

震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験
その 15 移築補強・無補強試験体実験の再現要素実験との比較

正会員 ○中川貴文*¹ 同 河合直人*²
同 植本敬大*³ 同 岡部 実*⁴

木造軸組構法 静的加力試験 大変形加力
モルタル壁 土塗り壁

1. はじめに

本研究では、E-ディフェンスでの振動実験結果を補う基礎資料を取得し、併せて木造建物の数値シミュレーションのための基礎データとすることを目的とし、移築補強・無補強試験体から構面を抽出し、静的加力試験を行い、構造性能を把握した。

2. 試験体概要

要素実験に用いた試験体（以下要素実験試験体）はE-ディフェンスの震動台実験で用いられた木造軸組構法の建物 2 棟（以下、無補強試験体を A 棟、補強試験体を B 棟と呼ぶ）のうち、構造耐力上重要な壁体 8 箇所を選定して再現した。A 棟、B 棟は兵庫県明石市で実在した築 31 年の 6P×6P の木造軸組構法 2 階建て住宅で、外壁はラスモルタル、木ずり下地、内壁は土塗り壁、じゅらく塗り仕上げであった。部材、接合部、土塗り壁、モルタル等の細部仕様は、事前構造仕様調査、破壊後の調査によって確認し、可能な限り再現した。A 棟、B 棟はほぼ同じ間取りで、共通する構面の要素実験試験体は 2 棟の平均的な寸法で再現した。図 1 に A 棟の概観と要素実験試験体の選定箇所を示す。

試験体の概要を図 2 に示した。試験体の柱高さは 1F を再現したものは 2700mm、2F を再現したものは 2550mm とした。補強壁 E4P-R、I4P-R の寸法は E4P、I4P と同じで、B 棟に実際に施した補強法、金物を再現した。窓サッシ、軒は該当箇所に木枠をビス留めすることでモルタルの変形拘束として再現した。補強壁試験体に貼った構造用合板は、B 棟の仕様に従い、両脇の柱及び土台との接合部分を受け材仕様とした。間仕切り壁に相当する I4P、I4P-R の上部 265mm の天井部分は、土を塗らず空間を設けた。

3. 実験方法

実験は図 3 に示したように、試験体の土台を固定した後、桁にアクチュエータ、加力用鋼棒を介して水平力を与える試験装置を用いて実施した。加力サイクルは、性能評価機関業務方法書を元に大変形域での繰り返しを加え、見かけのせん断変形角が 1/600, 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50rad. で 3 回ずつ 1/40, 1/30, 1/20, 1/15rad. で 1 回ずつの正負交番繰り返し加力とした。その後は 50mm 変位が進むごとに 1 回ずつ正負に加力し、ジャッキストロークの限界まで変形させた。試験体は負側（引張側）にシフトさせて設置するか、加力サイクルの終了時にジャッキを延長させるなどして、正側（圧縮側）により長く加力できるシステムとした。桁と土

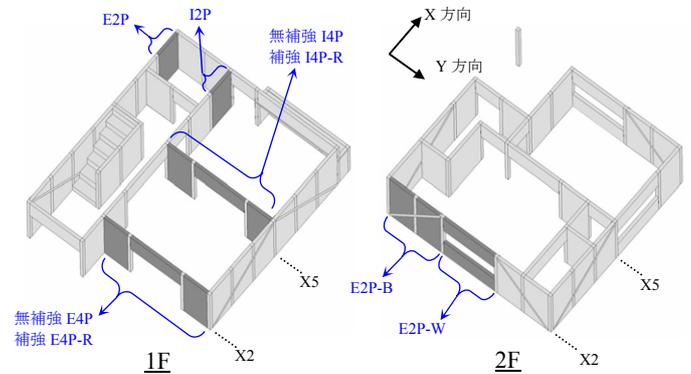


図 1 要素実験試験体選定位置

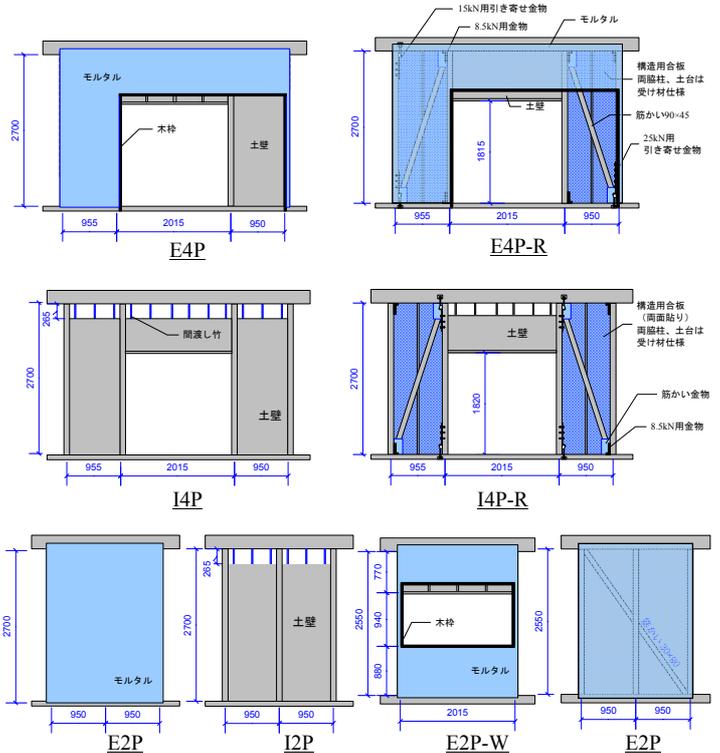


図 2 試験体概要

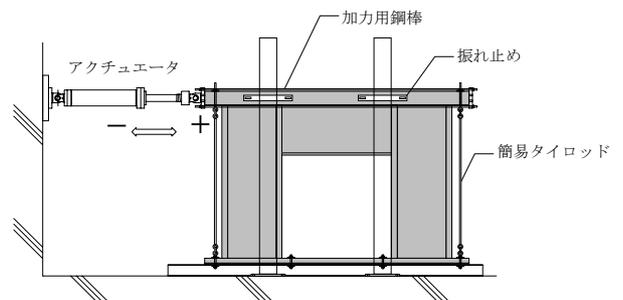


図 3 試験装置

台の間には上下端がピンで連結される簡易タイロッドを試験体左右両側に設置し、柱脚、柱頭接合部の浮き上がりを拘束した。

4. 実験結果および考察

(1) 荷重変形関係の震動台実験結果との比較

構面の耐力加算則を用いて、要素実験の結果と振動台実験の結果の比較を行った。偏心を考慮せず、同一変位時の耐力を足し合わせることで荷重変形関係を算出した。試験体重量によるめりこみを考慮した傾斜復元力、 $P-\Delta$ 効果を文献¹⁾を参考にして考慮に入れた。B棟の1F補強壁のうち要素実験には含まれていない箇所は文献値²⁾を足し合わせた。震動台実験の層せん断力-変位関係は1F、2Fの平均加速度に地震力算定用重量(1F:119.1kN、2F:91.4kN)をそれぞれ乗じ、加算することで算出した。図4に震動台実験のJR鷹取波NS100%加振時のY方向の層せん断力-変位関係と、要素実験の足し合わせ結果を示した。参考までに建防協耐震診断²⁾の保有水平耐力計算法による加算結果も併せて示した。A棟、B棟ともに震動台実験結果のほうが要素実験の足し合わせよりも層せん断力が大きく上回っている。これはモルタルの寸法効果、粘性減衰の影響、構造物の3次元的変形による拘束の影響、壁体の再現の精度等が原因として考えられる。最大せん断力が発生する変位は概ね一致していた。

(2) 破壊過程の震動台実験との比較

写真1に一回目加振(JR鷹取波100%)後のB棟の破壊状況の一例と、要素実験の破壊状況を示した。B棟は一回目加振で最大で1FのY方向に1/15rad.前後の層間変形を経験している。B棟のX2通りでは、筋かいが上端で引き抜けて、合板が剥がれているが(写真1(1))、対応するE4P-Rの1/15rad.変形時では筋かいの座屈破壊が観察されている(写真7(3))。X2通りのモルタルの亀裂箇所は要素実験と同じであった(写真1(2))。B棟のX5通りの壁は合板、筋かいともに特に破壊箇所は観察されなかったが、対応するI4P-Rでは1/15rad.変形時に(写真1(4))受け材の浮き上がりが観察された。これらの違いは加力履歴が震動台実験と一致していないことや、試験体の再現精度が原因のとして考えられる。

5. まとめ

(1) 震動台実験と要素実験の構面の加算則の荷重変形関係の比較の結果、A棟、B棟ともに震動台実験結果のほうが要素実験の足し合わせよりも層せん断力が大きく上回る結果となった。

(2) 破壊状況は筋かいの震動台実験と一致する箇所もあったが、筋かいや合板の破壊状況で異なる点が多かった。

【文献】

- 1) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル, pp.38-39 (2004)
- 2) (財)日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強法, pp.278-286 (2005)

【謝辞】

本研究は「大都市大災害軽減化プロジェクト」の一環としておこなった。議論に参加いただいた各位にこの場を借りて深くお礼申し上げます。

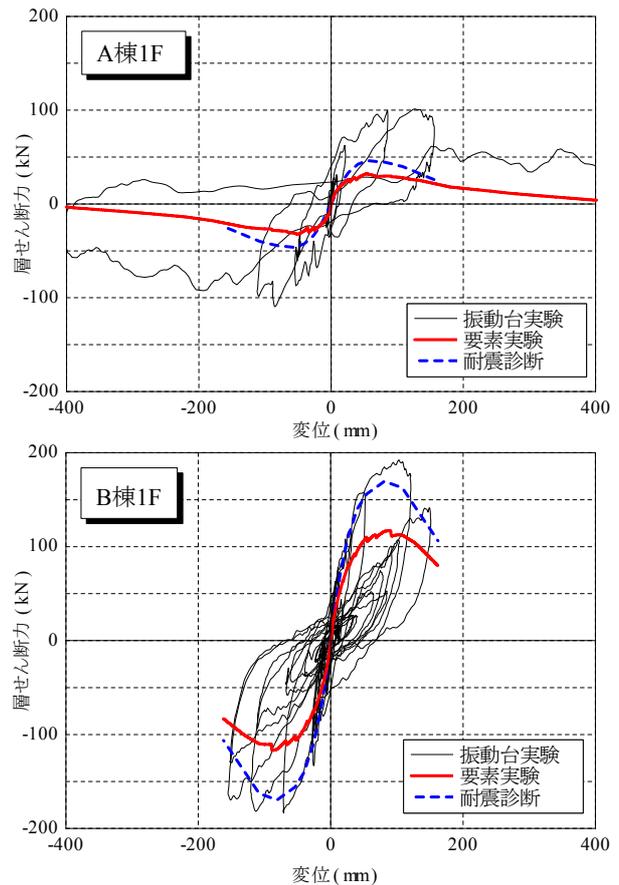


図4 1F Y方向層せん断力変位関係の比較



(1) B棟 X2 通り (2) B棟 X2 通り外壁 (3) E4P-R 1/15rad.変形時 (4) I4P-R 1/15rad.変形時

写真1 破壊過程の比較

*1 建築研究所 材料研究グループ 研究員・農博

*2 建築研究所 構造研究グループ 上席研究員・工博

*3 国土交通省 国土技術政策総合研究所 主任研究官・農博

*4 (財)ベタリーピング筑波建築試験センター 主席試験研究役

*1 Research Engineer, Dept. of Building Materials and Components, Building Research Institute, Dr. Agr.

*2 Chief Research Engineer, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

*3 Senior Research Officer, NIRIM, MLIT, Dr. Agr.

*4 Chief, Tsukuba Building Test Laboratory, Center for Better Living