

平成 18 年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 木造建物実験

—震動台活用による構造物の耐震性向上研究—

Shaking Table Tests on Full Scale Wooden Houses Special Project for Earthquake Disaster Mitigation in Urban Areas in 2006 - Improvement of Seismic Performance of Structures by E-Defense -



防災科学技術研究所研究資料

第三五二号

平成18年度 大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 木造建物実験

防災科学技術研究所

防災科学技術研究所研究資料

- 第 277 号 地すべり地形分布図 第 24 集「姫路」15 葉 (5 万分の 1)．2005 年 11 月発行
- 第 278 号 地すべり地形分布図 第 25 集「松江・高梁」26 葉 (5 万分の 1)．2005 年 12 月発行
- 第 279 号 三陸沖北部の地震を想定した地震動予測地図作成手法の検討 (CD-ROM)．2005 年 9 月発行
- 第 280 号 長岡における積雪観測資料 (29) (2004 年 11 月～2005 年 4 月) 39pp. 2005 年 11 月発行
- 第 281 号 琵琶湖西岸断層帯の地震を想定した地震動予測地図作成手法の検討 (CD-ROM)．2005 年 10 月発行
- 第 282 号 高山・大原断層帯の地震を想定した地震動予測地図作成手法の検討 (CD-ROM)．2005 年 11 月発行
- 第 283 号 石狩低地東縁断層帯の地震を想定した地震動予測地図作成手法の検討 (CD-ROM)．2005 年 12 月発行
- 第 284 号 地震ハザードステーション J-SHIS DVD 2005 年版 (DVD)．2005 年 12 月発行
- 第 285 号 地すべり地形分布図 第 26 集「浜田・大社」17 葉 (5 万分の 1)．2006 年 1 月発行
- 第 286 号 地すべり地形分布図 第 27 集「広島」 16 葉 (5 万分の 1)．2006 年 2 月発行
- 第 287 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 19 (平成 17 年 No. 1) (CD-ROM)．2006 年 3 月発行
- 第 288 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 20 (平成 17 年 No. 2) (CD-ROM)．2006 年 3 月発行
- 第 289 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2004 / 05 年冬期) 41pp. 2006 年 3 月発行
- 第 290 号 地すべり地形分布図 第 28 集「山口」21 葉 (5 万分の 1)．2006 年 3 月発行
- 第 291 号 地すべり地形分布図 第 29 集「岡山及丸亀」15 葉 (5 万分の 1)．2006 年 3 月発行
- 第 292 号 日本の火山ハザードマップ集 (付録 DVD 2 枚) 20pp. 2006 年 3 月発行
- 第 293 号 水害に対する住民の防災意識と防災行動等に関するアンケート調査資料集 (CD-ROM)．2006 年 3 月発行
- 第 294 号 山崎断層帯の地震を想定した地震動予測地図作成手法の検討 (CD-ROM)．2006 年 3 月発行
- 第 295 号 中央構造線断層帯 (金剛山地東縁・和泉山脈南縁) の地震を想定した地震動予測地図作成手法の検討 (CD-ROM)．2006 年 3 月発行
- 第 296 号 日向灘の地震を想定した地震動予測地図作成手法の検討 (CD-ROM)．2006 年 3 月発行
- 第 297 号 地すべり地形分布図 第 30 集「徳島・剣山」23 葉 (5 万分の 1)．2006 年 9 月発行
- 第 298 号 神奈川県西部山北南高感度地震観測井の掘削および坑内検層 32pp. 2006 年 10 月発行
- 第 299 号 地すべり地形分布図 第 31 集「高知・窪川」17 葉 (5 万分の 1)．2007 年 3 月発行
- 第 300 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 21 (平成 18 年 No. 1) (CD-ROM)．2007 年 3 月発行
- 第 301 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 22 (平成 18 年 No. 2) (CD-ROM)．2007 年 3 月発行
- 第 302 号 長岡における積雪観測資料 (30) (2005. 11～2006. 3) 37pp. 2007 年 3 月発行
- 第 303 号 2003 年十勝沖地震の観測記録を用いた強震動予測手法の検証 (CD-ROM 版)．2007 年 3 月発行
- 第 304 号 アジア・太平洋国際地震・火山観測網構築計画に関する事前調査 96pp. 2007 年 3 月発行
- 第 305 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2005/06 年冬期) 45pp. 2007 年 3 月発行
- 第 306 号 地震荷重を受ける減肉配管の破壊過程解明に関する研究報告書 78pp. 2007 年 3 月発行
- 第 307 号 根尾谷断層水鳥地区における深層ボーリング調査と地殻応力測定 (付録 CD-ROM) 33pp. 2007 年 8 月発行
- 第 308 号 地すべり地形分布図 第 32 集「松山・宇和島」26 葉 (5 万分の 1)．2007 年 9 月発行
- 第 309 号 地すべり地形分布図 第 33 集「大分」18 葉 (5 万分の 1)．2007 年 11 月発行
- 第 310 号 Geological and Logging Data of the NIED wells, Japan -Active fault, Seismogenic zone, Hingeline – 29pp. 2008 年 3 月発行
- 第 311 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2006/07 年冬期) 35pp. 2007 年 11 月発行
- 第 312 号 地すべり地形分布図 第 34 集「延岡・宮崎」19 葉 (5 万分の 1)．2008 年 3 月発行
- 第 313 号 微動探査観測ツールの開発 その 1－常時微動解析ツール－ (付録 CD-ROM) 133pp. 2008 年 3 月発行
- 第 314 号 距離減衰式による地震動予測ツールの開発 (付録 CD-ROM) 66pp. 2008 年 3 月発行
- 第 315 号 地すべり地形分布図 第 35 集「八代」18 葉 (5 万分の 1)．2008 年 3 月発行
- 第 316 号 地すべり地形分布図 第 36 集「熊本」15 葉 (5 万分の 1)．2008 年 3 月発行
- 第 317 号 2004 年新潟県中越地震による斜面変動分布図 (付録 CD-ROM) 37pp. 2008 年 3 月発行
- 第 318 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 23 (平成 19 年 No. 1) (CD-ROM 版)．2008 年 3 月発行
- 第 319 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 24 (平成 19 年 No. 2) (CD-ROM 版)．2008 年 3 月発行
- 第 320 号 平成 17 年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 木造建物実験 -震動台活用による構造物の耐震性向上研究 - (付録 CD-ROM) 152pp. 2008 年 3 月発行
- 第 321 号 平成 17 年度大都市大震災軽減化特別プロジェクト 実大 6 層 RC 建物実験報告書 (付録 CD-ROM) 46pp. 2008 年 3 月発行
- 第 322 号 地すべり地形分布図 第 37 集「福岡・中津」24 葉 (5 万分の 1)．2008 年 8 月発行

防災科学技術研究所研究資料

- 第 323 号 地すべり地形分布図 第 38 集「長崎・唐津」29 葉 (5 万分の 1)．2008 年 9 月発行
- 第 324 号 地すべり地形分布図 第 39 集「鹿児島」24 葉 (5 万分の 1)．2008 年 11 月発行
- 第 325 号 地すべり地形分布図 第 40 集「一関・石巻」19 葉 (5 万分の 1)．2009 年 2 月発行
- 第 326 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2007/08 年冬期) 33pp. 2008 年 12 月発行
- 第 327 号 防災科学技術研究所 45 年のあゆみ (付録 DVD) 224pp. 2009 年 3 月発行
- 第 328 号 地すべり地形分布図 第 41 集「盛岡」18 葉 (5 万分の 1)．2009 年 3 月発行
- 第 329 号 地すべり地形分布図 第 42 集「野辺地・八戸」24 葉 (5 万分の 1)．2009 年 3 月発行
- 第 330 号 地域リスクとローカルガバナンスに関する調査報告 53pp. 2009 年 3 月発行
- 第 331 号 E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-1 橋脚) 震動破壊実験研究報告書 -1970 年代に建設された基部曲げ破壊タイプの RC 橋脚震動台実験 - (付録 DVD) 107pp. 2009 年 1 月発行
- 第 332 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 25 (平成 20 年 No. 1) (CD-ROM 版)．2009 年 3 月発行
- 第 333 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 26 (平成 20 年 No. 2) (CD-ROM 版)．2009 年 3 月発行
- 第 334 号 平成 17 年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 地盤基礎実験 -震動台活用による構造物の耐震性向上研究 - (付録 CD-ROM) 62pp. 2009 年 10 月発行
- 第 335 号 地すべり地形分布図 第 43 集「函館」14 葉 (5 万分の 1)．2009 年 12 月発行
- 第 336 号 全国地震動予測地図作成手法の検討 (7 分冊+ CD-ROM 版)．2009 年 11 月発行
- 第 337 号 強震動評価のための全国深部地盤構造モデル作成手法の検討 (付録 DVD)．2009 年 12 月発行
- 第 338 号 地すべり地形分布図 第 44 集「室蘭・久遠」21 葉 (5 万分の 1)．2010 年 3 月発行
- 第 339 号 地すべり地形分布図 第 45 集「岩内」14 葉 (5 万分の 1)．2010 年 3 月発行
- 第 340 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2008/09 年冬期) 33pp. 2010 年 3 月発行
- 第 341 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 27 (平成 21 年 No. 1) (CD-ROM 版)．2010 年 3 月発行
- 第 342 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 28 (平成 21 年 No. 2) (CD-ROM 版)．2010 年 3 月発行
- 第 343 号 阿寺断層系における深層ボーリング調査の概要と岩石物性試験結果 (付録 CD-ROM) 15pp. 2010 年 3 月発行
- 第 344 号 地すべり地形分布図 第 46 集「札幌・苫小牧」19 葉 (5 万分の 1)．2010 年 7 月発行
- 第 345 号 地すべり地形分布図 第 47 集「夕張岳」16 葉 (5 万分の 1)．2010 年 8 月発行
- 第 346 号 長岡における積雪観測資料 (31) (2006/07 ,2007/08 ,2008/09 冬期) 47pp. 2010 年 9 月発行
- 第 347 号 地すべり地形分布図 第 48 集「羽幌・留萌」17 葉 (5 万分の 1)．2010 年 11 月発行
- 第 348 号 平成 18 年度 大都市大震災軽減化特別プロジェクト実大 3 層 RC 建物実験報告書 (付録 DVD) 68pp. 2010 年 8 月発行
- 第 349 号 防災科学技術研究所による深層掘削調査の概要と岩石物性試験結果 (足尾・新宮・牛伏寺) (付録 CD-ROM) 12pp. 2010 年 8 月発行
- 第 350 号 アジア防災科学技術情報基盤 (DRH-Asia) コンテンツ集 266pp. 2010 年 12 月発行
- 第 351 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2009/10 年冬期) 31pp. 2010 年 12 月発行

編 集 委 員 会	防災科学技術研究所研究資料 第 352 号
(委員長) 眞木雅之	平成 23 年 1 月 24 日 発行
(委 員)	編集兼 独立行政法人
武田哲也 小澤 拓	発行者 防災科学技術研究所
佐藤正義 中井専人	〒 305-0006
中村いずみ 関口宏二	茨城県つくば市天王台 3 - 1
(事務局) 自然災害情報室	電話 (029)863-7635
井口 隆 鈴木比奈子	http://www.bosai.go.jp/
樋山信子	印刷所 前田印刷株式会社
	茨城県つくば市山中 152-4

© National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention 2011

※防災科学技術研究所の刊行物については、ホームページ (<http://www.bosai.go.jp/library/publication.htm>) をご覧下さい。

平成18年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 木造建物実験

－ 震動台活用による構造物の耐震性向上研究 －

清水 秀丸^{*1}・中村 いずみ^{*2}・箕輪 親宏^{*3}・坂本 功^{*4}・鈴木 祥之^{*5}・腰原 幹雄^{*6}・五十田 博^{*7}・河合 直人^{*8}・杉本 健一^{*9}・三宅 辰哉^{*10}・福本 有希^{*11}・栗原 崇明^{*12}・佐藤 基志^{*13}・向坊 恭介^{*14}・川上 沢馬^{*15}

Shaking Table Tests on Full Scale Wooden Houses Special Project for Earthquake Disaster Mitigation in Urban Areas in 2006 - Improvement of Seismic Performance of Structures by E-Defense -

Hidemaru SHIMIZU^{*1}, Izumi NAKAMURA^{*2}, Chikahiro MINOWA^{*3}, Isao SAKAMOTO^{*4}, Yoshiyuki SUZUKI^{*5}, Mikio KOSHIHARA^{*6}, Hiroshi ISODA^{*7}, Naohito KAWAI^{*8}, Kenichi SUGIMOTO^{*9}, Tatsuya MIYAKE^{*10}, Yuuki FUKUMOTO^{*11}, Takaaki KURIHARA^{*12}, Motoshi SATO^{*13}, Kyosuke MUKAIBO^{*14}, and Takuma KAWAKAMI^{*15}

^{*1} *Shinshu University, (Hyogo Earthquake Engineering Research Center, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention.), Japan, hidemaru@shinshu-u.ac.jp*

^{*2} *Hyogo Earthquake Engineering Research Center, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan, izumi@bosai.go.jp*

^{*3} *Disaster Prevention Research Center, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan, minowa@bosai.go.jp*

^{*4} *Emeritus Professor, The University of Tokyo, Japan, fwhw9517@mb.infoweb.ne.jp*

^{*5} *Ritsumeikan Global Innovation Research Organization, Ritsumeikan University, Japan, suzuki-y@fc.ritsumei.ac.jp*

^{*6} *Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, Japan, kos@iis.u-tokyo.ac.jp*

^{*7} *Shinshu University, Japan, hisoda@shinshu-u.ac.jp*

^{*8} *Building Research Institute, Japan, kawai@kenken.go.jp*

^{*9} *Forestry and Forest Products Research Institute, Japan, sugimoto@ffpri.affrc.go.jp*

^{*10} *Nihon System Sekkei Architects & Engineers, Japan, miyake@nittem.co.jp*

^{*11} *Obayashi Corporation, (Institute of Industrial Science, The University of Tokyo), Japan, fukumoto.yuki@obayashi.co.jp*

^{*12} *Takenaka Corporation, (Graduate Student, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo.), Japan, kurihara.takaaki@takenaka.co.jp*

^{*13} *Takenaka Corporation, (Graduate Student, Graduate School of Engineering, Shinshu University.), Japan, satou.motoshi@takenaka.co.jp*

^{*14} *Ritsumeikan University, (Graduate Student, Graduate School of Engineering, Kyoto University.), Japan, mukaibo@fc.ritsumei.ac.jp*

^{*15} *Takenaka Corporation, (Graduate Student, Graduate School of Engineering, Kyoto University.), Japan, kawakami.takuma@takenaka.co.jp*

Abstract

In order to verify the seismic capacity of the post-and-beam type wooden houses which are built most commonly in Japan, shaking table tests by E-Defense were conducted using 10 actual-size test models. Two types of the test models, which were the conventional wooden houses and the traditional wooden houses, were used in the experiment. The purpose of the experiment on the conventional wooden houses were to clarify the effects of 1) aging, 2) partial seismic reinforcement, 3) soil and foundation. The purposes of the experiment on the traditional wooden houses were to clarify the effects of 1) stiffness of the horizontal plane, 2) fixing method of the column base, 3) configuration of the roof. In the test for the conventional wooden houses, the collapse tests were conducted on the two test models by JR Takatori input motion. As a result, it was clarified that the aging influenced the initial stiffness, the maximum strength, and the ability of the energy dissipation. If the joint was adequately estimated, it was also found that the partial seismic reinforcement worked as effectively as it was despite its incompleteness. In the test for the traditional wooden houses, eight test models were used. The parameters of these models were the arrangement of the wall, the stiffness of the horizontal plane, the specification of the column bases, and the configuration of the roofs. The dynamic characteristics and the failure modes of traditional wooden houses were obtained through the shake table tests.

Key words : Full-scale experiment, Post-and-beam wooden house, Collapse experiment, Conventional house, E-Defense

1. はじめに	4
2. 伝統構法建物実験	8
2.1 実験概要	8
2.2 試験体概要	8
2.2.1 共通仕様	8
2.2.2 標準試験体	9
2.2.3 屋根付き試験体	15
2.3 試験体の曳家・吊り上げ	21
2.4 震動台実験	22
2.4.1 計測計画	22
2.4.2 入力地震波	26
2.4.3 標準試験体の振動特性	28
2.4.4 標準試験体の応答性状	30
2.4.5 標準試験体の撤去および解体時観察	38
2.4.6 屋根付き試験体の振動特性	46
2.4.7 屋根付き試験体の応答性状	49
2.4.8 屋根付き試験体の撤去および解体時観察	60
2.5 伝統構法建物実験のまとめ	63
3. 在来構法建物実験	64
3.1 実験概要	64
3.2 試験体の仕様	65
3.2.1 試験体概要	65
3.2.2 試験体のパラメータ	69
3.2.3 耐震診断	69
3.3 試験体建設過程の概要	71
3.4 試験体の曳家・吊り上げ	77
3.5 震動台実験	78
3.5.1 計測計画	78
3.5.2 入力地震動	80
3.5.3 C棟の倒壊実験	81
3.5.4 C棟の撤去工程	92
3.5.5 D棟損傷状況	93
3.5.6 D棟の倒壊実験	97
3.5.7 経年変化の影響	103
3.5.8 耐震診断結果との比較	104
3.5.9 不十分な補強の影響	106
3.5.10 模擬地盤および基礎の影響	107
3.5.11 D棟の撤去工程	109
3.6 在来構法建物実験のまとめ	110
4. 木造建物実験まとめ	111

<謝辞>	111
<参考文献>	112
<関連発表論文>	113
要 旨	114
<添付1> 「平成18年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 木造建物実験 - 震動台活用による 構造物の耐震性向上研究 -」実験実施チーム 名簿	115
<添付2> 試験体等のカラー図版	117

【執筆担当】

第1章 防災科学技術研究所	清水 秀丸, 中村 いずみ
第2章 防災科学技術研究所 京都大学	清水 秀丸, 中村 いずみ 向坊 恭介, 川上 沢馬
第3章 防災科学技術研究所 東京大学 建築研究所 森林総合研究所 信州大学 日本システム設計	清水 秀丸, 中村 いずみ 腰原 幹雄, 福本 有希, 栗原 崇明 河合 直人 杉本 健一 五十田 博, 佐藤 基志 三宅 辰哉
第4章 防災科学技術研究所	清水 秀丸, 中村 いずみ

(所属は実験実施時)

1. はじめに

平成14年度から平成18年度までの5か年計画で、大都市圏における大地震時の人的・物的被害の軽減を目的とした研究プロジェクト「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」(以下、大大特)が、文部科学省主導で実施された。これは、「新世紀重点研究創生プラン リサーチ・レボリューション・2002」(RR2002)と称され「ライフサイエンス」、「情報通信」、「環境」、「ナノテクノロジー・材料」、「防災」の5分野について、あらかじめ課題等を設定し、実施する機関を選定して研究開発を委託した事業である。大大特はIからIVで構成され、そのうち「II. 耐震性の飛躍的向上 「震動台活用による耐震性向上研究」の一環として防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センターの実大三次元震動破壊実験施設(以下、E-ディフェンス)を用いた実験が実施された。この対象建造物の一つとして木造建物が鉄筋コンクリート建物、地盤・基礎と共に選定され、E-ディフェンスが完成した平成17年度に大大特として初めてのE-ディフェンスを用いた実験を実施した。なお、平成16年度までの3年間はE-ディフェンスを用いた実験に対する事前研究として中規模振動台を用いた振動実験や地震観測、解析シミュレーションの開発を実施した^{1)~3)}。平成17年度は、E-ディフェンスを用いて「震災復旧・免震建物実験」、「移築・新築伝統建物実験」、「移築補強・無補強建物実験」の3種類5体の木造建物実験を実施した⁴⁾。

平成18年度の木造建物実験は在来構法と伝統構法の2種類とし、計10体の試験体を新築で製作して実施した。在来構法建物実験では「経年変化の影響」、「不完全な耐震補強の効果」を、伝統構法建物実験では「水平構面、柱脚仕様および屋根形状が建物応答に与える影響」に着目した実験を実施した。

在来構法建物実験では、平成17年度の大大特木造建物実験における移築補強・無補強建物実験で用いた試験体のうち、耐震補強を実施しなかったA棟の間取り、構造を新築で再現した試験体2体(以下、C棟、D棟)を用いた(図1.1)。A棟とは、1981年以前の耐震基準で建設され、現在の耐震基準を満たさない既存不適格木造住宅であり、明石市内からE-ディフェンスに移築した建物である。A棟は実験実施時で築年数31年の建物であったため、経年変

化の影響を含む試験体であった。平成18年度実験では、A棟の構造を新築で可能な限り再現した、経年変化の影響が含まれない試験体(C棟)を倒壊させることとした。この実験結果をA棟と比較することによって、「経年変化の影響」を検討する。一方、D棟とよばれる試験体は、C棟と同じ新築であることに加えて上部構造には耐震補強を、建物下には模擬地盤とコンクリート基礎を持つ試験体とした。D棟の耐震補強は、平成17年度試験体のB棟に実施した耐震補強方法と同様とし、接合金物のみ変更した。これは、経済的な理由などによって完全な耐震補強の実施が困難な場合を想定し、主に接合金物が不完全な耐震補強とした。このような不完全な耐震補強においても、耐震補強の効果が期待できるかどうかを検討する。また、このような実大振動実験を行う場合、建物の土台から上部分の被害に着目することが多いが、本試験体は土台下のコンクリート基礎部分の被害の再現も目標とした。そのため、C棟では鉄骨架台上に直接土台を設置したが、D棟では模擬地盤として発泡系プラスチック材料(以下、EPS)を設置し、その上にコンクリート基礎を打設後、試験体の土台を設置した。なお、本実験では試験体の倒壊を目的とした実験を実施する。



図1.1 在来構法建物実験 (左側C棟, 右型D棟)

Fig. 1.1 Conventional Model Test: Model C (left) and D (right).

- *1 信州大学
- *2 (独) 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター
- *3 (独) 防災科学技術研究所 防災システム研究センター
- *4 東京大学
- *5 立命館大学 立命館グローバル・イノベーション研究機構
- *6 東京大学
- *7 信州大学
- *8 (独) 建築研究所
- *9 (独) 森林総合研究所
- *10 株式会社 日本システム設計
- *11 株式会社 大林組
- *12 株式会社 竹中工務店技術研究所
- *13 株式会社 竹中工務店
- *14 立命館大学
- *15 株式会社 竹中工務店

伝統構法建物実験では、平成17年度の大大特木造建物実験における移築・新築伝統建物実験で新たに判明した研究課題を解決するため8体の試験体を製作した。平成17年度の実験では、京都市内より移築した移築伝統試験体とE-ディフェンス所内で新築した新築伝統試験体を用いた非倒壊実験を実施した。この実験より、伝統構法の建物は各構面が別々の挙動を示すこと、柱脚の固定方法によって応答に違いが生じること、屋根の形状が建物応答に影響を与える可能性の有ることが認められた。そこで、平成18年度の伝統構法建物実験では、この3つの課題を検討するため、水平構面の剛性を変化させた試験体(図1.2)、屋根形状が違う試験体(図1.3)を作成した。

水平構面の剛性を変化させた試験体は、剛床、半剛床、柔床の3種類である。これらの試験体は、水平構面の挙動が建物全体の応答に与える影響をより明確にするための工夫を施し、鋼製錘が水平構面の挙動を拘束しないようにした平屋である。この実験では、水平構面の剛性は鉛直構面の剛性に対する相対的な比率に影響されると考え、鉛直構面の耐震要素である耐力壁の配置を数回変更して実験を行った。また、柱脚の固定方法の違いによる建物全体の応答の変化にも着目し、柱脚を土台に緊結する仕様(土台仕様)、足固めを設けて柱脚を固定しない仕様(足固め仕様)の2種類を実施した。

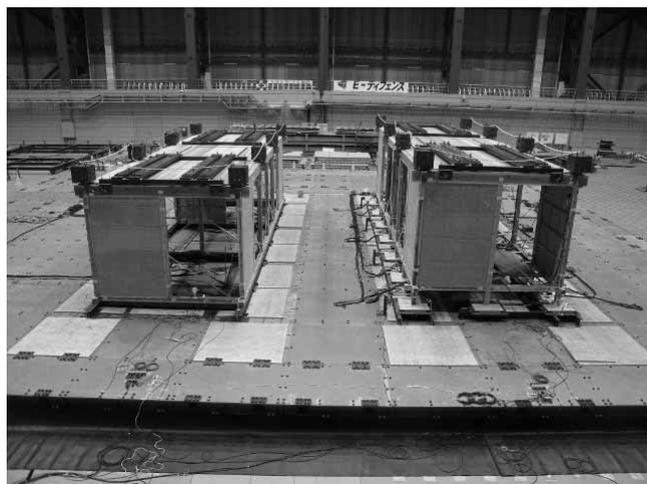


図1.2 伝統構法建物実験
(水平構面の剛性の違いに着目した試験体)

Fig. 1.2 Traditional Model Test
(focused on rigidity difference of horizontal planes).

屋根形状が建物全体応答に与える影響に着目した試験体では、屋根の勾配は同じであるが屋根の傾斜面をけた行方向と、張り間方向とした2種類の試験体を用いた。これは、桁-屋根頂部間の高さ、小屋組仕様の違いによって生じる建物全体応答の違いに着目したためである。屋根材は瓦を用いた平屋であり、鋼製錘などの積載荷重は配置していない。この実験でも、耐力壁の配置を数回変更して実験を行った。

なお、本実験では試験体の倒壊を目的としていない。

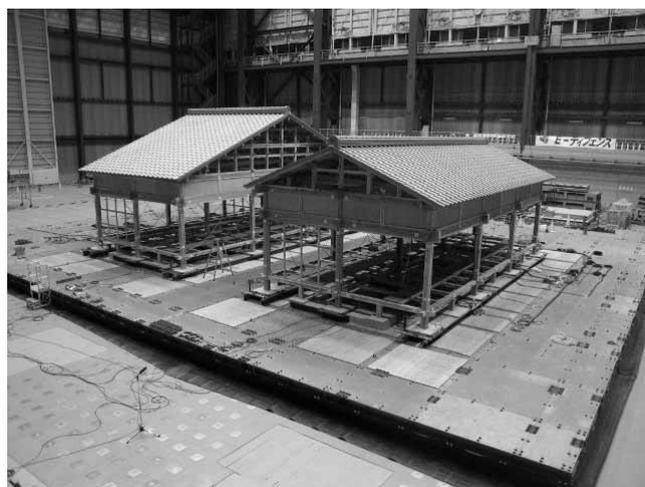


図1.3 伝統構法建物実験
(屋根形状の違いに着目した試験体)

Fig. 1.3 Traditional Model Test
(focused on roof form difference).

震動台の加振方向は、震動台長手(東西)方向を「Y方向」、短手(南北)方向を「X方向」、上下を「Z方向」とし、アクチュエータのストロークが伸びる側を「+」とした(図1.4)。実験では、試験体を倒壊させることも目的としたため、試験体倒壊時に施設に損傷を与える可能性が懸念された。そこで、施設に対する損傷を最小限とするため、震動台の上面を覆う防護架台を設置した(図1.5)。防護架台は、震動台の最大ストロークである $\pm 1\text{m}$ の移動量に対しても震動台-反力床間に隙間が出ないように設計され、 22.85m (震動台X方向) $\times 27.85\text{m}$ (震動台Y方向)の大きさとした。防護架台の総重量は約 $2,300\text{kN}$ 、主に $500\times 600\text{H}$ 型钢で構成され、震動台とはM48のボルトで留め付け、防護架台上面には厚さ 12mm の鉄板を敷き詰めた。防護架台の施工には、平成18年度実験において組み立てに6日間、解体に5日間を必要とした。平成18年度木造建物実験の全体工程を表1.1に示す。

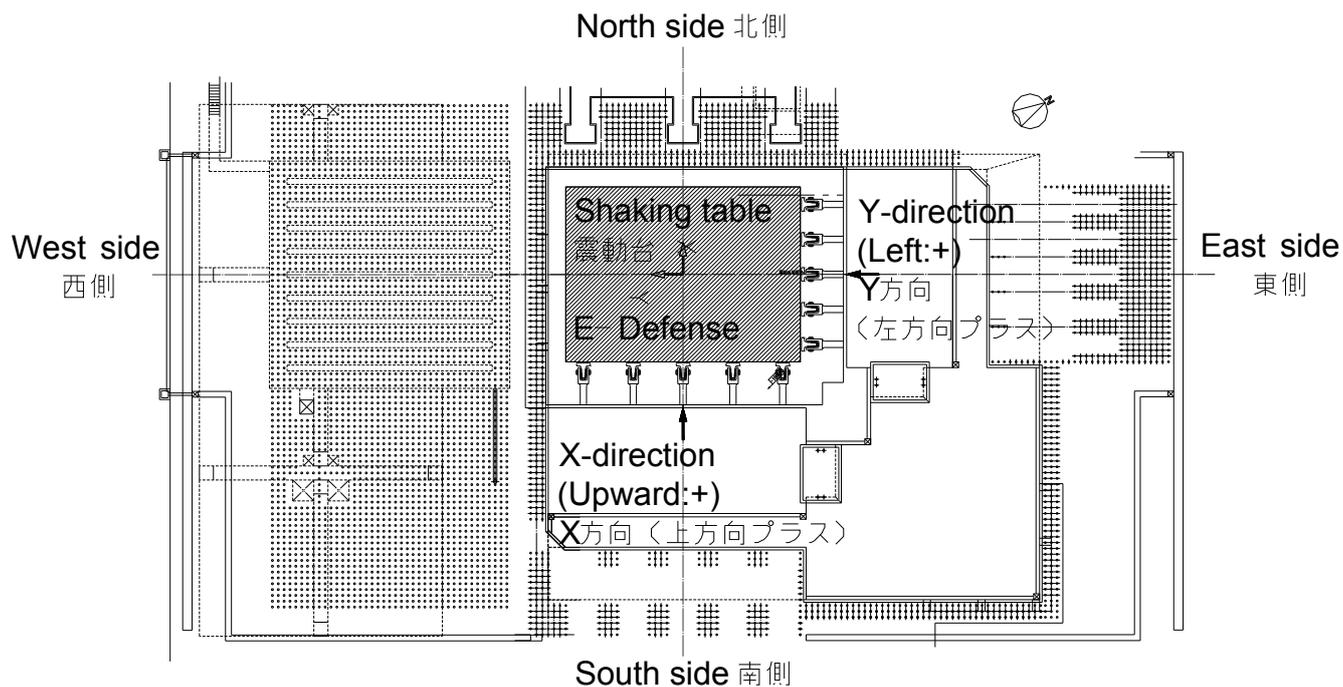


図1.4 実大三次元震動破壊実験施設(愛称 E-ディフェンス)の実験棟平面図

Fig. 1.4 E-Defense Experimental Building floor plan.

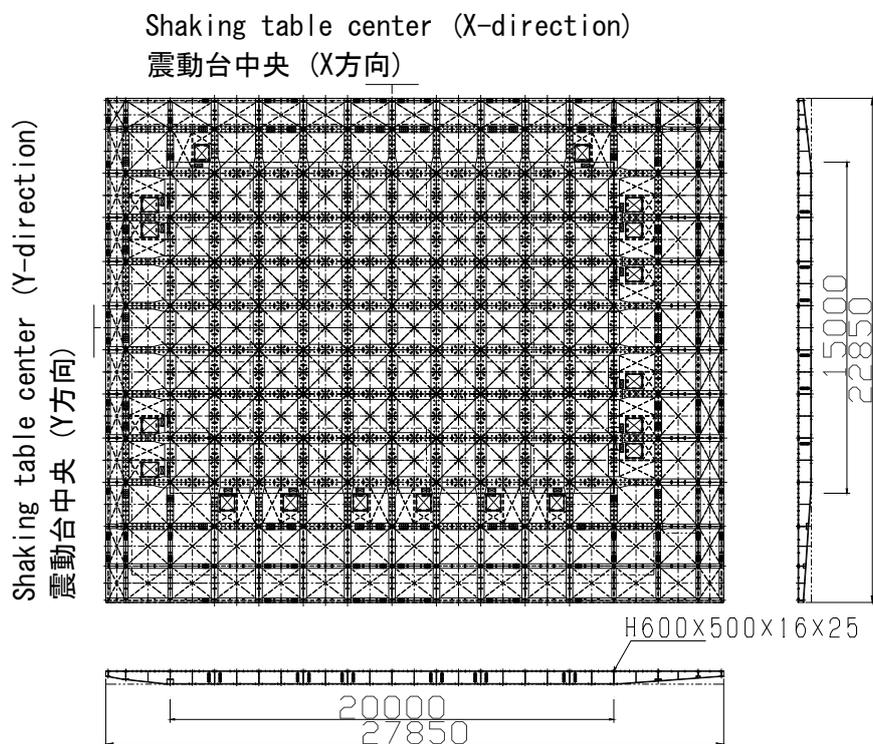


図1.5 防護架台 (単位: mm)

Fig. 1.5 Protective platform. (unit: mm)

2. 伝統構法建物実験

2.1 実験概要

伝統構法建物実験では、図2.1.1に示す平成17年度移築・新築伝統建物実験から続く研究課題である3つの構造的な特徴を実大震動台実験により確認した。構造的な特徴とは、各構面が別々の挙動を示すこと、柱脚の固定方法によって応答に違いが生じること、屋根の形状が建物応答に影響を与えることである。試験体は合計8体とし、各試験体とも耐力壁の配置を数回変化させて実験を行った。標準試験体は、各主要構面が別々の挙動を示すことを確認するため、水平構面である床の剛性を剛床、半剛床、柔床の3種類に変化させた試験体とした。また、柱脚の固定方法によって建物全体の応答に違いが生じることを確認するため、柱脚の固定方法を土台仕様と足固め仕様の2種類で実施した。屋根付き試験体では、切妻形式の同じ屋根勾配ではあるが、屋根の稜線をけた行・張り間方向と別にし、屋根傾斜面の違いによって生じる建物全体応答の違いに着目した。実験は震動台上に各2体を同時に設置して実施した。また、本実験は建物の倒壊を目的としないため、倒壊防止用のワイヤーを試験体室内に配置して実験を行った。

2.2 試験体概要

2.2.1 共通仕様

試験体は標準試験体6体、屋根付き試験体2体の合計8体である。標準試験体を図2.2.1に、屋根付き試験体を図2.2.2に示す。標準試験体は、1列3室の平面形状(3.64×10.92m)の平屋建てとした。平面形状と軸組仕様は同じであるが、柱脚部が土台仕様と足固め仕様の2種、床仕様が剛床、半剛床、柔床の3種とし、これにより柱脚仕様と床仕様が異なる6種類の試験体を製作した。これらの実験は、床仕様を同じとした試験体2体ずつを震動台に設置して行った。屋根付き試験体は、2列3室の平面形状(5.46×10.92m)の平屋建てとし、平面形状、軸組、柱脚部(足固め仕様)は同じであるが、短辺方向に棟が平行とするL試験体、あるいは長辺方向に棟が平行とするS試験体の2種類の試験体を製作した。2つの試験体は小屋組のみ仕様は異なり、桁から下部は共通の仕様である。

試験体に使用する全ての木材は徳島県産のスギを用いた。使用木材は天然乾燥とし、乾燥による反りや曲りを徳島県での製材段階で修正し、ヤング係数・含水率計測も行った。本実験では、床仕様や屋根仕様の違いによる加振時の挙動観察および壁配置の挙動観察が実験の目的であるため、試験体ごとの軸組の性能にばらつきが少ないことが重要である。そのため、試験体の部材は機械加工とし、加工のばらつきを出来る限り少なくした。また、加工後は、一度仮組みすることで接合部の精度を確認した。試験体に用いた接合部(仕口)は、標準試験体、切妻屋根試験体とも、既往の実験で優れた変形性能が認められた雇いほぞを用い、車知栓、込み栓により横架材と柱を接合した。

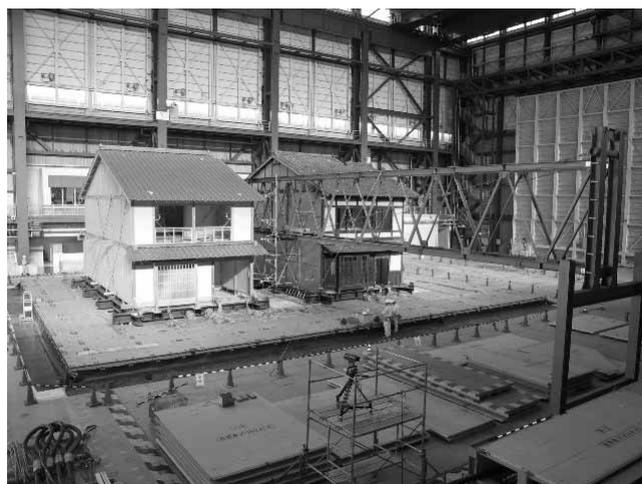


図2.1.1 平成17年度移築・新築伝統建物試験体
(左:新築試験体, 右:移築試験体)
Fig. 2.1.1 Traditional Test Models (2005)
(Left/right: Relocated/Newly-built).

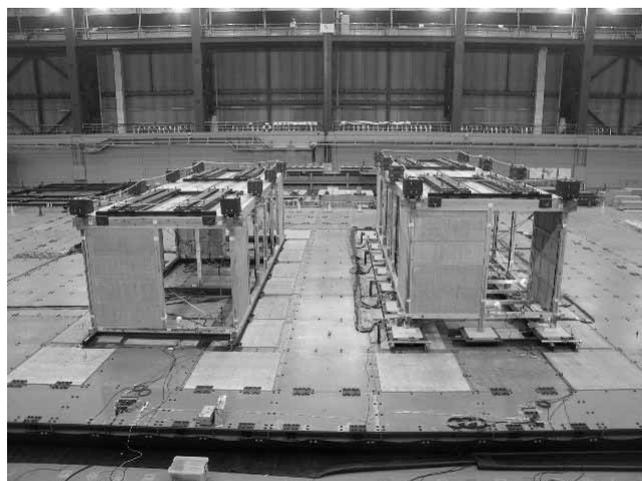


図2.2.1 平成18年度伝統構法建物実験標準試験体
(左:土台仕様, 右:足固め仕様)
Fig. 2.2.1 Traditional Standard Test Models (2006)
(Left/right: Models with groundills/horizontal ties).

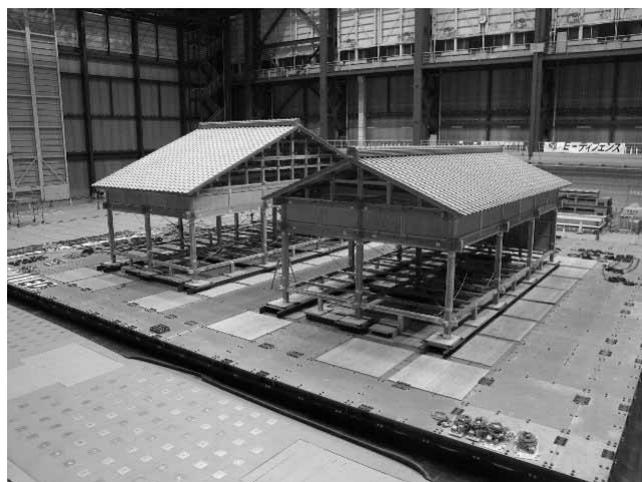


図2.2.2 平成18年度伝統構法建物実験屋根付き試験体
(左:L試験体, 右:S試験体)
Fig. 2.2.2 Traditional Test Models with Roofs (2006)
(Left/right: Models L/S).

2.2.2 標準試験体

標準試験体は同じ平面形状で柱脚部および床仕様が異なる 6 種類の試験体を製作した。柱脚が土台仕様の試験体については、土台を実験用架台にアンカーボルトを用いて固定した。足固め仕様の試験体は、実験用架台に設置した花崗岩の礎石(700mm 角)上に固定せずに設置した。標準試験体の主要軸組平面図、立面図を土台仕様、足固め仕様の別に図 2.2.3-2.2.6 に示す。胴差しおよびささらは共通の仕様とした。標準試験体に用いた木材の概要を表 2.2.1-2.2.2 に示す。試験体の接合部は、雇いほぞを用い、車知栓、込み栓により横架材と柱を接合した。接合部の詳細を図 2.2.7 に示す。

実験に用いた床仕様は、剛床・半剛床・柔床の 3 種類である。剛床仕様は、住宅金融公庫の仕様に基づき構造用合板と下地となる根太を用いた。半剛床仕様は、床板に製品化された徳島県産の厚さ 30mm で本実加工された杉材を用いた。釘は根太上に床板上部面より各々 N90 を 3 本打ちとした。柔床仕様は、一般的な木造家屋の畳下地の床仕様に準じた 15mm 厚の杉板を用い、根太は転ばし根太としている。剛床、半剛床、および柔床の仕様を表 2.2.3 に、全体床伏図を図 2.2.8 に、各仕様の詳細床伏図を図 2.2.9 に示す。各試験体の長辺方向に設けた壁の配置は一定であるが、偏心率の影響を調べるために、短辺方向では壁の配置替えを行った。図 2.2.10 に標準試験体の壁配置 N, A, B, C と層間変形角 1/30rad 時の偏心率を示す。壁は短時間に配置変更が可能な乾式工法による荒壁パネルを用いた。各仕様は表 2.2.4 に示すように柱脚の土台仕様を D, 足固め仕様を A, 床仕様は、剛を R, 半剛を M, 柔を F のように記号化する。

標準試験体では、木造軸組建物における 2 層以上の壁、軸組、屋根等の固定荷重や積載荷重に相当する錘として、試験体の柱頭部および床面位置に事前に計算された重量の鋼製錘を設置した。錘の設置方法は、錘が試験体の動

きを妨げる可能性があることから、錘が床面に接触することなく、加振時の試験体の動きに追従できる方法を検討した。床構面の固定荷重と合わせ、約 2.5kN/m²とし、錘の設計に当たっては、①錘の治具が水平構面の剛性に寄与しないこと、②設計上、主となる加振方向(短手・Y 方向)における各構面の負担重量を同じとすることに留意した。標準試験体に設置した錘の重量を表 2.2.5 に、設置図を図 2.2.11 に示す。錘の種類は、桁を介して各柱に荷重を伝達する平鋼錘と、通し柱に直に設置する柱頭錘の 2 種類を用意した。平鋼錘は、平鋼を重ね合わせた梁状の錘を川の字型に並べ、端部を鋼管で連結する。鋼管と軸組の短手桁部分はボルトによって緊結するが、平鋼と鋼管の接合は、試験体の水平構面の変形を拘束しないよう、平鋼の両端部を丸穴と長丸穴として、鋼管に溶接したボルトへの差し込みだけとした。また、連結桁と鋼管の間には、フッ素樹脂テフロンシート(PTFE:ポリテトラフルオロエチレン 動摩擦係数 0.69MPa・3m/min)を挿入し、鋼材間の摩擦力による拘束を避けた。通し柱には、実在の木造軸組建物において通し柱が荷重伝達の主となると予想されること、試験において隅柱は、桁の押さえ込み効果がある管柱に比べて柱の引き抜きに対して不利になることを考慮して、平鋼錘から伝達される重量に加えて、直接柱頭に錘を設置している。設計上の負担荷重は、荷重の流れを想定し、荷重支持点となるスペーサーの設置位置を調整し、重量配分が管柱:通し柱=1:2 となるよう設計を行った。各治具の設置状況を図 2.2.12 に、写真を図 2.2.13-18 に示す。各標準試験体について、使用木材の加工後にロードセルを用い重量計測を行った。計測方法は、試験体部位ごとに、天井クレーンを用い、クレーンのフックにロードセルを設置し、計測部材を吊り上げ重量を記録した。試験体ごとの重量を表 2.2.6 に示す。

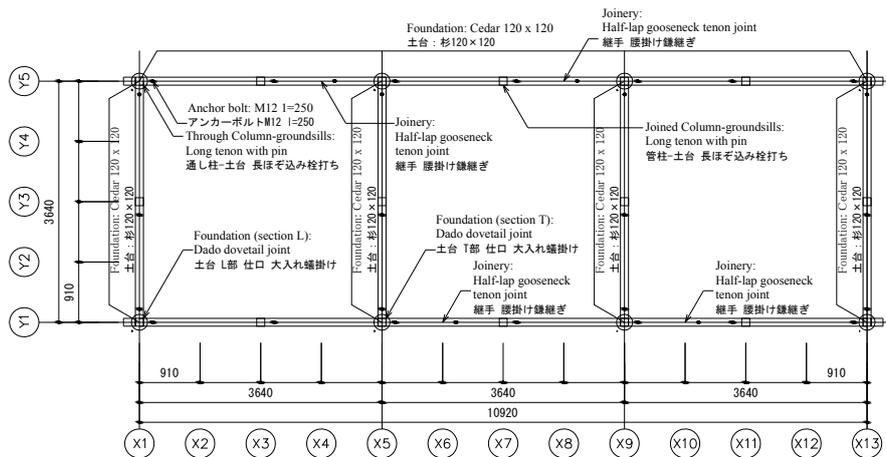


図2.2.3 標準試験体土台仕様基本軸組平面図 (土台高さ)

Fig. 2.2.3 Basic frame plan of Standard Test Model with Groundsills (height of the groundsills).

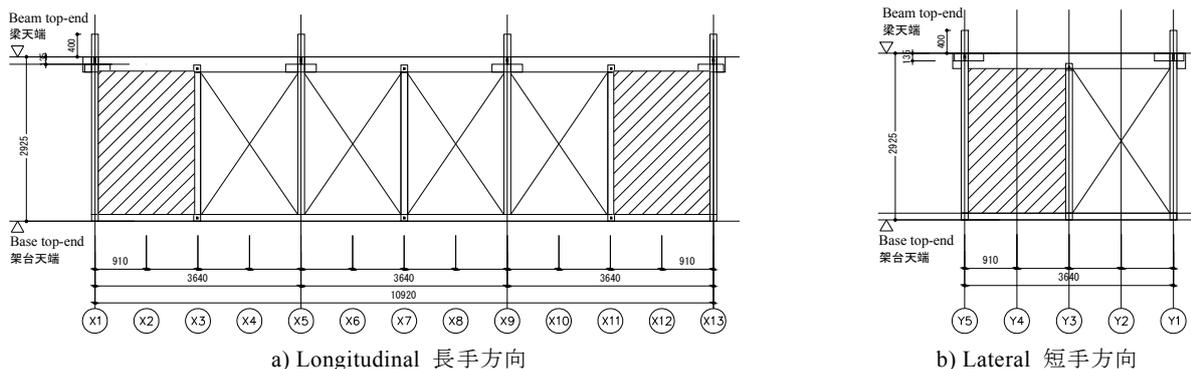


図2.2.4 標準試験体土台仕様基本軸組立面図

Fig. 2.2.4 Basic frame elevation of Standard Test Model with Groundsills (height of the groundsill).

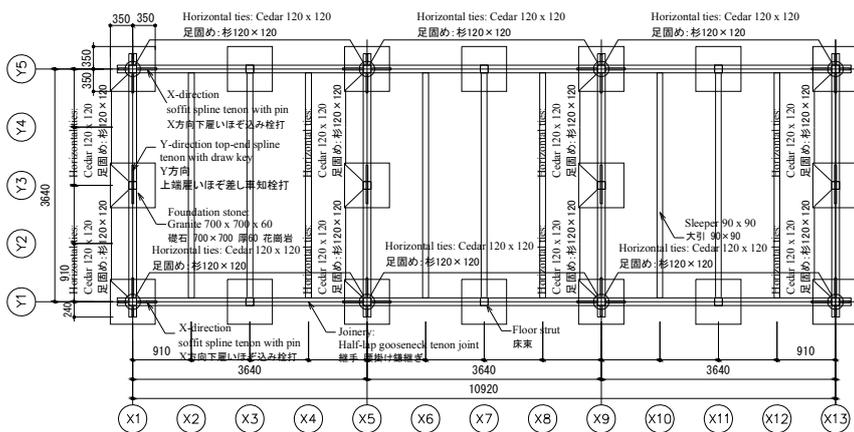


図2.2.5 標準試験体足固め仕様基本軸組平面図 (足固め高さ)

Fig. 2.2.5 Basic frame plan of Standard Test Model with Horizontal Ties (height of the horizontal ties).

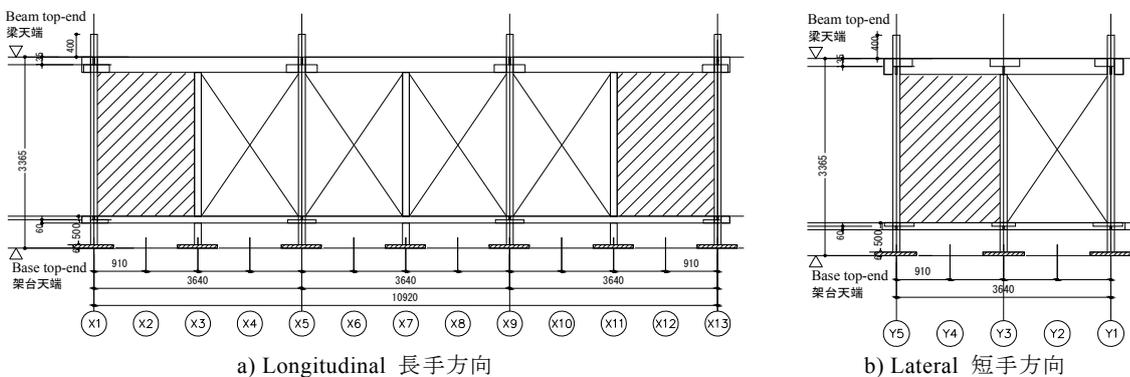


図2.2.6 標準試験体足固め仕様基本軸組立面図

Fig. 2.2.6 Basic frame elevation of Standard Test Model with Horizontal Ties.

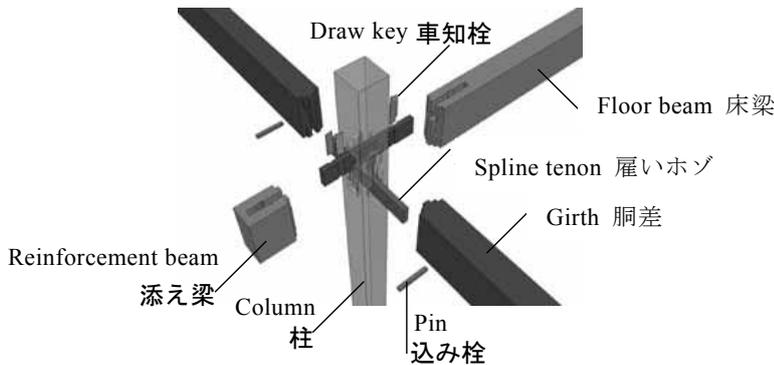


図2.2.7 接合部詳細
Fig. 2.2.7 Joint details.

表 2.2.1 標準試験体土台仕様の材種と寸法

Table 2.2.1 Timber types and dimensions of Standard Test Model with Groundsills.

	材種 Timber type	断面寸法(mm) Section dimension (mm)
Through Colum 通し柱	Cedar 杉	120×120
Joined Column 管柱	Cedar 杉	120×120
Girth 胴差	Cedar 杉	120×270
Sliver ささら	Cedar 杉	120×210
Groundsill 土台	Cedar 杉	120×120
Girth spline tenon 胴差雇いほぞ	Oak 樫	24×100
Pin 込み栓	Oak 樫	12×12
Draw key 車知栓	Oak 樫	6×30

表 2.2.2 標準試験体足固め仕様の材種と寸法

Table 2.2.2 Timber types and dimensions of Standard Test Model with Horizontal Ties.

	材種 Timber type	断面寸法(mm) Section dimension (mm)
Through Colum 通し柱	Cedar 杉	120×120
Joined Column 管柱	Cedar 杉	120×120
Girth 胴差	Cedar 杉	120×270
Sliver ささら	Cedar 杉	120×210
Horizontal tie 足固め	Cedar 杉	120×120
Sleeper 大引	Cedar 杉	90×90
Girth spline tenon 胴差雇いほぞ	Oak 樫	24×100
Horizontal ties spline tenon 足固め雇いほぞ	Oak 樫	24×60
Pin 込み栓	Oak 樫	12×12
Draw key 車知栓	Oak 樫	6×30

表 2.2.3 標準試験体の床仕様

Table 2.2.3 Floor specifications of Standard Test Model with Horizontal Ties.

	Rigid floor 剛床仕様		Semi-rigid floor 半剛床仕様		Flexible floor 柔床仕様	
	Timber type 材種	Dimension 寸法 (mm)	Timber type 材種	Dimension 寸法 (mm)	Timber type 材種	Dimension 寸法 (mm)
Floor 床板	Structural plywood 構造用合板	Thickness 厚 24	Tongue and groove cedar 杉本実加工	Thickness 厚 30	Cedar 杉	Thickness 厚 15
Floor joist 根太	Douglas fir 米松	45×105	Cedar 杉	45×105	Cedar 杉	45×45
					Cedar 杉	45×90
Nail 釘	N75 (@150) on slivers and joists ササラ及び根太上にN75 @150		N90 (3 nails) on joists 根太上にN90 3本打ち		N75 (2 nails) on joists 根太上にN75 2本打ち	

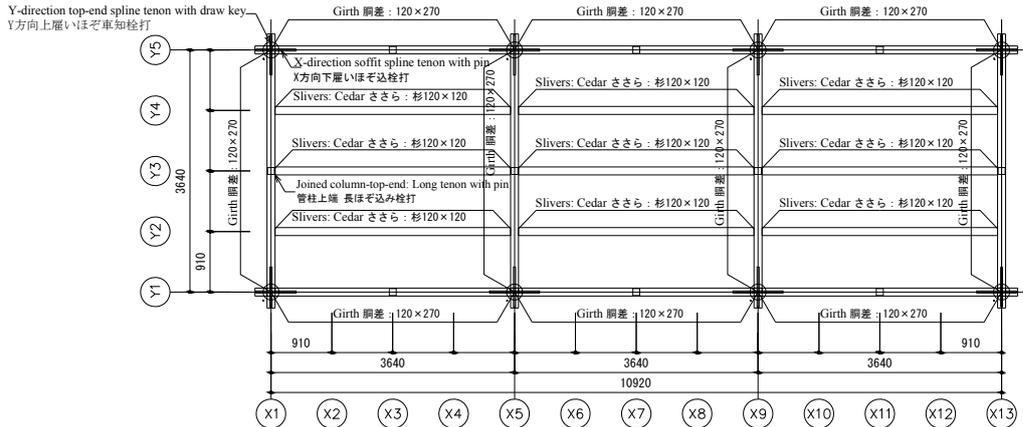
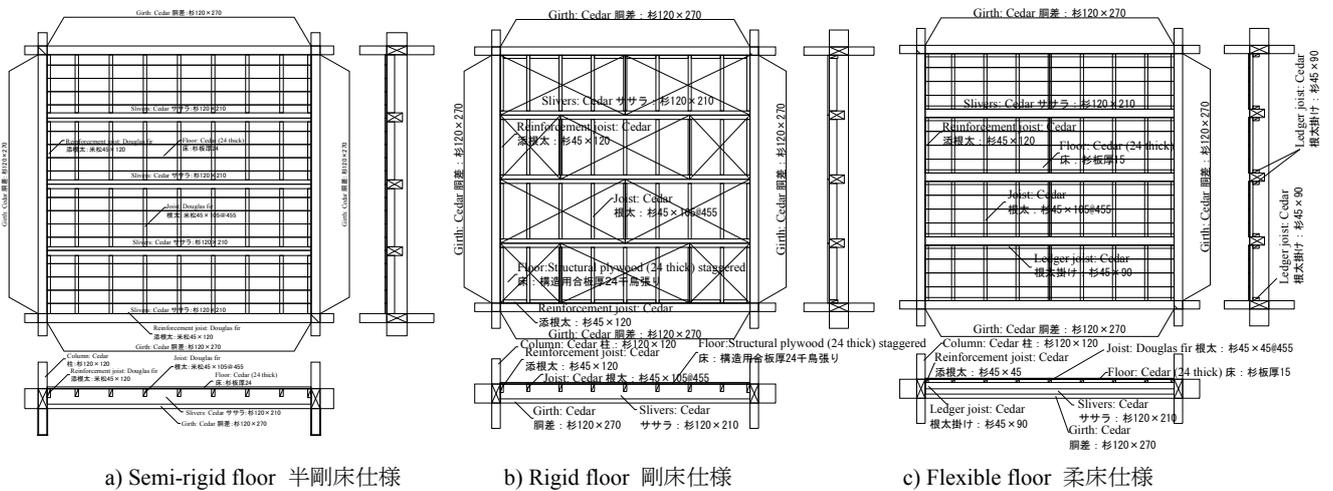


図2.2.8 標準試験体共通床伏図

Fig. 2.2.8 Floor framing plan of Standard Test Models.



a) Semi-rigid floor 半剛床仕様

b) Rigid floor 剛床仕様

c) Flexible floor 柔床仕様

図2.2.9 各床仕様の詳細床伏図

Fig. 2.2.9 Floor framing plan details of each floor.

表 2.2.4 加振計画
Table 2.2.4 Excitation plan.

Stage	Test model no. 試験体番号	Column base 柱脚仕様	Horizontal frame 水平構面仕様		Wall arrangement (changed at each stage) 壁配置 (各 Stage で配置換え)				Excitation test 加振日
					No walls 壁なし	Small eccentricity 偏心小	No eccentricity 偏心なし	Large eccentricity 偏心大	
1	1	Groundsill (D) 土台 (D)	Floor 床	Semi-rigid floor (M) 半剛床 (M)	/	A	B	C	Jan. 13 1月13日
	2	Horizontal tie (A) 足固め (A)							
2	3	Groundsill (D) 土台 (D)	Floor 床	Rigid floor (R) 剛床 (R)	/	A	B	C	Jan. 18 1月18日
	4	Horizontal tie (A) 足固め (A)							
3	5	Groundsill (D) 土台 (D)	Floor 床	Flexible floor (F) 柔床 (F)	/	A	B	C	Jan. 24 1月24日
	6	Horizontal tie (A) 足固め (A)							
4	7	Horizontal tie (A)	Gable roof tiled 切妻屋根瓦葺き	Lateral 短辺折り (S) Longitudinal 長辺折り (L)	N	A	B	C	Jan. 30 and Feb. 2 1月30日、2月2日
	8	足固め (A)							

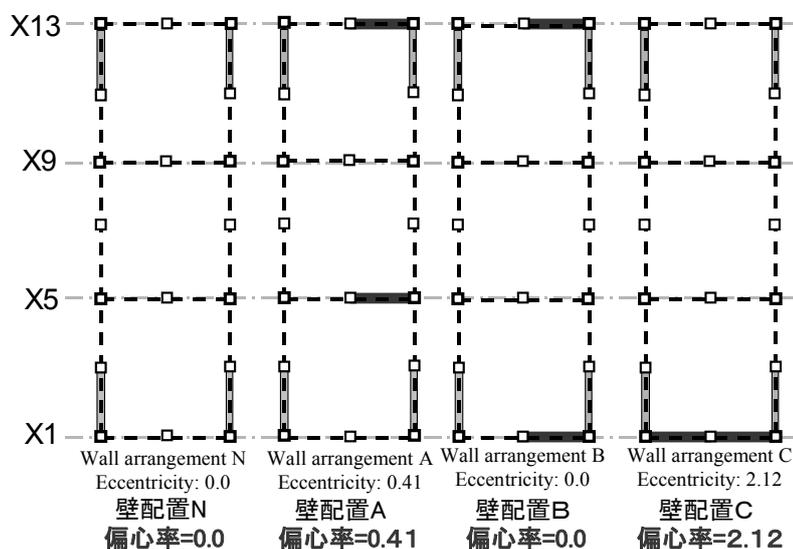


図2.2.10 標準試験体の壁配置および偏心率
Fig. 2.2.10 Wall arrangements and eccentricity of Standard Test Models.

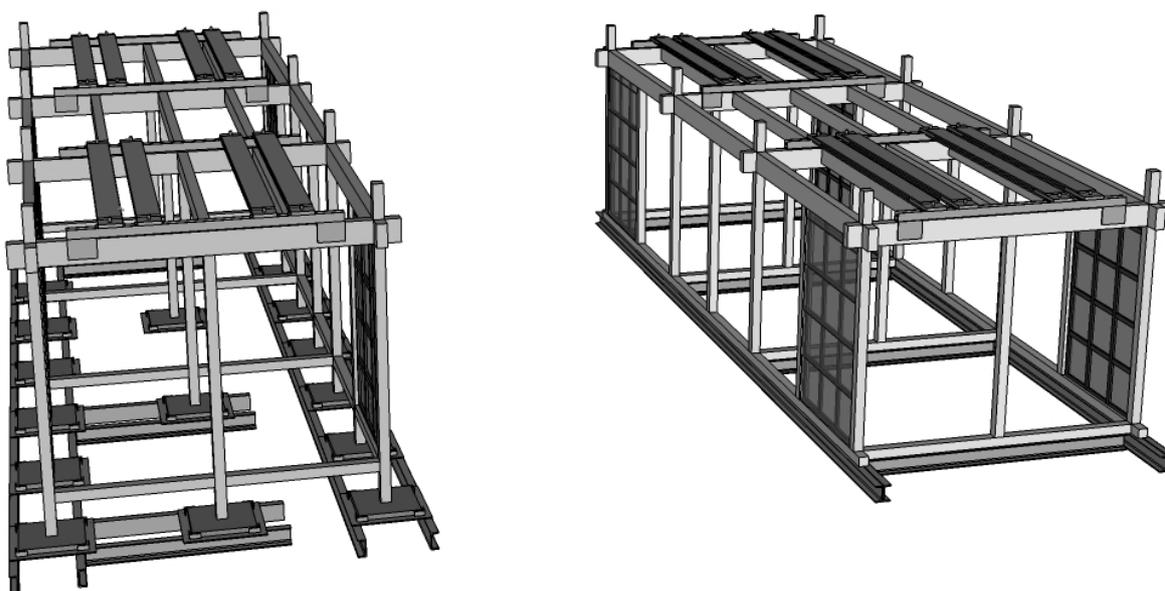


図2.2.11 平鋼錨のみ配置図
Fig. 2.2.11 Flat steel anchors arrangement plan.

表 2.2.5 鋼製錘の重量

Table 2.2.5 Steel anchor weight.

		Unit weight 部材単位重量 (kN)	Number 数量	Member weight 部材別重量 (kN)
Column-top anchor 柱頭錘		3.68	8	29.43
Flat steel anchor 平鋼錘	Flat steel 平鋼	6.97	8	55.72
	Steel tube (connection beam) 鋼管 (連結桁)	0.50	4	2.01
	L-shape spacer スペーサーL型	0.16	4	0.62
	Flat spacer スペーサー平型	0.10	4	0.39
Total 合計				88.16

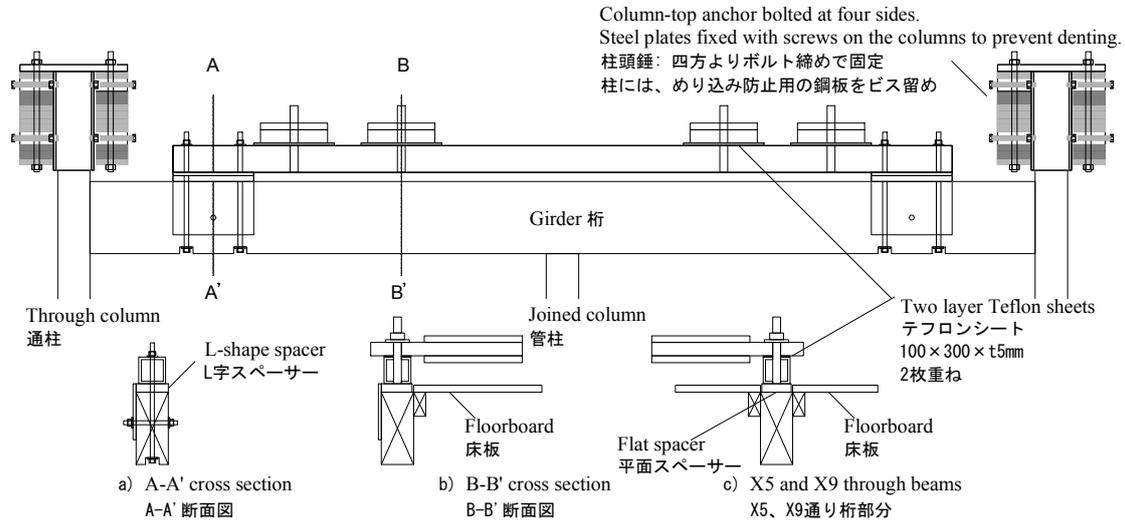


図2.2.12 鋼製錘と各治具の設置状況

Fig. 2.2.12 Steel anchor installation.

表 2.2.6 標準試験体の建物重量

Table 2.2.6 Weight of Standard Test Models.

Groundsill/Semi-rigid floor 土台・半剛床				Groundsill/Rigid floor 土台・剛床			Groundsill/Flexible floor 土台・柔床		
Name 名称	Unit weight 単位重量kN	Number 数量	Total weight 総重量kN	Unit weight 単位重量kN	Number 数量	Total weight 総重量kN	Unit weight 単位重量kN	Number 数量	Total weight 総重量kN
Groundsill 土台	0.24	10	2.37	0.24	10	2.35	0.23	10	2.27
Through column 通し柱	0.21	8	1.68	0.21	8	1.69	0.2	8	1.6
Joined column 管柱	0.16	10	1.64	0.16	10	1.56	0.15	10	1.51
Girth 胴差し	0.45	10	4.47	0.46	10	4.60	0.43	10	4.34
Sliver ささら	0.42	10	4.23	0.41	9	3.65	0.39	9	3.48
Nosing 鼻木	-	-	0.50	-	-	0.25	-	-	0.3
Spline tenon 雇い	-	-	1.70	-	-	3.30	-	-	0.9
Joist 根太	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Reinforcement joist: Douglas fir/Sleeper 添根太/転ばし根太	-	-	-	0.11	6	0.65	-	-	1.43
Floorboard 床板	-	-	4.57	-	-	2.66	-	-	5.78
Total 合計			21.15	20.70			21.62		
Horizontal tie/Semi-rigid floor 足固め・半剛床				Horizontal tie/Rigid floor 足固め・剛床			Horizontal tie/Flexible floor 足固め・柔床		
Name 名称	Unit weight 単位重量kN	Number 数量	Total weight 総重量kN	Unit weight 単位重量kN	Number 数量	Total weight 総重量kN	Unit weight 単位重量kN	Number 数量	Total weight 総重量kN
Horizontal tie 足固め	0.15	14	2.14	0.15	14	2.11	15.6	14	2.14
Through column 通し柱	0.23	8	1.84	0.23	8	1.80	23.8	8	1.87
Joined column 管柱	0.18	10	1.77	0.18	10	1.79	30	10	2.94
Strut 束	0.02	6	0.12	0.01	12	0.15	-	-	-
Girth 胴差し	0.46	10	4.57	0.47	10	4.74	46.9	10	4.6
Sleeper 大引	0.13	9	1.17	0.13	9	1.20	12.6	9	1.11
Sliver ささら	0.44	9	3.99	0.37	9	3.30	38.4	9	3.39
Nosing of horizontal tie 足固め鼻木	0.01	12	0.12	-	-	-	-	-	-
Nosing 鼻木	0.03	16	0.53	0.02	16	0.27	-	-	0.39
Spline tenon 雇い	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Joist 根太	-	-	1.72	-	-	2.00	-	-	0.9
Reinforcement joist: Douglas fir/Sleeper 添根太/転ばし根太	-	-	-	0.1	6	0.61	-	-	1.51
Floorboard 床板	-	-	4.57	-	-	2.66	-	-	5.79
Total 合計			22.54	20.63			24.64		



図2.2.13 標準試験体足固め仕様の接合部
Fig. 2.2.13 Joint of Standard Test Model with Horizontal Ties.

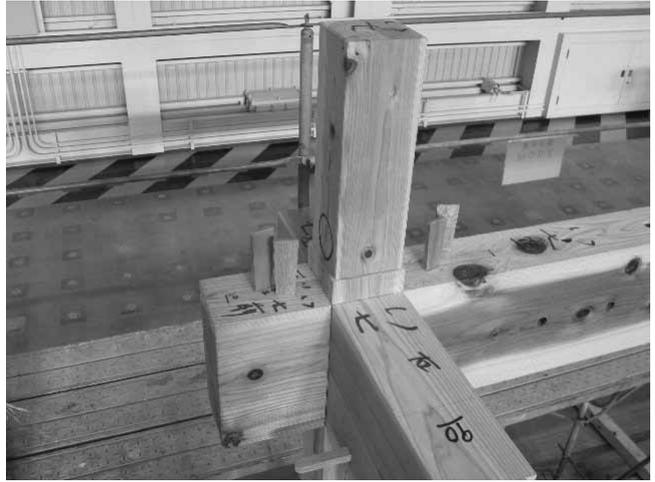


図2.2.14 標準試験体柱頭錘設置前
Fig. 2.2.14 Column-top before anchor installation (Standard Test Model with Horizontal Ties).



図2.2.15 平鋼錘の設置状況
Fig. 2.2.15 Flat steel anchor installation.

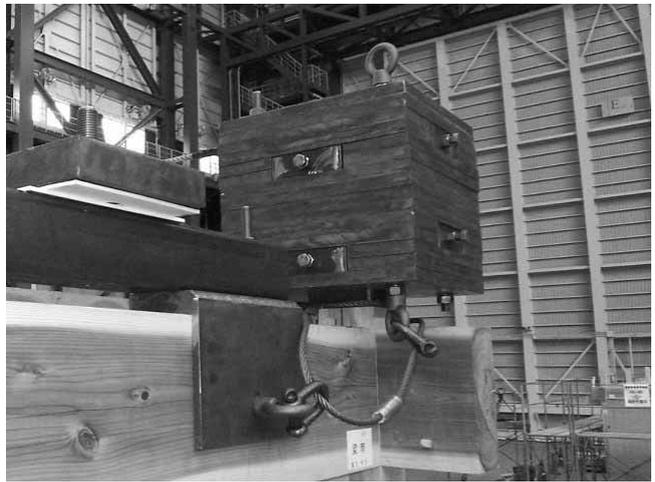


図2.2.16 柱頭錘の設置状況
Fig. 2.2.16 Column-top anchor installation.



図2.2.17 平鋼錘下のテフロン設置状況
Fig. 2.2.17 Teflon installation under flat steel anchor.

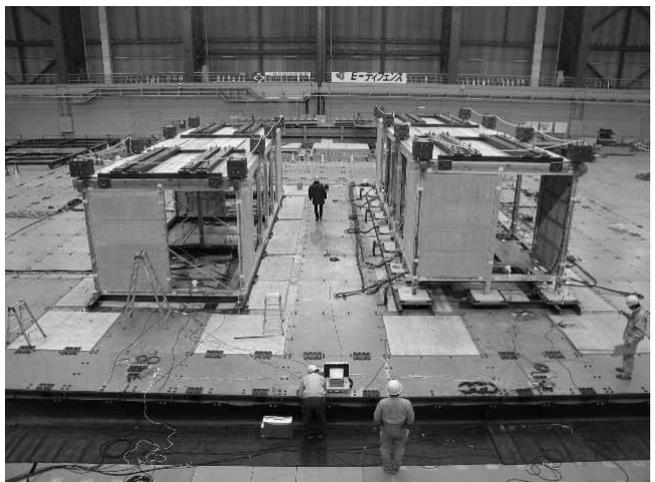


図2.2.18 鋼製錘の設置状況全体
Fig. 2.2.18 Full view of test models with steel anchors installed.

2.2.3 屋根付き試験体

切妻屋根を持つ屋根付き試験体は同一の矩形平面に對し、屋根の架け方の違いによって試験体の呼称を決め、短辺方向に棟が平行のものを「長辺折り試験体」(以下 L 試験体)、長辺方向に棟が平行のものを「短辺折り試験体」(以下 S 試験体)とする。L 試験体の仕様を表 2.2.7 に、S 試験体の仕様を表 2.2.8 に示す。2 つの試験体は屋根形状の違いが建物の耐震性能にどう影響するかを実験で確認するため、小屋組の仕様がそれぞれ異なるが、桁から下部の仕様は共通となっている。両試験体の 3 次元の軸組図(差鴨居上小壁付き)を図 2.2.19 に示す。試験体共通の 1 階床伏図(足固めレベル)と差鴨居伏図を図 2.2.20-2.2.21 に示す。小屋伏図をそれぞれ図 2.2.22(L 試験体)、図 2.2.23(S 試験体)に示す。L 試験体の Y5 構面軸組図を図 2.2.24 に、S 試験体の X5、X9 構面軸組図を図 2.2.25 に示す。

両試験体の平面寸法は共に、長辺方向(以下、X 方向)10.92m、短辺方向(以下、Y 方向)5.46m である。X 方向の構面は 3.64m ごとに X1、X5、X9、X13、Y 方向の構面は 2.73m ごとに Y1、Y4、Y7 である。屋根勾配は 4 寸勾配とし、軒、けらばの出寸法は瓦の割付に余りがなく、双方の試験体の瓦枚数に大きな違いがないよう配慮して決定した。試験体の基礎は玉石基礎と同等とするために、鉄骨架台の上に 700mm 角で厚さ 60mm の花崗岩を敷いた。図 2.2.26 に柱と足固めの仕口を示す。床組は図 2.2.26 に示す足固めを柱脚に配置し、X、Y 方向共に柱間を繋いだ。柱と足固めの仕口には「雇いほぞ」を用い、引張り方向にも拘束力を持たせた。大引は腰掛蟻掛けで足固めと接合した。柱は X 方向 3.64m ごとに、Y 方向 2.73m ごとに設けた。足固め上端より 1.82m(内法高さ)の位置に差鴨居を組み込み、柱との仕口は雇いほぞを用いた。図 2.2.27 に柱と差鴨居の仕口を示す。柱は軒桁および妻桁下までとし、柱と桁の仕口は長ほぞ込み栓止めとした。図 2.2.28 に柱と桁の仕口を示す。

小壁は桁と差鴨居の間に乾式土壁パネル¹⁾である荒壁パネル(高さ 510mm)を配置し耐震要素とした。なお、今回の試験体は X・Y 方向共に敷梁等の下端高さを軒桁下

端に揃え、小壁高さを一定にした。荒壁パネルとは、規格寸法が長さ 1,800mm、幅 600mm、厚さ 26mm を 1 枚とした木小舞下地パルプおよびセメント系固化材混入中塗土パネルである。これを棧下地構法で格子状の受け材(横 45×27mm 縦 60×27mm)に横向けに片面張りした乾式工法である。

雇いほぞの使用部位は、主要構面を構成する柱と足固め、差鴨居の仕口である(X1、5、9、13、Y1、4、7)。なお雇いほぞの大きさは厚さ 30mm、長さは梁成の 2 倍、成は梁成の 1/2 倍である。X 方向は下端雇いほぞ込み栓止めとし、Y 方向は上端雇いほぞ車知栓止めとした。外周部となる通し柱と妻桁、軒桁の仕口は雇いほぞを柱中心から 240mm 外側に設けている。

L 試験体の小屋組は X5、X9 構面の Y 方向に敷梁 150×300mm を設け、Y2-Y3、Y5-Y6 間に末口φ270mm の小屋梁を架けた。母屋束間には、小屋貫(15×90mm)により繋がれている。小屋組が高くなるため、Y1、4、7 構面の X9-X11 間(軒桁上端より 957mm の位置)と Y2-Y3、Y5-Y6 間の X5-X9 間(軒桁上端より 1,339mm の位置)にそれぞれ二重梁を設けた。母屋のピッチは 910mm とし、母屋束は 1,820mm ピッチとなっている。S 試験体の小屋組は、Y4 構面の X 方向に敷梁 150×300mm を設け、X3、X7、X11 に末口φ240mm の小屋梁を架けた。母屋のピッチは 910mm とし、母屋束は 1,820mm ピッチとなっている。母屋束を繋ぐ小屋貫(15×90mm)をいれている。

屋根については、野地板は厚さ 15mm 幅 210mm の杉板を用いた。屋根瓦は葺き土なしの耐震仕様葺き瓦葺きとし、屋根重量の軽減を行っている。

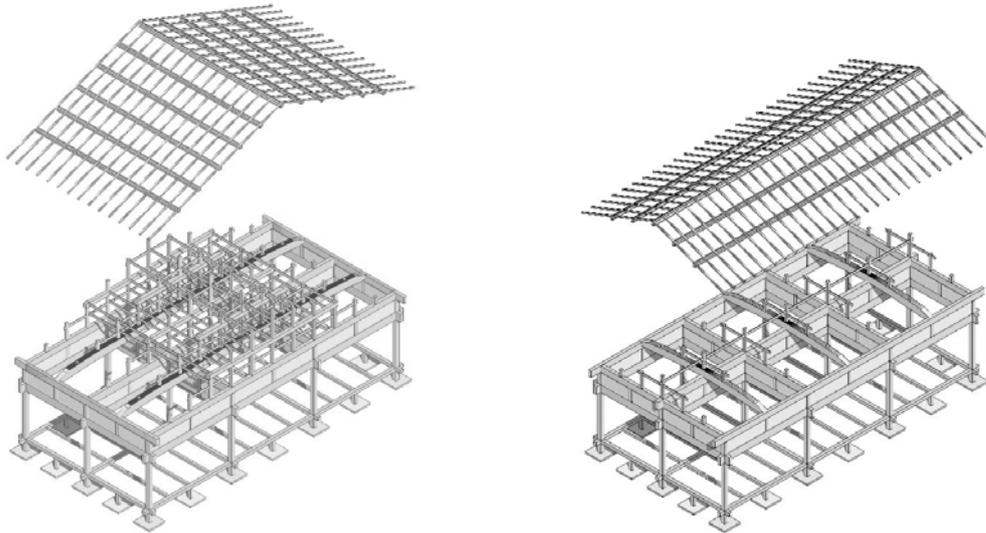
木材の重量計測は、試験体施工担当工務店作業場にて行った。瓦については設計図より瓦枚数を計算し単位重量を掛けて算出した。S 試験体は総重量 102.4kN、L 試験体の総重量は 102.7kN である。表 2.2.9 にその詳細を示す。なお、試験体の重量計測は実験前の震動台に設置する段階で天井クレーンを用い、クレーンのフックにロードセルを設置し、計測部材を吊り上げ重量を記録した。屋根付き試験体では、使用木材のヤング係数の計測を製材後に行った。試験体の写真を図 2.2.29-2.2.34 に示す。

表 2.2.7 L 試験体の仕様
Table 2.2.7 Test Model L Specifications.

Floor area 床面積	59.62m ²	Specifications 仕様			
Floor height (1st floor) 1階床高	560mm				
Interior dimensions 内法高	1820mm	Roof 屋根	Tiled (no roofing mortar/quake-proof) 瓦葺き(葺き土無:耐震仕様)	Horizontal tie 足固め	Cedar: 120mm x 120mm 杉:120×120mm
Eave height 軒高	3430mm	Hanging wall 小壁	Single base plaster panel on base frame 荒壁パネル1枚貼 棧下地構法	Wall plate 敷梁	Cedar: 120mm x 300mm 杉:120×300mm
Ridge height 棟高	5614mm	Wall 壁	Single base plaster panel on base frame 荒壁パネル1枚貼 棧下地構法	Tie beam 小屋梁	Pine: 270 Φ (top end) 松:末口270φ
Building max. height 最高高さ	6114mm	*Wall position differs at each test stage. ※ 壁は実験ステージ毎に設置位置が異なる		Wall plate 敷梁	Cedar: 120mm x 300mm 杉:120×300mm
Pitch of roof 屋根勾配	10:04	Nosing of horizontal tie 柱	Cedar: 150mm x 150mm 杉:150×150mm	Sheathing roof board 野地板	Cedar: 210mm (w) x 15mm (t) 杉:幅210×厚15mm
Module モジュール	910mm	Structural lintel 差鴨居	Cedar: 120mm x 300mm 杉:120×300mm	Spline pin 雇い栓	Oak 樺

表 2.2.8 S 試験体の仕様
Table 2.2.8 Test Model S Specifications.

Floor area 床面積	59.62m ²	Specifications 仕様			
Floor height (1st floor) 1階床高	560mm				
Interior dimensions 内法高	1820mm	Roof 屋根	Tiled (no roofing mortar/quake-proof) 瓦葺き(葺き土無:耐震仕様)	Horizontal tie 足固め	Cedar: 120mm x 120mm 杉:120×120mm
Eave height 軒高	3430mm	Hanging wall 小壁	Single base plaster panel on base frame 荒壁パネル1枚貼 棧下地構法	Wall plate 敷梁	Cedar: 120mm x 300mm 杉:120×300mm
Ridge height 棟高	4622mm	Wall 壁	Single base plaster panel on base frame 荒壁パネル1枚貼 棧下地構法	Tie beam 小屋梁	Pine: 240 Φ (top end) 松:末口240φ
Building max. height 最高高さ	5112mm	*Wall position differs at each test stage. ※ 壁は実験ステージ毎に設置位置が異なる		Wall plate 敷梁	Cedar: 120mm x 300mm 杉:120×300mm
Pitch of roof 屋根勾配	10:04	Nosing of horizontal tie 柱	Cedar: 150mm x 150mm 杉:150×150mm	Sheathing roof board 野地板	Cedar: 210mm (w) x 15mm (t) 杉:幅210×厚15mm
Module モジュール	910mm	Structural lintel 差鴨居	Cedar: 120mm x 300mm 杉:120×300mm	Spline pin 厘い、栓	Oak 樺



a) Test Model L (gable on long-side) L試験体(長辺折り試験体) b) Test Model S (gable on short-side) S試験体(短辺折り試験体)

図2.2.19 屋根付き試験体の軸組図
Fig. 2.2.19 Timber framing of Test Models with Roofs.

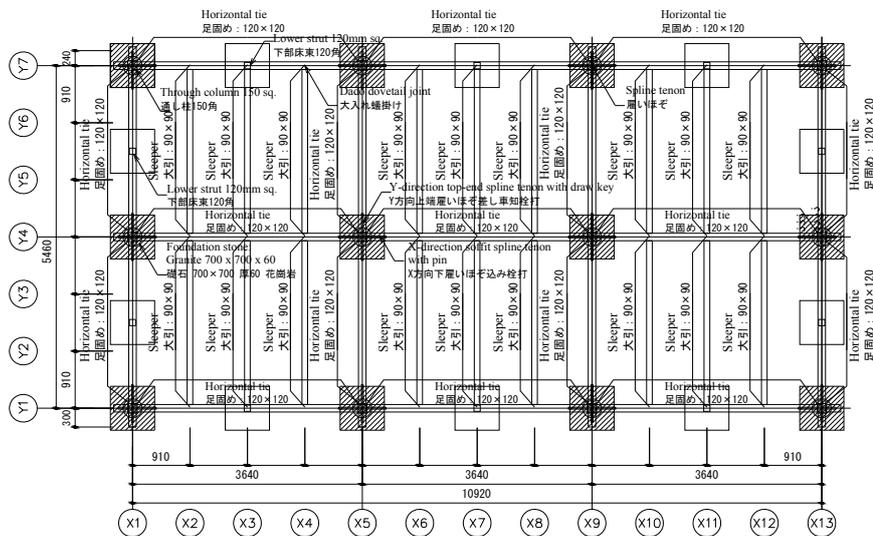


図2.2.20 屋根付き試験体で共通の1階床伏図(足固めレベル)
Fig. 2.2.20 Common 1st floor framing plan of Test Models with Roofs (horizontal tie level).

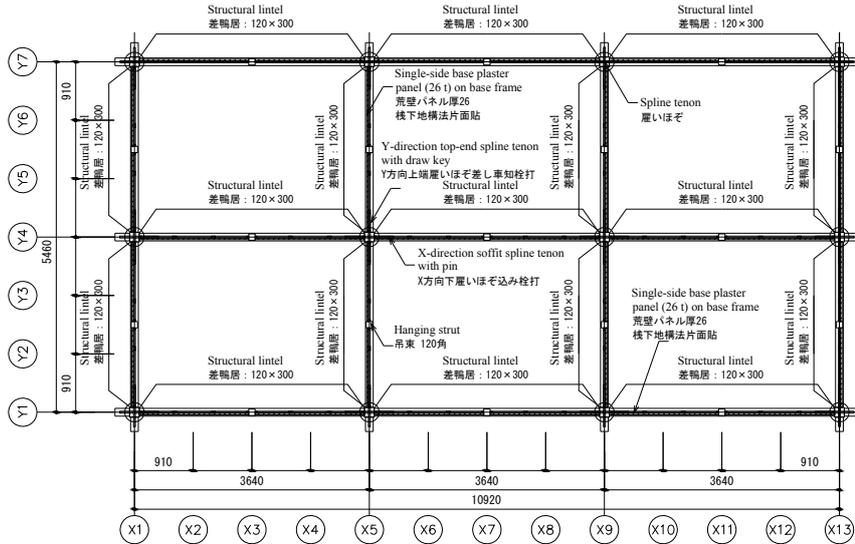


図2.2.21 屋根付き試験体で共通の差鴨居伏図
Fig. 2.2.21 Common structural lintel framing plan of Test Models with Roofs.

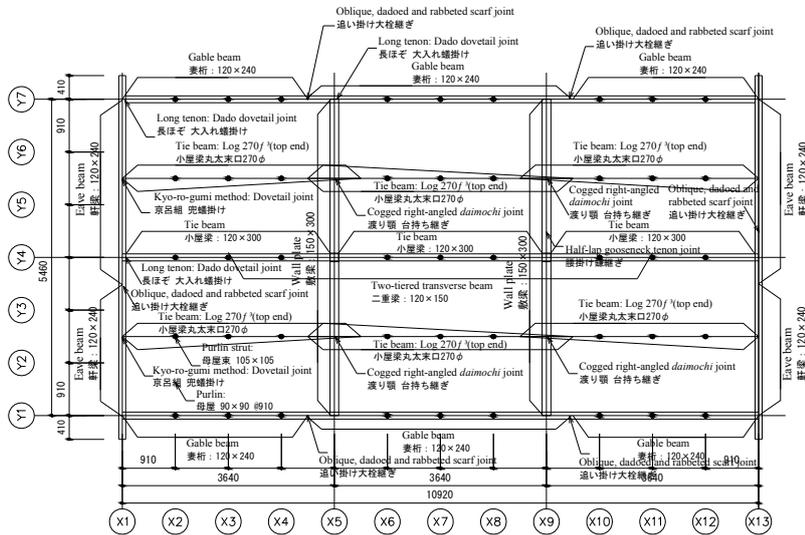


図2.2.22 L試験体の小屋伏図
Fig. 2.2.22 Roof framing plan of Test Model L.

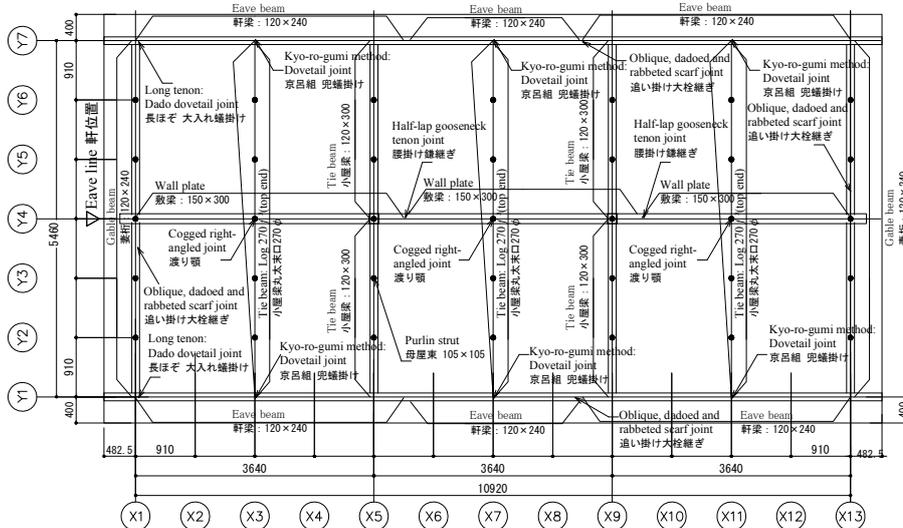


図2.2.23 S試験体の小屋伏図
Fig. 2.2.23 Roof framing plan of Test Model S.

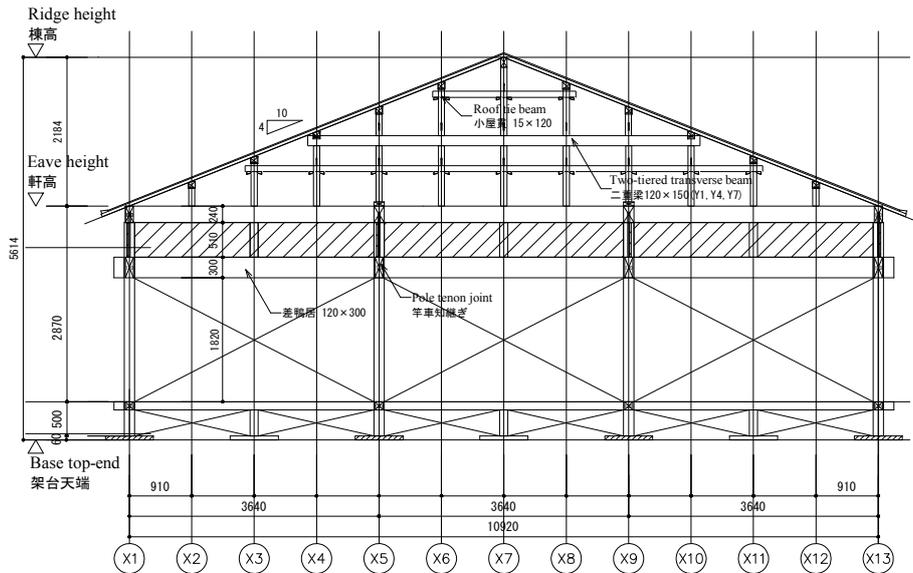


図2.2.24 L試験体Y5構面軸組図
Fig. 2.2.24 Timber framing of Test Model L (Plane Y5).

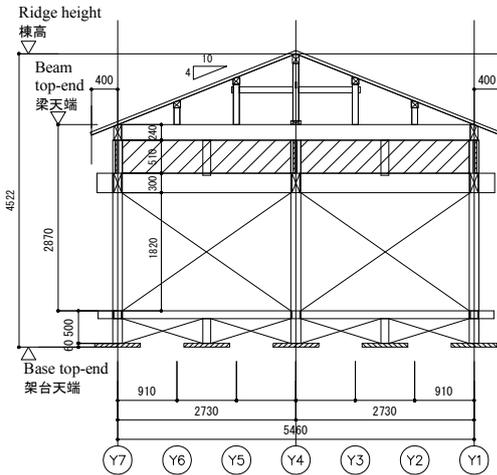


図2.2.25 S試験体X5, X9構面軸組図
Fig. 2.2.25 Timber framing of Test Model S (Planes X5 and X9).

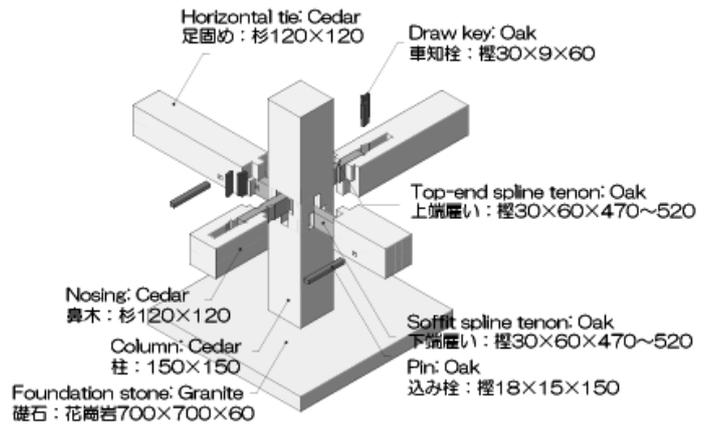


図2.2.26 柱と足固めの仕口
Fig. 2.2.26 Joint of column and horizontal ties.

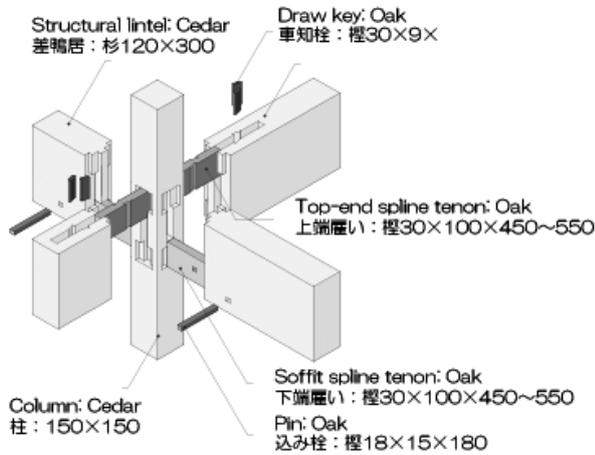


図2.2.27 柱と差鴨居の仕口
Fig. 2.2.27 Joint of column and structural lintel.

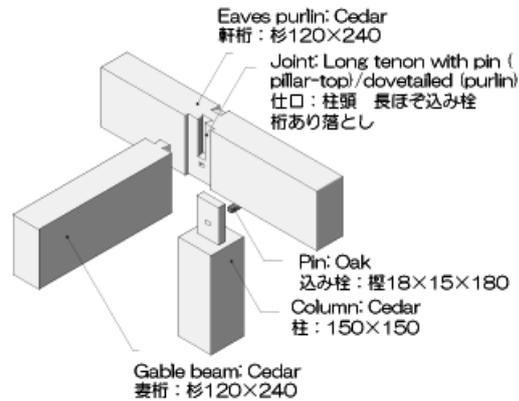


図2.2.28 柱と桁の仕口
Fig. 2.2.28 Joint of column and purlin/beam.

表 2.2.9 屋根付き試験体の重量計測結果
Table 2.2.9 Test Models with Roof – Weight.

		Unit weight 単位重量 (kN)	Number 個数	Weight 重量 (kN)	Weight per section 部分重量 (kN)	Total weight 総重量 (kN)	
Test Model S (gable on short-side)試験体S	Roof section 屋根部分	San-gawara pantile 棧瓦	29.5	1204枚	35.5	58.9	102.4
		Eave-end tile 万十軒瓦	38.5	86枚	3.31		
		Corner tile 万十角瓦	39.8	4枚	0.16		
		Sleeve tile (right) 袖瓦 右	39.5	28枚	1.11		
		Sleeve tile (left) 袖瓦 左	33.2	28枚	0.93		
		Comma-patterned ridge-end tile 棟巴瓦	22.8	2枚	0.05		
		Oni-gawara ridge-end tile 鬼瓦	77	2枚	0.15		
		Standard Noshi-gawara tile 一般ノシ瓦	23.1	220枚	5.08		
		Half-cylinder tile 紐丸瓦	20.1	44枚	0.89		
		Base frame 棧木	19.3	30枚	1.05		
		Lime plaster 漆喰	526.8	11.8m	6.22		
		Roofing mortar 葺き土	159.7	6.74m	1.08		
		Roofing ルーフイング	225.6	4.5本	1.02		
		Sheathing roof board 野地板	-	-	2.41		
	Attic section 小屋部分	Rafter 垂木	-	-	1	17.2	
		Purlin/ridge board 母屋・棟木	-	-	3.18		
		Roof strut 小屋束	-	-	1.03		
		Roof tie beam 小屋貫	-	-	0.11		
		三間敷梁 Wall plate (approx. 5.9m)	-	7本	3.76		
		地棟 Longitudinal timber along/under ridge board	-	-	8.17		
		Column 柱	-	-	3.63	26.2	
		Girth 胴差し	-	-	4.76		
		Beam 梁	-	-	4.35		
		Hanging strut 吊り束	-	-	0.57		
		Structural lintel 差鴨居	-	-	3.23		
		Horizontal tie 足固め	-	-	3.43		
		Sleeper 大引	-	-	2.06		
Floor strut 床束		-	-	0.45			
Nosing 鼻木		-	-	0.58			
Wall 壁		136.3	23.00m ²	3.13			
Test Model L (gable on long-side)試験体L		Roof section 屋根部分	San-gawara pantile 棧瓦	29.5	1144枚		33.74
	Eave-end tile 万十軒瓦		38.5	44枚	1.7		
	Corner tile 万十角瓦		39.8	4枚	0.16		
	Sleeve tile (right) 袖瓦 右		39.5	52枚	2.06		
	Sleeve tile (left) 袖瓦 左		33.2	52枚	1.73		
	Comma-patterned ridge-end tile 棟巴瓦		22.8	2枚	0.05		
	Oni-gawara ridge-end tile 鬼瓦		77	2枚	0.15		
	Disaster resistant Noshi-gawara tile 防災ノシ瓦		22.8	115枚	2.63		
	Half-cylinder tile 紐丸瓦		20.1	23枚	0.46		
	Base frame 棧木		19.3	54枚	1.04		
	Lime plaster 漆喰		526.8	6.51m	3.43		
	Roofing mortar 葺き土		159.7	13.16m	2.1		
	Roofing ルーフイング		225.6	4.5本	1.02		
	Sheathing roof board 野地板		-	-	2.41		
	Attic section 小屋部分	Rafter 垂木	-	-	1	20.3	
		Purlin/ridge board 母屋・棟木	-	-	3.27		
		Roof strut 小屋束	-	-	2.7		
		Roof tie beam 小屋貫	-	-	0.79		
		Two-tiered transverse beam 二重梁	-	-	1.93		
		地棟 Longitudinal timber along/under ridge board	-	6本	10.64		
		Column 柱	-	-	3.63	29.8	
		Girth 胴差し	-	-	4.76		
		Beam 梁	-	-	7.93		
		Hanging strut 吊り束	-	-	0.57		
		Structural lintel 差鴨居	-	-	3.23		
		Horizontal tie 足固め	-	-	3.43		
		Sleeper 大引	-	-	2.06		
Floor strut 床束		-	-	0.45			
Nosing 鼻木		-	-	0.58			
Wall 壁		136.3	23.00m ²	3.13			



図2.2.29 L試験体の軸組 (荒壁パネルなし)
Fig. 2.2.29 Timber framing of Test Model L (no base plaster panel).



図2.2.30 S試験体の軸組 (荒壁パネルなし)
Fig. 2.2.30 Timber framing of Test Model S (no base plaster panel).



図2.2.31 L試験体の屋根形状
Fig. 2.2.31 Roof form of Test Model L.



図2.2.32 S試験体の屋根形状
Fig. 2.2.32 Roof form of Test Model S.



図2.2.33 L試験体の外観 (荒壁パネルなし)
Fig. 2.2.33 Exterior of Test Model L (no base plaster panel).



図2.2.34 S試験体の外観 (荒壁パネルなし)
Fig. 2.2.34 Exterior of Test Model S (no base plaster panel).

2.3 試験体の曳家・吊り上げ

試験体の建設は、標準試験体が実験棟東側室内、屋根付き試験体が実験棟東側野外で行った。そのため、実験を行うに当たり、屋根付き試験体のみ曳家を行い実験棟内部まで移動させた。実験棟内においては、吊り上げハンガーと 400ton 天井クレーンの補巻き 50ton 天井クレーンによって試験体を吊り上げ、震動台に設置した。曳家および試験体吊り上げの様子を図 2.3.1-2.3.4 に示す。

曳家には 7ton のラフテレーンクレーンとウレタン製ローラを持つチルローラー6 個を用いた。ラフテレーンクレーンと試験体の間には、動滑車を設置し、試験体の

曳家速度を遅くすることで試験体の損傷を制御する。また、吊り上げの際、吊り上げハンガーと天井クレーンの間に引張型荷重計を配置し、重量計測も実施した。計測結果は、表 2.2.6、表 2.2.9 に示す値である。この結果から、積載重量設置後の試験体の地震力算定荷重を標準試験体土台仕様で 106.16 kN、標準試験体足固め仕様で 106.04kN とした。この値は、標準試験体の床仕様によって違わないとする。また、屋根付き試験体では、S 試験体 96.44kN L 試験体 96.73kN と設定した。



図2.3.1 標準試験体の吊り上げ治具
Fig. 2.3.1 Lifting jig for Standard Test Models.



図2.3.2 標準試験体の吊り上げ
Fig. 2.3.2 Standard Test Model being lifted.



図2.3.3 屋根付き試験体の移動
Fig. 2.3.3 Test Model with Roof being relocated.



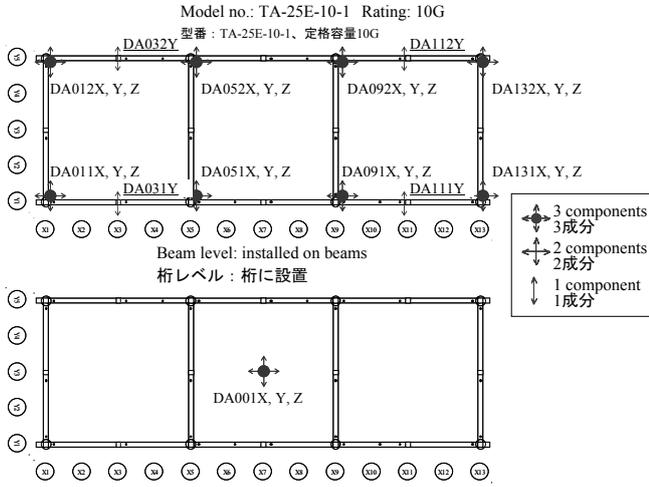
図2.3.4 屋根付き試験体の吊り上げ
Fig. 2.3.4 Test Model with Roof being lifted.

2.4 震動台実験

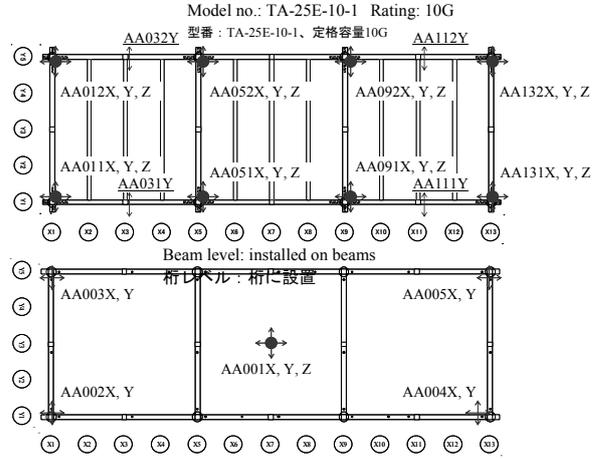
2.4.1 計測計画

各試験体の応答加速度, 変位, ひずみを計測するため, 加速度計, ワイヤ変位計, ひずみゲージ等を設置した. 計測チャンネル数は, 標準試験体土台仕様で 125ch, 足

固め仕様で 157ch, L 試験体で 177ch, S 試験体で 162ch である. 各試験体のセンサー配置図を 図 2.4.1-2.4.12 に示す.



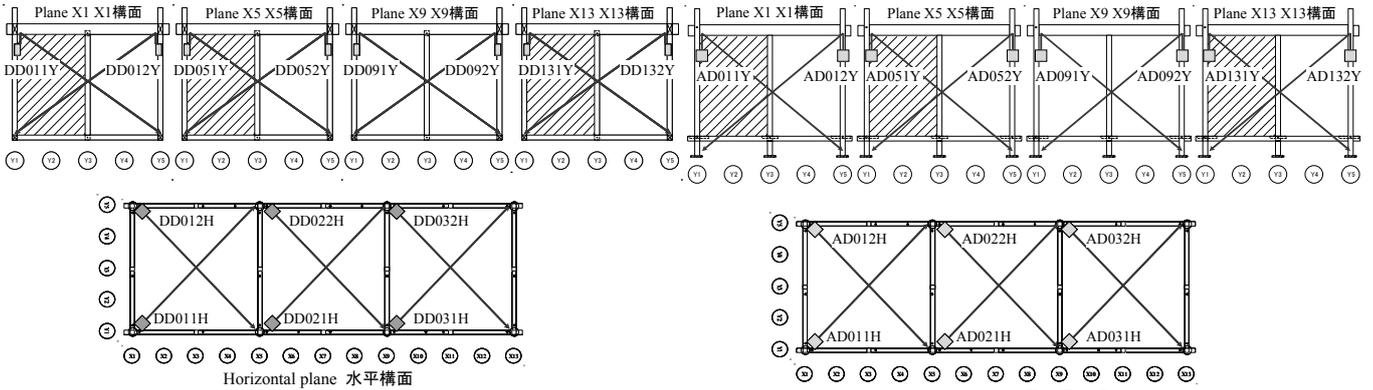
a) Test Model with Groundills 土台仕様



b) Test Model with Horizontal Ties足固め仕様

図2.4.1 標準試験体の加速度計配置

Fig. 2.4.1 Installation of accelerometers on Standard Test Model.

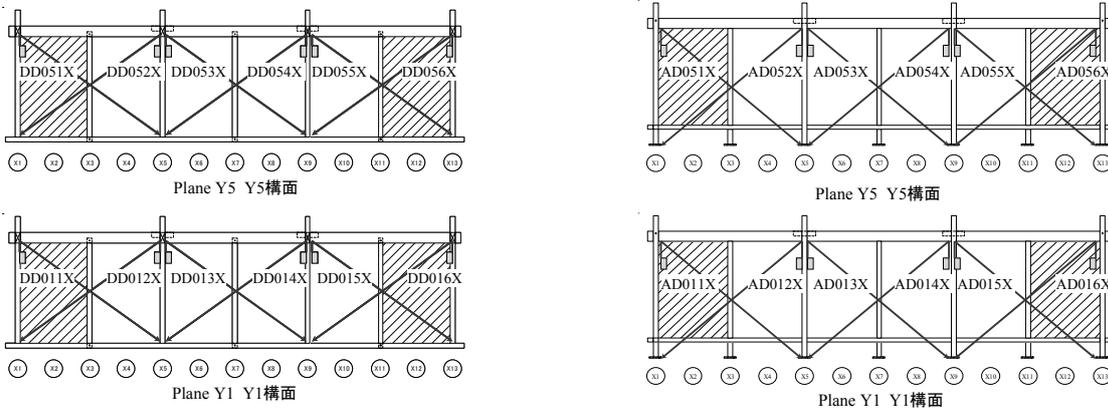


a) Test Model with Groundills 土台仕様

b) Test Model with Horizontal Ties足固め仕様

図2.4.2 標準試験体の変位計配置

Fig. 2.4.2 Installation of displacement transducers on Standard Test Model.



a) Test Model with Groundills 土台仕様

b) Test Model with Horizontal Ties足固め仕様

図2.4.3 標準試験体の変位計配置

Fig. 2.4.3 Installation of displacement transducers on Standard Test Model.

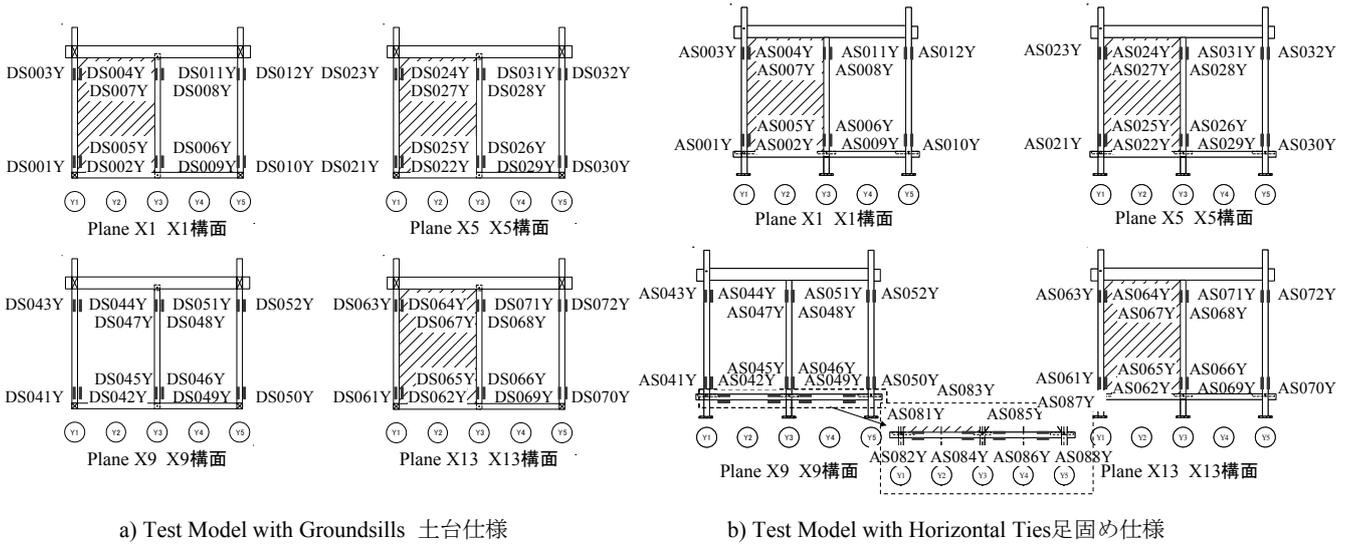


図2.4.4 標準試験体のひずみゲージ配置
Fig. 2.4.4 Installation of strain gauges on Standard Test Model.

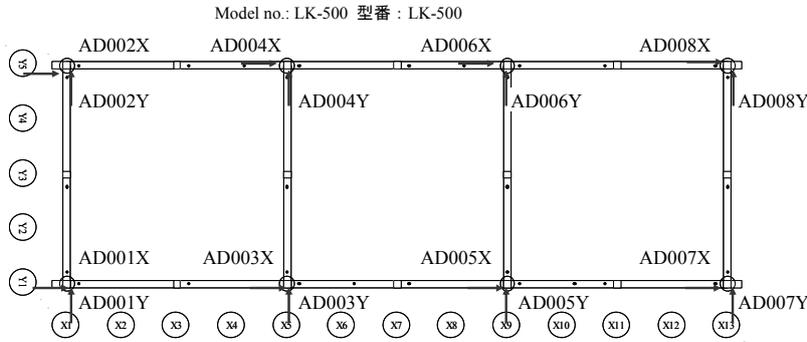


図2.4.5 標準試験体の変位計配置 (足固め仕様のみ)
Fig. 2.4.5 Installation of displacement transducers on Standard Test Model (Test Model with Horizontal Ties only).

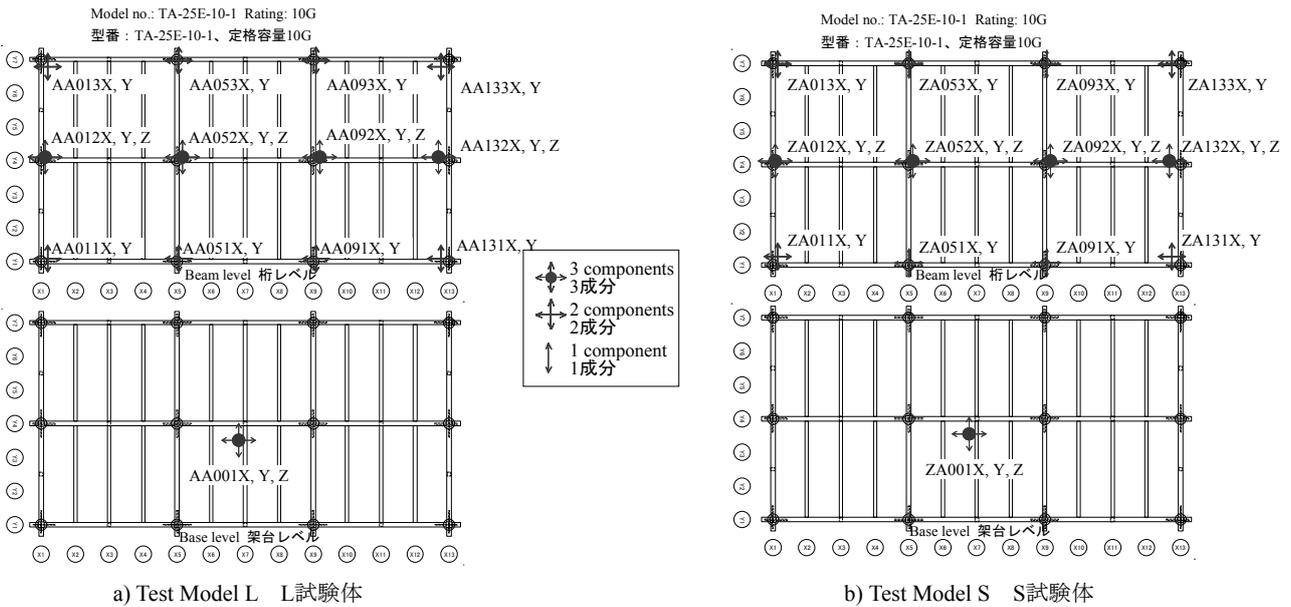
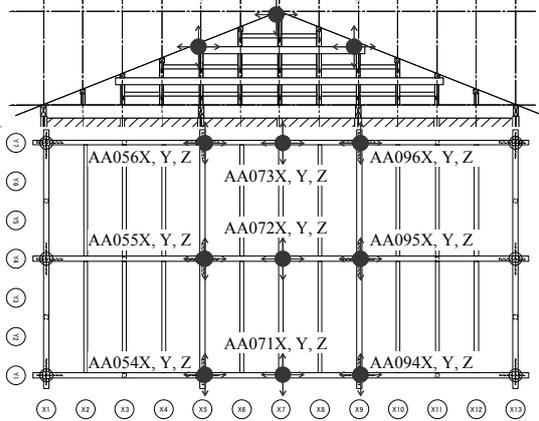


図2.4.6 屋根付き試験体の加速度計配置
Fig. 2.4.6 Installation of accelerometers on Test Model with Roof.

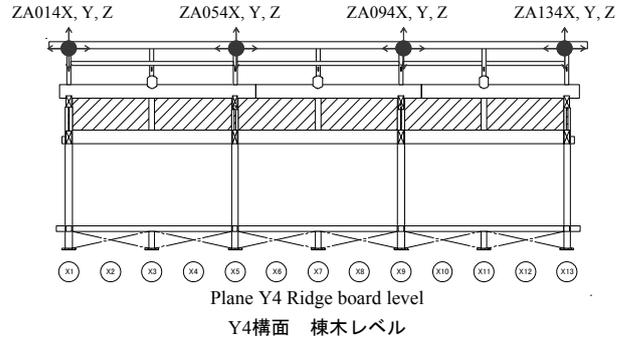
Model no.: TA-25E-10-1 Rating: 10G

型番: TA-25E-10-1、定格容量10G

Ridge board level 棟木レベル
Three-tiered transverse beam level 三重梁レベル



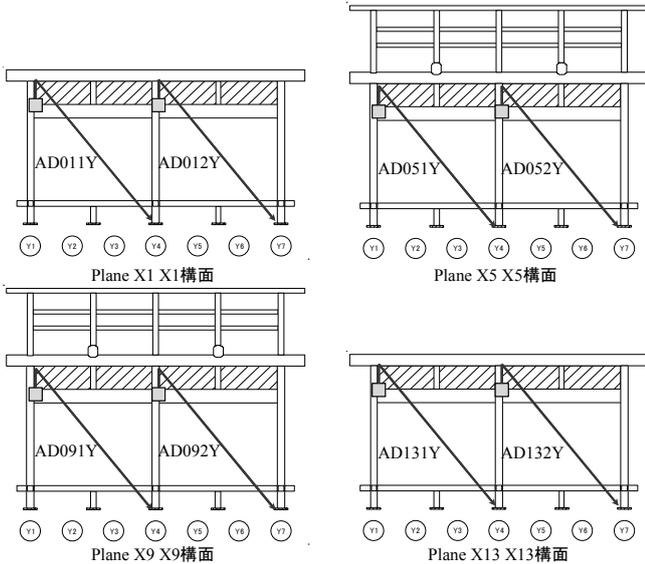
a) Test Model L L試験体



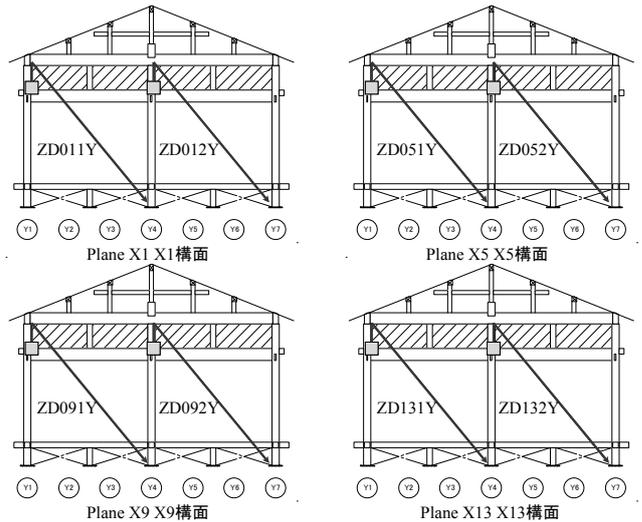
b) Test Model S S試験体

図2.4.7 屋根付き試験体の加速度計配置

Fig. 2.4.7 Installation of accelerometers on Test Model with Roof.



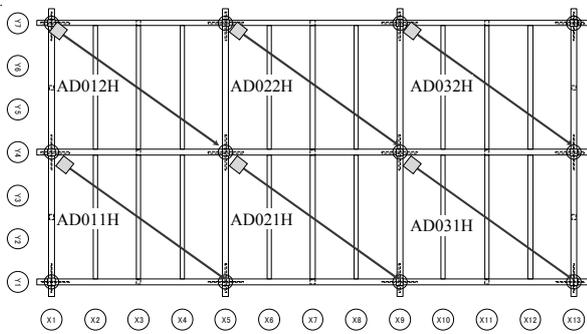
a) Test Model L L試験体



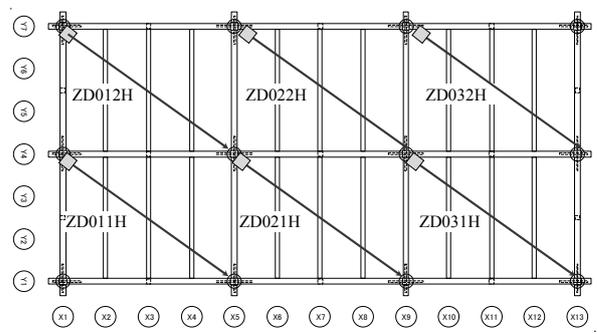
b) Test Model S S試験体

図2.4.8 屋根付き試験体の変位計配置

Fig. 2.4.8 Installation of displacement transducers on Test Model with Roof.



a) Test Model L L試験体



b) Test Model S S試験体

図2.4.9 屋根付き試験体の変位計配置

Fig. 2.4.9 Installation of displacement transducers on Test Model with Roof.

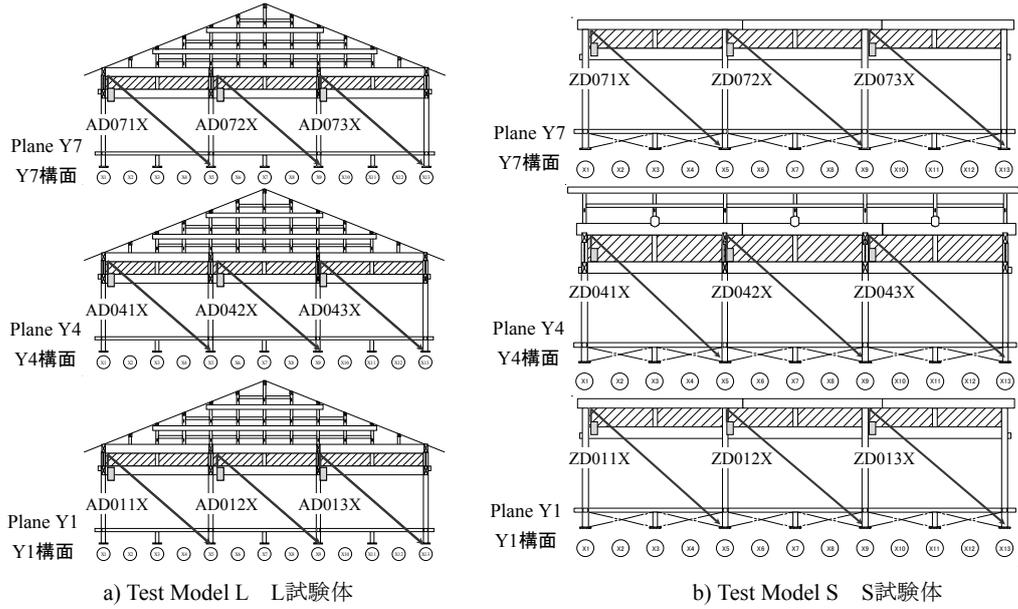


図2.4.10 屋根付き試験体の変位計配置

Fig. 2.4.10 Installation of displacement transducers on Test Model with Roof.

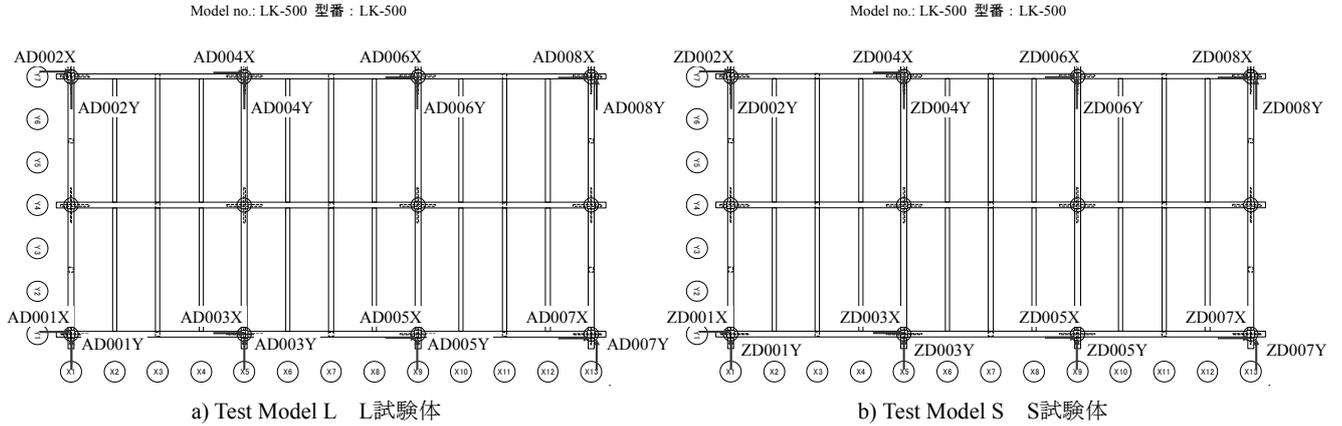


図2.4.11 屋根付き試験体の変位計配置

Fig. 2.4.11 Installation of displacement transducers on Test Model with Roof.

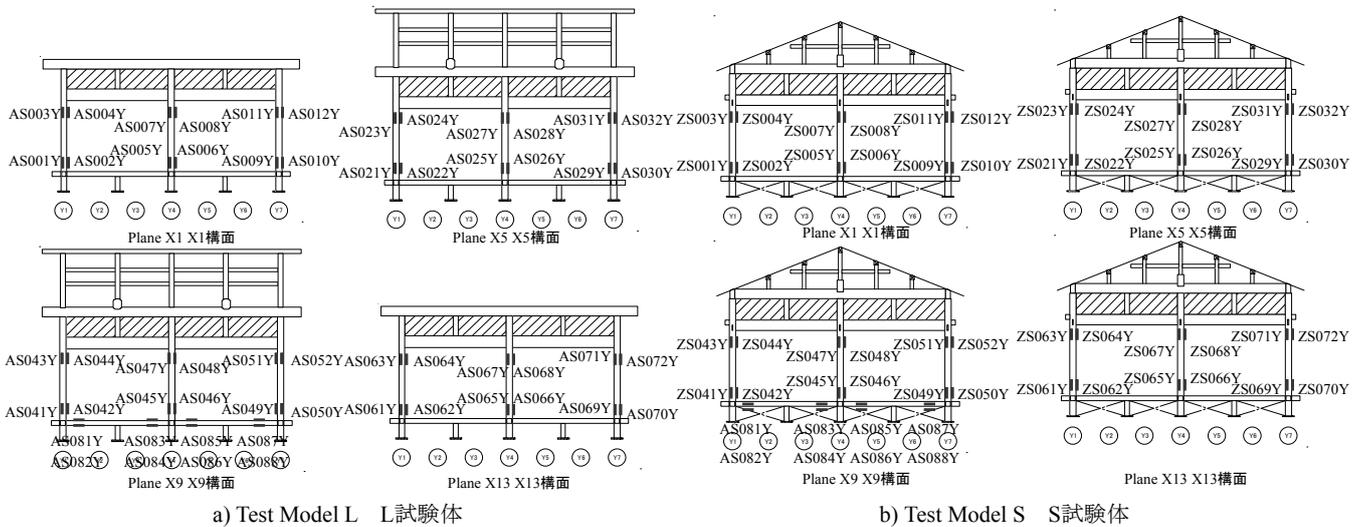


図2.4.12 屋根付き試験体のひずみゲージ配置

Fig. 2.4.12 Installation of strain gauges on Test Model with Roof

2.4.2 入力地震波

入力地震波は、主に日本建築センター模擬波(BCJ-L2)を1方向加振で用いた²⁾。日本建築センターが公開しているレベル2基盤波(最大加速度356cm/s², 継続時間120秒)のうち0~60秒までの波形を、最大加速度の振幅を調節して用いた。また、振動特性の把握を目的としたホワイトノイズ波加振を行った。最後に、大地震による建物の損傷を確認するため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観測波(JMA神戸波)を3方向入力した³⁾。最大入力加速度は、短手方向: 818cm/s²(NS成分), 長手方向: 617cm/s²(EW成分), 鉛直方向: 332cm/s²(UD成分)である。試験体ごとの加振波リ

ストを表2.4.1-2.4.5に示す。

1月9日から2月2日までの実験期間中、加振日は1月13日, 18日, 24日, 30日, 2月2日の5日間である。内訳は、標準試験体の半剛床仕様, 剛床仕様, 柔床仕様が各1日ずつの計3日間, 屋根付き試験体で2日間である。標準試験体では、土台仕様と足固め仕様の試験体を震動台上に並置, 屋根付き試験体の場合, L試験体とS試験体を並置し, 試験体短手方向を主要な加振方向とした。また, 2.2節の図2.2.10で示したように壁配置を変更することで偏心率をパラメータとし, 標準試験体では3パターン, 屋根付き試験体では4パターンの壁配置で加振を行った。図2.2.10を図2.4.13に再掲する。

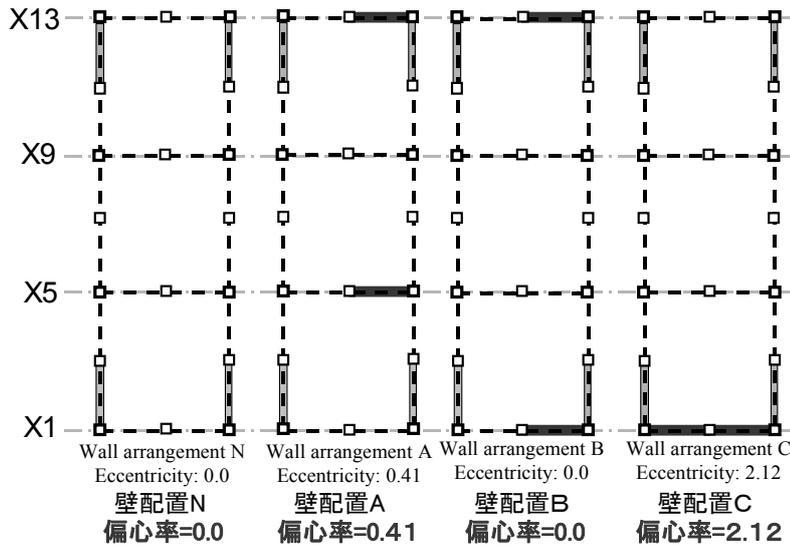


図2.4.13 各試験体の壁配置および偏心率
Fig. 2.4.13 Wall arrangements and eccentricity of Test Models.

表 2.4.1 標準試験体(剛床)の加振一覧
Table 2.4.1 Input waves of Standard Test Model (with rigid floor).

表 2.4.2 標準試験体(半剛床)の加振一覧
Table 2.4.2 Input waves of Standard Test Model (with semi-rigid floor).

No	Wall arrangement 壁配置	Test code 実験コード	Input wave 入力波	Max. acceleration 最大加速度 (cm/s ²)	Input direction 入力方向
R1	A	1AWX025	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R2		1AWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R3		1ABX100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	X
R4		1ABX200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	X
R5		1ABY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
R6		1ABY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
R7		1ABY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
R8		1AWX+25	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R9		1AWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R10	B	1BWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R11		1BBY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
R12		1BBY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
R13		1BBY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
R14		1BWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R15	C	1CWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R16		1CBY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
R17		1CBY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
R18		1CBX300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	X
R19		1CBY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
R20		1CWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R21		1CWX+25	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R22		1CK3818	JMA Kobe JMA神戸波	818, 617, 332	X,Y,Z

No	Wall arrangement 壁配置	Test code 実験コード	Input wave 入力波	Max. acceleration 最大加速度 (cm/s ²)	Input direction 入力方向
M1	A	2AWX025	White noise ホワイトノイズ波	25	X
M2		2AWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
M3		2ABX100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	X
M4		2ABX200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	X
M5		2ABX300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	X
M6		2ABY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
M7		2ABY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
M8		2ABY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
M9		2AWX+25	White noise ホワイトノイズ波	25	X
M10		2AWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
M11	B	2BWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
M12		2BBY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
M13		2BBY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
M14		2BBY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
M15		2BWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
M16	C	2CWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
M17		2CBY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
M18		2CBY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
M19		2CBY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
M20		2CWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
M21		2CK3818	JMA Kobe JMA神戸波	818, 617, 332	X,Y,Z

表 2.4.3 標準試験体(柔床)の加振一覧
Table 2.4.3 Input waves of Standard Test Model (with flexible floor).

No	Wall arrangement 壁配置	Test code 実験コード	Input wave 入力波	Max. acceleration 最大加速度 (cm/s ²)	Input direction 入力方向
F1	A	3AWX025	White noise ホワイトノイズ波	25	X
F2		3AWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
F3		3ABX100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	X
F4		3ABX200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	X
F5		3ABX300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	X
F6		3ABY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
F7		3ABY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
F8		3ABY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
F9		3AWX+25	White noise ホワイトノイズ波	25	X
F10		3AWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
F11	B	3BWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
F12		3BBY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
F13		3BBY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
F14		3BBY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
F15		3BWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
F16	C	3CWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
F17		3CBY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
F18		3CBY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
F19		3CBY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
F20		3CWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
F21		3CK3818	JMA Kobe JMA神戸波	818, 617, 332	X,Y,Z

表 2.4.4 屋根付き試験体の加振一覧 (1/2)
Table 2.4.4 Input waves of Test Model with Roof (1/2).

No	Wall arrangement 壁配置	Test code 実験コード	Input wave 入力波	Max. acceleration 最大加速度 (cm/s ²)	Input direction 入力方向
R1	N	RNWX025	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R2		RNWX025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R3		RNBX100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	X
R4		RNBX200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	X
R5		RNBX300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	X
R6		RNBY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
R7		RNBY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
R8		RNBY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
R9		RNWX+25	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R10		RNWX+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R11	A	RAWX025	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R12		RAWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R13		RABX100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	X
R14		RABX200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	X
R15		RABY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
R16		RABY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
R17		RABY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
R18		RAK3050	JMA Kobe JMA神戸波	409, 308, 166	X,Y,Z
R19		RAWX+25	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R20		RAWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y

表 2.4.5 屋根付き試験体の加振一覧 (2/2)
Table 2.4.5 Input waves of Test Model with Roof (2/2).

No	Wall arrangement 壁配置	Test code 実験コード	Input wave 入力波	Max. acceleration 最大加速度 (cm/s ²)	Input direction 入力方向
R21	B	RBWX025	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R22		RBWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R23		RBBX100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	X
R24		RBBX200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	X
R25		RBBX300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	X
R26		RBBY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
R27		RBBY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
R28		RBBY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
R29		RBWX+25	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R30		RBWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R31	C	RCWX025	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R32		RCWY025	White noise ホワイトノイズ波	25	Y
R33		RCBX100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	X
R34		RCBX200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	X
R35		RCBY100	BCJ-L2 BCJ-L2波	100	Y
R36		RCBY200	BCJ-L2 BCJ-L2波	200	Y
R37		RCBY300	BCJ-L2 BCJ-L2波	300	Y
R38		RCK3818	JMA Kobe JMA神戸波	818, 617, 332	X,Y,Z
R39		RCWX+25	White noise ホワイトノイズ波	25	X
R40		RCWY+25	White noise ホワイトノイズ波	25	Y

2.4.3 標準試験体の振動特性

ホワイトノイズ波加振に基き、標準試験体の振動特性を分析する。図2.4.13に示す各壁配置において、地震波加振前にホワイトノイズ波Y方向25cm/s²加振を行った。

D(土台仕様)試験体の架台上加速度に対する主要構面桁レベル加速度のフーリエスペクトル比を床仕様(剛床R, 半剛床M, 柔床F), 壁配置(A, B, C)ごとに求めた。ただし、算出に用いたフーリエスペクトルはウィンドウ幅0.1HzのParzenウィンドウを用いて平滑化している。フーリエスペクトル比と位相差から求めた1次振動モード図を図2.4.14に示す。ただし、加振直交方向の振動成分は考慮していないため、図はY方向にのみ振動している図とした。同じ壁配置の場合、1次卓越振動数は、床

剛性が低いDF(土台柔床)試験体がDR(土台剛床)試験体、DM(土台半剛床)試験体と比較してやや低くなる傾向が見られた。いずれの場合も1次振動モードは各構面が同位相の並進モードが卓越していることが読み取れる。DR(土台剛床)試験体とDM(土台半剛床)試験体は概ね同様のモード形状となっている。DF(土台柔床)試験体では、壁を設置していない構面の振幅が、より大きくなるような振動モードが総じて見られた。

壁配置Aについては、長手(X)方向加振も行った。架台上加速度に対するY1構面およびY5構面桁レベル加速度のフーリエスペクトル比を図2.4.15に示す。3.6-3.9Hzで明瞭なピークが見られた。

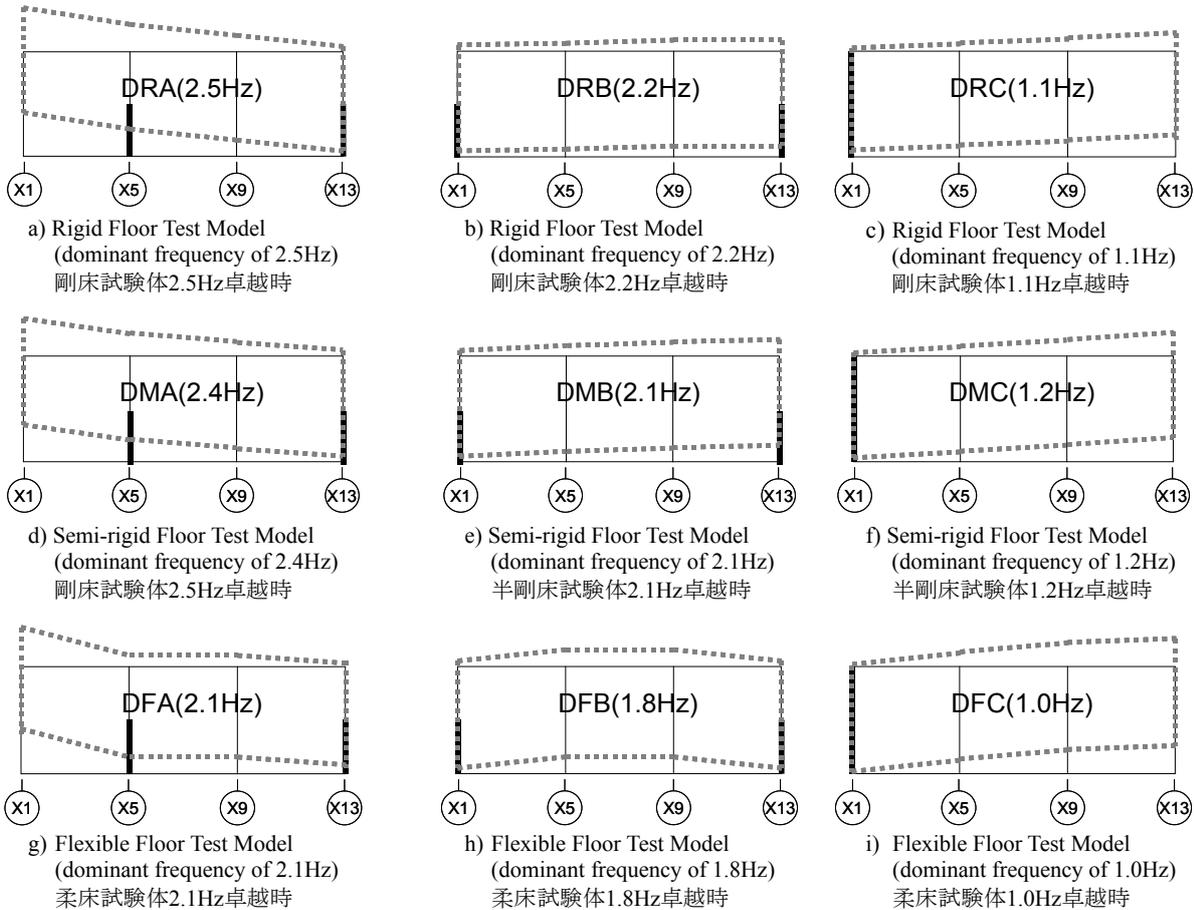


図2.4.14 ホワイトノイズ波Y方向加振時の土台試験体1次振動モード

Fig. 2.4.14 1st vibration mode under white noise wave excitation in Y-direction (Test Model with Groundsills).

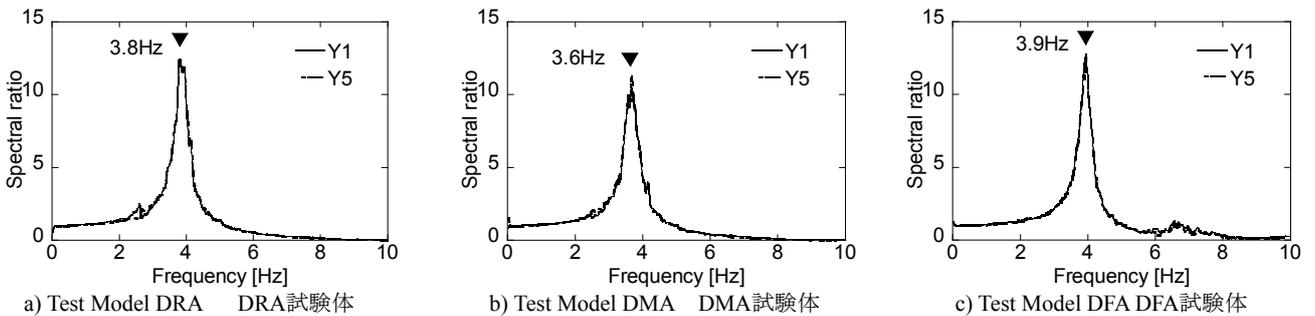


図2.4.15 ホワイトノイズ波X方向加振時のフーリエスペクトル比 (土台試験体壁配置A)

Fig. 2.4.15 Fourier spectral ratio under white noise wave excitation in Y-direction (Test Model with Groundsills - Wall arrangement A).

D(土台仕様)試験体と同様に、A(足固め仕様)試験体の架台上加速度に対する主要構面桁レベル加速度のフーリエスペクトル比と位相差から1次振動モードを求めた。1次振動モードを図2.4.16に示す。フーリエスペクトル比から求めた1次卓越振動数は、D(土台仕様)試験体と異なり、同じ壁配置であっても床仕様による違いがあまり見られない。床仕様や壁配置の違いによるモード形状の変化はD(土台仕様)試験体の場合と同傾向であり、すべての試験体で並進モードが卓越していること、AR(足固め剛床)試験体とAM(足固め半剛床)試験体は概ね同様の

モード形状であり、AF(足固め柔床)試験体は、壁を設置していない構面の振幅が大きい。

X方向加振時のフーリエスペクトル比を図2.4.17に示す。3.0-3.2Hzで明瞭なピークが見られ、D(土台仕様)試験体よりも1次卓越振動数はやや低くなっている。以上より、標準試験体の1次振動モードには、壁配置の違いによる影響が最も大きく現れていると考えられる。床仕様や柱脚仕様の違いは、2次以降の高次モードに影響していると考えられる。

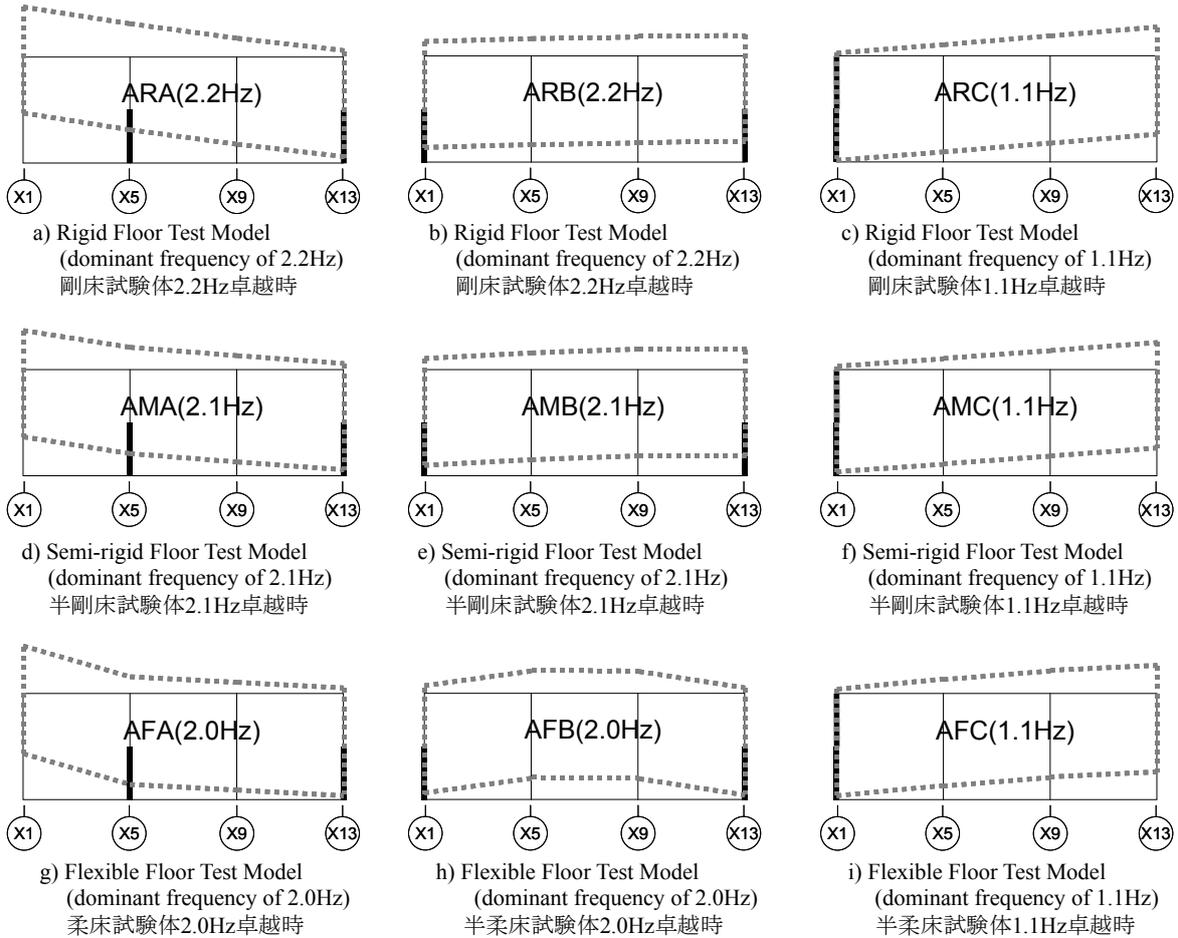


図2.4.16 ホワイトノイズ波Y方向加振時の足固め試験体1次振動モード

Fig. 2.4.16 1st vibration mode under white noise wave excitation in Y direction (Test Model with Horizontal Ties).

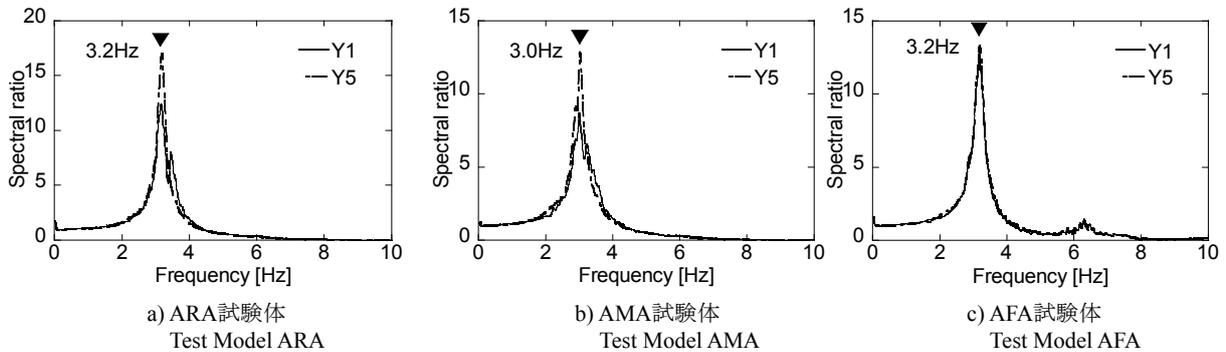


図2.4.17 ホワイトノイズ波X方向加振時のフーリエスペクトル比 (足固め試験体壁配置A)

Fig. 2.4.17 Fourier spectral ratio under white noise wave excitation in X-direction (Test Model with Horizontal Ties - Wall arrangement A).

2.4.4 標準試験体の応答性状

1) 最大応答変形角と最大応答加速度

BCJ-L2 波 100, 200, 300cm/s² を短手(Y)方向に加振した時の D(土台仕様)試験体主要構面の最大応答変形角を床仕様(剛床 R, 半剛床 M, 柔床 F), 壁配置(A, B, C)ごとに図 2.4.18 に示す。横軸は試験体の主要構面である。なお、実験では、壁配置 A から B への変更時、X5 構面の荒壁パネルを撤去し X1 構面に新設したが、X13 構面の壁は剛床(R)および半剛床(M)で壁配置 A のまま使い回し、柔床(F)試験体で新品に取り替えた。DRB(土台剛床壁配置 B), DMB(土台半剛床壁配置 B), ARB(足固め剛床壁配置 B), AMB(足固め半剛床壁配置 B)試験体で、壁配置の対称性から X1 構面とはほぼ同等の応答変形角が予想される X13 構面の応答がやや大きくなっているのはこのためである。DM(土台半剛床), DF(土台柔床)試験体では、壁を設置していない構面の応答変形角のみが大きいのに対して、DR(土台剛床)試験体では応答変形角の分布が直線的であることがわかる。これは、水平構面が伝達するせん断力の違いによると考えられる。

同様に BCJ-L2 波 Y 方向加振時の A(足固め仕様)試験体主要構面の最大応答変形角を図 2.4.19 に示す。D(土台

仕様)試験体と同じ傾向が見られる。

BCJ-L2 波 X 方向加振時の D(土台仕様)および A(足固め仕様)試験体の最大応答変形角を図 2.4.20-2.4.21 に示す。X 方向加振は、基本的に壁配置 A の状態で行ったが床仕様 M(半剛床)の 300cm/s² 加振の場合のみ、壁配置 C の状態で実施している。図より、A(足固め仕様)試験体の最大応答変形角が、D(土台仕様)と比較して全体的に小さい傾向が見られる。

BCJ-L2 波 Y 方向, X 方向加振時の D(土台仕様)および A(足固め仕様)試験体の最大応答加速度を図 2.4.22-2.4.25 に示す。図 2.4.22 および図 2.4.23 から、柱脚仕様の違いによる最大応答加速度分布に大きな差異は見られなかった。また、R(剛床)試験体でも応答加速度の分布が直線的ではない。短手方向では、図より、A(足固め仕様)試験体の値が、D(土台仕様)と比較して小さい傾向が見られた。

壁配置 C で行った JMA 神戸波 3 方向(X 方向:617cm/s², Y 方向:818cm/s², 鉛直方向:332cm/s²) 加振時の主要構面の最大応答変形角および加速度を図 2.4.26-2.4.27 にそれぞれ示す。Y1, Y5 構面の最大応答変形角を比較すると、D(土台仕様)試験体よりも A(足固め仕様)試験体の方が小さくなっている。

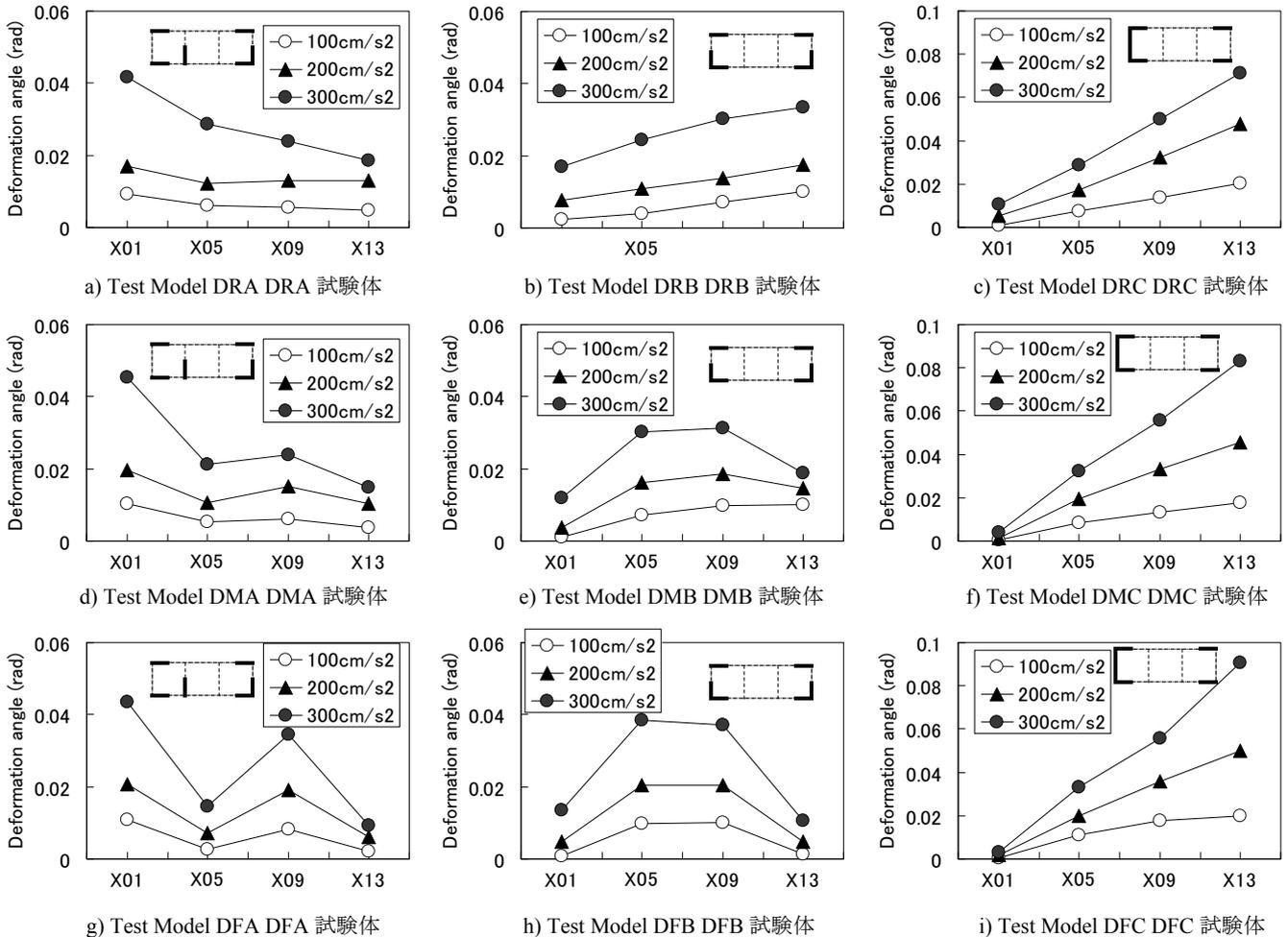


図2.4.18 BCJ-L2波Y方向加振時のD試験体の最大応答変形角

Fig. 2.4.18 Maximum deformation angle under BCJ-L2 wave excitation in Y-direction (Test Model with Groundsills).

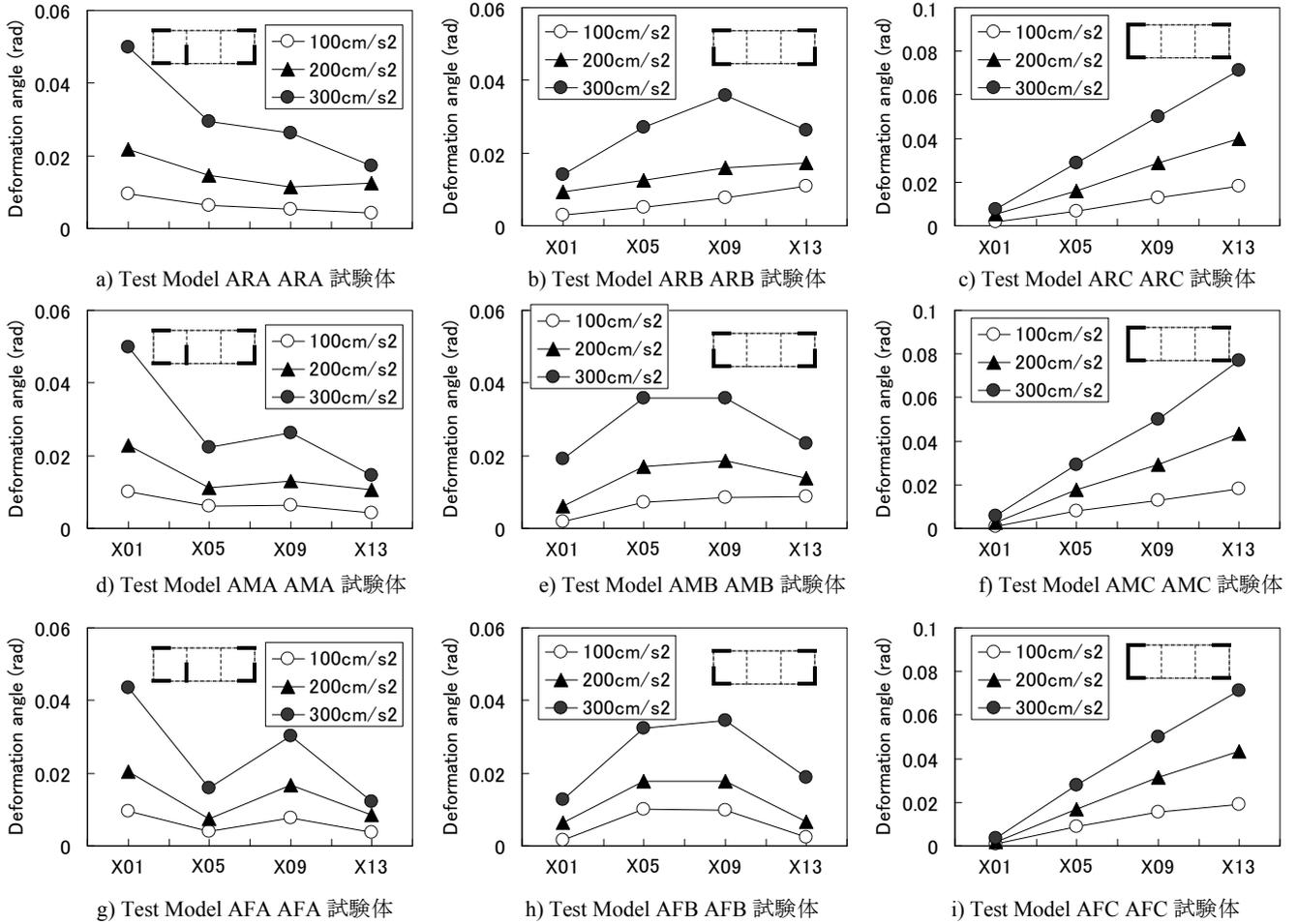


図2.4.19 BCJ-L2波Y方向加振時のA試験体の最大応答変形角

Fig. 2.4.19 Maximum deformation angle under BCJ-L2 wave excitation in Y-direction (Test Model with Horizontal Ties).

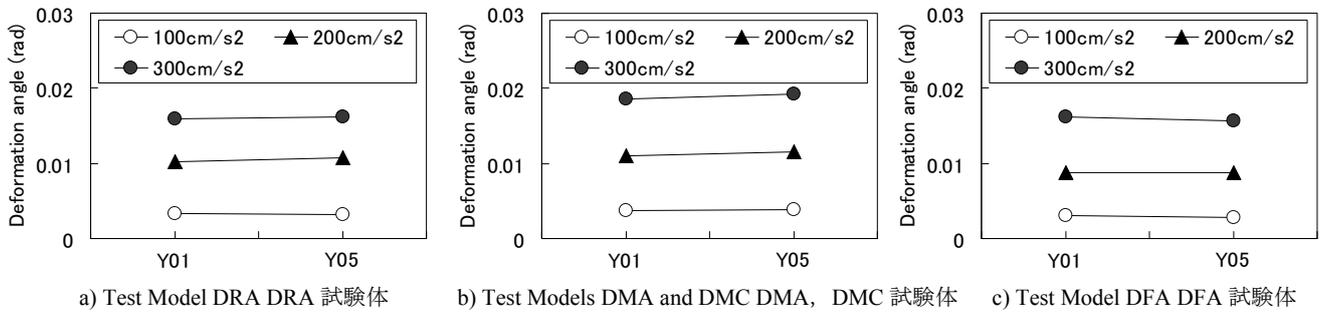


図2.4.20 BCJ-L2波X方向加振時のD試験体の最大応答変形角

Fig. 2.4.20 Maximum deformation angle under BCJ-L2 wave excitation in X-direction (Test Model with Groundfills).

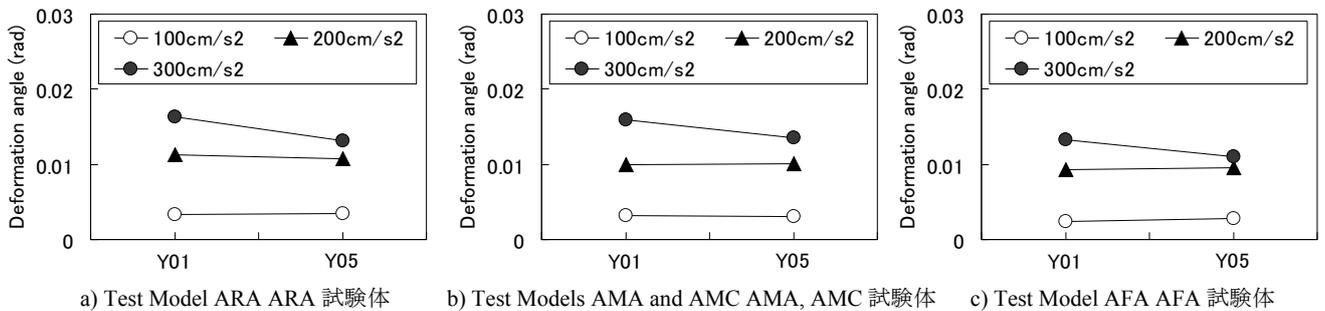


図2.4.21 BCJ-L2波X方向加振時のA試験体の最大応答変形角

Fig. 2.4.21 Maximum deformation angle under BCJ-L2 wave excitation in X-direction (Test Model with Horizontal Ties).

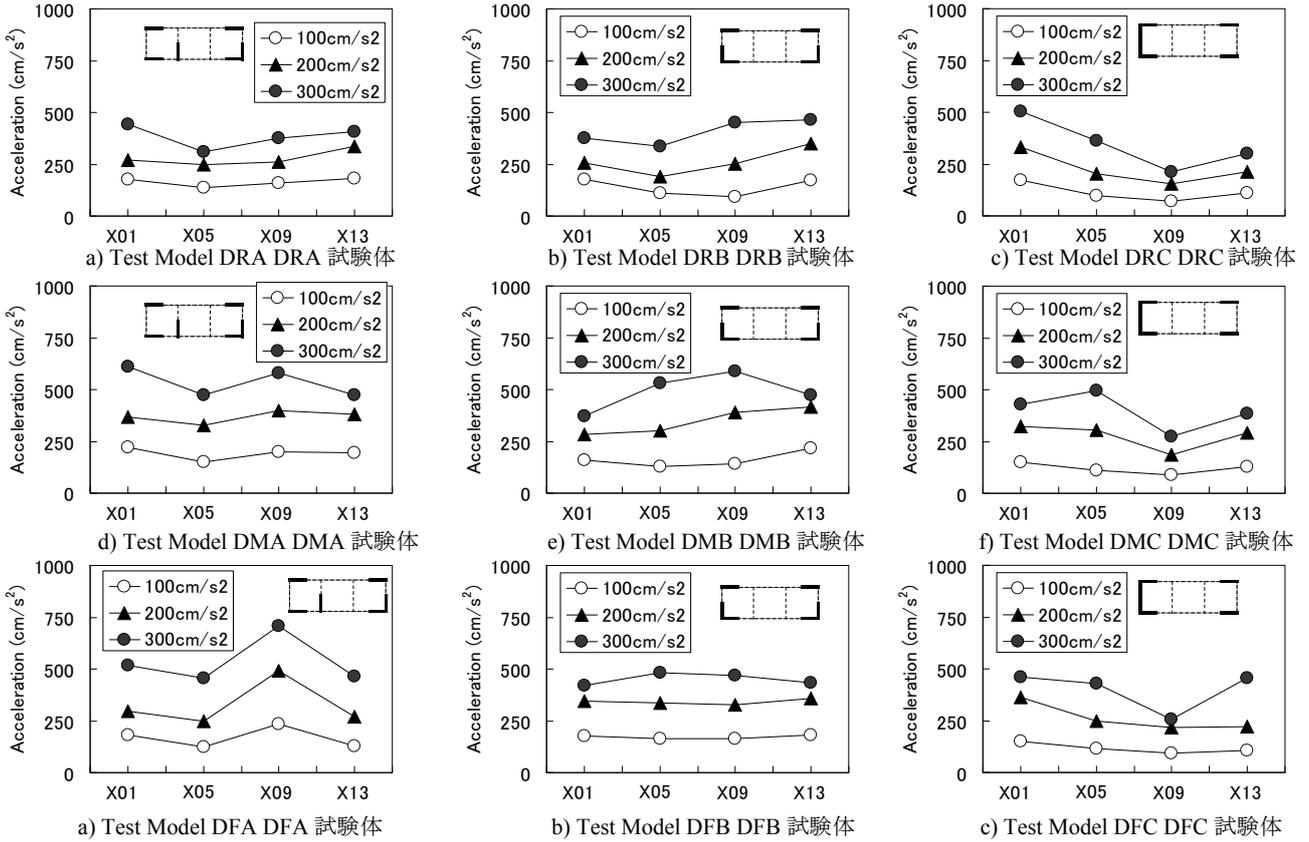


図2.4.22 BCJ-L2波Y方向加振時のD試験体の最大応答加速度

Fig. 2.4.22 Maximum response acceleration under BCJ-L2 wave excitation in Y-direction (Test Model with Groundsills).

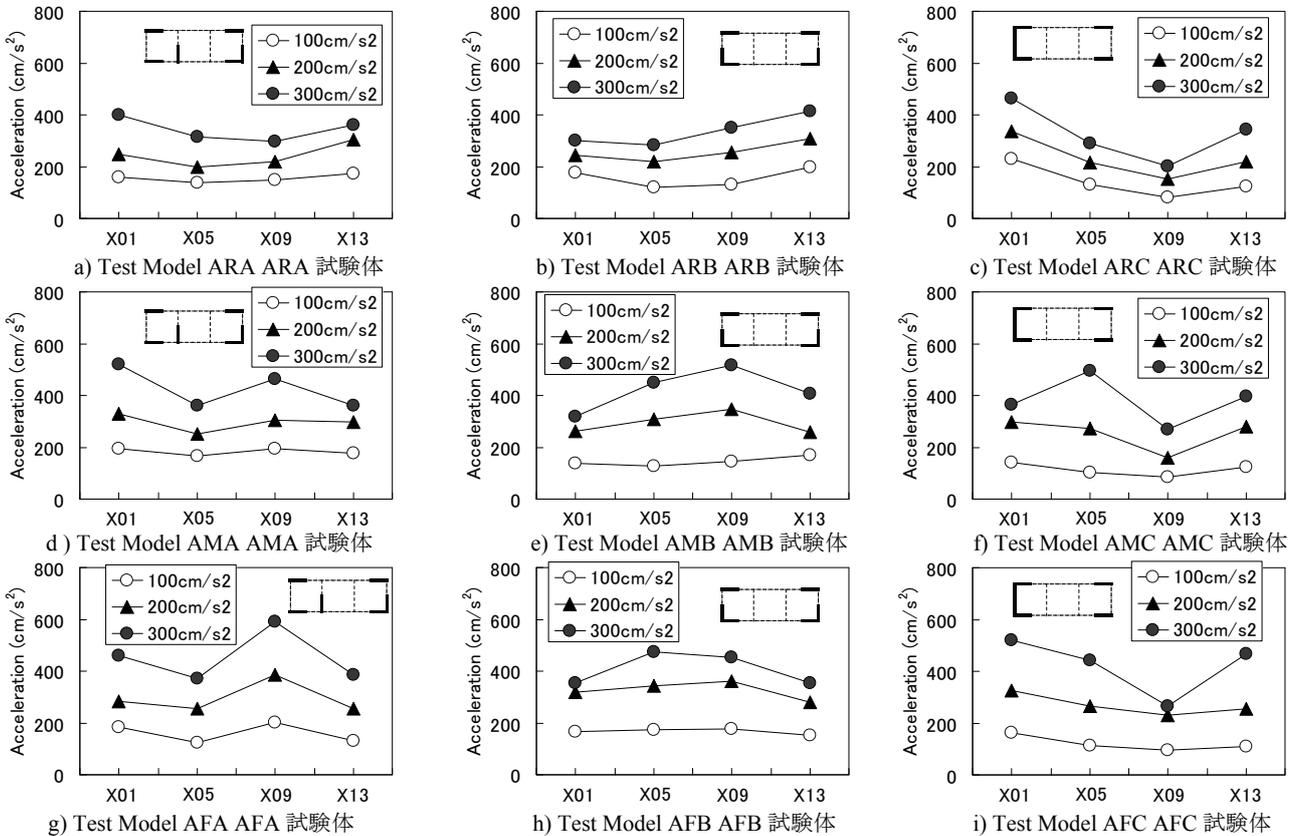


図2.4.23 BCJ-L2波Y方向加振時のA試験体の最大応答加速度

Fig. 2.4.23 Maximum response acceleration under BCJ-L2 wave excitation in Y-direction (Test Model with Horizontal Ties).

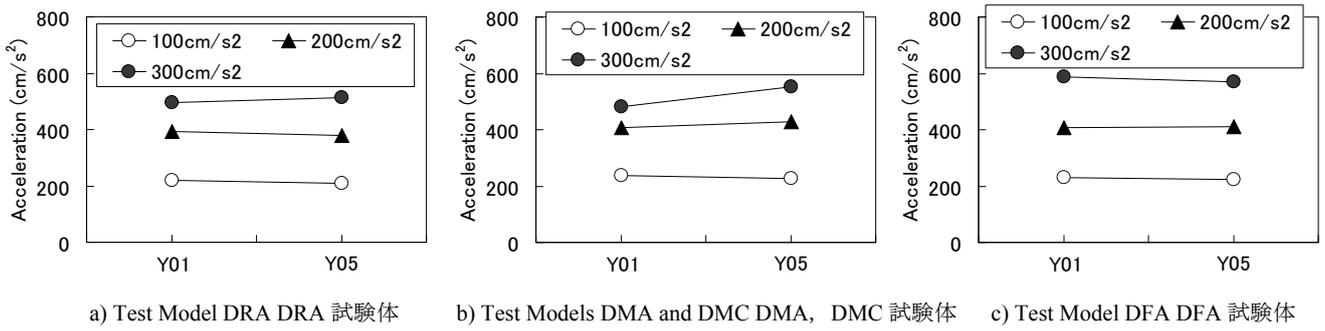


図2.4.24 BCJ-L2波X方向加振時のD試験体の最大応答加速度

Fig. 2.4.24 Maximum response acceleration under BCJ-L2 wave excitation in X-direction (Test Model with Groundsills).

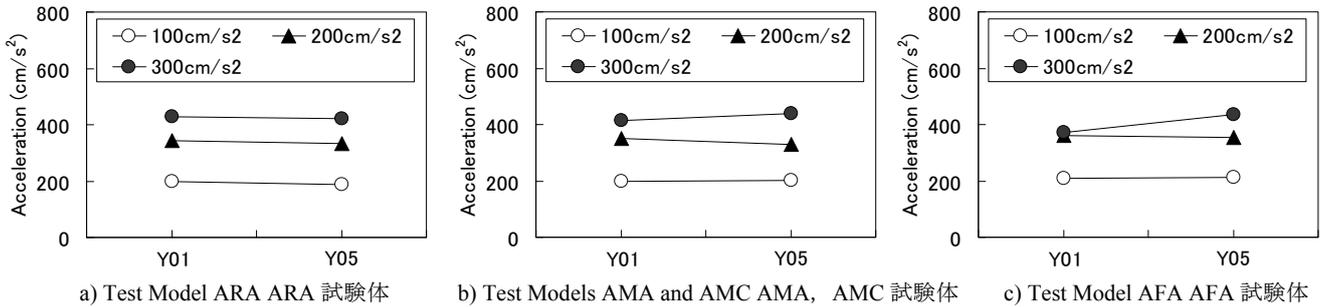


図2.4.25 BCJ-L2波X方向加振時のA試験体の最大応答加速度

Fig. 2.4.25 Maximum response acceleration under BCJ-L2 wave excitation in X-direction (Test Model with Horizontal Ties).

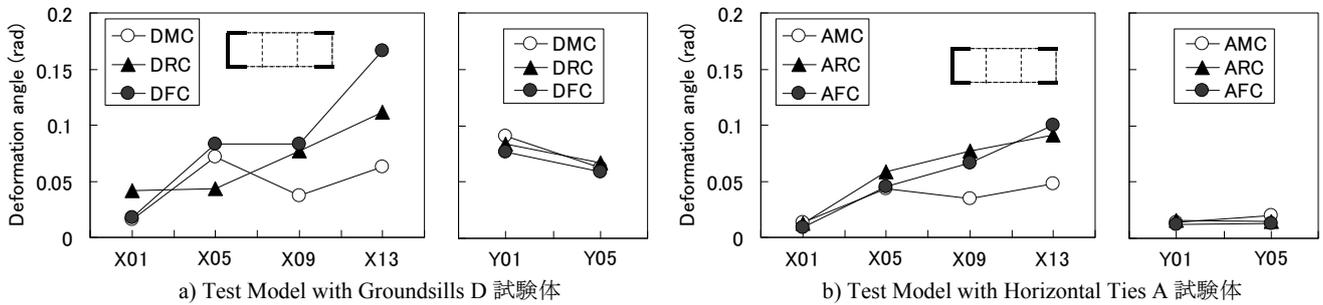


図2.4.26 JMA神戸波加振時のD試験体およびA試験体の最大応答変形角

Fig. 2.4.26 Maximum deformation angle under JMA Kobe wave excitation (Test Models with Groundsills and Horizontal Ties).

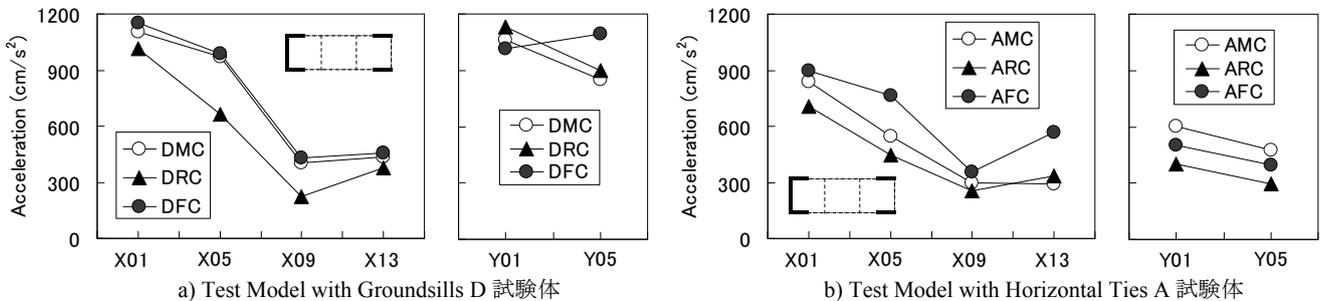


図2.4.27 JMA神戸波加振時のD試験体およびA試験体の最大応答加速度

Fig. 2.4.27 Maximum response acceleration under JMA Kobe wave excitation (Test Models with Groundsills and Horizontal Ties).

2) 柱脚の滑り

A(足固め仕様)の X1Y1 柱脚位置に設置した変位計による JMA 神戸波加振時の柱脚の滑り量を図 2.4.28 に示す。横軸、縦軸はそれぞれ X 方向、Y 方向への滑り量である。また、ARC(足固め剛床壁配置 C)試験体の柱脚の滑り量と応答加速度の時刻歴を図 2.4.29 に示す。

A(足固め仕様)の柱脚滑り量は、床仕様に関わらず X 方向に最大で 20cm 程度、Y 方向に 10cm 程度移動した。柱脚が滑ることによって試験体に入力される地震力が低減されたため、A(足固め仕様)の応答変形角が小さくなった可能性が考えられる。

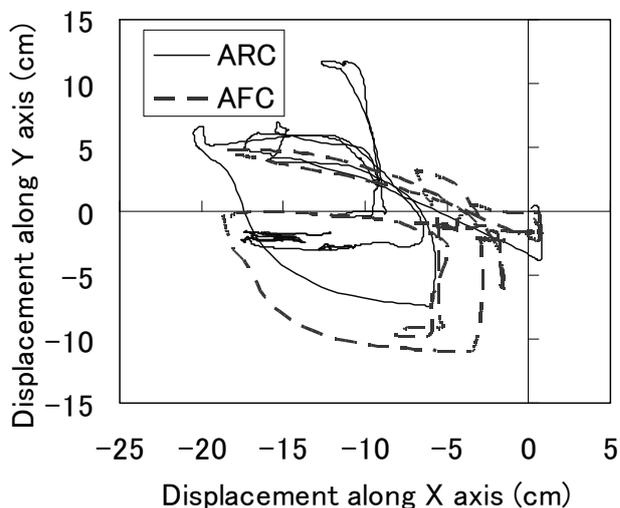
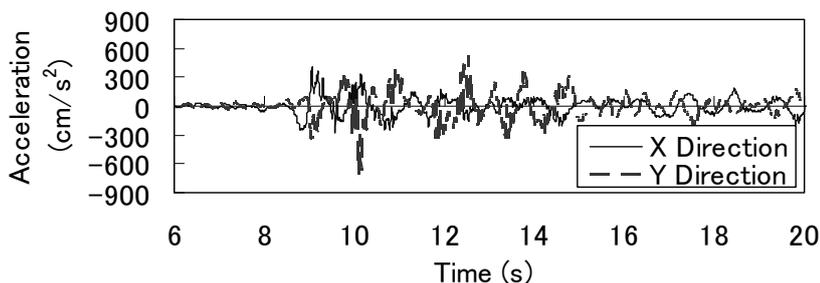
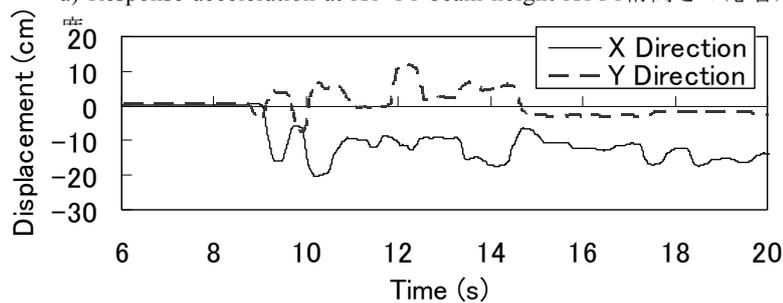


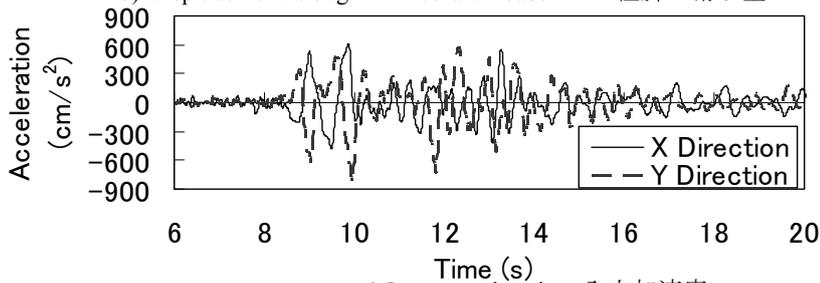
図2.4.28 JMA神戸波加振時のX1Y1柱脚の滑り量
Fig. 2.4.28 Horizontal displacement along X1-Y1 column-base under JMA Kobe wave excitation.



a) Response acceleration at X1-Y1 beam height X1Y1桁高さの応答加速



b) Displacement along X-Y1 column-base X1Y1柱脚の滑り量



c) Input acceleration 入力加速度

図2.4.29 ARC試験体の柱脚滑り量と加速度時刻歴の比較
Fig. 2.4.29 Horizontal displacement of column-bases and acceleration time history comparison (Test Model ARC).

3) 曲げモーメント

伝統構法木造建物が地震などの水平力を受けるとき、土台を設けた場合には柱脚が引き抜きで損傷する、あるいは小壁などの影響により柱と横架材の接合部で曲げモーメントが大きくなるために柱が損傷を受けることがある。ここでは、DFC(土台柔床壁配置 C)試験体の各柱で計測されたひずみを用いて、柱に生じる軸力および曲げモーメントを算出し、JMA 神戸波加振時の柱脚の引き抜き力および柱頭での柱の曲げモーメントと柱の損傷との関連性について考察する。

これらの計測ひずみから各柱の柱頭、柱脚の軸力 N(kN)および曲げモーメント M(kNm)を算出した。ここで、ヤング係数 E には、剛床、半剛床、柔床試験体のそれぞれ

れについて、12本の柱の平均値を用いた。各試験体での柱に用いたスギ材のヤング係数の平均値を表 2.4.6 に示す。ヤング係数は、FFT アナライザーを用いた縦振動法⁴⁾で求めた。

図 2.4.30 に、JMA 神戸波加振時における DFC 試験体の X1~X13 構面での荷重変形角関係を示す。横軸は各構面の層間変形角であり、縦軸は、各構面で計測した加速度にそれぞれの構面の質量を乗じた慣性力である。壁配置 C では、X1 構面の全面に荒壁パネルを配し、その他の構面には壁がないという偏心の大きい状態であるため、X1 構面の最大層間変形角が約 1/60rad であるのに対して、X13 構面の最大層間変形角が約 1/6rad と大きくなっている。

表 2.4.6 各試験体の柱ヤング係数(GPa)
Table 2.4.6 Column Young modulus of each test model.

Floor specifications 床仕様	Groundsills (D) 土台 (D)	Horizontal (A) 足固め (A)
Rigid floor (R) 剛床 (R)	8.07	8.58
Semi-rigid (M) 半剛床 (M)	8.27	7.96
Flexible floor (F) 柔床 (F)	8.08	8.69

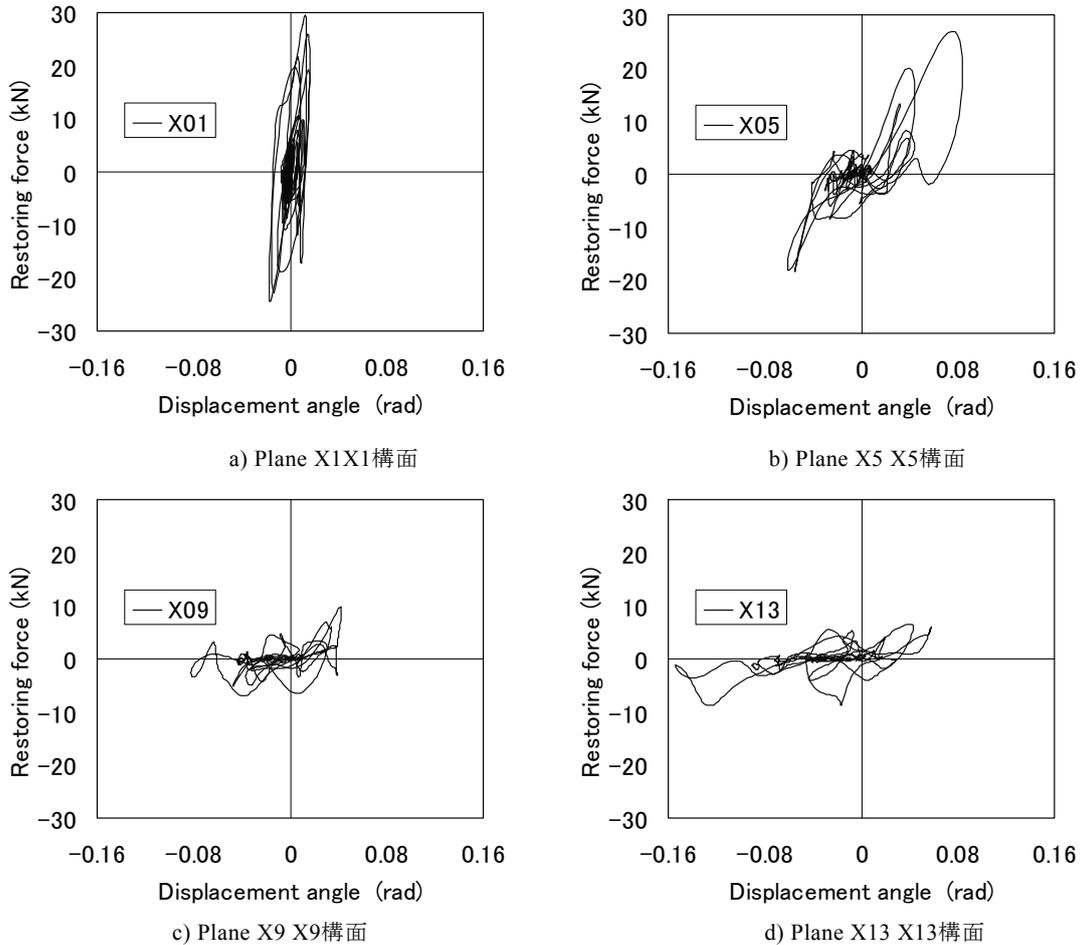


図2.4.30 DFC試験体のJMA神戸加振時の荷重変形角関係
Fig. 2.4.30 Restoring force characteristic under JMA Kobe wave excitation (Test Model DFC).

JMA 神戸波加振後の損傷観察では、X13Y1 柱脚部分で、**図 2.4.31** に示すように、柱の引き抜きに伴うと考えられる土台の割裂が認められた。解体時の損傷観察において、**表 2.4.7** に示す最大軸力 20kN を超えるその他の柱についても、柱脚の長ほぞにひび割れあるいは折損が確認された。スギ材を用いて長ほぞ込み栓接された柱-土台接合部の最大耐力が約 13kN という文献 5) の実験結果と比較すると、DFC(土台柔床壁配置 C)試験体の柱仕口も同程度の強度であったと考えられる。

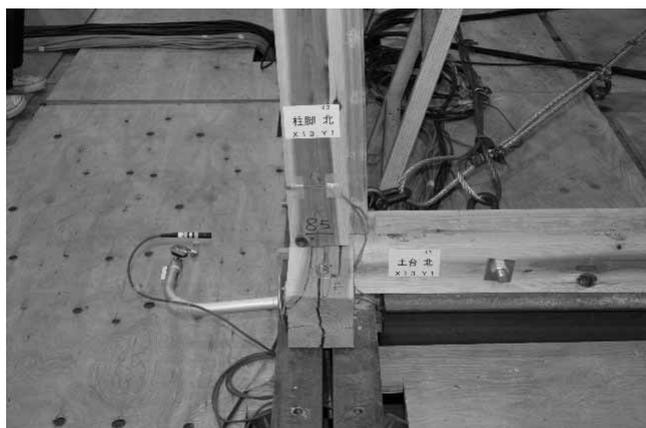
DFC(土台柔床壁配置 C)試験体では、**表 2.4.7** に示すように、JMA 神戸波加振時に X9Y5 の柱頭で最大曲げモーメント(Mmax)が 9.4kNm に達している。**図 2.4.32 a)** に示すように、加振後に行った試験体外部からの観察では柱と横架材の接合部付近で曲げによる柱の折損は認められなかったが、解体時の損傷観察で、**図 2.4.32 b)** に示すように、X9Y5 柱頭の東面に曲げによる柱材のひび割れが確認できた。

表 2.4.7 DFC 試験体の柱脚軸力と柱頭曲げモーメントの最大値
Table 2.4.7 Maximum axial force of column-bases and bending moment of column-tops (Test Model DFC).

	Y1		Y3		Y5	
	Max. axial force 最大軸力 (kN)	Max. moment 最大モーメント (kNm)	Max. axial force 最大軸力 (kN)	Max. moment 最大モーメント (kNm)	Max. axial force 最大軸力 (kN)	Max. moment 最大モーメント (kNm)
X1	23.2	0.7	24.8	0.6	22.9	0.9
X5	25.0	2.5	13.1	0.9	47.8	2.7
X9	16.3	3.7	10.5	1.3	22.2	9.4
X13	22.2	1.8	11.7	1.4	8.3	3.6

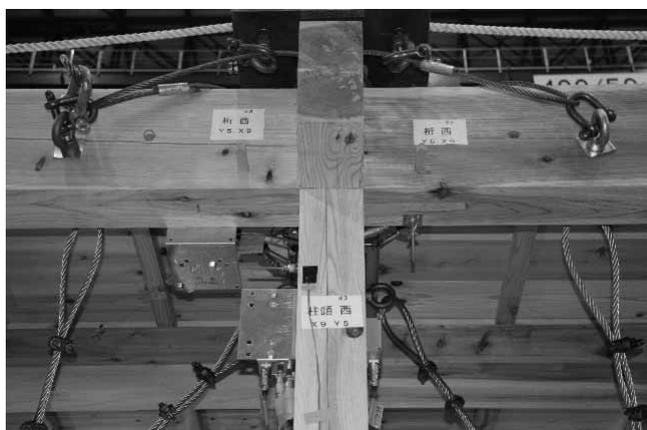


a) Overview of joint 接合部全体



b) Split 割裂部分

図2.4.31 X13Y1柱脚の引き抜きに伴う土台の割裂
Fig. 2.4.31 Split in groundsill due to dislodged column-base X13-Y1.



a) Overview of joint 接合部全体



b) Split 割裂部分

図2.4.32 X9Y5柱頭 (左：西面，右：東面)
Fig. 2.4.32 Column-top X9-Y5 (Left/right: west-side/east-side).

4) 損傷観察

損傷観察の項目は、次の 6 項目である。加振実験後に震動台を着座させての①軸組損傷:柱・梁部の損傷観察, ②壁損傷:荒壁パネルの損傷観察, ③柱脚の移動量:柱脚部の移動量測定ならびに損傷観察, ④柱の残留傾斜:柱の残留傾斜量の測定, ⑤打撃音の録音:損傷の発生に伴う柱打撃音変化の録音, および試験体解体後の⑥損傷状況:外観では判別できない仕口部等の内部の損傷観察, で構成される。

損傷観察は、以下に示す手順で行った。観察は、壁配置 A 加振前後, 壁配置 B 加振後, 壁配置 C 加振後, の計 4 回実施した。観察者については、軸組損傷観察班, 壁損傷観察班, 土台試験体を除く柱脚の移動量測定ならびに損傷観察班, 柱の残留傾斜量測定班, 打撃音録音班, で構成され, 各班 2-8 名で行う。また, 試験体解体後の損傷状況観察は 3-4 名を各班として行った。

M (半剛床)試験体

(a) 柱・柱脚

A (足固め仕様)試験体では足固めの湾曲が見られた。また, 管柱で束の損傷が見られた。ただし, 通し柱の柱脚に関しては軽微な割れが見られるものの大きな損傷は見られなかった。柱では, 亀裂が見られるものの, 柱-梁接合部の開き, 雇いの隙間はほとんど見られなかった。D (土台仕様)試験体では土台のめり込み・割れ・隙間, 柱-梁接合部の空き, 雇いの隙間が各通りで見られた。

(b) 壁

A (足固め仕様)試験体では, 荒壁パネルを留めている木ねじ部分の浮き, 荒壁パネルの埃の発生や継ぎ目に若干の隙間が発生した。D (土台仕様)試験体では, 荒壁パネル隅角部のひび割れや欠け, 面外へのはらみ出しが発生した。D (土台仕様)試験体の方が, パネルの損傷が大きい。

R (剛床)試験体

(a) 柱・柱脚

A (足固め仕様)試験体では M (半剛床)と同様な傾向が

見られるが, 被害の程度は M (半剛床)よりも大きい。また, M (半剛床)では見られなかった通し柱の柱脚に割れ損傷が見られた。D (土台仕様)試験体では M (半剛床)と同様に土台の割れ・隙間が見られる。また, 柱の割れ, 柱と梁の空きが見られるが M (半剛床)ほどではない。

(b) 壁

A (足固め仕様)試験体では M (半剛床)と同様な傾向が見られるが, パネルのずれが若干大きくなっていった。D (土台仕様)試験体では M (半剛床)と同様な傾向が見られるが, 荒壁パネル隅角部のひび割れや欠け, 面外へのはらみ出しがより顕著となっていた。

F (柔床)試験体

(a) 柱・柱脚

A (足固め仕様)試験体では M (半剛床)と同様な傾向が見られ, 被害程度もほぼ同様な傾向を示した。また, 胴差が若干湾曲しているのが見られた。D (土台仕様)試験体では M (半剛床)よりも土台の割れの被害程度が大きい。また, 直交する土台の抜け出しや鎌接合部のずれも生じていた。ただし, 全体的な被害傾向は M (半剛床)と同様である。

(b) 壁

A (足固め仕様)試験体では M (半剛床)と同様な傾向が見られる。D (土台仕様)試験体では M (半剛床)と同様な傾向が見られるが, 荒壁パネル隅のひび割れ, 欠けがより顕著となった。

以上より, 今回の実験における損傷観察の結果を以下にまとめる。

- ・ 平面的なバランスがある程度確保されていれば, 水平構面の仕様による影響は少ない。
- ・ 平面的なバランスが確保されていない場合には, 水平構面の仕様には十分な配慮がある
- ・ 部材の損傷という観点から見ると, 土台仕様の方に多くの損傷が観察された。
- ・ 耐震設計では, 変形性のバランスも考慮しなければならないことを示唆している。

2.4.5 標準試験体の撤去および解体時観察

試験体は加振終了後、震動台上で壁を取り外し、仮筋かいで固定した上で吊り上げハンガーとナイロンスリングを用いて震動台脇に移動した(図 2.4.33)。そのため、解体観察時には壁は取付いていない。標準試験体は震動台上から移動した後に床を取り外した。

観察は、解体した構面を部材単位まで解体後(図 2.4.34)、損傷箇所と近傍の部材ラベルを撮影し(図 2.4.35)、損傷箇所の接写(図 2.4.36)という手順で行った。観察により確認できた全ての損傷を軸組図に記入し、損傷が確認できなかった構面については掲載していない。代表的な観察箇所としては、実験時に観察が難しい接合部の内部である。損傷は、最終加振の JMA 神戸波加振による損傷が最も直接的と考えられるが、壁配置や入力波を変えて行った実験終了時までまでに生じた損傷の累積である。

損傷発生箇所は管柱-横架材の柱頭ほぞ、柱-横架材接合部の断面欠損部がすべての試験体で多く見られ、これに加え A(足固め仕様)試験体では柱-束接合部のほぞ、D(土台仕様)試験体では柱-土台接合部のほぞおよび土台、屋根付き試験体では横架材の継手部分での損傷が見られた。

柱頭および柱脚の込み栓接合部分では、回転を伴う引抜け(図 2.4.37)により、込み栓の端あき部分から亀裂や割裂による抜け(図 2.4.38 左)が多く見られた。ほぞは引抜

けよりせん断変形が支配的であると込み栓の隅角部に亀裂が生じる(図 2.4.38 右)。これらの損傷は、既往の実験においても込み栓の太さや接合位置によって発生箇所に違いが見られている。

また、単位フレームによる要素実験などにおいても上記のような損傷はよく見られるが、本実験のような立体架構で特徴的な損傷は、ほぞの弱軸への変形による損傷(図 2.4.39 左)である。横架材と固定されているほぞは、柱の断面寸法の境界部分である根元で曲げ破壊(図 2.4.39 右)が生じる。このような損傷についての安全性も十分検討が必要である。

柱頭と柱脚以外の損傷では、柱-横架材接合部での損傷が多く見られた。断面の大きな横架材により軸力を受ける部分で断面欠損が多く、柱の曲げ破壊(図 2.4.40)が生じた。この損傷は横架材を四方差しする部分で横架材に加工する襟の形状や設置高さの影響が大きい。今回設計した柱-横架材接合部は、雇いほぞを胴栓や車知栓で留める接合部のため変形が大きな接合部であることから、大変形時に横架材が柱から抜け落ちないように柱に組込む襟を付けている。この襟の高さが四方で同じであるため断面欠損部が集中する。この襟の高さを短辺方向、長辺方向で高さが異なるように調整することが改善策となる。また同じ箇所でも横架材の襟の根元が割裂するような損傷も稀ではあるが見られた(図 2.4.41)。



図2.4.33 標準試験体の撤去
Fig. 2.4.33 Removal of Standard Test Model.



図2.4.34 部材単位への解体
Fig. 2.4.34 Dismantle and group based on type of member.



図2.4.35 部材ラベルと損傷箇所
Fig. 2.4.35 Labeling of member and its damage.

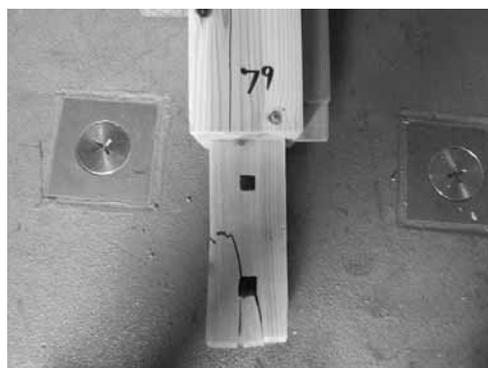


図2.4.36 損傷箇所の接写
Fig. 2.4.36 Closeup of damaged area.

表 2.4.8-2.4.9 に試験体別の損傷箇所数を示す。A(足固め仕様)試験体の各床仕様(AF-AR)では、床剛性が高いほど柱頭での柱の損傷が多く見られ、逆に剛性が低いと柱脚の損傷が多い傾向がみられた。D(土台仕様)試験体の各床仕様(DF-DR)では床剛性が低いほど柱脚の損傷が多くなる傾向がみられる。ほぞの弱軸での損傷が D(土台仕様)試験体で多くみられるが、柱脚が固定されているために、床剛性が低く構面ごとで変形が異なるようなことが要因となり生じているように推測できる。全体的な傾向としても D(土台仕様)試験体が A(足固め仕様)試験体と

比べ、すべての損傷においても損傷箇所数が多いという傾向がある。各試験体の損傷箇所を記した図と、特徴的な損傷箇所の写真を図 2.4.42-2.4.53 に示す。

今回はさまざまな仕様での試験体で実験を行い、鉛直構面と水平構面の組み合わせによって損傷の程度が異なることが明らかとなった。しかし、仕口や継手の形状によっても損傷の性状は複雑に変化するために、これらの形状を設計に取り入れた伝統構法木造建物の性能評価を行う事が木造建物の安全な設計を行う上で重要であり、課題として残る。

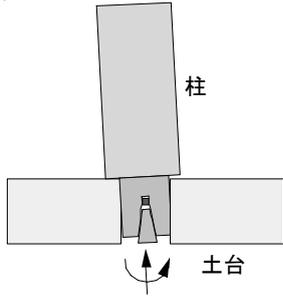


図2.4.37 ほぞ内の変形
Fig. 2.4.37 Deformation of tenon interior.

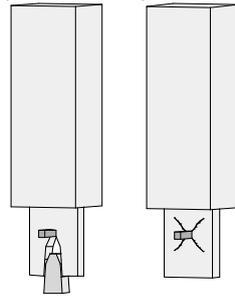


図2.4.38 ほぞの損傷
端あきの抜けと隅角部の亀裂
Fig. 2.4.38 Damage to tenon: Breaking-off of tenon-end/cracks at four corners.

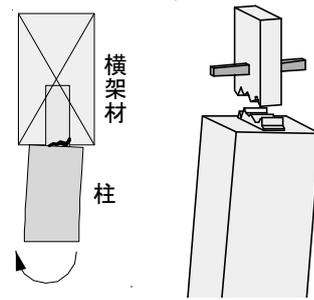


図2.4.39 ほぞの根元での曲げ破壊
Fig. 2.4.39 Flexure fracture at tenon base.

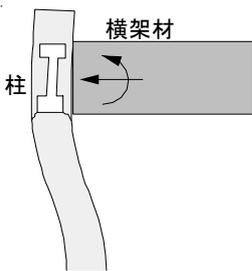


図2.4.40 断面欠損による柱の曲げ破壊
Fig. 2.4.40 Flexure fracture of column due to reduced sectional areas.

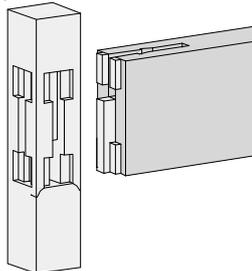


図2.4.41 横架材の襟根元での割裂
Fig. 2.4.41 Splits at collar base of horizontal member.

表 2.4.8 足固め仕様 部材別の損傷箇所数
Table 2.4.8 Number of damaged areas per member (Test Model with Horizontal Ties).

Test model 試験体		Column-top 柱頭						Column-base 柱脚						Horizontal ties 足固め
		Through column 通し柱			Joined column (tenon) 管柱 (ほぞ)			Through column 通し柱			Joined column (tenon) 管柱 (ほぞ)			
		Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	
Horizontal ties 足固め	AM (Semi-rigid floor) AM(半剛床)	1	1	2	1	0	1	0	0	0	3	1	4	0
	AR (Rigid floor) AR(剛床)	0	1	1	0	3	3	1	0	1	4	0	4	0
	AF (Flexible floor) AF(柔床)	0	0	0	0	2	2	0	0	0	6	0	6	0

表 2.4.9 土台仕様 部材別の損傷箇所数
Table 2.4.9 Number of damaged areas per member (Test Model with Groundsills).

Test model 試験体		Column-top 柱頭						Column-base 柱脚						Groundsills (horizontal members) 土台 (横架材)
		Through column 通し柱			Joined column (tenon) 管柱 (ほぞ)			Through column 通し柱			Joined column (tenon) 管柱 (ほぞ)			
		Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	
Groundsills 土台	DM (Semi-rigid floor) DM(半剛床)	1	2	3	2	2	4	1	1	2	4	5	9	1
	DR (Rigid floor) DR(剛床)	0	4	4	1	2	3	0	3	3	3	3	6	1
	DF (Flexible floor) DF(柔床)	1	3	4	2	2	4	4	1	5	4	3	7	2

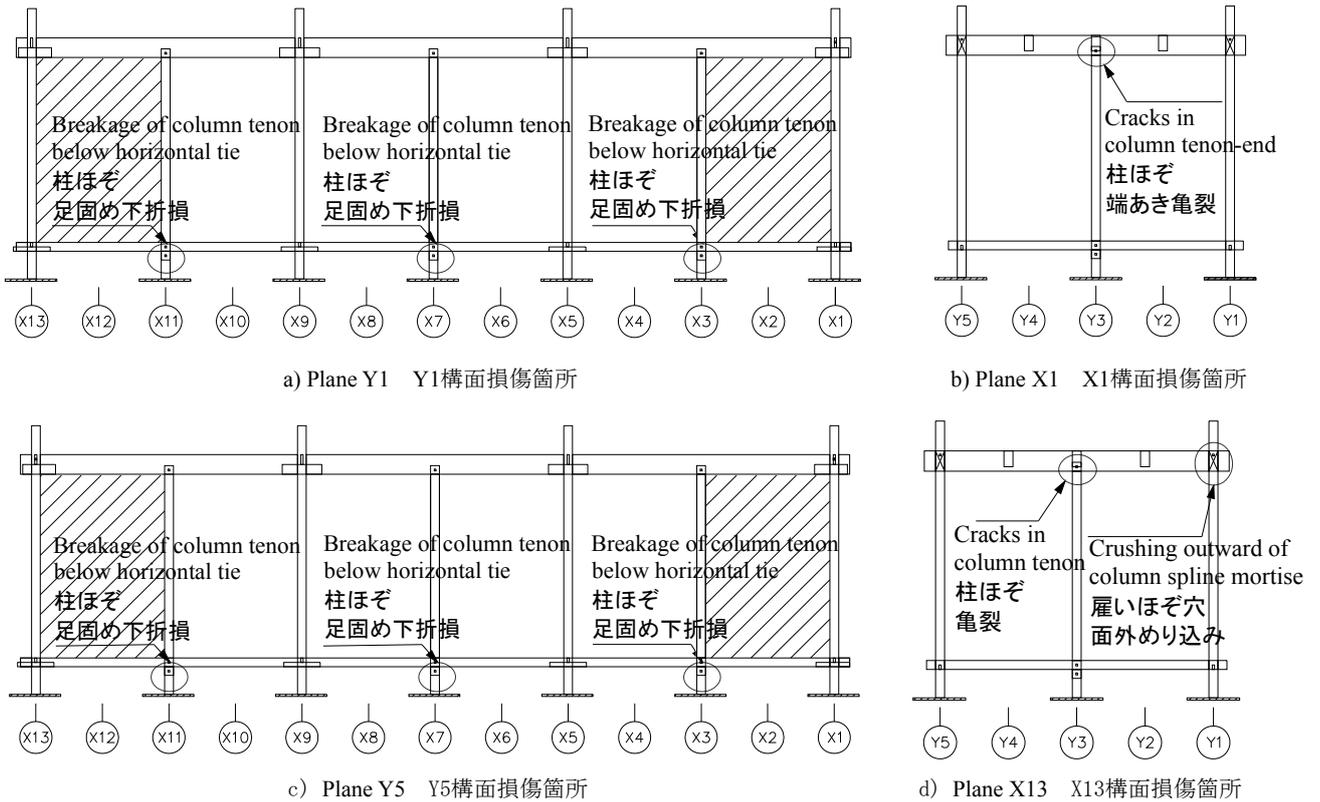


図2.4.42 AF (足固め柔床)試験体の解体時損傷

Fig. 2.4.42 Damage observed at dismantling (Test Model AF with Horizontal Ties/Flexible Floor).



a) Breakage of Column-base X7-Y1 tenon
X7Y1柱脚ほぞ折損



b) Breakage of Column-base X11-Y5 tenon below horizontal tie
X11Y5柱脚ほぞの足固め下での折損



c) Cracks in Column-top X13-Y3 tenon
X13Y3柱頭ほぞ亀裂



d) Crushing outward of Column-top X13-Y1 spline mortise
X13Y1柱頭雇いほぞ穴面外めり込み

図2.4.43 AF (足固め柔床)試験体の解体時損傷

Fig. 2.4.43 Damage observed at dismantling (Test Model AF with Horizontal Ties/Flexible Floor).

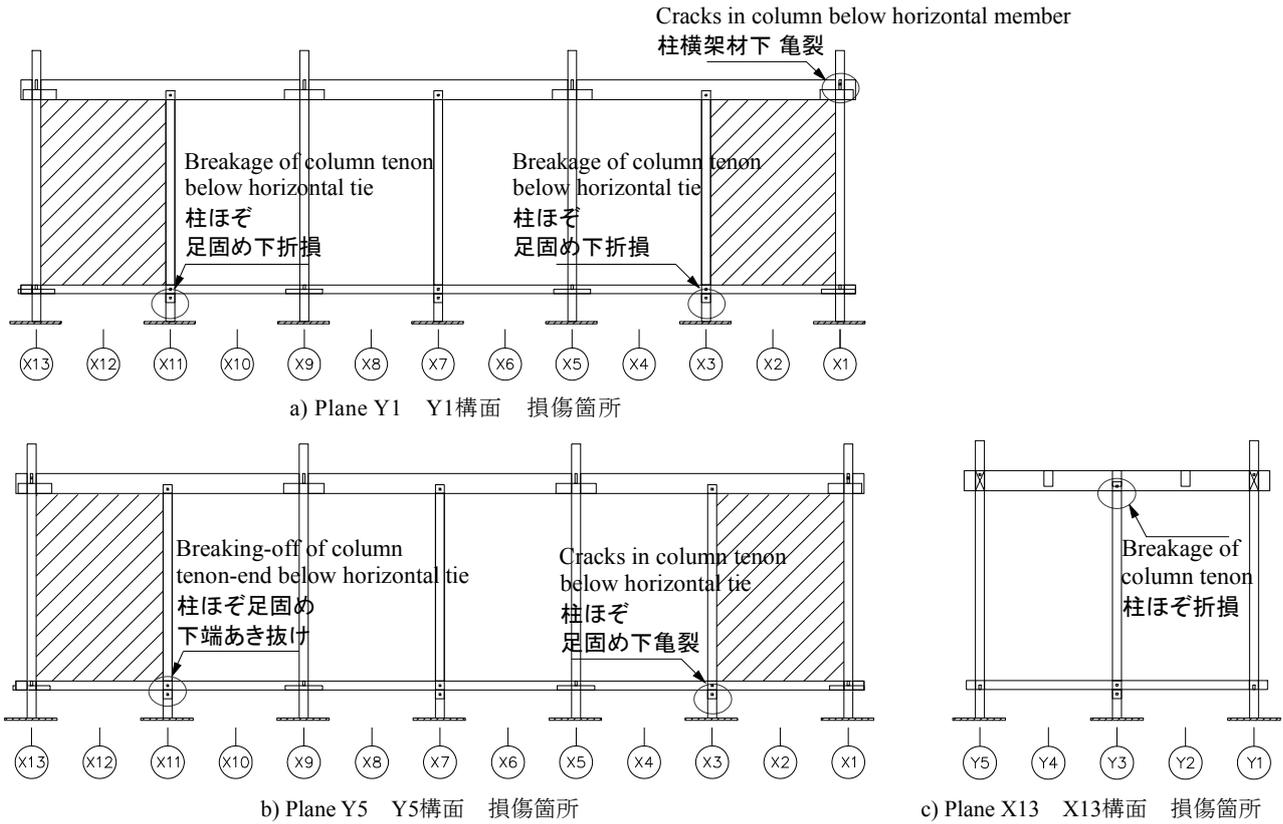


図2.4.44 AM (足固め半剛床)試験体の解体時損傷

Fig. 2.4.44 Damage observed at dismantling (Test Model AM with Horizontal Ties/Rigid Floor).



a) Cracks in Column-top X1-Y1 below horizontal member
X1Y1柱頭横架材下亀裂



b) Breakage of Column-base X11-Y1 below horizontal tie
X11Y1柱脚ほぞの足固め下での折損



c) Breakage of Column-top X5-Y5 below horizontal member
X13Y3柱ほぞの折損



d) Breaking-off of Column X11-Y5 tenon-end
X11Y5柱脚ほぞの端あき抜け

図2.4.45 AM (足固め半剛床)試験体の解体時損傷

Fig. 2.4.45 Damage observed at dismantling (Test Model AM with Horizontal Ties/Rigid Floor).

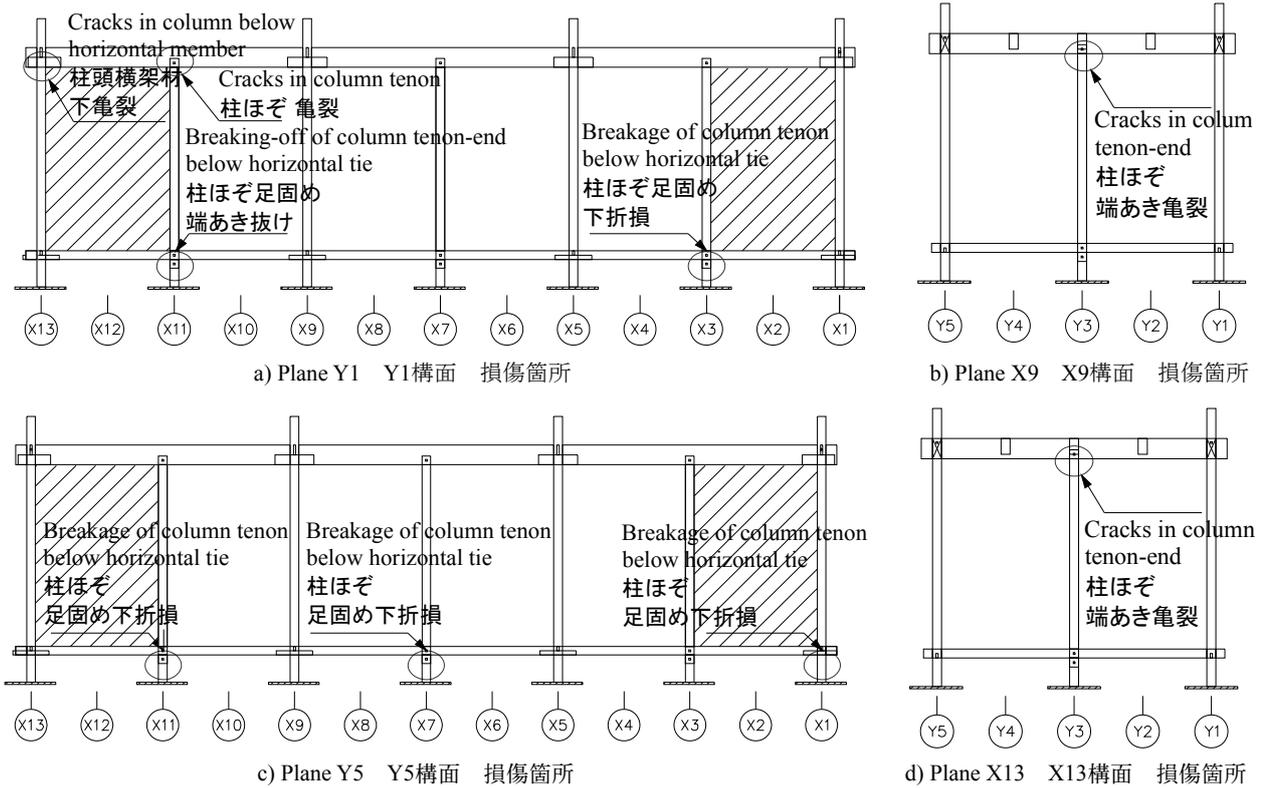
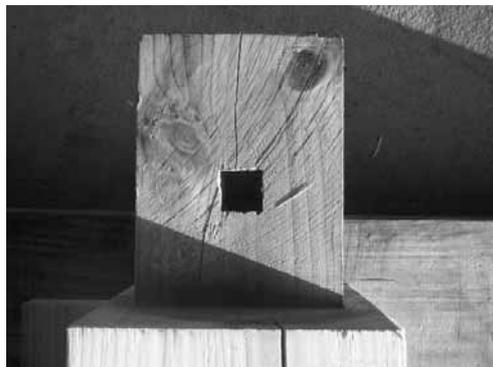
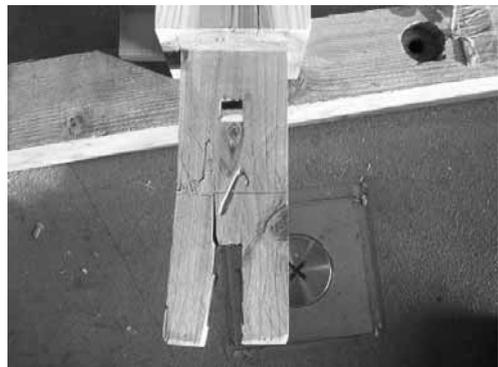


図2.4.46 AR (足固め剛床)試験体の解体時損傷

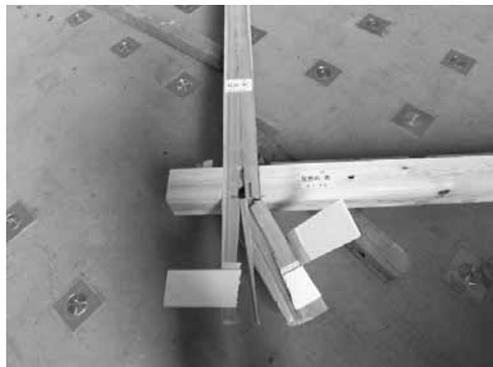
Fig. 2.4.46 Damage observed at dismantling (Test Model AR with Horizontal Ties/Rigid Floor).



a) Cracks in Column-top X11-Y1 tenon
X11Y1柱頭ほぞ亀裂



b) Breaking-off of Column-top X11-Y1 tenon-end below horizontal tie
X11Y1柱脚ほぞの足固め下での端あき抜け



c) Breakage on Column-base X1-Y5 below horizontal tie
X1Y5柱脚足固め下での折損



d) Cracks in Column-top X13-Y1 below horizontal member
X13Y1柱頭横架材下亀裂

図2.4.47 AR (足固め剛床)試験体の解体時損傷

Fig. 2.4.47 Damage observed at dismantling (Test Model AR with Horizontal Ties/Rigid Floor).

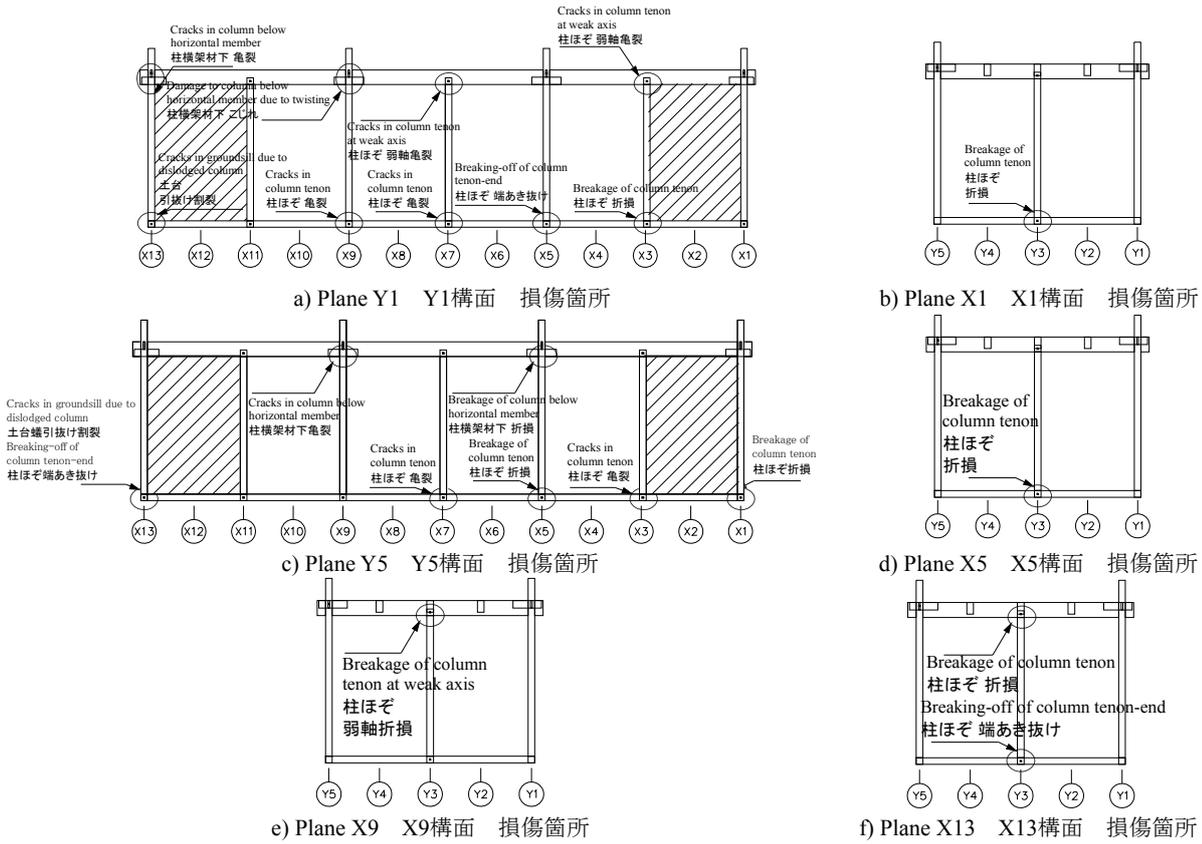
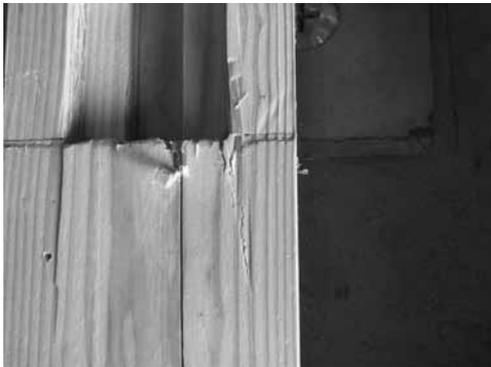


図2.4.48 DF (土台柔床)試験体の解体時損傷

Fig. 2.4.48 Damage observed at dismantling (Test Model DF with Groundsills/Flexible Floor).



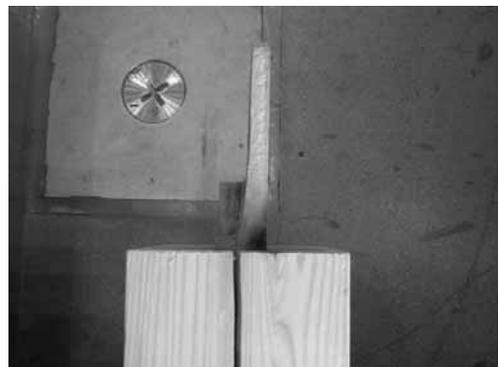
a) Damage to Column-top X9-Y1 below horizontal member due to twisting
 X9Y1柱頭の横架材下のこじれ



b) Cracks in Column-top X7-Y1 tenon at weak axis
 X7Y1柱頭ほぞ弱軸亀裂



c) Breakage of Column-top X5-Y5 below horizontal member
 X5Y5柱横架材下で折損



d) Breakage of Column-top X9-Y3 tenon at weak axis
 X9Y3柱頭ほぞ弱軸で折損

図2.4.49 DF (土台柔床)試験体の解体時損傷

Fig. 2.4.49 Damage observed at dismantling (Test Model DF with Groundsills/Flexible Floor).

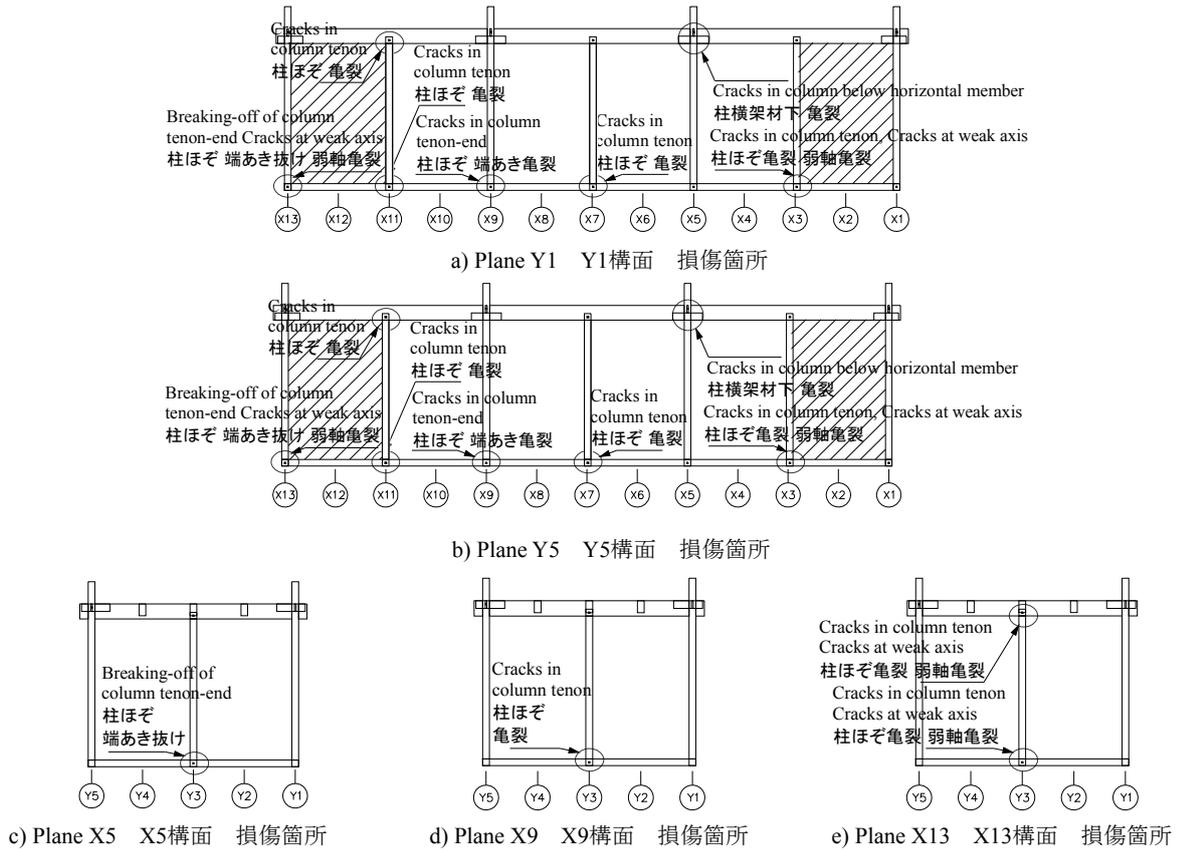


図2.4.50 DM (土台半剛床)試験体の解体時損傷

Fig. 2.4.50 Damage observed at dismantling (Test Model DM with Groundsills/Semi-rigid Floor).



図2.4.51 DM (土台半剛床)試験体の解体時損傷

Fig. 2.4.51 Damage observed at dismantling (Test Model DM with Groundsills/Semi-rigid Floor).

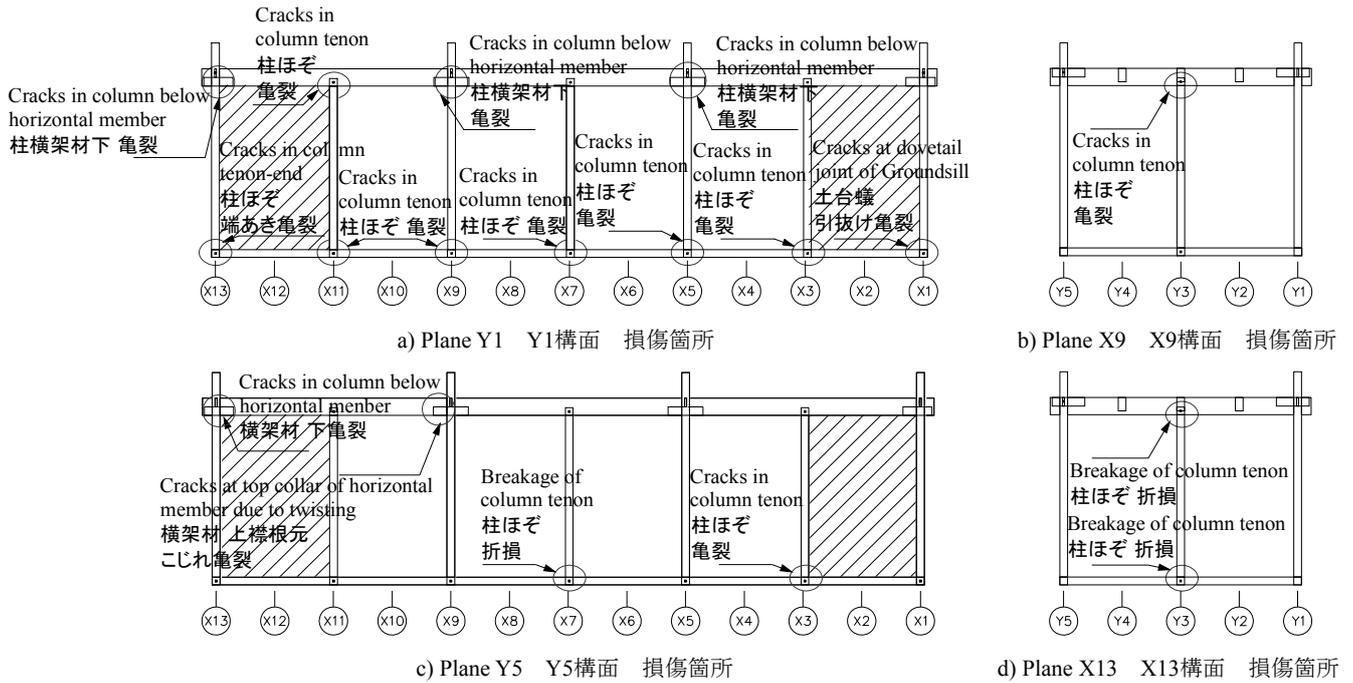


図2.4.52 DR (土台剛床)試験体の解体時損傷

Fig. 2.4.52 Damage observed at dismantling (Test Model DR with Groundsills/Rigid Floor).



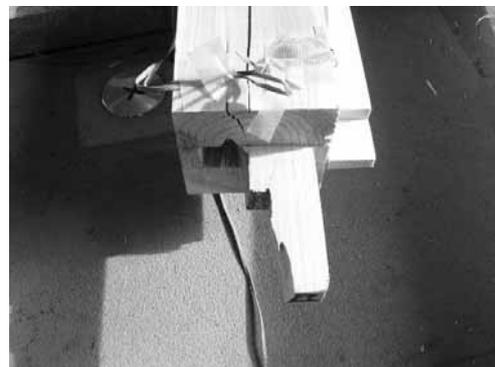
a) Cracks in Column-top X13-Y1 at horizontal member
X13Y1柱頭の横架材位置の亀裂



b) Breakage of Column-base X7-Y5 tenon
X7Y5柱脚ほぞ折損



c) Cracks at top collar of Horizontal member X9-Y5 due to twisting
X9Y5横架材上襟部分のこじれによる亀裂



d) Breakage of Column-top X13-Y3 tenon
X13Y3柱頭ほぞ折損

図2.4.53 DR (土台剛床)試験体の解体時損傷

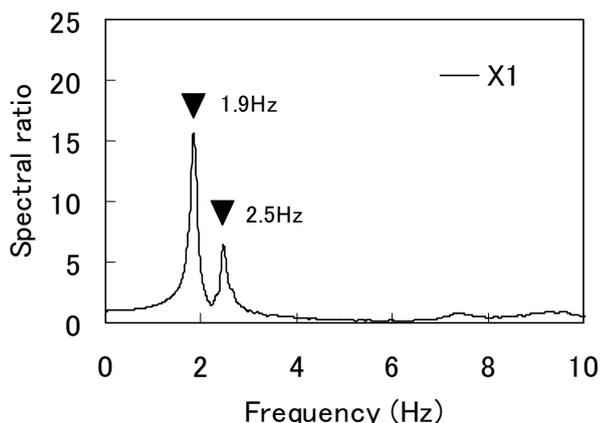
Fig. 2.4.53 Damage observed at dismantling (Test Model DR with Groundsills/Rigid Floor).

2.4.6 屋根付き試験体の振動特性

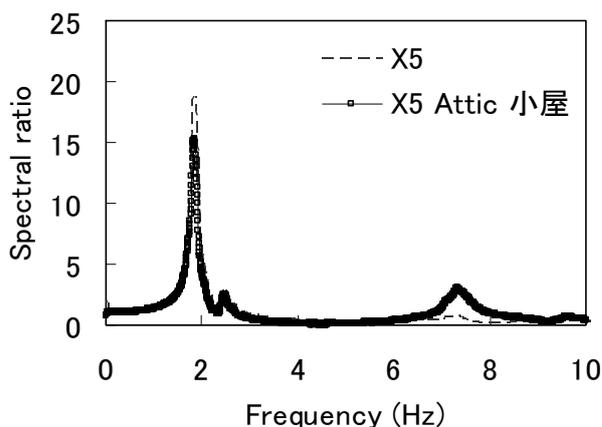
屋根付き試験体の振動特性を、主として短手(Y)方向加振の結果を基に述べる。LN(長辺折り壁なし)試験体およびSN(短辺折り壁なし)試験体について、ホワイトノイズ波 25cm/s^2 加振時の架台上加速度に対する X1, X5 構面桁レベル加速度のフーリエスペクトル比を 図 2.4.54-2.4.55 に示す。図 2.4.54 b)中の小屋とは、小屋組の加速度のフーリエスペクトル比である。LN(長辺折り壁なし)試験体で 1.9Hz, SN(短辺折り壁なし)試験体で 2.0Hz のピークは、各構面が同位相で振動する並進モードに対応している。また、両試験体ともに 2.5Hz のピークは、X9 構面付近を中心とするねじれモードに対応して

いる。

上述の並進とねじれの平面的な振動モード図を 図 2.4.56-2.4.57 に示す。SN(短辺折り壁なし)試験体は 2.0Hz 付近の最も卓越する周波数において各構面が一樣な振幅で振動しているのに対して、LN(長辺折り壁なし)試験体は各構面の振幅にばらつきがあることがわかる。X5 構面について、LN(長辺折り壁なし)試験体で 1.9Hz と 7.3Hz, SN(短辺折り壁なし)試験体で 2.0Hz のピークに対応する高さ方向の振動モード図を 図 2.4.58 に示す。LN(長辺折り壁なし)試験体では、7.3Hz に小屋組部分と桁が逆位相で振動するモードが見られるが、SN(短辺折り壁なし)試験体では見られない。



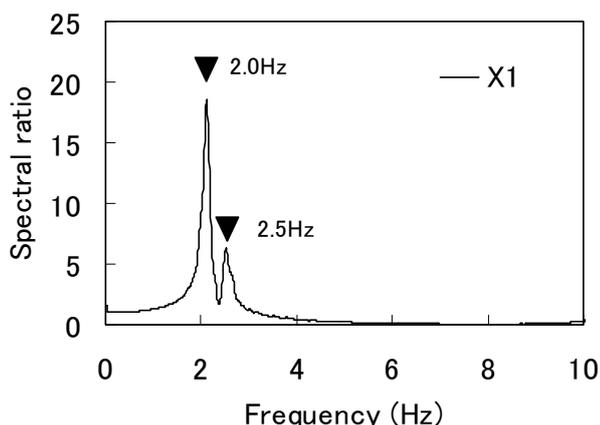
a) Plane X1 X1構面



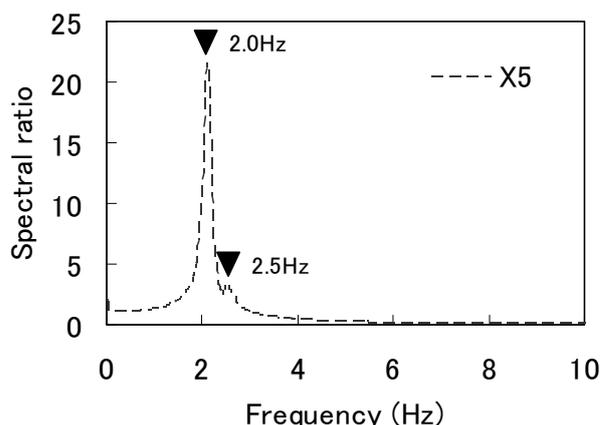
b) Plane X5 X5構面

図2.4.54 ホワイトノイズ波Y方向加振時のLN試験体X1, X5構面のフーリエスペクトル比

Fig. 2.4.54 Fourier spectral ratio under white noise wave excitation in Y direction (Planes X1 and X5, Test Model LN).



a) Plane X1 X1構面



b) Plane X5 X5構面

図2.4.55 ホワイトノイズ波Y方向加振時のSN試験体X1, X5構面のフーリエスペクトル比

Fig. 2.4.55 Fourier spectral ratio under white noise wave excitation in Y direction (Planes X1 and X5, Test Model SN).

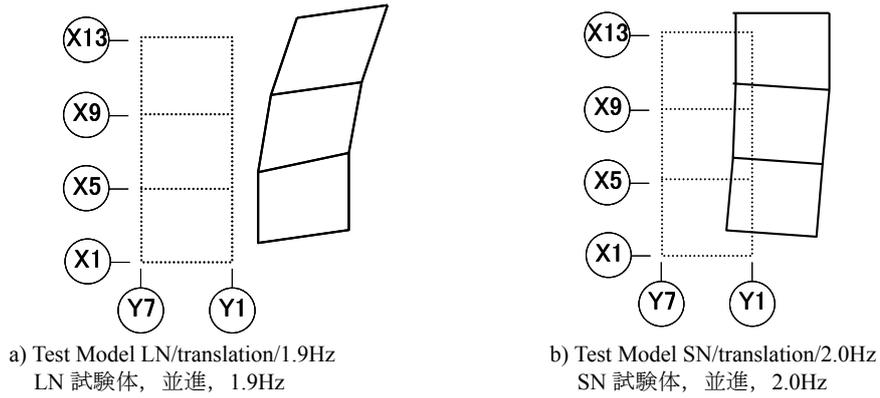


図2.4.56 ホワイトノイズ波Y方向加振時のLN試験体とSN試験体の水平方向の振動モード (並進) 振幅を強調して表示

Fig. 2.4.56 Horizontal vibration mode under white noise wave excitation in Y direction (Test Models LN and SN)
*Shown with translational vibration amplitude emphasized.

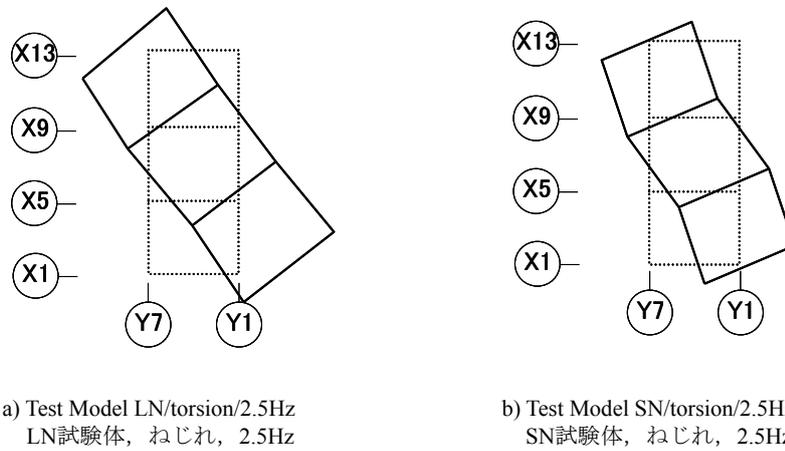


図2.4.57 ホワイトノイズ波Y方向加振時のLN試験体とSN試験体の水平方向の振動モード (ねじれ) 振幅を強調して表示

Fig. 2.4.57 Horizontal vibration mode under white noise wave excitation in Y direction (Test Models LN and SN)
*Shown with torsional vibration amplitude emphasized.

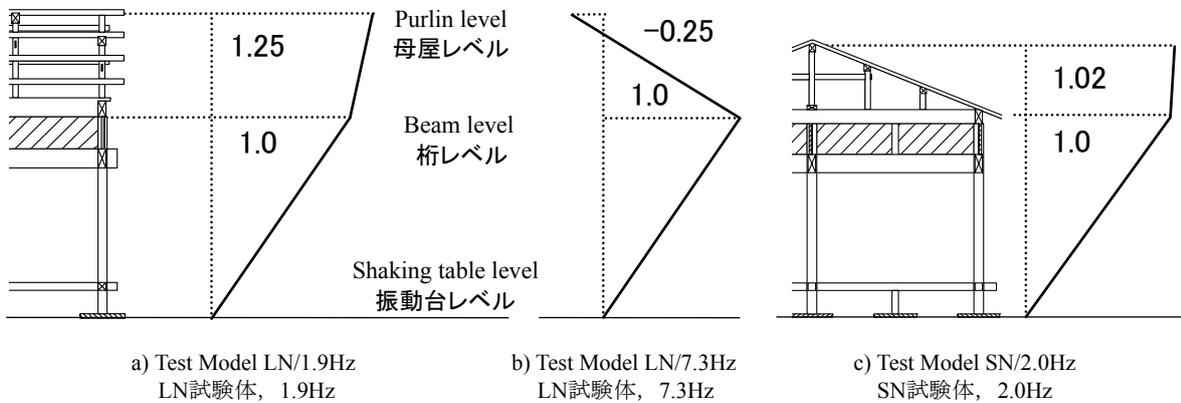


図2.4.58 ホワイトノイズ波Y方向加振時のLN試験体およびSN試験体のX5構面の振動モード

Fig. 2.4.58 Vibration mode under white noise wave excitation in Y direction (Plane X5, Test Models LN and SN).

LA(長辺折り壁配置 A)試験体とSA(短辺折り壁配置 A)試験体の各構面のフーリエスペクトル比を図 2.4.59 に示す。LA(長辺折り壁配置 A)試験体は 10-20Hz にも複数のピークを持ち、SA(短辺折り壁配置 A)試験体より多くのモードが重なった複雑な振動をしていることがわかる。また、LB(長辺折り壁配置 B)試験体とSB(短辺折り壁配置 B)試験体、LC(長辺折り壁配置 C)試験体とSC(短辺折り壁配置 C)試験体の各構面のフーリエスペクトル比をそれぞれ図 2.4.60-2.4.61 に示す。図 2.4.60 からLB(長辺

折り壁配置 B)試験体とSB(短辺折り壁配置 B)試験体のフーリエスペクトル比には大きな差は見られない。図 2.4.61 からLC(長辺折り壁配置 C)試験体とSC(短辺折り壁配置 C)試験体では、10Hz 前後でスペクトル比の形状が異なることがわかる。

ホワイトノイズ波加振における振動特性について述べた。屋根付き試験体では屋根の架け方の違いが高次の振動モードに影響を及ぼしていることがわかった。

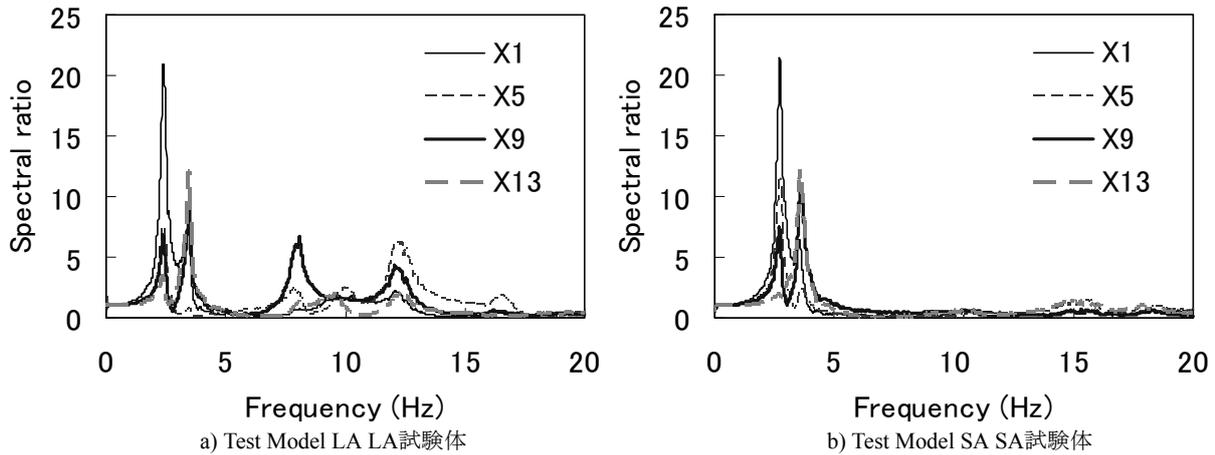


図2.4.59 LA試験体とSA試験体のフーリエスペクトル比
Fig. 2.4.59 Fourier spectral ratio (Test Models LA and SA).

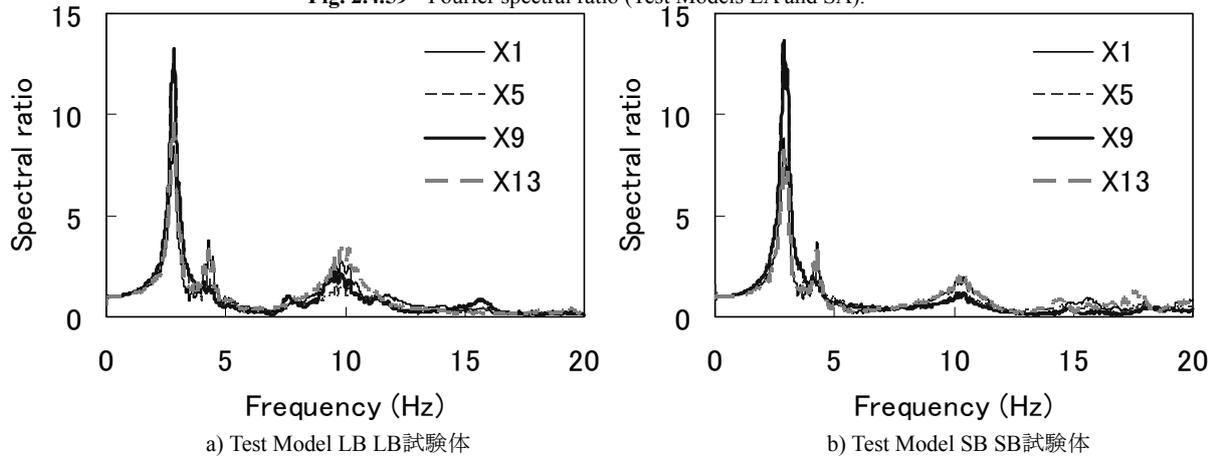


図2.4.60 LB試験体とSB試験体のフーリエスペクトル比
Fig. 2.4.60 Fourier spectral ratio (Test Models LB and SB).

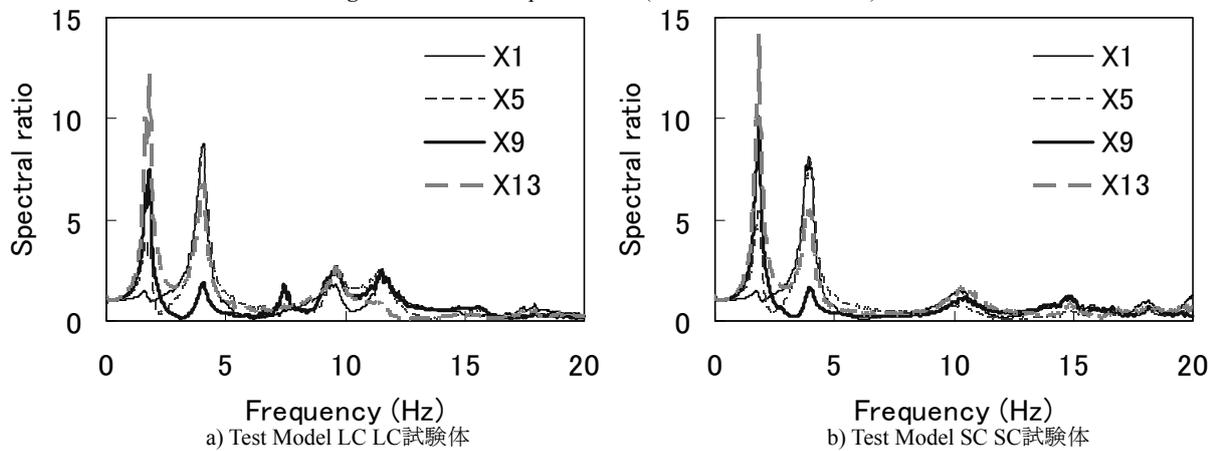


図2.4.61 LC試験体とSC試験体のフーリエスペクトル比
Fig. 2.4.61 Fourier spectral ratio (Test Models LC and SC).

2.4.7 屋根付き試験体の応答性状

1) 最大応答変形角と最大応答加速度

BCJ-L2 波 100, 200, 300cm/s² を短手(Y)方向に加振した時の屋根付き試験体主要構面の最大応答変形角を壁配置 (N, A, B, C) ごとに図 2.4.62 に示す。L(長辺折り)試験体と S(短辺折り)試験体では、最大応答変形角に大

きな違いは見られない。

BCJ-L2 波長手(X)方向加振時の屋根付き試験体の最大応答変形角を図 2.4.63 に示す。最大入力加速度は、壁配置 N および B で 300cm/s², 壁配置 A および C で 200cm/s² である。壁配置 B の場合のみ L(長辺折り)試験体の方が大きな応答変形角を示している。

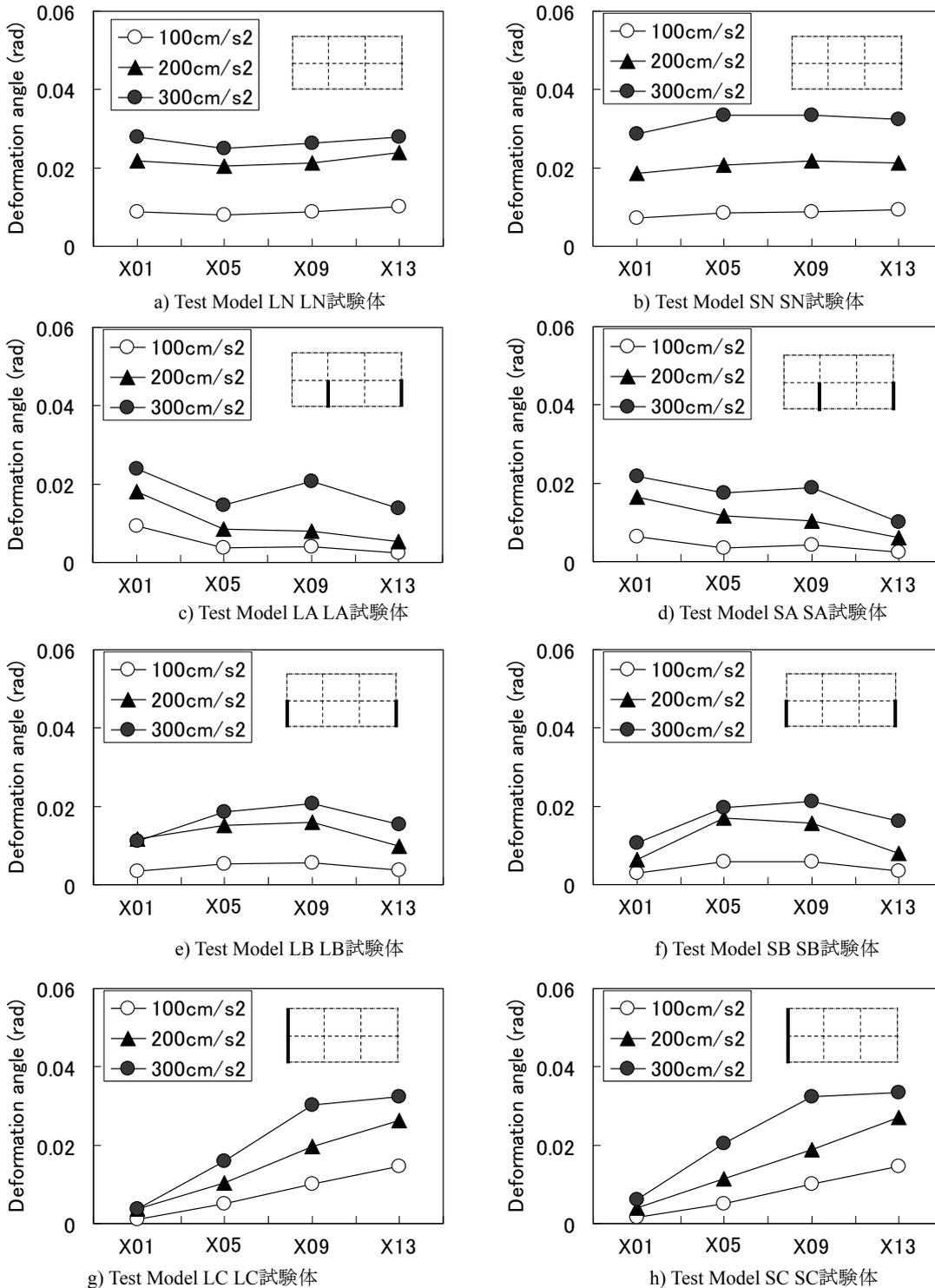


図2.4.62 BCJ-L2波Y方向加振時の屋根付き試験体の最大応答変形角

Fig. 2.4.62 Maximum deformation angle under BCJ-L2 wave excitation in Y-direction (Test Model with Roof).

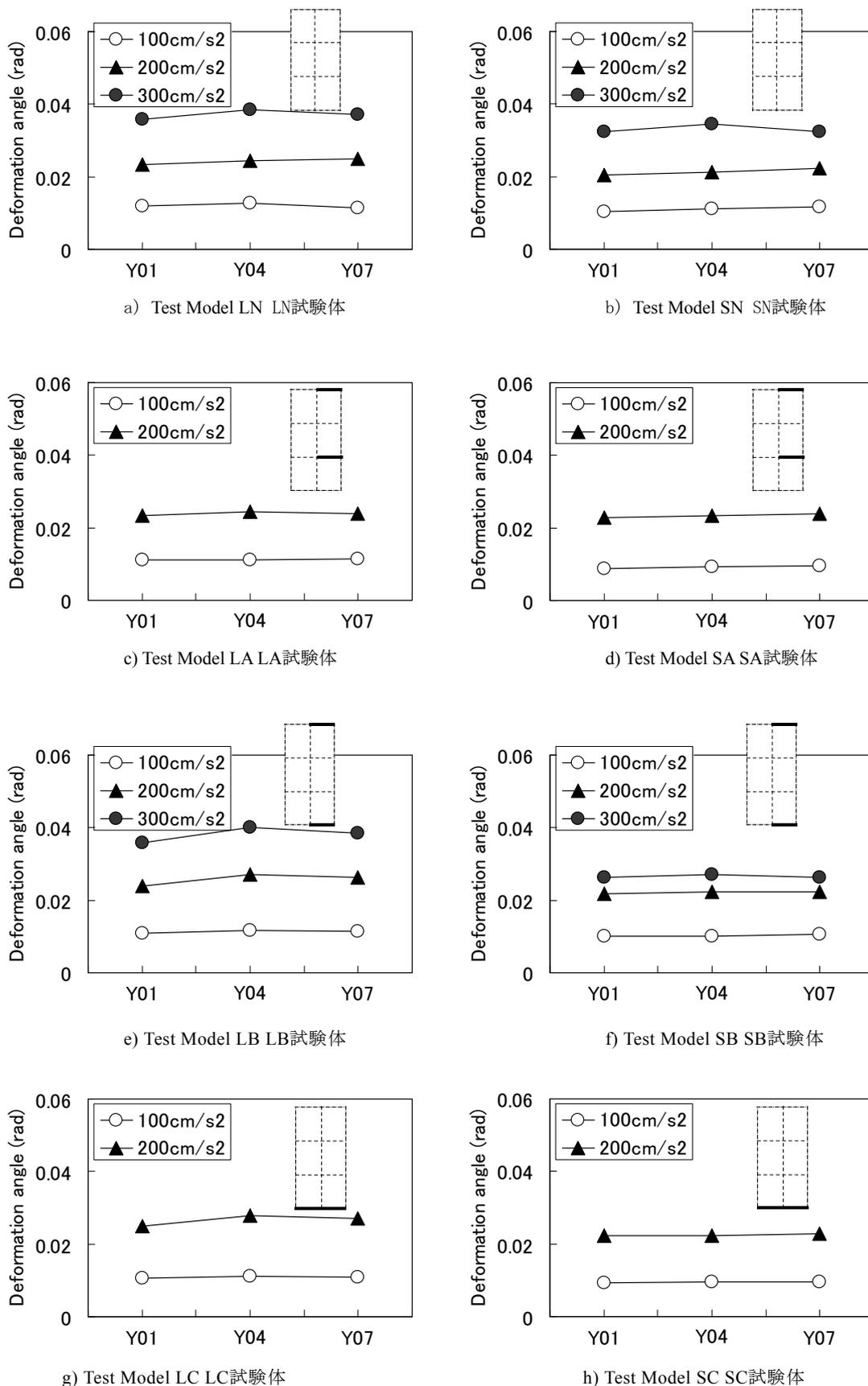


図2.4.63 BCI-L2波X方向加振時の屋根付き試験体の最大応答変形角
 Fig. 2.4.63 Maximum deformation angle under BCI-L2 wave excitation in X-direction (Test Model with Roof).

BCJ-L2 波短手(Y)方向加振時の屋根付き試験体桁レベルの最大応答加速度を図 2.4.64 に、X 方向加振時の最大応答加速度を図 2.4.65 に示す。壁配置 C の場合、Y 方向 300cm/s²加振で SC(短辺折り壁配置 C)試験体 X13 構面の応答加速度が特に大きくなっているが、時刻歴波形でパルスが生じている時点であり、柱脚が滑って着地する瞬間の衝撃によると考えられる。Y 方向 300cm/s²加振時の SC(短辺折り壁配置 C)試験体の応答時刻歴を図 2.4.66 に

示す。柱脚の滑りはビデオ映像からも確認できる。

JMA 神戸波加振時の屋根付き試験体主要構面の最大応答変形角および加速度を図 2.4.67 に示す。L(長辺折り)試験体、S(短辺折り)試験体の最大応答変形角はそれぞれ 1/15rad、1/17rad である。加振中、柱脚の滑りが生じていたことから標準試験体と同様に、柱脚の滑りによって試験体に入力される地震力が低減され、応答変形角が抑えられている可能性がある。

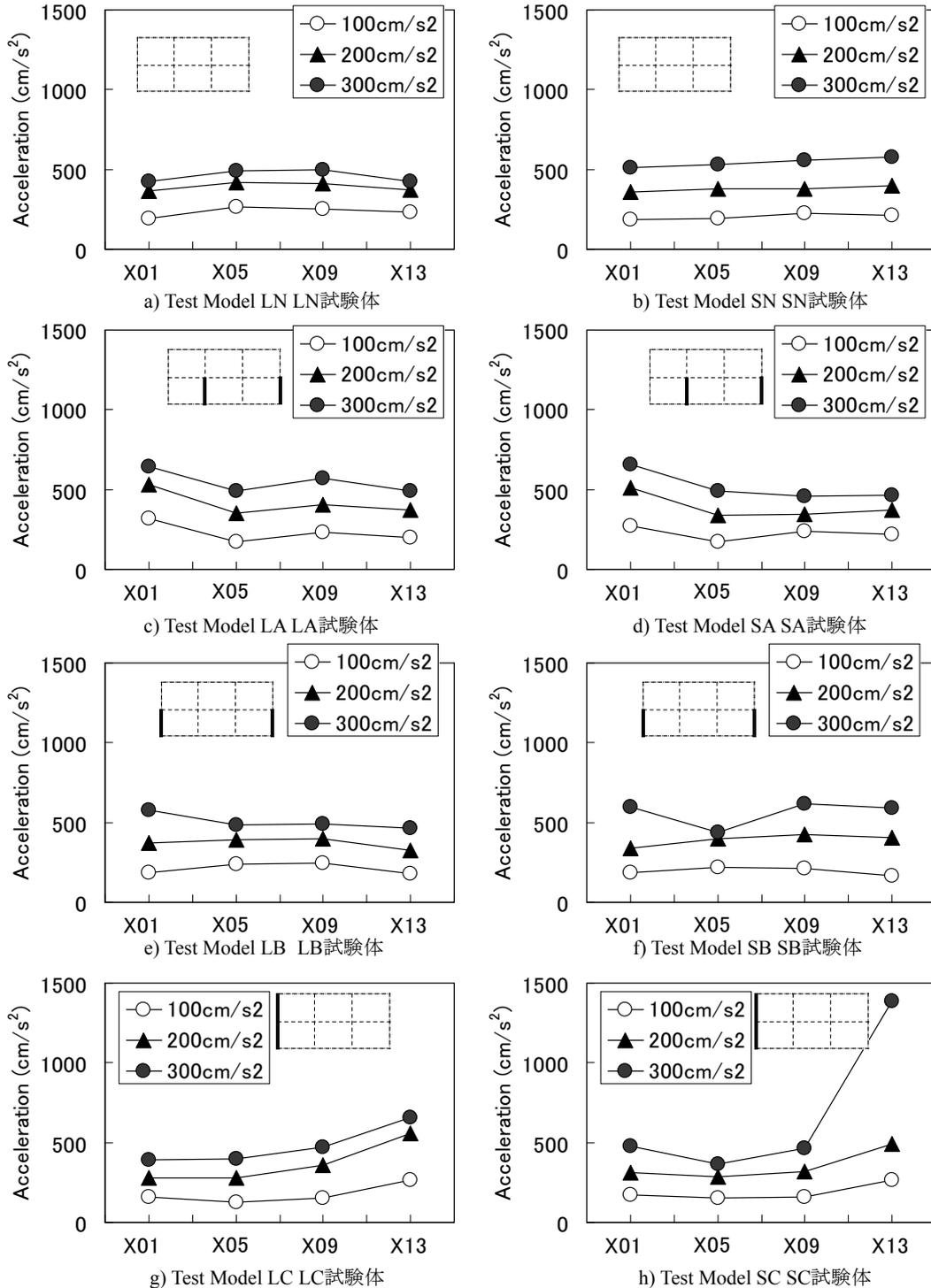
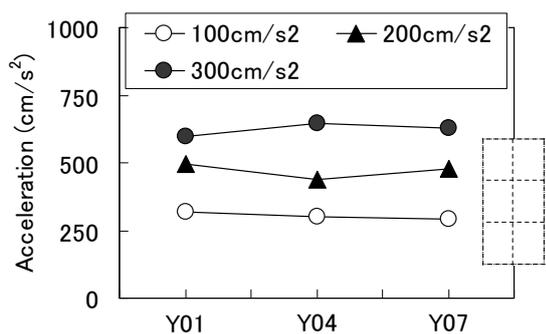
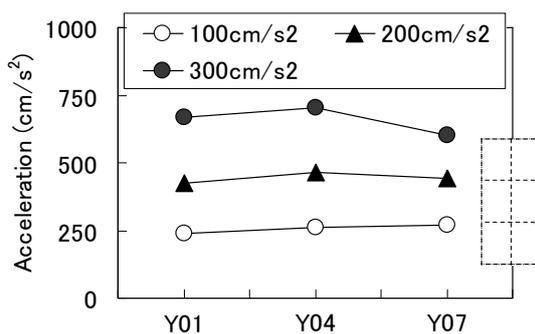


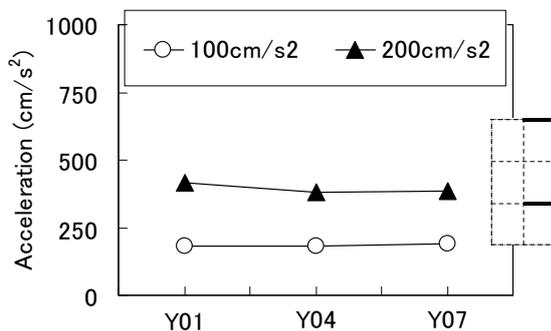
図2.4.64 BCJ-L2波Y方向加振時の屋根付き試験体の最大応答加速度
 Fig. 2.4.64 Maximum response acceleration under BCJ-L2 wave excitation in Y-direction (Test Model with Roof).



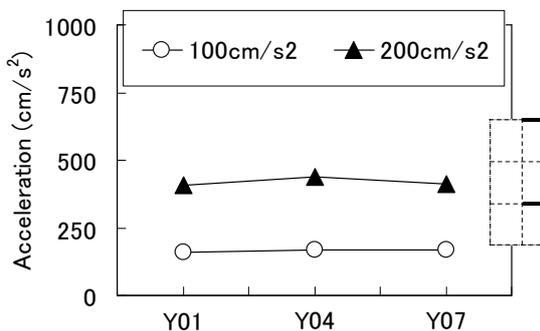
a) Test Model LN LN試験体



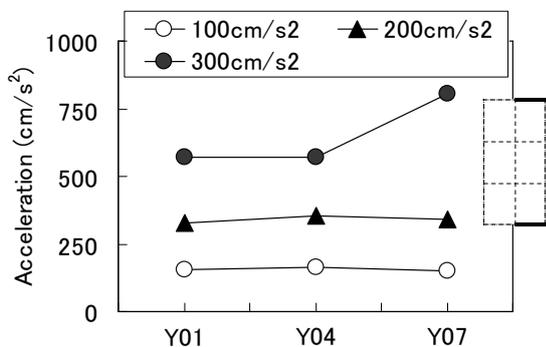
b) Test Model SN SN試験体



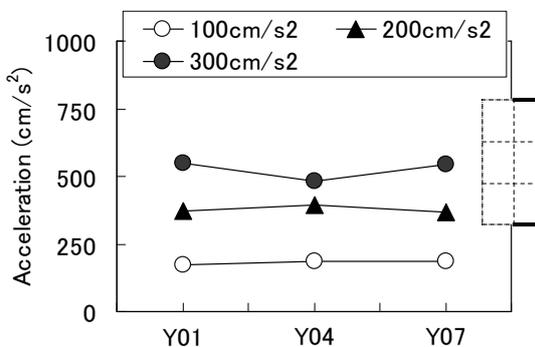
c) Test Model LA LA試験体



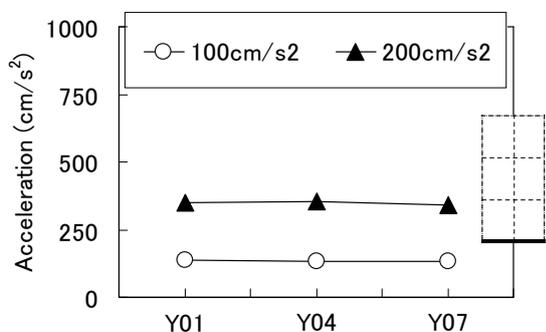
d) Test Model SA SA試験体



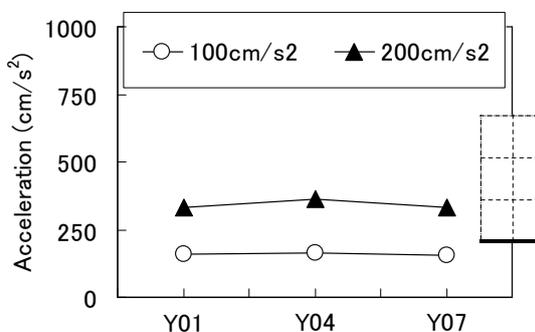
e) Test Model LB LB試験体



f) Test Model SB SB試験体



g) Test Model LC LC試験体



h) Test Model SC SC試験体

図2.4.65 BCJ-L2波X方向加振時の屋根付き試験体の最大応答加速度

Fig. 2.4.65 Maximum response acceleration under BCJ-L2 wave excitation in X-direction (Test Model with Roof).

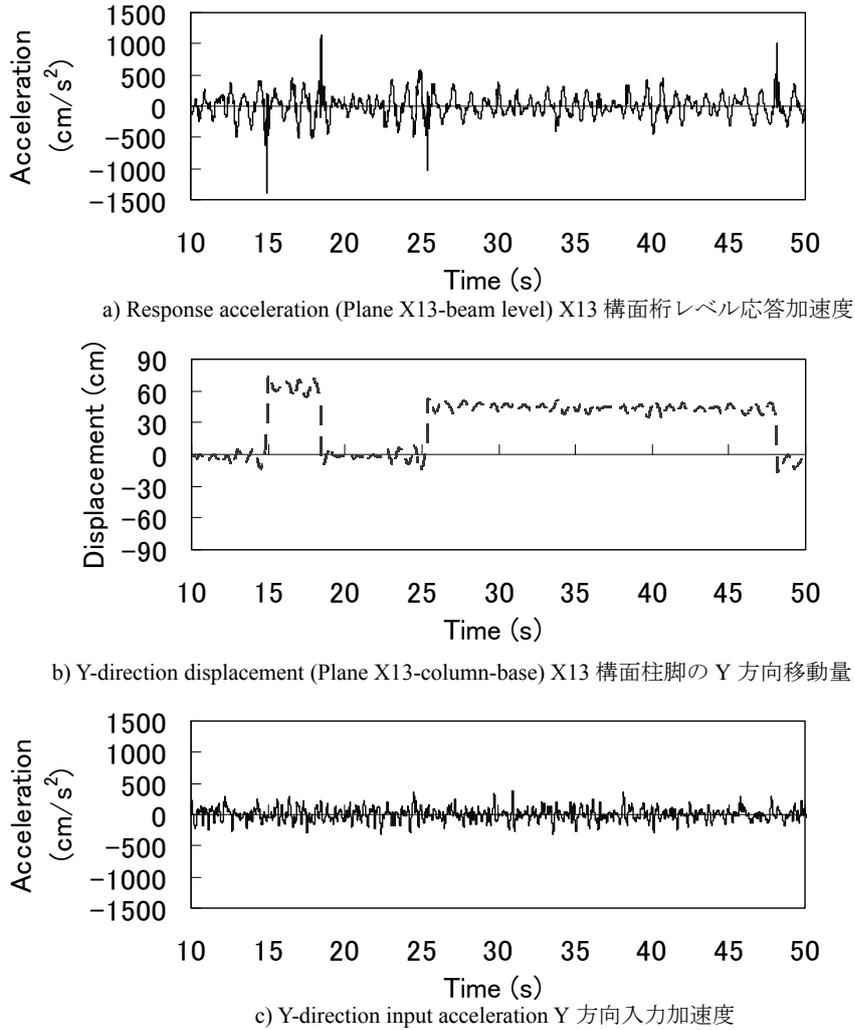


図2.4.66 BCJ-L2波Y方向300cm/s²加振時のSC試験体の応答時刻歴
 Fig. 2.4.66 Response time history under BCJ-L2 wave excitation (300cm/s²) in Y-direction (Test Model SC).

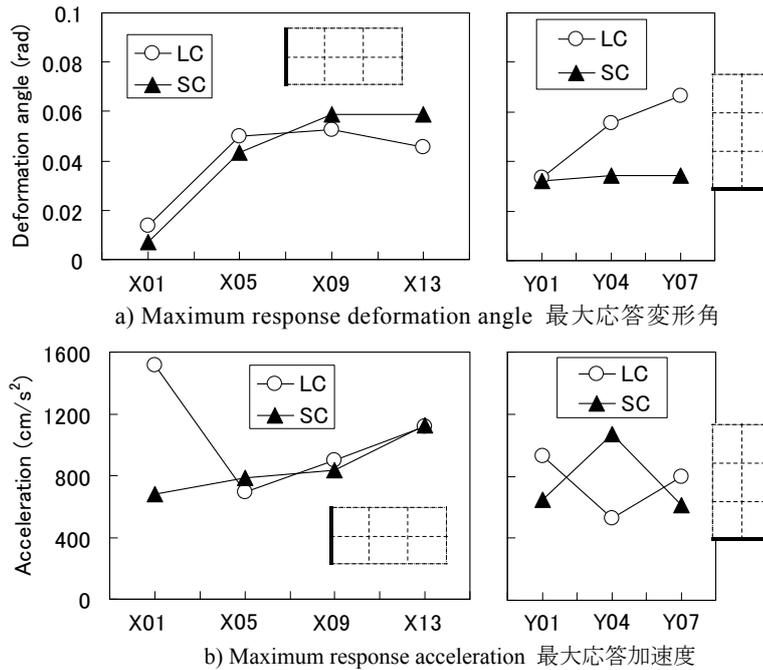


図2.4.67 JMA神戸波加振時の最大応答
 Fig. 2.4.67 Maximum response deformation angle/acceleration under JMA Kobe wave excitation.

2) 荷重変形角関係

荷重変形角関係の算出方法の模式図を図 2.4.68 に示す。BCJ-L2 波短手(Y)方向 300cm/s²加振時の LN(長辺折り壁なし)試験体および SN(短辺折り壁なし)試験体の X1, X5 構面のそれを図 2.4.69 に示す。S(短辺折り)試験体の荷重変形角関係は、各構面を 1 質点系と仮定し、図 2.4.68 a) に示す式から算出した。L(長辺折り)試験体の X5 構面の荷重変形角関係は、小屋組部分が下層部分の振動に及ぼす影響が大きいと考え、図 2.4.68 b) に示す 2 質点系と仮定して算出した。

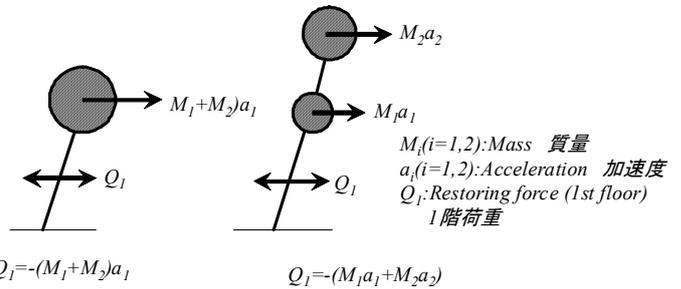
LN(長辺折り壁なし)試験体と SN(短辺折り壁なし)試験体の荷重変形角関係を比較すると、X1, X5 各構面ではほぼ同様の形状を示している。なお、図は省略するが、X9 構面は X5 構面と、X13 構面は X1 構面とほぼ同様の形状となった。

BCJ-L2 波 Y 方向 300cm/s²加振時の LA(長辺折り壁配置 A), SA(短辺折り壁配置 A)試験体の X1, X5, X9 構面の荷重変形角関係を図 2.4.70 に示す。LA(長辺折り壁配置 A)試験体の X5, X9 構面の荷重変形角関係は 2 質点系と仮定している。LA(長辺折り壁配置 A)試験体と SA(短辺折り壁配置 A)試験体の X1 構面はほぼ同様の形状となったが、X5 構面では、LA(長辺折り壁配置 A)試験体の方が荷重は大きく、変形角は小さくなる傾向を示した。X9 構面では、LA(長辺折り壁配置 A)試験体の方がいびつな形状となった。

BCJ-L2 波 Y 方向 300cm/s²加振時の LB(長辺折り壁配

置 B), SB(短辺折り壁配置 B)試験体 X1, X5 構面の荷重変形角関係を図 2.4.71 に示す。また、図は省略するが、X9 構面は X5 構面と、X13 構面は X1 構面と同様な形状を示した。LB(長辺折り壁配置 B)試験体と SB(短辺折り壁配置 B)試験体を比較すると、LB(長辺折り壁配置 B)試験体の方がややいびつな形状となった。構面ごとの荷重変形角関係では、X5 構面が X1 構面と比較して変形角、荷重ともに大きい傾向を示した。

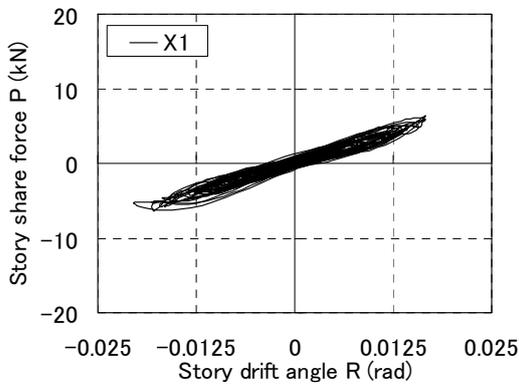
BCJ-L2 波 Y 方向 300cm/s²加振時の LC(長辺折り壁配置 C)試験体および SC(短辺折り壁配置 C)試験体の各構面の荷重変形角関係を図 2.4.72 に示す。LC(長辺折り壁配置 C)試験体と SC(短辺折り壁配置 C)試験体の荷重変形角関係を各構面で比較すると SC(短辺折り壁配置 C)試験体の方が、変形角が大きくなる傾向を示した。また、両試験体ともに、X1 構面で変形角と荷重が最も小さくなり、全ての構面で形状に違いが見られた。



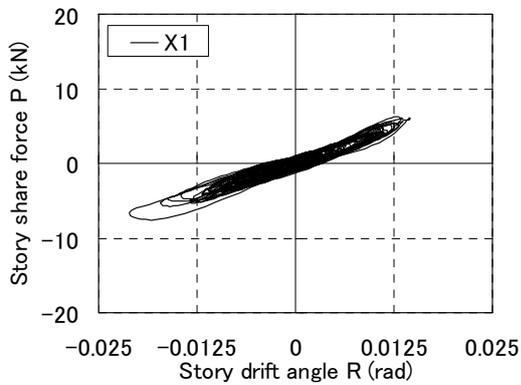
a) 1-mass system 1 質点系 b) 2-mass system 2 質点系

図 2.4.68 荷重の算出方法

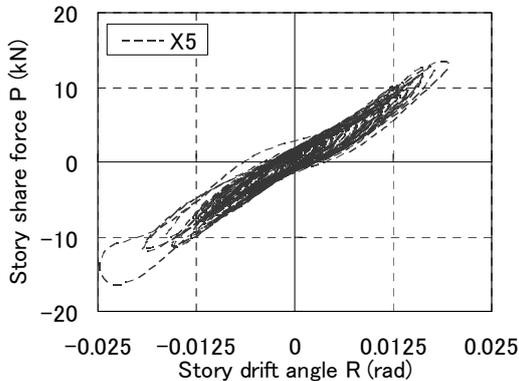
Fig. 2.4.68 Calculation method for restoring force.



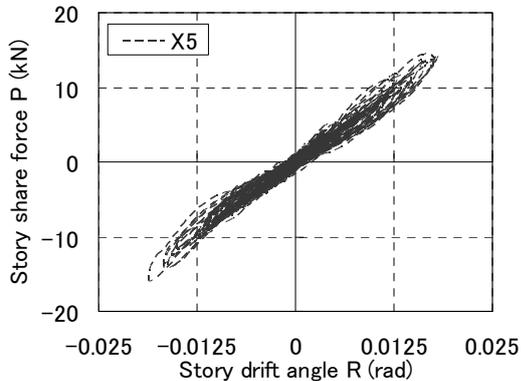
a) Plane X1, Test Model LN LN 試験体, X1 構面



b) Plane X1, Test Model SN SN 試験体, X1 構面



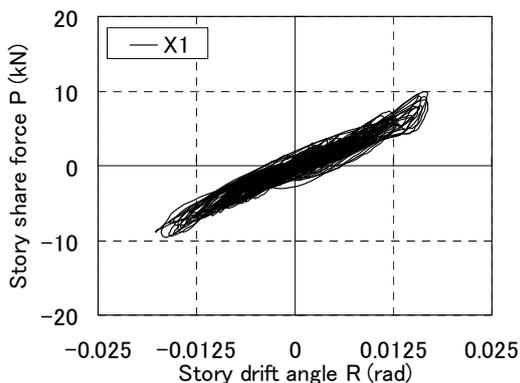
c) Plane X5, Test Model LN LN 試験体, X5 構面



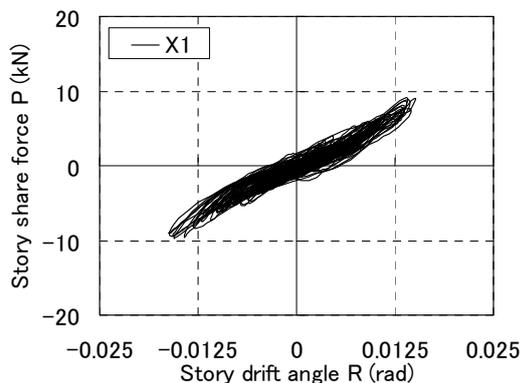
d) Plane X5, Test Model SN SN 試験体, X5 構面

図 2.4.69 BCJ-L2 波 Y 方向 300cm/s²加振時の LN, SN 試験体 X1, X5 構面の荷重変形角関係

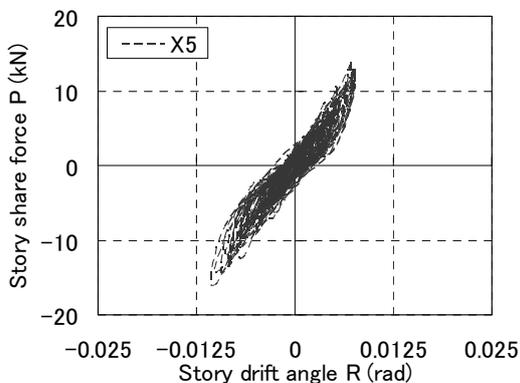
Fig. 2.4.69 Load - story drift relationship under BCJ-L2 wave excitation (300cm/s²) in Y-direction (Planes X1 and 5, Test Models LN and SN).



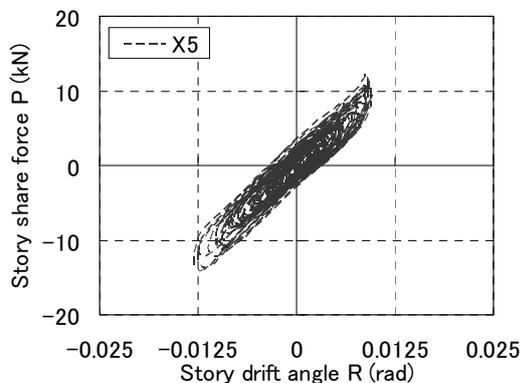
a) Plane X1, Test Model LA LA 試験体, X1 構面



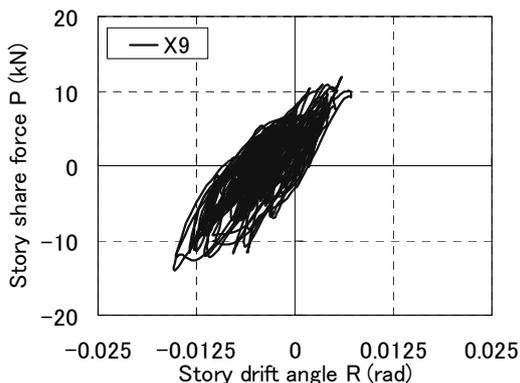
b) Plane X1, Test Model SA SA 試験体, X1 構面



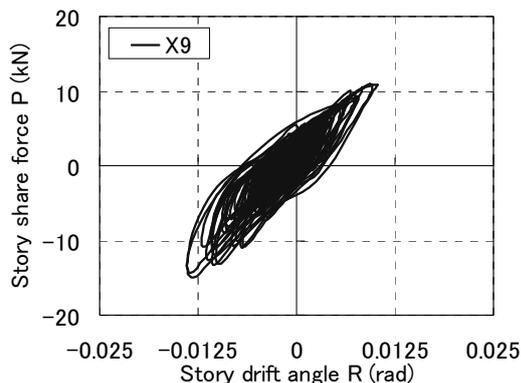
c) Plane X5, Test Model LA LA 試験体, X5 構面



d) Plane X5, Test Model SA SA 試験体, X5 構面

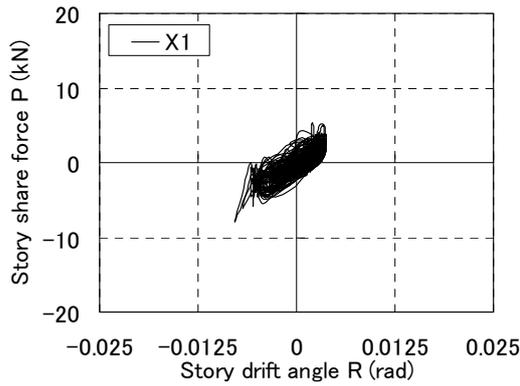


e) Plane X9, Test Model LA LA 試験体, X9 構面

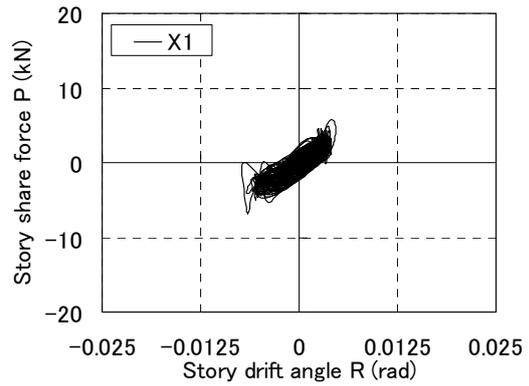


f) Plane X9, Test Model SA SA 試験体, X9 構面

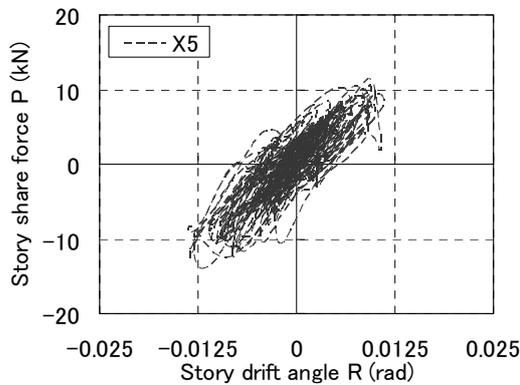
図2.4.70 BCJ-L2波Y方向 300cm/s^2 加振時のLA, SA試験体X1, X5, X9構面の荷重変形角関係
 Fig. 2.4.70 Load - story drift relationship under BCJ-L2 wave excitation (300cm/s^2) in Y-direction (Planes X1, 5 and 9, Test Models LA and SA).



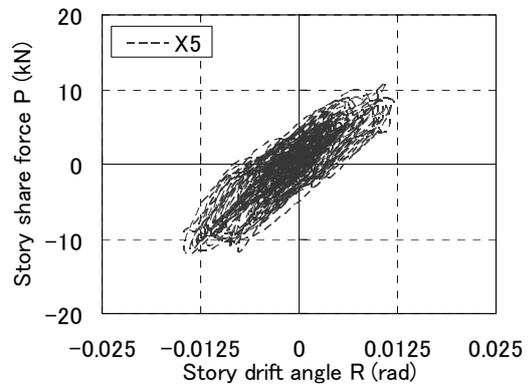
a) Plane X1, Test Model LB LB 試験体, X1 構面



b) Plane X1, Test Model SB SB 試験体, X1 構面

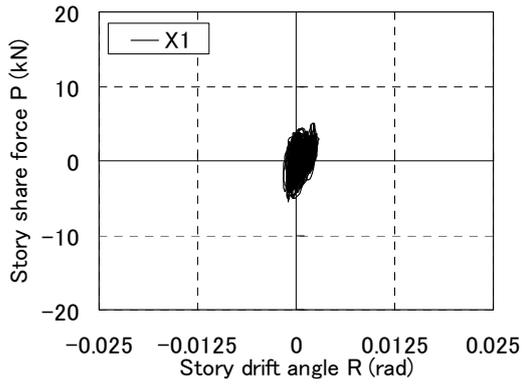


c) Plane X5, Test Model LB LB 試験体, X5 構面

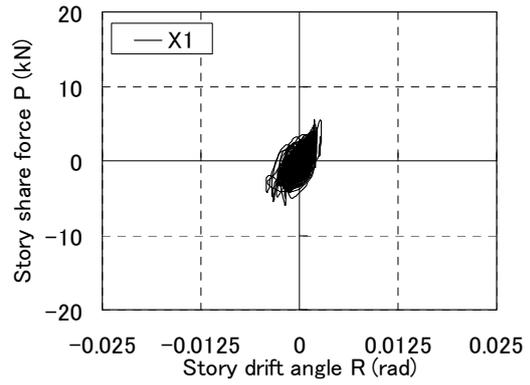


d) Plane X5, Test Model SB SB 試験体, X5 構面

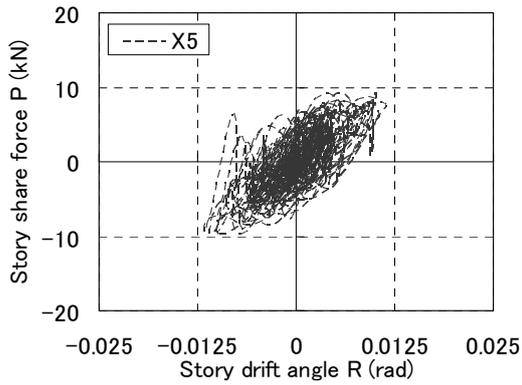
図2.4.71 BCI-L2波Y方向 300cm/s^2 加振時のLB, SB試験体X1, X5構面の荷重変形角関係
 Fig. 2.4.71 Load - story drift relationship under BCI-L2 wave excitation (300cm/s^2) in Y-direction (Planes X1 and 5, Test Models LB and SB).



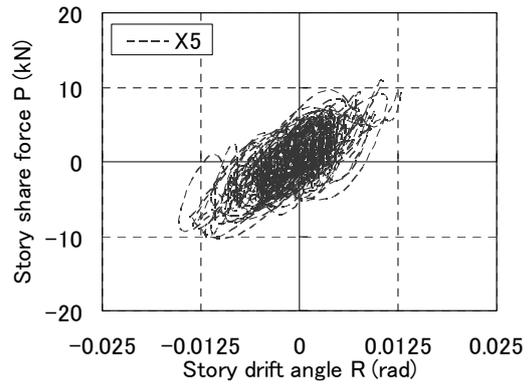
a) Plane X1, Test Model LC LC 試験体, X1 構面



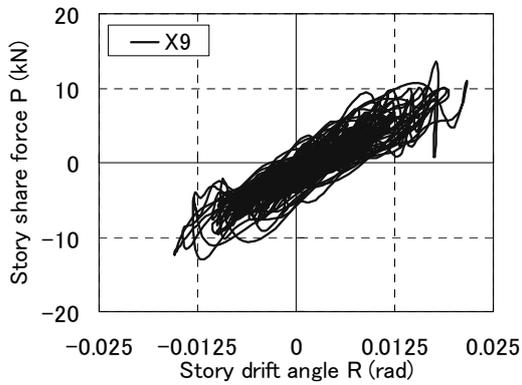
b) Plane X1, Test Model SC SC 試験体, X1 構面



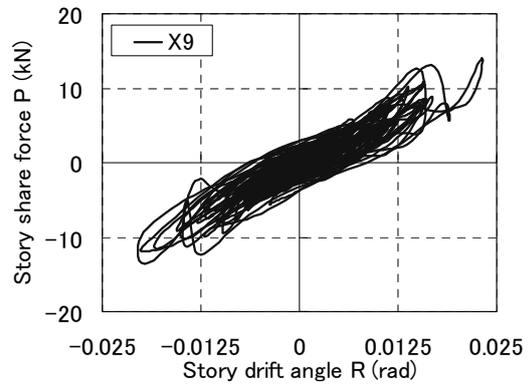
c) Plane X5, Test Model LC LC 試験体, X5 構面



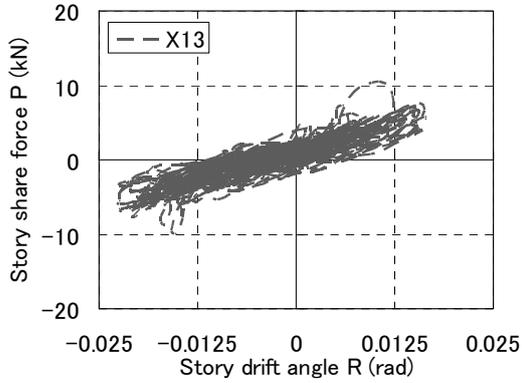
d) Plane X5, Test Model SC SC 試験体, X5 構面



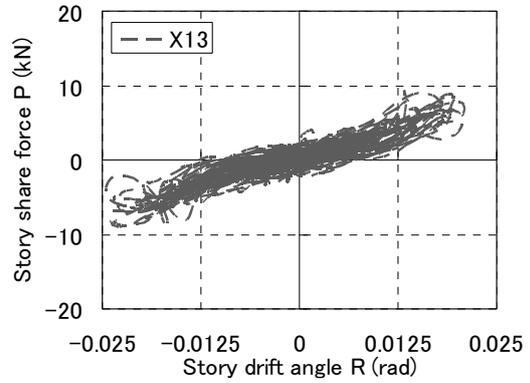
e) Plane X9, Test Model LC LC 試験体, X9 構面



f) Plane X9, Test Model SC SC 試験体, X9 構面



g) Plane X13, Test Model LC LC 試験体, X13 構面



h) Plane X13, Test Model SC SC 試験体, X13 構面

図2.4.72 BCJ-L2波Y方向 300cm/s^2 加振時のLC, SC試験体の荷重変形角関係

Fig. 2.4.72 Load - story drift relationship under BCJ-L2 wave excitation (300cm/s^2) in Y-direction (Test Models LC and SC).

3) 柱脚の滑り

屋根付き試験体の、柱脚の滑り性状について述べる。

図 2.4.73 に、LC(長辺折り壁配置 C)試験体および SC(短辺折り壁配置 C)試験体の、JMA 神戸波加振時における、各構面の柱脚の Y 方向滑り量を示す。図 2.4.73 から、LC(長辺折り壁配置 C)試験体では、X1, X13 構面で大きく滑る時、X5, X9 構面ではほとんど滑っていない。これに対して SC(短辺折り壁配置 C)試験体では、X1, X13 構面が大きく滑る時には、X5, X9 構面でも滑っている。

図 2.4.73 と同じ加振における、LC(長辺折り壁配置 C)試験体と SC(短辺折り壁配置 C)試験体の柱脚移動の時間変化を図 2.4.74 に示す。横軸に時間をとり、加振の 8.0-11.1 秒までの主要構面の柱脚位置を描いたものである。図 2.4.74 から、LC(長辺折り壁配置 C)試験体は、X1, X13 構面では短手(Y)方向に大きく滑り、X5, X9 構面ではほぼ長手(X)方向にしか滑っていないのに対して、SC(短辺折り壁配置 C)試験体は全ての構面で両方向に滑っていることがわかる。

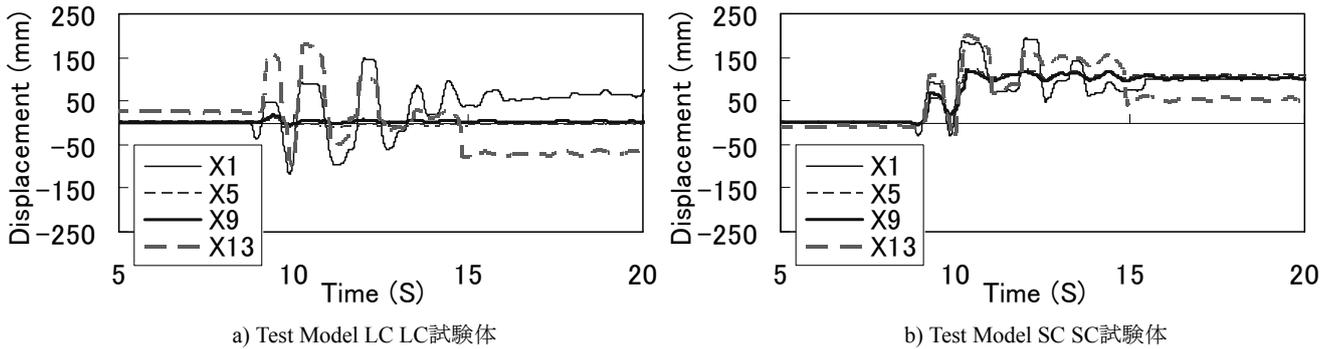
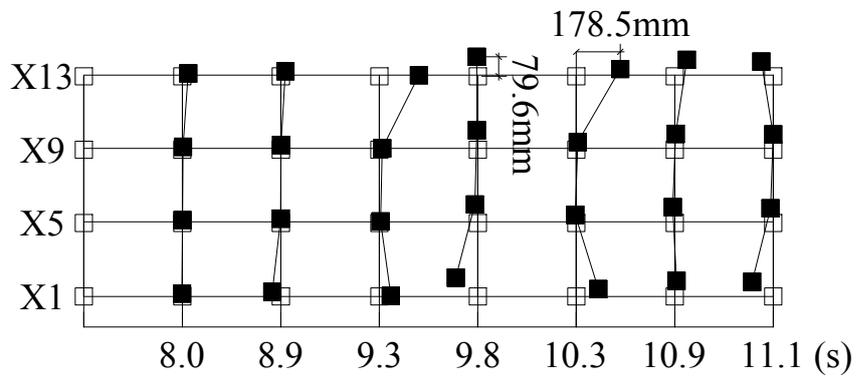
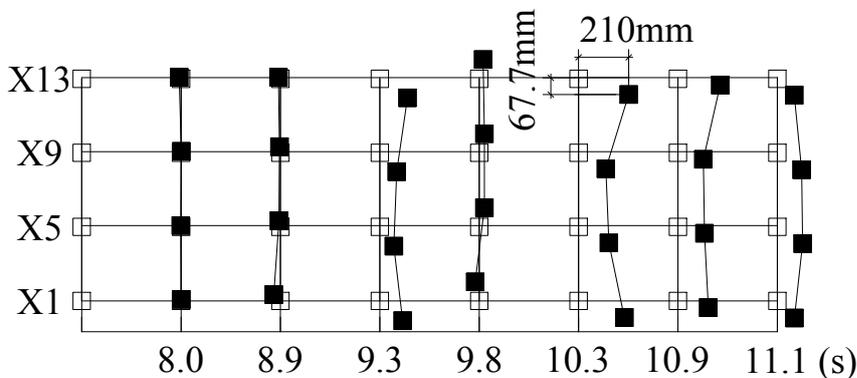


図2.4.73 LC試験体およびSC試験体、各構面のY方向滑り量 (JMA神戸波加振時)
 Fig. 2.4.73 Y-direction displacement of each plane under JMA Kobe wave excitation (Test Models LC and SC).



a) Test Model LC LC試験体



b) Test Model SC SC試験体

図2.4.74 LC試験体およびSC試験体、柱脚移動の時間変化 (JMA神戸波加振時)
 Fig. 2.4.74 Temporal change of column-base displacement under JMA Kobe wave excitation (Test Models LC and SC).

4) 損傷観察

屋根付き試験体では、損傷観察を壁配置なし加振前後、壁配置 A 加振後、壁配置 B 加振前、壁配置 B 加振後、壁配置 C 加振後の計 6 回実施した。

屋根付き試験体

(a) 柱・柱脚

L(長辺折り)試験体，S(短辺折り)試験体の違いによる損傷の違いは，柱・柱脚では大差が見られず，柱に関しては X1-X13 通りに割れ，雇い受けのずれなどの損傷が見られた。また，柱脚に関しては双方の試験体で束の割れが見られたが，通し柱の柱脚には大きな損傷が見られなかった。

(b) 壁

試験体の違いによる損傷状況には大差が見られない。

S(短辺折り)試験体の壁構面に多少の隙間が生じた以外では，小壁に隙間が生じた程度の損傷にとどまっている。

そのほかには，軸組については，足固めのずれ(湾曲)，床束の折損，鎌継ぎ手や雇い接合部の隙間，土台のめり込みや割れの発生，パネルについては，ビス部分での割れ，パネルのせん断ひび割れ，隅角部での圧壊，パネルの面外へのはらみ出しなどの損傷状況が確認できた。

以上より，今回の実験における損傷観察の結果を以下にまとめる。

- ・ 屋根のかけ方によっても，残留変形の傾向は異なり，屋根のかけ方が大きく影響する場合と平面的なバランスが大きく影響する場合があることが示された。

2.4.8 屋根付き試験体の撤去および解体時観察

1) 解体工程と観察方法

試験体は加振終了後、震動台上で壁を取り外し、仮筋かいで固定した上で吊り上げハンガー、吊り治具とワイヤーを用いて震動台脇に移動しており(図 2.4.75-2.4.76)、解体観察時には壁は取付いていない。屋根付き試験体は瓦を下ろし、小屋組の解体を行っている。ここでは、軸組解体時に観察された損傷について報告する。

屋根付き試験体では、まず地棟および桁を取り外し、差鴨居上までの軸組とした。その後、短手の構面を取り外した。

観察は、標準試験体と同様の手順で行った。観察により確認できた全ての損傷を軸組図に記入し、損傷が確認できなかった構面については掲載していない。また各試験体の特徴ある損傷を写真で示した。観察箇所としては、実験時に観察が難しい接合部の内部である。損傷は、最

終加振の JMA 神戸波加振による損傷が最も直接的と考えられるが、壁配置や入力波を変えて行った実験終了時までまでに生じた損傷の累積である。

2) 損傷の性状

損傷発生箇所は管柱-横架材の柱頭ほぞ、柱-横架材接合部の断面欠損部がどの試験体でも多く見られた。これに加え、屋根付き試験体では横架材の継手部分での損傷が見られた。

表 2.4.10 に試験体別の損傷箇所数を示す。屋根付き試験体では、差鴨居下での柱の損傷が L(長辺折り)試験体に比べて S(短辺折り)試験体の方が少ない。屋根付き試験体の柱脚は、足固め標準試験体と異なり柱が礎石まであることと、柱が太いことが影響したためか柱脚での損傷がほとんど見られなかった。以下に各試験体の損傷箇所を記した図と、特徴的な損傷箇所の写真を図 2.4.77-2.4.80 に示す。



図2.4.75 L試験体の撤去
Fig. 2.4.75 Removal of Test Model L.



図2.4.76 S試験体の撤去
Fig. 2.4.76 Removal of Test Model S.

表 2.4.10 屋根付き試験体 部材別の損傷箇所数
Table 2.4.10 Number of damaged areas per member (Test Model with Roofs).

Test model 試験体	Column-top 柱頭						Column-base 柱脚						Horizontal member 横架材				
	Corner column 隅柱			Center column 中柱			Corner column 隅柱			Center column 中柱				Strut 束			
	Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計		Breakage 折損	Crack 亀裂	Total 計	
Roofs 屋根	Test model L L(長辺折り)	0	2	2	1	5	6	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1
	Test model S S(短辺折り)	0	1	1	1	3	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3

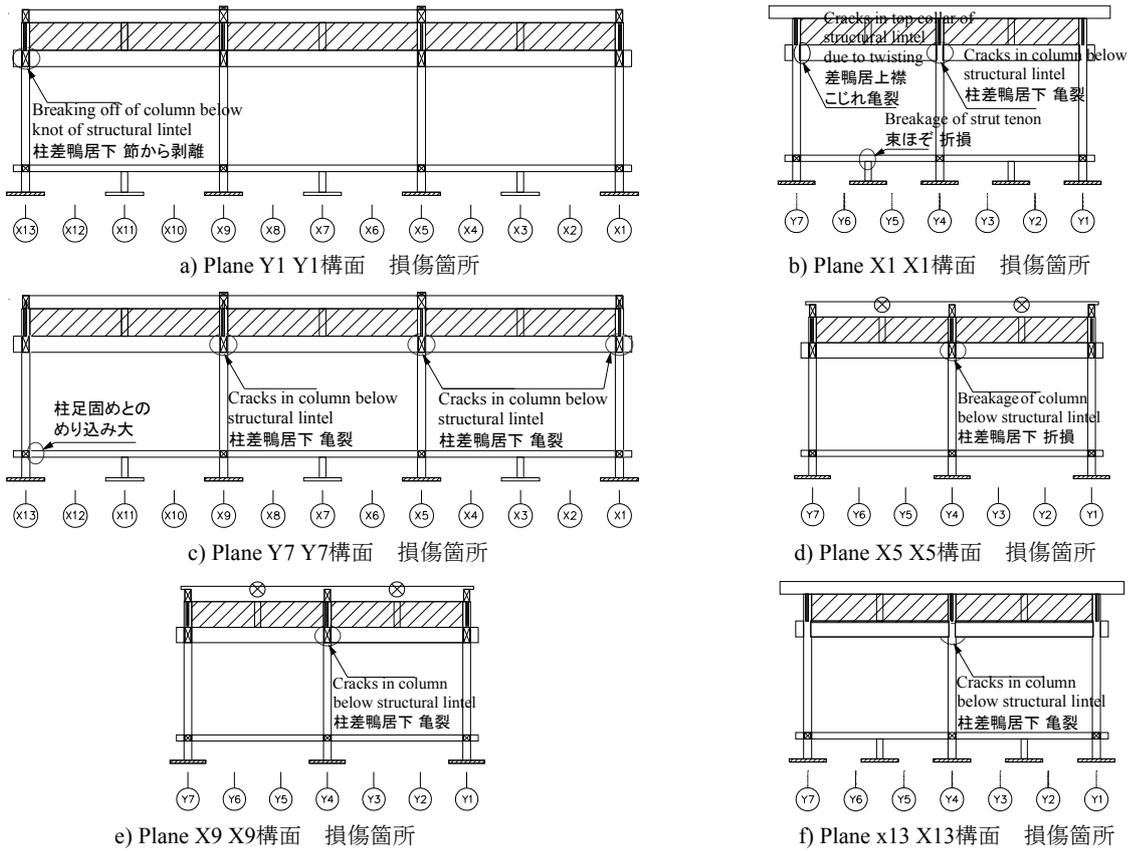


図2.4.77 屋根付き試験体L(長辺折り)の解体時損傷

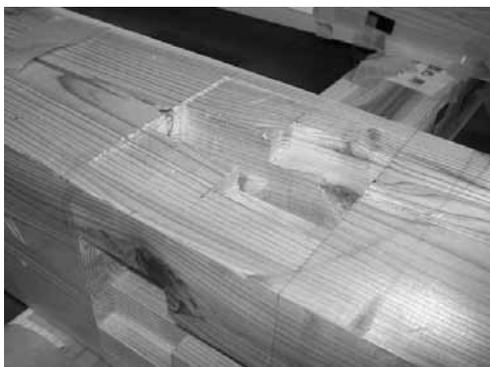
Fig. 2.4.77 Damage observed at dismantling (Test Model L with Roof/gable on long-side).



a) Breakage of Strut X1-Y5-6 tenon.
X1Y5-6束ほぞ折損



b) Cracks in Structural Lintel X11-Y1 due to twisting.
X1Y7差鴨居こじれによる亀裂



c) Dent in Column X13-Y7 and horizontal tie.
柱と足固めとのめり込み



d) Breakage of Column-top X5-Y4 below structural lintel X13Y7.
X5Y4 柱差鴨居下で折損

図2.4.78 屋根付き試験体L(長辺折り)の解体時損傷

Fig. 2.4.78 Damage observed at dismantling (Test Model L with Roof/gable on long-side).

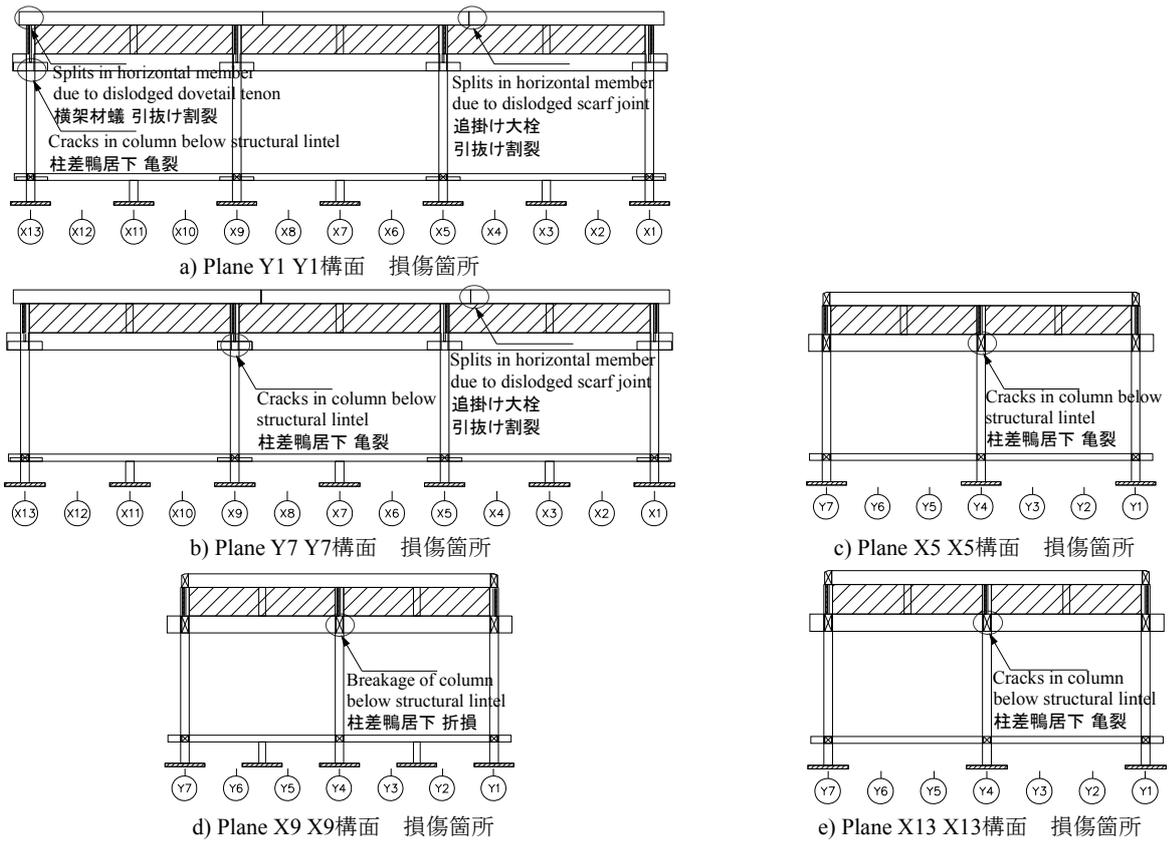
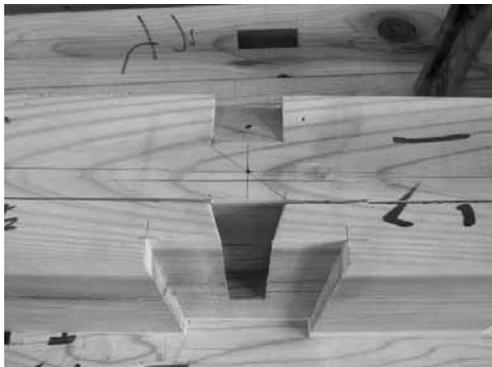


図2.4.79 屋根付き試験体S(短辺折り)の解体時損傷

Fig. 2.4.79 Damage observed at dismantling (Test Model S with Roof/gable on short-side).



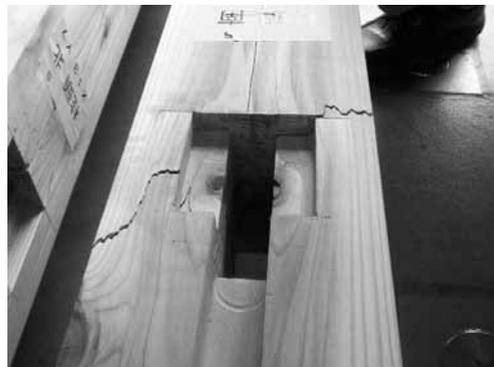
a) Splits in Horizontal Member X11-Y1 due to dislodged dovetail tenon.
X11Y1横架材蟻引抜け割裂



b) Cracks in column X13-Y1 below structural lintel.
X13Y1柱差鴨居下の亀裂



c) Splits in Horizontal Member X3-Y7 due to dislodged oblique scarf joint.
X3Y7横架材追掛け大柱引抜け割裂



d) Breakage of Column-top X5-Y4 below structural lintel.
X5Y4柱差鴨居下で折損

図2.4.80 屋根付き試験体S(短辺折り)の解体時損傷

Fig. 2.4.80 Damage observed at dismantling (Test Model S with Roof/gable on short-side).

2.5 伝統構法建物実験のまとめ

伝統構法建物実験では、3つの研究課題に着目した震動台実験を実施した。3つの研究課題とは、各構面が別々の挙動を示すこと、柱脚の固定方法によって応答に違いが生じること、屋根の形状が建物応答に影響を与えることである。耐力壁の配置(偏心率)・水平構面(床)の剛性・柱脚の仕様・屋根形状をパラメータとした8体の実大試験体による震動台実験によってこれらの研究課題を検討した結果、振動特性や応答性状、損傷状況に関しての知見が得られた。

以下に本章で得られた成果を示す。

2.2 節では各試験体および治具の仕様を述べた。試験体のパラメータである耐力壁の配置パターン、水平構面の剛性を変化させるための3種類の床仕様、2種類の柱脚仕様、そして2種類の屋根形状を写真および図を用いて述べた。

2.3 節では、試験体の建設場所から震動台へ安全かつ迅速に移動させるための曳家および吊り上げ方法についての記録を述べた。また、耐震性能を検討する際に重要となる建物重量についても述べた。

2.4 節では、震動台実験についてまとめた。入力地震動として、日本建築センター模擬波 BCJ-L2、1995年兵庫県南部地震で記録された JMA 神戸波を用いた各試験体の加振一覧を示した。また、各試験体で共通の計測計画を図示した。

耐力壁の配置パターンを変更することで偏心率を変化させた場合、1次振動モードに最も大きく影響を与えることが確認された。偏心率を最も大きくした試験体は、壁を設置していない構面の1次振動モードの振幅および

最大層間変形角が大きい。最大応答加速度を用いた検討では、壁を配置して剛性を高くした構面の値が必ずしも大きくならない。最大層間変形角と最大応答加速度には、明確な相関関係は見られなかった。

水平構面の剛性に関する検討では、床剛性を最も低くした柔床仕様試験体の1次振動モードから、各構面が個別に振動している傾向が見られた。壁量が少ない構面ほど大きく振動する傾向が強く、1次振動モードも直線的ではない。フーリエスペクトル比による1次卓越振動数には、水平構面の剛性による明瞭な違いは見られなかった。最大応答変形角を用いた検討では、床剛性を高くした試験体ほど応答値の分布が直線的であった。一方、柔床試験体、半剛床試験体では、各構面が個別に振動しているような挙動が見られる。以上より、床剛性の違いは建物の応答に少なからず影響を与えることが確認された。

柱脚仕様の違いは、最大応答加速度に最もよく見られた。土台試験体と比較して、足固め試験体の最大応答加速度が全体的に小さい。JMA 神戸波を用いた加振では、足固め試験体の柱脚が大きく水平方向に移動し、その移動量は10-20cmにも達した。

屋根形状をパラメータとした実験では、屋根形状の違いによって、高次の振動モードに影響を与えることが確認された。最大応答変形角には、明瞭な違いは見られなかった。これは、屋根形状をパラメータとした試験体は2体ともに柱脚が足固め仕様であるため、柱脚の水平移動が生じたことも一因である可能性が指摘される。柱脚の水平移動に着目すると、L(長辺折り)試験体では、主に短手方向にのみ水平移動するが、S(短辺折り)試験体ではすべての方向に移動した。荷重変形角関係では、屋根形状により質点系を変えて計算した結果、全ての構面の復元力特性に違いが見られた。

3. 在来構法建物実験

3.1 実験概要

在来構法建物実験は、軸組構法で建設された既存木造住宅の耐震性について、主に経年変化の影響、不完全な耐震補強の効果、地盤・基礎の影響を確認した。試験体は2体とし、**図 3.1.1** に示す平成17年度実験で移築した2体のうち左側のA棟と称された耐震補強を実施しなかった建物を新築で再現した。新築で再現した試験体の写真を**図 3.1.2** に示す。新築した2体のうち、1体は経年変化の影響を評価するためA棟と同一の仕様にしたC棟である。もう1体は、C棟に不完全な耐震補強、模擬地盤、

コンクリート基礎を追加したD棟である。D棟の耐震補強は、平成17年度試験体のB棟に実施した耐震補強方法と同様とし、接合金物のみ変更した不完全な耐震補強である。不完全な耐震補強とは、経済的な耐震補強手法の開発を目的とし、主に接合金物の不足とした。模擬地盤は発泡系プラスチック(以下、EPS)で作成した。

実験は震動台上に2体を同時に設置し、A棟と同じ地震動で加振を実施した。実験は建物の倒壊まで行うこととし、先ずC棟を倒壊させた。その後、倒壊した建物を撤去し、残ったD棟も倒壊させて実験を終了した。



図3.1.1 平成17年度移築補強・無補強試験体 (左:A棟, 右:B棟)

Fig. 3.1.1 Relocated Seismic Retrofitted/Non-Retrofitted Models Test (2005)
(left/right: Test Models A/B).



図3.1.2 平成18年度補強・無補強試験体 (左:C棟, 右:D棟)

Fig. 3.1.2 Seismic Retrofitted/Non-Retrofitted Conventional Test Models (2006)
(left/right: Test Models C/D).

3.2 試験体の仕様

3.2.1 試験体概要

試験体は C 棟 D 棟の 2 体である。C 棟とは、平成 17 年度に実験した A 棟と同一の仕様を可能な限り新築で再現することを目指した試験体とした。A 棟が新築されたのは 1974 年であり、C 棟 D 棟を新築した 2006 年時点で入手が不可能な建材などもあったため、そのような部材については入手可能な部材を使用した。また、A 棟を E-ディフェンスに移築するために切断した部分および、切断面の補強は再現しない。もう一体の試験体である D 棟は、C 棟と同一の仕様で新築した建物に、コンクリート製の布基礎と模擬地盤(EPS)を設置したものである。さらに、平成 17 年度の実験で B 棟に対し実施した耐震補強(接合金物、構造用合板、筋かい、水平構面)を実施するが、柱頭・柱脚の接合金物については、耐震補強設計上必要とされる金物より性能の低い CP-T 金物同等品を用いる。A 棟の移築前各階平面図を図 3.2.1 に、C 棟の平面図、立面図を図 3.2.2 に、D 棟の平面図、基礎伏図および金物配置図を図 3.2.3 に、各棟の主要仕上げを表 3.2.1 に示す。

C 棟・D 棟の材種は、土台および大引にアピトン、通

し柱にヒノキ、管柱・間柱はベイツガ、梁桁はベイマツとし、筋かいはスギとベイツガである。土台の断面寸法は 105×105mm とし、継手は腰掛けあり継ぎまたは腰掛けかま継ぎとする。隅部接合部は大入れこねほぞ差し割りくさび締め又は片あり掛けとし、火打ちは用いない。T 字接合部および十字接合部は、大入れあり掛けとした。通し柱および管柱の断面寸法は 100×100mm とし、横架材との仕口は短ほぞ差し釘打ち程度とした。間柱の横架材との仕口は上部ほぞ差し下部突きつけとし、下部は N75 釘を斜め打ちした。筋かいとの接合部は、間柱を切り欠き N75 釘を平打ち、通し貫とは添えつけて N65 釘を平打ちした。

筋かいは A 棟に建設時から設置されていた既存筋かいを C 棟 D 棟に設置した。D 棟には、既存筋かいに加えて耐震補強で設置した補強筋かいも併せた 2 種類を設置した。既存筋かいの樹種はスギとし、断面寸法 30×90mm、仕口は柱に大入れし、釘 2 本斜め打ちとした。一方、補強筋かいは、樹種をベイツガ、断面寸法は 45×90mm とした。接合部は、ニュー皿ビス筋かいボックスを、スクリュウくぎで平打ちとした。

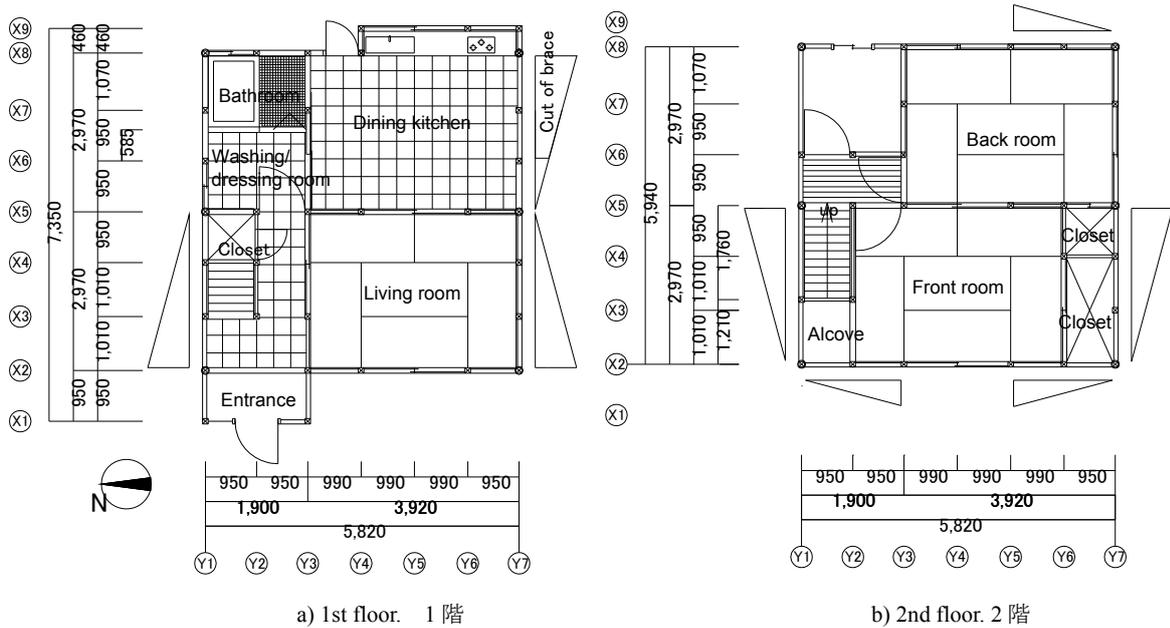


図 3.2.1 移築補強・無補強試験体(A 棟)の平面図(移築前)
 Fig. 3.2.1 Test model A floor plans. (before relocation).

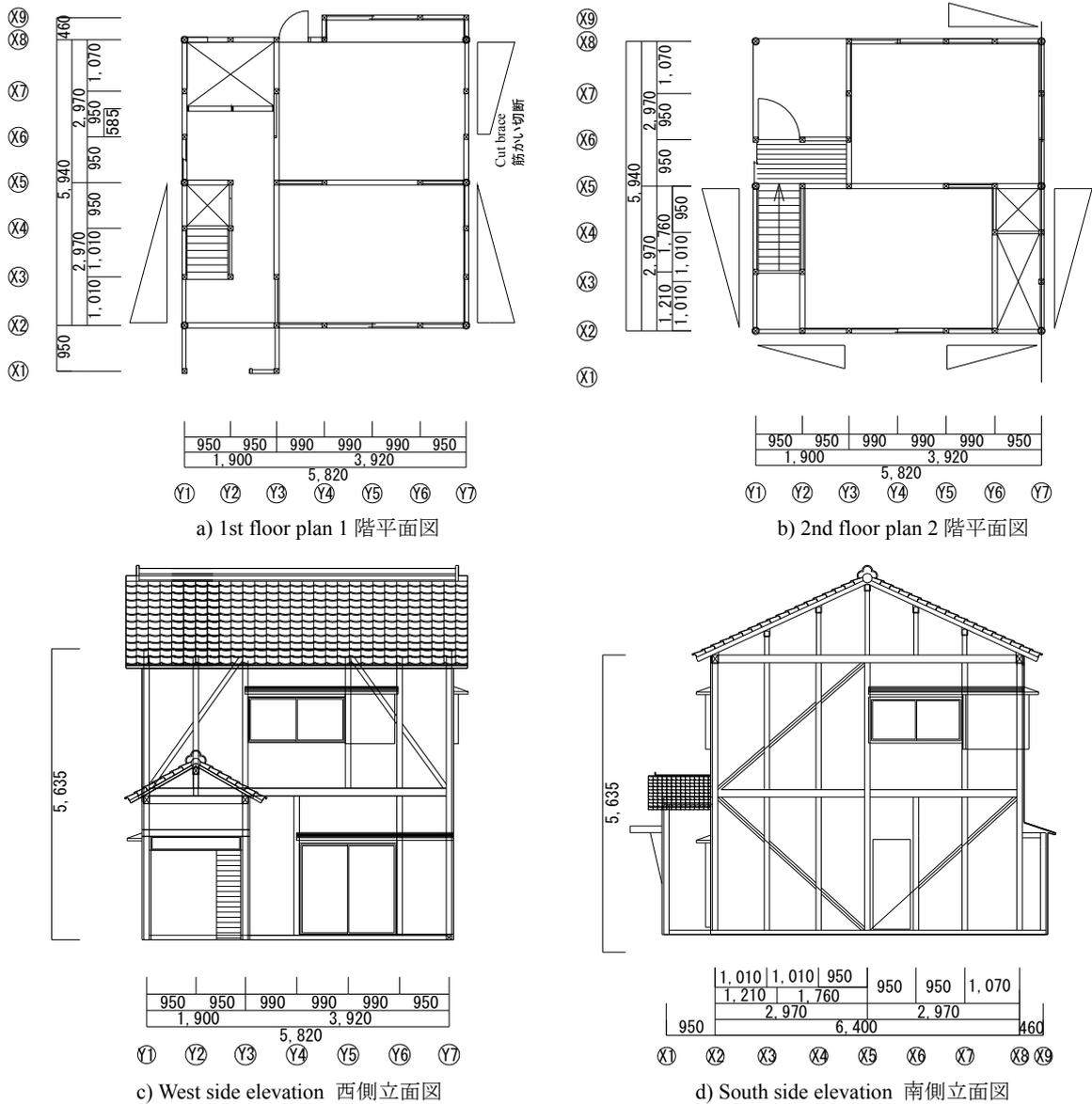


図 3.2.2 C 棟の平面図および立面図
 Fig. 3.2.2 Plan and elevation (Test Model C).

表 3.2.1 C 棟, D 棟の概要
 Table 3.2.1 Outline of Test Models C and D.

	Test Model C C棟	Test Model D D棟
Base 架台	Steel base 鉄骨架台	Simulated ground 模擬地盤 Concrete/footing beam コンクリート製布基礎
Roof 屋根	Japanese tile roofing 日本瓦葺	
Exterior wall 外壁	Metal lath-mortar/wood lath base ラスモルタル塗、木ずり下地	
	Brace 筋かい	Brace/structural plywood 筋かい、構造用合板
Interior wall 内壁	Juraku finish coating/mud base じゅらく塗仕上げ、 土塗り下地	Juraku finish coating/mud base じゅらく塗仕上げ、土塗り下地
		Brace/structural plywood 筋かい、構造用合板
Ceiling 天井	None 無	
Floor 床	1st floor: plywood/2nd floor: Apiton flooring 1階:合板、2階:アピトンフローリング	
Floor area 床面積	1 F	37.73 (m ²)
	2 F	34.57 (m ²)
Floor height 階高	1 F	2,850 (mm)
	2 F	2,700 (mm)

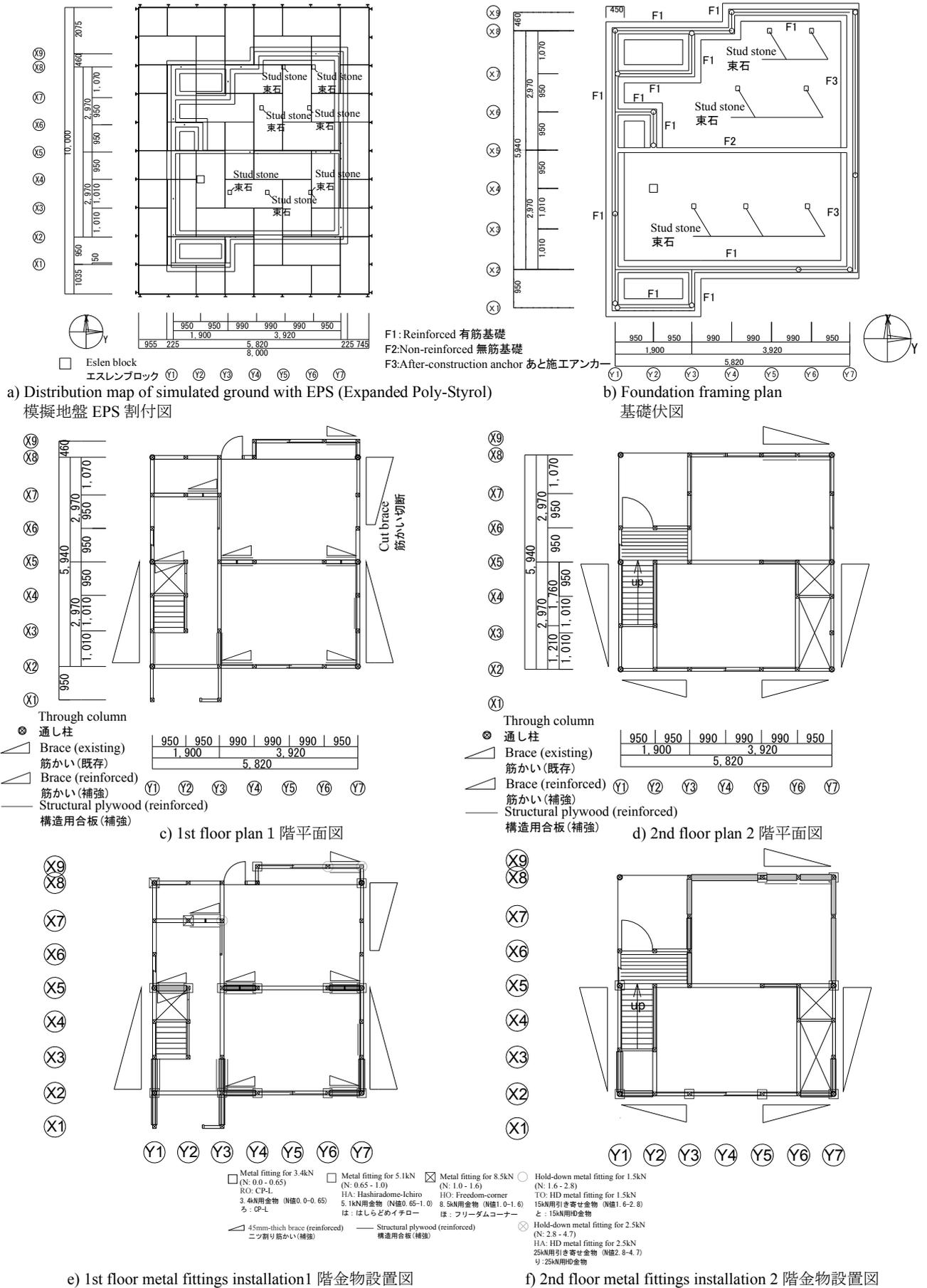


図 3.2.3 D 棟の平面図

Fig. 3.2.3 Plan (Test Model D).

土塗り壁の間渡し竹は、丸竹で径 15mm 前後のものとした。小舞竹は割竹とし、幅 10~15mm 程度、小舞の間隔は 30~40mm 間隔とした。塗り土は淡路島の土を使い、塗り回数は 2 回とした。塗り厚は外周壁 50mm、間仕切 60mm とし、中塗りは、外周壁は内壁側のみ、間仕切り壁は両側を実施した。なお、各階とも天井は設置しないが、天井より上の壁は、竹小舞のみとし、荒壁・中塗りとも施工しない。

モルタルは、普通ポルトランドセメントの品質として、JIS R 5210(ポルトランドセメント)に適合するものとした。砂の粒度は、下塗り 5mm 以下、上塗り 2.5mm 以下である。塗り回数は下塗りと上塗りの 2 回塗りとし、塗り厚は下塗り：7mm、上塗り：8mm 程度とした。

模擬地盤には、積水化成工業製発泡スチロール D16(重量 0.16kN/m³)の EPS を用いた。基礎下の厚さは 520mm とし基礎周囲は EPS で 250mm 埋め戻した。さらに模擬地盤周囲は鉄骨で補強した。図 3.2.4 に模擬地盤

の断面図を示す。模擬地盤の再現目標は盛土であり、長期許容支持力度 41.2 kN/m²、地盤反力係数 14000kN/m³を想定した。この地盤の N 値は文献 1)より 5 程度であると推定される。

D 棟の基礎は布基礎とし、一体の鉄筋コンクリート造とした。ただし、X5 通りと Y7 通りの布基礎については無筋コンクリート造であり、Y7 通りにはあと施工アンカーによる補強を実施した。また、1 階の浴室周りは、布基礎の上にコンクリートブロックを積み上げた腰壁とし、鉄筋による補強は行わない。コンクリートは、JIS A 5308 に規定されたレディーミクストコンクリートとする。スランプは 18cm とし、呼び強度は 18 N/mm²で設計した。異径鉄筋は SD295A を用いた。図 3.2.5 に基礎断面図を示す。アンカーボルトはコンクリート基礎に埋め込み、その埋設位置と本数は、C 棟と同じ平面位置とした。ホールダウンのコンクリートへの埋め込み長さは 360mm 以上である。

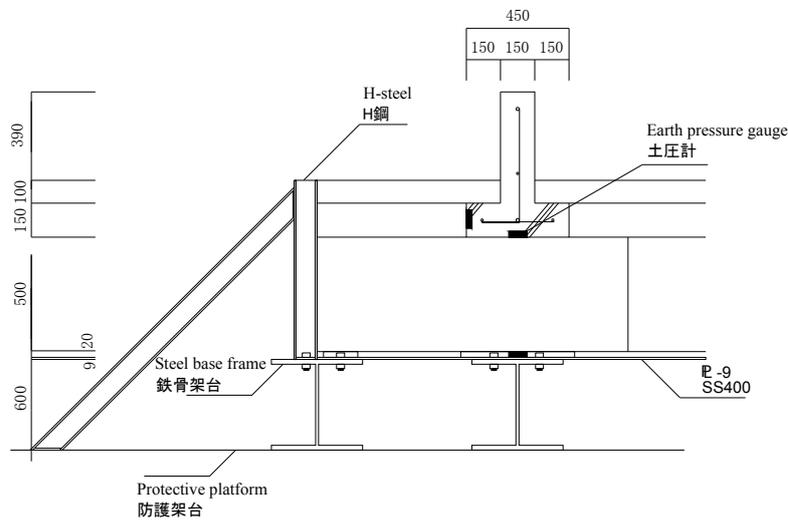


図 3.2.4 模擬地盤断面図
Fig. 3.2.4 Simulated ground section plan.

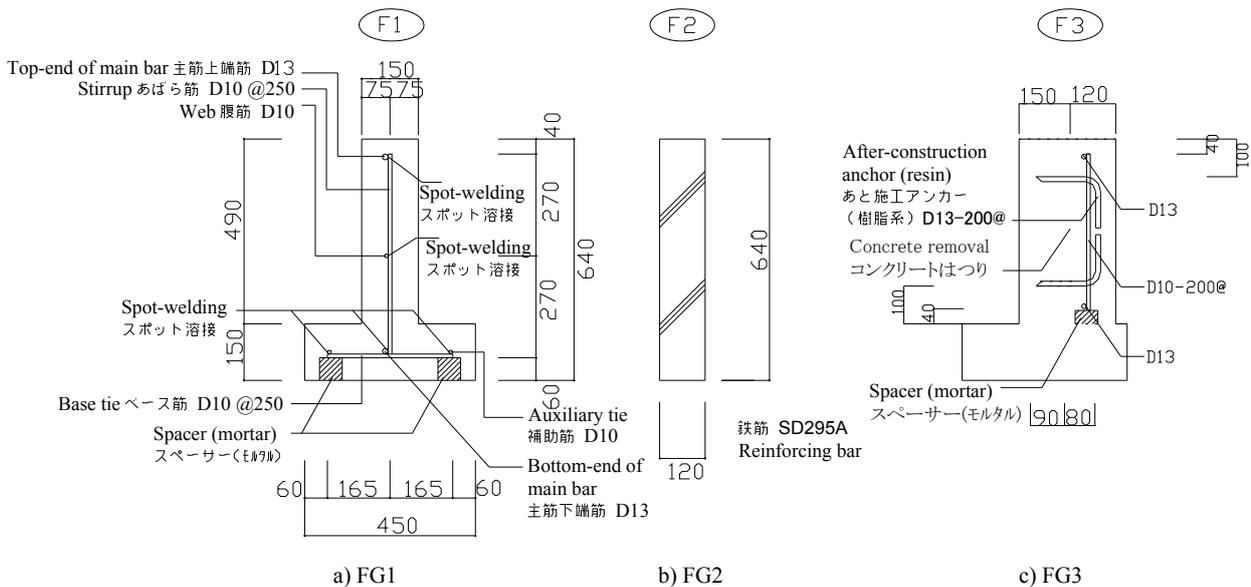


図 3.2.5 コンクリート基礎断面図
Fig. 3.2.5 Concrete foundation section plan.

3.2.2 試験体のパラメータ

既存木造住宅の耐震性能を把握するため、3 つの実験目的を定めた。3 つの実験目的とは、「経年変化の影響」、「柱頭・柱脚接合部の不十分な耐震補強による影響」、「模擬地盤および基礎の影響」である。

経年変化の影響を検討するため、A 棟と同一仕様の試験体を新築で再現した(C 棟)。A 棟とは、平成 17 年度の実験で用いた明石市に建設されていた築 31 年の既存住宅を E-ディフェンスに移築した試験体である。A 棟と C 棟の実験結果の違いが、主に経年変化の影響であると見做され、試験体を建設した。経年変化の影響以外の検討には、A 棟と同一仕様の試験体に模擬地盤+コンクリート製布基礎に緊結した D 棟で実施する。D 棟のコンクリート基礎は、複数の実験目的を組み合わせるため、通りごとに仕様を変化させた。

柱頭・柱脚接合部の不十分な耐震補強による影響を確認するため、X2, X5 通りの補強金物を CP-T 金物同等の接合金物を用いた。筋かい、構造用合板の補強は B 棟と同様とするが、柱頭・柱脚の接合部は、N 値計算で算出される性能より低い接合金物を用いた。この補強方法では、現行の耐震診断法によって柱頭・柱脚の接合部低減係数が 1.0 以下となり、構面の耐力が低減されてしまう仕様となる。しかし、これらの金物はホールダウン金物と異なり、基礎コンクリートと緊結されないため耐震補強工事としては容易かつ安価である。接合部の不十分な補強により、耐力低減のかかる壁を図 3.2.6 に示す。本検討によって、不十分な耐震補強による建物の地震時の挙動の変化と荷重変形関係に与える影響を確認する。

模擬地盤および基礎の影響では、コンクリート基礎の被害を再現させることを目指した。アンカーボルトの抜け出し・コンクリート基礎の曲げ破壊を再現するため、X5 通りを無筋コンクリート基礎とした。また、X8, X9 通りを鉄筋コンクリート基礎とし、ホールダウン金物の挙動を再現することを目指した。短手方向では、無筋コンクリート基礎の耐震補強法である、「あと施工アンカー」による補強効果を検証するために、Y7 通りの基礎にあと施工アンカーを施工した。地盤の影響に関する検討では、模擬地盤とコンクリート製の布基礎を持つ試験体を用いる。これまで行われている、既往の実大振動台実験では、試験体の土台を鉄骨架台に緊結しているが、実際の建物では、コンクリート製の基礎に緊結されて地盤の上に設置されている。本研究では、建物の土台の固定方法の違いが建物挙動へ影響を与えるか否かを検討する。

3.2.3 耐震診断

C 棟および D 棟は、文献 2) に基づき、一般診断、および精密診断のうち精密診断法 1 (保有耐力診断法) による診断を行った。診断には精密診断に基づく重量(床均し荷重による重量 1 階 219.3kN, 2 階 89.5kN)を用いている。C 棟, D 棟の精密診断結果を表 3.2.2-3.2.3 に示す。また、平成 17 年度に実験を行った A 棟, B 棟の精密診断結果を表 3.2.4 に示す。

C 棟 1 階 Y 方向の上部構造評点は、0.48 となり、大地震の際「倒壊する可能性が高い」という診断結果になった。D 棟 1 階 Y 方向の評点は、1.57 となり、大地震の際も「倒壊しない」という結果になった。

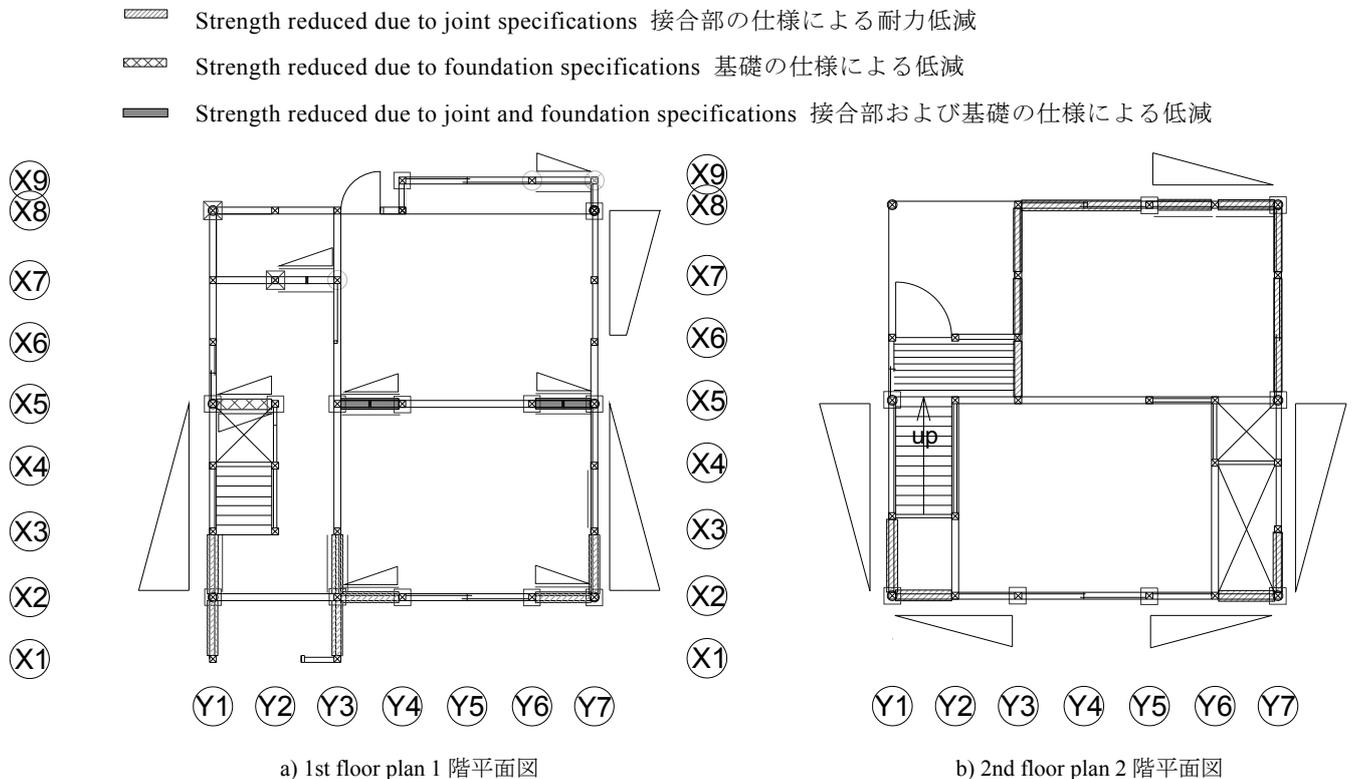


図 3.2.6 耐力低減のかかる壁
 Fig. 3.2.6 Walls with reduced strength.

表 3.2.2 保有する耐力と判定結果 (C 棟)

Table 3.2.2 Retained strength and Judgment (Test Model C).

Floor 階	Direction 方向	Retained strength (before modification) 保有する耐力 (修正前)(kN)	Stiffness ratio reduction 剛性率低減 F_s	Eccentricity reduction 偏心低減 F_{ep}	Floor spec. reduction 床仕様低減 F_{ef}	Retained strength 保有する耐力 Q_d (kN)	Required strength (before modification) 必要耐力 Q_r (kN)	Sufficiency ratio 充足率 Q_d/Q_r	Judgment 判定
2nd floor 2階	Y-direction Y方向	20.84	1.00	0.97	1.00	20.21	21.13	0.96	May collapse 倒壊する可能性がある
1st floor 1階		21.17	1.00	1.00	1.00	21.17	43.85	0.48	In danger of collapse 倒壊の可能性が高い
2nd floor 2階	X-direction X方向	27.27	1.00	1.00	1.00	27.27	21.13	1.29	Not likely to collapse 一応倒壊しない
1st floor 1階		50.82	1.00	1.00	1.00	50.82	43.85	1.16	Not likely to collapse 一応倒壊しない

表 3.2.3 保有する耐力と判定結果 (D 棟)

Table 3.2.3 Retained strength and Judgment (Test Model D).

Floor 階	Direction 方向	Retained strength (before modification) 保有する耐力 (修正前)(kN)	Stiffness ratio reduction 剛性率低減 F_s	Eccentricity reduction 偏心低減 F_{ep}	Floor spec. reduction 床仕様低減 F_{ef}	Retained strength 保有する耐力 Q_d (kN)	Required strength (before modification) 必要耐力 Q_r (kN)	Sufficiency ratio 充足率 Q_d/Q_r	Judgment 判定
2nd floor 2階	Y-direction Y方向	36.18	1.00	0.88	1.00	31.94	21.13	1.51	Will not collapse 倒壊しない
1st floor 1階		68.98	1.00	1.00	1.00	68.98	43.85	1.57	Will not collapse 倒壊しない
2nd floor 2階	X-direction X方向	41.22	1.00	1.00	1.00	41.22	21.13	1.95	Will not collapse 倒壊しない
1st floor 1階		77.68	1.00	1.00	1.00	77.68	43.85	1.77	Will not collapse 倒壊しない

表 3.2.4 判定結果 (A 棟 B 棟)

Table 3.2.6 Judgment (Test Model A/B).

Test Model 建物	Floor 階	Direction 方向	Required strength 必要耐力 Q_r (kN)	Retained strength 保有する耐力 Q_d (kN)	Sufficiency ratio 充足率 Q_d/Q_r	Judgment 判定
A棟	2nd floor 2階	Y-direction Y方向	20.96	17.60	0.84	May collapse 倒壊する可能性がある
	1st floor 1階		43.44	20.85	0.48	In danger of collapse 倒壊の可能性が高い
	2nd floor 2階	X-direction X方向	20.96	26.32	1.26	Not likely to collapse 一応倒壊しない
	1st floor 1階		43.44	55.13	1.27	Not likely to collapse 一応倒壊しない
B棟	2nd floor 2階	Y-direction Y方向	20.96	42.14	2.01	Will not collapse 倒壊しない
	1st floor 1階		43.44	79.83	1.84	Will not collapse 倒壊しない
	2nd floor 2階	X-direction X方向	20.96	40.72	1.94	Will not collapse 倒壊しない
	1st floor 1階		43.44	85.45	1.97	Will not collapse 倒壊しない

3.3 試験体建設過程の概要

試験体の建設は 2006 年 10 月から 2007 年 1 月末まで、震動台実験を実施する実験棟に隣接する東側屋外ヤードで行った。試験体の建設工程を表 3.3.1 に示す。試験体の建設過程の写真を図 3.3.1-3.3.30 に示す。

軸組は、プレカット加工とし、工場において含水率検査、ヤング係数の計測を実施することで、材料強度が平均的な値を持つ部材とした。コンクリート基礎では、打設時にテストピースを採取し、材料強度の確認を行った。

表 3.3.1 C 棟 D 棟建設工事工程表
Table 3.3.1 Test Models C and D construction schedule.

Year 年度	2006 平成18年度																																					
Month 月	October 10					November 11																																
Day 日	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30			
	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed	Thu	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed	Thu	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed	Thu	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed	Thu	Fri	Sat	Sun	Mon	Tue	Wed	Thu			
Steel base frame 鉄骨架台																																						
Ground work 地盤・基礎工事																																						
Carpentry 木工事																																						
Roof-tiling 瓦工事																																						
Plastering 左官工事																																						
						</																																



図 3.3.1 C 棟の鉄骨架台
Fig. 3.3.1 Steel base frame (Test Model C).



図 3.3.2 D 棟鉄骨架台
Fig. 3.3.2 Steel base frame (Test Model D).



図 3.3.3 D 棟の模擬地盤とコンクリート基礎部の鉄筋
Fig. 3.3.3 Simulated ground and reinforcing bars of concrete foundation (Test Model D).



図 3.3.4 D 棟の模擬地盤とコンクリート基礎
Fig. 3.3.4 Simulated ground and concrete foundation (Test Model D).



図 3.3.5 C 棟の軸組
Fig. 3.3.5 Timber framing (Test Model C).



図 3.3.6 D 棟の軸組
Fig. 3.3.6 Timber framing (Test Model D).

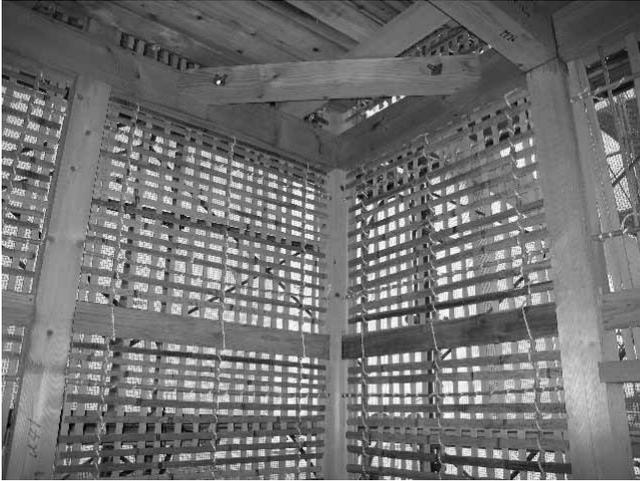


図 3.3.7 竹小舞下地の様子(C 棟)
Fig. 3.3.7 Split bamboo lath (Test Model C).



図 3.3.8 荒壁の水合わせ
Fig. 3.3.8 Mixing base plaster with water.

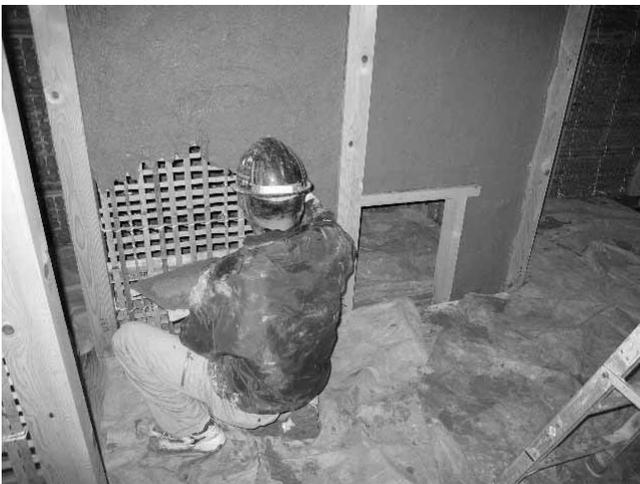


図 3.3.9 荒壁付けの様子
Fig. 3.3.9 Applying base plaster.



図 3.3.10 荒壁施工後の C 棟 1 階
Fig. 3.3.10 Completion of base plastering (1st floor, Test Model C).



図 3.3.11 荒壁施工後の C 棟外観
Fig. 3.3.11 Completion of base plastering (exterior, Test Model C).



図 3.3.12 荒壁施工後の D 棟 1 階
Fig. 3.3.12 Completion of base plastering (1st floor, Test Model D).



図 3.3.13 荒壁施工後の D 棟外観
Fig. 3.3.13 Completion of base plastering
(exterior, Test Model D).



図 3.3.14 中塗り壁の施工 (C 棟)
Fig. 3.3.14 Applying second plaster (Test Model C).



図 3.3.15 あと施工アンカー鉄筋の様子 (D 棟)
Fig. 3.3.15 After-construction anchors (Test Model D).



図 3.3.16 野地板施工後の C 棟外観 (C 棟)
Fig. 3.3.16 Completion of sheathing (exterior, Test Model C).



図 3.3.17 野地板施工後の D 棟外観
Fig. 3.3.17 Completion of sheathing (exterior, Test Model D).



図 3.3.18 あと施工アンカーのコンクリート打設 (D 棟)
Fig. 3.3.18 After-construction anchor concreting
(Test Model D).

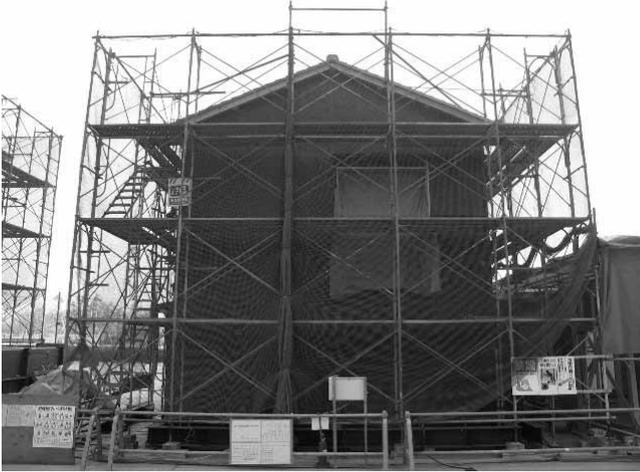


図 3.3.19 モルタル施工後の C 棟外観
Fig. 3.3.19 Completion of mortaring (exterior, Test Model C).



図 3.3.20 モルタル施工後の D 棟外観
Fig. 3.3.20 Completion of mortaring (exterior, Test Model D).



図 3.3.21 内壁仕上げ塗りの様子 (D 棟)
Fig.3.3.21 Applying finish coat (Test Model D).



図 3.3.22 内壁仕上げ後の C 棟 1 階室内
Fig. 3.3.22 Completion of interior walls (1st floor, Test Model C)



図 3.3.23 内壁仕上げ後の D 棟 1 階室内
Fig. 3.3.23 Completion of interior walls
(1st floor, Test Model D)



図 3.3.24 外壁モルタルのリシン仕上げの調合
Fig. 3.3.24 Mixing Lysine mortar for exterior walls.



図 3.3.25 リシン仕上げおよび塗装後の C 棟外観
Fig. 3.3.25 Completion of Lysine finish/final coating (exterior, Test Model C).



図 3.3.26 リシン仕上げおよび塗装後の D 棟外観
Fig. 3.3.26 Completion of Lysine finish/final coating (exterior, Test Model D).



図 3.3.27 耐震補強工事の様子 (D 棟)
Fig. 3.3.27 Seismic reinforcement (interior, Test Model D).



図 3.3.28 試験体完成時の C 棟 1 階
Fig. 3.3.28 Completion of test model construction (1st floor, Test Model C).



図 3.3.29 試験体完成時の D 棟 1 階
Fig. 3.3.29 Completion of test model construction (1st floor, Test Model D).



図 3.3.30 完成した試験体全景 (手前：D 棟，奥：C 棟)
Fig. 3.3.30 Overview of completed Test models (front/back: D/C).

3.4 試験体の曳家・吊り上げ

試験体の建設完了後、東側屋外ヤードから実験棟まで曳家を実施した。また、実験棟内においては、吊り上げハンガーと 400ton 天井クレーンによって鉄骨架台から試験体を吊り上げ、震動台に設置した。曳家および試験体吊り上げの様子を図 3.4.1-3.4.4 に示す。曳家には、16ton のラフテレーンクレーンとウレタン製ローラを持つチルローラー 8 個を用いた。ラフテレーンクレーンと試験体の間には、動滑車を設置し、試験体の曳家速度を遅くすることで試験体の損傷を制御した。また、吊り上げの際、荷重計を用いた重量計測も実施した。

試験体には各棟とも、積載荷重として瓦屋根の葺き

土・天井に相当する重量を小屋組の桁に、2 階地震時積載荷重(600N/m²)に相当する重量を 2 階床に設置した。また、D 棟のみ 1 階地震時積載荷重に相当する重量を 1 階床に設置固定した。

震動台上への試験体の移動工程を利用し、球面座付荷重計 4 基を用いた重量計測を実施した。計測結果を表 3.4.1 に示す。鉄骨架台など、試験体重量以外を除いた建物総重量は C 棟 225.2kN、D 棟 218.2kN となった。A 棟の建物総重量は 243.82kN であり、C 棟はほぼ同程度の重量である。この結果から、積載重量設置後の試験体の地震力算定用重量を C 棟 1 層 119.0kN、2 層 91.3kN、D 棟 1 層 115.8kN、2 層 91.4kN と設定する。

表 3.4.1 試験体の重量
Table 3.4.1 Weight of test models.

		Test Model C C棟	Test Model D D棟
Load measurement 荷重計による計測値		255.3 kN	562.7 kN
Total weight 建物総重量		225.2 kN	218.2 kN
Weight to calculate seismic force 地震力算定用重量	2nd story 2層	91.3 kN (Movable load 積載荷重3.6kN)	91.4 kN (Movable load 積載荷重3.6kN)
	1st story 1層	119.0 kN (Movable load 積載荷重20.8kN)	115.8 kN (Movable load 積載荷重20.8kN)



図3.4.1 曳家で用いたチルローラー
Fig. 3.4.1 Moving skate used for moving test models.



図3.4.2 曳家で用いたラフテレーンクレーン
Fig. 3.4.2 Rough terrain crane used for moving test models.



図3.4.3 曳家の様子
Fig. 3.4.3 Test model being moved.

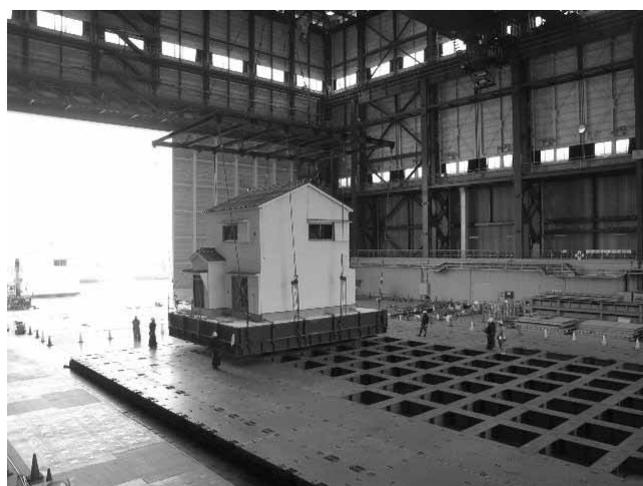


図3.4.4 試験体の吊り上げおよび移動
Fig. 3.4.4 Test model being lifted for moving.

3.5 震動台実験

3.5.1 計測計画

上部構造の挙動を計測するために、C棟D棟ともに平成17年度の試験体と同様の箇所に計測器を設置した。さらに、モルタルのせん断力・筋かいの軸力計測用のひずみゲージを追加した。D棟では、柱脚接合部の軸力を計測するために、アンカーボルト・ホールダウン金物の軸力をひずみゲージにより計測した。さらに、基礎の応力分布を計測するために、コンクリート部のひずみ、主筋

の軸力、あばら筋の軸力をひずみゲージを用いて計測した。模擬地盤の影響を考慮するために、土圧計を用いて基礎底面・側面の接地圧、基礎と模擬地盤の相対変位、模擬地盤・基礎・1階床の加速度を計測した。計測点は、合計461点となっている。C棟D棟に設置したセンサの代表的な位置を図3.5.1-3.5.5に示す

また、C棟D棟では、映像により試験体の全体挙動と試験体倒壊時における主要構造要素の損傷状況を取得することを目的として、試験体の内外にカメラを設置した。

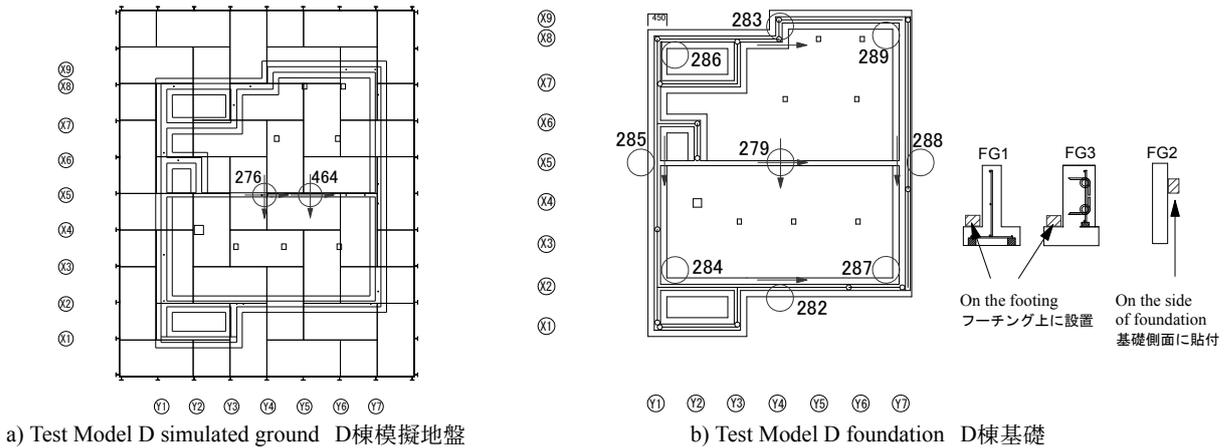


図3.5.1 D棟模擬地盤・基礎の加速度計設置位置

Fig. 3.5.1 Accelerometers installation Test Model D (simulated ground/foundation).

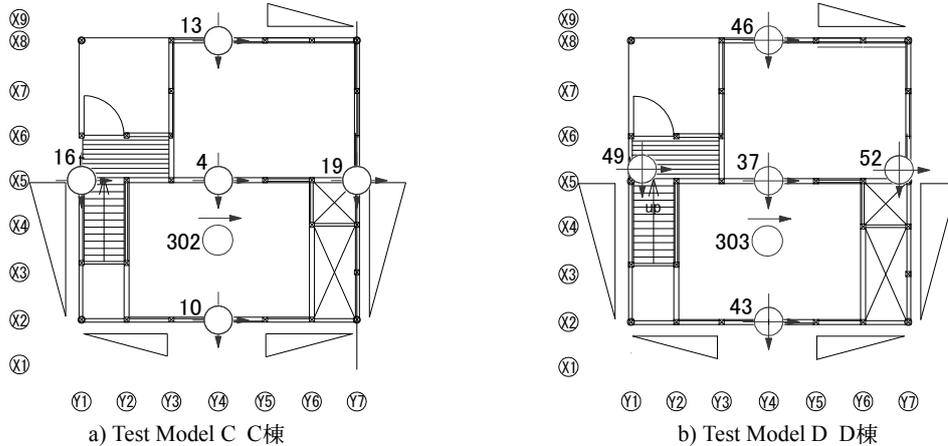


図3.5.2 2階床の加速度計設置位置

Fig. 3.5.2 Accelerometers installation (the floor of 2nd floor).

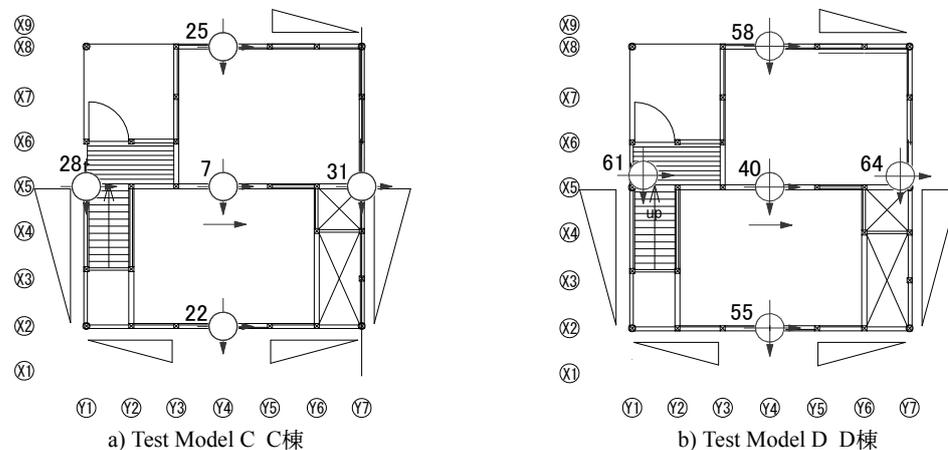


図3.5.3 小屋組の加速度計設置位置

Fig. 3.5.3 Accelerometers installation (Roof truss).

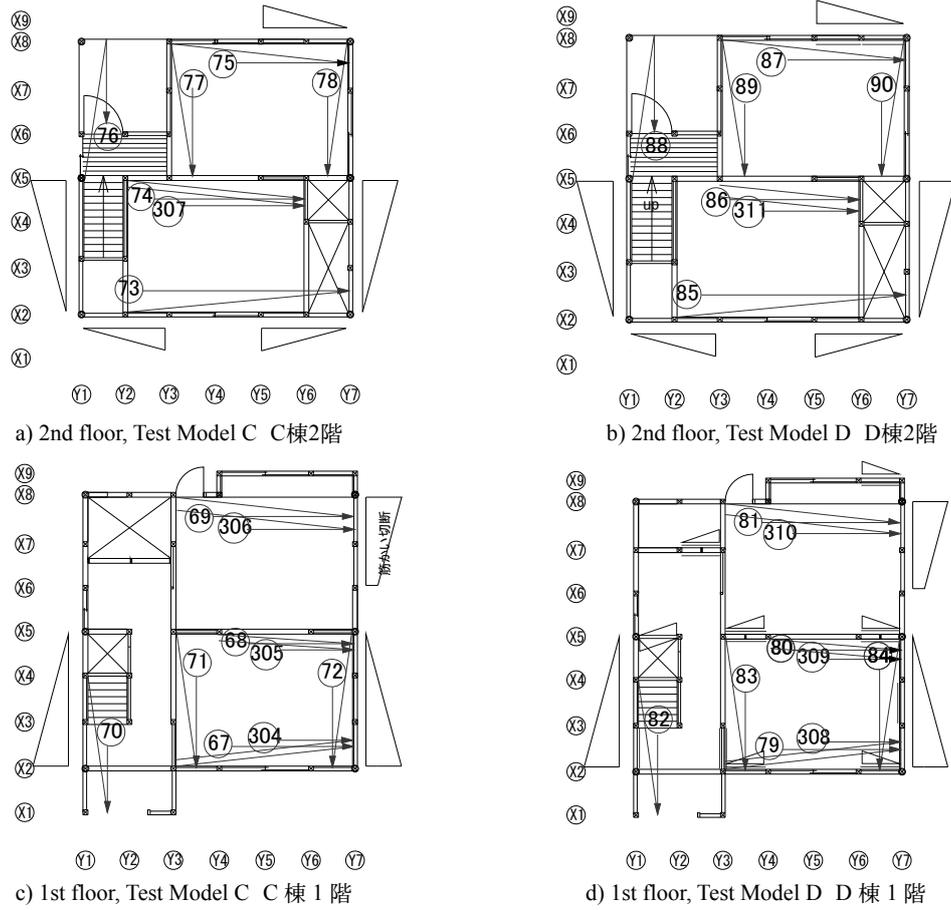


図3.5.4 層間変位計測

Fig. 3.5.4 Story displacement measurement.

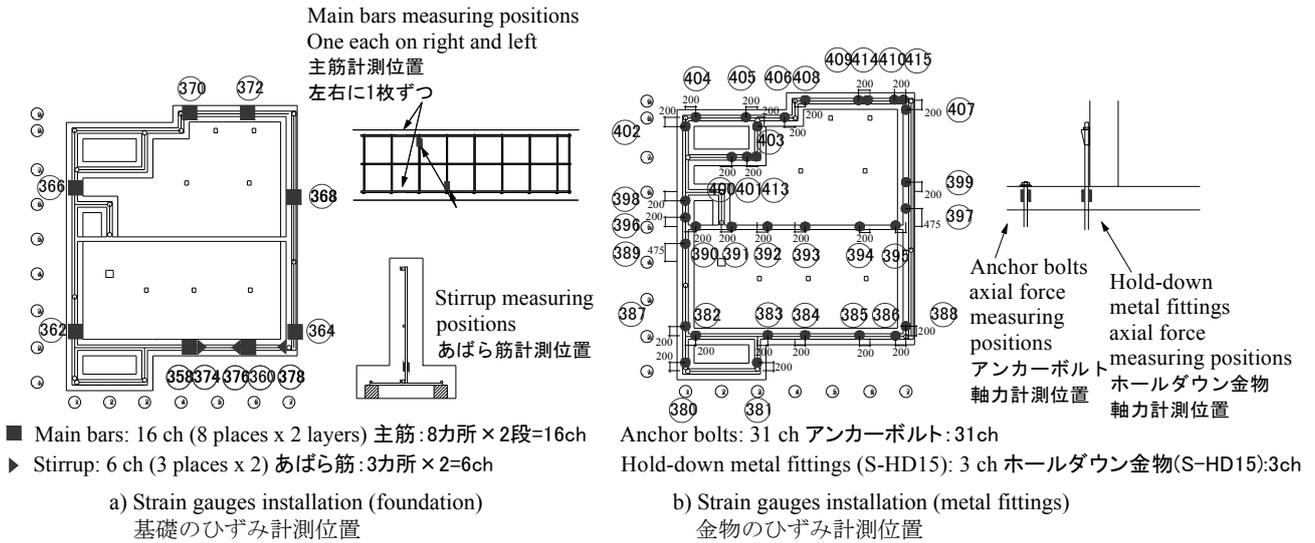


図3.5.5 D棟基礎の鉄筋, アンカーボルト, ホールダウン金物のひずみゲージ位置

Fig. 3.5.5 Strain gauges installation for reinforcing bars, anchor bolts and hold-down metal fittings (foundation, Test Model D).

3.5.2 入力地震動

加振は合計3日間行った。本加振の入力波は、平成17年度の加振と同様に、1995年兵庫県南部地震の強震観測網で得られた本震記録から、JR鷹取駅で観測された加速度記録(以下、JR鷹取)を用いた³⁾。また、ホワイトノイズおよびスイープ波を用いた。本実験では試験体を地震動により倒壊させることを目的とするので、入力波の長周期成分を精度よく再現することが重要である。そのため、震動台の制御方法として変位制御を採用した。地震

動について、入力変位データは地震動の加速度記録から積分によって求めた。JR鷹取の目標入力データの各成分の平面履歴を図3.5.6に示す。表中の数値は、積分変位波形の発散を防ぐために、別途中立軸補正を行ったものであるが、波の加速度応答スペクトルの強さは原記録と同じである。入力方向は、実地震波のNS方向が、建物のけた行(Y)方向となるようにした。実験で実施した加振一覧を、表3.5.1に示す。

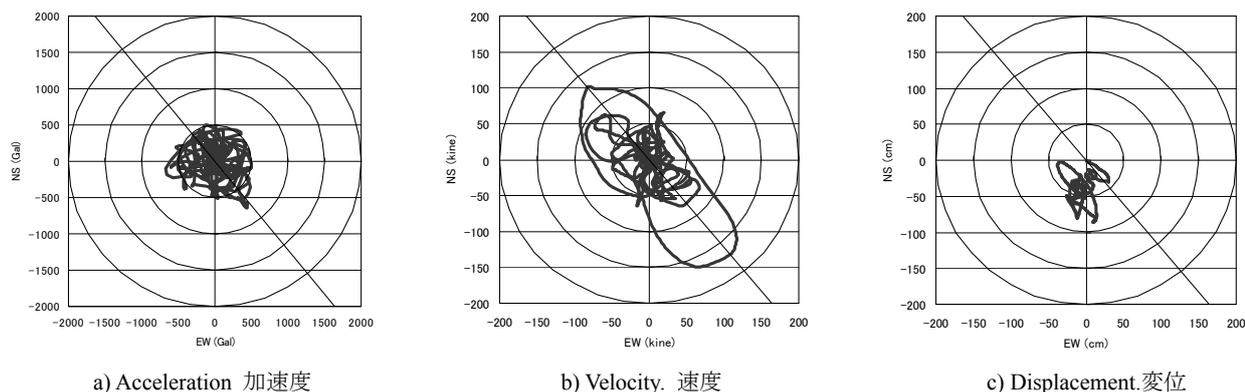


図3.5.6 JR鷹取(1995年兵庫県南部地震)
Fig. 3.5.6 JR Takatori. (1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake).

表3.5.1 加振スケジュール
Table 3.5.1 Excitation schedule.

Date 日付	Test no 番号 ^{*2}	Test name 実験名称 ^{*1}	Input wave 加振波	Input level 加振レベル	Input direction 方向	X	Y	Z
Feb. 21, 2006 2006年 2月21日	1	Vibration characteristics test 振動特性把握実験	White noise ホワイトノイズ	-	2	0.1-50Hz 30Gal	-	-
	2		Sweep スイープ	-	1	30Gal	-	-
	3		Sweep スイープ	-	1	-	30Gal	-
	4		JR Takatori JR鷹取	5%	3	32Gal(EW)	32Gal(NS)	13Gal(UD)
	5		White noise ホワイトノイズ	-	2	0.1-50Hz 75Gal	-	-
	6		White noise ホワイトノイズ	-	2	0.1-50Hz 75Gal	-	-
	7		White noise ホワイトノイズ	-	2	0.1-50Hz 113Gal	-	-
Feb. 28, 2006 2006年 2月28日	8	Collapse test (Test Model C) C棟倒壊実験	White noise ホワイトノイズ	-	2	0.1-50Hz 45Gal	-	-
	9		Sweep スイープ	-	1	30Gal	-	-
	10		Sweep スイープ	-	1	-	30Gal	-
	11		White noise ホワイトノイズ	-	2	0.1-50Hz 113Gal	-	-
	12		Sweep スイープ	-	1	-	30Gal	-
	13		JR Takatori JR鷹取	100%	3	642Gal(EW)	636Gal(NS)	261Gal(UD)
	14		JR Takatori JR鷹取	60%	3	385Gal(EW)	382Gal(NS)	157Gal(UD)
15	JR Takatori JR鷹取	100%	3	642Gal(EW)	636Gal(NS)	261Gal(UD)		
Removal of collapsed test model (Test Model C) 倒壊建物撤去(C棟)								
Mar. 5, 2006 2006年 3月5日	16	Collapse test (Test Model D) D棟倒壊実験	White noise ホワイトノイズ	-	3	0.1-50Hz 30Gal	-	-
	17		White noise ホワイトノイズ	-	3	0.1-50Hz 113Gal	-	-
	18		JR Takatori JR鷹取	100%	3	642Gal(EW)	636Gal(NS)	261Gal(UD)
	19		JR Takatori JR鷹取	100%	3	642Gal(EW)	636Gal(NS)	261Gal(UD)

*1 All tests were conducted under controlled displacement.

すべて変位制御で実験を実施

*2 In addition to these, minor excitation tests were conducted to obtain the vibration characteristics.

表に示す加振以外にも、震動台や試験体の振動特性を把握する微小加振を実施している。

3.5.3 C棟の倒壊実験

C 棟の倒壊を目的とした実験を行った。実験では JR 鷹取 100%, JR 鷹取 60%, JR 鷹取 100%の順に加振し, 3 回目の加振(JR 鷹取 100% 2 回目)で C 棟は倒壊に至った。ここでは, C 棟の損傷を中心として D 棟の損傷も示す。

a) 損傷状況

JR鷹取100%加振1回目 (No.13)

C 棟では, 加振開始 4.5 秒付近まで, 1 階戸袋の剥離, 浴室隅コンクリートブロック(以下, CB)付近のモルタル亀裂が進展する程度で試験体に大きな損傷はなかった。5 秒付近で Y 正方向に変位した際, 通し柱が損傷して大きく変形した。このとき, CB 隅(X8-Y1)が鉄骨架台から浮き上がるほか, X2 通りでもガラスの破損, 戸袋の剥落が生じた。次の負方向の変位において, 内壁土壁の剥離, モルタル亀裂の進展・剥離, 下屋部分の分離などが起きたが, 加振波の終息とともに, 倒壊に至らずに振動を続けた。残留変形は 1 階 Y 方向で 1/8rad 程度であった。なお, 本加振において 2 階には大きな損傷は見られなかった。

D 棟では, 正負最大変形時に X2 通りの外壁モルタルに開口隅から亀裂が入った。X2 通り側に振れて変形し, 1 階戸袋および Y7 通りのモルタルが浮き上がった。X8-9 通りには大きな損傷は見られなかった。

JR鷹取60%加振 (No.14)

C 棟は No.13 の JR 鷹取 100%加振 1 回目の加振を経験したため, 既にモルタルや土壁の多くが剥離・剥落した。このため本加振において 1 階は, 柱梁架構のみが揺れに対して抵抗しながら大きな変形を続けた。柱脚は大きく浮き上がるものの, 外れることはなかった。2 階は No.13 の JR 鷹取 100%加振 1 回目と同様, 大きな損傷は発生していない。

D 棟では, No.13 の JR 鷹取 100%加振 1 回目と同様に, X2 通り側の変形が大きかった。外壁モルタルの亀裂の進展のほかに, 損傷状況に大きな変化は見られなかった。

JR鷹取100%加振2回目(No.15)

C 棟では, No.13 の JR 鷹取 100%加振 1 回目の加振で通し柱が損傷を受けていたが, この加振の Y 正方向の変形時に折損し, 加振開始から約 6 秒後に試験体は倒壊した。

D 棟では, 加振開始から 7 秒過ぎの Y 負方向の変形に

おいて X2 通りのガラスが変形に追従できずに破損した。その他, X2 通りではモルタル壁の剥離, 合板の釘の抜け出し, 剥離, 金物の破損などが確認された。水平構面補強をおこなった下屋部分では, X9 通り壁が抵抗し, モルタルはせん断破壊した。この加振後の残留変形は 1 階 Y 方向で 1/40rad 程度であった。

b) 荷重変形関係

図 3.5.7-3.5.10 に 3 回の加振における C 棟 D 棟の各層の荷重変形関係を示す。層間変形角は各棟の主要通りに設置した巻き取り式変位計の値を平均化したものを階高 2,645mm (2 階), 2,760mm (1 階)で除したものである。荷重は各階の X5-Y4 に設置した 3 方向加速度計から方向ごとに求めた。図 3.5.11 に C 棟の破壊過程の写真を示す。

C棟

1 階 Y 方向は, No.13 の JR 鷹取 100%加振 1 回目でも最大耐力を示した後, モルタルや土壁が脱落したこと起因する変形の増大により, 通し柱の損傷が発生した。この加振中は, モルタルの亀裂・剥離後も, 完全には剥落しなかった。

2 階 Y 方向では, モルタルに開口隅からの亀裂, 破壊が生じて, 1 回目加振中に試験体最大耐力の 80%まで耐力が低下した。以降は, 筋かいや, 中通りの土壁等が抵抗していたと考えられる。

X 方向では, 加振を通じて変形量が小さい。特に 2 階では損傷が少なく, ほぼ線形的な挙動のままに, Y 方向の倒壊に至っている。表 3.5.2-3.5.3 に最大最小値一覧を示す。

D棟

1 階 Y 方向では, 正負方向とも No.15 の JR 鷹取 100%加振 2 回目の加振において変形量を増しながら最大耐力に到達している。正方向への変形時に X2 通りの構造用合板・筋かいが抵抗し, 損傷をうけたことで, 以降の揺れで, 残留変形が生じた。2 階 Y 方向では, 1 階と同様, No.15 の JR 鷹取 100%加振 2 回目において最大耐力に到達している。

X 方向では, No.13 の JR 鷹取 100%加振 1 回目の加振において最大耐力に達した。2 階 X 方向では, 接合金物による補強をおこなった分, C 棟に比べて最大耐力が大きくなっている。表 3.5.4-3.5.5 に最大最小値一覧を示す。

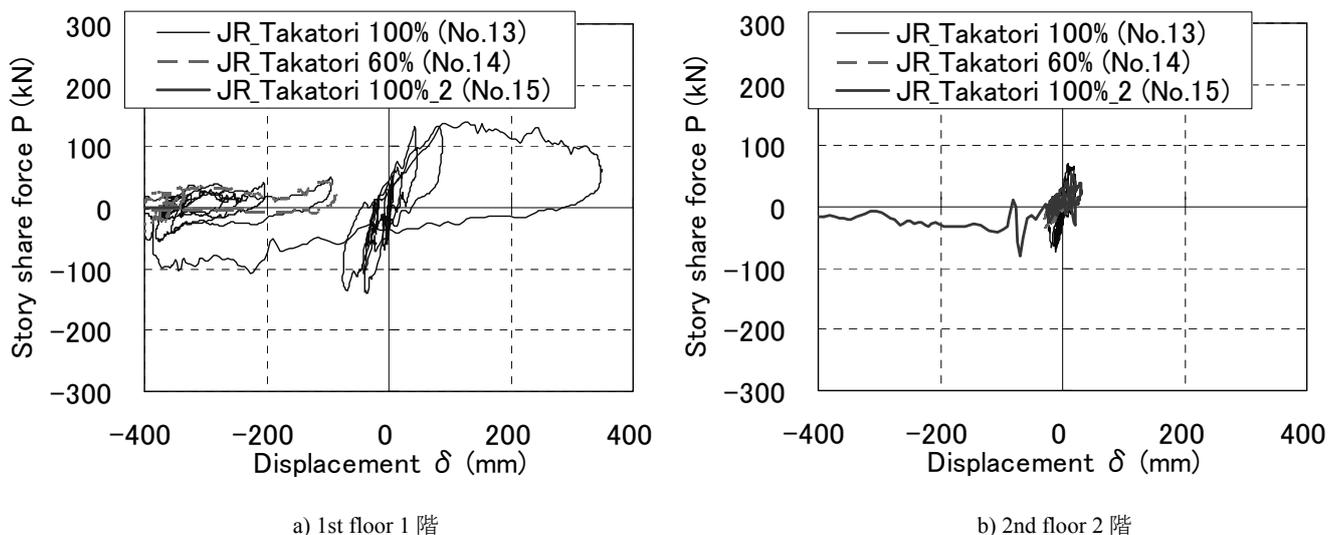


図 3.5.7 C 棟 Y 方向荷重変形関係 (No.13-15 加振)

Fig. 3.5.7 Load - story drift relationship: Y-direction of Test Model C (excitation No. 13-15).

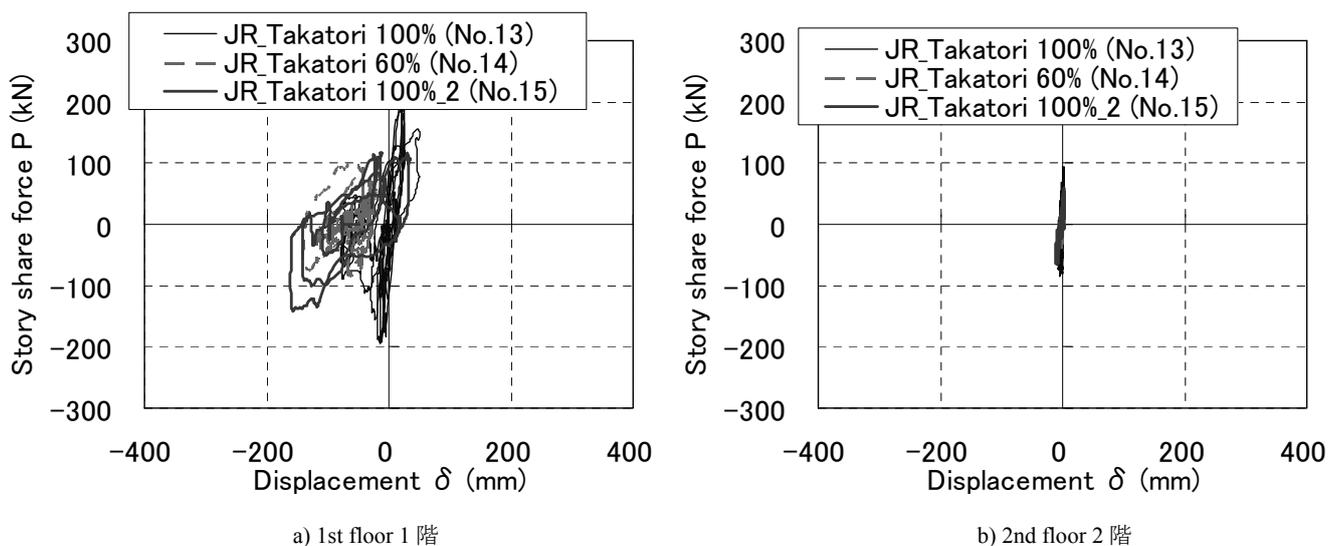


図 3.5.8 C 棟 X 方向荷重変形関係 (No.13-15 加振)

Fig. 3.5.8 Load - story drift relationship: X-direction of Test Model C (excitation No. 13-15).

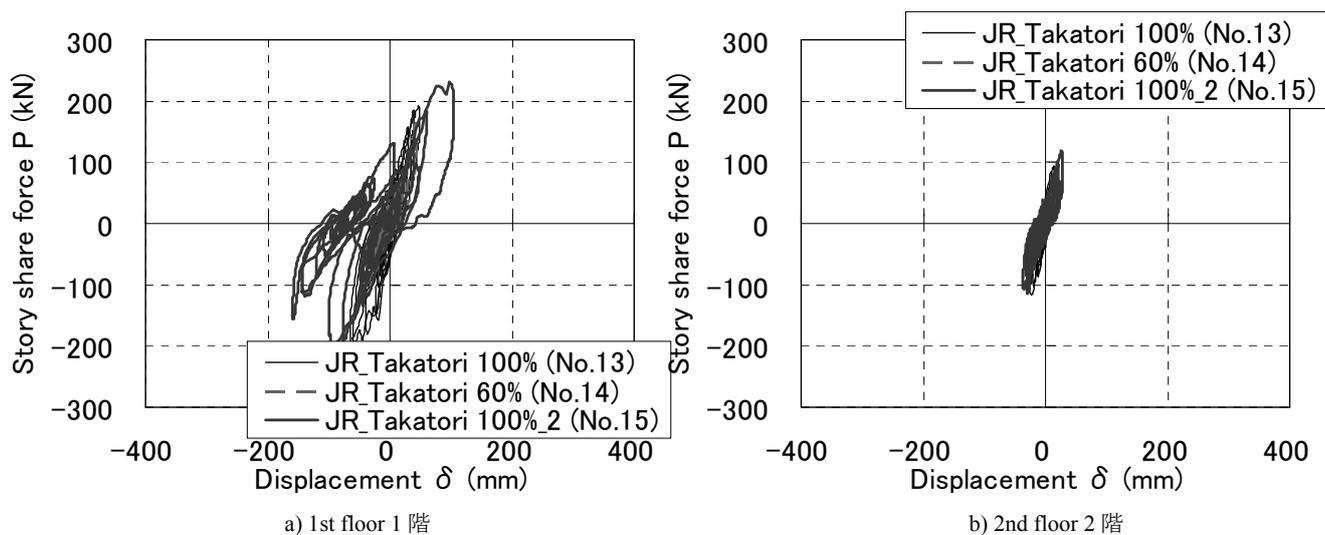


図 3.5.9 D 棟 Y 方向荷重変形関係 (No.13-15 加振)

Fig. 3.5.9 Load - story drift relationship: Y-direction of Test Model D (excitation No. 13-15).

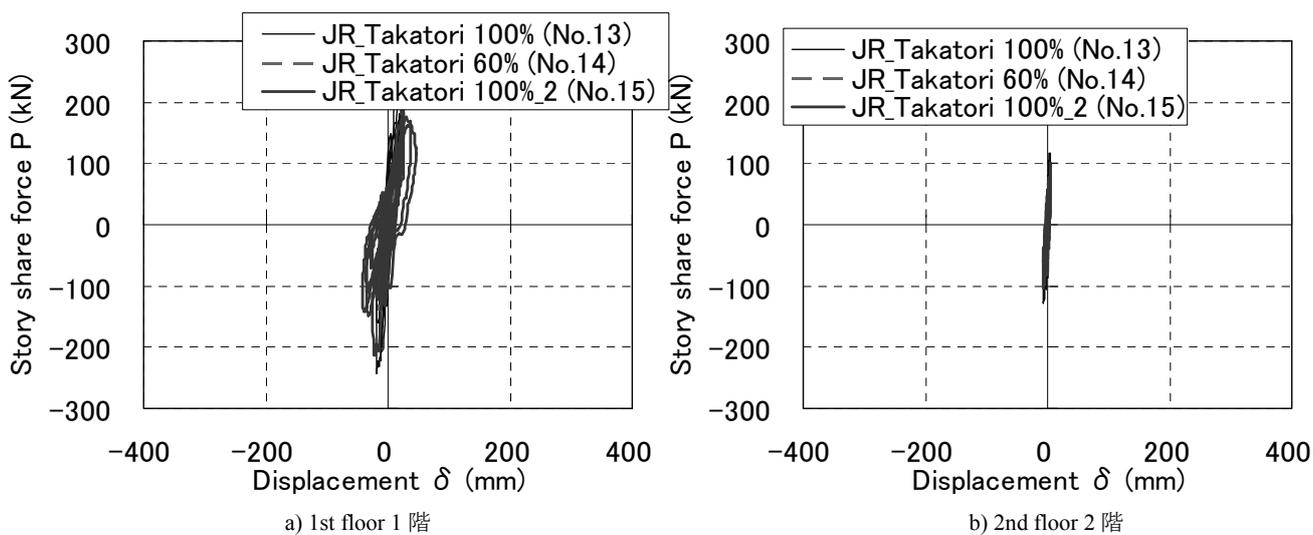


図 3.5.10 D 棟 X 方向荷重変形関係 (No.13-15 加振)

Fig. 3.5.10 Load - story drift relationship: X-direction of Test Model D (excitation No. 13-15).

表 3.5.2 C 棟 Y 方向最大最小値一覧

Table 3.5.2 Maximum/minimum measurements (Y-direction of Test Model C).

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	16.61	21.87	1/123	34.30	1.57	17.56	-23.19	-1/116	-34.64	1.49
1st floor	16.64	348.38	1/8	60.71	0.17	18.04	-435.83	-1/7	25.57	0.06
Maximum story shear force (kN)						Maximum story shear force (kN)				
Floor	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)		
2nd floor	13.76	72.01	9.34	7.71	13.18	-73.31	-11.46	6.40		
1st floor	16.19	140.43	129.23	1.09	13.13	-140.15	-36.15	3.88		

表 3.5.3 C 棟 X 方向最大最小値一覧

Table 3.5.3 Maximum/minimum measurements (X-direction of Test Model C).

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	13.25	2.67	1/1012	72.09	27.01	16.15	-8.61	-1/314	-60.01	6.97
1st floor	16.69	50.87	1/56	149.81	2.94	18.54	-100.40	-1/28	-13.94	0.14
Maximum story shear force (kN)						Maximum story shear force (kN)				
Floor	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)		
2nd floor	13.21	93.40	2.10	44.41	13.55	-85.56	-4.05	21.13		
1st floor	13.26	198.65	23.47	8.46	13.52	-194.10	-14.42	13.46		

表 3.5.4 D 棟 Y 方向最大最小値一覧

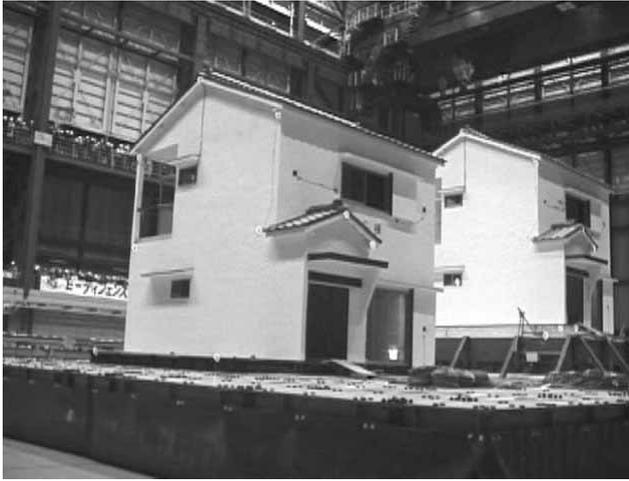
Table 3.5.4 Maximum/minimum measurements (Y-direction of Test Model D).

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	15.33	16.17	1/167	89.10	5.51	15.62	-25.99	-1/104	-86.51	3.33
1st floor	16.20	48.93	1/58	169.92	3.47	16.97	-64.19	-1/44	-188.65	2.94
Maximum story shear force (kN)						Maximum story shear force (kN)				
Floor	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)		
2nd floor	16.17	94.03	14.00	6.72	15.57	-116.29	-23.38	4.97		
1st floor	16.17	192.69	47.35	4.07	15.64	-197.76	-59.82	3.31		

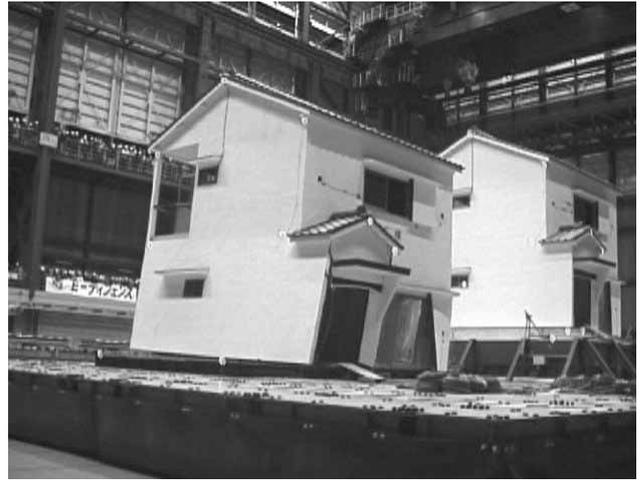
表 3.5.5 D 棟 X 方向最大最小値一覧

Table 3.5.5 Maximum/minimum measurements (X-direction of Test Model D).

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	15.21	5.43	1/497	93.81	17.28	15.10	-6.88	-1/392	-73.72	10.72
1st floor	16.64	23.95	1/119	150.19	6.27	13.55	-19.42	-1/147	-231.21	11.91
Maximum story shear force (kN)						Maximum story shear force (kN)				
Floor	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)		
2nd floor	13.22	117.23	3.50	33.50	13.55	-128.07	-6.31	20.30		
1st floor	12.91	225.44	21.72	10.38	13.54	-242.71	-18.74	12.95		



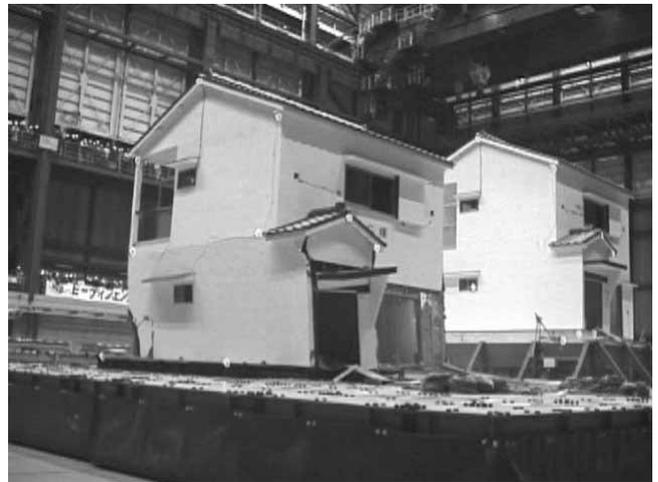
a) JR Takatori 100% 1st excitation (No. 13) (before excitation).
JR 鷹取 100% 1 回目(No.13) 加振前



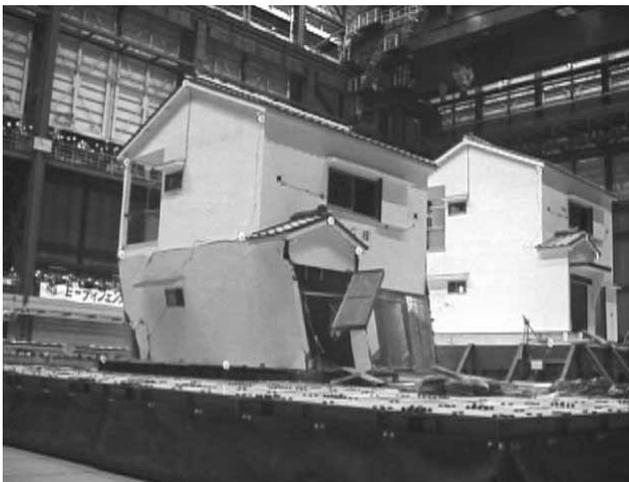
b) JR Takatori 100% 1st excitation (No. 13) (during excitation).
JR 鷹取 100% 1 回目(No.13)加振中



c) JR Takatori 100% 1st excitation(No. 13) (after excitation).
JR 鷹取 100% 1 回目(No.13) 加振後



d) JR Takatori 60% (No. 14) (after excitation).
JR 鷹取 60% (No.14) 加振後



e) JR Takatori 100% 2nd excitation (No. 15) (during excitation).
JR 鷹取 100% 2 回目(No.15) 加振中



f) JR Takatori 100% 2nd excitation (No. 15) (after excitation).
JR 鷹取 100% 2 回目(No.15) 加振後

図 3.5.11 C 棟の倒壊挙動

Fig. 3.5.11 Test Model C collapsing behavior.

c) 最大変位分布

図 3.5.12-3.5.15 に C 棟 D 棟の各加振中 Y 方向の正側の最大変位(図 Y+)，負側の最大変位(図 Y-)および X 方向の正負を通しての最大変位(図 X)時における応答変位分布図を示す。この図中で使用する方向は，図 1.4 と同じである。ここで，最大変位は，X5-Y3 通りの交点を原点とした。

C 棟 1 階では，X 方向(図中縦方向)の変形(図 3.5.12 a))が小さく，主に Y 方向(図中横方向)にのみ変形している様子が見られた。一方 Y 方向(図中横方向)の変形は，X2 > X5 > X8 通りの順で直線的に変形量が大きくなる挙動

を示した。X 方向(図中縦方向)の変形は，Y1, Y7 通りが多く耐力壁を持つため小さく，Y 方向(図中横方向)では X2 通りに大きな開口があり耐力壁が少なく，X8 通りに耐力壁が多いため，このような現象となると考えられる。

D 棟 1 階も，C 棟 1 階と同様に，X 方向(図中縦方向)の変形が小さい。この傾向は，JR 鷹取 100%加振 2 回目まで大きく違わなかった。Y 方向(図中横方向)では，JR 鷹取 100%加振 2 回目において X2 通りの変形のみが大きくなる現象が見られ始めている。

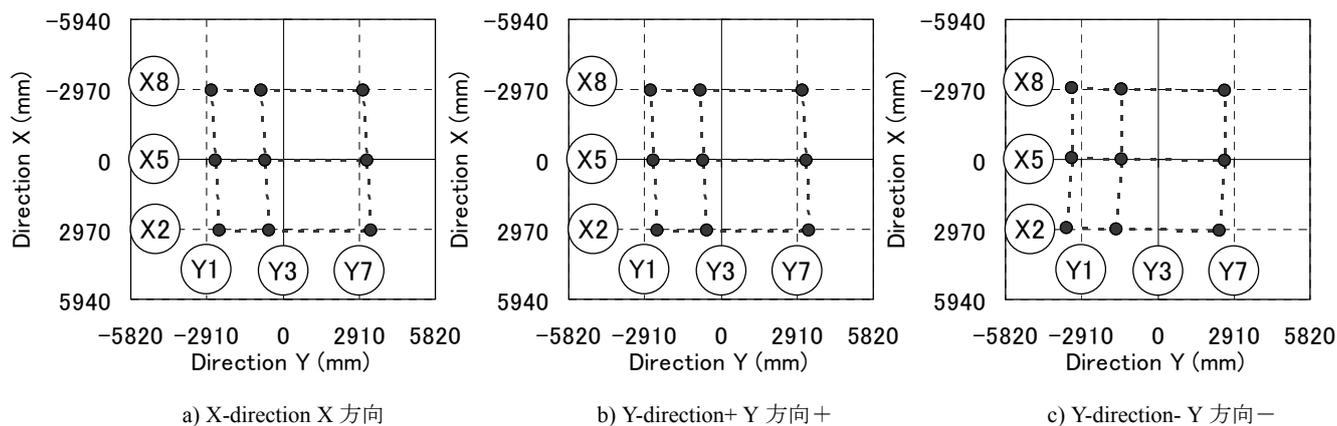


図 3.5.12 C 棟 1 階層間変位分布図 JR 鷹取 100% 加振 1 回目 (No.13)

Fig. 3.5.12 Story displacement distribution: JR Takatori 100% 1st excitation (No. 13) (1st floor, Test Model C).

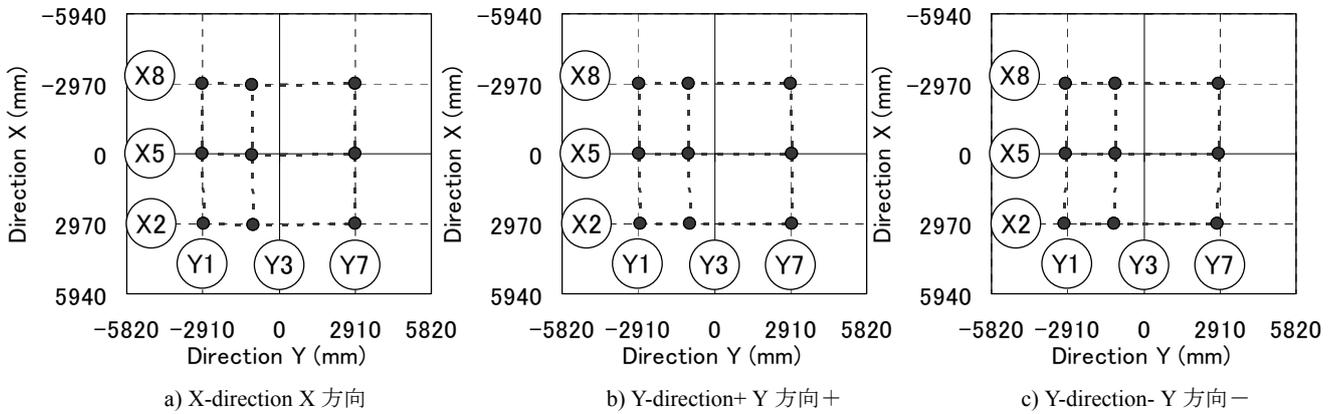


図 3.5.13 D 棟 1 階層間変位分布図 JR 鷹取 100% 加振 1 回目 (No.13)

Fig. 3.5.13 Story displacement distribution: JR Takatori 100% 1st excitation (No. 13) (1st floor, Test Model D).

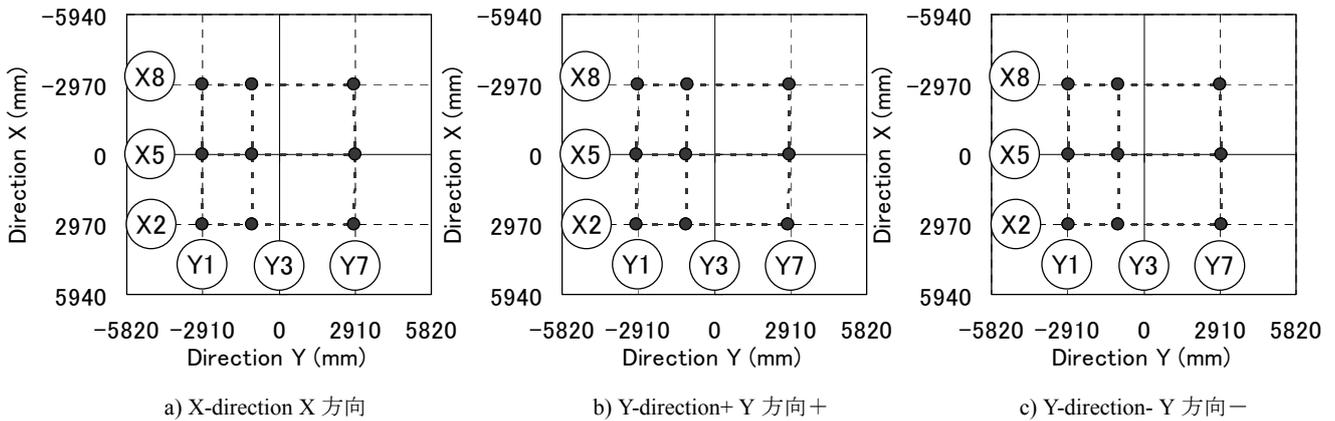


図 3.5.14 D 棟 1 階層間変位分布図 JR 鷹取 60% 加振 1 回目 (No.14)

Fig. 3.5.14 Story displacement distribution: JR Takatori 60% 1st excitation (No. 14) (1st floor, Test Model D).

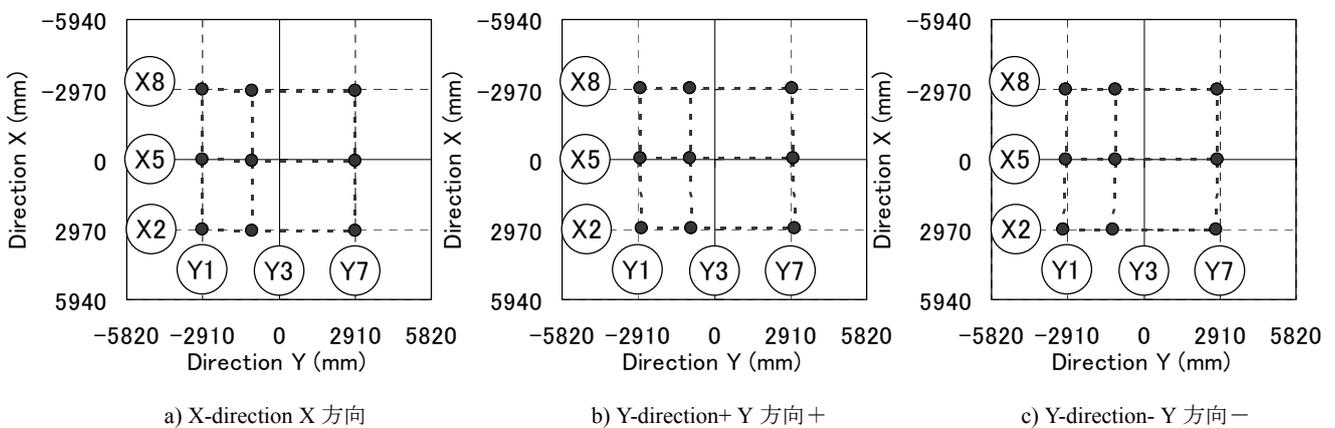


図 3.5.15 D 棟 1 階層間変位分布図 JR 鷹取 100% 加振 2 回目 (No.15)

Fig. 3.5.15 Story displacement distribution: JR Takatori 100% 2nd excitation (No. 15) (1st floor, Test Model D).

d) 最大加速度分布

最大加速度は X5-Y4 に設置した加速度計の記録を基準として用いた。図 3.5.16-3.5.20 に各加振中 2 階梁について Y 方向の正側の最大加速度(図中 Y+), 負側の最大加速度(図中 Y-)および X 方向の正負を通しての最大加速度(図中 X)時における加速度分布図を示す。

図 3.5.16-3.5.17 より, C 棟では X,Y 方向とも中通りの応答加速度が大きい。また, 各方向ともに最大加速度時における直交方向の応答加速度は小さい値である。

D 棟では, X 方向(図中縦方向)では加振を通じて Y4 通りの応答加速度が大きい。Y 方向では X5 通りの応答加速度は加振を通じて大きく, X2 通りの加速度は小さい。

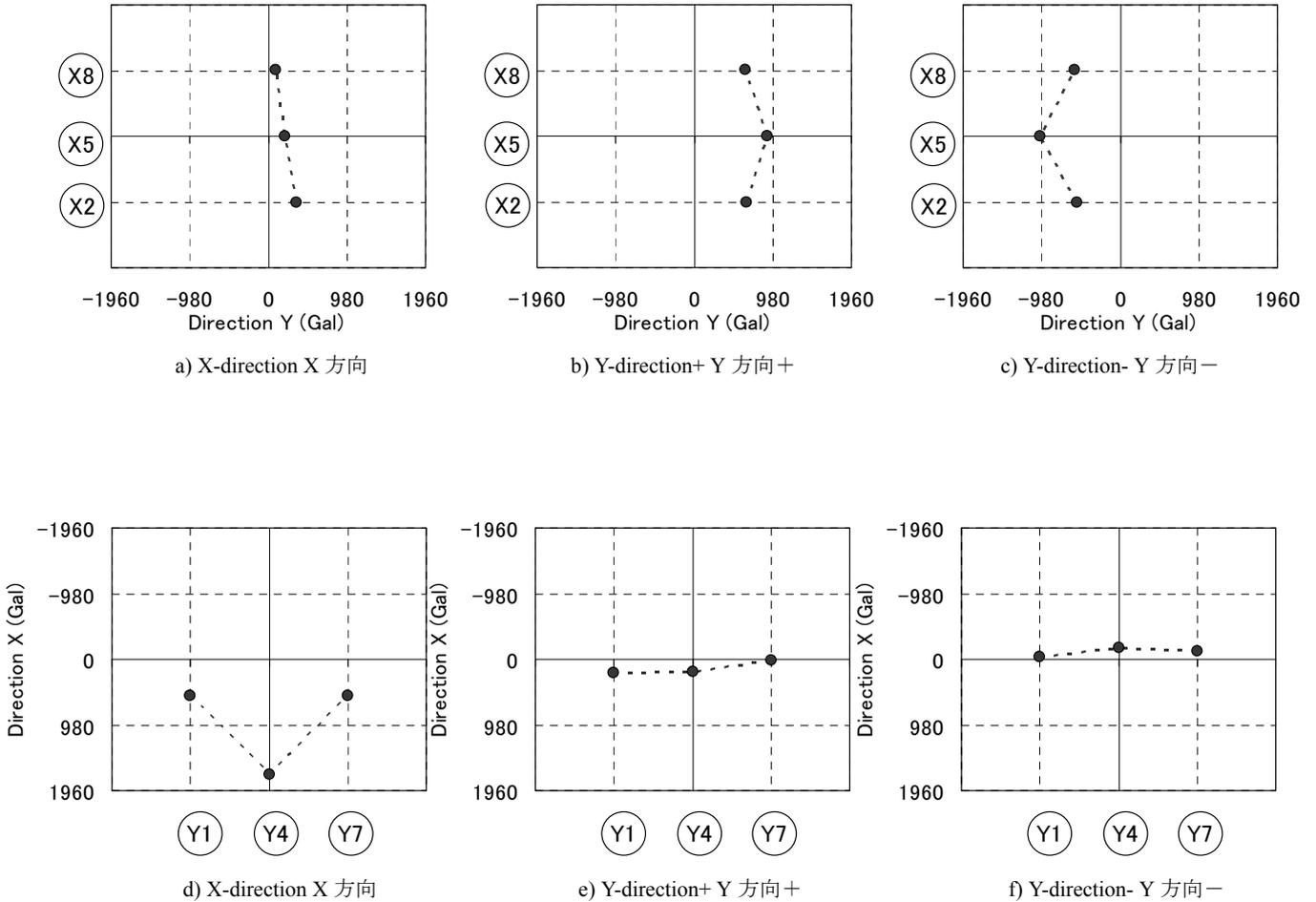


図 3.5.16 C 棟 1 階最大加速度分布図 JR 鷹取 100% 加振 1 回目 (No.13)

Fig. 3.5.16 Maximum acceleration distribution: JR Takatori 100% 1st excitation (No. 13) (1st floor, Test Model C).

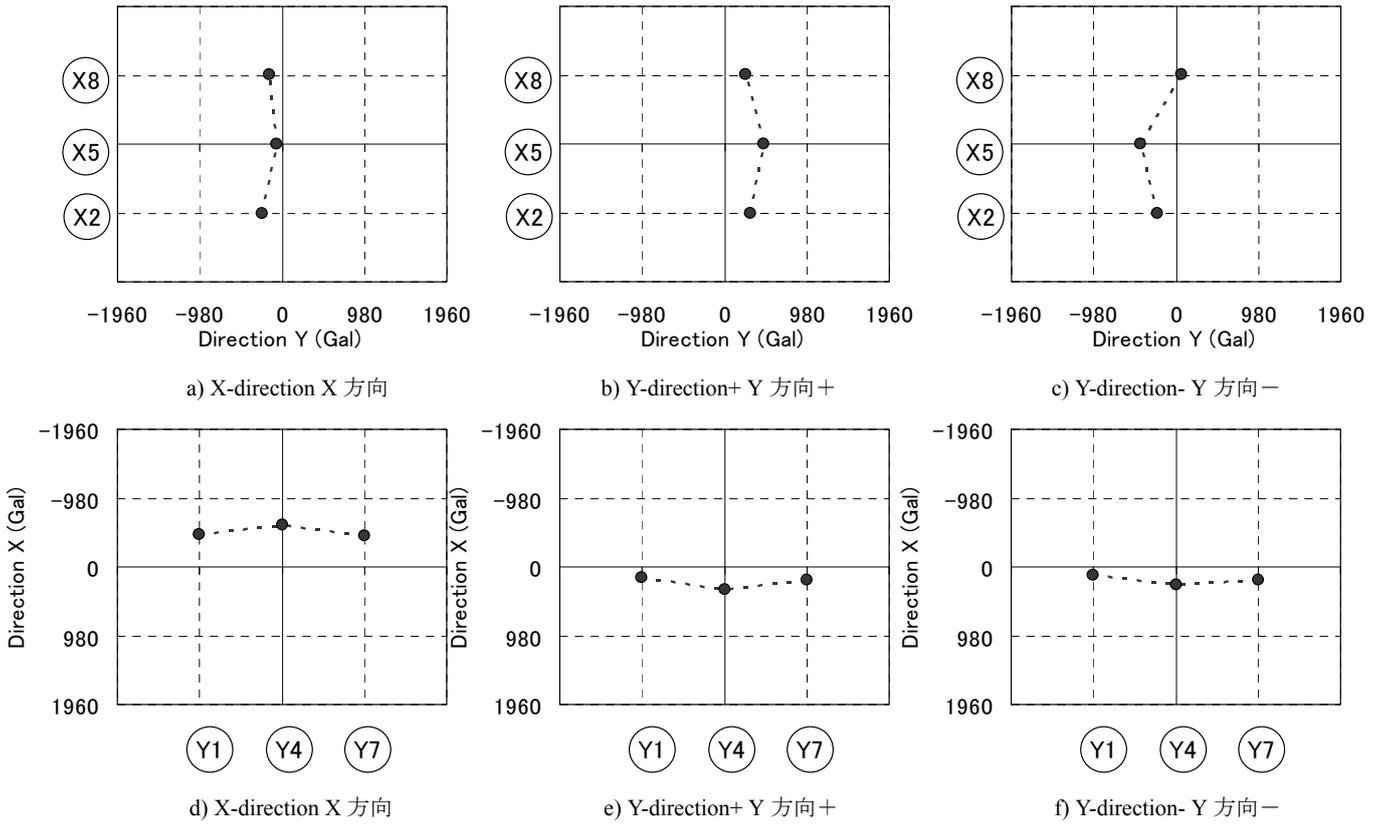


図 3.5.17 C 棟 1 階最大加速度分布図 JR 鷹取 60% 加振 (No.14)

Fig. 3.5.17 Maximum acceleration distribution: JR Takatori 60% (No. 14) (1st floor, Test Model C).

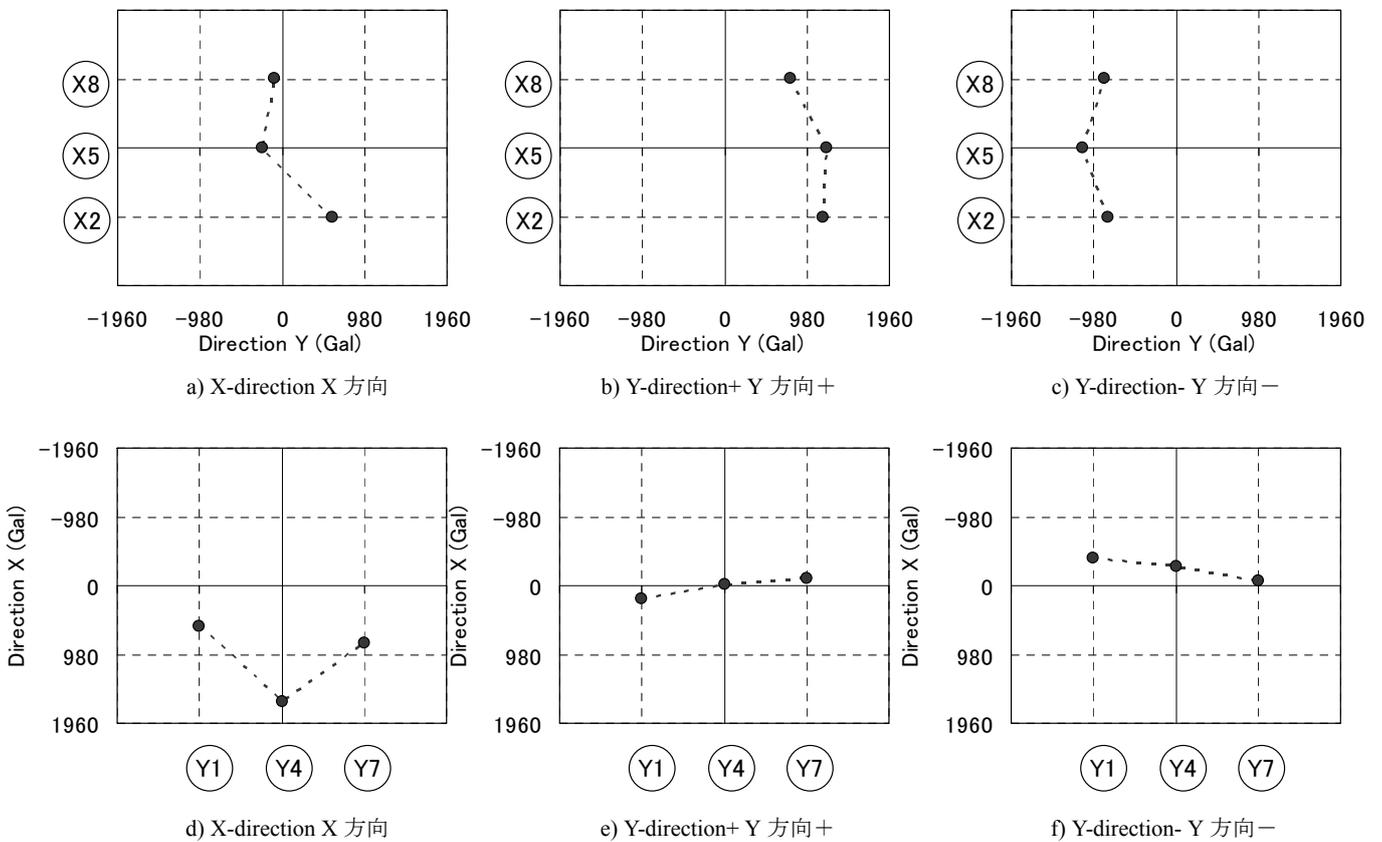


図 3.5.18 D 棟 1 階最大加速度分布図 JR 鷹取 100% 加振 1 回目 (No.13)

Fig. 3.5.18 Maximum acceleration distribution: JR Takatori 100% 1st excitation (No. 13) (1st floor, Test Model D).

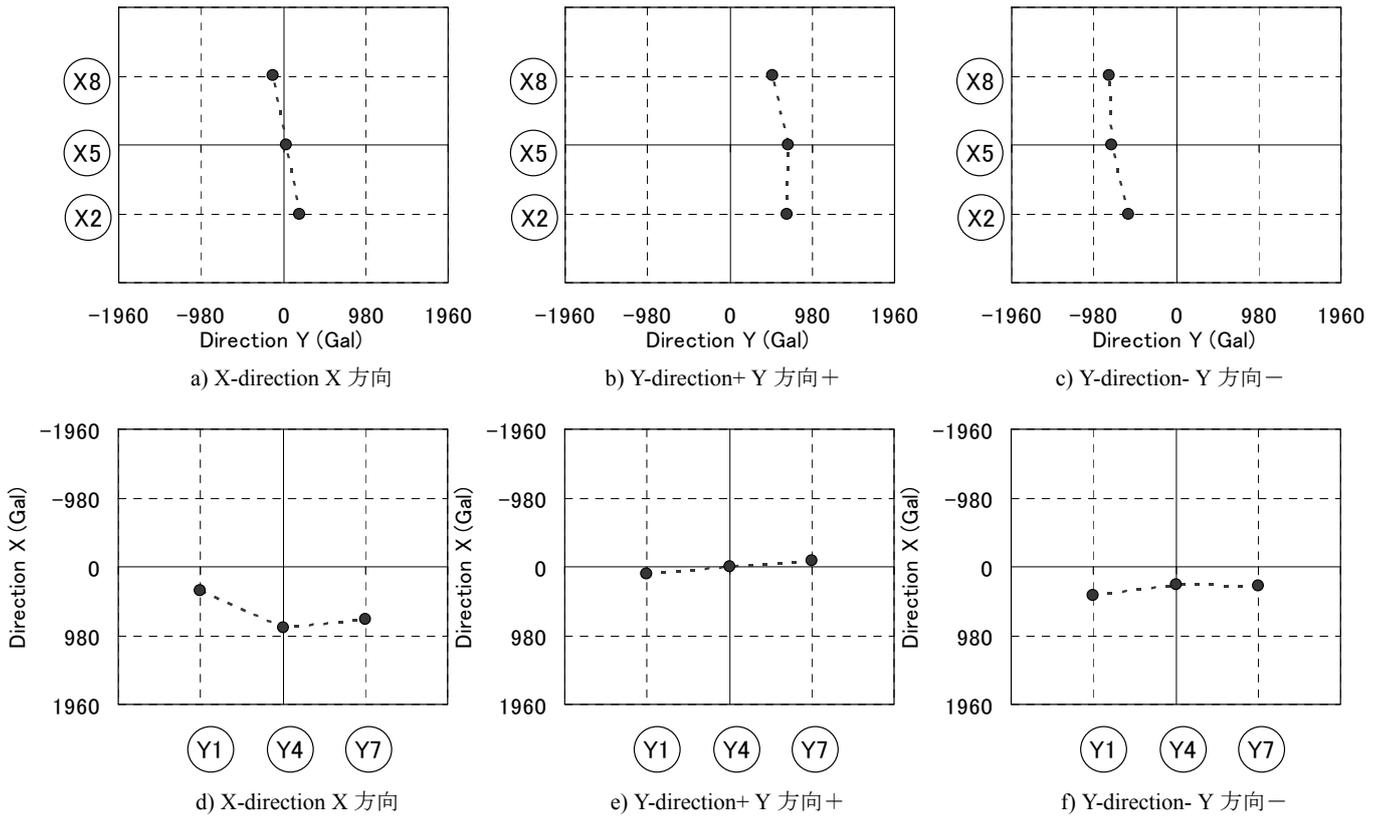


図 3.5.19 D 棟 1 階最大加速度分布図 JR 鷹取 60% 加振 (No.14)

Fig. 3.5.19 Maximum acceleration distribution: JR Takatori 60% 1st excitation (No. 14) (1st floor, Test Model D).

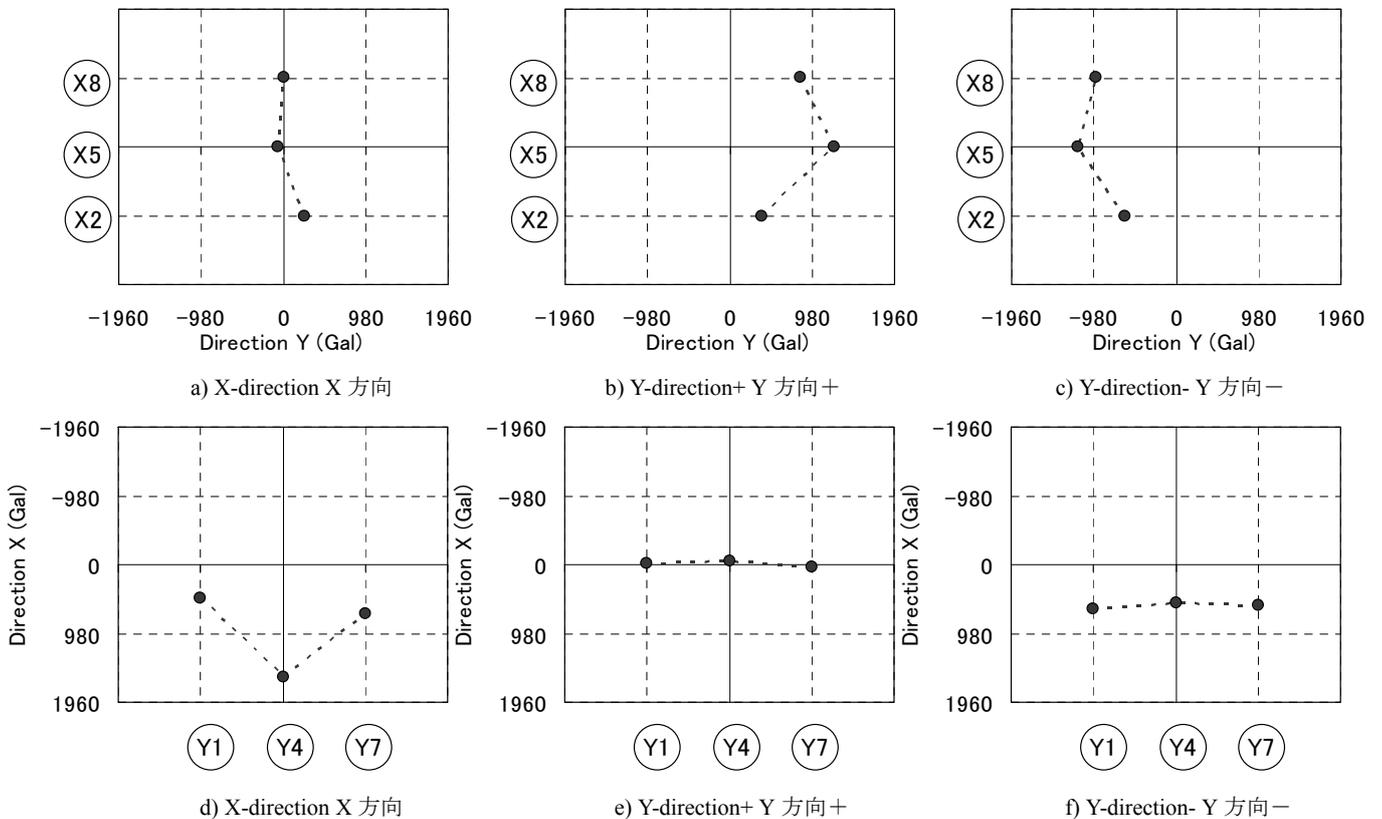


図 3.5.20 D 棟 1 階最大加速度分布図 JR 鷹取 100% 加振 2 回目 (No.15)

Fig. 3.5.20 Maximum acceleration distribution: JR Takatori 100% 2nd excitation (No. 15) (1st floor, Test Model D).

3.5.4 C棟の撤去工程

C棟の倒壊実験の後、試験体の解体撤去作業を3日間の日程で実施した。解体作業は写真に示すようなショベルを防護架台上に載せ、重機を用いて安全に作業を進めた。

また、倒壊した試験体の中にセンサ、ケーブルが取り残されているため、解体作業は適宜中断してセンサ、ケーブル類を取り出した。C棟撤去工事の写真を図3.5.21-3.5.24に、工程表を表3.5.6に示す。

表 3.5.6 C棟解体撤去工程表
Table 3.5.6 Dismantling schedule of Model C.

Date 日	Work description 作業内容
28-Feb	Collapse test (1st one) 倒壊実験(1回目)
1-Mar	Dismantling/removal 解体撤去
2-Mar	Dismantling/removal 解体撤去
3-Mar	Dismantling/removal/Cleaning 解体撤去・清掃



図 3.5.21 C棟の撤去工事作業
Fig. 3.5.21 Test Model C being removed.

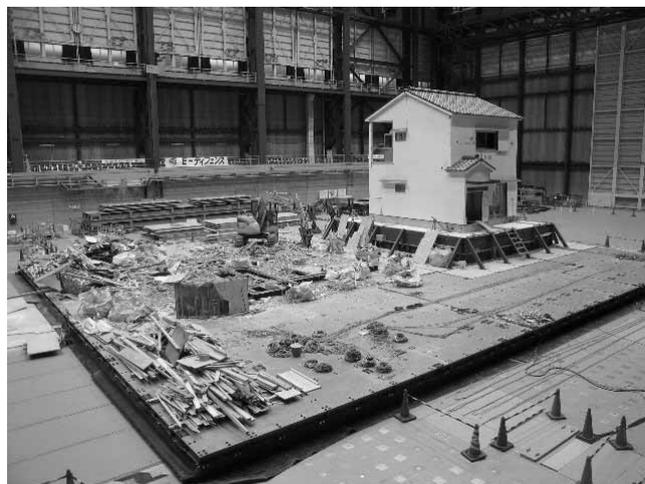


図 3.5.22 C棟の撤去工事作業状況 (1日目)
Fig. 3.5.22 Test Model C being removed (day 1).



図 3.5.23 C棟の撤去工事作業状況 (2日目)
Fig. 3.5.23 Test Model C being removed (day 2).

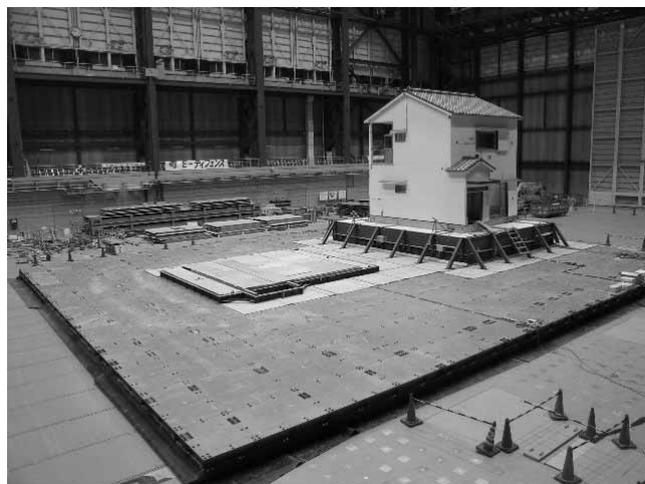


図 3.5.24 C棟の撤去工事作業状況 (3日目)
Fig. 3.5.24 Test Model C being removed (day 3).

3.5.5 D棟損傷状況

D 棟各部材の損傷状況を実験経過に沿って述べる。なお筋かいや接合金物では構造用合板などに隠れてしまっていて目視できない箇所があるため、全ての箇所を確認できたわけではない。そのため、加振中や、安全上の理由から試験体に接近できなかったときの損傷は、試験体内外に設置したカメラで取得した映像を分析し、破壊過程を把握した。

損傷の確認は 3 回実施した。それぞれのタイミングは、2 月 21 日の加振 No.7 前(以下、中小加振)、中小加振後、および 2 月 28 日の JR 鷹取 100% 2 回目(No.15)加振(以下、本加振) 後である。各日中の各加振の間では震動台に上れなかったこともあり詳細な損傷確認は行えなかった。以後損傷が見られた加振について部位ごとに記述する。

モルタル外壁

図 3.5.25 に D 棟の外壁モルタルの損傷状況の進展を、中小加振前、中小加振後、本加振後ごとに示す。図 3.5.26-3.5.27 に損傷状況を示す。中小加振前の段階で C 棟 D 棟共にモルタルにクラックが見られた。開口の少ない面でのクラックが目立ち、特に D 棟南側で多くのクラックが見られた。これらのクラックは、モルタルの乾燥と試験体運搬・吊り上げ作業により生じたものである。

《中小加振後》JR 鷹取 5% 加振後クラックの進展、新たなクラックが発生した。本加振前のホワイトノイズ加振の前後でクラックスケールによりクラック幅を測定したところ 0.04~0.95mm となっていた。ホワイトノイズ加振によるクラック幅の変化は無かった。

《本加振後》JR 鷹取 100% 2 回目の加振後、クラックの進展、新たなクラックの発生が見られた。北側の CB 腰壁との境界に大きくクラックが入った。西側、南側、北側ではモルタルの剥落が見られ、特に北側 CB 腰壁との境界(図 3.5.26)、西側の 1 階開口上部では大きくモルタル

が剥落した。またモルタルの浮き上がりも見られ、南側では大きくモルタルが浮き上がった(図 3.5.27)。モルタルの浮き上がり量は、東側 1~2mm、西側 3~5mm、南側 7~30mm、北側 1~3mm であった。西側 1 階開口部では戸袋が外れた。

内壁

《本加振後》図 3.5.28 に本加振後の内壁損傷状況を、図 3.5.29-3.5.30 に損傷写真を示す。1 階 Y 方向 X2, X5, X9 通りの補強合板壁では釘の抜け、合板の浮きが見られた(図 3.5.29)。特に X2 通り Y3-4, Y6-7 構面では大きく損傷を受けた。土壁は隅部の潰れとせん断亀裂が発生した、特に 2 階 Y2 通り X3-5 土壁に大きなせん断亀裂が発生し一部が剥落した(図 3.5.30)。

接合部および補強箇所

図 3.5.31 に本加振後の補強金物の損傷状況を、図 3.5.32-3.5.33 に損傷写真を示す。

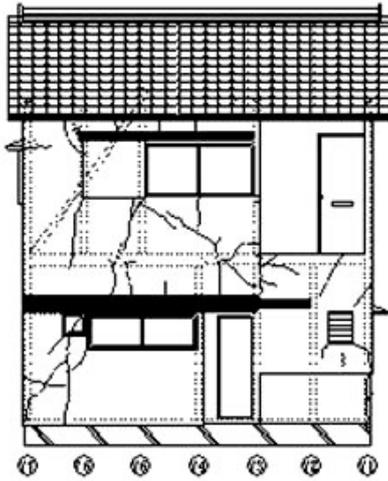
《本加振後》D 棟では X2, X5 通り柱脚、X5 通り柱頭の補強金物に木ネジの浮き、折れが見られた。X2 通りの金物にはわずかな変形も確認された。

アンカーボルト

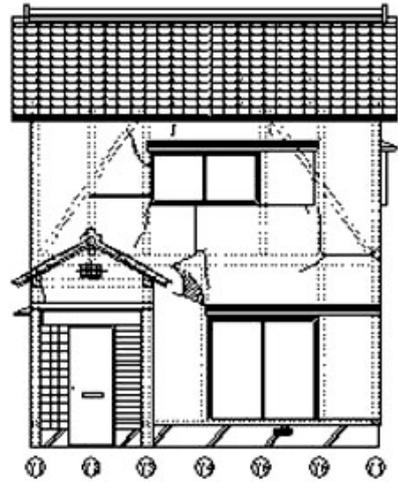
《本加振前》数箇所までボルトの緩み、めり込みが見られた。加振 No.14 後のアンカーボルトの様子を図 3.5.34 に示す。

基礎

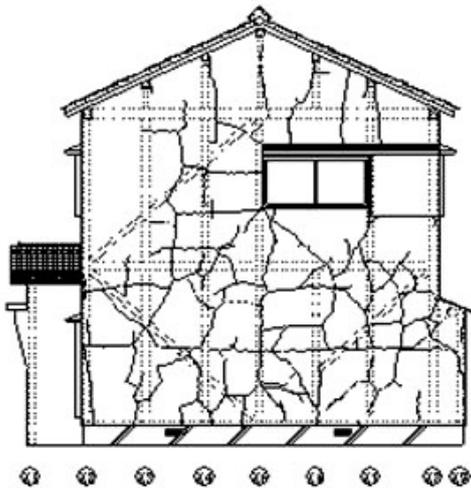
《本加振後》図 3.5.35 に本加振後 D 棟における基礎の被害状況を示す。室内側でのモルタルおよびコンクリートの一部が剥落した、外周基礎に数箇所のひび割れが見られた。



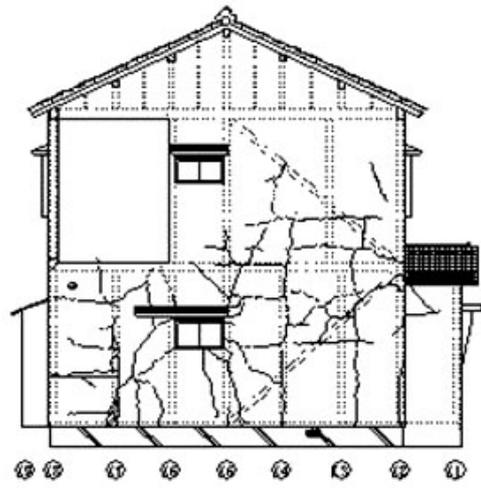
a) East side elevation (Test Model D) D 棟東側立面図



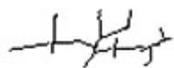
b) West side elevation (Test Model D) D 棟西側立面図



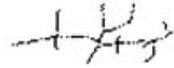
c) South side elevation (Test Model D) D 棟南側立面図



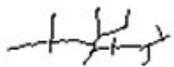
d) North side elevation (Test Model D) D 棟北側立面図



Before No.7 中小加振前



After No.7 中小加振後



After No.15 本加振後

図 3.5.25 D 棟外壁モルタルの損傷状況

Fig. 3.5.25 Damage to mortar of exterior wall (Test Model D).



図 3.5.26 D 棟外壁モルタル損傷拡大
Fig. 3.5.26 Damage to exterior wall mortar detail (Test Model D).



図 3.5.27 D 棟外壁モルタルの浮き上がり
Fig. 3.5.27 Dislodged exterior wall mortar (Test Model D).

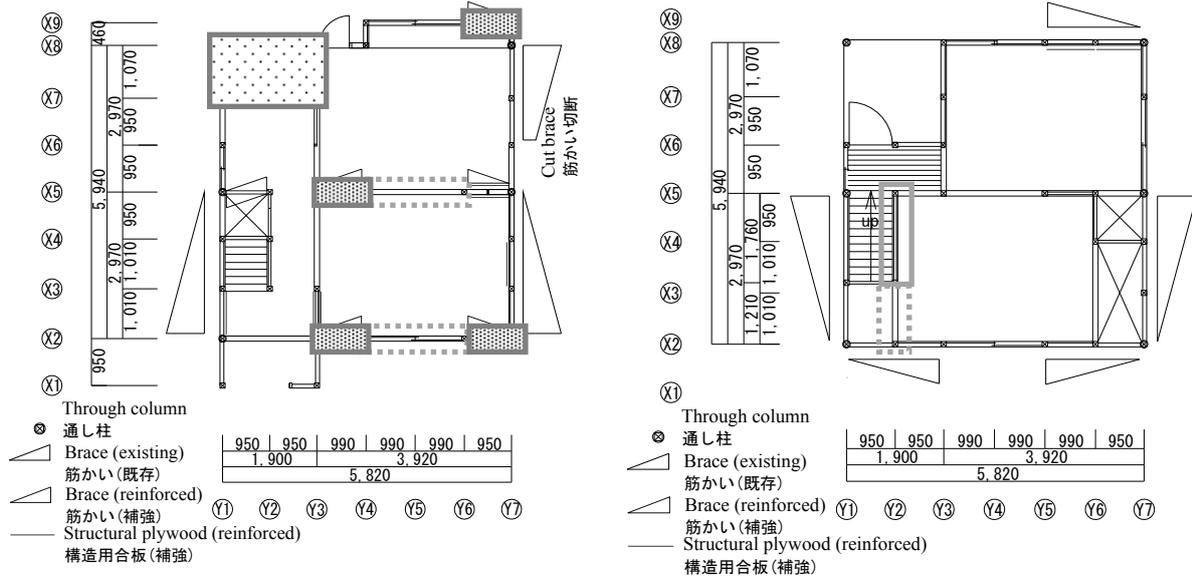


図 3.5.28 D 棟内壁損傷状況
 Fig. 3.5.28 Damage to interior walls (Test Model D).



図 3.5.29 D 棟内壁合板の浮き上がり
 Fig. 3.5.29 Dislodged interior plywood wall (Test Model D).



図 3.5.30 D 棟内壁土壁の剥落
 Fig. 3.5.30 Peeling off of interior mud wall (Test Model D).

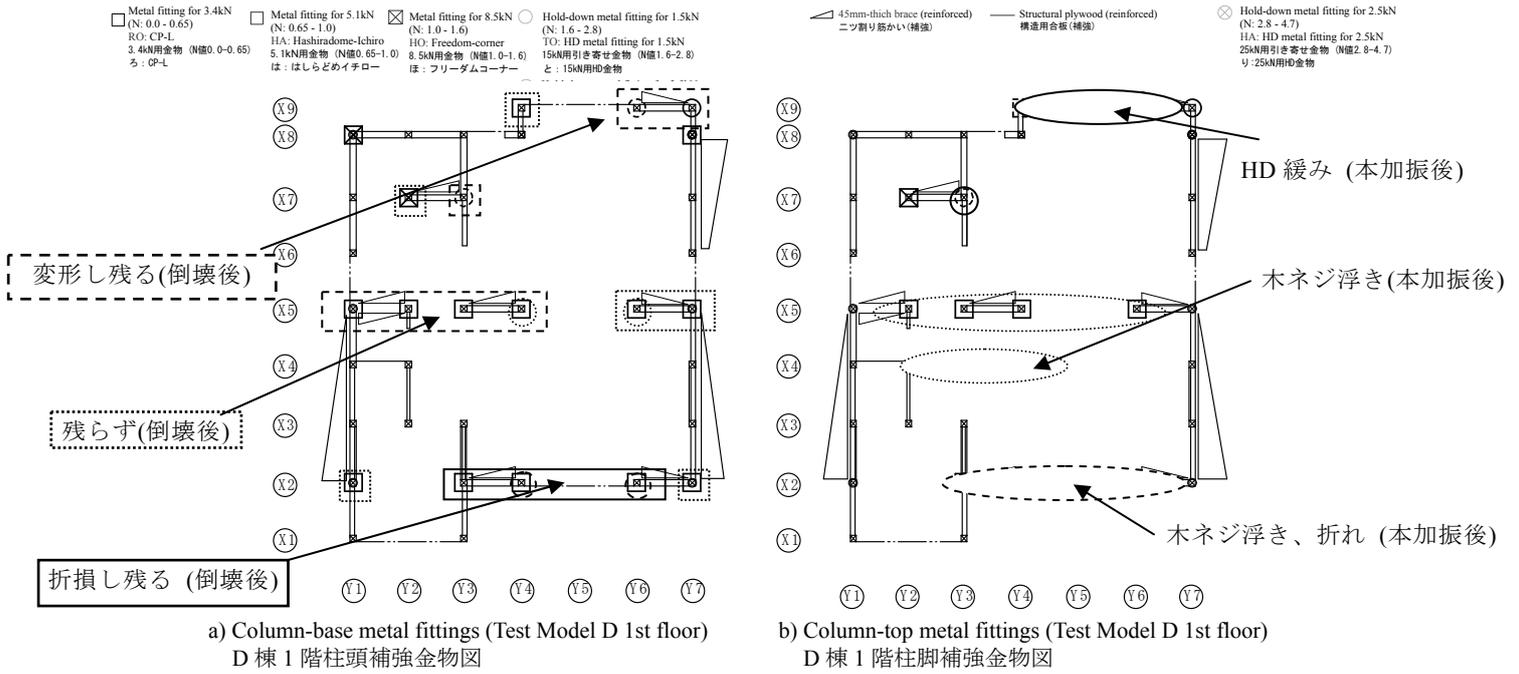


図 3.5.31 D 棟柱頭柱脚金物の損傷
Fig. 3.5.31 Damage to column-top/base metal fittings (Test Model D).



図 3.5.32 C 棟柱頭引き抜け
Fig. 3.5.32 Loosened at column-top (Test Model C).



図 3.5.33 C 棟柱脚引き抜け
Fig. 3.5.33 Loosened at column-base (Test Model C).



図 3.5.34 C 棟アンカーボルトの様子
Fig. 3.5.34 Anchor bolt (Test Model C).



図 3.5.35 D 棟基礎の損傷
Fig. 3.5.35 Damage to foundation (Test Model D).

3.5.6 D棟の倒壊実験

C棟の倒壊実験の後、D棟の倒壊を目的とした実験を行った。加振波はJR鷹取を使用し、C棟と同様に試験体のけた行方向にNS成分を入力した。D棟はC棟の倒壊実験に際してJR鷹取100%、JR鷹取60%、JR鷹取100%を経験している。その後、JR鷹取100%を2回加振してD棟は倒壊に至った。図3.5.36-3.5.37にNo.18-19加振の各層の荷重変形関係を、表3.5.7-3.5.8に各加振の最大最小値一覧を示す。また、図3.5.38にD棟の破壊過程を示す。

a) 損傷状況

JR鷹取100%加振3回目(No.18)

加振開始から5秒付近のY正方向のピークでX7通りのモルタルおよび土壁の大半が剥落した。X2通りの2本の通し柱が損傷し、大きく振れたまま負方向に変形して、X2通りの柱脚の破壊、壁のせん断破壊(筋かいの座屈、合板の剥落)がおき、X2通りおよびY7通りのほぼ全ての耐震要素が機能を逸した。X5通りでも、補強たすきがけ筋かいの引き抜け・座屈がおき、補強合板は面外にはらみだした。完全補強をおこなったX8-9通りでは、HD金物により固定された柱脚に破壊が生じず、補強壁が抵抗して、釘が損傷を受けた。この加振における最大変形から、D棟の倒壊限界変形角は $1/7\text{rad}$ 程度であると考えられる。

JR鷹取100%加振4回目(No.19)

加振開始直後からY方向の正負に振動するが、最終的に耐力の大きいX9-Y7側に倒れ掛かるように変形が進み、X9-Y7通し柱が折損して、加振開始から約8秒で倒壊にいたった。着地の衝撃で2階も崩壊した。

b) 荷重変形関係

1階Y方向では、正負方向ともJR鷹取100%2回目(No.15)の加振において残留変形が生じていた。JR鷹取100%3回目(No.18)の加振では、さらに大きく振れて、X2、X5、X8-9通りの順に破壊が進行することを目視により確認した。X2通りでは壁の崩壊、通し柱の折損により特に変形が増大した。2階Y方向では、JR鷹取100%3回目(No.18)の加振で正方向に変形する際、モルタルや土壁の破壊により、大きく耐力を減じた。

X方向は、JR鷹取100%3回目(No.18)の加振で先行する加振までにステーブルの抜けが進行していたモルタル壁が脆性的に剥落した。2階X方向では、接合金物による補強をおこなった分、C棟に比べて最大耐力が大きくなっている。

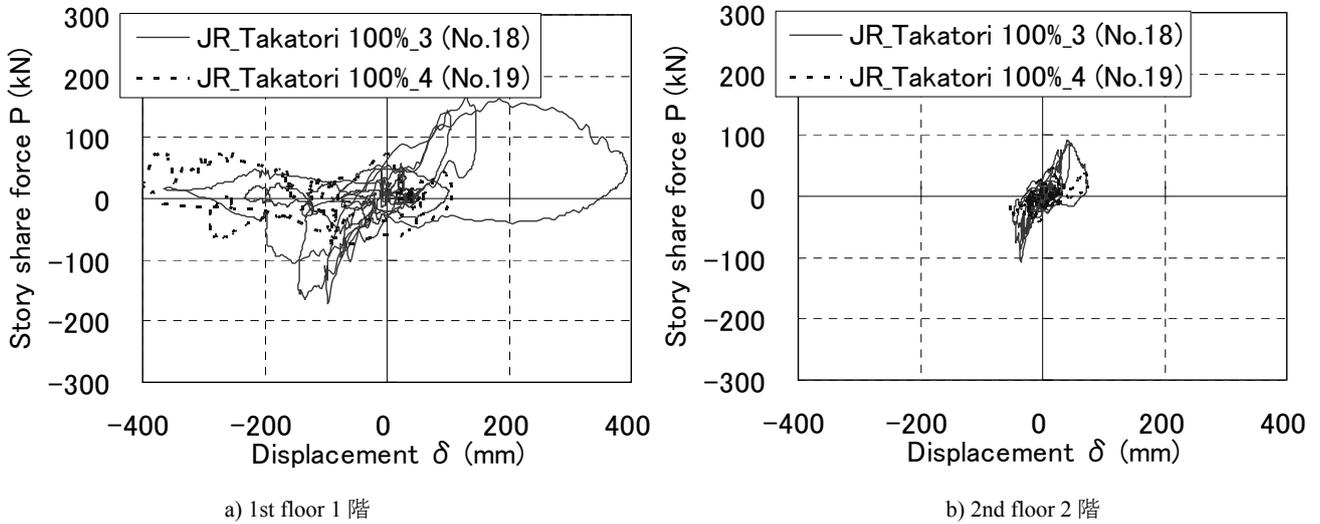


図 3.5.36 D 棟 Y 方向荷重変形関係 (No.18-19 加振)

Fig. 3.5.36 Load - story drift relationship: Y-direction of Test Model D (excitation No. 18-19).

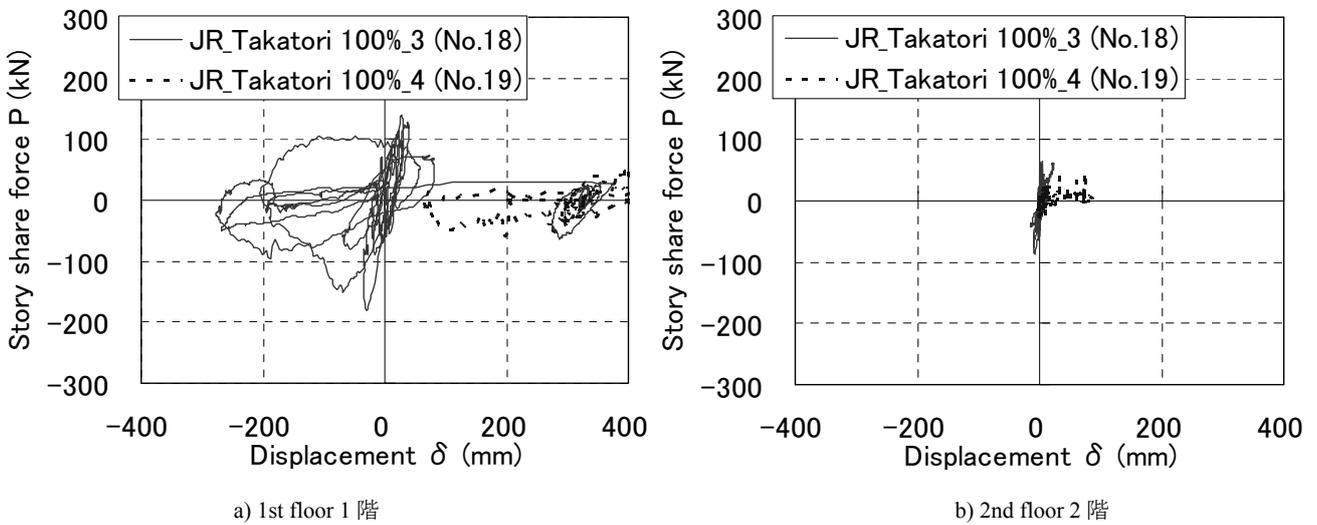


図 3.5.37 D 棟 X 方向荷重変形関係(No.18-19 加振)

Fig. 3.5.37 Load - story drift relationship: X-direction of Test Model D (excitation No. 18-19).

表 3.5.7 D 棟 Y 方向最大最小値一覧

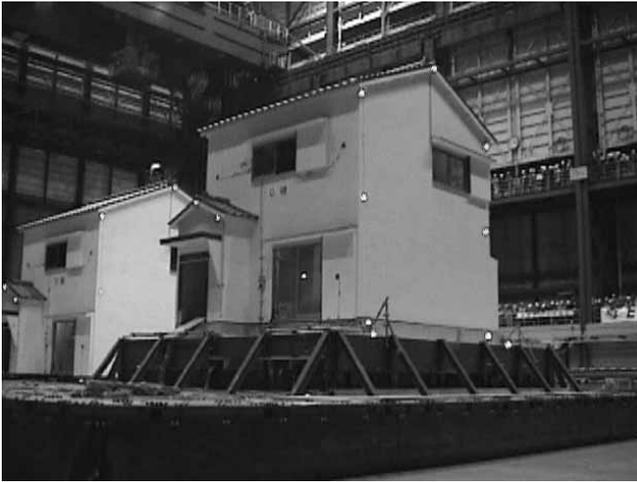
Table 3.5.7 Maximum/minimum measurements (Y-direction of Test Model D).

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	16.69	73.11	1/37	22.04	0.30	17.50	-47.98	-1/56	-38.57	0.80
1st floor	16.62	393.17	1/7	47.92	0.12	18.04	-364.82	-1/8	16.51	0.05
Maximum story shear force (kN)						Maximum story shear force (kN)				
Floor	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)		
2nd floor	14.89	92.46	41.28	2.24	14.41	-106.50	-35.33	3.01		
1st floor	14.85	166.11	130.00	1.28	14.36	-172.13	-96.17	1.79		

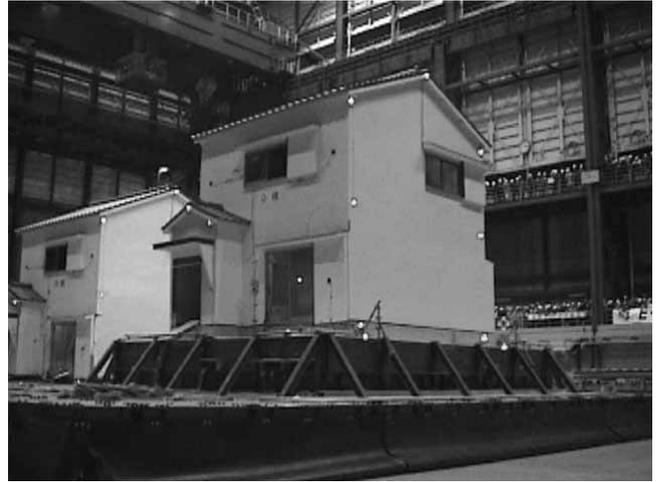
表 3.5.8 D 棟 X 方向最大最小値一覧

Table 3.5.8 Maximum/minimum measurements (X-direction of Test Model D).

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement δ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	16.72	22.27	1/128	59.31	2.66	18.50	-13.49	-1/200	-40.23	2.98
1st floor	24.22	376.98	1/7	26.22	0.07	18.72	-277.09	-1/10	-22.72	0.08
Maximum story shear force (kN)						Maximum story shear force (kN)				
Floor	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Story shear force P(kN)	Displacement δ (mm)	Stiffness K (kN/mm)		
2nd floor	15.41	64.08	4.82	13.30	13.57	-86.11	-7.51	11.47		
1st floor	12.98	139.72	27.57	5.07	13.55	-179.95	-30.16	5.97		



a) JR Takatori 100% 1st excitation (before excitation)
JR 鷹取 100% 1 回目加振前



b) JR Takatori 100% 1st excitation
(max. story drift in Y-negative direction)
JR 鷹取 100% 1 回目加振 Y 負方向最大変形時



c) JR Takatori 100% 1st excitation (after excitation)
JR 鷹取 100% 1 回目加振後



d) JR Takatori 60% (after excitation)
JR 鷹取 60%加振後



e) JR Takatori 100% 2nd excitation (after excitation)
JR 鷹取 100% 2 回目加振後



f) JR Takatori 100% 3rd excitation (during excitation)
JR 鷹取 100% 3 回目加振中

図 3.5.38 D 棟の倒壊挙動 (1/2)

Fig. 3.5.38 Test Model D collapsing behavior (1/2).



g) JR Takatori 100% 3rd excitation (during excitation)
JR 鷹取 100% 3 回目加振中



h) JR Takatori 100% 3rd excitation (after excitation)
JR 鷹取 100% 3 回目加振後



i) JR Takatori 100% 4th excitation (during excitation)
JR 鷹取 100% 4 回目加振中



i) JR Takatori 100% 4th excitation (after excitation)
JR 鷹取 100% 4 回目加振後

図 3.5.38 D 棟の倒壊挙動 (2/2)

Fig. 3.5.38 Test Model D collapsing behavior (2/2).

c) 最大変位分布

図 3.5.39 に各加振中 Y 方向の正側の最大変位(図 Y+), 負側の最大変位(図 Y-)および X 方向の正負を通しての最大変位(図 X)時における応答変位分布図を示す. ここで, 最大変位は, X5-Y3 通りの交点を原点とした.

D 棟では, 変形量が大きくなる JR 鷹取 100%加振 3 回目(No.18)以降, X8 通りの変形が小さいまま, X2 通りが大きく振られて振動する. JR 鷹取 100%加振 3 回目(No.18)では, 通し柱が折損して, さらに X2 通りの変形が大きくなっているほか, X 方向でも, 損傷の大きい Y7 側が振られていることがわかる.

d) 最大加速度分布

図 3.5.40 に各加振中 2 階梁について Y 方向の正側の最大加速度(図中 Y+), 負側の最大加速度(図中 Y-)および X 方向の正負を通しての最大加速度(図中 X)時における加速度分布図を示す. ここで, 最大加速度は X5-Y4 に設置した加速度計の記録を基準に用いた.

D 棟では, JR 鷹取 100% 3 回目(No.18)の加振で各方向最大加速度時に, 直交方向の応答加速度も大きくなっており, ねじれて耐力を負担している可能性が指摘される.

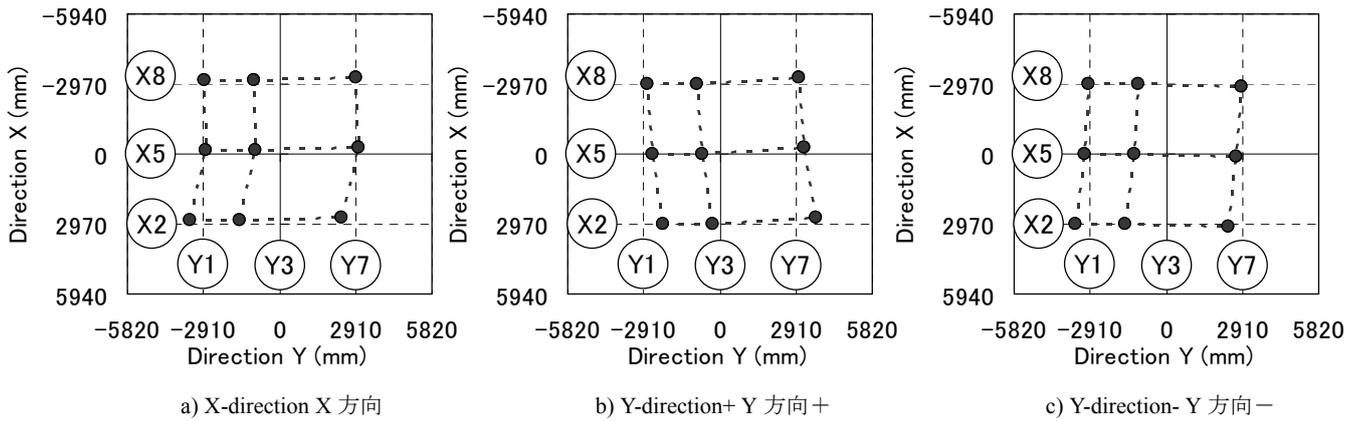


図 3.5.39 D 棟 1 階層間変位分布図 JR 鷹取 100% 加振 3 回目 (No.18)

Fig. 3.5.39 Story displacement distribution: JR Takatori 100% 3rd excitation (No. 18) (1st floor, Test Model D).

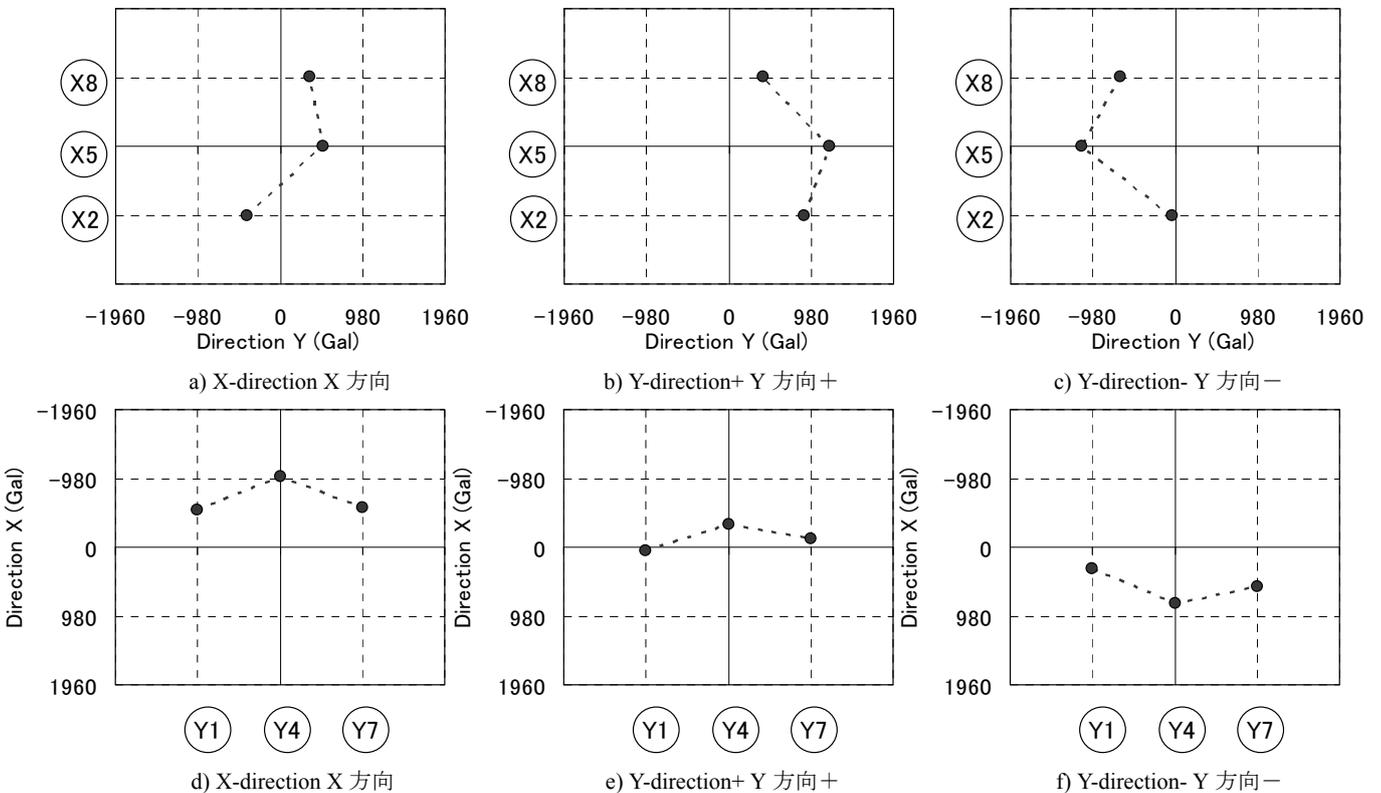


図 3.5.40 D 棟 1 階最大加速度分布図 JR 鷹取 100% 加振 3 回目 (No.18)

Fig. 3.5.40 Maximum acceleration distribution: JR Takatori 100% 3rd excitation (No. 18) (1st floor, Test Model D).

3.5.7 経年変化の影響

平成 17 年度に実施した A 棟と新築試験体である C 棟の層せん断力-層間変形関係の包絡線を図 3.5.41 に示す。

X 方向 1 階の正方向では、初期剛性(1/700rad.時)は C 棟 23.7kN/mm, A 棟 23.3kN/mm, 最大耐力は, C 棟 198.7kN, A 棟 197.2kN とともにほぼ同程度であった。最大耐力に達する変形および終局荷重に達する変形には A 棟と C 棟で大きな差がないが, 終局以降の履歴に関して, A 棟が若干靱性的であった。2 階の X, Y 方向については, 初期剛性に関しては C 棟が上回り, 最大耐力は同程度, 最大耐力に達する変形および終局時変形は A 棟が大きいという傾向が読み取れる。

一方 Y 方向 1 階では, 最大耐力が C 棟 140.4kN, A 棟 101.3kN と C 棟が A 棟を 1.4 倍程度上回る。初期剛性は C 棟 7.8kN/mm, A 棟 3.1kN/mm と, こちらも C 棟が大きく上回る。最大耐力時変形はほぼ同じであり, 終局荷重時変形は C 棟が大きい。終局過程でのエネルギー吸収性能も C 棟が大きく上回る。

以上より, 耐震要素の経年変化により, 剛性の低下が生じることが指摘される。最大耐力については, 1 階 Y 方向以外では A 棟と C 棟で明確な差はなかった。

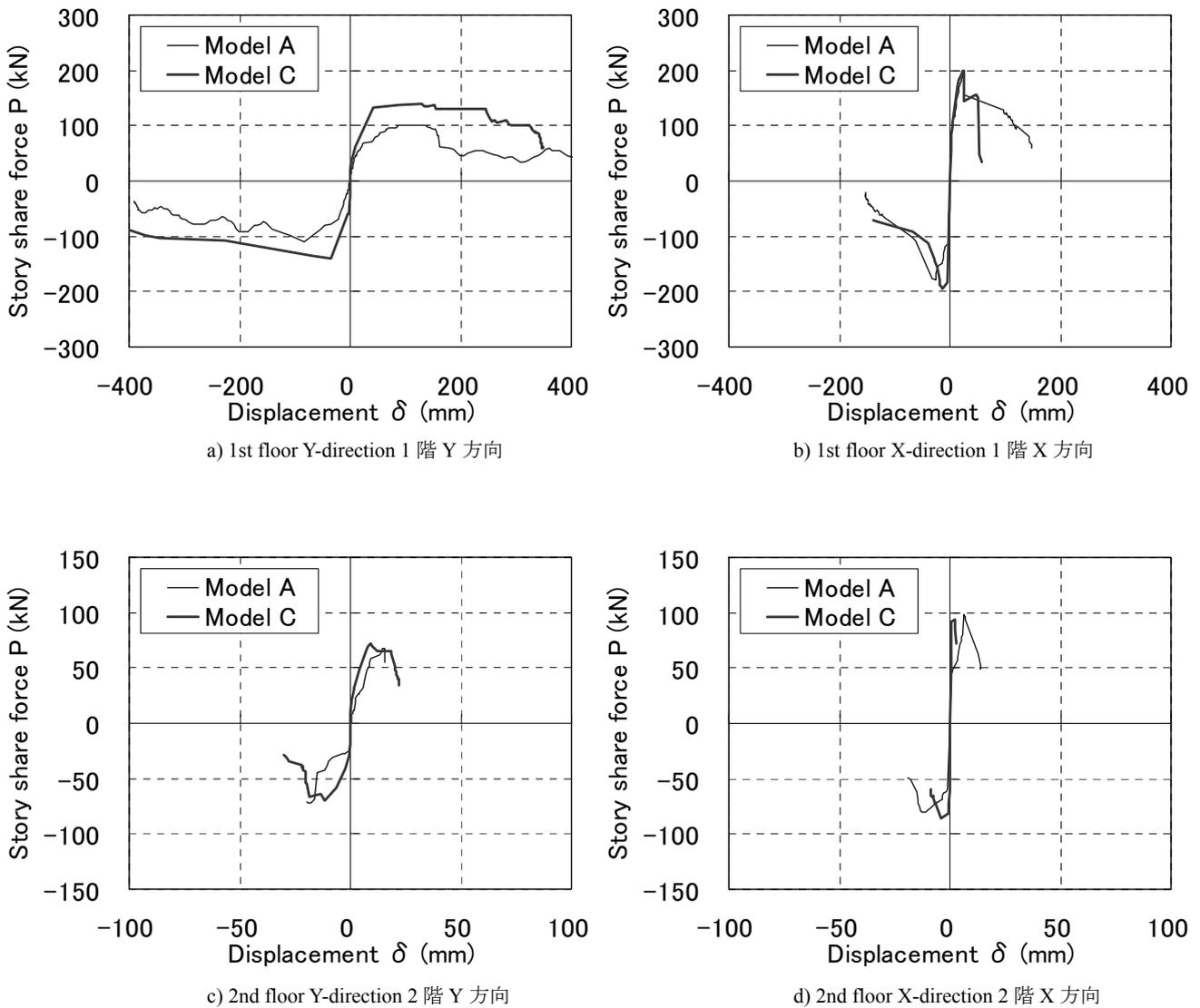


図 3.5.41 A 棟 C 棟の層せん断力-層間変形関係
Fig. 3.5.41 Story share force - displacement relationship (Test Models A and C).

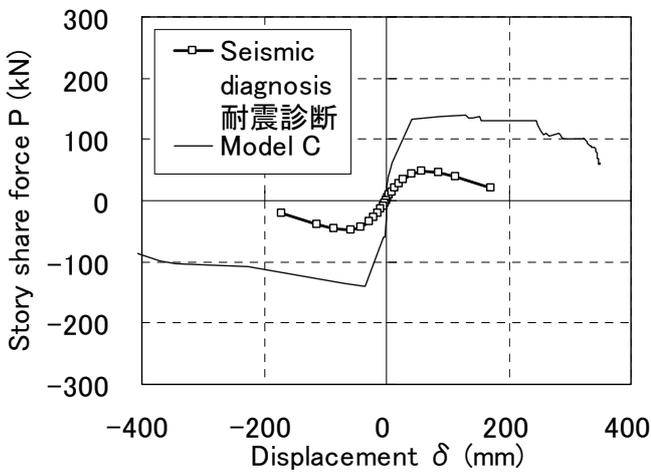
3.5.8 耐震診断結果との比較

図 3.5.42 に C 棟, 図 3.5.43 に D 棟各層の層せん断力-層間変形関係の包絡線を, 耐震診断結果と実験結果を比較して示す. 精密診断では接合部低減などを考慮した各壁の荷重-変形関係を求め, その累加を層の荷重-変形関係とし, 各階各方向の試験体の荷重変形関係を算出した.

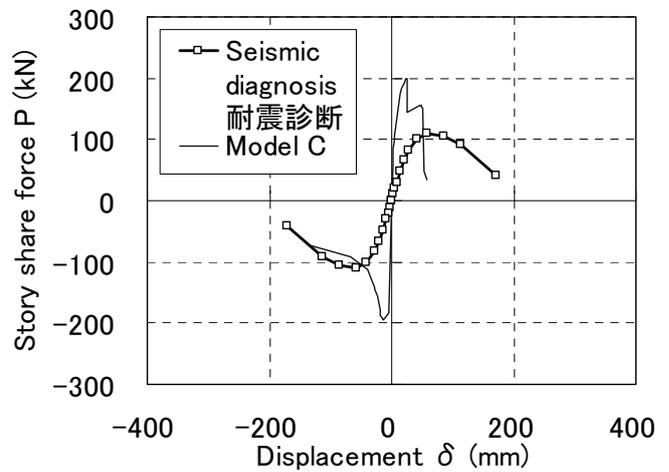
図より, C 棟では, 1 階 Y 方向で, 最大耐力に到達する変位はほぼ同じものの, 最大耐力は診断 47.4kN, 実験値 140.4kN と 3 倍程度異なる. その他の階, 方向におい

ても, 実験による耐力は診断結果を大きく上回り, 安全側の評価となっていた. 理由として, モルタル外壁の過小評価, 直交壁効果などが考えられる. 1 階 Y 方向の終局荷重時変形は, 実験値が耐震診断値より大きく, 相当の靱性を有していたことがわかる.

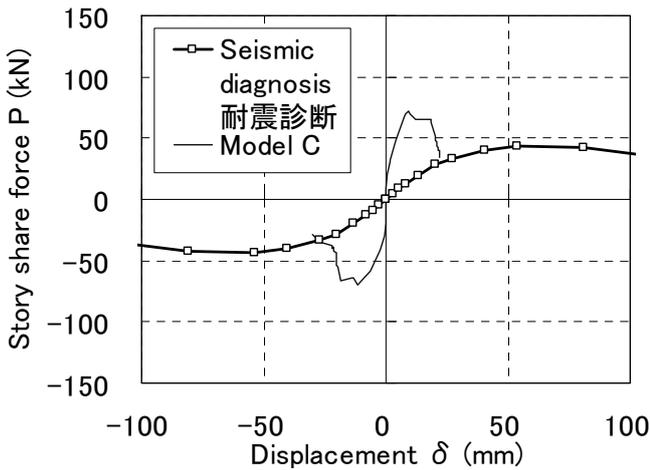
D 棟に関しても, 1 階 Y 方向で, 最大耐力に到達する変位はほぼ同じものの, 最大耐力は診断 144.6kN, 実験値 230.3kN と 1.6 倍程度異なる. 各方向とも, 無補強試験体である C 棟に比べて診断結果からの乖離は小さい結果となっていた.



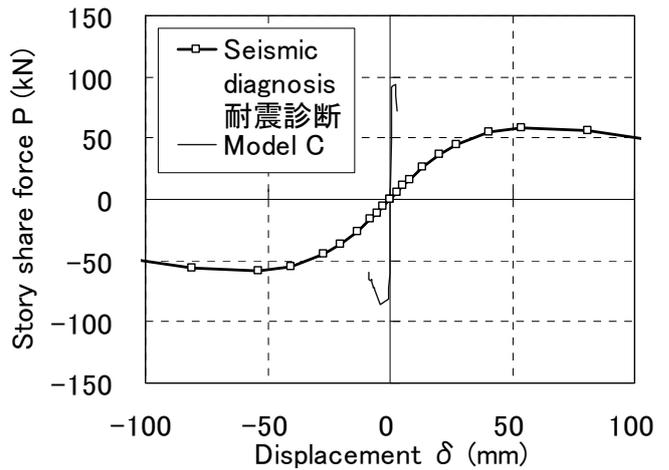
a) 1st floor Y-direction 1 階 Y 方向



b) 1st floor X-direction 1 階 X 方向



c) 2nd floor Y-direction 2 階 Y 方向



d) 2nd floor X-direction 2 階 X 方向

図 3.5.42 耐震診断結果と実験結果 (C 棟)

Fig. 3.5.42 Seismic diagnosis and test results (Test Model C).

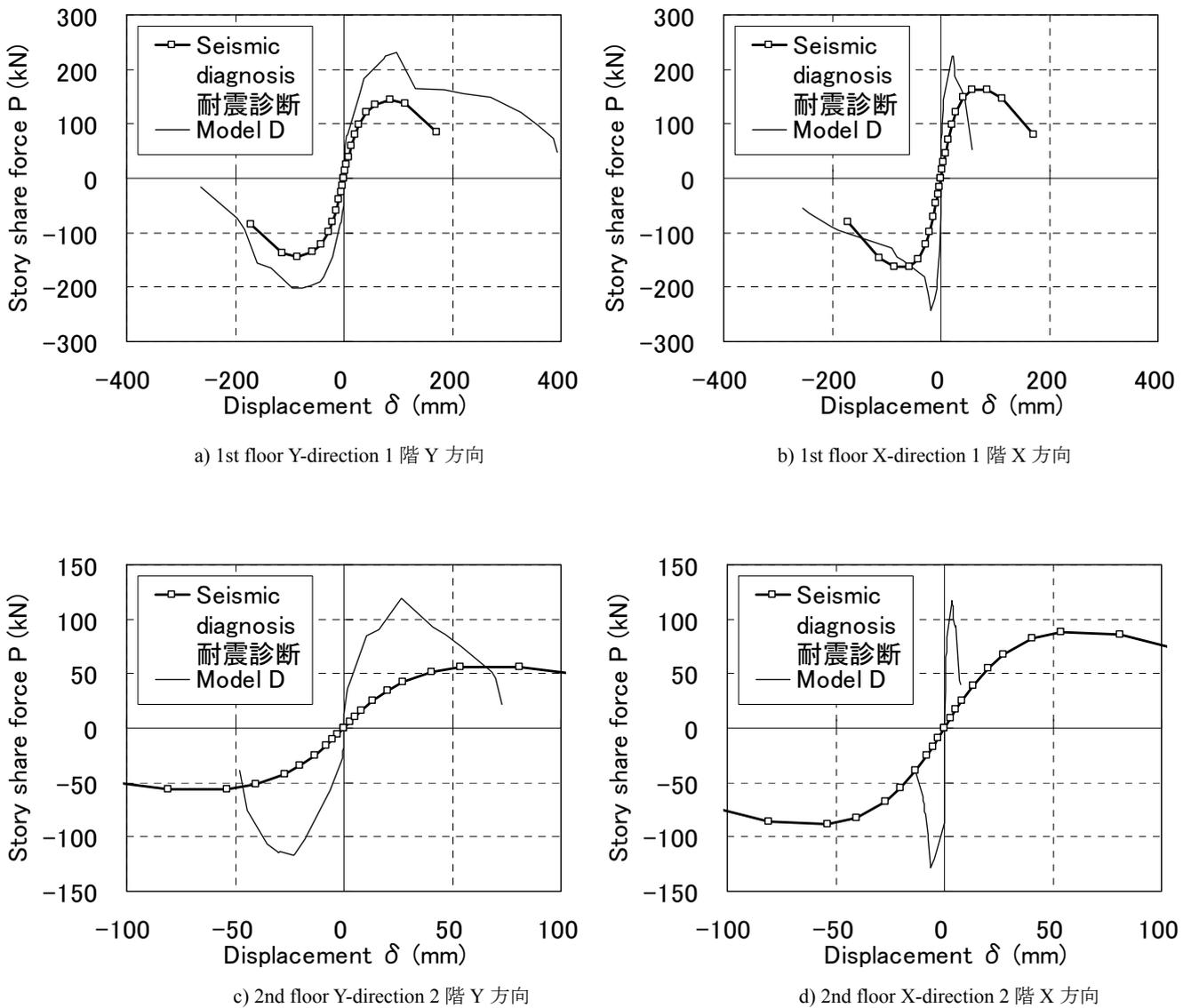


図 3.5.43 耐震診断結果と実験結果 (D 棟)

Fig. 3.5.43 Seismic diagnosis and test results (Test Model D).

3.5.9 不十分な補強の影響

図 3.5.44 に、完全補強試験体である B 棟と、接合部補強が不十分な D 棟の各層の層せん断力-層間変形関係を比較して示す。

図より、Y 方向では、1 階、2 階とも、最大耐力に到達する変形は若干 B 棟が大きい。最大耐力については、D 棟 1 階で 230.3kN、B 棟 1 階で 192.3kN、D 棟 2 階で 118.6kN、B 棟 2 階で 95.2kN と、若干 D 棟が上回る程度であったことがわかる。終局荷重時変形は、ほぼ同程度であった。

X 方向では、1 階の包絡曲線の形状が極めて類似している。最大耐力は D 棟 1 階で 242.7kN、B 棟 1 階で 229.2kN、D 棟 2 階で 128.1kN、B 棟 2 階で 123.6kN と、大きな差は無い。最大耐力時変形および終局荷重時変形は、B 棟

が D 棟を上回っていた。

最大耐力および変形性能について、B 棟と D 棟ではモルタルの構造性能に既存と新築の差異があると考えられる。耐力に関して、X 方向 2 階は、特に、図 3.2.6 に示した接合部の仕様による低減のかかる壁が多いが、接合部の低減を考慮しても、補強壁が耐力を発現していたため、結果的に完全補強試験体との相違は、新築モルタルと既存モルタルの構造性能の差異程度であったことが考えられる。

変形性能に関しても、図 3.5.44 に示すように移築試験体と新築試験体の相違の傾向が強く、接合部低減による変形性能の変化は明らかにはならなかった。

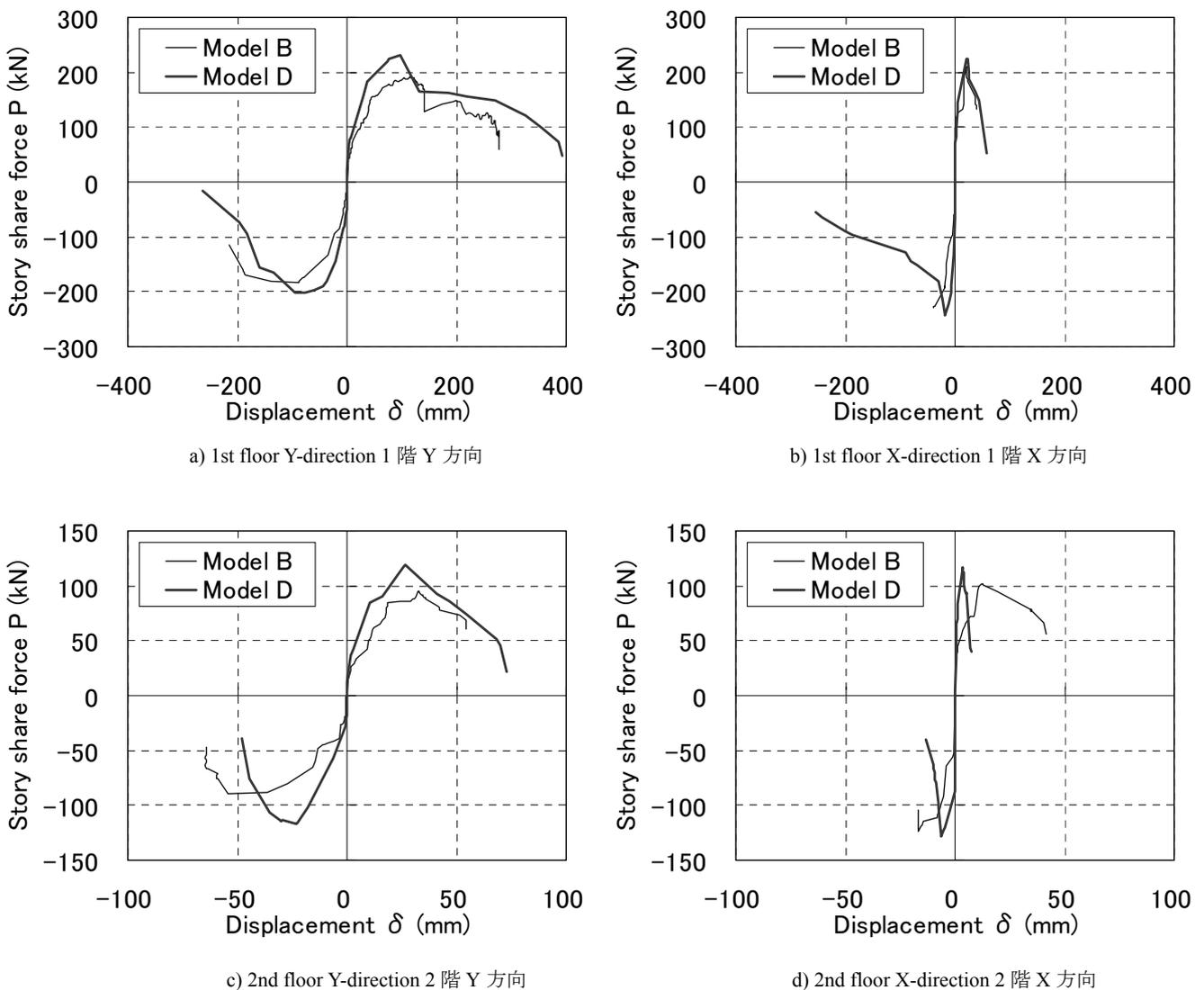


図 3.5.44 不十分な補強試験体と補強試験体の比較
 Fig. 3.5.44 Comparison between reinforced and insufficiently reinforced test models.

3.5.10 模擬地盤および基礎の影響

a) 地盤による地震動の増幅

JR 鷹取 100%で加振した時の EPS 上と基礎上の最大応答加速度を表 3.5.9 に示す。

震動台から入力される加速度に対して、EPS 上では 1.15 倍から 1.25 倍程度に増幅されていることが分かる。さらに基礎上では 1.4 倍程度に増幅されている。

b) 結果の検討

JR 鷹取 5%で加振したケースと JR 鷹取 100%で加振したケースについて EPS 上、1 階床、2 階床、小屋の加速度波形のスペクトルを震動台のスペクトルで割って比を

取った。震動台のスペクトル比図を図 3.5.45 に示す。

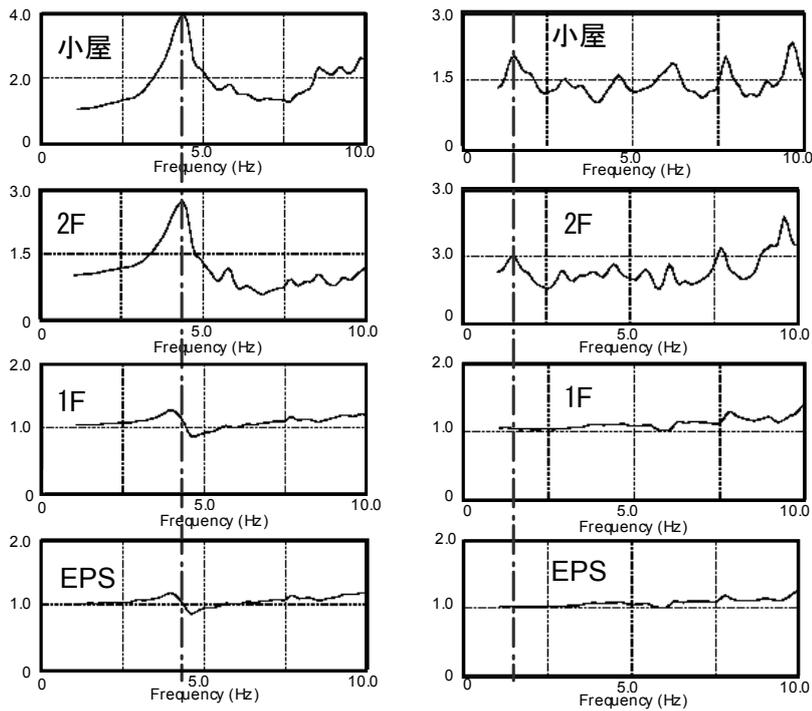
200Hz、2048 データの解析で、0.5 秒刻みで移動させ、その和を取った。JR 鷹取 5%での加振では 1 次卓越振動数は、X 方向で 5.7Hz、Y 方向で 4.3Hz であるが、JR 鷹取 100%での加振で X 方向 2.4Hz、Y 方向 1.5Hz に下がっている。

なお、JR 鷹取 100% 4 回目の加振によって地盤付き試験体 D 棟は倒壊した。基礎は 10cm ほど浮き上がったことが記録されたが、基礎と地盤が完全に剥離することはなかった。また X2 通、X9 通、Y1 通の RC 基礎にひび割れの発生が確認された。

表 3.5.9 震動台加速度と応答加速度 (単位:Gal)

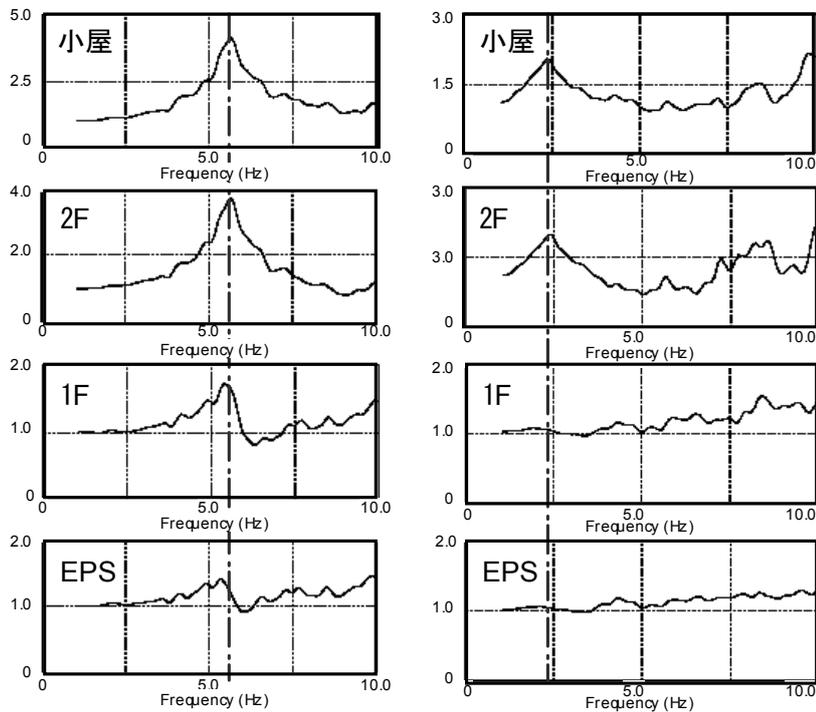
Table 3.5.9 Shaking table acceleration and response acceleration (Unit: Gal).

Acceleration 加速度	100% JR Takatori 1st excitation JR鷹取100%1回目	100% JR Takatori 2nd excitation JR鷹取100%2回目	100% JR Takatori 3rd excitation JR鷹取100%3回目	100% JR Takatori 4th excitation JR鷹取100%4回目
Shaking table 震動台加速度	930	914	946	938
On EPS EPS上加速度	1075	1058	1126	1148
On foundation 基礎上加速度	1362	1336	1329	1343



a) JR Takatori 5% excitation Y-direction response
JR 鷹取 5%加振 Y 方向応答

b) JR Takatori 100% excitation Y-direction response
JR 鷹取 100%加振 Y 方向応答



c) JR Takatori 5% excitation X-direction response
JR 鷹取 5%加振 X 方向応答

b) JR Takatori 100% excitation X-direction response
JR 鷹取 100%加振 X 方向応答

図 3.5.45 JR 鷹取加振による卓越振動数
Fig. 3.5.45 Dominant frequency of JR Takatori excitation.

3.5.11 D 棟の撤去工程

D 棟の倒壊実験の後，試験体の解体撤去作業を 3 日間の日程で実施した．解体作業は写真に示すようなショベルを防護架台上に載せ，重機を用いて安全に作業を進め

た．また，倒壊した試験体の中にセンサ，ケーブルが取り残されているため，解体作業は適宜中断してセンサ，ケーブル類を取り出した．D 棟撤去工事の写真を図 3.5.46-3.5.49 に，工程表を表 3.5.10 に示す．

表 3.5.10 D 棟解体撤去工程表
Table 3.5.10 Dismantling schedule of Model D.

Date 日	Work description 作業内容
5-Mar	Collapse test (Test Model D) 倒壊実験 (D棟)
6-Mar	Dismantling/removal 解体撤去
7-Mar	Dismantling/removal 解体撤去
8-Mar	Dismantling/removal/Cleaning 解体撤去・清掃



図 3.5.46 D 棟の撤去工事作業
Fig. 3.5.46 Test Model D being dismantled.



図 3.5.47 D 棟の撤去工事作業状況 (1 日目)
Fig. 3.5.47 Test Model D being removed (day 1).

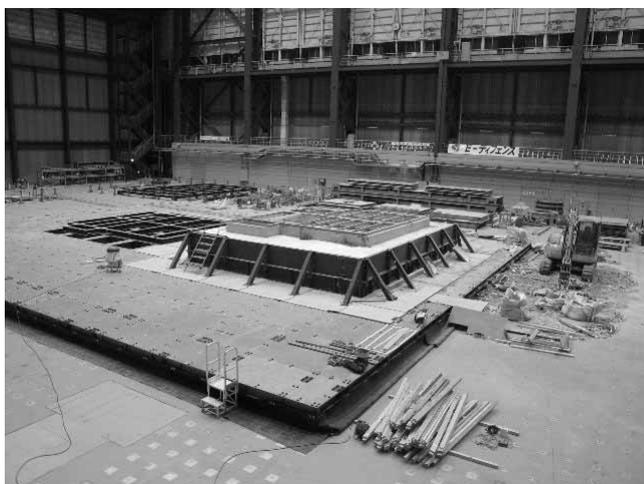


図 3.5.48 D 棟の撤去工事作業状況 (2 日目)
Fig. 3.5.48 Test Model D being removed (day 2).

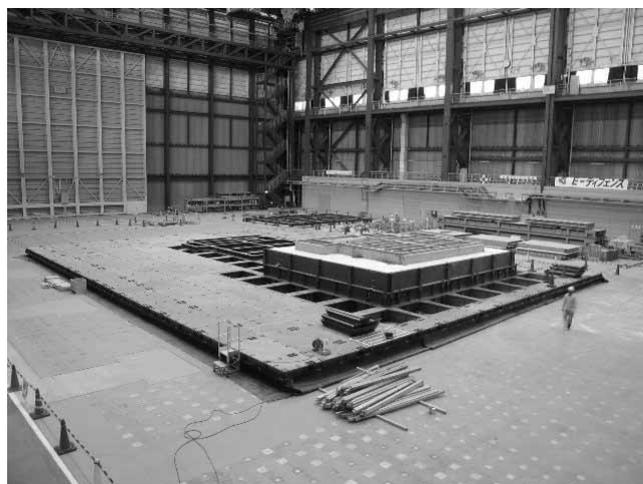


図 3.5.49 D 棟の撤去工事作業状況 (3 日目)
Fig. 3.5.49 Test Model D being removed (day 3).

3.6 在来構法建物実験のまとめ

在来構法建物実験では、3つの研究課題に着目した倒壊実験を行った。3つの研究課題とは、経年変化の影響、不完全な耐震補強の効果、地盤・基礎の影響である。建築年数、柱頭・柱脚接合金物の短期許容耐力、コンクリート基礎および模擬地盤をパラメータとした2体の実大試験体(C棟、D棟)による震動台実験によってこれらの研究課題を検討した。C棟では主に経年変化の影響を、D棟では経済的な耐震補強手法の開発を目指した不完全な耐震補強の効果と、地盤・基礎の影響を検討した。

以下に本章で得られた成果を示す。

3.2節では、試験体の仕様について述べた。経年変化の影響では、新築したC棟に加えて比較対象である平成17年度試験体A棟(築31年)を併せて示した。不完全な耐震補強の効果を検討するD棟では、柱頭・柱脚接合金物の不十分な耐震補強による接合部低減を耐震診断評点として比較した。地盤・基礎の影響の検討については、模擬地盤の材質、無筋コンクリート・鉄筋コンクリート・あと施工コンクリートの概要について述べた。

3.3節では、試験体の建設工程を表と記録写真で示し、3.2節の試験体概要説明に加え、視覚情報によって試験体仕様の確認が行えるようにした。

3.4節は、試験体建設場所から震動台へ安全かつ迅速に移動させるための曳家および吊り上げ方法についての記録を述べた。また、耐震性能を検討する際に重要とな

る建物重量についても述べた。

3.5節では、震動台実験についてまとめた。入力地震動として、1995年兵庫県南部地震で記録されたJR鷹取を用いた加振一覧と、各試験体の計測計画を図示した。

経年変化に関する検討では、A棟が倒壊したJR鷹取100%の加振でもC棟は倒壊せず、計3回の地震波加振によって倒壊に至った。C棟の主振動方向である1階Y方向の荷重変形関係は、初期剛性、最大耐力およびエネルギー吸収性能の点でA棟のそれより良い値を示した。C棟とA棟を比較すると、A棟では経年変化により耐震性能の低下が起きた可能性が示唆された。

不完全な耐震補強の効果に関する検討では、平成17年度に実験したB棟に比べて柱頭・柱脚の接合部の仕様を低くしたD棟の実験を行い、計5回の地震波加振を経て倒壊に至った。D棟の荷重変形関係より、最大耐力および最大耐力時の変形はB棟と大きな相違はなかった。B棟が経年変化の影響を受けている点を考慮すると、不十分な補強でも、接合部を適切に評価した上で十分な評点が得られるように補強すれば、実施しただけの耐震補強効果は得られる可能性が高いことがわかった。

地盤・基礎の影響に関する検討では、D棟に模擬地盤(EPS)と鉄筋コンクリート・無筋コンクリートの基礎を用いた。また、無筋コンクリートの一部にあと施工アンカーによる補強を行った。JR鷹取を用いた加振を通じ、模擬地盤および基礎に大きな破壊が生じることはなかった。強震時においては、入力加速度の増幅が確認された。

4. 木造建物実験まとめ

平成18年度に大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡの一環として、実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)による木造建物実験を実施した。平成18年度の木造建物実験は、伝統構法建物実験、在来構法建物実験の2種類10体の試験体を用いた。

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

(1) 伝統構法建物実験

- 1) 偏心率は、1次振動モードに最も大きく影響を与える。最大応答加速度は、高剛性の構面が必ずしも大きくならない。
- 2) 床剛性の違いは建物の応答に少なからず影響を与える。柔床の場合、各構面が個別に振動し、壁量が少ない構面ほど変形が大きい。また、床剛性を高くした試験体ほど最大応答変形角の分布が直線的であった。
- 3) 柱脚仕様の違いは、最大応答加速度に最も強く見られ、土台仕様より足固め仕様の最大応答加速度が全体的に小さい。
- 4) 屋根形状の違いは、高次の振動モードに影響を与える。

(2) 在来構法建物実験

- 1) 経年変化は、初期剛性、最大耐力及びエネルギー吸収性能で耐震性能に影響を与える可能性がある。
- 2) 不十分な補強でも、接合部を適切に評価した上で十分な評点が得られるように補強すれば、実施しただけの耐震補強効果は得られる可能性が高い。
- 3) 地盤・基礎の影響は、入力加速度の増幅は確認されるが、地盤連成効果の影響は確認されなかった。

<謝辞>

本研究は、文部科学省の「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の一環として実施したものである。実験実施および研究成果のとりまとめには、実験実施チームに加え多くの方々にご協力頂きました。ここに記して感謝いたします。

<参考文献>

第1章

- 1) 福本有希, 佐藤友彦, 槌本敬大, 腰原幹雄, 五十田 博, 坂本功(2005): 既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的 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. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 151-152.
- 2) 入江康隆, 五十田 博, 腰原幹雄, 河合直人, 猪俣善則(2005): 既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的 その43 関東での強震観測記録のまとめ. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 159-160.
- 3) 三宅辰哉, 河尻 出, 腰原幹雄, 五十田 博(2005): 既存木造住宅の耐震性向上に関する総合的 その49 倒壊応答解析に関する研究経緯と今後の展望. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 171-172.
- 4) 清水秀丸, 中村いずみ, 箕輪親宏, 坂本 功, 鈴木祥之, 槌本敬大, 五十田 博, 平野 茂, 河合直人, 杉本健一, 三宅辰哉, 須田 達, 小笠原昌敏, 佐藤友彦(2008): 平成17年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ木造建物実験 -震動台活用による構造物の耐震性向上研究-. 防災科学技術研究所研究資料第320号.

第2章

- 1) 杉山亮太, 鈴木祥之, 後藤正美, 村上 博(2006): 乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発. 日本建築学会技術報告集, 第24号, 125-130.
- 2) 日本建築センターホームページ,
<http://www.bcj.or.jp/index.html>
- 3) 気象庁: 強震波形ホームページ,
<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/seismo.html>
- 4) 秦 正徳, 中谷 浩, 大倉幹順(1997): 木造住宅の構造用木材の非破壊検査に関する研究. 高岡短期大学紀要, 第10巻, 1-8.
- 5) 三宅裕司(2006): 4寸角スギ柱・土台接合部の引張試験 -長ほぞ差し込打ちの仕口性能について-. 徳島県立農林水産総合技術支援センター森林林業研究所, 情報技術カード, No.86.

第3章

- 1) 日本建築学会(1988): 小規模建築物基礎設計の手引き
- 2) 日本建築防災協会(2004): 木造住宅の耐震診断と補強方法, 木造住宅の耐震精密診断と補強方法(改訂版), 45-107.
- 3) 中村 豊, 上半文昭, 井上英司(1996): 1995年兵庫県南部地震の地震被害記録と分析(Ⅱ). JR 地震情報, No.23d.

<関連発表論文>

- 1) 栗原嵩明, 河合直人, 中川貴文, 腰原幹雄, 福本有希, 佐久間順三(2007): 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その19 D棟の地盤・基礎の性能評価. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 475-476.
- 2) 中村いずみ, 福本有希, 杉本健一, 青木謙治, 石山央樹, 佐藤基志, 清水秀丸, 腰原幹雄(2007): 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その20 C棟D棟の振動特性. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 477-478.
- 3) 福本有希, 腰原幹雄, 榎本敬大, 河合直人, 五十田 博, 清水秀丸(2007): 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その21 C棟の耐震性能, 日本建築学会大会梗概集. C-1分冊, 479-480.
- 4) 荒木康弘, 福本有希, 腰原幹雄, 河合直人, 五十田 博, 清水秀丸, 榎本敬大(2007): 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その22 D棟の耐震性能. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 481-482.
- 5) 佐藤基志, 福本有希, 栗原嵩明, 清水秀丸, 腰原幹雄, 五十田 博(2007): 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その23 C,D棟損傷観察. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 483-484.
- 6) 三宅辰哉, 河尻 出, 腰原幹雄, 榎本敬大, 五十田 博, 箕輪親宏(2007): 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その25 解析による実験結果の予測・分析. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 487-488.
- 7) 中川貴文, 河合直人, 榎本敬大, 太田正光(2007): 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その26 拡張個別要素法による倒壊シミュレーション. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 489-490.
- 8) 古屋 治, 藤田 聡, 中村いずみ, 清水秀丸, 腰原幹雄(2007): 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その27 画像計測法による三次元動的変位計測. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 491-492.
- 9) 阪田一史, 五十田 博, 平野 茂(2007): 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その28 被災復旧された建物の性能の追跡. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 493-494.
- 10) 福本有希, 腰原幹雄, 三宅辰哉, 中川貴文, 榎本敬大(2008): 震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験 その29 時刻歴応答解析による震動台実験の追跡. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 137-138.
- 11) 鈴木祥之, 後藤正美, 斎藤幸雄, 鎌田輝男, 清水秀丸, 中村いずみ(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験(その1)実験の目的と計画. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 515-516.
- 12) 後藤正美, 小笠原昌敏, 奥田辰雄, 林 秀春, 杉山亮太, 鈴木祥之(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験(その2)実験の概要. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 517-518.
- 13) 村田 晶, 池本敏和, 後藤正美, 小嶋伸仁, 須田 達, 鈴木祥之(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験(その3)損傷観察. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 519-520.
- 14) 向坊恭介, 川上沢馬, 中治弘行, 山田耕司, 松本慎也, 鈴木祥之(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験 その4 標準試験体の応答性状. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 521-522.
- 15) 中治弘行, 向坊恭介, 小笠原昌敏, 中尾方人, 岡村雅克, 鈴木祥之(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験(その5)標準試験体の変動軸力とモーメントの分析. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 523-524.
- 16) 川上沢馬, 向坊恭介, 石川浩一郎, 棚橋秀光, 鈴木三四郎, 鈴木祥之(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験(その6)切妻屋根試験体の応答性状. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 525-526.
- 17) 須田 達, 斎藤幸雄, 山田耕司, 鈴木祥之(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験その7 限界耐力計算による耐震性能評価. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 527-528.
- 18) 河野藤志之, 石川浩一郎, 鈴木祥之, 鈴木三四郎, 山田耕司, 向井洋一, 松本慎也(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験のシミュレーション(その1)多質点系振動モデルの適用性と留意点の検討. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 531-532.
- 19) 鈴木三四郎, 山田 明, 鈴木祥之, 山田耕司, 石川浩一郎, 向井洋一, 松本慎也(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験のシミュレーション(その2)簡易復元力モデルによる土台仕様の場合. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 533-534.
- 20) 山田耕司, 鈴木祥之, 鈴木三四郎, 石川浩一郎, 向井洋一, 松本慎也, 向坊恭介(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験のシミュレーション(その3)パンケーキ・モデルによる応答解析. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 535-536.
- 21) 小林佑奈, 石川浩一郎, 鈴木祥之, 鈴木三四郎, 山田耕司, 向井洋一, 松本慎也(2007): 伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験のシミュレーション(その4)立体弾性時刻歴解析による地震力伝達機構の解明. 日本建築学会大会梗概集, C-1分冊, 537-538.

(原稿受理: 2010年11月12日)

要 旨

我が国で最も多く建設されている、軸組構法の木造住宅の耐震性能を検証するため、E-ディフェンスを用いて10棟の実大試験体の震動台実験を実施した。試験体は、在来構法と伝統構法の2種類とし、在来構法建物実験では「経年変化の影響」、「不完全な耐震補強の効果」、「地盤基礎の影響」を、伝統構法建物実験では「水平構面剛性の影響」、「柱脚の固定方法の影響」、「屋根形状の影響」に着目した実験を実施した。在来構法建物実験は、2棟の試験体に対してJR鷹取の入力による倒壊実験を実施した。建物の耐震性能は、経年変化によって初期剛性、最大耐力及びエネルギー吸収性能に影響を与えること、不完全な耐震補強であっても、接合部を適切に評価すれば、実施しただけの耐震補強効果を得られることが分かった。伝統構法建物実験では、耐力壁の配置(偏心率)・水平構面(床)の剛性・柱脚の仕様・屋根形状をパラメータとした8体の実大試験体による震動台実験によって、振動特性や応答性状、損傷状況に関しての知見を得た。

キーワード：既存不適格木造住宅、経年変化、不完全な耐震補強、在来構法、伝統構法、柔床、礎石建て、屋根形状、E-ディフェンス

<添付 1> 「平成 18 年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 木造建物実験
－ 震動台活用による建造物の耐震性向上研究－」
実験実施チーム 名簿

清水 秀丸	防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター	特別研究員
中村 いずみ	防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター	研究員
箕輪 親宏	防災科学技術研究所 防災システム研究センター	総括主任研究員
坂本 功	東京大学大学院工学研究科	教授
鈴木 祥之	京都大学防災研究所	教授
腰原 幹雄	東京大学生産技術研究所	助教授
五十田 博	信州大学工学部	助教授
河合 直人	建築研究所	上席研究員
杉本 健一	森林総合研究所	チーム長
三宅 辰哉	株式会社日本システム設計	取締役副社長
福本 有希	東京大学大学院工学研究科	
栗原 崇明	東京大学大学院工学研究科	
佐藤 基志	信州大学大学院工学系研究科	
向坊 恭介	京都大学大学院工学研究科	
川上 沢馬	京都大学工学研究科	
青木 謙治	森林総合研究所	研究員
荒木 康弘	東京大学大学院工学研究科	
池本 敏和	金沢大学	助手
石川 浩一郎	福井大学	助教授
井道 裕史	森林総合研究所	研究員
入江 康隆	宇都宮大学 工学部	助教授
岩波 正	木考塾	
岡田 恒	建築研究所	構造研究グループ長
岡村 雅克	京都大学防災研究所	研究員
小笠原 昌敏	小笠原・林建築設計研究室	
奥田 辰雄	木四郎建築設計室	主宰
柿丸 司	京都建築構造研究会	
神谷 文夫	森林総合研究所	領域長
川尻 出	株式会社日本システム設計	
鎌田 輝男	福山大学工学部	教授
具 典淑	京都大学大学院工学研究科	
越野 孝之	京都建築構造研究会	
小嶋 伸二	日本建築学会近畿支部木造部会	
後藤 正美	金沢工業大学環境・建築学部	助教授
斎藤 幸雄	広島国際大学工学部	教授
佐久間 順三	有限会社 設計工房佐久間	主宰
白山 敦子	京都大学大学院工学研究科	
鈴木 憲太郎	森林総合研究所	領域長
鈴木 三四郎	関西大学工学部	助教授
須田 達	京都大学大学院工学研究科	
槌本 敬大	国土技術政策総合研究所	主任研究員
中尾 方人	横浜国立大学	助手

中川 貴文	建築研究所	研究員
中治 弘行	鳥取環境大学	助教授
新居 藍子	京都大学大学院工学研究科	
西村 真吾	京都建築構造研究会	
橋本 定晴	京都建築構造研究会	
松本 慎也	広島大学	助手
向井 洋一	奈良女子大学	助教授
村田 晶	金沢大学	助手
森井 雄史	京都大学防災研究所	COE 特別研究員
山田 耕司	豊田工業高等専門学校	助教授
林 秀春	小笠原・林建築設計研究室	

(所属・役職は平成 18 年度当時，敬称略)

<添付 2> 試験体等のカラー図版



図 A-1 在来構法建物実験 加振前
Fig. A-1 Conventional Model Test (Before excitation).



図 A-2 在来構法建物実験 倒壊後
Fig. A-2 Conventional Model Test (After collapsing of Test Model C).



図 A-3 在来構法建物実験 倒壊
Fig. A-3 Conventional Model Test (Collapsing of Test Model D).

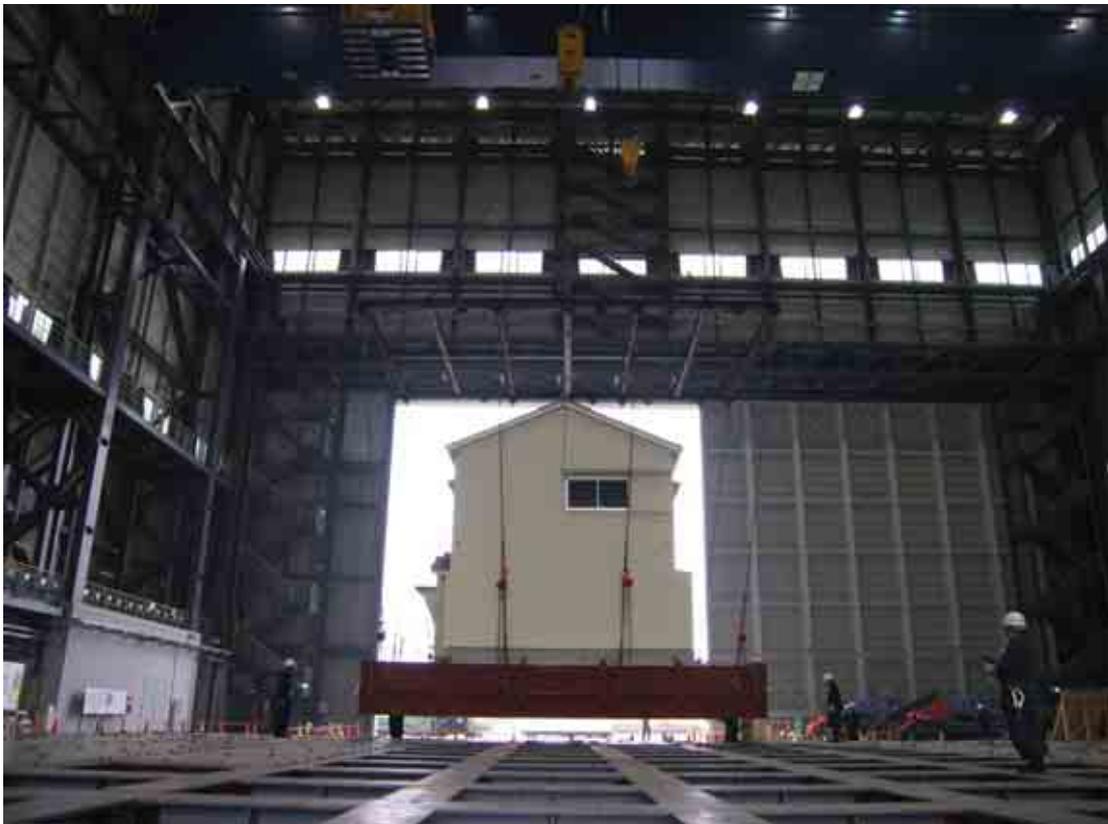


図 A-4 試験体吊り上げ状況 (在来構法建物実験)
Fig. A-4 The test model being suspended (Conventional Model Test).



図 A-5 伝統構法建物実験 半剛床試験体 加振前
Fig. A-5 Traditional Model Test Semi-rigid Floor Model (Before excitation).



図 A-6 伝統構法建物実験 剛床試験体 加振前
Fig. A-6 Traditional Model Test Rigid Floor Model (Before excitation).



図 A-7 伝統構法物実験 柔床試験体 加振前
Fig. A-7 Traditional Model Test Flexible floor Model (Before excitation).



図 A-8 伝統構法建物実験 屋根付き試験体 加振前
Fig. A-8 Traditional Test Models with Roofs (Before excitation).