

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)	金子健作, 金箱温春, 樽見 優希, 伊藤 麻理, 元結正次郎, 北岡拓也
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、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

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

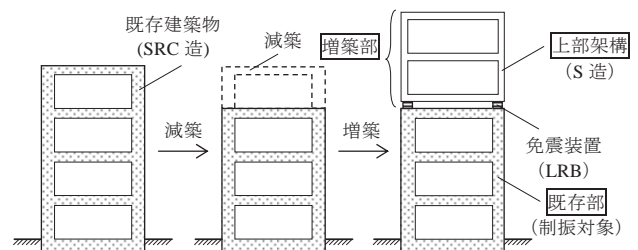


図1 減築と増築を組み合わせた制振改修工法の概念

*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)

*³ UAO(株)

*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 (株)佐藤総合計画(元東京工業大学 大学院生)

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.

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_1 は、軒高 H を用いて $T_1 = 0.02H$ 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と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_r を元の階数 N で除した減築率 η を導入する。

$$\eta = \Delta N_r / N \quad (1)$$

減築前後の有効質量をそれぞれ M_i^{eff} , \bar{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⁾。

$$\mu = m_u / \bar{M}_i^{eff} \quad (2)$$

以降、 $(\bar{\cdot})$ 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 $\bar{M}_i^{eff} \approx (1-\eta)M_i^{eff}$ 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。

$$(\text{質量不変条件：上限値}) \quad \mu_{max} = \frac{1}{\nu} \frac{\eta}{1-\eta} \quad (3a)$$

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

ここに、 ν は建物の総質量 M_i^{tot} に対する M_i^{eff} 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⁾、 $\omega = 0.58$ 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

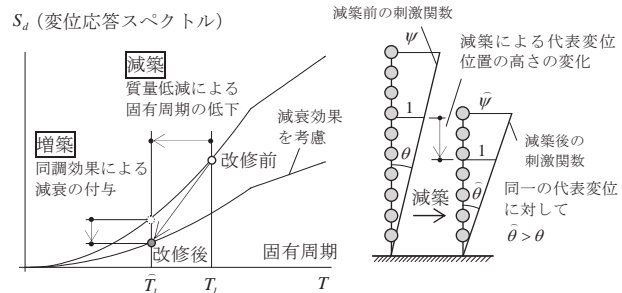


図2 地震応答抑制原理の概説

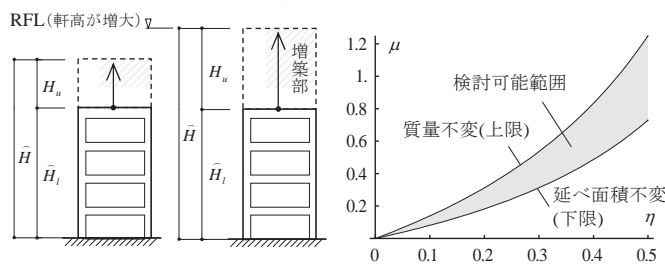


図3 減築及び増築層数の条件

図4 減築率と質量比の関係

表1 質量比の検討範囲

減築率 η	質量比 μ	
	下限値	上限値
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。

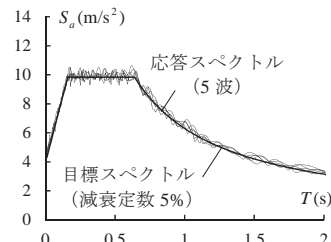


図5 地震応答スペクトル

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_s を乗じて設定する。 G_s 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/s^2 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_i^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_i^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_i^y は、降伏耐力 Q_i^y 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、設計変数を様々な変化させ、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） $\hat{\gamma}$ を導入し、次式で定義する。

$$\hat{\gamma} = \hat{T}_1^y / T_u^p \quad (4a)$$

$$\hat{T}_1^y = 2\pi\sqrt{\hat{M}_1^{eff} / \hat{K}_1^y}, \quad T_u^p = 2\pi\sqrt{m_u / k_u^p} \quad (4b, c)$$

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
増築部	免震層直上の加速度	A_u	4m/s^2 以下
	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

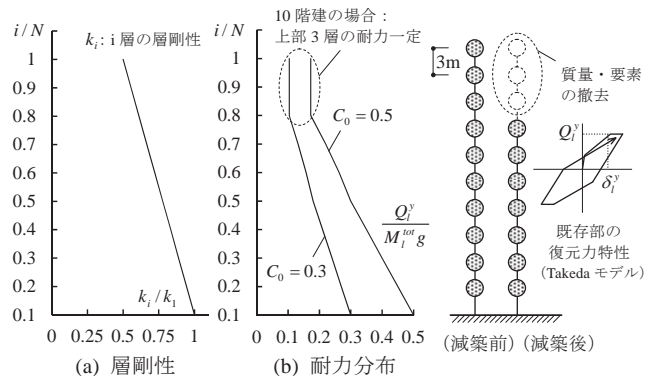


図 6 建物既存部の諸元(10階建の場合) 図 7 地震応答解析モデル

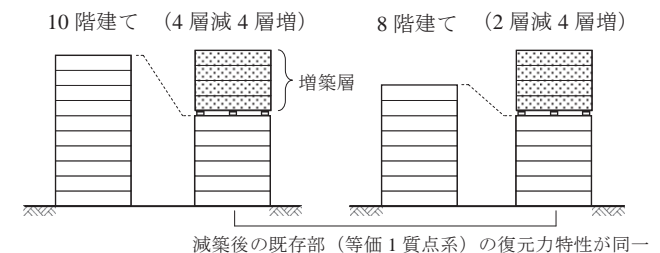


図 8 動的に同一と見做す建物群の一例

免震周期)であり、 \hat{T}_i^y は減築後の既存部の降伏時の割線剛性 \hat{K}_i^y 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_i 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⁾。

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

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 $\bar{\alpha}$ 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_i^{eff} および固有周期 T_i 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}_i^{eff} や \hat{T}_i 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

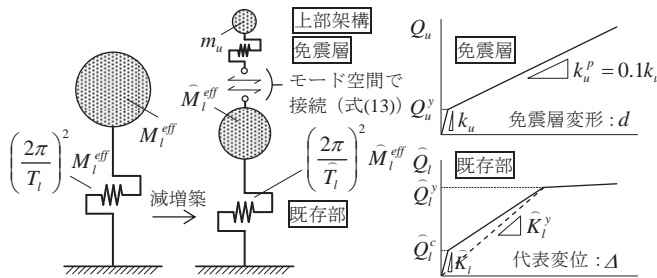


図9 減増築後の等価2質点系モデル 図10 各部の骨格曲線

表3 検討項目

	項目	記号	範囲
既存部	階数	N	7~12
	1次固有周期	T_1	0.4~0.7秒
	最下層の降伏せん断力係数	C_0	0.3~0.5
	減築率	η	0.1~0.5 (0.1刻み)
	減築後の1次固有周期	\hat{T}_1	0.2~0.6秒 (0.2, 0.4, 0.6)
増築部	減築後の等価1質点系の降伏せん断力係数	$\hat{\alpha}_i^y$	0.2, 0.5, 0.7
	質量比	μ	0.2~1.3 (0.1刻み)
	振動数比	$\hat{\gamma}$	0.1~1.0 (0.05刻み)
	降伏せん断力係数比	$\bar{\alpha}$	0.025~0.5 (0.025刻み)

効質量の変化率 $\hat{M}_i^{eff} / M_i^{eff}$ 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。

$$\frac{\hat{M}_i^{eff}}{M_i^{eff}} = \frac{(\eta-1)(2N+1)\{1-N(\eta-1)\}}{(N+1)\{2N(\eta-1)-1\}} \quad (6)$$

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

$$\lim_{N \rightarrow \infty} \frac{\hat{M}_i^{eff}}{M_i^{eff}} = 1 - \eta \quad (7)$$

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、

$$k_i = k_1 \left\{ 1 - (1-\tau) \frac{i-1}{N-1} \right\} \quad (8)$$

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、以下ようになる。

$$\lim_{N \rightarrow \infty} \frac{\hat{T}_i}{T_i} = (1-\eta) \sqrt{\frac{1+\tau}{1+\eta+\tau(1-\eta)}} \quad (9)$$

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。

$$\frac{\hat{K}_i}{K_i} = \left(\frac{\hat{M}_i^{eff}}{M_i^{eff}} \right) \cdot \left(\frac{T_i}{\hat{T}_i} \right)^2 = \frac{1}{1-\eta} \cdot \left\{ \frac{1+\eta+\tau(1-\eta)}{1+\tau} \right\} \equiv \kappa \quad (10)$$

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。 $\tau=1/2, 1/4$ 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)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 Δ を

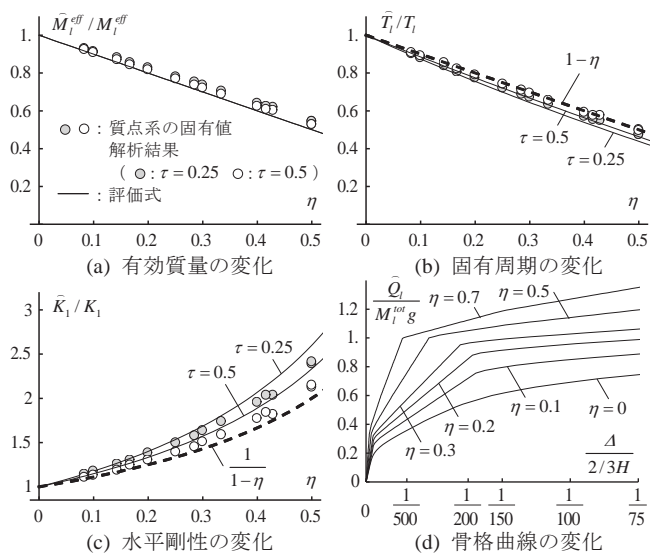
$$\Delta = \frac{\sum_{i=1}^N u_{(i)}^2}{\sum_{i=1}^N u_{(i)}} \quad (\text{各階質量を同一と仮定}) \quad (11)$$


図11 減築による既存部の等価1質点系の諸特性の変化

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 A_i 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 $Q_i = Q_i(\Delta)$ として表すと、減築後のそれは、式(11)を用いて、経験的には $\hat{Q}_i = Q_i(\kappa\Delta)$ 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 ϕ 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。

$$\phi = \begin{cases} 1 & \text{for } A_i \text{ 分布適合} \\ 1 - a \exp(-b\eta) & \text{for 震度法適合} \end{cases}, \quad a = 0.30, \quad b = 5.6 \quad (12a-c)$$

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。

$$m_u \ddot{d} + Q_u(d) = -m_u (\ddot{A} + \ddot{u}_g) \quad (13a)$$

$$\hat{M}_1^{eff} \ddot{A} + \hat{D}_1 \dot{A} + \hat{Q}_1(A) = -\hat{M}_1^{eff} \ddot{u}_g + \psi Q_u(d) \quad (13b)$$

ここに、 Q_u は免震層のせん断力である。 \hat{D}_1 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。(・) 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。

$$\hat{M}_1^{eff} = (1 - \eta) M_1^{eff}, \quad \hat{K}_1 = \kappa K_1, \quad \hat{Q}_1 = \phi(\eta) \cdot Q_1(\kappa\eta\Delta) \quad (14a-c)$$

なお、式(13)の等価 2 質点系と元が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、 $\hat{T}_1 = 0.4s$ 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 $\hat{\alpha}^*$ の組み合わせを最適設計条件と呼ぶこととする。 $\hat{\alpha}^*$ は $\hat{\alpha}_i^*$ 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}_1 を 0.4 秒に固定して、 $\hat{\alpha}_i^*$ および μ を変数とした場合の $\hat{\gamma}^*$ および $\hat{\alpha}^*$ を図 14 に示す。 $\hat{T}_1 = 0.4s$ の結果から、最適降伏せん断力係数比 $\hat{\alpha}^*$ および最適振動数

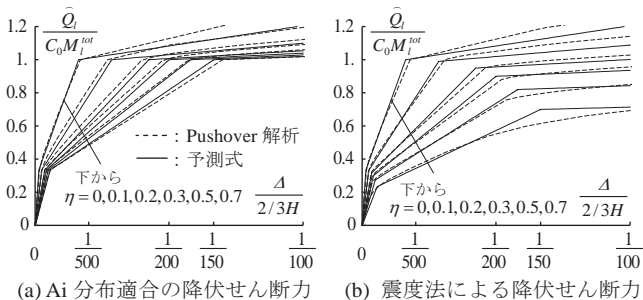


図 12 Pushover 解析による代表せん断力-代表変位関係

比 $\hat{\gamma}^*$ の回帰式をそれぞれ以下のように与えておく。

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

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

式(15a)と式(15b)では、免震層の変形が過大にならないように、 $\hat{\alpha}^*$ および $\hat{\gamma}^*$ の下限値を定めている。式(15a)から、 $\mu = 0.05$ では $\hat{\alpha}^* = 0.24$ かつ $\mu = 0.2$ で $\hat{\alpha}^* = 0.20$ 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}_1 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 $(\hat{\gamma}^*, \hat{\alpha}^*)$ に対応している。

(凡例) 各図の縦軸：せん断力係数比 $\hat{\alpha}$ 、横軸：振動数比 $\hat{\gamma}$ 単位(rad)
●：式(15a, b)の回帰式による最適設計条件

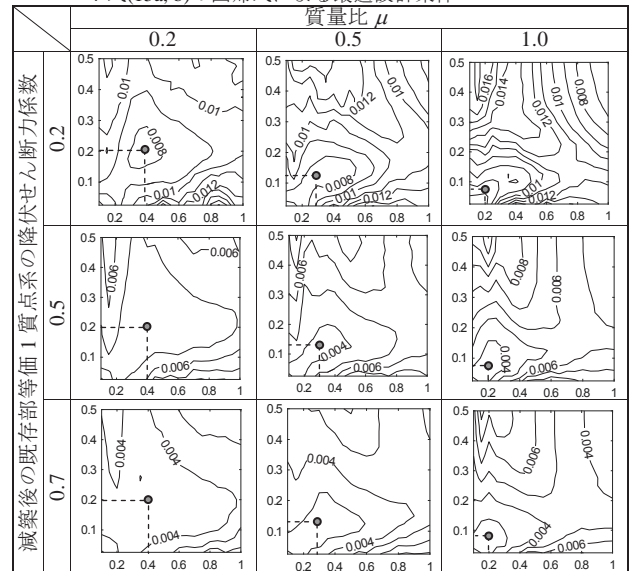


図 13 既存部の最大層間変形角の等値線図

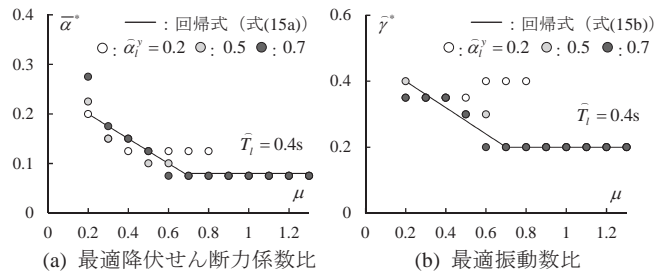


図 14 質量比と最適設計条件の関係

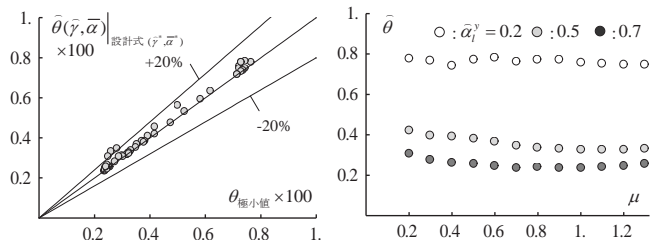
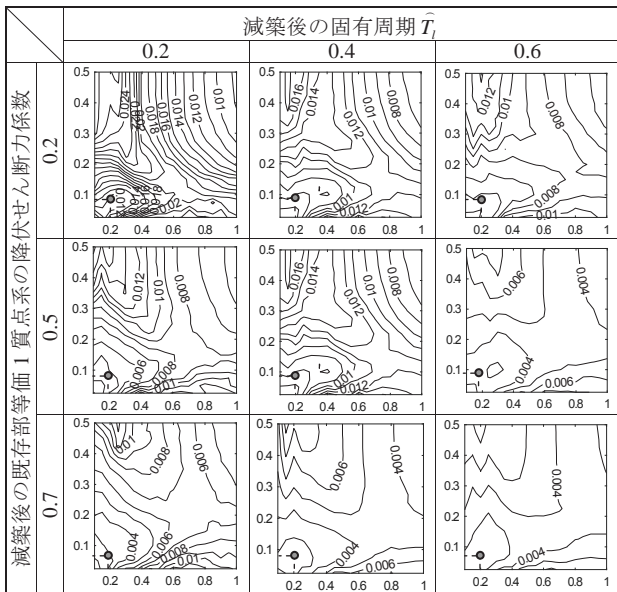
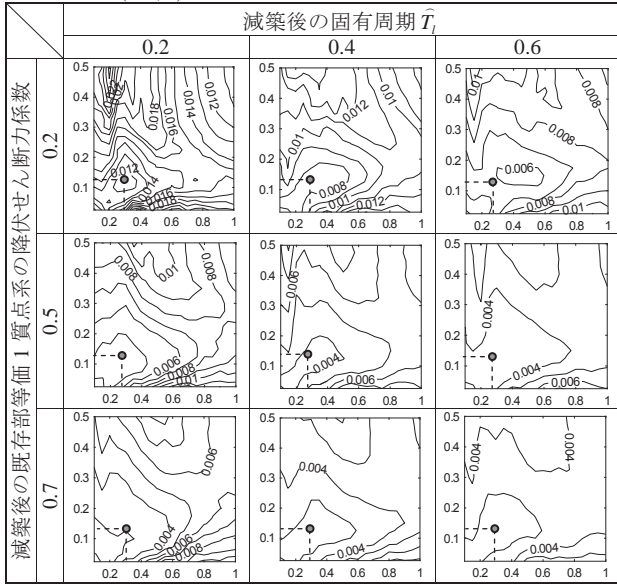


図 15 層間変形角の比較

図 16 質量比と層間変形角の関係

(凡例) 各図の縦軸：せん断力係数比 $\bar{\alpha}$ 、横軸：振動数比 $\bar{\gamma}$ 単位(rad)
 ●：式(15a, b)の回帰式による最適設計条件



(上段：質量比 $\mu=0.5$ 、下段：質量比 $\mu=1.0$)

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 $\bar{\gamma}^*$ 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 $\bar{\gamma}$)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 $\bar{\alpha}_i^y$ 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。

$$d^* = \chi_d^* \cdot \psi S_d(\bar{T}_i^y, h_i), \quad C_u^* = \chi_a^* \cdot \frac{S_a(\bar{T}_i^y, h_i)}{g} \quad (16a, b)$$

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。 $\bar{\alpha}_i^y$ 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 \bar{T}_i^y で反映される。また、

$$\chi_d^* = 1/\sqrt{2\bar{\mu}} + 0.83\sqrt{\bar{\mu}}, \quad \chi_a^* = 1/\sqrt{2\bar{\mu}} \quad (17a, b)$$

である。 χ_d^* 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。 χ_d^*, χ_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 $\bar{\gamma}$ で整理すると図18となる。この結果を予測する振動数比 $\bar{\gamma}$ による評価式を考えてみる。直感的には、免震層が剛($\bar{\gamma} \rightarrow \infty$)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($\bar{\gamma} \rightarrow 0$)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。

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

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

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

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 $\bar{\gamma}=0.2 \sim 0.5$ 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 $\bar{\gamma}$ 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 $\bar{\gamma}$ 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

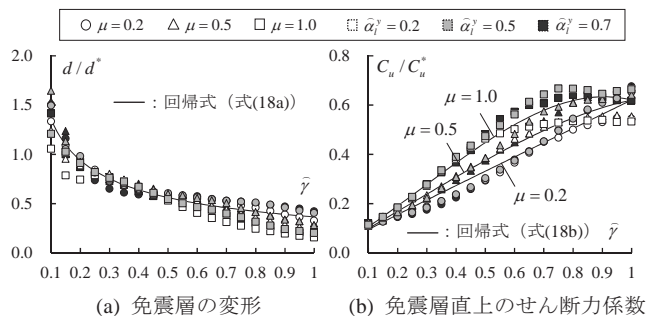


図 18 振動数比と基準化した各部の最大応答の関係

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 $\hat{T}_1^y \approx (1-\eta)T_1^y$ 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^p に対する振動数比；

$$\gamma = T_1^y / T_u^p \approx (1-\eta)\hat{\gamma} \quad (19)$$

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できれば（すなわち、 $S_a(\hat{T}_1^y, h_i) = S_a(T_1^y, h_i)$ ）、

$$S_d(\hat{T}_1^y, h_i) = \frac{S_a(\hat{T}_1^y, h_i)}{(2\pi/\hat{T}_1^y)^2} = (1-\eta)^2 S_d(T_1^y, h_i) \quad (20)$$

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_d が設計条件として与えられれば、設計クライテリア C_u と $\text{allow } d$ 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 $\text{allow } d$ を 0.3m としたときに、これを下回るために必要な振動数比 $\text{req } \hat{\gamma}$ を式(16a)および式(18a)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}_1^y が 0.8 秒以下であれば、 $\text{req } \hat{\gamma}$ 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)の振動数比の下限值 $\hat{\gamma} = 0.2$ を無条件に下回る。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}_1^y が 0.8 秒以上の場合、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 $\text{des } \hat{\gamma}$ 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 $\text{req } \Delta N_r$ 、ひいては減築率 $\text{req } \eta$ 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 $\text{req } \eta$ 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_i^{eq} を最適同調時の値で代用して、次式¹⁴⁾で評価する。

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

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。

$$h_i^{eq} = h_i + \Delta h_i^{eq}, \quad D_h = \sqrt{(1+ch_0)/(1+ch_i^{eq})}, \quad h_0 = 0.05 \quad (22a-c)$$

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}_1^{eq} で除して、

$$\hat{\theta} = \Delta / \hat{H}_1^{eq} \quad (23)$$

となる。ここで、減築後の等価高さ \hat{H}_1^{eq} は、

$$\hat{H}_1^{eq} \approx (1-\eta)H_1^{eq} \approx 2/3 \cdot (1-\eta)H_1 \quad (24)$$

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 $1-\eta$ 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 $\text{allow } \hat{\theta}$ を満たす必要減築率 $\text{req } \eta$ 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 $\text{req } \hat{\alpha}_1^y$ を知ることができれば、必要減築率について別の見方ができる。多質点系における最下層の降伏耐力を Q_1 とすると、減築前後の等価 1 質点系の降伏せん断力係数 $\alpha_1^y, \hat{\alpha}_1^y$ には、次の関係が成立する。

$$C_0 = \frac{Q_1}{M_1^{\text{tot}} g}, \quad \alpha_1^y = \frac{Q_1 \phi(\eta)|_{\eta=0}}{M_1^{\text{tot}} g}, \quad \hat{\alpha}_1^y = \frac{Q_1 \phi(\eta)}{(1-\eta)M_1^{\text{tot}} g} \quad (25a-c)$$

式(25)を $\hat{\alpha}_1^y$ について解き、式(25c)の $\hat{\alpha}_1^y$ をその必要値 $\text{req } \hat{\alpha}_1^y$ で置き換えれば、次式を得る。

$$\text{req } \hat{\alpha}_1^y = \phi(\eta) \alpha_1^y / (1-\eta) \quad (26)$$

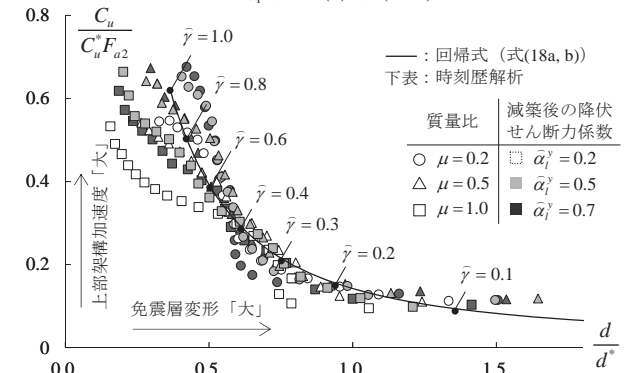


図 19 上部架構と免震層の最大応答のトレードオフ関係

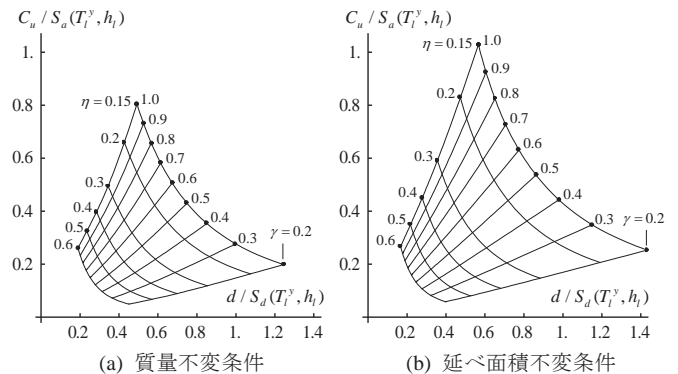


図 20 増築部の性能曲線（加速度応答一定領域）

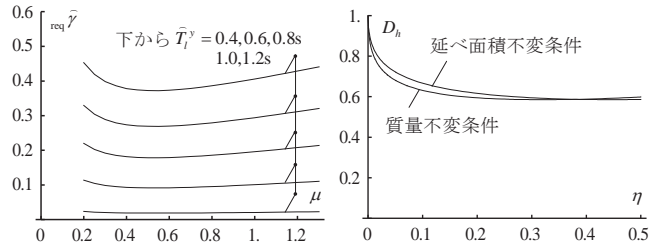
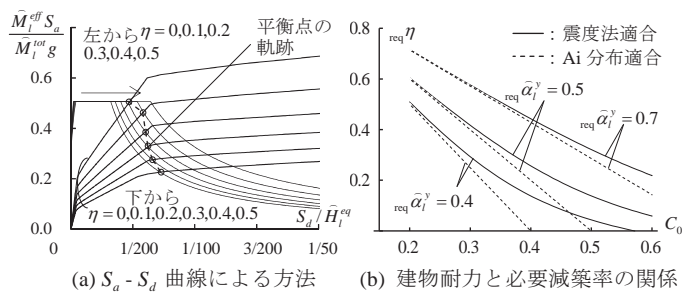


図 21 必要振動数比

図 22 増築効果による応答低減率



(a) $S_a - S_d$ 曲線による方法

(b) 建物耐力と必要減築率の関係

図 23 必要減築率の推定

α_i^y を既知として、上式を η について解けば、次式を得る。

$$\eta = 1 - \beta + \frac{1}{b} W(ab\beta e^{b(\beta-1)}), \quad \beta = \alpha_i^y / \alpha_i^y \quad (27a, b)$$

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。 $\alpha_i^y = 0.3$ で改修後に既存部を $1/200\text{rad}$ 以下に抑制する場合、別途の検討によれば $\alpha_i^y = 0.5$ となる。このとき $\eta > 0.4$ 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で、層間変形角の許容値 θ_{allow} を満たす必要減築率 η_{req} を求める (STEP 4)。 η_{req} 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 $\bar{\alpha}^*$ と最適振動数比 $\bar{\gamma}^*$ を算出する (STEP 6)。 $\bar{\alpha}^*$ と式(5)から免震層の降伏耐力 Q_u^y を決定し、 $\bar{\gamma}^*$ と式(4)から 2 次剛性 k_u^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_u 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しない場合には、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、減築層数を増やして STEP 5 へ戻り、同様な計算手順を踏む。

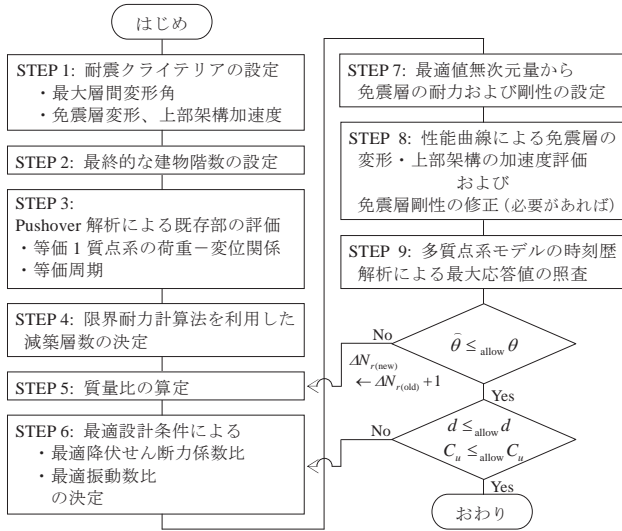


図 24 減築・増築層数および免震層の設計手順

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 A_i 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 $0.03\bar{H}$ 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 $\bar{\theta}$ と最大応答せん断力係数 \bar{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_u を表 7 に示す。時刻

表 4 検討用地震動の概要

No.	地震波名	最大加速度 PGA (m/s ²)	最大速度 PGV (m/s)	継続時間 (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 検討建物および増築層数の設定

建物 符号	耐震		減増築層数の設定			減築後諸元		無次元量	
	C_0	N	ΔN_r	ΔN_e	\bar{N}	\bar{T}_i^y (s)	\bar{H}_i^{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) ΔN_r : 減築層数, ΔN_e : 増築層数, \bar{N} : 減増築後の層数 (免震層を除く)

表 6 免震層の概要

建物 符号	振動数比 $\bar{\gamma}$ (-)	免震周期 T_i^p (s)	降伏せん断力 係数比 $\bar{\alpha}$ (-)	降伏せん断力 係数 α_i^y (-)
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 符号	性能曲線による予測				時刻歴解析 (3 波応答の平均)			
	\bar{C}_i	$\bar{\theta}$ (rad)	d (m)	C_u (-)	\bar{C}_i	$\bar{\theta}$ (rad)	d (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) 括弧内の値は、時刻歴解析結果に対する比を示す。

表 8 時刻歴応答解析結果の要約

符号	地震 No.	改修前				改修後			
		θ (rad)	$\bar{\theta}$ (rad)	d (m)	C_u (-)	θ (rad)	$\bar{\theta}$ (rad)	d (m)	C_u (-)
F07C3	1	1/32	1/160	0.18	0.18				
	2	1/34	1/136	0.24	0.21				
	3	1/59	1/326	0.13	0.15				
	4*	1/24	1/166	0.24	0.21				
F07C5	1	1/35	1/238	0.16	0.28				
	2	1/27	1/178	0.14	0.26				
	3	1/179	1/330	0.11	0.24				
	4*	1/33	1/191	0.18	0.30				
F10C3	1	1/34	1/200	0.14	0.15				
	2	1/36	1/169	0.19	0.18				
	3	1/77	1/349	0.09	0.13				
	4*	1/19	1/201	0.22	0.20				
F10C5	1	1/45	1/170	0.21	0.32				
	2	1/40	1/199	0.17	0.29				
	3	1/95	1/361	0.14	0.27				
	4*	1/28	1/192	0.21	0.35				

*地震 No.4 の結果は告示波 3 波応答の最大値を示す。

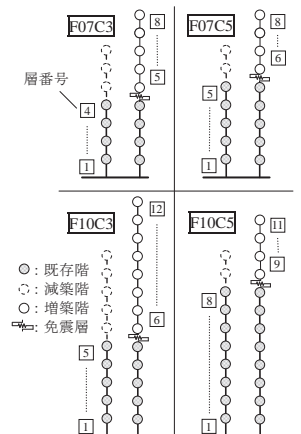


図 25 減増築の概要

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/s^2 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。

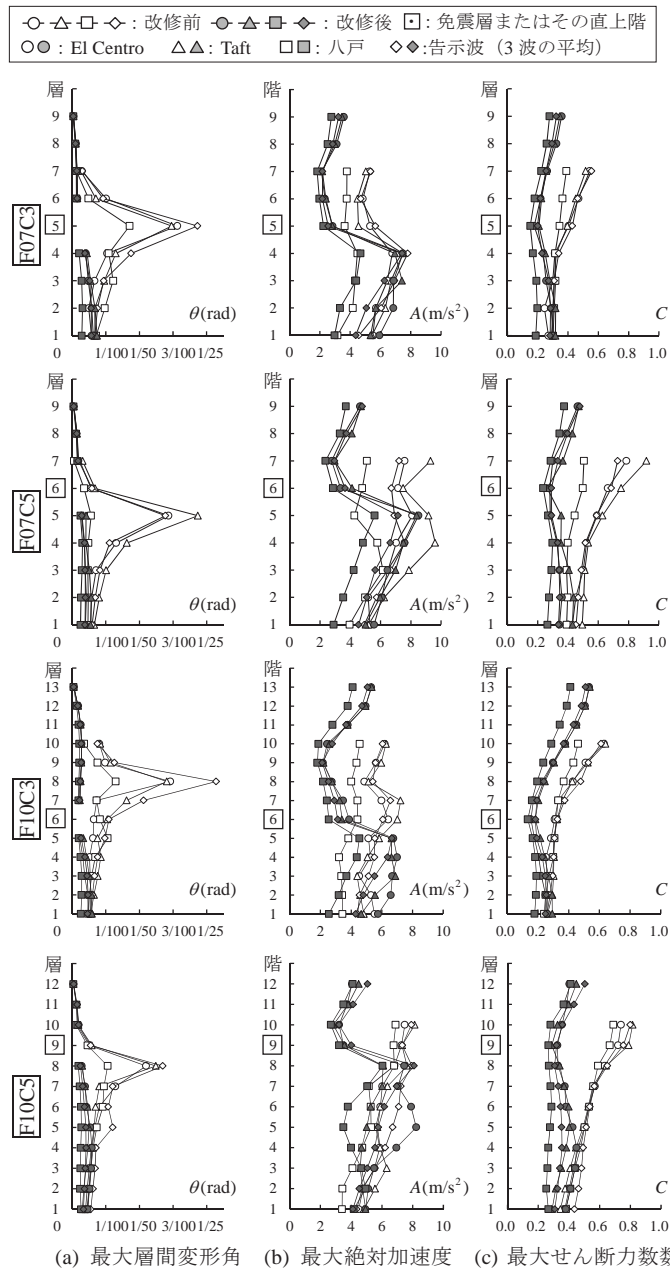


図 26 各建物の改修前後の最大応答分布の比較

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。

- 1) 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階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帰帰式を提案した。
- 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、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
- 2) 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) 辻聖見, 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,

- 4) 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
- 5) 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
- 8) 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
- 10) 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
- 11) 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階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
- 15) 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, 柴田明德 : 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、減築の必要性を示す。ここでは、代表例として、 $C_0 = 0.3$ の 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、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^e 、降伏時の層間変位を δ_i^p とすれば、層 i の偏差係数は、

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

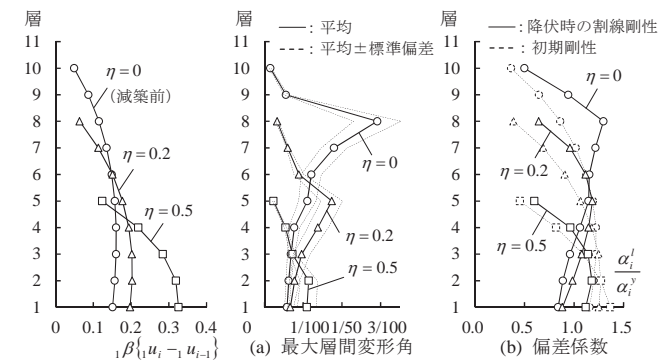
から求められる。ただし、 δ_i^p は、益野ら²⁰⁾とは異なり、降伏時の割線剛性を用いて算定している²¹⁾。これらから計算される α_i^e / α_i^p が他の層よりも相対的に大きな層にて、変形が集中していることが解る。

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。

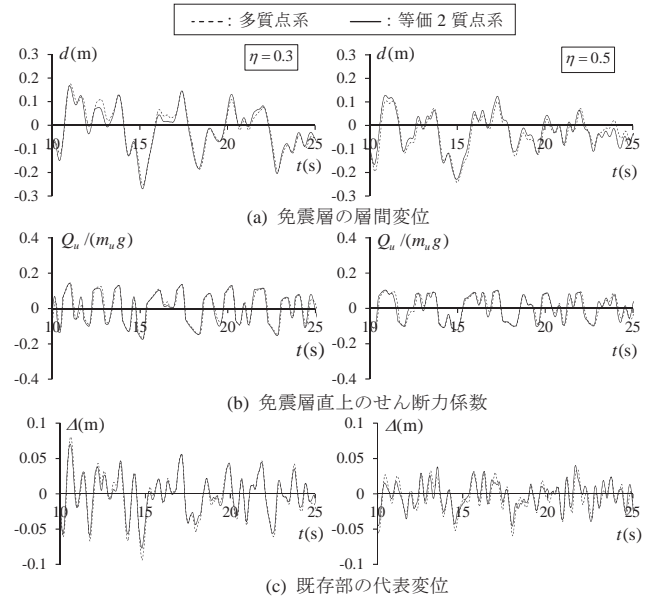
付録 2 等価 2 質点系と多質点系の時刻歴応答の対応

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。

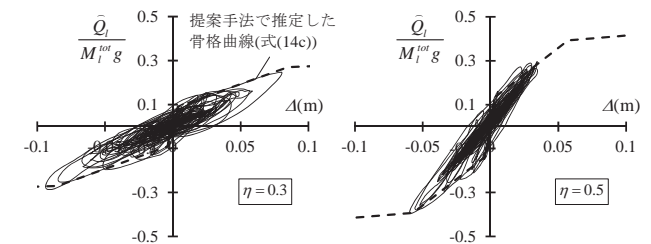
一般には、建物既存部と増築部の動的相互作用が強くなるほど、等価 2 質点系と多質点系の結果が乖離しやすい傾向にある。したがって、ここでの例題では、式(15)から免震層の剛性および耐力を定める。3 章と同一の $\eta = 0.1, 0.3$ の 2 ケースについて、式(3a)の質量不変条件で増築部の質量を定める。建物既存部の最大耐力は、 $C_0 = 0.2$ とする。増築部は、多質点系とし、設定した条件の詳細は第 5 章と同様である。結果を付図 3 および付図 4 に示す。等価 2 質点系による結果は、既存部、免震層の変形および上部架構のせん断力係数のすべてにおいて、多質点系と時間領域で非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。



付図 1 刺激関数の層間変位 付図 2 最大層間変位の偏差係数



付図 3 等価 2 質点系と多質点系の時刻歴解析結果の比較



付図 4 既存部の代表せん断力-代表変位関係

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} Kanebako 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)