

## 4.3 免震構造

福岡大学 高山峯夫

### 4.3.1 免震構造の概要

#### a) 免震構造の特徴

現行の耐震設計法では、比較的頻繁におこる中小地震時(レベル1という)には建物はほとんど被害を生じないこと、極めて稀に起こる大地震時(レベル2という)には構造物の崩壊によって人命が失われないことを前提に、大地震時に部材レベルでの降伏、即ち部分的に建物が壊れることを許容している。図1に示すように従来の耐震構造は構造体に強さと粘り(変形能力)を持たせ、地震力に対して踏ん張って耐えるように造られており、上層ほど大きな地震力を受ける。これに対して免震構造とは建物基礎から上の階全体、あるいは建物中間層以上の階全体を免震部材の上にのせて(免震部材を設置した階を免震層と呼ぶ)、地震力による水平方向の激しい動きを抑え、建物をゆっくり揺れるようにした構造システムである。

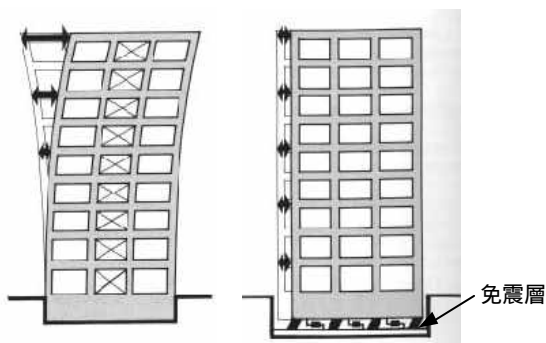


図4.3.1 耐震構造(左)と免震構造(右)の揺れ方

免震部材は建物の重量を支えながら水平方向に対して地震動を吸収するアイソレータ(Isolator)と、大きな変形を抑え振動を減らすダンパー(Damper)からなる。地震エネルギーの吸収方法からは、在来構造が建物全体でエネルギーを消費しなければならないのに対し、免震構造では免震層でほとんど全てのエネルギーを消費する。この様に免震構造は、地震時の変形を免震層に集中させることで、上部構造の層間変形や応答加速度を小さくできる非常に明快な構造システムであるといえる。在来構造との比較において免震建物に期待できる効果を以下に示す。

- (1)構造躯体の地震時安全性の向上
- (2)設計自由度の拡大
- (3)収容物の振動・移動・転倒防止(2次被害の防止)
- (4)非構造部材の破損防止
- (5)安心感・居住性の向上
- (6)機械・器具の機能性保持

このように免震構造は住宅をはじめ、災害時の防災拠点となる学校・放送施設や病院、収容物の価値が高い美術館・博物館・コンピュータセンター、及び歴史的価値の高い建物などに積極的に適用されることが望まれる。

#### b) 免震構造の歴史

建物を地盤から免震(絶縁)する方法としては古くからいろいろな提案がなされてきている。文献の上で特に免震をうたったものは、1891年の河合浩蔵が提案した「地震ノ際大地震ヲ受ケザル構造」である。これは、振動に対して鋭敏な機器を収納する建築物の構造について述べたものである。また、海外では1909年のイギリス人医師J. A. Calantarientsによる特許が最も古い。彼の特許は、構造体を滑石(雲母)の層を介して基礎から隔離するというものであった。関東大震災の翌年(1924年)には山下興家のパネ付き柱や鬼頭健三郎のボールベアリング装置等が提案されている。また、1928(昭和3)年以降、岡隆一は免震基礎(両端ピンの免震柱)を提案し、幾つかの建物に適用している。その後、昭和初年から約10年間にわたって柔剛論争が繰り広げられ、結果的には耐震工学の未成熟もあり、剛構造思想による設計法が法律に裏打ちされて主流となる。

振動理論と耐震設計が結びつき始めるのは、1960年代からである。1964年の高さ制限撤廃告示、動的解析手法の普及に伴う1981年新耐震設計法の施行により、一応の体系化が終了した。1970年代には、コンピュータや構造解析手法の発達により、地震時の建物挙動をある程度推定することができるようになった。かくして、日本にも超高層建築の時代が到来した。

免震構造を成立させる為に必要なアイソレータ(積層ゴム部材)の開発が、日本では1980年代から始まった。積層ゴムの開発と超高層建築で養った解析技術により、免震建築の性能が認められ、現在では免震建築普及の時代に入っている。

#### c) 免震構造の現状

現在、免震構法で建物を建設する場合、建築基準法第38条による大臣認定が必要である。大臣認定を受けようとする場合、事前に(財)日本建築センターの免震構造評定を受けることになっている。平成10(1998)年7月までの免震構造評定件数は、564件(621棟)である。一つの評定で複数棟の建物が評定を受けることがあるため、建物棟数は評定件数よりも多くなっている。免震建物の内容は、同センター発行の「ビルディングレター」に掲載されている性能評定シートから読みとることが

1998年日本建築学会関東支部講習会資料「耐震構造の設計 阪神・淡路大震災の経験を踏まえて」に投稿したものと同一内容です。

できる。公表されている性能シートは、平成9(1997)年12月評定完了分までで481件(528棟)である。

我が国で最初の積層ゴムを使った免震建物は八千代台免震住宅(千葉県八千代市)である。本建物は、RC造2階建てで昭和57(1982)年に評定を完了し、翌58年に竣工した。その後の約10年間、免震構造の建設は90棟程度であった。この間の建設はゼネコン各社の研究開発的な目的での自社の寮や研究所が多く見られた。

平成7(1995)年の評定件数はそれまでの全評定件数に匹敵する程に急増した。さらに平成8(1996)年は前年の3倍以上となる約230棟が設計されている。この急激な増加は1994年1月17日のノースリッジ地震やその1年後の兵庫県南部地震が契機となったことは想像に難くない。いずれの地震においても免震構造を採用した建物において地震観測が得られ、免震構造の効果が実証されたためと考えられる。しかし、翌年の平成9(1997)年は140棟程度と免震建物の数は減っている。これは平成8年の免震建物数で大部分を占めていた免震マンションの建設が半減したことが原因である。

建設地域別では、東京の130棟以上を先頭に、神奈川、千葉、埼玉、静岡などの関東エリア、兵庫、大阪の関西地区が続く。これらの地域にはそれぞれ30棟以上の免震建物が建設されている。用途別で見れば、平成7年以降はマンションなどの共同住宅が約50%を占めているものの、平成6年以前には見られなかった病院(約30棟)などへの免震構造の採用が増加してきている。これは、災害時の防災拠点としての機能性維持を目標とした設計が行われるようになってきた結果であろう。

#### 4.3.2 免震部材

##### a) アイソレータ

アイソレータは建物を支持し、地震時には柔らかく水平方向に大きく変形できることが必要である。現在、アイソレータには写真4.3.1に示すような積層ゴムが多く用いられている。積層ゴムは、円形の薄い鋼板(中間鋼板)と薄いゴムシートを交互に積層した構造となっている。積層ゴムに圧縮荷重が作用する場合、ゴムシートが横方向へのはらみ出そうとするのを中間鋼板が拘束するため、圧縮変形量は非常に小さく、硬い特性を示す。水平変形時には、中間鋼板がゴムシートのせん断変形を拘束しないため、水平剛性はゴム自身の柔らかさとなる。この様なメカニズムにより積層ゴムは建物荷重を支えた状態で、水平方向に柔らかく変形することを可能としている。

積層ゴムを用いた免震システムとしては、天然ゴム系積層ゴムと各種のダンパーを組み合わせたシステム

(機能分離型)、及び高減衰型積層ゴムや鉛プラグ入り積層ゴムのようにアイソレータとダンパーの機能を一体化したシステム(機能一体型)などが挙げられる。

天然ゴム系積層ゴムは、引張強さや伸び、耐クリープ性に優れ、温度変化による物性変化の少ない天然ゴムを主体とした積層ゴムであり、復元力特性は線形弾性である。一方、鉛プラグ入り積層ゴムは、積層ゴム中心の孔に挿入した鉛棒(積層ゴム外径の1/5~1/7程度)の塑性変形を利用し、高減衰型積層ゴムは特殊配合のゴム材料によりゴム分子間の摩擦や粘性を高くすることでエネルギーを吸収している。当然ながら、これらの復元力特性は弾塑性的な挙動を示す。積層ゴムの他には、テフロンとステンレス板とのすべりと摩擦を利用したアイソレータも用いられる。



写真4.3.1 積層ゴムアイソレータのカットモデル

(白い部分が鋼板、黒い部分がゴム層)

天然ゴム系積層ゴムの水平剛性  $K_H$  と面圧  $s$  の関係は次式により近似できる<sup>2)3)</sup>。

$$\frac{K_H}{K_{H0}} = 1 - \left( \frac{s}{s_{cr}} \right)^2, \quad K_{H0} = \frac{GA}{h} \quad (4.3.1)$$

ここで、 $K_{H0}$  は面圧が0の時の水平剛性、 $G$  はゴムのせん断弾性率、 $A$  は受圧面積、 $h$  は全ゴム層厚である。 $s_{cr}$  は座屈応力度であり水平剛性が0になる時の応力度として、次式により推定できる<sup>1)2)</sup>。

$$s_{cr} \cong zGS_1S_2 \quad (4.3.2)$$

ここで、 $S_1$  は積層ゴムの1次形状係数、 $S_2$  は2次形状係数を示す。これらの形状係数は積層ゴムの形状を規定する重要な要素であり、以下のように定義される。

$$S_1 = \frac{\text{ゴムの拘束面積(受圧面積)}}{\text{ゴム1層の自由表面積(側面積)}}$$

$$S_2 = \frac{\text{ゴム直径}}{\text{全ゴム層厚}}$$

$z$  は  $S_1$  が30程度以上では0.9、10程度以下では1.0、その中間では0.95を用いることができる。(4.3.1)式より水平剛性は面圧の上昇とともに放物線的に低下することになる。面圧0の時に対して水平剛性の低下を10%以内とするためには、積層ゴムの面圧は  $s_{cr}/3$  程度以下とすることが必要である。また、地震時には積層ゴムに転倒モーメントや上下動などによる付加軸力が作用

する。積層ゴムには軸力変動による最大面圧下でも安定した変形能力を発揮することが求められる。このためには積層ゴムの最大面圧に制限を設ける必要がある。この制限は積層ゴムに求められる水平変形能力と大きな関連を持っているため一概には決められないが、 $s_{cr}/2$  が一つの目安になるものとする。ただし、文献 4)において、鋼板露出型積層ゴムの試験結果及び理論解に比べ、中間鋼板埋込型積層ゴムでは水平剛性の面圧依存性が大きいことが指摘されており、今後十分な調査が必要であるとする。

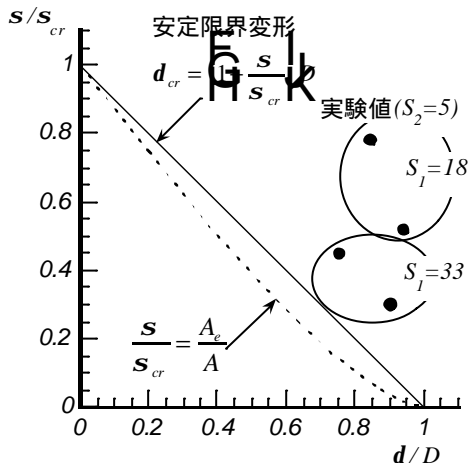


図4.3.2 積層ゴムの安定限界変形

積層ゴムのせん断変形時の耐荷機構として、単純に有効支持部分（積層ゴム上下面の重なり部分）だけで圧縮荷重を支持していると仮定すれば、圧縮荷重を有効支持部分の面積  $A_e$  で除した応力度が座屈応力度に達する時が、積層ゴムの安定限界変形であると考えられることができる。有効支持面積  $A_e$  は、水平変形量  $d$  が積層ゴム直径  $D$  の 0.6 倍程度までならば、2%以下の誤差で  $A_e = (1 - 1.2d/D)A$  として算出できる<sup>2)</sup>。この様な仮定に基づけば、水平変形量と面圧の関係が図 4.3.2 の点線のように求められる。同図より、面圧が大きくなるに従い、安定限界変形量が直線的に低下している。実際には、有効支持部分以外の効果やゴム材料のひずみ硬化などにより、図中の点線以上の変形能力は有していると考えられる。どの程度の余裕を有しているかは積層ゴムの形状と軸力の大きさに依存する。ここでは安定限界変形  $d_{cr}$  の下限値として図中の実線を提案する。

図 4.3.3 には天然ゴム系積層ゴムの圧縮せん断破壊試験の結果を示す<sup>23)</sup>。試験体はゴム厚が 7mm ( $S_1=18$ )と 3.75mm ( $S_1=33$ )の 2 種類、直径は 500mm、 $S_2=5$  である。両試験体のゴム材料は同一であり、せん断弾性率  $G$  は  $4.5\text{kg/cm}^2$  である。 $S_1=33$  の試験体ではせん断変形率 250%まで面圧の違いによる影響は見られず、ほぼ同一の水平剛性を示している。一方、 $S_1=18$  の場合には面

圧  $300\text{kg/cm}^2$  時の水平剛性の低下が著しい。しかし、いずれの場合もせん断変形率 300%程度以上の領域でハードニング現象を示し、せん断変形率 400%付近で破断している。(4.3.2)式より座屈応力度を推定すれば、 $S_1=18$  ( $z=0.95$ ) の場合は  $385\text{kg/cm}^2$ 、 $S_1=33$  ( $z=0.9$ ) の場合は  $668\text{kg/cm}^2$  となる。図中には破断変位も示されているが、座屈応力度の 0.5 倍以上の面圧下においても直径の 75% 以上の変形能力を有していることが判る。図 4.3.2 中には本試験結果による破断変位も示している。同図より、2 次形状係数  $S_2$  が 5 の積層ゴムの破断変位は提案した安定限界変形量より十分大きいことが判る。積層ゴムの変形能力は、形状 - 物性 - 軸力の相互関係に依存しているため、積層ゴムの設計では形状やゴム物性に応じて適切な水平変形量や軸力を設定することが肝要となる。ただし、 $S_2$  が 5 より小さな積層ゴムに関するこのような試験データは不十分であり、今後の課題となっている。

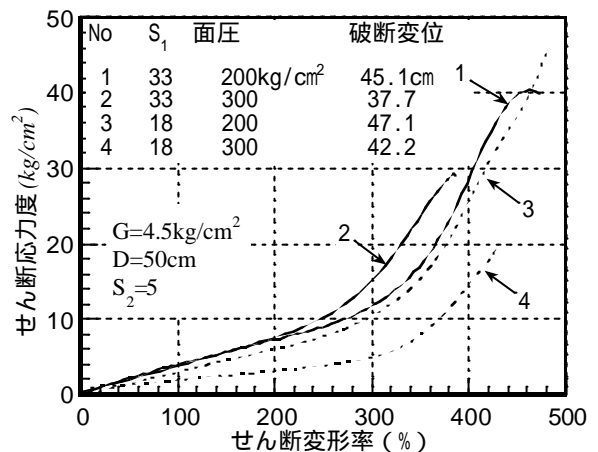


図4.3.3 天然ゴム系積層ゴムの圧縮せん断破壊実験

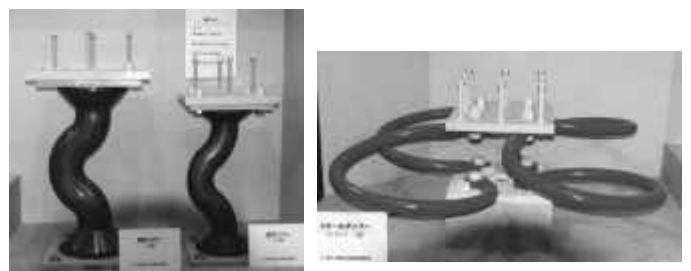


写真 4.3.2 弾塑性ダンパー  
(左：鉛ダンパー、右：鋼棒ダンパー)

b) ダンパー

ダンパーには多くの種類が提案、実用化されているが、主に鋼材や鉛などの塑性履歴を利用する弾塑性型（写真 4.3.2 参照）、摩擦によるエネルギー吸収を利用する摩擦型、粘（弾）性材料の粘性抵抗を利用する粘性型に分類できる。ダンパーには建物荷重の支持能力は基本的に求められていない。最終的にダンパーは、

地震により建物に投入されたエネルギーを全て吸収しなければならない。また、免震層の最大変形を所定の限度内に収めるために必要な減衰能力・変形能力が要求される。

#### 4.3.3 免震構造の設計

免震建物の地震時性能は免震層（免震部材）の設計に大きく依存している。アイソレータの水平剛性を小さくすればするほど、免震建物の周期が長くなり建物への地震入力も低減され、応答加速度（あるいは層せん断力）は非常に小さくなる。逆に、免震層の応答水平変形は増加する傾向にある。この様に応答加速度と応答変位は相反する性質を示す。しかし、ダンパーの特性（減衰量）を適切に付与することで、応答加速度を低減し、かつ応答変位も適切な範囲内に納めることが可能となる。

通常、免震構造の設計では時刻歴応答解析が実施され、設計された建物の地震応答が検証される。時刻歴応答解析では入力地震動の設定、建物のモデル化、特に免震層（免震部材）のモデル化が重要となる。時刻歴応答解析の他に、エネルギーの釣り合いに基づいた包絡解析法<sup>1)5)</sup>も提案されている。この手法は個々の地震動特性に依存しない大局的な応答予測が可能である。

##### a) 上部構造の設計

積層ゴムアイソレータは基本的に建物の柱下に1体設置する。積層ゴムのサイズは支持荷重と必要な変形能力に基づいて決定される。免震層の変形能力は最小径の積層ゴムで決定されるため、サイズに大きな差異が生じないように、建物の柱配置（柱軸力）などにも配慮した構造計画が重要である。

ダンパーは免震層の応答変位をコントロールし、振動を早期に収束させるために必要である。ダンパーの総量は地震応答解析結果などを参考に決定される。建物の捩れ変形を抑制するために、建物の重心（地震力の作用中心）と免震層の剛心（抵抗力の中心）をできるだけ一致するようにダンパーを配置することが有効である。

免震建物の建築計画では、建物周辺に免震層の応答変位に対応した敷地の余裕が必要となること、建物への出入り口や可動部分のディテール、及び免震層上下階への移動方法などへの配慮が欠かせない。設備計画は、ガス・電気・水道などの配管類が免震層の変形に追従できるディテールとする必要がある。また、免震層を駐車場などとして有効利用する場合には免震部材の防火対策が必要となる。

免震構造では上部構造は強度設計とする。即ち、準静的に作用する水平力に対して上部構造は強度的に耐えればよく、従来の耐震設計で要求されるエネルギー吸収能力（靱性）確保のための制約条件からは解放される。上部構造の設計用せん断力係数は時刻歴応答解析結果などを参考に決定する。在来建物は耐震設計されることにより、地震荷重以外の荷重に対して余剰の耐荷力が付与されることになるが、免震構造では地震荷重以外の荷重が設計を支配することになる。この意味で免震建物においては地震荷重以外の荷重に対する設計にはより慎重でなければならない。

##### b) 包絡解析法

建物下部にアイソレータとダンパーを配置した免震層を有する免震建物を対象とする。アイソレータとダンパーのみが地震エネルギーを吸収するものとし、上部構造は地震エネルギーの吸収を行わないものとする。この時、エネルギーの釣り合い式が次式の様になる。

$$W_e(t) + W_p(t) = E(t) \quad (4.3.3)$$

ここで、 $W_e(t)$ はアイソレータの弾性歪みエネルギー、 $W_p(t)$ はダンパーの吸収エネルギー、 $E(t)$ は地震によるエネルギー入力である。(4.3.3)式は免震層が最大変形を示す時刻 $t=t_m$ においても当然成立する。一般に塑性化が十分に進行する系ではエネルギー入力は単調増加を示し、地震終了時( $t=t_0$ )のエネルギー入力量 $E(t_0)$ は $E(t_m) \leq E(t_0)$ となる。従って、(4.3.3)式において $t=t_m$ として免震層の最大変位を予測する時、右辺を $E(t_0)$ で置き換えることは安全側の予測を行うことにつながる。

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、最大変形を生じるときの吸収エネルギー量はそれぞれ次式で表せる。

$$W_e(t_m) = \frac{1}{2} K_f d_{max}^2, \quad W_p(t_m) = s Q_y \cdot s d_p \quad (4.3.4)$$

ここで、 $K_f$ はアイソレータの水平剛性、 $d_{max}$ は免震層の最大変形、 $s Q_y$ はダンパーの降伏耐力、 $s d_p$ はダンパーの累積塑性変形量。累積塑性変形量と最大変形量の関係は次式でほぼ求めることができる<sup>1)</sup>。

$$s d_p = 8(d_{ave} - s d_y) \quad (4.3.5)$$

ここで、 $d_{ave}$ は正側と負側の最大変形の平均値、 $s d_y$ はダンパーの降伏変位。 $d_{ave}$ に比べ $s d_y$ が十分に小さく、 $d_{ave}$ と $d_{max}$ に大きな差が無ければ、(4.3.5)式は $s d_p = 8d_{max}$ と近似できる。この近似式と(4.3.4)式を(4.3.3)式に代入して整理すれば、免震層のベースシア係数 $a_1$ が次式のように求められる。

$$a_1 = a_f + a_s = \frac{15p^2 d_{max}}{4gT_f^2} + \frac{V_E^2}{16gd_{max}} \quad (4.3.6)$$

ここで、 $a_f = \frac{K_f d_{max}}{Mg} = \frac{4p^2 d_{max}}{gT_f^2}$ 、 $V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}}$ 、

$$a_s = \frac{sQ_y}{Mg} = \frac{1}{16g} \left( \frac{V_E^2}{d_{max}} - \frac{4p^2 d_{max}}{T_f^2} \right), \quad T_f = 2p \sqrt{\frac{M}{K_f}}$$

$a_f$  はアイソレータのせん断力係数、 $a_s$  はダンパーの降伏せん断力係数、 $V_E$  は地震によるエネルギー入力等の等価速度、 $T_f$  はアイソレータのみの水平剛性に基づいた周期、 $M$  は建物総質量、 $g$  は重力加速度。同様に、免震層の最大変形量  $d_{max}$  は次式で求められる。

$$d_{max} = \frac{2ga_s T_f^2}{p^2} \left[ -1 + \sqrt{\left( \frac{pV_E}{4ga_s T_f} \right)^2 + 1} \right] \quad (4.3.7)$$

エネルギー入力の等価速度  $V_E$  と周期の関係を示したものがエネルギースペクトルである。文献 1) に示された設計用エネルギースペクトルによれば、免震構造の周期領域では  $V_E$  は一定値を示し、地盤種別ごとに  $V_E = 120, 150, 200, 300 \text{ cm/s}$  が提案されている。図 4.3.4 に  $T_f$  を 4 秒とした時の  $a_1$  と  $d_{max}$  の関係を (4.3.6) 式に基づいて示す。同図よりベースシア係数は免震層の変形に対して極小値をもつような関数となっている。ベースシア係数の極小値をとる変位は周期が伸びる程、 $V_E$  が大きくなる程増加するが、 $V_E = 300 \text{ cm/s}$  においても 40cm 程度の変形を見込んでおけば良いことがわかる。この様に包絡設計法は免震建物の入力と応答の関係を容易に把握することを可能にする。なお、設計された免震建物がどの程度のエネルギー入力に対して設計されているかは、

$$V_E = \sqrt{g(16a_s + a_f)d_{max}} \quad (4.3.8)$$

で検証することができる。

エネルギーの釣り合いによる応答予測の精度を確認するために 1 質点系モデルによる応答解析を実施した。

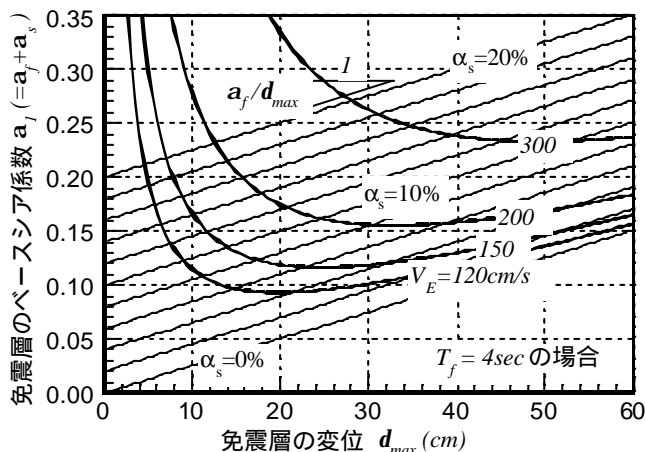


図4.3.4 免震層のベースシア係数と最大変位の関係

解析モデルの周期  $T_f$  は 1~6sec、降伏変位  $s d_y$  は 1cm とした。入力地震波は 9 種類で、El Centro(NS), Taft(EW), 八戸(NS)は最大速度を 50cm/s に規準化している。その他の Mexico 地震や Northridge 地震などの観測波は原波形を用いた。なお、総エネルギー入力等の等価速度  $V_E(t_0)$  は周期 3sec 以上ではほぼ一定値を示し、100~300cm/s の範囲にあった。図 4.3.5 には免震層最大変位と(4.3.7)式による予測値の関係を示す。(4.3.7)式の適用では  $V_E = V_E(t_0)$  とした。同図より、特に SYLMAR 波(Northridge 地震)の場合に予測値が小さくなっている以外は、予測値はほぼ安全側の予測になっていることが判る。

#### 4.3.4 免震建物の地震時挙動

設計された免震建物の特性は、免震層の強制変位試験や自由振動試験で確認することができる。また、地震観測により地震時の挙動を直接観測することも行われている。ここでは 1995 年の兵庫県南部地震の際に実際の免震建物(WEST ビル)で観測された地震記録とシミュレーション<sup>6)</sup>について紹介する。WEST ビルは、基礎と 1 階床下間に免震部材を設置した地上 6 階建の免震建物である。建物概要を表 4.3.1 に示す。耐震性能目標としては、レベル 2 (最大速度 40cm/s) で免震層の最大変形は 25cm 以下、最大加速度は 200gal 以下、上部構造は許容応力度以内としている。本建物の  $a_f = 0.05$ ,  $a_s = 0.03$ ,  $T_f = 3.9$  秒である。

敷地は兵庫県南部地震の震央から約 35km 離れた位置にある。表 4.3.2 に観測された加速度波形の最大値を示す。6 階と基礎上での最大値を比較すると、UD 方向では 1.8 倍に増幅しているものの、NS 方向で 1/3.5 に、EW 方向で 1/3 に加速度が低減しており、高い免震効果が発揮されている。免震層の最大変形は約 10cm 程度で、積層ゴムに異常は認められていない。

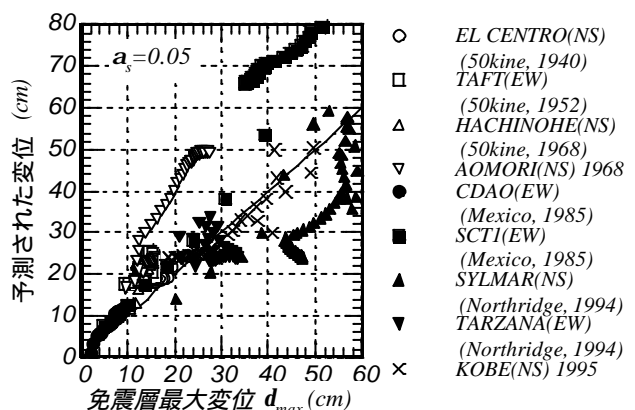


図4.3.5 応答解析での最大変位と予測値との比較

基礎スラブでの観測記録を用いてシミュレーションが行われている。解析モデルは設計時と同様である。ただし、建物が実使用前であったため積載荷重を減じ

て固定荷重に近い荷重とした。水平方向の免震部材のモデル化は修正バイリニア型、上部構造は弾性とし減衰は 2%、免震部材の内部減衰も 2%とした。また、鉛直方向解析時には観測記録と応答値を対応させるために減衰を 10%に変更した。鉛直方向に関しては免震層・上部構造ともに弾性とした。免震建物の鉛直方向の応答に関して文献 7)では観測結果に基づいて、地盤との相互作用の影響として免震層の減衰定数に 20~30%程度を与えることで観測記録を説明できることが示されている。図 4.3.6 に 6 階における観測記録とシミュレーション波形を示す。設計時に使用した比較的単純なモデルでもよく一致していることがわかる。

表 4.3.1 WEST ビルの建物概要

用途	事務所
建物規模	地上 6 階、塔屋 2 階 100m×73.8m、軒高 28.5m 延べ床面積 46823m <sup>2</sup>
地盤種別	第 1 種地盤
基礎構造	直接基礎（独立フーチング基礎）
上部構造	SRC 造 + 鉄骨ブレース、耐震壁併用
免震部材	鉛プラグ入り：1200（54 体） 天然ゴム系：1000（46 体） 800（20 体） 鋼棒ダンパー：44 体 平均面圧：93kg/cm <sup>2</sup>

表 4.3.2 観測された最大加速度(gal)

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

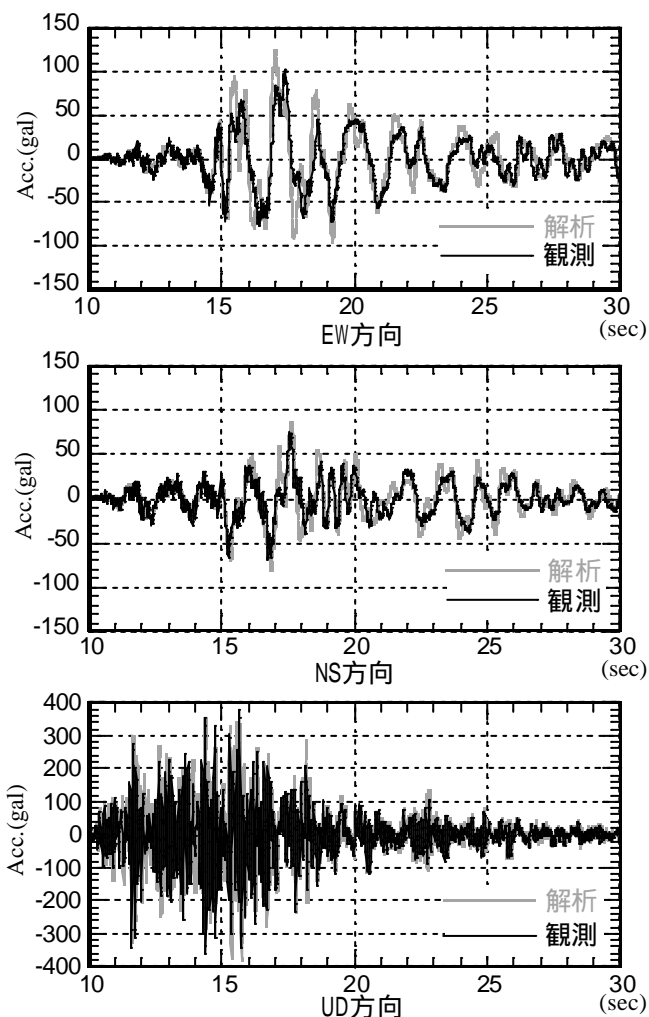


図 4.3.6 6階の観測波形とシミュレーション波形

#### 4.3.5 免震構造のこれから

免震建物は、阪神大震災以降、適用件数と適用範囲が拡大してきており、徐々に免震設計技術が普及していることが認められる。従来、免震構造は高層建物や軟弱地盤には不向きであると言われていたが、近年では高層建物（60m以上）や軟弱地盤上の建物への免震構造の採用などが行われつつある。これは、免震部材の性能が向上するとともに限界性能の十分な把握がなされてきた結果である。また、東京・上野の国立西洋美術館（ル・コルビジエ設計）などのような既存建築への耐震補強法（レトロフィット）としても免震構造を利用することが行われている。しかし、免震建物の設計に際しては、在来構造では必要なかった動的応答解析や日本建築センターでの評価を受ける必要があるなど、今後多くの設計者（技術者）が日常的に免震設計に取り組めるような環境整備が急務であろう。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：免震構造設計指針、1993
- 2) 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、1995.12
- 3) 瓜生満、鈴木政美、吉江慶佑ほか：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 1~その 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995.8
- 4) 北村春幸、多田英之ほか：高面圧下における積層ゴムアイソレータの基本特性（積層ゴムの構造に基づく比較）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995.8
- 5) 秋山宏：第 1 層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測、日本建築学会論文報告集、第 400 号、1989.6
- 6) 山口昭一ほか：兵庫県南部地震での観測記録とシミュレーション、日本建築学会シンポジウム資料「免震構造の研究と設計」1996.10
- 7) 瓜生満ほか：免震構造物の上下動地震応答特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998.9
- 8) 多田英之監修「4 秒免震への道」理工図書、1997