

免震層の変位抑制を意図した減衰力切替えによる

応答制御に関する研究

Response Control of Base Isolation Structures with Variable Damping Force

2020年10月

井上 波彦

Namihiko INOUE

免震層の変位抑制を意図した減衰力切替えによる

応答制御に関する研究

Response Control of Base Isolation Structures with Variable Damping Force

2020年10月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科  
建築学専攻 建築構造デザイン研究

井上 波彦  
Namihiko INOUE

# 目次

第1章	研究の背景と目的.....	1
1.1	地震被害と免震構造.....	1
1.2	免震構造との発展と普及.....	2
1.2.1	免震構造の設計原理.....	2
1.2.2	国内における免震構造.....	2
1.3	免震構造に対する応答制御技術の適用.....	4
1.3.1	応答制御の必要性.....	4
1.3.2	制御理論とその適用.....	6
1.3.3	長周期・長時間地震動への対応.....	11
1.4	論文の構成と概要.....	22
	【第1章 参考文献】.....	25
第2章	MRダンパーによる減衰力切替え制御.....	30
2.1	はじめに.....	30
2.2	実験装置及び解析モデル.....	31
2.2.1	免震構造試験体概要.....	31
2.2.2	MRダンパーの特性.....	34
2.2.3	セミアクティブダンパーモデル.....	38
2.3	ゲインスケジュール制御器.....	40
2.4	ゲインスケジュール制御による制御効果.....	45
2.4.1	制御システム構成.....	45
2.4.2	加振条件.....	45
2.4.3	モデルの周波数特性.....	46
2.4.4	時刻歴応答解析及び実験との比較.....	47
2.4.5	周期領域における制御性能の評価.....	55
2.4.6	各種制御理論に基づく制御手法との比較.....	60
2.5	本章のまとめ.....	63
	【第2章 参考文献】.....	64
第3章	二段階切替え制御による長周期地震動に対する応答低減効果.....	67
3.1	はじめに.....	67

3. 2	検討概要	69
3. 2. 1	解析用地震動	69
3. 2. 2	解析モデル	73
3. 2. 3	免震部材の特性及び繰返し依存性の考慮	75
3. 3	予備解析結果	78
3. 3. 1	付加減衰なし及び一定値とした解析	78
3. 3. 2	制御則の検討	87
3. 4	二段階切替え制御の適用結果	90
3. 4. 1	最大応答及び低減係数について	90
3. 4. 2	最大応答及び切替え発生時刻について	92
3. 4. 3	鉛プラグ入り積層ゴムの累積吸収エネルギー（公開波 SZ1 の場合）	94
3. 4. 4	切替え閾値の違いの影響	96
3. 5	地震動のばらつきの影響に関する検討	102
3. 5. 1	ばらつき検討用波形の概要	102
3. 5. 2	ばらつき検討用波形を用いた解析	104
3. 6	本章のまとめ	110
	【第3章 参考文献】	111
第4章	結論	113
研究業績一覧		116
a.	査読付き論文	116
b.	総説	117
c.	講演	117
d.	著書	124
e.	その他	125
e1.	学術雑誌	125
e2.	技術資料等	126

謝辞



## 第1章 研究の背景と目的

### 1. 1 地震被害と免震構造

日本は地震国であり、大地震に対する建築物の安全性の確保は極めて重要である。1950年（昭和25年）の建築基準法の制定以降、震災によって確認された建築物の被害状況に基づき、再度の災害を防止すべく基準が拡充されてきている。

過去の耐震基準の見直しの代表的な例が1981年（昭和56年）の新耐震基準の導入であり、それまで一次設計に相当する許容応力度の確認のみが行われていた耐震基準に新たに二次設計として保有水平耐力の確認を基本とした大地震に対する性能の照査が追加されるとともに、荷重については応答（必要ベースシア）スペクトル  $R_t$  や外力（地震層せん断力係数）分布  $A_i$ 、架構の靱性（塑性変形能力）を考慮した構造特性係数  $D_s$  等が導入された。この枠組みは、国際標準化機構の地震荷重規格 IS03010:2017「構造物の設計の基本—構造物への地震作用」などでも採用され海外でも普及している。

このように耐震基準が高度化されることで、大地震によって建築物に甚大な被害が生じたとしても最低限の安全性は確保されるようになり、適切な人命の確保が図られるようになってきた。しかし、その一方で建築基準法では、その目的を「この法律は、建築物の敷地、構造、設備及び用途に関する最低の基準を定めて、国民の生命、健康及び財産の保護を図り、もって公共の福祉の増進に資することを目的とする。」（第1条）としており、私物である建築物の性能について所有者の最大限の権利を認める反面、最低限の基準として大地震時に建築物に被害が生じること自体は許容する形になっている。さらに、近年の巨大地震の想定が建築基準法の設計用地震動を上回る等の状況もあって、内閣府による南海トラフ地震の揺れに基づく検討<sup>1.1)</sup>では、**図 1.1**に示す通り2008年（平成20年）時点の耐震化率79%では約627,000棟が全壊、仮に耐震化率を100%としても約118,000棟が全壊すると推計されている。加えて、地震後に多くの建築物が居住や使用に適さない状況となることは、財産や生活の保全といった個人の問題だけでなく、避難所設営や仮設住宅の供給など被災直後の復旧、さらに続く復興といったフェーズにおいて大きな社会的負担に繋がるため、建築物の継続使用性をできるだけ確保することが都市のレジリエンスを高める上での大きな課題である。

本来、構造設計者は人命の担保だけでなく、大地震において所有者の財産（建築物躯体のほか、非構造部材などの内外装材や什器などの内容物も含む）の被害を可能な限り小さく留め、事業や生活を途切れることなく継続させることにも配慮すべきである。このために必要な構造を実現する最も単純な考え方が、地震動（水平動）と建築物を絶縁する「免震構造」の原理である。

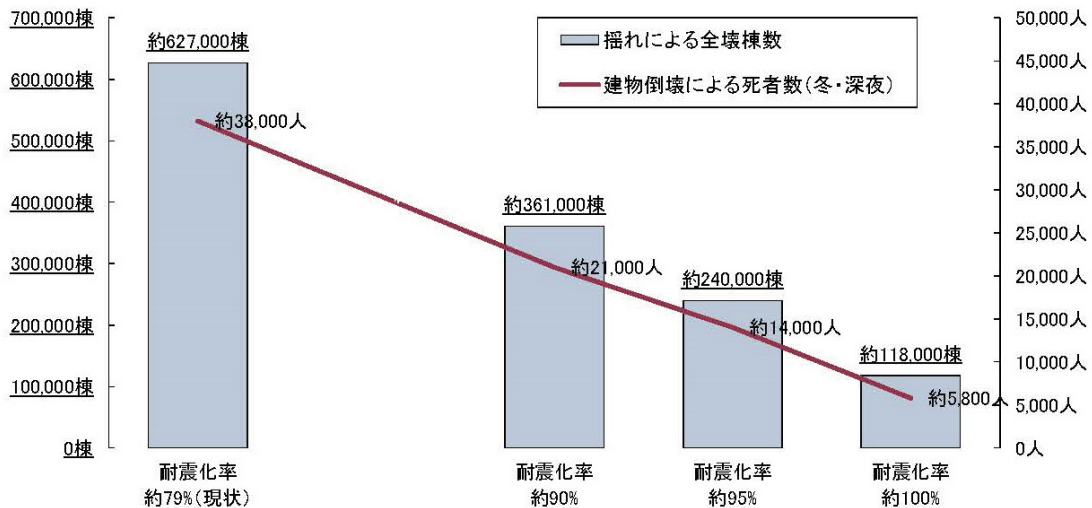


図 1.1 南海トラフ地震における全壊棟数と耐震化率（2008年時点）<sup>1.1)</sup>  
 （地震動は基本ケース、冬、深夜。図中「現状」は2008年当時を指す）

## 1. 2 免震構造との発展と普及

### 1. 2. 1 免震構造の設計原理

免震構造の基本的な発想は前述のような「絶縁」であるが、耐震工学としての原理は、図 1.2(a) に示す通り建築物の応答を長周期化することで、特に加速度応答が大きくなる短周期の地震動による入力を避けるところにある。長周期化のためには大きな水平変位を免震層において許容する必要がある一方で、積層ゴムなど支承材の変形性能や建築物の周囲に確保できる敷地の範囲には制限があるため、通常は 0.5m 前後の応答変位に免震層が収まるように設計する必要がある。振動学的には、応答加速度を低減したとしても応答の長周期化を図る場合には必要な変位は増大する（周期  $T$  において、応答変位は応答加速度のおおむね  $(T/2\pi)^2$  倍と概算される）ため、免震層内にオイルダンパーや鉛ダンパーなどの減衰要素を付加することで図 1.2(b) に示す通り応答変位を抑制し、クライテリア以内に収めるように設計されている。

### 1. 2. 2 国内における免震構造

免震構造は大地震において高い性能を発揮することが期待される構造であるものの、日本国内で免震構造を採用するためには、当初は建築基準法において具体的な基準が想定されていなかったことから、以下に示す同法旧第 38 条の規定に基づく「大臣が認める建築物」とする必要がある。

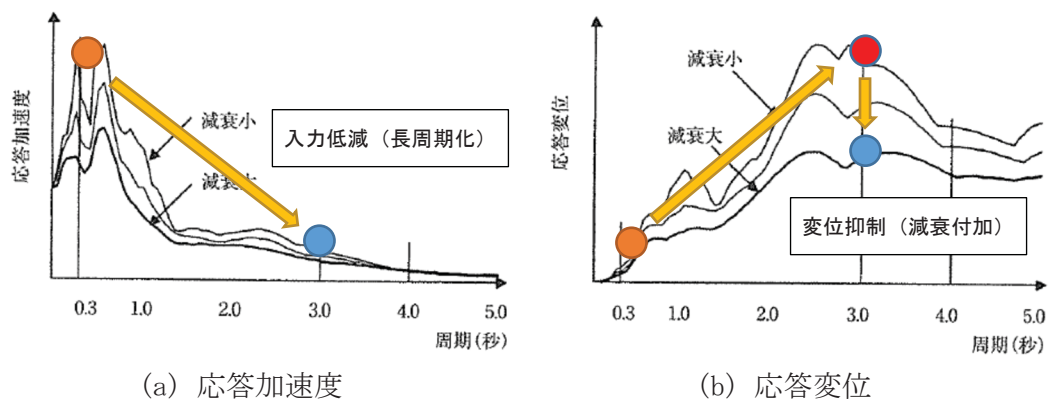


図 1.2 地震応答スペクトルの例と免震構造の設計原理<sup>1.2)</sup>に加筆

○建築基準法 旧第 38 条（2000 年基準法改正により廃止される以前の旧条文）

（特殊の材料又は構法）

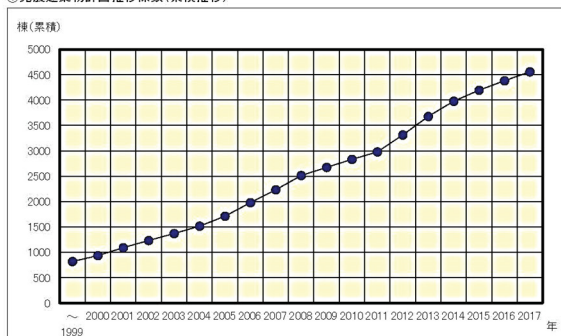
**第 38 条** この章の規定又はこれに基く命令若しくは条例の規定は、その予想しない特殊の建築材料又は構造方法を用いる建築物については、建設大臣がその建築材料又は構造方法がこれらの規定によるものと同等以上の効力があると認める場合においては、適用しない。

この「大臣が認める建築物」とするにあたっては学識経験者による性能評価を要し、設計された個々の物件ごとに（財）日本建築センターにおいて個別評価が行われていた。1970 年代の物件「八千代台ユニチカ式免震住宅新築工事」、「東北大学免震実証建屋」などを契機として、同センターにおいて免震構造の性能評価を専門とする「免震構造評定委員会」が設置され、1985 年（昭和 60 年）には「キリシタン資料館」が第 1 号となる性能評価を取得している<sup>1.3)</sup>。その後の 1995 年（平成 7 年）兵庫県南部地震や 2004 年（平成 16 年）新潟県中越地震などで免震構造の有効性が示されたこともあり、2017 年（平成 29 年）までの免震建築物棟数の累計は、図 1.3 に示す通り事務所等の一般の建築物で約 4,600 棟、戸建て住宅で約 4,700 棟と報告されている<sup>1.4)</sup>。

また、2000 年（平成 12 年）には建築基準法の性能規定化と合わせ、それまでの免震建築物の設計・施工実績を参考に免震建築物の構造設計（仕様規定及び構造計算）や免震部材[脚注1]の品質に関する基準が告示として一般化<sup>1.5),1.6)</sup>され、大臣認定に基づく性能評価のルートに加えて新たな免震構造の設計の途が拓かれた。その後も免震建築物

[1] 法令上は建築基準法第 37 条に規定する指定建築材料の一つとして「免震材料」と呼称されているが、本論文では、学会規準等でよく用いられる「免震部材」の用語を用いる。

①免震建築物計画推移棟数(累積推移)



②免震建築物計画推移一戸建住宅棟数(累積推移)



(a) 事務所等の一般の建築物

(b) 戸建て住宅

図 1.3 免震建築物の累積棟数 (2017 年まで) <sup>1.4)</sup>

の普及に伴い、より高い性能の免震構造を実現するためのデバイスの開発が積極的に進められ、2019 年（平成 31 年）4 月までに 576 種類の支承材・減衰材等が免震部材として大臣の認定を取得 <sup>1.7)</sup> している。

これらの告示の規定の整備により、一定の基準を満足すれば特別な評価等は不要で、鉄骨造や鉄筋コンクリート造などの一般の住宅や事務所と同等の手続きに基づく免震建築物の建設が可能となった。さらに、2000 年（平成 12 年）に施行された住宅性能表示制度や 2009 年（平成 21 年）に施行された長期優良住宅制度においては、通常の耐震構造の耐震安全性（耐震等級）は保有水平耐力に一定の係数を乗じて評価することが原則であるが、さらに免震構造については等級 2・3 相当と扱う特例が位置付けられるなど <sup>1.8), 1.9)</sup>、建築基準法適合という観点からは耐震構造と特に区別されない免震建築物の性能を前向きに評価する法制度の体系も整ってきている。

### 1. 3 免震構造に対する応答制御技術の適用

#### 1. 3. 1 応答制御の必要性

免震構造に関する技術開発の結果、上部構造に作用する加速度を低減した上で免震層の変位を一定程度に留めることができ、大地震時においても構造躯体をほぼ無被害にとどめることが可能となった。この有効性は過去の震災においても明らかとなっている。ただし、免震建築物の設計上の問題点としては、次のような項目がある。

#### 問題点①：地震時の応答変位及び応答加速度のトレードオフ

免震構造を採用する目的は、上部構造への入力（応答加速度）を低減することであり、そのためには免震層の降伏耐力をできるだけ小さくすること等により応答の長周期化を図ることになるが、それにより免震層の変位応答が過大なものとなる可

能性がある。また逆に、応答変位を一定程度に抑えるために免震層の減衰を大きくとることによって、それだけ上部構造への入力が増加して損傷の発生や設計の経済性が損なわれる可能性がある。

さらに上記に関連して、大地震時の免震層の変位を抑えるために加えた減衰によって、設計時に着目されない中地震など比較的小さな地震[脚注2]に対する応答の増大や揺れによる不快感などが生じ<sup>1.10)</sup>、耐震構造と比較した免震構造のメリットが損なわれる可能性がある。

#### 問題点②：地震動の不確定性

免震構造はパッシブ型の応答制御の一種であり、あらかじめ設定された数値に基づく振動系を構成することとなるため、最適な効果が得られる範囲が限定されている。設計で想定したレベルや周期帯と異なる特性の地震動が作用した場合には、適切な応答とならない可能性がある。

特に近年では免震構造に影響の大きな長周期成分を含む長時間の地震動（長周期地震動）に関する研究が進められている。

さらに、近年では防災拠点として医療施設等に免震構造が採用される事例が増加しており、事業継続性などについて建築基準法で想定する以上の性能が要求される場合もある<sup>1.11)</sup>。これらの問題点を解消するために、2000年（平成12年）に初めて実用に供されたセミアクティブ免震ビル<sup>1.12)</sup>（慶応義塾大学創想館）を始めとして、様々な理論や原理に基づく制御を免震建築物に適用することが検討されてきている。

本研究では、上記2項目の問題点の解決を可能とする応答制御技術の適用について検討を行い、その有効性を確認する。制御に用いるデバイスとしては減衰力を可変とするダンパーを想定し、問題点①に対しては周波数領域における制御理論に基づく詳細な制御、問題点②に対しては長時間となる地震応答の前半と後半での異なる応答特性に基づく簡便な制御を適用している。以下、1.3.2項で問題点①に関連する制御理論について、1.3.3項で問題点②に関連する長周期地震動対策について、それぞれ説明する。

なお、以降の本文及び式中では、原則としてスカラー変数を斜体で、ベクトル及びマトリクスを太字の立体で示すこととする。

---

[2] 建築物の確認申請などにおいて法令上求められる構造計算について、免震構造に関しては原則として大地震時にも上部構造は弾性範囲で留まるように設計するため、中地震時の検討は設計者判断に任されている。したがって、非構造部材の状況を含め中地震時の性能については明示的に評価されない場合がある。



### 1. 3. 2 制御理論とその適用

前述の通り、通常はパッシブ型の応答制御を適用した構造物として設計される免震建築物について、外乱に対する構造物応答を所定の範囲に抑えるために各種の制御を適用することが検討されている。その特徴を、次の2点について分類する。

- ① 振動系の構成
- ② 制御力の算定手法（アルゴリズム）

①については（1）で、②については（2）で、それぞれ述べる。

#### （1）振動系の構成

免震構造物を1質点系に簡略化し、地震動を含めて運動方程式を記述すると式(1.1)及び図1.4(a)の通りとなる。

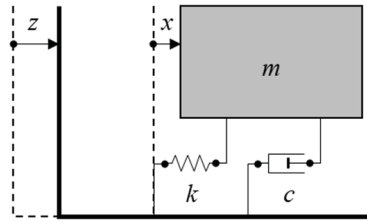
$$m \cdot (\ddot{x} + \ddot{z}) + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = 0 \quad (1.1)$$

ここで、 $m$ 、 $c$  及び  $k$  は構造物の質量、減衰及び剛性を、 $\ddot{x}$ 、 $\dot{x}$  及び  $x$  は構造物の加速度、速度及び変位を、 $\ddot{z}$  は外乱（地動加速度）を示す。

制御の目的は、質点の時刻歴  $x(t)$  について目標となる性能を達成することであり、そのためにこの式(1.1)の振動系（運動方程式）を変化させることを考えた場合、図1.4(b)に示す振動系に外部から制御力  $F$  を与える方式と、図1.4(c)に示す振動系のパラメータ（ここでは減衰係数  $c_p$ ）を操作する方式に大別できる。前者は質点の動きを能動的に操作するような制御力を直接与えることから「アクティブ制振」、また後者は剛性や減衰といった振動系の特性の変化により、その変動分から見かけ上の制御力を発生させてアクティブ制御力の肩代わりをさせることから「セミアクティブ制振」と呼ばれている。セミアクティブ制振はパラメータを変化させるだけであるため、制御に多大なエネルギーを必要としない利点もある。

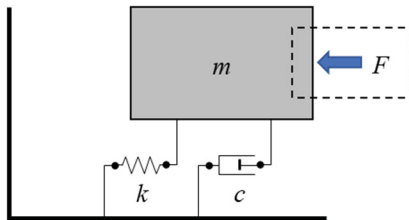
アクティブ制振の代表例に、付加質量を反力に用いて制御力を発生させるAMD（アクティブ・マス・ドライバ）がある。ただし免震構造に関しては、必要となる制御力に見合った付加質量を用意することの困難さがあり、またアクティブ制振では系の外部からエネルギーを加えることになるため応答を不安定化させる可能性があるため、その心配のないセミアクティブ制御の有効性が注目されている。セミアクティブ制御の変動パラメータとしては、次の（2）に示す通り減衰係数を調整するものが多い。

$$m \cdot (\ddot{x} + \ddot{z}) + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = 0$$



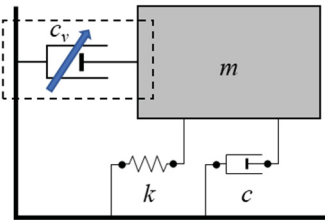
(a) 免震構造物 (パッシブ制御)

$$m \cdot (\ddot{x} + \ddot{z}) + c \cdot \dot{x} + k \cdot x - F = 0$$



(b) アクティブ制御の例

$$m \cdot (\ddot{x} + \ddot{z}) + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = -c_v \cdot \dot{x}$$



(c) セミアクティブ制御の例

図 1.4 振動系の構成に基づく分類

## (2) 制御力の算定手法

制御に必要な力(制御力)を算定するための方法としては、多くの理論的な考察があり、さらに実構造物への適用として観測情報やデバイスの動作条件(発生可能な制御力の制限や時間遅れ特性など)を考慮して最終的な制御力を与える手法が多く検討されている。

制御力の算定にあたっては、制御の効果を何らかの形で数値化(評価)することとなる。この数値化を時間領域又は周波数領域のいずれで行うか、また、特に前者について、単に数値の低減のみに着目するだけでなく、理想的なモデルの挙動に近づけることを目標とする場合もある。以下に、これらの制御手法について分類して示す。

### (2-1) 最適制御

制御効果に関する評価を時間領域で行う方式であり、一定の評価関数を最小の数値とすることを目標としている。式(1.2)のように応答の時刻歴全体(積分区間 $[0, T_L]$ :  $T_L$ は継続時間)を評価対象とする最適制御、式(1.3)のように応答全体でなく各時刻の状態を評価対象とする瞬間最適制御<sup>1,13)</sup>がある。評価関数としては式(1.2)及び式(1.3)に示す通り、上部構造の応答(状態) $\mathbf{x}$ と制御入力 $\mathbf{u}$ 、さらにこれらのトレードオフを調整するための応答に対する重み係数 $\mathbf{Q}$ 及び制御力に対する重み係数 $\mathbf{R}$ を導入した式で与えられる。

前出のセミアクティブ免震ビル<sup>1,12)</sup>でもこの最適制御理論が採用されている。

$$\text{(最適制御)} \quad J = \int_0^{T_L} \{\mathbf{x}^T(t) \mathbf{Q} \mathbf{x}(t) + \mathbf{u}^T(t) \mathbf{R} \mathbf{u}(t)\} dt \quad (1.2)$$

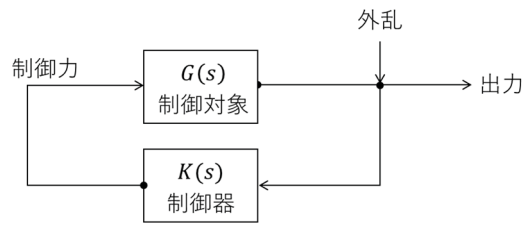
$$\text{(瞬間最適制御)} \quad J(t) = \mathbf{x}^T(t) \mathbf{Q} \mathbf{x}(t) + \mathbf{u}^T(t) \mathbf{R} \mathbf{u}(t) \quad (1.3)$$

なお、最適制御理論はこれらの評価関数を最小とするために適用されるが、地震動のような波形を直接対象とした場合に解を得ることはできず、通常は外乱にガウス性 (Gaussian) を仮定し、積分区間についても  $T_L \rightarrow \infty$  として制御器を求めた上で、地震動に対してもそのまま同じ制御器を適用することとなる。この外乱のガウス性の仮定と線形二次 (Linear Quadratic) 形式の評価関数を用いることから、最適制御はLQ制御やLQG制御と呼ばれることもある。

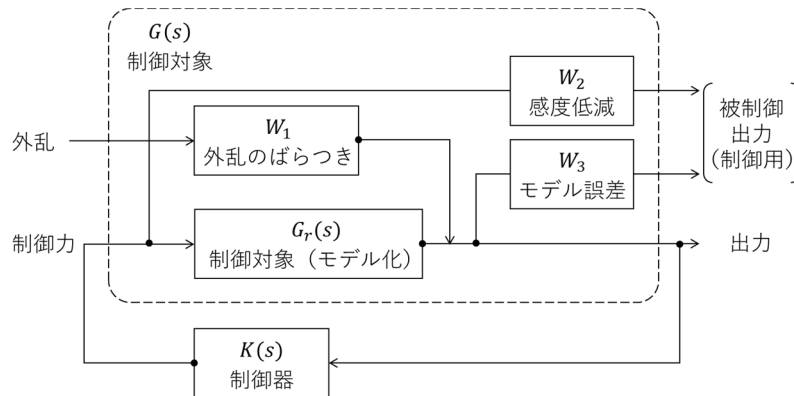
### (2-2) 周波数領域における制御 ( $H^\infty$ 制御)

最適制御を適用する場合、実際の構造物には存在するが評価関数上は無視されがちな高次モードの影響や外乱のばらつきを定量的に扱うことができないため、スピルオーバーなどの不安定現象を生ずることがある。このようなモデル化や外乱の不確定性に対処し、制御のロバスト性を保証することを目的として、周波数領域上で制御力を算定する理論も構築・適用されている。その代表例が  $H^\infty$ 制御理論<sup>1,14)</sup> である。一般的な制御系では **図 1.5(a)** に示す通り外乱や制御力が直接制御器や制御対象に入力され、また出力もそのまま観測される形となるのに対し、 $H^\infty$ 制御理論に基づく制御系では、**図 1.5(b)** に示す通り、外乱に想定されるばらつき (誤差) の程度、重点的に制御を行う周波数帯域と行わない周波数帯域とを区別するための感度低減、そして実構造物と解析モデルに関するモデル誤差の程度といった各種の周波数重みを考慮して制御対象が拡張されている。この拡張された制御対象に対して、外乱から出力への伝達関数の最大値 ( $H^\infty$ ノルムと定義される) を一定値とするフィードバックゲインを与える制御器を求めるものである。





(a) 一般的な制御系



(b)  $H^\infty$ 制御系 (外乱、モデル、制御力など制御対象に周波数重みを考慮)

図 1.5  $H^\infty$ 制御理論におけるブロック線図の構成

### (2-3) 適応制御

最適制御や $H^\infty$ 制御においては、応答をできるだけ小さくすることが目標 (評価関数) となる。しかし一方で、構造物の応答としてはある範囲に収まっていればよく、「設計で想定した通りの挙動」を実現できれば、十分に性能を達成できたと考えることも可能である。したがって、制御の方向性として、理想的な応答の状態を計算モデルとして想定し、観測された実際の応答との差異に応じて、計算モデル上の応答に近づくような制御力を与えることが考えられる。

このような考え方に基づく制御を適応制御と呼び、文献<sup>1,15)</sup>ではその基本概念として次の3つの機能を掲げている。そのまま引用すると次の通りである。

- 設計者が要求性能として望ましい構造物の動特性あるいは挙動を設定する。
- 構造物の入出力を常時測定し、その挙動もしくは特性を抽出し、この結果を要求性能あるいは要求挙動と比較する。
- この比較に基づいて適応機能が作動し、コントローラのパラメータを修正するとか補助信号を付加するなどをして、要求性能を満たすように構造物の動特性もしくは挙動を修正する。

同文献では適応制御の例として、**図 1.6** に示す 3 種類（モデル規範型適応制御システム、セルフチューニングレギュレータ、ゲインスケジュールシステム）が紹介されている。制御性能を規定する切替え超平面に制御対象を拘束するように制御を切替えるスライディングモード制御<sup>1.16)</sup> や、仮想の不動点からの相対挙動に基づき制御力を与えるスカイフック制御<sup>1.17)</sup> についても、上記の基本概念に照らせばそれぞれ適応制御の一種と考えられる。

#### **(2-4) その他の手法**

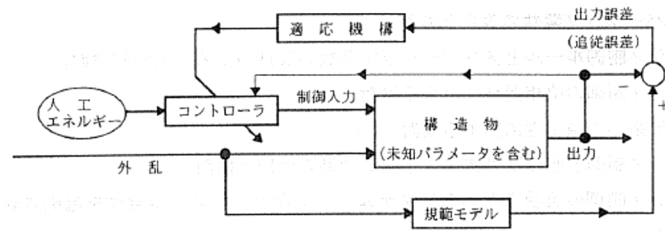
(2-1) ~ (2-3) までに掲げた手法は、各種理論に基づく必要制御力をダンパ一の減衰係数のリアルタイム調整で可能な限り実現することを目標としたもので、「アクティブ制御規範型」ともいふべきもの<sup>1.18)</sup> である。ただし、制御系の設計時点での性能がセミアクティブ制御とした段階でどの程度実現できるかについては、定量化が困難である。

この問題点への対応や、また各種の制御理論における煩雑さを避けるため、多自由度系の振動問題と扱って計算した制御力を与えようとするものでなく、免震層あるいは個々のデバイスとしての履歴性状に着目し、免震構造の設計原則に照らしてより合理的なものとするよう制御する手法についても提案されている。

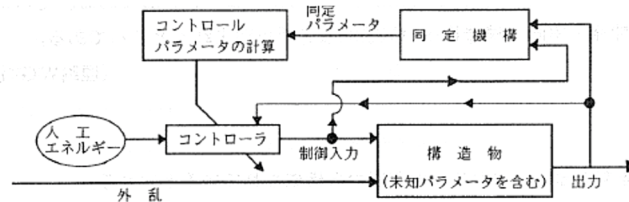
これに該当するものとして、セミアクティブ制御に二値切換型の制御 (bang-bang 制御) を適用してエネルギー消散速度を最大化することを目的とした消散システム理論に基づく制御則<sup>1.18)</sup> や、加速度応答の低減を目的として擬似的に負剛性となる荷重—変形履歴を実現するもの<sup>1.19)</sup>、振幅の量（弾性歪エネルギーと運動エネルギーの和や応答速度など）に応じて履歴ループの大きさを可変とするように制御力を加えるもの (EF 制御<sup>1.20)</sup>、応答予測制御<sup>1.21)</sup>、応答変位によらず一定のエネルギー吸収特性が最大化されるように減衰力（摩擦力）を可変とするもの<sup>1.22)</sup> などが提案されている。

#### **(3) 本研究との対応**

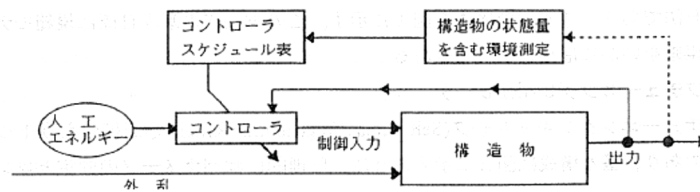
本研究では、**第 2 章**において、特定の周期が卓越する免震構造の応答の制御を効果的に行うことができ、かつ、制御系の構成におけるモデル化の誤差の影響を低減できるものとして (2-2) の  $H^\infty$  制御理論を採用し、かつ、減衰可変機構を有する制御系設計に対応し、セミアクティブ制御で懸念される減衰力の急変による応答加速度の増大を低減することができる (2-3) のゲインスケジュールシステムを組み合わせた制御を適用した検討を行っている。



(a) モデル規範型適応制御システム



(b) セルフチューニングレギュレータ



(c) ゲインスケジュールシステム

図 1.6 適応制御の例<sup>1.15)</sup>

### 1. 3. 3 長周期・長時間地震動への対応

#### (1) 長周期・長時間地震動と免震構造

1. 3. 1 項で述べた免震建築物の設計上の問題のうち、問題点②の地震動の不確定性に関連する大きな課題の一つが、地震学や地震観測の発展に伴う知見の蓄積に基づき提示されたいわゆる長周期・長時間地震動（以下「長周期地震動」と略記）である。1964年新潟地震では石油タンクが被災し、2003年（平成15年）十勝沖地震でも同様の被害が発生した。また1968年（昭和43年）十勝沖地震における八戸港での地震観測記録には長周期成分が認められ、長く超高層建築物の耐震設計に用いられてきた。さらに2011年（平成23年）東北地方太平洋沖地震において、図1.7に示す通り、震源から約770km離れた大阪湾岸の庁舎（鉄骨造地上55階、高さ256m）で上層階の大きな応答加速度が長時間観測された事例<sup>1.23)</sup>がある。

こうした状況を踏まえて、長周期地震動の免震構造への影響については、大きく次の2点への対応が求められている。

#### 1) 卓越周期帯：

これまでの免震構造の設計では、大地震時の応答周期として4秒前後を想定し

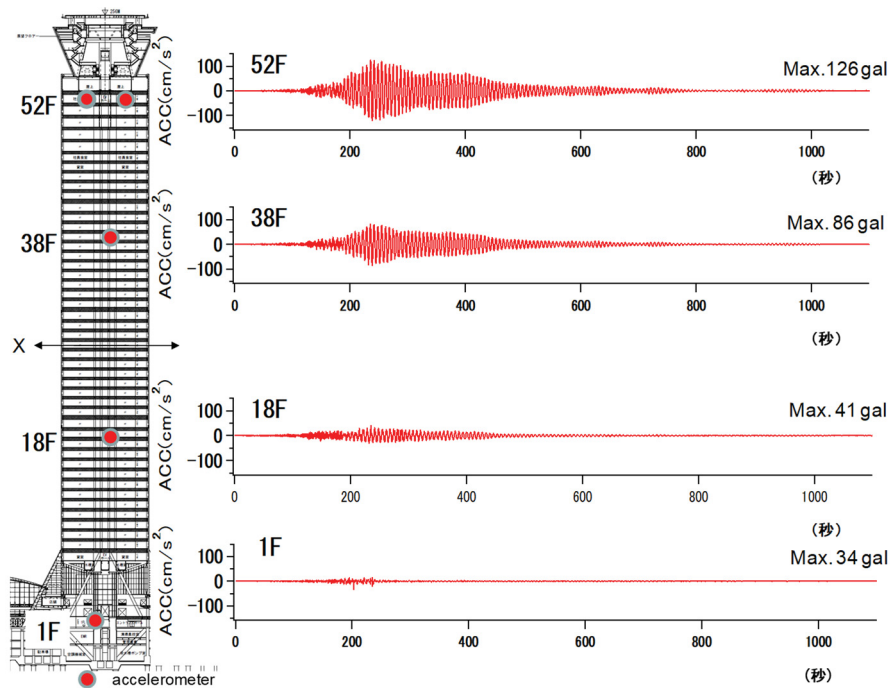


図 1.7 大阪湾岸庁舎建物における観測記録<sup>1.23)</sup>

たものが多いが、長周期地震動においては、4秒付近から6～7秒程度までで基準法レベルを大きく超える特性を有するものがある。

2) 継続時間 (繰返し依存性) :

場合によって5分程度以上免震層の応答が継続し、そのため、各デバイスの特性が吸収するエネルギーによって (多くが発熱を伴って) 変化し、減衰性能が低下することで当初設計した変位を大きく超える応答となる可能性がある。

(2) 長周期地震動に関する検討

長周期地震動に関してはこれまで様々な検討や提案があるが、ここでは、特に第3章で取り扱う建築物の設計用長周期地震動 (性能評価において用いられるもの) を中心に、関連する様々な状況について整理する。

まず、地震学的な検討として特に内閣府における検討について触れる。

1995年 (平成7年) 兵庫県南部地震を契機として、将来の地震被害への備えとして全国規模で総合的な地震防災対策を推進するため、同年6月に総理府に「地震調査研究推進本部 (推本)」が設置された。推本での長周期地震動に関する検討成果は、2009年 (平成21年)<sup>1.24)</sup> と2012年 (平成24年)<sup>1.25)</sup> にそれぞれ長周期地震動予測地図 (試作版) として公表されている。2009年版では想定東海地震、東南海地震及び宮城県沖地震を、

2012年版では南海地震（昭和型）を対象としているが、それぞれ3.5秒あるいは2秒以下の短周期領域の成分が計算に含まれていないことや、検討対象とした地震動は「比較的詳しい情報が得られており長期評価による地震発生確率も高い地震を優先して検討対象とし」<sup>1.25)</sup>とあることなど、建築物の耐震設計に用いるものとしては不足する部分があった。

これを受けて2011年（平成23年）8月には内閣府に「南海トラフの巨大地震モデル検討会」が設置され、新たな震源等も対象に加えて長周期地震動の推計及び対策の検討が行われた。その成果として2015年（平成27年）12月には「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告」<sup>1.26)</sup>が公表された。

内閣府における被害想定用地震動の検討と並行して、国土交通省においても建築物の「設計用」地震動としての長周期地震動の検討が進められた。国内で観測された多数の地震記録に基づいて建設地（任意）の地震動スペクトルレベルや位相特性を推定する実験式を作成し、推本の2009年版地震と同様の想定地震を対象とした「建築物へ影響を与える0.1～10秒の幅広い周期成分を含めた設計用長周期地震動の作成手法」が取りまとめられた。その結果として、2010年（平成22年）12月には関東4区域、東海3区域および大阪3区域における長周期地震動の波形及びスペクトルとともに長周期地震動に対する対策試案が公表された<sup>1.27), 1.28)</sup>。

この対策試案については、その直後の2011年（平成23年）3月に東日本大震災が発生し、活用可能な多くの本震・余震の観測波形も得られたことから、地震動作成手法の修正・改良の検討が進められた。検討の結果、適用範囲として内閣府設定の巨大震源であるMw=9.0のマグニチュードまで対応し、また震源域の違い（太平洋プレート及びフィリピン海プレート）による地震動の距離減衰特性の差異を考慮することのできる新たな提案式が示されるとともに、免震建築物の応答についても試算が行われた<sup>1.29), 1.30), 1.31)</sup>。**表 1.1** 及び**図 1.8** にパブリックコメント時点とそれ以降に修正された地震動の差異について示す。

表 1.1 地震動の特徴の差異<sup>1.29), 1.30)</sup>

	東日本大震災以前 (2010. 12)	東日本大震災以降 (2012. 3)
地震規模	M8. 7	M9. 0
連動数	三連動	三連動、四連動
対象地域 ・ 地区	関東 (4)、東海 (3)、 関西 (2)	関東平野 (3)、浜松 (1)、 濃尾平野 (2)、大阪平野 (3)
提示の方法	波形デジタルデータ 擬似速度応答スペクトル pSv (h=5%) エネルギースペクトル Ve (h=10%)	擬似速度応答スペクトル pSv (h=5%)

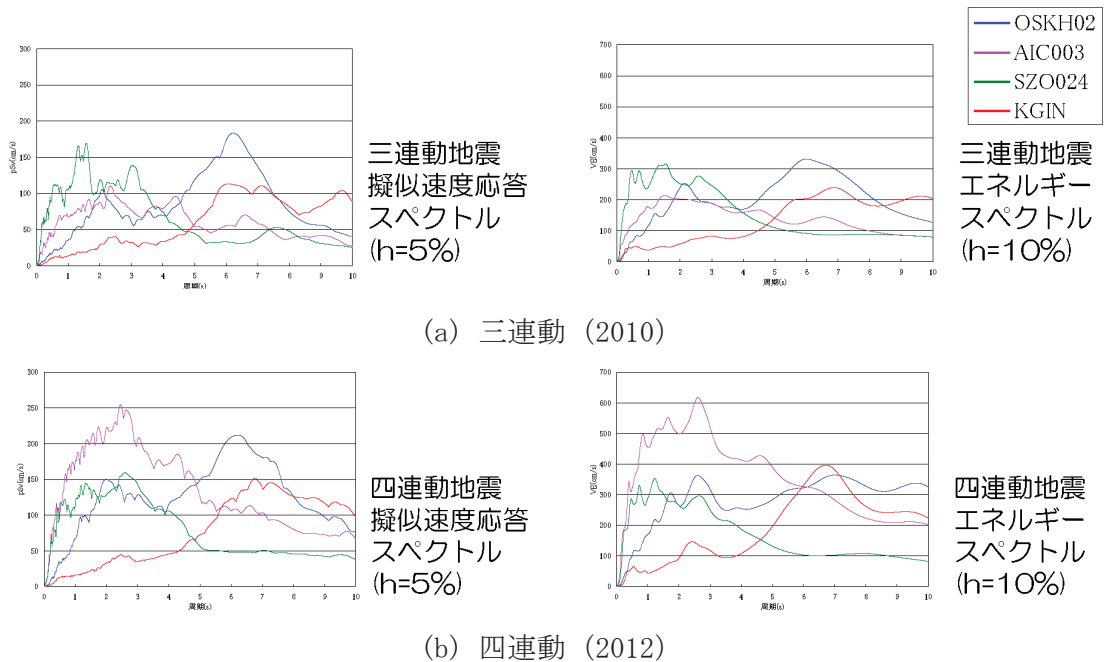


図 1.8 擬似速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルの比較<sup>1.31)</sup>

これらの地震動の検討の公表においては、過去に発生した巨大地震を超える「最大クラスの地震」として局所的に最大 2.5m/s 程度の擬似速度応答スペクトルも提示されているが、文部科学省による震動実験結果<sup>1.32)</sup> などから古い時期の設計によるものを除けば倒壊には一定の余裕があると考え、最終的に「設計用」地震動として時刻歴応答解析において使用するための波形とともに図 1.9 に示す通り解放工学的基盤における簡略化スペクトル pSv (h=5%) が示されることとなった<sup>1.33)</sup>。

地震動の検討にあたっての基本方針は次の通りである。

- ・ 設計用の長周期地震動は「供用期間中に想定すべき最大級の荷重」として扱う。したがって一般的なレベル 2 地震と同様に扱い建物側のクライテリアも同一とする。



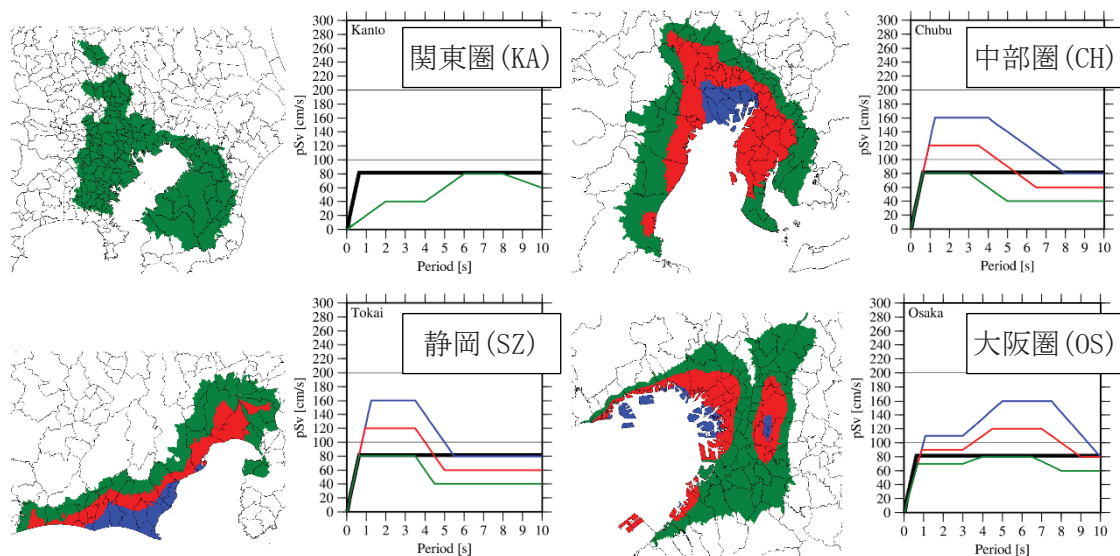


図 1.9 各地区と対応する簡略化スペクトル (pSv (h=5%))<sup>1.33)</sup>

- 南海トラフ沿いの巨大地震の影響が大きい地域を4つ（関東、静岡、中部および大阪）と定め、さらに関東以外の3地域はそれぞれ3つの区域に細分する。
- それぞれの区域において、任意地点での長周期地震動作成手法<sup>1.30)</sup>を適用し、各区域を代表する地震動について検討する。このとき、区域内におけるばらつきへの対応としては、想定最大（包絡）でなく、平均的な数値の設定とする。
- 静岡、中部および大阪の各区域における pSv (h=5%) の最大値は、解放工学的基盤で約 0.8m/s（告示[脚注3]同等）、1.2m/s（告示×1.5）、1.6m/s（告示×2.0）の3段階とする。関東については、0.8m/s の1段階とする。

2017年（平成29年）4月から、大臣認定の性能評価を受ける建築物について、上記の長周期地震動を用いた検討が求められている<sup>1.34)</sup>。

### (3) 免震部材の繰返し依存性の地震時応答への影響に関する検討

前述の大臣認定の性能評価にあたって、特に免震建築物については、表 1.2 に示す通り、長周期地震動によって繰返しの累積変形が作用する免震材料の性能の変動（繰返し依存性）を考慮した計算を行う必要があるとされている<sup>1.35)</sup>。

この扱いは、長周期地震動のように継続時間が長く、累積変形（吸収エネルギー）の大きくなる免震部材についての繰返し依存性に関する研究成果<sup>例えば1.36)</sup>を反映したもので、こうした特性は日本建築学会の指針でもすでに示されている<sup>1.37)</sup>。

[3] 平成12年建設省告示第1461号（超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準）第四号イ(1)の表に定められた解放工学的基盤の加速度応答スペクトルより計算した数値

表 1.2 性能評価における免震建築物の取り扱いの例<sup>1.35)</sup> (下線は筆者による加筆)

4. 4. 3 水平方向地震力に対する応答計算

(1) ~ (5) 略

(6) 長周期地震動の影響を考慮するため、長周期通知 2. (1) に該当する建築物で、新築に係る法第 20 条第 1 項第一号 (第二号ロ、第三号ロ及び第四号ロを含む。) の認定を受けるための性能評価を平成 29 年 4 月 1 日以降に初めて申請するもの (当該申請内容の変更に係るものを含む。) については、免震材料、制振部材その他の長周期地震動による影響を受ける材料又は部材を用いる場合にあっては長時間の繰返しの累積変形による影響を適切に考慮していること。

もともと多くの免震部材について繰返し変形に伴う性能の変動が存在し、すでに通常の免震部材に関する大臣認定ではその影響を一部考慮することとされている。具体的には一定の繰返し载荷によって安定した性状となる「定常履歴」の条件で各種の基準値を求めたり、あるいはすべり支承の摩擦係数のように、「40 回以上の水平方向の载荷を行い、3 履歴目の摩擦係数に対する摩擦係数の比率として求める」<sup>1.38)</sup> などの対応が取られてきている。ただし、建築研究所の報告<sup>1.39)</sup> では、様々な設計の免震構造に対して長周期地震動を適用した結果として最大で 45.8m の累積変位となる免震層の応答が得られており、これは多くの免震部材について既往の検討内容を超えるものであった。

そこで、同報告では、免震建築物に使用される代表的な支承材 (天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、高減衰積層ゴム、弾性すべり支承 [低摩擦、高摩擦]) と、減衰材 (鉛ダンパー、鋼材ダンパー、粘性ダンパー、オイルダンパー) を対象に、長時間 (多数回)、大変形繰返しによる依存性について実大相当の試験体によって性能を確認する実験等に基づく調査を実施している。結果として、例えば鉛プラグ入り積層ゴムを用いた免震構造では図 1.10 に示す繰返し依存性の考慮の有無による解析結果の比較例の通り最大で約 2 倍~平均的には約 1.5 倍の免震層の水平変形の増幅が見られるなど、各免震部材について累積変形の大きな領域での繰返し依存性を把握し、それを解析に反映することの必要性が明らかとなった。



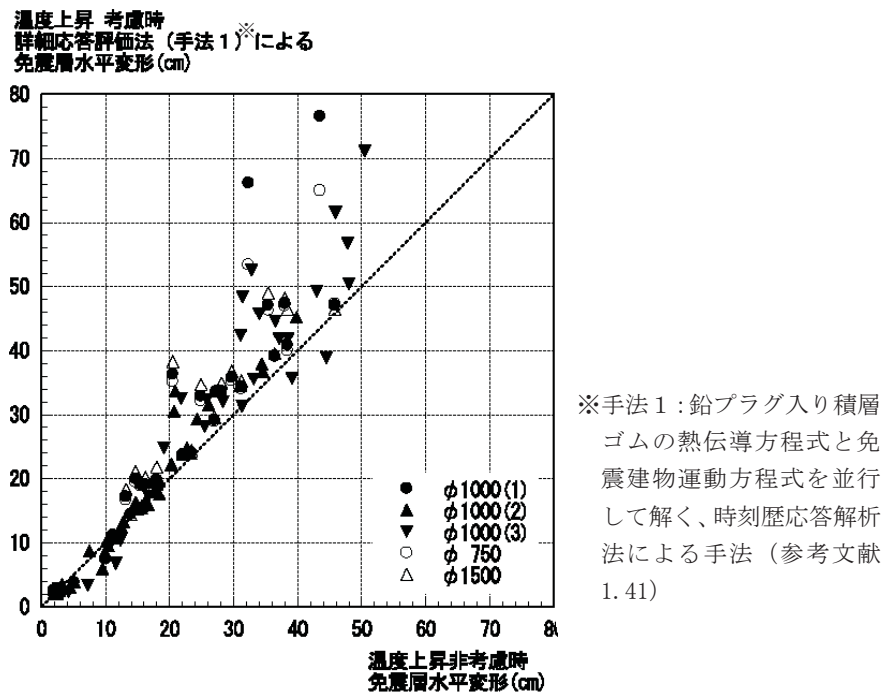


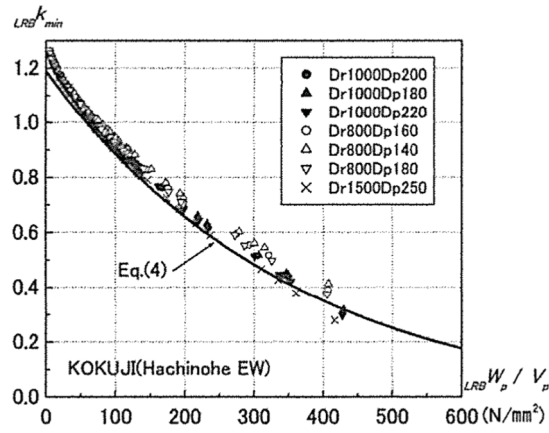
図 1.10 鉛プラグ入り積層ゴム支承の繰返し依存性(支承の温度上昇)の考慮の有無による時刻歴応答解析時の免震層水平変形の比較<sup>1.39)</sup>

表 1.2 で示した通り免震建築物の性能評価にあたっては免震部材の繰返し依存性を「適切に」考慮する必要があるとされており、そのために必要となる免震部材の試験条件に関して過去の検討事例等を参考に建築研究所より「長周期地震動に対する免震材料の性能変化確認試験に対するチェックリスト」<sup>1.40)</sup>が示されている。表 1.3 に試験条件等の一部を抜粋して示す。2019 年(平成 31 年)9 月までに 25 件の免震部材が長周期地震動に対する性能変化に関する評定を取得し、一般に用いられている<sup>1.42)</sup>。このとき、繰返し依存性は基本的にはデバイスの温度上昇によってもたらされるもので、これを一般的な解析手法で直接取り扱うのは困難であることから、繰返し依存性の主要因である発熱がデバイスの吸収エネルギーの消散の過程で生ずるものであることを考慮し、実験における累積吸収エネルギーや累積応答変位とデバイスの発熱状況の関係、発熱状況と基準値(降伏荷重やすべり係数など)の変動の関係を得た上で、寸法効果なども考慮した解析に適用しやすい設計式として整理することが行われている。

性能評価の例として、図 1.11 に鉛プラグ入り積層ゴム支承における繰返し依存性として、解析モデルの切片荷重の低下率や鉛の降伏応力度の低下率を免震部材の吸収エネルギー(単位体積当たり)について検討した結果を示す。

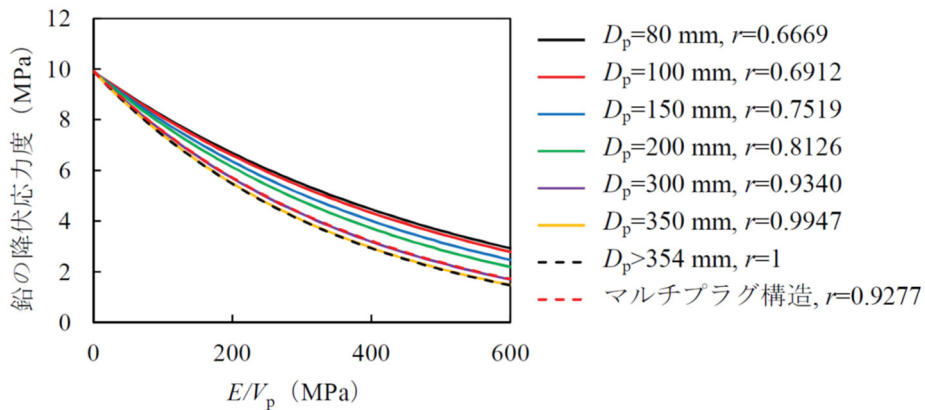
表 1.3 長周期地震動に対する免震材料の性能変化確認試験に対する  
チェックリスト (抜粋) <sup>1.40)</sup>

大項目	小項目
A. 試験に関する条件	<p>A1) 同一のシリーズ(径違いなど)について、原則 2 サイズ以上(発熱の影響における寸法効果を把握するため)の試験が実施されていること。 1 サイズのみの場合は、適切な理由が説明されていること。</p>
	<p>A2) 上記の試験それぞれのサイズについて 1 体以上の試験体を用いて実施されていること。</p>
	<p>A3) (支承材のみ)試験時の面圧は、規定面圧(長期鉛直荷重程度)が載荷されていること。</p>
	<p>A4) 試験周期及び振幅は、適切な周期及び振幅として振幅 10cm～30cm、周期 3～5 秒程度(基整促報告書より)を原則とし、応答解析結果と著しい乖離のないこと。</p>
	<p>A5) 試験で与える累積変形量として、原則 50m 以上とすること。 ただし、応答解析結果がこれより小さいことが確かめられれば、当該解析における累積変形量以上の試験とすることができる。</p>
	<p>A6) 縮小試験体による結果を示す場合は、寸法効果を考慮してエネルギー吸収、発熱、放熱の状況が建築物に用いられる実機との関係において示されていること。 なお、「縮小」については、相似のほか切り出しなど適切な方法も認める。</p>
	<p>A7) 方向性のあるデバイスはそれぞれについて試験が行われていること。</p>
B. 試験結果の表示に関する条件	<p>B1) 吸収エネルギー(累積変形量)と解析に用いる数値(降伏せん断力、等価剛性、等価減衰)との関係を表す式又はグラフ等が示されていること。</p>
	<p>B2) 縮小試験体を用いた場合には、実機を想定した適切な安全率(1 でもよい)が示されていること。</p>



$$LRB k_{min} = -0.06 + 1.25 \times \exp\left(-\frac{LRB W_p}{V_p} \times \frac{1}{360}\right)$$

(a) 既往検討式 (基準温度 15°C) <sup>1.36)</sup>



$$LRB k_{min} = -\frac{8.33}{7.967} \times \left\{ 0.06 + 1.25 \times \exp\left(-r \cdot \frac{LRB W_p}{V_p} \times \frac{1}{360}\right) \right\}$$

(b) 支承径  $D_p$  を考慮した評価例 (基準温度 20°C) <sup>1.43)</sup>

図 1.11 鉛プラグ入り積層ゴム支承の繰返し依存性に関する評価例

#### (4) 長周期地震動における免震建築物の応答に関する検討

公開された長周期地震動波形<sup>1.33)</sup> (以下「公開波」という) を用いた既存建築物への影響に関する検討を日本免震構造協会が行った事例<sup>1.44)</sup> を図 1.12 に示す。検討対象となった免震建築物 24 棟は前出の 4 連動地震に関する検討<sup>1.30)</sup> と同じであり、設計時期・建物高さ・免震システムなどがバランスよく網羅されるようにとの観点から選定されたものである。

図 1.12 の解析では、免震層の周囲への衝突や限界変形付近での免震部材の挙動 (ハードニングなど) は考慮されていないため、免震層の応答変位が限界変形以上となる大きな応答を示した結果については参考値と扱われているが、大まかな傾向としては、次の 2 点が言える。

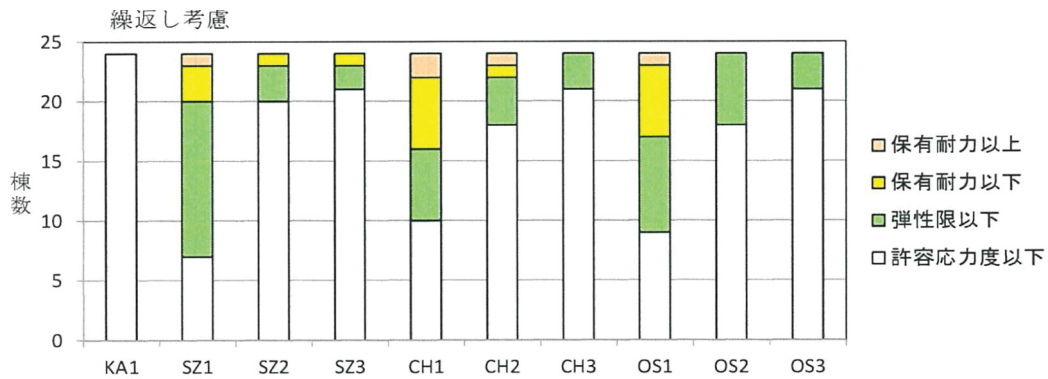
- ・各地域で pSv の大きな区域 (SZ1, CH1, OS1) では、半数程度は免震層の状態が限界変形を超えるなど、長周期地震動の作用による繰返し依存性の考慮の結果、上部構造の状態も含め、過大な応答を生ずるおそれがある。
- ・その他の区域では、繰返し依存性を考慮した場合でも、上部構造及び免震層のいずれも過大な応答を生ずるおそれは低い。

上記の通り、pSv が大きい場合には過大な応答を生ずるおそれがあるものの、半数程度は免震構造として安全上支障のない状態に留まっていると思われることから、繰返し依存性をあらかじめ考慮しておけばこれらの区域においても免震建築物の設計は十分に可能と考えられる。したがって、特に問題となるのは既存の免震構造であり、長周期地震動における応答の超過とその防止策としての付加的な減衰要素 (ダンパー) の設置について検討する必要がある。

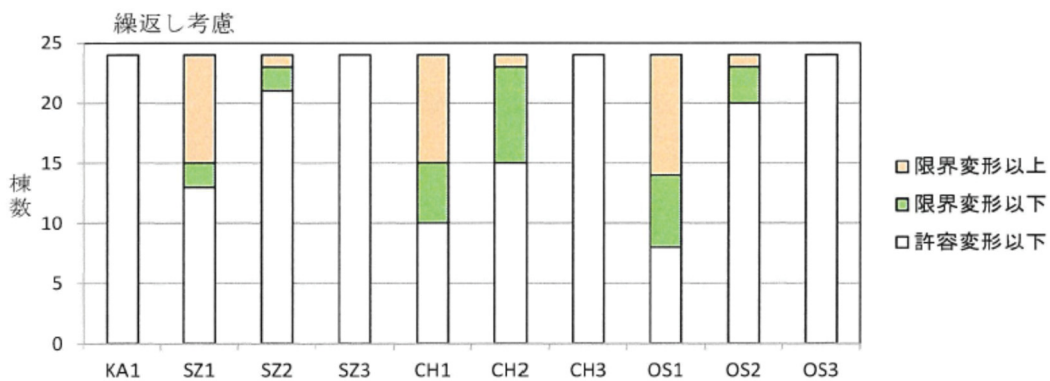
#### (5) 応答超過への対応に関する検討

免震層の応答超過 (過大変形) への対応については、日本建築学会の免震構造小委員会の活動成果<sup>1.45), 1.46)</sup> において体系的に整理され、図 1.13 の分類が示されている。

セミアクティブ制御との関連では、デバイスの特性を応答に応じて変動させるものとして【擁壁衝突：回避】・【上部建物過大応答：許容】・【免震部材損傷・破断：回避】とする限界状態 2 のストッパー・ハードニング機構がこれに該当し、濱口は図 1.13<sup>1.45)</sup> において「パッシブ切換型オイルダンパー」<sup>1.47)</sup> 「大振幅地震動対策用免震オイルダンパー」<sup>1.48)</sup> を例示している。これらはいずれもある一定の変位に達することでダンパーの内外に設置された機構が動作し、減衰力を変化させる機械式の減衰装置であり、類似の変位感知式の減衰装置としては、不感帯機構を設けて一定以上の変位域でのみ減衰力を発揮する GAP 機構付きオイルダンパー<sup>1.49)</sup> やオンオフダンパー<sup>1.50)</sup>、また、オイルダンパーのシリンダー内部に切替え機構を設け、流路が一定変位で機械的に切り替わること



(a) 上部構造の状態



(b) 免震層の状態

(横軸は図 1.9 の各区域、数字 1~3 は pSv の最大値 1.6, 1.2, 0.8m/s に対応)

図 1.12 公開波による既存建築物への影響評価<sup>1.44)</sup>

で従来と同寸・同形状とできる可変減衰型オイルダンパー<sup>1.51)</sup>など、多数の提案がある。また速度に着目した機構としてシリンダー内圧の上昇を利用して制御力を可変とする速度感知式の減衰装置<sup>1.52)</sup>が開発・実用化されている。

## (6) 本研究との対応

本研究では、第 3 章において、1.3.2 項で通常の設計用地震動時の制御に用いたセミアクティブダンパーを長周期地震動に対しても同様に活用し、セミアクティブ制御の減衰力を免震層の過大応答の抑制に適用した検討を行っている。このようにデバイスの制御力を過大応答の抑制にも適用するものとして、応答変位に依存した減衰力を「複素剛性ダンパー」としてモデル化した例<sup>1.53)</sup>、変位感知式のような大変形時の応答端部の挙動を荷重変形関係として再現した例<sup>1.54)</sup>などが検討されているが、本研究では第 3 章で示す通り減衰力の切替えにあたって応答変位や応答速度ではなく免震部材(鉛プラグ入り積層ゴム)の切片荷重の低下率に着目している。



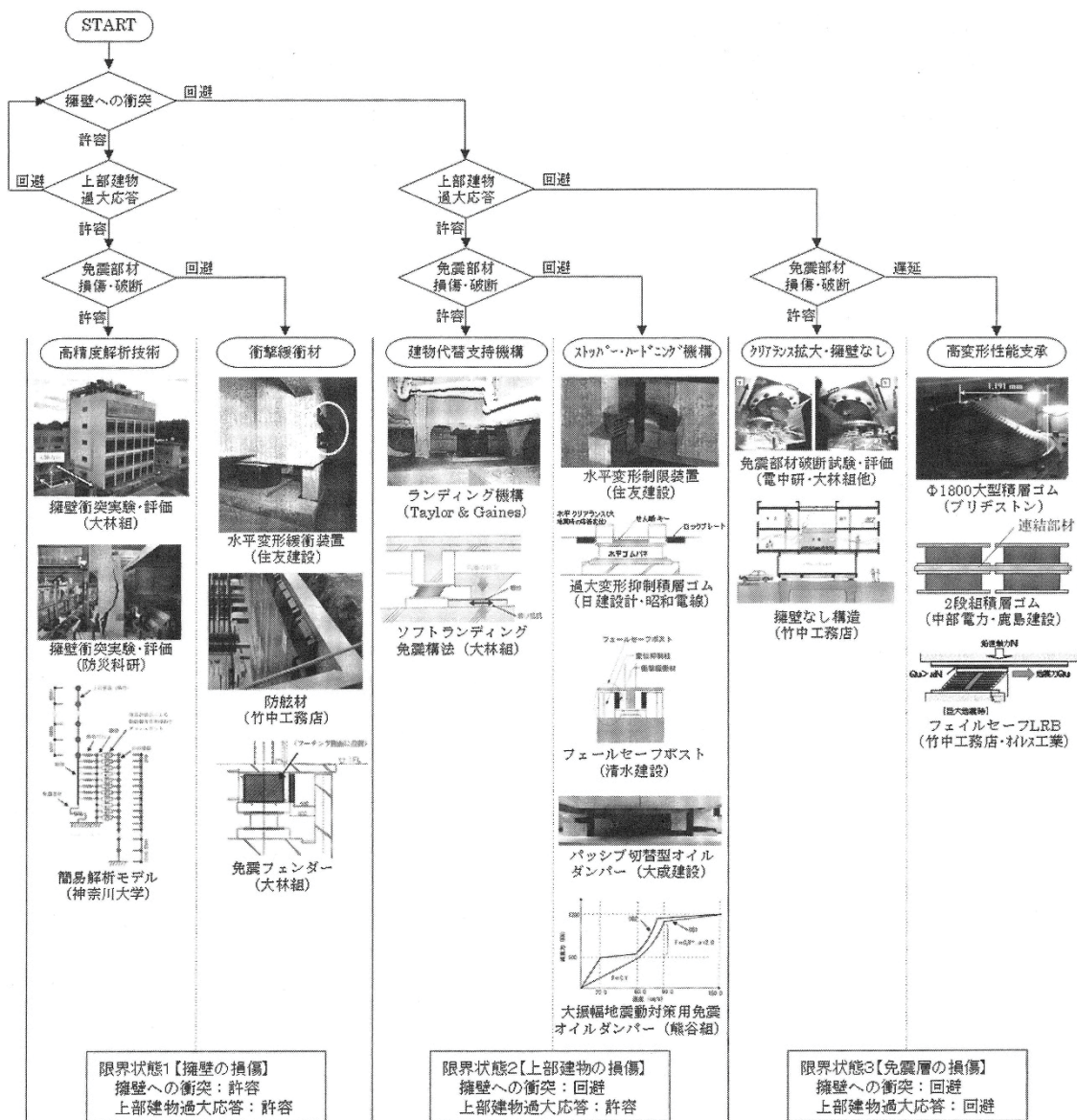


図 1.13 免震層過大変形対策の分類<sup>1.45)</sup>

## 1. 4 論文の構成と概要

本論文では、ここまで示した諸点を踏まえ、大地震時の安全性確保に加えて地震直後からの機能継続など高い性能を要求及び期待されている免震構造について、今後想定される巨大地震を含む様々な特性を有する地震に対し免震層の応答変位の抑制と上部構造の応答加速度の低減を同時に達成することを目的とした検討を行った。免震構造により高い性能を付与するための効率的で安定性の高い手法としてセミアクティブ制御に着目し、その効果について検証した。

検証は、機能継続及び安全性確保の両者を達成する目的で行うものとし、前者については通常想定される地震として一般の設計用地震動を対象に、減衰係数を連続的に可変とするMRダンパーを用いた模型実験を行った（第2章）。後者については南海トラフ沿いの巨大地震として想定される長周期地震動を対象に、地震応答の過程で一度だけ減衰係数を切替える制御を行うため2段階の減衰係数を切替え可能なオイルダンパーを想定した解析的検討を行った（第3章）。このように、第2章では一般の設計用の中地震・大地震の継続時間の範囲で生じうる応答変位と応答加速度の同時低減を、第3章では長周期地震動における（中地震・大地震の継続時間中の応答加速度の増大を抑えつつ、それを超える範囲での）応答変位の低減を対象としていることから、それぞれ分離しての検討が合理的・効果的と考えられる。

第1章（本章：研究の背景と目的）では、本論文の研究背景と目的、また既往研究の整理及び本論文の構成・概要を示した。

第2章は「MRダンパーによる減衰力切替え制御」と題し、2層の模型試験体による免震構造物にMRダンパーを設置し、動作状況の変化に応じて制御器をスケジューリングするゲインスケジュール制御手法を適用してセミアクティブ制御を行い、その制御性能を検証した。第2章で検討に用いた地震動は一般的に用いられる中地震及び大地震に相当し、供用期間中の発生を複数回想定すべきものであるため、上部構造を含めた詳細な応答評価を行って応答変位と応答加速度の両者の低減を確実に達成する必要がある。そこで、様々な特性を有する地震動に柔軟に対応するため、減衰力を連続的に可変とすることができるMRダンパーを採用することとした。

一方、既往の研究から、セミアクティブ制御を免震構造に適用するにあたっての問題点も指摘されている。例えば、速度依存の減衰機構を制御力の発生源とする場合には免震層の応答速度とは逆方向の制御力が必要となってもそれを加えることが不可能であるなど一定の範囲でしか有効な制御を行えないことや、制御力の切替え機構の時間遅れ、また切替えに伴う振動系の動特性の急激な変化によって上部構造の応答加速度が増大すること等が該当する。さらに、特に上部構造の応答加速度の評価にあたっては、無視されがちな高次モードの応答についても考慮の必要がある。この解決のため、制御力が減衰係数と応答速度の両者に対し線形となるMRダンパーのようなデバイスを用いる系の制御器を適切に算出できるゲインスケジュール制御を採用し、制御器を周波数領域で誤差等を考慮できる $H^\infty$ 理論に基づき構成することとした。

検証にあたってはモデル化の誤差等を評価するため実験との比較を行うこととし、上部構造と免震層とを模擬した2層の試験体にMRダンパーを設置した振動台実験によ

って、トレードオフの関係にある免震層の応答変位と上部構造の応答加速度の両者を共に低減できることを示した。

**第3章**は「二段階切替え制御による長周期地震動に対する応答低減効果」と題し、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた免震建築物に長周期地震動が作用することを想定し、地震応答の過程で一度だけ減衰係数を切替えて応答変位を低減するセミアクティブ制御（二段階切替え制御）を行い、その制御性能を検証した。

長周期地震動が免震構造に作用する場合、繰返し依存性による免震部材の特性変動の影響で免震層に過大な応答変位が発生する可能性がある。応答変位を抑制するためにオイルダンパーによる減衰を付加することがよく行われるが、付加減衰の設定によっては上部構造の応答加速度が増大することとなる。**第2章**ではこうした問題への対応として減衰力を連続的に切替える制御を適用しているが、長周期地震動対策を既存建築物へも適用することを想定した場合、精緻なシステムの採用が難しいことも考えられる。そこで、より単純化された制御則として、適切なタイミングでオイルダンパーの減衰係数を一度だけ切替えるセミアクティブ制御（二段階切替え制御）を適用することで、上部構造の応答加速度を一定の範囲に抑えつつ免震層の過大な応答変位を生じないような設計が可能であることを示した。切替えにあたっては鉛プラグ入り積層ゴムの繰返し依存性を評価する切片荷重の低下率に着目し、設定値に達した時点でオイルダンパーの減衰係数を変化させることとした。

長周期地震動としては、南海トラフ等の巨大地震を想定して国土交通省より公開された波形（公開波）を用いた。さらに、公開波と同様の作成手法で位相の異なるばらつき検討用波形を作成し解析に用いることで、地震動作成における位相の影響についても検討した。

**第4章**は「結論」と題し、総括として本研究の成果を要約した。



## 【第1章 参考文献】

※URL はすべて 2020.9 閲覧

1. 1) 内閣府 (南海トラフ巨大地震検討ワーキンググループ) : 南海トラフ巨大地震の被害想定について (第1次報告) , [http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaiku\\_wg/pdf/20120829\\_higai.pdf](http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaiku_wg/pdf/20120829_higai.pdf), p. 30, 2012. 8
1. 2) 一般社団法人日本建築学会: 免震構造設計指針, 1. 2 節 免震構造の基本(1), p. 20, 2013. 10
1. 3) 財団法人日本建築センター: 免震構造建築物 ―その技術開発と地震観測結果―, 1992. 11
1. 4) 一般社団法人日本免震構造協会: 免震制振データ集積結果, [https://www.jssi.or.jp/menshin/doc/ms\\_ss\\_data.pdf](https://www.jssi.or.jp/menshin/doc/ms_ss_data.pdf)
1. 5) 平成 12 年建設省告示第 2009 号: 免震建築物の構造方法に関する安全上必要な技術的基準, 2000. 6
1. 6) 平成 12 年建設省告示第 1446 号: 建築物の基礎、主要構造部等に使用する建築材料並びにこれらの建築材料が適合すべき日本工業規格又は日本農林規格及び品質に関する技術的基準 (第 1 第九号) , 2000. 6
1. 7) 国土交通省: 構造方法等の認定に係る帳簿, [https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku\\_house\\_tk\\_000042.html](https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_tk_000042.html)
1. 8) 平成 13 年国土交通省告示第 1347 号: 評価方法基準 (1-3 その他 (地震に対する構造躯体の倒壊等防止及び損傷防止)) , [http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku\\_house\\_tk4\\_000016.html](http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku_house_tk4_000016.html)
1. 9) 平成 21 年国土交通省告示第 209 号: 長期使用構造等とするための措置及び維持保全の方法の基準 (2. 耐震性(2)③) , [http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku\\_house\\_tk4\\_000006.html](http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku_house_tk4_000006.html)
1. 10) 国土技術政策総合研究所・建築研究所: 平成 20 年 (2008 年) 岩手・宮城内陸地震建築物被害調査報告・平成 20 年 7 月 24 日岩手県沿岸北部の地震建築物被害調査報告, 国総研資料第 481 号・建築研究資料第 114 号, pp. 1. 5-30~1. 5-39, 2008. 8
1. 11) 国土交通省: 防災拠点等となる建築物に係る機能継続ガイドライン, [http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku\\_house\\_tk\\_000088.html](http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_tk_000088.html)
1. 12) 吉田和夫: 世界初のセミアクティブ免震ビル, 日本機械学会誌, Vol. 104, No. 99 5, pp. 698~702, 2001. 10

- 1.13) J. N. YANG, A. AKBARPOUR and P. GHAEMMAGHAMI : New Optimal Control Algorithms for Structural Control, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.113, No.9, pp.1369-1386, 1987.9
- 1.14) G. ZAMES : Feedback and Optimal Sensitivity: Model Reference Transformations, Multiplicative Seminorms, and Approximate Inverse, IEEE Trans. Auto. Cont., Vol.AC-26, pp.301-320, 1981
- 1.15) 社団法人日本建築学会 制震（振）構造特別研究委員会：建築物の制震（振）構造に関する理論的実験的研究の推進, p.7, 1994.11
- 1.16) 野波健蔵, 田宏奇：スライディングモード制御—非線形ロバスト制御の設計理論, コロナ社, 1994.9
- 1.17) D. KARNOPP, M. J. CROSBY, R. A. HARWOOD : Vibration Control using Semi-active Force Generators, Journal of Engineering for Industry, ASME J. Eng., Vol.96, No.2, pp.619-626, 1974.
- 1.18) 平元和彦, 松岡太一, 砂子田勝昭：消散システム理論に基づく二値切替型セミアクティブ制御系の設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 621 号, pp.33-39, 2007.11
- 1.19) 岩田範生：MRダンパー用簡易セミアクティブ制御手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 559 号, pp.71-78, 2002.9
- 1.20) 塩崎洋一, 樋渡健, 藤谷秀雄, 曾田五月也：MRダンパーを用いた免震構造物の簡易なセミアクティブ制御に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 570 号, pp.37-43, 2003.8
- 1.21) 沈里通, 荻野和臣, 曾田五月也：MRダンパを設置した小型3層免震フレームのセミアクティブ振動制御実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 617 号, pp.63-70, 2007.7
- 1.22) 西谷章, 仁田佳宏, 池田芳樹, 伊藤敦史, 欄木龍大：可変スリップレベルダンパの概念によるセミアクティブ振動制御に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 558 号, pp.93-100, 2002.8
- 1.23) 国土技術政策総合研究所・建築研究所：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震被害調査報告, 国総研資料第 674 号・建築研究資料第 136 号, p.4.1-15, 2012.3
- 1.24) 地震調査研究推進本部：「長周期地震動予測地図」2009年試作版（平成21年9月17日公表）, [https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic\\_hazard\\_map/lpsh\\_m/09\\_choshuki/](https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic_hazard_map/lpsh_m/09_choshuki/)

1. 25) 地震調査研究推進本部：「長周期地震動予測地図」2012年試作版（平成24年1月13日公表），[https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic\\_hazard\\_map/lpsh\\_m/12\\_choshuki/](https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic_hazard_map/lpsh_m/12_choshuki/)
1. 26) 内閣府：「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告」について（平成27年12月17日公表），[http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nanka\\_itrough\\_report.html](http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nanka_itrough_report.html)
1. 27) 大川出， 齊藤大樹， 佐藤智美， 佐藤俊明， 北村春幸， 鳥井信吾， 辻泰一， 北村佳久， 藤田聡， 関谷裕二， 関松太郎：長周期地震動に対する超高層建築物等の安全対策に関する検討， 建築研究資料 No. 127， 独立行政法人建築研究所， 2010. 12
1. 28) 国土交通省：「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について」に関するご意見募集について（平成22年12月21日公表），[http://www.mlit.go.jp/report/press/house05\\_hh\\_000218.html](http://www.mlit.go.jp/report/press/house05_hh_000218.html)
1. 29) 大川出， 佐藤智美， 佐藤俊明， 藤堂正喜， 北村春幸， 鳥井信吾， 辻泰一， 北村佳久：超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討－長周期地震動作成のための改良経験式の提案と南海トラフ3連動地震による超高層・免震建物の応答解析－， 建築研究資料 No. 144， 独立行政法人建築研究所， 2013. 8
1. 30) 大川出， 佐藤智美， 佐藤俊明， 藤堂正喜， 北村春幸， 鳥井信吾， 辻泰一， 北村佳久：超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討－南海トラフ4連動地震による超高層・免震建物の応答解析－， 建築研究資料 No. 147， 独立行政法人建築研究所， 2013. 9
1. 31) 国土交通省：建築基準整備促進事業について（平成22～24年度課題27-3及び平成25年度課題S11），[http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku\\_house\\_fr\\_000016.html](http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku_house_fr_000016.html)
1. 32) 東京大学地震研究所：都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト（サブプロジェクト2 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化），<http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/project/toshi/index.html>
1. 33) 国立研究開発法人建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ，<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/index.html>
1. 34) 国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について，[http://www.mlit.go.jp/report/press/house05\\_hh\\_000620.html](http://www.mlit.go.jp/report/press/house05_hh_000620.html)

1. 35) 一般財団法人日本建築センター：時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書，4. 4. 3(6)，p. 5，[https://www.bcj.or.jp/upload/rating/bizunit/standard/standard01/jikokureki\\_gyomuhouhou\\_kihyou.pdf](https://www.bcj.or.jp/upload/rating/bizunit/standard/standard01/jikokureki_gyomuhouhou_kihyou.pdf)
1. 36) T. HONMA, A. KONDO, Y. TAKENAKA, H. KITAMURA：Seismic Response Prediction Method Considering Heat-Mechanics Interaction Behavior of Lead Rubber Bearing, 5<sup>th</sup> World Conference on Structural Control and Monitoring, 2010. 7
1. 37) 一般社団法人日本建築学会：免震構造設計指針，2. 5 鉛プラグ挿入型積層ゴムの繰り返し変形による特性変化を考慮した地震応答解析，pp. 371-375，2013. 10
1. 38) 平成 12 年建設省告示第 1446 号：建築物の基礎、主要構造部等に使用する建築材料並びにこれらの建築材料が適合すべき日本工業規格又は日本農林規格及び品質に関する技術的基準（別表第 2 第 1 第九号に掲げる建築材料の項(は)欄第四号イ、第六号イ(7)），2000. 6
1. 39) 飯場正紀，長島一郎，日比野浩，竹中康雄，近藤明洋，中西啓二，猿田正明，山本雅史，嶺脇重雄，小豆畑達哉，井上波彦：免震部材の多数回繰り返し特性と免震建築物の地震応答性状への影響に関する研究，建築研究資料 No. 170，国立研究開発法人建築研究所，2016. 4
1. 40) 一般社団法人建築性能基準推進協会：時刻歴応答解析部会（第 31 回）資料，2018. 8
1. 41) 竹中康雄，近藤明洋：大振幅繰り返し変形を受ける積層ゴム支承の熱・力学的連成挙動に関する研究（その 9～その 11），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），B-2，pp. 397-402，2008. 9
1. 42) 一般財団法人日本建築センター：評定案件検索（キーワード「長周期地震動」で検索），<https://www.bcj.or.jp/db/gene/matter1/>
1. 43) 一般財団法人日本建築センター：BCJ 評定-IB0012-01 長周期地震動に対する免震材料の性能変化（ブリヂストン製鉛プラグ挿入型積層ゴム支承），2017. 5
1. 44) 一般社団法人日本免震構造協会：長周期・長時間地震動に関する免震建築物の検討，2015. 9
1. 45) 濱口弘樹：免震建物の限界状態と過大変形対策，巨大地震への備えを目指す免震構造の取り組み，シンポジウム資料，pp. 29-40，日本建築学会，2017. 1
1. 46) 小林正人：大振幅地震動に対する免震構造の過大変形対策と余裕度評価，2017 年度日本建築学会大会（中国）構造部門（振動）パネルディスカッション資料，pp. 13-24，日本建築学会，2017. 9

1. 47) 欄木龍大, 長島一郎, 新居藍子, 青野英志, 木村雄一, 中島徹, 細澤治, 露木保男: 巨大地震に対応する高性能免震技術の開発(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21255-21257, pp. 509-514, 2015. 9
1. 48) 荻野伸行, 露木保男, 猪口敏一, 中原学, 山崎久雄: 大振幅地震動対策用免震オイルダンパーの開発(その1: 基本特性および効果の検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21205, pp. 409-410, 2016. 8
1. 49) 鈴木彰, 小林正人, 谷地畝和夫, 得能将紀: GAP 機構付きオイルダンパーを用いた免震建物の地震応答性状, 構造 II, No. 21418, pp. 835-836, 2018. 9
1. 50) 西村奈緒, 岸田明子, 多賀謙蔵: 擁壁との衝突を考慮した免震建物の応答低減手法に関する研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21253, pp. 505-506, 2015. 9
1. 51) 榊原健人, 北村佳久, 杉本浩一: 可変減衰型オイルダンパーの開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21497, pp. 993-994, 2017. 8
1. 52) 皆川隆之, 花井勉, 飯場正紀, 中田信治: 次世代型ダンパーを用いた長周期地震動対応戸建て免震システム(その4 性能可変ダンパーの改良実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21179, pp. 357-358, 2012. 9
1. 53) 熊谷成晃, 池永昌容, 中村俊介, 五十子幸樹, 井上範夫: MR ダンパーを用いた免震建物用複素剛性ダンパーの実現手法の検討(その1 フィルタ処理を用いた制御則の提案とその概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21248, pp. 495-496, 2014. 9
1. 54) 樋渡健, 藤谷秀雄, 井上波彦, 川辺秀憲: 南海地震および山崎断層地震を想定した免震構造の応答制御(その5 MR ダンパーを用いた変位抑制制御による応答結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21351. pp. 701-702, 2006. 7

## 第2章 MRダンパーによる減衰力切替え制御

### 2.1 はじめに

阪神淡路大震災以降、パッシブ型の応答制御やその一種としての免震構造が普及している。特に、建築物の地震時の入力を低減させる目的で免震構造とする事例が一般的なものとなりつつある。しかしながら、パッシブ型の応答制御はパラメータが固定の構造である以上、最適な制御効果が得られる範囲が限定されている。免震構造とした場合であっても、当初設計で想定していないレベルや周期帯を有する外力が作用する場合には、その性能を十分発揮できず、過大な加速度・変位等が生ずることも考えられる。

このような問題点を解決するための方策として、免震建築物の性能を向上させる目的でセミアクティブ制御を併用することを想定した検討事例がある<sup>例えば2.1)</sup>。以下、セミアクティブ制御を適用した免震を単に「セミアクティブ免震」と呼ぶ。セミアクティブ制御は、構造物に直接制御力を加えるアクティブ制御と異なり、ダンパーの減衰あるいはばねの剛性等の受動的要素を操作することで振動系の応答特性を調整し、応答抑制を実現するものである。したがって、外力の作用やそれによる応答に応じたセミアクティブ制御によってパラメータを変化させることで免震構造の性能を向上させるとともに、セミアクティブ制御の特長である系への新たなエネルギーの入力がないことによる高い安定性が確保されることが期待できる。

そこで、より合理的な免震・制振構造を実現するために、磁気粘性 (MR [Magnetorheological]) 流体を用いて減衰力を可変としたMRダンパーを利用し、セミアクティブ制御技術の適用を想定した検討を実施した。MRダンパーは、外部からの信号によって減衰力を調整でき、解析モデル的には一般に用いられるリリーフ荷重を設定したオイルダンパーの一種として、流量を調節するオリフィスの開度を変化させることで減衰係数を調節する可変減衰力ダンパーに置き換えることができる。このとき、MRダンパーによる可変減衰力をセミアクティブ制御に適用するシステムは、制御力が減衰係数とダンパーのストローク速度の積で表現される双線形システムとして扱える。ただし、通常は双線形システムに対して適切な制御器を直接求めることは困難であり、そのため、双線形システムを複数の線形パラメータ変動 (LPV [Linear Parameter Varying]) 系に置き換え、各時刻の構造物の応答に応じて各LPV系に対する制御器を一定の規則で組み合わせて適用する、いわゆるゲインスケジュール (GS [Gain Scheduled]) 制御手法を用いることで、双線形システムに対する最適な制御を可能とする事が西村らにより提案<sup>2.2)</sup>されている。さらに井上・西村らは、MRダンパーを免震建築物に用い、GS制御を適用してセミアクティブ免震の有効性を示すことを目的とした共同研究を行



い、免震構造物の模型振動実験を含む一連の検討<sup>2.3)-2.17)</sup>が成果報告書<sup>2.18)</sup>として取りまとめられている。本章では、これらの検討に基づく井上らの論文<sup>2.19)</sup>を再構成し、減衰力を可変とするセミアクティブ制御の実現にMRダンパーを採用し、免震層と上部構造を模擬した2層の試験体(以下、「免震構造試験体」という。)を対象に実施した応答解析及び振動台実験の結果とGS制御の有効性について示す。

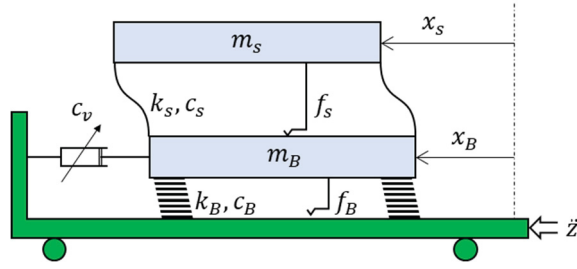
## 2. 2 実験装置及び解析モデル

### 2. 2. 1 免震構造試験体概要

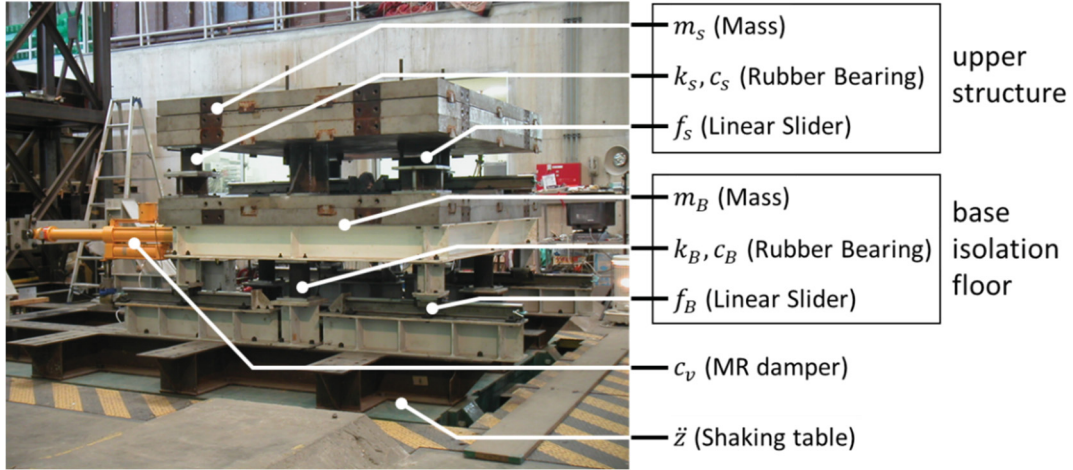
対象とした免震構造試験体の解析モデル及び実験装置の概観を図2.1に示す。図2.1(a)及び(b)に示す通り試験体は2自由度系の構造物であり、H形鋼フレームと鋼板とで各層の質量部を構成している。第1層を免震層と想定し、H形鋼フレームに治具を介して図2.1(c)のMRダンパーを接続している。第2層は上部構造の挙動を模擬するために設けたものである。以下、本章では第1層を免震層、第2層を上部構造と表記し、式等においては原則としてそれぞれ添字 $B$ 及び $s$ を用いる。各層間には周期調整用の復元材として、上部構造と免震層との間に2基、免震層と振動台との間に4基の天然ゴム系積層ゴムをそれぞれ設置している。また各質量部のねじれ応答の発生が懸念されたことから、荷重の支持と加振方向面外へのねじれ変形の拘束とを兼ねるリニアベアリングを各層間に配しているが、同時に若干の摩擦力も生じている。実験には独立行政法人(現国立研究開発法人)建築研究所の所有する強度試験棟中型振動台を用いた。振動台の諸元を表2.1に示す。

免震構造試験体の解析モデルにおける各パラメータを表2.2に示す。ここで免震層及び上部構造について、質量をそれぞれ $m_B$ 及び $m_s$ 並びに基礎部(振動台)との相対変位を $x_B$ 及び $x_s$ とし、各層間の剛性、減衰及び摩擦については、基礎部と免震層との間をそれぞれ $k_B$ 、 $c_B$ 及び $f_B$ 、免震層と上部構造との間をそれぞれ $k_s$ 、 $c_s$ 及び $f_s$ とした。モデルの固有周期は1次(免震周期)で2.78秒、2次で0.95秒であり、これらはそれぞれ固有振動数としては0.36Hz、1.05Hzとなった。また、入力(地震動)は基礎部に加速度 $\ddot{z}$ として与え、セミアクティブ制御は免震層の質量と基礎部との間に設けたMRダンパーの減衰係数 $c_v$ を変化させることにより行うこととした。

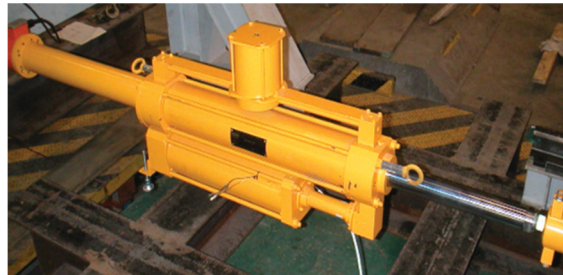
試験体の特徴として免震層と上部構造との層間にも積層ゴムを配置したのは、中・高層の建築物への適用も視野に入れた免震層の固有周期と上部構造の周期とが比較的近いモデルを再現する目的のほか、制御理論として広い周波数帯域にわたって応答を制御できる $H^\infty$ 理論を採用することの効果、制御を適用しない(パッシブ型の制御構造物である)一般的な免震構造の場合と比較することを考慮したものである。



(a) 解析モデル



(b) 免震構造試験体



(c) MRダンパー（三和テッキ製：最大減衰力 40kN）

図 2.1 免震構造試験体の解析モデル及び実験装置概観

上記に基づき、試験体の運動方程式は式 (2.1) のようになる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} + \mathbf{F}_s = -\mathbf{M}[\mathbf{1}]\ddot{z} + \mathbf{F} \quad (2.1)$$

ここで、 $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{K}$ 、 $\mathbf{F}$ 、 $\mathbf{F}_s$  及び  $[\mathbf{1}]$  は次の通りである。

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_B & 0 \\ 0 & m_s \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_B + c_s & -c_s \\ -c_s & c_s \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_B + k_s & -k_s \\ -k_s & k_s \end{bmatrix},$$

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} u \\ 0 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{F}_s = \begin{bmatrix} \text{sign}(\dot{x}_B) \cdot f_B \\ \text{sign}(\dot{x}_s) \cdot f_s \end{bmatrix}, \quad [\mathbf{1}] = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$



表 2.1 振動台諸元

項目	諸元
テーブル	長辺 4m×短辺 3m
加振方向	水平 1 方向
搭載重量	20ton
加振機	動的±30ton×1
振動台支持機	静圧軸受方式
最大振幅	水平方向：±0.15m (20ton 搭載時)
最大速度	水平方向：±1m/s (20ton 搭載時)
最大加速度	水平方向：±1.0G(9.8m/s <sup>2</sup> ) (20ton 搭載時)
最大加振力	30ton

表 2.2 免震構造試験体諸元

パラメータ	免震層	上部構造
質量 [kg]	$m_B = 5,655.1$	$m_s = 8,770.4$
剛性 [N/m]	$k_B = 110,880$	$k_s = 104,950$
減衰係数 [N s/m]	$c_B = 4,527.1$	$c_s = 3,519.9$
摩擦力 [N]	$f_B = 471.2$	$f_s = 124.0$

セミアクティブ制御力に関する粘性減衰係数  $c_v$  及び免震層と基礎部との間の相対速度  $\dot{x}_B$  (MRダンパーのストローク速度) により発生する減衰力を入力  $u$  とし、次の式 (2.2) で表す。

$$u = c_v \cdot \dot{x}_B \quad (2.2)$$

さらに、状態量を次の式 (2.3) と定義することで、状態方程式及び出力方程式は次の式 (2.4) 及び式 (2.5) のように表すことができる。

$$\mathbf{x}_s = [x_B \quad x_s \quad \dot{x}_B \quad \dot{x}_s]^T \quad (2.3)$$

$$\dot{\mathbf{x}}_s = \mathbf{A}_s \mathbf{x}_s + \mathbf{B}_{sz} \ddot{z} + \mathbf{B}_{su} u \quad (2.4)$$

$$\mathbf{y}_s = \begin{bmatrix} \dot{x}_s + \ddot{z} \\ \dot{x}_B + \ddot{z} \end{bmatrix} = \mathbf{C}_s \mathbf{x}_s + \mathbf{D}_{su} u \quad (2.5)$$

## 2. 2. 2 MRダンパーの特性

本章での検討に用いたMRダンパーは、建築研究所による日米共同構造実験研究で開発された三和テッキ製 40kN 級MRダンパー<sup>2.20), 2.21)</sup> と同等のダンパーとして同社に製作を依頼したものである。図 2.2 にMRダンパーの外観及び概略図を、表 2.3 に主要諸元を示す。

MRダンパーは、シリンダー内にMR流体を封入し、内部のコイルに電流を流すことによりMR流体を磁化することで、その減衰力を印加する電流（磁界）に応じて連続的に変化させることが可能であり、MR流体の粘性変化を直接利用しているため減衰力の変化に調整弁等の機械的機構を用いないことから可動部分が少なく、結果として信頼性の向上に寄与することが期待されている。逆に欠点としては、流体内の微粒子の沈降や、流体の温度上昇による応答性状の悪化が指摘されている<sup>2.21)</sup>。本章での検討に関しては、実験工程を通じて性能の低下は確認されなかった。

本章での検討に用いたMRダンパーについて、セミアクティブ制御を適用するにあたって必要となる印加電流とMRダンパーの発生減衰力との関係は、井上を含む報告<sup>2.11)</sup> に示されている。図 2.3 はMRダンパーに一定電流（0.0A～1.0A）を印加した状態での加力実験結果（MRダンパーのストローク速度と減衰力との関係）であり、式(2.6)及び式(2.7)はその近似式である。通常、パッシブダンパーの発生する減衰力はストローク速度に比例するが、MRダンパーでは、図 2.3 に示す通りストローク速度が 0 近傍の場合は急激に、それ以外の速度の領域では緩やかに減衰力が変化することがわかる。MRダンパーの減衰力とストローク速度との関係は非線形であり、印加電流に応じた一定の降伏荷重で流動し始めるビンガム流体と類似の特性を示す<sup>2.11), 2.18)</sup>。そこで、MRダンパーの荷重変形特性を式(2.6)及び式(2.7)に示すような降伏荷重が印加電流により上昇するバイリニア型として近似している。

式(2.6)には降伏点を規定するために印加電流によって変化する  $a(i)$  及び  $b(i)$  のパラメータが設定され、これらはいずれも印加電流に関する二次関数として表される。図 2.4 に、 $a(i)$  及び  $b(i)$  を実験結果と比較したものを示す。

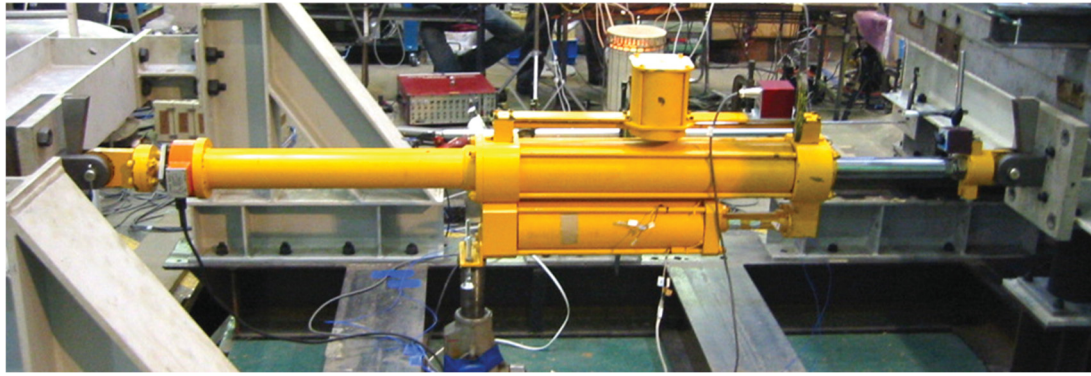
$$u = \begin{cases} \text{sign}(\dot{x}_B) \cdot (7,000|\dot{x}_B| + a(i)) & (|\dot{x}_B| > 0.001) \\ b(i) \cdot \dot{x}_B & (|\dot{x}_B| \leq 0.001) \end{cases} \quad (2.6)$$

$$\begin{cases} a(i) = 1,500 \cdot i^2 + 2,270 \cdot i + 528.18 \\ b(i) = 2,000,000 \cdot i^2 + 2,000,000 \cdot i + 535,182 \end{cases} \quad (2.7)$$

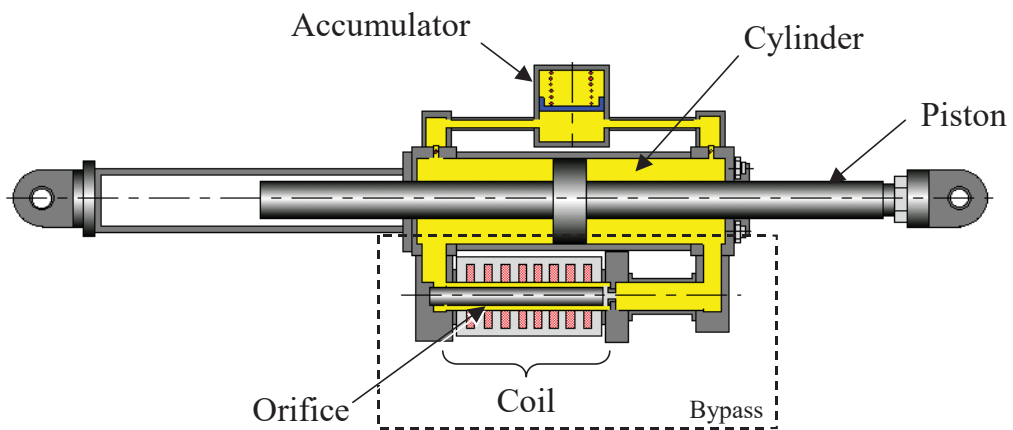
ここで、 $u$  : 減衰力 [N]

$\dot{x}_B$  : ストローク速度 [m/s]

$i$  : 印加電流 [A]



(a) 外観



(b) 概略図<sup>2.11)</sup>

図 2.2 使用したMRダンパー

表 2.3 MRダンパー主要諸元

項目		諸元
容量		40kN
ストローク (許容値)		±295mm (±250mm)
シリンダー径		φ 90mm
ピストンロッド径		φ 50mm
オリフィス	外径/内径	φ 48mm / φ 45mm
	長さ	420mm
MR流体	タイプ	バンドー化学 #230
	分散媒	炭化水素系オイル
	密度	$3.3 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$

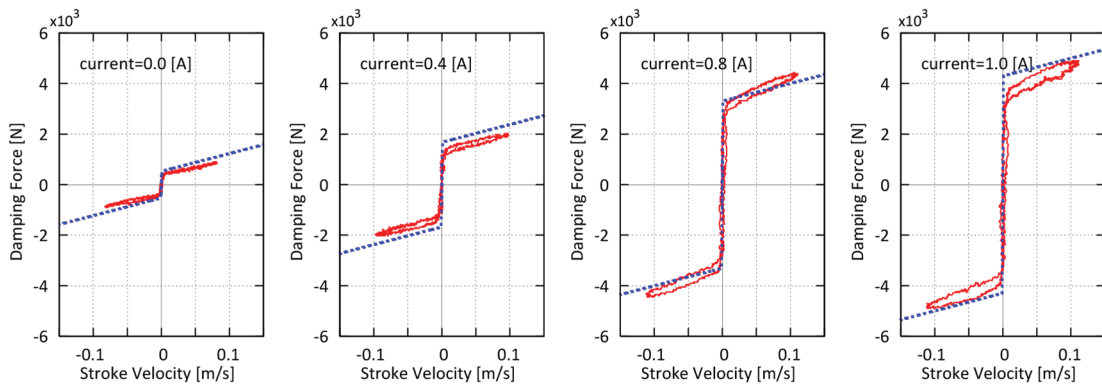
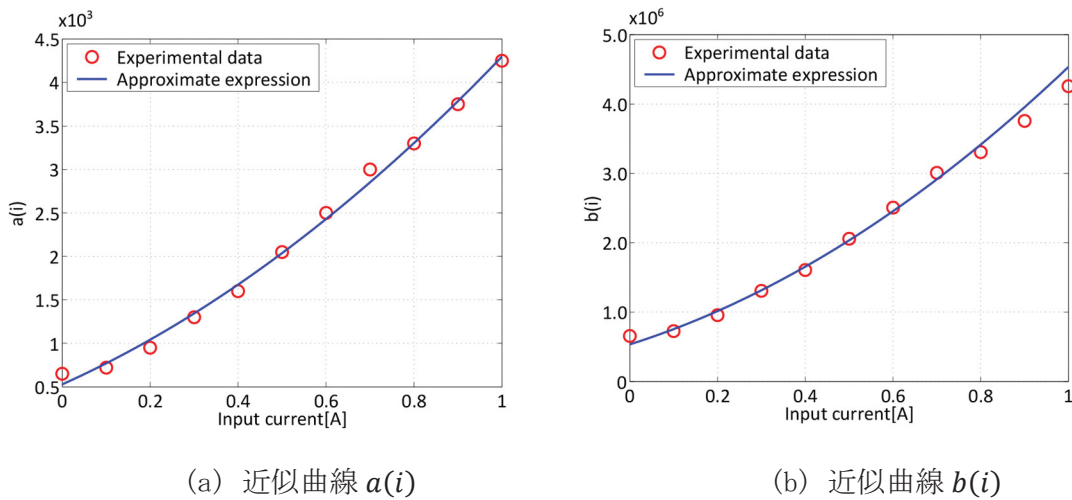


図 2.3 MRダンパー速度—減衰力関係 (印加電流  $i = 0.0$  [A] ~  $1.0$  [A]) <sup>2.11)</sup>



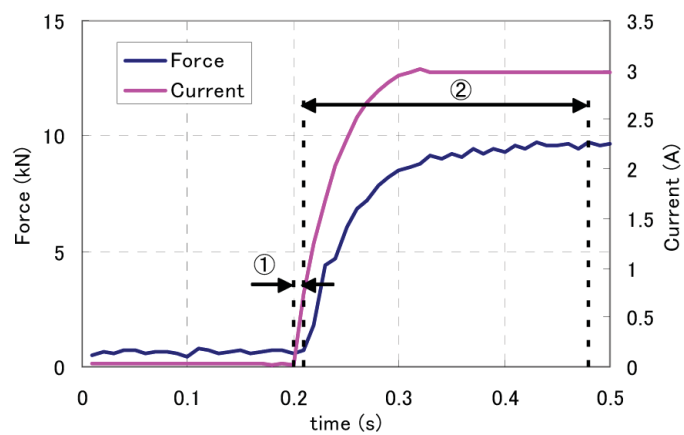
(a) 近似曲線  $a(i)$

(b) 近似曲線  $b(i)$

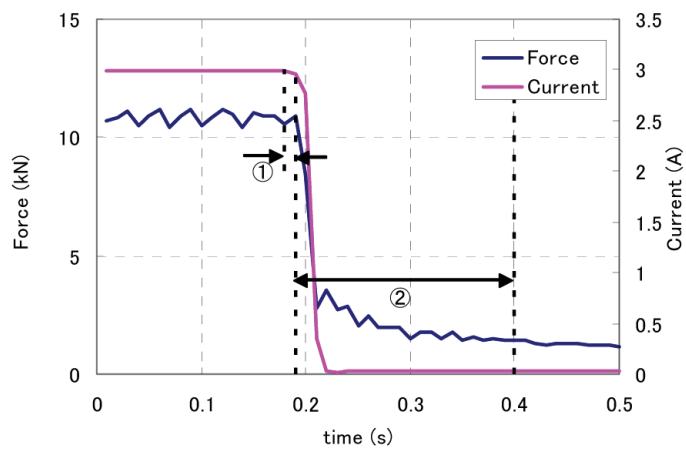
図 2.4 印加電流  $i$  と  $a(i)$ 、 $b(i)$  との関係 <sup>2.11)</sup>

また、制御にあたって指令値 (印加電流) から制御力の発現までの時間遅れの影響を把握するため、MRダンパーの発生する減衰力について、電流印加追従試験を実施した。試験結果として、電流時刻歴と荷重時刻歴の一例 <sup>2.7)</sup> を図 2.5 に示す。

図 2.5(a)は電流の初期入力を  $0.0$  A とし、その状態から  $3.0$  A に電流を増加させた場合、図 2.5(b)は逆に電流の初期入力を  $3.0$  A とし、その状態から  $0.0$  A に電流を減少させた場合である。図中に電流を印加してから荷重の変化が開始するまでの時間(①)、及び荷重変化がほぼ安定するまでの時間(②)を示す。両ケースとも荷重の変化が開始するまでに若干の時間的遅れがある。また荷重変化がほぼ安定するまでの時間は電流を上昇させる場合の方が長い。荷重は電流の変化度合いと同じように変化しており、MRダンパーの内部機構などよりも、電流の立ち上がり・立ち下がり時間の影響が大きいと考えられる。



(a) 電源ON時



(b) 電源OFF時

図 2.5 MRダンパーの印加電流及び荷重時刻歴<sup>2,7)</sup>

### 2. 2. 3 セミアクティブダンパーモデル

MRダンパーを用いるセミアクティブ制御の理論や考え方は、西村らの検討<sup>2.2)</sup>を適用した。以下にその概要を示す。

前項 2.2.2 においてMRダンパーの発生減衰力とストローク速度及び印加電流の関係を得たため、制御系の設計上は、MRダンパーを「印加電流によって減衰係数を可変にできるセミアクティブダンパー」として扱うことができる。制御系設計においては、ダンパーが実際に発生できる減衰力（減衰係数）の範囲を適切に定めることで、MRダンパーであっても図 2.6(a)のような一般的なセミアクティブダンパーと同様のモデルとなる。このダンパーは減衰力を可変とするための機構をオリフィスとして模擬し、外部から与える指令値  $e$  によってその開度  $x_a$  を変化させるものとしてモデル化される。減衰係数  $c_v$  は式(2.8)に示すようにオリフィスの開度  $x_a$  に対して線形な関係を仮定し、制御にあたって想定する最小及び最大の減衰力に相当する開度の範囲で可変となる。この関係を図 2.6(b)に示す。ここではオリフィスの開度は  $x_a$  の正負で対称 ( $-\eta \leq x_a \leq \eta$ ) とし、オリフィスの開度が大きくなると減衰係数は小さく、開度が小さくなると減衰係数は大きくなるよう定められている。

なお、本章で想定するMRダンパーにおいては、指令値  $e$  は印加電流に対応し、その値は、加振時の各時刻における構造物の状態から制御器が計算した制御力（制御に必要な減衰力）に対して、その時刻でのMRダンパーのストローク速度（免震層の相対速度）に対応する減衰係数とともに算出されることとなる。

$$\begin{aligned} c_v &= -\alpha \cdot x_a + \beta \quad (-\eta < x_a < \eta) \\ \alpha, \beta &= \text{const.} \end{aligned} \tag{2.8}$$

西村らは、セミアクティブダンパーを制御系に組み込むために、オリフィスの開度  $x_a$  を状態変数、指令値  $e$  を入力とする運動方程式として、その特性を式(2.9)で表現している<sup>2.2)</sup>。

$$m_a \ddot{x}_a + \hat{c}_a \dot{x}_a + \hat{k}_a x_a = -k_a e \tag{2.9}$$

さらに、この式(2.9)に対し、セミアクティブダンパーに対して想定する減衰力の変動の範囲を動特性として反映するために、オリフィスの開度  $x_a$  が式(2.8)に示した範囲内に収まるよう、式(2.10)及び式(2.11)で示すような非線形のばね  $\hat{k}_a$  とダンパー  $\hat{c}_a$  を導入している。図 2.7 にばね  $\hat{k}_a$  の設定を示す。なお、ダンパー  $\hat{c}_a$  についても同様である。これにより、オリフィスの中立位置をゼロ、最小及び最大の開度をそれぞれ  $-\eta$ 、



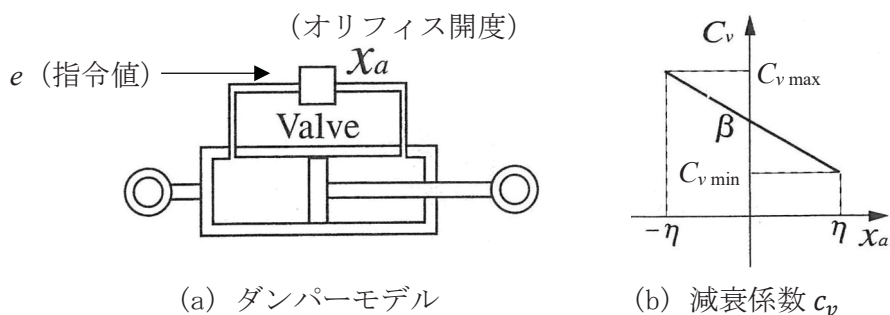


図 2.6 セミアクティブダンパーのモデル化 <sup>2.2)</sup>に加筆修正

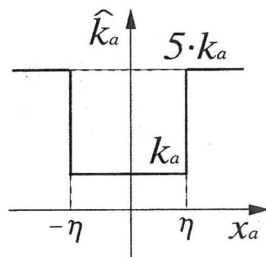


図 2.7 オリフィスの開度制約用の非線形ばね  $\hat{k}_a$  の設定 <sup>2.2)</sup>

$\eta$  と置くことで、オリフィスの開度  $x_a$  が  $\pm\eta$  を超える領域でオリフィスの動作が制限される（固くなる）という制約を実現できる。

$$\hat{k}_a = \begin{cases} k_a & (|x_a| < \eta) \\ 5 \cdot k_a & (|x_a| \geq \eta) \end{cases} \quad (2.10)$$

$$\hat{c}_a = \begin{cases} c_a & (|x_a| < \eta) \\ 20 \cdot c_a & (|x_a| \geq \eta) \end{cases} \quad (2.11)$$

前出のセミアクティブダンパーの特性に関する運動方程式である式(2.9)に対して状態量ベクトルを式(2.12)の通り定義することで、セミアクティブダンパー単体での状態方程式及び出力方程式は式(2.13)のように表すことができる。

$$\mathbf{x}_a = [x_a \quad \dot{x}_a]^T \quad (2.12)$$

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{x}}_a &= \mathbf{A}_a \mathbf{x}_a + \mathbf{B}_a e \\ y_a &= \mathbf{C}_a \mathbf{x}_a = x_a \end{aligned} \quad (2.13)$$

ここで、

$$\mathbf{A}_a = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{\hat{k}_a}{m_a} & -\frac{\hat{c}_a}{m_a} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{B}_a = \begin{bmatrix} 0 \\ -\frac{\hat{k}_a}{m_a} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C}_a = [1 \quad 0]$$

本章での検討で用いたパラメータは、 $\eta = 0.005$ 、 $\alpha = 355,000\text{Ns/m}$ 、 $\beta = 24,750\text{Ns/m}$ 、 $c_{v\max} = 42,500\text{Ns/m}$ 、 $c_{v\min} = 7,000\text{Ns/m}$ 、 $m_a = 0.1\text{kg}$ 、 $k_a = 39,500\text{N/m}$ 、 $c_a = 82\text{Ns/m}$ である。

### 2. 3 ゲインスケジュール制御器

2.2.3項と同様に、ゲインスケジュール理論に基づきセミアクティブ制御力を算出する制御系を設計する際の理論や考え方についても、西村らの検討<sup>2.2)</sup>を参考とした。

井上を含む報告<sup>2.11), 2.13)</sup>に示された制御系設計について以下に示す。報告では、前節で導出したセミアクティブダンパーのモデルを用いて、式(2.3)に示す試験体の状態量と式(2.12)に示すセミアクティブダンパーの状態量とを組合せた新たな状態量を式(2.14)の通り定義することで、セミアクティブダンパーへの指令値 $e$ によって試験体の応答を制御する一体の制御系を導出している。得られた制御系の状態方程式及び出力方程式を式(2.15)に示す。

$$\mathbf{x}_e = [\mathbf{x}_s^T \quad \mathbf{x}_a^T]^T \quad (2.14)$$

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{x}}_e &= \mathbf{A}_e(p_1, p_2) \mathbf{x}_e + \mathbf{B}_{ez}\ddot{z} + \mathbf{B}_{eu}e \\ \mathbf{y} &= \mathbf{C}_e(p_1) \mathbf{x}_e \end{aligned} \quad (2.15)$$

これらの式において、 $\ddot{z}$ は入力加速度、 $e$ はダンパーの制御力と対応した指令値を示している。また、状態方程式の $\mathbf{A}_e$ 及び出力方程式の $\mathbf{C}_e$ は、制御力がストローク速度と減衰係数の積( $u = c_v \cdot \dot{x}_B$ )の形式で表現される双線形システムの解を求める上で必要となるパラメータの分離を行う必要がある。そのため、双線形システムの構成要素(制御力の式中の係数)である免震層の相対速度 $\dot{x}_B$ 及び減衰係数 $c_v$ について、前者をパラメータ $p_1$ 、後者は減衰係数 $c_v$ に関連する非線形ばねの倍率をパラメータ $p_2$ とし、これらに基づく線形パラメータ依存システムとして $\mathbf{A}_e$ 及び $\mathbf{C}_e$ を表現した。パラメータ $p_1$ 、 $p_2$ は構造物の応答であり時間によって変化し、その各時刻の状態(数値)に応じて制御器を適切に計算するために用いられることから、「時変パラメータ」と呼ぶ。時変パラメータ $p_1$ 、 $p_2$ を式(2.16)に示す。

$$p_1 = \dot{x}_B, \quad p_2 = \frac{\hat{k}_a}{k_a} \quad (2.16)$$

さらに西村らの検討では、双線形システムにGS制御を適用するために必要な処置として、出力行列  $\mathbf{C}_e$  が時変パラメータに対して独立なものとなるよう、観測される出力に帯域幅が十分に広いローパスフィルタを付加することとしており<sup>2.2)</sup>、本章の検討でもこれによることとした。最終的な状態方程式及び出力方程式を式(2.17)に示す。なお添え字  $e$  は省略した。

$$\begin{aligned}\dot{\mathbf{x}} &= \mathbf{A}(p_1, p_2) \mathbf{x} + \mathbf{B}_z \dot{z} + \mathbf{B}_u e \\ \mathbf{y} &= \mathbf{C} \mathbf{x}\end{aligned}\tag{2.17}$$

これらの制御の適用にあたっては、免震層の相対速度  $\dot{x}_B$  がゼロの場合 ( $p_1 = 0$ ) には制御入力もゼロとなりシステムは不可制御となるため、 $|p_1| < 0.005\text{m/s}$  の範囲では制御を行わずに指令値  $e = 0$  とし、この範囲に対して  $p_1$  を対称な正負2つの領域に分けて扱うこととした。さらに、 $p_1$  の最大値は表2.3のダンパーの変位許容値を超えないように設定した。時変パラメータ  $p_1$ 、 $p_2$  の範囲を式(2.18)に示す。

$$\begin{aligned}p_1^- &\in [-0.5, -0.005], & p_1^+ &\in [0.005, 0.5] \\ p_2 &= 1 \text{ or } 5\end{aligned}\tag{2.18}$$

上記の時変パラメータ  $p_1$ 、 $p_2$  と指令値  $e$  との関係 (制御を行う範囲) について、模式図を図2.8に示す。パラメータとしては  $p_1$ 、 $p_2$  の2つを設定したことから、これらにより規定される平面上で、 $p_1$  (すなわち免震層の相対速度  $\dot{x}_B$ ) の正側及び負側でそれぞれ各4つの端点による矩形の領域が示され、この矩形の範囲内において制御が行われる。また、GS制御に基づく制御入力 (指令値) の算出は、矩形の端点に対応して得られたシステムを用いて、これらの凸補間として求めることとなる。

本章で想定する制御系のブロック線図を図2.9に示す。周波数領域での安定性を確保するために  $H^\infty$  理論を適用することから、1.3.2項の図1.5(b)に示した  $H^\infty$  制御系と類似の構成となっている。図中の囲みが制御対象となるシステムであり、式(2.17)に対応している。この制御対象には外部から  $w_1$  として地動加速度が、また  $e$  として制御入力に加えられ、各層の応答  $y$  が出力される。また、応答  $y$  及び制御入力  $e$  にはそれぞれ制御効率を高めるための重み係数が乗じられ、それぞれ被制御出力  $z_1$  及び  $z_2$  として制御に用いられる。なお、図中の  $w_2$  及び  $W_d$  は応答を観測する場合の誤差に相当するものであるが、本章の検討では考慮していない。

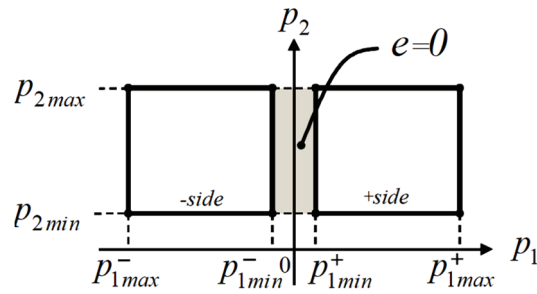


図 2.8 パラメータ  $p_1$ 、 $p_2$  による変動範囲の分割<sup>2.3)</sup>

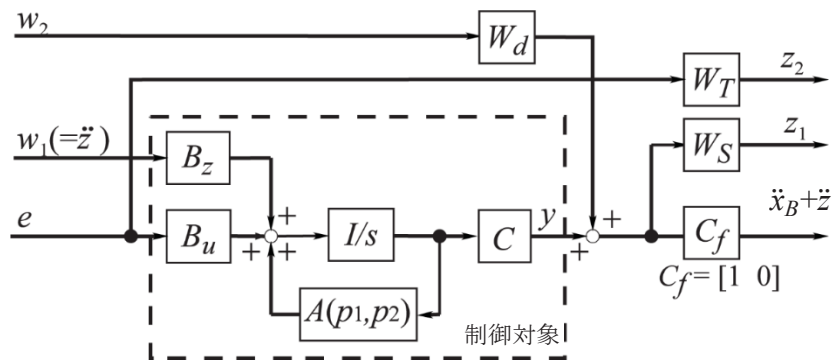


図 2.9 制御系のブロック線図<sup>2.9)に加筆修正</sup>

図 2.10 に各重み関数の周波数応答（ゲイン線図）を示す。制御入力  $e$  は高周波数領域で大きく設定された周波数重み  $\mathbf{W}_T$  を乗じたものに対して制御系が設計されることから、結果として実際の制御入力  $e$  は高周波数領域では低減される。また、応答  $y$  には周波数重み  $\mathbf{W}_S$  を乗ずることで、制御に用いる  $z_1$  について制御対象とする周波数領域以外での値が低減して設定され、その領域での応答を小さくして制御を行わない（低感度化）ようにする。実際には  $\mathbf{W}_S$  は免震層の加速度  $\ddot{x}_B + \ddot{z}$  に対する周波数重み  $\mathbf{W}_{S1}$  及び上部構造の加速度  $\ddot{x}_S + \ddot{z}$  に対する周波数重み  $\mathbf{W}_{S2}$  から構成される。重み  $\mathbf{W}_{S1}$  は免震層の応答を抑制し、さらに上載される層（上部構造）の応答の励振を防止することを目標として、免震層及び上部構造の両方の応答を対象とするため 1 次から 2 次の共振周波数を含む領域で高く、それ以外で低減されるように設定する。重み  $\mathbf{W}_{S2}$  は 2 層の構造物全体の免震挙動を抑制することを目標として、1 次の共振周波数（免震周期）付近の領域を高く、それ以外で低減されるように設定する。コントローラーはこれらの周波数重み関数を用いて設計される。

具体的には、 $\mathbf{W}_T$ 、 $\mathbf{W}_{S1}$  及び  $\mathbf{W}_{S2}$  はそれぞれ次の通りとした。

$$\mathbf{W}_T = g_t \cdot \frac{s^2 + 2\zeta_{tn}\omega_{tn}s + \omega_{tn}^2}{s^2 + 2\zeta_{td}\omega_{td}s + \omega_{td}^2} \quad (2.19)$$

ここで、 $g_t = 0.52$ 、 $\zeta_{tn} = 0.8$ 、 $\omega_{tn} = 20 \times 2\pi$ 、 $\zeta_{td} = 0.4$ 、 $\omega_{td} = 500 \times 2\pi$

$$\mathbf{W}_{S1} = g_{s1} \cdot \frac{s^2 + 2\zeta_{n1}\omega_{n1}s + \omega_{n1}^2}{s^2 + 2\zeta_{d1}\omega_{d1}s + \omega_{d1}^2} \cdot \frac{1}{(s^2 + 2\zeta_{d2}\omega_{d2}s + \omega_{d2}^2)^2} \quad (2.20)$$

ここで、 $g_{s1} = \omega_{d2}^{12} \times 2.7 \times 10^{-14}$ 、 $\zeta_{n1} = 0.5$ 、 $\omega_{n1} = 0.8 \times 2\pi$ 、 $\zeta_{d1} = 0.5$ 、  
 $\omega_{d1} = 1.0 \times 2\pi$ 、 $\zeta_{d2} = 0.63$ 、 $\omega_{d2} = 8.0 \times 2\pi$

$$\mathbf{W}_{S2} = g_{s2} \cdot \frac{1}{(s^2 + 2\zeta_2\omega_2s + \omega_2^2)^2} \quad (2.21)$$

ここで、 $g_{s2} = \omega_2^8 \times 0.14^2$ 、 $\zeta_2 = 0.5$ 、 $\omega_2 = 0.4 \times 2\pi$

MATLAB LMI toolbox<sup>2,23)</sup> を用いて、制御を行う範囲を規定する時変パラメータ  $p_1^*$  (\* : - または +)、 $p_2$  それぞれの最大値、最小値に対する 8 つの L T I (Linear Time Invariant : 線形時不変) 制御器を求める。これらは図 2.8 に示される矩形 (パラメータ  $p_1$ 、 $p_2$  で区画される領域) の頂点における制御器であり、「端点制御器」と呼ばれる。本章での検討では図 2.8 及び式 (2.18) に示した通りパラメータ  $p_1$  について対称に領域を設定したため、左右対称の位置にある端点制御器はそれぞれ同一となる。図 2.11 に、井上を含む報告<sup>2,11)</sup> に示された正側及び負側の端点制御器の周波数応答 (ゲイン線図) を示す。時刻歴の任意の動作点  $p(t)$  に対する G S 制御器は、対応する  $p_1$  の正負で、これらの端点制御器をリアルタイムに凸補間することで求める。

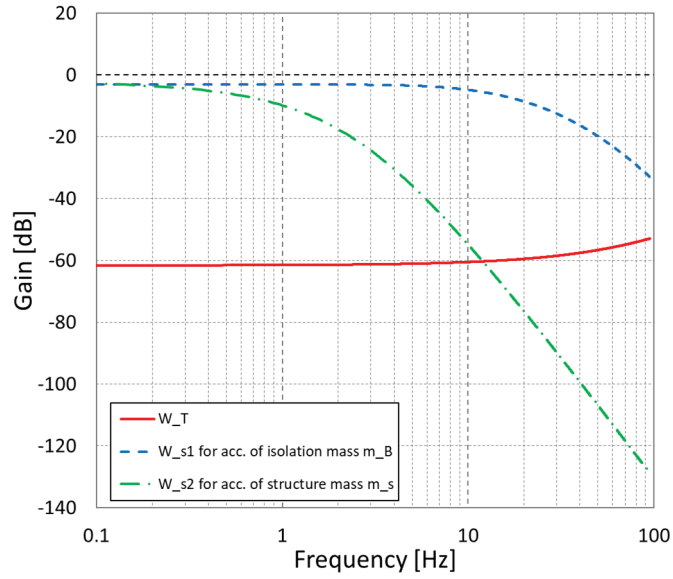
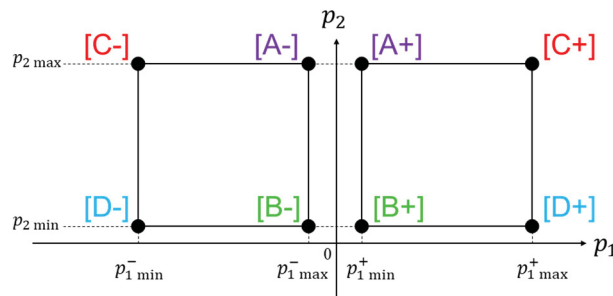
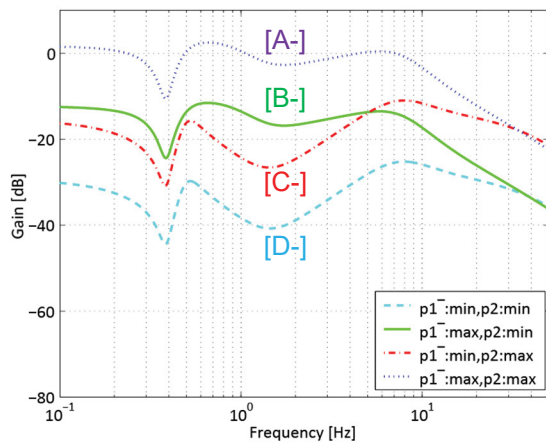


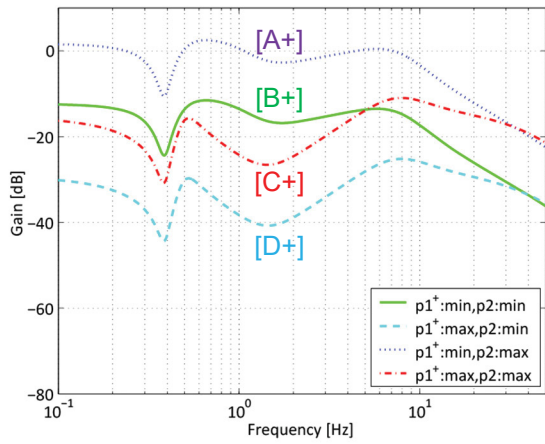
図 2.10 周波数重み関数  $W_T$ 、 $W_{S1}$  及び  $W_{S2}$  の設定



(a) 端点制御器 ([A]~[D]の正負、計8個) と時変パラメータによる領域との対応



(b)  $p_1$  が負の場合



(c)  $p_1$  が正の場合

図 2.11 端点制御器の周波数応答 2.11)に加筆修正



## 2. 4 ゲインスケジュール制御による制御効果

### 2. 4. 1 制御システム構成

井上を含む報告<sup>2,4)</sup>を基に構成した制御システムを図 2.12 に示す。図中には前出の本章の検討における式や図版との対応を記入した。2.3 節で検討した正側及び負側のGS制御器はそれぞれ $K^+$ 、 $K^-$ としている。免震層の絶対加速度 $\ddot{x}_B + \ddot{z}$ を観測し、設計したGS制御器へのフィードバック入力を行う。その際、免震層の相対速度 $\dot{x}_B$ の正負によって制御器( $K^+$ または $K^-$ )の切替え判定をする。次に、制御器が算出する指令値 $e$ を用いて、図 2.6 のセミアクティブダンパーモデルからオリフィスの開度 $x_a$ に対応する減衰係数 $c_v$ を求める。 $c_v$ と $\dot{x}_B$ により必要な減衰力 $u$ が算出され、式(2.6)及び式(2.7)の関係から入力電流 $i$ を計算してMRダンパーに印加することで応答の制御を行う。この際、計算の結果として入力電流 $i < 0$ となる場合には負の(相対速度とは逆方向の)制御力が要求されていることになるが、デバイスの特性上は負の制御力は発生できないので、そのような条件では $i = 0$ とする。

なお、以下の検討で実施した数値シミュレーションにおいては、MRダンパーについては図 2.6 のセミアクティブダンパーモデルではなく、式(2.6)及び式(2.7)に示したデバイスの実験結果に基づく関係式等をそのまま用いている。

### 2. 4. 2 加振条件

地震動の入力としては0.25m/s及び0.5m/sの2段階を想定したが、振動台による加振にあたって、MRダンパーのストロークの許容値( $\pm 0.25$ m)に収まるように、入力の大きさを調整して実施したことから、解析についても同様の条件とした。

また、検討にあたっては、GS制御を適用する以外に、印加電流を定値とすることで減衰係数 $c_v$ を固定したダンパーを用いたパッシブ制御による免震構造とした場合についても実施し、これらを比較することで、GS制御器の性能確認を行った。減衰係数 $c_v$ は最大となる42,500Ns/m( $c_{v\max}$ :以下、ハードダンパー(凡例ではhard))及び最小となる7,000Ns/m( $c_{v\min}$ :以下、ソフトダンパー(凡例ではsoft))のほか、これらの平均の値となる24,750Ns/m(以下、中間値ダンパー(凡例ではmedium))を加えた3種類を用いた。

地震波はEl Centro 1940NS、Taft 1952EW、Hachinohe 1968NSおよびJMA Kobe 1995NSの4種類とした。本章の検討では、そのうち免震周期に近い周期帯の成分を多く含む海溝型の地震動の代表としてHachinohe 1968NSの地震波(以下、八戸波)と、高周波数の成分を多く含む直下型の地震動の代表としてJMA Kobe 1995NSの地震波(以下、神戸波)による結果を中心に報告する。

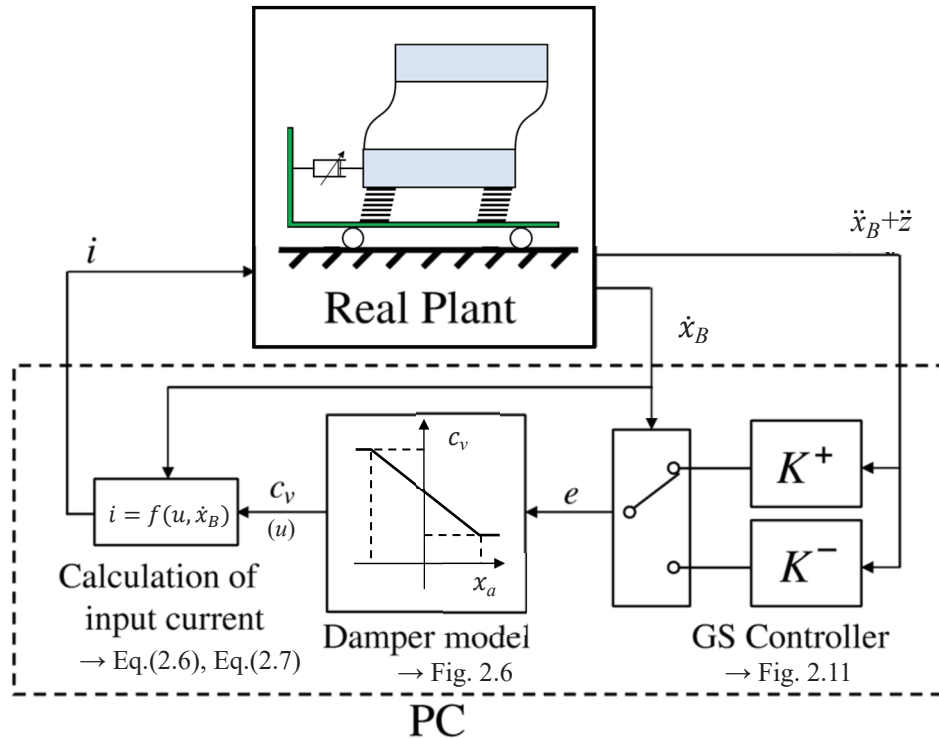


図 2.12 制御システム構成<sup>2.4)</sup>を加筆修正

### 2. 4. 3 モデルの周波数特性

井上を含む報告<sup>2.11)</sup>で示された免震層の絶対加速度の正弦波外乱に対する周波数応答（GS制御と減衰係数をハード、中間値、ソフトに固定したパッシブ制御による応答とを比較したシミュレーション結果）について、表 2.2 に示した付加減衰のない（ダンパーを設置しない）状態における周波数応答を“original”として重ね書きしたものを図 2.13 に示す。なお、入力大きさは速度換算で 0.3m/s としている。図 2.13 より、免震層の応答を示す 1 次の共振周波数 (0.36Hz) 付近、上部構造の応答を示す 2 次の共振周波数 (1.05Hz) 付近のいずれにおいても、パッシブ制御とすることで original と比較して応答を低減することが可能となっている。これらの領域での応答低減の効果は減衰係数が大きいほど高いことが示されているが、ただし、2 次の共振周波数より高い周波数帯域では、高域になるにつれてハードダンパー及び中間値ダンパーはソフトダンパーの場合に比べて応答が増大し、免震構造における応答変位と応答加速度のトレードオフの関係が周波数応答としても現れている。これを解決するための手法として GS 制御を適用した結果、1 次の共振周波数付近でのハードダンパーに次ぐ性能と 2 次の共振周波数での最も高い性能とを付与しつつ、さらに高次の領域ではハードダンパーや中間値ダンパーのような応答の増大を示さずソフトダンパーに近い応答を達成できる制御を設計することが可能となった。なお、GS 制御の場合に 6Hz 以降で応答が増大しているのは、重み設計の際に、図 2.10 で示したように 1Hz~5Hz 付近の応答を積極的に制御

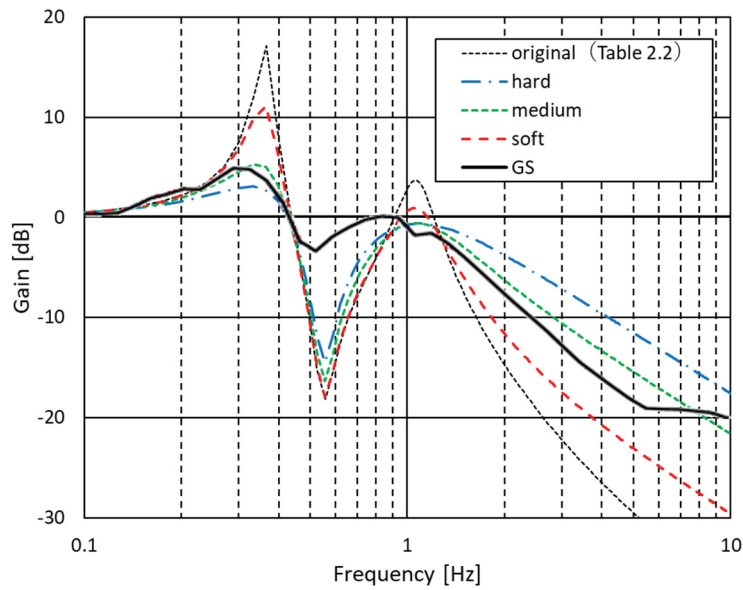


図 2.13 制御及び付加減衰による免震層加速度の周波数応答の比較 (解析) 2.11)に加筆修正

する目的で周波数重み  $\mathbf{W}_{S1}$  のゲインをその領域で高く、逆に 6Hz 付近以降で下げるように設定していることに対応している。

#### 2. 4. 4 時刻歴応答解析及び実験との比較

時刻歴応答解析に関しては、後述するとおり、免震構造物の応答特性に異なる影響を及ぼすと考えられる 1968 年十勝沖地震の加速度記録 (八戸波 : Hachinohe 1968NS) と 1995 年兵庫県南部地震の加速度記録 (神戸波 : JMA Kobe 1995NS) の 2 波形に対する結果を示す。八戸波については免震構造の固有周期と近い周期 2.5 秒程度の成分を有する地震動であり、これを主要な検討対象とした。また、地震動の特性の異なる神戸波についても、適宜、比較のために用いている。免震構造物の制御にセミアクティブ制御 (ゲインスケジュール制御) を適用する主な目的として、地震動の不確実性に適切に対処することがあり、このようなパッシブ制御と比較した利点の確認のため、本章では次の検討によって GS 制御の性能を確認している。

- (a) 免震層の加速度応答の時刻歴波形
- (b) 各層の最大応答値 (加速度及び変位)
- (c) 免震層の荷重—変形関係
- (d) 実験結果と解析結果との比較

### (1) 八戸波に対する応答解析結果

八戸波について、最大速度を 0.25m/s とした波形を用いて解析を行った。井上を含む報告<sup>2.11)</sup>で示された、地震動の主要動と考えられる区間(最大加速度を含む5秒~35秒付近)の入力加速度の時刻歴を図 2.14 に示す。また、入力加速度の加速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) について、図 2.13 の免震層加速度の周波数応答 (original) を周期を軸として重ね書きしたものを図 2.15 として示す。図に示す通り、八戸波の加速度応答スペクトルは免震層の1次固有周期 2.78 秒に近い周期 2.5 秒付近にもピークを有している。

図 2.16 に免震層の加速度応答の時刻歴について、各パッシブ制御(ソフトダンパー、中間値ダンパー、ハードダンパー)とGS制御とを比較して示す。

図 2.16(a)に示す通り、免震層の加速度応答に関してGS制御では主要動となる8秒付近でソフトダンパーと同程度に数値を低減するとともに、変位応答の増大につながる10秒以降に残る後揺れ部分の応答についても早く抑えている。この後揺れは、図 2.15にあるように免震層の1次固有周期と八戸波の加速度応答スペクトルにみられるピークが近接していることから生じたものと考えられる。一方、図 2.16(b)の中間値ダンパー及び図 2.16(c)のハードダンパーに関しては、上記の後揺れは抑えられているが入力最大値である8.0秒付近での加速度応答がGS制御よりも増大しており、GS制御を適用することで、減衰を一定としたパッシブ制御では困難な主要動部分と後揺れ部分の双方での応答低減を達成できることがわかる。

図 2.17 に、減衰係数  $c_v$  及び入力電流  $i$  の時刻歴を示す。GS制御の適用により、減衰係数  $c_v$  は図 2.17(a)に示す通り主要動付近以前は中間値より小さい値でソフトダンパー的な挙動を、以降の後揺れに対しては中間値より大きな値でハードダンパー的な挙動を取る傾向を示しており、上述の通り免震層の挙動に応じて有効に減衰係数を変動させていることがわかる。

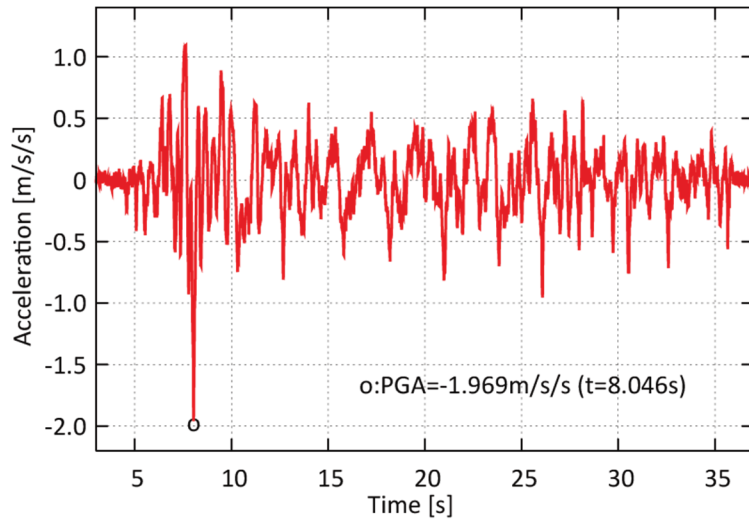


図 2.14 入力加速度時刻歴（八戸波 0.25m/s）<sup>2.11)</sup>

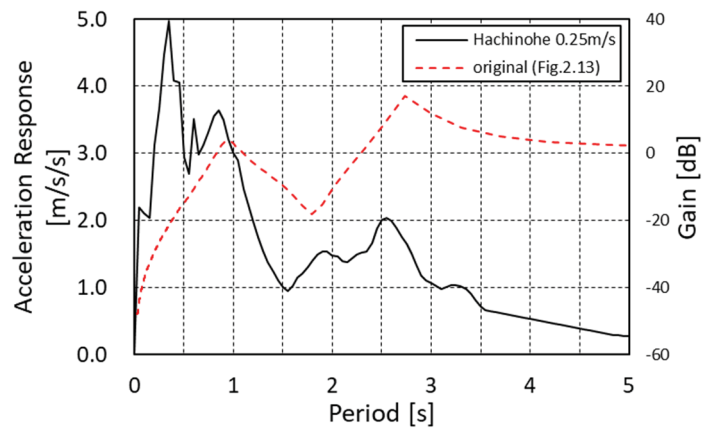
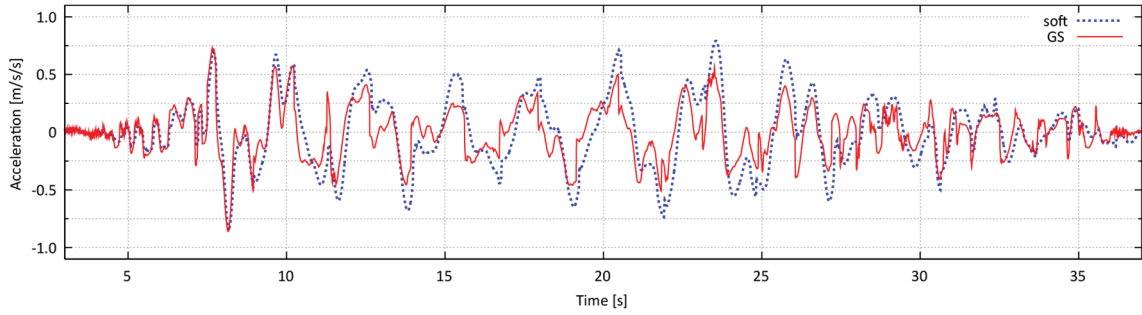
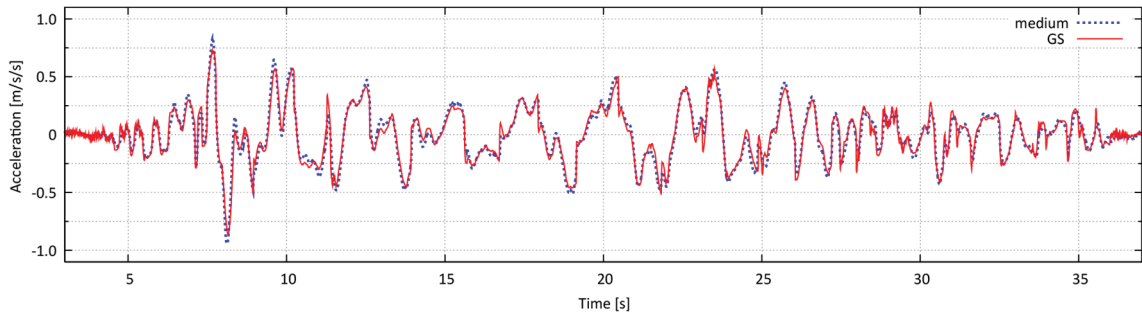


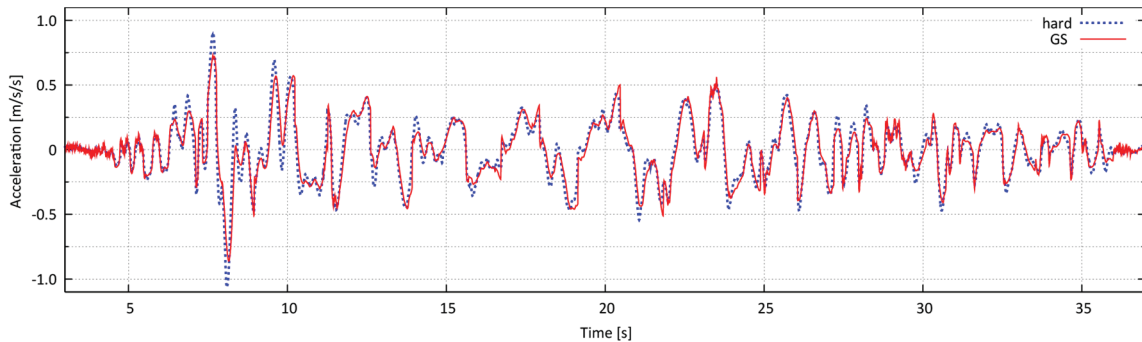
図 2.15 入力の加速度応答スペクトル (h=5%) 及び免震層の応答（八戸波 0.25m/s）



(a) ソフトダンパー (7,000Ns/m) との比較

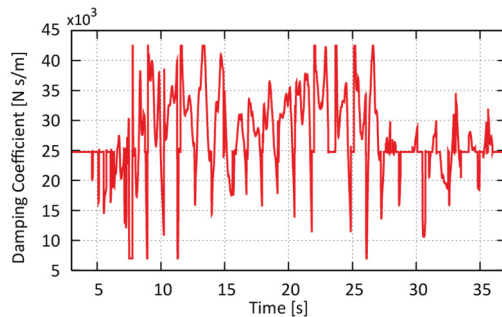


(b) 中間値ダンパー (24,750Ns/m) との比較

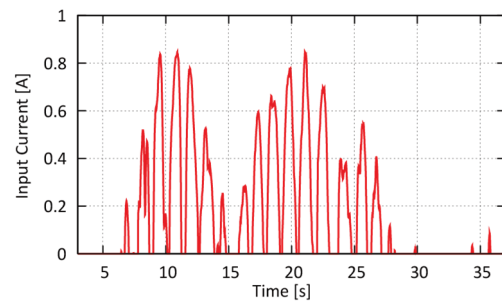


(c) ハードダンパー (42,500Ns/m) との比較

図 2.16 GS制御とパッシブ制御の免震層の加速度応答 (八戸波 0.25m/s) <sup>2.11)</sup>



(a) 減衰係数  $c_v$



(b) 入力電流  $i$

図 2.17 GS制御における制御パラメータ時刻歴 (八戸波 0.25m/s) <sup>2.11)</sup>



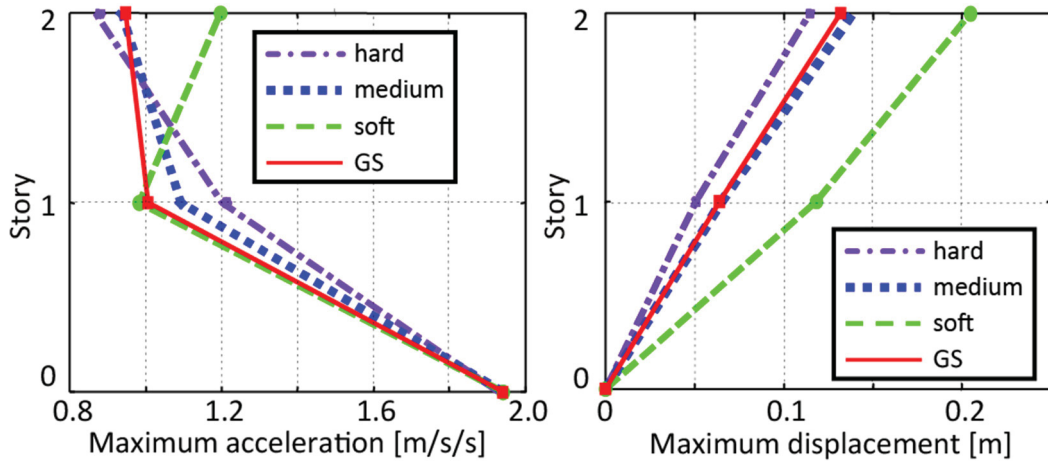
減衰係数一定及びG S制御とした場合の各ケースについて、**図 2.18(a)**に井上を含む報告<sup>2.14)</sup>で示された免震層と上部構造の加速度応答及び変位応答（振動台よりの相対値）の最大値を示す。**同図**より、減衰係数が一定値の場合には、免震層の加速度応答を除き、減衰係数の増大に伴って応答の数値も増大する傾向を示している。免震構造を採用することの主目的は免震層の加速度応答の低減であることを考慮すると減衰は小さくする必要がある。ただし、上記の通り免震層の加速度応答は変位応答とトレードオフの関係を示し、また、上部構造の加速度及び変位応答も免震層の加速度応答の増大に伴って大きくなることから、上部構造を含めた免震構造全体の応答を抑える上では、減衰係数はできるだけ大きな数値とすることが望ましい。この相反する目標に対応するために減衰係数を固定とせずG S制御を適用することで、免震層の加速度応答をソフトダンパー程度に抑制すると同時に、変位応答に関してはハードダンパーと比較して約 22%の増加（ソフトダンパーと比較して約 1/2 の低減）に収めることができた。

## (2) 異なる入力（八戸波と神戸波）に対する応答の比較

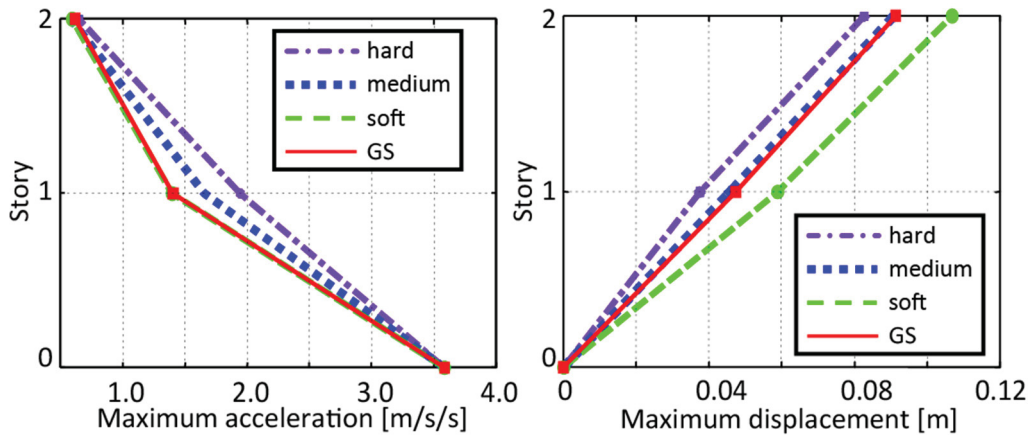
八戸波と同様に、神戸波についても、最大速度を 0.25m/s とした波形を用いて解析を行った。**図 2.19**に入力加速度の応答スペクトル ( $h=5\%$ ) 及び免震層の応答を、**図 2.18(b)**に井上を含む報告<sup>2.11)</sup>で示された各ケースにおける免震層と上部構造の加速度応答及び変位応答（振動台よりの相対値）の最大値を示す。

神戸波及び八戸波に対する各層の最大応答に関して、パッシブ制御をG S制御で基準化してそれぞれ**図 2.20**に示す。八戸波の、特にソフトダンパーの場合に応答倍率が大きくなっているが、これは**図 2.15**に示した通り 1次（免震層）の固有周期 2.78 秒付近で八戸波の応答スペクトルも大きくなり共振に近い挙動を示すためと考えられる。一方、**図 2.19**の神戸波ではそのような応答スペクトルのピークは見られず、逆に 2次（上部構造）の固有周期 0.95 秒付近の応答スペクトルの値が八戸波より大きいことが、ハードダンパーにおける応答の増大につながっているものと考えられる。**図 2.18**及び**図 2.20**から、パッシブダンパーとした場合は八戸波と神戸波の入力の違いによっても応答にトレードオフの関係が見られるが、G S制御を適用することでいずれの入力に対しても各層の加速度及び速度を効果的に低減し、中間値ダンパーと同等以上の高い性能を發揮できることがわかる。

G S制御と免震挙動との関連を表すものとして、**図 2.21**に制御を適用した場合における荷重（減衰力）と応答変位の関係を示す。免震周期と近い成分を有する八戸波に対しては流体系の減衰材と類似の楕円に近い応答を、直下型の神戸波に対しては急激な応



(a) 八戸波  $0.25\text{m/s}^{2.11}$



(b) 神戸波  $0.25\text{m/s}^{2.14}$

(縦軸 Story について、0は振動台、1は免震層  $m_B$ 、2は上部構造  $m_s$  を示す)

図 2.18 最大加速度応答及び最大変位応答

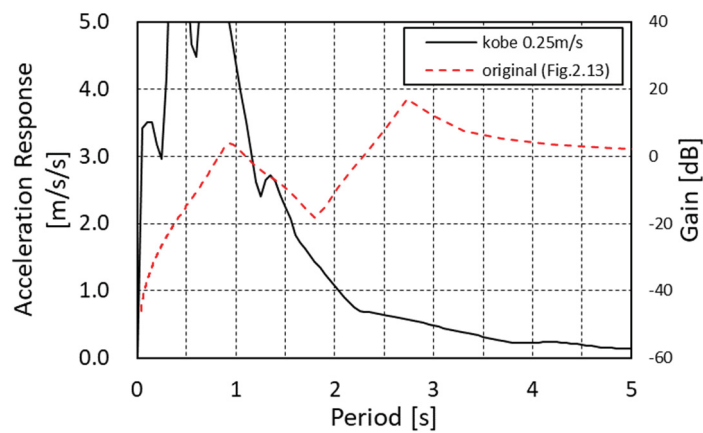
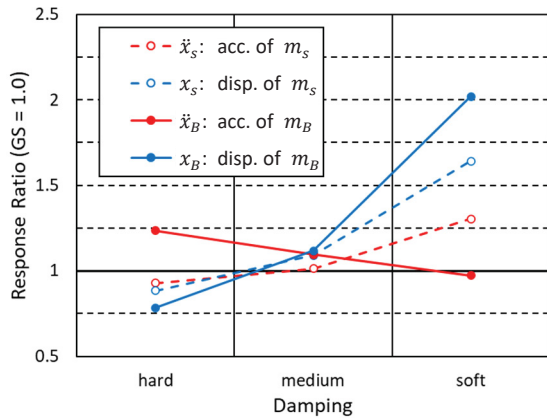
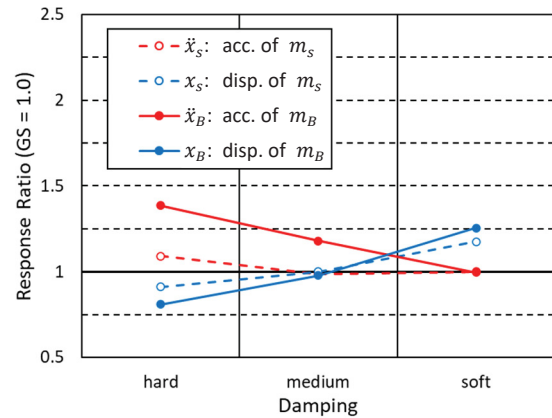


図 2.19 入力加速度の応答スペクトル ( $h=5\%$ ) 及び免震層の応答 (神戸波  $0.25\text{m/s}$ )

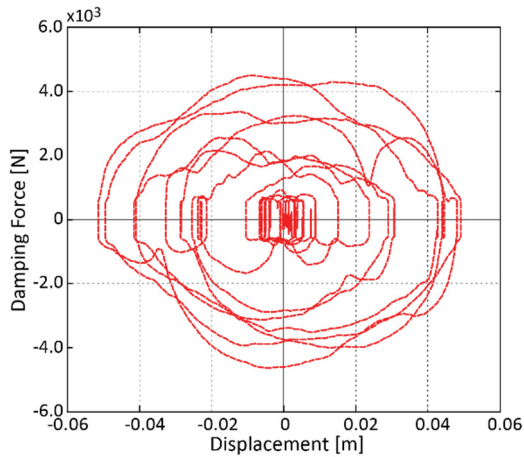


(a) 八戸波 0.25m/s

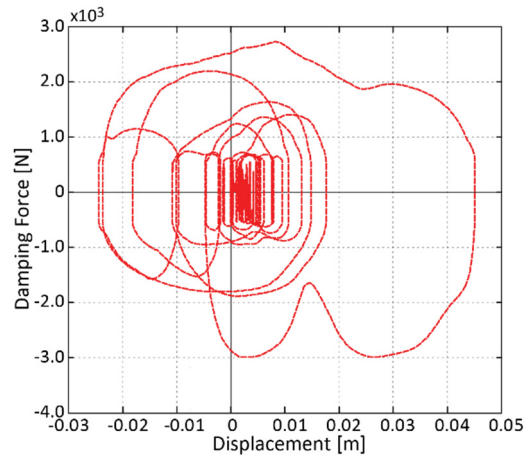


(b) 神戸波 0.25m/s

図 2.20 パッシブ制御とした場合の応答最大値のGS制御に対する比率



(a) 八戸波 0.25m/s



(b) 神戸波 0.25m/s

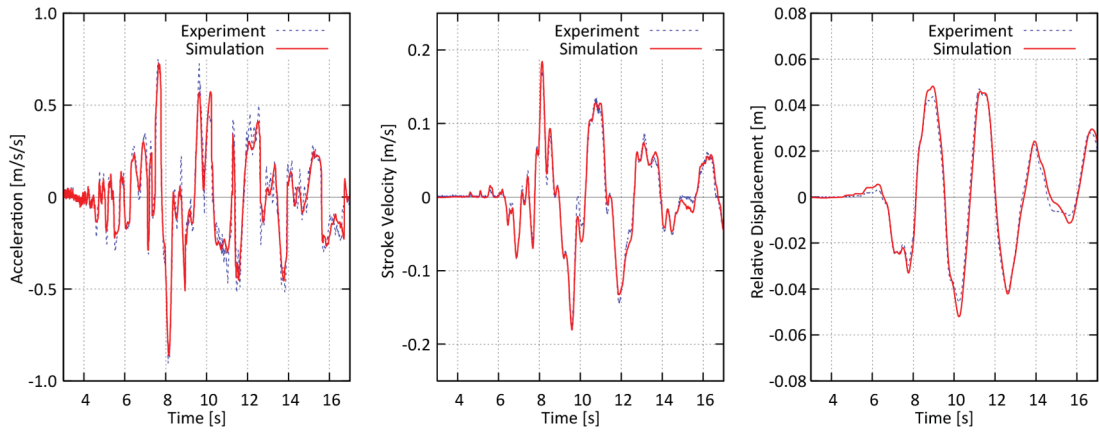
図 2.21 免震層における荷重（減衰力）－変位関係（GS制御）

答の増大を低減するために第1及び第3象限において負剛性的な応答を示し、GS制御を適用することで地震波の特性に応じた適切な構造特性を選択していることがわかる。

### (3) 応答解析結果と実験との比較

設計したGS制御器を用い、八戸波（入力 0.25m/s）について実験を行った結果<sup>2.11)</sup>を解析結果と比較して図 2.22(a)～(c)に示す。それぞれ免震層の加速度  $\ddot{x}_B$ 、MRダンパーのストローク速度（免震層の相対速度） $\dot{x}_B$ 、免震層と振動台との相対変位  $x_B$  を示しており、実験とシミュレーションの整合性の高さがわかる。

また図 2.23 に、図 2.21 で示した八戸波及び神戸波における免震層の荷重（減衰力）－変位関係に実験結果を重ね書きして示す。ここでも実験結果は解析結果とよい一致が見られた。

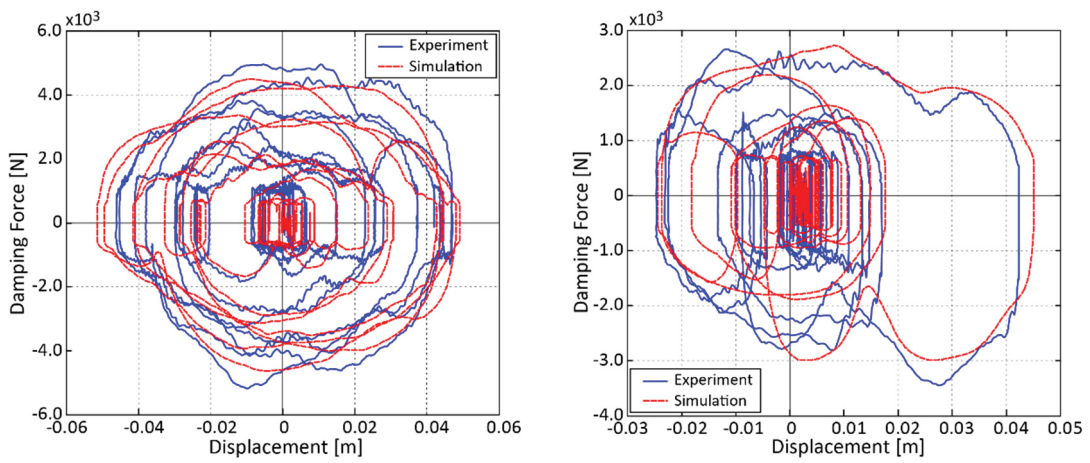


(a) 加速度

(b) 相対速度

(c) 相対変位

図 2.22 免震層の応答に関する実験結果と解析結果の比較 (八戸波 0.25m/s)<sup>2.11)</sup>



(a) 八戸波 0.25m/s

(b) 神戸波 0.25m/s

図 2.23 免震層における荷重 (減衰力) - 変位関係

## 2. 4. 5 周期領域における制御性能の評価

### (1) 速度応答スペクトルに基づく制御性能の評価

免震構造に制御を適用した場合の性能評価に関しては、免震層の応答以外に、上部構造への地震入力の低減効果を考慮できる指標が必要である。通常、入力地震動の特性を評価するためには構造物の固有周期に応じた応答のスペクトル表示を用いることが多いことから、ここでは免震層を入力に対する一種のフィルタと考え、入力地震動と免震層の応答波形を元に速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) を求め、特定の周期帯ごとに応答倍率を計算することとした。井上を含む報告<sup>2.11)</sup> に示された結果として、入力に用いた7種類の地震波(八戸波、神戸波、Taft 1952EW の0.25m/s、0.50m/s 及び El Centro 1940NS の0.25m/s) について、GS制御を適用した場合の応答倍率を1.0とし、各減衰係数一定の場合の応答倍率と比較したものを図2.24に示す。

さらに、本章での検討で用いた解析モデルは前述の通り1次2.78秒、2次0.95秒の固有周期を有するものであることから、図2.24の応答倍率について、1次固有周期を含む周期帯(2.0秒~4.0秒、High)、2次固有周期を含む周期帯(0.1秒~2.0秒、Low)及びこれらの全体(0.1秒~4.0秒、Overall)に区分し、それぞれ平均値を計算して比較した。井上を含む報告<sup>2.11)</sup> に示された結果を図2.25に示す。これらの図より、特にソフトダンパーを用いる場合は地震動によらず1次周期付近における応答倍率がGS制御と比較して大きく、また、中間値あるいはハードダンパーについては、1次周期付近ではGS制御と同等程度の応答倍率となるが2次を含むより短い周期帯においてGS制御よりも高い応答倍率となり、GS制御が幅広い周期帯でよい性能を示すことがわかる。

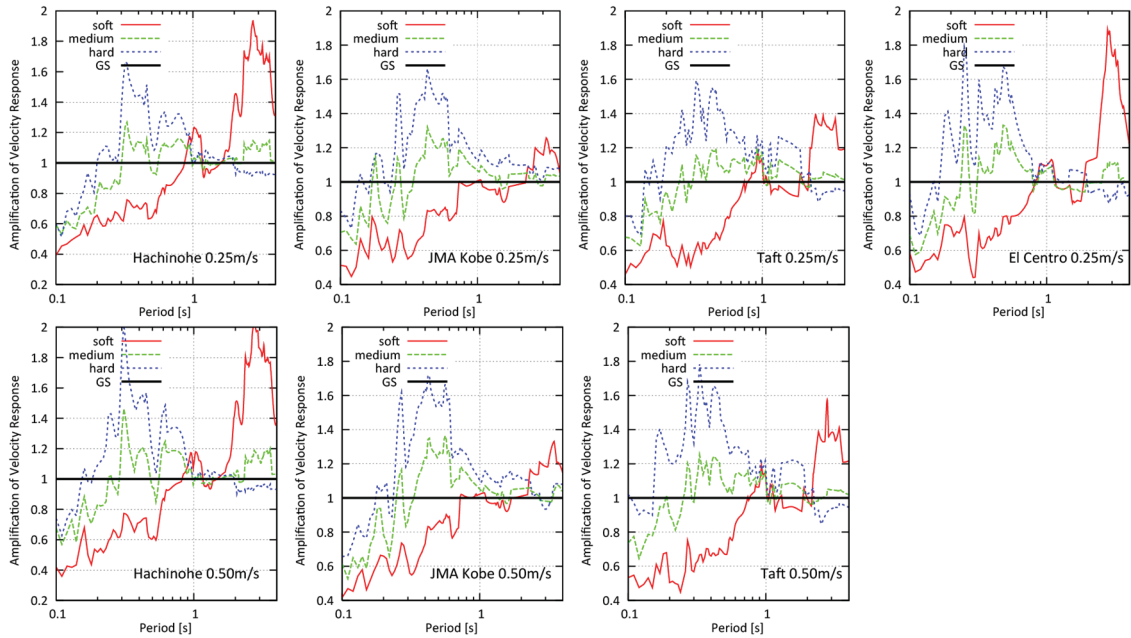
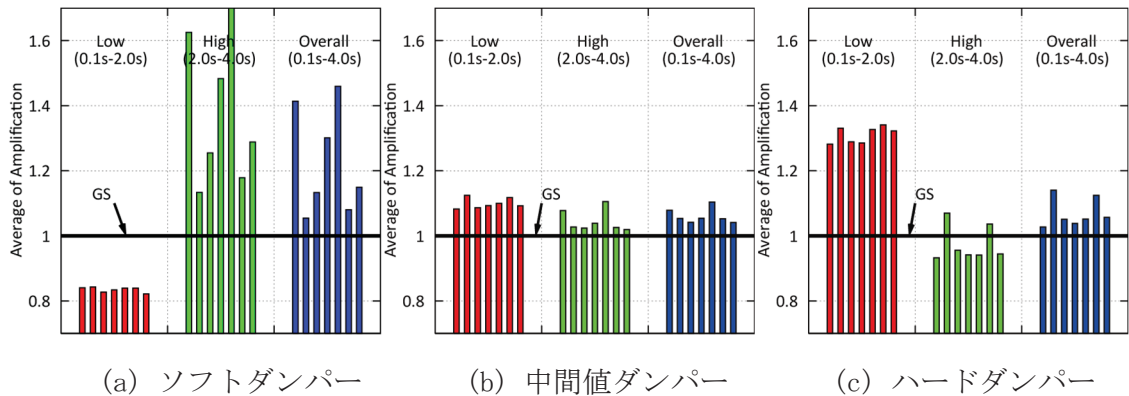


図 2.24 入力に対する免震層の速度応答スペクトル ( $h=5\%$ ) の増幅率  
(GS制御を1.0とした場合)<sup>2.11)</sup>



(a) ソフトダンパー (b) 中間値ダンパー (c) ハードダンパー  
図 2.25 各周期帯における応答倍率の平均値の比較 (GS制御を1.0とした場合)<sup>2.11)</sup>



## (2) エネルギースペクトルに基づく制御性能の評価

建築構造物への地震入力の評価にあたっては、速度応答スペクトルのほか、エネルギースペクトル  $V_e^{2.24}$  ( $h=10\%$ ) も広く用いられている。そこで、エネルギースペクトルを用いて同様の検討を行った。井上を含む報告<sup>2.19)</sup>に示された結果として、入力に用いた7種類の地震波(八戸波、神戸波、Taft 1952EWの0.25m/s、0.50m/s及びEl Centro 1940NSの0.25m/s)について求めたエネルギースペクトル  $V_e$  を比較したものを図 2.26 に示す。

これら7種類の地震波のうち八戸波(入力0.25m/s)について、ハードダンパー、中間値ダンパー、ソフトダンパーの3種類のパッシブダンパーとG S制御器によるセミアクティブ制御を適用した場合の免震層の応答波形からもエネルギースペクトル  $V_e$  を算出し、図 2.26 の入力波形のエネルギースペクトル  $V_e$  との比率を応答倍率として比較したものを図 2.27 に示す。さらに、7種類の地震波についてそれぞれ計算した応答倍率の平均値と標準偏差を、パッシブ制御とG S制御で比較して図 2.28 にそれぞれ示す。図 2.28 では、G S制御との比較のため、パッシブ制御の各図(b)、(c)及び(d)に図(a)のG S制御の応答倍率の平均値を併せて示した。短周期での応答のばらつきはいずれの制御も小さく、平均した性能としては中間値ダンパーが高いといえる。しかし、免震周期(今回のモデルでは約1秒)より長周期の領域での応答やそのばらつきは、中間値ダンパーと比較してG S制御が小さく抑えており、速度応答スペクトルに関する検討結果と同様に、G S制御が幅広い周期帯でよい性能を示している。

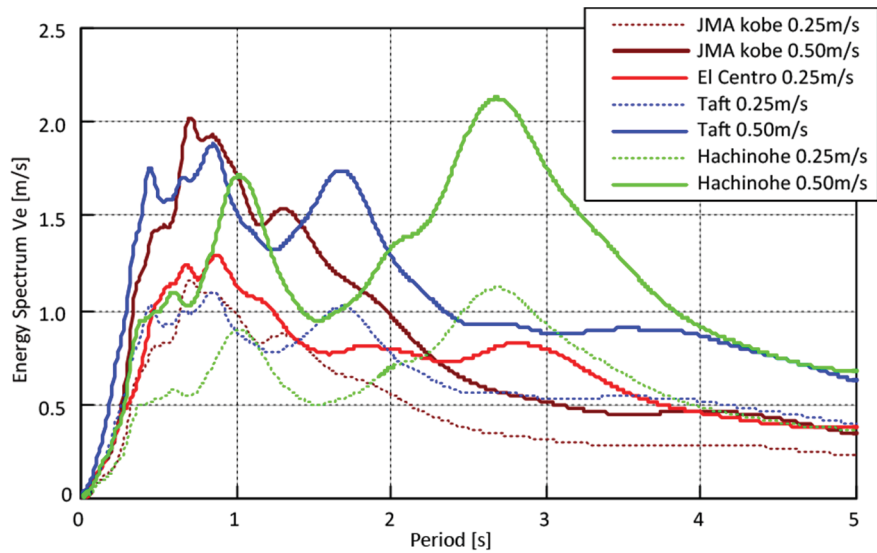


図 2.26 入力に用いた波形のエネルギースペクトル  $V_e$  ( $h=10\%$ )<sup>2.19)</sup>

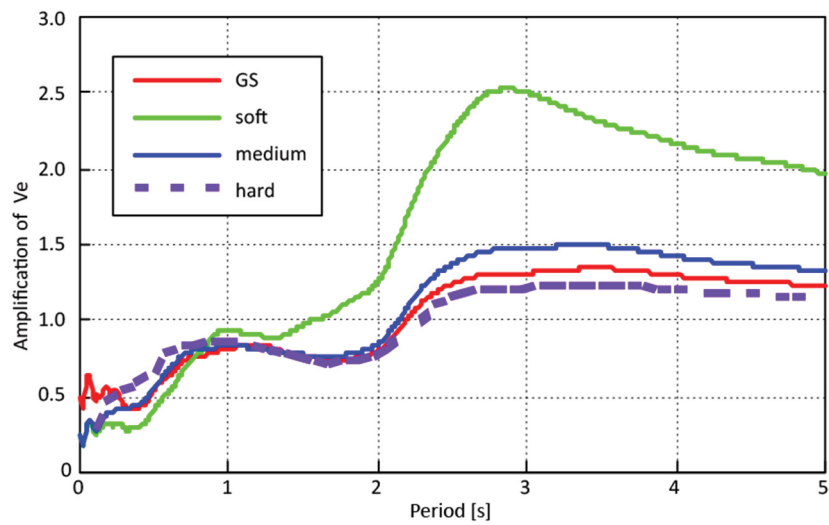
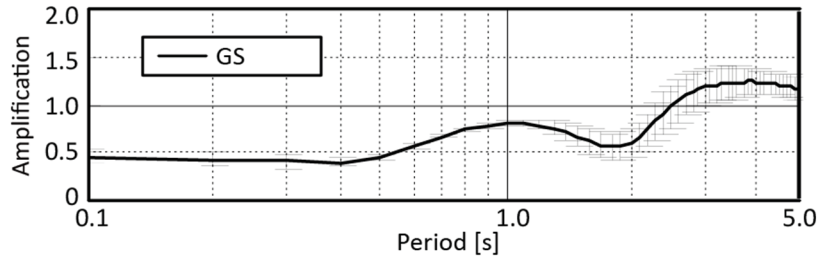
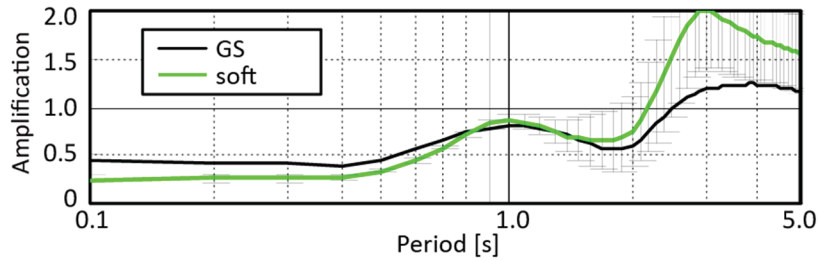


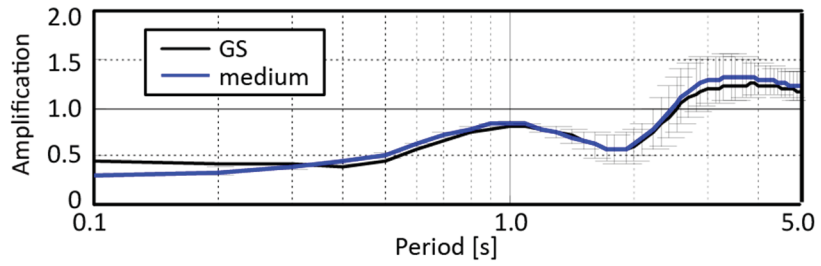
図 2.26 エネルギースペクトル  $V_e$  の応答倍率 (免震層応答/入力波形)  
(八戸波 0.25m/s)<sup>2.19)</sup>



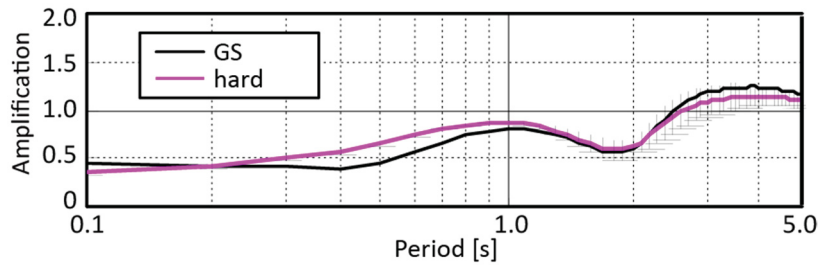
(a) GS制御を適用した場合



(b) ソフトダンパーとGS制御との比較



(c) 中間値ダンパーとGS制御との比較



(d) ハードダンパーとGS制御との比較

図 2.28 エネルギースペクトル  $V_e$  の応答倍率 (免震層応答/入力波形)  
(7波の平均及び標準偏差)<sup>2.19)</sup>

## 2. 4. 6 各種制御理論に基づく制御手法との比較

免震を含む構造物の応答抑制に適用されるセミアクティブ制御としてよく用いられるものに、スカイフック制御<sup>2.25)</sup>及びLQ制御がある。2.1節に示した一連の共同研究において、これらとGS制御との比較のための解析的検討についても行っており<sup>2.17), 2.19)</sup>、その結果について以下に示す。

スカイフック制御では、絶対座標系での応答抑制に着目し、絶対座標系における固定点と構造物との間に仮想のダンパー（スカイフックダンパー） $\mathbf{C}_{\text{sky}}$ を設定する。制御はこの $\mathbf{C}_{\text{sky}}$ により発生する減衰力をセミアクティブダンパーで代替させることで行う。本章では、免震層の応答を抑制するために、 $\mathbf{C}_{\text{sky}}$ は免震層と絶対座標系との間に設けることとした。免震層に作用する減衰力 $u_{\text{sky}}$ は、免震層の絶対速度 $\dot{x}_B + \dot{z}$ を用いて式(2.22)のように表される。

$$u_{\text{sky}} = \mathbf{C}_{\text{sky}} (\dot{x}_B + \dot{z}) \quad (2.22)$$

LQ制御では、制御入力 $u_{\text{lqr}}$ を式(2.23)に示す二次形式の評価関数を最小にするように求める。このとき、 $u_{\text{lqr}}$ はフィードバックゲイン $\mathbf{F}$ とシステムの状態量 $\mathbf{x}_s$ に基づき、式(2.24)のように表される。

$$\mathbf{J} = \int_0^{\infty} [\mathbf{x}_s^T \mathbf{Q} \mathbf{x}_s + 2\mathbf{x}_s^T \mathbf{S} u_{\text{lqr}} + \mathbf{R} u_{\text{lqr}}^2] dt \quad (2.23)$$

$$u_{\text{lqr}} = -\mathbf{F} \mathbf{x}_s, \quad \mathbf{F} = \mathbf{R}^{-1}(\mathbf{S}^T + \mathbf{B}^T \mathbf{P}) \quad (2.24)$$

式(2.24)中の $\mathbf{P}$ は、式(2.25)に示すリカッチ方程式の解として求められる。

$$\mathbf{P}(\mathbf{A} - \mathbf{B}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{S}^T) + (\mathbf{A} - \mathbf{B}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{S}^T)^T \mathbf{P} - \mathbf{P}\mathbf{B}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{B}^T \mathbf{P} + \mathbf{Q} - \mathbf{S}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{S}^T = 0 \quad (2.25)$$

したがって、スカイフック制御及びLQ制御のそれぞれについて、セミアクティブダンパーに必要な減衰係数 $c_v$ は、式(2.22)、式(2.24)から求められる制御入力 $u_{\text{sky}}$ 、 $u_{\text{lqr}}$ を用いて式(2.26)のように表されることとなる。

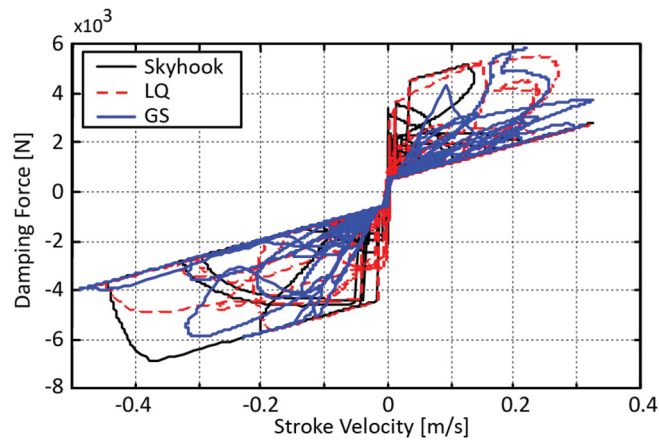
$$c_v = \frac{u_{\text{sky}}}{\dot{x}_B} \text{ or } \frac{u_{\text{lqr}}}{\dot{x}_B} \quad (2.26)$$

ただし、セミアクティブダンパーの機構上、ダンパーのストローク速度（免震層の相対速度）と逆向きの減衰力を発生することはできず、また式(2.26)がゼロ除算とならない

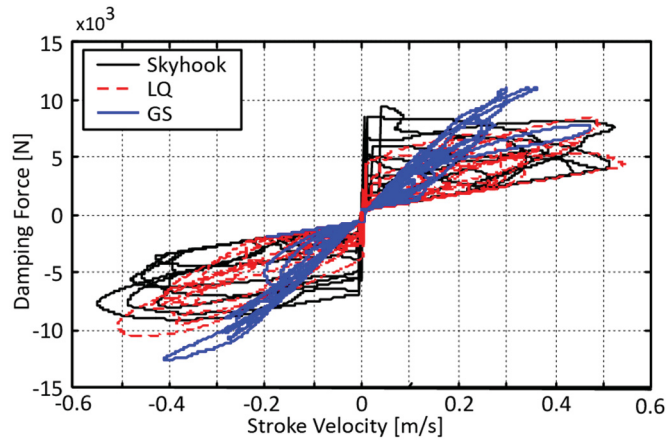
ようにする必要がある。したがって、計算上  $c_v$  が負となる場合は最小値  $c_s$ 、免震層の速度  $\dot{x}_B$  がゼロの場合は制御入力もゼロとして制御を行うこととした。さらに、制御入力の計算に用いる免震層の速度はカルマンフィルタにより推定した数値  $\hat{x}_B$  を用いた。

外乱として神戸波及び八戸波（最大速度 0.50m/s）を用い、各種の制御手法を適用した場合の免震層の速度  $\dot{x}_B$  と減衰力との関係を図 2.29 に示す。比較のため、各制御手法の 1 次固有周期付近の制御効果が同程度になるように調整を行った。

同図より、スカイフック制御及び LQ 制御を用いた手法では、免震層の速度  $\dot{x}_B$  が正負の切替えとなる領域で生ずる減衰力の変化が G S 制御と比較して大きな数値となることがわかる。G S 制御においては、2.2.3 項において示したようにセミアクティブダンパーのオリフィス開度を制限するための時変パラメータを設定したことの効果により、特に免震層の速度  $\dot{x}_B$  が小さな数値を取る場合の減衰力（減衰係数  $c_v$ ）の急変を抑えることができる。八戸波を用いた場合の上部構造の加速度応答について、各制御則を適用した結果を図 2.30 に示す。スカイフック制御及び LQ 制御では、G S 制御と比較すると加速度応答のピーク値付近においてやや遅れて大きな数値を示す傾向となり、切替えの影響が現れていることがわかる。



(a) 神戸波 0.50m/s



(b) 八戸波 0.50m/s

図 2.29 ストローク速度と発生減衰力の比較 <sup>2.17), 2.19)</sup>

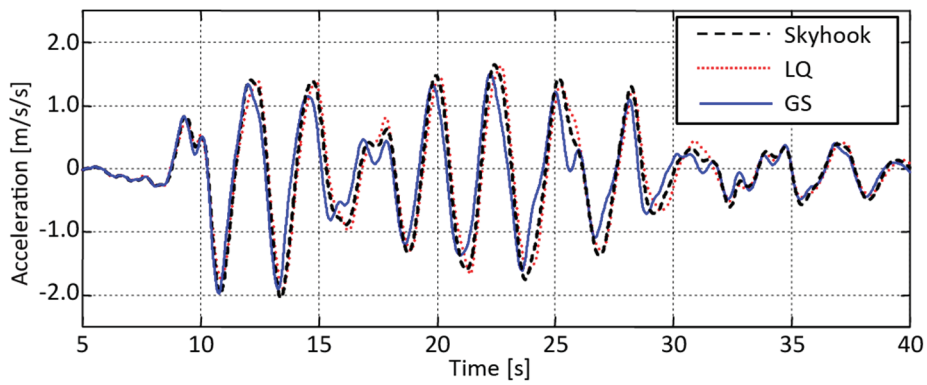


図 2.30 上部構造の加速度応答 (八戸波 0.50m/s) <sup>2.19)</sup>



## 2. 5 本章のまとめ

様々な特性を有する地震動に対して免震層の応答変位を低減しつつ、同時に上部構造の応答加速度も抑制することを目的として、免震構造にMRダンパーを設置し、セミアクティブ制御を適用した実験およびシミュレーション解析を行い、その効果について検証した。

免震層の応答に加えて上部構造の応答やモデル化に伴う誤差等を考慮するため、周波数領域においてロバスト安定性を保証できる $H^\infty$ 制御理論に基づき設計したGS制御器は、幅広い周波数帯域で応答を低減できており、また、パッシブ形式の制御となる免震構造と比較した場合に、異なる特性を有する複数の地震動に対して適切に応答低減の効果を発揮することが示された。本章の検討では、周波数成分の異なる2つの地震動に対して免震層の応答変位と上部構造の応答加速度が共に低減されており、本研究で提案する、連続的に減衰力を可変とできるMRダンパーを用いた免震システムが有効であることを確認した。

実際の免震建築物に上部構造が存在することの影響を考慮して2層の構造物として設計した模型試験体を用いた振動台実験と応答解析の結果はほぼ一致していることから、モデル化の妥当性も実証された。

本章の検討によって通常的设计に用いられる程度の地震動に対する免震構造の応答変位と応答加速度とのトレードオフを実現できるセミアクティブ制御の効果を検証できた。これを受けて、次章(第3章)において、さらに長周期・長時間の地震動に対する過大な応答変位を抑制するセミアクティブ制御について検証を行う。

なお、第3章の検討は、本章の検討が一般的な大地震(設計用地震動)に適用するためにセミアクティブダンパーを設置することであるのに加え、そのセミアクティブダンパーをさらに大きな地震に対しても転用して建築物の安全性を向上することを想定したものとなる。そこではより単純な制御として減衰係数を2値で変化させることが考えられる。本章の検討で使用したMRダンパーの特性を高減衰・低減衰の2値で扱う場合、表2.3に示すMRダンパーの定格最大荷重40kNに対し、第3章で用いる長周期地震動における免震応答が1.0m/sを超えることが想定されることも考慮すると、最大の減衰係数は最小の減衰係数7,000Ns/mの5倍程度の範囲内とすることができる(最大応答速度0.8~1.2m/sで最大減衰力40kN以内)と考えられる。この考察を受けて、第3章では高減衰を低減衰の5倍の減衰係数とする2値の可変減衰機構を長周期地震動を受ける免震構造物の応答低減に適用する検討を行うこととする。

## 【第2章 参考文献】

2. 1) 吉田和夫：世界初のセミアクティブ免震ビル，日本機械学会誌，Vol. 104, No. 995, pp. 698-702, 2001
2. 2) 西村秀和，加山竜三：MRダンパを用いたセミアクティブサスペンションのゲインスケジュールド制御，日本機械学会論文集，C編，68-676. pp. 3644-3651. 2002
2. 3) 西村秀和，井上波彦，仲宗根淳，安田征一郎，渡壁守正，高井茂光，木本幸一郎，中村佳也，藤波健剛：MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究（その1 セミアクティブダンパのモデル化），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，No. 21459, pp. 917-918, 2003. 7
2. 4) 渡壁守正，西村秀和，井上波彦，板垣紀章，下平誠司，岩田直衛，安田征一郎，仲宗根淳，藤波健剛：MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究（その2 MRダンパの特性評価），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，No. 21460, pp. 919-920, 2003. 7
2. 5) 仲宗根淳，西村秀和，井上波彦，板垣紀章，下平誠司，岩田直衛，渡壁守正，木本幸一郎，藤波健剛：MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究（その3 制御系設計），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，No. 21461, pp. 921-922, 2003. 7
2. 6) 藤波健剛，西村秀和，岩田直衛，板垣紀章，下平誠司，井上波彦，仲宗根淳，渡壁守正，木本幸一郎：MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究（その4 シミュレーションおよび実験による検証），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，No. 21462, pp. 923-924, 2003. 7
2. 7) 龍神弘明，西村秀和，井上波彦，仲宗根淳，渡壁守正，藤波健剛：MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究（その5 40kN級MRダンパの特性評価），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，No. 21463, pp. 925-926, 2003. 7
2. 8) 渡壁守正，井上波彦，龍神弘明，藤波健剛，仲宗根淳，高井茂光，木本幸一郎，中村佳也，長屋雅文：MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究（その1）40kN級MRダンパの特性試験結果，第2回日本地震工学会大会－2003梗概集，pp. 274-275, 2003. 11
2. 9) 西村秀和，岩田直衛，井上波彦，渡壁守正，龍神弘明，藤波健剛，仲宗根淳，高井茂光，中村佳也：MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究（その2）40kN級MRダンパを用いたセミアクティブ免震制御系設計，第2回日本地震工学会大会－2003梗概集，pp. 276-277, 2003. 11

- 2.10) 井上波彦, 西村秀和, 岩田直衛, 渡壁守正, 龍神弘明, 藤波健剛, 仲宗根淳, 高井茂光, 中村佳也 : MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その3) 40kN 級MR ダンパを用いたセミアクティブ免震の振動台実験, 第2回 日本地震工学会大会—2003 梗概集, pp. 278-279, 2003. 11
- 2.11) N. INOUE, H. NISHIMURA, N. IWATA, Y. MIYAHARA, J. NAKASONE, M. WATAKABE, S. TAKAI, Y. NAKAMURA, T. FUJINAMI and H. RYUJIN : Study on Semi-active Isolation System with Magneto-rheological Fluid Damper, Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, No. 2693, 2004. 8
- 2.12) 井上波彦, 西村秀和, 渡壁守正, 龍神弘明, 仲宗根淳, 中村佳也, 高井茂光 : MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その6 MR ダンパを応用したセミアクティブ制御の現状と今後の展望), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21172, pp. 343-344, 2004. 7
- 2.13) 仲宗根淳, 西村秀和, 岩田直衛, 宮原悠, 井上波彦, 渡壁守正, 龍神弘明, 中村佳也 : MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その7 2層試験体モデルの概要と制御系設計), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21173, pp. 345-346, 2004. 7
- 2.14) 渡壁守正, 井上波彦, 西村秀和, 岩田直衛, 宮原悠, 仲宗根淳, 龍神弘明, 中村佳也 : MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その8 振動台実験およびシミュレーション解析による制御性能検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21174, pp. 347-348, 2004. 7
- 2.15) 岩田直衛, 西村秀和, 中村佳也, 渡壁守正, 井上波彦, 仲宗根淳, 龍神弘明 : MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その9 実建物を対象とした制御系設計および建物概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21175, pp. 349-350, 2004. 7
- 2.16) 中村佳也, 岩田直衛, 渡壁守正, 西村秀和, 井上波彦, 仲宗根淳, 龍神弘明 : MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その10 地震・風応答解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21176, pp. 351-352, 2004. 7
- 2.17) 宮原悠, 西村秀和, 岩田直衛 : MR ダンパを用いた2自由度系構造物に対するセミアクティブ免震の実験的検証, Dynamics and Design Conference 2004 CD-ROM 論文集, 日本機械学会, No. 112, 2004. 9
- 2.18) 建築研究振興協会 : 建築物の免・制震化に関する検討報告書, 2005. 3

- 2.19) 井上波彦, 渡壁守正, 西村秀和, 龍神弘明, 仲宗根淳, 中村佳也: 2自由度系免震建物に適用したMRダンパによるセミアクティブ制御(GS制御)性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 609, pp. 57-64, 日本建築学会, 2006.11
- 2.20) 藤谷秀雄, 畑克彦, 砂子田勝昭, 外村卓也, 袖山博, 樋渡健, 塩崎洋一, 曾田五月也: 大型実験のための磁気粘性流体およびMRダンパーの開発, 第11回日本地震工学シンポジウム, 論文No. 353, 2002.11
- 2.21) 樋渡健, 萩原伸彦, 藤谷秀雄: 環境温度を考慮したMRダンパーによる振動制御, 日本地震工学会・大会-2005梗概集, pp. 176-177, 2005.11
- 2.22) 袖山博, 砂子田勝昭, 藤谷秀雄, 曾田五月也, 岩田範生: 高知能建築構造システムに関する日米共同構造実験研究(その14) 2kN級 20kN級MRダンパの開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2構造II, pp. 917-918, 2000.9
- 2.23) P. GABINET, A. NEMIROVSKI, A. J. LAUB, M. CHIALI: LMI Control Toolbox, For Use with MATLAB, The MATHWORKS INC, 1995
- 2.24) 秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999
- 2.25) D. KARNOPP, M. J. CROSBY, R. A. HARWOOD: Vibration Control Using Semi-Active Force Generations, Journal of Engineering for Industry, pp. 619-626, 1974

## 第3章 二段階切替え制御による長周期地震動に対する応答低減効果

### 3.1 はじめに

2017年（平成29年）4月より、大臣認定の性能評価を受ける建築物の長周期地震動に対する対応が求められており、国内4地域において、性能評価時の設計に用いる地震動時刻歴波形（規定位置は解放工学的基盤）及び対応するターゲットスペクトル（擬似速度応答スペクトル）が公開されている<sup>3.1), 3.2)</sup>。

免震建築物については、長周期・長時間地震動によって繰返しの累積変形が作用する免震部材の性能の変動（繰返し依存性）を考慮した計算を行う必要がある<sup>例えば3.3)</sup>。現在では、繰返し依存性を有する免震部材に関して、性能評価機関における任意評価を取得するなど、設計に用いる際の式や考え方があらかじめ明示された製品を用いた設計とすることが一般的になりつつある。

免震部材の繰返し依存性としてどのような変動を考慮するか、またその大小に関しては、第1章でも示した通り、日本建築学会「免震構造設計指針」<sup>3.4)</sup>や国土交通省の建築基準整備促進事業<sup>3.5), 3.6)</sup>などで確認されており、各種の免震部材についての繰返し加力実験の結果に基づく免震部材の特性の変化を応答解析に反映し、既往の設計用地震動と長周期地震動、さらにそこに繰返し依存性を考慮した場合について応答値の比較を行っている。その一方で、繰返し依存性等を考慮することで増大する免震構造物の応答について、セミアクティブ制御をはじめとする各種の応答制御手法を適用して低減する試み<sup>3.7), 3.8)</sup>も行われている。こうした検討では、実用化を想定する場合に減衰力の調整にあたってオイルダンパーに各種の機構を付加することを想定した事例<sup>3.9), 3.10)</sup>がある。

免震部材ごとに異なる繰返し依存性について、表3.1に示す代表的な5通りの免震層構成及び免震時周期を仮定し、公開された長周期地震動波形を適用して時刻歴応答解析を行った検討例<sup>3.11)</sup>を図3.1に示す。ここでは地震動の大きな区域において、鉛プラグ入り積層ゴム及び鉛ダンパーを減衰材として用いた場合に特に応答が大きくなることが示されている。

表 3.1 解析モデル（下線は繰返し依存性を考慮した免震部材）<sup>3.11)</sup>

免震層構成	免震時周期
<u>鉛プラグ入り積層ゴム</u>	4.0～5.0s
<u>高減衰積層ゴム</u>	3.5～4.5s
天然ゴム系積層ゴム+ <u>鉛ダンパー</u>	3.5～4.5s
天然ゴム系積層ゴム+ <u>弾性すべり支承(高摩擦)</u>	4.0～5.0s
天然ゴム系積層ゴム+ <u>弾性すべり支承(低摩擦)</u> + <u>粘性ダンパー(減衰こま)</u>	4.0～5.0s

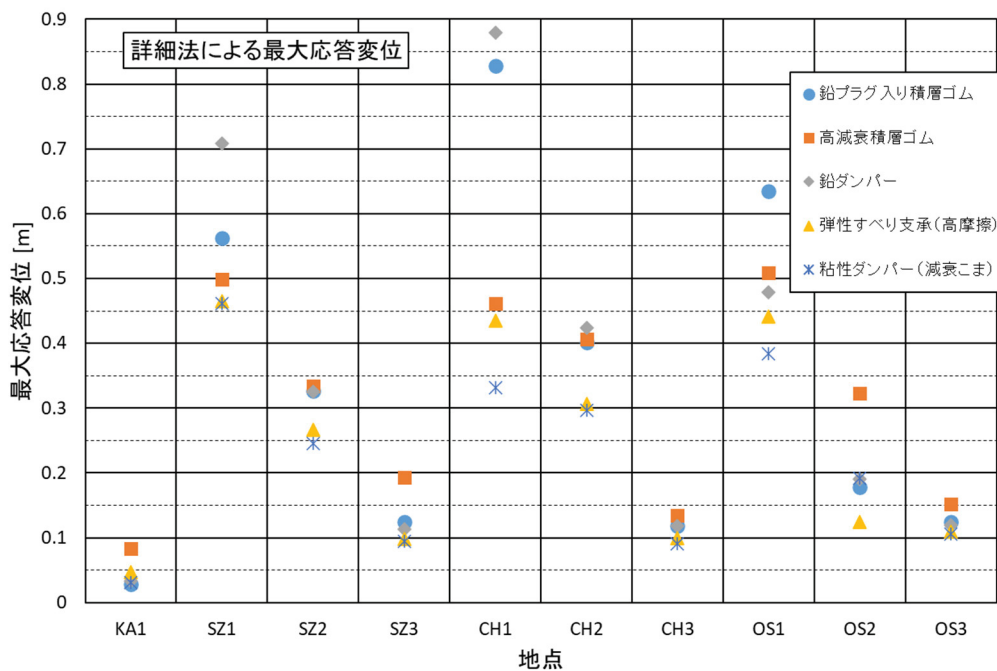


図 3.1 各区域の設計用長周期地震動に対する減衰材ごとの最大応答変位<sup>3.11)</sup>を加筆修正

そこで、本章の検討では井上らの論文<sup>3.12)</sup>を再構成し、繰返し依存性が免震層の応答に比較的大きく影響する可能性の高いものとして、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いてレベル2地震動に対して設計された既存の免震建築物を想定し、そこに追加的に長周期地震動の適用を受ける場合の問題点の解決を、次の2点の考え方で図るものとした。

- ・ 免震層の応答変位が過大になることへの対応として、その抑制に繰返し依存性の小さなオイルダンパーを用いて減衰を付加する。
- ・ オイルダンパーの付加減衰によって上部構造の応答加速度が過度に増大するおそれがあるため、その防止を目的として減衰を地震応答の過程で一度だけ（低減衰→高減衰）変化させる「二段階切替え制御」を提案・適用する。



## 3. 2 検討概要

### 3. 2. 1 解析用地震動

時刻歴応答解析を行う地震動波形としては、「L 2（レベル 2）地震動」として耐震設計によく用いられる観測波（El Centro 1940NS、Hachinohe 1968EW をそれぞれ最大速度 0.50m/s で規準化したもの及び JMA Kobe 1995NS 原波）に加え、公開された長周期地震動（関東圏の 1 波（KA1）を除く、静岡圏の 3 波（SZ1～SZ3）、中部圏の 3 波（CH1～CH3）及び大阪圏の 3 波（OS1～OS3）の計 9 波。以下「公開波」と称す。）を用いた。このとき、公開波は解放工学的基盤におけるものとして規定されているが、本検討では表層地盤の増幅等は考慮せず、公開されたデジタルデータ<sup>3.2)</sup>をそのまま用いた。各区域の加速度及び速度波形を図 3.2 及び図 3.3 に示す。いずれの区域の公開波についても、加速度波形の収束の状況と比較して一定の速度波形の振幅の継続が見られた。

図 3.4 に L 2 地震動の擬似速度応答スペクトル、図 3.5 に公開波のターゲットスペクトル（擬似速度応答スペクトル）を、それぞれ示す。両図中には、太線で建築基準法令に規定された設計用地震動の応答スペクトル[脚注4]（図 3.4 では 2 種地盤相当の地盤増幅を考慮、図 3.5 では解放工学的基盤）を併記した。

また、繰返し依存性に影響する地震動の入力エネルギーに関し、公開波についてエネルギースペクトル  $V_e$  ( $h=10\%$ ) と擬似速度応答スペクトル  $pS_v$  ( $h=5\%$ ) との比率を求めたものを図 3.6 に示す。エネルギースペクトル  $V_e$  は一般的な設計用地震動についてはその擬似速度応答スペクトルとよく対応するなど設計用の入力と関連付けられている<sup>3.13)</sup>が、連動型の巨大地震である長周期地震動の公開波に関しては、エネルギースペクトル  $V_e$  の数値はターゲットスペクトル  $pS_v$  の数値に対して静岡圏で約 2 倍、中部圏及び大阪圏で約 2.5 倍の比率となっている。これは、地震動の継続時間の影響が反映されたものと考えられる。

[4] 平成 12 年建設省告示第 1461 号（超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準）第四号イ(1)の表に定められた解放工学的基盤の加速度応答スペクトルより計算した数値

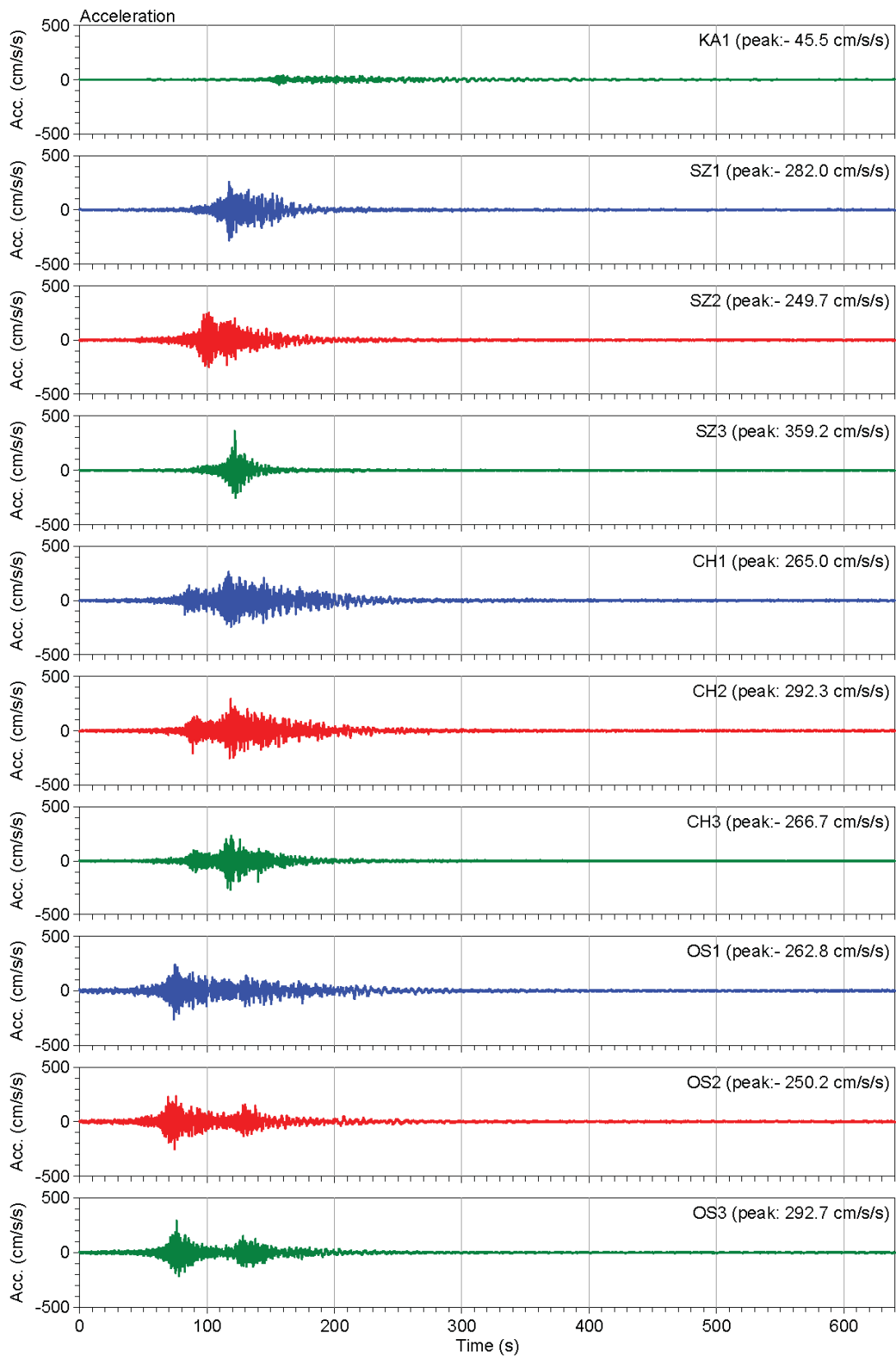


図 3.2 各区域の加速度波形<sup>3.2)</sup>

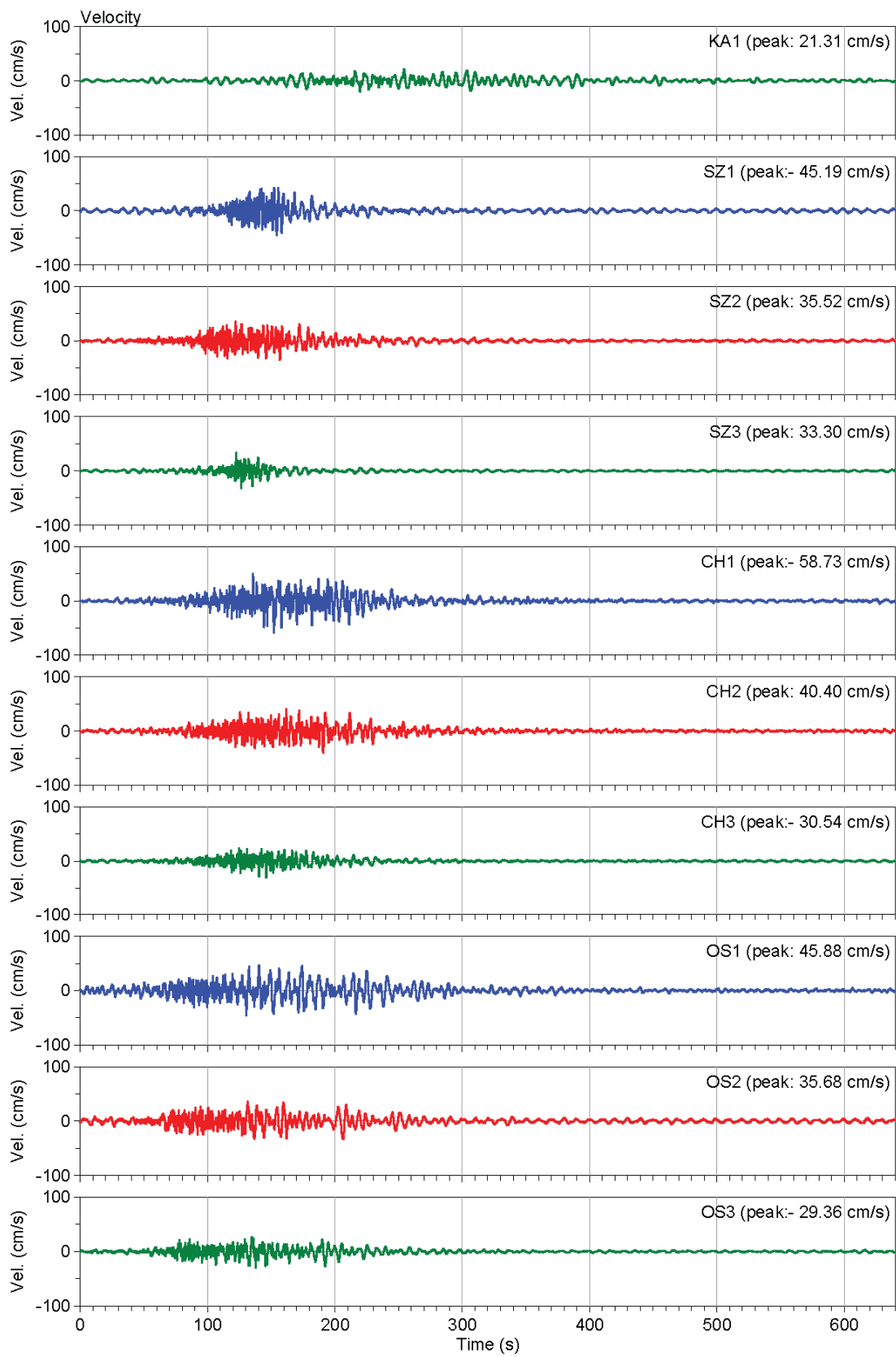


図 3.3 各区域の速度波形<sup>3.2)</sup>

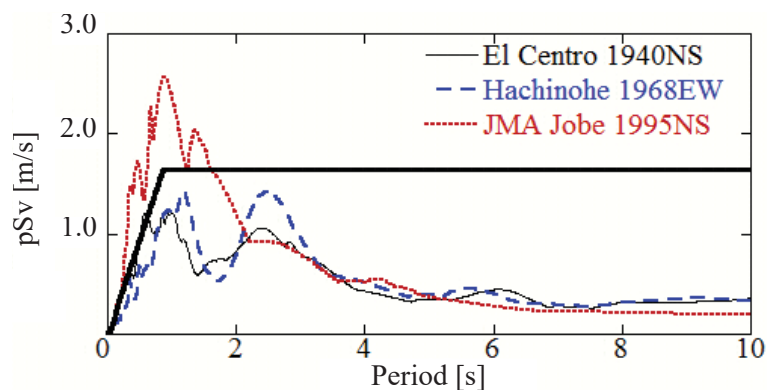
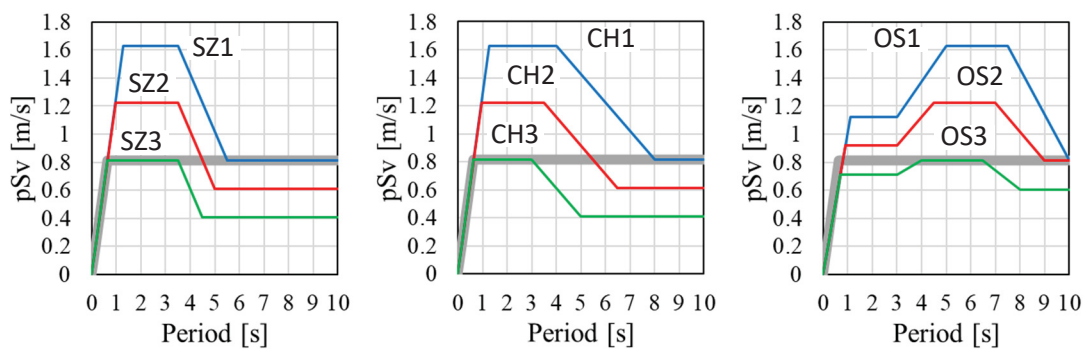


図 3.4 L2地震動の擬似速度応答スペクトル pSv (h=5%)

(太線は建築基準法に規定された応答スペクトル (第2種地盤の地盤増幅を考慮))



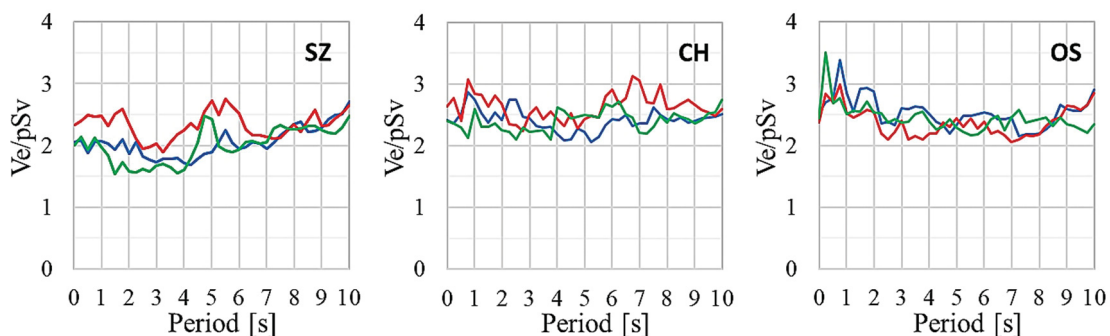
(a) 静岡圏 (SZ)

(b) 中部圏 (CH)

(c) 大阪圏 (OS)

図 3.5 公開波のターゲットスペクトル pSv (h=5%)

(太線は建築基準法に規定された応答スペクトル (解放工学的基盤))



(a) 静岡圏 (SZ)

(b) 中部圏 (CH)

(c) 大阪圏 (OS)

図 3.6 公開波の  $V_e/pSv$  (各区域は図 3.5 の線色に対応)

### 3. 2. 2 解析モデル

応答解析用の構造物は、既往の設計例<sup>3.14)</sup>を参考に、**図 3.7** 及び**表 3.2** に示す上部構造 8 質点及び免震層によって構成される 1 方向 MDOF モデルとした。上部構造には剛性比例型の減衰 2% を付加しており、基礎固定の状態における一次固有周期は 0.56 秒となった。上部構造のモード形状（刺激係数）を**図 3.8** に示す。

免震層内には天然ゴム系積層ゴム支承（ $\phi 1000 \times 28$  基）及び鉛プラグ入り積層ゴム支承（ $\phi 800 \times 52$  基及び  $\phi 1000 \times 9$  基）を配置する設計とした。免震層の変位を微小（初期剛性時）、0.2m 及び 0.4m とした場合の免震構造の等価固有周期（対応する免震層の変位における割線剛性に対する固有周期）を**表 3.3** に示す。

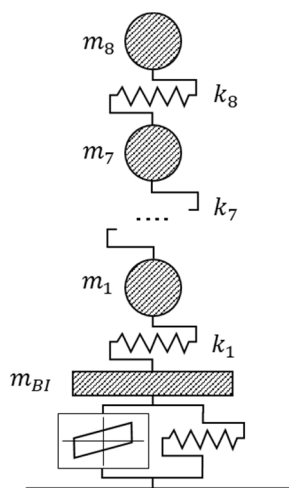


図 3.7 MDOF モデル

表 3.2 各層質量及び剛性

層	質量 $m_i$ [kN]	剛性 $k_i$ [ $\times 10^2$ kN/m]
8	58,600	101,494
7	40,600	111,226
6	46,100	131,995
5	47,300	150,452
4	64,000	107,084
3	67,500	142,708
2	63,600	190,492
1	103,700	990,830
免震 (BI)	111,000	—

注) 上部構造の減衰は、剛性比例 2%とした。

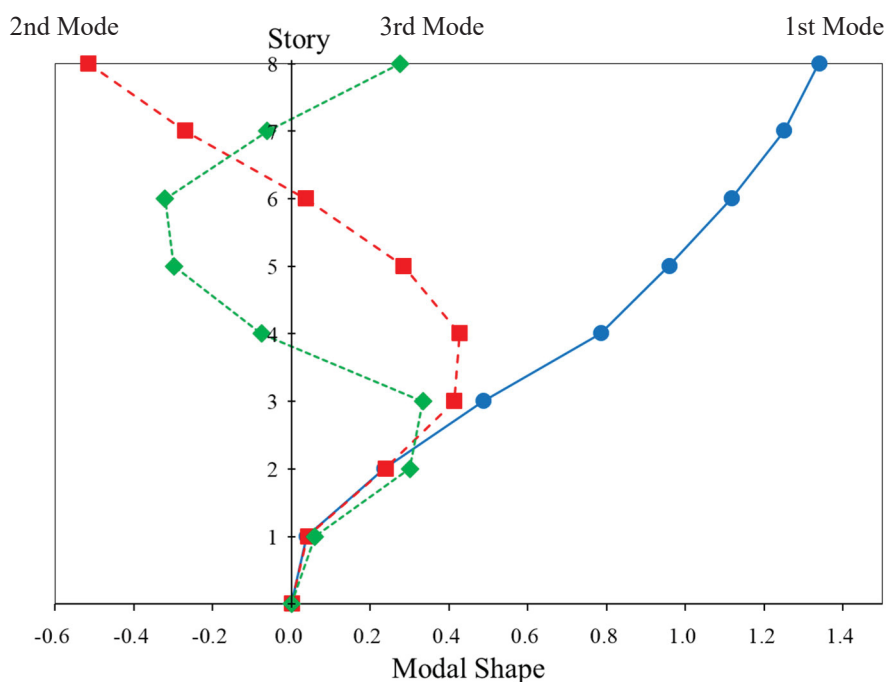


図 3.8 上部構造のモード形状 (刺激関数: 1次~3次)

表 3.3 免震構造の等価固有周期

	免震層変位 (カッコ内はLRB $\phi$ 800におけるせん断ひずみ)		
	微小 (初期剛性時)	0.2m (125%)	0.4m (250%)
等価固有周期 <sup>注)</sup>	1.63 秒	3.68 秒	4.03 秒

注) 対応する免震層変位における割線剛性に対する固有周期



### 3. 2. 3 免震部材の特性及び繰返し依存性の考慮

#### (1) 積層ゴム支承

天然ゴム系積層ゴム及び鉛プラグ入り積層ゴムの解析用モデルの諸元を表 3.4 に示す。復元力特性として、天然ゴム系積層ゴムは線形弾性、鉛プラグ入り積層ゴムは修正バイリニアモデルとした。

なお、積層ゴム支承に関しては、面圧、変位、温度など様々な条件に対し依存性を示すが、本検討においては、後述する(3)の繰返し依存性のみを考慮することとした。

#### (2) オイルダンパー

長周期地震動に対して免震層の応答変位が過大になることが予想されることから、その抑制のために免震層に繰返し依存性の小さなオイルダンパーを設置して減衰を付加する。付加する減衰は速度比例型の減衰力として、表 3.5 に示す低減衰及び高減衰の2段階の減衰係数を設定した。

低減衰については、後述する制御則において加振初期状態の減衰となるため、L2地震動に対する応答加速度の増大が少ないものとして設定した。付加減衰(固定値)の減衰係数 $c_v$ とL2地震動に対する頂部最大加速度との関係を図 3.9 に示す。図より JMA Kobe 1995NS 波については減衰係数に応じ最大加速度が逡増するため評価から除外し、El Centro 1940NS 波及び Hachinohe 1968EW 波について最大加速度の SRSS 値が最小となる近辺の数値 $c_v = 1.0 \times 10^7$  Nm/s を応答加速度の増大の少ない値として低減衰に設定した。また、高減衰は低減衰の5倍とした。なお、この係数5倍については、第2章の検討及び既往の可変減衰ダンパーに関する検討<sup>3.7), 3.8)</sup>における数値などから実現可能な範囲と判断した。

#### (3) 鉛プラグ入り積層ゴム

長周期地震動に対する応答解析にあたっては、既往の検討<sup>3.15)</sup>に基づき、繰返し依存性として鉛プラグ入り積層ゴム(鉛プラグ部分)の温度上昇による性能の変動を考慮した。具体的には、図 3.10 に示すフローに従い、ステップごとに鉛プラグ入り積層ゴムの累積吸収エネルギーを逐次求め、その数値に応じて次の式(3.1)によって計算した $LRB k_{min}$ (ただし1.0を超える場合は1.0とする)を表 3.4 に示された切片荷重(鉛プラグ入り積層ゴムの荷重変形関係をバイリニアとした場合の解析上の設定値)に乗じて低減し、次ステップの計算に反映した。

表 3.4 積層ゴム支承の諸元

	天然ゴム系 積層ゴム (R B)	鉛プラグ入り 積層ゴム (L R B φ 800)	鉛プラグ入り 積層ゴム (L R B φ 1000)
基数	28	52	9
支承ゴム径 [mm]	1000	800	1000
鉛プラグ径 [mm]	—	180	200
鉛プラグ体積 [ $\times 10^6$ mm <sup>3</sup> ]	—	7.1444	10.1548
ゴム層総厚 [mm]	203.0	160.0	203.0
限界せん断ひずみ [%]	400	400	400
剛性 <sup>*)</sup> [kN/m]	1489	1246	1526
切片荷重 <sup>**)</sup> [kN]	—	202.9	250.4

\*) 天然ゴム系積層ゴムについては水平剛性、鉛プラグ入り積層ゴムについては降伏後剛性

\*\*\*) 荷重変形関係をバイリニアとした場合の解析上の設定値

表 3.5 付加減衰 (オイルダンパー) の減衰係数  $c_v$

低減衰	$1.0 \times 10^7$ N/(m/s)
高減衰	$5.0 \times 10^7$ N/(m/s)

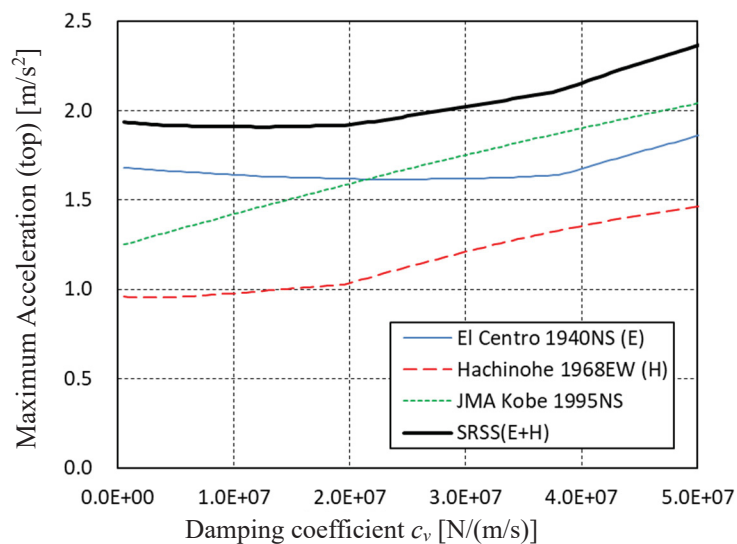


図 3.9 付加減衰の減衰係数  $c_v$  と L 2 地震動に対する頂部最大加速度

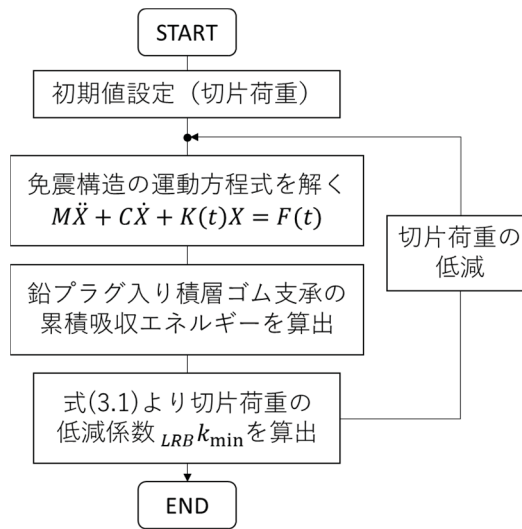


図 3.10 地震応答解析フロー

$$LRB k_{\min} = -0.06 + 1.25 \times \exp\left(-\frac{LRB W_p}{V_p} \times \frac{1}{360}\right) \quad (3.1)$$

ここで、 $LRB k_{\min}$ ：鉛プラグ入り積層ゴムの切片荷重の低減係数

$LRB W_p$ ：鉛プラグ入り積層ゴムの累積吸収エネルギー [N m]

$V_p$ ：鉛プラグの体積 [m<sup>3</sup>]

なお、天然ゴム系積層ゴム及びオイルダンパーについては、繰返し依存性の影響が小さいことが確認されており<sup>3.4)-3.6)</sup>、応答解析上は数値の変動はないものとして扱った。

### 3. 3 予備解析結果

#### 3. 3. 1 付加減衰なし及び一定値とした解析

制御の有無による応答の差異について比較を行うため、3.2.1項で示した解析用地震動に対し、まず予備解析として制御を適用しない条件で応答解析を行った。

##### (1) L2地震動における最大応答（原設計の値）

表3.6に、L2地震動に対する解析結果として、付加減衰なし、低減衰及び高減衰を設定した場合について、最上層の絶対加速度応答の最大値  $A_{max}$  及び免震層の応答変位の最大値  $D_{max}$  を示す。なお、L2地震動に対する解析においても鉛プラグ入り積層ゴムの繰返し依存性を考慮しているが、式(3.1)の累積吸収エネルギーに応じた切片荷重の低減係数  $LRBk_{min}$  の変化については、L2地震動に対する解析ではLRB  $\phi 800$  及び  $\phi 1000$  のいずれについても最大で3%以内と微小な範囲にとどまっていたことから、 $LRBk_{min}$  の表示は省略している。

解析結果の数値に関して、表3.6のL2地震動における付加減衰なしの場合の  $A_{max}$  の最大値 ( $1.68\text{m/s}^2$ ) 及び  $D_{max}$  の最大値 (0.24m) を、今回想定した免震構造の設計における基本値として本章では「原設計の値」と呼ぶこととする。なお、L2地震動がいわゆるサイト波や長周期地震動と異なり通常の免震建築物の設計において必ず検討に用いられ、これらを含めた最大値に対して設計することを考慮し、この「原設計の値」は個々のL2地震動ごとではなく、代表的な1つの数値として3波全体での最大値とした。

表 3.6 L 2 地震動における応答解析結果（付加減衰なし及び一定値の場合）

		L 2 地震動 <sup>*)</sup>		
		E150	Ha50	Kobe
上部構造頂部	付加減衰なし（原設計）	1.68	0.99	1.33
	最大加速度	1.64	0.98	<u>1.73</u>
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	低減衰	<u>1.86</u>	1.46	<u>3.13</u>
	高減衰	0.237	0.217	0.240
免震層	付加減衰なし（原設計）	0.200	0.211	0.226
	最大変位	0.150	0.142	0.185
Dmax [m]	低減衰			
	高減衰			

\*) E150 は El Centro 1940NS 0.50m/s、Ha50 は Hachinohe 1968EW 0.50m/s、Kobe は JMA Kobe 1995NS 原波の略号

数値凡例）枠囲み：付加減衰なしの場合における Amax 及び Dmax の最大値（本章中で「原設計の値」と呼称。）

太字下線：原設計の値よりも Amax 又は Dmax が大きくなった（応答が増大した）解析ケース

## （2）公開波における最大応答及び切片荷重の低減係数

繰返し依存性の影響を考慮した解析結果として、表 3.7 に公開波（長周期地震動）に対する解析結果を示す。解析にあたって鉛プラグ入り積層ゴムの挙動をバイリニアと設定しているが、限界ひずみ付近ではハードニング等の挙動を示しこの仮定を満たすことができない。そこで、LRB φ800 について鉛プラグ入り積層ゴムが通常的设计で使用されるせん断ひずみ 250%に相当する変形 (0.4m) を免震層の許容変位とし、それを超える場合の解析結果は参考値として扱うこととした。また、Amax または Dmax が原設計の値より数値が大きくなった結果についても、区別して示した。

さらに、公開波を用いた解析にあたっては鉛プラグ入り積層ゴムについて累積吸収エネルギーに応じた切片荷重の低減を行うものとしたことから、表 3.7 には最上層の絶対加速度応答の最大値 Amax、免震層の応答変位の最大値 Dmax に加えて、式 (3.1) で規定された切片荷重の低減係数  $LRBk_{min}$  (φ800 及び φ1000) の解析終了時の値についても欄を設けて示した。

$LRBk_{min}$  に関して、公開波 SZ1 を用いた場合における鉛プラグ入り積層ゴム (LRB φ800) の荷重変形履歴を図 3.11 に示す。積層ゴムの切片荷重の低下とそれに伴い応答変位 (積層ゴムの変形) が増大する挙動が適切に反映された解析結果となっている。

表 3.7 公開波における応答解析結果（付加減衰なし及び一定値の場合）

(a) 地域 SZ 及び地域 CH

		SZ1	SZ2	SZ3	CH1	CH2	CH3
上部構造頂部	付加減衰なし	<b>(2.02)</b>	(1.34)	1.47	<b>(3.01)</b>	(1.38)	1.17
最大加速度 Amax [m/s <sup>2</sup> ]	低減衰	(1.50)	1.30	1.47	<b>(1.69)</b>	(1.23)	1.10
	高減衰	1.34	1.39	1.65	1.47	1.48	1.23
免震層	付加減衰なし	<b>(0.897)</b>	<b>(0.453)</b>	0.225	<b>(1.491)</b>	<b>(0.633)</b>	0.174
最大変位 Dmax [m]	低減衰	<b>(0.627)</b>	<b>0.368</b>	0.189	<b>(0.795)</b>	<b>(0.437)</b>	0.141
	高減衰	<b>0.330</b>	0.205	0.114	<b>0.276</b>	<b>0.252</b>	0.106
解析終了時	付加減衰なし	(0.417)	(0.464)	0.905	(0.153)	(0.264)	0.777
$LRBk_{\min}$ ( $\phi$ 800)	低減衰	(0.546)	0.552	0.942	(0.280)	(0.392)	0.819
	高減衰	0.697	0.715	1.000	0.449	0.589	0.930
解析終了時	付加減衰なし	(0.436)	(0.475)	0.848	(0.178)	(0.282)	0.758
$LRBk_{\min}$ ( $\phi$ 1000)	低減衰	(0.563)	0.556	0.924	(0.298)	(0.408)	0.815
	高減衰	0.713	0.718	1.000	0.467	0.598	0.918

(b) 地域 OS

		OS1	OS2	OS3
上部構造頂部	付加減衰なし	<b>(2.35)</b>	<b>(2.64)</b>	1.08
最大加速度 Amax [m/s <sup>2</sup> ]	低減衰	(1.66)	(1.12)	1.11
	高減衰	1.17	1.28	1.22
免震層	付加減衰なし	<b>(1.106)</b>	<b>(1.303)</b>	<b>0.260</b>
最大変位 Dmax [m]	低減衰	<b>(0.714)</b>	<b>(0.415)</b>	0.167
	高減衰	<b>0.348</b>	0.189	0.105
解析終了時	付加減衰なし	(0.178)	(0.112)	0.627
$LRBk_{\min}$ ( $\phi$ 800)	低減衰	(0.258)	(0.433)	0.725
	高減衰	0.476	0.727	0.883
解析終了時	付加減衰なし	(0.191)	(0.120)	0.626
$LRBk_{\min}$ ( $\phi$ 1000)	低減衰	(0.277)	(0.454)	0.728
	高減衰	0.492	0.734	0.875

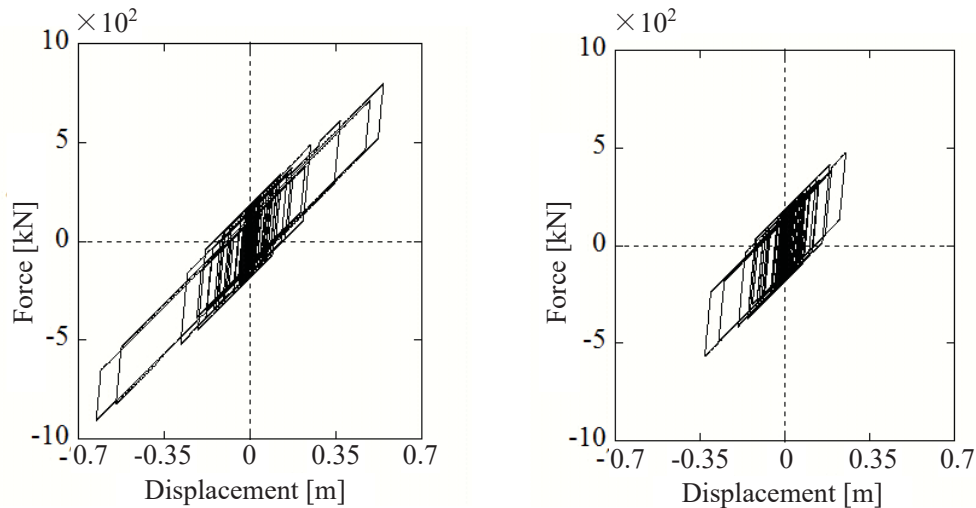
数値凡例 ((a), (b) 共通)

カ ッ コ : 免震層の最大変位が許容変位 0.4m (鉛プラグ入り積層ゴム (LRB  $\phi$  800) のせん断ひずみ 250%に相当) を超え、結果が参考値となるもの

太字下線 : 原設計の値より Amax 又は Dmax が大きくなった (応答が増大した) 解析ケース

灰色セル : 原設計の値よりも Dmax が大きくなった解析ケース (Dmax 欄の太字下線のセル) に対応する切片荷重の低減係数  $LRBk_{\min}$  (解析終了時)





(a) 低減衰の場合

(b) 高減衰の場合

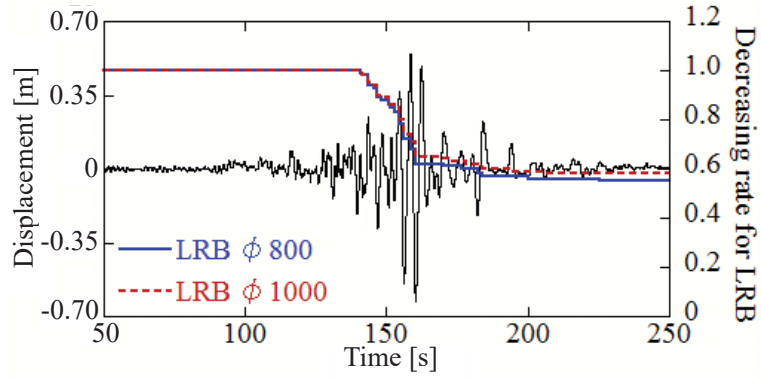
図 3.11 鉛プラグ入り積層ゴム (LRB φ800) の荷重変形履歴  
(公開波 SZ1 を用いた場合)

### (3) 公開波における時刻歴応答 (応答変位及び切片荷重の低減係数)

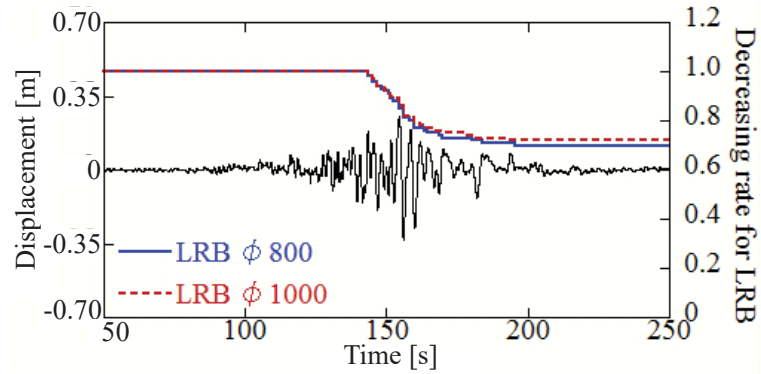
表 3.7 に示した応答解析結果によれば、付加減衰なしの場合に免震層の応答変位が許容変位 0.4m を超える公開波に対しても、減衰を付加することで応答変位を低減することができる。ただし、擬似速度応答スペクトルが告示レベルを超える公開波 5 波 (SZ1、CH1、CH2、OS1 及び OS2) にあつては、低減衰を付加しても応答変位の低減の効果が小さく、応答変位を許容変位 0.4m 以内に抑えるためには高減衰を付加する必要がある。

図 3.12～図 3.14 に、上記の 5 波のうち擬似速度応答スペクトルが最大となる 3 区域の公開波 (SZ1、CH1 及び OS1) に対する免震層の応答変位及び切片荷重の低減係数  $LRBk_{min}$  の時刻歴応答を、付加減衰ごとに区別して示す。

いずれの公開波においても、各図 (a) の低減衰の場合には応答変位の振幅の増大に伴って  $LRBk_{min}$  が急減する挙動が見られるが、各図 (b) の高減衰の場合にはそのような傾向は見られない。

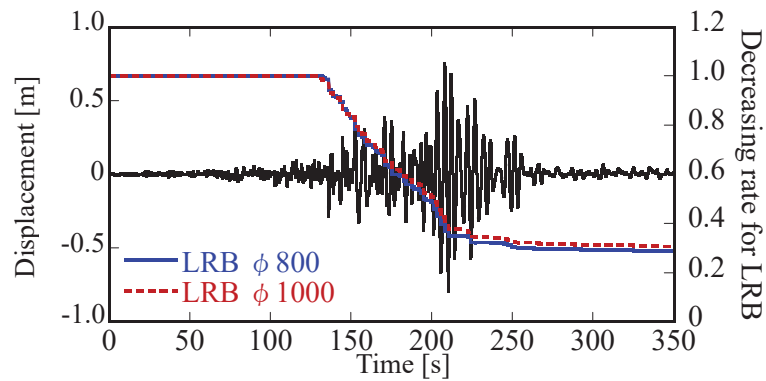


(a) 低減衰の場合

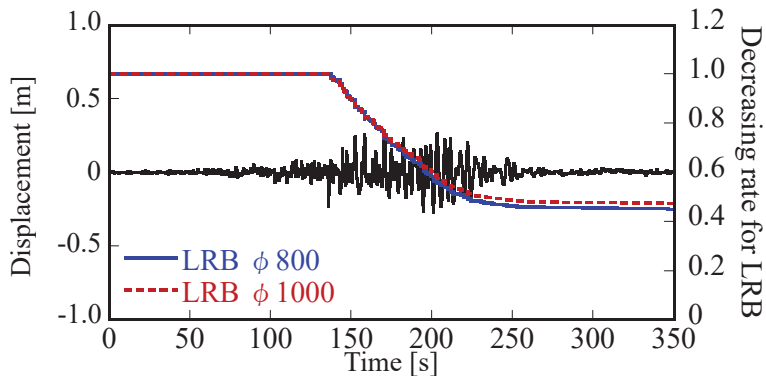


(b) 高減衰の場合

図 3.12 免震層の変位応答及び低減係数  $LRB k_{min}$  (公開波 SZ1 を用いた場合)

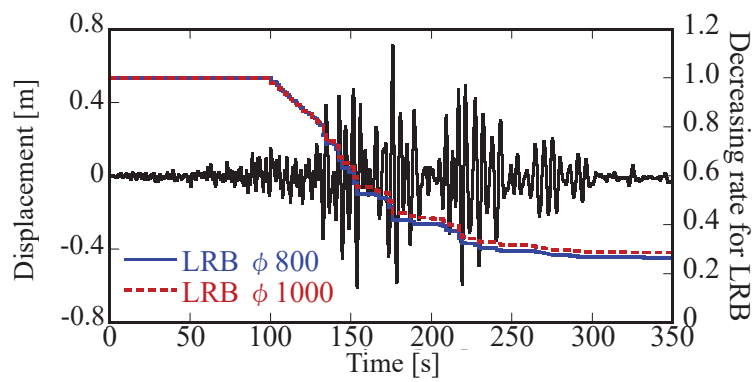


(a) 低減衰の場合

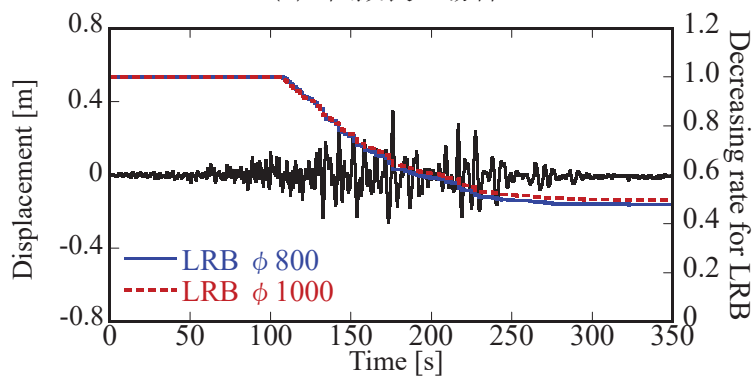


(b) 高減衰の場合

図 3.13 免震層の変位応答及び低減係数  $LRB k_{min}$  (公開波 CH1 を用いた場合)



(a) 低減衰の場合



(b) 高減衰の場合

図 3.14 免震層の変位応答及び低減係数  $LRB k_{min}$  (公開波 0S1 を用いた場合)

#### (4) 公開波における免震層の累積吸収エネルギー（公開波 SZ1 を用いた場合）

式(3.1)に示したように、鉛プラグ入り積層ゴムの繰返し依存性(切片荷重の低下率)はそれぞれの部材の累積吸収エネルギーと関連付けられている。各部材の累積吸収エネルギーに関しては、地震時に免震層全体で吸収するエネルギーが各部材の特性に応じて分配されることになるため、図 3.15 として、公開波 SZ1 を用いた場合について、免震層の累積吸収エネルギーを鉛プラグ入り積層ゴム (LRB) とオイルダンパー (Damping) とに区分したものを、それぞれ示す。なお図中には解析終了時の数値を併記した。

累積吸収エネルギーに関しては、式(3.2)に示すエネルギーのつり合い式から時刻  $t$  における弾性振動エネルギー  $W_e$ 、累積塑性ひずみエネルギー  $W_p$  及び減衰によるエネルギー吸収量  $W_h$  を求め、 $W_e + W_p$  のうち鉛プラグ入り積層ゴムのみの数値を LRB、 $W_h$  を Damping としてそれぞれ表示している。

$$W_e + W_p + W_h = E \quad (3.2)$$

ここで、 $E$  : エネルギー入力で次の式によって計算した数値

$$E = \int_0^t -M\ddot{z} \cdot \dot{x} dt$$

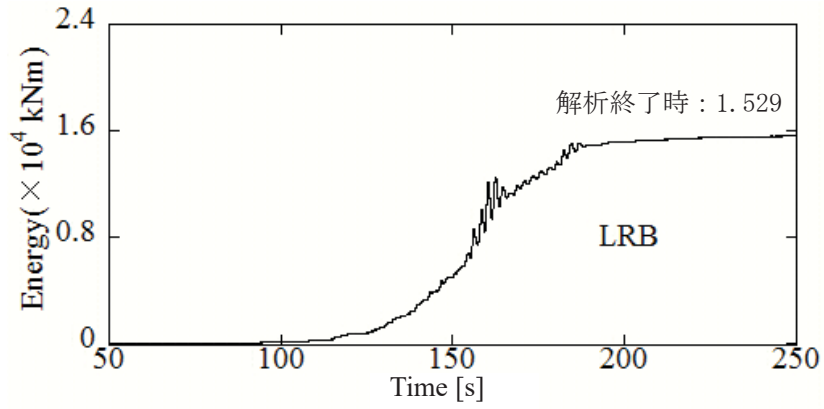
$W_e + W_p$  : 弾性振動エネルギーと累積塑性ひずみエネルギーの和で、免震層の復元力  $F(x)$  を用いて次の式によって計算した数値

$$W_e + W_p = M \int_0^t \ddot{x}\dot{x} dt + \int_0^t F(x)\dot{x} dt$$

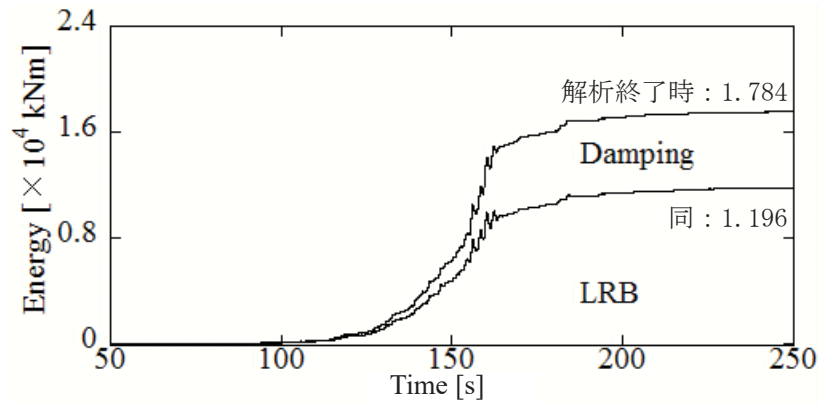
$W_h$  : 減衰により吸収されるエネルギーで次の式によって計算した数値

$$W_h = C \int_0^t \dot{x}^2 dt$$

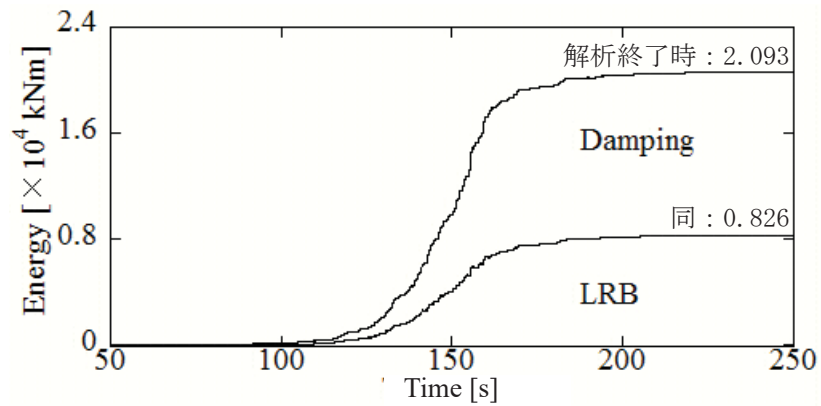
付加減衰を設けることで免震層の累積吸収エネルギーの全体 (LRB+Damping) は低減衰の場合 1.17 倍、高減衰の場合 1.37 倍に増大する一方で、鉛プラグ入り積層ゴムの数値 (LRB) はそれぞれ 0.78 倍及び 0.54 倍と低下した。また、付加減衰なし及び低減衰の場合には最大応答を示す 150 秒付近で免震層の吸収エネルギーが大きく変動し、 $LRB k_{min}$  も低下の度合いが大きくなるが、高減衰の場合には変位応答が抑制された結果、そのような傾向は見られなかった。



(a) 付加減衰なし



(b) 低減衰の場合



(c) 高減衰の場合

図 3.15 免震層の累積吸収エネルギー（公開波 SZ1 を用いた場合）

## (5) 予備解析のまとめ

L2地震動及び公開波を用いた予備解析の結果、表3.6、表3.7及び図3.11～図3.15より、次の6点がわかった。

- (i) L2地震動に対して設計された免震構造(付加減衰なし)に公開波を適用した場合、繰返し依存性の影響によって多くの場合に免震層の最大変位  $D_{max}$ 、上部構造の頂部最大加速度  $A_{max}$  は共に増加する結果が得られた。
- (ii) 免震層に一定の減衰(低減衰)を付加することで、公開波に対しても、 $A_{max}$  をほぼ原設計の値以内に収めることが可能であった。
- (iii)  $D_{max}$  については、公開波のうち  $pSv$  の大きな波形(SZ1、SZ2、CH1、CH2、OS1及びOS2)で、低減衰を付加しても原設計の値より増大し、元となった設計例<sup>3.14)</sup>におけるクリアランス0.6mを超える結果も見られた。より大きな減衰(高減衰)を付加することで  $D_{max}$  は最大で0.348m(OS1)となり、原設計の値よりは大きい、免震層の許容変位0.4m(LRB  $\phi$  800のせん断ひずみ250%に相当)以内の数値に抑えることができた。
- (iv) 公開波に対して  $D_{max}$  を許容変位0.4m以内に収めることができる減衰(高減衰)とした場合、L2地震動に対する  $A_{max}$  は原設計の値よりも大きく、JMA Kobe 1995NSに対して  $3.13\text{m/s}^2$  となった。
- (v) 解析終了時の  $LRBk_{min}$  について、LRB  $\phi$  800及び  $\phi$  1000のいずれにおいても、 $LRBk_{min}$  が0.715未満となる場合には  $D_{max}$  が原設計の値より大きくなった。
- (vi) SZ1、CH1、OS1を用いた解析では、低減衰については免震層の大振幅の繰返し変位で  $LRBk_{min}$  が急減するが、高減衰ではそのような挙動は見られなかった。SZ1を用いた免震層の累積吸収エネルギーに関する解析では、低減衰では鉛プラグ入り積層ゴムの切片荷重が低下する一方、応答変位の増大で累積吸収エネルギーは大きくなり、高減衰の場合の約1.4倍となった。

上記の通り、低減衰で問題となる過大な応答変位( $D_{max}$ )を抑えるために高減衰とした場合には応答加速度( $A_{max}$ )の増大が見られるなど、低減衰と高減衰、 $A_{max}$ と $D_{max}$ はトレードオフの関係となる。この傾向はJMA Kobe 1995NSに対して顕著であり、さらに類似の特性を持つ直下型地震動を想定した場合にも同様の傾向が想定される。そこで、地震応答の過程で付加減衰を低減衰から高減衰に変化させる(切替える)制御を加えて両者を同時に抑制することを検討した。



### 3. 3. 2 制御則の検討

#### (1) 応答最大値の発生時刻に関する検討

表 3.6 及び表 3.7 で示したように、付加する減衰が一定値であれば、加速度と変位の両方の応答を同時に抑えるのは難しい場合がある。加速度を抑えるためには減衰は小さい方が、また変位を抑えるためには減衰は大きい方が適していると考えられるため、加速度及び変位の最大値の発生時刻に差があれば、それぞれに対して異なる減衰を与えることで同時に両者を低減できる可能性がある。そこで、公開波を用いた解析のうち低減衰のケースで  $D_{max}$  が許容変位である 0.4m を超える応答となった 5 波 (SZ1、CH1、CH2、OS1 及び OS2) について、付加減衰ごとに  $A_{max}$  及び  $D_{max}$  が得られた時刻を比較して表 3.8 に示す。このとき各公開波の時刻歴波形の形状についてはまちまちであり単純に時刻で比較することは困難なので、主要動のおおよその範囲を示すものとして応答解析中で免震層の累積吸収エネルギーが解析終了時の 5% 及び 95% に達した時刻をそれぞれ  $Te_{05}$ 、 $Te_{95}$  とし、 $A_{max}$  と  $D_{max}$  の発生時刻をこの区間で規準化した数値とした。

表 3.8 によれば、 $A_{max}$  と  $D_{max}$  がほぼ同時に生じている付加減衰なしの原設計に対し、減衰を付加することで  $A_{max}$  の発生時刻は早まり、また  $D_{max}$  の発生時刻も早まるものの  $A_{max}$  よりも遅れる傾向が見られた。これは低減衰よりも高減衰の場合により顕著であった。加速度と比較して変位は応答の成長に時間がかかるためと考えられる。なお CH1 及び OS1 で低減衰の場合のみこれに当てはまらず、減衰を加えても  $A_{max}$  と  $D_{max}$  の発生時刻に変化は見られなかった。

鉛プラグ入り積層ゴムの切片荷重の低減を示す式 (3.1) は累積吸収エネルギーを変数としており、この累積吸収エネルギーは単一の地震動に関しては逡増するため、切片荷重は逆に逡減することとなる。したがって地震入力の後半ほど変位応答の増大が想定されることから、応答の初期には低減衰とし、累積吸収エネルギーの増加に伴って鉛プラグ入り積層ゴムの切片荷重が低下、すなわち免震層の減衰性能も低下する地震動の後半において高減衰を設定するような制御方針とした。前述の通り降伏荷重は逡減するため、原則として切替えは一度しか行われないこととなる。

#### (2) 制御にあたって着目すべきパラメータに関する検討

免震構造の信頼性を確保する上で、免震層の応答変位は最も重要な設計変数の一つとなる。そこで免震層の最大変位  $D_{max}$  が原設計の値より大きくなったケースにおいて解析終了時の  $LRBk_{min}$  を確認したところ、表 3.7 (灰色セル) の通り公開波に対してはすべて 0.715 未満となった。したがって、まず  $D_{max}$  を原設計の値以内に抑えるために  $LRBk_{min}$

がこの値 (0.715) に達しないようにする必要があるものと考えられる。そこで、 $LRBk_{min}$  について初期値 1.0 と 0.715 との間の数値である 0.9 又は 0.8 の 2 通りを閾値として低減衰から高減衰への切替えを設定することで  $LRBk_{min}$  の過大な低減を防止し、結果として  $D_{max}$  についても抑制を図るものとした。式 (3.1) に示す通り  $LRBk_{min}$  が鉛プラグ入り積層ゴムの累積吸収エネルギーの関数であり、これは作用する地震動による入力エネルギーとおおむね対応する。したがって、今回検討に用いた公開波以外についても、同等の入力エネルギーを有する地震動に対しては同程度の  $LRBk_{min}$  の低減と、その抑制のための切替えが発生するものと考えられる。

なお、このような制御を加える場合、式 (3.1) に示す通り  $LRBk_{min}$  の計算のために各支承材の累積吸収エネルギーの測定が必要となる。これを直接行うことは容易ではないが、既往の検討<sup>3,4),3,6)</sup> で示された通り、切片荷重の低下は鉛プラグの温度上昇によって生じ、鉛プラグ部分の温度-降伏応力関係も既に得られたものがある。そのため、こうした検討に基づき式 (3.1) を温度の関係式として定式化することで、より実用的と考えられる温度計測の結果に基づく制御とすることができる。さらに、支承内に封入された鉛プラグの温度を直接計測する代わりに、外部から計測可能な位置における温度との関係を別途評価しておくことも有効と考えられる。

### (3) 提案制御則 (二段階切替え制御)

上記 (1) 及び (2) に基づき、今回適用する二段階切替え制御の制御則は次の通りとする。

#### 〔提案制御則〕

時刻  $T$  [s] における減衰係数  $C$  を次の式 (3.3) に従い定める。

$$C = \begin{cases} 1.0 \times 10^7 & (T < T_c) \\ 5.0 \times 10^7 & (T \geq T_c) \end{cases} \quad (3.3)$$

ここで、 $C$  : 減衰係数 [N/(m/s)]

$T_c$  : 式 (3.1) によって計算した  $LRBk_{min}$  が、最初に閾値 (0.9 又は 0.8) に達した時刻 [s]

表 3.8 応答最大値の発生時刻の相対比較

		SZ1	CH1	CH2	OS1	OS2
付加減衰 なし	Te05 [s]	124.390	112.445	115.530	85.645	95.310
	Te95 [s]	195.525	223.665	262.795	229.000	249.575
	Amax	0.51	1.02	0.78	0.48	0.81
	Dmax	0.51	1.02	0.79	0.48	0.81
低減衰	Te05 [s]	124.465	116.270	114.790	88.210	85.460
	Te95 [s]	193.265	248.920	255.985	269.465	225.095
	Amax	0.46	0.71	0.05	0.48	-0.07
	Dmax	0.52	0.71	0.70	0.48	0.69
高減衰	Te05 [s]	122.705	114.965	112.205	83.865	76.000
	Te95 [s]	181.770	231.510	240.690	241.900	210.770
	Amax	0.25	0.04	0.08	-0.05	0.00
	Dmax	0.56	0.74	0.63	0.58	0.64

注) Amax 及び Dmax の発生時刻については、それぞれ Te05 を 0、Te95 を 1 とした場合の相対的な数値として示した。数値は丸めており、表中では同じ数値でも実際の時刻は異なる場合がある。

### 3. 4 二段階切替え制御の適用結果

#### 3. 4. 1 最大応答及び低減係数について

表 3.8 と同じ公開波 5 波 (SZ1、CH1、CH2、OS1 及び OS2) に対して、鉛プラグ入り積層ゴムの繰返し依存性に加えて前項 3.3.2 (3) の二段階切替え制御を適用した解析結果を表 3.9 に示す。

表 3.9 より、次の 3 点が分かった。

- (i)  $A_{max}$  については、いずれの数値も原設計の値 ( $1.68\text{m/s}^2$ ) を下回る値となった。
- (ii)  $D_{max}$  については、OS2 の高減衰及び切替え閾値 0.9 の場合を除き原設計の値 ( $0.240\text{m}$ ) を超えるが、最大で  $0.368\text{m}$  (SZ1 における切替え閾値 0.8) と、すべてのケースで許容変位  $0.4\text{m}$  以内となった。
- (iii)  $LRBk_{min}$  については、切替えの閾値 0.9 と 0.8 との間で明確な差の傾向はみられなかった。また 3.3.1 (2) 項の表 3.7 では解析終了時の  $LRBk_{min}$  が 0.715 未満の場合に  $D_{max}$  が原設計の値を超える結果となったが、制御を適用した結果  $LRBk_{min}$  が 0.685 の場合 (OS2 における切替え閾値 0.9) でも  $D_{max}$  は原設計の値を超えなかった。

二段階切替え制御では初期状態の減衰を低減衰としており、L2 地震動に対しては 3.3.1 (1) 項で示した通り  $LRBk_{min}$  の変化は最大 3% 以内で切替えの閾値には達しないため、表 3.6 の低減衰の値を参照できる。すなわち、減衰係数を一定値とした場合と比較して、二段階切替え制御を適用することで、公開波 (長周期地震動) に対する応答変位を許容変位  $0.4\text{m}$  以内に抑制すると同時に、L2 地震動に対する応答加速度を原設計の数値と同等程度にとどめておくことができた。

表 3.9 応答解析結果（二段階切替え制御の有無による比較）

	付加減衰	SZ1	CH1	CH2	OS1	OS2
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	なし	<u>(2.02)</u>	<u>(3.01)</u>	(1.38)	<u>(2.35)</u>	<u>(2.64)</u>
	低減衰	(1.50)	<u>(1.69)</u>	(1.23)	(1.66)	(1.12)
	切替え (0.8)	1.34	1.29	1.26	1.23	1.12
	切替え (0.9)	1.31	1.29	1.23	1.23	1.12
	高減衰	1.34	1.47	1.48	1.17	1.28
Dmax [m]	なし	<u>(0.897)</u>	<u>(1.491)</u>	<u>(0.633)</u>	<u>(1.106)</u>	<u>(1.303)</u>
	低減衰	<u>(0.627)</u>	<u>(0.795)</u>	<u>(0.437)</u>	<u>(0.714)</u>	<u>(0.415)</u>
	切替え (0.8)	<u>0.368</u>	<u>0.341</u>	<u>0.251</u>	<u>0.349</u>	<u>0.243</u>
	切替え (0.9)	<u>0.322</u>	<u>0.282</u>	<u>0.253</u>	<u>0.353</u>	0.196
	高減衰	<u>0.330</u>	<u>0.276</u>	<u>0.252</u>	<u>0.348</u>	0.189
$LRBk_{\min}$ ( $\phi 800$ )	なし	(0.417)	(0.153)	(0.264)	(0.178)	(0.112)
	低減衰	(0.546)	(0.280)	(0.392)	(0.258)	(0.433)
	切替え (0.8)	0.660	0.420	0.547	0.441	0.644
	切替え (0.9)	0.674	0.428	0.565	0.453	0.685
	高減衰	0.697	0.449	0.589	0.476	0.727

注 1) 付加減衰なし、低減衰及び高減衰の欄の数値は表 3.7 の再掲である。

注 2)  $LRBk_{\min}$  ( $\phi 1000$ ) は  $\phi 800$  と同様の傾向のため省略した。

数値凡例) (表 3.7 と同じ)

カ ッ コ : 免震層の最大変位が許容変位 0.4m (鉛プラグ入り積層ゴム ( $\phi 800$ ) のせん断ひずみ 250%に相当) を超え、結果が参考値となるもの

太字下線 : 原設計の値より Amax 又は Dmax が大きくなった (応答が増大した) 解析ケース

灰色セル : 原設計の値よりも Dmax が大きくなった解析ケース (Dmax 欄の太字下線のセル) に対応する解析終了時の低減係数  $LRBk_{\min}$  の数値 (解析終了時)

### 3. 4. 2 最大応答及び切替え発生時刻について

表 3.10 に、二段階切替え制御を加えた場合における  $A_{max}$ 、 $D_{max}$  及び切替えの発生時刻を表 3.8 と同様に  $Te_{05}$  と  $Te_{95}$  で規準化したものを示す。

表 3.10 より、次の 3 点がわかった。

- (i) 一定値の減衰を加えた場合（表 3.8）と同様に、二段階切替え制御についても、10 ケース中 9 ケースで付加減衰なし原設計と比較して  $A_{max}$  の発生時刻が先行し、 $D_{max}$  が後になるような時間差が生じた。
- (ii) 減衰係数切替えの発生時刻は、10 ケース中 7 ケースで  $A_{max}$  と  $D_{max}$  との間となった。
- (iii) 上記と異なる傾向として、切替え閾値 0.9 の場合では CH1 で  $D_{max}$  より切替えが後に発生した。閾値 0.8 とした場合は、SZ1 については切替え、 $D_{max}$ 、 $A_{max}$  がこの順でほぼ同時刻で発生し、CH1 及び OS2 では切替えと  $D_{max}$  がほぼ同時刻で発生した。



表 3.10 応答最大値等の発生時刻（二段階切替え制御を加えた場合）

		SZ1	CH1	CH2	OS1	OS2
付加減衰 なし	Te05 [s]	124.390	112.445	115.530	85.645	95.310
	Te95 [s]	195.525	223.665	262.795	229.000	249.575
	Amax	0.51	1.02	0.78	0.48	0.81
	Dmax	0.51	1.02	0.79	0.48	0.81
切替え (0.8)	Te05 [s]	122.910	115.665	114.560	85.660	79.560
	Te95 [s]	183.405	233.220	250.075	246.355	217.170
	Amax	0.54	0.03	0.06	0.02	-0.02
	Dmax	0.53	0.31	0.58	0.56	0.43
	切替え	0.52	0.31	0.38	0.29	0.42
切替え (0.9)	Te05 [s]	123.380	115.830	114.595	85.690	78.220
	Te95 [s]	183.200	232.910	249.260	243.155	217.140
	Amax	0.24	0.03	0.06	0.02	-0.01
	Dmax	0.54	0.17	0.58	0.57	0.60
	切替え	0.39	0.23	0.30	0.19	0.33

注 1) Amax、Dmax 及び切替えの発生時刻については、それぞれ Te05 を 0、Te95 を 1 とした場合の相対的な数値として示した。

注 2) 数値は丸めており、同じ数値でも実際の時刻は異なる場合がある。

注 3) 「付加減衰なし」の欄の数値は表 3.8 の再掲である。

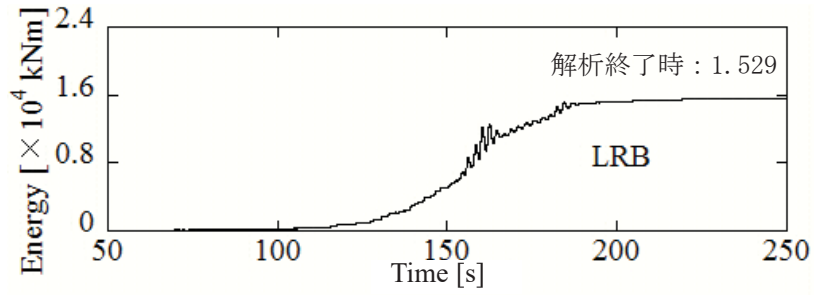
### 3. 4. 3 鉛プラグ入り積層ゴムの累積吸収エネルギー（公開波 SZ1 の場合）

図 3.16 に、SZ1 を用いた解析について、付加減衰なし、切替え閾値を 0.8 及び 0.9 とした場合の免震層における累積吸収エネルギーを、鉛プラグ入り積層ゴム (LRB) とオイルダンパー (Damping) とに区分して示す。図 3.12 及び図 3.15 で示した通り、付加減衰なし（原設計）や低減衰の場合の SZ1 による免震層の応答は、150 秒付近の  $LRB k_{min}$  の低下に伴って振幅が増大して過大となる。そこで、高減衰とすることでオイルダンパーの寄与を増大させ、結果として鉛プラグ入り積層ゴムの累積吸収エネルギーを原設計の 54% に低減し、 $LRB k_{min}$  の低下を抑えることができた。その一方で、高減衰の場合は応答の初期からオイルダンパーの減衰力が大きく、表 3.6 に示す通り L2 地震動に対する  $A_{max}$  の数値は原設計の約 2 倍に増大する結果となった。

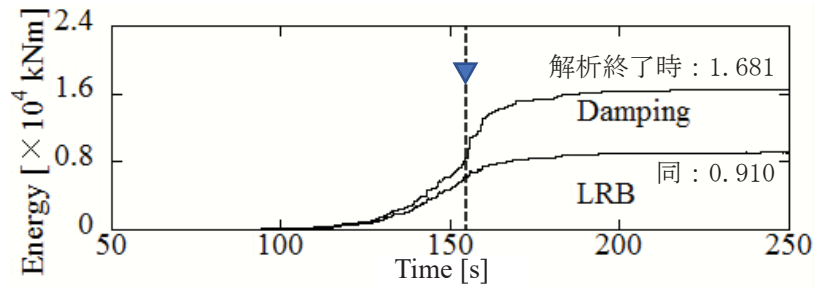
図 3.16 より、次の 2 点がわかった。

- (i) 減衰係数の切替えによって、オイルダンパーの累積吸収エネルギー Damping は、高減衰（図 3.15(c)）と比較して 60.9%（閾値 0.9）及び 70.1%（閾値 0.8）に抑えられた。鉛プラグ入り積層ゴムの累積吸収エネルギー LRB は 106.3%（閾値 0.9）及び 110.1%（閾値 0.8）に増大した。
- (ii) 鉛プラグ入り積層ゴムの累積吸収エネルギー LRB は、切替えタイミングが遅くなる閾値 0.8 の場合は、閾値 0.9 と比較して 3.6% 大きくなった。

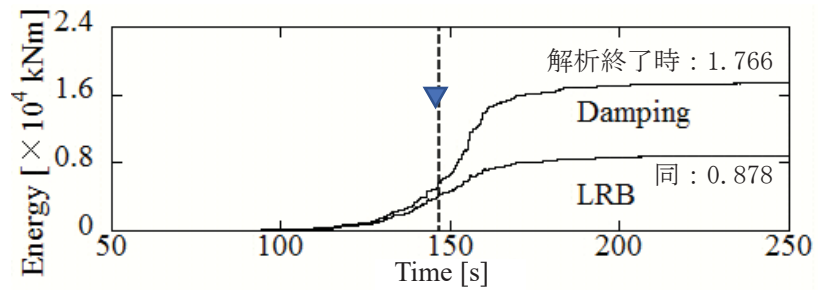
二段階切替え制御では、 $LRB k_{min}$  が過度に低下することを防止できる適切なタイミングで高減衰へと切替えを行うことで応答加速度の増大につながるオイルダンパーへの吸収エネルギーの集中を低減し、かつ、鉛プラグ入り積層ゴムとの吸収エネルギーの分担を適切な比率とすることで、応答変位を抑制することができたと考えられる。



(a) 付加減衰なし



(b) 切替え閾値 0.8 (▼は切替え発生時刻)



(c) 切替え閾値 0.9 (▼は切替え発生時刻)

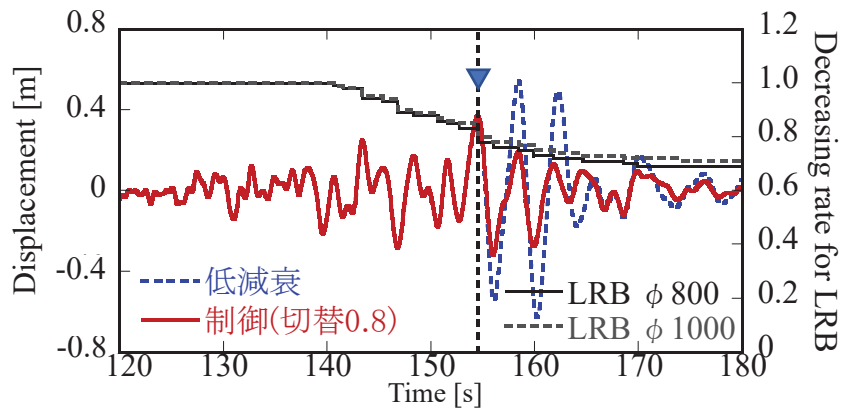
図 3.16 制御時における免震層の累積吸収エネルギー (公開波 SZ1 を用いた場合)

#### 3. 4. 4 切替え閾値の違いの影響

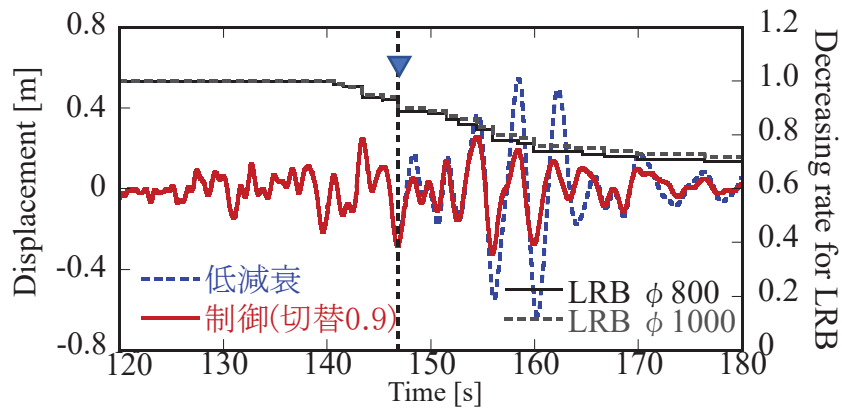
SZ1 や CH1 においては、切替えの閾値の違いで応答最大値の発生時刻に差が見られた(表 3.10)。そこで図 3.17 から図 3.21 に、各区域の公開波に対する解析結果について、切替えの閾値ごとにそれぞれ切替え発生時刻を中心に二段階切替え制御と低減衰の場合の免震層変位を比較し、低減係数  $LRB k_{min}$  を重ね書きしたものを示す。なお制御結果との比較対象を低減衰の場合としたのは、二段階切替え制御においては減衰の初期値を低減衰の場合の数値としたことから、低減衰の解析結果は非制御時に相当すると見なせるためである。

図 3.17 から図 3.21 より、次の 2 点が分かった。

- (i) SZ1 及び CH1 について、切替えの閾値を 0.9 とした場合、切替え発生時刻は最大応答変位の約 10 秒前となり、応答の卓越を事前に抑制する効果があった。また、切替えの閾値を 0.8 とした場合、切替え発生時刻は変位応答が卓越する 1 波目付近での切替えとなり、応答を直接的に抑制する効果が高かった。
- (ii) CH2、OS1 及び OS2 に関しては、そのような傾向はみられなかった。

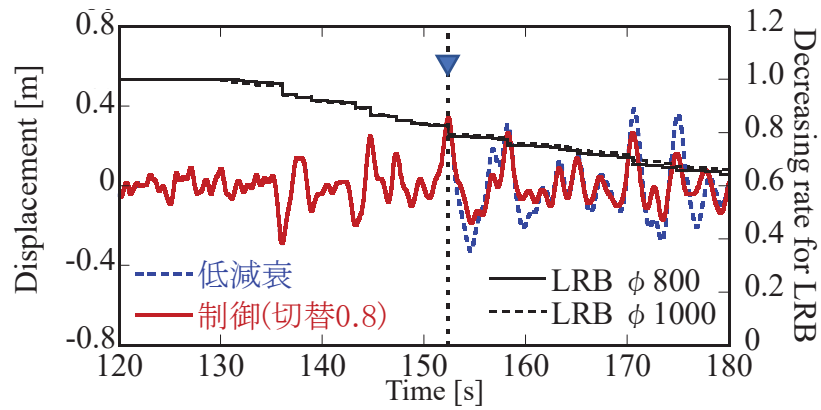


(a) 切替え閾値 0.8 (▼は切替え発生時刻)

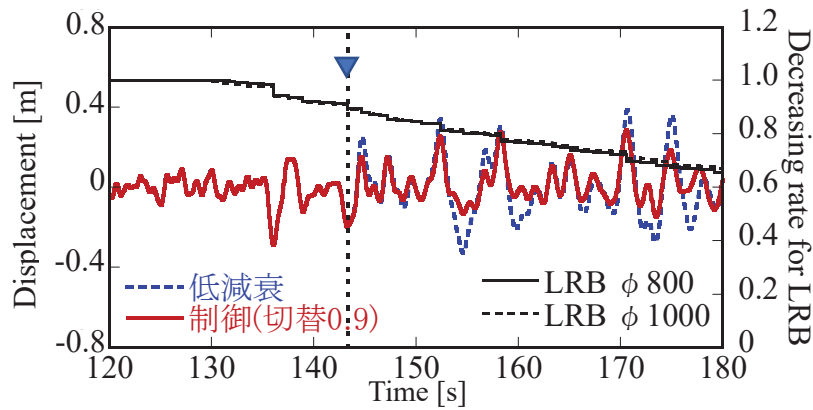


(b) 切替え閾値 0.9 (▼は切替え発生時刻)

図 3.17 切替え閾値の違いによる応答抑制の状況と低減係数  $LRB k_{min}$   
(公開波 SZ1 を用いた場合)



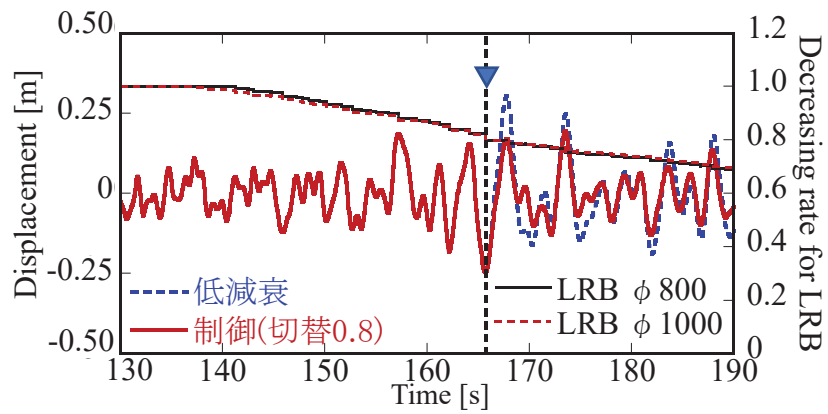
(a) 切替え閾値 0.8 (▼は切替え発生時刻)



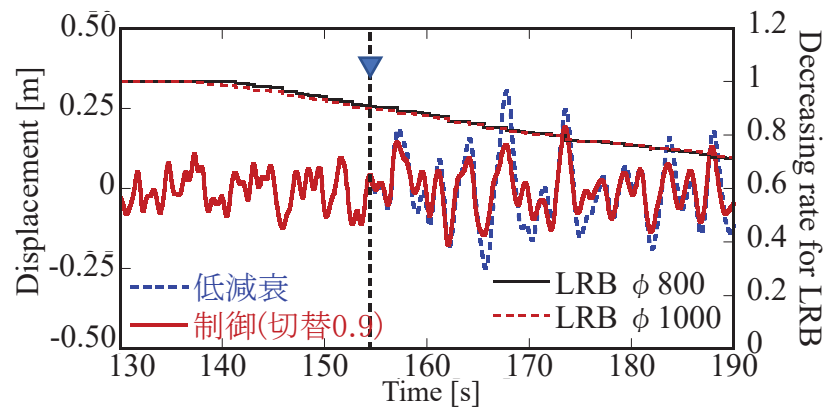
(b) 切替え閾値 0.9 (▼は切替え発生時刻)

図 3.18 切替え閾値の違いによる応答抑制の状況と低減係数  $LRB k_{min}$   
(公開波 CH1 を用いた場合)



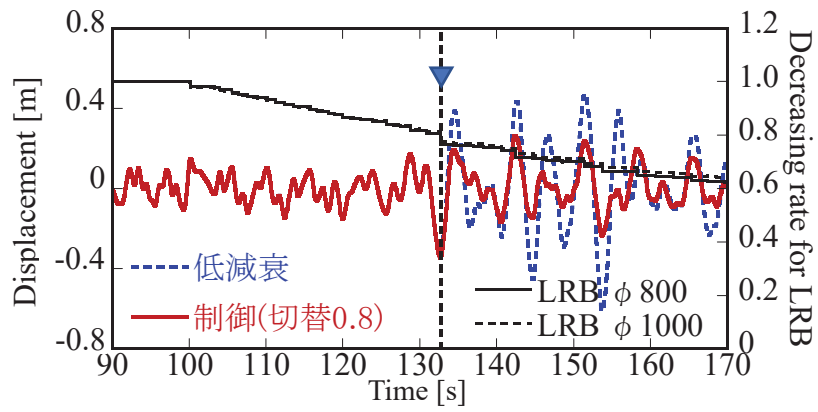


(a) 切替え閾値 0.8 (▼は切替え発生時刻)

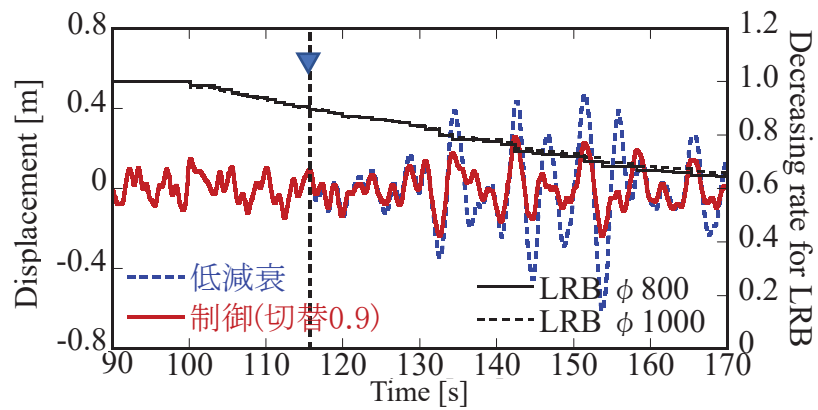


(b) 切替え閾値 0.9 (▼は切替え発生時刻)

図 3.19 切替え閾値の違いによる応答抑制の状況と低減係数  $LRB k_{min}$   
(公開波 CH2 を用いた場合)

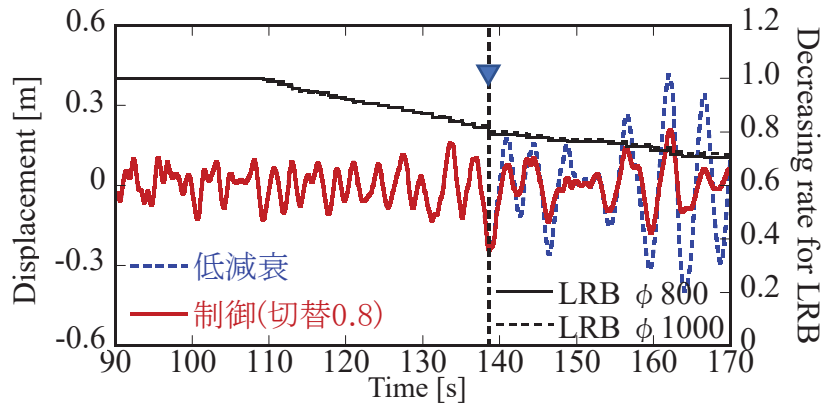


(a) 切替え閾値 0.8 (▼は切替え発生時刻)

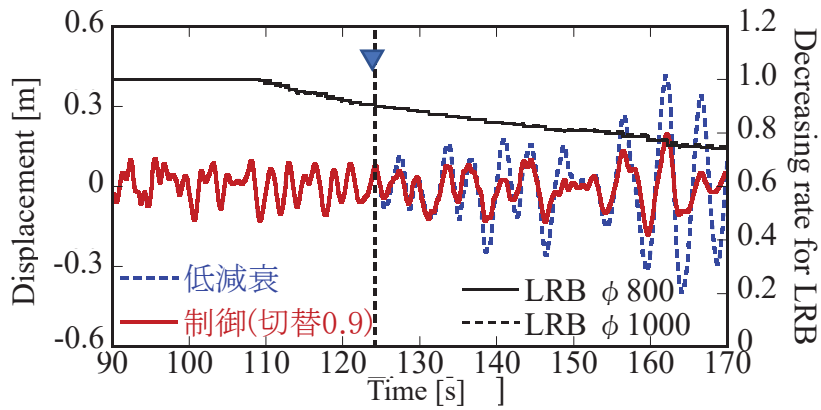


(b) 切替え閾値 0.9 (▼は切替え発生時刻)

図 3.20 切替え閾値の違いによる応答抑制の状況と低減係数  $LRB k_{min}$   
(公開波 OS1 を用いた場合)



(a) 切替え閾値 0.8 (▼は切替え発生時刻)



(b) 切替え閾値 0.9 (▼は切替え発生時刻)

図 3.21 切替え閾値の違いによる応答抑制の状況と低減係数  $LRB k_{min}$   
(公開波 0S2 を用いた場合)

### 3. 5 地震動のばらつきの影響に関する検討

#### 3. 5. 1 ばらつき検討用波形の概要

解析に用いた公開波は、各区域の簡略化スペクトルをターゲットスペクトルとし異なる乱数を与えて作成した 100 波について、そのエネルギースペクトル  $V_e$  (減衰 10%) が 100 波の平均と最も差の小さい波 (平均的な波) を位置付けたものとされている<sup>3.2)</sup>。

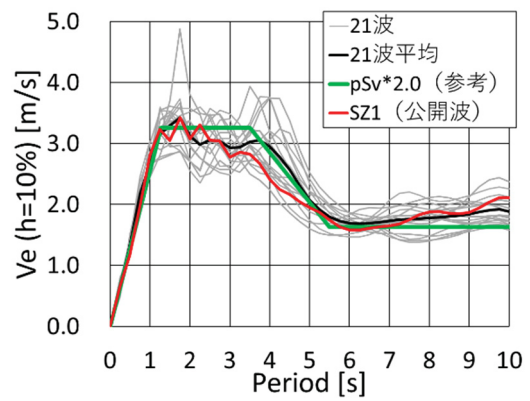
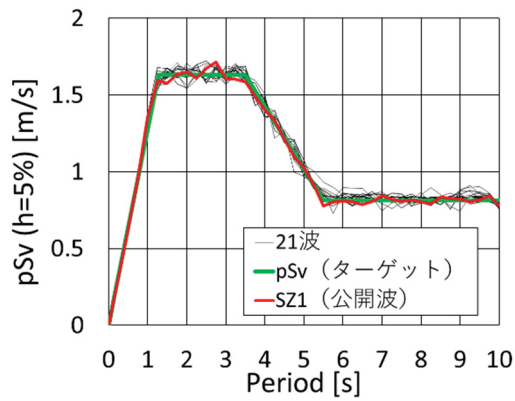
そこで、地震動のばらつきの影響を把握するため、ターゲットスペクトル  $pSv$  の大きな区域 (SZ1、CH1 及び OS1) を対象に、長周期地震動波形の作成手法<sup>3.2)</sup>に準拠して、公開波と同様に次の項目に適合するよう位相を変えて作成した<sup>3.16)</sup> ばらつき検討用波形 (各 21 波) を用いた検討を行った。

- ・位相特性を算定する地点とサイト係数は、公開波と同じとする。
- ・対象とする震源は、SZ1 は安政東海地震モデル、CH1 及び OS1 は宝永地震モデルとする。
- ・ターゲットスペクトル  $pSv$  は図 3.2 に示された各区域の値とする。

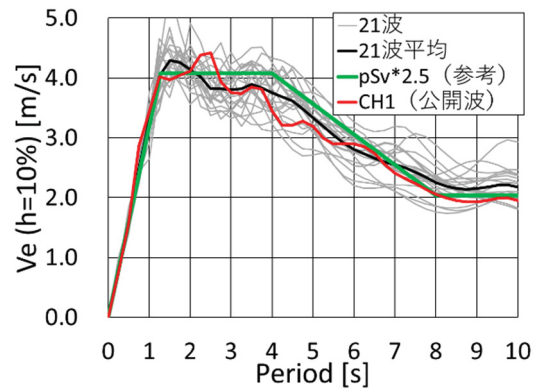
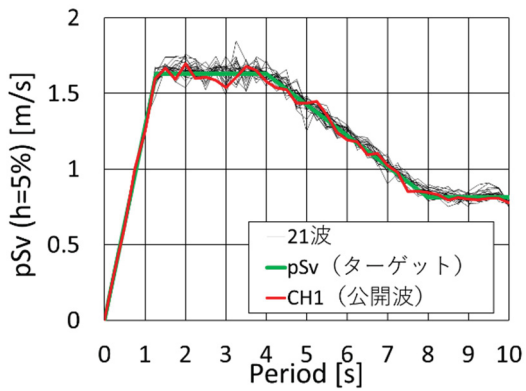
図 3.22～図 3.24 に、SZ1、CH1 及び OS1 の各区域について、ばらつき検討用波形の擬似速度応答スペクトル  $pSv$  ( $h=5\%$ ) とエネルギースペクトル  $V_e$  ( $h=10\%$ ) を示す。図には公開波の数値も示すとともに、 $V_e$  については図 3.6 を参考に、各地域のターゲットスペクトルを 2 倍 (SZ1) または 2.5 倍 (CH1 及び OS1) したものを併記した。

図 3.22～図 3.24 から、次の 3 点がわかった。

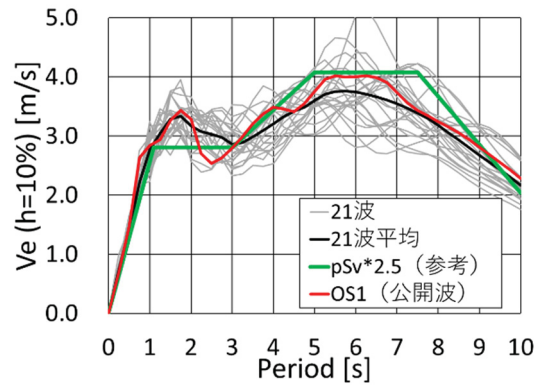
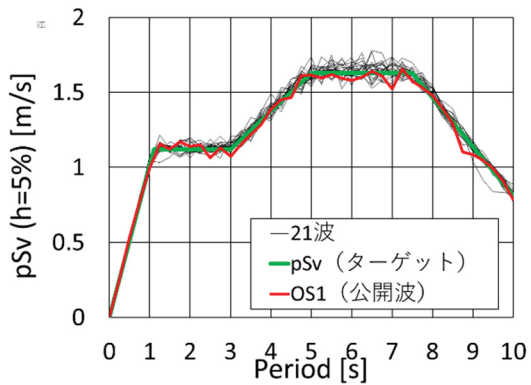
- (i) いずれの区域においても、公開波とばらつき検討用波形の  $pSv$  はほぼターゲットスペクトルに等しいが、 $V_e$  のばらつきは  $pSv$  のばらつきと比較して大きくなっている。
- (ii) 公開波の  $V_e$  は、ばらつき検討用波形の  $V_e$  の範囲内におおむね収まっているが、免震応答と関連すると考えられる周期約 3 秒以上の領域では、ばらつき検討用波形の平均値に対して SZ1 及び CH1 は小さく、OS1 は大きな数値となっている。
- (iii) エネルギースペクトルをターゲットスペクトルの 2 倍 (SZ1) または 2.5 倍 (CH1 及び OS1) とすることは、周期 3 秒～4 秒程度以上の周期帯では、公開波における数値とばらつき検討用波形の平均値の両者に対してほぼ安全側の評価となる。



(a) 擬似速度応答スペクトル pSv (h=5%) (b) エネルギースペクトル Ve (h=10%)  
 図 3.22 区域 SZ1 の公開波及びばらつき検討用波形 (21 波) の pSv、Ve



(a) 擬似速度応答スペクトル pSv (h=5%) (b) エネルギースペクトル Ve (h=10%)  
 図 3.23 区域 CH1 の公開波及びばらつき検討用波形 (21 波) の pSv、Ve



(a) 擬似速度応答スペクトル pSv (h=5%) (b) エネルギースペクトル Ve (h=10%)  
 図 3.24 区域 OS1 の公開波及びばらつき検討用波形 (21 波) の pSv、Ve

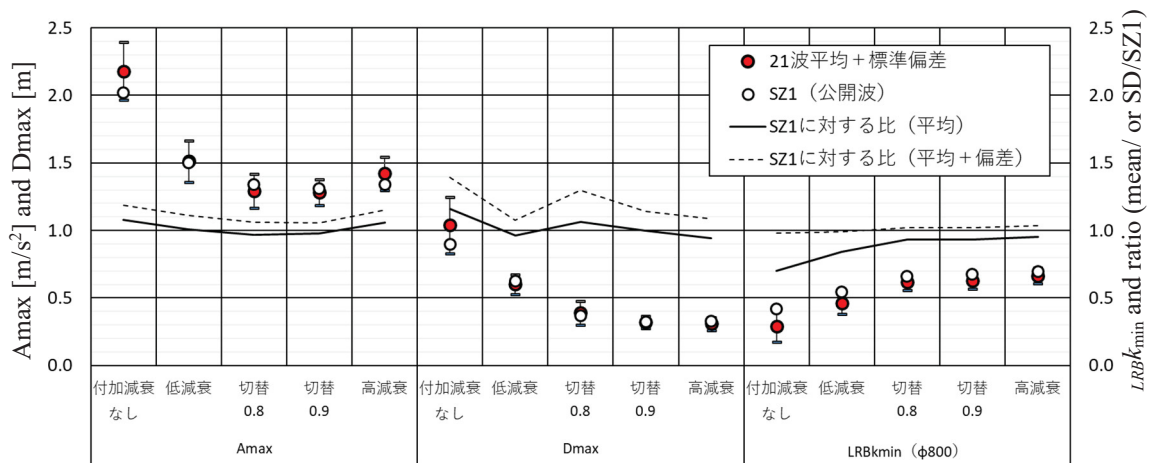
### 3. 5. 2 ばらつき検討用波形を用いた解析

#### (1) 公開波との結果の比較

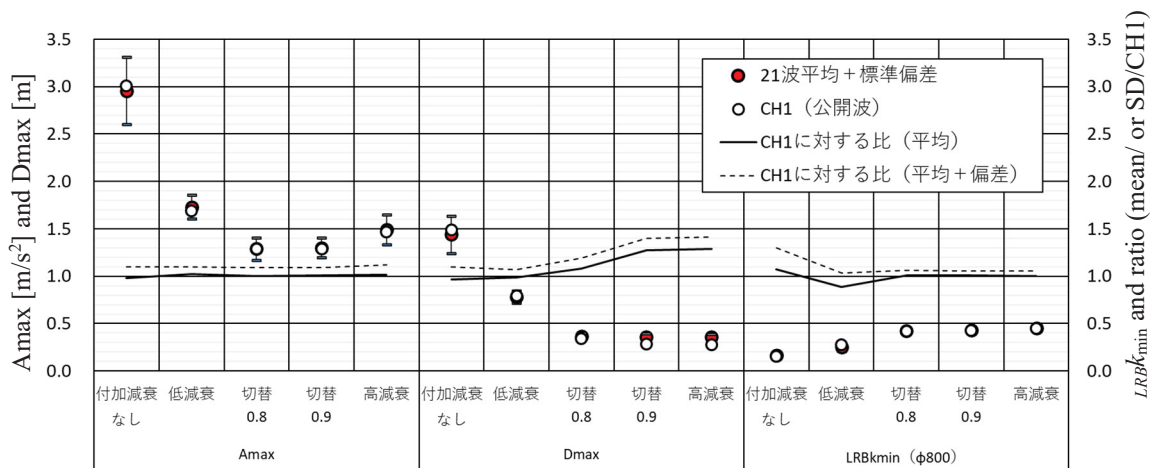
ばらつき検討用波形についても公開波と同様に一定の減衰によるパッシブ制御及び二段階切替え制御を適用した解析を行った。それらの結果と公開波による数値との比較を、区域ごとに図 3.25 に示す。図にはばらつき検討用波形の平均値及び標準偏差に加えて公開波の結果を併記し、さらに、折れ線でそれらの比率の数値も合わせて示した。

図 3.25 より、次の5点が分かった。

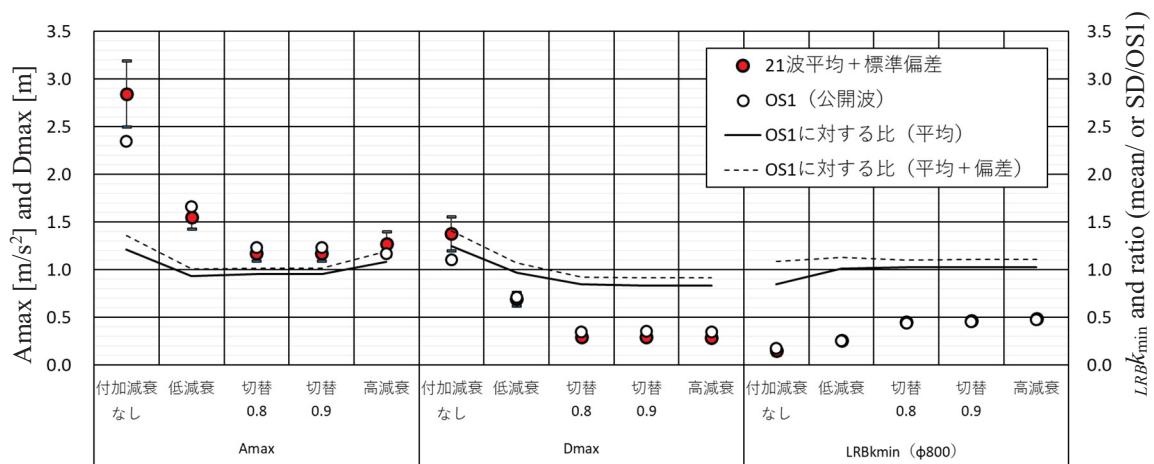
- (i)  $A_{max}$ 、 $D_{max}$  及び  $LRB k_{min}$  のいずれについても、ばらつき検討波形の解析結果に関する標準偏差は付加減衰なしの場合が最も大きく、付加減衰の増大あるいは制御の適用によってばらつきは減少している。
- (ii) 公開波による結果は、ほぼばらつき検討用波形による標準偏差の範囲内に収まっている。
- (iii)  $A_{max}$  については、公開波による結果は、付加減衰なしの場合を除けば、ほぼばらつきの平均と同程度の数値となる。
- (iv)  $D_{max}$  については、公開波による結果は、SZ1 では減衰の与えかたによらずほぼばらつき検討用波形による平均値と同程度、CH1 では減衰が大きくなるに従い平均値より大きく、OS1 では減衰が大きくなるに従い平均値より小さくなる。
- (v)  $LRB k_{min}$  については、公開波による結果は、SZ1 ではばらつき検討用波形による平均値より大きな数値を示し、CH1、OS1 では平均と同程度の数値となる。



(a) 区域 SZ1 における比較



(b) 区域 CH1 における比較



(c) 区域 OS1 における比較

図 3.25 ばらつき検討用波形による解析結果 (平均及び標準偏差) 及び公開波による解析結果



## (2) $A_{max}$ 及び $LRBk_{min}$ に関する検討

図 3.26～図 3.28 に、各区域のばらつき検討用波形を用いた解析結果のうち  $A_{max}$  及び  $LRBk_{min}$  について、 $D_{max}$  との関係として付加減衰の設定ごとに区分して示す。各図には免震層の変位に対する制限として LRB  $\phi$  800 の許容せん断ひずみ 250%に相当する 0.4m を許容変形（赤点線）、限界ひずみ 400%に相当する 0.56m を限界変形（赤実線）として記入した。なお、鉛プラグ入り積層ゴムの限界ひずみ付近のハードニング挙動を考慮していないことや、原設計でのクリアランスが 0.6m であることから、 $D_{max}$  の表示範囲を 0.6m 以下とした。そのため、付加減衰なしの結果のすべて及び低減衰の結果のほぼすべては表示範囲外となった。

図 3.26～図 3.28 より、次の 5 点が分かった。

- (i) 公開波を用いた検討と同様に、付加減衰なしまたは低減衰とした場合には、免震部材の許容変形を超える応答となるなど、適切な解析結果が得られなかった。また、高減衰を付加することで  $D_{max}$  を限界変形以内に抑えることができるが、CH1 では  $A_{max}$  は原設計の値 ( $1.68\text{m/s}^2$ ) を超える結果となった。さらに二段階切替制御を適用することで、原設計の値より  $A_{max}$  を低減することができた。
- (ii) 切替えの閾値については、0.8 とした場合には SZ1 で  $D_{max}$  が限界変形を超える結果となるものがあった。0.9 とした場合には各地区ともに  $D_{max}$  は許容変形程度以内であった。
- (iii) 各区域ともに、解析結果はターゲットスペクトル  $pSv$  と比較して大きなばらつきを示した。3.5.1 項で示した通り、ばらつき検討用波形について、免震部材の繰返し依存性 ( $LRBk_{min}$ ) に影響する累積吸収エネルギーと関連するエネルギースペクトル  $Ve$  のばらつきがターゲットスペクトル  $pSv$  のばらつきと比較して大きいと考えられる。
- (iv)  $LRBk_{min}$  の値は、区域 SZ1 が区域 CH1 及び区域 OS1 と比較して大きくなった。これは、区域 SZ1 で用いる波形についてはエネルギースペクトル  $Ve$  の数値が区域 CH1、区域 OS1 と比較して小さな傾向にあり、その結果鉛プラグ入り積層ゴムが吸収するエネルギー量も小さくなったためと考えられる。また、 $LRBk_{min}$  の値のばらつきに関しても、SZ1 が大きくなった。これは 1.3.3 (3) 項の図 1.11 で示した通り吸収エネルギーの小さな領域の方が  $LRBk_{min}$  の変化率が大きくなっているため、吸収エネルギーの違いによる影響が比較的大きく評価されることや、図 3.22 (b) に示したように区域 SZ1 では免震層の応答周期である約 4 秒付近でエネルギースペクトル  $Ve$  のばらつきが大きいと考えられる。

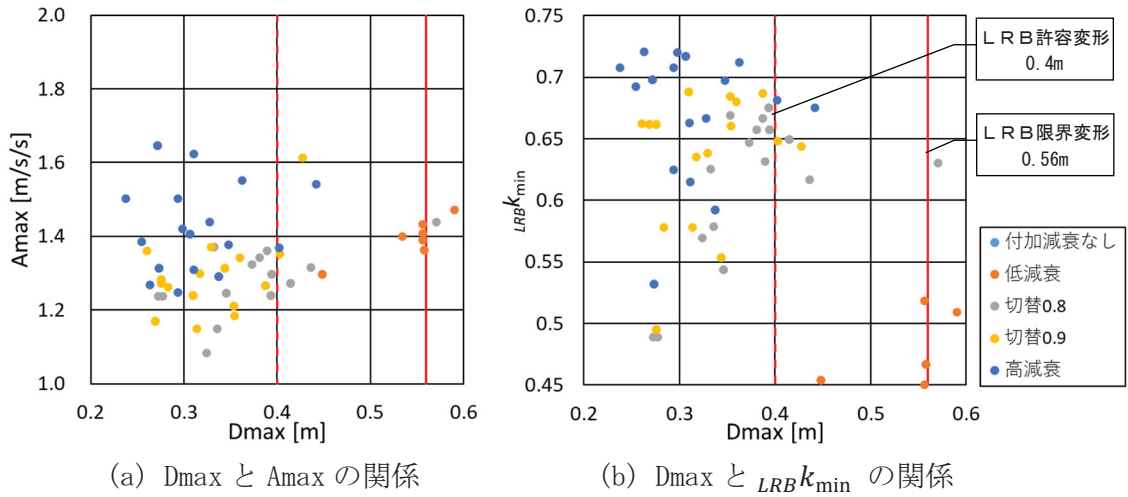


図 3.26 ばらつき検討用波形による解析結果 (区域 SZ1)

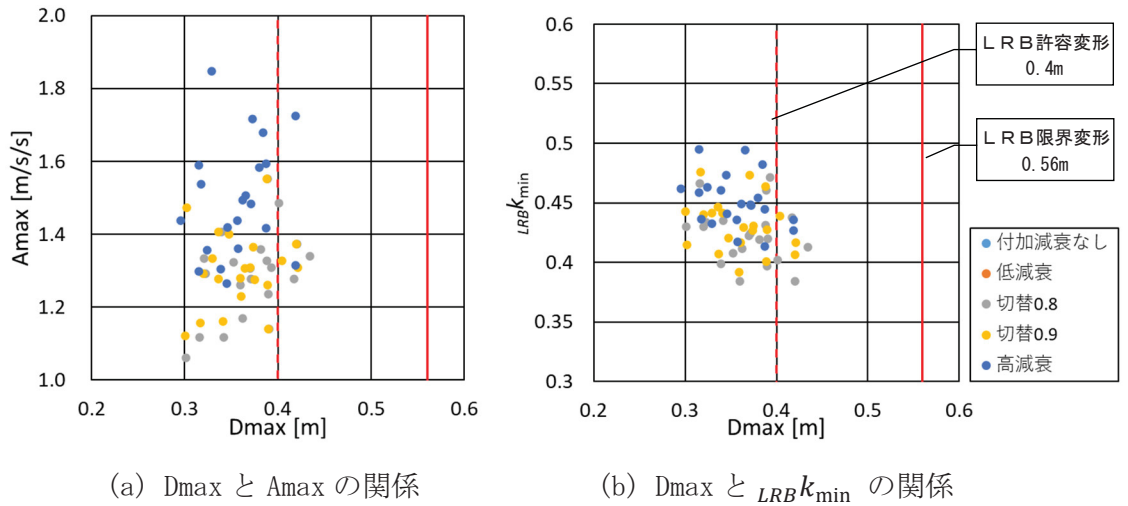


図 3.27 ばらつき検討用波形による解析結果 (区域 CH1)

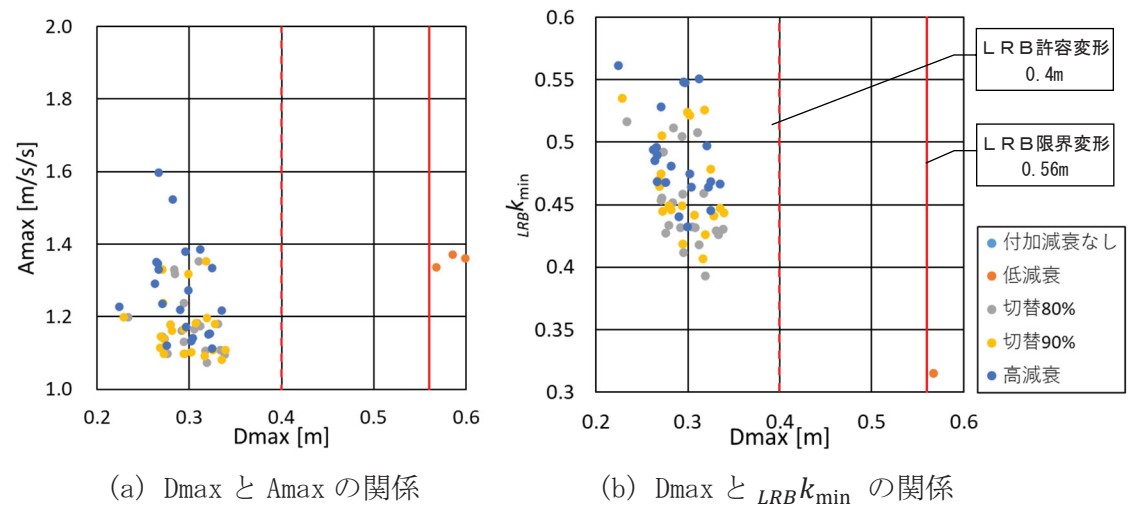


図 3.28 ばらつき検討用波形による解析結果 (区域 OS1)

### (3) 免震層の累積変位に関する解析

図 3.29 に、各区域のばらつき検討用波形を用いた免震層の累積変位に関する解析結果を示す。ただし、前述の通り付加減衰なし及び低減衰の場合については Dmax が免震層の許容変位 0.4m を超えるなど解析結果が参考値となるために除外し、高減衰及び二段階切替え制御（切替えの閾値 0.8 及び 0.9）を適用した場合のみを示している。

図 3.29 より次の 2 点が分かった。

- (i) 高減衰及び二段階切替え制御を適用した場合、免震層の累積変位は 30m 程度以内となった。これは、1.3.3 (3) 項の表 1.3 に示した免震部材の長周期地震動に対する性能変化確認試験で通常要求される累積変形量 50m の範囲内であるため、現状の性能評価結果を問題なく適用できるものと考えられる。
- (ii) 区域 SZ1 の累積変位は 20m 程度で、区域 CH1 及び区域 OS1 の数値が約 30m であるのと比較して小さな数値を示した。一方、図 3.25 に示した通り、Dmax については区域ごとにほぼ同等の数値となっている。これは、図 3.6 に示す  $V_e/pS_v$  が地震動の実効継続時間と関連すること<sup>3.17)</sup> や、また実際に公開波について表 3.8 や表 3.10 で示した地震の主要動のおおよその範囲 ( $T_{e95}-T_{e05}$ ) が SZ1 では約 60 秒、CH1 では約 120 秒、OS1 では約 160 秒となるなど、地震動の継続時間の影響が考えられる。

以上、(1) ~ (3) に示した解析結果をまとめると以下のようになる。

二段階切替え制御の検証に用いた公開波は、ばらつきを考慮した解析の平均値に対して必ずしも安全側の評価とならない場合もあるが、制御を適用することによって地震動のばらつきに対して応答結果のばらつきは小さく抑えられており、多少の変動が見られたとしても、全体として二段階切替え制御は想定する性能を発揮できるものと考えられる。

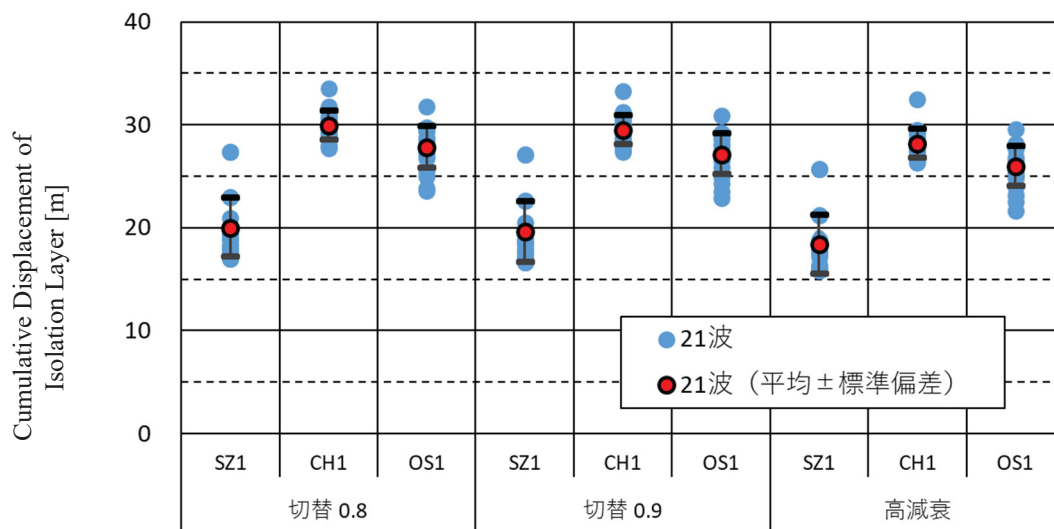


図 3.29 ばらつき検討用波形による免震層の累積変位

### 3. 6 本章のまとめ

長周期地震動の影響を考慮した付加減衰による免震建築物の応答の増大（応答変位と応答加速度のトレードオフ）に対応するため、減衰力可変のオイルダンパーを併用することを想定し、鉛プラグ入り積層ゴムの繰返し依存性による性能の変動に応じて一度だけ減衰係数を切替える制御（二段階切替え制御）を提案・適用してその応答の低減効果を確認した。

二段階切替え制御の基本的な考え方は、鉛プラグ入り積層ゴムの繰返し依存性による切片荷重の通減に伴って免震層の応答変位が大きくなることを考慮し、切片荷重の低減係数  $LRBk_{\min}$  に着目した上でその過度な低下を防止するために閾値を設けて地震応答の過程で一度だけ付加減衰の減衰係数を切替えることで免震層の応答変位を抑制するとともに、切替え前の段階では低い減衰によって上部構造の応答加速度の増大を生じないようにすることが可能となる。

解析に用いた地震動によっては上記の考え方に一部沿わないものもあったが、規定されたすべての公開波に対して、二段階切替え制御を適用することによって、L2地震動に対する上部構造の応答加速度を増加させることなく免震層の最大応答を許容変位以内に抑制することが可能となった。

なお、今回用いた免震層のモデルは固有周期 4.0 秒程度の 1 種類と限定的なものであり、実際の免震構造を想定した支承材や減衰材の様々な組合せについては検討できていない。ただし検討にあたっては、公開波のほか、地震動作成における位相の影響を評価するためにばらつき検討用の地震動波形（21 波）を用いた解析結果との比較も行い、同様に二段階切替え制御の有効性が発揮されることを確認した。さらに、免震部材の繰返し依存性が免震建築物の応答周期や地震動の動特性によらず部材自体が吸収するエネルギーに基づき定式化されており、また、免震部材が吸収するエネルギーの計算の基となる建築物に作用するエネルギー（ $V_e$ ）についても、**図 3.6** で示した通り設計に用いる地震動の応答スペクトル（ $pSv$ ）と一定の係数によって関連付けられる可能性がある<sup>3.17), 3.18)</sup>。これらのことから、今回解析に用いた公開波のように長周期地震動として十分なエネルギーを有する複数の波形に基づき検討した二段階切替え制御は、地震動や免震構造モデルの不確定性にもある程度対応可能であると考えられる。

### 【第3章 参考文献】

※URL はすべて 2020.9 閲覧

- 3.1) 国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について， [http://www.mlit.go.jp/report/press/house05\\_hh\\_000620.html](http://www.mlit.go.jp/report/press/house05_hh_000620.html)
- 3.2) 国立研究開発法人建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ， <https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/index.html>
- 3.3) 一般財団法人日本建築センター：時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書 4.4.3(6)， [https://www.bcj.or.jp/upload/rating/bizunit/standard/standard01/jikokureki\\_gyomuhouhou\\_kihyou.pdf](https://www.bcj.or.jp/upload/rating/bizunit/standard/standard01/jikokureki_gyomuhouhou_kihyou.pdf)
- 3.4) 日本建築学会：免震構造設計指針，2013.10
- 3.5) 国土交通省：建築基準整備促進事業について（平成22～24年度課題27-3及び平成25年度課題S11）， [http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku\\_house\\_fr\\_000016.html](http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku_house_fr_000016.html)
- 3.6) 飯場正紀，長島一郎，日比野浩，竹中康雄，近藤明洋，中西啓二，猿田正明，山本雅史，嶺脇重雄，小豆畑達哉，井上波彦：免震部材の多数回繰り返し特性と免震建築物の地震応答性状への影響に関する研究，建築研究資料 No.170，国立研究開発法人建築研究所，2016.4
- 3.7) 長島一郎，欄木龍大，日比野浩，高木政美：可変減衰ダンパーを用いた免震システムの変形抑止制御，日本建築学会構造系論文集，No.577，pp.37-45，2004.3
- 3.8) 欄木龍大，長島一郎，新居藍子，木村雄一，西谷章：バイフロー型パッシブ可変オイルダンパーの開発とそれを用いた免震構造物の応答制御，日本建築学会構造系論文集，No.713，pp.1023-1032，2015.7
- 3.9) 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ス荷重決定法，日本建築学会構造系論文集，No.678，pp.1237-1246，2012.8
- 3.10) 池永昌容，福見祐司，五十子幸樹，井上範夫：地震入力レベルを考慮した連結摩擦機構ダンパーの免震戸建て住宅への適用性，日本建築学会構造系論文集，No.690，pp.1413-1422，2013.8
- 3.11) 井上波彦，田中京介，梁川幸盛，庄司正弘：公開波及び異なる位相に基づく長周期地震動に対する免震構造物の応答，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，No.21030，pp.59-60，2019.9

3. 12) 井上波彦, 仁田佳宏, 西谷章: 二段階制御を適用した免震構造物の長周期地震動時に対する応答低減効果の検討, 構造工学論文集, Vol. 65B, pp. 115-121, 日本建築学会, 2019. 3
3. 13) 秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999
3. 14) 日本建築学会: 免震構造設計指針 第三編 設計例 2 (病院建物), pp. 209-212, 2013. 10
3. 15) T. HONMA, A. KONDO, Y. TAKENAKA, H. KITAMURA: Seismic Response Prediction Method Considering Heat-Mechanics Interaction Behavior of Lead Rubber Bearing, 5<sup>th</sup> World Conference on Structural Control and Monitoring, 2010. 7
3. 16) 伊藤美瑛, 大塚悠里, 沓澤真樹, 中川博人, 平石久廣: 長周期地震動を対象とした総入力エネルギーの低減係数, 日本建築学会技術報告集, 25 巻 59 号, pp. 79-83, 2019. 2
3. 17) 小穴温子, 北村春幸, 佐藤俊明, 壇一男: 長周期長時間地震動を含む強震記録に基づく応答スペクトルとエネルギースペクトルの関係, 日本建築学会構造系論文集, No. 740, pp. 1559-1569, 2017. 10
3. 18) 飯場正紀, 古橋剛, 嶺脇重雄, 猿田正明: 加速度応答スペクトルを用いた長周期地震動に対する免震建物の応答評価 (その 1: 入力エネルギーと加速度応答スペクトル平滑化の考え方), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21293, pp. 585-586, 2014. 9
3. 19) 渡壁守正, 井上波彦, 西村秀和, 龍神弘明, 仲宗根淳, 中村佳也, 長屋雅文, 金川基: 多自由度系免震構造物に適用した MR ダンパによるセミアクティブ (GS) 制御性能, 日本建築学会構造系論文集, No. 628, pp. 875-882, 2008. 6



## 第4章 結論

各章で得られた研究成果をまとめるとともに、本研究の結論を示す。

本研究の目的は、第1章で掲げた通り、大地震時の安全性確保に加えて地震直後からの機能継続など高い性能を要求及び期待されている免震構造について、今後想定される巨大地震を含む様々な特性を有する地震に対し免震層の応答変位の抑制と上部構造の応答加速度の低減を同時に達成することである。このように、免震構造において大地震時に過大な応答の発生が危惧されていることから、その低減を目的とした減衰力の切替えによるセミアクティブ制御手法を免震構造に適用した場合の応答低減効果について論じている。本章において、各章の研究内容の概略を示し、それぞれの過程や研究成果について整理することで、本論文の結論とする。

第1章は序論である。「研究の背景と目的」と題し、本研究の背景として免震構造に関する研究の進展とセミアクティブ制御の適用に関する分類、また長周期地震動の取り扱いに関する経緯とその対応について整理している。同時に、応答低減の必要性など検討目的を明らかにするとともに、論文の全体構成について示した。

第2章は「MRダンパーによる減衰力切替え制御」と題し、通常的设计に用いられる程度の地震に対する性能を向上することを目的として、減衰力を連続的に変化させて免震層の応答変位のみならず上部構造の応答加速度の両者を低減することについて検証を行っている。免震構造に制御を適用するにあたって、デバイスとしてMRダンパーを採用し、制御アルゴリズムとしてはゲインスケジュール(GS [Gain Scheduled])制御を適用している。さらに、制御理論の適用にあたっては実機における指令値と制御力との間の時間遅れ等の要因が影響を及ぼす可能性があることから、模型試験体を用いた振動台実験と解析との比較を行っている。

MRダンパーはオイルダンパーの一つであり、作動油として機能性流体の一つである磁気粘性(MR [Magneto-Rheological])流体を封入することで様々な制御則に対して柔軟に対応できる特徴を有するデバイスである。MR流体は外部から供給される磁場の強さを変えることにより粘度を変化させ、デバイスの発生する減衰力を連続的に可変とすることができる。本検証では、定電流における繰返し加振結果に基づく速度—減衰力関係から定式化された制御力と印加電流との関係式を用いて制御を行った。

GS制御は、制御力がデバイスの速度に比例する双線形系のシステムに対し適切な解を得ることが可能な制御理論である。制御力に関するパラメータである減衰係数及び速

度を時変パラメータとして制御系設計に組み込み、これら2つの時変パラメータをそれぞれ軸とする平面上での各時変パラメータの最大値及び最小値の組合せ、すなわち端点についてあらかじめ設計された特定の制御器(ゲイン)を一定のルールで組み合わせて(スケジュール)制御を行う。本検証では、時変パラメータに応じた適切な端点制御器の設定により、制御の切替えに伴う加速度応答の増大を防止しつつ、免震層の応答変位を効果的に低減できることを示した。

検証にあたっては、免震構造の応答周期と上部構造の固有周期とが近接する可能性や、無視した上部構造の影響によるスピルオーバー現象発生の可能性に対応するため、試験体の上部構造を1層の免震構造でなく2層の構造物として設計するとともに、GS制御の端点制御器の設計にロバスト性を理論的に担保できる $H^\infty$ 制御を適用し、免震層の応答変位の低減と同時に上部構造の応答加速度の増大も防止できることを示した。

**第3章**は「二段階切替え制御による長周期地震動に対する応答低減効果」と題し、南海トラフ沿いの巨大地震などにおいて発生が予測されている長周期・長時間地震動(以下単に「長周期地震動」)に関連して、免震層の過大な応答変位やそれに伴う周囲構造物との衝突などの問題への対応の必要性が提起されていることから、地震応答の過程で一度だけ減衰係数を切替えて応答変位を低減する二段階切替え制御の有効性について検証を行っている。

長周期地震動については、時刻歴応答解析を行う大臣認定建築物の性能評価で必ず採用しなければいけない地震動(国土交通省の通知において示された、いわゆる公開波)を対象とした。

免震構造については、各種の減衰材の採用を仮定した代表的な複数の免震構造に公開波を入力し、免震部材の繰返し依存性の影響を考慮した解析を行った結果、免震層の過大な応答変位の発生につながる可能性の高いものとして、鉛プラグ入り積層ゴム支承を設けた既存の免震建築物を検討対象とした。

二段階切替え制御は、免震層に減衰要素としてオイルダンパーを設けて応答を抑制する際に見られる免震層の応答変位と上部構造の応答加速度とのトレードオフの関係を改善するためのものである。長周期地震動に対して免震層の応答変位を許容範囲に収めることを意図した減衰の設定では、減衰係数が一定値であると上部構造の応答加速度が増大して上部構造の損傷や居住性の低下につながる恐れがある。そこで、加速度応答より変位応答の成長が時間的に遅れる傾向を踏まえ、地震応答の後半にのみ応答変位の抑制への対応として減衰を高めるよう、地震時に一度だけ減衰係数の切替えを行う二段階切替え制御を提案し、解析により検証した。減衰係数の切替えに関しては、免震層の応答変位と鉛プラグ入り積層ゴムの繰返し依存性(切片荷重の低下率)との関係に着目し

たところ、過大な応答変位の見られた解析ケースでは、すべて低下率が 0.715 未満となっていたことから、地震応答の初期状態（すなわち低下率 1.0）から切片荷重が逡減して低下率 0.715 に達することを防止するために、低下率が 0.8 または 0.9 に達する時点が減衰係数の切替えの閾値として設定した。

公開波のうち免震層の応答の大きくなる波形を用いて二段階切替え制御を適用した解析の結果、通常用いられるレベル 2 地震動に対する上部構造の頂部応答加速度を抑制し、同時に、免震層の応答変位を許容変形以内に抑えることができた。鉛プラグ入り積層ゴムにおいては切片荷重の低下率が積層ゴムの吸収エネルギーに対し逡減する特性に着目することで、地震応答の後半に過大な変形発生の恐れが大きくなる場合に付加減衰を高くして対応することが可能となった。

また、公開波を用いた検討に対する補足として、位相が変化した場合の影響を把握するため、公開波のうちターゲットスペクトル  $pSv$  ( $h=5\%$ ) の大きな波形について、位相の異なるばらつき検討用波形をそれぞれ 21 波ずつ作成し、二段階切替え制御を適用した解析を実施した。鉛プラグ入り積層ゴムの切片荷重の低下が吸収エネルギーと関連することから地震波のエネルギースペクトル  $Ve$  ( $h=10\%$ ) に着目して比較したところ、公開波の  $Ve$  の数値はばらつき検討用波形の変動の範囲内にあるが、ばらつき検討用波形の平均よりも下回る場合もあった。こうした  $Ve$  のばらつき等の影響によって、公開波を用いた結果はばらつきを考慮した解析に対して必ずしも安全側の評価とならないこともある。ただし、減衰を付加することでいずれの波形に対しても応答のばらつきは抑えられることも示されており、二段階切替え制御は地震動の位相の変化を考慮しても想定する性能を発揮できるものと考えられる。

以上の通り、通常想定される程度の地震では連続的に減衰力を変化させ、また、今後発生が想定される長周期地震動では地震応答の過程で一度だけ減衰係数を切替えるセミアクティブ制御を適用し、免震構造に関する二つの問題点「応答変位と応答加速度とのトレードオフ」及び「地震動の不確定性」の両者を解決することができた。

本研究は、既存の免震建築物にも適用可能な免震構造の性能向上手法として、地震に対する都市のレジリエンスを高めることに寄与するものと考えられる。

## 研究業績一覧

### a. 査読付き論文

- a. 1) 井上波彦, 仁田佳宏, 西谷章: 二段階制御を適用した免震構造物の長周期地震動時に対する応答低減効果の検討, 構造工学論文集, Vol. 65B, pp. 115-121, 日本建築学会, 2019. 3
- a. 2) 森田高市, 井上波彦: 時刻歴免震データベースに基づく既存免震建物の構造特性と長周期地震動に対する影響評価, 日本建築学会技術報告集, Vol. 22, No. 52, pp. 901-904, 2016. 10
- a. 3) 猿田正明, 山本祥江, 森川和彦, 中西啓二, 飯場正紀, 小豆畑達哉, 井上波彦: 東北地方太平洋沖地震における超高層免震建物の挙動, 日本建築学会技術報告集, Vol. 19, No. 42, pp. 477-480, 2013. 6
- a. 4) 渡壁守正, 井上波彦, 西村秀和, 龍神弘明, 仲宗根淳, 中村佳也, 長屋雅文, 金川基: 多自由度系免震構造物に適用したMRダンパによるセミアクティブ(GS)制御性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 628, pp. 875-882, 日本建築学会, 2008. 6
- a. 5) 井上波彦, 渡壁守正, 西村秀和, 龍神弘明, 仲宗根淳, 中村佳也: 2自由度系免震建物に適用したMRダンパによるセミアクティブ制御(GS制御)性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 609, pp. 57-64, 日本建築学会, 2006. 11
- a. 6) 樋渡健, 藤谷秀雄, 井上波彦, 川辺秀憲: MRダンパーを用いた免震構造の長周期地震動に対する変形抑制効果, 第12回日本地震工学シンポジウム, pp. 942-945, 2006. 11
- a. 7) 小豆畑達哉, 飯場正紀, 井上波彦, 緑川光正: 2004年新潟県中越地震における免震建築物の対地震性能に関する建築物利用者へのアンケート調査, 日本地震工学論文集, 第6巻第4号, pp. 19-37, 2006. 11
- a. 8) N. INOUE, H. NISHIMURA, M. WATAKABE: "Performance Improvement of Base Isolation System with Semi-active Magneto-Rheological Fluid Damper", The Second International Workshop on Advanced Smart Materials and Smart Structures Technology, pp. 455-468, Techno Press (Korea), 2005. 7

## b. 総説

(該当なし)

## c. 講演

- c. 1) 井上波彦, 田中京介, 梁川幸盛, 庄司正弘: 公開波及び異なる位相に基づく長周期地震動に対する免震構造物の応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21030, pp. 59-60, 2019. 9
- c. 2) 森田高市, 井上波彦, 小豆畑達哉, 飯場正紀: 時刻歴免震データベースに基づく既存免震建物の構造特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21288, pp. 575-576, 2015. 9
- c. 3) 猿田正明, 森川和彦, 中西啓二, 山本祥江, 飯場正紀, 小豆畑達哉, 井上波彦: 免震建築物の地震観測記録の分析とシミュレーション解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21213, pp. 425-426, 2012. 9
- c. 4) 井上波彦, 飯場正紀, 小豆畑達哉, 岡野創, 酒向裕司, 古山田耕司: 地震観測記録に基づく超高層建築物の入力評価(その1 研究内容および建築物の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21317, pp. 633-634, 2012. 9
- c. 5) 古山田耕司, 小豆畑達哉, 井上波彦, 新井洋, 岡野創, 上田遼: 地震観測記録に基づく超高層建築物の入力評価(その2 直接基礎建築物のシミュレーションと入力評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21318, pp. 635-636, 2012. 9
- c. 6) 酒向裕司, 小豆畑達哉, 新井洋, 井上波彦, 岡野創, 上田遼: 地震観測記録に基づく超高層建築物の入力評価(その3 連壁基礎と杭基礎建築物のシミュレーションと入力評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21319, pp. 637-638, 2012. 9
- c. 7) 小豆畑達哉, 飯場正紀, 井上波彦, 岡野創, 酒向裕司, 上田遼: 地震観測記録に基づく超高層建築物の入力評価(その4 基礎構造形式が入力損失と建築物応答に与える影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21320, pp. 639-680, 2012. 9
- c. 8) 飯場正紀, 小豆畑達哉, 井上波彦, 平野茂: 2011年東北地方太平洋沖地震における戸建免震住宅の地震時挙動(その2 宮城県内の戸建免震住宅の調査および変位応答と近傍地震動の関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21257, pp. 513-514, 2012. 9



- c. 9) 小豆畑達哉, 西山功, 井上波彦, 石原直, 向井昭義, 飯場正紀, 鹿嶋 俊英: 建築物の地震観測に基づく設計用地震力の検討について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21011, pp. 21-22, 2010. 7
- c. 10) A. ITO, R. KAWASAKI, H. FUJITANI and N. INOUE: Verification of Accuracy of Real-time Hybrid Test And Efficacy of Semiactive Control, Proceedings of 5WCSCM (Fifth World Conference on Structural Control and Monitoring), No. 124, 12-14, 2010. 7
- c. 11) H. FUJITANI, A. ITO, R. KAWASAKI, H. FUJII and N. INOUE: Verification of Efficacy of Semi-Active Control by Real-Time Hybrid Test, Proceedings of the eleventh Taiwan-Korea-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures (SEEBUS 2009), pp. 173-180, 2009. 12
- c. 12) H. FUJITANI, R. KAWASAKI, A. MASUTANI and N. INOUE: Real-Time Hybrid Tests of Response Control of Base Isolation System by MR Damper, The Fourth International Workshop on Advanced Smart Materials and Smart Structures Technologies at Waseda University, 2008. 6
- c. 13) 井上波彦, 飯場正紀, 三上和久: 変位抑制部材を用いた免震モデルの振動台実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21499, pp. 997-998, 2007. 7
- c. 14) 三山剛史, 大川出, 井上波彦, 増田圭司, 松本喜代隆, 稲井慎介, 加藤貴司, 滑り支承を用いた免震建物の振動台実験(その4 接線方向の摩擦係数に関する実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21298, pp. 595-596, 2006. 7
- c. 15) 増田圭司, 大川出, 井上波彦, 三山剛史, 松本喜代隆, 稲井慎介, 加藤貴司: 滑り支承を用いた免震建物の振動台実験(その5 三次元加振実験結果と応答解析の比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21299, pp. 597-598, 2006. 7
- c. 16) 稲井慎介, 大川出, 井上波彦, 松本喜代隆, 三山剛史, 増田圭司, 加藤貴司: 滑り支承を用いた免震建物の振動台実験(その6 固着実験とシミュレーション解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21300, pp. 599-600, 2006. 7
- c. 17) 井上波彦, 西村秀和, 荒武宗伸, 渡壁守正, 伊藤嘉朗, 仲宗根淳, 長屋雅文, 龍神弘明, 中村佳也, 金川基: MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究(その15 3層試験体モデルとセミアクティブ免震実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21320, pp. 639-640, 2006. 7

- c. 18) 金川基, 西村秀和, 荒武宗伸, 大川出, 井上波彦, 渡壁守正, 伊藤嘉朗, 龍神弘明, 中村佳也, 仲宗根淳, 長屋雅文: MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その 16 制御系設計と 2 方向加振実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21321, pp. 641-642, 2006. 7
- c. 19) 西村秀和, 荒武宗伸, 渡壁守正, 稲井慎介, 大川出, 井上波彦, 龍神弘明, 中村佳也, 仲宗根淳, 長屋雅文, 金川基: 2 層化されたセミアクティブ免震システムの基礎実験 (その 1 実験概要と制御系設計), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21322, pp. 643-644, 2006. 7
- c. 20) 渡壁守正, 西村秀和, 荒武宗伸, 稲井慎介, 大川出, 井上波彦, 龍神弘明, 中村佳也, 仲宗根淳, 長屋雅文, 金川基: 2 層化されたセミアクティブ免震システムの基礎実験 (その 2 実験とシミュレーション解析による検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21323, pp. 645-646, 2006. 7
- c. 21) 仲宗根淳, 西村秀和, 荒武宗伸, 渡壁守正, 稲井慎介, 大川出, 井上波彦, 龍神弘明, 中村佳也, 金川基, 長屋雅文: 複数層に配置されたセミアクティブダンパによる多自由度構造物の制振 (その 2 実験とシミュレーション解析による検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21337, pp. 673-674, 2006. 7
- c. 22) 荒武宗伸, 西村秀和, 渡壁守正, 稲井慎介, 大川出, 井上波彦, 龍神弘明, 中村佳也, 仲宗根淳, 長屋雅文, 金川基: 複数層に配置されたセミアクティブダンパによる多自由度構造物の制振 (その 1 実験概要とセミアクティブダンパのモデル化), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21336, pp. 671-672, 2006. 7
- c. 23) 仲宗根淳, 西村秀和, 荒武宗伸, 渡壁守正, 稲井慎介, 大川出, 井上波彦, 龍神弘明, 中村佳也, 金川基, 長屋雅文: 複数層に配置されたセミアクティブダンパによる多自由度構造物の制振 (その 2 実験とシミュレーション解析による検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21337, pp. 673-674, 2006. 7
- c. 24) 藤谷秀雄, 川辺秀憲, 井上波彦, 古田智基: 南海地震および山崎断層地震を想定した免震構造の応答制御 (その 1 研究目的および想定地震動), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21347, pp. 693-694, 2006. 7
- c. 25) 栄弘郎, 山田晃平, 樋渡健, 古田智基, 井上波彦, 藤谷秀雄: 南海地震および山崎断層地震を想定した免震構造の応答制御 (その 4 MR ダンパーの開発とモデル化), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21350, pp. 699-700, 2006. 7



- c. 26) 樋渡健, 藤谷秀雄, 井上波彦, 川辺秀憲 : 南海地震および山崎断層地震を想定した免震構造の応答制御 (その 5 MR ダンパーを用いた変位抑制制御による応答結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21351, pp. 701-702, 2006. 7
- c. 27) 藤井秀樹, 白石達也, 藤谷秀雄, 井上波彦, 樋渡健 : 南海地震および山崎断層地震を想定した免震構造の応答制御 (その 6 最適レギュレータ理論を適用した MR ダンパーによるセミアクティブ振動制御実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21352, pp. 703-704, 2006. 7
- c. 28) 白石達也, 藤井秀樹, 藤谷秀雄, 樋渡健, 井上波彦 : 南海地震および山崎断層地震を想定した免震構造の応答制御 (その 7 線形加速度法の誘導式を用いた制御による MR ダンパーを用いた振動台実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21353, pp. 705-706, 2006. 7
- c. 29) H. FUJITANI, Hi. FUJII, H. SAKAE, T. HIWATASHI, H. KAWABE and N. INOUE : Structural Control Capability of MR Damper in Shaking Table Tests by Comparison with Variable Hydraulic Damper, Proceedings of 4<sup>th</sup> World Conference on Structural Control and Monitoring, No.175, 2006.7
- c. 30) T. HIWATASHI, H. FUJITANI, H. KAWABE and N. INOUE : Response Control of Base-Isolated Structure to Long Period Earthquake Ground Motions Near Fault, Proceedings of 4<sup>th</sup> World Conference on Structural Control and Monitoring, No. 369, 2006. 7
- c. 31) N. INOUE, H. NISHIMURA, T. MIKOSHIBA, J. NAKASONE, M. KANAGAWA, H. RYUJIN, M. NAGAYA and M. WATAKABE : Performance Improvement of Base Isolation System with Semi-active Magneto-rheological Fluid Damper, Proceedings of 8<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE), No. 766, 2006. 4
- c. 32) K. MASUDA, K. MATSUMOTO, S. INAI, Y. ITO, T. MIYAMA, C. MINOWA and N. INOUE : A Shaking Table Test of Base Isolation Building using Sliding Bearings, Proceedings of 8<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering (8NCEE), No. 771, 2006. 4
- c. 33) 藤谷秀雄, 渡辺一弘, 井上波彦, 樋渡健, 曾田五月也 : MR ダンパーの実用化に向けた試み, 日本地震工学会年次大会 2005 梗概集, pp. 178-179, 2005. 11
- c. 34) 西村秀和, 伊藤嘉朗, 龍神弘明, 井上波彦, 仲宗根淳, 金川基, 渡壁守正, 中村佳也, 長屋雅文, 箕輪親宏 : MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関

- する研究（その 11 4 層試験体モデルの概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，No. 21368，pp. 735-736，2005. 7
- c. 35) 宮原悠，西村秀和，井上波彦，仲宗根淳，渡壁守正，龍神弘明，中村佳也，金川基：MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究（その 12 制御系設計），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，No. 21369，pp. 737-738，2005. 7
- c. 36) 仲宗根淳，西村秀和，宮原悠，井上波彦，渡壁守正，龍神弘明，金川基，伊藤嘉朗：MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究（その 13 大型 MR ダンパの特性），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，No. 21370，pp. 739-740，2005. 7
- c. 37) 渡壁守正，西村秀和，井上波彦，宮原悠，仲宗根淳，長屋雅文，龍神弘明，金川基，箕輪親宏，稲井慎介：MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究（その 14 振動台実験およびシミュレーション解析による制御性能検証），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，No. 21371，pp. 741-742，2005. 7
- c. 38) 小豆畑達哉，緑川光正，飯場正紀，井上波彦：ストッパーによる戸建て免震住宅の地震応答変位抑制効果に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，No. 21411，pp. 821-822，2005. 7
- c. 39) 井上波彦，松本喜代隆，伊藤嘉朗，増田圭司，箕輪親宏，稲井慎介，三山剛史：滑り支承を用いた免震建物の振動台実験（その 1 実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，No. 21417，pp. 833-834，2005. 7
- c. 40) 増田圭司，箕輪親宏，稲井慎介，三山剛史，井上波彦，松本喜代隆，伊藤嘉朗：滑り支承を用いた免震建物の振動台実験（その 2 試験体の詳細），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，No. 21418，pp. 835-836，2005. 7
- c. 41) 三山剛史，箕輪親宏，稲井慎介，増田圭司，井上波彦，松本喜代隆，伊藤嘉朗：滑り支承を用いた免震建物の振動台実験（その 3 実験結果と解析結果の比較），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，No. 21419，pp. 837-838，2005. 7
- c. 42) 井上波彦，渡壁守正，仲宗根淳，龍神弘明，中村佳也，西村秀和，岩田直衛，宮原悠：MR ダンパを用いたセミアクティブ免震建物の実用化に関する研究（その 1：振動台実験およびシミュレーション解析による制御性能検証），第 3 回日本制震シンポジウム，2004. 11
- c. 43) N. INOUE，H. NISHIMURA，J. NAKASONE，M. WATAKABE，M. KANAGAWA，Y. NAKAMURA，H. RYUJIN：Study on Semi-active Isolation System with Magneto-

- rheological Fluid Damper, Proceedings of 10<sup>th</sup> Anniversary Symposium of Japan Society of Seismic Isolation, 2004.11
- c. 44) H. FUJITANI, H. SODEYAMA, T. TOMURA, K. WATANABE, T. HIWATASHI, Y. SHIOZAKI, N. INOUE and S. SODA : Implementation of an MR Damper for an Actual Base-Isolated Building, Proceedings of 10<sup>th</sup> Anniversary Symposium of Japan Society of Seismic Isolation, 2004.11
- c. 45) N. INOUE, H. NISHIMURA, N. IWATA, Y. MIYAHARA, J. NAKASONE, M. WATAKABE, S. TAKAI, Y. NAKAMURA, T. FUJINAMI and H. RYUJIN : Study on Semi-active Isolation System with Magneto-rheological Fluid Damper, Proceedings of 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, No.2693, 2004.8
- c. 46) 林繁樹, 萩原伸彦, 今里久明, 井上波彦, 藤谷秀雄 : MRダンパーによる免震構造のセミアクティブ制御の実験検証(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No.21014, pp.27-28, 2004.7
- c. 47) 今里久明, 萩原伸彦, 林繁樹, 井上波彦, 藤谷秀雄 : MRダンパーによる免震構造のセミアクティブ制御の実験検証(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No.21015, pp.29-30, 2004.7
- c. 48) 井上波彦, 西村秀和, 渡壁守正, 龍神弘明, 仲宗根淳, 中村佳也, 高井茂光 : MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究(その6 MRダンパを応用したセミアクティブ制御の現状と今後の展望), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No.21172, pp.343-344, 2004.7
- c. 49) 仲宗根淳, 西村秀和, 岩田直衛, 宮原悠, 井上波彦, 渡壁守正, 龍神弘明, 中村佳也 : MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究(その7 2層試験体モデルの概要と制御系設計), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No.21173, pp.345-346, 2004.7
- c. 50) 渡壁守正, 井上波彦, 西村秀和, 岩田直衛, 宮原悠, 仲宗根淳, 龍神弘明, 中村佳也 : MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究(その8 振動台実験およびシミュレーション解析による制御性能検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No.21174, pp.347-348, 2004.7
- c. 51) 岩田直衛, 西村秀和, 中村佳也, 渡壁守正, 井上波彦, 仲宗根淳, 龍神弘明 : MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究(その9 実建物を対象とした制御系設計および建物概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No.21175, pp.349-350, 2004.7
- c. 52) 中村佳也, 岩田直衛, 渡壁守正, 西村秀和, 井上波彦, 仲宗根淳, 龍神弘明 : MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究(その10 地震・風応

- 答解析結果) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21176, pp. 351-352, 2004. 7
- c. 53) 三山剛史, 井上波彦, 稲井慎介, 伊藤嘉朗: 面圧を加えた滑り免震支承における摩擦係数の経年変化に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21228, pp. 455-456, 2004. 7
- c. 54) H. FUJITANI, H. SODEYAMA, T. TOMURA, H. WATANABE, N. INOUE and S. SODA : Implementation of 400kN Magnetorheological Damper for an Actual Base-Isolated Building, Proceedings of the Third European Conference on Structural Control, Vol. 2, pp. S6.80-S6.83, Vienna University of Technology, Vienna, Austria, 2004. 7
- c. 55) 井上波彦: これからの建築構造システム ー高知能建築構造システムの開発ー, 第 15 回建築施工ロボットシンポジウム, 日本建築学会, 2004. 1
- c. 56) H. FUJITANI, H. SODEYAMA, K. HATA, T. HIWATASHI, Y. SHIOZAKI, N. INOUE and S. SODA : Application of Magnetorheological Fluid to Semi-Active Control of Building Structures by BRI and Partners, Key Engineering Materials, pp. 2126-2133, 2003. 11
- c. 57) 渡壁守正, 井上波彦, 龍神弘明, 藤波健剛, 仲宗根淳, 高井茂光, 木本幸一郎, 中村佳也, 長屋 雅文: MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その 1) 40kN 級MRダンパの特性試験結果, 第 2 回日本地震工学会大会ー2003 梗概集, pp. 274-275, 2003. 11
- c. 58) 西村秀和, 岩田直衛, 井上波彦, 渡壁守正, 龍神弘明, 藤波健剛, 仲宗根淳, 高井茂光, 中村佳也: MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その 2) 40kN 級MRダンパを用いたセミアクティブ免震制御系設計, 第 2 回日本地震工学会大会ー2003 梗概集, pp. 276-277, 2003. 11
- c. 59) 井上波彦, 西村秀和, 岩田直衛, 渡壁守正, 龍神弘明, 藤波健剛, 仲宗根淳, 高井茂光, 中村佳也: MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その 3) 40kN 級MRダンパを用いたセミアクティブ免震の振動台実験, 第 2 回日本地震工学会大会ー2003 梗概集, pp. 278-279, 2003. 11
- c. 60) 西村秀和, 井上波彦, 仲宗根淳, 安田征一郎, 渡壁守正, 高井茂光, 木本幸一郎, 中村佳也, 藤波 健剛: MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究 (その 1 セミアクティブダンパのモデル化), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21459, pp. 917-918, 2003. 7
- c. 61) 渡壁守正, 西村秀和, 井上波彦, 板垣紀章, 下平誠司, 岩田直衛, 安田征一郎, 仲宗根淳, 藤波健剛: MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究

- (その2 MRダンパの特性評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21460, pp. 919-920, 2003. 7
- c. 62) 仲宗根淳, 西村秀和, 井上波彦, 板垣紀章, 下平誠司, 岩田直衛, 渡壁守正, 木本幸一郎, 藤波健剛: MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究(その3 制御系設計), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21461, pp. 921-922, 2003. 7
- c. 63) 藤波健剛, 西村秀和, 岩田直衛, 板垣紀章, 下平誠司, 井上波彦, 仲宗根淳, 渡壁守正, 木本幸一郎: MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究(その4 シミュレーションおよび実験による検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21462, pp. 923-924, 2003. 7
- c. 64) 龍神弘明, 西村秀和, 井上波彦, 仲宗根淳, 渡壁守正, 藤波健剛: MRダンパを用いたセミアクティブ免震建物に関する研究(その5 40kN級MRダンパの特性評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21463, pp. 925-926, 2003. 7
- c. 65) 勅使川原正臣, 藤田隆史, 飯場正紀, 井上波彦: 高知能建築構造システムに関する日米共同構造実験研究(その4 エフェクター部会の研究計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, No. 21263, pp. 525-526, 1999. 7
- c. 66) 井上波彦, 山田就康, 西谷章:  $H_{\infty}$ 理論を用いた構造物の制振実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B構造 I, No. 2426, pp. 851-852, 1994. 7

#### d. 著書

- d. 1) 国土技術政策総合研究所・建築研究所(編集委員, 5.7 免震建築物の被害 担当): 平成28年(2016年)熊本地震建築物被害調査報告(速報), 国総研資料第929号/建築研究資料第173号, pp. 5.7-1-5.7-38, 2016. 9
- d. 2) 飯場正紀, 長島一郎, 日比野浩, 竹中康雄, 近藤明洋, 中西啓二, 猿田正明, 山本雅史, 嶺脇重雄, 小豆畑達哉, 井上波彦: 免震部材の多数回繰り返し特性と免震建築物の地震応答性状への影響に関する研究, 建築研究資料 No. 170, 2016. 4
- d. 3) 国土技術政策総合研究所(編集委員): 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書, 日本建築防災協会・住宅性能基準推進協会, 2015. 6
- d. 4) 国土技術政策総合研究所・建築研究所(執筆担当, 5.5 免震建築物の被害): 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震被害調査報告, 国総研資料第674号/建築研究資料第136号, pp. 5.5-1-5.5-62, 2008. 10



- d. 5) 国土技術政策総合研究所・建築研究所 (**執筆担当**, 第5章 免震建築物の被害) : 平成 20 年 (2008 年) 岩手・宮城内陸地震建築物被害調査報告／平成 20 年 7 月 24 日岩手県沿岸北部の地震建築物被害調査報告, 国総研資料第 481 号／建築研究資料第 114 号, pp. I. 5-1-1. 5-40, pp. II. 5-1-II. 5-23, 2008. 10
- d. 6) 国土技術政策総合研究所 (**編集委員**) : 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 日本建築防災協会・日本建築センター, 2007. 8
- d. 7) 国土技術政策総合研究所 (**編集委員**) : 免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説 (平成 16 年改正告示の追加分一戸建て免震住宅を中心として), 日本建築センター, 2005. 10
- d. 8) 建築研究所 (**編集委員**) : 免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説, 日本建築センター, 2001. 5
- d. 9) 建築研究所 (**編集委員**) : 2001 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 日本建築センター, 2001. 3

## e. その他

### e1. 学術雑誌

- e. 1) **井上波彦** : 平成 28 年熊本地震の構造別被害状況 (免震), 建築防災, Vol. 464, pp. 55-62, 日本建築防災協会, 2016. 9
- e. 2) 五條渉, **井上波彦** : 構造設計に関する法体系, 建築技術, No. 700, pp. 120-124, 建築技術, 2008. 5
- e. 3) **井上波彦** : 性能設計の考え方 : 建築雑誌, Vol. 120 No. 1531, pp. 8-9, 日本建築学会, 2005. 3
- e. 4) **井上波彦**, 飯場正紀 : 免震告示の改正について, MENSIN, No. 46, pp. 33-38, 日本免震構造協会, 2004. 11
- e. 5) 飯場正紀, **井上波彦** : 平成 12 年建設省告示第 2009 号「免震建築物の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める等の件」の改正について, ビルディングレター, 第 463 号, pp. 1-5, 日本建築センター, 2004. 11
- e. 6) **井上波彦** : 改正免震告示の変更点と運用に当たっての留意事項, ラバーインダストリー, Vol. 40, No. 11, p. 17, ポスティコーポレーション, 2004. 11
- e. 7) **井上波彦** : 戸建て免震住宅の設計ルート, 建築技術, No. 657, p. 118, 建築技術, 2004. 10
- e. 8) **井上波彦** : 磁気粘性流体を応用した免震システム, 工業材料, Vol. 52, No. 5, p. 54, 日刊工業新聞社, 2004. 5

**e2. 技術資料等**

- e. 9) 建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料（別紙 5－2 免震建築物の繰り返し依存性の検証方法） ，

<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/52.pdf>, 2016.6

（2020.8 閲覧）



## 謝辞

本論文の指導教官である西谷章教授には、卒論・修論での研究指導に引き続き、適切かつ丁寧なご指導とご鞭撻を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。本当にありがとうございました。また、本論文を執筆するにあたり、仁田佳宏教授には、お忙しいところ多くのお時間を割いていただき、貴重なご助言、ご指導を賜りました。早部安弘教授、前田寿朗教授には、本論文の審査の際に多くのご指摘をいただき、さらに早部教授には西谷教授の後を引き継いで論文審査の主査を担当いただきました。

以上の先生方にご協力をいただき、深く感謝いたします。

本論文の第2章に関しては、平成13年度から平成17年度までに建築研究振興協会に設置された「新システムによる免・制震化技術の開発（原子力施設を含む）委員会」により行われた建築研究所、千葉大学および民間7社（熊谷組、佐藤工業、戸田建設、西松建設、ハザマ、フジタ、前田建設工業の共同研究の一部として、同委員会に設置された「スマート材料SWG」において実施された研究成果が中心となっています。また、本研究の一部は、原子力委員会の評価に基づき、文部科学省原子力試験研究費により実施されたものです。関係各位に感謝いたします。

スマート材料SWG参加者を以下に示します。（所属は当時）

西村秀和（千葉大学）	仲宗根淳（熊谷組）	長屋雅文（佐藤工業）
近藤一平（佐藤工業）	安田征一郎（佐藤工業）	長縄裕行（佐藤工業）
渡壁守正（戸田建設）	浅沼裕之（西松建設）	高井茂光（西松建設）
金川基（西松建設）	中村佳也（フジタ）	藤波健剛（前田建設工業）
龍神弘明（前田建設工業）		
山内泰之（建築研究所）	飯場正紀（建築研究所）	斎藤大樹（建築研究所）
井上波彦（建築研究所・国土技術政策総合研究所）		

上記の共同研究について、名簿には含まれていませんが、実験・解析等にご協力いただいた方々を以下に示します。（所属は当時）

木本幸一郎（ハザマ） 板垣紀章、下平誠司、岩田直衛、宮原悠（千葉大学）

本論文の第3章に関しては、免震構造の応答計算に数多くの適切な助言をいただいた、仁田佳宏教授（前掲）に感謝いたします。また、各区域における位相の異なるばらつき検討用波形については、建築研究所中川博人主任研究員より提供を受けたものです。検討の一部には内閣府官民研究開発投資拡大プログラム（PRISM）革新的建設・インフラ維持管理技術／革新的防災・減災技術（統括：田代民治）における「仮設・復興住宅の早期整備による応急対応促進（PD：緑川光正）」の一環として平成30年度に実施した研究内容を含んでおり、その検討にあたっては、日本免震構造協会内に設置された応答検討WGより助言をいただきました。関係各位に感謝いたします。

応答検討WGの参加者を以下に示します。（所属は当時）

古橋 剛（日本大学）	北村佳久（清水建設）	近藤明洋（鹿島建設）
中島 徹（大成建設）	庄司正弘・田中京介・梁川幸盛（構造計画研究所）	
可児長英・沢田研自（日本免震構造協会）	井上波彦（建築研究所）	

本論文執筆のため日ごろからご迷惑をおかけした、建築研究所緑川光正理事長、同奥田泰雄シニアフェロー、同小山信構造研究グループ長、国土技術政策総合研究所福山洋建築研究部長を始めとする、両機関所属の研究者及び職員の皆様に感謝いたします。

その他、本論文のとりまとめに当たっては、多くの方々のご指導、ご協力をいただきました。ここにすべての皆様のお名前を挙げることはできませんが、お礼と感謝の意を申し述べます。