

### 3.1.2 簡便・高精度な耐震診断技術および耐震補強技術の開発

#### 3.1.2.1 業務題目 耐震診断・補強方法の検討及び開発

#### 目次

##### (1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5ヵ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成16年度業務目的

##### (2) 平成16年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
  - 1) 補強構法評価法の検証
  - 2) 耐震診断技術の高度化
- (c) 業務の成果
  - 3) 補強構法評価法の検証
  - 4) 耐震診断技術の高度化
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

##### (3) 平成16年度業務計画案

## (1) 業務の内容

### (a) 業務題目

耐震診断・補強方法の検討及び開発

### (b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
独立行政法人建築研究所	構造研究グループ長	岡田恒	<i>okada@kenken.go.jp</i>
	上席研究員	河合直人	<i>kawai@kenken.go.jp</i>
信州大学工学部	助教授	五十田博	<i>hisoda@gipwc.shinshu-u.ac.jp</i>

### (c) 業務の目的

地震被災度の高い既存木造建物に対して、耐震安全性を高めるため、耐震診断技術の開発、耐震補強指針の開発、行政ならびに市民が容易に理解でき普及可能性の高い耐震補強技術の開発、耐震補強後の建物についての耐震補強診断技術の高度化をおこなう。

### (d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

#### 1) 平成14年度：

- a) 現行の耐震診断技術の整理      i)耐震性能評価方法、ii)耐震診断の項目、iii)適用範囲、iv)方法間の評点の違いなどを整理した。
- b) 様々な耐震診断法による既存建物の耐震性能評価と構造実験      i)耐震精密診断、密集市街地における防災街区の整備の促進に関する法律における既存木造建築物の耐震診断基準、許容応力度、エネルギー法、限界耐力計算、時刻歴応答計算による診断法のキャリブレーション、ii)典型的な補強方法4種類に対する構造実験。
- c) 耐震補強技術の収集と性能評価方針の作成      i)現在提案されている耐震補強構法の収集・整理

#### 2) 平成15年度：

- a) 耐震補強建物の構造性能評価      制震装置を用いた壁の構造性能評価をするとともに、既存の壁に耐震補強をおこなった壁の耐震補強効果を明確にした。
- b) 耐震補強のケーススタディ      耐震補強をおこなった建物について、耐震補強構法別の工期、コスト、耐震補強前後の振動特性などを比較した。さらに、取り壊し予定の築40年程度を経過した市営の木造住宅10棟に対して、常時微動実験、起振機による振動実験を全棟実施し、引き倒し実験をそのうちの3棟について実施した。住まい方の違いによる経年劣化の違い、振動特性の違いやばらつき加減、設計壁量と荷重－変形関係などを定量的に把握した。本データは今後補強建物の性能を評価する上で、基礎資料として用いられる。

#### 3) 平成16年度：

- a) 様々な耐震補強構法の技術的データの蓄積を図るとともに、耐震補強評価法を検証する。
- b) 耐震診断技術の高度化を図る。

#### 4) 平成17年度：

「Ⅱ震動台活用による耐震性向上研究」と連携を図り、耐震補強された建物の構造性能評価をE-ディフェンスの実験を通じて実施する。また、合わせて補強以前の耐震診断技術の検証を実建物を通じて実施する。

#### 5) 平成18年度：

制度の運用にあたって、最終的な耐震診断、耐震補強の意志決定は、各住宅の個別性による部分が大きい。従って、住宅やその所有者の特性に応じて適切な選択が可能となるような、耐震診断、補強方法のメニュー化を行う。

#### (e) 平成16年度業務目的

##### 1) 補強構法評価法の検証：開口部補強のデータの蓄積

耐震補強構法のうち建物のバランスのよい耐力壁配置を可能にする開口部補強を取り上げ、技術的なデータの蓄積を行う。

##### 2) 耐震診断の高度化

現在の耐震診断技術の高度化を目的に、①接合部の接合度の不十分な構面の性能の把握、②劣化の定量的把握、の2業務を実施する。

#### (2) 平成16年度の成果

##### (a) 業務の要約

開口部を補強する技術についてのデータ整備が遅れていることを鑑み、LVLとアルミニウムを用いた補強方法の静的実験を通じて、性能検証するとともに性能評価を実施した。さらに、振動台実験を通じて性能評価法を検証した。その結果、ラーメンフレームはスパンによらずほぼ同等の荷重変形関係を示すと考えられたが、今回取り上げたアルミニウムの補強では、スパンによる違いが見られた。また、 $C_0=0.2$ の設計で大地震をアルミフレームに加えたところ、繰り返し実験の破壊点までには達せず、余力があることがわかった。

柱-横架材接合部が不十分な構面の性能評価を目指し、接合部の実験データを蓄積するとともに、解析的にそのような接合部を持つ構面の荷重変形関係を求めた。その結果、用いる壁倍率の大きさや対象とする階によって低減の割合は異なるが、2倍程度であれば2階建ての1階では金物がなくても0.8倍程度で済むが、3.5倍程度の場合には2階の条件にもよるが0.6倍程度まで低減が必要であることを明らかにした。

劣化の検討として、平成14年度に実施した昭和54年に建築された木造住宅のモルタル外壁で構成される試験体に対する振動台実験を新しい部材で再現し、経年劣化の影響を検討した。層間変位の推移及びモルタル剥落の推移は両試験体で大きく異なる結果となった。これらはモルタル、筋かい及びその接合部の経年劣化による壁構面全体の剛性・耐力低下が原因であると考えられる。

##### (b) 業務の実施方法

##### 1) 耐震補強建物の構造性能評価

現在提案されている開口部を補強する補強方法について、静的加力実験をおこないデータの蓄積を目指す。試験体は、単板積層材(Laminated Veneer Lamber)で構成されるもの(以下、LVL)とアルミニウム合金で構成されるもの(以下、アルミ)の2種類である。スパンは1,820mm(2P)を基本とし、最大のスパンとしてLVLは5,005mm、アルミは4,550mmを用意した。図1に各試験体の2Pの立面図を示す。試験の際は、試験体をアンカーボルトM16で固定し、アクチュエーターを用い試験体のはり部分に水平力を加えた。図2に試験装置を示す。加力方法は正負交番繰り返し载荷とし、層間変形角で1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30、1/22.5、1/15radを目標に3回ずつ加力した。その後、最大荷重の80%まで荷重が低下するか、層間変形角が1/15radを超えるまで行った。

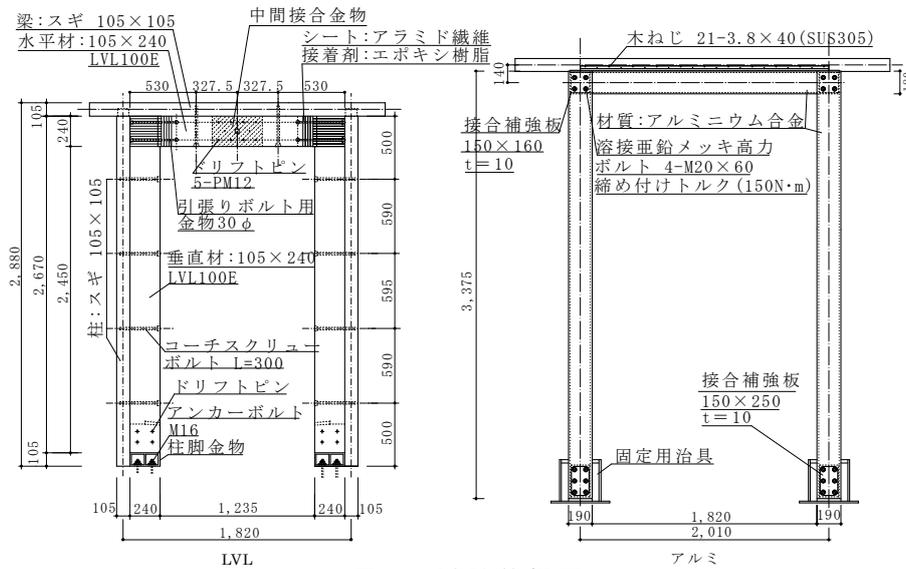


図1 試験体概要

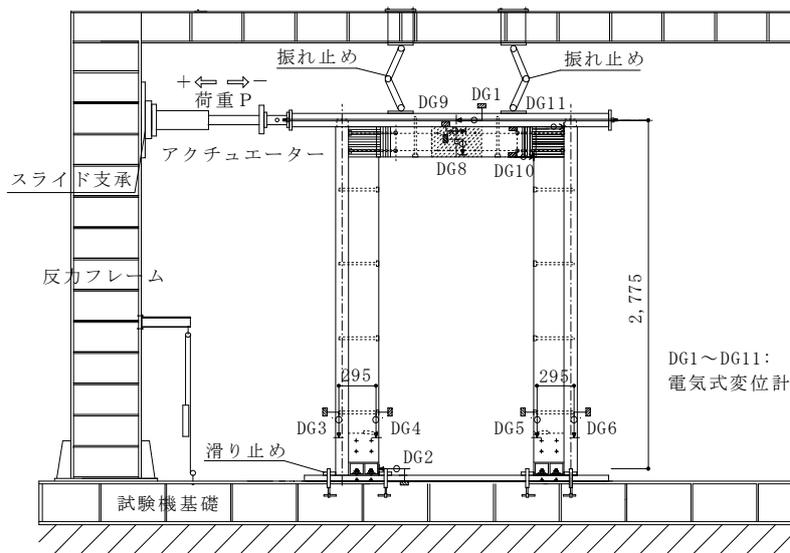


図2 試験装置概要

静的加力実験を実施し、最大荷重や降伏点、変形性能等の特性値を得た後、許容応力度に対し  $Co=0.2$  で設計し振動台実験を実施して、振動特性の把握を試みた。試験体は中央に

補強構面を配置し 2,730×2,730mm の形状を持つ箱型試験体である。試験体の屋根に相当する床には構造用合板を用い、柱と横架材の接合部には HD 金物を用いた。図 3 に試験体形状と試験体の中央構面の立面図を示す。振動台実験での補強技術の種類は、アルミのみを取り上げた。加えて、比較対象のフレームのみの試験体(以下、フレーム)を用意した。試験体を架台にとめ、架台と振動台の間に荷重検力用の 3 分力ロードセルを設置した。錘は鋼製とし、屋根相当材上に固定した。図 4 に試験装置を示す。なお構面の許容耐力は 1/120rad 時の耐力とした。

入力波には、日本建築センター模擬波レベル 1(以下、BCJ 波)、1995 年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で記録された波(以下、神戸 NS 波)、1968 年十勝沖地震において八戸で記録された波(以下、八戸 EW 波)を採用した。また、試験体の振動特性の把握及び、計測器のチェックのため、ステップ波を入力した。加振は、原則として表 1 のような順序で行った。

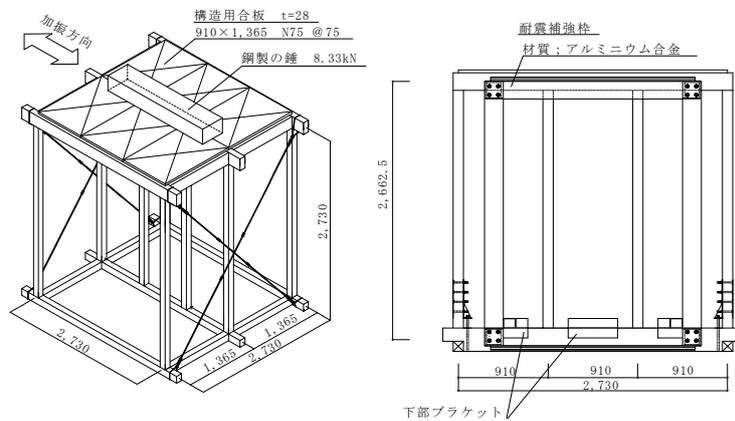


図 3 試験体図

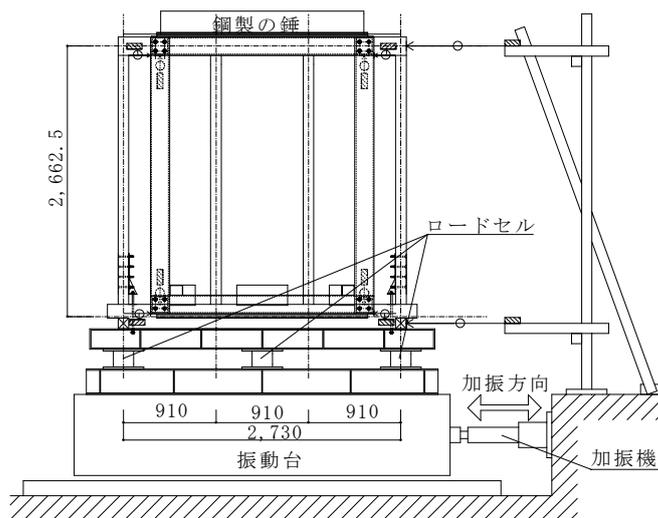


図 4 実験装置

表 1 加振順序

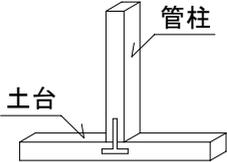
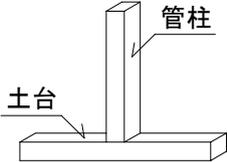
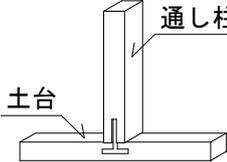
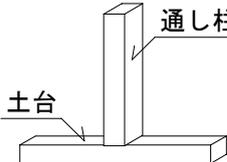
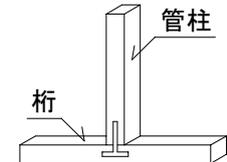
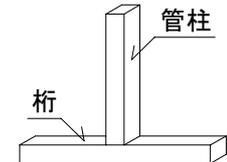
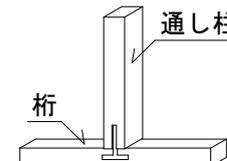
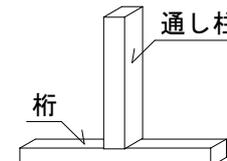
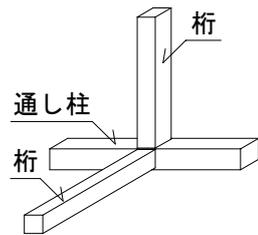
①	BCJ波微小レベル加振 終了後にステップ加振
②	BCJ波中地震レベル加振 終了後①の加振
③	神戸NS波加振 終了後①の加振
④	BCJ波実波レベル加振 終了後①の加振
⑤	八戸EW波加振 終了後①の加振

2) 耐震診断技術の高度化

a) 接合部の実験

i) 試験体

試験体の形状を図5に示す。試験体は11種類で、軸方向載荷では29体、面内曲げ載荷では20体の計49体である。柱に対して加力する試験では、T型金物を用いたものと用いていないもの、桁に取り付く場合と土台に取り付く場合、管柱の場合と通し柱の場合がある。また、横架材に対して加力する試験では、羽子板ボルトが取り付くもの、ほぞ差しで楔が打ち込んであり直交する桁を持つものがある。柱の断面形状は管柱 105×105、通し柱 120×120、ほぞの形状は管柱 50×85×30、通し柱 50×60×30 である。

概要	管柱－土台：T型金物 防腐処理		管柱－土台：金物無 防腐処理		通し柱－土台：T型金物 防腐処理	
図						
軸方向	HSTT	試験体数:4体	CSTT	試験体数:2体	HSNT	試験体数:4体
面内曲げ	HSTN	試験体数:3体	CSTN	試験体数:2体	HSNN	試験体数:2体
概要	通し柱－土台：金物無 防腐処理		管柱－桁：T型金物		管柱－桁：金物無	
図						
軸方向	CSNT	試験体数:2体	HBTT	試験体数:2体	CBTT	試験体数:2体
面内曲げ	CSNN	試験体数:2体	HBTN	試験体数:2体	CBTN	試験体数:2体
概要	通し柱－桁：T型金物		通し柱－桁：金物無		通し柱－桁：金物無 直交する桁もつける	
図						
軸方向	HBNT	試験体数:4体	CBNT	試験体数:2体	CBBT	試験体数:4体
面内曲げ	HBNN	試験体数:2体	CBNN	試験体数:2体	CBBN	試験体数:1体

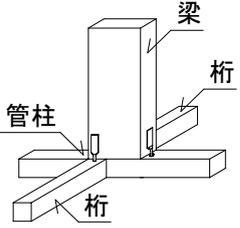
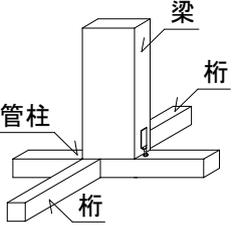
概要	管柱－梁：羽子板ボルト 2本		管柱－梁：羽子板ボルト 1本	
図				
軸方向	HBS2T	試験体数:1体	HBS1T	試験体数:2体
面内曲げ	HBS2N	試験体数:1体	HBS1N	試験体数:1体

図 5 試験体図

ii) 実験方法

図 6 に示すように、試験体は土台、桁をアンカーボルト（M16）によりベースと緊結・固定されている。原則として単調載荷を行った後、単調載荷の結果に基づいて繰り返し載荷の目標変位を決定した。繰り返しの加力サイクルは単調載荷の降伏変位  $\delta_y$  を 100% とし、25%、50%、75%、100%、141%、200%、283%、400%、566%、800% と 1 回ずつの繰り返し載荷を行い、接合部が破壊するまで行った。なお、軸方向載荷の圧縮載荷では目標変位に対する荷重を得ることが困難なため、目標変位を目標荷重と読み替えて実験を行った。

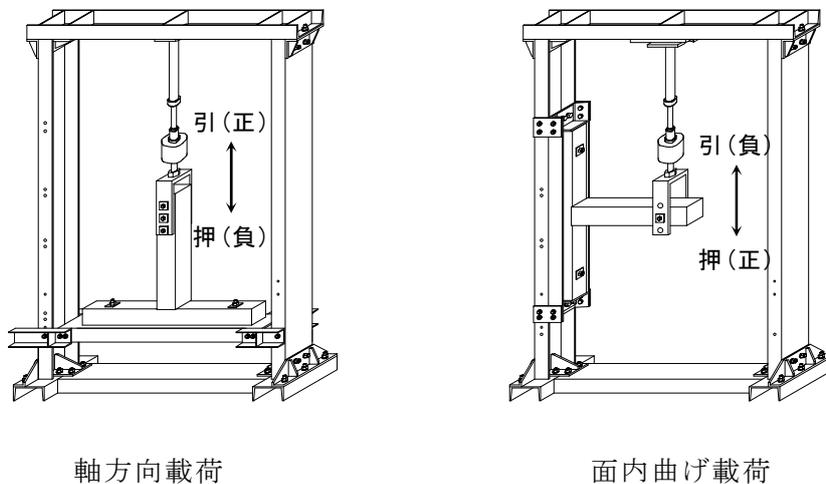


図 6 試験装置

b) 解析による接合部が不十分な場合の構面の性能

耐力壁の非線形ブレース置換モデル、及び接合部の非線形バネを用いた解析により、耐力壁の耐力と接合部仕様の組合せに対する構面耐力の低下率を計算した。想定した壁体は図 7 に示す 7 P（6,370mm）の長さを持つ 2 層構面で、表 2 に示す 2 4 種類の解析を行った。

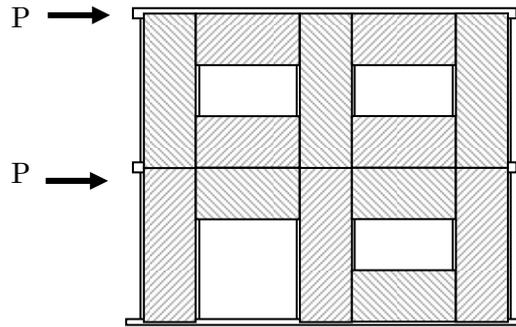


図 7 解析対象の壁体

表 2 解析の組合せ

解析番号 一記号	腰壁 垂れ壁	壁倍率 (×1.96kN)		接合部金物等				
		1階壁	2階壁	端部1階柱 脚	端部1階柱頭 及び2階柱脚	その他		
1-H	あり	3.5	3.5	HD-20	HD-20	HD-20		
1-HT				HD-20	CP-T	CP-T		
1-T				CP-T	CP-T	CP-T		
2-H				2.0	HD-20	HD-20	HD-20	
2-HT					HD-20	CP-T	CP-T	
2-T					CP-T	CP-T	CP-T	
3-H	なし	3.5	3.5	HD-20	HD-20	HD-20		
3-HT				HD-20	CP-T	CP-T		
3-T				CP-T	CP-T	CP-T		
3-C				なし	HD-20	なし		
3-N				なし	なし	なし		
4-H				2.0	HD-20	HD-20	HD-20	
4-HT		HD-20	CP-T		CP-T			
4-T		CP-T	CP-T		CP-T			
4-C		なし	HD-20		なし			
4-N		なし	なし		なし			
5-TC		2.0	2.0		CP-T	HD-20	CP-T	
5-T				CP-T	CP-T	CP-T		
5-C				なし	HD-20	なし		
5-N				なし	なし	なし		
6-TC				1.0	1.0	CP-T	HD-20	CP-T
6-T						CP-T	CP-T	CP-T
6-C		なし	HD-20			なし		
6-N		なし	なし			なし		

図 8 に解析モデル図を、図 9 に、解析に用いた耐力壁及び接合部の荷重変形関係を示す。解析モデルは、1 P 長さの耐力壁を 1 層あたり高さ方向に 3 分割してブレース置換し、合板耐力壁の荷重変形関係をトレースするよう、トリリニアのモデルとした。解析上、一つの解析の組合せに対しては、各階にある 3 箇所耐力壁の耐力は（腰壁垂れ壁がある場合には、その部分のせん断耐力も）すべて同じという想定をしている。耐力壁の倍率が 3.5

の場合の 1 P（長さ 910mm）の終局耐力は、変位 8cm 時に 10kN である。また、接合部は、引張に対して引き寄せ金物 HD-20 及びかど金物 CP-T による接合部の実験結果をトレースするよう、トリリニアのモデルとしている。解析モデルの接合部終局耐力は HD-20 が 50kN、CP-T が 7.4kN である。圧縮側については、めり込みによる変形を想定して荷重変形関係を定めている。

腰壁垂れ壁がない場合の耐力壁の回転拘束は、桁材に依存することになるが、桁の断面は 10.5cm×24cm、樹種はスギを想定している。また、柱は全て 10.5cm 角のスギを想定し、各階では連続な部材としている。記号に C が付くものは、構面両端において上下階の柱をそれぞれ桁に引き寄せ金物で緊結したモデルとする。通し柱の場合にもほぼ同様の結果になると考えられる。

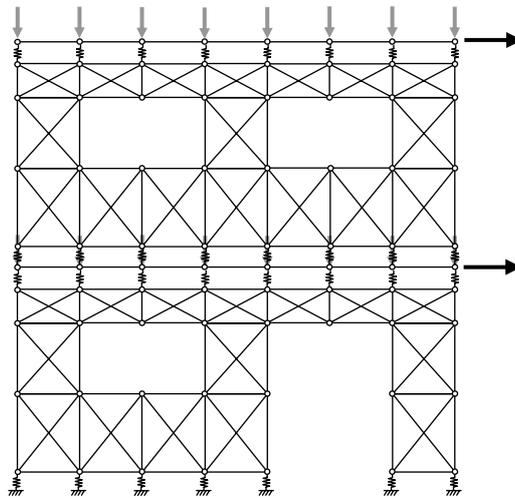
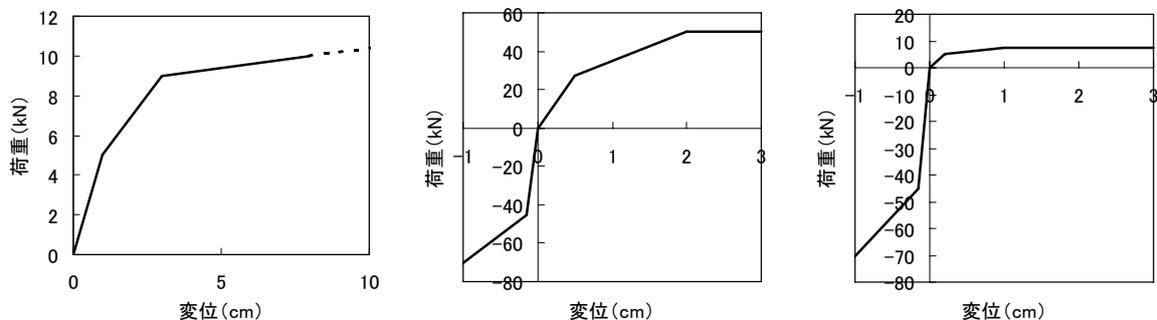


図 8 解析モデル図

水平力については、1 階と 2 階で等しい水平力を加えて増分解析を行った。鉛直荷重は、各柱の直上において梁の節点に、いわゆる N 値計算で想定する軸力に相当する荷重を加えた。荷重の大きさは、2 階端部の柱上 2.1168kN、内部の柱上 3.1752kN、1 階端部の柱上 3.1752kN、内部の柱上 5.292kN である。



(a) 耐力壁 (L=91cm, H=269cm) (b) 引寄せ金物 HD-20 (c) かど金物 CP-T

図 9 解析モデルにおける耐力壁及び接合部の荷重変形関係

c) 劣化の定量的把握

平成 14 年度に実施した既存木造住宅から取り出した構面に対する振動台実験<sup>1)</sup>を新しい部材で再現した試験体（以下、再現構面）に対して再度実施した。試験体や加振方向は平成 14 年度と同様である。再現構面は振動台の東面西面に設置され、直交する壁（直交壁）を配した箱型試験体である。水平構面には 10t の錘を載せ、直交壁には構造用合板（12mm）を両面張りにし、鋼製ブレース(φ16)を設けた。この直交壁により、柱の抜け出しをある程度拘束し試験体の捩れを抑えている。図 10 に再現構面振動台実験試験体の立面図を示す。内壁はボードを用い、外壁はラス下地を介したモルタル仕上げである。

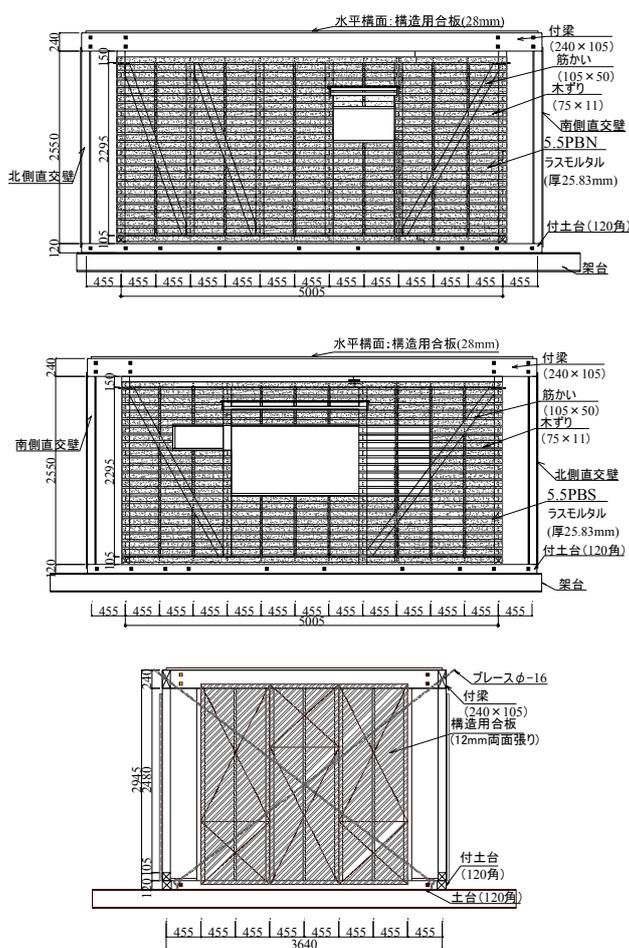


図 10 経年劣化を検討するための再現試験体

入力地震動として、1995 年兵庫県南部地震において、JR鷹取駅で記録された波形（以降、JR鷹取波）を本実験の加振波に用いた。ここで、実際に観測された地震波の南北成分を反時計回りに 40 度回転した軸（R軸）に射影したものを R成分とし、本試験体の再現構面方向（南北方向）にフルスケールで入力する計画<sup>2)</sup>とした。なお、入力波の最大加速度は 741gal、最大速度 135kine、最大変位 500mmである。図 11 に加速度応答スペクトル、図 12 に加速度時刻歴波形を示す。

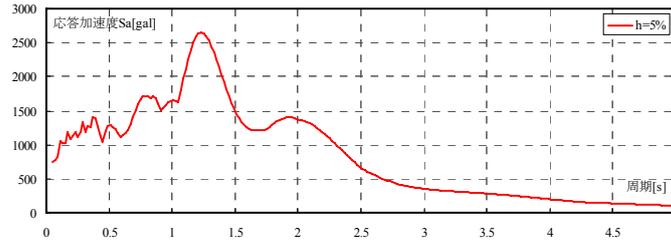


図 11 加速度応答スペクトル

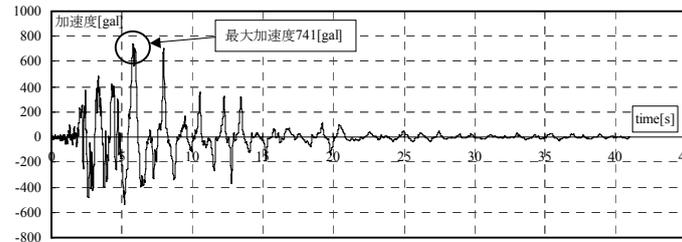


図 12 JR 鷹取 R 成分時刻歴波形

本実験では、通常の変位計を用いた計測に加えて画像処理技術を使用した計測を実施した。これにより、試験体の倒壊過程までを把握することが可能である。

(c) 業務の成果

1) 補強構法評価法の検証

図 13 に荷重 - 変位関係を示す。LVL は、柱はり接合部の固定に用いたシートの剥離・破断や試験体を固定しているアンカーボルトの破断が見られた。一方、アルミは、柱はり接合部で柱の破断が見られた。荷重 - 変位関係は LVL ではスパンに関係なく剛性・耐力ともほぼ同じ挙動とみなせるが、アルミは差が大きい。また、アルミは最大荷重に達すると一気に破壊し、脆性な性状を示した。

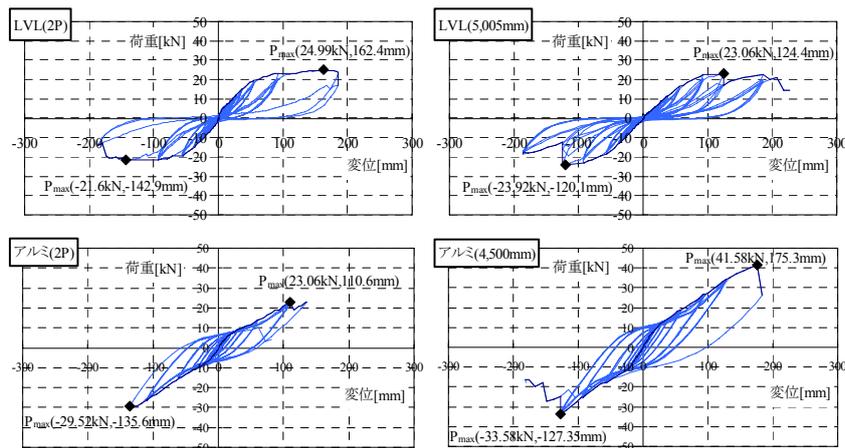


図 13 荷重 - 変位関係

図 14、15 に振動台実験の前に得られた各試験体の固有振動数と減衰定数を示す。なお横軸は、表 2 に示した試験順序に対応し、例えば②とは BCJ 波中地震レベル加振後得られた数値という意味である。減衰定数は、ステップ加振の減衰波形の振幅比から算出した。

各試験体の固有振動数は、加振段階が進むにつれ減少する傾向が見られた。これは、加振が進むにつれ、接合金物のボルトが緩んだことにより、剛性が低下したためと考えられる。減衰定数は、加振段階が進むにつれ増加する傾向が見られるが、アルミは増加傾向が顕著である。

図 16 に最大応答変位を示す。中地震では 1/200 程度に応答が収まっており、 $C_0=0.2$  の設計と符合する。大地震ではフレームのみ 1/15 を超え、安全限界近傍の応答であるが、アルミは 1/30 に応答が低減されていた。

図 17 に神戸NS波についてのP/W - 変位関係を示す。ここで、縦軸のP/Wはロードセルで検出されたせん断力を錘重量で除した値である。また、図 18 には、神戸NS波について、アルミ枠の繰り返し実験と振動台実験を比較して示した。フレームは繰り返し実験を実施していないが、今回の仕様で $C_0=0.3$ 程度の性能を有している。また、アルミは繰り返し実験で破壊に至った荷重の 80%程度までで大地震を想定した場合の応答が収まっており、幾分余力がある。

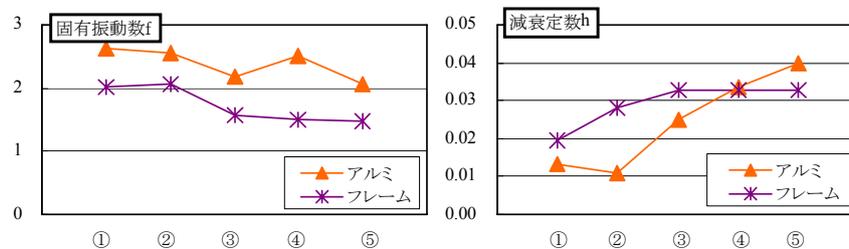


図 14 固有振動数

図 15 減衰定数

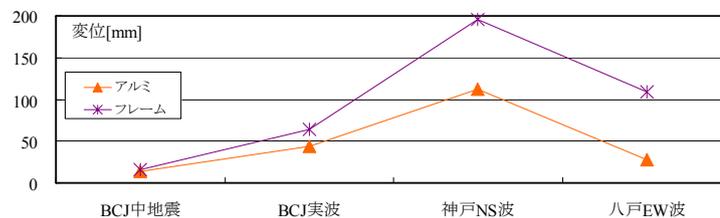


図 16 最大応答変位

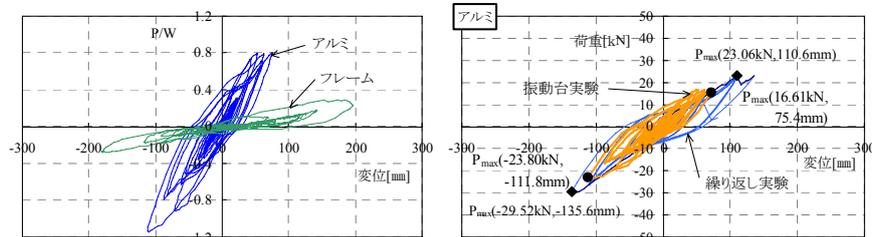


図 17 P/W - 変位曲線

図 18 静加力と振動台実験の比較

## 2) 耐震診断技術の高度化

### a) 接合部の実験の結果

写真 1 に T 型金物有り試験体の破壊性状を示す。(a)は軸方向荷重の破壊性状を示したものであり、引張による T 型金物のちぎれ、釘の抜け、釘の抜けによる土台・桁の割裂が見

られた。一方、金物無し試験体では損傷は見られなかった。羽子板ボルト有り試験体では、ビスの抜け、桁・ほぞの割裂が見られた。(b)は面内曲げ載荷の破壊性状を示したものであり、ほぞの割裂、ほぞ受けの割れ、曲げによる T 型金物のちぎれ、座屈及び釘の浮き上がりが見られた。また、金物無し試験体ではほぞの割裂、ほぞ受けの割れが見られ、金物部分の違い以外は目立った破壊の違いは見られなかった。羽子板ボルト有り試験体では、桁・ほぞの割裂が見られた。



(a) 軸方向載荷

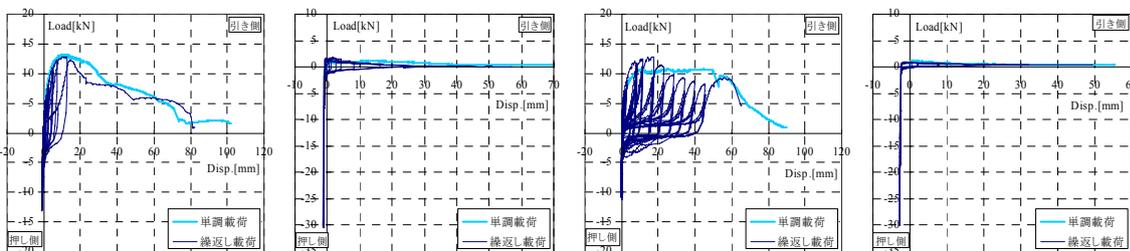


(b) 面内曲げ載荷

写真 1 試験体の破壊性状

図 18 に軸方向載荷の荷重変形関係の一例を示す。図中には単調載荷と繰り返し載荷を併せて示したが、固体誤差が大きく、繰り返しによる初期剛性、最大荷重、変形性能等に性能劣化は明確には見られなかった。引張では金物の変形やほぞの摩擦力によって変形が進み、非線形挙動が見られる。圧縮の際には柱が横架材にめり込み、今回は明確に荷重が低下するまでは至らなかった。図 19 に面内曲げ載荷の荷重変形関係を示す。軸方向載荷の場合と同様に、繰り返しによる明確な性能劣化は見られなかった。また、正負の繰り返しでも正負で荷重の違いは見られなかった。

表 3 に軸方向載荷から得られた最大荷重、降伏荷重、試験剛性、塑性率の平均値を、表 4 に面内曲げ載荷から得られた最大モーメント、降伏モーメント、試験剛性、塑性率の平均値を示す。また、この値は「木造軸組工法住宅の許容設計法」<sup>3)</sup>より求めたものである。



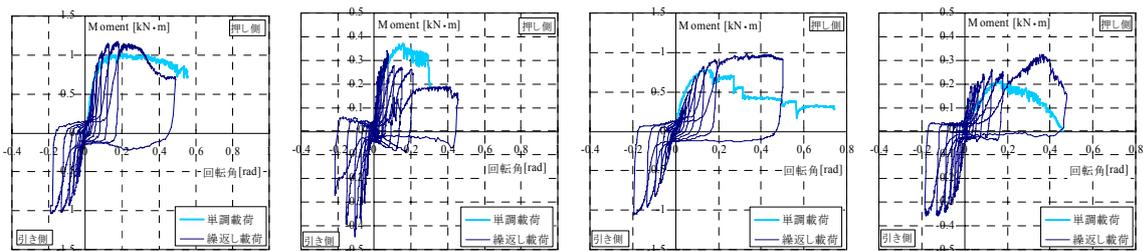
〈通し柱 - 土台接合部〉

(左：T 型金物、右：金物無し)

〈通し柱 - 桁接合部〉

(左：T 型金物、右：金物無し)

図 18 代表的な荷重－変形関係（軸方向載荷）



〈通し柱 - 土台接合部〉

〈通し柱 - 桁接合部〉

(左 : T型金物、右 : 金物無し)

(左 : T型金物、右 : 金物無し)

図 19 代表的な荷重－変形関係 (面内曲げ載荷)

表 3 実験結果 (軸方向載荷)

	$P_{max}$ [kN]	$P_y$ [kN]	$K$ [kN/mm]	$\mu$
管柱-土台(T型金物)	13.70	7.20	4.70	6.43
通し柱-土台(T型金物)	12.84	7.04	3.19	7.15
管柱-土台(金物無し)	3.90	2.07	17.32	11.92
通し柱-土台(金物無し)	1.47	0.89	4.38	60.29
管柱-桁(T型金物)	11.66	6.65	2.71	4.18
通し柱-桁(T型金物)	11.66	6.20	4.40	14.86
管柱-桁(金物無し)	1.43	0.80	10.60	125.72
通し柱-桁(金物無し)	1.06	0.63	13.54	61.69
通し柱-桁(直交する桁)	6.70	4.04	4.22	22.90
管柱-梁(羽子板ボルト2本)	31.20	18.30	5.73	9.74
管柱-梁(羽子板ボルト1本)	22.41	13.73	11.02	21.35

表 4 実験結果 (面内曲げ載荷)

	$M_{max}$ [kN·m]	$M_y$ [kN·m]	$K$ [kN·m/rad]	$\mu$
管柱-土台(T型金物)	0.81	0.49	13.62	6.60
通し柱-土台(T型金物)	1.10	0.75	14.77	6.66
管柱-土台(金物無し)	0.38	0.23	6.22	3.52
通し柱-土台(金物無し)	0.36	0.23	7.67	4.42
管柱-桁(T型金物)	0.91	0.53	14.61	6.17
通し柱-桁(T型金物)	0.98	0.51	10.28	4.61
管柱-桁(金物無し)	0.28	0.18	4.31	5.21
通し柱-桁(金物無し)	0.27	0.16	2.59	4.20
通し柱-桁(直交する桁)	0.42	0.23	14.23	1.91
管柱-梁(羽子板ボルト2本)	3.49	1.94	206.03	6.72
管柱-梁(羽子板ボルト1本)	1.38	0.75	186.81	4.51

今回の面内曲げ載荷において、接合部が曲げ抵抗をすることが確認できた。面内曲げ載荷の場合には 1) 式を用いて、柱 1 本あたりのせん断性能  $P$  [kN] を評価した。表 5 に 1) 式を用いて算出したせん断力を示す。なお、ここで接合部の耐力は最大耐力の平均値の 2/3 として計算した。

$$P=2M/h \quad \dots 1)$$

$M$  : 接合部の許容モーメント [kN・m]

$h$  : 壁の高さ (2.73[m])

表 5 面内曲げ載荷の結果から導かれる壁のせん断力

	管柱－土台		通し柱－土台		管柱－桁		通し柱－桁	
	T型金物	金物無し	T型金物	金物無し	T型金物	金物無し	T型金物	金物無し
せん断力	0.40	0.19	0.54	0.18	0.44	0.14	0.43	0.13

単位 [kN]

T 型金物では 0.50[kN] 程度、金物無しでは 0.18[kN] 程度の抵抗力を有し、これらの値はそれぞれ壁倍率で 0.25、0.09 に相当する。つまり、T 型金物は柱 2 本で土壁や木ずり相当の耐力を有する。なお、以上の計算において変形の制限は仮定してなく、厳密な意味で壁倍率とは異なることに注意されたい。

図 20 に通し柱－桁接合部 (T 型金物有り) の面内曲げ載荷の荷重変形関係を、木造の耐力壁のモデル化でよく用いられるバイリニア+スリップ型と真柄モデル<sup>4)</sup> でモデル化したものを示す。除荷剛性の部分で両モデルとも初期剛性で戻るため対応が悪いが、そのほかの挙動は、両モデルで概ね追跡可能と考えられる。

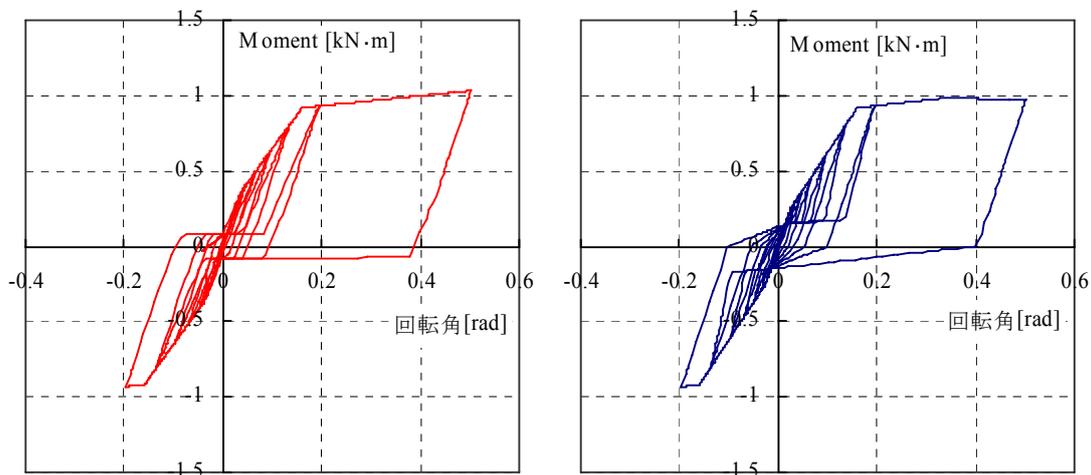
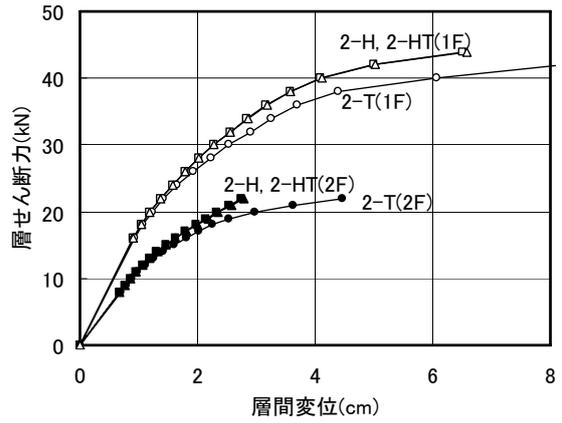
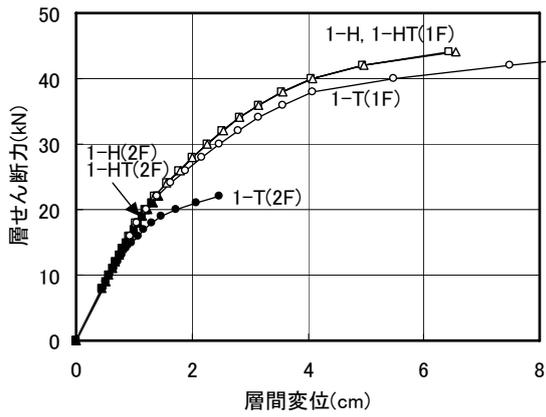


図 20 モデル化 (左 : バイリニア+スリップ、右 : 真柄モデル)

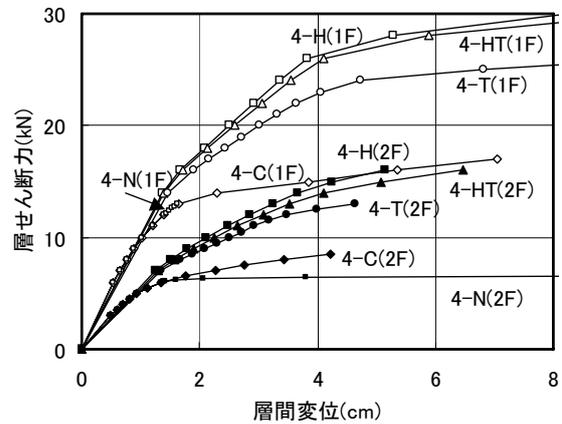
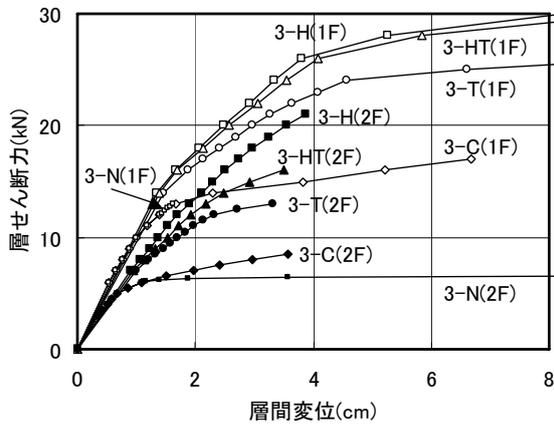
b) 接合部が不十分な場合の構面の性能

解析結果の層せん断力と層間変形角の関係を図 21 に示す。



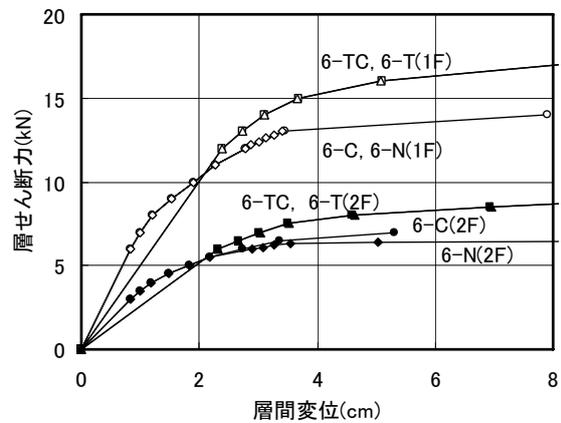
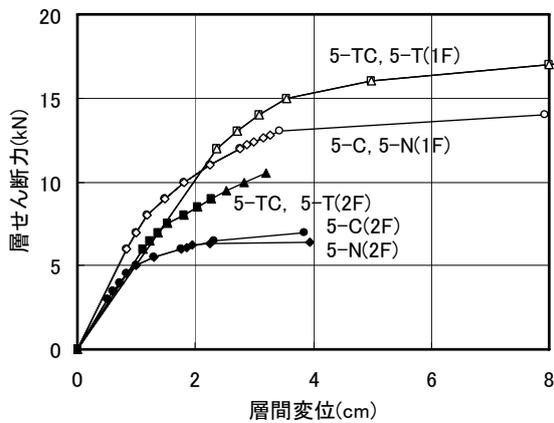
1) 壁倍率: 1階 3.5、2階 3.5(腰壁垂れ壁ありあり)

2) 壁倍率: 1階 3.5、2階 2.0(腰壁垂れ壁あり)



3) 壁倍率: 1階 3.5、2階 3.5(腰壁垂れ壁なしなし)

4) 壁倍率: 1階 3.5、2階 2.0(腰壁垂れ壁なし)



5) 壁倍率: 1階 2.0、2階 2.0(腰壁垂れ壁なしなし)

6) 壁倍率: 1階 2.0、2階 1.0(腰壁垂れ壁なし)

図 21 荷重変形関係 (解析結果)

解析結果から、構面におけるせん断耐力の低下率を見ると、およそ以下の通りである。

全面壁と同じ仕様の腰壁垂れ壁を考慮した場合（解析番号 1 及び 2）には、接合部が不十分でも応力の再配分が生じるので、壁倍率 3.5（許容耐力で約 7kN）の場合、構面両端の柱脚に引き寄せ金物 HD-20 を設けていれば（1-HT、2-HT）、全ての接合部に引き寄せ金物を設けた場合（1-H、2-H）と比べて 1 階のせん断耐力については低下がほとんど見られない。かど金物 CP-T のみの場合（1-T、2-T）でも 90%程度にまで耐力低下をするにとどまっている。2 階の耐力低下については、今回の解析では 1 階が降伏するケースが多いため正確ではないが、CP-T のみの場合には、1 階における変形が加わることもあり、2 階の壁倍率が 3.5 の場合（1-T）には 70%程度に、2 階の壁倍率が 2（許容耐力で約 4.0kN）の場合（2-T）には 90%程度に低下している。

一方、腰壁垂れ壁を考慮しない場合には、考慮する場合に比べて耐力低下が大きい。

1 階、2 階ともに壁倍率 3.5 の場合、1 階のせん断耐力は構面端部 1 階柱脚に引き寄せ金物 HD-20 を設けても（3-HT）ごくわずかではあるが、引き寄せ金物を全ての柱頭柱脚に設けた場合（3-H）に比べて低下が見られ、CP-T のみ（3-T）では 80%程度にまで低下する。金物が全くない場合（3-N）には、2 階が先に降伏するため 1 階の耐力低下割合はよく分からないが、同一変形（200 分の 1 程度）で見ると全てに引き寄せ金物を設けた場合（3-H）に比べておよそ 75%に耐力が低下している。端部の 1～2 階柱を相互に引き寄せ金物で緊結した場合（3-C）（端部の柱が通し柱である場合もこれとほぼ同様と考えられる）には、1 階柱脚接合部が引き抜けるために、終局状態における 1 階の耐力は引き抜きが生じない場合（3-H）に比べて約 60%に低下している。以上の耐力低下の様子は、2 階の壁倍率が 2 の場合もほぼ同様である。

また、2 階の耐力低下については、今回の解析では 1 階が降伏するケースが多いため正確ではないが、およそ以下の通りである。1、2 階の壁倍率が 3.5 でかど金物 CP-T のみ（3-T）では、1 階における変形が加わることもあり、2 階の耐力は、全てに引き寄せ金物が設けられた場合（3-H）に比べて 50%程度に低下している。2 階の壁倍率が 2 の場合（4-T）には、低下率は 80%程度と見られる。金物がない場合（3-N、4-N）には、2 階の壁倍率にかかわらず 2 階柱脚で降伏するため、6kN を超えたところで耐力上昇がなくなる。もともとの終局耐力がそれぞれ 30kN、17kN 程度であることから、低下率で表すと、壁倍率 3.5 倍の場合約 20%、壁倍率 2 の場合約 35%である。端部の柱が 1～2 階で緊結されていれば、若干の耐力上昇があり、3 cm 変形時の耐力で見て壁倍率 3.5 倍の場合約 35%、壁倍率 2 の場合約 60%である。

1 階の壁倍率が 2.0（許容耐力で 4kN）の場合、1 階の終局耐力は、通し柱（計算上は 1 - 2 階柱間の HD-20 使用）の有無にかかわらず、2 階の壁倍率が 2、1 いずれの場合も、CP-T 使用の場合（5-TC、5-T、6-TC、6-C）約 17kN、金物なしの場合（5-C、5-N、6-C、6-N）14kN である。耐力壁そのものの終局せん断耐力は約 17kN であることから、低減係数は CP-T 使用の場合には 1（低減なし）、金物なしの場合には 0.8 程度である。

また、2 階の終局せん断耐力は、1、2 階の壁倍率 2.0 の場合、金物なし（5-N）では 6kN であり、耐力壁の終局せん断耐力が約 17kN であることから、低減係数は 0.35 となる。端部の柱を通し柱とした場合（5-C）（計算上は 1 - 2 階柱間に HD-20 使用）及び CP-T

使用時 (5-T) には、本解析では1階が先に降伏するため、2階の終局耐力の把握がやや困難であるが、1階の壁倍率が3.5の場合と同程度と考えられる。

2階の壁倍率が1.0の場合には、2階の終局耐力は金物なしでは6~7kNであり、耐力壁の終局耐力8.5kNに対して0.7程度となる。通し柱の有無による差は顕著ではない。CP-T使用時には、ほぼ耐力壁の終局耐力に達している。

### c) 劣化の定量的評価

加振前の固有振動数は加振方向で7.0Hz、減衰定数は5.4%~6.2%と抽出構面（固有振動数6.3Hz、減衰定数3.2%~4.3%）より大きな値であった。

1回の加振では抽出構面試験体と同様に倒壊には至らなかった。そこで1回目加振における残留変位をそのままに、再度JR鷹取波R成分フルスケール加振を行った。2回目加振により、試験体は加振方向負側に加振開始約9秒後に倒壊した。以下に実験結果をまとめる。

**JR鷹取波R成分フルスケール加振1回目** 加振1回目ではモルタルに入っていたクラックが進展及び発生し、隅柱付近のモルタルが僅か浮き上がったが、筋かい、柱、梁等の構造部材の損傷を確認できるまでには至らなかった。最大層間変位は30.9mm（6.49秒、1/92rad.）であり、加振後残留変位は3mmであった。

**JR鷹取波R成分フルスケール加振2回目** 加振中、モルタルの剥落、層間変位が負の時に効く圧縮側筋かい（1.5P）の突き上げにより壁構面の耐力要素が低下し倒壊に到った。倒壊開始前最大の層間変位は70.97mm（5.37秒、1/35rad.）であった。それらの様子を写真3~5に示す。



写真2 試験前全景



写真3 小窓開口側のモルタルの割れ



写真4 腰窓開口側のモルタルの割れ



写真5 倒壊

抽出構面及び再現構面の層間変位図を図 22 に、層せん断力-層間変位関係図を図 23 に示す。ここで層せん断力は応答加速度に試験体重量を乗じて求めており減衰項を含んでいる。なお、試験体重量の合計は各壁面の上半分と水平構面及び錘を足し合わせた 12.14tf とする。加振 1 回目において、再現構面はほぼ弾性範囲内にあると考えられる。一方抽出構面は加振経過と共に履歴によるエネルギー吸収の大きなループを描き剛性が急激に低下した。抽出構面はこの加振において最大耐力を記録している。

加振 2 回目において、再現構面の序盤の剛性は加振 1 回目の終盤と変わらず、3.38 秒に最大耐力を迎えた。その後も、倒壊直前まで履歴減衰によるエネルギー吸収は小さく、粘り強さが見られないまま、急激に荷重が低下して、倒壊に至った。加振 2 回目では、抽出構面はすでにモルタルの脱落、筋かいの踏み外しなどにより大幅に耐力要素を失っていたため、加振開始直後から剛性は低く、そのまま倒壊に至った。2P 構面の静加力実験 3) では、抽出構面の最大耐力は再現構面の最大耐力より 12%~20% 低下するという結果が得られているが、振動台実験においては、抽出構面の最大耐力が 95.67kN、再現構面 96.68kN と、ほとんど差が見られなかった。しかし層間変位は抽出構面 106.30mm、再現構面 23.05mm と大きく差が出た。

抽出・再現構面共にクラックの入り方は共通している。加振直前の段階で開口隅からクラックが生じており、これらが進展した亀裂と加振に伴うせん断亀裂が、最終的なモルタル破壊につながっている。モルタルの剥離と圧縮側の筋かい抜け出しのタイミングはほぼ同時であり、筋かいがはらみモルタルを押し出したと見られる。抽出構面のモルタルはほぼ全てが加振 1 回目の 7 秒~13 秒にかけて層間変位のピーク時に合わせて徐々に脱落しているが、再現構面では加振 2 回目における正の最大変位を記録する時に一気に剥落している。これはモルタルの劣化、下地の腐朽、ラスやタッカーの腐食の影響であると考えられる。

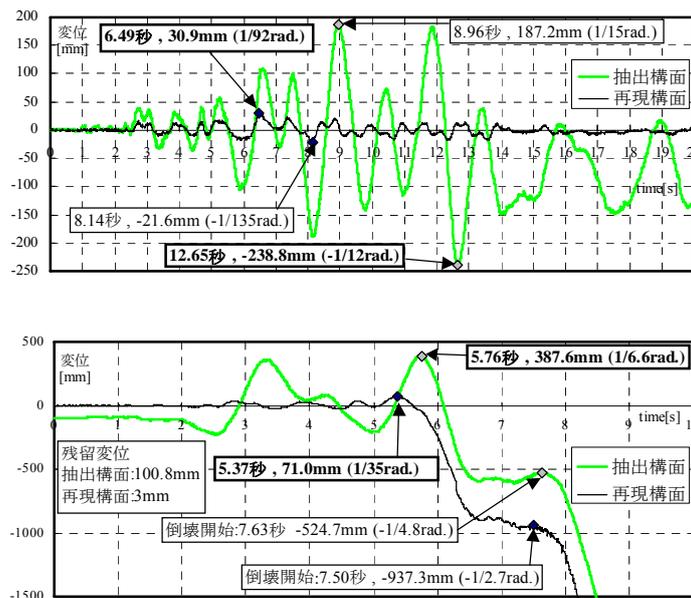


図 22 時刻歴応答変位（上段：1 回目、下段：2 回目）

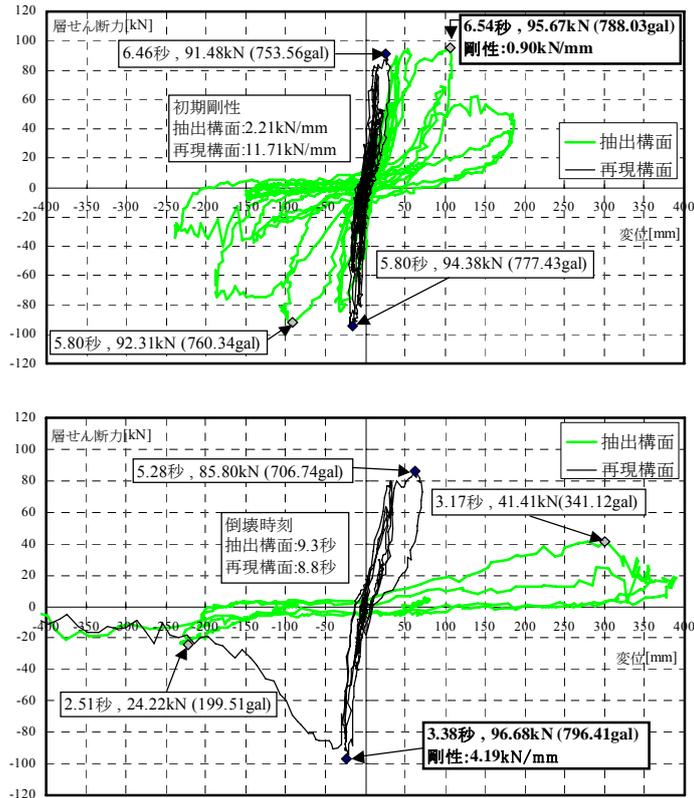


図 23 荷重－変形関係（上段：1回目、下段：2回目）

再現構面と抽出構面で固有周期が異なり、それぞれの実験で入力エネルギーが異なると考えられる。表 6 は実験で得られた荷重変形関係、ならびに常時微動測定から得られた固有周期を示したものである。微動、初期周期は再現構面、抽出構面でほぼ同じものの、応答周期は大きく異なる。図 24 には擬似速度応答スペクトルを示した。対象周期の範囲で大きく異なることがわかる。

次いで実験結果から、総エネルギー入力を求める。地震動の 1 自由度系へ総エネルギー入力  $E$  は以下の式で表される。

$$E(t) = -\int_0^t M \ddot{z}_0 \dot{y} dt \quad 1)$$

$t$  : 時刻  $M$  : 質点の質量  $\ddot{z}_0$  : 水平地動加速度

$\dot{y}$  : 質点の地面に対する相対速度

また、入力エネルギーの等価速度  $V_E$  への換算は下記式によって表される。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad 2)$$

振動台実験の結果から再現構面 1 回目加振、2 回目加振、抽出構面 1 回目、2 回目加振それぞれについて等価速度の時刻歴を計算したものが図 25 である。最大値は加振 1 回目が再現 148.8cm/s、抽出 294.4cm/s、加振 2 回目がそれぞれ 251.7cm/s、252.0cm/s と 2 回目加振はほぼ同じ入力になっているものの、1 回目は大きく異なり、抽出の方が倍程度である。倒壊までに入力されたエネルギーは再現 400.5cm/s、抽出 546.4cm/s であり、木質

構造ではエネルギー入力は倒壊と関連しないというこれまでの考えを裏付ける結果となった。

表 6 固有周期の比較 (単位: 秒)

	1 回目			2 回目		
	微動	初期	最大	微動	初期	最大
再現	0.14	0.20	0.42	0.22	0.36	0.68
抽出	0.16	0.24	1.84	—	2.15	3.58

初期は初期剛性、最大は最大応答変位から求めた周期。2 回目は倒壊していない側の最大の値。—は計測をしていないことを示す。

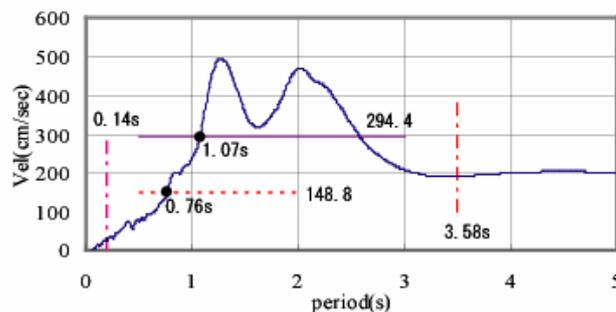


図 24 擬似速度応答スペクトル

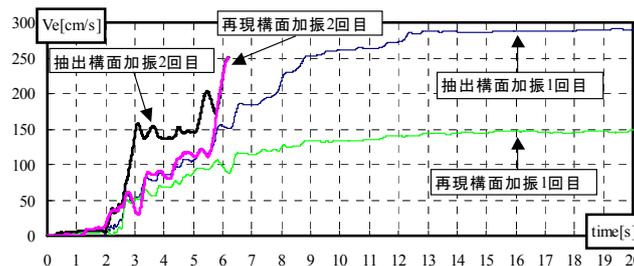


図 25 時刻歴等価速度

(d) 結論ならびに今後の課題

今年度実施した研究の結論をまとめると以下のとおりである。

- 1) ラーメンフレームはスパンによらずほぼ同等の荷重変形関係を示すと考えられたが、アルミではスパンによる違いが見られた。
- 2)  $C_0=0.2$  の設計で大地震をアルミフレームに加えたところ、繰り返し実験の破壊点までには達せず、余力があることがわかった。
- 3) 接合部の面内曲げ載荷の結果より、壁のせん断性能を求めると T 型金物は 0.5[kN]程度のせん断性能が得られ、T 型金物は柱 2 本で土壁や木ずりの壁倍率に相当することが分かった。
- 4) 復元力特性モデルは、バイリニア+スリップ型や真柄モデルで再現が可能である。
- 5) 接合部が不十分な場合の構面の荷重変形関係を解析的に追跡し、用いる壁倍率の大きさによって低減率はことなり、2 倍程度であれば 2 階建ての 1 階では金物がなくても 0.8 倍程度で済むが、3.5 倍程度の場合には 2 階の条件にもよるが 0.6 倍程度まで低減が必要である。

6)平成 14 年度に実施した昭和 54 年に建築された木造住宅のモルタル外壁で構成される試験体に対する振動台実験を新しい部材で再現し、経年劣化の影響を検討した。層間変位の推移及びモルタル剥落の推移は両試験体で大きく異なる結果となった。これらはモルタル、筋かい及びその接合部の経年劣化による壁構面全体の剛性・耐力低下が原因であると考えられる。

(e) 引用文献

- 1)文部科学省研究開発局ほか「大都市大震災軽減化特別プロジェクト II 振動台活用による構造物の耐震性向上研究 平成 14 年度成果報告書」、平成 15 年 5 月
- 2)豊島学他「既存木造住宅の耐震性能向上に関する総合的研究 その 6 実大振動台実験 振動台の加振精度」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2003
- 3)真柄琢哉、三宅辰哉、五十田博他「枠組壁工法建築物の地震時最大応答変位に関する考察、エネルギー入力率に基づく 1 質点系の最大応答変位予測」、日本建築学会構造系論文集、1998 年

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
山福若菜 五十田博 腰原幹雄 ほか	既存木造住宅耐震性向上に関する総合的研究 その 38 振動台実験を実施した建物の接合部の構造性能	2005 年度日本建築学会大会学術講演梗概集	平成 17 年 9 月(予定)
福本有希、 佐藤友彦、 槌本敬大、 腰原幹雄、 五十田博、 坂本功	既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究 その 39 既存木造住宅からの抽出構面と新築構面の振動台実験の比較	2005 年度日本建築学会学術講演梗概集	平成 17 年 9 月 (予定)
野田実、五 十田博、市 村直也、加 藤俊介	既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的研究 その 40 ラーメンフレームの補強について	2005 年度日本建築学会学術講演梗概集	平成 17 年 9 月 (予定)
岡田恒、河 合直人ほか	木造住宅の耐震診断と補強方法	財団法人日本建築防災協会	平成 16 年 7 月

(g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

**(3) 平成 17 年度業務計画案**

1) 「Ⅱ 振動台活用による建造物の耐震性向上」において、既存の木造住宅を振動台上に 2 棟移築し、1 棟をそのまま加振、1 棟を耐震補強して加振する計画が進んでいる。耐震補強後の性能評価方法を上記実験に活用するとともに、補強前後の耐震診断によって本プロジェクト等で提案している手法の精度を検討する。

2) 上記以外にも移築建物の振動台実験が進行中であり、本プロジェクト等で提案している補強前後の耐震診断法を適用し、手法の精度を検討するとともに、さらに精度向上のための問題点の指摘し、さらに高度化を図る。