

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	過大入力下の動的挙動の統計的考察に基づく免震構造物の耐震性向上に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	中澤俊幸
Author(English)	Toshiyuki Nakazawa
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第4087号, 授与年月日:2013年3月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:林 静雄
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第4087号, Conferred date:2013/3/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

過大入力下の動的挙動の統計的考察に基づく
免震構造物の耐震性向上に関する研究

中澤俊幸

過大入力下の動的挙動の統計的考察に基づく
免震構造物の耐震性向上に関する研究

目次

はじめに	1
第1章 序論	
1.1 研究の背景	2
1.2 研究の目的	6
1.3 論文の構成	10
第2章 免震構造物の設計に関する調査および入力地震動レベルと応答値	
2.1 はじめに	15
2.2 我が国に建設された免震構造物の設計に関する調査	18
2.2.1 調査概要	18
2.2.2 地盤種別	19
2.2.3 クリアランス	20
2.2.4 設計ベースシア係数	21
2.2.5 レベル2相当変形時の等価周期	22
2.2.6 地盤種別毎のクリアランスと設計ベースシア係数	23
2.2.7 クリアランス量の考察	26
2.3 入力地震動レベルと応答値	29
2.3.1 入力地震動の評価	29
2.3.2 等価粘性減衰定数	31
2.3.3 エネルギーの釣合いによる応答予測	34
2.4 まとめ	42
第3章 免震構造物の安全余裕度の基礎検討	
3.1 はじめに	44
3.2 解析モデルの概要	45
3.2.1 上部構造	46
3.2.2 免震層	47
3.2.3 パラメータの整理	52
3.3 入力地震動	53
3.3.1 入力地震動の選択	53
3.3.2 地震動群の基準化	58
3.3.3 地震動群の大きさの評価	59
3.3.4 FEMA と本研究の基準化の比較	61
3.3.5 地震動群の大きさの評価方法として V_E と S_v の比較	63

3.4 安全余裕度の評価方法	65
3.4.1 解析結果の説明	65
3.4.2 解析結果の例示	69
3.4.3 安全余裕度の評価方法	75
3.4.4 免震構造物と耐震構造物の比較	79
3.4.5 フラジリティ曲線の比較	83
3.5 免震構造物の設計想定外地震に対する安全余裕度	88
3.6 まとめ	98

第4章 安全余裕度の確保を目的とした免震構造物のクリアランスの設定方法

4.1 はじめに	101
4.2 解析モデル	102
4.3 解析パラメータ	103
4.4 損傷確率の評価法	104
4.4.1 損傷確率の評価法	104
4.4.2 解析結果におけるクリアランス量の意味	107
4.4.3 パラメータの影響	109
4.4.4 クリアランス，上部構造耐力の設定法	112
4.4.5 設計基準値と安全余裕度	117
4.5 簡易式の提案	120
4.5.1 δ_1 , δ_2 の簡易直線	120
4.5.2 パラメータが簡易直線に与える影響	122
4.5.3 簡易直線を求める式の提案	124
4.4.4 簡易式を用いたクリアランス，上部構造耐力の設定法	126
4.6 まとめ	129

第5章 多質点モデルによる検討

5.1 はじめに	131
5.2 解析モデル	132
5.2.1 上部構造解析モデル	133
5.2.2 復元力特性の設定	135
5.2.3 解析パラメータ	139
5.3 解析結果	140
5.3.1 解析結果の説明	140
5.3.2 解析結果の例示	144
5.3.3 各階の塑性率の検討	150
5.3.4 耐力分布形の違いによる安全余裕度の比較	152
5.4 上部構造1質点モデルとの比較	155
5.5 設計フロー	159
5.6 まとめ	161

第6章 免震構造物の設計事例と安全余裕度の検討

6.1 はじめに	163
6.2 八千代台免震住宅	164
6.2.1 建築物概要	164
6.2.2 入力地震動の設定	166
6.2.3 構造設計方針	166
6.2.4 応答解析	168
6.3 WESTビル	169
6.3.1 建築物概要	169
6.3.2 入力地震動の設定	171
6.3.3 構造設計方針	173
6.3.4 応答解析	176
6.3.5 安全余裕度の検討	177
6.4 計算機センター	179
6.4.1 建築物概要	179
6.4.2 入力地震動の設定	181
6.4.3 構造設計方針	182
6.4.4 応答解析	184
6.4.5 安全余裕度の検討	185
6.5 集合住宅	187
6.5.1 建築物概要	187
6.5.2 入力地震動の設定	189
6.5.3 構造設計方針	190
6.5.4 応答解析	192
6.5.5 安全余裕度の検討	193
6.6 病院	195
6.6.1 建築物概要	195
6.6.2 入力地震動の設定	198
6.6.3 構造設計方針	199
6.6.4 応答解析	201
6.6.5 安全余裕度の検討	202
6.7 まとめ	204

第7章 免震構造物の地震観測記録

7.1 はじめに	206
7.2 八千代台免震住宅の地震観測記録	207
7.3 WESTビルの地震観測記録	210
7.3.1 地震観測記録	210
7.3.2 シミュレーション解析	214
7.3.3 地震後の点検	217

7.4 計算機センターの地震観測記録	218
7.4.1 地震観測記録	218
7.4.2 シミュレーション解析	225
7.4.3 地震後の点検	228
7.5 集合住宅の地震観測記録	229
7.5.1 地震観測記録	229
7.5.2 シミュレーション解析	233
7.5.3 地震後の点検	236
7.5.4 岩手県沿岸北部地震の検討	237
7.6 まとめ	246
第8章 結論	
8.1 研究のまとめ	247
8.2 今後の課題	250
付録 地震動群のばらつきが安全余裕度に与える影響について	251
公表論文	256
免震建築物 設計実績	261
謝辞	262

はじめに

はじめに

著者は、大学・大学院等で学んだ建築学、特に建築構造を通しての社会貢献を目指して小規模であるが特色のある設計事務所に勤務している。そこでは、動的設計などを多く手がけ、その延長上で免震構造物の開発を力強く推進してきた。ここでの実務を通じての大きな課題は、建築物の構造安全性はいかにあるべきかであった。特に外乱として想定しにくい地震時の耐震安全性が、その中心である。

多くの建築物は、建築基準法が求める耐震安全性の水準を満たすことで、安全な建築物として社会に受け入れられている。しかし一度震災が起こると、社会はその不完全性を糾弾する傾向が強い。これを受けてか、設計者の建築主に対する重要事項説明が俎上に上がっているのが現状である。

しかし、この耐震安全性を正しく把握し説明するのは甚だ難しい。通常は日本の厳しい耐震基準に従って設計しているので「安全です」で終わっている。この耐震基準は、稀に発生する地震動に対しては、損傷なし。極めて稀に発生する地震動に対しては、建物の損傷を受けても崩壊はしない程度の安全水準（人命保護）を指示していると言って良い。この耐震基準が、建築士、建築主など関係者に正しく理解されていないこと、またそれを利用する一般市民には、さらに理解されていないと感じている。

一方、構造設計者はどうであろうか。私自身、実際の設計業務の根幹である耐震安全性に向き合っただけの最大の悩みは、設計地震動の強さ、周期性、許される建築物内部空間および構造体の損傷、絶対避けたい建築物の崩壊を、与えられた条件（立地、建築物用途、規模、工事費、工期など）とどう調和させるかであった。

特に免震構造物では、耐震安全性について従来の性能を遥かに超えるものが求められる。言い換えれば、高い耐震安全性を提供できる構造システムであるため与条件との調和が一層重要になる。

具体的に設計地震動をどう設定するか、またこれを超えたときどのような事象が想定されるか、もしこれら事象を避けるための手段は何が有効か、悩ましい課題に直面する。通常はそれ相応の余裕度を確保し、祈るような気持ちで対策しているが、それだけで満足していいのか悩ましい。特に免震構造物は、擁壁との衝突、積層ゴムアイソレータの破断が生じてしまう地震動に遭遇すれば崩壊に至る危険性が急激に高まる。

この論文は、何が有効な余裕度となるか、避けたい建築物の崩壊の対策の必要性などを確率事象として工学的に捉えたいとの心で取り組んだものである。

株式会社 東京建築研究所

中澤 俊幸

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.2 研究の目的

1.3 論文の構成

第1章 序論

1.1 研究の背景

日本は、地震活動が活発な環太平洋地震帯に位置し(図1.1)、世界の0.25%という狭い国土面積に比較して、M6以上の世界中の地震の20%¹⁾が日本に集中する地震リスクが極めて高い国である。さらに日本は、国土面積が狭い上に山間部が多く、居住に適する土地が少ない。居住に適し、人口が集中する関東平野、大阪平野、濃尾平野、仙台平野は、過去に大地震の被害²⁾を経験し、日本人の多くは、大地震に遭遇することを覚悟して居住している。

一方地震に対して、居住者を守るべき建築基準法は、法の性格から最低限の耐震性能を定めており、大地震が発生した場合、建築物が倒壊・崩壊に至らなければよく、人命の保護はするが、機能、財産保護を保障するものではない。建築物の耐用年数の間に遭遇する可能性が低い大地震に対しても、機能、財産保護ができることが望ましいが、内包物や設備の損傷を防ぐのは技術的に、また経済性的の問題もあり、大地震に対して損傷を許容した設計を止むを得ず行なってきた。

地震被害を見て、建築物の基礎が地盤に緊結されずに滑ってしまえば、地震被害をうけないのでは？。また、大きなプールに船のように建築物を水に浮かべてしまえば、地震被害は受けないのでは？。このような発想は、地震被害を受けるたびに考えられてきたが、その実現には多くの障壁があり、提案に止まるものが多かった。上記のような発想は、1970代に至って、地震動の観測記録の充実とこれを使用した建築物の動的解析の充実、積層ゴムアイソレータ(図1.2)の開発により、建築物に適用することが容易になった。積層ゴムアイソレータは、鉛直方向は剛く、水平方向は柔という建築物を支える方法としてこれまでのものに比べて、実用に適した画期的な構法である。海外で発明、研究^{3),4)}された積層ゴムアイソレータを、日本で適用させるための研究^{5),6)}が精力的に行なわれ、1983年に免震構造物第1号として八千代台免震住宅が建設された。その後、免震構造物の優れた性能は、研究者、構造設計者の中では認められていたが、社会的認知度は低く、大地震に遭遇して免震構造物の性能が証明されていないこともあり、試作色の強い建設会社の自社ビルや電算センターなど限られた施設で免震構造物が、建設されてきた。

社会的認知度が、飛躍的に上がったのは、1994年Northridge地震においてUSC病院の免震効果の確認⁷⁾、1995年兵庫県南部地震において2棟の免震構造物^{8),9)}の地震観測記録の公開により、免震構造物の対地震の性能が明らかになったことによる。Northridge地震では、他の耐震構造の病院が設備機器の損傷などで機能を喪失した中、免震構造物のUSC病院のみが無被害で機能が維持された。その全景図を図1.3に観測記録¹⁰⁾を表1.1に示す。通常、耐震構造物の最上階の水平加速度は基礎部の2～3倍程度増幅されるが、NS方向の水平加速度が0.57倍、EW方向は1.0倍に低減された。兵庫県南部地震の公開された記録の一つがWESTビルであり、全景図を図1.4に観測記録¹¹⁾を表1.2に示す。NS方向の水平加速度が0.29倍、EW

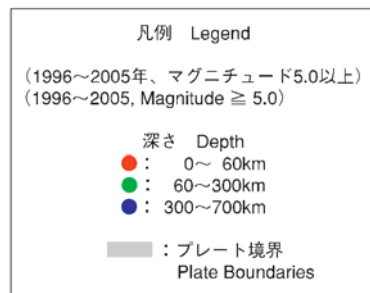
方向は0.34倍と劇的に低減された。これは、設計時に想定した性能であり実際の挙動と一致した。これにより今まで大地震に対して、一般には困難だと思われきた財産保護が可能であること、余震に対しても建築物の使用が可能であることが証明された。その後のいくつかの地震により性能が確認され、免震構造物が数多く建設されるようになった。

免震構造物は、上部構造を安定して支持しながら水平方向に柔らかく動き、地震動からの絶縁を図り、弾性歪エネルギーを一時的に蓄えるアイソレータと、エネルギー吸収によって振動の増幅を抑えるダンパーからなる。このように免震構造物は地震動に対する抵抗要素とその性能が比較的明確な構造形式である。しかし、それ故に入力地震動の設定が耐震性に直接影響を及ぼし、従来の手法での想定外乱を超えた時、即ち設計想定外の地震に対してはロバスト性に欠けるなどの指摘¹²⁾がある。例えば大型振動台を用いた免震構造物の実験¹³⁾では、積層ゴムアイソレータがハードニングした後にRC壁体が急激に破損する結果などが報告されている。また、免震構造物は、擁壁との衝突、積層ゴムアイソレータの破断が生じてしまう地震動に遭遇すれば崩壊に至る危険性が急激に高まる。

一方、従来の耐震構造物は免震構造物より早い段階でひび割れや降伏などの損傷を許容しているため、設計想定外の過大入力地震動に対して急激な変化は起こり難い性格を持っている。

近年、従来の設計想定を上回る上町断層¹⁴⁾をはじめとする直下型の地震や長周期成分が卓越する南海トラフ海溝型の巨大地震¹⁵⁾が発生する可能性が高いと懸念されている。

設計想定外の過大入力地震動に対しても、耐震性能を発揮させることは、ロバスト性に欠け易い免震構造物の設計での重要な課題であることが、本研究の背景にある。



世界の震源分布とプレート World Geographical Distribution of Hypocenters and Plates

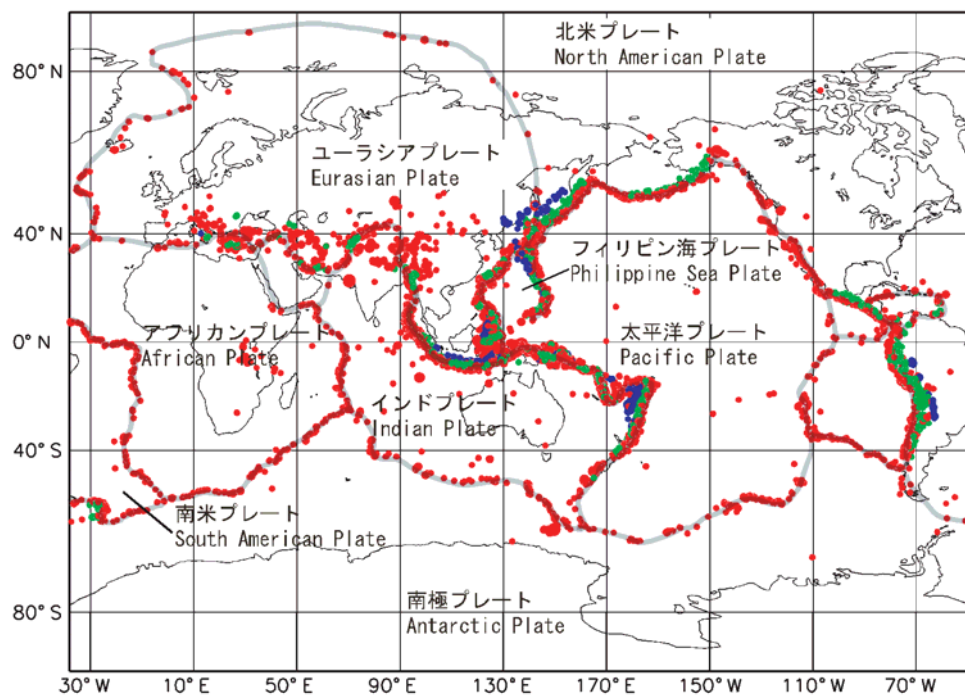


図 1.1 世界の震源分布とプレート¹⁾

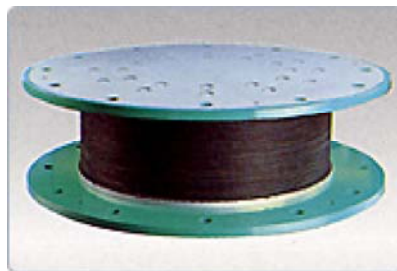


図 1.2 積層ゴムアイソレータ (姿図)



図1.3 USC Hospital

表1.1 USC Hospital 最大加速度[g]

	NS ^{*1}	EW ^{*1}	UD ^{*2}
RFL	0.21	0.16	-
6FL	0.11	0.14	-
4FL	0.10	0.08	-
1FL	0.13	0.07	0.13
基礎	0.37	0.16	0.09

*1:Center *2:East Wall



図1.4 WESTビル

表1.2 WESTビル最大加速度[cm/s²]

	NS	EW	UD
6FL	75	103	377
1FL	57	106	193
基礎	263	300	213

1.2 研究の目的

免震構造物が設計想定外の地震に遭遇したとき、想定すべき損傷を免震構造設計指針¹⁶⁾では次に示す8項目としている。

- a) 免震層に設置された設備配管の破損
- b) エキスパンションジョイントの破損
- c) 免震部材（ダンパー）の変形限界
- d) 免震部材（アイソレータ）の変形限界
- e) クリアランス限界（周辺構造との衝突）
- f) 上部構造の塑性化
- g) 免震部材（アイソレータ）の鉛直支持能力の喪失
- h) 下部構造の塑性化、鉛直支持能力の喪失

上記8項目の内、a) . b) の損傷は建築物の崩壊に至る損傷ではなく、c) のダンパーの変形限界も直接的に建築物の崩壊に結び付くわけではない。ダンパーの損傷により減衰性能が失われ、免震層に過大変形が生じることでd) , e) , g) が生じ、その結果f) の上部構造の塑性化が急激に生じ、崩壊に至る。また、h) は免震構造物特有な問題でなく、全ての構造物で共通である。

免震構造物特有の崩壊に至る直接的な挙動としてはd) , e) , g) の損傷である。3つの損傷を記述し直すと以下のように示すことができる。

- ①免震層の過大変形による擁壁との衝突により上部構造が損傷する。
- ②免震層の過大変形による積層ゴムアイソレータのハードニング、破断により上部構造が損傷する。
- ③積層ゴムアイソレータの引抜き力による引張破断、圧縮力による座屈により上部構造が損傷する。

これらの事象の発生要因は、入力地震動の性質のみならず、建築物の形状と規模、クリアランスの広さなど、多岐にわたる。以下に、上記①～③の各挙動に関する既往の研究について示す。

①免震層の過大変形による擁壁との衝突

免震層に過大な変形が生じ擁壁との衝突が生じる場合、衝突時の衝撃により上部構造に大きな応答が生じ、上部構造が塑性化する可能性が非常に大きくなることが報告^{17)～27)}などされている。しかし、擁壁との衝突実験^{26), 27)}は少なく、実際にどのような応答を示すか解明されていない。また、解析的な研究では擁壁特性により大きく影響される^{18), 19)}

ため、衝突時の応答は、免震部材や上部構造のモデル化などに比べて信頼性が低い。

②免震層の過大変形による積層ゴムアイソレータのハードニング、破断

積層ゴムアイソレータのハードニングにより、上部構造の層せん断力が大きくなりRC壁体が急激に破損した実験結果¹³⁾が報告されているが、免震層の過大変形によるアイソレータのハードニング、破断による上部構造への影響に関しては、ほとんど検討されていない。

③積層ゴムアイソレータの引抜き力による引張破断、圧縮力による座屈

免震構造物の塔状比が大きくなると転倒モーメントの増大により、積層ゴムアイソレータに引張力が生じる可能性が高くなる。積層ゴムアイソレータに引張力が生じる時には、同時に大きなせん断力が生じており、状況は一層不利となる²⁸⁾。また、圧縮側では過大な圧縮軸力により積層ゴムアイソレータに座屈が生じる可能性もある。

上部構造の応答は、座屈が生じた場合にはあまり変化は見られないが、引張力により浮き上がりが生じた場合にはロッキングにより頂部での応答が非常に大きくなる²⁹⁾ことが知られてる。座屈は、積層ゴムアイソレータの2次形状係数(S_2) (1.1式)³⁰⁾に大きく依存する。 S_2 を大きくすれば積層ゴムが扁平になり、座屈を起こし難くなるのなるので対応は容易であるが、引張力の対応はやや難度が上がり、引張抵抗力がある直動転り支承³¹⁾などを使用する建築物も多い。

$$S_2 = \frac{D}{n \times t_r} \quad \dots \dots \dots (1.1)$$

ここで、 D : 積層ゴムアイソレータ直径

n : ゴム総数

t_r : ゴム厚

本研究では、塔状比の小さい低層構造物を対象とし、③積層ゴムアイソレータの引抜き力による引張破断、圧縮力による座屈による損傷については研究対象としない。

①免震層の過大変形による擁壁との衝突による上部構造の損傷、②免震層の過大変形による積層ゴムアイソレータのハードニング、破断による上部構造の損傷を研究対象とする。

個々の現象として、①擁壁との衝突、②積層ゴムアイソレータのハードニングや破断により、上部構造が損傷を受けることは、既往の研究で確認されている。しかし、擁壁との衝突と積層ゴムのアイソレータのハードニングや破断の生起順序により上部構造が損傷に至る状況が異なるため、①②の現象を別々に考えることは合理的でない。①②の現象を連続的に同じモデルで扱う研究は、中西等²¹⁾により示されているが、免震周期、積層ゴムアイソレータのゴム総厚、上部構造耐力、クリアランス量を一定として解析を行っているため、一般的な免震構造物に与える上記主要パラメータの影響を考察するに至っていない。本研究では、擁壁との衝突と積層ゴムアイソレータのハードニング、破断を一つの解析モデルで扱い、免

震周期, ゴム総厚, 上部構造耐力, クリアランス量をパラメータとして解析を行い, ①②の現象が免震構造物に与える影響を研究する.

免震層の過大変形による擁壁との衝突, 積層ゴムアイソレータのハードニング, 破断は, 積層ゴムアイソレータの形状選択とクリアランス量との関係が大きい.

図1.5は日本建築センター性能評価シート³²⁾より抜き出した設計クリアランスを, 図1.6は設計クリアランスを極めて希な地震動時の免震層の最大応答変位で除した値(余裕度)を示す. クリアランスは, 50cm, 60cmと特定の大きさに集中し, 応答値に対するクリアランスの余裕度もバラツキが大きい.

上記の結果から, 構造技術者は, 免震構造物の設計想定外の地震動に対する耐震安全性を確保するのにクリアランスの設定が重要であることは十分認識しているが, 実際には設計検討用地震動に対する時刻暦応答解析により得られた最大応答変位が事前に設定した設計クリアランスを下回れば良いとした設計が多いことが推察される. 即ち想定内での挙動を重視し, 想定外の地震に対して配慮が及ばない設計が一方では是認されている. これは敷地の空間的制約条件により十分なクリアランスを確保できないケースが多いことに加え, 解析結果に対して余裕を持ったクリアランスの設定が実際の入力に対してどの程度の耐震安全性を確保できているかが不明確であることが原因の一つと考えられる.

しかし, 設計者が終局状態に至るまでの地震動の大きさを把握し, 建築構造物の耐震性能を建築主に明示することは, 重要な責務である.

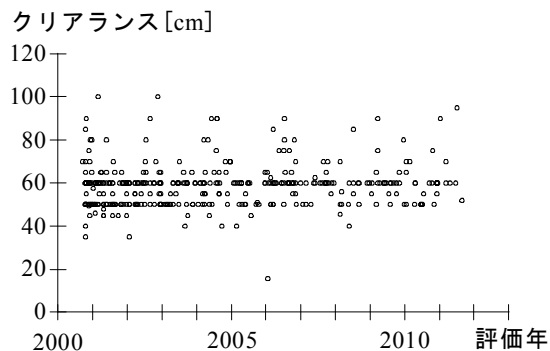


図1.5 設計クリアランス

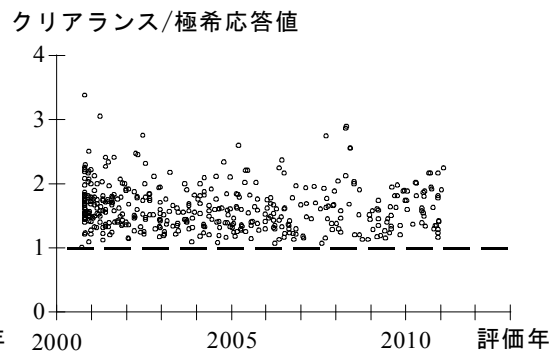


図1.6 設計クリアランス/極希応答値

建築構造物の耐震性能を明示する方法として, PEER³³⁾ (Pacific Earthquake Engineering Research Center) では地震ハザードに基づく確率論的なアプローチを採用している. すなわち終局状態に至るまでの建物の耐震安全性を多数の地震動と Incremental Dynamic Analysis³⁴⁾ (以後, IDA と呼ぶ) を用いた確率論的な評価手法が, [Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695]³⁵⁾ (以後, FEMA P695 と呼ぶ) に示されている. この手法は, ある条件

で設定された多数の実記録地震動を徐々に大きくしながら、終局状態に至る地震動の大きさを確率論的に把握し、安全余裕度(耐震安全性)を評価する手法である(図1.7)。この評価手法における入力地震動に対する考え方の特徴を以下に示す。

- (1) 世界中の地震動からある条件の下で選択した多数の地震動を採用する。
- (2) それらにある基準化を施す。
- (3) それぞれについて加速度倍率を変化させて地震応答解析を行った結果を確率論的に評価する。

入力地震動の設定が大きく影響する免震構造物の耐震性能の評価に対して、模擬地震動などの仮定には依らず、実際に記録された多数の地震動を用い、確率論的な評価手法を用いることは有効であると考えられる。

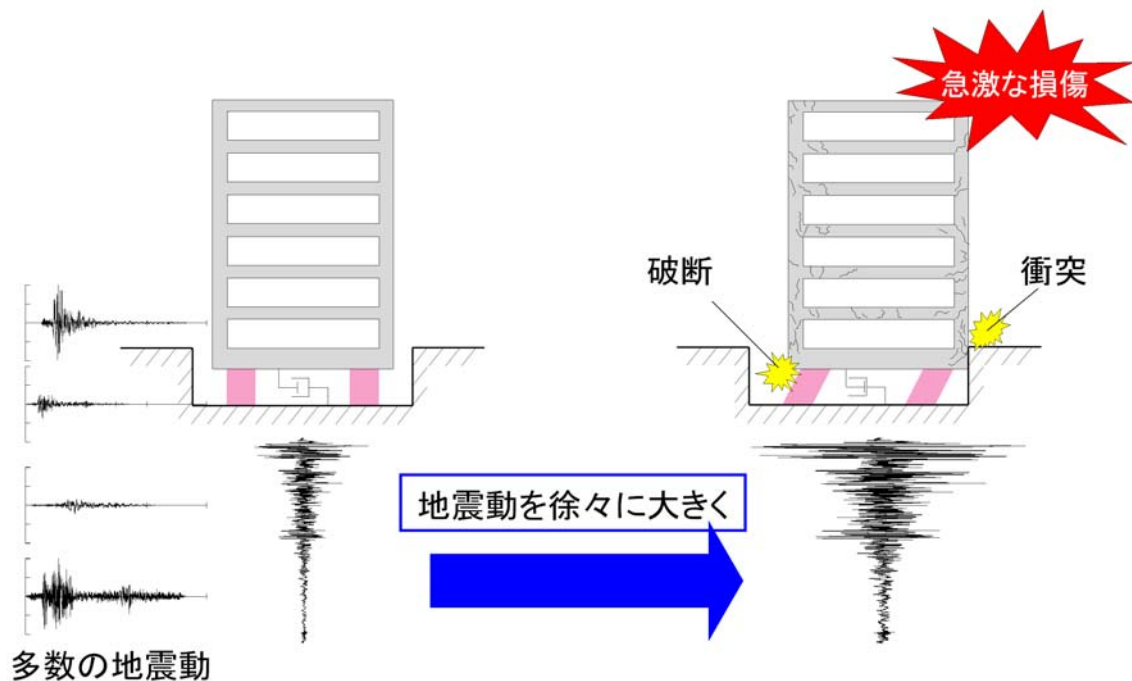


図 1.7 Incremental Dynamic Analysis

本研究の目的は、多数の実記録地震動と IDA を用い、擁壁との衝突による上部構造の損傷、積層ゴムアイソレータのハードニング、破断による上部構造の損傷を対象とした統計的考察を基に、免震構造物が終局状態に至るまでの地震動の大きさを把握し、安全余裕度を評価し、合理的にクリアランス、上部構造耐力を設定する方法を提案する。

設計者が設計想定外の過大入力に対する耐震性能を把握しながら設計することを支援し、より性能の優れた免震構造物の実現を目指すことである。

1.3 本論文の構成

本論文は、第1章から第8章結論まで、合計8章から構成される。

第1章では、序論として本研究の背景と目的を論じる。設計想定外の過大入力地震に対しても、耐震性能を発揮させることは、ロバスト性に欠け易い免震構造物の設計で重大な課題であることを述べる。また、本研究の目的は、多数の実記録地震動とIDAを用い、擁壁との衝突による上部構造の損傷、積層ゴムアイソレータのハードニング、破断による上部構造の損傷を対象とした統計的考察を基に、免震構造物が終局状態に至るまでの地震動の大きさを把握し、合理的にクリアランス、上部構造耐力を設定する方法を提案し、設計者が設計想定外の過大入力に対する耐震性能を意識した設計が出来ることを支援し、より性能の優れた免震構造物の実現を目指すことを述べる。

第2章では、免震構造物の設計を年代毎に区分し、地盤種別、クリアランス、設計ベースシア係数、等価周期および応答値の変遷を調査するとともに、クリアランスと応答値を比較し、過大入力下の耐震性能について考察する。また、免震構造物への入力地震動の大きさと応答値について入力エネルギーの釣合いの考え方を基に示し、過大入力下の応答について考察する。

第3章では、免震構造物の終局状態に結びつく限界状態を、(a)アイソレータの変形限界(破断)(b)クリアランスの限界(周辺構造物との衝突)(c)上部構造の塑性化を想定し、解析的検討を行なう。解析モデルは、上部構造は特定層破壊が生じない1質点系のせん断系により表現できるとし、免震層を含めた2質点のせん断系を用いる。免震層には下部構造との間に履歴型ダンパーと積層ゴムアイソレータの性能を表すせん断ばねを挿入し、擁壁との衝突を表すせん断ばねも設ける。解析パラメータは、積層ゴムのみの剛性による周期、積層ゴム総厚、クリアランス量、擁壁の降伏の有無、上部構造の降伏耐力とする。

FEMA P695において示される手法を援用し、多数の実記録地震動に対して非線形時刻歴応答解析を行なうと共に、それらの地震動倍率を大きくすることで塑性域から終局状態まで連続して把握するIDAをもちいて、安全余裕度を把握し、耐震性能を評価する方法について検討する。

第4章では、擁壁とのクリアランス量に着目し、上部構造1質点モデルを用い、多数の地震動とIDAを用いて確率論的評価を行う。その結果を用いて、合理的にクリアランス、上部構造耐力を設定する方法を構築する。また、簡便に利用できるように簡易式の提案も行う。

第5章では、上部構造1質点モデルと上部構造5質点モデルの比較を行い、1質点モデルから求まる必要な上部構造耐力を用いて、上部構造を設計する方法について検討を行う。上部

構造を設計する上で必要な耐力分布を検討するため、 A_1 分布³⁶⁾と告示免震の分布³⁷⁾の外力分布形に耐力分布がほぼ一致するようにした2種類のモデルで比較検討を行う。

第6章では、免震構造物の設計事例を説明するとともに、第4章で提案した簡易式を用いて、新たに安全余裕度の検討を行なう。設計事例は、各年代から5例を選定した。

- ・設計例1：日本で最初に建設された免震構造物である八千代台免震住宅（千葉県）
- ・設計例2：1995年兵庫県南部地震で、地震観測記録が得られたWESTビル（兵庫県）
- ・設計例3：兵庫県南部地震以降に建設された軟弱地盤に建つ計算機センター（埼玉県）
- ・設計例4：兵庫県南部地震以降に建設された集合住宅（岩手県）
- ・設計例5：2000年の告示改正以降に建設された病院（岐阜県）

第7章では、免震構造物の地震観測記録を分析するとともに、観測記録を用いたシュミレーション解析を行う。

- ・記録1：2011年東北地方太平洋沖地震の八千代台免震住宅（設計例1）の記録
- ・記録2：1995年兵庫県南部地震のWESTビル（設計例2）の記録
- ・記録3：2011年東北地方太平洋沖地震の計算機センター（設計例3）の記録
- ・記録4：2011年東北地方太平洋沖地震の集合住宅（設計例4）の記録

また、2008年岩手県沿岸北部地震の記録（建設地近傍）を用いた集合住宅（設計例4）の検討も行う。

第8章では、各章で得られた知見を整理し、本研究の結論を示す。

参考文献

- 1) 内閣府政策統括室(防災担当):日本の災害対策
- 2) 宇佐美龍夫:日本被害地震総覧 [416]-2001, 東京大学出版会, 2003.4.15
- 3) J.M.Kelly, J.M.Eidinger, C.J.Derham: A practical soft story earthquake isolation system, UBC/EERC-77/27, 1977.11
- 4) R.I.Skinner, G.H.Mcverry : Base isolation for increased earthquake resistance, Bull.NZ.Nat.Soc.Earthq.ENG, 8, No.2
- 5) 多田英之, 高山峯夫, 山口昭一, 安藤全典, 多田羅史郎:免震構造に関する実物実験－(その1) 全体計画について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-2 分冊, pp.887-888, 1983.9
- 6) 多田英之, 酒井章, 高山峯夫,:基礎免震構造システムの実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第362号, pp54-65, 1986.4
- 7) 日本免震構造協会:米国に於ける免震建物の現況調査報告, pp.21-24, 1994.6
- 8) 中澤俊幸:兵庫県南部地震観測記録結果(WEST ビル), menshin, No.8, pp24, 1995.5
- 9) 伊澤精治:榊松村組技術研究所・研究棟, menshin, No.8, pp18-23, 1995.5 D.P.Wheeler,
- 10) P.Wilson, E.G.Heidig : Csmip strong-motion records from the northridge, california earthquake of january 17, 1994, California department of conservation division of mines and geology office of strong motion studies report osms 94-07, pp.141-146, 1994.2
- 11) 日本建築学会:1995年兵庫県南部地震デジタル強震記録, 1996.12.3 改定
- 12) 菊池 優, 田村和夫, 和田 章:免震構造物の安全性評価に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第470号, pp.65-73, 1995.4
- 13) 北村誠司, 森下正樹, 矢花修一, 平田和太ほか:大型震動台を用いたFBR水平免震システムの終局挙動把握試験(その1～6), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)B-2 分冊, pp.1063-1074, 2009.8
- 14) 多賀謙蔵, 亀井 功, 角 彰, 近藤一雄, 林 康裕, 宮本裕司, 井上一郎:上町断層帯に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究(その1,2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2 分冊, pp.127-130, 2011.8
- 15) 内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会:南海トラフの巨大地震モデル検討会 中間とりまとめ, 2011.12
- 16) 日本建築学会:免震構造設計指針 第3版, pp.-4-, 2001.9
- 17) 梶井丈史, 迫谷政則, 久田嘉章:震源近傍における衝突を考慮した免震構造物の弾塑性応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)B-2 分冊, pp.527-528, 2000.9
- 18) 中安誠明, 中島正愛:擁壁に衝突する免震建物の応答特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2, pp.477-478, 2002.8
- 19) 中安誠明, 中島正愛:過大地震下における免震建物の応答と損傷, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)B-2, pp.441-442, 2003.9

- 20) 高山峰夫, 森田慶子, 姜 坤 : 過大地震動下における免震建物の応答特性, 日本建築学会九州支部研究報告第 46 号, pp.345-348, 2007.3
- 21) 中西龍二, 瓜生 満, 山崎敏彦, 今塚義勝, 吉田伸一, 遠藤 学 : 免震建物の地震時損傷評価率評価(その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)B-2 分冊, pp.941-944, 2007.8
- 22) 中島佑介, 高山峰夫, 森田慶子 : 過大な入力地震動に対する免震建物の応答に関する研究, 日本建築学会九州支部研究報告第 48 号, pp.249-252, 2009.3
- 23) 沈 麒, 笠井和彦 : 3D pounding Analysis of Base-isolated Building Subjected to Earthquake, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)B-2 分冊, pp.345-346, 2008.9
- 24) 沈 麒, 笠井和彦 : Spectrum-Based Prediction Rule for Peak Pounding Response of Structure against Walls with Elastoplastic Property, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)B-2 分冊, pp.737-738, 2009.8
- 25) Chimamphant Sarun, 笠井和彦, Ductility Demand of Base-Isolated Structures with/without Pounding against Surrounding Walls(Part1, Part2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2 分冊, pp.487-491, 2011.8
- 26) 柏 尚稔, 中安誠明, 中島正愛 : 大地震における免震建物の応答と損傷特性(その 1: 実験と解析モデル) 過大地震動下における免震建物の応答と損傷特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)B-2 分冊, pp.393-394, 2004.8
- 27) 佐野剛志, 小巻潤平, 三輪田吾郎, 佐藤浩太郎, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林 康裕 : 実大免震建物の擁壁への衝突実験(その 1~5), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-2 分冊, pp.427-436, 2010.9
- 28) 菊池 優, 田村和夫, 北村住久 : 積層ゴムに引張り力が生じる免震建物の地震応答解析, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, 10-1, pp.235-240, 1998.9
- 29) 飯塚正臣, 二村有則, 竹中康雄, 吉川和秀, 高岡栄治 : 塔状免震建物の終局挙動に関する振動台実験(その 4, その 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)B-2 分冊, pp.645-650, 2000.9
- 30) 日本免震構造協会編 : 免震構造入門 第 1 版, オーム社, pp.69-71, 1995.10
- 31) 日本免震構造協会編 : 免震部材標準品リスト, 2009
- 32) 日本建築センター : ビルディングレター, 2001.7 ~ 2012.3
- 33) C.A.Cornell and H.Krawinkler : Progress and Challenge in Seismic Performance Assessment, PEER Newsletter Vol.3, No.2, Spring 2000, <http://peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>, 2012.8.18(参照)
- 34) D.Vamvatsikos and C.A.Cornell : Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, Issue 3, pp.491- 514, 2002
- 35) Federal Emergency management Agency : Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, 2009.6

- 36) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編:2007年版建築物の構造設計技術基準解説書, pp.260-271, 2007.8
- 37) 国土交通省住宅局建築指導課編:免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説, pp.46-48, 2001.5

第2章 免震構造物の設計に関する調査および 入力地震動レベルと応答値

2.1 はじめに

2.2 我が国に建設された免震構造物の設計 に関する調査

2.2.1 調査概要

2.2.2 地盤種別

2.2.3 クリアランス

2.2.4 設計ベースシア係数

2.2.5 レベル2相当変形時の等価周期

2.2.6 地盤種別毎のクリアランスと

設計ベースシア係数

2.2.7 クリアランス量の考察

2.3 入力地震動レベルと応答値

2.3.1 入力地震動の評価

2.3.2 等価粘性減衰定数

2.3.3 エネルギーの釣合いによる応答予測

2.4 まとめ

第2章 免震構造物の設計に関する調査および入力地震動レベルと応答値

2.1 はじめに

日本に免震構造物の第1号である八千代台免震住宅(1983年竣工)が建設されてから,およそ30年の月日が過ぎている. その間に多くの免震構造物が建設されてきたが, 免震構造技術, 免震部材の発展あるいは法改正や審査基準における変遷もあり, 免震構造物の設計の有様も変化してきた.

免震構造物の設計の変化を「巨大地震による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題(2006年度建築学会)」¹⁾では, 第1期～第4期の4つの年代に分けて説明している. 以下にそれぞれの年代のキーワードを示す.

- ・ 第1期 草創期 ～1988年
先駆者による免震構造物, 大手建設会社等の自社施設への適用
天然ゴム系積層ゴム+別置きダンパー
超高層建物と同じ入力地震動の考え方
(既往波 25, 50cm/s, 1986年8月以前は設計者判断)
 $C_B=0.15$ 以上 ($C_B=0.2$ の75%以上)
- ・ 第2期 兵庫県南部地震前 1989年～1994年
日本建築学会編「免震構造設計指針」初版(1989年),
日本建築センター編「免震構造安全評価指針」(1989年)
余裕度検討の義務化, 免震層有効利用可, 免震分譲集合住宅, 中間階免震
(既往波 25, 50cm/s, 関西地区は 20, 40cm/s)
 $C_B=0.15$ 以下可能
日本免震構造協会設立(1993年), 「免震構造設計指針」第2版(1993年)
- ・ 第3期 兵庫県南部地震後 1995年～1999年
1995年阪神・淡路大震災, 免震構造物の急増
用途の多様化, 免震システムの多様化の発展
高面圧積層ゴム, 低摩擦支承や直動転がり支承などの使用による長周期化の傾向
各種標準模擬地震動(日本建築センター波²⁾, 臨海波³⁾, 横浜波⁴⁾, 大阪波⁵⁾)
- ・ 第4期 建築基準法改正後 2000年～現在
告示免震(平成12年建設省告示第2009号)による大臣認定不要ルートの創設
免震部材を指定建築材料に指定(平成12年建設省告示第1446号)
超高層建築物への適用本格化, 余裕度検討不要化

告示波・サイト波3波+標準既往波3波，表層地盤による地震動増幅考慮，
「免震構造設計指針」第3版(2001年)，民間指定性能評価機関増加

以上の特徴の中から設計用入力地震動の変遷について抜出し，表2.1に示す．表には，現在についても加えた．私が勤める設計事務所では，第2期の後期から，サイト波を入力地震動として採用してきた．

地震被害や地震動の研究成果を受け，既往波のみからサイト波および免震構造物に対して影響の大きい長周期領域で速度応答スペクトルが一定になるような地震動（告示波），現在では海溝型の巨大地震動による長周期地震動も設計用入力地震動として選択されている．

設計用入力地震動が大きくなったからと言って，過去に建設された免震構造物も余裕度を考えて設計されているので耐震安全性が不足しているとは言えないが，どの程度の余裕度を考えて設計を行なったかは，明示されていない免震構造物が多い．

この章では，免震構造物のクリアランス，設計ベースシア係数，等価周期および応答値について年代による変遷の調査を行い，年代による変化を考察するとともに，クリアランスと応答値を比較し，安全余裕度について考察する．

また，免震構造物の入力地震動の大きさと応答値について，入力エネルギーの釣合いの考え方を基に検討を行い，入力地震動の大きさと応答値の関係について考察する．

表 2.1 設計用入力地震動の変遷

年代	標準的な設計用入力地震動
第1期 ～1988	既往波 (ELCENTRO, TAFT, HACHINOHE等) 稀に発生する地震動を25cm/s, 極めて稀に発生する地震動を50cm/sに基準化して入力 1986年8月以前は, 入力地震動の大きさは設計者判断
第2期 1989～1994	既往波 (ELCENTRO, TAFT, HACHINOHE等) 稀に発生する地震動を25cm/s, 極めて稀に発生する地震動を50cm/sに基準化して入力 関西地区 (稀20cm/s, 極めて稀40cm/s)
第3期 1995～1999	既往波 (ELCENTRO, TAFT, HACHINOHE等) 稀に発生する地震動を25cm/s, 極めて稀に発生する地震動を50cm/sに基準化して入力 各種標準模擬地震動 (日本建築センター波, 臨海波、横浜波, 大阪波)
第4期 2000～2011	既往波 (ELCENTRO, TAFT, HACHINOHE等) 稀に発生する地震動を25cm/s, 極めて稀に発生する地震動を50cm/sに基準化して入力 告示波またはサイト波 計3波以上, 表層地盤増幅考慮
現在 2012～	既往波 (ELCENTRO, TAFT, HACHINOHE等) 稀に発生する地震動を25cm/s, 極めて稀に発生する地震動を50cm/sに基準化して入力 告示波またはサイト波 計3波以上, 表層地盤増幅考慮 超高層建築物等における長周期地震動への対策試案 ⁶⁾

2.2 我が国に建設された免震構造物の設計に関する調査

2.2.1 調査概要

免震構造物のクリアランスと設計ベースシア係数および建設地の地盤種別について、日本建築センター性能評価シート⁷⁾(2000.5月以前は、性能評定シート)に掲載されている数字を基に、調査を行なった。超高層免震(高さ60m以上)についても、高層評価シートより抜き出した。評価(評定)シートの書式は統一されておらず、クリアランス等の数値が明示されていない建築物もある。また、評価(評定)シートに掲載義務は無く、全ての評価(評定)建築物が掲載されているわけではない。調査は、2.1節で示した年代ごとで整理した。調査件数について表2.2に示す。

表2.2 調査件数

年代	第1期 草創期	第2期 兵庫県南部地震 以前	第3期 兵庫県南部地震 以降	第4期 建築基準法の 改正
評価・評定年月*	～1988年12月	1989年2月～ 1995年3月	1995年5月～ 2000年5月	2000年10月～ 2011年8月
件数	29	56	795	568
地盤種別 記載有	29	55	732	490
クリアランス 記載有	1	22	729	442
ベースシア係数 記載有	29	53	735	555
レベル2 (極めて稀な地震動) 等価剛性周期 記載有	0	9	644	502
*: 評定物件が無い月を除いて表示				

2.2.2 地盤種別

年代毎の地盤種別を図2.1～2.4に示す。第二種地盤が、どの年代も8割以上を占めている。第三種地盤の割合は、第1期が6.9%、第2期が5.5%、第3期の5.2%、第4期が9.6%と第三種地盤に建設される免震構造物が第4期で増えている。軟弱地盤には、免震構造物は不向きとの議論があったが、第3期以前でも第三種地盤に建設されている。

第4期で増えているのは、免震材料の多様化による免震構造物の長周期化等が可能になったこと、湾岸地域の免震マンション需要が旺盛なことが理由に上げられる。

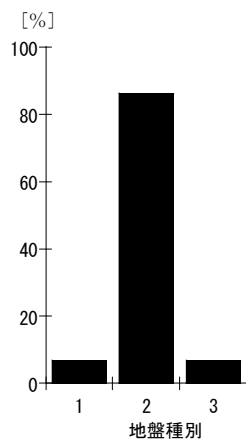


図 2.1 第1期地盤種別

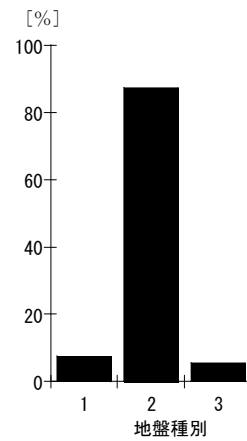


図 2.2 第2期地盤種別

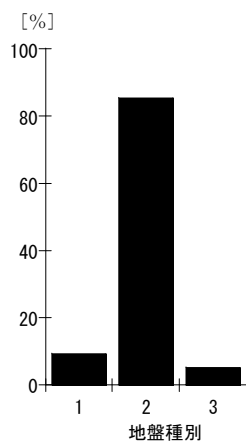


図 2.3 第3期地盤種別

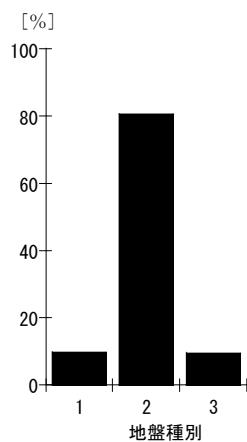


図 2.4 第4期地盤種別

2.2.3 クリアランス

年代毎とのクリアランスの値を図2.5～2.8に示す。数字は、5cm間隔でまとめている。
(例 57.5cm～62.5cmは、60cmで計算)

第1期でクリアランスが示されているのは1件のみであり、クリアランスも25cmと狭い。第1期の免震構造物は、擁壁との衝突以前に積層ゴムの破断を想定し、積層ゴム以外で荷重支持できるフェールセーフ機構が設けられている建築物も多く、現在とは設計思想が違う場合も多い。

最頻値を示す値を比較すると第2期40cm、第3期50cm、第4期60cmと年代を重ねる毎に10cmずつ大きくなっている。平均値も46.2cm、53.3cm、58.5cmとクリアランスを広くする傾向にある。

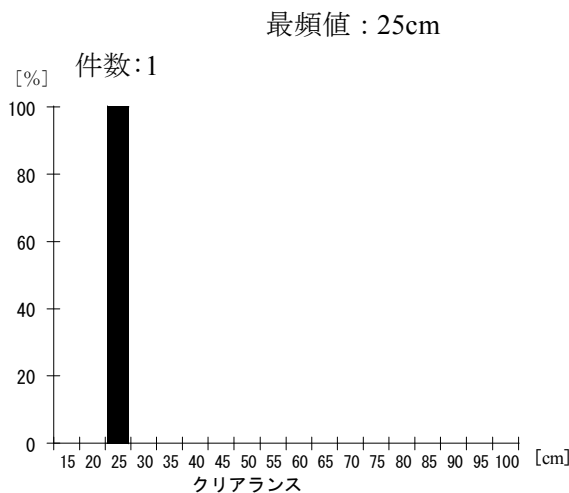


図2.5 第1期クリアランス

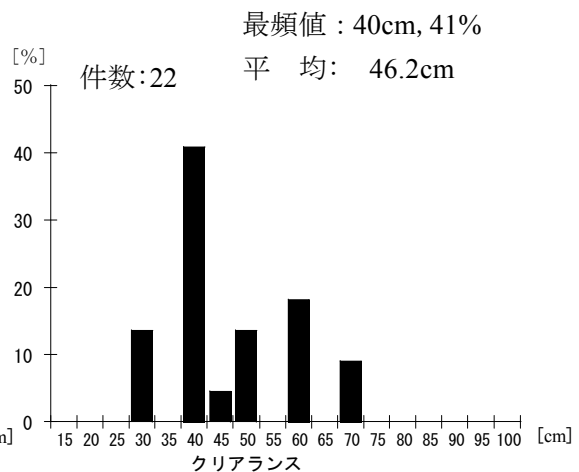


図2.6 第2期クリアランス

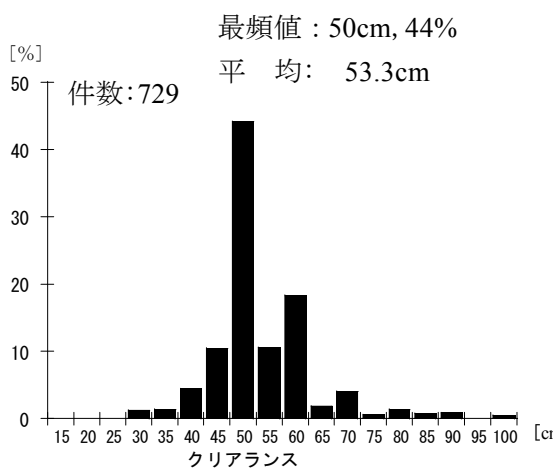


図2.7 第3期クリアランス

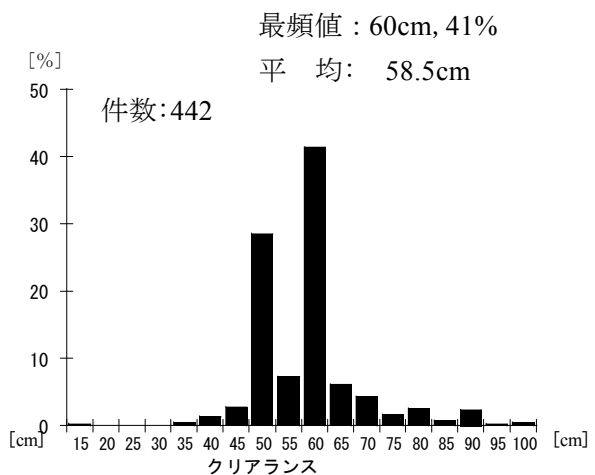


図2.8 第4期クリアランス

2.2.4 設計ベースシア係数

年代毎の設計ベースシア係数の値を図2.9～2.12に示す。数字は、0.05間隔でまとめている。(例 0.1975～0.2025は、0.20で計算)

第1期から第3期までは、設計ベースシア係数を0.15とした免震構造物が多いが、第4期では0.12と小さくなっている。平均値も同様に第3期の0.150から0.122と小さくなっている。

第3期以降は、設計ベースシア係数に偏りがなく、応答値を基に設定している傾向がある。

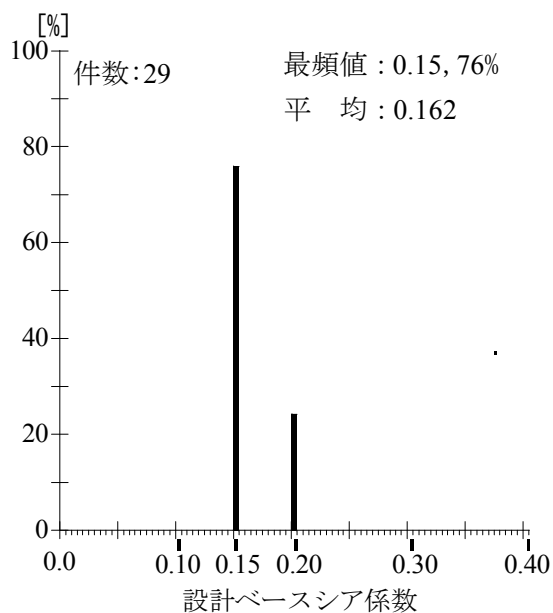


図 2.9 第1期設計ベースシア係数

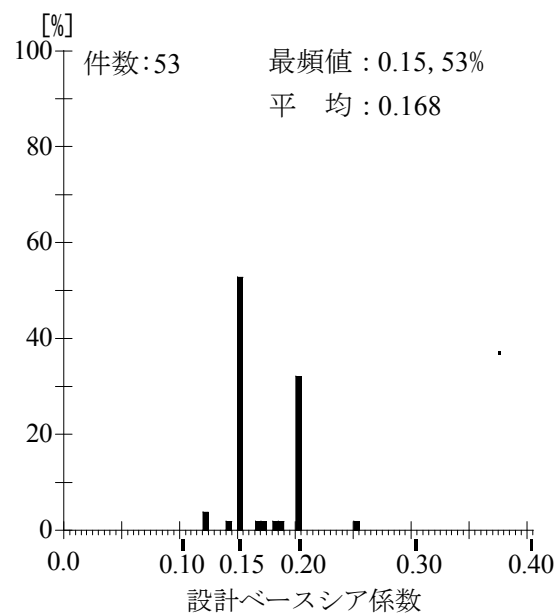


図 2.10 第2期設計ベースシア係数

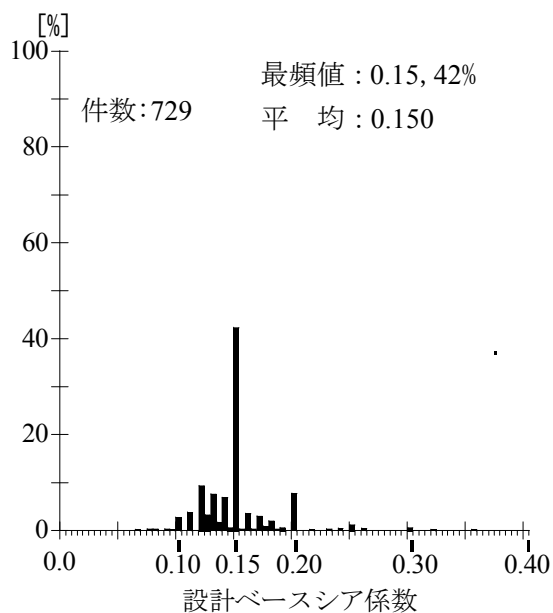


図 2.11 第3期設計ベースシア係数

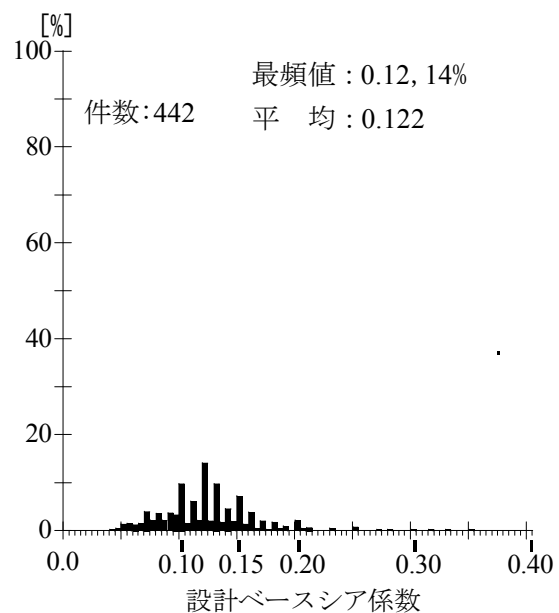


図 2.12 第4期設計ベースシア係数

2.2.5 レベル2相当変形時の等価周期

年代毎のレベル2相当（極めて希な地震動）変形時の等価剛性による周期を図2.13～2.15に示す。第1期については、値が掲載されていないので図は省略した。数字は、0.25間隔でまとめている。（例 3.875～4.125 は、4.0(s)で集計）

第2期の周期の平均2.5秒、第3期の平均3.2秒、第4期の平均3.9秒と長周期化の傾向にある。免震層の剛性で考えた場合、第3期と第4期では剛性は1/1.5程度低くなっている。また、第3期では5秒を超える免震建築物は1%に満たないが、第4期では、14%と大幅に増えている。すべり支承や転がり支承を多用し、周期を伸ばす傾向にある。第4期では、周期の長い超高層建築物に免震構造の採用が増えている影響もある。

免震構造物の長周期化を図り、クリアランスを広くし、設計ベースシア係数を小さくする傾向にある。

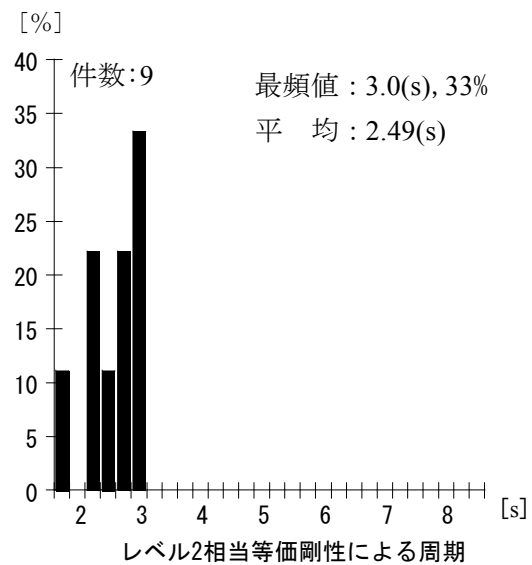


図 2.13 第2期レベル2相当周期

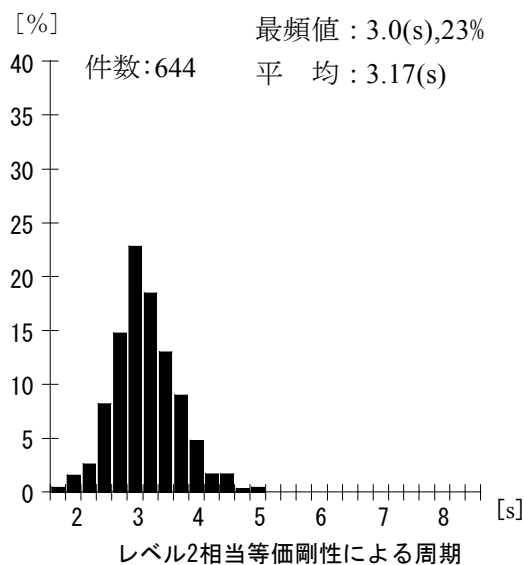


図 2.14 第3期レベル2相当周期

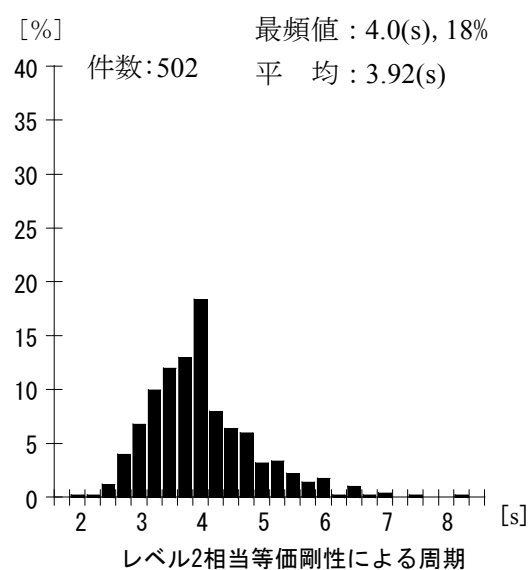


図 2.15 第4期レベル2相当周期

2.2.6 地盤種別毎のクリアランスと設計ベースシア係数

第3期と第4期の地盤種別毎のクリアランスと設計ベースシア係数の関係について、第3期を図2.16に、第4期を図2.17に示す。また、最頻値と平均値について、第3期を表2.3、第4期を表2.4に示す。第一種地盤と第二種地盤とでは、第3期では同等、第4期では第一種地盤の方が、クリアランスが広く、ベースシア係数も大きい結果となっている。

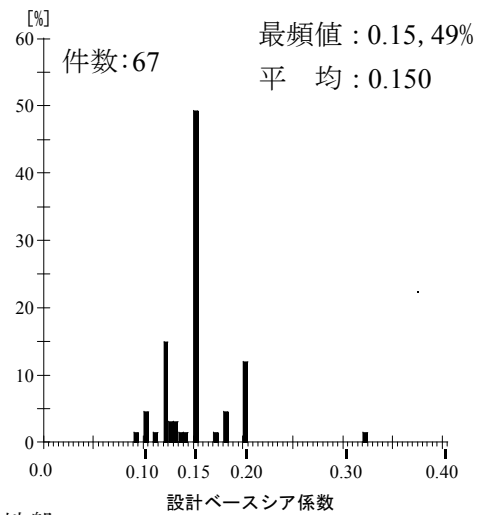
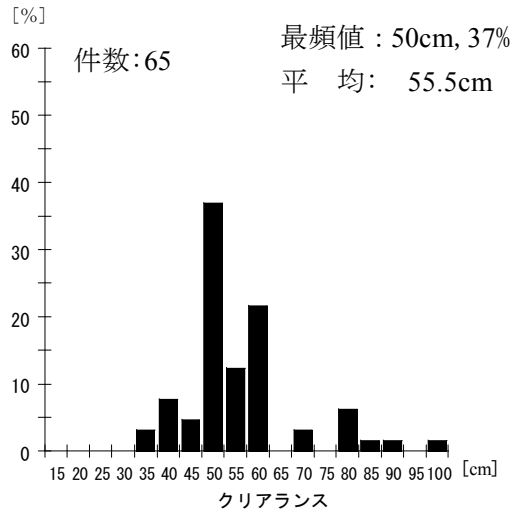
第二種地盤と第三種地盤では、第3期、第4期ともに、平均値で比較した場合、第三種地盤の方が、クリアランスも広く、設計ベースシア係数も大きい。最頻値で比較すると、全て同じ値を示し、地盤種別による差は無く、地盤種別によりクリアランスに意図的に差をつける傾向はない。

表 2.3 地盤種別毎のクリアランスと設計ベースシア係数(第3期)

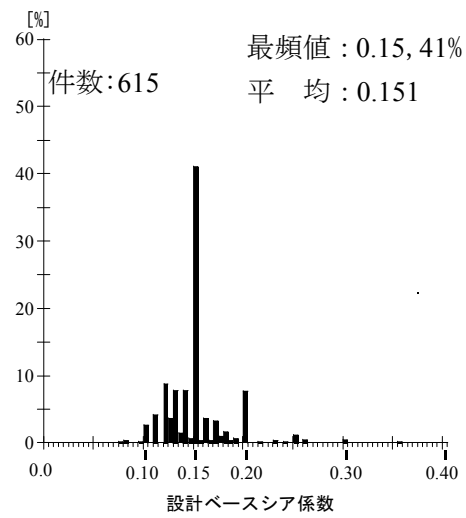
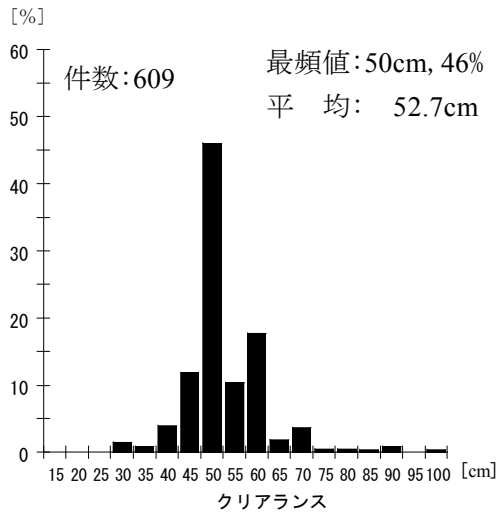
	第3期(1995年5月～2000年5月)		
	第一種地盤	第二種地盤	第三種地盤
クリアランス 平均値 (cm)	55.5	52.7	57.8
クリアランス 最頻値 (cm)	50	50	50
設計ベースシア係数 平均値	0.150	0.151	0.158
設計ベースシア係数 最頻値	0.15	0.15	0.15

表 2.4 地盤種別毎のクリアランスと設計ベースシア係数(第4期)

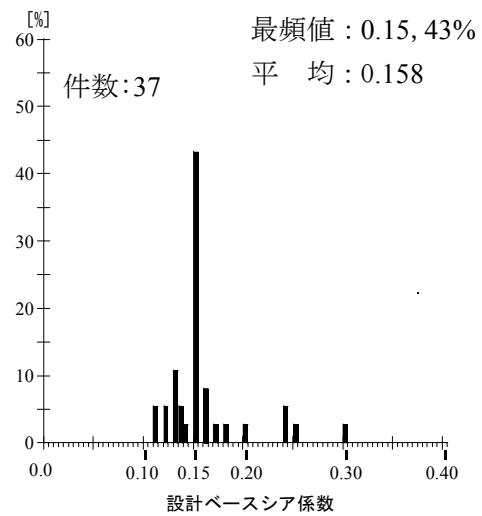
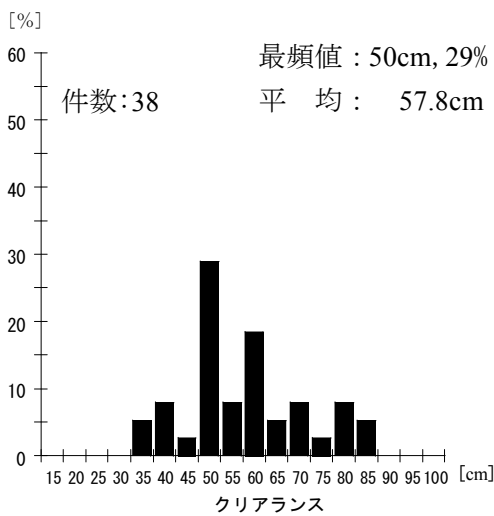
	第4期(2000年10月～)		
	第一種地盤	第二種地盤	第三種地盤
クリアランス 平均値 (cm)	56.8	57.3	63.9
クリアランス 最頻値 (cm)	60	60	60
設計ベースシア係数 平均値	0.136	0.124	0.140
設計ベースシア係数 最頻値	0.12,0.13	0.12	0.13



(a) 第一種地盤

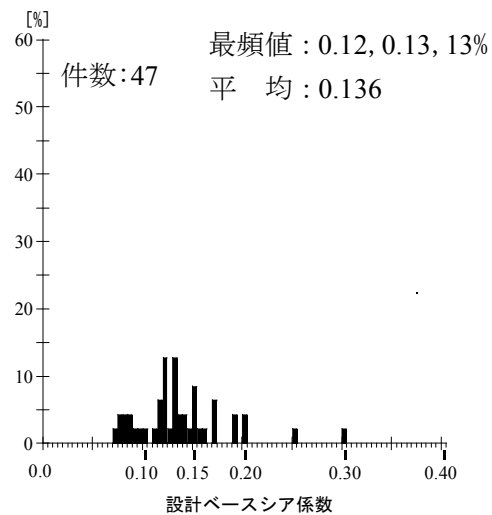
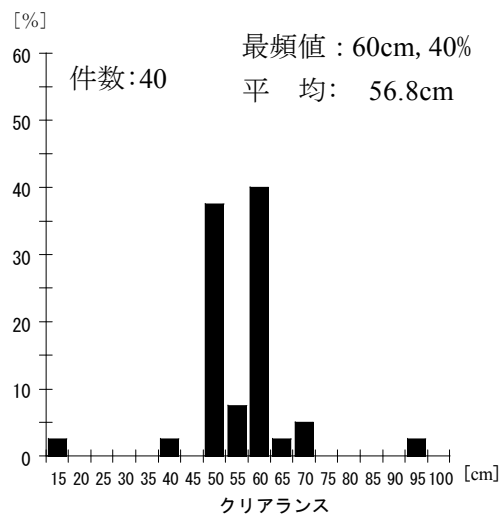


(b) 第二種地盤

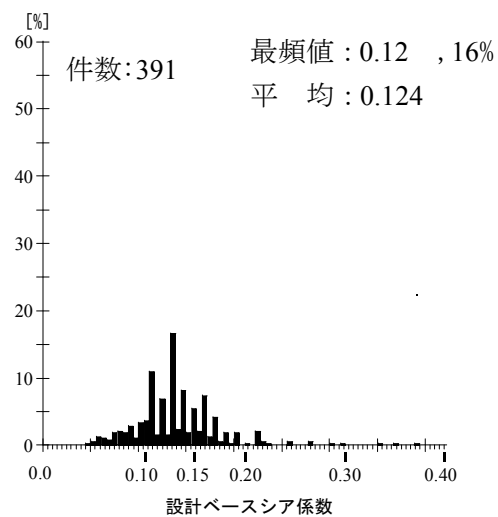
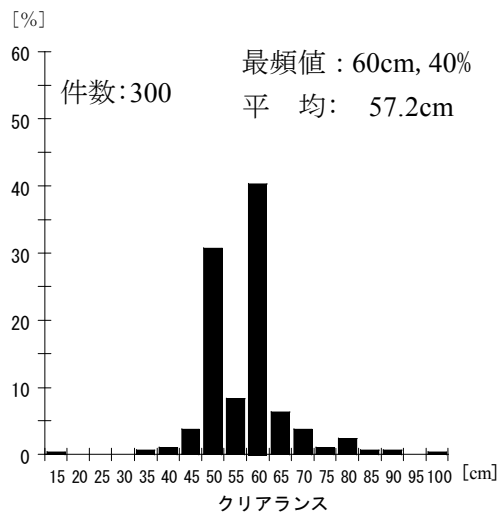


(c) 第三種地盤

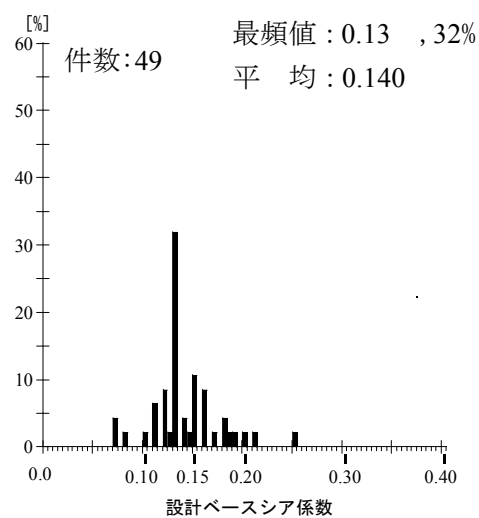
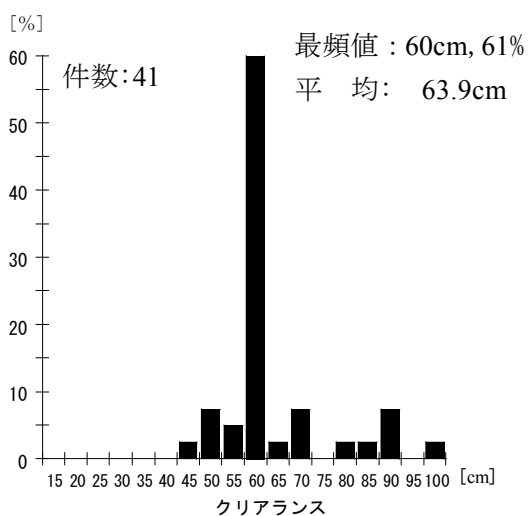
図 2.16 第3期 地盤種別毎のクリアランスと設計ベースシア係数



(a) 第一種地盤



(b) 第二種地盤



(c) 第三種地盤

図 2.17 第4期 地盤種別毎のクリアランスと設計ベースシア係数

2.2.7 クリアランス量の考察

第3期と第4期のレベル2（極めて希な地震動）相当の変形時の等価剛性から求めた一次固有周期と設計ベースシアの関係を図2.18に示す。第3期は、周期3秒、設計ベースシア係数0.15付近に固まっているが、第4期では周期が長く、設計ベースシアを小さくする右肩下がり傾向が見られる。周期とクリアランスの関係を図2.19に示す。第3期に比べて周期の幅が広く、分布が拡散している。周期が長くなると、クリアランスを広くする右肩上がり傾向が見られる。周期と極めて希な地震動時の応答変形の関係を図2.20に示す。第3期は20cm～40cmに第4期は25cm～45cmに応答が集中している。

レベル2（極めて希な地震動）時の最大応答値とクリアランスを比較し、図2.21に示す。当然、最大応答値よりクリアランスを広く設計しているが、最大応答値がクリアランスと同程度の免震構造物もある。

応答値を横軸に、クリアランスから応答値を引いた値を縦軸にした関係を図2.22に示す。第3期の平均は23.8cm、第4期の平均は21.5cmと第3期と第4期でほぼ同様な値を示す。標準偏差は、それぞれ9.0cm、9.5cmと値の幅が広く、最大応答値に対して一定値を余裕度として与えてクリアランスを設定する意図は見えない。

クリアランスを最大応答値で除した値をレベル2相当時の周期別に比較した関係を図2.23に示す。第3期の平均値は1.91、第4期の平均値は1.61と第3期に比べて小さい。前節でも述べているが、第3期と第4期のクリアランスの平均の大きさの比は1.1倍であるのに対し、等価周期から求まる剛性の比は1/1.5倍と剛性の低下ほど、クリアランスが広がっていないためと考察される。また、標準偏差を見ると第4期で0.36とばらつきが大きい。クリアランス/応答値を過大入力に対する余裕度と考えた場合、1倍～4倍と幅がある。これは、クリアランスを事前に設定し、最大応答値がクリアランスを下回れば良いとする設計が多いことが理由として考えられる。結果として耐震性能に差がある建築物を建築主に提供することになる。

過大入力に対する余裕度を意識した設計を行うことは重要であると言える。

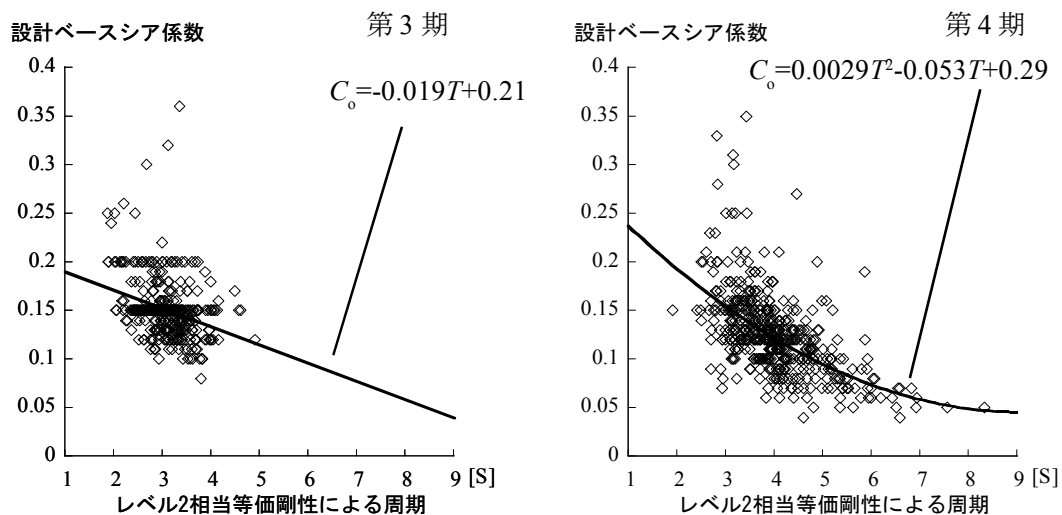


図 2.18 レベル2の等価周期と設計ベースシア係数

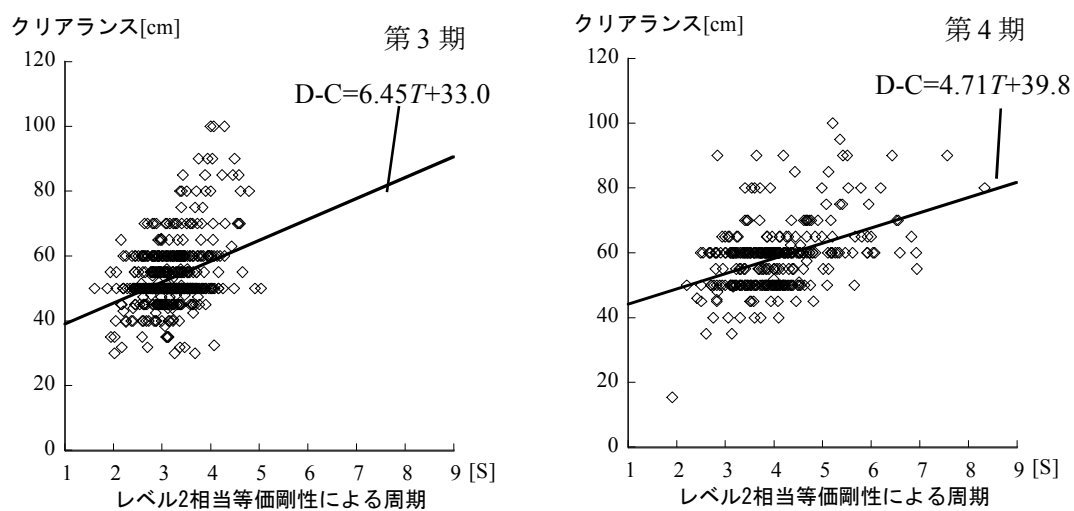


図 2.19 レベル2の等価周期とクリアランス

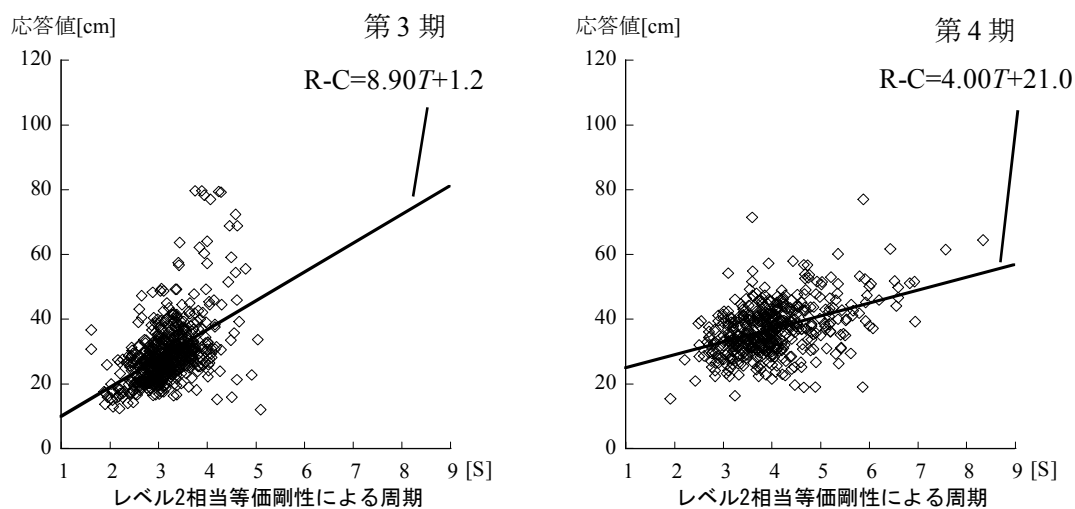


図 2.20 レベル2の等価周期と応答値

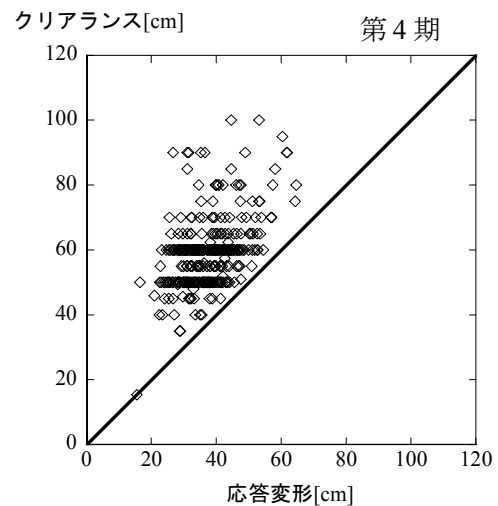
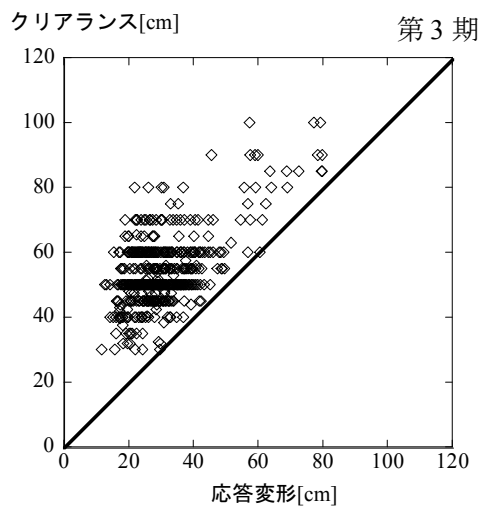


図 2.21 応答値とクリアランス

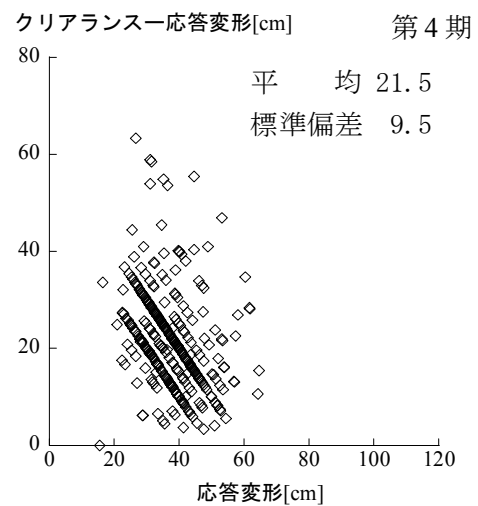
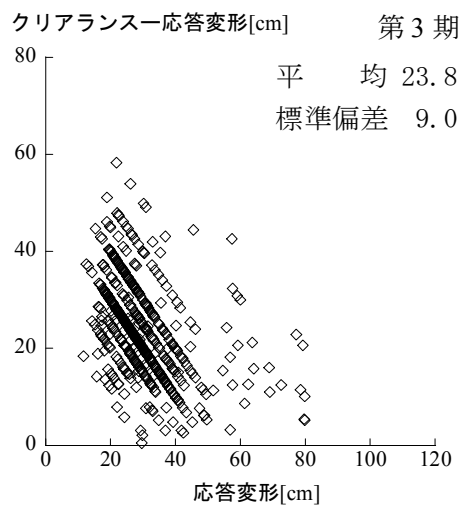


図 2.22 クリアランス－応答値

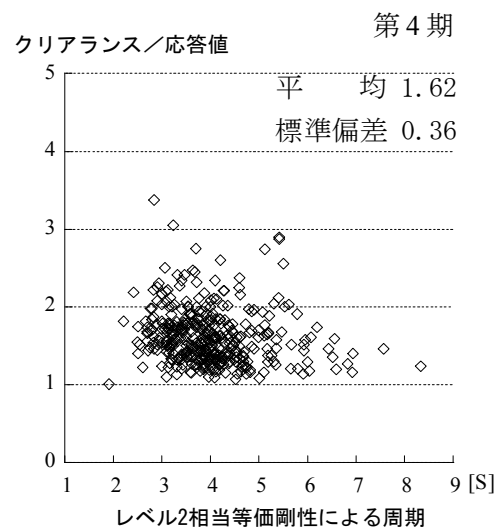
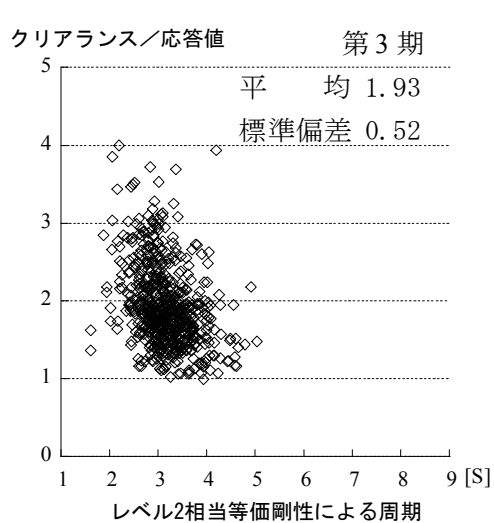


図 2.23 クリアランス／応答値

2.3 入力地震動レベルと応答値

2.3.1 入力地震動の評価

建築物の耐震安全性の検証は、地震による入力エネルギーを建築物が、吸収できるか否かによって判断できるとの考え方が、秋山宏⁸⁾により検証された。免震構造物は、上部構造を安定して支持しながら、水平方向に柔らかに動き、地震動から絶縁を図り、弾性歪エネルギーを一時的に蓄えるアイソレータと、エネルギー吸収によって振動の増幅を抑えるダンパーからなる構造で、免震層でのエネルギーの釣合いを考えれば良い構造である。

本研究では、入力地震動はエネルギーとの考え方に立ち、地震動の大きさを入力エネルギーの速度換算値(V_E)で評価する。

実効的な周期が2秒以上である免震構造物のエネルギースペクトルの大きさは、免震構造設計指針1993改訂版⁹⁾に次の値が示されている。

第一種地盤： $V_E=120\text{cm/s}$

第二種地盤： $V_E=150\text{cm/s}$

第三種地盤： $V_E=200\text{cm/s}$

また、平成17年国土交通省告示第631号「エネルギーの釣合いに基づく耐震設計法（エネルギー法）」¹⁰⁾が限界耐力計算と同等以上の構造計算として示された。入力地震動をエネルギーとして捕らえる考え方が基になっている。

エネルギー法では、エネルギー量の速度換算値を表2.5のように定めている。地盤の増幅係数を示す G_s は、地盤種別毎に定まる略算法による値を表2.6に示す。地盤種別毎に定まる V_s 値を図2.24に示す。実効的な周期が2秒以上である免震構造物では、次の値となる。

工学的基盤： $V_s=81.5\text{cm/s}$

第一種地盤： $V_s=110\text{cm/s}$

第二種地盤： $V_s=165\text{cm/s}$

第三種地盤： $V_s=220\text{cm/s}$

また、 G_s は表層地盤の固有周期により、表2.7により計算しても良いとされている¹⁰⁾。一般の設計では、この表を基に計算される場合が多い。この表を基に計算する場合、実効的な周期が2秒以上では $V_s=100\text{cm/s}$ が最低値となる。本研究では、エネルギー法の値を設計基準値とする。本研究では、入力エネルギーの速度換算値を V_E で示し、設計基準値を示す場合 V_s とする。

表 2.5 入力エネルギー量の速度換算値(V_s) (m/s)

$T_s < 0.16$ の場合	$V_s = T_s / 2\pi \cdot (3.2 + 30T_s)Z \cdot G_s$
$0.16 \leq T_s < 0.64$ の場合	$V_s = T_s / 2\pi \cdot 8Z \cdot G_s$
$0.64 \leq T_s$ の場合	$V_s = 1/2\pi \cdot 5.12Z \cdot G_s$

T_s :有効周期(s)

Z :地域係数

G_s :表層地盤による地盤の増幅率

表 2.6 地盤の増幅係数 G_s

1種地盤	$0.64 \leq T_s$ の場合	$G_s=1.35$
2種地盤	$0.864 \leq T_s$ の場合	$G_s=2.025$
3種地盤	$1.152 \leq T_s$ の場合	$G_s=2.7$

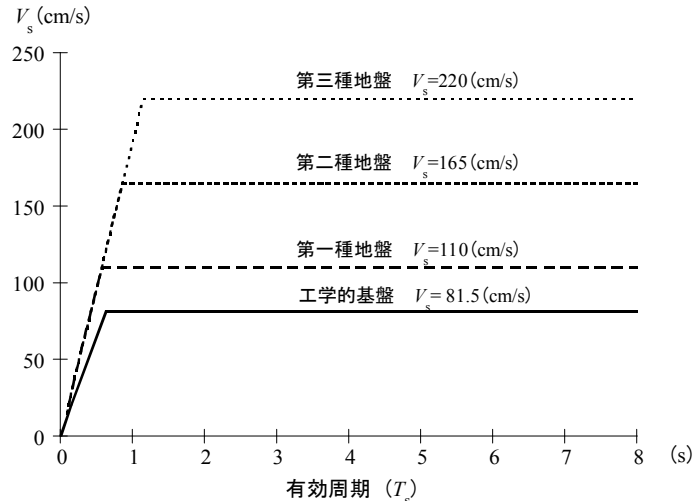


図 2.24 地盤種別毎の入力エネルギー量の速度換算値

表 2.7 地盤の増幅係数 G_s の計算

		最小値
$T \leq 0.8T_2$	$G_s = G_{s1} \cdot T / 0.8T_2$	1.23
$0.8T_2 < T \leq 0.8T_1$	$G_s = (G_{s1} - G_{s2}) / 0.8(T_1 - T_2) \cdot T + G_{s2} - (G_{s1} - G_{s2}) / 0.8(T_1 - T_2) \cdot T_2$	1.23
$0.8T_1 < T \leq 1.2T_1$	$G_s = G_{s1}$	1.23
$1.2T_1 < T$	$G_s = (G_{s1} - 1) / (1/1.2T_1 - 0.1) \cdot 1/T + G_{s1} - (G_{s1} - 1) / (1/1.2T_1 - 0.1) \cdot 1/1.2T_1$	1.23

T :建築物の安全限界固有周期(s)

T_1 :表層地盤の一次卓越周期(s)

T_2 :表層地盤の二次卓越周期(s)

Z :地域係数

G_{s1} :表層地盤の一次卓越周期に対する増幅率

G_{s2} :表層地盤の二次卓越周期に対する増幅率

2.3.2 等価粘性減衰定数

免震構造物は、弾性歪エネルギーを蓄えるアイソレータと、エネルギー吸収によって振動を抑えるダンパーからなる。

この節では、ダンパーとして履歴ダンパーを使用した場合と減衰力が速度に比例するオイルダンパーを使用した場合について、変形に応じて等価粘性減衰定数(h_e)がどのように変化するか検討する。どちらも、アイソレータ群のみの水平剛性(k_f)と建物重量(Mg)から求まる固有固有周期は、 $T_f=4$ (秒)とする。

履歴ダンパーは、ダンパーの降伏せん断力係数（ダンパーの降伏耐力(Q_y)／建物重量(Mg))を $\alpha_s=0.04$ とし、 $\delta_y=3$ cmで降伏する完全弾塑性型として求めた。

等価粘性減衰定数(h_e)を(2.1)式に示す。

$$h_e = \frac{\Delta W_d}{4\pi(W_i + W_d)} \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

ここで、 ΔW_d ：ダンパーの消費エネルギー
 W_i ：アイソレータの歪エネルギー
 W_d ：ダンパーの歪エネルギー

$$W_i = \frac{1}{2} k_f \cdot \delta^2 \quad (\text{kN} \cdot \text{cm})$$

$$k_f = \frac{(2\pi)^2 \cdot M}{T_f^2} \quad (\text{kN/cm})$$

$$T_f = 4.0 \quad (\text{s})$$

$$W_d = \frac{1}{2} 0.04 M \cdot g \cdot \delta \quad (\text{kN} \cdot \text{cm})$$

$$\Delta W = 4 \cdot 0.04 M \cdot g \cdot \delta$$

M ：建物質量 (ton)

g ：重力加速度 = 980 (cm/s²)

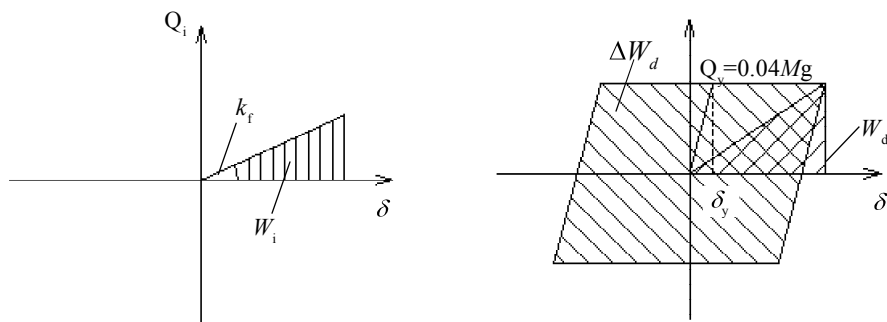


図 2.25 履歴型ダンパーのエネルギー

オイルダンパーは、100cm/s時の最大減衰力(F)を建物重量(Mg)で除した値 $F/Mg=0.04$ として減衰係数を設定し、3秒の周期で振動するとして求めた。また、オイルダンパーの歪エネルギーは無視する。等価粘性減衰定数(h_e)を(2.2)式に示す。

$$h_e = \frac{\Delta W_d}{4\pi \cdot W_i} \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

ここで、 ΔW_d : ダンパーの消費エネルギー

W_i : アイソレータの歪エネルギー

$$W_i = \frac{1}{2} k_f \cdot \delta^2 \quad (\text{kN} \cdot \text{cm})$$

$$k_f = \frac{(2\pi)^2 \cdot M}{T_f^2} \quad (\text{kN/cm})$$

$$T_f = 4.0 \quad (\text{s})$$

$$\Delta W_d = \pi \cdot F \cdot \delta \quad (\text{kN} \cdot \text{cm})$$

$$F = C \cdot V$$

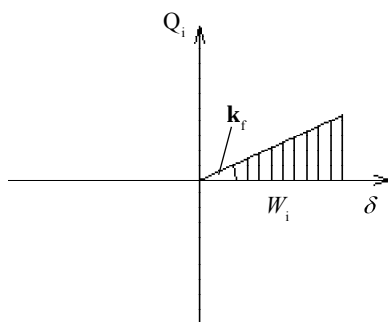
$$C = \frac{0.04M \cdot g}{100} \quad (\text{kN} \cdot \text{s/cm})$$

$$V = \frac{2\pi}{T_f} \delta \quad (\text{cm/s})$$

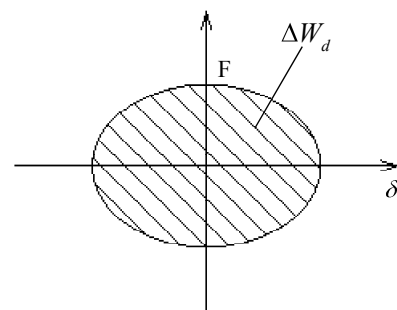
$$T_f = 3.0 \quad (\text{s})$$

M : 建物質質量 (ton)

g : 重力加速度 $= 980 \quad (\text{cm/s}^2)$



(a) アイソレータ



(b) ダンパー

図 2.26 速度依存型のエネルギー

図2.27に履歴ダンパーを使用した場合と減衰力が速度に比例するオイルダンパーを使用した場合の等価粘性減衰定数(h_e)の変化を示す。オイルダンパーの等価粘性減衰定数は一定だが、履歴型ダンパーは10cm付近をピークに、等価粘性減衰定数は小さくなる。オイルダンパーのように等価粘性減衰定数が一定ならば、入力地震動が2倍になっても等価粘性減衰定数が変わらないため、変形も2倍と線形性を示す。一方、履歴型ダンパーを使用した場合、変形が大きくなると等価粘性減衰定数が低下するため、入力地震動が2倍になると変形が2倍以上と大きくなり、非線形性を示す。

近年、オイルダンパーの使用は増えているが、履歴型ダンパーとの組み合わせで使用する場合が多く、変形が大きくなると等価粘性減衰定数が減少することは避けられない。当然、免震構造物の応答は、入力地震動の大きさに対して非線形性を示すことになる。

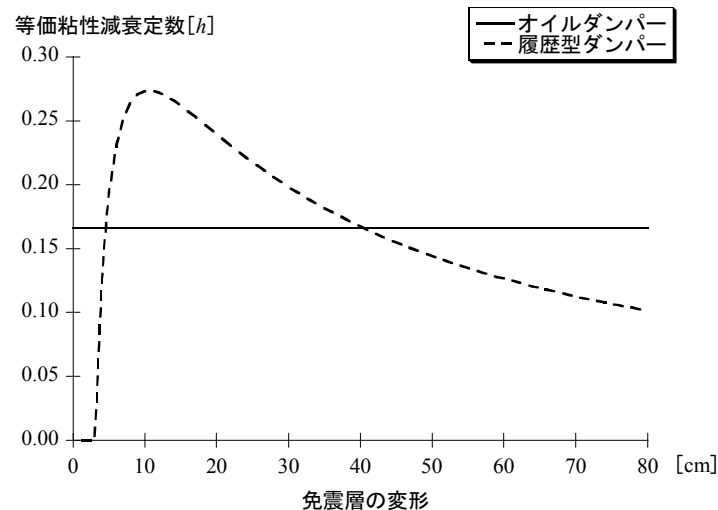


図 2.27 等価粘性減衰定数の変化

2.3.3 エネルギーの釣合いによる応答予測

「免震構造設計指針(2001)」¹²⁾に示されるエネルギーの釣合いによる応答予測を行い、入力地震動の大きさと応答値の変化を検討をする。

応答予測は、「地震により免震構造全体に吸収されるエネルギーは、地盤による影響を受けるほかは、建物の重量と固有周期のみに依存する」とする考えに基づいている。図2.28に示すように、アイソレータとダンパーで1質点を結ぶ単純なモデルとする。

免震構造物の周期の範囲(2秒以上)では、免震構造全体に吸収されるエネルギーは一定値を示すとして、免震建物の周期(T_f)とダンパーの降伏せん断力係数(α_s)を基に、免震層の最大変形($\delta_{\max}$)と免震層のせん断力係数(α_l)を入力エネルギーの速度換算値(V_E)と釣合う値を予測する手法である。エネルギーの釣合いの式を(2.3)式に示す。 V_E は、安全側に地震終了時の値とする。

$$W_e(t) + W_p(t) = E(t) \quad \dots \dots \dots (2.3)$$

$$V_E = \sqrt{\frac{2 E(t)}{M}}$$

ここで、
 $W_e(t)$: 時刻 t までの弾性歪エネルギー
 $W_p(t)$: 時刻 t までのダンパーの消費エネルギー
 $E(t)$: 地震による入力エネルギー
 M : 建物質量

図2.29の示すようにアイソレータが弾性、ダンパーが完全弾塑性型の復元力特性を有する場合、最大変形を生じる時の吸収エネルギー量は(2.4)～(2.6)式で表せる。

$$W_e(t) = \frac{1}{2} k_f \cdot \delta_{\max}^2 \quad \dots \dots \dots (2.4)$$

$$W_p(t) = {}_s Q_y \cdot {}_s \delta_p \quad \dots \dots \dots (2.5)$$

$${}_s \delta_p = \kappa (\delta_{ave} - {}_s \delta_y) \quad \dots \dots \dots (2.6)$$

ここで、 k_f : アイソレータの水平剛性

$$k_f = \frac{(2\pi)^2 \cdot M}{T_f^2}$$

$\delta_{\max}$: 免震層の最大変位

${}_s Q_y$: ダンパーの降伏耐力

${}_s \delta_p$: ダンパーの累積塑性変形量

δ_{ave} : 正側と負側の最大変形の平均値

${}_s \delta_y$: ダンパーの降伏変位

κ : 累積塑性変形量と最大変形量の比 $\kappa=8$ (2ループ分)

g : 重力加速度

δ_{ave} に比べて δ_y が、十分に小さく、 δ_{max} と δ_{ave} に大きな差がなければ、(2.6)式は、 $\delta_p = \kappa \delta_{max}$ と近似できる．この近似式と(2.4)，(2.5)式を(2.3)式に代入すると、免震層の最大変形量(δ_{max})は(2.7)式で求められる．同様に免震層の最大せん断力係数(α_1)は、(2.8)式で求められる．

$$\delta_{max} = \frac{\kappa \cdot g \cdot \alpha_s \cdot T_f^2}{4\pi^2} \left[-1 + \sqrt{\left(\frac{2\pi V_E}{\kappa \cdot g \cdot \alpha_s \cdot T_f} \right)^2 + 1} \right] \dots\dots\dots (2.7)$$

$$\alpha_1 = \frac{4\pi^2 \delta_{max}}{g \cdot T_f^2} \left(1 - \frac{1}{2\kappa} \right) + \frac{V_E^2}{2\kappa \cdot g \cdot \delta_{max}} \dots\dots\dots (2.8)$$

ここで， $T_f = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_f}}$
 $\alpha_s = \frac{s Q_y}{M \cdot g}$

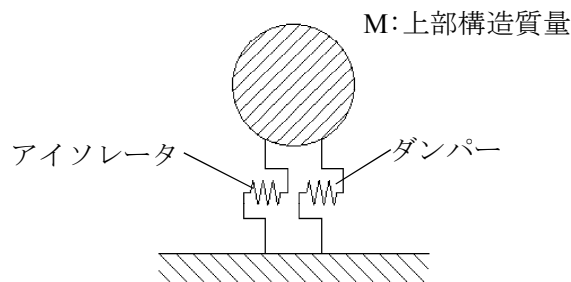


図 2.28 モデル図

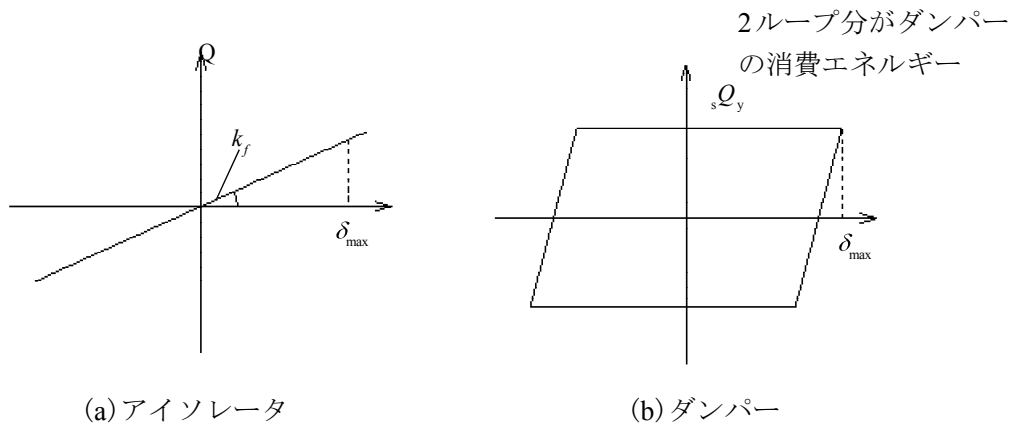


図 2.29 アイソレータとダンパーの復元力特性

免震周期 $T_f=4.0$ 秒，ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_s=0.04$ とした免震構造物について，入力エネルギー (V_E) を 50cm/s ～ 300cm/s に変化させた応答予測を行い，応答値を図 2.30 ～ 図 2.33 に示す． $\delta_{\max}$ は免震層の最大変形を α_1 は免震層の層せん断力係数を示す． V_E の大きさに比例せずに， $\delta_{\max}$ ， α_1 が非線形性を示すのが分かる．

非線形性を分かり易く表示するため，免震周期 $T_f=4.0$ 秒， $\alpha_s=0.02, 0.04, 0.06$ ， $V_E=50, 100, 150, 200, 250, 300$ cm/s 時の $\delta_{\max}$ と α_1 を図 2.34 に示す．免震層の最大変形 $\delta_{\max}$ は α_s が小さいほど大きくなる．また， α_1 は， $V_E=50$ cm/s 時は， α_s の大きさ順に並んでいるが， $V_E=150$ cm/s では逆転する． α_s が小さいと消費エネルギーが少なく，大きな弾性歪エネルギーが必要になるため $\delta_{\max}$ が大きくなり、アイソレータの負担せん断力が大きくなる．そのため，ダンパーの負担せん断力とアイソレータの負担せん断力の合計が大きくなり， α_s は小さいのに， α_1 が大きくなる．

免震周期 $T_f=4.0$ 秒，ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_s=0.04$ とした免震構造物について， $V_E=100, 200, 300$ cm/s 時の $\delta_{\max}$ と α_1 の値を表 2.8 に示す．（ ）内は， $V_E=100$ cm/s 時との比率を示す． $V_E=100, 200$ の比は 2 倍であるが，変形は 3.5 倍，免震層のせん断力係数は 2.2 倍， $V_E=100, 300$ の比は 3 倍であるが，変形は 6.8 倍，免震層のせん断力係数は 3.8 倍である．

積層ゴムアイソレータを線形弾性にモデル化しても，応答値は入力値に比例しない．このことから，設計想定外の地震動が入力した時の応答値は，入力を大きくして検討することが重要であることが分かる．

表 2.8 $\delta_{\max}$ ， α_1 の比較

	$\delta_{\max}(\text{cm})$	α_1
$V_E=100\text{cm/s}$	15.05 (1.00)	0.078 (1.00)
$V_E=200\text{cm/s}$	52.81 (3.51)	0.173 (2.22)
$V_E=300\text{cm/s}$	102.31 (6.80)	0.298 (3.82)

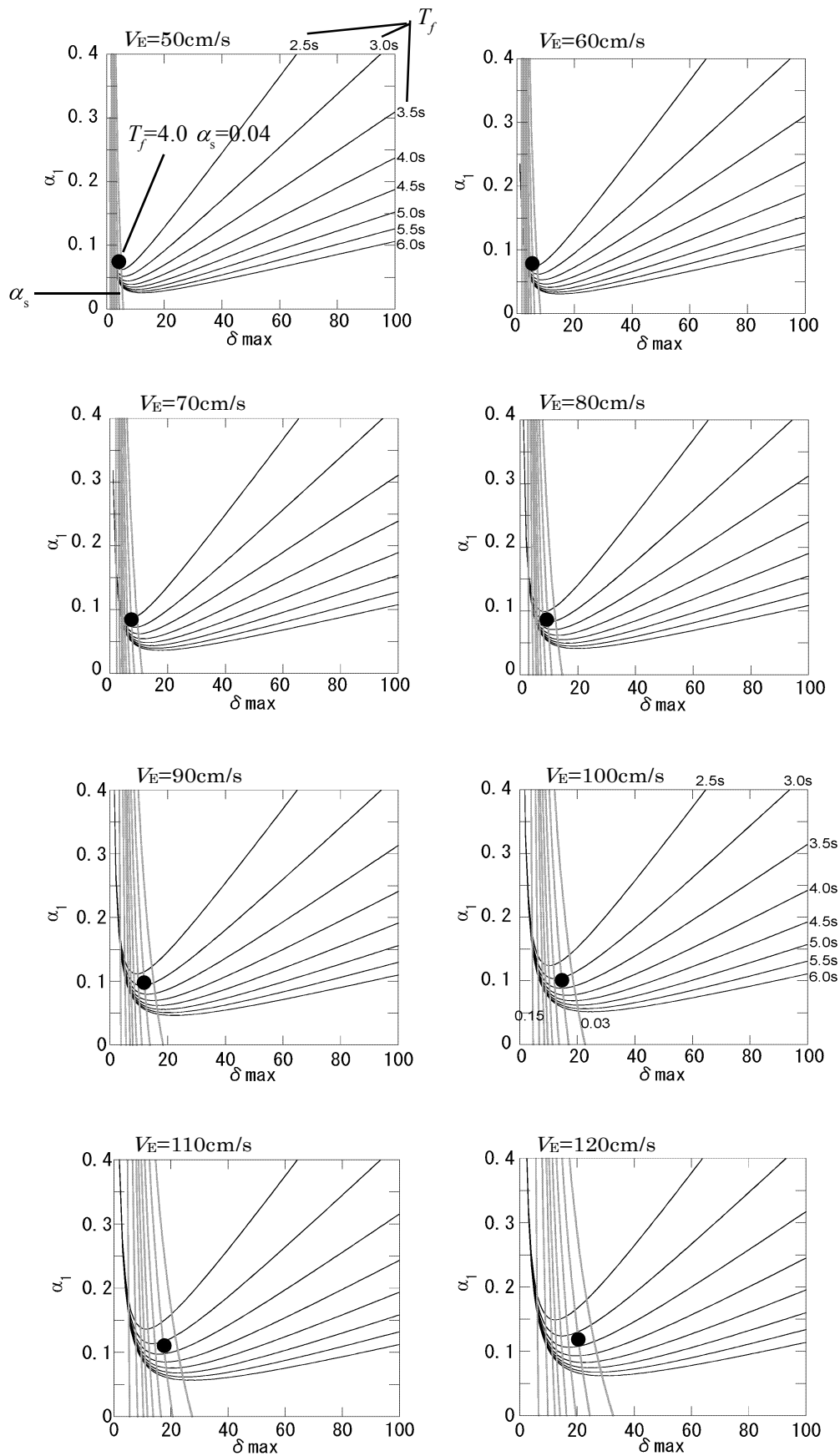


図 2.30 エネルギーの釣合いによる応答予測法 ($V_E=50$ cm/s $\sim$ $V_E=120$ cm/s)

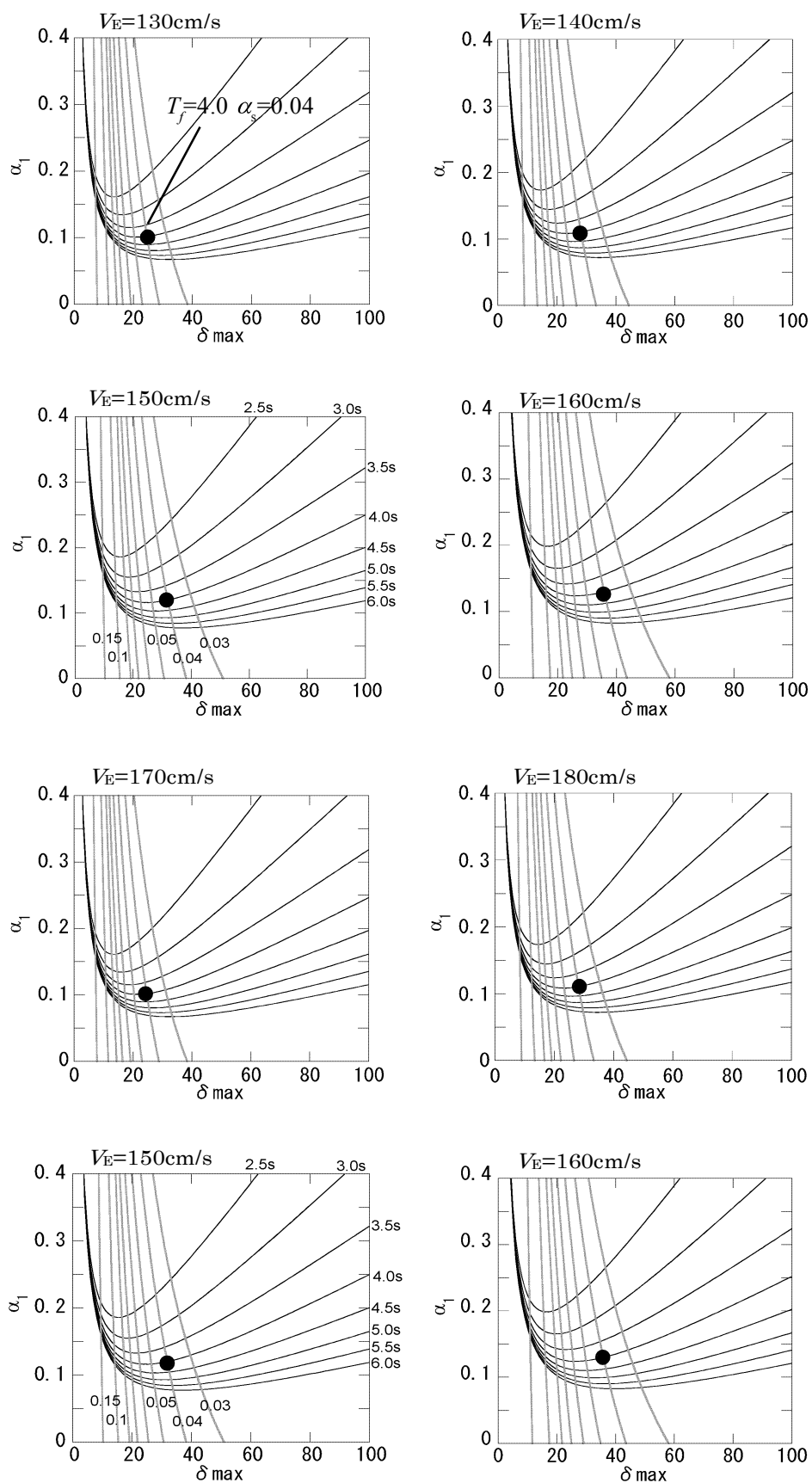


図 2.31 エネルギーの釣合いによる応答予測法 ($V_E = 130$ cm/s $\sim$ $V_E = 160$ cm/s)

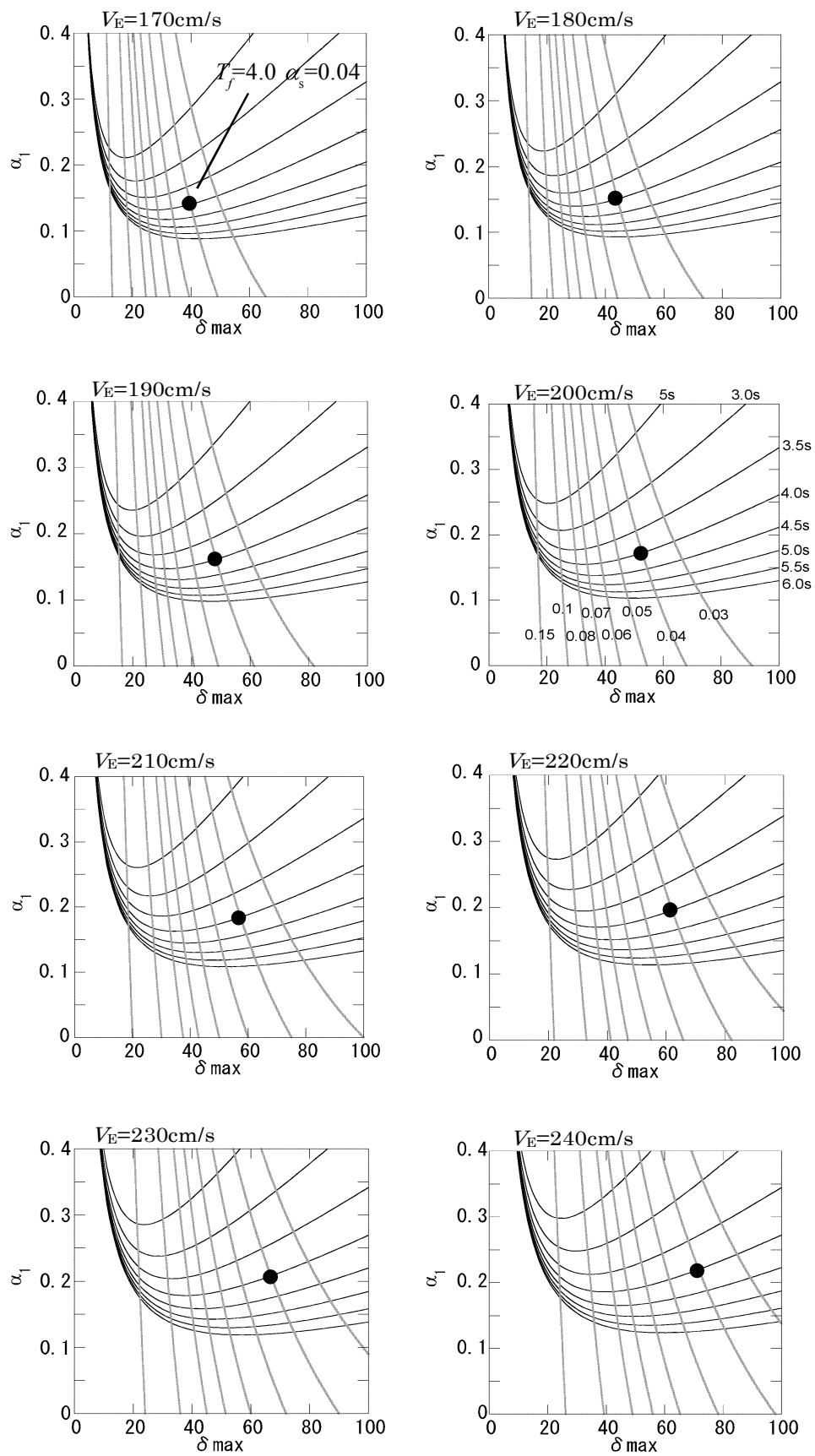


図 2.32 エネルギーの釣合いによる応答予測法 ($V_E=170\text{cm/s} \sim V_E=240\text{cm/s}$)

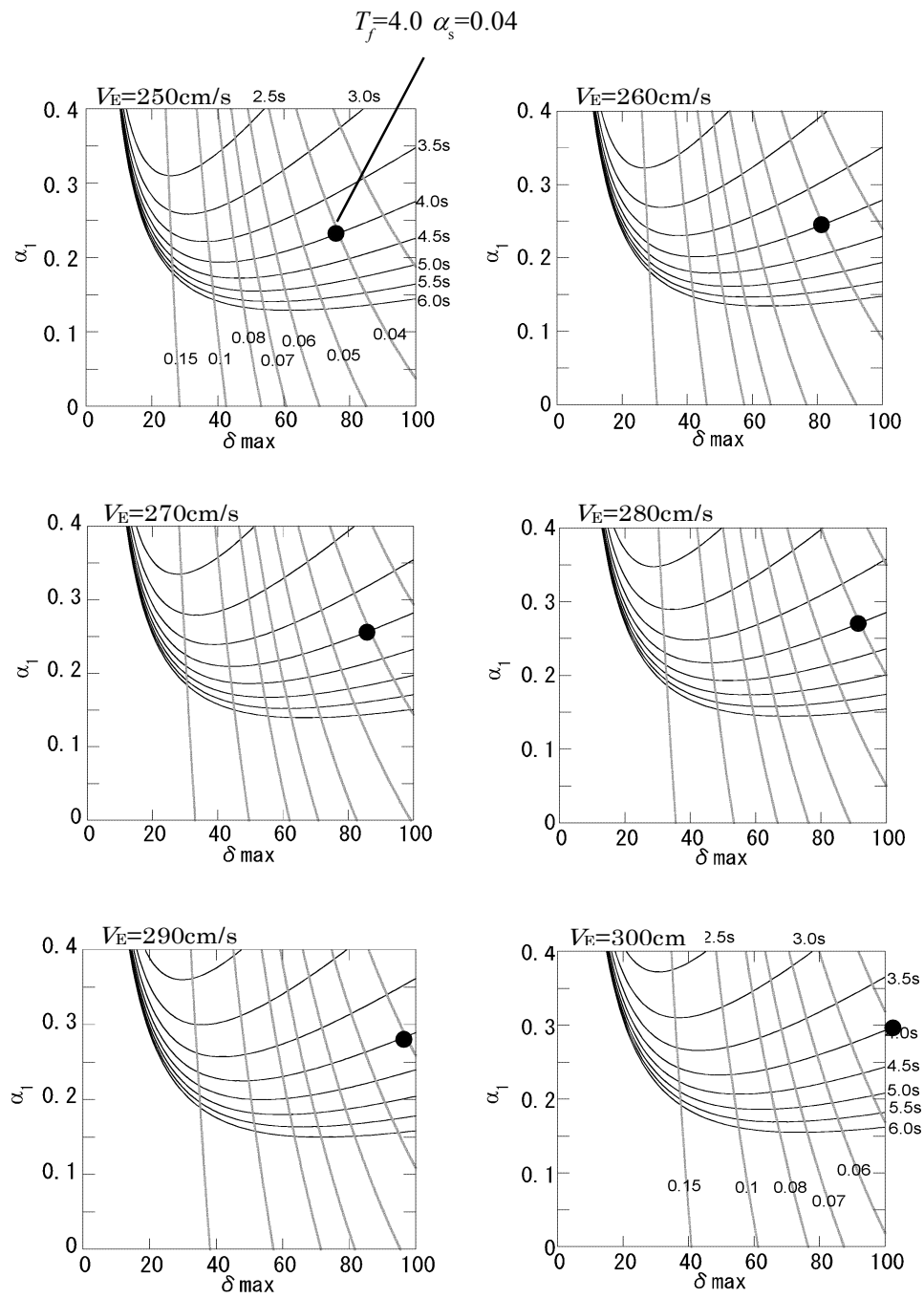


図 2.33 エネルギーの釣合いによる応答予測法 ($V_E=250\text{cm/s} \sim V_E=300\text{cm/s}$)

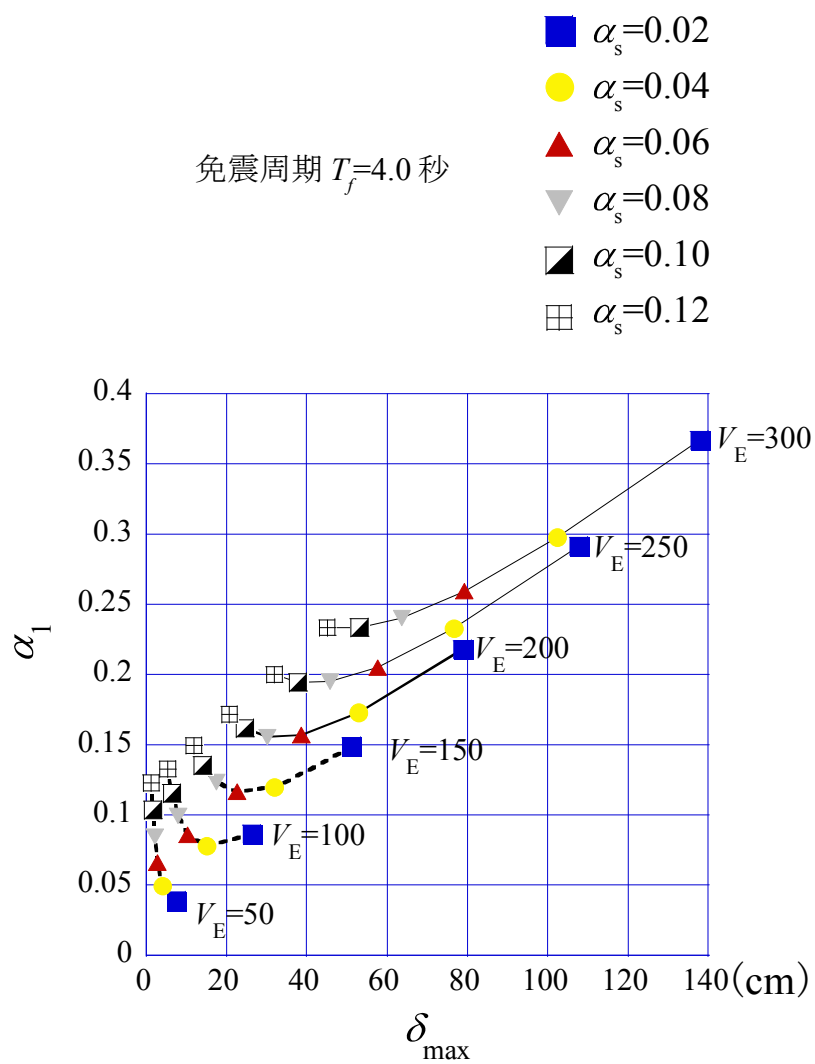


図 2.34 免震層の最大変形 $\delta_{\max}$, 免震層の層せん断力係数 α_1 と V_E の関係

2.4 まとめ

免震構造物の設計を4つの年代に分類し、調査を行なった。年代は、第1期(草創期～1988年)、第2期(兵庫県南部以前 1989年～1994年)、第3期(兵庫県南部以 1995年～1999年)、第4期(建築基準法改正以降 2000年～)に分かれることを説明し、また入力地震動の変遷について纏めた。調査は、地盤種別、免震構造物のクリアランス、設計ベースシア係数、等価周期および応答値について行なった。

入力地震動の大きさについては、入力地震動をエネルギーとして考え、地震動の大きさを入力エネルギーの速度換算値で評価することを述べた、

免震構造物の免震層の変形による等価粘性減衰定数の変化について履歴ダンパーと減衰力が速度に比例するオイルダンパーによる違いを述べた。また、エネルギーの釣合いに基づく応答予測法について説明し、入力エネルギーの大きさの違いでどのように変化するか検討を行なった。得られた結果を示す。

- (1) 免震構造物の設計は、年代が新しくなるのに従い、クリアランスは広く、設計ベースシア係数は小さくなる。
- (2) 第3期、第4期について地盤種別による設計の違いは、平均値では第二種地盤より第三種地盤の方がクリアランス広く(1.1倍)、設計ベースシア係数は大きく(1.1倍)なるが、クリアランスの最頻値はどちらも60cmであり、地盤種別の違いによりクリアランスを意図的に差をつける傾向は見られない。
- (3) 第4期では、免震構造物の長周期化を図り、設計ベースシア係数を小さく設定する傾向が見られる。クリアランスを極めて希な地震動時の応答値で除した値を過大入力に対する余裕度と考えた場合、1倍～4倍とばらつきが大きい。これは、クリアランスを事前に設定し、応答値が下回れば良いとする設計が多いことが理由として考察される。結果として、耐震性能に差がある構造物を建築主に提供していることになる。
- (4) 履歴型ダンパーは変形が進めば、等価粘性減衰定数の値は小さくなる。速度比例型のオイルダンパーの場合、等価粘性減衰定数は一定値を示す。
- (5) エネルギーの釣合いに基づく応答予測法の検討では、 $V_E=100, 200\text{cm/s}$ の比は2倍であるが、変形は3.5倍、免震層のせん断力係数は2.2倍、 $V_E=100, 300\text{cm/s}$ の比は3倍であるが、変形は6.8倍、免震層のせん断力係数は3.8倍と入力値の比率以上に、大きくなる。積層ゴムアイソレータが、線形弾性にモデル化しても応答値は、入力値に比例しない。

調査の結果、既存の設計では過大入力に対する余裕度にばらつきがあり、結果として耐震性能に差がある構造物を建築主に提供していることになる。設計者は、終局状態に至るまでの地震動の大きさを把握し、構造物の耐震性能を明示する必要がある。

参考文献

- 1) 日本建築学会：巨大地震による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題，pp.129-130，2006.9
- 2) 建設省建築研究所，日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針(案)，pp.67-77，平成4年3月
- 3) 臨海部構造安全委員会入力地震動部会：臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全性に関する検討のうち動的設計用入力地震動の設定に関する検討，平成4年3月，日本建築防災協会
- 4) 横浜市高層建築物耐震指導基準策定委員会，平成4年度，
<http://www.city.yokohama.go.jp/kenchiku/center/kenchiku/toriatukai/yokonami/yokoface.html>
2012.7.4(参照)
- 5) 大阪市土木・建築構造物震災対策技術検討会報告書，平成9年3月，大阪市計画局都市耐震化計画室
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課：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，<http://www.mlit.go.jp/common/000132046.pdf>，2012.7.4(参照)
- 7) 日本建築センター：ビルディングレター，1987.8～2012.3
- 8) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1980
- 9) 日本建築学会：免震構造設計指針 第2版，pp.66-72，1993.12
- 10) 日本建築センター他編集：エネルギーの釣合いに基づく耐震設計法の技術基準解説及び計算例とその解説，pp.25-26，2006.10
- 11) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編：2007年版建築物の構造設計技術基準解説書，pp.435-445，2007
- 12) 日本建築学会：免震構造設計指針 第3版，pp.75-79，2001.9

第3章 免震構造物の安全余裕度の基礎検討

3.1 はじめに

3.2 解析モデルの概要

3.2.1 上部構造

3.2.2 免震層

3.2.3 パラメータの整理

3.3 入力地震動

3.3.1 入力地震動の選択

3.3.2 地震動群の基準化

3.3.3 地震動群の大きさの評価

3.3.4 FEMA と本研究の基準化の比較

3.3.5 地震動の大きさの評価方法として

V_E と S_v の比較

3.4 安全余裕度の評価方法

3.4.1 解析結果の説明

3.4.2 解析結果の例示

3.4.3 安全余裕度の評価方法

3.4.4 免震構造物と耐震構造物の比較

3.4.4 解析条件によるフラジリティ曲線の違い

3.5 免震構造物の設計想定外地震に対する安全余裕度

3.6 まとめ

第3章 免震構造物の安全余裕度の基礎検討

3.1 はじめに

設計者が、建築主、利用者に対して構造物の安全余裕度を示すことは重要な課題である。しかし、クリアランスを極めて稀な地震動の応答値で除した値を安全余裕度と考えた場合、1.0倍から4.5倍とばらつきが大きく、現状では安全余裕度を評価した設計がなされていない。応答値が、事前に設定したクリアランスを下回れば良いとした設計が多いのが現状である。

建築主などに対して建築構造物の安全余裕度を明示する方法は重要な課題である。一つの手法として、PEER¹⁾(Pacific Earthquake Engineering Research Center)では地震ハザードに基づく確率論的なアプローチを採用している。ここでは終局状態に至るまでの建物の安全性余裕度を多数の地震動とその強さを徐々に増加させるIncremental Dynamic Analysis²⁾(以後、IDAと呼ぶ)を用い、確率論的な評価手法を[Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695]³⁾(以後、FEMA P695と呼ぶ)示している。この手法は、ある条件で選択された多数の観測地震動を徐々に大きくしながら、終局状態に至る地震動の大きさを確率論的に評価し、耐震安全性を評価する手法である。この評価手法における入力地震動に対する考え方の特徴は、(1)世界中の地震動からある条件の下で選択した多数の地震動を採用する、(2)それらにある基準化を施す、(3)それぞれについて加速度倍率(以後、地震動倍率と呼ぶ)を変化させて地震応答解析を行った結果を確率論的に評価する点である。この手法は、入力地震動の設定が大きく影響する免震構造の耐震安全性評価に対して、模擬地震動などの仮定には依らず、実際に記録された多数の地震動を用い、確率論的な評価手法を用いることで、一歩進んだ手法と考える。

従って、本章では設計想定外の過大入力地震動に対する免震構造物の安全余裕度について、多数の地震動とIDAを用いた確率論的な評価を行う。免震構造物の崩壊に結びつくような限界状態として、(a)ダンパーの変形(吸収エネルギー)限界、(b)アイソレータの変形限界、(c)クリアランス限界(周辺構造との衝突)、(d)上部構造の塑性化が挙げられる。このうち、(a)については鋼材ダンパーを想定した事前検討の結果、吸収エネルギーの限界に達することはなかったため、ここでは検討対象外とする。したがって、本章では、(b)としてアイソレータのハードニングと破断、(c)として擁壁との衝突と擁壁の塑性化を考慮し、(d)の上部構造の損傷を評価対象として耐震安全性の確率論的評価を行う。

3.2 解析モデルの概要

解析モデルと復元力特性の概要を説明する.本章では研究の第一段階として免震層の限界性能によって決まる耐震安全性について基礎的な検討を進めるため,上部構造は特定層破壊が生じない1質点のせん断系により表現できるとし,免震層を含めた2質点のせん断系を用いる.図3.1にモデル図を示す.

免震層には下部地盤との間にダンパーとアイソレータの性能を表すせん断ばねを挿入し,さらに擁壁との衝突を表す軸ばねを外周地盤とクリアランスを設けて設置する.以下,ばねに設定した復元力特性について説明する.

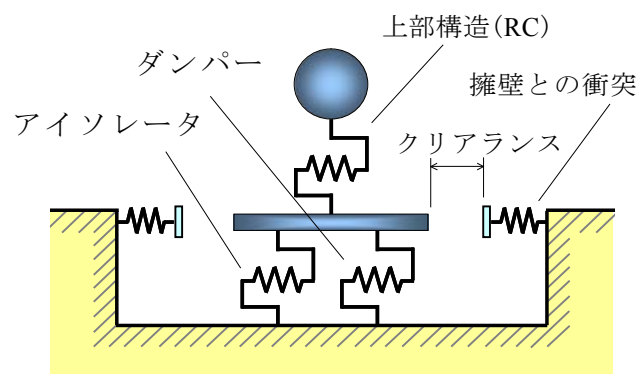


図3.1 モデル図

3.2.1 上部構造

上部構造をRC造とし、せん断ばねには代表的な復元力特性である武田モデル⁴⁾を用いる。上部構造の総重量 W_2 は 150,000kN とし、基礎固定とした場合の固有周期は 0.3 秒、降伏層せん断力係数 $C_0=0.3$ を基本とする。また、ひび割れ耐力を $0.3Q_y$ 、剛性低下率 $\alpha_y=0.3$ 、除荷剛性低下率 $\beta=0.4$ とし、二次剛性、三次剛性をそれぞれ一次剛性の 0.23 倍、0.001 倍とする。その結果、上部構造の特性は、固有周期は 0.3 秒、降伏層せん断力係数 $C_0=0.3$ の場合、一次剛性 $6,709 \times 10^3$ kN/m、降伏耐力 $Q_y = 45,000$ kN、ひび割れ耐力 $Q_y=13,500$ kN となる。

上部構造のパラメータは降伏層せん断力係数 C_0 とし、0.15～0.40 の範囲を 0.05 ずつ増やした 6 種類を用意した。なお、降伏耐力の変化に伴って剛性も同様の比率で変化させた。また、内部粘性減衰については、上部構造のみで考慮し、基礎固定時の一次固有周期に対して $h=0.02$ の瞬間剛性比例型として与えた。図 3.2 に上部構造の復元力特性を示す。

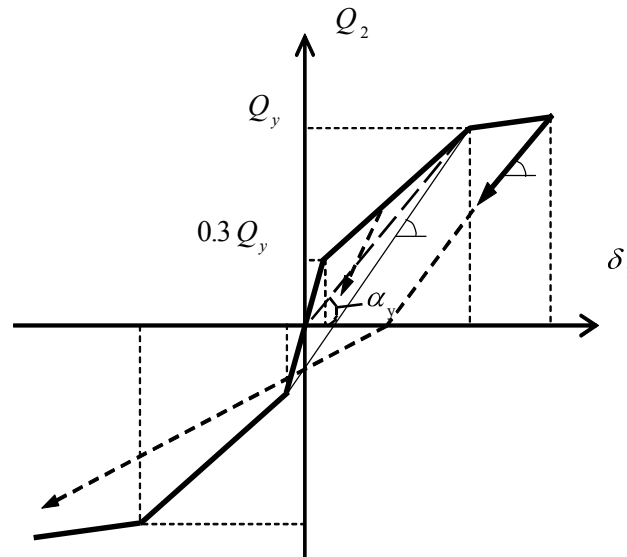


図 3.2 上部構造：武田モデル

3.2.2 免震層

【アイソレータ】

アイソレータは天然ゴム系積層ゴムアイソレータを想定する(以後, 単にアイソレータと呼ぶ). 図3.3に積層ゴムアイソレータの姿図を示す.

アイソレータの復元力特性は図3.4に復元力特性を示すように非線形弾性とし, ある限界変形に達すると破断して復元力を完全に喪失するようにモデル化する.

復元力特性は表3.1に示す既往の実験結果^{5)~8)}から設定した. 実験結果と復元力特性モデルの対応を図3.5に示す. 縦軸はせん断ひずみ250%のせん断応力 $\tau_{250\%}$ によって無次元化したせん断応力 $\tau/\tau_{250\%}$ である. せん断ひずみ250%まではいずれの実験結果も線形性を保持しており, その後ハードニングを生じ, 370~490%程度で破断に至っている. これらの実験結果を参考に250%を線形限界, 450%を破断限界とし, この間をハードニング区間としてモデル化する. ハードニング区間は350%で折れ点をもち, 二次, 三次剛性をそれぞれ一次剛性の2倍, 7倍に設定した. なお, 実際のハードニング区間では非線形弾性にはならず若干のエネルギー吸収を示し^{9), 10)}など, この区間における復元力特性モデルを提案した研究例もある^{11)~13)}などが, 実験データが少ないことから本論文ではその影響を無視する. この区間におけるエネルギー吸収が耐震安全性評価に及ぼす影響については今後の課題としたい.

アイソレータのパラメータはゴム総厚 nt_R と一次剛性 k_{11} とする. ギュム総厚 nt_R は線形限界, 破断限界を変化させることを意味し, 160, 200, 240mmの3種類を用意した. 一次剛性 k_{11} は, 上部構造を剛としてアイソレータのみの水平剛性から求めた固有周期 T_f (以後, 免震周期と呼ぶ)が3, 4, 5, 6 secとなるよう, 85.0, 47.8, 30.6, 21.3 [$\times 10^3$ kN/m]の4類を用意した.

本研究ではアイソレータの限界変形と固有周期を独立した解析パラメータとして扱う. なお, 実設計においても積層ゴムアイソレータの数を減らし, 水平剛性を持たない転がり支承や低摩擦型のすべり支承を併用することでゴム総厚とは独立に免震周期を調整できる. それらの限界変形はアイソレータの限界変形や擁壁とのクリアランスと同程度に設計する事例も多い.

一方, アイソレータの破断後は復元力を喪失するが, 実際には1階床梁が, 免震層床梁, 免震架台や何かしらのランディング機構に着座する. またはゴム破断面同士が接触すれば再び同程度のせん断剛性を発揮する可能性も考えられるが, 現段階では破断後繰り返し実験のデータは見当たらない. 前者のようにコンクリート同士の接触状態では0.4以上の静止摩擦係数が期待でき, 免震層ではアイソレータ破断時点からの変形は生じ難い. 本章ではこの状況を想定し, アイソレータの破断時点でいったん復元力を喪失させ, 次ステップから剛性をアイソレータの1600~3600倍にすることでほぼ剛な状況を再現した.

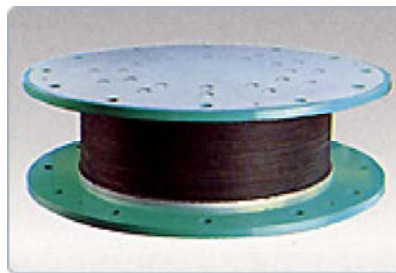


図 3.3 積層ゴムアイソレータ (姿図)

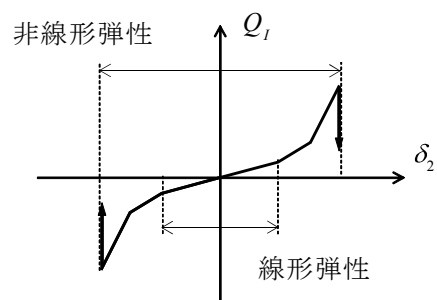


図 3.4 アイソレータ：非線形弾性＋破断

表3.1 既往の天然ゴム系積層ゴムアイソレータ実験一覧

No	試験体	S_1	S_2	面圧 [N/mm ²]	破断変形 [%]	文献
1	500×3.75－26	33	5	20	470	5)
2				29	390	
3	500×7－14	18	5	20	485	
4				29	432	
5	500×3.6－19	31	7	0	490	6)
6				12	420	
7				25	480	
8	800×6－26	32	5	10	470	7)
9				20	450	
10				29	430	
11	500×7－14	18	5	6	380	8)
12	600×6.5－18	23	5	10	370	
13				15	380	

試験体名は(直径 D × ゴム1層厚 t_R － ゴム層数 n)を表す.
 S_1 は1次形状係数, S_2 は2次形状係数を表す.

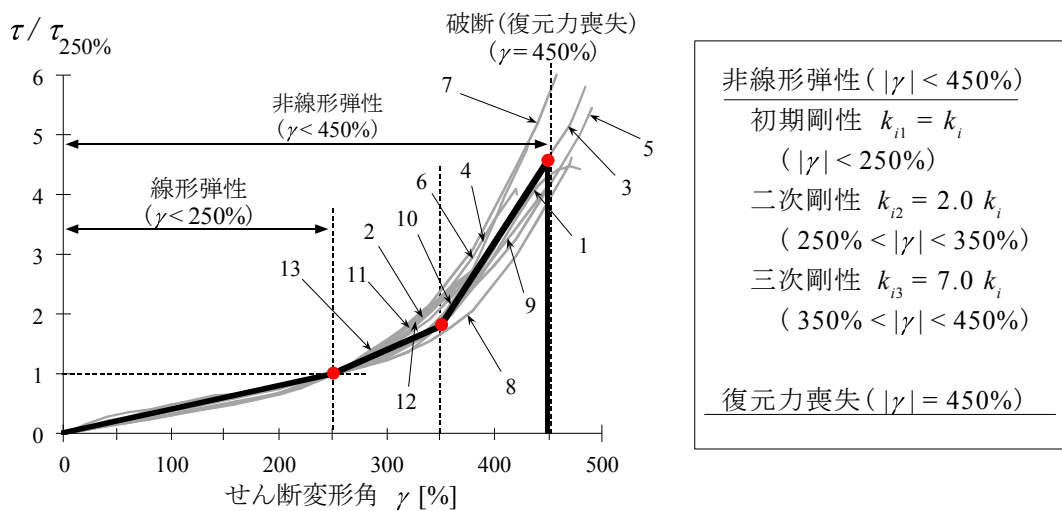


図3.5 アイソレータの限界性能^{6)~9)}と復元力特性

【ダンパー】

免震層の重量 W_1 は40,000kNとする．ダンパーの降伏耐力 Q_D を降伏せん断力係数 $\alpha_s = Q_D / (W_1 + W_2) = 0.04$ (= 7,600 kN)とした．ダンパーの特性値は，後述する擁壁とのクリアランスより大きな限界変形量をもつ鋼材ダンパーを選択し，その値を用いた¹⁴⁾．つまり，せん断ばねの復元力特性をバイリニア型とし，一次剛性を 240.0×10^3 kN/m(降伏変形は $\delta_y = 31.7$ mm)，二次剛性を 4.0×10^3 kN/mとした．図3.6に構材ダンパーの姿図を，図3.7にダンパーの復元力特性を示す．

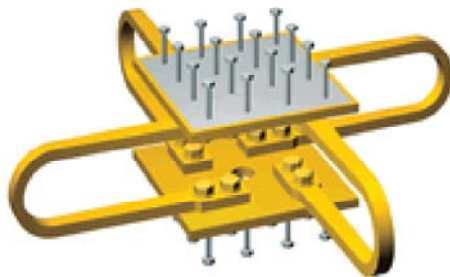


図 3.6 鋼材ダンパー（姿図）

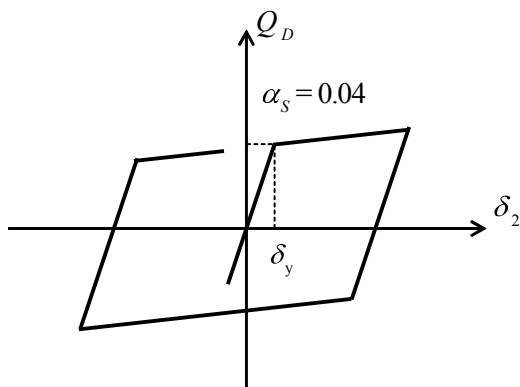


図 3.7 ダンパー：バイリニア

【擁壁との衝突】

擁壁との衝突については、初期クリアランスによるギャップを有し、衝突後は二次剛性をゼロとしたスリップ挙動を示すようにモデル化する。したがって、擁壁が降伏すると再衝突までのクリアランスは降伏変形が生じた分だけ大きくなる。この擁壁の特性については片持ち梁となる擁壁部だけでなく、裏込め土が大きな影響を及ぼすことが明らかにされている¹⁵⁾など。さらに擁壁の剛性と耐力が大きくなるほど、上部構造の応答が大きくなることが示されている。最近では実建物を用いた擁壁との衝突実験¹⁶⁾が行われており、擁壁の構造特性の解明や適切なモデル化などに関して今後の研究成果が期待されている。本章では擁壁の構造特性はパラメータとせず、文献15)にある擁壁高さ7.0mと砂質裏込め土の構造特性を1mあたりに換算し、擁壁長さを50mとして、弾性剛性を $575.0 \times 10^3 \text{ kN/m}$ 、降伏耐力を34,500kNに設定した。ただし、近接建物の影響によっては地盤が降伏しないことも想定されるため、ここでは擁壁が弾性を保つ場合もパラメータとして加えた。擁壁との衝突に関わるパラメータは、これら擁壁の復元力特性に加え、擁壁とのクリアランスを500mm, 800mm, ∞ (擁壁なし)の3種類を用意した。図3.8に擁壁の姿図を図3.9に擁壁の復元力特性を示す。

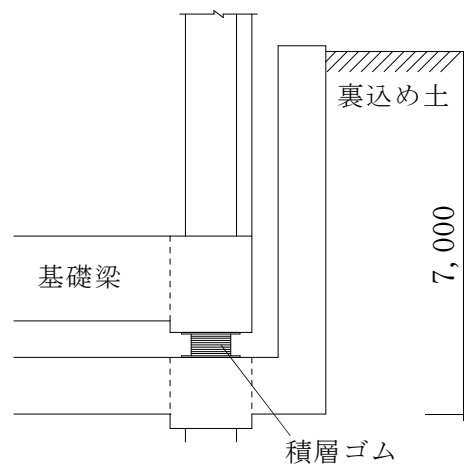


図3.8 擁壁(姿図)

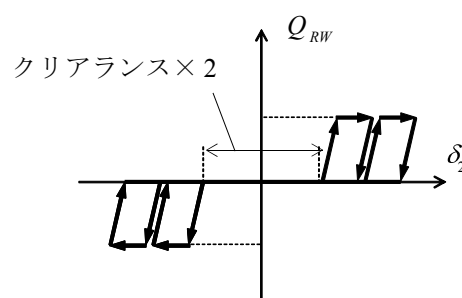


図3.9 擁壁との衝突：ギャップ+完全弾塑性スリップ

3.2.3 パラメータの整理

ゴム総厚とクリアランスの関係を図3.10にまとめる．クリアランス500mmでは擁壁との衝突がアイソレータの破断に先行し，クリアランス800mmではゴム総厚160mmのアイソレータのみ破断が擁壁との衝突に先行する．

パラメーター一覧を表3.2に示す．解析パターンは，総計576種類である．

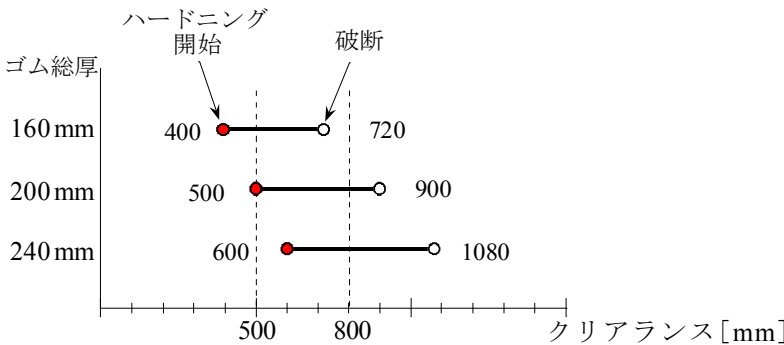


図3.10 ギュム総厚とクリアランスの関係

表3.2 パラメーター一覧

免震周期 [s]		ゴム総厚 [mm]		クリアランス [mm]		擁壁の降伏		上部構造の耐力 C_0
3.0	×	160	×	500	×	無 (弾性)	×	0.15
4.0		200		800		有 (弾塑性)		0.20
5.0		240		∞				0.25
6.0		線形弾性						0.30
								0.35
								0.40

3.3 入力地震動

本章では、基準化された複数の地震動群に対して非線形時刻歴応答解析を行うとともに、その入力倍率を徐々に大きくするIDAによって構造物の応答を連続的に把握し、崩壊などの設定したクライテリアに対する安全余裕度を評価する手法を用いる。IDAを行うには、地震動群の選択、地震動群の基準化および地震動群の大きさを評価する方法を決める必要がある。

本節では、地震動群の選択、地震動群の基準化および地震動群の大きさの評価方法について説明する。

3.3.1 入力地震動の選択

IDAに用いる地震動は、種々考えられるが、耐震性能に及ぼす影響を論じる上では、模擬地震動では無く、実記録地震動を用いるのが有効だと判断し、実記録地震動を選択する。最近の地震動の研究には目覚しいものがあり、大小の模擬地震動の選択や、当該サイトで観測された地震動の選択も考えられるが、建設地に発生する地震動の予測のみでは、工学的に十分信頼するレベルにあるとはいいい切れず、また入力地震動となりえるほど大きな地震動観測記録が複数ある建設地は希だと判断し、選択しない。

実地震動記録は、ある一定の条件を定め、選択する必要がある。本研究ではFEMA P695のIDAを用いる際のFar-Fieldの選択基準が、マグニチュードや最大地動速度が比較的大きい地震動を対象としていること、および使用実績があるとの判断から、FEMA P695の選択基準を用いる。ただし、FEMA P695では(6)使用機器の有効記録周期4秒以上とあったが、本研究では免震周期 $T_f=6$ 秒を扱うので、使用機器の有効周期6秒以上とした。

本研究の地震動の選択基準を以下に示す。

- (1) マグニチュード6.5以上
- (2) 右横ずれ断層あるいは逆断層
- (3) 観測地点の地盤種別がC(柔らかい岩)あるいはD(固い土)
- (4) 1つの地震に対して最大2点の観測地点を上限とする
- (5) 最大地動加速度(PGA)0.2g以上かつ最大地動速度(PGV)15 cm/s以上
- (6) 使用機器の有効記録周期6秒以上
- (7) 観測が自由地表面あるいは低層建物の1階
- (8) 震央から観測地点までの距離にCampbellとJoyner-Boore fault distanceの平均値を用い、10km以上離れた地点で観測された地震動

上記の条件を基にPEER NGAデータベース¹⁷⁾に収録されている3,550以上の記録の中から、16セット、32地震動を選択した。選択した地震動一覧を表3.3に示す。地震動波形を図3.11に示す。

表 3.3 入力地震動一覧

No.	ID No. (FEMA)	観測記録				Original Data				Normalization Factor	
		地震発生日時	地震名 (国)	観測地点名	震央距離 [km]	マグニ チュード	Component	Lowest Usable Freq [Hz]	PGA [cm/s ²]		PGV [cm/s]
1	2	1994/01/17	Northridge (USA)	Canyon Country-WLC	26.5	6.7	LOS000	0.06	402.1	43.0	0.93
2	3	1999/11/12	Duzce (Turkey)	Bolu	41.3	7.1	LOS270	0.13	472.7	45.2	0.89
							BOL000	0.06	713.5	56.5	0.71
3	4	1999/10/16	Hector Mine (USA)	Hector	26.5	7.1	BOL090	0.06	806.5	62.1	0.65
							HEC000	0.03	260.4	28.5	1.41
4	5	1979/10/15	Imperial Valley (USA)	Delta	33.7	6.5	HEC090	0.04	330.3	41.8	0.96
							H-DLT262	0.06	233.2	26.0	1.55
5	7	1995/01/16	Kobe (Japan)	Nishi-Akashi	8.7	6.9	H-DLT352	0.06	344.3	33.0	1.22
							NIS000	0.13	499.5	37.3	1.08
6	8	1995/01/16	Kobe (Japan)	Shin-Osaka	46.0	6.9	NIS090	0.13	493.0	36.7	1.10
							SH1000	0.13	238.5	37.8	1.06
7	10	1999/08/17	Kocaeli (Turkey)	Arcelik	53.7	7.5	SH1090	0.10	207.8	27.9	1.44
							ARC000	0.09	214.6	17.7	2.27
8	11	1992/06/28	Landers (USA)	Yermo Fire Station	86.0	7.3	ARC090	0.05	147.0	39.6	1.02
							YER270	0.07	344.5	51.5	0.78
9	12	1992/06/28	Landers (USA)	Coolwater	82.1	7.3	YER360	0.07	240.1	29.8	1.35
							CLW-LN	0.13	277.4	25.6	1.57
10	14	1989/10/18	Loma Prieta (USA)	Gilroy Array #3	31.4	6.9	CLW-TR	0.13	408.8	42.3	0.95
							G03000	0.13	544.3	35.7	1.13
11	15	1990/06/20	Manjil (Iran)	Abbar	40.4	7.4	G03090	0.13	360.3	44.7	0.90
							ABBAR-L	0.13	504.6	43.2	0.93
12	16	1987/11/24	Superstition Hills (USA)	El Centro Imp. Co.	35.8	6.5	ABBAR-T	0.13	486.8	53.1	0.76
							B-ICC000	0.13	350.9	46.4	0.87
13	18	1992/04/25	Cape Mendocino (USA)	Rio Dell Overpass	22.7	7.0	B-ICC090	0.13	253.3	40.9	0.98
							RIO270	0.07	378.0	44.0	0.91
14	19	1999/09/20	Chi-Chi (Taiwan)	CHY101	32.0	7.6	RIO360	0.07	538.3	42.1	0.96
							CHY101-E	0.04	346.1	70.6	0.57
15	20	1976/05/6	Friuli (Italy)	Tolmezzo	20.2	6.6	CHY101-N	0.05	431.6	115.0	0.35
							TCU045-E	0.03	465.2	36.7	1.10
16	22	1976/05/6	Friuli (Italy)	Tolmezzo	20.2	6.6	TCY045-N	0.05	502.1	39.1	1.03
							A-TMZ000	0.13	344.5	22.0	1.82
							A-TMZ270	0.13	308.7	30.8	1.31

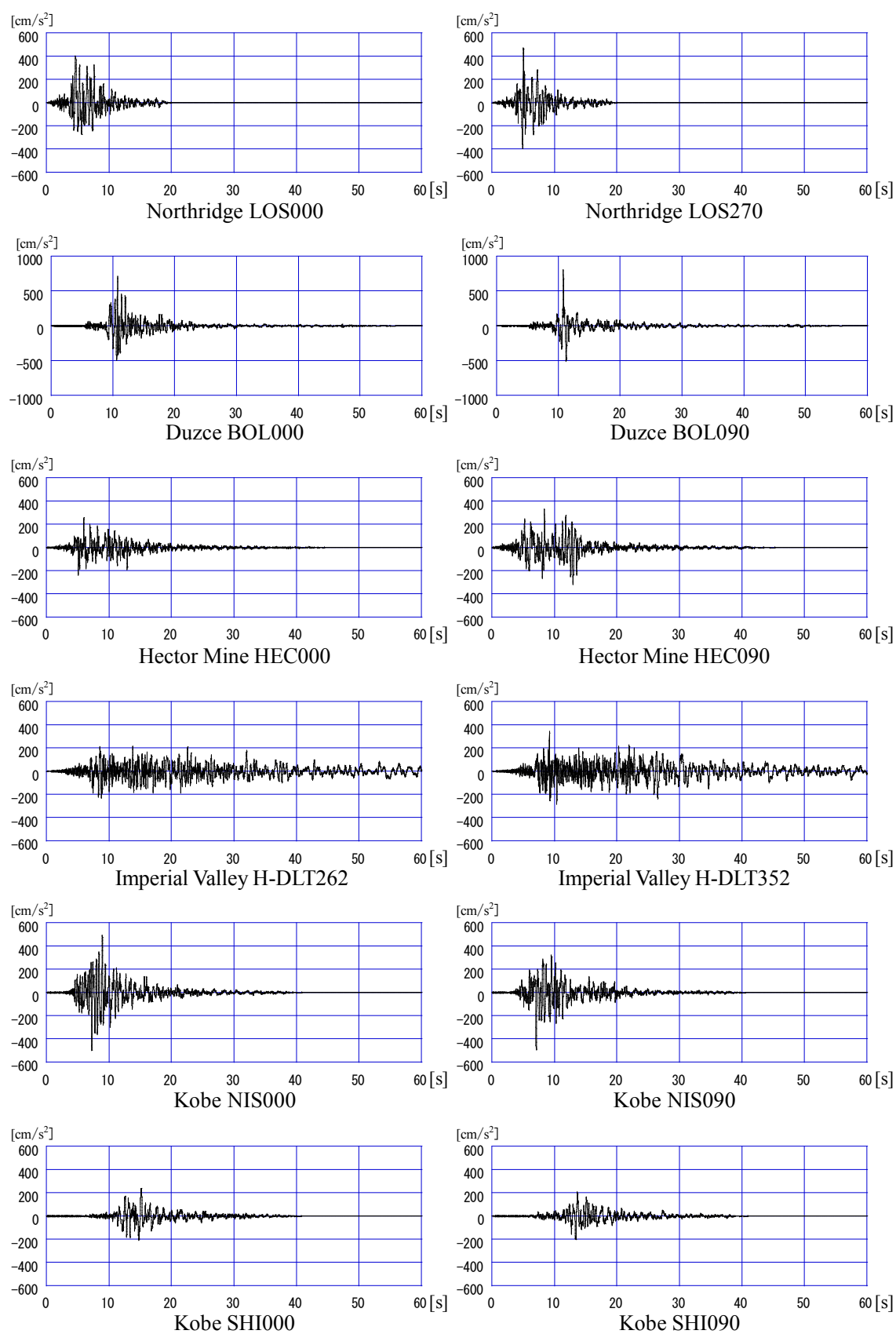


図 3. 11 (1) 地震動波形

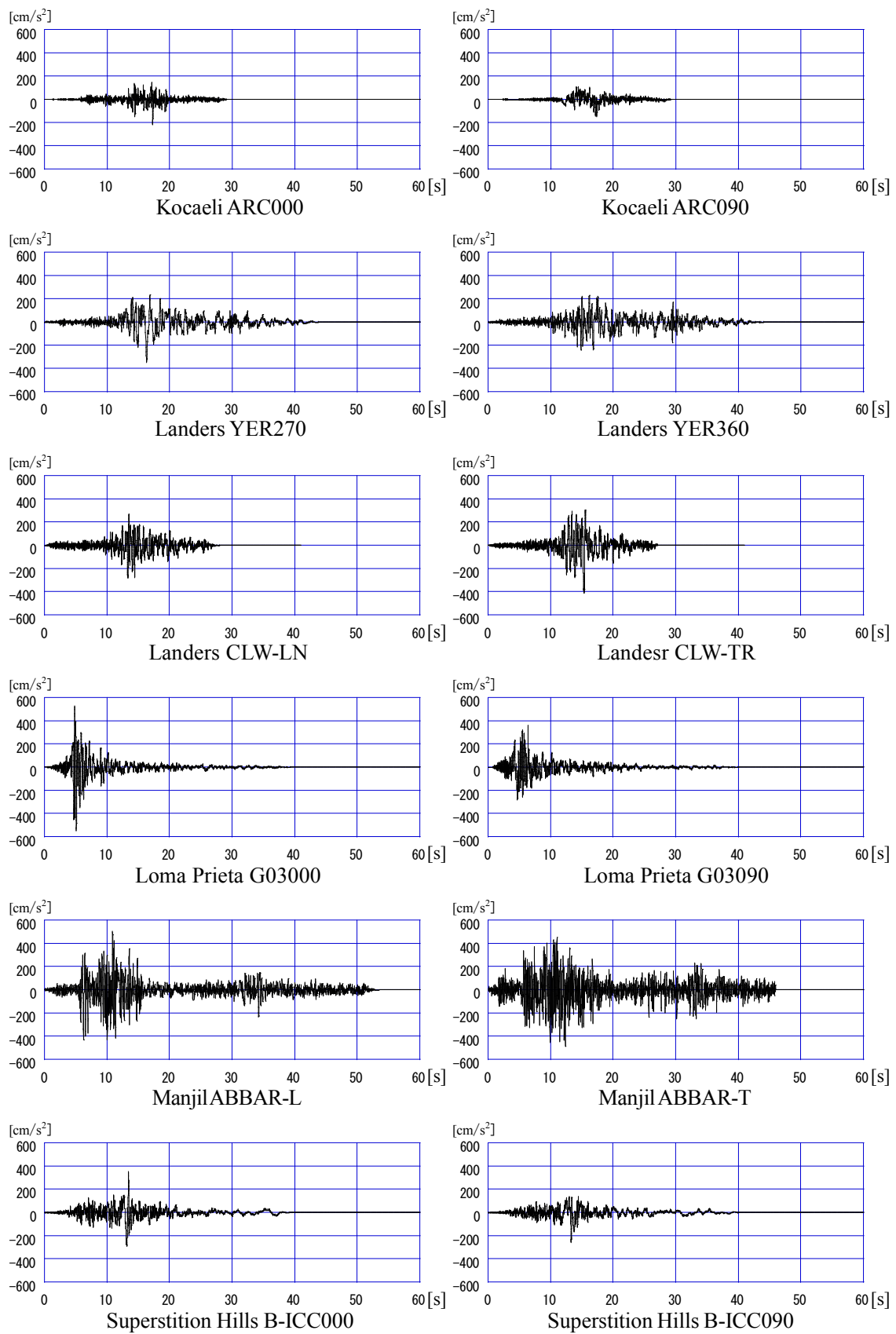


図 3. 11 (2) 地震動波形

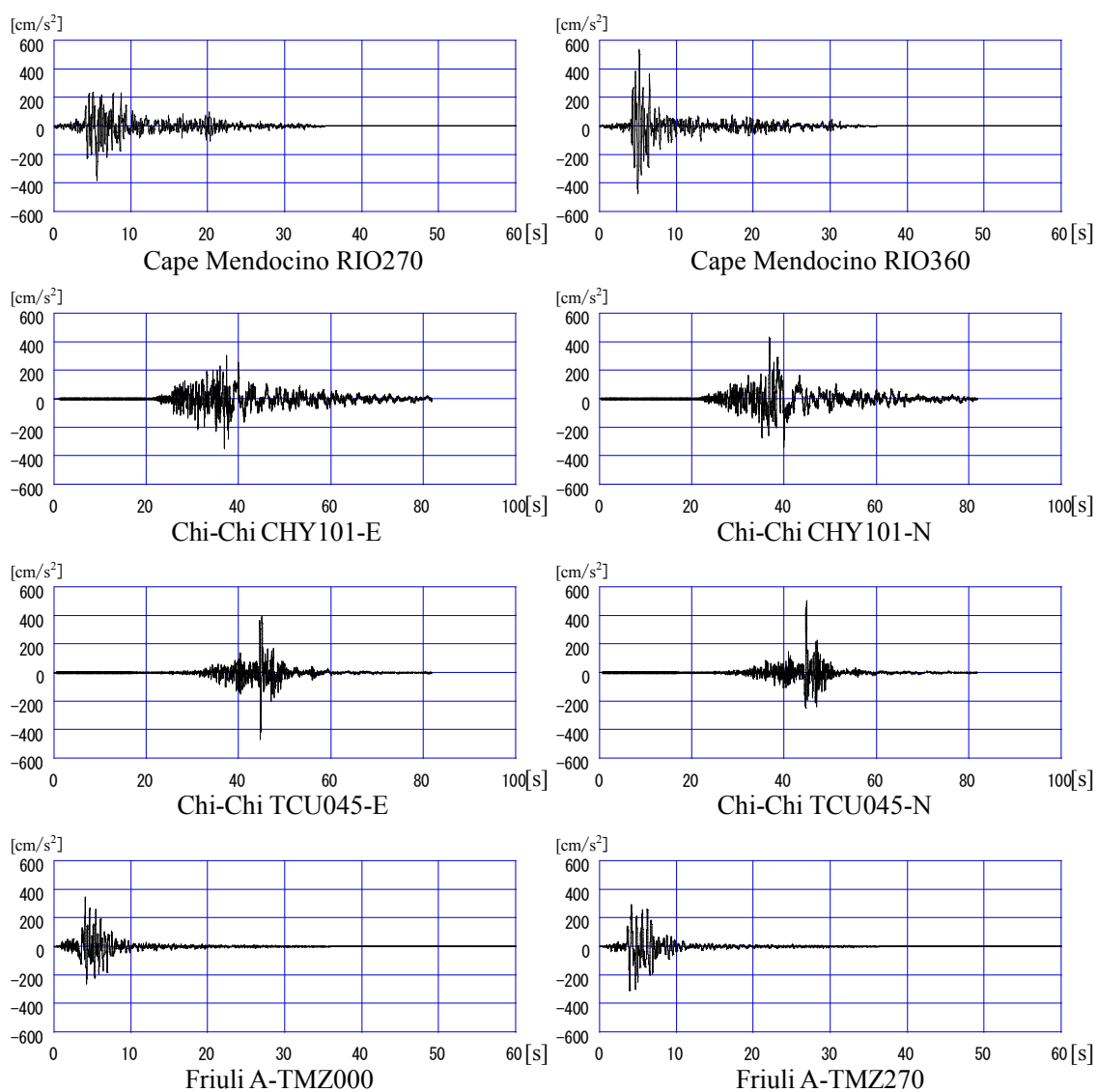


図 3. 11 (3) 地震動波形

3.3.2 地震動群の基準化

前節で選択した地震動群は、マグニチュードや震央距離など異なった観測記録であり、何らかの基準化が必要である。日本国内の免震構造物の設計では、実記録地震動を用いる際、最大地動速度PGVが一致するように基準化を行う。一方、FEMAは*i*番目のセットの2方向の最大地動速度($PGV_{X,i}$, $PGV_{Y,i}$)の相乗平均を $PGV_{PEER,i}$ とし、全地震動の $PGV_{PEER,i}$ が一致(全地震動の $PGV_{PEER,i}$ が同一)するように基準化を行う。しかし、FEMAの基準化では、発生時間が異なる2方向の最大地動速度PGVの相乗平均としているため、物理的な意味はない。そこで、本研究では、地震動群の最大地動速度PGVが全て一致する基準化方法を採用する。

以下にFEMA P695と本研究の基準化方法を説明する。どちらの手法も、基準値はどのような値でも良いが、両手法とも中央値を基準値としている。

【FEMA P695における地震動群の基準化方法】

FEMA P695 では、*i* 番目のセットの2方向の最大地動速度($PGV_{X,i}$, $PGV_{Y,i}$)の相乗平均を $PGV_{PEER,i}$ とし、全地震動の $PGV_{PEER,i}$ が全地震動の中央値を基準値として基準化する。すなわち、*i* 番目のセットの $PGV_{PEER,i}$ と基準化係数 NM_i (Normalization factor)は次式で表せる。

$$PGV_{PEER,i} = \sqrt{PGV_{X,i} \cdot PGV_{Y,i}} \quad \dots (3.1)$$

$$NM_i = \text{median}(PGV_{PEER,i}) / PGV_{PEER,i} \quad \dots (3.2)$$

$PGV_{PEER,i}$ は2方向の $PGV_{X,i}$, $PGV_{Y,i}$ の相乗平均として求めるため、1セットにつき1つの NM_i が与えられるが、これを2方向それぞれの地震加速度 $GA_{X,i}$, $GA_{Y,i}$ に同じ NM_i を乗じることで地震動群を基準化する。

【本研究における基準化方法】

本研究では、地震動群の最大地動速度PGVの中央値を基準値として各地震動を基準化する。基準化後の全ての地震動においてPGVは、中央値に一致する。

$$NM_i = \text{median}(PGV_i) / PGV_i \quad \dots (3.3)$$

なお、本論分の方法は、免震層の最大応答に着目した際にFEMA P695の基準化と同程度のばらつきを有することが確認できている。

3.3.3 地震動群の大きさの評価

地震動群は、全て同じ最大地動速度PGVになるように基準化されており、PGVで地震動群の大きさを評価する方法もあるが、長周期建築物の入力を過少評価する恐れがあり、現在の設計では、応答スペクトルを用いて地震動の大きさを評価する方法が行われている。本研究も応答スペクトルにより、地震動群の大きさを評価する。

免震構造設計指針¹⁸⁾では、設計用地震動をエネルギースペクトル V_E ¹⁹⁾で与える方法が示され、「一つの地震動によって構造物単位質量当たり投入されるエネルギーの総量は、建築物の強度分布・剛性分布などによらず、もっぱら1次固有周期に依存する安定した値であり、地震動による構造物の荷重効果は、入力エネルギーによって端的にとらえることができるといえる」と記述されている。免震構造物は、弾性歪エネルギーを一時的に蓄えるアイソレータと、エネルギー吸収をするダンパーで構成される明確な構造をしており、地震動群の大きさはエネルギースペクトル V_E で評価するのが良いと判断し採用する。

FEMA P695では、対象構造物の弾性一次固有周期 T_1 に対する設計用の加速度応答スペクトル値 $S_a(T_1)$ を、耐震安全性評価における設計基準値として地震動群の大きさを評価している。一方、ここで対象とする免震構造物では弾性一次固有周期は応答に対して支配的でなく、一般に応答時の変形に基づく等価剛性から評価した等価周期が用いられる。しかし、本研究では塑性域からアイソレータの破断や擁壁との衝突といった終局状態に至るまでの挙動を対象とするため、等価周期を一義的に定めることはできない。したがって、免震構造の性能を表す代表的な指標として先に述べたアイソレータのみの水平剛性から求めた免震周期 T_f に着目する。

したがって、地震動群の大きさを免震周期 T_f におけるエネルギースペクトル値 $V_E(T_f)$ の全地震動中央値の値(全32の応答値の小さい方から数えて、16番目と17番目の応答値の平均)で評価する。中央値で評価するのは、特別大きな V_E 値(または、小さい V_E 値)を示す地震動が有る場合、平均はその値の影響を受けるが、中央値は影響を受けない特徴があり、地震動群の大きさを評価するのに適切であると判断し採用した。

ここで免震周期 $T_f=4.0$ 秒で $V_E=150\text{cm/s}$ の大きさにスケーリングした V_E スペクトルを図3.12に例示する。同じ大きさの地震動群を入力しても $T_f=3.0$ 秒では $V_E=182\text{cm/s}$ の大きさと評価される。なお、地震動群に係数を掛けてある特定の V_E に中央値を一致させることを、スケーリングと称する。

本研究では、地震動群の大きさを全地震動中央値の V_E で評価し、地震動倍率1.0を $V_E=8.15\text{cm/s}$ とし、地震動の大きさを1倍($V_E=8.15\text{cm/s}$)から80倍($V_E=651.9\text{cm/s}$)まで全ての地震動を徐々に大きし、地震応答解析を行う。

地震動群の大きさは、地震動倍率10倍時に告示のエネルギー法²⁰⁾の工学的基盤($V_S=81.5\text{cm/s}$)の大きさに一致するよう設定した。(図3.13)

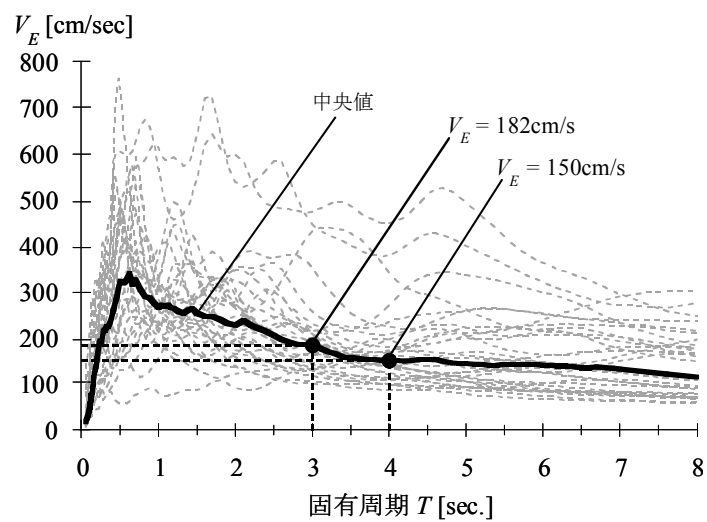


図 3.12 地震動のスケーリング

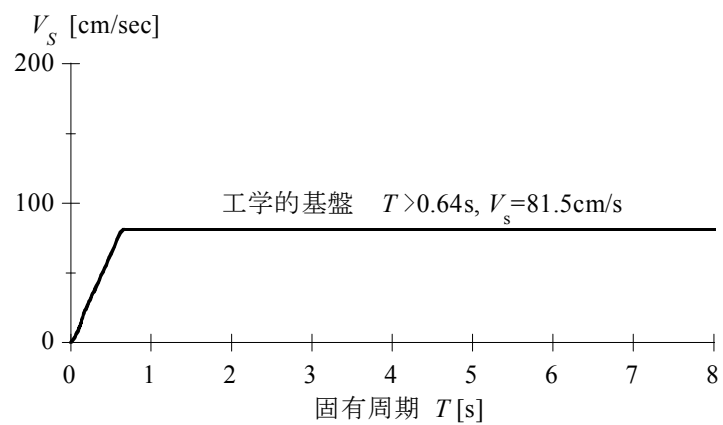


図 3.13 工学的基盤のエネルギースペクトル

3.3.4 FEMAと本研究の基準化の比較

FEMA P695では地震動群に対して、2方向の最大地動速度(PGV_x , PGV_y)の相乗平均から求めた PGV_{PEER} に着目して基準化を行っている。本研究では、この相乗平均ではなく、2方向の地震動を別々に扱い、各地震動のPGVに着目し、基準化を行う。

ここではFEMA P695の基準化と本研究における基準化の違いが、応答結果に与える影響について検討を行う。FEMA P695の方法による基準化後・スケーリング後のエネルギースペクトルを図3.14に、本研究の方法による基準化後・スケーリング後のエネルギースペクトルを図3.15に示す。スケーリングは、告示²⁰⁾に示されるエネルギー量の速度換算値(V_s)の工学的基盤の値に4.0秒で中央値が一致するように行なった。

それぞれの方法により基準化・スケーリングした地震動群に対して、免震周期(T_f)4.0秒、上部構造とアイソレータを線形弾性、クリアランス ∞ とした解析の結果として、上部構造の層せん断力係数と免震層の最大応答変形の関係を図3.16、図3.17に示す。全地震動に対する免震層の最大応答変形の平均値はFEMAの方法と比較して本章の方法がやや小さくなるが、標準偏差はほぼ同じ値になり、どちらの基準化であっても応答のばらつきに大きな違いはないと判断できる。したがって、本章では前述したように各地震動のPGVを用いて基準化することとした。

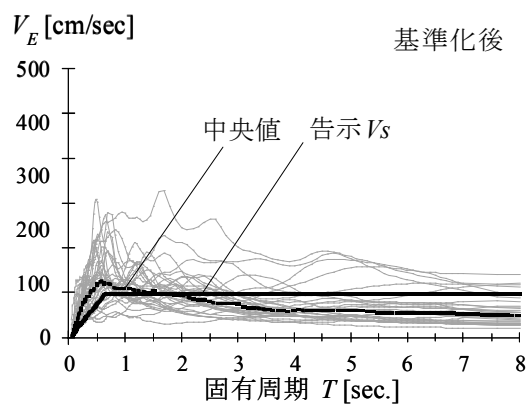


図 3.14 FEMA の基準化
(エネルギースペクトル)

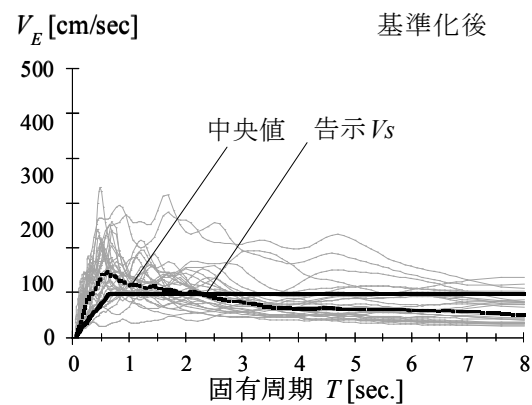


図 3.15 本研究の基準化
(エネルギースペクトル)

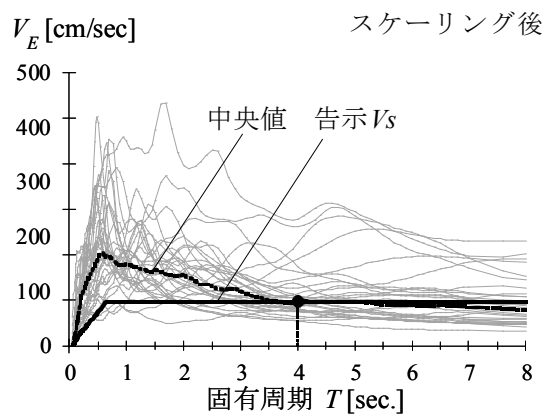


図 3.16 最大応答変形 (FEMA)

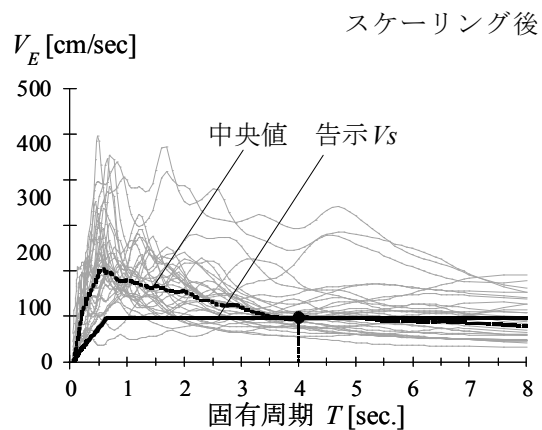


図 3.17 最大応答変形 (本研究)

3.3.5 地震動群の大きさの評価方法として V_E と S_V の比較

本研究では、地震動群の大きさの評価方法として、エネルギー Spektral V_E ($h=10\%$) を採用した。他の代表的な評価方法である速度応答 Spektral S_V ($h=5\%$) との違いを検討する。

図3.18に地震動群の大きさを告示の工学的基盤面の値 ($V_E=81.5\text{cm/s}$) とし、 V_E の中央値を4秒で一致させた場合を 図3.19に地震動群の大きさを告示の工学的基盤面の値 ($S_V=81.5\text{cm/s}$) とし、 S_V の中央値を4秒で一致させた場合を示す。スケーリング後の地震動群のPGVは、 V_E で評価した場合 $\text{PGV}=62.4\text{cm/s}$ 、 S_V で評価した場合 $\text{PGV}=64.1\text{cm/s}$ であり、両者の差は3%程度でどちらで大きさを評価しても差がない結果である。

V_E で大きさを評価した場合でも、 S_V で大きさを評価した場合でも、中央値で地震動の大きさを評価すれば差は殆ど現れていないが、個々の地震動の Spektral には差が表れてる。Spektral のばらつきに着目し検討を行う。免震周期 $T_f=4.0$ 秒、上部構造とアイソレータを線形弾性、クリアランス ∞ とした解析の結果の最大応答変形を最大応答変形の中央値で除した値を横軸に、各応答 Spektral の値を中央値で除した値を縦軸とし、図3.20に示す。 V_E 、 S_V ともに応答結果に対してばらついているが、 S_V で評価した場合、応答値を過少評価する傾向がある。近似直線で評価した場合、 V_E の係数が1に近い値を示す。

検討からも分かるように、エネルギー Spektral で地震動の特性を評価する方法は、免震構造物の応答に対して適した評価法であると言える。

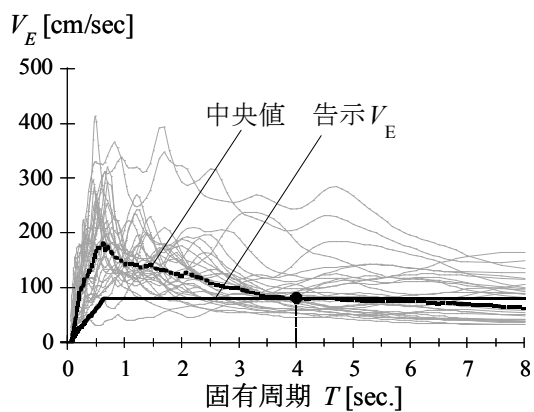


図 3.18 エネルギースペクトル V_E ($h=10\%$)

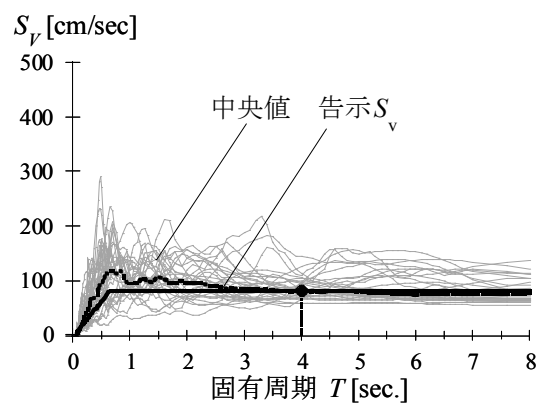


図 3.19 速度応答スペクトル S_V ($h=5\%$)

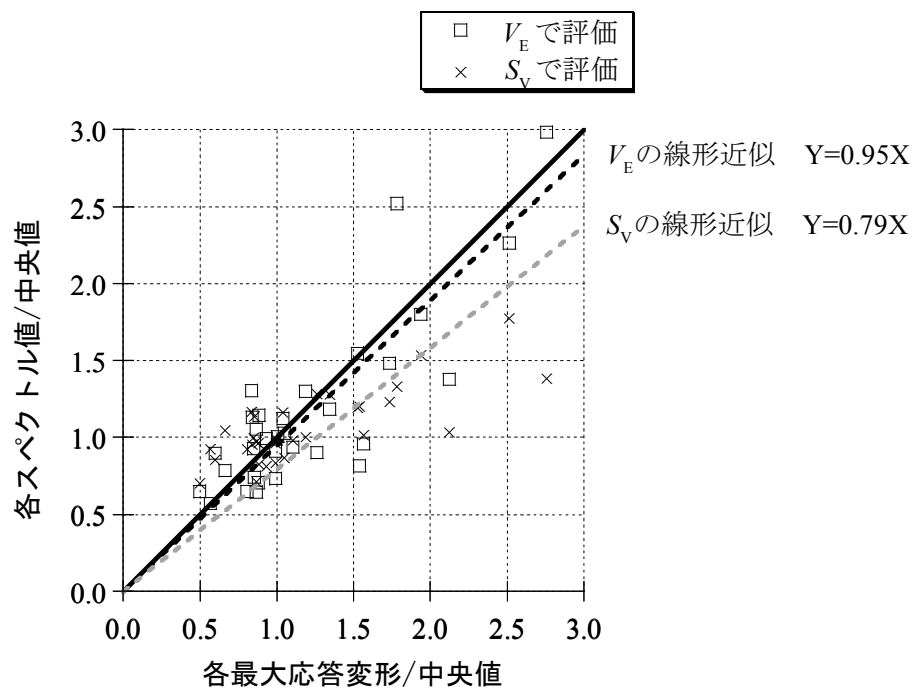


図 3.20 各最大応答値／中央値と各スペクトル値／中央値の比較

3.4 安全余裕度の評価方法

3.4.1 解析結果の説明

免震周期 $T_f=4.0$ 秒，上部構造の降伏耐力 $C_0=0.3$ ，積層ゴムアイソレータのゴム総厚を 200mm(ハードニング・破断あり)，クリアランスを 500mm，擁壁を弾性とした解析モデルの解析結果について説明する．図 3.21 に解析モデルを示す．

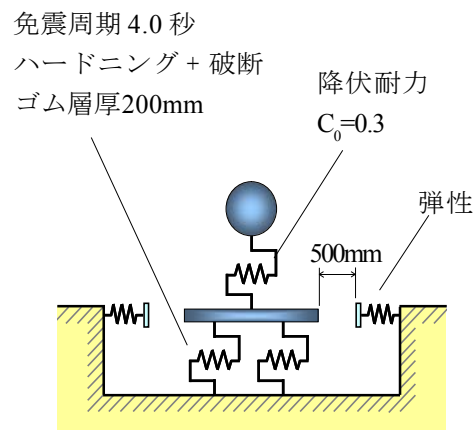


図 3.21 解析モデル

Northridge LOS000, Northridge LOS270 の地震動を地震動倍率 17 倍 ($V_E=138.6\text{cm}$)，18 倍 ($V_E=146.7\text{cm}$) とした解析結果を図 3.22～3.27 に示す．図 3.22, 3.25 は上部構造の変位と層せん断力の関係を，図 3.23, 3.26 は横軸を時間に，縦軸を上部構造の変位，図 3.24, 3.27 は横軸を時間に，縦軸を免震層の変位を示す．図 3.24 を見ると Northridge LOS000 は，17 倍では衝突しないが，18 倍では擁壁に衝突する．図 3.23 に示すように衝突により上部構造の変位が急激に進むことが分かる．図 3.22 の変位と層せん断力の関係から衝突により上部構造が塑性化した様子が分かる．

一方，Northridge LOS270 は地震動倍率が 17 倍から 18 倍に変化しても，衝突は発生しないので上部構造の変位は，17 倍と 18 倍で急激な変化は見られない．

図 3.28 に Northridge LOS000 と Northridge LOS270 の地震動について地震動倍率を 1 倍から 80 倍にした結果を示す．Northridge LOS000 は 18 倍で衝突が発生，Northridge LOS270 は 25 倍で衝突が発生し，上部構造の塑性化が急激に進みことがわかる．

図 3.29 は，32 波の地震動の倍率を 1 倍から 12 倍に変化させた結果を示す．○印は，各地震動の結果を示し，点線は同じ地震動を各倍率毎に結んでいる．地震動倍率が小さい時は，上部構造の塑性率のばらつきは大きくないが，倍率が大きくなるに従い，塑性率が分散していくのが分かる．図 3.30 は，○印を表示せずに，点線のみを表示し，地震動の大きさの範囲を $V_E=400\text{cm/s}$ ，塑性率の範囲を 4 まで表示した図である．図は，離散的な結果を線でつないで表現をする．

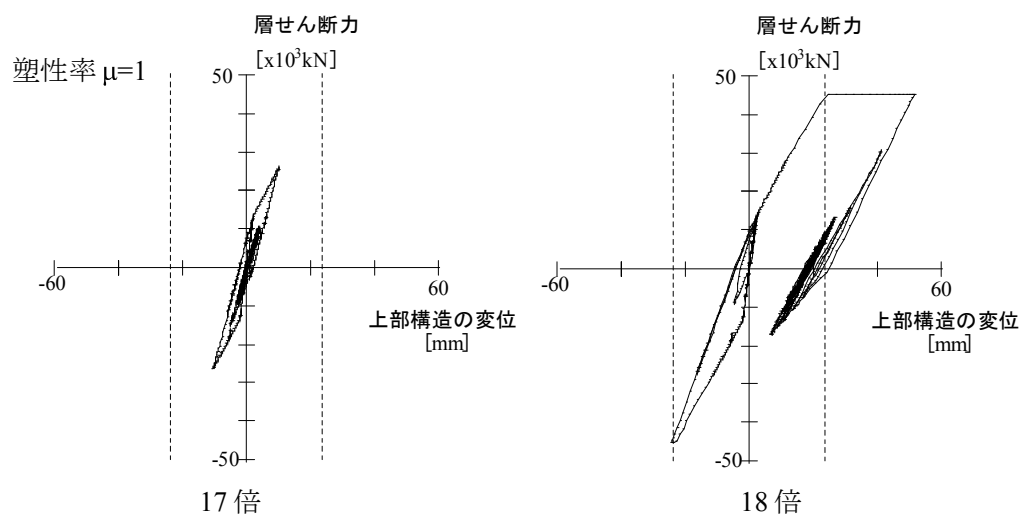


図 3.22 上部構造の変位と層せん断力の関係 (Northridge LOS000)

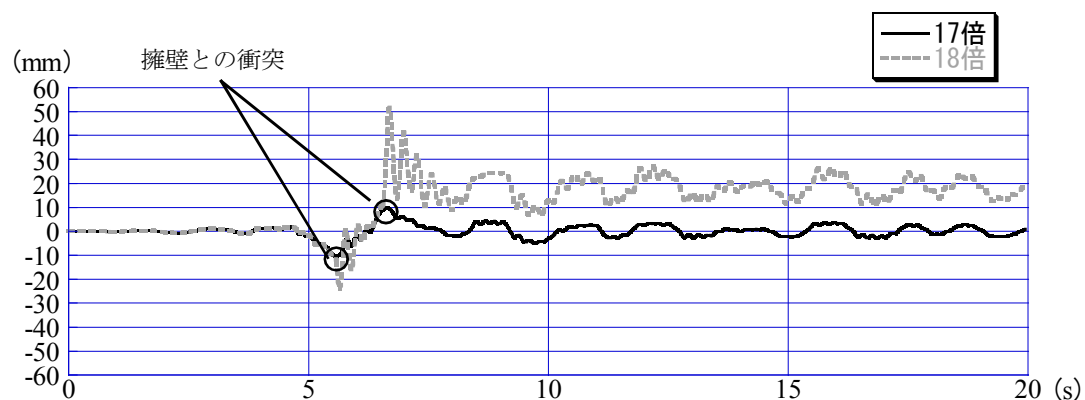


図 3.23 上部構造の変位 (Northridge LOS000)

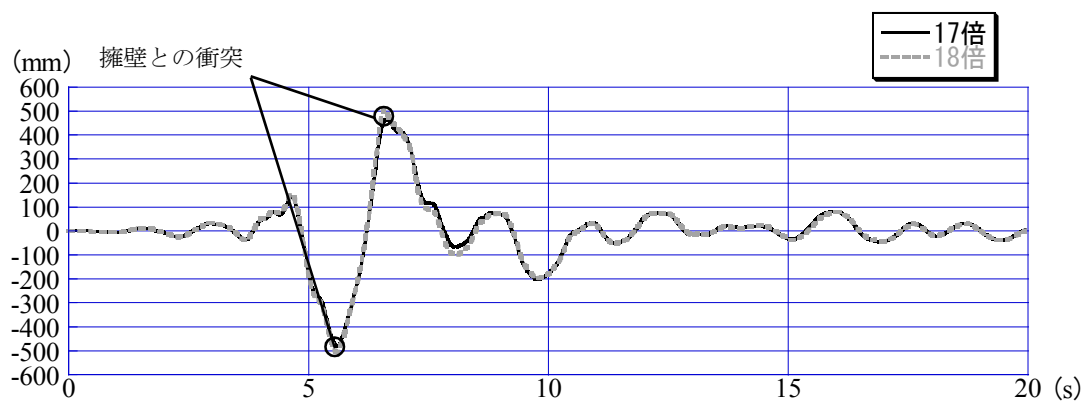


図 3.24 免震層の変位 (Northridge LOS000)

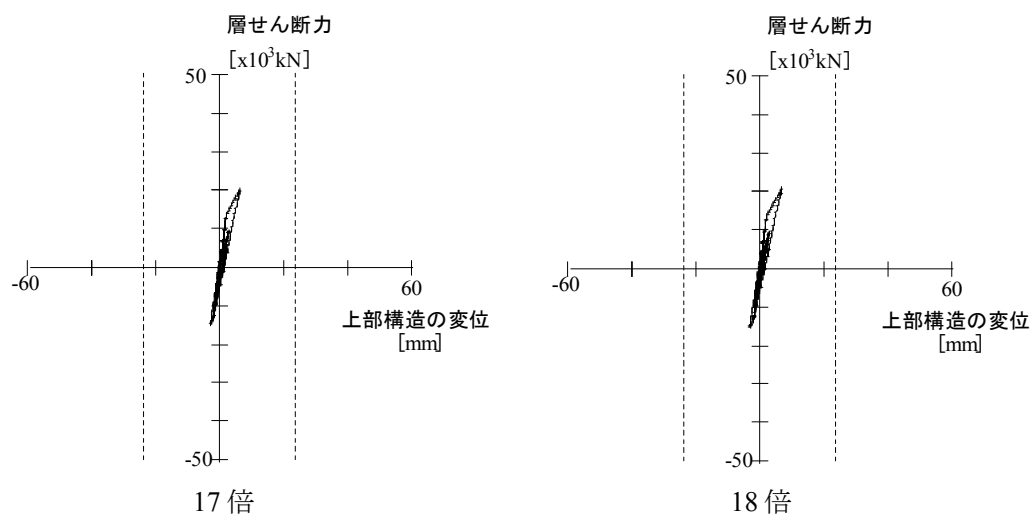


図 3.25 上部構造の変位と層せん断力の関係 (Northridge LOS270)

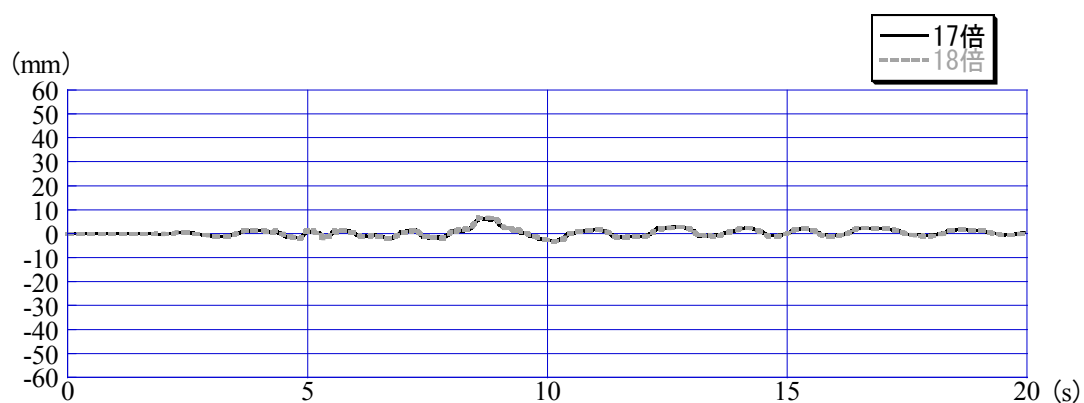


図 3.26 上部構造の変位 (Northridge LOS270)

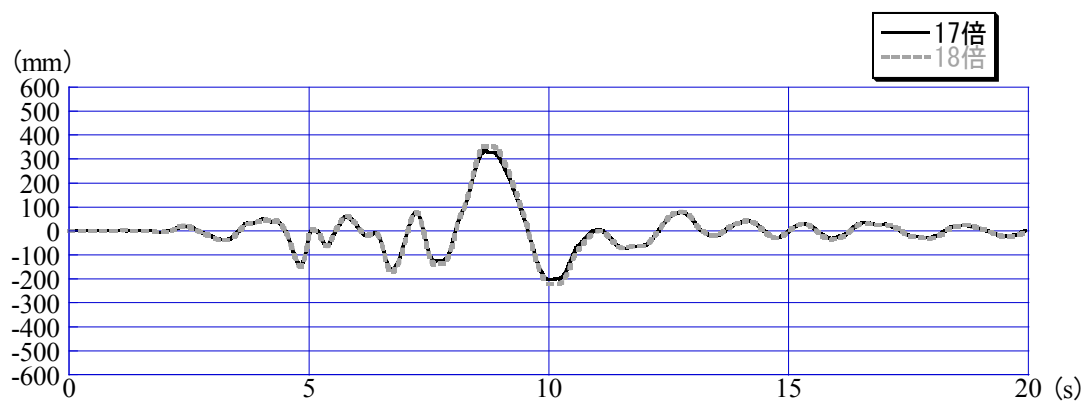


図 3.27 免震層の変位 (Northridge LOS270)

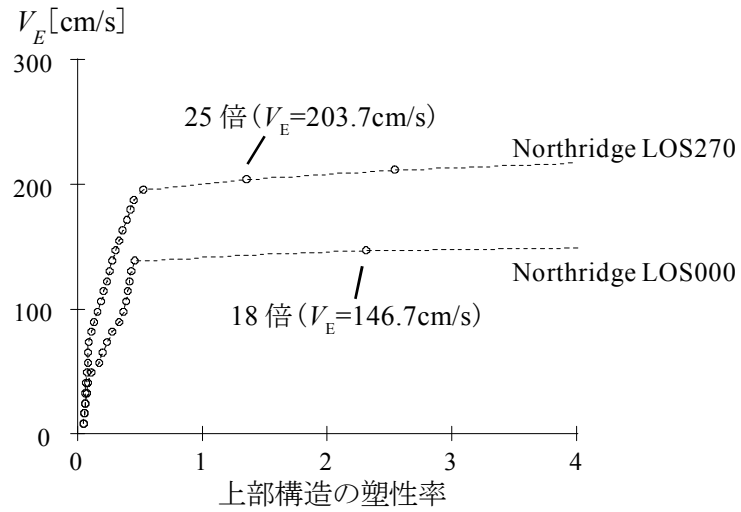


図 3.28 上部構造の塑性率と地震動の大きさの関係(2波のみ)

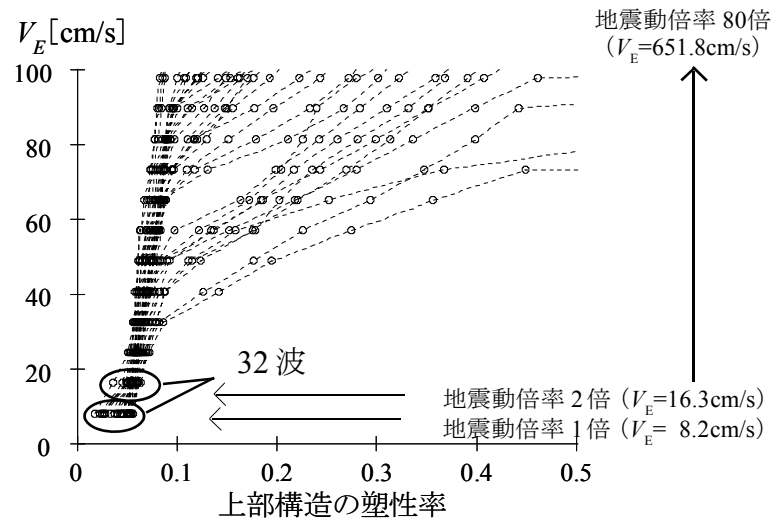


図 3.29 上部構造の塑性率と地震動の大きさの関係(拡大)

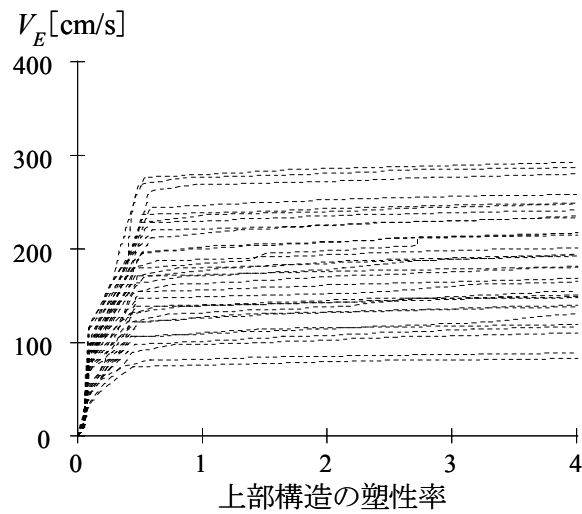


図 3.30 上部構造の塑性率と地震動の大きさの関係(32波のみ)

3.4.2 解析結果の例示

免震周期 $T_f=4.0$ 秒，上部構造の降伏耐力 $C_0=0.3$ ，アイソレータを線形弾性(ハードニング・破断なし)，クリアランス ∞ とした解析を【条件A】とした．また，この解析条件からゴム総厚200mm(ハードニング・破断あり)とした解析を【条件B】とした．【条件B】からクリアランスを500mm，擁壁を弾塑性とした解析を【条件C】とし，擁壁を弾性とした解析を【条件D】とした．表3.4に解析条件を示す．

表 3.4 解析条件

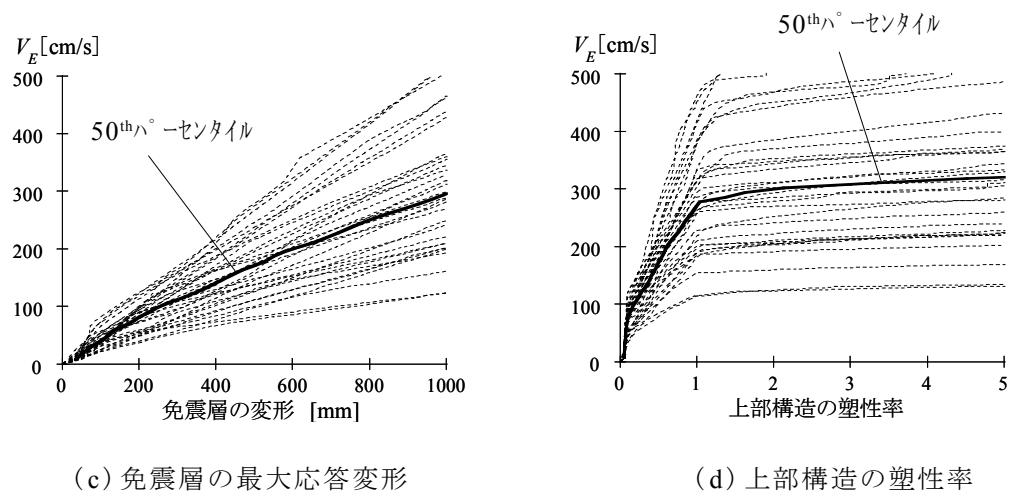
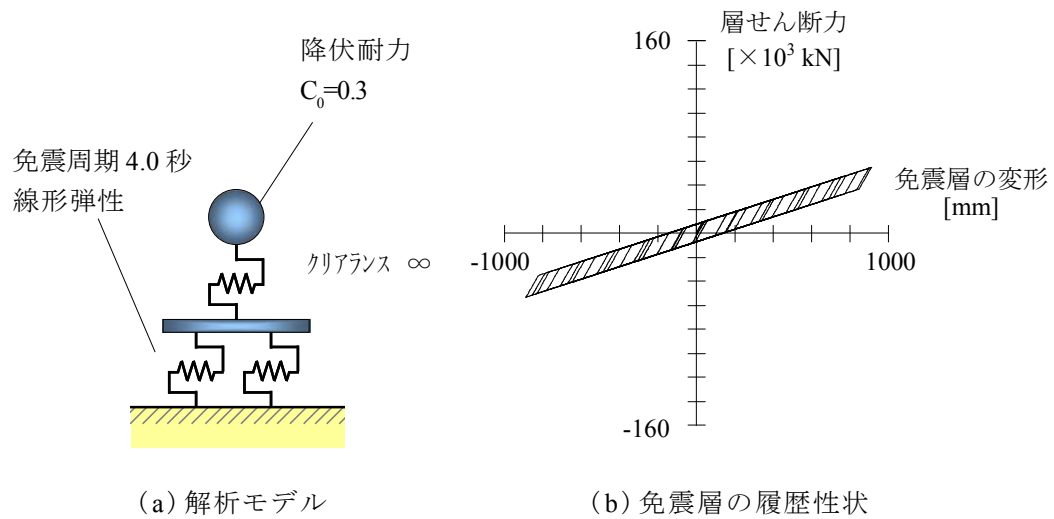
	積層ゴムアイソレータ	擁壁とのクリアランス	擁壁の弾塑性
【条件A】	線形弾性	∞	－
【条件B】	$h=200\text{mm}$, ハードニング, 破断	∞	－
【条件C】	$h=200\text{mm}$, ハードニング, 破断	500mm	弾塑性
【条件D】	$h=200\text{mm}$, ハードニング, 破断	500mm	弾性

解析結果の一例を【条件A】～【条件D】の順に図3.31～3.34に示す．解析モデルを図(a)に，免震層の履歴性状の一例を図(b)に示し，全ての地震動に対する免震層の最大応答変形，上部構造の塑性率を，地震動レベルとの関係として図(c)，(d)に示した．図(c)，(d)中の細い実線は個々の地震動に対する結果である．個々の地震動ではなく，全体的な傾向を把握するため，図中に50thパーセンタイル曲線(太い実線)を表す．ここで50thパーセンタイル曲線とは，ある地震動倍率に対する32地震動の中央値(変形が小さい順に並べた16番目と17番目の変形の平均)を繋ぎ合わせて作成したものである．

【条件A】から【条件B】にすることで免震層の変形が500mmからハードニングが始まりアイソレータの剛性が2倍になり，700mmからはアイソレータの剛性が7倍になり，さらに900mmに達すると破断に至る．これらの現象は図3.32(b)に現れている．50thパーセンタイル曲線を見ると，【条件A】に比べて $V_E=240\text{cm/s}$ 以上からハードニングによる影響により地震動倍率に対する免震層の変形の増加が小さくなり，それと同程度の地震動レベルから上部構造の塑性率が急激に進行している．これはハードニングの影響により上部構造に作用する層せん断力が増えるためである．

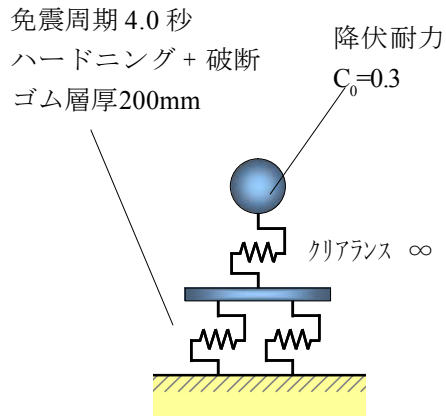
【条件C】では免震層の変形が500mmに達した時点で擁壁に衝突するため，図3.33(b)において擁壁との衝突後の急激な剛性増加が見られる．その後，擁壁が降伏し，積層ゴムの破断に至る．50thパーセンタイル曲線を見ると， $V_E=170\text{cm/s}$ 程度で免震層の最大変形が500mmに達しており，それと同程度の地震動レベルから上部構造の塑性率も急激に進行している．これは擁壁との衝突後の急激な剛性増加によって上部構造に作用する層せん断力が増えるためである．

【条件D】では図3.34(b)において【条件C】と違い擁壁が弾性であるため、擁壁との衝突後の剛性増加のまま免震層の層せん断力は大きくなる。50thパーセンタイル曲線を見ると最大応答変形は、擁壁が弾性であるため【条件C】より変形が一定の割合で進む。上部構造の塑性率は、衝突後に急激に進む傾向は、【条件C】と変わらない。

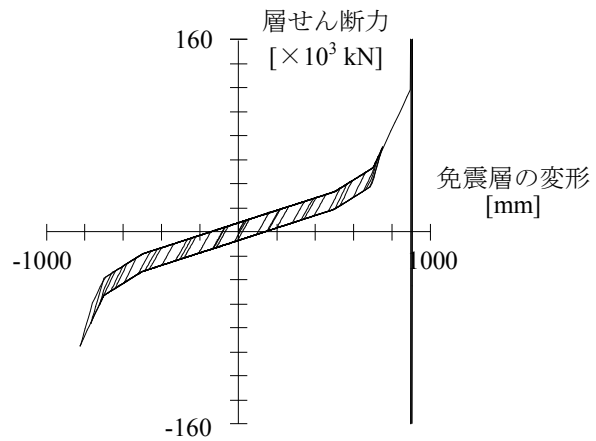


上部構造の降伏耐力 $C_0=0.3$ ，アイソレータ：線形弾性，クリアランス： ∞

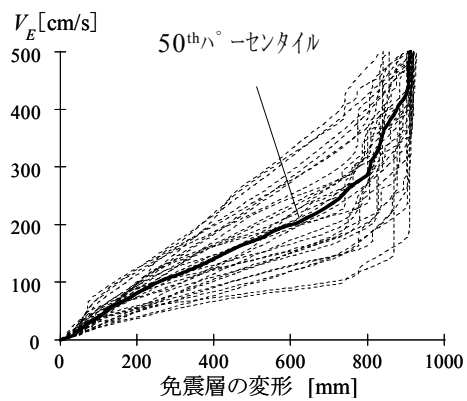
図 3.31 【条件 A】の解析結果



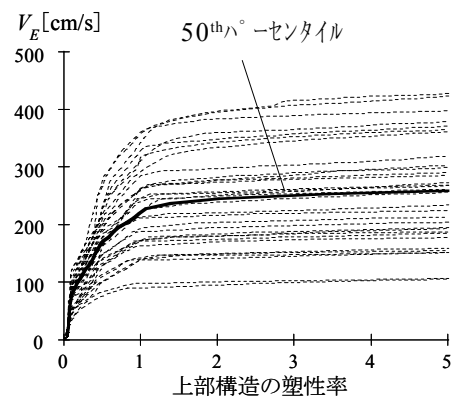
(a) 解析モデル



(b) 免震層の履歴性状



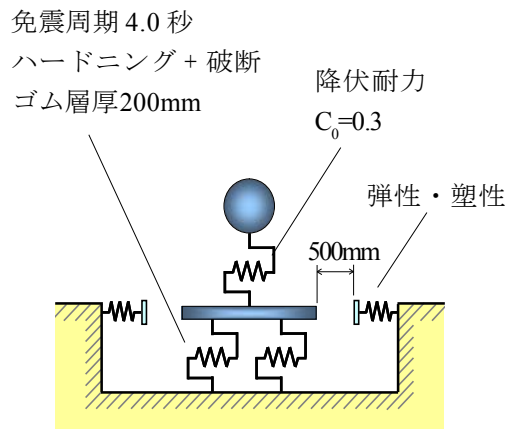
(c) 免震層の最大応答変形



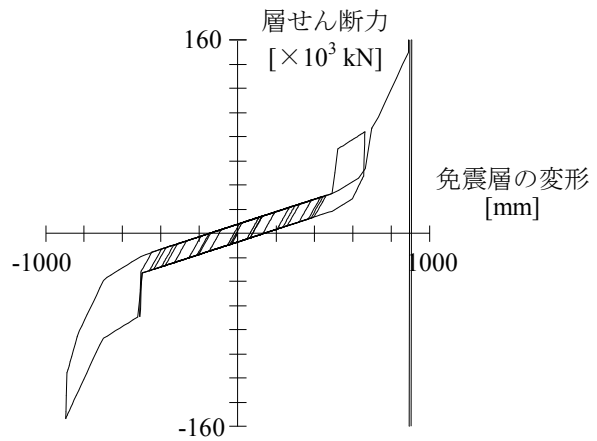
(d) 上部構造の塑性率

上部構造の降伏耐力 $C_0=0.3$ ，アイソレータ：ハードニング + 破断，クリアランス： ∞

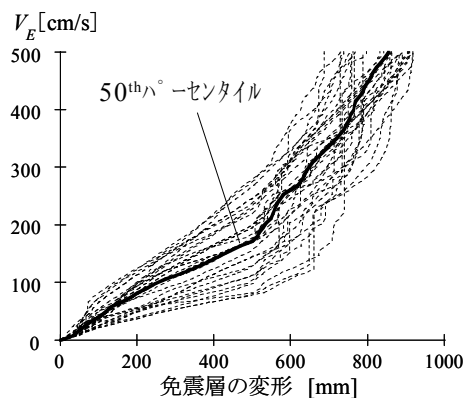
図 3.32 【条件 B】の解析結果



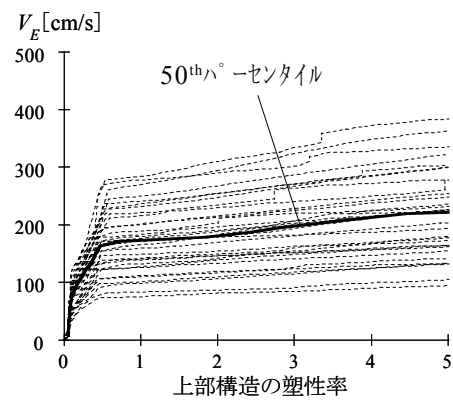
(a) 解析モデル



(b) 免震層の履歴性状



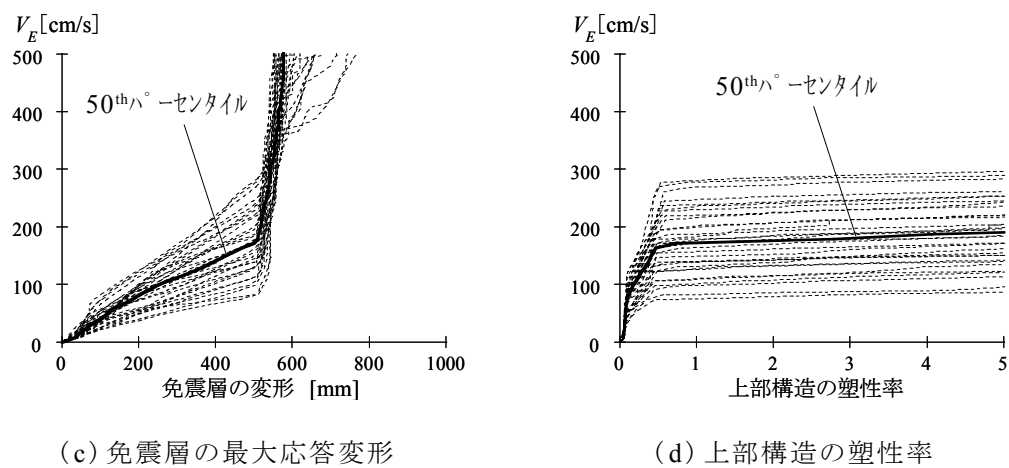
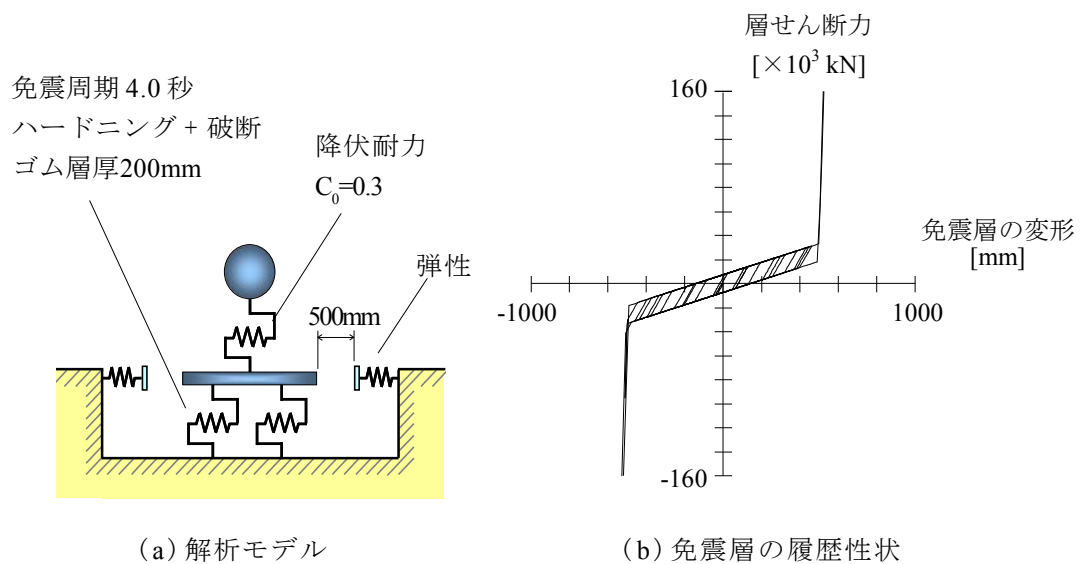
(c) 免震層の最大応答変形



(d) 上部構造の塑性率

上部構造の降伏耐力 $C_0=0.3$, アイソレータ: ハードニング + 破断
 クリアランス: 500mm (擁壁: 弾塑性)

図 3.33 【条件 C】の解析結果



上部構造の降伏耐力 $C_0=0.3$, アイソレータ: ハードニング + 破断
クリアランス: 500mm (擁壁: 弾性)

図 3.34 【条件 D】の解析結果

3.4.3 安全余裕度の評価方法

安全余裕度の評価方法について、前節の【条件D】の結果を用いて説明する。

免震構造物は、靱性型の設計を行っていない場合が多く、塑性率1.0を超えた時点を上部構造の崩壊と定義し、崩壊に対する fragility 曲線を図3.35(b)に示す。fragility 曲線は、図3.35(a)における縦軸の地震動倍率に対して塑性率1.0をはじめて超えた地震動の数をカウントし、その分布を対数正規分布の累積分布関数(3-4式)として求めたものである。

$$p = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_0^x \frac{1}{t} e^{-\frac{(\ln t - \mu)^2}{2\sigma^2}} dt \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、 p : 損傷確率
 σ : 標準偏差
 μ : 平均
 x : 地震動群の倍率

図3.35(b)中の□印は、塑性率1.0を超えた地震動の累積値を表している。3本の破線は、それぞれ16%, 50%, 84%の確率で上部構造が崩壊する地震動レベルであり、地震動の大きさは、それぞれ $V_E = 125\text{cm/s}$, 172cm/s , 236cm/s となる。

図3.36は、靱性能を確保する設計がなされている場合を考え、塑性率4を崩壊と定義した場合の fragility 曲線を示す。50%の確率で上部構造が崩壊する地震動レベルを比較すると 172cm/s から 182cm/s と値が大きくなる。上部構造がエネルギー吸収できるとより大きな地震動に耐えられる結果となっている。

図3.37は、横軸を地震動の大きさ、縦軸を損傷確率とし、【条件A】、【条件B】、【条件C】、【条件D】について示す。実線が塑性率1.0を崩壊と定義した場合であり、損傷確率50%で評価した場合、【条件A】では 267cm/s 、【条件B】では 218cm/s 、【条件C】、【条件D】は同じ値となり 172cm/s である。点線が塑性率4.0を超えた場合であり、【条件A】では 311cm/s 、【条件B】では 240cm/s 、【条件C】では 203cm/s 、【条件D】では 182cm/s である。塑性率を1.0と評価した場合と4.0とした場合の比は、それぞれ1.16, 1.10, 1.18, 1.06であり、塑性率を大きく(靱性能を確保した設計がなされている場合)した方が、より大きな地震動に耐えられる。また、地震動の大きさを $V_E = 165\text{cm/s}$ として、損傷確率の値は、塑性率1.0を崩壊と定義した場合、【条件A】では8.2%、【条件B】では20%、【条件C】、【条件D】は47%である。擁壁との衝突を考えない【条件B】は、擁壁との衝突を考える【条件C】、【条件D】と比較した場合、43%と損傷確率が下がる。このように、損傷確率で耐震安全性を評価する方法もあるが、本研究では、損傷確率50%の地震動の大きさを耐震安全性を評価する。

本研究では、損傷確率 50%の地震動の大きさ(V_E)を 設計基準値(地震動倍率1.0))で除した値を安全余裕度SMR (Safty Margin Ratio)と呼び、この値が大きいほど設計想定外の地震動に対する耐震安全性が高いと評価する。

告示²⁰⁾に示されるエネルギー量の速度換算値(V_s)の工学的基盤面の値($V_s=81.5\text{cm/s}$)を設計基準値(地震動倍率1.0)とし、塑性率4.0を崩壊と定義した場合、【条件A】では $\text{SMR}=311/81.5=3.82$ 、【条件B】では $\text{SMR}=2.94$ 、【条件C】では $\text{SMR}=2.49$ 、【条件D】では $\text{SMR}=2.23$ である。

本章では、工学的基盤面の値(81.5cm/s)を設計基準値(地震動倍率1.0)として、SMRを評価する。

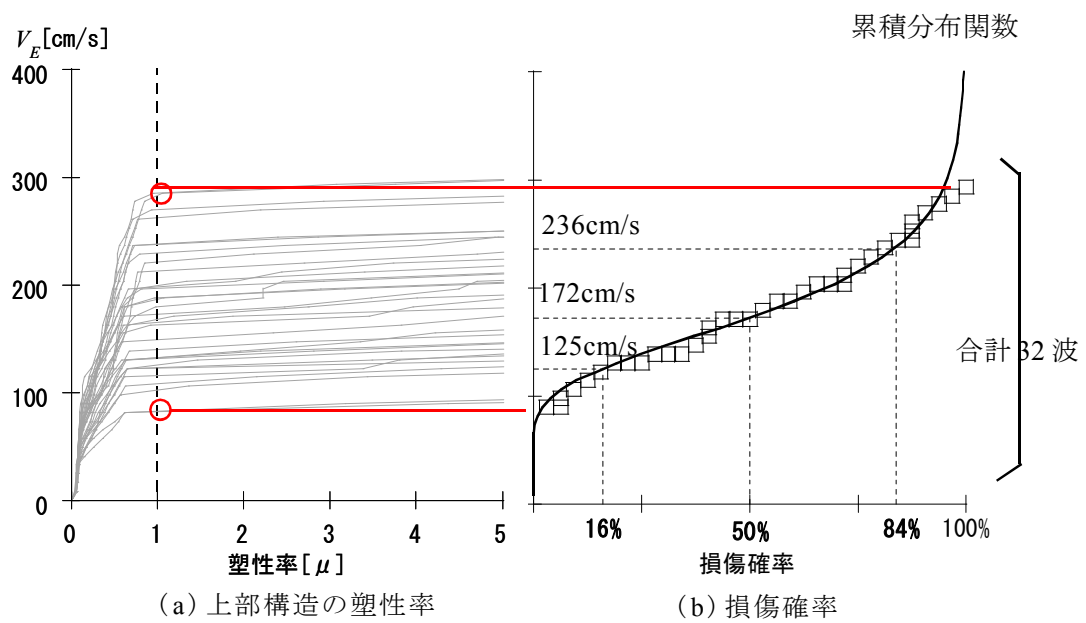


図 3.35 塑性率 $\mu=1$ で損傷確率を評価

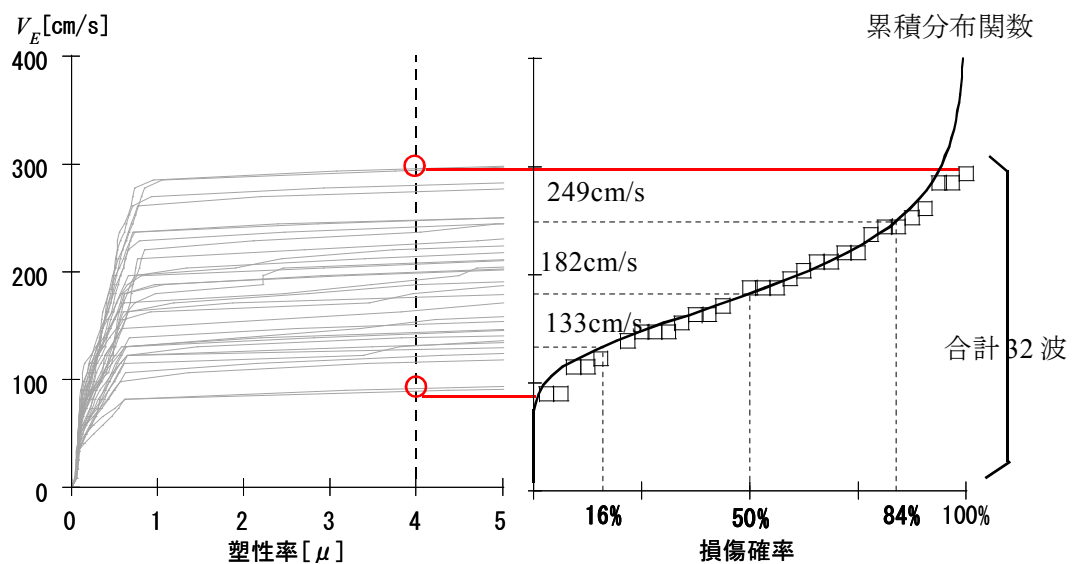
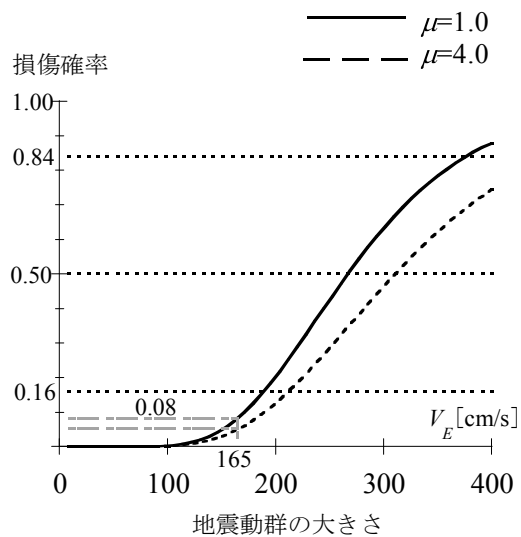
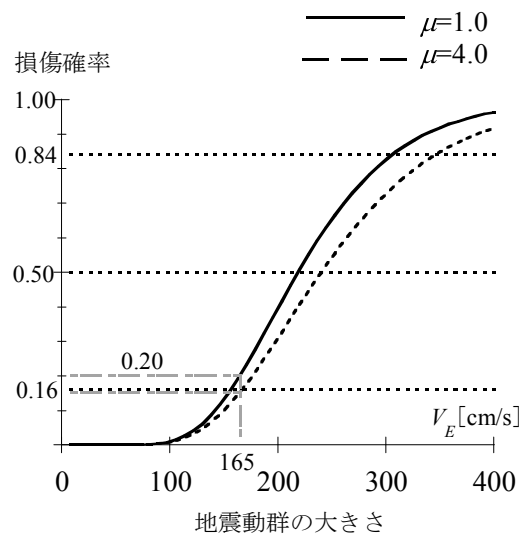


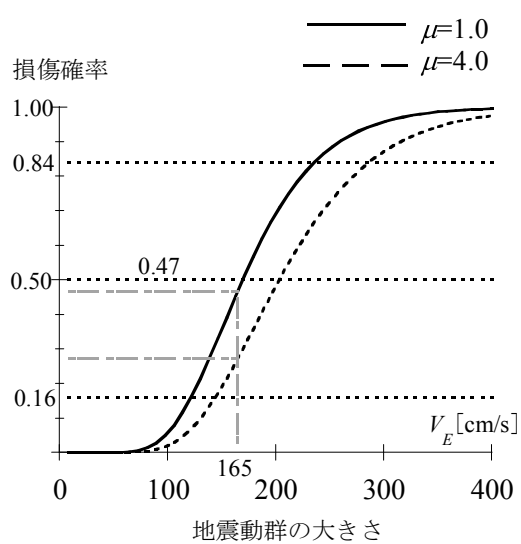
図 3.36 塑性率 $\mu=4$ で損傷確率を評価



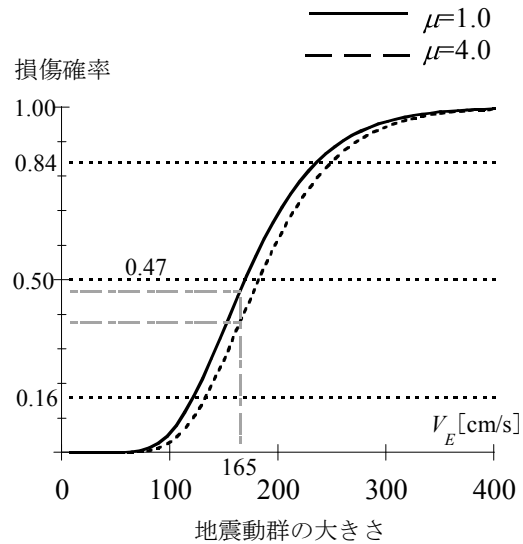
(a) 【条件 A】 のフラジリティ曲線



(b) 【条件 B】 フラジリティ曲線



(c) 【条件 C】 のフラジリティ曲線



(d) 【条件 D】 フラジリティ曲線

図 3.37 フラジリティ曲線

3.4.4 免震構造物と耐震構造物の比較

免震構造物と耐震構造物の比較の一例を示すため、図3.38のモデル図に示すように上部構造のみを対象とした1質点系の解析についても同様に行った。弾性一次固有周期 T_1 は、0.21～0.42秒(上部構造の降伏耐力 $C_0=0.15\sim0.60$)である。

なお、ここでは解析対象が従来の耐震構造であるため、FEMA P695に基づいて弾性一次固有周期 T_1 に対する加速度応答スペクトル値 $S_a(T_1)$ の中央値が、工学的基盤における加速度応答スペクトルと一致する地震動倍率を1.0とした(図3.39)。基準化した地震動群に対して、地震動倍率1.0の地震動群は0.79～0.95倍であり、この値は免震周期4.0秒の場合に対して0.51～0.61倍に相当する。

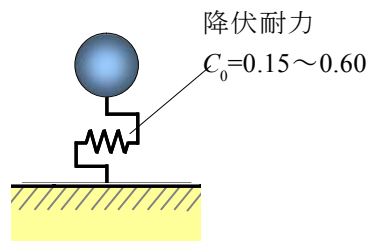


図3.38 上部構造解析モデル

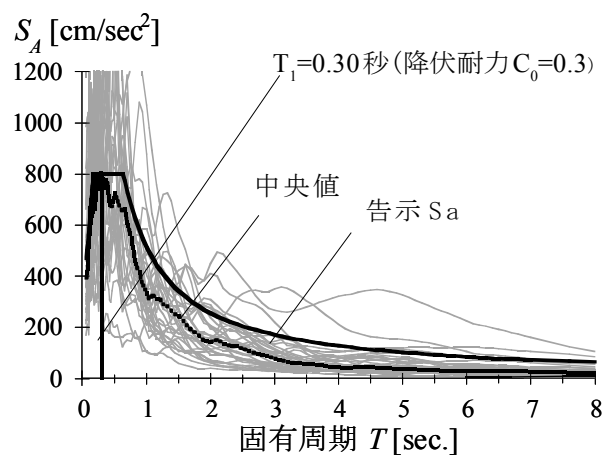


図3.39 FEMA 基準地震動

前節と同様に求めた塑性率と地震動レベルの関係を図3.40に、塑性率 $\mu=4$ を崩壊としたフラジリティ曲線を図3.41に示す。50thパーセンタイル曲線を見ると、免震構造に比べて地震動倍率そのものは小さいが、上部構造の塑性率の進行は地震動倍率にほぼ比例して緩やかに増えている。

免震構造(図3.31(d))と耐震構造(図3.40)の上部構造の塑性率に対する50thパーセンタイル曲線を比較すると、免震構造は地震動倍率そのものは耐震構造より大きいが、文献21)で指摘されているように上部構造が降伏する(塑性率1.0以上)と耐震構造より塑性変形の進行が急激に生じている。

次に免震構造と耐震構造を比較するため、PGVを横軸としたフラジリティ曲線を図3.42に示す。免震構造【条件A】，【条件B】，【条件D】は前節で示した塑性率 $\mu=4$ とした結果を用いる。損傷確率0.5で比較すると、耐震構造 $C_0=0.30$ は52cm/s、免震構造【条件D】は140cm/sであり、PGVを地震動の大きさとすれば2.7倍程度の大きな地震動まで免震構造が耐えられる結果となる。

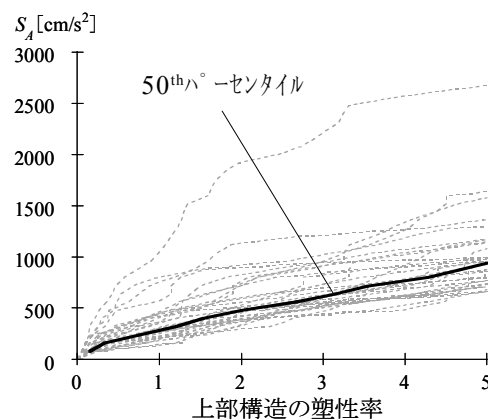


図 3. 40 上部構造の塑性率

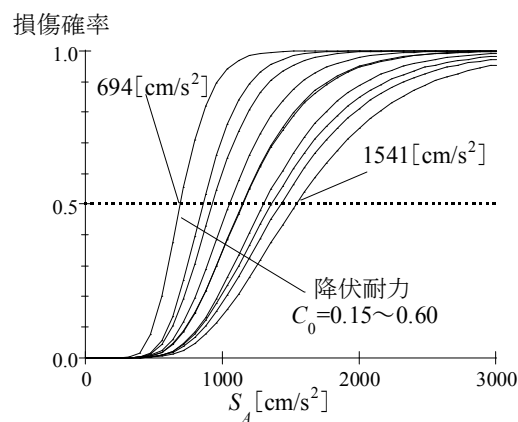


図 3. 41 フラジリティ曲線

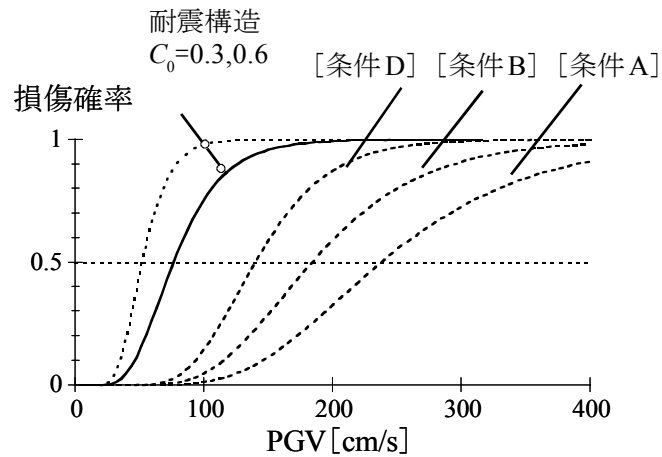


図 3.42 免震構造と耐震構造の比較

免震構造物の解析条件

	積層ゴムアイソレータ	擁壁とのクリアランス	擁壁の弾塑性
【条件A】	線形弾性	∞	-
【条件B】	$h=200\text{mm}$, ハードニング, 破断	∞	-
【条件D】	$h=200\text{mm}$, ハードニング, 破断	500mm	弾性

塑性率 $\mu=4.0$ を超えた場合を崩壊と定義して免震構造と耐震構造を比較したが、崩壊と定義する塑性率 $\mu=1.0$ 、 $\mu=8.0$ とした場合の結果を図3.43、3.44に示す。 $\mu=1.0$ の場合、耐震構造と免震構造の損傷確率0.5となるPGVの大きさの差が広がり、 $\mu=8.0$ の場合、差が小さくなる。

免震構造の【条件D】と耐震構造を崩壊と定義する塑性率を変えて fragility 曲線を比較した図を図3.45に示す。耐震構造、免震構造ともに、崩壊と定義する塑性率(μ)を大きくすると損傷確率0.5となるPGVは大きくなるが、免震構造は大きくなる割合が耐震構造に比べて小さい。擁壁との衝突により、塑性率が急激に大きくなるのが要因である。

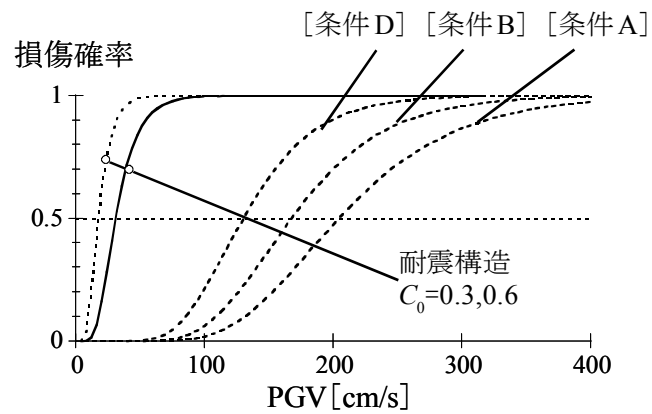


図 3.43 フラジリティ曲線 ($\mu=1$)

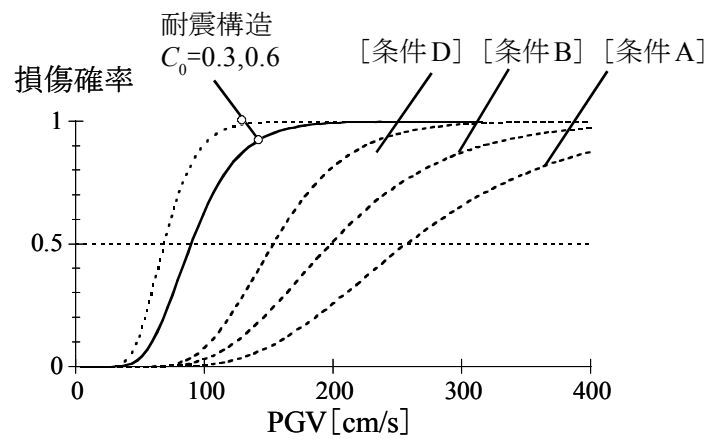


図 3.44 フラジリティ曲線 ($\mu=8$)

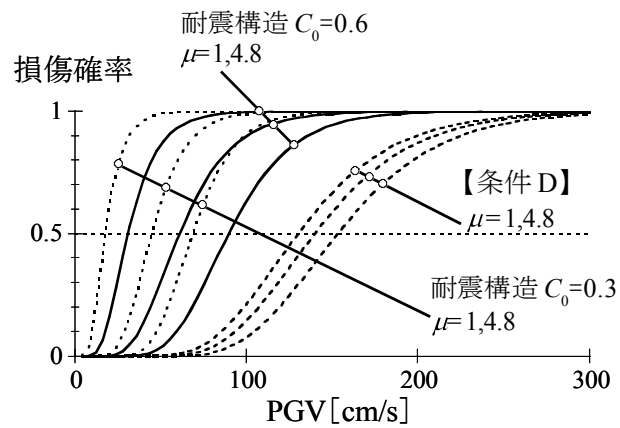


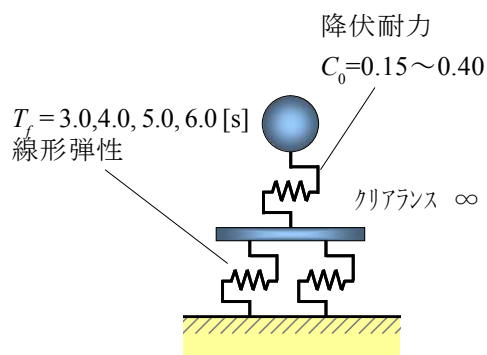
図 3.45 フラジリティ曲線 ($\mu=1, 4, 8$) の比較

3.4.5 フラジリティ曲線の比較

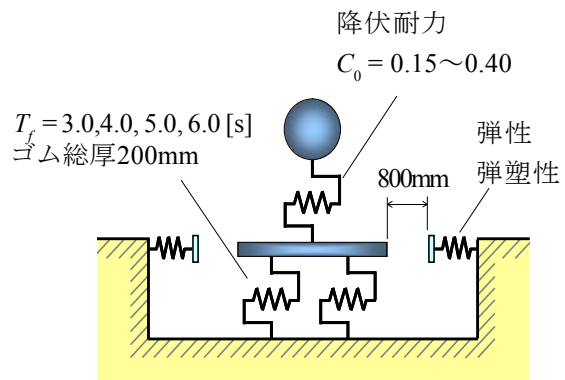
免震周期を $T_f = 3.0, 4.0, 5.0, 6.0$ [s], 上部構造の降伏耐力を $C_0 = 0.15 \sim 0.40$ をパラメータとして解析を行なった．アイソレータを線形弾性（ハードニング・破断なし），クリアランス ∞ のとした解析を条件【条件E】とした．ゴム総厚を200mm（ハードニング・破断あり）とし，クリアランスを800mm（擁壁を弾性，弾塑性の2種）とした解析を【条件F】とした．【条件F】の解析条件のクリアランスを500mmとした解析を【条件G】とした．解析条件を表3.5に示す．

表 3.5 解析条件

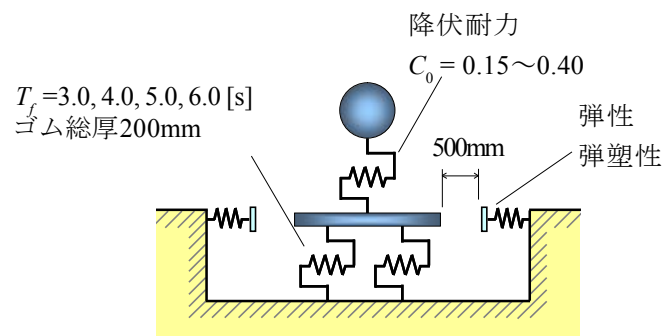
	積層ゴムアイソレータ	擁壁とのクリアランス	擁壁の弾塑性
【条件E】	線形弾性	∞	—
【条件F】	$h=200\text{mm}$, ハードニング, 破断	800mm	弾性 弾塑性
【条件G】	$h=200\text{mm}$, ハードニング, 破断	500mm	弾性 弾塑性



【条件E】



【条件F】



【条件G】

【条件E】の解析結果を図3.46に示す。左側が塑性率 $\mu=1$ で損傷を評価、右側が塑性率 $\mu=4$ で損傷を評価した図であり、上から順に免震周期 $T_f=3.0, 4.0, 5.0, 6.0$ [s]の結果を示す。

免震周期が長くなるに従い、上部構造耐力が大きくなるに従い、損傷確率0.5を示す地震動レベル(V_E)は大きくなる。【条件E】のように理想的な免震構造物の場合、免震周期(T_f)を長くし、上部構造耐力を大きくすれば、安全余裕度は大きくなる。また、損傷を評価する塑性率 $\mu=4$ の方が、勾配が緩やかで安全余裕度は大きい。靱性能を確保した方が、安全余裕度を確保できる。

【条件F】の解析結果を図3.47に示す。免震周期が短い $T_f=3.0$ 秒の場合は、上部構造耐力が大きくなるに従い安全余裕度は大きくなるが、免震周期が長くなるに従い上部構造耐力を大きくしても安全余裕度が大きくなる割合がわずかになる。周期が長くなる(免震層の剛性が小さくなる)と免震層の応答変形が大きくなり、擁壁との衝突が生じ易くなる。免震層の剛性が小さいため、衝突以前に上部構造が崩壊することはない、擁壁との衝突による急激な剛性上昇により上部構造が崩壊する。免震層の剛性上昇が大きいと、上部構造の耐力を多少大きくしても影響は小さい。擁壁の弾性・弾塑性の影響は殆ど見られない。ゴム総厚を200mmとしているため、擁壁が塑性化(860mmで塑性化)しても、積層ゴムの破断(900mmで破断)により、上部構造が崩壊するためである。また、損傷を評価する塑性率 $\mu=4$ の方が、勾配が緩やかで安全余裕度は大きくなる傾向は変わらないが、上部構造耐力の影響は、塑性率 $\mu=4$ の方がより少ない。

【条件G】の解析結果を図3.48に示す。クリアランスを800mmとした【条件F】と同様な傾向を示すが、擁壁の弾性・弾塑性の影響が、塑性率 $\mu=4$ で損傷を評価した場合に見られる。免震周期が長くなるに従い、上部構造耐力が大きくなるに従い、擁壁を弾塑性とした方が、安全余裕度が大きくなる。クリアランスが500mmと狭く、免震層の変形に伴う耐力上昇と擁壁の降伏耐力を加えた値を上回る耐力が上部構造に付与されていれば、擁壁が降伏した後も、積層ゴムの破断まで上部構造は崩壊しないため、安全余裕度が大きくなる。免震周期が短い $T_f=3.0$ 秒で差が現れないのは、今回設定した上部構造の耐力では、免震層の変形に伴う耐力上昇が大きく、擁壁が降伏する以前に上部構造が崩壊するためである。一方、 $\mu=1$ で損傷を評価した場合に擁壁の弾性・弾塑性の影響が現れないのは、塑性化によるエネルギー吸収が期待できず、擁壁の降伏以前に、衝突の衝撃力により塑性率 $\mu=1$ を超えてしまうためである。

塑性率 $\mu=1$ で損傷評価

塑性率 $\mu=4$ で損傷評価

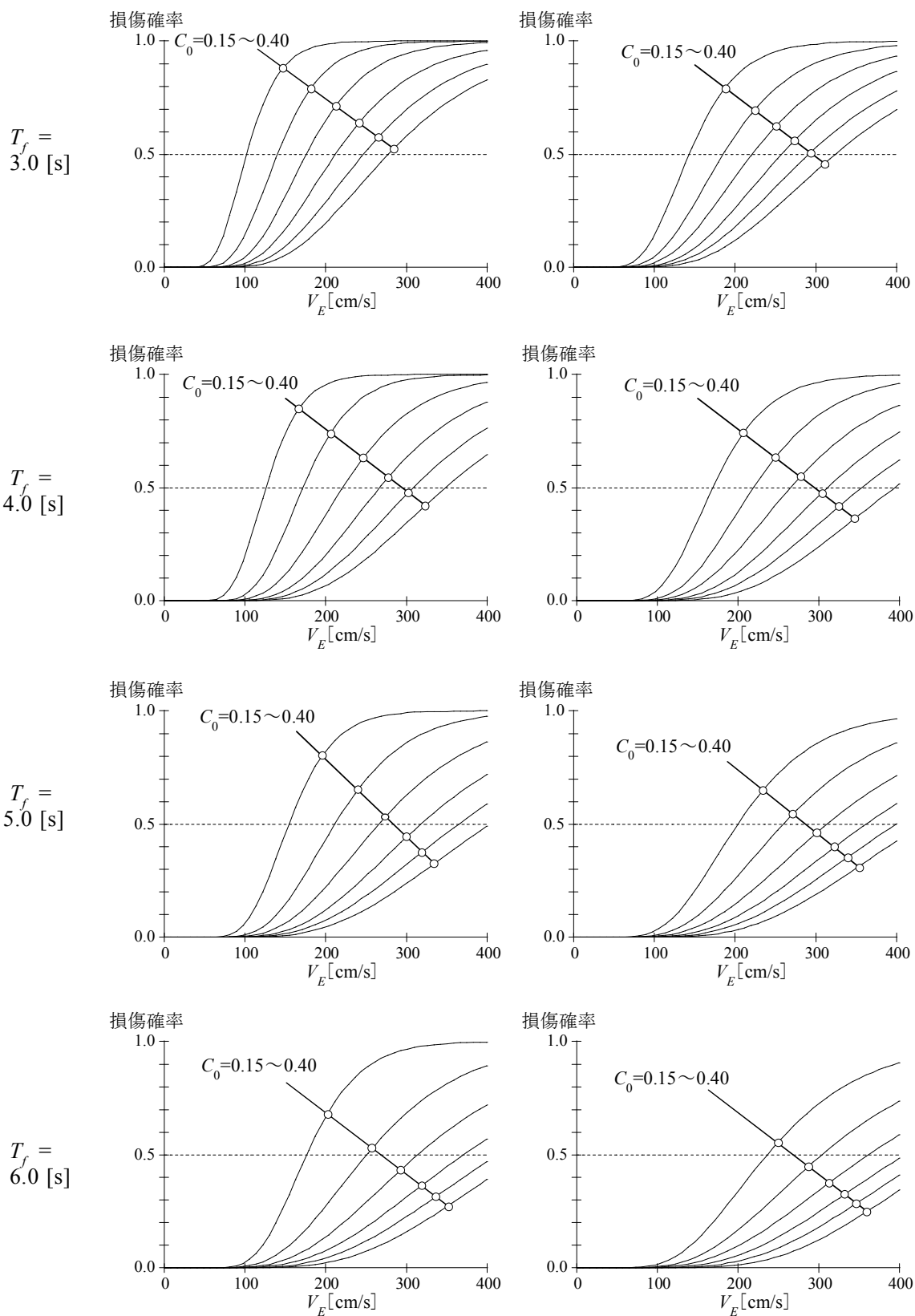


図 3.46 フラジリティ曲線【条件E】

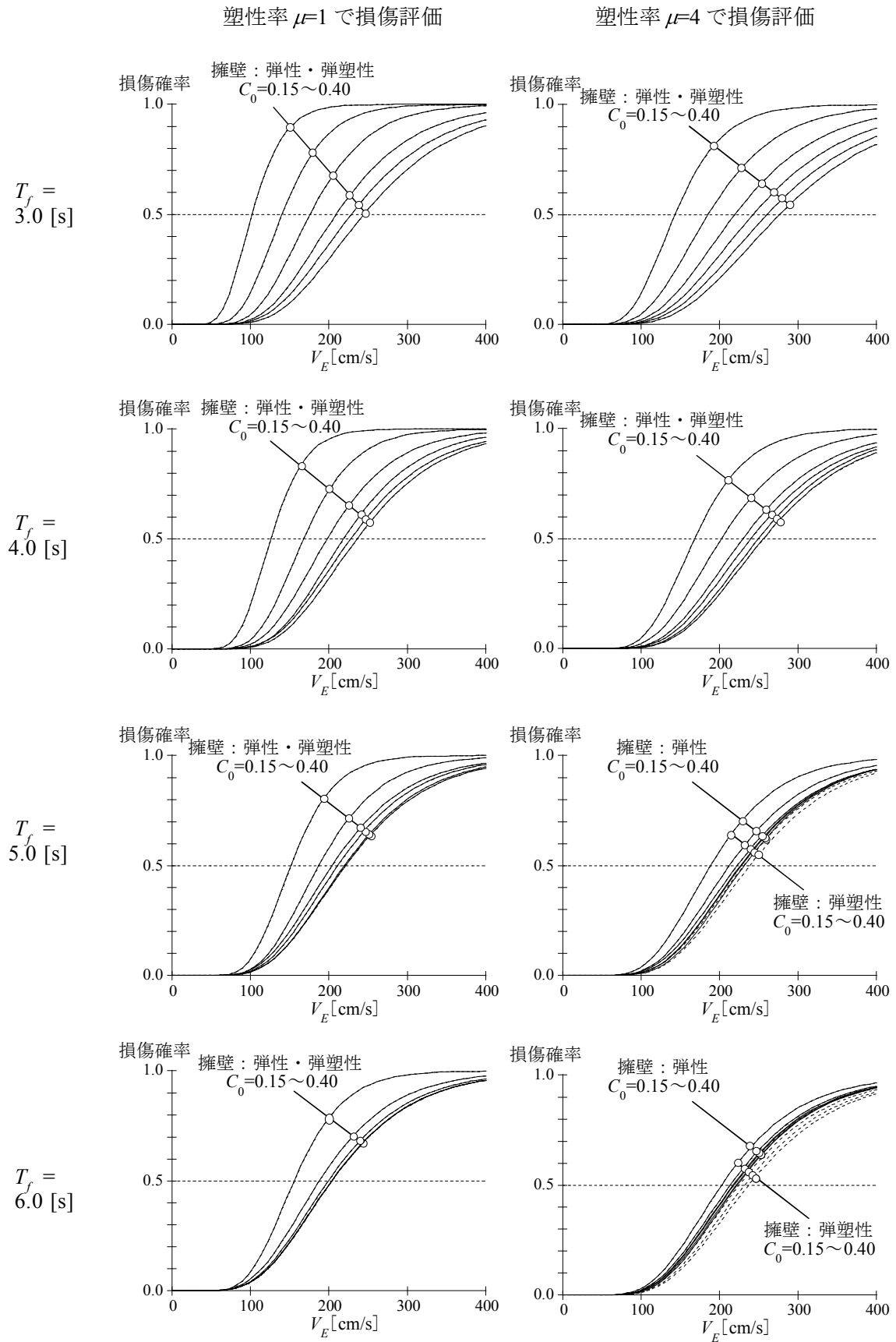


図 3.47 フラジリティ曲線【条件F】

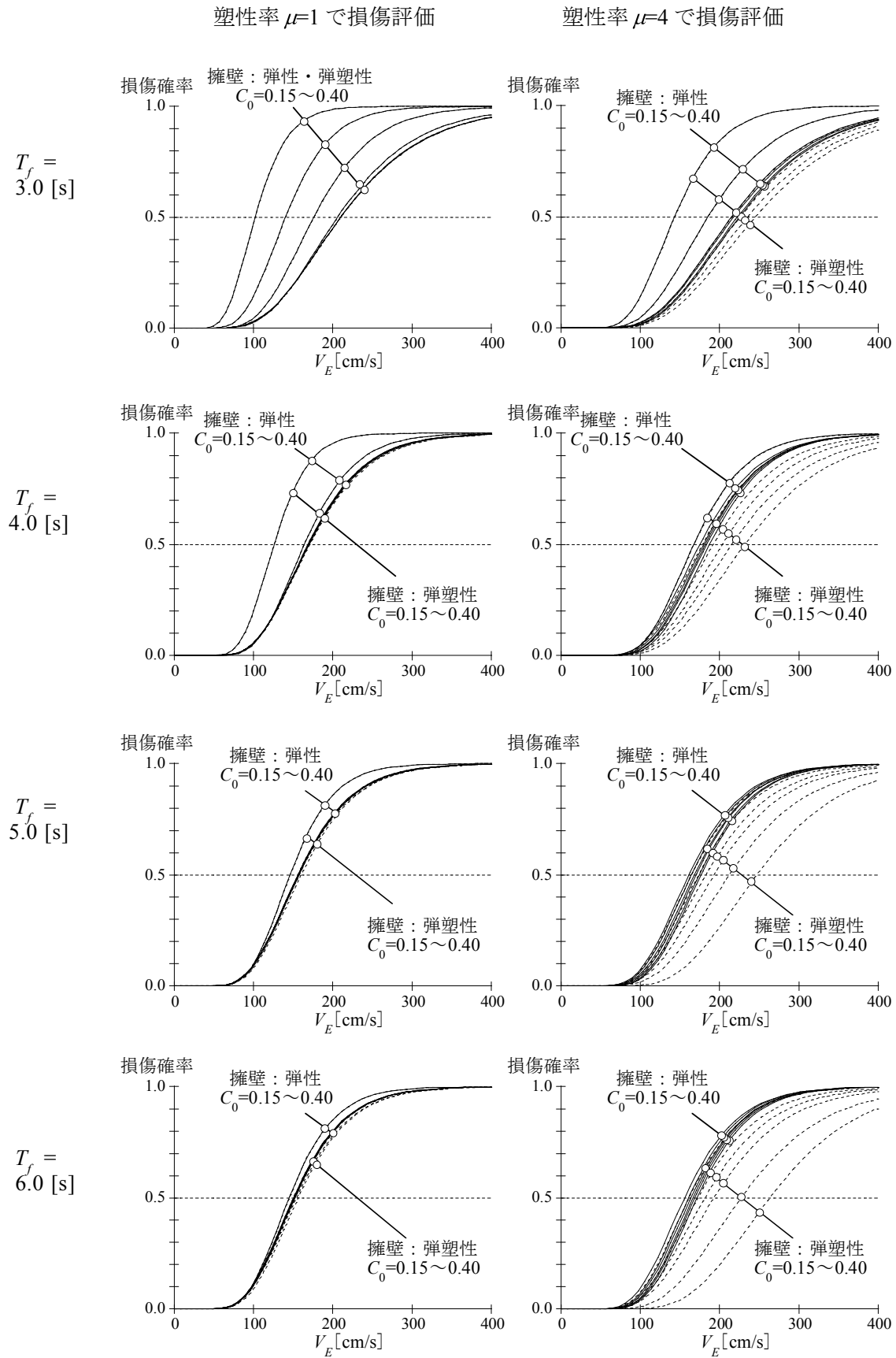


図 3.48 フラジリティ曲線【条件 G】

3.5 免震構造物の設計想定外地震に対する安全余裕度

ゴム総厚を 160, 200, 240mm と変化させた解析結果を含め、フラジリティ曲線から評価した 50% 崩壊確率に対する安全余裕度 SMR (工学的基盤を地震動倍率 1.0) を図 3.49～3.53 にまとめる。図 3.49, 図 3.50 はクリアランス 500mm として擁壁を弾性・弾塑性とした場合, 図 3.51, 3.52 はクリアランス 800mm として擁壁を弾性・弾塑性とした場合, 図 3.53 は擁壁との衝突を考慮しない場合 (クリアランス ∞) であり, 安全余裕度 SMR を上部構造の降伏せん断力係数との関係として示している。また, 上段は塑性率 $\mu=1$ で損傷を評価した結果を下段は塑性率 $\mu=4$ の結果を示す。さらに, 同図では免震周期ごとに結果を示し, ゴム総厚の違いをプロットで表す。

【クリアランス 500mm の場合】

クリアランス 500mm, 擁壁が弾性の場合, 免震周期 3.0 秒を除き, 免震層の剛性や積層ゴムのゴム総厚 (ハードニング) の影響が顕著に現れる以前に擁壁に衝突する。安全余裕度 SMR に免震周期や上部構造の耐力の影響はほとんど現れていない。また, 免震周期が短いほど応答変形が小さく, 擁壁との衝突がし難いため, SMR はやや大きい。免震周期 = 3.0 秒は, 免震層の剛性が大きく $C_0=0.2$ 以下では擁壁に衝突する以前に上部構造が崩壊するため, 値が小さい。損傷評価の塑性率の違いは, 上部構造耐力が小さく, 周期が短いほど差が見られ, $T_f = 3.0$ [s], 上部構造の降伏耐力 $C_0=0.15$ の場合, $1.8/1.3=1.4$ 程度, 塑性率 $\mu=4$ で評価した方が, 安全余裕度が大きくなる。上部構造耐力が大きくなるほど, 免震周期が長くなるほど, 差が小さくなり, 1.15 倍程度の安全余裕度の差になる。

一方, 擁壁の降伏を考慮する場合には, 塑性率 $\mu=1$ で評価した場合は, 弾性と変わらないが, 塑性率 $\mu=4$ で評価した場合は, 上部構造の耐力を確保するほど, 安全余裕度 SMR が大きくなる。例えば免震周期 6.0 秒では上部構造の耐力が $C_0=0.30$ 程度以上に確保されると安全余裕度 SMR が急激に大きくなる。この安全余裕度 SMR の急激な上昇が生じる上部構造の耐力の境目は, 免震周期が長く免震層の剛性が小さいほど, またゴム総厚が大きくハードニングが起こり難いほど小さい。

【クリアランス 800mm の場合】

クリアランスを 800mm とした場合, ゴム総厚 160mm ではアイソレータの破断が先行して生じ, ゴム総厚 200mm, 240mm では擁壁との衝突が先行して生じる。クリアランス 500mm に比べて安全余裕度 SMR は全体的に大きい値を示している。ただし, 免震周期 3.0 秒, $C_0=0.25$ 免震周期 4.0 秒, $C_0=0.15$ では衝突以前に上部構造の塑性化が進行するためにクリアランスの影響は見られない。塑性率の違いの影響は, クリアランス 500mm と同様な傾向が見られる。

擁壁の復元力特性の違いは, 塑性率 $\mu=4$ で評価した場合でも, さほど現れていないが, ゴム総厚が大きいと安全余裕度 SMR がわずかに大きくなる。擁壁に衝突する直前の状態を考えると, ゴム総厚が 160mm では破断, 200mm ではハードニングの第 3 勾配, 240mm では第

2勾配となるため、擁壁に衝突する直前におけるアイソレータの負担せん断力の違いによるものである。

【擁壁との衝突を考慮しない場合(クリアランス ∞)】

アイソレータを線形弾性とし、擁壁との衝突を考慮しない理想的な免震構造では、上部構造の降伏せん断力係数が大きくなるほど安全余裕度SMRは大きくなっている。つまり、アイソレータの破断や擁壁との衝突が起これなければ、上部構造を強くするほど、設計想定外の地震動に対する免震構造の耐震安全性は高まることを表している。しかし、前述したようにアイソレータのハードニング・破断と擁壁との衝突を考慮することで fragility 曲線の様相は変化する。また、擁壁とのクリアランスを無限として衝突を考慮しない場合においても、アイソレータのハードニングと破断によって安全余裕度SMRの上昇が制限されることが分かる。免震構造の設計想定外地震動に対する耐震安全性を評価する上では、アイソレータのハードニング・破断および擁壁との衝突を考慮することが重要であることが確認できる。

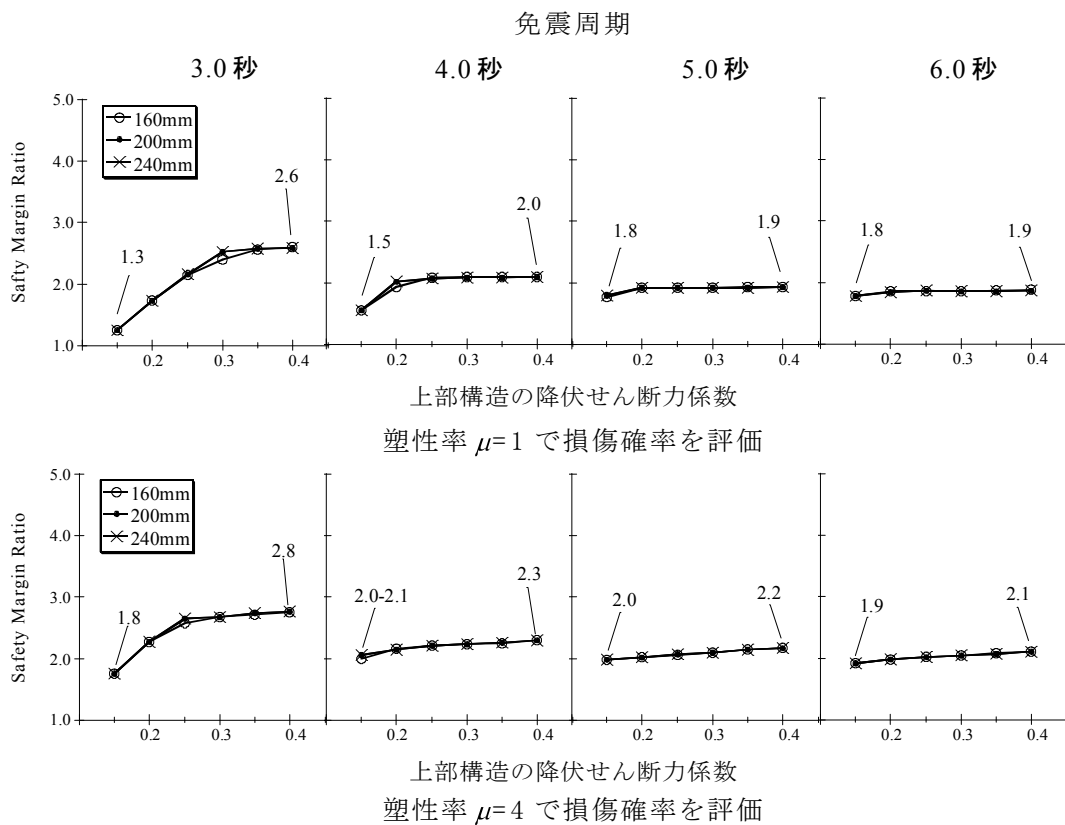


図 3.49 クリアランス：500mm 擁壁の復元力特性：弾性

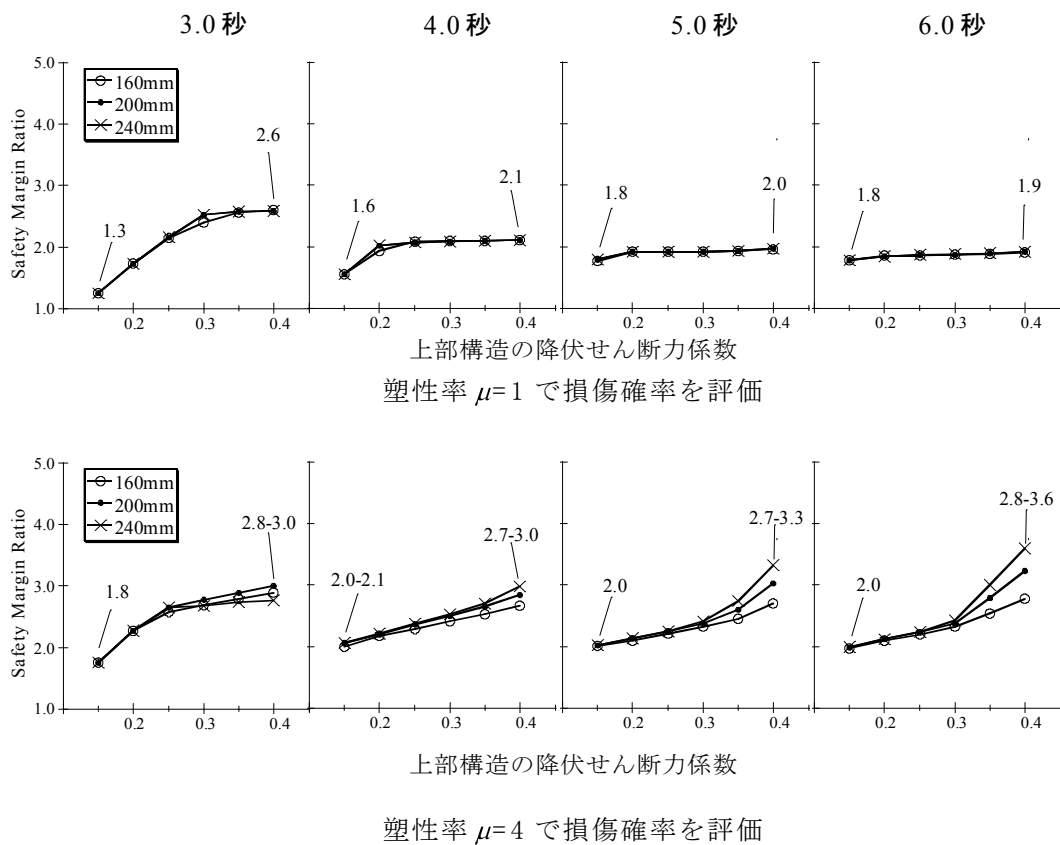


図 3.50 クリアランス：500mm 擁壁の復元力特性：弾塑性

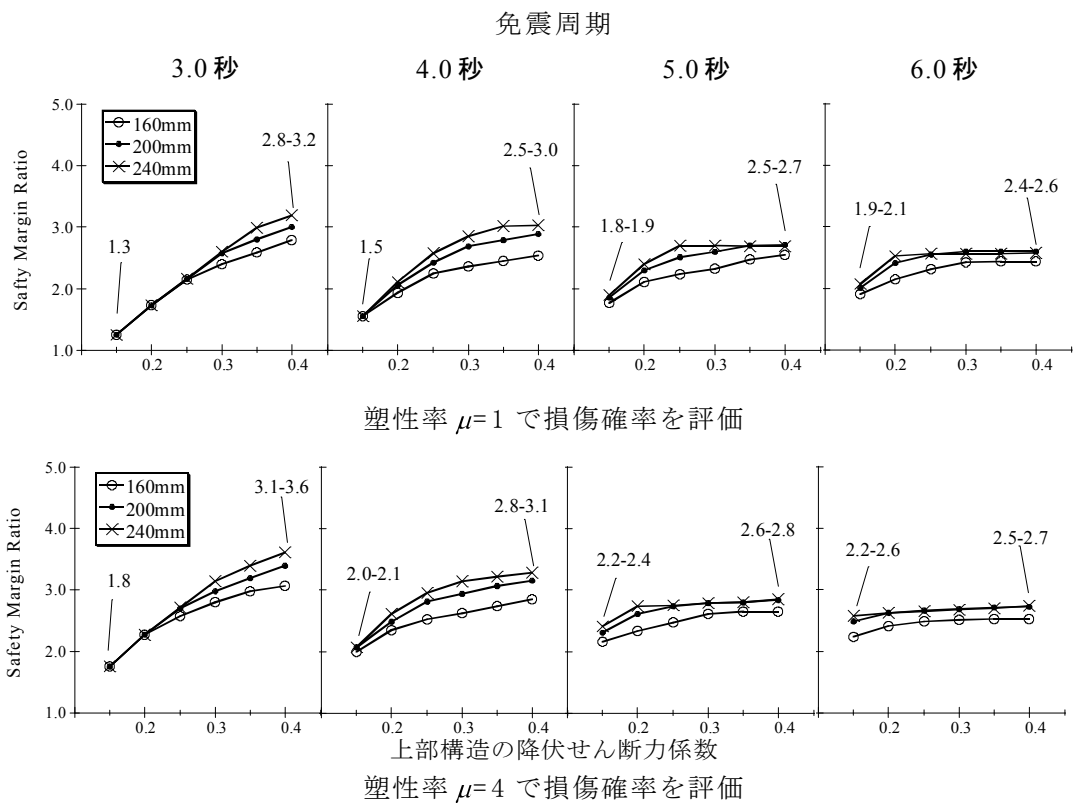


図 3.51 クリアランス：800mm 擁壁の復元力特性：弾性

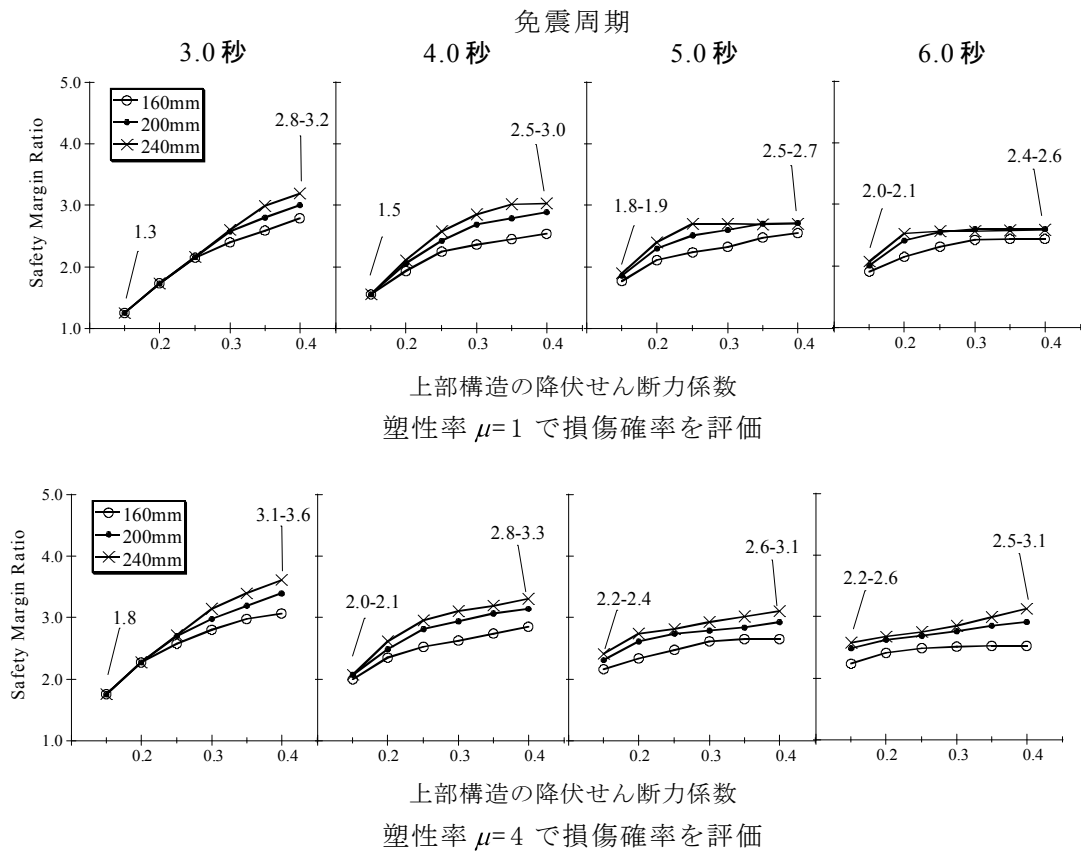


図 3.52 クリアランス：800mm 擁壁の復元力特性：弾塑性

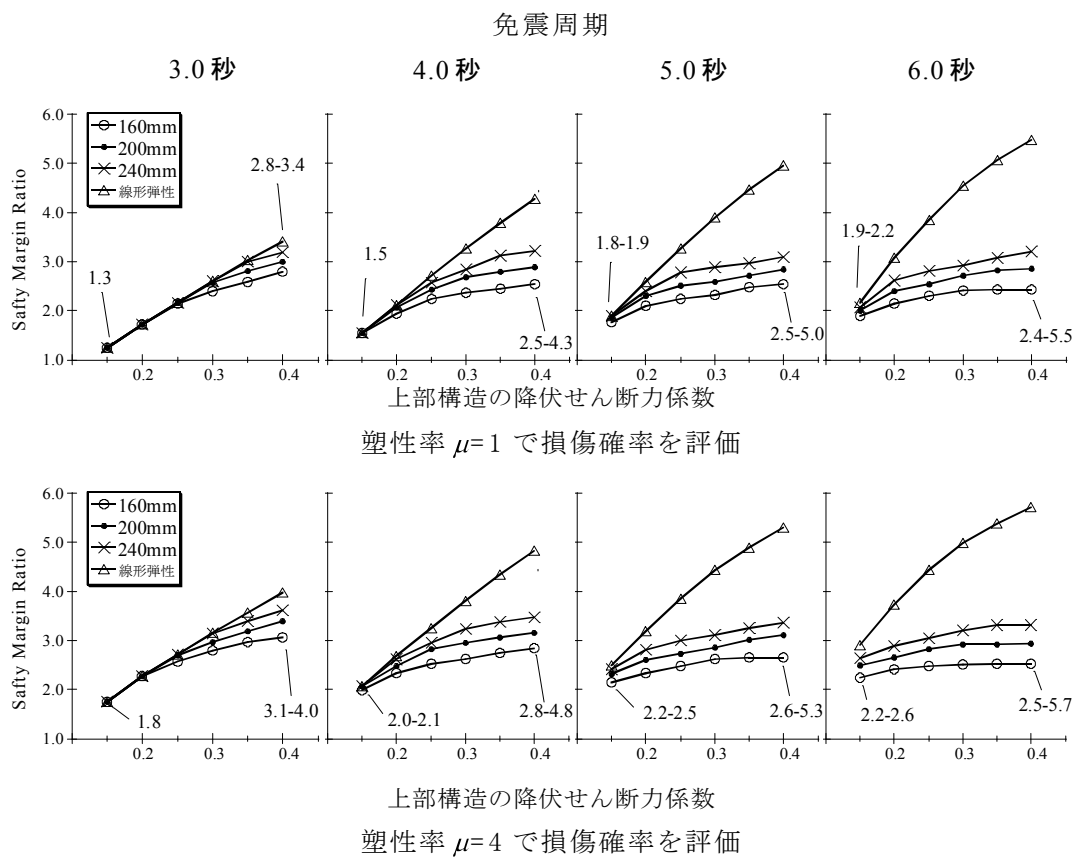


図 3.53 クリアランス： ∞

【クリアランスと擁壁の復元力特性の影響】

ゴム総厚200mm、塑性率 $\mu=1$ で損傷評価の条件において、クリアランスと擁壁の復元力特性を比較して図3.54に示す。また図中にはアイソレータを線形弾性とし、擁壁との衝突を考慮しない理想的な免震構造の結果も併せて示す。

クリアランスの違いを比較する。免震周期3.0秒、 $C_0=0.30$ 以下と免震周期4.0秒、 $C_0=0.20$ 以下の場合、衝突以前に上部構造が崩壊するため、クリアランスによる差が見られない。衝突以前に上部構造が崩壊する場合を除き、クリアランスを大きくすることで全体的に安全余裕度SMRが大きくなるが、理想的な免震構造の安全余裕度が、耐力に比例して大きくなるのに比べて、上部構造の耐力の違いによる影響は小さい。

塑性率 $\mu=4$ に損傷評価の条件を変えて比較した値を図3.55に示す。免震周期3.0秒、 $C_0=0.25$ 以下と免震周期4.0秒、 $C_0=0.15$ の場合、塑性率 $\mu=1$ 同様に衝突以前に上部構造が崩壊するため、クリアランスによる差が見られない。全体的な傾向は、塑性率 $\mu=1$ と変わらない。しかし、擁壁が弾塑性になると、クリアランス500mmでは免震周期4.0秒で $C_0=0.40$ 、免震周期5.0秒で $C_0=0.35$ 以上、免震周期6.0秒で $C_0=0.30$ 以上から勾配が急激に大きくなる。

ここで擁壁降伏時における免震層の層せん断力係数に着目し、表3.6にまとめる。擁壁降伏時の変形は衝突時点より60mm大きく、免震周期5.0秒、ゴム総厚200mmの条件での免震層の層せん断力係数は、クリアランス500mmでは0.33、クリアランス800mmでは0.56となる。免震周期6.0秒、ゴム総厚200mmの条件での免震層の層せん断力係数は、クリアランス500mmでは0.30、クリアランス800mmでは0.46となる。靱性を確保した設計がなされていて塑性率を大きく評価でき、擁壁が降伏するような場合には、擁壁降伏時における免震層の層せん断力以上に上部構造の耐力を確保することが、設計想定外の地震動に対する安全余裕度を高める上で有効であると言える。靱性を確保されていない設計の場合は、擁壁の衝突による衝撃力で塑性率 $\mu=1$ を超えてしまうので、擁壁の降伏の有無の影響は少ない。

表3.6 擁壁降伏時の免震層の層せん断力係数

擁壁降伏変形 (mm)	免震周期 (秒)	ゴム総厚 (mm)		
		160	200	240
560	3.0	0.55	0.51	0.48
	4.0	0.41	0.39	0.37
	5.0	0.35	0.33	0.32
	6.0	0.31	0.30	0.29
860	3.0	0.88	1.14	0.74
	4.0	0.52	0.75	0.52
	5.0	0.35	0.56	0.42
	6.0	0.26	0.46	0.36

太字 は、破断変形(720mm)時の層せん断力係数

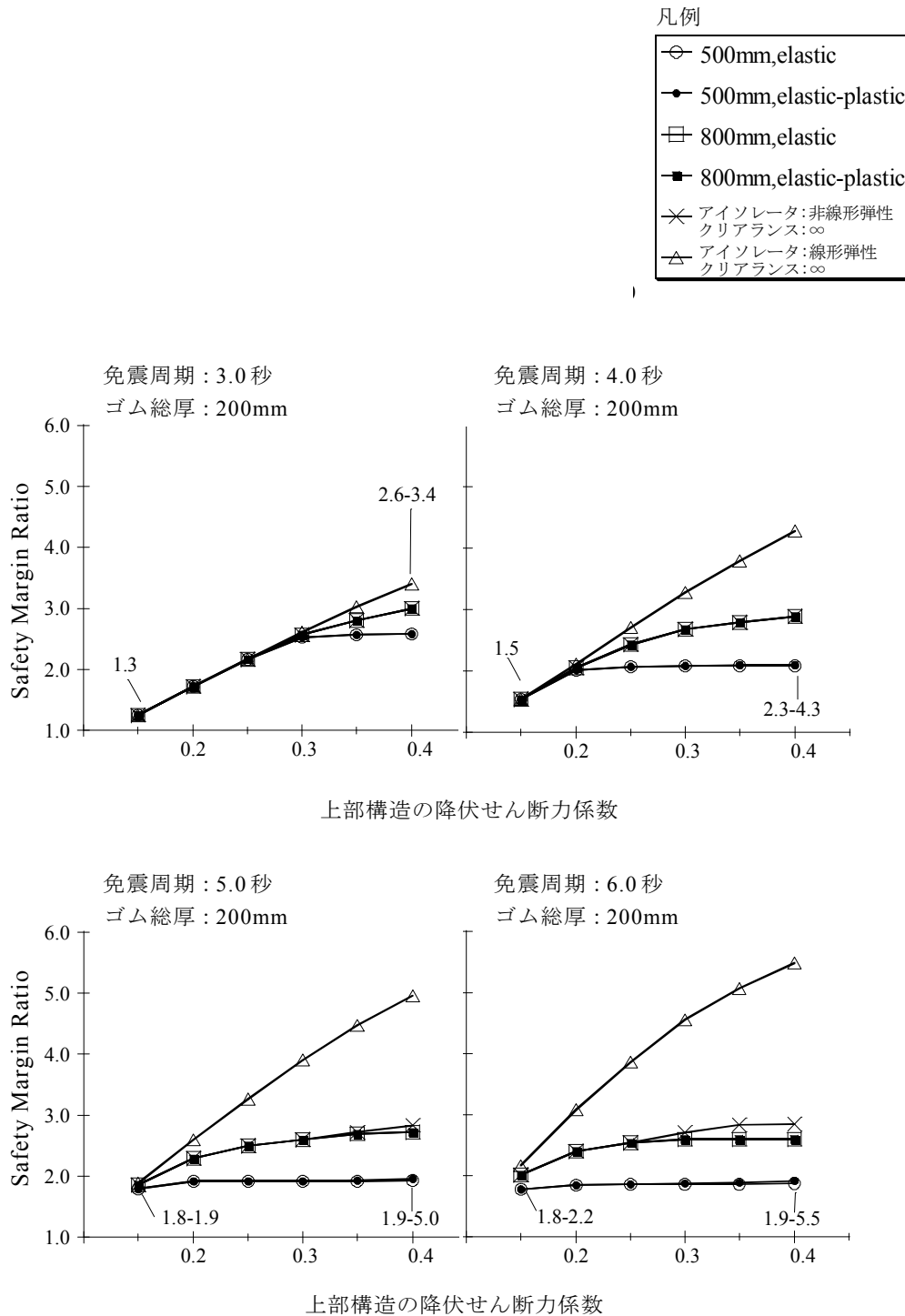


図3.54 クリアランスと擁壁復元力特性の影響(まとめ)
塑性率 $\mu=1$ で損傷評価

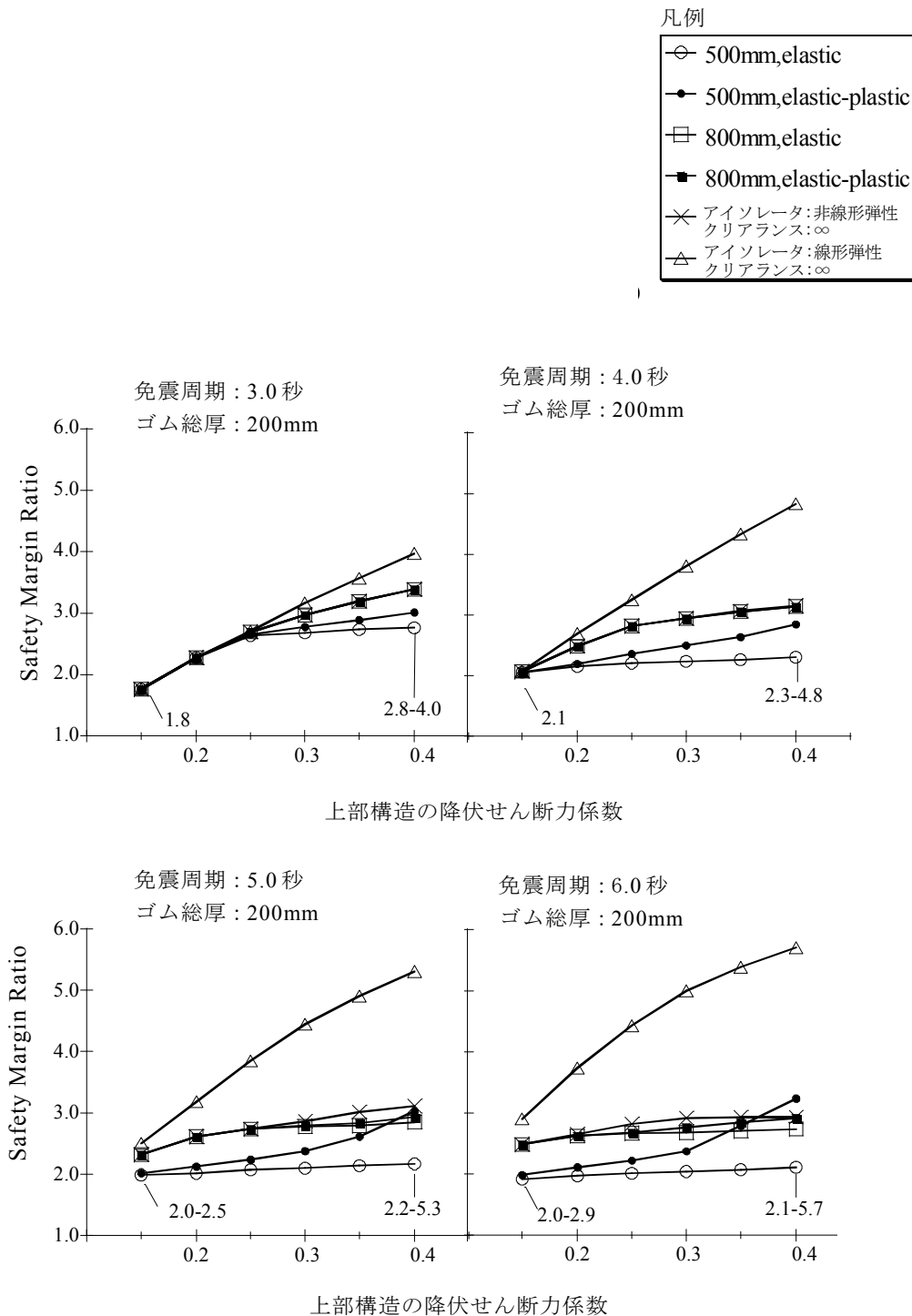


図3.55 クリアランスと擁壁復元力特性の影響(まとめ)
塑性率 $\mu=4$ で損傷評価

【損傷を評価する塑性率の違い】

ゴム総厚 200mm, 塑性率 $\mu=4$ の安全余裕度を塑性率 $\mu=1$ の安全余裕度で除して ($\mu=4/\mu=1$) 求めた比率を図3.56に示す. クリアランス 500mm, 擁壁を弾塑性とした場合を除き, 上部構造の降伏耐力が大きくなるほど, 免震周期が小さくなるほど, 比率は小さくなる. 値の範囲は, 1.03 倍から 1.40 倍である.

クリアランス 500mm, 擁壁を弾塑性とした場合は, 塑性率 $\mu=4$ では擁壁の降伏を上回るような耐力が付与された場合, 安全余裕度が増加するので, 比率は大きくなる.

安全余裕度を大きくするためには, 上部構造の設計で靱性能を与える設計を行った方が良く, 擁壁の降伏耐力が小さい場合ほど, その効果は大きい.

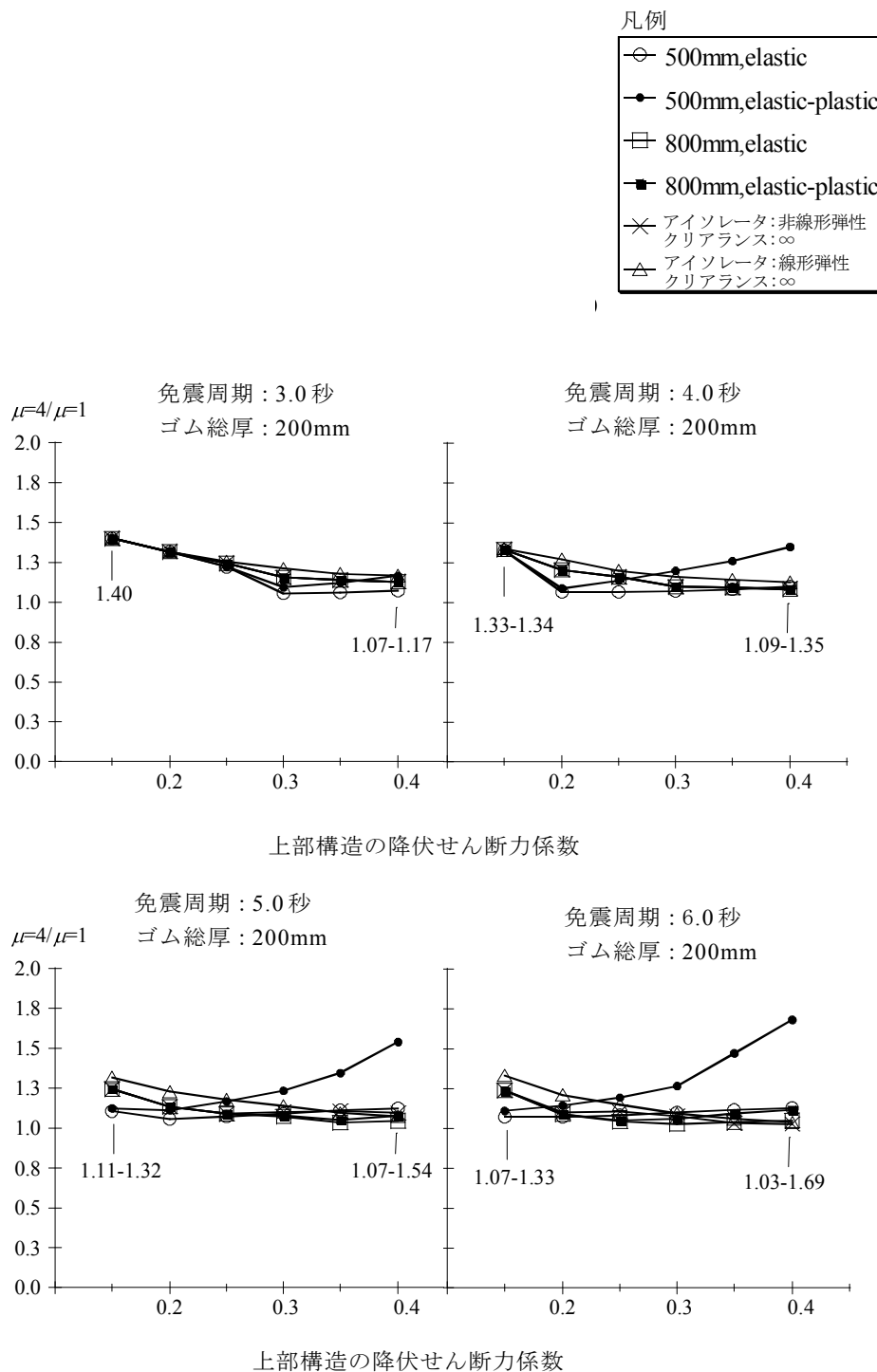


図 3.56 損傷を評価する塑性率の影響 ($\mu=4/\mu=1$)

3.6 まとめ

本章では、免震構造物の耐震安全性について、上部構造1質点モデルを用い、多数の地震動と Incremental Dynamic Analysis (IDA) を用いた確率論的な評価を行なった。アイソレータのみの水平剛性から求まる免震周期 T_f 時の地震動の入力エネルギーの速度換算値を地震群の大きさを評価する指標とし、IDAによる結果を用いてフラジリティ曲線を求める方法を示し、損傷確率50%の地震動の大きさを設計基準値で除した値を安全余裕度(SMR)と定義し、検討を行った。以下に、得られた結果を示す。

- (1) 免震構造物と耐震構造物の損傷を比較すると、免震構造物はより大きな地震動まで損傷しないが、上部構造が降伏すると耐震構造物より塑性変形の進行が急激に生じる。特に、擁壁との衝突が起こる場合は、顕著である。
- (2) クリアランスを広くすることは、免震構造物の安全余裕度を高める上で有効である。ただし、免震構造物の上部構造は降伏後に急激に塑性化が進行するので、擁壁との衝突やアイソレータの破断が起きる以前に、降伏しない耐力を上部構造に付与することが重要である。
- (3) 靱性能を確保しない設計（塑性率 $\mu=1$ を崩壊と評価）と靱性能を確保する設計（塑性率 $\mu=4$ を崩壊と評価）を比較すると、靱性能を確保する設計が当然安全余裕度が大きくなるが、擁壁との衝突で安全余裕度が決まる場合、差が小さい。
- (4) 擁壁との衝突がアイソレータの破断に先行して生じ、擁壁が弾性を保てる耐力を有する場合には、靱性能を確保する、しないに関らず、上部構造の耐力確保は安全余裕度の確保に結びつかない。
- (5) 擁壁が降伏する場合には、靱性能を確保する設計（塑性率 $\mu=4$ を崩壊と評価）を行っていれば、上部構造の耐力確保は安全余裕度を高めるのに有効であり、特に上部構造の降伏せん断力係数を擁壁降伏時の免震層の層せん断力係数より大きくすることでその効果はより顕著に現れる。

以上のように、フラジリティ曲線から求まる損傷確率50%に着目し、確率論的な評価を行うことにより、免震構造物の主要パラメータに対する安全余裕度を定量的に把握できることを示した。

参考文献

- 1) C.A.Cornell and H.Krawinkler: Progress and Challenge in Seismic Performance Assessment, PEER Newsletter Vol.3, No.2, Spring 2000, <http://peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html>, 2010.9.10(参照)
- 2) D.Vamvatsikos and C.A.Cornell : Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, Issue 3, pp.491- 514, 2002
- 3) Federal Emergency management Agency : Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, 2009.6
- 4) Toshikazu Takeda, Mate A.Sozen and N.Norby Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division , ASCE, Vol.96, No.12, pp.2257-2573, 1970.12
- 5) 高山峯夫: 免震構造用天然ゴム系積層ゴムアイソレータの限界性能, 日本建築学会技術報告集, 第1号, pp.160-165, 1995.12
- 6) 矢花修一, 大鳥靖樹, 平田和太, 安井健治, 松田泰治: 積層ゴム免震要素の線形限界に関する検討(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)B-2分冊, pp.691-694, 1996.9
- 7) 瓜生 満, 中山一彦, 高山峯夫: 高面圧下における積層ゴムアイソレータの実大実験(その5 800φ積層ゴムの限界性能とその評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)B-2分冊, pp.705-706, 1996.9
- 8) 日本免震構造協会編: 免震構造入門 第1版, オーム社, pp.69-71, 1995.10
- 9) 中西龍二, 今塚善勝, 瓜生満, 吉田伸一, 山崎敏彦, 遠藤学: 免震建家の地震時損傷確率評価(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)B-2分冊, pp.941-944, 2007.8
- 10) 須原淳二, 渡辺弘之, 加藤朝郎, 広谷 勉, 田村 正: FBR 免震型プラントの構築に関する研究(その14 免震層の動的破断試験(多方向地震入力試験)), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B- 構造1分冊, pp.1575-1576, 1992.8
- 11) 寺崎 浩, 加藤朝郎, 高柳武平, 小山 実: FBR 免震型プラントの構築に関する研究(その16 免震層の動的破断試験(積層ゴムの解析モデルの設定)), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B- 構造1分冊, pp.1579-1580, 1992.8
- 12) 額賀修一, 加藤朝郎, 吉川和秀, 米田玄次: FBR 免震型プラントの構築に関する研究(その17 免震層の動的破断試験(水平1方向入力試験の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(北陸)B- 構造1分冊, pp.1581-1582, 1992.8
- 13) 広谷 勉, 加藤朝郎, 須原淳二, 田村 正: FBR 免震プラントの構築に関する研究(その18 免震層の動的破断試験(水平2方向入力試験の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(北陸)B- 構造1分冊, pp.1583-1584, 1992.8
- 14) 日本免震構造協会編: 免震部材標準品リスト, 2009
- 15) 粕 尚稔, 中安誠明, 中島正愛: 過大地震動下における免震建物の応答と損傷特性, 構造工学論文集 Vol.51B, pp.237-246, 2005.3

- 16)佐野剛志, 小巻潤平, 三輪田吾郎, 佐藤浩太郎, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林 康裕: 実大
免震建物の擁壁への衝突実験(その1～5), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-2
分冊, pp.427-436, 2010.9
- 17)PEER Ground Motion Database, http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/,
2012.8.13
- 18)日本建築学会: 免震構造設計指針 第3版, pp.60, 2001.9
- 19)秋山 宏: 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980
- 20)日本建築センター他編集: エネルギーの釣合いに基づく耐震設計法の技術基準解説及び計
算例とその解説, pp.25-26, 2006.10
- 21)菊池 優, 田村和夫, 和田 章: 免震構造物の安全性評価に関する一考察, 日本建築学会
構造系論文集, 第470号, pp.65-73, 1995.4

第4章 安全余裕度の確保を目的とした

免震構造物のクリアランスの設定方法

4.1 はじめに

4.2 解析モデル

4.3 解析パラメータ

4.4 損傷確率の評価法

4.4.1 損傷確率の評価法

4.4.2 解析結果におけるクリアランス量の意味

4.4.3 パラメータの影響

4.4.4 クリアランス，上部構造耐力の設定法

4.4.5 設計基準値と安全余裕度

4.5 簡易式の提案

4.5.1 δ_1 , δ_2 の簡易直線

4.5.2 パラメータが簡易直線に与える影響

4.5.3 簡易直線を求める式の提案

4.4.4 簡易式を用いたクリアランス，

上部構造耐力の設定法

4.6 まとめ

第4章 安全余裕度の確保を目的とした免震構造物のクリアランスの設定方法

4.1 はじめに

免震構造物は地震動に対する抵抗要素とその性能が比較的明確な構造形式であり、耐震構造物に比べて応答予測が比較的容易であるが、設計レベルを大きく越えた入力地震動に対してはロバスト性に欠けるとの指摘¹⁾などがある。特に免震層に設けられたクリアランスに応答変形量が達し、擁壁との衝突を生じた場合には上部構造への深刻な損傷が危惧される。近年、上町断層をはじめとする極大地震に対する擁壁との衝突を検討する研究^{2), 3)}などや実構造物の擁壁との衝突実験⁴⁾の実施が行われるなど、極大地震に対する安全性の検証方法の確立が精力的に取り組まれている。

擁壁とのクリアランスを広くすることは、免震構造物の耐震安全性を高めるのに有効であることは、第3章の検討で確認した。しかしながら、構造技術者は、免震構造の地震動に対する安全余裕度を確保するのにクリアランスの設定が重要であることは十分に認識しているが、実際には設計検討用地震動に対する時刻歴地震応答解析より得られた最大変形がクリアランスを下回っていれば良いとした設計が多い。

これは敷地の空間的制約条件により十分なクリアランスを確保できないケースが多いことに加え、解析結果に対して余裕を持ったクリアランスの設定が実際の入力としてどの程度の安全余裕度を確保できているかが不明確であることが原因の一つと考えられる。

本章では[Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695]⁵⁾(以後、FEMA P695 と呼ぶ)において示されている手法を援用し、多数の地震動に対して非線形時刻歴応答解析を行うと共に、それらの地震動倍率を徐々に大きくすることで塑性域から終局状態までを連続的に把握する Incremental Dynamic Analysis⁶⁾(以後、IDA と呼ぶ)を用いて、設計基準値に安全余裕度を考慮して設計者が決めた設計要求値に対して50%の損傷確率を基に最小限必要となるクリアランスと上部構造の耐力から決まる最大クリアランスを示し、設計基準値に対する安全余裕度を把握しながら合理的にクリアランス、上部構造耐力を設計する方法を提案する。

第4章の検討では、免震構造物は靱性設計が行われていない場合が多いことから、安全側に塑性率 $\mu=1$ を超えた時点を崩壊と定義する。また、塑性率 $\mu=1$ を崩壊として評価した場合、擁壁の弾性・弾塑性の影響は現れないことを第3章で確認したので、擁壁は弾性のみ(降伏を考慮しない)とする。

4.2 解析モデル

入力地震動は，第3章に示した地震動を用い，基準化，地震動の大きさの評価も第3章と同様とする．解析モデルは，第3章の上部構造1質点モデルと同様とするが，擁壁の降伏は考慮しない．モデル図を図4.1に、擁壁との衝突のモデル図を図4.2に示す．

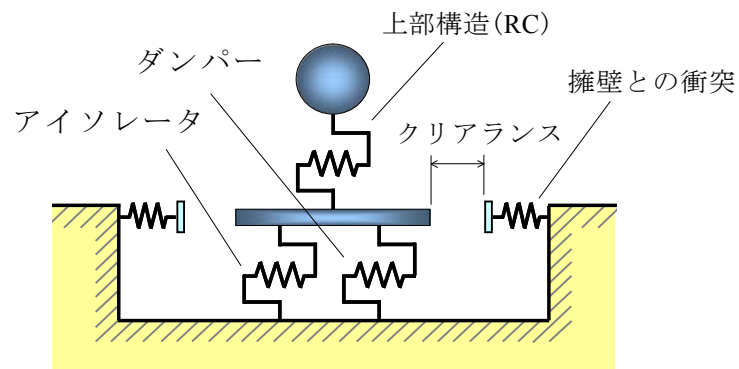


図4.1 モデル図

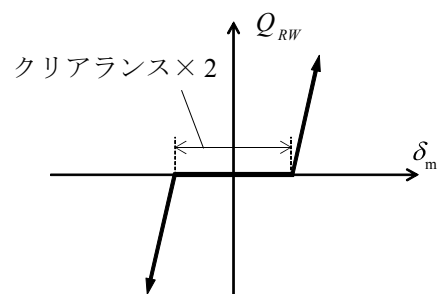


図4.2 擁壁への衝突：ギャップ＋弾性ばね

4.3 解析パラメータ

免震周期 $T_f=4.0$ 秒，ゴム総厚 $h=200\text{mm}$ ，ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_s=0.04$ ，擁壁剛性 $k=1.0$ を基本モデルと称し，擁壁とのクリアランスを 1cm からアイソレータの破断限界（せん断歪 450%，ゴム総厚 $h=200\text{mm}$ の場合 90cm ）まで変化させる．

本解析モデルでは，終局状態に至るシナリオとして以下の4種類が考えられる．

- ①擁壁との衝突やアイソレータの破断が起る前に上部構造が崩壊する．
- ②擁壁との衝突により免震層の剛性が上昇して上部構造が崩壊する．
- ③アイソレータの破断により免震層の剛性が上昇して上部構造が崩壊する．
- ④擁壁の剛性が小さい場合には擁壁との衝突による免震層の剛性上昇では上部構造は崩壊に至らず，擁壁との衝突を伴いながらアイソレータの破断により免震層の剛性が上昇して上部構造が崩壊する．

擁壁との衝突やアイソレータの破断は，直ちに上部構造の崩壊に結び付くケースが多いが，解析ではいずれのシナリオでも上部構造の崩壊（本章では塑性率 1.0）が終局状態となる．

基本モデルからパラメータを変えて，解析を行う．パラメータを表 4.1 に示す．擁壁の剛性は，擁壁の厚さ，裏込め土の影響等により剛性の変動幅が大きいことから，変動巾は $1/100 \sim 2$ 倍とした．

表 4.1 パラメーター一覧

		基本パラメータ	変動パラメータ
免震周期	$T_f (\text{s})$	4.0	3.0, 5.0, 6.0
積層ゴム総厚	$h (\text{mm})$	200	160, 240
ダンパーの降伏せん断力係数	α_s	0.04	0.02, 0.06
擁壁の剛性	k	1.0	1/100, 1/50, 1/10, 1/5, 2.0

4.4 損傷確率の評価法

4.4.1 損傷確率の評価法

免震周期 $T_f=4.0$ 秒，ゴム総厚 $h=200\text{mm}$ ，ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_s=0.04$ ，擁壁剛性 $k=1.0$ の基本モデルを，上部構造の降伏耐力 $C_0=0.25$ ，クリアランス 30cm, 50cm, 70cm とした変化させて IDA を行う．図 4.3 に免震層の変位と免震層の耐力を上部構造重量（免震層上部基礎の慣性力を無視）で除した関係を示す．クリアランスが，30cm と 50cm の場合，擁壁との衝突により免震層の耐力が急激に上昇し，上部構造の降伏耐力に達するが，クリアランスを 70cm とした場合，積層ゴムが 50cm でハードニングを開始してまもなく上部構造耐力に達し，擁壁との衝突以前に上部構造が降伏するのが分かる．上部構造の降伏は，クリアランス，積層ゴム総厚との関係が支配的であることが分かる．

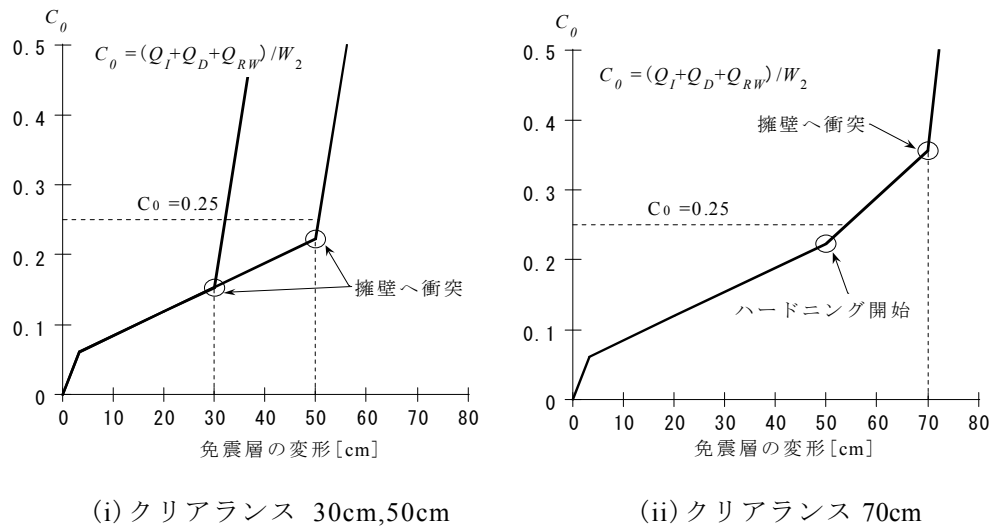


図 4.3 免震層の変位と上部構造降伏耐力の関係

全ての地震動に対する上部構造の塑性率を、地震動の入力エネルギーとの関係として図4.4に示した。図4.4(a)中の細い実線は個々の地震動に対する結果を、太い実線は中央値を、点線は塑性率 $\mu=1.0$ をそれぞれ示す。

- (i) クリアランス30cmの場合、塑性率 $\mu=1.0$ の手前に折れ点があり、衝突により急激に塑性化が進むことを示している。
- (ii) クリアランス50cmの場合、30cmと同様に塑性率 $\mu=1.0$ の手前に折れ点があり、衝突により急激に塑性化が進むが、30cmに比べて折れ点は、塑性率 $\mu=1.0$ に近づく。
- (iii) クリアランス70cmの場合、衝突以前に上部構造の崩壊が進むため、30cm、50cmとは異なり、なだらか曲線を描きながら塑性率が進む。

免震構造物は靱性能を確保する設計を行っていない場合も多く、安全側に塑性率 $\mu=1.0$ を超えた時点を上部構造の崩壊と定義し、崩壊に対する fragility 曲線を図4.4(b)に示す。ここで言う fragility 曲線とは縦軸の地震動の大きさに対して塑性率 $\mu=1.0$ をはじめて超えた地震動の数をカウントし、その分布を対数正規分布の累積分布関数として求めたものである。図中の□は、塑性率 $\mu=1.0$ を超えた地震動の累積値を表しており、破線は50%の確率で上部構造が塑性率 $\mu=1.0$ を超える地震動の入力エネルギーの速度換算値(V_E)であり、クリアランス30cmでは $V_E=119\text{cm/s}$ 、クリアランス50cmでは $V_E=172\text{cm/s}$ 、70cmでは $V_E=199\text{cm/s}$ である。以後、この速度を崩壊速度と呼ぶ。

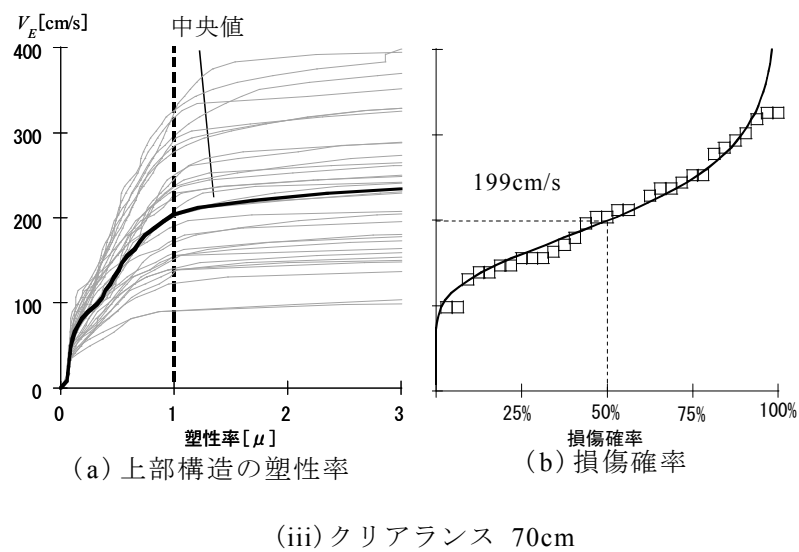
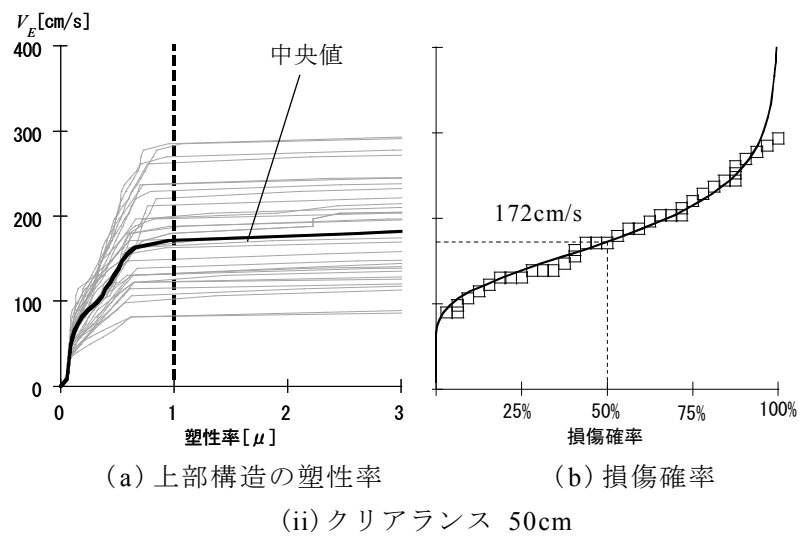
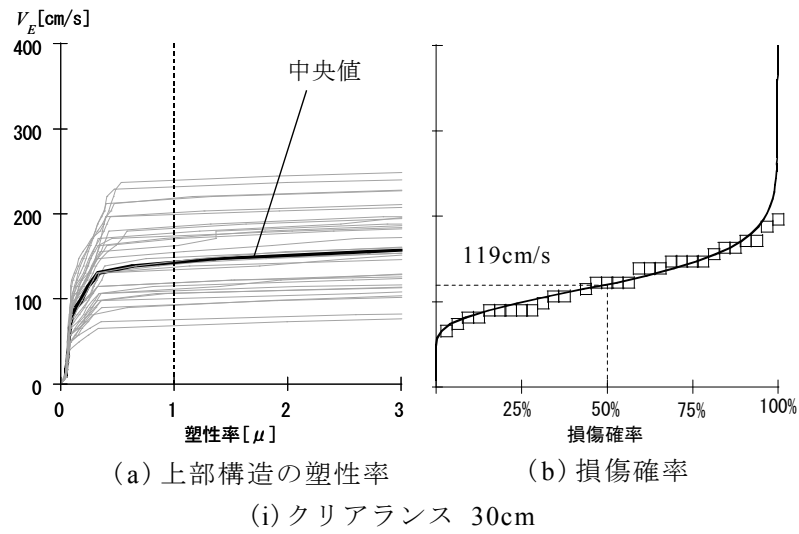


図4.4 損傷確率の評価

4.4.2 解析結果におけるクリアランス量の意味

前節の解析をクリアランスを1cmから90cm(アイソレータの破断)まで変化させた全結果を、横軸にクリアランスを取り、縦軸に崩壊速度として図4.5に示す。図4.5(a)は $C_0=0.25$ 時のみの結果であり、図4.5(b)は $C_0=0.15 \sim 0.40$ まで変化させた場合の結果である。一つの C_0 に対して一つの曲線が描かれ、いずれの場合にもバイリニアの形状を呈している。また、変化させた C_0 の範囲では C_0 に依らずほぼ同一直線上に重なっており、 C_0 の小さい順に崩壊速度が頭打ちになり始め分岐することが分かる。

これら解析結果より得られた曲線の意味を考える。まず図4.5(a)の C_0 を固定した場合、仮に設計要求値を $V_E=150\text{cm/s}$ に決めると、 $V_E=150\text{cm/s}$ と曲線の交点に対するクリアランス δ_1 は、設計要求値を満足させるために最低限必要なクリアランスとなる。本章ではクリアランス δ_1 を最小必要クリアランスと呼ぶ。 δ_1 は、主として擁壁との衝突の影響を受けて決まる値である。

一方、一つの C_0 に対する曲線には崩壊速度が概ね一定値となるクリアランス δ_2 (図中の○印)がある。クリアランス δ_2 は上部構造の耐力で決まる最大クリアランスであり、これ以上クリアランスを広くしても崩壊速度が大きくなるしない。

クリアランスは、これら δ_1 と δ_2 間の広さで設定するのが合理的であるが、当然、 δ_2 に近いクリアランスとした方が設計要求値に対する余裕度が増し、さらに余裕度を具体的な数値(本論分では V_E を採用)として把握できる。

図4.5(b)に示すように幾つかの C_0 に対する解析結果が得られている場合、同じように設計要求値を $V_E=150\text{cm/s}$ に決めると、 $C_0=0.15$ ではクリアランスを広くしても設計要求値を満足できず、この離散的な解析結果からは少なくとも上部構造には $C_0=0.20$ 以上の耐力が必要であることが分かる。つまり、図4.5(b)が用意されていれば設計要求値に対して最低限必要なクリアランスが分かるとともに、上部構造に必要な耐力が分かる。さらにクリアランスを設定すれば、ここでの損傷限界(上部構造の塑性率 $\mu=1.0$)で許容できる地震動の入力エネルギーを定量的に把握できる。

図4.6に基本パラメータから、 $T_f=6.0$ (秒)とし、免震層の剛性を小さくした結果を示す。このパラメータでは、 $C_0=0.30$ 以下の場合、 δ_2 は積層ゴムの破断前の変形で決定されるが、 $C_0=0.35$ 以上では、アイソレータの破断変形である $\delta_2=90\text{cm}$ と一定値となり、上部構造の耐力を大きくしても δ_2 は大きくならない。 δ_2 は、積層ゴムの破断変形以下の値となる。

設計要求値を $V_E=150\text{cm/s}$ とした場合、最小必要クリアランス δ_1 は50cmとなるが、必要な上部構造耐力は $C_0=0.20$ 以上となる。 $C_0=0.15$ の曲線は $C_0=0.20$ 以上の曲線から $V_E=120\text{cm/s}$ 付近で離れ始め、クリアランス50cmでは設計要求値を満足しない。これは、衝突以前に上部構造が崩壊する地震動が現れ始めている影響である。

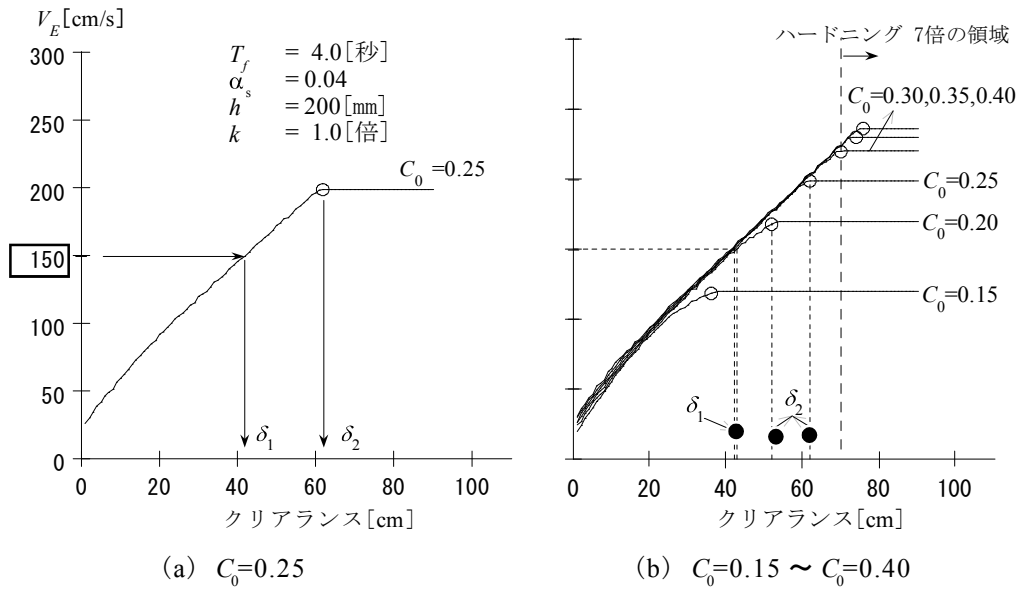


図 4.5 δ_1 と δ_2 の定義

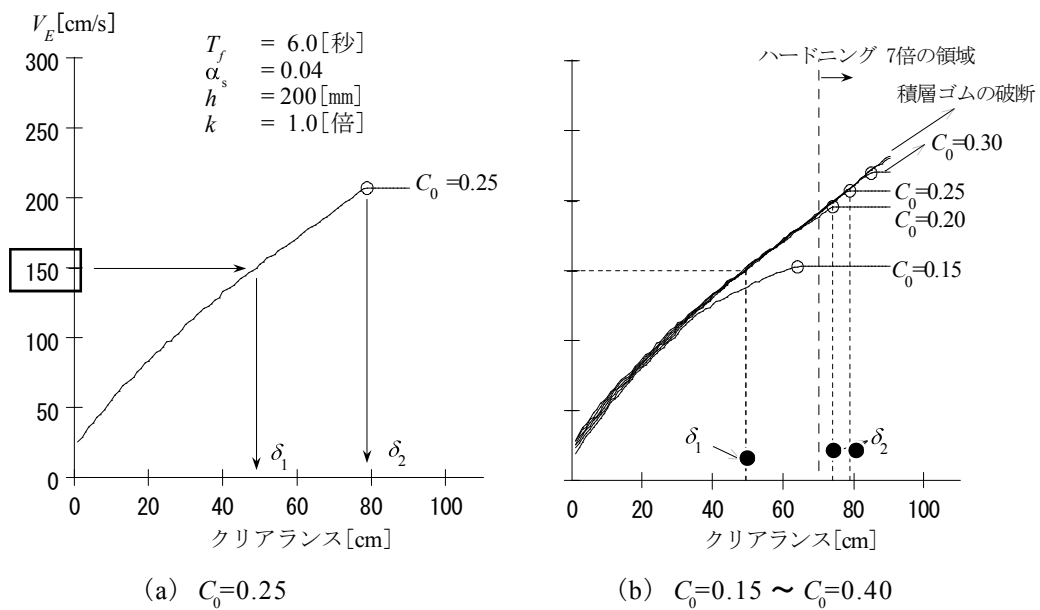


図 4.6 $T_f = 6.0$ (秒) とした場合の δ_1 と δ_2 の定義

4.4.3 パラメータの影響

これらの解析結果に及ぼすパラメータの影響を考察する。まず基本モデルから免震周期を $T_f=3$ 秒, 6 秒に変化させた場合の解析結果を図 4.7 に示す。 $T_f=3$ 秒は $T_f=6$ 秒に比べて勾配が急である。つまり, $T_f=3$ 秒は設計要求値に対して δ_1 は狭くなるが, 上部構造の耐力を大きくする必要がある。

一方, $T_f=6$ 秒は δ_1 が広くなるが, 上部構造の耐力は小さくて良い。これは, 地震動の大きさを入力エネルギーの速度換算値 V_E で定義したため, 同じ V_E なら周期が伸びれば応答変形は大きく, 応答加速度は小さくなるのが主因である。

次に基本モデルから $\alpha_s=0.02, 0.06$ と変化させた崩壊曲線を図 4.8 に示す。 $\alpha_s=0.02$ は $\alpha_s=0.06$ に比べ勾配は緩やかであり, 設計要求値に対して δ_1 は広くなるが, 上部構造の耐力は小さくてよい。これは, α_s の大きさが, 免震層の減衰力と耐力に直接的に作用するためである。ただし, 設計要求値 V_E が 150cm/s 以上になるとアイソレータのハードニングの影響を受け, $\alpha_s=0.02$ は $\alpha_s=0.06$ とした場合より上部構造の耐力を大きくする必要がある。

次に基本モデルからゴム総厚を $h=160\text{mm}, 240\text{mm}$ と変化させた崩壊曲線を図 4.9 に示す。 $h=160\text{mm}$ ではクリアランス 56cm から 7 倍のハードニング領域に入るため上部構造の耐力を大きくしても崩壊速度は大きくならない。設計要求値が大きい場合には, ゴム総厚を厚くする必要があると言える。

最後に基本モデルから擁壁の剛性 $k=1/100, 2.0$ とした結果を図 4.10 に示す。 $k=1/100$ ($T_f=4$ 秒のアイソレータ剛性の 0.12 倍) では擁壁に衝突しても免震層の剛性上昇は小さく, クリアランスの広狭の影響は小さくなる。一方, $k=2.0$ ($T_f=4$ 秒のアイソレータ剛性の 24 倍) では基本モデル ($k=1.0$) と差が見られない。つまり, アイソレータの剛性より擁壁の剛性が十分大きく, 衝突後に上部構造の塑性化が急激に進み, 両者に差がないことを表している。

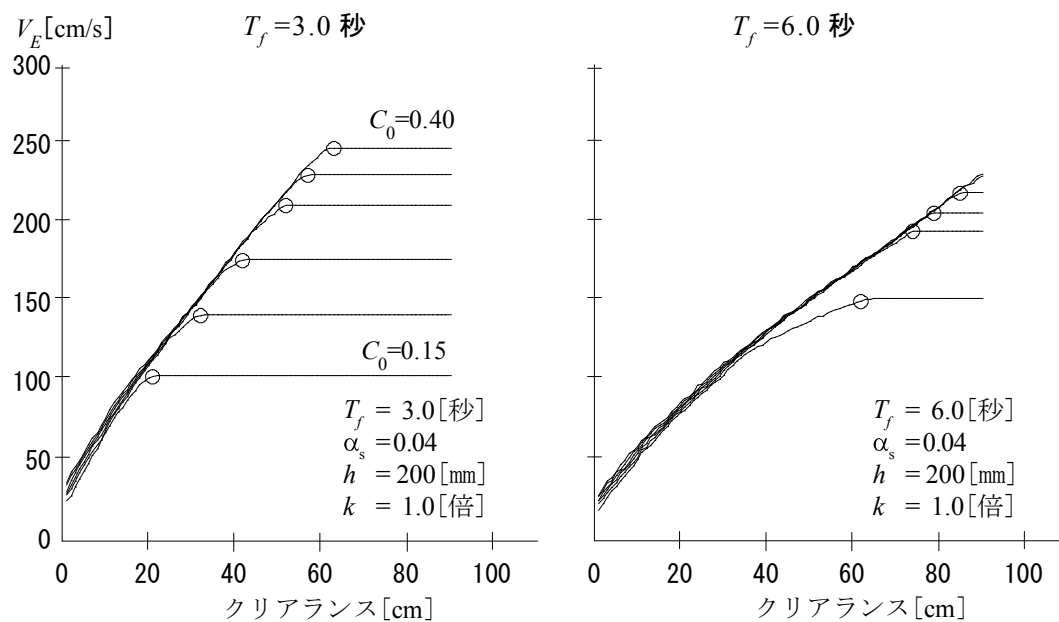


図 4.7 免震周期 T_f

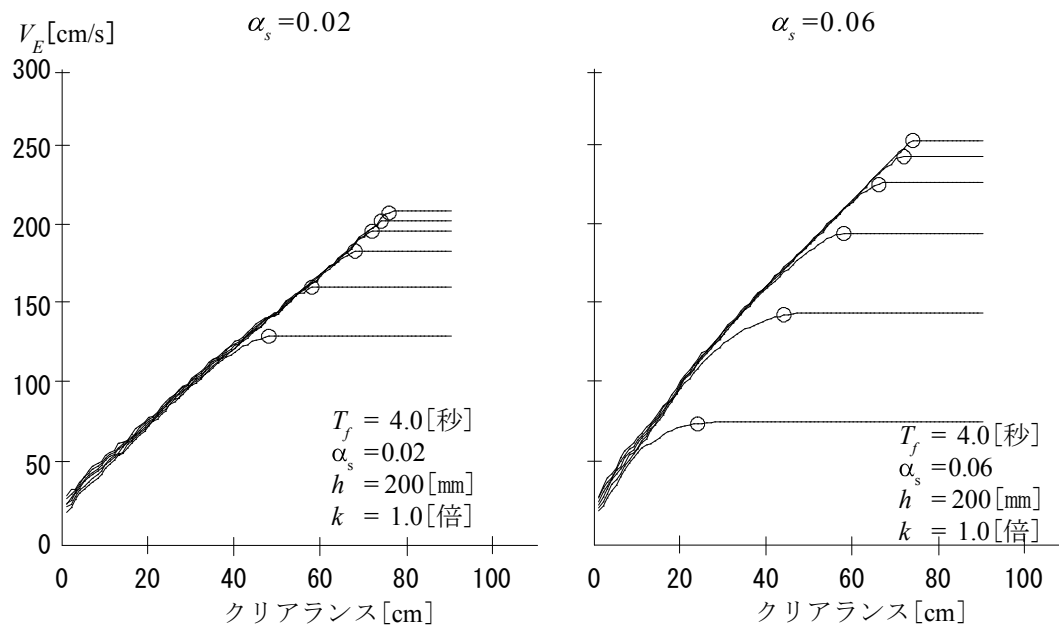


図 4.8 ダンパー量 α_s

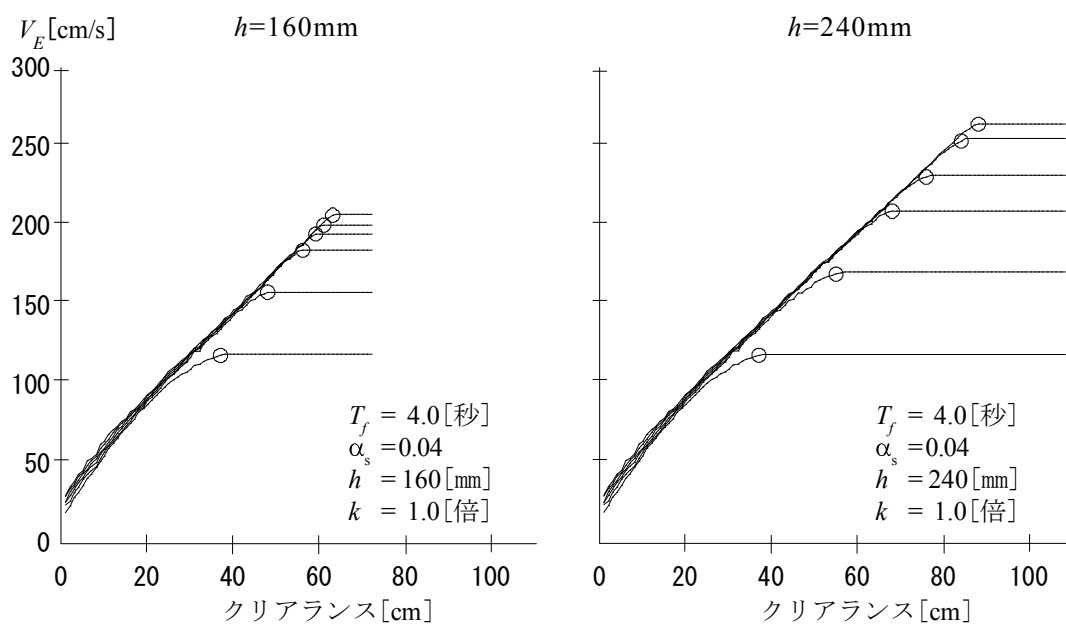


図 4.9 ゴム総厚 h

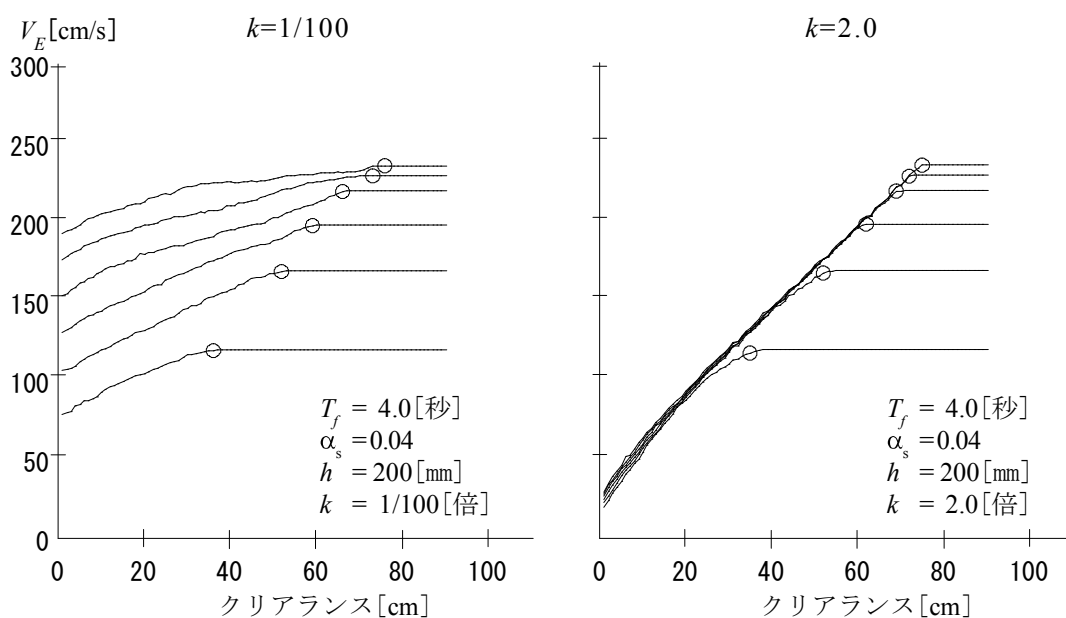


図 4.10 擁壁の剛性 k

4.4.4 クリアランス，上部構造耐力の設定法

解析結果を利用したクリアランス，上部構造耐力の設定法について説明する．設計基準値 $V_s=100\text{cm/s}$ （エネルギー法⁷⁾の工学的基盤の値 81.5cm/s に，地盤増幅 G_s ⁸⁾を考慮した最低値 $G_s=1.23$ ），安全余裕度を1.5倍確保することを考え，設計要求値を $V_E=150\text{cm/s}$ とした場合の設定法を例示する． $T_f=4(\text{s})$ ， $\alpha_s=0.04$ ，ゴム総厚 $h=200\text{mm}$ した解析結果を図4.11に示す．図中に設計要求値より求まる $\delta_1=43\text{cm}$ ，必要な上部構造耐力 $C_0=0.2$ を示している．設計要求値を満足するためには，クリアランスを 43cm 以上，上部構造耐力を $C_0=0.2$ 以上とすれば良い．

ダンパーの降伏せん断力係数を $\alpha_s=0.02$ とした結果を図4.12， $\alpha_s=0.04$ とした結果を図4.13， $\alpha_s=0.06$ とした結果を図4.14に示す．図中には，設計要求値 $V_E=150\text{cm/s}$ をとした場合の最小必要クリアランス(δ_1)を点線で，設計要求値 $V_E=200\text{cm/s}$ をとした場合の最小必要クリアランス(δ_2)を破線で示す．

この図を利用し，設計要求値 V_E （設計基準値に対して安全余裕度を考慮して決めた値）に対する最小必要クリアランス(δ_1)と必要な上部構造耐力を求めれば良い．

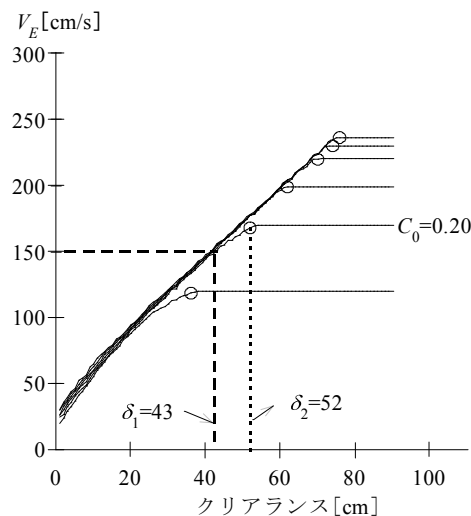


図 4.11 $T_f=4(\text{s})$ ， $\alpha_s=0.04$ ， $h=200\text{mm}$ 時， δ_1 と C_0 の設定

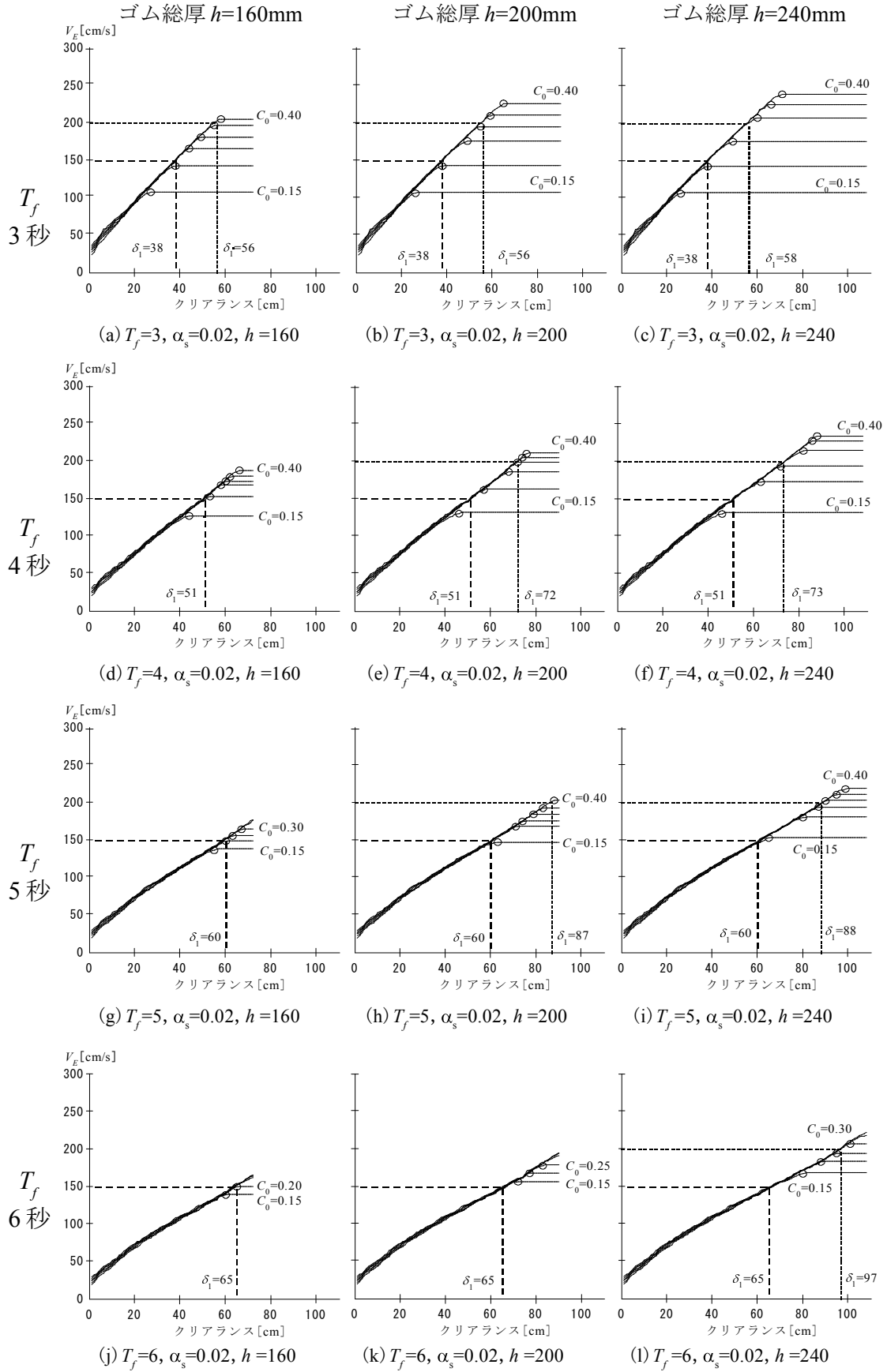


図 4.12 ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_s=0.02$

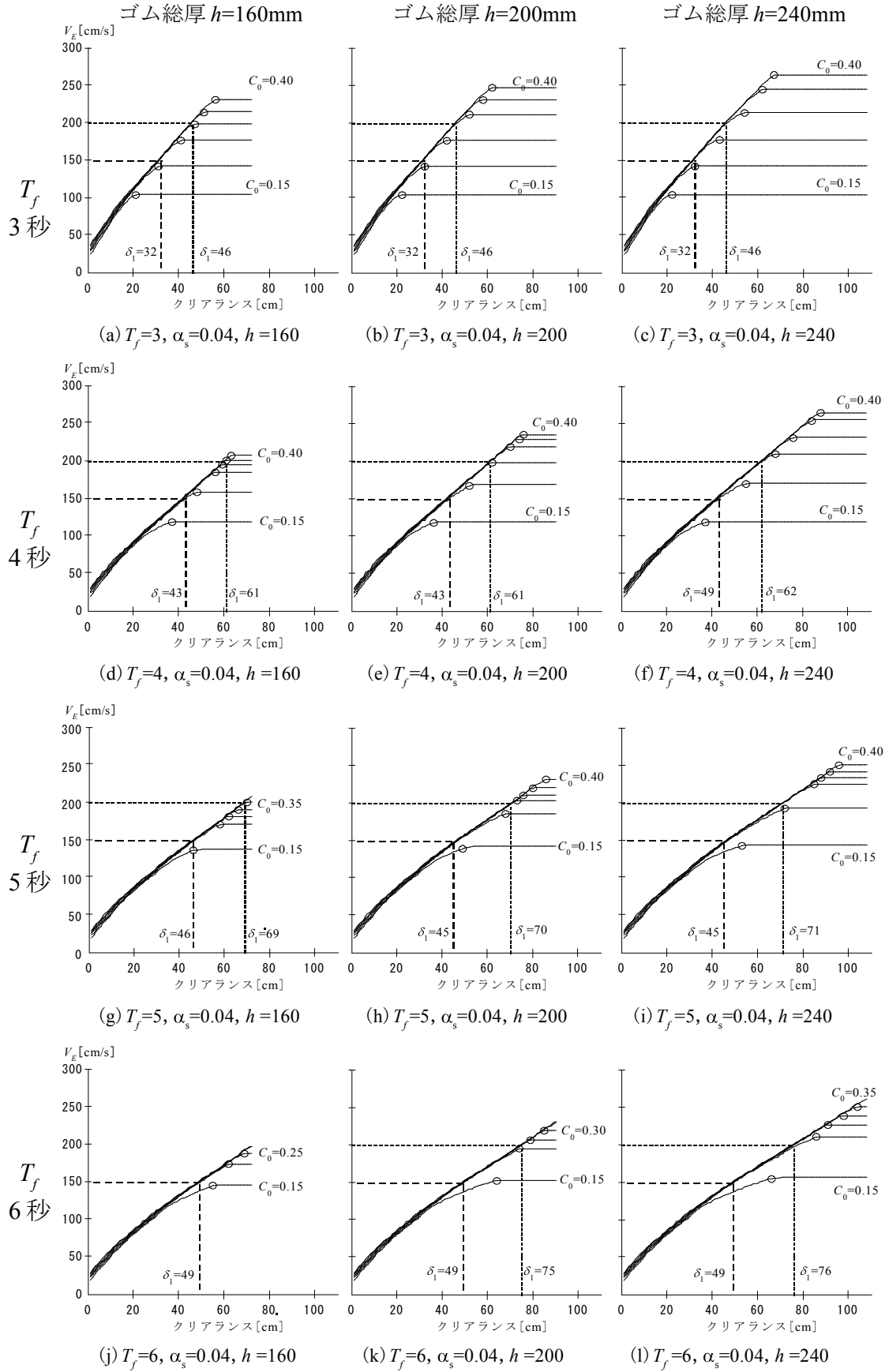


図 4.13 ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_s=0.04$

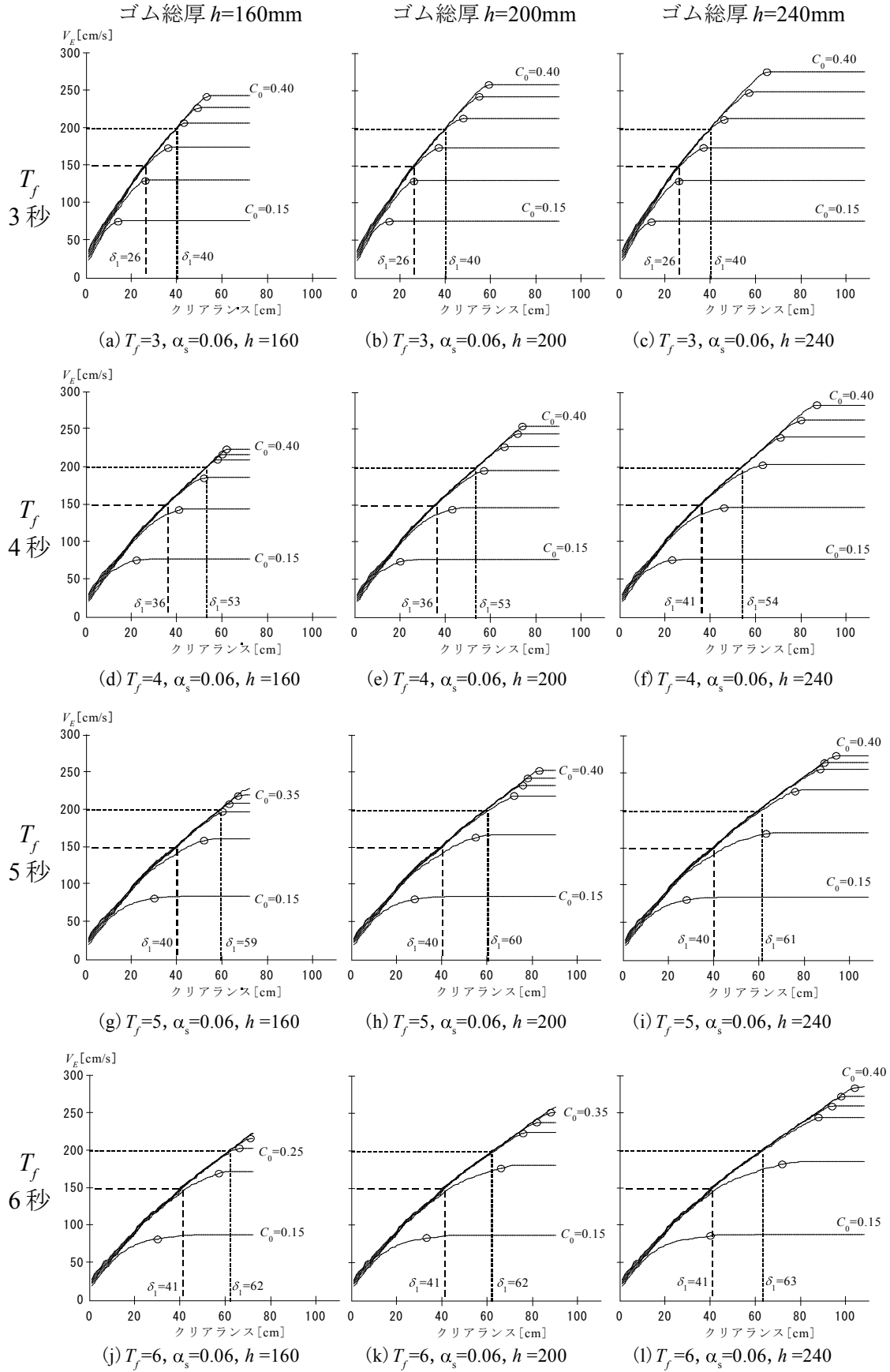


図 4.14 ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_s=0.06$

設計基準値 $V_E=100\text{cm/s}$, 安全余裕度を2.0倍確保することを考え, 設計要求値を $V_E=200\text{cm/s}$ とした場合の設定法を例示する.

上部構造耐力が小さくなるパラメータを図4.12～4.14から抜き出し, 図4.15に示す. 必要な上部構造耐力は $C_0=0.20$, 最少必要クリアランス δ_1 は75cmとなる.

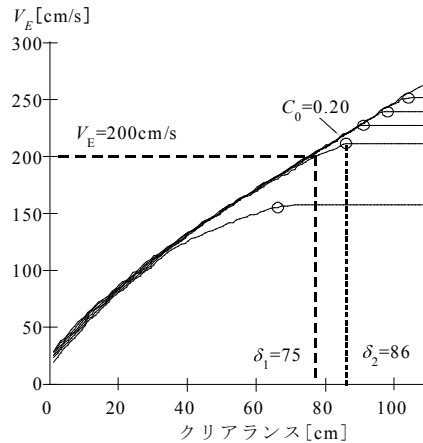


図4.13 (l) $T_f=6$, $\alpha_s=0.04$, $h=240$

図4.15 設計要求値 $V_E=200\text{cm/s}$, 上部構造耐力が小さいパラメータ

同様にクリアランスを60cm以下を満足し, 上部構造耐力が小さくなるパラメータを図4.12～4.14から抜き出し, 図4.16に示す. 最少必要クリアランス δ_1 は60cm, 必要な上部構造耐力は $C_0=0.25$ となる.

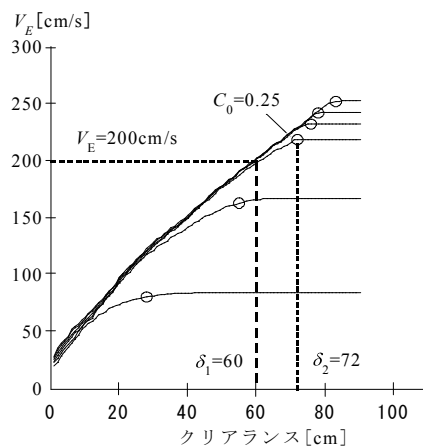


図4.14 (h) $T_f=5$, $\alpha_s=0.06$, $h=200$

図4.16 設計要求値 $V_E=200\text{cm/s}$, クリアランス60cm以下, 上部構造耐力が小さいパラメータ

4.4.5 設計基準値と安全余裕度

安全余裕度は、設計基準値に対しての倍率で求めており、安全余裕度 1.5 より 2.0 が耐震性能が良いのは明らかである。しかし、設計基準値での損傷確率を直接評価していないため、どの程度安全余裕度を確保すれば良いかが分り難い点はある。安全余裕度の値に対して、設計基準値での損傷確率を推定することで、安全余裕度の目安となる値を提示することを検討する。

免震周期 $T_f=4.0$ 秒、積層ゴム総厚 $h=200\text{mm}$ 、上部構造耐力を $C_0=0.3$ 、塑性率 $\mu=1$ で損傷を評価、クリアランス 500mm, 800mm, ∞ (アイソレータ線形弾性) としたフラジリティ曲線とそれぞれ図 4.17, 図 4.18, 図 4.19 に示す。図中には、損傷確率 50% の V_E に対して安全余裕度が 1.0, 1.25, 1.50, 1.75, 2.0 となる設計基準値を示している。

図 4.17 に示すクリアランス 500mm を例に説明する。安全余裕度 1.0 は、損傷確率は 50% になる。安全余裕度 1.25 となる設計基準値時での損傷確率は 25%, 安全余裕度 1.5 となる設計基準値時の損傷確率は 11%, 安全余裕度 1.75 となる設計基準時の損傷確率は 5%, 安全余裕度 2.0 となる設計基準時の損傷確率は 2% になる。

図 4.18 クリアランス 800mm の場合、安全余裕度 1.0, 1.25, 1.50, 1.75, 2.0 となる設計基準値に対して、損傷確率はそれぞれ 50%, 25%, 11%, 5%, 2% になる。

図 4.19 クリアランス ∞ (アイソレータ線形弾性) の場合、安全余裕度 1.0, 1.25, 1.50, 1.75, 2.0 となる設計基準値に対して、損傷確率はそれぞれ 50%, 26%, 12%, 5%, 2% になる。安全余裕度と損傷確率の関係を図 4.20 にまとめて示す。3 種類のパラメータではほぼ同様な値を示す。この図は、安全余裕度を決める際の指標になる。

パラメータの違いによる安全余裕度と損傷確率の関係を検討をする。免震周期 $T_f=4$ 秒、ゴム総厚 $h=200\text{mm}$ 、クリアランス 800mm, $C_0=0.3$ を標準値とする。

上部構造耐力を $C_0=0.15\sim 0.45$ とした結果を図 4.21 に示す。標準値は、太線で示している。耐力が大きくなるに従い、安全余裕度に対する損傷確率は大きくなるが、増加する割合は耐力が大きくなるに従い小さくなる。免震周期を $T_f=3\text{s}\sim 6\text{s}$ とした結果を図 4.22 に示す。 $T_f=3\text{s}$ の損傷確率が大きくなるが、 $T_f=4\sim 6\text{s}$ では値は変わらない。積層ゴム総厚を $h=160\text{mm}$, 200mm, 240mm とした結果を図 4.23 に示す。ゴム総厚の差は、損傷確率に現れていない。

安全余裕度の目安として、安全余裕度 1.5 は設計基準値での損傷確率 15% 程度、安全余裕度 2.0 は設計基準値での損傷確率 5% 程度と考えれば良い。

損傷確率

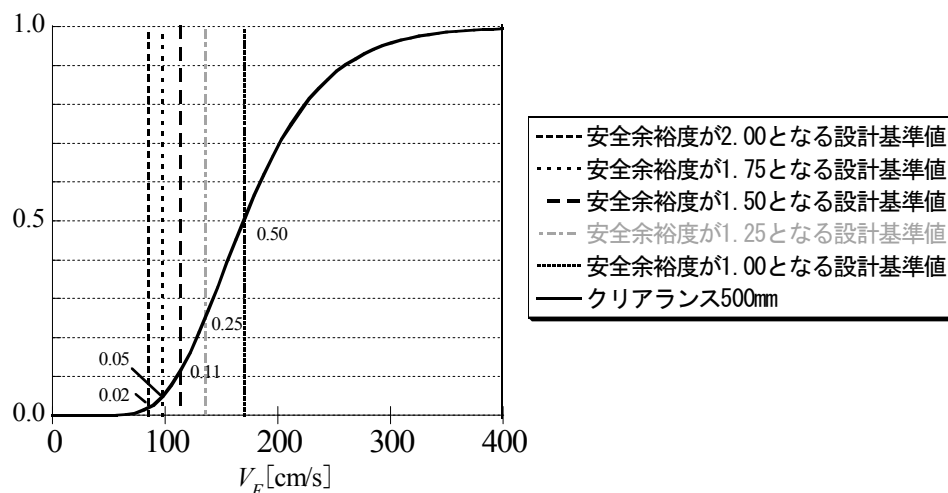


図 4.17 フラジリティ曲線と安全余裕度 クリアランス 500mm

損傷確率

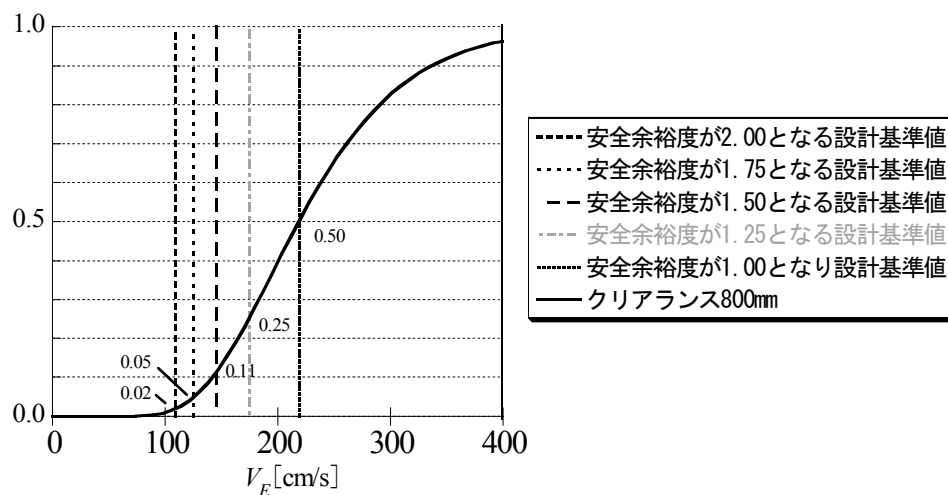


図 4.18 フラジリティ曲線と安全余裕度 クリアランス 800mm

損傷確率

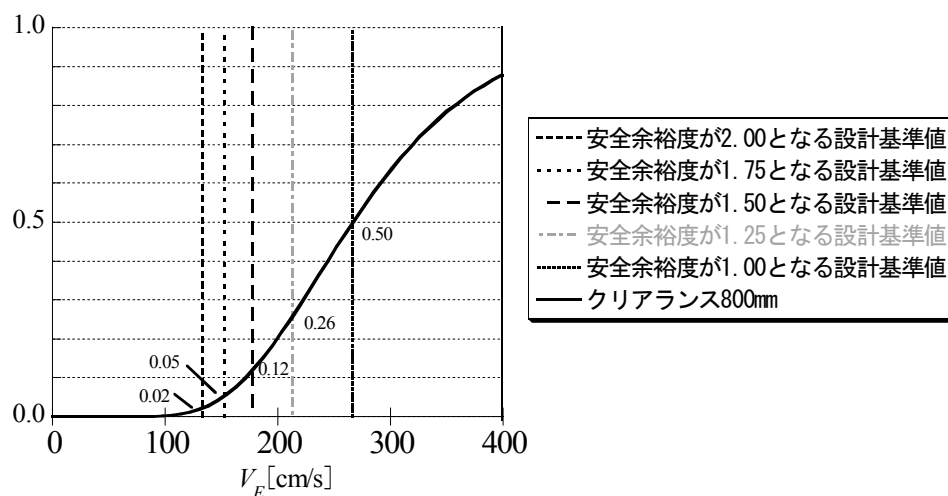


図 4.19 フラジリティ曲線と安全余裕度 クリアランス ∞ アイソレータ線形弾性

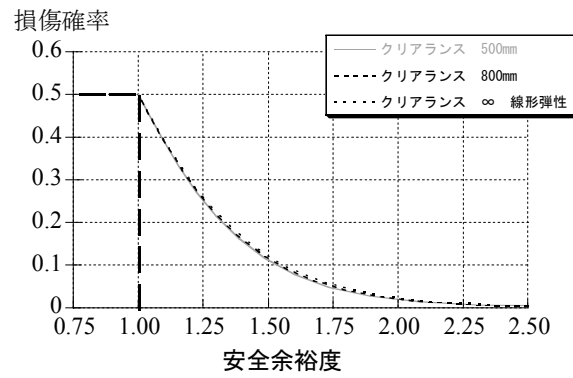


図 4. 20 安全余裕度と損傷確率

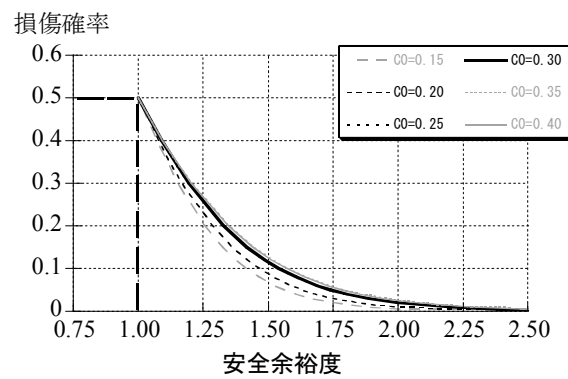


図 4. 21 安全余裕度と損傷確率 ($C_0=0.15 \sim 0.40$)

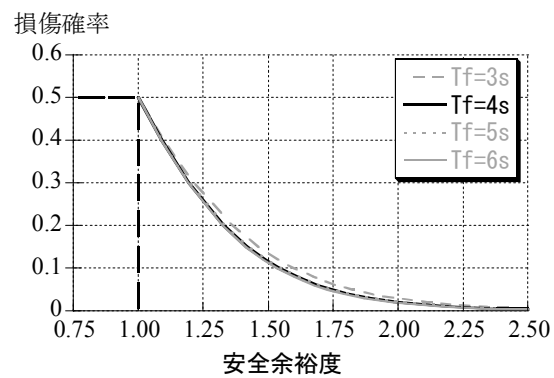


図 4. 22 安全余裕度と損傷確率 ($T_f=3s, 4s, 5s, 6s$)

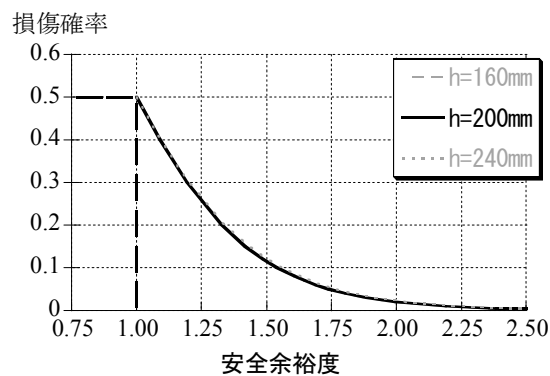


図 4. 23 安全余裕度と損傷確率 ($h=160mm, 200mm, 240mm$)

4.5 簡易式の提案

4.5.1 δ_1, δ_2 の簡易直線

前節の設定方法は擁壁との衝突を考慮した時刻歴地震応答解析を多数の地震動, 地震動倍率に対して行い, 解析結果から曲線を得る必要がある. 代表的なパラメータに対して解析結果を提示することにより十分に実用に耐えうるものであるが, ここではより簡便に必要となる δ_1, δ_2 を得られる簡易式を提案する.

$T_f=6$ 秒, 擁壁の剛性 $k=1.0$ とし, (a) $h=160\text{mm}$, $\alpha_s=0.02$, (b) $h=240\text{mm}$, $\alpha_s=0.06$ とした結果を図 4.24 に示す. 図中の太線は $C_0=0.4$ の解析結果上において, 崩壊速度 80cm/s を上回る直前の値と, δ_2 の値 (δ_2 の値が, 崩壊速度 240cm/s を上回る場合, 崩壊速度 240cm/s を上回る直前の値) を結んだ直線を示す. 図中に設計要求値を $V_E=150\text{cm/s}$ とし, 直線上から求めた δ_1 を示す. 解析結果から求まる δ_1 より広く安全側の値を示す. δ_1 については以上のように簡易直線を設定する.

次に δ_2 の簡易直線を設定する方法を説明する. 図 4.25 は, 図 4.24 と同じパラメータの結果である. 図中の○印は δ_2 を示している. 図中の×印は, C_0 がより大きい解析結果と明確に違いが現れる曲線上の点を示す. この点を δ_2 (○印) の値まで崩壊速度を同じにして移動した点を△印で示している. 図中の太線は△印の値を, 最小二乗法で近似した直線であり, この直線を δ_2 を求めるための簡易直線とする. つまり, 設計要求値とこの直線の交点を δ_2 として評価する. またその際に必要となる上部構造耐力 C_0 は, 地震時に発生する免震層の層せん断力と上部構造の層せん断力は等しい(免震上部基礎の慣性力を無視する)として (4.1) 式より求める.

$$C_0 = \frac{Q_1 + Q_D}{W_2} \quad \dots (4.1)$$

ここで, Q_1 : δ_2 変形時の積層ゴムアイソレータの負担せん断力 (kN)

Q_D : δ_2 変形時のダンパーの負担せん断力 (kN)

W_2 : 上部構造の総重量 (kN)

図中に設計要求値を $V_E=150\text{cm/s}$ とし, 簡易直線上から求めた δ_2 の値から (4.1) 式より求める C_0 を示す. 解析結果から求まる必要となる上部構造耐力 C_0 より大きく, 安全側の値を示す.

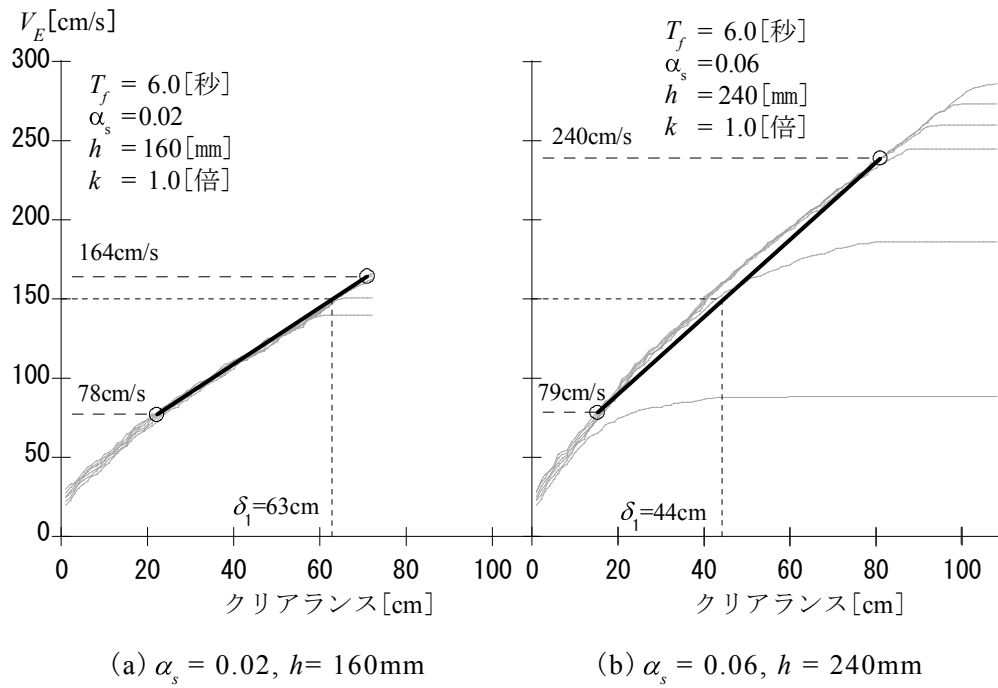


図 4.24 δ_1 の簡易直線の設定方法

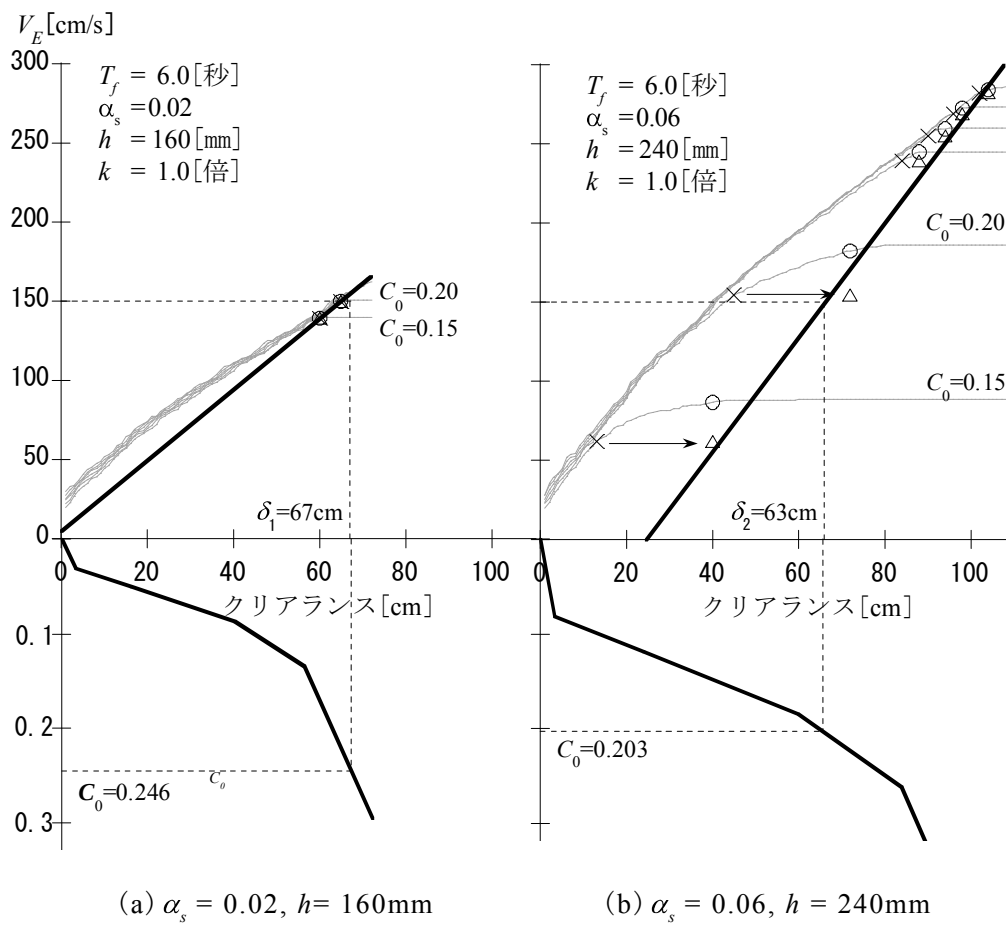


図 4.25 δ_2 の簡易直線の設定方法

4.5.2 パラメータが簡易直線に与える影響

δ_1 , δ_2 の簡易直線に各パラメータが与える影響を比較するため、設計用要求値を 80cm/s と 160cm/s とした時の簡易直線から求めた δ_1 と δ_2 の値を図 4.26 に示す。

免震周期 T_f が伸びると δ_1 , δ_2 は広くなり、またダンパー量 α_s を増やすと δ_1 , δ_2 は狭くなる。一方、他に比べるとゴム総厚 h の影響は小さいが、ゴム総厚が厚い方がハードニングに影響を受け難いので 160cm/s 時で比較するとゴム総厚が厚い方が δ_1 , δ_2 は広くなる。さらに、擁壁の剛性 k は $k=1/5$ 程度までは変動が少なく、 $k=1/10$ より小さくなると δ_1 は狭くなる。

以上の結果より、影響の大きいパラメータは免震周期 T_f とダンパー量 α_s であり、ゴム総厚 h の影響は $h=240\text{mm}$ を考えれば安全側の δ_1 , δ_2 が得られる。また、擁壁の剛性 k は、 $k=1.0$ を考えれば安全側の δ_1 , δ_2 が得られることが分かった。

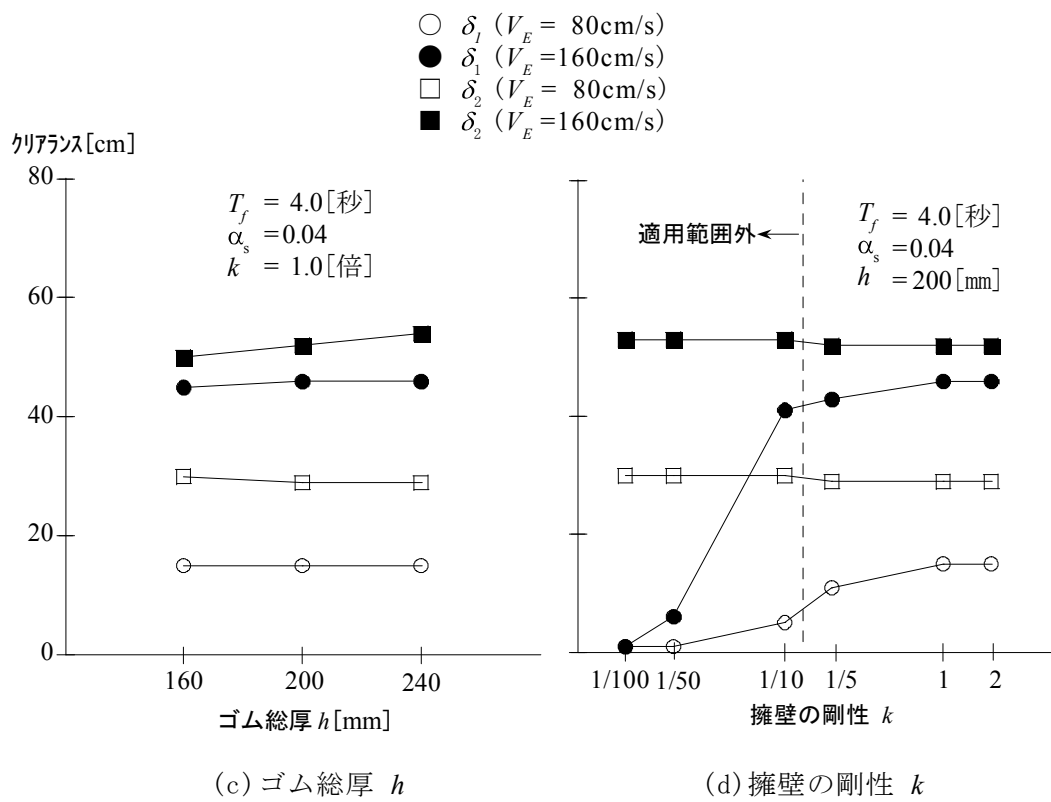
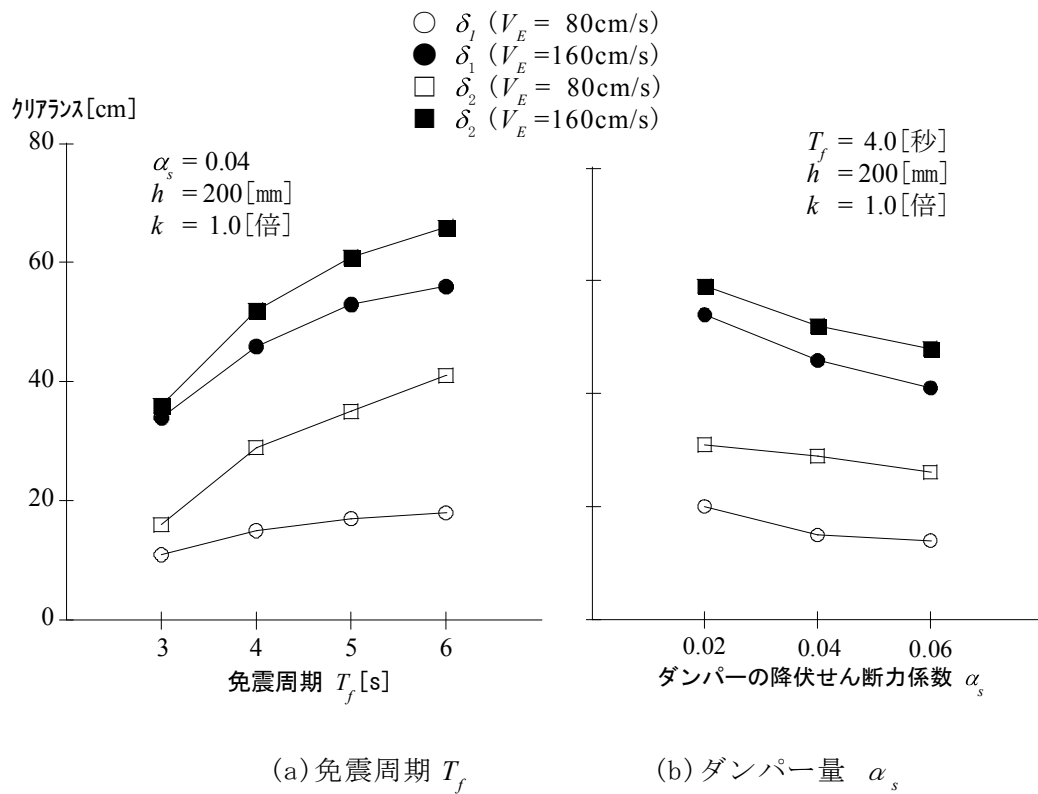


図 4.26 各パラメータが δ_1 , δ_2 の簡易曲線に与える影響

4.5.3 簡易直線を求める式の提案

簡易直線に与える影響が大きい T_f と a_s をパラメータとした簡易直線を求める式を提案する。 $\delta_1, \delta_2=0\text{cm}$ 時の V_E と $\delta_1, \delta_2=108\text{cm}$ 時の V_E が求まれば、簡易曲線を決定することができる。ただし、適用範囲は設計要求値80cm/sから240cm/sの範囲、 δ_2 はアイソレータの破断限界以下である。なお、ゴム総厚 h の影響は、 δ_2 から求まる必要上部構造耐力 C_θ にのみ現れる。 V_E を求める簡易式を(4.2)式に示し、簡易式に必要なパラメータを表4.2に示す。

$$V_E = a \cdot T_f^2 + b \cdot T_f + c \quad \dots (4.2)$$

ここで、 V_E : $\delta_1=0\text{cm}, 108\text{cm}, \delta_2=0\text{cm}, 108\text{cm}$ 時の

入力エネルギーの速度換算値(cm/s)

T_f : アイソレータのみの剛性から求めた固有周期 (s)

a, b, c : ダンパーの降伏せん断力係数により決定される係数、表4.2による

表 4.2 簡易式に必要なパラメータ

クリアランス	a	b	c
$\delta_1 = 0\text{cm}$	0	0	34
$\delta_1 = 108\text{cm}$	$150 \alpha_s + 10.6$	$-1440 \alpha_s - 140$	$5340 \alpha_s + 630$
$\delta_2 = 0\text{cm}$	0	$440 \alpha_s - 44$	$-1070 \alpha_s + 135$
$\delta_2 = 108\text{cm}$	$150 \alpha_s + 10.6$	$-1440 \alpha_s - 140$	$5340 \alpha_s + 630$

簡易式から求めた V_E と簡易直線から求めた V_E を比較した結果を図4.27, 4.28に示す。簡易式より求まる V_E が、簡易直線より求まる V_E を下回るように設定されており、簡易式が安全側の結果を示す。

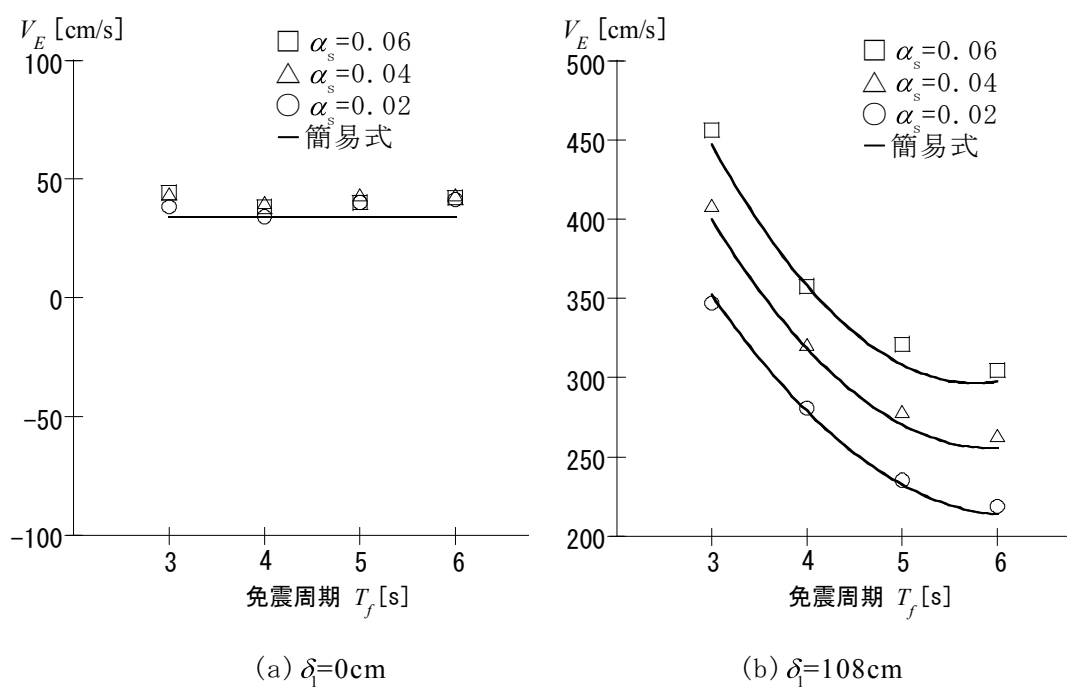


図 4.27 δ_1 の V_E 比較

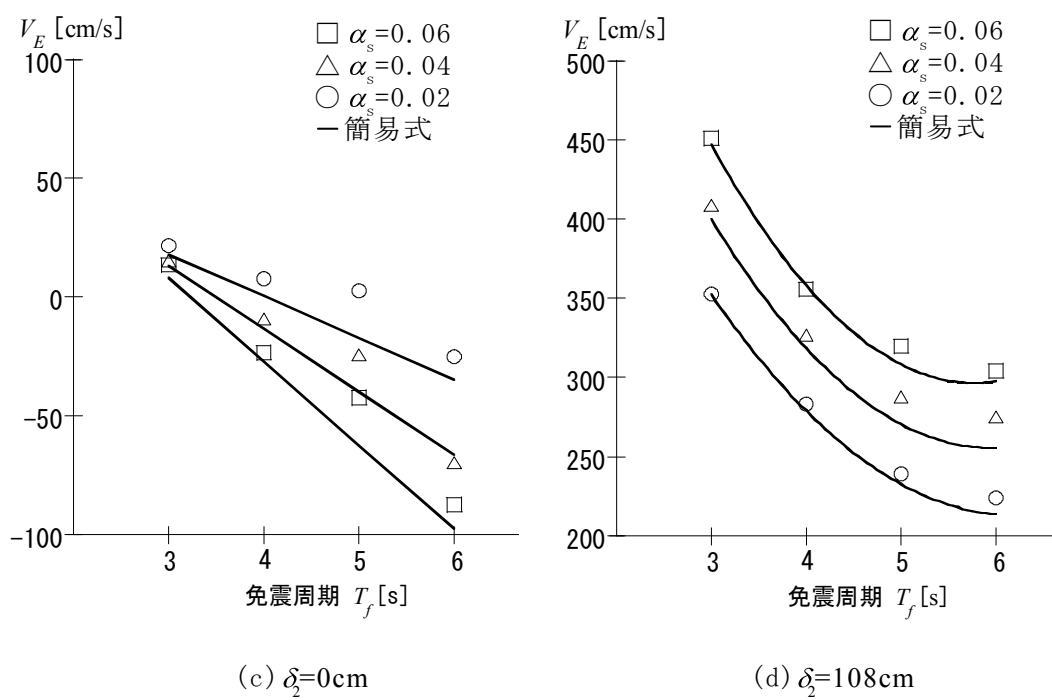


図 4.28 δ_2 の V_E 比較

4.5.4 簡易式を用いたクリアランス，上部構造耐力の設定法

簡易式を利用してクリアランス，上部構造耐力の設定法について説明する．

$T_f=4$ (s), $\alpha_s=0.04$ とし (4.2) 式に代入して求まる δ_1, δ_2 を図 4.29 (a) に，ゴム総厚 $h=200$ mm とし (4.1) 式より求まる C_0 を図 (b) に示す．

図中には，設計要求値を $V_E=150$ cm/s より求まる $\delta_1=44.0$ cm, $\delta_2=53.2$ cm から求まる必要な上部構造耐力 $C_0=0.219$ を示している．設計要求値を満足するためには，クリアランスを 44 cm 以上，上部構造耐力を $C_0=0.219$ 以上とすれば良い．

図 4.30 (a) に $\alpha_s=0.02$ とし，(4.2) 式に $T_f=3, 4, 5, 6$ (s) を代入して求めた δ_1, δ_2 を求めるための直線，図 (b) に δ_2 の値を用い (4.1) 式から上部構造耐力 C_0 を求めるための折線を示す．また， $\alpha_s=0.03 \sim 0.06$ として求めた線を図 4.31 ~ 34 に示す．この図を利用して，設計要求値を満足するクリアランス，上部構造耐力 C_0 を求めれば良い．

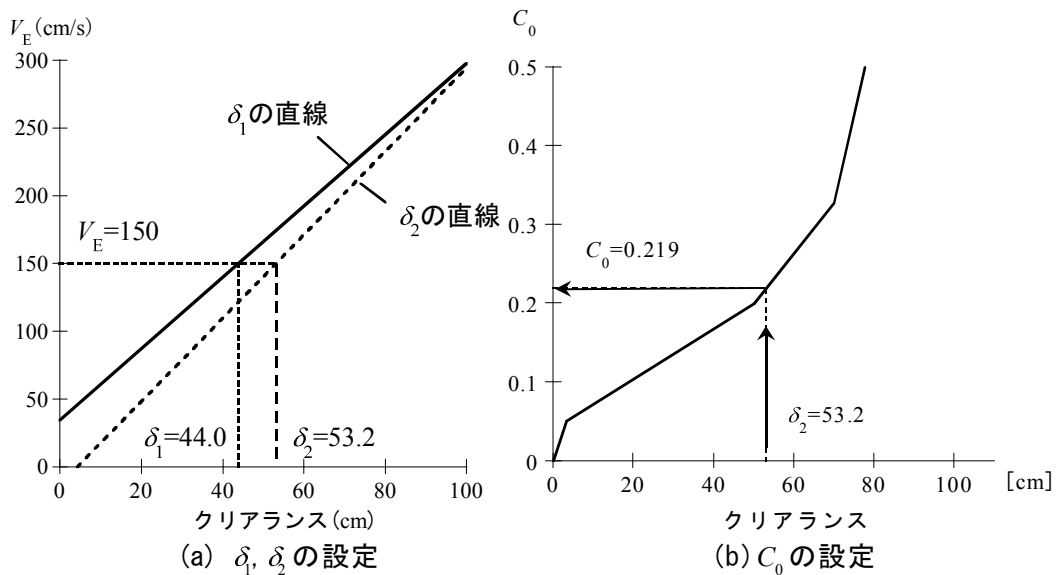


図 4.29 $T_f=4$ (s), $\alpha_s=0.02$, $h=200$ mm 時， δ_1 と C_0 の設定

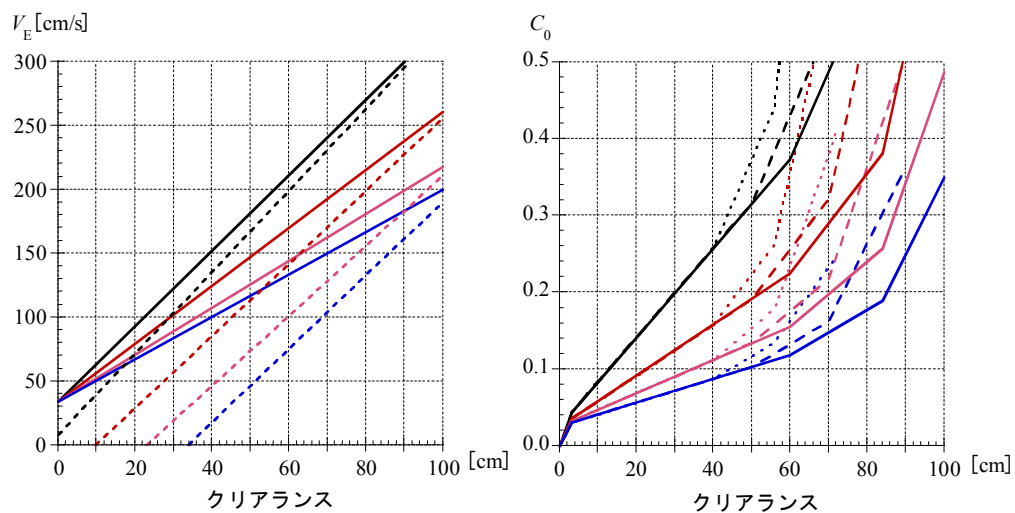
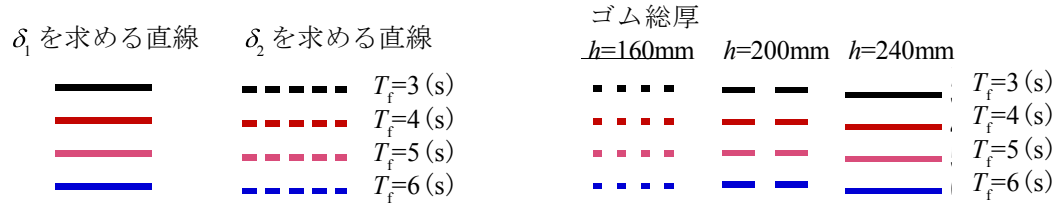


図 4.30 $\alpha_s=0.02$ 時, δ_1 と C_0 の設定

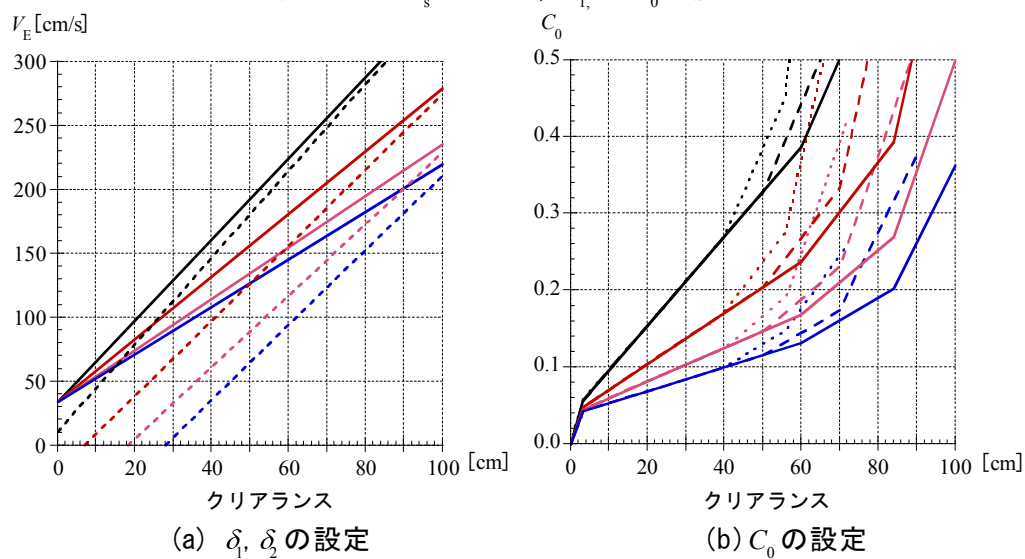


図 4.31 $\alpha_s=0.03$ 時, δ_1 と C_0 の設定

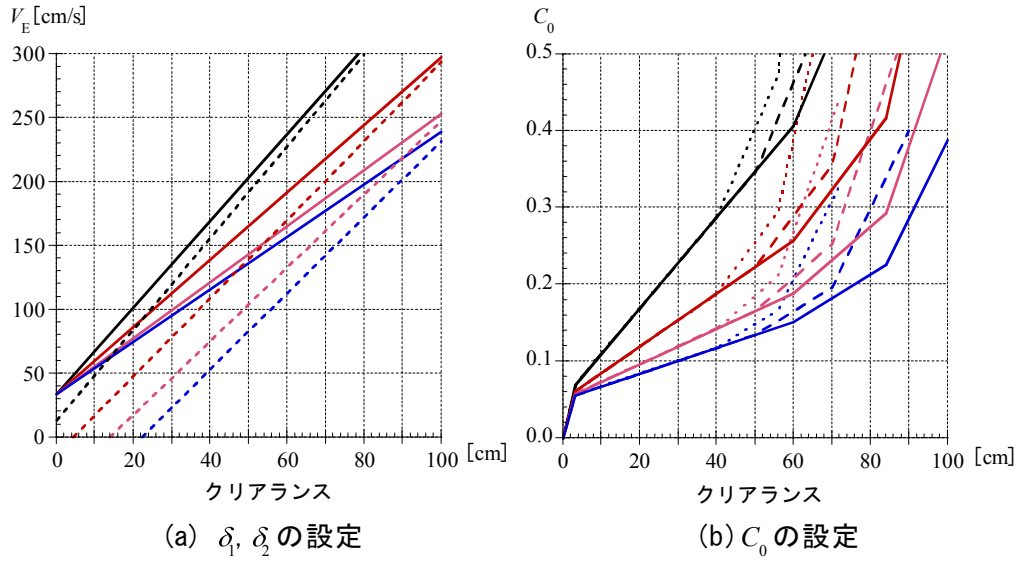


図 4.32 $\alpha_s=0.04$ 時, δ_1 と C_0 の設定

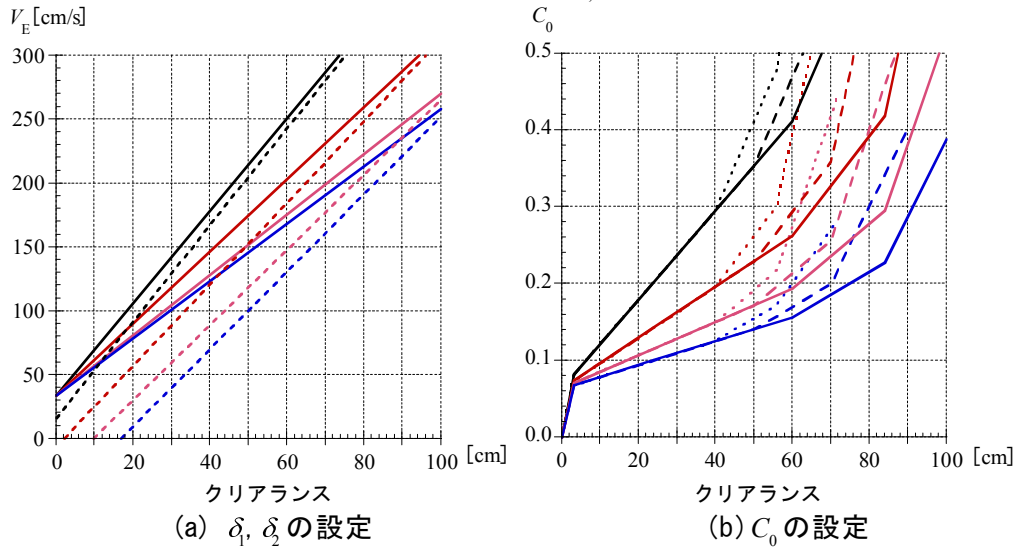


図 4.33 $\alpha_s=0.05$ 時, δ_1 と C_0 の設定

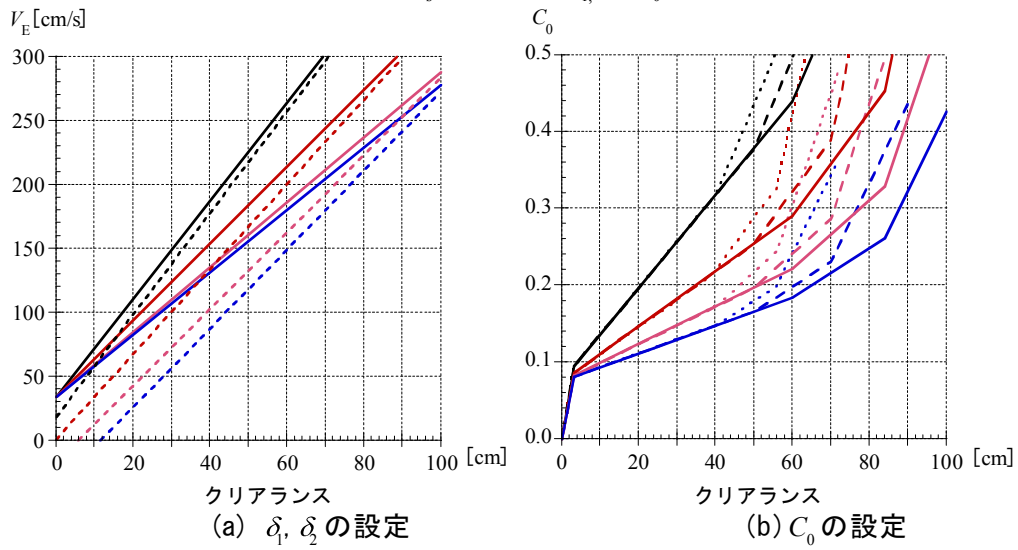


図 4.34 $\alpha_s=0.06$ 時, δ_1 と C_0 の設定

4.6 まとめ

本章では、擁壁とのクリアランスに着目し、上部構造1質点モデルに多数の地震動と Incremental Dynamic Analysis (IDA) を用いて確率論的評価を行った。以下に本章における結果をまとめる。

- (1) クリアランス量を変化させたIDAにより得られた解析結果を入力エネルギーの速度換算値 V_E とクリアランスの関係として表すと、上部構造耐力 C_0 に関わらずほぼ同一の直線上にプロットされ、上部構造耐力 C_0 に応じた V_E の上限値を有するバイリニア型の形状を呈する。
- (2) この解析結果を表す曲線と設計要求値 V_E の交点から、設計要求値に対して最低限必要となるクリアランス δ_1 が得られる。
- (3) 曲線の折れ曲がり点は上部構造耐力 C_0 から決まり、これ以上クリアランスを広くしても許容できる V_E があまり変わらない最大クリアランス δ_2 となる。また上部構造耐力 C_0 をパラメータとした解析結果を用いれば、設計要求値に対して上部構造に必要な耐力も把握できる。
- (4) 設計ではクリアランスを δ_1 , δ_2 の間で設定するのが合理的であるが、当然 δ_2 に近い方が設計基準値に対する安全余裕度は増す。また、上記の曲線から安全余裕度を具体的な数値(本論文では V_E を採用)として把握することが可能である。
- (5) 各パラメータ毎に δ_1 , δ_2 を求める図を示し、具体的にクリアランス、上部構造耐力を設定する方法を提案した。
- (6) クリアランス δ_1 , δ_2 は免震周期 T_f とダンパーの降伏耐力 α_s の影響を大きく受け、IDA に依らない簡易式は本文中の(4.2)式により表せるとし、クリアランス δ_1 , δ_2 を求める簡易式を提案した。ただし、簡易式の適用には擁壁が本文中の基準剛性以上であることが条件としてある。
- (7) 簡易式より求まる δ_1 , δ_2 を求める図を示し、具体的にクリアランス、上部構造耐力を設定する方法を提案した。

以上のように、設計要求値に対する安全余裕度を把握しながら合理的にクリアランス、上部構造耐力を設定する方法を構築した。また、簡便に利用できるように簡易式の提案も行った。

参考文献

- 1) 菊池 優, 田村和夫, 和田 章 : 免震構造物の安全性評価に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 470 号, pp.65-73, 1995.4
- 2) 佐藤浩太郎, 小巻潤平, 三輪田吾郎, 佐野剛志, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林 康裕 : 擁壁に衝突する免震建物の簡易応答予測法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2分冊, pp.483-484, 2011.8
- 3) 小倉正恒, 前野敏元, 近藤一雄, 藤谷秀雄, 林 康裕, 倉本 洋 : 上町断層帯地震に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究(その8 免震構造建物の設計法), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2 分冊, pp.551-552, 2011.8
- 4) 佐野剛志, 小巻潤平, 三輪田吾郎, 佐藤浩太郎, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林 康裕 : 実大免震建物の擁壁への衝突実験(その1～5), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-2 分冊, pp.427-436, 2010.9
- 5) Federal Emergency management Agency : Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, 2009.6
- 6) D.Vamvatsikos and C.A.Cornell : Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, Issue 3, pp.491- 514, 2002
- 7) 日本建築センター他編集:エネルギーの釣合いに基づく耐震設計法の技術基準解説及び計算例とその解説, pp.25-26, 2006.10
- 8) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編 : 2007年版建築物の構造設計技術基準解説書, pp.435-445, 2007.8

第5章 多質点モデルによる検討

5.1 はじめに

5.2 解析モデル

5.2.1 上部構造解析モデル

5.2.2 復元力特性の設定

5.2.3 解析パラメータ

5.3 解析結果

5.3.1 解析結果の説明

5.3.2 解析結果の例示

5.3.3 各階の塑性率の検討

5.3.4 耐力分布形の違いによる安全余裕度の比較

5.4 上部構造1質点モデルとの比較

5.5 設計フロー

5.6 まとめ

第5章 多質点モデルによる検討

5.1 はじめに

免震構造物は、第1層である免震層が柔らかく、1次振動モードは免震層のみに集中し、上部構造は、ほぼ $\beta_u=1$ が卓越し剛体の振動モードを示す。ダンパーの剛性が小さい場合（上部構造の剛性とダンパーの剛性比が100以上）、2次モード以上の振動モードの影響（ $\beta_u=0.02$ 程度）は殆ど無くなる。ダンパーの剛性が大きくなると、2次振動モード以上の影響が現れ、1次振動モードにおいても上部構造に増幅が見られるようになる¹⁾。

第3章、第4章の検討で用いた上部構造1質点モデルの上部構造の剛性とダンパーの剛性の比は28程度で、2次振動モード以上の影響や1次振動モードの上部構造の増幅の影響を受けることが予想される。

本章では、上部構造1質点モデルと比較を行うために上部構造を5質点に拡張して検討を行う。過大入力による多質点系の擁壁との衝突の検討^{2)~4)}等では、衝突によるむち振り原理により上層階に大きな加速度が生じること²⁾や、衝撃力が下層階から上層階に時間が少し遅れて伝達すること³⁾などが明らかにされている。

免震構造物の塔状比が大きくなると転倒モーメントの増大により、積層ゴムの引張力の発生や、過大な圧縮軸力により座屈が生じる可能性がある。積層ゴムに引張力が生じている時には、大きなせん断力が生じており、状況は一層不利になる⁶⁾など。上部構造の応答は、座屈が生じた場合にはあまり変化は見られないが、引張力による浮上がりが生じた場合には、ロッキングにより頂部で非常に大きくなることが知られている⁷⁾。

本章で扱う多質点モデルは、上部構造は5質点と塔状比が2を下回る低層構造物を想定しており、積層ゴムには引張力や座屈が生じないとして検討を行なう。なお、局部的に支点到引張力が生じることは想定されるが、実設計では局部的に引張力が作用する支点到、引張力に抵抗できる直動転がり支承⁸⁾を用いるなど、引張力対策をする事例も多い。

第4章では、上部構造を1質点モデルとして扱い、設計要求値を満足する最小クリアランス、必要な上部構造耐力も求める図、および簡易式を提案した。本章では、上部構造1質点モデルと上部構造5質点モデルの比較を行い、1質点モデルから求まる必要な上部構造耐力を用いて、上部構造を設計する方法について検討を行う。上部構造を設計する上で必要な耐力分布を検討するため、 A_1 分布⁹⁾と平成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基準を定める件」¹⁰⁾（以下、告示免震と呼ぶ）の外力分布形に耐力分布がほぼ一致するようにした2種類のモデルを用いて検討を行う。

5.2 解析モデル

入力地震動は、第3章に示した地震動群を用い、基準化、地震動の大きさの評価も第3章と同様とする。解析モデルは、上部構造5質点+免震層の6質点とする。

上部構造重量、免震層重量は、上部構造1質点モデルと同様になるように調整を行なう。解析モデルを図5.1に示す。

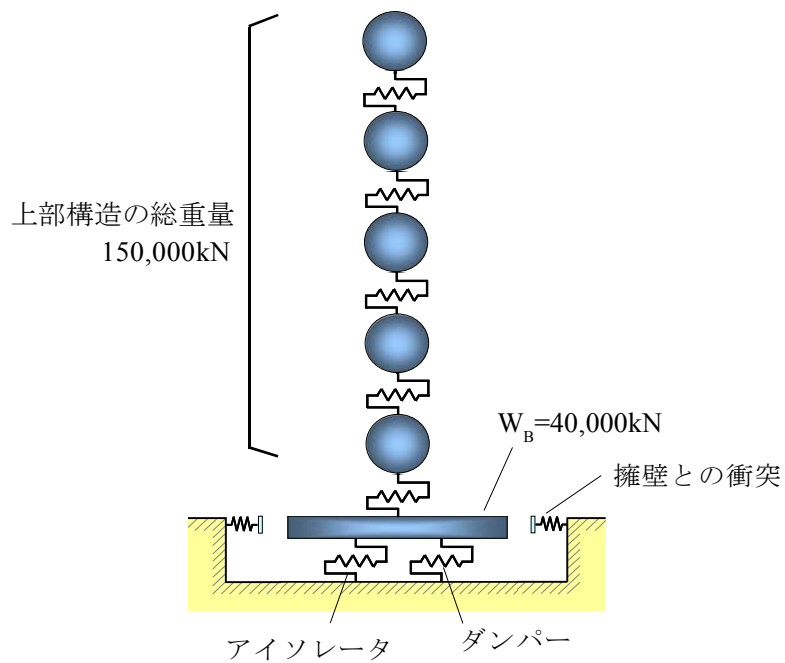


図5.1 解析モデル

5.2.1 上部構造解析モデル

解析モデルは、5階建、X方向4スパン、Y方向2スパンの建物とする。その建物の重量が、上部構造1質点モデルの重量と等価になるように、上部構造を150,000kN、免震層重量を40,000kNに割増す。重量の割増し率に応じて、上部構造の耐力、剛性も同様な比率で変化させる。解析対象建物を図5.2に、平面図・立面図・断面を図5.3に示す。なお、解析対象は、短辺方向とする。

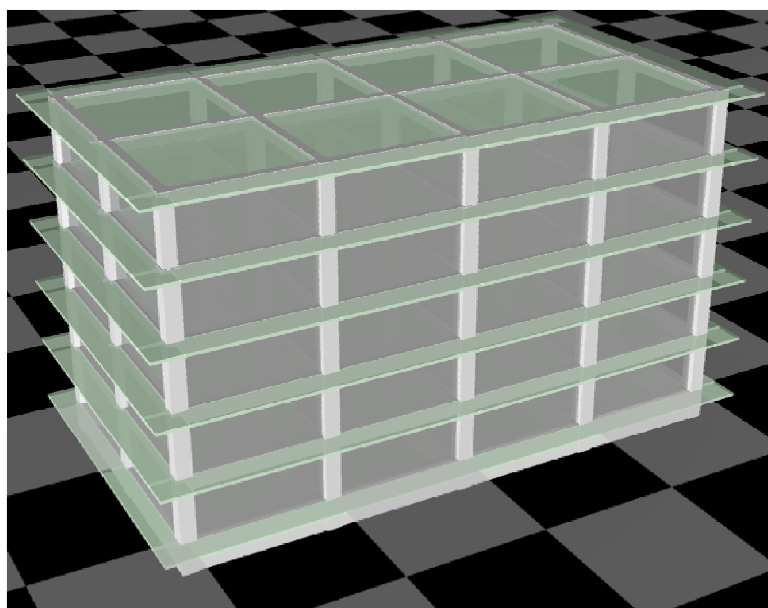
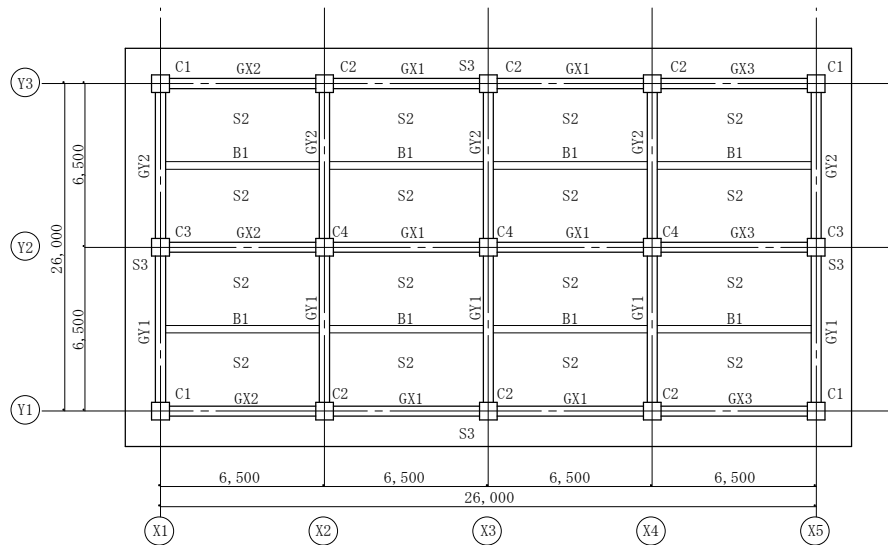


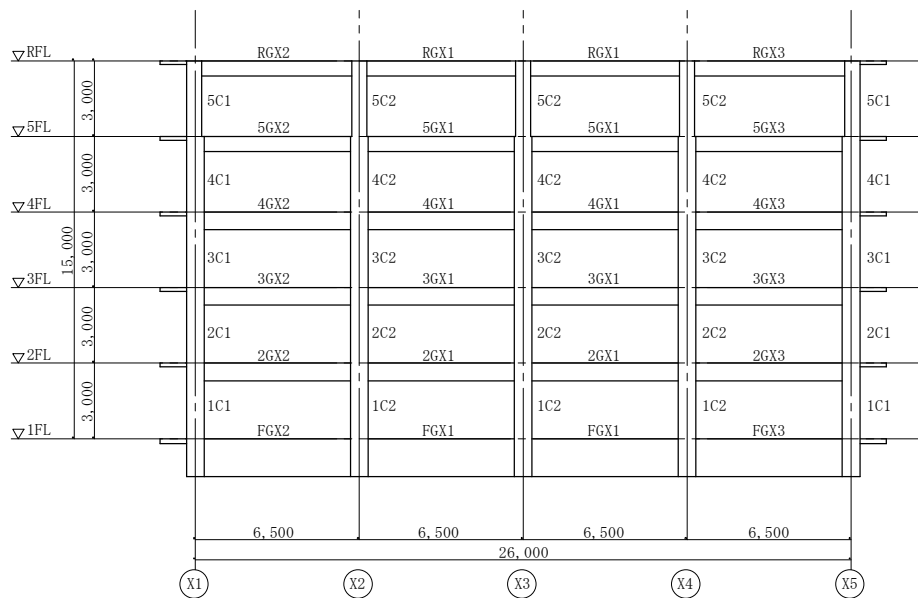
図5.2 解析対象建物



基準階柱、基準階梁床伏図 S=1/300

特記なき限り、下記による

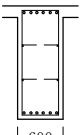
1. 床スラブ : t = 150mm



Y2 通り軸組図 S=1/300

符号	C2
n 階	
主筋	16-D25
H00P	■-U16@100

符号	GX1	
位置	端部	中央
n 階		
上端筋	5-D25	4-D25
下端筋	5-D25	4-D25
STRP	□-D13@100	

符号	FGX1
位置	端部・中央
n 階	
上端筋	6-D29
下端筋	6-D29
STRP	□-D13@100

代表部材リスト S=1/100

図 5.3 平面図・立面図・断面リスト

5.2.2 復元力特性の設定

増分解析結果を基に復元力特性を設定する。増分解析は、 A_1 分布の外力分布で行なった。第1折点は、初期剛性に対して割線剛性が0.9倍になった点、3次剛性は、初期剛性の1/1000とし、第2折点は、1/100に至る手前のステップでエネルギーが等価になる点とする。増分解析結果とモデル化した復元力特性を図5.4に示す。上部構造の1階の降伏層せん断力係数は $C_0=0.3$ 、基礎固定とした固有周期は、0.44秒である。上部構造の履歴特性は、武田モデル¹¹⁾を用いる。

表5.1に増分解析結果から求めた復元力特性と重量を示す。表5.2には、上部構造1質点モデルと重量が等価になるように、重量、剛性、耐力を割増した結果を示す。

上部構造のパラメータは、1階の降伏層せん断力係数とし、 $C_0=0.30$ を基準に0.15～0.40の範囲を0.05ずつ増やした6種類を用意した。なお、降伏耐力の変化に伴って剛性も同様の比率で変化させた。また、内部粘性減衰については、上部構造のみで考慮し、基礎固定時の1次固有周期に対して $h=0.02$ の瞬間剛性比例型として与えた。

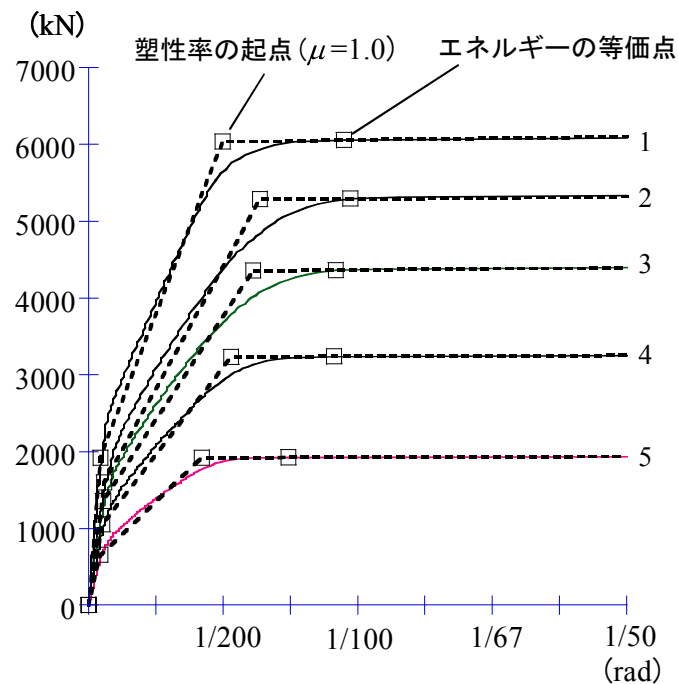


図5.4 解析モデル

表 5.1 解析モデル(基データ)

階	階高 [cm]	重量 [kN]	剛性 [kN/cm]			ひび割れ耐力 [kN]	降伏耐力 [kN]	層せん断 力係数
	H	w	k_1	k_2	k_3	Q_c	Q_y	C_i
5	300	3,799	5,211.2	1,111.7	5.2	655.8	1,920.0	0.51
4	300	3,866	7,001.3	1,520.3	7.0	1,051.2	3,232.5	0.42
3	300	4,071	8,471.7	1,798.4	8.5	1,355.1	4,357.6	0.37
2	300	4,067	9,471.9	2,118.1	9.5	1,600.2	5,285.9	0.33
1	300	4,067	14,986.4	3,021.9	15.0	1,919.8	6,038.3	0.30
免震層		6,258						

表 5.2 解析モデル(重量を上部構造1質点モデルと等価)

階	階高 [cm]	重量 [kN]	剛性 [kN/cm]			ひび割れ耐力 [kN]	降伏耐力 [kN]	層せん断 力係数
	H	w	k_1	k_2	k_3	Q_c	Q_y	C_i
5	300	28,679	39,338.9	8,391.9	39.3	4,950.9	14,493.7	0.51
4	300	29,182	52,852.1	11,476.3	52.9	7,935.1	24,402.0	0.42
3	300	30,730	63,951.8	13,576.0	64.0	10,229.4	32,895.1	0.37
2	300	30,704	71,501.9	15,989.5	71.5	12,079.6	39,902.3	0.33
1	300	30,704	113,130.7	22,811.6	113.1	14,492.4	45,582.3	0.30
免震層		40,000						

外力分布形による結果の差違を検討するため、告示免震に示される分布形を用いて A_i 分布と比較する。

$$C_{ri} = \frac{A_i \cdot Q_h + Q_e}{M \cdot g} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで、 C_{ri} :免震建築物のうち下部構造除いた部分の一定高さにおける地震層せん断力係数

A_i :令第 88 条第 1 項に規定する A_i の数値

Q_h :免震層において弾塑性系の減衰材が負担している水平力の合計 (kN)

Q_e :免震層において復元材が負担する水平力の合計 (kN)

M :上部構造の総質量 (ton)

g :重力加速度 (m/s²)

Q_h, Q_e は、免震周期 $T_f=4.0$ 秒、ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_s=0.04$ 、免震層の変形を 30cm として求めた。 C_{ri} を表 5.3 に示す。また、告示免震の分布形を用いた解析モデルを表 5.4 に示す。

C_{ri} の分布形を 1 階の層せん断力係数が $C_{ri}=0.3$ になるように全階を同じ比率で割りまして A_i 分布と比較した結果を図 5.5 に示す。告示免震の分布は、上部構造の増幅が A_i 分布より少ないことが分かる。

表 5.3 告示免震による地震層せん断力分布 (C_{ri})

	A_i	$A_i \cdot Q_h / Mg$	Q_e / Mg	C_{ri}
5	1.66	0.076	0.075	0.151
4	1.39	0.063	0.075	0.139
3	1.22	0.056	0.075	0.131
2	1.10	0.050	0.075	0.126
1	1.00	0.046	0.075	0.121

表 5.4 解析モデル(告示免震の地震層せん断力分布系 C_{ri})

階	階高 [cm]	重量 [kN]	剛性 [kN/cm]			ひび割れ耐力 [kN]	降伏耐力 [kN]	
	H	w	k_1	k_2	k_3	Q_e	Q_y	C_i
5	300	28,679	29,579.9	6,310.1	29.6	3,722.7	10,898.2	0.37
4	300	29,182	43,672.5	9,483.1	43.7	6,556.9	20,163.8	0.34
3	300	30,730	56,650.9	12,026.1	56.7	9,061.6	29,139.7	0.33
2	300	30,704	67,344.4	15,059.8	67.3	11,377.2	37,582.2	0.31
1	300	30,704	113,130.7	22,811.6	113.1	14,492.4	45,582.3	0.30
免震層		40,000						

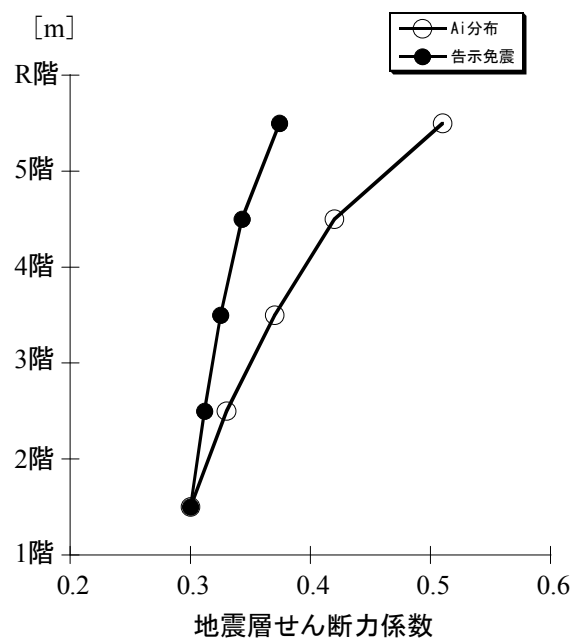


図5.5 A_1 分布と告示免震の地震層せん断力係数の比較

5.2.3 解析パラメータ

免震周期 $T_f=4.0$ 秒, ゴム総厚 $h=200\text{mm}$ を基準モデルとする. ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha_s=0.04$, 擁壁の剛性, 降伏耐力は, 第3章の上部構造1質点モデルと同様とする.

解析パラメータは, クリアランス, 擁壁の降伏の有無, 上部構造耐力の分布形, 上部構造耐力とする. パラメーター一覧を表5.6に示す.

表 5.6 パラメーター一覧

クリアランス [mm]		擁壁の降伏		上部構造耐力の分布形		上部構造(第1階)の耐力 C_0
500	X	無(弾性)	X	A分布	X	0.15
800						0.20
∞		有(弾塑性)		告示免震による分布		0.25
						0.30
						0.35
						0.40

5.3 解析結果

5.3.1 解析結果の説明

免震周期 $T_f=4.0$ 秒, 上部構造の耐力を A_1 分布, 1階の降伏耐力 $C_0=0.3$, 積層ゴムアイソレータのゴム総厚 $h=200$ mm(ハードニング・破断あり), クリアランス500mm, 擁壁を弾性とした解析モデルに、Northridge LOS000の地震動を地震動倍率を18倍($V_E=146.7$ cm/s), 19倍($V_E=154.8$ cm/s)として解析した結果を図5.6～図5.7に示す。図5.6は、地震動倍率を18倍時の上部構造の変形と層せん断力の関係を、1階, 2階, 3階について示す。左図は耐力分布を A_1 分布とした場合, 右図は耐力分布を告示免震とした結果を示す。図5.7は、地震動倍率19倍時とした結果を示す。

地震動倍率18倍時は、 A_1 分布, 免震告示の分布で差は見られないが、地震動倍率19倍では差が現われる。衝突により、 A_1 分布, 告示免震の分布で、1階が大きく塑性変形するが、塑性変形量は、免震告示の方がやや小さい。2階, 3階で、告示免震の分布では降伏が起き、塑性変形をしているが、耐力が大きい A_1 分布は降伏していない。上部構造でエネルギー吸収が大きい分、告示免震の分布の方が、1階の変形が小さくなる。

図5.8にNorthridge LOS000の地震動を地震動倍率を19倍とした時の上部構造の層せん断力を縦軸に時間を横軸にした時刻歴を各階毎に示している。5.5秒付近で衝突し、衝突時のせん断力が、時間が遅れて上部構造に伝達されるのが分かる。この結果、建築物の塑性化は同時に起こるのではなく、時間が遅れて起こることが確認できる。

地震動倍率が大きくなり、衝突時の衝撃力が大きくなると、1階の塑性変形のみ進み、上層階がエネルギー吸収を始める前に崩壊する。靱性能が確保されていない設計の場合、1階が降伏した時点で、1階が損傷を被る。1階のみ耐力が十分大きい場合、2階にせん断力が伝達した時点で、2階が損傷を被る結果になる。

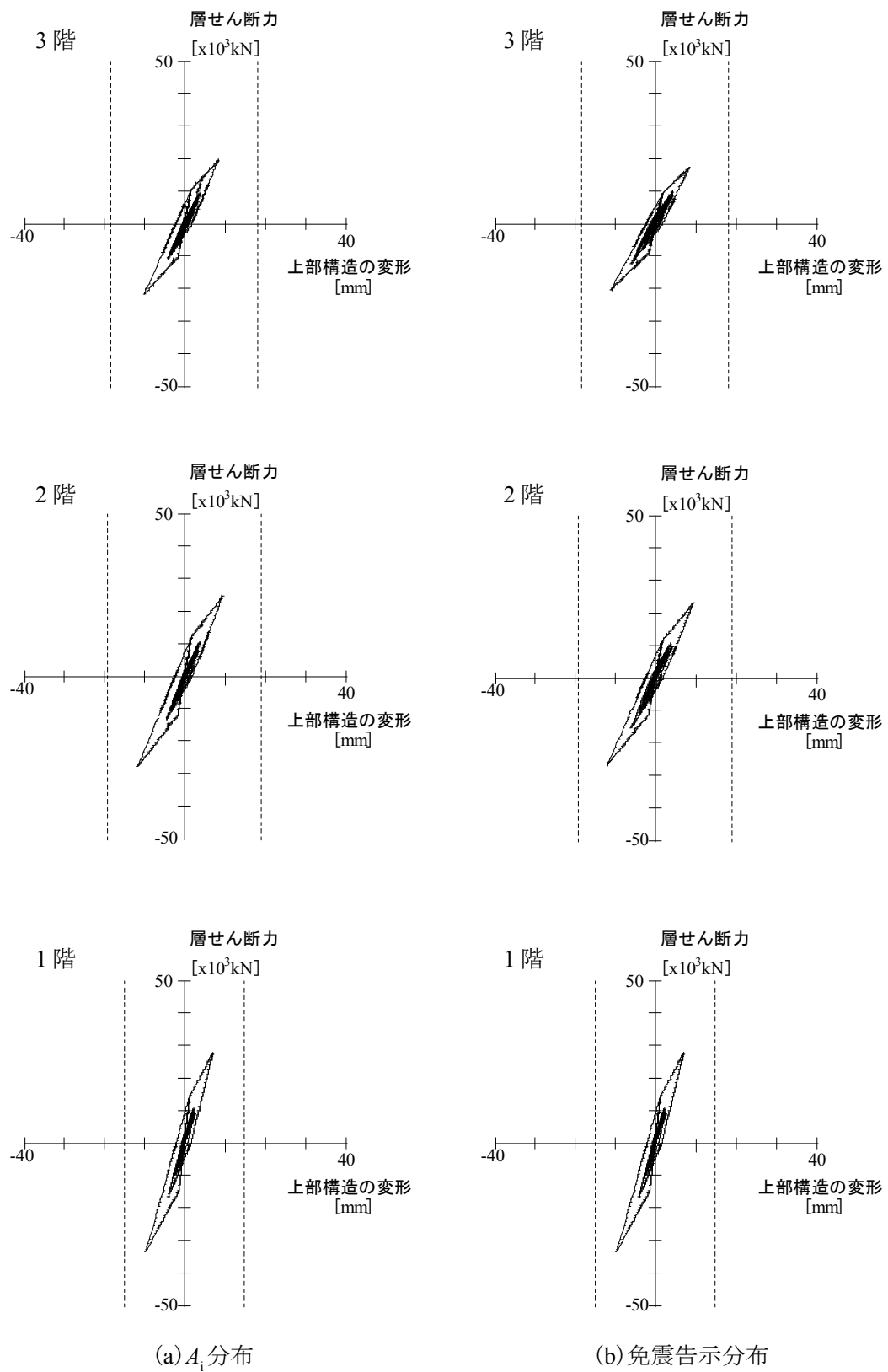


図 5.6 上部構造の変形とせん断力の関係 (Northridge LOS000 18 倍)

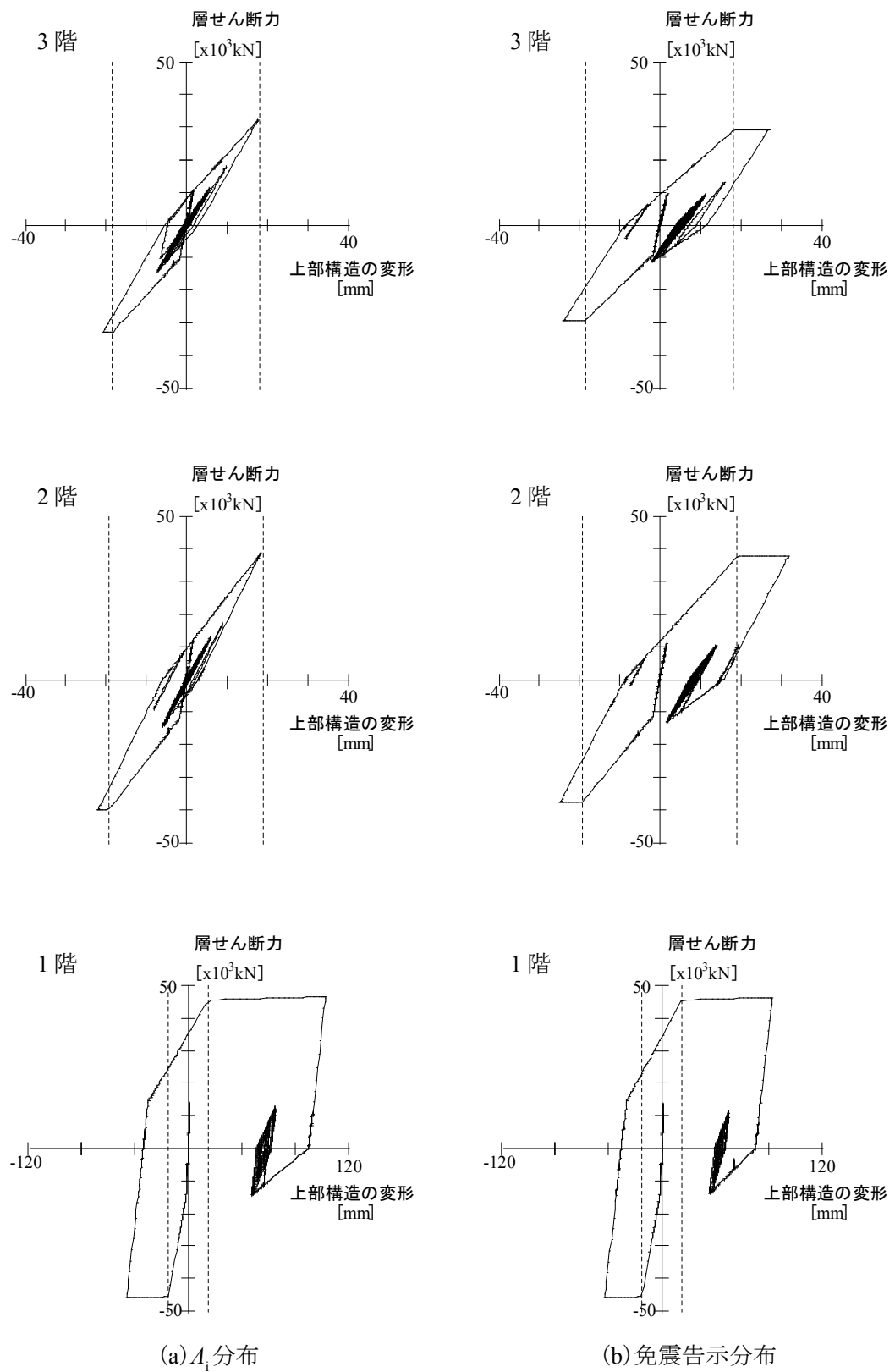
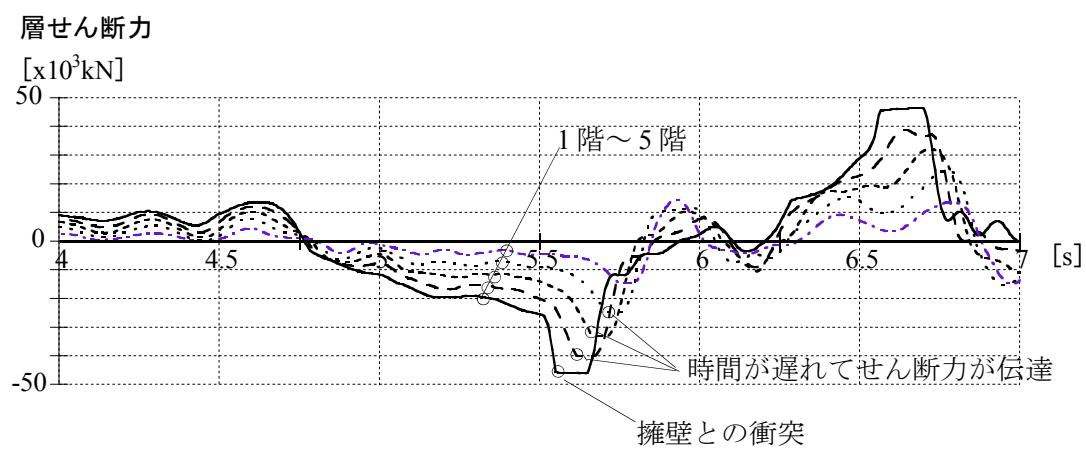
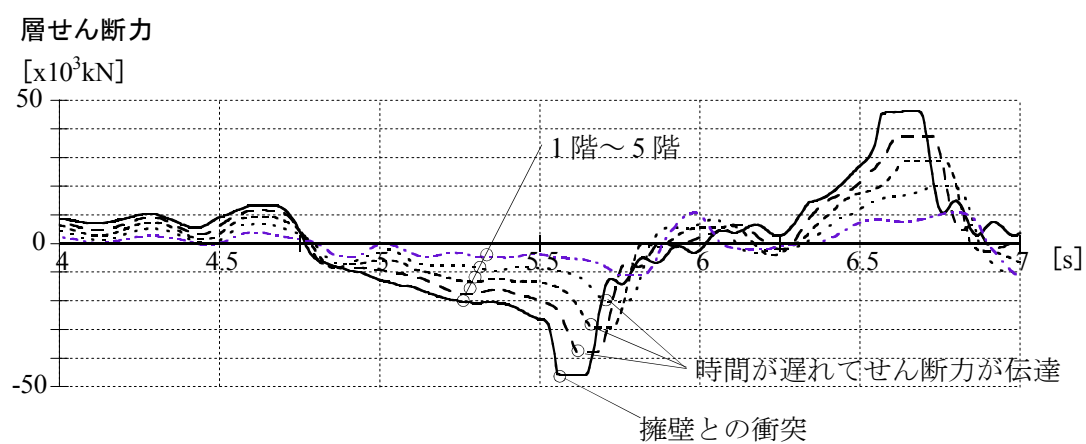


図 5.7 上部構造の変形とせん断力の関係 (Northridge LOS000 19 倍)



(a) A_1 分布



(b) 免震告示分布

図 5.8 上部構造のせん断力の時刻歴 (Northridge LOS000 地震動倍率 19 倍)

5.3.2 解析結果の例示

免震周期 $T_f=4.0$ 秒，上部構造の降伏耐力 $C_0=0.3$ ，アイソレータを線形弾性（ハードニング・破断なし），クリアランス ∞ とした解析を【条件A】とした．また，この解析条件からゴム総厚 $h=200\text{mm}$ （ハードニング・破断あり）とした解析を【条件B】とした．【条件B】からクリアランスを 500mm ，擁壁を弾塑性とした解析結果を【条件C】とし，擁壁を弾性とした解析を【条件D】とした．表5.7に解析条件を示す．

表 5.7 解析条件

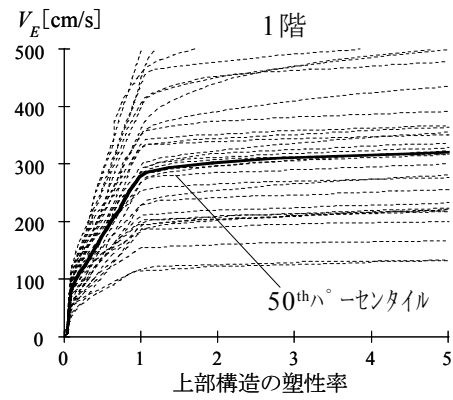
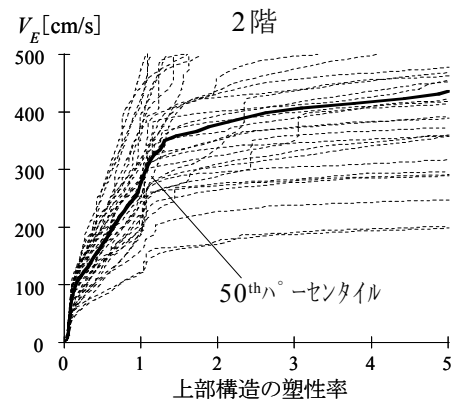
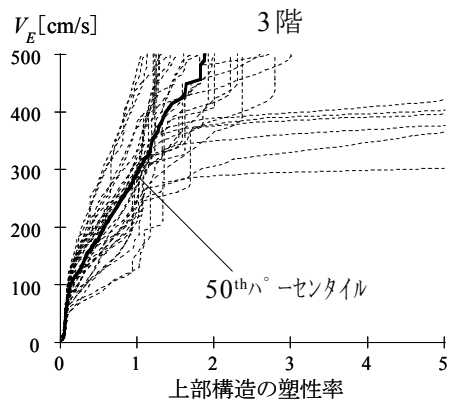
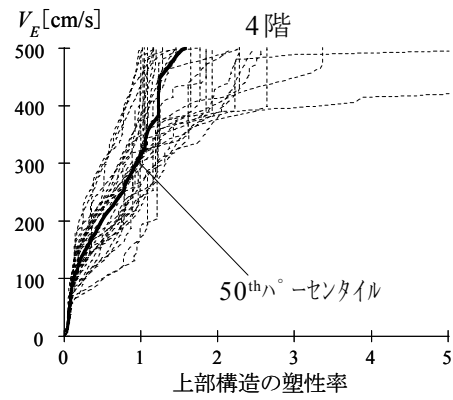
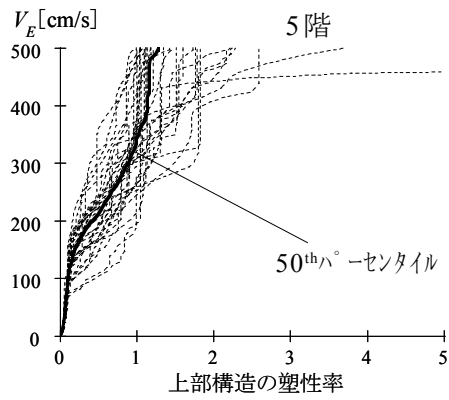
	積層ゴムアイソレータ	擁壁とのクリアランス	擁壁の弾塑性
【条件A】	線形弾性	∞	－
【条件B】	$h=200\text{mm}$ ，ハードニング，破断	∞	－
【条件C】	$h=200\text{mm}$ ，ハードニング，破断	500mm	弾塑性
【条件D】	$h=200\text{mm}$ ，ハードニング，破断	500mm	弾性

解析結果の一例を【条件A】～【条件D】の順に図5.9～5.12に示す。解析モデルを図(a)に、全ての地震動に対する免震層の最大応答変形、上部構造の塑性率を、地震動レベルとの関係として図(b), (c)に示した。図(b), (c)中の細い実線は個々の地震動に対する結果であり、太い実線は50thパーセンタイル曲線を表す。ここで50thパーセンタイル曲線とは、ある地震動倍率に対する32地震動の中央値(変形が小さい順に並べた16番目と17番目の変形の平均)を繋ぎ合わせて作成したものである。

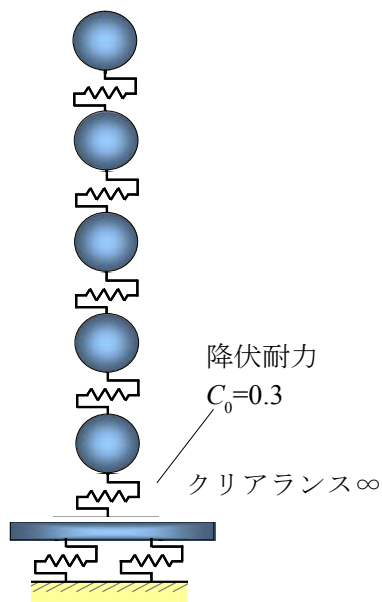
【条件A】から【条件B】にすることで免震層の変形が500mmからハードニングが始まり、アイソレータの剛性が2倍になり、700mmからはアイソレータの剛性が7倍になり、さらに900mmに達すると破断に至る。50thパーセンタイル曲線を見ると、【条件A】に比べて $V_E=240\text{cm/s}$ 以上からハードニングによる影響により地震動倍率に対する免震層の変形の増加が小さくなり、それと同程度の地震動倍率から上部構造1階の塑性率が急激に進行している。これはハードニングの影響により上部構造に作用する層せん断力が増えるためである。2階以上の塑性率の進行は、1階に比べ緩やかである。上部構造の塑性化が1階から始まり、2階以上の上層階に力が伝わり難くなっているためである。

【条件C】では免震層の変形が500mmに達した時点で擁壁と衝突する。50thパーセンタイル曲線を見ると、 $V_E=170\text{cm/s}$ 程度で免震層の最大変形が500mmに達しており、それと同程度の地震動レベルから上部構造の塑性率も急激に進行している。これは擁壁との衝突後の急激な剛性増加によって上部構造に作用する層せん断力が増えるためである。

【条件D】での50thパーセンタイル曲線を見ると最大応答変形は、擁壁が弾性であるため【条件C】より変形が一定の割合で進む。上部構造の塑性率は、衝突後に急激に進む傾向は、【条件C】と変わらない。

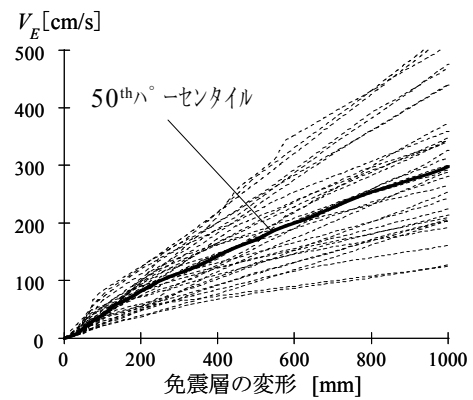


(c) 上部構造の塑性率



免震周期 4.0 秒
線形弾性

(a) 解析モデル



(b) 免震層の最大応答変形

図 5.9 アイソレータ：線形弾性，クリアランス： ∞ 【条件 A】

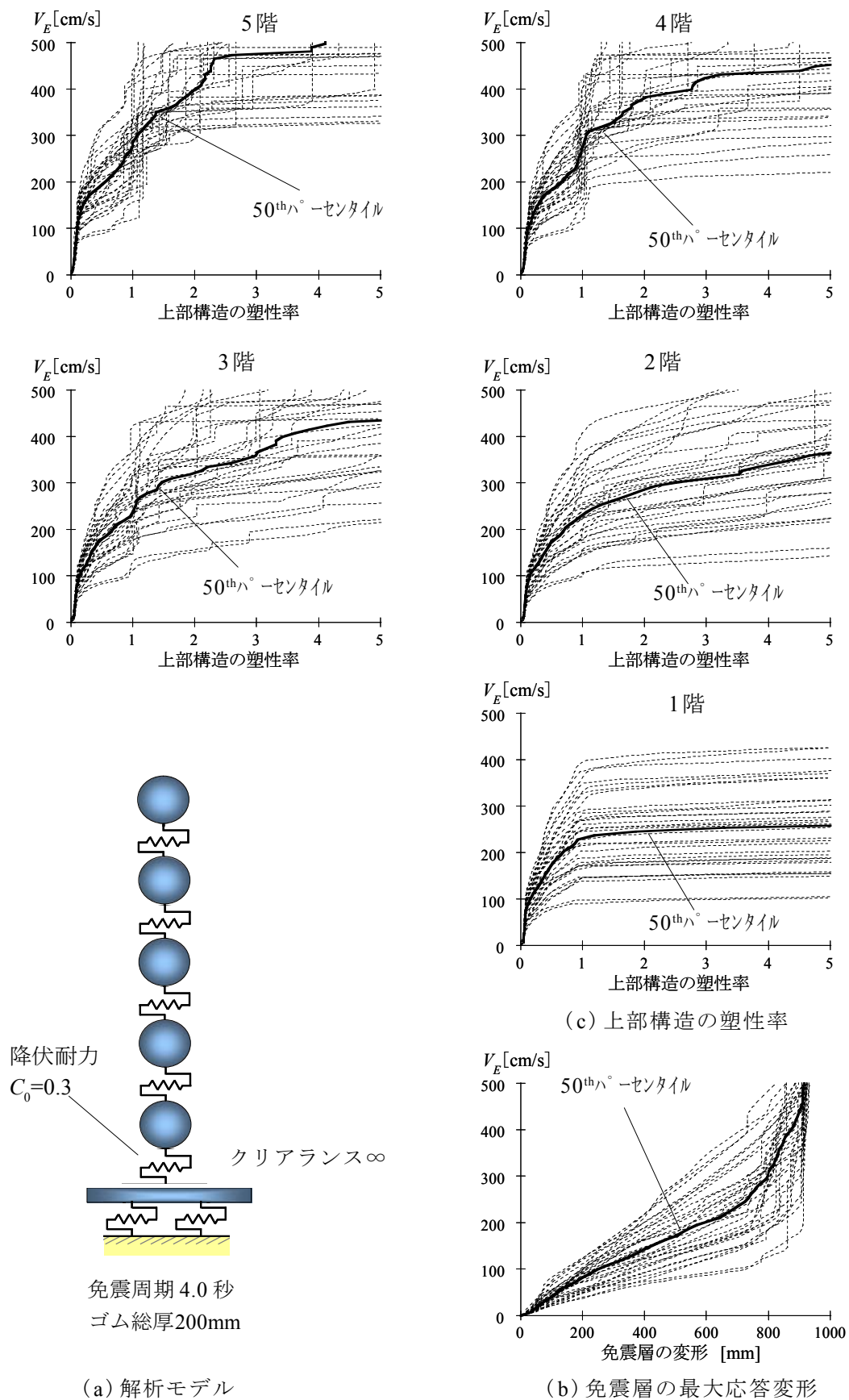
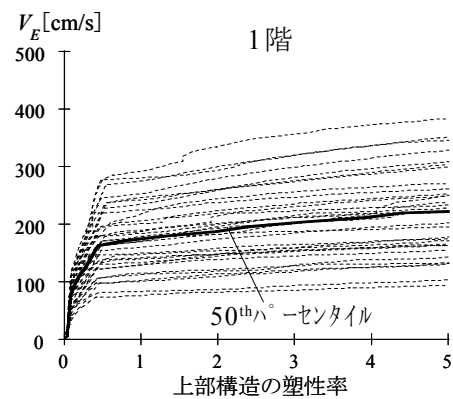
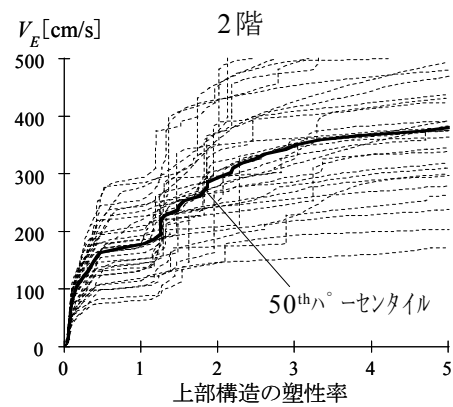
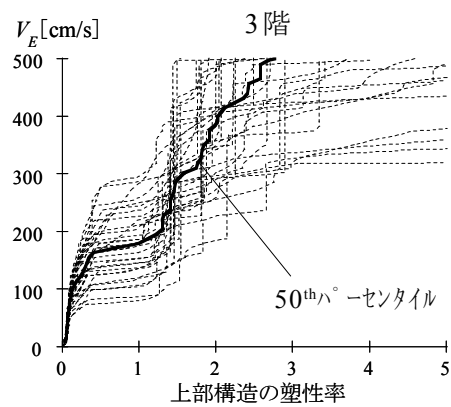
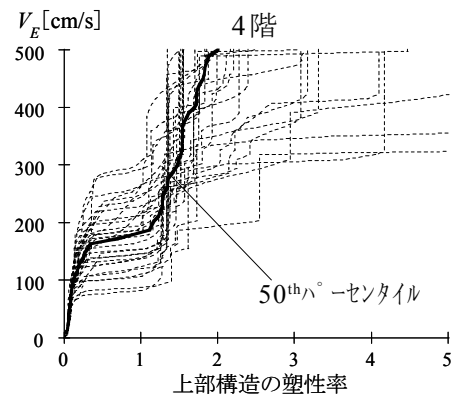
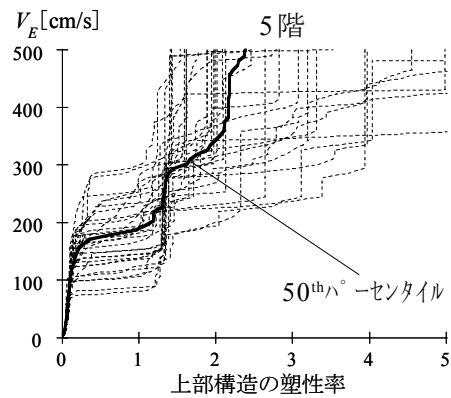
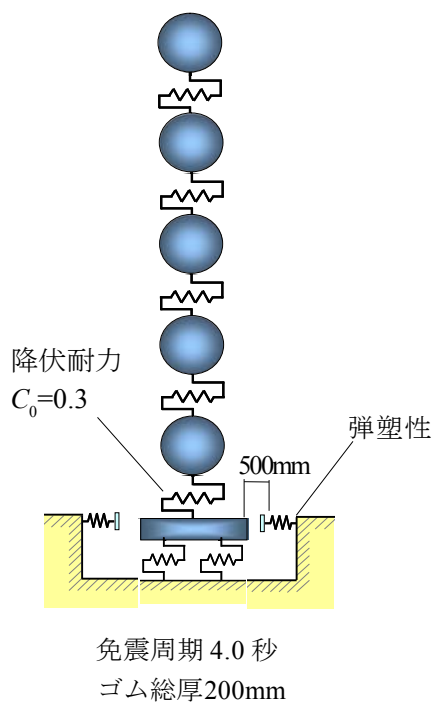


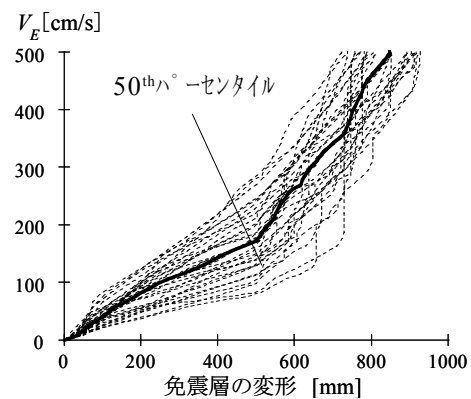
図5.10 アイソレータ：ハードニング+破断，クリアランス： ∞ 【条件B】



(c) 上部構造の塑性率

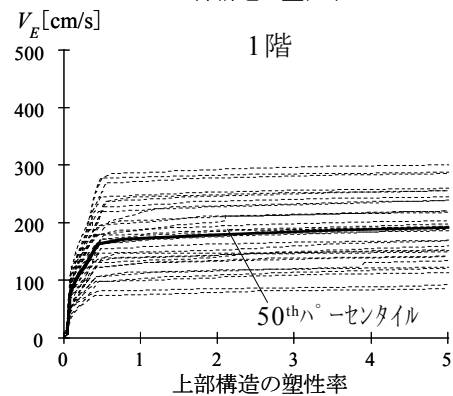
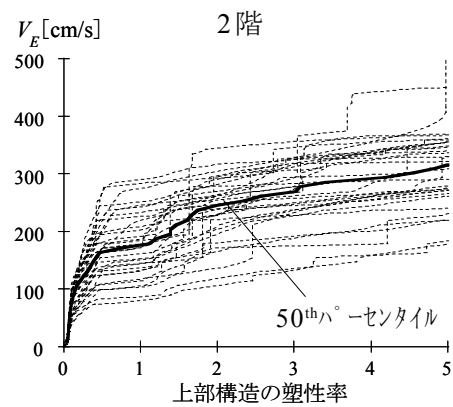
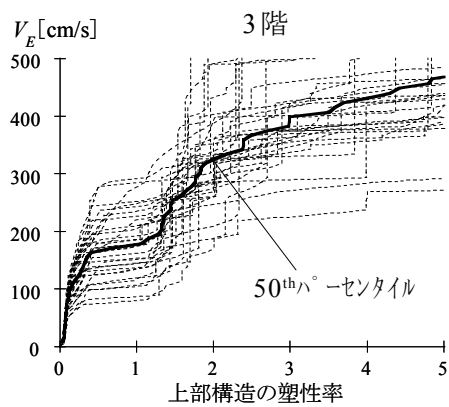
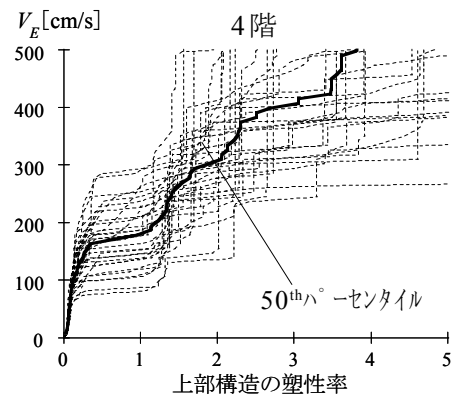
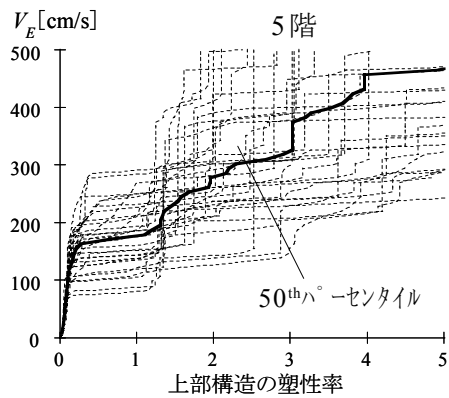


(a) 解析モデル

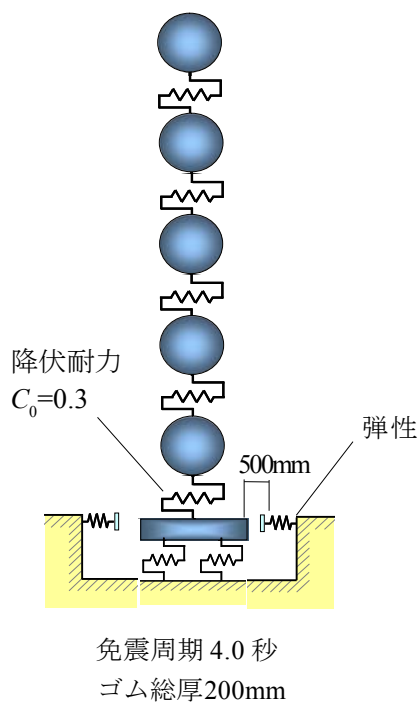


(b) 免震層の最大応答変形

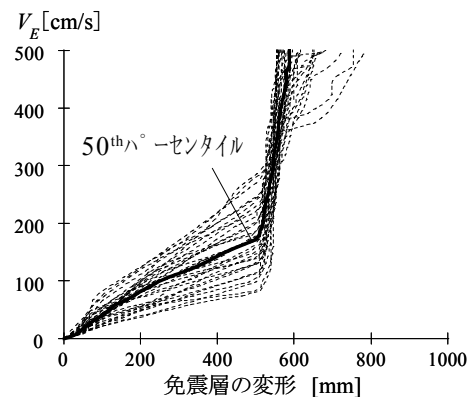
図 5.11 アイソレータ：ハードニング+破断，クリアランス：500mm【条件C】



(c) 上部構造の塑性率



(a) 解析モデル



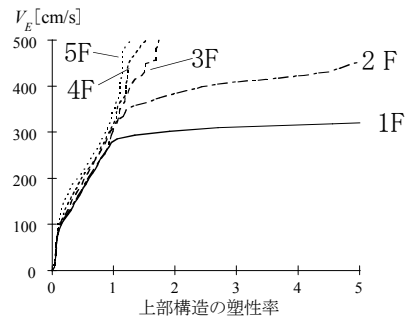
(b) 免震層の最大応答変形

図 5.12 アイソレータ：ハードニング+破断，クリアランス：500mm【条件D】

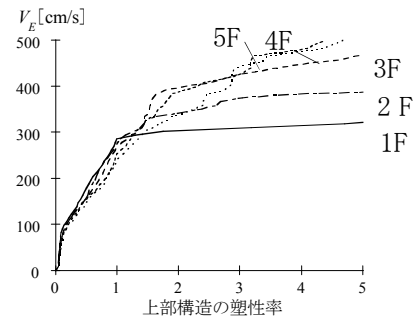
5.3.3 各階の塑性率の比較

上部構造の降伏耐力 $C_0=0.3$ 時の 50th パーセンタイル曲線の各階毎の最大塑性率を比較した結果を図 5.13 に示す。【条件 A】～【条件 D】は、前節表 5.3 の条件を示し、左図は上部構造の耐力分布を A_1 分布とした結果を、右図は告示免震の分布とした結果を示す。 A_1 分布の条件では塑性率 1 付近までは、各階の塑性率はほぼ同一曲線上にあるが、塑性率 1 を過ぎると、1 階のみ塑性率が急激に進み、2 階～5 階の塑性率の進みは緩和される。1 階が塑性化し、剛性が初期剛性の 1/1000 となり、上層階に慣性力が、伝わり難くなるのが理由と考えられる。一方、告示免震の分布では、塑性率 1 付近まで、上層階が 1 階より塑性率が進む傾向があるが、塑性率 1 を超える辺りで、1 階のみ塑性化が進む。また、告示免震の分布は上部構造の耐力が小さいため、1 階の塑性率と上層階の塑性率の乖離は小さい。

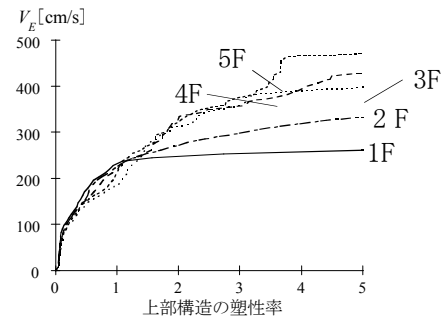
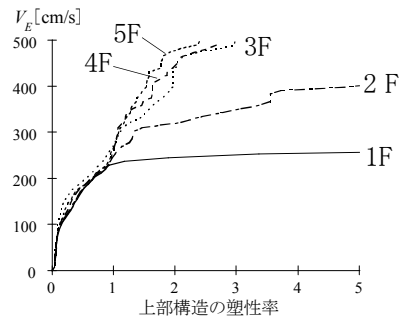
A_i 分布



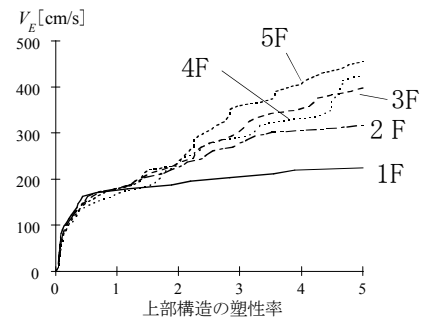
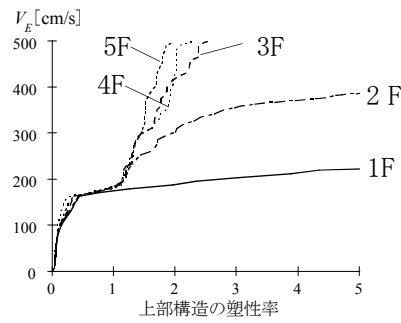
告示免震の分布



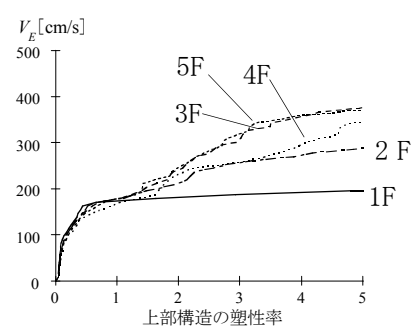
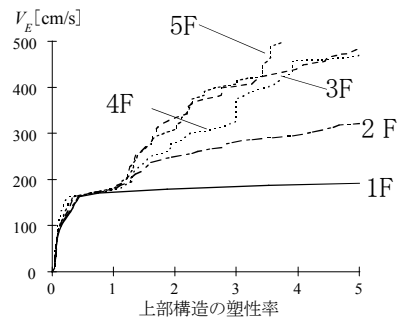
【条件 A】



【条件 B】



【条件 C】



【条件 D】

図 5.13 免震周期 4 秒，各階塑性率の比較 (50th パーセンタイル)

5.3.4 耐力分布形の違いによる安全余裕度の比較

免震層の変形と上部構造耐力を簡易的に比較するため、(5.2)式に示すように免震層上部基礎重量 (W_1) を無視し、上部構造重量 (W_2) で免震層の耐力を除した値を上部構造耐力とみなし、免震層の変形と上部構造耐力の関係を図 5.14 に示す。

$$C_0 = \frac{Q_i + Q_d}{W_2} \quad \dots \dots \dots (5.2)$$

ここで、 C_0 : 上部構造耐力

Q_i : 積層ゴムアイソレータの負担せん断力 (kN)

Q_d : ダンパーの負担せん断力 (kN)

W_2 : ダンパーの負担せん断力 (kN)

$C_0=0.15$, 0.20 では、積層ゴムアイソレータの第 1 勾配上にあり、変形 500mm 以下で上部時構造耐力に達する。 $C_0=0.25$, 0.30 , 0.35 では、積層ゴムアイソレータの第 2 勾配上にあり、変形 500mm を上回るが、変形 800mm 以下で上部時構造耐力に達する。 $C_0=0.40$ では、第 3 勾配上(剛性 7 倍の領域)にあり、変形 800mm 以下で上部構造耐力に達する結果である。

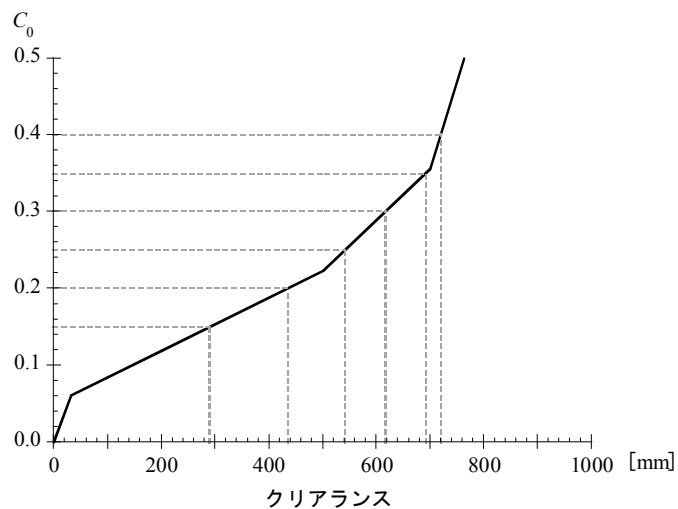


図 5.14 免震層の変形と上部構造耐力

免震周期 $T_f=4.0$ 秒，積層ゴムのゴム総厚 $h=200\text{mm}$ とし，フラジリティ曲線から評価した 50%崩壊確率に対する安全余裕度(工学的基盤でのエネルギーの速度換算値 $V_s=81.5\text{cm/s}$ を設計基準値)を図 5.15 に崩壊を塑性率 $\mu=1$ で評価した場合を，図 5.16 に崩壊を塑性率 $\mu=4$ で評価した場合を示す．(a)は耐力分付を A_1 分布とした場合，(b)は耐力分布を告示免震の分布とした場合である．図中に，クリアランスを 500mm，擁壁を弾性，および弾塑性とした場合，クリアランス 800mm，擁壁を弾性，および弾塑性とした場合，クリアランスを ∞ ，積層ゴムを非線形弾性，および弾性とした場合についてプロットで示している．

崩壊を塑性率 $\mu=1$ で評価した場合，耐力分布の違いは，告示免震の分布の方が，全般的に値が小さい．高次モードの影響を受け，上層階でせん断力が増幅した結果，上層階の耐力が小さい告示免震の分布が不利になっている．特に， $C_0=0.20$ 以下ではその差が顕著に現れ， $C_0=0.15$ では，1.5 倍 A_1 分布の方が，安全余裕度が大きい．クリアランスの違いによる影響は，500mm 場合，擁壁が弾性，弾塑性ともに，図 5.14 に示すように $C_0=0.30$ 以上の場合，積層ゴム総厚(ハードニング)の影響が顕著に現れる以前に擁壁と衝突するため，安全余裕度に上部構造の耐力の違いはほとんど現れていない．その傾向は， A_1 分布，告示免震の分布ともに変わらない．クリアランスを 800mm とした場合，安全余裕度はクリアランス 500mm に比べて， $C_0=0.25$ 以上で勾配を持って大きくなる．図 5.14 に示すように衝突以前に上部構造の塑性化が進行するため，耐力による差が現われる．

崩壊を塑性率 $\mu=4$ で評価した場合， $\mu=1$ に比べて，上部構造でエネルギー吸収が出来る分，安全余裕度は大きい．また， $\mu=1$ の場合には，クリアランス 500mm で，擁壁を弾性，弾塑性の差が見られなかったが， $\mu=4$ の場合は， $C_0=0.25$ 以上で安全余裕度が大きくなる．上部構造が塑性化し，エネルギー吸収を行っている間に擁壁が降伏するためである．

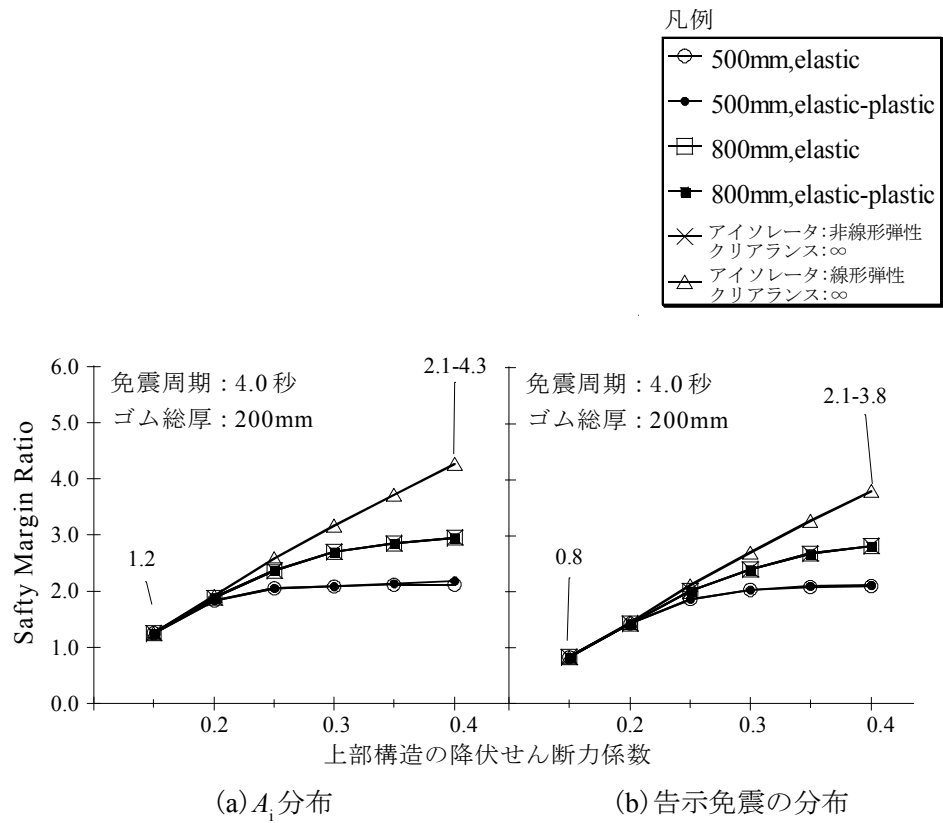


図 5.15 クリアランスと擁壁復元力特性の影響(崩壊を塑性率 $\mu=1$ で評価)

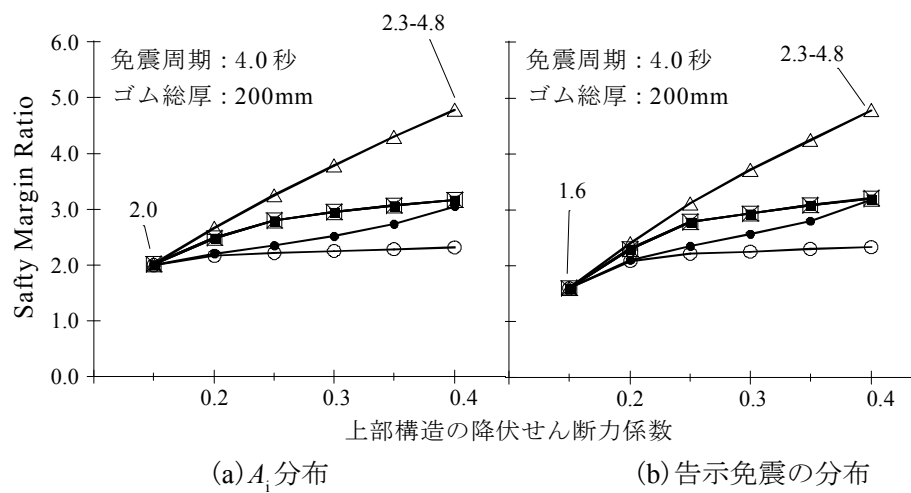


図 5.16 クリアランスと擁壁復元力特性の影響(崩壊を塑性率 $\mu=4$ で評価)

5.4 上部構造1質点モデルとの比較

上部構造1質点モデルと5質点モデルの安全余裕度(工学的基盤でのエネルギーの速度換算値 $V_s=81.5\text{cm/s}$ を設計基準値)を図5.17～5.22に示す。(a)は崩壊を塑性率 $\mu=1$ で評価した場合, (b)は崩壊を塑性率 $\mu=4$ で評価した場合である。図5.17はクリアランスを ∞ , 積層ゴムアイソレータを線形弾性, 図5.18はクリアランスを ∞ , 積層ゴムアイソレータを非線形弾性, 図5.19はクリアランスを800mm, 擁壁を弾塑性, 図5.20はクリアランスを800mm, 擁壁を弾性, 図5.21はクリアランスを500mm, 擁壁を弾塑性, 図5.22はクリアランスを500mm, 擁壁を弾性とした結果を示す。図中には, 上部構造1質点モデル, 耐力分布を A_1 分布および告示免震の分布とした5質点モデルの安全余裕度をプロットで示している。

・クリアランスを ∞ , 積層ゴムアイソレータを線形弾性の結果

塑性率 $\mu=1$ を崩壊と定義した場合, 告示免震の分布は上部構造耐力の大小に関らず, 上部構造1質点モデルより0.5程度安全余裕度が小さい。 A_1 分布は, 上部構造耐力が大きくなるに従い1質点モデルとの差が小さくなる。差が大きい $C_0=0.15$ では, 1質点モデルの0.8倍程度である。塑性率 $\mu=4$ を崩壊と定義した場合, A_1 分布は1質点モデルとほぼ一致している。免震告示の分布は, $C_0=0.30$ 以上で1質点モデルと一致する。

・クリアランス ∞ , クリアランス800mmの結果

図5.14に示す通り, 擁壁との衝突以前に上部構造が降伏耐力に達するため, クリアランス ∞ , 擁壁の弾性・弾塑性の影響は受けない。

$C_0=0.25$ 以上は, 積層ゴムのハードニングの影響を受けるため, 安全余裕度の上昇が小さくなる。特に $C_0=0.40$ は, ハードニングが7倍の領域に入るため, $C_0=0.35$ と安全余裕度に差がない。

塑性率 $\mu=1$ を崩壊と定義した場合, 告示免震の分布は $C_0=0.25$ 以上で, 1質点モデルとの差が小さくなる。 A_1 分布は, 上部構造耐力が大きくなるに従って1質点モデルとの差が小さくなり, $C_0=0.30$ 以上ではほぼ一致する。塑性率 $\mu=4$ を崩壊と定義した場合, A_1 分布は1質点モデルとほぼ一致している。告示免震の分布は, $C_0=0.30$ 以上で1質点モデルとほぼ一致する。

・クリアランス500mmの結果

塑性率 $\mu=1$ を崩壊と定義した場合, 上部構造耐力 $C_0=0.30$ 以上では, A_1 分布, 告示免震の分布とも1質点モデルとほぼ一致する。図5.14に示すように, $C_0=0.30$ 以上では擁壁との衝突前では耐力に余裕があり, 擁壁との衝突により上部構造が降伏する。衝突により崩壊する場合は, モデル化による差は小さいといえる。塑性率 $\mu=4$ を崩壊と定義した場合, $C_0=0.20$ 以上で, 告示免震の分布でも1質点モデルと一致する。ただし, 擁壁を弾塑性とした場合, $C_0=0.35$ 以上で上部構造5質点モデルの安全余裕度が大きくなっている。

塑性率 $\mu=1$ を崩壊と定義した場合, A_1 分布で耐力を決めた方が, 1質点モデルに近い安全余

裕度を示す．特に，積層ゴムがハードニングする変形まで上部構造耐力がある場合，または擁壁との衝突で安全余裕度が決まる場合は，一致していると言える．衝突する以前，ハードニングが発生する以前に上部構造が崩壊し，安全余裕度が決まる場合，耐力を A_i 分布としても1質点モデルは安全余裕度を過大評価する恐れがある．第4章では，そのような条件にならないように擁壁との衝突まで，上部構造が崩壊しない耐力を付与する方法を示している．

塑性率 $\mu=4$ を崩壊と定義した場合，衝突する以前，ハードニングが発生する以前に上部構造が崩壊し安全余裕度が決まる場合を除き， A_i 分布，告示免震の分布による差はない．衝突する以前，ハードニングが発生する以前上部構造が崩壊し，安全余裕度が決まる場合は，耐力を A_i 分布とした方が，1質点モデルと一致する．

以上の検討から，多質点の場合，全層が A_i 分布を上回るように設計すれば 上部構造1質点モデルと同じ安全余裕度が確保できる．靱性能を確保する設計を行った場合，告示免震の分布でも良い．ただし，特定の層で告示免震の分布を逸脱するような耐力を付与した検討は行っていないので，上部構造耐力は告示免震の分布に一致するように設計する必要がある．

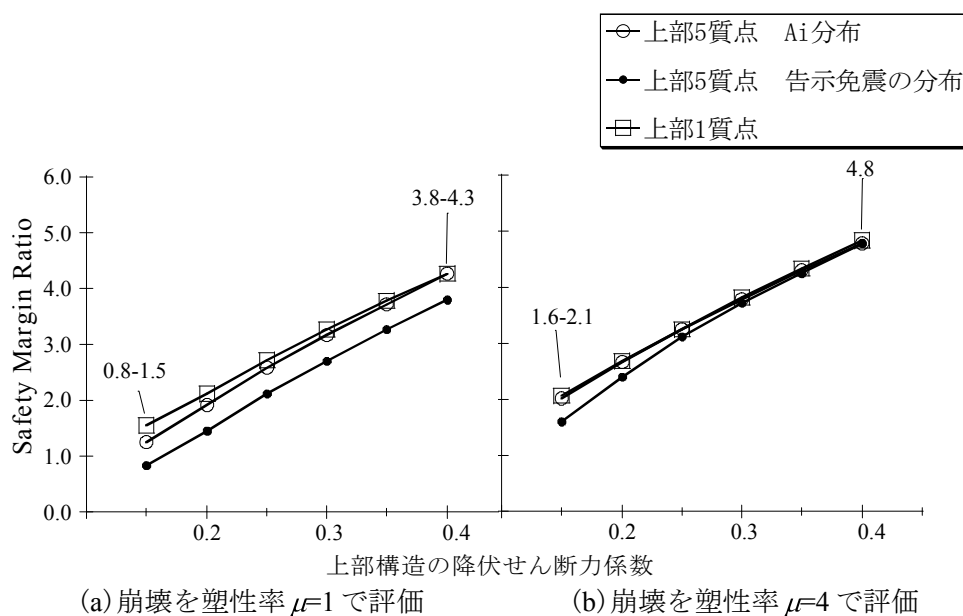


図 5.17 クリアランス ∞ , アイソレータ：線形弾性

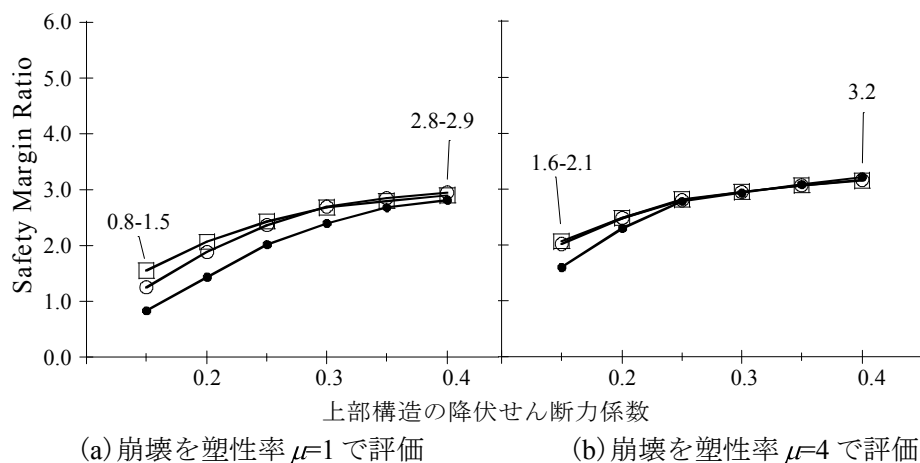


図 5.18 クリアランス ∞ , アイソレータ：非線形弾性

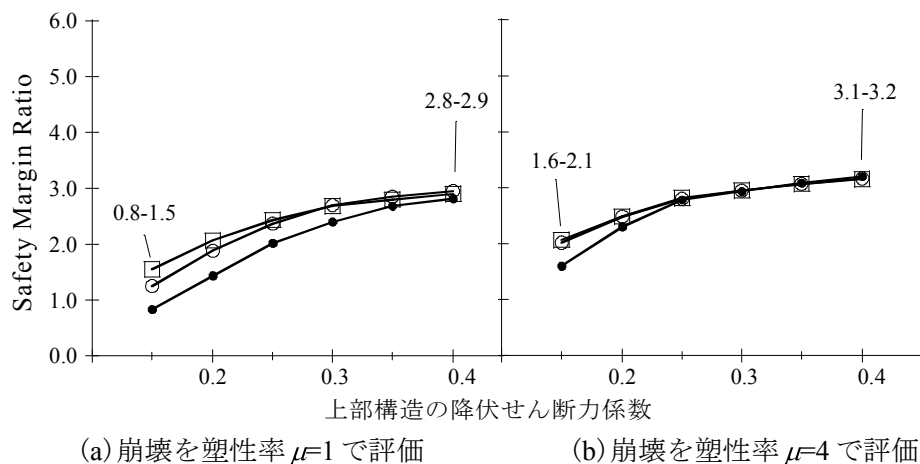


図 5.19 クリアランス 800mm, 擁壁：弾塑性

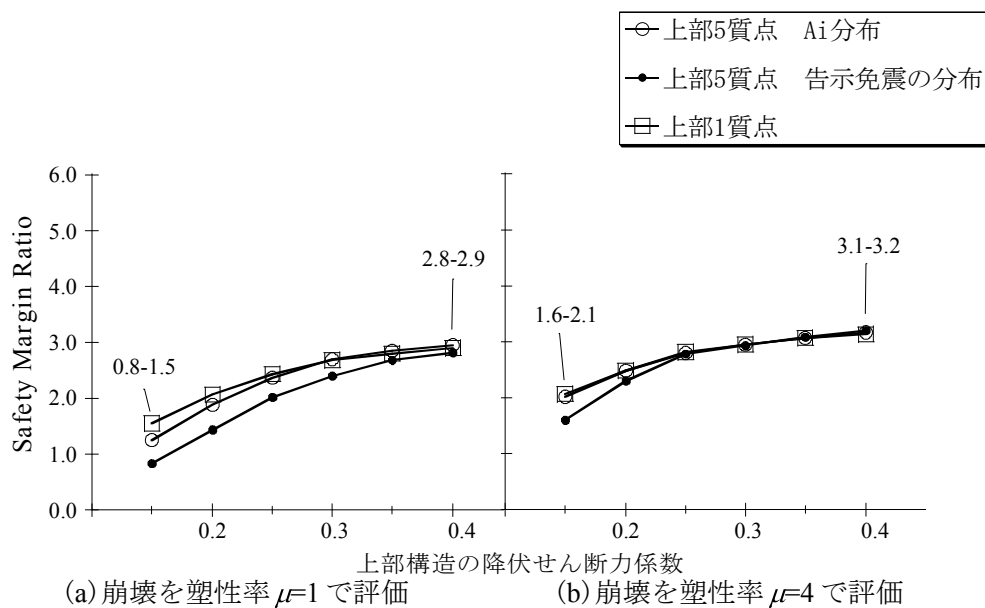


図 5.20 クリアランス 800mm, 擁壁：弾性

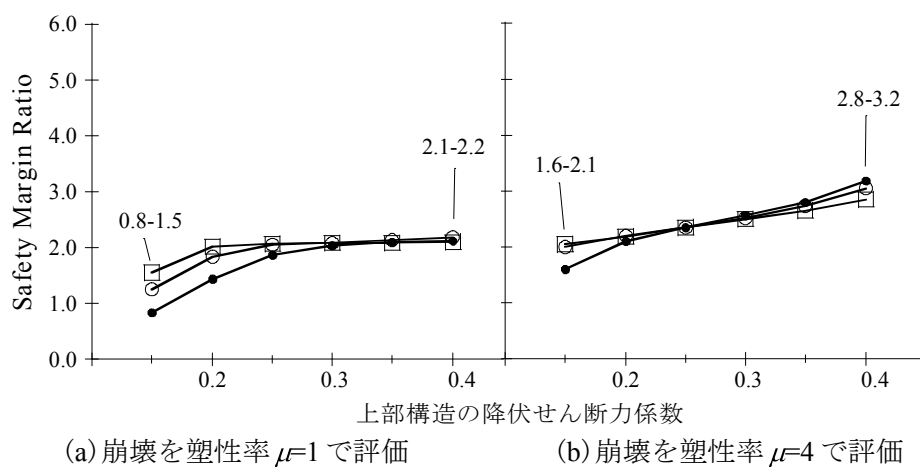


図 5.21 クリアランス 500mm, 擁壁：弾塑性

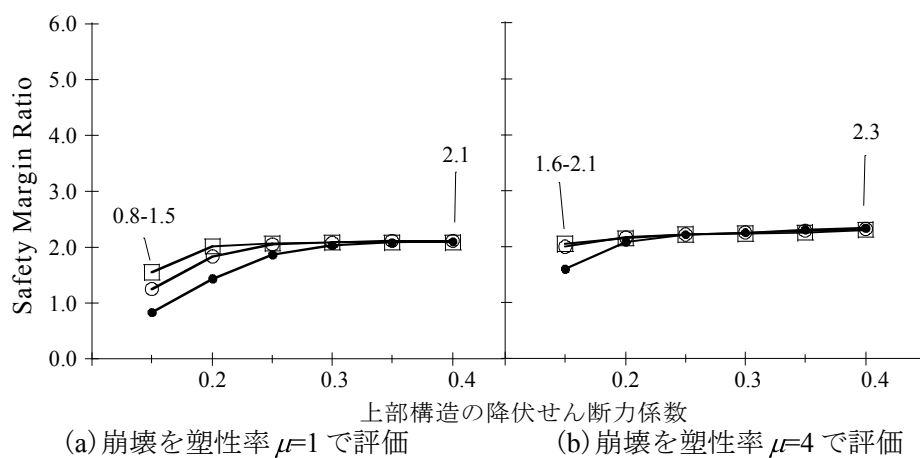


図 5.22 クリアランス 500mm, 擁壁：弾性

5.5 設計フロー

今までの検討から、免震構造物の設計フローを図5.23に示す。設計基準値は、エネルギー法¹²⁾に示される工学的基盤の値 $V_s=81.5\text{cm/s}$ に地盤増幅の係数 G_s ¹³⁾を考慮して設定する方法が考えられる。安全余裕度は、4.4.5節を参考に決めれば良い。設計フローでは、免震周期 T_p 、ダンパーの降伏せん断力係数 α_s 、積層ゴム総厚 h を先に選択することになっているが、クリアランスを先に決定し、クリアランス以下となるために必要な免震周期 T_p 、ダンパーの降伏せん断力係数 α_s 、積層ゴム総厚 h を決めても良い。

個々の免震部材の設計には、免震部材と躯体との接合部の設計も含まれる。2005年福岡西方沖地震の際、鉛ダンパーと躯体との接合部が損傷した免震構造物が確認された。接合部が損傷した場合、免震構造物としての性能を発揮できないので、慎重な設計が望まれる。

免震構造物は、免震層の剛性が低く、基礎の傾斜に生じると擁壁との衝突の恐れがある。活断層直上は、基礎の傾斜が生じる恐れがあり、免震構造物を建設してはならない。また、設地近くに活断層がある場合、活断層の影響を考慮して設計を行う必要がある。断層モデルを用いて作成した模擬地震動のエネルギースペクトルを本論文の地震動群のエネルギースペクトルと比較し、安全余裕度を設定する方法や、模擬地震動を用いて時刻歴応答解析を行う方法が考えられる。

安全余裕度を大きく設定しても、擁壁と衝突する確率を零にすることはできない。擁壁との衝突を考え、上部構造を靱性型で設計することも安全余裕度を高める上で有効である。しかし、衝撃力は下層階から上層階に時間をかけて伝達され、衝撃力が大きい場合、下層階で特定層崩壊が起こることが考えられる。崩壊することも考え、腰壁、垂壁を計画し生存空間を残すことや、耐震壁、袖壁を積極的に用いて柱が損傷しても荷重を支えられる設計を行い、パンケーキクラッシュを起こさせない設計とすることも重要である。

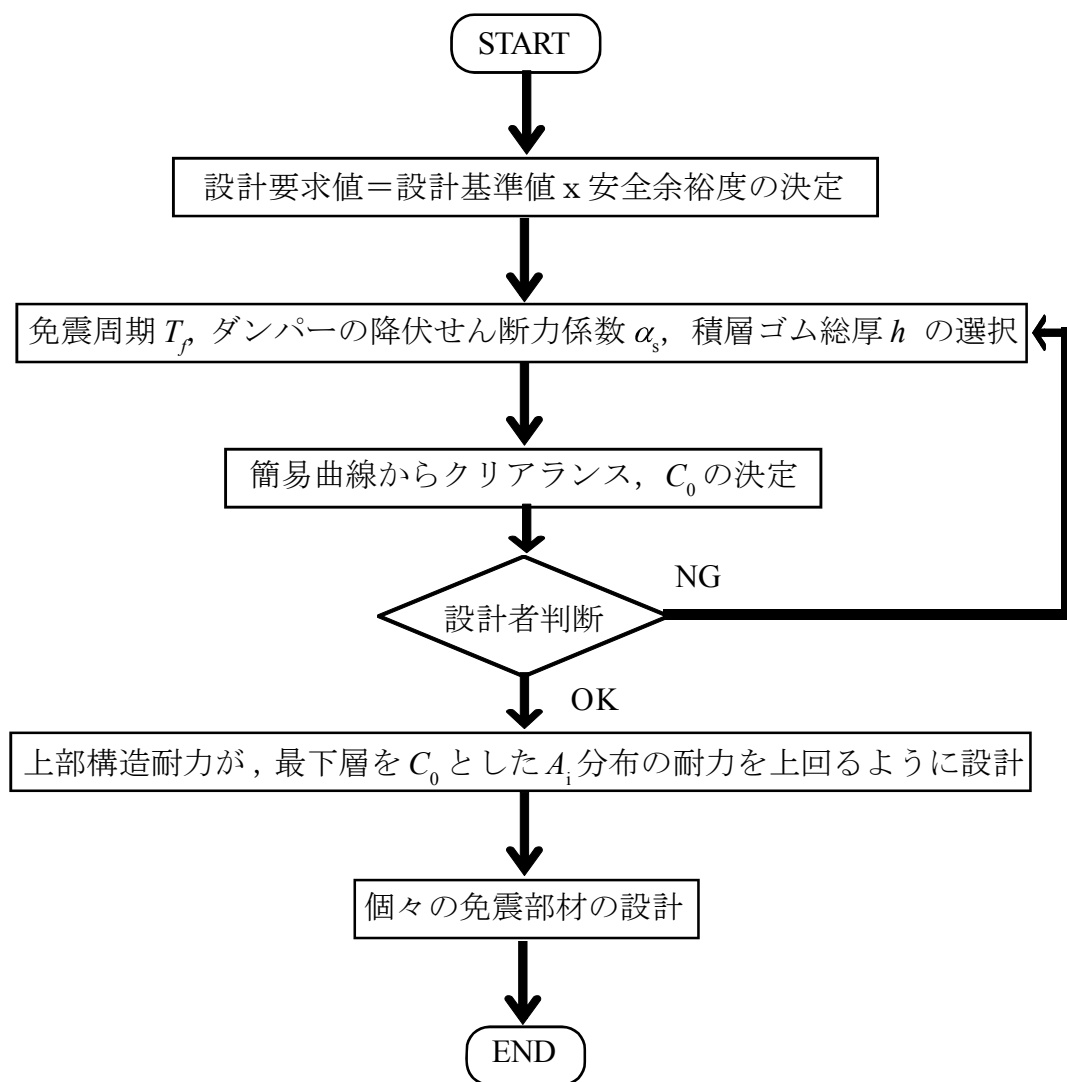


図 5.23 設計フロー

5.6 まとめ

本章では、上部構造1質点モデルと上部構造5質点モデルの比較を行い、1質点モデルから求まる必要な上部構造耐力を用いて、上部構造を設計する方法について検討を行った。また、上部構造を設計する上で必要な耐力分布を検討するため、 A_1 分布と告示免震の分布にそれぞれ耐力分布がほぼ一致するようにした2種類のモデルを用いて検討を行った。得られた結果を示す。

- (1) 上部構造耐力を A_1 分布とした場合、塑性率 $\mu=1$ 付近まで、各階の塑性率はほぼ同一線上にあるが、塑性率 $\mu=1$ を上回ると、1階のみ塑性率が急激に進む。告示免震の分布では、塑性率 $\mu=1$ 付近まで上層階が1階より塑性率が大きくなるが、塑性率 $\mu=1$ を過ぎると、 A_1 分布と同様に1階のみ塑性率が急激に進む。
- (2) 塑性率 $\mu=1$ を崩壊と定義した場合、 A_1 分布で耐力を決めた方が、上部構造1質点に近い安全余裕度を示す。衝突する以前、かつハードニングが発生する以前に上部構造が崩壊し、安全余裕度が決まる場合、耐力を A_1 分布としても1質点モデルは安全余裕度を過大評価する恐れがあるが、第4章では、そのような条件にならないように擁壁との衝突まで、上部構造が崩壊しない耐力を付与する方法を示している。
- (3) 塑性率 $\mu=4$ を崩壊と定義した場合、衝突する以前、かつハードニングが発生する以前に上部構造が崩壊し、安全余裕度が決まる場合を除き、 A_1 分布、告示免震の分布による差はない。衝突する以前、ハードニングが発生する以前に上部構造が崩壊し、安全余裕度が決まる場合、耐力を A_1 分布とした方が、1質点モデルと良く一致する。

低層の免震構造物を設計する場合、設計基準値に安全余裕度を考慮した設計要求値を設定し、第4章に示される図、または簡易式を用いて最小クリアランスと必要な上部構造耐力を求め、必要な上部構造耐力を最下階が支える固定荷重と積載荷重で除した値をベースシア係数とし、上層階の降伏耐力を A_1 分布で定め、全層がその耐力を上回るように設計すれば良いことを示した。

参考文献

- 1) 日本建築学会編：免震構造設計指針，2001 改定(第2次)，pp.80-81
- 2) 梶井丈史，迫谷正則，久田嘉章：震源断層における衝突を考慮した免震構造物の弾塑性応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)B-2 分冊，pp.527-528，2000.9
- 3) 中澤俊幸，曲 哲，吉敷祥一：Influence of pounding with retaining walls on the response of base-isolated structures, (Part1, Part2)，日本地震工学会・大会 -2011 梗概集，pp.140-143，2011.11
- 4) 中澤俊幸，三好 新，吉敷祥一，曲 哲，和田 章：設計想定外の地震動入力に対する免震構造物の耐震安全性の確率論的評価（その1～その3），日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2 分冊，pp.593-598，2011.8
- 5) 中嶋佑介，高山峯夫，森田慶子：過大な入力地震動に対する免震建物の応答に関する研究，日本建築学会九州支部研究報告第48号，pp.249-252，2009.3
- 6) 菊池 優，田村和夫，北村佳久：積層ゴムに引張り力が生じる免震建物の地震応答解析，第10回日本地震工学シンポジウム，10-1，pp.235-240，1998
- 7) 飯塚真臣，二村有則，竹中康雄，吉川和秀，高岡栄治：塔上免震建物の終局挙動に関する振動台実験(その4，その6)，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)B-2 分冊，pp.645-650，2000.9
- 8) 日本免震構造協会編：免震部材標準品リスト，2009
- 9) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編：2007年版建築物の構造設計技術基準解説書，pp.260-271，2007.8
- 10) 国土交通省住宅局建築指導課編：免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説，pp.46-48，2001.5
- 11) Toshikazu Takeda, Mate A. Sozen and N. Norby Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division , ASCE, Vol.96, No.12, pp.2257-2573, 1970.12
- 12) 日本建築センター他編集：エネルギーの釣合いに基づく耐震設計法の技術基準解説及び計算例とその解説，pp.25-26，2006.10
- 13) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編：2007年版建築物の構造設計技術基準解説書，pp.435-445，2007.8

第6章 免震構造物の設計事例と安全余裕度の検討

6.1 はじめに

6.2 八千代台免震住宅

6.2.1 建築物概要

6.2.2 入力地震動の設定

6.2.3 構造設計方針

6.2.4 応答解析

6.3 WESTビル

6.3.1 建築物概要

6.3.2 入力地震動の設定

6.3.3 構造設計方針

6.3.4 応答解析

6.3.5 安全余裕度の検討

6.4 計算機センター

6.4.1 建築物概要

6.4.2 入力地震動の設定

6.4.3 構造設計方針

6.4.4 応答解析

6.4.5 安全余裕度の検討

6.5 集合住宅

6.5.1 建築物概要

6.5.2 入力地震動の設定

6.5.3 構造設計方針

6.5.4 応答解析

6.5.5 安全余裕度の検討

6.6 病院

6.6.1 建築物概要

6.6.2 入力地震動の設定

6.6.3 構造設計方針

6.6.4 応答解析

6.6.5 安全余裕度の検討

6.7 まとめ

第6章 免震構造物の設計事例と安全余裕度の検討

6.1 はじめに

既往の免震構造物の設計事例を説明するとともに，第4章で求めた簡易式を用い，新たに安全余裕度の検討を行なう．設計事例は，各年代から5例を選択した．選択した5例を以下に示す．また，表6.1に各建築物の諸元を示す．

ただし，八千代台免震住宅は，免震周期 $T_f=1.8$ 秒と簡易式の適用範囲である免震周期 $T_f=3.0$ 秒以上より免震周期が短いので，安全余裕度の検討は省略する．

- ・設計例1：日本で最初に建設された免震構造物である八千代台免震住宅（千葉県）
- ・設計例2：1995年兵庫県南部地震で，地震観測記録が得られたWESTビル（兵庫県）
- ・設計例3：兵庫県南部地震以降に建設された軟弱地盤に建つ計算機センター（埼玉県）
- ・設計例4：兵庫県南部地震以降に建設された集合住宅（岩手県）
- ・設計例5：2000年の告示改正以降に建設された病院（岐阜県）

表6.1 設計例の諸元

	設計例 1	設計例 2	設計例 3	設計例 4	設計例 5
竣工年	1983年	1995年	1998年	2000年	2010年
高さ (m)	7.60	38.25	39.30	28.15	35.84
延床面積 (m ²)	114	46,823	34,892	1,331	26,915
免震周期 T_f (s)	1.8	3.9	4.5	3.8	4.6
ダンパーの降伏耐力 α_s	0.014	0.026	0.039	0.061	0.036
ゴム総厚(最小値) (mm)	60	160	200	162.5	200
地盤種別	第二種地盤	第一種地盤	第三種地盤	第二種地盤	第一種地盤
建設地	千葉県	兵庫県	埼玉県	岩手県	岐阜県

6.2 八千代台免震住宅

6.2.1 建築物概要

本建築物は、地上2階、高さ約7.60mの低層建築物であり、平面形状は、短辺方向5.33m、長辺方向10.06mの矩形で、柱間隔は、短辺方向1スパン、長辺方向2スパン(5.93m, 4.13m)である。構造種別は、鉄筋コンクリート造である。表6.2に建築物概要、図6.1に建築物全景、図6.2に平面図、図6.3に軸組図を示す。

敷地は、千葉県八千代市にあり、地盤は表6.3に示すように表層から3.9mまでローム層があり、その下部に砂質土が続く。建築物は、GL-1.64mのローム層にべた基礎により支持させている。支持地盤は、60kN/m²の地耐力が得られている。

八千代台免震住宅は、クリアランスを35cmとしているが、積層ゴム総厚が60mmと薄く、250mm程度の変形で積層ゴムが損傷することを想定し、フェールセーフ機構とし脱落防止措置を備えている。

表 6.2 建築物概要

竣工年	1983年
階数	地上2階
建築面積	60.18m ²
延床面積	114.39m ²
最高高さ	7.60m

表 6.3 地盤諸元

深度 [m]	土質N値
～4	4
4～10	10
10～16	60



図 6.1 建築物全景

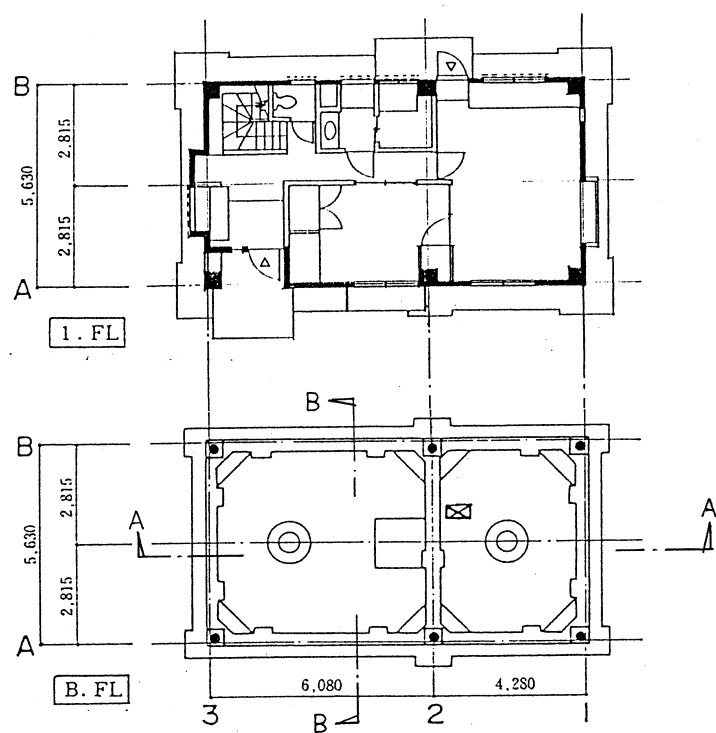


图 6.2 伏图

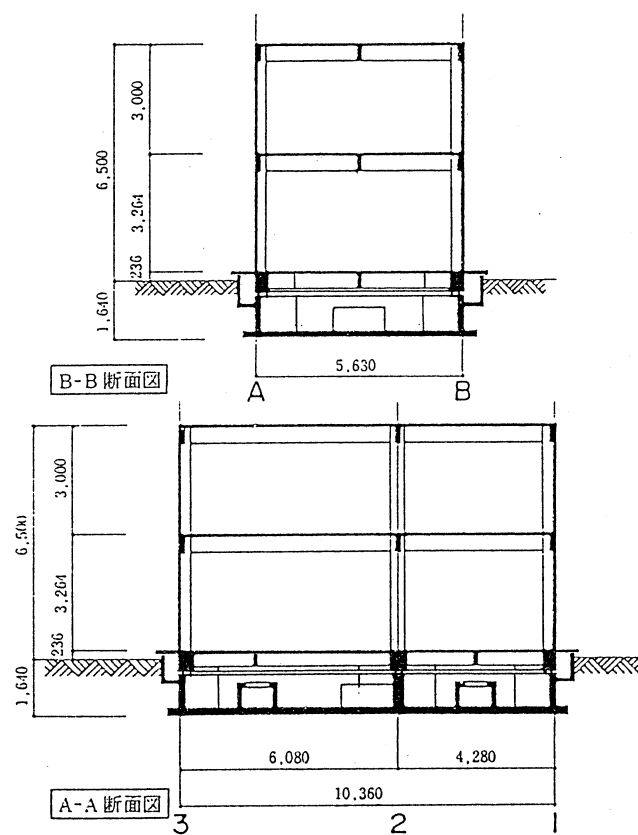


图 6.3 断面图

6.2.2 入力地震動の設定

入力地震動は、表 6.4 に示す 4 波形とし、最大加速度を 300cm/s^2 として入力した。

表 6.4 入力地震動諸元

名称	観測年	入力最大加速度 (cm/s^2)
EL CENTRO NS	1940.5.18	300
HACHINOHE NS	1968.5.16	300
TAFT EW	1952.7.21	300
HACHINOHE EW	1968.5.16	300

6.2.3 構造設計方針

本建築物は、基礎部に免震構法を採用した低層建築物であり、地震時、暴風時に対して十分な安全性を確保し、大地震に対してアイソレータで地震の入力エネルギーを減じ、上部構造に過大な加速度が作用しないことを目標とした。

耐震設計は、時刻歴応答解析を行い、アイソレータの変形量および上部構造への入力进行评估しその安全性を確かめ、上部構造については建築基準法施行令の規定に適合するものとした。

時刻歴応答解析結果による判定基準は、最大加速度 300cm/s^2 程度の地震動に対して上部構造は弾性域に留まり、アイソレータが健全であることを確認した。

最大加速度 450cm/s^2 程度の地震動に対しても上部構造、アイソレータおよび基礎は安定を保つことを確認した。

耐風設計については、建築基準法施行令第 87 条による風圧力を設計値とした。また、アイソレータの取付部の設計は最大地動加速度 450cm/s^2 程度のせん断力および軸方向力に対して十分余裕のある断面とした。

柱・壁水平断面積の検討においては、昭和 55 年 11 月 27 日建設省告示第 1790 号第 4 号ロ¹⁾に定める $\Sigma 25Aw + \Sigma 7Acw \geq ZW_{Ai}$ を満足させた（以下、設計ルート 1 と呼ぶ）。

アイソレータが損傷した場合、脱落防止のため、ライナーを取付け、上下躯体の接触面をできるだけ広くし、接触端から片持ち梁として上部構造を支え得るようにした。ダンパーは、外周部の犬走りや PC 版とし、擁壁上部との接触面の摩擦力とした。

免震部材配置図を図 6.4、免震部材を図 6.5、脱落防止のライナーを図 6.6 に示す。また、免震部材概要を表 6.5 に示す。

免震周期は $T_f=1.8$ 秒、積層ゴム総厚 $h=60\text{mm}$ と現在の免震構造物と比べ免震周期は短く、ゴム総厚も薄い。設計では、積層ゴムが破断することを想定し、フェールセーフ機構である架台を用意し、上部構造の耐力も設計ルート 1 を満足する壁量を確保し、万が一積層ゴムが破断し、免震機能を失っても、建物が崩壊しない配慮をしている。

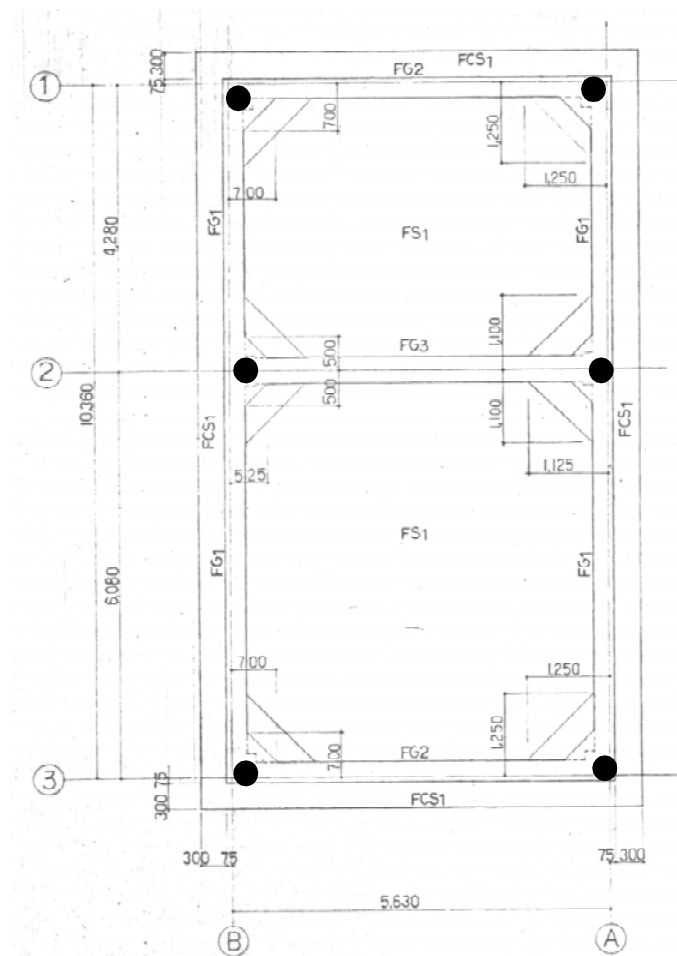


図 6.4 免震部材配置図

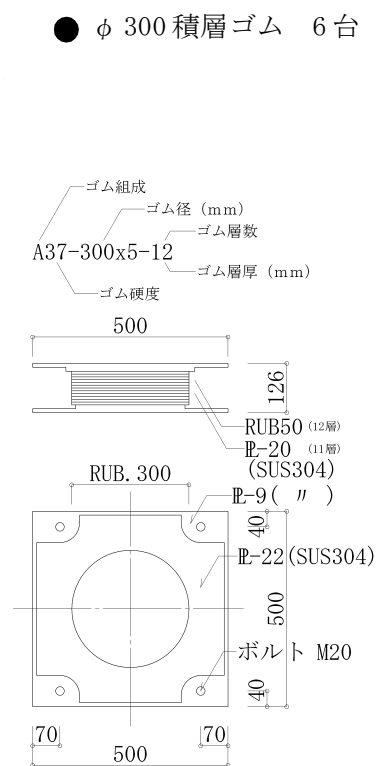


図 6.5 免震部材

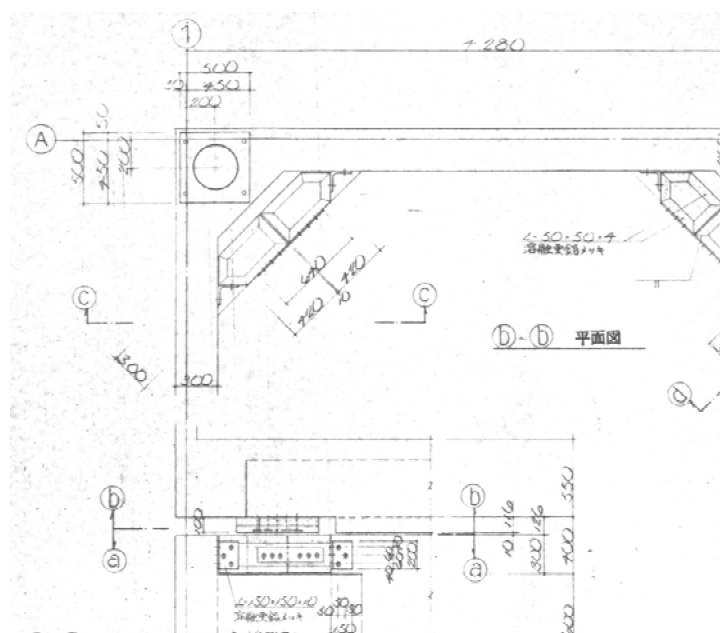


図 6.6 脱落防止用ライナー

表 6.5 免震部材概要

アイソレータのみの固有周期 $T_f(s)$	$T_f=1.8$
ダンパー群の降伏せん断力係数 (α_s)	$\alpha_s=0.014$
設計層せん断力係数	0.20 (1F) ~ 0.244 (2F)
免震部材 積層ゴムの長期面圧	天然ゴム系積層ゴム $\phi 300(60^*)$ 6台 平均 6.3N/mm^2 [最大 8.1N/mm^2] *: 積層ゴム総厚 (mm)

6.2.4 応答解析

解析は、PC版の摩擦ダンパーを考慮し、減衰を1次 $h=0.10$ の周波数比例減衰とした。応答解析結果を表6.6に示す。

最大変位は、HACHINOHE EWで19.4cmである。応答せん断力係数は、設計せん断力係数を($C_0=0.2$)を上回るが、設計ルート1の耐力を確保しており、耐震性に問題はない。

表 6.6 応答解析結果

名称	入力加速度 (cm/s^2)	免震層の最大変位 (cm)	1階のせん断力係数
EL CENTRO NS	300	10.3	0.12
HACHINOHE NS	300	11.3	0.14
TAFT EW	300	14.0	0.17
HACHINOHE EW	300	19.4	0.23

6.3 WESTビル

6.3.1 建築物概要

本建築物は、地上6階・塔屋2階・延床面積約47,000m²、平面形状は、長辺100.2m、短辺73.8mとした長方形を主要部分とし、この主要部分に付随して長辺方向の両側に5.0mx24.6m、短辺側の両側に4.5mx52.2mの4つのコアが配置されている。長辺、短辺方向とも対称な平面形である。表6.7に建築物概要、図6.7に建築物全景、図6.8に伏図、図6.9に軸組図を示す。

架構は、柱を鉄骨鉄筋コンクリート造とし、梁を鉄骨造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）としたラーメン構造であるが、剛性を確保するため、各階の要所に鉄骨ブレースを配置し、建築物の基部として1,2階の外周に鉄筋コンクリート耐震壁を配置し、剛強な構造とした。敷地は、兵庫県神戸市北区にあり、地盤は表6.8に示すように、表土(0.4m)以深はN値が60以上の泥岩、シルト岩、細砂岩の互層で、層厚800mを越すと考えられている神戸層群が続く良好な地盤である。地業は直接基礎で、基礎形式は独立フーチングとした。

表 6.7 建築物概要

竣工年	1995年
階数	地上6階・塔屋2階
建築面積	8,563m ²
延床面積	46,823m ²
最高高さ	38.25m



図 6.7 建築物全景

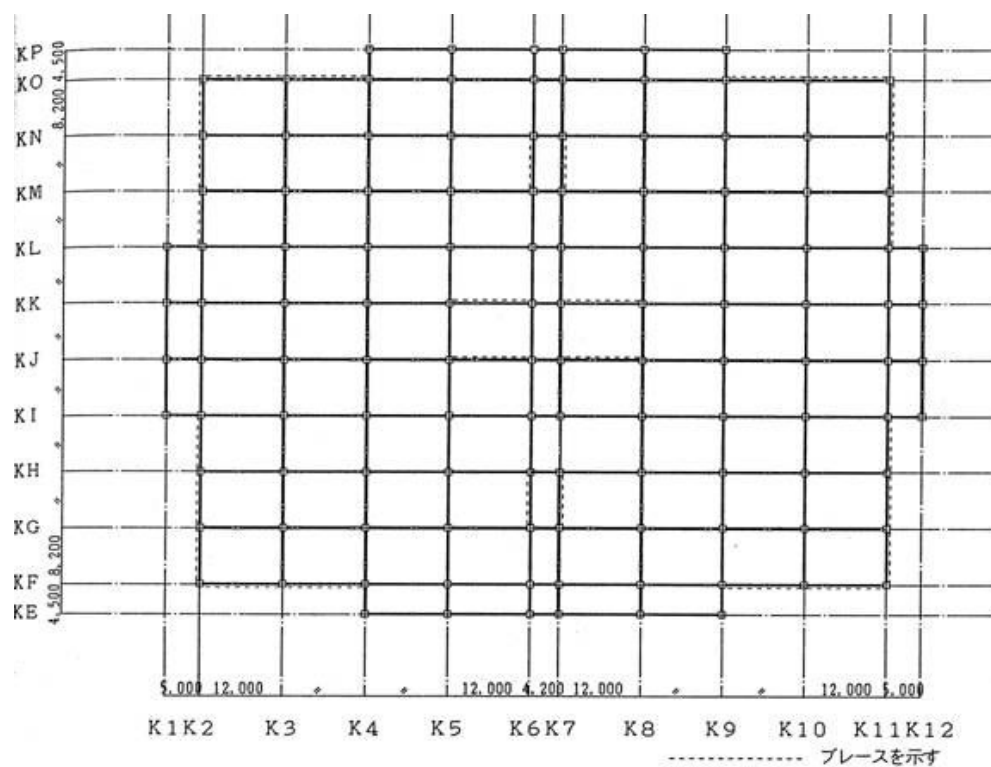


図 6.8 伏図

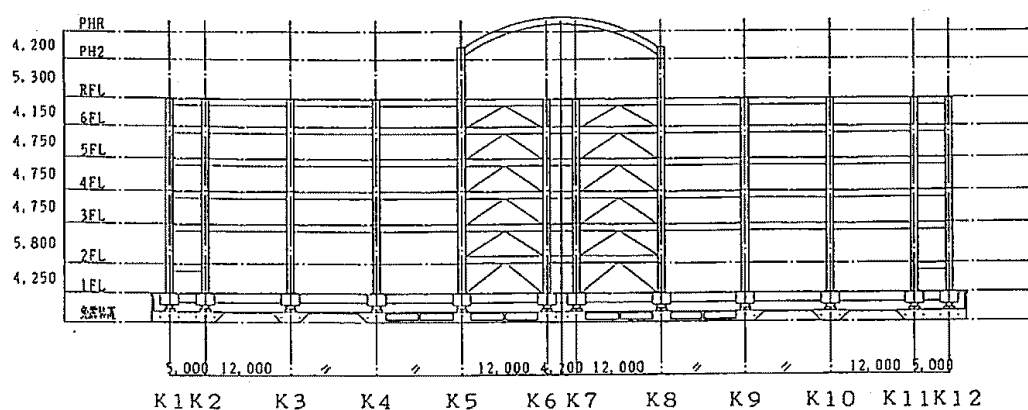


図 6.9 軸組図

表 6.8 地盤諸元

深度 [m]	土質N値	単位体積重量 [kN/m ³]	Vp [m/s]	Vs [m/s]
～2	60	18.3	1520	420
2～5	60	18.9	2080	580
5～6	60	19.1	2030	520
6～6.8	60	19.1	2210	690
6.8～10.2	60	19.8	2440	800
10.2～11	60	19.8	2150	650
11～14	60	19.8	2030	530

6.3.2 入力地震動の設定

設計では、第1に入力地震動レベルの設定をどのようにするか検討した。どのような外乱に対して、どのように耐震性能を待たせるかは、耐震設計の原点であるが、これを定量化するのは容易では無い。統計的手法の検討、震源断層を考慮した工学的手法の検討および社会的に慣用されている値を考慮して、入力地震動レベルを設定した。

1) 統計的手法

この検討は、地震危険度解析のグラフィック・システム ERISA-G²⁾を使用した。ERISA-Gは、全国の各種地盤で観測された300～400成分の地震加速度記録を基本データとして、統計解析手法による加速度応答スペクトルと各種要因（地盤種別、Magnitude、震央距離）の最適重み関数を求め、これに基づいて加速度応答スペクトルを予想する手法である。

2) 震源断層を考慮した工学的手法

この検討は、小林・翠川³⁾の地震動スペクトルの推定法を基にした。検討対象とした断層を表6.9に示す。地震モーメント M_0 は、地殻の剛性率を $\mu = 4 \times 10^{11} \text{ dyne/cm}^2$ と仮定し、地震の断層長さ L 、幅 W 、すべり量 D から、 $M_0 = \mu \cdot L \cdot W \cdot D (\text{dyne} \cdot \text{cm})$ とした。マグニチュード M は、 $\log(M_0) = 1.5M + 16.2$ として求めた。

1)と2)の検討では、有馬・高槻構造線の断層をモデル化した工学的手法が最大の加速度応答スペクトルを示した。

入力地震動レベルは、統計的手法で求めた加速度応答スペクトルが、設計当時に関西地域で社会的に慣用されていた値を下回ったので、社会的に慣用されている値を基に、以下のように設定した。

レベル1：当該建築物の敷地において当該建築物の耐用年数中に一度以上受ける可能性が大きい地震動（最大地動速度 20cm/s）

レベル2：当該建築物の敷地において過去に受けたことのある地震動のうち最強と考えられるもの、および将来において受けることが考えられる最強の地震動（最大地動速度 40cm/s）

耐震余裕度：当該建築物の安全余裕度を評価するための地震動（最大地動速度 60cm/s）

なお、入力地震動は標準的な2波(ELCENTRO NS, TAFT EW)、建設地と同様な第1種地盤で観測されたKAIHOKUBASHI、および震源断層（有馬・高槻）を考慮した地震動スペクトルの推定法（小林・翠川）をもとに作成した模擬地震動の4波とした。ただし、模擬地震動は基準化せずに使用し、レベル2相当とした。表6.10に入力地震動の諸元を図6.10に擬似速度応答スペクトルを示す。

表 6.9 想定断層

項目	南海	伏見	有馬・高槻
断層長さ [km]	250	60	40
断層幅 [km]	45	20	15
すべり量 [m]	4	3	2
地震モーメント[dyne・cm]	1.8×10^{28}	1.4×10^{27}	4.8×10^{26}
マグニチュード[M]	8	7.3	7

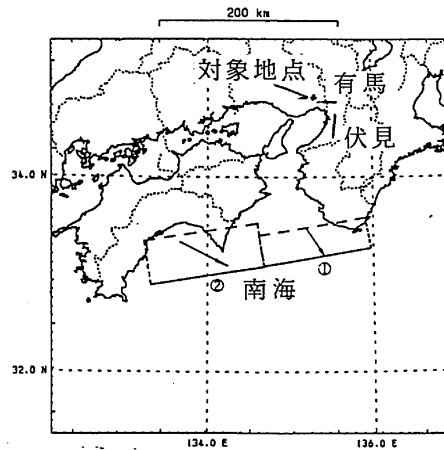


表 6.10 入力地震動諸元

地震動名称	基準化最大加速度[cm/s ²]			継続時間
	レベル1	レベル2	余裕度	
ELCENTRO 1940 NS	204	409	613	50秒
TAFT 1952 EW	199	397	596	50秒
KAIHOKUBASHI 1978 TR	250	501	751	39秒
模擬地震動(有馬-高槻)	—	616	—	60秒

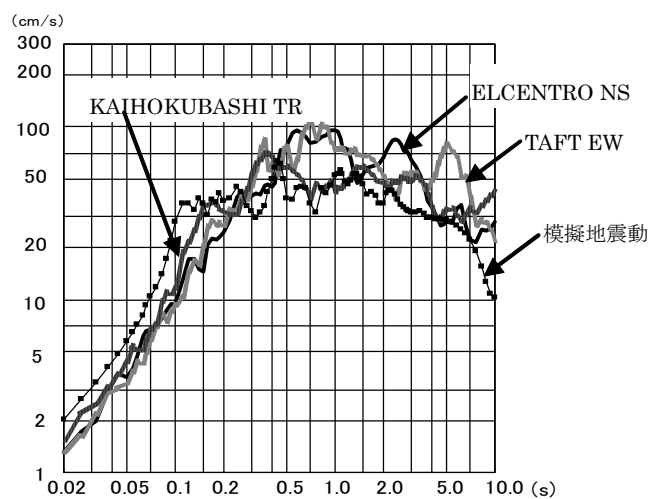


図 6.10 擬似速度応答スペクトル(レベル2) 減衰=5%

6.3.3 構造設計方針

設定した入力地震動に対して表6.11に示す耐震性能目標値を設定した。上部構造は、レベル2で全ての部材が短期許容応力度以内、床応答加速度は事務室で 200cm/s^2 以内とした。基礎構造は、上部構造を上回る強度を持つように、目標値を定めた。加速度は、事務室内の電算機が誤作動や停止を起こさないことを目標とした。

次に、想定外の地震動の受けた場合の建築物の終局状態について検討した。終局状態として以下の4項目を想定した。

- 1) クリアランスが限界に達し、擁壁に衝突する
- 2) 上部構造の崩壊が起こる
- 3) 基礎構造の崩壊が起き、上部構造を支持できない
- 4) 免震部材が性能限界に達し、積層ゴムの破断・座屈、ダンパーの破断が起こる

設計では、1)の擁壁に衝突する状態を終局状態と考え、擁壁に衝突する以前に2)～4)の状態が起きないことを目標とした。

クリアランスは、入力地震動レベルから、耐震余裕度レベルの応答変位値を30cm程度と予想し、予想値の2倍の60cmに設定した。

免震層が60cm変形した場合、積層ゴムのハードニング現象を考えると上部構造に作用する加速度が大きくなり、上部構造が塑性化することが予想されるが、柱を鉄骨鉄筋コンクリート造、梁を鉄骨造（1部鉄骨鉄筋コンクリート造）としているため、靱性能は確保でき、擁壁と衝突する以前に上部構造の崩壊はないと判断した。基礎構造は、N値60以上の良好な地盤を支持層とした直接基礎であり、基礎の崩壊はないと判断した。なお、エキスパンジョイント、設備配管は60cm以上の変形性能を持つように設計した。

免震部材は、設定した60cmのクリアランスに達する以前に免震部材が性能限界に達しないように設計した。

積層ゴムの2次形状係数(積層ゴム直径/ゴム総厚)は、積層ゴムの面圧依存性や座屈に対する安定性を考え、5に設定した。積層ゴムのゴム総厚は、擁壁に衝突する以前に積層ゴムが破断しないように、フランジ取付け方式の破断実験の実験値に相当するせん断歪400%以下に抑えるため、最小値を160mmに設定した。従って積層ゴムの最小径は800mmとなった。積層ゴムの長期面圧は、各種依存性検討やゴムのクリープ試験結果から、 10N/mm^2 程度が妥当と判断した。積層ゴムの直径は、 $\phi 1200$ 、 $\phi 1000$ 、 $\phi 800$ の3種類とし、長期平均面圧 9.1N/mm^2 、長期最大面圧が 10.8N/mm^2 となった。

減衰部材としては、微小変形からエネルギー吸収を始める鉛と繰り返しによる耐力の低下や環境温度の依存性が少ない鋼棒の組合せとした。ダンパーの降伏せん断力係数 α_s は、0.03を目標とした。鉛プラグ入り積層ゴムは、せん断歪依存性が天然ゴム系積層ゴムより大きいので、依存性が少なくなるように $\phi 1200$ の積層ゴム(ゴム総厚240mm)に鉛プラグを挿入することにした。鋼棒ダンパーは、 $\pm 50\text{cm}$ の変形を15回繰返しても破断しない性能を望み、半径を285mm、直径70mmの棒鋼をループ状に架構したループ状鋼棒ダンパーを選択した。設計当時、試験機の関係で直接性能確認することはできなかったが、 $\pm 25\text{cm}$ の繰返し動的試験、

50cmの片押し試験から、望んだ性能が得られると判断した。鉛プラグと鋼棒ダンパーの比率は、50:50を目標としたが、鉛プラグ入り積層ゴムの配置バランスから鉛プラグの比率が高くなり、設計は鉛プラグ：鋼棒ダンパー=58:42となった。

免震部材の配置図を図6.11に、免震部材概要を表6.12に示す。鋼棒ダンパーは、ねじれ剛性を大きくする事を目的に外周部に配置した。

表6.11 耐震性能目標値

地震動 レベル	免震層		上部構造		基礎
	変位 [cm]	層せん断力 係数	躯体の状態	床応答 加速度 [cm/s ²]	躯体の状態
レベル1 [20cm/s]	≦15	≦0.08	短期許容 応力度以内	≦150	短期許容 応力度以内
レベル2 [40cm/s]	≦25	≦0.12	短期許容 応力度以内	≦200	短期許容 応力度以内
耐震余裕度 [60cm/s]	≦40	≦0.15	短期許容 応力度以内	≦300	短期許容 応力度以内

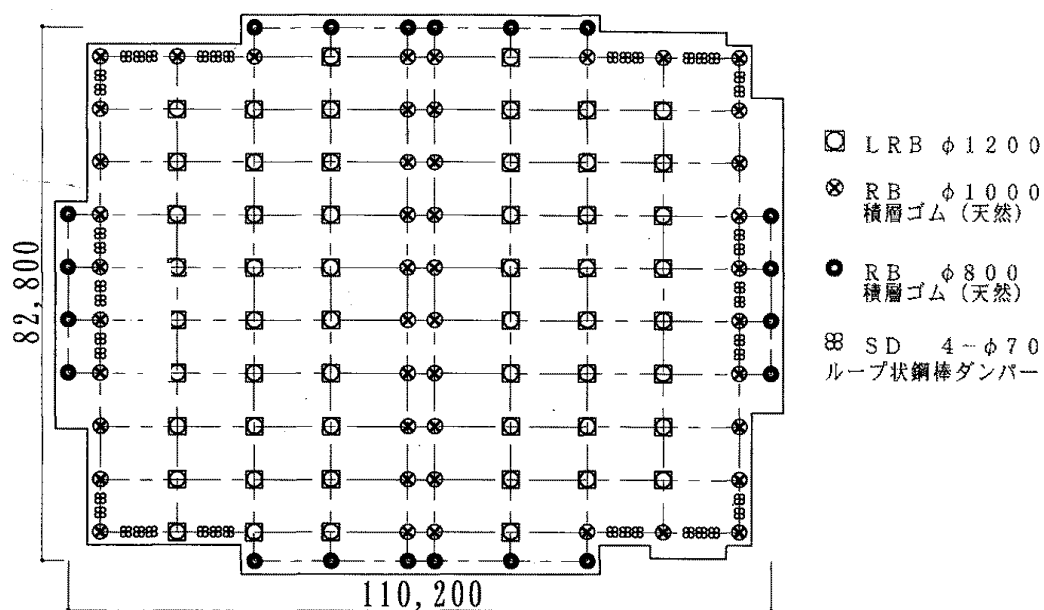


図6.11 免震部材配置

表6.12 免震部材概要

アイソレータのみの固有周期 $T_f(s)$	$T_f=3.92$
ダンパーの降伏せん断力係数 (α_s)	$\alpha_s=0.026$
設計層せん断力係数	0.15 (1F) ~ 0.30 (6F)
免震部材	天然ゴム系積層ゴム $\phi 800(160^*), \phi 1000(200^*)$ 66台
	鉛プラグ入り積層ゴム $\phi 1200(240^*)$ 54台
	ループ状鋼棒ダンパー 4- $\phi 70$ 44台
積層ゴムの長期面圧	平均 9.1N/mm^2 [最大 10.8N/mm^2]

*ゴム総厚(mm)

6.3.4 応答解析

鉛プラグ入り積層ゴム(LRB)は修正バイリニアールに、天然ゴム系積層ゴム(RB)は線形に、鋼棒ダンパー(SD)は標準型バイリニアールにモデル化した。また、減衰は内部粘性系を仮定し、歪エネルギー比例型減衰とし、減衰定数は上部構造を2%、免震層を0%とした。応答解析時には、積層ゴムの設計値に対する諸元のバラツキを±10%程度、温度変化および経年変化等による剛性の変化を±20%程度と考え、±30%の剛性の変化を含めた解析を行った。なお、積層ゴムの性能確認試験の結果、100%歪時のφ800の剛性の平均が設計値の+4.6%、φ1000の剛性の平均が+9.4%、φ1200の剛性の平均が+11.1%、免震層全体では、+9.6%で設計で想定した範囲内であった。

応答解析結果の内、免震層の変位と層せん断力係数の最大応答値を図6.12に示す。免震層の変位は耐震性能目標値を下回っている。耐震余裕度レベルの応答時でもφ800の積層ゴムのせん断歪度が、207%(33cm)でハードニングが始まる250%(40cm)に達しない。

上部構造は耐震余裕度レベルの層せん断力係数が各階とも設計用層せん断力係数を下回り、建築物は短期許容応力度以内であった。

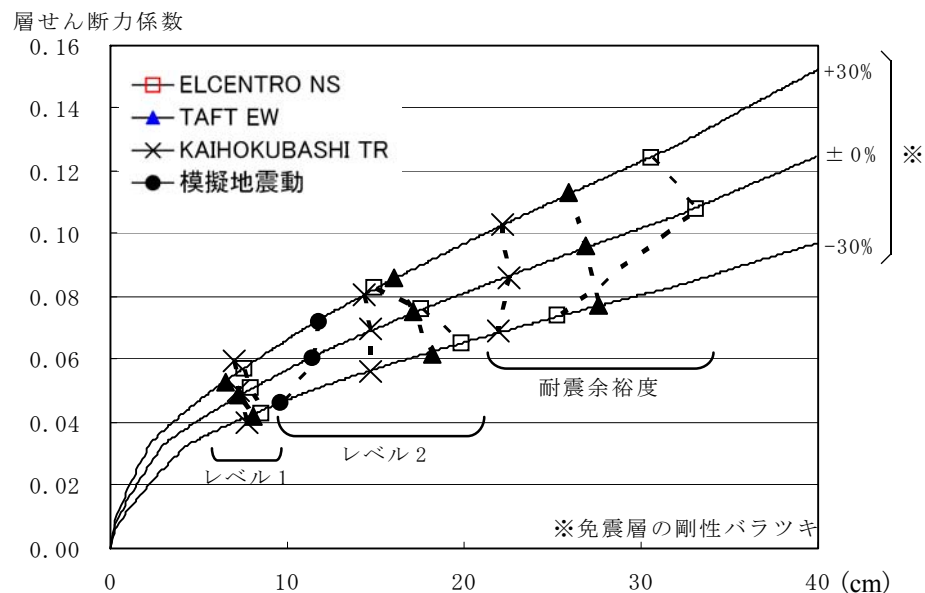


図 6.12 免震層の変位と層せん断力係数(長辺方向)

6.3.5 安全余裕度の検討

第4章で求めた簡易式を用いて、WESTビルの安全余裕度を検討する。第4章の式は、設計基準値に安全余裕度を考慮して設計者が決めた設計要求値に対して、最低必要クリアランス δ_1 、必要上部構造耐力を求めるための δ_2 を求めるが、既存構造物であるので上部構造耐力から δ_2 を、設計クリアランスを δ_1 とした値から逆算して設計要求値を求める。

降伏せん断力係数は、地震層せん断力係数の分布を A_i 分布とした増分解析を行い、いずれかの層が1/150に達した時点、または脆性部材が発生した時点の1階のせん断力係数とする。WESTビルは、2階の耐震壁のせん断破壊により降伏せん断力係数が決まる。WESTビルの諸元を表6.13に示す。

設計基準値は、告示⁴⁾の基盤面の値に地盤増幅 G_s ⁵⁾を考慮して算定する。 G_s は、「2001年版限界耐力計算法の計算例とその解説」⁶⁾に示されるStodola法を用いモード系を計算し、算定する。図6.13に設計用エネルギースペクトル V_s と設計基準値($T_f=3.92$ 時) $V_s=100\text{cm/s}$ を示す。

上部構造の降伏耐力で決まる δ_2 は、降伏せん断力係数から逆算で求める。図6.14に求めた値を示す。積層ゴム総厚が160mmの積層ゴムの影響でハードニングが400mmから発生するため、 $\delta_2=55.0\text{cm}$ となり、クリアランスより小さい値を示す。

表6.14に δ_1 、 δ_2 の V_E を決定するための係数を示す。図6.15に δ_1 と δ_2 から逆算して求めた設計要求値(V_E)を示す。 δ_2 から決まる V_E は141cm/s、 δ_1 から決まる V_E は180cm/sであり、WESTビルの設計要求値は、 δ_2 (建物の耐力)で決まり $V_E=141\text{cm/s}$ である。

安全余裕度(SMR)は、 $\text{SMR}=\text{設計要求値}/\text{設計基準値}=141\text{cm/s}/100\text{cm/s}=1.41$ となる。

表 6.13 WEST ビルの諸元

項 目		
免震周期	T_f (s)	3.92
ダンパーの降伏せん断力係数	α_s	0.026
クリアランス	(cm)	60
上部構造(1階)の降伏せん断力係数	C_0	0.24
設計基準値	V_s (cm/s)	100

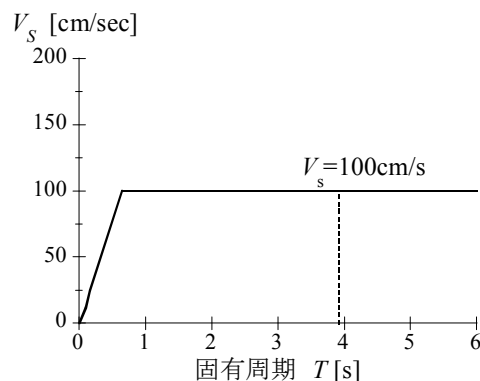


図 6.13 WEST ビルの設計基準値

降伏せん断力係数

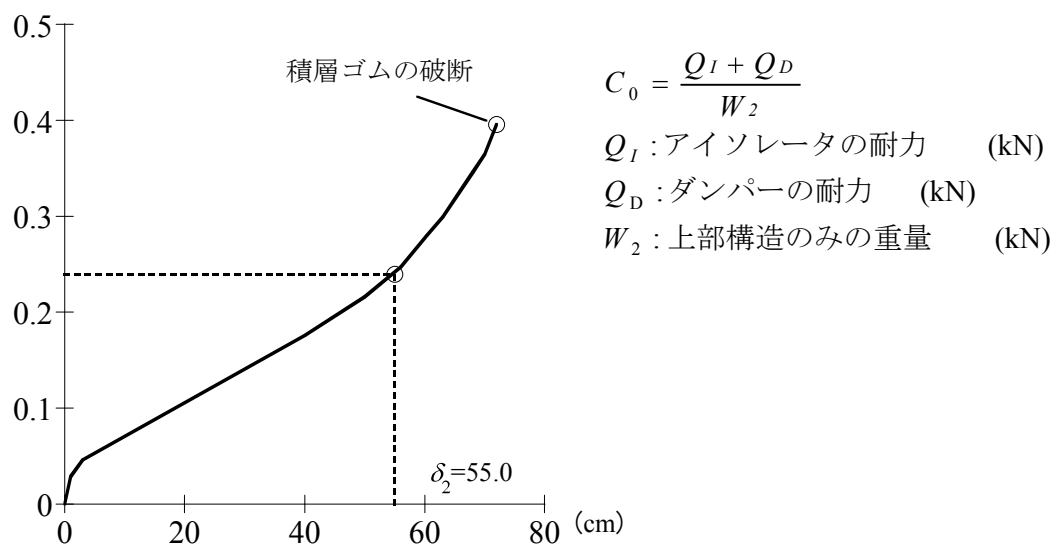


図 6.14 降伏せん断力係数から求めた δ_2

表 6.14 V_E を決める係数

	a	b	c
$\delta_1 = 0\text{cm}$	0.0	0.0	34.0
$\delta_1 = 108\text{cm}$	14.5	-177.6	769.6
$\delta_2 = 0\text{cm}$	0.0	-32.5	107.0
$\delta_2 = 108\text{cm}$	14.5	-177.6	769.6

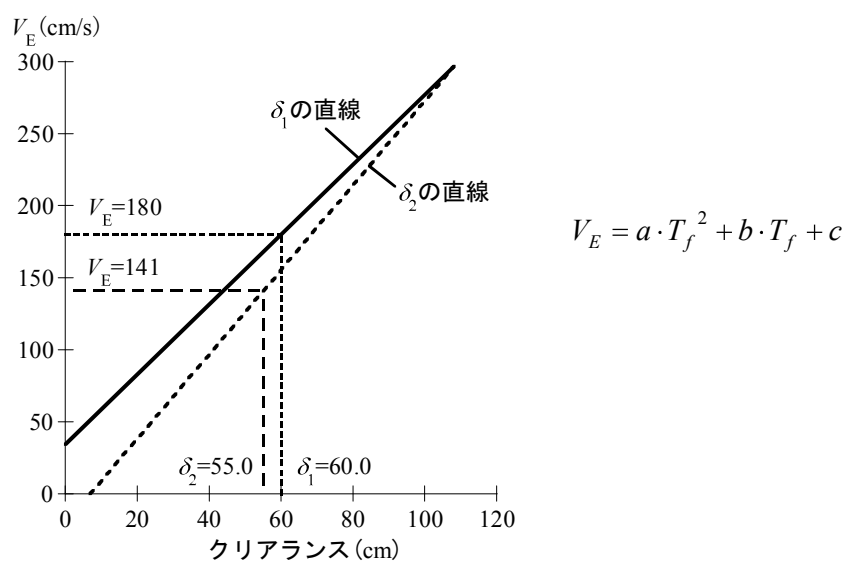


図 6.15 δ_1 , δ_2 から求まる崩壊速度 (V_E)

6.4 計算機センター

6.4.1 建築物概要

本建築物は、地上5階・塔屋2階・延床面積約40,700m²、平面形状は、長辺81.2m、短辺79.2mとした長方形を主要部分とし、この主要部分に付随して長辺方向の両側に4.0mx12.6の4つのコアが配置されている。長辺、短辺方向とも対称な平面形である。表6.15に建築物概要、図6.16に建築物全景、図6.17に伏図、図6.18に軸組図を示す。

架構は、柱を鉄骨鉄筋コンクリート造とし、梁を鉄骨造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）としたラーメン構造であるが、各階の要所に鉄筋コンクリート耐震壁、鉄骨鉄筋ブレースを配置し、剛強な構造とした。敷地は、埼玉県戸田市にあり、地盤は表6.16に示すように、GL-35m程度までN値が10程度以下の沖積粘性土（一部沖積砂質土）であり、第三種地盤と判断される。地業は杭基礎で、GL-10.5mまでソイルセメントコラムによる深礎地盤改良を行っている。

表 6.15 建築物概要

竣工年	1998年
階数	地上5階・塔屋2階
建築面積	7,517m ²
延床面積	34,892m ²
最高高さ	39.30m



図 6.16 建築物全景

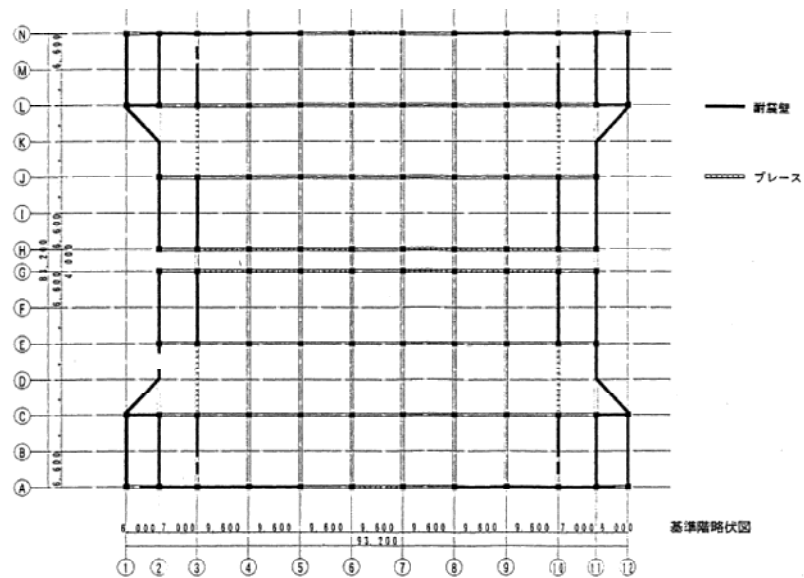


図 6.17 伏図

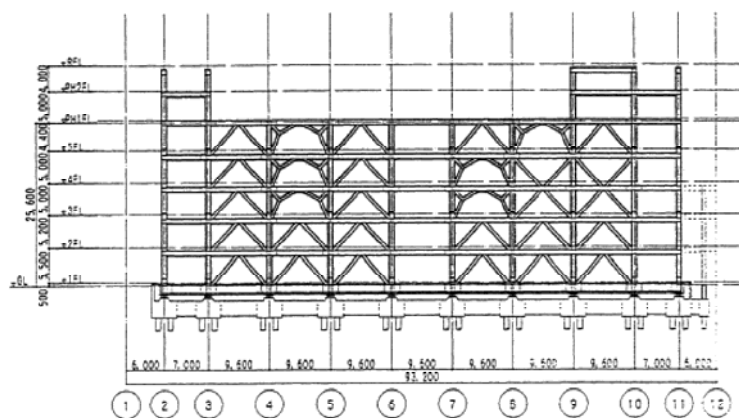


図 6.18 軸組図

表 6.16 地盤諸元

深度 [m]	土質N値	単位体積重量 [kN/m ³]	Vp [m/s]	Vs [m/s]
～7	0～23	17.2	1550	80
7～20	0～4	16.3	1550	130
20～34	2～16	17.6	1550	210
34～39	20～50	18.4	1550	260
39～45	45～60	18.8	2040	360
45～49	34～60	17.2	1700	290
49～66	45～60	18.1	1700	440
66～71	6～60	16.2	1700	300
71～80	60～	19.2	2200	740

6.4.2 入力地震動の設定

WESTビルと同様な検討を行ない，入力地震動を設定した．

震源断層を考慮した工学的手法の検討では，荒川断層を小林・翠川の手法を用いて検討を行なった．また，日本建築センター「設計用入力地震動作成手法技術指針（案）」⁷⁾（以下，センター指針と呼ぶ）で提供されている設計用入力地震動のスペクトルを基に工学的基盤での模擬地震動を作成し，地表面まで次元反射理論の「SHAKE」を用いて地表面の地震動を作成した．

入力地震動レベルは，標準的な地震動として EL CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW, 長周期成分が卓越する HACHINOHE 1960 NS の3波形とした．入力地震動レベルは，地盤が第3種地盤で，関東地区の標準（第2種地盤）で考えられているレベル1の25 (cm/s)，レベル2の50 (cm/s) より強い地震動が予想されるので，レベル1を30 (cm/s)，レベル2を60 (cm/s) で基準化した．模擬地震動は，小林・翠川の手法を用いて検討して求めた速度応答スペクトルよりセンター指針の速度応答スペクトルが上回ったので，センター指針を基に作成した模擬地震動を採用する．表 6.17 に入力地震動諸元を示す．

表 6.17 入力地震動諸元

地震動名称	基準化最大加速度 [cm/s ²]			継続時間
	レベル1	レベル2	余裕度	
ELCENTRO 1940 NS	307	613	—	50秒
TAFT 1952 EW	298	596	—	50秒
HACHINOHE 1968 NS	198	396	—	30秒
模擬地震動（センター指針）	—	—	614	60秒

6.4.3 構造設計方針

設定した入力地震動に対して表6.18に示す耐震性能目標値を設定した。上部構造は、レベル2で全ての部材が短期許容応力度以内、床応答加速度は事務室で200cm/s²以内とした。基礎構造は、上部構造を上回る強度を持つように、目標値を定めた。

免震部材は、第3種地盤であること考慮して、変形性能がある部材を使用し、クリアランスは80cmに設定した。

積層ゴムの2次形状係数(積層ゴム直径/ゴム総厚)は、積層ゴムの面圧依存性や座屈に対する安定性を考え、 $S_2=5$ に設定した。レベル2に対応する変位(40cm)は、せん断歪(水平変位量/ゴム総厚)で167%~200%に相当する。耐震余裕度の検討に対応する変位(60cm)は、せん断歪で250%~300%に相当する。

また、鉛ダンパーの許容最大変位は60cm程度であるので、鋼棒ダンパーの比率を高めることで、万一の場合の安全性を確保する。鉛ダンパーと鋼棒ダンパーの比率は、15:85とした。

免震部材の配置図を図6.19に、免震部材概要を表6.19に示す。ダンパーは、ねじれ剛性を大きくする事を目的に外周部に多く配置した。

表6.18 耐震性能目標値

地震動 レベル	免震層		上部構造		基礎
	変位 [cm]	層せん断力 係数	躯体の状態	床応答 加速度 [cm/s ²]	躯体の状態
レベル1 [30cm/s]	≦20	≦0.10	短期許容 応力度以内	≦150	短期許容 応力度以内
レベル2 [60cm/s]	≦40	≦0.15	短期許容 応力度以内	≦200	短期許容 応力度以内
耐震余裕度 (模擬地震)	≦60	≦0.20	弾性限 耐力以内	≦300	弾性限 耐力以内

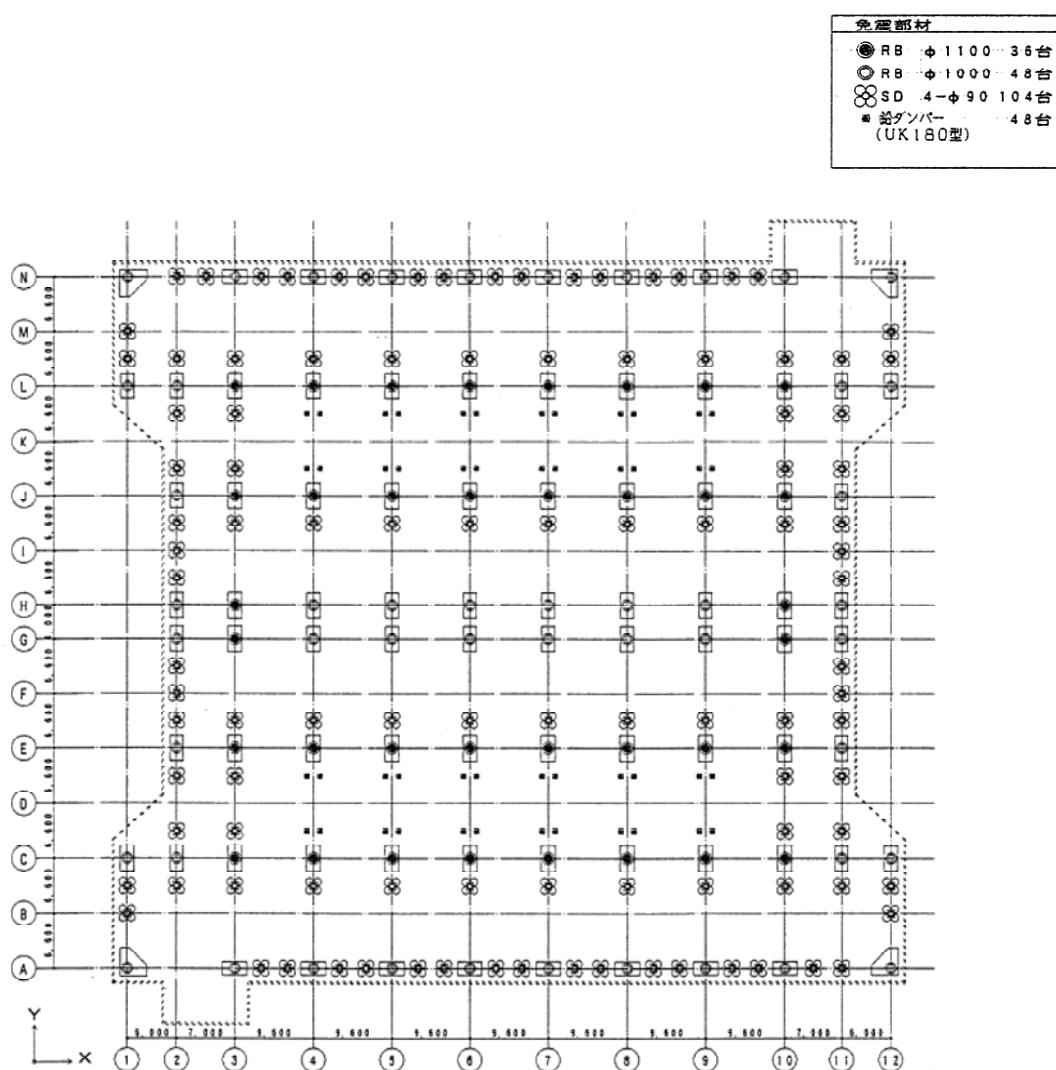


図 6.19 免震部材配置

表 6.19 免震部材概要

アイソレータのみの固有周期 T_f (s)	$T_f=4.5$
ダンパーの降伏せん断力係数 (α_s)	$\alpha_s=0.039$
設計層せん断力係数	0.15 (1F) ~ 0.30 (5F)
免震部材	天然ゴム系積層ゴム $\phi 1000$ (200*), $\phi 1100$ (240*) 84台 ループ状鋼棒ダンパー 4- $\phi 90$ 104台 鉛ダンパー UK180型 44台
積層ゴムの長期面圧	平均 10.3N/mm^2 [最大 11.7N/mm^2]

*ゴム総厚 (mm)

6.4.4 応答解析

天然ゴム系積層ゴムは線形に、鋼棒ダンパーと鉛ダンパーは、標準型バイリニアールにモデル化した。また、減衰は内部粘性系を仮定し、基礎固定とした時の固有周期に対して、上部構造のみに1%を与えた。また、積層ゴムやダンパーのばらつきを考慮した解析も行なった。

レベル2の応答は、免震層の最大応答変形は35.9cm、1階の最大層せん断力係数は0.13で設計目標値を下回った。耐震余裕度として入力した模擬地震動は、免震層の最大応答変位は49.4cm、1階の最大層せん断力係数は0.14で設計目標値を下回った。図6.20に最大応答変位を図6.21に最大応答層せん断力係数を示す。

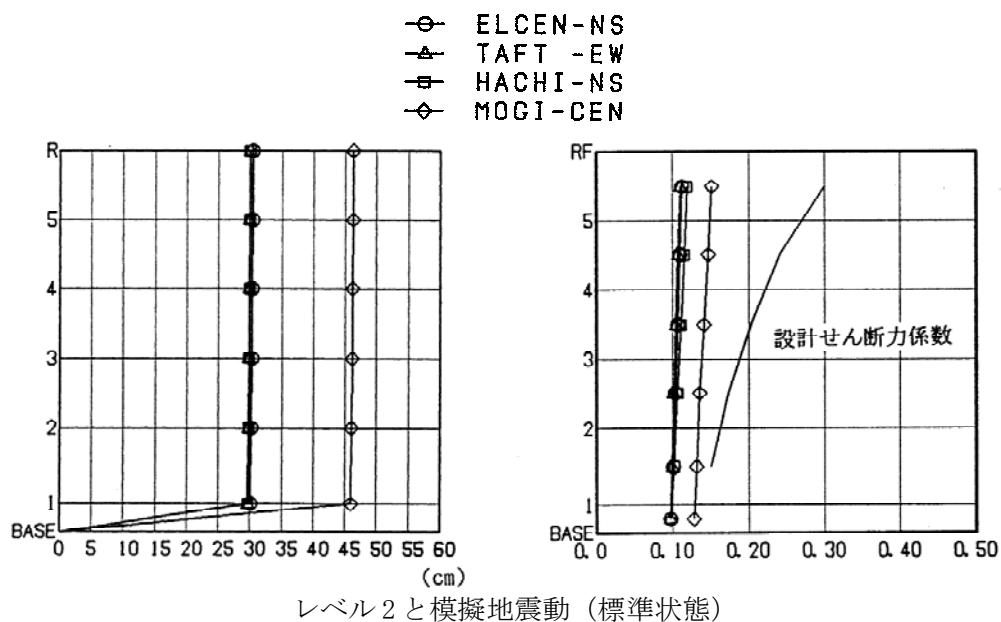


図6.20 最大応答変位

図6.21 最大応答層せん断力係数

6.4.5 安全余裕度の検討

第4章で求めた簡易式を用い、計算機センターの安全余裕度を検討する。降伏せん断力係数は、地震層せん断力係数の分布を A_i 分布とした増分解析を行い、いずれかの層が1/150に達した時点、または脆性部材が発生した時点の1階のせん断力係数とする。計算機センターは、2階のブレースの圧縮座屈により降伏せん断力係数が決まる。計算機センターの諸元を表6.20に示す。

設計基準値は、告示の基盤面の値に地盤増幅(G_s)を考慮して算定する。図6.22に設計用エネルギースペクトル V_s と $T_f=4.54$ 時の値 $V_s=110\text{cm/s}$ を示す。下り勾配部分に V_s 値があるので、設計基準値は安全側に $V_s=130\text{cm/s}$ に設定した。

上部構造の降伏耐力で決まる δ_2 は、降伏せん断力係数から逆算で求める。図6.23に求めた値を示す。積層ゴム総厚が200mmでハードニングが500mmから始まり、700mmからハードニングが7倍の領域に入るため、 δ_2 は70.0cmを示す。

表6.21に δ_1, δ_2 の V_E を決定するための係数を示す。図6.24に δ_1 と δ_2 から求めた、設計要求値(V_E)を示す。 δ_2 から決まる V_E は176cm/s、 δ_1 から決まる V_E は222cm/sであり、電算ビルの設計要求値は、 δ_2 (建物の耐力)で決まり176cm/sである。

安全余裕度(SMR)は、 $\text{SMR} = \text{設計要求値} / \text{設計基準値} = 176\text{cm/s} / 130\text{cm/s} = 1.35$ となる。

表 6.20 計算機センターの諸元

項 目		
免震周期	$T_f(\text{s})$	4.54
ダンパーの降伏せん断力係数	α_s	0.039
クリアランス	(cm)	80
上部構造(1階)の降伏せん断力係数	C_0	0.27
設計基準値	$V_s(\text{cm/s})$	130

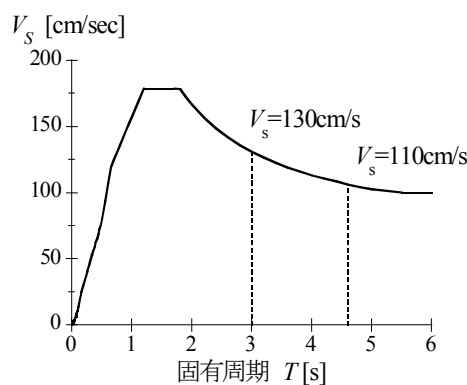


図 6.22 計算機センターの設計基準値

降伏せん断力係数

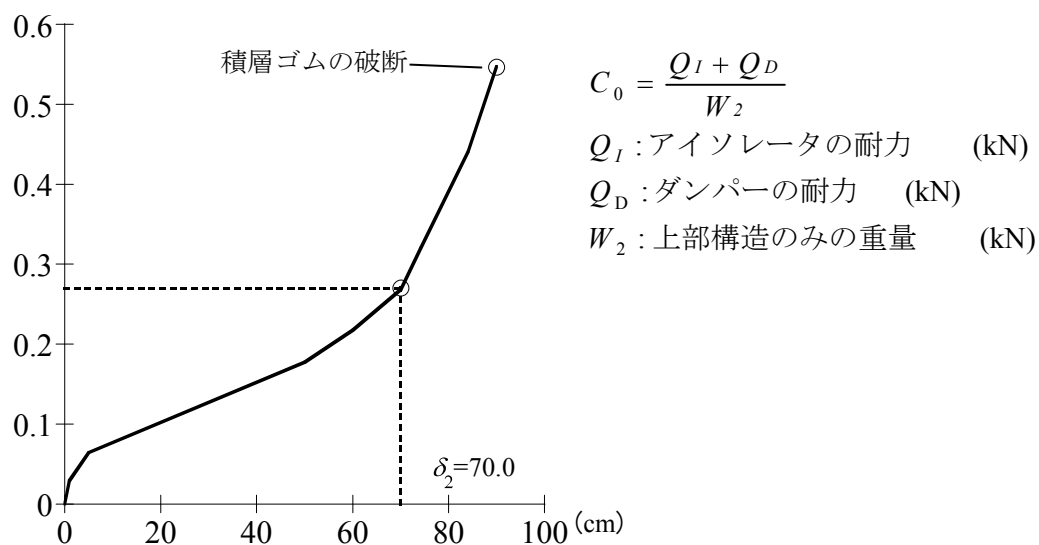


図 6.23 降伏せん断力係数から求めた δ_2

表 6.21 V_E を決める係数

	a	b	c
$\delta_1 = 0\text{cm}$	0.0	0.0	34.0
$\delta_1 = 108\text{cm}$	16.5	-196.7	840.2
$\delta_2 = 0\text{cm}$	0.0	-26.7	92.9
$\delta_2 = 108\text{cm}$	16.5	-196.7	840.2

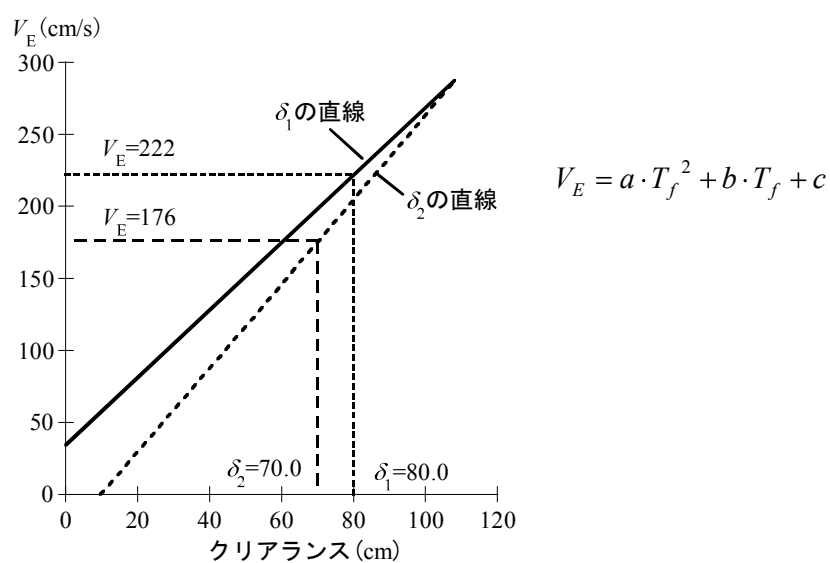


図 6.24 δ_1 , δ_2 から求まる崩壊速度 (V_E)

6.5 集合住宅

6.5.1 建築物概要

本建築物は、地上8階・塔屋1階・延床面積約1,130m²、平面形状は、長辺13.6m、短辺12.0mとしたほぼ正方形をしている。世帯数18の小規模な集合住宅である。表6.22に建築物概要、図6.25に建築物全景、図6.26に伏図を図6.27に軸組図を示す。

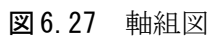
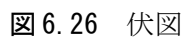
架構は、鉄筋コンクリート造とし、耐震壁を有するラーメン構造で剛性を高めた構造としている。敷地は、岩手県久慈市にあり、地盤は表6.23に示すように、GL-20m程度までN値が10程度以下の沖積粘性土（一部沖積砂質土）であり、第2種地盤と判断される。地業は杭基礎で、GL-11.0mまでソイルセメントコラムによる深礎地盤改良を行なっている。

表6.22 建築物概要

竣工年	2000年
階数	地上8階・塔屋1階
建築面積	176m ²
延床面積	1,331m ²
最高高さ	28.15m



図6.25 建築物全景



深度 [m]	土質N値	単位体積重量 [kN/m ³]
～6	1～2	19.0
6～10	2～10	19.9
10～19	3～5	18.0
19～22	18～42	22.2
22～25	4～6	19.7
25～30	50～	23.1
30～60	貫入不能	23.5

6.5.2 入力地震動の設定

WESTビルと同様な検討を行ない、入力地震動を設定した。建設地近くには顕著な活断層は見出せない。過去の記録を見ても、同地域周辺では津波による被害はあるものの震害は少ない。これを踏まえて、レベル2は一般的に用いられる50cm/sを採用した。

入力地震動レベルは、標準的な地震動としてEL CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW, 長周期成分が卓越するHACHINOHE 1960 NSの3波形とする。余裕度検討レベルとして、JMA-KOBE 1995 NSを入力した。入力地震動レベルは、レベル1を25cm/s, レベル2を50cm/sで基準化した。また、余裕度検討レベルとして75cm/sを入力する。JMA-KOBE 1995 NSは、原波形を入力した。入力地震動諸元を表6.24に示す。

表 6. 24 入力地震動諸元

地震動名称	基準化最大加速度[cm/s ²]			継続時間
	レベル1	レベル2	余裕度	
ELCENTRO 1940 NS	255	511	766	50秒
TAFT 1952 EW	248	497	745	50秒
HACHINOHE 1968 NS	165	330	495	30秒
JMA-KOBE 1995 NS	—	—	818	50秒

6.5.3 構造設計方針

設定した入力地震動に対して表6.25に示す耐震性能目標値を設定した。上部構造は、レベル2で全ての部材が短期許容応力度以内とした。基礎構造は、上部構造を上回る強度を持つように、目標値を定めた。クリアランスは、60cmに設定した。

積層ゴムの2次形状係数(積層ゴム直径/ゴム総厚)は、積層ゴムの面圧依存性や座屈に対する安定性を考え、5に設定した。レベル2に対応する変位(30cm)は、せん断歪(水平変位量/ゴム総厚)で185%に相当する。耐震余裕度の検討に対応する変位(45cm)は、せん断歪で280%に相当する。

減衰機構として鋼棒ダンパーと鉛ダンパーを併用し、鉛ダンパーと鋼棒ダンパーの比率は、1:2とした。地盤がやや軟弱なので、ダンパーの降伏せん断力係数を高めに設定し、 $\alpha_s=0.06$ を目標とした。

免震部材の配置図を図6.28に、免震部材概要を表6.26に示す。ダンパーは、ねじれ剛性を大きくする事を目的に外周部に多く配置した。

表 6. 25 耐震性能目標値

地震動 レベル	免震層		上部構造	基礎
	変位 [cm]	層せん断力 係数	躯体の状態	躯体の状態
レベル1 [25cm/s]	≤ 15	≤ 0.10	短期許容 応力度以内	短期許容 応力度以内
レベル2 [50cm/s]	≤ 30	≤ 0.15	短期許容 応力度以内	短期許容 応力度以内
耐震余裕度	≤ 45	≤ 0.20	弾性限 耐力以内	弾性限 耐力以内

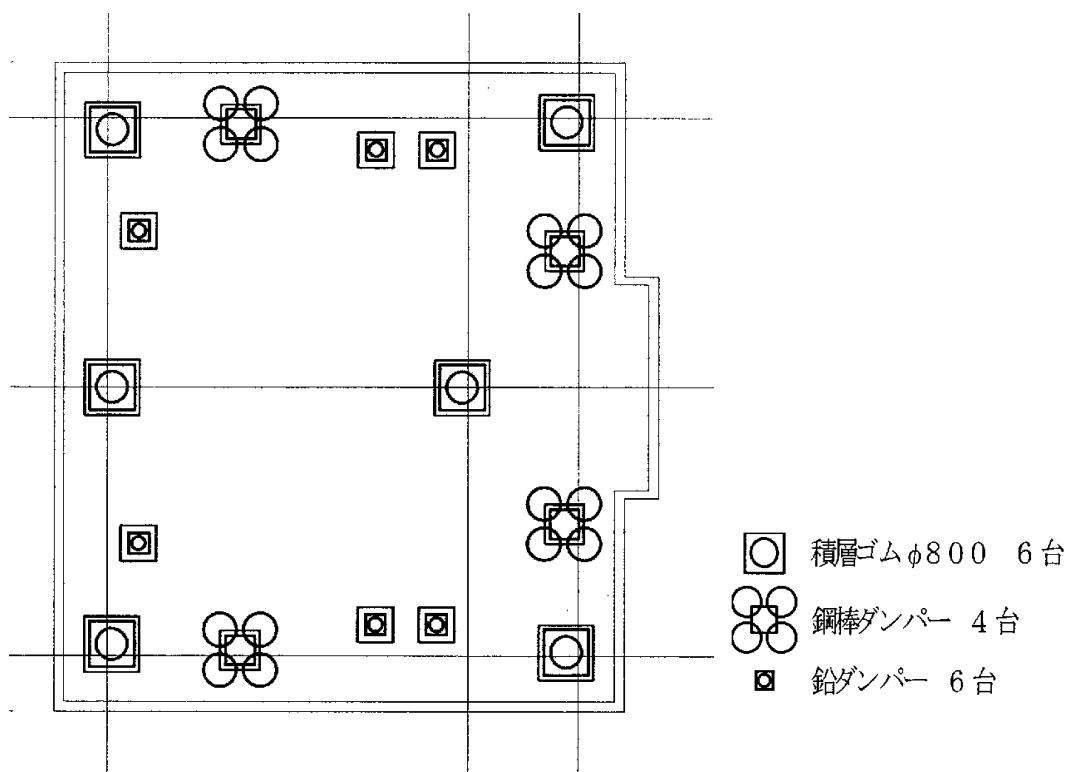


図 6.28 免震部材配置

表 6.26 免震部材概要

アイソレータのみの固有周期 T_f (s)	$T_f=3.8$		
ダンパーの降伏せん断力係数 (α_s)	$\alpha_s=0.061$		
設計層せん断力係数	0.15 (1F) ~ 0.20 (8F)		
免震部材	天然ゴム系積層ゴム	φ 800 (162.5*)	6台
	ループ状鋼棒ダンパー	4- φ 70	4台
	鉛ダンパー	UK180型	6台
積層ゴムの長期面圧	平均9.2N/mm ² [最大10.7N/mm ²]		

*ゴム総厚 (mm)

6.5.4 応答解析

天然ゴム系積層ゴムは線形に、鋼棒ダンパーと鉛ダンパーは、標準型バイリニアールにモデル化した。また、減衰は内部粘性系を仮定し、基礎固定とした時の固有周期に対して、上部構造のみに2%を与えた。また、積層ゴムやダンパーのばらつきを考慮した解析も行なった。

応答解析の内、免震層の変位と層せん断力係数の最大応答値を図6.29に示す。

上部構造は、耐震余裕度レベルでも短期許容応力以内、免震層の最大変位は32cmで目標とした耐震性能を満足している。

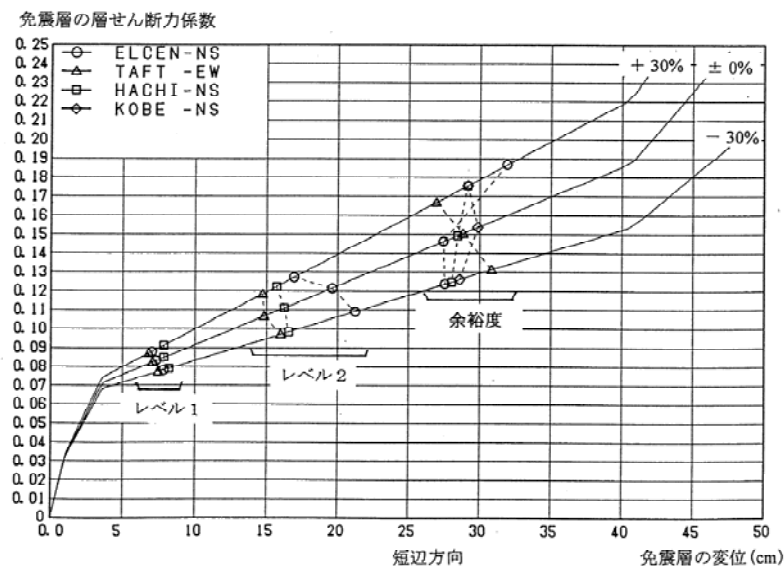


図6.29 免震層の変位と層せん断力係数

6.5.5 安全余裕度の検討

第4章で求めた簡易式を用いて、集合住宅の安全余裕度を検討する。降伏せん断力係数は、地震層せん断力係数の分布を A_i 分布とした増分解析を行い、いずれかの層が1/150に達した時点、または脆性部材が発生した時点の1階のせん断力係数とする。集合住宅は、5階床梁のせん断破壊により降伏せん断力係数が決まる。集合住宅の諸元を表6.27に示す。

設計基準値は、告示の基盤面の値に地盤増幅 G_s を考慮して算定する。図6.30に設計用エネルギースペクトル V_s と $T_f=3.78$ 時の値 $V_s=107\text{cm/s}$ を示す。下り勾配部分に V_s 値があるので、設計基準値は安全側に $V_s=120\text{cm/s}$ に設定した。

上部構造の降伏耐力で決まる δ_2 は、降伏せん断力係数から逆算で求める。図6.31に求めた値を示す。積層ゴム総厚が162.5mmの積層ゴムの影響でハードニングが406mmから発生するため、 $\delta_2=55.0\text{cm}$ となり、クリアランスより小さい値を示す。

表6.28に δ_1, δ_2 の V_E を決定するための係数を示す。図6.32に δ_1 と δ_2 から逆算して求めた設計要求値(V_E)を示す。 δ_2 から決まる V_E は198cm/s、 δ_1 から決まる V_E は225cm/sであり、集合住宅の設計要求値は、 δ_2 (建物の耐力)で決まり $V_E=198\text{cm/s}$ である。

安全余裕度(SMR)は、 $\text{SMR} = \text{設計要求値} / \text{設計基準値} = 198\text{cm/s} / 120\text{cm/s} = 1.65$ となる。

表6.27 集合住宅の諸元

項 目		
免震周期	$T_f(\text{s})$	3.78
ダンパーの降伏せん断力係数	α_s	0.061
クリアランス	(cm)	60
上部構造(1階)の降伏せん断力係数	C_0	0.3
設計基準値	$V_s(\text{cm/s})$	120

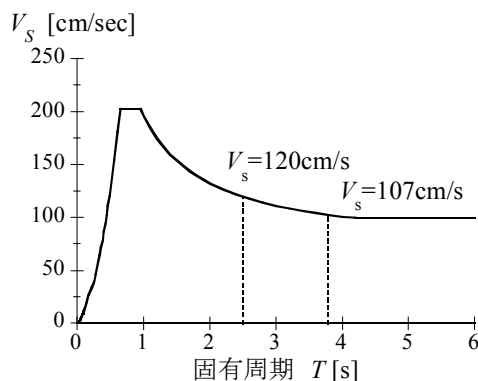


図6.30 集合住宅の設計基準値

降伏せん断力係数

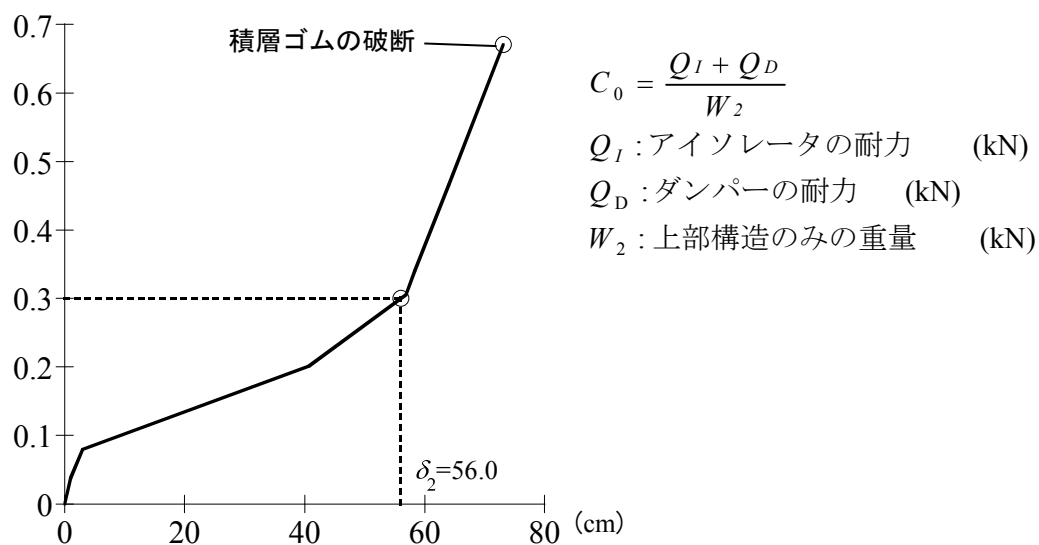


図 6.31 降伏せん断力係数から求めた δ_2

表 6.28 V_E を決める係数

	a	b	c
$\delta_1 = 0\text{cm}$	0.0	0.0	34.0
$\delta_1 = 108\text{cm}$	16.5	-196.7	840.2
$\delta_2 = 0\text{cm}$	0.0	-26.7	92.9
$\delta_2 = 108\text{cm}$	16.5	-196.7	840.2

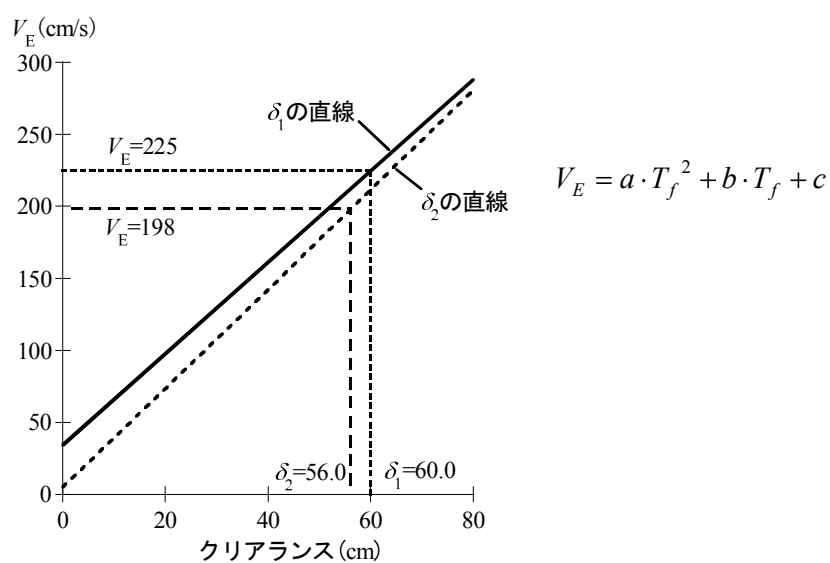


図 6.32 δ_1 , δ_2 から求まる崩壊速度 (V_E)

6.6 病院

6.6.1 建築物概要

本建築物は、地下1階・地上8階・塔屋1階・延床面積約26,915m²、平面形状は、既存棟を避けて建設されるため、雁行した形状をしている。表6.29に建築物概要、図6.33に建築物全景、図6.34に伏図、図6.35に軸組図を示す。

架構は、鉄骨のラーメン構造であるが、剛性を高めるため柱はCFTとしている。敷地は、岐阜県多治見市にあり、地盤は表6.30に示すように、GL-2m程度まで盛土、GL-5mまでN値が20程度の砂礫、GL-5m以深はN値50以上の砂礫であり、第一種地盤と判断される。地業は直接基礎、基礎形式はべた基礎としている。

表6.29 建築物概要

竣工年	2010年
階数	地上8階・地下1階・塔屋1階
建築面積	4,730m ²
延床面積	26,915m ²
最高高さ	35.84m



図6.33 建築物全景

表 6. 30 地盤諸元

深度 [m]	土質N値	単位体積重量 [kN/m ³]	Vp [m/s]	Vs [m/s]
～2	8	17.2	440	220
2～5	23	16.3	440	220
5～8	50	17.6	1400	330
8～15	50	18.4	1840	390
15～17	60	18.8	3540	770
17～22	60	17.2	1780	390
22～24	60	18.1	2100	460
24～27	60	16.2	2200	460
27～30	60	19.2	2050	540

6.6.2 入力地震動の設定

過去における代表的な観測波形として,EL CENTRO1940 NS,TAFT 1952 EW, HACHINOHE 1968 NS の最大速度を 25cm/s,50cm/s として作成した地震波を, それぞれ稀に発生する地震動, 極めて稀に発生する地震動として入力する. 告示波は, 一様乱数, JMA KOBE 1995 NS, HACHINOHE 1968 EW の位相特性を考慮して作成した3波を入力する.

建設地周辺における断層や過去の地震活動度等を考慮して地震震源(想定断層:華立断層, 猿投山北断層)を想定して作成した模擬地震動および想定新東海地震を想定して作成された模擬地震動を, 極めて稀な地震動として採用する. 表 6.31 に入力地震動の諸元を示す.

表 6.31 入力地震動諸元

地震動名称	基準化最大加速度[cm/s ²]		継続時間
	稀に発生	極めて稀に発生	
ELCENTRO 1940 NS	255	511	50秒
TAFT 1952 EW	248	497	50秒
HACHINOHE 1968 NS	165	330	30秒
告示波(位相:一様乱数)	93	464	120秒
告示波(位相:HACHINOHE EW)	91	456	120秒
告示波(位相:JMA KOBE 1995 NS)	91	455	120秒
模擬地震(華立断層)	—	725	30秒
模擬地震(猿投山北断層)	—	567	30秒
模擬地震(想定新東海地震)	—	343	120秒

6.6.3 構造設計方針

設定した入力地震動に対して表6.32に示す耐震性能目標値を設定した。上部構造は、極めて稀な地震動レベルで全ての部材が短期許容応力度以内とした。基礎構造は、上部構造を上回る強度を持つように、目標値を定めた。クリアランスは、60cmに設定した。

積層ゴムアイソレータのゴム総厚は200mmとし、最小径を $\phi 700$ とした。 $\phi 700$ のアイソレータは、 $S_2=3.5$ と小さいので面圧依存性や座屈に対する安定性を考え、面圧を 5N/mm^2 以下に設定した。また、周期を延ばす目的で低摩擦型の弾性すべり支承を併用した。

減衰機構としては、鉛プラグ、オイルダンパーおよび弾性すべり支承の摩擦力とし、オイルダンパーは速度比例型とした。鉛プラグ、摩滅力、オイルダンパーの降伏せん断力係数 α_s は、それぞれ0.021, 0.005, 0.010で、合計 $\alpha_s=0.036$ である。なお、オイルダンパーの見かけの降伏耐力は、60cm/s時の減衰力から算定した。

免震部材の配置図を図6.36に、免震部材概要を表6.33に示す。ダンパーは、ねじれ剛性を大きくする事を目的に外周部に多く配置した。

表 6.32 耐震性能目標値

地震動 レベル	免震層		上部構造	基礎
	変位 [cm]	層せん断力 係数	躯体の状態	躯体の状態
稀に発生	≤ 20	≤ 0.10	短期許容 応力度以内	短期許容 応力度以内
極めて 稀に発生	≤ 40	≤ 0.12	短期許容 応力度以内	短期許容 応力度以内

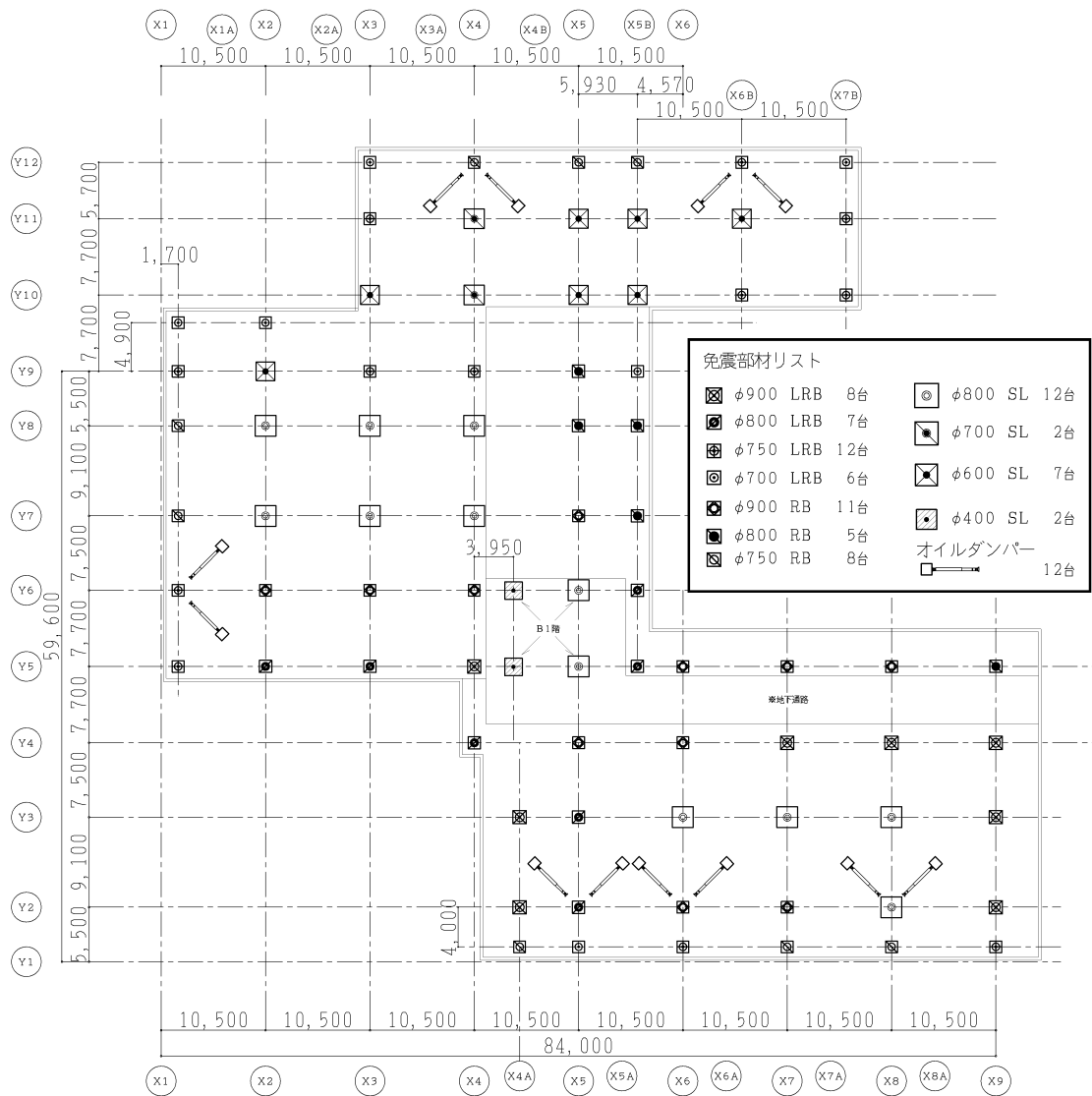


図 6.36 免震部材配置

表 6.33 免震部材概要

アイソレータのみの固有周期 $T_f(s)$	$T_f=4.58$				
ダンパーの降伏せん断力係数 (α_s)	$\alpha_s=0.036$				
設計層せん断力係数	0.122 (1F) ~ 0.425 (8F)				
免震部材	天然ゴム系積層ゴム*	φ 700, φ 750, φ 800	φ 900	24台	
	鉛プラグ入り積層ゴム*	φ 750, φ 800	φ 900	33台	
	弾性すべり支承	φ 400, φ 600, φ 700	φ 800	23台	
	オイルダンパー	減衰係数: 800kN・s/m			12台

*ゴム総厚 200mm

6.6.4 応答解析

鉛プラグ入り積層ゴム(LRB)は修正バイリニアールに、天然ゴム系積層ゴム(RB)は線形に、弾性すべり支承(SL)は完全弾塑性型のバイリニアール、オイルダンパーは速度比例型の減衰としてモデル化した。減衰は内部粘性系を仮定し、基礎固定とした固有周期に対し上部構造のみに2%与えた。

上部構造は、極めて稀に発生する地震動に対して最大応答せん断力が、設計せん断力を下回り、最大応答変位も30cmで目標とした耐震性能を満足する。図6.37に最大応答変位を、図6.38に最大応答層せん断力係数を示す。

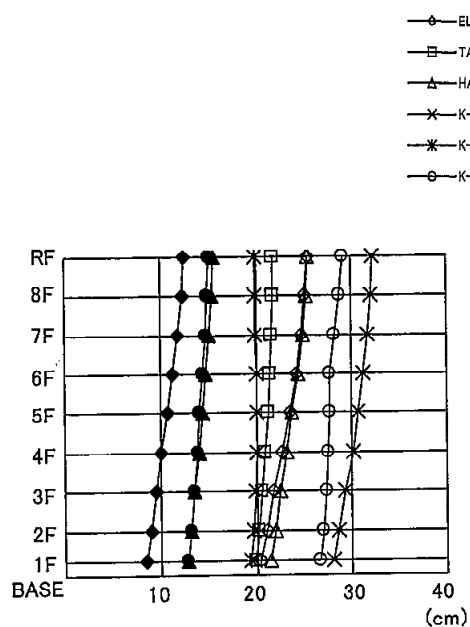


図 6.37 最大応答変位

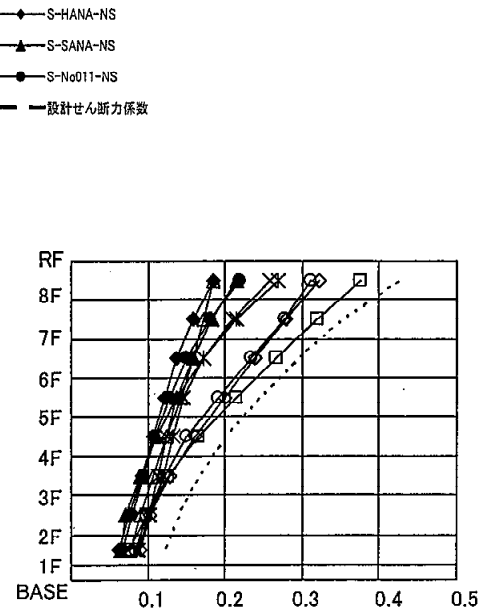


図 6.38 最大応答層せん断力係数レベル2と
模擬地震動（標準状態）

6.6.5 安全余裕度の検討

第4章で求めた簡易式を用いて、病院の安全余裕度を検討する。降伏せん断力係数は、地震層せん断力係数の分布を A_i 分布とした増分解析を行い、いずれかの層が1/125に達した時点、または脆性部材が発生した時点の1階のせん断力係数とする。病院は、3階の層間変形角が1/125に達し、降伏せん断力係数が決まる。病院の諸元を表6.34に示す。

設計基準値は、告示の基盤面の値に地盤増幅 G_s を考慮して算定する。図6.39に設計用エネルギースペクトル V_s と設計基準値($T_f=4.58$ 時) $V_s=100\text{cm/s}$ を示す。

上部構造の降伏耐力で決まる δ_2 は、降伏せん断力係数から逆算で求める。ただし、オイルダンパーは速度比例型であり、免震層の耐力には寄与しないとの判断から、耐力に加えていない。図6.40に求めた値を示す。積層ゴム総厚が200mmの積層ゴムの影響でハードニングが450mmから発生し、700mmから剛性が7倍となるため、 $\delta_2=72.6\text{cm}$ となる。

表6.35に δ_1 、 δ_2 の V_E を決定するための係数を示す。図6.41に δ_1 と δ_2 から逆算して求めた設計要求値(V_E)を示す。 δ_2 から決まる V_E は178cm/s、 δ_1 から決まる V_E は171cm/sであり、病院の設計要求値は、 δ_1 (クリアランス)で決まり $V_E=171\text{cm/s}$ である。

安全余裕度(SMR)は、 $\text{SMR}=\text{設計要求値}/\text{設計基準値}=171\text{cm/s}/100\text{cm/s}=1.71$ となる。

表6.34 病院の諸元

項 目		
免震周期	T_f (s)	4.58
ダンパーの降伏せん断力係数	α_s	0.036
クリアランス	(cm)	60
上部構造(1階)の降伏せん断力係数	C_0	0.32
設計基準値	$V_s(\text{cm/s})$	100

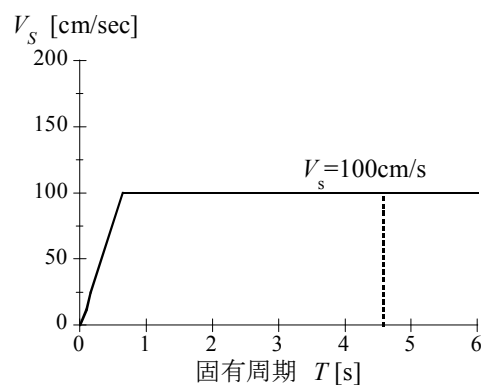
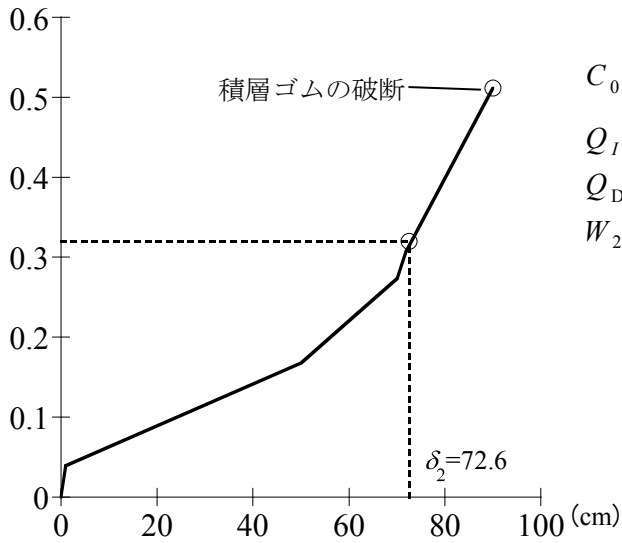


図6.39 病院の設計基準値

降伏せん断力係数



$$C_0 = \frac{Q_I + Q_D}{W_2}$$

Q_I : アイソレータの耐力 (kN)

Q_D : ダンパーの耐力 (kN)

W_2 : 上部構造のみの重量 (kN)

図 6.40 降伏せん断力係数から求めた δ_2

表 6.35 V_E を決める係数

	a	b	c
$\delta_1 = 0\text{cm}$	0.0	0.0	34.0
$\delta_1 = 108\text{cm}$	16.1	-192.3	824.0
$\delta_2 = 0\text{cm}$	0.0	-28.0	96.1
$\delta_2 = 108\text{cm}$	16.1	-192.3	824.0

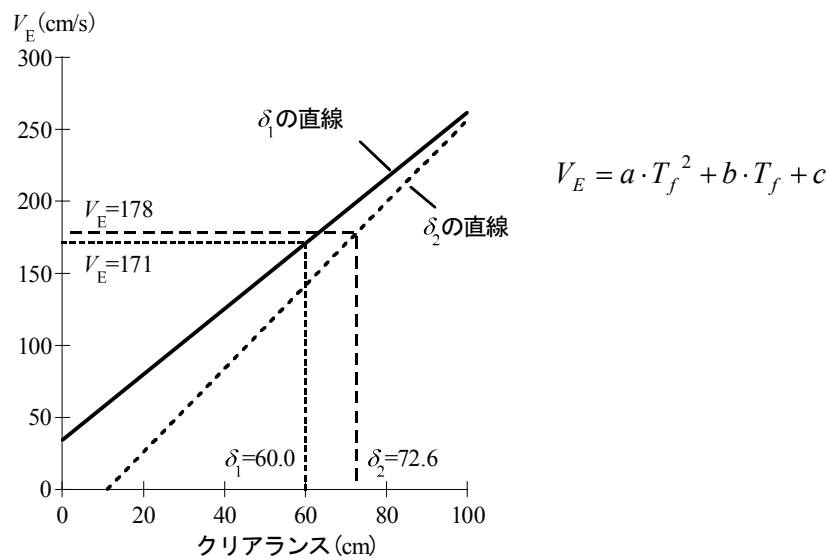


図 6.41 δ_1 , δ_2 から求まる崩壊速度 (V_E)

6.7 まとめ

本章では、年代を代表する設計事例を説明するとともに、第4章で提案した簡易式を用いて、新たに安全余裕度の検討を行った。得られた結果を示す。

(1) 八千代台免震住宅は、免震周期 $T_f=1.8$ 秒、積層ゴム総厚 60mm と現在の免震構造物と比べ免震周期は短く、ゴム総厚も薄い。設計は、擁壁との衝突以前に積層ゴムが破断すること想定し、フェールセイル機構である架台を設計している。上部構造の耐力も設計ルート1を満足する壁量を確保し、万が一積層ゴムが破断し、免震機能を失っても、建築物が崩壊しないような配慮をしている。

(2) 免震部材の種類が増え、積層ゴム製造技術が進歩した設計例5の病院は、積層ゴムアイソレータのゴム総厚を厚くし、弾性すべり支承を用いて、免震周期を長くする設計をしている。また、減衰機構にオイルダンパーを用いている。

安全余裕度の検討結果を表6.36にまとめる。設計例2～4までの3棟は、積層ゴムアイ

(3) ソレータのハードニングの影響を受け、上部構造耐力で安全余裕度が決まる結果となった。積層ゴムアイソレータは現在に比べて高価で、クリアランスを少し上回る変形で積層ゴムが破断するゴム総厚が薄いものを選択していた影響である。

実施例は、安全余裕度が1.35～1.71とばらついた値となった。建築物の重要度が同じで

(4) あれば、安全余裕度は同じ値を目標とするのが望ましい。

安全余裕度を確保するには、クリアランスを広くすることは当然であるが、積層ゴムアイソレータのゴム総厚を厚くし、積層ゴムアイソレータのハードニングの影響を受け難くすることが有効であることを設計事例から確認した。

表 6. 36 設計事例の安全余裕度 (SMR) のまとめ

	設計例 2	設計例 3	設計例 4	設計例 5
竣工年	1995年	1998年	2000年	2010年
免震周期 T_f (s)	3.9	4.5	3.8	4.6
ダンパーの降伏耐力 α_s	0.026	0.039	0.061	0.036
ゴム総厚(最小値) (mm)	160	200	162.5	200
クリアランス (cm)	60	80	60	60
上部構造(1層)降伏せん断力係数 C_0	0.24	0.27	0.30	0.32
設計基準値 V_s (cm/s)	100	130	120	100
δ_1 から決まる V_E (cm/s)	180	222	225	171
δ_2 から決まる V_E (cm/s)	141	176	198	177
安全余裕度 SMR	1.41	1.35	1.65	1.71

参考文献

- 1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編：2007年版建築物の構造設計技術基準解説書，pp.339-345，2007.8
- 2) 戸松征雄，片山恒雄：地震危険度解析のグラフィック・システム ERISA-G の開発，土木学会論文集，第 362/I-4，1985.10
- 3) 翠川三郎，小林啓美：地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定，日本建築学会論文報告集，第 282 号，pp.71-81，1979.8
- 4) 日本建築センター他編集：エネルギーの釣合いに基づく耐震設計法の技術基準解説及び計算例とその解説，pp.25-26，2006.10
- 5) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会編：2007年版建築物の構造設計技術基準解説書，pp.260-271，2007.8
- 5) 国土交通省住宅局建築指導課他編集：2001 年版限界耐力計算法の計算例とその解説，pp.165-172，2001.3
- 6) 日本建築センター，建設省建築研究所：設計用入力地震動作成手法技術指針（案），平成 4 年 3 月

第7章 免震構造物の地震観測記録

7.1 はじめに

7.2 八千代台免震住宅の地震観測記録

7.3 WEST ビルの地震観測記録

7.3.1 地震観測記録

7.3.2 シミュレーション解析

7.3.3 地震後の点検

7.4 計算機センターの地震観測記録

7.4.1 地震観測記録

7.4.2 シミュレーション解析

7.4.3 地震後の点検

7.5 集合住宅の地震観測記録

7.5.1 地震観測記録

7.5.2 シミュレーション解析

7.5.3 地震後の点検

7.5.4 岩手県沿岸北部地震の検討

7.6 まとめ

第7章 免震構造物の地震観測記録

7.1 はじめに

免震構造物の地震観測記録の分析とその観測記録を用いたシミュレーション解析を行い、免震構造物の有用性を説明する。観測記録を以下に示す。

- ・記録1：2011年東北地方太平洋沖地震の八千代台免震住宅（設計例1）の記録
- ・記録2：1995年兵庫県南部地震のWESTビル（設計例2）の記録
- ・記録3：2011年東北地方太平洋沖地震の計算機センター（設計例3）の記録
- ・記録4：2011年東北地方太平洋沖地震の集合住宅（設計例4）の記録

また、2008年岩手県沿岸北部地震の際、集合住宅（設計例4）の地震計は不具合で観測記録はないが、けがき版に変位は記録された。建設地近傍の記録を用いて、けがき版の変位のシミュレーションを行なう。

7.2 八千代台免震住宅の地震観測記録

2011年の東北地方太平洋沖地震の観測記録を示す。表7.1に地震の諸元を、図7.1に建設地と震央の位置関係を示す。建設地は、震央から360km、南西方向に位置する。図7.2に地震計設置位置を示す。地震計は、建築物中央部の基礎スラブ、屋根下に設置している。測定成分は、X・Yの2方向の計4成分である。

表7.2に加速度時刻歴の最大値を、図7.3に加速度波形を示す。120秒までしか観測記録がなく、主要動全ては記録されていない。屋根下と基礎スラブを比較するとX方向で1/3.4, Y方向で1/1.6に加速度が低減され、高い免震効果を示している。図7.4に速度応答スペクトルを示す。1.0秒以下の周期帯が低減されているのが分かる。

表 7.1 地震の諸元

名称	東北地方太平洋沖地震
発生日	2011年3月11日
震央	北緯38度06.2分 東経142度51.6分
震源深さ	24km
規模	M9.0(モーメントマグニチュード)
建設地震度	5強 (八千代市)

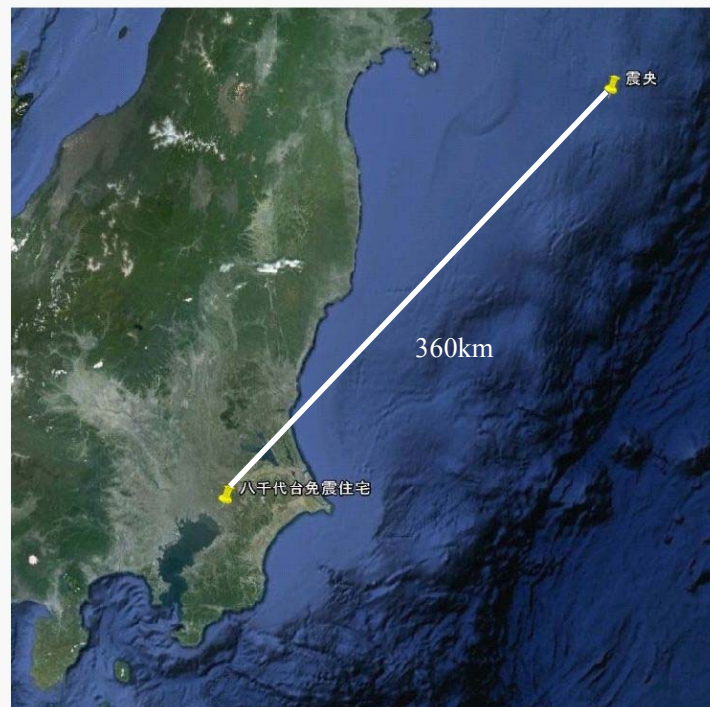


図 7.1 震央と建設地

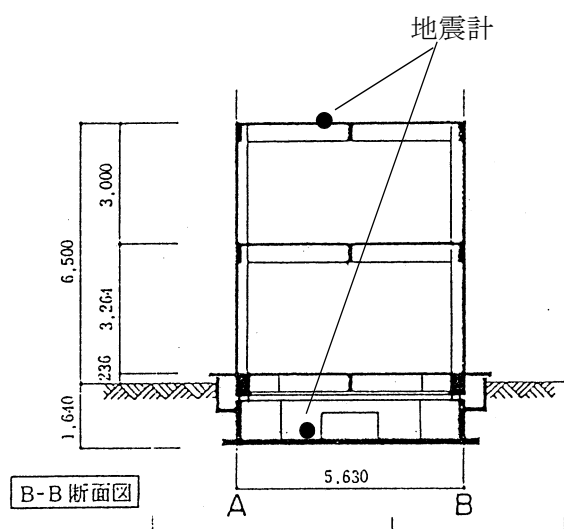


図 7.2 地震計設置位置

表 7.2 最大加速度 (cm/s²)

設置位置	X	Y
屋根	57	124
基礎	194	202

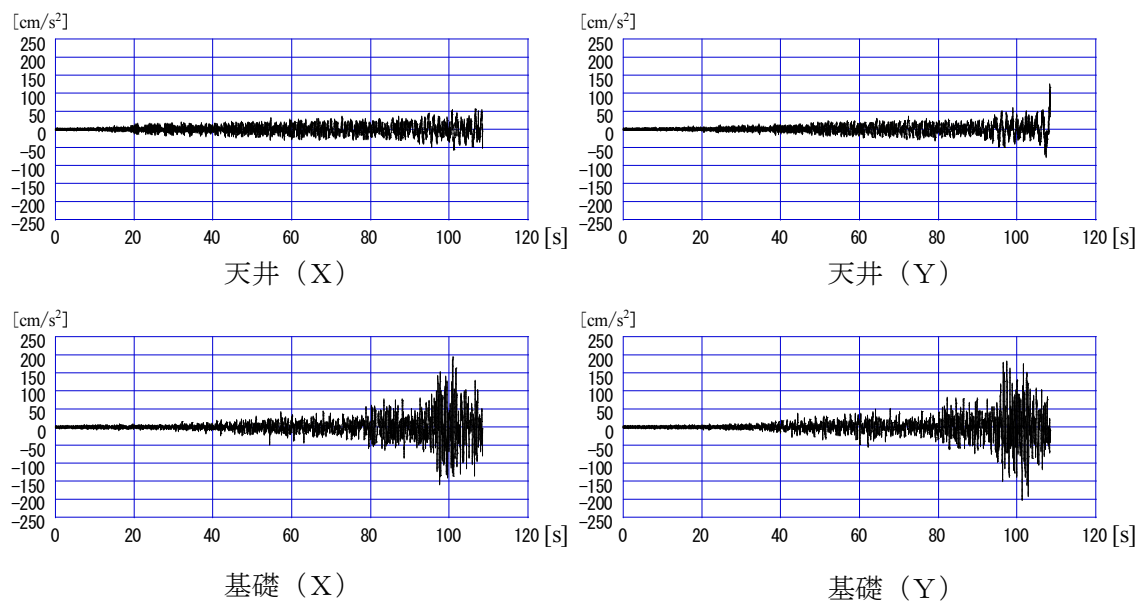


図 7.3 加速度波形

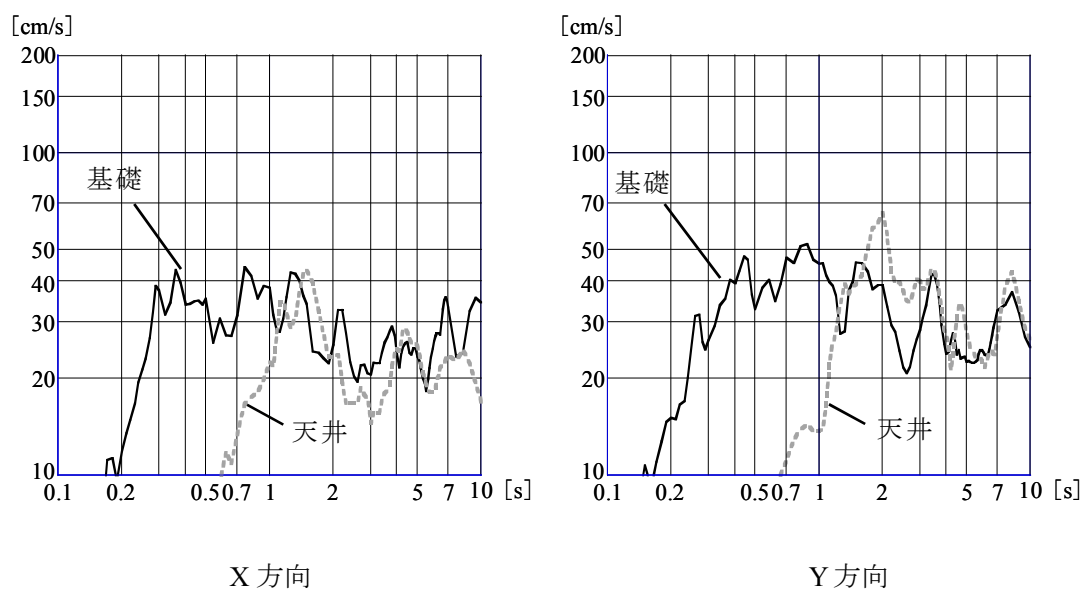


図 7.4 速度応答スペクトル 減衰 5%

7.3 WEST ビルの地震観測記録

7.3.1 地震観測記録

1995年の兵庫県南部地震の観測記録を示す．表7.3に地震の諸元を図7.5に建設地と震央の位置関係を示す．建設地は、震央から34km，北東方向に位置する．図7.6に地震計設置位置を示す．地震計は，建築物中央部の基礎スラブ，1階床，6階床に設置している．測定成分は，NS・EW・UDの3方向の計9成分である．

表7.4に加速度時刻歴の最大値を図7.7に加速度波形^{1)~4)}を示す．6階床と基礎スラブを比較するとNS方向で1/3.5，EW方向で1/3に加速度が低減され，高い免震効果を示している．ただし，免震効果のないUD方向に関しては1.8倍に増幅している．図7.8に速度応答スペクトルを示す．1.5秒以下の周期帯が低減されているのが分かる．

図7.9に基礎スラブ位置のエネルギースペクトルを示す．1.5秒付近で設計基準値用 $V_s=100\text{cm/s}$ を上回るが，免震構造物で重要な2秒以上では設計基準値用 $V_s=100\text{cm/s}$ を下回る．

表 7.3 地震の諸元

名称	兵庫県南部地震
発生日	1995年1月17日
震央	北緯34度35分40秒 東経135度2分6秒
震源深さ	16km
規模	M7.3

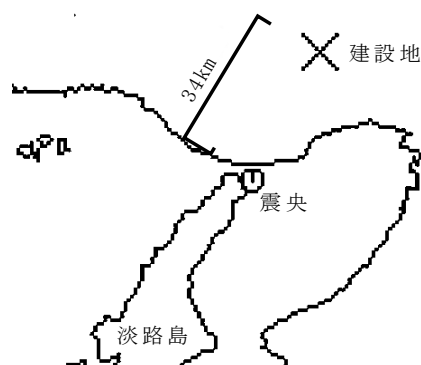


図 7.5 建設地と震央の位置関係

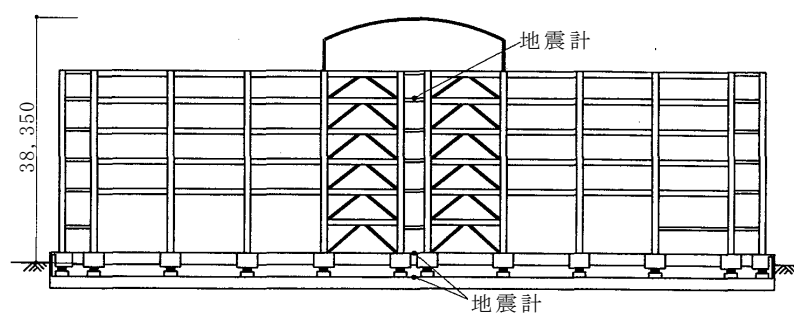


図 7.6 地震計設置位置

表 7.4 最大加速度 (cm/s²)

	NS	EW	UD
6FL	75	103	377
1FL	57	106	193
基礎	263	300	213

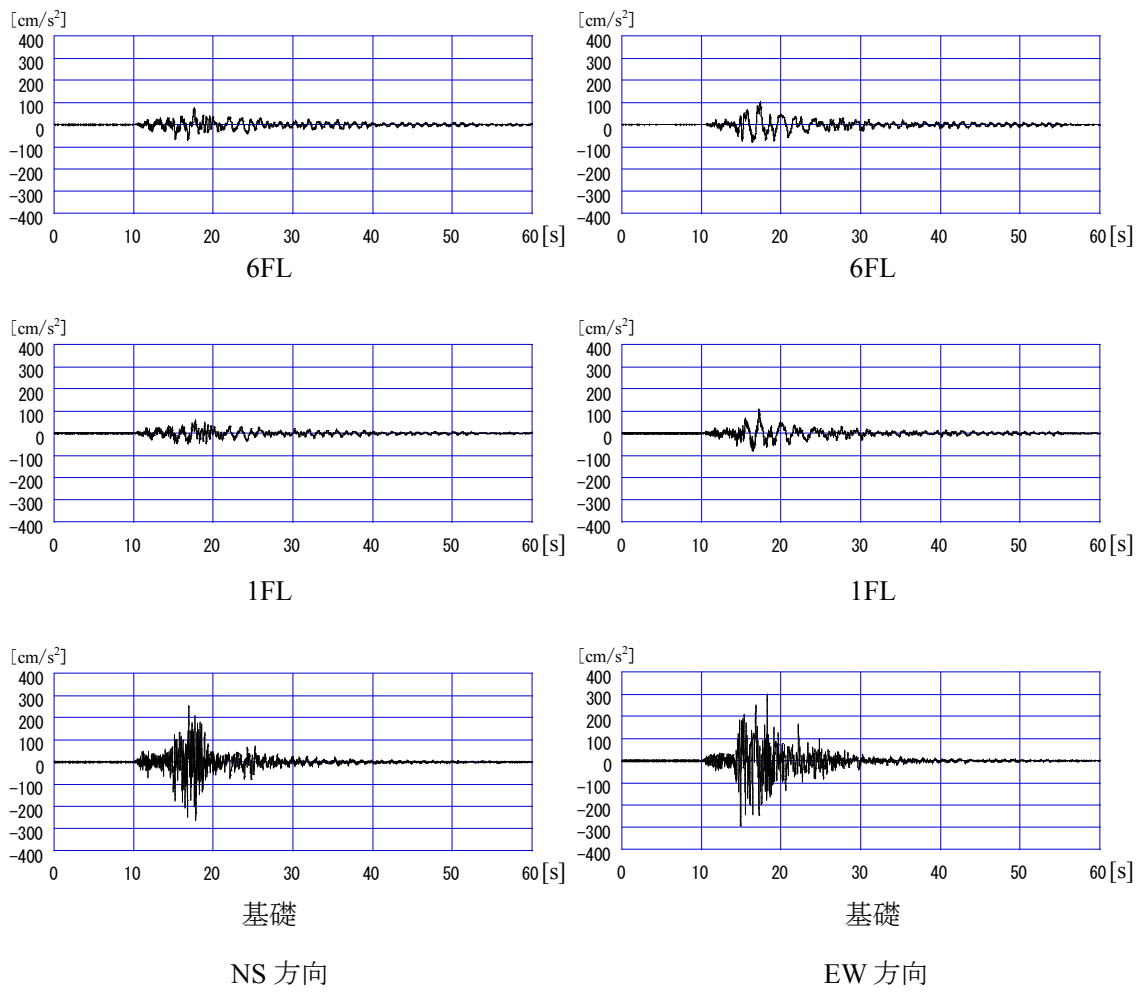


図 7.7(1) 加速度波形

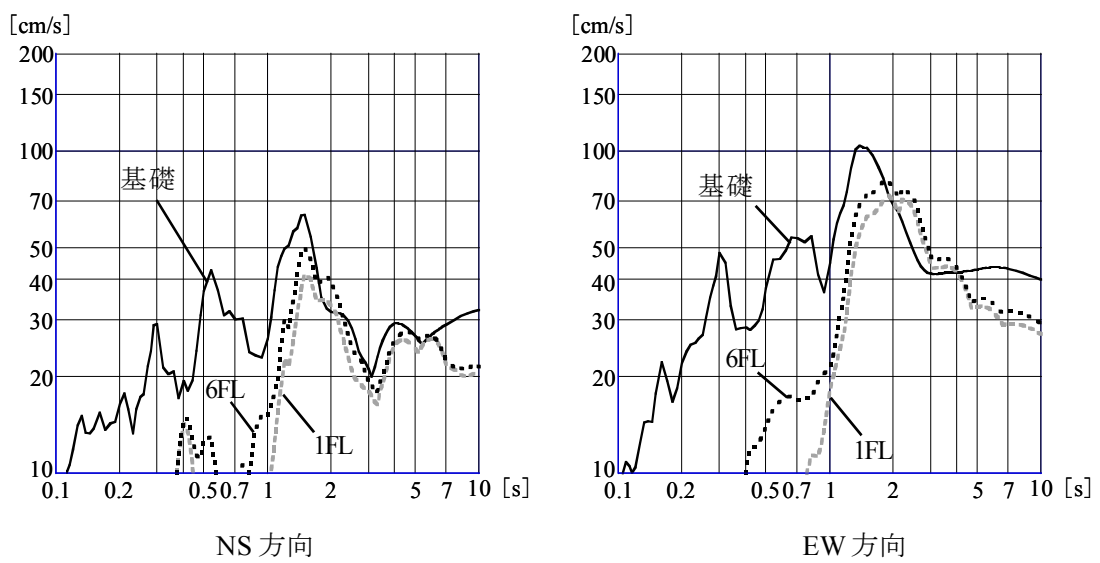
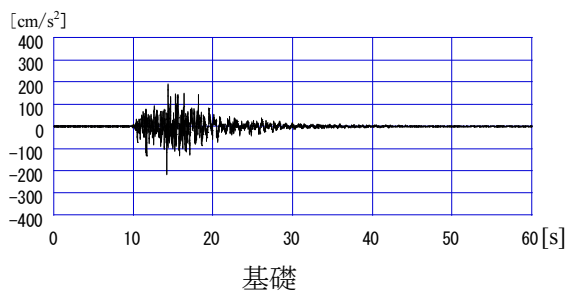
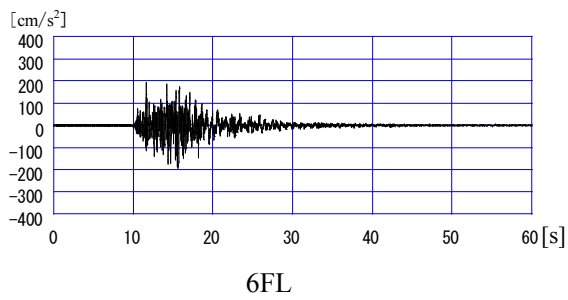
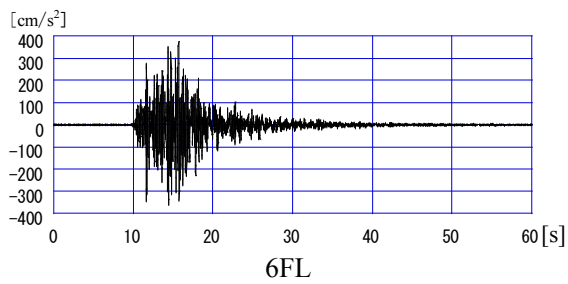


図 7.8(1) 速度応答スペクトル 減衰5%



UD 方向
図 7.7(2) 加速度波形

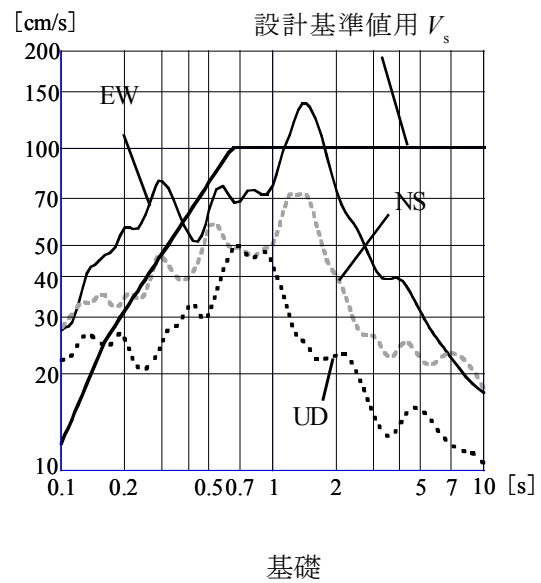
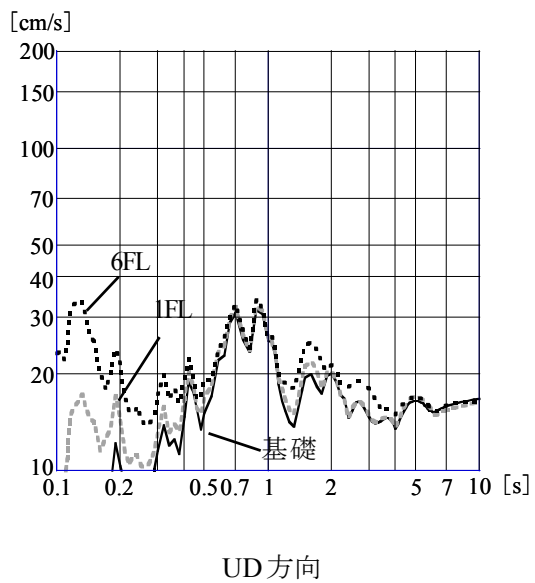


図 7.8(2) 速度応答スペクトル 減衰 5%

図 7.9 エネルギースペクトル 減衰 10%

7.3.2 シミュレーション解析

加速度波形を積分して求めた基礎と1FLの相対変位を図7.10に示す。最大変位は、東西方向に約12cmである。この値は、設備架台のボールベアリングがステンレス版に残した東西方向の軌跡(図7.11)とほぼ一致した。南北方向は、配管の撓みで変位に追従したと考えられ、解析値より軌跡の変位が小さい。

基礎スラブでの観測記録を用いて上部構造のシミュレーション解析を行った。解析モデルは、設計時と同様としたが、積載荷重を減じて固定荷重に近い値に地震荷重を変更した。地震を受けたとき、建築物は実使用前で事務機器等が設置されてなかったことによる。免震部材のモデル化は、鉛プラグ入り積層ゴムは修正バイリニアに、天然ゴム系積層ゴムは線形に、鋼棒ダンパーは標準型のバイリニアにモデル化した。上部構造は7質点等価せん断の線形モデルとし、内部粘性減衰は上部構造を2%、免震層を0%とした。

シミュレーション解析による基礎と1FLの相対変位を図7.12に示す。設計時に使用した比較的単純なモデルを用いて求めた軌跡と加速度波形の積分による軌跡は、良く一致している。

図7.13に観測波形と解析波形を比較した図を示す。設計時に使用した比較的単純なモデルでも良く一致していることが分かる。ただし、シミュレーション解析は免震層の内部粘性減衰を0%としているため、後半部分で振幅が大きくなっている。

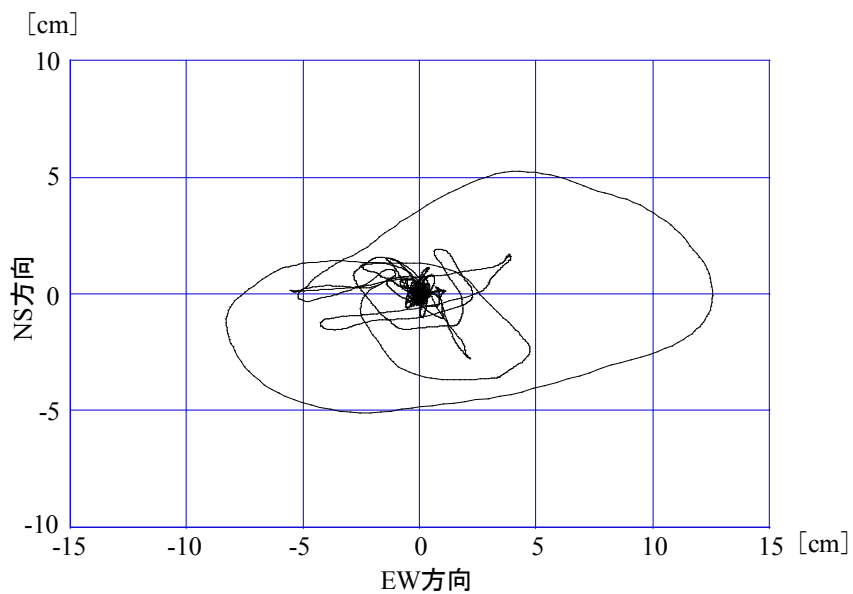
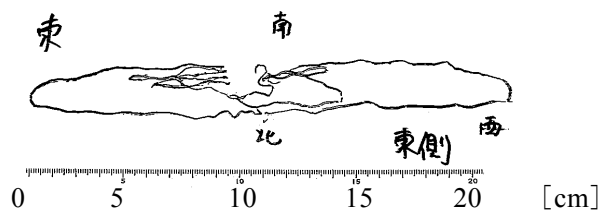


図7.10 加速度波形の積分による変位図



東西方向は配管の動きの円周方向，南北方向は半径方向にあたり，前者に比べ後者の方向の動きは実際より小さい

図7.11 免震継手を支持するボールベアリングが描いた軌跡

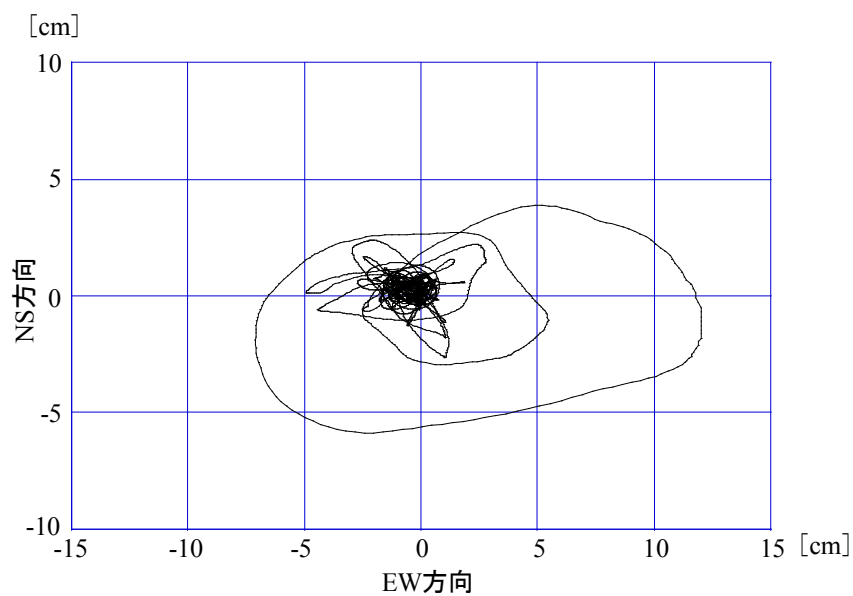


図 7.12 応答解析による変位図

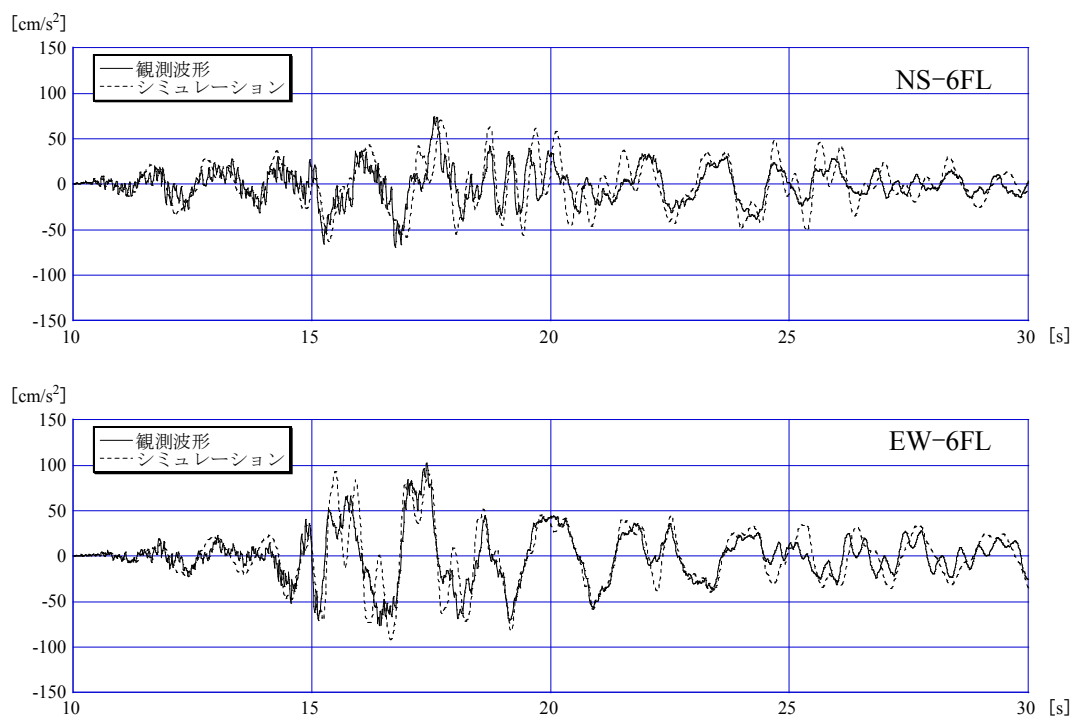


図 7.13 観測記録とシミュレーション波形の比較

7.3.3 地震後の点検

兵庫県南部地震発生後の2週間後、WESTビルの臨時点検を行った。点検の結果、免震層の残留変形もなく、免震部材や設備の免震継手に異常は見られなかった。しかし、図7.14に示すように鋼棒ダンパーの塗装の剥がれ、渡り廊下のエキスパンジョイントのカバーにゆがみが見られた。



図7.14 鋼棒ダンパーの塗装の剥がれ

7.4 計算機センターの地震観測記録

7.4.1 地震観測記録

2011年の東北地方太平洋沖地震の観測記録を示す。表7.5に地震の諸元を、図7.15に建設地と震央の位置関係を示す。建設地は、震央から380km、南西方向に位置する。図7.16に地震計設置位置を示す。地震計は、建築物中央部の基礎スラブ、1階床、5階床に設置している。測定成分は、NS・EW・UDの3方向の計9成分である。

表7.6に加速度時刻歴の最大値を、図7.17, 7.19, 7.21に加速度波形を示す。5階床と基礎スラブを比較するとNS方向で1/1.5, EW方向で1/1.7に加速度が低減され、高い免震効果を示している。ただし、免震効果のないUD方向に関しては2.6倍に増幅している。図7.18, 7.20, 7.22に速度応答スペクトルを示す。1.5秒以下の周期帯が低減されているのが分かる。

図7.23に基礎スラブと地表面位置のエネルギースペクトルを示す。1秒付近で設計基準値用 V_s を上回るが、1.5秒以上では設計基準値用 V_s を下回る。図7.24に地表面と基礎スラブのエネルギースペクトルの比較を示す。基礎スラブが、地表面に比べてやや小さく、入力損失効果が現れている。

表 7.5 地震の諸元

名称	東北地方太平洋沖地震
発生日	2011年3月11日
震央	北緯38度06.2分 東経142度51.6分
震源深さ	24km
規模	M9.0(モーメントマグニチュード)
建設地震度	5強 (埼玉県戸田市)

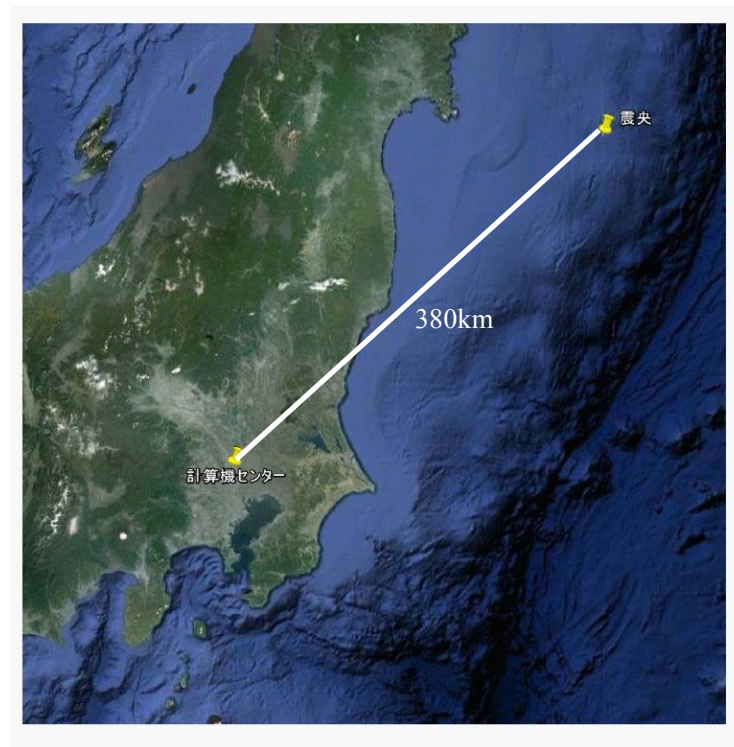


図 7.15 震央と建設地

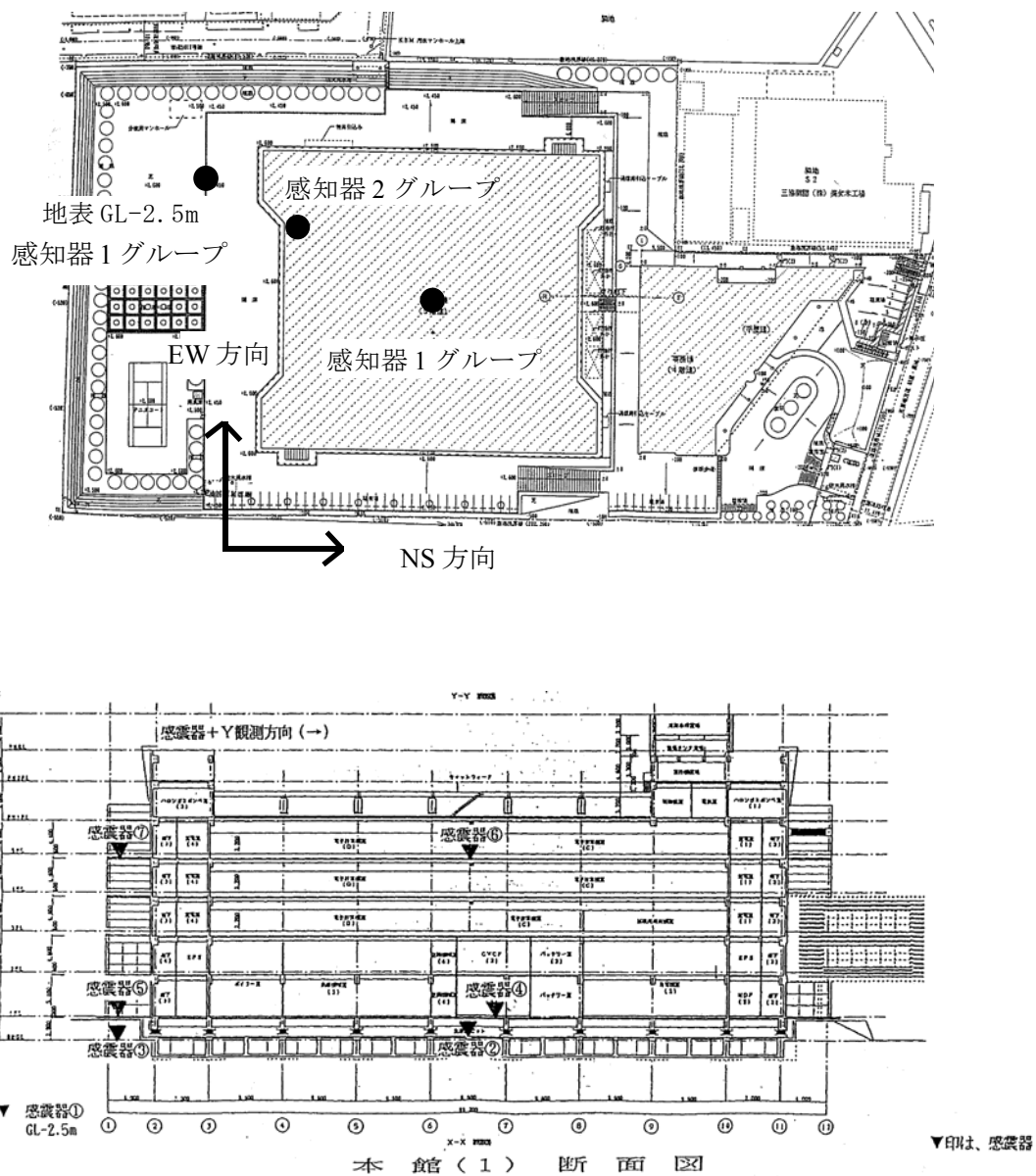


図 7.16 地震計設置位置

表 7.6 最大加速度 (cm/s^2)

設置位置	NS	EW	UD	設置位置	NS	EW	UD
5FL(中心)	64	58	95	5FL(北西)	57	63	74
1FL(中心)	64	56	56	1FL(北西)	61	64	61
基礎(中心)	95	100	37	基礎(北西)	96	88	49
GL-2.5m	102	122	47	—	—	—	—

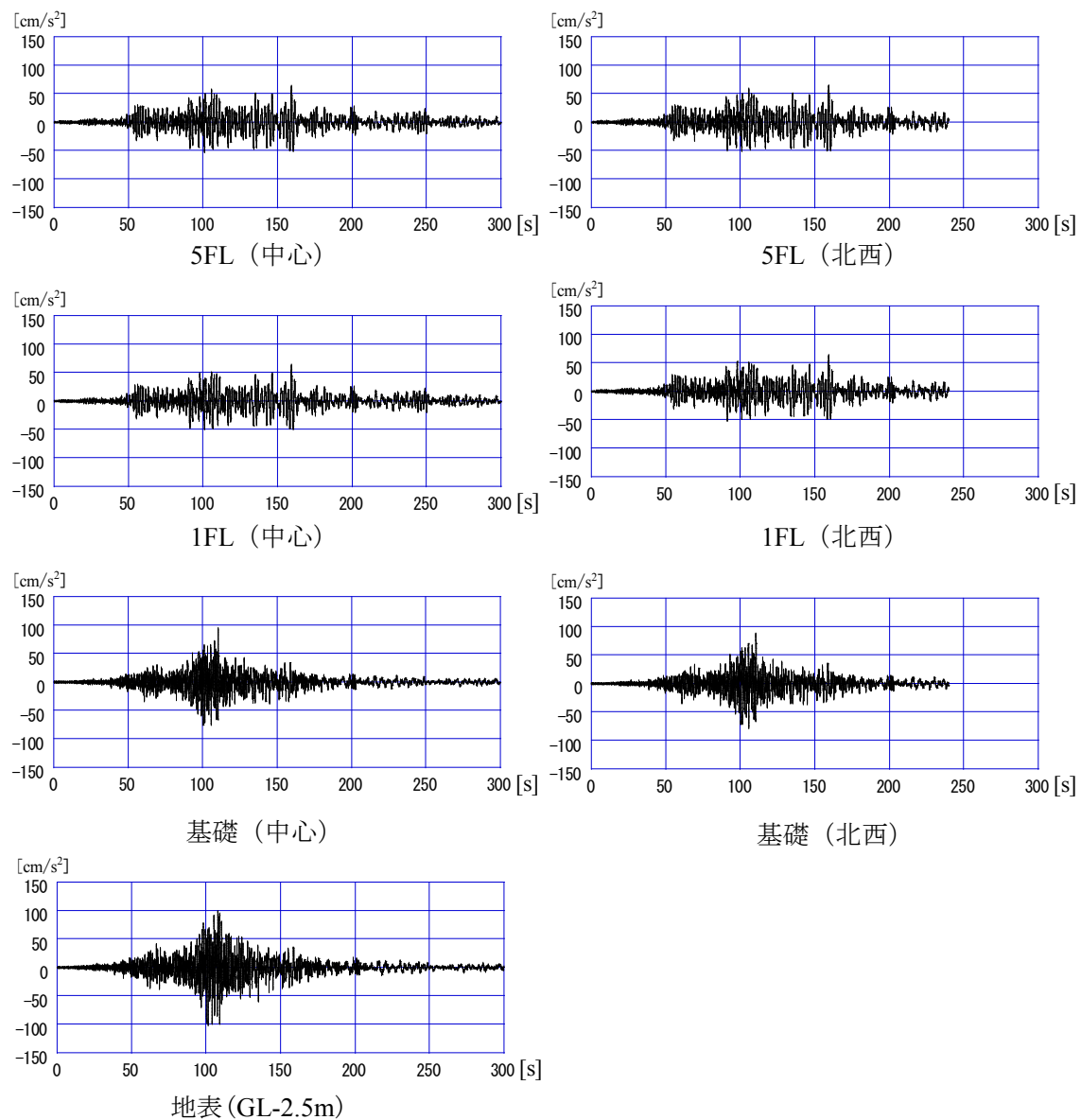


図 7.17 NS 方向 加速度波形

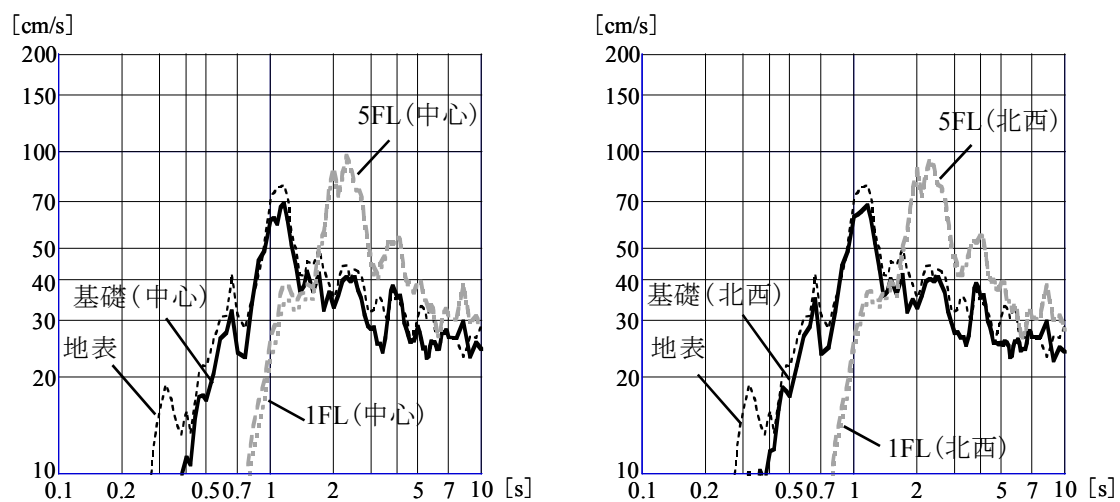


図 7.18 NS 方向 速度応答スペクトル 減衰 5%

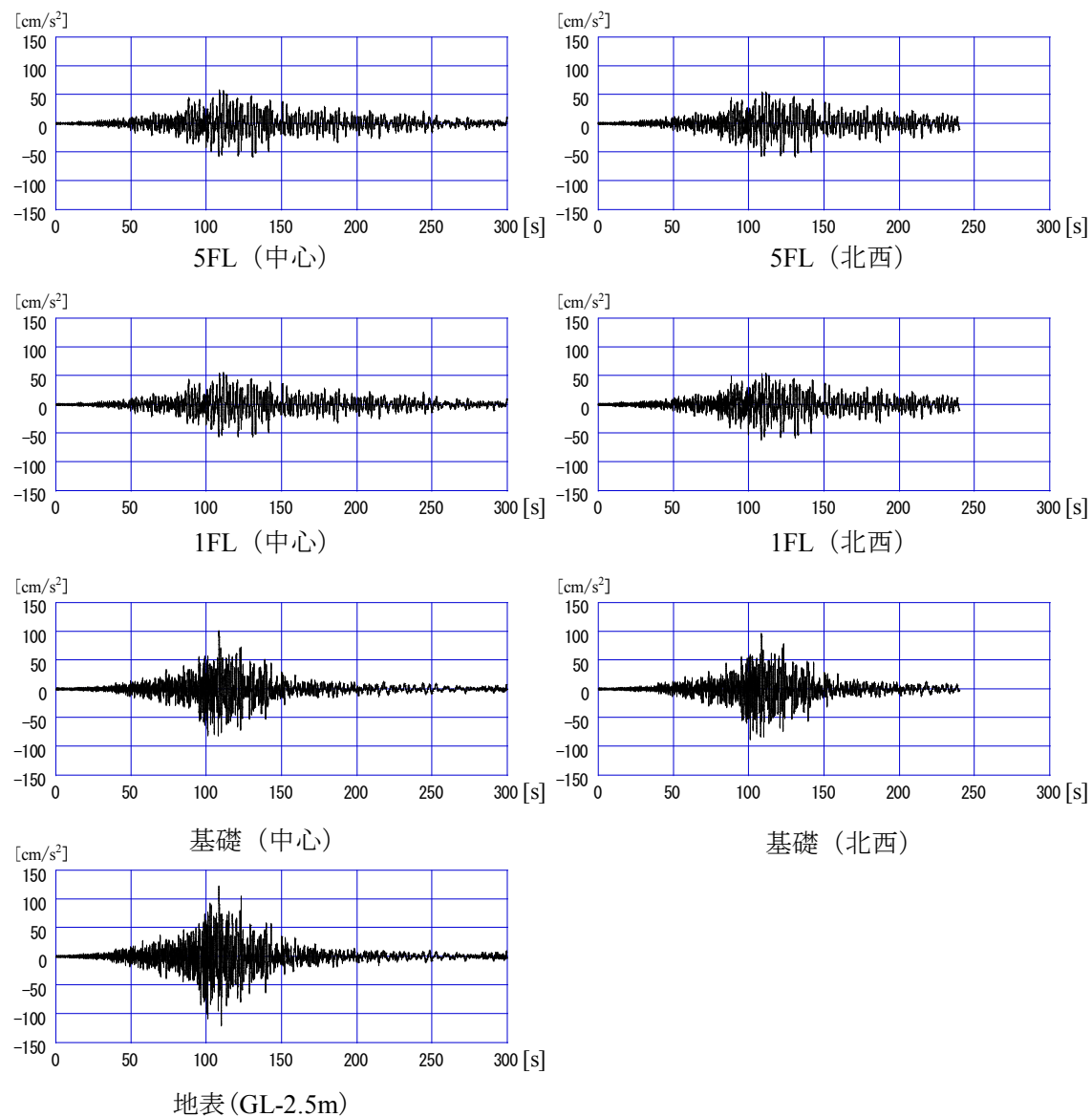


図 7.19 EW 方向加速度波形

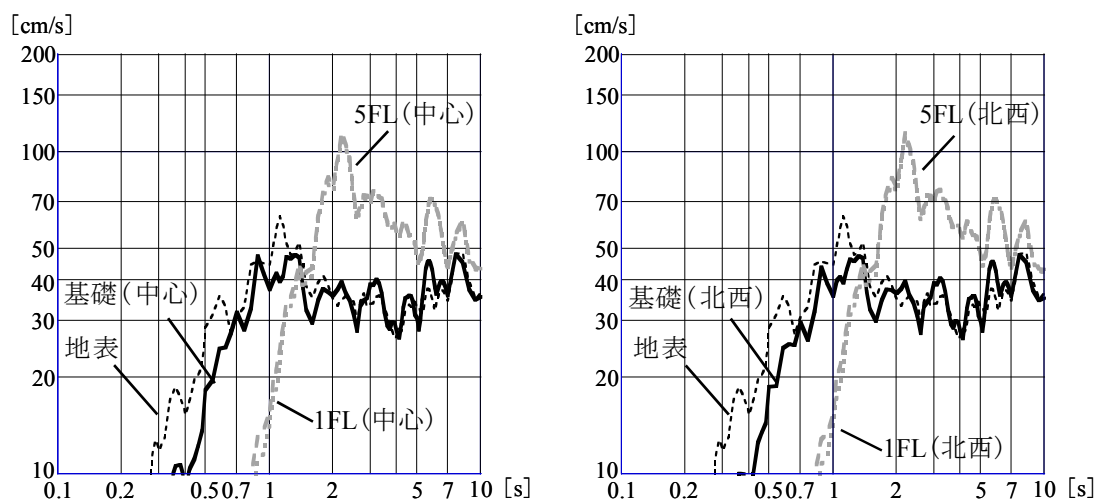


図 7.20 EW 方向 速度応答スペクトル 減衰 5%

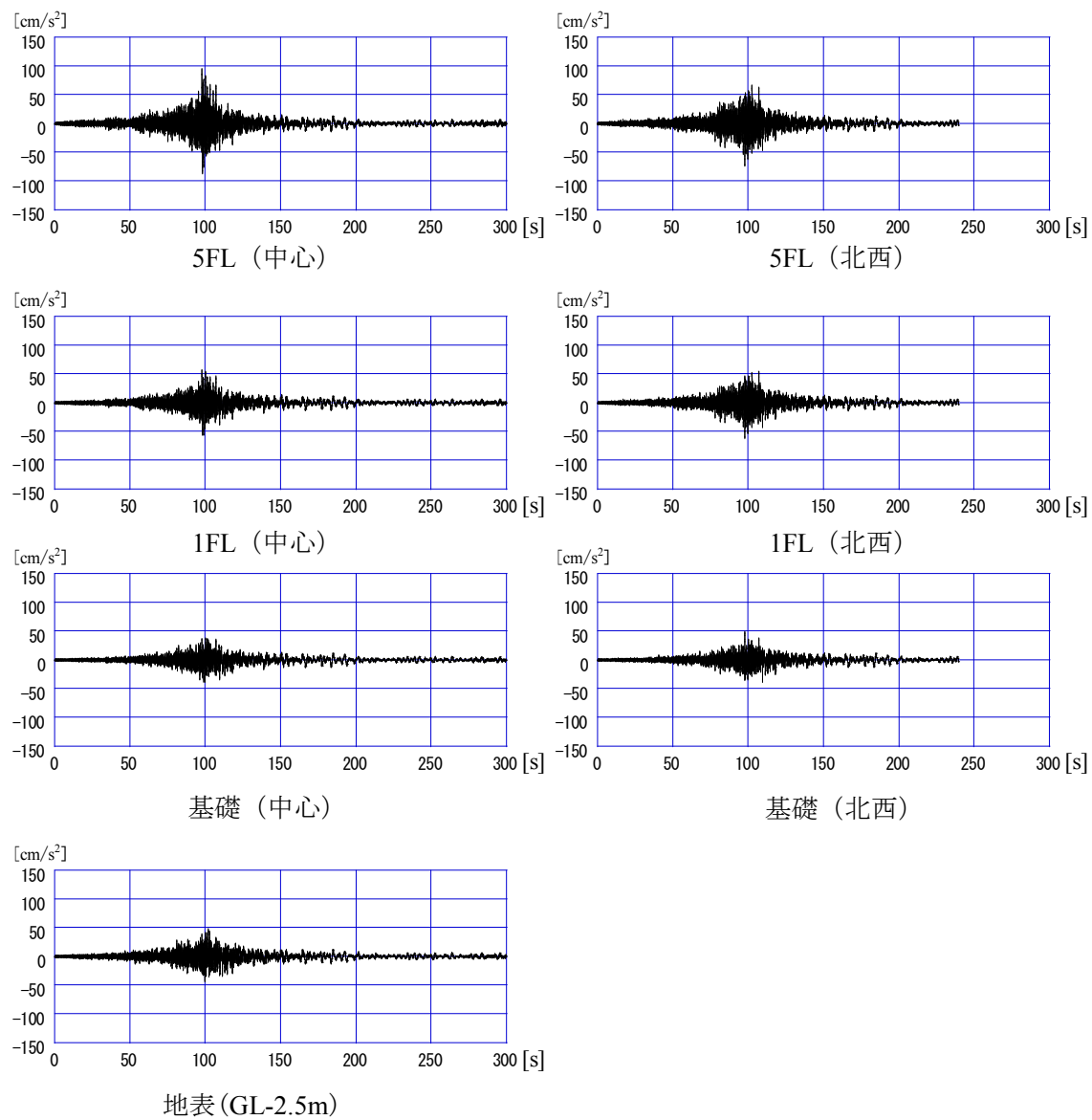


図 7.21 UD 方向 加速度波形

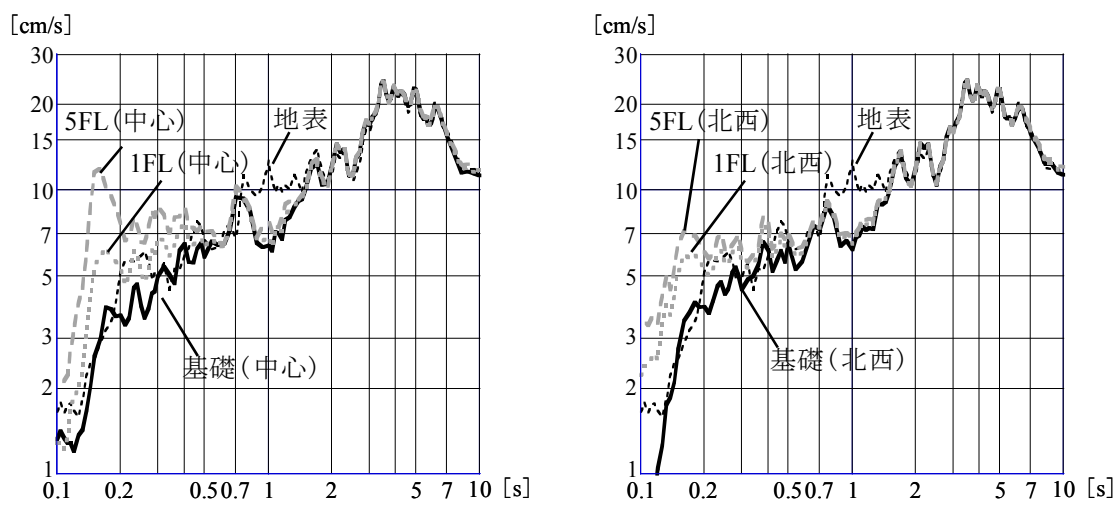


図 7.22 UD 方向 速度応答スペクトル 減衰 5%

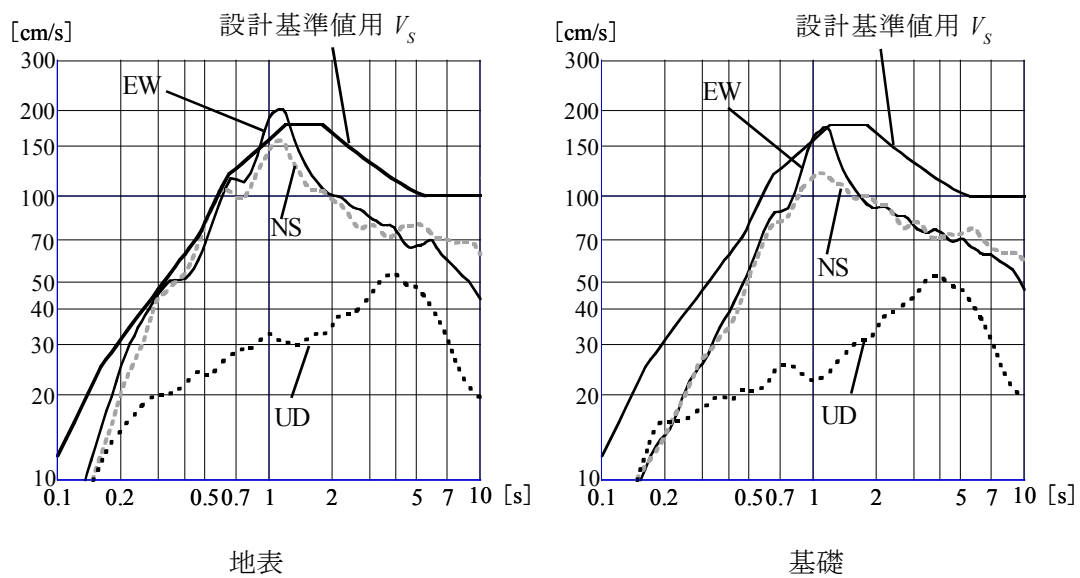


図 7.23 エネルギースペクトル 減衰 10%

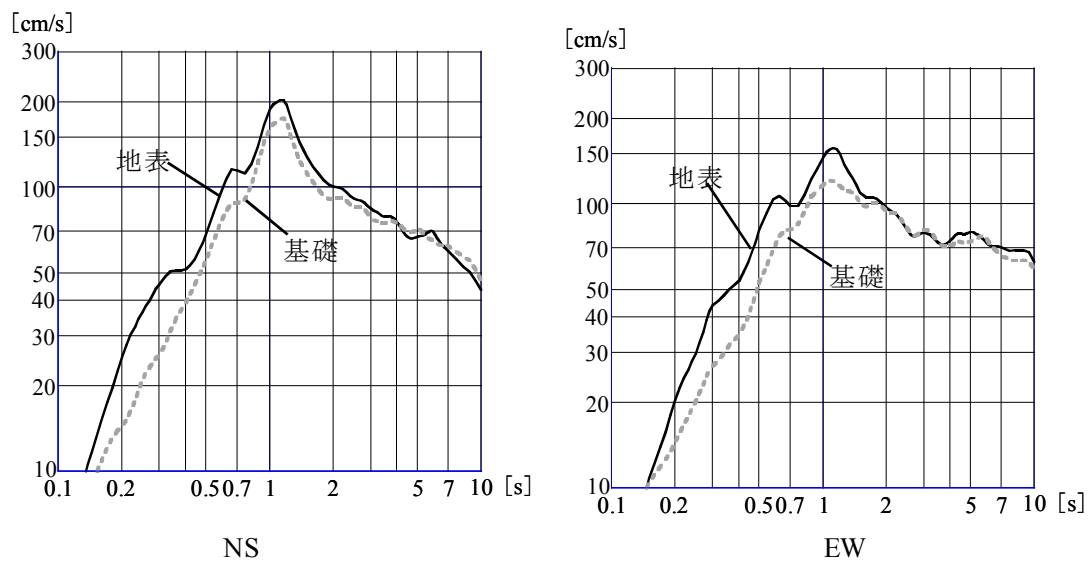


図 7.24 地表と基礎のエネルギースペクトルの比較

7.4.2 シミュレーション解析

加速度波形を積分して求めた基礎スラブと1階の相対変位を図7.25に、けがき版の軌跡を図7.26に示す。最大変位は、南北方向に約10cmである。加速度波形を積分して求めた相対変位とけがき版の軌跡は、ほぼ一致した。図7.27に1階床位置の中心と北西の変位(加速度波形の積分)差分を示す。最大で5mm程度でねじれ振動は励起されていない。

基礎スラブでの観測記録を用いて上部構造のシミュレーション解析を行った。解析モデルは、設計時と同様とした。免震部材のモデル化は、天然ゴム系積層ゴムは線形に、鋼棒ダンパー、鉛ダンパーは標準型のバイリニアールにモデル化した。上部構造は6質点等価せん断の線形モデルとし、内部粘性減衰は上部構造を2%、免震層を0%とした。

シミュレーション解析による基礎スラブと1階の相対変位を図7.28に示す。シミュレーション解析による軌跡がやや加速度波形の積分により求めた軌跡より大きい。設計時に使用した比較的単純な解析モデルを用いて求めた軌跡と形状は良く一致している。

図7.29に観測波形と解析波形を比較した図を示す。設計時に使用した比較的単純なモデルでも良く一致していることが分かる。ただし、シミュレーション解析は免震層の内部粘性減衰を0%としているので、後半部分で振幅が大きくなっている。

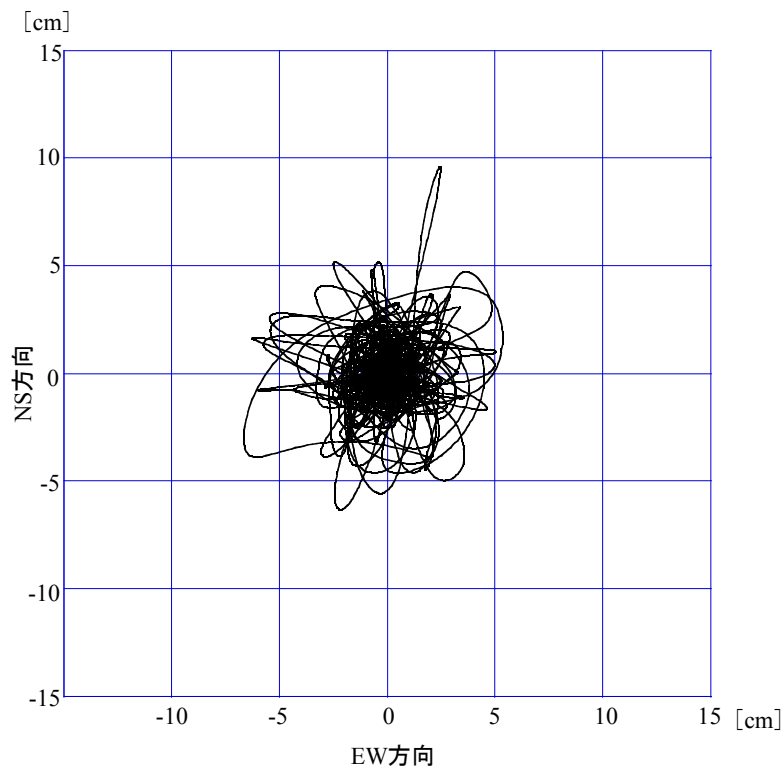


図7.25 加速度波形の積分による変位図



図7.26 ケガキ版の軌跡

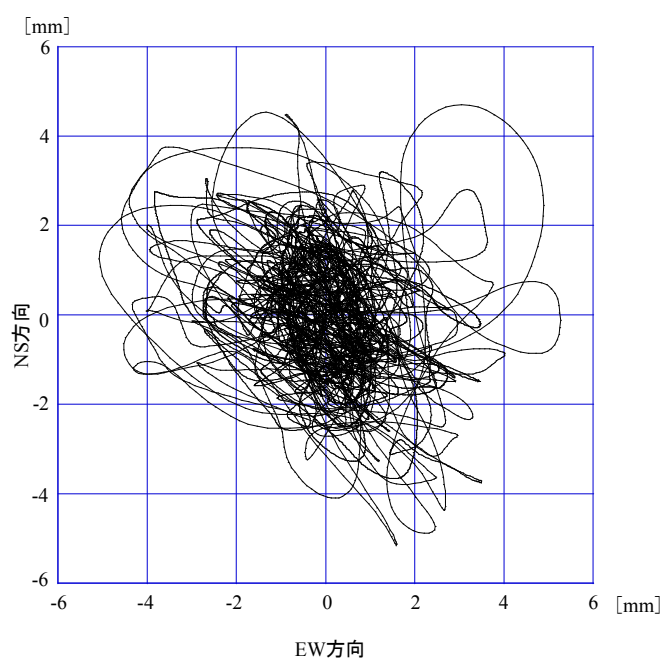


図7.27 中心と北西の加速度波形の積分による変位差

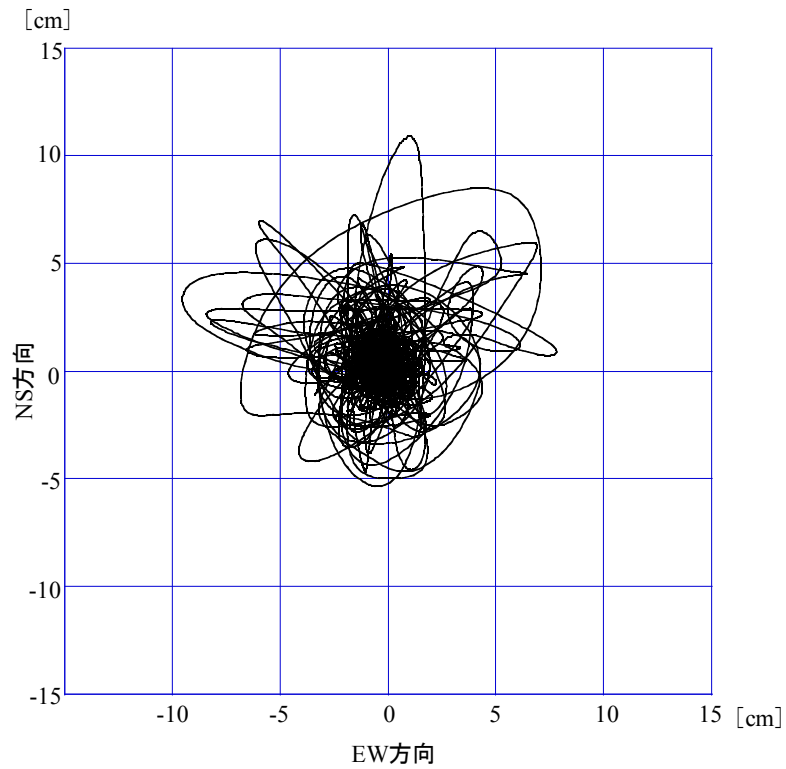


図 7.28 応答解析による変位図

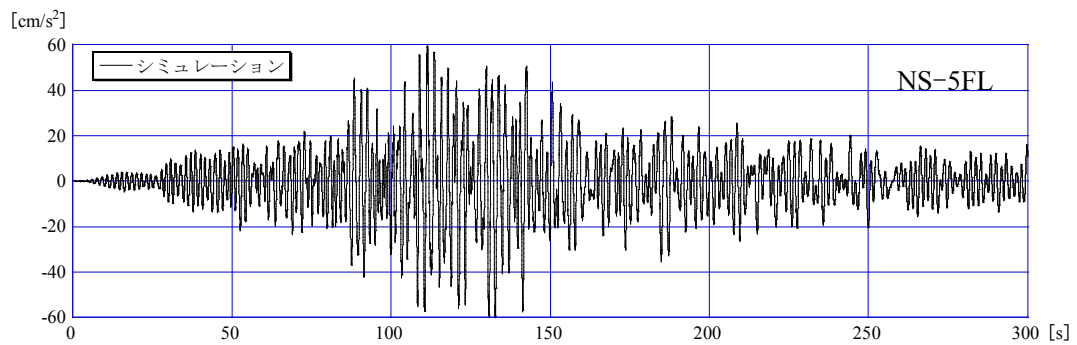
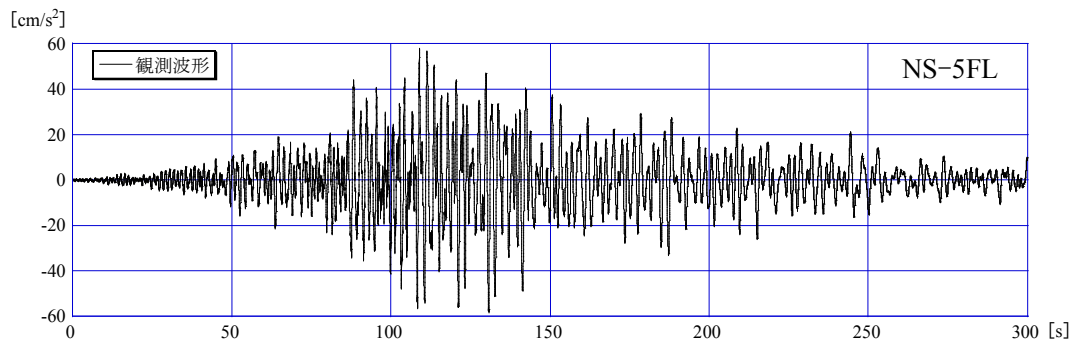


図 7.29 観測記録とシミュレーション波形の比較

7.4.3 地震後の点検

鋼棒ダンパーと鉛ダンパーの写真を図7.30に示す。鋼棒ダンパーは、ボルトの緩み、塗装のはがれがあり、ボルトの締めなおし、再塗装が必要である。鉛ダンパーは、表面にひび割れが見られたが深い亀裂は無く、問題は無かった。(変状がわかりやすいように一部の鉛ダンパーは塗装をしている)、

ループ状鋼棒ダンパーのボルトの緩みとペンキのはがれ（ボルトの締め、再塗装必要）



鉛ダンパーの塑性化によるひび割れ（特に問題はない）



図 7.30 地震後のダンパーの状況

7.5 集合住宅の地震観測記録

7.5.1 地震観測記録

2011年の東北地方太平洋沖地震の観測記録を示す。表7.7に地震の諸元を、図7.31に建設地と震央の位置関係を示す。震央から250km、北東方向に位置する。図7.32に地震計設置位置を示す。地震計は、建築物中央部の基礎スラブ、1階床、8階床に設置している。測定成分は、NS・EW・UDの3方向の計9成分である。

表7.8に加速度時刻歴の最大値を、図7.33に加速度波形を示す。8階床と基礎スラブを比較するとNS方向で1.0倍、EW方向で1.16倍とやや増幅しているが、耐震構造物では2～3倍に増幅するので免震効果はあったといえる。ただし、免震効果のないUD方向に関しては1.5倍に増幅している。図7.34に速度応答スペクトルを示す。基礎スラブで0.5秒以下の周期帯の速度応答スペクトルが小さい。また、上部構造で1.5秒付近の周期帯が増幅されているのが分かる。図7.35にエネルギースペクトルを示す。1秒から1.8秒で設計基準値用 V_s を上回るが、2.5秒以上では設計基準値用 V_s を下回る。

表 7.7 地震の諸元

名称	東北地方太平洋沖地震
発生日	2011年3月11日
震央	北緯38度06.2分 東経142度51.6分
震源深さ	24km
規模	M9.0(モーメントマグニチュード)
建設地震度	5強 (久慈市)

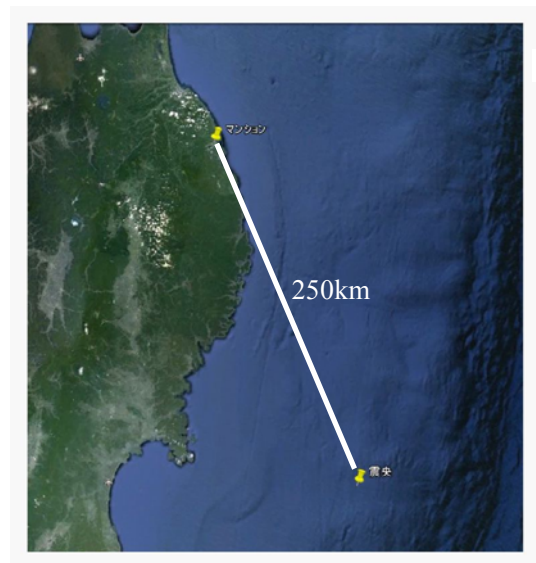


図 7.31 建設地と震央の位置関係

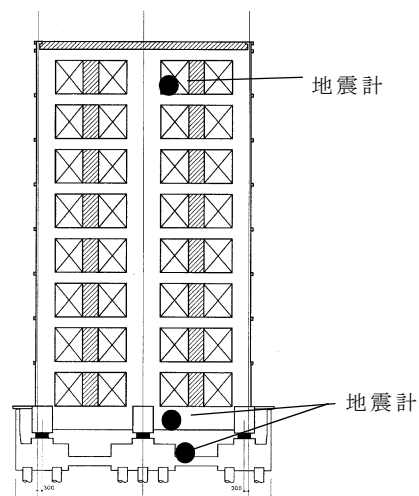


図 7.32 地震計設置位置

表 7.8 最大加速度 (cm/s²)

	NS	EW	UD
8FL	117	102	59
1FL	108	90	48
基礎	103	88	40

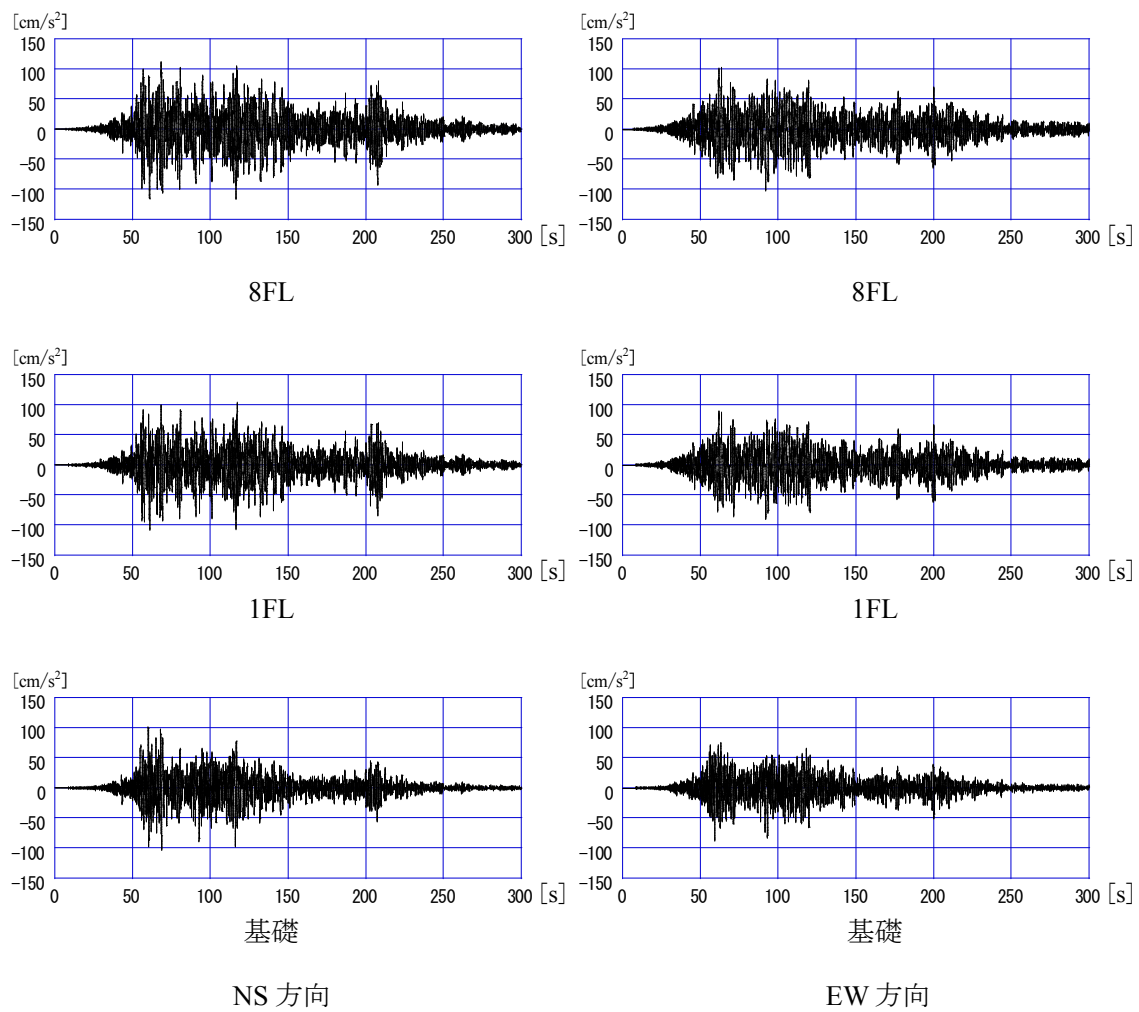


図 7.33(1) 加速度波形

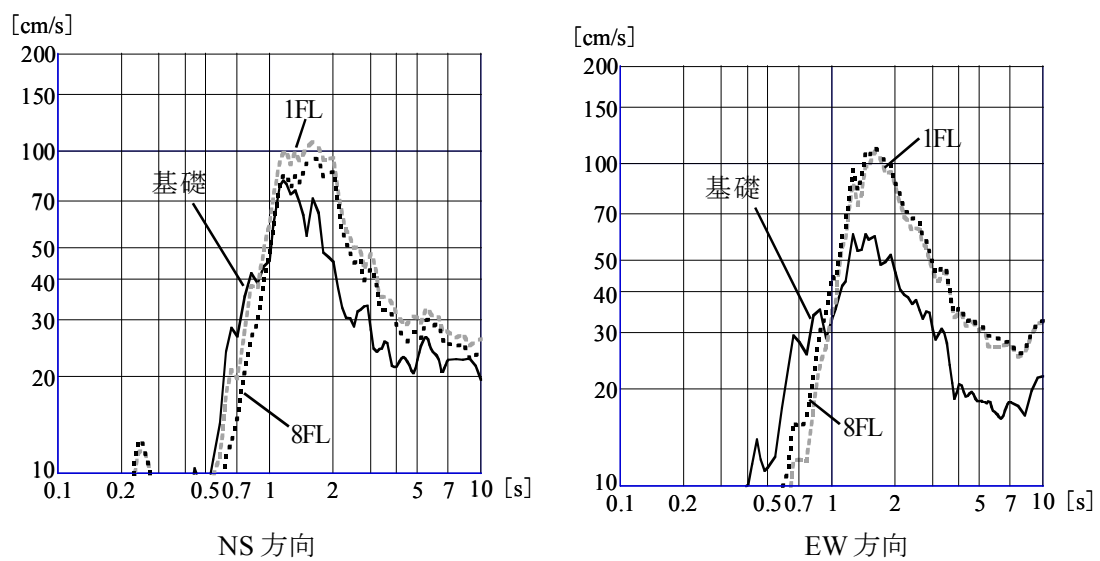
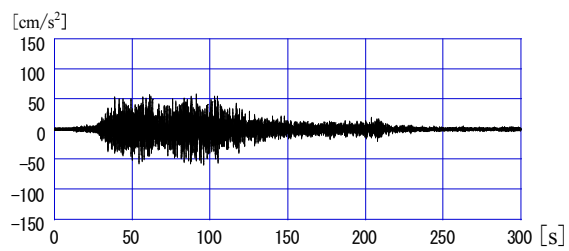
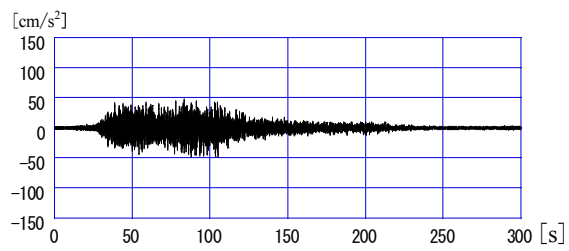


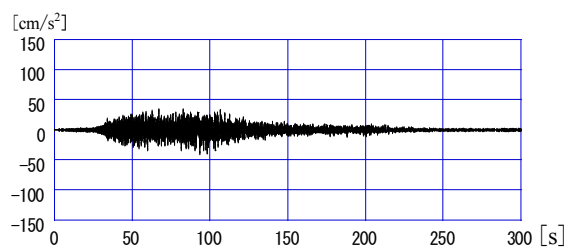
図 7.34(1) 速度応答スペクトル 減衰 5%



8FL



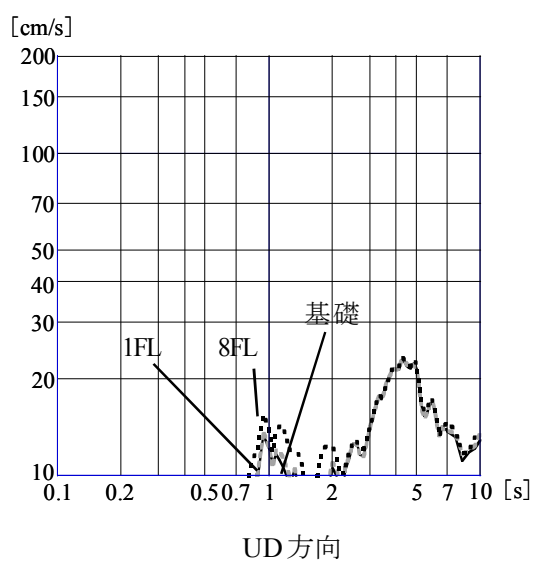
1FL



基礎

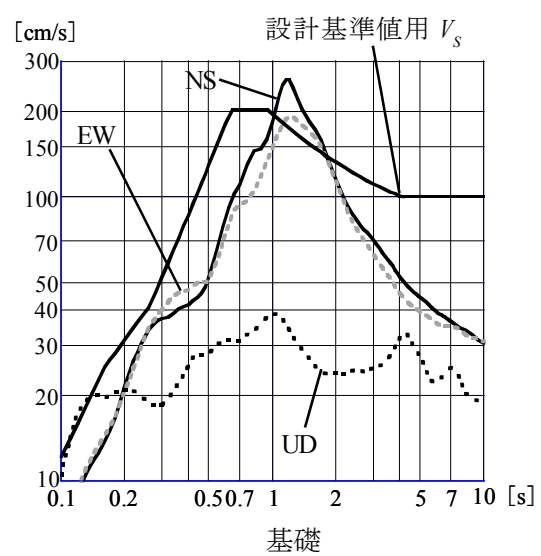
UD 方向

図 7.33 (2) 加速度波形



UD 方向

図 7.34 (2) 速度応答スペクトル 減衰 5%



基礎

図 7.35 エネルギースペクトル 減衰 10%

7.5.2 シミュレーション解析

加速度波形を積分して求めた基礎と1階の相対変位を図7.36に示す。最大変位は、南北に約7.5cmである。この値は、ケガキ版の軌跡(図7.37)とほぼ一致した。

基礎スラブでの観測記録を用いて上部構造のシミュレーション解析を行った。解析モデルは、設計時と同様とした。免震部材のモデル化は、天然ゴム系積層ゴムは線形に、鋼棒ダンパー、鉛ダンパーは標準型のバイリニアールにモデル化した。上部構造は9質点等価せん断の線形モデルとし、内部粘性減衰は上部構造を2%、免震層を0%した。

シミュレーション解析による基礎と1階の相対変位を図7.38に示す。シミュレーション解析により求めた軌跡が、加速度波形を積分して求めた軌跡よりやや大きい、形状は似ている。

図7.39に観測波形と解析波形を比較した図を示す。シミュレーション解析の方が応答値が大きい結果となった。シミュレーション解析が、は免震層の内部粘性減衰を0%としている影響と考えられる。

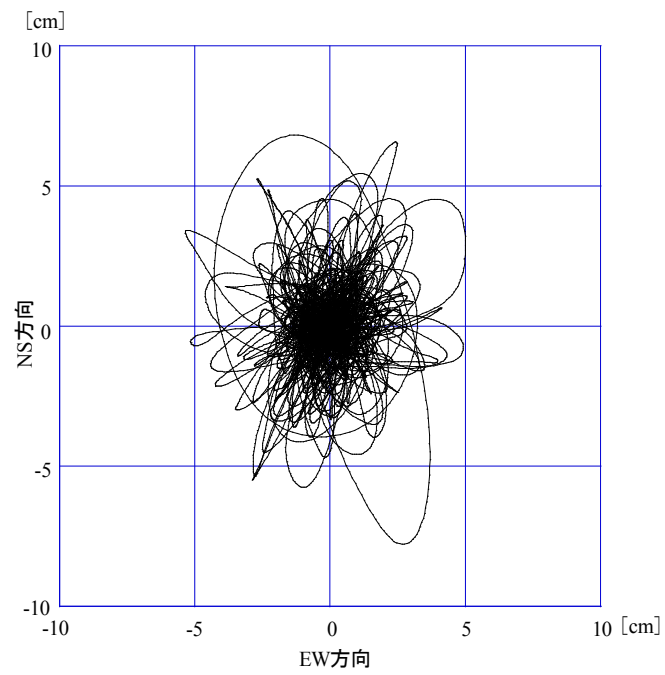


図7.36 加速度波形の積分による変位図



図7.37 ケガキ版の軌跡

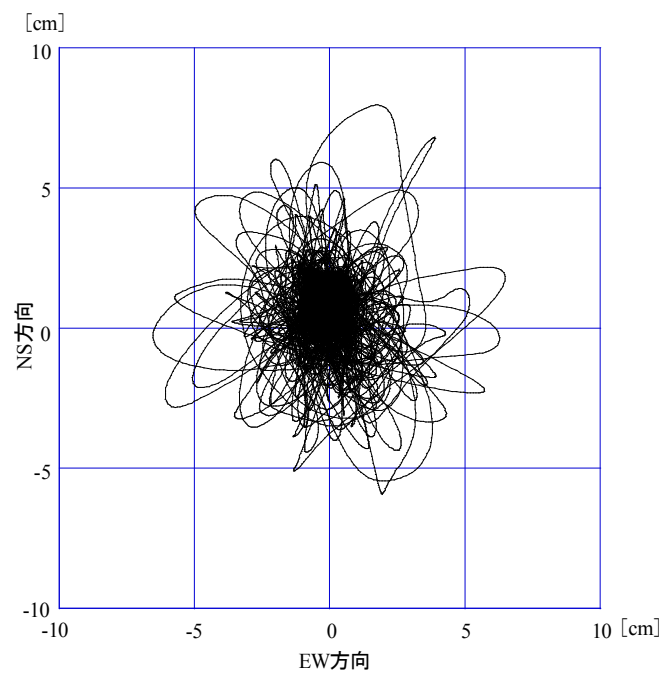


図 7.38 応答解析による変位図

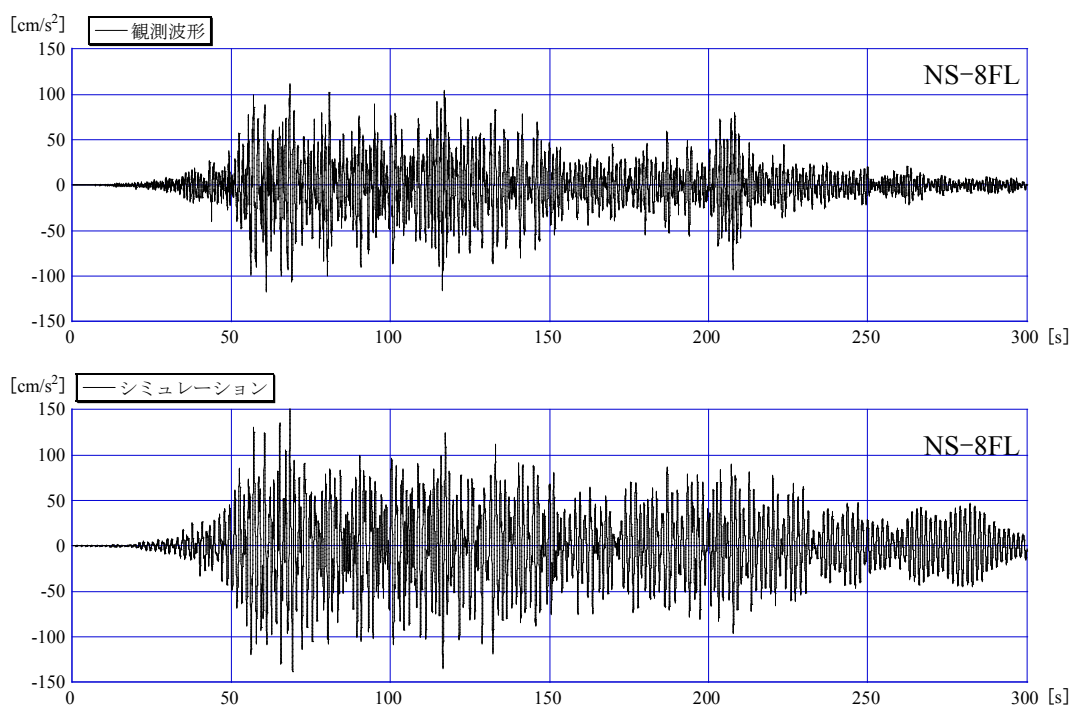


図 7.39 観測記録とシミュレーション波形の比較

7.5.3 地震後の点検

東北地方太平洋地震発生後に臨時点検を行った。点検の結果、免震層の残留変形もなく、免震部材や設備の免震継手に異常は見られなかった。しかし、図7.40に示すように鉛ダンパーの塗装の剥がれが見られた。地震の影響ではなく、経年変化によると考えられる。

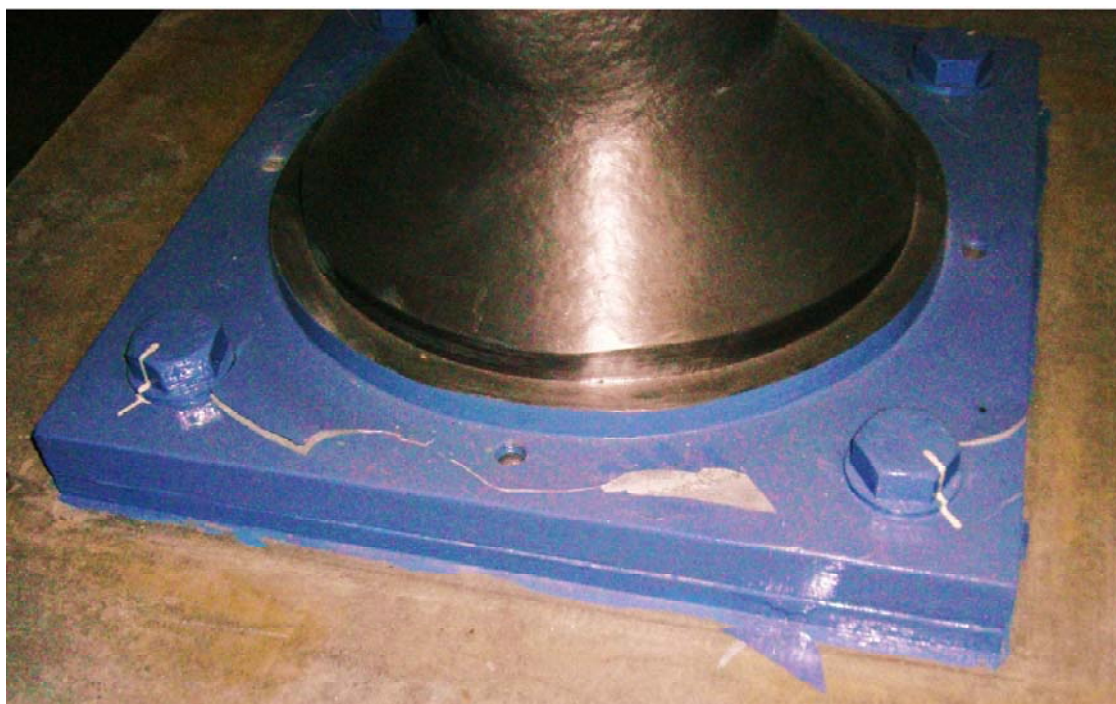


図 7. 40 鉛ダンパーの塗装の剥がれ

7.5.4 岩手県沿岸北部地震の検討

2008年に発生した岩手県沿岸北部地震が発生した際、地震計は故障中で、記録は取れていないが、けがき版に軌跡が残されていた。地震の諸元を表7.9に、震央と建設地の位置関係を図7.41に示す。

けがき版の軌跡を図7.42に示す。軌跡は20cmを示し、震度の割りに変位が大きい。建設地近傍の記録を基に、けがき版の軌跡を説明する。

表 7.9 地震の諸元

名称	岩手県沿岸北部の地震
日時	2008年7月24日
震央	北緯39度43.9分 東経141度38.1分
震源深さ	108km
規模	M6.8
建設地震度	5強（久慈市）

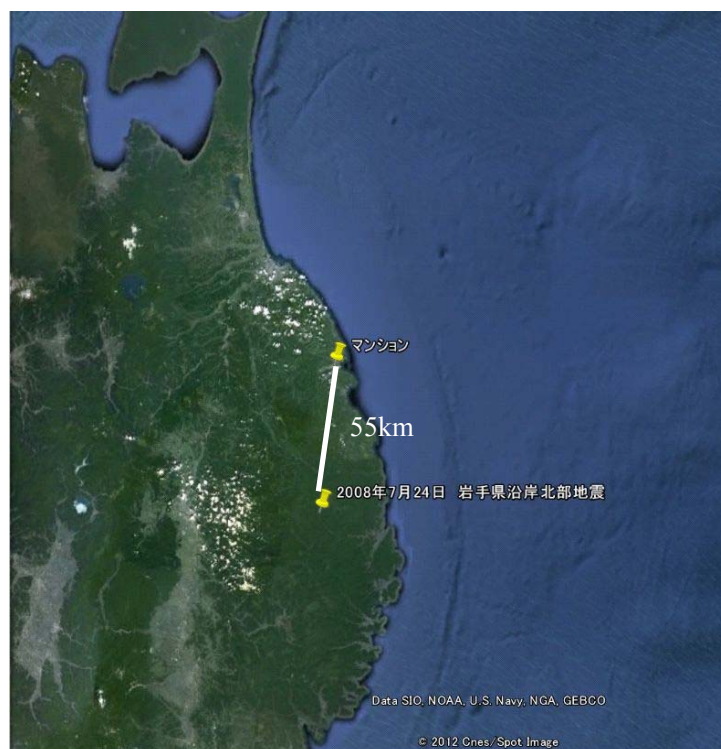


図 7.41 建設地と震央の位置関係



図7.42 けがき版の軌跡

建設地近傍の観測記録は、K-NET久慈と自治体NETの2箇所を確認できた(図7.43)。K-NETは硬質地盤上の記録、自治体NETは建設地に近い川沿いの軟弱地盤上にある。図7.44にK-NETと自治体NETの加速度波形を示す。図7.45に速度応答スペクトルを示す。自治体NETは、1.2秒付近に卓越周期を示すが、K-NETには鋭い卓越周期は見られない。

図7.46にK-NETと自治体NETのエネルギースペクトルを、図7.47にエネルギースペクトルを比較した図を示す。両観測点ほど1.1秒付近に卓越周期を持つが、自治体NETのほうが、2倍以上エネルギースペクトルが大きい値を示す。地盤と地形の影響を受けて、自治体NETは1.1秒付近が大きく卓越したと思われる。

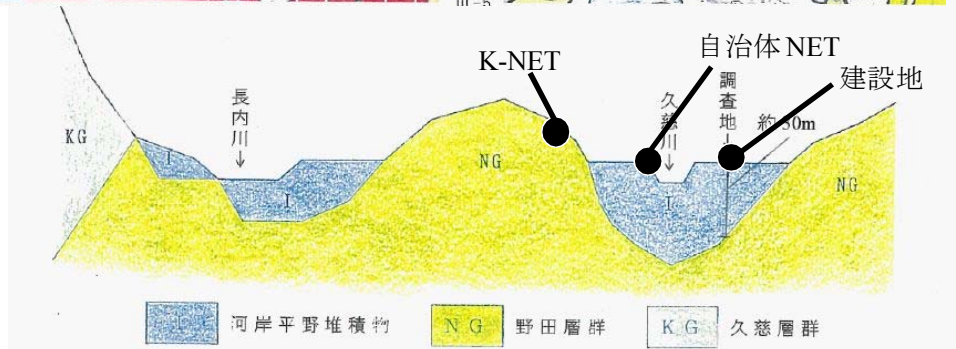
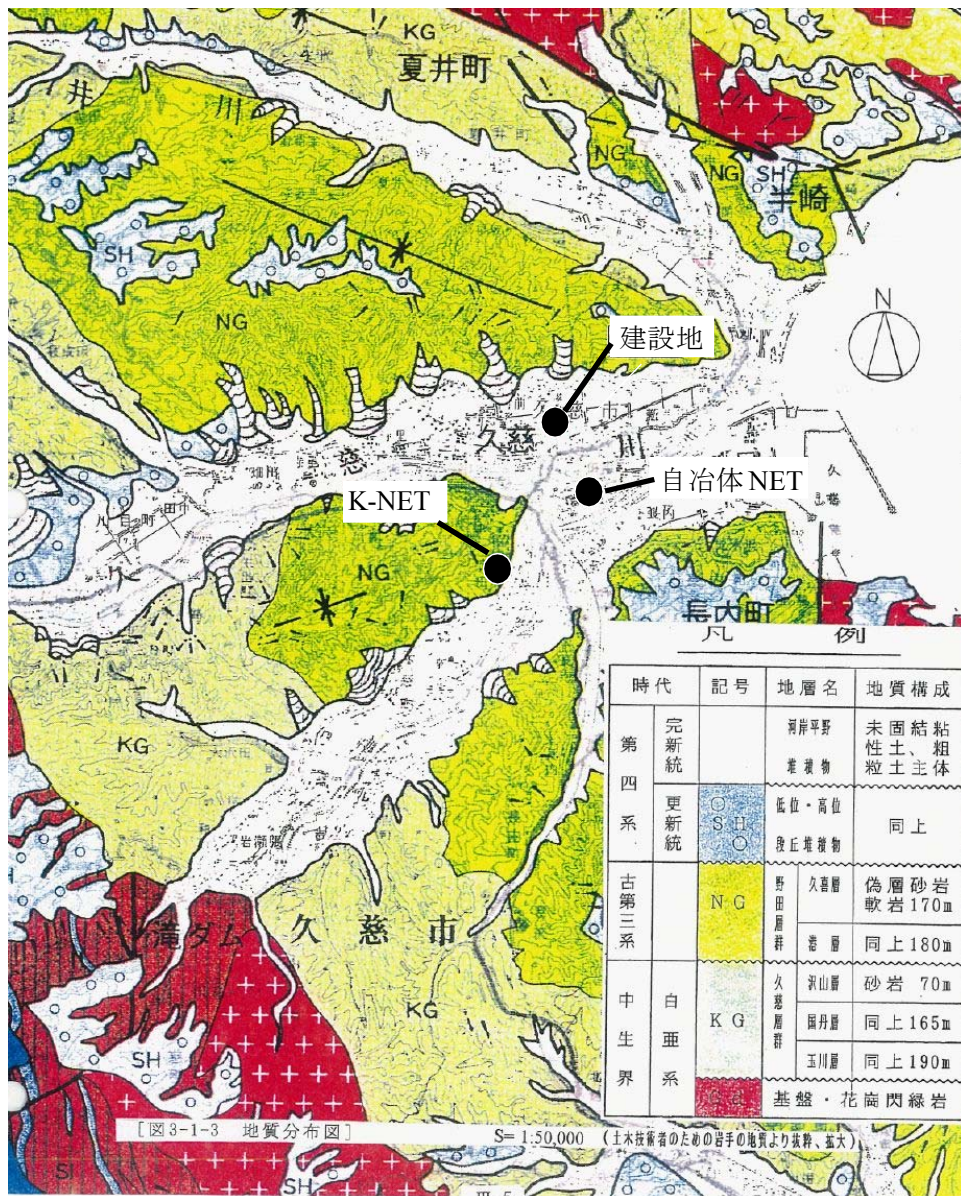


図7.43 地震計設置位置

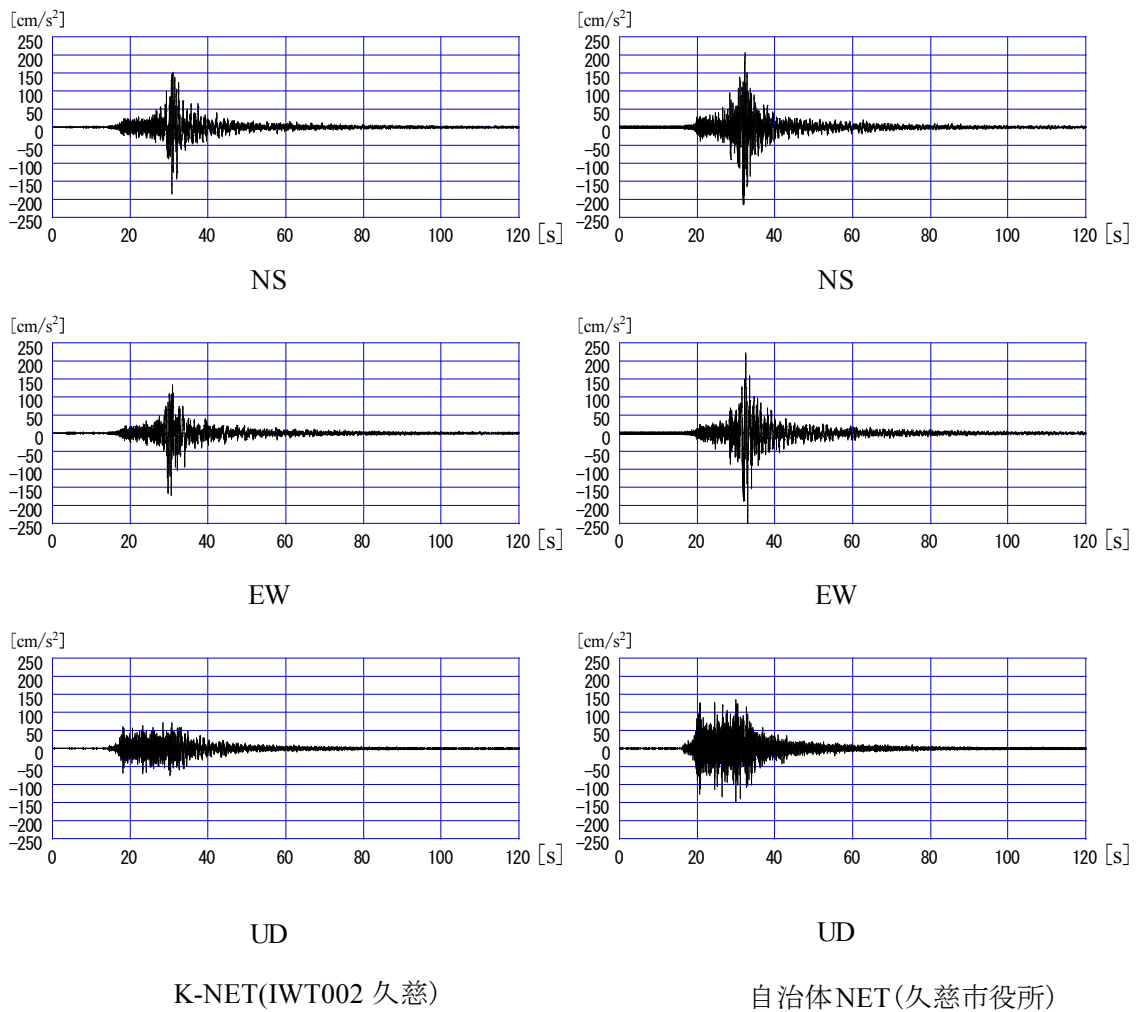


図 7.44 加速度波形

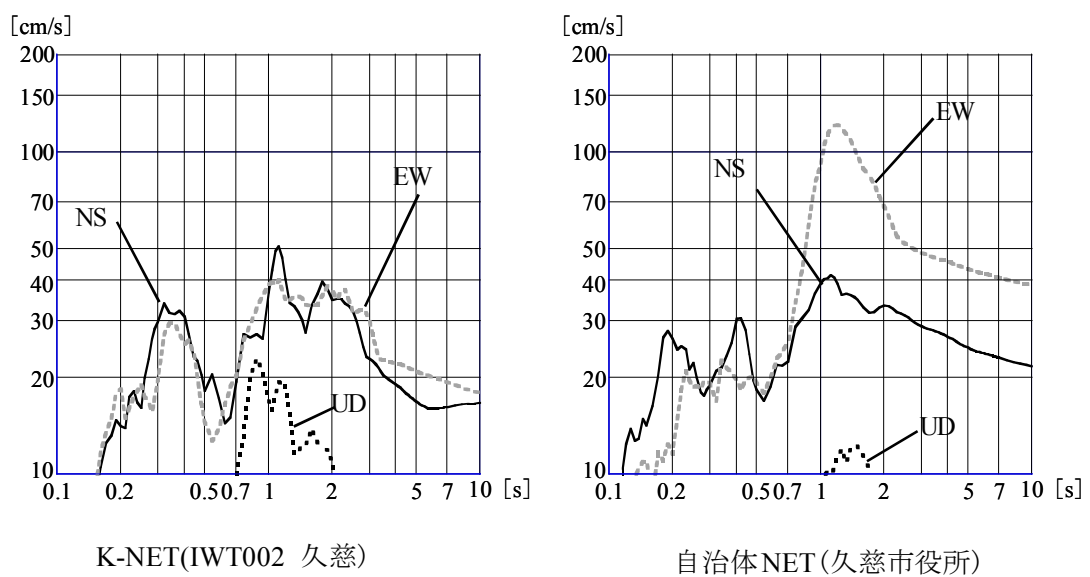


図 7.45 速度応答スペクトル 減衰5%

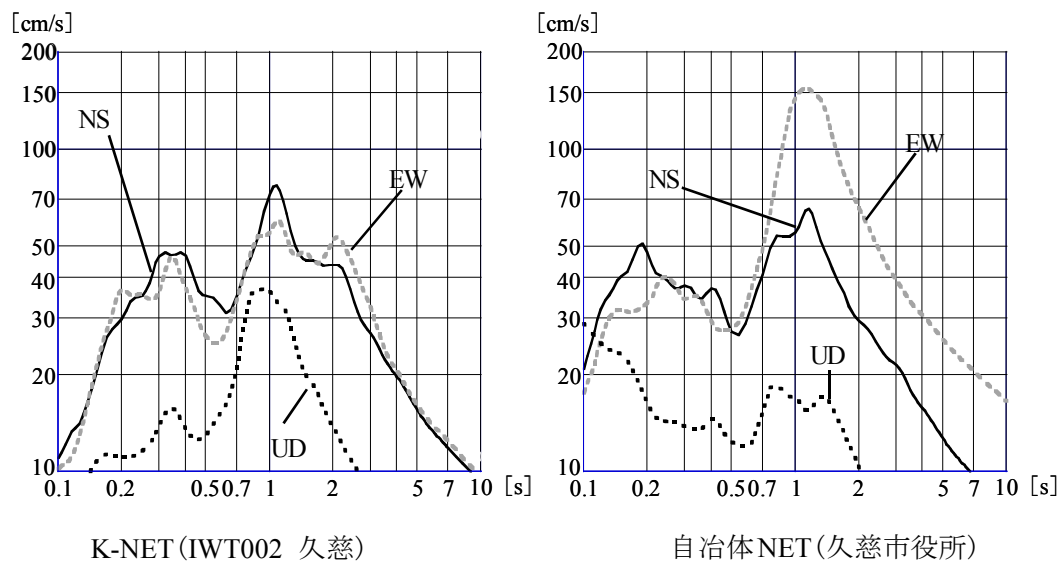


図 7.46 エネルギースペクトル 減衰 10%

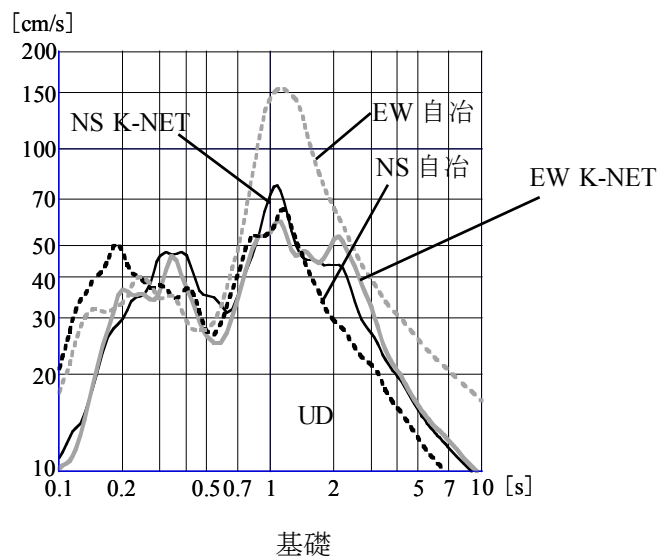


図 7.47 エネルギースペクトルの比較 減衰 10%

観測記録を用いてシュミレーション解析を行なった。基礎と免震層の相対変位について、図 7.48 に K-NET による結果、図 7.49 に自治体 NET による結果を示す。自治体 NET の最大変形は 16.9cm と K-NET に比べ 1.8 倍程度大きい。図 7.42 に示したけがき版の軌跡の 20cm には及ばないが、免震建築物が大きく変位した理由は説明できる。

図 7.50 に 8 階の加速度波形を、図 7.51 に 8 階の速度応答スペクトルを示す。自治体 NET の記録を入力波とした場合、1.1 秒付近が大きく卓越するのが分かる。

東北地方太平洋沖地震時の K-NET(IWT002 久慈)と集合住宅の基礎スラブの観測記録を比較する。図 7.52 にエネルギースペクトルを、図 7.53 にエネルギースペクトルを比較した結果を示す。岩手県沿岸北部地震の自治体 NET の記録と同様に 1.1 秒付近が卓越している。地形と地盤の影響を受けて、1.1 秒付近が卓越する傾向にある。

設計時点では、1 秒を超えるような周期帯で地盤応答が卓越することを想定していなかった。いわゆる設計想定外の事象であるが、設計時に想定した最大応答値 33cm 程度に対して、擁壁とのクリアランスを 60cm と広く設定しているため、クリアランスを広げる等の対策を講じる必要は無い。

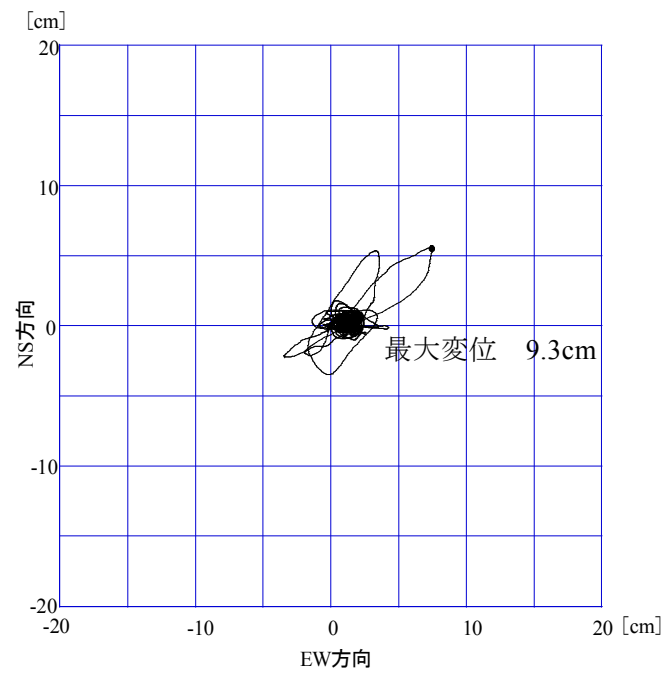


図 7.48 K-NETを入力した解析結果

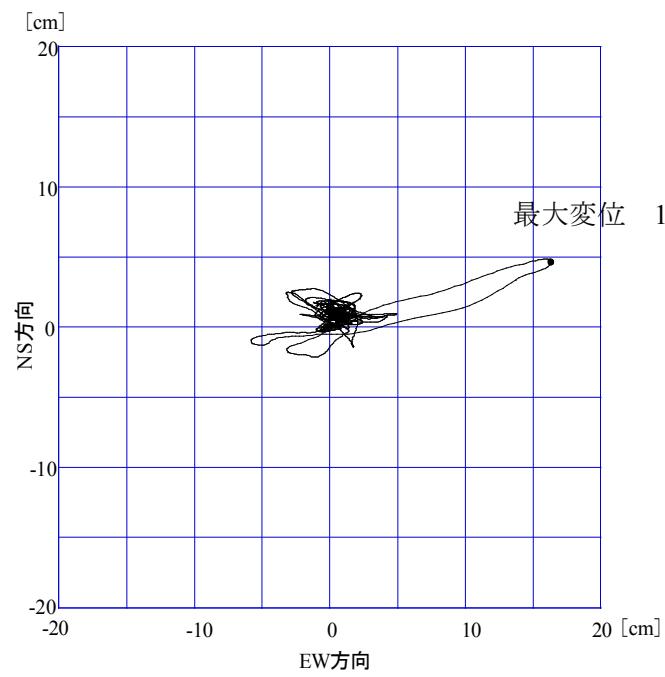
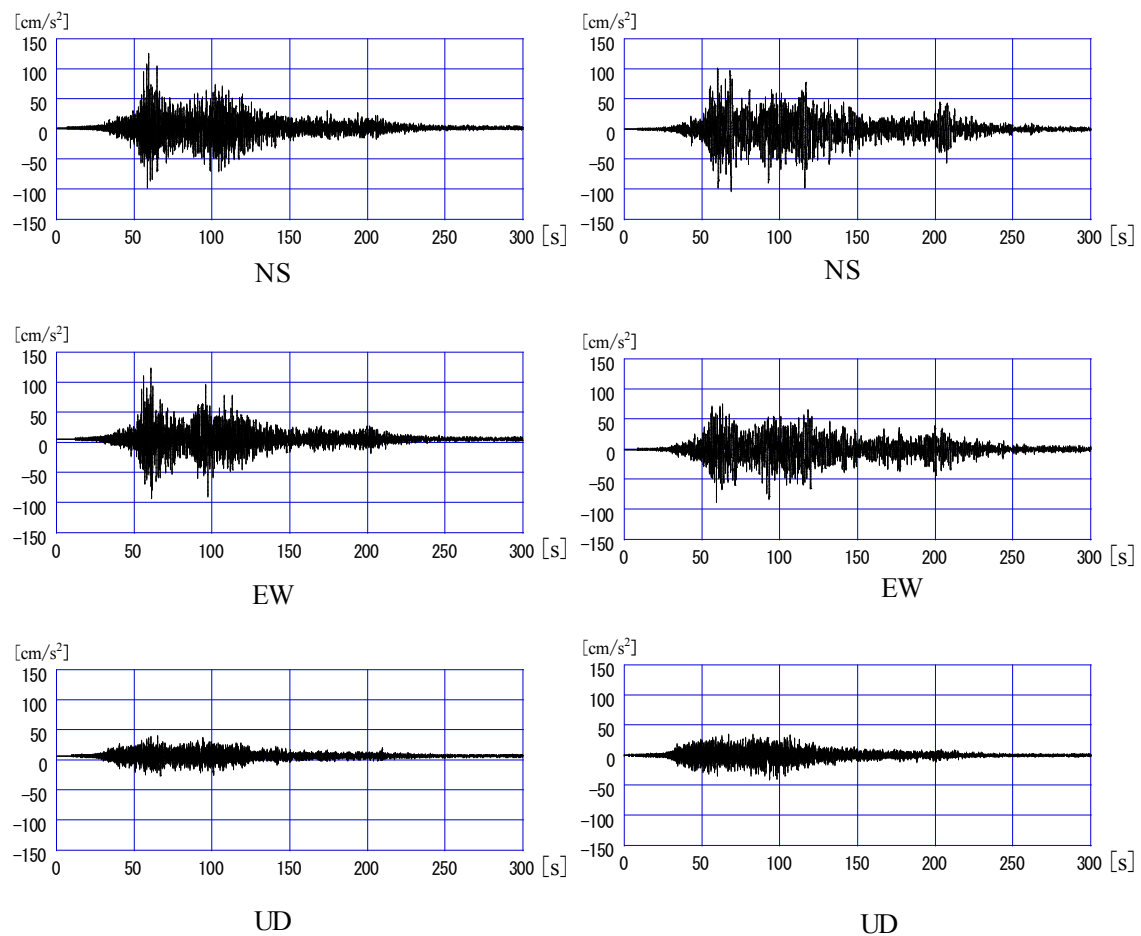


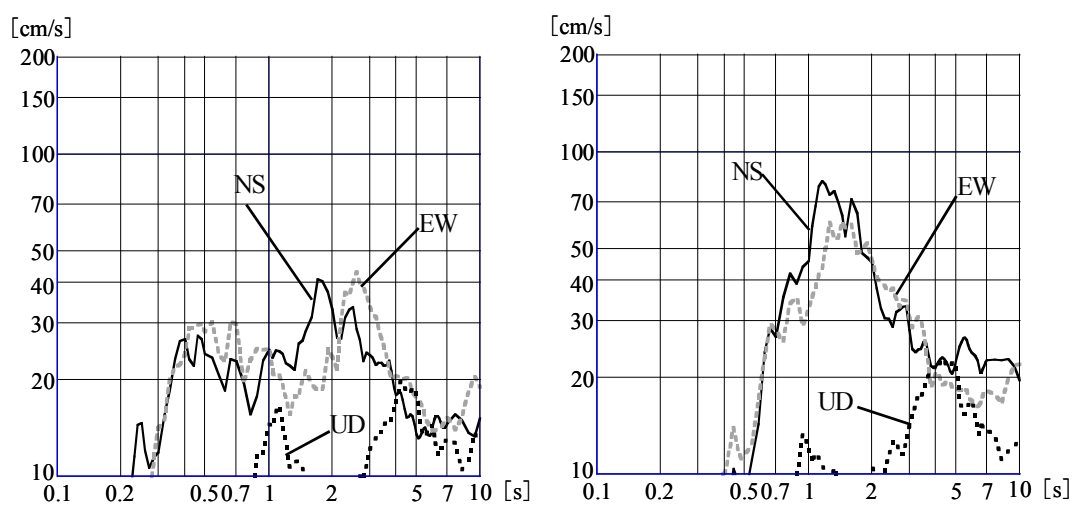
図 7.49 自治体NETを入力した解析結果



K-NET (IWT002 久慈)

自治体NET (久慈市役所)

図 7.50 8階の加速度波形(解析結果)



K-NET (IWT002 久慈)

自治体NET (久慈市役所)

図 7.51 8階の速度応答スペクトル(解析結果) 減衰 5%

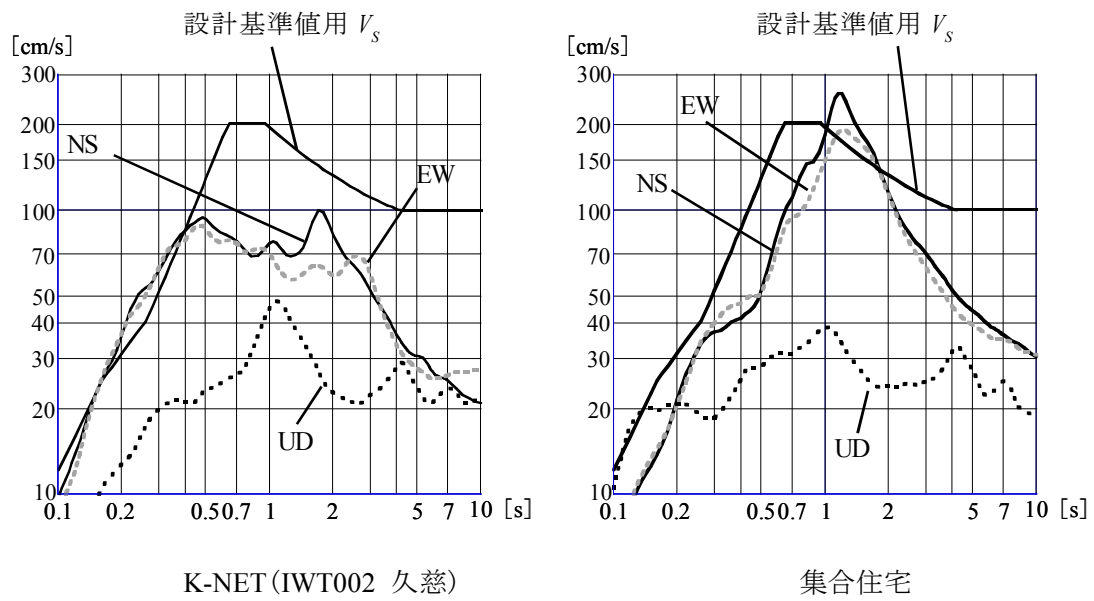


図 7.52 エネルギースペクトル 減衰 10%
東北地方太平洋沖地震

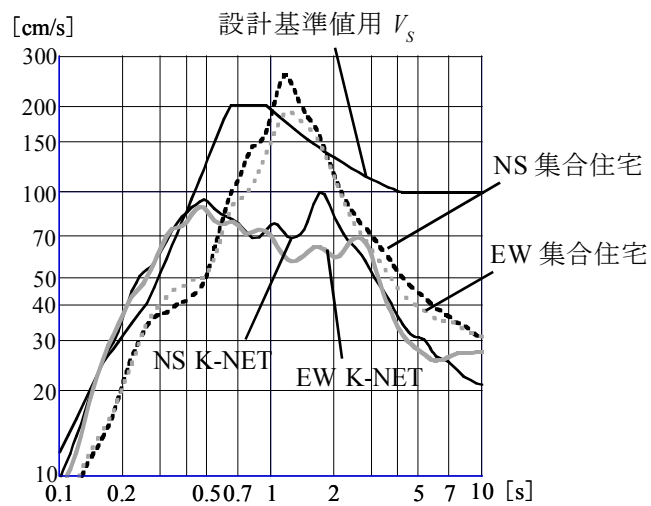


図 7.53 エネルギースペクトルの比較 減衰 10%
東北地方太平洋沖地震

7.6 まとめ

設計事例で説明した免震構造物で観測された地震記録とその観測記録を用いてシミュレーション解析を行なった。以下に結果をまとめる。

- (1) 日本の免震建築物第1号である八千代台免震住宅を含め、全ての記録で免震効果が確認できた。
- (2) 観測波を入力地震動としたシミュレーション解析では設計時で設定した比較的単純な解析モデルでも上部構造の応答を説明できることを確認した。
- (3) 7.5節の集合住宅は、地形の影響で1.1秒付近が卓越し易い地盤であることが確認できた。設計時点では、1秒を超えるような周期帯で地盤応答が卓越することを想定しておらず、いわゆる設計想定外の事象である。設計時に想定した最大応答値33cm程度に対して、擁壁とのクリアランスを60cmと広く設定しているため、クリアランスを広げる等の対策を講じる必要は無い。

免震構造物は入力地震動の周期成分に応答が支配されやすく、地盤の卓越周期が免震構造物の周期と近い場合は応答が大きくなる現象を確認した。もし、地震の規模が大きければ、擁壁との衝突の恐れも十分あった。

設計想定外の過大入力を想定し、安全余裕度を確保した設計を行うことは、重要な課題であることを改めて確認した。

参考文献

- 1) 日本建築学会；1995年兵庫県南部地震デジタル強震記録，1996.12.3 改定
- 2) 中澤俊幸：兵庫県南部地震観測記録結果(WESTビル)，MENSIN No.1，pp.24，1995.5
- 3) 川田公裕、長田勝幸：免震建築物の兵庫県南部地震による効果（郵政省WESTビル），日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)B-2 分冊，pp.631-632，1995.8
- 4) 山口昭一，中澤俊幸，劉 隆俊：Performance of seismicall Isolated Building,the West Building,at Kobe District, SEVEN U.S-JAPAN Workshop on the Improvemnet of Structural Design and Construction Practices, 1996.1

第 8 章 結論

8.1 研究のまとめ

8.2 今後の課題

第8章 結論

8.1 研究のまとめ

本研究は、多数の実記録地震動と Incremental Dynamic Analysis (IDA) を用い、擁壁との衝突による上部構造の損傷、積層ゴムアイソレータのハードニング、破断による上部構造の損傷を対象とした統計的考察を基に、免震構造物が終局状態に至るまでの地震動の大きさを把握し、合理的にクリアランス、上部構造耐力を設定する方法を提案し、より性能の優れた免震構造物の実現を目指すことを目的に行った。

本研究で得られた結論を要約すると以下の通りである。

第1章では、設計想定外の過大入力地震に対して、ロバスト性に欠ける免震構造物の耐震性能を定量的に把握する重要性について述べた。また、本研究では、免震構造物の損傷として、擁壁との衝突、積層ゴムアイソレータのハードニングと破断に着目することを述べた。

第2章では、免震構造物の設計を年代毎に区分し、地盤種別、クリアランス、設計ベースシア係数、等価周期および応答値の変遷を調査した。その結果、近年の免震構造物の設計は、長周期化を図り、設計ベースシア係数を小さく設定する傾向があることを把握した。また、クリアランスを極めて希な地震動時の応答値で除した値を過大入力に対する余裕度と考えた場合、1倍～4倍とばらつきが大きく、結果として耐震性能に差がある構造物を建築主に提供していることになり、設計者は終局状態に至るまでの地震動の大きさを把握し、構造物の耐震性能を明示する必要があることを述べた。

さらに、免震構造物と入力地震動の関係について、免震構造物の減衰性能に着目し、入力地震動の大きさに比例する以上の割合で、免震層の変形および必要上部構造耐力が増大することを明らかにした。

第3章では、免震構造物の耐震安全性について、上部構造1質点モデルを用い、多数の実記録地震動とIDAを用いて確率論的な評価を行なった。アイソレータのみの水平剛性から求まる免震周期 T_f 時の地震動の入力エネルギーの速度換算値 V_E を地震群の大きさを評価する指標とし、IDAによる結果を用いて fragility 曲線を求める方法を示し、損傷確率50%の地震動の大きさを設計基準値で除した値を安全余裕度と定義し検討を行った。その結果、クリアランスを広くすることは、安全余裕度を高める上で有効であるが、免震構造の上部構造は降伏後に急激に塑性化が進行するので、擁壁との衝突やアイソレータの破断が起きる以前に、降伏しない耐力を上部構造に付与することが重要であることを指摘した。

fragility 曲線から求まる損傷確率50%に着目し、確率論的な評価を行うことにより、免震構造物の主要パラメータに対する安全余裕度を定量的に把握できることを示した。

第4章は、擁壁とのクリアランスに着目し、上部構造1質点モデルを用い、多数の実記録地震動とIDAを用いて確率論的評価を行った。

解析結果を入力エネルギーの速度換算値 V_E とクリアランスの関係として表すと、上部構造の耐力 C_0 に関わらずほぼ同一の直線上にプロットされ、上部構造の耐力 C_0 に応じた V_E の上限値を有するバイリニア型の形状を呈することを示した。この解析結果を表す曲線と設計要求値 V_E （設計基準値に安全余裕度を考慮した値）の交点から、設計要求値に対して最低限必要となるクリアランス δ_1 が得られ、曲線の折れ曲がり点は上部構造の耐力 C_0 から決まる最大クリアランス δ_2 となることを示した。上部構造の耐力 C_0 をパラメータとした解析結果が得られれば、設計要求値に対して上部構造に必要な耐力も把握できることを示し、安全余裕度を具体的な数値として把握することが可能であることを示した。

以上の結果を用い、設計要求値に対して合理的にクリアランス、上部構造耐力を設定する方法を構築した。また、簡便に利用できるように簡易式の提案も行った。

第5章では、上部構造1質点モデルと上部構造5質点モデルの比較を行い、1質点モデルから求まる必要な上部構造耐力を用いて、上部構造を設計する方法について検討を行った。

塑性率 $\mu=1$ を崩壊と定義した場合、 A_1 分布で耐力を決めた方が、1質点モデルに近い値を示すが、衝突する以前、かつハードニングが発生する以前に上部構造が崩壊し、安全余裕度が決まる場合は、1質点モデルは安全余裕度を過大評価する恐れがあることを示した。第4章では、そのような条件にならないように擁壁との衝突まで、上部構造が崩壊しない耐力を付与する方法を示している。

低層の免震構造物を設計する場合、設計基準値に安全余裕度を考慮した設計要求値を設定し、第4章に示される図、または簡易式を用いて最小クリアランスと必要な上部構造耐力を求め、必要な上部構造耐力を最下階が支える固定荷重と積載荷重で除した値をベースシア係数とし、上層階の降伏耐力を A_1 分布で定め、全層がその耐力を上回るように設計すれば良いことを示した。

第6章では、年代を代表する設計事例を説明するとともに、第4章で求めた簡易式を用いて、新たに安全余裕度の検討を行った。その結果、2000年以前の事例では、積層ゴムアイソレータのゴム総厚が薄いためにハードニングの影響を受け、擁壁との衝突では無く、上部構造耐力で安全余裕度が決まることを示した。近年の事例では、積層ゴムアイソレータのゴム総厚が厚く、擁壁との衝突で安全余裕度が決まることを示した。

安全余裕度を確保するには、クリアランスを広くすることは当然であるが、積層ゴムアイソレータのゴム総厚を厚くし、積層ゴムアイソレータのハードニングの影響を受け難くすることが有効であることを実例から示した。

第7章では、設計事例で示した免震構造物で観測された地震記録の分析とその観測記録を用いたシュミレーション解析を行なった。観測された地震記録から、免震構造物が期待通り

の性能を発揮したことを示した。しかし、免震構造物は入力地震動の周期成分に応答が支配されやすく、卓越周期が免震構造物の周期と近い場合は応答が大きくなる現象も示した。そのような条件で地震規模が大きくなれば、擁壁との衝突の恐れがあり、設計想定外の過大入力を想定し、安全余裕度を確保した設計を行うことは、重要な課題であることを改めて示した。

以上、本論文では過大入力下の動的挙動の統計的考察に基づく免震構造物の耐震性向上に関する研究を行った。

どのような地震動が何時起きるか分からない以上、設計検討用地震動だけに頼るのは十分でなく、本研究で主張した実際に観測された地震動を多数用い、統計的考察に基づいて安全余裕度を評価する方法は、どのような耐震安全性を確保できているかの客観的評価に耐える方法である。例え新しい知見が増え、設計用入力地震動の考え方が変わっても、本研究の方法で安全余裕度の数値を示していれば、耐震安全性の評価を行なえる。

2011年東北地方太平洋沖地震以降、免震構造物の需要は益々盛んである。本論文は、免震構造物の耐震性能向上の一助になるものとする。

8.2 今後の課題

本研究では、免震構造物の過大入力下の動的挙動について多角的に検討を行なった。本研究は、剛性が高い擁壁を想定し、かつ擁壁が降伏しないという安全側の仮定により検討をした。擁壁との衝突実験が増え、衝突時の剛性や擁壁の降伏条件等が把握できれば、より進んだ動的挙動の研究ができる。

本研究では、入力地震動をFEMAのFar-Filed(震央から10km以上離れた地点で観測された地震動)の選択基準に準拠し、PEER NGA データベースより選択したが、私の専門外になるが、日本の地理的条件、地盤条件に相応しい地震動群の組み合わせが考えられれば、より精度の良い安全余裕度の評価ができる。また、Incremental Dynamic Analysisは、地震動の振幅を徐々に大きくして検討を行うが、地震動が大きくなれば地震動の位相特性、継続時間が変わることが考えられる。今後、地震動の振幅を徐々に大きくするだけでなく、位相特性、継続時間も変化させる手法の開発が期待される。

付録

地震動群のばらつきが安全余裕度に
与える影響について

付録 地震動群のばらつきが安全余裕度に与える影響について

本論文で採用した32地震動は、基準化を行い最大地動速度は同一であるが、エネルギースペクトルにばらつきがある。ばらつきが大きい地震動を除いた地震動群とした場合、安全余裕度にどのような影響を与えるか検討を行う。

32地震動の中央値を $V_E=81.5\text{cm/s}$ に一致させるようにスケーリングした後のエネルギースペクトルを図1に、個々の地震動の V_E を累積数として図2に示す。81.5cm/sより小さい地震動が16波、大きい地震動が16波になる。図中に $\pm 1\sigma$ の範囲を示しているが、小さい側は 1σ の範囲内になるが、大きい側の4地震動が 1σ の範囲を上回る。この4地震動が偏って大きいことが分かる。

32地震動を【条件A】、大きな V_E を示す4地震動を除いて28地震動とした場合【条件B】、小さい V_E を示す4地震動を除いて28地震動とした場合【条件C】、大きい4地震動と小さい4地震動を除いて24地震動とした場合【条件D】とし、検討を行う。【条件B】、【条件C】は中央値が変わるので、スケーリングを新たに行う必要がある。 $T_f=4$ 秒で $V_E=81.5\text{cm/s}$ にスケーリングした結果を表1に示す。大きい V_E を示す4地震動を除いた場合、中央値が小さくなるので、スケーリング倍率は1.63倍と大きくなる。逆に、小さい V_E を示す4地震動を除いた場合、中央値が大きくなるので、スケーリング倍率は1.43倍と小さくなる。

【条件B】のエネルギースペクトルを図3に、【条件B】の個々の地震動の V_E を累積数として図4に示す。 V_E が大きい地震動が除かれているため、ばらつきが小さい。【条件C】のエネルギースペクトルを図5に、【条件C】の個々の地震動の V_E を累積数として図6に示す。 V_E が小さい地震動を除いているが、偏って大きい地震動の影響でばらつきは大きい。【条件D】のエネルギースペクトルを図7に、【条件D】の個々の地震動の V_E を累積数として図8に示す。 V_E のばらつきが小さいことが分かる。

免震周期 $T_f=4.0$ 秒、ゴム総厚 $h=200\text{mm}$ 、上部構造耐力 $C_0=0.15\sim 0.40$ とし、(a)クリアランス ∞ 、(b)クリアランス500mmをパラメータとしたIncremental dynamic analysisを各地震動群で行い、 fragility 曲線を求めた結果を図9に示す。図は、上から(i)【条件A】と【条件B】の比較、(ii)【条件A】と【条件C】の比較、(iii)【条件A】と【条件D】の比較の順に並べている。【条件B】、【条件C】、【条件D】は、 V_E のばらつきが少ないため、【条件A】に比べて fragility 曲線の勾配は急になる。また、【条件B】、【条件D】は大きな V_E を示す地震動が除かれているため、 $C_0=0.15$ を除き、 fragility 曲線の勾配が始まる V_E が大きくなっている。

図10に安全余裕度を比較した結果を示す。偏って大きな V_E を示す地震動を除いた【条件B】、【条件D】が、安全余裕度はやや大きいが、【条件A】との値の差は小さい。スケーリングにより地震動群の大きさを調整するので、損傷確率50%で評価する安全余裕度に与える影響は少ないと言える。

安全余裕度の差は小さいが、 fragility 曲線の勾配には差が現れている。勾配の差について安全余裕度と損傷確率の関係をを用いて検討する(本文4.4.5節を参照)。【条件A】～

【条件D】の地震動群を用い、免震周期 $T_f=4.0$ 秒、ゴム総厚 $h=200\text{mm}$ 、上部構造耐力 $C_0=0.30$ とした fragility 曲線から求めた安全余裕度と損傷確率の関係をクリアランス (i) ∞ , (ii) 800mm, (iii) 500mmの順に図11に示す. 偏って大きな V_E を示す地震動が除かれている【条件B】, 【条件D】は設計基準値での損傷確率は小さい. 地震動倍率が小さい時点で損傷する地震動が除かれる影響である. 【条件C】も損傷確率は小さくなるが, 【条件A】との差は小さい. 除いた4地震動は, 特別小さい値を示していた訳ではないので, 影響が現れ難かったと判断した.

地震動群のばらつきが小さいと, 安全余裕度に対する設計基準値での損傷確率は小さくなることが確認できた. これは, 地震動のばらつきが小さくなると, 損傷に至る地震動の大きさの幅が狭まるためである.

V_E が大きな地震動も本文3.3.1節に示す条件で選択された実記録地震動であり, 最大地動速度が同じでも地震動の特性により V_E が大きく評価されたに過ぎず, 起こり得る地震動として採用した. 偏って大きな V_E を示す地震動を含んでいても, 安全余裕度と与える影響は小さく問題はないが, 設計基準値と安全余裕度の関係を考えた場合, ばらつきが小さい地震動群では設計基準値での損傷確率が小さくなり, 危険側の判断をする恐れがあり. 恣意的に V_E のばらつきが大きい地震動を除外することを行うべきではない.

表1 条件別のスケーリング倍率

地震動数		スケーリング倍率	最大地動速度 (cm/s)
条件A	32地震動	1.55	62.4
条件B	28地震動 (大きい4地震動を除く)	1.63	65.6
条件C	28地震動 (小さい4地震動を除く)	1.43	60.0
条件D	24地震動 (大小4地震、計8地震動を除く)	1.55	62.4

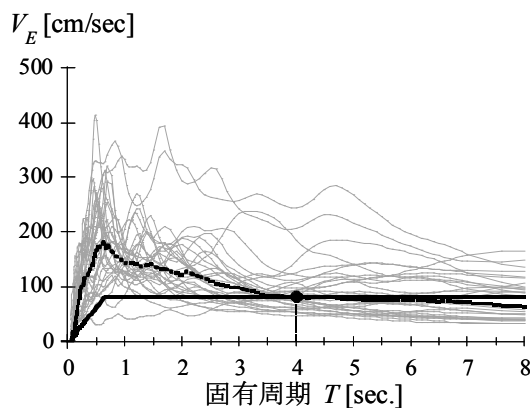


図1 【条件A】32地震動のエネルギースペクトル $h=10\%$

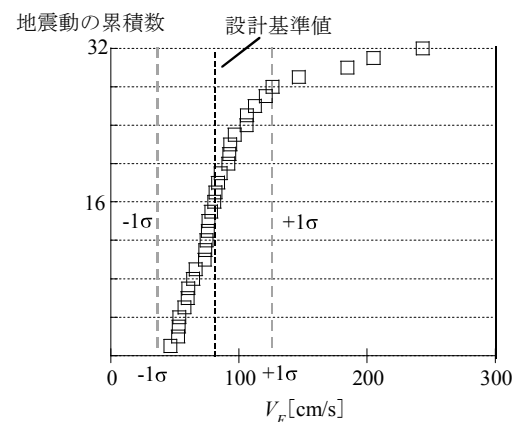


図2 設計基準値を $V_E=81.5\text{cm/s}$ とした時の各地震動の V_E の値【条件A】

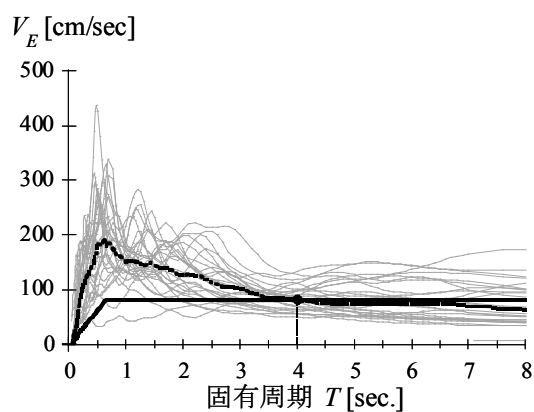


図3 【条件B】28地震動(V_E 大減)のエネルギースペクトル $h=10\%$

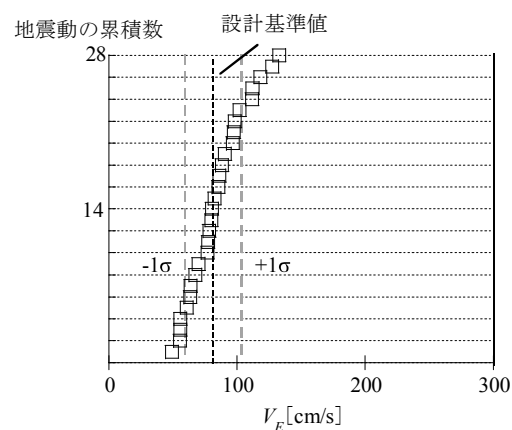


図4 設計基準値を $V_E=81.5\text{cm/s}$ とした時の各地震動の V_E の値【条件B】

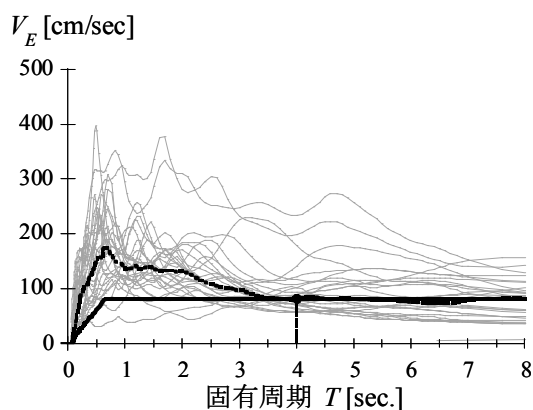


図5 【条件C】28地震動(V_E 小減)のエネルギースペクトル $h=10\%$

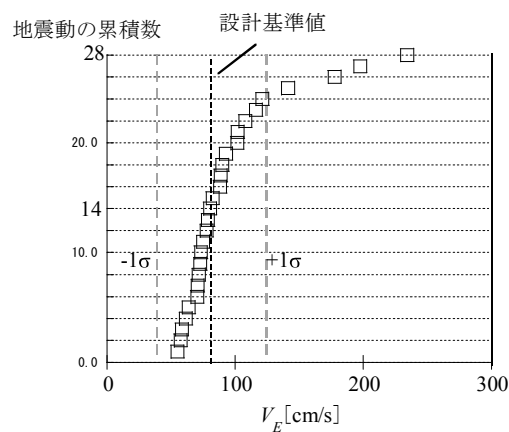


図6 設計基準値を $V_E=81.5\text{cm/s}$ とした時の各地震動の V_E の値【条件C】

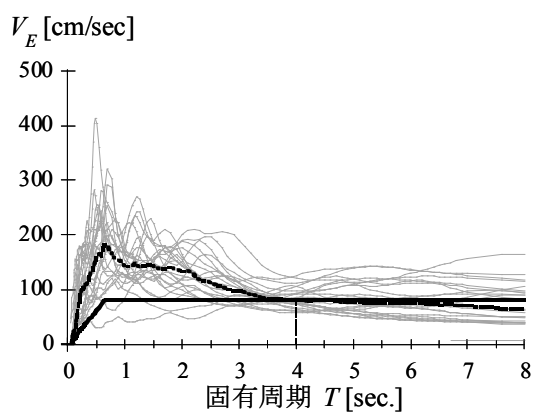


図7 【条件D】24地震動のエネルギースペクトル $h=10\%$

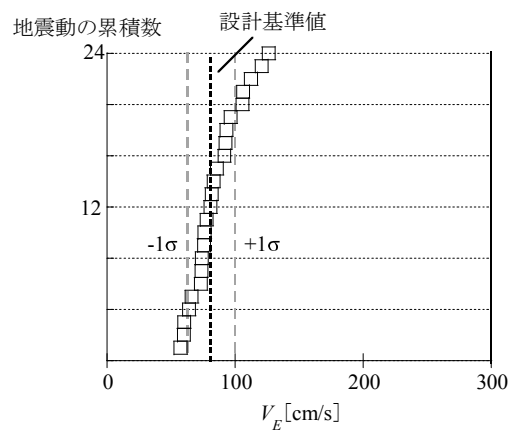


図8 設計基準値を $V_E=81.5\text{cm/s}$ とした時の各地震動の V_E の値【条件D】

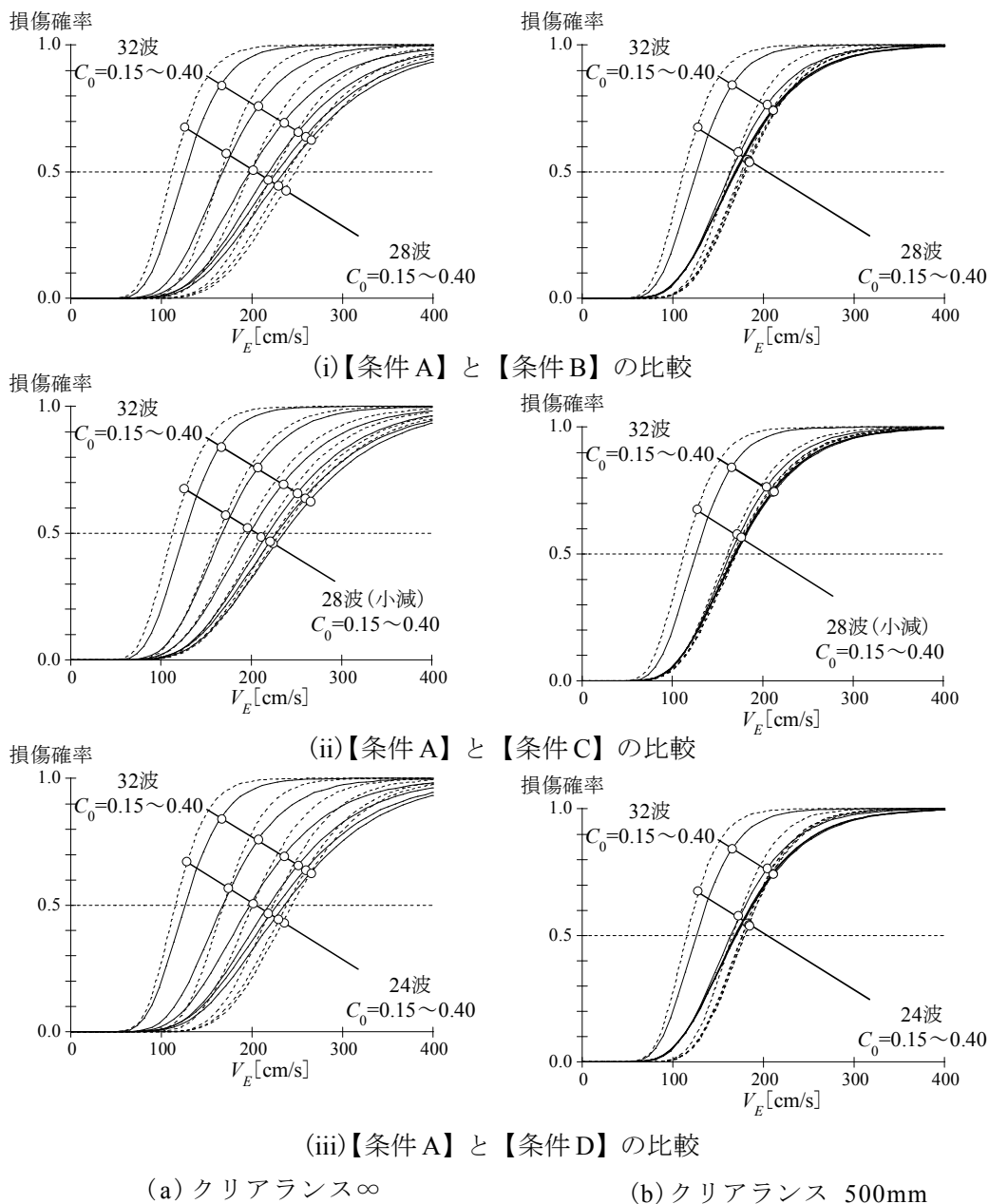


図9 フラジリティ曲線比較

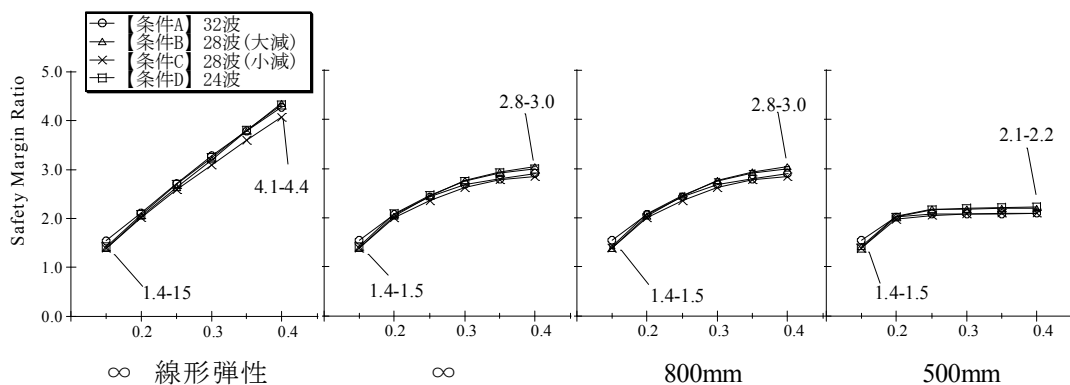
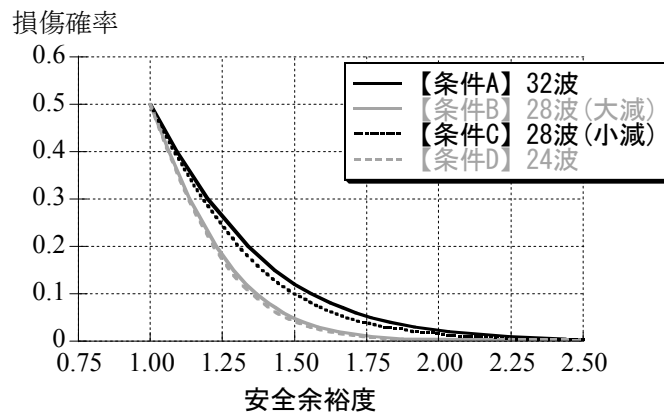
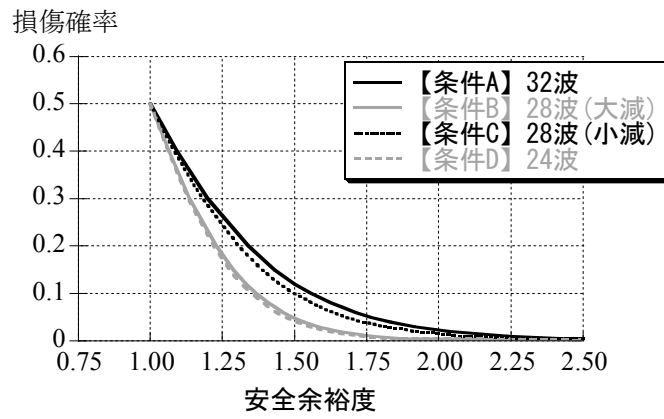


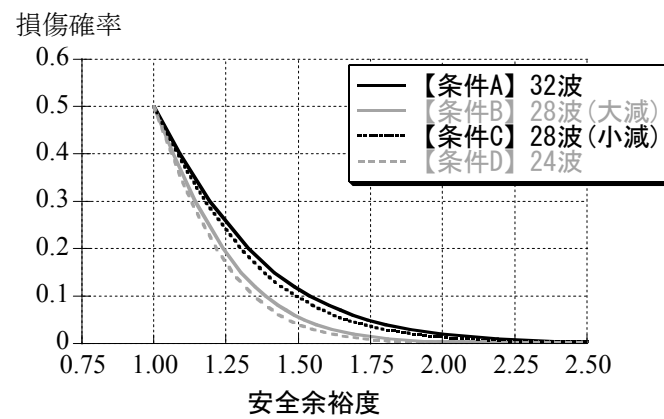
図10 地震動群の違いによる安全余裕度の比較



(i) クリアランス ∞



(ii) クリアランス 800mm



(iii) クリアランス 500mm

図 11 安全余裕度と損傷確率

公表論文

公表論文

査読付き論文

- 1) 中澤俊幸, 吉敷祥一, 曲 哲, 三好 新, 和田 章 : 免震構造物における耐震安全性評価に関する基礎検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 662 号, pp745-754, 2011.4 (第 3 章に関連)
- 2) 中澤俊幸, 吉敷祥一, 曲 哲, 和田 章 : 安全余裕度の確保を目的とした免震構造物のクリアランスの設定方法, 日本建築学会構造系論文集, 第 677 号, pp1159-1165, 2012.7 (第 4 章に関連)
- 3) Zhe Qu, Shoichi Kishiki, Toshiyuki Nakazawa : Influence of Isolation Gap Size on Collapse Performance of Seismically Base-Isolated Buildings, EARTHQUAKE SPECTRA (EERI) に掲載予定 (第 2 章, 第 3 章, 第 4 章に関連)

本研究に関するその他の論文・発表

- 1) Toshiyuki Nakazawa, Shoichi Yamaguchi, Hiroshi Akiyama, Akira Wada : Seismic Isolation System Design Procedure in Japan and its Comparison to the US, ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Pashisive Energy Dissipation ,and Active Control, pp.435-445, 1993.3 (第 2 章に関連)
- 2) 中澤俊幸, 山口昭一, 木村允一, 川田公裕, 長田勝幸 : WEST ビル, menshin No.7, pp5-9, 1995.2 (第 6 章に関連)
- 3) 中澤俊幸 : 兵庫県南部地震観測記録 (WEST ビル), menshin No.8, pp24, 1995.7 (第 7 章に関連)
- 4) 中澤俊幸, 吉敷祥一, 曲 哲, 三好 新, 和田 章 : Fundamental Study on probabilistic evaluation on the ultimate state on base isolated structures, 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering, CUEE, pp.1211-1216, 2011.3 (第 3 章に関連)
- 5) 中澤俊幸, 三好 新, 吉敷祥一, 曲 哲, 和田 章 : 設計想定外の地震動入力に対する免震構造物の耐震安全性の確率論的評価 (その 1 研究目的と評価手法), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2 分冊, pp.593-594, 2011.8 (第 3 章, 第 5 章に関連)
- 6) 吉敷祥一, 中澤俊幸, 三好 新, 曲 哲, 和田 章 : 設計想定外の地震動入力に対する免震構造物の耐震安全性の確率論的評価 (その 2 解析モデル), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2 分冊, pp.595-596, 2011.8 (第 3 章, 第 5 章に関連)
- 7) 三好 新, 中澤俊幸, 吉敷祥一, 曲 哲, 和田 章 : 設計想定外の地震動入力に対する免震構造物の耐震安全性の確率論的評価 (その 3 解析結果と安全余裕度の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2 分冊, pp.597-598, 2011.8 (第 3 章, 第 5 章に関連)

- 8) 中澤俊幸, 曲 哲, 吉敷祥一 : Influence of pounding with retaining walls on the response of base-isolated structures, (Part1, A numerical case study), 日本地震工学会・大会 -2011 梗概集, pp.140-141, 2011.11 (第5章に関連)
- 9) 曲 哲, 中澤俊幸, 吉敷祥一 : Influence of pounding with retaining walls on the response of base-isolated structures, (Part2 Validity of lumped mass MDOF model), 日本地震工学会・大会 -2011 梗概集, pp.142-143, 2011.11 (第5章に関連)
- 10) 滝本哲也, 中澤俊幸, 吉敷祥一, 曲 哲, 和田 章 : 安全余裕度の確保を目的とした免震構造物のクリアランスの検討 (その1 研究目的, 解析モデルおよび入力地震動), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中部)B-2 分冊, pp.255-256, 2012.9 (第4章に関連)
- 11) 中澤俊幸, 滝本哲也, 吉敷祥一, 曲 哲, 和田 章 : 安全余裕度の確保を目的とした免震構造物のクリアランスの検討 (その2 研解析結果とクリアランスの設定方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中部)B-2 分冊, pp.257-258, 2012.9 (第4章に関連)

免震関連の発表

- 1) Toshiyuki Nakazawa, Shoichi Yamaguchi, Masahiro Sato, Takashi Abe, Kazuaki Honma, Tugushisa Nishimura, Tunekisa Kouno, Mataichi Kojima, Kenji Kuwabara : Structural Design Concept on Hospitals with Seismic Isolation -Considering the Differences of Earthquake Ground Motions and Site Ground Conditions-, Structural Engineers World Congress, pp.T2-a1-5, 2002.10
- 2) Toshiyuki Nakazawa, Shigemi Machida, Liu Longjun, Huey-ming Liao, Pei-Yu Hsin, Shoichi Yamaguchi : Seismic Isolation Design of TSU-CHIH Hospital at SHIN TIEN, ATC/JSCA 10th U.S.-JAPAN Workshop on Improvement of Structural Design and Construction Practices, pp.12-1 ~ 20, 2003.7
- 3) 中澤俊幸, 町田重美, 大迫勝彦, 山田真左和, 蓮田常雄 : 免防振構法開発の基礎実験 (その3振動台実験の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(北海道)環境工学(1)分冊, pp.317-318, 1995.8
- 4) 豊田将文, 山本浩二, 国弘 仁, 蓮田常雄, 中澤俊幸, 渡辺 憲 : 天然ゴム系積層ゴム曲げ変形特性に関する基礎研究(その2)実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)B-2 分冊, pp.701-702, 1996.9
- 5) 鈴木一弁, 山口昭一, 中澤俊幸, 杉沢充, 茂木正史, 吉川秀章, 加藤巨邦 : 免震鋼棒ダンパーの実験的研究(その4 吸収エネルギーによる損傷率の評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2 分冊, pp.559-560, 1997.9
- 6) 中澤俊幸, 町田重美, 武居 泰, 蓮田常雄, 國弘 仁 : 基礎梁の無い免震建物に関する解析的検討(その1 解析モデルと積層ゴムの挙動), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2 分冊, pp.641-642, 1997.9

- 7) 蓮田常雄, 武居 泰, 中澤俊幸, 劉 隆俊, 大迫勝彦: 基礎梁の無い免震建物に関する解析的検討(その2 応答解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)B-2 分冊, pp.643-644, 1997.9
- 8) 中澤俊幸, 山口昭一, 蓮田常雄, 藤井光治朗, 武居 泰, 伊積康彦: 地下鉄近傍に立地する免震建物の振動伝搬特性(その1)数値解析による検討(鉄道振動), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)D-1 分冊, pp.241-242, 1997.9
- 9) 藤井光治朗, 蓮田常雄, 武居 泰, 伊積康彦, 中澤俊幸, 中川 理: 地下鉄近傍に立地する免震建物の振動伝搬特性(その2)工事進捗に伴う振動伝搬の実態(鉄道振動), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)D-1 分冊, pp.243-244, 1997.9
- 10) 服部宏治, 渋谷孝男, 長田勝幸, 中澤俊幸: 2000年鳥取西部地震における郵政施設の免震建物地震観測記録, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-2 分冊, pp.555-556, 2002.8
- 11) 山田聖治, 武居 泰, 山田 努, 蓮田常雄, 中澤俊幸, 佐藤正浩: 中間層に免震層を有する線路上空利用建築物の動的挙動(その1 地震時水平応答), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)B-2 分冊, pp.713-714, 2005.9
- 12) 中澤俊幸, 武居 泰, 山田 努, 蓮田常雄, 佐藤正浩: 中間層に免震層を有する線路上空利用建築物の動的挙動(その2 骨組応答解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)B-2 分冊, pp.715-716, 2005.9
- 13) 武居 泰, 藤井光次郎, 伊積康彦, 山田聖治, 蓮田常雄, 中澤俊幸: 線路上空利用建築物への免震・防振構造システムの適用, 日本建築学会技術報告集 第25号, pp.49-54, 2007.6

その他の発表

- 1) 中澤俊幸, 堀 直人, 谷 資信: 初期不整を有する液体入り円筒シェルの応力解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)B 分冊, pp.241-242, 1986.8
- 2) 南口至一, 中澤俊幸, 石井 満, 小師克之, 森本 仁, 森井 孝: 30階建て鉄筋コンクリート造集合住宅の開発(その2 静的弾塑性解析及び動的解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国) C. 構造II 分冊, pp.913-914, 1990.9
- 3) 林 郁夫, 市川昌和, 中澤俊幸, 藤原達夫, 森本 仁, 森井 孝: 30階建て鉄筋コンクリート造集合住宅の開発(その7 部分架構実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) C. 構造II 分冊, pp.901-902, 1991.8
- 4) 南口至一, 中澤俊幸, 小師克之, 森本 仁, 町田重美, 森井 孝: 30階建て鉄筋コンクリート造集合住宅の開発(その8 部分崩壊メカニズム時応力に関する検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) C. 構造II 分冊, pp.903-904, 1991.8

- 5) 望月満信, 斉藤圭介, 酒井亮治, 豊永雅之, 中澤俊幸: 30階建高層RC造構法「TD-KRC30システム」の開発(その2 設計応力の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)構造(4)分冊, pp.779-780, 1995.8
- 6) 劉 隆俊, 蓮田常雄, 武居 泰, 大迫勝彦, 中澤俊幸: 地中梁の無い建築物の地震時杭応力(その2 動的相互作用解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)B-1分冊, pp.727-728, 1996.9
- 7) 武居 泰, 蓮田常雄, 大迫勝彦, 中澤俊幸, 劉 隆俊: 地中梁の無い建築物の地震時杭応力(その3 静的解析結果との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)B-1分冊, pp.729-730, 1996.9
- 8) 山田吉博, 寺添信広, 中尾圭司, 中澤俊幸, 町田重美, 丸山昭治, 宮本剛克: 高強度鉄筋コンクリートを用いた高層建築物の開発(その1 $F_c=60\text{Mpa}$ 級コンクリートの材料・調合に関する検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)A-1分冊, pp.215-216, 1996.9
- 9) 小島伸一, 對比地健一, 永井智之, 中澤俊幸, 中野晴彦, 松岡 寛, 西山峰広: 高強度材料を用いたRC部材における梁主筋の機械式定着性能(その2 引抜き実験の解析的検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)C-2分冊, pp.369-370, 1997.9
- 10) 中野晴彦, 小島伸一, 永井智之, 對比地健一, 中尾圭司, 中澤俊幸, 西山峰広: 高強度材料を用いたRC部材における梁主筋の機械式定着性能(その4 柱・梁接合部実績の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)C-2分冊, pp.373-374, 1997.9
- 11) 中野晴彦, 小島伸一, 中澤俊幸, 町田重美, 松本 勉, 丸山昭治, 宮本剛克: 高強度コンクリートを用いた梁部材のひび割れに関する実験的検討(その1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)A-1分冊, pp.809-810, 1998.9
- 12) 岡田光弘, 小島伸一, 越野栄悦, 寺添伸広, 中澤俊幸, 福原靖之, 山田吉博: 高強度コンクリートを用いた高層建築物の開発(その6 実大施工実験における部材内部温度と構造体コア強度の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)A-1分冊, pp.827-828, 1998.9
- 13) 森田慎弥, 小島伸一, 寺添伸広, 中澤俊幸, 中野晴彦, 藤井美孝, 山田吉博: 高強度コンクリートを用いた高層建築物の開発(その9 高強度コンクリートの硬化後の諸性状について), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)A-1分冊, pp.483-484, 1999.9
- 14) 五十田博, 緑川光正, 中澤俊幸: 工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた建築物の耐震性能評価(その9 等価1自由度系における等価減衰の評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)B-2分冊, pp.1141-1142, 1999.9
- 15) 中澤俊幸, 上田真司, 土田克己, 中尾圭司, 町田重美, 丸山昭治, 宮本剛克: 高層RC造集合住宅の設計施工システムの開発(その1 構造設計方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)C-2分冊, pp.737-738, 1999.9
- 16) 中野晴彦, 上田真司, 小島伸一, 對比地健一, 中尾圭司, 中澤俊幸, 山田吉博: 高層RC造集合住宅の設計施工システムの開発(その3 試設計), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)C-2分冊, pp.741-742, 1999.9

- 17) 佐藤正浩, 町田重美, 蓮田常雄, 武居 泰, 中澤俊幸: 基礎梁のない建物の地震時挙動に関する研究(その1 解析条件と静的解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)C-1 分冊, pp.429-430, 2001.7
- 18) 武居 泰, 中澤俊幸, 蓮田常雄, 佐藤正浩, 國弘 仁: 基礎梁のない建物の地震時挙動に関する研究(その2 動的解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)C-1 分冊, pp.431-432, 2001.7
- 19) 山田聖治, 町田重美, 蓮田常雄, 中澤俊幸, 武居 泰, 佐藤正浩: 線路上空利用建築物の振動特性と地震応答(その1 弾性解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-2 分冊, pp.427-428, 2002.8
- 20) 武居 泰, 國弘 仁, 蓮田常雄, 中澤俊幸, 山田聖治, 佐藤正浩: 線路上空利用建築物の振動特性と地震応答(その2 弾塑性解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-2 分冊, pp.429-430, 2002.8

指針, 著作

- 1) 日本免震構造協会: 免震構造入門, オーム社, PP.95-114, PP.115-117, 1995.9
- 2) 地盤工学会: 地盤工学への物理探査技術の適用と事例, PP.165-169, 1996.10
- 3) 日本構造技術者協会: 構造レトロフィット-特殊耐震・免震・制震改修の事例, 建築技術, pp.84-89, 2001.6
- 4) 日本建築学会: 免震構造設計指針 2001 改定, pp.147-156, 376-380
- 5) 日本免震構造協会: JSSI 免震構造施工標準 2001, 2005, 2009
- 6) (財)鉄道総合技術研究所: 線路上空建築物(低層)構造設計標準 2009

賞

第2回日本免震構造協会 作品賞 「稲城市立病院」

稲城市長	石川良一
共同建築設計事務所	川島浩孝
東京建築研究所	中澤俊幸
設備工学研究所	矢萩栄一

免震建築物 設計実績

免震建築物 設計実績

	設計年	件 名	構造種別・規模(延床 m^2)<建設地>
1	1992	郵政省WESTビル	SRC +6(46,800) <兵庫>
2	1995	新東日本センター(仮称)庁舎	SRC(一部S) +5(34,890) <埼玉>
3	1995	稲城市立病院	RC -1+6(18,520) <東京>
4	1995	(仮称)エステ・スクエア南山田	RC +10(8,810) <神奈川>
5	1996	南笹口マンション	RC +9(3,470) <新潟>
6	1996	新西日本センター(仮称)庁舎	SRC(一部S)+5(26,710) <兵庫>
7	1996	ロイヤルパレス台原森林公園 A棟、B棟、C棟	RC-2+10~14(21,850) <宮城>
8	1996	ソフィア柏公園	RC +15(14,460) <千葉>
9	1996	(仮称)エクレール西所沢	RC +15(4,780) <埼玉>
10	1996	日本交通技術(株)本社ビル新築工事	RC +6 (2,540) <神奈川>
11	1996	(仮称)中央システムセンター 2号館新築工事	RC +8(2,420) <東京>
12	1997	都立大崎高等学校(9)改築工事	RC +5(7,453) <東京>
13	1997	(仮称)パレス宮城新築工事	RC +8(1,331) <岩手>
14	1997	渥美病院新築工事	RC -1+6(25,691) <愛知>
15	1998	(仮称)大阪鉄道病院新築工事	RC -1+9(24,769) <大坂>
16	1998	大阪市中央公会堂 保存・再生工事	レンガ, S, RC-1+3(2,330) <大阪>
17	1998	市立砺波総合病院増改築工事	RC -1+8(29,345) <富山>
18	1999	(仮称)印西東消防分署新築工事	S, SRC +3(2,497) <千葉>
19	1999	衆議院議長公邸増改築建築工事	RC +2(1,580) <東京>
20	1999	日本私立学校振興・共済事業団 直営病院	SRC -1+8(39,159) <東京>
21	1999	静岡県がんセンター(仮称)病院 本棟建築工事	SRC -1+11(64,155) <静岡>
22	2000	千葉市立郷土博物館 耐震改修工事	SRC +5(2,000) <千葉>
23	2000	黒梵山保福寺再建工事(本堂)	木造+RC +2(902) <青森>
24	2000	台湾慈濟病院新店分院	SRC, RC -3+15(116,640) <台北>
25	2002	(仮称)JV深沢計画 H棟	RC +9(4,454) <東京>
26	2002	(仮称)JV深沢計画 K棟	RC +11(11,302) <東京>
27	2002	(仮称)西町マンション	RC +7(2,855) <鳥取>
28	2005	東京駅丸ノ内本屋(保存・復原)	レンガ, S, SRC, RC B2+5(42,617) <東京>
29	2005	さいたま市民医療センター	RC B1+6(30,000) <埼玉>
30	2006	(仮称)駿台予備学校1号館	S, SRC, RC B1+11(5,047) <東京>
31	2007	県立多治見病院 新西棟(仮称)	S, RC B1+8(27,216) <岐阜県>
32	2008	金沢広坂合同庁舎(高層棟)	RC B1+8(14,948) <石川県>
33	2008	国土地理院 研究合同庁舎	RC B1+6(19,797) <茨城県>

謝辭

謝 辞

本論文作成に当たり、東京工業大学教授 林静雄先生には、査読論文提出段階から始まり、本論文の作成段階まで細部に亘りご丁寧な指導を頂きましたことをここに深く感謝いたします。

東京工業大学名誉教授 和田章先生には、社会人博士課程在籍中の3年間を含め、本論文の作成段階までご丁寧な指導を頂きましたことをここに深く感謝いたします。

本論文の審査におきましても東京工業大学教授 笠井和彦先生、竹内徹先生、坂田弘安先生、同准教授 堀田久人先生、山田哲先生には論文を多角的に評価、ご指導頂きましたことに感謝いたします。

和田研究室のゼミにおきましては、大阪工業大学講師 吉敷祥一先生、Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration 曲 哲氏、株式会社 東電設計 三好新氏には、論文作成において多くのアドバイスを頂きましたことをここに感謝いたします。

筆者の免震構造物との関わりは、1991年に東京建築研究所において、同会長 山口昭一氏の指導の下、WESTビルの設計を手掛けたことから始まります。免震構造物の設計を通して、東京工業大学教授 翠川三郎先生、福岡大学教授 高山峯夫先生をはじめ、多くの方々のご指導を頂きました。両先生をはじめ、皆様に感謝の意を表します。

株式会社 東京建築研究所においては、同会長 山口昭一氏、同社長 町田重美氏、同専務 石橋輝樹氏、同取締役 蓮田常雄氏をはじめ、所員の皆様には日常業務を通じて、様々なご指導、ご支援を頂きました。論文をまとめることが出来たのも、皆様のご支援があったこそだと深く感謝いたします。

この他にも紙面に書き尽くせないほどの多くの方々から、ご指導、ご支援を頂きました。厚くお礼申し上げます。

最後に、長い期間を要した論文作成期間中、応援してくれた妻 美子をはじめ、家族に感謝の意を表し、本論文の結びといたします。

2013年3月31日

中澤俊幸