトリックスタディによりその適用性を確認している。さらに同様の手法を粘弾性ダンパーや¹⁻⁴⁹⁾、構造の動的特性や最大応答が振幅・振動数の両方に依存する粘性系と履歴系のダンパーを併用した制振構造へ拡張している¹⁻⁵⁰⁾。

主架構が弾性範囲以外となる場合の制振構造を対象にした研究も行われている。小林ら¹⁻⁵¹⁾は笠井、竹内らが提案した 1 質点、多質点せん断系の制振構造の応答予測手法を鉄骨主架構の塑性化を考慮した制振構造へ拡張し、主架構の降伏せん断力係数が 0.3 以上、主架構の 2 次剛性比が 0.05 以上で層剛性の均等なモデルに対する適用性を確認している。笠井ら¹⁻⁵²⁾は粘弾性ダンパーをもつ制振構造において、主架構の塑性率が 2 以下、主架構の 2 次剛性比が 0.1 以上となる範囲でのバイリニア主架構の塑性化を想定し、既往設計法を拡張することによる制振設計法を提案し、層剛性の均等・不均等なモデルに対する適用性を確認している。さらに同手法を RC 主架構の塑性化を許容した粘弾性ダンパーや弾塑性ダンパーの制振設計法へと拡張している^{1-19), 1-53)}。しかし、等価線形化法は定常系かつ線形系に近い応答予測を前提としているため、既往の研究におけるその応用範囲は、対象構造物の予測される最大変形が降伏点の近傍に位置する場合に限られており、その範囲を大きく逸脱する場合を対象とした研究はみられない。

1.3.2 平面的に偏心を有する構造物に対する非線形応答評価とダンパー配置に関する研究

先述したように 2000 年代以降、等価線形化手法による非線形応答予測手法に関する研究が精力的に行われ、それに伴い平面的に偏心を有する建物の非線形応答の予測手法に関する研究も数多く行われている。これらの既往の研究に関して以下に概説する。

藤井らは、等価縮約モデルを用いた偏心構造物の非線形応答評価法の構築に関する研究を体系的に行っている。まず文献 1-54)では 1 次モード形を考慮して単層 1 軸偏心建物を等価 1 自由度系に縮約し、1 方向地震入力時の応答評価を行う手法を提案している。対象モデルの 1 次モードの等価質量比が大きいほど応答評価精度が高く、対象モデルの弾力半径比が 1 以上の場合、1 次モードの等価質量比が 0.5 以上の並進卓越形となり、 $\pm 20\%$ 程度の精度で応答予測が可能であることを示している。一方、文献 1-55)では、辺長比や直交方向構面の剛性が異なるモデルの検討を行い、直交構面の剛性低下が生じるモデルにおいては変形増加に伴い 1 次等価質量が低下し回転方向の振動が顕著となることを指摘し、1 次モードのみならずモード直和外力を考慮した静的増分解析を行うことで各構面の変形が概ね評価できることを示している。

次に各層で重心位置、剛性偏心距離、耐力偏心距離ならびに弾力半径比が等しく、等価 1 次質量の比率が大きい多層 1 軸偏心建物を対象として単層 1 軸偏心モデルを介した等価一自由度系への縮約法を提案し、1 次等価質量比が 0.6 以上で立面的に整形な建物であれば、1 方向入力地震時の多層偏心建物の各構面の頂部、各層の最大変位を大局的に評価できることを確認している^{1-56), 1-57), 1-58)}。

また、水平 2 方向地震入力を受ける単層 1 軸偏心建物の応答評価法を提案し¹⁻⁵⁹⁾、多層構造物へ拡張している¹⁻⁶⁰⁾。さらに、2 軸偏心を有する等価単層偏心系モデルの各次モードの等価質量に関して、互いに直交する方向に関する等価質量比の和が一定になることを示し、1 次モードの等価質量が最大となる方向とこれに直交する方向に関して、等価一自由度系モデルの運動方程式を定式化している。文献 1-61)ではそうした考え方にに基づき弾性 1 次モード応答の主軸と 2 次モードが卓越すると仮定した主軸に直交する方向に自由度を有する 2 つの等価一自由度モデルを考えることにより、単層 2 軸建物

の偏心応答を予測している。1次等価質量比が0.75以上、2次等価質量比が0.8以上の場合の適用性を確認している。同手法は、各層で剛心の異なる梁降伏先行型の全体崩壊形を形成する連層耐震壁付きフレームにも拡張されている¹⁻⁶²⁾。

文献1-63)では単層1軸偏心建物の応答予測法と等価線形化法を応用することにより、変位依存型ダンパーによるRC建物の応答制御における変形目標を満たすために必要な各構面の必要部材耐力を導出する手法を提案し、その妥当性を確認している。同手法では、対象建物の補強前後において1次モード応答が支配的で、等価周期の変動の影響は無視できることを仮定している。提案手法は立面的に整形な多層偏心RC構造物における速度依存型ダンパーによる応答制御手法へと拡張されており^{1-64), 1-65)}、改修構造物に対して任意の方向から2方向入力地震動を入力した場合の応答評価を行うことにより、弾性1次モード応答の主軸方向への1方向入力地震動に対する制振設計の妥当性を示している¹⁻⁶⁶⁾。

さらに文献1-67)においては、地震応答が最も厳しくなる入力方向は1次モード応答の主軸方向に一致するとの仮定の下で、多層偏心建物の任意方向からの水平1方向地震動入力に対する柔側構面の最大応答の上限値を推定する手法が提案されている。同手法は非線形領域での1次モード形の変動を考慮した静的漸増載荷解析に基づいており、構造物の非線形性を直接的に考慮した手法となっている。同手法は既存RC造多層偏心建物や耐震補強建物の任意方向からの地震入力時の応答予測へ応用されている¹⁻⁶⁸⁾。また、単層偏心系モデルのパラメトリックスタディをもとに、1次モード、2次モード形とも弾性時から最大応答時に至るまで並進卓越型に準ずる場合において提案手法が適用可能であることを示している¹⁻⁶⁹⁾。こうした一連の研究では精緻な理論構築により振動モードが比較的単純な偏心建物のねじれ応答評価モデルを包括的に提案しているが、縮約のプロセスにおいて複数のモデルの静的増分解析を行い、段階的に縮約モデルを構築する必要があるためやや煩雑な手法となっている。ダンパー付加を前提とした応答評価であれば応答評価精度に必ずしも拘る必要はなく、構造物のねじれ振動を大局的に評価するためのより簡便な縮約法があれば設計に有用と考えられる。

一方、壁谷澤ら¹⁻⁷⁰⁾は偏心RC構造物の震動実験の結果に対し、等価線形化手法による応答予測法を適用している。評価対象となるモデルの変形レベルに応じて1次有効質

量比が減少することに着目し、変形に応じて荷重分布の基準となる対象モードを変化させた荷重増分解析を用いた応答推定法を提案し、1次有効質量比が小さいモデルであっても応答を推定できることを示している。

また、倉本ら¹⁻⁷¹⁾は偏心建物の動的応答を把握するため、静的増分解析に基づき等価1自由度系に縮約しCapacity Spectrumを導出する静的縮約法と各ステップの応答評価値に基づく動的縮約法を、単層1軸、2軸建物に適用し、各層重心位置の高次モードを含む応答評価手法を提案している。同手法において常に1次振動モードに比例した外力分布を用いたモード適応型静的非線形荷重増分解析(MAP解析)を適用することで、偏心率の大きいモデルに対しても提案手法が適用可能となることを示している。同手法も藤井らの手法と同様に多層構造物の各構面の応用予測へと拡張されている^{1-72), 1-73)}。

小鹿ら¹⁻⁷⁴⁾は、RC架構の靱性・脆性部材の減衰評価手法を改良した上で、単層一軸偏心建物に対して全モードの応答予測値をCQC法で合成することで応答評価を行う非線形マルチモード解析¹⁻⁴⁵⁾を適用し、建物の最大応答値を概ね良好な制度で評価できることを確認している。また等価線形化法で偏心建物の応答評価を行う場合、モード間の連成を考慮する必要があることを指摘している。

笠井ら¹⁻⁷⁵⁾は、単層1軸偏心構造物に対し顕著な減衰が付与されたときの、剛性、粘性要素から構成される線形非比例減衰系のねじれ応答予測を、実数モードを対象とした応答スペクトル法により擬似的に行う手法を提案しその適用性を確認している。

竹脇ら¹⁻⁷⁶⁾は、下層と上層の平面形状が異なるセットバック建物の応答評価を行う2層の縮約モデルと縮約地震力を提案し、その妥当性を解析により確認している。

以上、既往の研究においては小自由度縮約モデルを用いた非線形偏心構造の応答予測手法が数多く提案されているが、その適用範囲は、各層で剛心および重心位置が同様に回転半径が等しい範囲とされ極めて限定的といえるそのため、より複雑なねじれモードを有する架構の応答評価法に関しては研究がなされる必要があると考えられる。

1.3.3 鉄骨ブレースを用いた既存 RC フレームの耐震改修に関する研究

鉄骨ブレースを用いた既存 RC 建物の耐震改修は、建物の開口部を完全に塞ぐことなく既存 RC 建物の耐震性能を改善することができるため、耐震壁増設などの手法に比べ建築計画の自由度が高い耐震改修が可能となる。そのため日本では、多くの既存 RC 建物の被害がみられた 1978 年の宮城県沖地震以降、鉄骨系斜材を用いた既存 RC 建物の耐震改修に関する実験、解析的検討が数多くなされてきた。鉄骨系斜材を用いた耐震改修に限定したとしても、鉄骨枠付きブレースをはじめ、ダンパーなど様々な部材を用いた改修手法がこれまでに検討されてきた。主要な研究に関して以下に述べる。

東ら¹⁻⁷⁷⁾は 1 スパン RC フレームに対し、K 型ブレース、鉄骨ラーメン、ダイヤモンドトラスなど様々な鉄骨系部材を RC フレームに導入した改修架構の性能を静的載荷実験により確認している。同実験ではアンカー接合部の破壊が見られたものの鉄骨架構の導入による架構の耐震性能の改善がみられた。同実験で得られた荷重変形関係を簡便な線材モデルを用いた解析により評価できることを示している¹⁻⁷⁸⁾。また川股ら¹⁻⁷⁹⁾は 1978 年の宮城県沖地震で被災した東北工業大学 5 号館の修復において、桁行方向のファサード面に H 形鉄骨ブレースを付加した耐震改修を適用している。

清田ら¹⁻⁸⁰⁾は、鉄骨枠付きブレースを用いた改修工法において、既存架構と鉄骨補強材をつなぐ接合部にアンカー、スタッドとモルタルを用いた構法を提案し、同構法を用いた場合 $F=1.27$ 程度まで鉄骨架構のじん性を見込めることを実験および解析により示している。また菅野ら¹⁻⁸¹⁾は鉄骨枠付きブレースを導入した学校校舎の耐震改修の実施例について報告し、その耐震性能や施工コストなどを、RC 壁増設工法を適用した場合と比較している。

青木ら¹⁻⁸²⁾は鉄骨枠部材を構成する H 形鋼を強軸方向に用いた試験体の実験的検討を行っており、その高い耐震性能を示している。また弾塑性解析において既存 RC 架構とモルタルを一体断面とみなし鉄骨枠と分離したモデルを想定した場合、耐力をやや低めに評価することを示している¹⁻⁸³⁾。勝俣ら¹⁻⁸⁴⁾も部材の合成効果に着目した検討を行っており、鉄骨枠による拘束効果を考慮することによって既存柱の剛域を伸ばし、鉄骨枠、コンクリート柱の部分的な合成効果を考えることで、試験体の最大耐力を評価できるこ

とを示している。

壁谷澤ら¹⁻⁸⁵⁾は実大振動実験として鉄骨枠付きブレースを3層に渡って取り付け付けた試験体の動的載荷試験を実施し、高い耐震性能を確認している。

鉄骨枠付きブレースに関しては、具体的な構造物への配置を念頭とした構法・配置に関する研究も多数実施されている。加村ら¹⁻⁸⁶⁾は建築計画上の妨げとなる下梁などを除去した鉄骨枠付きブレースを適用した実験を行い、剛性・耐力とも計算値を満たし、高いじん性を示すことを確認している。また山本ら¹⁻⁸⁷⁾は除去した下梁部を鋼板でつなげることによりじん性能が向上することを実験により示している。

榎谷ら¹⁻⁸⁸⁾は学校校舎などの耐震改修において居ながら改修が可能な外付鉄骨ブレース工法を想定した様々な試験体の載荷実験を行い、柱部分の鉄骨枠を柱幅の中心に取り付け梁部分の鉄骨枠を梁側面に取り付けた外付け改修モデルにおいては、最大耐力、靱性能とも従来工法と同様であることを示している。また江崎ら¹⁻⁸⁹⁾は特に学校校舎の建物形状としてしばしばみられる柱型が外壁面に出ている箇所に耐震部材を配置する手法を実験で検討している。

南ら¹⁻⁹⁰⁾は材料強度の低い低強度コンクリートを用いた架構に対し、鉄骨枠付きブレースを適用した載荷実験を行っており、十分な耐力が得られ、F 値は 1.27 程度を見込めることを確認している。

以上、鉄骨枠付きブレースを用いた耐震改修手法は、静的試験から動的試験まで多くの実験によりその適用性が確認され、実務的な応用に役立つ知見も数多く得られており、多くの建物の耐震改修に一般的に用いられる手法となっている。

一方で、鉄骨枠付きブレース構法では基本的にブレースの降伏を想定しない強度型補強を考えているため、これまでに行われた多くの実験的研究においては、鉄骨枠は単に耐震ブレースを既存 RC 架構と接合させるための仲介材という位置付けで考えられている場合が多く、改修指針¹⁻⁹¹⁾における耐力式でも鉄骨枠の耐力に関しては言及されていない。これは、鉄骨枠の曲げ耐力による制振架構の耐力の上昇は、ブレースの耐力上昇への寄与と比較すると小さいためと考えられる。しかし、制振改修において鉄骨枠の靱性能に着目すれば、鉄骨枠は RC フレームやブレースに比べてさらに変形性能の高い柔要素とみなせる。したがって付加ブレースの降伏を前提とする制振改修において主架構

の低レベルの損傷を許容する場合、鉄骨枠が残存する構造性能の要になると考えられる。こうした制振改修を対象とした鉄骨枠の靱性や部材挙動に着目した分析的研究が必要と考えられる。

・制震部材を架構に設置することによる制震補強に関する研究

1995 年の兵庫県南部地震以後、既存 RC 建物の変形性能を期待し地震エネルギーを吸収するダンパーを応用した制振改修に関する研究が精力的に進められた。北嶋ら¹⁻⁹²⁾は鋼製ブレースと摩擦式ダンパーが一体となったダンパーブレースを躯体へ直に定着させることによる制振改修に関する一連の研究を行っている。同研究では改修構法に関して実験的に検討した上で、適用した建物の地震時応答を分析することによりダンパーによる既存架構の変位低減を確認し、鋼材ブレースを用いた場合に比べ応答加速度を低減できることを示している。また 1 スパンのダンパー補強試験体頂部に算出した地震時変位応答値を入力した準動的実験を実施し、レベル 2 相当の地震下における応答変位の低減と、良好なダンパーのエネルギー吸収およびそれに伴う等価減衰性能の向上を確認している¹⁻⁹³⁾。さらに実在 RC 造校舎 3 層分を切り出し、摩擦ダンパーを取り付けた試験体を対象とした準動的試験も実施している¹⁻⁹⁴⁾。

北村らは二重鋼管の座屈拘束ブレースを PC 鋼棒で建物外周部の梁端部に圧着させる制振改修構法を提案し、実験により優れたエネルギー吸収性能を確認している。また同試験体の動的試験も併せて行い耐震性能を確認している¹⁻⁹⁵⁾。

竹内ら¹⁻⁹⁶⁾は RC 建物の制振改修において座屈拘束ブレースを適用した部材実験を行い、実際の建物へ適用している。また新たな耐震改修の方法論としてルーバーなどをピン接合型の座屈拘束ブレースなどの制震部材と共に建物外周部に配置し、構造・環境・意匠性能を向上させる統合ファサードの概念を提示している。さらに金木ら¹⁻⁹⁷⁾は座屈拘束ブレースを 1 スパンに複数配置する斜行配置座屈拘束ブレースを用いた統合ファサード改修手法を提案しており、実験によりその適用性を確認した上で設計手法を提案している。Tsai ら¹⁻⁹⁸⁾は台湾の既存 RC 建物を対象とした RC フレームに対し、BRB を導入した実験を実施しその適用性を確認している。

制振改修やそれに近い靱性型の耐震補強は鉄骨枠を利用した鉄骨枠付きブレースを

発展させた形状でも多く適用されている。勝俣ら¹⁻⁹⁹⁾は一般のブレースに比べじん性能が高い、早期に降伏するせん断パネルを組み込んだ Y 型ブレースを用いた改修工法を提案し、その高いエネルギー吸収性能を実験により確認している。また小鹿ら¹⁻¹⁰⁰⁾は K 型ブレースに弾塑性ダンパーとしてハニカムダンパを組み込んだ改修試験体の実験及び解析を行い、その適用性を確認している。高井ら¹⁻¹⁰¹⁾は類似した形状の弾塑性ダンパーと K 型ブレースを用いた制振改修試験体の振動台実験を行い、改修効果を確認している。

北嶋ら¹⁻¹⁰²⁾は、既存建物のバルコニーに摩擦ダンパー付きの外付けフレームを導入することによる耐震改修構法を提案しており、実験および解析によりバルコニースラブのせん断応力を分析しその適用性を確認している。宮内ら¹⁻¹⁰³⁾は鉄骨枠付きブレース構法において、LY100 の極低降伏点鋼ブレースを用いた耐震改修構法を適用した実験を行い、ブレースのエネルギー吸収による改修架構の耐力、じん性の向上を確認している。また宮川ら^{1-104), 1-105)}は構造的に明快で意匠性に優れたピン接合を有する二重鋼管ブレースを用いた改修構法を適用した実験を行い、腰壁・垂れ壁付きでじん性の低い RC 架構を含めた対象架構に対する適用性を確認している。さらに神野ら¹⁻¹⁰⁶⁾は溝型鋼で補剛したアンボンドブレースを適用し、接合形状や接合部の仕様をパラメータとした実験を行うことで、それぞれのモデルの耐震性能を確認している。岩田ら¹⁻¹⁰⁷⁾は鉄骨枠と座屈拘束ブレースをアンカーレス構法で RC フレームに導入した 1/3 縮小試験体の静的漸増載荷試験を行いその性能を確認している。Tsai ら¹⁻¹⁰⁸⁾は同様に BRB を導入した鉄骨枠を台湾の既存 RC 建物に部分的にアンカーのみを用いた接合構法により適用しているが、鉄骨フレームは BRB と RC フレームの接合要素として設計されており、弾性要素として用いる思想では設計されていない。

これまでの研究において制振部材を適用した既存 RC 架構の耐震補強に関する実験的検討も多く行われているが、実験における試験体の耐力評価や部材挙動の分析など、その検討の多くは部材レベルでの耐震性能の評価を主眼としている。一方で、こうした実験により得られた部材挙動と既存 RC 架構と制振部材を用いた等価線形理論に基づく設計理論との整合性に関して分析した研究はみられない。

1.3.4 最適化手法を用いたダンパーの最適設計に関する研究

近年のコンピュータの解析性能の向上に伴い、最適化アルゴリズムなどを用いた解析的アプローチからダンパーの最適設計を試みる研究が多く進められている。最適化手法として数理計画法に加え、遺伝的アルゴリズムやニューラルネットワークなど発見的な最適化手法も多く用いられている。最適化手法を用いた制振ダンパー配置の最適設計に関する既往の研究の一部を以下に示す。

・数理的アプローチに基づくダンパーの最適設計に関する研究

Ashour ら¹⁻¹⁰⁹⁾は多層建物を一様なせん断要素でモデル化し、1 次モードの減衰定数を最大化するダンパー分布を最適ダンパー分布として探索している。

Zhang ら¹⁻¹¹⁰⁾は多層せん断モデルの mean square response が最大となる層に 1 本ずつ順番に粘弾性ダンパーを配置していくことによる設計手法を提案しており、その有効性を解析および実験により確認している。

辻ら¹⁻¹¹¹⁾は減衰係数の指定された粘性減衰装置を各層に配した平面弾性せん断モデルの最大応答を目標値に制御するために必要な層間剛性分布を、近似的に減衰の非対角項を考慮した固有値解析と摂動法を組み合わせることにより求める手法を提案し、その妥当性を確認している。また同手法を架構に導入する粘性ダンパーの減衰係数の総和を制約条件に加えた最適化問題に発展させている¹⁻¹¹²⁾。さらに、せん断モデルにおける最適剛性設計解をもとに、1 次固有振動特性の等価性を考慮してせん断モデルを逆置換した骨組モデルの部材重量を最小化する最適部材配置を勾配射影法により決定する手法を提案している¹⁻¹¹³⁾。同手法はダンパーを有する超高層建築物の実務設計において仮定断面を決定する際に応用されている¹⁻¹¹⁴⁾。その後同手法は高層建物の曲げ変形を考慮した曲げせん断型モデルへと拡張されている¹⁻¹¹⁵⁾。さらに粘性ダンパー付きの平面弾性せん断モデルにおける層剛性最適化手法を、構造物の偏心によるねじれを考慮できる立体せん断型構造物に拡張している¹⁻¹¹⁶⁾。

辻ら¹⁻¹¹⁷⁾はダンパーと剛性の量を変動させたときの応答感度の勾配を線形的に表現することで、一次近似した応用近似式を用いてシンプレックス法による最適化を試みて

いる．類似した手法として平田¹⁻¹¹⁹⁾は種々の配置制約のもとで複素固有値解析における減衰定数を最大化する最適ダンパー配置を目的関数の近似曲面を用いた応答曲面法により探索している．また小坂ら^{1-120), 1-121)}は複素固有値解析により得られる 1 次固有値の実部をラグランジュ定数法により最小化することにより，1 次モードの減衰を最大化させるダンパー配置を探索している．

山川ら¹⁻¹²¹⁾は木造住宅を想定した非剛床の立体多構面モデルにおいて模擬地震動を入力した際の時刻歴応答が目標応答値を満たすのに必要な最小ダンパー量を直接探索法により探索する手法を提案し，2 層住宅の比較的小さい問題領域において検討を行っているが，得られる最適解はやや初期値に依存し，ばらつきがみられる．

辻ら¹⁻¹²²⁾は多層せん断モデルの層方向の自由度を縮減した小自由度のせん断モデルと地震時慣性力を得る手法を提案し，得られた小自由度の構造モデルを対象とした時刻歴応答解析と竹脇¹⁻¹²³⁾が提案した感度解析に基づく最適化手法を組み合わせることで総量の指定されたダンパーの最適配置手法を構築している．また同手法を 40 層の高層モデルに適用し，概ね妥当な最適解を得ている．また時刻歴応答解析による最大層間変位を感度解析に近い近似解法により評価することで，多層建物におけるオイルダンパーのリリース荷重の最適分布を決定する手法を提案している¹⁻¹²⁴⁾．

・発見的な最適化手法によるダンパーの最適設計に関する研究

皆川ら¹⁻¹²⁵⁾はニューラルネットワークと質点モデルの弾性応答解析を用いて，架構への投入ダンパー量を固定した全組み合わせ数が 101 通りの小規模な問題領域において，架構の最大変形を最小化する粘性体ダンパーの最適分配率を得ている．

藤田ら¹⁻¹²⁶⁾は多層せん断モデルに対する高減衰ゴムダンパの配置を対象とし，遺伝的アルゴリズムにより地震波を入力した応答解析結果を評価することにより，最大加速度，変位などの適合度関数を最小化する各層へのダンパー剛性の分配率を探索しており良好な収束解を得ている．また同手法を適合度関数の重み付けを考えることにより複数の評価関数や入力地震波を対象とした最適化計算に拡張している¹⁻¹²⁷⁾．

Singh ら¹⁻¹²⁸⁾は線形の立体骨組モデルに対して，遺伝的アルゴリズムとモーダルアナリシスによる応答評価法を組み合わせ，容量と数の与えられたダンパーを最適配置す

る手法を提案している.

朝比奈ら¹⁻¹²⁹⁾は多質点せん断モデルに対し, 建物の 1, 2 次の固有振動数と一致する振動数を有する単振動を入力し応答評価を行うことで, 各モードを対象とした層方向の最適ダンパー分布を得ている. また人工地震波などを入力した検討も行っている¹⁻¹³⁰⁾.

北村ら¹⁻¹³¹⁾は多質点せん断モデルにおいて, GA の並列モデルの一つである分散型 GA を用いて不規則振動論による定常応答解を最小化する層のダンパー剛性分布を求めている.

加藤ら¹⁻¹³²⁾はグリットシステムを用いて立体骨組モデルの時刻歴応答解析による応答評価値を遺伝的アルゴリズムにより評価することで, トラス鉄塔の耐震改修における最適ダンパー配置を探索している. 柱材の座屈とダンパーの本数を評価関数とし, 概ね良好な解を得ている. 竹内ら¹⁻¹³³⁾は応答スペクトル法と等価線形化法により得られた応答評価値を遺伝的アルゴリズムにより評価することにより, トラス鉄塔の耐震改修における最適ダンパー配置を得ている. また相対変位が大きい部材をダンパーに置換する経験的設計法の妥当性を最適解と比較することにより示している.

藤井ら¹⁻¹³⁴⁾はダンパーの剛性のみを考えた上で静的荷重に対するグランドストラクチャの位相最適化を行い, 得られた斜材の配置位置にダンパーを配置することによる設計手法を検討している. 一方で応答解析においてダンパーの累積減衰エネルギーが小さい順にグランドストラクチャからダンパーを除去し設計解を求める ESO 法による手法も提案し, 高い性能の設計解を得ている¹⁻¹³⁵⁾.

上述した研究においては多層せん断モデルから立体骨組モデルのダンパーの最適配置に至るまで様々な検討が行われているが, 様々なアルゴリズムや応答の評価手法を用いた研究が多く乱立している状態にも見え, それぞれの提案手法により得られた最適解の性能を等価線形化法などの既往のダンパー設計理論と比較し, その妥当性を裏付けた研究はみられない. また最適設計においては評価関数の設定と外力の選定が非常に重要となるため, 最適化手法に対し様々な評価関数や地震波を用いた検討を行うことで得られた解を相互に比較検討し各最適解を横断的に評価することにより, 実際の実務設計に応用できる知見を蓄積できると考えられる.

1.4 研究の目的

本研究は開発途上国を含む諸外国の地震多発地域に多く存在する低耐力の既存 RC 架構において、日本と同程度の設計用地震波に対し主架構を低損傷に制御する設計思想を想定した制振改修の設計法を構築しその妥当性を検証することを目的とする。本論では座屈拘束ブレースを付加部材として考慮し、そのエネルギー吸収による減衰性能の向上を期待した設計により、架構のせん断耐力の向上に加え付加減衰が 10%~20%程度得られる改修構法を制振改修と定義する。

海外の低耐力 RC 建物は日本において制振改修の対象とされる既存 RC 建物に比べ大幅に保有水平耐力が低いため、日本と同レベルの設計用地震動に対して仮に主架構を弾性範囲に保つことを考える場合、付加するダンパー耐力・剛性が非常に大きな値となり現実的な設計が困難となる。そこで本論で扱う制振改修においては RC 主架構の降伏を許容するものの、その場合改修建物において復元力要素が消失することでその最大応答値が弾性範囲から大きく逸脱することにより、既往の等価線形化法による応答予測が困難となる可能性が高い。また層・平面方向に剛性が不均等な建物を考える場合、剛性の小さい部位への地震エネルギーの集中による層崩壊やねじれ崩壊が懸念される。したがってこうした建物の制振改修においては、改修架構の安定性を確保する適切な設計法の提案が望まれる。

そこで、本論では制振改修において変位依存型の座屈拘束ブレース（弾塑性ダンパー）とともに想定地震時に弾性状態を維持する弾性要素を導入することにより、層・平面方向の剛性が不均等な建物など様々な形状を有する建物の地震応答を制御し、損傷を均等化するために必要な付加ダンパーの量や配置を求める手法を提案する。

したがって、本研究は大きく分けて次の 2 つの研究課題により構成される。

1. 低耐力 RC 架構の損傷配分を均等化する構造システムの提案

低耐力 RC 建物を対象とした RC 主架構の降伏を許容する制振改修では、制振改修においてもダンパーの十分なエネルギー吸収性能を期待するために、主構造の損傷状態を制御する構造システムの提案が必要となる。RC 架構の降伏を許容する場合前述したよ

うに系の復元力要素が消失することにより、特定層、特定架構の変形が増大し複雑な振動性状が生じる可能性が高い。そこで設計地震動に対する変形クライテリアにおいて原点への復元力を与える復元機構となる部材を付加的に導入することにより建物の全層にわたり地震エネルギーをなるべく均等に配分することで、改修建物の振動モードや変形を限定し、付加したダンパーによる十分なエネルギー吸収量を確保することを考える。具体的には制振改修において地震時の降伏によるエネルギー吸収を前提とする弾塑性ダンパーと並列に、想定変形時に弾性状態を保つ柔構造や塑性化した構造体を引き戻す機構を有するセルフセンタリングシステムを組み込むことなどが考えられる。そうした低耐力RC架構に対し弾性要素と弾塑性ダンパーを並列に配置する構法の有効性や耐震性能に関する部材レベルでの検討が必要となる。

2. 提案構造システムを適用するための改修設計法の構築

耐震改修の計画時には時刻歴応答解析によらずに既存RC架構の構造性能の評価を簡便かつ正確に行うことができれば効率的であり、そうした観点から等価線形化法に基づく制振設計法が提案されている¹⁴⁸⁾。しかし、既往の制振設計法では弾性要素を付加部材として導入することが想定されておらず、課題1で提案する構造システムを用いた制振改修に対する設計法の拡張が必要となる。提案する構造システムを適用する場合、想定地震時における改修建物の応答性状を1次モードでかつ弾性範囲の近傍に制御することで、既往の等価線形化法による応答予測の適用範囲に近い範囲に架構の応答値を限定できる。一方、既往の制振設計法で考慮していない弾性要素を新たな概念として導入しているため、提案する設計法において弾性要素を考慮した理論に拡張する必要がある。また実際の建物においては、高さ方向や平面方向に剛性が偏在するものも多く存在し、実務設計での利用を想定した包括的な設計手法を提案するためには、そうした剛性の偏在する建物を含む弾塑性架構の最大変形を収斂計算なしで簡便に評価できる手法の提案が望ましい。そうした動的挙動を近似的に表現する簡便な力学モデルを提案し、その適用性や適用範囲を確認することも必要となる。

以上より、課題1では新たな構造システムを提案し、課題2では課題1で提案した構造

システムの適用を想定した設計理論を構築することで，本論では，諸外国の低耐力 RC 架構に対する制振改修における設計法の提案を試みる．

1.5 論文の構成

本論では、図 1-9 に示すように提案改修構法を用いた制振改修における設計法に関する理論展開を行う課題 A と、提案する制振改修構法の有効性を部材架構レベルで検討する課題 B の両観点から研究を進め、実務的な改修設計法の提案を試みている。

課題 A に関する検討内容は以下の通りである。

A1 低剛性層や構造偏心を有する弾塑性低耐力 RC 架構の動的な並進・ねじれ応答を模擬する簡易な力学モデルを提案し、等価線形化法と応答スペクトル法を用いた構造物の応答評価を行うことで、改修に必要なダンパー量を決定する手法を構築する。その際既往の設計理論に対し弾性要素の部材概念を導入する。（第 2, 3 章）。

A2 最適化アルゴリズムと弾塑性時刻歴応答解析を用いた最適化手法により高次モードやねじれを捉えた弾塑性解析モデルを対象とした最適ダンパー配置の検討を行うことで、第 2, 3 章で提案した縮約モデルを対象とした応答スペクトル法に基づく改修設計解の最適性に関して議論する（第 4 章）。

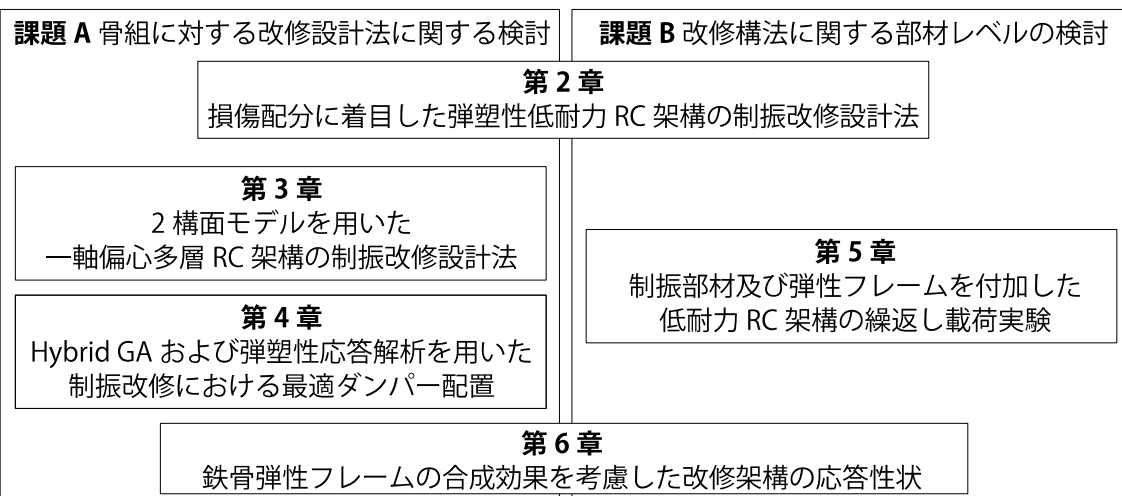
課題 B に関する検討内容は以下の通りである。

B1 実大に近い試験体を用いた構造実験により提案する制振改修構法の有効性を確認し、等価線形化法に基づく設計理論で仮定している履歴モデルとの整合性を確認する。（第 5 章）

B2 部材実験において RC フレームと制振付加フレームの間で見られた合成効果を考慮した時刻歴応答解析を行うことで改修建物の応答性状に関して分析する。（第 6 章）
上述した課題 A, B の知見をもとにして、諸外国の低耐力 RC 架構を対象とした制振改修の設計法を提案しその適用性を示す。

以下、本論文の詳細な構成を示す。

第1章 序論



第7章 結論

図 1-9 本研究の構成

第2章：

既往の制振設計法を応用することにより、低耐力の既存 RC 建物に対する制振改修の設計法を提案しその妥当性を確認する。まず弾塑性ダンパーとともに架構の残留変形を抑制する弾性要素として付加弾性骨組を用いた制振改修構法を提案する。次に既往の等価線形化法に基づく制振設計手法を本論で適用する制振改修構法に拡張し、既存 RC 構造物の制振改修の目標変形における割線剛性および等価減衰を評価することにより、収斂計算なしで制振改修における必要ダンパー量を陽に算定する改修設計法を提案する。同手法においては弾性要素とダンパーの剛性比 γ_s を導入する。提案手法に基づいて設計した改修建物を表現した立体骨組モデルの時刻歴応答解析により提案設計法の妥当性を検証する。さらに提案改修構法における弾性要素の導入比率を変動させた検討により導入する弾性要素のセルフセンタリング効果と損傷配分効果に関し分析する。

第3章：

第2章で提案した改修設計法に基づいて1軸偏心を有する既存 RC 建物の捩れ振動を抑制する改修設計法を提案し、その妥当性を立体骨組モデルの時刻歴応答解析により検証する。まず1軸偏心を有する建物のねじれ応答を評価する簡易な力学モデルを提案し、その弾性範囲での妥当性及び適用範囲を検証する。提案した力学モデルに対し第2章で提案した等価線形化法による改修設計法を応用することで1軸偏心建物の捩れ振

動を抑制する平面的なダンパー分布を決定する手法を提案し、改修建物をモデル化した立体骨組モデルの時刻歴応答解析によりその妥当性を検証する。

第4章：

改修架構の最大応答値が目標とする層間変形以下となるダンパーの最小重量設計解を最適ダンパー設計解と定義し、高次モードやねじれを考慮した解析モデルの弾塑性時刻歴応答解析と最適化アルゴリズムを組み合わせることで最適解を探索する。解析モデルとして立体骨組モデルに比べ解析負荷の小さい多質点モデル、擬似立体モデル（ねじれモデル）を想定する。また複数の異なる地震波を対象とした検討を行い、設計時に想定する入力地震波の位相や強さの相違が最適ダンパー設計解に及ぼす影響に関して考察する。さらに最適ダンパー設計解と比較することにより、高次モードの捨象や弾塑性特性に関する近似を前提とする等価線形化法に基づく改修設計解の最適性を議論する。

第5章：

トルコの既存学校校舎を模した実大試験体を対象とした水平載荷実験を行うことにより、弾塑性ダンパーと付加弾性骨組を用いる提案改修構法の耐震・減衰性能に関して分析する。また第2章の提案設計法において仮定した各部材の履歴モデルを実験における試験体の載荷履歴と比較することにより、設計理論で前提とした仮定の妥当性を確認する。さらに複数の異なる部材モデルを想定した線材解析モデルを用いた再現解析と実験結果を比較することにより、載荷中における試験体の構成部材間の挙動について分析し、実験における改修架構の等価減衰定数の評価式を導出する。

第6章：

第5章の部材実験でみられたRCフレームと制振付加フレームの合成効果に伴う架構の剛性・耐力の上昇を考慮した弾塑性の履歴モデルを組み込んだ制振改修架構の応答評価を行うことで、実験で観測された合成効果が改修建物全体の耐震性能に与える影響を評価する。また、部材の合成効果が架構内でばらつく場合において架構の応答値が最大となる最悪ケースを探索し、実験時に生じた部材の合成効果が偏在することで架構の応答値に最も悪影響を及ぼす場合の状態を明らかにしその耐震性能を分析する。さらに第2章で提案した改修設計法を最悪ケースのような付加弾性骨組の層剛性がばらつく場合に適用可能とするため拡張し、得られた最悪ケースを考慮した設計例に関して分析する。

参考文献

- 1-1) 和田章, 岩田衛, 清水敬三, 安部重孝, 河合廣樹: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998.9
- 1-2) (社) 日本建築構造技術者協会: 構造レトロフィット 特殊耐震・免震・制振改修の事例, 建築技術, 2001.6.
- 1-3) 竹内徹, 西牧誠, 松井良太: 山形鋼ブレースを有する鉄骨造体育館の地震被害分析および制振補強効果の検証, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.690, pp.1503-1512, 2013.8.
- 1-4) 横内基, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋, 青山博之: 摩擦ダンパーを用いて制震補強された既存 RC 造建物の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.628, pp.947-955, 2008.6.
- 1-5) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会: 東日本大震災合同調査報告 建築編 1 鉄筋コンクリート造建築物, 日本建築学会, 2015.5.
- 1-6) Takashi Kaminosono, Fumitoshi Kumazawa and Yoshiaki Nakano : Quick Inspection Manual for Damaged Reinforced Concrete Buildings due to Earthquakes based on the Disaster of 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey, National Institute of Land and Infrastructure Management, March 2002.
- 1-7) 国連開発計画 (UNDP) 東京事務所, 世界報告書 ” 地震リスクの軽減に向けて ” -開発に課せられた課題-, 2004.8.
- 1-8) 谷口仁士, 正木和明, 坪井利弘, 飯田汲事: 1978 年宮城県沖地震の被害調査: 地盤, 構造物, 墓石などの被害について, 愛知工業大学研究報告. B, 専門関係論文集, Vol.14, pp.167-177, 1979.3.
- 1-9) 中村孝也, 芳村学: 兵庫県南部地震において中間層崩壊した鉄筋コンクリート系建物の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, No.556, pp.123-130, 2002.6
- 1-10) 高橋元美, 宮下丘, 鈴木紀雄: 兵庫県南部地震記録に対する 7 階建建物の弾塑性地震応答性状, 学術講演梗概集. C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造 1996, 1996.7.
- 1-11) 高山正春, 川端一三, 木村雄一, 萱嶋誠: 中間階層崩壊の解析的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.773-778, 1996.6
- 1-12) 日本建築学会ほか: 阪神・淡路大震災調査報告書 建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物, 1997.7
- 1-13) 日本建築学会: 1995 年兵庫県南部地震災害調査速報, 1995.3
- 1-14) 小野瀬順一, 今野真弓: 鉄筋コンクリート構造物のねじれ被害と偏心率, 学術講演梗概集. 構造系 57(構造系), pp.1517-1518, 1982.8.

- 1-15) 黒田恭平, 磯部大吾郎 : CTV ビルの地震崩壊解析, 学術講演梗概集 2014(構造 I), pp.351-352, 2014.9
- 1-16) 和田章, 内山裕太, 吉敷祥一, 伊藤浩資, 坂田弘安, 元結正次郎 : ロッキング壁による既存 RC 建物の耐震改修 : その 1.改修概要とダンパー実験, 学術講演梗概集. C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造 2010, pp.623-624, 2010.7.
- 1-17) 竹内徹, 大林優, 緑川光正, 笠井和彦, 引野剛, 山本洋介 : セン断パネル及び張力材を有するロッキング架構の耐震性能 その 1 : E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 55, 学術講演梗概集. C-1, 構造 III, 木質構造, 鉄骨構造, 鉄骨鉄筋コンクリート構造 2010, pp.799-800, 2010.7.
- 1-18) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか : エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説, 2005.10
- 1-19) 蒲武川, 笠井和彦 : 弾塑性ダンパーを用いた多層 RC 構造の地震応答制御設計法, 日本建築学会構造系論文集, No.685, pp.461-470, 2013.3.
- 1-20) 和田芳隆 : 地震社会学の冒険 台湾・トルコ・神戸震災地の復興研究, 株式会社アストラ, 2004
- 1-21) A. Ilki and Z. Celep : Earthquakes, Existing Buildings and Seismic Design Codes in Turkey, *Arabian Journal for Science and Engineering*, Vol.37, No.2, pp.365-380, 2012.
- 1-22) State Statistical Institute, Results of Census in 2000. Ankara
- 1-23) 楠浩一, トルココジャエリ地震被害調査報告, 建築雑誌 114(1446), pp.7-10, 1999
- 1-24) F. Cizmecioglu, Comparing Column + Shear Wall Cross-Sectional Area Ratios in Seismically Retrofitted School Buildings Before and After Retrofitting, Istanbul Technical University (ITU), Institute of Science and Technology, MS Thesis, Istanbul, 2007.
- 1-25) 志賀敏男 : 構造物の振動, 共立出版, 1976.6
- 1-26) 志賀敏男, 柴田 明德, 古村利幸, 長山俊, 南亮一, 水野淳, 木村秀樹, 1978 年宮城県沖地震における仙台卸売商業団地の建物全数被害調査(その 3), 日本建築学会東北支部研究報告集, Vol.32, pp.113-116, 1978.11.
- 1-27) L. Jacobsen, Damping in Composite Structures, *Proc. of 2nd WCEE, Tokyo and Kyoto*, 1960
- 1-28) Wilfred D. Iwan and Nathan C. Gates : Estimating Earthquake Response of Simple Hysteretic Structures, *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, pp.391-405, 1979
- 1-29) Wilfred D. Iwan : Estimating Inelastic Response Spectra from Elastic Spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp.375-388, 1980
- 1-30) T. K. Caughey : Sinusoidal Excitation of a System with Bilinear Hysteresis, *Journal of Applied Mechanics*, pp.640-643, 1960.12

- 1-31) T. K. Caughey : Equivalent Linearization Techniques, *Journal of the Acoustical Society of America*, Vol. 35, No.11, pp.1706-1711, 1963
- 1-32) 柴田明德 : 最新耐震振動解析, 森北出版, 1981
- 1-33) P. Gulkan and M. Sozen : Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions, *Journal of ACI*, Vol. 71, No. 12, 1974
- 1-34) 柴田明德 : 等価線形系による非線形地震応答の解析に関する一考察, 東北大学建築学報, 1975
- 1-35) A. Shibata and M. Sozen : Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C, *Proc. ASCE*, Vol. 102, No. ST1, 1976
- 1-36) J. Moehle : Strong Motion Drift Estimates for R/C Structures, *ASCE. ST*, Vol.110, No.9, 1986
- 1-37) 島崎和司 : 等価線形化法を利用した応答変位推定式による構造特性係数 D_s の評価, 日本建築学会構造系論文集, No.516, pp.51-57, 1999
- 1-38) 五十田博, 緑川光正, 中澤俊幸 : 工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた建築物の耐震性能評価 : その 9 等価 1 自由度系における等価減衰の評価, 学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント, pp1141-1142, 1999
- 1-39) 建設省住宅局建築指導課, 同市街地建築課 : 改正建築基準法令集, (財) 日本建築センター編, 2000.7
- 1-40) Sigmund A. Freeman : Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion, *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1978
- 1-41) FEMA : NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-273), Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency, 1997
- 1-42) 倉本洋, 勅使川原正臣, 小鹿紀英, 五十田博 : 多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, No.546, pp.79-85, 2001.8
- 1-43) 倉本洋 : 多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, Vol.580, pp.61-68, 2004.
- 1-44) 秋田知芳, 倉本洋 : 柔層と剛層が混在する多層建築物の地震応答特性とその評価, 日本建築学会構造系論文集, No.615, pp.93-100, 2007.5
- 1-45) 岡野創, 小鹿紀英, 吉川和秀 : 高次モードを考慮した等価線形化法によるせん断型モデルの応答評価, 日本建築学会構造系論文集, No.591, pp.113-121, 2005.5
- 1-46) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚 : 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.53-62, 2003
- 1-47) 竹内徹, 市川康, 中島秀雄, 笠井和彦 : ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No.583, pp.115-122, 2004
- 1-48) 笠井和彦, 伊藤浩資 : 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振

構造の応答制御法, 日本建築学会構造系論文集, 2005.9

- 1-49) 笠井和彦, 湊直生, 川鍋佳史: 粘弾性ダンパーの等価剛性の調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.610, pp.75-83, 2006
- 1-50) 笠井和彦, 川鍋佳史: 粘性減衰・履歴減衰を併用する構造における動的特性と地震最大応答の等価線形予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.591, pp.43-51, 2005
- 1-51) 小林正人, 林徳彦, 井澤保一, 洪忠憲: 架構の塑性化を考慮した中高層制振建物の損傷制御: 座屈拘束ブレースを用いた鉄骨構造の損傷予測, 日本建築学会構造系論文集, Vol.592, pp.59-66, 2005
- 1-52) 笠井和彦, 小川良典, 蒲武川, 清川貴世: 粘弾性ダンパーをもつ制振構造の架構の塑性化を考慮した応答制御設計法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.655, pp.1625-1633, 2010
- 1-53) 笠井和彦, 蒲武川: 粘弾性ダンパーを用いた RC 構造の地震応答制御設計法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.671, pp.17-25, 2012
- 1-54) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士: 単層 1 軸偏心建物の非線形応答評価法に関する研究, 構造工学論文集. B 48B, pp.173-182, 2002
- 1-55) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田 靖士: 単層 1 軸偏心建物の非線形応答評価における直交方向構面の剛性低下の影響, 構造工学論文集. B 49B, pp.221-234, 2003
- 1-56) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田 靖士: 多層 1 軸偏心建物の非線形応答評価法に関する研究(構造設計・設計法), コンクリート工学年次論文集 Vol.24, No.2, pp.7-12, 2002
- 1-57) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士: 一方向入力を受ける多層 1 軸偏心建物の非線形地震応答評価手法(構造設計・設計法), コンクリート工学年次論文集 Vol.25, No.2, pp.7-12, 2003
- 1-58) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士: 1 方向地震入力を受ける多層 1 軸偏心建物の各構面最大応答変位の推定手法, 日本建築学会構造系論文集 No.583, pp.99-106, 2004
- 1-59) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士: 水平 2 方向地震入力を受ける単層 1 軸偏心建物の各構面最大応答変位分布の推定(構造設計・設計法), コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.7-12, 2004
- 1-60) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士, 坂田弘安, 和田章: 水平 2 方向地震入力を受ける多層偏心建物の各構面最大応答変位の推定手法, 構造工学論文集. B 51B, pp.449-462, 2005
- 1-61) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士, 坂田弘安, 和田章: 等価 1 自由度系モデルによる単層 2 軸偏心建物の応答推定精度, 日本建築学会構造系論文集, Vol.596, pp.101-108, 2005
- 1-62) 藤井賢志, 中埜 良昭: 全体崩壊型フレームにより構成された多層偏心骨組の最大応答変位推定手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.607, pp.149-156,

2006.

- 1-63) 藤井賢志, 坂田弘安, 中埜良昭: 変位依存型付加耐震要素による単層 1 軸偏心建物の応答制御(構造設計・設計法), コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.13-18, 2005
- 1-64) 藤井賢志: 速度依存型制震部材による単層 RC 造建物の地震応答制御, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1093-1098, 2008
- 1-65) 藤井賢志: 粘弾性制震部材を用いた鉄筋コンクリート造多層偏心骨組の地震応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.634, pp.2195-2204, 2008
- 1-66) 藤井賢志: 水平 2 方向地震動の主軸成分の入力方向が制振部材を設置した偏心建物の非線形地震応答に与える影響, 構造工学論文集. B 55B, pp.331-344, 2009
- 1-67) 藤井賢志: 任意方向からの水平 1 成分地震動を受ける偏心建物の柔側構面最大応答の上限値の推定, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.653, pp.1247-1256, 2010
- 1-68) 藤井賢志: 地震動の入力方向を考慮した既存鉄筋コンクリート造偏心建物の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.674, pp.565-574, 2012
- 1-69) 藤井賢志: 単層偏心系モデルの等価 1 自由度系縮約による地震応答評価のためのねじれ指標, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.684, pp.299-308, 2013
- 1-70) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海: 偏心鉄筋コンクリート構造物の非線形変形モードに基づく地震応答推定手法, 日本建築学会構造系論文集, No.596, pp.87-94, 2005
- 1-71) 倉本洋, 三浦直之, 星龍典: 単層偏心建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, No.606, pp.123-130, 2006
- 1-72) 星龍典, 倉本洋: 多層偏心建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測, 日本建築学会構造系論文集, No.616, pp.89-96, 2007
- 1-73) 倉本洋, 星龍典: 多層偏心建築物における各構面の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.624, pp.251-257, 2008
- 1-74) 吉川和秀, 岡野創, 小鹿紀英: 高次モードを考慮した等価線形化法による単層偏心建物の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, No.621, pp.57-65, 2007
- 1-75) 笠井和彦, 山下忠道, 山崎義弘, IGUSA Takeru: 捩れ振動をともしう 1 層高減衰構造のスペクトル応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.636, pp.225-234, 2009
- 1-76) 足立冬樹, 吉富信太, 辻聖晃, 竹脇出: セットバック建物の地震応答解析のための層方向縮約モデル, 学術講演梗概集. B-1, 構造 I, 荷重・信頼性, 応用力学・構造解析, 基礎構造, シェル・立体構造・膜構造, pp.279-280, 2011
- 1-77) 東洋一, 清水泰, 大久保全陸: 鉄筋コンクリート造建物の耐震補強法に関する実験的研究(耐震設計), コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.305-308, 1979

- 1-78) 東洋一, 遠藤利根穂, 大久保全陸, 清水泰, 武藤 弘: RC 建物の耐震補強法に関する実験的研究: その 7.鉄骨ブレース等による骨組の補強-解析結果, 学術講演梗概集. 構造系 54(構造系), pp.1349-1350, 1979
- 1-79) 川股重也, 鈴谷二郎, 大沼正昭: 東北工業大学 5 号館の震害と修復: その 1~その 3, 学術講演梗概集. 構造系 54(構造系), pp.1693-1698, 1979
- 1-80) 清田清司, 山本泰稔, 青山 博之: 既存鉄筋コンクリート造建築物の鉄骨枠つき補強法に関する実験的研究: その 1 補強フレームの終局耐力、剛性およびじん性指標値に対する検討, 学術講演梗概集. 構造系 58(構造系), pp.2159-2160, 1983
- 1-81) 菅野俊介, 藤村勝: 既存鉄筋コンクリート造建物の鉄骨ブレース、パネルによる耐震補強, コンクリート工学年次講演会論文集, (7), No.709-712, 1985
- 1-82) 増田浩志, 青木博文, 田川泰久, 黄徳琳: 鉄骨要素による RC 建物の耐震補強に関する鉄骨実験: 神奈川県県有施設 耐震化新工法の開発 その 2, 学術講演梗概集. C, 構造 II, pp.1017-1018, 1990
- 1-83) 黄徳琳, 青木博文, 田川泰久: 鉄骨枠による RC 骨組の耐震補強に関する弾塑性曲げ解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1992.8.
- 1-84) 勝俣英雄, 関松太郎, 隈沢文俊, 岡田恒男: 既存鉄筋コンクリート造架構の靱性抵抗型鉄骨ブレースによる耐震補強(耐震), コンクリート工学年次論文報告集 11(2), pp.263-268, 1989
- 1-85) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿一: 実大振動実験による耐震補強効果の検証(耐震性能評価), コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.961-966, 2007
- 1-86) 加村久哉, 後藤博, 小島修, 中村信行, 樋口重仁: 既存 RC 造建築物の鉄骨枠付ブレース構法による耐震補強に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1989
- 1-87) 山本泰稔, 広沢雅也, 田川泰久, 服部範二: 出入口の開口をもつ枠付き鉄骨耐震補強法の実験的研究(補修・補強(材料・構造)), コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.1, pp.575-580, 1998
- 1-88) 折地正博, 槇谷榮次, 石川通広, 有馬裕樹: 既存 RC 構造物の外付鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験研究 (その 1~その 4), 学術講演梗概集. C-1, 構造 III, 木質構造, 鉄骨構造, 鉄骨鉄筋コンクリート構造, 1999
- 1-89) 江崎文也, 大久保全陸, 河村博之, 崎野健治, 孫玉平, 廣岡利貞: 出張った柱を有する既存 RC フレームの外付け鉄骨ブレースによる耐震補強法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.529, pp.135-142, 2000
- 1-90) 石村光由, 貞末和史, 藤井稔己, 宮内靖昌, 南宏一: 鉄骨ブレース補強した低強度コンクリート学校校舎の耐震強度に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.644, pp.1813-1820, 2009

- 1-91) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説
2001 年改訂版，2001.10
- 1-92) 上田英明，北嶋圭二，野口隆，鈴木信治：ダンパーを用いた既存 RC 造建物の耐震補強法に関する研究：その 4 ダンパー補強建物の地震応答解析結果，学術講演梗概集. C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造，プレストレストコンクリート構造，壁構造・組積構造，pp.277-278，1996
- 1-93) 北嶋圭二，上田英明，中西三和，安達洋：ダンパー補強された鉄筋コンクリート造骨組の仮動的実験(コンクリート構造の耐震補強・技術 既存構造物の耐震補強)，コンクリート工学年次論文報告集，19(2)，pp.339-344，1997
- 1-94) 横内基，北嶋圭二，中西三和，安達洋，青山博之：制震補強された実在鉄筋コンクリート造校舎の補強効果に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.592，pp.145-152，2005
- 1-95) 薩川恵一，井戸建介，田中豊延，北村春幸，石井匠，向井智久：動的繰返し載荷実験に基づく制振ブレースを付与した RC 架構の破壊性状と制振効果に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.591，pp.129-136，2005
- 1-96) 竹内徹，安田幸一，湯浅和博，岡山俊介，宮崎健太郎，岩田衛：統合ファサードによる既存不適格建物の改修，日本建築学会技術報告集，2006.12
- 1-97) 金木洋平，彦根茂，山下哲郎，岩田衛：斜行配置座屈拘束ブレースによる耐震補強，日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.634，pp.2215-2222，2008
- 1-98) Christoph Mahrenholtz, Pao-Chun Lin, An-Chien Wu, Keh-Chyuan Tsai, Shyh-Jiann Hwang, Ruei-Yan Lin, Muhammad Y. Bhayusukma : Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.44, No.1, pp.59-78, January. 2015
- 1-99) 勝俣英雄，関松太郎，隈沢文俊，岡田恒男：既存鉄筋コンクリート造架構の靱性抵抗型鉄骨ブレースによる耐震補強(耐震)，コンクリート工学年次論文報告集，11(2)，pp.263-268，1989
- 1-100) 小鹿紀英，坂本光雄，山田俊一，有田友彦，小堀鐸二：弾塑性ダンパを用いた既存 RC 建物の制震補強構法に関する研究：(その 1～その 4)，学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動，原子力プラント 1997，pp.895-896，1997
- 1-101) 高井茂光，栗原和夫，長谷部廣行，飯塚信一，中川肇，浅沼裕之，吉田格英：鉄筋コンクリート造建物の制震補強に関する振動台実験 (その 1～その 4)，学術講演梗概集. C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造，プレストレストコンクリート構造，壁構造・組積構造，1999.
- 1-102) 上田英明，横内基，北嶋圭二，安達洋：バルコニーを有する集合住宅への外付け制震ブレースの取付方法に関する研究(補修・補強(構造))，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1753-1758，2004

- 1-103) 宮内靖昌, 毛井崇博, 藤村勝, 木村充: 極低降伏点鋼ブレースを用いて耐震補強された RC 骨組の力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, 2002
- 1-104) 宮川和明, 木下陵二, 藤永隆, 大谷恭弘, 三谷勲: ピン接合鋼管ブレースによる RC 造骨組の外付け耐震補強法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.572, pp.147-154, 2003
- 1-105) 宮川和明, 木下陵二, 菊池健児, 大谷恭弘, 三谷勲: ピン接合鋼管ブレースによる腰壁・垂れ壁付き RC 造骨組の外付け耐震補強法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.594, pp.119-126, 2005
- 1-106) 神野靖夫, 堀江竜巳, 川端泰造, 本多義人, 磯田和彦: 制震ブレースで補強された既存鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究, 学術講演梗概集. C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造 2003, pp.727-728, 2003
- 1-107) 小谷野一尚, 大家貴徳, 大竹誠寛, 毎田悠承, 坂田弘安, 岩田衛: 座屈拘束ブレースを制振部材として用いる損傷制御 RC 構造の実験的研究 その 1、2, 学術講演梗概集 2013(構造 III), pp.1587-1590, 2013.8
- 1-108) Kuan-Yu Pan, An-Chien Wu, Keh-Chyuan Tsai, Chao-Hsien Li, Hsen-Han Khoo : Seismic retrofit of reinforced concrete frames using buckling-restrained braces with bearing block load transfer mechanism, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.45, No.14, pp.2303-2326, November. 2016
- 1-109) S.A. Ashour : Elastic response of buildings with supplemental damping, *Report UMCE* 87-1, Dept. of Civ. Engrg., Univ. of Michigan, Ann Arbor, Mich, 1987
- 1-110) Ri-Hui Zhang and T. T. Soong : Seismic Design of Viscoelastic Dampers for Structural Applications, *Journal of Structural Engineering*, Vol.118, No.5, May. 1992.
- 1-111) T. Nakamura and M. Tsuji : Inverse Damping Perturbation for Stiffness Design of Shear Buildings, *Journal of Structural Engineering*, Vol.122, No.6, June. 1996.
- 1-112) 辻聖晃, 中村恒善: 弾性平面剪断型構造物モデルの剛性設計に対する最適ダンパー配置, 学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント 1995., pp.733-734, 1995
- 1-113) 辻聖晃, 竹脇出, 上谷宏二: せん断型モデルの応答制約設計解を用いた建築骨組の最適設計法, 学術講演梗概集. B-1, 構造 I, 荷重・信頼性, 応用力学・構造解析, 基礎構造, シェル・立体構造・膜構造 1999, pp.351-352, 1999
- 1-114) 永野康行, 岡本達雄, 辻聖晃, 竹脇出, 上谷宏二: 極低降伏点鋼をダンパーとして内蔵する超高層建築物への最適設計手法の適用, 学術講演梗概集. C-1, 構造 III, 木質構造, 鉄骨構造, 鉄骨鉄筋コンクリート構造 2000, pp.879-880, 2000
- 1-115) 岡田将敏, 辻聖晃, 上谷宏二: 曲げせん断型モデル-骨組モデル逆置換手法による粘弾性ダンパー付き建築物のダンパー-骨組同時最適設計(制振/制震設計・応

- 答評価,構造 II), 学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント 2001, pp.293-294, 2001
- 1-116) 桑島由美子, 辻聖晃: 粘性ダンパー付き立体構造物の性能指定型層剛性設計法, 学術講演梗概集. B-1, 構造 I, 荷重・信頼性, 応用力学・構造解析, 基礎構造, シェル・立体構造・膜構造 2001, pp.295-296, 2001
- 1-117) 桐谷龍介, 辻聖晃, 上谷宏二: 立体構造物の耐震改修における最適ダンパー・補剛設計, 学術講演梗概集. B-1, 構造 I, 荷重・信頼性, 応用力学・構造解析, 基礎構造, シェル・立体構造・膜構造 2002, pp.347-348, 2002
- 1-118) 平田裕一: 制振構造のダンパー配置計画への応答曲面法の適用(制振計画・評価, 構造 II), 学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント 2005, pp.1061-1062, 2005
- 1-119) 小坂郁夫, 斎藤 利幸: 複素固有値解析を用いた平面建築骨組における最適粘性ダンパー配置(最適補強・ライフサイクルデザイン, 構造 I), 学術講演梗概集. B-1, 構造 I, 荷重・信頼性, 応用力学・構造解析, 基礎構造, シェル・立体構造・膜構造 2007, pp.349-350, 2007
- 1-120) 小坂郁夫, 斎藤利幸, 小谷俊二, 北尾聡子: 非比例減衰構造物の複素固有値と固有ベクトルに関する感度解析を用いた最適粘性ダンパー配置, 構造工学論文集. B 57B, pp.287-292, 2011
- 1-121) 山川誠, 櫛田浩太, 吉富信太, 上谷宏二, 櫛部淳道, 青木和雄: 直接探索法に基づく超塑性制振ダンパーを用いた木造住宅の耐震補強設計支援法, 構造工学論文集. B 56B, pp.289-296, 2010
- 1-122) 辻聖晃, 国分宏樹, 吉富信太: 非線形復元力特性を有する制振ダンパーの構造縮約モデルを用いた最適配置法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.658, pp.2143-2152, 2010
- 1-123) 竹脇出: 地盤との連成を考慮した曲げ-せん断型構造物モデルの地震時有効ダンパー配置法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.530, pp.77-84, 2000
- 1-124) 辻聖晃, 田中英稔, 吉富信太, 竹脇出: 多層建物におけるオイルダンパーの最適リリーフ荷重決定法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.678, pp.1237-1246, 2012
- 1-125) 池永広幸, 皆川洋一, 加地孝敏: ニュートラルネットワークによる粘性体ダンパーの最適配置の決定, 学術講演梗概集. B-1, 構造 I, 荷重・信頼性, 応用力学・構造解析, 基礎構造, シェル・立体構造・膜構造 1995, pp.459-460, 1995
- 1-126) 古屋治, 藤田聡, 浜崎宏典: 遺伝的アルゴリズムを用いた高層建物制振用高減衰ゴムダンパの適正配置に関する研究: 第 2 報, 適正配置結果とその有効性, 日本機械学会論文集. C 編 62(594), pp.488-493, 1996
- 1-127) 浜崎宏典, 藤田聡: 遺伝的アルゴリズム(GA)を用いた高層建物制振用高減衰ゴ

- ムダンパの適正配置に関する研究：第 3 報, 複数条件の同時最適化への検討：機械力学, 計測, 自動制御, 日本機械学会論文集. C 編 67(657), pp.1416-1421, 2001
- 1-128) Mahendra P. Singh and Luis M. Moreschi : Optimal placement of dampers for passive response control,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.31, No.4, April. 2002
- 1-129) 朝比奈大輔, BOLANDER John E. : 多自由度構造におけるパッシブ部材の最適設計(設計・解析, 構造 II), 学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント 2004, pp.191-192, 2004
- 1-130) 仁平瑛士, 朝比奈大輔, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋 : 遺伝的アルゴリズムに基づいたパッシブエネルギー吸収部材の最適配置に関する研究(制振計画・評価, 構造 II), 学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント 2005, pp.1063-1064, 2005.
- 1-131) 坂場律和, 大鳥靖樹, 石田勝彦, 北村春幸 : 分散 GA と不規則振動論を用いた最適ダンパー配置法の提案(制振計画・評価, 構造 II), 学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント 2005, pp.1059-1060, 2005
- 1-132) 中澤祥二, 村上秀樹, 加藤史郎, 大河内靖雄, 竹内徹, 柴田良一 : 座屈拘束ブレースを用いた通信鉄塔の耐震補強法に関する研究：グリッドシステムを用いた遺伝的アルゴリズムによる座屈拘束ブレースの最適配置探索法, 日本建築学会構造系論文集, 第 604 号, pp.79-86, 2006.6
- 1-133) 竹内徹, 木内佑輔, 松井良太 : トラス鉄塔の耐震改修における制振部材の最適配置, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 700 号, pp. 791-799, 2014.6
- 1-134) 久保和毅, 藤井大地 : 制震構造におけるダンパーの最適配置に関する研究(建築構造), 日本建築学会中国支部研究報告集 33, "205-1"-"205-4", 2010
- 1-135) 山崎進一, 藤井大地, 高坂憲治 : ESO 法を用いた制震ダンパーの最適配置, 日本建築学会中国支部研究報告集 38, pp.97-100, 2015

第2章 損傷配分に着目した弾塑性低耐力 RC 架構の 制振改修設計法

2.1 序説

海外の開発途上国などの地震国における耐力の低い構造物に対して座屈拘束ブレースなどの変位依存型の弾塑性ダンパーを用いた制振改修の適用を考える場合、補強部材が負担する保有水平耐力は既存 RC 架構の 3 倍から 4 倍に達する。弾塑性ダンパーを用いた制振改修において付加ダンパーの耐力負担率が高い場合、制振改修の目標変形において制振部材の降伏とともに RC 主架構が降伏し、改修建物の剛性がほぼ消失した状態となる可能性がある。その場合改修建物において復元力要素が消失することで生じた塑性変形を引き戻すことが困難となり、主架構に大きな残留変形が生じる可能性がある。また層剛性が不均等な既存建物を想定する場合、大地震時に低剛性・低耐力層への損傷集中や応答変位が降伏変形に達した層の残留変形が生じることが懸念される。

笠井らは様々なダンパーを用いた制振設計を対象とした研究として、等価線形化手法や性能曲線を用いた簡易な制振設計手法を提案しており²⁻¹⁾、非線形性を有する既存 RC 架構への拡張も行っているが²⁻²⁾、主架構が弾性範囲の近傍で等価線形近似が成立する範囲の適用に留まっており、本例のように主架構の保有水平耐力が小さく付加ダンパーの剛性・耐力比が大きい制振改修例における適用性は確認されていない。

本章では諸外国の低耐力 RC 建物としてトルコの既存 RC 校舎を対象に、想定する地震における主架構の損傷をその使用継続性を確保可能な低レベルに留めることを設計思想とし、弾塑性ダンパーと並列に弾性要素として鉄骨フレーム（付加弾性骨組）を導入した制振改修の設計法を提案しその妥当性を検証する。導入した付加弾性骨組が想定する最大変形においても弾性状態を維持するよう設計することで、RC 架構の終局状態後の損傷配分の均等化および残留変形の抑制を考える。耐震改修の目標変形は既存 RC 架構の曲げ降伏を許容した層間変形角 $1/150\text{rad}$ とし、主架構及び弾塑性ダンパーの付加減衰を考慮した建物の簡易応答評価に基づく改修設計法を提案する。また提案改修設計法による設計解の妥当性を立体骨組モデルの時刻歴応答解析により示す。さらに、弾性要素である付加弾性骨組の投入量を変動させた場合における解析モデルの応答値や地震入力時の各層のエネルギー配分を評価することにより、提案する改修構法における弾性要素の寄与に関して詳細に分析する。

2.2 付加弾性骨組と弾塑性ダンパーを用いた制振改修のコンセプト

諸外国の建物の一例としてトルコの建物を想定し、日本の設計地震動と同レベルの入力地震に対し、RC 架構の損傷を低レベルに抑制する設計思想に基づく制振改修を考える。1 章で既に述べたように、トルコ国内の現基準における設計用地震外力は日本と同程度であることから、日本の設計地震動に対し変形クライテリアを RC 架構の降伏を想定した $1/150\text{rad}$ とする改修設計を行う。RC 架構と付加する弾塑性ダンパーがともに降伏状態になることを想定するため、改修建物の残留変形を抑制し、系全体へ損傷配分を行う弾性要素の並列的な導入を検討する。

$1/150\text{rad}$ 程度の目標変形において弾性状態を保つ部材を考える場合、その部材は剛性、耐力がある程度大きくかつ延性が大きい部材である必要があり、比較的安価な材料としては鋼材が挙げられる。既往の研究で示したようにこれまでに国内で実施された多くの鉄骨系斜材を用いた制振改修においては、主要な耐震部材としての斜材と既存 RC 架構の間に鋼材の杵材を挿入する耐震改修構法が導入されてきた。この耐震改修構法における杵材は、付加部材と既存架構の接合面積を増やすことで両者の一体性を確保することを目的として導入されていることが多いが、本論で扱う比較的大きな変形クライテリアを想定した制振改修への応用を検討する場合、鋼材の有する靱性に着目することで杵材は制振改修の目標変形においても弾性状態を保つ弾性要素とみなせると考えられる。

本研究では既存 RC 架構が降伏後の系の損傷配分を均等化するため、弾性要素として鉄骨杵を、弾塑性要素として弾塑性ダンパーを並列に付加する制振改修の構法を提案する。図 2-1 に示すように弾塑性ダンパーとしては変位依存型の座屈拘束ブレース (BRB) を想定し、周囲の鉄骨杵に接合する。鉄骨杵は柔要素として目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ においても弾性状態を保ち続けるものとする。RC 主架構と鉄骨フレームは日本国内で多く適用されているモルタルとあと施工アンカー、シアスタッドによる在来接合方法を採用する。接合される部材間で合成効果が生じるが、弾性部材の挙動に合成効果が寄与する影響に関しては 5 章で考察する。

本制振改修構法における各部材の荷重変形関係を同図に示す。弾塑性ダンパーと RC 架構が降伏した後も、付加弾性骨組が弾性状態を維持することにより、RC 架構降伏後

の系に剛性が付与される。系に与えられた剛性が降伏した系に復元力を付与することにより、セルフセンタリングの効果が生じ地震後の系の残留変形の抑制が可能となると考えられる。また多層構造物の各層に導入した付加弾性骨組が架構全体へ損傷を配分することでその損傷分布が均等化され、大地震時における低剛性層への変形の集中を防ぐとともに、各層に取り付けられた弾塑性ダンパーの累積変形能力を確保することにより効果的なエネルギー吸収を実現できると考えられる。

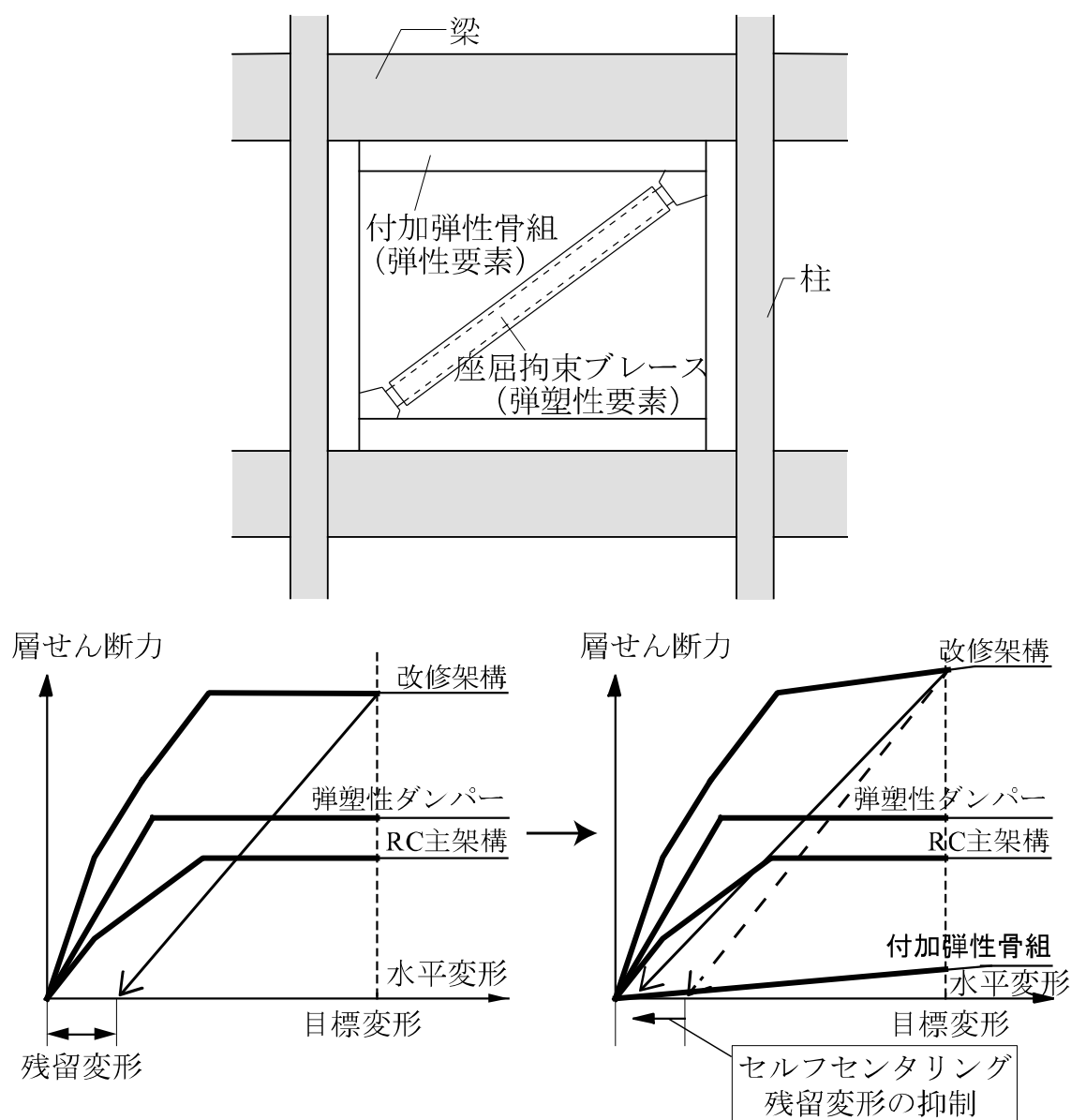


図 2-1 提案改修構法

2.3 低耐力 RC 架構の制振改修における設計法の提案

笠井ら²⁻²⁾による等価線形化手法を用いた簡易設計手法を応用し，提案する弾性要素を用いた制振改修構法の適用を前提とした改修設計法を構築する．提案設計法においては改修の目標変形までの割線剛性と履歴ループを用い収斂計算を省いた応答評価を行い，その妥当性について議論する．また，弾性要素である付加弾性骨組とダンパーの剛性比率 γ_s を導入することにより弾性要素の付加剛性を提案手法において考慮する．

2.3.1 既存 RC 建物の多質点せん断モデルへの縮約

改修設計に際してまず既存 RC 建物の応答評価を行うため，立体骨組モデルで表現した既存 RC 建物を多質点せん断モデルに縮約する．縮約においては Ai 分布に基づく外力分布を想定した立体骨組モデルの静的増分解析を行い，得られた各層における水平方向の荷重変形関係より，各層の復元力特性を設定する．

せん断系への等価置換が可能な比較的低層の建物を改修対象とし，既存 RC 建物を表すせん断ばねの復元力特性として，既報 2-2)と同様に図 2-2 に示す RC 架構のひび割れ点 δ_e^f および降伏点 δ_y^f による剛性低下を考慮したトリリニアの Takeda モデル [1]を用いる．RC 架構の弾性剛性，コンクリートのひび割れ後の 2 次剛性，鉄筋の降伏後の 3 次剛性をそれぞれ K_f , $\alpha_1 K_f$, $\alpha_2 K_f$ とし，RC 架構の降伏変位 δ_y^f に対する目標変位の比を μ ，ひび割れ変位 δ_e^f の比を μ_c と表す．復元力特性はひび割れ前の弾性応答 ($\mu < \mu_c$)，ひび割れ後から降伏までの弾塑性応答 ($\mu_c < \mu < 1$)，降伏後の弾塑性応答 ($1 < \mu$) の 3 段階に応じて表し，図に示すように吸収エネルギーを考慮する．復元力特性において 2 次剛性比 α_1 は 0.22，降伏変位までの割線剛性比 α_y は 0.3，降伏変位に対するひび割れ変位比 μ_c は 0.1，除荷剛性 K_{ul} は式(2-1)を用い，いずれも既報 2-2)のものを準用する．ただし，以降の式展開を簡略化するため既論 2-2)と異なり 3 次剛性比 α_2 は 0 と仮定する．式中の除荷剛性低下指数 λ は Takeda モデルで定義されている $\lambda=0.4$ を用いる²⁻³⁾．

$$K_{ul} = \begin{cases} K_f \frac{2\mu_c + \alpha_1(\mu - \mu_c)}{\mu + \mu_c} & (\mu_c < \mu \leq 1) \\ \frac{Q_y^f + Q_c^f}{\delta_y^f + \delta_c^f} \cdot \frac{1}{\mu^\lambda} = K_f \frac{2\mu_c + \alpha_1(1 - \mu_c)}{1 + \mu_c} \cdot \frac{1}{\mu^\lambda} & (\mu > 1) \end{cases} \quad (2-1)$$

立体骨組モデル各層における荷重変形関係を表した増分曲線をそれぞれ上記の Takeda モデルにより線形近似する．本論での提案手法における近似においては限界耐力計算法²⁻⁴⁾の考え方にに基づき，図 2-3 に示すように構造物がその荷重を保持し倒壊しない限界とされる安全限界変位とした層間変形角 1/50rad までの範囲において，増分曲線の仕事量 A_1 と設定したトリリニアの近似曲線における仕事量 A_2 が等しいという仮定を導入する．また，各層の降伏時の層間変形角 δ_y^f は文献 2-5) に記載されている RC 架構の降伏時の層間変形角（層間変形角 1/250rad～1/200rad 程度）を参考にして工学的判断により 3/640rad と仮定することで一律に定める．すると架構各層の初期せん断剛性 K_f ，保有水平耐力 Q_y^f などトリリニアの骨格曲線の全てのパラメータが定まり，立体骨組モデルの構造特性を多質点せん断モデルに置換できる．その際各層の降伏変形を一律としているため，各層の制振改修による目標変形時の塑性率 μ は同様となり，多質点せん断モデルの各層の弾塑性特性に関するパラメータが同等となる．その場合等価一質点モデルへの縮約においても同様のパラメータを用いることができ，等価モデルへの縮約のプロセスが非常に簡便になる．

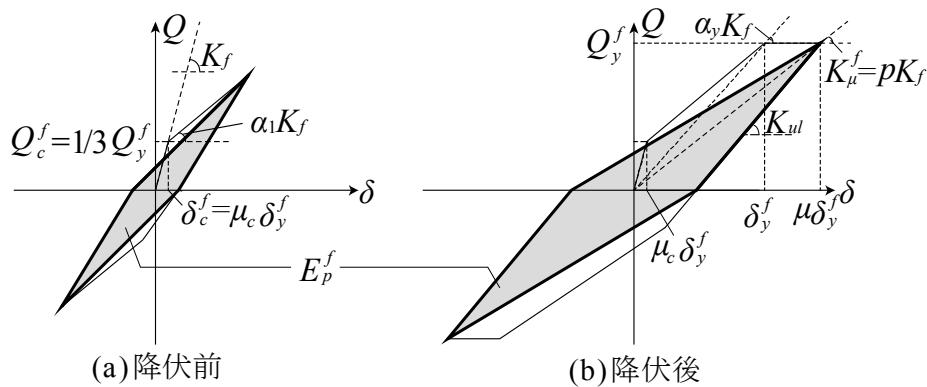


図 2-2 既存 RC 架構の復元力特性

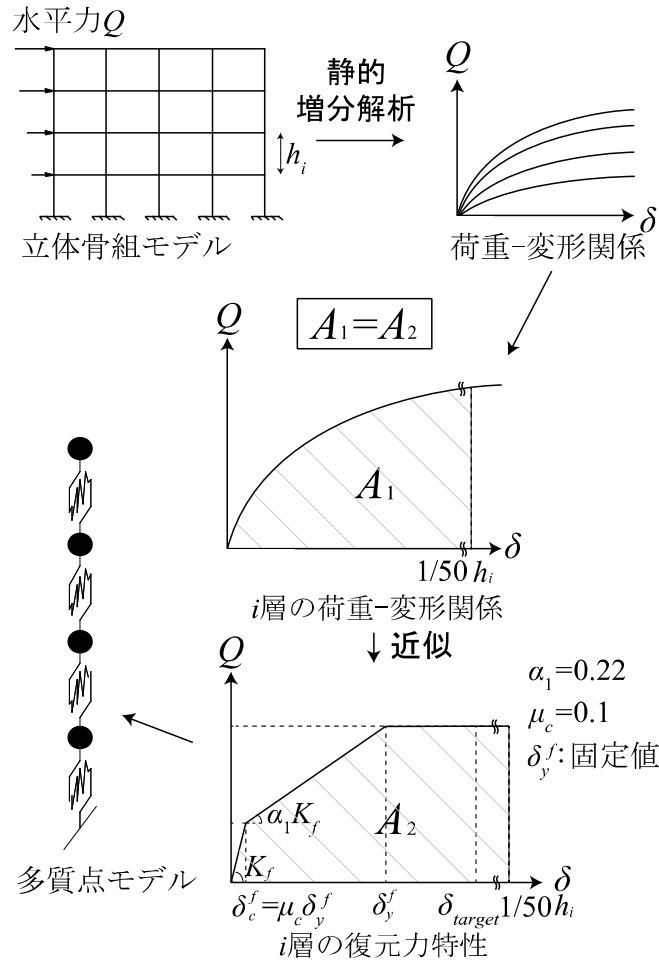


図 2-3 各層における増分曲線の近似

2.3.2 等価 1 質点せん断モデルへの縮約

図 2-4 に示すように、立体骨組モデルを置換した多質点せん断モデルを等価一質点せん断モデルに縮約する。対象建物は低層であるためその地震入力時の最大応答値が 1 次モードでの振動時に生じると仮定した場合、等価一質点せん断モデルにおける 1 次の刺激係数 ${}_1\beta$ 、等価質量 ${}_1M_{eq}$ 、等価剛性 ${}_1K_{eq}$ 、等価高さ ${}_1H_{eq}$ は式(2-2)、(2-3)、(2-4)、(2-5)で表される。なお、式中において各層の階高 h_i 、質量 m_i 、多質点せん断モデルの一次固有ベクトル ${}_1u_i$ 、弾性 1 次固有周期 T_f とする。

$${}_1\beta = \frac{\{ {}_1u_i \}^T [M] \{ 1 \}}{\{ {}_1u_i \}^T [M] \{ {}_1u_i \}} = \sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i / \sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i^2 \quad (2-2)$$

$${}_1M_{eq} = {}_1\beta \{ {}_1u_i \}^T [M] {}_1\beta \{ {}_1u_i \} = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i^2} \quad (2-3)$$

$${}_1K_{eq} = \frac{4\pi^2}{T_f^2} \cdot {}_1M_{eq} = \frac{4\pi^2}{T_f^2} \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i^2} \quad (2-4)$$

$${}_1H_{eq} = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i \cdot h_i \right) \cdot {}_1\beta}{{}_1M_{eq}} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i} \quad (2-5)$$

上述した等価 1 質点モデルの等価剛性は弾性時のものであり、等価線形化法により地震波の入力に伴う RC 架構の塑性化を考慮した非線形応答を予測する場合、RC 架構の剛性低下および周期の伸びを考慮した等価な線形モデルを構築する必要がある。既論 2-2)で指摘されているように RC 架構はランダム地震動の入力時において、その塑性率が 0 から最大変形時の最大塑性率 μ_{max} の間で変化すると考えられるが、本論での提案手法においては、既存 RC 架構の最大塑性率 μ_{max} と改修の目標変形における塑性率 μ を同等とみなすことで手法を単純化する。同手法を用いることによる応答評価や設計法の妥当性に関しては 2.4.5 節で述べる。前節において多質点モデル各層の降伏変形角は同一と仮定したため、各層の目標層間変形角における塑性率 μ も同一となり、等価一質点モデルにおいても同様の μ を設定できる。すなわち RC 架構を表す等価一質点モデルの等価剛性を、目標変形までの割線剛性 K_μ^f として式(2-6)により評価する。

$$K_\mu^f = p \cdot {}_1K_{eq} = p \cdot \frac{4\pi^2}{T_f^2} \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_i^2} \quad (2-6)$$

なお、 p は RC 架構の目標変形における割線剛性の初期剛性に対する比であり、Takeda モデルを幾何学的に考慮すれば RC 架構の目標変形時の塑性率に応じて、式(2-7)のように求められる。本論で設定した Takeda モデル ($\mu_c=0.1$, $\alpha_1=0.22$) をもとにして算定した p を図 2-5 に示す。図より、目標変形時の塑性率が増加するほど p は減少する傾向があ

る一方で、RC 架構の降伏以後はその減少の割合が小さくなることから、

$$p = \begin{cases} \frac{\mu_c + \alpha_1(\mu - \mu_c)}{\mu} & (\mu_c < \mu \leq 1) \\ \frac{\mu_c + \alpha_1(1 - \mu_c)}{\mu} & (\mu > 1) \end{cases} \quad (2-7)$$

また式(2-6)より、耐震改修の目標変形までの RC 架構の割線周期 T_μ^f は式(2-8)で表される。後述する応答スペクトル法において T_μ^f を等価一質点せん断モデルの等価周期として適用し、既存 RC 架構の応答予測を近似的に行う。

$$T_\mu^f = \sqrt{1/p} \cdot T_f \quad (2-8)$$

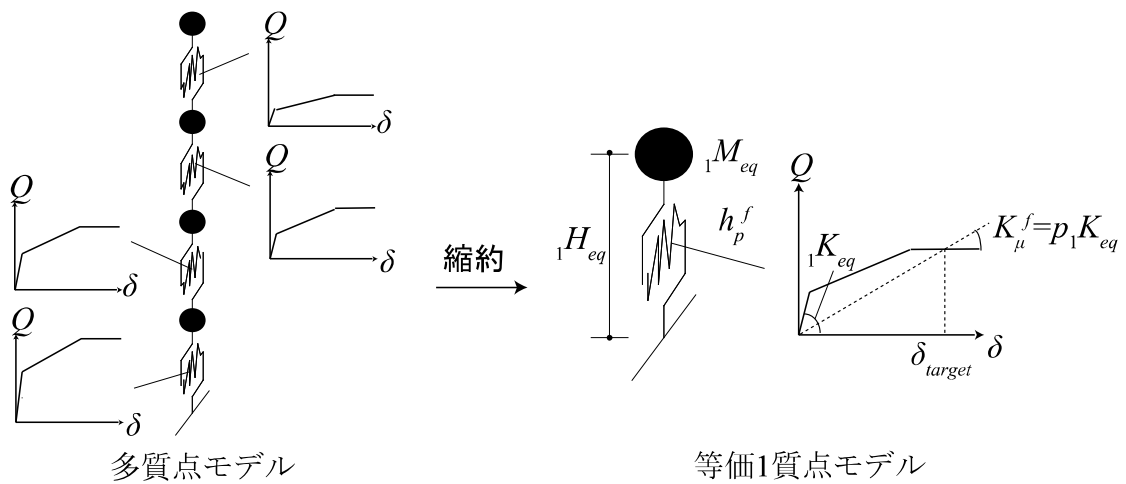


図 2-4 既存 RC 架構の縮約

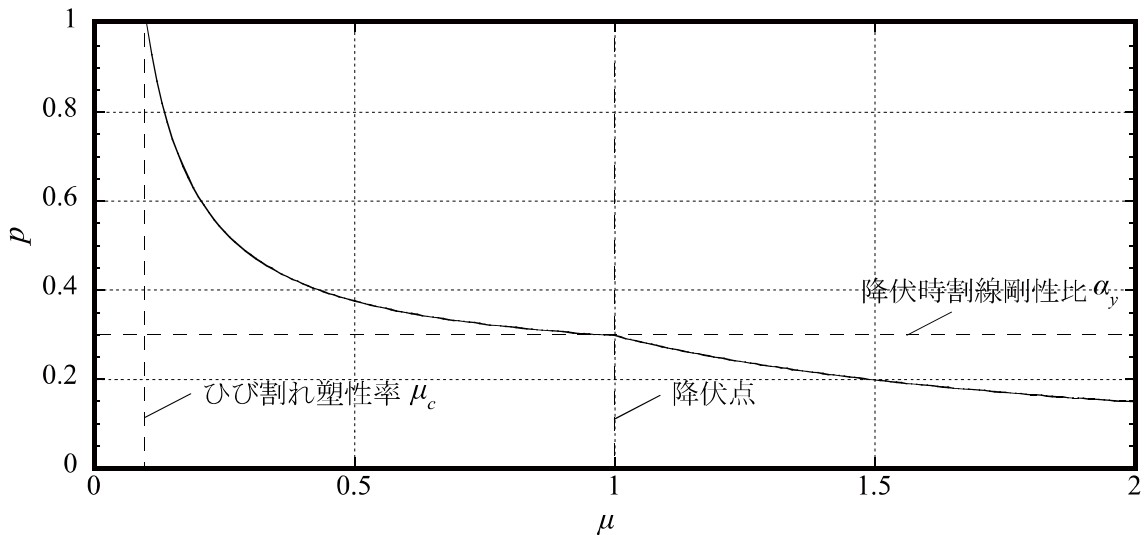


図 2-5 p の推移

2.3.3 系の等価減衰定数の評価

弾塑性架構の応答評価に際してまず、図 2-2 に示す Takeda モデルを考慮した履歴ループの面積より RC 架構の等価減衰の評価を行う。Takeda モデルにおいては改修の目標変形時の塑性率 μ までの履歴ループを考慮する。既論 2-2)と同様の考え方にに基づき、RC 架構の履歴吸収エネルギー E_p^f および等価弾性歪エネルギー E_e^f は架構の最大変形時の等価剛性 K_μ^f の初期剛性 K_f に対する比 p (式(2-7)) を用いた式(2-9), (2-10)で表すことができる。

$$E_p^f = \begin{cases} 2K_f (\mu\delta_y^f)^2 \frac{p\mu_c(1-p)}{\mu_c + p\mu} & (\mu_c < \mu \leq 1) \\ 2K_f (\mu\delta_y^f)^2 \left[p - \frac{p^2(1+\mu_c)\mu^\lambda}{\mu_c + p\mu} \right] & (\mu > 1) \end{cases} \quad (2-9)$$

$$E_e^f = \frac{1}{2} p K_f (\mu\delta_y^f)^2 \quad (2-10)$$

定常状態の RC 架構の減衰定数は式(2-11)で表される。本論で対象とする制振改修には改修の目標変形における RC 架構の降伏を想定するため $\mu > 1$ の場合を考慮すると、式(2-9), (2-10)を式(2-11)に代入することにより式(2-12)が得られる。なお RC 架構の構造減衰として $h_0^f=0.03$ を考慮する。

$$h_{eq}^{RC} = \frac{E_p^f}{4\pi E_e^f} + h_0^f \quad (2-11)$$

$$h_{eq}^{RC} = \frac{1}{\pi} \left[1 - \frac{p(1+\mu_c)\mu^\lambda}{\mu_c + p\mu} \right] + h_0^f \quad (2-12)$$

Takeda モデルのパラメータを一律に定めており、式(2-7)より p は改修の目標塑性率 μ のみを変数とした関数であるため、RC 架構の等価減衰定数 h_{eq}^{RC} も μ のみに依存する。

次に耐震改修における付加部材の履歴ループとして、本論で提案する制振改修構法を考慮し弾塑性ダンパーと付加弾性骨組の履歴モデルの足し合わせを考える。図 2-6 に示すように弾塑性ダンパーの履歴特性は完全弾塑性とし、芯材の歪硬化による耐力の上昇は考慮しない。また本手法の提案においては付加弾性骨組と RC 部材の合成効果は無視し、各系が並列関係にあるものとする。なお、本論 5 章では制振架構を用いた実験を行

っており一部部材の合成効果の発現を確認しているが、そうした合成効果が改修架構の応答値に及ぼす影響に関しては6章で論ずる。耐震改修の目標変形において付加弾性骨組の降伏は想定しないため、付加弾性骨組の吸収エネルギーは0となり、弾塑性ダンパーのみの履歴吸収エネルギー E_p^d (図 2-6(a))、弾塑性ダンパー+付加弾性骨組の履歴吸収エネルギー E_p^{add} (図 2-6(b)) は同量となる。したがって本改修に用いる制振ユニットの履歴吸収エネルギー E_p^{add} は、弾塑性ダンパーの剛性 K_d 、降伏変位 δ_y^d 、耐震改修の目標変形におけるダンパー塑性率 μ_d を用いて式(2-13)により得られる。

$$E_p^{add} = E_p^d = 4K_d(\mu_d - 1)(\delta_y^d)^2 \quad (2-13)$$

提案改修構法では弾塑性ダンパーとともに付加弾性骨組の導入を想定するため、式(2-14)に示す付加弾性骨組の剛性 K_{sf} と弾塑性ダンパーの剛性 K_d の比 γ_s を導入する。

$$\gamma_s = \frac{K_{sf}}{K_d} \quad (2-14)$$

付加弾性骨組による付加剛性を考慮することにより RC 架構と付加する制振部材を合わせた改修架構の等価弾性歪エネルギー $E_e^f + E_e^d$ は増加し、 γ_s を含む式(2-15)で求めることができる。

$$E_e^f + E_e^d = \begin{cases} \frac{1}{2} K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left((1 + \gamma_s) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left(\mu_c < \mu \leq \frac{\delta_y^d}{\delta_y^f} \right) \\ \frac{1}{2} K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left((1/\mu_d + \gamma_s) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left(\frac{\delta_y^d}{\delta_y^f} < \mu \right) \end{cases} \quad (2-15)$$

等価弾性歪エネルギーと各部材の履歴吸収エネルギーを用いて、定常状態における改修架構の等価減衰定数を式(2-16)により評価する。

$$h_{eq}^{add} = \frac{E_p^f + E_p^d}{4\pi(E_e^f + E_e^d)} + h_0^f \quad (2-16)$$

式(2-11)、(2-16)は最大振幅で定常的に振動している場合の等価減衰定数であるため、地震入力時の応答予測を行う場合には地震波のランダム位相の影響を考慮して等価減衰定数を低減する必要がある。低減手法としては定常状態の等価減衰定数に定数を乗じて低減する減衰低減法（定数として例えば 0.8）や最大塑性率までの等価減衰を積分した減衰平均法などが提案されている²⁻⁶⁾。本研究で扱う耐震改修において想定する RC 架

構の最大塑性率は $1 < \mu < 2$ 程度と比較的小さく，そうした塑性率が小さい範囲で減衰低減法に比べ減衰の値を小さめに，すなわち安全側に評価する Newmark-Rosenblueth の平均減衰法^{2-1), 2-7)}を適用した式(2-17)による等価減衰定数の評価を考える．

$$h_{eq} = \frac{1}{\mu} \int_0^{\mu} h_{eq} d\mu' + h_0' \quad (2-17)$$

ただし同手法は $0 \sim \mu$ の積分計算をする必要がある．既論 2-2)においては繁雑な計算を避けるため低減係数を μ の関数として近似的に与えることで積分計算を簡略化させているが，本論では実際の既存 RC 建物における制振改修の設計への適用を想定することから，塑性率の範囲は限定的である．そこで，限定された塑性率の範囲で平均減衰法による減衰評価を近似的に成り立たせる低減係数 R を提案する．すなわち式(2-18)で表現される等式を成立させる低減係数 R を同定する．

$$h_{eq} = \frac{1}{\mu} \int_0^{\mu} h_{eq} d\mu' + h_0' = R \cdot h_{eq} + h_0' \quad (2-18)$$

各塑性率における RC 架構の低減係数 R を図 2-7 に示す．なお計算においては，RC 架構の降伏変形角を $3/640\text{rad}$ としている．図より，本制振改修の目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ においては $R=0.6$ 程度となっていることが分かる．また，より塑性率が大きい場合でもその近傍に収まっている．次に $K_d/K_f=2 \sim 4$ の場合において，各塑性率 μ における制振架構の低減係数 R を図 2-8 に示す．図より本制振改修の範囲 ($1 < \mu < 2$) においては，いずれの場合も低減係数 R は $0.6 \sim 0.8$ の範囲に分布しており， $R=0.6$ を低減係数として用いることでやや安全側の評価を得ることができると分かる．以上より，設定した低減係数 R は概ね妥当と考えられる．そこで本手法の適用範囲 ($1 < \mu < 2$) では低減係数 R として 0.6 を考慮することにより，地震波のランダム位相の影響を考慮した等価減衰定数を近似的に求める．

図 2-9 には各手法によって求めた RC 架構の等価減衰定数を比較している．図より，本手法の適用範囲 ($1 < \mu < 2$) において減衰平均法や低減係数 R を用いた近似減衰平均法は，低減係数 0.8 を乗じる減衰低減法に比べ減衰をやや小さめに評価し，安全側の評価となっていることが分かる．また，限界耐力計算法による等価減衰定数と提案手法による等価減衰定数は塑性率 $\mu > 1.5$ においては概ね対応している．さらに改修架構の等価減衰定数を図 2-10, 図 2-11 にそれぞれ示すが各ケースにおいて低減係数 R を用いた近似

減衰平均法は減衰を最も小さめに評価し、安全側の評価となっている．以上より提案する低減係数 R を用いた減衰評価は概ね妥当と考える．そこで，設定した低減係数 R を用いて，地震波の振幅変動の影響を考慮した RC 架構の等価減衰定数 h_p^f ，改修架構の等価減衰定数 h_{eq} をそれぞれ式(2-19)，(2-20)により求める．

$$h_p^f = \frac{E_p^f}{4\pi E_e^f} \cdot R + h_0^f \quad (2-19)$$

$$h_{eq} = \frac{E_p^f + E_p^d}{4\pi(E_e^f + E_e^d)} \cdot R + h_0^f \quad (2-20)$$

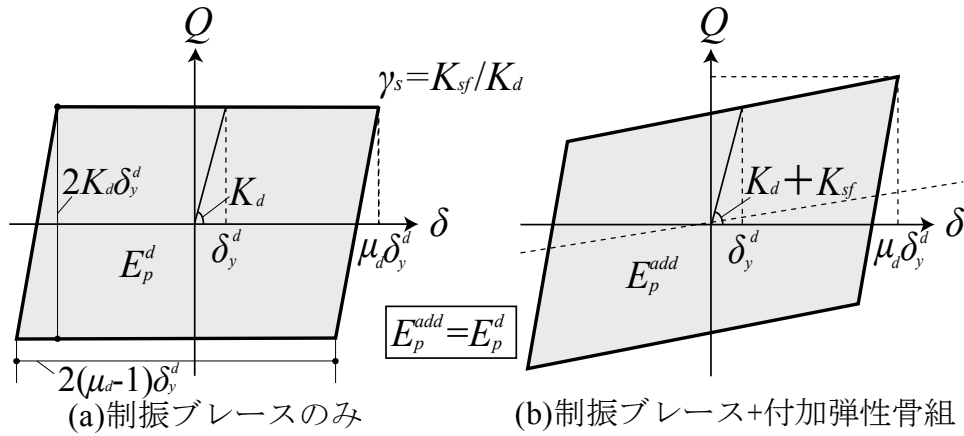


図 2-6 制振部材の復元力特性

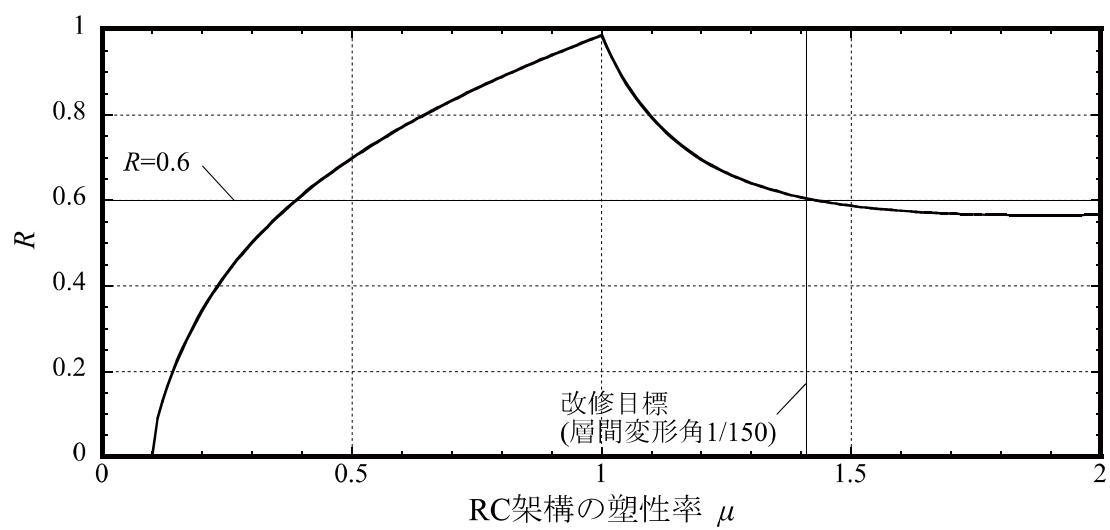


図 2-7 RC 架構の低減係数 R (RC 架構降伏時の層間変形角 $3/640\text{rad}$ とした場合)

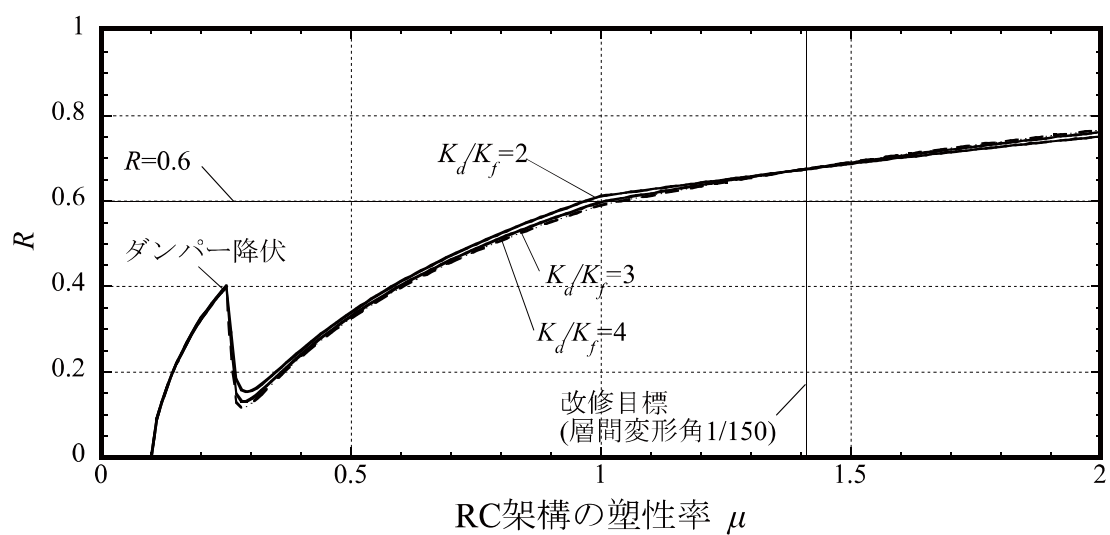


図 2-8 改修架構の低減係数 R ($K_f=367\text{kN/mm}$, RC 架構降伏時の層間変形角 $3/640\text{rad}$ とした場合)

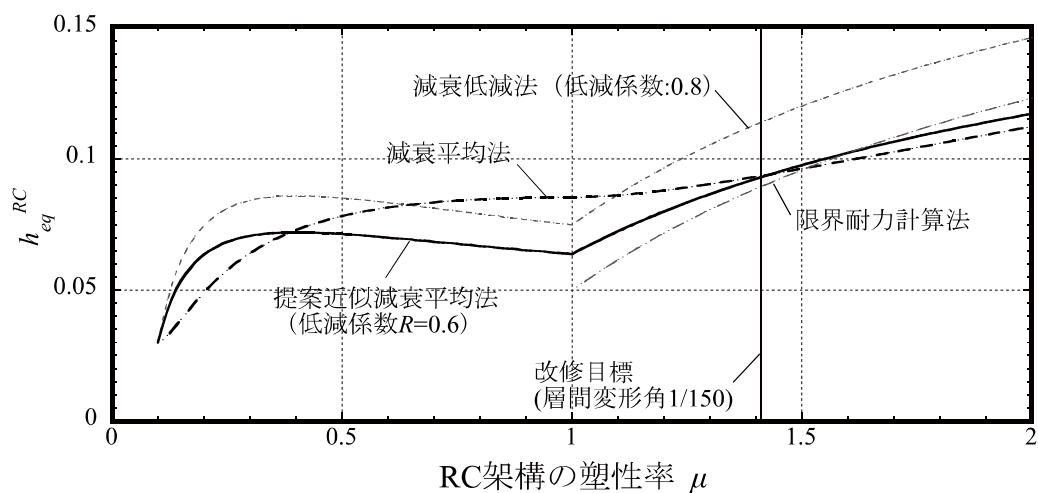


図 2-9 RC 架構の等価減衰定数の比較 (RC 架構降伏変形角 $3/640\text{rad}$ とした場合)

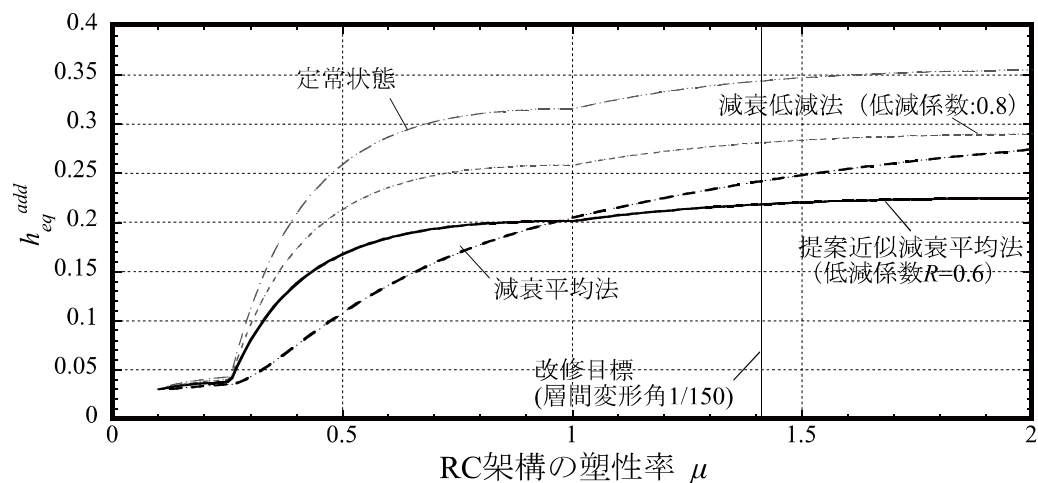


図 2-10 改修架構の等価減衰定数の比較

($K_d/K_f=2$, $K_f=367\text{kN/mm}$, RC 架構降伏時の層間変形角 $3/640\text{rad}$ とした場合)

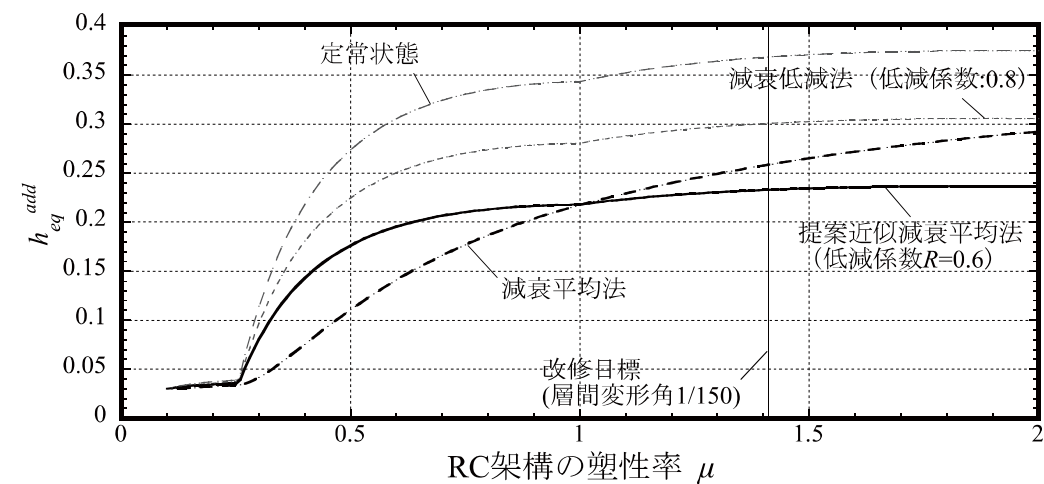


図 2-11 改修架構の等価減衰定数の比較

($K_d/K_f=3$, $K_f=367\text{kN/mm}$, RC 架構降伏時の層間変形角 $3/640\text{rad}$ とした場合)

2.3.4 改修架構の最大応答予測

次に耐震改修の目標変形を考慮した式(2-19)による RC 架構の等価減衰定数 h_p^f と式(2-8)による等価固有周期 T_μ^f を用い、図 2-12 に示す応答スペクトル法を適用することにより設計用地震波に対する既存 RC 架構の仮想最大応答値 $S_d(T_\mu^f, h_p^f)$ (概算値)を予測する。非線形応答予測に際し改修の目標変形における等価線形架構を仮定するため、想定外力下において耐震改修の目標変形角に一致した際に本来の荷重変形関係上に乗る。

改修に伴い付加する弾塑性ダンパーの等価減衰による応答低減効果を表す減衰効果係数 D_h は、文献 2-6)より、RC 架構の等価減衰定数 h_p^f 、付加系の等価減衰定数 h_{eq} を用いることで式(2-21)により求める。文献 2-8)ではバイリニア型 1 質点弾塑性構造の制振設計を対象としたパラメトリックスタディにより、対象とする地震波に応じて式(2-21)中の係数値 a を観測地震波: $a=25$ 、人工地震波: $a=75$ と設定している。本稿では人工地震波 BCJ-L2 を検討対象とするが、立体 RC 架構の応答のばらつきを考慮し、小さめの減衰評価を与える $a=25$ を用いる。

$$D_h = \sqrt{\frac{1+ah_p^f}{1+ah_{eq}}} = \sqrt{\frac{1+25h_p^f}{1+25h_{eq}}} \quad (2-21)$$

減衰効果定数 D_h による減衰低減を考慮すると改修架構の最大応答値は式(2-22)のように表される。なお、厳密には RC 架構の最大変形を考慮した等価減衰定数 h_{max}^f を D_h においても考慮する必要があるが、本手法では目標変形時の履歴ループを想定した等価減衰定数 h_p^f を考慮することでより安全側の評価とする。

$$S_d(T_\mu^\Sigma, h_{eq}) = D_h \cdot S_d(T_\mu^\Sigma, h_{max}^f) \quad (2-22)$$

ここで本設計法において設計用地震波として想定する人工地震波 BCJ-L2 の応答変位スペクトルを図 2-13 に示す。図より、各減衰係数において変位応答スペクトルは原点を基準とした線形関数による近似精度を表す R^2 値は良好であり、変位応答スペクトルは同線形関数により近似できることがわかる。したがって BCJ-L2 を設計用地震波として想定した場合、固有周期の異なる架構の変位応答スペクトルにおいては式(2-23)に示す関係が近似的に成り立つといえる。

$$S_d(T_\mu^\Sigma, h_{\max}^f) \approx \frac{T_\mu^\Sigma}{T_{\max}^f} \cdot S_d(T_{\max}^f, h_{\max}^f) \quad (2-23)$$

式(2-23)を式(2-22)に代入すると、系に付与するダンパー剛性の影響による固有周期の変動とダンパーの付加減衰を考慮した改修架構の最大変形 $S_d(T_\mu^\Sigma, h_{eq})$ が式(2-24)により得られる。なお、 $T_{\max}^f$ 、 $h_{\max}^f$ は RC 架構の最大変形時における割線周期、最大変形を最大振幅として考慮した等価減衰定数とする。また、耐震改修の目標変形における付加系の割線剛性 K_μ^Σ 、割線周期 T_μ^Σ は式(2-25)、(2-26)で表される。

$$S_d(T_\mu^\Sigma, h_{eq}) \approx \frac{T_\mu^\Sigma}{T_{\max}^f} \cdot D_h \cdot S_d(T_{\max}^f, h_{\max}^f) \quad (2-24)$$

$$K_\mu^\Sigma = pK_f + K_d \cdot (1/\mu_d + \gamma_s) \quad (2-25)$$

$$T_\mu^\Sigma = 2\pi \sqrt{\frac{1}{K_\mu^\Sigma} M_{eq}} = T_f \cdot \sqrt{\frac{K_f}{pK_f + K_d \cdot (1/\mu_d + \gamma_s)}} \quad (2-26)$$

変位応答スペクトル

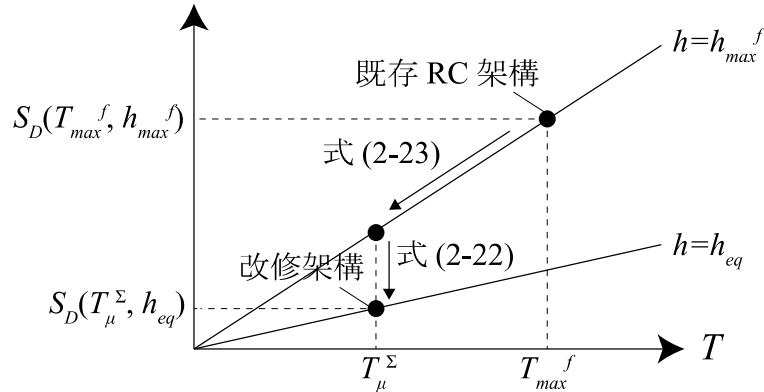


図 2-12 応答スペクトル法の概念

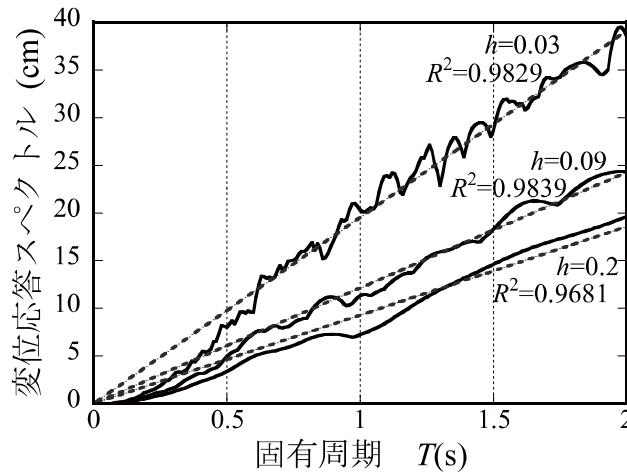


図 2-13 変位応答スペクトル (BCJ-L2)

2.3.5 改修の目標変形を仮定した等価線形化手法の適用範囲

等価線形化法による RC 架構の応答予測に関する妥当性を弾塑性一質点モデルのパラメトリックスタディにより確認する。質量を 400t で固定とし、初期弾性固有周期 T_f として 0.5, 1, 1.5s の 3 種類を設定した上で、それぞれのモデルの降伏耐力を調節することにより、異なる最大塑性率となるモデルを設定する。モデルの復元力特性はトリリニアの Takeda モデルとし、そのパラメータは提案手法で用いているものと同様に設定する。弾塑性時刻歴応答解析においては平均加速度法を用い、人工地震波 BCJ-L2 の原波を入力する。減衰条件として初期剛性比例型減衰 $h=0.03$ を用いる。

等価線形化法による応答予測においては、既報の提案手法²⁻²⁾を応用した等価線形化手法そのものの妥当性を確かめるため、弾塑性一質点モデルの時刻歴応答解析により得られた最大変形をもとに最大塑性率を算出し決定した割線周期 T_{max}^f 、等価減衰 h_{max}^f を用いた応答予測値（精算値） $S_d(T_{max}^f, h_{max}^f)$ と、本設計法において提案するように耐震改修における目標変形（目標塑性率 $\mu=1.42$ ）までの割線周期 T_μ^f 、等価減衰 h_p^f を用いた応答予測値（略算値） $S_d(T_\mu^f, h_p^f)$ をそれぞれ導出し、時刻歴応答解析における最大応答値との比較を行う。応答評価においては BCJ-L2 の応答加速度スペクトルを用いる。

図 2-14 に RC 架構の最大応答値の時刻歴応答解析値と評価値の対応を示す。図より黒塗りで示した精算値においては評価値と時刻歴が概ね対応している一方で、白塗りで示した耐震改修の目標変形を最大変形とした略算値においては余り対応していないことがわかる。図 2-15 には精算値と略算値における RC 架構の最大応答の評価精度を比較するが、RC 架構の最大塑性率 $\mu < 2$ 程度の範囲までは精算値、略算値とも概ね良好な評価精度となっているが、対象架構の最大塑性率が大きくなるに従い、略算値の評価精度が下がることが分かる。これは RC 架構の最大塑性率が大きい場合では、略算値の評価にあたって想定している耐震改修の目標塑性率における等価線形架構と実際の弾塑性架構の性質が大きく異なるためと考えられる。実際に応答スペクトル法による各モデルの応答評価に用いた等価減衰定数、等価固有周期を図 2-16、図 2-17 に示すが、塑性率が大きくなるに従い精算値と略算値の差が大きくなっており、略算値は精算値に比べ RC 架構の等価減衰、等価固有周期とも過小評価していることが分かる。したがって、

特に RC 架構の最大塑性率が大きい領域では，耐震改修における目標塑性率を用いた概算法による評価は不適といえる．

以上，耐震改修の目標変形における割線周期，等価減衰を用いた概算値の適用範囲を示した．本論で提案する応答評価法はダンパーの設計を前提とした簡易的なものであり，同手法により既存 RC 架構の最大応答評価を行う場合，既存 RC 架構の最大塑性率 $\mu > 2$ の範囲においては，収斂計算などを行い評価した RC 架構の最大塑性率を用いる必要があると考えられる．

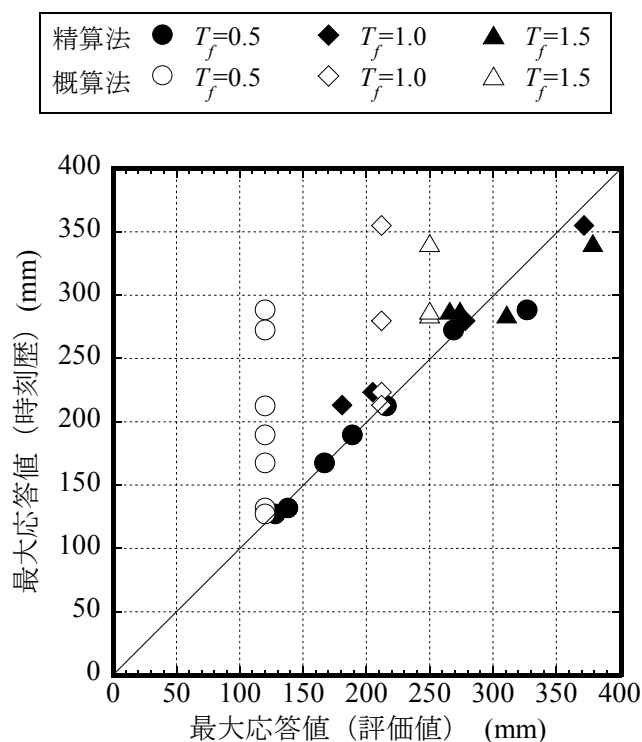


図 2-14 提案手法による RC 架構の最大応答評価値の対応

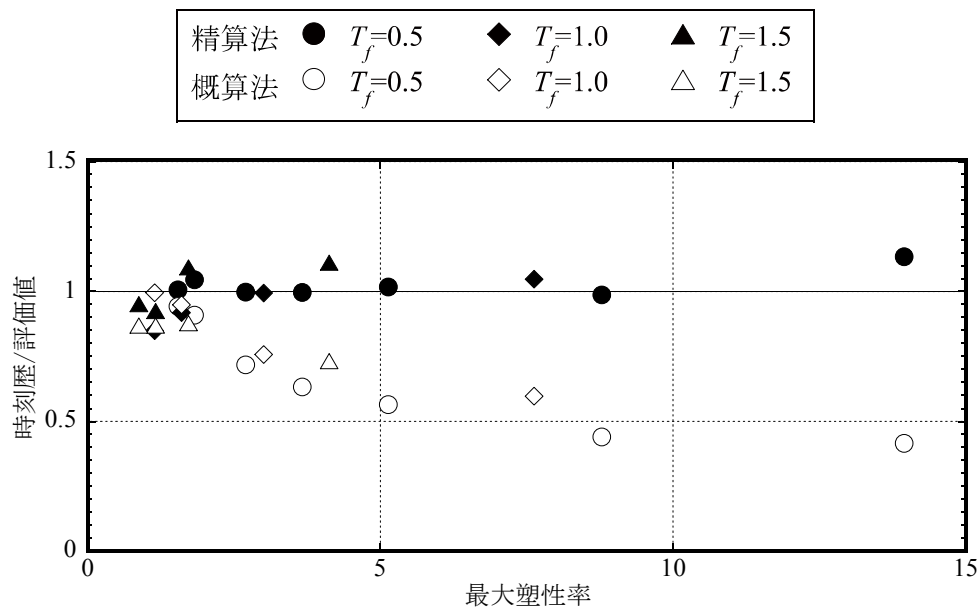


図 2-15 提案手法による RC 架構の最大応答の評価精度

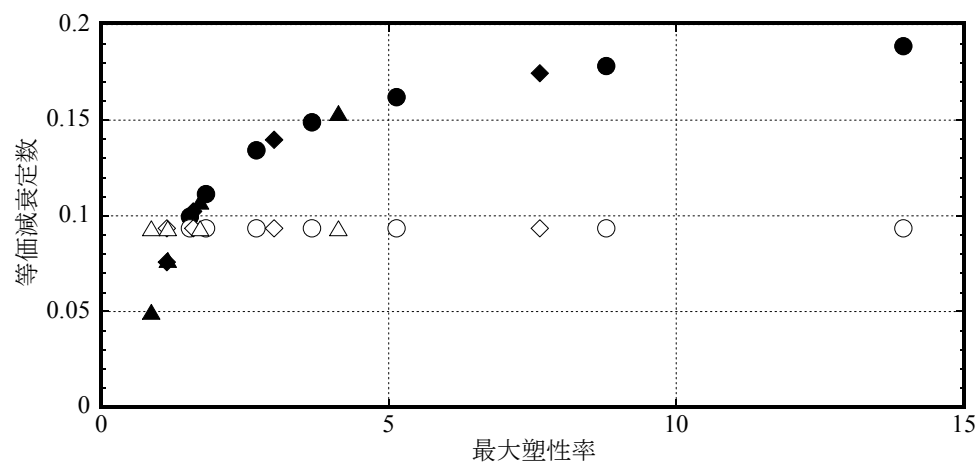


図 2-16 各手法における等価減衰定数

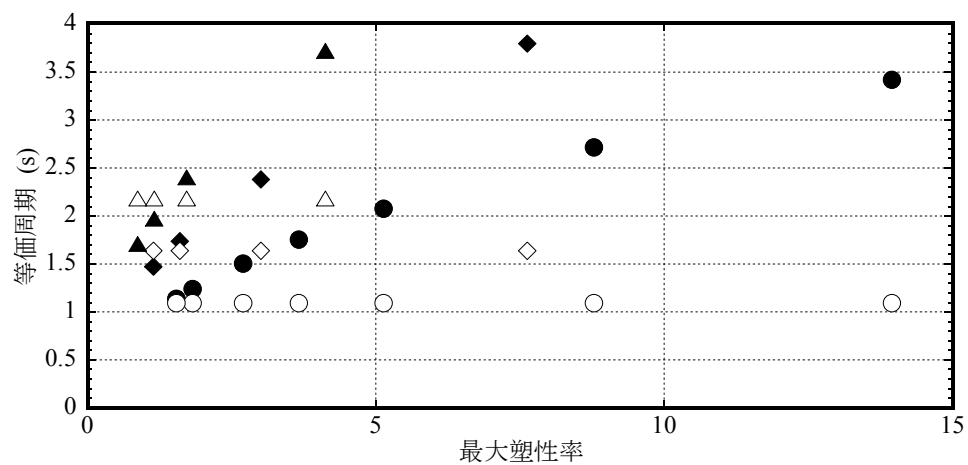


図 2-17 各手法における等価固有周期

次にダンパーを配置した改修架構の応答評価において提案した概算値を用いることの妥当性を述べる．図 2-18 には等価固有周期と最大応答予測値に関して，RC 架構の最大塑性率を考慮した精算値と，耐震改修の目標塑性率を考慮した概算値の比率を示す．図より本論で対象とするような主架構の固有周期 T_f が 1 以下のモデルにおいては，概算値と精算値における等価固有周期の比率と最大応答の予測値の比率は概ね対応する傾向があることが分かる．したがって，式(2-27)の関係が近似的に成立する．

$$S_d(T_{\max}^f, h_{\max}^f) \approx \frac{T_{\max}^f}{T_{\mu}^f} S_d(T_{\mu}^f, h_p^f) \quad (2-27)$$

式(2-24)に式(2-27)を代入すれば，制振架構の最大応答値 $S_d(T_{\mu}^{\Sigma}, h_{eq})$ を表す式(2-28)が得られる．

$$S_d(T_{\mu}^{\Sigma}, h_{eq}) \approx \frac{T_{\mu}^{\Sigma}}{T_{\max}^f} \cdot D_h \cdot S_d(T_{\max}^f, h_{\max}^f) \approx \frac{T_{\mu}^{\Sigma}}{T_{\mu}^f} \cdot D_h \cdot S_d(T_{\mu}^f, h_p^f) \quad (2-28)$$

式(2-28)は式(2-26)を代入することで式(2-29)に書き換えることができる．

$$S_d(T_{\mu}^{\Sigma}, h_{eq}) \approx \sqrt{\frac{p}{p + K_d / K_f (1/\mu_d + \gamma_s)}} \cdot D_h \cdot S_d(T_{\mu}^f, h_p^f) \quad (2-29)$$

以上より，耐震改修における目標変形を考慮した既存 RC 架構の最大応答値(概算値)を用いることにより，改修架構の最大応答評価を近似的に行えることを示した．改修架構の最大応答を収斂計算なしで陽に評価する式(2-29)を用いることで，以後導出する改修に必要なダンパー量を決定手法における手続きが大幅に簡便化できる．なお，以降の計算式の導出にあたってはこれまでに導入した近似を前提として理論を展開し，式(2-29)の近似符号は等式で表現する．

なお，BCJ-L2 を設計用地震波として想定した場合，固有周期の異なる架構の変位応答スペクトルにおいては式(2-23)と同様の考え方で式(2-30)が近似的に成り立つ．

$$S_d(T_{\max}^f, h_{\max}^f) \approx \frac{T_{\max}^f}{T_{\mu}^f} \cdot S_d(T_{\mu}^f, h_{\max}^f) \quad (2-30)$$

したがって，式(2-27)，式(2-30)より式(2-31)が成立し，前節で仮定した減衰効果定数 D_h の定義の妥当性も確認できる．

$$S_d(T_{\mu}^f, h_p^f) \approx S_d(T_{\mu}^f, h_{\max}^f) \Leftrightarrow h_p^f \approx h_{\max}^f \quad (2-31)$$

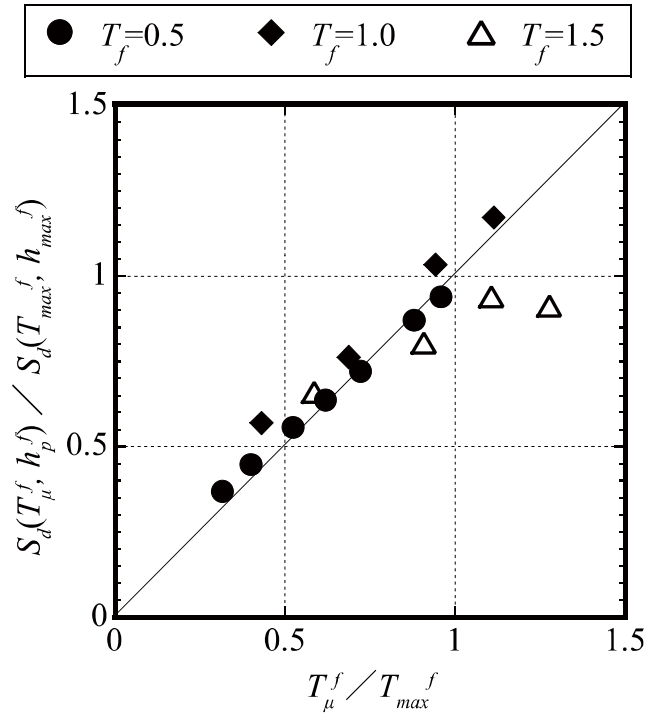


図 2-18 略算値と精算値におけるパラメータの対応関係

2.3.6 改修における必要ダンパー量の決定式の導出

既存 RC 架構の改修設計においてはその許容変形が比較的小さいことから，変形条件が設計のクライテリアになると考えられる．そこで，設計用地震動に対する制振架構の応答変形 $S_d(T_\mu^\Sigma, h_{eq})$ を制振改修における目標変形 δ_{target} に低減するために必要な付加ダンパー量を算定する設計式を導出する．まず，設計における必要条件として式(2-32)が定式化できる．

$$S_d(T_\mu^\Sigma, h_{eq}) = \sqrt{\frac{p}{p + K_d / K_f (1/\mu_d + \gamma_s)}} \cdot D_h \cdot S_d(T_\mu^f, h_p^f) = \delta_{target} \quad (2-32)$$

式(2-32)を変形すると，式(2-33)が得られる．

$$D_h^2 = \left(\frac{\delta_{target}}{S_d(T_\mu^f, h_p^f)} \right)^2 \left(1 + \frac{K_d}{pK_f} \cdot \left(\frac{1}{\mu_d} + \gamma_s \right) \right) \quad (2-33)$$

減衰効果係数 D_h に関して式(2-19)，(2-20)を代入して整理すると以下のように表せる．

$$D_h^2 = \frac{(E_e^f + E_e^d)(4\pi E_e^f(1 + ah_0^f) + aRE_p^f)}{E_e^f \{4\pi(E_e^f + E_e^d)(1 + ah_0^f) + aR(E_p^f + E_p^d)\}} \quad (2-34)$$

さらに式(2-34)に各要素の等価弾性歪エネルギー，吸収エネルギーを代入すると式(2-35)が得られる．

$$D_h^2 = \frac{\left(\left(\frac{1}{\mu_d} + \gamma_s \right) \frac{K_d}{pK_f} + 1 \right) \left(\pi(1 + ah_0^f) + aR \left[1 - \frac{p(1 + \mu_c)\mu^\lambda}{\mu_c + p\mu} \right] \right)}{\pi \left(\left(\frac{1}{\mu_d} + \gamma_s \right) \frac{K_d}{pK_f} + 1 \right) (1 + ah_0^f) + aR \left(\left[1 - \frac{p(1 + \mu_c)\mu^\lambda}{\mu_c + p\mu} \right] + 2 \frac{K_d}{pK_f} (\mu_d - 1) \left(\frac{1}{\mu_d} \right)^2 \right)} \quad (2-35)$$

式(2-35)を式(2-33)に代入して， K_d/K_f に関して整理すると式(2-36)が得られる．

$$\frac{K_d}{K_f} = \frac{p \left(\pi(1 + ah_0^f) + aR \left[1 - \frac{p(1 + \mu_c)\mu^\lambda}{\mu_c + p\mu} \right] \right)}{\pi \left(\frac{1}{\mu_d} + \gamma_s \right) (1 + ah_0^f) + 2aR \cdot \frac{\mu_d - 1}{\mu_d^2}} \cdot \left(\left(\frac{S_d(T_\mu^f, h_p^f)}{\delta_{target}} \right)^2 - 1 \right) \quad (2-36)$$

本論では $a=25$ ， $R=0.6$ ， $\lambda=0.4$ ， $h_0^f=0.03$ ， $\mu_c=0.1$ とそれぞれ定めたので，代入すると式(2-37)となる．

$$\frac{K_d}{K_f} = \frac{p \left(1.75\pi + 15 \left[1 - \frac{1.1p\mu^{0.4}}{0.1 + p\mu} \right] \right)}{1.75\pi \left(\frac{1}{\mu_d} + \gamma_s \right) + 30 \cdot \frac{\mu_d - 1}{\mu_d^2}} \cdot \left(\left(\frac{S_d(T_\mu^f, h_p^f)}{\delta_{target}} \right)^2 - 1 \right) \quad (2-37)$$

式(2-36)，(2-37)は耐震改修における目標変形 δ_{target} を満たすために必要なダンパー／主架構剛性比 K_d/K_f を表している．付加部材の諸元として付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 γ_s ，弾塑性ダンパーの塑性率 μ_d をそれぞれ決定することにより，応答スペクトル法により求めた RC 架構の最大応答値（概算値） $S_d(T_\mu^f, h_p^f)$ に基づく，改修時の等価一質点モデルにおける付加ダンパー量が算定できる．なお， $S_d(T_\mu^f, h_p^f) = \delta_{target}$ のとき，すなわち RC 架構の最大応答値（概算値）が改修の目標変形を満たしているとき， $K_d/K_f=0$ となる．また， $S_d(T_\mu^f, h_p^f) < \delta_{target}$ となると得られる K_d/K_f は負数となるが同様に 0 とみなす．これは改修架構の最大応答値が既に耐震改修の目標変形を満たしているため，新たにダンパーを付加する必要がないことを示す．

式(2-37)を構成する制振部材の特性を表す係数 A を式(2-38)に示す． A の性質に関して分析することにより，選択する制振部材の諸元が提案式による必要ダンパー剛性に与え

る影響に関して考察する.

$$A = \frac{p \left(1.75\pi + 15 \left[1 - \frac{1.1p\mu^{0.4}}{1.1 + p\mu} \right] \right)}{1.75\pi \left(\frac{1}{\mu_d} + \gamma_s \right) + 30 \cdot \frac{\mu_d - 1}{\mu_d^2}} \quad (2-38)$$

ここで耐震改修の目標層間変形角を $1/150\text{rad}$ とし RC 架構降伏時の層間変形角 $3/640\text{rad}$ とすると, RC 架構の目標変形時の塑性率 $\mu=1.42$, 割線剛性比 $p=0.21$ と定まる. したがって, A は選択するダンパーの降伏変形角に依存するダンパー塑性率 μ_d と付与する付加弾性骨組の比率 γ_s の 2 変数に依存した係数とみなせる. そこでこれらを変動させたパラメトリックスタディを行う.

図 2-19 に, μ_d を固定とした場合の A と付加弾性骨組の導入比率を表す γ_s の相関関係を示す. 図より, 各場合において γ_s を増加させるに従って, A が低下していることが分かる. これは改修における付加弾性骨組の導入量を増加させるほど, 改修架構の固有周期の減少に伴い式(2-37)が示す必要ダンパー剛性が減少することを意味する. また, 用いるダンパー塑性率が大きいほど, すなわちダンパーの初期剛性が大きいほど, γ_s を増加させることによる A の減少の比率が小さくなっていることもわかる.

図 2-20 には, A と改修に用いるダンパーの目標変形時の塑性率 μ_d の相関関係を示す. いずれの場合もグラフは下に凸の曲線を描き, $1 < \mu_d < 2$ の間で極少値をとる. また極少値以後は μ_d を増加させるほど A が増加し, 式(2-37)により求まる必要ダンパー量も増加する.

ここで, 本検討においては耐震改修の目標変形 δ_{target} を固定としているため, 改修において導入するダンパーのせん断耐力 Q_d は式(2-39)で表される.

$$Q_d = \delta_{target} \cdot \frac{K_d}{\mu_d} = C \cdot \frac{K_d}{\mu_d} (C: const) \quad (2-39)$$

式よりダンパーのせん断耐力 Q_d はその目標変形における塑性率 μ_d に反比例し, 初期剛性 K_d に比例する. したがって改修に用いるダンパーの塑性率を増加させる, すなわち用いるダンパーの降伏変形角を低減させる場合, その剛性を高めることにより同程度のダンパー耐力を確保できるといえ, 式(2-38)における極少値以後の A の増加はこの傾向を表している. 一方で極少値をとる μ_d よりも塑性率の小さい領域においてはダンパ

一の塑性率 μ_d を増加させたときに必要な K_d は減少しており，提案式はいずれも応答制御に必要なダンパーのせん断耐力 Q_d を減少させる値を設計解として示している．これは μ_d が小さい領域ではダンパーの付加に伴う改修架構の剛性および固有周期の変化が架構の応答低減に与える影響度が比較的高いためと考えられる．

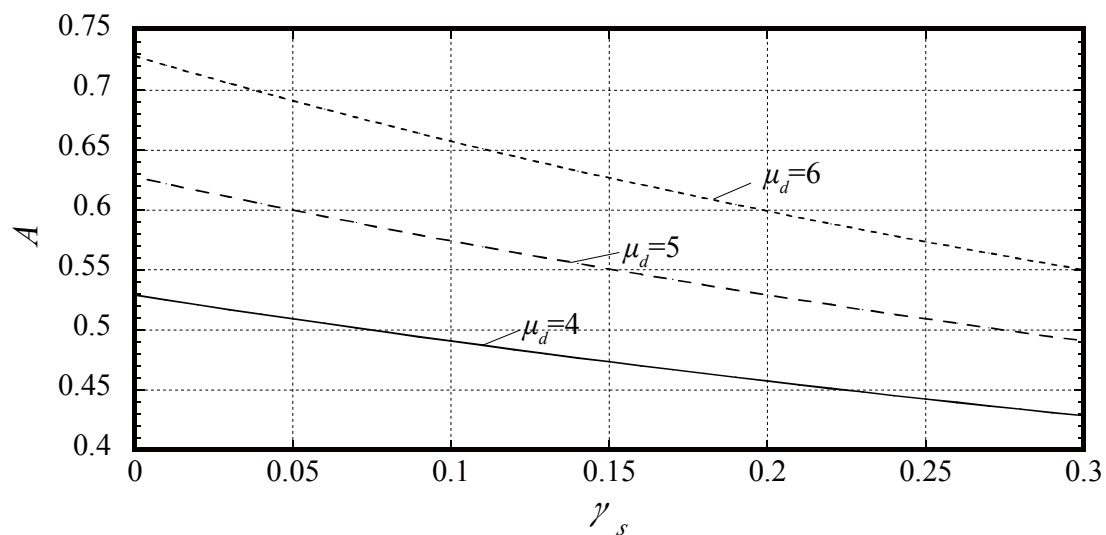


図 2-19 制振部材の特性を表す係数 A と γ_s の相関関係

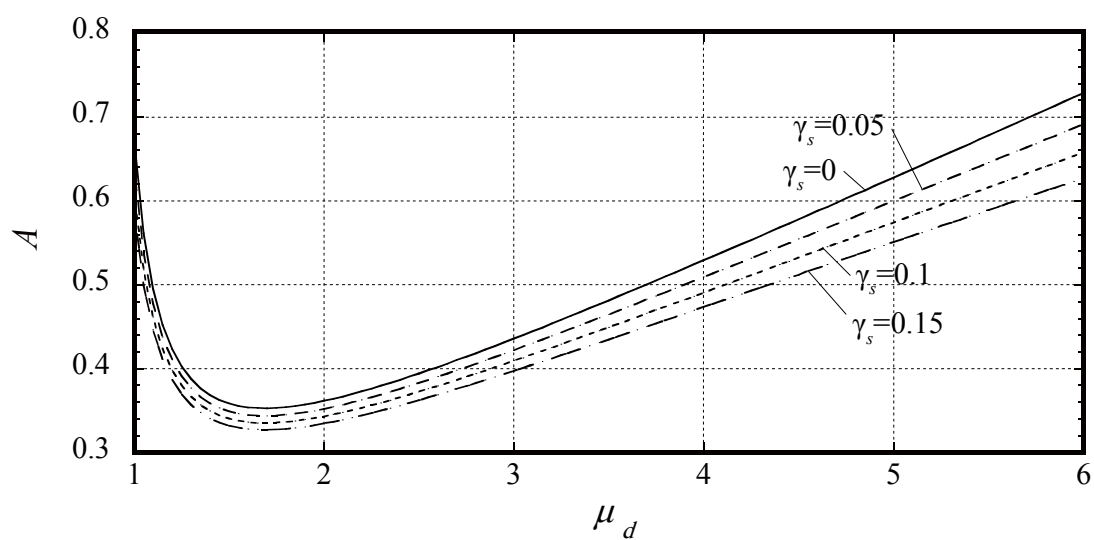


図 2-20 制振部材の特性を表す係数 A - μ_d の相関関係

2.3.7 改修における多層構造物各層の必要ダンパー量の算出

前節で決定した等価一質点モデルにおける必要ダンパー剛性をもとに多層構造物の各層における必要ダンパー剛性を決定する.

(1) 剛性比一定法 (kd/kf)

RC 架構各層の初期剛性 K_f と付加する弾塑性ダンパーの初期剛性 K_d の比が, 等価一質点モデルにおいて得られた K_d/K_f と等しくなるように決定する手法である. 各層の剛性に比例したダンパー配置が設計解となるため, 特定の層に低剛性・低耐力層を有する RC 架構を考えた場合, そうした層への損傷集中は避けられないと考えられる.

(2) Ai 分布地震力に基づく経験的手法 (Ai)

本手法は等価 1 質点モデルにおける制振構造のベースシア係数 C_B に基づき算定した Ai 分布の層せん断力係数を満たすように, 各層のダンパー耐力を算定する構造物の耐力に着目した経験的な手法である²⁻⁹⁾. 本論では, 等価一質点モデルの耐震改修の目標変形時における付加ダンパーおよび付加弾性骨組の水平耐力 Q_d+Q_{sf} と RC 主架構の負担せん断力 Q_y^f の和を分子にとり, 既存 RC 建物の総重量 Σm_i を分母にとることで式(2-40)より多質点モデルの 1 層における制振改修の目標ベースシア係数 C_B を求める.

$$C_B = \frac{Q_d + Q_{sf} + Q_y^f}{\Sigma m_i} \quad (2-40)$$

式(2-40)は設計検討を行う段階で試行錯誤的に導出したものであり, 分子が等価一質点モデルにおけるパラメータ, 分母は多質点モデルのパラメータとなっており, 仮に分母に等価質量を与えると各層において得られるダンパー量は過大となる. なお本論において Ai 分布は改修架構を表す等価モデルの目標変形における等価固有周期をもとに算出する. 本手法を層方向の剛性が不均等な架構に対して適用した場合, 保有耐力の小さい層へ多くダンパーが配分されるため, 剛性比一定手法に比べ層剛性が不均等な架構へ

の適用性が高いと考えられる。

(3) 層間変形角一定法 (L)

笠井ら²⁻¹⁾が提案する層間変形角一定法を弾塑性主架構に対して拡張する。既論 2-1) では等価一質点モデルにおける弾塑性ダンパーと弾性主架構の剛性比 K_d/K_f 、最大変形時のダンパー塑性率 μ_{dmax} より、 A_i 分布に基づく静的な水平地震力が生じた際の多質点モデル各層の最大層間変形角 θ_i を一様とする各層の必要ダンパー剛性 K_{di} を算出する手法を層間変形角一定法として提案している。同手法は耐力・剛性のみならず最大変形時における各部材の吸収エネルギーにも着目した手法であり、ダンパーの降伏による付加減衰を想定した設計理論として妥当と考えられる。

同手法では多質点モデルへの縮約において以下の条件を仮定している。

- a) 最大サイクル時における多質点系と一質点系の等価減衰定数が等しい。
- b) A_i 分布に基づく静的な層せん断力分布 Q_i に対し、最大弾塑性変形時の各層の層間変形角が均一で、一質点系の目標変形値 θ_{target} と等しい。
- c) 各層の塑性率が均一である。

本研究においては、弾性要素として付加弾性骨組の導入を想定し、RC 架構のひび割れおよび降伏現象を考慮するため、付加弾性骨組の付加剛性、RC 架構の降伏による剛性低下および履歴減衰を層間変形角一定法において新たに考慮する必要がある。そこで、弾塑性ダンパーに対する付加弾性骨組の剛性比 γ_s を導入することで付加弾性骨組の付加剛性を考慮する。また、対象とする既存 RC 架構は改修の目標変形における履歴減衰と割線剛性を有する等価線形架構とみなす。すると、既報 2-1) で用いられた上記の仮定条件における a) と c) を拡張することで、以下のように層間変形角一定法の仮定条件を定義できる。

- a) 耐震改修の目標変形における改修架構および RC 架構の等価減衰定数が多質点系と一質点系の間でそれぞれ等しい。
- b) A_i 分布に基づく静的な層せん断力分布 Q_i に対し、改修架構を表す等価線形架構の各層の層間変形角が均一で、一質点系における耐震改修の目標層間変形角 θ_{target} と等し

い。

- c) 制振改修の目標変形における各層の弾塑性ダンパーの塑性率 μ_{di} 、架構の塑性率 μ_i 、付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 γ_{si} はそれぞれ均一で等価一質点モデルのパラメータと等しい。

以降では上記の仮定条件を想定し式展開を行う。条件 a) より、多質点モデルと 1 質点モデルにおける改修架構と RC 架構の履歴減衰がそれぞれ等しいことから式(2-41)、(2-42)の関係を得る。なお式中における下付きの添え字 i は i 層のパラメータであることを意味する。

$$\frac{\sum_{i=1}^N (E_{pi}^f + E_{pi}^d)}{\sum_{i=1}^N (E_{ei}^f + E_{ei}^d)} = \frac{E_p^f + E_p^d}{E_e^f + E_e^d} \quad (2-41)$$

$$\frac{\sum_{i=1}^N E_{pi}^f}{\sum_{i=1}^N (E_{ei}^f + E_{ei}^d)} = \frac{E_p^f}{E_e^f + E_e^d} \quad (2-42)$$

式(2-41)、(2-42)より同一の項を消去すると式(2-43)が得られる。

$$\frac{\sum_{i=1}^N E_{pi}^d}{\sum_{i=1}^N (E_{ei}^f + E_{ei}^d)} = \frac{E_p^d}{E_e^f + E_e^d} \quad (2-43)$$

また多質点モデル各層の付加部材の履歴吸収エネルギー E_{pi}^d 、付加系の等価弾性歪エネルギー $E_e^f + E_e^d$ は式(2-13)、(2-15)で表されるためそれぞれ代入し整理すると式(2-44)が得られる。なお以降の式展開では改修後の目標変形を既存 RC 架構の降伏変形より大きな変形とする場合を想定し $\mu_i = \mu > 1$ と仮定する。

$$\frac{\sum_{i=1}^N \left\{ K_{di} (\mu_{di} - 1) (\delta_{yi}^d)^2 \right\}}{\sum_{i=1}^N \left((\mu_i \delta_{yi}^f)^2 \left((1/\mu_{di} + \gamma_{si}) K_{di} + p_i K_{fi} \right) \right)} = \frac{K_d (\mu_d - 1) (\delta_y^d)^2}{(\mu \delta_y^f)^2 \left((1/\mu_d + \gamma_s) K_d + p K_f \right)} \quad (2-44)$$

ここで、多質点モデル各層の階高を h_i として代入したのち整理すると、式(2-44)は式(2-45)に書き換えられる。

$$\frac{\sum_{i=1}^N \left\{ K_{di} (\mu_{di} - 1) (\theta_{targeti} h_i / \mu_{di})^2 \right\}}{\sum_{i=1}^N \left\{ ((1/\mu_{di} + \gamma_{si}) K_{di} + p_i K_{fi}) (\theta_{targeti} h_i)^2 \right\}} = \frac{K_d (\mu_d - 1)}{\mu_d^2 \{ (1/\mu_d + \gamma_s) K_d + p K_f \}} \quad (2-45)$$

さらに条件 b)より多質点モデル各層における耐震改修の目標層間変形角 $\theta_{targeti}$ が等しく、条件 c)より各層におけるダンパー塑性率 μ_{di} 、RC 主架構の塑性率 μ_i 、付加弾性骨組ダンパー剛性比率 γ_{si} がそれぞれ均一で等価一質点モデルのパラメータと等しいため、それらを考慮し式(2-45)に $\mu_{di}=\mu_d$ 、 $\mu_i=\mu$ 、 $\gamma_{si}=\gamma_s$ 、 $\theta_{targeti}=\theta_{target}$ ($i=1\sim N$) をそれぞれ代入し整理すると式(2-46)が得られる。

$$\frac{\sum_{i=1}^N K_{di} h_i^2}{\sum_{i=1}^N p_i K_{fi} h_i^2} = \frac{K_d}{p K_f} \quad (2-46)$$

次に、目標変形までの割線剛性を有する等価線形架構において、Ai 分布に基づく静的なせん断力分布 Q_i を想定した場合の各層の層間変形角 θ_i は式(2-47)のように表せる。

$$\theta_i = \frac{Q_i h_i}{\{ p_i K_{fi} + (\gamma_s + 1/\mu_d) K_{di} \} h_i^2} \quad (2-47)$$

条件 b)より、多質点モデルの各層において θ_i は耐震改修の目標層間変形角 θ_{target} と等しいと仮定しているため、式(2-48)が成立する。

$$\begin{aligned} \theta_{target} &= \theta_i \\ \theta_{target} &= \delta_i / h_i \Leftrightarrow \delta_i = \theta_{target} h_i \quad (i = 1 \sim N) \end{aligned} \quad (2-48)$$

式(2-48)を考慮すると多質点モデル頂部の最大層間変形角は式(2-49)により表され、 θ_{target} と等しい値をとることがわかる。

$$\sum_{i=1}^N \theta_i = \frac{\delta_1 + \delta_2 + \dots + \delta_N}{h_1 + h_2 + \dots + h_N} = \frac{\theta_{target} (h_1 + h_2 + \dots + h_N)}{h_1 + h_2 + \dots + h_N} = \theta_{target} \quad (2-49)$$

したがって式(2-47)、(2-48)を考慮すれば、式(2-50)が定式化できる。

$$\frac{Q_i h_i}{\{ p_i K_{fi} + (\gamma_s + 1/\mu_d) K_{di} \} h_i^2} = \frac{\sum_{i=1}^N (Q_i h_i)}{\sum_{i=1}^N [\{ p_i K_{fi} + (\gamma_s + 1/\mu_d) K_{di} \} h_i^2]} \quad (2-50)$$

式(2-50)に式(2-46)を代入し、整理することにより多質点モデル各層の必要ダンパー剛性 K_{di} を表す式(2-51)が得られる。

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{di} = \frac{X}{p} \cdot \frac{Q_i}{h_i} \cdot \frac{K_d}{K_f} + \left(\frac{X}{p} \cdot \frac{Q_i}{h_i} - K_{fi} \right) Y \\ X = \frac{\sum_{i=1}^N (p K_{fi} h_i^2)}{\sum_{i=1}^N (Q_i h_i)} \\ Y = p / \left(\gamma_s + \frac{1}{\mu_d} \right) \end{array} \right. \quad (2-51)$$

式(2-36)による等価一質点モデルにおける必要ダンパー剛性比 K_d/K_f を式(2-51)に代入することにより，制振改修における目標変形を満たすために必要な多層建物各層の必要ダンパー剛性 K_{di} が陽に得られる．誘導した式(2-51)は多質点モデルに関するパラメータ X ，等価一質点モデルにおける RC 架構の割線剛性比とダンパーの割線剛性比の比率 Y ，等価一質点系モデルにおける必要ダンパー剛性比 K_d/K_f により構成されており，等価 1 質点モデルにおける必要ダンパー剛性比 K_d/K_f が大きいほど得られる多質点モデルの必要ダンパー剛性 K_{di} は増加することが分かる．なお，式(2-51)において K_{di} が負となる場合，式(2-36)の場合と同様に 0 とみなす．

2.4 提案改修設計法の適用性

トルコにおける低耐力な既存 RC 造学校校舎を模した立体骨組モデルを対象とした解析的検討を行い、提案した制振改修における設計法の適用性を確認する。本節ではまず提案した等価線形化手法に基づく設計理論の適用性の確認に焦点を当てるため、制振付加フレームが既存架構の損傷に及ぼす影響は除外して検討を進める。

2.4.1 検討対象モデル

改修設計の具体的な検討対象とする建物モデルは図 2-21, 図 2-22 に示す 5 層の鉄筋コンクリートの学校校舎で、扁平な柱・梁と連層耐震壁により構成されており、2.2 節で説明した標準設計建物に準ずる。柱梁、耐震壁の断面を図 2-23 にそれぞれ示す。柱型の耐震壁が x 、 y 方向において概ねバランスよく配置されているがその量は少ない。特に x 方向においては、方向性を持つ扁平な柱が弱軸方向に配置されている上に建築計画上耐震壁の量が少なく、 y 方向の耐力に比べて小さいと考えられるため重点的な耐震改修が必要といえる。したがって、本論では x 方向のみに対しブレースの導入による耐震改修を検討する。

また建物の柱梁は主筋に対する帯筋の量が十分である一方、柱断面に比べ梁断面が大きい。そのため、非構造壁である垂れ壁を処理すれば、崩壊モードは柱・壁のロックイングを伴う境界梁・基礎梁の曲げ降伏型メカニズムとなり、層間変形角 $1/150\text{rad}$ を超える程度まで柱壁にせん断破壊を生じない靱性型の架構とみなすことができると考えられる。さらにコンクリートの材料強度は 20N/mm^2 となっており、日本の RC 基準²⁻¹⁰⁾において推奨されるコンクリートの設計基準強度とほぼ同条件で低強度コンクリート構造物の部類には含まれない。主筋・帯筋の設計強度は 220N/mm^2 となっているが、これも日本の RC 基準で定められた鉄筋コンクリート用棒鋼 SR235 とほぼ同レベルの材料である。以上から、本論で提案する靱性型の制振改修構法の適用が可能と判断する。

対象モデルは汎用構造計算ソフト SNAP V5²⁻¹¹⁾を用いて立体骨組モデルにモデル化する。RC 架構を図 2-24(a)に示すトリリニアの剛性劣化型 Takeda モデルの復元力特性を

有した材端曲げばねモデルによりモデル化する．一方，部材の終局耐力がひび割れ耐力と比較して小さな値となる部材には，図 2-24(b)に示すバイリニアで除荷剛性の低下を考慮した最大点指向型の履歴特性を適用する．同履歴特性における各部材の 2 次剛性比 α_1 は梁部材に関しては $\alpha_1=0.22$ で一律とし，柱部材に関しては降伏時剛性低下率 α_y をもとに算定する．3 次剛性比 α_2 は全部材において $\alpha_2=0.001$ とする．

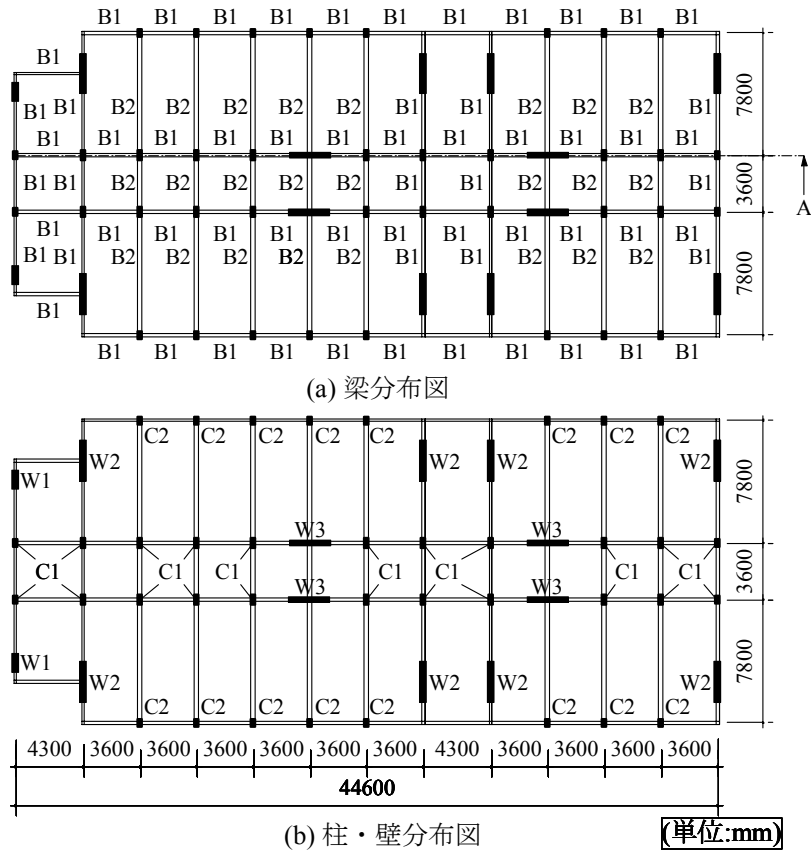


図 2-21 平面梁伏図

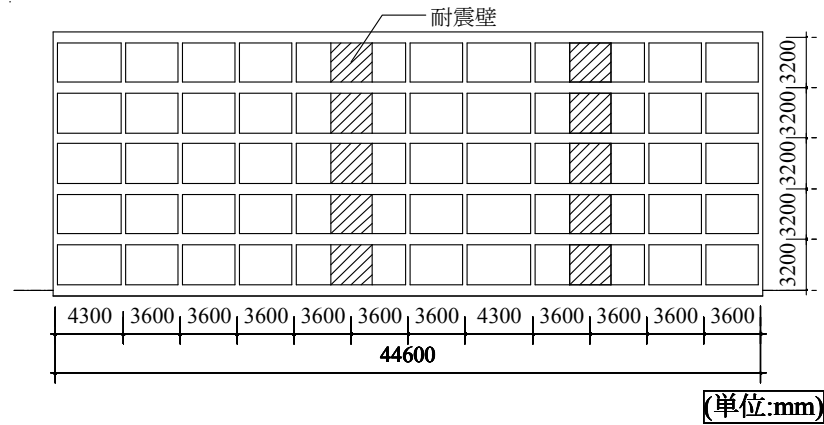
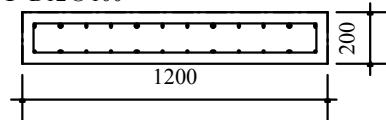


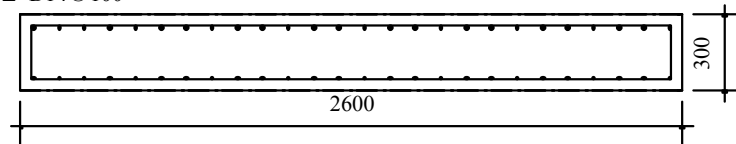
図 2-22 断面軸組図

	C1	C2	B1	B2
断面図				
B~D	300×600	300×500	200×700	300×700
主筋	10-D16	8-D16	8-D14	12-D14
フープ筋	D8@300	D8@300	D8@300	D8@300

W1 D12@100



W2 D14@100



W3 D12@100

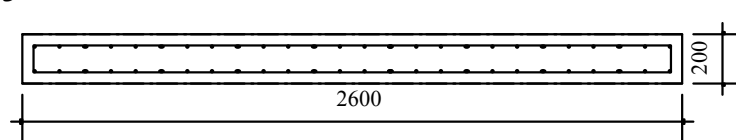
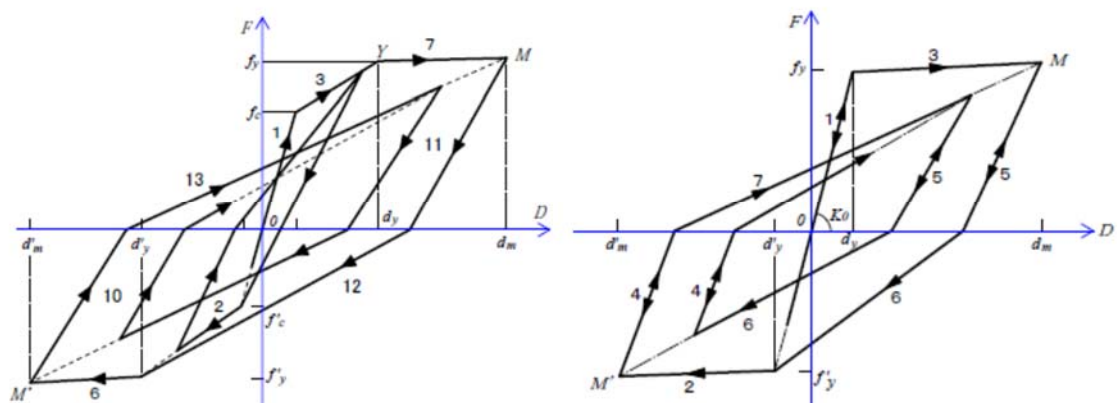


図 2-23 柱梁，耐震壁の断面図



(a)トリリニア Takeda モデル

(b)バイリニアモデル

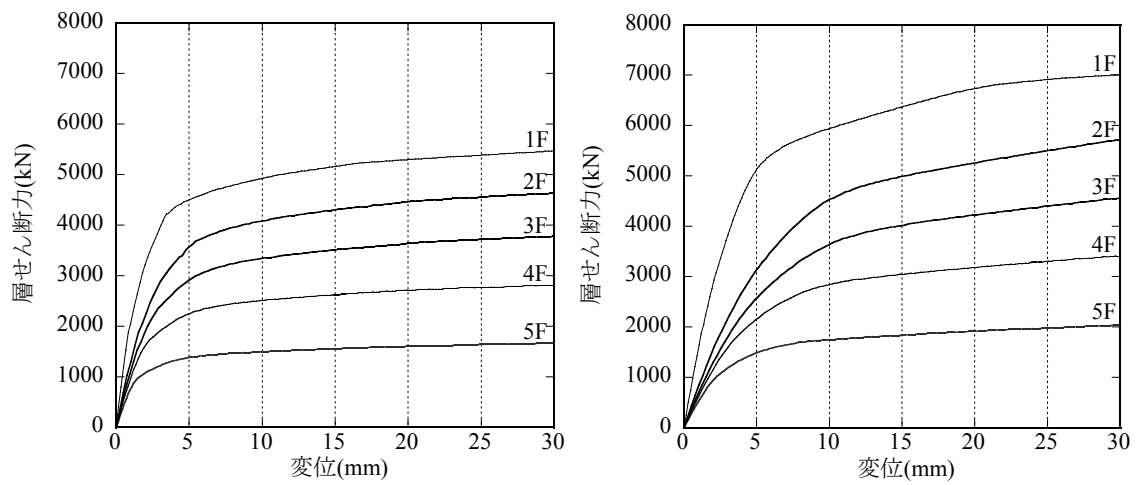
図 2-24 立体骨組モデルの履歴モデル

トリリニアの各折れ点の耐力は部材のひび割れ，終局耐力を用いて決定し，それらの耐力は文献 2-10)，2-12)，2-13)に示されている耐力式を用いて算出する．解析モデルにおける部材の曲げ・せん断耐力および設定した荷重条件に関しては付録 A に示す．

対象建物をモデル化した立体モデルに対し， A_i 分布に基づく静的増分解析を行う．静的増分解析には微小ステップ内における応力-変形曲線を線形関係と仮定した逐次積分法を使用し，対象建物が低層であるため $p-\Delta$ 効果は考慮しない．得られた長手，短手方向の荷重変形関係を図 2-25 にそれぞれ示す．建物総重量は 53000kN 程度であるため，1 層における長手方向のベースシア係数は 0.08 程度， y 方向のベースシア係数は 0.10 程度と，いずれも設計用ベースシア係数 0.2 程度で設計されている日本の既存 RC 建物の 1/2 程度である．また各層は同一平面を有するためその耐力分布は概ね A_i 分布に沿うような均等分布となっていることが分かる．さらに短手方向に比べ長手方向の保有水平耐力が小さいため，3 章では建物の長手方向における制振改修の適用を試みる．

図 2-26 には静的増分解析において各層の層間変形角が $1/8\text{rad}$ 程度とほぼ崩壊に至った状態における A 断面の曲げ塑性ヒンジの分布を示している．図より，主に梁端部に多くの曲げ塑性ヒンジができることにより，梁崩壊型に近い崩壊形を示すことがわかる．また同変形時に柱梁にはせん断破壊が生じていないことを確認した．したがって対象構造物は曲げ破壊型との構造物とみなせるため，制振改修における目標層間変形角を架構の降伏時の層間変形角を超える $1/150\text{rad}$ 程度としても問題がないと考えられる．

上述した対象モデルは比較的層剛性の均等なモデル（S モデルとする）であり，特定の層が低剛性層となるような損傷集中の生じやすいモデルに対する設計法の適用性を検討するため，S モデルをもとに特定の層に低剛性・低耐力層を有する層剛性の不均等な解析モデルを作成する．1 層～4 層までの各層において図 2-27 に示すように耐震壁を減らし，特定の層を低耐力・低剛性とした 1L～4L モデルを設定する．作成した各解析モデルの解析方向（長手方向）の固有周期を表 2-1 に示す．対象モデルの固有周期の略算値は， $0.02 \times 16 = 0.32\text{s}$ だが，それと比べ全体的に固有周期がやや大きい．これは対象モデルの剛性が日本の既存 RC 建物に比べ小さいためと考えられる．また，特定の層の層剛性を低下させた 1L～4L モデルは，S モデルと比べさらに長周期となっていることも確認できる．



(a)長手方向

(b)短手方向

図 2-25 各層における荷重変形関係

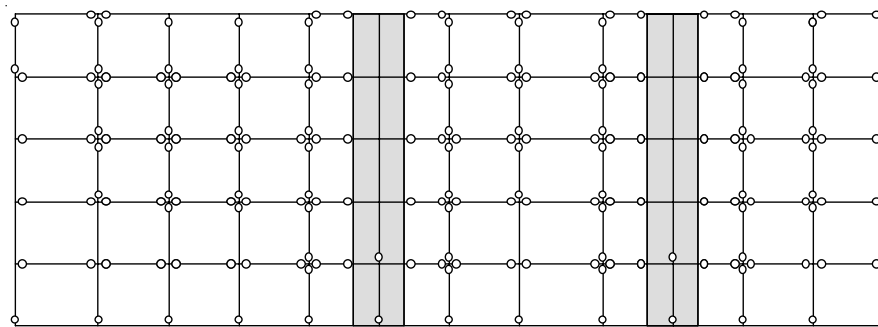


図 2-26 A断面(図 2-21)機構図

※低剛性層(1L~4Lモデル)の柱主筋の変更 C1:10-D16→4-D14, C2:8-D16→4-D16

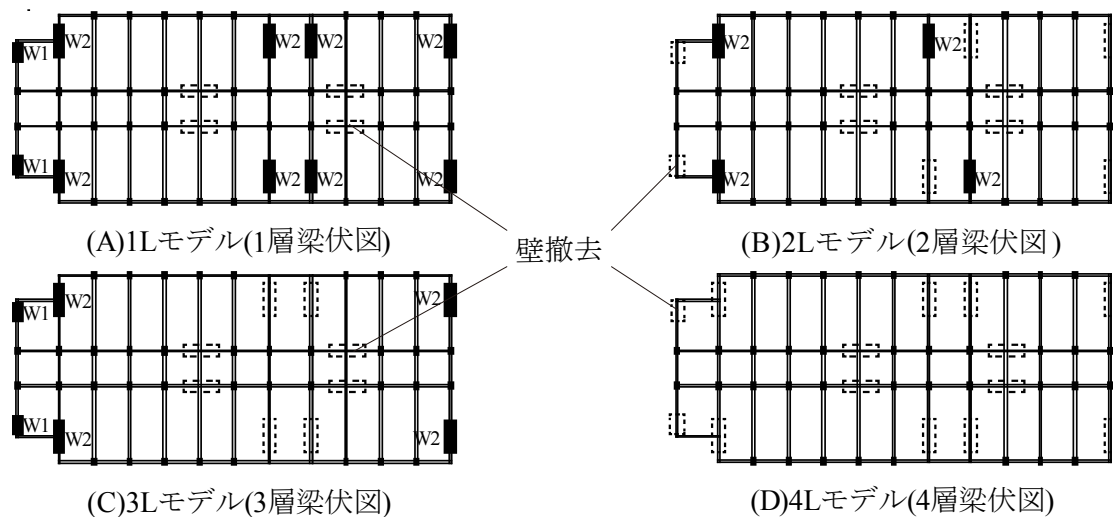


図 2-27 低剛性・低耐力モデルの作成

静的増分解析により得られた立体骨組モデル各層の荷重変形関係をもとに多質点せん断モデルを作成する。提案手法では各層において、RC 架構の降伏変形は層間変形角 $1/250 \sim 1/200 \text{ rad}$ の間に位置すると想定し、一律とする。したがって対象モデルでは各層の RC 架構の降伏変形は 15 mm （層間変形角 $3/640 \text{ rad}$ ）と仮定し、Takeda モデルに当てはめることでトリリニアの骨格曲線を決定する。各層の荷重変形関係をもとに得られた各層の骨格曲線を図 2-29 に、それをもとに作成した多質点モデル各層の諸元を図 2-28 に示す。骨格曲線の各パラメータは全層で共通とするので、各層の層せん断力を定めればその剛性も定まる。

表 2-1 立体骨組モデルの 1 次固有周期

	$T_x (\text{s})$
Sモデル	0.583
1Lモデル	0.842
2Lモデル	0.746
3Lモデル	0.682
4Lモデル	0.655

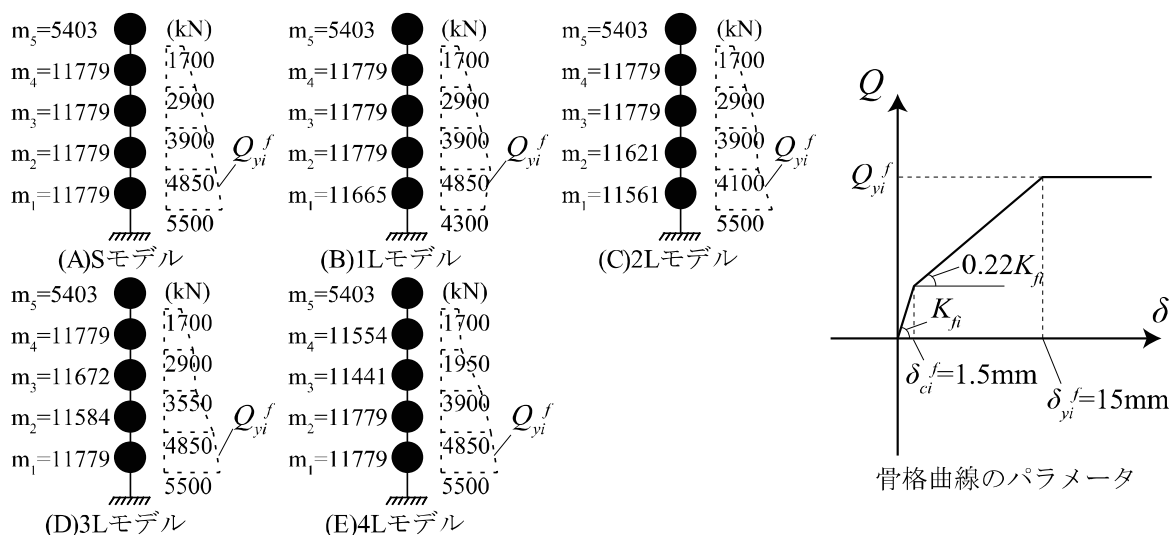
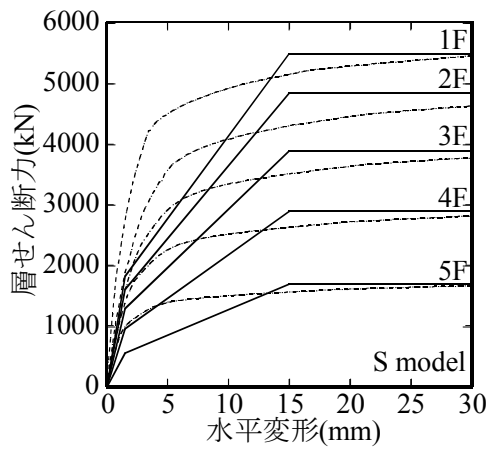
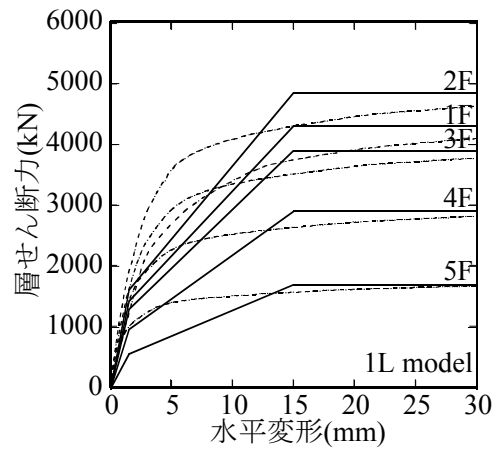


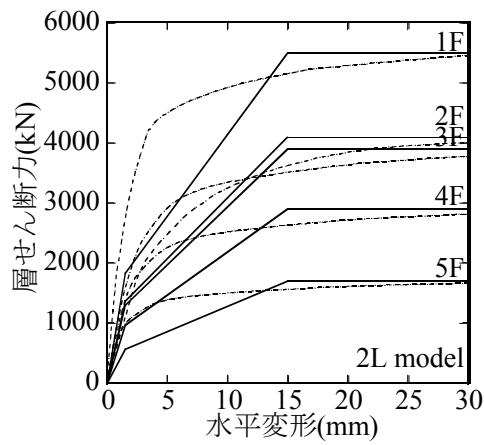
図 2-28 多質点せん断モデルの諸元



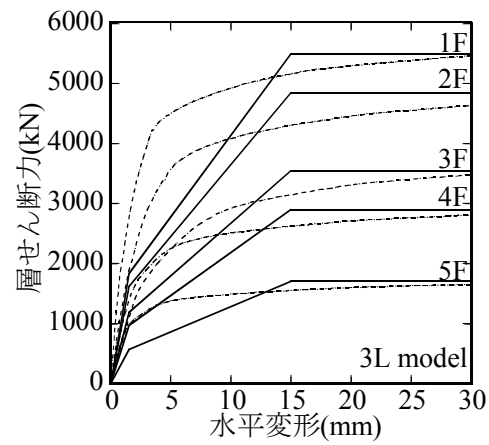
(a)S モデル



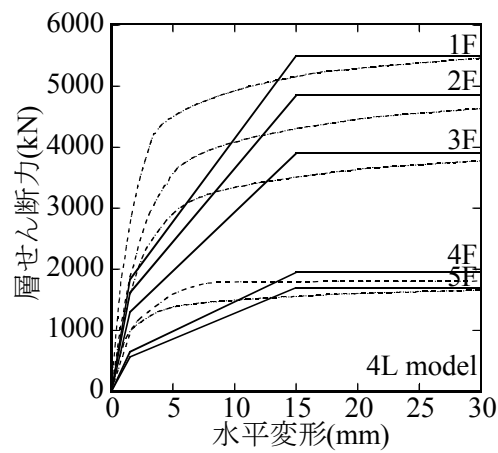
(b)1L モデル



(c)2L モデル



(d)3L モデル



(e)4L モデル

図 2-29 各モデルの荷重変形関係

また，作成した多質点せん断モデルの固有値解析により得られる弾性 1 次固有周期，1 次モードベクトルをもとに縮約した等価一質点せん断モデルの諸元を表 2-2 に示す．これらの対象モデルに対して応答スペクトル法を適用し，耐震改修における目標変形を満たす必要ダンパー剛性を算定する．

表 2-2 等価一質点せん断モデルの諸元

	${}_1H_{eq}$ (mm)	${}_1M_{eq}$ (kN)	K_f (kN/mm)	T_{μ}^f (s)	h_p^f
Sモデル	10705	43563	368	1.50	0.093
1Lモデル	10511	45034	350	1.57	
2Lモデル	10706	43422	345	1.55	
3Lモデル	10755	42990	355	1.52	
4Lモデル	10899	41416	330	1.55	

2.4.2 実建物への導入を想定した付加部材の構造諸元

本論で提案する改修構法を実構造物に適用する場合の改修部材の諸元について検討する。付加弾性骨組は、改修対象建物の開口寸法や斜材としての座屈拘束ブレース (BRB) の取り付け寸法などを考慮し、H 形鋼 (250×250×9×14) を導入することを考える。鋼材種は通常鋼材よりもやや降伏点の高い SM490 材 ($F=325\text{N/mm}^2$) とする。付加弾性骨組の水平耐力とせん断剛性を算定するため、付加弾性骨組を構成する柱部材の中央に曲げモーメント分布の反曲点があると仮定し、付加弾性骨組の上半分を模した下端ピンの単純フレームモデルを考慮する。終局時の曲げモーメント分布を図 2-30 に示すように想定すると、付加弾性骨組に塑性ヒンジが生じる時の層間変形角は 1.87% と計算でき、本制振改修で想定している目標層間変形角 1/150rad (0.67%) の 3 倍程度と大きいため、改修架構に導入した付加弾性骨組は耐震改修の目標変形において弾性状態を維持することが確認できる。したがって解析において実際の部材諸元に基づく制振架構のモデル化を行う際には、立体骨組モデルにおける付加弾性骨組は弾性部材とみなし RC 主架構の柱・梁部材を表す短軸ばねと並列に材端曲げばねを配置することによりモデル化を行う。また同様のモデルを想定することで付加弾性骨組の水平剛性 K_f も略算的に算定できる。

弾塑性ダンパーは文献 2-9) に記載されている標準部材から、降伏軸力 1250kN の変断面座屈拘束ブレース (LY225, 芯材 (PL-25×222, 断面積 $A_p=5550\text{mm}^2$)) を選定する。また、弾塑性ダンパーの塑性化部の長さとして文献 2-9) に示されている最小長さに近い値を採用し、その水平方向の降伏変形角を 1/830rad とする。

文献 2-9) より変断面ブレースにおける弾性部断面積 A_E と塑性化部断面積 A_p の比 $C_A=2.5$ とし、ブレースの塑性化部長さ L_p の全長 L に対する比率 C_p とする。図 2-30 に示す形状での設置を考えた場合、ブレース降伏時の層間変形角 1/830rad におけるブレースの水平変形は 2.71mm となり、それを元に算定したブレース軸降伏変形 δ_y^d は 2.18mm となる。ブレースの軸降伏変形が、弾性部の軸降伏変形と塑性部の軸降伏変形の和で表されるとすると、LY225 の鋼材降伏応力 σ_y を用いてブレース軸降伏変形 δ_y^d は式(2-52) で表される。なお式中 E_s は鋼材のヤング率を表す。

$$\delta_y^{d'} = \left(\frac{L_p}{E_s A_p} + \frac{L - L_p}{E_s A_e} \right) \sigma_y A_p = \left(\frac{C_A C_p + 1 - C_p}{E_s C_A} \right) L \sigma_y \quad (2-52)$$

式(2-52)に、 $C_A=2.5$ 、 $\delta_y^{d'}=2.17\text{mm}$ 、 $L=3790\text{mm}$ をそれぞれ代入するとブレースの塑性化部長さ L_p の全長 L に対する比率 C_p は 0.20 となる。同値は文献 2-9)に示されている前提条件である $C_p \geq 0.2$ を満たしており適切な値といえる。

以上のような形状で設定した付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの適用を想定する場合、付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 $\gamma_s = K_{sf}/K_d = 13/261 = 0.05$ 程度となる。したがって、以後の解析的検討では γ_s が 0.05 およびその近傍値をとる場合の検討を行う。

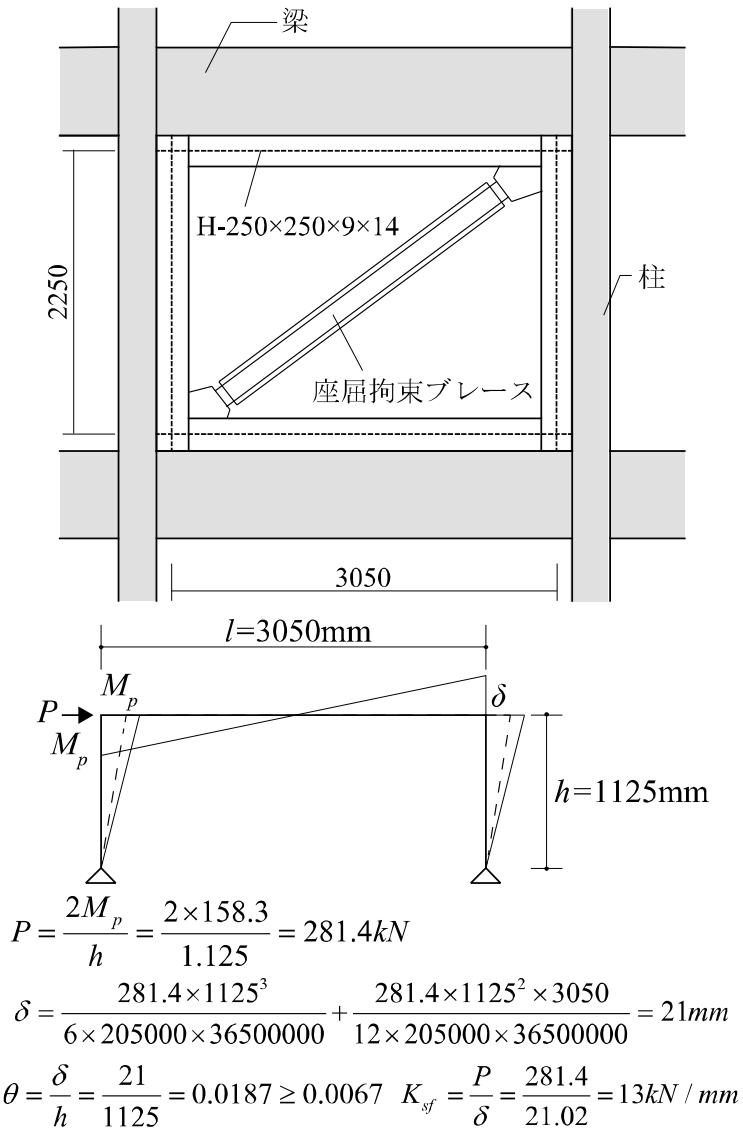


図 2-30 付加弾性骨組の水平耐力，降伏変形，せん断剛性の略算

2.4.3 提案改修設計法に基づく設計内容と最大応答値

前述した部材諸元を有する付加部材を用いた改修設計を実施しモデル化した立体骨組モデルの時刻歴応答解析を行うことにより、提案改修設計法の妥当性を検証する。

はじめに、層剛性の均等な標準モデル（Sモデル）と低剛性層を有する低剛性モデル（1L～4Lモデル）において提案手法を用いた改修設計を行う。表 2-2 に示した等価一質点せん断モデルに式(2-36)を適用することにより、制振改修における必要ダンパー剛性を決定する。各層の必要ダンパー量の設計に際しては 2.3.7 節で述べた 3 種類の設計法（剛性比例配置(kdkf)、 A_i 分布に基づく経験的手法(A_i)、層間変形角一定法(L)) をそれぞれ検討する。 γ_s は実建物への導入を踏まえ前節で検討した部材配置に基づいて 0.05 を想定する。得られた各モデルの付加ダンパーの設計解を図 2-32 に示す。図より各モデル各層において主架構／ダンパー剛性比 K_d/K_f は 2 程度と日本の建築に比べ高い値となっていることが分かる。また A_i 分布に基づく経験的手法、本論で提案した層間変形角一定法によるダンパー設計解は概ね同程度となっており、上層へのダンパー投入量が削減され、低剛性・低耐力とした層にダンパーが多く配分されていることが分かる。

これらの設計解をもとに、座屈拘束ブレースを完全弾塑性のバイリニアの復元力特性を有する軸方向ばねとして付加した立体骨組モデルを作成する。居ながら改修を想定し建築ファサードに座屈拘束ブレースを適用した制振改修を検討するため、図 2-31 に示す建築のファサードの柱間寸法 3600mm、階高 3200mm の各部にダンパー部材を表す軸方向ばねを片流れに配置することを想定する。ダンパー部材は 1 つのばねで表現し、弾性部や接合部材はモデル化しない。連続数であるダンパー剛性をもとに立体骨組モデルにおけるダンパー配置数を決める必要があるため、立体骨組モデル各層におけるダンパー 1 本当たりの耐力を芯材の寸法を調節することで微調節することにより、図 2-32 に示した多質点モデルを用いた提案手法に基づくダンパー剛性が立体骨組モデルの各層のダンパー剛性と等しくなるようモデル化する。また各層における平面的なダンパー配置は、可能な限り偏心量の少ない対称配置とする。

制振架構をモデル化した立体骨組モデルの時刻歴応答解析を行うことにより、提案手法の妥当性を確認する。地震波の入力方向は建物の長手方向とし、減衰定数は一般的な

RC 架構の瞬間剛性比例型減衰の減衰定数 $h_0^f=0.03$ をもとに、RC 架構の各ステップの剛性に比例する減衰を降伏時割線剛性に比例する減衰 ($h=0.05$) に置き換えて考えることで、初期剛性に対する比例減衰として $h_0^f=0.015$ を用いる。

各解析モデルにおける各層の最大、残留層間変形角をそれぞれ図 2-33 および図 2-34 に示す。図より、特定の層を低剛性としたモデルを対象とした場合、改修モデルにおいても低剛性層の応答値がやや増大する傾向があることが分かる。Ai 分布に基づくダンパー配置法、層間変形角一定法により設計した Ai, L モデルでは剛性の弱い層へダンパーが多く配分されることにより、低剛性層の損傷集中が緩和される傾向がみられ、両設計解は概ね同等の応答値を示す。改修構造物の最大応答の平均値は改修の目標変形角 $1/150\text{rad}$ 程度まで低減されていることから、設定したダンパー設計法は概ね良好に機能しているといえる。なお、既存建物の耐力のみに着目した Ai 分布に基づく手法においては、試行錯誤的な検討の結果としてベースシア係数算定に際しては各層の質量和を採用しており、仮に理論通りの等価質量を考慮した場合、投入ダンパー量をやや大きめに評価し安全側の応答を示すと考えられる。

また、本制振改修においては既存 RC 架構の降伏を想定するため、地震波入力後の残留変形にも着目する。残留変形のクライテリアとして文献 2-14)では安全上の問題や設備機器の動作上支障とならない変位として層間変形角 $1/1000\text{rad}$ 以下という値が提案されている。したがって、以後残留変形に関して分析する際は上記の値を目安とする。各改修モデル各層の残留層間変形角を図に示すが Ai, L モデルの各設計モデルにおいて、 $1/1000\text{rad}$ 以下を満たしており、提案設計法による設計解は地震後の建物の使用継続性を概ね確保できると判断できる。

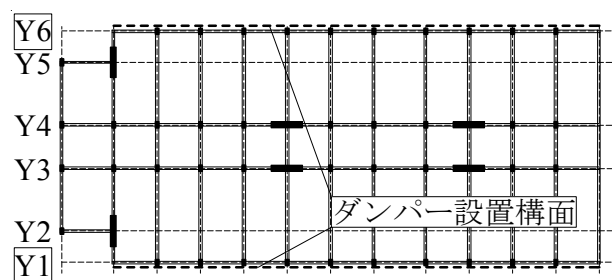
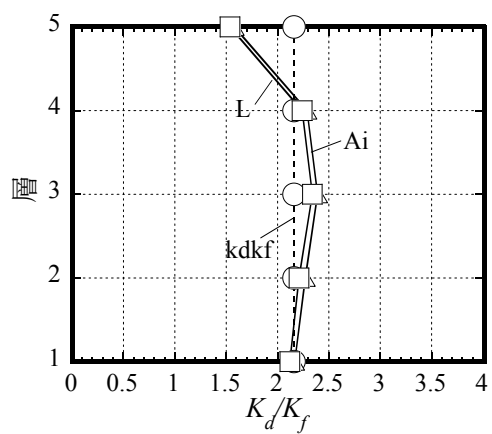
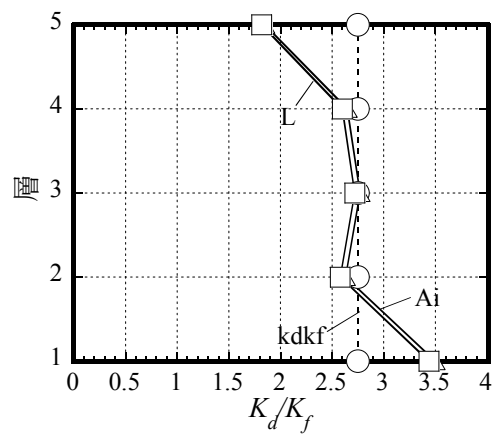


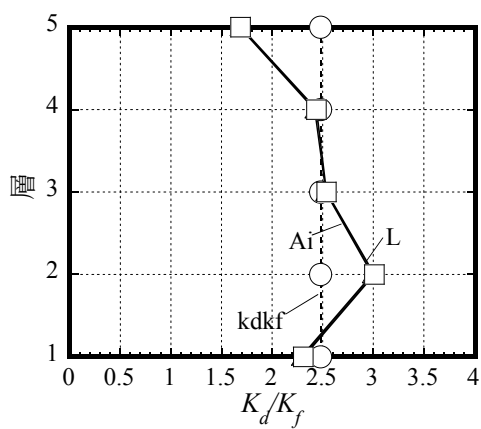
図 2-31 立体骨組モデルにおけるダンパー配置構面



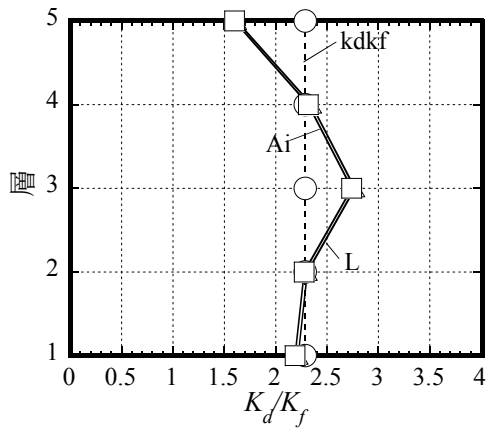
(a)S モデル



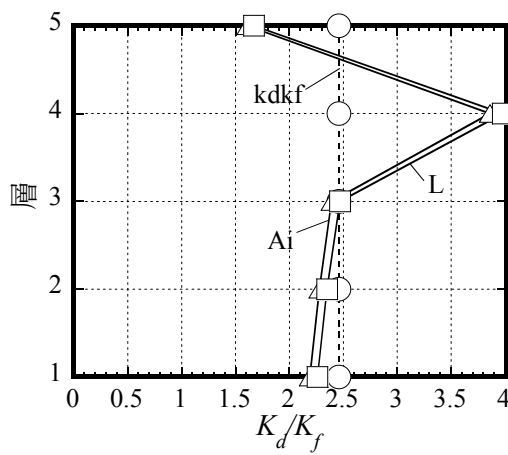
(b)1L モデル



(c)2L モデル

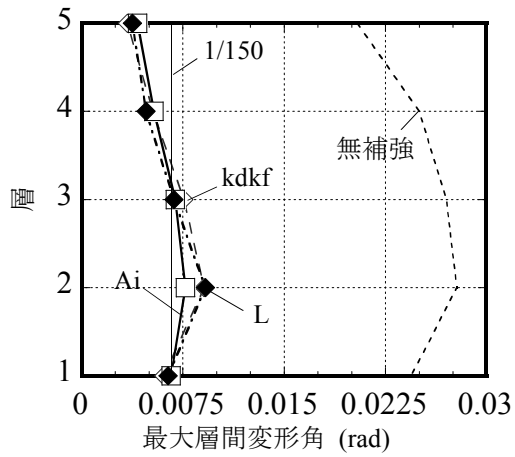


(d)3L モデル

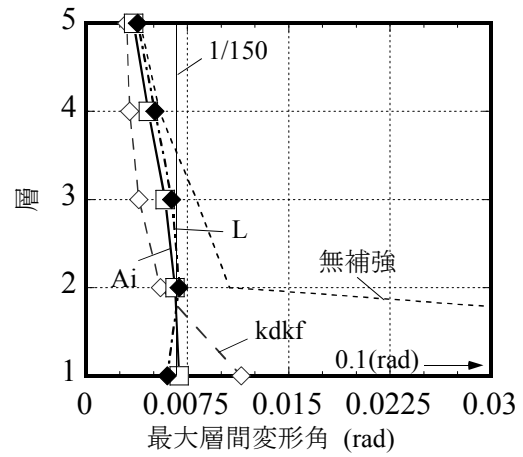


(e)4L モデル

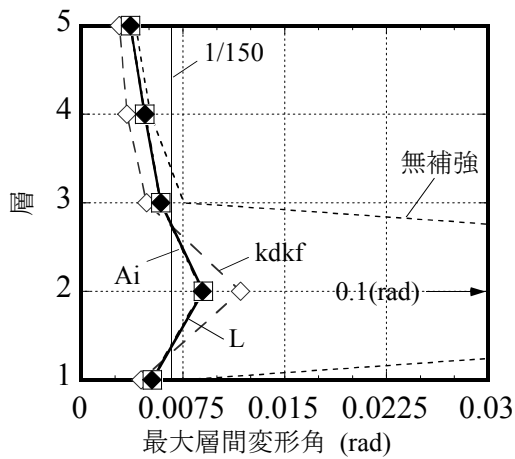
図 2-32 各モデルにおけるダンパー設計解



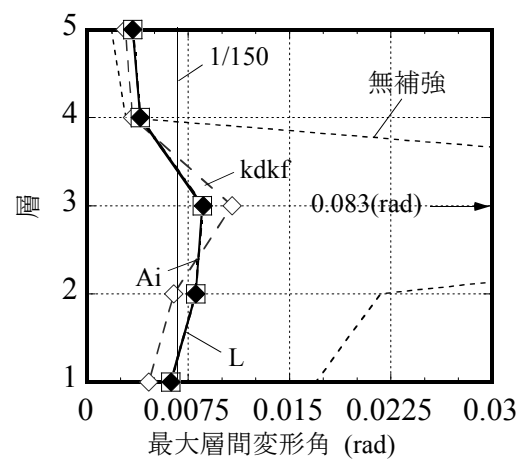
(a)S モデル



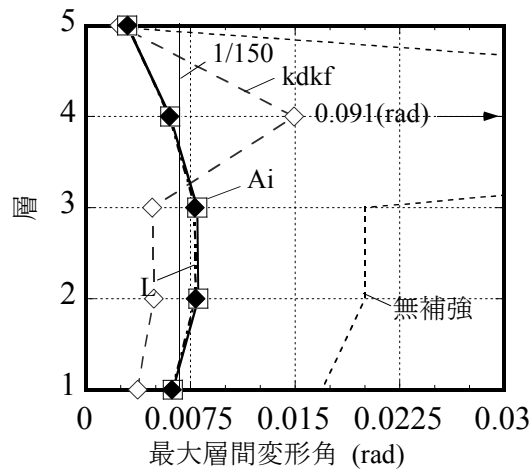
(b)1L モデル



(c)2L モデル

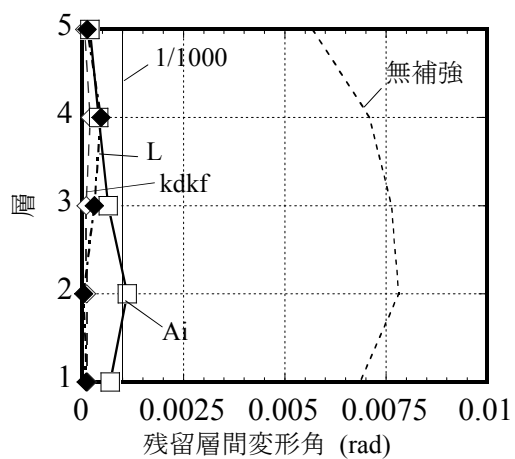


(d)3L モデル

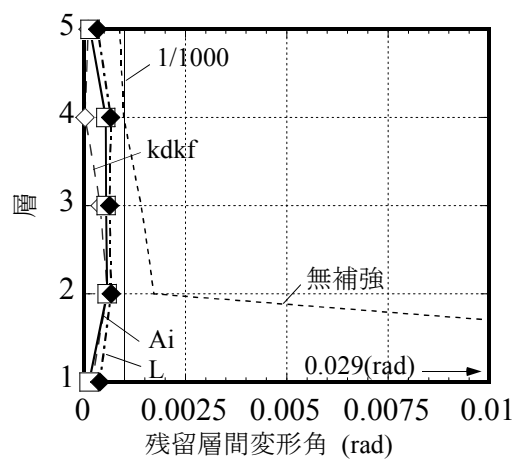


(e)4L モデル

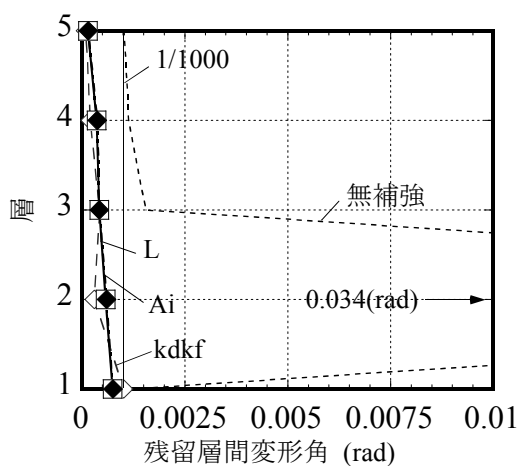
図 2-33 制振改修モデルの最大層間変形角



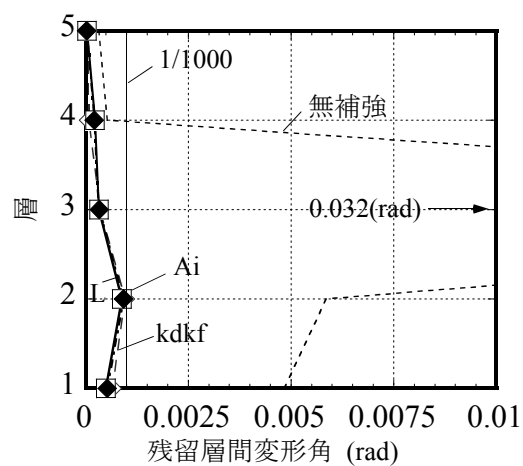
(a)S モデル



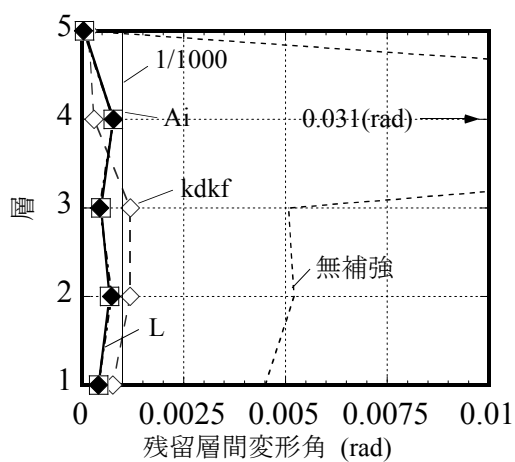
(b)1L モデル



(c)2L モデル



(d)3L モデル



(e)4L モデル

図 2-34 制振改修モデルの残留層間変形角

さらに提案した制振改修を適用した場合における改修架構における耐力と減衰の向上の度合いを確認する。図 2-35 には均等剛性を有する S モデルと低剛性層を有する 1L モデルに関して、制振部材耐力の骨組耐力に対する比率と制振部材の等価減衰定数をそれぞれ示す。耐力の比率に関しては BCJ-L2 入力時における各部材の最大層せん断力をもとに算定し、制振部材の等価減衰定数に関しては BCJ-L2 入力時における各層の制振部材の累積吸収エネルギーと各サイクルにおける系全体の最大層せん断力と最大変形をもとに算出した等価弾性歪エネルギーの累積値を用いて擬似的に算定する。図 2-35 より改修架構においては制振部材と RC 架構+付加弾性骨組のせん断耐力比は最大で 2.5 倍程度、制振部材の等価減衰定数に関しては最大で $h=0.22$ 程度となっていることがわかる。従って本提案手法に基づいた RC 架構の耐震改修においては、付加減衰の効果以上に耐力の向上が寄与していることが分かる。

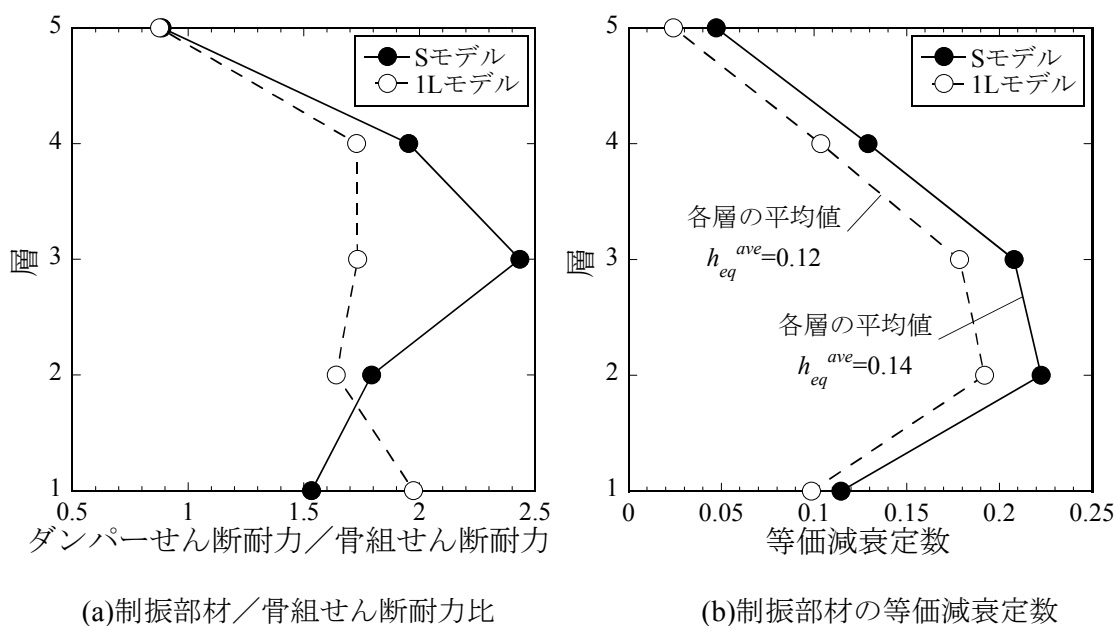


図 2-35 改修架構における制振部材の等価減衰定数とせん断耐力比

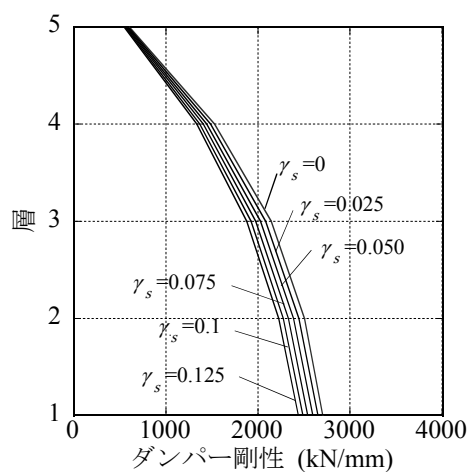
2.5 弾性要素の導入比率をパラメータとした応答低減効果の検証

前節では現実的な部材配置を想定し、弾性要素である付加弾性骨組とダンパーの比率を固定として改修設計の検討を行った。一方提案する弾性要素とダンパーを併用した制振改修の適用にあたり、各層への損傷配分効果を担保する弾性要素の導入比率が建物の耐震性能に及ぼす影響を明らかにすることは、実設計において有用であると考えられる。そこで、本節では付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 γ_s を変化させた改修設計モデルの応答解析を実施し、各層の損傷配分に関する分析を行う。なお本節でも 2.4 節と同様に提案した等価線形化手法に基づく設計理論において設定したパラメータが架構の応答性状に及ぼす影響を確認することに焦点を当てるため、付加する制振付加フレームが既存架構の損傷に及ぼす影響は除外する。

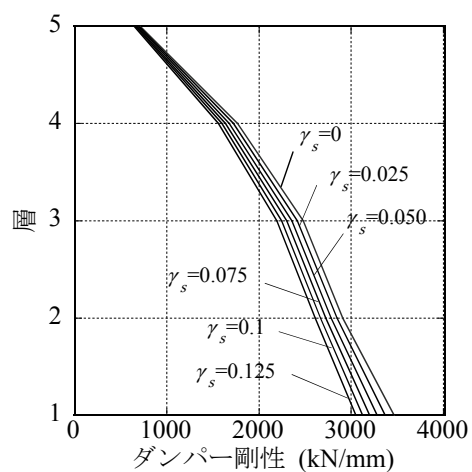
2.5.1 解析条件

解析において、標準型(S)、各階低剛性型(1L~4L)の各モデルに対して、様々な γ_s の値を前提として提案設計式を適用し、付加弾性骨組および弾塑性ダンパーの剛性 K_{sf} , K_d を変動させる。2.4.2 節で述べた実際の建物への適用に関する現実的な範囲の値として、 $\gamma_s=0, 0.025, 0.05, 0.075, 0.1, 0.125$ の 6 つの解析ケースを設定する。各モデルの設計内容を図に示す。図 2-36 より γ_s が大きいほど得られる必要ダンパー量は小さくなる傾向が見られ、これは図 2-19 で示した結果と対応している。なお各層において剛性が均等な S モデルにおいてはそのダンパー量を剛性比一定法により決定し、それ以外の低剛性層を有するモデルにおいては、各層における必要ダンパー量は前節の検討で適用性が確認された層間変形角一定法により決定し検討を行う。

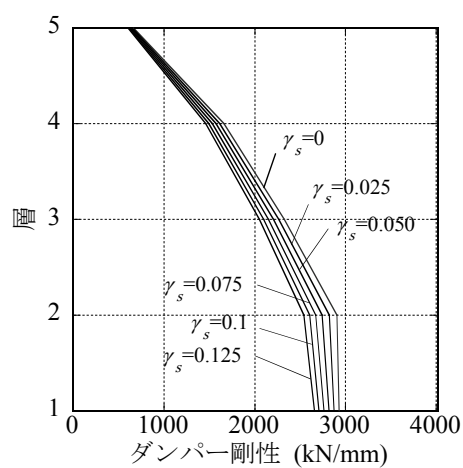
様々な付加弾性骨組の剛性比を有する立体骨組モデルの作成において、弾性要素の剛性は付加弾性骨組を構成する部材ばねのヤング率を調節することにより変化させる。作成した各制振改修モデルの立面形状を図 2-37~図 2-41 にそれぞれ示す。



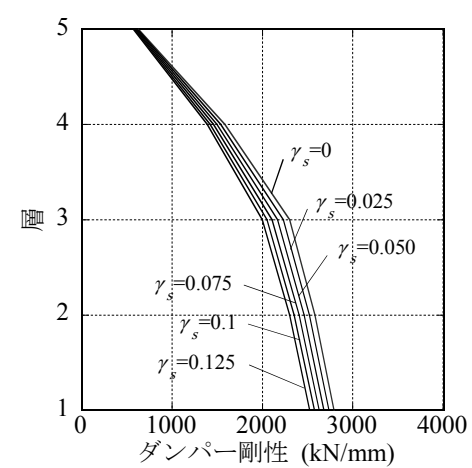
(a)S モデル



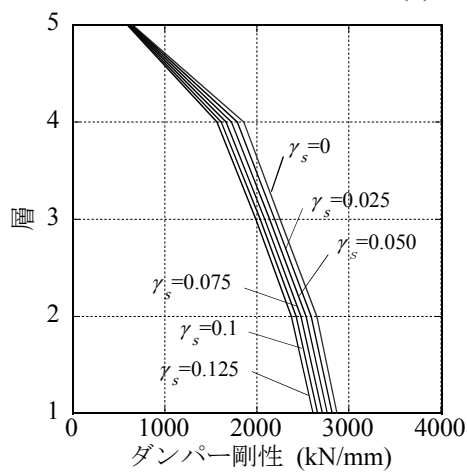
(b)1L モデル



(c)2L モデル



(d)3L モデル



(e)4L モデル

図 2-36 各層の必要ダンパー剛性

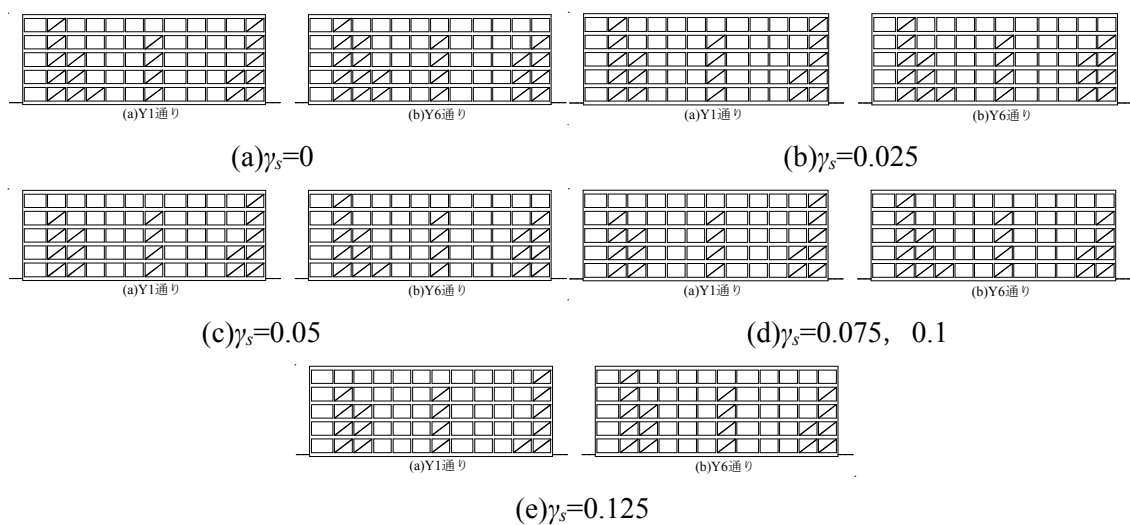


図 2-37 立体骨組モデルのダンパー配置 (S モデル)

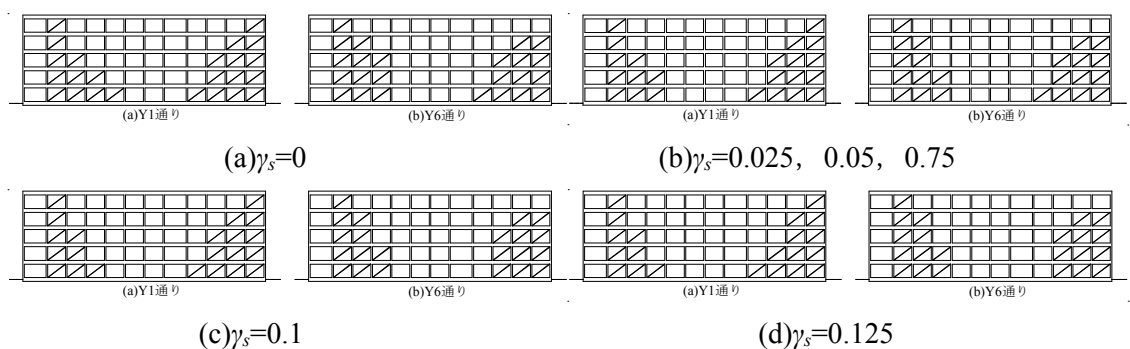


図 2-38 立体骨組モデルのダンパー配置 (1L モデル)

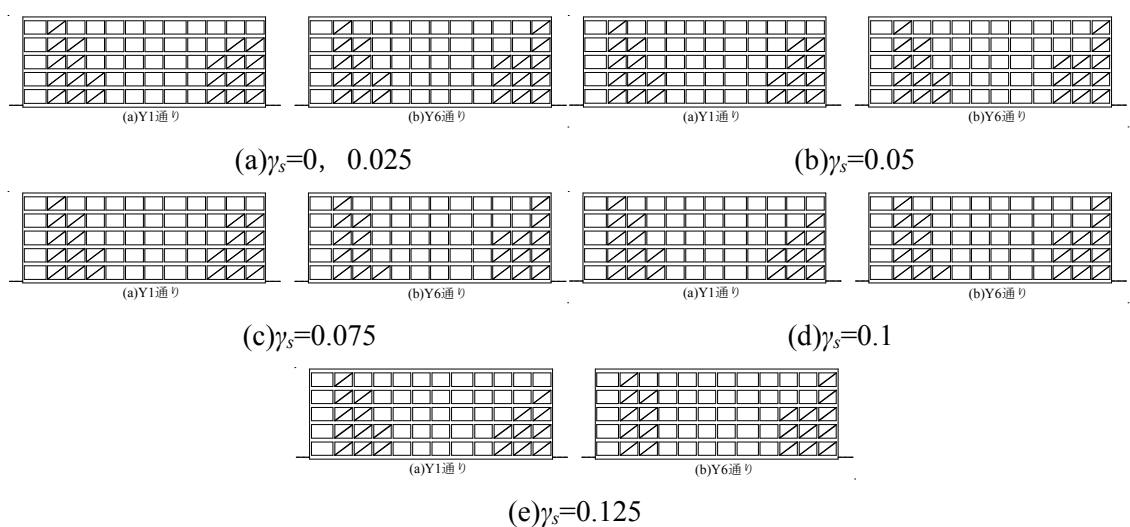


図 2-39 立体骨組モデルのダンパー配置 (2L モデル)

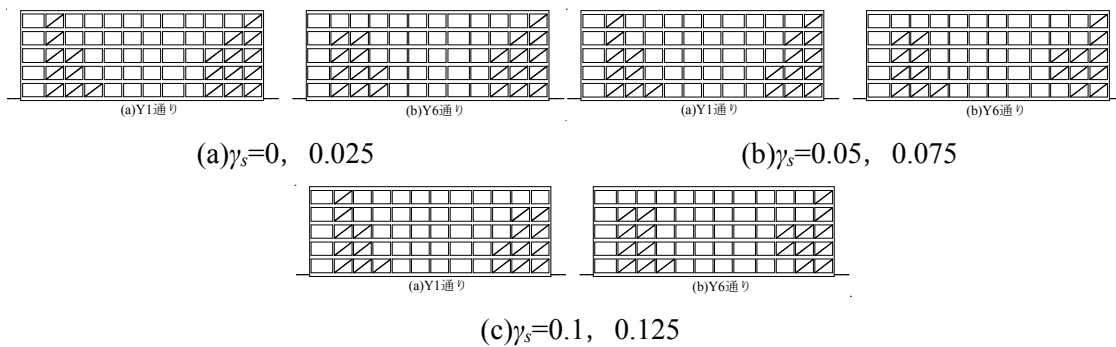


図 2-40 立体骨組モデルのダンパー配置 (3L モデル)

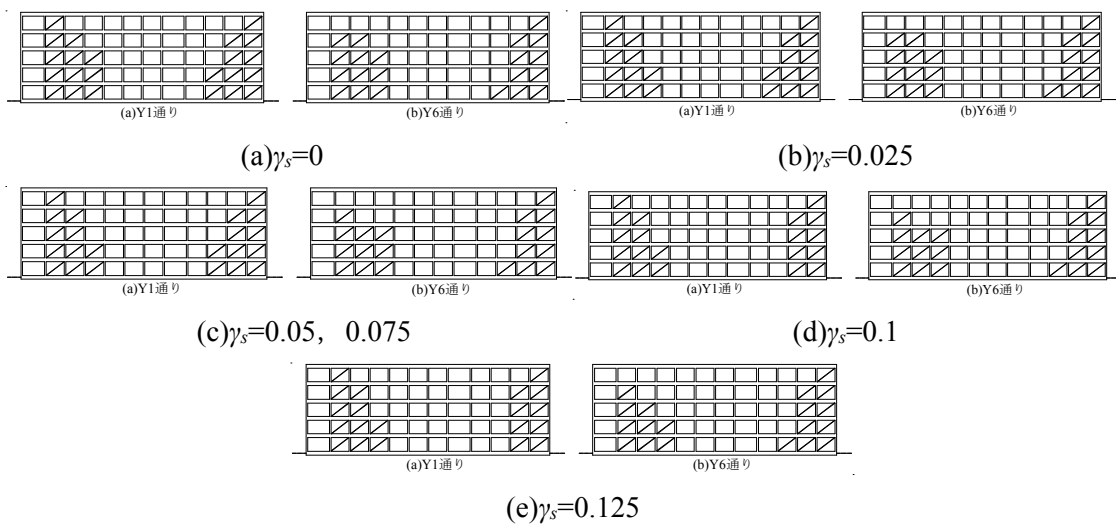


図 2-41 立体骨組モデルのダンパー配置 (4L モデル)

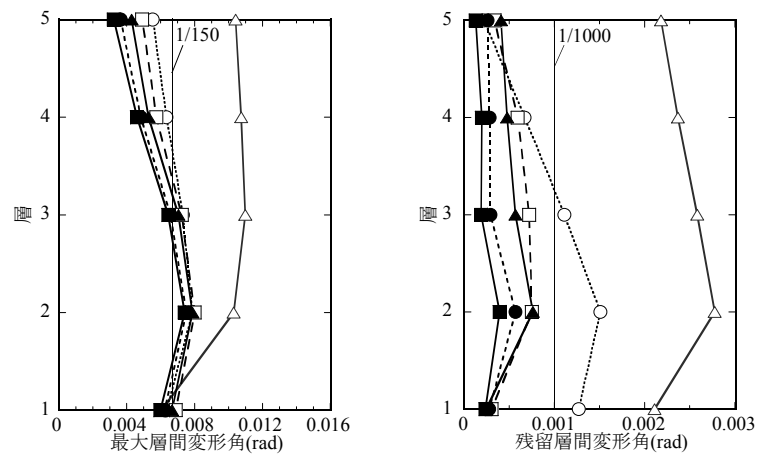
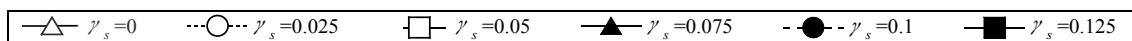
2.5.2 各解析ケースの応答値

改修モデルに対し人工地震波 BCJ-L2 を入力した際の最大層間変形角を図 2-42, 図 2-43 に示す. 弾性要素がある場合では, ない場合 ($\gamma_s=0$) に比べ, 各層の最大応答値が低減されており, 弾性要素の付加による損傷配分効果が確認できる. また全般的に γ_s の値が大きいほど, 各層の最大層間変形角が小さくなる傾向がみられる. 図中(b)~(e)に示す低剛性層を有する解析モデルにおいても, γ_s の増加に伴い主に低剛性層の応答値が低減されることで全層の応答が均等化され, 低剛性層においても概ね目標層間変形角である $1/150\text{rad}$ を満たす結果が得られている. 一方, γ_s が 0.1 以上になると応答低減が鈍化する傾向がみられる. したがって, 図 2-30 に示すような現実的な部材寸法での制振ユニットを導入した場合 $\gamma_s=0.05$ 程度となるが, その程度の付加弾性骨組でも十分に損傷配分効果を得られると考える.

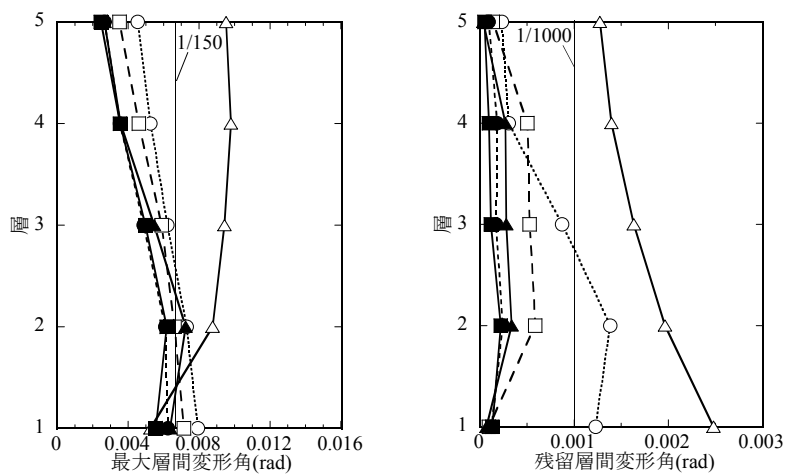
また同図に残留層間変形角を示す. 図より各解析モデルにおいて γ_s の値が大きくなるに従い, 残留変形が小さくなる傾向がみられる. また, γ_s が $0.05\sim0.075$ 以上の値をとる場合は地震後における使用継続性が確保される目安値である $1/1000\text{rad}$ 以下を満たしている. 以上より導入した弾性要素のセルフセンタリングによる残留変形の抑制効果が十分に発揮されることで地震後の建物の健全性を概ね確保できることが確認できる.

さらに図 2-44 には各 γ_s を想定した場合における改修モデル各層の最大・残留層間変形角の標準偏差を示す. 図より最大・残留層間変形角とも, 付加弾性骨組を導入することによりその標準偏差が小さくなり, 各層の変形のばらつきが小さくなることがわかる. また, こうした傾向は γ_s を増加させていくと頭打ちになる傾向も確認できる. 以上より, 付加弾性骨組の導入量を増やすことで改修モデル各層の最大・残留応答値が均等化することが明確に確認できる.

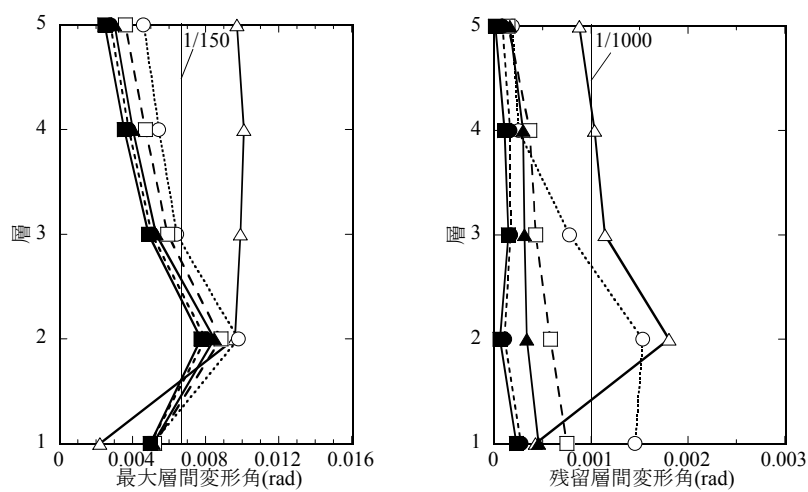
図 2-45 には変形が最も励起される低剛性層における変位応答の時刻歴を示す. 図より付加弾性骨組の導入比率 γ_s を増加させるほど, 低剛性層の変位時刻歴の振幅が小さくなり残留変形も抑制されることが確認できる.



(a)S モデル

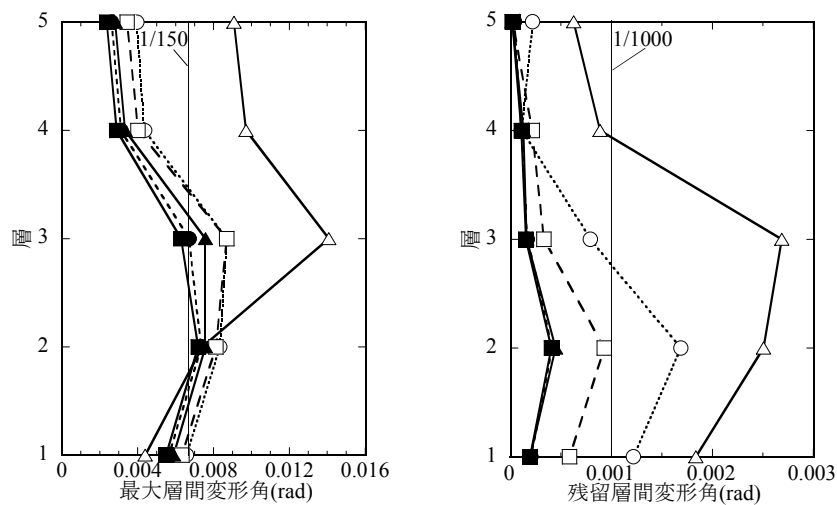
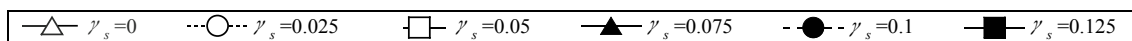


(b)1L モデル

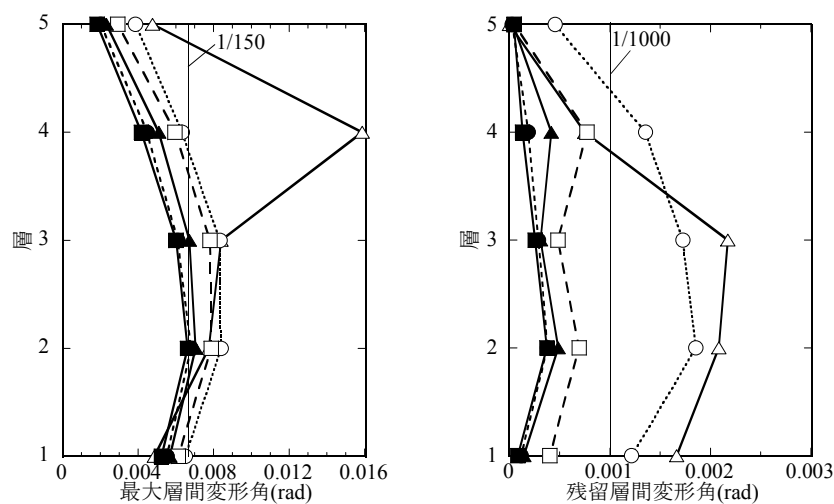


(c)2L モデル

図 2-42 最大・残留層間変形角の比較



(d)3L モデル



(e)4L モデル

図 2-43 最大・残留層間変形角の比較

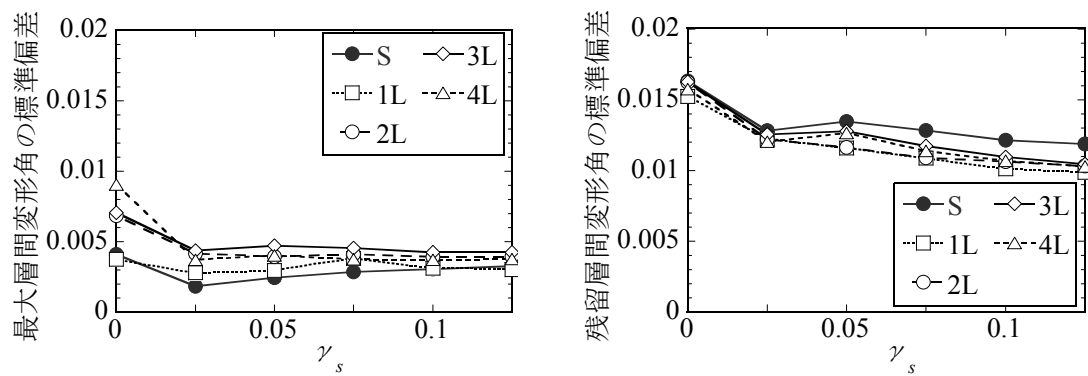
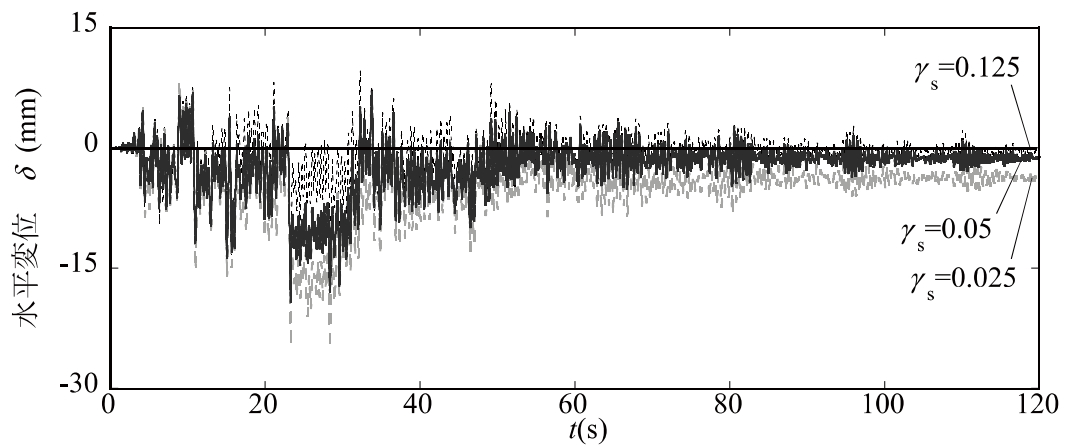
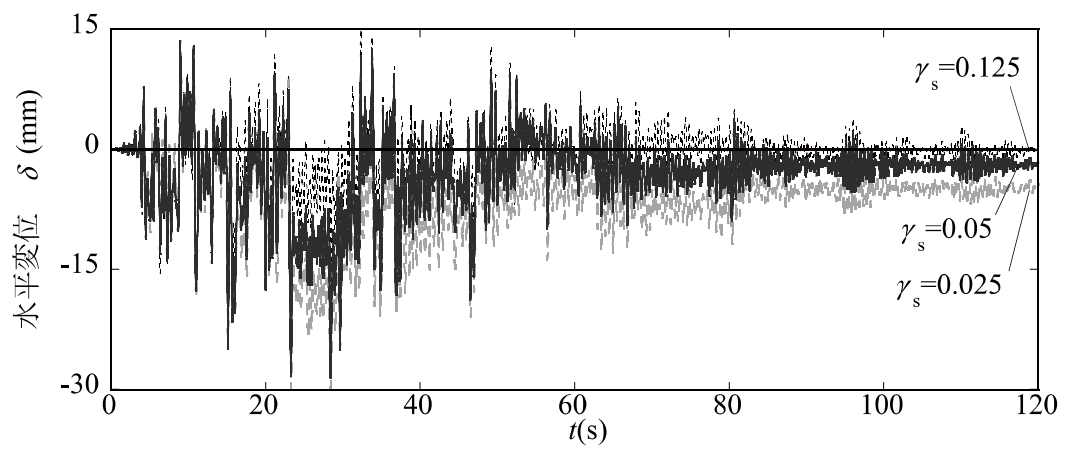


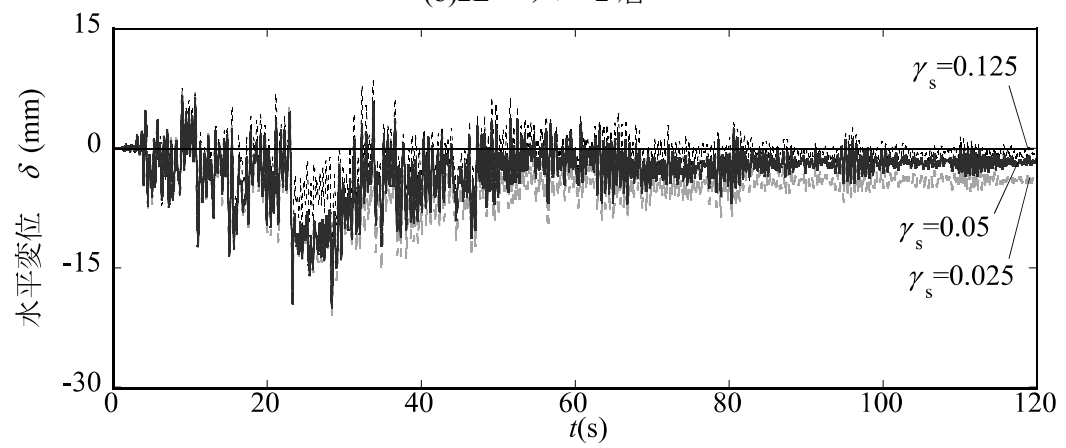
図 2-44 最大・残留層間変形角の標準偏差



(a)1L モデル-1 層



(b)2L モデル-2 層



(c)3L モデル-3 層

図 2-45 低剛性層における時刻歴変位応答の比較

2.5.3 各解析ケースの吸収エネルギー

各解析ケースにおける各層の損傷分布を考察するため、時刻歴応答解析における多層構造物各層の累積塑性歪エネルギーを算出する。累積塑性歪エネルギーは、立体モデルの各構成部材の描く履歴ループに基づく仕事を累積することで得られる。立体解析モデルにおいて剛床を仮定することにより、各時刻における i 層の水平変形量を層中の各部材において同様とし計算を行う。時刻 t における i 層の重心の代表変形 $\delta_G(t, i)$ 、柱、ダンパー部材の層せん断力 $Q_y^f(t, i)$ 、 $Q_d(t, i)$ を用いて、時刻歴応答解析における（地震継続時間 $t=1 \sim N$ (s)） i 層の RC 架構およびダンパーの累積塑性歪エネルギー W_{pi}^f 、 W_{pi}^d は式(2-53)、(2-54) によりそれぞれ得られる。なお剛床を仮定しているため、層を構成する梁の損傷に伴う累積塑性歪エネルギーは考慮しない。

$$W_{pi}^f = \sum_{t=1}^N Q_y^f(t, i) \cdot \delta_G(t, i) \quad (2-53)$$

$$W_{pi}^d = \sum_{t=1}^N Q_d(t, i) \cdot \delta_G(t, i) \quad (2-54)$$

図 2-47 および図 2-47 には各モデルに対し、人工地震波 BCJ-L2 を入力した場合において、ダンパーと主架構の累積吸収エネルギー分担率を示す。図より各場合において γ_s を増加させると、最上層、最下層におけるダンパーのエネルギー分担率がやや減少し、ダンパー配置量の多い中層部や低剛性モデルの低剛性層における分担率が増加する傾向が確認できる。したがって弾性要素である付加弾性骨組を増やすことにより、変形が最大となる層のダンパーによる累積変形性能やエネルギー吸収性能が担保されるといえる。 $\gamma_s=0.125$ では全モデルにおいてグラフは類似した形状となり、ダンパーの累積吸収エネルギー分担率は変形の大きい 2 層および 3 層で最大値をとる。観測地震波（ElCentro, Taft, JMA Kobe・最大速度をレベル 2 相当の 50kine に規準化）を入力した検討も行ったが、得られる累積吸収エネルギーの分担率に関しては、同様の傾向を示した。

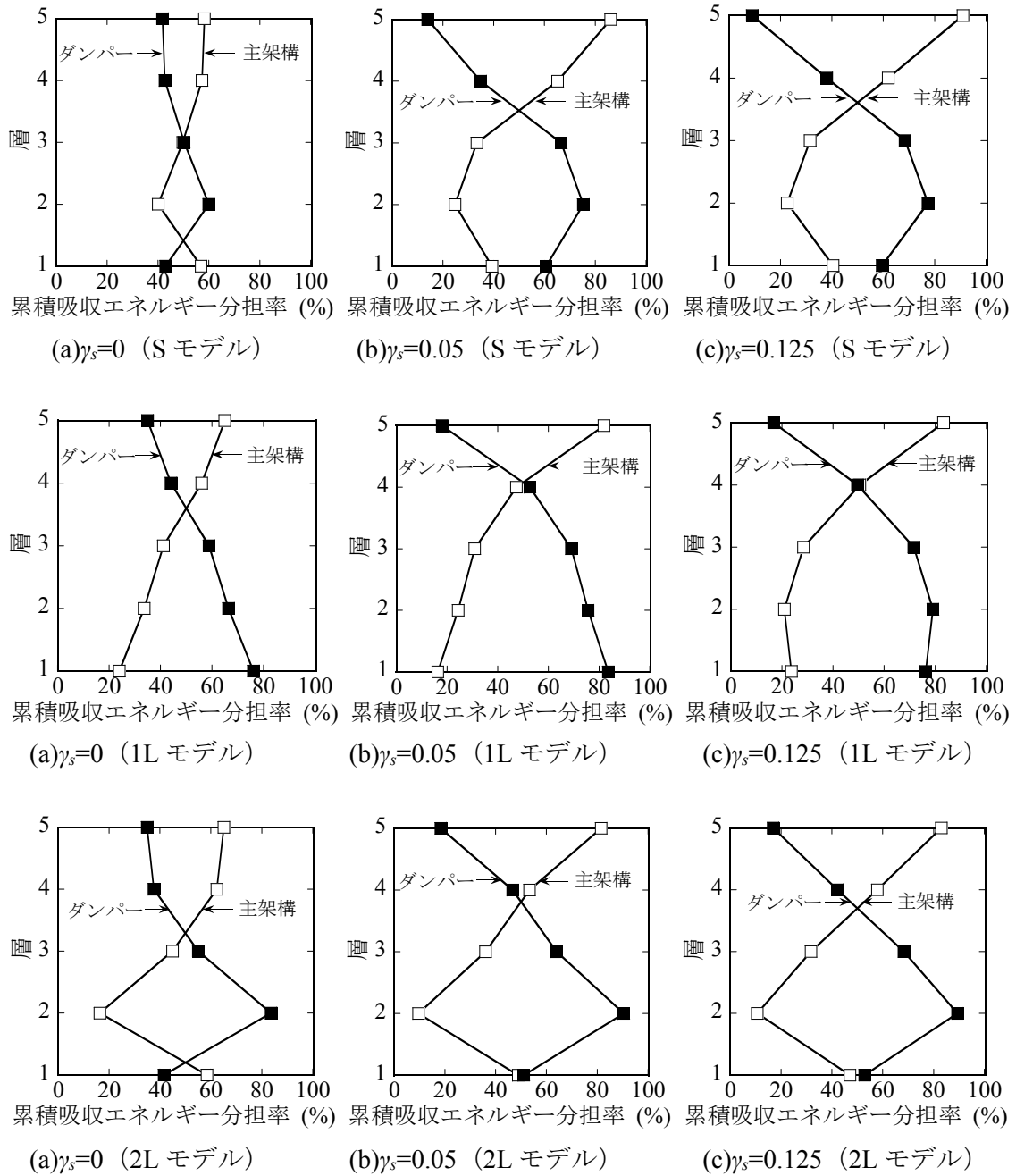


図 2-46 累積吸収エネルギー分担率 (BCJ-L2)

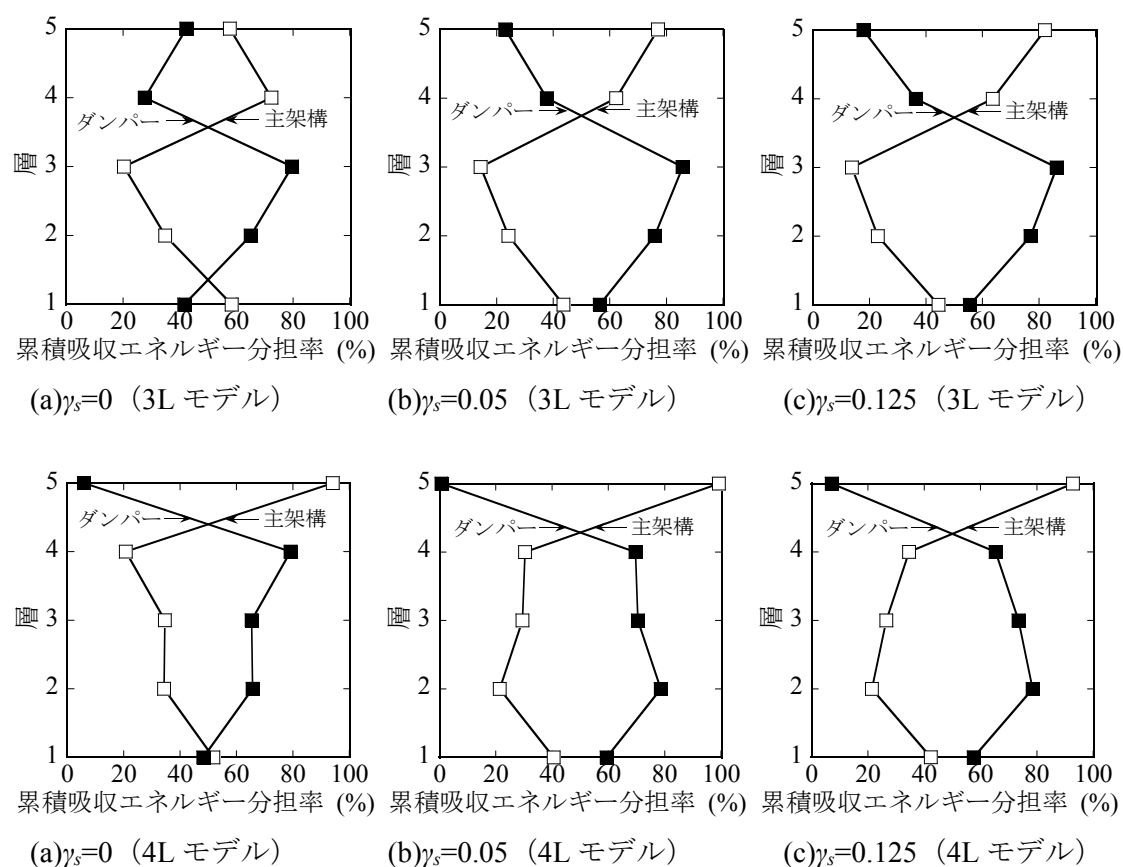
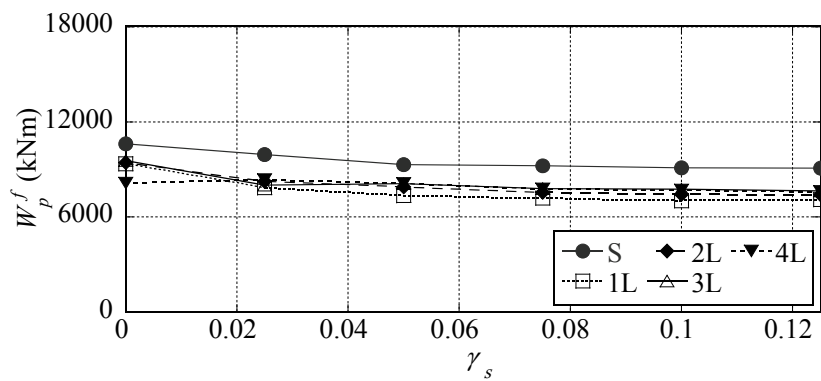
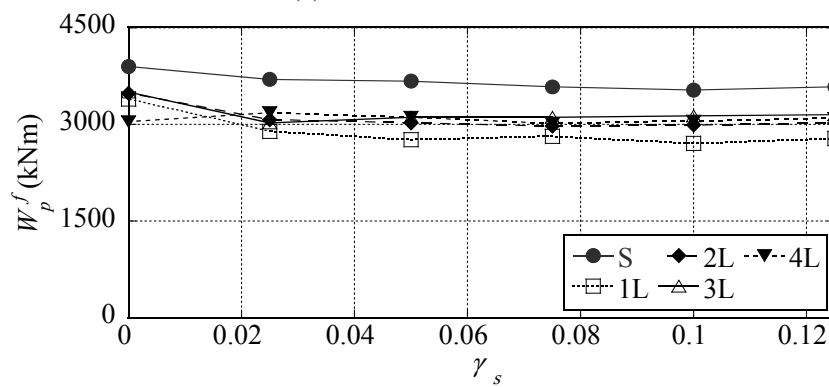


図 2-47 累積吸収エネルギー分担率 (BCJ-L2)

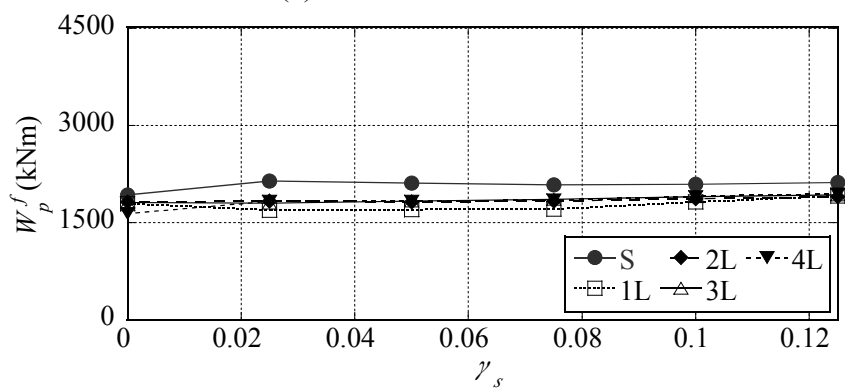
各モデル全層における柱・壁の累積塑性歪エネルギー W_p^f 、ダンパーの累積塑性歪エネルギー W_p^d 、全体に対する柱・壁の累積塑性歪エネルギー量の比率 W_p^f/W_p^Σ を図 2-49～図 2-53 に示す。図より各入力地震波を想定した場合において γ_s が増加すると全体として W_p^f が微小に減少する一方で W_p^d が増加する傾向があり、 W_p^f/W_p^Σ は減少する傾向にあることがわかる。したがって付加弾性骨組の導入比率を増やすことにより、ダンパーのエネルギー吸収量が増加し、全体に対する RC 架構のエネルギーの負担率が減少することを示している。さらに γ_s が 0.05 以上となると、グラフの傾きが緩やかになる傾向がみられ、付加弾性骨組の導入量を増加させ続けた場合のダンパーのエネルギー吸収効率の向上は限定的と考えられる。



(a)BCJ-L2 波・50kine

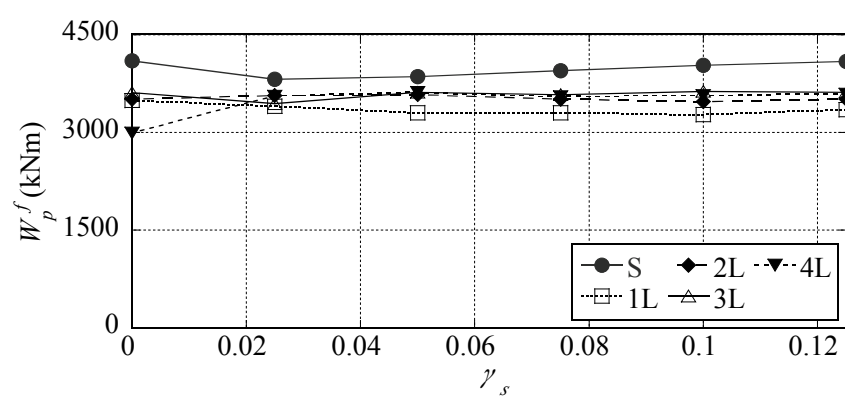


(b)El Centro 波・50kine

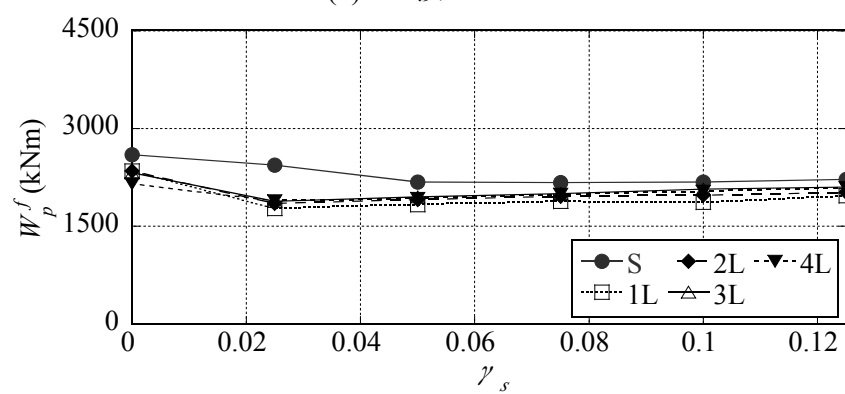


(c)Hachinohe 波・50kine

図 2-48 柱・壁の累積塑性歪エネルギー

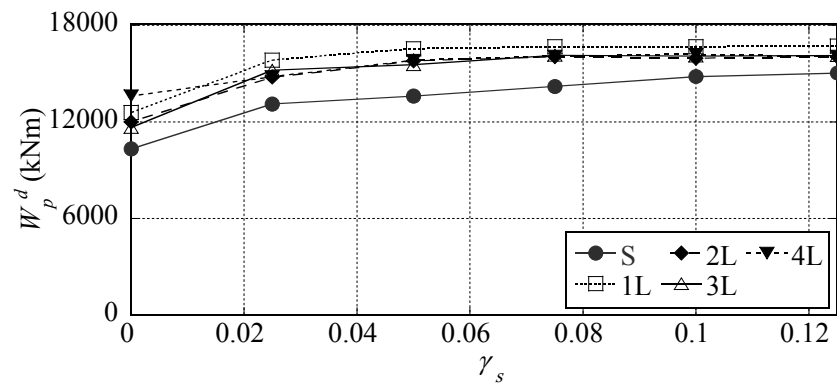


(d)Taft 波・50kine

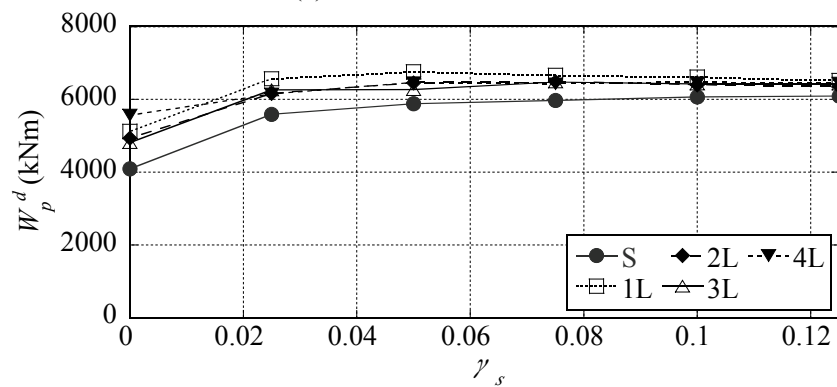


(e)JMA Kobe 波・50kine

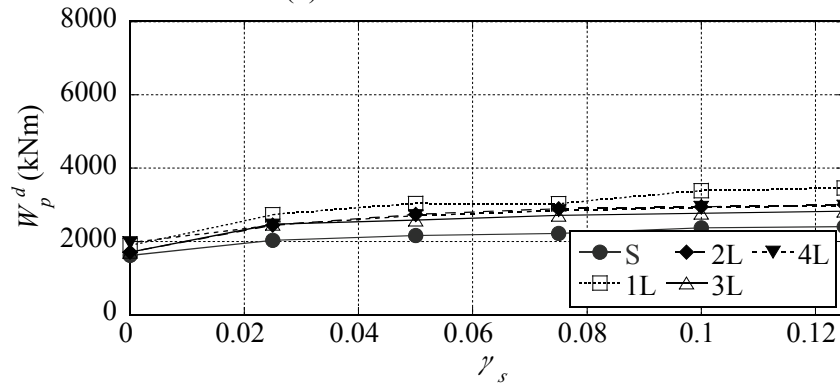
図 2-49 柱・壁の累積塑性歪エネルギー



(a)BCJ-L2 波・50kine

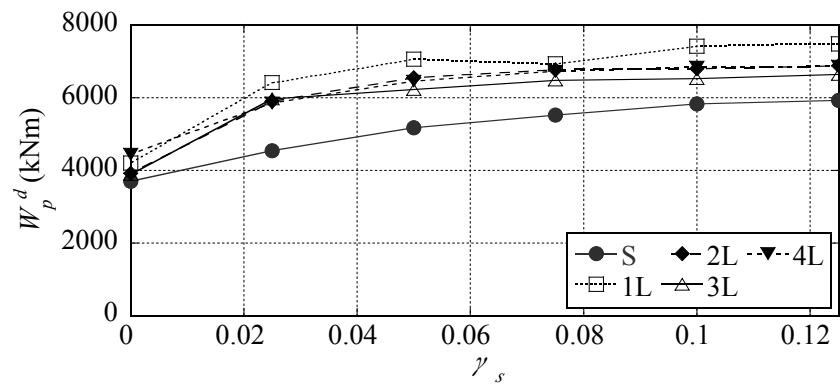


(b)El Centro 波・50kine

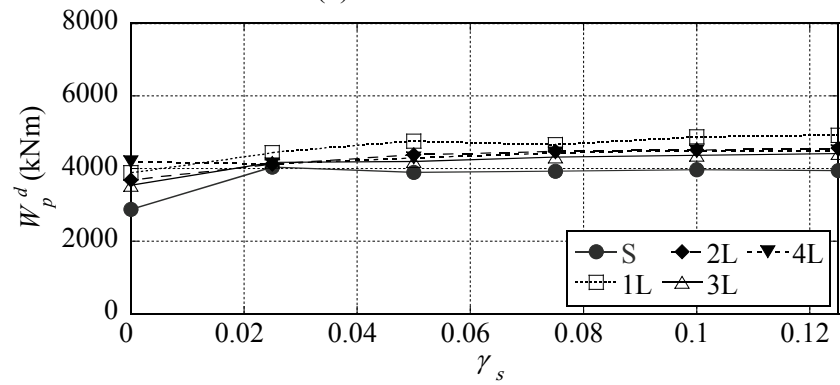


(c)Hachinohe 波・50kine

図 2-50 ダンパーの累積塑性歪エネルギー

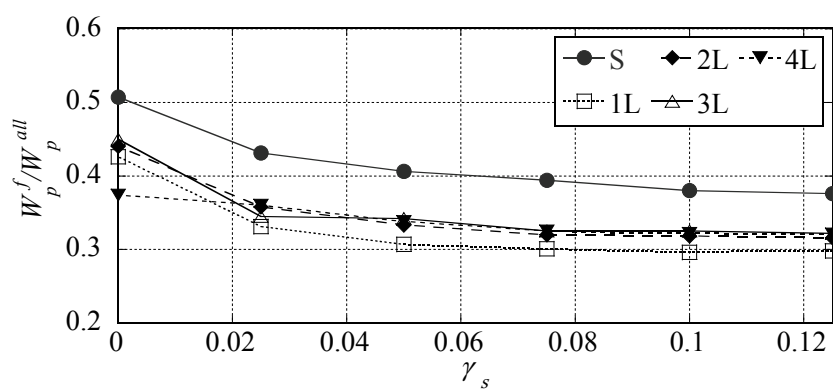


(d)Taft 波・50kine

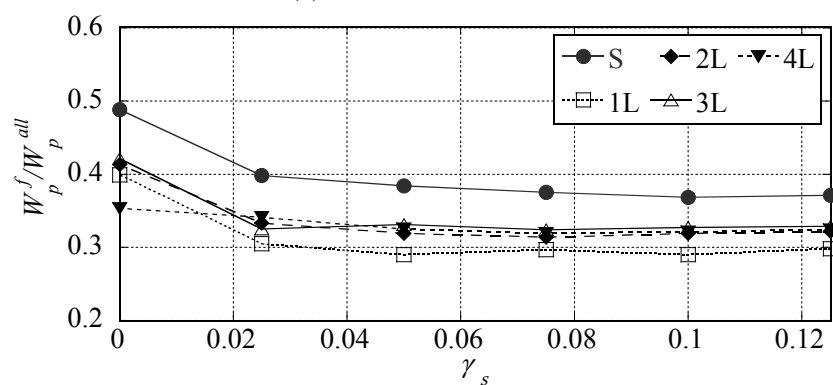


(e)JMA Kobe 波・50kine

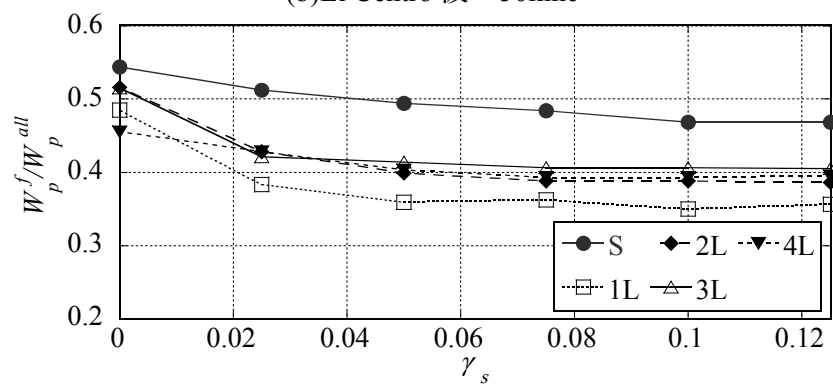
図 2-51 ダンパーの累積塑性歪エネルギー



(a)BCJ-L2 波 ・ 50kine

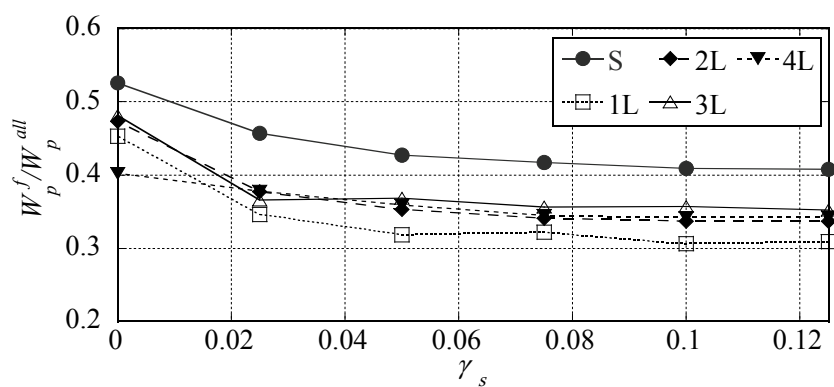


(b)El Centro 波 ・ 50kine

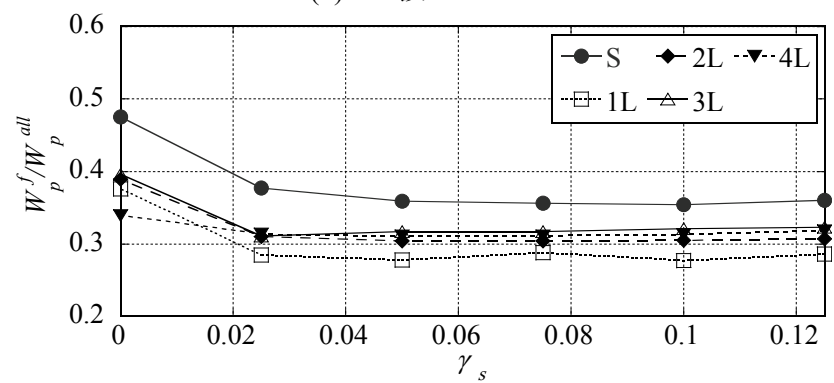


(c)Hachinohe 波 ・ 50kine

図 2-52 全体に対する柱壁の累積塑性歪エネルギー量の比率



(d)Taft 波・50kine



(e)JMA Kobe 波・50kine

図 2-53 全体に対する柱壁の累積塑性歪エネルギー量の比率

2.5.4 既往の損傷分布則による層の損傷集中予測

弾性要素を配した改修架構の健全性を確認するため、既往の損傷分布則を用いた改修後の制振架構における損傷集中度の評価を行う。構造物各層の累積塑性歪エネルギー W_{pi}^{Σ} の層方向への分布を予測する基本損傷分布則が秋山ら²⁻¹⁵⁾により式(2-55)、(2-56)のように提案されている。基本損傷分布則は損傷配分が均等な基準状態の最適降伏せん断力係数分布 $\bar{\alpha}_j$ からの隔たりの度合いを示す係数 p_j と損傷集中指数 n により表される。同式においては p_j および n が大きいほど予測される損傷集中の度合いは増加する。なお、式中 M は多層骨組の全質量を表す。

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{s_i p_i^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j p_j^{-n}} = \frac{1}{\gamma_i} \quad (2-55)$$

$$p_j = \frac{\alpha_j}{\alpha_1 \bar{\alpha}_j}$$

$$s_i = c_i H_1 \bar{\alpha}_i^2 = \left(\sum_{j=i}^N \frac{m_j}{M} \right)^2 \bar{\alpha}_i^2 \left(\frac{k_1}{k_i} \right) \quad (2-56)$$

損傷集中指数 n は対象建物の構造種別に応じて定められる拡大係数であり、基本損傷分布則と時刻歴応答解析の結果を比較することにより、本例で扱う付加弾性骨組と弾塑性ダンパーを用いた制振改修構造物における、式中の損傷集中指数 n の同定を試みる。同定に際し、人工地震波に加え 50kine で基準化した観測地震波を用いた検討を行う。検討においては地震時に損傷が最も集中する低剛性層における各地震波入力時の累積塑性歪エネルギーに着目し、各解析ケースにおいて式(2-55)における予測値と解析値を一致させる損傷集中指数 n を求める。

弾性要素の導入量の異なる改修架構の低剛性層における損傷集中指数 n を示す。まず低剛性層の損傷分布予測と立体モデルの時刻歴応答解析により得られた損傷分布が一致するときの損傷集中指数 n を図 2-54 に示す。図より各解析ケースにおいて γ_s と n の相関性は見出だすことはできないが、既往の文献 2-15)で梁降伏型ラーメン構造を対象とした場合における n 値の上限値とされている $n=6$ で概ねすべての解析ケースの損傷

集中の予測が可能であることが分かる．なお，各モデルにおいて γ_s の増加に伴い低剛性層を有するモデルの振動モードが限定されることで，剛性が均等な S モデルの最大変形層である 2 層の損傷分布が最大となる傾向がみられたため，2 層を低剛性とした 2L モデルにおいて γ_s の値が大きい場合 n の値がやや大きくなっている．

また既報 2-16)では弾性要素（柔要素）と降伏を想定した弾塑性要素（剛要素）で構成された柔剛混合構造に対し損傷分布則を適用しており，弾性要素の比率が大きいほど，損傷集中指数 n が小さくなることを指摘している．同論では，弾塑性要素と弾性要素の降伏せん断力を考慮した柔剛要素間の負担せん断力比 r_q を定義し， r_q と n の関係式を式 (2-57) に示すように提案している．本論では弾性要素である付加弾性骨組と弾塑性要素であるダンパーのほか，RC 主架構を考慮する必要がある．そこで，式(2-58)のように既存 RC 架構を剛要素とみなした場合を r_{q1} ，式(2-59)のように柔要素とみなした場合を r_{q2} と定義する．

$$\begin{cases} n = 12 & (r_q < 0.4) \\ n = -32 + 38r_q^{-0.16} & (0.4 \leq r_q < 2.0) \\ n = 2.0 & (r_q \geq 2.0) \end{cases} \quad (2-57)$$

$$r_{q1} = \frac{Q_{sf}}{Q_d + Q_y^f} \quad (2-58)$$

$$r_{q2} = \frac{Q_{sf} + Q_y^f}{Q_d} \quad (2-59)$$

r_q と損傷集中指数 n との関係を入力地震波ごとに整理したものを図 2-55～図 2-59 に示す．また図中には式(2-57)で示される提案式を併せて示す．RC 架構を柔要素とみなす場合，RC 架構を剛要素とみなす場合に比べ負担せん断力比は大きな値となるため，式 (2-57)は損傷集中指数 n を危険側に評価することになるが，図より 2 層低剛性の 2L モデルなど一部の例外を除き解析値は提案式により概ね包含されていることがわかる．図 2-60 に全解析モデルに対し各地震波を入力した際の 2 層の累積塑性歪エネルギーの比を示す．前述したように同図では補強建物の付加弾性骨組比率を高めると，2 層の累積塑性歪エネルギーの負担割合が増加する傾向がみられる．このため，RC 架構を弾性要

素とみなした場合，2層低剛性のモデルの一部が提案式より危険側となるが，概ね提案式により評価できている．以上より，本論で対象とする改修架構においては，既往の損傷集中指数の同定式において RC 架構とダンパーを剛要素とみなした場合，ダンパーのみを剛要素とみなした場合のいずれの場合においても，改修架構における損傷集中層の損傷分布を概ね安全側に評価できるといえる．

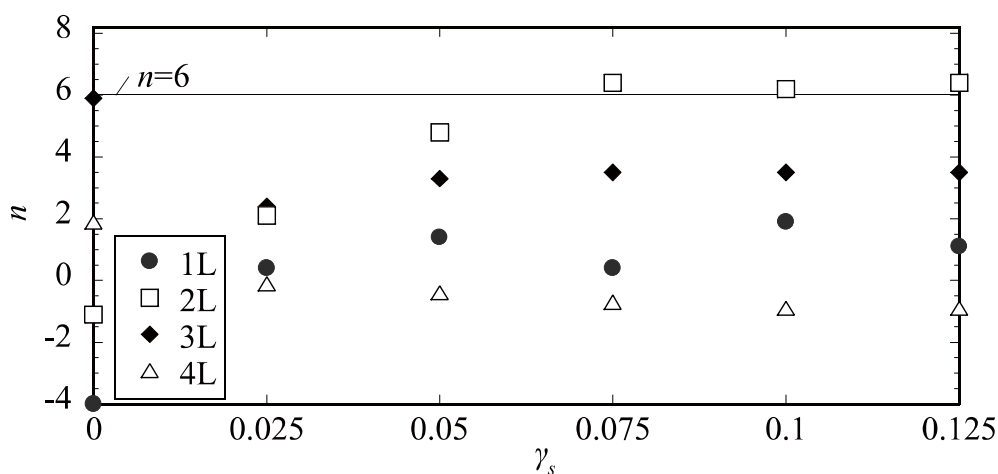
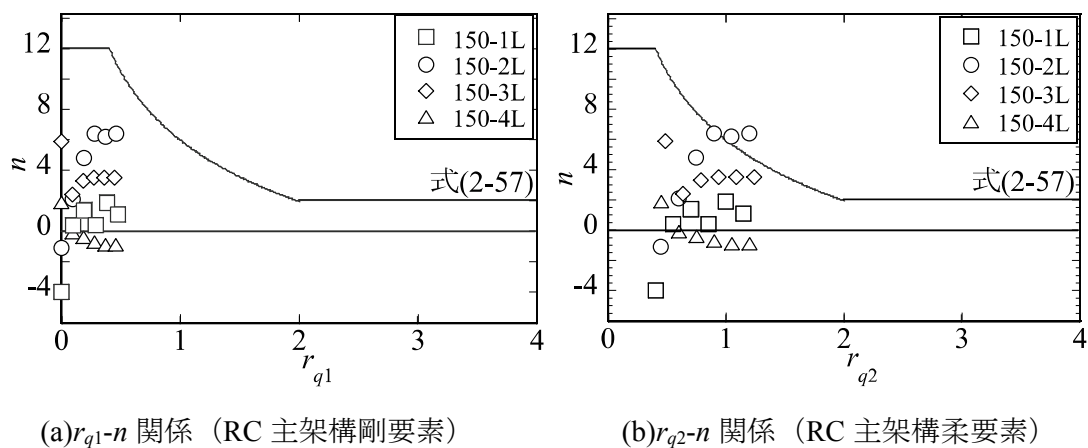


図 2-54 γ_s - n 関係 (BCJ-L2)



(a) r_{q1} - n 関係 (RC 主架構剛要素)

(b) r_{q2} - n 関係 (RC 主架構柔要素)

図 2-55 r_q - n 関係 (BCJ-L2)

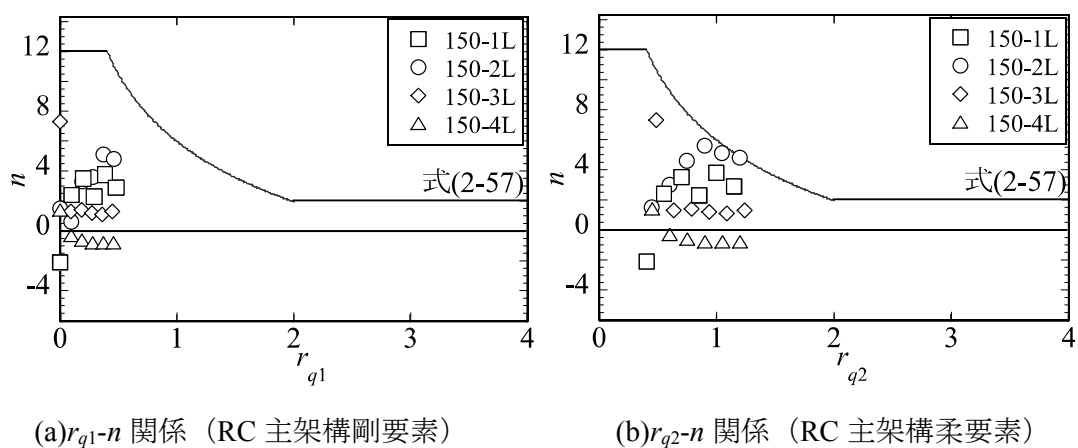


図 2-56 r_q - n 関係 (El Centro 50kine)

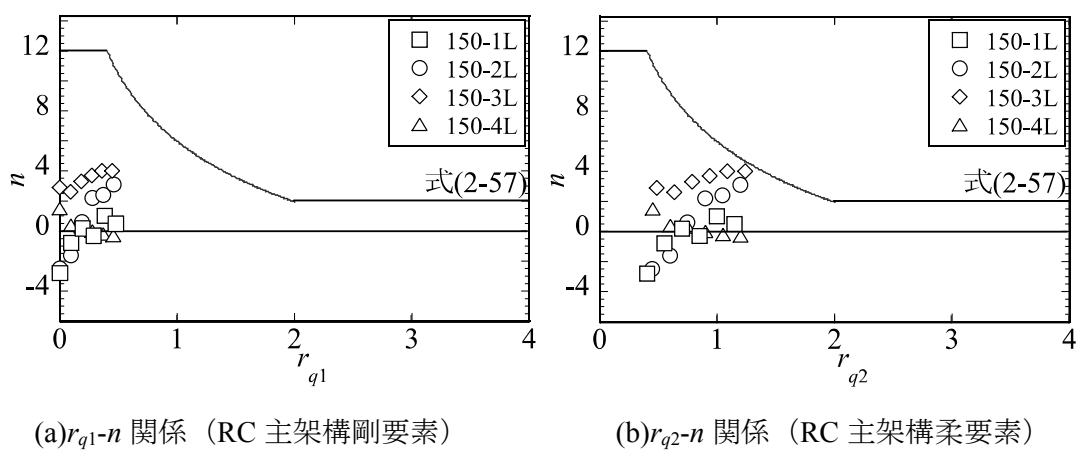


図 2-57 r_q - n 関係 (Hachinohe 50kine)

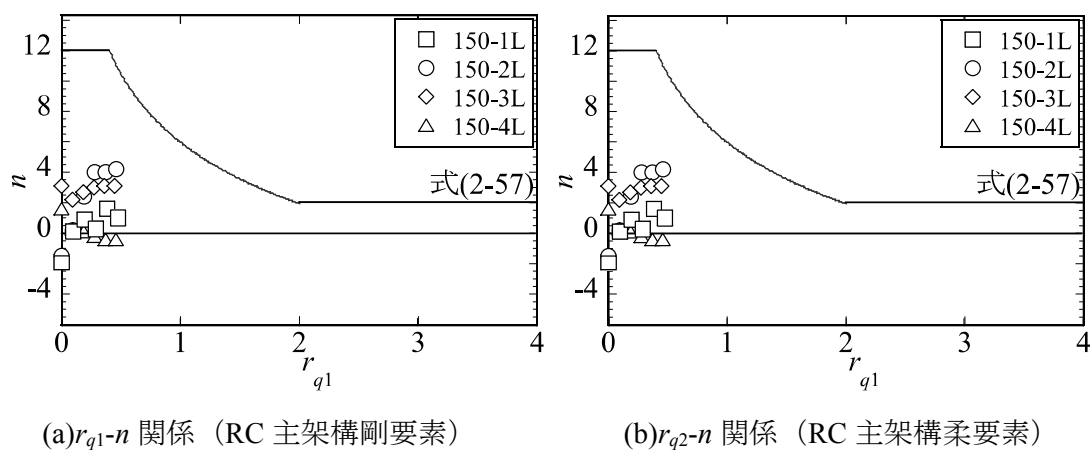


図 2-58 r_q - n 関係 (Taft 50kine)

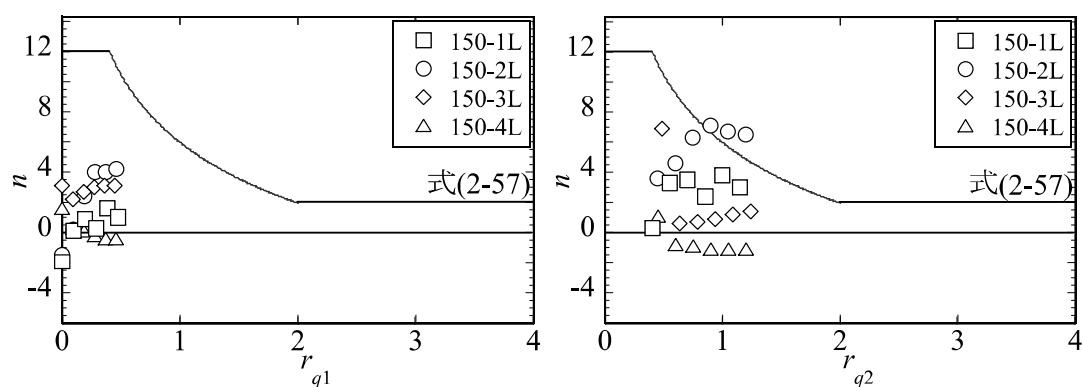


図 2-59 r_q - n 関係 (JMA Kobe 50kine)

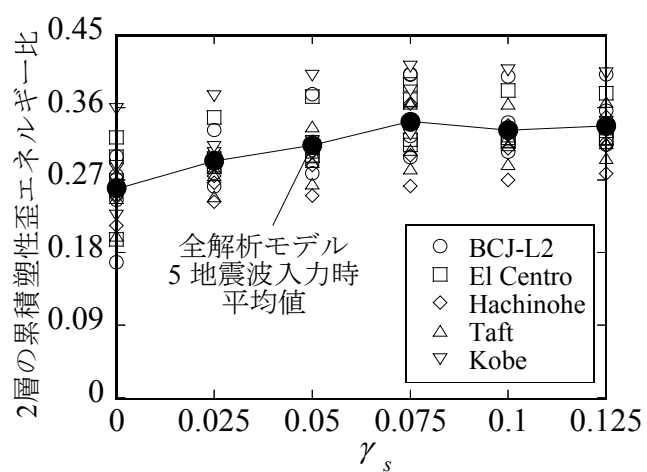


図 2-60 2 層における累積塑性歪エネルギー分布

2.6 改修設計における既存 RC 架構の健全性を担保するための留意点

2.6.1 既存 RC 架構の健全性を確保するための改修設計の方針

本節では制振付加フレームが既存 RC 架構に及ぼす影響を考慮した場合における設計の留意点に関して述べる。前節までは制振付加フレームが既存 RC 架構の損傷に及ぼす影響は除外して検討してきた。具体的にいえば制振付加フレームの導入対象となる既存 RC 架構が層せん断力に対しせん断崩壊形が卓越しかつ各柱は曲げ降伏に至るまでせん断破壊、軸降伏が生じず、接合部のせん断破壊や基礎部の浮き上がりも生じないといった条件が満足され、付加制振架構と既存 RC 架構との足し合わせが成立することを前提としてきた。一方、実際の設計においては挿入する制振付加フレームにより付加された反力が既存 RC 架構に伝達されることで、想定した前提条件が満足できない場合も考えられる。そこで、こうした既存 RC 架構の損傷を考慮した改修設計の留意点に関して最後に言及する。

改修設計を検討するにあたり、特に図 2-61(a)に示すように制振付加フレームを連層に配置する場合、また図 2-61(b)に示すように下階のみ制振部材がない下階壁抜け柱となるように配置する場合においては、連層的に配置した制振架構に大きな転倒モーメントが生じ下階柱の圧壊や引張降伏、さらに基礎部の引き抜けなどが生じる可能性が高い。こうした架構の損傷を回避するために、本論で提案する改修設計法を用いて制振付加フレームの配置を行う場合には以下の点に留意する必要がある。

- ① 制振付加フレームの連層配置や下階壁抜け柱となるような配置を避け、その付加に伴う架構の転倒モーメントが小さくなるように分散配置する。また各設計例において下層柱の応力状態や基礎部の浮き上がりに関して確認する。さらに制振付加フレームが市松状に取り付く場合には柱梁接合部のせん断耐力に関して重点的に検討する。
- ② 検討の結果、既存 RC 架構に損傷が生じることがわかった場合、図 2-62 に示すように制振付加フレーム同士を PC で緊結したり、架構の外側に独立した制振架構を設けるなどして、既存 RC 架構に加わる制振部材の反力が小さくなるような配

慮を行う．または軸力が大きくなる下階柱のみ RC 巻き立て補強や鋼板巻き立て補強などを適用することでその軸耐力の増大を図る．また基礎部の浮き上がりが生じると判定された場合杭を新たに増し打ちする．さらに制振付加フレームの導入により増加する反力が，柱梁接合部のせん断耐力を上回る場合柱梁接合部を補強する．

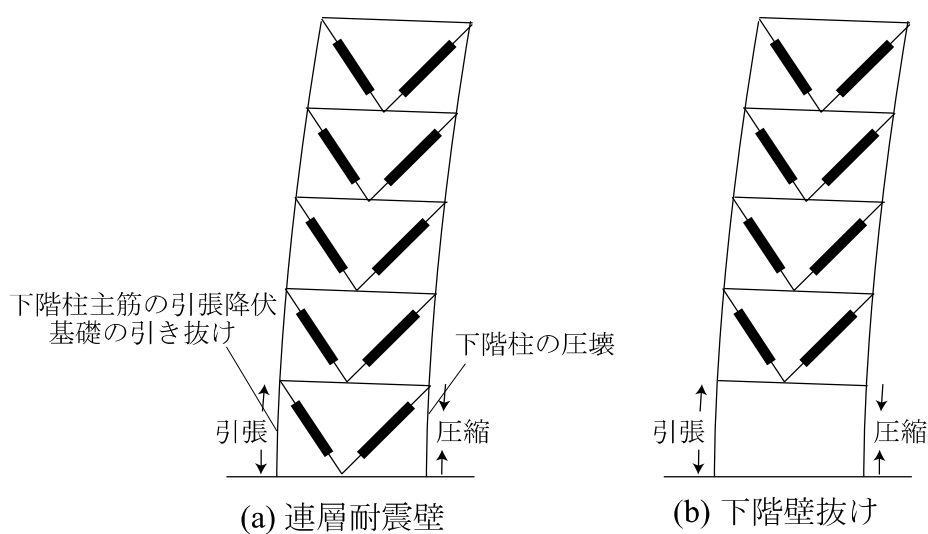


図 2-61 改修架構における下階柱の圧壊や引き抜け

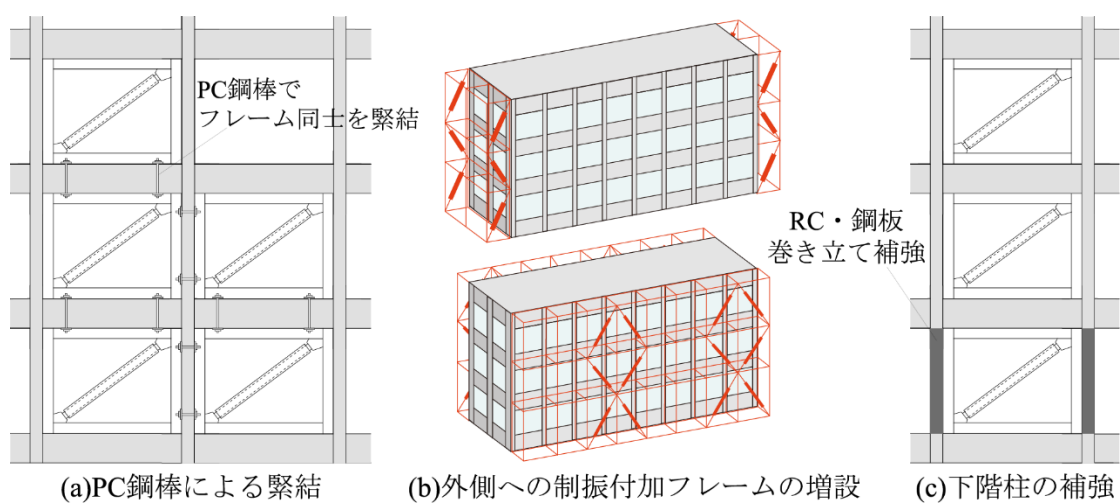


図 2-62 主架構の損傷を低減する制振設計

2.6.2 既存 RC 架構に対する制振付加フレーム配置の影響

前節に記した設計方針①が既存 RC 架構に及ぼす影響を分析するため、本論における各層均等剛性を有する S モデルにおいて提案改修設計法を適用した改修架構を具体例として、図 2-63～図 2-65 に示す異なる形状に制振付加フレームを配置した立体骨組の下階柱の応力状態を検討する。なお、図中の通り名は図 2-31 と対応する。制振付加フレームを連層的に配置しかつ下階壁抜け柱を有するモデル、制振付加フレームを山形に配置したモデル、制振付加フレームを分散配置したモデルの 3 つの設計例を検討し、それぞれ下階の柱軸力を確認することで実際の立体骨組における制振付加フレームの連層配置に伴う下層柱の軸降伏や基礎部の支持反力の増大の危険性に関して解析的に分析する。なお解析においては付加弾性骨組の軸方向の降伏を考慮するため、軸方向に関して新たに圧縮座屈耐力を降伏耐力としたバイリニアの復元力特性を設定する。以下、設定した各モデルに関して人工地震波 BCJ-L2 を入力波とした時刻歴応答解析における最下層の RC 柱の最大軸力と建物下部の支持反力の最大値を各解析ケースについて示す。

1) 連層耐震壁、下階壁抜け柱タイプ

(RC 柱最大軸力) 圧縮：1451kN 引張：1234kN

(最大支持反力) 沈下方向：2033kN 浮き上がり方向：2904kN

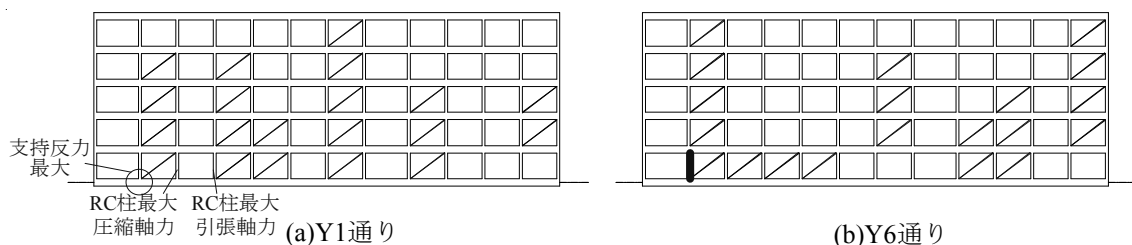


図 2-63 ダンパー配置（連層耐震壁、下階壁抜け柱タイプ）

RC 柱軸力の検定

(圧縮方向) $1451000 / (300 \times 500) = 9.67 \text{ N/mm}^2 > 1/3 f_c = 6.6 \rightarrow \text{N.G.}$

(引張方向) $1234000/1608=767\text{N/mm}^2 > 295\text{N/mm}^2$ (SD295 降伏強度) →N.G.

(主筋全断面積 1608mm^2)

したがって制振付加フレームを連層配置した場合、その箇所の下階柱において連層配置された補強部が大きな転倒モーメントを引き起こすことにより、下階柱に大きな引張および圧縮軸力が生じ主筋の引張降伏に伴って柱が軸降伏すると考えられる。また軸力比 0.5 程度の高軸力が生じ、既存部材の曲げ耐力が十分に発揮されない箇所が出てくる可能性が高い。さらに一部の箇所では付加弾性骨組の軸降伏がみられた。以上よりこのような設計形状を考えた場合、②に示す制振付加フレームの緊結や下階柱の補強などが必要と考えられる。

2) 山形配置タイプ

(RC 柱最大軸力) 圧縮：962kN 引張：917kN

(最大支持反力) 沈下方向：2932kN 浮き上がり方向：2886kN

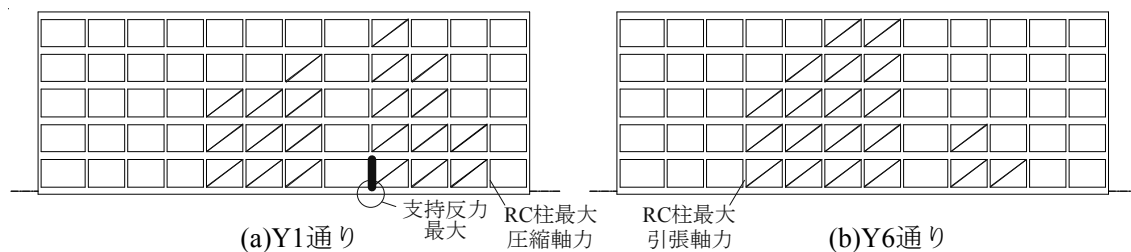


図 2-64 ダンパー配置（山形配置タイプ）

RC 柱軸力の検定

(圧縮方向) $962000/(300 \times 500)=6.4\text{N/mm}^2 < 1/3f_c=6.6$ →O.K.

(引張方向) $1234000/1608=570\text{N/mm}^2 > 295\text{N/mm}^2$ (SD295 降伏強度) →N.G.

(主筋全断面積 1608mm^2)

以上のように制振部材を山形に配置した場合、1)のスレンダーな幅で制振部材を連層配置した連層耐震壁、下階壁抜け柱タイプに比べ、やや柱軸力が低減する傾向がみられる。しかしながら、制振付加フレームを付加した部分全体が大きなロッキング架構のように挙動し、転倒モーメントを生じることでその裾の部分における下階柱において、や

や大きな引張および圧縮軸力が生じ主筋の引張降伏に伴って柱が軸降伏していることがわかる。また同様に一部の箇所では付加弾性骨組の軸降伏がみられる。したがってこのような設計形状を考えた場合、1)の設計例と同様に②に示す制振付加フレームの緊結や下階柱の補強などが必要と考えられる。

3) 分散配置タイプ

(RC 柱最大軸力) 圧縮：716kN 引張：441kN

(最大支持反力) 沈下方向：1653kN 浮き上がり方向：1006kN

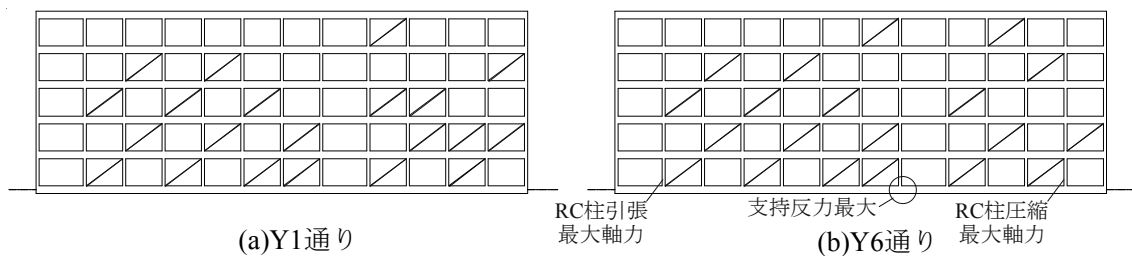


図 2-65 ダンパー配置（分散配置タイプ）

RC 柱軸力の検定

(圧縮方向) $716000/(300 \times 500) = 4.7 \text{ N/mm}^2 < 1/3 f_c = 6.6 \rightarrow \text{O.K.}$

(引張方向) $441000/1608 = 274 \text{ N/mm}^2 < 295 \text{ N/mm}^2$ (SD295 降伏強度) $\rightarrow \text{O.K.}$

(主筋全断面積 1608 mm^2)

以上のように①に記したように制振付加フレームの連層配置を避けて分散配置することにより、下層 RC 柱の軸力を低減し、検討対象モデルにおいては圧縮・引張軸力とも降伏耐力以下に収めることができることがわかる。また 1)および 2)の設計例においてみられた付加弾性骨組の軸降伏もみられない。

以上の複数の改修設計例に関する検討結果から、制振付加フレームを分散配置することにより既存 RC 架構における柱脚部の柱軸力や基礎部の浮き上がり反力を低減できることが確認できる。従って、制振付加フレームの分散配置は既存 RC 架構の柱や基礎部の損傷を回避する観点から見て有効な設計方針と考えられる。

2.6.3 柱梁接合部の検討

次に、柱梁接合部のせん断耐力に関して検討する。本論で対象とする低耐力 RC 架構においては付加部材の量が多くなる傾向があり、それに伴い柱梁接合部に大きな反力が加わり、そのせん断力が過大となる可能性があるため、柱梁接合部のせん断に関する検討が必要と考えられる。以下に図 2-66 に表す検討対象モデルのファサード部における制振付加フレームが市松状に付加された十字形接合部を具体例として検討する。

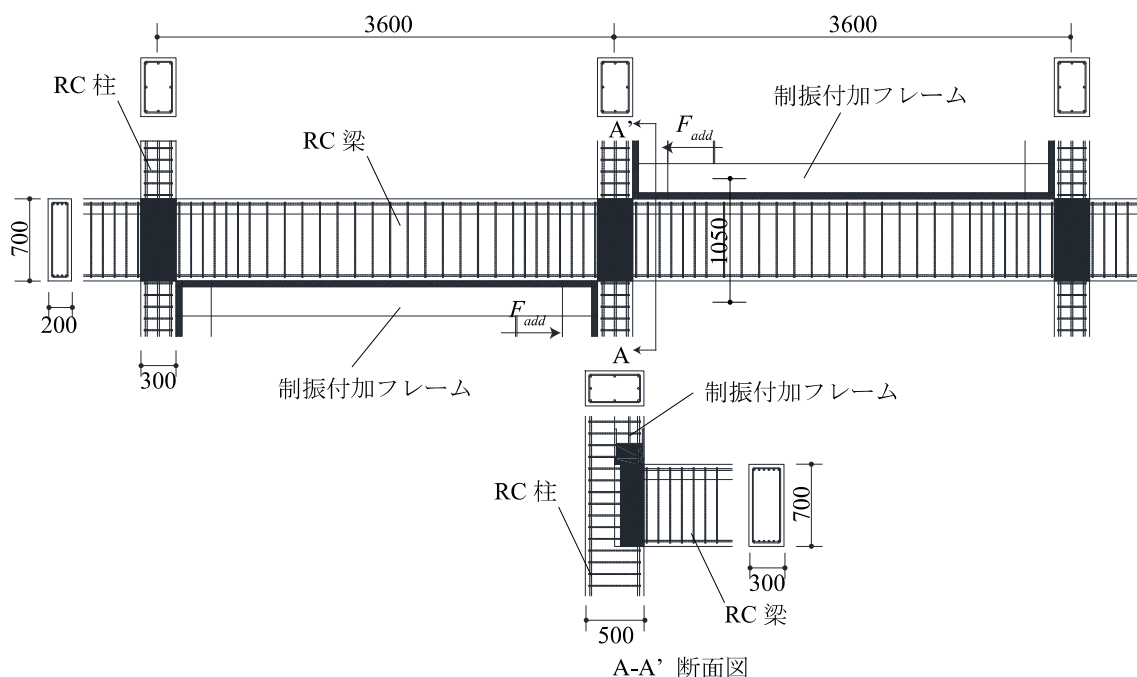


図 2-66 検討箇所

上記の柱梁接合部のせん断性能について検討すると指針 2-17)より最大耐力点のせん断耐力 V_u および接合部の有効幅 b_f は式(2-60)および式(2-61)のように表される.

$$b_i = b_b + b_{a1} + b_{a2} = 200 + 100 = 300 \quad (2-60)$$

$$V_{ju} = Q_{Aj} = b_j D_j \kappa \phi F_j = 300 \times 500 \times 1 \times 0.85 \times 0.8 \times 20^{0.7} = 830 \text{ kN} \quad (2-61)$$

D_j : 柱せい, κ : 柱梁接合部の形状による係数 (十字型接合部 $\kappa=1$), φ : 直交梁の有無による補正係数 (片側直交梁 $\varphi=0.85$), $F_t=0.8 \times \sigma_B^{0.7}$: 柱梁接合部のせん断強度基準値となる.

また RC 梁の設計せん断力 Q_{Di} は指針 2-10) より式(2-62)のように表される。

$$Q_{Dj} = \sigma_y (a_t + a_b) \left(1 - \frac{j}{H_c \left(1 - \frac{D}{L_b} \right)} \right) = 295 \times 1231.5 \times \left(1 - \frac{586.25}{3200 \times \left(1 - \frac{500}{3600} \right)} \right) = 286 \text{ kN} \quad (2-62)$$

σ_y :鉄筋の降伏強度, a_t , a_b :梁の下端筋, 上端筋の断面積, j :梁の応力中心間距離, H_c :柱梁接合部の上下の柱の平均高さ, D :柱せい, L_b :柱梁接合部の左右の梁の平均長さとなる.

図 2-66 に示すように制振付加フレームが柱梁接合部の上下の片側のみに対角線状にある場合を考えるため, それぞれの制振部材の降伏を考え上下の柱梁接合部がその反力を均等に負担すると仮定すれば, 一つの制振付加フレームが柱梁接合部に与える反力 F_{add} は式(2-63)で計算できる. 図 2-30 のように制振付加フレームは H-250×250×9×14 の H 形鋼と, 降伏軸力 1250kN 相当の座屈拘束ブレースで構成されるとする.

$$F_{add} = \frac{1}{2} \left(\frac{2M_p}{h} \times 2 + N_d \cos \theta \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{209 \times 4}{2.45} + 1250 \times 0.8 \right) = 670.6 \text{ kN} \quad (2-63)$$

なお, M_p :付加弾性骨組の柱の終局曲げモーメント, h :付加弾性骨組の柱長さ, N_d :制振部材の降伏軸力, θ :制振部材の設置角度を表す. この反力による柱梁接合部のせん断剛性 Q_{adj} は式(2-62)と同様の考え方で計算すると式(2-64)のように算定できる. 応力中心間距離 j としては上下の制振付加フレームにおける鉄骨梁同士の距離を代入する.

$$Q_{adj} = 2F_{add} \left(1 - \frac{j}{H_c \left(1 - \frac{D}{L_b} \right)} \right) = 2 \times 670.6 \times \left(1 - \frac{1050}{3200 \times \left(1 - \frac{500}{3600} \right)} \right) = 830 \text{ kN} \quad (2-64)$$

以上より 2 つの制振付加フレームを市松状に配置する場合, 対象架構においては設計耐力 $Q_{Dj} + Q_{adj}$ が接合部の最大耐力 V_{ju} を上回り, 柱梁接合部の破壊の危険性があることがわかる. したがって上記のような場合に十分にその健全性を確保するためには, 柱梁接合部のせん断補強を行ったり, 鉄骨フレーム同士を上下左右に配置し PC 鋼棒で緊結するなどして制振付加フレームが既存 RC 架構の柱梁接合部に影響を与えないようなディテールを採用する必要がある. なお, 実際には制振付加フレームの反力は既存架構の柱梁に沿うように配置された鉄骨フレームやシアアンカーを介して他の接合部にも分散すると考えられるため, 柱梁接合部に生じるせん断力は上記の計算値に比べ小さくなると想定される.

2.6.4 基礎の検討

最後に基礎の浮き上がりに関する検討例について示す．検討の対象とする既存 RC 架構は厚さが 50cm の布基礎を有しており，平面の周囲に 1m のクリアランスをもって全平面に配されており，1 つの柱脚部における布基礎の自重を考えるため，図 2-67 に示すような負担面積を考慮しコンクリートの比重を 2.3t/m^3 として計算する．また対象建物上部構造の自重と積載荷重による鉛直力も同様に 1 つの柱脚部に関して計算するとそれぞれ以下のように得られる．

布基礎の自重：397.6kN

上部構造の自重と積載荷重：1177kN

先述したように，水平地震力による基礎部の浮き上がり反力はダンパーを集中配置した改修架構で最大 3000kN，分散配置した改修架構で最大 1000kN 程度と，ダンパーを付加することにより大きく増加しており，特に集中配置した場合においては，地震時の反力が建物重量による鉛直荷重を上回ることによって基礎が浮き上がることが考えられる．したがって，そうした大きな反力が生じる柱の近傍では増打ち杭を追加するなど柱の浮き上がりを抑制するための基礎補強の必要性が生じ，補強に関するコストが大きく上昇することも考えられる．こうしたコストを削減するためにも，2.6.1 節の設計方針①で示したように制振付加フレームはなるべく分散させて配置することが望ましいと考えられる．

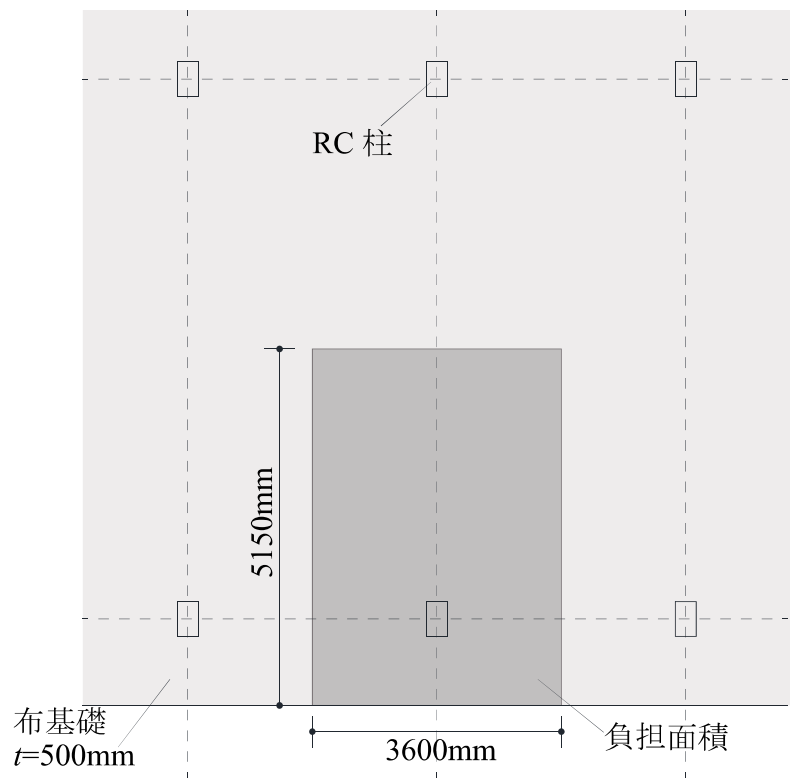


図 2-67 布基礎の自重計算における負担面積（黒塗り）

2.7 結語

第2章では低耐力 RC 架構を対象として、日本の設計用地震波と同程度の想定地震に対し主架構を低損傷のレベルに制御することを目的とし、弾性要素である付加弾性骨組と弾塑性ダンパーを組み合わせた制振改修構法を提案した。また既往の制振設計法を応用した改修設計法を提案しその妥当性を示した。さらに、導入する付加弾性骨組が制振改修架構の応答性状に与える影響を分析した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 既往の等価線形化法に基づく制振設計法に対し本論で用いる付加弾性骨組の概念を導入した。また立体骨組の各層において一律の改修目標塑性率（改修目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ ）を仮定し、仮定した目標塑性率における等価線形架構を考慮することで縮約法を簡略化し、収斂計算を要さない陽な必要ダンパー剛性の算定式を誘導した。その際地震入力時のランダム振幅時の部材の等価減衰を評価する上で、制振改修の目標変形となる RC 架構の塑性率が $1.0\sim 1.5$ の範囲で平均減衰法による低減率と等価な低減係数 $R=0.6$ を提案した。得られた改修設計法を用いることで剛性の不均等な低耐力 RC 架構各層の最大応答値を概ね目標値に制御し、残留応答値も継続使用性を満たす制限値に低減できることを示した。弾塑性 1 質点モデルを用いたパラメトリックスタディにより、1 次モードが卓越し固有周期が 1s 以下となるような低層建物の BCJ-L2 波に対する応答予測において提案手法が概ね成立することがわかった。
- 2) 付加弾性骨組の導入比率を増加させることにより、付加ダンパーのエネルギー負担率が増加し、架構各層の最大・残留応答値が低減・均等化することが確認できた。ダンパーと RC 架構の剛性比 k_d/k_f が $2\sim 3$ 程度となる本改修検討事例においてはダンパーのエネルギー吸収量の増加傾向は $\gamma_s=0.05$ を超えたあたりで概ね頭打ちとなり、残留層間変形角も $1/1000\text{rad}$ 以下となることを確認した。
- 3) 制振改修の適用により層への損傷集中は大幅に緩和され、最大変形層の損傷分布が秋山らによる基本損傷分布則において RC 架構を柔要素とみなして算出した損傷集

中指数 n の範囲に収まることが分かった.

参考文献

- 2-1) 笠井和彦, 伊藤浩資: 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振構造の応答制御法, 日本建築学会構造系論文集, 2005.9
- 2-2) 蒲武川, 笠井和彦: 弾塑性ダンパーを用いた多層 RC 構造の地震応答制御設計法, 日本建築学会構造系論文集, No.685, pp.461-470, 2013.3.
- 2-3) T. Takeda, Mete A. Sozen and N. Norby Nielsen : Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of structural division, Journal of structural engineering*, ASCE, Vol.96, ST12, pp.2557-2573, 1970
- 2-4) 建設省住宅局建築指導課, 同市街地建築課: 改正建築基準法令集, (財) 日本建築センター編, 2000.7
- 2-5) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 2001 年改訂版, 2001.10
- 2-6) 日本免震協会: パッシブ制振構造設計・施工マニュアル第 2 版, 2005
- 2-7) Nathan M. Newmark and E. Rosenblueth : *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall Inc, 1971
- 2-8) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.53-62, 2003
- 2-9) 日本建築学会関東支部: 免震・制振構造の設計 学びやすい構造設計シリーズ, 技報堂, 2007
- 2-10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-, 2010
- 2-11) 構造システム: SNAP Ver.5 テクニカルマニュアル
- 2-12) 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, 1997
- 2-13) 国土交通省住宅局建築指導課: 2001 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 2001
- 2-14) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか: エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説, 2005.10
- 2-15) 秋山宏: エネルギーの釣合いに基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999.11
- 2-16) 高橋誠, 秋山宏: 地震時における柔剛混合構造せん断型多層骨組の損傷集中特性, 日本建築学会構造系論文集, 2000.10
- 2-17) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.2

第3章 2 構面モデルを用いた一軸偏心多層 RC 架構の 制振改修設計法

3.1 序説

2 章では諸外国の低耐力 RC 架構に対する改修設計法を提案したが、同手法では改修における構造物各層の必要ダンパー剛性の算定を目的としており、平面的なダンパー剛性分布の算定には言及していない。一方、片側にエレベータコアが偏心して計画されたオフィスビルや角地に立地し開口部や出入り口が偏在した建物など、建築計画上平面的な剛性・耐力偏心が存在する建物も多く存在する。そうした建物に対し 2 章で提案した改修設計法を適用する場合、構造偏心に伴って生じる建物の捩れ振動を定量的に評価し、その低減を目的として平面的なダンパー配置を決定する改修設計法が必要となる。

平面的に構造偏心を有する既存 RC 建物を想定した場合、地震波の入力に伴い偏心距離に応じて剛心を中心としたねじれ振動が生じるため、こうしたねじれ応答を評価する簡易なモデルが提案されているがその適用範囲は限定的である。藤井ら³⁻¹⁾は、各層で重心と剛心の位置が等しい多層 1 軸偏心架構を対象として多層 1 軸偏心系を志賀ら³⁻²⁾の仮定に基づき単層 1 軸偏心系に縮約した上で、縮約モデルの 1 次モードに基づく静的漸増解析により、等価一質点モデルを作成し応答評価を行うことで、各構面の最大層間変位を得る手法を提案している。しかし、同手法は手続きがやや煩雑であり、等価一自由度モデルによる応答評価によることからねじれのモードが比較的単純で並進変形がある程度卓越するケースへの適用を主眼としている。一方、本論で対象とする低耐力 RC 架構を考慮した場合、片側の RC 主架構が降伏することによりそうしたねじれ変形が増幅し複雑なねじれモードとなる可能性がある。

本章では、一軸偏心を有する低耐力 RC 建物に対し 2 章で述べた改修設計法を拡張しその応答制御を行うため、1 軸偏心建物の捩れ振動を評価する縮約モデルとして複数の独立な等価一質点モデルにより構成される動力学モデルを提案し、その最大弾性ねじれ応答評価の精度を確認する。構築した動力学モデルに対し、2 章で提案した弾塑性低耐力 RC 架構に対する改修設計法を適用することで、制振改修によりねじれ応答を低減することを目的とした 1 軸偏心建物の各構面に対するダンパー設計法を提案しその妥当性を検証する。

3.2 一軸偏心多層 RC 建物への改修設計法の拡張

前章で述べた等価線形化法による改修設計法を一軸偏心多層 RC 建物へ拡張するためにはその振れ応答を簡便な動力学モデルにより評価する必要がある。そこで本章では一軸偏心を有する立体骨組モデルを構造物の剛・柔側を表現する 2 つの代表構面により構成される 2 構面モデルへ置換し、立体モデルの最大併進変形、最大ねじれ角を評価した上で平面的なダンパー配置を決定する手法を提案する。同手法においては各層 4 質点の要素で構成される多層 4 構面モデル(図 3-1(a))、2 質点の要素で構成される多層 2 構面モデル(図 3-1(b))、2 つの等価一質点モデルにより構成される縮約 2 構面モデル(図 3-1(c))を段階的に構築し、縮約 2 構面モデルに対して 2 章のダンパー設計法を適用する。

3.2.1 多層 2 構面モデルへの置換

多層 1 軸偏心建物のねじれ振動を簡便に表現できる力学モデルを作成する。構築する力学モデルの適用対象として考える立体骨組モデルは、 xy 座標上に構造グリットを有する重層ラーメンフレームを想定し、剛性偏心を 1 軸方向に有する建物に限定する。また地震波は偏心による建物のねじれ振動が最も励起され则认为られる、偏心を有する方向と直交方向への 1 方向入力を想定する。構築する 2 構面モデルは偏心によるねじれが卓越する方向に自由度を有する構造物の柔側と剛側の構造特性を表す 2 つの構面により構成されるモデルである。なお置換において振動特性を表す指標としてねじれおよび並進方向の固有周期を想定し、それらが常に不変であることを仮定する。

まず、図 3-2 に示すように一軸偏心を有する立体骨組モデルを、構成する xy 方向の構面要素に分解したものを多構面モデルと定義する。多構面モデルとしては、立体モデルを構成する各構面の剛性・質量が x , y 軸方向それぞれにおいて、独立に配置されたモデルを考える。各層各構面の剛性は一つの集約されたせん断ばねにより表現する。多構面モデルの作成に際しては対象とする立体骨組モデルの各構面を表現した平面モデルを作成し、それらの静的増分解析を行うことで多構面モデル各構面の水平剛性を決定する。多構面モデルにおいては各構面の間に存在する直交梁や床スラブの影響および x ,

y 方向構面の連成効果は考慮しない。

まず多構面モデルを弾性範囲でモデル化する．多構面モデルを構成する各構面の初期せん断剛性として部材を弾性とし各構面を模擬した平面フレームモデルの静的増分解析により得られる弾性剛性を用いる．また多構面モデルの質量の平面分布は，立体骨組モデルにおける各構面フレームの梁・柱と負担面積を考慮した構面間の梁・スラブの質量をもとに設定し，各解析方向における多構面モデルの質量はそれぞれ立体骨組モデル各層の質量と等価となるよう設定する．

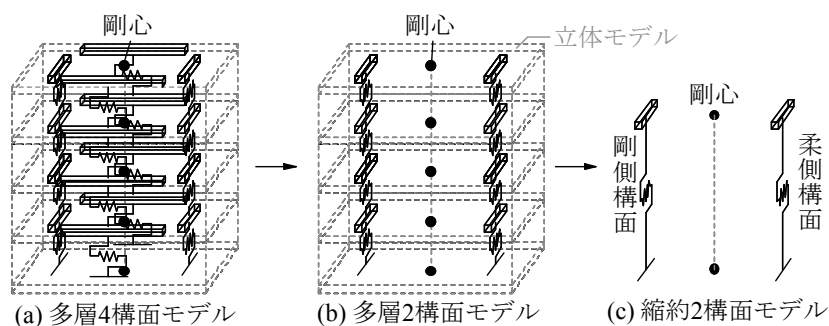


図 3-1 1 軸偏心を有する立体骨組モデルの縮約

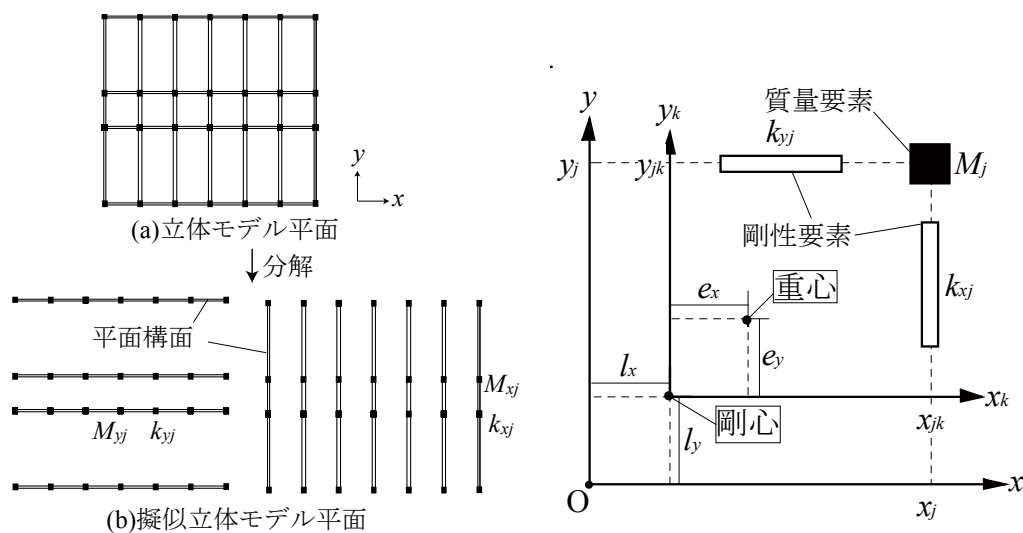


図 3-2 多構面モデルの作成

構造物の単層平面において多構面モデルを2構面モデルに置換する。剛心を中心とした力学モデルへの置換を試みるため、以後多構面モデルにおける平面的な剛性・質量の配置を、図 3-2 に示すような剛心を原点とした剛心座標系で考える。立体モデルの最外端に存在する構面の直交座標 ($x=0, y=0$) を原点とした j 構面の絶対座標を(x_j, y_j)、剛心の座標を(x_k, y_k)とすると、剛心を中心とした j 構面の相対座標(x_{jk}, y_{jk})は式(3-1)、(3-2)となる。なお多構面モデルにおける x, y 方向の構面数をそれぞれ n_x, n_y とする。

$$x_{jk} = x_j - x_k \quad (j=1, \dots, n_x) \quad (3-1)$$

$$y_{jk} = y_j - y_k \quad (j=1, \dots, n_y) \quad (3-2)$$

はじめに多構面モデルのねじれ固有周期 T_θ を求める。図 3-2 に示すように剛心座標平面に各構面の質量要素 $M_{yj}, M_{xj} (=M_j)$ 及び x 方向に並ぶ構面の剛性要素 k_{xj} ($j=1 \sim n_x$)、 y 方向に並ぶ構面の剛性要素 k_{yj} ($j=1 \sim n_y$) が存在すると考えると、 T_θ は剛心を中心としたねじり剛性 K_θ' 、回転慣性モーメント I' を用いて式(3-3)に示すように計算できる。

$$T_\theta = 2\pi \sqrt{\frac{I'}{K_\theta'}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n_x} M_{xj} x_{jk}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} M_{yj} y_{jk}^2}{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} x_{jk}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} y_{jk}^2}} \quad (3-3)$$

まず多構面モデルを、剛心を中心とした4つの剛性・質量要素で構成される4構面モデル(図 3-3(a))に置換する。4構面モデルは直交する x, y 軸上に向かい合うように配置した剛性、質量要素により構成されたモデルである。剛心を中心としたモデルであり、軸上で相対する互いの剛性要素は全て同一となる。一方、重心からの偏心距離 e に応じて質量要素が偏在した状態となり、構造物の偏心が4構面モデルの質量の偏在により表現される。 xy 方向に関して剛心におけるねじりモーメント及び回転慣性モーメントが多構面モデルと4構面モデルの間で釣り合うと考えると、4構面モデルを構成する剛性要素の要素間距離 i_{kx}, i_{ky} は式(3-4)、(3-5)により、質量要素の要素間距離 i_{gx}, i_{gy} は式(3-6)、(3-7)により表される。

$$i_{kx} = \sqrt{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} x_{jk}^2 / \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj}} \quad (3-4)$$

$$i_{ky} = \sqrt{\sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} y_{jk}^2 / \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj}} \quad (3-5)$$

$$i_{gx} = \sqrt{\sum_{j=1}^{n_x} M_{xj} x_{jk}^2 / \sum_{j=1}^{n_x} M_{xj}} \quad (3-6)$$

$$i_{gy} = \sqrt{\sum_{j=1}^{n_y} M_{yj} y_{jk}^2 / \sum_{j=1}^{n_y} M_{yj}} \quad (3-7)$$

4 構面モデルの x 軸上にある等価質量を M_{sx} , M_{fx} , 等価剛性を K_{sx} , K_{fx} ($=1/2\Sigma k_{xi}$), y 軸上にある等価質量を M_{sy} , M_{fy} , 等価剛性を K_{sy} , K_{fy} ($=1/2\Sigma k_{yi}$) とし, それぞれが置かれている軸と直交方向に外力を入力する場合を考える. すると 4 構面モデルにおける各方向における等価質量の和は, 多構面モデル各構面の質量の総和と等しくなるため, 式 (3-8), (3-9) が成り立つ.

$$M_{sx} + M_{fx} = \sum M_j \quad (3-8)$$

$$M_{sy} + M_{fy} = \sum M_j \quad (3-9)$$

また 4 構面モデルの重心において, xy の各方向に関して等価質量によるモーメントがそれぞれ釣り合うと考えれば式 (3-10), (3-11) が成り立つ.

$$M_{sx} (i_{gx} + e_x) = M_{fx} (i_{gx} - e_x) \quad (3-10)$$

$$M_{sy} (i_{gy} + e_y) = M_{fy} (i_{gy} - e_y) \quad (3-11)$$

式 (3-8), (3-9), (3-10), (3-11) を展開することにより 4 構面モデルの等価質量 M_{sx} , M_{fx} , M_{sy} , M_{fy} が式 (3-12) ~ (3-15) により得られる.

$$M_{sx} = \frac{i_{gx} - e_x}{2i_{gx}} \cdot \sum M_j \quad (3-12)$$

$$M_{fx} = \frac{i_{gx} + e_x}{2i_{gx}} \cdot \sum M_j \quad (3-13)$$

$$M_{sy} = \frac{i_{gy} - e_y}{2i_{gy}} \cdot \sum M_j \quad (3-14)$$

$$M_{fy} = \frac{i_{gy} + e_y}{2i_{gy}} \cdot \sum M_j \quad (3-15)$$

次に 4 構面モデル (図 3-3(a)) を 2 つの等価剛性 K_s , K_f ($=1/2\Sigma k_{xi}$) と等価質量 M_s , M_f により構成される 2 構面モデル (図 3-3(b)) に置換する. 2 構面モデルにおける 2 つの剛性要素の要素間距離 i_{k0} , 2 つの質量要素の要素間距離 i_{g0} とする. まず 4 構面モデルと 2 構面モデルにおいて, 系の剛心におけるねじりモーメントが等しいと仮定すると式 (3-16) が成り立つ.

$$\sum_{j=1}^{n_x} k_{xy} \cdot i_{k0}^2 = \sum_{j=1}^{n_x} k_{xy} \cdot i_{kx}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} k_{xy} \cdot i_{ky}^2 \quad (3-16)$$

式(3-16)を展開すると 2 構面モデルの剛性要素の要素間距離 i_{k0} が式(3-17)により得られる．式(3-17)に示すように i_{k0} は 2 構面モデルの並進剛性に対する剛心を中心とした捩れ剛性の比率の平方根として表され，2 構面モデルの弾力半径 j に等しい．

$$i_{k0} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xy} i_{kx}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} k_{xy} i_{ky}^2}{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xy}}} = \sqrt{\frac{K'_\theta}{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xy}}} = j \quad (3-17)$$

また 2 構面モデルと 4 構面モデルにおいて，剛心における回転慣性モーメントが等しいので式(3-18)が成り立つ．

$$(M_{sx} + M_{fx}) \cdot i_{gx}^2 + (M_{sy} + M_{fy}) \cdot i_{gy}^2 = (M_s + M_f) \cdot i_{g0}^2 \quad (3-18)$$

さらに 2 構面モデルの等価質量 M_s ， M_f の和は多構面モデルの質量の総和 $\sum M_j$ に等しいと考えれば式(3-19)が成り立つ．

$$M_s + M_f = \sum M_j \quad (3-19)$$

式(3-8)，(3-9)，式(3-19)を式(3-18)にそれぞれ代入し，さらに式(3-4)～(3-7)で表される i_{gx} ， i_{gy} ， i_{kx} ， i_{ky} を代入することで，2 構面モデルの質量要素の要素間距離 i_{g0} が式(3-20)のように得られる．得られた式においては， x ， y 方向の有効質量はともに $\sum M_j$ で等しいと仮定しており， i_{g0} は剛心を中心座標とした多構面モデルの回転慣性モーメント I' と質量の比率に等しいことがわかる．

$$i_{g0} = \sqrt{i_{gx}^2 + i_{gy}^2} = \frac{\sum_{j=1}^{n_x} M_{xy} x_{jk}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} M_{xy} y_{jk}^2}{\sum_{j=1}^{n_x} M_j} = \frac{I'}{\sum_{j=1}^{n_x} M_j} \quad (3-20)$$

本論においては一軸偏心モデルを検討対象とするため，偏心を有する方向に 2 構面モデルの等価質量を偏在させ，その差により多構面モデルおよび立体骨組モデルの偏心特性を表現する．偏心を有する方向における偏心距離を e とし，4 構面モデルの置換と同様に重心周りにおけるモーメントの釣合いを考えることで，式(3-21)，(3-22)により 2 構面モデルの等価質量 M_s ， M_f を決定する．

$$M_s = \frac{i_{g0} - e}{2i_{g0}} \cdot \sum M_j \quad (3-21)$$

$$M_f = \frac{i_{g0} + e}{2i_{g0}} \cdot \sum M_j \quad (3-22)$$

以上より，2 構面モデルは要素間距離 i_{g0} を隔てて配置された 2 つの等価質量 M_s , M_f と，要素間距離 i_{k0} を隔てて配置された 2 つの等価剛性 K_s , $K_f (=1/2\sum k_{xi})$ により構成されるモデルとなっていることがわかる．得られたパラメータを用いて 2 構面モデルのねじれ固有周期は式(3-23)に示すように計算される．

$$\begin{aligned} T_\theta &= 2\pi \sqrt{\frac{(M_s + M_f) \cdot i_{g0}^2}{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} \cdot i_{k0}^2}} = 2\pi \sqrt{\frac{M_s + M_f}{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj}} \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj}}{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} \cdot i_{kx}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} \cdot i_{ky}^2} \cdot (i_{gx}^2 + i_{gy}^2)} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n_x} M_{xj} \cdot i_{gx}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} M_{yj} \cdot i_{gy}^2}{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} \cdot i_{kx}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} \cdot i_{ky}^2}} \quad (3-23) \end{aligned}$$

4 構面モデルを構成する剛性及び質量要素の要素間距離 i_{kx} , i_{ky} , i_{gx} , i_{gy} を表す式(3-4)～(3-7)を式(3-23)に代入すると，式(3-3)と同様の式が得られ，多構面モデルと 2 構面モデルのねじれ固有周期が一致することが確認できる．また両者の偏心を有する軸と直交方向における有効質量・剛性は変化していないことから，解析方向における並進周期も一致する．以上より前述した前提条件を満たす置換がなされているといえる．

なお，2 構面モデルは等価質量の要素間距離 i_{g0} と等価剛性の要素間距離 i_{k0} がそれぞれ異なるため，同モデルを 2 つの構面で表すことを考える場合 $i_{g0}=i_{k0}$ という近似の導入が必要となる．そこで同近似が成り立つ場合を考えると，式(3-4)～(3-7)で表される i_{gx} , i_{gy} , i_{kx} , i_{ky} を考慮し，式(3-17)と式(3-20)より式(3-24)が得られる．

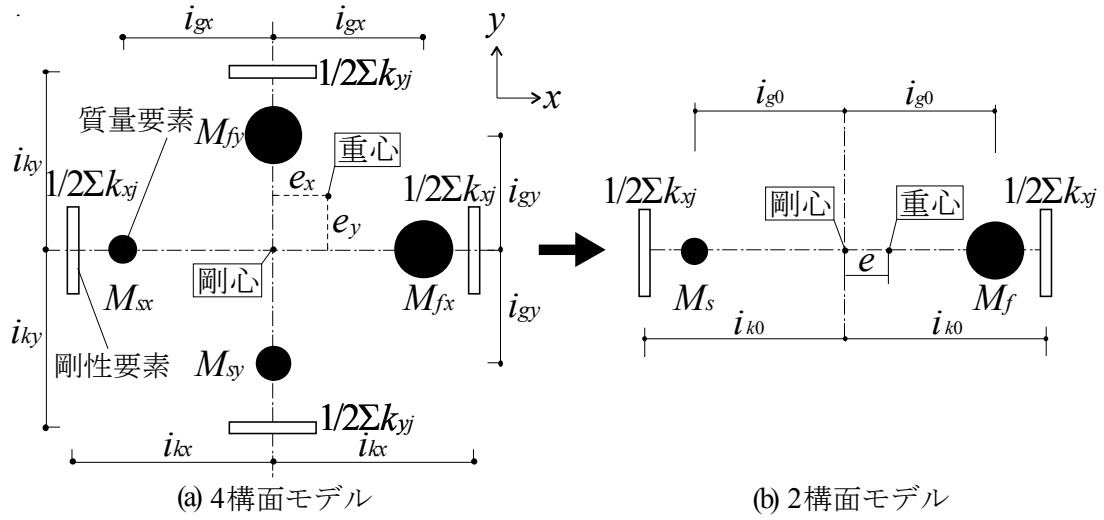


図 3-3 4 構面モデルから 2 構面モデルへの置換

$$\frac{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} \left(\sum_{j=1}^{n_y} M_{yj} \sum_{j=1}^{n_x} M_{xj} x_{jk}^2 + \sum_{j=1}^{n_x} M_{xj} \sum_{j=1}^{n_y} M_{yj} y_{jk}^2 \right)}{\sum_{j=1}^{n_x} M_{xj} \sum_{j=1}^{n_y} M_{yj}} = \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} x_{jk}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} y_{jk}^2 \quad (3-24)$$

2 構面モデルにおいて x, y 方向の有効質量はともに $\sum M_j$ で等しいと仮定しているため、それらを考慮すると式(3-25)が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj}}{\sum M_j} &= \frac{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} x_{jk}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} y_{jk}^2}{\sum_{j=1}^{n_x} M_{xj} x_{jk}^2 + \sum_{j=1}^{n_y} M_{yj} y_{jk}^2} = \frac{K'_\theta}{I'} \Leftrightarrow \\ 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj}}{\sum M_j}} &= 2\pi \sqrt{\frac{K'_\theta}{I'}} \Leftrightarrow \\ j' &= \sqrt{\left(K'_\theta / I' \right) / \left(\sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} / \sum M_j \right)} = 1 \end{aligned} \quad (3-25)$$

したがって、2 構面モデルにおける回転方向と並進方向の固有周期が等しいとき、すなわち立体骨組モデルを置換した 2 構面モデルの弾力半径比 j' が 1 となるとき、提案する 2 構面モデルが 2 つの構面モデルにより表現できることがわかる。

次に構造物重心の並進・ねじれ変形を考慮した 3 自由度の運動方程式より、剛心を中心とした 2 構面モデルの運動方程式の導出を試みる。本論で扱う既存 RC 架構において

は粘性減衰要素の平面的な偏在は無視できるとみなし、以後の捩れ系の運動方程式の展開においてその減衰項は考慮しない。すると既往文献(3-3)より、偏心を有するモデルの重心位置の運動方程式は式(3-26)のマトリクスにより表現できる。なお、 I は重心を中心とした回転慣性モーメント、 K_θ は重心を中心とした捩れ剛性である。

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_x} k_{yj} & 0 & \sum_{j=1}^{n_x} k_{yj} \cdot e_y \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} & -\sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} \cdot e_x \\ \sum_{j=1}^{n_x} k_{yj} \cdot e_y & -\sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} \cdot e_x & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y \\ \theta \end{Bmatrix} = -m \begin{Bmatrix} \ddot{x}_0 \\ \ddot{y}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3-26)$$

重心座標 (x, y) は剛心座標 (x_k, y_k) を用いて式(3-27), (3-28)のように表せる。

$$x = x_k - e_y \theta \quad (3-27)$$

$$y = y_k + e_x \theta \quad (3-28)$$

式(3-27), (3-28)を式(3-26)に代入して整理することにより、式(3-29)のように剛性マトリクスを対角化した剛心位置の運動方程式に書き換えることができる。

$$\begin{bmatrix} m & 0 & -me_y \\ 0 & m & me_x \\ -me_y & me_x & I + me_y^2 + me_x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_k \\ \ddot{y}_k \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_x} k_{yj} & 0 & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} & 0 \\ 0 & 0 & K_\theta' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_k \\ y_k \\ \theta \end{Bmatrix} = -m \begin{Bmatrix} \ddot{x}_0 \\ \ddot{y}_0 \\ -e_y \ddot{x}_0 + e_x \ddot{y}_0 \end{Bmatrix} \quad (3-29)$$

なお、 K_θ' は系の剛心に関するねじれ剛性で式(3-30)のように表される。本論では1軸偏心建物を評価の対象とした2構面モデルを構築するため $e_y=0$, $x_k=0$, $e_x=e$ とすると、1軸偏心建物の剛心の運動方程式が式(3-31)により得られる。

$$K_\theta' = K_\theta - K_y e_x^2 - K_x e_y^2 \quad (3-30)$$

$$\begin{bmatrix} m & me \\ me & I + me^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_k \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} & 0 \\ 0 & K_\theta' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_k \\ \theta \end{Bmatrix} = -m \begin{Bmatrix} 1 \\ e \end{Bmatrix} \ddot{y}_0 \quad (3-31)$$

ここで、本論で定式化した剛心を中心とする2構面モデルを考える場合、剛心の座標 y_k とねじれ角 θ は2構面モデルを構成する剛側モデルの並進座標 y_s と柔側モデルの並進座標 y_f を用いて、式(3-32), (3-33)により表すことができると仮定する。すなわち、2

構面モデルを構成する剛側モデルと柔側モデルが、一つの系として連成的に挙動するものと仮定する.

$$y_k = \frac{y_f + y_s}{2} \quad (3-32)$$

$$\theta = \frac{y_f - y_s}{2i_{k0}} \quad (3-33)$$

また剛性と質量要素の要素間距離が等しい場合、剛心周りの回転慣性モーメントは式(3-34)のように表される.

$$I + me^2 = mi_{g0}^2 = mi_{k0}^2 \quad (3-34)$$

式(3-32), (3-33), (3-34)を式(3-31)に代入し変形していくと式(3-35)が得られる.

$$\frac{m}{i_{k0}} \begin{bmatrix} i_{k0} - e & 0 \\ 0 & i_{k0} + e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_s \\ \ddot{y}_f \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} + \frac{K_{\theta}'}{i_{k0}^2} & \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} - \frac{K_{\theta}'}{i_{k0}^2} \\ \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} - \frac{K_{\theta}'}{i_{k0}^2} & \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} + \frac{K_{\theta}'}{i_{k0}^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_s \\ y_f \end{Bmatrix} = -\frac{m}{i_{k0}} \begin{Bmatrix} i_{k0} - e \\ i_{k0} + e \end{Bmatrix} \ddot{y}_0 \quad (3-35)$$

2 構面モデルの剛心を中心としたねじれ剛性は式(3-36)のように表され、式(3-35)に代入すると式(3-37)が得られる.

$$K_{\theta}' = \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} \cdot i_{k0}^2 \quad (3-36)$$

$$\begin{bmatrix} \frac{i_{k0} - e}{2i_{k0}} m & 0 \\ 0 & \frac{i_{k0} + e}{2i_{k0}} m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_s \\ \ddot{y}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_s \\ y_f \end{Bmatrix} = -\begin{Bmatrix} \frac{i_{k0} - e}{2i_{k0}} m \\ \frac{i_{k0} + e}{2i_{k0}} m \end{Bmatrix} \ddot{y}_0 \quad (3-37)$$

式(3-37)に対し式(3-21), (3-22)で表される 2 構面モデルの等価質量 M_s, M_f , 等価剛性 K_s, K_f を代入し, $i_{k0}=i_{g0}$ という近似を導入すると, 2 構面モデルの剛側並進変位 y_s と柔側並進変位 y_f を自由度に有する対角化された運動方程式が式(3-38)のように得られる.

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_s \\ \ddot{y}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s & 0 \\ 0 & K_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_s \\ y_f \end{Bmatrix} = -\begin{Bmatrix} M_s \\ M_f \end{Bmatrix} \ddot{y}_0$$

$$M_s = \frac{i_{g0} - e}{2i_{g0}} m \quad M_f = \frac{i_{g0} + e}{2i_{g0}} m \quad (3-38)$$

$$K_s = K_f = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj}$$

以上より, 重心の運動方程式に対し $i_{k0}=i_{g0}$ の近似, すなわち弾力半径比が 1 である仮

定を導入することにより 2 構面モデルの運動方程式が導かれた。本式は質量，剛性マトリクスとも対角化されており連成項を有さないため，2 つの質点モデルの運動方程式はそれぞれ独立なものとなっていることがわかる。したがって，本方程式の導出過程で導入した仮定が全て成立する場合，2 つの独立に挙動する等価 1 質点モデルの応答変位より，一軸偏心モデルの剛心および重心の変位及びねじれ角が算定できるといえる。

次に同様の置換を多層構造に展開する。多層偏心構造における重心の運動方程式は，式(3-26)と同様に，式(3-39)により定式化できる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}} \\ \ddot{\mathbf{y}} \\ \ddot{\boldsymbol{\theta}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_x & \mathbf{0} & \mathbf{K}_x \cdot \mathbf{e}_y \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_y & -\mathbf{K}_y \cdot \mathbf{e}_x \\ \mathbf{K}_x \cdot \mathbf{e}_y & -\mathbf{K}_y \cdot \mathbf{e}_x & \mathbf{K}_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x} \\ \mathbf{y} \\ \boldsymbol{\theta} \end{Bmatrix} = -\mathbf{m} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_0 \\ \ddot{\mathbf{y}}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3-39)$$

なお式中の各要素はそれぞれ下記のように表され，文字式中の下添え字 i は i 層のパラメータであることを示す。剛性マトリクスのみ非対角項を有する。

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & m_N \end{bmatrix} \quad \mathbf{I} = \begin{bmatrix} I_1 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & I_N \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_x = \begin{bmatrix} K_{x1} + K_{x2} & -K_{x2} & & & \\ -K_{x2} & K_{x2} + K_{x3} & -K_{x3} & & \\ & -K_{x3} & \ddots & -K_{xN} & \\ & & -K_{xN} & K_{xN} & \end{bmatrix} \quad \mathbf{K}_y = \begin{bmatrix} K_{y1} + K_{y2} & -K_{y2} & & & \\ -K_{y2} & K_{y2} + K_{y3} & -K_{y3} & & \\ & -K_{y3} & \ddots & -K_{yN} & \\ & & -K_{yN} & K_{yN} & \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_\theta = \begin{bmatrix} K_{\theta1} + K_{\theta2} & -K_{\theta2} & & & \\ -K_{\theta2} & K_{\theta2} + K_{\theta3} & -K_{\theta3} & & \\ & -K_{\theta3} & \ddots & -K_{\theta N} & \\ & & -K_{\theta N} & K_{\theta N} & \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{x} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ \vdots \\ x_N \end{Bmatrix} \quad \mathbf{y} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ \vdots \\ y_N \end{Bmatrix} \quad \boldsymbol{\theta} = \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \vdots \\ \theta_N \end{Bmatrix} \quad \mathbf{e}_x = \begin{Bmatrix} e_{x1} \\ \vdots \\ e_{xN} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{e}_y = \begin{Bmatrix} e_{y1} \\ \vdots \\ e_{yN} \end{Bmatrix}$$

重心座標 (x, y) は剛心座標 (x_k, y_k) と，単位行列 $\mathbf{E}$ を用いて式(3-40)，(3-41)で表される。

$$\mathbf{x} = \mathbf{x}_k - \mathbf{E} \mathbf{e}_y \boldsymbol{\theta} \quad (3-40)$$

$$\mathbf{y} = \mathbf{y}_k + \mathbf{E} \mathbf{e}_x \boldsymbol{\theta} \quad (3-41)$$

対角行列においては積の交換法則が成り立つことと，式(3-42)，(3-43)を踏まえ，式(3-39)を展開すると式(3-44)が得られる。

$$\mathbf{e}_y - \mathbf{E}\mathbf{e}_y = \mathbf{0} \quad (3-42)$$

$$\mathbf{e}_x - \mathbf{E}\mathbf{e}_x = \mathbf{0} \quad (3-43)$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{0} & -\mathbf{m}\mathbf{e}_y \\ \mathbf{0} & \mathbf{m} & \mathbf{m}\mathbf{e}_x \\ -\mathbf{m}\mathbf{e}_y & \mathbf{m}\mathbf{e}_x & \mathbf{I} + \mathbf{m}\mathbf{e}_y^2 + \mathbf{m}\mathbf{e}_x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_k \\ \ddot{\mathbf{y}}_k \\ \ddot{\boldsymbol{\theta}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_x & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_y & \mathbf{0} \\ (\mathbf{K}_x\mathbf{e}_y - \mathbf{E}\mathbf{e}_y\mathbf{K}_x) & (\mathbf{E}\mathbf{e}_x\mathbf{K}_y - \mathbf{K}_y\mathbf{e}_x) & -\mathbf{K}_x\mathbf{e}_y\mathbf{E}\mathbf{e}_y - \mathbf{K}_y\mathbf{e}_x\mathbf{E}\mathbf{e}_x + \mathbf{K}_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_k \\ \mathbf{y}_k \\ \boldsymbol{\theta} \end{Bmatrix} = -\mathbf{m} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_0 \\ \ddot{\mathbf{y}}_0 \\ -\mathbf{e}_y\ddot{\mathbf{x}}_0 + \mathbf{e}_x\ddot{\mathbf{y}}_0 \end{Bmatrix} \quad (3-44)$$

1 軸偏心系を対象にした場合，式(3-45)へと変形できる．

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{m}\mathbf{e} \\ \mathbf{m}\mathbf{e} & \mathbf{I} + \mathbf{m}\mathbf{e}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}_k \\ \ddot{\boldsymbol{\theta}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_y & \mathbf{0} \\ (\mathbf{E}\mathbf{e}\mathbf{K}_y - \mathbf{K}_y\mathbf{e}) & -\mathbf{K}_y\mathbf{e}\mathbf{E}\mathbf{e} + \mathbf{K}_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{y}_k \\ \boldsymbol{\theta} \end{Bmatrix} = -\mathbf{m} \begin{Bmatrix} \mathbf{E} \\ \mathbf{e} \end{Bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}_0 \quad (3-45)$$

式(3-46)が成り立つため式(3-45)に代入すると，式(3-47)が得られる．

$$\mathbf{E}\mathbf{e} - \mathbf{e} = \mathbf{0} \quad (3-46)$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{m}\mathbf{e} \\ \mathbf{m}\mathbf{e} & \mathbf{I} + \mathbf{m}\mathbf{e}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}_k \\ \ddot{\boldsymbol{\theta}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_y & \mathbf{0} \\ (\mathbf{e}\mathbf{K}_y - \mathbf{K}_y\mathbf{e}) & -\mathbf{K}_y\mathbf{e}^2 + \mathbf{K}_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{y}_k \\ \boldsymbol{\theta} \end{Bmatrix} = -\mathbf{m} \begin{Bmatrix} \mathbf{E} \\ \mathbf{e} \end{Bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}_0 \quad (3-47)$$

したがって，剛性マトリクスを対角化し多層構造物の運動方程式を式(3-31)と同様の形へ導くための条件は，式(3-48)で表される行列の交換法則の成立に帰着する．

$$\mathbf{e}\mathbf{K}_y - \mathbf{K}_y\mathbf{e} = \mathbf{0} \quad (3-48)$$

しかし，剛性マトリクス $\mathbf{K}_y$ は非対角行列であるため，行列の交換法則の成立には式(3-49)に示すように各層の偏心距離を表す行列が単位行列の定数倍であることが必要となる．なお e' は偏心距離の代表値とする．

$$\mathbf{e} = e'\mathbf{E} \quad (3-49)$$

式(3-49)を満たし全層で偏心距離が等しい場合，式(3-47)における剛性マトリクスは対角化される．さらに，全層で質量・剛性要素の要素間距離が等しい一定値 i_k となる仮定を導入すれば，単層系における 2 構面モデルと同様のプロセスで剛心を中心とした多層 2 構面モデルの運動方程式が式(3-50)により定式化できる．

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}_s \\ \ddot{\mathbf{y}}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_s & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{y}_s \\ \mathbf{y}_f \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \mathbf{M}_s \\ \mathbf{M}_f \end{Bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}_0 \\
& \mathbf{M}_s = \mathbf{m} \cdot \frac{i_k - e' \mathbf{E}}{2i_k} \quad \mathbf{M}_f = \mathbf{m} \cdot \frac{i_k + e' \mathbf{E}}{2i_k} \\
& \mathbf{K}_s = \mathbf{K}_f = \frac{1}{2} \mathbf{K}_y
\end{aligned} \tag{3-50}$$

以上より、全層で剛性要素および質量要素の要素間距離が全て同一でかつその偏心距離が一律の場合、多層構造においても同様の 2 構面モデルの運動方程式が成り立つことが示された。質量、剛性マトリクスとも対角化された多層 2 構面モデルは、構造物の剛側と柔側を表す 2 つの独立な多質点せん断モデルにより定義されるため、2 つの多質点せん断モデルの 1 方向の並進応答により 1 軸偏心建物のねじれ応答を評価する、非常に単純なモデルとなっている。

一方、多くの多層偏心建物において各層の偏心距離や剛性・質量の要素間距離が異なることが想定され、提案する多層 2 構面モデルをそのような建物にも検討する。各層で弾力半径 j が異なる建物に提案置換法を適用する場合、各層で異なる剛性要素の要素間距離 i_{k0} を一定値 i_k に定める必要がある。まず、各層の弾力半径比 $j'=1$ であることを仮定し、2 構面モデルにおける剛性・質量要素の要素間距離が一致する前提を考慮した上で ($i_{k0n}=i_{m0n}(n=1 \sim N)$)、図 3-4(b)に示すように実際の建物の各層における不均等な剛性要素の要素間距離 i_{k0n} をある一定値 i_k に近似する。多層 2 構面モデルにおける剛性要素の要素間距離 i_k は各層における剛性要素の要素間距離 i_{k0n} を各層の層重量 m_n で重み付けした加重平均として式(3-51)により表現する。

$$i_k = \left(\sum_{n=1}^N m_n i_{k0n} \right) / \left(\sum_{n=1}^N m_n \right) \tag{3-51}$$

式(3-51)で 2 つの要素間の距離 i_k を定めれば、剛心を中心とした多層 2 構面モデルの運動方程式が適用できる。なお多層 2 構面モデルの運動方程式の導出に当たっては各層の偏心量が同一であることを仮定しているが、各層で偏心量の異なる 1 軸偏心建物のモデル化においては、各層における偏心パラメータ e_n , i_{g0n} ($n=1 \sim N$) をそれぞれ用いてその等価質量を決定する。

S : 剛心
G : 重心

剛性偏心

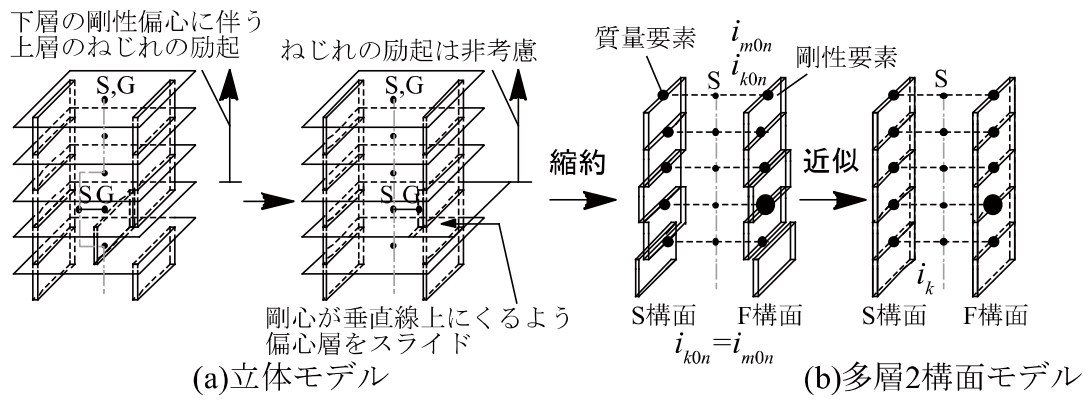


図 3-4 多層 2 構面モデルの作成

3.2.2 縮約 2 構面モデルの作成

次に多層 2 構面モデルを構成する柔・剛側構面を表現した多質点モデルを層方向に縮約することにより，柔・剛側構面の振動特性を表す 2 つの等価 1 質点モデルで構成される縮約 2 構面モデルを作成する．志賀ら³⁻²⁾は，せん断ねじれ振動系で重心及び剛心がそれぞれ 1 直線状にあり，各階床の回転半径，各層の縦横の剛性比および弾力半径が全て等しいという条件において，多層無偏心建物の 1 次モード振動形に 1 層ねじれ系の最大応答値を乗じることにより多層偏心建物各層の最大応答を評価できることを示している．そこで同仮定を提案した多層 2 構面モデルに応用することで，縮約 2 構面モデルの運動方程式を誘導する．

地震入力時の建物応答において 1 次モードが支配的であると考ええると，多層無偏心建物の 1 次モード振動形 Ψ ，単層 1 軸偏心建物の重心における並進変形 $y(t)$ ，ねじれ角 $\theta(t)$ とし，志賀らの仮定を用いて多層 1 軸偏心構造物の重心位置の運動方程式は式(3-52)で表される．

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}(t) \\ \ddot{\theta}(t) \end{Bmatrix} \Psi + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_y & -\mathbf{K}_y \cdot \mathbf{e} \\ -\mathbf{K}_y \cdot \mathbf{e} & \mathbf{K}_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y(t) \\ \theta(t) \end{Bmatrix} \Psi = -\mathbf{m} \Psi \begin{Bmatrix} \ddot{y}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3-52)$$

重心の並進変形 $y(t)$ は剛心の並進変形 $y_k(t)$ ，多層 2 構面モデルにおける偏心距離の代表値 e' を用いて式(3-53)で表される．

$$y(t) = y_k(t) + e' \cdot \theta(t) \quad (3-53)$$

式(3-53)を式(3-52)に代入すると，式(5-54)が得られる．

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m}\Psi & \mathbf{m}\Psi e' \\ \mathbf{m}\Psi e & \mathbf{I}\Psi + \mathbf{m}\Psi e' e \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_k(t) \\ \ddot{\theta}(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_y \Psi & \mathbf{K}_y (\Psi e' - e \Psi) \\ \mathbf{K}_y (\Psi e - e \Psi) & \mathbf{K}_y (\Psi e' - e \Psi) e - \mathbf{K}_y e \Psi e' + \mathbf{K}_\theta \Psi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_k(t) \\ \theta(t) \end{Bmatrix} = -\mathbf{m} \Psi \begin{Bmatrix} \mathbf{E} \\ \mathbf{e} \end{Bmatrix} \ddot{y}_0 \quad (3-54)$$

仮定条件より $e = e'$ を式(3-54)に代入すると，式(3-31)と同様の形式の式(3-55)を得る．

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{m}e' \\ \mathbf{m}e' & \mathbf{I} + \mathbf{m}e'^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_k(t) \\ \ddot{\theta}(t) \end{Bmatrix} \Psi + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_y & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_\theta' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_k(t) \\ \theta(t) \end{Bmatrix} \Psi = -\mathbf{m} \begin{Bmatrix} 1 \\ e' \end{Bmatrix} \Psi \ddot{y}_0 \quad (3-55)$$

系の剛心の並進変位 $y_k(t)$ とねじれ角 $\theta(t)$ は，剛側モデルの並進変位 $y_s(t)$ と柔側モデルの並進変位 $y_j(t)$ を用いて，式(3-32)，(3-33)と同様に式(3-56)，(3-57)により表す．

$$y_k(t) = \frac{y_f(t) + y_s(t)}{2} \quad (3-56)$$

$$\theta(t) = \frac{y_f(t) - y_s(t)}{2i_k} \quad (3-57)$$

また剛心周りの慣性モーメントは式(3-58)のように表される.

$$\mathbf{I} + \mathbf{m}e'^2 = \mathbf{m}i_{k0}^2 \quad (3-58)$$

式(3-56), (3-57), (3-58)を式(3-55)に代入し単層の場合と同様に変形していくと式(3-59)のように剛側モデルの変位 $y_s(t)$ と柔側モデルの変位 $y_f(t)$ を自由度に有する 2 構面モデルの運動方程式が導かれる.

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_s(t) \\ \ddot{y}_f(t) \end{Bmatrix} \Psi + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_s & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_s(t) \\ y_f(t) \end{Bmatrix} \Psi = - \begin{Bmatrix} \mathbf{M}_s \\ \mathbf{M}_f \end{Bmatrix} \Psi \ddot{y}_0 \\ & \mathbf{M}_s = \frac{i_{g0} - e'}{2i_{g0}} \mathbf{m} \quad \mathbf{M}_f = \frac{i_{g0} + e'}{2i_{g0}} \mathbf{m} \\ & \mathbf{K}_s = \mathbf{K}_f = \frac{1}{2} \mathbf{K}_y \end{aligned} \quad (3-59)$$

したがって各層で同様の偏心距離 e' および $i_{g0n} = i_{k0n} = i_{g0}$ ($n=1 \sim N$) を設定することにより, 多層無偏心建物の 1 次モード振動形 Ψ と単層 2 構面モデルの並進変形 $y_s(t)$, $y_f(t)$ を用いて, 多層 1 軸偏心建物の運動方程式が表現できるといえる. さらに, 剛側・柔側モデルの構造特性の差異により構造物の偏心特性を表す設定した 2 構面モデルの性質上, 各層の偏心率が均等なモデルを対象とした場合, 多層 2 構面モデルの構成要素である 2 つの多質点せん断モデルの 1 次モード振動形 Ψ_s , Ψ_f は多層無偏心建物の 1 次モード振動形 Ψ と概ね等しいと考えられるため, 運動方程式が式(3-60)のように書き換えられる.

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_s(t) \Psi_s \\ \ddot{y}_f(t) \Psi_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_s & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_s(t) \Psi_s \\ y_f(t) \Psi_f \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \mathbf{M}_s \Psi_s \\ \mathbf{M}_f \Psi_f \end{Bmatrix} \ddot{y}_0 \\ & \mathbf{M}_s = \frac{i_{g0} - e'}{2i_{g0}} \mathbf{m} \quad \mathbf{M}_f = \frac{i_{g0} + e'}{2i_{g0}} \mathbf{m} \\ & \mathbf{K}_s = \mathbf{K}_f = \frac{1}{2} \mathbf{K}_y \end{aligned} \quad (3-60)$$

式(3-60)に左から Ψ_s^T , Ψ_f^T を乗じ固有ベクトルの直交性を考慮すると, 1 次の広義質量 ${}_1M_{seq}$, ${}_1M_{feq}$ および等価剛性 ${}_1K_{seq}$, ${}_1K_{feq}$ を考慮した縮約 2 構面モデルを表す式(3-61)が得られる.

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} {}_1M_{seq} & 0 \\ 0 & {}_1M_{feq} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_s(t) \\ \ddot{y}_f(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} {}_1K_{seq} & 0 \\ 0 & {}_1K_{feq} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_s(t) \\ y_f(t) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} {}_1M_{seq} \\ {}_1M_{feq} \end{Bmatrix} \ddot{y}_0 \\
& {}_1M_{seq} = \boldsymbol{\psi}_s^T \mathbf{M}_s \boldsymbol{\psi}_s \quad {}_1M_{feq} = \boldsymbol{\psi}_f^T \mathbf{M}_f \boldsymbol{\psi}_f \\
& {}_1K_{seq} = \frac{1}{2} \boldsymbol{\psi}_s^T \mathbf{K}_y \boldsymbol{\psi}_s \quad {}_1K_{feq} = \frac{1}{2} \boldsymbol{\psi}_f^T \mathbf{K}_y \boldsymbol{\psi}_f
\end{aligned} \tag{3-61}$$

式(3-61)より、1次モードが卓越する多層1軸偏心建物のねじれ応答は、1次の等価質量 ${}_1M_{seq}$ 、等価剛性 ${}_1K_{seq}$ を有する剛側の等価1質点モデルと、1次の等価質量 ${}_1M_{feq}$ 、等価剛性 ${}_1K_{feq}$ を有する柔側の等価1質点モデルの応答値に基づいて評価できるといえる。 ${}_1M_{seq}$ 、 ${}_1M_{feq}$ 、 ${}_1K_{seq}$ 、 ${}_1K_{feq}$ 、 ${}_1H_{seq}$ 、 ${}_1H_{feq}$ はそれぞれ式(3-62)、(3-63)、(3-64)、(3-65)で表される。以上より、図 3-9 に示す 1 軸偏心モデルにおける縮約 2 構面モデルが導出できた。なお、式中 T_s は剛側モデルの 1 次固有周期、 T_f は柔側モデルの 1 次固有周期、 h_i は多層無偏心建物各層の階高、 ${}_1u_{si}$ 、 ${}_1u_{fi}$ は剛側・柔側の 1 次モードベクトルである。

$${}_1M_{seq} = \frac{i_{g0} - e'}{2i_{g0}} \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_{si} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_{si}^2} \tag{3-62}$$

$${}_1M_{feq} = \frac{i_{g0} + e'}{2i_{g0}} \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_{fi} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_{fi}^2} \tag{3-63}$$

$${}_1K_{seq} = \frac{4\pi^2}{T_s^2} \cdot {}_1M_{seq} \quad {}_1K_{feq} = \frac{4\pi^2}{T_f^2} \cdot {}_1M_{feq} \tag{3-64}$$

$${}_1H_{seq} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_{si} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_{si}} \quad {}_1H_{feq} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_{fi} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1u_{fi}} \tag{3-65}$$

一方、各層で偏心距離の異なるモデルを検討対象とする場合、縮約 2 構面モデルの等価質量は各層の偏心距離 e_i を含んだ式(3-66)、(3-67)のように近似的に表す。

$${}_1M_{seq} = \frac{\left(\sum_{i=1}^N \frac{i_{g0i} - e_i}{2i_{g0i}} \cdot m_i \cdot {}_1u_{si} \right)^2}{\sum_{i=1}^N \frac{i_{g0i} - e_i}{2i_{g0i}} \cdot m_i \cdot {}_1u_{si}^2} \tag{3-66}$$

$${}_1M_{feq} = \frac{\left(\sum_{i=1}^N \frac{i_{g0i} + e_i}{2i_{g0i}} \cdot m_i \cdot {}_1u_{fi} \right)^2}{\sum_{i=1}^N \frac{i_{g0i} + e_i}{2i_{g0i}} \cdot m_i \cdot {}_1u_{fi}^2} \quad (3-67)$$

また，縮約 2 構面モデルの等価高さ ${}_1H_{seq}$ ， ${}_1H_{feq}$ は式(3-68)，(3-69)とする．

$${}_1H_{seq} = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{i_{g0i} - e_i}{2i_{g0i}} \cdot m_i \cdot {}_1u_{si} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N \frac{i_{g0i} - e_i}{2i_{g0i}} \cdot m_i \cdot {}_1u_{si}} \quad (3-68)$$

$${}_1H_{feq} = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{i_{g0i} + e_i}{2i_{g0i}} \cdot m_i \cdot {}_1u_{fi} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N \frac{i_{g0i} + e_i}{2i_{g0i}} \cdot m_i \cdot {}_1u_{fi}} \quad (3-69)$$

剛側，柔側モデルの 1 次モードベクトルに微小な差異があることにより得られる等価高さが微小に異なるため，2 つの等価 1 質点モデルの並進変位をもとに 1 軸偏心建物頂部における剛心の並進，ねじれ角の算出を行う場合，式(3-70)，(3-71)を用いて等価高さの異なるモデルの応答変形を 1 軸偏心建物の建物高さに換算する必要がある．

$$y_s'(t) = y_s(t) \cdot \frac{\sum_{i=1}^N h_i}{{}_1H_{seq}} \quad (3-70)$$

$$y_f'(t) = y_f(t) \cdot \frac{\sum_{i=1}^N h_i}{{}_1H_{feq}} \quad (3-71)$$

式(3-70)，(3-71)によって換算した応答変形を式(3-56)，(3-57)に代入することにより，偏心建物頂部における剛心位置の並進，ねじれ角が簡易的に評価できる．また重心位置の並進変形に関しては，解析中に構造物における偏心距離が変化しない弾性状態のもとで，柔・剛側モデルの並進変形の時刻歴から内分点の公式を用いて式(3-72)により算出できる．

$$y(t) = \frac{y_f'(t) \cdot (i_k + e') + y_s'(t) \cdot (i_k - e')}{2i_k} \quad (3-72)$$

なお，式中 e' は縮約 2 構面モデルの偏心距離を表し，対象モデルの各層で偏心の度合いが異なる場合剛性の要素間距離の近似と同様の考え方を用いて，多層 2 構面モデル各

層の偏心距離 e_i を各層の層重量 m_n で重み付けした加重平均として式(3-73)により表現する.

$$e' = \left(\sum_{n=1}^N m_n e_n \right) / \left(\sum_{n=1}^N m_n \right) \quad (3-73)$$

3.2.3 2 構面モデルの成立条件

これまで述べてきたように, 提案した弾性ねじれ応答評価を行う 2 構面モデルは多くの仮定の上に成り立っており, 2 章で提案した改修設計法を適用することで平面的なダンパー配置を決定するためのモデルという位置付けである. 本節ではそれらの仮定に関して改めて言及する.

まず, 剛心を中心とした独立な 2 つの多質点せん断モデルにより構成される立体骨組モデル各層の弾性ねじれ応答を予測する多層 2 構面モデルの導出において前提とした条件は以下の通りである.

- 1) 弾性部材で構成され剛床仮定が成り立つ構造物を対象とし, 運動方程式の定式化において減衰項は無視できる.
- 2) 剛側の構造要素と柔側の構造要素による連成的な動的挙動を無視できる.
- 3) 各層において弾力半径比 j' が 1 となる.
- 4) 各層の弾力半径 j が等しい.
- 5) 各層における偏心距離が等しい.
- 6) 構造物の剛心及び重心が各層で同様の位置にある.

また, 多層 2 構面モデルから, 剛心を中心とした独立な 2 つの等価 1 自由度モデルにより構成した立体骨組モデルの頂部の弾性ねじれ応答を予測する縮約 2 構面モデルを導出する際に仮定した条件は以下の通りである.

- 7) 多層 2 構面モデルを構成する 2 つの多質点モデルの 1 次モード形が無偏心を仮定した多質点せん断モデルの 1 次モード形と一致し, 評価対象とする既存 RC 架構において 1 次モードの振動が卓越する.

以上の条件を満たしたときのみ提案する力学モデルは理論的に成立し, 多層, 縮約 2

構面モデルとも、その適用範囲は限定的となっている。特に条件 3)は局所的な制約条件であり、提案モデルの適用範囲を極めて限定的にしている。そのため系の弾力半径比 j' が 1 以外のモデルに対する 2 構面モデルの適用性を確認するため j' を変動させたパラメトリックスタディを行う。 j' が 1 以外であるモデル、すなわち回転剛性が並進方向の剛性に比べて小さい回転卓越型 ($j' < 1$)、回転剛性が並進方向の剛性に比べて大きい並進卓越型 ($j' > 1$) に対する 2 構面モデルの適用性に関して、弾性部材を仮定した単層の偏心モデルを対象とした時刻歴応答解析により検討する。対象とする単層モデルとして図 3-5 に示すような x 方向のみに構造偏心を有し、2 方向に弾性のせん断ばねを有する単層立体骨組モデルを設定する。偏心の程度が異なるモデルを検討するため偏心距離の異なる 2 つのモデルを設定する。対象モデルの質量は固定とし、設定したスラブ上に偏りなく分布するものと仮定することで系の慣性モーメントを算定する。偏心距離や解析方向 (y 方向) のせん断剛性の総和を固定とし、 x 方向のせん断剛性のみを 25~1500kN/mm に変動させることで弾力半径比 j' を変動させる。入力地震波は BCJ-L2、減衰条件は初期剛性比例型 ($h=0.03$) とする。

2 構面モデルとしては、剛性要素の要素間距離 i_{k0} を隔てた 2 つの等価一質点モデルを設定する。2 構面モデルを仮定する際には系の質量は図 3-2 に示した多構面モデルのルールに従い、各方向において構面と同位置に集中して存在するものと仮定し慣性質量を算定する。等価一質点モデルの等価質量および等価剛性は式(3-21)および式(3-22)に示した値を用いる。

まず、図 3-6 に 2 構面モデルにおける弾力半径比 j' と剛性要素の要素間距離 i_{k0} 、質量要素の要素間距離 i_{g0} の関係を示す。式(3-25)で示したように $j'=1$ となるときに i_{k0} と i_{g0} は概ね同等になっていることがわかる。したがって、 $j'=1$ となるとき 2 構面モデルにおける質量と剛性の位置が等価となり、2 つの等価 1 質点モデルにより構成される 2 構面モデルが厳密に成立するといえる。なお、対象モデルは質量の偏在がなく剛性偏心のみを考慮しているため、系のねじれ剛性の変動に伴って i_{k0} のみ変動している。

図 3-7 には各モデルにおける立体骨組モデルと 2 構面モデルの時刻歴応答解析における最大弾性ねじれ角の対応を示す。図より、提案する 2 構面モデルは各弾力半径比 j' の値において概ね立体骨組モデルの最大弾性応答値を捉えており、理論が成立する $j'=1$

に近いほど評価精度が高いことがわかる．本解析例では $0.75 < j' < 1.25$ の範囲では概ね $\pm 25\%$ 程度の精度で評価できているが， j' が小さくねじれが大きく卓越する場合 2 構面モデルはねじれをやや過小評価する．

図 3-8 には立体骨組モデルと 2 構面モデルの時刻歴応答解析における重心の最大並進変形の対応を示す．図より，提案する 2 構面モデルは各弾力半径比 j' の値において概ね立体骨組モデルの最大弾性応答値を捉えており，理論が成立する $j'=1$ の近傍では評価精度が高いことがわかる．ねじれ応答の場合と同様に本解析例では， $0.75 < j' < 1.25$ の範囲では概ね $\pm 25\%$ 程度の精度で評価できているが， j' が大きいときに並進変形が大きく卓越するモデルでは，評価手法は変形をやや過小評価する場合がある．

以上より，条件 3) に関しては理論的な等価モデルの成立条件である $j'=1$ から対象モデルの特性が外れる場合であっても， $0.75 < j' < 1.25$ 程度の範囲であれば，立体骨組モデルの最大弾性ねじれ応答値を概ね適切に評価でき，それ以外の範囲でもその傾向は概ね捉えられると考えられる．

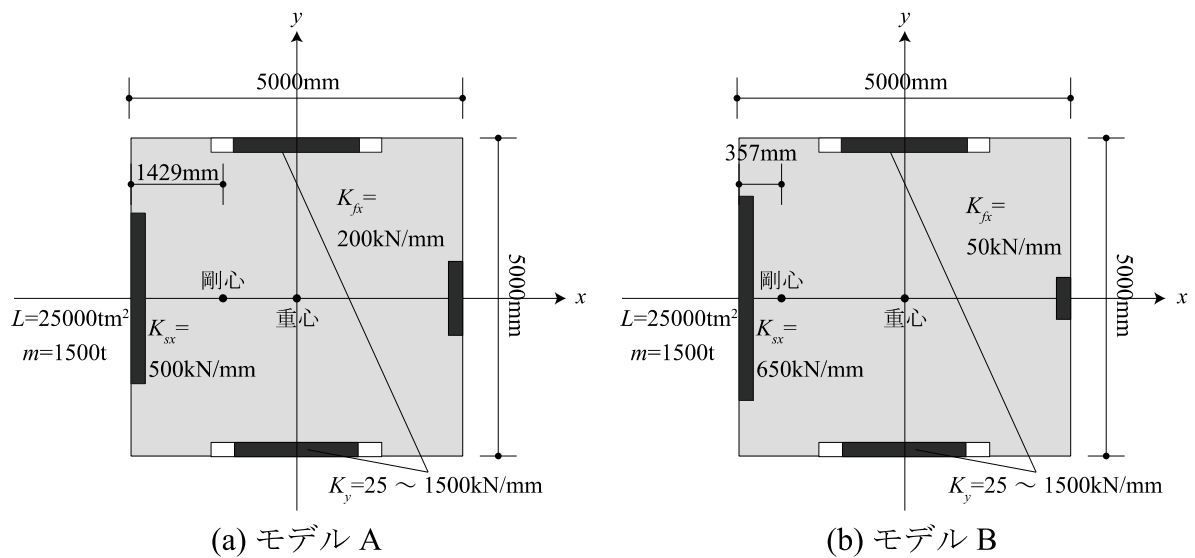
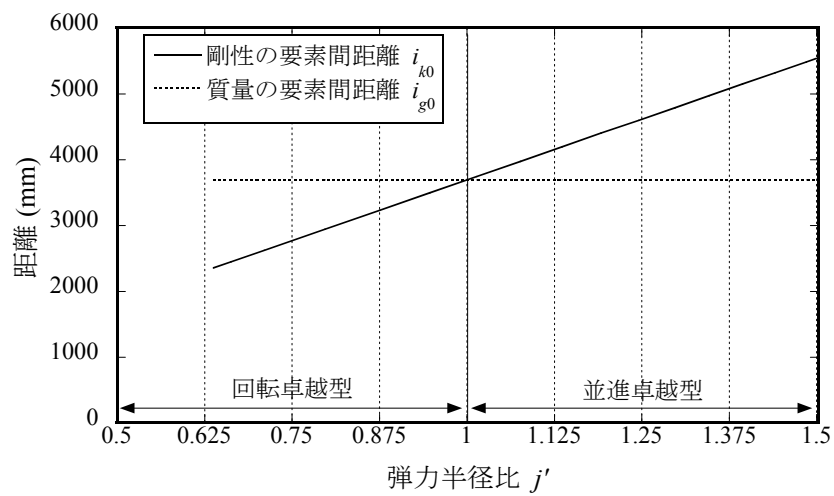
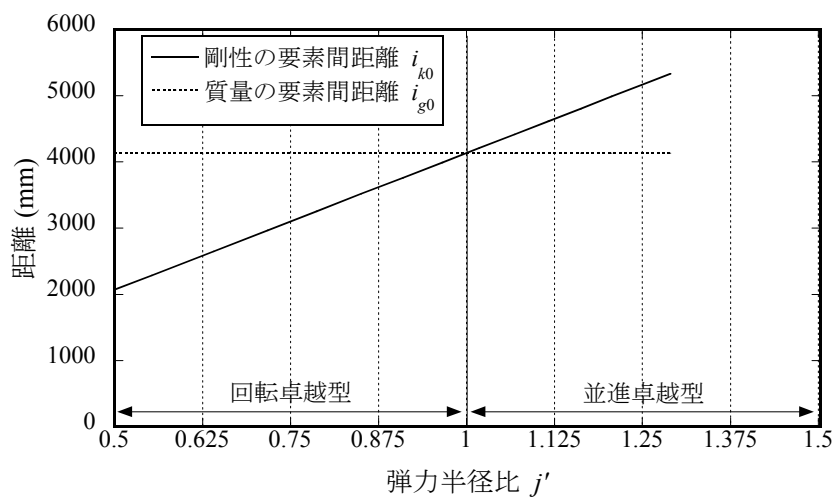


図 3-5 検討単層立体骨組モデル

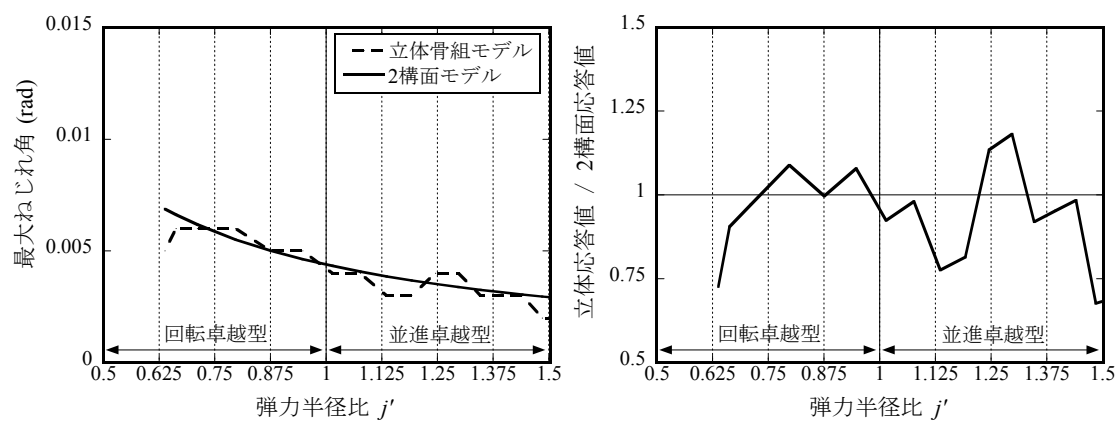


(a) モデル A

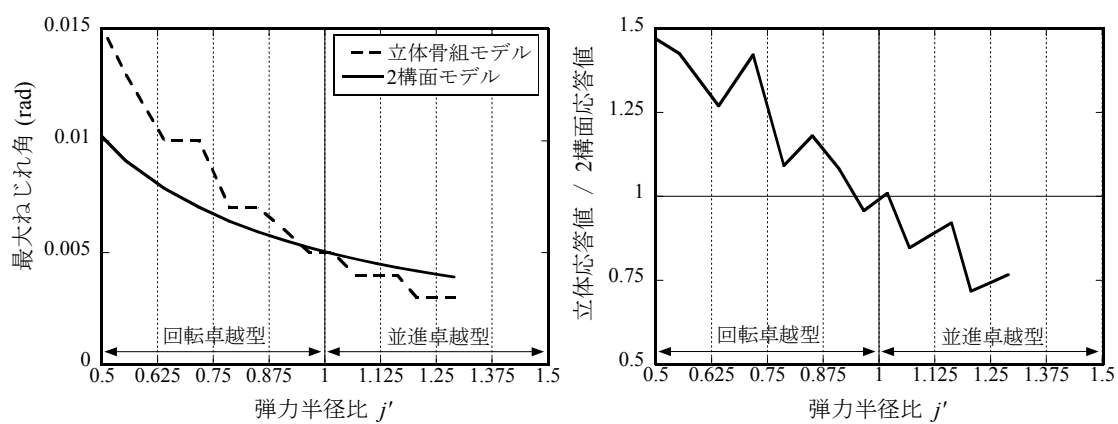


(b) モデル B

図 3-6 2 構面モデルにおける剛性と質量の要素間距離

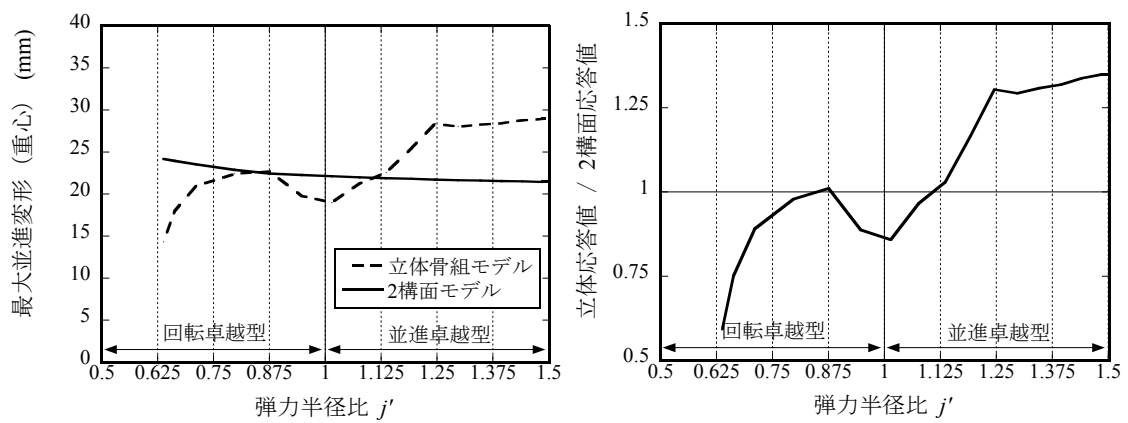


(a) モデル A

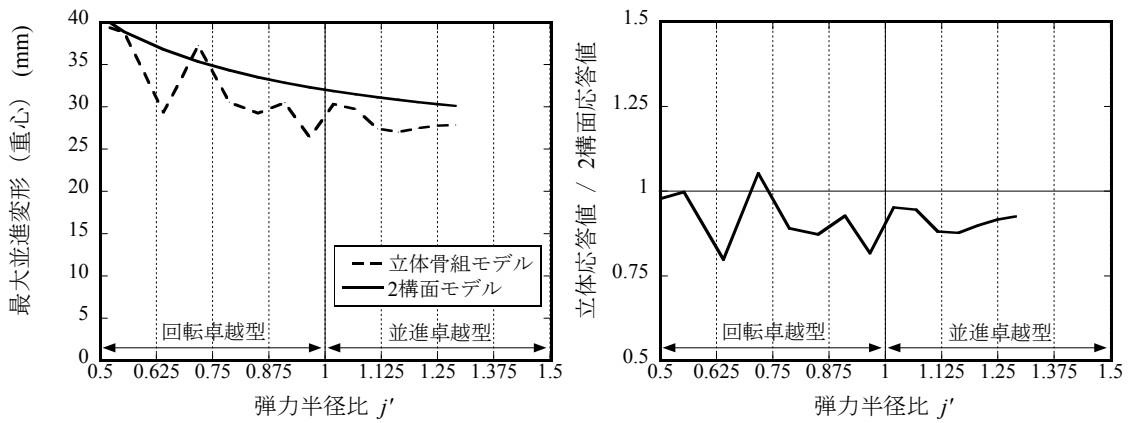


(b) モデル B

図 3-7 立体骨組モデルと提案 2 構面モデルにおける最大ねじれ角の対応



(a) モデル A



(b) モデル B

図 3-8 立体骨組モデルと提案 2 構面モデルにおける最大並進変形の対応

上述したように平面的な 1 軸偏心を有する立体骨組モデルの 2 構面モデルへの縮約に当たって多くの近似を仮定することで、偏心を有する立体骨組モデルが非常にシンプルな力学モデルで表現でき、2 章で提案した弾塑性低耐力 RC 架構に対する改修設計法が直接適用可能なモデルを構築できた。その最大の利点は 1 組の独立な多質点、等価 1 質点せん断モデルの応答評価のみで、1 軸偏心を有する立体骨組モデルの動的な最大弾性ねじれ挙動を簡易評価し、改修時の平面的なダンパー配分を決定できることである。本提案手法は、既往の藤井らの手法³⁻¹⁾に比べその理論構築に関しては粗略な点はあるものの、等価 1 自由度モデル、単層偏心系モデル、無偏心モデルなど複数のモデルの横断的なモード解析を要する既往手法³⁻¹⁾に比べ、立体骨組モデルから直接的に縮約が可能な構造モデルおよび手法となっているため、実務的な応用がしやすいと考えられる。

3.2.4 提案手法の 2 軸偏心建物への展開可能性

本論では 2 構面モデルを用いた応答予測手法として 1 軸偏心建物を検討対象とするが、既往の偏心構造物の応答予測手法³⁻⁴⁾は、2 軸偏心建物の任意方向の地震動に対する非線形構造の応答予測が可能となっており、本論で提案する 2 構面モデルへの置換のプロセスも同様に 2 軸偏心建物へ拡張することができればより有効な手法となる。そこで、最後に平面 2 方向に剛性偏心を有する 2 軸偏心建物に対する 1 方向地震動入力時の応答予測に関する提案 2 構面モデルの拡張可能性に関して論じる。

提案手法を 2 軸偏心建物へ拡張するため、単層の 2 軸偏心構造を x , y 方向の偏心特性を表現した 2 組の 2 構面モデルにより表現することを試みる。2 方向地震動入力時の単層 2 軸偏心構造の剛心における運動方程式は 3 自由度で式(3-74)により表される。

$$\begin{bmatrix} m & 0 & -me_y \\ 0 & m & me_x \\ -me_y & me_x & I + me_y^2 + me_x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_k \\ \ddot{y}_k \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_y} k_{xj} & 0 & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_x} k_{yj} & 0 \\ 0 & 0 & K_{\theta}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_k \\ y_k \\ \theta \end{Bmatrix} = -m \begin{Bmatrix} \ddot{x}_0 \\ \ddot{y}_0 \\ -e_y \ddot{x}_0 + e_x \ddot{y}_0 \end{Bmatrix} \quad (3-74)$$

2 軸偏心建物に対し任意方向 (x 軸から時計回りに角度 α とする) から 1 方向地震動が

入力した場合を考えると、式(3-75)のように定式化できる。

$$\begin{bmatrix} m & 0 & -me_y \\ 0 & m & me_x \\ -me_y & me_x & I + m(e_y^2 + e_x^2) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_k \\ \ddot{y}_k \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} & 0 & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} & 0 \\ 0 & 0 & K_{\theta}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_k \\ y_k \\ \theta \end{Bmatrix} = -m\ddot{x}_0 \begin{Bmatrix} \cos \alpha \\ \sin \alpha \\ e_x \sin \alpha - e_y \cos \alpha \end{Bmatrix} \quad (3-75)$$

また式(3-75)において、運動方程式における回転成分 θ が構造物における y 方向の偏心距離 e_y に依存する x 方向からの地震入力成分による回転量 θ_x と x 方向の偏心距離 e_x に依存する y 方向からの地震入力成分による回転量 θ_y の和で表現されると仮定する。また、各方向の偏心量に関する回転成分は連成せず独立に回転方向の運動方程式が成立すると考えた場合、式(3-76)のように書き換えることができる。

$$\begin{bmatrix} m & 0 & -me_y & -me_y \\ 0 & m & me_x & me_x \\ -me_y & 0 & I + me_y^2 & 0 \\ 0 & me_x & 0 & I + me_x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_k \\ \ddot{y}_k \\ \ddot{\theta}_x \\ \ddot{\theta}_y \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{\theta_x}' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{\theta_y}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_k \\ y_k \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = -m\ddot{x}_0 \begin{Bmatrix} \cos \alpha \\ \sin \alpha \\ -e_y \cos \alpha \\ e_x \sin \alpha \end{Bmatrix} \quad (3-76)$$

式(3-76)において K_{θ_x}' , K_{θ_y}' はそれぞれ 1 方向の剛性のみを考慮したねじれ剛性とし、式(3-77), (3-78)で表す。なお i_{k0x} , i_{k0y} は各方向の偏心特性を表現した 2 構面モデルにおける剛性要素の要素間距離とする。また各 2 構面モデルの剛心における慣性質量は質量要素の要素間距離 i_{g0x} , i_{g0y} を用いて式(3-79), (3-80)で表現できる。

$$K_{\theta_x}' = i_{k0x}^2 \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} \quad (3-77)$$

$$K_{\theta_y}' = i_{k0y}^2 \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} \quad (3-78)$$

$$I + me_y^2 = mi_{g0x}^2 \quad (3-79)$$

$$I + me_x^2 = mi_{g0y}^2 \quad (3-80)$$

式(3-76)に式(3-79), (3-80)を代入し整理すると式(3-81)により表現できる。

$$m \begin{bmatrix} 1 & -e_y & 0 & -e_y \\ -e_y & i_{g0x}^2 & 0 & 0 \\ 0 & e_x & 1 & e_x \\ 0 & 0 & e_x & i_{g0y}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_k \\ \ddot{\theta}_x \\ \ddot{y}_k \\ \ddot{\theta}_y \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{\theta x}' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{\theta y}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_k \\ \theta_x \\ y_k \\ \theta_y \end{Bmatrix} = -m\ddot{x}_0 \begin{Bmatrix} \cos \alpha \\ -e_y \cos \alpha \\ \sin \alpha \\ e_x \sin \alpha \end{Bmatrix} \quad (3-81)$$

ここで剛心の変位成分は 2 組の 2 構面モデルの変位成分 $(x_f, x_s), (y_f, y_s)$ を用いて式 (3-82)～(3-85) のように表現できると仮定する.

$$x_k = \frac{x_f + x_s}{2} \quad (3-82)$$

$$y_k = \frac{y_f + y_s}{2} \quad (3-83)$$

$$\theta_x = \frac{x_f - x_s}{2i_{k0x}} \quad (3-84)$$

$$\theta_y = \frac{y_f - y_s}{2i_{k0y}} \quad (3-85)$$

式(3-82)～(3-85)を式(3-81)に代入し, 3.2.1 節と同様に各 2 構面モデルにおいて $i_{k0x}=i_{g0x}$, $i_{k0y}=i_{g0y}$ が成立することを仮定し整理すると式(3-86)を得る.

$$\begin{aligned}
& \frac{m}{2} \begin{bmatrix} 2 \cdot \frac{i_{k0x} + e_y}{i_{k0x}} & 0 & \frac{e_y}{i_{k0y}} & -\frac{e_y}{i_{k0y}} \\ 0 & 2 \cdot \frac{-e_y + i_{k0x}}{i_{k0x}} & \frac{e_y}{i_{k0y}} & -\frac{e_y}{i_{k0y}} \\ -\frac{e_x}{i_{k0x}} & \frac{e_x}{i_{k0x}} & 2 \cdot \frac{i_{k0y} - e_x}{i_{k0y}} & 0 \\ -\frac{e_x}{i_{k0x}} & \frac{e_x}{i_{k0x}} & 0 & 2 \cdot \frac{e_x + i_{k0y}}{i_{k0y}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_s \\ \ddot{x}_f \\ \ddot{y}_s \\ \ddot{y}_f \end{Bmatrix} \\
& + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} + \frac{1}{i_{k0x}^2} K_{\theta x}' & \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} - \frac{1}{i_{k0x}^2} K_{\theta x}' & 0 & 0 \\ \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} - \frac{1}{i_{k0x}^2} K_{\theta x}' & \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} + \frac{1}{i_{k0x}^2} K_{\theta x}' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} + \frac{1}{i_{k0y}^2} K_{\theta y}' & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} - \frac{1}{i_{k0y}^2} K_{\theta y}' \\ 0 & 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} - \frac{1}{i_{k0y}^2} K_{\theta y}' & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} + \frac{1}{i_{k0y}^2} K_{\theta y}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_s \\ x_f \\ y_s \\ y_f \end{Bmatrix} \\
& = -m\ddot{x}_0 \left\{ \begin{array}{l} \frac{i_{k0x} + e_y}{i_{k0x}} \cos \alpha \\ \frac{i_{k0x} - e_y}{i_{k0x}} \cos \alpha \\ \frac{i_{k0y} - e_x}{i_{k0y}} \sin \alpha \\ \frac{i_{k0y} + e_x}{i_{k0y}} \sin \alpha \end{array} \right\} \tag{3-86}
\end{aligned}$$

式(3-77), (3-78)を代入すると, 剛性マトリクスが対角化され式(3-87)となる.

$$\begin{aligned}
& \frac{m}{2} \begin{bmatrix} \frac{i_{k0x} + e_y}{i_{k0x}} & 0 & \frac{e_y}{2i_{k0y}} & -\frac{e_y}{2i_{k0y}} \\ 0 & \frac{-e_y + i_{k0x}}{i_{k0x}} & \frac{e_y}{2i_{k0y}} & -\frac{e_y}{2i_{k0y}} \\ -\frac{e_x}{2i_{k0x}} & \frac{e_x}{2i_{k0x}} & \frac{i_{k0y} - e_x}{i_{k0y}} & 0 \\ -\frac{e_x}{2i_{k0x}} & \frac{e_x}{2i_{k0x}} & 0 & \frac{e_x + i_{k0y}}{i_{k0y}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_s \\ \ddot{x}_f \\ \ddot{y}_s \\ \ddot{y}_f \end{Bmatrix} \\
& + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_s \\ x_f \\ y_s \\ y_f \end{Bmatrix} = -m\ddot{x}_0 \begin{Bmatrix} \frac{i_{k0x} + e_y}{2i_{k0x}} \cos \alpha \\ \frac{i_{k0x} - e_y}{2i_{k0x}} \cos \alpha \\ \frac{i_{k0y} - e_x}{2i_{k0y}} \sin \alpha \\ \frac{i_{k0y} + e_x}{2i_{k0y}} \sin \alpha \end{Bmatrix} \quad (3-87)
\end{aligned}$$

しかし、質量マトリクスには非対角項が存在し、各方向成分が独立な運動方程式で表現することができない。そこで質量マトリクスの非対角成分を外力項として右辺に移項すると、式(3-88)、(3-89)により 2 組の 2 構面モデルの運動方程式に書き換えることができる。

$$\frac{m}{2i_{k0x}} \begin{bmatrix} i_{k0x} + e_y & 0 \\ 0 & i_{k0x} - e_y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_s \\ \ddot{x}_f \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_s \\ x_f \end{Bmatrix} = -\frac{m\ddot{x}_0 \cos \alpha}{2i_{k0x}} \begin{Bmatrix} i_{k0x} + e_y \\ i_{k0x} - e_y \end{Bmatrix} - \frac{me_y}{4i_{k0y}} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_s \\ \ddot{y}_f \end{Bmatrix} \quad (3-88)$$

$$\frac{m}{2i_{k0y}} \begin{bmatrix} i_{k0y} - e_x & 0 \\ 0 & i_{k0y} + e_x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_s \\ \ddot{y}_f \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_s \\ y_f \end{Bmatrix} = -\frac{m\ddot{x}_0 \sin \alpha}{2i_{k0y}} \begin{Bmatrix} i_{k0y} - e_x \\ i_{k0y} + e_x \end{Bmatrix} - \frac{me_x}{4i_{k0x}} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_s \\ \ddot{x}_f \end{Bmatrix} \quad (3-89)$$

既論 3-5)を参考にして、地震力を外力として想定したときの変形成分を x_{sP} , x_{fP} , y_{sP} , y_{fP} のように定義すると、式(3-90)で表される独立な 2 構面モデルに対し 1 方向入力地震波を想定したときの運動方程式と、式(3-91)で表される非対角成分を外力項として考慮した運動方程式に分解できる。

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} \frac{i_{k0x} + e_y}{2i_{k0x}} m & 0 \\ 0 & \frac{i_{k0x} - e_y}{2i_{k0x}} m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{sP} \\ \ddot{x}_{fP} \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{sP} \\ x_{fP} \end{Bmatrix} = -\ddot{x}_0 \cos \alpha \begin{Bmatrix} \frac{i_{k0x} + e_y}{2i_{k0x}} m \\ \frac{i_{k0x} - e_y}{2i_{k0x}} m \end{Bmatrix} \\
& \begin{bmatrix} \frac{i_{k0y} - e_x}{2i_{k0y}} m & 0 \\ 0 & \frac{i_{k0y} + e_x}{2i_{k0y}} m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_{sP} \\ \ddot{y}_{fP} \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_{sP} \\ y_{fP} \end{Bmatrix} = -\ddot{x}_0 \sin \alpha \begin{Bmatrix} \frac{i_{k0y} - e_x}{2i_{k0y}} m \\ \frac{i_{k0y} + e_x}{2i_{k0y}} m \end{Bmatrix}
\end{aligned} \tag{3-90}$$

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} \frac{i_{k0x} + e_y}{2i_{k0x}} m & 0 \\ 0 & \frac{i_{k0x} - e_y}{2i_{k0x}} m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{sN} \\ \ddot{x}_{fN} \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_x} k_{xj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{sN} \\ x_{fN} \end{Bmatrix} = -\frac{me_y}{4i_{k0y}} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_{sP+sN} \\ \ddot{y}_{fP+fN} \end{Bmatrix} \\
& \begin{bmatrix} \frac{i_{k0y} - e_x}{2i_{k0y}} m & 0 \\ 0 & \frac{i_{k0y} + e_x}{2i_{k0y}} m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_{sN} \\ \ddot{y}_{fN} \end{Bmatrix} + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} & 0 \\ 0 & \sum_{j=1}^{n_y} k_{yj} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_{sN} \\ y_{fN} \end{Bmatrix} = -\frac{me_x}{4i_{k0x}} \begin{bmatrix} -1 & 1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{sP+sN} \\ \ddot{x}_{fP+fN} \end{Bmatrix}
\end{aligned} \tag{3-91}$$

したがって、各方向の偏心量において各方向の地震入力成分に応じた回転運動の方程式が独立に成立すると仮定できれば、単層 2 軸偏心建物に任意方向の 1 方向地震波が入力した際のねじれ応答は、独立な 2 構面モデルに各方向成分の地震波を入力した際の並進応答成分 x_{sP} , x_{fP} , y_{sP} , y_{fP} と、地震波入力時の応答加速度に依存する修正外力を入力した際の並進応答成分 x_{sN} , x_{fN} , y_{sN} , y_{fN} の和として近似的に表現できると考えられる。

導かれた運動方程式に基づく具体的な解析手順を述べる。まず構造物の x , y 方向の偏心特性を表現した 2 組の独立な 2 構面モデルに対し、式(3-90)の運動方程式において表される時刻歴応答解析を行うことで並進応答の対角成分 x_{sP} , x_{fP} , y_{sP} , y_{fP} を得る。次に式(3-91)により表される x_{sP} , x_{fP} , y_{sP} , y_{fP} のみを考慮した応答加速度成分に基づく修正外力を入力した応答解析を行うことにより、修正外力に対する擬似並進応答成分 x_{sN}' , x_{fN}' , y_{sN}' , y_{fN}' を得る。得られた地震波入力時の加速度応答成分、修正外力に対する加速度応答成分の和を修正外力に考慮した応答解析を再度実施することにより、式(3-91)で表現される並進応答の非対角成分 x_{sN} , x_{fN} , y_{sN} , y_{fN} を近似的に得ることができる。以上の手順により得られた並進応答の対角成分と非対角成分の和をとることにより、2 軸偏心構造物のねじれ応答が近似的に予測できると考えられる。

3.2.5 縮約 2 構面モデルのダンパー設計法への応用

弾性範囲を前提として構築した縮約 2 構面モデルを用いて振れ応答を抑制する必要ダンパー量を求める場合、弾性範囲で構築した縮約 2 構面モデルの概念を弾塑性域に拡張する必要がある。そこで、2 章で提案した等価一質点モデルの弾塑性応答を等価剛性および等価減衰により評価する手法を、3 章の縮約 2 構面モデルに対して応用する。2 章では弾塑性 RC 架構の応答予測を等価線形化法と応答スペクトル法を応用して簡易に実施することにより、改修の目標変形を満たすために必要なダンパー量を求めた。本章では多層 1 軸偏心立体骨組の弾性ねじれ応答を 2 つの等価一質点モデルの並進応答に分解することにより評価する手法を提案したため、それぞれの等価 1 質点モデルに対し 2 章と同様の手法を応用することにより、一軸偏心架構の弾塑性振れ応答を簡易的に評価した上で、各層における平面的な実用ダンパー量が求解できると考えられる。

立体モデルの各層各構面における必要ダンパー剛性の算定手順を図 3-10 に示す。まず縮約 2 構面モデル(図 3-10(a))を構成する柔・剛側構面をあらわす等価一質点モデルにおける必要ダンパー剛性比 K_d^s/K_f^s , K_d^f/K_f^f を算定する。次に多層 2 構面モデル(図 3-10(b))を構成する多質点モデルの各層における必要ダンパー剛性 K_{di}^s , K_{di}^f を算定する。最後に得られた K_{di}^s , K_{di}^f をもとに多構面モデル(図 3-10(c))を構成する各構面の必要ダンパー剛性 K_{dij}^s , K_{dij}^f を決定し、立体モデルの各層各構面におけるダンパー配置を得る。

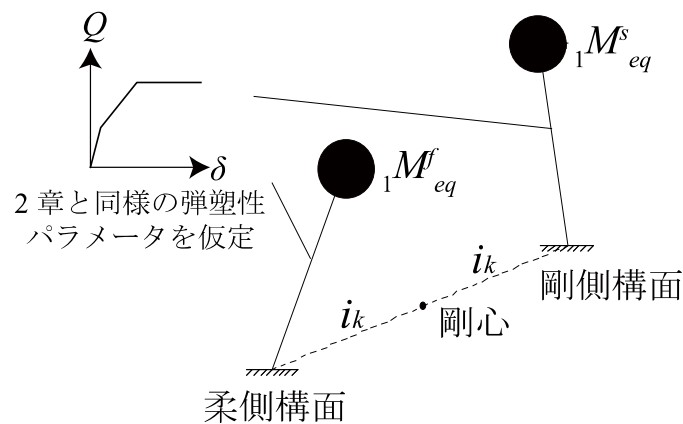


図 3-9 縮約 2 構面モデルの概念

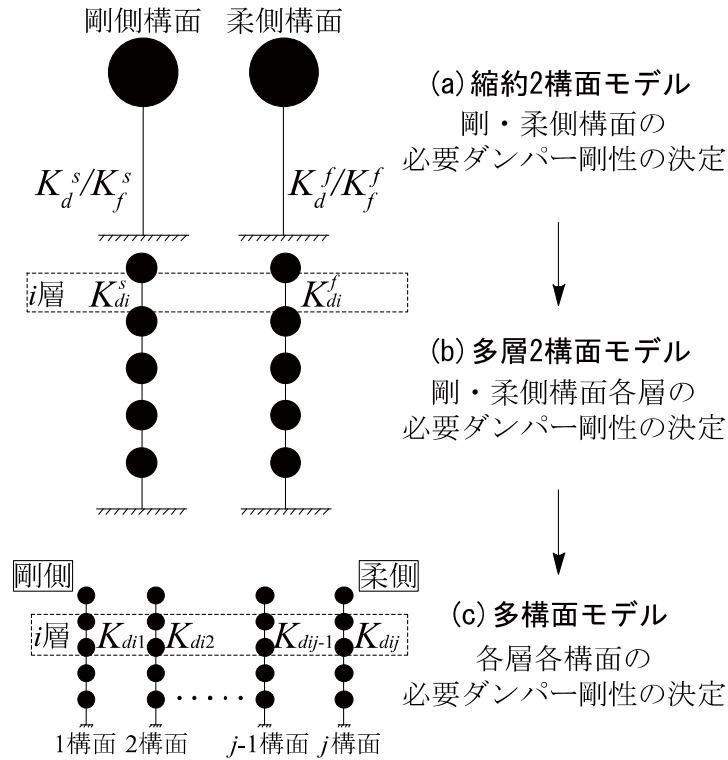


図 3-10 提案する平面的なダンパー配置決定法の手順

まず縮約 2 構面モデルにおけるそれぞれの構面の最大弾塑性変形が改修の目標変形と同程度となる場合を考慮し，縮約 2 構面モデルの剛・柔側における必要ダンパー剛性比 K_d^s/K_f^s ， K_d^f/K_f^f を算定する．式(3-61)で表される 2 つの等価一質点モデルのそれぞれに，2 章で提案した改修設計法を適用することにより，簡便に各モデルにおける必要ダンパー量を求めることができる．改修設計法の適用に際しては，2 章と同様に RC 架構各層の降伏変形を層間変形角 $3/640\text{rad}$ （層間変形角 $1/250\text{rad} \sim 1/200\text{rad}$ 程度）と一律に定め，Takeda モデルを当てはめることにより縮約 2 構面モデルにおける非線形の復元力特性を決定する．用いる Takeda モデルのパラメータも 2 章と同様とする．すると耐震改修の目標変形における塑性率 μ および目標変形までの割線剛性の初期剛性に対する比 p が定まり，縮約 2 構面モデルを構成する等価一質点モデルの割線周期 $T_{\mu s}^f$ ， $T_{\mu f}^f$ はそれぞれ式(3-92)，(3-93)により表現できる．

$$T_{\mu s}^f = \sqrt{1/p} \cdot 2\pi \sqrt{\frac{1}{1} \frac{M_{seq}}{K_{seq}}} = 2\pi \sqrt{\frac{2\Psi_s^T \mathbf{M}_s \Psi_s}{p\Psi_s^T \mathbf{K}_y \Psi_s}} \quad (3-92)$$

$$T_{\mu f}^f = \sqrt{1/p} \cdot 2\pi \sqrt{\frac{1}{1} \frac{M_{feq}}{K_{feq}}} = 2\pi \sqrt{\frac{2\Psi_f^T \mathbf{M}_f \Psi_f}{p\Psi_f^T \mathbf{K}_y \Psi_f}} \quad (3-93)$$

また各モデルの等価減衰 h_{ps}^f , h_{pf}^f も Takeda モデルにおける目標変形までの履歴ループを仮定して定められる．応答スペクトル法により各モデルの最大応答値 $S_d^s(T_{\mu s}^f, h_{ps}^f)$, $S_d^f(T_{\mu f}^f, h_{pf}^f)$ を求められ，式(2-51)と同様の式(3-94), (3-95)を適用することにより，制振改修における剛，柔側モデルそれぞれの必要ダンパー剛性比 K_d^s/K_f^s , K_d^f/K_f^f が得られる．

$$\frac{K_d^s}{K_f^s} = \frac{p \left(1.75\pi + 15 \left[1 - \frac{1.1p\mu^{0.4}}{0.1 + p\mu} \right] \right)}{1.75\pi \left(\frac{1}{\mu_d} + \gamma_s \right) + 30 \cdot \frac{\mu_d - 1}{\mu_d^2}} \cdot \left(\left(\frac{S_d(T_{\mu s}^f, h_{ps}^f)}{\delta_{target}} \right)^2 - 1 \right) \quad (3-94)$$

$$\frac{K_d^f}{K_f^f} = \frac{p \left(1.75\pi + 15 \left[1 - \frac{1.1p\mu^{0.4}}{0.1 + p\mu} \right] \right)}{1.75\pi \left(\frac{1}{\mu_d} + \gamma_s \right) + 30 \cdot \frac{\mu_d - 1}{\mu_d^2}} \cdot \left(\left(\frac{S_d(T_{\mu f}^f, h_{pf}^f)}{\delta_{target}} \right)^2 - 1 \right) \quad (3-95)$$

多層 2 構面モデル各層の必要ダンパー剛性 K_{di}^s , K_{di}^f は，2 章で提案した層間変形角一定法に基づく式(3-96)により求める． K_{fi} , Q_i は剛側，柔側を表現する多質点モデルの各層における値を， K_d/K_f として縮約 2 構面モデルを構成する等価 1 質点モデルにおける値である式(3-94), (3-95)をそれぞれ代入することにより， K_{di}^s , K_{di}^f が得られ，多層 1 軸偏心モデル各層におけるダンパー剛性の平面的な必要剛性の分布が把握できる．

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{di} = \frac{X}{p} \cdot \frac{Q_i}{h_i} \cdot \frac{K_d}{K_f} + \left(\frac{X}{p} \cdot \frac{Q_i}{h_i} - pK_{fi} \right) Y \\ X = \frac{\sum_{i=1}^N (pK_{fi} h_i^2)}{\sum_{i=1}^N (Q_i h_i)} \\ Y = p / \left(\gamma_s + \frac{1}{\mu_d} \right) \end{array} \right. \quad (3-96)$$

3.2.6 立体骨組モデルのダンパー配置の導出

本節では多層 2 構面モデル各層の必要ダンパー剛性 K_{di}^s , K_{di}^f から立体骨組モデル各構面の必要ダンパー剛性 K_{dij} を決定する手法を図 3-11 に示すように提案する.

多層 2 構面モデルを構成する剛側モデルにおいて得られた各層の必要ダンパー剛性 K_{di}^s は多構面モデルの剛心からみて剛側に属する構面群に, 柔側モデルにおいて得られた各層の必要ダンパー剛性 K_{di}^f は剛心からみて柔側に属する構面群に, それぞれ振り分けることを考える. i 層において剛心からみて剛側に位置する構面群の数を n_{si} , 剛心からみて柔側に位置する構面群の数を n_{fi} とし, i 層における剛側の最外端の構面から数えて j 番目の構面 (i 層 j 構面) の必要ダンパー剛性を K_{dij} とする. 多層 2 構面モデルの i 層における必要ダンパー剛性 K_{di}^s , K_{di}^f を, 立体骨組モデルの対応する構面群に振り分けることを考えると式(3-97), (3-98)が成り立つ.

$$K_{di}^s = \sum_{j=1}^{n_{si}} K_{dij} \quad (3-97)$$

$$K_{di}^f = \sum_{j=n_{si}+1}^{n_{si}+n_{fi}} K_{dij} \quad (3-98)$$

次に剛側モデルと対応する構面群と柔側モデルと対応する構面群において, 各構面における RC 架構の耐震改修の目標変形における割線剛性とダンパーの初期剛性の和が一定となるようにダンパーを各構面に配置することを想定する. そのため, 剛側モデル, 柔側モデルと対応するある 1 構面の剛性を定数 k_i^s , k_i^f とおけば, 剛側モデルに属する構面において式(3-99)が, 柔側モデルに属する構面において式(3-100)がそれぞれ成り立つ.

なお $K_{\mu ij}^f$ は i 層 j 構面における RC 架構の目標変形の割線剛性である.

$$K_{\mu ij}^f + K_{dij} = k_{si} \quad (3-99)$$

$$K_{\mu ij}^f + K_{dij} = k_{fi} \quad (3-100)$$

剛心よりも剛側にある n_{si} 個の構面群と剛心よりも柔側にある n_{fi} 個の構面群に関して, それぞれ式(3-99), (3-100)を足しあわせると式(3-101), (3-102)が得られる.

$$k_i^s = \frac{1}{n_i^s} \left(\sum_{j=1}^{n_{si}} K_{\mu ij}^f + \sum_{j=1}^{n_{si}} K_{dij} \right) \quad (3-101)$$

$$k_i^f = \frac{1}{n_{fi}} \left(\sum_{j=n_{si}+1}^{n_{si}+n_{fi}} K_{\mu ij}^f + \sum_{j=n_{si}+1}^{n_{si}+n_{fi}} K_{dij} \right) \quad (3-102)$$

式(3-101), (3-102)に対し式(3-97), (3-98)を代入し, 式(3-103), (3-104)を得る.

$$k_i^s = \frac{1}{n_{si}} \left(\sum_{j=1}^{n_{si}} K_{\mu ij}^f + K_{di}^s \right) \quad (3-103)$$

$$k_i^f = \frac{1}{n_{fi}} \left(\sum_{j=n_{si}+1}^{n_{si}+n_{fi}} K_{\mu ij}^f + K_{di}^f \right) \quad (3-104)$$

式(3-99), (3-100)に対し式(3-103), (3-104)を代入すると, 多層 1 軸偏心モデルにおける i 層 j 構面の必要ダンパー剛性 K_{dij} を表す式(3-105)を得る. なお式(3-105)において 0 以下となる場合, 同構面の必要ダンパー剛性は 0 とみなす.

$$K_{dij} = \begin{cases} \frac{1}{n_{si}} \left(\sum_{j=1}^{n_{si}} K_{\mu ij}^f + K_{di}^s \right) - K_{\mu ij}^f & (0 < j \leq n_{si}) \\ \frac{1}{n_{fi}} \left(\sum_{j=n_{si}+1}^{n_{si}+n_{fi}} K_{\mu ij}^f + K_{di}^f \right) - K_{\mu ij}^f & (n_{si}+1 < j \leq n_{si}+n_{fi}) \end{cases} \quad (3-105)$$

式(3-105)は, 各構面の RC 架構の耐震改修の目標変形における割線剛性とダンパーの初期剛性の和が一定となるという仮定を前提に便宜的に導いたものであり, その妥当性は解析的に確かめられる必要がある. 本手法においては各ダンパーの降伏変形角を一律に設定しているため, 式(3-105)により得られた必要ダンパー剛性にダンパーの降伏変形を乗ずることにより多層 1 軸偏心立体骨組モデルにおける各構面の必要ダンパー耐力を設定できる.

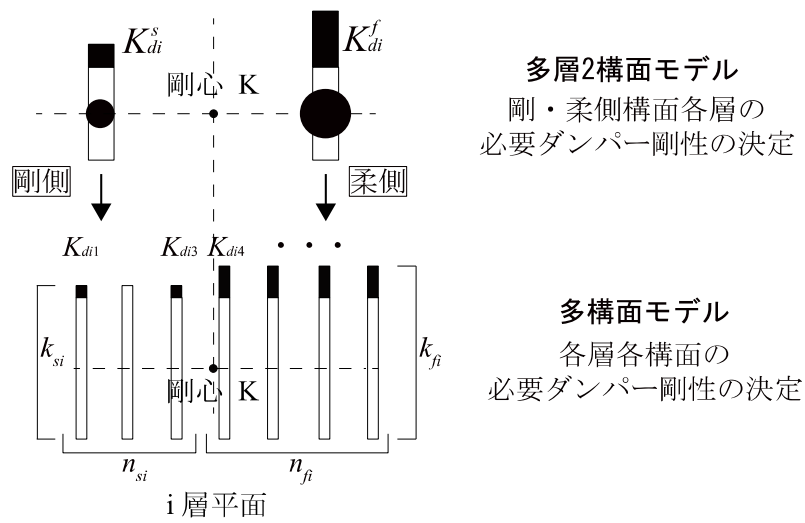


図 3-11 各構面へのダンパー剛性の分配

以上提案したダンパー設計法においては、弾性範囲を想定した2構面モデルの非線形性を考慮するため、2章の等価線形置換の理論を適用している。そのためダンパー設計法においては、多層1軸偏心建物のねじれ振動を表現する弾性動力学モデルへの縮約プロセスとともに、構造物の非線形性の評価のプロセスでも近似を含んでいることに留意されたい。

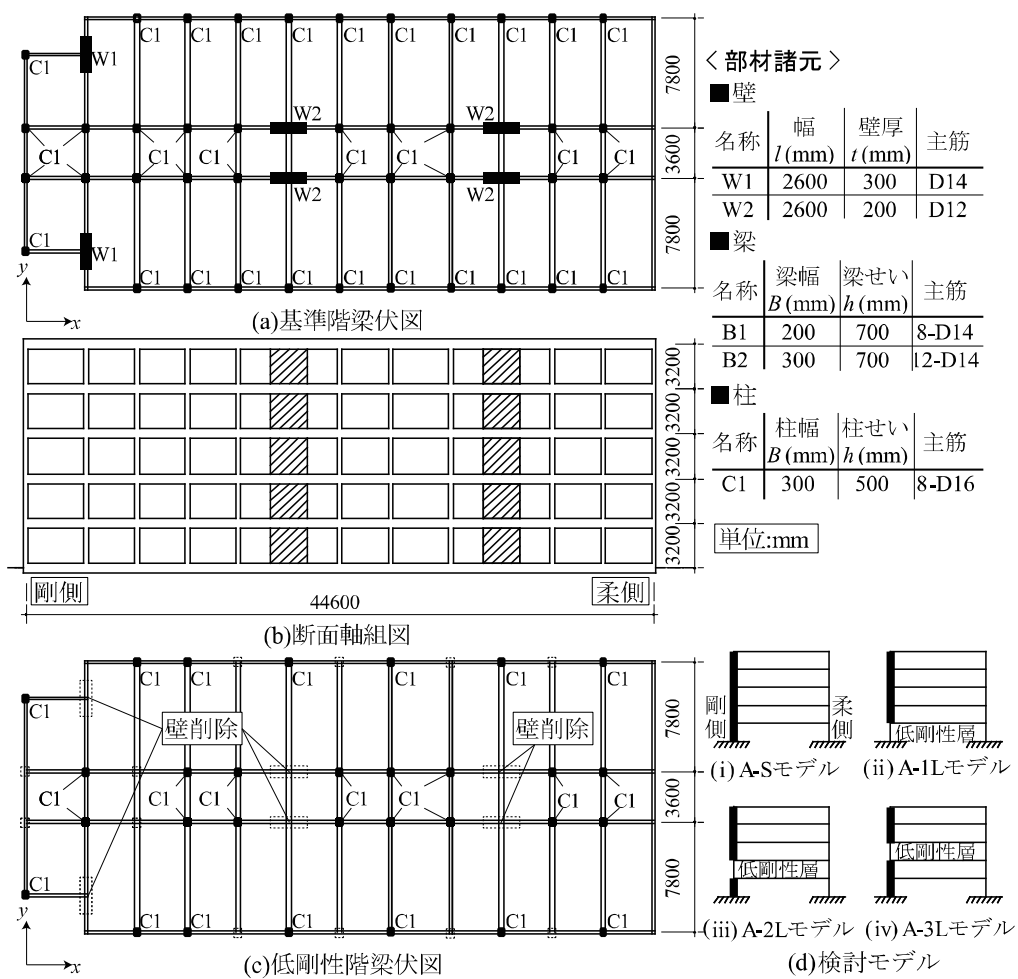
3.3.2 構面モデルを用いた 1 軸偏心建物の弾性ねじれ応答評価

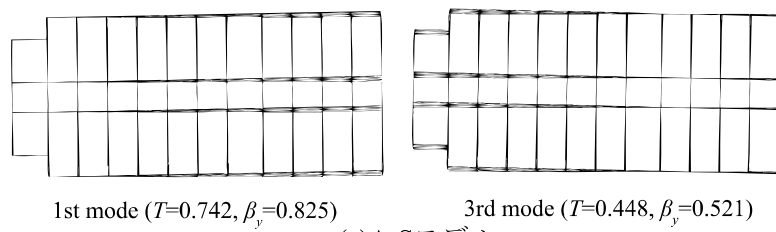
弾性範囲において一軸偏心を有する建物モデルに対し提案 2 構面モデルを適用し、最大応答値の評価精度を分析することでその妥当性を確認する。提案置換手法においては多層、縮約 2 構面モデルを構造偏心に伴う捩れ振動を模擬する簡便な動力学モデルとして提案しており、対象とする 1 軸偏心建物に対して適用することにより、偏心に伴う弾性ねじれ応答の評価を試みる。2 構面モデルの応答評価値を立体骨組モデルの応答値と比較することにより、提案した応答評価手法の妥当性を分析する。

3.3.1 検討対象モデル

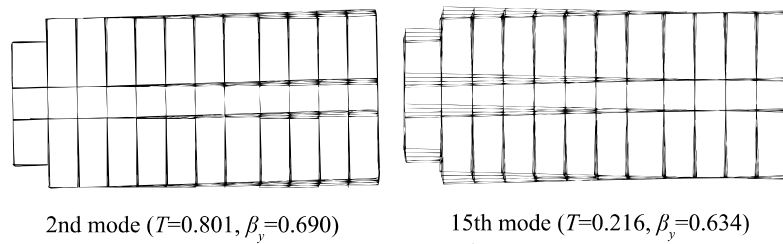
検討対象モデルとして図 3-12 に示す 1 軸偏心を有する立体骨組モデルを想定する。2 章で用いたモデルと同様の部材諸元を有しておりその部材配置を調節することにより一軸偏心を有するモデルを作成している。弾力半径が異なるモデルに対する適用性に関して分析するため、建物の平面形状に関して偏心を有する方向が長手方向となる A モデルに加え、ほぼ正方形の B モデルと偏心を有する方向が短手方向となる C モデルを作成する。さらに層方向において建物の偏心距離が急変するモデルとして、A モデルの特定層の壁要素を削除することで 1～3 層をそれぞれ低剛性層とした A-1L～A-3L モデルを作成する。

作成した立体骨組モデルの解析は汎用構造計算プログラム SNAP V5^{3,6)}を用いる。立体骨組モデルを構成する柱梁部材は材端曲げばねモデル、壁部材は剛梁付き間柱モデルを用い、各層の床は剛床とする。各モデルの短手方向における固有値解析により得られた主要なモードの振動性状と刺激係数を図 3-13 に示す。変形に大きな影響を及ぼすと考えられる固有周期 0.25s 以上の中から解析方向（y 方向）における刺激係数の大きい上位 2 モードを図に示している。モード図に示した刺激係数 β より、各モデルにおいて壁を削除した柔側と剛側において偏心が生じているため、x 方向に並ぶ構面の剛側と柔側が捩れるようなモード性状が卓越していることがわかる。

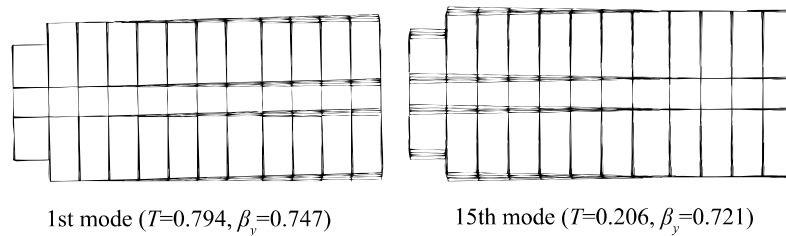




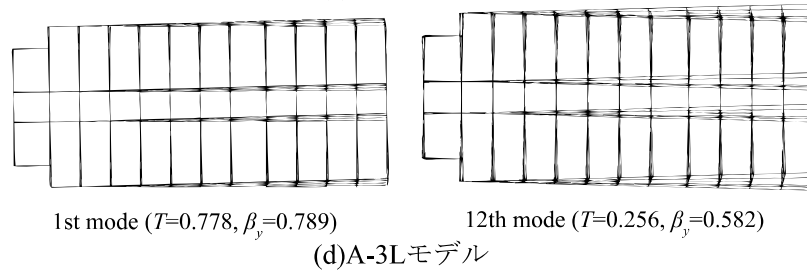
(a)A-Sモデル



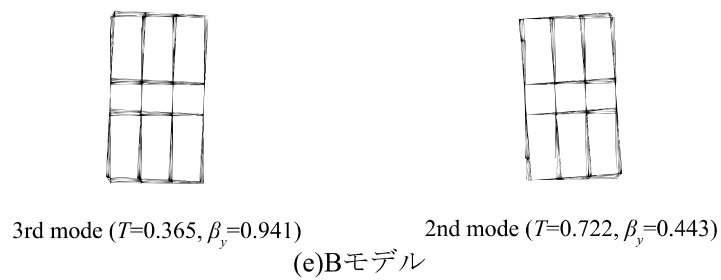
(b)A-1Lモデル



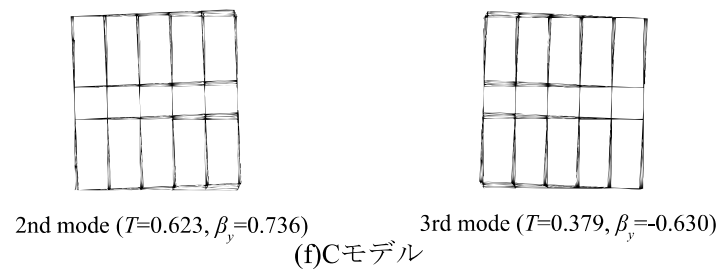
(c)A-2Lモデル



(d)A-3Lモデル



(e)Bモデル



(f)Cモデル

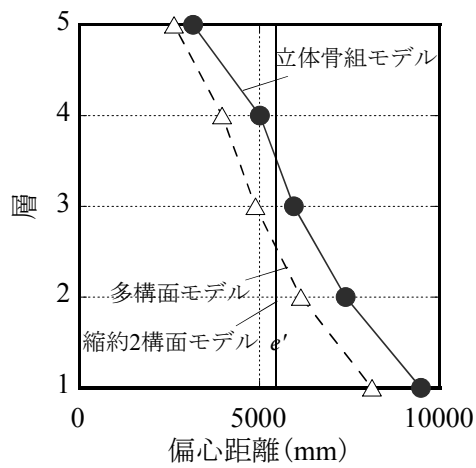
図 3-13 卓越モード

2 構面モデルの作成に当たり，まず立体骨組モデルを分解した多構面モデルを作成する．多構面モデルでは直交梁の影響や両方向の連成効果は考慮せず，立体骨組モデルを構成する各構面の弾性剛性に基づいて多構面モデルの偏心指標を算定している．低剛性層を有する A-1L～3L モデルに関しては，低剛性層のみ壁量の変化を考慮して新たに算定した層剛性を仮定し，残りの層は A-S モデルと同様と考える．

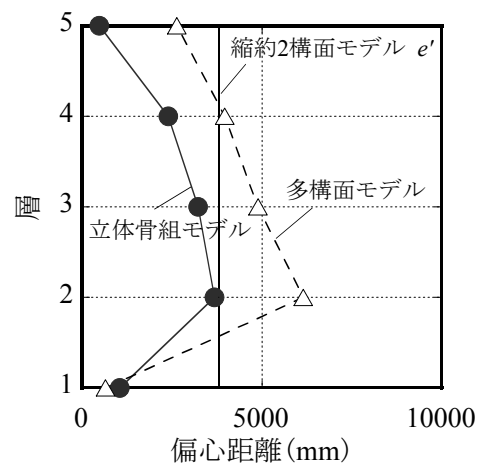
各モデル各層の偏心距離，偏心率，弾力半径比，弾力半径を図 3-14，図 3-15，図 3-16，図 3-17 にそれぞれ示す．図には立体骨組モデルと多構面モデルの値をそれぞれ示している．なお，弾力半径比に関しては，剛心を中心に考えた 2 構面モデルの慣性モーメントを考慮して算出した値を併記している．図より立体骨組モデルと多構面モデルの偏心指標は，低剛性層を有する A-1L～3L モデルにおいてややずれが大きいものの各モデルにおいて概ねよい対応を示していることがわかる．したがって，多構面モデルは構造偏心の度合いを概ね適切に表現できているといえる．また，各モデルは低剛性層とした層を除く各層において偏心を有するモデルとなっており，鉛直部材の耐力が相対的に大きい下層では，建築基準法による許容値 0.15 よりも大きな値となっている．

なお，図よりモデルの偏心の度合いは A-S，1L，2L，3L モデル≒C モデル<B モデルとなっていることがわかる．振れやすさの程度を表す弾力半径比は A モデルに比べ，B，C モデルの値が小さいオーダーとなっており，対象モデルにおいては B モデルが最も振れが卓越するモデルとなっている．A シリーズのモデルに関しては，弾力半径比は概ね 1 程度となっており提案する 2 構面モデルの成立条件とほぼ対応する．また，各モデルにおいて各層の弾力半径および弾力半径比のばらつきは小さくなっている．

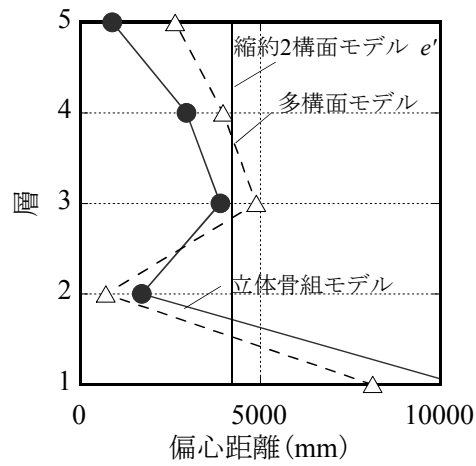
なお，多構面モデルから置換する多層・縮約 2 構面モデルは，各層の剛性要素の要素間距離が同様であることを前提に導出しており，その妥当性を確認するため，各層の剛性要素の要素間距離 i_{k0} と置換手法を適用する対象モデルにおける式(3-51)により近似的に算出した剛性要素の要素間距離 i_k を図 3-17 に示す．図より，対象モデル各層の i_{k0} のばらつきは小さく近似値 i_k は概ね一致しており， i_k は立体骨組モデルの値を概ね模擬できていると考える．



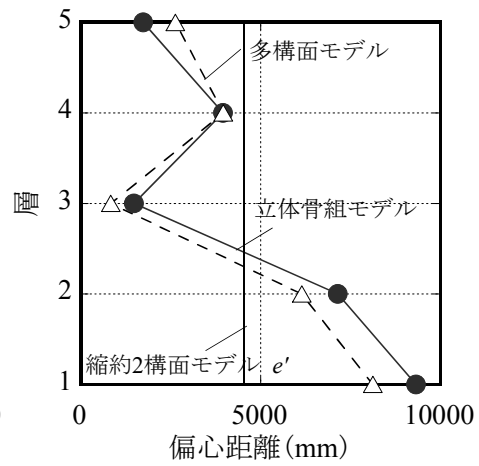
(a)A-S モデル



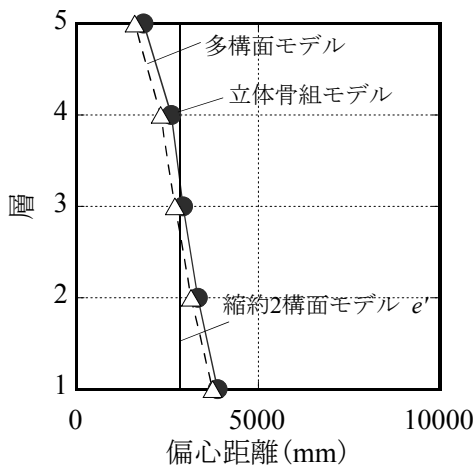
(b)A-1L モデル



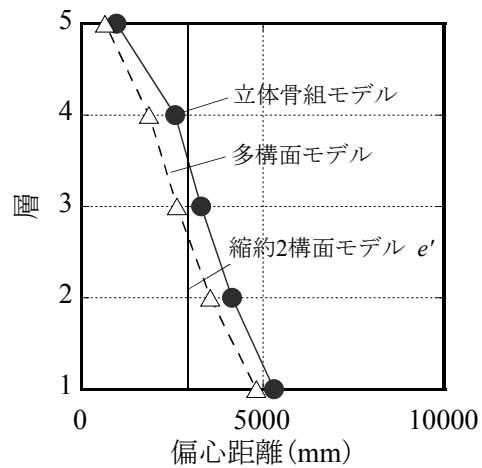
(c)A-2L モデル



(d)A-3L モデル

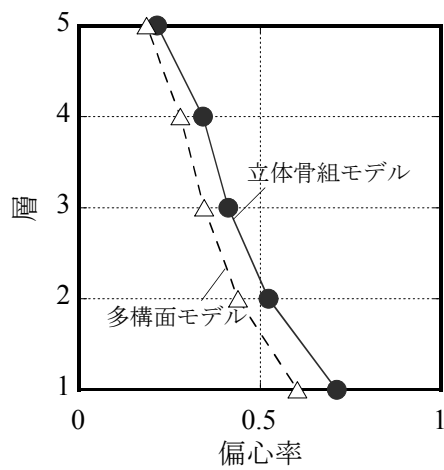


(e)B モデル

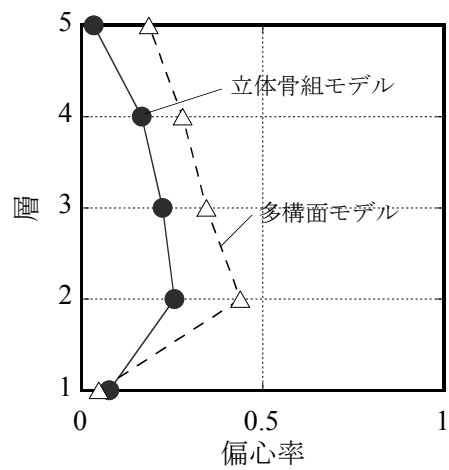


(f)C モデル

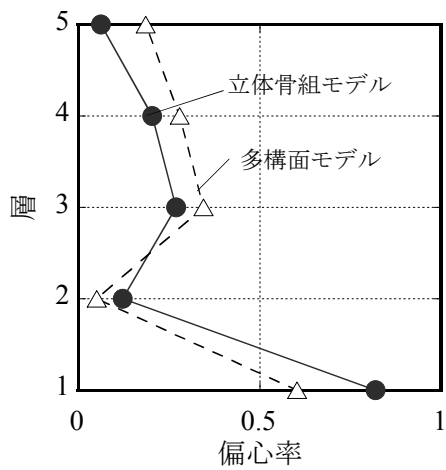
図 3-14 各偏心モデルの偏心距離



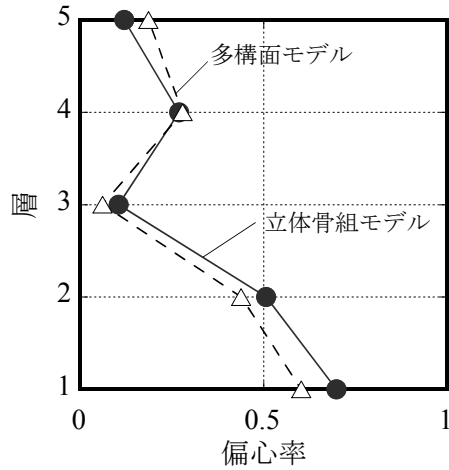
(a)A-S モデル



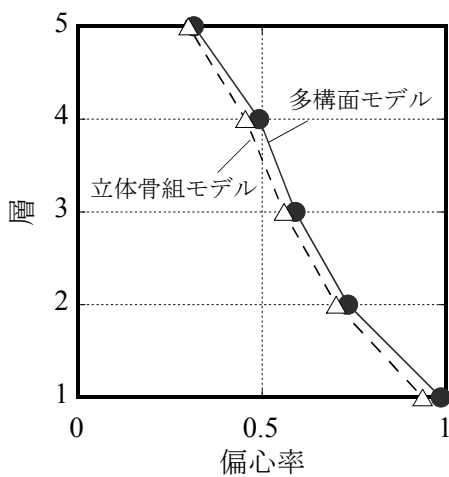
(b)A-1L モデル



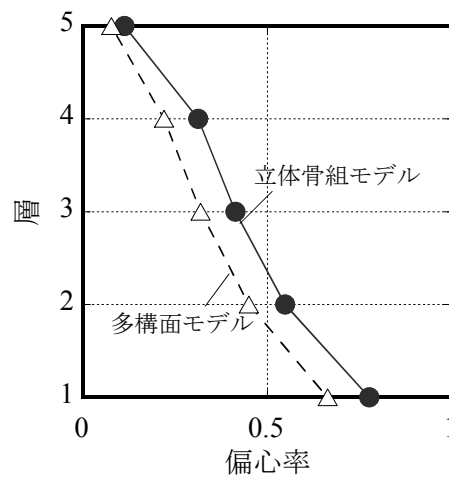
(c)A-2L モデル



(d)A-3L モデル

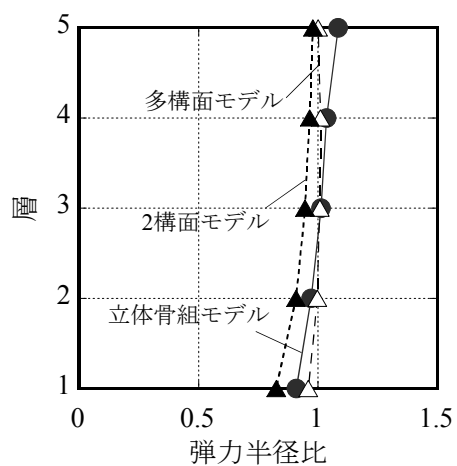


(e)B モデル

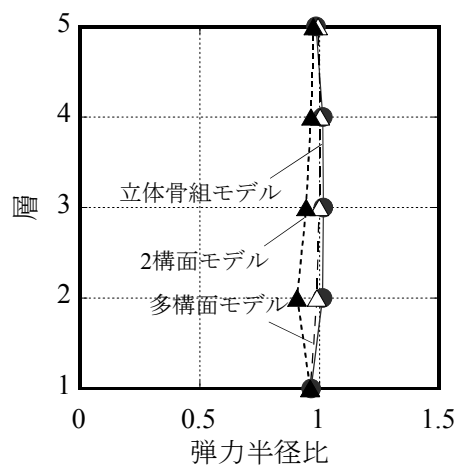


(f)C モデル

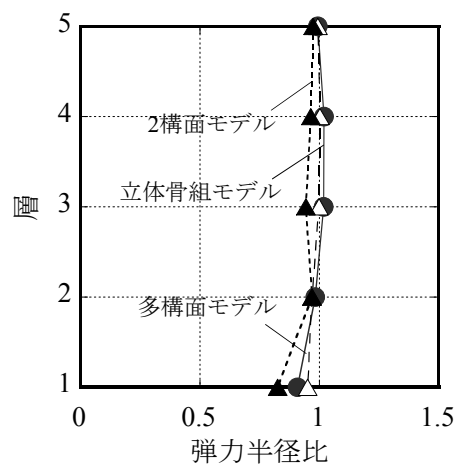
図 3-15 各偏心モデルの偏心距離



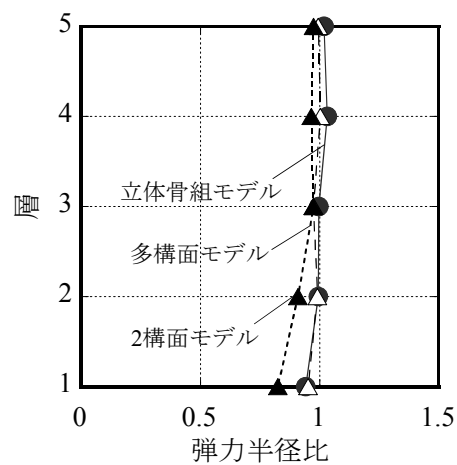
(a)A-S モデル



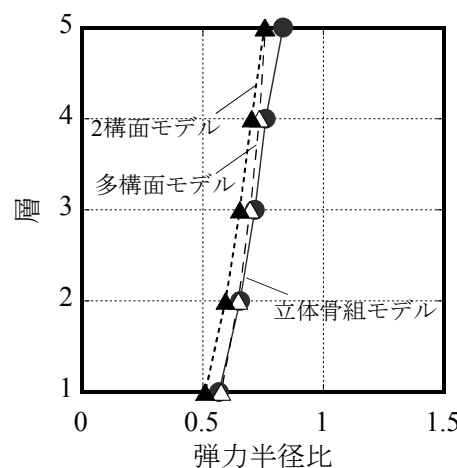
(b)A-1L モデル



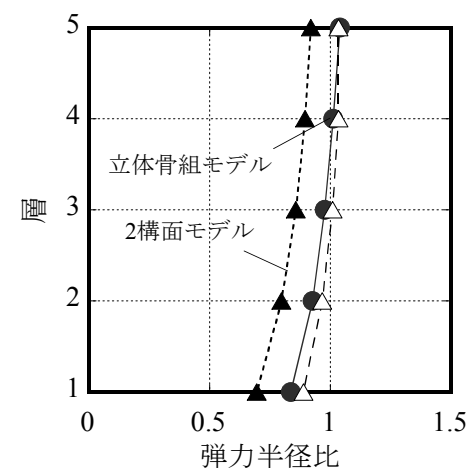
(c)A-2L モデル



(d)A-3L モデル

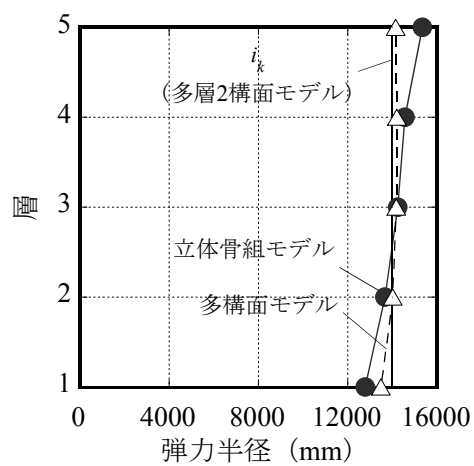


(e)B モデル

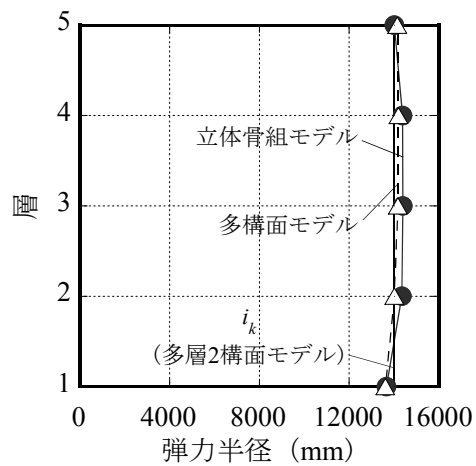


(f)C モデル

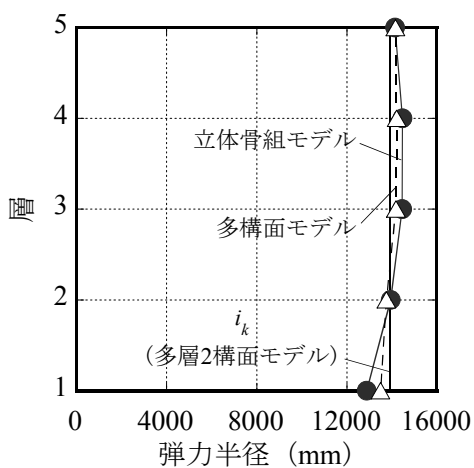
図 3-16 各偏心モデルの弾力半径比 (解析方向)



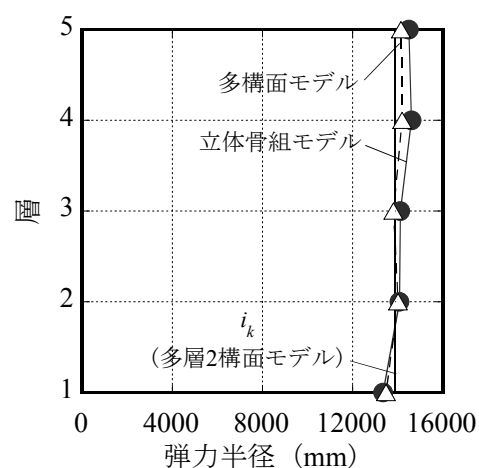
(a)A-S モデル



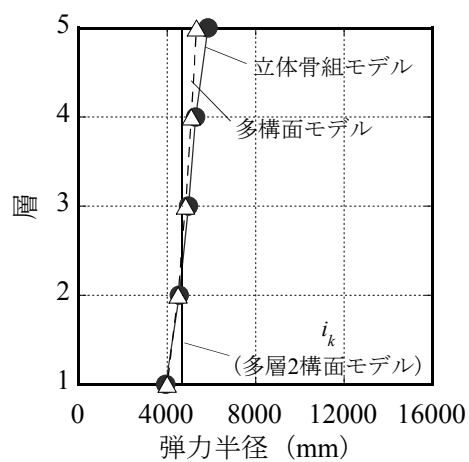
(b)A-1L モデル



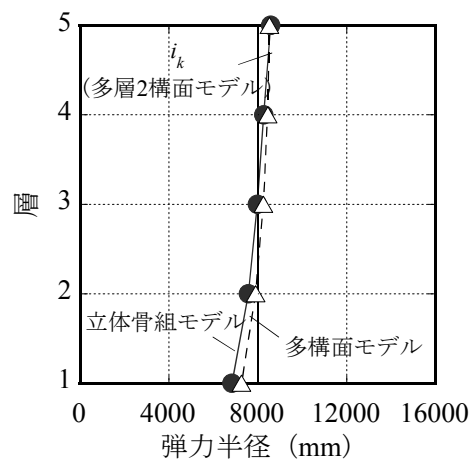
(c)A-2L モデル



(d)A-3L モデル



(e)B モデル



(f)C モデル

図 3-17 各偏心モデルの弾力半径 (解析方向)

3.3.2 多層 2 構面モデルによる立体骨組モデル各層の応答評価精度

弾性領域において、立体骨組モデルの偏心特性に基づいて作成した多層 2 構面モデルの応答特性を立体骨組モデルの応答値と比較することにより応答評価精度を検証する。提案した置換手法により作成した各層における多層 2 構面モデルのパラメータを表 3-1 に示す。表より、多層 2 構面モデル各層において構造物の柔側の特性を表す多質点モデルの等価質量 M_f が剛側に比べ大きくなっている一方、各層の剛性は柔側と剛側で同様となっており、設定した多層 2 構面モデルにおいてはその質量の偏在によって構造偏心を表現できていることがわかる。

表 3-2 には各対象モデルに関して、導出した多層 2 構面モデルの適用条件に関わる指標値を示している。各層の偏心距離 e_i の標準偏差に関しては各モデルで 0 以上とばらついており、検討モデルは多層 2 構面モデルの誘導における前提条件である各層で偏心距離が一定であることを厳密には満足していない。

次に多層 2 構面モデル各層における剛性要素の要素間距離 i_{k0} と質量要素の要素間距離 i_{g0} に着目する。まず両者の比率 i_{k0}/i_{g0} に着目する。多層 2 構面モデルの誘導時には対象モデルの回転方向と並進方向の固有周期が等しく、2 構面モデルの弾力半径比が 1 となるときに成立する $i_{k0}=i_{g0}$ を仮定しており、各層において $i_{k0}/i_{g0}=1$ のときその適用条件を満たすことになる。A シリーズのモデルに関しては各層の平均値を概ね 1 に近い値とした一方、提案する 2 構面モデルの適用範囲を検討するため、 i_{k0}/i_{g0} のやや小さい B モデルおよび C モデルを設定した。一方、多層 2 構面モデルの各層における i_{k0} と式(3-51)により算定した i_k の比率 i_{k0}/i_k の平均値は各モデル各層において 1 となっており、 i_{k0} の各層におけるばらつきは小さいといえる。したがって、式(3-51)により近似的に算定した i_k は各層の i_{k0} を模擬できていると考える。

これらの諸元を有する多層 2 構面モデルの時刻歴応答解析を行うことで、立体骨組モデルの各層における最大層間変形角・最大ねじれ角の評価を試みる。解析においては人工地震波 BCJ-L2 を入力波として検討を行い、地震波の入力方向は立体骨組モデルではねじれ振動の卓越する方向、多層 2 構面モデルでは水平剛性の設定方向とする。減衰条件は初期剛性比例減衰 ($h=0.03$) を用いる。なお、多層 2 構面モデルに関してはまず式

(3-56), (3-57)により各層の剛心位置における並進・ねじれ応答を算出し、並進変形に関しては各層の偏心距離をもとにさらに式(3-72)を適用することで重心位置の値に換算した値をその評価値とする。

表 3-1 多層 2 構面モデルの諸元

		i_{k0n} (mm)	i_{g0n} (mm)	i_k (mm)	e (mm)	M_s (kN)	M_f (kN)	K_s (kN/m)	K_f (kN/m)	i_{k0n}/k_{g0n}	i_{k0n}/i_k
A-S	1	13480	16319	13985	8120	2899	8641	999	999	0.83	0.96
	2	14021	15434		6150	3471	8070	560	560	0.91	1.00
	3	14163	14975		4885	3888	7653	487	487	0.95	1.01
	4	14199	14694		3964	4214	7327	441	441	0.97	1.02
	5	14145	14439		2634	2191	3169	373	373	0.98	1.01
A-1L	1	13614	14171	14016	654	5422	5947	395	395	0.96	0.97
	2	14021	15434		6150	3471	8070	560	560	0.91	1.00
	3	14163	14975		4885	3888	7653	487	487	0.95	1.01
	4	14199	14694		3964	4214	7327	441	441	0.97	1.01
	5	14145	14439		2634	2191	3169	373	373	0.98	1.01
A-2L	1	13480	16319	13925	8120	2833	8445	999	999	0.83	0.97
	2	13740	14173		706	5402	5968	273	273	0.97	0.99
	3	14163	14975		4885	3888	7653	487	487	0.95	1.02
	4	14199	14694		3964	4214	7327	441	441	0.97	1.02
	5	14145	14439		2634	2191	3169	373	373	0.98	1.02
A-3L	1	13480	16319	13903	8120	2899	8641	999	999	0.83	0.97
	2	14021	15434		6150	3392	7886	560	560	0.91	1.01
	3	13799	14181		838	5348	6021	263	263	0.97	0.99
	4	14199	14694		3964	4214	7327	441	441	0.97	1.02
	5	14145	14439		2634	2191	3169	373	373	0.98	1.02
B	1	4002	7840	4685	3742	783	2214	563	563	0.51	0.85
	2	4499	7568		3151	875	2123	267	267	0.59	0.96
	3	4837	7387		2705	950	2047	204	204	0.65	1.03
	4	5092	7247		2314	1020	1977	165	165	0.70	1.09
	5	5331	7043		1603	551	876	115	115	0.76	1.14
C	1	7257	10424	8019	4812	1327	3603	698	698	0.70	0.91
	2	7899	9906		3553	1581	3349	359	359	0.80	0.99
	3	8242	9613		2628	1791	3139	294	294	0.86	1.03
	4	8440	9431		1858	1979	2950	253	253	0.89	1.05
	5	8520	9270		655	1084	1248	199	199	0.92	1.06

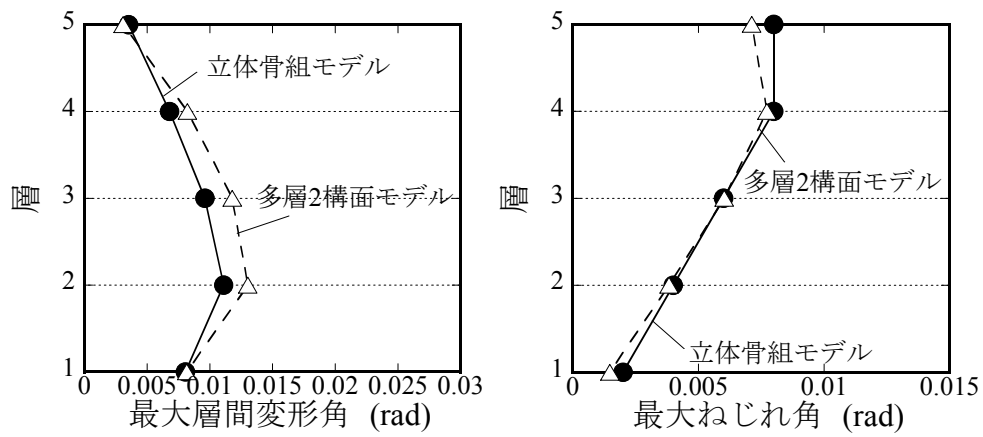
表 3-2 各モデルの指標値

	e の標準偏差	i_{k0n}/k_{g0n} の平均値	i_{k0n}/i_k の平均値	弾力半径比の平均値
A-S	4485	0.93	1.00	1.00
A-1L	3199	0.95	1.00	0.99
A-2L	3873	0.94	1.00	0.98
A-3L	4163	0.93	1.00	0.98
B	727	0.64	1.00	0.68
C	2714	0.83	1.00	0.99

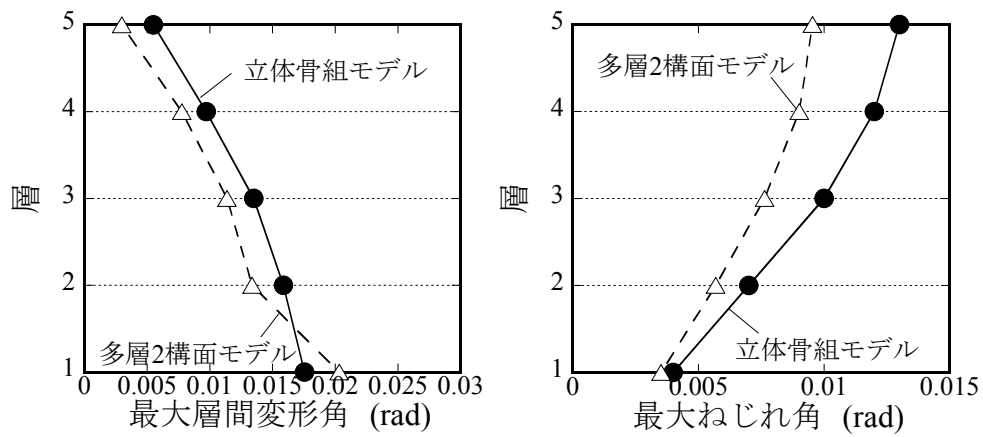
各モデルにおける y 方向の最大層間変形角に関して多層 2 構面モデルによる評価値と立体骨組モデルの解析値を図 3-19 にそれぞれ比較する。図より最大応答値に関しては、各モデルにおいて多層 2 構面モデルと立体骨組モデルの値が概ね対応していることがわかる。低剛性層を有する A-1L~3L モデルに関しては低剛性層の応答励起に関して概ね適切に評価できている。図 3-20 には立体骨組モデルと多層 2 構面モデルの応答値の対応を示すが、最大応答値に関しては応答が大きい範囲では $\pm 50\%$ 以内の範囲で対応しており、損傷集中層の応答も概ね安全側に評価できていることがわかる。

各モデルにおける最大ねじれ角の多層 2 構面モデルによる評価値と立体骨組モデルの解析値に関して同様に図 3-19 に比較する。図より A-S, B, C モデルに関しては評価値と解析値が良い対応を示している。したがって、対象モデル各層の偏心距離や剛性・質量の要素間距離のばらつきによらず、提案する多層 2 構面モデルにより各層の最大ねじれ角を概ね評価できるといえる。一方で低剛性層を有する A-1L~A-3L モデルに関しては、特に低剛性層よりも上階において多層 2 構面モデルが立体骨組モデルの応答値をやや過小評価する傾向が見られる。これは低剛性層を有する場合、低剛性層で大きく振動が励起され低剛性層よりも上層のねじれ振動が卓越し、高次の振動モードの影響が大きくなることにより、1 次モード振動形のみを仮定して構築された多層 2 構面モデルの近似から外れるためと考えられる。図 3-20 には立体骨組モデルと多層 2 構面モデルの最大ねじれ角の対応を示すが、図より低剛性層のないモデルにおいては、立体骨組モデルと多層 2 構面モデルが $\pm 25\%$ 程度で良い対応を示しているものの、低剛性層のあるモデルに関しては多層 2 構面モデルが立体骨組モデルの最大捩れ応答をやや過小評価する傾向が見られ、評価誤差が大きくなっている。一方で、低剛性層のあるモデルに関しても評価値と解析値は $\pm 50\%$ 以内の範囲では対応しており、ねじれ変形の分布傾向は概ね捉えられていると考える。

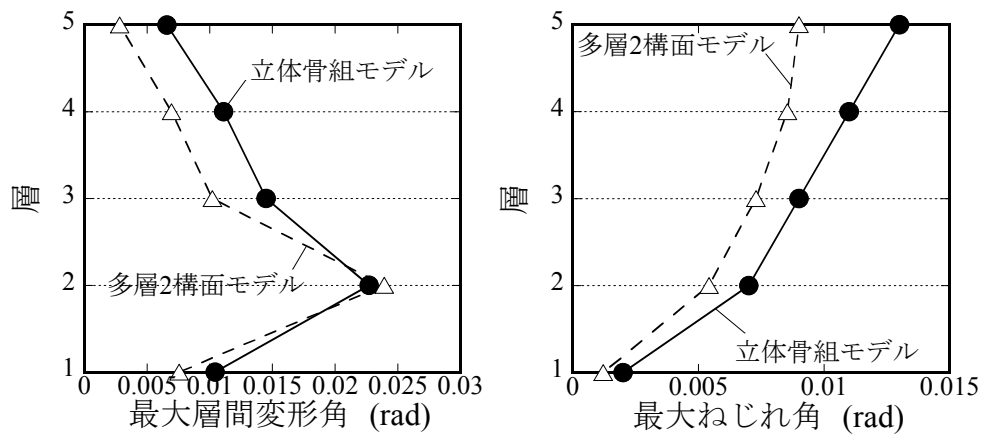
以上より、各層で偏心距離が異なる場合、あるいは i_{k0} と i_{g0} が異なる値をとる場合、すなわち弾力半径比が 1 以外をとる場合においても、提案する多層 2 構面モデルを用いて立体骨組モデル各層の最大並進・ねじれ応答を概ね評価できると考える。



(a)A-S モデル

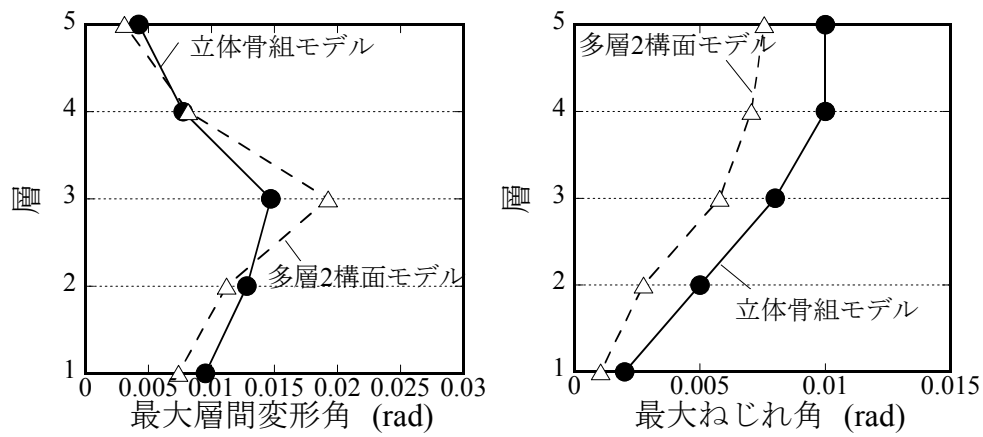


(b)A-1L モデル

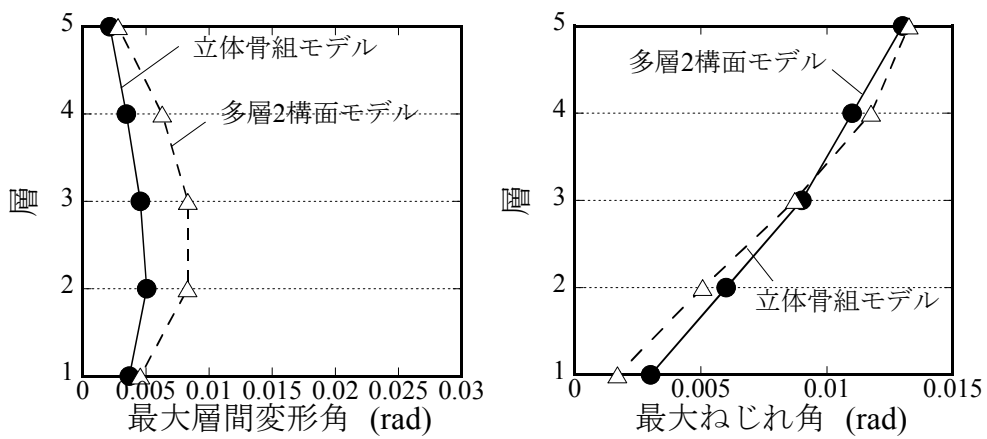


(c)A-2L モデル

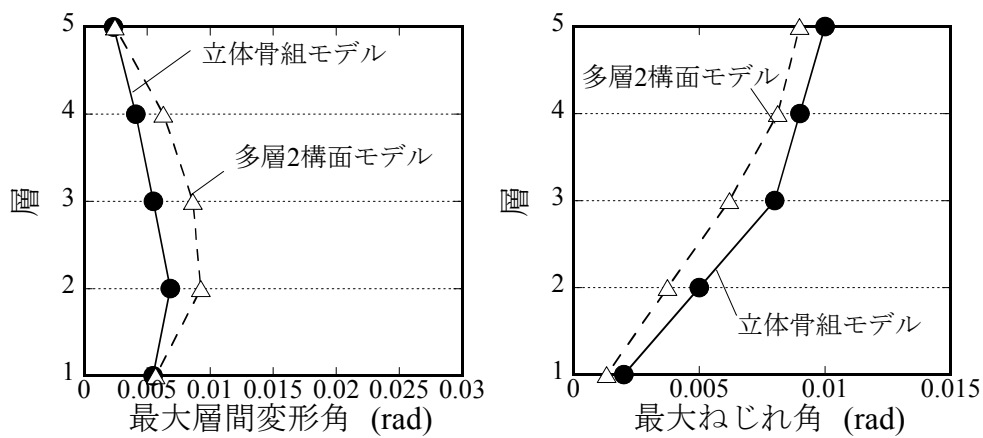
図 3-18 立体モデルと多層2構面モデルにおける応答値の比較



(d)A-3L モデル

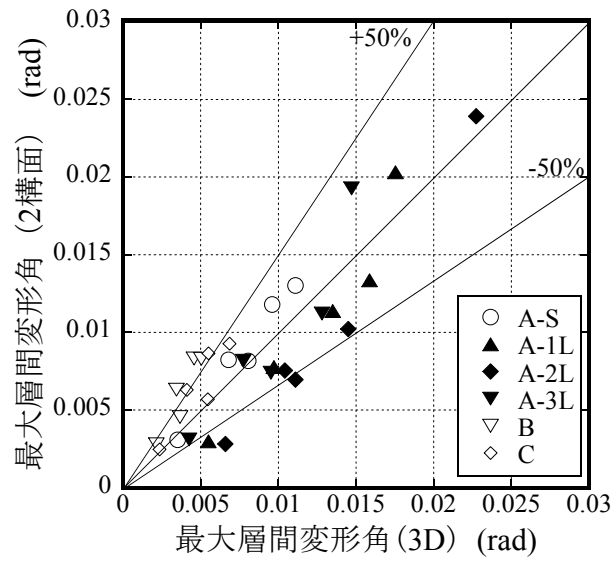


(e)B モデル

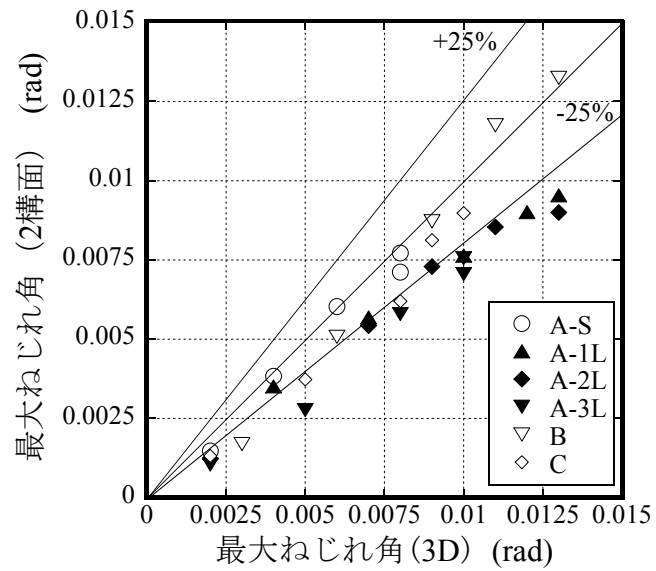


(f)C モデル

図 3-19 立体モデルと多層2構面モデルにおける応答値の比較



(a)最大層間変形角



(b)最大ねじれ角

図 3-20 多層 2 構面モデルの応答評価精度

3.3.3 縮約 2 構面モデルによる立体骨組モデル頂部の応答評価精度

縮約 2 構面モデルによる弾性立体骨組モデル頂部の応答評価精度を確認する．縮約 2 構面モデルは 1 次モード振動形を考慮して多層 2 構面モデルを構成する多質点せん断モデルを等価 1 質点モデルに縮約することにより作成する．作成した縮約 2 構面モデルの諸元を表 3-3 に示す．表より，縮約 2 構面モデルは多層 2 構面モデルと同様に剛・柔側構面における質量の偏在により構造偏心を表現するモデルとなっていることがわかる．一方，対象モデルにおいては剛側・柔側を表す多質点モデル各層の質量分布，モード性状がほぼ同様であり剛心を中心としたモデルであるため，等価高さ，等価剛性に関しては剛・柔側構面でほぼ同様のオーダーとなっている．これらの諸元を有する縮約 2 構面モデルの時刻歴応答解析を行うことで立体モデルの頂部における最大ねじれ角，重心位置の最大並進変形の評価を行う．解析条件に関しては前節における多層 2 構面モデルの検討と同様とする．

また，縮約 2 構面モデルに応答スペクトル法を適用した場合の応答評価精度を併せて検討する．縮約 2 構面モデルは 2 つの独立な等価一質点モデルにより構成されており，各モデルに対し応答スペクトル法を適用することにより最大応答値を評価する．評価した柔，剛側構面の最大応答評価値 $S_d(T_{\mu s}^f, h_{ps}^f)$ ， $S_d(T_{\mu f}^f, h_{pf}^f)$ をもとに，重心の最大並進変形 $\delta_{\max}^{top}$ に関しては式(3-106)により，最大ねじれ角 $\theta_{\max}^{top}$ に関しては図 3-21 に示すモードの時にねじれ角が最大となることを仮定することで式(3-107)によりそれぞれ算定する．

$$\delta_{\max}^{top} = \frac{S_d(T_{\mu f}^f, h_{pf}^f) \cdot (i_k + e') + S_d(T_{\mu s}^f, h_{ps}^f) \cdot (i_k - e')}{2i_k} \quad (3-106)$$

$$\theta_{\max}^{top} = \frac{S_d(T_{\mu s}^f, h_{ps}^f) + S_d(T_{\mu f}^f, h_{pf}^f)}{2i_k} \quad (3-107)$$

なお 3.2 節で述べたように縮約 2 構面モデルの応答評価により得られる応答値は，モデルを構成する等価一質点モデルの等価高さにおける値となっている．したがって立体骨組モデル頂部の応答値と比較するため，剛・柔側構面を表す等価一質点モデルの等価高さ ${}_1H_{eq}^s$ ， ${}_1H_{eq}^f$ の平均値を考慮して，立体骨組モデル頂部（建物高さ H ）における換算

値に修正する.

表 3-3 縮約 2 構面モデルの諸元

A-Sモデル				A-1Lモデル			
剛側構面		柔側構面		剛側構面		柔側構面	
H_{eq}^s (mm)	11280	H_{eq}^f (mm)	10606	H_{eq}^s (mm)	10090	H_{eq}^f (mm)	10109
M_{eq}^s (t)	1423	M_{eq}^f (t)	2834	M_{eq}^s (t)	1763	M_{eq}^f (t)	3029
K_f^s (kN/mm)	209	K_f^f (kN/mm)	233.623	K_f^s (kN/mm)	188	K_f^f (kN/mm)	184
A-2Lモデル				A-3Lモデル			
剛側構面		柔側構面		剛側構面		柔側構面	
H_{eq}^s (mm)	10645	H_{eq}^f (mm)	10745	H_{eq}^s (mm)	10956	H_{eq}^f (mm)	11009
M_{eq}^s (t)	1633	M_{eq}^f (t)	2633	M_{eq}^s (t)	1591	M_{eq}^f (t)	2460
K_f^s (kN/mm)	164	K_f^f (kN/mm)	163	K_f^s (kN/mm)	170	K_f^f (kN/mm)	175
Bモデル				Cモデル			
剛側構面		柔側構面		剛側構面		柔側構面	
H_{eq}^s (mm)	11241	H_{eq}^f (mm)	10637	H_{eq}^s (mm)	11344	H_{eq}^f (mm)	10515
M_{eq}^s (t)	354	M_{eq}^f (t)	760	M_{eq}^s (t)	667	M_{eq}^f (t)	1164
K_f^s (kN/mm)	95	K_f^f (kN/mm)	106	K_f^s (kN/mm)	129	K_f^f (kN/mm)	150

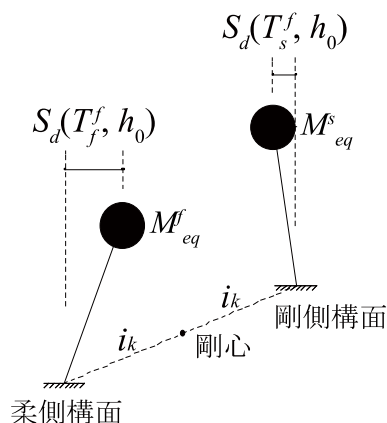


図 3-21 最大ねじれ角算定時の想定モード（応答スペクトル法）

図 3-22 に部材を弾性とした時刻歴応答解析における重心位置の最大並進変形，剛心位置の最大ねじれ角に関して，縮約 2 構面モデルの応答値を頂部高さに換算した評価値と，立体骨組モデル頂部の解析値を比較する．縮約 2 構面モデルにおける重心位置の並進変形とねじれ角に関しては，各構面を表現する等価一質点モデルの時刻歴応答に基づいて算定する．図より i_{k0}/i_{g0} が 1 以下で剛性要素と質量要素の要素間距離の差が大きい

モデル B, C においては, 頂部最大並進変形に関してやや評価誤差が大きくなっているものの, その他のモデルに関しては頂部最大並進変形, 最大ねじれ角ともに $\pm 20\%$ 程度の精度で対応していることが分かる.

図 3-23 に応答スペクトル法による縮約 2 構面モデルの最大応答評価値と立体骨組モデル頂部の解析値を比較する. 図より重心位置の最大変形に関しては応答スペクトル法による評価により, 時刻歴応答解析に基づく解析値を概ね評価できることがわかる. 一方, 最大ねじれ角に関しては, 図 3-21 に示す 2 つの等価一質点モデルが反対方向に最大応答を示すときに捩れ変形が卓越するような最も危険側のケースを想定して評価を行っているため, 応答スペクトル法による評価値は解析値をやや大きめに評価している. 評価値と解析値は概ね $\pm 50\%$ で対応しており, 時刻歴応答解析を行った場合に比べ評価誤差がやや大きいのが概ね安全側に捩れ振動を評価できるといえる.

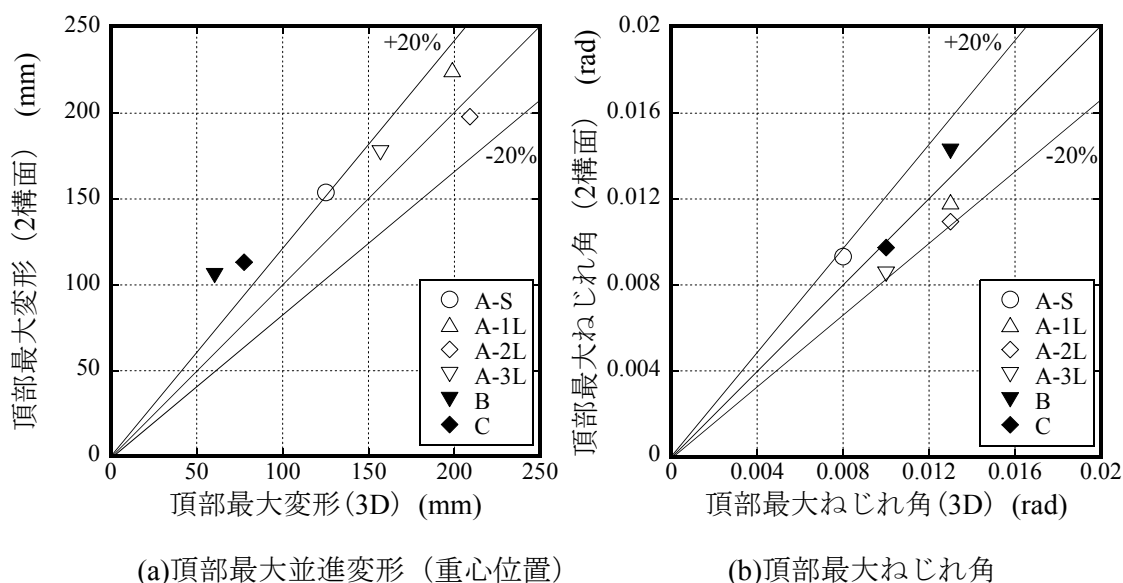


図 3-22 縮約 2 構面モデルの応答評価精度 (時刻歴応答解析)

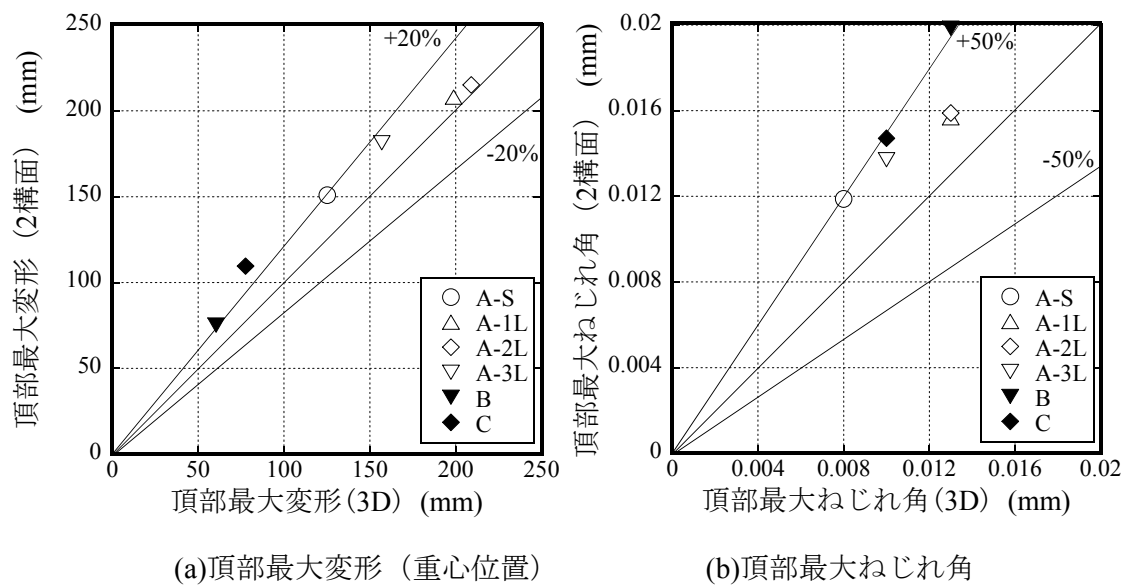
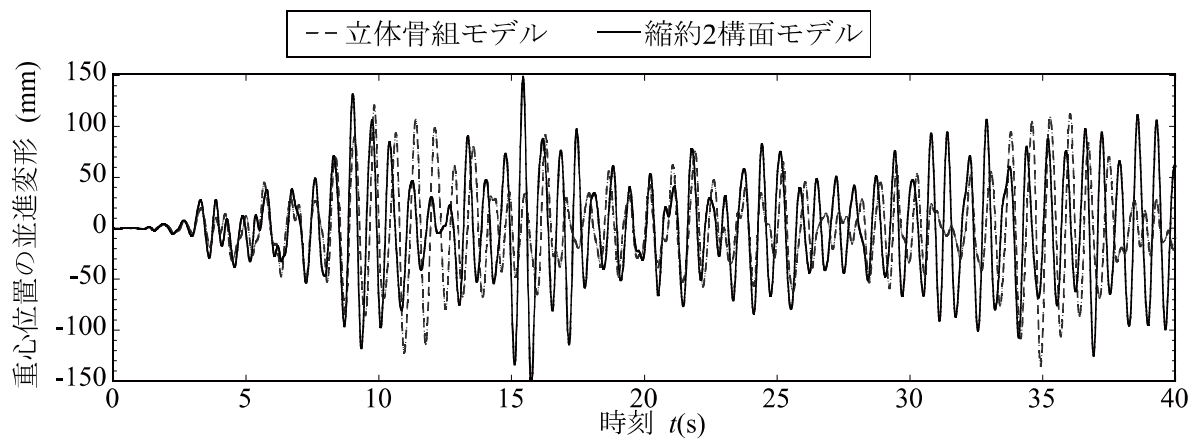


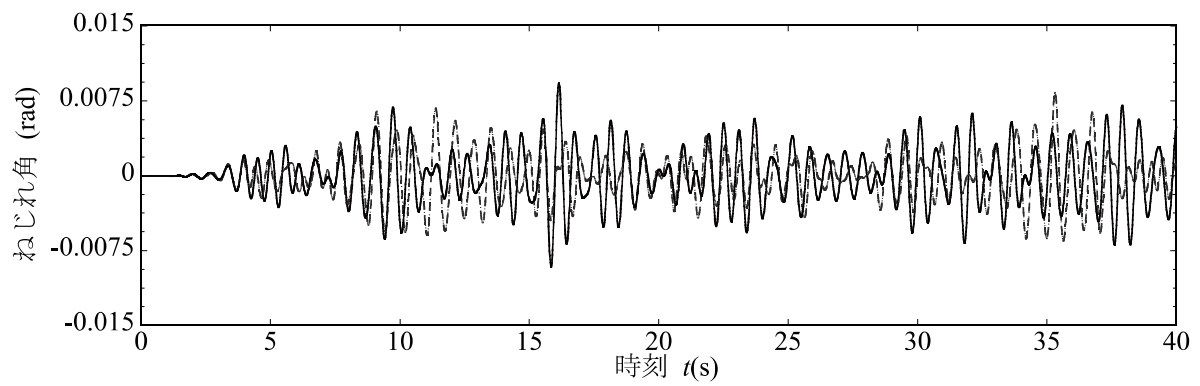
図 3-23 縮約 2 構面モデルの応答評価精度 (応答スペクトル法)

また図 3-24 および図 3-25 には A-S および B モデルにおいて、縮約 2 構面モデルと立体骨組モデル頂部応答の時刻歴を比較する。いずれも時刻歴の位相の差は縮約 2 構面モデルと立体骨組モデルで大きいものの、振幅のオーダーは両者で概ね対応していることがわかる。対象となる立体骨組モデルは直交梁の影響により両構面の振動がある程度の割合で連成して挙動する一方、縮約 2 構面モデルにおいては柔・剛側構面を独立に解析した結果を用いて応答を評価していることが、両モデルの間でモードの位相差が生じている原因と考えられる。

以上、各層における剛性、質量の要素間距離や偏心距離などに関して、複数の近似を含み剛側・柔側の連成挙動を考慮しない極めて単純な縮約 2 構面モデルであるが、ねじれを伴う立体骨組モデル頂部の最大応答値を本検討範囲では概ね評価できることがわかった。したがって、各層で偏心距離が異なる場合、弾力半径比が 1 以外をとる場合や偏心とともに低剛性層を有するようなねじれモード性状が複雑な場合においても、提案する縮約 2 構面モデルは多層 1 軸偏心建物頂部の弾性応答評価に有効であることが示された。

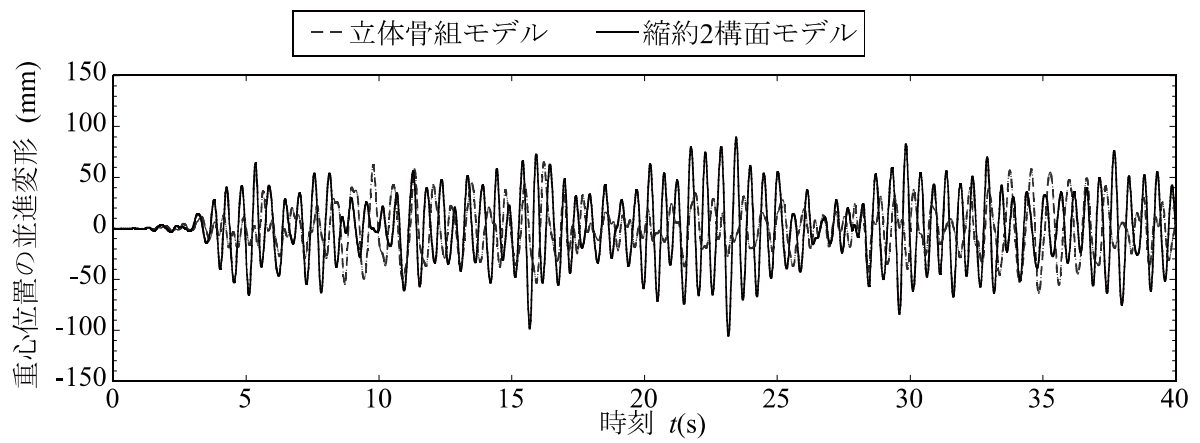


(a) 重心位置の並進変形

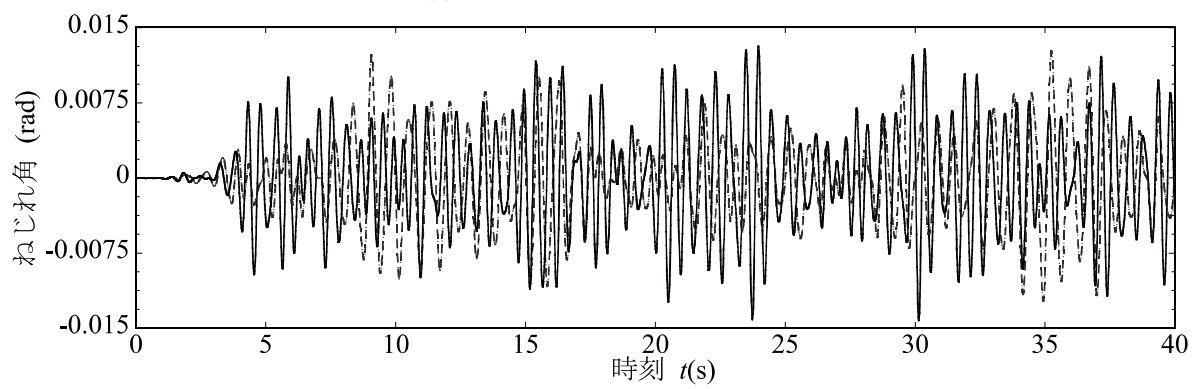


(b) ねじれ角

図 3-24 並進・振れ応答の時刻歴 (A-S モデル頂部)



(a) 重心位置の並進変形



(b) ねじれ角

図 3-25 並進・捩れ応答の時刻歴 (B モデル頂部)

3.4 提案設計法の適用性

改修における一軸偏心建物のねじれを抑制するダンパー設計法を例題モデルに適用し、改修建物の応答評価を行うことにより提案手法の適用性を確認する。まず一軸偏心を有する既存 RC 建物を本章で提案した 2 構面モデルに縮約し、各縮約モデルに対して 2 章で提案した等価線形化法に基づく改修設計法を適用することで、各構面の必要ダンパー量を算定する。算定したダンパー量の分布をもとに立体改修架構をモデル化し、その時刻歴応答が改修の許容値を満たしていることを確認する。

3.4.1 提案改修設計法に基づく設計内容

制振改修における必要ダンパー量を設定するため、既存 RC 架構を再現した立体骨組モデルの静的増分解析をもとに弾塑性の多層 2 構面モデルを設定する。立体骨組モデルの偏心を有する方向と直交方向の荷重変形関係を 2 章と同様の手法により近似することでトリリニアカーブを設定し、多層 2 構面モデル各層の復元力特性を決定する。2 章では、RC 架構各層の降伏変形角を $3/640\text{rad}$ と設定し、層間変形角 $1/50\text{rad}$ までのトリリニアカーブと増分曲線の仕事量が等しくなるように設定しており、本章でも同様の近似手法及びパラメータを用いる。設定したトリリニアカーブと各立体モデルの増分曲線を図 3-26 に示す。なお、設定したトリリニアカーブにおける初期剛性を多層 2 構面モデル各層の弾性剛性とみなし、その剛側・柔側構面に半分ずつ均等に分配する。多層 2 構面モデルの偏心特性を表現する質量の偏在は、弾性多層 2 構面モデルと同様に設定する。

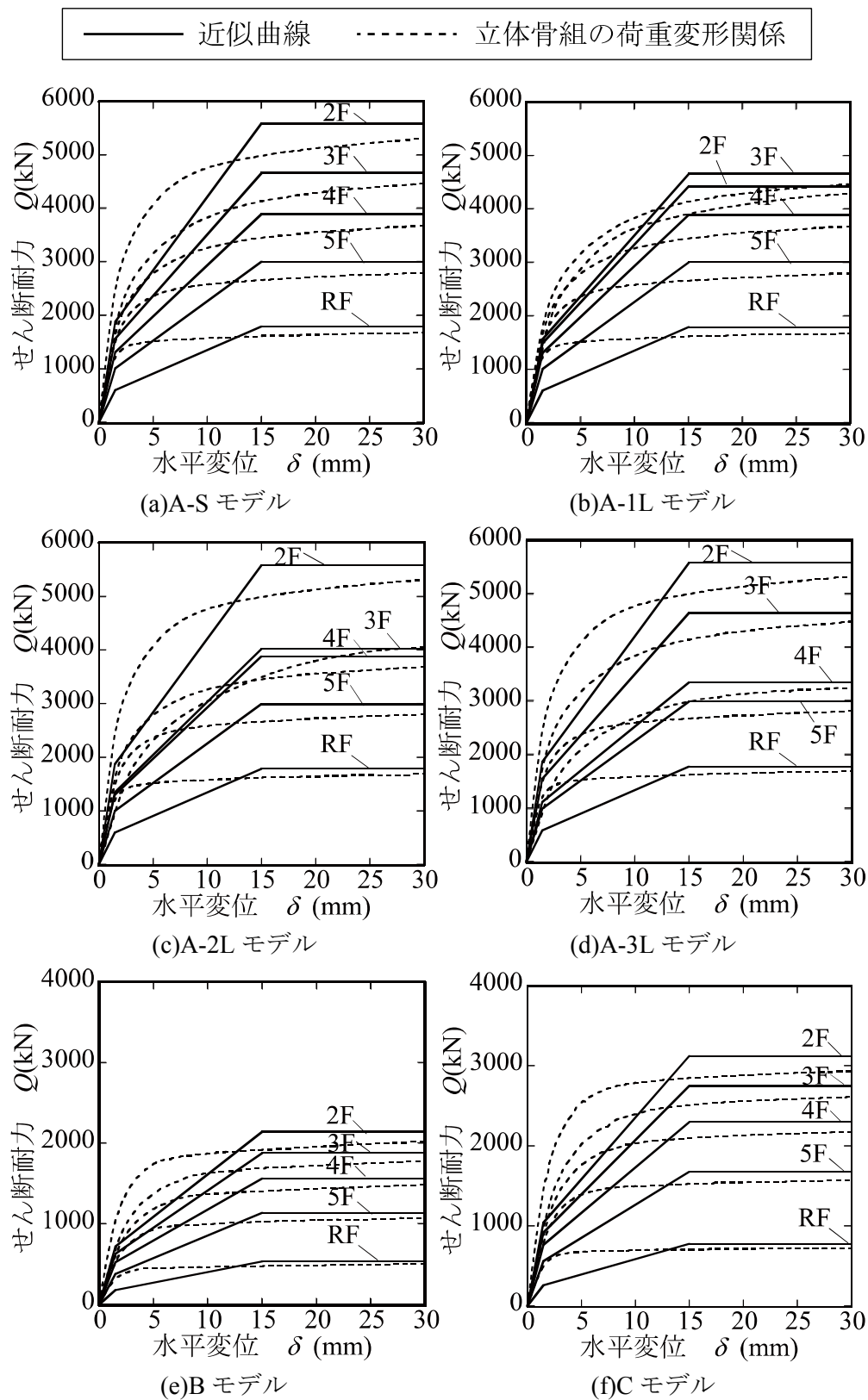


図 3-26 偏心立体モデルのトリリニア近似

設定した多層 2 構面モデルを構成する剛側・柔側の 2 つの多質点モデルの固有値解析をもとに 1 次モード縮約を行うことにより、縮約 2 構面モデルを設定する。縮約 2 構面モデルを構成する 2 つの等価一質点モデルに対し 2 章で提案したダンパー設計法を図 3-10 に示すような手順で適用する。なお、改修においては 2 章と同様の弾性要素である付加弾性骨組を併用した制振改修構法の適用を想定し、弾塑性ダンパーとして座屈拘束ブレース (BRB・降伏変形角 $1/830\text{rad}$, $\mu_d=5.53$) を用いる。付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 γ_s は 2 章で応答制御の有効性が示された 0.05 に設定する。

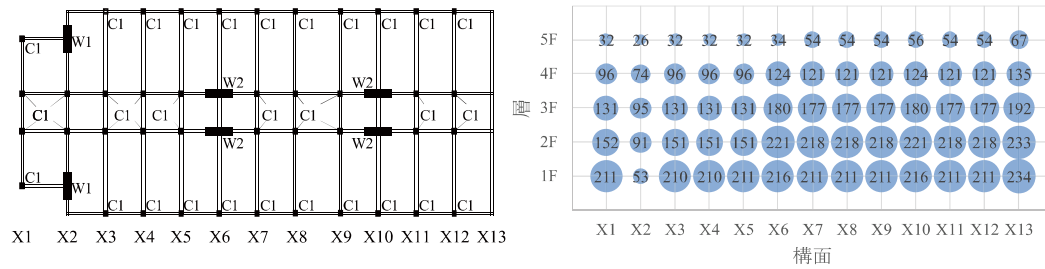
提案設計手法を用いて対象モデルを置換した縮約 2 構面モデル及び多層 2 構面モデルにおいて得られた必要ダンパー剛性を表 3-4 に示す。初期剛性が表 3-1 に示した値と異なるのは、立体骨組モデル各層の増分解析によるトリリニアカーブの初期剛性をもとに再設定しているためである。表より柔側モデルにおける各層の質量および必要ダンパー剛性 K_{df} は、剛側モデルに比べ大きな値となっており、構造物の柔側に多くのダンパーが配置されていることが分かる。

得られた多層 2 構面モデルの必要ダンパー剛性をもとに算定した、立体骨組モデルにおける各構面の平面的な必要ダンパー剛性分布を図 3-27 に示す。図より各モデルにおいて耐震壁の少ない柔側構面の方が剛側構面に比べ必要ダンパー量がやや大きいことがわかる。また各構面におけるダンパー剛性と RC 架構の割線剛性の和が均等になるようにダンパーを配置しているため、いずれのモデルにおいても耐震壁の存在する構面の必要ダンパー量が小さくなっていることがわかる。以上より、提案手法を用いて立体骨組モデルにおける各構面の必要ダンパー剛性を決定することで、既存 RC 架構における剛性の偏在を考慮したダンパー設計解が得られていることがわかる。

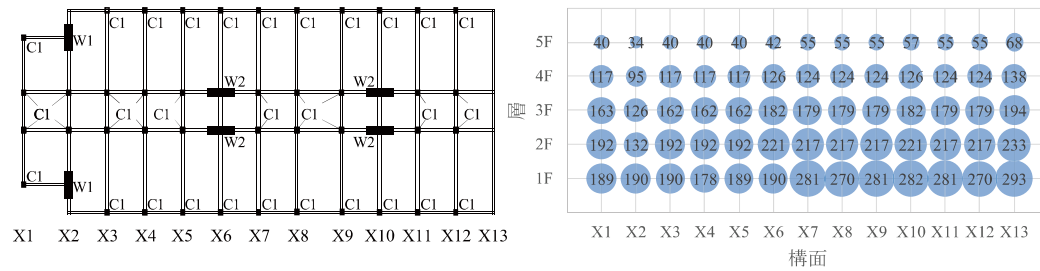
得られた各構面の必要ダンパー剛性をもとに、制振改修後の状態をモデル化した制振改修モデルを作成する。立体骨組モデルの各構面における弾塑性ダンパー及び付加弾性骨組はそれぞれ各構面中央の 1 スパンに集中配置する。立体モデルにおけるダンパーは完全弾塑性の復元力特性を有する軸ばねモデル、付加弾性骨組は弾性部材としてそれぞれモデル化する。付加ダンパーに関してはトラス部材の断面及び降伏耐力を調節し、付加弾性骨組に関しては材料特性を調節することにより、提案設計法により得られた必要ダンパー剛性を再現する立体骨組モデルを作成する。

表 3-4 多層・縮約 2 構面モデルの必要ダンパー剛性

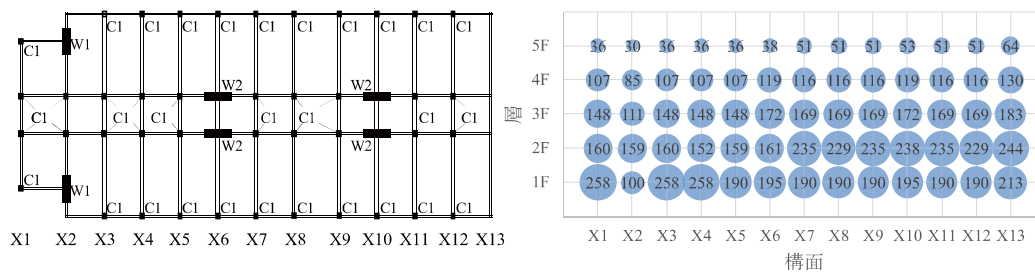
		剛側構面				柔側構面			
	層	K_d^s (kN/mm)			209	K_d^f (kN/mm)			575
		K_i^s (kN/mm)	$K_{\mu i}^s$ (kN/mm)	M_i^s (t)	K_{di}^s (kN/mm)	K_i^f (kN/mm)	$K_{\mu i}^f$ (kN/mm)	M_i^f (t)	K_{di}^f (kN/mm)
A-S	5	200	42	224	188	200	42	323	391
	4	335	71	430	457	335	71	748	989
	3	435	92	397	619	435	92	781	1439
	2	520	110	354	697	520	110	823	1765
	1	625	132	296	684	625	132	882	1933
		K_d^s (kN/mm)			343	K_d^f (kN/mm)			618
A-1L	5	200	42	224	236	200	42	323	401
	4	335	71	430	563	335	71	748	1010
	3	435	92	397	775	435	92	781	1456
	2	520	110	354	901	520	110	823	1761
	1	495	104	553	1126	495	104	607	1958
		K_d^s (kN/mm)			277	K_d^f (kN/mm)			508
A-2L	5	200	42	224	212	200	42	323	374
	4	335	71	430	512	335	71	748	949
	3	435	92	397	702	435	92	781	1370
	2	450	95	551	951	450	95	609	1645
	1	625	132	289	874	625	132	862	1742
		K_d^s (kN/mm)			251	K_d^f (kN/mm)			473
A-3L	5	200	42	224	202	200	42	323	364
	4	335	71	430	489	335	71	748	925
	3	375	79	546	804	375	79	614	1301
	2	520	110	346	818	520	110	805	1560
	1	625	132	296	805	625	132	882	1722
		K_d^s (kN/mm)			32	K_d^f (kN/mm)			132
B	5	60	13	56	38	60	13	89	99
	4	127	27	104	73	127	27	202	227
	3	175	37	97	92	175	37	209	324
	2	210	44	89	101	210	44	217	395
	1	240	51	80	97	240	51	226	434
		K_d^s (kN/mm)			80	K_d^f (kN/mm)			205
C	5	87	18	111	96	87	18	127	142
	4	186	39	202	182	186	39	301	334
	3	255	54	183	230	255	54	320	488
	2	305	64	161	253	305	64	342	605
	1	347	73	135	251	347	73	368	674
		K_d^s (kN/mm)			80	K_d^f (kN/mm)			205



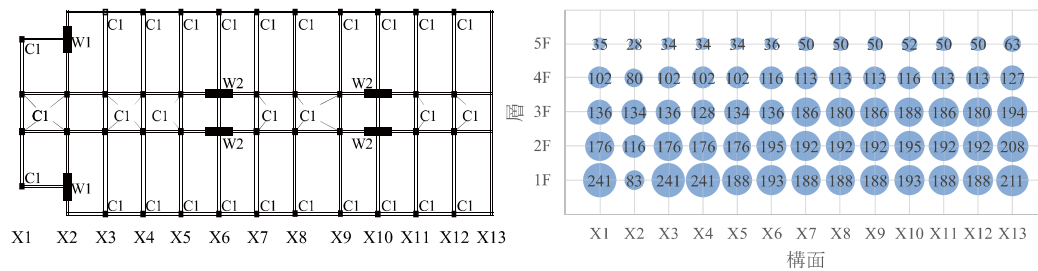
(a)A-Smodel



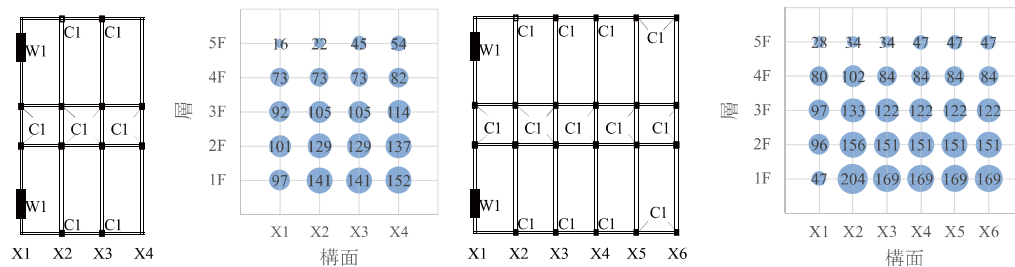
(b)A-1Lmodel



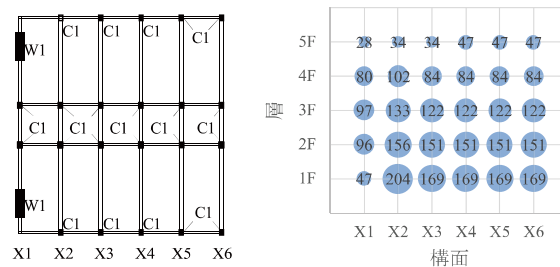
(c)A-2Lmodel



(d)A-3Lmodel



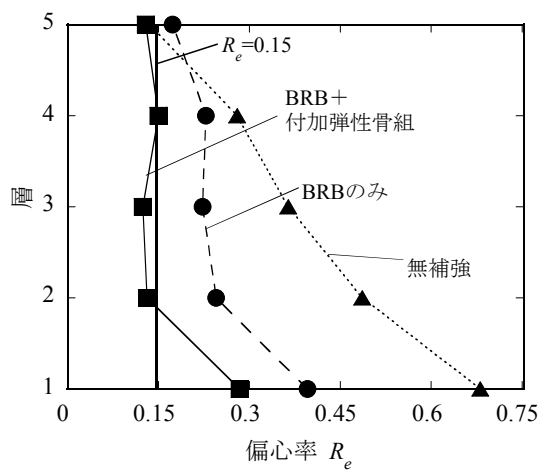
(e)Bmodel



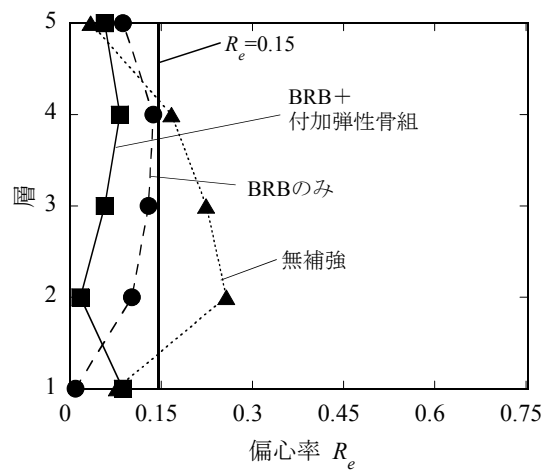
(f)Cmodel

図 3-27 改修時の立体骨組モデルにおける必要ダンパー剛性分布 (単位:kN/mm)

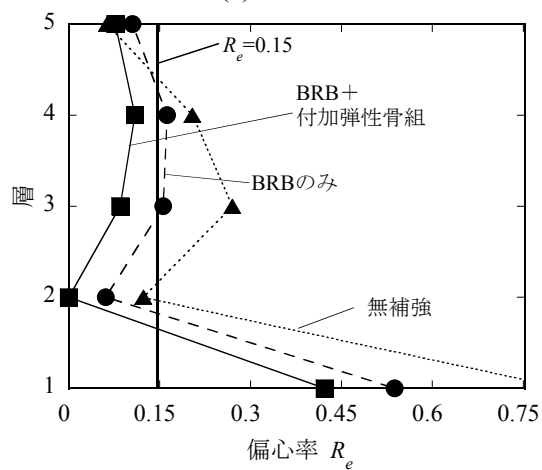
各制振改修モデルの初期剛性を考慮した偏心率を図 3-28 に示す。図より制振改修モデルでは改修前に比べ B, C モデルの上層を除き各層の偏心率が低減されていることがわかる。また, BRB のみの改修に比べ BRB と付加弾性骨組を用いた改修の方が, 偏心率がより均一に低減されることがわかる。一方制振改修モデルにおいても, 建築基準法により定められている基準値 0.15 よりも上回る層が散見される。



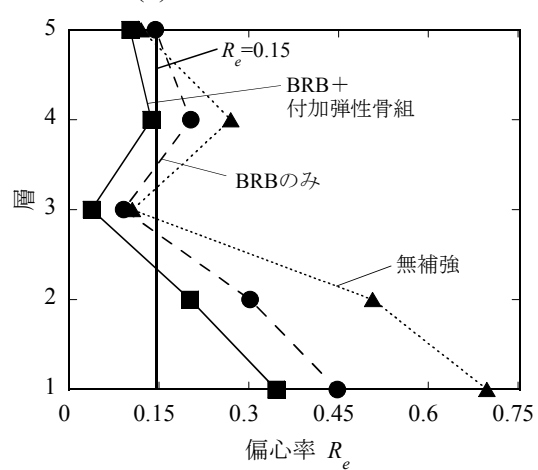
(a)A-S モデル



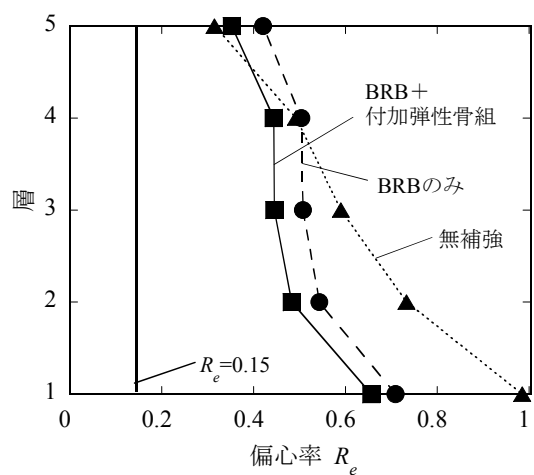
(b)A-1L モデル



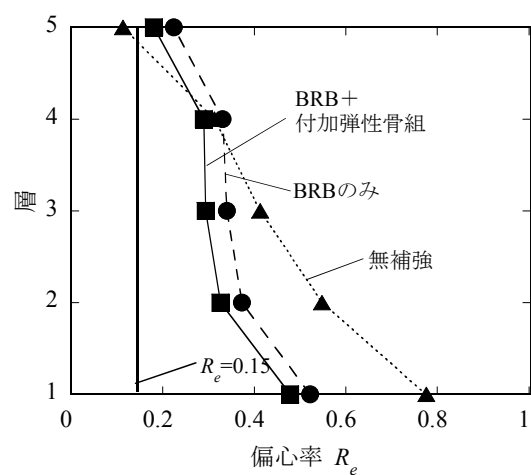
(c)A-2L モデル



(d)A-3L モデル



(e)B モデル



(f)C モデル

図 3-28 各モデルの偏心率

3.4.2 制振改修モデルの耐震性能評価

制振改修を実施した立体骨組モデルの耐震性能を、偏心によるねじれ振動が卓越する短手方向に人工地震波 BCJ-L2 を入力した時刻歴応答解析により確認する。RC 架構のひび割れ時の減衰力の低下を考慮し、初期剛性比例減衰 ($h=0.015$) を用い、床面の変形や P- Δ 効果は考慮しない。ダンパーの付加によるねじれ振動の抑制に関して分析するため、架構に捩れ変形が生じた際に最も大きな変形が生じ得ると考えられる各立体骨組架構の最外端の構面における最大層間変形角と架構頂部の最大ねじれ角に着目する。

図 3-29 には各立体骨組モデルの剛・柔側の最外端における構面の地震波入力方向の最大層間変形角を示す。図において剛側の最外端構面の応答を黒のプロットで、柔側の最外端構面の応答を白のプロットで示す。同図より無補強モデルにおいては、構造偏心の影響により柔側構面の応答値が大きくなっており、低剛性層を有する A-1L~3L モデルにおいては低剛性層の応答が大きく励起されていることがわかる。BRB のみを導入した場合最大層間変形角は目標層間変形角をやや上回る値となっている一方、BRB と付加弾性骨組を並列に導入し制振改修を行った場合、各モデルにおいて柔・剛側の最外端構面の最大層間変形角は低剛性層において若干励起される傾向が見られるものの、概ね耐震改修の目標変形角とした層間変形角 $1/150\text{rad}$ 程度に抑制されており、付加弾性骨組の損傷配分効果が確認できる。

図 3-30 には各立体骨組モデルの剛・柔側それぞれの最外端における構面の地震波入力方向の残留層間変形角を示す。同図より無補強モデルにおいては、最大層間変形角の場合と同様に構造偏心の影響により柔側構面の応答値が大きく、低剛性層を有する A-1L~3L モデルにおいては低剛性層の残留応答が大きくなっていることがわかる。BRB と付加弾性骨組を並列に導入し制振改修を行った場合、各モデルにおいて柔・剛側の最外端構面の残留層間変形角は建物の継続使用性を確保する目安とされる層間変形角 $1/1000\text{rad}^{3-7)}$ 以下に抑制されており、付加弾性骨組による架構の残留変形の抑制効果が確認できる。

図 3-31 および図 3-32 には各モデル頂部のねじれ角の時刻歴をそれぞれ示す。同図より無補強モデルでは偏心に伴う捩れ振動が励起されている一方、BRB と付加弾性骨

組を導入した立体モデルにおいては揺れ振動が大きく低減されており，残留揺れ角も小さくなっていることがわかる．また，付加弾性骨組を導入した場合，BRB のみを導入した場合に比べ残留揺れ角がさらに小さくなるモデルが多くみられる．したがって，提案手法に基づく付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの付加に伴い，架構の揺れに対する動的特性が改善されているといえる．

したがって，提案設計手法により得られた設計解に基づいて BRB と付加弾性骨組を並列に導入することにより，1 軸偏心建物の揺れ変形を低減する制振改修が実施できると考えられる．また対象架構の各構面の変形指標に関しても，設計用地震波に対し最大層間変形角を耐震改修の目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ 程度に，残留層間変形角を $1/1000\text{rad}$ 以下にそれぞれ抑制できるため，提案手法を適用することで地震後の構造物の使用継続性を確保した制振改修が可能であるといえる．

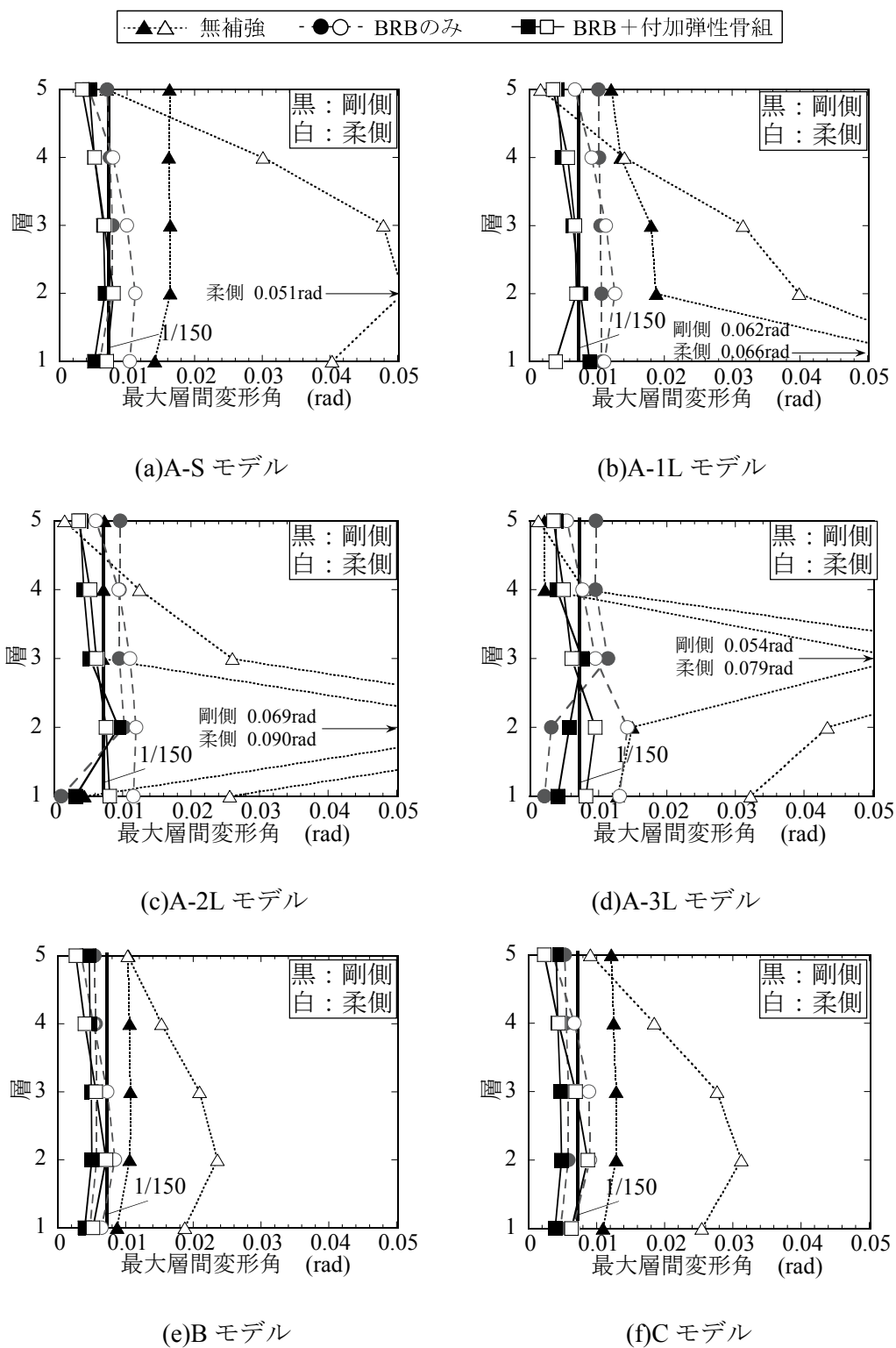


図 3-29 剛側・柔側最外端における構面の最大層間変形角

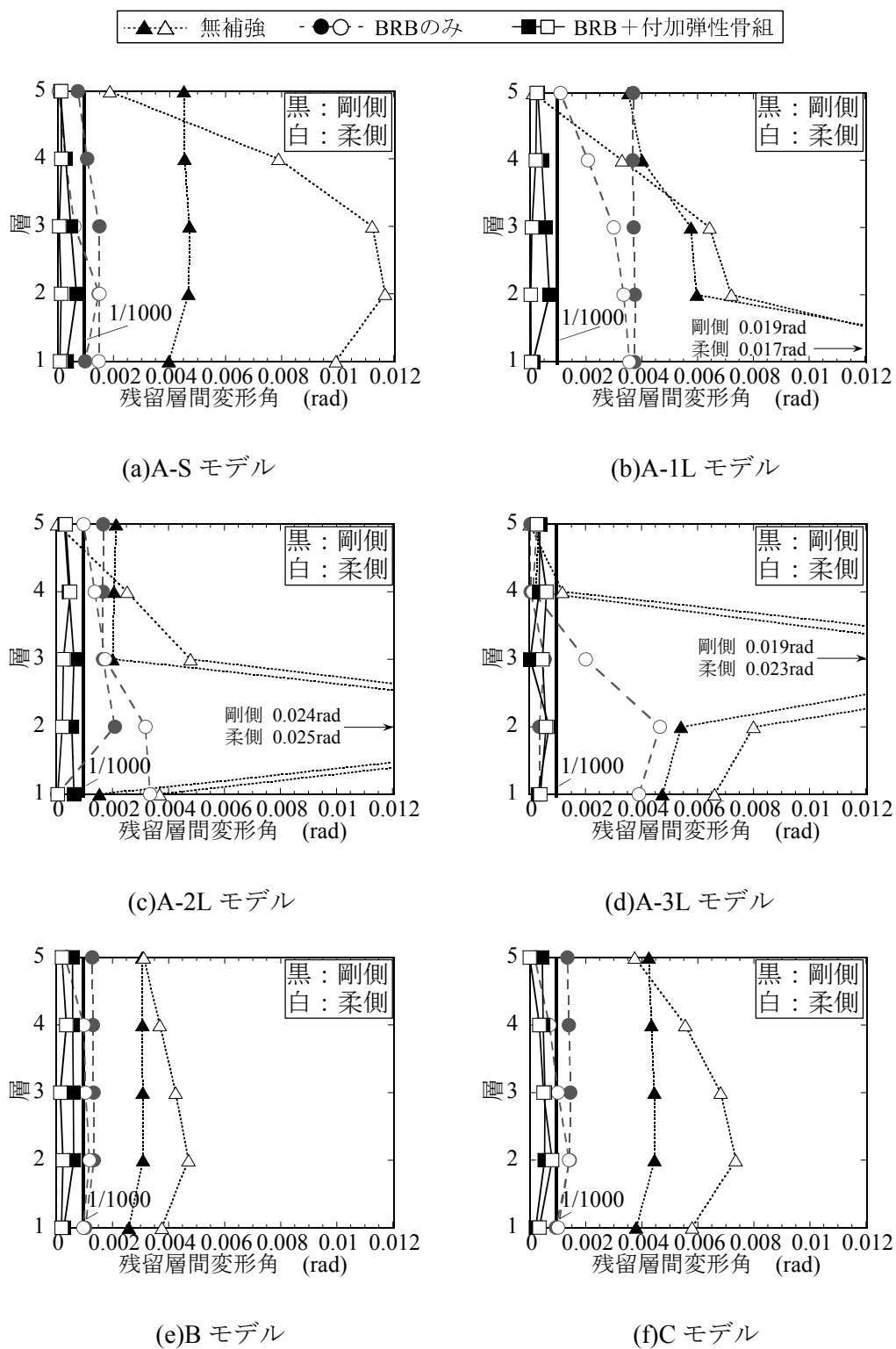
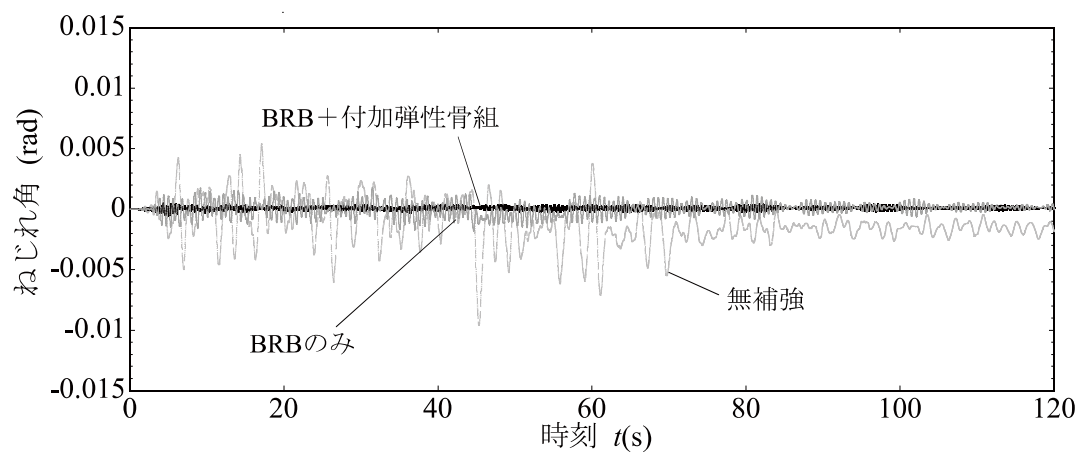
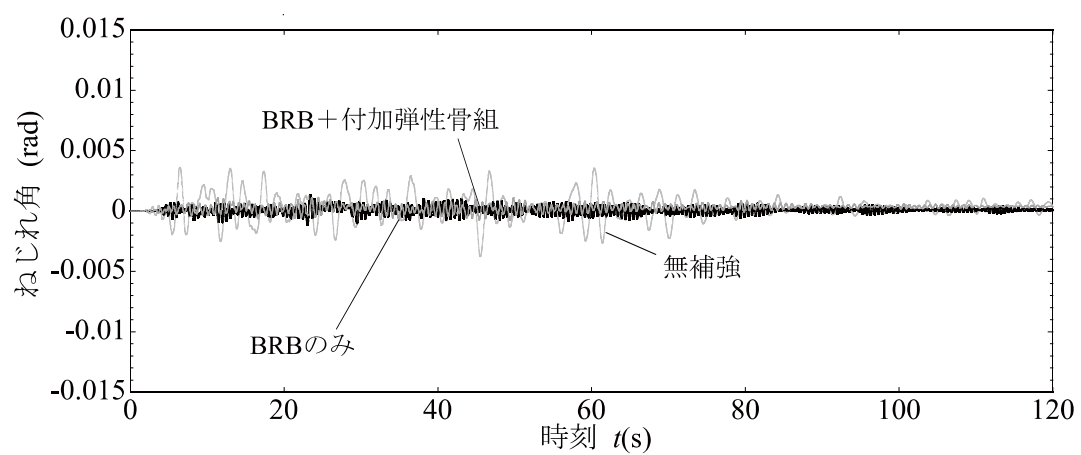


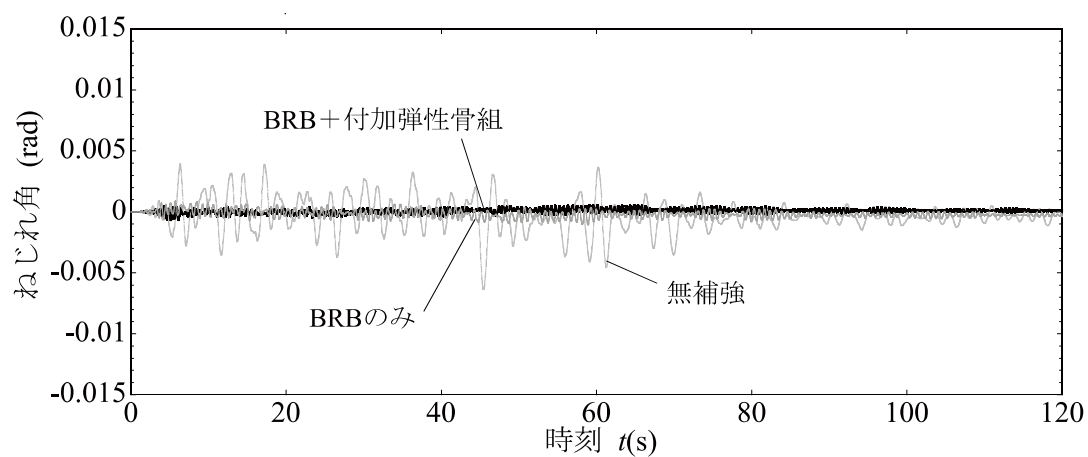
図 3-30 剛側・柔側最外端における構面の残留層間変形角



(a)A-S モデル

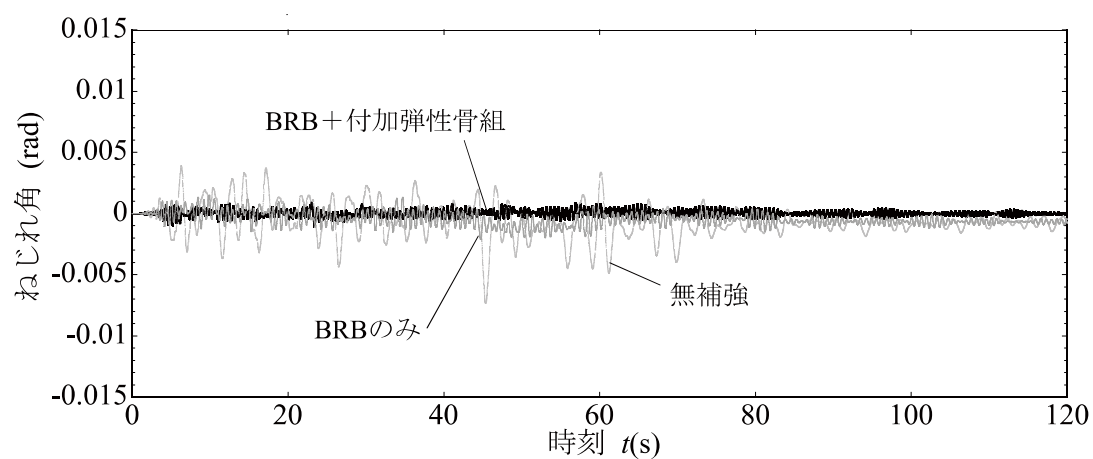


(b)A-1L モデル

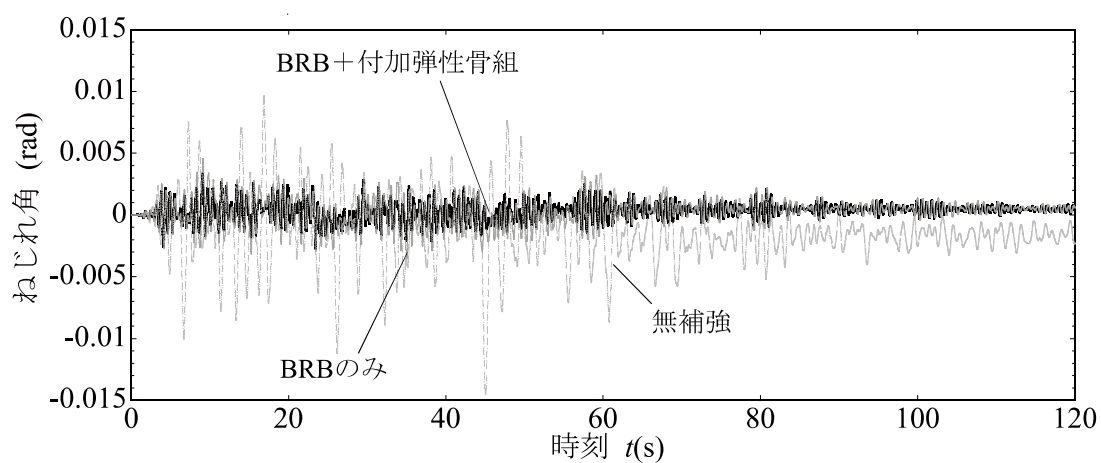


(c)A-2L モデル

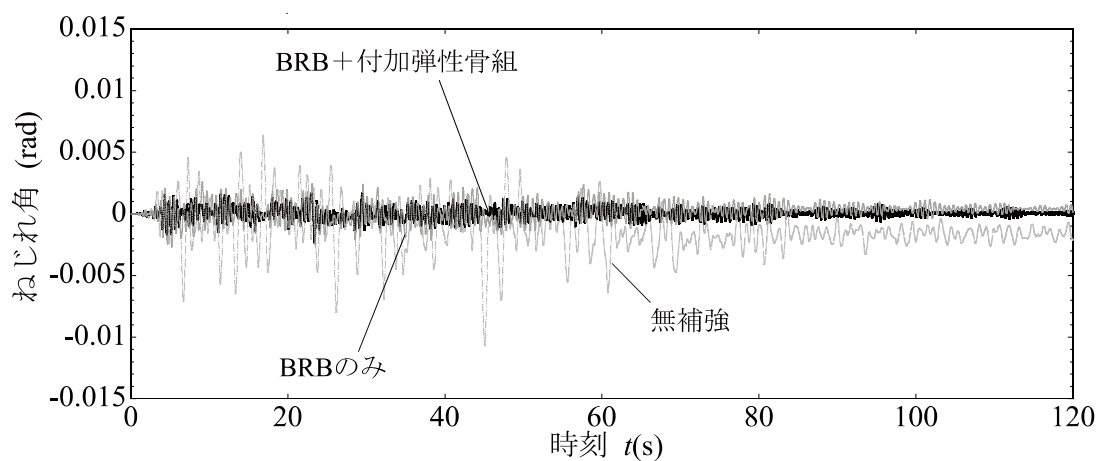
図 3-31 ねじれ角の時刻歴 (A-S, 1L, 2L モデル)



(a)A-3L モデル



(b)B モデル



(c)C モデル

図 3-32 ねじれ角の時刻歴 (A-3L, B, C モデル)

3.5 結語

第3章では1軸偏心立体骨組モデルの弾性ねじれ応答特性を模擬する縮約2構面モデルを用いることにより、一軸偏心を有する低耐力RC架構の制振改修におけるダンパー設計法を提案した。また制振改修を実施した立体骨組モデルの時刻歴応答解析により、提案設計法の適用性を確認した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 単層1軸偏心骨組のねじれ振動を評価するため、重心を中心とした並進・ねじれ成分を含む2自由度の運動方程式から剛心を中心とした2つの質点モデルの並進成分で表される2構面モデルを誘導した。同モデルは立体モデルにおける直交梁の影響が無視でき、回転・並進方向の固有周期が等しい、すなわち2構面モデルの弾力半径比 j' が1であるときのみ、独立な2つの等価一質点モデルによる表現が理論的に成立する。また、 $0.75 < j' < 1.25$ の範囲であれば立体モデルの最大弾性ねじれ応答および最大弾性並進応答を $\pm 25\%$ 程度の精度で評価できることを解析により示した。
- 2) 多層1軸偏心骨組のねじれ振動を評価するため、その各層における弾力半径比が1で各層の偏心距離、剛性および質量の要素間距離、剛心位置がそれぞれ等しいという条件のもと、多層1軸偏心モデル各層の最大弾性ねじれ応答を評価する独立な2つの多質点モデルで構成される多層2構面モデルを構築した。提案する多層2構面モデルにより、各層の偏心距離がばらつくモデルや各層の弾力半径比の平均値が0.7程度となる回転卓越型の立体骨組モデルに関しても概ね最大弾性捩れ応答を評価できることを解析的に確認した。
- 3) 多層1軸偏心骨組頂部のねじれ振動を評価するため、多層2構面モデルを1次モード成分に基づいて縮約した剛側・柔側の構造特性を表す独立な2つの等価一質点モデルで構成される縮約2構面モデルを構築した。提案する縮約2構面モデルにより、各層の偏心距離がばらつくモデルや各層の弾力半径比の平均値が0.7程度となる回転卓越型の立体骨組モデルに関しても頂部の最大弾性並進・捩れ応答値を概ね $\pm 20\%$

程度の精度で評価できることを解析的に示した.

- 4) 構築したねじれ応答評価モデルに対し 2 章で提案した弾塑性低耐力 RC 架構に対する改修設計法を適用することにより, 多層 1 軸偏心建物を対象に平面的なダンパー配置の決定手法を提案した. 得られた設計解をもとに 2 章で応答低減の有効性が示された $\gamma_s=0.05$ 程度の付加弾性骨組とダンパーを付加することにより, 設計地震波に対し一軸偏心を有する対象 RC 建物の各構面における最大層間変形角を $1/150\text{rad}$ 程度の改修設計目標値に抑制できることを確認した. また残留層間変形角は全てのモデルにおいて概ね $1/1000\text{rad}$ 以下となった. また各層の偏心特性が急変するモデルや弾力半径比が 1 以下のモデルに関しても, 提案手法による応答制御ができることが確認できた.

参考文献

- 3-1) 藤井賢志, 中埜良昭, 真田靖士: 一方向入力を受ける多層 1 軸偏心建物の非線形地震応答評価手法(構造設計・設計法), コンクリート工学年次論文集 Vol.25, No.2, pp.7-12, 2003
- 3-2) 志賀敏男: 構造物の振動, 共立出版, 1976.6
- 3-3) Christopher L. Kan and Anil K. Chopra: Elastic Earthquake Analysis of a Class of Torsionally Coupled Building, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.103, No.ST4, pp.821-838, 1977
- 3-4) 藤井賢志: 任意方向からの水平 1 成分地震動を受ける偏心建物の柔側構面最大応答の上限値の推定, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.653, pp.1247-1256, 2010
- 3-5) 笠井和彦, 山下忠道, 山崎義弘, IGUSA Takeru: 振れ振動をともなう 1 層高減衰構造のスペクトル応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.636, pp.225-234, 2009
- 3-6) 構造システム: SNAP Ver.5 テクニカルマニュアル
- 3-7) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか: エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説, 2005.10.

第4章 Hybrid GA および弾塑性応答解析を用いた 制振改修における最適ダンパー配置

4.1 序説

本章では 2, 3 章で提案した等価線形化法に基づく改修設計法の妥当性を、より高い自由度を有する弾塑性モデルを対象とした最適ダンパー設計と比較することにより分析する。2, 3 章における手法では立体骨組モデルの構造特性を等価 1 質点モデルないしは縮約 2 構面モデルに縮約した上で、応答スペクトル法による応答評価に基づいて、必要ダンパー量を算定している。しかし、これらの手法では多層立体骨組モデルの弾塑性動的応答を 1, 2 自由度の等価線形化モデルで表現することで高次モードの捨象や弾塑性特性の線形近似などを行っており、こうした近似を含む手法により得られるダンパー設計解の最適性に関しては確認されていない。したがって、そうした縮約モデルに比べより自由度が多い構造モデルの弾塑性応答評価に基づく最適設計解と比較することでその最適性が議論できると考える。

等価線形化法による設計法とは別のアプローチとして、立体モデルの動的解析や固有値解析を用いて評価した制振建物の応答評価値を最適化アルゴリズムにより最小化することによる設計も試みられている^{4-1), 4-2)}。特に近年、最適化アルゴリズムとして遺伝的アルゴリズム (Genetic Algorithm, 以下 GA)⁴⁻³⁾を用いた検討が建築設計を含む様々な領域で応用されている。GA は膨大な繰り返し計算を要するものの、定式化が難しい目的関数であってもその最適解を探索できる。そのためコンピュータの処理性能の飛躍的向上に伴い、最適化問題を解くツールとして重要性を高めている。現状では設計解の性能評価において比較的計算量の少ない静的な構造設計問題や等価弾性架構を対象とした固有値解析への応用が多い^{4-2), 4-4)}。しかし近年のコンピュータの解析速度の向上は、自由度および解析負荷が大きい構造モデルの動的解析などにおいても、最適解探索を実現すると考えられ、そうした計算環境を構築できれば種々の近似を含む等価線形理論による改修設計法の妥当性を数値解析的に検証できると考える。

時刻歴応答解析を用いた最適化アルゴリズムの応用例として、加藤ら⁴⁻¹⁾は並列グリットシステムを用い、立体トラス鉄塔モデルの最適ダンパー配置を立体モデルの弾塑性応答解析と GA を用いて評価することにより導出している。しかし同手法における最適化計算では、計算負荷の大きい立体モデルの時刻歴応答解析の膨大な反復計算を必要と

するため多数のコンピュータによる並列計算を用いてなお膨大な計算時間を要し、まだ実務的に用いることのできる手法とは言い難い。辻ら⁴⁵⁾は、各層の投入オイルダンパーのリリース荷重の総和が一定のもと変位指標を最小化する最適化問題を解くため、立体モデルに比べ自由度を大幅に縮約した多質点せん断モデルの動的解析結果の感度解析を行っている。ただし、より解空間が広く探索難度が高いと考えられる、既定の変形条件を満たす条件下での弾塑性ダンパー投入量の最小化は検討されていない。

以上を踏まえ、本章では 2, 3 章で提案した改修設計法により得られる設計解の妥当性の検証を目的とし、対象とする架構各層の最大応答値を制振改修の目標変形以下とする変形制約のもとで投入ダンパー量などを最小化した設計解をダンパーの最適設計解と定義し、時刻歴応答解析と最適化アルゴリズムである Hybrid GA⁴⁶⁾を組み合わせたダンパーの最適設計解の探索を行う。解析対象モデルは卓上 PC を想定した実務的な計算環境での検討を実現可能とするため、立体骨組モデルに比べ比較的計算負荷が少ないものの、構造物の高次・ねじれモードや弾塑性特性を表現した多質点せん断モデルや擬似立体モデルを想定する。最適化手法により得られる最適ダンパー設計解と 2, 3 章で提案した改修設計解を比較することで、前章までに提案した応答スペクトル法に基づく改修設計法による設計解の最適性に関して議論する。

4.2 Hybrid GA を用いた最適ダンパー設計法の構築

2, 3 章で提案した設計手法によるダンパー設計解の妥当性を検証するため、高次モードやねじれ振動を表現できる多質点せん断モデルや擬似立体モデルの弾塑性時刻歴応答解析における最大応答評価値に基づく最適ダンパー設計解を最適化アルゴリズムにより探索する数値解析手法を構築する。

最適設計において性能指標として考慮する多層構造各層の弾塑性最大応答は、入力地震波の位相特性や各層の層剛性のバランスなどに依存し、複雑な形状の解曲面になると考えられる。こうした目的関数を対象とした最適化問題を扱う場合、連続関数の扱いに優れる解曲面の勾配を用いた非線形計画法の適用は難度が高いため、目的関数の勾配を用いずに多点的に探索を行うことが可能な汎用性の高い遺伝的アルゴリズムの導入が有効と考えられる。

そこで本節では、最適化アルゴリズムとして解空間を大域的に探索することが可能な単純遺伝的アルゴリズム (SGA) と局所探索ルーチンを組み合わせた Hybrid GA を用いることにより膨大な探索空間における解探索を効率的に行う手法を構築する。構築した HybridGA を用いて膨大な数の最適候補解の時刻歴応答解析による応答評価値を処理することにより、制振改修における各層のダンパーの最適設計解を得る最適化システムを構築する。

4.2.1 遺伝的アルゴリズムの概説

遺伝的アルゴリズム (GA) の概要に関して文献 4-7)に基づいて説明する。遺伝的アルゴリズムはダーウィンの「種の起源」、メンデルの遺伝則の 2 つに始まるダーウィニズムと呼ばれる生物進化のメカニズムを工学的にモデル化し、コンピュータプログラム上で再現することにより多点的な探索を可能とするランダムサーチに極めて近い手法で 1975 年に Holland⁴⁻³⁾により提案された。同手法は進化計算を繰り返し行うことにより、徐々に最適解の周辺に収束していくことが経験的にわかっているが、数学的にその現象は証明されていない。目的関数の勾配を利用せずに生物進化のプロセスと同様に段

階的に解を改善していくため、目的関数の定式化が困難であったり目的関数が多峰性の関数であったとしても最適解の探索が可能であり、汎用的な計算手法といえる。一方で関数の勾配を用いないランダム探索に近い探索手法であるため、膨大な計算量を必要とするが、近年のコンピュータの解析性能の向上が広範囲の最適化問題への応用を実現した。今後解析性能の更なる向上に伴い、さらにその適用範囲が拡張されることが期待されている。

図 4-1 に示すように GA における多点的な解の探索は、複数の最適解候補を表す個体群を探索領域に任意にばら撒くことにより行われる。解空間にばら撒かれた複数の初期解は自身の目的関数値のみの情報に基づき確率的に淘汰されることにより、世代ごとに進化を重ね目的関数値が最大となる点に向かって解が収束していく。したがって 1 点の初期解から解探索を行う古典的手法に比べ、局所解に陥るリスクが低減され大域的な探索が可能となる。また、多点探索を行うことにより、多峰性を有する複雑な解曲面を対象とした最適化問題への適用性も高くなる。さらに自身の目的関数値のみをもとに探索が進められるため、目的関数を数式的に表現することなく最適化計算を実施できる極めて汎用性の高い手法となっている。その半面、線形関数や凸関数などの比較的単純な形状の解曲面を有し、数理計画法に落とし込める最適化問題に多点におけるランダムサーチに近い遺伝的アルゴリズムを適用することは、必要以上の計算を要し非効率な手法となる。そのため、効率的な最適化計算を実施するためには対象とする最適化問題の性質を分析し、遺伝的アルゴリズムの使いどころを見極めることが重要である。

また、古典的な数理計画法と異なり、遺伝的アルゴリズムにおいてはその設計変数が遺伝子とそれにより構成される染色体として記号的に扱われる。そのため、最適化計算において設計変数を扱うためには染色体へのコーディングを行うことが必要となる。設計変数を記号化する際に設計変数が連続数でその範囲が無限である場合、染色体の数が無限となり最適解の探索が事実上不可能となる。したがって対象変数が連続数となる最適化問題を解くためには設計変数の探索範囲を有限区間に限定し、対象区間を適当な間隔で離散化することが必要である。このように、対象とする最適化問題の性質を見極めた上で、最適解を得るために必要な範囲において離散化した設計変数を、0 と 1 の 2 進数で表される染色体にコード化する手法を構築することが遺伝的アルゴリズムを応用

した最適化計算における要となる。裏を返せば解析変数を染色体にモデル化できれば、原理上あらゆる最適化問題における解探索が可能となる。

なお、GA における進化計算のプロセスは、選択、交叉、突然変異で構成されており、以下簡単に説明する。

①選択

GA で扱う各解候補の目的関数値（適応度）をもとに次世代に残す染色体を決定する操作であり、ダーウィンの進化論における適者生存をモデル化したものである。ルーレット選択、ランキング選択、トーナメント選択、エリート選択など様々な手法が提案されている。

ルーレット選択は全世代における各個体の適応度を全個体の全体適応度で割った選択確率をもとに、ルーレット盤上の領域を決定し、生成した乱数とルーレット盤を対応させる操作を次世代の解の個数分行うことにより、解を選択する手法である。適応度の高い個体にはルーレット盤上の広い領域が割り当てられるため、選択の機会が大きくなる。また適応度の低い個体にも選択される可能性が残されており、個体群の多様性を確保できる手法となっている。しかし、各解の適応度の差が小さい場合解の収束性能が低下する可能性が高くなる。またそうした場合において 1 つだけ突出した適応度をもつ超個体が現れると、急速に超個体が解集団の中で増殖することにより個体群の中の多様性が失われ初期に局所解に収束してしまう可能性があるなどの欠点がある。

ランキング選択は適応度の大きなものから順に並べ、その順序に対応した関数によって選択する手法である。各個体を適応度に応じてランク付けし、各ランクにあらかじめ定めた確率で個体を次世代に残す。確率はランクの高いものほど高く設定することで、適応度の高い個体が多く残ることになる。特にこの関係が線形の場合線形ランキング法と呼ばれる。本手法では各ランクに対応する確率を操作することにより、収束性能を改善することが出来る。

他には、全個体から複数の個体をランダムに選択し、適応度の高いほうを勝ち抜き個体として次世代に残すトーナメント選択がある。1 組のトーナメントに参加させる個体

数をトーナメントサイズとして設定することにより，収束性能を調節する．

さらに GA における進化計算において後ほど説明する交叉や突然変異を実施する場合，優良解の染色体が破壊されてしまい探索性能が悪化する可能性がある．そこで，個体群の中で最も適応度の高い個体は無条件で残すエリート選択などの手法が併用されることがある．ただし，エリート個体の遺伝子が集団中に急速に広がり，局所解に陥る可能性が高くなることに留意する必要がある．

②交叉

選択された個体の一部において，親個体の交配を行うことにより子個体を作成する交叉を適用する．この交叉の確率を交叉率として設定し，交叉が適用されない個体はそのまま次世代に継承される．交叉率は 0.6～0.8 とされる場合が多い．交叉は親遺伝子列とかけ離れた子遺伝子列を生成しう一方，親遺伝子列の共通な部分には変化をもたらさないという特徴を有し，個体の多様性を高め収束性を与える．

交叉は個体群の中からランダムに 2 つの親遺伝子列を選び，それらに遺伝子の交換操作を適用することにより行われる．図 4-2 に示すように交換操作の手法として，交叉点を 1 箇所選択し，片側の部分を入れ替える一点交叉，交叉点を多数点選択する多点交叉，各遺伝子における交換の有無を指示するテンプレートに基づいて交叉を行う一様交叉などが提案されている．

②突然変異

突然変異は遺伝子を一定の確率で変化させる操作であり，親個体に共通性のない遺伝子配列を生じさせることで，解集団における解の多様性を確保することが出来る．突然変異を適用する遺伝子は突然変異率に従って確率的に決定される．突然変異率が大きすぎると収束解までもが破壊されランダム探索に近い状態となるため，0.001 程度の低い値が与えられることが多い．任意の遺伝子座を確率的に選択しそのビットを反転するビ

ット突然変異や、順序型遺伝子列において 2 つの遺伝子座を交換する順序型突然変異、任意の部分列を選び任意に並び替えるスクランブル部分列突然変異などの手法がある。

上述した手順が 1 世代に 1 回ずつ適用され、最適化計算においては各世代の計算が反復的に実施されることにより、候補解を徐々に最適解へと収束させていくことが出来る。また、GA による最適解の探索性能は 1 世代における個体群のサイズ、交叉率、突然変異率などの GA パラメータに大きく依存するため、対象とする最適化問題の解空間の性質に応じてそれらを調節することで、最適な GA パラメータのキャリブレーションを行うことが、効率的な最適解の探索に有効である。

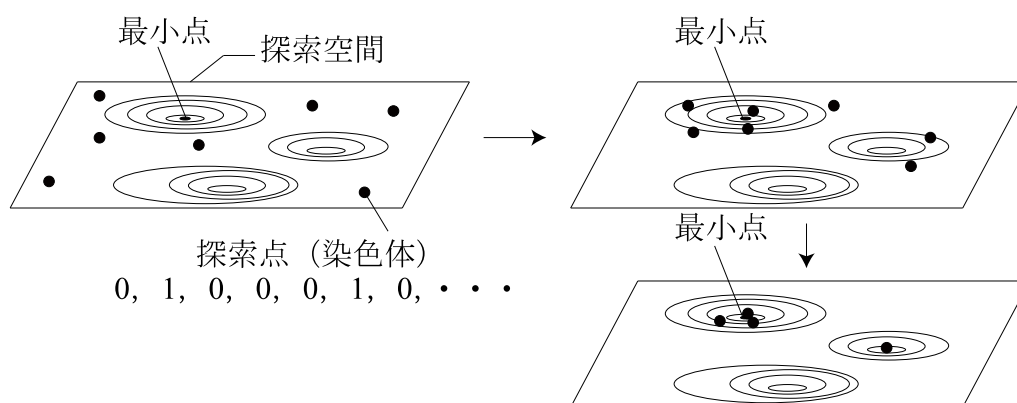


図 4-1 GA による探索概念

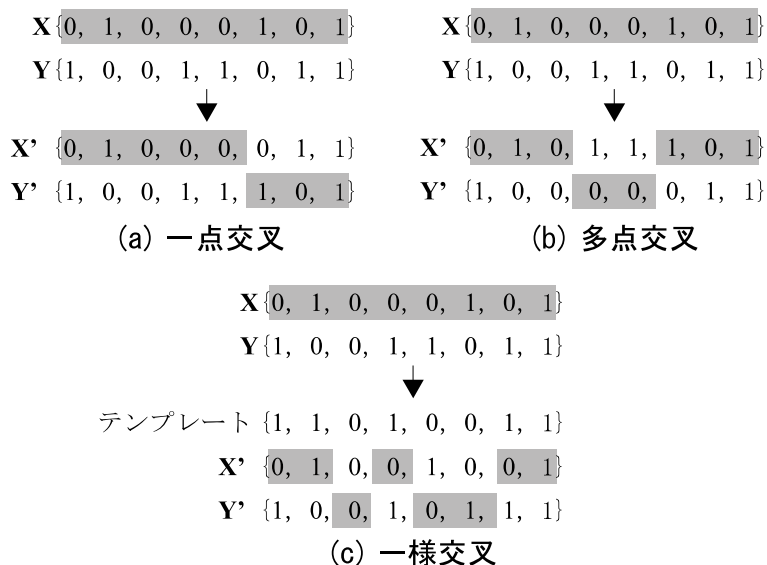


図 4-2 交叉手法

4.2.2 制振改修における最適ダンパー設計の定義

最適設計における目的関数と制約条件を設定し、最適化アルゴリズムを用いた最適ダンパー設計の探索を行うためには、最適ダンパー設計に関する定義を行う必要がある。最適化手法を用いて構造物の耐震設計を行う場合、各設計内容における構造的な耐震指標としては地震入力時の建物の最大、残留応答値、主架構の損傷、各層の損傷集中度などが考えられ、それらを最小化することを目的として構造要素を配置すれば、高い構造性能を有する耐震設計ができると考えられる。

一方、建築設計においては限られた予算の中で施工を実施することが求められるため、構造性能のほかに建築コストの検討が重要といえる。建築コストは材料や施工のコストなどにより構成され、仮に材料コストと建築コストが相関関係にあるとすれば、材料コスト、すなわち部材重量を最小化することにより、建築コストを低減することができると考えられる。さらに、建築の使用用途に応じた空間を確保するために、その建築計画に応じた構造要素の配置の制約を考える必要がある。改修設計においても、改修後の建物の構造性能の向上、改修にかかる費用の低減、改修後に求められる建築プログラムに応じた空間の確保が求められると考えられるが、これらの指標は互いにパレートの関係にあるため、最適設計を考える上ではどの指標を重視するかを決定し、最適化計算における目的関数と制約条件を設定する必要がある。

そこで本論ではまず耐震性能と改修費用のみに着目し、所要の耐震性能を確保した上で改修コストが最小となる設計解を最適ダンパー設計と定義する。所要の耐震性能として、改修構造物における想定地震時の各層の最大変形が耐震改修における目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ 以下となることを制約条件とする。また目的関数として、改修コストと相関性があると考えられる既存建物への投入ダンパー量を設定しその最小化を行う。さらに偏心建物におけるダンパー配置最適化においては、各層への投入ダンパー量を固定とし構造物のねじれ変形を最小化する平面的なダンパー配置を最適ダンパー配置として定義する。

4.2.3 無偏心モデルにおける最適ダンパー配置の探索手法

構造偏心のない無偏心モデルにおける最適ダンパー量の探索手法を構築する。解析対象としては多質点せん断モデルを想定し、想定地震入力時の各層の最大変形が改修の目標変形以下となる制約条件のもと投入ダンパー量が最小となる最適ダンパー設計を Hybrid GA と弾塑性時刻歴応答解析を組み合わせた最適化システムを用いて探索する。

4.2.3.1 最適化システムの概要

提案する最適ダンパー設計法のフローを図 4-3 に示す。最適ダンパー設計法は各設計解の応答評価を行うための弾塑性時刻歴応答解析プログラムと得られた応答評価解をもとに各設計解の適合度評価を行う最適化アルゴリズムにより構成される。最適化アルゴリズムとして、大域的な探索を行う単純遺伝的アルゴリズム (SGA) と最適解近傍で局所的な探索を行う局所探索ルーチンを組み合わせた Hybrid GA を用いる。

改修設計において最適ダンパー設計法を適用する場合、2 章で提案した手法を適用する場合と同様に、まず改修対象となる既存 RC 架構の静的増分解析を行うことにより、構造物各層の荷重変形関係を求めそれらの荷重変形関係をトリリニアの Takeda モデルにより近似することで弾塑性多質点せん断モデルを作成する。立体骨組モデルを簡略化した多質点せん断モデルを時刻歴応答解析の検討対象とすることで、膨大な繰返し計算を要する最適化計算の計算時間を低減することができる。

最適化計算においてはまず初期値として入力した既存 RC 架構の構造諸元を表す多質点せん断モデルの剛性、質量などの情報に基づいて、改修における各層の付加ダンパー量を表す初期ダンパー設計解を生成する。初期ダンパー設計解は、プログラム上で発生させた乱数に基づき遺伝的アルゴリズムを用いた最適化計算において想定する世代数と同数を生成する。それらの弾塑性時刻歴応答解析を行うことにより世代全個体の最大応答値を求め、各個体の適合度を評価する。得られた初期解の設計変数と適合度をもとにして選択、交叉、突然変異による進化計算を繰返し適用することにより、最良解を適合度の最も小さい最適解に収束させていく。

遺伝的アルゴリズムによる最適化計算は最適解への収束を判定するための明確な指標がないため、最適化計算を終了させるためには、各計算ステップで得られる最良解の収束を判定するための収束条件を定める必要がある。GA を用いた最適化計算においては各解析ループにおける最良解の適合度が 0 である連続回数が所定回カウントされた場合が収束ステップとして定められる。収束判定における収束ステップ数は解空間の大きさや解探索の難度に応じて適宜定められることが多い⁴⁻²⁾。また後ほど詳述するが本提案手法では局所探索ルーチンを併用した Hybrid GA を用いるため、適合度の改善率が 0 の世代が所定回数続いた場合最良解が最適解近傍にあるものと考え、局所探索ルーチンを作動させ適宜最良解を更新する。収束判定を満たし最適化計算が終了した世代における最良解を最適ダンパー設計解とみなす。

一方、図 4-3 中の左側には 2 章で提案した等価線形化法に基づく改修設計法のプロセスを併記する。同手法は応答スペクトル法による最大応答予測を前提とするため、作成した弾塑性多質点せん断モデルをその 1 次モードベクトルを考慮することにより等価一質点モデルに縮約し、さらにその等価減衰と等価剛性として改修の目標変形時の状態量を考慮するなどの大胆な近似を行うことで複雑な数値計算を省いた簡便な設計手法となっている。一方、本章で提案する最適化手法においては高次モードの影響を考慮した多質点せん断モデルの弾塑性時刻歴応答を直接的に評価し最適ダンパー設計解の探索を行うため、同手法により得られた最適ダンパー設計解は提案手法で仮定した上記の近似の影響を含まない。したがってそれら 2 つの設計法により得られた解を比較することにより、種々の近似を仮定した 2 章での提案設計法の妥当性を確認できると考える。

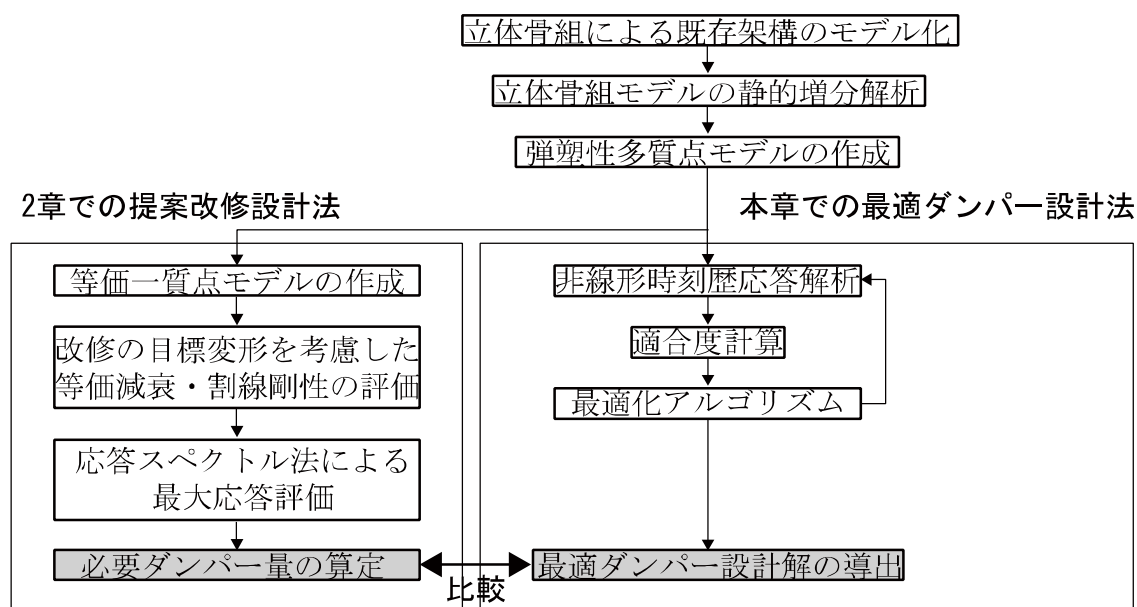


図 4-3 最適ダンパー探索システムのフロー（無偏心モデル）

4.2.3.2 多質点せん断モデルの弾塑性時刻歴応答解析

最適化システムに組み込む多質点せん断モデルを対象とした弾塑性時刻歴応答解析プログラムを Fortran 上で構築する。数値計算手法として Newmark- β 法⁴⁻⁸⁾（平均加速度法， $\beta=1/4$ ），減衰条件には初期剛性比例型減衰 $h=0.03$ をそれぞれ用いる。入力地震波は人工地震波 BCJ-L2 及び観測地震波（JMA Kobe (N-S)，El Centro (N-S)，Miyagi Oki (N-S)，Taft (E-W)，Northridge-Sylmar (N-S)，Hachinohe-Tokachi (E-W)）とし，入力地震波の刻み幅は BCJ-L2 は 0.01s，観測地震波は 0.02s とする。解析においては入力地震波の刻み幅をさらに 10 分割した区間において積分計算を行うことにより，弾塑性解析における剛性変化点での不釣り合い力による解析誤差を低減する。

扱う改修対象モデルは中低層モデルに限定するため，対象架構の曲げによる変形成分および $P-\Delta$ 効果は考慮しない。また構造物の幾何非線形性は考慮しない。多質点せん断モデルは，各層において図 4-4 における x 方向のみの 1 自由度を有し，同方向に地震波を入力する。図 4-4 に示すように，各部材の復元力特性として既存 RC 架構にはトリリニアの Takeda モデル⁴⁻⁹⁾，付加ダンパーには変位依存型の弾塑性ダンパー（BRB）とし

て、完全弾塑性のバイリニアモデルを用いる。Takeda モデルにおけるパラメータとして図中に示す値を各弾塑性ばねに与える。BRB の降伏変形角は 2 章で想定した値と同様の $1/830\text{rad}$ とし BRB 降伏後の歪硬化は考慮しない。弾塑性ダンパーとともに付加する付加弾性骨組（鉄骨フレーム）は完全弾性とし、付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 $K_{sf}/K_d=\gamma_s$ は 2 章で応答低減の有効性が確認された 0.05 で固定とする。以上より最適化問題の設計変数は付加ダンパーの初期剛性 K_d のみとなり、ダンパー剛性を決定すれば付加部材に関する諸元は全て定まる。

改修対象モデルは 5、9 層の中低層モデルとし、各層の自由度をせん断方向のみの 1 自由度とするため 10 自由度以下の簡便な計算モデルとなる。そのため弾塑性時刻歴応答解析の単位解析時間は卓上 PC（CPU：Intel Core i7 3.5GHz, RAM：8GB）を用いても、5 層モデルで 0.6 秒、9 層モデルでも 1.95 秒となり（BCJ-L2 入力時（地震データ長 12000 個（120s, 0.01s 刻み、積分計算 120,000 回））、これは膨大な反復計算を要する GA における適合度評価に応用可能なオーダーといえる。

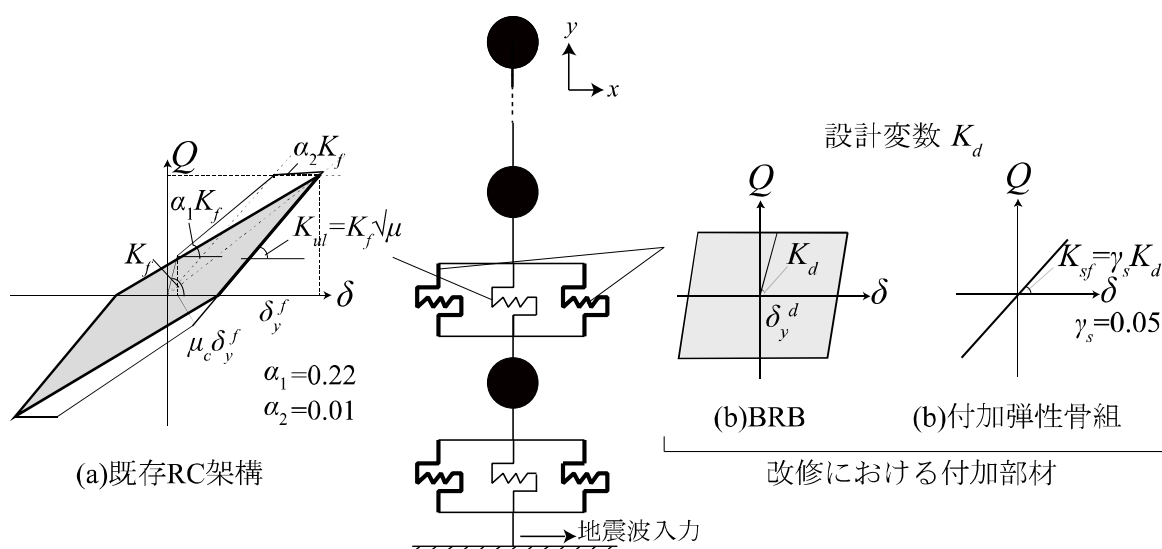


図 4-4 弾塑性時刻歴応答解析における解析モデル

4.2.3.3 最適化計算に用いる最適化アルゴリズム

遺伝的アルゴリズムなどの発見的解法は、古典的な勾配法に比べ解の探索精度が選ばれる乱数による選択確率に依存しランダム性を有するため、局所探索能力が低いという問題が指摘されている。こうした GA の弱点を補うため、大域的探索に優れた GA と局所探索アルゴリズムを組み合わせた Hybrid GA が次の 2 つのアプローチに基づいて提案されている。

- ・初期段階を GA で探索し、途中から局所探索アルゴリズムに切り替える⁴⁻¹⁰⁾。
- ・局所解を局所探索アルゴリズムで求め、局所解の集合に対して GA を用いる⁴⁻¹¹⁾。

本提案手法では前者の手法に基づいて、大域的な探索を得意とする単純遺伝的アルゴリズム (SGA) を最良解が収束解近傍に至るまで適用し、その後図 4-5 右側に四角で囲んで示した山登り法の考え方を参考に構築した最良解近傍での局所探索アルゴリズムを適宜作動させることによる Hybrid GA を導入する。

単一目的関数を扱う単純遺伝的アルゴリズム (SGA) において選択手法はトーナメント法とし、トーナメントサイズは 2 とする。交叉率は 0.4 とし、設定した交叉率で選択された各遺伝子座において独立に 1/2 の確率で入れ替える一様交叉を採用する。各遺伝子座における遺伝子の突然変異率は 0.01 とし、最適解として局所解に至ることを避けるため、解析途中 15~19 世代にかけて突然変異率を 10 倍に設定することで解候補の多様性確保を図る。各世代の個体数は 5 層モデルで 200 個体、9 層モデルで 400 個体とし、初期個体は生成した乱数に基づいて各遺伝子座をランダムに設定することで生成する。最適化計算において 5 層モデルでは 100 回、9 層モデルでは 150 回連続で適合度関数が更新されない場合、解が収束したものとみなす。GA におけるパラメータの設定値により解の探索性能は大きく異なるが、本論では文献 4-2) で用いられているパラメータを参考にして決定している。

一方、局所探索は最適解が局所解に陥る確率を高めるが、本論では局所探索ルーチンの発動条件 (世代間の最良解の改善率 0 の連続回数がある閾値を越えたときに発動させる。) を対象とする最適化問題の解空間の大きさに応じて調節することで局所・大域探索のバランスをとり、大域的最適解の探索精度と最適解への収束速度の向上を図る。局

所探索ルーチンの作動率が高いほど最適化計算における収束速度は速まるが、一方で局所最適解に収束してしまう可能性も高まることから、適度な作動率を設定することが必要と考えられる。解空間が大きい問題ほど大域的探索に時間を要し、適合度関数の推移が緩慢であると考えられることから、局所探索の発動条件は、5層モデルで2回、9層モデルで4回以上とする。局所探索においてはまず最良解の解析モデル各層のダンパー剛性を単位ダンパー剛性分(100kN/mm)微小に下げた最良解近傍のモデルを生成する。 N 層モデルにおいて各層のダンパー量を下げたモデルを作成すると、生成される最良解近傍のモデルの総数は N 個となる。次にそれらの時刻歴応答解析を行うことにより各層の最大応答値を計算する。ダンパー量を減らした解のいずれかが制約条件を満たしていれば適合度関数の最小解が得られるため、次世代の最良解として更新する。1世代分の計算を考えた場合局所探索は N 回の時刻歴応答解析のみで行え、GAにより世代全個体の適合度評価を行うのに比べて少ない計算量で最良解の近傍を探索できると考えられる。一方で、ダンパー量を複数層で同時に微小量下げる場合は検討していないため、本局所探索ルーチンは全ての近傍解を網羅的に探索しているわけではなく簡易的なものとなっている。

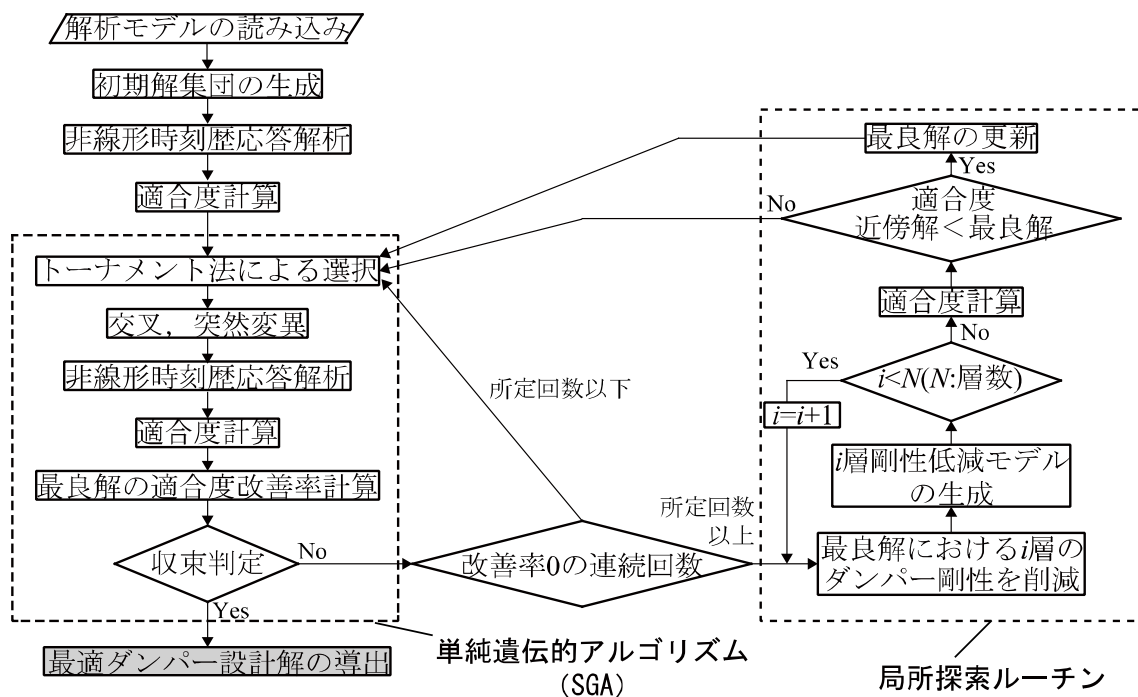


図 4-5 最適化アルゴリズムのフロー

4.2.3.4 設計変数のコード化

遺伝的アルゴリズムにより設計解の個体情報を処理するため、ダンパー設計の個体情報となる構造物各層の投入ダンパー量を 0 と 1 の 2 進数で表現される染色体としてコーディングする。改修における投入ダンパー設計解を表す各層の投入ダンパー剛性の情報は 0 以上の実数により表現され、上限を考えなければその解空間は無限となり最適解の探索は困難になる。またダンパー剛性の情報は連続数であるが、実設計におけるダンパー部材の導入を考える場合には微小な数値の差を厳密に考える必要はなく、連続数を有意な差で区切った離散数で表現できると考えられる。そこで、最適化計算のコストを減らすために解空間を有限区間の離散値に限定する。

ダンパー設計解のコード化の手順を図 4-6 に示す。まず 10 進数の実数により表される各層の投入ダンパー剛性を、100kN/mm 刻みで離散化する。ダンパーの降伏変形角を 1/830rad 程度とすれば、単位ダンパーの耐力は 400kN 程度を想定することになる。次に各ダンパー剛性を表す 10 進数を、0 と 1 の 2 進数で表されるバイナリコードに変換する。しかしバイナリコードを GA の染色体として用いた場合、隣り合う数字のハミング距離が異なるため GA を成立させている積み木仮説の有効性を下げることがあることから、2 進数と 10 進数において隣り合う数字のハミング距離を同様なグレイコード⁴⁻¹²⁾に変換する。グレイコードは変換したい 2 進数と変換したい 2 進数を 1 ビット右にシフトし先頭に 0 をつけたものの排他的論理和をとる。GA による最適化計算においてグレイコードを扱った場合、その有効性が改善される傾向があることが知られている⁴⁻¹³⁾。最後に全層のダンパー剛性を表すグレイコードを左側から順に結合したものをダンパー設計解の情報を表す各染色体としてコード化する。本手法による染色体のコード化において、各層のダンパー剛性を表す情報の最大格納値 S_i (kN/mm) は式(4-1)で表される。

$$S_i = 100 \left(\sum_{k=0}^{l_s} 2^k - 1 \right) \quad (4-1)$$

なお l_s は染色体において 1 層分のダンパー剛性を表現するために割り当てられた遺伝子長を表す。また解析モデルの層数 N とすると染色体の遺伝子長は $l_s N$ 、最適化計算における解候補数は $2^{l_s N}$ となり、 l_s を大きくすると解候補数及び計算負荷は指数的に増

大する．したがって，効率的な最適解探索を行うためには対象とする最適化問題のスケール，すなわち改修に必要な付加ダンパー量のオーダーに応じて各層のダンパー剛性を表現するための遺伝子長 l_s を変化させることにより，解空間の大きさおよび最適解の難度を調節することが必要となる．

本検討では解空間の大きさを比較的余裕を持った大きさとするため $l_s=8$ と設定し，各層のダンパー設計解の最大格納値は式(4-1)より $S_f=25500\text{kN/mm}$ となる．この場合，最適候補解の各層において $100\sim 25500\text{kN/mm}$ がダンパーの設計範囲となり改修設計解を表現するのに十分な検討範囲が確保できているといえる．扱う解析モデルに関しては，5，9 層の解析モデルを設定するため，染色体の遺伝子長及び設計解の解候補数はそれぞれ 5 層モデルで 45， $2^{45}=3.5\times 10^{13}$ 個，9 層モデルで 81， $2^{81}=2.4\times 10^{24}$ 個と膨大な数となる．上記の解空間を対象として卓上 PC において単なるランダムサーチを適用する場合，解の全探索には 5 層モデルで約 67 万年，9 層モデルで約 2.4×10^{18} 年かかり（BCJ-L2 検討時），実施不可能なオーダーとなる．

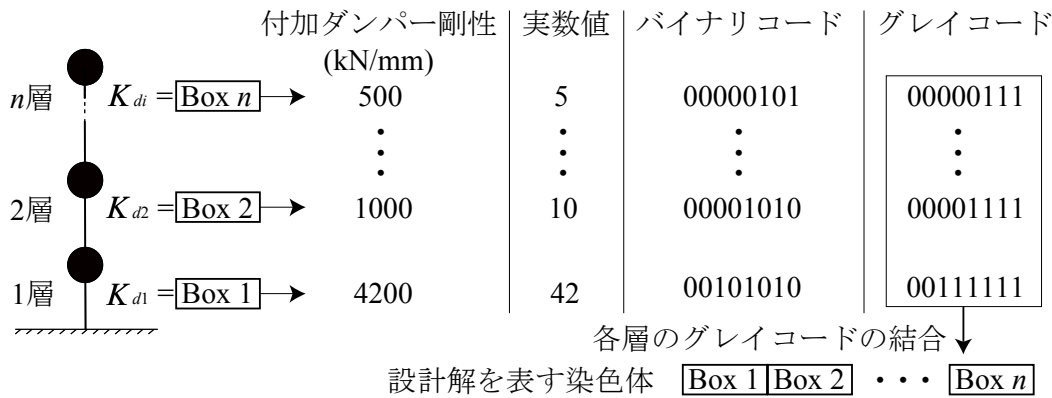


図 4-6 染色体のコード化

4.2.3.5 目的関数の定式化

本最適設計法では改修における目標変形を満たす条件のもと投入ダンパー量が最小となるダンパー設計解を最適ダンパー設計と定義していることから、制振改修における設計クライテリアを制約条件とし、投入するダンパー量（改修コストと同義）を目的関数とした制約条件付きの最小化問題を定式化する．具体的には改修架構各層の投入ダンパー剛性 K_{di} の総和を目的関数として設定し、設計変数として各層の投入ダンパー剛性 K_{di} を設定する．ダンパーの降伏変形 δ_y^d とダンパーと付加弾性骨組の剛性比 γ_s を固定としているため、ダンパーの付加剛性を定めることで改修における付加部材の設計に関する全てのパラメータが一意に定まる．

また遺伝的アルゴリズムを用いた最適化計算において制約条件を考慮する場合、制約条件を満たさない解の目的関数に対しペナルティーを加えて探索対象から取り除くことにより、制約条件のない問題とするペナルティー法⁴⁷⁾が適用できる．本提案手法では改修設計におけるクライテリアである変形条件を満たさない解を最適解から除外するため、入力地震波に対し建物各層の最大層間変形角 θ_{maxi} が改修の目標層間変形角 θ_{target} 以下を満たさない場合のみペナルティー関数 $G(x)$ を 1 とし、最適化計算における各ステップの適合度計算において、過大なペナルティー係数 ($r=1 \times 10^7$) を適合度関数 f に与えることによりペナルティーを課す．これにより適合度関数の最小化において制約条件を満足しない解の成績は大きく下がり、制約条件を満たすもののみを最良解の候補に残すことができる．以上本最適化計算における目的関数及び制約条件は式(4-2)で表される．

$$\begin{aligned}
 &\text{minimize} \quad f = \sum_{i=1}^N K_{di} + r \sum_{i=1}^N G_i(x) \\
 &\text{subject to} \quad \begin{cases} \theta_{maxi} > \theta_{target} & G_i(x) = 1 \\ \theta_{maxi} \leq \theta_{target} & G_i(x) = 0 \end{cases}
 \end{aligned} \tag{4-2}$$

4.2.4 偏心モデルにおける最適ダンパー配置の探索手法

平面的な構造偏心を有する多層偏心建物を対象とした最適ダンパー配置の探索手法を構築する。解析対象としては立体骨組モデルの各構面要素を多質点せん断ばねで模擬した擬似立体モデルを設定する。擬似立体モデルは多層構造物各層の x , y 方向の並進変形のほか平面的な耐震要素の偏在に伴うねじれ振動を表現できる。想定地震入力時の各層の最大変形が目標変形以下となる制約条件のもと投入ダンパー量およびねじれ振動が最小となる最適ダンパー設計を Hybrid GA と弾塑性時刻歴応答解析を組み合わせた最適化システムを用いて探索する。

4.2.4.1 最適化システムの概要

提案する最適ダンパー設計法のフローを図 4-8 に示す。最適ダンパー設計法は無偏心モデルの場合と同様にダンパー配置設計解の応答評価を行うための弾塑性時刻歴応答解析プログラムと得られた応答評価解をもとに各設計解の適合度評価を行う最適化アルゴリズム (Hybrid GA) により構成される。

既存 RC 架構の制振改修における平面的なダンパー配置を決定する上で最適解を効率よく探索するため、多質点せん断モデル、擬似立体モデルを対象とした 2 段階の最適化計算を行う。仮に平面的なダンパー配置を 1 段階の最適化計算で行う場合、最適解の候補となる染色体の長さは (層数) $\times$ (構面数) $\times$ (各構面に配分するダンパー量を表す遺伝子座の数) となり大きな値をとるため最適解の探索空間が非常に広くなることで最適解の探索難度が高くなる。一方、最適化計算を 2 段階に分割することで 1 つあたりの最適化計算における解空間の広さを限定でき解探索の難度を下げる可以考虑される。そこでまず前節で構築した多質点せん断モデルを対象とした最適化計算により各層の最適ダンパー設計解を算出し、得られた最適設計解を初期解と考えることで各層のダンパー投入量を固定とし、その配置のみを対象とした擬似立体モデルのダンパー配置の最適化を行う。

改修設計において提案最適設計法を適用する場合、図 4-7 に示すように改修対象とな

る既存 RC 架構を立体骨組モデルにより、既存 RC 架構を構成する各構面を平面モデルによりそれぞれ表現し、それらの静的増分解析を行うことにより縮約モデルである多質点せん断モデルおよび擬似立体モデルの各層、各構面の荷重変形関係を求めそれらの荷重変形関係をトリリニアの Takeda モデルにより近似することで弾塑性多質点せん断モデル、弾塑性擬似立体モデルを作成する。これらの簡略化モデルに対し最適化計算を適用する。

2 段階の最適化計算は多質点せん断モデル各層のダンパー剛性を設計変数とした投入ダンパー量の重量最小化と、擬似立体モデル各構面のダンパー配置に関する組み合わせ最適化により構成される。多質点せん断モデルを対象とした最適化においては先述した手法を用いるため、得られる最適解は各層において変形クライテリアを満足するダンパーの最小重量設計となっていると考えられる。擬似立体モデルを対象とした最適化計算において、多質点せん断モデルにおける最適解を初期解とし、目的関数として架構各層の最大振れ応答を設定することで、目的関数を最小化するダンパー配置を探索する。

本提案手法では無偏心モデルにおける最適化手法と同様に Hybrid GA を用いるため、適合度の改善率が 0 の世代が所定回数続いた場合最良解が最適解近傍にあるものと考え、近傍探索ルーチンを作動させ適宜最良解を更新する。また収束判定に関しても適合度関数が 0 の連続回数に基づいて行い収束世代における最良解を提案最適化手法による最適ダンパー設計解とみなす。近傍探索ルーチンの概要に関しては後述する。

一方、図 4-8 中の左側には 3 章で提案した等価線形化法に基づく改修設計法のプロセスを併記する。同手法は応答スペクトル法による最大応答予測を前提とするため、作成した多構面モデルを多層 2 構面モデルまたその 1 次モードベクトルを考慮することにより縮約 2 構面モデルに縮約し、さらにその等価減衰と等価剛性を用いて構造物の非線形性を考慮するなど、多くの近似を行うことで複雑な数値計算を省いた簡便な設計手法となっている。一方、本章で提案する最適化手法においてはねじれモードを擬似立体モデルの弾塑性時刻歴応答により直接的に評価することで最適ダンパー設計解の探索を行うため、得られた最適ダンパー設計解は提案手法で仮定した種々の近似の影響を含まない。そこでそれら 2 つの設計法により得られた解を比較することにより、3 章で提案した改修設計法の妥当性を確認する。

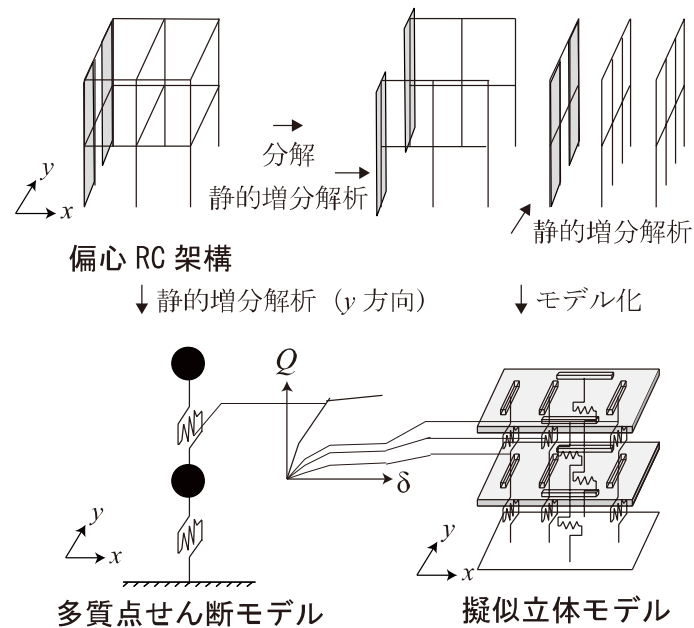


図 4-7 縮約モデルの作成

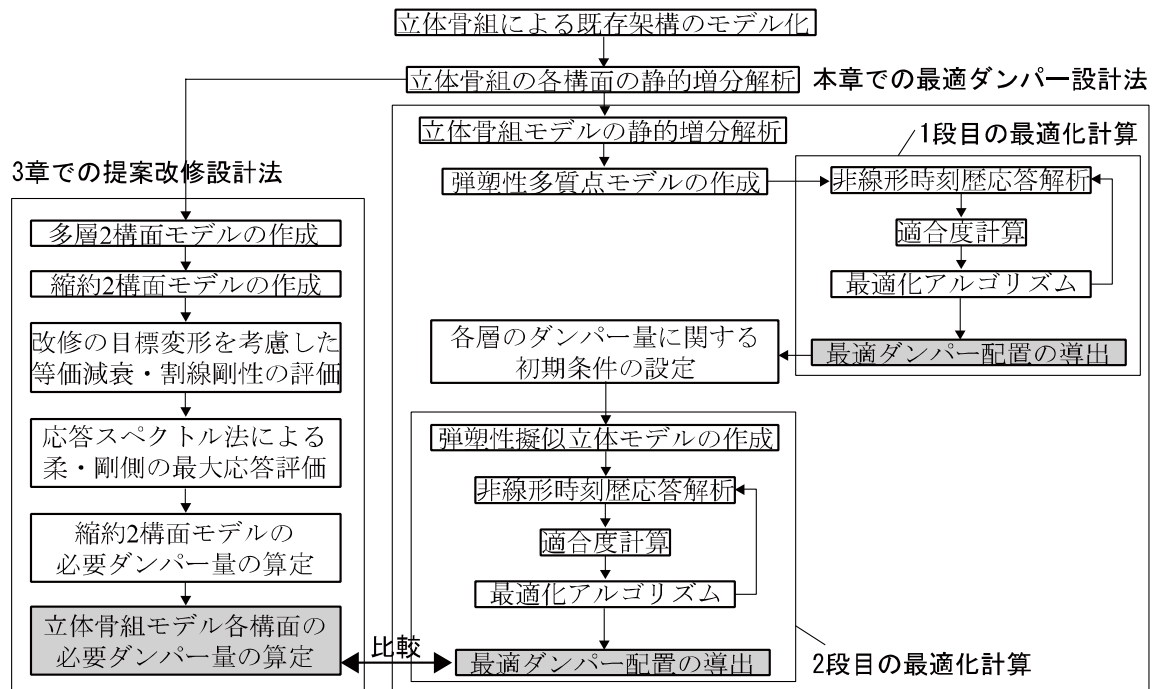


図 4-8 最適ダンパー探索システムのフロー（偏心モデル）

4.2.4.2 擬似立体モデルの弾塑性時刻歴応答解析

偏心建物のねじれ振動を考慮した応答評価を行うため、図 4-9 に示すように多層偏心立体骨組モデルの各構面を表すせん断ばねにより構成される弾塑性擬似立体モデルを対象とした時刻歴応答解析プログラムを構築する。本プログラムで扱う擬似立体モデルはグリッド状の平面を有する多層 RC 建物をモデル化の対象とし、各層において xy 方向にそれぞれ各構面における部材のせん断剛性 k_{xy} , k_{yx} を有する弾塑性せん断ばねを並列に配置したモデルとなっている。せん断ばねは並んでいる方向と直交方向にのみせん断剛性を有するものとし、各構面の面外剛性は考慮しない。また立体骨組モデルにおいては構面間を結ぶ直交梁が存在するが、擬似立体モデルの各方向において直交梁の影響は無視する。さらに各層の質量と回転慣性質量は各層の床面重心位置の一点に集中するものとし、各層の床の面内変形は考慮せず剛床を仮定する。よって、平面内における質量の偏在による質量偏心の影響は擬似立体モデルにおいて考慮しない。

改修架構を表す擬似立体モデルにおける各層各構面は RC 架構に加え、制振改修時に導入する地震時に弾性を維持する鉄骨フレーム(付加弾性骨組)、弾塑性ダンパー(BRB)をモデル化した 3 種のせん断ばねにより構成される。各部材ばねは並列に配置されると仮定する。それぞれのせん断ばねの復元力特性として、弾塑性ダンパーは完全弾塑性のバイリニアモデル、RC 架構はトリリニアの Takeda モデル⁴⁻⁹⁾、付加弾性骨組は弾性をそれぞれ仮定するものとする。擬似立体モデルにおいて剛性偏心のみならず耐力偏心も再現するため Takeda モデルのパラメータは各構面において一定に定めず、既存 RC 架構の各構面をモデル化した平面モデルの静的増分解析に基づく荷重変形関係の形状に応じて設定する。その際、安全限界変位とした層間変形角 $1/50\text{rad}$ までの範囲においてトリリニアの骨格曲線と荷重変形関係の仕事量が等しくなるようにパラメータを設定する。また改修に用いる座屈拘束ブレースの降伏変形角、付加弾性骨組および弾塑性ダンパーの剛性比 γ_s をそれぞれ前節と同様の $1/830\text{rad}$, 0.05 とする。

以上に設定した擬似立体モデルに地震波を入力したときの構造物の振動を表す運動方程式は、擬似立体モデルの剛床を仮定すれば式(4-3)で表すことができる⁴⁻¹⁴⁾。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}} \\ \ddot{\mathbf{y}} \\ \ddot{\boldsymbol{\theta}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \mathbf{C} \\ \mathbf{C} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{x}} \\ \dot{\mathbf{y}} \\ \dot{\boldsymbol{\theta}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_x & \mathbf{0} & \mathbf{K}_x \cdot \mathbf{e}_y \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_y & -\mathbf{K}_y \cdot \mathbf{e}_x \\ \mathbf{K}_x \cdot \mathbf{e}_y & -\mathbf{K}_y \cdot \mathbf{e}_x & \mathbf{K}_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x} \\ \mathbf{y} \\ \boldsymbol{\theta} \end{Bmatrix} = -\mathbf{m} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{x}}_0 \\ \ddot{\mathbf{y}}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4-3)$$

解析においては部材の設定した復元力特性による各構面のせん断剛性の変化に基づいて, xy 方向の剛性及び回転剛性を解析ステップ毎に更新する. 一方で幾何学的非線形性は考慮しない. 入力地震波は BCJ-L2 及び観測地震波とし, 解析においては入力波の時間刻みを 10 分割することで, 部材の剛性変化に伴う不釣り合い力を低減する. 応答解析における数値積分法は平均加速度法を用い, p - Δ 効果は考慮しない. 付加ダンパーによる質量の偏在は考慮せず, 各層の質量と回転慣性質量及び重心位置は不変とする.

擬似立体モデルの自由度はその剛床を仮定することで層数 $\times 3$ に整理されているため, 立体骨組モデルに比べ小さい. したがって擬似立体モデルにより少ない計算量で多層偏心モデルのねじれ応答を評価できるため, 最適化計算への応用も可能と考えられる.

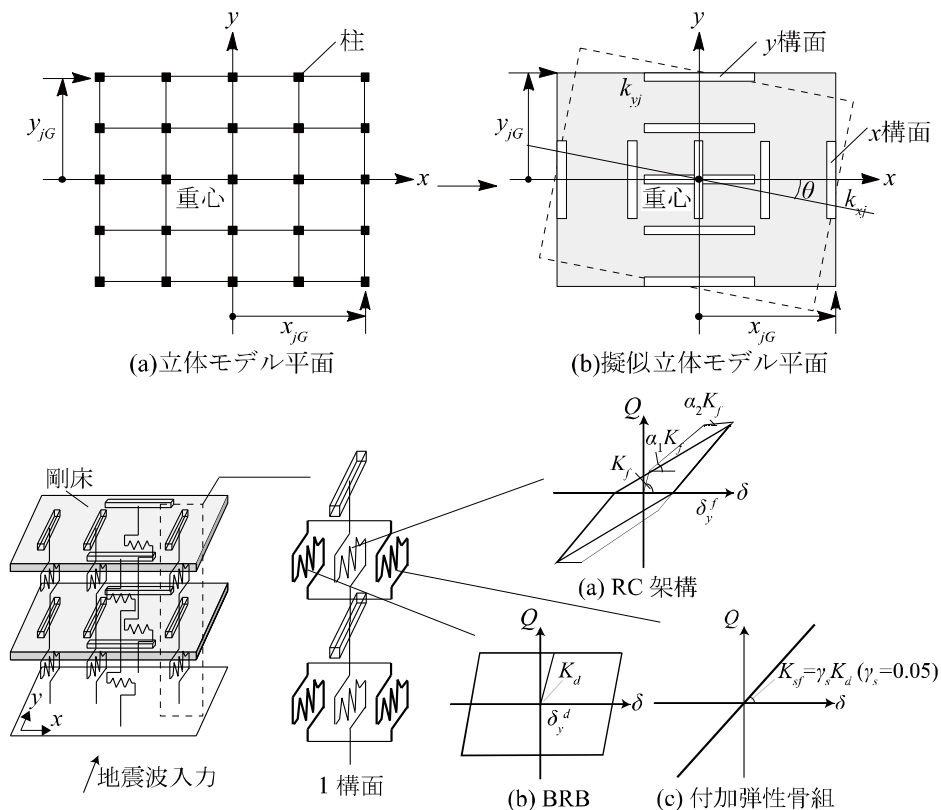


図 4-9 擬似立体モデルの概要

4.2.4.3 最適化計算に用いる最適化アルゴリズム

前節の無偏心モデルを対象とした最適化手法と同様に、大域的な探索を得意とする単純遺伝的アルゴリズム (SGA) に対し、図 4-10 の右側に示した近傍探索アルゴリズムを適宜作動させることによる Hybrid GA を導入する。

単一目的関数を扱う単純遺伝的アルゴリズム (SGA) において選択手法はトーナメント法とし、トーナメントサイズは 2 とする。交叉率は 0.4 とし、設定した交叉率で選択された染色体における各遺伝子座において独立に 1/2 の確率で入れ替える一様交叉を採用する。平面的な最適ダンパー配置を扱うことから前節で扱った最適化問題に比べ解候補数が多く探索の難易度が高い問題空間となるため、局所解への収束を回避するために突然変異率を 0.02 とやや高めに設定し、解析途中 15~19 世代にかけて突然変異率を 10 倍とし解候補を再度分散させる。一方、突然変異率が高いほど各世代の最良解が消滅する可能性が高くなるため、各世代において最良解を保存するエリート保存戦略を適用する。各世代の個体数は 200 個体とし初期個体は生成した乱数に基づいて各遺伝子座をランダムに設定することで生成する。最適化計算において 150 回連続で適合度関数が更新されない場合、解が収束したものとみなす。また組み合わせ最適化問題であるため、GA における交叉、突然変異の操作の前後において、各層のダンパー剛性を表す遺伝子座における 1 と 0 の数を常に一定となるように操作を行う。

一方、近傍探索ルーチンとしてまず最良解における構面境界の遺伝子を左右に移動させた最良解近傍のモデルを生成する。 N 層で構面数 n_x+n_y のモデルにおいて上記の操作を適用すると、生成される最良解近傍のモデルの総数は $2N(n_x+n_y)$ 個となる。次にそれらの時刻歴応答解析を行うことにより各層のねじれ応答値を計算する。近傍解の適合度関数が最良解に比べ小さい場合次世代の最良解として更新する。近傍探索の発動条件は、無偏心モデルの最適化計算の場合と同様の 2 回以上 (5 層モデル) とする。1 世代分の計算を考えた場合局所探索は $2N(n_x+n_y)$ 回の時刻歴応答解析のみで行え、GA により世代全個体の適合度評価を行うのに比べて少ない計算量で最良解の近傍を探索できると考えられる。なお複数の構面境界を同時にずらしたケースは検討していないため、本局所探索ルーチンは全ての近傍解を網羅的に探索しているものではない。

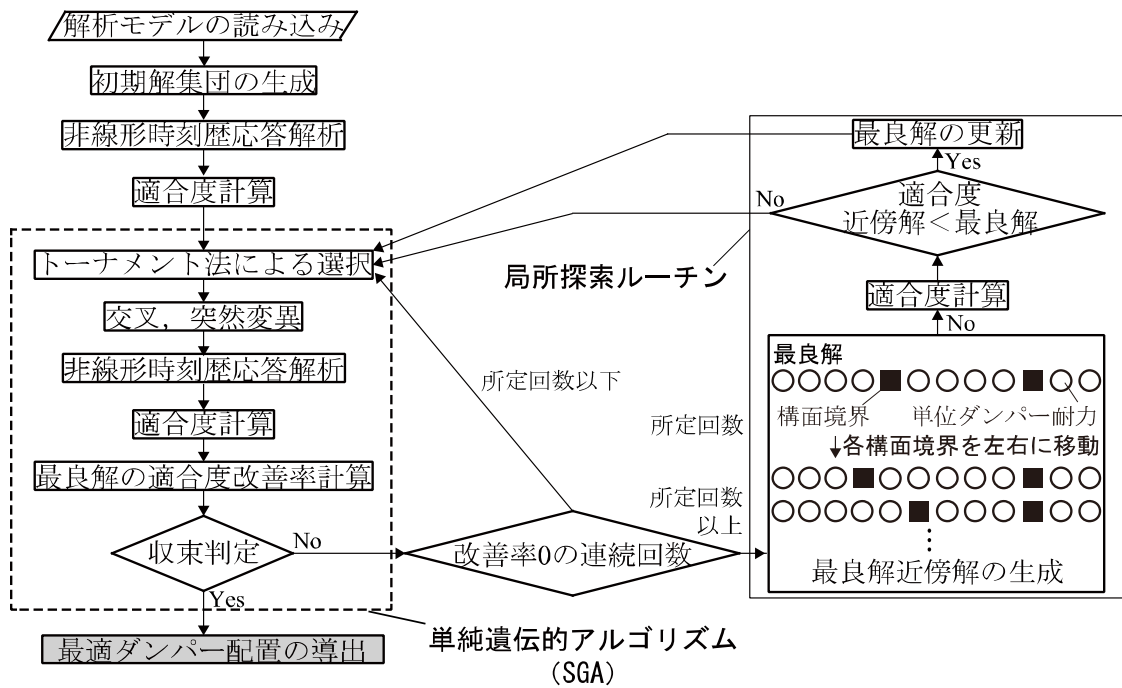


図 4-10 最適化アルゴリズムのフロー

4.2.4.4 設計変数のコード化

擬似立体モデルの各構面における最適なダンパー配分は、単位ダンパー剛性と各構面境界の順列パターンを 0 と 1 で図 4-11 に示すように幾何学的に表現できる。各ダンパー配置設計解において、0 が単位ダンパー剛性の存在を、1 が各層各構面のダンパー量を表す変数ボックスの境界を表すものとし、それらの 2 進数によりダンパー配置をモデル化した染色体がコーディングできる。0 により表現する単位ダンパー剛性 K_d^{unit} の値は改修設計に用いるダンパー部材のオーダーに応じて任意に設定可能とし、本論ではせん断剛性が 130kN/mm、せん断耐力が 500kN 程度のダンパーを単位ダンパーとして設定する。

改修対象とする立体骨組モデルの層数 N 、 x 方向に並ぶ構面数 n_{xi} 、 y 方向に並ぶ構面 n_{yi} とし、各層に投入するダンパー剛性 K_{di} を初期値として設定する場合、染色体中における 0, 1 の数 n_0 , n_1 は式(4-4), (4-5)で表され、遺伝子長 L は式(4-6)により表される。

$$n_0 = \sum_{i=1}^N K_{di} / K_d^{unit} \quad (4-4)$$

$$n_1 = \sum_{i=1}^N (n_{xi} + n_{yi}) - 1 \quad (4-5)$$

$$L = n_0 + n_1 = \sum_{i=1}^N K_{di} / K_d^{unit} + \sum_{i=1}^N (n_{xi} + n_{yi}) - 1 \quad (4-6)$$

式に示すように n_0 は初期設定した各層への投入ダンパー量に、 n_1 はダンパーの配置対象とする構面数に応じてそれぞれ設定される。そのため上記のコーディング手法は想定される問題規模に応じた解空間を柔軟に設定でき、最適解を効率的に探索できる。なお各層に投入するダンパー剛性は初期解で固定とするため、上記の染色体に対し遺伝操作を適用する際には各層のダンパー量の情報を現す 0, 1 の層数が遺伝操作の前後で一定となるような制約条件を加える。上記のように定義した染色体を対象とした最適化問題は、各層のダンパー配分の情報を表す遺伝子座において、それぞれの層に存在する構面の数に応じた構面境界の位置を選択する問題と考えられることから、最適化問題における解候補の数 N_s は式(4-7)により表される。なお式中 n_{li} は i 層のダンパー剛性を表す遺伝子座における 1 の数とする。

$$N_s = {}_{l_{s1}}C_{n_{11}} \times \cdots \times {}_{l_{sN}}C_{n_{1N}} = \frac{l_{s1}! \cdots l_{sN}!}{n_{11}!(l_{s1} - n_{11})! \cdots n_{1N}!(l_{sN} - n_{1N})!} \quad (4-7)$$

4.2.4.5 目的関数の定式化

本最適化問題においては、弾塑性時刻歴応答解析における擬似立体モデルの最大ねじれ変形が最小となる平面的なダンパー配置を最適ダンパー配置とする。そのため最適化計算における適合度関数 f として、弾塑性応答解析における擬似立体モデルの各層の最大ねじれ変形角 θ_{maxi}^t の総和を設定し、目的関数の最小化を試みる。設計変数は各構面の付加ダンパー剛性とする。第1段階での多質点せん断モデルを対象とした最適化計算の結果を踏まえ、制約条件は改修における各層への投入ダンパー量 K_{di} が1段目の多質点モデルを対象とした変形制約を満たす最適ダンパー設計解 K_{opt}^i で固定であることとし、染色体をコーディングする際に考慮する。以上より対象とする最適化問題は式(4-8)で表され、建物各層の最大ねじれ変形を目的関数とした単一目的関数の組み合わせ最適化問題となる。

$$\begin{aligned} &\text{minimize } f = \sum_{i=1}^N \theta_{maxi}^t \\ &\text{subject to } K_{di} = K_{opt}^i \quad (i=1 \sim N) \end{aligned} \quad (4-8)$$

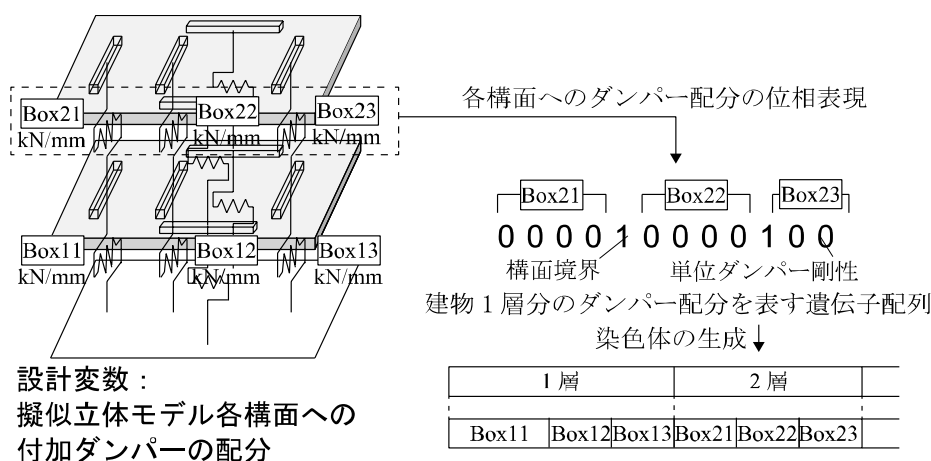


図 4-11 染色体のコード化

4.3 最適ダンパー設計解の探索

トルコの既存 RC 建物を対象として提案する最適設計システムを適用し、制振改修における最適ダンパー設計の適用を試みる。対象モデルは 2, 3 章で検討した無偏心、一軸偏心モデルを検討し、検討地震波としては人工地震波、観測地震波など位相の異なる複数の入力波を検討する。得られた最適解の収束状況および耐震性能を分析することにより、提案した最適化手法の適用性を検討する。

4.3.1 検討対象モデルと設計条件

解析モデルとして、2 章で検討した低剛性層を有する無偏心モデル、また 3 章で検討した中から比較的建物規模の小さい一軸偏心モデルを設定し、提案最適化手法を適用する。無偏心モデルとしては、図 4-12 に示す 2 章で扱ったモデルと同様の 5 層の多質点せん断モデル（5 層モデル、階高 3.2m）を設定する。各層において層剛性が均等な S モデルのほか、各層に低剛性層を有し層への損傷集中が懸念される 1L~4L モデルを設定する。また対象構造物の高さや振動特性の違いが得られる最適ダンパー設計解に与える影響を調査するため、5 層モデルと同等の耐力水準で設計された 9 層の多質点せん断モデル（9 層モデル、階高 3.5m）を併せて設定する。

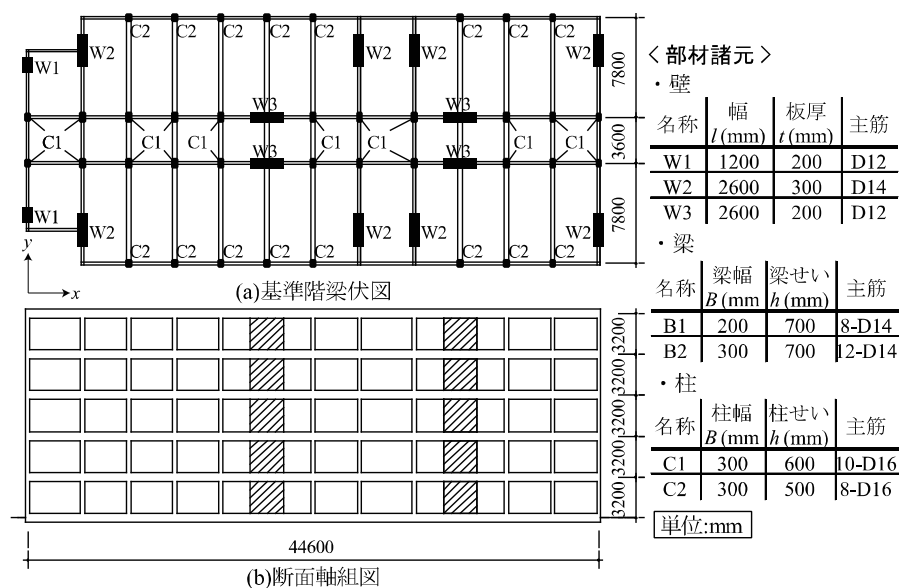
一軸偏心モデルとしては図 4-12 右に示す 3 章で扱ったモデルと同様の 1 軸偏心を有する 5 層の RC 建物を解析対象として設定する。対象モデルはともに耐震壁の偏在により 1 方向に偏心を有しており、図 4-13 より偏心率および断面半径の異なるモデルになっている。偏心率は下層ほど大きな値となっており、一部の層で建築基準法における基準値 0.15 を大きく上回っている。

これらの対象モデルに対し最適化システムを適用するため、無偏心モデルは多質点せん断モデルに、一軸偏心モデルは多質点せん断モデルと擬似立体モデルにそれぞれモデル化する。多質点せん断モデルへの置換においては各層の降伏変形角が一律（15mm）であると仮定した上で、Takeda モデル（ $\alpha_1=0.22$, $\alpha_2=0.01$ ）に当てはめ、各層の復元力特性を設定する。また 9 層モデルに関しても、各層の降伏変形角を一律（23mm）に仮定

し、同様の手続きで決定する。9層モデルの諸元を表 4-1 に示す。

擬似立体モデルは図 4-14 および図 4-15 に示すように立体骨組モデルの各層各構面の復元力特性を Takeda モデルに当てはめ、水平方向に材料非線形性を有するせん断バネによりモデル化する。点線で示す立体骨組モデルの各構面をモデル化した平面モデルの静的増分解析により得られた荷重変形関係を実線で示すトリリニア曲線に近似することにより作成する。作成した擬似立体モデルと立体骨組モデルの偏心率および弾力半径を図 4-16 に比較する。偏心率、弾力半径ともに擬似立体モデルは立体骨組モデルとよい対応を示しており、作成した擬似立体モデルは概ね立体骨組モデルの偏心特性を再現したモデルとなっていることがわかる。

制振改修における目標層間変形角を耐震性能評価指針⁴⁻¹⁵⁾における修復限界状態を満たす $1/150\text{rad}$ と設定し、改修の目標変形を満たすように弾塑性ダンパーと付加弾性骨組を付加することを検討する。降伏層間変形角が $1/830\text{rad}$ の弾塑性ダンパーと付加弾性骨組の付加を想定し、付加弾性骨組のダンパーに対する剛性比 γ_s は 0.05 とする。すなわちダンパーの最適配置を考える際にダンパーと付加弾性骨組の比率は各配置箇所で一定とし、最適化計算における設計変数をダンパー剛性のみに限定する。制振改修における検討入力地震波は表 4-4 に示す人工地震波 BCJ-L2 及び最大速度振幅を 50cm/s で規準化した観測地震波 6 波を適宜検討し、最適ダンパー設計法を適用する。



(A)Sモデル

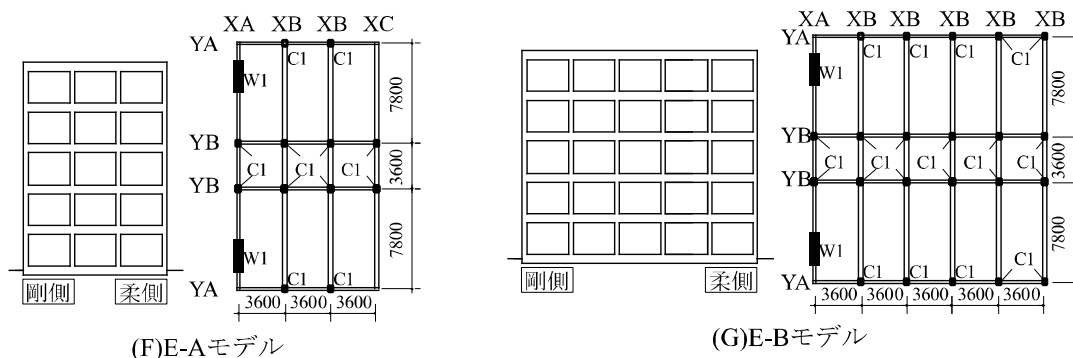
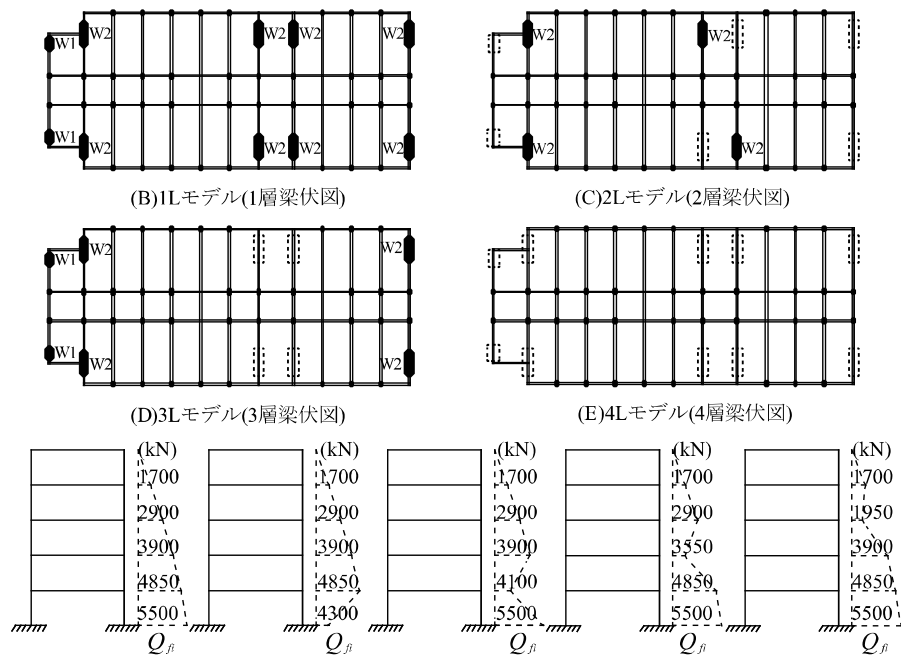


図 4-12 解析対象モデル

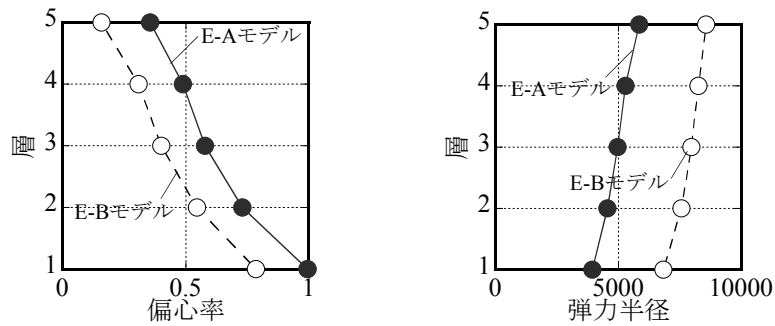


図 4-13 一軸偏心立体モデルの偏心率と弾力半径

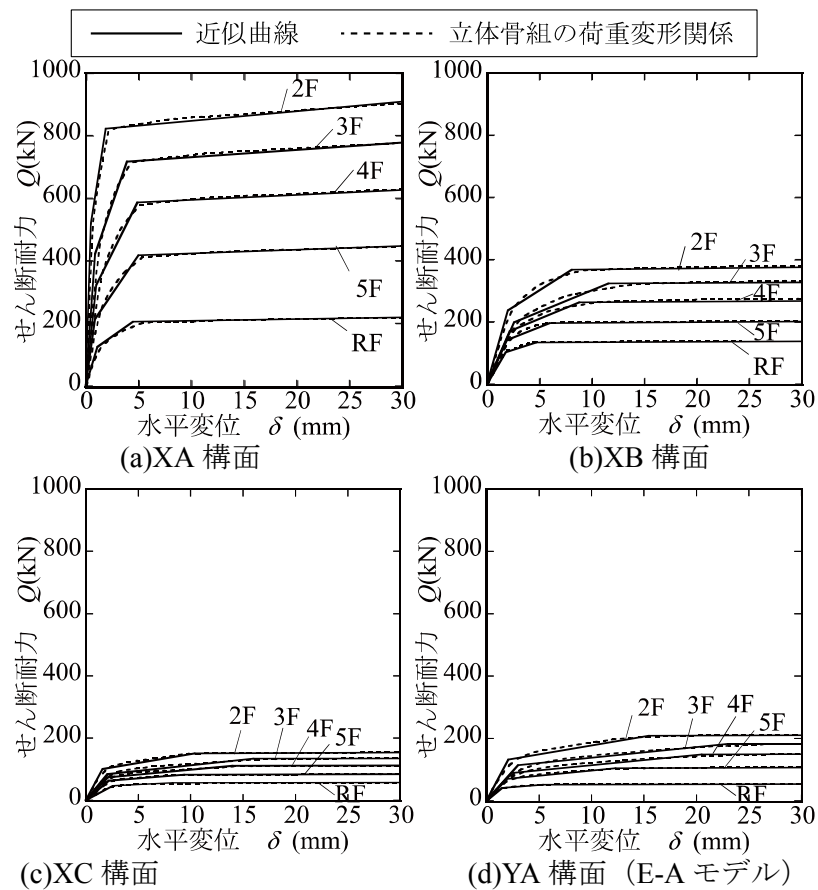


図 4-14 各構面の弾塑性特性（実線：近似曲線，点線：増分曲線）

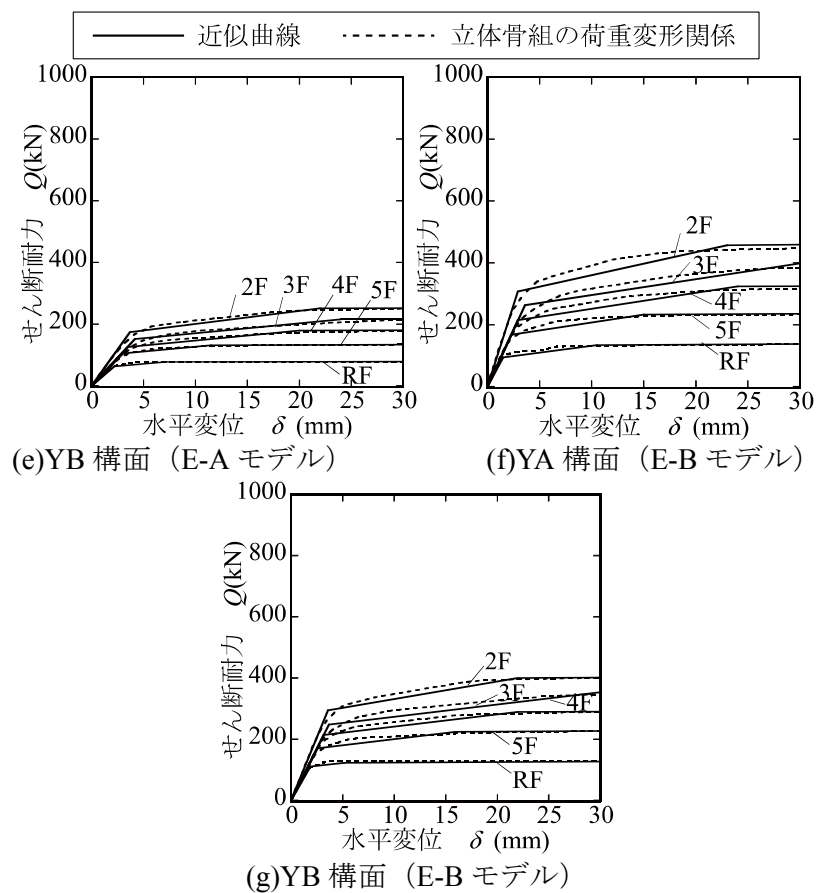
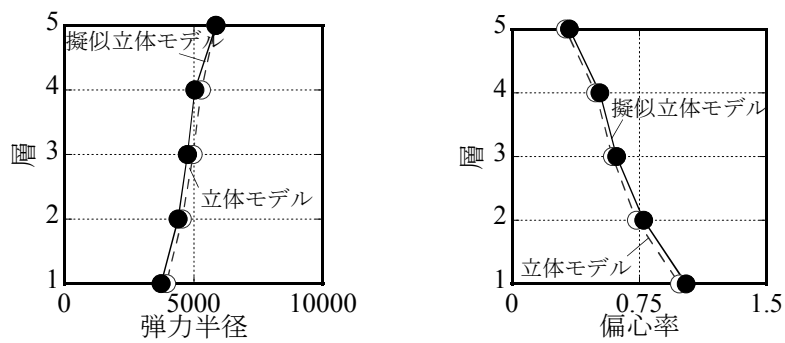


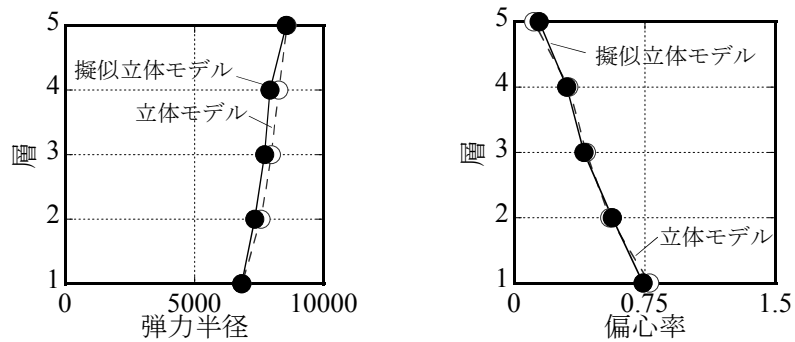
図 4-15 各構面の弾塑性特性（実線：近似曲線，点線：増分曲線）

表 4-1 9 層モデルの諸元

	初期剛性 K_{fi} (kN/mm)	降伏耐力 Q_{yi}^f (kN)	層質量 m_i (t)	降伏変形 δ_{yi}^f (mm)
9	572	3208.92	1940	23
8	714	4648.14	3880	23
7	847	6072.99	3880	23
6	975	7371	3880	23
5	1100	8514	3880	23
4	1219	9252.21	3880	23
3	1324	9810.84	3880	23
2	1421	10188.57	3880	23
1	1513	10575.87	3880	23



(a) E-A モデル



(b) E-B モデル

図 4-16 擬似立体モデルの弾力半径と偏心率

表 4-2 多質点せん断モデルの諸元 (E-A モデル)

	初期剛性 K_{fi} (kN/mm)	降伏耐力 Q_{yi}^f (kN)	層質量 m_i (t)	降伏変形 δ_{yi}^f (mm)
5	238.9	645	146	9.00
4	333.3	1100	306	11.00
3	392.3	1530	306	13.00
2	446.4	1875	306	14.00
1	708.3	2125	306	10.00

表 4-3 多質点せん断モデルの諸元 (E-B モデル)

	初期剛性 K_{fi} (kN/mm)	降伏耐力 Q_{yi}^f (kN)	層質量 m_i (t)	降伏変形 δ_{yi}^f (mm)
5	422.2	950	238	7.50
4	484.8	1600	503	11.00
3	573.3	2150	503	12.50
2	631	2650	503	14.00
1	984.1	3100	503	10.50

表 4-4 入力地震波の諸元

入力地震波	PGA (cm/s ²)	速度規準化倍率 (SF=1.0) (%)
JMA Kobe (N-S)	817.85	54
El Centro (N-S)	341.78	131
Miyagi Oki 1978 (N-S)	206.40	135
Taft-Kent Country (E-W)	174.42	287
Northridge-Sylmar (N-S)	826.80	74
Hachinohe-Tokachi (E-W)	176.58	131
BCJ-L2	355.66	100

4.3.2 解析対象とする抽象化モデルの応答評価精度

最適化計算における時刻歴応答解析の対象とする抽象化モデルの応答評価精度を確認する。無偏心モデルは多質点せん断モデルに、一軸偏心モデルは擬似立体モデルに抽象化しているため、それぞれのモデルの最大応答値を立体骨組モデルの最大応答値と比較することにより、抽象化モデルの妥当性を確認する。

まず、無偏心モデルにおいて立体骨組モデルと多質点せん断モデルの最大応答値を比較する。時刻歴応答解析における入力地震波は BCJ-L2 とし、多質点せん断モデルとしては各層の構造特性をトリリニアの非線形せん断ばねで設定したモデルを用いる。減衰条件として初期剛性比例型減衰を適用し、 $h=0.03$ とする。ただし弾塑性立体モデルにおいては初期剛性時の減衰を $h=0.05$ とし目標変形までの割線剛性を考慮した場合として $h=0.015$ を減衰定数として考慮する。

各モデルの時刻歴応答解析における各層の最大応答値を図 4-17 および図 4-18 に比較する。図より弾塑性応答に関しては低剛性層を有する 1L～4L モデルにおいて、低剛性層の最大応答値に関しては立体骨組モデルが多質点せん断モデルを上回っているものの、弾性解析及び弾塑性解析において最大層間変形の分布傾向は各モデルで概ね対応しており、設定した多質点せん断モデルにおいて立体骨組モデルにおける層への損傷集中の傾向は概ねモデル化されていると考える。

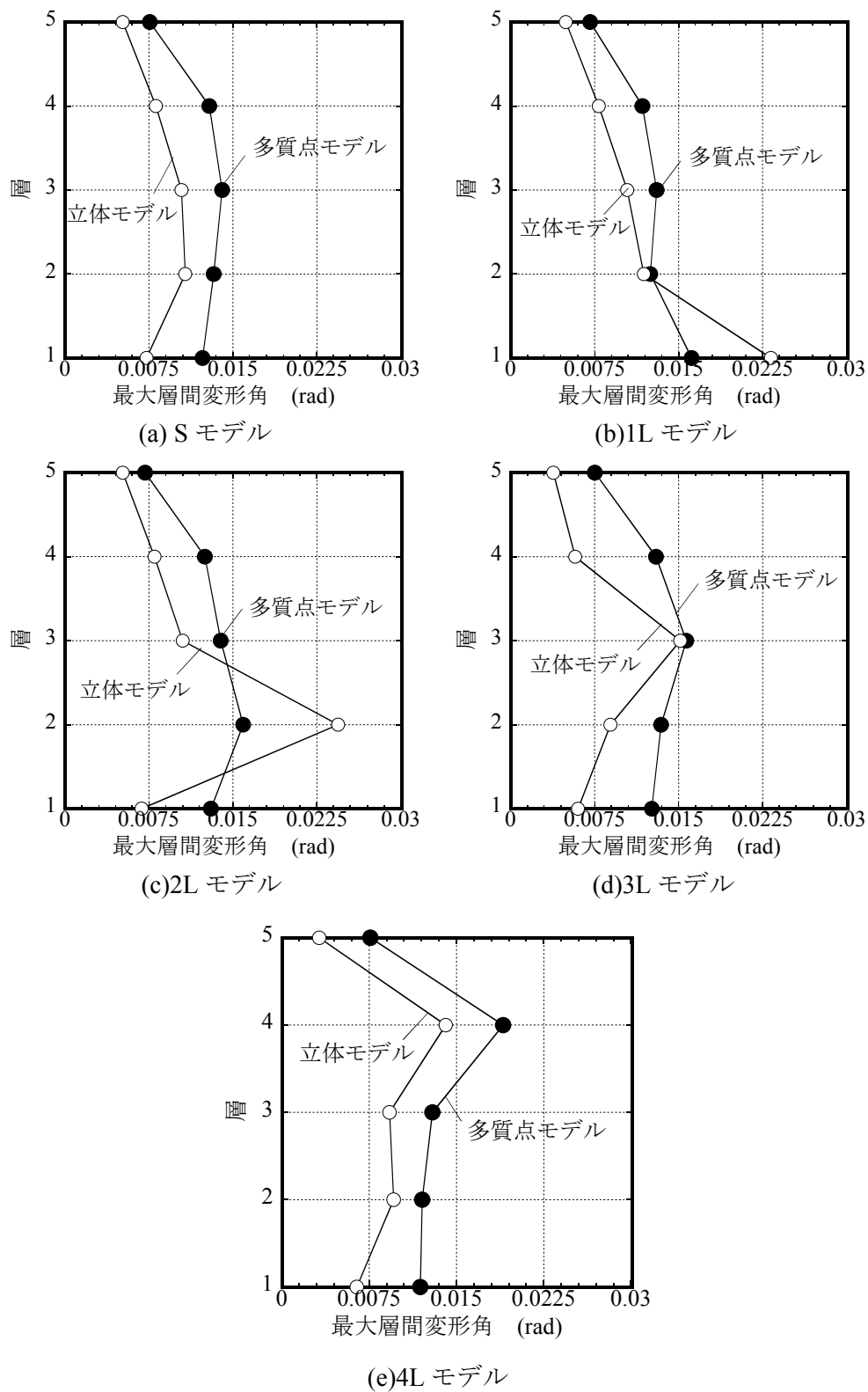


図 4-17 無偏心モデルの最大応答比較（弾性解析）

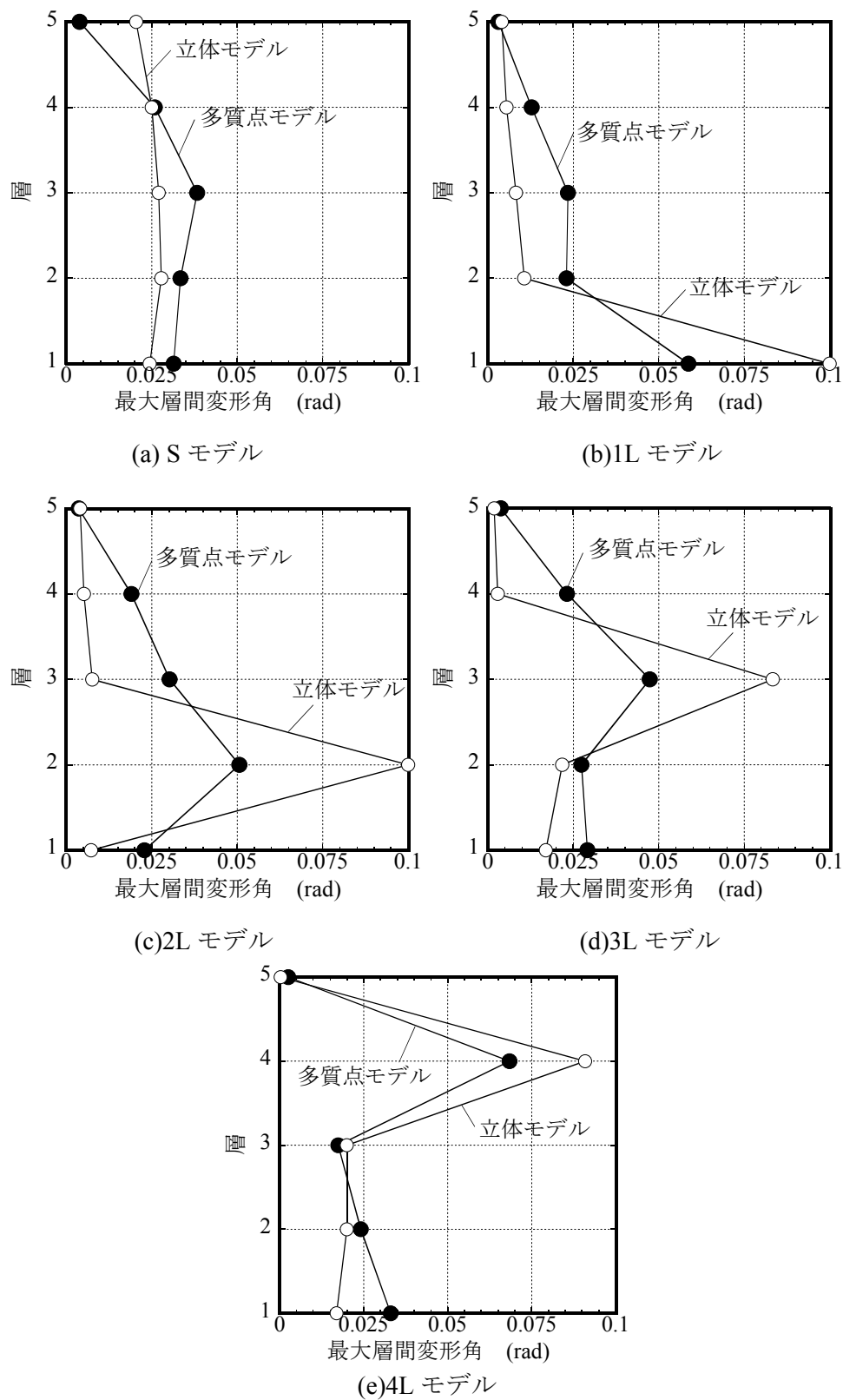
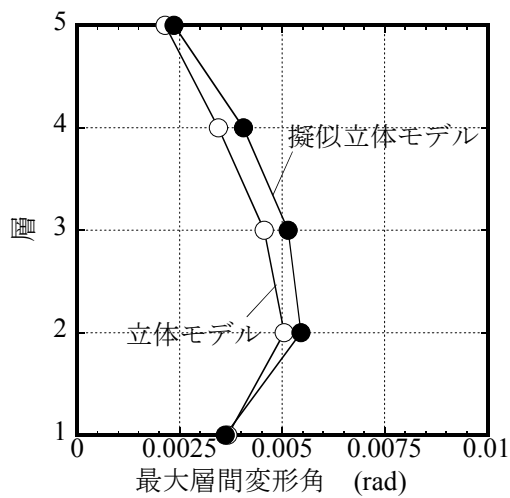


図 4-18 無偏心モデルの最大応答比較 (弾塑性解析)

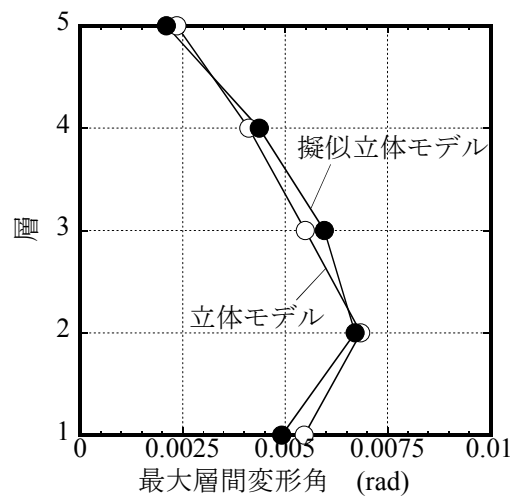
次に一軸偏心モデルにおいて、立体骨組モデルと擬似立体モデルの最大応答値および最大ねじれ応答値を比較する。時刻歴応答解析における入力地震波は BCJ-L2 とし、擬似立体モデルとしては各構面の構造特性をトリリニアの非線形せん断ばねで設定したモデルを用いる。減衰条件として初期剛性比例型減衰を適用し $h=0.03$ とする。ただし立体骨組モデルにおいては初期剛性時の減衰を $h=0.05$ とし目標変形までの割線剛性を考慮した場合として $h=0.015$ を減衰定数として考慮する。

図 4-19 および図 4-20 に部材特性を弾性とした線形解析における立体骨組モデルと擬似立体モデルの最大層間変形角および最大ねじれ角を比較する。図より線形解析において両者は概ね良好に対応し、擬似立体モデルを用いることにより、立体骨組モデルの最大層間変形角および最大ねじれ角を評価できることがわかる。

また、図 4-21 および図 4-22 に弾塑性応答解析における立体骨組モデルと擬似立体モデルの最大層間変形角および最大ねじれ角を比較する。図より弾塑性応答解析においては、最大層間変形角に関しては特に下層において擬似立体モデルが立体骨組モデルの応答を過大評価するが、各層の層間変形角の分布やモデル間の相対的な変形の大きさは擬似立体モデルにより概ね表現できているといえる。また最大ねじれ角に関しては弾塑性応答解析においても立体骨組モデルと擬似立体モデルの結果が概ね対応しており、擬似立体モデルを用いて弾塑性最大ねじれ角を概ね模擬できると考えられる。

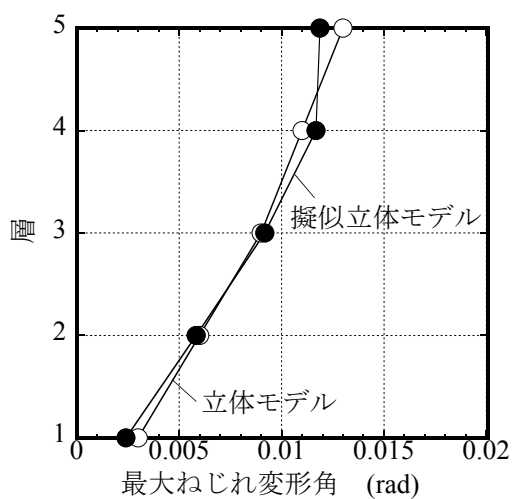


(a)E-A モデル

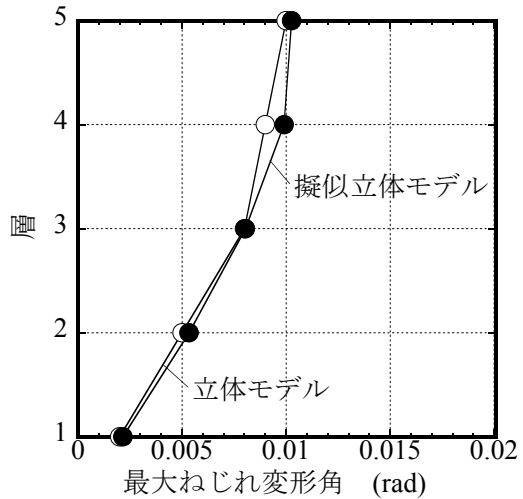


(b)E-B モデル

図 4-19 一軸偏心モデルの最大応答比較（線形解析）

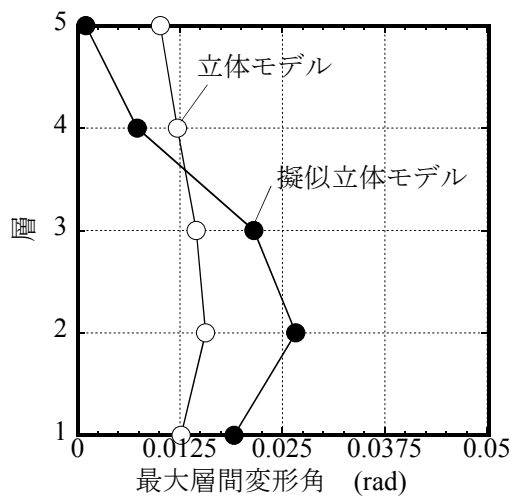


(a)E-A モデル

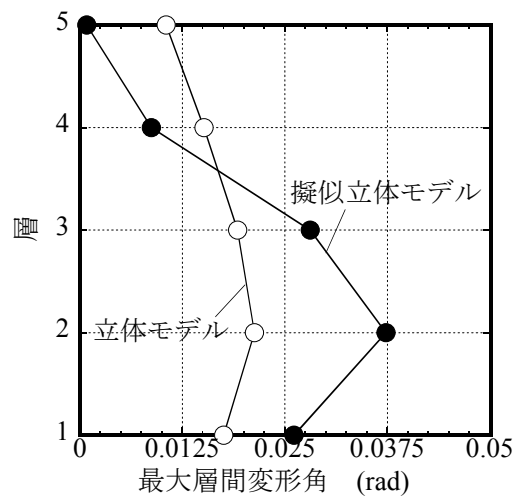


(b)E-B モデル

図 4-20 一軸偏心モデルの最大ねじれ応答比較（線形解析）

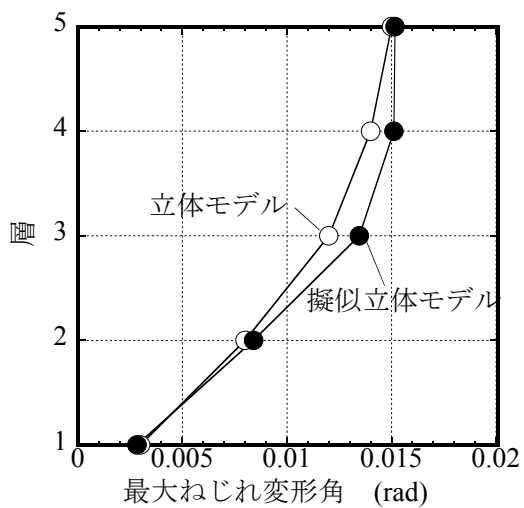


(a)E-A モデル

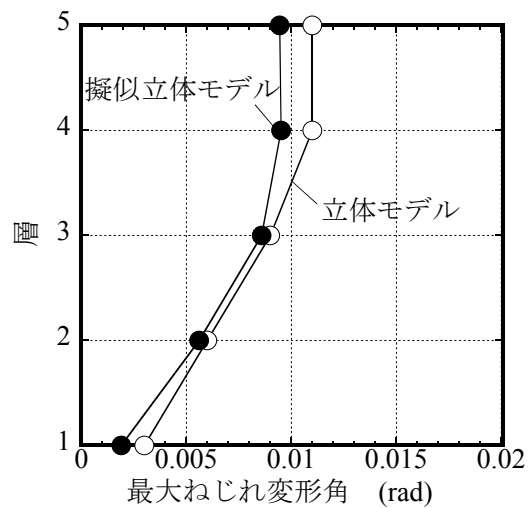


(b)E-B モデル

図 4-21 一軸偏心モデルの最大応答比較 (弾塑性解析)



(a)E-A モデル



(b)E-B モデル

図 4-22 一軸偏心モデルの最大ねじれ応答比較 (弾塑性解析)

4.3.3 最適ダンパー設計解の分析

位相の異なる地震波を入力した場合の最適ダンパー設計解を比較することにより、想定した入力地震波の位相や入力レベルの違いが得られる最適解に与える影響を分析する。

4.3.3.1 無偏心モデル

無偏心モデルにおける最適ダンパー設計解に関して分析する。各モデルを対象にして得られた制振改修における各層の最適ダンパー耐力、最適ダンパー耐力分布を図 4-23 および図 4-24 に示す。図より各入力地震波において無補強モデルの最大層間変形角が大きい低剛性層にやや多くのダンパーが配されており、損傷の集中しやすい低剛性層の耐力が補われていることがわかる。各層の最適ダンパー耐力に関しては各入力地震波によって大きな差異が見られるが、設計用地震波 BCJ-L2 入力時の最適ダンパー耐力は選定した 6 つの入力地震波に応じた最適ダンパー耐力の平均値と近接している。

一方、図 4-23 および図 4-24 の右側には全層における最適ダンパー耐力の最大値で各層の最適ダンパー耐力を規準化した各層の最適ダンパー耐力比を示す。Northridge 波を入力波とした場合はやや差が大きいものの、各入力地震波を想定したときの最適ダンパー耐力比が概ね一致することがわかる。さらに図 4-24(d)には 9 層モデルの最適ダンパー耐力比を示すが、5 層モデルの最適ダンパー耐力比と比較すると、5 層モデルに比べやや上層の投入ダンパー量の比率が小さく分布は丸みを帯びているものの、両者の形状は概ね一致していることがわかる。位相の異なる入力地震波を想定した場合の最適ダンパー耐力比の各層の標準偏差の平均値は 0.015 以下となり、各層へのダンパー耐力の最適な配分量を示す最適ダンパー耐力比は入力地震波の位相の違いや設定したモデルの高さによらず概ね一定になるといえる。以上より、BCJ-L2 を設計用入力地震波として想定した場合、他の地震波に対しても概ね妥当な設計解を与えられと考える。

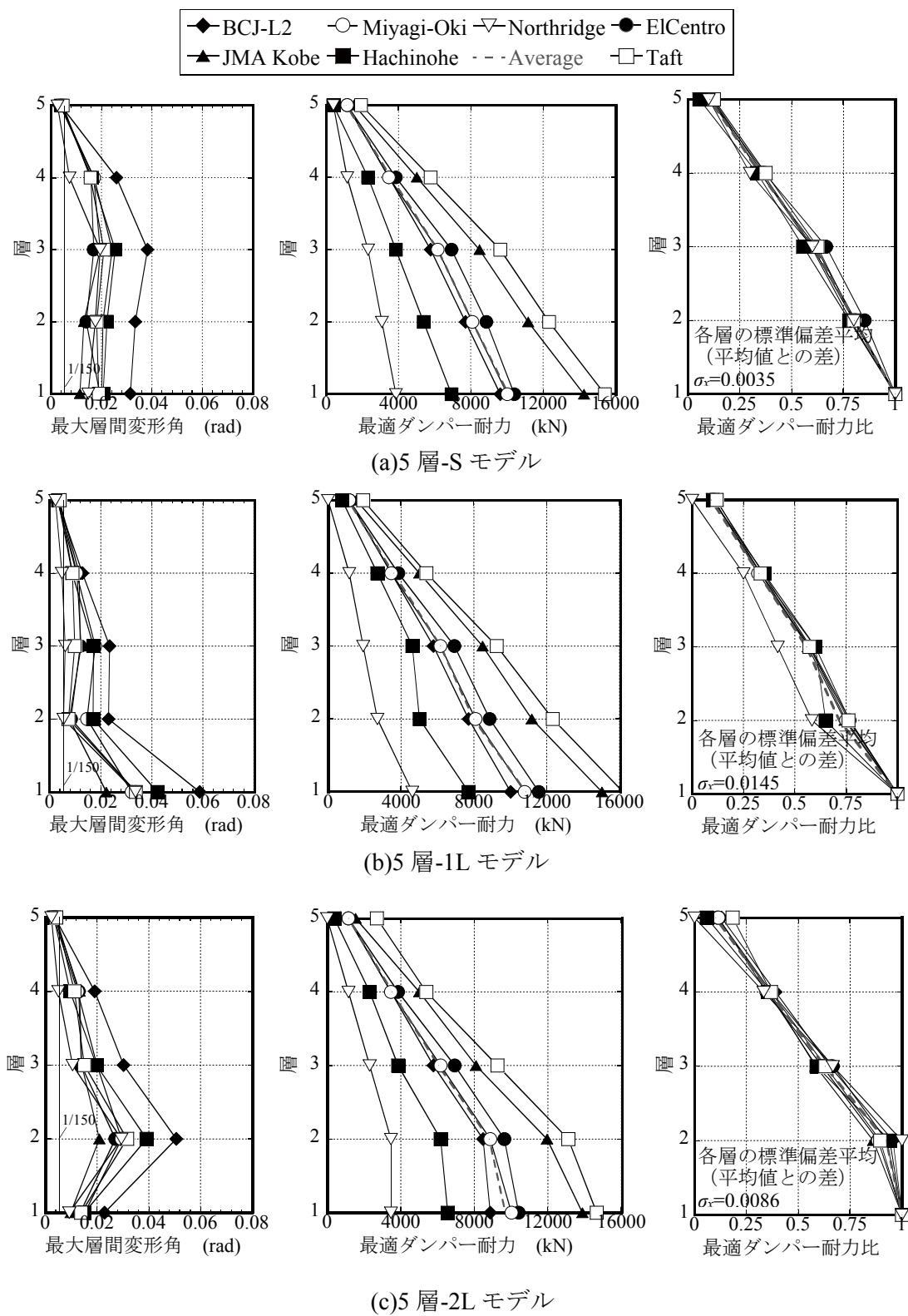


図 4-23 最適ダンパー設計解 (5 層 S, 1L, 2L)

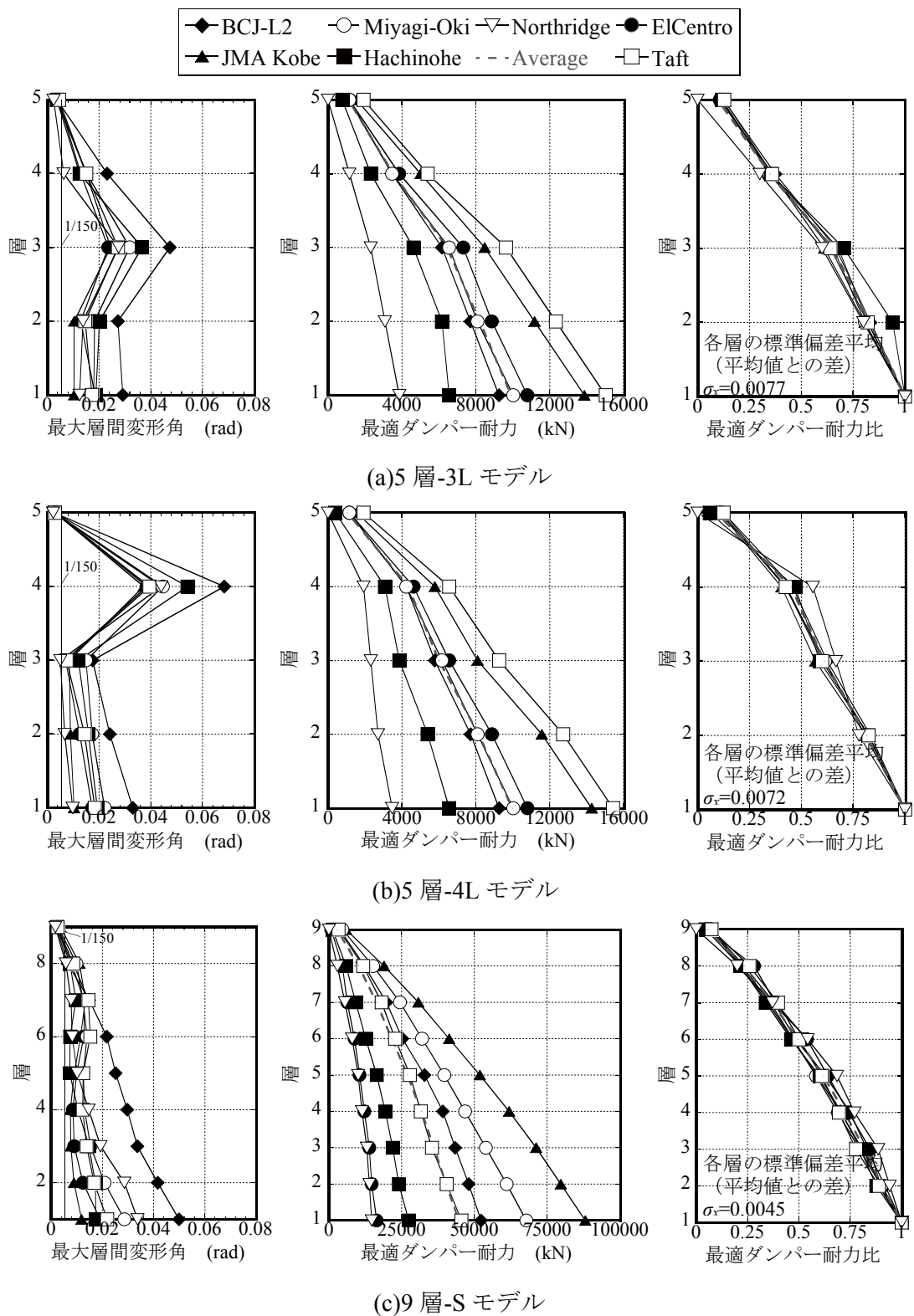


図 4-24 最適ダンパー設計解 (5 層 3L, 4L, 9 層 S モデル)

次に入力地震波の入力レベルと得られる最適ダンパー耐力の関係を考察するため、3段階の入力地震動倍率（SF）を設定し、各場合における最適ダンパー耐力を導出する。SFは最大速度を50cm/sに規準化した観測地震波と人工地震波原波をSF=1と設定し、SF=1, 1.5, 2の地震に対する検討を行う。図4-25に層剛性の均等なSモデルおよび低剛性層を有する1Lモデルの最適ダンパー耐力比を示す。各入力地震動倍率における最適ダンパー耐力比は、SF=1のときに比べ入力地震動を大きくした場合、地震波ごとのばらつきがやや小さくなるがその分布形状は入力地震動の強さによらず概ね一定であることが分かる。本検討におけるダンパー設計においては弾性要素である付加弾性骨組とダンパーの剛性比 γ_s を一定としている。そのため地震動の入力レベルが大きい場合においても、最適設計ケースにおいてはダンパーの増加とともに弾性要素の量もより多く配置されることで、低剛性層を有する架構においてもその損傷集中度を緩和し1次モード振動の比率を高めることに寄与していると考えられる。以上より、入力レベルの高い地震動においても同様の最適ダンパー耐力分布が得られていると考えられる。

図4-26に各入力地震動倍率におけるS, 1Lモデル各層の最適ダンパー量の総和を示す。対象モデルにおける低剛性層の有無によらず、入力地震動倍率の増加に伴い最適設計解における投入ダンパー量はほぼ一定の倍率で増加し、想定地震動の強さに応じ設計解において要求されるダンパー量は増加する傾向がみられる。またSFの各レベルにおいて設計用地震動BCJ-L2を想定した最適ダンパー設計解は、検討対象とした全地震波に対する最適ダンパー設計解の平均値に近接した値となっており、異なる強さレベルの地震波を想定した設計を行う場合においても、設計検討にBCJ-L2を用いることは概ね妥当と考えられる。

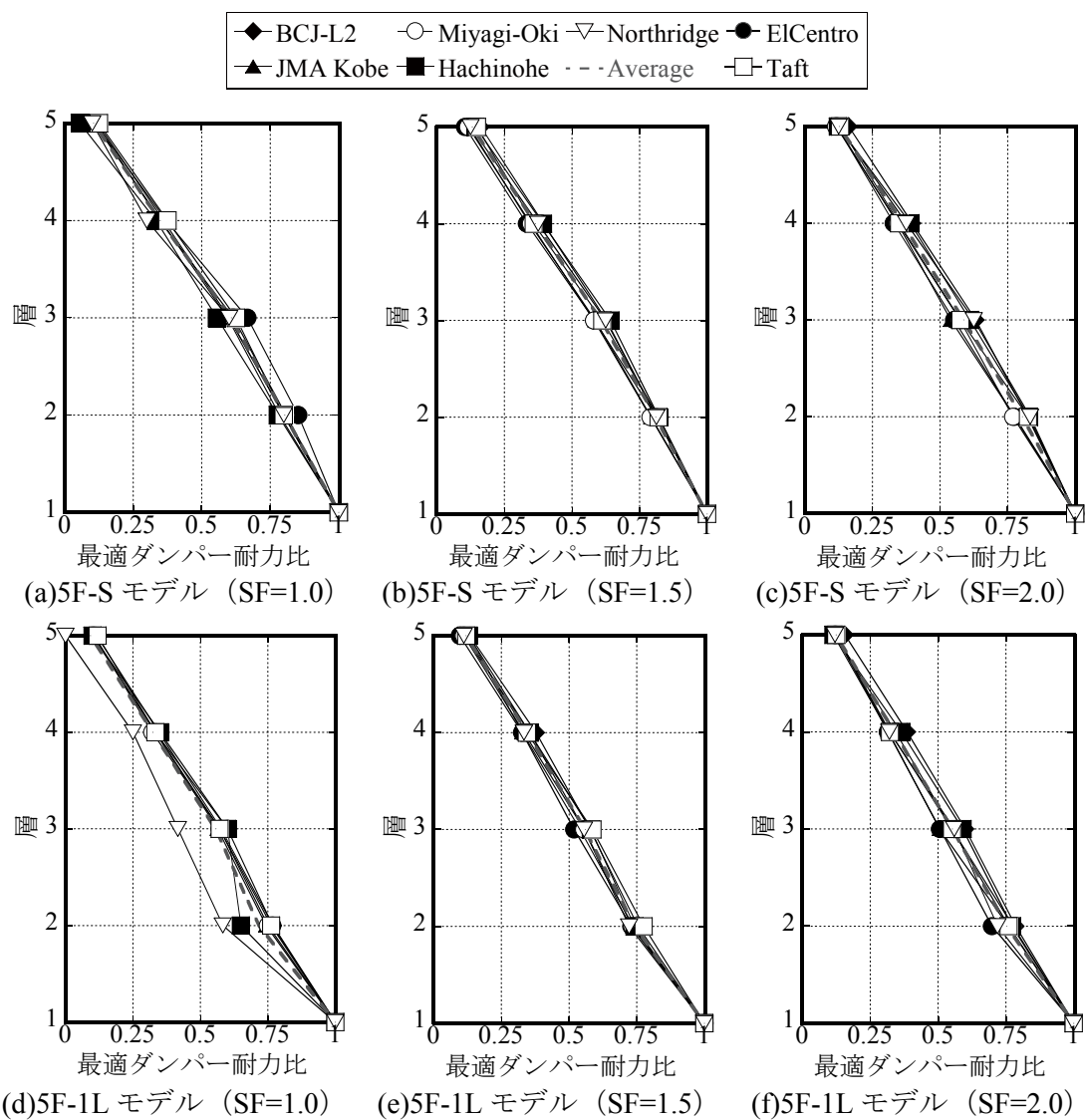


図 4-25 最適ダンパー耐力

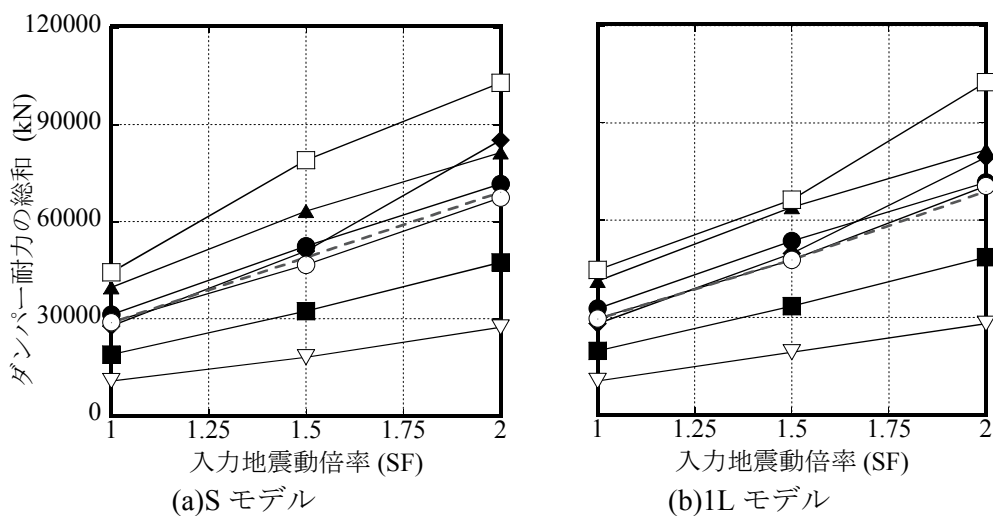


図 4-26 各入力地震動強さにおける最適ダンパー耐力の総和

なお最適化計算の複数回試行を行った結果、解空間の大きい 9 層モデルにおける最適解は、5 層モデルに比べ数 100kN/mm のオーダーでばらつく場合がみられたが概ね一致した。発見的手法である GA により得られた最適解は厳密な大域的最適解である保証はないが、適合度関数の推移が十分収束していることから、得られた解は少なくとも最適解に近い近傍解には至っていると考えられる。全ての最適設計解において設定した各層の最大変形に関する制約条件が有効に機能し、各層の最大層間変形角は制約条件である改修における目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ 以下になることを確認した。

最後に各モデルを対象とした最適化計算に要した計算量及び計算時間に関して考察する。まず表 4-5 に 5 層および 9 層モデルに対し地震波を入力した最適化計算に要した計算時間及び収束 step 数を示す。5 層モデルでは 200 世代程度、9 層モデルでは 800 世代程度で収束解に至っていることがわかる。収束までに要する世代数の差は 9 層モデルの最適ダンパー設計の候補解数が 5 層モデルの約 43 億倍と多くその解空間が大きいためであると考えられる。また、図 4-27、図 4-28 には入力地震波と解析時間の関係を示すが、解析時間及び 1step 当たりの解析時間はいずれも入力地震波のデータ数の増加に応じてほぼ線形的に増加していることがわかる。これは時刻歴応答解析における反復計算の量が入力地震波のデータ数に依存するためと考えられる。また入力地震波のデータ数が 1000 の場合、1step 当たりの解析時間は 9 層モデルが 5 層モデルの 10 倍程度、総解析時間は 40 倍程度大きい値となっており、解析対象とする多質点せん断モデルの質点数を増やすと解析負荷が飛躍的に増大することがわかる。これは、9 層モデルの自由度数が 5 層モデルの約 2 倍となっていることや解の探索空間の大きい 9 層モデルを対象とした最適化計算における 1step の個体数を 5 層モデルの 2 倍の 400 個体と多く設定していること、9 層モデルの収束までの世代数が 5 層モデルの 4 倍程度となっていることなどが影響していると考えられる。

なお、本検討で用いた卓上 PC の計算環境においては、立体モデルの時刻歴応答解析（入力地震波 BCJ-L2）の単位解析あたりの計算時間は剛床仮定とした 5 層モデルにおいて 570s であるのに対し本論で対象とする多質点モデルでは、5 層モデルで 0.6 秒、9 層モデルで 2.3 秒（BCJ-L2 入力時）と大幅に少ないため、実務的な計算環境での解析が可能となっている。卓上 PC は Windows7 のオペレーティングシステムにより構成され、

メモリ 8GB, Intel Core プロセッサ i7 3.5GHz のスペックを有している。(一部スペックの異なる PC で解析を行ったものの、計算時間は大きく変わらなかった。) 一方、図に示す適合度関数の推移から 5 層モデルにおいて 200 世代、9 層モデルにおいて 800 世代程度を最適解への収束世代と仮定し、立体骨組モデルを対象とした最適化計算を行う場合の計算量を考えると、5 層モデルで 2615 時間 (108 日間)、9 層モデルで 20811 時間 (867 日間) (いずれも BCJ-L2 入力時、交叉率 0.4、突然変異率 0.01 を想定) と膨大な計算量となり、実務的な最適化計算の適用は現実的とはいえない。したがって、立体骨組モデルをある程度抽象化したモデルを最適化計算の対象モデルとすることは、現時点での現実的な計算環境での最適化計算を想定した場合有効であると考えられる。

表 4-5 各解析ケースの計算時間

	地震波データ数	計算時間 (s)	収束Step	1stepの解析時間 (s)
5層Sモデル BCJ-L2	5000	21567	220	98
5層Sモデル JMAKobe	2000	6483	171	38
5層Sモデル Miyagi-Oki	1000	3623	188	19
5層Sモデル Hachinohe	1000	2546	178	14
5層Sモデル Taft	1000	3795	201	19
5層Sモデル ElCentro	1000	3628	171	21
5層Sモデル Northridge	4500	11176	164	68
9層Sモデル BCJ-L2	5000	未計測	647	
9層Sモデル JMAKobe	2000	未計測	829	
9層Sモデル Miyagi-Oki	1000	114861	560	205
9層Sモデル Hachinohe	1000	138798	717	194
9層Sモデル Taft	1000	144777	752	193
9層Sモデル ElCentro	1000	162358	821	198
9層Sモデル Northridge	4500	未計測	628	

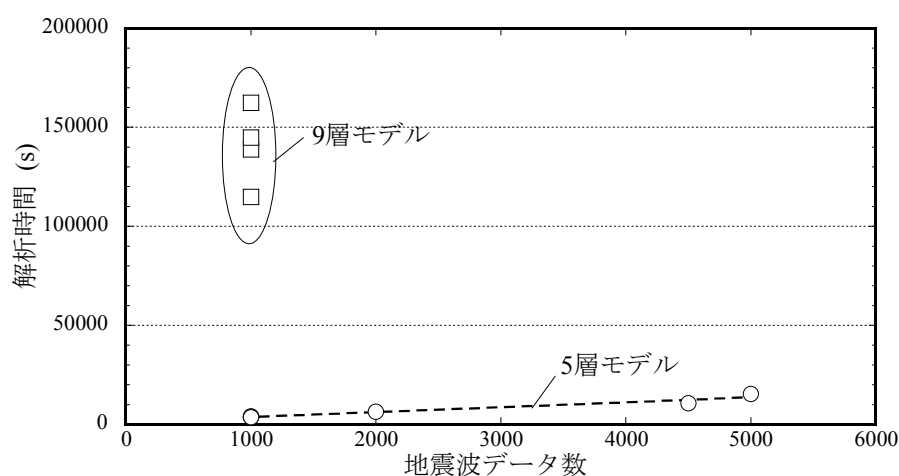


図 4-27 入力地震波のデータ数と解析時間の関係

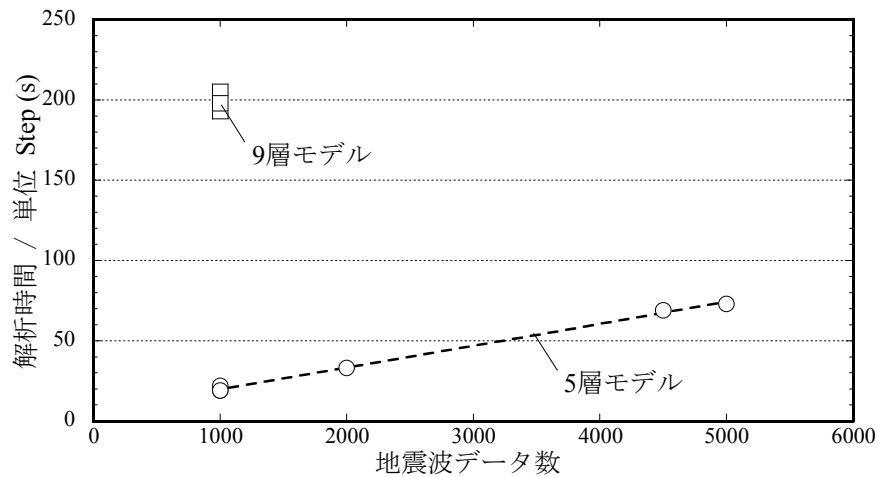
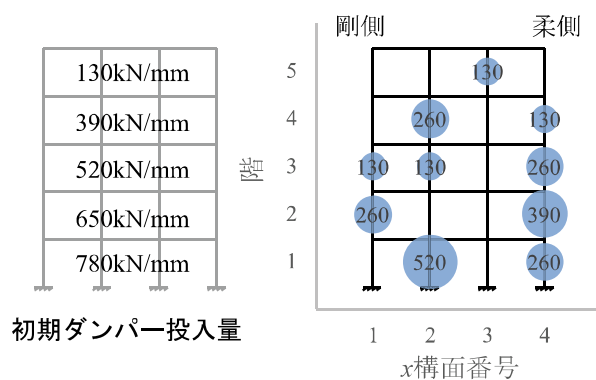


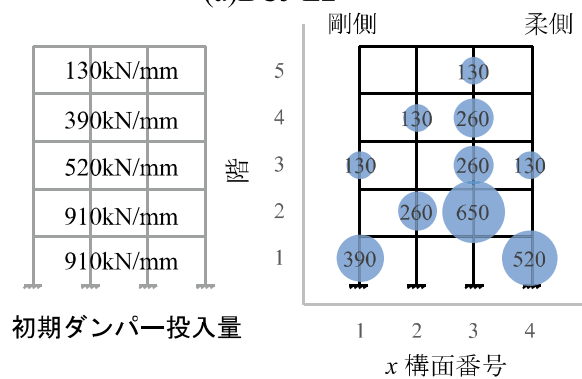
図 4-28 入力地震波のデータ数と単位解析時間の関係

4.3.3.2 1 軸 偏 心 モ デ ル

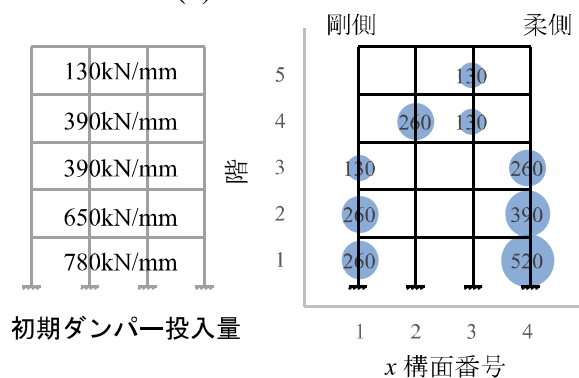
1 軸偏心モデルを対象とした最適ダンパー設計解に関して分析する．E-A、E-B モデルに対し各地震波を入力することにより得られた各構面の最適ダンパー配置を図 4-29 および図 4-30 にそれぞれ示す．入力地震波として表 4-4 に示したものから，人工地震波 BCJ-L2（地震波データは最大振幅を含む 25s までを用いる）に加え，観測地震波 JMAKobe, ElCentro, Taft 波をそれぞれ検討する．図より異なる入力地震波を対象とした最適ダンパー配置にはばらつきがみられるものの，各最適ダンパー配置は耐震壁のない柔側構面側にやや偏在していることが分かり，最適化計算により得られた最適ダンパー配置解は建物の構造偏心を解消しそのねじれを抑制する上で概ね適切な設計解となっていると考えられる．



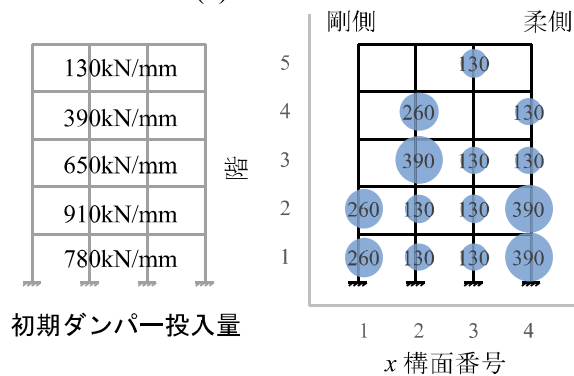
(a)BCJ-L2



(b)JMA Kobe

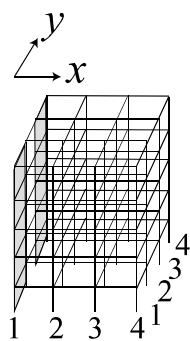


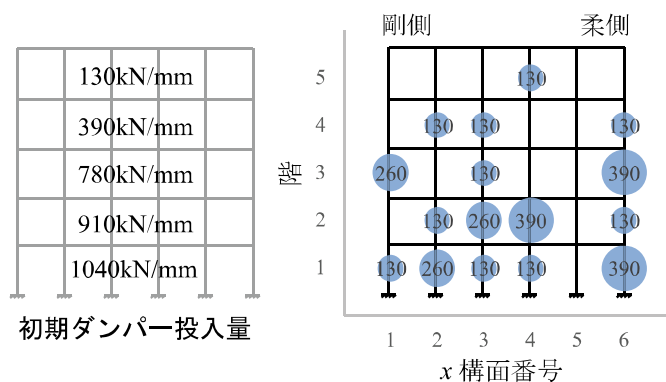
(c)El Centro



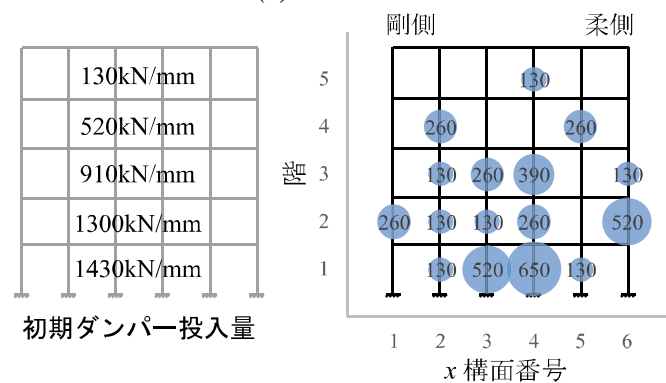
(d)Taft

図 4-29 最適ダンパー配置 (E-A モデル, 単位 kN/mm)

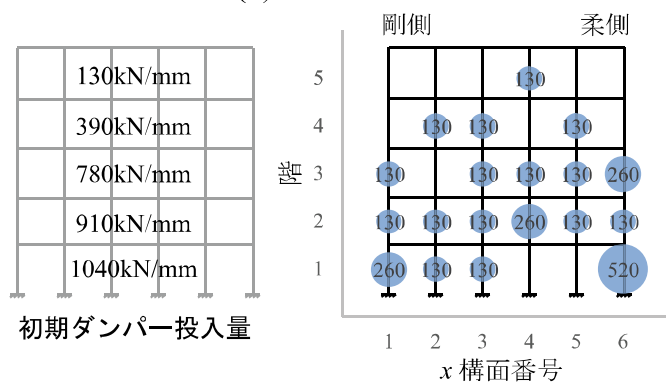




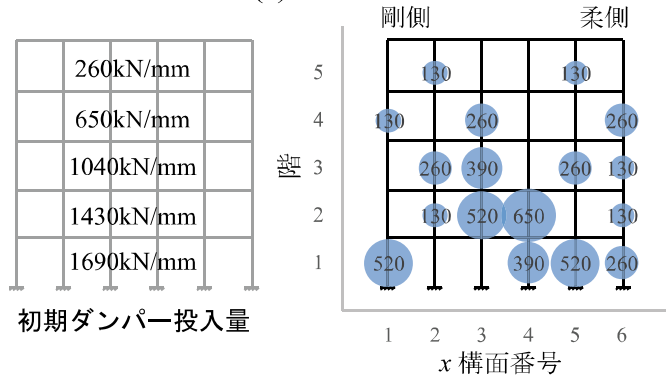
(a)BCJ-L2



(b)JMA Kobe



(c)El Centro



(d)Taft

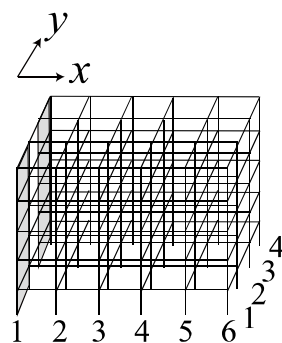


図 4-30 最適ダンパー配置 (E-B モデル, 単位 kN/mm)

最適ダンパー配置の各層における構造指標を図 4-31 に示す。図より最適ダンパー配置の偏心距離や偏心率は、無補強モデルに比べ小さくなっており、構造偏心の度合が緩和されていることがわかる。図 4-31 に示すように最適解の初期剛性に基づく偏心率は建築基準法の基準値 0.15 よりも大きくなっている層があるが、最適ダンパー配置解の多くの層において、図 4-32 に示すように部材の降伏とともに偏心率が低減する傾向がみられた。したがって、得られた平面的な最適ダンパー配置は既存 RC 架構と付加ダンパー部材の弾塑性域における剛性低下とそれに伴う偏心率の変動を踏まえた上でその構造偏心を緩和しねじれ振動を低減するものになっているといえる。

弾力半径比に関しては無補強モデルに比べ最適ダンパー配置の方が大きくなる傾向が見られる。これは最適ダンパー配置においては剛心から離れた構面に多くの付加ダンパーが配置されることで、架構の回転剛性が増加したためと考えられる。

また最適ダンパー配置の偏心指標や弾力半径比は入力地震波の違いによらず各層で概ね同程度の値を示すが、ダンパー配置候補の構面数が多く最適解候補数の多い E-B モデルにおいてはやや地震波によるばらつきが大きいことがわかる。E-B モデルは E-A モデルに比べ最適解の探索空間が広く、それぞれのダンパー配置に対する性能指標の差も小さいため解の収束性能がやや低下し、収束解と厳密な最適解の差に関する期待値がやや大きくなっていることがその要因と考えられる。

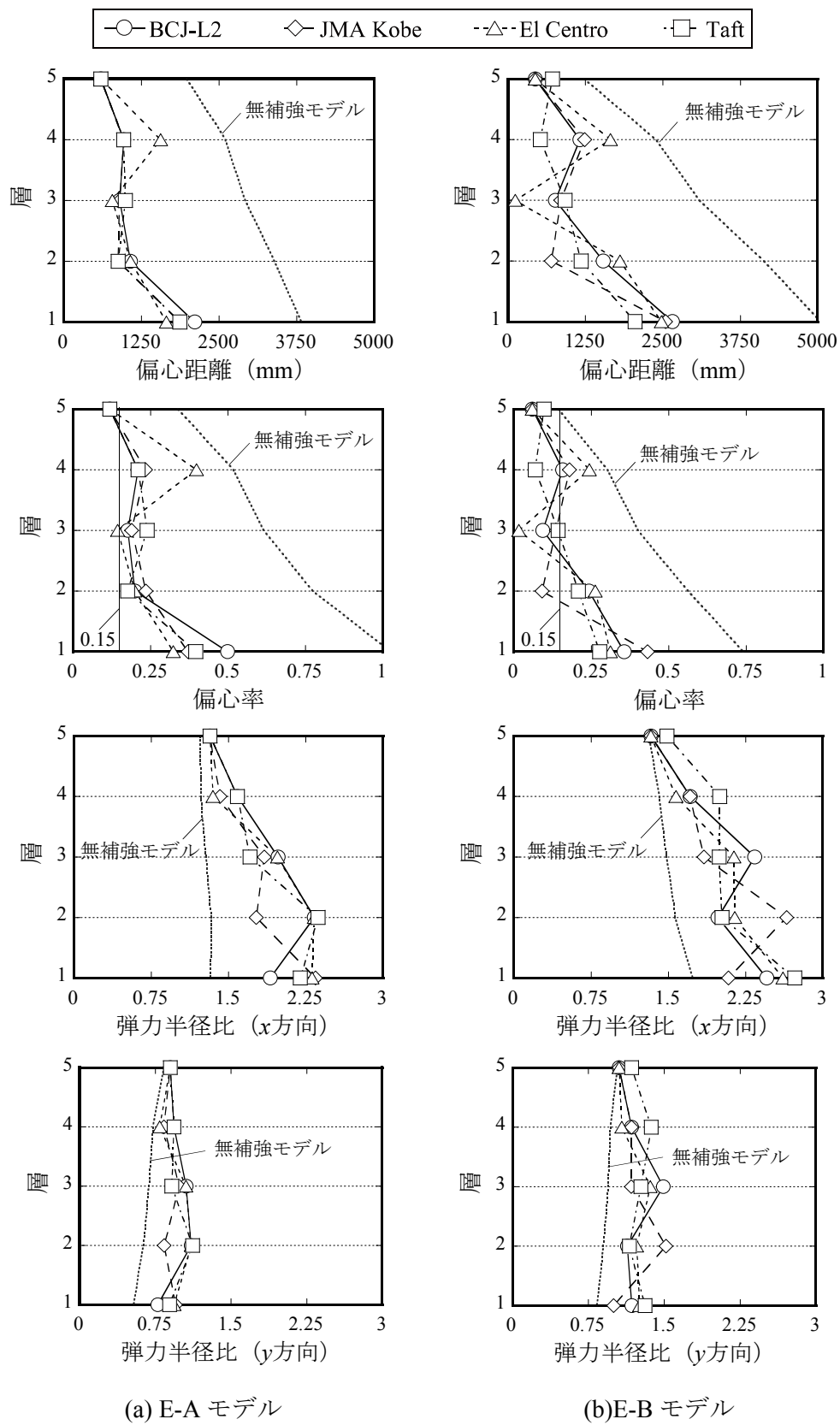
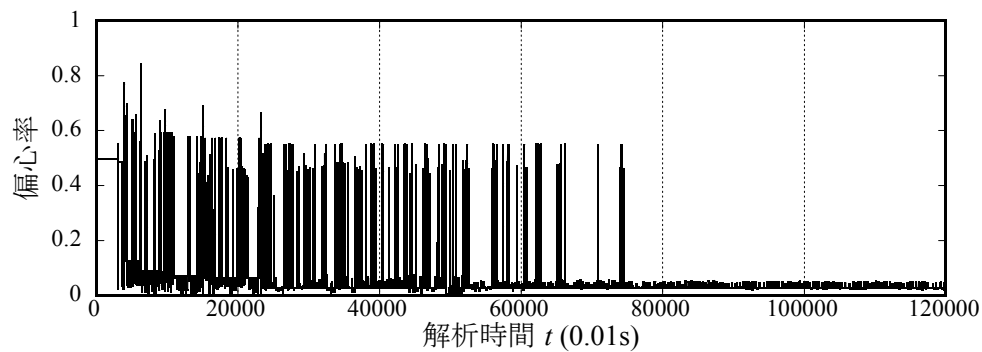
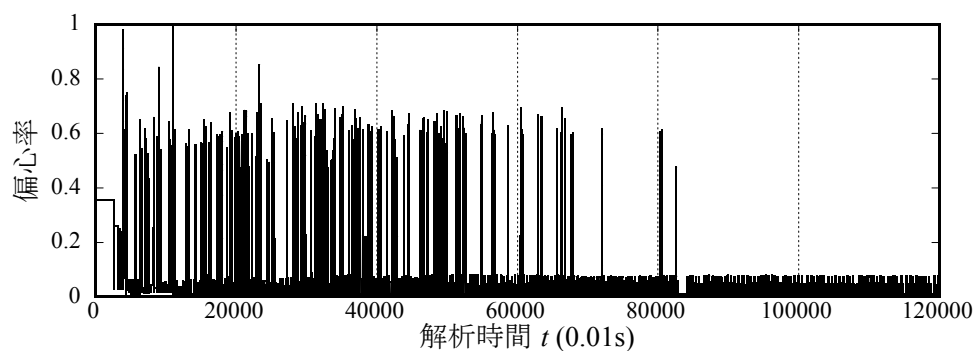


図 4-31 最適ダンパー設計解の構造指標



(a)E-A モデル 1 層



(b)E-B モデル 1 層

図 4-32 最適ダンパー配置設計解における偏心率の時刻歴 (BCJ-L2 入力時)

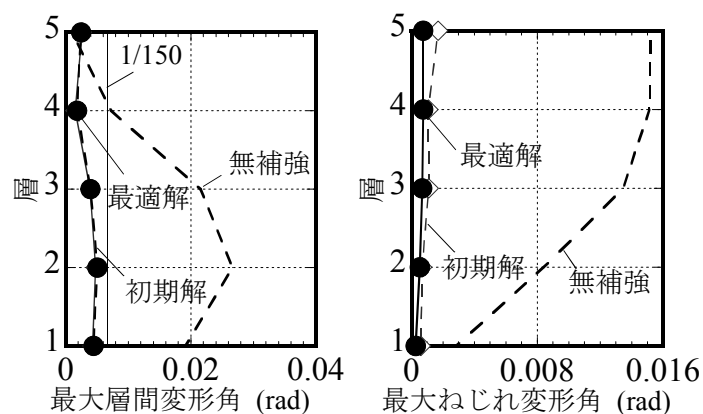
最適ダンパー配置を適用した擬似立体モデルの最大応答値を図 4-33、図 4-34、図 4-35 にそれぞれ示す。図に示す応答値は最適ダンパー配置を適用した改修設計解に、最適化計算に用いたものと同様の地震波を入力した際の最大応答値を示している。解析条件などはこれまでの検討と同様とする。なお、図中初期解は最適化計算の 1step 目における最良解を示す。

各入力地震波において初期解と最良解の最大応答値は、ともに耐震改修の目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ を満たしていることがわかる。また最適化の目的関数として考慮していないものの、最良解においては並進応答の最大値もやや低減されていることがわかる。

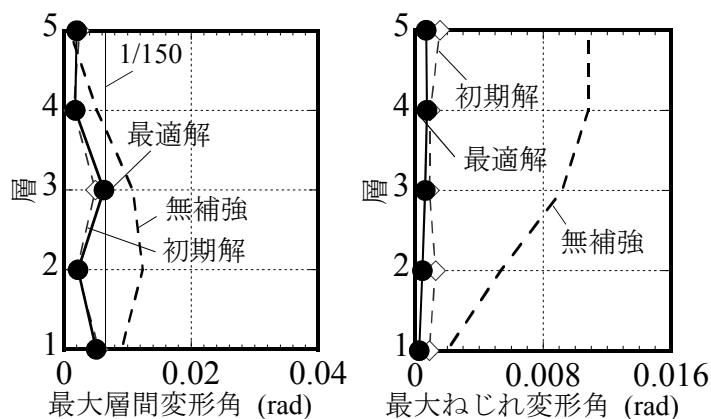
また、本最適化計算において目的関数として設定した各層の最大ねじれ角に関しても、最良解は初期解に比べ低減できていることがわかる。なお最適解の最大ねじれ角が完全に 0 になっていないのは、設計変数であるダンパー剛性を一定の間隔を有する離散数と

して設定しているため、最適ダンパー設計解における各層の最大ねじれ変形は完全に 0 になることはない。

最適化計算における各世代の最良解の適合度の推移を図 4-36 にそれぞれ示す。収束ステップは各解析においてばらつきがみられるが、適合度は E-A モデルを対象とした場合で初めの 50 世代、E-B モデルを対象とした場合で初めの 100 世代の計算で大きく低下し、ほぼ最良解近傍に至ることがわかる。一方、100 世代以降の適合度の変化の割合はいずれも非常に緩やかであり、最良解が概ね収束していることが確認できる。

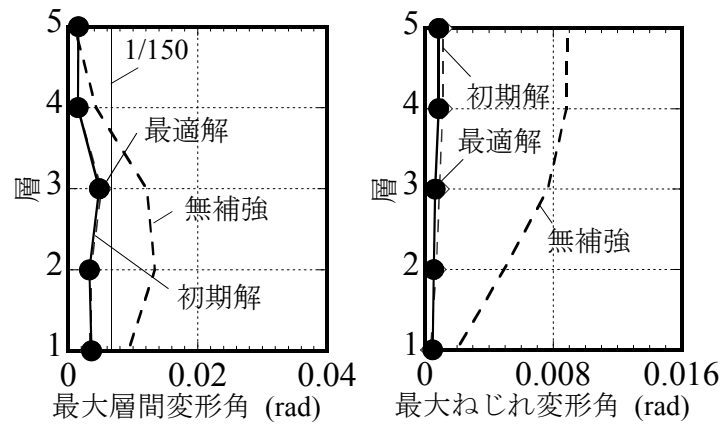


(a1)BCJ-L2 (EA モデル)

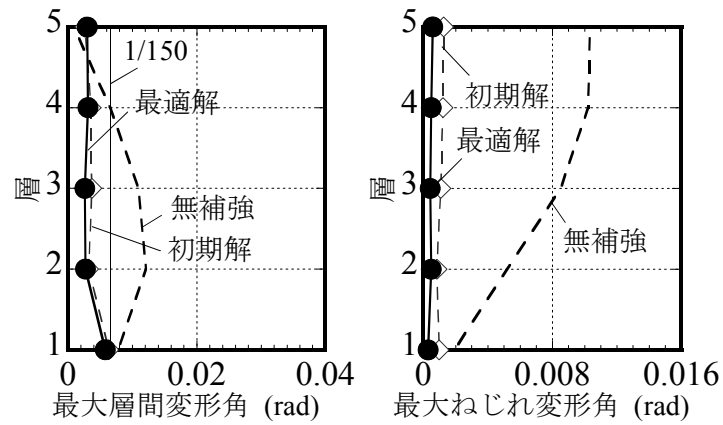


(b1)JMA Kobe (EA モデル)

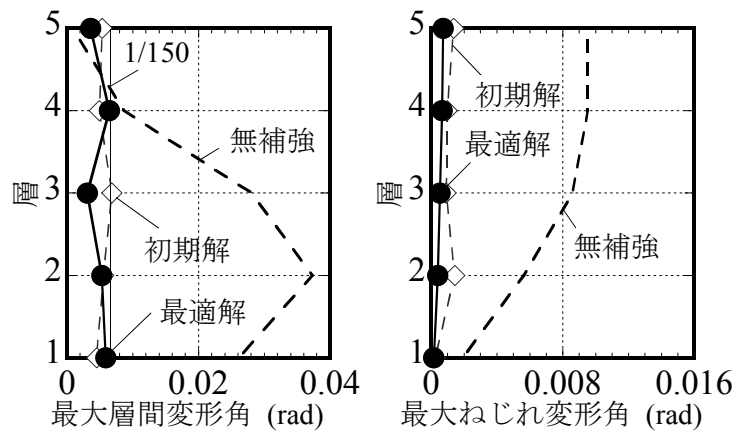
図 4-33 各モデルの最大応答値



(c1)El Centro (EA モデル)

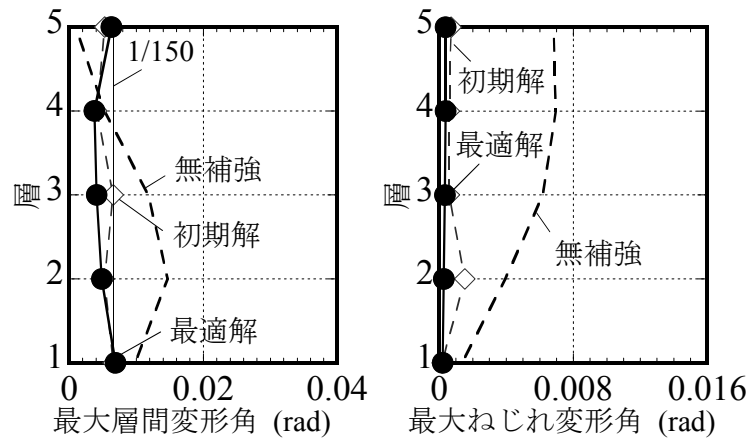


(d1)Taft (EA モデル)

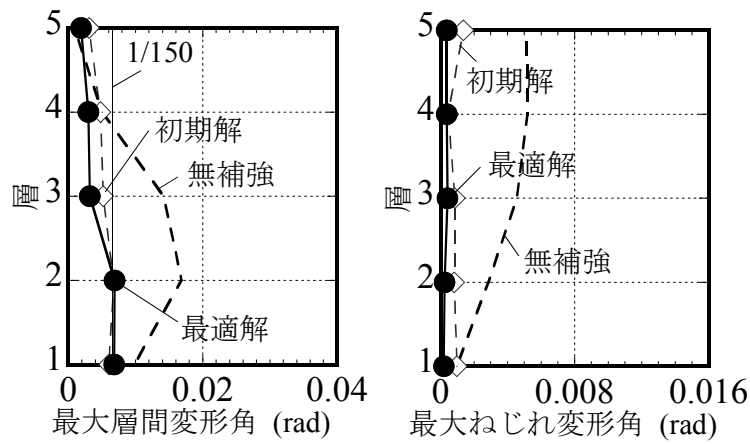


(a2)BCJ-L2 (EB モデル)

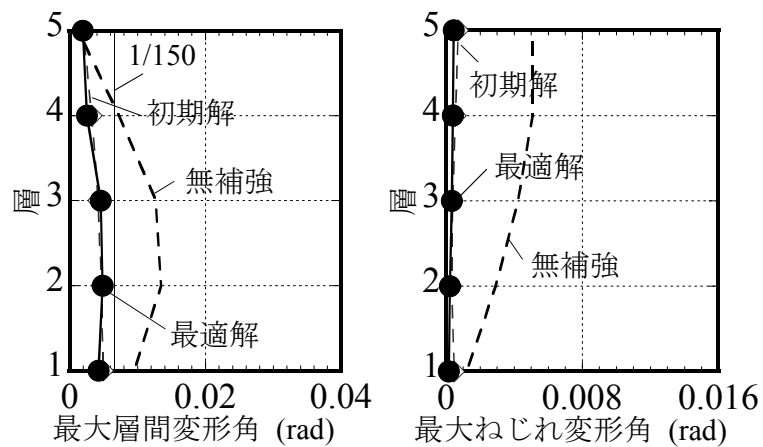
図 4-34 各モデルの最大応答値



(b2)JMA Kobe (EB モデル)

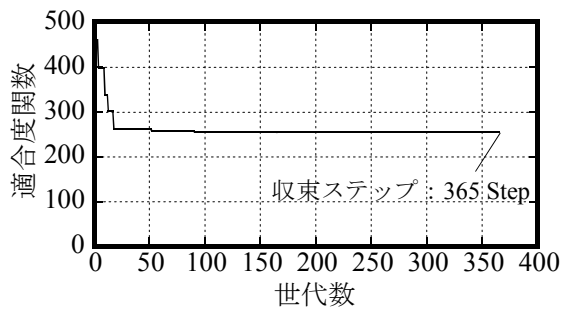


(c2)El Centro (EB モデル)

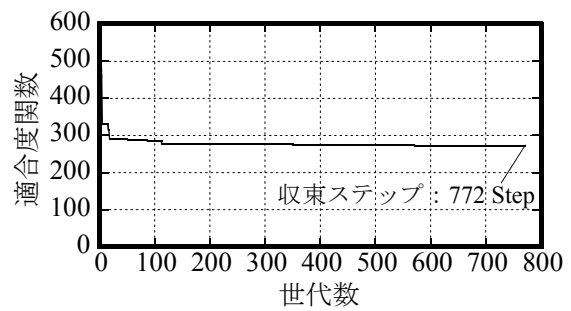


(d2)Taft (EB モデル)

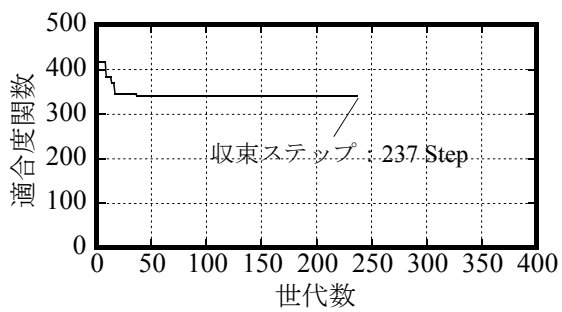
図 4-35 各モデルの最大応答値



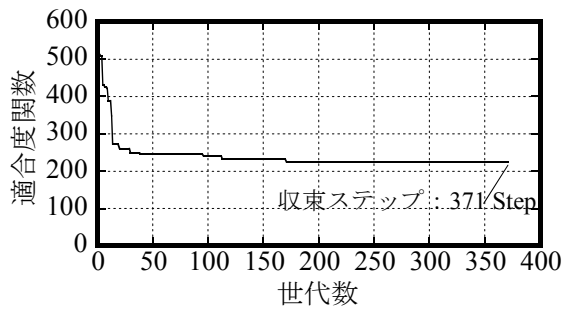
(a) BCJ-L2 (E-A モデル)



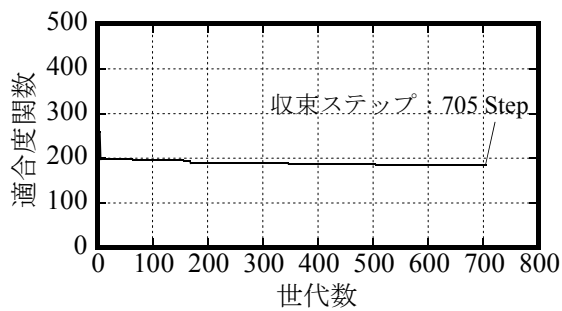
(b) JMA Kobe (E-A モデル)



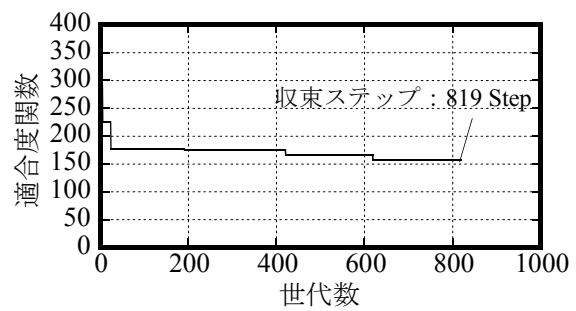
(c) ElCentro (E-A モデル)



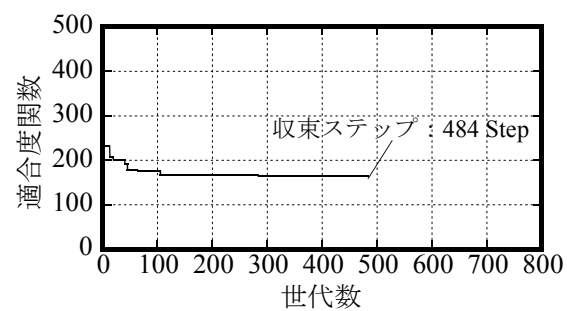
(d) Taft (E-A モデル)



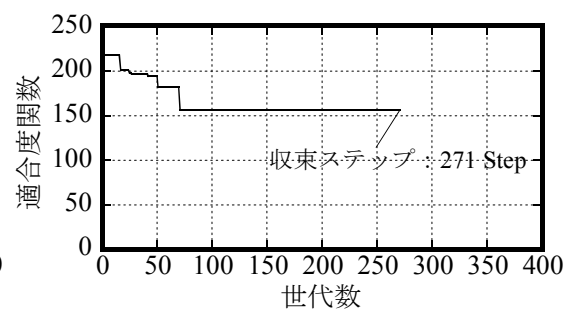
(e) BCJ-L2 (E-B モデル)



(f) JMA Kobe (E-B モデル)



(g) ElCentro (E-B モデル)



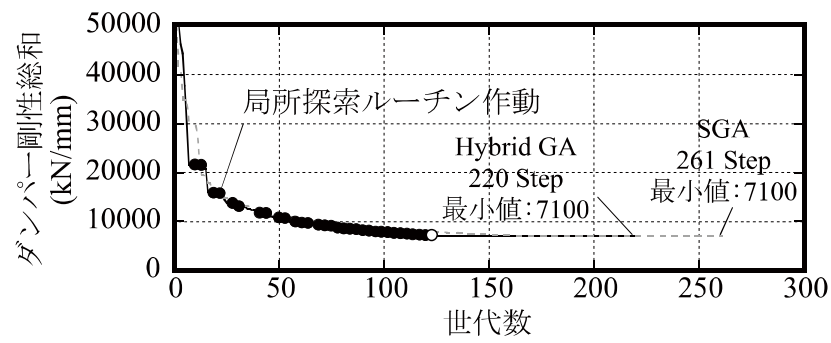
(h) Taft (E-B モデル)

図 4-36 最適化計算における各世代の最良解の適合度推移

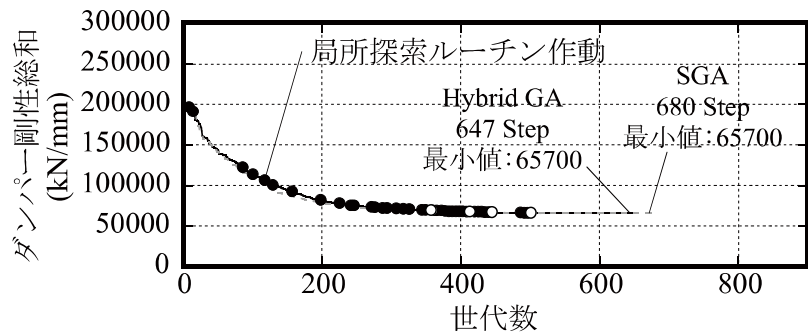
4.3.4 Hybrid GA と SGA における適合度関数の推移

SGA と局所探索ルーチンを組み合わせた Hybrid GA の効果を検討するため、SGA のみの場合と Hybrid GA を用いた場合の最適化計算における各世代の最良解の適合度の推移を比較する。比較のため両者において初期解は揃えた上で最適化計算を実施する。図 4-37～図 4-40 に 5, 9 層モデルにおける最適化計算における各世代の最良解の適合度の推移を比較する。実線が Hybrid GA、点線が SGA のみの場合を示し、実線上における丸が局所探索ルーチンの作動を、黒塗りが局所探索ルーチンによる解の更新が行われた場合、白塗りが解が更新されなかった場合をそれぞれ示す。図より、各解析ケースにおいて Hybrid GA と SGA を最適化アルゴリズムとして用いた際に得られる最適解は微小な誤差はあるものの概ね対応していることがわかる。また図に示すように Hybrid GA を用いた場合、主に適合度の推移が緩やかとなる局所探索の段階で局所探索ルーチンが作動し最良解が更新されることにより、HybridGA の方が SGA に比べやや早く収束に至る場合が多いことがわかる。また同図をみると 5 層モデルでは 100 世代程度、9 層モデルでは 400 世代程度で収束解近傍に最良解が収束しており、解空間の大きさに応じて収束速度が異なることがわかる。

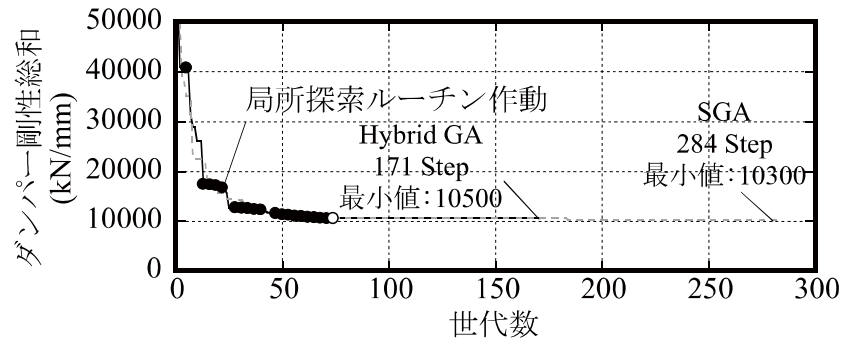
各解析ケースにおける Hybrid GA と SGA の最適解に関する収束 step、解析時間および最良解の適合度関数を図 4-41 および図 4-42 に整理する。図より多くの解析ケースにおいて、局所探索ルーチンを併用した Hybrid GA の方が SGA に比べ収束 Step を微小に低減できていることがわかる。一方で得られる最小解の適合度関数に関しては微小な誤差はあるものの概ね一致していることがわかる。したがって、本論で提案する局所探索ルーチンを組み合わせた Hybrid GA による最適探索手法は収束解近傍での解の探索速度を早める上で有効と考えられる。なお、今回の解析で設定した局所探索ルーチンの作動頻度の最適性に関しては確かめられておらず、全ての検討ケースにおいて安定した解探索の向上を目指すためには、対象とする最適化問題の解空間の大きさに応じた局所探索ルーチンの最適作動頻度に関して更なるスタディが必要と考えられる。



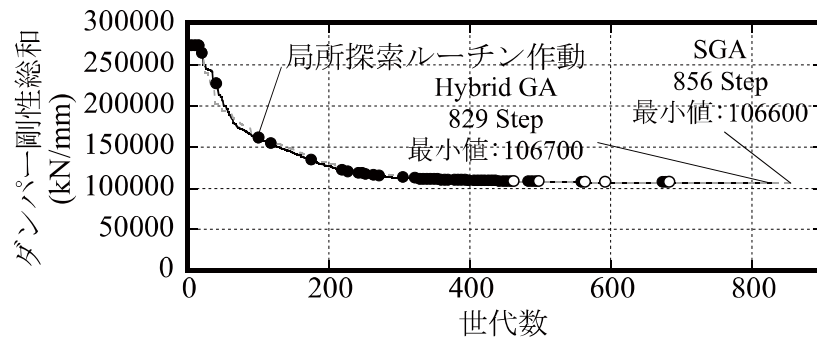
(a-1) BCJ-L2 (5層モデル)



(a-2) BCJ-L2 (9層モデル)

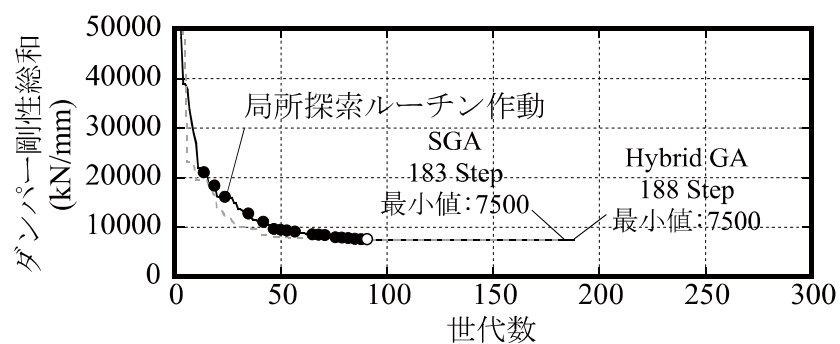


(b-1) JMA Kobe (5層モデル)

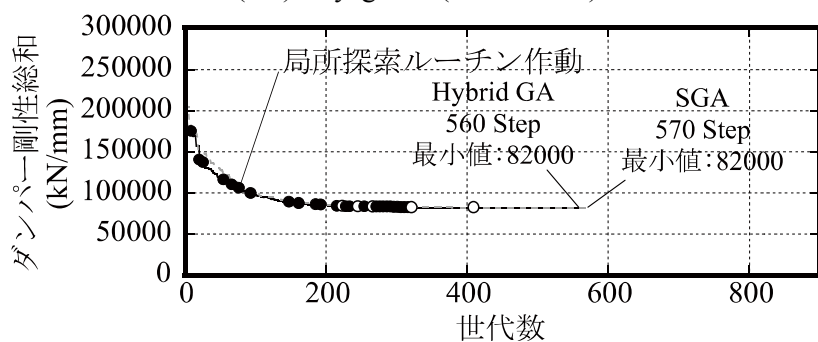


(b-2) JMA Kobe (9層モデル)

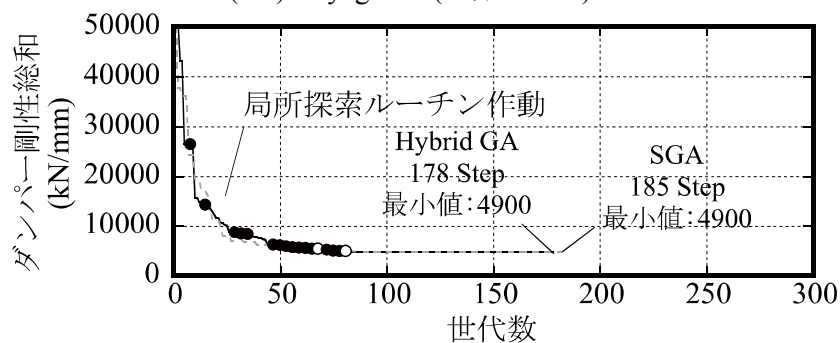
図 4-37 最適化計算における各世代の最良解の適合度関数の推移 (S モデル)



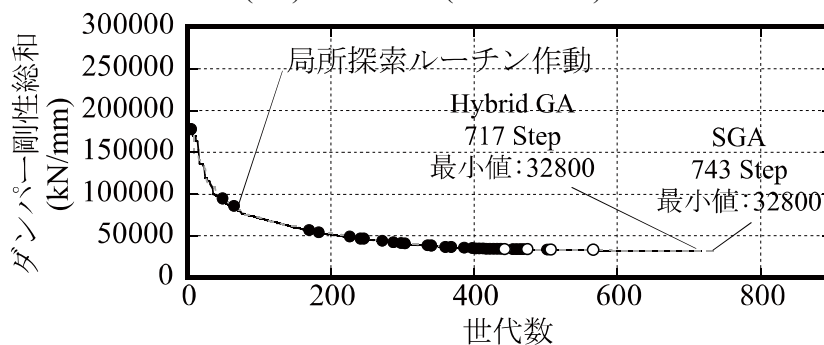
(c-1) Miyagi-oki (5層モデル)



(c-2) Miyagi-oki (9層モデル)

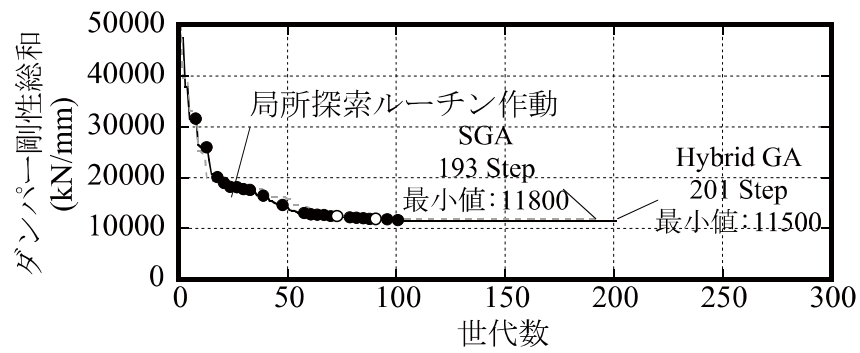


(d-1) Hachinohe (5層モデル)

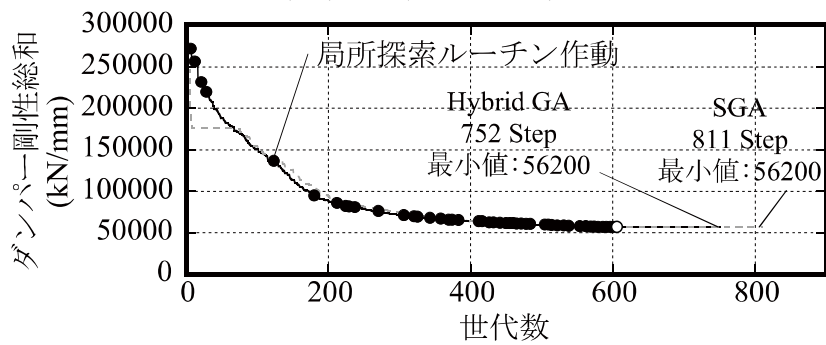


(d-2) Hachinohe (9層モデル)

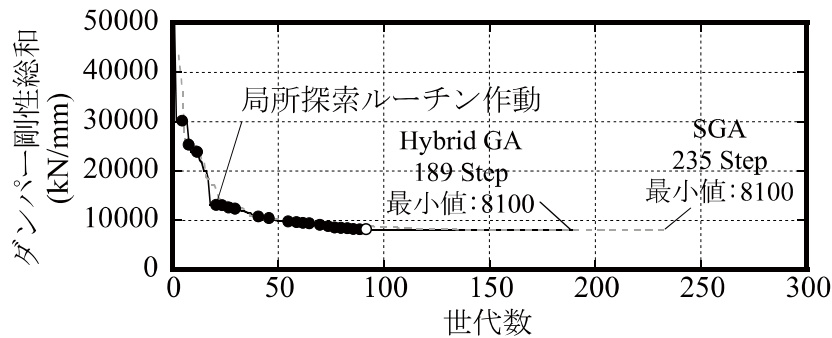
図 4-38 最適化計算における各世代の最良解の適合度関数の推移 (S モデル)



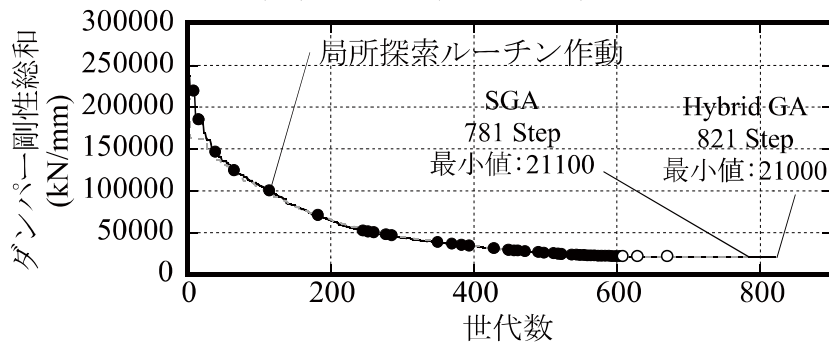
(e-1) Taft (5層モデル)



(e-2) Taft (9層モデル)



(f-1) ElCentro (5層モデル)



(f-2) ElCentro (9層モデル)

図 4-39 最適化計算における各世代の最良解の適合度関数の推移 (S モデル)

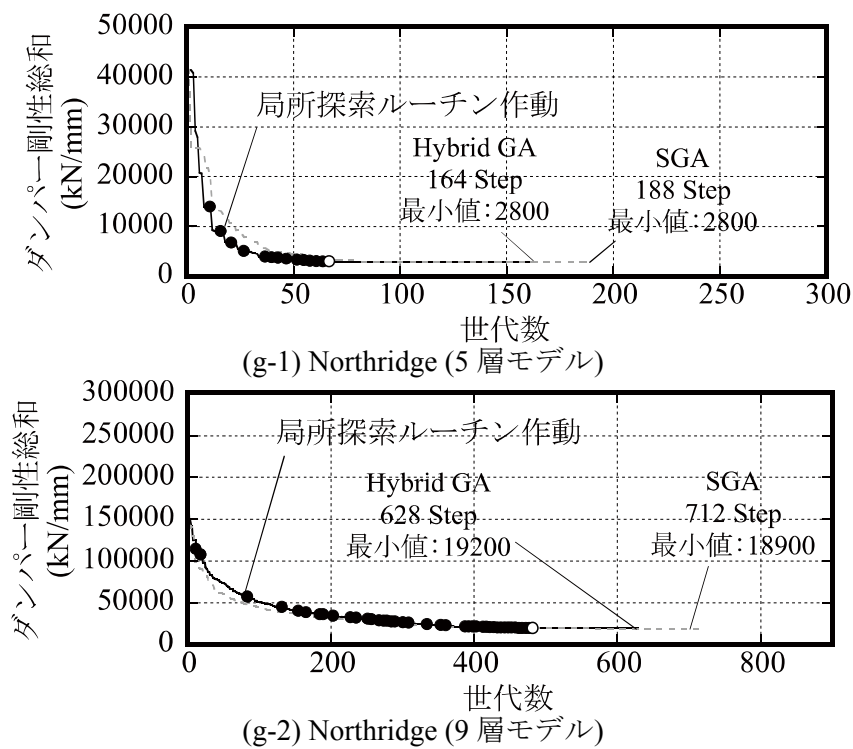


図 4-40 最適化計算における各世代の最良解の適合度関数の推移 (S モデル)

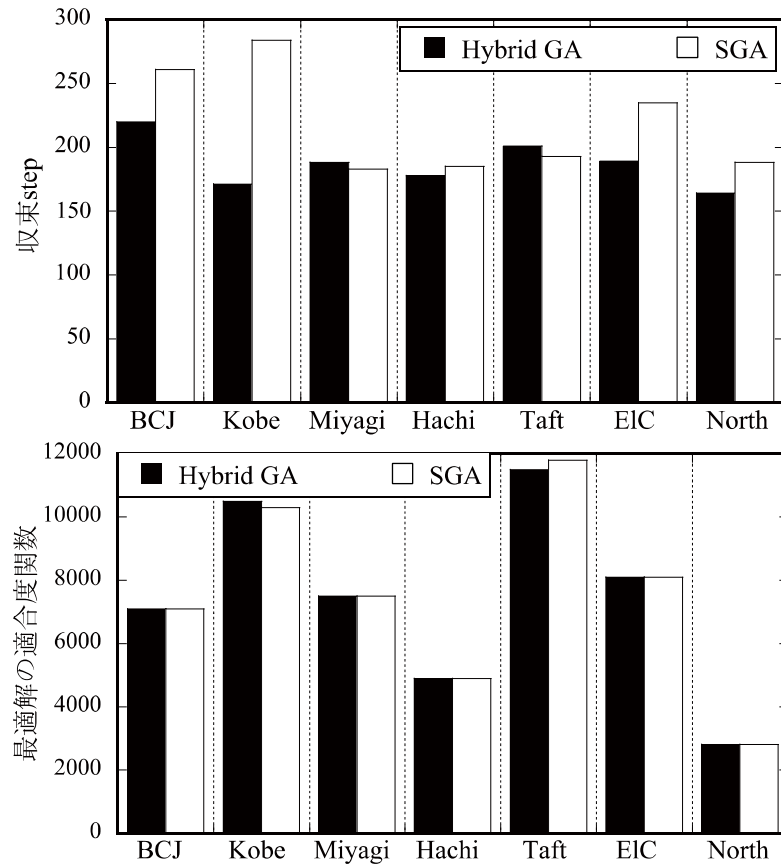


図 4-41 Hybrid GA と SGA の探索性能に関する比較 (5 層 S モデル)

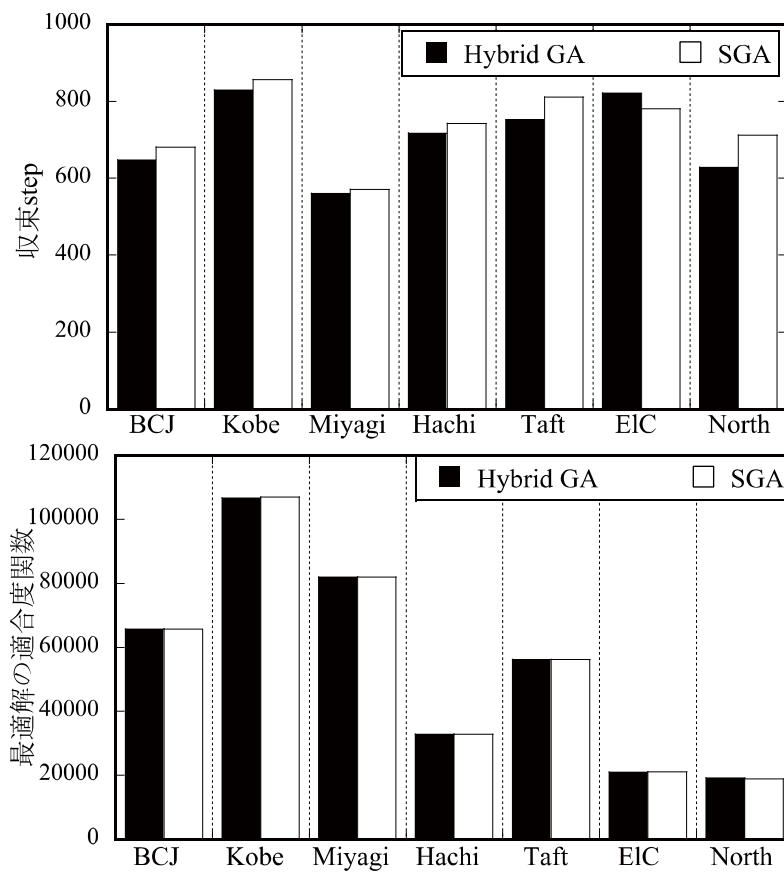


図 4-42 Hybrid GA と SGA の探索性能に関する比較 (9 層 S モデル)

4.4 等価線形化法による改修設計解の妥当性

2, 3 章の等価線形化法に基づく提案設計法によるダンパー設計解を高次・ねじれモードを考慮した最適ダンパー設計解と比較することにより, その妥当性を検証する. 本章で提案したコンピュータ上での数値解析に基づく最適設計法は実務的な計算環境で計算を行えるものの膨大な数の時刻歴応答解析の実施を必要とし, その実施におけるハードルが高い. 一方, 2, 3 章で提案した手計算レベルで設計解が得られる改修設計法は, 設計解が非常に簡便な手続きで得られることから実設計において有用と考えられ, 最適化計算の数値解析結果をもとにその最適性が示される必要があると考えられる. そこで, 設計用地震波を対象とした場合における 2, 3 章で提案した改修設計法によるダンパー設計解(EL 解)と本章で求めた Hybrid GA によるダンパーの最適設計解(GA 解)に関して比較分析することにより, その妥当性・最適性を示す.

4.4.1 無偏心モデル

2 章で提案した改修設計法に基づく設計解と最適ダンパー設計解を比較し, 改修設計法の妥当性を確認する. 2 章では平面的に無偏心の既存 RC 建物を対象に, 立体骨組モデルを等価 1 質点モデルに縮約し, 応答スペクトル法による最大応答予測値をもとにして改修における必要ダンパー剛性を求める改修設計法を提案している. また各層のダンパー配分を決める手法として剛性比一定法, A_i 分布に基づく経験的手法, 層間変形角一定法の 3 種類を提案しているが, 本章では剛性比一定法(kdkf 法)と層間変形角一定法(SD 法)に基づいて, EL 解における各層のダンパー配分を決定した設計解と最適ダンパー設計解を比較する.

4.4.1.1 ダンパー設計解の比較

設計用地震波 BCJ-L2 を対象として Hybrid GA により得られるダンパーの最適設計解 (GA 解) と等価線形化法に基づく EL 解を比較し、最適化計算なしで得られる EL 解との対応関係を検証する。EL 解の導出の際には人工地震波 BCJ-L2 のスペクトル ($h=0.03$) を用い、GA 解は BCJ-L2 を入力波とした弾塑性応答解析に基づく最適設計解とする。まず 5 層モデル (S~4L モデル) における各層のダンパー設計解を図 4-43 で、ダンパー耐力の最大値で規準化したダンパー耐力比を図 4-44 でそれぞれ比較する。図 4-43 より、GA 解は各モデル各層において必要ダンパー耐力が EL 解に基づくダンパー耐力に比べ小さい値となっており、GA 解における各層のダンパー耐力の総和は S モデルで 2 割程度、低剛性層を有するモデルで 3 割程度 EL 解に比べ小さいことがわかる。これは GA 解においては、変形制約を満たす範囲内で最小のダンパー量が選択されているためであるといえる。また層間変形角一定法を用いた SD 解は層剛性が比較的均等な S モデル、各層の層剛性の差が大きい 1L~4L モデルのいずれにおいても、GA 解を包絡している。図 4-44 にはダンパー耐力比を示すが、GA 解は建物上層部において EL 解に比べダンパー投入量が小さくなっており GA 解と EL 解の差は上層ほど大きくなる傾向がみられる。

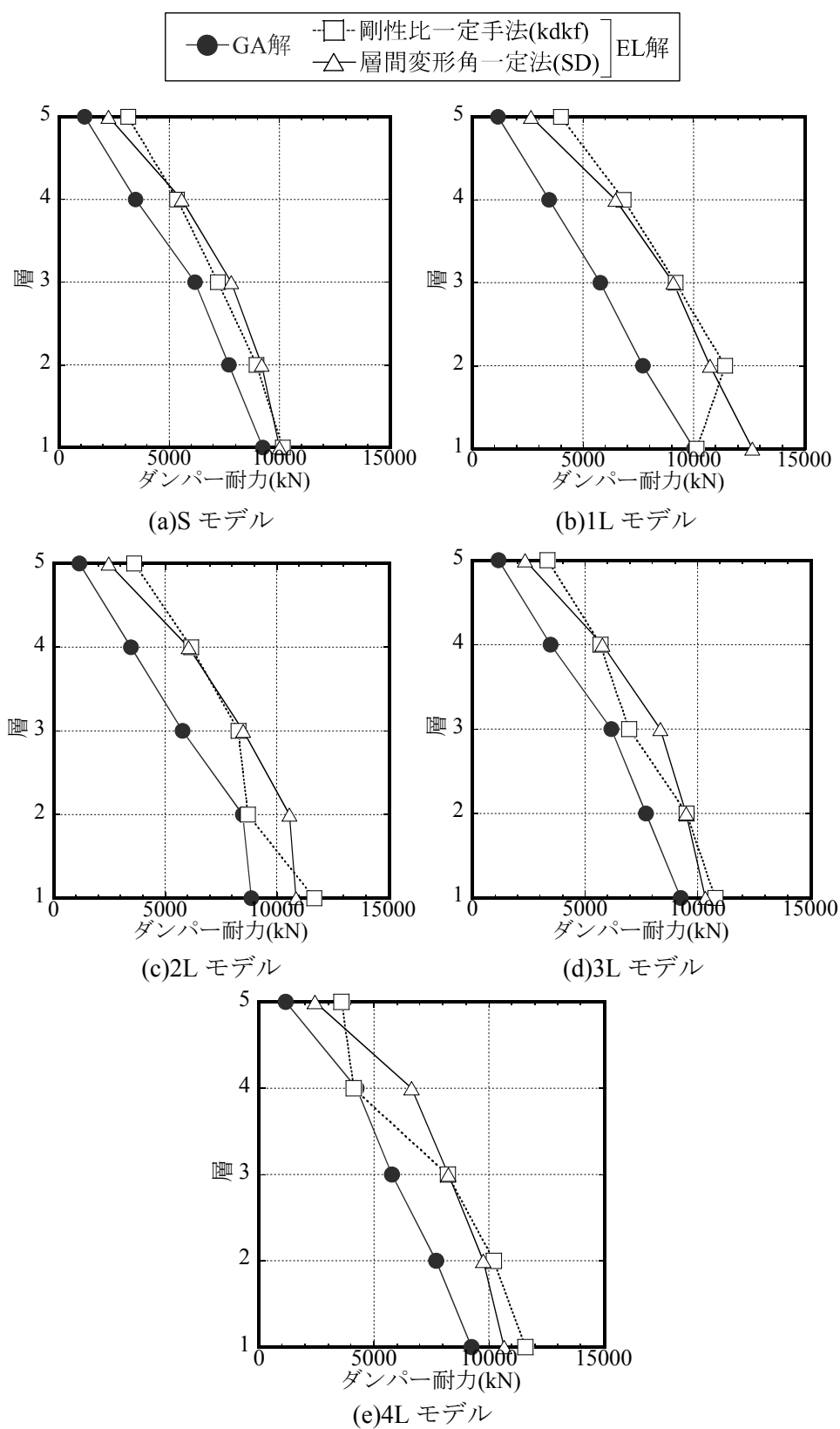


図 4-43 GA 解と EL 解における必要ダンパー耐力の比較 (5 層モデル)

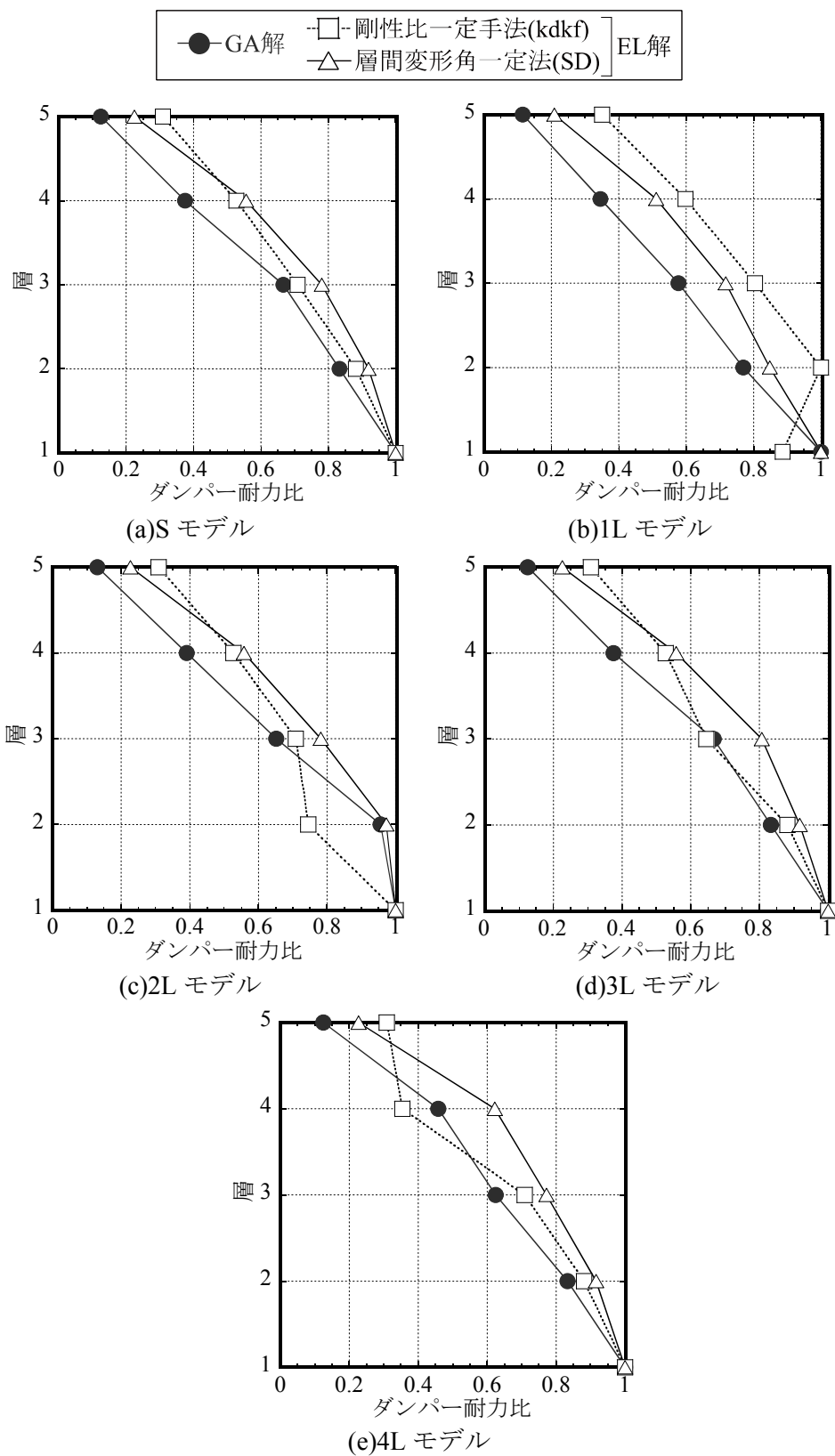


図 4-44 GA 解と EL 解における必要ダンパー耐力比の比較 (5 層モデル)

一方、5層モデルに比べやや建物高さが高い9層モデルにおけるGA解とEL解の必要ダンパー耐力を図4-45に、必要ダンパー耐力比を図4-46にそれぞれ比較する。9層モデルにおいて1層の剛性・耐力を20%低減し、層方向の剛性を不均等とした1Lモデルも併せて作成する。5層モデルを対象としたダンパー設計解においては、全層でEL(SD)解がGA解よりもダンパー投入量を大きめに提示したものの、9層モデルにおいてはEL解(SD解)がGA解に比べ特に下層の必要ダンパー量を小さめに評価する場合があることが分かる。

これは9層モデルが5層モデルに比べ、変位構成比における2次モードの比率が高く、GA解がこの現象を考慮したものとなっているためと考えられる。表4-6より9層モデルは5層モデルと比較して、有効質量比、刺激係数の1次モードの2次モードに対する比率はそれぞれ0.89、0.90とほぼ同程度であるものの、ABS、SRSS法を用いたモーダルアナリシスにおけるそれぞれの変位構成比に占める2次モードの割合が高いことが分かる。図4-47には9層モデルの1、2次モードベクトルを示すが、2次モードは1次モードに比べ相対的に上層の応答値に対する低層部の応答値の比率がやや大きい振動モードであることが分かる。しかし、等価線形化法では1次モードベクトルのみを考慮し各層のダンパー耐力を決定しているため、低層部の応答比率がやや大きい2次モードの影響が考慮できていないことが9層モデルの下層でSD解がGA解に比べ小さい原因と考えられる。

また、図4-48にEL解の中でもGA解と対応がよい層間変形角一定法に基づくSD解とGA解の各層のダンパー耐力の対応を示す。9層モデルでは投入するダンパー耐力の大きい建物下層部においてSD解がGA解に比べダンパー耐力が小さかったり、1L、2Lモデルなどの耐力が低く脆弱なモデルにおいてSD解とGA解の差がやや大きい傾向がみられる。一方5層モデルの全層、また9層モデルの下層部を除く層において、等価線形化法に基づくEL解(SD解)はGAにより得られる最適ダンパー設計解よりも大きなダンパー量を示し、9層モデルの下層部においても両者の解は概ね対応するといえる。したがって、EL解の妥当性がGA解との比較により示された。

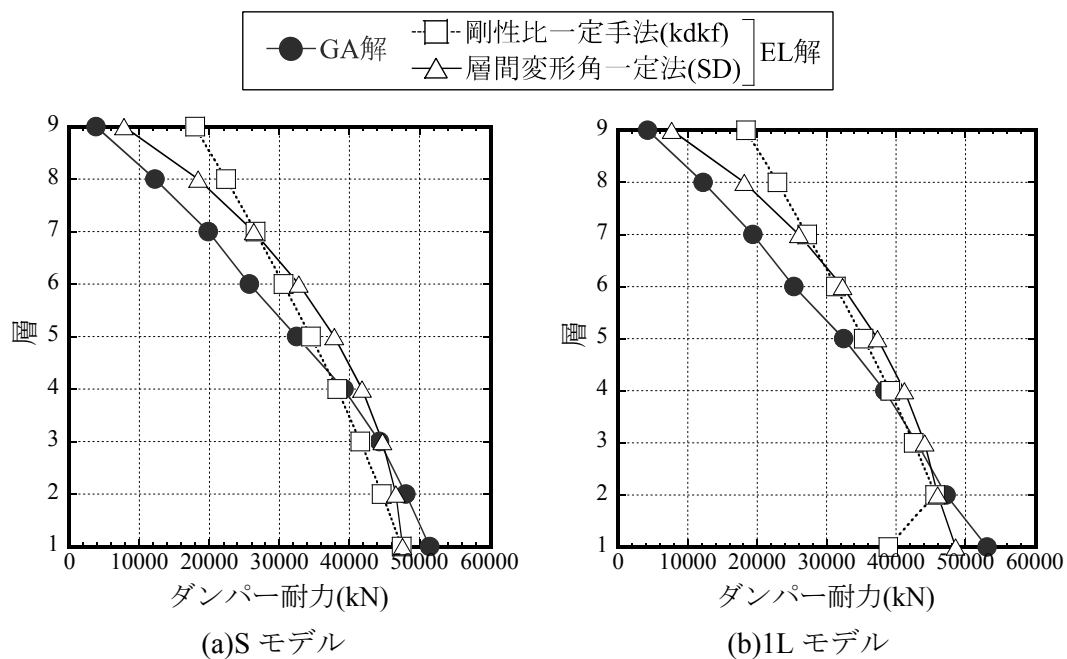


図 4-45 GA 解と EL 解における必要ダンパー耐力の比較 (9 層モデル)

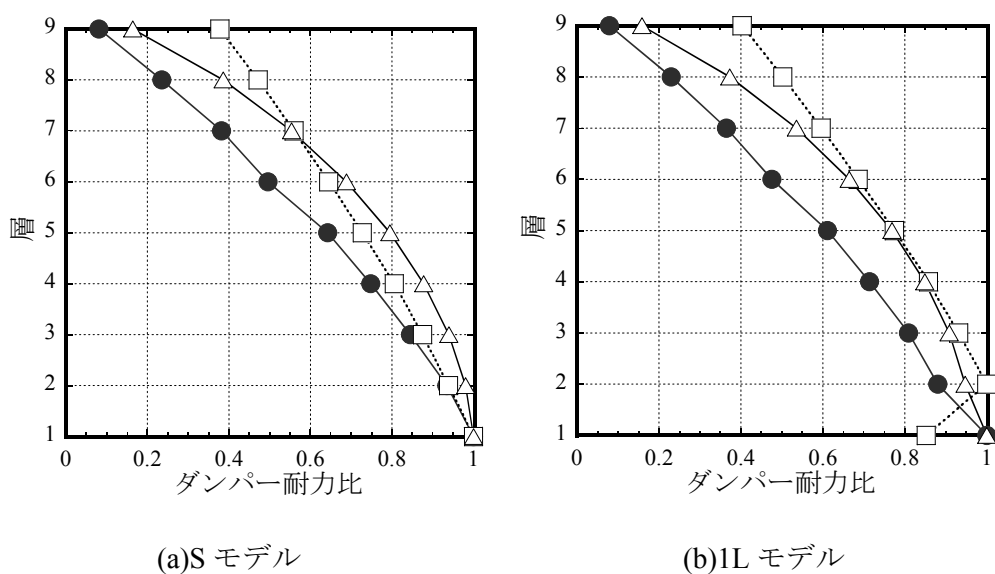


図 4-46 GA 解と EL 解における必要ダンパー耐力比の比較 (9 層モデル)

表 4-6 5, 9 層 (S) モデルにおける各モード指標

	有効質量比		刺激係数		変位構成比 (ABS)		変位構成比 (SRSS)	
	5層	9層	5層	9層	5層	9層	5層	9層
1次	0.78	0.79	0.33	0.18	0.83	0.59	0.97	0.83
2次	0.17	0.13	0.37	0.20	0.13	0.22	0.03	0.15
3次	0.01	0.03	0.12	0.14	0.01	0.08	0.00	0.02
4次	0.02	0.03	0.18	0.18	0.02	0.05	0.00	0.01
5次	0.01	0.00	0.15	0.06	0.01	0.01	0.00	0.00
6次		0.01		0.10		0.02		0.00
7次		0.00		0.07		0.01		0.00
8次		0.00		0.08		0.01		0.00
9次		0.00		0.07		0.00		0.00

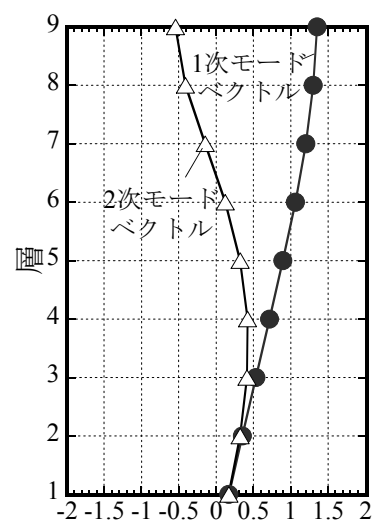


図 4-47 モード図 (9 層-S モデル)

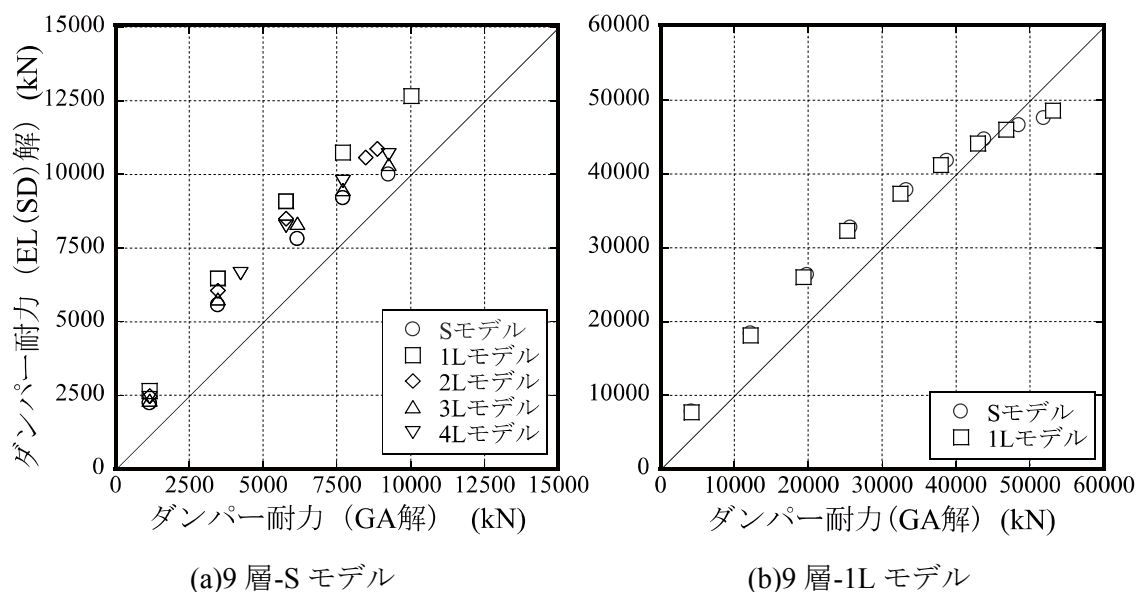


図 4-48 GA 解と EL 解 (SD 解) の対応

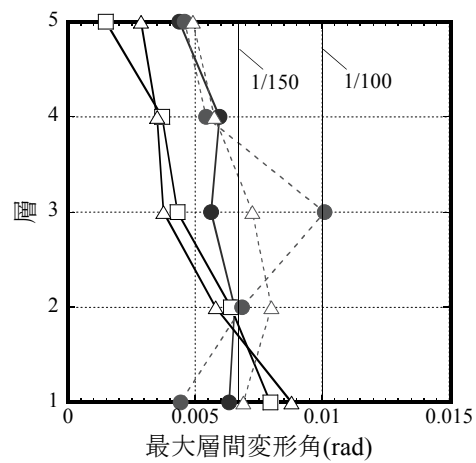
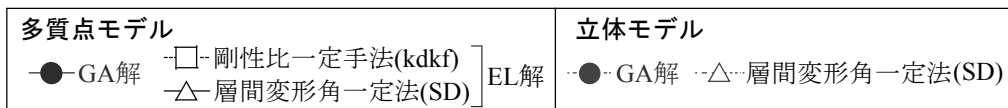
4.4.1.2 ダンパー設計解の応答値の比較

図 4-49 および図 4-50 に最適化計算に用いた応答解析と同条件で BCJ-L2 を入力波とした多質点せん断モデルの応答解析における改修、非改修モデルの各層の最大、残留層間変形角を示すが、●で示される GA 解の最大層間変形角は改修における目標変形角である $1/150\text{rad}$ 以下、残留層間変形角は $1/1000\text{rad}$ 以下となっていることが確認できる。検討した最適化問題においては地震入力時における最大層間変形角に関する制約条件を設定しており、制約条件が有効に機能しているといえる。一方で△で示す層間変形角一定法に基づく EL 解によるモデルは上層へのダンパーの投入比率が GA 解に比べ大きいため、上層の変形が抑制される一方で下層にやや変形が集中する傾向がみられるが、架構全体の最大応答値に関しては 5 層モデルにおいては概ね改修目標の近傍に抑制されているといえる。一方、2 次モードの比率がやや大きい 9 層モデルにおいてはその影響を考慮していない EL 解においてやや下層部の応答値が大きな値となっている。また図 4-51 には各設計解の最大加速度を示すが、5 層モデルにおいては各層の投入ダンパー量の小さい GA 解の方が EL 解に比べ最大応答加速度が小さいことが分かる。EL 解においては上層の最大応答加速度が励起される傾向が見られる一方、GA 解では各層の応答加速度が均等に近い値になっている。また 9 層モデルにおいても最大応答加速度の最大値は GA 解の方が EL 解に比べ小さくなっていることが分かる。

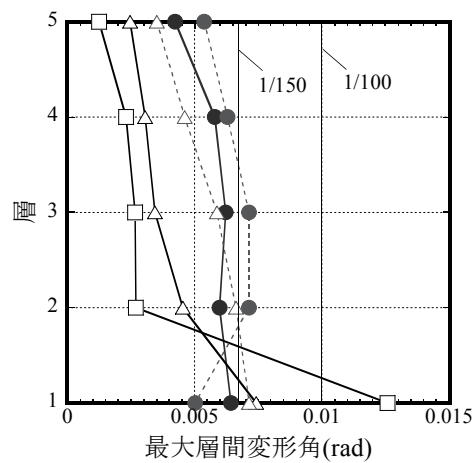
さらに 5 層モデルに関して SNAPV5^{4,16)}にて構築した立体骨組モデルに対して、質点モデルを用いて得られたダンパー設計解 (EL, GA 解) をもとにダンパーを配置した制振改修モデルの応答解析を行う。立体骨組モデルの諸元及び RC 部材、弾塑性ダンパーおよび付加弾性骨組の復元力特性に関しては、前章で扱ったモデルと同様とし、ダンパーを付加する前の立体骨組モデルの最大応答値は 4.3.2 節で示したとおりである。改修モデルにおいては、設計手法により得られた各層のダンパー耐力をもとに建物ファサード面に分散配置する。時刻歴応答解析においては、人工地震波 BCJ-L2 原波を入力し、コンクリート部材のひび割れ時の減衰力の低下を考慮した初期剛性比例減衰 ($h=0.015$) を用い、 $p-d$ 効果は考慮しない。また立体骨組モデル (5 層モデル) の応答解析結果を図 4-49 および図 4-50 中に点線で示す。全般的に立体骨組モデルは多質点モデルに比

べ下部の応答が小さく卓越する振動形状がやや異なるが、これは部材ごとにトリリニアの非線形ばねを設定している立体骨組モデルが、層ごとに非線形ばねを設定している多質点モデルに比べ各層の復元力特性をより精緻に表現しているためと考えられる。また立体骨組モデルは多質点せん断モデルに比べ最大応答値がやや大きくなる傾向が見られるが、GA 解、SD 解の最大層間変形角はともにトルコの構造規準⁴⁾¹⁷⁾において建物の使用継続性を確保するために要されている $1/100\text{rad}$ 以下に、残留層間変形角は $1/1000\text{rad}$ 以下に収まっている。GA 解と SD 解の最大層間変形角の差異は概ね $\pm 30\%$ 程度となっている。

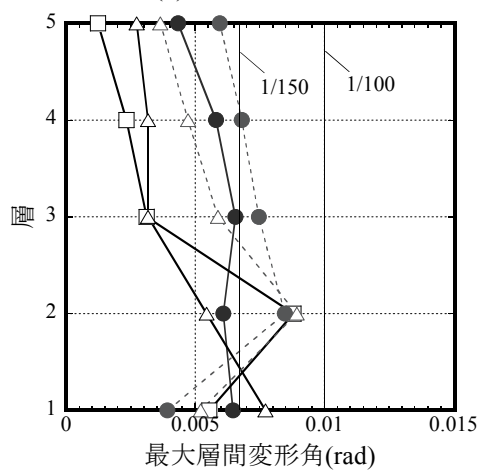
以上より多質点せん断モデルおよび立体骨組モデルの時刻歴応答解析によって、GA 解及び EL 解（SD 解）を用いた設計解は入力地震波に対する使用継続性を確保する上で十分なものとなっていることを確認した。ただやや 2 次モードの比率が大きい 9 層モデルを対象とした改修架構においては下層部に応答増大がみられるなどやや異なる応答性状を示した。



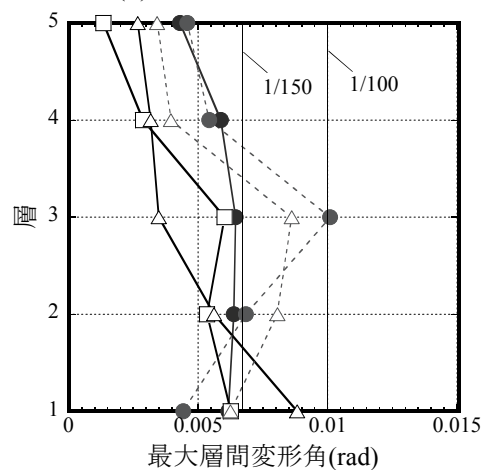
(a)5層-Sモデル



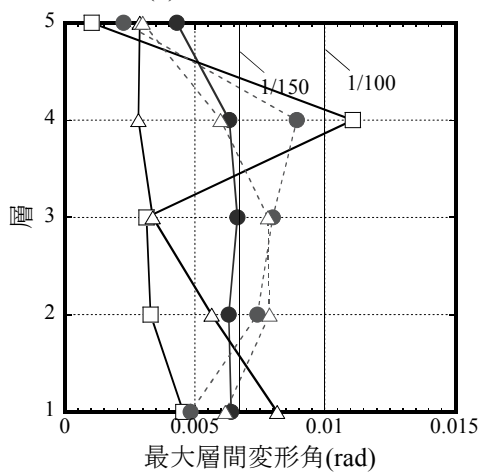
(b)5層-1Lモデル



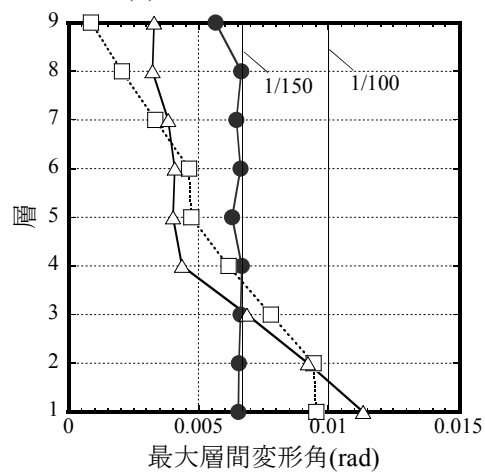
(c)5層-2Lモデル



(d)5層-3Lモデル

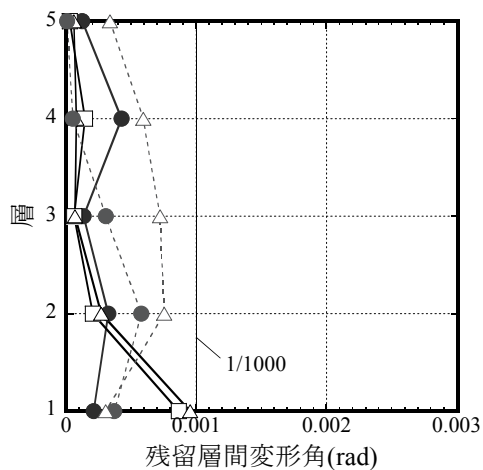
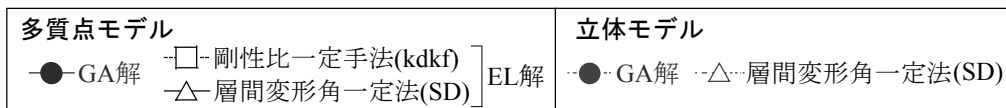


(e)5層-4Lモデル

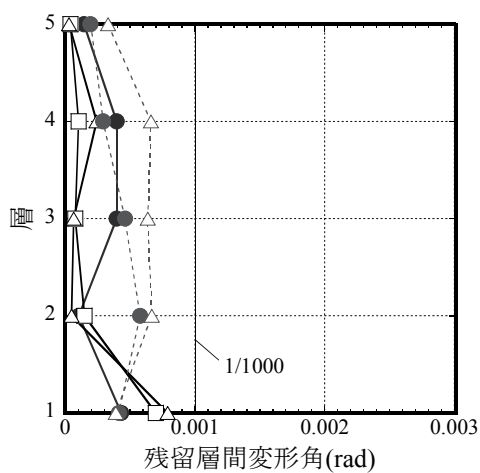


(f)9層-Sモデル

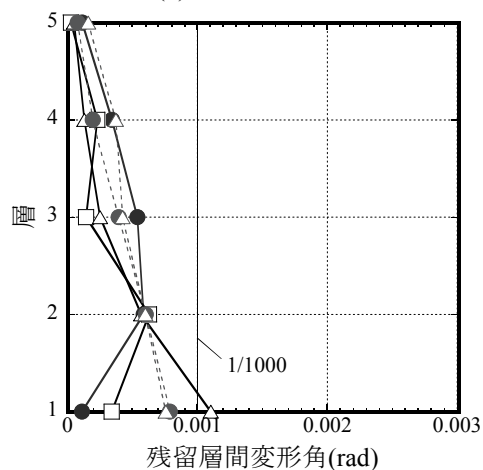
図 4-49 各モデルの最大層間変形角 (BCJ-L2)



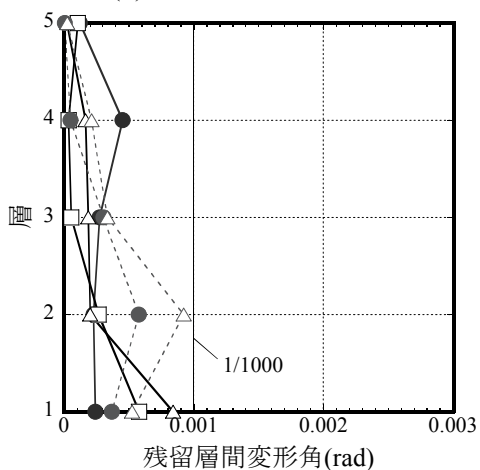
(a)5層-Sモデル



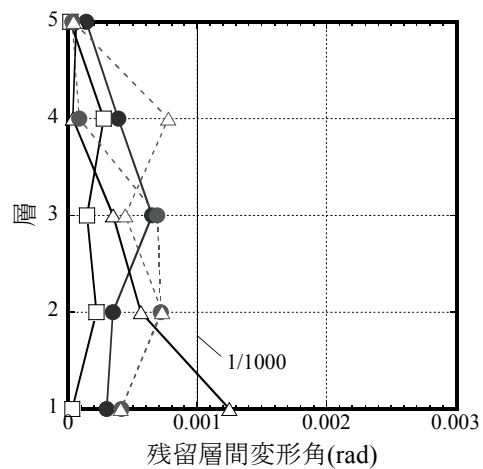
(b)5層-1Lモデル



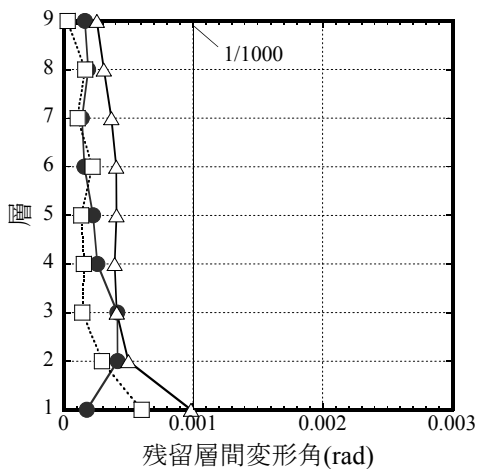
(c)5層-2Lモデル



(d)5層-3Lモデル

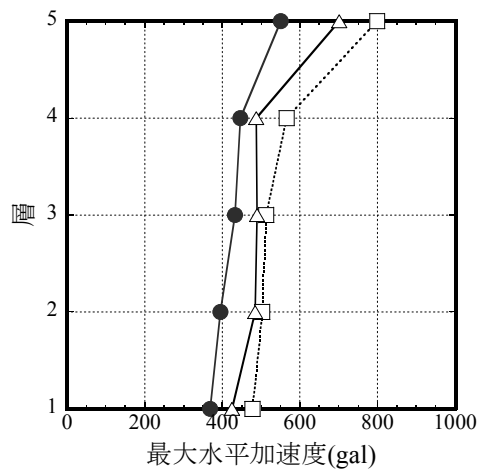
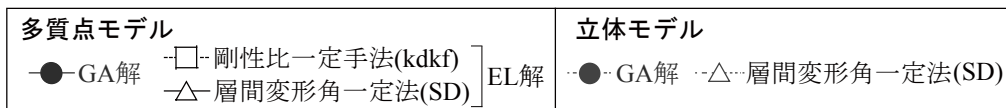


(e)5層-4Lモデル

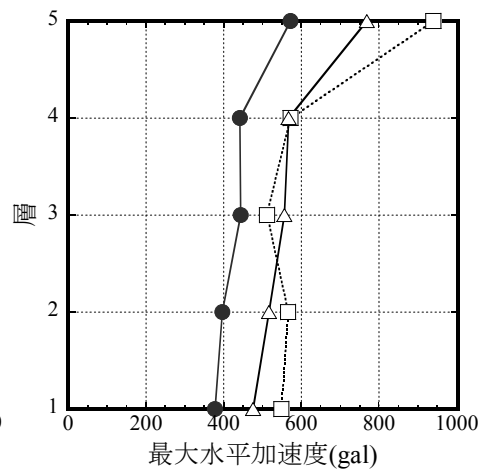


(f)9層-Sモデル

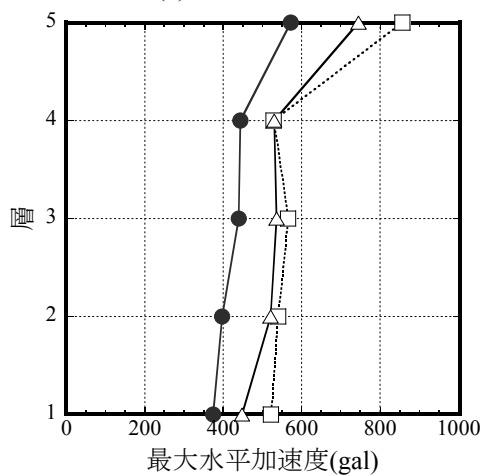
図 4-50 各モデルの残留層間変形角 (BCJ-L2)



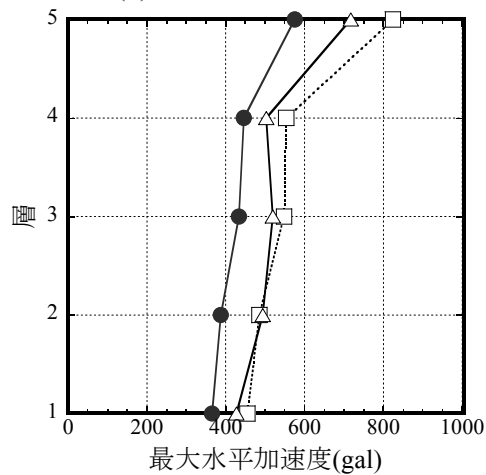
(a)5層-Sモデル



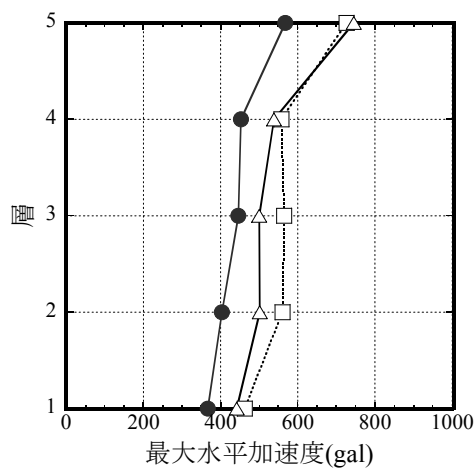
(b)5層-1Lモデル



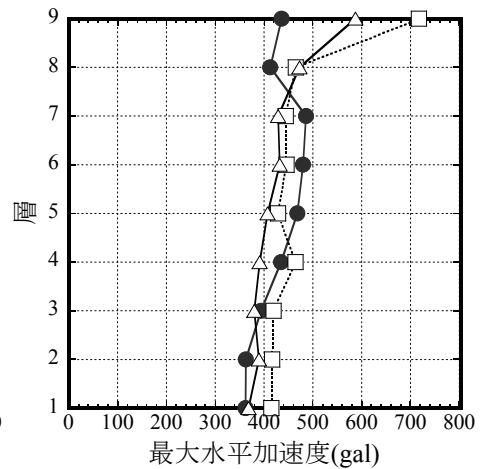
(c)5層-2Lモデル



(d)5層-3Lモデル



(e)5層-4Lモデル



(f)9層-Sモデル

図 4-51 各モデルの最大応答加速度 (BCJ-L2)

4.4.2.1 軸偏心モデル

3章で提案した改修設計法に基づく設計解と最適ダンパー設計解を比較し、提案改修設計法の妥当性を確認する。3章では1軸方向に構造偏心を有する立体骨組モデルを縮約2構面モデルに置換し、応答スペクトル法による最大応答予測値をもとにしてねじれ変形を抑制するダンパー配置を求める改修設計法を提案した。同手法により得られたダンパー設計解と擬似立体モデルを対象とした最適ダンパー設計解におけるダンパーの剛性分布および偏心指標などを比較することでその妥当性を確認する。

4.4.2.1 ダンパー設計解の比較

設計用地震波 BCJ-L2 を対象として Hybrid GA により得られるダンパーの最適設計解 (GA 解) と等価線形化法に基づく EL 解を比較し、その対応関係を検証する。EL 解の導出の際には BCJ-L2 の応答スペクトルを用い、GA 解は BCJ-L2 を入力波とした弾塑性応答解析に基づく最適設計解とする。最適化計算において BCJ-L2 波に関しては解析時間を短縮するため、最大加速度振幅を含む 25s までの波形を解析に用いる。

まず一軸偏心を有する E-A および E-B モデルにおける各層のダンパー設計解を図 4-52 および図 4-53 にそれぞれ示す。図より GA 解、EL 解ともに構造の柔側に近い構面にやや偏在してダンパーが配置されているものの、両者の配置形状はあまり対応していないことがわかる。これは最適解においては単位ダンパー量を 130kN/mm と設定しており、その刻み幅が大きいためと考えられる。また、図 4-54 には GA 解、EL 解における各層の投入ダンパー量を比較する。図より特に E-A モデルにおいて EL 解は GA 解に比べやや下層の投入ダンパー量が小さくなっていることがわかる。

図 4-55 には GA 解と EL 解の偏心距離、偏心率、弾力半径比をそれぞれ比較する。図より各指標は GA 解と EL 解で概ね対応していることがわかる。したがって、3章で提案した設計法に基づく改修設計解と GA による数値解析に基づく最適ダンパー設計解により設計した改修建物は概ね同等の偏心指標を有するといえ、提案設計法の妥当性が概ね確認できる。

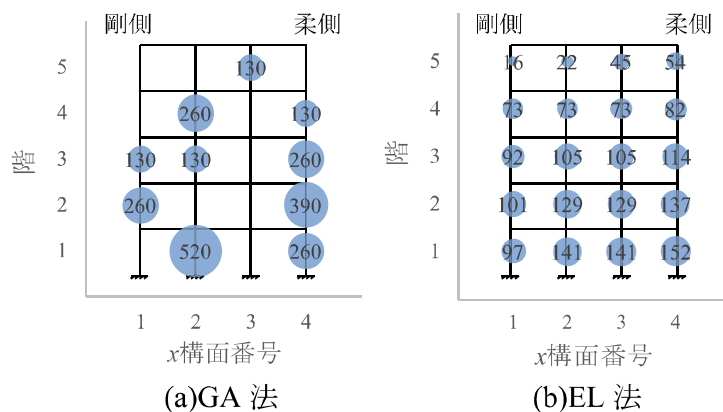


図 4-52 EL 解と GA 解の比較 (E-A モデル, 単位は kN/mm)

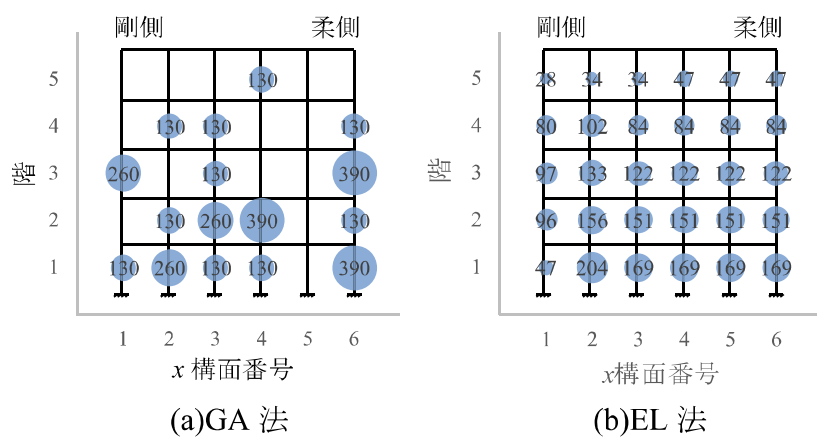


図 4-53 EL 解と GA 解の比較 (E-B モデル, 単位は kN/mm)

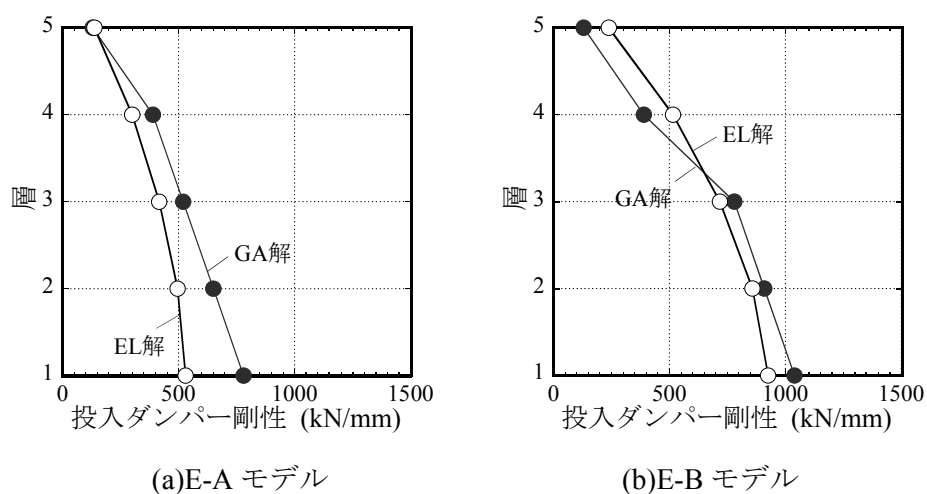


図 4-54 EL 解と GA 解における各層の投入ダンパー剛性の比較

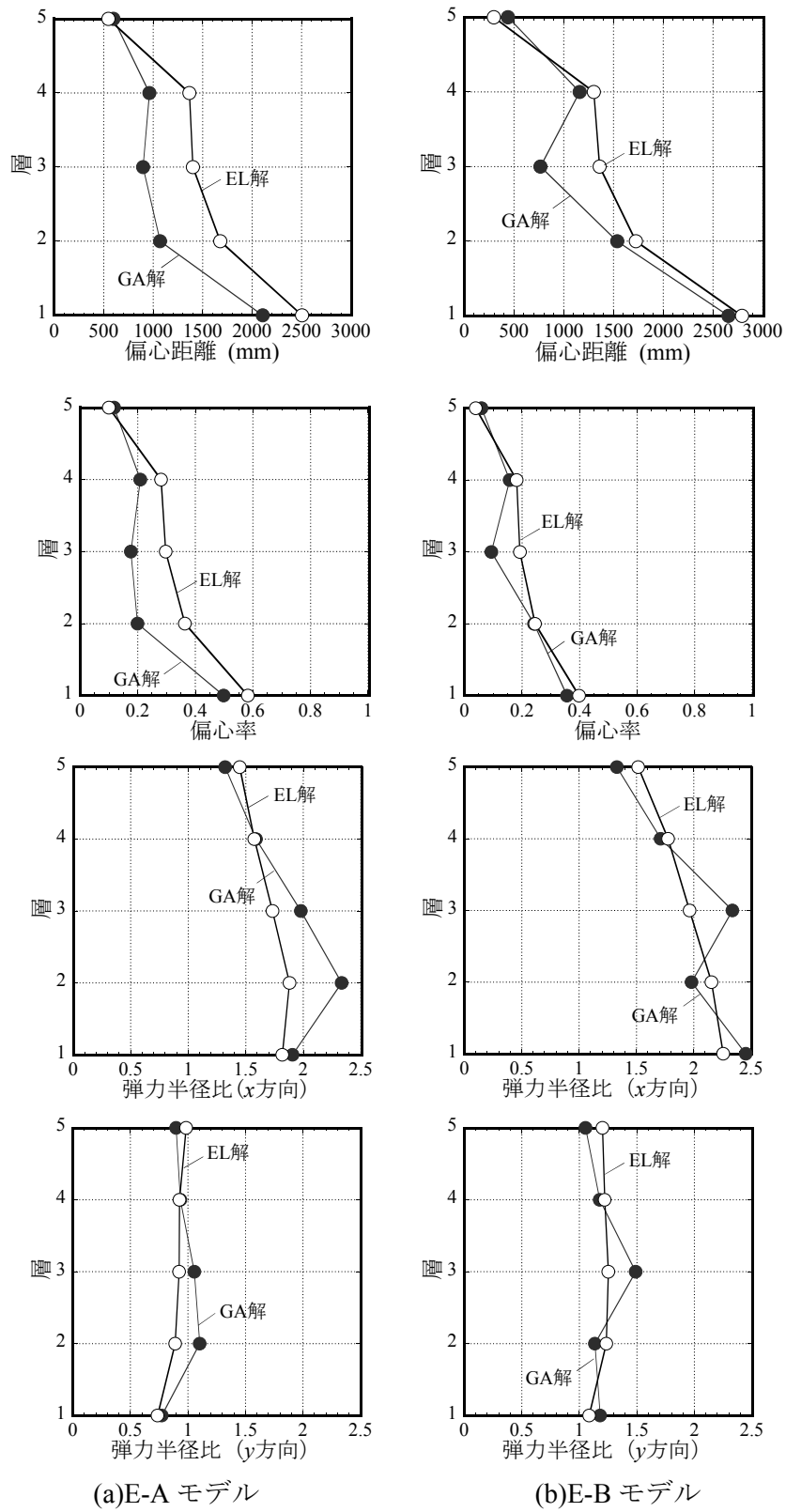


図 4-55 GA 解と EL 解における偏心指標の比較

4.4.2.2 ダンパー設計解の応答値の比較

GA 解と EL 解に基づいて設計した改修モデルの応答評価を行うことにより，改修設計解の耐震性能を分析する．改修モデルは擬似立体モデルによりモデル化し，人工地震波 BCJ-L2 を入力することにより応答評価を行う．解析条件は前節までと同様とする．図 4-56 に GA 解，EL 解に基づいて設計した改修モデルの最大応答値を示す．図より最大層間変形角に関して，EL 解は GA 解に比べダンパーの投入量の少ない下層の最大層間変形角がやや大きくなる傾向がみられるものの，ともに概ね耐震改修の目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ 程度となっていることがわかる．最大ねじれ変形角に関して EL 解および GA 解は同程度の値となっていることがわかる．以上より改修設計解の耐震性能は設計クライテリアを概ね満たしているといえる．

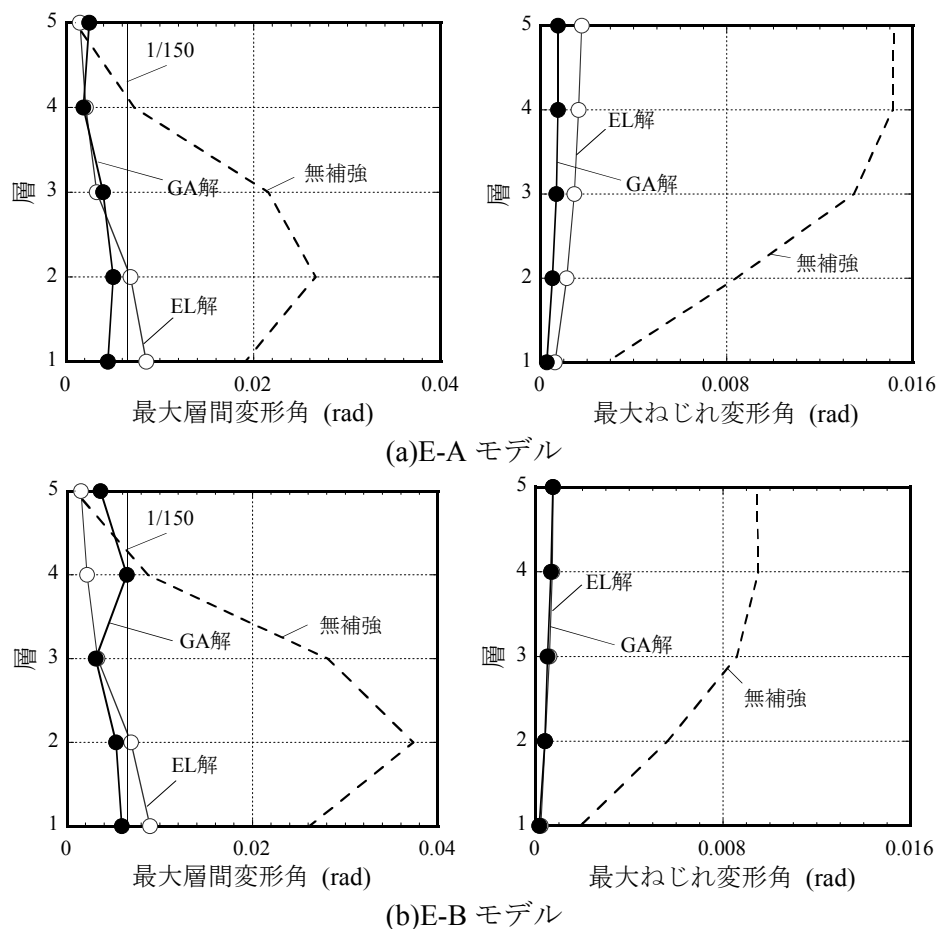


図 4-56 ダンパー設計解の最大応答値

4.5 結語

4 章では、高次・ねじれモードを表現できる弾塑性多質点せん断モデル、擬似立体モデルを対象として、弾塑性時刻歴応答解析と Hybrid GA を組み合わせ、制振改修における各層の最適ダンパー設計解を得る手法を提案した。また得られた最適ダンパー設計解を 2, 3 章で提案した高次・ねじれモードや弾塑性特性を単純化した縮約モデルを対象とした改修設計法による設計解と比較することで、その最適性について分析した。本章において得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論で対象とした構造物の 1 層あるいは 1 構面を 1 つのせん断ばねに単純化した多質点せん断モデル、擬似立体モデルの弾塑性時刻歴応答解析の単位解析時間は最もデータ数の多い BCJ-L2 入力時においても卓上 PC で最大 3s 程度と、膨大な繰返し計算を要する最適化計算に耐えうるオーダーとなった。
- 2) 最適解の探索を効率的に進めるため、遺伝的アルゴリズムに対し局所探索ルーチンを導入した Hybrid GA を用いた場合局所探索ルーチンを用いない場合に比べ多くの解析ケースにおいて収束性の微小な改善が見られたものの、その効果は必ずしも保証されたものとはならなかった。局所探索ルーチンの作動頻度によっては局所解に解が停留する可能性が高くなるため、局所探索ルーチンと遺伝的アルゴリズムの作動のバランスの調節が収束性能の改善に寄与すると考えられる。
- 3) 多層 RC 建物をモデル化した多質点せん断モデルを対象に、変形制約を満たす最小ダンパー量を最適ダンパー設計解と定義した最適化計算において収束解を得た。2 章で提案した等価線形化手法による設計解は、最適化手法による最適ダンパー設計解に比べやや大きめの耐力を与える場合が殆どでありほぼ同等の分布を与えることを確認した。一方、高次モードの影響がやや大きい 9 層モデルでは下層部において両者の関係が逆転する傾向がみられた。

- 4) 1 軸偏心を有する多層 RC 建物をモデル化した擬似立体モデルを対象に，各層のねじれ変形を最小化するダンパー配置を最適化計算により探索し収束解を得た．また 3 章で提案した改修設計法による設計解は，最適化手法により得られたダンパーの最適設計解と概ね近い偏心特性を有することを確認した．
- 5) 本検討例では入力地震波の違いによらず，無偏心モデルにおける各層の最適ダンパー耐力比，偏心モデルにおける各層の偏心率は概ね同等の値となった．したがって，無偏心・偏心モデルにおいて得られる最適ダンパー剛性分布は入力地震波の位相差によらず概ね同一となると考えられ，設計用地震波 BCJ-L2 を対象とした提案設計解は，他の地震波を想定した場合においても概ね妥当な設計解となると考えられる．

参考文献

- 4-1) 中澤祥二, 村上秀樹, 加藤史郎, 大河内靖雄, 竹内徹, 柴田良一: 座屈拘束ブレースを用いた通信鉄塔の耐震補強法に関する研究: グリッドシステムを用いた遺伝的アルゴリズムによる座屈拘束ブレースの最適配置探索法, 日本建築学会構造系論文集, 第 604 号, pp.79-86, 2006.6
- 4-2) 竹内徹, 木内佑輔, 松井良太: トラス鉄塔の耐震改修における制振部材の最適配置, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 700 号, pp. 791-799, 2014.6
- 4-3) J. H. Holland : *Adaptation in Natural and Artificial Systems*, Ann Arbor, The Univ. of Michigan Press, 1975
- 4-4) 大森博司, 田村尚土, 伊藤智幸: 多目的最適化法による鋼構造物の構造設計支援手法の提案, 構造工学論文集. B, 第 54 号 B, pp. 251-257, 2008.3
- 4-5) 辻聖晃, 田中英稔, 吉富信太, 竹脇出: 多層建物におけるオイルダンパーの最適リリーフ荷重決定法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.678, pp.1237-1246, 2012
- 4-6) M. Malek, M. Guruswamy. H. Owens and M. Pandya : *A Hybrid Algorithm Technique, Technical Report of Texas Univ. at Austin*, TR-89-06, 1989
- 4-7) 三井和男, 大崎純, 大森博司, 田川浩, 本間俊雄: 発見的最適化手法による構造のフォルムとシステム, コロナ社, 2004
- 4-8) N. Newmark : *A Method of Computation for Structural Dynamics*, *Proc. ASCE*, Vol. 85, No. EM3, pp.67-94, 1959
- 4-9) T. Takeda, Mete A. Sozen and N. Norby Nielsen : Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of structural division, Journal of structural engineering*, ASCE, Vol.96, ST12, pp.2557-2573, 1970
- 4-10) H. Kitano : *Empirical Studies on the Speed of Convergence of Neural Network Training using Genetic Algorithms, Proceedings of the Eighth National Conference on Artificial Intelligence*, 1990
- 4-11) David J. Powell, Siu Shing Tong and Michael M. Skolnick : EnGENEous domain independent, machine learning for design optimization, *Proc. of ICGA-89*, 1989.
- 4-12) G. Frank : *Pulse code communication*, United States Patent 2632058, 1953.3
- 4-13) 三木光範, 廣安知之, 吉田純一, 金子美香: 分散遺伝的アルゴリズムの性能におよぼす交叉法とコーディング法の影響, 情報処理学会全国大会講演論文集, 1999.9
- 4-14) 柴田明徳: 最新耐震振動解析, 森北出版, 1981
- 4-15) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.2
- 4-16) 構造システム: SNAP Ver.5 テクニカルマニュアル

- 4-17) M. AYDINOGLU : Specification for Buildings to be Built in Seismic Zones (2007),
Chapters 1,2, Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey,
2007.3.

第5章 制振部材および弾性フレームを付加した 低耐力 RC 架構の繰返し載荷実験

5.1 序説

日本においては既存 RC 架構に対する靱性型の制振改修の適用実験がこれまでに実施されている^{5-1), 5-2), 5-3), 5-4)}。しかしトルコの既存 RC 建築は、小断面で扁平な柱梁で構成され耐震壁も少ないため^{5-5), 5-6)}、その耐震性能が日本と比べ低い場合が多く⁵⁻⁷⁾、こうした主架構の剛性に対する付加ダンパーの剛性が高くなることが想定される制振改修に関する適用実験は少ない。Tsai ら⁵⁻⁸⁾は台湾の低耐力 RC 架構を模した 1 スパンの RC フレームに対し BRB と鉄骨フレームを用いた制振改修の実験を実施している。しかし、同実験においては鉄骨フレームが BRB と RC フレームを介在させる接合部材として導入されており、弾性要素として設計されていない。また、RC フレームと鉄骨フレームは部分的にアンカーボルトのみで接合した接合部を採用しており、弾性鉄骨フレームと既存 RC 架構の境界面全体をモルタルとアンカーで接合した場合の各部材の挙動や制振改修の有効性は明らかになっていない。

そこで本章では実大フレーム試験体を用いた静的水平漸増載荷実験に基づいて、鉄骨フレームを弾性要素として並列に付加する制振改修構法の有効性と 2 章で提案した等価線形化手法に基づく改修設計法において等価減衰定数の算定時に仮定した部材の履歴モデルの妥当性を確認する。なお、2 章では部材の合成効果を考慮せずに付加弾性骨組を弾性部材とし、RC 架構においてはトリリニア、BRB においては完全弾塑性のバイリニアの履歴ループをそれぞれ改修の目標変形から幾何学的に仮定した。実験において観測された各構成部材の載荷履歴と 2 章における提案設計法で仮定した履歴ループを比較することで、その整合性について分析し実験結果を考慮した改修構造物の等価減衰定数の算定式を提案する。

5.2 異なる接合部を有する座屈拘束ブレースの累積変形性能

トルコなどの開発途上国においては、施工費が比較的安価なことから溶接接合部が多用された建築ディテールが採用されることが多い。開発途上国においては溶接施工における工賃が安価であり、張力管理などの必要がなく強度、剛性、耐久性などの信頼性が高い溶接接合が適用される場合が多い。一方、日本では座屈拘束ブレースの接合部を設計する場合地震後の制振部材の交換可能性なども鑑みて、ボルトやピンなどの規格接合部材によって接合されることが殆どであり、溶接接合部を有する座屈拘束ブレースを対象とした部材実験は少ない。

そうした背景を踏まえ、改修部材を適用した载荷実験に先立ち接合部形状の異なる座屈拘束ブレース（BRB）の部材実験を行ったため、本章ではまずその概要を報告する。部材試験においては、溶接接合部およびボルト接合部を有する BRB の性能に関して静的载荷試験により検討した。

5.2.1 実験概要

イスタンブール工科大学の実験施設にて図 5-1 に示すような载荷フレームを用いて BRB 部材試験体に対し水平载荷を行う。载荷フレームは剛体に近く脚部がピン接合となっている鋼柱と剛床により構成される。鋼柱には 250kN のアクチュエータが設置されており、アクチュエータによる水平载荷に伴い鋼柱がピンを中心に回転することにより試験体に水平力を伝える。

試験体としてボルト接合タイプ（CB400）と溶接接合タイプ（CW400）を表 5-1 に示すように設定する。十分な板厚を有する角形鋼管（STKR400）を拘束材とし、芯材には建築構造用圧延鋼材 SN400B を用いる。芯材の引張試験により得られた鋼材の材料諸元を表 5-2 に示す。250kN のアクチュエータを用いた载荷を行うため、アクチュエータの载荷能力に見合うように芯材断面および耐力を決定する。溶接タイプの BRB のディテールに関しては、図 5-2 に示すようにあらかじめクリアランスをもって切り欠きを施したガセットプレートに芯材の弾性部（H-80×125×12×12）を構成するフランジ部を隅肉溶

接することにより保有耐力接合する．弾性部の断面積は溶接タイプがボルトタイプに比べ 20%程度大きくなっている．

試験体の貫入長比は 3 程度と十分であり，十分に補剛されたガセットプレートを接合部材として想定するため，拘束材端部および接合部の回転剛性は十分に確保されているものと仮定する．そうした条件下での拘束材の安定条件は芯材と座屈拘束材間で軸力が伝達しないことを前提とし，芯材降伏軸力に対し拘束鋼管が弾性座屈および曲げ降伏を生じない条件から式(5-1)のように提案されている⁵⁻⁹⁾．

$$\left\{ \begin{array}{l} M_c^B = \frac{P_{cu}(a' + e_c + s)}{1 - P_{cu}/P_{cr}} \leq M_y^B \\ P_{cr} = \frac{\pi^2 E_s I_r}{L_k^2} \end{array} \right. \quad (5-1)$$

ここに， P_{cu} は芯材最大軸力， P_{cr} は拘束鋼管の Euler 座屈軸力， a' は拘束材の初期不整， e_c は芯材の偏心， s は芯材と拘束材の間隙， M_c^B は拘束材中央の曲げモーメント， M_y^B は拘束鋼管の降伏曲げモーメント， E_s は鋼材のヤング係数， I_r は拘束鋼管の断面 2 次モーメント， L_k は芯材の座屈長である． $a'=10\text{mm}$ ， $e_c=10\text{mm}$ ， $s=5\text{mm}$ とした場合，全ての試験体は式(5-1)を満たし，拘束材の機構安定性が確保できていることを確認した．

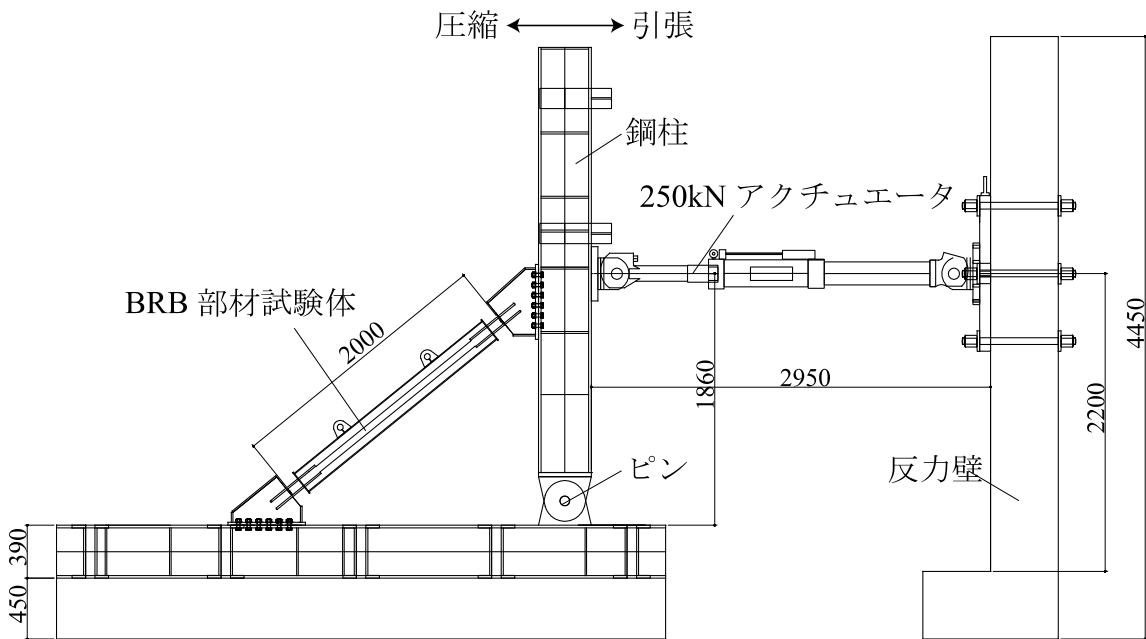


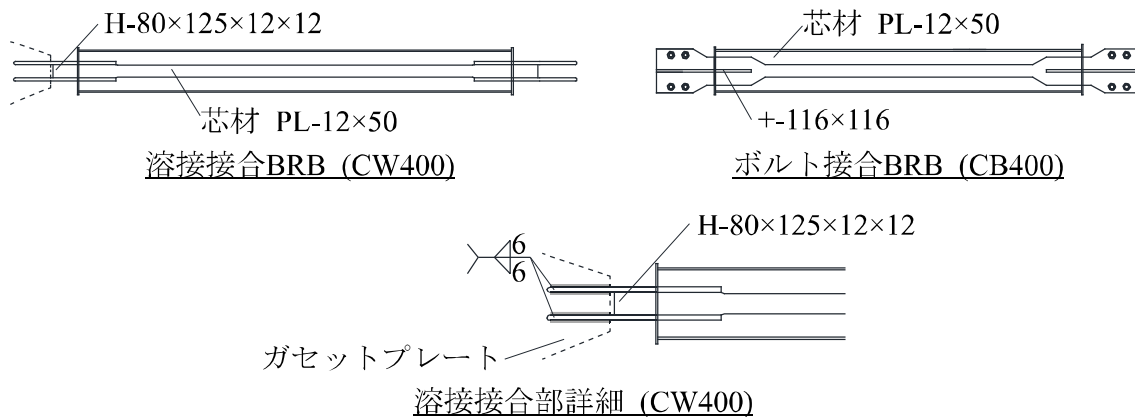
図 5-1 载荷セットアップ

表 5-1 BRB 部材試験体の諸元

	全長 $L(\text{mm})$	貫入長 $L_{in}(\text{mm})$	塑性化部 長	芯材幅 $B_c(\text{mm})$	芯材厚 $t_c(\text{mm})$	拘束管	接合部 材料特性
CB400	2000	152	1104	50	12	□- 175×175×6 (STKR400)	SM490A
CW400		160	1466				SM490A

表 5-2 芯材の材料諸元

	ヤング係数 $E_s (\text{N/mm}^2)$	引張り強さ $R_m (\text{MPa})$	上降伏点 $R_{eH} (\text{MPa})$	下降伏点 $R_{eL} (\text{MPa})$	破断点 $A (\%)$
SN400	204084	433.14	292.19	283.11	32.13
	204934	433.72	294.79	289.65	32.55
	204923	432.97	295.49	285.52	32.80
	216146	433.22	309.92	286.89	32.63
平均	207522	433.26	298.10	286.29	32.53



試験体への荷重は反力壁に設置した荷重能力が 250kN のアクチュエータ 2 基を用いて行い、図 5-3 に示すような荷重計画に基づいた変位制御により行う。水平力はアクチュエータに内蔵されたロードセルにより、水平変位は荷重フレームを構成する鋼柱上部に取り付けた変位計の値を用いる。荷重は正負交番静的漸増繰返し荷重として実施し、各変位振幅において 3 サイクルの静的繰返し荷重を想定する。まず、予備荷重として BRB の降伏変形 δ_y^d の 1/3, 2/3, 1 倍での荷重を行う。その後は後ほど行うフレーム試験体の荷重実験と対応する荷重計画として、RC フレームを模した線材モデルの静的増分解析により得られた RC 架構の降伏変形 1/225rad、提案制振改修における目標層間変

形角 $1/150\text{rad}$ ，トルコの構造設計基準⁵⁻¹⁰⁾における IO (Immediate Occupancy) レベルである $1/100\text{rad}$ の載荷を行う．最終段階として再び部材の軸変形を基準とした載荷を BRB の等価軸歪 2% , 3% で行い, 3% のサイクルにおいては芯材破断まで載荷を続ける．

降伏変形を算定する際には図 5-4 に示すようなモデルを模式的に考えて, 弾性部と塑性化部の変形分をそれぞれ足し合わせることにより式(5-2), (5-3)により算定する．

$$\delta_y^{d''} = \left(\frac{L_p}{E_s A_p} + \frac{\overbrace{L^{all} - L_p}^{L_E + L_c}}{E_s A_E} \right) \sigma_y A_p \quad (5-2)$$

$$\delta_y^d \cong \delta_y^{d''} / \cos \gamma \quad (5-3)$$

また, 載荷時における層間変形角, BRB の軸力, 芯材軸歪は, アクチュエータの水平変形, 水平力 δ_{act} , P_{act} に基づいて幾何学的に算定する．まず層間変形角は, δ_{act} を剛床の上部位置からアクチュエータの設置位置までの距離 h_{act} で割ることにより算定する．BRB の軸力 N_d に関しては, 式(5-4)で表される各載荷ステップにおける BRB の設置角度 γ に基づいて式(5-5)により算定する．

$$\gamma = \tan^{-1} \left(\frac{h_{act}}{L^{all} \cos \gamma_{ini} - \delta_{act}} \right) \quad (5-4)$$

$$N_d = P_{act} / \cos \gamma \quad (5-5)$$

なお, γ_{ini} は載荷前における BRB の設置角度を表す．BRB 芯材の等価軸応力 σ_c は N_d を載荷前の芯材断面積 A_p で割ることによる公称応力として算定する．BRB の芯材軸歪 ε_c も同様に公称歪を採用し, アクチュエータの水平変形から想定される BRB 部材全体の軸変形 δ^d から, 弾性部の軸歪変形 δ_e^d を差し引いた値をもとに式(5-6)により算定する．

$$\varepsilon_c = \frac{\delta^{d''} - \overbrace{N_d (L_E + L_c) / E_s A_E}^{\delta_e^{d''}}}{L_p} \quad (5-6)$$

なお, $L_E + L_c$, A_E はそれぞれ座屈拘束ブレースの弾性部の長さ及び断面積である．

さらに図 5-5 に示すように拘束鋼管の端部と中央部における 3 箇所 (計 12 箇所) に歪ゲージを貼付することで載荷中の拘束鋼管の軸方向の歪分布をモニタリングす

る．拘束鋼管の構面外変形に関しても変位計を設置することで計測を行う．

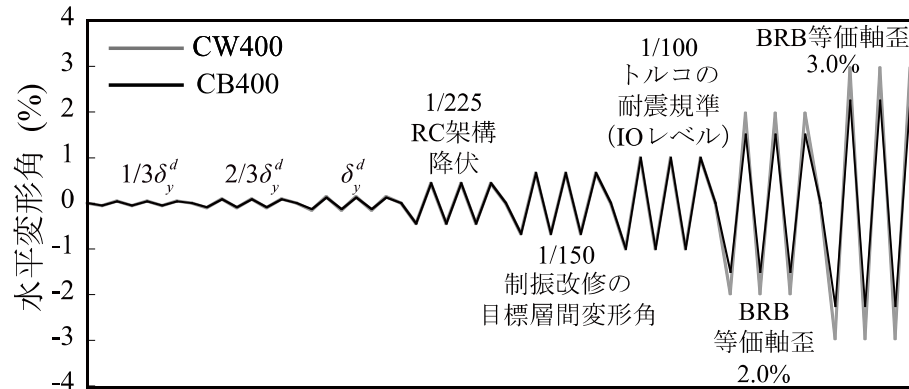


図 5-3 载荷計画

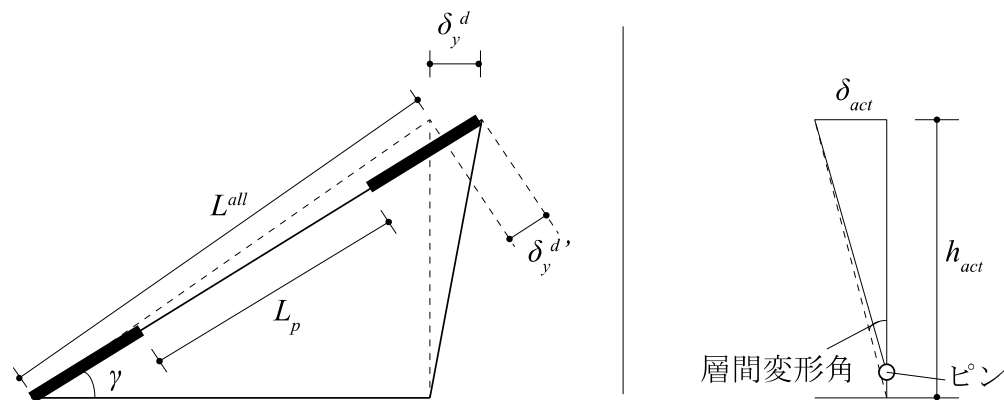


図 5-4 軸力，軸歪算定時の検討パラメータ

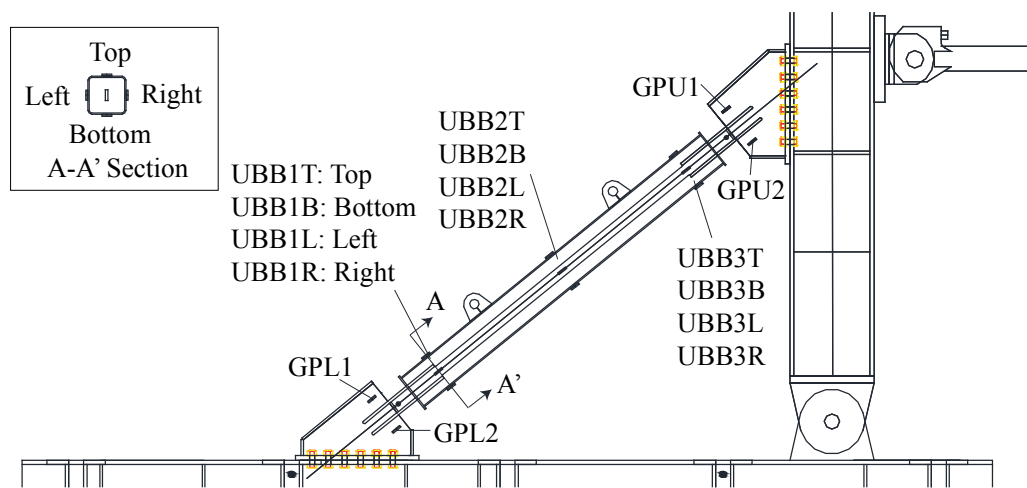


図 5-5 歪ゲージの貼付位置

5.2.2 実験結果

まず各試験体の荷重変形関係を図 5-6 に示す．溶接タイプの CW400 は芯材の等価軸歪 3%（水平部材角 3%）の載荷まで優れたエネルギー吸収性能を示し，3%の 4 サイクル目で芯材が引張破断した．ボルトタイプの CB400 は同様に等価軸歪 3%（水平部材角 2.2%）まで優れたエネルギー吸収性能を示し，3%の 15 サイクル目で芯材が引張破断した．よって，等価軸歪 3%の繰り返し載荷においてはボルトタイプが溶接タイプに比べ優れた累積変形性能を示した．制振改修の目標変形である層間変形角 $1/150\text{rad}$ においては，両 BRB とも優れたエネルギー吸収性能を示した．載荷中の拘束管の構面外変形は各部で 5mm 以下（層間変形角 0.26%程度）となり，拘束管や接合部に局部座屈や全体座屈は生じず，芯材の引張破断まで安定した累積変形性能を示した．

文献 5-11)においてブレースの歪硬化の度合を表す歪硬化修正係数（Strain hardening adjustment factor） ω は実験時の最大引張耐力を実験時の降伏耐力で除すことにより，圧縮耐力修正係数（Compression strength adjustment factor） β は実験時の圧縮側最大耐力を引張側最大耐力で除すことによりそれぞれ定義されている．これらの指数は座屈拘束ブレースの構造性能を測る指標として定義されており， β は 1 以下となることは基本的にはないが座屈拘束ブレースの座屈拘束部の異常により，圧縮側耐力が想定外に上昇するなど座屈拘束ブレースの性能を判断する指標となる．本論で扱った溶接タイプの CW400 では $\omega=1.70$ ， $\beta=1.09$ ，ボルトタイプの CB400 では $\omega=1.69$ ， $\beta=1.08$ と接合部形状によらずほぼ同様の値を示し概ね正常な値を示し，特に大きな異常はみられなかった．

載荷後の芯材破断の様子を写真 5-2 に示すが，接合部タイプによらず両部材とも載荷フレームの鋼柱に取り付く側の弾性部と塑性化部の境界部で芯材破断を生じている．芯材の破断点以外には顕著な局部座屈はみられなかった．

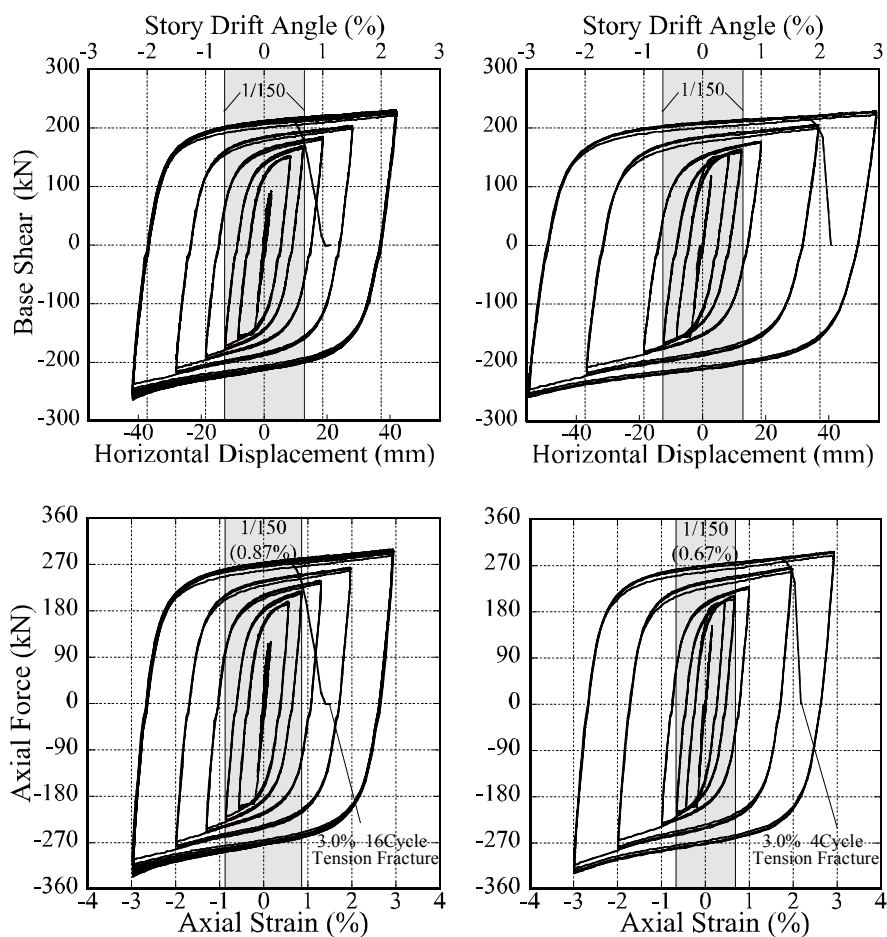


(a)ボルト接合タイプ (CB400)



(b)溶接接合タイプ (CW400)

写真 5-1 セットアップの様子



(a)ボルト接合タイプ (CB400)

(b)溶接接合タイプ (CW400)

図 5-6 実験における荷重変形関係



(a)ボルト接合タイプ (CB400)



(b)溶接接合タイプ (CW400)

写真 5-2 載荷後の芯材解体状況（写真左側が上側，右側が下側）

各試験体のエネルギー吸収性能に関して図 5-7 に比較する．図より，溶接接合部を有する CW400 は等価軸歪 3%の 4 サイクル目で芯材破断しているのに対し，ボルト接合部を有する CB400 は等価軸歪 3%で 15 サイクルを経験した上で芯材破断していることから，累積履歴エネルギー吸収量は CB400 が CW400 の 2 倍以上の値を示している．一方，CW400 の芯材が破断に至るまでの累積吸収エネルギー量は CB400 を上回っており，これは溶接接合タイプの BRB においては上部接合部近傍で芯材と拘束材間で接触が生じることにより，部分的な剛性および耐力の上昇や摩擦によるエネルギー吸収が生じたためであると考えられる．

一方，座屈拘束ブレースの繰返し変形性能を測る指標として芯材の累積塑性歪に着目すると，AISC 基準⁵⁻¹¹⁾では $200\delta_y^{d'}$ （本例では 28%）と基準が定められているが，本実験で扱った試験体である CB400 および CW400 は規準の 8 倍，3 倍となっており，両試験体は十分な累積変形性能を有しているといえる．また図 5-8 においては，各試験体の累積塑性歪と複数の部材試験の結果より最小二乗法により求めた定振幅疲労曲線⁵⁻¹²⁾を比較している．定振幅疲労曲線は異なる座屈拘束形式，芯材形状，芯材材種を用いた座屈拘束ブレースの部材試験結果を包括したものである．グラフよりボルト接合部を有す

る CB400，溶接接合部を有する CW400 とともに定振幅疲労曲線よりも上側に位置し，既往の部材試験体と比較しても十分な累積変形性能を有しているといえる．一方，溶接接合部を有する CW400 の累積塑性歪は等価軸歪 3% 出の累積変形性能が低いことが起因して CB400 の 1/2 以下と低くなっており，同振幅時に芯材の疲労性能を下げる何らかの現象が働いたものと推察される．

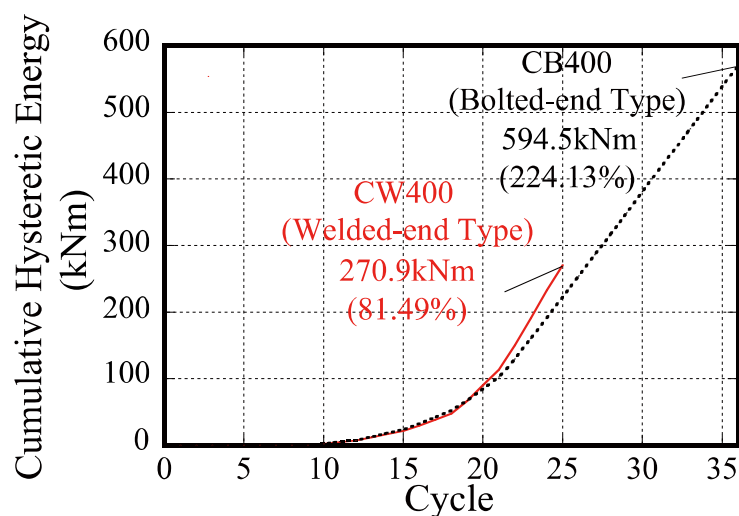


図 5-7 BRB の累積エネルギー吸収

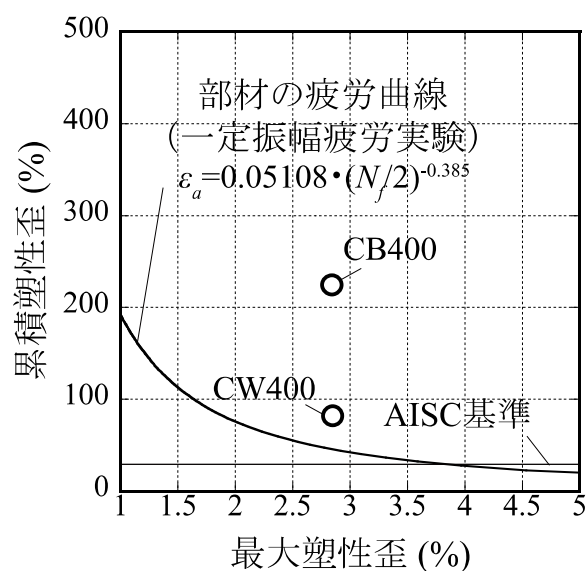


図 5-8 BRB の累積塑性歪

5.2.3 接合部の差異が大振幅での累積変形性能に及ぼす影響

接合タイプの違いにより，最大振幅（等価軸歪 3%）での繰返し載荷時の累積変形性能に差がみられたためその要因に関して分析する．図 5-9 には最大圧縮・引張載荷時の両試験体における拘束管の歪分布を示す．図より溶接接合タイプにおいては，最大圧縮載荷時に芯材に直交する方向の拘束管の 2 面に貼付した歪ゲージの軸歪が部材上端部においてやや増大していることがわかり，ボルト接合タイプと比べ有意な差が認められる．溶接接合タイプの両面の歪は片側が引張，片側が圧縮方向となっており，圧縮載荷中に拘束管上部に曲げが生じ，図 5-10(c)に示す機構が生じていると考えられる．

この機構は芯材から拘束材に垂直方向に伝わる力の差異により説明できる．図 5-10(a)に示すように載荷フレームの剛柱と GPL が剛であり，GPL と BRB 部材の接合部における部材の回転を無視した機構を幾何学的に想定すると，BRB 部材の弾性部の端部においては式(5-7)に示すような垂直力 H_p が芯材と拘束間の間に生じると考えられる．

$$H_p = \frac{3E_s I_E (l_E \theta - s)}{l_E^3} \quad (5-7)$$

式中において， s は拘束管と芯材のクリアランス， l_E は座屈拘束ブレース弾性部の全長， θ は載荷時の水平部材角をそれぞれ表す． H_p は弾性部の断面二次モーメント I_E に比例するため， I_E のより大きい溶接接合タイプの H_p がボルト接合タイプに比べ大きな値となる．本試験体においてクリアランス s を 1mm とした場合，ボルト接合タイプの H_p が 174kN であるのに対し，溶接接合タイプはその 5 倍の 869.3kN となる．したがって溶接接合タイプの BRB は接合部と弾性部の回転に関する許容度が低いために想定される芯材と拘束材の間の垂直力が大きくなり，最大振幅での繰返し載荷時には芯材と拘束材の間に生じる接触に伴って芯材の疲労性能が低下したものと考えられる．なお，上記の垂直力は載荷フレームの鋼柱を剛棒とみなし，水平部材角 θ が BRB の角度変化量と同様であると考えているが，実構造物の柱には曲げ変形が生じるため想定される垂直力は計算値に比べ小さくなると考えられる．したがって，実建物では溶接接合タイプ BRB の最大振幅での疲労性能の低下は実験時に比べ小さくなり，接合タイプの違いによる BRB の大振幅時の累積変形性能は大差ないオーダーとなると考えられる．

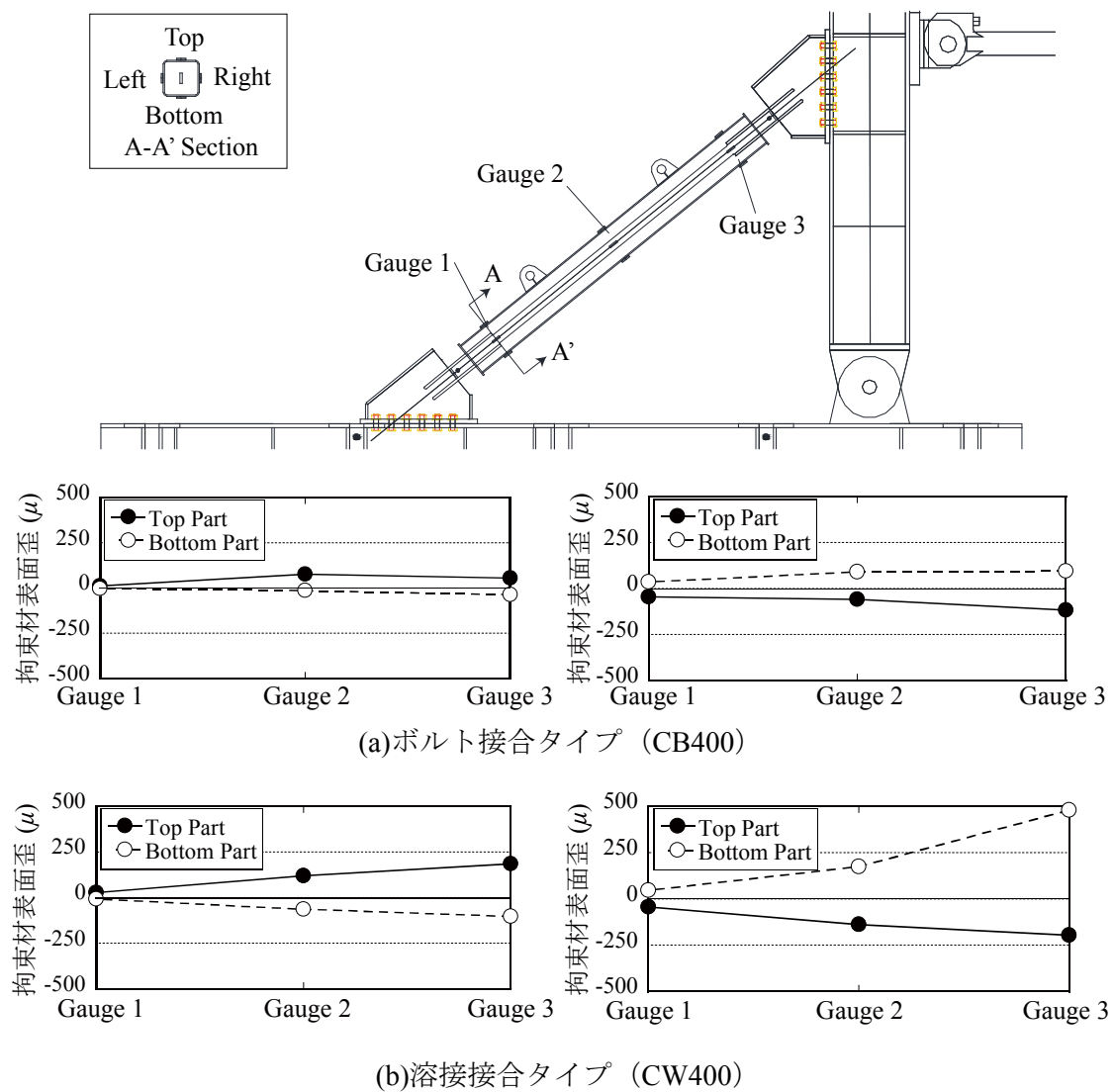


図 5-9 拘束材表面の引張歪

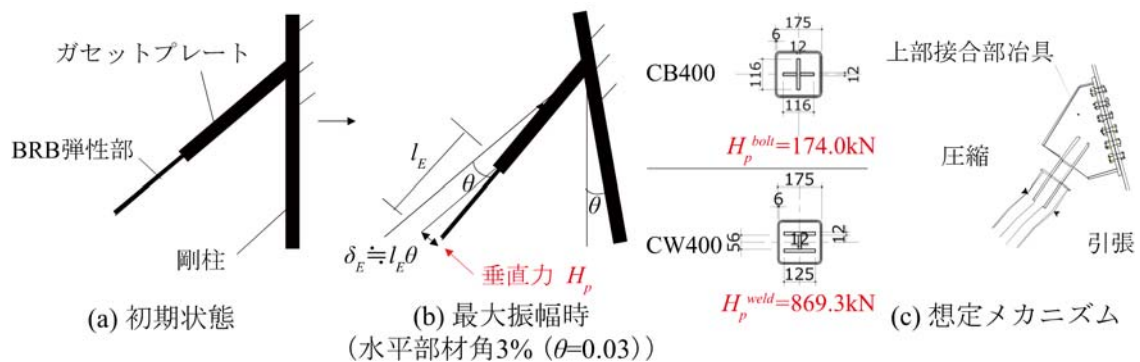


図 5-10 最大変形時における BRB 上部の想定メカニズム

5.3 低耐力 RC 架構における提案制振改修構法の適用実験

制振改修の目標変形において十分なエネルギー吸収性能を発揮することが確認された座屈拘束ブレースと弾性要素である付加弾性骨組により構成される改修部材を RC フレームに組み込んだ改修試験体の繰返し載荷実験を行うことにより、提案する制振改修構法の有効性を確認する。

なお、本試験は東京工業大学、新日鉄住金エンジニアリング（日本）とイスタンブール工科大学（トルコ）との間で実施された共同実験である。改修時に取り付ける改修部材の製作は新日鉄住金エンジニアリングの助力のもと日本で行い、座屈拘束ブレースを含む改修部材は船便で 2 ヶ月程度の行程でイスタンブールまで輸送した。改修部材においては溶接接合、ボルト接合タイプの座屈拘束ブレースを用い、溶接施工は日本で、ボルト施工はトルコで行った。RC フレームは現地の施工規準に準じたものをトルコのプレファブリケーション工場（Emek Prefabric (Cerkezkoy)）にて製作し、同工場にて RC フレームに日本から輸送した改修部材をグラウト施工した。全ての載荷実験はイスタンブール工科大学（ITU）内の実験施設で実施した。

5.3.1 既往試験の概要

本研究で対象とする制振部材に類似した改修部材を用いた実験として、既存 RC 架構に対する鉄骨枠付きブレースを付加した耐震改修の部材実験が過去に数多く行われており、主に 1 スパン試験体の試験結果を参考に試験体設計時の耐力のクライテリアについて検討する。過去に国内で実施された 27 体の試験体に関するデータを図 5-11、図 5-12 および表 5-3 に示す。記載している実験は本実験で対象とするアンカーと無収縮モルタルによる在来工法で、既存 RC 架構と付加改修部材を接合した試験体を対象としたものに限定している。全ての試験体は鉄骨ブレースが破壊するタイプ I の強度・靱性抵抗型の破壊形式⁵⁻¹³⁾を有し、接合部破壊を生じずに十分に付加部材の耐力が発揮されたものである。表 5-3 中に示されている試験体耐力の計算値 Q_{cal} は耐震改修指針⁵⁻¹³⁾における式(5-8)により算定される。

$$Q_{cal} = \min \left({}_sQ_{su1} = {}_sQ_u + Q_{c1} + Q_{c2} \quad {}_sQ_{su2} = Q_j + {}_pQ_c + Q_{c2} \right) \quad (5-8)$$

式中において ${}_sQ_u$ は付加ブレース（鉄骨枠およびモルタルは無視）の耐力、 Q_{c1} 、 Q_{c2} は RC フレームにおける柱の耐力、 Q_j は補強接合部の耐力、 ${}_pQ_c$ はパンチングシア耐力を表す。補強接合部の耐力 ${}_sQ_{su2}$ と補強部材の耐力 ${}_sQ_{su1}$ の大きい方を採用する。実設計においては接合部破壊を回避するため補強接合部の耐力 ${}_sQ_{su2}$ が補強部材の耐力 ${}_sQ_{su1}$ に比べ高く設計されることが多い。

図 5-11 には各実験における試験体耐力の計算値と実験値の対応を示す。実験値が大きい値をとる場合が多いものの両者は概ね対応していることがわかる。実験時の最大耐力は最大で計算値の 2 倍以下に収まっている。また、グラフ中において H 形鋼で構成される鉄骨枠を弱軸に配置した場合、斜材として靱性型ブレースを用いた場合をそれぞれ黒丸で示している。図より靱性型ブレースを用いた改修例において、実験時の最大耐力の計算値に対する比率が大きくなる場合があることがわかる。一方、耐震型ブレースを用いた改修例では実験時の最大耐力は計算値の 1.4 倍程度に収まっている。

図 5-12 には最大耐力時の水平変形角と最大耐力の評価精度の関係を示す。最大耐力の評価精度は実験時の最大耐力を式(5-8)により計算した計算値で割ることにより評価する。図より、殆どのケースにおいて実験時の最大耐力の計算値に対する比率は 1 を超え、最大耐力時の水平変形角にやや比例する傾向がみられる。また、靱性型のブレースを用いた場合、最大耐力時の水平変形角が大きくなる傾向が見られる。これは靱性型ブレースにおいては斜材の座屈など不安定現象が回避され、部材降伏後もその安定性が確保される場合が多いためと考えられる。図 5-12 の下部のグラフでは、ブレースと既存 RC 架構の間に挿入する鉄骨枠に関して、H 型鋼を配置する方向別に分類する。H 形鋼を弱軸方向に配置した場合上述した傾向がより強く見られる。これは H 型鋼を弱軸方向に配置する場合既存 RC 架構と付加部材の一体性が高くなり、大振幅時においても部材の一体的な挙動による耐力上昇が生じやすくなるためと考えられる。

以上より、本論で扱うような制振改修例においては、試験体の最大耐力の計算値に対する比は最大で 2 倍程度と高くなる可能性があるといえる。試験体の耐力を設定するには水平載荷能力を超過しないよう留意して設計する。

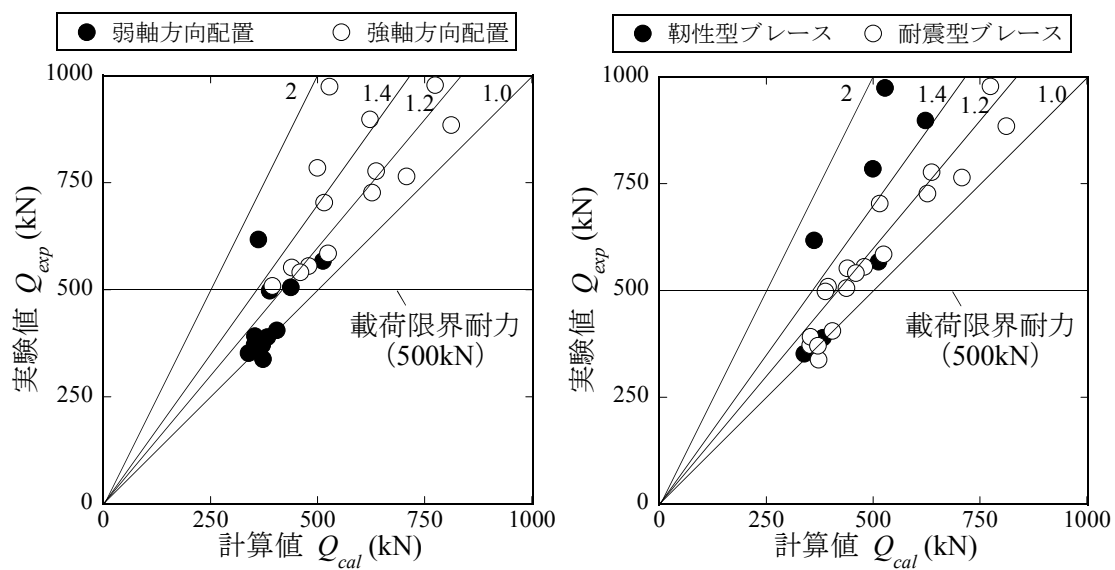


図 5-11 鉄骨枠付きブレースを用いた耐震改修に関する既往実験

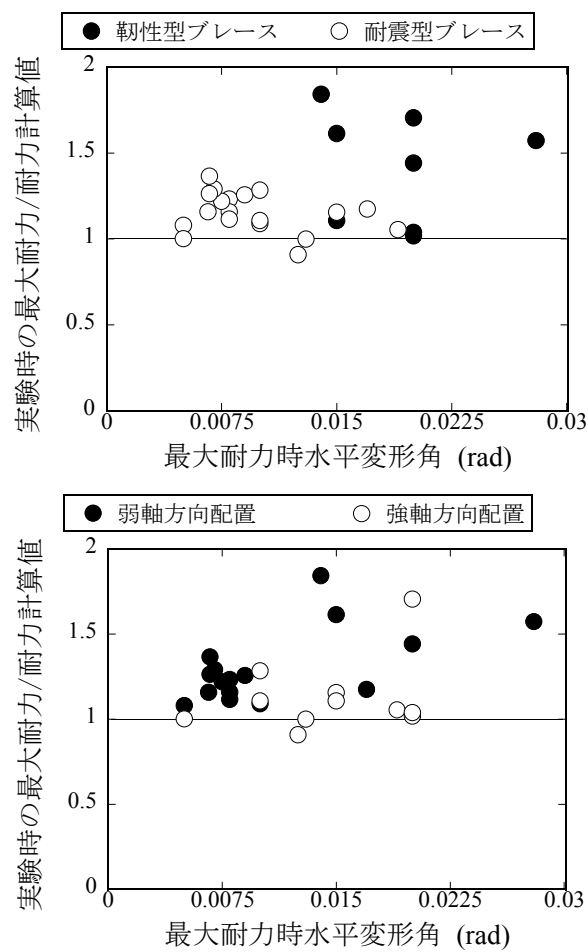
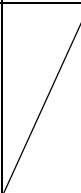


図 5-12 最大耐力時水平変形角と耐力の評価精度の関係

表 5-3 鉄骨枠付きブレースを用いた耐震改修に関する既往実験のデータ

試験体		実験値 (kN) Q_{exp}	計算値 (kN)			実験/ 計算	ブレース タイプ	鉄骨 枠 形状	最大耐力 時 水平部材 角 (rad)	耐力計 算式
			cQ_{su1}	cQ_{su2}	Q_{cal}					
文献 [2]	SPA6	505.8	498.8	437.5	437.5	1.16	K 型円形 鋼管ブレース	H 形 強軸 接合	0.015	指 針
文献 [3]	RC2	617.3	361.9	870.4	361.9	1.71	K 型円形 二重鋼管 ブレース		0.02	
文献 [4]	F2	1007	817		817	1.23	K 型 H 形鋼ブ レース	H 形 弱軸 接合	0.008	荷 重 増 分 解 析
文献 [5]	NT1	898	622.6		622.6	1.44	K 型 H 形鋼ブ レース		0.02	指 針
	NT2	1016	629.2		629.2	1.61	(LY100)			
文献 [6]	No.4	555.5	479.5	590.5	479.5	1.16	K 型 H 形鋼 ブレース		0.0066	
文献 [7]	X-1	885	812		812	1.09	X 型 H 形鋼 ブレース		0.01	荷 重 増 分 解 析
	X-2	727	627		627	1.16			0.008	
	Y-1	765	708		708	1.08	K 型 H 形鋼 ブレース		0.005	
	Y-2	585	524		524	1.12			0.008	
	M-1	777	637		637	1.22			0.0075	
文献 [8]	F50	509.2	394.2		394.2	1.29			0.007	
	F60	552.5	439.5		439.5	1.26			0.009	
文献 [9]	OPA2	567.8	512.5	566	512.5	1.11	片流れ円形二 重鋼管 ブレース	H 形 強軸 接合	0.015	指 針
文献 [10]	No.13	498			388	1.28	K 型円形鋼管 ブレース		0.01	
	No.14	372			353	1.05			0.019	
文献 [11]	I-SV	392	354		354	1.11			K 型円形 二重鋼管 ブレース	
	O-SV	338	372		372	0.91	0.0125			
	O-SA	371	371		371	1.00	0.013			
	O-DV	390	383		383	1.02	K 型円形 二重鋼管 ブレース		0.02	
	O-DA	352	339		339	1.04			0.02	
	I-HV	406	405		405	1.00	K 型 H 形鋼ブ レース		0.005	
文献 [12]	A-2	978.04	774.2		774.2	1.26	片流れ H 形鋼 ブレース	H 形 弱軸 接合	0.0067	
	A-3	703.64	515.48		515.5	1.37			0.0067	
文献 [13]	MB-1	541	460		460	1.18	マンサード型 ブレース	0.017		
文献 [14]	B-1	974	528		528	1.84	溝型鋼アンボ ンドブレース	0.014		
	C-1	785	499		499	1.57		0.028		

5.3.2 検討試験体

制振改修の適用実験に際し、まず既存 RC 架構の構造特性を再現した実大に近い 1 スパンの RC フレームを用意する。配筋およびコンクリート打設はトルコのプレファブリケーション工場（Emek Prefabric）で行う。

本制振改修の適用位置として建物のファサードを想定し、写真 1-1 に示すように多くのトルコの既存 RC 造校舎でみられる柱部材の一部が建築ファサードに突出した形状の RC フレーム試験体を製作する。日本の建物と同様、対象建物は開口部の下部に穴あきレンガで構成された腰壁を有しており、制振改修にあたってはこれらを撤去ないし構造スリットを入れることにより曲げ破壊型に改善することを想定する。そのため試験体においては写真でみられる梁に取り付く腰壁は無視し、構造部材のみをモデル化する。試験体のスケールは載荷設備の規模を踏まえて実大の 4/5 倍程度とする。RC フレームの基礎部は幅広とし、試験体を固定するボルト用の穴（ $\phi 50$ ）を複数設ける。

柱梁の断面寸法は 73 件のトルコの既存 RC 造校舎を調査した既往文献 5-14) や現地調査の知見をもとに、柱梁の寸法比率、スパン、アスペクト比などの特徴を抽出することで載荷場所の寸法制限を満たすように形状を決定する。柱梁の形状はスパン方向が弱軸である 200×400 の長方形となっておりトルコの構造物の特徴を模擬している。図 5-13 に試験体の配筋を示すが、図中灰色に示す接合部に近接した領域（Confinement Zone）では帯筋を密に配置している。配筋はトルコ国内の既存建物のおよそ半数が建設された 1975～1998 年に施行されたトルコの設計指針^{5-15),5-16)}（設計用ベースシア係数：0.06 程度）に基づいて、柱主筋全断面積はコンクリート全断面積の 1%以上（日本の基準⁵⁻¹⁷⁾：0.8%以上）となるように決定する。また梁の引張鉄筋比は同基準で定められている 0.4%以上が確保されている。一方、柱の帯筋比は基準で定められている 0.2%よりもやや小さい。ただし Confinement Zone では帯筋間隔が 100mm とやや小さくなっており同基準を満たす。トルコにはずさんな施工監理によりこうした構造設計基準すら満たしていない既存 RC 建物も多く存在するが、本実験で扱う建物は当時の構造設計基準に準じたものに限定する。

対象とする試験体に用いるコンクリートおよび鉄筋の材料強度を表 5-4 および表

5-6 に示すが、いずれもアムスラー万能試験機により得られた実験値である。コンクリートの圧縮試験においては打設後 28 日間養生（冬期）した 1 辺 150mm の立方体の試験片を用いる。試験体におけるコンクリートの圧縮強度は平均 20N/mm² 程度と基準⁵⁻¹⁷⁾で規定されている設計基準強度 18N/mm² を満たしている。鉄筋強度に関しても SD490 相当の十分高い引張強度を有している。したがって低強度コンクリートを用いた建物や極度に鉄筋が劣化している建物など、材料的な基準値を満たしていない建物は、本論で扱う制振改修の対象範囲として想定しない。

設定した RC フレームにおける柱のせん断終局強度（修正荒川 min 式） cQ_{SU} および曲げ強度（略算式） cQ_{MU} を算定する。修正荒川 min 式および略算式はいずれも文献 5-18) に示されており、式(5-9)、(5-10)により表される。

$$cQ_{SU} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{ws} \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot 0.8bD \quad (5-9)$$

$$cM_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B} \right) \quad (5-10)$$

$$cQ_{MU} = 2cM_u / h_0$$

なお式中において a_t : 引張鉄筋断面積, σ_y : 鉄筋降伏点強度, D : 柱断面せい, N : 柱軸力 (=250kN), b : 柱断面幅, σ_B : コンクリート圧縮強度, p_t : 引張鉄筋比, M/Q : $h_0/2$ (h_0 : 柱内のり高さ), d : 柱有効せい, p_{ws} : せん断補強筋比, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点強度, σ_0 : 柱軸方向応力度である。コンクリートの圧縮強度, 主筋およびせん断補強筋の降伏点強度として表 5-5 および表 5-6 に示した材料試験における降伏応力の平均値を用いると $\sigma_y=526\text{N/mm}^2$, $\sigma_B=20\text{N/mm}^2$, $\sigma_{wy}=512\text{N/mm}^2$ となる。また本実験で RC フレームに導入する初期圧縮軸力 N は 250kN とするため, 式(5-9), (5-10)にこれらを代入して算定すると, RC 柱のせん断終局強度 cQ_{SU} は 87.7kN, 曲げ終局強度 cQ_{MU} は 48.4kN となり, RC 柱のせん断余裕度 (cQ_{SU}/cQ_{MU}) は 1.83 と曲げ降伏型の架構となっていることがわかる。したがって, 対象架構は比較的大きな変形時においてもせん断破壊に伴う急激な耐力低下を生じず, 構造物の降伏を許容する制振改修も適用可能と考える。

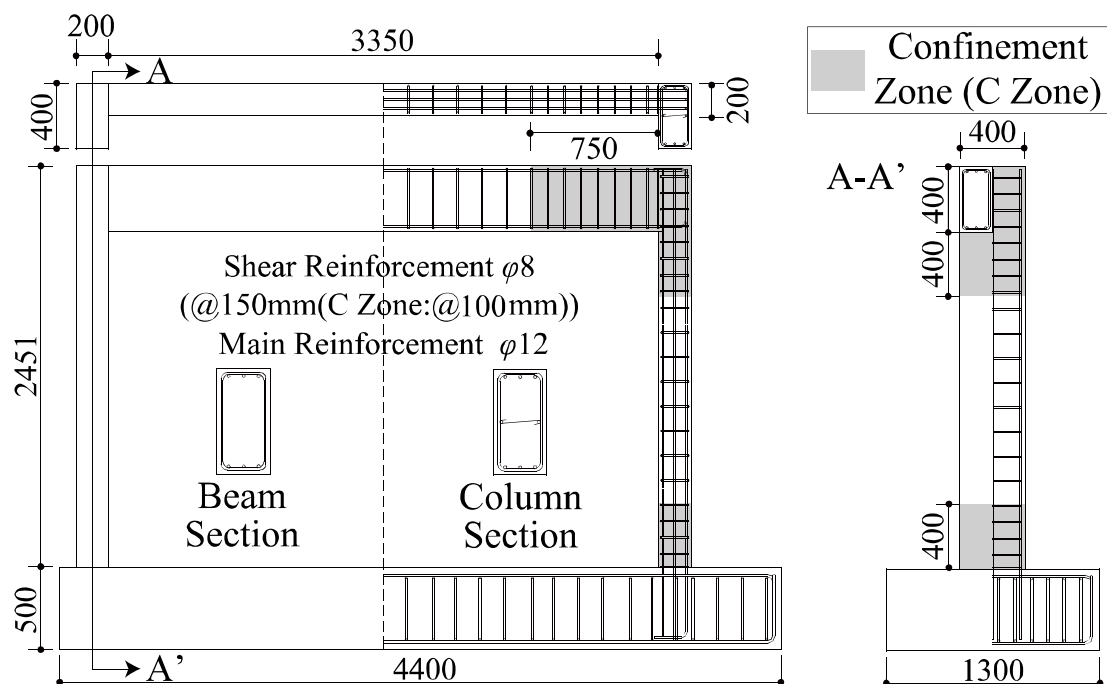


図 5-13 RC フレームの配筋

表 5-4 鉄筋の材料強度

No	鉄筋半径 (mm)	降伏点		破断点	
		平均歪	降伏応力 (MPa)	歪	引張強さ (MPa)
1	8	0.20%	500	20.30%	820
2	8	0.22%	512	19.80%	708
3	8	0.25%	525	21.50%	829
平均値		0.22%	512	20.53%	786
7	12	0.26%	537	21.00%	682
8	12	0.29%	515	23.70%	689
9	12	0.28%	526	22.30%	700
平均値		0.28%	526	22.33%	690

表 5-5 コンクリートの圧縮強度 (RC フレーム)

試験体		3 Days		7 Days		28 Days	
		強度 (MPa)	重量(g)	強度 (MPa)	重量 (g)	強度 (MPa)	重量 (g)
R Model	1	13.4	531.6	20.2	535.0	22.7	536.4
	2	12.9	534.5	18.3	532.9	19.2	537.5
	3			17.1	532.9	23.1	534.2
	平均値					21.7	536.0
RS Model	1	11.8	512.3	15.0	520.0	19.5	513.5
	2	12.4	513.2	15.9	516.3	19.6	518.8
	3	13.5	512.3	15.4	519.8	21.4	521.4
	平均値					20.1	517.9
RSB Model	1	9.4	512.4	14.8	511.1	19.6	510.9
	2	8.7	508.4	16.1	506.2	20.4	509.2
	3	9.4		15.9	512.0	20.5	514.3
	平均値					20.1	511.4
RSBe Model	1	10.9	518.4	15.9	516.3	19.6	511.8
	2	10.3	517.6	17.3	515.8	19.3	515.4
	3	10.8	515.0	16.3	513.5	19.0	513.6
	平均値					19.3	513.6
RSBF Model	1	8.7	513.3	15.0	518.9	18.9	517.1
	2	9.2	513.5	16.4	517.5	18.7	516.3
	3	8.7		16.5	516.7	19.0	515.4
	平均値					18.9	516.3

表 5-6 コンクリートの圧縮強度 (RC フレーム基礎部)

試験体		3 Days		7 Days		28 Days	
		強度 (MPa)	重量 (g)	強度 (MPa)	重量 (g)	強度 (MPa)	重量 (g)
R Model	1	9.5	518.0	12.9	528.1	16.4	527.2
	2	9.7	521.9	13.2	527.0	15.6	524.0
	3			13.6	524.9	16.9	532.5
	平均値					16.3	527.9
RS Model	1	4.6	510.0	10.2	516.6	14.4	508.0
	2	4.8	517.1	10.2	509.7	14.6	510.5
	3	4.8	514.1	10.8	511.9	15.2	506.0
	平均値					14.7	508.2
RSB Model	1	6.5	505.6	8.9	520.3	15.7	512.4
	2	6.9	504.3	8.0	513.0	16.0	515.4
	3			8.8	518.7	16.5	515.3
	平均値					16.1	514.4
RSBe Model	1	5.3	502.1	9.3	508.4	14.5	505.6
	2	5.6	504.0	8.7	510.5	15.3	510.2
	3	5.4	503.6	8.9	510.2	15.0	509.5
	平均値					14.9	508.4
RSBF Model	1	13.0	518.4	16.9	525.3	23.4	521.4
	2	13.2	517.5	17.2	522.5	23.8	525.8
	3			17.0	525.5	22.8	521.8
	平均値					23.3	523.0

図 5-14～図 5-17 および表 5-7 に示すような提案改修構法を適用した形状の異なる試験体を複数設定する。まず、水平静的繰返し荷重下における改修架構の各構成部材の影響を分析するため、対象試験体として R モデル(未改修・RC フレームのみ, 図 5-13), RS モデル (RC フレーム+付加弾性骨組, 図 5-14), 制振部材を架構内に配置した RSB モデル (RC フレーム+付加弾性骨組+BRB, 図 5-15) をそれぞれ設定する。これらの試験体においては構成部材の諸元を同様としているため、各試験体の荷重変形関係の差に着目することにより改修架構における各部材の挙動を分析できる。さらに、図 5-16 に示すように RSB モデルにおいて Fibre-reinforced Polymer (FRP) 補強を適用することにより RC 柱の靱性を高めた RSBF モデルを設定する。またトルコの既存 RC 造校舎では、写真 1-1 に示すように外周梁が扁平な柱の内側に偏心している事例が多いため、架構内側に制振部材を設置した RSB モデルに加え、出っ張った柱の外側に制振部材を偏心配置することで施工を簡便化した RSBe モデル (RC フレーム+付加弾性骨組 (外付けタイプ)+BRB, 図 5-17) も併せて検討する。なお、改修試験体である RSB, RSBe, RSBF モデルにおいては、制振部材として用いる座屈拘束ブレースおよび付加弾性骨組として用いる鉄骨フレームの柱部材は同一断面として設定し、改修架構の水平耐力はほぼ同一となるように設定する。

付加弾性骨組としては日本の JIS 規格で定められている鋼材種および断面形状を有するロール H 形鋼部材を用いる。各試験体において鉄骨フレームの柱部材は既存 RC 架構の内側に沿わせるように配置し、改修施工を考慮し片側フランジを 50mm 程度切り欠いた広幅系列の H-175×175×7.5×11 を弱軸方向に配置する。断面二次モーメントの小さい弱軸方向に鉄骨部材を配置することにより、付加弾性骨組の剛性を低くすることができ、本改修構法におけるキーエレメントとなる弾性要素をより柔なフレームとして構成することができる。一方、梁部材は RSB モデルでは柱部材と同様とし、RSBe モデルでは既存 RC 梁の側部に細幅系列の H-300×150×6.5×9 を配置する。部材の接合部の多くに溶接箇所を設けているが溶接施工に関しては全て日本で行い、サイズがやや大きい RSBe モデルの鉄骨フレームに関しては、梁の中間部に高力ボルトによるボルト接合部を設けトルコで組立てを実施した。いずれの部材も制振改修における目標層間変形角 0.67%において弾性を維持するよう、表 5-8 に示すようにやや降伏点の高い溶接構造物

圧延鋼材（SM490B）を用いる。

制振部材としては、前節の部材試験で扱った試験体と同形状の芯材および拘束材を有する BRB を用いる。RSB モデルにおいては施工費が安価な溶接接合部を有する BRB を用いる。BRB と付加弾性骨組をあらかじめ工場で溶接した上で現場に運び込み、現場での施工の負担を軽減することを想定する。一方、RSBe モデルにおいてはボルト接合部を有する BRB を用い、建物外周部に先立って架設した鉄骨架構への後施工を想定する。対象とするトルコの学校校舎のように外周壁面に柱が突出した建物外周部へ制振架構を導入する場合、付加弾性骨組は層をまたいで連層的に架設することができる。溶接接合タイプの BRB における接合ディテールに関しては部材実験で扱った試験体と同様とする。各試験体において十分な板厚の角型鋼管と低降伏点鋼材 LYP225 を芯材として用いた表 5-7 に示す諸元を有する BRB を用いる。

表 5-7 改修試験体に用いた BRB の諸元

		全長 $L(\text{mm})$	塑性化 部長さ $L_p(\text{mm})$	芯材幅 $B_c(\text{mm})$	芯材厚 $t_c(\text{mm})$	拘束材
R	RC フレームのみ					
RS	RC フレーム+付加 弾性骨組					
RSB	RC+付加弾性骨組 +BRB	2542	2008	50	12	□- 175×175 ×6
RSBF	RC+付加弾性骨組 +BRB+ FRP					
RSBe	RC+付加弾性骨組 +BRB（偏心）	2458	1562			

表 5-8 改修試験体の鋼材諸元

部材		鋼材種	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
BRB 芯材		LYP225	235	305
付加弾性骨組	H-175×175×7.5×11 (Cut out)	SM490	402	529
	H-300×150×6.5×9		454	555
拘束材		STKR400	381	467

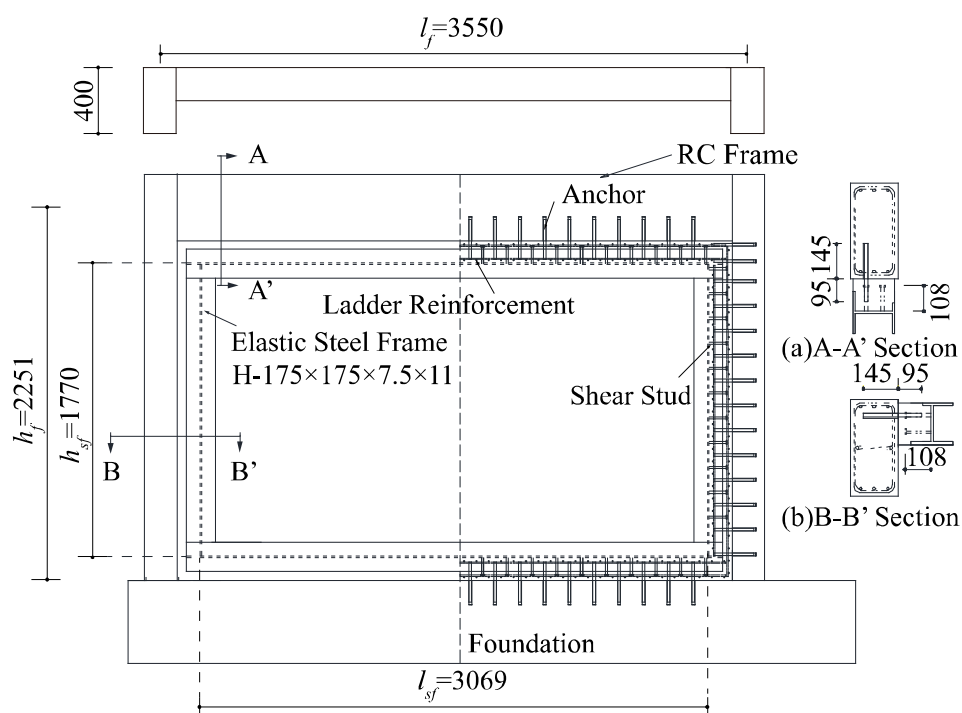


図 5-14 改修試験体 (RS モデル)

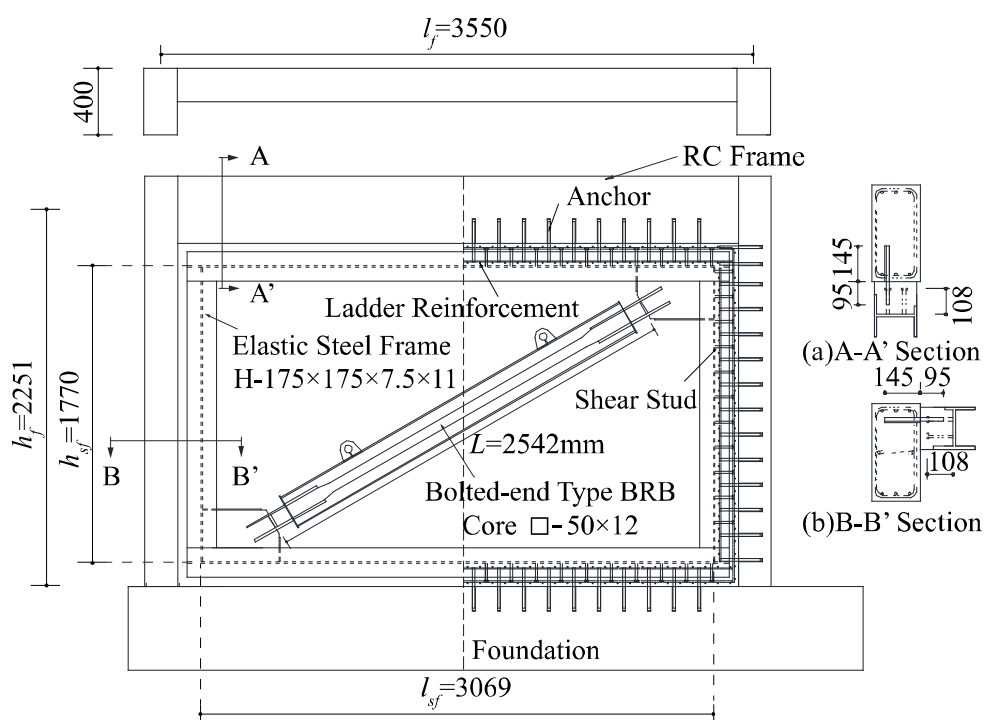


図 5-15 改修試験体 (RSB モデル)

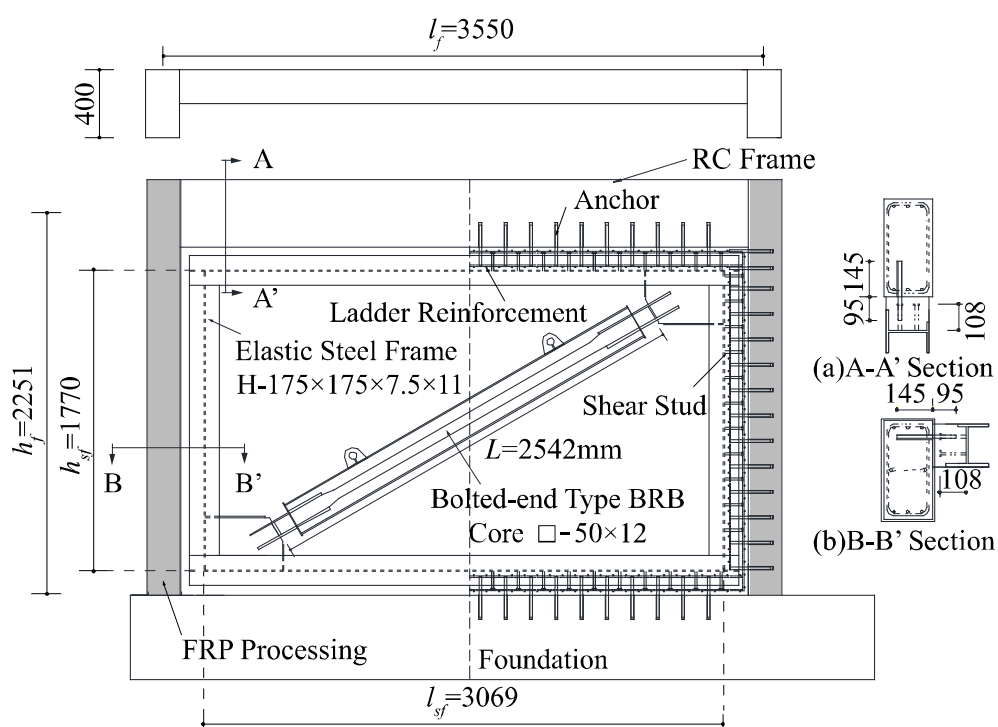


図 5-16 改修試験体 (RSBF モデル)

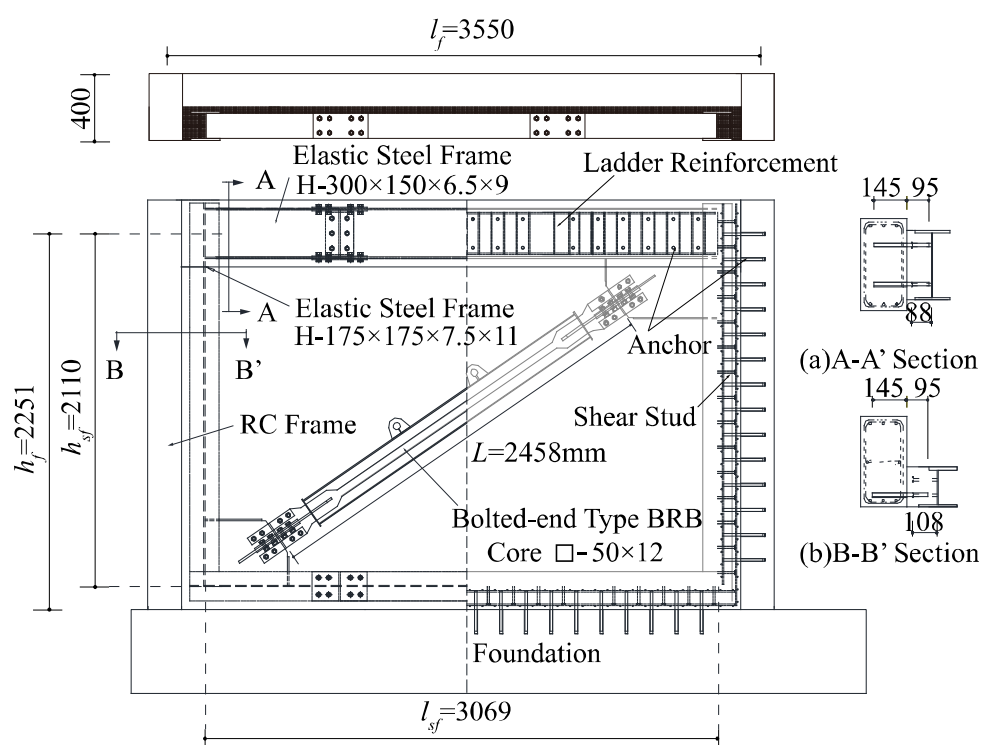


図 5-17 改修試験体 (RSBe モデル)

RSBF モデルにおいて既存 RC 柱に巻きつける FRP は日本の耐震改修指針⁵⁻¹³⁾を満たすように施工する。RC フレームと改修部材の接合に用いるアンカーの打設後に図 5-18 に示すような形状で FRP を導入する。RC 柱隅角部の面取り半径は 30mm とし、弾性係数 38kN/mm^2 程度の炭素繊維シートを重ね長さ 20mm で 2 回巻くことにより施工を行う。前述したように対象とする RC フレームはせん断余裕度が高く曲げ崩壊形を有しているため、FRP の付加に伴うせん断耐力の向上が改修架構の構造性能へ及ぼす影響は微小だが、載荷後の RC 架構のひび割れや損傷の低減効果があると考えられる。

既存 RC 架構と付加制振部材の接合部にはあと施工アンカーおよびシアスタッドと無収縮モルタルを用い、図 5-19 に示すような形状で制振部材を間接的に接合する。あと施工アンカーは打設した RC フレームに後から施工し、頭付きシアスタッドは付加弾性骨組にスタッド溶接する。せん断抵抗要素として使用したシアスタッドの材料強度を表 5-9 に示す。規格降伏強度 500N/mm^2 の接着系アンカーをあと施工アンカーとして用いる。RC フレームと制振部材のクリアランスは 50mm を確保し、無収縮モルタルを圧入する。使用した無収縮モルタルの諸元を表 5-10 に示すがモルタルの材料圧縮強度は 80N/mm^2 程度と高く、改修指針⁵⁻¹³⁾における基準値 30N/mm^2 を満たしている。モルタル接合部のせん断補強を行うため、トルコ国内で調達の良いスパイラル筋の代わりに、異形鉄筋をはしご状に溶接したはしご筋を上下 2 段に配置する。

アンカーボルトとシアスタッドは間接接合部が十分な耐力を確保できるように全て日本の耐震改修指針⁵⁻¹³⁾に基づいて設計する。アンカーボルトおよびシアスタッド 1 本当たりのせん断耐力 Q_a は同じく基準に示されている式(5-11)に基づいて算定する。なお、式中 $m\sigma_y$ は部材の引張降伏耐力、 a_s は部材の断面積、 E_c はコンクリートのヤング係数、 σ_B はコンクリートの圧縮強度をそれぞれ表す。

$$Q_a = \min(Q_{a1} = 0.7_m \sigma_y a_s \quad Q_{a2} = 0.3\sqrt{E_c \sigma_B a_s}) \quad (5-11)$$

式(5-11)における Q_{a1} は鋼材の耐力により、 Q_{a2} はコンクリートの支圧によりそれぞれ決まる式である。試験体の接合部における破壊を防ぐため、得られた部材 1 本当たりのせん断耐力 Q_a に基づいて、式(5-8)における補強接合部で決まる耐力 ${}_sQ_{su2}$ が補強部材で決まる耐力 ${}_sQ_{su1}$ を上回るようにアンカー及びスタッドの導入本数を決定する。またそ

のピッチは指針で示されている 250mm 以下となるように接合部各部に 150mm ピッチでそれぞれ均等に配置する。シアスタッドは $\phi 13$ の頭付きスタッドの 2 段配置、 $\phi 16$ のアンカーボルトは 1 段に千鳥配置し、それぞれが重ならないよう交互の位置に配置する。アンカーボルトとシアスタッドのラップ長も指針で定められている長さを確保する。

はしご筋は $\phi 8$ の異形鉄筋をはしご状に溶接することにより構成し、接合モルタル部の最小補強筋比が 0.4%以上となるように設計する。指針においてスタッドピッチの $1/2 \sim 1/3$ 以下が接合部のせん断補強筋のピッチの目安値と定められており、同値を満たすよう 75mm のピッチで均等に配置する。



図 5-18 FRP の貼付形状

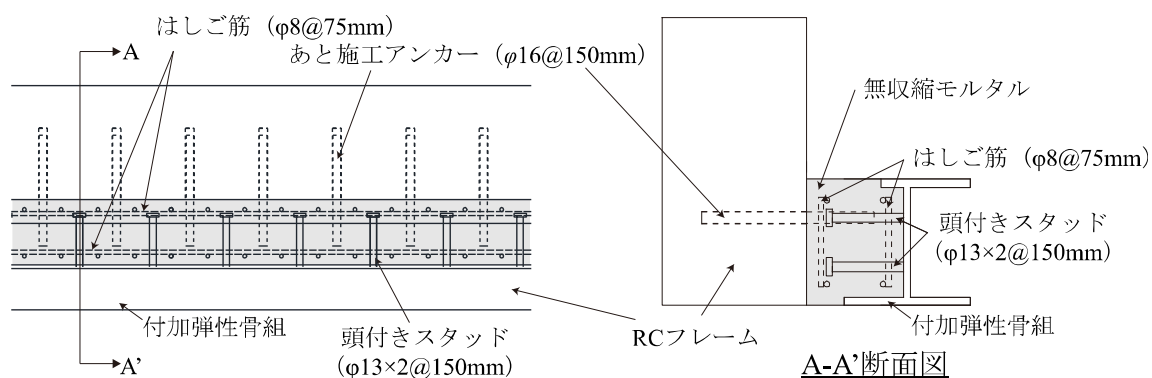


図 5-19 補強接合部の詳細

表 5-9 あと施工アンカーの材料強度

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
規格値	235	400-550	20 以上
測定値	388	512	27
	381	503	28
	377	498	28

表 5-10 無収縮モルタルの材料強度

試験体	No	圧縮強度 (MPa)		
		1 日養生	7 日養生	28 日養生
BASF MasterFlow 4800	1	41.1		
	2		63.1	
	3		62.0	
	4			84.2
	5			83.6
BASF MasterFlow 928	1	34.2		
	2		54.0	
	3		52.6	
	4			74.2
	5			73.6
平均				78.9

設計した改修試験体のせん断耐力およびせん断剛性を手計算により評価する．耐震改修指針⁵⁻¹³⁾より，鉄骨系部材を用いた耐震改修におけるせん断耐力の計算値は式(5-8)に示した式により算定できる．式(5-8)における ${}_sQ_{su1}$ に含まれる付加部材の耐力 ${}_sQ_u$ は，鉄骨フレームやモルタルの耐力に対する寄与を無視してブレースの降伏耐力のみを考慮して定められることが一般的である．一方でブレースの引張破断までの耐力を考慮する本例のような制振改修を対象とする場合，改修架構において鉄骨フレームの耐力も考慮する必要があると考えられる．そのため，付加部材（BRB+付加弾性骨組）の耐力 ${}_sQ_u'$ は，素材試験における BRB 芯材の引張強さ σ_t と付加弾性骨組を構成する鋼材の降伏応力 σ_y ，BRB の設置角度 γ を考慮し，式(5-12)により算出する．式(5-12)において，BRB 芯材塑性化部の断面積 A_p ，付加弾性骨組を構成する柱の断面係数 Z_{sf} （フランジの切り欠きを考慮），付加弾性骨組の柱高さ（芯々間） h_{sf} とする．

$${}_sQ_u' = Q_{BRB} + O_{SF} = A_p \times \sigma_t \times \cos \gamma + (2 \times 1.1 \times \sigma_y \times Z_{sf}) / h_{sf} \quad (5-12)$$

また RC フレーム柱の耐力 Q_{c1} ， Q_{c2} は，式(5-9)，式(5-10)で得られる柱の曲げ耐力およびせん断耐力のうち小さい方の値を採用する．表 5-11 に各試験体の耐力を示す．表中において ${}_sQ_{su1}$ が鉄骨フレームやモルタルの耐力に対する寄与を無視して算出した改修指針に基づく耐力値であり， ${}_sQ_{su1}'$ が鉄骨フレームの耐力を考慮して式(5-12)により得られた付加部材の耐力 ${}_sQ_u'$ を代入して算出した値である．表より，いずれの試験体も ${}_sQ_{su1}'$ ， ${}_sQ_{su1}$ とも，補強接合部により決まる耐力値 ${}_sQ_{su2}$ よりも小さいことから，十分な接合部の耐力を有しているといえる．さらに図 5-11 より，既往試験においては最大で耐力計算値の 2 倍程度の耐力が観測されているが，本論で扱う試験体において指針による耐力計算値 ${}_sQ_{su1}$ の 2 倍は 450kN 以下となり，水平載荷試験において用いるアクチュエータの載荷能力である 500kN 以下を満たすことがわかる．なお，本論では靱性型の座屈拘束ブレースを用いた制振改修を対象とするため，鉄骨フレームと架構のせん断剛性への影響が微小ではないと判断し，以降耐力の計算値として鉄骨フレームのせん断耐力への寄与を考慮した ${}_sQ_{su1}'$ を想定する．

次に各部材のせん断剛性を算定する．まず試験体を構成する RC フレームと付加弾性骨組のせん断剛性 K_f ， K_{sf} を，式(5-13)に示す柱脚部がピンの門型フレームのせん断剛性 k の算定式を用いて略算的に算定する．

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{6EI_c} + \frac{h^2l}{12EI_b}} \quad (5-13)$$

柱の反曲点が柱長さの中央にあると仮定した上で図 5-20 に示すような門型フレームを考慮して、 $h=1/2h_f$, $1/2h_{sf}$, $l=l_f$, l_{sf} を代入することによりフレームのせん断剛性を算定する．なお I_c , I_b はそれぞれ柱と梁の断面二次モーメントとする．断面二次モーメントを算定する際には RC フレームにおける鉄筋および接合部モルタルは考慮しない．

次に BRB のせん断剛性 K_d をその弾性部と塑性化部の軸剛性を考慮した式(5-14)により算定する．式中において A_E , L_E は弾性部の断面積および部材長, A_p , L_p は塑性化部の断面積および部材長をそれぞれ表す．

$$K_d = \frac{E_s (A_p A_E)}{A_E L_p + 2A_p L_E} \cdot \cos \gamma \quad (5-14)$$

これらの式により得られた各部材のせん断剛性をそれぞれ表 5-11 に示す．表より K_d/K_f は 2～3 程度と日本における既存 RC 建物に対する制振改修事例^{5-3), 5-19)} (概ね 1.5 以下) に比べ高い値となっており, 既存 RC 架構に対するダンパーの付加量が多くなっていることがわかる．また 2 章で弾性要素の比率 γ_s は 0.05 以上を満たしていればダンパーの応答低減効果が発揮されることを示しており, 表 5-11 に示すように各試験体は同値を満たすよう設計する．以上より, 設定した試験体は本論で提案する制振改修構法の適用性を確認する上で適切なものとなっているといえる．

表 5-11 各試験体の耐力および剛性の計算値

	耐力計算値 (kN)			K_f (kN/mm)	K_{sf} (kN/mm)	K_d (kN/mm)	K_d/K_f	γ_s (K_{sf}/K_d)
	${}_s Q_{su1}$	${}_s Q_{su1}'$	${}_s Q_{su2}$					
R	96.8	96.8	1791	17.1	4.9	43.8	2.56	0.11
RS	96.8	231.2						
RSB	219.2	389						
RSBF	219.2	389						
RSBe	212.8	381	1280		6.9	47.4	2.77	0.10

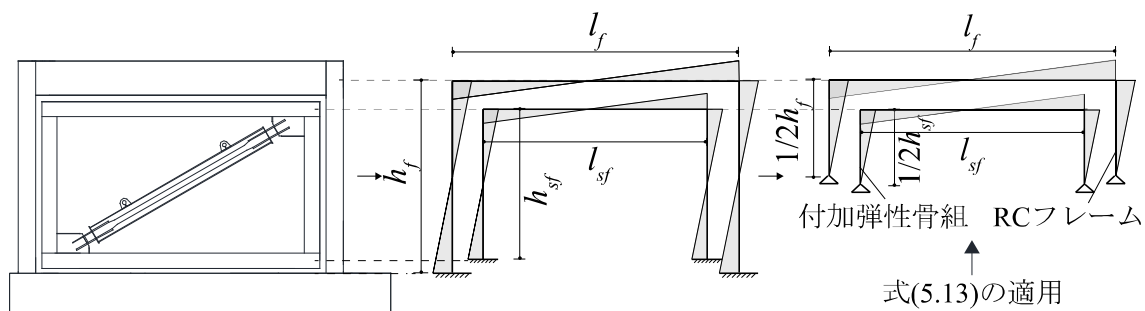


図 5-20 セン断剛性の計算モデル

5.3.3 載荷および計測計画

本実験では図 5-21 に示すように反力壁に設置した 2 基の最大載荷能力 250kN のアクチュエータにより水平載荷を行う。2 基のアクチュエータは載荷点の変位がともに同一変位となるように載荷する。水平載荷時には試験体の片側に配置したアクチュエータによる水平力を試験体全体に伝達させる必要がある。そこで、板厚 60mm 程度の鉄板で構成した治具を介して、試験体上部の RC 梁側面に配した $\phi 36$ の鉄棒 4 本を締め付けて RC フレームの梁に圧縮軸力を導入し、アクチュエータの反対側に位置する柱にも水平力を伝達する。鉄棒を締め上げている両端の治具は落下を防ぐため試験体上部で試験体に仮ボルトで定着させる。同手法では梁断面内に PC 鋼棒を通して締め上げる載荷方法に比べ、載荷治具が RC 架構に及ぼす影響を小さくできると考えられる。

また実際の構造物の荷重状況を再現するため、試験体側面に配置した基礎治具と試験体上部に配した鉄骨梁を結ぶ 4 本の鋼棒に初期張力を加え、RC フレームの柱へ鉛直軸力を導入する。水平載荷によって鋼棒の上部節点が水平移動することにより鉄棒に加わる曲げモーメントを軽減するため、鋼棒の下部は穿孔された基礎治具にシリンダーを嵌め込んだピン接合に近いディテールとする。鋼棒への張力の導入は試験体の柱と上部梁の間に位置するロードセルに組み込まれたオイルジャッキにより行う。鋼棒は基礎マットにボルトで固定した基礎治具によって固定されているため、オイルジャッキに圧力が加わることで上部の鉄骨梁が押し上げられることで、間接的に鋼棒に軸力が導入される。さらに載荷中における試験体の面外変形を抑制するため、試験体の両側側面に 2

箇所ずつ鉄骨架構によるねじれ止めを設置する。

載荷実験においては図 5-21 に示すように正負の方向を定義した正負交番漸増繰返し載荷を、図 5-22(a)に示す載荷計画に基づいて変位制御により行う。RC フレームをモデル化した解析モデルの増分解析に基づき RC 架構の塑性化時の層間変形角を $1/225\text{rad}$ 程度と想定し、その $1/3$ (0.15%)、 $2/3$ (0.30%) での準備載荷を行う。その後、 $1/225\text{rad}$ 、本制振改修の目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ 、トルコの耐震規準 (2007 年版)⁵⁻¹⁰⁾において地震後の使用継続性を担保する目安とされている層間変形角 $1/100\text{rad}$ に至る載荷を行うことで、制振改修架構の耐震性能を分析する。さらに層間変形角 2, 3%の載荷を行うことで大変形時の挙動を把握する。各載荷ステップにおいて 3 サイクルの繰返し載荷を行い、3%では試験体の鉛直支持能力が喪失するまで載荷を続ける。

柱への初期導入軸力としては、水平載荷前に柱へ軸力比 0.15 程度の初期軸力 (250kN) を導入する。図 5-22(b)中の実線は軸力導入に用いる鋼棒の伸びを考慮し算出した軸力の推移を示すが、試験体の水平載荷に伴う変位の増加にしたがい鋼棒が伸びることによって柱への導入軸力は増大し、最大変形時 (3.0%) には初期導入軸力の 1.9 倍程度 (軸力比 0.29) に達することがわかる。一方、鋼棒の伸びが試験体に加わる水平力の増加に及ぼす影響は鉛直力の 0.3%以下と極めて小さいため、水平載荷の制御時にはその影響は無視できると考える。

載荷時の変位制御において試験体の水平変形は試験体上部梁の中心線上の高さに設置した 2 つの変位計測定値の平均値とし、水平力は 2 つのアクチュエータに装備されているロードセルの計測値の和とする。層間変形角は水平変形を基礎梁天端から上部変位計の設置高さで除した値とする。鉛直載荷に関しては柱と上部鋼梁の間に導入したロードセルにより、載荷中の柱への導入軸力の変化を測定する。

試験体各部の変形測定に関して以下に述べる。まず水平載荷が適切に行われていることを確認するため、試験体上部梁の構面外変形や試験体の土台の移動量を変位計で監視する。また RC 架構や付加弾性骨組の損傷状態を確認するため、RC 架構の主筋とせん断補強筋や付加弾性骨組の歪は図 5-23 に示すように配置した歪ゲージによりそれぞれ計測する。主筋とせん断補強筋には事前に歪ゲージを貼付し十分保護した上で上からコンクリートを打設する。付加弾性骨組の歪ゲージはフランジには部材軸方向に、ウェブ

には部材直交方向にそれぞれ貼付する．コンクリートの損傷を判断する上で重要な指標であるコンクリートのひび割れ幅はクラックスケールにより適宜計測する．さらに補強接合部の損傷状態や部材同士のずれ変形を観察するため，補強接合部の開き幅は PI ゲージ，ずれ変形は変位計を用いて計測する．

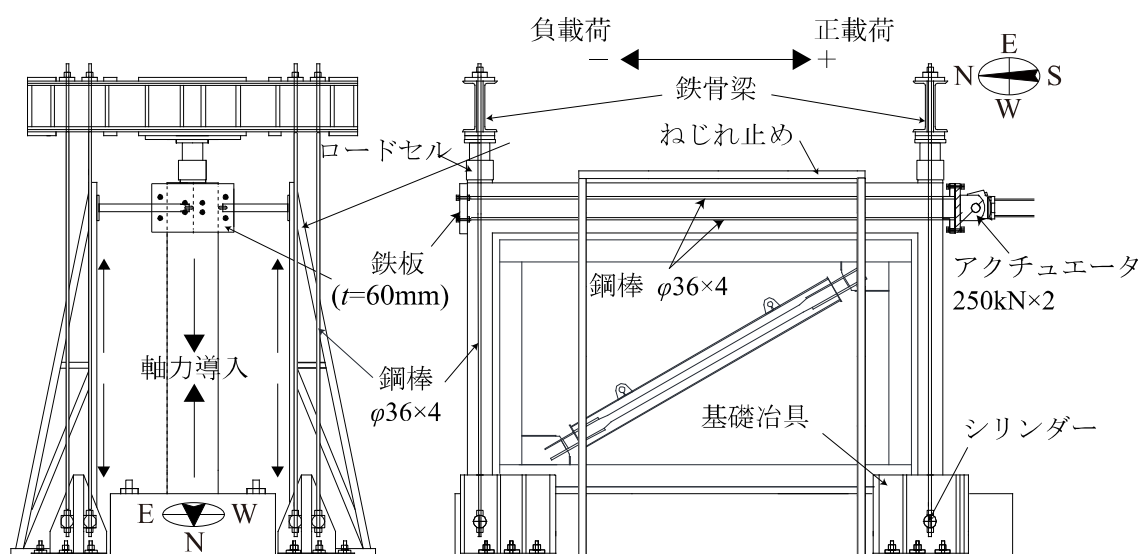


図 5-21 荷重セットアップ

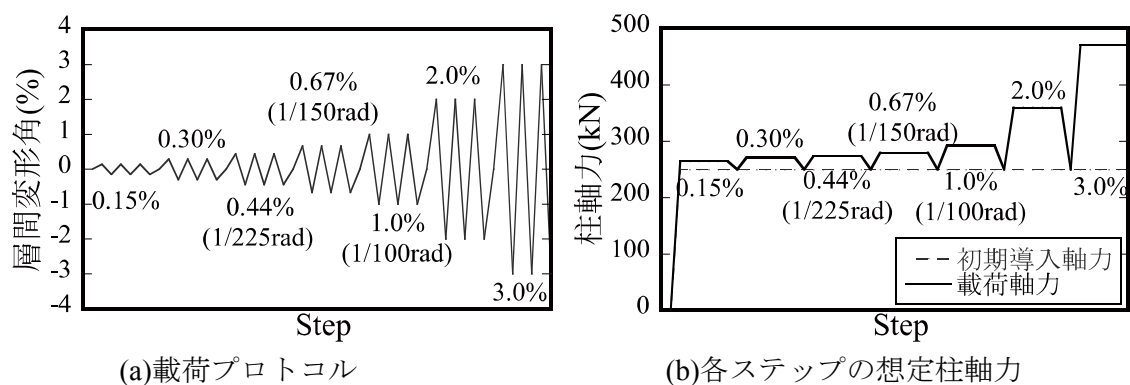
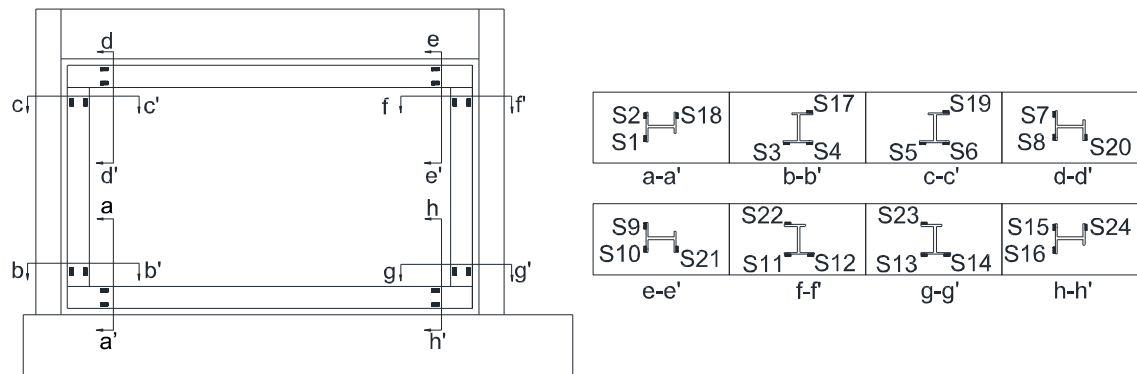
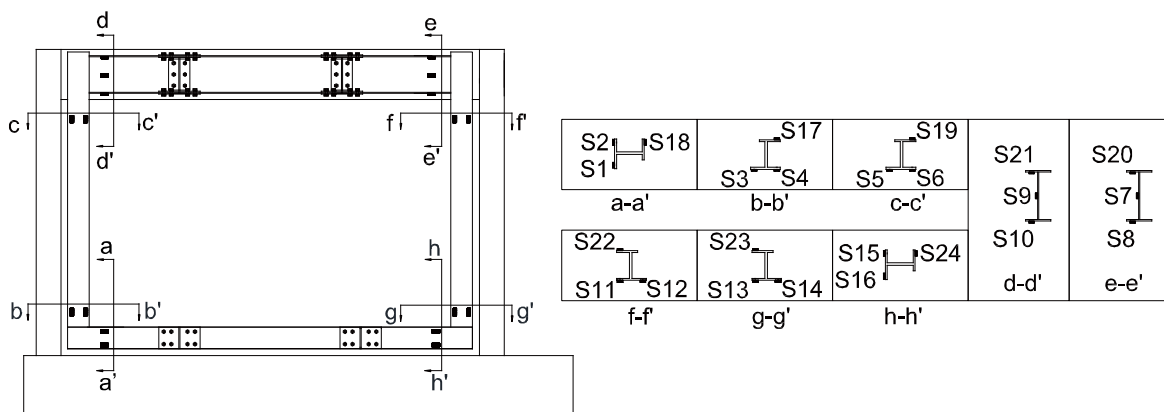


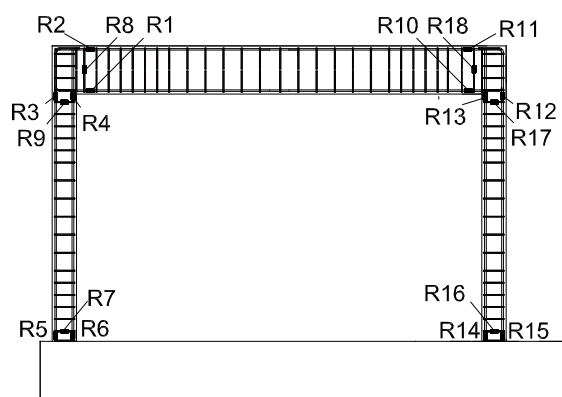
図 5-22 荷重計画



(a)RS, RSB, RSBF モデル



(b)RSBe モデル



(c)RSBe モデル

図 5-23 歪ゲージの貼付位置

5.3.4 実験結果および考察

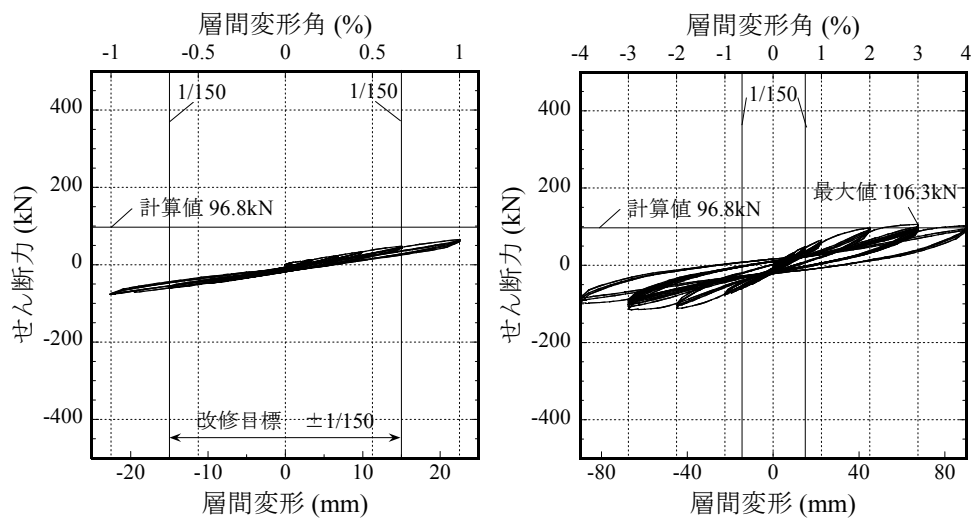
検討する試験体に対し、設定した載荷計画に基づいて実施した繰返し載荷試験の結果を示す。全ての載荷試験はいずれもトルコ・イスタンブール工科大学の土木工学科に所属する実験施設にて実施した。全載荷において各試験体の土台の水平変形量は 0.3mm 以下に留まり、適切に載荷がなされていることを確認している。

まず、改修対象とする RC フレームの水平耐力および靱性を調査するため、R モデル（未改修・RC フレームのみ）を実施した。荷重変形関係および載荷後（層間変形角 4%，3 サイクル）の様子を図 5-24 および図 5-25 に示す。耐震改修における目標層間変形角 0.67%においては、柱頭および柱脚に曲げひび割れが最大幅で 0.75mm 程度（負方向載荷時，3Cycle）生じたが、RC フレームにおける鉄筋の歪はいずれも弾性限に留まった。層間変形角 1%以降も載荷を続け、3%において耐力計算値（96.8kN）と同程度の最大耐力 106kN を示した。3%での 9 サイクルの載荷後も水平耐力の低下の兆候がみられなかったため、4%での載荷を行った。4%での載荷終了時には柱脚部において曲げ破壊が進展することで水平耐力が最大耐力の 90%程度に低下し、コンクリートが圧壊・剥離した上鉄筋が露出した。以上より対象とする RC フレームは大変形においても大きな耐力低下は生じず高い靱性を示し、柱の曲げ破壊が終局状態となることがわかった。

RC フレームの架構内に付加弾性骨組を導入した RS モデルの荷重変形関係および載荷後（層間変形角 3%，9 サイクル）の様子を図 5-26 および図 5-27 に示す。耐震改修における目標層間変形角 0.67%において、層せん断力は 312kN（計算値の 1.3 倍程度）となった。同変形時に柱頭および柱脚に最大幅 0.4mm 程度のひび割れ（負方向載荷時，3Cycle）が、圧入モルタル表面に 1mm 程度のひび割れ（正方向載荷時，3Cycle）がそれぞれ見られた。層間変形角 1%以降も載荷を続け、2%においては補強接合部と付加弾性骨組の部分的な分離や補強接合部のモルタルの剥落および亀裂破壊がみられた。3%載荷時に層せん断力は 445kN と R モデルの 4 倍程度の最大耐力を示した。これは付加弾性骨組の耐力への寄与を考慮して各要素の最大耐力を単純和した計算値の 2 倍程度の高い値である。3%での繰返し載荷により水平耐力は最大耐力の 60%程度に低下した。各サイクルにおいて試験体の荷重変形関係はやや膨らみを持った形状となっており、エ

エネルギー吸収をしていることがわかる。載荷終了時には RC フレーム柱脚部の曲げ破壊、広範囲での接合部モルタルの剥落、付加弾性骨組の柱梁のフランジ溶接接合部における割裂破壊がみられた。以上より RC フレームに付加弾性骨組を導入した場合、耐力が計算値と比較して大きく上昇することがわかる。

RS モデルに対し BRB を導入した RSB モデルの荷重変形関係および載荷後（層間変形角 1%, 0.5 サイクル）の様子を図 5-28 および図 5-29 に示す。BRB の芯材は層間変形角 0.15%程度で降伏した後、耐震改修における目標層間変形角 0.67%において安定した紡錘形の履歴性状を示し、RSB モデルは RS モデルに比べ高いエネルギー吸収性能を示した。0.3%において RC フレームに最大幅 0.7mm 程度（正方向載荷時, 3Cycle）のひび割れが見られ、0.67%では接合部のモルタルにも最大幅 0.9mm 程度のひび割れ（正方向載荷時, 3Cycle）が生じた。一方で RC フレームの鉄筋の歪に関しては各所でほぼ弾性限に留まった。0.67%の載荷時にアクチュエータは載荷能力の 9 割程度に達したため、同変形角で予定よりも多い 9 サイクルの繰返し載荷を行い、試験体の優れた繰返し変形性能を確認した。その後層間変形角 1%の負方向載荷時に載荷能力を超過し試験を終了した。以上より、BRB を付加することにより改修の目標変形時に RC 架構の構造性能をほぼ健全に保ちつつも良好な減衰性能が得られることがわかる。



(a) 層間変形角 1/150rad まで

(b) 載荷終了まで

図 5-24 荷重変形関係 (R モデル)



(a) 載荷前

(b) 載荷後

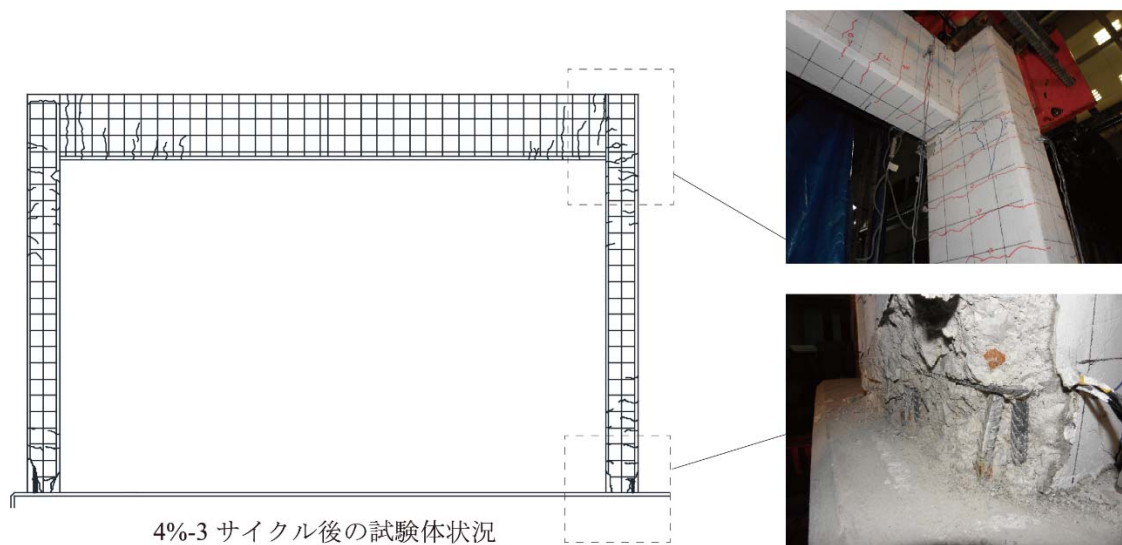
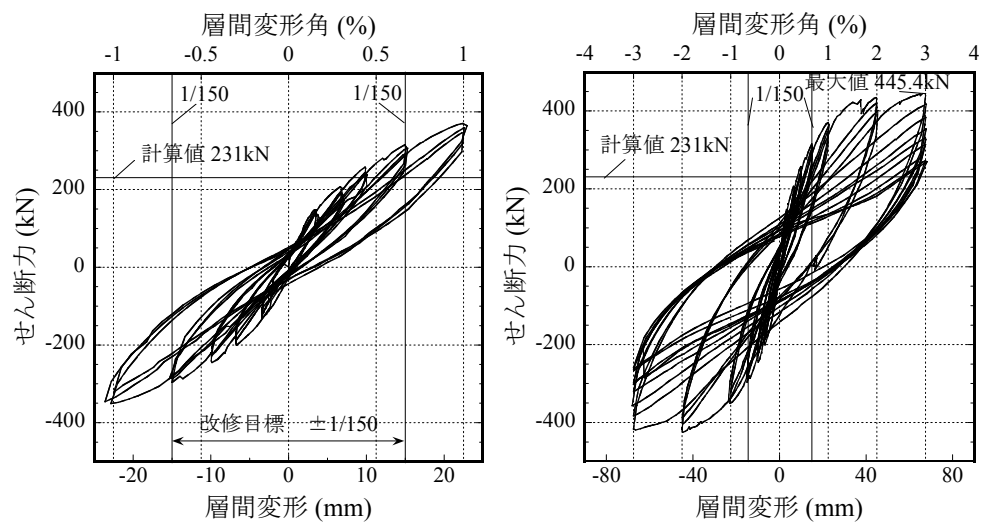


図 5-25 載荷時の試験体の様子 (R モデル)



(a) 層間変形角 1/150rad まで

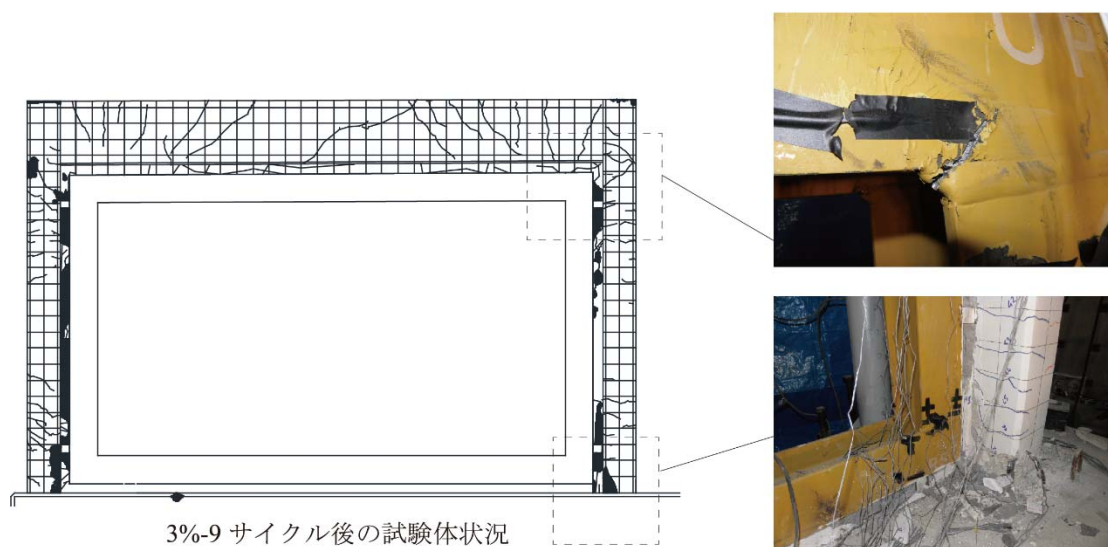
(b) 載荷終了まで

図 5-26 荷重変形関係 (RS モデル)



(a) 載荷前

(b) 載荷後



3%-9 サイクル後の試験体状況

図 5-27 載荷時の試験体の様子 (RS モデル)

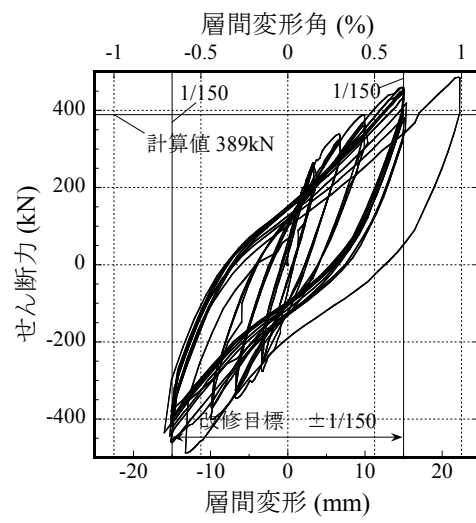
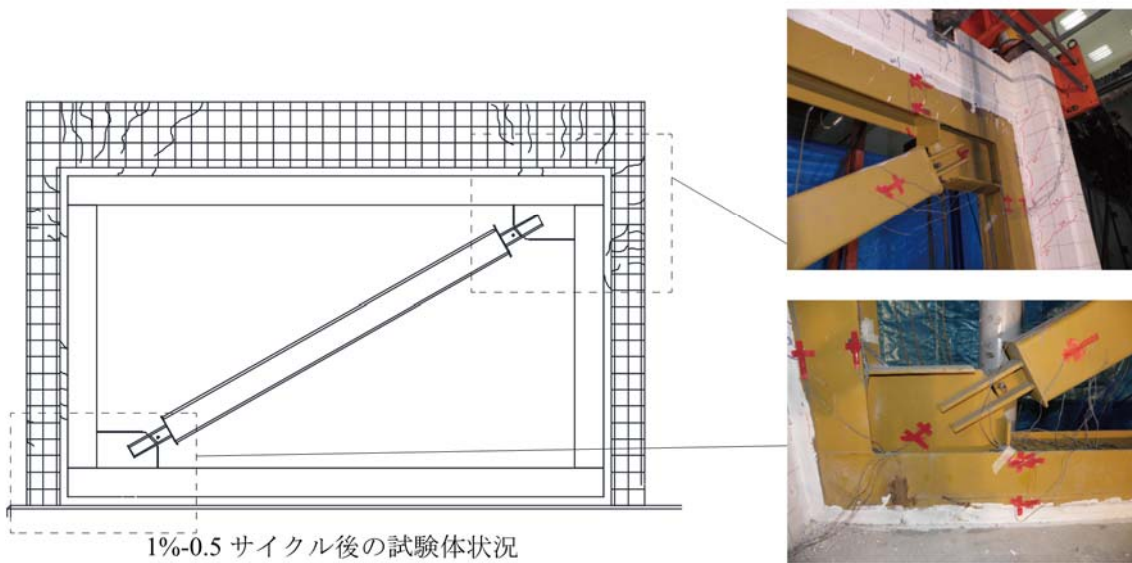


図 5-28 荷重変形関係 (RSB モデル)



(a) 载荷前

(b) 载荷後



1%-0.5 サイクル後の試験体状況

図 5-29 载荷時の試験体の様子 (RSB モデル)

制振部材を RC 架構に対し偏心配置した RSB_e モデルの荷重変形関係を図 5-30(a)に示す。RSB モデルと同様に BRB の芯材は層間変形角 0.15%程度で降伏した後、耐震改修における目標層間変形角 0.67%において安定した紡錘形の履歴性状を示し、高いエネルギー吸収性能を示した。耐震改修における目標層間変形角 0.67%における履歴ループの面積および最大耐力は RSB モデルと同程度となった。また、0.67%において RC 柱の端部を中心に最大幅 0.5mm 程度のひび割れ（正方向載荷時、3Cycle）が見られた。同載荷振幅で 9 サイクルの繰返し載荷を行い、試験体のエネルギー吸収性能を確認した。その後 1%の負方向載荷時に載荷能力の制限から試験を終了した。後ほど詳細に分析するが、制振部材を偏心配置したことによるフレームの構面外変形はねじれ止めを配置したこともあり RSB モデルと同様に微小であり、最大耐力、エネルギー吸収性能とも RSB モデルと同程度となった。

制振部材を導入した RSB モデルにおいて RC フレームの柱に FRP 補強を施した RSB_f モデルの荷重変形関係を図 5-30(b)に示す。RSB モデルと同様に BRB の芯材は層間変形角 0.15%程度で降伏した後、耐震改修における目標層間変形角 0.67%において安定した紡錘形の履歴性状を示し、高いエネルギー吸収性能を示した。0.67%において RC フレームの梁端部を中心に最大幅 0.3mm 程度の曲げひび割れ（正方向載荷時、3Cycle）が生じたものの RC フレームの柱および FRP 表面に顕著な損傷や歪はみられず、ダンパーの降伏に伴う紡錘形の履歴性状を示した。同載荷振幅で 15 サイクルの繰返し載荷を行い、試験体のエネルギー吸収性能を確認した。対象試験体は曲げ破壊形を有しているため FRP 補強の効果は小さいが、後ほど分析するように FRP を導入した場合既存 RC 架構の損傷状態は導入しない場合に比べ軽減される。各試験体の載荷の様子を図 5-31 に示す。

図 5-32 にはクラックスケールを用いて目視により測定した各試験体における水平載荷時の RC フレーム表面の最大ひび割れ幅の推移を示す。図より、最大ひび割れ幅は載荷振幅が大きくなるにつれて増大する傾向がみられる。制振改修の目標層間変形角 0.67%におけるコンクリートの最大ひび割れ幅は、制振改修モデルにおいていずれも部材を容易に修復しうる修復限界状態（損傷度Ⅱ）⁵⁻²⁰⁾を満たす残留ひび割れ幅 1mm 以下となった。

また、各試験体における RC フレームと鉄骨フレームのずれ変形および開き幅を変位計および PI ゲージにより計測した。各試験体の接合部のずれ変形は荷重振幅の増大に伴って大きくなる傾向が見られたが、改修の目標変形においては x , y 方向とも 1mm 以下のずれに留まった。開き幅に関しても 1.5mm 以下に留まり、いずれの試験体も荷重において接合部の顕著な破壊は生じなかった。

荷重中に柱に導入された軸力推移を表すロードセルの荷重変形関係を図 5-33 に示す。柱への導入軸力は水平変形の増大に伴って増加していることがわかる。点線で示すのが鉄棒の伸びを考慮した導入軸力の推定値であるが、概ね実験時の柱軸力の推移の傾向を捉えている。各試験体において同様の傾向がみられ、全試験体における軸力の最大値は RS モデルの 3% 荷重時において 578kN（軸力比 0.36）と計算値よりやや大きい値となったが、概ね想定通りに柱への軸力導入がなされた。

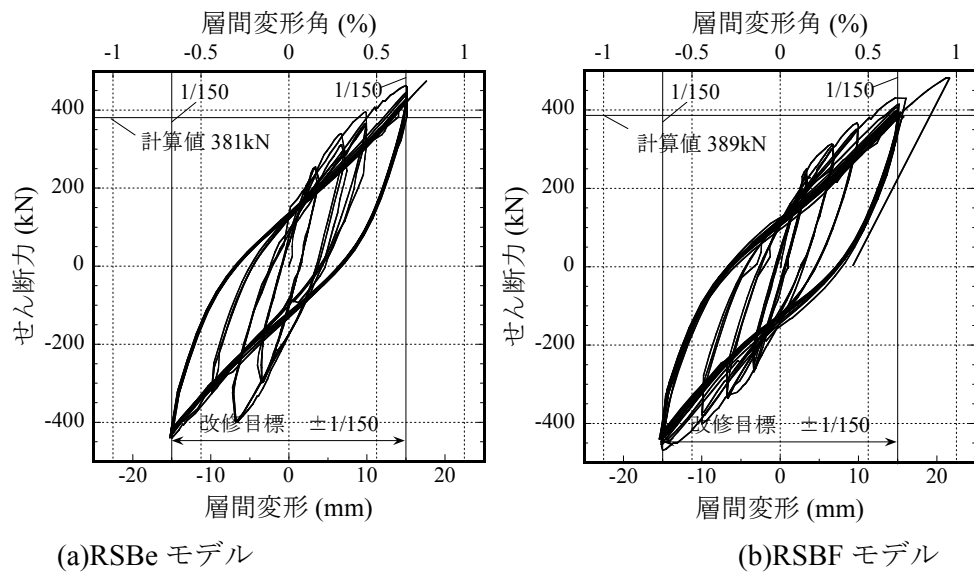


図 5-30 荷重変形関係

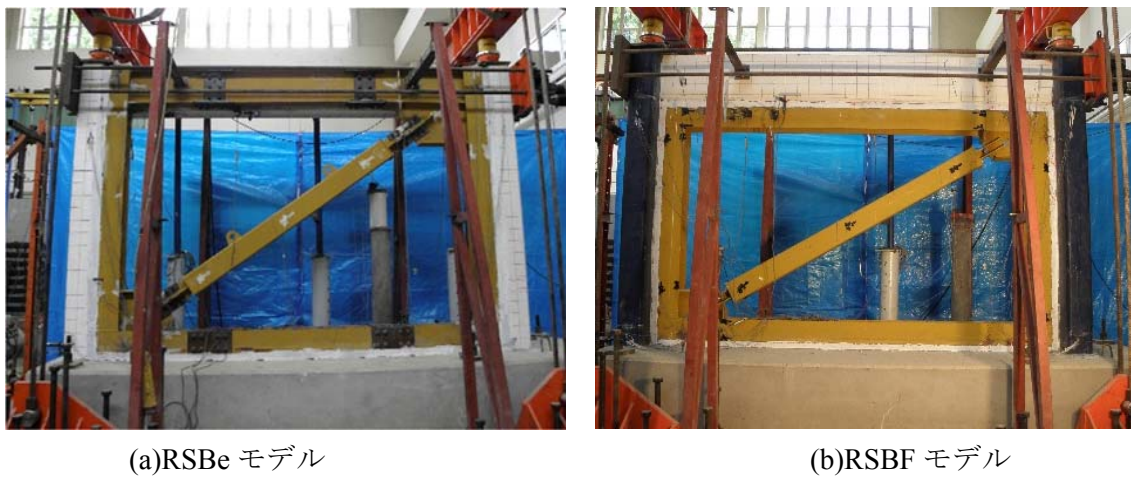
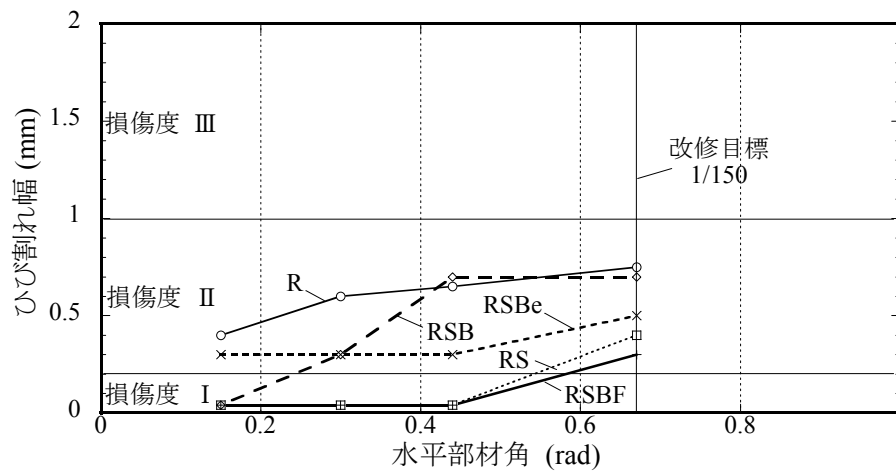
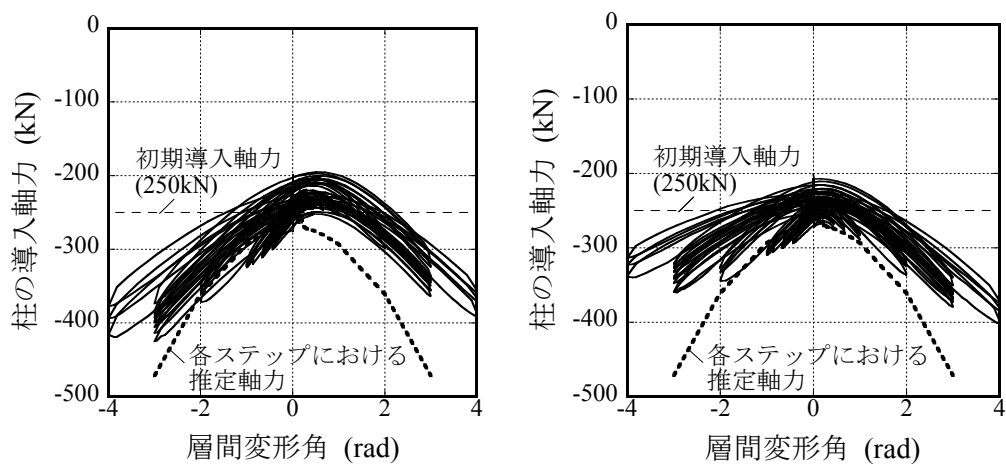
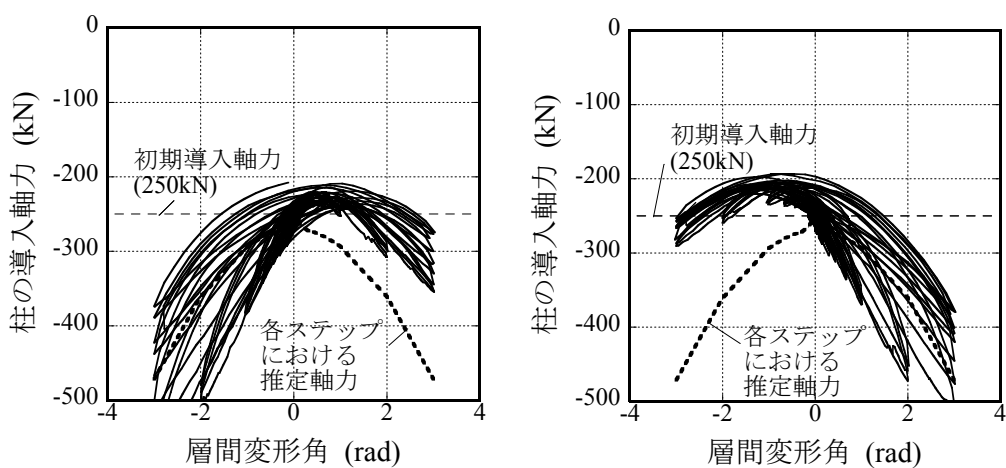


図 5-31 試験体の様子

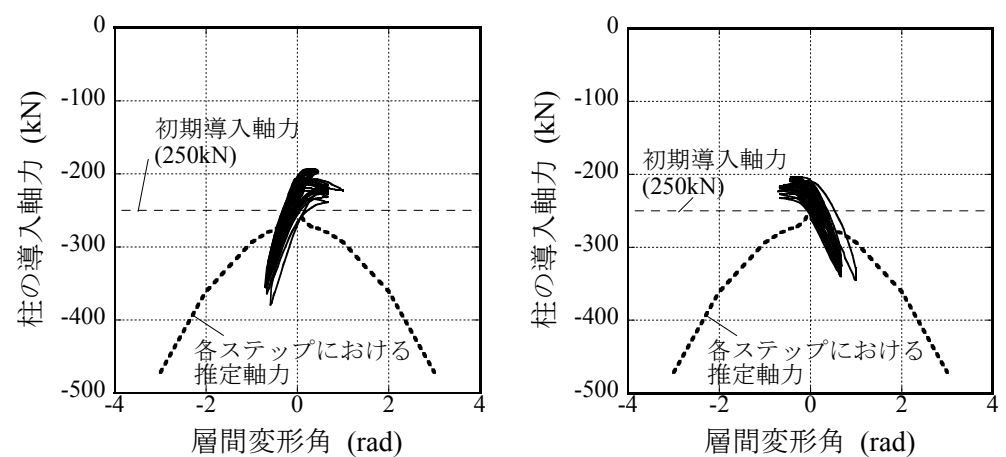




(a)R モデル



(b)RS モデル



(c)RSB モデル

図 5-33 柱への導入軸力（左：北側，右：南側）

本制振改修構法では改修の目標変形において付加弾性骨組が弾性状態を維持することを仮定していることから、その妥当性を確認するために繰返し載荷実験における付加弾性骨組の最大歪を確認する。改修の目標層間変形角 0.67% までの繰返し載荷における付加弾性骨組の最大引張歪を図 5-34 に示す。横軸の番号は図 5-23 と対応する。図より RSB, RSBe モデル柱脚部の鉄骨フランジ (S-13, 17) においてやや大きな歪となるものの各所の歪は概ね降伏歪以下となっている。したがって、改修の目標変形において導入した付加弾性骨組は弾性要素として適切に機能していると考えられる。

次に RC 架構主筋の最大引張歪を図 5-35 にそれぞれ示す。RS モデルと RSBe モデルにおいて図に示す歪ゲージの値が一部の箇所で降伏歪を超えていることから、RC 架構主筋の一部が局所的に降伏していることが分かる。一方で FRP 補強を RC フレームの柱に施した RSBF モデルの最大軸歪は他のモデルに比べ最も低く、FRP 補強の施工による既存 RC 架構の損傷低減効果が確認できる。

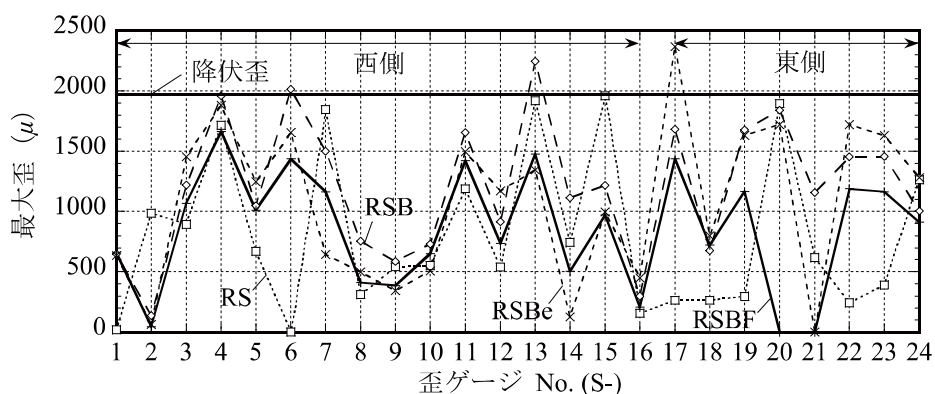


図 5-34 付加弾性骨組の最大引張歪（層間変形角 1/150rad まで）

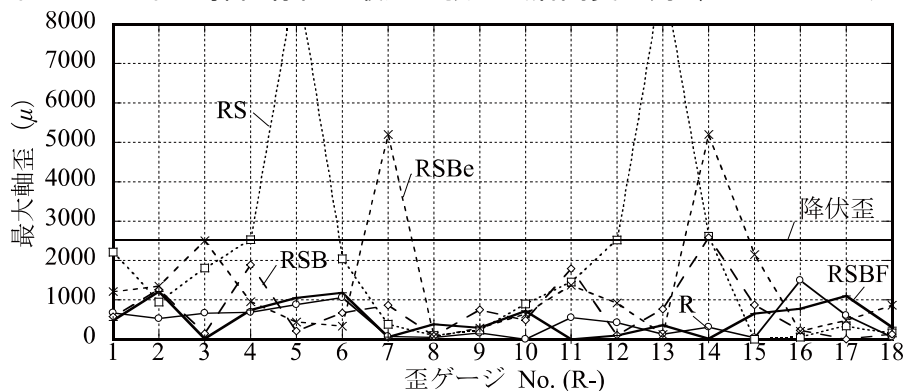


図 5-35 RC フレームの鉄筋の最大引張歪（層間変形角 1/150rad まで）

制振部材を架構内に設置した RSB, RSBF モデルと架構に対して偏心させて配置した RSB_e モデルに関して、载荷中の上部 RC 梁各部の構面外変形の推移を図 5-36 に比較する。図 5-37 には変位計の測定位置を示す。図よりいずれの試験体も柱中央部および北側の柱端部の構面外変形が大きいことから、アクチュエータとは反対側に位置する梁端部が構面外方向に振られるように変形していることがわかる。また改修目標変形における制振部材を偏心配置した RSB_e モデルの構面外変形は、制振部材を架構内に配置したモデルに比べ変形が片側に寄ることやや大きな値となるが、ねじれ止めで試験体の周囲を支持していることからいずれも 1cm 以下の変形量に収まっていることがわかる。

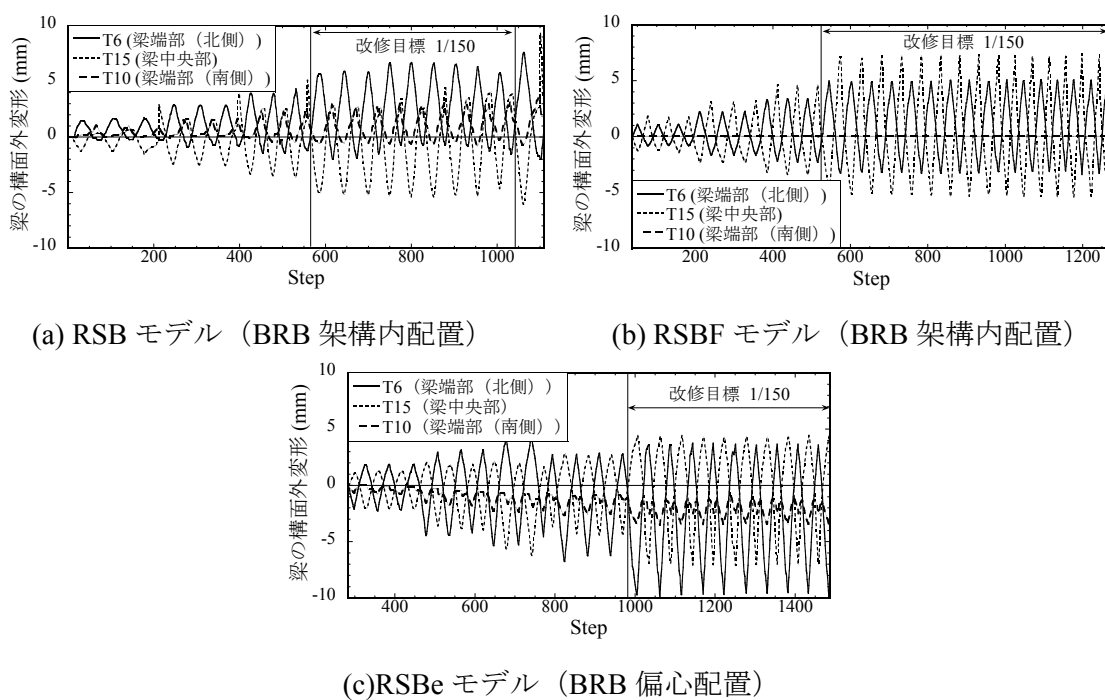


図 5-36 改修架構における梁各部の構面外変形

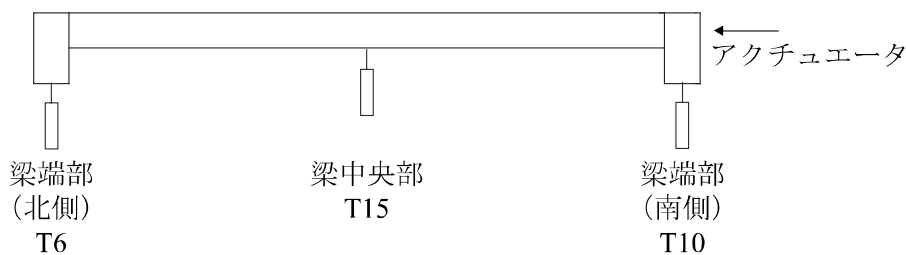


図 5-37 試験体構面外の変位計位置 (平面図)

最後に、図 5-38 および図 5-39 に各サイクルにおける試験体のエネルギー吸収量と等価減衰定数を示す。図より BRB を用いた制振改修架構 (RSB, RSBe, RSBF モデル) の等価減衰定数、エネルギー吸収量はともに BRB 降伏後の層間変形角 0.3%程度から耐震改修における目標層間変形角 0.67%にかけて未改修モデルに比べ大きくなっていることがわかる。各サイクルにおいて等価減衰定数、エネルギー吸収量とも BRB の設置形状や FRP の有無による差異が小さく、制振部材の偏心配置に伴うエネルギー吸収性能の低下もみられない。図 5-39 より制振改修の目標変形における等価減衰定数は、BRB の導入により 2 倍以上増加していることがわかり、BRB の導入による試験体の減衰性能の向上が確認できる。また目標変形において弾性状態を想定しエネルギー吸収を期待しない付加弾性骨組のみを設置した RS モデルに関しても、BRB を設置したモデルの 1/4～1/3 程度のエネルギー吸収を行っていることがわかる。これは接合部を構成する圧入モルタルがひび割れることによりエネルギー吸収を行ったためと考えられる。

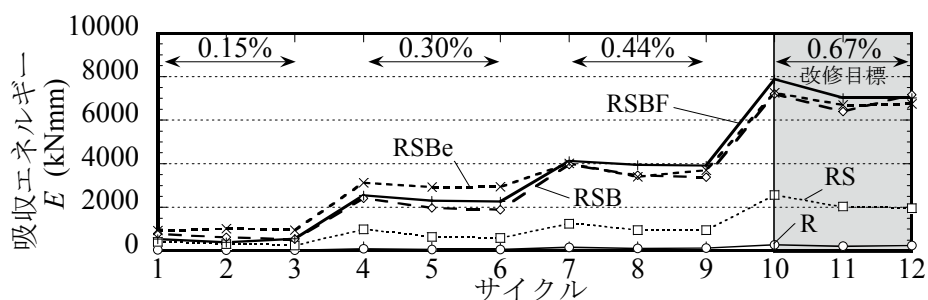


図 5-38 試験体の履歴吸収エネルギー

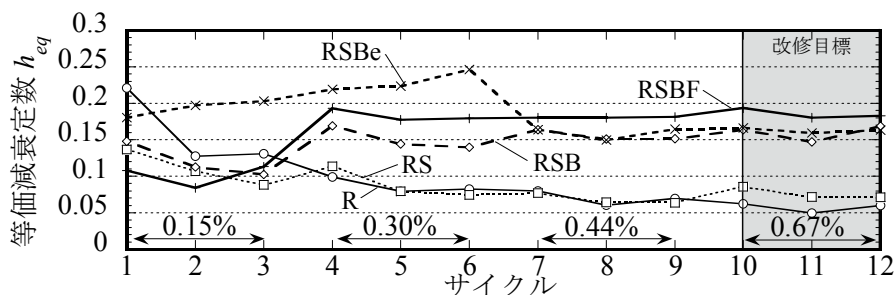


図 5-39 試験体の等価減衰定数

5.4 提案改修設計法における仮定条件の妥当性

2章では各構成部材が独立に挙動すると仮定し各部材の履歴モデルを設定した上で制振架構の等価減衰定数を算定したが、仮定した履歴モデルの妥当性は確認されていない。そこで、本章で実施した部材実験における各部材の荷重変形関係と2章での改修設計法における履歴モデルを比較することにより、その妥当性に関して検討する。

5.4.1 各構成要素の履歴モデルの妥当性

まず2章で仮定した履歴モデルに関してその概要を改めて説明する。2章で提案した改修設計手法においては、制振改修に伴う応答低減により系の最大変形と耐震改修における目標変形 δ_{target} が一致するという仮定をもとに等価剛性と等価減衰を想定し、応答スペクトル法により改修架構の応答評価を行っている。応答評価に際し図 5-40 に示す改修の目標変形までの範囲で部材の履歴モデルを想定している。改修架構を構成する部材の履歴モデルとして、RC フレームはトリリニアの Takeda モデル、付加弾性骨組は完全弾性、BRB は完全弾塑性のバイリニアモデルをそれぞれ仮定した。

RC 架構の履歴モデルにおいてひび割れ時の塑性率 $\mu_c=0.1$ 、2 次剛性比 $\alpha_1=0.22$ 、3 次剛性比 $\alpha_2=0$ とし、RC 架構降伏時の層間変形角は静的増分解析の結果より $1/225\text{rad}$ と仮定する。RC 架構の初期剛性 K_f は RC 柱梁断面（鉄筋非考慮）の断面二次モーメントをもとにピン柱脚を有する 1 スパンラーメン骨組のせん断剛性を表す式(5-13)を適用することで算定する。付加弾性骨組の初期剛性は鉄骨フレームのみの断面を考慮して算定する。いずれも柱における曲げモーメントの反曲点高比は $1/2$ と仮定し、式において高さ $h=1/2h_{fsf}$ 、スパン $l=l_{fsf}$ と仮定し算定する。BRB は完全弾塑性のバイリニアモデルを仮定するが、その初期剛性は非塑性化部・塑性化部の断面積及び材長、設置角度を考慮して式(5-14)により得られる BRB の等価軸剛性をせん断剛性に変換することで求める。用いた各部材の初期剛性は表 5-11 に示している。なお、BRB の降伏耐力は表 5-8 に示した素材試験により得られた芯材の降伏応力に基づいて決定する。

以上の履歴モデルを仮定し、RC 架構、BRB の履歴吸収エネルギー E_p^f 、 E_p^d 、付加系の

等価弾性歪エネルギー $E_e^f + E_e^d$ を式(5-15), (5-16), (5-17)により求める. なお式中 λ は除荷剛性低下指数(=0.4), p はRC架構の最大変形時の等価剛性 K_μ^f の初期剛性 K_f に対する比, γ_s は付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 K_{sf}/K_d をそれぞれ表す.

$$E_p^f = \begin{cases} 2K_f (\mu\delta_y^f)^2 \frac{p\mu_c(1-p)}{\mu_c + p\mu} & (\mu_c < \mu \leq 1) \\ 2K_f (\mu\delta_y^f)^2 \left[p - \frac{p^2(1+\mu_c)\mu^\lambda}{\mu_c + p\mu} \right] & (\mu > 1) \end{cases} \quad (5-15)$$

$$E_p^d = 4K_d (\mu_d - 1) (\delta_y^d)^2 \quad (5-16)$$

$$E_e^f + E_e^d = \begin{cases} \frac{1}{2} K_f (\mu\delta_y^f)^2 \left((1+\gamma_s) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left(\mu_c < \mu \leq \frac{\delta_y^d}{\delta_y^f} \right) \\ \frac{1}{2} K_f (\mu\delta_y^f)^2 \left((1/\mu_d + \gamma_s) \frac{K_d}{K_f} + p \right) & \left(\frac{\delta_y^d}{\delta_y^f} < \mu \right) \end{cases} \quad (5-17)$$

得られた各部材の吸収エネルギーおよび等価弾性歪エネルギーをもとにして式(5-18), (5-19)によりRC架構の減衰定数 h_p^f , 制振改修架構の等価減衰定数 h_{eq} を求める. 2章の提案改修設計法においては等価減衰算定の際にRC架構の構造減衰 $h_0=0.03$ を考慮しているが, 本実験の試験体は構造部材のみをモデル化しており非構造部材の影響を除外するため構造減衰も考慮しない. また本実験では載荷速度が非常に小さい静的繰返し載荷実験の結果を分析対象とするため, 2章で提案したランダム載荷の影響を踏まえた低減係数 R も考慮しない.

$$h_p^f = \frac{E_p^f}{4\pi E_e^f} \quad (5-18)$$

$$h_{eq} = \frac{E_p^f + E_p^d}{4\pi (E_e^f + E_e^d)} \quad (5-19)$$

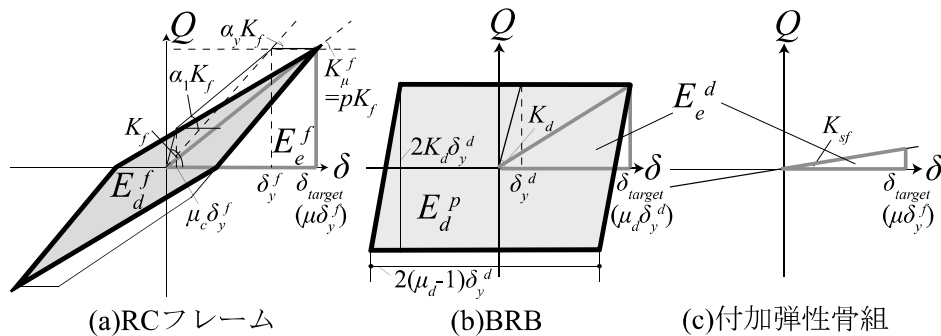


図 5-40 各部材の履歴モデルの仮定

5.4.2 吸収エネルギー，等価減衰定数の評価精度

各部材の吸収エネルギーおよび等価減衰定数は図 5-40 に示した履歴モデルの形状に依存しており，まずそれらの履歴モデルと実験結果の整合性を確認する．各構成要素の荷重変形関係を分析するため，制振改修の目標層間変形角 0.67%での載荷実験における各試験体の履歴曲線から RC 架構（R モデル），付加弾性骨組と補強接合部（RS モデルと R モデルの差分），BRB（RSB モデルと RS モデルの差分）の各部材の履歴曲線をそれぞれ抽出する．実験データの測定点が各試験体で異なるため，差分の計算にあたっては実験の測定点を 3 次スプライン補間法⁵⁻²¹⁾により補間した履歴曲線を作成し，任意の計測点における差分計算を行う．

図 5-41 に各構成部材の実験における履歴形状と改修設計法における履歴モデルを比較する．図 5-41(a)，(b)より層間変形角 0.67%における RC 架構，BRB の最大せん断力は実験値と履歴モデルで概ね対応することがわかる．ただし，BRB に関しては実験値において芯材降伏後の歪硬化によるせん断力の上昇が生じ，実験値が計算値に比べやや大きな値となっている．一方図 5-41(c)には実験における付加弾性骨組とモルタル接合部の履歴（RS モデルと R モデルの荷重変形関係の差分）と，鉄骨部材の断面のみを考慮し水平剛性を算出した付加弾性骨組の履歴モデルを比較するが，剛性・耐力ともに実験値が計算値に比べ大幅に高くなっている．これは，履歴モデルにおいて無視した接合部の圧入モルタルの付加曲げ剛性・耐力や部材間の合成効果が実験において生じ試験体の剛性・耐力の上昇に寄与したためと考えられる．また，付加弾性骨組に関する実験値と履歴モデルの差異が図 5-41(d)に示す改修架構全体（RSB モデル）の履歴にも大きく影響し，同様に実験値が履歴モデルの剛性・耐力を過大評価している．

次に式(5-15)～(5-19)による各部材の吸収エネルギー，等価減衰定数の妥当性を確認する．表 5-12 に目標層間変形角 0.67%における各部材のエネルギー吸収量，等価弾性歪エネルギー，等価減衰定数の実験値と計算値を示す．表中に灰色で示しているように RC 架構のエネルギー吸収量は実験値が計算値の半分以下となっているものの，履歴モデルにおいては弾性部材とみなしていた付加弾性骨組のエネルギー吸収がそれらを相殺し，制振改修架構（RSB モデル）のエネルギー吸収量は実験値と計算値で概ね対応している

ことが分かる．一方，等価弾性歪エネルギーに関しては，RC 架構と BRB で実験値と計算値が概ね対応しているものの，表に灰色で示したように付加弾性骨組において実験値が計算値の 3 倍以上となっている．また，付加弾性骨組における等価弾性歪エネルギーの評価精度の低さが改修架構全体にも影響することで，改修架構全体の等価弾性歪エネルギーおよび等価減衰定数も実験値と計算値で差が大きくなっている．以上より 2 章における改修設計法で仮定した履歴モデルを実験結果と整合させるためには，付加弾性骨組の履歴モデルに修正を加える必要があると考えられる．

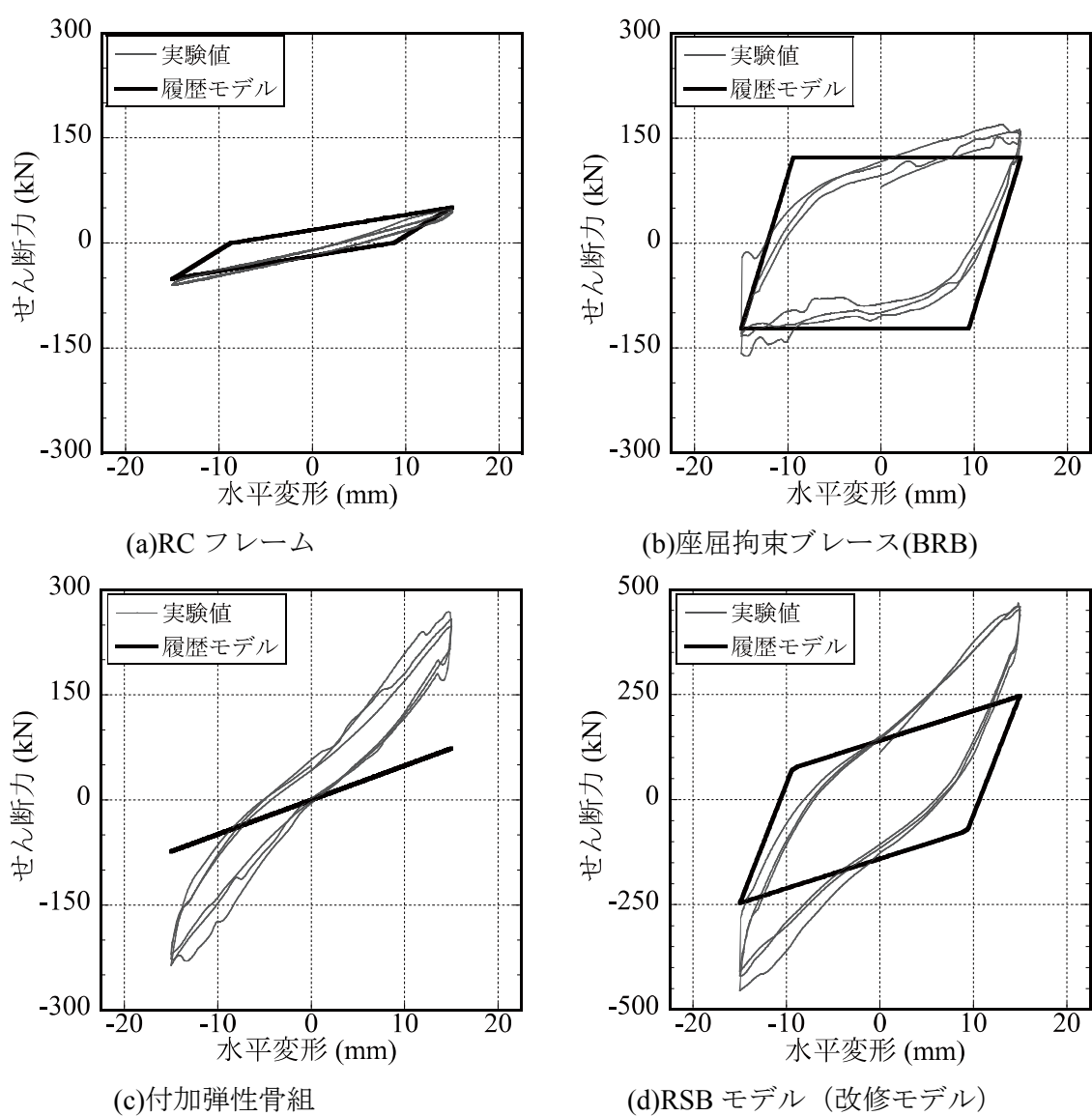


図 5-41 実験値と履歴モデルの比較

表 5-12 各指標の対応

サイクル		吸収エネルギー (kNmm)			弾性歪エネルギー (kNmm)			等価減衰定数		
		計算値	実験値	計算/実験	計算値	実験値	計算/実験	計算値	実験値	計算/実験
RC フレーム	1	546	266	0.49	389	367	0.95	0.11	0.06	0.51
	2		195	0.36		347	0.89		0.04	0.40
	3		227	0.42		329	0.85		0.05	0.49
BRB	1	5985	4596	0.77	915	1130	1.24	0.52	0.32	0.62
	2		4295	0.72		1192	1.30		0.29	0.55
	3		5141	0.86		1211	1.32		0.34	0.65
鉄骨フ レーム＋ モルタル	1	0	2187		551	2016	3.66	0.00	0.09	
	2		1737			1939	3.52		0.07	
	3		1614			1861	3.38		0.07	
全体 (RSB モデル)	1	6531	7049	1.08	1855	3514	1.89	0.28	0.16	0.57
	2		6227	0.95		3478	1.87		0.14	0.51
	3		6982	1.07		3401	1.83		0.16	0.58

5.4.3 構成部材の合成効果を考慮した再現解析

提案改修設計法に用いる履歴モデルの修正にあたり、実験時に付加弾性骨組の剛性が計算値を大幅に上回った原因を考察するため、既存 RC 架構と付加弾性骨組および圧入モルタルの合成効果に着目した解析的検討を行う。図 5-42 に示す構成部材の状態に着目した 3 つの力学モデルを想定した解析モデルを検討する。全部材が断面保持された一体部材とみなすモデル a の場合耐力は上限値をとり、圧入モルタルの耐力を考慮せず付加弾性骨組と RC 架構のみが独立して曲げに抵抗するモデル c の場合耐力は下限値となると考えられる。なお、モデル c は鉄骨フレームの全塑性モーメントのみを考慮しており、2 章で提案した改修設計法における仮定を再現している。実験時の試験体の状態はその間にあると考えられ、モデル b のように付加弾性骨組と圧入モルタルが断面保持されたモデルを想定する。以上のケースを想定した静的増分解析による解析値を実験値と比較することにより、実験結果を適切に評価する力学モデルを検討する。

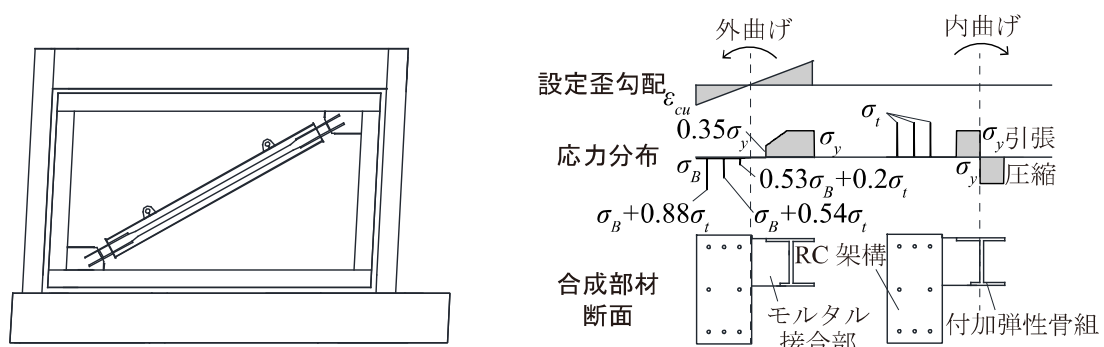
まず部材間の合成効果を仮定した際の解析モデルにおける合成部材の応力分布を図 5-42 のように仮定し、終局曲げモーメントおよび初期剛性を算定する。計算にあたりコンクリート、モルタルの圧縮強度は表 5-5 と表 5-10 に示した材料試験値をもとにしてそれぞれ $\sigma_B=20$ 、 $\sigma_m=80\text{N/mm}^2$ と決定し、引張強度は無視する。コンクリートおよび無収

縮モルタルは引張側と圧縮側の降伏応力が異なるため、RC 架構側に圧縮応力が生じる外曲げと引張応力が生じる内曲げで想定する部材断面の応力分布が異なることから、両ケースに関して終局曲げモーメントを算定する。柱に関しては部材に加わる鉛直軸力を 250kN と想定する。

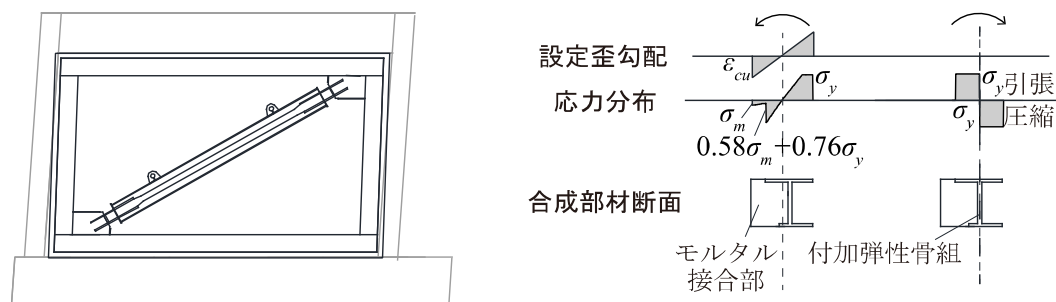
合成部材の応力分布に関して RC 柱側が圧縮となる場合（外曲げ）には、コンクリートの圧縮縁最大歪 ε_{cu} を $0.3\%^{(5-22)}$ と仮定して中立軸からの距離を考慮して得た歪勾配をもとに導出し、RC 柱側が引張となる場合（内曲げ）には RC 柱の鉄筋および付加弾性骨組に関し全塑性時の応力分布を考慮する。いずれの合成断面においても中立軸の位置は鉄骨フレームを構成する H 形鋼フランジの位置となるため、モルタルおよびコンクリートは引張側となりその断面応力は考慮しない。付加弾性骨組と鉄筋の降伏強度は引張試験における降伏応力の平均値 402N/mm^2 , 526N/mm^2 を 1.1 倍したものをを用いる。

図 5-42 に示した曲げ終局時の断面応力分布に基づき算定した断面内の軸力の総和が 0 となるような合成断面の中立軸を決定する。近似的な数値積分により定めた合成部材の中立軸まわりの終局曲げモーメントを算定する。以上算出した解析モデルの終局曲げモーメントを表 5-13 に示す。表よりコンクリートの引張強度を無視しているため、RC 柱側が圧縮となる外曲げの場合の方が終局曲げモーメントが大きい場合が多いことがわかる。

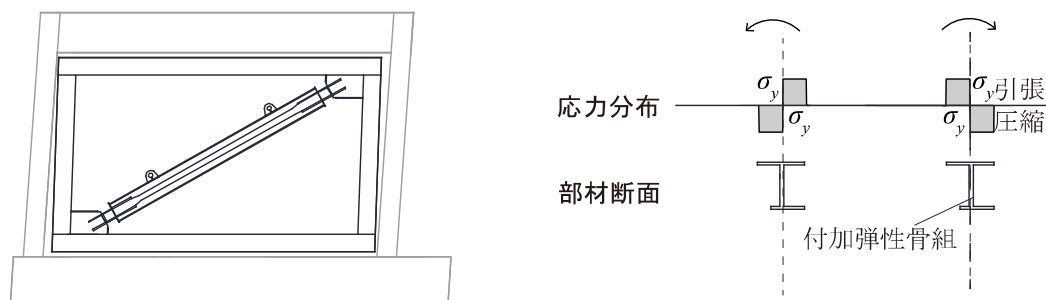
また、部材の断面形状と各材料のヤング率より中立軸周りの部材の曲げ剛性を算定する。部材の中立軸の位置は中立軸周りの断面一次モーメントが 0 となるように決定する。曲げ剛性の算定に際しコンクリートおよびモルタルのヤング率はそれぞれ $E_c=21332\text{N/mm}^2$, $E_m=30766\text{N/mm}^2$, 鉄筋および付加弾性骨組のヤング係数 $E_s=205000\text{N/mm}^2$ とする。得られた各モデルの曲げ剛性を表 5-14 に示す。表より改修架構においては全部材を合成断面とみなしたモデル a で 30 倍程度、モルタルと付加弾性骨組を合成断面とみなしたモデル b で 3 倍程度架構の曲げ剛性を増加させたモデルとなっていることがわかる。各モデルにおける合成断面を想定した際の試験体フレームのせん断剛性に関しては、合成断面の曲げ剛性を踏まえピン柱脚を有する 1 スパンラーメン骨組のせん断剛性を表す式(5-13)を適用することで略算できる。



(a) 全部材を一体とみなしたモデル (モデルa)



(b) モルタル接合部と付加弾性骨組を一体とみなしたモデル (モデルb)



(c) 全ての部材が独立な線材モデル (モデルc)

図 5-42 異なる合成断面の仮定モデル

表 5-13 合成部材の終局曲げモーメント

[kNm]		内曲げ	外曲げ		内曲げ	外曲げ		内曲げ	外曲げ
RSB Column	Model a	186	468	Model b	109	177	Model c	109	109
RSB Beam		190	600		109	177		109	109
RSBe Column		186	468		109	177		109	109
RSBe Beam		326	326		300	300		289	289

表 5-14 合成部材の曲げ剛性

Nmm ²		曲げ剛性 EI		曲げ剛性 EI		曲げ剛性 EI
RSB Column	Model a	4.84E+13	Model b	5.12E+12	Model c	1.55E+12
RSB Beam		1.13E+14				
RSBe Column		4.84E+13				
RSBe Beam		4.28E+13				

求めた合成断面の部材特性に基づいて図 5-43 に示すように構築した線材解析モデルの静的増分解析を行う⁵⁻²³⁾。図中に太線で示す BRB の非塑性化部およびガセットプレート、付加弾性骨組のガセットプレート付属部、RC フレームにおける柱梁接合部および付加弾性骨組の柱梁部材の交差部に隣接する領域を剛域とする。モデル a は全部材を、モデル b は付加弾性骨組と圧入モルタルのみをそれぞれ合成断面とみなし、算出した終局曲げモーメントと初期曲げ剛性を有する一つの非線形ばねで表現する。モデル a は RC フレームの通り芯の位置に、モデル b およびモデル c は付加弾性骨組の通り芯の位置にそれぞれ合成部材または付加弾性骨組を模した材端曲げばねを配置する。

補強接合部における RC 架構と付加部材の間の応力伝達は、文献 5-24)を参考にして付加部材による RC 架構へのパンチング状態を表現する圧縮方向のみ弾性の軸ばねと補強接合部のせん断抵抗を表現する剛塑性のせん断ばねによりモデル化する。解析モデルを単純化するため補強接合部のせん断抵抗要素（アンカーボルト）は解析モデル隅部に集約した 2 組の軸・せん断ばねによりモデル化する。その際 1 つのせん断ばねのせん断耐力は、考慮する部材に付随する全アンカーボルトのせん断耐力 $n_a Q_a^{5-13)}$ の 1/2 とする (n_a :付随するアンカーボルトの本数, Q_a :式(5-11)より算出)。RC 部材は RC 規準⁵⁻¹⁷⁾における降伏曲げモーメントの略算値を極値とし $\alpha_1=0.22$, $\alpha_2=0.001$ としたトリリニアの材端曲げばねにより、鉄骨部材および合成部材は表 5-13 に示した終局曲げモーメントを折れ点としたバイリニアの材端曲げばねによりそれぞれモデル化する。

また提案改修設計法において BRB は完全弾塑性としていたが、図 5-41(b)に示したように実験においては BRB の芯材降伏後に歪硬化が観測された。そのため実験結果をもとに降伏後の歪硬化を考慮したバイリニアの復元力特性（歪硬化率 0.05）を仮定して BRB をモデル化し、降伏耐力を芯材の引張試験の降伏応力度 $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ をもとに設定する。BRB の接合部と弾性部はそれぞれ剛に近い梁要素でモデル化する。

図 5-44 に解析モデルの静的増分解析による骨格曲線（黒色）と実験における荷重変形関係（灰色）を比較する。図より層間変形角 1%程度までの範囲では各ケースにおいて、部材の合成効果を考慮しないモデル c の解析値が実験値を低めに評価する一方、付加弾性骨組と圧入モルタルを一体とみなしたモデル b と実験値の骨格曲線が最もよく対応している。したがって接合部モルタルと付加弾性骨組の合成効果を考慮することで

各実験結果を概ね評価できるといえる。これは付加弾性骨組とモルタルの境界面($\phi 13 \times 2$ のシアスタッド)に比較して RC 架構とモルタルの境界面 ($\phi 16$ のアンカーボルト)の方がやや耐力が低いことから、RC 架構とモルタルの境界面で先に微小な滑りを生じ合成断面とみなせなくなったのに対し、層間変形角 1%近辺においても付加弾性骨組とモルタルは密着性を維持したためと考えられる。

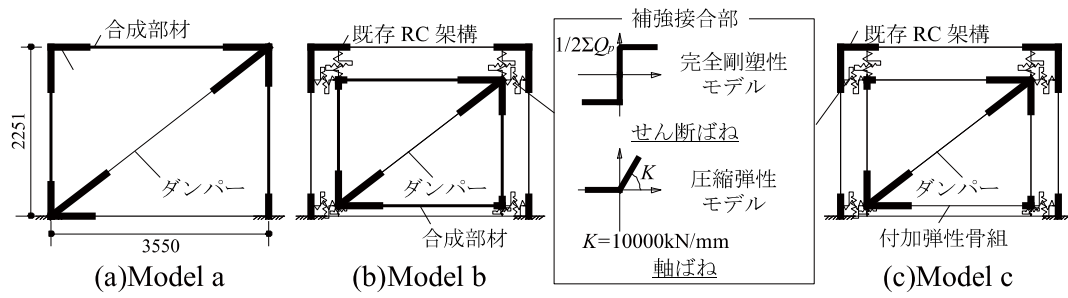


図 5-43 線材解析モデル

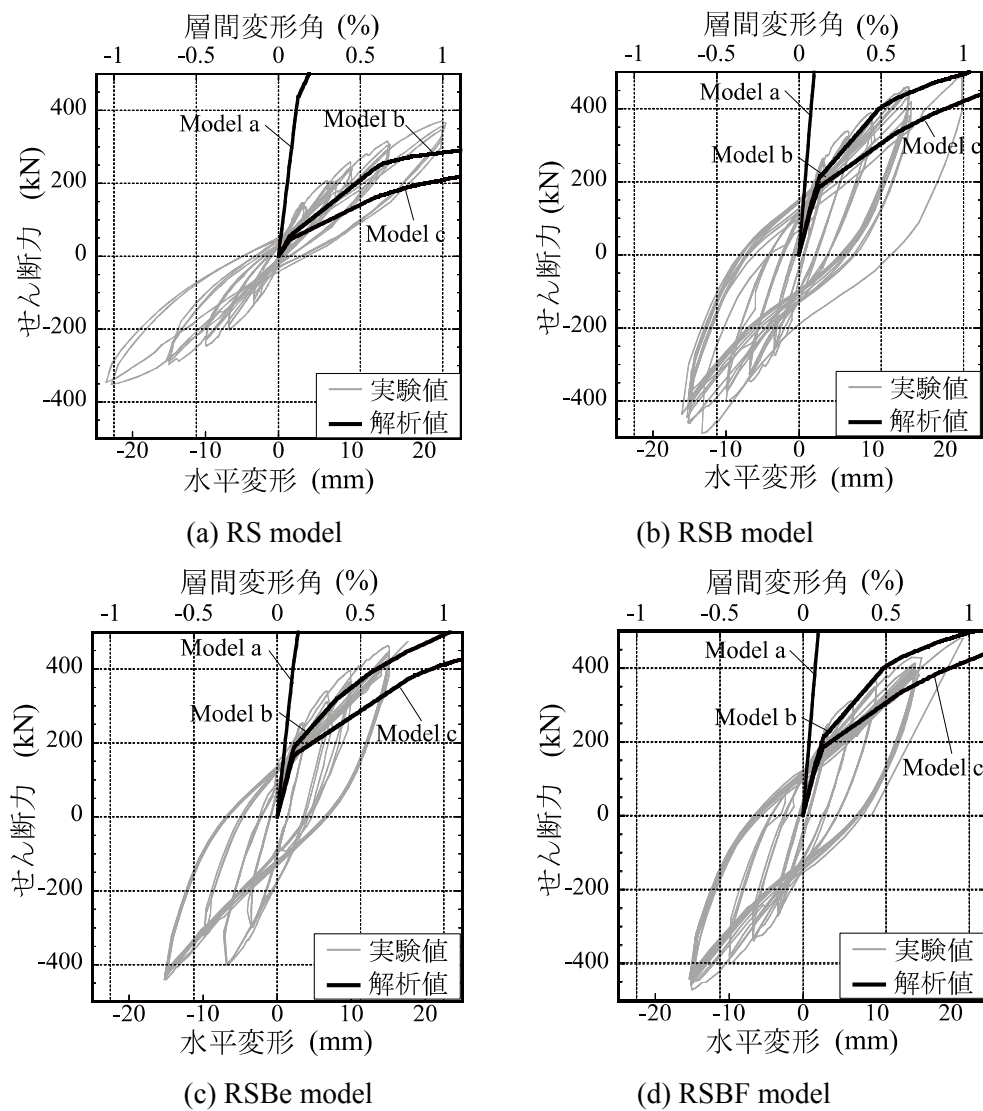


図 5-44 静的増分解析結果と実験値の対応

5.4.4 合成効果を考慮した試験体の等価減衰定数の再評価

図 5-45 に付加弾性骨組と圧入モルタルの合成効果を考慮したモデル b を想定した履歴ループと実験における荷重変形関係を比較する．付加弾性骨組の合成効果および BRB の歪硬化係数 $\kappa=0.05$ を考慮した履歴ループを実線で，それらを考慮しない履歴ループを点線で示す．圧入モルタルとの合成効果を考慮した付加弾性骨組の弾性剛性は，無収縮モルタルの弾性係数 $E_m=30766\text{N/mm}^2$ ，鋼材の弾性係数 $E_s=205000\text{N/mm}^2$ を用い，4.2 節の式(5-13)により算出する．図よりモデル b を想定した場合，実験時における付加弾性骨組や BRB の剛性をほぼ適切に評価し，制振改修を行った RSB モデルの履歴ループも仮定モデルと実験値で概ね対応することが分かる．

提案改修設計法において改修架構の応答予測を行う際にはその等価減衰定数を評価する必要があるが，改修架構の等価減衰定数は部材のせん断剛性・耐力に大きく依存する．したがって，実験結果と良好な対応がみられた修正履歴モデルにおいて考慮した付加弾性骨組の合成効果と BRB の歪硬化による部材のせん断剛性の割り増しを考慮することで，付加系の等価減衰定数の評価精度が向上すると考えられる．そこで，付加弾性骨組の剛性割増率 a_c （付加弾性骨組と補強接合部の載荷履歴（RS モデルーR モデル）における各載荷振幅時の割線剛性／付加弾性骨組のせん断剛性の計算値 K_{sf} ）を導入する．さらに BRB の歪硬化率 κ を導入すると， $\delta_y^d/\delta_y^f < \mu$ のとき改修架構の等価弾性歪エネルギーは式(5-17)を変形した式(5-20)で表せる．

$$E_e^f + E_e^d = \frac{1}{2} K_f (\mu \delta_y^f)^2 \left(\left(\frac{((\mu_d - 1)\kappa + 1)}{\mu_d + a_c \gamma_s} \right) \frac{K_d}{K_f} + p \right) \quad (5-20)$$

実験における付加弾性骨組の剛性割増率 a_c の推移を図 5-46 および図 5-47 にそれぞれ示す．図より a_c は載荷振幅の増大に伴って低下し，改修の目標層間変形角 0.67%における剛性割増率は概ねモデル b を考慮した剛性割増率 a_b^{cal} と整合することが分かる．図 5-42 および図 5-43 に示したモデル b の形状・部材断面に基づく計算値 a_b^{cal} はそれぞれ 3.3（RSB model），2.8（RSBe model）となる．その後の載荷ステップにおいて a_c は緩やかに低下し，補強接合部付近に亀裂破壊が見られた層間変形角 2%（RS モデル載荷時）

においては、 a_c は合成効果を考慮しないモデルcに基づく剛性割増率 a_c^{cal} (=1) に近づいている。したがって、モデルbの計算値 a_b^{cal} を式(5-20)における a_c^{target} に代入することにより改修目標における改修架構の等価減衰定数を評価できると考えられる。

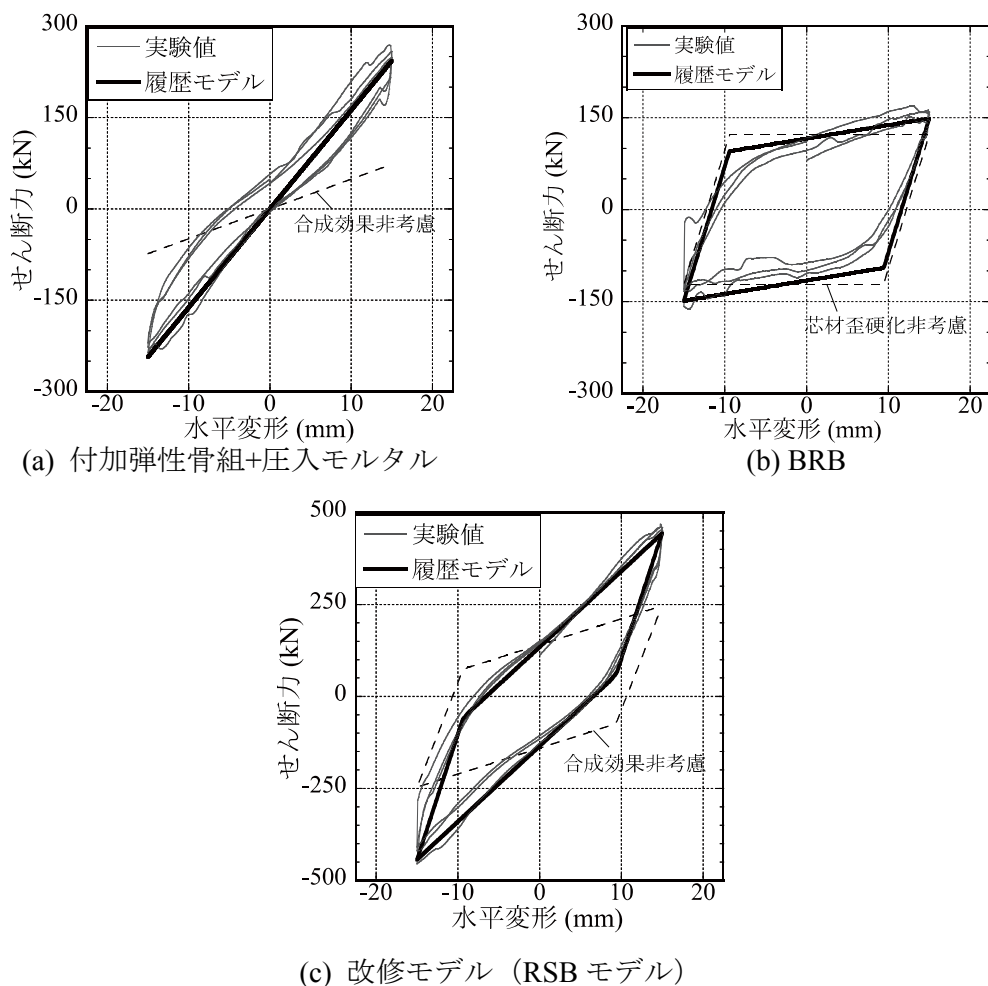


図 5-45 モデルbを考慮して修正した履歴モデルと実験値の比較

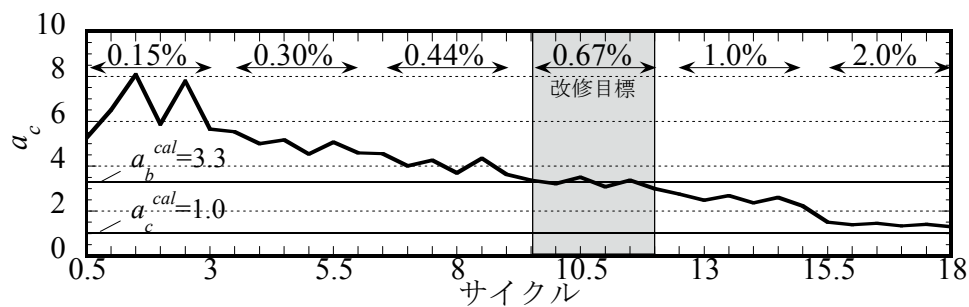


図 5-46 各载荷サイクルにおける付加弾性骨組の剛性割増率 a_c の推移

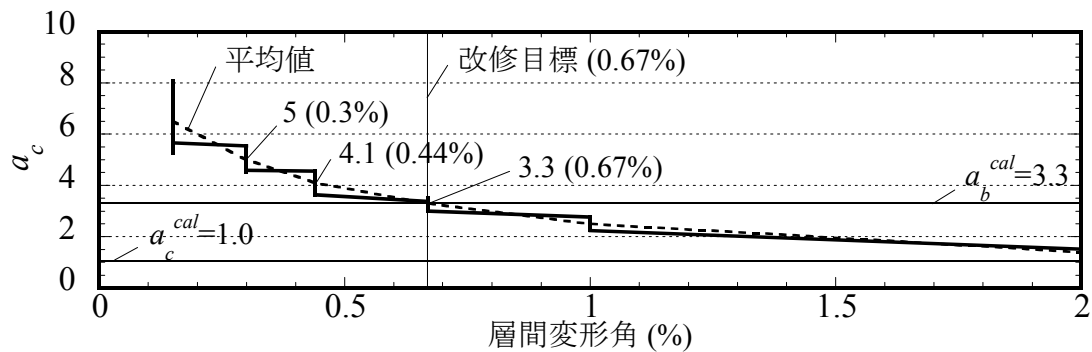


図 5-47 各層間変形角における付加弾性骨組の剛性割増率 a_c の推移

5.4.5 修正計算値と実験値の対応

目標層間変形角 0.67%における制振改修架構のエネルギー吸収量と等価減衰定数の実験値と計算値の対応を図 5-48 と表 5-15 に示す. 式(5-20)において $a_c = a_b^{cal}$ とし得られた等価弾性歪エネルギーを式(5-19)に代入することで, 等価減衰定数の計算値を算出する. 実験値は各サイクルの荷重変形関係をもとにして履歴吸収エネルギーおよび等価減衰定数を算定し, 式(5-19)に代入することで算定する. 図より実験値と計算値は概ね良好に対応していることがわかり, 既往設計法において付加弾性骨組と圧入モルタルの合成効果を考慮することで, 耐震改修の目標変形における制振改修架構のエネルギー吸収量および等価減衰定数を $\pm 25\%$ 以内の精度で概ね評価できるといえる. また各試験体において各サイクルにおける履歴吸収エネルギーおよび等価減衰定数の差は小さく安定した繰返し変形性能を示しているといえる.

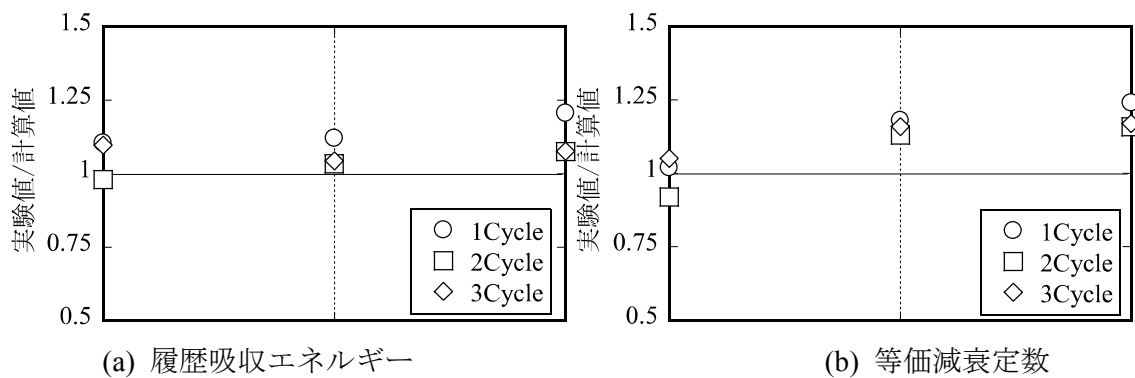


図 5-48 改修試験体の履歴吸収エネルギーおよび等価減衰定数の評価精度

表 5-15 各指標の対応

サイクル		吸収エネルギー (kNmm)			弾性歪エネルギー (kNmm)			等価減衰定数		
		計算値	実験値	計算/実験	計算値	実験値	計算/実験	計算値	実験値	計算/実験
RSB	1	6531	7049	1.08	3327	3511	1.06	0.16	0.16	1.02
	2		6227	0.95		3459	1.04		0.14	0.92
	3		6982	1.07		3388	1.02		0.16	1.05
RSBe	1	6471	7254	1.12	3653	3473	0.95	0.14	0.17	1.18
	2		6694	1.03		3338	0.91		0.16	1.13
	3		6754	1.04		3288	0.90		0.16	1.16
RSBF	1	6531	7881	1.21	3327	3236	0.97	0.16	0.19	1.24
	2		7027	1.08		3099	0.93		0.18	1.16
	3		7028	1.08		3056	0.92		0.18	1.17

耐震改修の目標変形以外の载荷サイクルにおける履歴モデルやそれに基づく等価減衰定数の評価精度を確認する。各载荷サイクルにおける等価減衰定数の評価にあたっては、付加弾性骨組の剛性割増率 a_c として図 5-47 に示した a_c の平均値を考慮する。まず 0.3% および 0.44% 载荷時における履歴モデルと実験における荷重変形関係を図 5-49, 図 5-50 に比較する。図より各構成部材において実験値と履歴モデルは概ね対応することがわかる。また、図 5-51 および表 5-16, 表 5-17 においては修正した履歴モデルに基づいて算定した吸収エネルギーおよび等価減衰定数の計算値と実験値 (RSB モデル) の対応を示す。図および表より、実験値と計算値は各载荷サイクルにおいて良好な対応を示すことがわかる。以上より、式(5-20)に各载荷振幅に対応する a_c を代入することにより得られた等価弾性歪エネルギーを用いることで、各载荷振幅における改修架構の減衰性能が評価可能といえる。

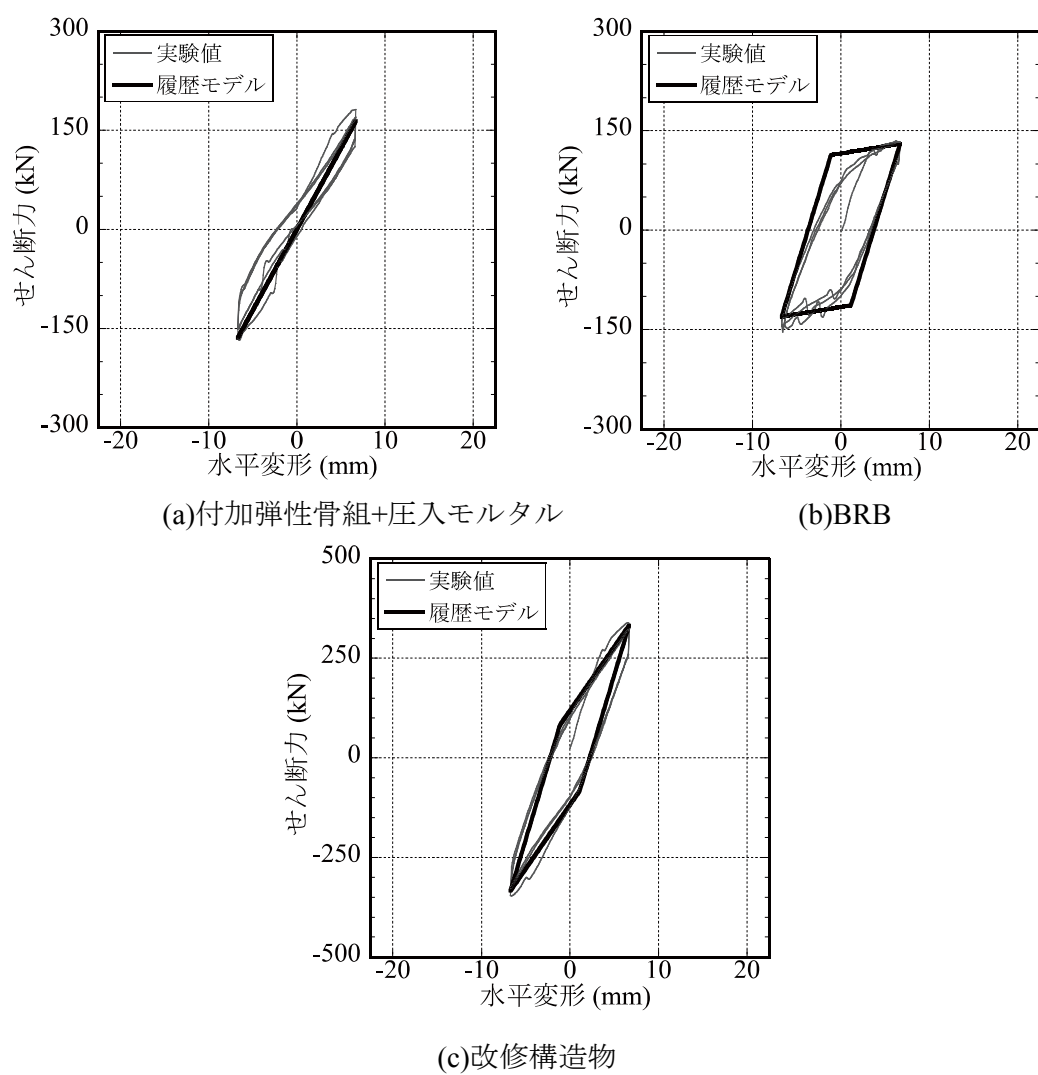


図 5-49 モデル b を考慮した履歴モデルと実験値の比較（層間変形角 0.3%）

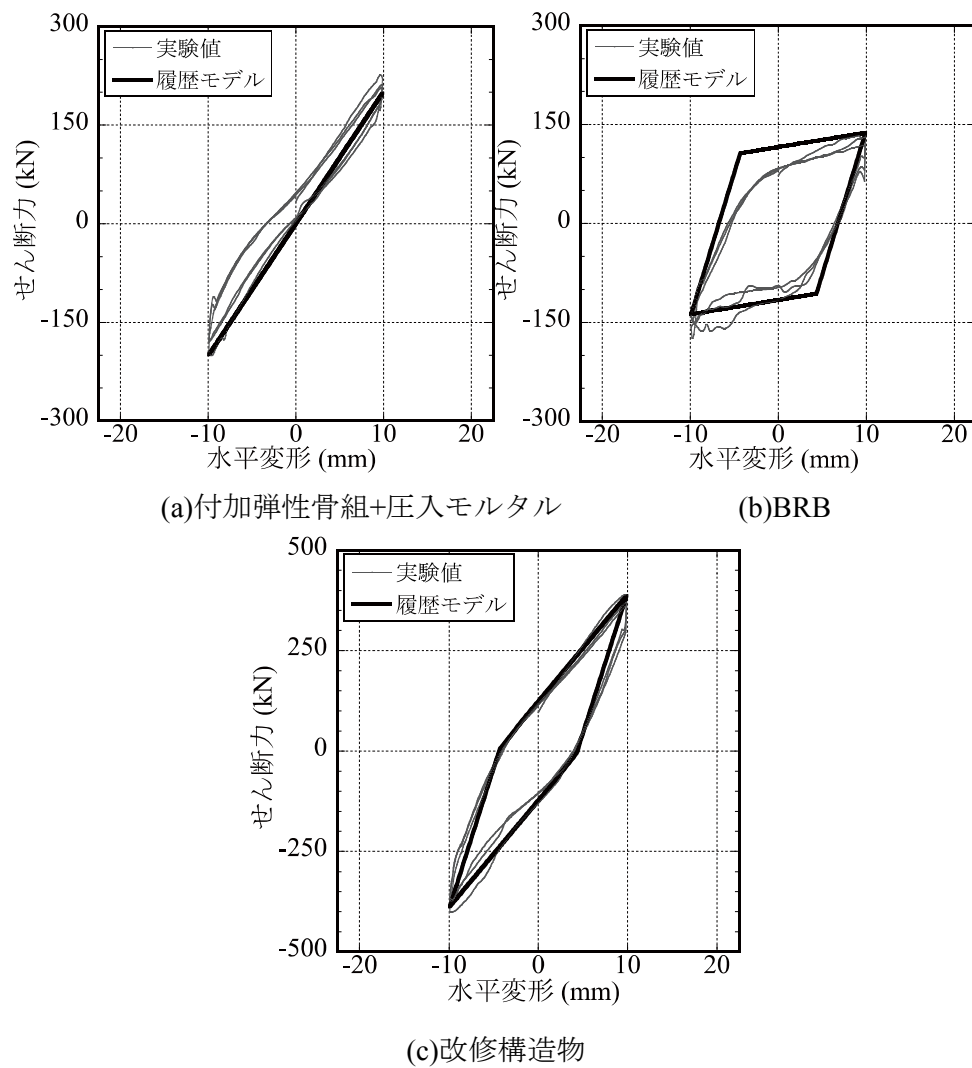


図 5-50 モデル b を考慮した履歴モデルと実験値の比較（層間変形角 0.44%）

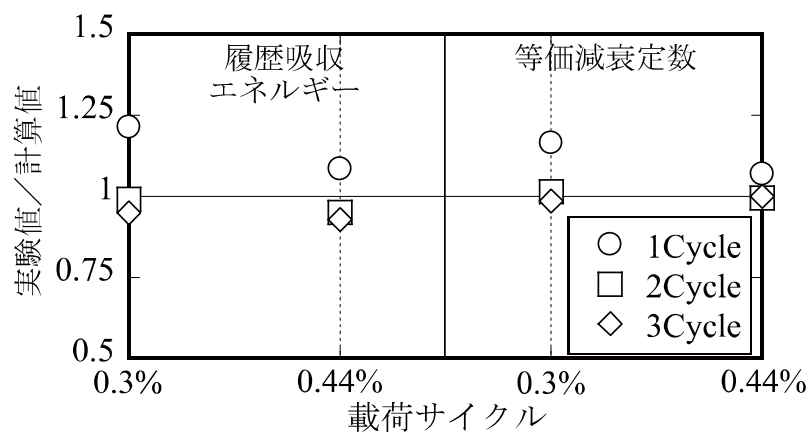


図 5-51 改修試験体におけるエネルギー指標の評価精度（RSB モデル）

表 5-16 各エネルギー指標の対応（層間変形角 0.3%）

サイクル		吸収エネルギー(kNmm)			等価弾性歪エネルギー(kNmm)			等価減衰定数		
		計算値	実験値	実験値/ 計算値	計算値	実験値	実験値/ 計算値	計算値	実験値	実験値/ 計算値
RC	1	79	104	1.33	129	81	0.63	0.05	0.13	2.74
	2		75	0.95		75	0.58		0.11	2.26
	3		79	1.00		74	0.57		0.11	2.37
BRB	1	1913	1429	0.75	437	440	1.01	0.35	0.29	0.83
	2		1331	0.70		444	1.02		0.27	0.77
	3		1301	0.68		446	1.02		0.26	0.75
付加弾性 骨組	1	0	885		550	609	1.11	0.00		
	2		569			569	1.03			
	3		511			557	1.01			
RSBモデ ル全体	1	1992	2419	1.21	1116	1131	1.01	0.17	0.20	1.16
	2		1974	0.99		1087	0.97		0.17	1.01
	3		1891	0.95		1077	0.97		0.17	0.99

表 5-17 各エネルギー指標の対応（層間変形角 0.44%）

サイクル		吸収エネルギー(kNmm)			等価弾性歪エネルギー(kNmm)			等価減衰定数		
		計算値	実験値	実験値/ 計算値	計算値	実験値	実験値/ 計算値	計算値	実験値	実験値/ 計算値
RC	1	176	168	0.95	250	167	0.67	0.06	0.11	1.97
	2		122	0.69		161	0.64		0.09	1.61
	3		139	0.79		159	0.63		0.10	1.78
BRB	1	3483	2726	0.78	681	656	0.96	0.41	0.36	0.89
	2		2521	0.72		648	0.95		0.34	0.83
	3		2437	0.70		575	0.84		0.37	0.90
付加弾性 骨組	1	0	1078		985	1096	1.11	0.00		
	2		838			1024	1.04			
	3		824			1046	1.06			
RSBモデ ル全体	1	3659	3972	1.09	1916	1919	1.00	0.18	0.19	1.07
	2		3480	0.95		1833	0.96		0.18	1.00
	3		3400	0.93		1780	0.93		0.18	1.00

5.5 結語

5 章では、諸外国の低耐力 RC 架構を対象としたダンパーと主架構の剛性比 K_d/K_f が 2 ～3 程度と高い制振改修架構の静的漸増繰返し載荷実験を実施し、2 章で提案した制振改修構法の有効性と改修設計法における部材挙動の仮定条件の妥当性に関し分析した。以下、検討により得られた知見を示す。

- 1) 載荷実験により RC フレームに設置した弾塑性ダンパーは耐震改修における目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ において優れたエネルギー吸収性能を発揮すること、付加弾性骨組は制振改修の目標変形まで弾性状態を保つことを確認し、提案制振改修構法の妥当性を示した。層間変形角 0.67% までの載荷において RC 架構のひび割れ幅の最大値はいずれも既往文献の修復限界状態を満たす 1mm 以下となり、本制振改修において設定した変形クライテリアの妥当性を確認した。付加弾性骨組を導入した改修試験体の耐力実験値は耐力の計算値 ${}_sQ_{su1}$ を最大振幅で 2 倍程度上回った。
- 2) 制振部材を RC フレームに偏心配置した RSB_e モデルも制振部材をフレーム内に取り付けた RSB モデルとほぼ同様の耐震性能を示した。また RC フレームの柱に FRP を導入した RSBF モデルにおいては、他の試験体と比べ RC フレーム主筋の最大歪が減少し各部において降伏歪以下となり、構造躯体の損傷がやや低減した。なお、層間変形角 $1/150\text{rad}$ まで FRP 表面に顕著な歪や損傷は生じなかった。
- 3) 実験においてみられた試験体の耐力上昇は、付加弾性骨組と圧入モルタルの合成効果を考慮した線材モデルにより概ね評価できることがわかった。また、2 章の提案設計法による改修建物の等価弾性歪エネルギーの評価に関しても同様の合成効果に伴う部材剛性の割り増し効果を考慮することにより、実験における試験体の等価減衰定数を概ね評価できることが確認できた。

参考文献

- 5-1) 小谷野一尚, 大家貴徳, 大竹誠寛, 毎田悠承, 坂田弘安, 岩田衛: 座屈拘束ブレースを制振部材として用いる損傷制御 RC 構造の実験的研究 その 1、2, 学術講演梗概集 2013(構造 III), pp.1587-1590, 2013.8
- 5-2) 澤木講治郎, 毎田悠承, 笠井和彦, 坂田弘安: 摩擦ダンパー付きブレースを組み込んだ RC フレームの繰り返し載荷実験 その 1、2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.867-870, 2013.8
- 5-3) 竹内徹, 安田幸一, 湯浅和博, 岡山俊介, 宮崎健太郎, 岩田衛: 統合ファサードによる既存不適格建物の改修, 日本建築学会技術報告集, 2006.12
- 5-4) 横内基, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋, 青山博之: 摩擦ダンパーを用いて制震補強された既存 RC 造建物の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.628, pp.947-955, 2008.6.
- 5-5) F. Cizmecioglu , Comparing Column + Shear Wall Cross-Sectional Area Ratios in Seismically Retrofitted School Buildings Before and After Retrofitting, Istanbul Technical University (ITU), Institute of Science and Technology, MS Thesis, Istanbul, 2007
- 5-6) 日比野陽, 渡邊秀和, 楠浩一, 田才晃: 2011 年トルコ・ワン地震で被災した RC 造建物の耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.215-216, 2013.8
- 5-7) Takashi Kaminosono, Fumitoshi Kumazawa and Yoshiaki Nakano : Quick Inspection Manual for Damaged Reinforced Concrete Buildings due to Earthquakes based on the Disaster of 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey, National Institute of Land and Infrastructure Management, March 2002.
- 5-8) Kuan-Yu Pan, An-Chien Wu, Keh-Chyuan Tsai, Chao-Hsien Li, Hsen-Han Khoo : Seismic retrofit of reinforced concrete frames using buckling-restrained braces with bearing block load transfer mechanism, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.45, No.14, pp.2303-2326, November. 2016
- 5-9) 日本鋼構造協会, 鋼材倶楽部: 履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法, 1998.9
- 5-10) M. AYDINOGLU : Specification for Buildings to be Built in Seismic Zones (2007), Chapters 1,2, Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey, 2007.3
- 5-11) American Institute of steel construction : Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2010.10
- 5-12) 日本建築学会: 鋼構造制振設計指針, 2014.11
- 5-13) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説

2001 年改訂版,2001.10

- 5-14) F. Cizmecioglu : Comparing Column + Shear Wall Cross-Sectional Area Ratios in Seismically Retrofitted School Buildings Before and After Retrofitting, Istanbul Technical University (ITU), Institute of Science and Technology, MS Thesis, Istanbul, 2007
- 5-15) Turkish Standards Institution : TS500-Requirements for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures, 1975 and 1984
- 5-16) Turkish Ministry of Public Works and Settlement : Specification for Structures to be Built in Disaster Areas, 1975
- 5-17) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-, 2010
- 5-18) 国土交通省国土技術政策総合研究所他編：2015 年度版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2015.6.
- 5-19) （社）日本建築構造技術者協会：構造レトロフィット 特殊耐震・免震・制振改修の事例，建築技術，2001.6
- 5-20) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004.2
- 5-21) 日本数学会編：岩波数学辞典第3版，岩波書店，1985
- 5-22) 勅使川原正臣，稲井栄一，井上芳生，椋山健二，楠浩一，真田靖士，田才晃，日比野陽，前田匡樹，丸山一平：鉄筋コンクリート構造を学ぶ，理工図書，2009.9
- 5-23) 構造システム：SNAP Ver.5 テクニカルマニュアル
- 5-24) 日本建築学会構造委員会：既存中層鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法を用いた耐震性能評価法，2014

第6章 鉄骨弾性フレームの合成効果を考慮した 改修架構の応答性状

6.1 序説

5章の実験では、モルタル・アンカーで構成される接合部と付加弾性骨組の合成効果による剛性・耐力の上昇がみられ、日本の耐震改修設計指針⁶⁻¹⁾に基づく計算値を大きく上回った。既往研究で紹介されている耐震改修の適用実験においても同様な現象がみられている。例えば青木ら⁶⁻²⁾は鉄骨フレームを付加した RC フレームの耐震補強における試験体耐力に関し、モルタル接合部と鉄骨枠の完全分離を仮定した解析値に比べ、実験結果がやや上回ったことを指摘している。

こうした既存 RC 建物の耐震改修における部材の合成効果に伴うせん断剛性・耐力の上昇が耐震改修を施した構造システム全体の応答値に及ぼす影響を考察した研究はあまりみられない。改修建物の全層において合成効果が生じる場合、改修架構の耐震性能も向上すると考えられるが、実際の耐震改修構造物においては実験により生じた部材の合成効果が耐震改修架構の各層で同様のレベルで生じるとは限らない。部材の合成効果が各層でばらついて生じる場合、架構の剛性分布が偏在することにより特定の層へ損傷集中が生じ、改修建物全体の耐震性能に悪影響を与える可能性も想定される。

以上を踏まえ本章では、5章で実施した実験でみられた耐震補強部材の合成効果を非線形の復元力特性によりモデル化し、トルコの既存 RC 建物を想定した解析モデルの時刻歴応答解析を行うことで、部材の合成効果が改修架構全体において均等に生じる場合における架構の応答値に関して分析する。続いて改修架構各層で部材の合成効果がばらつく場合において、その耐震性能を最悪化する合成効果の分布を表す最悪ケースを遺伝的アルゴリズムにより探索することを試みる。提案手法により得られた最悪ケースを想定した改修架構の応答評価を行うことにより、部材の合成効果のばらつきが改修架構の耐震性能に与える影響について分析する。最後に分析結果を踏まえて2章で提案した改修設計法における層間変形角一定法を修正することにより、最悪ケースを考慮したダンパーの設計例を示しその応答制御に関する妥当性を検証する。

6.2 全層で部材の合成効果を考慮した制振改修架構の応答値

5章の部材実験において観測された既存 RC 架構と制振付加フレームの合成効果が制振架構全体の応答値に与える影響について分析するため、まず実験結果をもとに合成効果の影響を考慮した部材の復元力特性をモデル化する。制振改修建物を表現した多質点モデルの全層に対しモデル化した復元力特性を適用することで部材の合成効果の影響を考慮した弾塑性架構の時刻歴応答解析を行い、合成効果の有無が改修架構各層の応答値に与える影響について分析する。

6.2.1 部材の合成効果を踏まえた復元力特性の設定

5章の載荷実験においては改修試験体の部材の合成効果が観測されたため、その効果を弾塑性の復元力特性を有する材端曲げばねとしてモデル化する。実験より合成効果は既存 RC フレームと付加弾性骨組および補強接合部の部材間において生じたと考えられるが、これまでの解析的検討では補強接合部の耐力は考慮せず、RC フレームと付加弾性骨組が独立に挙動するものと考えてモデル化を実施してきた。そこで本検討では付加弾性骨組の部材を表すせん断ばねに対し合成効果の影響を考慮した弾塑性の復元力特性を付与することにより、合成効果を考慮した改修架構をモデル化する。

5章で行った 1 スパン制振補強フレームの繰返し載荷実験においては、部材間の合成効果を表す指標として付加弾性骨組の剛性割増率 a_c を提案した。 a_c は付加弾性骨組の剛性に関する実験値と計算値の比率を表し、 a_c が 1 のとき部材は独立に挙動していると考えることができる。実験においては図 6-1 中の実線として示すように付加弾性骨組の剛性割増率 a_c が載荷振幅に応じて次第に低下する現象がみられた。これは載荷振幅が小さい時に仮定できた RC フレーム、モルタル、付加弾性骨組の平面保持が境界部の滑りにより次第に成り立たなくなり、各部材が独立的な挙動を示すようになったためと考えられる。一方で、水平変形角 2%まで常に a_c は 1 以上となっており、部材剛性の割り増し現象が見られることから部材の合成効果が生じていることが確認できる。

これらの合成効果に伴う部材剛性の割り増しを踏まえて、付加弾性骨組の復元力特性

を設定する．部材の合成効果によるせん断剛性の増加と載荷振幅の増大に伴う合成効果の低下及び付加弾性骨組の降伏現象を考慮し，図 6-2(a)に示すトリリニア原点指向型の復元力特性により部材の履歴モデルを設定する．原点指向型モデルは付加弾性骨組の降伏点までにおけるモルタル部材のひび割れによるエネルギー吸収を殆ど考慮しないため，実現象に比べ安全側のモデルとなっている．実験における付加弾性骨組とモルタル接合部の骨格曲線とトリリニアの骨格曲線の 1 方向載荷時の仕事量が等しくなるよう弾塑性モデルのパラメータを決定する．制振架構は初期状態において全部材が一体として挙動するものと仮定し，初期の剛性割増率 a_c^{ini} を RC フレーム，圧入モルタルと付加弾性骨組を一体断面とみなした計算値である 7.9 と定め，実験値の骨格曲線に基づき 1 次剛性低減率 $\alpha_c^{sf}=0.25$ ，2 次剛性低減率 $\alpha_y^{sf}=0.01$ ，1 次折れ点の水平変形角 $\theta_c^{sf}=0.15\%$ ，2 次折れ点の水平変形角 $\theta_y^{sf}=1\%$ と決定する．図 6-2(b)に実験における載荷履歴（灰線）と設定した復元力特性の骨格曲線を表す近似曲線（黒線）を比較する．両者は概ね対応しており設定した骨格曲線は概ね妥当といえる．また図 6-1 中に提案復元力特性における a_c の設定値を点線で示すが，各サイクルにおいて設定値は実験値を概ね下回っており，安全側の評価となっていることがわかる．

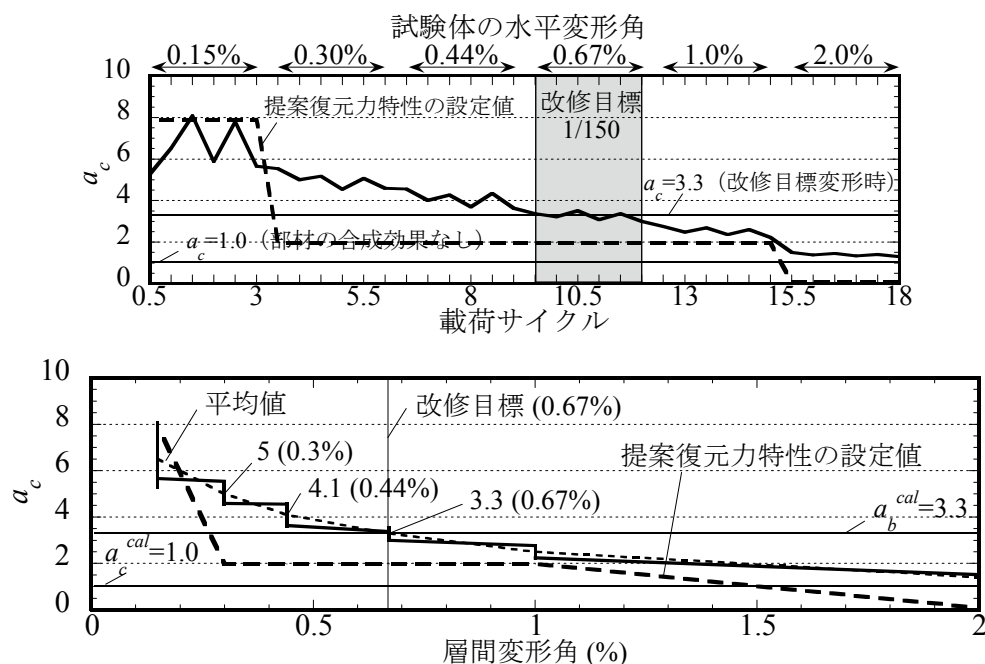


図 6-1 付加弾性骨組の剛性割増率 a_c の推移

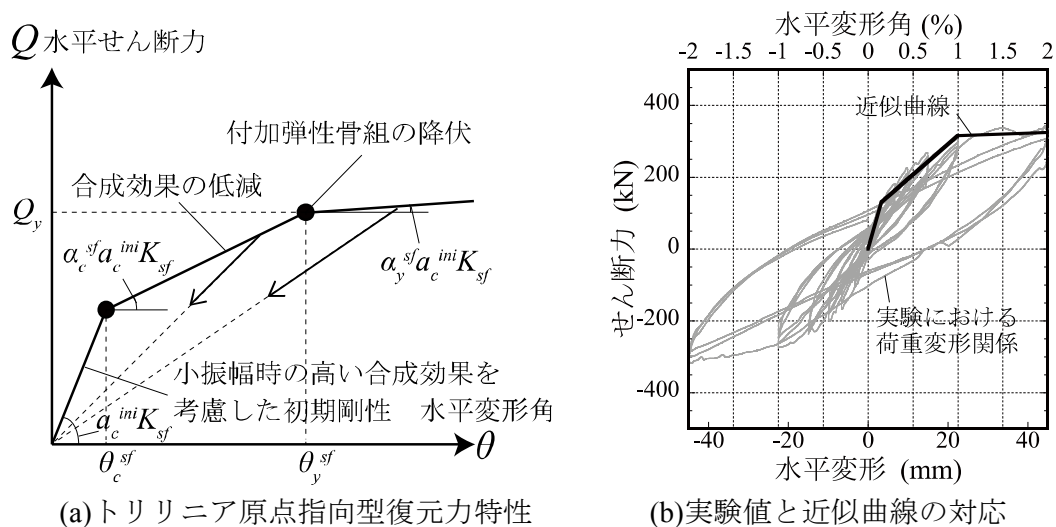


図 6-2 合成効果を考慮した履歴モデル

6.2.2 提案復元力特性の妥当性

合成効果を考慮した履歴モデルの妥当性を確認するため、構築した復元力特性を組み込んだ線材解析モデルを用いた再現解析を行い実験値との対応を確認する。解析モデルは図 6-3 に示す短軸ばねで構成される線材モデルとし、付加弾性骨組の梁は剛棒、柱はせん断ばねに単純化してモデル化する。せん断ばねの復元力特性として図 6-2 に示した骨格曲線を有するトリリニア原点指向型の復元力特性を適用する。RC 部材は材端曲げばね、BRB は塑性化部のみ軸ばねとし弾性部及び接合部は剛域とする。また復元力特性に関しては、RC 架構はトリリニアの Takeda モデル⁶⁻³⁾、BRB は実験で得られた芯材降伏後の歪硬化率 $\kappa=0.05$ を考慮したバイリニアモデルとする。既存 RC 架構と補強部材の接合部は 5 章で検討した線材解析モデルと同様に、アンカーのせん断伝達機構を模擬した剛塑性のせん断ばねと補強部材のパンチング効果を考慮した圧縮弾性の軸ばねを集約要素として配することによりモデル化する。

5 章の実験において用いた載荷履歴に基づく水平載荷時の試験体の履歴ループに関して図 6-4 に実験値と解析値を比較する。図 6-4(a)より設定した付加弾性骨組の履歴モデルは実験値に比べやや高い耐力を示すが、水平変形角 2%まで $\pm 20\%$ 以内の精度で概ね適切に実験結果を評価することがわかる。一方図 6-4(b)より BRB を導入した改修モデル

においては水平変形角 1%以上でやや評価精度が低下するが、これは部材実験においては水平変形の増大に伴い実験時の BRB の歪硬化率が解析における設定値 (0.05) に比べ低下したためと考えられる。以上より設定した履歴モデルは実験における付加弾性骨組の合成効果を概ね適切に模擬していると判断し、多質点モデルの時刻歴応答解析における合成部材の復元力特性として導入する。

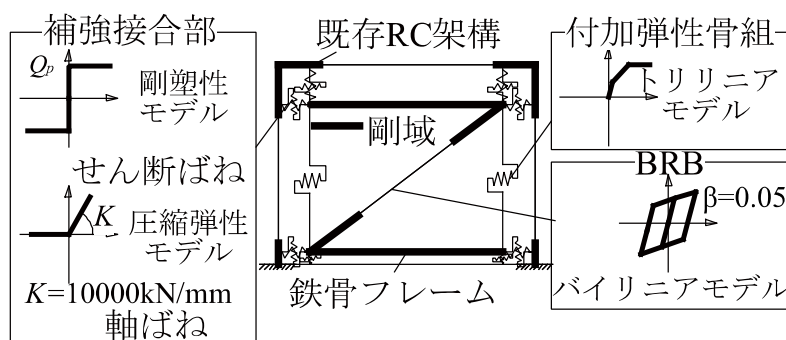
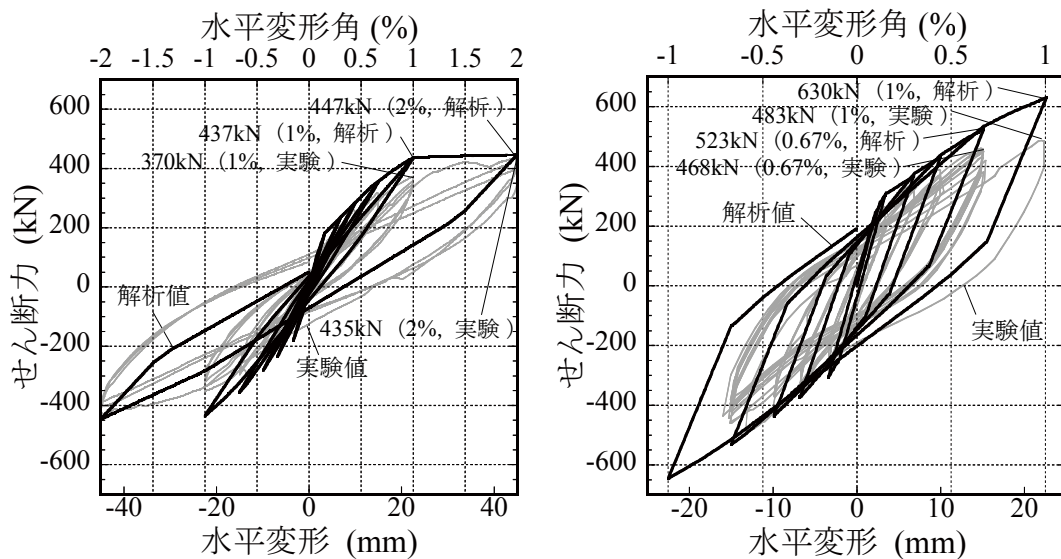


図 6-3 解析モデル



(a) RC フレーム+付加弾性骨組

(b) RC フレーム+付加弾性骨組+BRB

図 6-4 実験値と解析値の比較

6.2.3 提案復元力特性の適用範囲

6.2.1 節では実験結果をもとに合成効果を考慮した復元力特性を設定したが，モデル化した復元力特性を様々な寸法を有する架構に適用する場合，試験体の寸法と実際の建物 1 スパンの寸法差によっては，実験で観測された合成効果に基づく部材のせん断剛性の援用が難しい場合があると考えられる．例えば，制振改修において実際に補強フレームを適用する箇所のアスペクト比が試験体と異なれば，合成効果によるフレームのせん断剛性上昇の割合が実験とは異なる可能性がある．そうした寸法比の異なる架構を想定した場合における，設定した復元力特性が適用できる範囲について検討する．

以降の検討では寸法差のみを考慮するため試験体と実建物の部材ディテールは同等と考え，鉄骨フレーム部材の断面形状，サイズ，補強接合部の形状は全て試験体と同等であると仮定する．試験体と実建物の部材ディテールが同等の場合，フレームを構成する各部材の合成効果による剛性上昇の度合いが両方で等しいと考えられる．したがって，合成効果により試験体と実建物における柱梁の曲げ剛性が $E_c I_c \rightarrow E_c' I_c'$ ， $E_b I_b \rightarrow E_b' I_b'$ に増加すると考えれば，幅 l ，高さ h の試験体の剛性割増率 a_c および形状の異なる幅 al ，高さ bh の架構の剛性割増率 a_c' は，図 5-20 に示したように反曲点高比 0.5 の門型フレームを想定することでそれぞれ式(6-1)，(6-2)で表される．なお式中においてフレーム形状の縦横比に関する拡大比率 $M=b/a$ とおく．

$$a_c = \frac{E_b' E_c' I_b' I_c'}{E_b E_c I_b I_c} \cdot \frac{E_b I_b h + E_c I_c l}{E_b' I_b' h + E_c' I_c' l} \quad (6-1)$$

$$a_c' = \frac{E_b' E_c' I_b' I_c'}{E_b E_c I_b I_c} \cdot \frac{E_b I_b M h + E_c I_c l}{E_b' I_b' M h + E_c' I_c' l} \quad (6-2)$$

式(6-1)，(6-2)より a_c' は a_c を用いて，式(6-3)のように表される．

$$a_c' = \frac{\left(E_b' I_b' h + E_c' I_c' l \right) \left(E_b I_b M h + E_c I_c l \right)}{\left(E_b' I_b' M h + E_c' I_c' l \right) \left(E_b I_b h + E_c I_c l \right)} \cdot a_c \quad (6-3)$$

特に式(6-3)の係数が 1 になるときを考慮すると，式(6-4)が成立する．

$$\left(E_b' I_b' h + E_c' I_c' l\right)\left(E_b I_b M h + E_c I_c l\right) = \left(E_b' I_b' M h + E_c' I_c' l\right)\left(E_b I_b h + E_c I_c l\right) \quad (6-4)$$

式(6-4)を展開すると最終的に式(6-5)が得られる.

$$\left(E_b I_b E_c' I_c' - E_c I_c E_b' I_b'\right)(M-1) = 0 \quad (6-5)$$

式(6-5)より試験体と同等の部材ディテールを有していることを前提に, 試験体とアスペクト比が等しい ($a=b$ ($M=1$)), または合成効果による柱梁の曲げ剛性の増加率が等しい ($E_b I_b : E_c I_c = E_b' I_b' : E_c' I_c'$) 場合 $a_c' = a_c$ となり, 本論で実験に基づき設定した復元力特性のパラメータが適用可能といえる. 以降の解析的検討では上記条件の成立する範囲を想定し, 提案する復元力特性を直接適用する.

6.2.4 改修架構の応答評価値

部材の合成効果をモデル化した復元力特性を組み込んだ多質点せん断モデルの時刻歴応答解析を行い、部材の合成効果が制振改修架構全体の応答値に及ぼす影響を分析する。対象モデルとして図 6-5 に示すトルコの既存 RC 造学校校舎を模した 5 層立体モデルの長手方向の増分解析により得られた多質点モデル（表 6-1）と多質点モデルの 1～4 層の剛性および耐力を低減させた低剛性モデル（1L～4L モデル）を設定する。また 5 層モデルと同レベルの耐力水準を有する 9 層モデル（表 6-2）を合わせて設定する。いずれのモデルも 2, 4 章で検討したモデルと同様の構造諸元を有する多質点せん断モデルである。

対象 RC 架構に対し 2 章で提案した等価線形化法に基づく改修設計法を適用することで各層のダンパー量を決定した改修モデルを検討対象とする。改修における目標層間変形角としては $1/150\text{rad}$ を想定し、改修時の付加部材としてバイリニアの復元力特性を有する弾塑性ダンパー（降伏変形角 $1/830\text{rad}$ ）と付加弾性骨組を用い、両者の剛性比 γ_s は各層で一定の 0.05 とする。図 6-6 および図 6-7 の左側に改修モデル各層の設計ダンパー耐力を黒丸で既存 RC 架構の耐力を白丸で示す。対象とする既存 RC 架構の耐力が低いため、各モデルにおける主架構耐力に対するダンパー耐力の比率は 2～3 程度と高くなっていることが分かる。

時刻歴応答解析においては Newmark- β 法⁶⁻⁴⁾（平均加速度法、 $\beta=1/4$ ）を用い $P-A$ 効果は考慮しない。入力地震波は BCJ-L2 とし、減衰条件は初期剛性比例型減衰 $h=0.03$ とする。せん断ばねの復元力特性として RC 架構はトリリニアの Takeda モデル⁶⁻³⁾、付加弾性骨組は合成効果を考慮しない場合弾性とし、考慮する場合は 6.2.1 節で設定した非線形のトリリニアモデルを用いる（いずれも $\gamma_s=0.05$ ）。また弾塑性ダンパーは歪硬化率 0.05 を考慮したバイリニアモデルとする。

各モデルの最大・残留層間変形角を図 6-6 および図 6-7 に示す。図中実線が合成効果考慮の場合、点線が非考慮の場合を示す。図より付加弾性骨組接合部の合成効果を考慮した場合、各層において非考慮の場合に比べ最大応答値がやや低減し、各層で平均 2 割程度応答値が低減する傾向がみられる。5 層モデルにおいては合成効果による残留応答

値の低減もみられる。また、改修モデルにおいては部材の合成効果の考慮非考慮に関わらず、最大層間変形角は概ね改修目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ ，残留層間変形角は建物の使用継続性を確保する $1/1000\text{rad}$ 以下となっており改修設計は妥当といえる。以上より骨組に導入した制振ユニット全体において 5 章の部材実験に近い条件での部材の合成効果が生じる場合、合成効果に伴う部材の曲げ剛性の上昇に伴い各改修架構全層の応答値がやや低減しその耐震性能が向上するといえる。

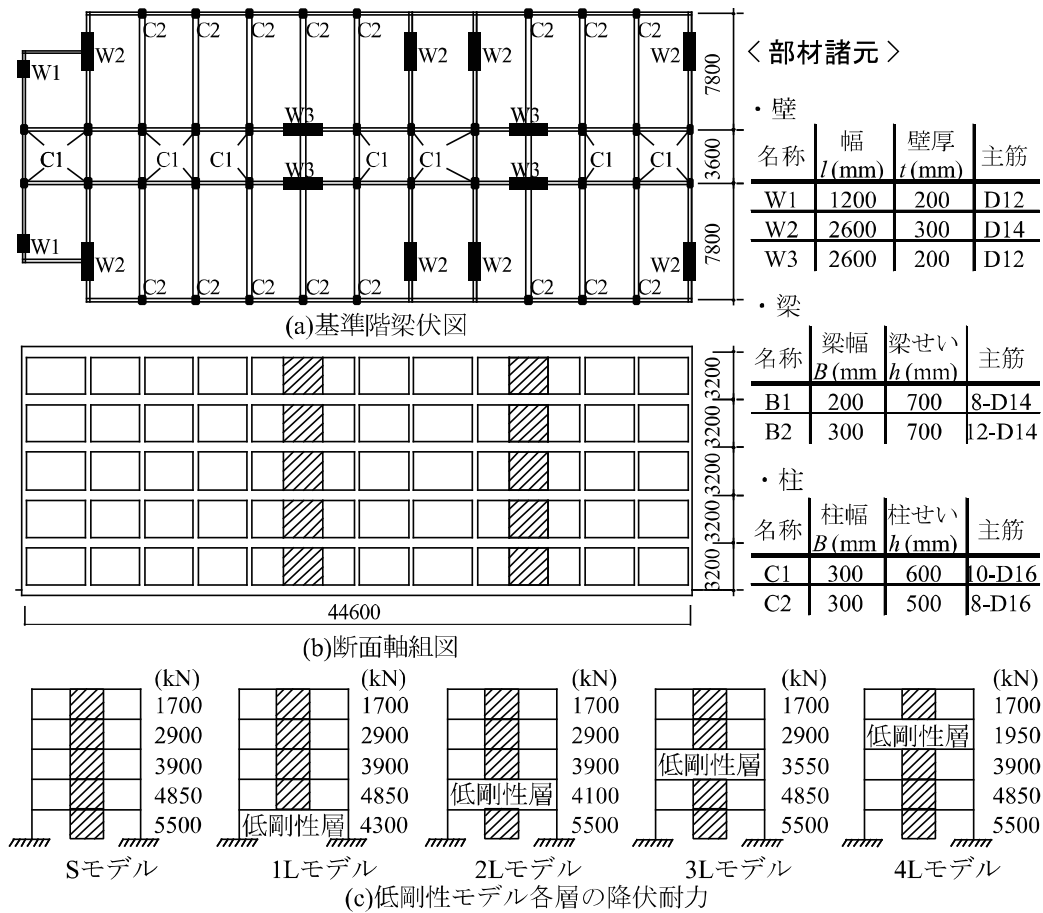


図 6-5 解析対象モデル

表 6-1 5 層モデルの諸元

	初期剛性 K_{fi} (kN/mm)	降伏耐力 Q_{yi}^f (kN)	層質量 m_i (t)	降伏変形 δ_{yi}^f (mm)
5	377.8	1700	540	15
4	644.8	2900	1182	15
3	866.7	3900	1182	15
2	1077.8	4850	1182	15
1	1222.2	5500	1182	15

表 6-2 9層モデルの諸元

	初期剛性 K_{fi} (kN/mm)	降伏耐力 Q_{yi}^f (kN)	層質量 m_i (t)	降伏変形 δ_{yi}^f (mm)
9	572	3208.92	1940	23
8	714	4648.14	3880	23
7	847	6072.99	3880	23
6	975	7371	3880	23
5	1100	8514	3880	23
4	1219	9252.21	3880	23
3	1324	9810.84	3880	23
2	1421	10188.57	3880	23
1	1513	10575.87	3880	23

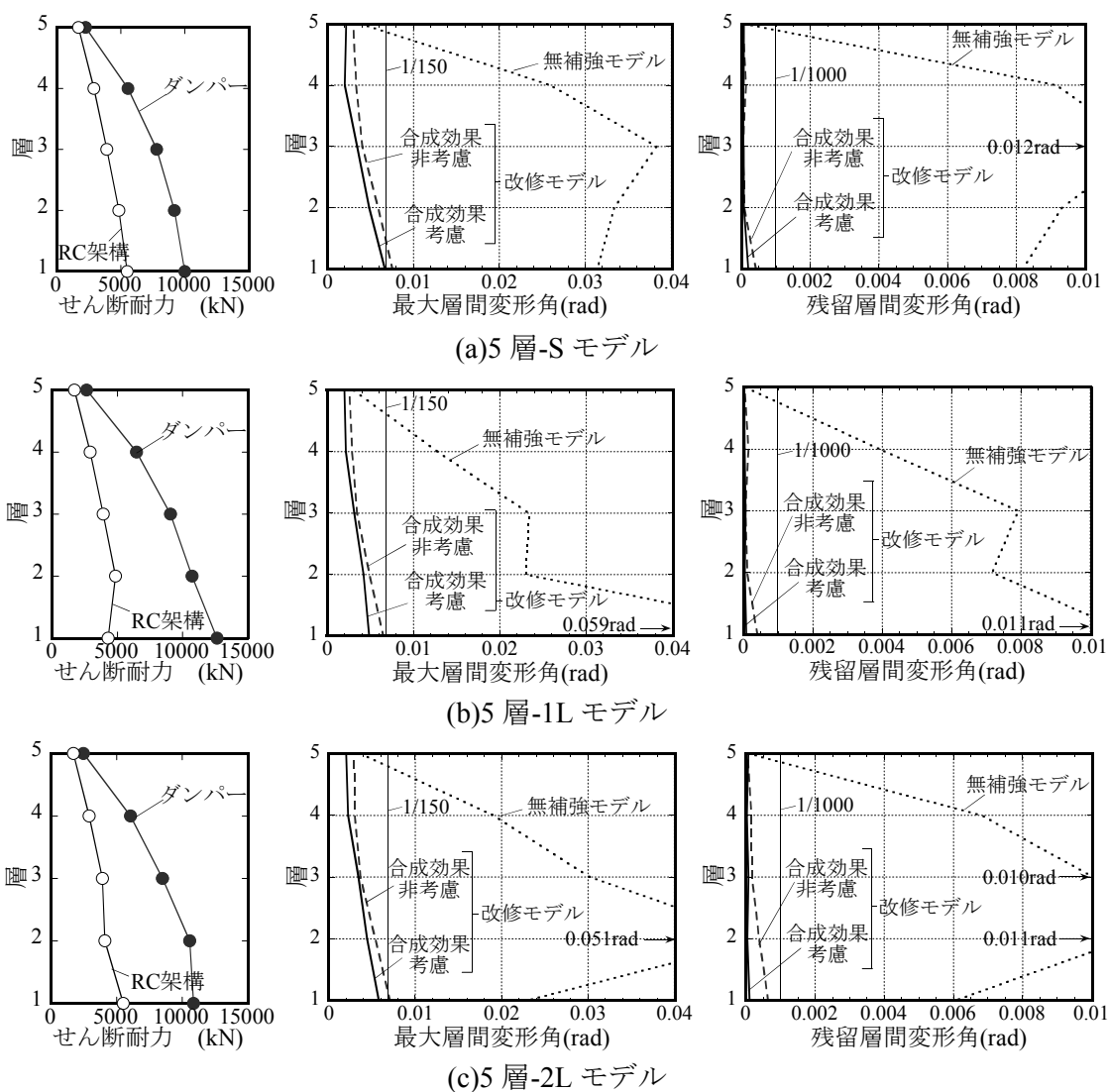
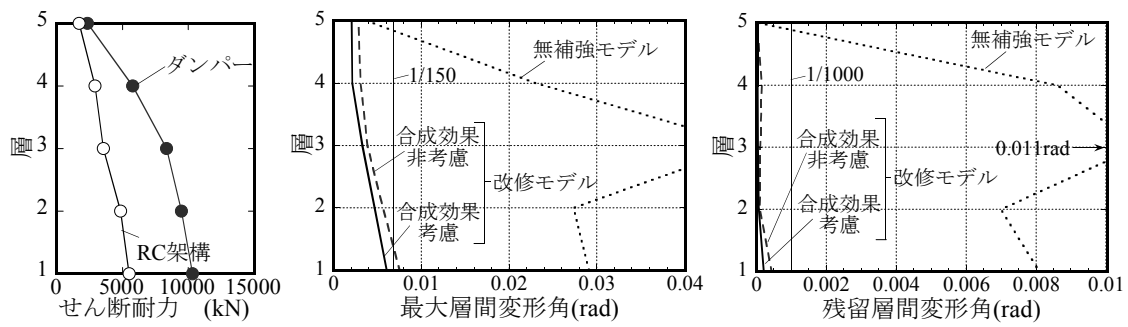
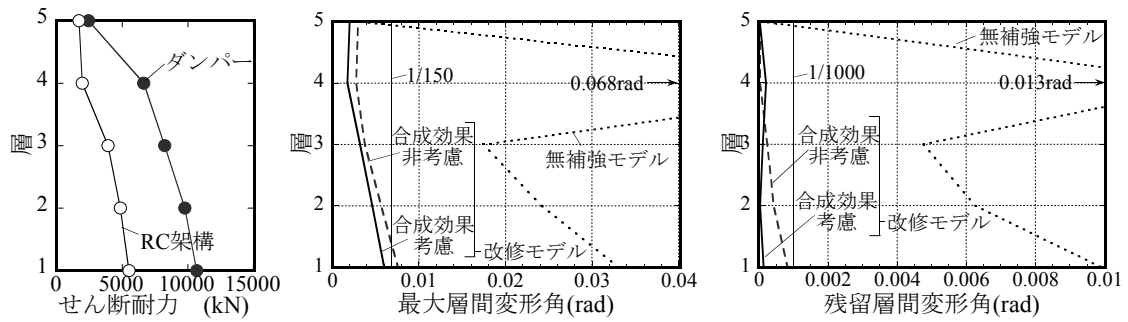


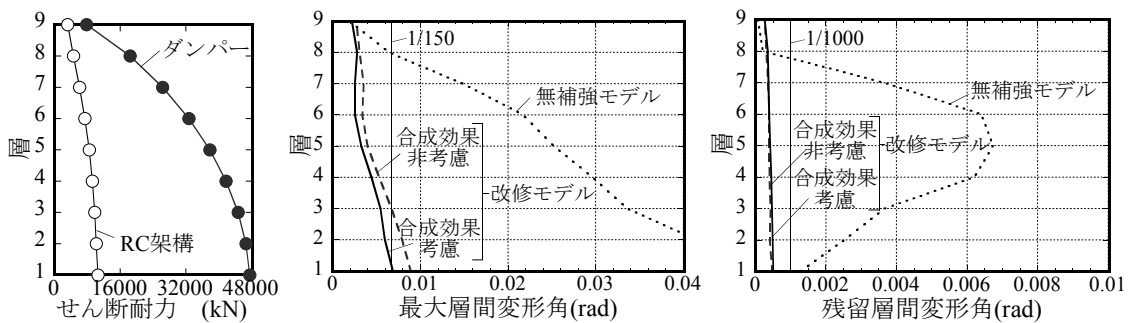
図 6-6 時刻歴応答解析結果



(d)5 層-3L モデル



(a)5 層-4L モデル



(b)9 層-S モデル

図 6-7 時刻歴応答解析結果

6.3 部材の合成効果の偏在を考慮した制振改修架構の応答値

本節では部材の合成効果が制振架構の各層においてばらついて生じる際に架構の耐震性能が最も低下する最悪ケースとなる場合を想定した応答評価を行い、制振改修構造物の構造安全性および冗長性を確認する。前章では多層構造物に導入した全ての改修部材が実験と同程度の合成効果を各層において発揮すると仮定し応答評価を行った。しかし、実際には改修部材の施工状態のばらつきなどから、部材の合成効果が生じる度合いが各改修箇所においてばらつくことにより改修架構の剛性が偏在する可能性が高く、特定の層への損傷集中が生じることも懸念される。そこでまず4章で提案した最適化アルゴリズムを用いた最適化手法を応用することにより、架構各層の付加弾性骨組のせん断剛性の割増率 a_c を変動パラメータとした場合に改修架構の応答値を最悪化するパラメータの分布を最悪ケースとして探索する。探索した最悪ケースの応答評価を行うことにより合成効果の偏在が改修架構の耐震性能に与える影響について分析する。

6.3.1 探索手法の概要

構造物のパラメータは設計時にあらかじめ決定された確定要素である設計変数 H と、施工状況や外乱のばらつきに伴う不確定要素 η により構成されており、既往文献(6-5)において構造物の冗長性を考慮するための検討として構造物の不確定要素 η を考慮した構造性能の検討が行われている。ある設計変数 H に変動領域 Ω の範囲で不確定変動 η が生じる場合の最悪地震時応答 $g_{\max}(H)$ は式(6-6)のように定式化され、最悪地震時応答を求めることを最悪ケース解析と定義している。

$$g_{\max}(\mathbf{H}) := \max_{\eta \in \Omega} g(\mathbf{H} + \eta) \quad (6-6)$$

本検討では、制振改修における各層のダンパーおよび主架構のせん断耐力・剛性は固定の設計変数 H とし、合成効果の程度に基づく付加弾性骨組の剛性割増率 a_c を不確定な設計変数 η として変動させることで解析を行う。問題を単純化するため合成効果の度合い以外に関する不確定要素は無視する。目的関数 g としては地震時応答に加え層への

損傷集中度を検討し，目的関数を最大化する不確定変動 η を最悪ケースと定義する．不確定変動 η を変動させた膨大な設計ケースの応答評価値を最適化アルゴリズムにより評価し，地震時応答を最大化する不確定変動 η ，すなわち最悪ケースとなる場合の剛性分布を探索する．

4 章では遺伝的アルゴリズム (GA) により多質点モデルの弾塑性時刻歴応答を評価し，目的関数を最小化する最適化システムを構築しており，同手法を最悪ケース解析に適用し図 6-8 に示す最悪ケースの探索システムを構築する．4 章では不確定変動 η を考慮せず弾塑性時刻歴応答解析における各層の最大応答値を制約条件とし，設計変数 H である各層のダンパー量を最小化する最適化計算を行った．本章では 4 章で構築した最適化システムにおいて設計変数 H である各層のダンパー量を固定とし，不確定変動 η として各層における付加弾性骨組の剛性割増率 a_c をランダムに与えた設計解の応答を評価することにより，目的関数として設定した弾塑性時刻歴応答解析における最大応答値または層への損傷集中度を最大化する不確定変動を最悪ケースとして GA により探索する．GA による最悪ケースの探索難度を下げるため η の変動領域 Ω は， $\gamma_s=0.05$ ($a_c=1$) ~ 0.165 ($a_c=3.3$) を 8 等分に離散化し解候補数を限定する．変動領域の上限値は図 6-1 より 5 章の実験で観測された耐震改修の目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ における付加弾性骨組の剛性割増率 $a_c=3.3$ に基づき設定する．不確定変動を離散的に表現しているため，全解候補数は 5 層モデルで $8^5=32,768$ ，9 層モデルで $8^9=134,217,728$ に絞られるが，対象モデルの層数が増えると解候補数は急激に増加する．

まず層への損傷集中度 g_1 を目的関数とした最悪ケース解析を行うため， g_1 の逆数を最適化計算における目的関数 f_1 とし， f_1 を最小化することで g_1 を最大化する最悪ケースを探索する． g_1 は全層における最大値を示す．この最悪ケース解析 (SOP1) を式(6-7)に定義する．なお $\delta_i^{\max}$ は多質点モデル i 層の最大応答値を表す．

$$\text{minimize } f_1 = \frac{1}{g_1} = \frac{1}{\max(\delta_i^{\max}, i=1, \dots, N)} \bigg/ \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \delta_i^{\max} \quad (6-7)$$

次に最大応答値 g_2 を目的関数とした最悪ケース解析を行うため，同様に g_2 の逆数を最適化計算における目的関数 f_2 とし， f_2 を最小化することで g_2 を最大化する最悪ケース

を探索する． g_2 は同様に全層における最大値を示す．この最悪ケース解析（SOP2）を式 (6-8) に定義する．

$$\text{minimize } f_2 = 1/g_2 = 1/\max(\delta_i^{\max}, i=1, \dots, N) \quad (6-8)$$

探索における最適化アルゴリズムとして単純遺伝的アルゴリズム（SGA）を用い，選択手法はトーナメント手法，トーナメントサイズは 2 とする．交叉は一様交叉を用い，交叉率は 0.4，突然変異率は 0.01 とする．1 世代の個体数は 5 層モデルで 200 個体，9 層モデルで 400 個体とする．また解の収束条件は 100 世代連続で解の値が変化しないこととする．時刻歴応答解析における解析条件および入力地震波は前節と同様とする．設計変数 H としての各層の付加ダンパー量も前節で扱った改修架構と同様とする．付加弾性骨組の復元力特性は弾性とし付加弾性骨組とダンパーの剛性比 $\gamma_s=0.05$ とした上で，変動パラメータである剛性割増率 a_c を乗じることで各層における付加弾性骨組のせん断剛性を様々に設定したモデルに関する検討を行う．

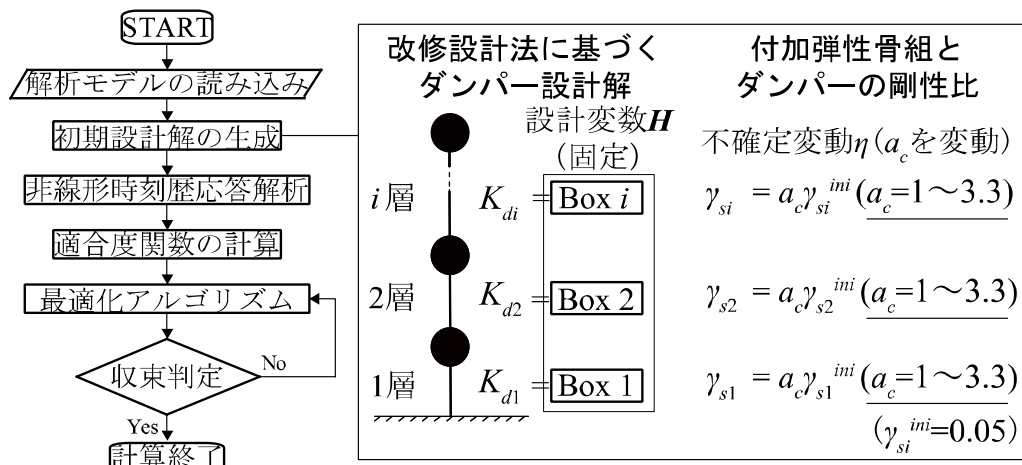


図 6-8 遺伝的アルゴリズムによる最悪ケースの探索概念

6.3.2 最悪ケースの探索結果

最適化計算により得られた最悪ケースにおける付加弾性骨組の剛性分布を図 6-9 に示す。図中実線が層への損傷集中度を目的関数とした最適ケース（SOP1）、点線が最大変形層の最大応答値を目的関数とした最適ケース（SOP2）における付加弾性骨組の剛性分布を示す。図より各モデルにおいて 1 層の a_c が最小値をとり、他層の a_c が最大値または最大値に近い値をとる場合最悪ケースとなることがわかる。これは図 6-6 および図 6-7 に示すように対象とした改修架構の 1 層の変形が最大となるような剛性分布を有しており、1 層の a_c が最小となる場合架構の剛性分布の偏在の度合いがさらに高まることで、架構における層の損傷集中度が最も高くなったためと考えられる。また SOP1 と SOP2 を比較すると上層でやや SOP2 が小さい場合があるものの両者ともに a_c の分布形状は概ね一致することがわかる。したがって、層への損傷集中度が最大となるとき最悪応答値をとる傾向があるといえる。

また全層で部材の合成効果を考慮しない場合、すなわち全層で $a_c=1$ となる解が最悪ケースとして選ばれていない。この結果は、部材の合成効果が偏在する最悪ケースでは層剛性の偏在に伴って層への損傷集中度が高まることにより、部材の合成効果が全く生じない場合に比べても最大変形層の最大応答値が大きくなることを示している。したがって実験で観測された部材の合成効果が局所的に生じる際には、合成効果が生じない場合に比べ改修架構の耐震性能が悪化する可能性があるといえる。

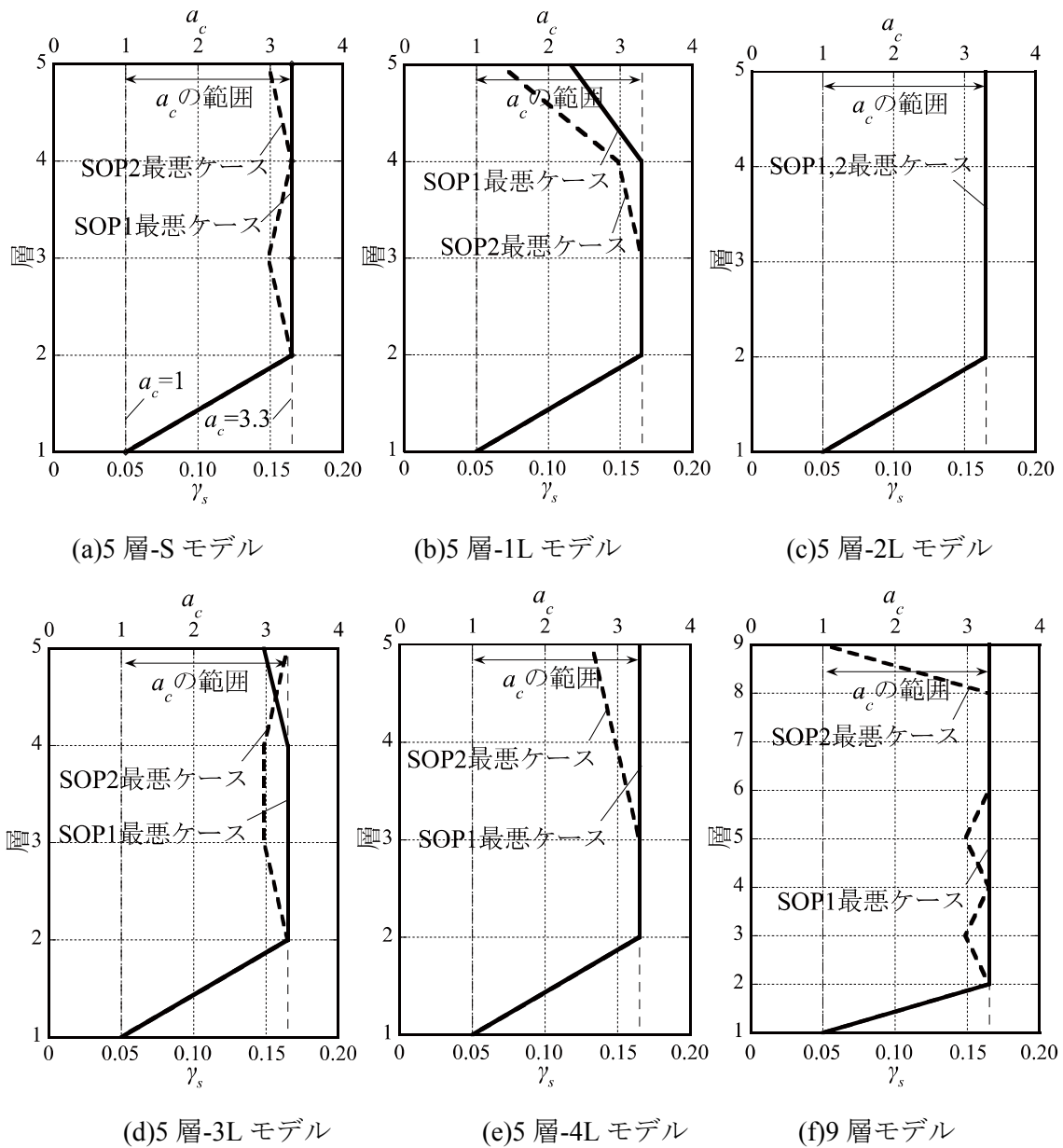
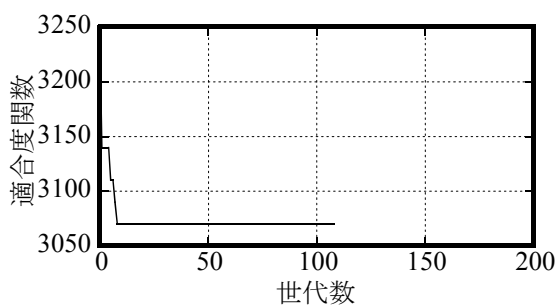


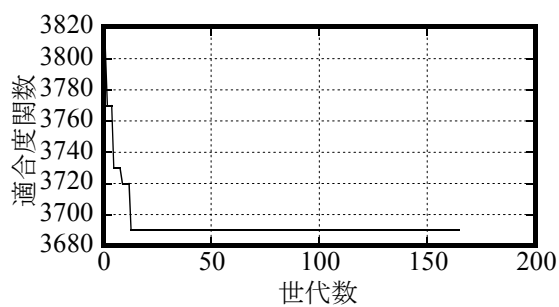
図 6-9 最悪ケースにおける付加弾性骨組の剛性分布

図 6-10 には最悪ケース解析における各世代の最良解の適合度の推移を示すが、対象モデルは解空間が比較的小さいため探索においては概ね 15 世代程度で早期に収束解に至っており、設定している収束条件は妥当と考えられる。各解析ケースにおいて 200 世代以内の計算で最適化計算が終了している。不確定変動させる変数 a_c の離散化密度を大きくする場合、または層数のより多い解析モデルを対象とする場合、探索空間の大き

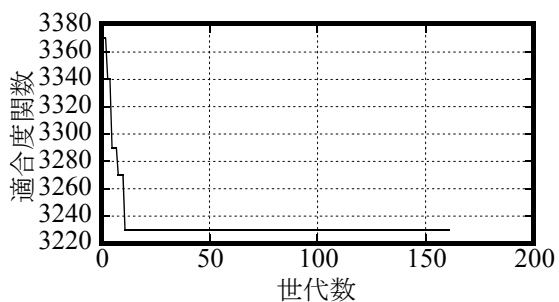
さが大きくなり最悪解の探索難度はさらに上昇するものと考えられる．なお図には SOP2 の場合を示しているが，SOP1 の場合もほぼ同様の適合度推移を示した．



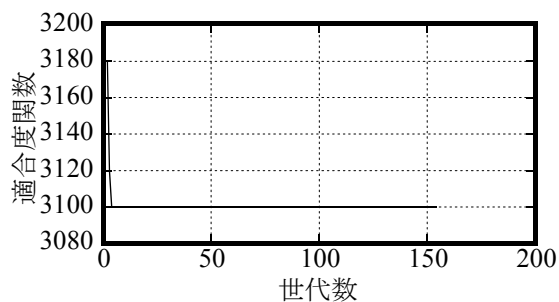
(a)5 層-S モデル



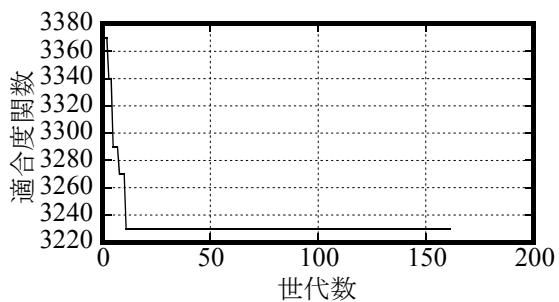
(b)5 層-1L モデル



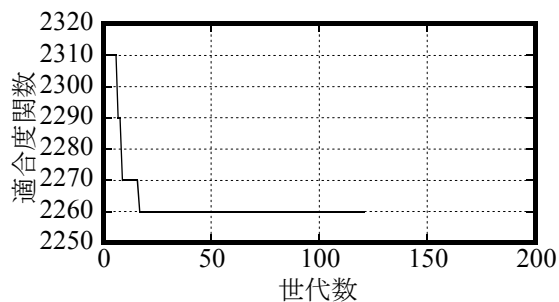
(c)5 層-2L モデル



(d)5 層-3L モデル



(e)5 層-4L モデル



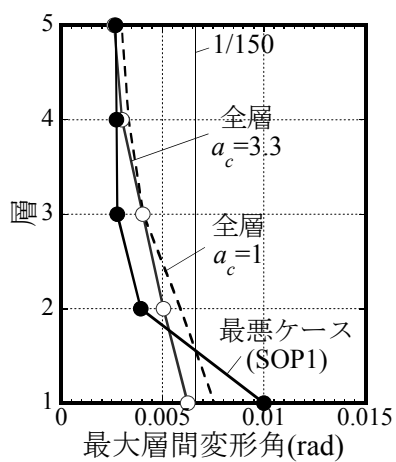
(f)9 層モデル

図 6-10 最適化計算における最良解の適合度推移 (SOP2)

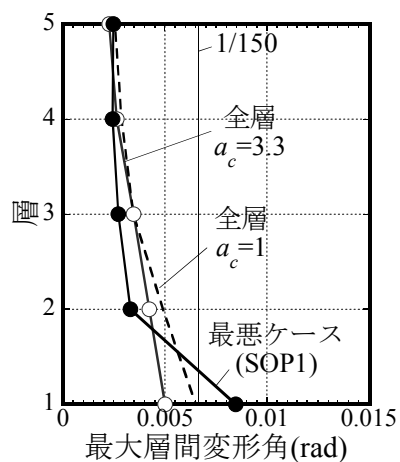
多質点モデルの時刻歴応答解析における各改修設計解（SOP1）の最大層間変形角を図 6-11 に示す。図中において点線は架構全層において部材の合成効果が生じない場合、白丸が全層において付加弾性骨組の剛性割増率 $\alpha_c=3.3$ の合成効果が生じる場合、黒丸が各層の剛性割増率のばらつきを考慮した際の最悪ケース（SOP1）の場合をそれぞれ示す。図より全層において $\alpha_c=3.3$ の合成効果を同様に見込んだ場合、合成効果非考慮の場合に比べて最大応答値が低減する一方、合成効果が偏在する最悪ケースにおいては最大変形層の最大応答値が合成効果非考慮の場合に比べ、30%～40%程度増加していることがわかる。また最悪ケースにおいて最大変形層となる 1 層の最大層間変形角は、制振改修の目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ を上回っていることが確認できる。これは合成効果の偏在により、最大変形層とその他の層の相対的な剛性差がさらに大きく広がり、層への損傷集中がより顕著となったためと考えられる。

また、多質点モデルの時刻歴応答解析における各改修設計解（SOP1）の残留層間変形角を図 6-12 に示す。図より最悪ケースの残留層間変形角に関しても、合成効果が発揮されない場合と同程度に励起されていることがわかるが、いずれも構造物の使用継続性を確保する $1/1000\text{rad}$ 以下には収まっている。

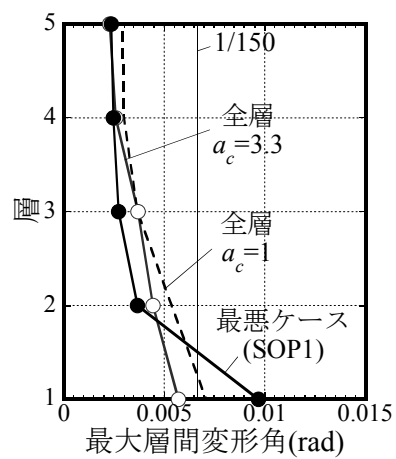
以上より、部材間の合成効果の架構内における偏在により改修架構の層剛性分布が最も危険側の分布である最悪ケースとなった場合、低剛性層への損傷集中により合成効果を考慮しない場合に比べても架構の最大、残留応答値が励起される危険性があるといえる。したがって提案改修構法を用いた制振改修を実施する際には、最悪ケースを考慮した設計を行うことが望ましいと考えられる。



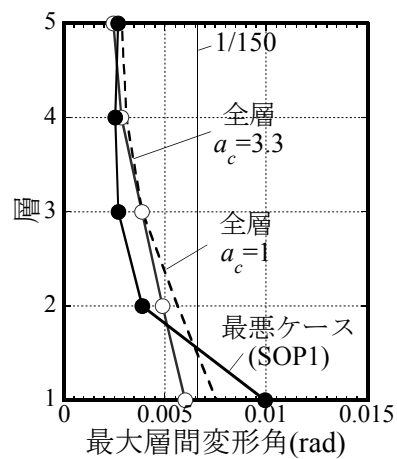
(a)5 層-S モデル



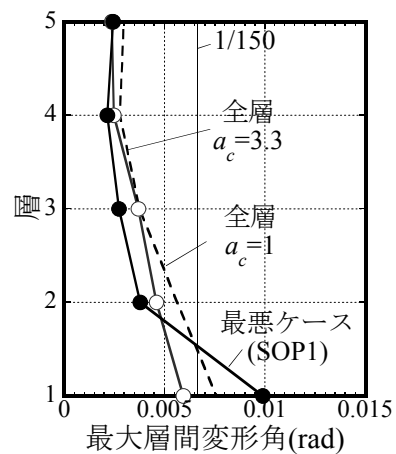
(b)5 層-1L モデル



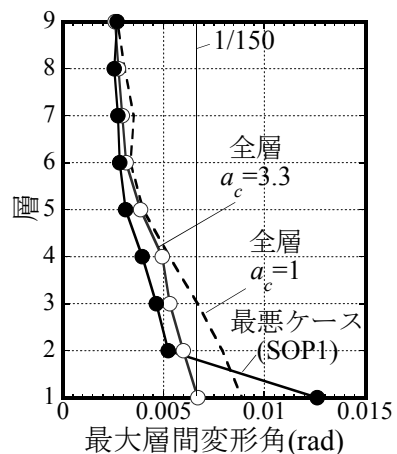
(c)5 層-2L モデル



(d)5 層-3L モデル

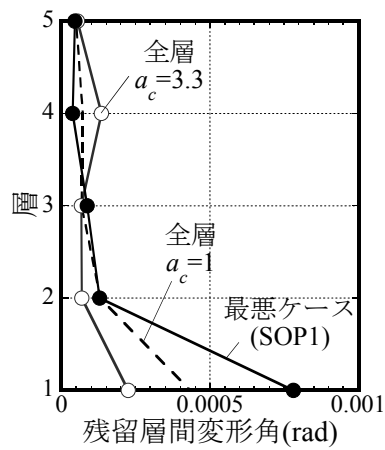


(e)5 層-4L モデル

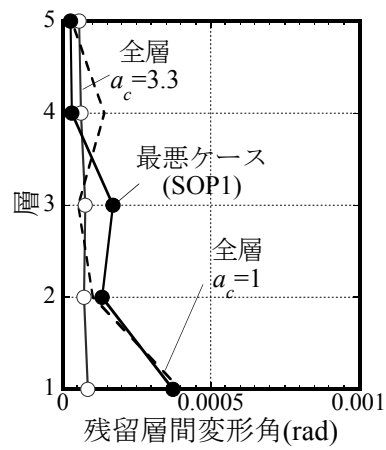


(f)9 層モデル

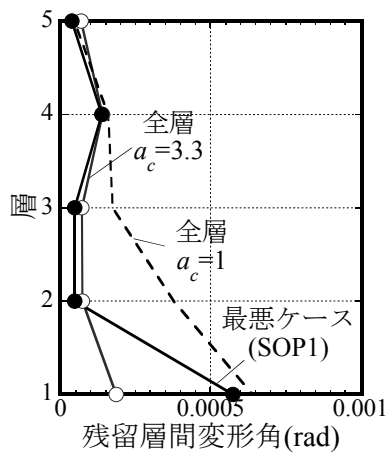
図 6-11 改修モデルの最大層間変形角



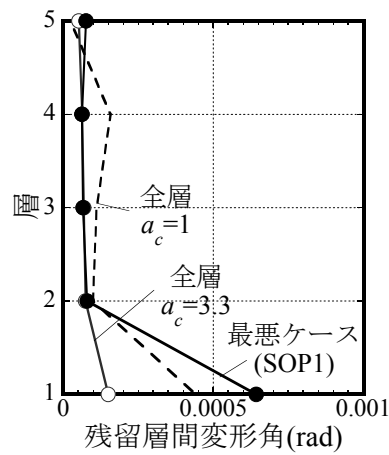
(a)5 層-S モデル



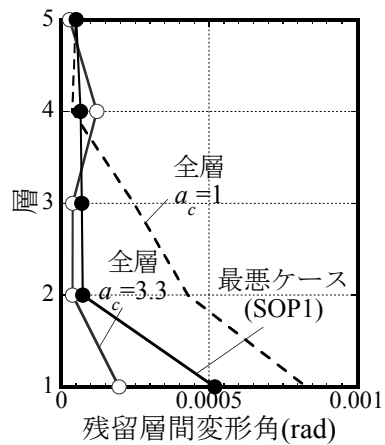
(b)5 層-1L モデル



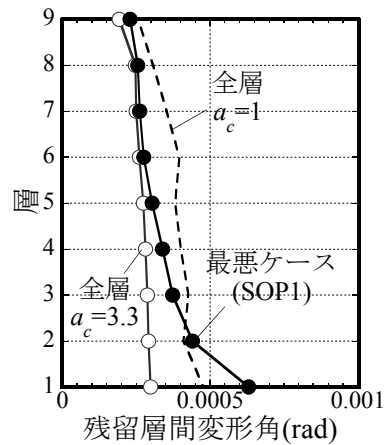
(c)5 層-2L モデル



(d)5 層-3L モデル



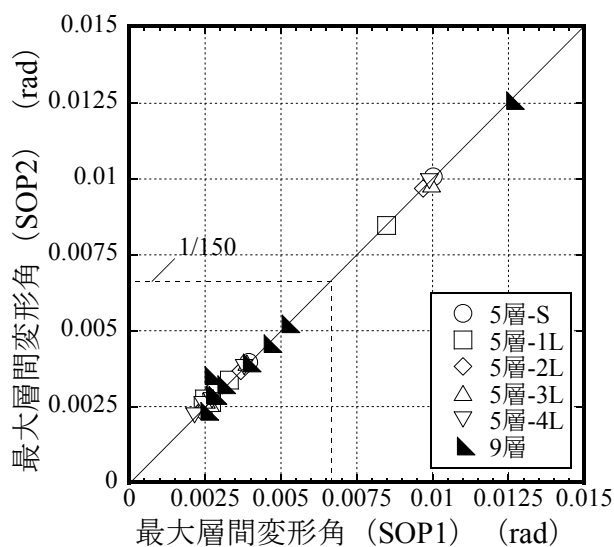
(e)5 層-4L モデル



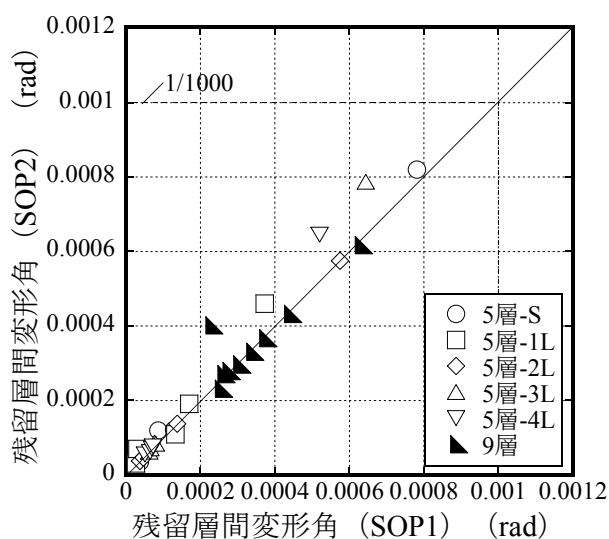
(f)9 層モデル

図 6-12 改修モデルの残留層間変形角

また層への損傷集中度を目的関数とした SOP1 と全層の最大応答値を目的関数とした SOP2 の最悪ケースを想定した改修架構各層の最大応答値を図 6-13 に比較する。図 6-9 に示したように、SOP1 と SOP2 の最悪ケースにおける各層の付加弾性骨組の剛性分布は概ね一致しているため、それらを想定した場合の改修架構の応答値も概ね一致していることが分かる。また、損傷が集中することで応答が励起される最下層の応答値に関しても概ね対応していることがわかる。



(a)最大層間変形角



(b)残留層間変形角

図 6-13 SOP1 と SOP2 の最悪ケースにおける応答値の対応

6.4 不均等な合成効果の生起を考慮した改修設計例

最悪ケースにおいては部材の合成効果が偏在して生じる場合、合成効果が生じない層への損傷集中が生じ応答が増大する可能性を指摘した。そこで、本章では2章で提案した等価線形化法に基づく改修設計法において部材の合成効果の層方向への偏在に伴い、せん断剛性が層方向にばらついた際の最悪ケースにおける応答制御を目的とした改修設計例を示し、その妥当性を確認する。

6.4.1 層間変形角一定法の拡張

2章の提案改修設計法では、本論で扱う改修構法において新たに導入する弾性要素の剛性比率 γ_s の概念を導入した等価1質点モデルにおける必要ダンパー剛性の設計式を導出し、その結果に基づき層間変形角一定法により多層建物各層の必要ダンパー剛性を決定した。しかし、2章の層間変形角一定法は各層の γ_s が一定であることを前提条件として式展開を行ったため、弾性要素である付加弾性骨組の導入比率や部材の合成効果の度合いが各層において一定の場合のみ適用可能となっている。一方、検討する最悪ケースにおいては部材の合成効果の層方向への偏在に伴い各層の γ_s が異なるため、提案改修設計法を用いてこうした最悪ケースを予期した設計を可能とするためには、改修設計法で想定している層間変形角一定法を各層の γ_s が異なる架構に対して拡張する必要がある。

2章の層間変形角一定法でRC架構のせん断剛性として改修の目標変形までの割線剛性を有する層高 h_i ($i=1\sim N$) の多質点モデルを考慮し、次の条件を仮定した。

- a) 多質点モデルと等価一質点モデルの間で耐震改修の目標変形における付加系の等価減衰定数、RC架構の減衰定数がそれぞれ等しい。
- b) A_i 分布に基づく静的な層せん断力分布 Q_i に対し、最大弾塑性変形時の多質点モデル各層の層間変形角が均一で制振改修の目標層間変形角 θ_{target} と等しい。
- c) 各層の弾塑性ダンパーの塑性率 μ_{di} 、RC架構の塑性率 μ_i 、付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 γ_{si} はそれぞれ均一である。

以上の条件から各層の必要ダンパー剛性 K_{di} を求めているが、c)より各層の付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 γ_{si} が各層で異なる架構に対しては適用できない。そこで、ある層において部材の合成効果が生じ付加弾性骨組と弾塑性ダンパーの剛性比 γ_{si} が不均等となった架構，すなわち基準値 γ_s と γ_{si} ($i=1\sim q$) ($\neq \gamma_s$) で構成される架構を前提として拡張した層間変形角一定法を以下に導く。なお、以降では付加弾性骨組の剛性が層方向に偏在する架構を表現した等価一質点モデルにおける付加弾性骨組とダンパーの剛性比を γ_s^{var} と仮定する。

はじめに γ_{si} が各層で異なる影響を考慮した γ_s^{var} を算出するため、多質点モデル各層における付加弾性骨組の剛性に関し、 γ_{si} が全て γ_s で均一な場合および基準値 γ_s と γ_{si} ($i=1\sim q$) ($\neq \gamma_s$) で構成される場合それぞれにおける 1 次の等価剛性 ${}_1k_{const}$, ${}_1k_{var}$ を算定し、それらの比率 ζ を γ_s に乗じた値を式(6-9)に示す γ_s^{var} とする。なお一次モードベクトル $\{{}_1u_i\}$ は付加弾性骨組と既存 RC 架構が同様の振動性状を示すと仮定し、既存 RC 架構の固有値解析をもとに算出する。

$$\gamma_s^{var} = \frac{{}_1k_{var}}{{}_1k_{const}} \cdot \gamma_s = \frac{\{{}_1u_i\}^T [K_{sf}^{var}] \{{}_1u_i\}}{\{{}_1u_i\}^T [K_{sf}^{const}] \{{}_1u_i\}} \cdot \gamma_s = \zeta \cdot \gamma_s \quad (6-9)$$

次に条件 a)より式(6-10)の関係が得られる。なお式中において E_p^d , $E_e^f + E_e^d$ はそれぞれダンパーの吸収エネルギー、付加系の等価弾性歪エネルギーを表す。

$$\sum_{i=1}^N E_{pi}^d / \sum_{i=1}^N (E_{ei}^f + E_{ei}^d) = E_p^d / (E_e^f + E_e^d) \quad (6-10)$$

式(6-10)にパラメータを代入して展開すると式(6-11)を得る。

$$\frac{\sum_{i=1}^N [K_{di}(\mu_{di}-1)(1/\mu_{di})^2]}{\sum_{i=1}^N [(K_{\mu i}^f \mu_{di} + K_{di}(1+\gamma_{si}^{var} \mu_{di}))]} = \frac{K_d(\mu_d-1)}{(K_{\mu}^f \mu_d + K_d(1+\gamma_s^{var} \mu_d)) \mu_d^2} \quad (6-11)$$

条件 b), c)より、各層における層間変形角 $\theta_i = \theta$ ，ダンパー塑性率 $\mu_{di} = \mu_d$ ，架構の塑性率 $\mu_i = \mu$ と表せるため、これらの条件を式(6-11)に代入すると、式(6-12)が得られる。

$$\sum_{i=1}^N (K_{di} h_i^2) / \sum_{i=1}^N (K_{\mu i}^f h_i^2 + \gamma_{si} K_{di} h_i^2) = K_d / (K_{\mu}^f + \gamma_s^{var} K_d) \quad (6-12)$$

式(6-12)の左辺において γ_{si} が γ_s とは異なる層に関して $\sum \gamma_{si} K_{di} h_i^2$ の項から括り出し、整

理すると式(6-13)が得られる．なお式中 q は γ_{si} が γ_s とは異なる層の数を表す．

$$\sum_{i=1}^N (K_{di} h_i^2) = \frac{K_d}{K_\mu^f - K_d (\gamma_s - \gamma_s^{\text{var}})} \times \left\{ \sum_{i=1}^N (K_{\mu i}^f h_i^2) - (\gamma_s - \gamma_{s1}) K_d K_{d1} h_1^2 - \dots - (\gamma_s - \gamma_{sq}) K_d K_{dq} h_q^2 \right\} \quad (6-13)$$

また，条件 b) より Ai 分布に従うせん断力により生ずる層間変形角は各層で一定とするため，式(6-14)が成立する．

$$\frac{Q_i h_i}{(K_{\mu i}^f + (\gamma_{si} + 1/\mu_d) K_{di}) h_i^2} = \frac{\sum_{i=1}^N (Q_i h_i)}{\sum_{i=1}^N \{ (K_{\mu i}^f + (\gamma_{si} + 1/\mu_d) K_{di}) h_i^2 \}} \quad (6-14)$$

さらに，式(6-14)において式(6-12)に適用したものと同様の括り出しを行った上で，式(6-13)を式(6-14)に代入し展開すると，最終的に各層の必要ダンパー剛性 K_{di} を表す式(6-15)が得られる．式(6-15)中における ρ は異なる γ_s を有する層に関して括り出した項を表しており，式(6-16)で表される．なお，式(6-15)において全層で γ_s が等しい場合，すなわち $\gamma_{si} = \gamma_s$ ， $\gamma_s^{\text{var}} = \gamma_s$ ， $\rho = 0$ とすれば，式(2-51)と同様の式となるため，式の誘導は正しく行われていると考えられる．

$$\left\{ \begin{aligned} K_{di} &= \frac{Q_i}{h_i} \cdot \frac{XY}{p} \left(1 + \frac{K_d (\gamma_s + 1/\mu_d) (1 - \rho)}{p K_\mu^f - K_d (\gamma_s - \gamma_s^{\text{var}})} \right) - Y K_{fi} \\ X &= \frac{\sum_{i=1}^N (p K_{fi} h_i^2)}{\sum_{i=1}^N (Q_i h_i)} \\ Y &= p / \left(\gamma_{si} + \frac{1}{\mu_d} \right) \end{aligned} \right. \quad (6-15)$$

$$\rho = \left\{ (\gamma_s - \gamma_{s1}) K_{d1} h_1^2 + \dots + (\gamma_s - \gamma_{sq}) K_{dq} h_q^2 \right\} / \sum_{i=1}^N (p K_{fi} h_i^2) \quad (6-16)$$

しかし，式(6-16)で表される ρ を求めるためには γ_s が異なる層の必要ダンパー剛性を代入することが必要であり，式(6-15)および式(6-16)を用いて各層の必要ダンパー剛性を求める場合，あらかじめ ρ に与える必要ダンパー剛性の初期値を定める必要がある．そこで，本拡張手法においてははじめに各層で γ_{si} が一定値 γ_s^{var} をとることを前提として γ_s が各層で一定値をとる場合に適用可能な式(2-65)により K_{di} の初期値を算出する．次に得

られた K_{di} の初期値を式(6-16)に代入し得られた ρ を式(6-15)に代入すると、 γ_s が各層で異なる場合における必要ダンパー剛性 K_{di} を近似的に求めることができる。以上の手続きにより、2 章で提案した層間変形角一定法が近似的に付加弾性骨組の層剛性が不均等な架構へと拡張されたことになる。

6.4.2 最悪ケースにおける層剛性のばらつきを考慮した改修設計例

提案設計法において、合成効果により付加弾性骨組の剛性が層方向にばらつく最悪ケースにおける応答制御を考慮するため図 6-14 に示す 2 種類のモデルを対象とした検討を行う。図 6-14(a)に示す部材の合成効果が全層で生じない γ_s 均等モデルと図 6-14(b)に示す最悪ケースにおける各層の付加弾性骨組とダンパーの剛性比を想定した最悪ケースモデルを設定する。最悪ケースモデルにおいては、改修架構を対象に得られた 1 沿うのみ合成効果が生じない最悪ケースにおける剛性割増率 a_{ci}^{worst} を γ_s の設計値に乗じた値を付加弾性骨組の剛性比として想定する。

最悪ケースモデルにおける必要ダンパー剛性は、前節で拡張した各層の γ_s が異なる場合に適用可能な層間変形角一定法を適用することにより求める。一方で γ_s 均等モデルに対しても 2 章で提案した層間変形角一定法を適用することにより、各層の必要ダンパー剛性を求める。付加弾性骨組の合成効果が全く発揮されない場合と、合成効果による層剛性の偏在が最大となる最悪ケースの 2 つの極限状態を表す構造モデルに対応する設計解を想定することで、図 6-14 に示すように得られた 2 種類のモデルに対する必要ダンパー剛性の包絡線を設計解として採用する。両者の包絡線を最終的な設計解として採用することにより、合成効果が全層で生じないケースと初期の改修架構に対する最悪ケースの両者を想定した設計が実施できると考える。

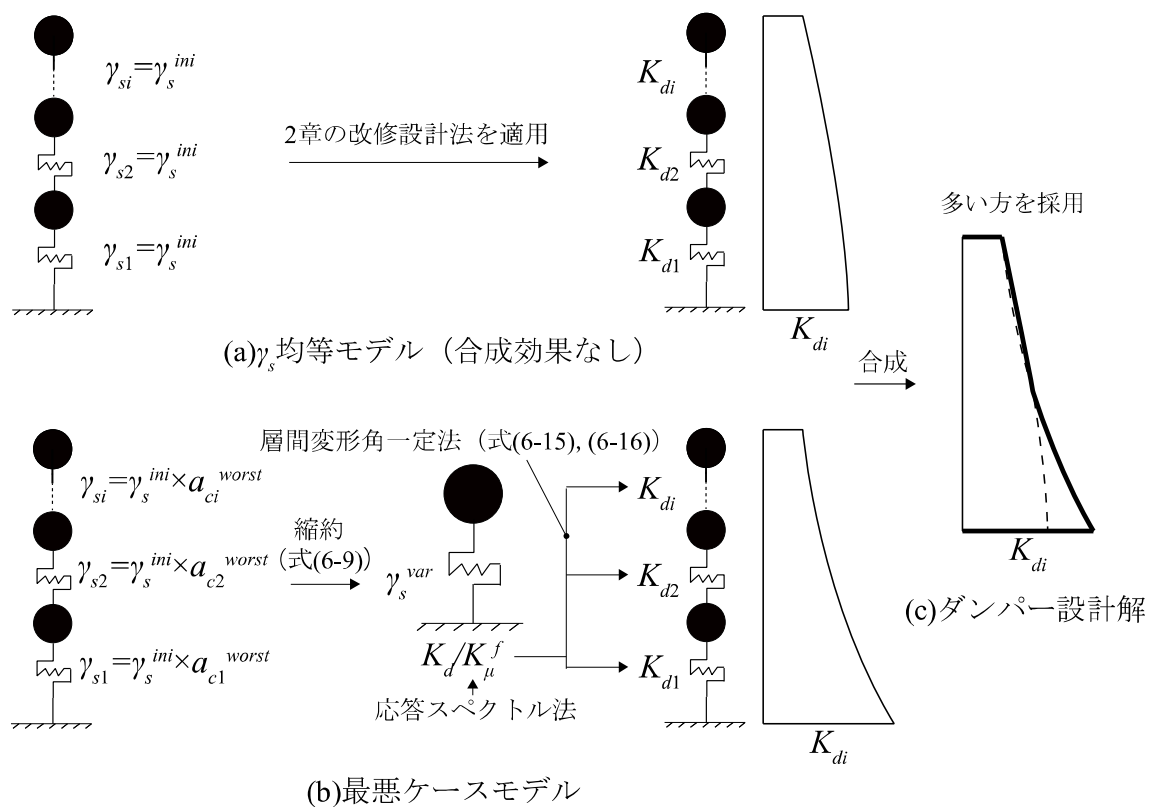


図 6-14 最悪ケースを考慮した改修設計において対象とするモデル

6.4.3 設計例の応答評価

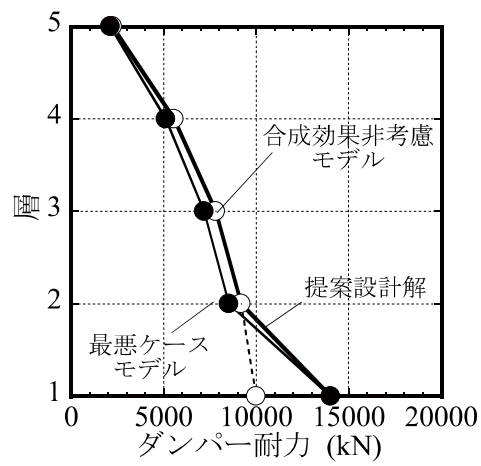
設定した改修設計例を適用した改修モデルを作成しその応答評価を行う. 図 6-9 に示す各解析モデルの最悪ケースにおける付加弾性骨組の剛性分布に基づき, 最悪ケースの剛性割増率 a_{ci}^{worst} に関して, 1 層のみ $a_c^{min}=1$, 他の層では $a_c^{max}=3.3$ と設定する. 設定した最悪ケースモデルと合成効果が生じないモデルを対象として, 図 6-14 に示す提案設計法を適用し各層の必要ダンパー剛性 K_{di} を求める. 図 6-15 に最悪ケースモデルを対象とした設計解を細実線で, 合成効果が全く生じないモデルを対象とした設計解を点線で, 両設計解を包絡する設計解を太実線でそれぞれ示す. なお, ダンパー耐力を算出する際にはダンパーの降伏変形角を $1/830\text{rad}$ と設定する. 図より最悪ケースを対象とした設計においては, 部材の合成効果が生じないと仮定した 1 層の必要ダンパー量が増加していることがわかる. 一方, 他層に関しては発揮される合成効果を考慮した上で必要ダ

ンパー量を算定していることから、合成効果を考慮しないモデルに比べて必要ダンパー量が小さくなっている場合が多い。以上より、最悪ケースモデルと γ_s 均等モデルを包絡する提案設計例は、合成効果が全く生じない場合と最悪ケースの両ケースに対応した冗長性の高い解となっていると考えられる。

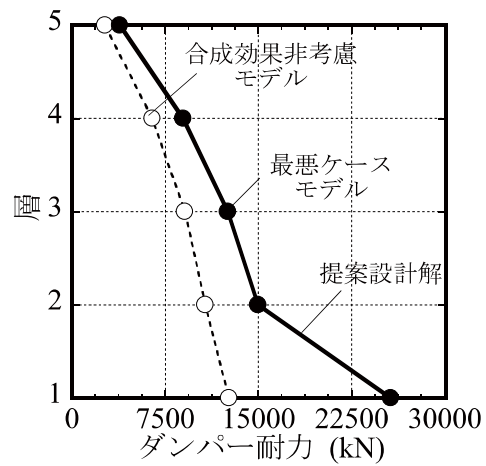
得られたダンパー設計例を適用した多質点の改修モデルの時刻歴応答解析により、設計解の妥当性を確認する。入力地震波、解析条件は前節までの解析と同様とする。まず 2 章で提案した既往設計法と本章での設計例において 1 層のみ合成効果が発揮されず ($a_c=1$) それ以外の層では付加弾性骨組の合成効果が最大 ($a_c=3.3$) となる最悪ケースとなった場合の最大応答値を図 6-16 に比較する。図より合成効果が層方向に偏在する最悪ケースを考慮した提案設計例を適用した場合、変形最大層の損傷集中度が大きく緩和されることがわかる。図 6-15 に示すように最悪ケースにおいて損傷が集中する 1 層に多くのダンパーが配置されることにより、同層の最大層間変形角が平均で 5 割程度低減している。その結果、各モデルの最大応答値は制振改修の目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ 程度に抑制されている。

一方、図 6-17 には全層で部材の合成効果が発揮されない場合の最大応答値を示す。図より部材の合成効果が全層で得られない場合であっても、提案設計例を適用した場合 1 層における応答低減がみられ、各モデル各層の最大層間変形角が概ね改修の目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ 程度に収まっていることが分かる。また、残留層間変形角に関しては最悪ケースまた合成効果が生じない場合のいずれの場合においても、各層で構造物の使用継続性の判断基準とされる $1/1000\text{rad}$ 以下となることを確認している。以上より本章で示した設計例は、損傷集中が顕著となる最悪ケースおよび合成効果が全く生じない場合の両ケースに対応しているといえる。

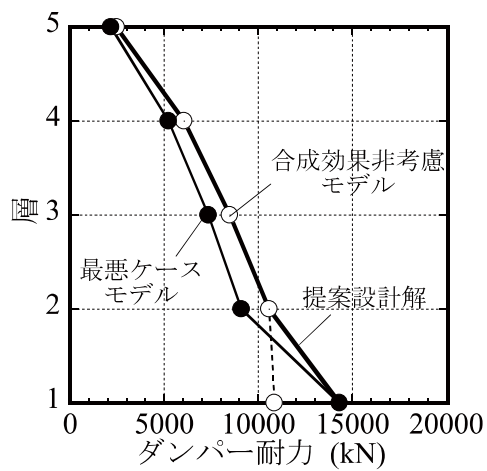
一方で最悪ケースに基づいて 1 層のダンパー量を増加させた提案設計例において、さらに合成効果の偏在を考慮した場合、元の改修架構における最悪ケースにおける合成効果の分布に比べ分布が変化する可能性があるが、本設計例を実設計に適用するためには、そうした場合に関しても同様に応答評価を行い損傷集中の検討を行うことが必要といえる。



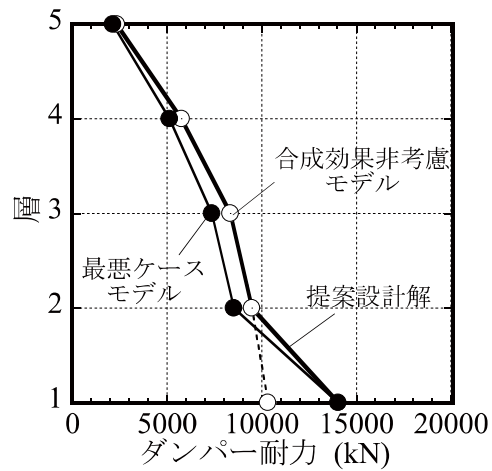
(a)5層-Sモデル



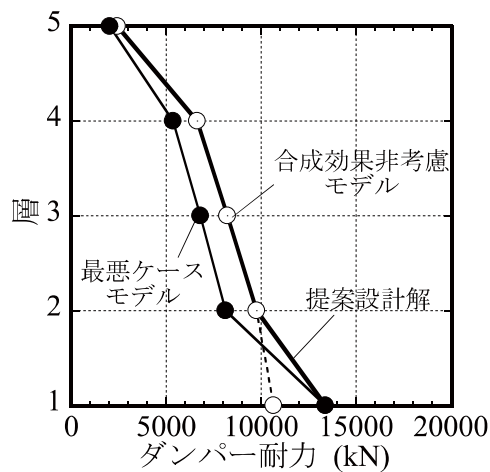
(b)5層-1Lモデル



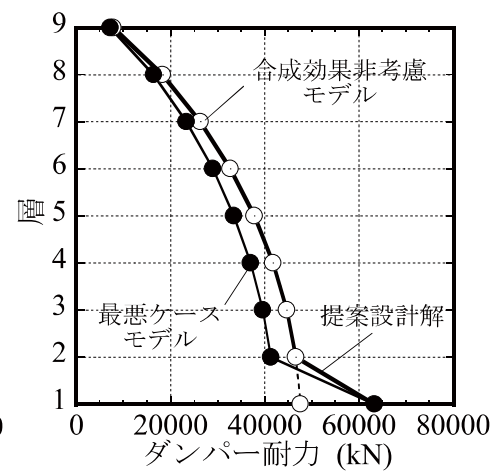
(c)5層-2Lモデル



(d)5層-3Lモデル



(e)5層-4Lモデル



(f)9層モデル

図 6-15 最悪ケースを考慮した提案ダンパー設計解

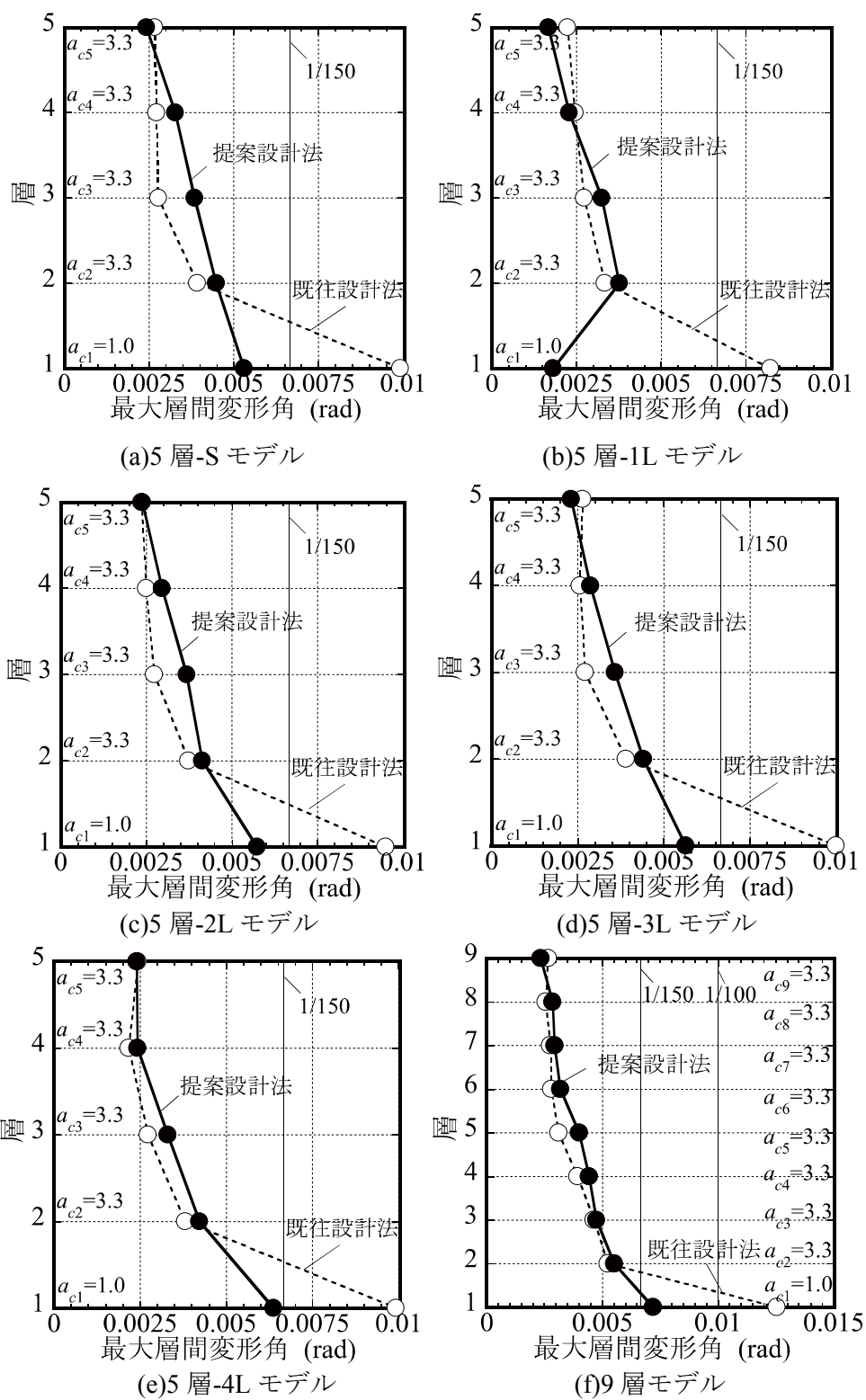


図 6-16 最悪ケースにおける最大応答値

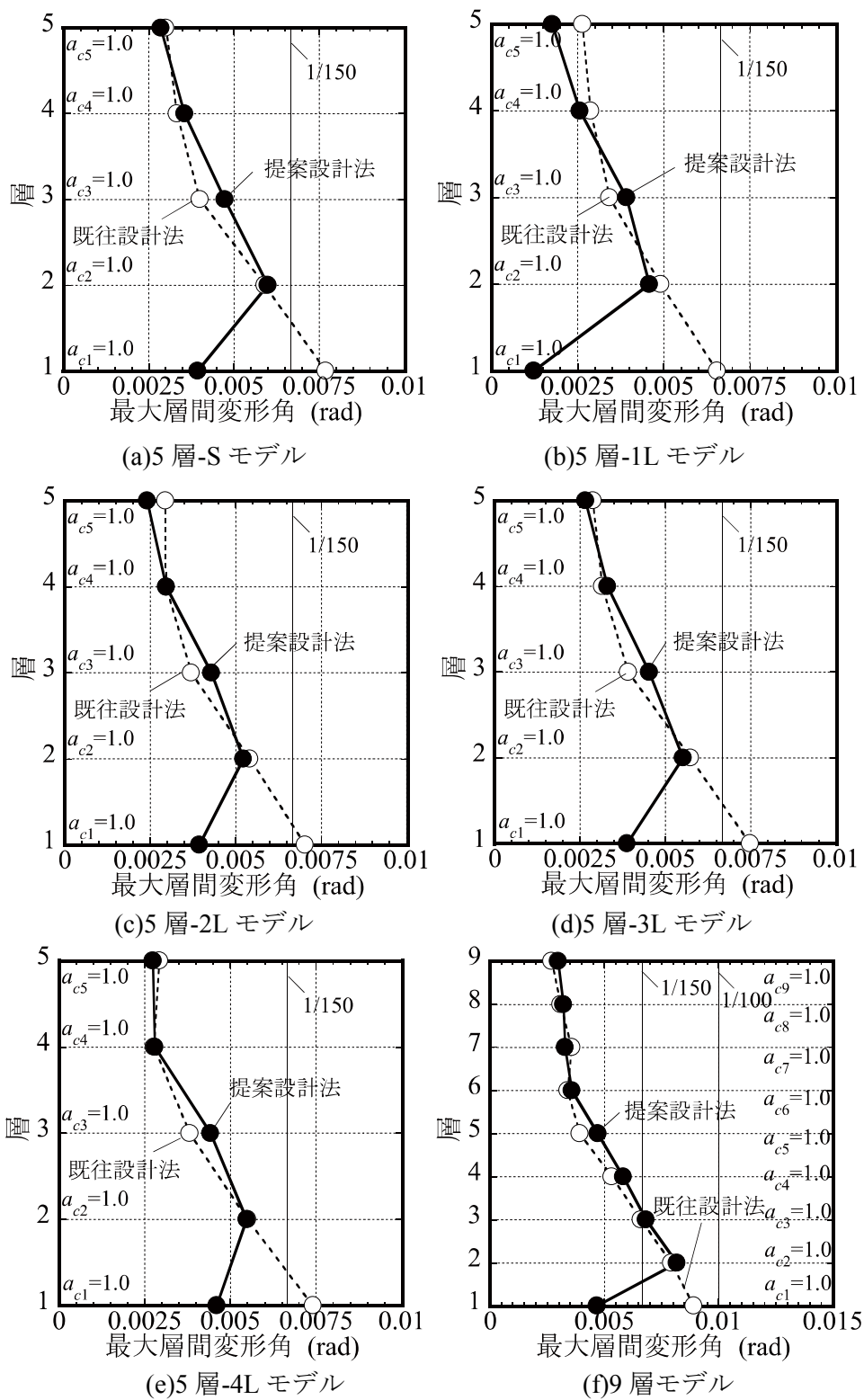


図 6-17 合成効果非生起時における最大応答値

6.5 結語

6 章では、5 章で実施した制振改修の適用実験で確認された構成部材の合成効果をトリリニアの復元力特性としてモデル化し、合成効果の改修架構内での生起とそのばらつきが建物の最大応答値に及ぼす影響に関して分析した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 5 章の実験における部材間の合成効果を原点指向型トリリニアの復元力特性を有するせん断ばねによりモデル化した。構築した復元力特性を組み込んだ線材モデルの解析結果と実験結果の対応を確認し設定した復元力特性の妥当性を示した。
- 2) 合成効果をモデル化した復元力特性を制振改修架構全体に適用した場合、合成効果を考慮しない場合に比べ骨組の最大応答値が各層において平均 2 割程度低減することを確認した。したがって、部材の合成効果が全層で均等に生じる場合、架構の耐震性能は設計時の想定をやや上回ると考えられる。
- 3) 実験でみられた部材の合成効果が各層でばらついて生じる条件下で、最も大きな応答値を示す最悪ケースを遺伝的アルゴリズムにより探索するシステムを構築した。得られた最悪ケースは改修架構において最大変形となる層のみ合成効果が発揮されない場合やその近傍となる場合であり、最悪ケースにおいては全層で合成効果が生じない場合に比べても損傷集中による応答増大が顕著となった。
- 4) 2 章における改修設計法を拡張し、付加弾性骨組の剛性が各層で異なる場合を考慮した層間変形角一定法を提案した。同手法を用いて付加弾性骨組の層剛性の分布が最も危険側となる最悪ケースを考慮したダンパー設計例を示し、提案設計例の最悪ケースにおける応答低減の可能性を示した。

参考文献

- 6-1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説
2001 年改訂版，2001.10
- 6-2) 黄徳琳，青木博文，田川泰久：鉄骨枠による RC 骨組の耐震補強に関する弾塑性
曲げ解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，1992.8
- 6-3) T. Takeda, Mete A. Sozen and N. Norby Nielsen : Reinforced concrete response to
simulated earthquakes, Journal of structural division, Journal of structural engineering,
ASCE, Vol.96, ST12, pp.2557-2573, 1970
- 6-4) Nathan M. Newmark and E. Rosenblueth : Fundamentals of Earthquake Engineering,
Prentice-Hall Inc, 1971
- 6-5) 山川誠，大崎純：構造特性の不確定性に対する第 k 順序統計量を用いた最悪応答
解析，2014.9

第7章 結論

7.1 各章のまとめ

本論の研究成果は想定地震に対し主架構を低損傷レベルとするという新たな設計思想を導入することで、既に日本で広く適用されている制振改修の適用範囲を諸外国の低耐力 RC 架構に対して拡張したことである。諸外国に多数存在する低耐力 RC 架構を対象とした制振改修の実務設計での適用を目指した改修設計法を提案し、その適用性を立面・平面的に不整形な建物など様々な解析モデルを想定した解析的検討と部材実験に基づいて包括的に検証した。各章で得られた知見について以下にまとめる。

2 章においては、弾性要素である付加弾性骨組と弾塑性要素である弾塑性ダンパー（座屈拘束ブレース）を組み合わせた低耐力 RC 架構に対する制振改修構法を提案した。また既往の等価線形化法による制振設計法に対し弾性要素の概念を導入した上で、等価一質点モデルへの縮約法をやや簡略化した改修設計法を提案し、その妥当性に関して立体骨組モデルの時刻歴応答解析により確認した。

- 1) 日本の設計用地震波と同レベルの地震動に対し、RC 架構の変形をその損傷を許容した層間変形角 $1/150\text{rad}$ 以下とする改修設計を行うための陽な必要ダンパー剛性の算定式を誘導し、同式を用いることで概ね目標クライテリアに制御できることを示した。同設計法は既往の制振設計法において弾性要素の概念を導入し、1 次モードが卓越し、固有周期が 1s 以下となるような低層建物を前提に構築した。
- 2) 提案改修構法において導入する弾性要素の比率を増加させることにより、架構各層の最大・残留応答値が低減・均等化し、ダンパーのエネルギー負担率も増加することを確認した。しかしそうした傾向は γ_s の増加とともに次第に頭打ちとなる傾向がみられ、ダンパーと RC 架構の剛性比 k_d/k_f が 2~3 程度となる本制振改修建物においては現実的な部材量を想定した $\gamma_s=0.05$ 程度で十分な応答低減効果が確認できた。
- 3) 導入した付加弾性骨組の損傷配分効果により、提案設計法による改修建物の層への損傷集中度は、既往の基本損傷分布則において RC 架構を柔要素とみなして算出した損傷集中指数 n の範囲に収まることが分かった。

3 章においては構造偏心を有する 1 軸偏心建物の弾性ねじれ振動を評価する縮約 2 構面モデルを構築し、2 章で提案した改修設計法を応用することにより 1 軸偏心建物のねじれ変形の抑制を目的とした平面的なダンパー設計法を提案しその妥当性を検証した。

- 1) 単層 1 軸偏心骨組のねじれ振動を評価する剛心を中心とした 2 つの等価一質点モデルの並進成分で表される 2 構面モデルを誘導した。提案モデルは弾力半径比 j' が 1 となるときのみ理論的に成立するが、 $0.75 < j' < 1.25$ の範囲においても最大弾性ねじれ角および最大弾性並進変形を $\pm 25\%$ 程度の精度で評価できることを示した。
- 2) 多層 1 軸偏心骨組のねじれ振動を評価する剛心を中心とした 2 つの多質点せん断モデルの並進成分で表される多層 2 構面モデルをその各層において弾力半径比が 1 で、各層の剛心位置や弾力半径および偏心距離が等しい条件のもとで誘導した。解析的検討により各層の偏心距離がばらつくねじれモードの複雑なモデルや、各層の弾力半径比の平均値が 0.7 程度となる回転卓越型の立体モデルに関しても提案モデルは各層の最大弾性並進・揺れ応答値を $\pm 50\%$ 以内の精度で評価できることを確認した。
- 3) 多層 2 構面モデルを 1 次モード形に基づいて縮約した 2 つの独立な等価一質点モデルで構成される縮約 2 構面モデルを用いることにより、多層 1 軸偏心骨組頂部の最大弾性並進・揺れ応答値を $\pm 20\%$ 程度の精度で概ね評価できることを示した。
- 4) 2 章で提案した等価線形化手法に基づく改修設計法を縮約 2 構面モデルに対して適用することにより、弾力半径比の小さい建物やねじれモードが複雑な 1 軸偏心建物を対象とした場合であってもその揺れ角を低減し、各構面の最大応答値を改修の目標変形角 $1/150\text{rad}$ の近傍に抑制するダンパー設計解が得られることを確認した。

4 章においては、高次モードやねじれモードが表現可能な多質点せん断モデル、擬似立体モデルの弾塑性時刻歴応答解析と Hybrid GA を組み合わせることで、制振改修における最適ダンパー設計解を導出した。また最適解を 2, 3 章で提案した等価線形化法に基づく改修設計法による設計解と比較することで、その最適性について分析した。

- 1) 改修架構のダンパー投入量やねじれ角を最小化した設計解を最適ダンパー設計解と定義し、遺伝的アルゴリズムと高次モードや揺れ振動を考慮した多質点せん断モデルや擬似立体モデルの弾塑性応答解析を組み合わせることにより、卓上 PC において

最適ダンパー設計システムを構築した。構築したプログラムにより数時間から数日間の最適化計算で得られた収束解は設定した制約条件を満たすことを確認した。

- 2) 人工地震波 BCJ-L2 を対象とした最適ダンパー設計解と等価線形化法に基づく改修設計解におけるダンパー剛性分布はよい対応を示した。無偏心建物においては、2章の改修設計解は最適ダンパー設計解よりも投入ダンパー量をやや大きめに評価したが概ね対応した。1次モード以外の影響がやや大きい9層モデルでは、2章の改修設計解は最適ダンパー設計解と比較して下層部においてやや少なめにダンパーが配置される傾向が見られた。1軸偏心建物においては最適ダンパー設計解と3章で述べた等価線形化法に基づく改修設計解における各層の偏心指標が概ね対応した。
- 3) 検討モデルでは、最適ダンパー設計解における各層のダンパー耐力分布や偏心率が入力地震波の強さ、位相差によらず概ね一致する傾向がみられた。したがって、設計用地震波 BCJ-L2 を対象とした提案改修設計法に基づくダンパー設計解は他の地震波を想定した場合においても概ね妥当な解となっていると考えられる。
- 4) 最適解の探索効率を向上させることを目的として構築した局所探索ルーチンと遺伝的アルゴリズムを組み合わせた Hybrid GA は局所探索ルーチンのない単純遺伝的アルゴリズムに比べ、収束ステップが微小に短縮される場合が多くみられた。しかし、収束の優位性は必ずしも顕著なものとはならなかった。

5章においては低耐力 RC 架構に対するダンパーと付加弾性骨組を用いた制振改修構法の有効性を確認するため、トルコの既存 RC 建物を想定した実大1スパン RC フレームに制振付加フレームを導入した試験体の繰返し載荷実験を実施した。また2章で構築した改修設計法で仮定した部材の履歴モデルの妥当性に関して分析した。

- 1) 耐震改修における目標層間変形角 $1/150\text{rad}$ において弾塑性ダンパーは十分な減衰性能を発揮すること、付加弾性骨組は弾性要素として機能することを確認し、本論で提案する改修構法の有効性を示した。改修試験体における RC 架構のひび割れ幅の最大値はいずれも修復限界状態を満たす 1mm 以下となり、設定した制振改修における変形クライテリアの妥当性を確認した。
- 2) 制振部材を架構の外側に偏心させて取り付けた改修架構も制振部材を架構内に取り

付けた試験体とほぼ同様の耐震性能を示すことを確認した。制振改修モデルにおいて RC 架構の柱に FRP を導入した場合、RC 柱主筋の最大歪が低減し構造躯体の損傷が緩和される傾向が見られた。

- 3) 実験における各試験体の剛性・耐力は、付加弾性骨組と接合部の圧入モルタルの合成効果を考慮した線材モデルにより概ね評価できることを確認した。また 2 章で提案した改修設計法において同様の合成効果を考慮することにより実験における試験体の等価減衰定数を評価できることがわかった。

6 章では 5 章の部材実験でみられた部材の合成効果を考慮した改修架構の応答評価を行うことにより、部材の合成効果の発現とそのばらつきが制振付加フレームを導入した改修建物全体の時刻歴応答に与える影響に関して分析した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 5 章の部材実験でみられた部材の合成効果を原点指向型トリリニアの復元力特性によりモデル化した。構築した復元力特性を与えた線材解析モデルと試験体の履歴ループは概ね対応することを確認し、設定した復元力特性の妥当性を示した。
- 2) 合成効果が改修架構全体において均一に生じることを考慮した場合、合成効果が生じない場合に比べ骨組各層の最大応答値が平均 2 割程度低減し、改修架構の耐震性能が向上することを確認した。
- 3) 合成効果が各層でばらついて生じる場合に応答値が最大となる最悪ケースは改修架構において最大変形となる層のみ合成効果が発揮されない場合やその近傍の状態であった。最悪ケースにおいて合成効果が生じない層への損傷集中が生じその最大応答値は合成効果を全く考慮しない場合に比べ 30～40%程度増加した。
- 4) 部材の合成効果が層方向にばらつく際の最悪ケースにおいては各層における付加弾性骨組の見かけの剛性分布が異なる状態となり、2 章の改修設計法をそうした各層で異なる γ_s となる場合に適用可能とするために拡張した。得られた改修設計例による最悪ケースを含む応答制御の可能性を示した。

本研究に関連して発表した論文

【審査付論文】

第2章

- 1) 藤下和浩, スッチュ・ファーティフ, 松井良太, 竹内徹 : 損傷配分に着目したトルコにおける多層 RC 建物の制振改修, 日本建築学会構造系論文集, 日本建築学会, Vol.79, No.699, pp.661-669, 2014.5

第3章

- 2) 藤下和浩, 松井良太, 竹内徹 : 2 構面モデルを用いた一軸偏心多層 RC 建物の制振改修設計法, 日本建築学会構造系論文集, 日本建築学会, Vol.79, No.706, pp.1961-1971, 2014.12

第4章

- 3) 藤下和浩, スッチュ・ファーティフ, 松井良太, 竹内徹 : Hybrid GA および弾塑性応答解析を用いた制振改修におけるダンパーの最適設計, 日本建築学会構造系論文集, 日本建築学会, Vol.81, No.721 号, pp.537-546, 2016.3

第5章

- 4) 藤下和浩, バル・アフメット, スッチュ・ファーティフ, 松井良太, 寺嶋正雄, チェリック・ジェム・オグウズ, 竹内徹 : 制振部材および弾性フレームを付加した低耐力 RC 架構の繰返し載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 日本建築学会, Vol. 81, No. 727, pp. 1575-1584, 2016.9

第6章

- 5) 藤下和浩, 松井良太, スッチュ・ファーティフ, 竹内徹 : 鉄骨弾性フレームの合成効果を考慮した制振改修 RC 建物の応答評価, 日本建築学会技術報告集, 日本建築学会, Vol. 23, No. 53, pp. 147-152, 2017.2

【国際会議】

- 1) Kazuhiro Fujishita, Fatih Sutcu, Ryota Matsui, Toru Takeuchi : Damage Distribution based Energy-Dissipation Retrofit Method for Multi Story RC Building in Turkey, *Report of IABSE Conference Nara 2015*, May. 2015.
- 2) Kazuhiro Fujishita, Ryota Matsui and Toru Takeuchi : Energy-Dissipation Retrofit Design

Method For Multistory Asymmetric RC Building Using Dual Frame Models : *The 2nd Joint Workshop for Building / Civil Engineering between Tokyo Tech & Tongji*, June. 2015.

- 3) Kazuhiro Fujishita, Ahmet Bal, Fatih Sutcu, Oguz C. Celik, Toru Takeuchi, Ryota Matsui, Masao Terashima : Comparing Hysteretic Behavior of Buckling Restrained Braces(BRBs) with Bolted and Welded End Connections, *Proceedings of The 8th International Symposium on Steel Structures*, Nov. 2015.
- 4) Kazuhiro FUJISHITA, Fatih SUTCU, Ryota MATSUI, Toru TAKEUCHI : Optimal damper distribution for seismic retrofit by using Hybrid Genetic Algorithm implementing non-linear response analysis, *Proceedings of IASS Annual Conference 2016*, No. 1217, Sep. 2016.

【口頭発表】

- 1) 宮崎崇, 藤下和浩, スッチュ・ファーティフ, 松井良太, 竹内徹 : 損傷配分に着目した多層 RC 建物の制振改修, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), C-1 分冊 構造 III, pp.813-814, 2014.9
- 2) 藤下和浩, 松井良太, 竹内徹 : 縮約 2 構面モデルを用いた 1 軸偏心多層 RC 建物の制振改修設計法, 日本建築学会学術講演梗概集(関東), C-1 分冊 構造 III, pp. 989-990, 2015.9
- 3) Ben Sitler, Kazuhiro Fujishita, Ahmet Bal, Fatih Sutcu, Ryota Matsui, Masao Terashima, Oguz C. Celik, Toru Takeuchi : Comparing the Hysteretic Behavior of BRBs with Bolted and Welded End Connections, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊 構造 III, pp. 895-896, 2016.8
- 4) スッチュ・ファーティフ, 藤下和浩, バル・アフメット, 松井良太, 寺嶋正雄, チェリック・ジェム・オグウズ, 竹内徹 : 制振部材および弾性フレームを付加した低耐力 RC 架構の繰返し載荷実験 その 1, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊 構造 III, pp. 897-898, 2016.8
- 5) 藤下和浩, バル・アフメット, スッチュ・ファーティフ, 松井良太, 寺嶋正雄, チェリック・ジェム・オグウズ, 竹内徹 : 制振部材および弾性フレームを付加した低耐力 RC 架構の繰返し載荷実験 その 2, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), C-1 分冊 構造 III, pp. 899-900, 2016.8

付 録

付録 A 制振改修の対象建物の諸元

対象としたトルコの既存RC造学校校舎を立体骨組モデルにモデル化する際に想定した構造諸元を以下に示す。まず、多層構造物の各層における柱の曲げ耐力を算出する際には、柱が属している層よりも上層の層重量の総和を対象層全体の柱本数で割った平均鉛直荷重を柱軸力として考慮し、以下の耐力式を用いて算出した。

① 梁

- 1) 曲げひび割れモーメント（略算式）

$$M_{cr} = 0.57 \sqrt{\sigma_b} Z_e \quad (\text{A-1})$$

- 2) 曲げ終局モーメント（略算式）

$$M_u = 0.9 a_t \sigma_y d \quad (\text{A-2})$$

- 3) せん断ひび割れ強度（実験式）

$$Q_{cr} = \frac{0.065 k_e (500 + \sigma_B)}{M/(Qd) + 1.7} \cdot bj \quad (\text{A-3})$$

- 4) せん断終局強度（実験式、梁の有効せい $d > 40\text{cm}$ ）

$$Q_u = \left\{ \frac{0.052 p_t^{0.23} (180 + \sigma_B)}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_y} \right\} \cdot bj \quad (\text{A-4})$$

② 柱

- 1) 曲げひび割れモーメント（略算式）

$$M_{cr} = 0.57 \sqrt{\sigma_b} Z_e + \frac{ND}{6} \quad (\text{A-5})$$

- 2) 曲げ終局モーメント（略算式）

$$M_u = 0.8 a_t \sigma_t D + 0.5 ND \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B} \right) \quad (\text{A-6})$$

- 3) せん断ひび割れ強度

$$V_{sc} = \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_t \sigma_0} \cdot b \cdot D \cdot \frac{1}{\kappa} \cdot 0.51 \quad (\text{A-7})$$

- 4) せん断終局強度（実験式、柱の有効せい $d > 40\text{cm}$ ）

$$Q_u = \left\{ \frac{0.052 p_t^{0.23} (180 + \sigma_B)}{M/(Qd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_y} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot bj \quad (\text{A-8})$$

- 5) 降伏時剛性低下率

$$a_y = (0.043 + 1.64 n p_t + 0.043 a/D + 0.33 \eta_0) \cdot (d/D)^2 \quad (\text{A-9})$$

③ 耐震壁

耐震壁の耐力計算式は日本の一般的な柱付き耐震壁の形状に基づいた式を用いる。本検討では、部材のモデル化においては、柱が取り付けられない耐震壁の両端 1/4 が柱であるとみなして評価を行う。

1) 曲げひび割れモーメント

$$M_{cr} = ({}_b\sigma_t + \sigma_0)Z_e \quad (\text{A-10})$$

2) 曲げ終局モーメント

$$M_u = {}_c a_{gc} \sigma_y l + 0.5 {}_w a_{gw} \sigma_y l + 0.5 Nl \quad (\text{A-11})$$

3) セン断ひび割れ強度

$$Q_c = ({}_s \tau_{cr} \cdot r \cdot t_w \cdot l) / \kappa_s \quad (\text{A-12})$$

4) セン断終局強度 (修正荒川式)

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (\sigma_B + 17.6)}{\sqrt{M/(Ql_w)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b_e j \quad (\text{A-13})$$

5) 降伏時剛性低下率

$$a_y = \frac{0.46 p_w \sigma_y}{\sigma_B} + 0.14 \quad (\text{A-14})$$

※式中における記号

$Z_e = I_e / (D - x_n)$: 等価断面係数

σ_b : コンクリート圧縮強度 (20N/mm²)

a_t : 引張側鉄筋断面積 (耐震壁の場合は全長の 1/4 の範囲における鉄筋断面積)

σ_y : 鉄筋の降伏強度 (220N/mm²)

d : 有効せい

k_c : 梁断面寸法における補正係数 ($d \geq 40\text{cm}$ では 0.72)

$M/(Qd)$: シアスパン比 ($M/(Qd) \geq 3$ の場合, $M/(Qd) = 3$ とする)

b : 梁幅

D : 全せい

j : 応力中心間距離で $(7/8)d$ としてよい

$p_t = 100 \times a_t / (bD)$: 引張鉄筋比 (%)

p_w : セン断補強筋比

$\sigma_t = 0.313 \times \sqrt{\sigma_B}$

σ_0 : 軸方向応力度 ($= N / (bD)$)

κ : 形状係数 (矩形断面では 1.5)

$\eta_0 = N / (bD\sigma_B)$: 軸力比

n : ヤング係数比 ($= 15$)

$a = M/Q$: シアスパン長さ

${}_b\sigma_t = 0.56 \times \sqrt{\sigma_B}$: コンクリート引張強度

${}_c a_g$: 引張側柱の全主筋 (全長の 1/4 の範囲における鉄筋) 断面積

$c\sigma_y$ ：引張側柱主筋の降伏強度（220N/mm²）

$w a_g$ ：壁板部分の全縦筋断面積

$w\sigma_y$ ：壁板縦筋の降伏強度（220N/mm²）

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_i^2 + \sigma_i \sigma_0)}$$

r ：耐震壁の開口部に関する形状係数（=1，開口部なし）

t_w ：耐震壁の厚さ

$$\kappa_s = \frac{3(1+u)\{1-u^3(1-\nu)\}}{4\{1-u^2(1-\nu)\}}$$

$$u = \frac{l'}{l' + \sum D}$$

$$\nu = t/b$$

耐力計算式を用いて算出した建物の長手方向（x 方向）における各階の柱，壁部材の曲げ・せん断耐力，降伏時剛性低下率を付表 1 に，建物の短手方向（y 方向）における各階の柱，壁部材の曲げ・せん断耐力，降伏時剛性低下率を付表 2 にそれぞれ示す。

付表 1 柱壁部材の曲げ・せん断耐力（長手方向（x 方向））

層		M_c (kNm)	M_u (kNm)	Q_c (kN)	Q_u (kN)	α_y
5F	C1	31.57	56.47	100.69	130.39	0.237
	C2	26.79	45.79	86.19	108.46	0.230
	W1	26.02	57.17	129.53	173.76	0.257
	W2	123.26	225.55	387.22	551.26	0.243
	W3	701.73	1389.29	516.30	1170.52	0.148
4F	C1	41.54	83.12	126.27	144.92	0.249
	C2	36.76	71.78	110.76	123.00	0.246
	W1	32.66	75.47	156.59	186.85	0.265
	W2	133.22	254.69	418.44	565.79	0.246
	W3	801.75	1588.61	575.37	1185.95	0.148
3F	C1	51.50	106.46	147.48	159.46	0.262
	C2	46.72	93.81	130.79	137.53	0.261
	W1	39.31	92.12	179.61	199.93	0.273
	W2	143.19	283.08	447.49	580.32	0.249
	W3	901.77	1787.93	628.91	1201.37	0.148
2F	C1	61.47	126.48	166.00	173.99	0.275
	C2	56.69	111.86	148.13	152.06	0.276
	W1	45.95	107.12	200.00	213.01	0.280
	W2	153.15	310.70	474.77	594.86	0.252
	W3	1001.79	1987.24	678.24	1216.80	0.148
1F	C1	69.08	117.00	182.65	174.97	0.240
	C2	65.70	115.32	163.65	161.64	0.268
	W1	52.59	120.46	218.50	226.09	0.288
	W2	163.12	337.55	500.56	609.39	0.255
	W3	1101.81	2186.56	724.22	1232.23	0.148

付表 2 柱壁部材の曲げ・せん断耐力（短手方向（y 方向））

層		M_c (kNm)	M_u (kNm)	Q_c (kN)	Q_u (kN)	α_y
5F	C1	65.1	91.7	100.7	142.3	0.19
	C2	46.8	76.3	86.2	110.6	0.21
	W1	161.3	311.8	254.0	419.8	0.15
	W2	1015.5	1856.3	759.2	1663.2	0.15
	W3	37.8	169.5	387.2	530.3	0.22
4F	C1	85.1	145.0	126.3	158.3	0.20
	C2	63.4	119.6	110.8	126.3	0.23
	W1	207.5	401.5	307.0	435.0	0.15
	W2	1114.2	2055.6	820.5	1678.7	0.15
	W3	47.7	198.7	418.4	544.8	0.22
3F	C1	105.0	191.7	147.5	174.3	0.22
	C2	80.0	156.3	130.8	142.0	0.25
	W1	253.6	491.2	352.2	450.3	0.15
	W2	1213.0	2254.9	877.4	1694.1	0.15
	W3	57.7	227.0	447.5	559.4	0.23
2F	C1	124.9	231.7	166.0	190.3	0.23
	C2	96.6	186.4	148.1	157.7	0.26
	W1	299.7	580.9	392.2	465.5	0.15
	W2	1311.8	2454.2	930.9	1709.5	0.15
	W3	67.7	254.7	474.8	573.9	0.23
1F	C1	139.8	234.0	182.6	193.1	0.22
	C2	110.9	192.2	163.6	167.6	0.25
	W1	345.9	670.6	428.4	480.8	0.15
	W2	1410.5	2653.5	981.5	1724.9	0.15
	W3	77.6	281.5	500.6	588.4	0.23

解析モデルの荷重条件として、構造躯体の自重を想定した構造物の部材断面をもとに計算する。また構造体の床スラブ厚は $t=130\text{mm}$ とし、同スラブ厚を考慮した質量を自重として計算する。

また屋上階と基準階のそれぞれにおいてトルコの実情をもとに設定した構造体以外の固定荷重と積載荷重は付表 3、付表 4 に示す。さらに上述した構造体の自重と、固定・積載、積雪荷重を考慮することにより得られた各層の質量を付表 5 に示す。

付表 3 構造体以外の固定・積載荷重（屋上階）

	積載荷重(常時荷重用) (kN/m^2)	積載荷重(地震用) (kN/m^2)
屋根防水	0.74	0.74
積載荷重	0.74	0.00
積雪荷重	0.74	0.44
合計	2.21	1.18

付表 4 構造体以外の固定・積載荷重（基準階）

	積載荷重(常時荷重用) (kN/m^2)	積載荷重(地震用) (kN/m^2)
フローリング	1.96	1.96
間仕切り，内装，パーティション	3.23	3.23
積載荷重	4.90	2.94
合計	10.09	8.13

付表 5 多層構造物各層の質量諸元

階	各階床面積 A_f (m^2)	延べ床面積 ΣA_f (m^2)	各階重量 w (kN)	重量和 Σw (kN)	各階単位重量 w' (kN/m^2)
RF	834.0	834.0	5397.74	5397.74	6.47
5F	834.0	1667.9	11824.39	17222.13	14.18
4F	834.0	2501.9	11824.39	29046.51	14.18
3F	834.0	3335.8	11824.39	40870.90	14.18
2F	834.0	4169.8	11824.39	52695.29	14.18
1F	834.0	5003.8	11436.31	64131.59	13.71

謝辞

本研究を進めるにあたり、数多くの適切な御指導、御助言を頂きました。東京工業大学教授・工学博士、竹内徹先生に心より御礼申し上げます。研究室に所属した当初は右も左もわからない新たな研究環境でゼミ資料を満足にまとめることもままならなかった私を5年間に渡り辛抱強く手取り足取り御指導頂きました。また海外の実験や構造設計のプロジェクトに関わる大変貴重な機会を頂き、日々の研究活動を行う上では多大な御協力を頂きました。重ねて御礼申し上げます。

本研究の理論構築に当たっては、合同ゼミにて東京工業大学名誉教授・工学博士、小河利行先生より多くの貴重な御助言を賜りました。また博士2年から小河研究室にて研究させて頂く中で多くの御助言を頂きました。心より御礼申し上げます。

研究を進めていく中で、研究のみならず多方面において温かく貴重な御指導、御助言を賜りました。東京工業大学助教・工学博士、松井良太先生に心より御礼申し上げます。

論文審査に当たり大変貴重な御意見を賜りました。東京工業大学教授・工学博士、時松孝次先生、東京工業大学教授・工学博士、坂田弘安先生、東京工業大学准教授・工学博士、堀田久人先生、東京工業大学准教授・工学博士、五十嵐規矩夫先生に心より御礼申し上げます。

私が海外で実験を進めるに当たり、イスタンブール工科大学教授・PhD Oguz Cem Celik 先生には数多くの御助言を頂き、生活面でもお世話になりました。また、イスタンブール工科大学助教・PhD, Fatih Sutcu 先生とは共同で研究を進め論文を執筆していく中で数多くの御助言を頂き、生活面でも多大なお世話になりました。またイスタンブール工科大学、Ahmet Bal 氏には実験遂行やトルコでの生活面において多大なお世話になりました。心より御礼申し上げます。試験体の製作に当たっては、新日鉄住金エンジニアリング、寺嶋正雄氏、前田泰史氏、トルコの Emek Prefabric 社の方々の多大な御協力を得ました。心より御礼申し上げます。実験の遂行に当たっては、トルコ・イスタンブール工科大学の実験施設の方々に多大なお世話になりました。心より御礼申し上げます。

小河研究室で研究のみならず多方面に温かい御指導、御助言を賜りました。明治大学講師（当時 東京工業大学助教）・工学博士、熊谷知彦先生、日本工業大学・助教（当時 東京工業大学助教）・工学博士、箕輪健一先生に心より御礼申し上げます。

博士課程リーディングプログラムにおいては、太陽電池ルーバー配置の融合研究に関する多くの貴重な御指導や御助言を賜りました。東京工業大学教授・工学博士、山田明先生、東京理科大学講師（当時 東京工業大学助教）・工学博士、植田譲先生に心より御礼申し上げます。修了審査の過程でお世話になりました。東京工業大学教授・工学博士、安田幸一先生に心より御礼申し上げます。

卒論生として御指導頂き、研究の楽しさや解析手法を学ばせて頂きました。名古屋大学名誉教授・工学博士、大森博司先生に心より御礼申し上げます。

また本研究を進めるに当たり、竹内・小河研究室の諸先輩、後輩の方々に生活や研究面において多大な御指導と支えを頂きましたことに心より御礼申し上げます。その他数多くの方々のお力添えを頂きましたことに心より御礼申し上げます。

最後に、今日まで常に私の意志を尊重し支えてくださった両親に御礼申し上げます。