T2R2東京工業大学リサーチリポジトリ Tokyo Tech Research Repository

論文 / 著書情報 Article / Book Information

論題(和文)	マスダンパー効果を利用した既存中層SRC造建物の頂部減増築による 制振改修設計法
Title(English)	Seismic Retrofitting Technique of Existing Mid-Rise SRC Buildings with Newly-Added Stories Utilizing Mass Damper Effect
著者(和文)	
Authors(English)	Kensaku Kaneko, Yoshiharu Kanebako, Yuki Tarumi, Mari Ito, SHOJIRO MOTOYUI, Takuya Kitaoka
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 81, No. 726, pp. 1243-1253
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 81, No. 726, pp. 1243-1253
発行日 / Pub. date	2016, 8
Rights	日本建築学会
Relation	is version of: https://www.jstage.jst.go.jp/article/aijs/81/726/81_1243/_article/-char/ja/
Note	本文データは学協会の許諾に基づきJ-STAGEから複製したものである

マスダンパー効果を利用した既存中層 SRC 造建物の 頂部減増築による制振改修設計法

SEISMIC RETROFITTING TECHNIQUE OF EXISTING MID-RISE SRC BUILDINGS WITH NEWLY-ADDED STORIES UTILIZING MASS DAMPER EFFECT

金子健作^{*1},金箱温春^{*2},樽見優希^{*3}, 伊藤麻理^{*3},元結正次郎^{*4},北岡拓也^{*5} Kensaku KANEKO, Yoshiharu KANEBAKO, Yuki TARUMI, Mari ITO, Shojiro MOTOYUI and Takuya KITAOKA

This paper presents seismic retrofitting technique of existing SRC buildings with newly added stories. A number of the stories are reduced from the top of the building. A lightweight super structure of steel moment resisting frames is newly built on the rooftop through a mid-isolation system with lead rubber bearings. Design formulae of the optimum strength and stiffness are presented through computed response surface method in terms of the maximum drift angle of the existing part. A performance curve diagram is formulated. Finally, examples of the retrofit are shown for buildings having seven or ten stories.

Keywords: Seismic retrofit, Existing non-conforming building, Downsizing, Mid-story isolation building, Tuned mass damper, Optimal tuning condition 耐震改修,既存不適格建築物,減築,中間層免震,TMD,最適同調条件

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、鉄骨鉄筋コンクリート造 (以下、SRC造)の建物にも多く被害が生じた。これらの多くが1981 年の建築基準法改正以前(旧耐震基準)の建物であったことから、 1995年に「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が制定され、主 に公共建築物の耐震化が各地で進められてきた。しかしながら、民 間建築物では、旧耐震基準によって設計された建物が緊急輸送道路 沿道にも含めて未だ多く現存する¹⁾。著者らは、都市の耐震化をよ り促進させるために、建物の耐震性向上のみならずに、収益性から 見ても改修投資の利点がある、新たな耐震改修工法の可能性を模索 している。この工法では、建物の上部数層を減築し、新たに設置す る免震層を介して、既存部よりも軽量の鋼構造(以下、上部架構) を増築する(図 1)。この増築部を大質量の同調質量ダンパー(以 下、TMD)と見做し、この制振効果が発揮できるように免震層の剛 性や耐力を調整することにより、既存部の地震応答を抑制する。

建物屋上部に新たな構造を増築する TMD 型の制振改修には、多 くの先行研究と少数の実施施工物件があり、次のように分類される。 一つは、建物既存部の柱に増築部の自重を負担させる純粋な TMD 型^{2)~4)}である。もう一方は、建物既存部に外付け架構を新設し、こ の架構により増築部の自重を負担させた上で、増築部に生じる水平 力を既存部に伝達させるものである^{5)~7)}。いずれも、地震応答抑制

- *4 東京工業大学大学院総合理工学研究科人間環境システム専攻 教授・工博
- *5 ㈱佐藤総合計画(元東京工業大学 大学院生)

効果は確認されているものの、増築部の剛性や耐力ならびに減衰材 の諸元は、Den Hartogの定点理論⁸⁾や逆問題型アプローチから決定 したり、パラメトリックスタディにより推定した最適な値を用いた りしている。しかし、制振対象の地震応答が非線形域に達するにも 拘らず、線形応答に基づく TMD の最適設計法をそのまま適用する 妥当性については論じられていない。狩野ら⁹は、RC造の超高層建 物に対して、固有周期の異なる複数の TMD を用いた検討をし、損 傷により固有周期変動を伴う系に対してもロバスト性を確保できる ものとしている。Zhang et al.¹⁰は、バイリニア型復元力特性の系に 対して、等価線形解析による伝達関数から TMD の設計をおこない、 地震動強さによる TMDの制振性能の変化を論じている。Abe¹¹⁾ は、 調和外力を受けるバイリニア型復元力特性の系に対して、バイリニ ア型の TMD を用い、制振対象と TMD を同時に降伏するよう耐力



Assist. Prof., Dept. of Built Environment, Interdisciplinary Graduate School of Science and Technology, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng. Kanebako Structural Engineers, Dr.Eng.

Urban Architecture Office Inc.

Prof., Dept. of Built Environment, Interdisciplinary Graduate School of Science and Technology, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng. AXS Satow Inc.

^{*1} 東京工業大学大学院総合理工学研究科人間環境システム専攻 助教・博士(工学)

^{*2} 金箱構造設計事務所 博士(工学)

^{* &}lt;sup>3</sup> UAO (株)

を設定し、かつ両者の降伏後の接線剛性を一致させれば、地動の入 力強さに依存せずに制振効果を発揮できる可能性を示唆している。 これらの研究から、損傷により制振対象の固有周期が変化する場合 でも、TMDの剛性や耐力を適切に設定すれば、その制振性能を確保 できることが示されている。ただし、居室として使用される TMD 部では、その最大変形に加えて最大加速度も設計上の制約条件とな る。しかし、このような複数の制約条件下で、非線形系の制振対象 に付する TMD の合理的な設計法は、十分に明らかにされていない。

以上より、本論文では、設定した耐震クライテリアのもと、減築 層数を決定した後で、既存部に生じる最大層間変形角を最小にする ための免震層の剛性および耐力の設定法を提案することを目的とす る。本工法では、改修に関わる設計変数(減築層数および免震層の 剛性ならびに耐力等)が多様となる。かつ、これらは建物の挙動に 対して複雑な相互作用効果を及ぼす(図2)。本研究の成果によっ て、増築・減築部を試行錯誤的に設計する不経済さを合理的に克服 し、これをもって、改修設計者が建物所有者に対して、改修効果の 多寡を明瞭に説明できることを実現する。

2. 検討条件

2.1 対象建物および増築部の構造

検討対象は、1975年~1981年の間に着工した、充腹形の内蔵鉄骨 を有する SRC 造の既存不適格建築物とする。このように限定した理 由は、既存柱の補強が不要である可能性が高いと考えられるためで ある。建物の階数は、SRC 造の多数を占める 7 階建てから 14 階建 てのうち、兵庫県南部地震で大破が確認された 12 階建て¹²⁾までを 対象とする。これに対応する建物の 1 次固有周期 T_i は、軒高 H を用 いて $T_i = 0.02H$ から略算すると、おおよそ 0.4 秒~0.7 秒の範囲が対 象となる。さらに、減築による固有周期の低下と損傷による等価固 有周期の伸長を踏まえると、その周期帯は 0.2~1 秒となる。

増築部は、図1に示すように、鋼構造の上部架構とそれを支持す る免震層から構成される。免震装置には鉛プラグ入り積層ゴムを用 いる。減衰材として履歴型を用いた理由は、大地震動を受けた際の 建物の非弾性化により、無損傷時から著しく固有周期が変動しても、 制振効果を保持できる可能性があるからである¹¹⁾。

2.2 減築および増築層数の条件

本工法は、増築に先駆けて減築をおこなうことに特色がある。こ れは、以下の点を踏まえている。a) 古い中層 SRC 造建築物では、 当時の慣行として、上層部が RC 造であることが少なくない¹³)。減 築により、耐力の急変部を除去できる。b) 単純な減築のみでは、弾 性範囲に応答を抑制するのは困難である(付録1)。c) 単純な増築 のみでは、総重量の増加により、建物基礎に関する長期応力がその 許容値を超過する可能性がある。d) 制振対象である建物を減築する ことにより、これに対する増築部の質量比を増大させることができ る。これにより、免震層や上部架構の過度の地震応答を緩和するこ とができる。これらのうち、c),d)を踏まえて、減築層数および増築 層数の検討範囲について説明する。

減築の層数は、最大でも元の建物階数の半数までを目安とする。 一方、増築の層数は、次の条件でその下限値と上限値が決まる。図 3(a)に示すように、減増築後の建物階数は、元の階数を下回らない ものとする(延べ面積不変条件と称す)。これは、改修後にそれ以 前よりも収益性を損なわないという要求から設定されたものである。 また、図 3(b)に示すように、改修後の建物総重量は、元のそれを上 回らないものとする(質量不変条件と称す)。これは、建物基礎へ の長期荷重を原設計から増加させないという力学的要求からである。 減築層数の絶対値の動力学的な意味は、建物の階数により異なる

ため、減築層数 ΔN , を元の階数 N で除した減築率 η を導入する。

$$\eta = \Delta N_r / N \tag{1}$$

減築前後の有効質量をそれぞれ M_i^{eff} , \hat{M}_i^{eff} とし、増築部の総質量を m_u とした上で、制振効果を支配する質量比 μ を次式で定義する¹⁴)。 $\mu = m_u / \hat{M}_i^{eff}$ (2)

以降、(•)を減築後の建物の諸量を減築前と区別して示すのに用いる。また、添え字の*l*,*u* はそれぞれ既存部(下部構造)および増築部(免震層および上部架構)に関する諸量を示すのに用いる。減築前後に $\hat{M}_{l}^{eff} \approx (1-\eta)M_{l}^{eff}$ の関係を仮定すると(3.2.1 項で後述)、質量比 μ の上限値 μ_{max} および下限値 μ_{min} は、以下の関係式から定まる。

(質量不変条件:上限値) $\mu_{max} = \frac{1}{\nu} \frac{\eta}{1-\eta}$ (3a) (延べ面積不変条件:下限値) $\mu_{min} = \frac{\omega}{\nu} \frac{\eta}{1-\eta}$ ($\omega < 1$) (3b)

ここに、 ν は建物の総質量 $M_1^{\prime\prime\prime}$ に対する $M_1^{\prime\prime\prime}$ の比であり、本論文で は 0.8 とする。 ω は既存部(SRC 造)に対する増築部(S 造)の基 準階の単位重量の比であり、S 造部を 7kN/m²、SRC 造部を 12kN/m² として¹³、 ω =0.58 とする。式(3)から減築率に応じた質量比を計算 すれば図4のようになり、数値を丸めて表1のように設定する。た



(a) 延べ面積不変 (b)質量不変 図3 減築及び増築層数の条件

表1 質量比の検討範囲

減築率	質量比 μ				
η	下限值	上限值			
0.1	-	0.2			
0.2	0.2	0.4			
0.3	0.3	0.6			
0.4	0.5	0.9			
0.5	0.7	1.3			

注)質量比が1を超える理由は、増築部の質量 を既存部の総質量ではなく有効質量で除し た値を質量比としているからである。



0.3

0.1

0

0.2

(下限)

0.4 0.5

n



だし、質量比が 0.1 以下は、制振性能が不足するとして、除外した。

2.3 検討用地震動および耐震クライテリア

検討用地震動は、位相特性を一様乱数とした模擬地震動とする。 模擬地震動を適合させる目標スペクトルは、建設省告示 1461 号で規 定される解放工学的基盤面上で定義される、極めて稀に発生する地 震動の応答スペクトルに地盤増幅率*G*。を乗じて設定する。*G*。は周 期にかかわらずに 1.23 とする。以下、これを告示波と称す。地震動 の継続時間が短いほど同調質量効果を発揮し難いと考えられるため、 告示波の継続時間は、告示で規定される最小値の 60 秒とする。図 5 に生成した告示波の応答スペクトルを示す。

耐震クライテリアを表2に示す。せん断柱¹³に対しても何らの補 強をしない前提のもと、既存部に生じる最大層間変形角を概ね弾性 限以下とする。免震層の最大変形は、600mm 径程度の積層ゴムの使 用を想定して、0.3m以下をクライテリアとする。また、上部架構の 最大加速度は、増築部の最下層(免震層直上)で4m/s²以下とする。 2.4 解析概要

事務所用途の古い建物を想定し、各階の階高を 3m とする。建物 各層の復元力の履歴則には、鉄骨量の少ない SRC 造を想定して Takeda モデル¹⁵⁾を用いる。層の剛性分布は、最下層に対する最上層 の剛性の比を 1/2 とし、下層から上層にいくに従い直線的に剛性を 低減させる(図 6(a))。層剛性の具体的な値は、設定した1次固有 周期に合致するよう定める。旧耐震基準の震度法(震度Kを0.2、5 階以上で1階ごとに0.01の割り増し)による設計を意識し、これに 準じた建物の降伏耐力 Q^yの分布を設定する(図 6(b))。ただし、 上層の3層については一定の値とする¹⁶⁾。各層の降伏変位δ^yは、 第1,2次診断法におけるSRC柱の基準化した復元力特性¹³⁾を参考に して、1/150rad に階高を乗じたものとする。ひび割れ耐力 Q^cは、降 伏耐力 Q¹の 1/3 の値とする。これらの関係から、ひび割れ後の接線 剛性、あるいは降伏時の割線剛性が一意に求まる。降伏後の第3剛 性は初期剛性の 1/100 とする。建物の内部粘性減衰特性は、減衰定 数 h_i = 0.03の瞬間剛性比例型を採用し、免震層の減衰係数は 0 とす る。免震層の復元力特性は、ノーマルバイリニア型とする。初期剛 性に対する2次剛性の比(2次剛性比)については、本論文では0.1 に限定する。これは、制振対象の応答抑制効果と TMD の最大変形 は、TMDの2次剛性に支配されることから¹⁷⁾、2次剛性比を検討変 数から除外しても問題ないと判断したためである。地震応答解析モ デルは、基礎固定のせん断型の質点系モデルとする(図7)。

3. 等価2質点系による免震層の最適設計条件の推定

3.1 検討方法

本章では、大地震時に生じる建物の最大層間変形角を最小化する 最適な免震層の剛性や耐力を明らかにする。これを体現するために、 設計変数を様々に変化させ、多数の非線形時刻歴応答解析をおこな う。また、地震動の経時特性や位相特性に対する応答の特解に逐次 左右されないよう、乱数シード値の異なる複数(5波)の地震動に 対する応答値の標本平均をとることにより、各種の結果を整理する。

本章の検討では、次の工夫をおこなう。元の建物階数、減築層数、 増築層数、建物の復元力特性および免震層の剛性・耐力と考えるべ き変数が多岐に渡る。これらの物理量全てを直接踏まえて免震層の 最適同調条件を推定するのは、計算資源の観点から困難である。し たがって、次のような方策をとることとする。まず、通常の基礎免 震の検討での慣行と同様に、上部架構を剛体とし、増築部の復元力 は免震層に代表させる。このとき、上部架構は単純な質量要素に還 元される。また、限界耐力計算法に準じて、既存部を等価1質点系 に縮約すれば、建物階数の情報は喪失し、建物の動力学的特性は有 効質量および復元力特性のみに縮約される。このような振動子を意 識すれば、減築により弾性1次固有周期が短くなった系と元からそ の特性を有する別の系を区別することは、免震層の最適同調条件を 見出す際には、もはや必要なくなる。つまり、増築と減築を区別し なくてよい。これらより、同一の増築部重量でも減築と増築の組み 合わせは一意でなく、限定的な解析ケースの結果から、多様な建物 特性に対する結論が帰結され得ることになる(図 8)。

以上から、図9に示すような等価2質点系に縮約した系を用いて 検討する。減築後既存部の1次固有周期、等価1質点系の復元力特 性および質量比の3種類のみを検討に用いる変数とする。等価1質 点系の復元力特性は、初期剛性と耐力を独立変数とし、その他は従 属変数として決まるものとする。元の建物の1次固有周期および減 増築層数から、検討する固有周期および質量比を表3のように定め る。免震層の剛性については、免震層と減築後の既存部の固有周期 比の逆数(以下、振動数比) ŷを導入し、次式で定義する。

$$\widehat{\gamma} = \widehat{T}_l^y / T_u^p$$

$$\widehat{T}_l^y = 2\pi \sqrt{\widehat{M}_l^{eff} / \widehat{K}_l^y} , \quad T_u^p = 2\pi \sqrt{m_u / k_u^p}$$
(4a)
(4b, c)

ここに、 T_u^p は免震層の降伏後の接線剛性 k_u^p に基づく周期(所謂、

表2 対象とするクライテリア(極めて稀に発生する地震動)

部位	項目	記号	クライテリア
既存部	最大層間変形角	θ	概ね弾性限以下
	免震層直上の加速度	A_{u}	4m/s ² 以下
増築部	または、 免震層直上のせん断力係数	C_u	0.4 以下
	免震層の変形	d	0.3m 以下



免震周期) であり、 \hat{T}_{l}^{γ} は減築後の既存部の降伏時の割線剛性 \hat{K}_{l}^{γ} に 対応する等価固有周期である(図 10)。振動数比 $\hat{\gamma}$ は、一般的な TMD の設計で重要な役割をなす同調比に相当する。

また、免震層の降伏せん断力係数 α_u^y と減衰定数 h_l の加速度応答 スペクトル S_a を用いて、免震層の降伏耐力 Q_u^y を次のように表す ¹⁷⁾。

$$Q_u^y = \alpha_u^y m_u g$$
, $\overline{\alpha} = \frac{\alpha_u^y}{S_a(\overline{T}_i^y, h_i)/g}$ (5a, b)

ここに、gは重力加速度である。地震動強さによらない免震層の最 適な耐力を得るため¹⁷⁾、以降では、免震層の耐力 Q_u^y を直接取り扱 う代わりに、式(5b)で定義される降伏せん断力係数比 \overline{a} を独立変数 の一つとして取り扱う。

3.2 等価2質点系による既存部および増築部の動的縮約

既存部の等価1質点系の骨格曲線が算定された後、減築層数に応 じてその都度、骨格曲線を再算定するのは不経済であり、かつ一般 性に欠ける。そこで、本論文では、連続体置換法に基づいて、減築 前の骨格曲線から減築後の曲線を直接推定する方法を提案する。そ の骨子は、減築後に増築がある前提で建物既存部の振動モードが減 増築後に変化しないものとし、逆三角形のモード形状を想定し、連 続体系(無限の階数を想定した滑らかな剛性分布を有する系)への 近似的な置換により、減築後の等価1質点系の固有周期や剛性の変 化率を評価するものである。これによれば、元の建物の振動特性お よび復元力特性が既知であれば、減築層数に応じて、復元力特性が 推定できるようになる。

3.2.1 連続体置換法による減築後の既存部の振動特性評価

元の建物の有効質量 M_l^{eff} および固有周期 T_l が既知であるものとして、固有値解析をおこなわずに、減築後のこれらの諸量である \hat{M}_l^{eff} や \hat{T}_l を直接算定する方法を示す。

減築に伴う振動モードの変化が無視できるものとし、かつ振動モ ード形状が共に逆三角形であると仮定する。減築に伴う既存部の有



図9 減増築後の等価2質点系モデル 図10 各部の骨格曲線

表 3 検討項目

\backslash	項目	記号	範囲
	階数	Ν	7~12
	1 次固有周期	T_l	0.4~0.7 秒
既	最下層の降伏せん断力係数	C_0	0.3~0.5
存	減築率	η	0.1~0.5 (0.1 刻み)
部	減築後の1次固有周期	\widehat{T}_l	$0.2\sim 0.6$ 秒 (0.2, 0.4, 0.6)
	減築後の等価1質点系の 降伏せん断力係数	$\widehat{\alpha}_{l}^{y}$	0.2, 0.5, 0.7
増	質量比	μ	0.2~1.3 (0.1 刻み)
築	振動数比	$\widehat{\gamma}$	0.1~1.0 (0.05 刻み)
部	降伏せん断力係数比	$\overline{\alpha}$	0.025~0.5 (0.025 刻み)

効質量の変化率 $\hat{M}_{i}^{ef}/M_{i}^{ef}$ は、減築前の建物階数Nと減築率 η を用いて、以下のように算定される。

$$\frac{\hat{M}_{i}^{eff}}{M_{i}^{eff}} = \frac{(\eta - 1)(2N + 1)\{1 - N(\eta - 1)\}}{(N + 1)\{2N(\eta - 1) - 1\}}$$
(6)

ここで、連続体置換法により、極限操作; $N \rightarrow \infty e$ 施すと、減築率 ηe 用いて、式(6)は以下のように書き換えられる。

$$\lim_{N \to \infty} \widehat{M}_{l}^{eff} / M_{l}^{eff} = 1 - \eta \tag{7}$$

次に、固有周期の変化率について考える。層 i の剛性 k_iは、

$$k_{i} = k_{1} \left\{ 1 - \left(1 - \tau\right) \frac{i - 1}{N - 1} \right\}$$
(8)

で表されるとして、高さ方向に直線分布を仮定する(2.4節)。ここに、 τ は最下層に対する最上層の層剛性の比であり、 k_1 は最下層の層剛性である。式(8)の剛性分布から、減築に伴う固有周期の変化率 \hat{T}_i/T_i を Rayleigh 商により計算すれば、以下のようになる。

$$\lim_{N \to \infty} \frac{\widehat{T}_l}{T_l} = (1 - \eta) \sqrt{\frac{1 + \tau}{1 + \eta + \tau(1 - \eta)}}$$
(9)

ただし、有効質量を導出する際と同様に、ここでも $N \rightarrow \infty$ として、 結果を極限近似している。式(7)および式(9)により、減築率 η に伴う 既存部の初期の層剛性の変化率 \hat{K}_{i}/K_{i} は、次式のように表される。

$$\frac{\widehat{K}_{l}}{K_{l}} = \left(\frac{\widehat{M}_{l}}{M_{l}^{eff}}\right) \cdot \left(\frac{T_{l}}{\widehat{T}_{l}}\right)^{2} = \frac{1}{1-\eta} \cdot \left\{\frac{1+\eta+\tau(1-\eta)}{1+\tau}\right\} \equiv \kappa$$
(10)

式(10)の第2因子(中括弧内)は、 $\tau=1$ のときに1となり、 τ が小 さいほど、また η が大きいほど、その値が1より大きくなる。

図 11 に質点系モデルの固有値解析による結果と各評価式(式(7)、 式(9)および式(10))を比較したものを示す。 τ=1/2,1/4 で建物の階 数は 7,10,12 階の 3 ケースとしている。連続体系と元の質点系モデ ルの結果は概ね対応していることが解る。

3.2.2 減築による既存部の等価1質点系の骨格曲線の変化

減築後の既存部の等価1 質点系の骨格曲線は、図 11(d)のようになる。これは、次のように求めている。Ai 分布に基づいて定めた外力を用いて、図 7 の質点系モデルに Pushover 解析をし、得られた質点 iの相対変位 $u_{(i)}$ から、限界耐力計算法に準じて、代表変位 Δe



から求めている。図 11(d)からは、減築による剛性増加の他に、耐力 の上昇も認められる。一方、層の降伏せん断力分布が Ai 分布により 定まる値に従う場合、図 12(a)に示すように、減築に伴う耐力の上昇 は見られない。そこで、減築前の代表せん断力を $Q_l = Q_l(\Delta)$ として 表すと、減築後のそれは、式(11)を用いて、経験的には $\hat{Q}_l = Q_l(\kappa\Delta)$ の ように評価され得ると考えられる。同図に示すように、これによる 予測値と Pushover 解析による結果は、良く対応していることが解る。

以上を踏まえて、震度法で定められた必要耐力分布を有する建物 に対して、減築数に応じた建物の骨格曲線を簡易に評価する目的と して、等価1質点系に対する耐力低減係数¢を導入する。Pushover 解析による結果を用いて回帰係数を定めた結果、次式を得る。

 $\phi = \begin{cases} 1 & \text{for Ai} \partial \pi \hat{a} \hat{a} \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for } \underline{g} \underline{g} \\ \vdots \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for } \underline{g} \underline{g} \\ \vdots \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for } \underline{g} \underline{g} \\ \vdots \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for } \underline{g} \\ \vdots \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for } \underline{g} \\ \vdots \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for } \underline{g} \\ \vdots \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for } \underline{g} \\ \vdots \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for } \underline{g} \\ \vdots \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for } \underline{g} \\ \vdots \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for } \underline{g} \\ 1 - a \exp$

式(12)を用いて代表せん断力を補正した結果、震度法に従う降伏 せん断力分布の場合にも、良く対応することが解る(図12(b))。 3.2.3 既存部と増築部から成る等価2質点系の振動方程式

前節の結果から、既存部と増築部から成る等価2質点系を定義する。著者らの一人は、信頼性の高い等価2質点系への縮約法を提案しており^{14).17)}、本論文でもこの手法を採用する。慣行的な等価1質 点系の上部に直接に上部構造を接続する方法¹⁸⁾では精度が悪いこと を別途確認しているためである。用いる振動方程式は、次式となる。

$$m_{u}\ddot{d} + Q_{u}(d) = -m_{u}\left(\ddot{\Delta} + \ddot{u}_{g}\right)$$
(13a)
$$\hat{M}_{i}^{eff}\ddot{\Delta} + \hat{D}_{i}\dot{\Delta} + \hat{Q}_{i}(\Delta) = -\hat{M}_{i}^{eff}\ddot{u}_{g} + \psi Q_{u}(d)$$
(13b)

ここに、 Q_u は免震層のせん断力である。 \hat{D}_l は等価1質点系に縮約 した、(減築後の)既存部の減衰係数である。また、dは、免震層 の層間変位であり、 ψ は免震層と接続する位置での既存部の刺激関 数の値である。($\hat{\cdot}$)は時間微分を示す。式(13)において、減築後の等 価1質点系の諸特性の評価には、以下の関係を用いる。

 $\hat{M}_{l}^{eff} = (1 - \eta) M_{l}^{eff}, \quad \hat{K}_{1} = \kappa K_{1}, \quad \hat{Q}_{l} = \phi(\eta) \cdot Q_{l}(\kappa(\eta) \Delta)$ (14a-c) なお、式(13)の等価 2 質点系と元の多質点系の各部位の時刻歴応 答は、最大値のみならず位相も含めて、両者良く対応していること を付録 2 で確認している。

3.3 時刻歴応答解析による免震層の最適設計条件の推定

前節の等価 2 質点系を用い、一例として、 $\hat{T}_i = 0.4s$ の場合の既存 部の最大変形角 $\hat{\theta}$ から求めた等値線図を図 13 に示す。本論文では、 $\hat{\theta}$ が極小値となる振動数比 $\hat{\gamma}^*$ と降伏せん断力係数比 $\overline{\alpha}^*$ の組み合 わせを最適設計条件と呼ぶこととする。 $\overline{\alpha}^*$ は $\hat{\alpha}_i^\gamma$ にはほとんど依存 せずに、 μ のみに支配されることが解る。また、 \hat{T}_i を 0.4 秒に固定 して、 $\hat{\alpha}_i^\gamma$ および μ を変数とした場合の $\hat{\gamma}^*$ および $\overline{\alpha}^*$ を図 14 に示す。 $\hat{T}_i = 0.4s$ の結果から、最適降伏せん断力係数比 $\overline{\alpha}^*$ および最適振動数



比 γ^{*}の回帰式をそれぞれ以下のように与えておく。

 $\overline{\alpha}^* = \max(-0.25\mu + 0.25, 0.08)$ (15a)

$$\hat{\gamma}^* = \max(-0.40\mu + 0.48, 0.2)$$
 (15b)

式(15a)と式(15b)では、免震層の変形が過大にならないように、 \overline{a}^* および \overline{p}^* の下限値を定めている。式(15a)から、 $\mu = 0.05$ では $\overline{a}^* = 0.24$ かつ $\mu = 0.2$ で $\overline{a}^* = 0.20$ となり、文献 17)で理論的に求められた値と 合致する。ところで、免震層の剛性や耐力の最適値からの変動による層間変形角は鈍感であるため、式(15)の回帰式による層間変形角 と実際の層間変形角の極小値 $\hat{\theta}^*$ は、その他の固有周期や質量比の条件の結果を含めても極めて良く一致している(図 15)。なお、質量 比 μ が 0.2 以上では、 μ の値にかかわらずに最大層間変形角はほぼ 一定である(図 16)。これは、4.4 節でも後述するように、一定以上 の質量比では、増築による制振効果の向上が鈍化するためである。 また、図 17 に示すように、いずれの固有周期 \hat{T}_i の建物においても、 式(15)の最適条件は、最大層間変形角の極小値の発生位置(\hat{p}, \hat{a})に対応している。



(凡例)各図の縦軸:せん断力係数比 a、横軸:振動数比 y
 単位(rad)
 •:式(15a, b)の回帰式による最適設計条件



図 17 最大層間変形角の等値線図と最適設計条件の比較

4. 減築と増築を組み合わせた制振改修設計法

4.1 免震層と上部架構の最大応答の関係

第3章での最適振動数比 ŷ^{*}により免震層を設計した場合、免震層 の最大変形や上部架構の最大加速度は、必ずしもそれらの耐震クラ イテリアを満足するとは限らない。ところで、免震周期(振動数比 ŷ)の修正を多少許容しても、図13や図17から明らかなように、 既存部の最大層間変形角はその極小値から大きく変化しない。そこ で、免震層の耐力をその最適値に固定したままで、剛性を変動させ たときに生じる増築部の最大応答を簡易に予測する手法を提案する。

まず、免震層の最大変形dおよび免震層直上の最大層せん断力係数 C_u には、質量比 μ および既存部の降伏せん断力係数 \hat{a}_i^v が大きく影響すると考えられる。これらの影響を排除するために、増築部(TMDとして期待される部位)がない状態の応答値を用いて、dおよび C_u の基準化に用いる量を以下のように導入する。

$$d^* = \chi_d^* \cdot \psi S_d \left(\widehat{T}_l^y, h_l \right), \quad C_u^* = \chi_a^* \cdot \frac{S_a \left(\widehat{T}_l^y, h_l \right)}{g}$$
(16a, b)

ここに、 S_a , S_d はそれぞれ加速度および変位応答スペクトルであり、 h_i は既存部の内部粘性減衰定数である。 \hat{a}_i^γ の相違が最大応答に与 える影響は、応答スペクトルを評価する \hat{T}_i^γ で反映される。また、

 $\chi_{a}^{*} = 1/\sqrt{2\mu} + 0.83\sqrt{\mu}$, $\chi_{a}^{*} = 1/\sqrt{2\mu}$ (17a, b) である。 χ_{a}^{*} は文献 14)による最適同調時の既存部および増築部の最 大変位の比を表す評価式の第 2 項までを採用したものである。同様 に χ_{a}^{*} は、最適同調時の既存部および増築部の最大層せん断力係数の 比である。いま、既存部の最大変形角は弾性限以下を目標にしてい るから、 d^{*} は最適設計時の免震層の最大変形の近似値を与える。 $\chi_{a}^{*}, \chi_{a}^{*}$ の 2 つの量により、既存部と増築部の動的相互作用に質量比 が及ぼす影響を擬似的に取り入れていることとなる。

3章の時刻歴解析結果を用い、 d/d^* および C_u/C_u^* を振動数比 $\hat{\gamma}$ で 整理すると図 18 となる。この結果を予測する振動数比 $\hat{\gamma}$ による評 価式を考えてみる。直感的には、免震層が剛 $(\hat{\gamma} \rightarrow \infty)$ であれば免震 層の最大変形は零、反対に、免震層の剛性が零 $(\hat{\gamma} \rightarrow 0)$ であれば免 震層の最大変形は、無限大となるべきである。以上の考察と、ラン ダム振動論による線形系の理論解¹⁴⁾の数式表現を設計に扱いやすい ように簡素化して、基準化した最大応答の回帰式を以下で定める。

$$\frac{d}{d^*} = \frac{1}{\sqrt{5.2\hat{\gamma} + 2.3\hat{\gamma}^2}} \equiv F_d(\hat{\gamma}), \qquad \frac{C_u}{C_u^*} = F_{a1}(\hat{\gamma}) \cdot F_{a2}(\hat{\gamma}, \mu) \qquad (18a, b)$$

$$F_{a1}(\hat{\gamma}) = \sqrt{0.055\hat{\gamma} + 0.33\hat{\gamma}^2} \qquad (18c)$$

$$F_{a2}(\hat{\gamma}, \mu) = 1 + 0.35\gamma(\gamma - 1)(1 - 5\mu) \qquad (18d)$$

ここに、 F_{a2} は質量比 μ が大きい場合の精度を考慮するために、経験的に導入した補正項である。 F_{a2} では、 $\gamma = 0.1$ で $F_{a2} = 1$ となる定点を通過する放物線型を仮定し、 $\mu = 0.2$ でその振幅が零となるように関数形を定めた。時刻歴解析の結果を用いて、非線形最小二乗法により F_{a1}, F_{a2} の回帰係数を同定した。図 18 から、実際の設計で興味ある $\hat{\gamma} = 0.2 \sim 0.5$ の範囲では、表3の多くの条件を含む結果が単一の式(18)により整理できていることが確認できる。これを基にして、パラメータ $\hat{\gamma}$ を変化させて $d/d^* - C_u/C_u^*$ の相関を示したのが図 19である。この図から得られた無次元応答量を式(16)および式(17)で物理量に戻すことにより、最大応答の予測値が得られ、耐震クライテリアを満たす $\hat{\gamma}$ の値を合理的に定めることができる。

4.2 増築部の性能曲線

図 19 は減築後の建物諸元を基準とした無次元量で整理されてい るため、減築効果や免震層の剛性がどのような増築部の応答変化を もたらすかを直感的に判断しにくい。そこで、設計変数を η,γ の 2



つとし、図19の両軸を物理量で表した性能曲線を提案する。

式(9)を参考にして、近似的に成り立つ $\hat{T}_{l}^{y} \approx (1-\eta)T_{l}^{y}$ の関係を用い、 減築前の建物降伏時の等価固有周期 \hat{T}_{u}^{ρ} に対する振動数比;

$$\gamma = T_l^y / T_u^p \approx (1 - \eta) \widehat{\gamma}$$
⁽¹⁹⁾

を導入する。さらに、非弾性化した後の既存部の等価固有周期が応答スペクトルの加速度応答一定領域に留まる条件が満足されれば (すなわち、 $S_a(\widehat{T}^y, h) = S_a(T_i^y, h)$)、

$$S_{d}(\widehat{T}_{l}^{y},h_{l}) = \frac{S_{a}(\widehat{T}_{l}^{y},h_{l})}{(2\pi/\widehat{T}_{l}^{y})^{2}} = (1-\eta)^{2} S_{d}(T_{l}^{y},h_{l})$$
(20)

が成り立つ。質量比 μ と減築率 η には、増築条件に応じて式(3)の関係があることは既に述べた。この関係式と式(16)~式(20)を用いれば、性能曲線が図 20 のように描ける。これにより、加速度応答スペクト ル S_a が設計条件として与えられれば、設計クライテリア $_{allow} C_u$ と $_{allow} d$ を下回る免震周期を選定すれば良い。

4.3 免震層の最大変形に着目した場合の必要振動数比

ここでは一例として、免震層の許容変形_{alow} $d \ge 0.3m$ としたとき に、これを下回るために必要な振動数比_{req} $\hat{\gamma} \ge d \ge 0.3m$ としたとき に、これを下回るために必要な振動数比_{req} $\hat{\gamma} \ge d \ge 0.3m$ としたとき から求めた値を図 21 で示す。むろん、検討する地震応答スペクトル により縦軸の値は変わる。ここで重要なことは、地震応答スペクト ルの形状を変化させても、必要振動数比は質量比にあまり影響され ないことである。たとえば、図 5 の地震動条件の場合、 \hat{T}_i^{γ} が 0.8 秒 以下であれば、_{req} $\hat{\gamma}$ は概ね 0.2 以下となる。質量比 μ の値にかかわ らず、この値は式(15b)の振動数比の下限値 $\hat{\gamma} = 0.2 \ge m$ 条件に下回る。 ゆえに、式(15b)の最適振動数比で設計条件が決まる。一方、 \hat{T}_i^{γ} が 0.8 秒以上の場合は、最適設計条件からでなく、免震層の最大変形 によって設計用の振動数比 $_{dr} \hat{\gamma}$ が決まるため、注意する必要がある。

4.4 必要減築率の推定

性能曲線を利用するためには、これに先んじて最低限必要な減築 層数 $_{req}\Delta N_r$ 、ひいては減築率 $_{req}\eta$ を決定する必要がある。ここでは、 限界状態設計法に準じた必要減築率 $_{req}\eta$ の決定方法について述べる。

3.3 節から、最適設計条件近傍では、最大層間変形角は一定となることが確認された。そこで、最適条件近傍における全体系の等価付加減衰定数 Δh^{eq}を最適同調時の値で代用して、次式¹⁴⁾で評価する。

$$\Delta h_l^{eq} = \frac{1}{4/\sqrt{\mu} + \sqrt{\mu} (12 - \psi)/(2\psi)}, \quad \overline{\mu} = \psi^2 \mu \qquad (21a, b)$$

既存部応答を弾性限以下とする目標を掲げているから、履歴減衰は 無視する。以上より、次式で応答低減効果係数 D_h^{19} を考慮する。

 $h_l^{eq} = h_l + \Delta h_l^{eq}, D_h = \sqrt{(1 + \alpha h_0)/(1 + \alpha h_l^{eq})}, h_0 = 0.05$ (22a-c) 図 22 から、減築率 η が 0.1 以上であれば、応答低減効果係数 D_h は 概ね一定値に停留する。そこで、実際の施工順とは逆に、増築によ る減衰付加を仮想的に先行して考え、応答低減効果を乗じた $S_a - S_d$ 曲線を描く。この曲線と等価 1 質点系の荷重変位関係の交点である 最大応答値を次のような考え方で求める。減築後の既存部の層間変 形角 $\hat{\theta}$ は、代表変位 Δ を減築後の既存部の等価高さ \hat{H}_l^{eq} で除して、

$$\hat{\theta} = \Delta / \hat{H}_l^{eq} \tag{23}$$

となる。ここで、減築後の等価高さ \hat{H}_l^{eq} は、

$$\widehat{H}_{l}^{eq} \approx (1 - \eta) H_{l}^{eq} \approx 2/3 \cdot (1 - \eta) H_{l}$$
(24)

で求められる。式(24)の事実から、減築率ηとこの曲線の横軸を1-η だけ縮小した曲線と等価1質点系の代表せん断力係数と層間変形角 の曲線の交点を追跡していけば、既存部の許容層間変形角 $allow \hat{\theta}$ を 満たす必要減築率 $rea\eta$ が図 23(a)のようにして求まる。

このような手法により、既存部に必要な降伏せん断力係数 $_{req} \hat{a}_i^y \delta a_i^y \delta a_i^y$

$$C_{0} = \frac{Q_{1}}{M_{l}^{tot}g}, \quad \alpha_{l}^{y} = \frac{Q_{1}\phi(\eta)|_{\eta=0}}{M_{l}^{tot}g}, \quad \widehat{\alpha}_{l}^{y} = \frac{Q_{1}\phi(\eta)}{(1-\eta)M_{l}^{tot}g}$$
(25a-c)

式(25)を \hat{a}_i^{γ} について解き、式(25c)の \hat{a}_i^{γ} をその必要値 $_{req}\hat{a}_i^{\gamma}$ で置き換えれば、次式を得る。



 $_{reg}\hat{a}_{l}^{y}$ を既知として、上式を η について解けば、次式を得る。

$${}_{\rm eq}\eta = 1 - \beta + \frac{1}{h}W\left(ab\beta e^{b(\beta-1)}\right), \quad \beta = \alpha_l^{y} / {}_{\rm req} \hat{\alpha}_l^{y} \qquad (27a, b)$$

ここに、 $W(\cdot)$ はLambert のW関数(対数積)である。式(27)による 必要減築率を図 23(b)に示す。 $\alpha_l^y = 0.3$ で改修後に既存部を 1/200rad 以下に抑制する場合、別途の検討によれば req $\alpha_l^y = 0.5$ となる。この とき req $\eta > 0.4$ であり、10 階建ての場合には 5 層分減築に相当する。

4.5 減築・増築層数および免震層の設計手順

減増築による制振改修の設計手順を図 24 に示す。はじめに、耐 震クライテリアを設定し (STEP 1)、減増築後の建物階数を設定す る (STEP 2)。Pushover 解析により、減築前の建物を等価1質点系 に縮約し、荷重-変位曲線を得る(STEP 3)。式(14)の簡易法を用い て減築後の曲線を評価し、S_a-S_d曲線と重ね合わせることにより、 層間変形角の許容値 $allow \theta$ を満たす必要減築率 $req \eta$ を求める (STEP 4)。_{ma}ηに対応する減築層数と最終的な建物階数から質量比μを決 定する (STEP 5)。次に、式(15)から最適降伏せん断力係数比 $\overline{\alpha}^*$ と 最適振動数比 $\hat{\gamma}^*$ を算出する (STEP 6)。 $\overline{\alpha}^*$ と式(5)から免震層の降 伏耐力 Q_{μ}^{y} を決定し、 $\hat{\gamma}^{*}$ と式(4)から 2 次剛性 k_{μ}^{p} の試行値を定める (STEP 7)。式(18)から免震層の最大変形 d および上部架構のせん断 力係数 C, の予測値を求め、この値がクライテリアを満たしている かを確認する(STEP 8)。満たしていなければ、図 19の性能曲線を 用いて、免震層の剛性を修正する。最後に、検証として時刻歴解析 をおこない最大応答値を得る (STEP 9)。これらが増築部のクライ テリアを満足さない場合には、免震層の耐力・剛性を再度改める。 既存部の最大層間変形角がクライテリアを満たしていない場合には、





図 24 減築・増築層数および免震層の設計手順

5. 多質点系モデルによる改修後の耐震性能の検証

5.1 検討条件および制振改修設計

提案した設計手順に従って仮想の中層建物を実際に改修設計した うえで、多質点系モデルを用いた地震応答解析により、耐震性能の 向上を例証する。

耐震クライテリアは表2とし、検討用地震動は表4のとおりとする。観測波については、その最大速度が0.5m/sになるように原波を

基準化している。上部架構の層剛性と耐力は、次のように便宜的に 定めた。まず、減増築後と同一の階数を有するS造建物を想定し(参 照S造)、剛性分布をAi分布による層せん断力分布に比例させる。 各層の剛性の値は、固有値解析による1次固有周期が0.03Ĥの値と なるように定める。標準せん断力係数を0.3とした参照S造と同一 の階のせん断力係数を増築階の値とし、上部架構の耐力を定める。

階数と耐力の異なる計 4 つの建物を代表例として、改修設計をお こなう。表 5 に元の建物概要と限界耐力計算法により定めた増築部 の設定を示す。各建物の減築層数は、図 23(b)の図的解法による必要 減築率と概ね対応している。表 6 に免震層の概要を、図 25 に減増築 の階数の変化をまとめている。 $S_a - S_d$ 曲線を用いて既存部に生じる 層間変形角 $\hat{\theta}$ と最大応答せん断力係数 \hat{C}_i と性能曲線により求めた 免震層の変形 dと上部架構のせん断力係数 C_a を表 7 に示す。時刻

表4 検討用地震動の概要

No	地雪波之	最大加速度	最大速度	継続時間
140.	地展议力	$PGA(m/s^2)$	PGV (m/s)	(s)
1	El Centro 1940 NS	5.100	0.500	53.74
2	Taft 1952 EW	4.969	0.500	54.38
3	八戸 1968 NS	3.338	0.500	50.98
4a	告示波1(乱数位相)	4.512	0.560	60.00
4b	告示波2(同上)	4.658	0.581	60.00
4c	告示波3(同上)	4.331	0.617	60.00

表5 検討建物および減増築層数の設定

建物	耐力	階数	減増築層数の設定			減築後諸元		無次元量	
符号	C_0	Ν	ΔN_r	ΔN_e	\widehat{N}	$\hat{T}_{l}^{y}(s)$	\hat{H}_{l}^{eq} (m)	η	μ
F07C3	0.3	7	3	4	8	0.56	8.0	0.43	0.83
F07C5	0.5	7	2	3	8	0.57	10.0	0.29	0.52
F10C3	0.3	10	5	7	12	0.57	10.0	0.50	1.10
F10C5	0.5	10	2	3	11	0.78	16.0	0.20	0.33
					-				

(記号) AN,: 減築層数, AN,: 増築層数, Ñ: 減増築後の層数(免震層を除く)

表6 免震層の概要							
建物	振動数比	免震周期	降伏せん断力	降伏せん断力			
符号	$\hat{\gamma}$ (-)	T_{μ}^{p} (s)	係数比 a (-)	係数 α ^y _u (-)			
F07C3	0.20	2.82	0.08	0.10			
F07C5	0.27	2.09	0.12	0.15			
F10C3	0.20	2.85	0.08	0.10			
F10C5	0.35	2.22	0.17	0.17			

表7 告示波入力における予測値と時刻歴解析結果の比較

建物	性	能曲線に	よる予	測	時刻歴解析(3波応答の平均)			
符号	\hat{C}_l	$\hat{\theta}$ (rad)	<i>d</i> (m)	$C_u(-)$	\hat{C}_l	$\hat{\theta}$ (rad)	<i>d</i> (m)	$C_u(-)$
F07C3	0.50 (1.06)	1/167 (1.02)	0.18 (0.82)	0.17 (0.85)	0.47	1/171	0.22	0.20
F07C5	0.50 (1.06)	1/233 (1.17)	0.15 (0.88)	0.26 (0.90)	0.47	1/272	0.17	0.29
F10C3	0.51 (1.04)	1/213 (1.01)	0.19 (1.00)	0.16 (0.89)	0.49	1/216	0.19	0.18
F10C5	0.44 (1.13)	1/217 (1.19)	0.21 (1.05)	0.32 (1.00)	0.39	1/258	0.20	0.32
注) 括調由の体は、時刻展翻抵注用に対击て地を示す								

注)括弧内の値は、時刻歴解析結果に対する比を示す。

表	表 8 時刻歴応答解析結果の要約							
符	地震	改修前		改修後				
号	No.	θ (rad)	$\hat{\theta}$ (rad)	<i>d</i> (m)	C_u (-)			
~	1	1/32	1/160	0.18	0.18			
S	2	1/34	1/136	0.24	0.21			
10	3	1/59	1/326	0.13	0.15			
I	4*	1/24	1/166	0.24	0.21			
10	1	1/35	1/238	0.16	0.28			
ų,	2	1/27	1/178	0.14	0.26			
0	3	1/179	1/330	0.11	0.24			
I	4*	1/33	1/191	0.18	0.30			
~	1	1/34	1/200	0.14	0.15			
Ŭ	2	1/36	1/169	0.19	0.18			
10	3	1/77	1/349	0.09	0.13			
-	4*	1/19	1/201	0.22	0.20			
	1	1/45	1/170	0.21	0.32			
Š	2	1/40	1/199	0.17	0.29			
10	3	1/95	1/361	0.14	0.27			
Ľ	4^{*}	1/28	1/192	0.21	0.35			
* ''								



歴解析結果と予則値は良く対応していることが解る。表8には、観 測波も含めた応答結果を示してあり、いずれの結果も耐震クライテ リアを満足している。

5.2 建物各部の最大応答

図26に各建物の最大応答の分布を示す。改修前は、特定層で変形 が著しく集中しているのに対して、改修後では全層に渡り概ね均一 の層間変形角を実現している。増築部の最大加速度分布は、高次モ ードの影響と考えられる高さ方向の応答増幅が確認されるものの、 屋上階を除けば、その最大値は概ね 4m/s²以下に収まっている。一 方、既存部については、最大加速度の抑制はあまりみられない。こ れは、既存部の降伏耐力で加速度が支配されてしまうためである。 また、せん断力係数が既存部上層で小さくなる傾向がみられる。こ れは、同調効果を通じて、既存部と増築部が逆位相となる応答成分 が生じ、既存部に逆せん断力成分が作用するためである。



6. まとめ

耐震性の不足する中層鉄骨鉄筋コンクリート造の既存不適格建築 物を対象として、減築と増築を組み合わせた新たな耐震改修工法を 提案した。非線形時刻歴応答解析をとおして、本改修工法による地 震応答抑制効果を検討した。

得られた結論を以下に要約する。

- 建物既存部を等価1質点系および上部架構を含む増築部を1質 点系とし、これらをモード空間で適切に接続した等価2質点系 を用いれば、免震層に課すべき剛性や耐力の最適な値を数値的 に効率的良く推定することが可能である。
- 2)連続体置換法を用いることにより、減築前の建物階数を減築層 数で除した減築率を用いて、減築後の建物既存部の有効質量や 等価1質点系の骨格曲線を直接評価可能である。
- 3) 一様乱数位相の模擬地震動を入力条件として、等価2質点系の 非線形時刻歴応答解析から、次の傾向が確認された。免震層の 降伏せん断力係数を減築後の降伏時周期に対応する水平震度で 無次元化したせん断力係数比に着目すれば、既存部の地震時最 大変形を最小化する最適せん断力係数比は、建物の耐力や固有 周期に依存しない。これを踏まえて、制振改修設計に便利な最 適設計条件を提案した。
- 4) 非線形時刻歴応答解析から、免震層の最大変形と上部架構の最 大加速度は、質量比が大きくなるにつれて、いずれも低下する 傾向にある。線形系のランダム振動論を援用して、質量比を用 いてこれらの最大応答値を基準化することにより、最適設計条 件以外の場合も含めて、時刻歴解析をおこなわずに様々な特性 を持つ建物の応答を予測できる回帰式を提案した。
- 5) 免震層の最大変形と上部架構の最大加速度を振動数比と減築率 で整理した性能曲線を提案した。最適設計条件と性能曲線を組 み合わせて、具体的な制振改修設計手順を示した。
- 6) 降伏耐力の異なる7階建と10階建ての建物を設計例題として、 多質点系でモデル化した上で模擬地震動と観測波を入力して時 刻歴解析をおこない、本改修工法による建物の性能向上を確認 した。模擬地震動による最大応答は、予測値と良く対応してい ることを確認し、提案した制振改修設計手順の妥当性を示した。

本論文では、既存不適格建築物に対する制振改修に限定して、議 論を展開してきた。ただし、減築量と質量比の関係を規定する条件 を外せば、提案した免震層の設計手順や最大応答値の評価手法は、 広く一般の中間層免震の設計にも利用可能であると考えられる。

謝辞

本研究は、経済産業省関東経済産業局の「商業・サービス競争力 強化連携支援事業」の助成を得て実施したものである。ここに謝意 を示します。

参考文献

- 1) 東京都:東京都耐震改修促進計画,2014.4
- J. Johnson, C. Pantelides and L. Reaveley : A rooftop tuned mass damper frame, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.32, pp.965-984, 2003
- 3) 辻聖晃,西村智賢:既存建物上部への増築を利用した耐震補強システムのための増築層剛性設計法、日本建築学会構造系論文集, No.611,

pp.47-54, 2007.1

- M. Chey, J. Chase, J. Mander and A. Carr : Innovative seismic retrofitting strategy of added stories isolation system, Frontiers of Architecture and Civil Engineering, Vo.7, pp.13-23, 2013
- H. Li, Y. Yin and S. Wang : Studies on seismic reduction of story-increased buildings with friction layer and energy-dissipated devices, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.32, pp.2143-2160, 2003
- 6) 竹内徹,山本洋介,中田安洋,佐伯英一郎:既存建物付加型免震構法の安 定性に関する研究,日本建築学会技術報告集,No.34, pp.979-984, 2010.10
- 7) 建築画報;中間階免震を用いた垂直増築 海城学園2号館,建築画報社, Vol.49, No.355, pp.60-63, 2013.7
- J. P. Den Hartog : Mechanical Vibration, Dover Publications, Inc. New York, 1985
- 9) 狩野直樹, 堀裕輔, 栗野治彦:周期変動の大きな RC 造高層建築物用大地 震対応 TMD に関する解析的検討 その1 複数 TMD の設定法に関する基礎的検討,日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.695-696, 2015.9
- Z. Zhang and T. Balendra : Passive control of bilinear hysteretic structures by tuned mass damper for narrow band seismic motions, Engineering Structures, Vol.54, pp.103-111, 2013
- M. Abe : Tuned Mass Dampers for Structures with Bilinear Hysteresis, Journal of Engineering Mechanics, Vo.122, pp.797-800, 1996.8
- 12) 阪神淡路大震災調査報告委員会:阪神・淡路大震災調査報告 建築編-2 プレストレストコンクリート造建築物 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物 壁 構造建築物,日本建築学会,1998.8
- 13) 国土交通省住宅局建築指導課(監修):2009年 改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説,日本建築防災協会,2009
- 14) 金子健作:下部構造の変位低減に着目した中間層免震構造の多目的地震 応答制御,日本建築学会構造系論文集,No.718, pp.1869-1879, 2015.12
- T. Takeda, M. A. Sozen and N. N. Nielsen : Reinforced concrete response to simulated earthquake, Journal of the Structural Division ASCE, Vol.96, pp.19-26, 1970.12
- 16) 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
- 17) 金子健作:履歴型同調質量ダンパーを用いた超高層建物の最適地震応答 制御,日本建築学会構造系論文集,No.721, pp.459-469, 2016.3
- 18) 日本建築学会:免震構造設計指針 第4版,日本建築学会,2013
- 19) 日本建築学会:鋼構造制振設計指針,日本建築学会,2014.11
- 20) 益野英昌,柴田明徳: 偏差係数法を用いた地震による建築物の中間層崩 壊現象の検討,日本建築学会技術報告集, No.23, pp.83-86, 2006.6
- 21) 日本建築学会:地震荷重と建築構造の耐震性,日本建築学会,1977
- 22) 国土交通省住宅局建築指導課(監修):2009年 改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計の手引き、日本建築防災協会、2009

付録1 頂部減築による地震応答抑制効果の予備検討

保有水平耐力分布によっては、減築のみでは、必ずしも地震応答抑制に繋 がらないことを例示し、減増築の必要性を示す。ここでは、代表例として、 $C_0 = 0.3 \text{ o} 10$ 階建ての結果を示す。地震応答解析モデルにおける減築の取り 扱いは、減築対象の単純な要素の撤去とし、既存部の質量および復元力特性 は便宜的に減築前と同一とする。減築層数を増加させた場合の 1 次モードの 刺激関数の層間変位の推移を付図 1 に示す。減築層数を増やすにつれて、最 上層の刺激関数はあまり変化しないものの、下層部は増加している。

減築層数ごとに、時刻歴解析による最大層間変形角を整理したものを付図 2 に示す。減築前には中間層崩壊を生じるが、この部分を例え除去しても、 変形の集中箇所が単により下層に推移するだけである。また、極端に 5 層を 減築した場合でも、今度は下層に変形が集中する。最大層間変位に着目すれ ば、2 層以上の減築は大きな応答抑制効果が得られていないことが解る。下 層に変形が集中する理由は、前述した振動モードの変化の他に、減築直下の 耐力が余剰となるためである。これらの現象は、偏差係数法²⁰により説明で きる。弾性仮定による層間変位応答をδ[']_i、降伏時の層間変位をδ^y_iとすれば、 層 *i* の偏差係数は、

$$\alpha_i^l = \delta_i^l / \left(1/N \right) \cdot \sum_{i=1}^N \delta_i^l \left\{, \quad \alpha_i^y = \delta_i^y / \left(1/N \right) \cdot \sum_{i=1}^N \delta_i^y \right\}$$
(A1a, b)

から求められる。ただし、 δ_i^l は、益野ら²⁰⁾とは異なり、降伏時の割線剛性を 用いて算定している²¹⁾。これらから計算される α_i^l/α_i^y が他の層よりも相対的 に大きな層にて、変形が集中していることが解る。 ここでの結論は、限られた剛性分布や耐力分布に対する結果であり、一般 性のある結論といえるかは今後の課題である。ただし、実在する建物や文献 22)の8階建て事務所ビルに対して検討した場合にも、同様の結論を得ている。 そのため、中層建物に対して減築のみによる耐震改修をおこなう際には、建 物の振動特性の変化に十分留意しなければならないといえる。

付録2 等価2質点系と多質点系の時刻歴応答の対応

文献 14)や17)の等価2 質点系は、下部構造(本研究での既存部に相当)を 弾性としている。しかし、下部構造を非弾性とした本研究の問題に対しての 等価2 質点系の適用性は必ずしも明らかではない。そこで、時刻歴応答解析 をとおして、等価2 質点系を用いることの妥当性を検討する。

一般には、建物既存部と増築部の動的相互作用が強くなるほど、等価 2 質 点系と多質点系の結果が剥離しやすい傾向にある。したがって、ここでの例 題では、式(15)から免震層の剛性および耐力を定める。3 章と同一の η =0.1,0.3 の 2 ケースについて、式(3a)の質量不変条件で増築部の質量を定める。建物既 存部の最大耐力は、 C_0 =0.2 とする。増築部は、多質点系とし、設定した条 件の詳細は第 5 章と同様である。結果を付図 3 および付図 4 に示す。等価 2 質点系による結果は、既存部、免震層の変形および上部架構のせん断力係数 のすべてにおいて、多質点系と時間領域で非常に良い精度で対応しているこ とが解る。紙面の都合上で割愛するが、免震層の剛性や耐力を変えた場合に も等価 2 質点系は、前述と同等の精度を保持していることを確認している。



SEISMIC RETROFITTING TECHNIQUE OF EXISTING MID-RISE SRC BUILDINGS WITH NEWLY-ADDED STORIES UTILIZING MASS DAMPER EFFECT

Kensaku KANEKO^{*1}, Yoshiharu KANEBAKO^{*2}, Yuki TARUMI^{*3}, Mari ITO^{*3}, Shojiro MOTOYUI^{*4} and Takuya KITAOKA^{*5}

*1 Assist. Prof., Dept. of Built Environment, Interdisciplinary Graduate School of Science and Technology, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
*2 Kanebaka Structural Engineers, Dr.Eng.

³ Urban Architecture Office Inc.

*4 Prof., Dept. of Built Environment, Interdisciplinary Graduate School of Science and Technology, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
*5 AXS Satow Inc.

This paper presents seismic retrofitting technique of existing mid-rise SRC buildings with newly added stories utilizing mass damper effect. This proposed retrofit method is summarized as follows. A number of the stories are reduced from the top of the building. A lightweight super structure of steel moment resisting frames is newly built on the rooftop through a mid-isolation system with lead rubber bearings (LRB). Total number of the stories is assumed to increase than ever as far as the total weight of the retrofitted building is below the former one. The downsizing of the building has effect on mitigation of inertia force induced by ground motion. On the other hand, the extension part is expected to work as a tuned mass damper having large mass. The objective of this study is to find optimum design parameters, which consist of required number of reduction stories, strength and stiffness of the mid-isolation.

Firstly, an equivalent two degrees of freedom (2DOF) system consisting of the existing part and the extension part is employed for computational efficiency of nonlinear time history analysis. As a result, design formulae of the optimum strength and stiffness are presented through a response surface method in terms of the maximum drift angle. By using the proposed optimal strength of the isolation, relationship between inter story drift of the isolation and the acceleration of the super structure are clarified in terms of the mass ratio and yield strength of the substructure. Thus, these numerical results are accurately estimated by introducing the deformation ratio of the substructure to the super structure without time history analysis, which ratios are derived based on the stochastic vibration theory.

Secondary, a performance curve is formulated based on the previous results. This diagram approach enables structural engineers to decide required number of reduction stories, stiffness and strength of the isolation in a similar manner to that of the other popular passive control systems. A retrofit procedure is presented with the formulae of the design parameters and the performance curve accordingly.

Finally, examples of the retrofit are shown for multistory buildings having seven or ten stories. The buildings are retrofitted in accordance with the proposed procedure. Three historical ground motions are used to verify improvement of seismic performance through time history analysis of stick models having all degree of freedom of the stories. Maximum inter story drift angles of the existing part are confirmed to be less than 1/200 radian, which requires no additional reinforcement for the column members. Both the maximum deformation of the isolation and the maximum acceleration of the super structure meet a specified seismic criteria and show good agreement with estimated values based on the performance curve.

(2016年3月30日原稿受理, 2016年4月26日採用決定)