

木造架台を用いた戸建免震住宅の架台設計方法に関する研究

栗田研究室

4108609

上村 徹

1 はじめに

木造免震住宅の免震架台には免震装置及び上部構造が概ね一体となって挙動するために、強固な剛性が要求される。そのため、RC造やS造が一般的であるが、木造架台においても十分な剛性を確保できれば、施工面・経済面での向上が考えられる。

そこで木造架台にすることにより表1のような検討項目が考えられるが、未だ不明瞭な点が多く、知見も少ないため、実用化にはまだ乏しいのが現状である。既往の研究¹⁾²⁾では表1-(2), (3)の検討として、解析より木造架台に必要とされる面内剛性の把握や実大架台を形成する縮小架台を用いての載荷試験により縮小架台が有する面内剛性の実験的知見を得た。

2 本論の研究目的

本論では木造架台の開発、設計方法の確立を目標とし、面内剛性評価における接合部の影響について解明する。本論の流れを図1に示す。まず、①縮小架台接合部の水平加力試験より接合部性状の評価及びモデル化。次に、②①で提案したモデルと材料試験結果を基に縮小架台の解析モデルを作成し、載荷試験結果との面内剛性の比較を行う。そして、③①,②で作成したモデルより、実大の木造架台の解析モデルを作成し、実大木造架台全体が有する面内剛性について解析的に検討を行っていく。

3 縮小架台接合部における接合部評価

3.1 水平加力試験の概要・結果

図2に検討で用いる縮小架台接合部の試験体形状及び水平加力試験方法を示す。試験体断面は全て120[mm]×50[mm]であり、実大架台断面の1/3スケールに相当する。また、変位計測は、加力部材と斜材が取り付け部分での水平変位(H1)と斜材両端での斜材材軸方向への変位(H2, H3)、斜材中央部での歪み計測(G1,G2)を行った。試験では、斜材両端の接合部で他の部材へのめり込みが見られた。また斜材の計測歪度より、斜材には軸力とモーメントが生じてい

表1 木造架台による検討項目の一例

(1) 経済面(コスト)
(2) 施工面(ハンドリング等)
(3) 対象床版の剛床・非剛床の仮定
(4) 架台が有する強度、剛性の確保(面内・面外)
(5) 木造架台と免震装置の相互関係(接合方法等)
(6) 重量の軽量化に伴う風荷重への対策
(7) 湿気や防虫などの耐久性の対策

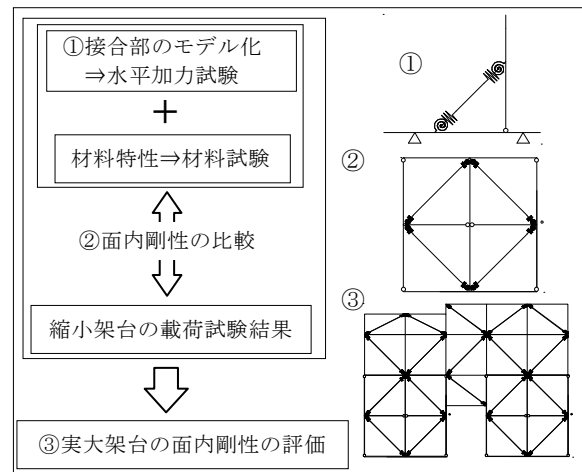


図1 本論での検討の流れ

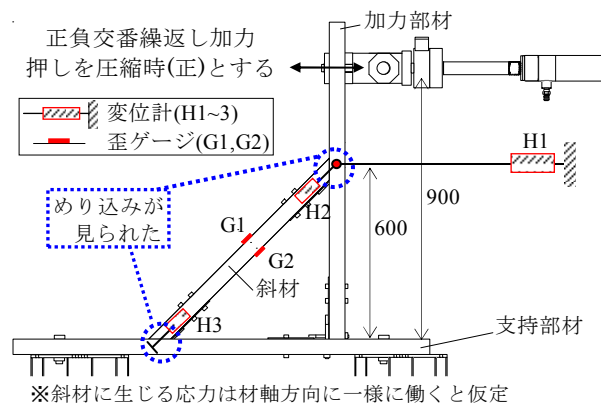


図2 縮小架台接合部の水平加力試験

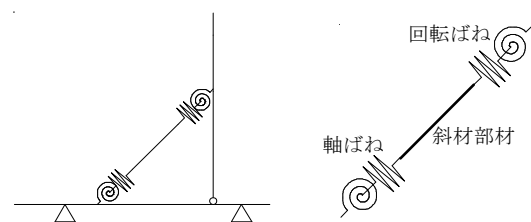


図3 縮小架台接合部モデル

ることが認められた。

3.2 縮小架台接合部の接合部モデルの作成

水平加力試験結果より、接合部の評価及びモデル化を行っていく。接合部のモデル化は、試験結果と理論式を用いての2つのモデルを考える。

3.2.1 試験計測結果によるモデル化

斜材で計測した軸変位(H2,3)と歪度(G1,2)結果を用い、斜材での軸力-軸変位関係を軸ばね要素、モーメント-回転角関係を回転ばね要素によりモデル化し、図3に示すような解析モデルを作成した。図4、5に軸ばね・回転ばね要素の概略図を示す。

3.2.2 理論式によるモデル化

接合部で生じた変形をめり込みによるものと仮定し、めり込みによる力と変形の間を、部材断面によるめり込み面積と材料特性等より、弾性域でのめり込み理論式³⁾で考えていく。

また、部材への力の伝わり方の違いから圧縮時(加力方向:押し)と引張時で分けて考え、めり込みによる変形は斜材両端で同様に生じるものとする(図6)。

【圧縮時】加力により斜材部材端部が加力部材にめり込むことによって生じる。よって、めり込み面積は断面寸法により決まる。

【引張時】部材に引張が生じることにより、接合金物の座金が部材にめり込む。よって、めり込み面積は座金と部材との設置面積により決まるものと考ええる。また、接合金物としてボルト2本により接合していることから、めり込みは双方の座金で生じ、各ばね要素を並列に配置して考えるものとする。

図7に算出した試験結果と理論式より導いた軸力-軸変位関係とモーメント-回転角関係、表2に各力と変形関係を線形的に近似した際の各ばね剛性を示す。

これから軸ばね剛性については、概ねめり込み理論式で再現できたが、モーメント-回転角関係よりモデル化を行った回転ばねについては圧縮時では過大評価、引張時は過小評価する結果となった。

3.3 水平加力試験結果との比較

表2に示したばね剛性を用いての解析結果と水平加力試験での荷重-水平変位関係を図8に示す。図8より、弾性域とみなせる変形角 1/400[rad.]程度までの初期剛性に関しては概ね解析により試験結果を再現できており、大きな差異がみられた回転ばね剛性の影響はとても小さいものと言える。

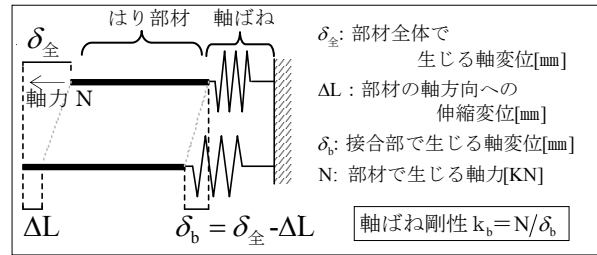


図4 軸ばね要素概略図

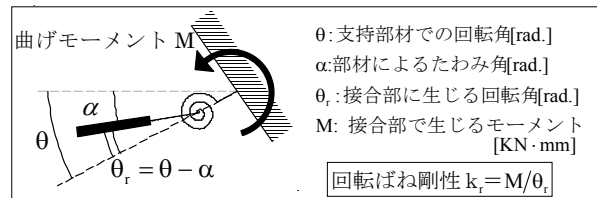


図5 回転ばね要素概略図

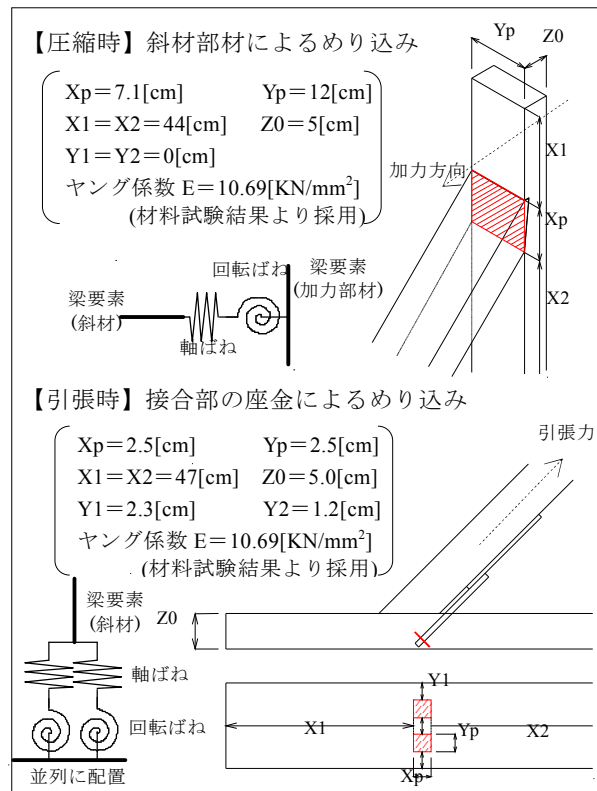


図6 めり込み理論式に用いる仮定条件

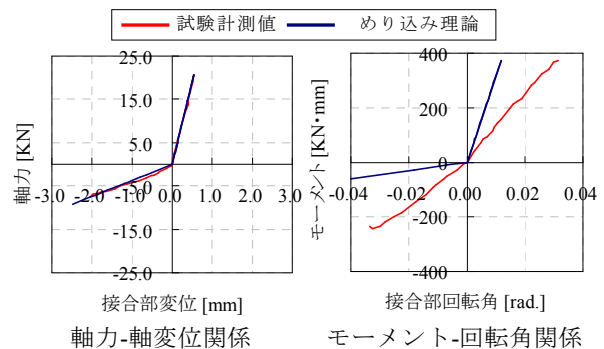


図7 計測値と理論値との比較(圧縮を正とする)

また、本論のような架台接合部の評価には設計等に用いるめり込み理論式の適用が考えられる。

4 縮小架台の面内剛性評価

既往の研究¹⁹⁾での荷重試験結果と接合部モデルを用いて作成した縮小架台モデルとの比較を行う。

4.1 縮小架台の荷重試験概要

縮小架台の荷重試験概要を表3、図9に示す。荷重方法は、試験体の対角線方向を圧縮し、加力方向と直交方向の2方向の対角線変位を測定した。

4.2 縮小架台の解析モデル

図8より1/400[rad.]程度までを弾性域と仮定し、弾性域内の縮小架台における面内剛性について検討していく。図10に斜材接合部にばね要素を配置した縮小架台モデル、表4に解析モデル概要を示す。

また、合板部分の剛性評価については、設計指針⁴⁾よりくぎと合板による評価法を用いた。

4.3 縮小荷重試験結果との比較

図11に縮小架台での荷重試験結果と縮小架台モデルでの解析結果の荷重-変位関係を示す。その結果、初期剛性での再現には至らず、変形角1/150[rad.]程度まで試験結果よりも過小評価する結果となった。

その要因として、実際の縮小架台には接合部の剛性の確保や接合部部分の収まりをよくするために、接合部付近を鋼板によるボックスで補強されていたことにより、軸方向への変形が抑制されたことが面内剛性の増加に大きく影響を与えているものと考えられる。

5 実大架台が有する面内剛性の評価

本論で作成した接合部モデルを用いた実大架台のフレームモデルより、実大架台が有する面内剛性を算出し、告示で示す必要面内剛性との比較を行う。

5.1 実大架台のフレームモデルの作成

本論では図12のような上部構造が枠組壁工法2階建住宅を対象建物と考える。免震層は、1階床を補強して木造免震架台とし、基礎との間に免震装置を設ける基礎免震とする。また、図13に示す実大架台はこれまで検討を行ってきた縮小架台試験体の3倍の断面寸法に相当することから、解析に用いるばね剛性は、接合部での変形をめり込みによるものとし、相似則の仮定のもと、水平加力試験より得られたばね剛性の3倍とした。表5にモデル概要、図14に実大架台のフレームモデルを示す。

表2 算出した各ばね定数

	圧縮時		引張時	
	軸ばね	回転ばね	軸ばね	回転ばね
試験計測値	37.4	12495	3.78	7670
めり込み理論	38.1	31528	3.69	1538

単位：軸ばね[KN/mm]，回転ばね[KN・

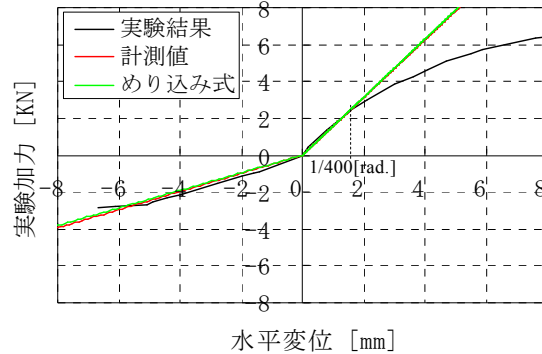


図8 荷重-変位関係(水平加力試験)

表3 試験体概要(縮小架台)

縮小架台	
フレームサイズと試験体形状	1200[mm]×1200[mm]
くぎピッチ	35[mm]
合板サイズ	600[mm]×300[mm] 300[mm]×300[mm]
合板厚さ	9[mm]
断面寸法(実大の1/3倍)	フレーム 50[mm]×120[mm] 斜材 50[mm]×90[mm]

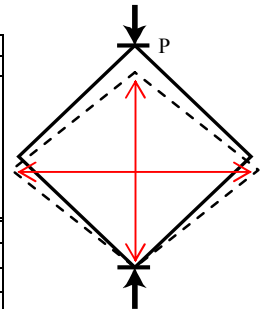


図9 荷重試験方法

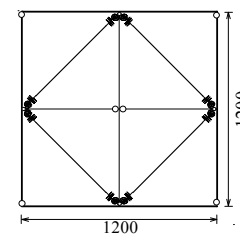


表4 解析モデル概要

ヤング係数	ベイマツ	10.69[KN/mm ²]
	構造用合板※	10.60[KN/mm ²]
合板せん断弾性係数※		588.4[N/mm ²]
くぎすべり剛性※		308[N/mm]
軸ばね [KN/mm]	圧縮時	37.4
	引張時	3.78
回転ばね [KN・mm/rad.]	圧縮時	1.2×10 ⁴
	引張時	7.7×10 ³

図10 縮小架台モデル

※設計指針⁴⁾による一般値

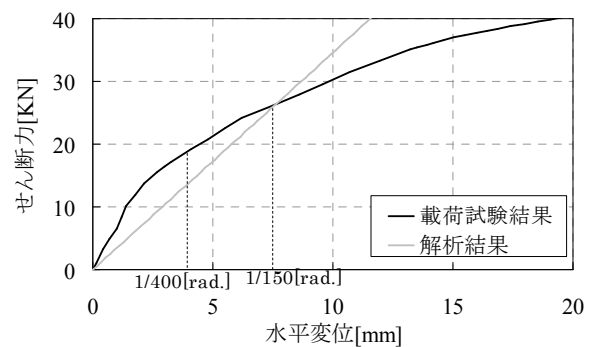


図11 荷重-変位関係(縮小架台)

5.2 木造架台の面内剛性の算出

実大架台の面内剛性 k_0 は、図 14 に示すように、一辺を支持端とし、他端に荷重 100[KN]を加えた時の変形 δ より算出した。

5.3 告示⁵⁾が示す必要面内剛性ととの比較

免震架台の面内剛性の評価について告示では、上部構造が概ね一体となって挙動する(剛床仮定)のためには、免震層(免震装置)の等価剛性の 10 倍程度の確保が必要としている。

そこで、対象建物の上部構造を直列質点系モデル(図 15)とし、壁倍率より求まる各層の耐力壁の総量からせん断剛性を算出した。

また、上部構造の総重量と設定した免震周期 2.5[s]より免震層の等価剛性は 237[N/mm]と求まる(表 6)。

また、告示で検討している水平構面の剛性評価は、両端を拘束して中心部に載荷した方法(図 16-a)であり、本論でも行った一般的な面内剛性の評価方法(図 16-b)に置き換えて考えると、面内剛性は告示の方法よりも 4 倍強く評価される。よって、本論で評価した実大架台の面内剛性は免震層の等価剛性に対して 2.5 倍程度あれば十分といえる。

表 7 に 5.2 で算出した実大架台の面内剛性と告示が必要とされている面内剛性を示す。算出した実大架台が有する面内剛性は 1570[KN/mm]となり、告示で定めている免震層の等価剛性の 2.5 倍を超える 6.6 倍程度を有している結果となった。これより、木造免震架台でも、設計時に剛床とみなせる面内剛性を十分有していると考えられる。

6 まとめ

- 縮小架台接合部では軸方向の変形だけでなく、曲げによる性状も見られたが、面内剛性への影響は小さく、架台の評価には軸方向への考慮が重要であることを確認した。
- 初期剛性など線形部分については、接合部のモデル化には、設計指針等に用いられるめり込み理論式の適用が可能であると考えられる。
- 免震架台として、弾性域内での面内剛性の評価を考えたところ、木造でも免震架台として十分な面内剛性を有することができる考えられる。

今後は、実用化に向けた適切な断面寸法、接合部状態などの検討とともに、架台下部に設置される免震装置の配置等を考慮しての評価が必要とされる。

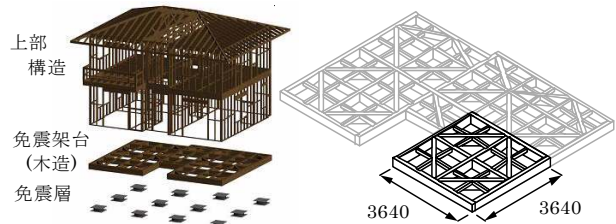


図 12 対象建物

図 13 実大木造架台

表 5 実大架台モデル概要

断面寸法	フレーム	360[mm]×150[mm]	ヤング係数 (ベイマツ集成材)	10.69[KN/mm ²]
	斜材	270[mm]×150[mm]		
軸ばね [KN/mm]	圧縮時	87.7	回転ばね [KN・mm/rad]	圧縮時 3.0×10 ⁶ 引張時 4.2×10 ⁴
	引張時	11.1		

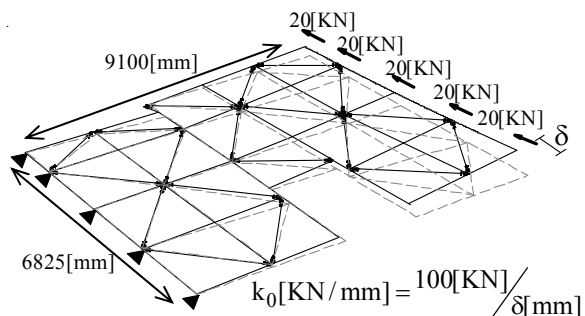


図 14 実大架台フレームモデルと剛性

表 6 質点系モデル概要

層	方向	壁量 [m]	せん断剛性 [N/mm]	重量 [ton]
2	X	36.86	4060	8.8
	Y	75.83	8353	
1	X	54.09	5248	15.4
	Y	64.28	6237	
架台				13.3
上部構造総重量[ton]				37.6
免震層の剛性 (免震周期2.5[s])				237 [N/mm]

図 15 質点系モデル

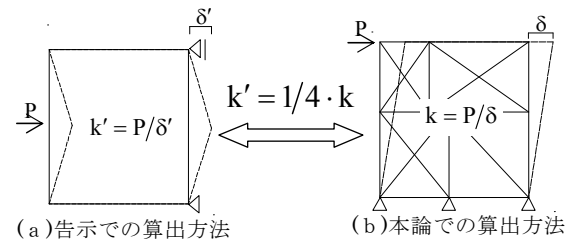


図 16 水平構面の面内剛性の評価

表 7 算出した実大架台の面内剛性

算出した木造架台の面内剛性	免震層の等価剛性に対する倍率 (免震層等価剛性: 237[KN/mm])
1570 [N/mm]	6.6

謝辞 職揚建設(株)様には、本研究で使用した建物に関するデータや実験で用いた試験体など、多大なご協力を頂きました。ここに謝意を表します。また実験を行うにあたり、東京大学松村・藤田研究室には実験装置等を借りました。ここに謝意を表します。
参考文献 1) 杉山佳孝: 「非剛床架台を用いた戸建免震住宅の地震応答特性」平成18年度修士学位論文 東北大学大学院, 2) 上村徹, 千葉一樹, 栗田哲: 「木造架台を用いた戸建免震住宅の設計方法に関する研究 - 材料試験・端部接合部試験に基づく木造架台縮小試験体の剛性評価 -」日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) C-1 構造 III pp445-446 2009.8, 3) 日本ツーバイフォー建築協会: 「枠組壁工法建築物構造設計指針」2002, 4) 木質構造設計規準・同解説・許容応力度・許容耐力設計(第4版)(社)日本建築学会 2006.12, 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所「免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説」日本建築センター 2006.