

1. 序

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震では、東京や大阪などの大都市圏で観測史上最大レベルの長周期地震動が観測された。そのような地震動に対して免震建物は共振する可能性があり、耐震建物に比べ応答が増加する恐れがある。一方、制振建物は繰り返しの振動でエネルギーを消費するため、パルス性地震動に対して必ずしも有効ではない。このように単一の免震機構や制振機構を有する構造システムの建物は、多くの場合、特定の地震動に対して効果的でない場合が考えられ、幅広い特性の地震動に対して有効なロバスト性のある構造システムが求められている^{1),2)}。

建築構造の分野では、従来の耐震建物に加え免震機構や制振機構を有する建物が急増している。しかしながら、免震構造と連結制振構造を組み合わせたハイブリッド構造システムの建物は実施例が無く、提案例のみである。そこで本研究では、免震構造と連結制振構造を組み合わせた新しいハイブリッド構造システムについて、免震構造と連結制振構造の単一の建物と比べ、幅広いタイプの地震動に対して応答を有効に低減することを可能とするメカニズムを解明する。文献3)では弾性せん断型モデルを用いた応答解析により基本的地震応答特性を提示しているのに対して、本論文では、本論文は複素固有値解析、骨組に対する弾塑性応答解析などを通じてより理論的かつ詳細な応答特性の解明を主たる目的としている。

2. 免震と連結制振のハイブリッドシステム

図1のように、マンションを想定したRC造の免震建物(主体架構)とタワーパーキングを想定した連層耐震壁架構(フリーウォール)をオイルダンパーで連結した建物を想定する。免震装置として積層ゴムを主体架構基礎に配置し、上部構造を長周期化させることで通常地震動との共振を回避し、上部構造の応答を低減する。また、建物間に配置した連結ダンパーで、2棟間の固有周期の差により応答を低減する。標準骨組モデルの諸元を次に示す。主体架構およびフリーウォールの層数はそれぞれ40層、26層とする。主体架構の上部構造の復元力特性のみ非線形(トリリニア型)とし、他は線形とする。柱梁断面は同種の建物を参考として設定する。主体架構のプッシュオーバー解析の結果を図2に示す。高強度コンクリートの圧縮

強度 F_c を $60[N/mm^2]$ とする。主体架構、フリーウォールの総重量はそれぞれ $M_F = 7.2 \times 10^7 [kg]$, $M_W = 5.8 \times 10^6 [kg]$ となる。免震層固定時の1次固有周期は3[秒]とし、免震建物およびフリーウォール単独時の1次固有周期はそれぞれ6.8[秒], 0.63[秒]とする。免震層のダンパー量は主体架構上部構造剛体近似時の減衰定数が15%となるように設定し、連結ダンパー量は主体架構上部構造およびフリーウォール剛体仮

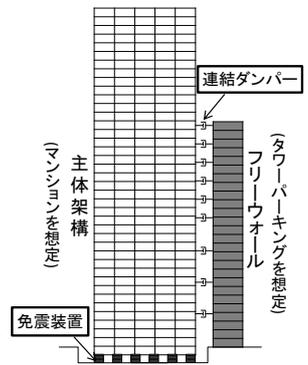


図1 標準建物モデル

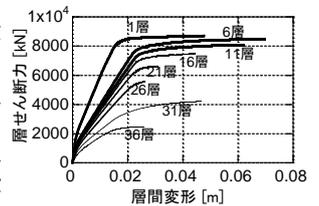


図2 プッシュオーバー

定時の減衰定数が15%となるように設定した。なお、質量比 μ および2棟の1次固有周期比 ΔT をそれぞれフリーウォールの値に対する主体架構の値の比で表し、標準モデルでは $\mu = 12, \Delta T = 11$ となる。

3. 模擬地震動の定義とロバスト性・冗長性の検証

3.1 模擬地震動の定義

本稿では単一の卓越周期を持つパルス性の地震動に対する時刻歴応答解析を行う。ここで、パルス性地震動の速度波形として以下の式を用いる⁴⁾。

$$\dot{u}_p = C_p t^n e^{-at} \sin \omega_p t \quad (1)$$

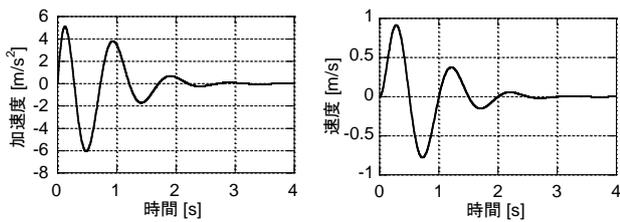
ただし、正弦波の周期を $T_p = 2\pi/\omega_p = 1.0[s]$ とし、JMA 神戸1995 NS波を参考に $n=1, a=2.51[1/s], C_p = 6.7[m/s]$ とする。図3(a),(b)に加速度と速度の波形を示す。同様に長周期地震動として、以下の式を用いる⁵⁾。

$$\dot{u}_l = -C_l \cos \omega_l t \quad (2)$$

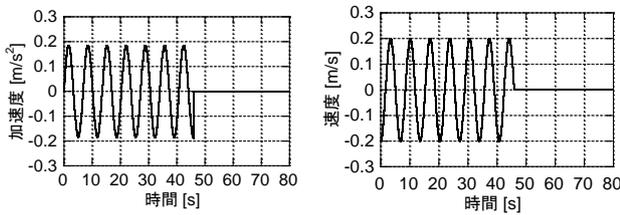
ただし、 $T_l = 2\pi/\omega_l = 6.8[s]$ (免震建物の1次固有周期)とし、苫小牧EW波を参考に $C_l = 0.2[m/s]$ 、継続時間47.6[s]とする。図3(c),(d)に加速度と速度の波形を示す。

3.2 ハイブリッドシステムのロバスト性の評価

本稿では、ロバスト性を有するとは入力地震動



(a) 模擬パルス波(加速度) (b) 模擬パルス波(速度)



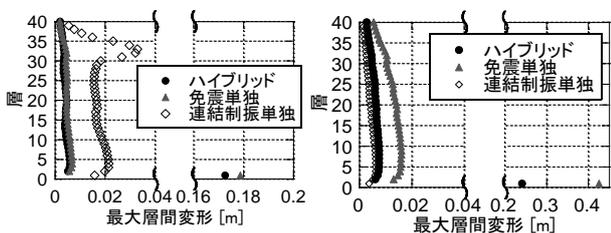
(c) 模擬長周期地震動(加速度) (d) 模擬長周期地震動(速度)

図3 模擬地震動の加速度波形と速度波形

の特性の変動や建物特性のばらつきに対する応答の変動が小さいことと定義する。免震建物単独時のモデルおよび免震層固定時のモデルをそれぞれ免震単独システム、連結制振単独システムとし、ハイブリッドモデルを含めた3種類のシステムに模擬地震動を入力した時の最大層間変形を図4に示す。パルス性地震動の応答低減には免震化が有効であり、長周期地震動入力時には免震単独モデルでは共振により変形が大きくなるのに対し、ハイブリッドモデルでは減衰の増加により応答増大を抑えている。

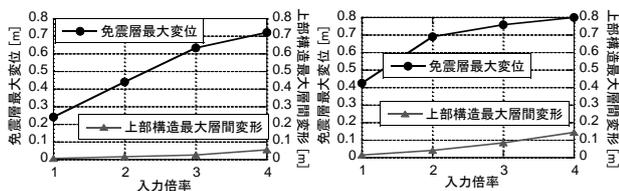
3.3 ハイブリッドシステムの冗長性の評価

本稿では、冗長性を有するとは、過大なレベルの地震動入力に対しても構造システムが余裕度を有することと定義する。模擬長周期地震動の入力倍率を4倍まで増加させたときの、ハイブリッドシステムと免震単独システムの免震層最大変位と上部構造最大層間変形の変動をそれぞれ図5(a),(b)



(a) 模擬パルス波入力時 (b) 模擬長周期地震動入力時

図4 3種類のシステムの最大層間変形応答比較



(a) ハイブリッドシステム (b) 免震単独システム

図5 入力レベルを増加させたときの各システムの応答

に示す。免震単独システムでは2倍増幅入力時から主体架構上部構造に過大な変形が生じるのに対し、ハイブリッドシステムでは3倍入力時まで応答を抑えている。免震単独システムでは入力が大きくなると上部構造に過大な変形が生じる恐れがあるが、ハイブリッドシステムでは系の減衰量の増加により過大な変形を抑えている。また、上部構造に過大な変形が生じると、免震層の最大変位が頭打ちになることがわかる。上部構造の塑性化で系の固有周期が変動することが原因と考えられる。3.2節の結果と合わせると、ハイブリッドシステムは単一システムの建物に比べロバスト性・冗長性を有するため、想定外の地震動に対して頑強であることを明らかとした。

4. 定点理論を用いた連結ダンパー量決定法

4.1 定点理論の問題点

定点理論とは、図6のような2質点非減衰系モデルの一部に粘性係数 c が存在する場合に、ある特定の振動数で粘性係数 c に依存しない定点が存在するという公理(定点定理)を利用し、その定点をピークとする連結ダンパーの減衰係数を最適値とする理論である⁹⁾。定点理論で建物の共振時応答倍率を低下させることにより、構造物の固有振動数が地震動の卓越振動数と一致する場合でも応答を抑えることが可能となるため、ロバスト性の向上につながる。しかしながら、定点理論では図6のような2質点モデルを使用し、図7のように伝達関数の最大値を最小化することを目的とするため、本研究に適用する際に次のような場合に適用可能か考慮する必要がある。(1)免震層に多くのダンパーが設置されている場合(2)入力地震動が高次モードに影響の強いパルス性地震動である場合(3)2棟の高さが異なる場合(突出部を有する場合)

4.2 定点理論の妥当性の検証(1) 免震層に多くのダンパーが設置されている場合

標準モデル($\mu = 12, \Delta T = 11$)の2質点モデルにおいて、ケース1(免震層にダンパーが無い状態)、ケース2(主体架構に構造減衰($h=3\%$)を考慮した場合)およびケース3(免震層ダンパー($h=15\%$)を考慮した場合)それぞれの定点理論から求められる最適連結ダンパー量を表1に示す。なお、ダンパー

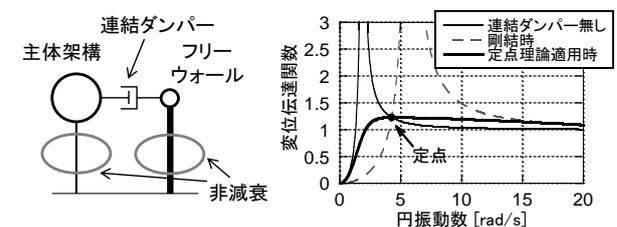


図6 2質点モデル(定点理論) 図7 変位伝達関数

量はフリーウォール剛体時の主体架構 1 質点モデルにおける臨界減衰係数比で表す。また、ケース 2 およびケース 3 では定点が存在しないため、定点理論の定義を拡張し、変位伝達関数の最大値が最小となるときの連結ダンパー量を最適連結ダンパー量とする。表 1 より、免震層のダンパー量が増加すると最適連結ダンパー量は減少するため、従来の定点理論をそのまま適用するとダンパー量過多となる。しかしながら、系全体のダンパー量の総和はどのケースもほぼ同じ値と言えるため、従来の定点理論で得られた最適連結ダンパー量から免震層のダンパー量を引いた値が真の最適連結ダンパー量と近似可能であることを明らかにした。以降の解析では真の最適連結ダンパー量を使用している。なお、質量比や固有周期比をそれぞれ 2 から 20 まで変動させた他のモデルについても同様の結果となることを確認している。その際、最適連結ダンパー量は約 20%~55%となった。

4.3 定点理論の妥当性の検証(2)多質点系との対応

従来の定点理論では、図 6 のような 2 質点モデルを使用してダンパー量を導出する。しかしながら、実際のモデルが図 8 のような多質点系で表される場合、従来の定点理論では高次モードや突出部の有無を考慮できていない。そのため、パルス性地震動などが入力されると、鞭ぶり現象などが原因となり非連結時に比べ連結することで上部構造の応答が増加する恐れがある。そこで、突出部が無いケースとして免震建物 40 層とフリーウォール 40 層を連結したケース a と、突出部が有るケースとして免震建物 40 層とフリーウォール 26 層を連結したケース b の応答を比較する。なお、質点モデルの諸元は次の通りとする。主体架構の 1 層当たりの質量は 1.7×10^6 [kg]、免震層の質量は 5.1×10^6 [kg] とする。上部構造は 1 次モードが直線形となるモデルを基本とし、上層付近の剛性は実際の建物を考慮し修正する。上部構造(免震層固定時)の 1 次固有周期は 3.0 [秒]、免震主体架構の 1 次固有周期は 6.72 [秒] とする。構造減衰は剛性比例型で減衰定数を 0.03 とし、免震層の減衰係数は上部構造剛体仮定時の減衰定数が 0.15 となるよう設定する。また、連結ダンパー設置層は全層等間隔になるように配置する。また、剛性比を次式のように定義する。

$$\text{剛性比 } \kappa = \frac{\mu}{\Delta T^2} \quad (3)$$

表 1 標準モデルの最適連結ダンパー量

	ケース 1	ケース 2	ケース 3
最適連結ダンパー量	53%	49%	40%
系全体のダンパー総和	53%	52%	55%

フリーウォールの質量および剛性は質量比 μ および剛性比 κ を指定して求める。なお、標準モデルは $\mu = 12, \kappa = 0.1$ である。

突出部が無いケース a および突出部が有るケース b において、(3)式のように定義した質量比 μ および剛性

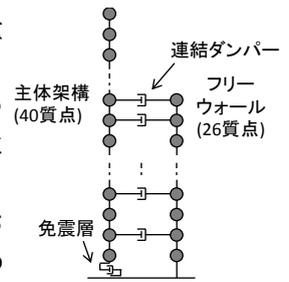
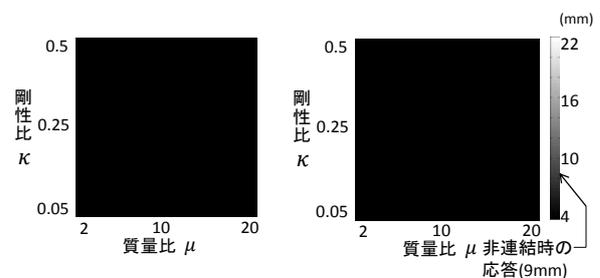


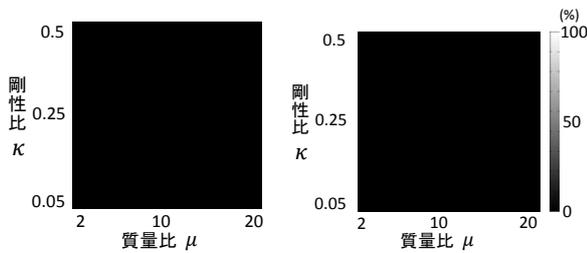
図 8 多質点モデル

比 κ をそれぞれ $2 \leq \mu \leq 20, 0.05 \leq \kappa \leq 0.5$ に変動させて多質点モデルを作成する。図 8 にそれぞれのモデルで定点理論を適用して得られる最適連結ダンパー量を挿入し、模擬パルス波入力時の上部構造の最大層間変形を示す。図では色が黒いほど応答が小さいことを表し、図中の右下に向かうほど左上のモデルに比べて 2 棟の 1 次固有周期比が大きい。定点理論を適用して得られる最適連結ダンパーを挿入したとき、突出部が無いケース a では、多くの領域で非連結時に比べて応答を低減することができる。しかしながら突出部が有るケース b では、多くの領域で非連結時に比べ上部構造の応答が増加する。突出部が有るケースでは、鞭ぶり現象により連結することで上部構造の変形が増加する恐れがあり、定点理論を適用して得られる連結ダンパー量は多すぎることを明らかとした。

そこで、上部構造層間変形の増加を防ぐ真の最適連結ダンパー量を導出する必要がある。図 9 に突出部が有るケース a と突出部が無いケース b の、先の解析と同様の領域のそれぞれのモデルに対して、「定点理論より求めた連結ダンパー量」を 100% としたときの、「上部構造最大層間変形を最小化する連結ダンパー量」の割合を示す。図では色が白いほど割合が大きいことを表す。突出部が無いケース a では、多くの領域で 100% となり、従来の定点理論を適用して得られる連結ダンパー量をそのまま適用して上部構造の応答も低減することができることを明らかにした。しかしながら、突出部



(a) ケース a (突出部無し) (b) ケース b (突出部有り)
図 9 従来の定点理論で得られた最適ダンパー量を多質点系に適用したモデルの模擬パルス波入力時の上部構造の最大層間変形



(a) ケース a(突出部無し) (b) ケース b(突出部有り)
 図 10 「定点理論より求めた最適連結ダンパー量」を 100%としたときの「上部構造最大層間変位応答を最小化する連結ダンパー量」の割合

が有るケース b では、多くの領域で 0%に近い値となり、最も 2 棟の 1 次固有周期が大きいモデルでも 50%程度となった。つまり、従来の定点理論を適用して得られる連結ダンパー量は多すぎるため、突出部が有るケースでは 2 棟の 1 次固有周期比に応じて従来の定点理論を適用して得られる連結ダンパー量を減らす必要があることを明らかにした。

図 10 の解析結果を様々な高さ比を有する建物について、2 棟の 1 次固有周期比を横軸にとってまとめると図 11 のようになる。高さ比が 1:1 に近いほど、また 2 棟の 1 次固有周期比が大きいほど、

「定点理論を適用して得られる連結ダンパー量」に対する「応答を最小化する真の連結ダンパー量」割合が大きくなる傾向にあることを明らかにした。

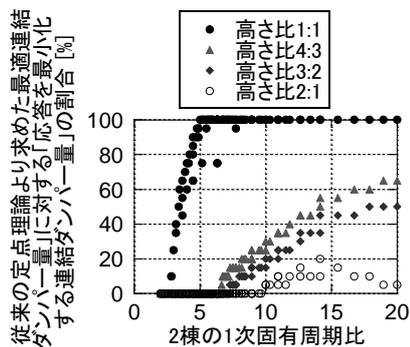


図 11 2 棟の 1 次固有周期比と真の最適連結ダンパー量の関係

5. 結論

- 1) 免震構造と連結制振構造を組み合わせた新しいハイブリッド構造システムの地震時応答低減メカニズムを解明した。免震単独システムでは免震層に多くのダンパーを投入すると免震効果が低下するという問題点があるのに対して、本ハイブリッドシステムではダンパーを分散配置することでこれを回避している。また、上部連結により主体架構の上層の変形を抑えている。免震建物上部の層間にダンパーを配置すると変位が小さいため非効率的であるが、棟間では効率的である。
- 2) 本ハイブリッドシステムは、パルス性の地震動と長周期地震動の両方の応答低減に対して有効であり、単一システムに比べ地震動特性の変

化に対して高いロバスト性を有することを明らかにした。また、過大なレベルの地震動入力に対して十分な冗長性(余裕度)を有していることを明らかにした。

- 3) 本ハイブリッドシステムでは、免震層に多くのダンパーを挿入(減衰定数 15%を想定)するため、従来の 2 質点非減衰系を用いた定点理論より求められた最適ダンパー量をそのまま連結ダンパー量とすると、ダンパー量過多となる。一方、免震層にダンパーが挿入された 2 質点系の最適連結ダンパー量と免震層ダンパー量の和はどのモデルでもほぼ一定となることを利用し、従来の 2 質点非減衰系を用いた定点理論より求められた最適ダンパー量から、免震層のダンパー量を除いた値を最適連結ダンパー量と近似できることを明らかにした。
- 4) 定点理論で求めた最適ダンパー量を 2 棟の建物の高さが異なる多質点モデルに挿入すると、パルス性地震動入力時に鞭ぶり現象で突出部の応答が増加する恐れがあることを明らかにした。また、「定点理論で求めた最適連結ダンパー量」を 100%としたときの「上部構造の応答を最小化する連結ダンパー量」の割合は、同じ高さ比では 2 棟の 1 次固有周期比が大きいほど多く、同じ固有周期比では 2 棟の高さに差が小さいほど多いことを明らかにした。
- 5) 免震建物上部構造剛体仮定およびフリーウォール剛体仮定時は 1 質点モデルとなるため、応答スペクトルを利用し免震層最大変位のクライテリアからダンパー量の下限値の目安を求めることができることを明らかにした。また、ダンパー量の下限値および補正された定点理論より求めた最適ダンパー量を利用し、本ハイブリッドシステムの連結ダンパー量決定法を提案した。

参考文献

- 1) 竹脇 出: 2011 年度日本建築学会技術部門設計競技入選作品「ロバスト性・冗長性を向上させた建物の構造デザイン」, 建築雑誌 2011 年, 11 月号, pp73-79.
- 2) 2011 年度日本建築学会大会(関東)応用力学部門パネルディスカッション「ロバスト性・冗長性を向上させた建物の構造デザイン」資料(大林組提案モデル).
- 3) 村瀬 充, 藤田皓平, 辻 聖晃, 竹脇 出: 幅広いタイプの地震動にも頑強な免震と連結制振のハイブリッド構造, 構造工学論文集 Vol.60B, 2014 年 3 月(投稿中).
- 4) Xu, Z., Agrawal, A. K., He, W. L. and Tan, P.: Performance of passive energy dissipation systems during near-field ground motion type pulses, Engineering Structures, 29, pp.224-236, 2007.
- 5) 辻本裕之, 吉富信太, 辻 聖晃, 竹脇 出: 極限的共振正弦波外乱レベルと建築構造物の応答量の相関関係, 鋼構造年次論文報告集(第 16 回鋼構造シンポジウム), pp.521-528, 2008.11.
- 6) 蔭山 満: 定点理論による連結制振を対象としたパッシブ系の多モード最適制振の設計法に関する研究, 日本大学学位論文, 2005.12.