

免震装置を有する戸建住宅の免震効果に関する研究 —免震装置としてすべり支承とダンパー支承を使った場合—

A study about seismic isolation effect for the detached house having seismic isolator
— the case which uses sliding isolator and damper isolator for seismic isolator —

中村 満喜男

Makio NAKAMURA

ABSTRACT In this paper, the combination of new originated sliding isolator and damper isolator is used by the way of seismic isolator, the effects of base isolation of the detached house are analyzed for some strong earthquake motions. The effect of base isolation is very clear and the seismic shear coefficients of upper wooden structure are under 0.2 by strong earthquake motions of input earthquake level 25 kine, 50 kine and 75 kine. The maximum relative displacements of seismic isolator are under 20 cm by strong earthquake motions of input earthquake level 25 kine and 50 kine.

1. 序

建築物が地震動による災害から逃れる方法として、免震装置によって建物に輸入する地震動を小さくすることが考えられ、そのために必要な数多くの工夫にもとづく免震装置が開発され、実際の建物に適用されている。しかし、建物といっても、比較的重量の大きい建物に対しては、各種の積層ゴム免震装置が多用され、普及した技術的方法として定着しつつある。これに対し戸建住宅のように比較的小規模で軽量な建物の免震装置として、普及した技術的手法は定まっておらず、さまざまな新しい工夫による免震装置が開発され、その実用性が検討されているのが現状である。本論文において、このような現状の中で、免震装置として新しく考案され、装置単独の室内実験によってその復元力特性が把握されているすべり支承とダンパー支承の組み合わせによる免震装置が考えられ、大地震に対する免震効果が分析されている。強地震動に対する[建物+免震装置]と[基礎固定の建物]の地震応答が免震効果を明確にするために比較されている。免震装置が有効に作動すると、建物の各階に作用する加速度は小さくなり層間変位も小さくなる。しかし免震装置が設置される 1 階床と基礎の間(免震層)の相対変位は非常に大きくなる。このような免震装置における応答の

最大相対変位は当然装置が持つ許容最大相対変位より小さくしなければならない。免震層の最大応答変位は想定される入力地震動の強さと密接に関係するが、採用された免震装置の有効性と適用限界が 3 つのレベルの強地震動に対して検討されている。

2. 免震装置(すべり支承とダンパー支承)の力学特性

建物に設置される免震装置は、2 つの大きな機能すなわち建物の重量を支える機能と地震によって発生する水平力によって水平方向に容易に変形する機能を持たなければならない。免震装置がこのような機能を持つと、免震装置を有する建物全体の固有周期は、基礎固定の建物のみ固有周期より充分に長くなる。後者の周期に対して前者すなわち免震装置有り建物の固有周期が長いほど免震効果が増大すると考えられる。このような目的で新しく考案された免震装置¹⁾がすべり支承とダンパー支承である。これらの支承の概要は以下に示される通りである。すべり支承は高さ 35cm、直径 35cm の円筒状の形をしており、その内部は積層された 12 枚のテフロンシートを貼り付けられたナイロン樹脂製の円版によって形成されており、その外側は 5mm の合成ゴムで被覆されている。このすべり支承は前記の 2 つの機能を持つ免震装置である。ダンパー支承は高さ

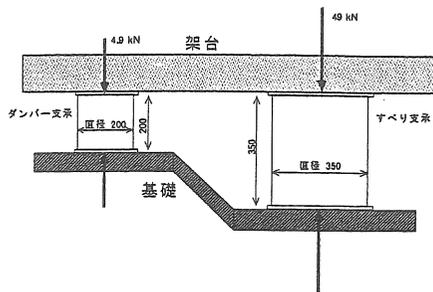


図 1 建物と免震装置の取り付け状態

20cm、直径 20cm の円筒状の形をしており、内部に 4 層のペットチップ内蔵の内容容器を有し、その外側は 10mm の合成ゴムで被覆され、3mm 径のワイヤーで十数段巻き付けられている。このダンパー支承は鉛直荷重の変動によって力学特性を異にする性質を有し、地震時に荷重変動が大きい位置への配置は避けられなければならない。これら 2 つの支承の高さが異なるため、2 つの装置が建物に取り付けられる概要が図 1 に示されている。すべり支承 1 個が分担する鉛直荷重はおよそ 49kN である。ダンパー支承の力学特性は鉛直荷重の大きさに敏感であるから、設置に際し工夫が必要であるが、ダンパー支承 1 個が分担する鉛直荷重は 4.9kN である。免震装置の開発に当たり、幾つかの荷重下におけるすべり支承とダンパー支承の繰り返し載荷実験が行われており、実験結果より 2 つの支承の復元力特性が求められている。復元力特性の概要が図 2 に示されている。すべり支承の復元力特性は、装置内部にあるテフロンシートを貼り付けられたナイロン樹脂円板の動摩擦係数 μ_d によって決まり、第 1 勾配から、第 2 勾配に移る点の復元力 f_{02} は鉛直載荷 49kN に対し 2.45kN である。この値は動摩擦係数 μ_d に換算すると 0.05 に相当している。第 1 勾配は非常に大きな値となっておりほぼ剛・滑りに近い復元力特性が得られている。第 2 勾配 α_{12} は装置外側に被覆する合成ゴム厚によって決まり 0.123kN/cm である。

ダンパー支承の復元力特性として、第 1 勾配から第 2 勾配に移る点 (u_{02}, f_{02}) の座標は (1.2cm, 1.67kN) である。第 2 勾配の第 1 勾配に対する比は 0.117 であり第 1 勾配 α_{01} は 1.39kN/cm である。図 2 の履歴ループより明らかなように、第 3 勾配は第 1 勾配と等しいが、第 3 勾配の復元力が零となる点から履歴ループが向かう点は、点 (u_{03}, f_{03}) または点 $(-u_{03}, -f_{03})$ となり、第 4 番目の分岐直線が必要である。

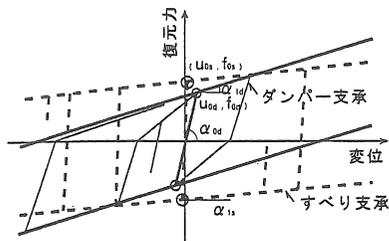


図 2 免震装置の復元力特性

3. 免震装置を持つ戸建住宅の地震応答解析モデル

戸建住宅として、規模・材料ともに一般的と思われる、延床面積が 150 m² の総 2 階建、従って 1・2 階床面積が 75 m² の木造住宅が考えられた。短期の積載荷重として 60kg/m² が考慮され、木造住宅における平均的な固定荷重として 190 kg/m² が考えられ、2 階床部分の重量 W_2 は 18t となる。屋根部分重量 W_R は W_2 のおよそ 8 割として 14.4t である。1 階床部分の重量は、上部建物全体の重量が各免震装置に均等に支持される必要があるため、1 階床部分における床の面内剛性はもちろん面外剛性も充分に大きい土台に変わる架台が必要となり、この架台は大断面集成材または軽量鉄骨で作られる必要があり、基礎固定の場合における重量より大きくなる。このようなことを考え 1 階床部分の重量 W_1 は W_2 の 1 割増の 19.8t となる。従って建物総重 ΣW_i は 52.2t となり、これが免震装置で支持されなければならない。

次に各階の水平剛性が決定される必要がある。各階の水平剛性は各階に存在する単位面積当たりの耐力壁長さすなわち壁量 (cm/m²) に比例すると考えられる。建築基準法施行令では、軽い屋根葺き材使用の建物に対して、壁量は 2 階で 15 cm/m² 以上、1 階で 25 cm/m² 以上と定められている。すなわち各階の水平剛性が k_1 と k_2 であるとする、その比 (k_2/k_1) は 0.6 となる。この値は建築基準法施行令で定められた最低の値であり、耐力壁は各階に余裕を持って配置されていることが配慮されると、1 階の剛性に対する 2 階の剛性の比 (k_2/k_1) として 0.8 の値が適切と考えられ採用されている。

さらに 1 階の剛性 k_1 は次のようにして求められた。過去に建てられた木造住宅の振動実験²⁾より、建物の 1 次固有周期として 0.1 ~ 0.3 秒が示されている。強地震動に対して建物が健全な状態で残ることが考えられると、木造 2 階建住宅の 1 次固有周期

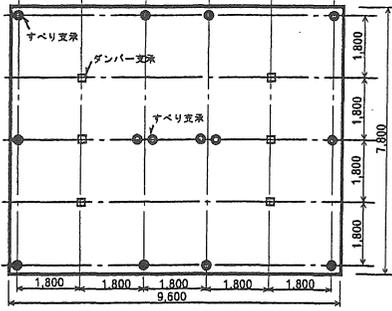


図3 免震装置の配置図

として0.2秒が適切と考えられる。最終的に1階の水平剛性 k_1 は、木造2階建て建物全体の1次固有周期が0.2秒となるように、逆算して求められた。

すべり支承とダンパー支承の配置について次のような配慮が必要である。すべり支承の復元力特性は動摩擦係数によって決定されるが、テフロンシートの動摩擦係数 μ_s は0.05であり、この値は一定の鉛直応力度を越えていけば少々の鉛直荷重変動に対して変わらない性質を持っている。地震動によって生ずる鉛直方向の荷重変動巾が、静的荷重の一定領域以内であれば、すべり支承は安定的に作動する。従ってすべり支承は建物平面の外側に配置されることが可能である。またすべり支承は、1個の負担する鉛直荷重が49kNと大きいので、大きな鉛直荷重が生ずる中央部分にも配置される必要がある。

これに対し、ダンパー支承の復元力特性は鉛直方向の荷重変動に敏感であるため、装置が安定的に作動する条件として、鉛直方向荷重変動の小さい建物平面の中央寄りに配置されることが必要である。ダンパー支承は地震動による荷重変動の小さい領域に配置され、免震装置全体の復元力特性の調整をすると共に、基礎平面の中央部外寄りに配置されることにより、強地震時に発生する避けられないねじれ振動のエネルギー吸収に寄与することができる。以上のような考えに基づいて決められた免震装置の配置

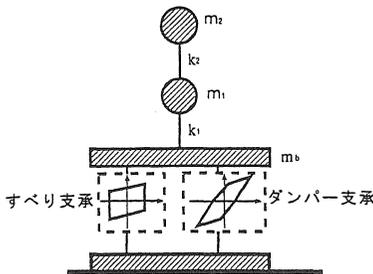


図4 免震装置付き建物の解析モデル

表1 解析モデルの力学特性

上部建物	質量	屋根: m (kN·sec ² /cm ²)	0.144 (0.8·m)
		2階床: m (kN·sec ² /cm ²)	0.18
水平剛性		1階床: m (kN·sec ² /cm ²)	0.198 (1.1·m)
		2階: k_2 (kN/cm)	338.7 (0.8· k_1)
		1階: k_1 (kN/cm)	423.4
免震装置	すべり支承	折れ点: (U_{0s}, f_{0s}) (cm, kN)	(0.14, 1.72)
		第2勾配: α_{1s} (kN/cm)	0.123
	ダンパー支承	折れ点: (U_{0d}, f_{0d}) (cm, kN)	(1.2, 1.67)
		第2勾配: α_{1d} (kN/cm)	0.162

図が図3に示されている。すべり支承が14個、ダンパー支承が6個配置されている。建物総重量の94%はすべり支承によって支持され、すべり支承とダンパー支承は並列に配置されていることになる。以上の考え方より得られる、免震装置を有する戸建住宅の地震応答解析モデルが図4に示されている。図4に示される地震応答解析モデルの各力学特性が表1にまとめて示されている。ここに示されるすべり支承に関する折点の値が先の折点の値と異なっているが、その理由は免震装置が図3のように配置されるとすべり支承1個が負担する鉛直荷重は34.4kNとなるためである。

4. 地震応答解析について

上部建物に関する減衰定数 h として過去の振動実験によって示されている0.05が採用されている。解析モデルにおける上部建物の減衰マトリックス $[C]$ は、剛性比例項のみが考えられ、 $(2h/\omega_1)[K]$ で表される。ここに $[K]$ は上部建物の剛性マトリックスである。地震応答解析モデルの振動方程式は次式となる。

$$[\bar{M}]\{\ddot{\bar{x}}\} + (2h/\omega_1) \cdot \Omega_0^2 [\bar{K}]\{\dot{\bar{x}}\} + \Omega_0^2 [\bar{K}]\{\bar{x}\} + \Omega_0^2 \{\bar{f}_{sd}\} = -\ddot{y}_0 [\bar{M}]\{1\} \dots\dots(1)$$

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} \bar{m}_2 & 0 & 0 \\ 0 & 1.0 & 0 \\ 0 & 0 & \bar{m}_b \end{bmatrix} \quad [\bar{K}] = \begin{bmatrix} \bar{k}_2 & -\bar{k}_2 & 0 \\ -\bar{k}_2 & \bar{k}_2+1.0 & -1.0 \\ 0 & -1.0 & 1.0 \end{bmatrix}$$

$$\{\bar{x}\} = \begin{Bmatrix} \bar{x}_2 \\ \bar{x}_1 \\ \bar{x}_b \end{Bmatrix} \quad \{\bar{f}_{sd}\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \bar{f}_1(\bar{x}_b) + \bar{f}_2(\bar{x}_b) \end{Bmatrix}$$

$\Omega_0^2 = k_1/m_1$ $\bar{f}_1(\bar{x}_b) = f_1(x_b) / (10.0 \cdot k_1)$
 $\bar{f}_2(\bar{x}_b) = f_2(x_b) / (10.0 \cdot k_1)$ $\ddot{y}_0 = \ddot{y}_0 / 10.0$

式(1)の左辺第4項が免震装置による復元力ベクトルである。式中で現れる「 $\bar{\quad}$ 」は原則として無次元化された物理量であることを示している。 ω_1 は上部建

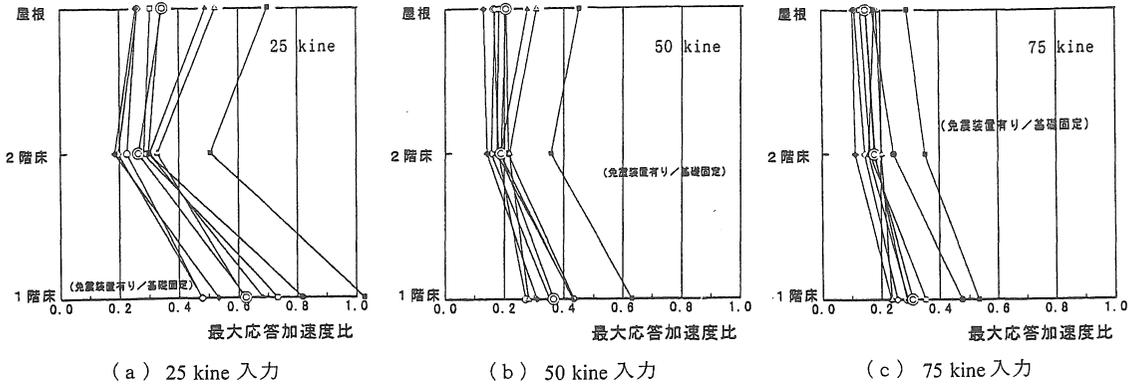


図 5 最大応答加速度比(免震付/基礎固定)

物の 1 次固有円振動数であり、 \ddot{y}_0 が地震動の加速度である。10.0cm は変位ベクトルを無次元化するために導入された適当な変位である。

なお免震装置の有効性が検証されるため、基礎固定の解析モデルについて地震応答解析が行われている。基礎固定の解析モデルの振動方程式は、式(1)と同じ形であるが、式(1)の左辺第 4 項はなく、質量マトリックスと剛性マトリックスは破線で区切られた左上の部分マトリックスとなり、変位ベクトルは破線で区切られた上部分ベクトルである。

地震応答解析のために使用された地震波は、ELCENTRO 1940 NS・EW TAFT 1952 NS・EW 八戸 1963 NS・EW 神戸海洋気象台 1995 NS・EW の 8 成分である。各成分の地震波は最大速度が 25 kine、50 kine、75 kine となるように正規化され、用いられている。応答解析は線形加速度法によってなされ、計算の時間増分 Δt は 0.001 秒で行われている。

5. 解析結果と免震効果の考察

図 5 は免震効果が明確に示されるように、屋根と 2 階床と 1 階床における最大絶対応答加速度の値が、基礎固定に対する免震装置有りの比として、各地震波について示されている。(a)(b)(c)の各図は各入力地震動の最大速度が 25 kine・50 kine・75 kine に対応している。印—○—は 8 成分の入力に対する応答値の平均値を示している。

基礎固定の場合における 1 階床の最大絶対応答加速度は入力地震波の最大加速度そのものである。中規模の地震と考えられる 25 kine 入力に対する図(a)より、地震によってばらつきはあるものの、上部建物における屋根・2 階床の最大応答加速度比は

ほぼ 0.4 以下となっている。1 階床の最大応答加速度比は地震波によって大きく異なっている。これらの結果より免震装置有りの建物は、免震層を通過して 1 階床に到達した震動によって増幅されることはなく、免震効果が大きく表れている。大規模の地震と考えられる 50 kine 入力に対する図(b)より、プロット値のばらつきは各地震動に対して小さくなり、屋根と 2 階床の最大応答加速度比はほぼ 0.2 となり、非常に大きな免震効果を示している。極めて大きな地震と考えられる 75kine 入力に対する図(c)より、屋根と 2 階床の最大応答加速度比は 0.2 以下となるが、50 kine 入力に対する値とそれほど変わらない。以上の考察より、大規模以上の地震に対して大きな免震効果が現れることが明らかである。

次に免震装置を有する建物が最大速度 25 kine・50 kine・75 kine の地震動入力を受け、その結果生ずる層せん断力係数が図 6 に示されている。25 kine 入力に対する結果は一点鎖線、50 kine 入力に対する結果は太い実線、75 kine 入力に対する結果は点線で結ばれている。2 階の層せん断力係数は 1 階の層

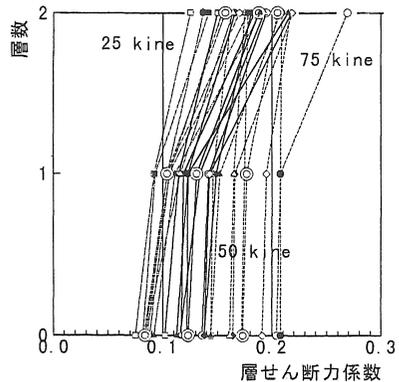


図 6 建物各部の層せん断力係数

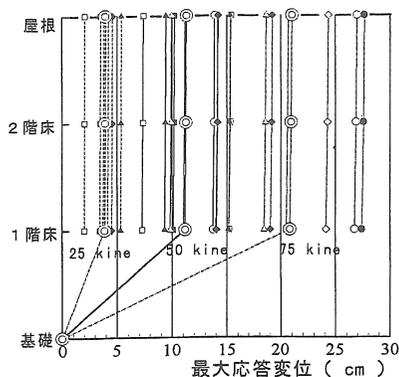


図7 建物各部の最大応答変位

せん断力係数よりわずかではあるが大きくなっている。しかし上部建物の層せん断力係数はいずれの入力レベルに対してもほぼ 0.2 以下となっている。現行または既往の設計基準で造られた建物であっても、この免震装置が取り付けられれば、大地震に対して損傷を受けないことが、この 0.2 以下の層せん断力係数の値より明らかである。

免震装置を有する建物の欠点として、強い地震動によって非常に大きな層間変位が免震層において生ずることが知られている。図7の折線は免震装置を有する建物各部の最大応答変位を各入力レベルに対しプロットして得られた。上部建物の層間変位は非常に小さく、層間変形角は 1/200 以下で、大地震による入力地震動を考えたにもかかわらず建物自身はほぼ健全のまま残ることが明らかである。しかし免震層の層間変位は非常に大きい値となっている。25 kine 入力に対して、免震層の最大層間変位は 5cm 以下、50 kine 入力に対して最大層間変位は 15cm 以下になっている。本論文で扱われる免震装置は、性能として最大変位 20cm に対応できるように作られている。従って 25 kine と 50 kine レベルの地震に対して何らの問題も生じない。しかし極めて大きな地震に相当する、最大速度 75 kine の地震動が入力すると、最大応答変位は地震によって許容最大変位 20cm を越えており、上部建物における最下部の架台はあらかじめ設置されている安全装置に衝突することになる。このことから、75 kine レベルの地震

入力に対して、免震装置の変形は最大 20cm に抑制されるが、免震効果は低下することが予測される。

6. まとめ

新しいタイプの免震装置として、すべり支承とダンパー支承の組合せが採用され、戸建住宅に対する免震効果が基礎固定と免震装置有りの条件下で比較され、免震効果が顕著に現れることが確かめられた。しかし極めて大きな地震に対して、免震装置が許容限界変位を越えて変形することが分かった。このことは極めて大きな地震をどのように定義するかによって見方が変わり、安全装置(ストッパー)によって免震効果は低下するが、解決される問題と考えられる。ここで扱われる免震装置は強風時には作動しないよう固定化されることが考えられている。すべり支承の動摩擦係数は 0.05 であるから、免震層はその層せん断力係数が 0.05 を越えたときに、免震装置は作動し始める。強風時に生ずる層せん断力係数は戸建住宅のように軽い建物において 0.05 を大きく上回っている。風荷重のように直接上部建物に作用する水平荷重に対して、免震効果は期待できない。強風時に免震装置は固定化されている必要がある。

謝辞

本論文で使われたすべり支承とダンパー支承の力学特性は受託研究「住宅用免震装置の性能に関する研究」(岡田研究室・中村研究室)(平成 10 年～平成 11 年)によった。委託者に対し感謝の意を表します。また実験の遂行と報告書の取りまとめに尽力され、幾つかの機会に有益な示唆をいただいた岡田久志教授に謝意を表す次第である。

参考文献

- 1) 岡田研究室・中村研究室: 受託研究「住宅用免震装置の性能に関する研究」報告書, 1999年3月
- 2) 木質構造研究会編: 木質構造建築読本, 38-39, 井上書院, 1995年

(受理 平成12年3月18日)