

3 階建て免震住宅の実大振動実験

その4 上部架構・免震層の違いによる応答比較

正会員	山本 健史 ^{*1}	同	飯田 秀年 ^{*2}
同	中田 信治 ^{*3}	同	花井 勉 ^{*2}
同	桐山 伸一 ^{*3}	同	福和 伸夫 ^{*1}

3 階建て免震住宅	実大振動実験	上部架構
免震層の偏心	すべり支承	転がり支承

1. はじめに

本報では引き続き、上部架構の振動特性の経時変化、上部架構の階数や免震装置の違いによる応答の比較、大偏心状態におけるねじれ応答の分析結果を報告する。

2. 累加加振による上部架構の振動特性の変化

本実験では様々な加振実験を繰り返し行っているため、上部架構の振動特性が損傷により変化すると考えられる。累加加振回数に対する、上部架構の固有振動数と減衰定数の変化を図 1、2 に示す。固有振動数と減衰定数は、上部架構の屋上階床面と 1 階床面における応答加速度のフーリエスペクトル比を用いて、伝達関数のカーブフィット法によって推定した。表 1 には実験のケース別の上部架構と、免震層の固有振動数を示す。

2 階建てから 3 階建てへの移行時に、固有振動数は約 3.5Hz から 2.2Hz へと大きく推移しているが、減衰定数に大きな変化はみられない。

3 階建て状態での変化に着目すると、加振の繰り返しに伴い、固有振動数は若干低下し、減衰定数は若干上昇している。これらは加振による 2 次部材の損傷や、その固定状況の変化によるものと推定される。ここにみられる減衰定数は、一般的な鉄骨系建築の値(数%)を大きく上回るものであるが、これは、免震構造の場合には通常のコンクリート基礎の場合と比べて 1 階床梁の剛性が小さいために架構の変形量が大きく、外壁の ALC パネルや内壁の石膏ボードなど、2 次部材の間での摩擦が減衰に大きく寄与していると考えられる。また、加振別に見ると 30cm/s² ホワイトノイズ加振時のほうが地震動再現加振時よりも固有振動数が高く、減衰は小さくなっており、加振振幅に対する依存性が認められる。

表 1 試験体重量と固有振動数

免震支承	階数	上部架構重量 (kN)	固有振動数(Hz)	
			上部架構	免震層
すべり支承	2	210	3.50	0.422
	3	296	2.18	0.372
転がり支承	3	296	2.14	0.383

・ 上部架構の固有振動数は、Kobe-NS 実測値より推定

・ 免震層の固有振動数は等価剛性より算定

免震層変位 25cm 時の等価剛性にて評価

オイルダンパーの応答速度 25cm/s 時の等価剛性にて評価

3. 最大応答値

図 3 に示す最大応答値は、免震層の層間変位が最大をとる時刻での鉄骨架台を基準とした各床の相対変位を、上部架構の状態別、免震装置別に示したものである。

図 3 より、どのケースにおいても応答変位は免震層に集中しており、3 階建ての場合も 2 階建てと同様に、免震効果が十分に発揮されていることが確認できる。また、上部架構は概ね剛体的な挙動を示しているといえる。

免震装置の違いによる応答特性の違いを比較すると、Kobe_NS 波入力では転がり支承のほうが、ySa075 波入力ではすべり支承のほうが応答変位が小さい。すべり支承では、等価周期や減衰定数が変位に依存するのに対し、転がり支承に併用した減衰系までは、減衰定数は応答速度に依存し、等価周期は変位に依存しない。このため、応答の特性は入力波の特性によって変化していると思われる。ここでは、応答速度が大きくパルス的な入力の Kobe_NS 波では転がり支承で応答変位が小さく、繰り返し回数が多く変位が大きい ySa075 波ではすべり支承で減衰がよく働き、応答変位を小さくしたものと考えられる。

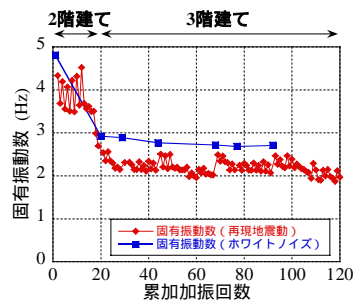


図 1 固有振動数の変化

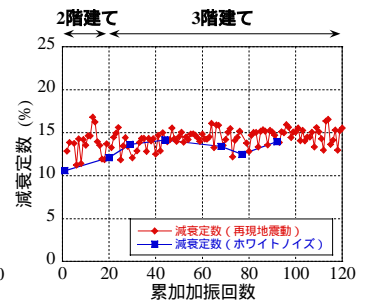
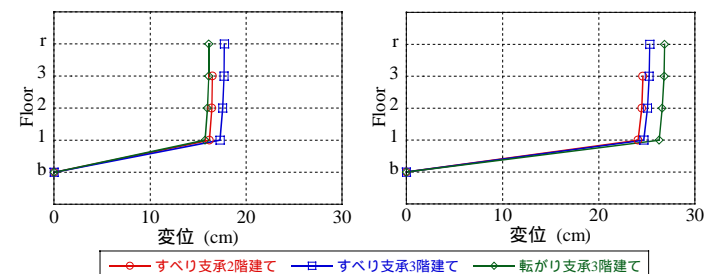


図 2 減衰定数の変化



a) JMA-Kobe-NS b) 告示波 ySa075

図 3 最大応答変位

4. 偏心がねじれ応答に及ぼす影響

4.1 試験体の偏心率

2002 年に行った同様の実験¹⁾では、試験体内部に積んだ約 30kN のおもりを移動させることによって偏心を作り出したため、偏心率を大きくすることができず、ねじれ応答はほとんど生じなかった。

そこで、今回の実験では、免震装置の復元ゴムの位置を偏らせることによって大きく偏心させて、加振実験を行った。図 4 に免震装置配置図を示す。

すべり支承では免震層変位を 25cm、転がり支承ではダンパーの応答速度を 25cm/s としたときの等価剛性から算出した偏心率は、どちらも 16% 程度である。

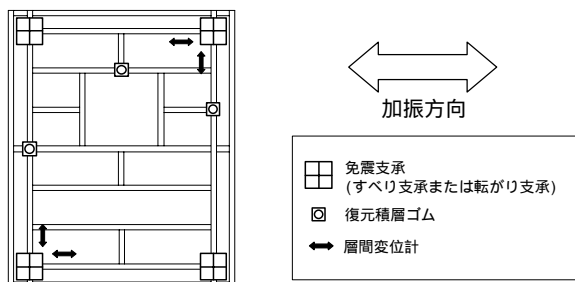


図 4 偏心実験時の装置配置図

4.2 ねじれ応答

図 5 に免震層の層間変位とねじれ角の時刻歴波形をあわせて示す。図中のすべり支承での実験ケースである(a-2)と(b-2)に関しては、国土交通省告示に示されるねじれの評価式によって求めた結果もあわせて示す。ねじれ角は、試験体の両端に設置した変位計の記録の差から求めた。偏心の大きな状態での加振実験の入力波は、Kobe_NS、ySa075 の 2 種類で、1 軸入力である。

すべり支承の場合には、ySa075 波入力において最大 0.014rad のねじれ角が生じた。このとき、ねじれによる変位の増分は約 35mm であり、図心での変位量の約 14% にあたる。これは、無視することのできない、ねじれによる変位増幅である。ねじれ応答のピークは、免震層の層間変位のピークと時刻がほぼ一致しており、大変位時にはそのねじれ増幅によって免震層の許容変位を超える危険があるため、設計時には十分な配慮が必要である。

一方、転がり支承ではすべり支承と比較して、ねじれ挙動は小さい。これは、今回実験で採用した転がり支承には機構上、ねじれ挙動を抑制する働きがあるためと考えられる。

実測したねじれ応答と、告示のねじれ評価式によって偏心距離と免震層の層間変位から求めたねじれ応答を比較すると、これらの対応は良好とは言えず、計算値のねじれ角は実測値と比べて小さいため、危険側の評価となっている。

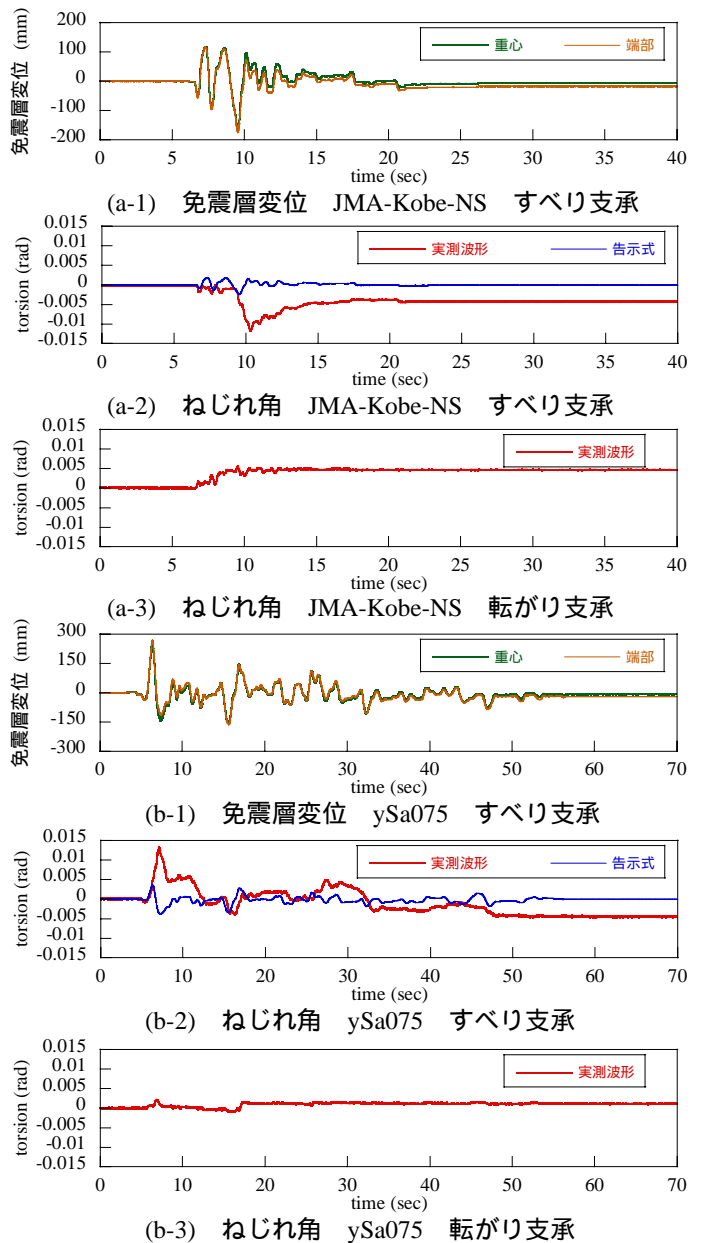


図 5 免震層変位とねじれ応答

5. まとめ

試験体は 100 回を越える加振実験でも上部架構に大きな損傷はなく、固有振動数や減衰に大きな変化はなかった。免震効果は 3 階建ての場合も 2 階建てと同様の効果が認められた。免震装置の組み合わせによる応答特性の違いは、入力波の周期特性や継続時間による影響を受けることが確認された。また、偏心が存在する場合には、すべり支承ではねじれ応答が生じやすいことが確認された。免震構造では、想定される地震動にあわせた装置の選択、偏心を抑えた設計をすることが重要である。

[参考文献]

1) 中田信治他: 実大振動実験による戸建て免震住宅の装置別応答性状比較 7~8、日本建築学会学術講演梗概集、B-2、pp.421-424、2004

*1 名古屋大学大学院環境学研究科

*2 日本システム設計

*3 旭化成ホームズ

*1 Grad.School of Environmental Studies, Nagoya Univ.

*2 Nihon System Sekkei Co.

*3 Asahi Kasei Homes Co.