

August 2010

防災科学技術研究所研究資料 第348号

Technical Note of the National Research Institute
for Earth Science and Disaster Prevention No.348

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

Shaking Table Test on Full-scale, Three-story R/C Building Structures

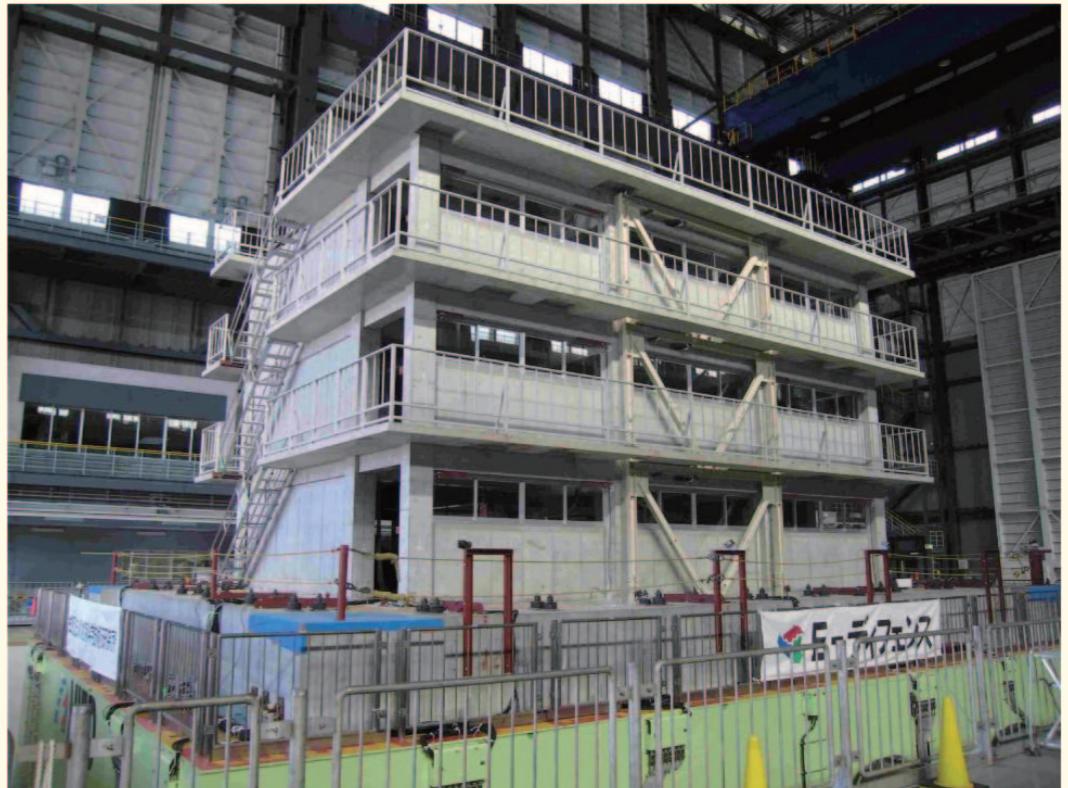
Special Project for Earthquake Disasters Mitigation in Urban Areas in 2006

Improvement of seismic performance of structures by E-Defense

防災科学技術研究所研究資料

第三四八号

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



防災科学技術研究所

防災科学技術研究所研究資料

- 第 273 号 Apatite Fission-Track Dating of NIED Nojima fault Drilling Cores at Hirabayashi Borehole 39pp. 2005 年 6 月発行
 第 274 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 18 (平成 16 年 No. 3) (CD-ROM). 2005 年 3 月発行
 第 275 号 全国を対象とした確率論的地震動予測地図作成手法の検討 (付録 CD-ROM 1 枚) 393pp. 2005 年 8 月発行
 第 276 号 シンポジウム「日本の地震観測の現状と将来展望」講演記録集 90pp. 2005 年 9 月発行
 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-SHS 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「岡山と丸亀」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 (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密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

防災科学技術研究所研究資料

- 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
 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). 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). 2010 年 3 月発行
 第 344 号 地すべり地形分布図 第 46 集「札幌・苦小牧」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). 2010 年 9 月発行予定
 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 10 月発行予定

編集委員会 (委員長) 真木雅之 (委員) 武田哲也 小澤 拓 佐藤正義 吉村晶子 中井専人 中村いずみ 関口宏二 (事務局) 自然災害情報室 井口 隆 樋山信子	防災科学技術研究所研究資料 第 348 号 平成 22 年 8 月 31 日 発行 編集兼 独立行政法人 発行者 防災科学技術研究所 〒305-0006 茨城県つくば市天王台 3-1 電話 (029)863-7635 http://www.bosai.go.jp/ 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 2010

※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 実大3層RC建物実験報告書

壁谷澤寿海^{*1}・松森泰造^{*2}・壁谷澤寿一^{*3}・五十嵐克哉^{*4}

Shaking Table Test on Full-scale, Three-story R/C Building Structures Special Project for Earthquake Disasters Mitigation in Urban Areas in 2006 Improvement of seismic performance of structures by E-Defense

Toshimi KABEYASAWA^{*1}, Taizo MATSUMORI^{*2}, Toshikazu KABEYASAWA^{*3}, and Katsuya IGARASHI^{*4}

^{*1} Earthquake Research Institute, The University of Tokyo, Japan
kabe@eri.u-tokyo.ac.jp

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

^{*3} Earthquake Research Institute, The University of Tokyo, Japan
tosikazu@eri.u-tokyo.ac.jp

^{*4} Kajima Technical Research Institute, Japan
igarashi-katsuya@kajima.com

Abstract

The world largest three-dimensional earthquake simulator, *E-Defense*, has been operated and available for shake table tests since January 2005. A five-year national project on seismic safety of urban areas, so-called *DaiDaiToku project*, started from 2002 in Japan.

As a part of the project, seismic performance of reinforced concrete (R/C) buildings were investigated through full-scale shake table tests using *E-Defense* in 2005 and 2006. The second phase tests were conducted for two three-story school buildings from September to November 2006. One was a bare R/C specimen simulating an old and non-ductile school building with short columns, while the other was a retrofit specimen, which was constructed in the same design and strengthened with attached steel braces. The two specimens were constructed on the concrete flat slab base with construction joint simulating spread foundation, where sway and uplifting behavior would occur in seismic response of the shake table test.

An obvious low level of input motion and damage to the building structures was verified experimentally, which was owing to the base slip behavior under an extreme earthquake motion. The braced specimen was slightly damaged under an extreme earthquake motion within simulator capacity, and finally collapsed with yielding braces of 1st story under resonance shaking test. The plan, procedure and results of the full-scale shake table test on the both R/C specimen are reported in this paper.

Key words: E-Defense, Earthquake response, Collapse, Seismic Retrofit, Spread Foundation, Base Slip Behavior, Input Loss of Base Motion

^{*1} 国立大学法人 東京大学地震研究所 (元 防災科学技術研究所 客員研究員)

^{*2} 独立行政法人 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター

^{*3} 国立大学法人 東京大学地震研究所

^{*4} 鹿島建設株式会社 技術研究所 (防災科学技術研究所 客員研究員)

1. はじめに

防災科学技術研究所は兵庫県三木市の実大三次元震動破壊実験施設（E-Defense）を2005年度10月より本格稼動し、鉄筋コンクリート（RC）建物に関する最初の加振実験（文部科学省2005年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトテーマⅡ『震動台活用による構造物の耐震性向上研究』鉄筋コンクリート造建物実験）が2006年1月に実施された。2005年度の実大振動実験では実大6層の壁フレーム構造を対象にして、3次元の地震動により、全体降伏から層降伏メカニズムに至る崩壊の挙動、動的な応答せん断力、せん断破壊以降の耐力劣化挙動などが明らかにされた。

2006年度の実大振動実験では主として基礎の固定度が上部構造の地震動入力および応答に与える影響に着目して実大3層建物の振動実験が計画実施された。E-Defenseによる実大規模の鉄筋コンクリート建物の振動実験を行い、鉄筋コンクリート構造の崩壊までの破壊過程を把握し、強度と変形性能について検証する。実大規模実験の試験体は、3層の鉄筋コンクリート造学校校舎を模擬した構造形態とし、1970年代建設を想定した2体とする。E-Defenseの能力および試験体を載積する台座に合わせて、平面は8×12m(2×3スパン)、総高さ8.7m、構造物重量360ton、震動台載積総重量800ton程度とする。震動実験においては、中小地震を想定した小さいレベルの加振と既往の大地震を再現した加振を行う。各加振における構造物の損傷状況の記録と動的応答性状の検討を行った。

本報ではE-Defenseで実施した実大3層RC振動実験の概要を示すとともに、加振実験結果に基づいて、試験体応答性状、基礎すべり応答性状、耐震補強効果性状について検討した。なお、本報は文献で発表済の内容を再構成してまとめたものである。

2. 実験計画

2.1 2005年度実験の概要

2005年度の実大振動実験では実大6層鉄筋コンクリート建物試験体1体の震動台実験を行った。試験体は、平面は2×3スパン、総重量750ton程度の連層耐震壁を有するフレーム構造とし、1970年代建設を想定した設計とした。実大実験の主たる研究目的として以下を設定した。
 ①動的な外力による構造物の崩壊挙動、
 ②耐震壁とフレーム構面のせん断力負担、
 ③構造物の損傷評価、
 ④シミュレーション解析のためのデータ取得

試験体は、1層の腰壁付短柱のせん断破壊、連層耐震壁の脚部のせん断すべり破壊を伴い、最終的に1層の層崩壊に至った。腰壁付短柱が脆性的なせん断破壊に至ることを実証し、また、動的な効果による1層の層せん断力上昇と、変形の増大によるせん断耐力の低下によって、1層の層崩壊が生じることがわかった。実大振動実験は基礎固定の条件で行われ、通常想定される設計用地震動を上回るレベルの入力地震動（1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波100%）に対して、設計における計

算値を大幅に上回る保有水平耐力および耐震壁への入力せん断力が計測された。その結果静的な漸増解析では韌性のある曲げ降伏型の挙動が想定される建物であるにもかかわらず、動的な応答では1層耐震壁および短柱のせん断破壊により崩壊に至る挙動が観測された。

2.2 2006年度実大震動実験の目的と計画

2006年度の震動実験は直接基礎構造物の非線形入力逸散効果を検証しうる試験体として、震動台上でスウェイ変形が生じうる直接基礎を有する低層学校舎2体を計画した。以下の3点を主要な目的として計画された。

- 1) 鉄筋コンクリート構造物は基礎をボルト等で振動台に直接固定することはせず、直接基礎の底面摩擦および近傍側面土圧を模擬した箱形の容器上に打継ぐことにより基礎における非線形入力逸散メカニズムを模擬する。
- 2) 試験体は3層の学校校舎2体とし、鉄筋コンクリート造の試験体と同じ試験体を外付け鉄骨プレースにより耐震補強する。補強接合部は既往の補強詳細および新しい補強詳細の有効性を検証する。
- 3) 鉄筋コンクリート造（旧基準）試験体は1970年代設計の既存鉄筋コンクリート校舎を想定し、（極）短柱などが曲げ降伏後のせん断破壊を起こして軸力再配分によって構造物が進行性軸崩壊に至る過程を模擬する。

(1) 非線形入力逸散メカニズムにおける応答低減効果

鉄筋コンクリート建物（上部構造）の耐震設計では、実際の終局限界状態すなわち倒壊に対する安全性を保証するために、極大規模の地震あるいは断層近傍の地震動として、工学的にどの程度の実効入力レベルを陽に想定するべきかという問題については共通した認識が確立していない。特に近年の地震では設計用地震動をはるかに上回る地震動加速度記録が地盤表層で記録されているが、実建物全体の被災レベル、とくに軽微な被災レベルが構造物の性能と観測地震動との相関を有する形で検証されていないだけでなく、実構造物への実効入力や入力逸散効果自体が高密度観測などにより定量的に実証された事例もほとんどない。

これまで工学的基盤から增幅された自由地盤応答と建物への有効入力動の差異は相互作用解析によって評価されてきたが、直接基礎構造物においては連成系の地盤ばねの等価剛性と減衰を定量化する線形連成モデルによる入力逸散メカニズムを基本としてきた。ほとんどのモデルでは大加速度域の地盤応答において大きな入力低減をもたらす可能性がある基礎下近傍の地盤非線形性状は考慮されない。これは地盤や境界面の性質が非線形領域まで明確に定量化されていないためであると考えられるが、線形挙動を前提にした相互作用理論による入力は一般に上部構造の応答を大幅に低減させる結果にはならない。

本実験では、実際の地盤非線形変形による逸散減衰とはやや異なる理想化されたモデルではあるが、極大地震時に建物基礎の応答慣性力が一定値に達した時に発生する非線形入力低減現象、すなわち、基礎地盤間の摩擦滑り現象が生じうる地盤構造物系の応答について、入力低減効果や基礎固定モデルとの差異を実証することを目的

として実大振動実験を計画実施した。

(2) 耐震補強効果の検証

1995 年の耐震改修促進法以来、既存不適格特定建築物の耐震改修は徐々に行われているが、改修工事期間の使用上の制限によって補強の実施が事実上困難になる場合も多い。技術的には建物の継続使用が可能な工法（居ながら補強）のひとつとして外付け補強工法が実用化されつつあり、設計マニュアル（以下、外側改修マニュアル）も出版されているが、実験あるいは被害経験による補強効果の検証は十分ではない。

外付け補強の設計では、既存建物の水平力が接合部を通して有効に補強骨組に伝達されるかどうかが重要になる。厳密には既存建物と補強骨組の剛性、韌性を考慮して、接合部で十分な強度と安定性を確保する必要があるが、これらを検証するには例え静的な部材実験などでは必ずしも十分ではない。したがって、動的、3 次元の応答まで考慮して設計用応力を算定する手法は確立されておらず、外側改修マニュアルでは、十分に大きな安全率を暫定的に設定して、接合部設計用せん断力を算定している。

そこで本震動実験における実大試験体 1 体は外付け鉄骨ブレースにより耐震補強した試験体とし、形状・配筋が同一の旧基準試験体の実験結果と比較し、既存鉄筋コンクリート建物の耐震補強効果について検証する。また既往の補強詳細および新しい補強詳細の有効性を検証する。

(3) 進行性軸崩壊過程の解明

2005 年度の実大振動実験に引き続き、本実験においても鉛直支持部材のせん断破壊によって鉄筋コンクリート構造物における進行性軸崩壊過程を実験的に解明し、高度化された解析シミュレーションのためのデータ取得を実験目的としている。2005 年度の実大振動実験では耐震壁と柱の水平力負担分担を対象として計測していたが、本実験では桁行方向の水平力負担は内法高さの異なる柱部材で構成されており、中央独立柱における軸力再配分を計測する。

3. 実大 3 層 RC 試験体

3.1 鉄筋コンクリート構造試験体

試験体は、長手（桁行き）方向 3 スパン、張間方向 2 スパンで、3 階建て鉄筋コンクリート造学校校舎の一部を模擬した構造形式とした。基礎周辺と基準階の平面図および軸組図をそれぞれ図 3.1、図 3.2 および図 3.3 に示す。試験体平面計画は Y1, Y4 (張間外側) 構面に耐震壁を有する B 型片廊下形式の計画を想定した。ただし、校舎桁行き端部の特別教室などでみられるように X2Y2 柱が抜けており、試験体全体の大きさは運搬時の重量制限を考慮して計画されており、断面、スパン、階高などは日本の標準的な RC 造学校校舎の計画に対しては実大よりもやや小さく、平面 0.9、立面 0.8 程度になっている。

試験体基礎は直接基礎を想定して水平レベルの整えたコンクリート面上に基礎を型枠・配筋し打設するという施工方法を模擬した。まず、運搬および振動台固定用の



写真 3.1 実大実験 旧基準試験体

Photo. 3.1 Full-scale shaking test bare frame specimen.



写真 3.2 実大実験 補強試験体

Photo. 3.2 Full-scale shaking test braced frame specimen.

プール形状の箱型コンクリート容器を製作した。深さは基礎梁せいと同じ 800 mm、底面スラブ厚 300 mm で、4 隅を吊上げる時の応力を考慮して外枠梁にはプレストレスを導入している。通常の均しゴテ仕上げによる容器スラブ上面を直接基礎の基礎下捨てコンクリート位置として想定して基礎フーチングおよび基礎梁をコンクリート打ち継ぎ面で打設した。想定される土圧力は基礎底面摩擦に比べて十分小さいレベルであり、周辺地盤は拘束条件の比較的厳しい状態を想定して試験体基礎および基礎梁側面と容器梁との間は 1 m~1.5 m と設定し、周辺地盤を想定してまさ土を埋め戻して締め固めた。したがって、容器は振動台に固定するが、試験体はボルト等で振動台に直接固定せず、コンクリート打ち継ぎ面での底面摩擦および近傍前面土圧を模擬して、強震時には基礎底面でのすべりまたは浮上りが生じうる基礎となっている。室内 1 階床下は基礎打設後に埋め戻して土間コンクリートとすることもあるが、試験体では計測や施工の都合から床スラブとして床下空間を確保する形式にしている。また、基礎固定実験も可能なように、試験体基礎はボルトにより底面に固定することも可能な詳細とした。

試験体の部材は1970年代当時（旧基準）の一般的な構造設計手法により設計された断面を想定しているが、断面寸法のスケールも4/5～5/6程度になっている。スケール効果を極力補正するため、屋上には鋼製錐（370 kN）を付加しており、これを含む1階から上の重量合計の計算値は2,681 kNであり、屋上から1階床（基礎）までは各階それぞれ1,103 kN（R階）、789 kN（3階）、789 kN（2階）、855 kN（基礎）である。以降実験結果で応答加速度から算定される応答せん断力やせん断力係数の計算などにはこの重量を用いている。

部材断面リストを表3.1に示す。柱断面は400×400 mm（張間方向に3本柱がある構面における廊下側の柱では400×300 mm）、梁断面は300×500 mmを標準断面とし、耐震壁・スパン・柱寸法などを考慮して梁せいおよび梁幅を若干調整している。スラブ厚は屋上150 mm、2,3階120 mm、1階100 mmとした。耐震壁厚さは実際の校舎で見られる壁厚と同程度の150 mmとした。基礎梁断面は300×800 mmで一般的な寸法であるが、基礎フーチング（独立）は1×1×0.8 mで、独立直接基礎としては十分固い地盤上のほぼ最小の寸法になっている。

試験体各部材の断面算定は、1975年版のRC規準および1970年代当時の建築基準法・同施行令に準じて許容応力度設計に基づいて行った。桁行き梁には腰壁があるが、その効果は当時の慣行にしたがって剛性耐力とも無視している。1階柱主筋の標準配筋は8D19、帯筋は2D10@100とした。これらは構造物を若干スケールダウンした影響で一般的な学校校舎の柱鉄筋量より大きくなっている。スパンの抜けているY2構面の柱に関しては負担軸力およびせん断力が大きくなるため主筋は10D22となっている。梁配筋は各梁断面によって異なるが、主筋は2D19または3D19を基本としている。その他の柱および梁の配筋は、1階からR階で若干異なるが、上の階は表中に配筋量のみ示した。基礎梁主筋は3D22、肋筋は全て2D10@100とした。耐震壁の配筋はD10@300のダブル千鳥とし、スラブ主筋および配力筋共にD10@150を基本としている。

桁行きの厚さ120 mmの腰壁は、通常の校舎でみられるように南北構面で異なる高さにしている。X1構面では北側廊下側を想定して1,200 mm、X3構面は南側教室側に想定して800 mmとした。これにより柱の内法高さは、X1構面では800 mm（極短柱）、X3構面の内柱では1,200 mm（やや短柱）となっている。X3構面の腰壁は内柱のみに接しており、X3構面の外柱およびX2構面の柱は内法高さ2,000 mmの長柱となっている。なお、梁、耐震壁の芯位置は柱芯位置を基本にしているが、X3構面では梁面を内側柱面に合わせている。腰壁位置もX1側では幅400 mm（Y2通り）の柱芯中央としたが、X3側では内側面を柱内面に揃える計画とした。これらは、別稿で報告する外付け補強の詳細との関係で想定されたものであり、RC試験体の挙動には基本的に影響はない。材料強度の試験結果を表3.2に示す。コンクリートは設計基準強度を18 MPaとしたが、1層のコンクリート

は加振日の圧縮強度試験結果は31 MPaとなった。主筋に用いられた鉄筋D19（SD345）の降伏強度は392 MPaであった。

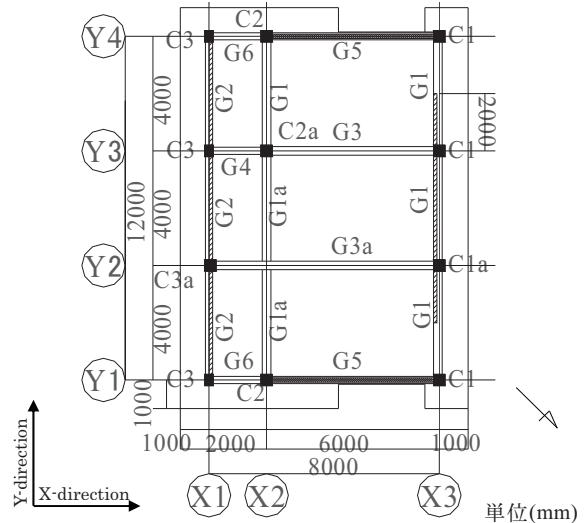


図3.1 実大実験 旧基準試験体

Fig. 3.1 Typical floor plan.

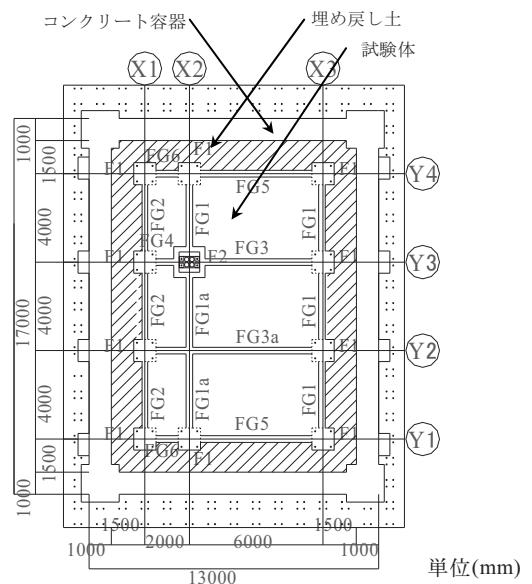


図3.2 基礎周辺平面図

Fig. 3.2 Plan of the foundation and 1st floor.

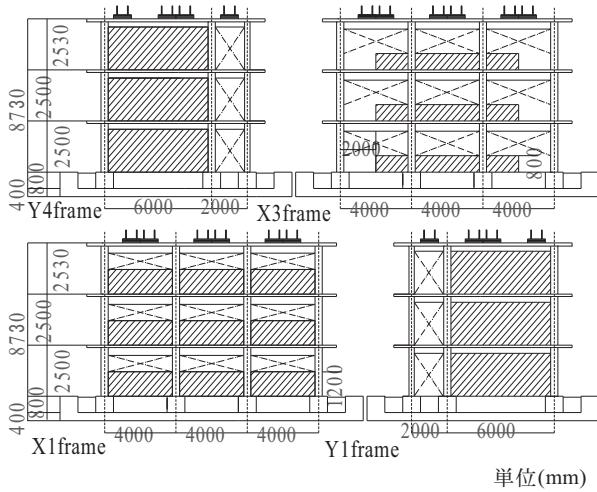


図 3.3 軸組図

Fig. 3.3 Structural elevations.

表 3.1 部材の諸元

Table. 3.1 Specification of members.

柱断面 主筋 帯筋	壁断面						
	C1 C2 C2a	C1a	C3	C3a	SW1	SW2	W1
400 × 400	400 × 400	300 × 400	400 × 400				
8D19	10D22	8D19	10D22				
2D10@100	X:3D10@100 Y:2D10@100	2D10@100	2D10@100				
C2a柱頭 16D22, 2D13	C1a柱頭 16D22, 2D13	C1a, 2, 3階 16D22, 2D13	C3a柱頭 16D22, 2D13	縦横筋 D10@200	縦横筋 D10@300w		
梁断面 主筋 外端 内端 主筋 肋筋	G1 G1a 300 × 500	G3 G3a 300 × 600	G4a 300 × 600	G5 G6 250 × 400 上端 3D19 下端 3D19 中段 2D19	G4 250 × 600 上端 2D19 下端 2D19 中段 2D19	G2 250 × 500 上端 2D19 下端 2D19 中段 2D19	
断面 主筋 上端 下端 中段	上端 3D19 下端 3D19 中段 2D19	上端 2D19 下端 2D19 中段 2D19	上端 2D19 下端 2D19 中段 2D19				
Gla RF 外端 主筋 上端 下端 中段	G3a RF 中段 2D19	G4aRF 中段 2D19	FG2 250 × 800	FG18.3-6 300 × 800	B1 250 × 400		
主筋 内端 上端 下端 中段	上端 4D19 下端 4D19 中段 2D19	上端 4D19 下端 4D19 中段 2D19	上端 3D19 下端 4D19 中段 2D19	上端 3D19 下端 3D19 中段 2D19	上端 4D16 下端 4D16 中段 2D19	上端 4D16 下端 4D16 中段 2D19	
肋筋 基礎断面 F1 B × D=1000 × 1000 X, Y, Z: D13@150 F2 B × D=1400 × 1400 X, Y, Z: 4D16 H = 800 F2 梁型配筋(外周) フープ筋 D10@100 腹筋 2D13 1F 100 mm D10@100	2D10@200 2D10@200 2D10@200	2D10@200 2D10@200 2D10@200	2D10@200 2D10@200 2D10@200	2D10@200 2D10@200 2D10@200	2D10@200 2D10@200 2D10@200	2D10@200 2D10@200 2D10@200	
床スラブ RF 150 mm D10@150 3F 120 mm D10@150 2F 120 mm D10@150 1F 100 mm D10@100							

表 3.2 主な使用材料の強度

Table. 3.2 Properties of materials.

異形鉄筋 (D19 SD345)	引張降伏強度 σ_y 392MPa
異形鉄筋 (D22 SD345)	引張降伏強度 σ_y 384MPa
異形鉄筋 (D10 SD295A)	引張降伏強度 σ_y 396MPa
コンクリート 1 層(旧基準)	圧縮強度 σ_c 31MPa
コンクリート 1 層(補強)	圧縮強度 σ_c 28MPa

3.2 耐震診断結果

試験体は 1970 年代に設計された既存 RC 学校校舎を想定しているため、既存 RC 構造物の耐震性能における一般的な評価法として耐震診断を行った。累積強度指標 C_T と韌性指標 F の関係を図 3.4 に示す。なお、診断ではコンクリート強度は $f_c=18$ MPa、鉄筋強度は柱主筋 (SD345) 394 MPa、柱帶筋と壁筋 (SD295) 344 MPa として計算し

ている。桁行方向 1 階の I_s 値は 0.51 となり ($F=0.8$ 時 $C_T S_D=0.63$)、X1 構面の極短柱がせん断破壊し、進行性軸崩壊に至る過程を想定された。ここで、診断時の強度指標の計算では各階重量がやや異なる仮定で積載荷重も含めて計算されており、R 階から 2 階まで重量合計で 2,992 kN (前記固定荷重計算値 2,681 kN の約 1.1 倍) が仮定されている。実験時の試験体にも、ピアノ、机、椅子、本棚など、人以外の積載荷重があったので、ほぼ実態に対応していたと思われるが、実際にはこれらの積載重量は応答にほとんど影響していなかったものと想定される。積載荷重を算入しなければ耐震診断の強度指標は図の計算値の約 1.1 倍になるが、この余裕度は通常の実務計算にも含まれているので、積載重量を考慮した計算値を示した。

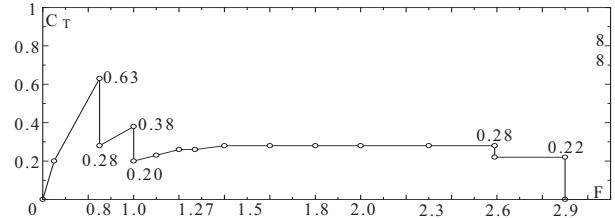


図 3.4 耐震診断結果 (1 階 Y 方向)

Fig. 3.4 CT-F relation in Seismic Evaluation (1F Y-dir).

試験体の X1 構面腰壁付き柱部材はせん断スパン比が極短柱となりうる上限値の 2 であり、これらを極短柱部材扱いしないで $F=1$ のせん断柱で累加した場合、構造物の累積強度指標は 0.90 程度になる。一方、X (張間) 方向に関しては 2 枚の耐震壁が存在するため I_s 値は 1.75 (1 階) と十分高い値になった。これは試験体が校舎の一部を取り出した形状で、3 スパンの負担重量に対して耐震壁が 2 枚ある場合に相当するため、実際の B 型片廊下型校舎で耐震壁が 2 スパン (教室間) に 1 枚ずつ規則的に配置される場合であっても、耐震壁による張間構面の耐力は概ね試験体の 2/3 程度に低下すると考える必要がある。以上のように、スケール、積載荷重、平面計画など、実構造物との対応には限界があるが、試験体の計算 I_s 値は、短柱破壊時点では通常の判定基準値 ($I_{so}=0.6$) を満たさず、Y 方向は耐震改修が必要であると判断されるレベルにある。ただし、これは診断基準では X1 構面の極短柱の累加則および F 値が十分安全側の評価になっているためであり、例えばこれらの柱の内法高さ (800 mm) が若干大きくて極短柱扱いにならない ($F=1.0$) と仮定すれば、判定指標を満足する建物であることにも注意する必要がある。また、通常仮定される積載荷重を含んだ評価になっており、実際建物には机、椅子、本棚、ピアノなどそれなりの積載荷重があったが、これらが地震荷重に寄与するかどうかは別問題であることにも注意する必要がある。

3.3 試験体補強工法

補強構面の立面図を図3.5に示す。試験体は桁行き方向を外付け鉄骨プレースによって補強し、全ての柱際腰壁に一面せん断型（スリット幅30mm、せん断破壊面50mm）の構造スリットを設けた。スリット位置の腰壁横筋は切断していない。鉄骨プレースは座屈止めを設けないK型プレースとし、X1およびX3構面中央スパンの1階から3階までバルコニー部の床開口を通して軸体に取り付けた。なお、バルコニーは観察用に設けたものであり、実際の建物ではないものと想定しており、バルコニー床面はあえて接合部に有効に働くないように切り離している。X1、X3構面中央のフーチング上面は基礎梁の半分高さを想定して、鉄骨柱部材を基礎上面にあと施工アンカーボルトで定着させた。鉄骨基礎梁はRC基礎梁側面にアンカーまたは通しボルトで定着している。

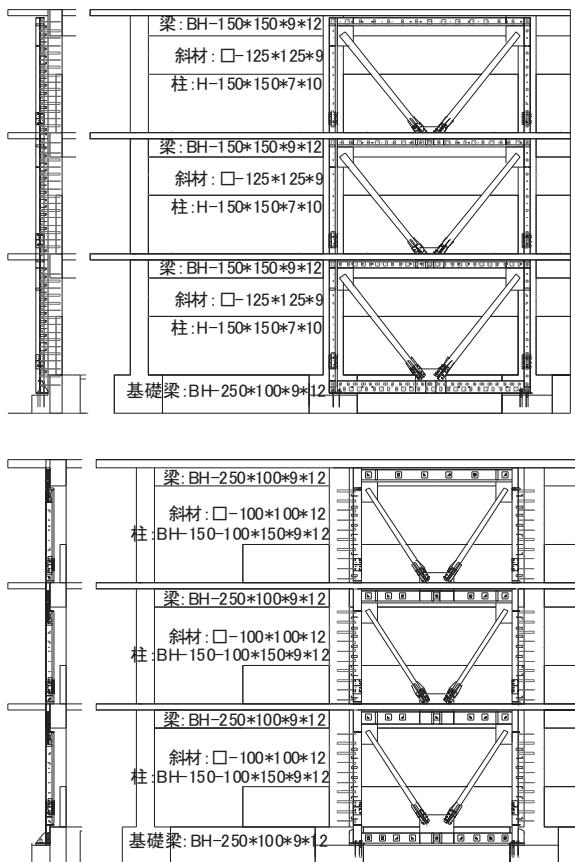


図3.5 補強構面 立面図 (X1, X3構面)

Fig. 3.5 Elevations of the braced frame (X1, X3 frame).

X1構面の柱鉄骨材はH-150×100×7×10、X3構面はBH-150×100×7×10のH型鋼とし、基礎側面ではのみボルト締めのため間隙を確保し、鉄骨幅を100mmに小さくした。X1構面の梁鉄骨材はH-150×100×7×10、基礎梁はBH-250×100×9×12であり、X1構面の鉄骨柱材は基礎梁も含めてBH-250×100×9×12のH型鋼とした。鉄骨斜材はSS400であり、X1構面では125×125×9、

X3構面は100×100×9の角鋼管とした。これらを仮定断面とし、引張耐力および座屈耐力から計算されるプレース材の水平耐力はX1構面1,189kN、X3構面973kNとなる。また、この耐力に対して接合部、ガセット、鉄骨柱柱の降伏しないように設計した。

試験体の補強工事は軸体コンクリート打設後、十分な養生期間を確保して行われた。X1構面のプレースは外側改修マニュアルに基づいた既往の外付け柱組み補強法、X3構面のプレースはより軸体と一体性を持った新型の外付け柱組み補強法を採用した。X1構面の鉄骨柱梁はRC柱梁の外側に沿うように取り付けた。これに対して、X3構面の鉄骨柱はRC柱の内側に入れ、鉄骨梁はプレストレス貫通ボルトによりRC梁に固定している。両構面とも柱面ではコンクリート接着面を目荒らしした後、アンカー、頭付きスタッド、スパイラル筋を入れ、圧入モルタルを介して軸体と接着している。鉄骨柱足元は基礎フーチングにボルト固定したベースプレートに溶接している。X3構面の新型補強では梁面はアンカーを用いず、騒音や工期という観点からも学校施設の耐震補強に適している。

3.4 プレース接合部詳細設計

補強部材の接合部詳細図を図3.6に示す。鉄骨柱梁柱接合部は詳細な計算結果に基づいて設計されている。柱接合面は負担せん断力から鉄骨柱脚に配するアンカーボルト(6-D22)の引抜き耐力分(コーン破壊)を低減して、柱面接着系アンカー必要本数(各階12本以上)、スタッドの必要本数を決定している。

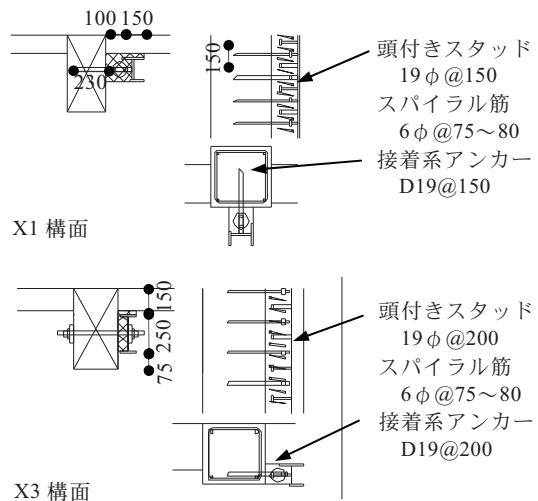


図3.6 補強詳細図 (X1, X3構面)

Fig. 3.6 Details of brace attachment (X1, X3 frame).

梁接合面も各階梁について外側改修マニュアルにより設計用せん断力(R階: $QD=BQu=594\text{ kN}$, 3階: $QD=BQu=990\text{ kN}$, 2階: $QD=BQu=1,189\text{ kN}$)を算出し、接着系アンカー(13, 21, 25本)および頭付きスタッドの必要本数を算定した。基礎梁ではアンカーワン本数はさらに2倍の安全率を考慮して50本とし、脱落防止アンカー2本は各階

でボルト接合とした。さらに、プレース交差部ではプレース軸耐力差から生じるせん断力と捩れモーメントによって引抜き力を考慮して、余裕のあるアンカー本数を決定している。

通しボルト(PC 鋼棒, 23 φ)を用いた新しい詳細では、1 本あたり 300 kN の緊張力を導入した。設計用摩擦係数を 0.6、有効緊張力係数を 0.85 とすると、せん断耐力は 153 kN/本となる。PC ボルト本数は、R 階から 6, 7, 7, 11 本としたので、それぞれ、918, 1,071, 1,071, 1,680 kN であり、計算上基礎梁では旧来型の接合部ほどの安全率はとられていないが、コンクリート界面の摩擦係数は目荒し施工により 1.0 程度期待しうるものと思われる。また、鉄骨枠が柱内側に納まる詳細により柱面での圧縮力により水平せん断力の伝達も期待しうる。

3.5 試験体の運搬計画

本実験は実質 2 か月弱と非常に短い震動台占有期間であったため、試験体 2 体の運搬・設置をすみやかに行うため、容器コンクリートおよび上部構造一体型の運搬方法を計画した。すなわち、震動試験体はジャッキアップ、900 ton トレーラーおよび震動台据置きのクレーンを用いて運搬を行った。容器台座底盤および外周梁の詳細設計は運搬時の曲げモーメントおよび重量に対して耐え得るものとして設計している。計画の概略手順を以下に示す。また、運搬時の試験体運搬補強図を図 3.7、運搬設置時の様子を写真 3.3 に示す。

- 1) クレーン許容重量 (800 tonf) から底盤厚さ 40 mm、外周梁高さ 1,200 mm と決めた。
- 2) 構造物および周辺土の重量を考慮してジャッキアップ・吊上げ時に台座が底抜けないように、台座を高密配筋および高強度コンクリートで設計し、台座外周梁の長手方向に導入するプレストレス量を決定した。(PC 鋼線 7 本, P=56 MPa)
- 3) 100 ton ジャッキの受け材として箱型鋼材を外周梁側面に 8箇所付け、鋼材上面に固定する H 型鋼を張間方向に通し、試験体重量一部を外周梁に負担分散させた。また、ジャッキアップ時に鋼材固定ボルトがせん断力に耐えられることを確認している。
- 4) 運搬補強時の試験体ひび割れ防止策として仮補強用プレースを Y1~Y2, Y3~Y4 スパンの X1 および X3 構面(床開口による基礎一屋上スラブ間、上下通しプレース)、X1~X2 スパンの Y1, Y3 および Y4 構面(各階スラブ一柱脚間)に設置した。Y 方向プレースにより中央基礎の重量負担を端部に移動させ、X 方向プレースは短スパン梁のひび割れを防止する。
- 5) クレーン吊上げ用治具を取り付けるコンクリート面を台座 4 隅に確保する
- 2 次元平面曲げ解析によってジャッキアップ、クレーン吊上げ時のひび割れモーメントがひび割れ強度を超過していないか確認する。台座底盤に関しては撓み量を最大 1 cm 以内に抑える。

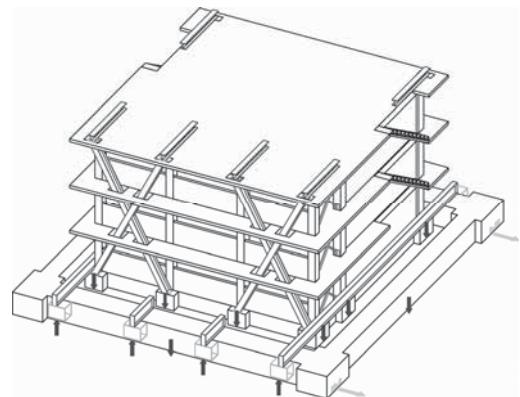


図 3.7 補強構面 立面図 (X1, X3 構面)

Fig. 3.7 Elevations of the braced frame (X1, X3 frame)



写真 3.3 補強構面 立面図 (X1, X3 構面)

Photo. 3.3 Elevations of the braced frame (X1, X3 frame).

3.6 非構造部材の設置計画

各階内部の非構造部材・什器を写真 3.4 に示す。非構造部材は X1 構面の引違い窓と X3 構面の引違い窓および扉であり、アルミサッシおよび窓扉は現在使われている一般的な仕上げ材を用いた。バルコニー端部には手摺を設け、試験体内部には什器を配置した。構造物は学校校舎をモデルとしているため、3 階は音楽室、2 階は教室、1 階は職員室と想定している。配置した什器詳細は以下のとおりである。什器には極大地震時に大きな被害を受けたと報告されているロッカー、吊天井テレビ、ピアノなどを選んだ。



1階 事務机椅子, PC類, 靴箱, ロッカー



2階 椅子, 教壇, 本棚, 吊天井テレビ, 時計, ロッカー



3階 椅子, ピアノ, 吊天井テレビ, 時計, ロッカー

写真 3.4 試験体各階内部の様子 (1~3 階)

Photo. 3.4 Inside of the specimens (1~3F).

4. 計測方法

計測計画を図 4.1 に示す。試験体は各層に設置した床固定計測フレームから層間変位（黄緑）および腰壁付短柱の変形（ピンク）を計測している。部材変形、鉄筋の歪み、中央基礎下部ロードセルによる軸力およびせん断力、各階床位置および台座外周梁の絶対加速度などを計測した。また、1階床下と台座－基礎間では基礎の水平および鉛直変形を計測している。

旧基準試験体では変計計測は1層崩壊メカニズムを想定して、1層各節点位置の鉛直・水平変形を中心に計測している。基礎変形は各位置で1CHずつの水平・鉛直

変形を計測している。補強試験体では変計計測は基礎浮き上がりによる梁降伏崩壊機構を想定して、上部構造は層間変形の他に梁端変形や補強材－軸材間変形を計測している。基礎変形はバックアップも考慮して各位置で2CHずつの水平・鉛直変形を計測している。

旧基準試験体の歪ゲージは1層柱主筋、短柱せん断補強筋および短柱脇腰壁筋を中心に計測し、短柱せん断破壊後の軸力支持機能低下を考慮して2階梁主筋も計測している。補強試験体の歪ゲージは基礎浮き上がりによる梁降伏崩壊機構を想定して、各階の基礎梁および梁主筋を中心に計測し、補強プレースおよび枠組みにも合計32CH計測している。また耐震壁縦筋にも一枚4点ほどの歪みゲージを配した。歪みゲージの総計測点は旧基準試験体155CH、補強試験体112CHであった。総CH数は1体につき合計約450成分程度となった。サンプリング周波数は1kHzとした。

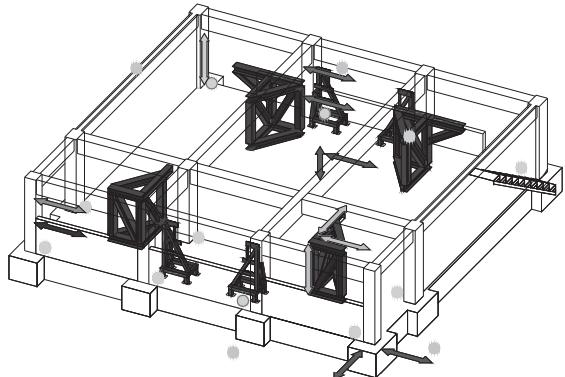
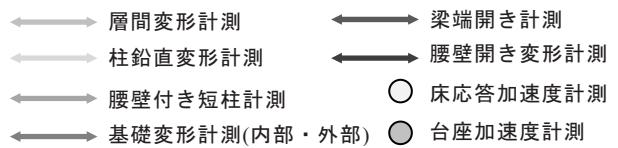


図 4.1 計測計画図 (一部) (X1, X3 構面)

Fig. 4.1 Elevations of the braced frame (X1, X3 frame).

5. 加振計画

5.1 入力加速度および応答スペクトル

振動実験の加振表および各加振における基礎の固定条件を表 5.1 に示す。加振実験では、気象庁神戸海洋気象台観測波 (JMA Kobe) (1995) を用い、振幅倍率を10, 25, 50, 100%と漸増させて入力することとした。基礎の固定条件は100%加振入力後、試験体は震動台ボルト固定および外周梁反力固定を行った。旧基準試験体ではRun5において基礎を震動台とボルト固定したが、開口孔が大きかったため基礎は水平移動した。そこでRun6ではさらに四隅基礎のY方向側面に鉄芯棒を埋設し、基礎を台座外周梁に対して反力固定した。補強試験体ではRun5以降、四隅のフーチングの両側面に鉄製のフレームを埋設し、反力固定した。また図 5.1～5.3 に震動台入力加速度の応答スペクトルを示す。

表 5.1 加振計画

Table. 5.1 Shaking table list.

旧基準試験体			補強試験体		
Run	入力波形	基礎	Run	入力波形	基礎
1	JMA Kobe 10%	非固定	1	JMA Kobe 10%	非固定
2	JMA Kobe 25%	非固定	2	JMA Kobe 25%	非固定
3	JMA Kobe 50%	非固定	3	JMA Kobe 50%	非固定
4	JMA Kobe 100%	非固定	4	JMA Kobe 100%	非固定
5	JMA Kobe 75%*1	Bolt 固定	5	JMA Kobe 100%	反力固定 Minor
6	JMA Kobe 100%*2	反力固定	6	JMA Kobe 130%	反力固定
			7	JR Takatori 120%	反力固定
			8	JR Takatori 100%	反力固定
			9	JR Takatori 120%	反力固定
			10	JR Takatori 120%	反力固定
			11	BCJL2 180%	反力固定
			12	BCJL2 180% 7Hz	反力固定
			13	BCJL2 210% 7Hz	反力固定
			14	JR Takatori 120%	反力固定
			15	Sine (5~1 Hz)	反力固定

*1 目標 100%であったが、実行レベルは 75%相当

*2 目標 130%であったが、実行レベルは 100%相当

表 5.2 最大入力加速度・速度

Table. 5.2 Maximum velocity and acceleration of table.

旧基準試験体			補強試験体		
Run	加速度 (cm/s ²)	速度 (cm/s)	Run	加速度 (cm/s ²)	速度 (cm/s)
1	88.8	9.01	1	85.7	8.85
2	209.6	19.1	2	243.3	20.90
3	440.9	38.7	3	387.5	35.00
4	1,224	83.3	4	839.3	70.39
5	790.0	62.1	5	875.3	72.19
6	1,179	91.5	6	1,655	118.7
			8	1,251	213.9
			13	1,181	107.8
			15	1,393	79.8

100% 加振入力後の加振は気象庁神戸海洋気象台観測波の振幅倍率 100,130% をターゲットとして加振を行った。その後、補強試験体では倒壊まで至らなかつたため JR 鷹取駅観測波 (JR Takatori) (1995), 日本建築センター模擬波, 共振正弦波 (5 Hz) を、試験体の変形が漸増するように振幅倍率を増大させて加振した。加振方向は水平 2 方向および鉛直方向の 3 方向であるが、主たる加振方向 (最終的に破壊させる方向) が試験体の長手方向 (Y 方向) となるよう、NS 成分を Y 方向から 45° 回転させ、試験体の Y 方向が南西となるように入力することとした。また各入力加振における震動台最大加速度および速度を表 5.2 に示す。

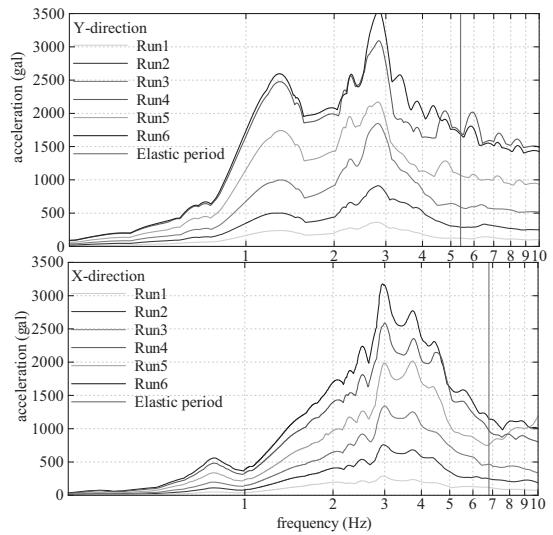


図 5.1 入力加速度 (旧基準試験体 Run1~6)

Fig. 5.1 Elastic response spectra (bare frame Run1-6).

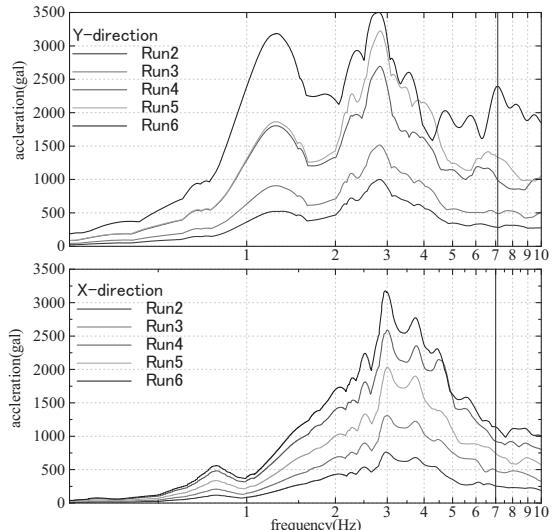


図 5.2 入力加速度 (補強試験体 Run1~6)

Fig. 5.2 Elastic response spectra (braced frame Run1-6).

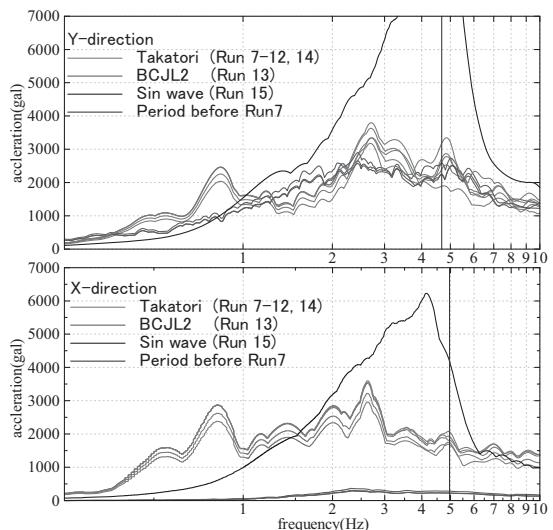


図 5.3 入力加速度 (補強試験体 Run7~15)

Fig. 5.3 Elastic response spectra (braced frame Run7-15).

5.2 試験体固有周期の遷移

表 5.3 に各加振後の試験体固有周期を示す。固有周期は低レベルのランダム波入力により伝達関数から同定したものである。旧基準試験体の Run6 前の固有周期についてはランダム波加振を行っていないため、Run5 後の主要動入力後の入力波形からフーリエスペクトル比最大値となる周期とした。

旧基準試験体の加振前弹性固有周期は Y 方向 0.184 秒、X 方向 0.147 秒であった。また、補強試験体の方では Y 方向 0.140 秒、X 方向 0.141 秒であった。耐震スリットを施したもの、Y 方向は鉄骨プレース補強によって旧基準試験体より固有周期は低下している。X 方向の固有周期は耐震壁が 2 枚あるため、基礎固定時と考えられる値より若干大きい。これは基礎および基礎梁の弹性変形によって周期が伸びたためであると考えられる。

その後、加振によって Y 方向固有周期が旧基準試験体では 0.3 秒、補強試験体では 0.2 秒程度にまで塑性化している。特に補強試験体では Run8~13 において Y 方向固有周期がほとんど変化していない。これはいずれの加振も震動台油圧最大レベルの加振であるということ、補強プレースが弾塑性挙動を示し RC 軸体のひび割れが進展していないためであると考えられる。旧基準試験体中破前 (Run4 後、Run5 前) 桁行き方向の固有周期は 0.273 秒まで増加しているが、張間方向では基礎をボルトで固定したことにより固有周期はむしろ短くなっているので、基礎非固定時には基礎下離間による微小な回転変形などなんらかの『緩み』があったことも推定される。

表 5.3 試験体固有周期

Table. 5.3 Period of the specimen after shaking tests.

旧基準試験体			補強試験体		
Run	周期 (s) X 方向	周期 (s) Y 方向	Run	周期 (s) X 方向	周期 (s) Y 方向
1	0.147	0.184	1	0.141	0.140
2	0.154	0.191	2	0.138	0.150
3	0.161	0.206	3	0.159	0.154
4	0.166	0.235	4	0.171	0.168
5	0.119	0.273	5	0.172	0.174
6	0.134	0.318	6	0.189	0.187
			8	0.184	0.202

6. 加振実験結果

各加振における概況は以下のとおりである。（財）日本建築防災協会「震災建物等の被災度判定基準および復旧技術指針（鉄筋コンクリート造編）」に準じた各加振後の 1 階鉛直支持部材の被災度を表 6.1 および図 6.1 に示す。

また各加振後における構造物の被災度区分判定結果を表 6.2、基礎すべり加振における 1 階短柱の被災状況を写真 6.1 および写真 6.3、最終加振結果の 1 階短柱の被災状況を写真 6.2 および写真 6.4 に示す。

【旧基準試験体】

Run1：目立ったひび割れは見られなかった。
 Run2 : X1 および X3 構面の柱頭・柱脚および梁端部に短く微細なひび割れが発生した。
 Run3 : 柱梁のひび割れが進展し曲げひび割れとなった。耐震壁のひび割れおよび貼付した歪ゲージによる鉄筋の降伏は確認されなかった。X1 および X3 構面短柱の残留ひび割れ幅は 0.1 mm だった。基礎周辺地盤にひび割れは見られなかった。
 Run4 : X1 構面では 1 階短柱に最大 0.2 mm のせん断ひび割れが発生し、2 階にも曲げせん断ひび割れが発生した。X3 構面 1 階にも 0.1 mm 程度の曲げせん断ひび割れが確認された。また、Y1 および Y4 構面の 1 階耐震壁にはせん断ひび割れ、3 階耐震壁頂部に曲げひび割れが見られた。試験体基礎が滑動し、周辺地盤にひび割れが見られた。X1 構面の腰壁横筋が一部降伏した。Run4 では基礎に滑りが生じた。基礎周辺地盤に地割れが確認された。



写真 6.1 旧基準試験体 X1 構面柱ひび割れ (Run4 後)

Photo. 6.1 Shear cracks on short columns (bare frame Run4).

Run5 : せん断ひび割れおよび曲げせん断ひび割れが進展し、X1 構面の残留ひび割れ幅は 1.0 mm となった。X1 および X3 構面には各柱梁および腰壁に無数の曲げひび割れ確認された。1 階耐震壁脚部には直交方向 0.2 mm 程度の曲げひび割れが見られた。X1 構面短柱では主筋および帯筋の一部が降伏した。

Run6 : 旧基準試験体は Run6 で倒壊に至った。X1 構面短柱は全てせん断破壊し、主筋座屈しており軸力支持能力を失った。X3 構面短柱は Y2 構面では腰壁周りのコンクリート剥離、Y3 構面では付着割裂によって破壊に至った。耐震壁の側柱脚部は全て圧壊し、側柱間の壁脚部および梁下に割裂が確認された。X2Y3 長柱は柱頭でコンクリート圧壊、柱脚で曲げせん断破壊が見られた。2, 3 階では無数のせん断ひび割れは確認されたものの、コンクリートの破壊はみられなかった。1 階柱の鉄筋は全て降伏し、2 階梁の主筋降伏は全く確認できなかった。2 階床の沈下量は X1 構面で 37 mm、X3 構面では 18 mm であった。



【補強試験体】

- Run1, 2 : 目立ったひび割れは見られなかった。
- Run3 : 隅柱の接合部および梁端部に短く微細なひび割れが発生した。残留ひび割れ幅は 0.1 mm 未満であった。両構面の補強鉄骨プレースと躯体を介している圧入モルタルに多くの曲げひび割れが見られた。
- Run4 : X1 構面の柱頭・柱脚に曲げひび割れが発生し、梁端にはひび割れが見られなかった。残留ひび割れ幅は 0.1 mm であった。X3 構面の梁端部には曲げひび割れが発生したが、柱にひび割れは確認されなかった。耐震壁側柱の柱脚に曲げひび割れが見られた。また、基礎が滑動することによって周辺土にひび割れが見られた。
- Run5 : 隅柱、柱頭接合部および腰壁に多くの曲げひび割れが発生し、残留ひび割れ幅は短柱で 0.1 mm、腰壁で 0.15 mm 程度であった。1 階耐震壁にはせん断ひび割れ、3 階耐震壁頂部に曲げひび割れが見られた。X3 構面 3 階梁主筋、Y1Y4 柱の主筋が降伏した。
- Run6 : X1 構面柱頭接合部および腰壁のひび割れが開き、耐震壁のせん断ひび割れの数が増加したものの、鉄筋降伏や大きな部材損傷は見られなかった。これは鉄骨プレースを付加したことにより、試験体が弾性応答性状を示しているためであると考えられる。



- Run7~14 : Run10 では X2Y3 長柱に曲げひび割れが見られた。Run13 では X3 構面鉄骨プレースと柱脚の降伏、X1 および X3 構面の基礎梁にひび割れが発生した。躯体に新たな鉄筋の降伏は確認されなかった。

- Run15 : 1 階プレース座屈によって補強試験体は倒壊に至った。X3 構面の内柱、X1Y3 短柱および X2Y3 長柱の損傷は柱頭または柱脚のかぶりコンクリート剥離に

留まった。X1Y2 短柱は腰壁上部でのせん断破壊に至った。その他全ての 1 階柱脚においてコンクリート圧壊が見られた。

既往の補強法では座屈後に面外変形が生じて、基礎梁の接合部、1 階柱の接合部が破壊した。一方、新詳細による接合部はプレースの座屈破壊以降もずれ変形や破壊は生じず、明らかに良好な挙動が確認された。その他に耐震スリット位置で腰壁のコンクリート破壊や、1 階耐震壁脚部における壁主筋座屈、捩れ応答による直交梁のせん断ひび割れが確認された。Y 方向梁には大きな損傷は見られなかった。

鉄筋は X3 構面 3 階および 2 階の梁主筋、X1 構面屋上および 2 階梁主筋一部が降伏した。X1 構面の鉄骨架構は柱頭、柱脚、両プレースで降伏が確認された。X3 構面の鉄骨架構は柱頭、柱脚、片プレースで降伏が確認された。2 階床の沈下量は X1 構面で 6 mm、X3 構面では 3 mm であった。

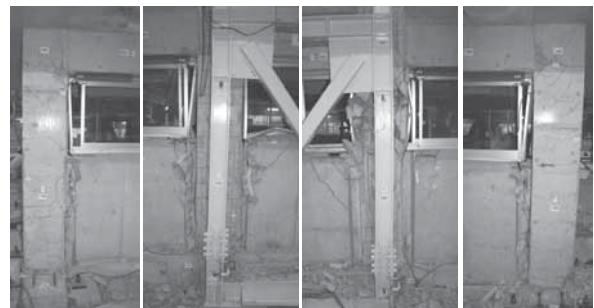


表 6.1 1 階鉛直支持部材の損傷度

Table. 6.1 The damage of columns and walls on 1st floor.

旧基準試験体			
Run	X1 構面	X3 構面	耐震壁
1	無損傷	無損傷	無損傷
2	微細ひび割れ	微細ひび割れ	無損傷
3	曲げひび割れ	曲げひび割れ	無損傷
4	剪断ひび割れ	剪断ひび割れ	剪断ひび割れ
5	剪断ひび割れ	曲げ剪断ひび割れ	壁脚ひび割れ
6	柱剪断破壊	柱付着破壊	壁脚圧壊
X2Y3 長柱は柱脚せん断破壊			

補強試験体			
Run	X1 構面	X3 構面	耐震壁
1	無損傷	無損傷	無損傷
2	無損傷	無損傷	無損傷
3	接合部ひび割れ	接合部ひび割れ	無損傷
4	柱曲げひび割れ	柱微細ひび割れ	無損傷
5	接合部ひび割れ	柱曲げひび割れ	剪断ひび割れ
6	接合部ひび割れ	柱梁曲げひび割れ	剪断ひび割れ
10	曲げ剪断ひび割れ	柱梁曲げひび割れ	剪断ひび割れ
15	柱剪断破壊	柱脚曲げ圧壊	壁脚圧壊
X2Y3 長柱は柱脚圧壊・主筋座屈			

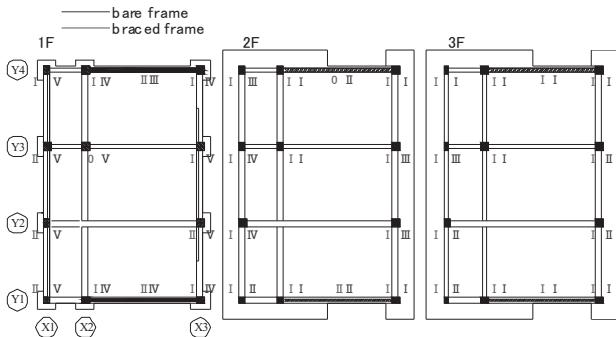


図 6.1 1層被災度判定結果 (Run6 終了時)

Fig. 6.1 Damage observation on 1st floor (after Run6).

表 6.2 被災度判定結果

Table. 6.2 Damage observation result after shaking test.

旧基準試験体		補強試験体	
Run	被災度	Run	被災度
1 JMA 10%	無被害	1 JMA 10%	無被害
2 JMA 25%	軽微	2 JMA 25%	軽微
3 JMA 50%	小破	3 JMA 50%	軽微
4 JMA 100%	小破	4 JMA 100%	小破
5 JMA 75%	中破	5 JMA 100%	小破
6 JMA 100%	倒壊	6 JMA 130%	小破
		10 TAK 120%	中破
		15 Sin wave	倒壊

【什器被害】

試験体内部の什器被害状況を表 6.3 に示す。同入力加振に対して旧基準試験体の方が被害の大きい什器は吊り天井テレビ、ピアノおよび窓冊子（倒壊のため）であった。これに対して教室机やロッカー類などは補強試験体で被害が大きかった。一般的には補強試験体では被害が加速度に依存する什器、旧基準試験体では被害が変形に依存する什器が壊れやすいと推察され、概ね実験結果と対応している。しかしながら、ピアノと吊り天井テレビは躯体との設置面の剛性が高くないために、旧基準試験体で被害が大きくなったと考えられる。



写真 6.5 什器の主な被災状況

Photo. 6.5 Examples of the furniture damages.

表 6.3 什器被害結果

Table. 6.3 The damage list of the furniture.

Run	旧基準試験体			
	壁際	窓・扉	ピアノ	テレビ・時計
1	無被害	無被害	無被害	無被害
2	移動なし	無被害	移動	無被害
3	教壇・ロッカー移動	無被害	移動	無被害
4	1階ロッカー以外転倒	無被害	移動	時計、テレビ落下
5	2,3階本棚・ロッカー転倒	窓冊子固い	移動	時計、3階テレビ落下
6	本棚・ロッカー全て転倒	扉窓の脱落	回転	2,3階テレビ落下

Run	補強試験体			
	壁際	窓・扉	ピアノ	テレビ・時計
1	無被害	無被害	無被害	無被害
2	1~3階 ロッカー移動	無被害	移動	無被害
3	ガラス棚・教壇移動	窓冊子固い	移動	無被害
4	本棚・ロッカー全て転倒	窓・扉冊子固い	移動	3階時計落下
5	ロッカー転倒せず	窓・扉冊子固い	移動	3階時計落下
6	教壇含め全て転倒	窓・扉冊子固い	移動	2,3階時計落下
10	本棚・ロッカー全て転倒	一部不可閉	防護構衝突	テレビ落下寸前
15	本棚・ロッcker全て転倒	扉窓の脱落	耐震壁衝突	テレビ落下せず

7. 旧基準試験体の復元力性状

各加振における建物の最大応答値（1 層の層間変形角とせん断力係数）の計測結果を表 7.1 に示す。

表 7.1 各加振における 1 層最大応答（旧基準）

Table. 7.1 The maximum response of the 1st story (bare frame).

Run	1 層層間変形角 (rad)		1 層せん断力係数	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
1	8.40×10^{-5}	1.88×10^{-4}	0.122	0.128
2	2.55×10^{-4}	5.06×10^{-4}	0.272	0.283
3	5.00×10^{-4}	1.71×10^{-3}	0.500	0.600
4	8.30×10^{-4}	4.20×10^{-3}	0.825	0.956
5	9.30×10^{-4}	5.95×10^{-3}	0.710	1.078
6	8.23×10^{-3}	4.70×10^{-2}	1.290	1.298

以下、Run4 と Run6 における上部構造の応答を詳細に比較して示す。いずれも JMA Kobe 100% に相当する入力レベルであったが、Run4 は基礎非固定、Run6 では基礎固定である。Run5 に関しては、入力レベルがやや低かったこと、基礎の固定度が十分でなかったことから応答も Run4 とほぼ同程度になっており、これらの加振と直接比較はできないが、解析モデルなどとの対応を独自に比較可能であり、別稿で検討する。

図 7.1 および図 7.2 に Run4 および Run6 における XY 両方向の各層の最大応答変形角（正負両方向）を示す。Run6 の桁行き方向では 1 層のみに大きく変形が集中しており、2 層以上では小さい変形に留まっている。

試験体基礎に滑りが生じた Run4 における Y 方向最大応答層間変形角および層せん断力係数はそれぞれ 1/250 と 0.96 であった。Run6 では上部構造で明らかに大きな応答が生じて倒壊に至ったことから、Run4 における上部構造の応答は基礎の滑動により低減したものと考えられる。Run6 では終局変形角は 1/20 であり、水平耐力を喪失している。最大耐力は 1 層層間変形角が 1/100 をやや

上回る変形で層せん断力係数 1.3 に達した。これは前述の耐震診断による耐力計算値（せん断力係数 0.63）を大きく上回るものであった。耐震診断の計算値がもつ余裕度については別途詳細に検討する必要があるが、この場合の耐震診断の計算値では、曲げ強度では中段筋を無視していること、極短柱はせん断破壊型と判定されると 1/500 程度で水平耐力を失うと仮定されること、積載荷重を考慮していること（実験結果では固定荷重のみで評価）などが実際の挙動で大きな耐力を示している主な要因であると考えられる。

なお、計算の上限値として中段筋も考慮した柱の曲げ強度がすべて累加可能であるとして、1 階全ての柱の両端曲げ終局時せん断力の和をせん断力係数にすると 1.34 となり、実験の最大耐力にはほぼ等しいものであった。これは結果としてほぼ等しくなったということであり、計算式の余裕度や動的な上昇要因と耐力低下を含む累加則などについては別途定量的に分析する必要がある。また、極短柱が脆性破壊し始めたのは、変形角 1/200、層せん断力係数 1.15 前後の時点であったが、以降剛性がやや低下したものの層せん断力の合計は変形角 1/100 まではやや増加し続けている。X 方向（張間）の Run6 における復元力特性では、線形弾性的な振動から応答せん断力が低いレベルで剛性低下が開始している。これは、Y 方向（桁行き）の脆性破壊が開始し始める時間（step7,560~7,920）に対応しており、剛性低下により応答変形が急激に増加し、逆 S 字型の履歴を描いている。負方向で変形角 1/200 を超える付近で最大層せん断力係数 1.3 を記録しているが、これは耐震診断の計算値にも達していない。

以降繰り返しによる耐力劣化および変形の増加などが生じているが、これらは桁行き方向における柱の破壊の進行が張間方向の復元力特性に影響し、剛性低下を生じさせたと考えられる。

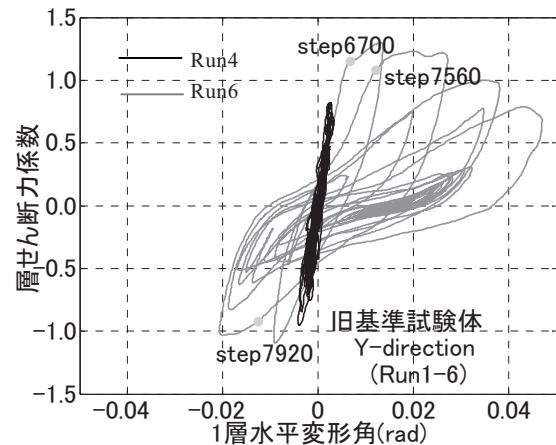


図 7.1 1 層復元力特性（旧基準 Run4&6 Y 方向）

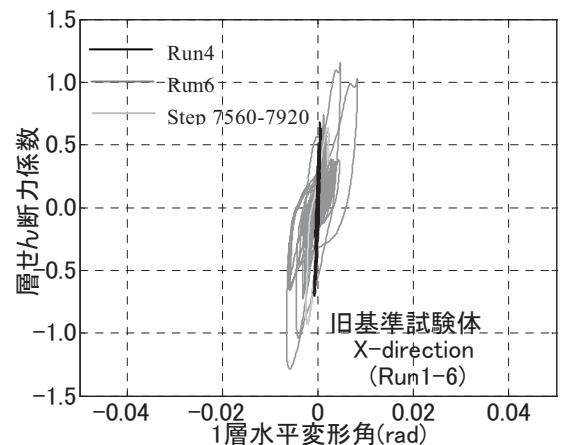
Fig. 7.1 Hysteretic relation on 1st floor (bare Run4&6 Y-dir).

図 7.2 1 層復元力特性（旧基準 Run4&6 X 方向）

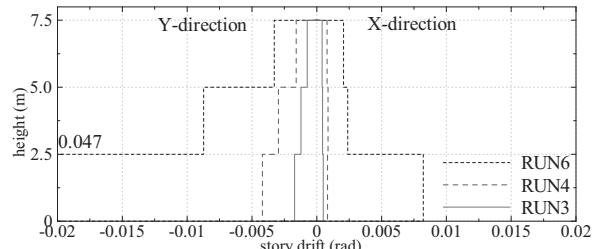
Fig. 7.2 Hysteretic relation on 1st floor (bare Run4&6 X-dir).

図 7.3 最大層間変形角（旧基準 Run3~6）

Fig. 7.3 The maximum story drift (bare frame Run3~6).

8. 補強試験体の復元力性状

各加振における建物の最大応答値（1層の層間変形角とせん断力係数）の計測結果を表8.1に示す。

表8.1 各加振における1層最大応答（補強）

Table. 8.1 The maximum response of the 1st story (braced).

Run	層間変形角 (rad)		層せん断力 係数		Run	層間変形角 (rad)		層せん断力 係数	
	X	Y	X	Y		X	Y	X	Y
1	7.0e-05	1.2e-04	0.095	0.103	9	1.7e-03	5.3e-03	1.300	1.638
2	2.0e-04	3.6e-04	0.316	0.306	10	1.7e-03	5.5e-03	1.174	1.535
3	3.4e-04	6.7e-04	0.563	0.493	11	6.3e-04	5.6e-03	0.237	1.600
4	8.1e-04	1.3e-03	0.707	0.866	12	6.2e-04	5.9e-03	0.241	1.544
5	6.7e-04	1.9e-03	1.033	1.140	13	1.4e-03	7.8e-03	0.312	1.691
6	1.0e-03	3.1e-03	1.242	1.331	14	1.9e-03	9.5e-03	1.379	1.764
7	9.9e-04	3.0e-03	1.088	1.356	15	2.3e-02	3.3e-02	1.180	2.005
8	1.4e-03	4.5e-03	1.318	1.561					

試験体1層Y方向の復元力特性を図8.1に示す。Run3 (JMA Kobe 50%)に対して最大応答変形およびせん断力係数は、1/2,000および0.5であった。試験体が基礎滑動したRun4および基礎固定したRun5 (JMA Kobe 100%)について層せん断力係数を比較すると、0.96と1.25であり、75%程度に低減する結果となった。旧基準試験体が倒壊に至ったRun6まで、復元力特性は非常に弾塑性的な挙動を示している。

Run6以降、Run13までは最大変形が漸増しながらも、耐力は1.6程度で変化していなかった。復元力形状は逆S字カーブのスリップ形状が見られ、中央基礎の浮き上がりによる剛性低下はほとんど見られなかった。

Run15において桁行き方向の応答変形、せん断力は履歴最大応答から緩やかに増加し、最大応答以降は3回の繰り返し振動を経て水平耐力を喪失した。層せん断力係数は変形角1/50の時に最大値2.0を記録した。終局変形角は1/30、残留変形角は1/100程度であった。耐力最大達する時刻は加振9.5秒後、ポストピークにおける履歴はやや紡錘形状を示し、耐力低下性状も極めて緩やかである。これは鉄骨プレースが座屈後の履歴減衰と、腰壁付帶柱に耐震スリットを設けたことによって極短柱が長柱化したためである。

試験体1層X方向の復元力特性を図8.2に示す。張間方向ではRun15で最大層せん断力係数は1.3を記録した。最大耐力に達する時刻は加振4秒後であり、桁行き方向に比べて早い段階で構造物が塑性化している。また、耐力低下以降は最大応答層せん断力係数0.7程度で大きな履歴減衰を示している。

図8.3に補強試験体の代表加振におけるXY両方向の各層の最大応答変形角（正負両方向）を示す。最終加振（Run15）を除いて1、2層の層間変形は同程度であり、特にBCJLに対する応答ではXY方向ともに2層変形が最も大きくなっている。最終加振では補強プレース降伏、1層鉛直支持部材の破壊によって、1層のみ非常に大きな応答変形角を示している。

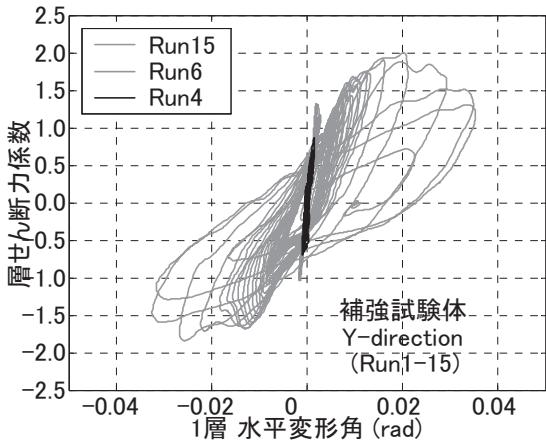


図8.1 1層復元力特性（補強 Run4, 6&15 Y 方向）

Fig. 8.1 Hysteretic relation on 1st floor (braced Run4, 6, 15).

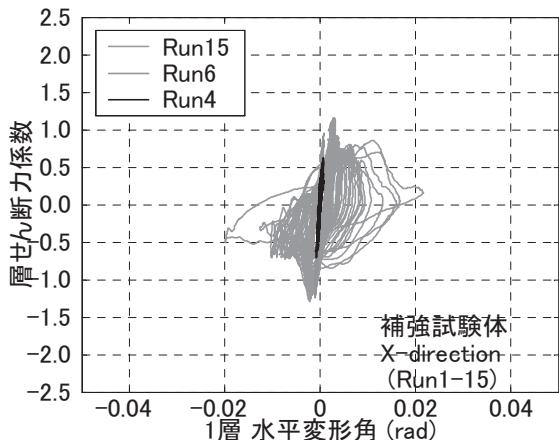


図8.2 1層復元力特性（補強 Run4, 6&15 X 方向）

Fig. 8.2 Hysteretic relation on 1st floor (braced Run4, 6, 15).

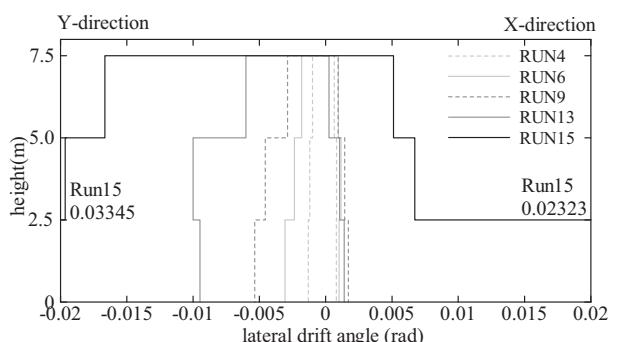


図8.3 最大層間変形角（補強 代表加振のみ）

Fig. 8.3 The maximum story drift (braced frame Run4~15).

9. X2Y3 長柱の応答性状

両試験体の倒壊加振において X2Y3 内柱（長柱）の脚部で計測された軸力および水平力の時刻歴を図 9.1 および図 9.2 に示す。

旧基準試験体では Run6 において X2Y3 柱は柱脚で曲げ降伏後のせん断破壊に至ったが、これは X1 構面の極脆性柱がせん断破壊し、この軸力が再配分されたためであると考えられる。

初期軸力は重量算定結果から 313 kN であり、柱は構造物 1 層が水平最大耐力に至った 6.75 秒では、部材としての水平最大耐力に達しておらず 9.537 秒において最大値 259 kN を記録している。この時、圧縮力は正方向で作用しており、X1 構面の極脆性柱破壊前後で軸力と水平力の位相関係が反転している。

鉄筋コンクリート構造計算規準に基づく初期軸力に対する柱の曲げ終局せん断耐力の計算値は 199 kN、最大変動軸力（9.652 秒、347 kN）作用時では 255 kN であり、変動軸力によって負担せん断力は大きく増加している。また、荒川せん断耐力 minimum 式による計算値は 258 kN であり、これは軸力が増大したときの応答せん断力および曲げ終局せん断耐力に概ね一致している。軸力の時刻歴波形には極脆性柱がせん断破壊した 6.75 秒、7.56 秒直後には軸力再配分による基線のずれはみられないが、振動周期が明らかに長くなっている。部材最大耐力を記録したサイクル以降では 400 kN を超える変動軸力が 3 回記録され、曲げせん断破壊に至った。最終的には 527 kN 軸力が変動し、初期軸力を考慮すると 200 kN 程度の引張力が残存している。

図 9.3 に同加振における X2Y3 長柱の水平復元力特性を示す。横軸は 1 層の層間変形角である。また、同柱の軸力と軸変形の復元力特性を図 9.4 に示す。

水平力は一時的に非定常な短周期振動を示しており、最大耐力記録前に 3 回見られた（6.7, 7.65, 7.92 秒～）。また、2 階床絶対加速度にも同時刻に振動波形が見られた。これらの時刻は X1 構面極短柱の帯筋が降伏した時刻と対応しており、脆性部材が負担していた水平力が瞬間に再配分され、分配後の水平力が部材剛性と釣り合うまで振動したと考えられる。また、補強試験体が倒壊した加振における同柱の軸力および水平力の時刻歴を図 9.2 に、水平復元力特性を図 9.3 に重ねて示す。補強試験体では鉄骨ブレースおよび構造スリットのため極脆性柱せん断破壊、軸力再配分は生じず、柱頭柱脚において曲げ圧壊が生じている。また、軸力と水平力の位相は応答中に反転しておらず、水平力の最大応答は負方向で生じている。補強試験体における復元力特性では負方向で主筋が降伏してからポストピーク変形領域における耐力が一定であり、最大層間変形角である 1/25 まで耐力低下を示さなかった。

また、最大水平耐力に達するまでの骨格曲線には応答力が凹上に減少し、急激に等価剛性が低くなっている箇所が見受けられた。これはいずれも水平力が短周期振動した後であり、短柱のせん断破壊によって軸力と水平力

の位相が反転したためであると考えられる。

最大耐力を記録して以降、柱の応答せん断力は明確な低下性状を示している。柱は初期軸力下においては曲げ強度せん断力はせん断強度を下回っているが、最大水平力記録時の変動軸力では圧縮側に大きな値（9.5～9.6 秒）を示しているため、軸力変動によって断面の曲げせん断耐力が増加し、せん断耐力を超えることで耐力低下性状を示したと考えられる。

軸力-軸変位の復元力特性は倒壊前加振、X1 構面極短柱がせん断破壊する時刻までは Axial-Stiffness model に近い履歴曲線であるが、その後は部材端部の曲げせん断破壊性状に応じて非定常な履歴性状を示している。また、帶筋降伏以降の軸力は常に引張側となっている。

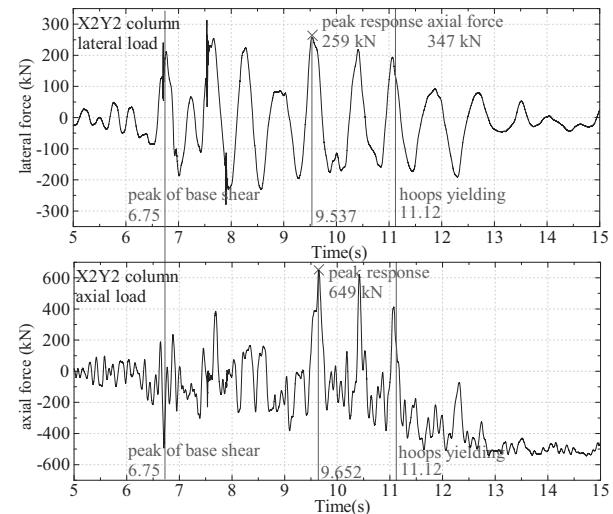


図 9.1 X2Y3 柱軸力・せん断力応答波形（旧基準 Run6）

Fig. 9.1 X2Y3 column axial and shear force (bare Run6).

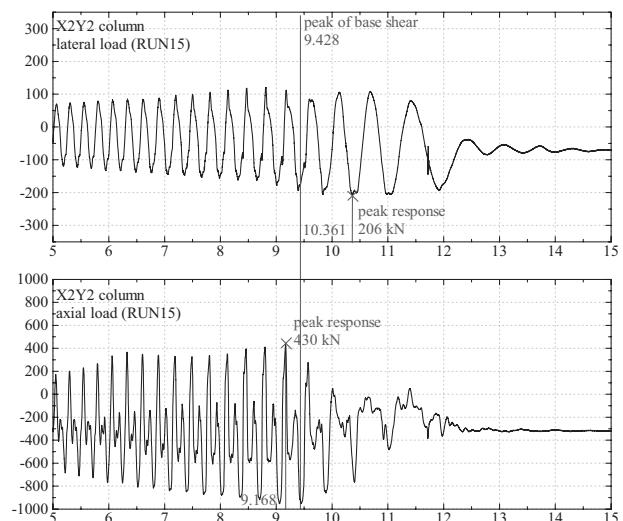


図 9.2 X2Y3 柱軸力・せん断力応答波形（補強 Run15）

Fig. 9.2 X2Y3 column axial and shear force (braced Run15).

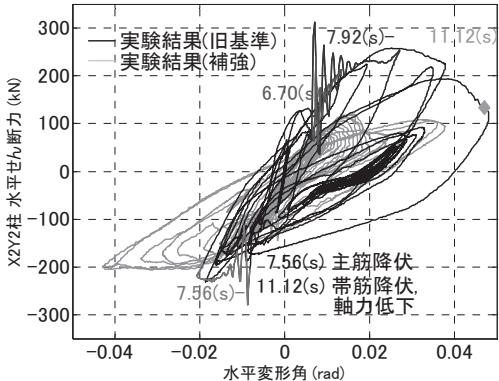


図 9.3 X2Y3 柱 Y 方向復元力特性

Fig. 9.3 X2Y3 column lateral hysteretic relation (Y-dir).

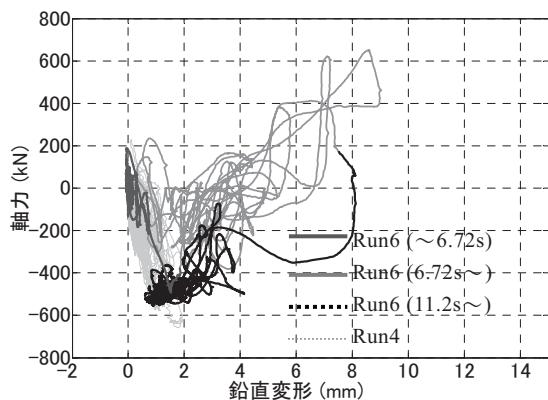


図 9.4 X2Y3 柱軸方向復元力特性（旧基準）

Fig. 9.4 X2Y3 column axial hysteretic relation (bare).

10. 基礎すべり応答性状

10.1 振動実験における復元力特性

旧基準試験体のRun4におけるX方向およびY方向の基礎底面でのせん断力係数（基礎せん断力係数）と基礎滑り変形の関係をそれぞれ図10.1および図10.2に示す。ここで、基礎せん断力係数はできるだけ摩擦係数に対応させて表現するために、鉛直方向作用力に対する係数で表している。すなわち、上部構造・基礎質量に対して水平方向の加速度による慣性力を（重力を含む）鉛直方向の加速度による慣性力で除した値としている。鉛直方向加速度の時刻歴変動は、試験体基礎上面で計測された鉛直加速度にはノイズが含まれるため、振動台上の計測値から算出した。また同様に補強試験体のRun4における桁行き方向の基礎滑り復元力特性を図10.3および図10.4に示す。

両試験体基礎のすべり主軸方向のすべり変形、すべり速度、基礎せん断力係数の時刻歴波形を図10.5、図10.6に示す。また、同図では上部構造基礎の容器台座に対する最大相対速度が5kine以上になる変化をすべり運動と判定し、すべり開始時間を点線で、すべり時間と薄線で重ねて示している。以上の慣性力の評価、データ処理の

方法、誤差やノイズの評価や修正などにはさらに検討の余地があるが、本稿では以上の処理により直接得られた結果のみを示す。

Run4における基礎のY方向最大滑り変位は正方向80mm、負方向20mmが計測され、正方向に35mm程度の残留変形が生じた。すべりが生じている間の水平の復元力特性では不規則な摩擦すべりに起因すると思われる振動を含む非定常な形状で、滑りの方向はY方向を主軸として生じている。摩擦係数に相当する基礎層せん断力係数は最初に滑り始めた時は0.8程度と大きいが、繰り返し滑り時には平均的には0.4～0.5の値となった。また、往復滑り応答時でも基礎が滑り始めるまたは固着する前後の時間では層せん断力係数が0.6～0.7程度まで一時的に増加している箇所も見られる。復元力の履歴形状は一般的な滑り摩擦モデルである剛塑性modelに近似している。しかしながら、全体的にその係数は非定常であり、滑っている間に上下に変動しており、各滑り毎の開始せん断耐力値も異なっている。時刻歴波形で検討すると、基礎せん断力は初期滑り時が最も大きく、その後振動しながら低減し2～3回滑り応答が起きると一定値に収束する傾向を示した。これらの実験結果はコンクリート付着力が作用しているために初動摩擦力は大きく、構造物全体、とくに引張側外構面が一方向に大きく浮き上がり変形することで浮き上がり側には摩擦耐力が小さく、接地側では摩擦耐力が大きくなっていると理解される。

一方、補強試験体ではY方向基礎滑り変形は正方向に25mm、負方向に0mm程度、合計12回の繰り返し滑り変形している。残留変位は10mm程度であった。基礎せん断力係数は変位に依存して変化しており、復元力特性は比較的勾配の大きいBilinear形状を示している。

しかし、振動中の正負せん断耐力差は概ね一定であり、平均値に換算するとせん断耐力係数は0.5程度となる。この正負耐力差が生じた原因是基礎周辺地盤の締め固めが強く、滑り速度が小さかったため地盤が破壊に至らず、主に土圧によって正負方向で差異が表れたと考えられる。基礎が滑り出す、または固着する前後の時間では基礎せん断力係数が急激に変化している部分はあるが、基礎滑り毎のせん断耐力は非常に近い値を示している。また、初動滑り時の基礎せん断力係数は繰り返し滑り応答中より高く0.75であった。一方、X方向基礎滑り変形は正方向に15mm、負方向に10mm程度滑り変形している。復元力形状は耐力が若干低いもののBilinearに近い履歴形状を示しており、張間方向の基礎せん断力も基礎滑り変形に比較的大きく寄与している。

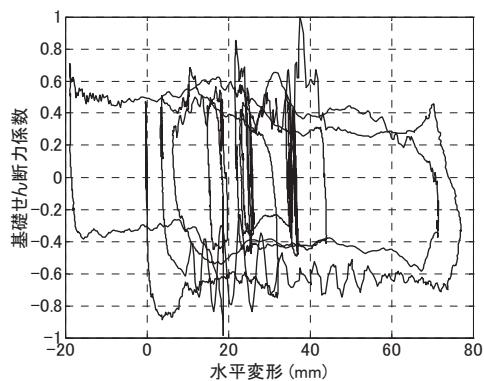


図 10.1 基礎滑り復元力特性（旧基準 Run4 Y 方向）

Fig. 10.1 Hysteretic relation for base slip (bare Run4 Y-dir).

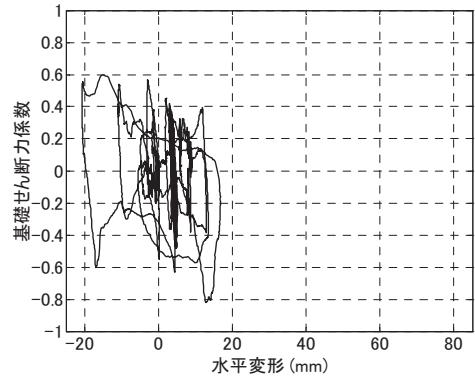


図 10.2 基礎滑り復元力特性（旧基準 Run4 X 方向）

Fig. 10.2 Hysteretic relation for base slip (bare Run4 X-dir).

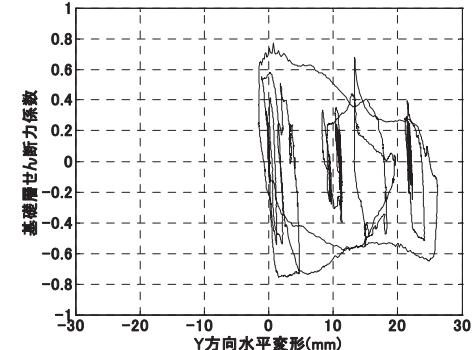


図 10.3 基礎滑り復元力特性（補強 Run4 Y 方向）

Fig. 10.3 Hysteretic relation for base slip (braced Run4 Y-dir).

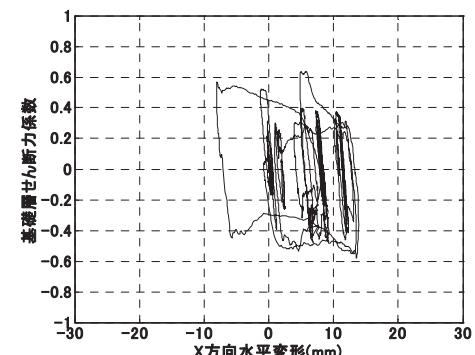


図 10.4 基礎滑り復元力特性（補強 Run4 X 方向）

Fig. 10.4 Hysteretic relation for base slip (braced Run4 X-dir).

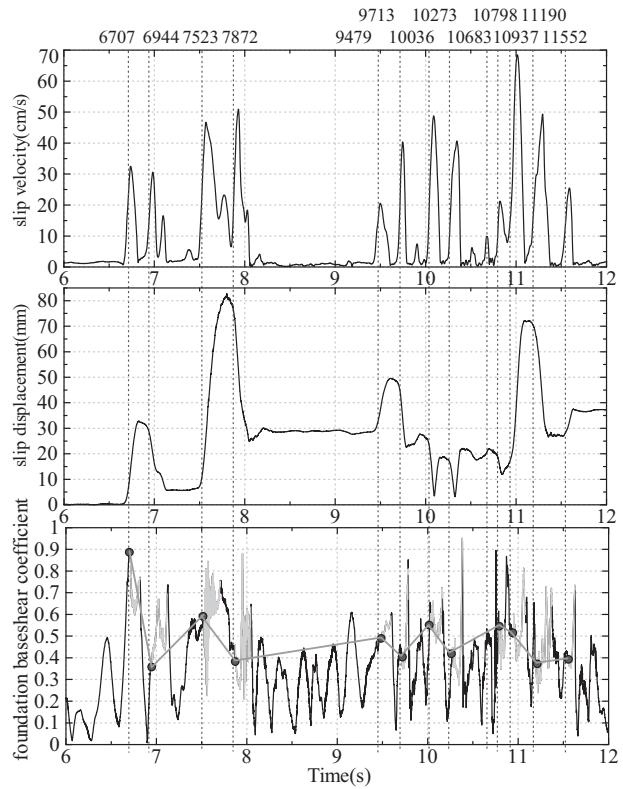


図 10.5 滑り速度・変形・せん断力（旧基準 Run4 Y 方向）

Fig. 10.5 Slip velocity/drift/shear force (bare Run4 Y-dir).

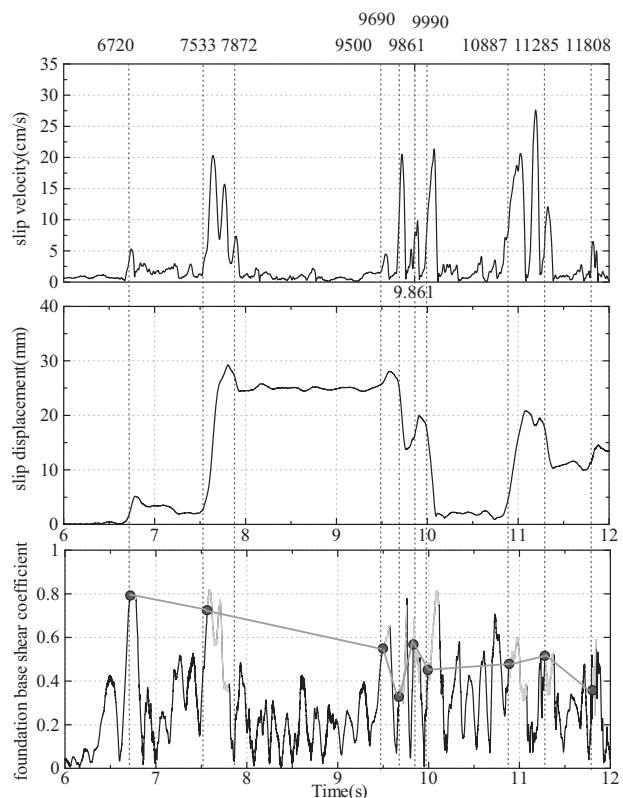


図 10.6 滑り速度・変形・せん断力（補強 Run4 Y 方向）

Fig. 10.6 Slip velocity/drift/shear force (braced Run4 Y-dir).

両試験体のRun4におけるXY両方向の振動台入力加速度と1階床応答加速度（上部構造への入力）の弾性応答スペクトル（減衰5%）を図10.7および図10.8に示す。1階床の加速度応答スペクトルは振動台入力の応答スペクトルに比較して試験体のRun4入力前1次固有周期より長い範囲で大きく低減し、固有周期より短い範囲（6Hz-10Hz）ではむしろ増加する傾向にあった。短周期成分は基礎底面での不規則な摩擦すべり運動に起因するものと考えられる。

旧基準試験体のRun4およびRun6における上部構造Y方向1層の応答層せん断力の時刻歴波形を図10.9に比較して示した。Run4とRun6では最大応答せん断力に達した時刻が異なっている。Run6では加振開始直後のピーク（図中約7.6秒後）で最大せん断力に達しているが、Run4では図の時刻歴後半（約10秒後）で基礎が往復して滑っている最中に最大応答せん断力に達している。また、Run4の応答せん断力は基礎が滑った時刻で明らかに凹状の波形を示しており、Run6の応答波形と比較すると、特に8秒以前の応答では振動位相がほぼ等しいものの、応答せん断力は著しく低下している。この付近のピーク値で比較すると、Run4の応答層せん断力はRun6の65%程度に留まっている。Run6はRun4および5の残留損傷の影響を受けて試験体固有周期が若干伸びており、振動台の入力地震動もまったく同一ではないため、厳密に同一条件での比較はできないが、Run4では基礎滑りによる入力低減効果によって上部構造の損傷が大きく軽減しうる現象が実験的に検証された。

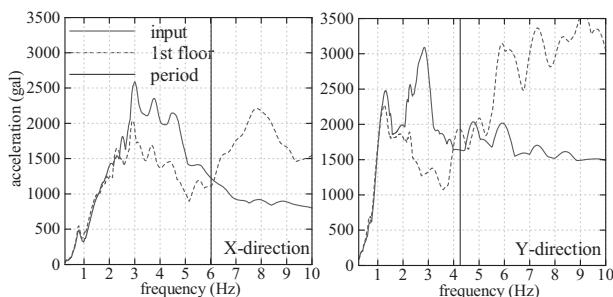


図10.7 応答スペクトルの比較（旧基準Run4）

Fig. 10.7 Comparison of response spectra (bare Run4).

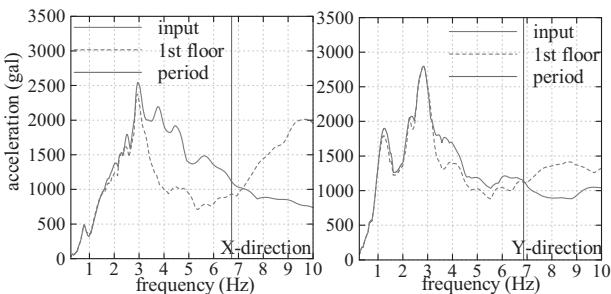


図10.8 応答スペクトルの比較（旧基準Run4）

Fig. 10.8 Comparison of response spectra (braced Run4).

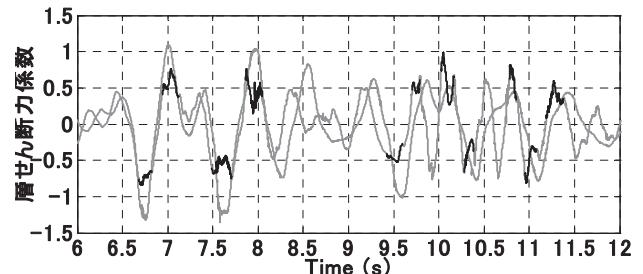


図10.9 1層応答層せん断力係数の比較（旧基準Run4&6）

Fig. 10.9 Comparison of base shear coefficient (bare Run4&6).

10.2 補強試験体における基礎浮き上がり変形

本試験体はRun4以降において四隅基礎を震動台に固定して加振する計画とした。すなわち、中央構面基礎の鉛直変形のみが拘束されない状態で加振を行い、桁行き方向の中央構面-フレーム構面間の境界梁が曲げ降伏し、補強構面が剛体変形することで梁降伏メカニズムの形成することを想定していた。したがって、この時、構面は全体が回転し、基礎が浮き上がる。

各加振における各構面の最大基礎浮き上がり変形を図10.10に示す。Run14までの応答では最大基礎浮き上がり変形はX1およびX3構面で大きく、X2構面の浮き上がり変形はほとんど見られない。また、入力レベルが大きくなるにしたがって、最大浮き上がり変形量は増加しているが、その変形量は最大で10mm(梁回転角1/400)程度であって、梁端が降伏ヒンジを形成するまでには至らなかった。この原因としては構造スリットを入れた中央構面の腰壁断面が柱脚コンクリートにぶつかること、切削していない腰壁横筋が梁降伏耐力に大きく寄与することなどが考えられる。

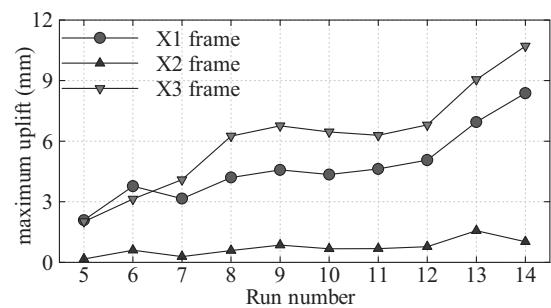


図10.10 最大基礎浮き上がり変形（補強試験体）

Fig. 10.10 The maximum uplift of the footings (braced).

四隅基礎固定（Run4）後、X2Y3基礎浮き上がり変形とロードセルの柱軸力の関係を図10.11に示す。Run12までは小さい引張軸力レベルでは弾性応答または明確な非線形応答が見られないが、Run13以降の応答ではX2構面の基礎であっても、引張軸力が初期軸力を超過することで明確な非線形浮き上がり変形が見られた。

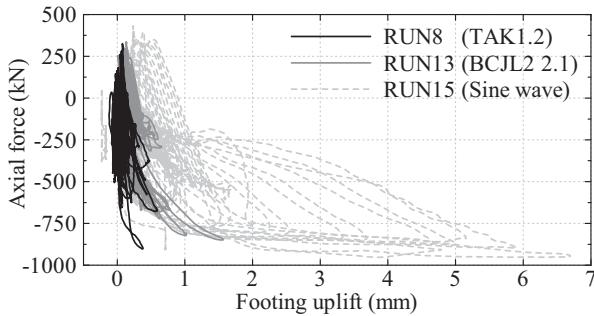


図 10.11 X2Y3 基礎 浮き上がり復元力特性（補強試験体）
Fig. 10.11 Uplift hysteretic relation of X2Y3 footing (braced).

10.3 基礎の静的漸増載荷実験

静的な水平外力に対して基礎底面－コンクリートスラブ間の抵抗力（摩擦および前面土圧による抵抗力）を実験的に計測するために、試験体の Run4 後に振動台上で静的水平載荷試験を行った。図 10.12 に示すように、埋め戻し土を一部掘削排除して両端基礎および中央基礎梁側面の中央高さに油圧ジャッキ 3 台を設置して、コンクリート容器の梁を反力をとして水平に載荷した。通常の人力ポンプによる静的載荷なので載荷速度は十分小さい。載荷は Y 方向正負にのみ行い、残留変形が正方向に生じていたので、前面土圧が大きくかかる正方向を載荷 1 回目、負方向を載荷 2 回目として、2 回目で試験体を原点付近までに戻した。基礎のすべり変位は図に示すように基礎載荷側 2 箇所と反対側 2 箇所の計 4 箇所で容器梁からの相対変位を計測した。載荷は片方向載荷とし、各ジャッキの荷重は試験体基礎が振れない様に概ね同程度の値となるよう調整しながら載荷した。

静的載荷試験における旧基準試験対基礎の水平変形－水平荷重の関係を図 10.13 上図に示す。図の横軸は両側 4 箇所で計測された水平変形の平均値ですべり変形の代表量をあらわす。図の縦軸は水平せん断力を建物全重量で除した値で基礎面せん断力係数（摩擦抵抗+側面摩擦+前面土圧）をあらわす。図 10.13 下図は水平変形の平均値に対する載荷側と反対側との水平変位の差の推移であり、圧縮載荷による基礎の軸方向変形をあらわす。

上の図でせん断力係数が一定値に達すると試験体がすべり変形していることがわかる。試験体基礎の滑り開始時のせん断力係数 0.65 度程から徐々に剛性低下して基礎すべりによる非線形変形が緩やかに進行し、変形 10 mm 弱で正方向載荷では 0.74 から負方向載荷では 0.76 でせん断力係数 0.2 度程の荷重低下が見られる。この間に（極短時間で）変形は 1 mm 度程急激に進行している。一方、載荷側と反対側の差をあらわす下の図では基礎の圧縮軸方向変形が同様に変動しており、一定値から若干の低下を繰り返して漸増している。この耐力低下とすべりは、基礎の圧縮縮み変形または基礎梁の面外変形など変形によって内部歪みエネルギーが蓄積され、これによって急激な基礎滑りが生じ、内部エネルギーが若干解除されたと考えられる。

以上の静的なせん断力係数は振動実験において摩擦抵抗面の分布によって初動時に記録した大きな滑動せん断耐力 0.80 に概ね対応するレベルであった。しかし、振動実験ではすべりが生じている間の係数の変動、繰り返しによる係数の低減などがみられ、また平均的には静的実験よりもかなり低い値（0.45 度程）ですべりが生じた。

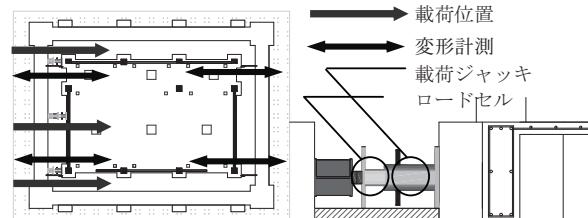


図 10.12 基礎静的漸増載荷試験図（旧基準 Run4 終了時）
Fig. 10.12 Lateral static loading test of footing (after Run4).

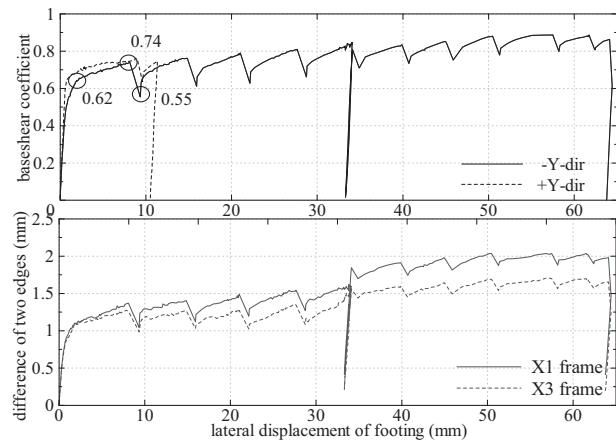


図 10.13 静的漸増載積結果（旧基準 Run4 終了時）
Fig. 10.13 Static loading test results (after Run4).

11. 耐震補強試験体の応答性状について

11.1 外力分布

耐震補強試験体の構造物倒壊加振（Run15）における入力波形は正弦波であるため、応答ピーク時に共振応答モードが明確に表れる。そこで応答ピーク時の各層の相対加速度、すなわち最大層せん断力係数に対する外力分布の変化を図 11.1 に示す。小さい応答レベルでは外力分布は逆三角形であるが、層せん断力係数が 1.0 を超えた辺りから 1 層の応答量が増加し、層せん断力係数が 1.8 を超えると概ね等分布形状を示している。桁行き方向には剛（ブレース）構面と柔（フレーム）構面が混合しているため、最大耐力レベルの水平力が作用した時、躯体－ブレース間のせん断力負担割合が変化し、外力分布が等分布に変化している。

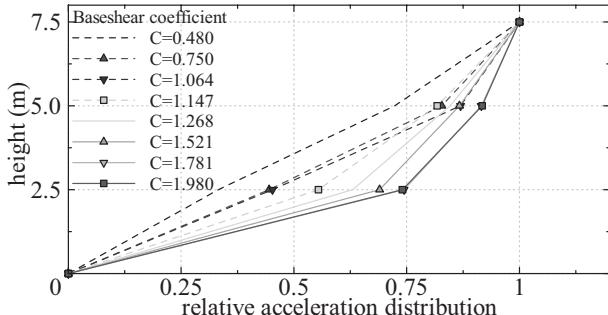


図 11.1 外力分布形の推移（補強試験体）

Fig. 11.1 Transition of lateral force distribution (braced).

11.2 ブレース負担せん断力

耐震補強試験体の構造物倒壊加振前の X1 構面極短柱梁下における計測変位と層間変形の時刻歴応答最大値を図 11.2 に比較する。計測計画図に示したように層間変形計測位置は床スラブ四隅、すなわち補強構面の外側で計測している。一方、極短柱梁下の変形は桁行き中央構面内側の桁行き方向層間変形を計測している。Run6 以降、層間変形が梁下変形を上回り始め、変形が大きくなるにしたがって差異は指数関数的に増大している。これは層回転変形成分の他に、上下計測点位置における基礎浮き上がり変形成分の差異が水平変形に含まれたためであると考えられる。

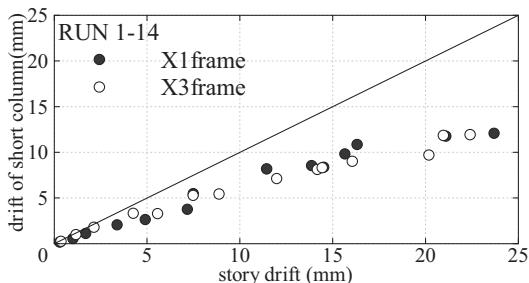


図 11.2 構面変形と梁下変形の比較（補強試験体）

Fig. 11.2 The maximum drift of frame and center (braced).

11.3 ブレース負担せん断力

耐震補強試験体の鉄骨ブレースは最終加振において引張降伏するまで弾性変形をしている。そこで時刻歴応答最大歪みの 4 計測点平均値と仮定断面から最大引張力を計算し、ブレース変形に対応する水平力を計算した。各加振において構造物全体の最大層せん断力係数に対するブレース負担せん断割合の推移を図 11.3 (a) に示す。全水平力に対するブレース負担せん断力の割合は終局加振を除いて概ね 40% であった。構造スリットにより柱梁完全分離を仮定した時の 1 階柱曲げ耐力和は 0.75 であり、Run6 以降の応答では躯体の負担せん断力係数がこの値を超過する結果となった。これはほぼ全ての上部構造・基礎梁鉄筋歪みで降伏が確認されなかった実験結果とも一致している。

図 11.3 (b) に Run14 までの X1, X3 構面の梁下平均変形と最大軀体負担せん断力係数の関係を示す。軀体の負担せん断力は応答変形角が 1/500 を超過してから最大変形に対する非線形性状を示し、層せん断力係数で概ね 0.8 から 1.0 の間の値を示している。

以上の考察から、震動実験において基礎梁が降伏ヒンジメカニズムを形成し、水平保有耐力に顕著な低下が見られるほどの基礎浮き上がり変形性状は見られなかった。しかし、浮き上がり変形が中央構面外側の水平変形成分に含まれることにより、構面の変形記録とブレースのせん断変形に差異をもたらしたことがわかった。

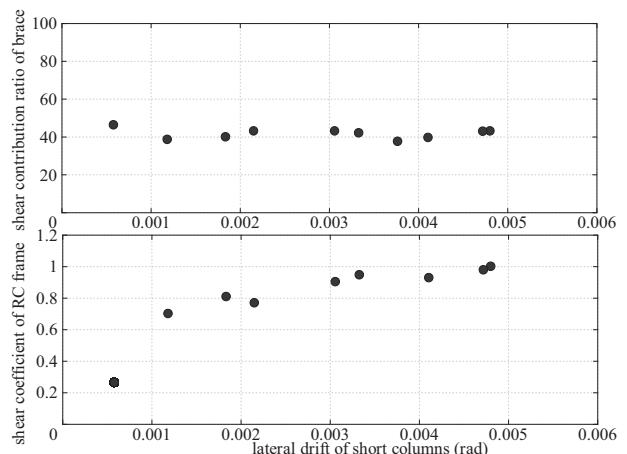


図 11.3 水平外力に対する耐震ブレースの挙動（補強試験体）

Fig. 11.3 Shear contribution of the brace (braced frame).

11.4 腰壁スリットの変形

耐震補強試験体の X1, X3 構面の梁下変形に対する腰壁フエイズ位置変形の最大値比を図 11.4 に示す。また、高さ方向に直線変形分布を仮定した時の腰壁位置変形の割合を点線に示す。Run15 では計測範囲内での最大応答記録時の比率とした。Run14 までの変形比率は腰壁完全分離を仮定したときの値よりも明らかに下回り、梁下変形の概ね 0.2~0.3 倍である。Run15 最大応答時の変形分布は、ブレースが先行して降伏した X1 構面でのみ腰壁完全分離仮定に近い変形分布になっている。また、軀体接合部位置でのずれ変形はほとんど計測されず、ブレースと既存軀体の一体性は保持された。

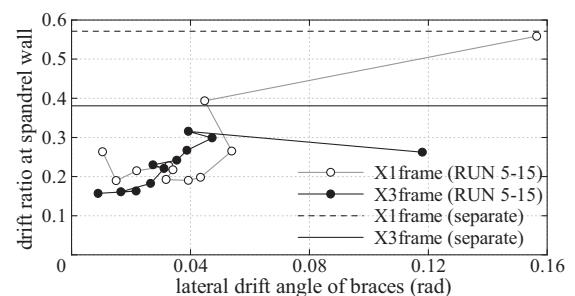


図 11.4 梁下変形に対する腰壁位置柱変形比（補強試験体）

Fig. 11.4 The drift of the spandrel to the columns (braced).

12. まとめ

文部科学省「大都市大災害軽減化特別プロジェクトⅡ 震動台活用による構造物の耐震性向上研究」では 2006 年度 3 次元振動台 E-Defense による鉄筋コンクリート建物の実験としては、実大規模学校校舎を模擬した 3 層 RC 構造物 2 体の振動台実験を実施した。本報では、実験の概要を示すとともに加振実験結果に基づいて、基礎条件と応答性状の関係、外付け鉄骨プレース耐震補強効果、極脆性柱を有する低層建物の進行性破壊過程について検討した。

- 1) 加振実験では、旧基準試験体では神戸海洋気象台観測波（1995）を用いて、補強試験体ではその他に JR 鷹取駅観測波（1995）、日本建築センター人工地震波、Sine 共振波形を用いた 3 方向加振を行い、「繰り返し入力補償法」を応用した加振制御法により入力地震波は比較的高い精度で再現された。しかしながら、旧基準試験体の Run5 および 6 については入力目標よりもやや低い入力レベルに留まった。
- 2) 強震動加振では旧基準試験体は 1 層の X1 構面 腰壁付き短柱のせん断破壊から進行性崩壊層崩壊に至った。2 次耐震診断における C_T の約 2 倍程度の応答層せん断力係数 1.3 を示した。1 層全ての柱において破壊が見られ、梁端にはほとんど被害が見られなかった。また、短柱破壊後の軸力再配分によって X2 構面中央長柱においてせん断破壊が見られた。
- 3) 補強試験体の加振では共振応答ももたらす Sine 波加振によって最大応答層せん断力係数 2.0 を記録した。これは構造スリットを全腰壁に施したにもかかわらず、旧基準試験体の最大応答層せん断力係数に外付け補強プレース耐力を単純累加した値に概ね対応する結果となった。構造スリットを施した上階梁におけるひび割れはほとんどなく、柱では一部柱脚で曲げ破壊が見られた。また、X2 構面中央長柱では曲げ破壊が見られた。
- 4) 両試験体は X1, X3 構面に窓および引違い扉を設けて、校舎内部は学校校舎を模擬し、1 階は職員室、2 階は教室、3 階は音楽室を想定した什器を配置した。概ねすべての椅子机および棚類で転倒が見られた。天井吊りテレビは大きく投げ出され、ピアノは水平方向に移動は見られたものの転倒は見られなかった。補強試験体では被害が加速度に依存する什器、旧基準試験体では被害が変形に依存する什器で被害が大きかった。
- 5) 外付け鉄骨プレース補強は X1 構面では従来型アンカーを用いた柱付きの補強工法を適用し、X3 構面ではより躯体との密着性の高い柱内フレーム・梁接合部に PC 圧着構法を用いた新しい補強工法を適用した。試験体が倒壊に至った加振では既往の詳細では座屈後に面外変形が生じて、基礎梁の接合部、1 階柱の接合部が破壊した。一方、新詳細による接合部はプレースの座屈破壊以降もずれ変形や破壊は生じず、安定した挙動を示し、明らかに良好な挙動が確認された。

- 6) 試験体基礎はならしコンクリート上に打設した直接基礎フーチングを模擬して製作し、旧基準試験体では基礎を震動台に固定しない状態で入力加振を行った結果、80 mm 程度の基礎すべりが発生し、構造物被害は小破に留まった。その後、基礎固定後に同レベル入力加振を行った結果、構造物は層崩壊に至った。
- 7) 摩擦係数に相当する基礎応答せん断力係数は基礎滑り始めには基礎－コンクリートスラブ間の付着力が作用するため高い値（0.8 程度）を示したもの、繰返し応答振動中は小さく概ね 0.45 程度に留まった。また、基礎すべりが見られた加振において震動台加速度と 1 階応答加速度には大きな差異が見られ、桁行き方向の応答加速度には試験体固有振動数域の入力スペクトル成分に大きな損失が見られた。
- 8) 両試験体では基礎すべり（Run4）後、外周コンクリート容器と基礎間に水平ジャッキを挿入し、基礎静的漸増載荷試験を行った。加振後の静的摩擦係数は概ね 0.7 程度であり、これは応答振動中の摩擦係数よりも非常に大きな値を示した。
- 9) 補強試験体では桁行き方向中央構面をプレース補強したため、中央基礎で最大 10 mm 程度の浮き上がりが生じた。層間変形計測記録には鉛直変形成分が含まれている可能性があるため、X1 構面短柱の梁下変形と層せん断力係数からプレース負担水平力を差し引いた負担力の骨格曲線（躯体の復元力特性）は概ね旧基準試験体の非線形性状と一致していた。

今後、実験結果の再現とより高精度な解析手法の開発を目的に、本実験のシミュレーション解析を進める予定である。

謝辞

実験実施にあたり、大大特鉄筋コンクリート建物実験委員会関係各位（倉本洋（豊橋技科大）、勅使川原正臣（名古屋大）、福山洋・斎藤大樹（建築研）、田中仁史・河野進（京都大学）、勝俣英雄・白井和貴（大林組）、鈴木紀雄・田上淳（鹿島建設）、長島一郎（大成建設）、長谷川俊昭・熊谷仁志（清水建設）、金裕錫（東京大学）、陳少華（防災科研）（敬称略、所属は当時）には数多くの助言を頂いた。実験時の試験体損傷調査では東京大学地震研究所、豊橋技術科学大学、京都大学の教職員および大学院生の方々、独立行政法人建築研究所、株式会社大林組、鹿島建設株式会社、の方々にご協力いただいた。また、実験計画の詳細計算は堀江建築研究所（太田勤、小杉雅男、田子茂、高橋愛の各氏）、試験体製作は高階株式会社、計測は震動実験総合エンジニアリング株式会社によった。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Toshimi Kabeyasawa, Matsumori, T., Kabeyasawa, T., Kabeyasawa, T., and Kim, Y. (2006) : Design of the three-story reinforced concrete buildings with flexible foundations for testing at E-Defense. The second NEES/E-Defense workshop on collapse simulation of reinforced concrete building structure, 225-242, Miki, Japan.
- 2) Toshikazu Kabeyasawa, Kabeyasawa, T., Matsumori, T., Kabeyasawa, T., and Kim, Y. (2006) : Shake table tests on the three-story reinforced concrete buildings with flexible foundations. The second NEES/E-Defense workshop on collapse simulation of reinforced concrete building structure, Miki, Japan.
- 3) 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿成, 金裕錫 (2007) : 鉄筋コンクリート造実大3層建物の振動実験概要, 「大都市大震災軽減化特別プロジェクト(大大特)震動台活用による構造物の耐震性向上研究」. 日本地震工学会誌, 5, 54-61.
- 4) Toshimi Kabeyasawa, Matsumori, T., Kabeyasawa, T., and Kabeyasawa, T. (2007) : Plan of 3-D dynamic collapse tests on three-story reinforced concrete buildings with flexible foundation. ASCE Structural Congress, Research Frontiers Track Session, Collapse Simulation and Experimental Studies for Reinforced Concrete Buildings Part II, Long Beach.
- 5) Toshikazu Kabeyasawa, Kabeyasawa, T., Matsumori, T., and Kabeyasawa, T. (2007) : 3-D collapse tests and analyses of the three-story reinforced concrete buildings with flexible foundation. ASCE Structural Congress, Research Frontiers Track Session, Collapse Simulation and Experimental Studies for Reinforced Concrete Buildings Part II, Long Beach.
- 6) Toshikazu Kabeyasawa, and Kabeyasawa, T. (2007) : Verification on dissipation of input base motions by full-scale shake table test. The 4th U.S.-Japan workshop on soil-structural interaction.
- 7) 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿成 (2007) : RC3層建物の振動実験概要. コンクリート工学年次論文集, 29-3, 949-954.
- 8) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 金裕錫 (2007) : 実大振動実験による基礎入力逸散の検証. コンクリート工学年次論文集, 29-3, 955-960.
- 9) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿一 (2007) : 実大振動実験による耐震補強効果の検証. コンクリート工学年次論文集, 29-3, 961-966.
- 10) 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿成, 金裕錫 (2007) : 実大3層RC建物の振動実験(その1: 実験の計画と概要). 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 383-384.
- 11) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿成, 金裕錫 (2007) : 実大3層RC建物の振動実験(その2: 設計解析と復元力特性). 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 385-386.
- 12) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 松森泰造 (2007) : 2007年度実大震動台実験の基礎滑り応答解析. 第5回日本地震工学会大会-2007梗概集, 234-235.
- 13) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海 (2008) : 鉄筋コンクリート造実大3層RC建物の振動実験の解析. コンクリート工学年次論文集, 30-3, 403-408.
- 14) 壁谷澤寿海, 壁谷澤寿一 (2008) : 鉄筋コンクリート造実大3層外付け補強建物の浮き上がり解析. コンクリート工学年次論文集, 30-3, 409-414.
- 15) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海 (2008) : 基礎滑りを有する建物上限応答推定手法. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 675-676.
- 16) 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿成, 金裕錫 (2008) : 実大3層RC外付け補強建物の設計と振動実験結果. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 65-66.
- 17) Toshikazu Kabeyasawa, and Kabeyasawa, T. (2008) : Nonlinear soil-structure interaction theory for low-rise reinforced concrete buildings based on the full-scale shaking test at E-Defense. Proceedings of 14th world conference on earthquake engineering, S15-016, Beijing, China.
- 18) Toshimi Kabeyasawa, Kabeyasawa, T., Matsumori, T., Kabeyasawa, T., and Kim, Y. (2008) : Full-scale dynamic collapse tests of three-story reinforced concrete buildings on flexible foundation at E-Defense. Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering, S15-002, Beijing, China.
- 19) Toshimi Kabeyasawa, and Kabeyasawa, T. (2008) : Japan and China-shake table test at E-Defense and post-earthquake survey in Duijiangyan. China-Japan symposium on seismic disaster prevention and mitigation combining China-Japan wisdom, rebuilding beautiful home in the disaster area, Chengdu, China.
- 20) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿成, 金裕錫 (2008) : 実大3層鉄筋コンクリート建物の振動実験. 日本建築学会構造系論文報告集, Vol.632, 1833-1840.
- 21) Toshimi Kabeyasawa and Kabeyasawa, T. (2008) : Fail-safe design of reinforced concrete buildings with hyper earthquake-resistant system. Fumio Watanabe Symposium, Kyoto University.
- 22) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海 (2008) : 基礎滑り挙動を伴う直接基礎建物の地震応答推定手法. 日本建築学会構造系論文報告集, Vol.634, 2151-2158.
- 23) Toshikazu Kabeyasawa, Kabeyasawa, T., and Kim, Y. (2009) : Collapse simulation of the full-scale test on three-story school building using ASFI model. The first international conference on computational technologies

in concrete structures, Jeju, Korea.

- 24) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 金裕錫
(2009) : Axial-shear-flexural interaction model による実大 3 層建物の耐力低下性状の検討. コンクリート工学年次論文集, **31-2**, 907-912.
- 25) 壁谷澤寿海, 壁谷澤寿一, 金裕錫, 松森泰造
(2009) : 鉄筋コンクリート造建物のフェールセーフ耐震設計－基礎すべり入力逸散に依存する強度型耐震構造の実大振動実験による検証. 日本地震学会誌, No.**10**, 16-21.
- 26) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 金裕錫
(2009) : 実大 3 層建物の震動実験 ASFI モデルを用いた柱耐力低下性状の検討. 日本建築学会大会学術講演梗概集.
- 27) Toshikazu. Kabeyasawa, Kabeyasawa, T., and Kim, Y.
(2009) : Progressive collapse simulation of reinforced concrete buildings using column models with strength deterioration after yielding. 2009 ATC&SEI Conference,

Conference on improving the seismic performance of existing buildings and other structures, San Francisco.

- 28) 社団法人日本建築学会 (1975) : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説.
- 29) 財団法人日本建築防災協会 (2001) : 2001 年度改訂版既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準および同解説.
- 30) 財団法人日本建築防災協会 (2001) : 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針.
- 31) 財団法人日本建築防災協会 (2002) : 既存鉄筋コンクリート造建物の外側耐震改修マニュアル.
- 32) 文部科学省 (2003) : 学校施設の耐震補強マニュアル (RC 造校舎編 2003 年度改訂版).
- 33) 中村豊, 上半文昭, 井上英司 (1996) : 1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II). JR 地震情報, No.**23d**, 財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部.

(原稿受理 : 2010 年 6 月 11 日)

要 旨

E-Defenseにより実大3層鉄筋コンクリート建物試験体2体の震動台実験を行った。試験体は、平面は $12 \times 8\text{m}$ (2×3スパン)、総高さ8.7m、総重量360tonf程度の学校校舎の1区画を模擬し、1970年代建設を想定した設計とした。また、同一形状の試験体2体のうち1体に外付け鉄骨プレース補強を施し、応答性状を比較した。震動台実験は、気象庁神戸海洋気象台波を用い、入力加速度の振幅レベルを順次増大する加振を行い、床の絶対加速度、主要部の変形、基礎の水平・鉛直変形、ロードセルによる独立柱の3成分外力、主筋の歪などのデータを取得した。無補強の試験体は、基礎を震動台に固定しない場合、原波形を入力目標とした加速度に対して基礎が滑動することによって上部構造の被害が大幅に軽減した。基礎固定後、同入力レベルの加振を行った結果、1層の腰壁付短柱のせん断破壊、長柱および直交耐震壁側柱の柱脚圧壊を伴い、最終的に1層の層崩壊に至った。これに対して、耐震補強した試験体は基礎固定時に同入力レベルの加振に対して軽微な被害に留まった。本実験により実際の構造物基礎の支持条件による入力低減メカニズムを明らかにするとともに、耐震補強された既存学校校舎の構造性能、補強詳細の違いによる補強効果の相違などを実験的に検証することができた。

キーワード：E-ディフェンス、地震応答、崩壊、耐震補強、基礎滑り、入力逸散

<添付資料 1> 写真



写真 A.1.1 旧基準試験体 X3 構面 (加振前)

Photo. A.1.1 Bare specimen X3 frame (before the test).



写真 A.1.2 旧基準試験体 X3 構面 (最終加振後)

Photo. A.1.2 Bare specimen X3 frame (after the test).



写真 A.2.1 旧基準試験体 X1 構面 (加振前)

Photo. A.2.1 Bare specimen X1 frame (before the test).



写真 A.2.2 旧基準試験体 X1 構面 (最終加振後)

Photo. A.2.2 Bare specimen X1 frame (after the test).



写真 A.3.1 補強試験体 X3 構面 (加振前)

Photo. A.3.1 Bare frame specimen (before the test).



写真 A.3.2 補強試験体 X3 構面 (最終加振後)

Photo. A.3.2 Braced frame specimen (after the test).



写真 A.4.1 補強試験体 X1 構面 (加振前)

Photo. A.4.1 Braced specimen X1 frame (before the test).



写真 A.4.2 補強試験体 X1 構面 (最終加振後)

Photo. A.4.2 Braced specimen X1 frame (after the test).



写真 B.4.1 旧基準試験体 X2Y3 柱 柱頭

Photo. A.4.1 Bare specimen X2Y3 column (after the test).



写真 B.4.1 補強試験体 X2Y3 柱 柱頭

Photo. B.4.1 Braced specimen X2Y3 column (after the test).

＜添付資料2＞ Run6 終了時のひび割れ・破壊状況

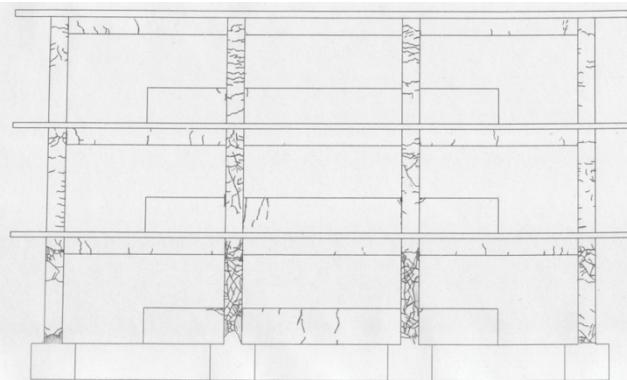


図 A.1.1 旧基準試験体 X3 構面 (最終加振後)

Fig. A.1.1 Bare specimen X3 frame (after the test).



写真 B.4.2 旧基準試験体 X2Y3 柱 柱脚

Photo. B.4.2 Bare specimen X2Y3 column (after the test).



写真 B.4.2 補強試験体 X2Y3 柱 柱脚

Photo. B.4.2 Braced specimen X2Y3 column (after the test).

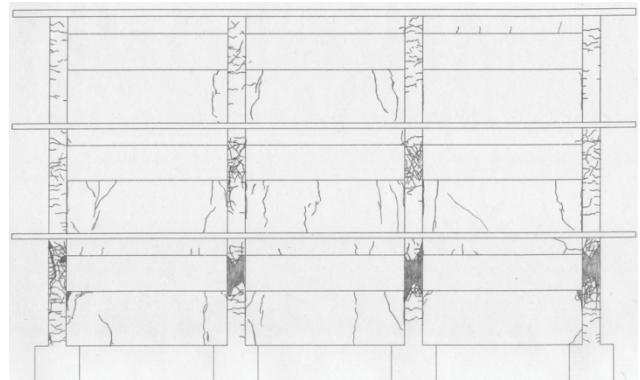


図 A.1.2 旧基準試験体 X1 構面 (最終加振後)

Fig. A.1.2 Bare specimen X1 frame (after the test).

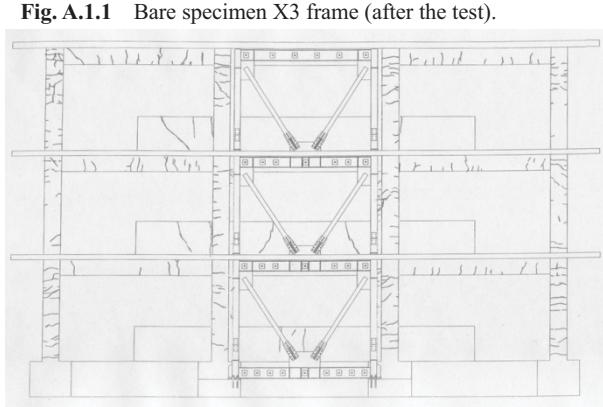


図 A.2.1 補強試験体 X3 構面 (最終加振後)

Fig. A.2.1 Braced specimen X3 frame (after the test).

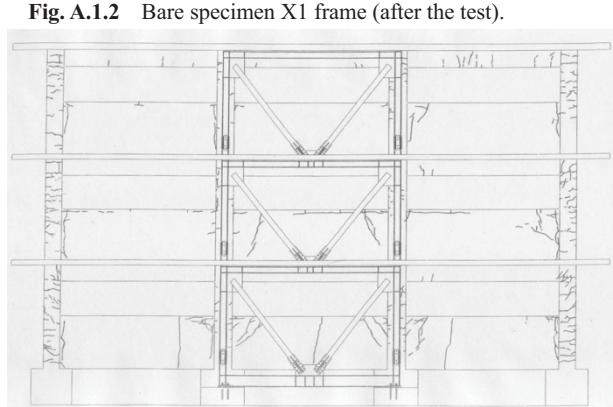


図 A.2.2 補強試験体 X1 構面 (最終加振後)

Fig. A.2.2 Braced specimen X1 frame (after the test).

<添付資料 3> 観測加速度波形記録

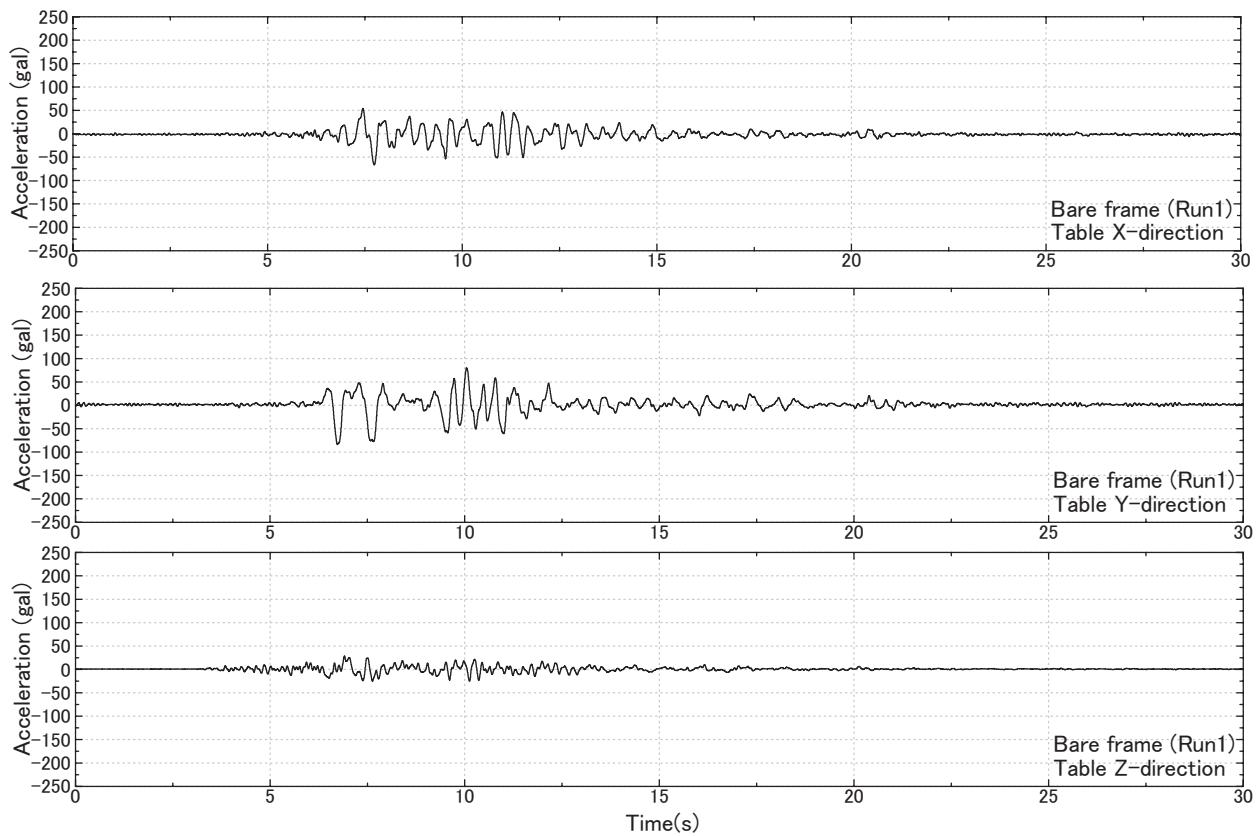


図 B.1.1 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run1 入力)

Fig. B.1.1 Bare specimen Acceleration (Run1 Table).

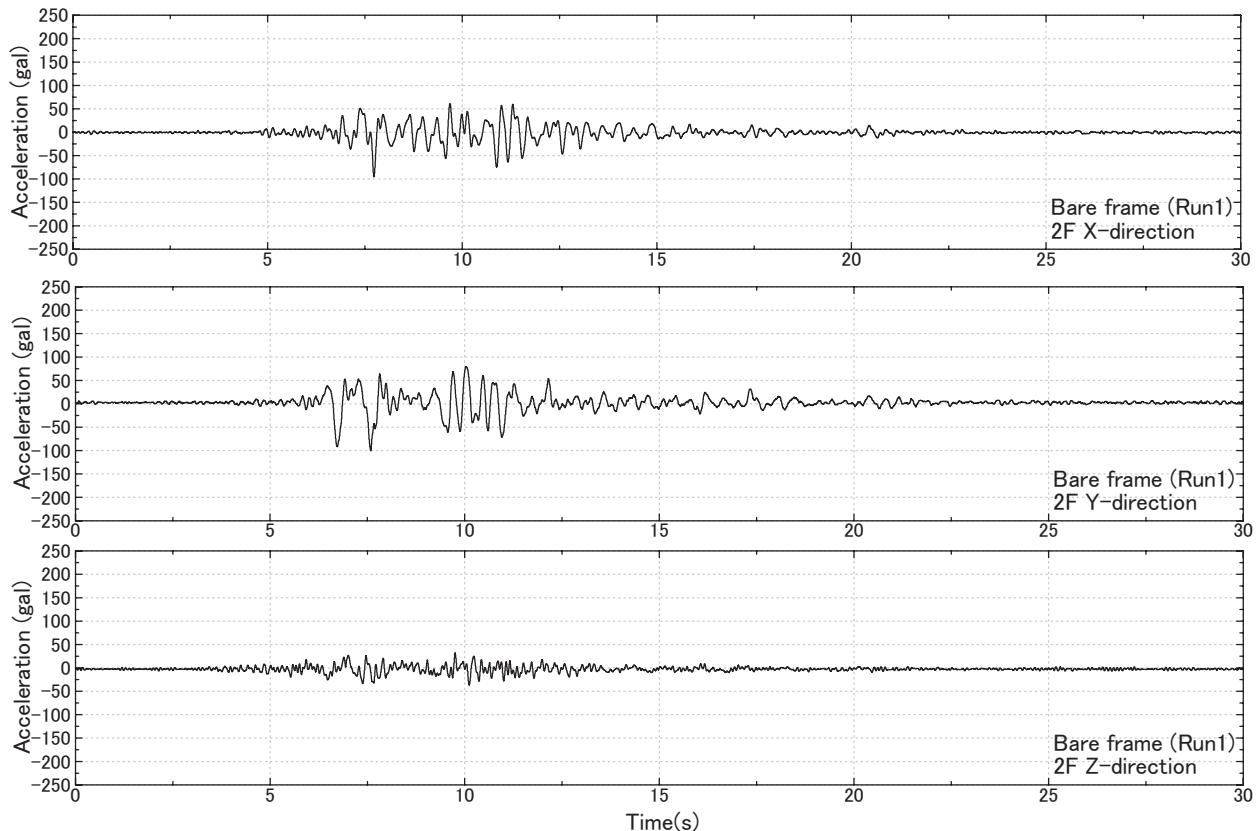


図 B.1.2 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run1 2 階)

Fig. B.1.2 Bare specimen Acceleration (Run1 2F).

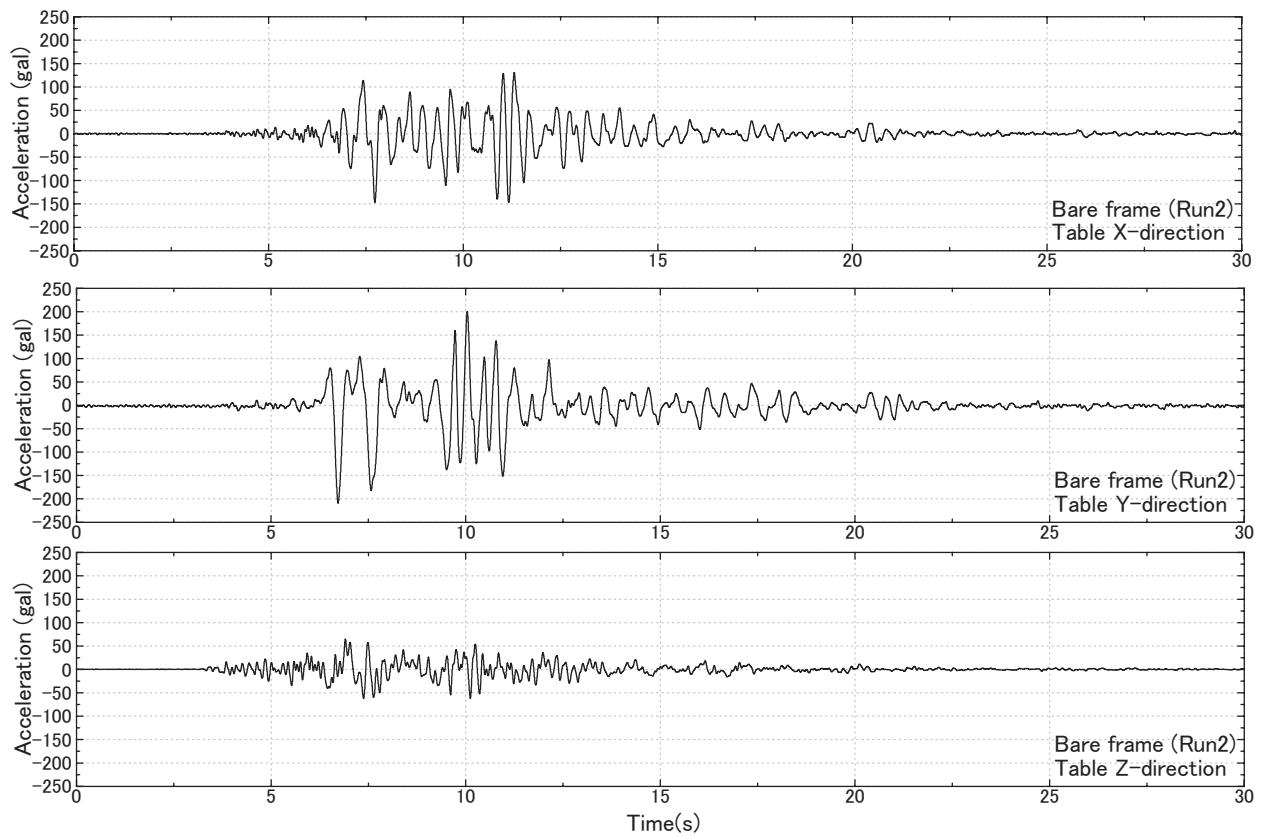


図 B.1.3 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run2 入力)

Fig. B.1.3 Bare specimen Acceleration (Run2 Table).

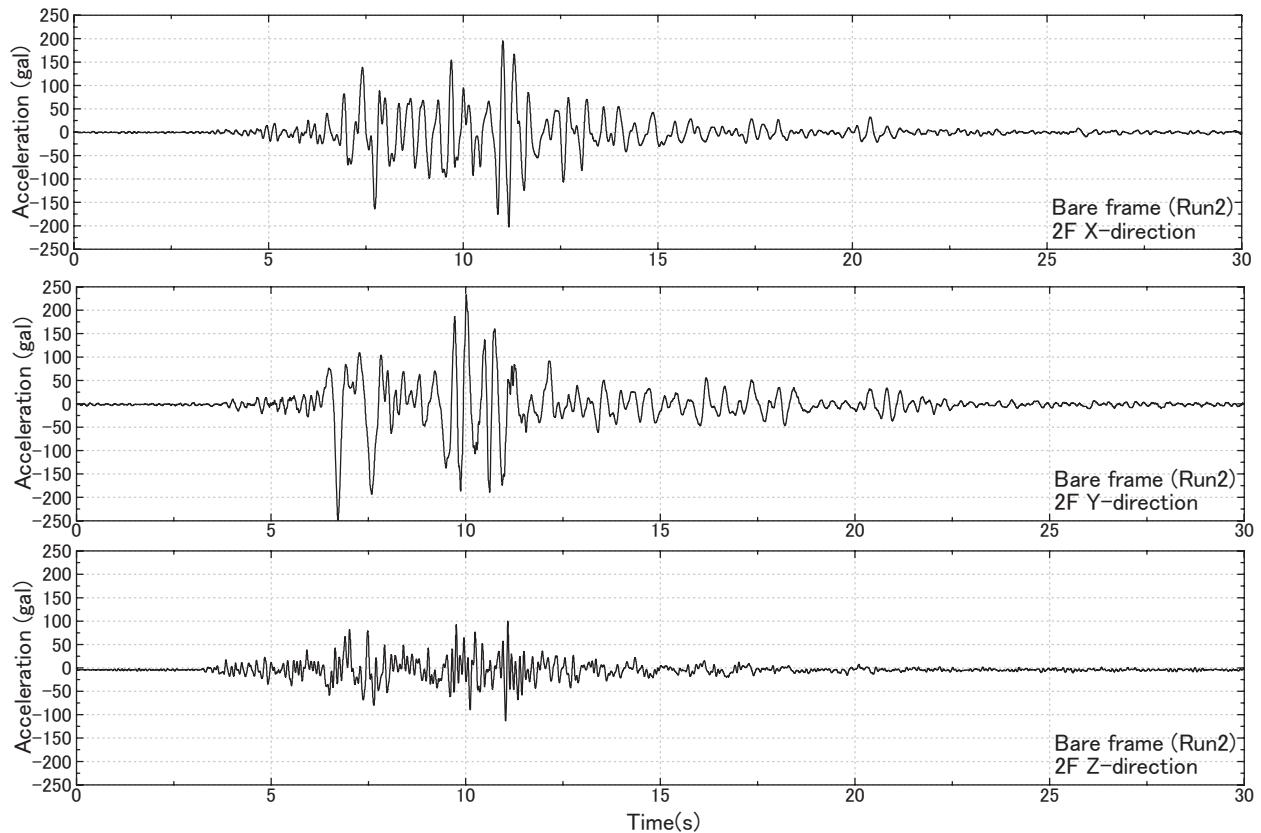


図 B.1.4 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run2 2階)

Fig. B.1.4 Bare specimen Acceleration (Run2 2F).

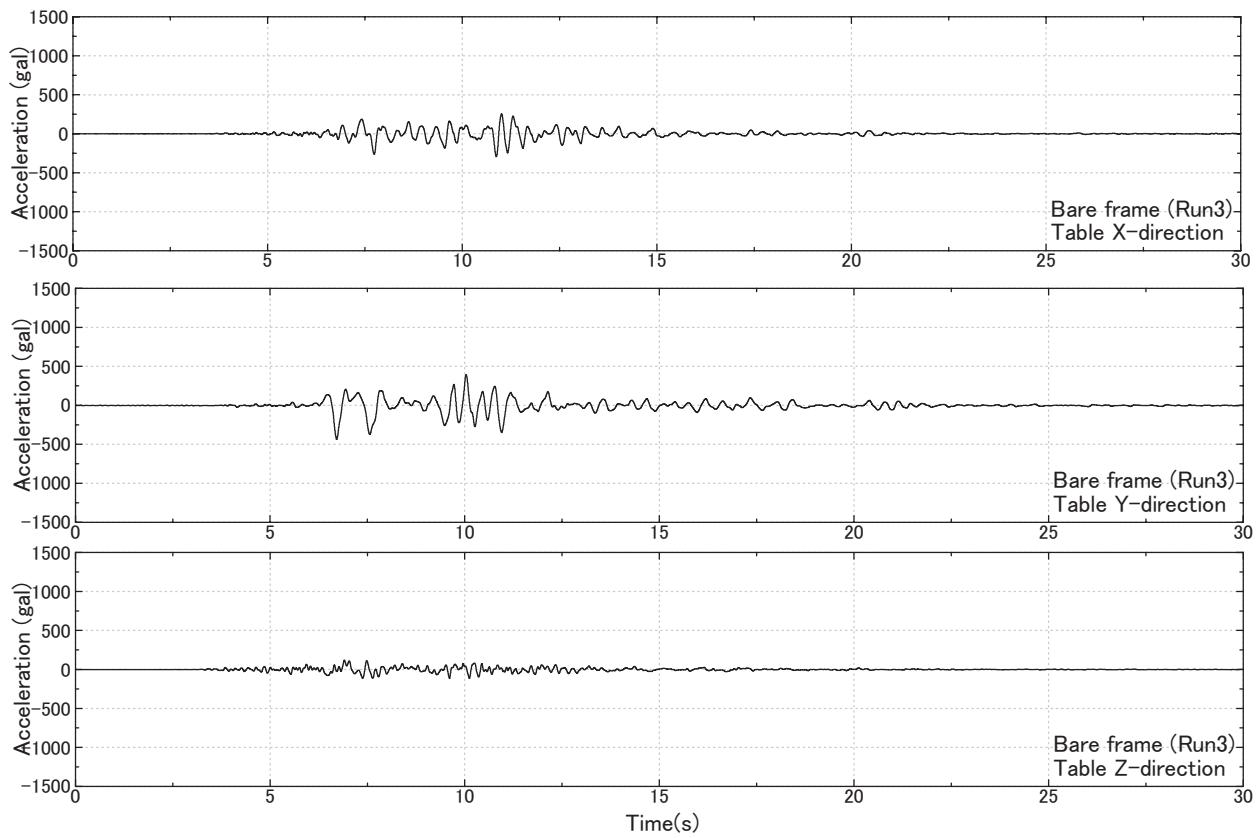


図 B.1.5 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run3 入力)

Fig. B.1.5 Bare specimen Acceleration (Run3 Table).

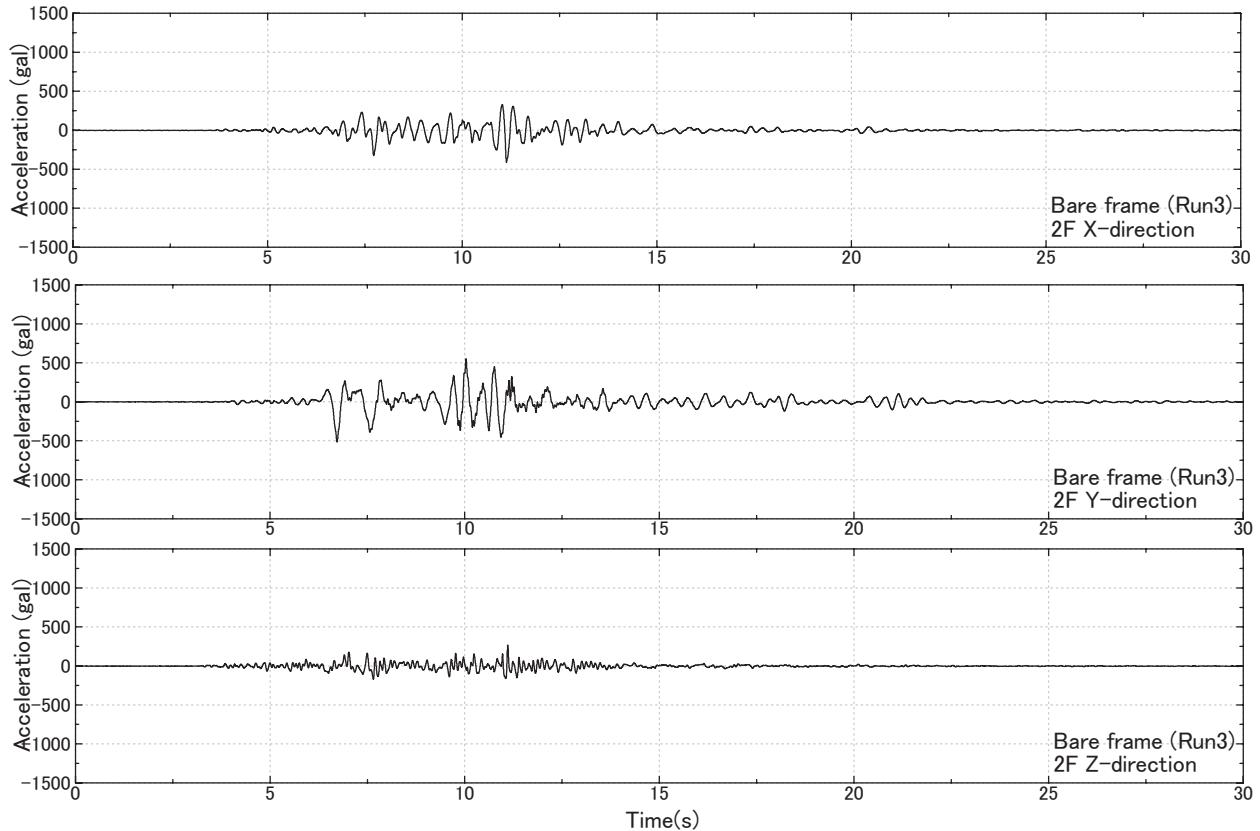


図 B.1.6 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run3 2 階)

Fig. B.1.6 Bare specimen Acceleration (Run3 2F).

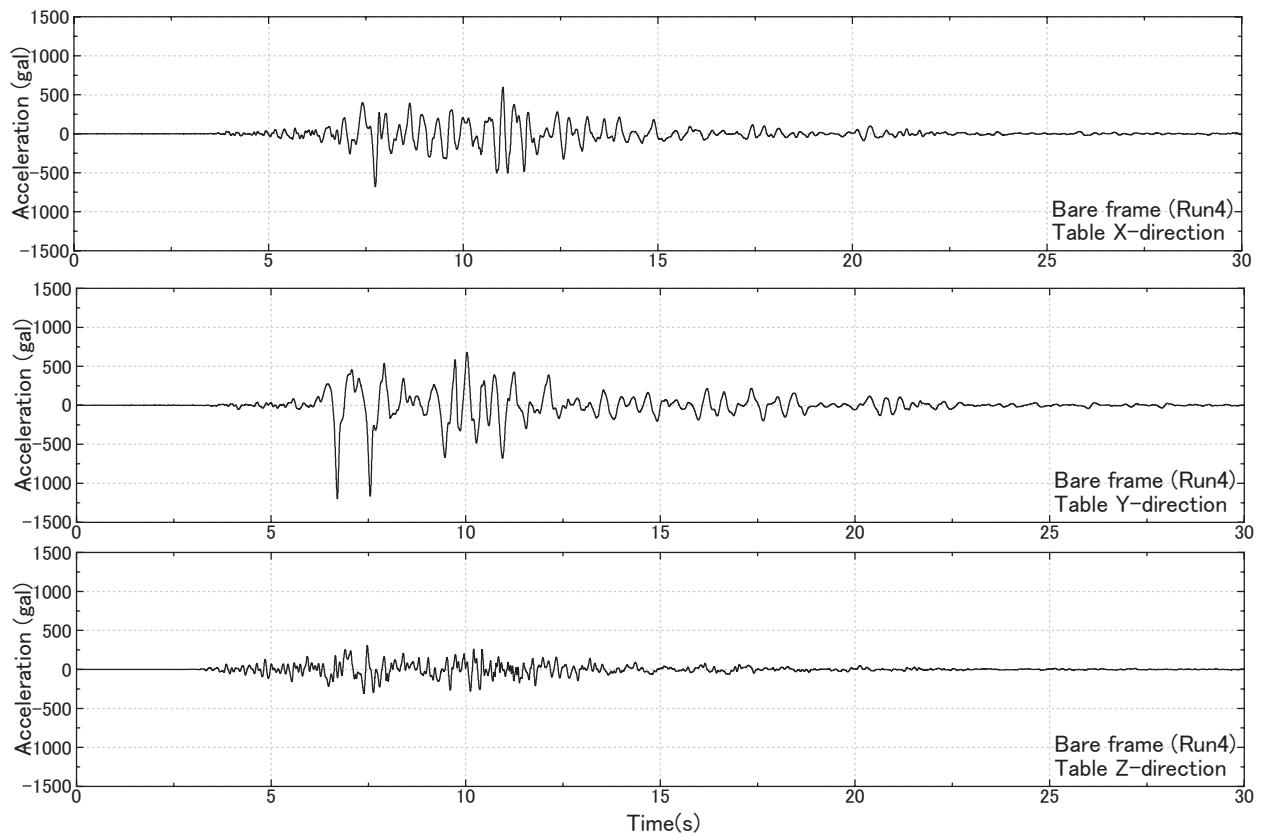


図 B.1.7 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run4 入力)

Fig. B.1.7 Bare specimen Acceleration (Run4 Table).

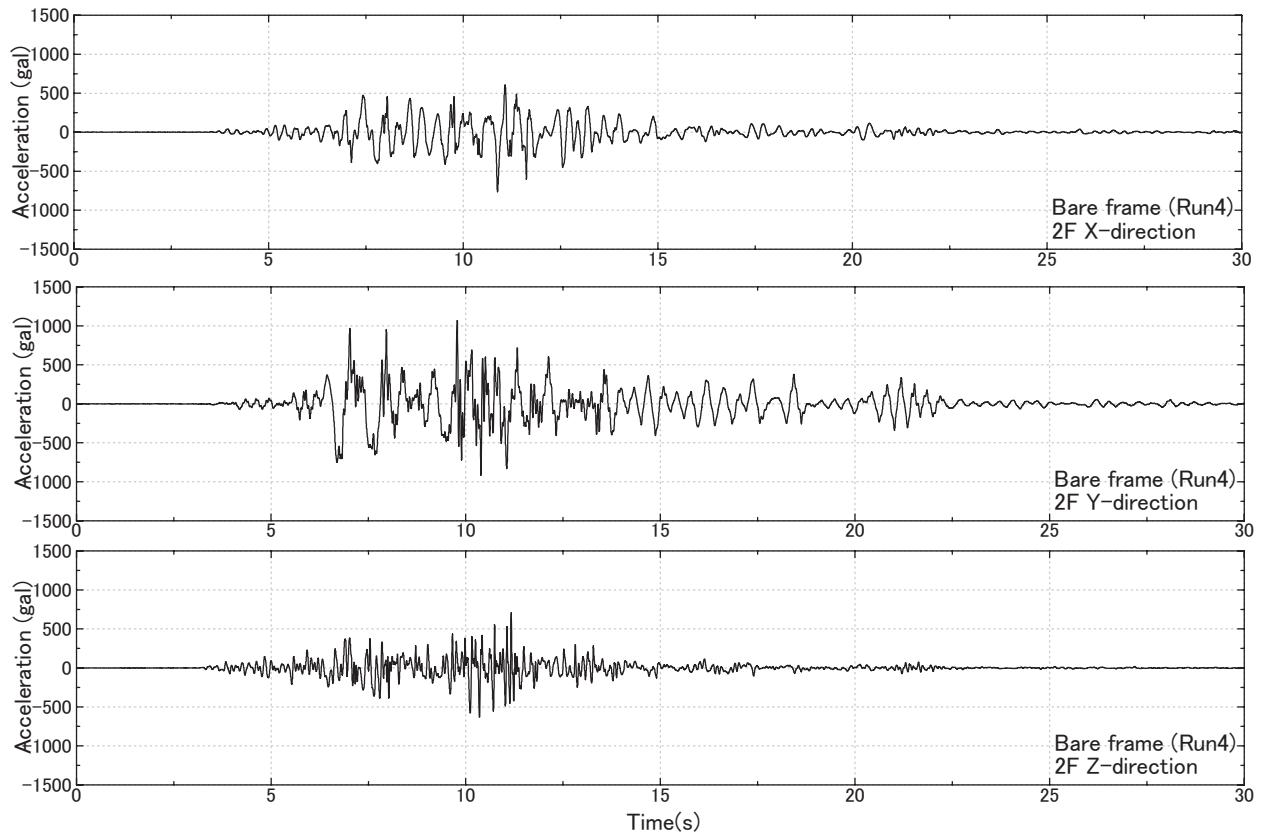


図 B.1.8 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run4 2階)

Fig. B.1.8 Bare specimen Acceleration (Run4 2F).

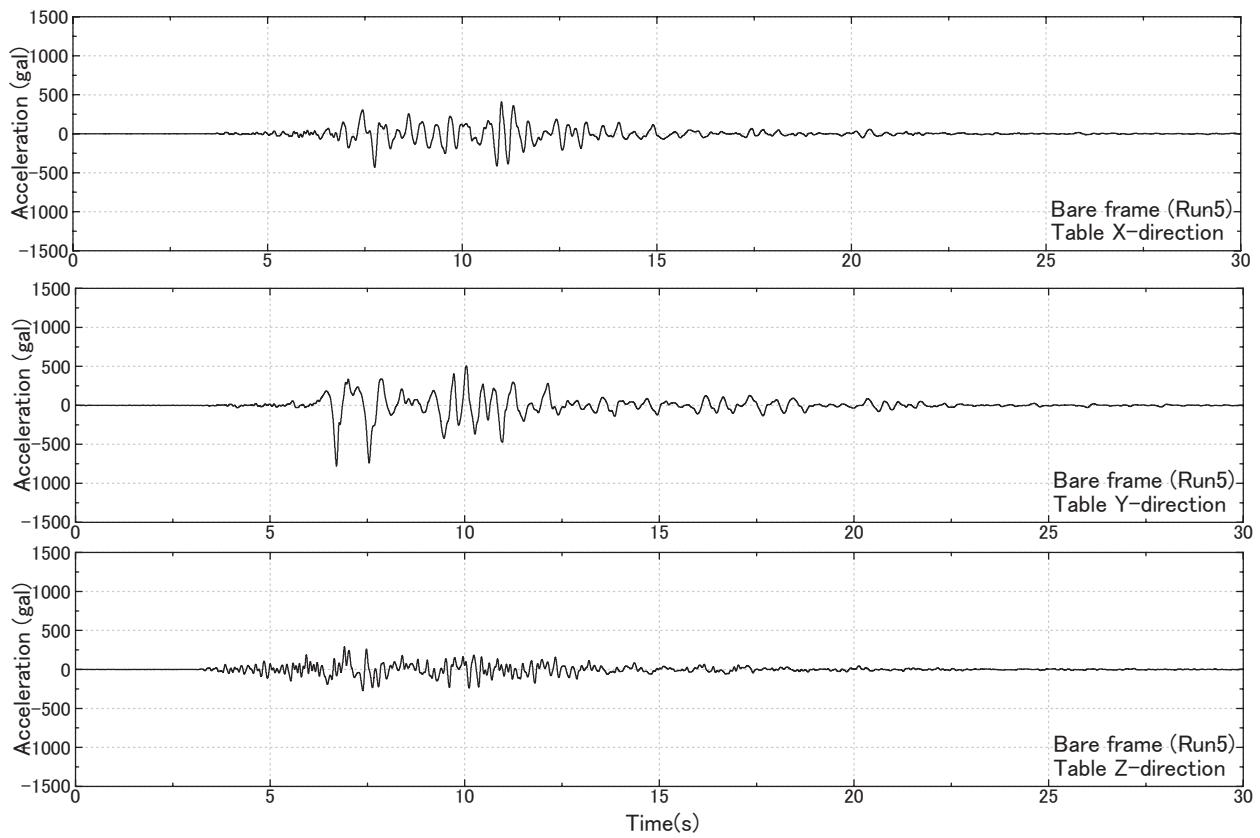


図 B.1.9 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run5 入力)

Fig. B.1.9 Bare specimen Acceleration (Run5 Table).

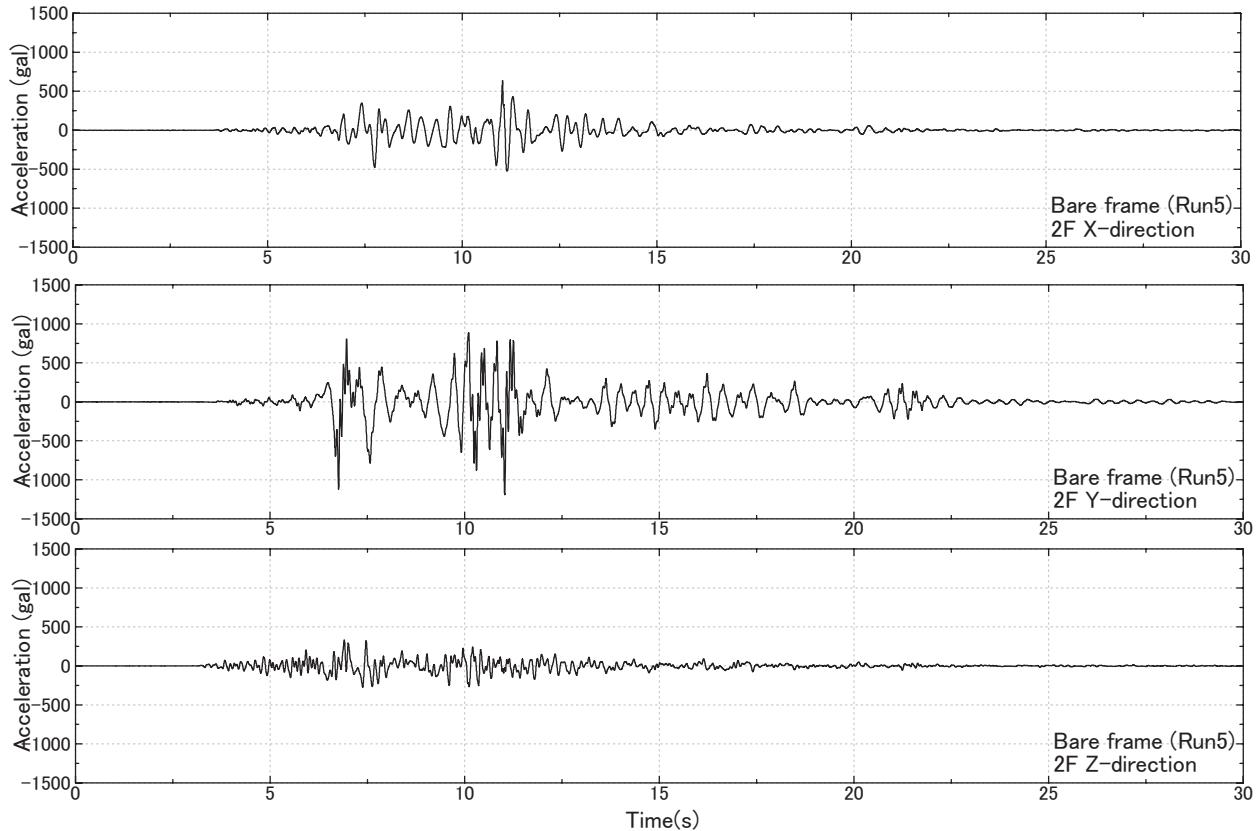


図 B.1.10 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run5 2 階)

Fig. B.1.10 Bare specimen Acceleration (Run5 2F).

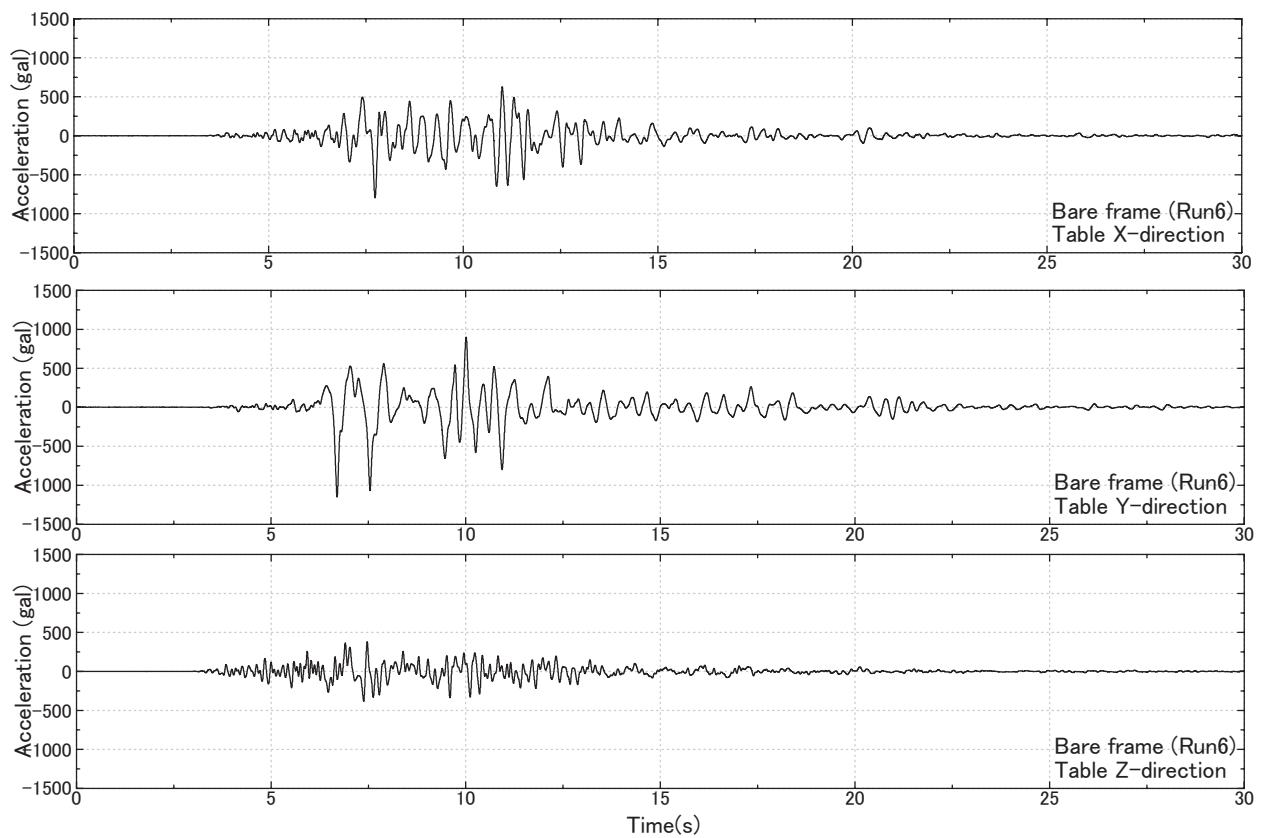


図 B.1.11 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run6 入力)

Fig. B.1.11 Bare specimen Acceleration (Run6 Table).

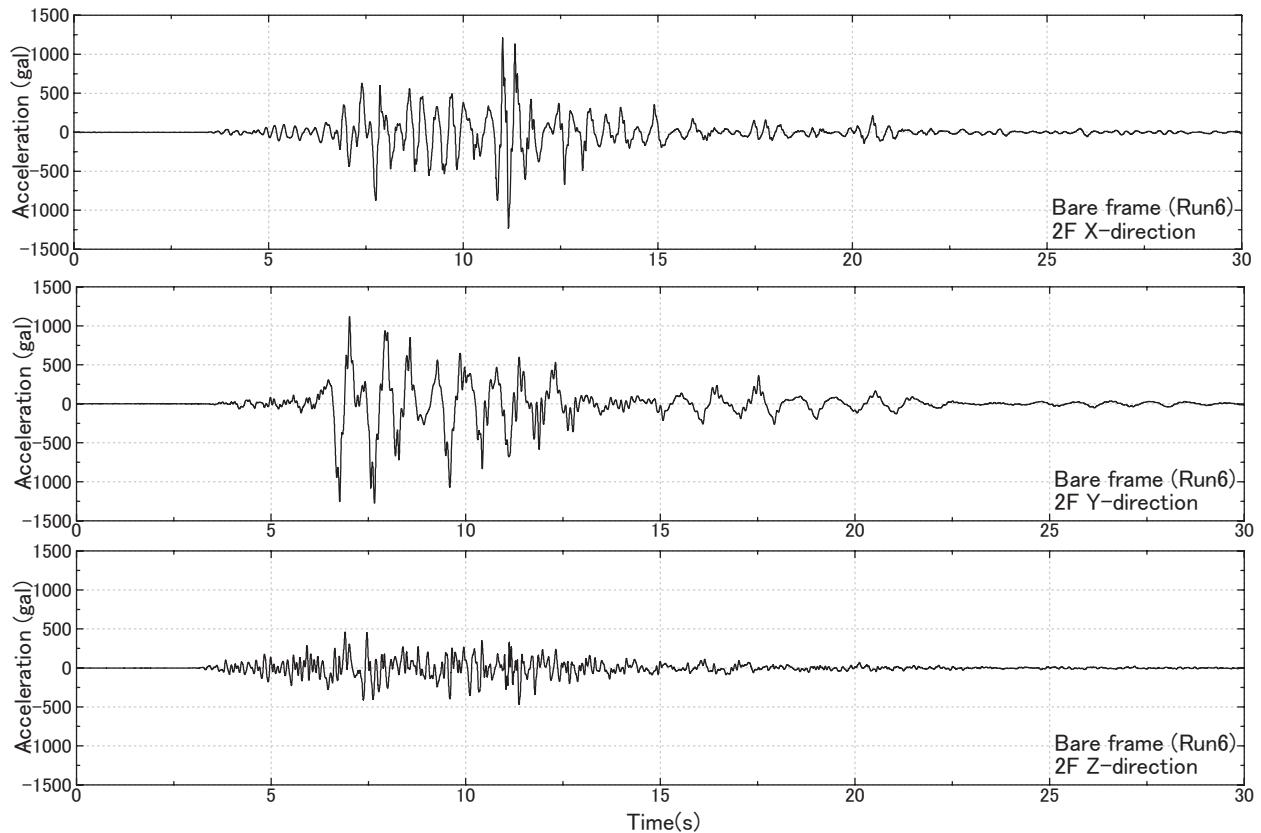


図 B.1.12 旧基準試験体 観測加速度波形 (Run6 2階)

Fig. B.1.12 Bare specimen Acceleration (Run6 2F).

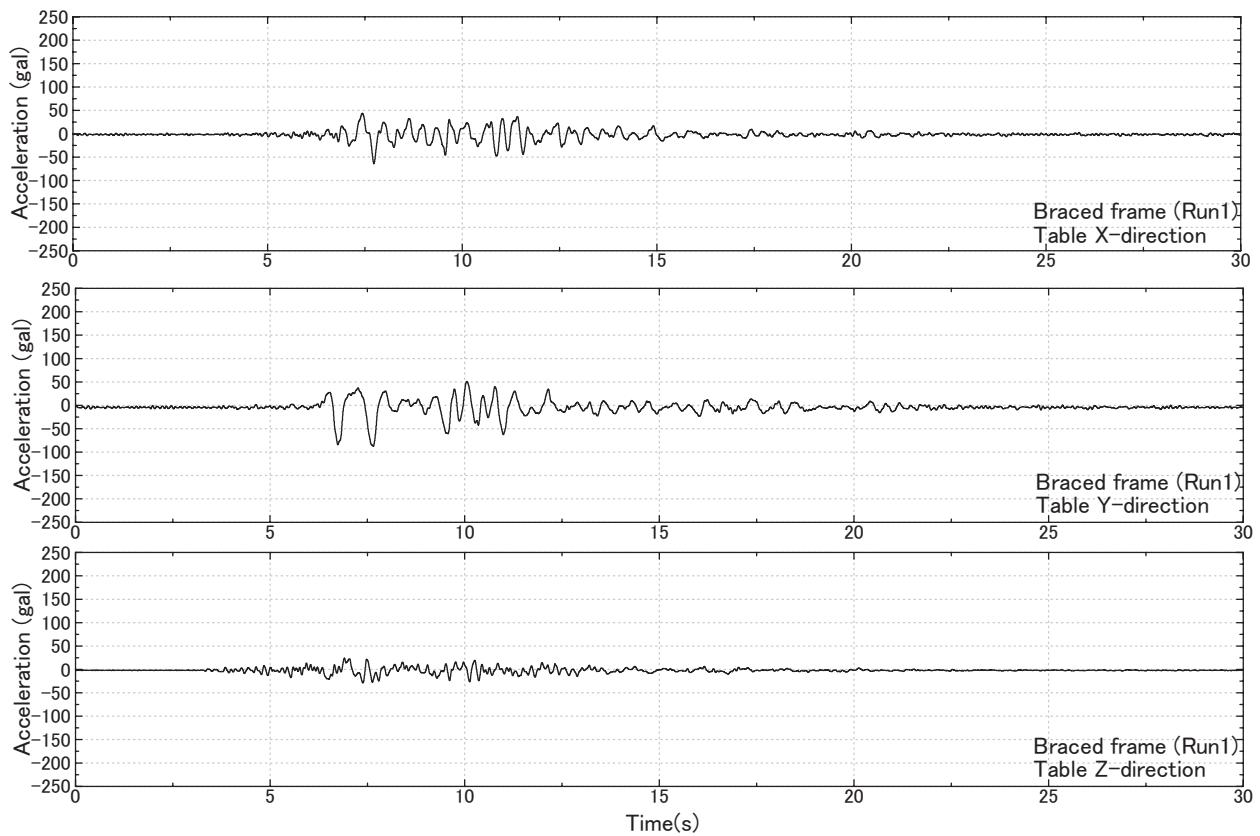


図 B.1.13 補強試験体 観測加速度波形 (Run1 入力)

Fig. B.1.13 Braced specimen Acceleration (Run1 Table).

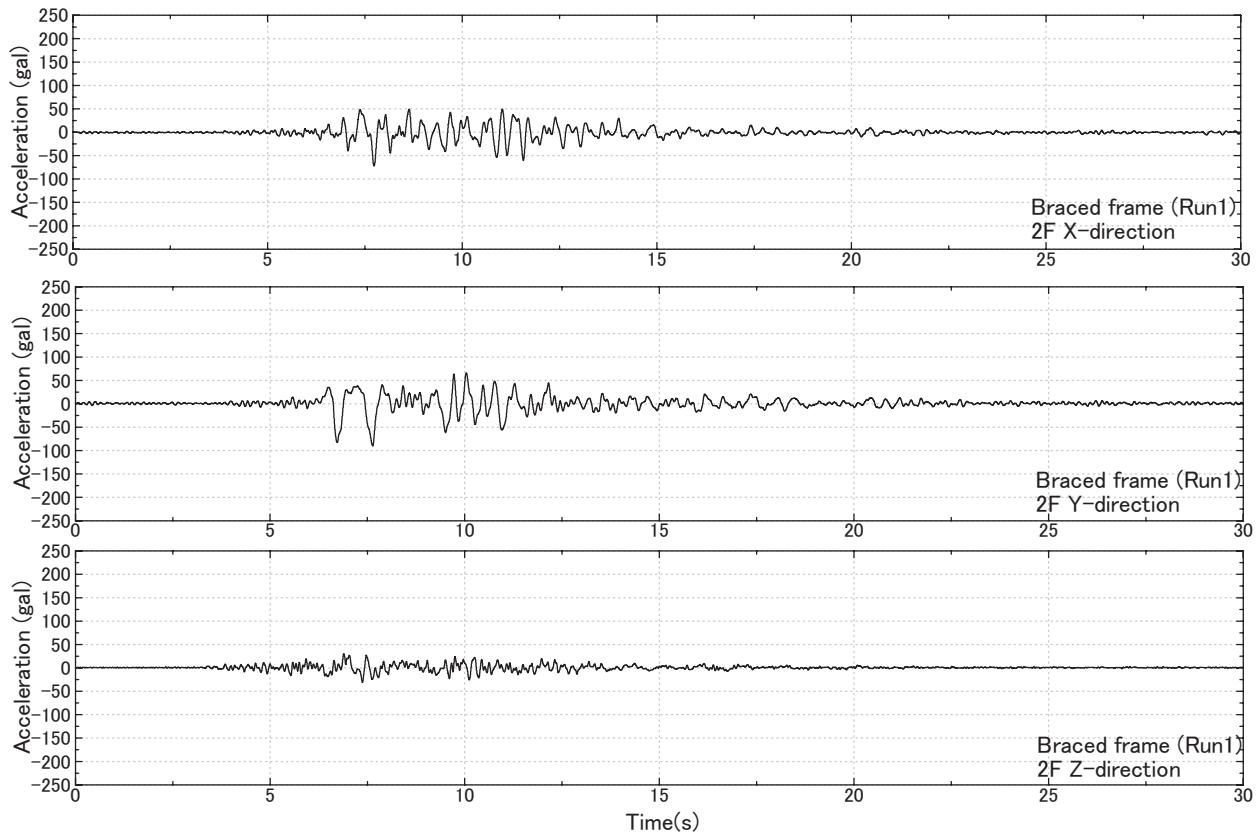


図 B.1.14 補強試験体 観測加速度波形 (Run1 2 階)

Fig. B.1.14 Braced specimen Acceleration (Run1 2F).

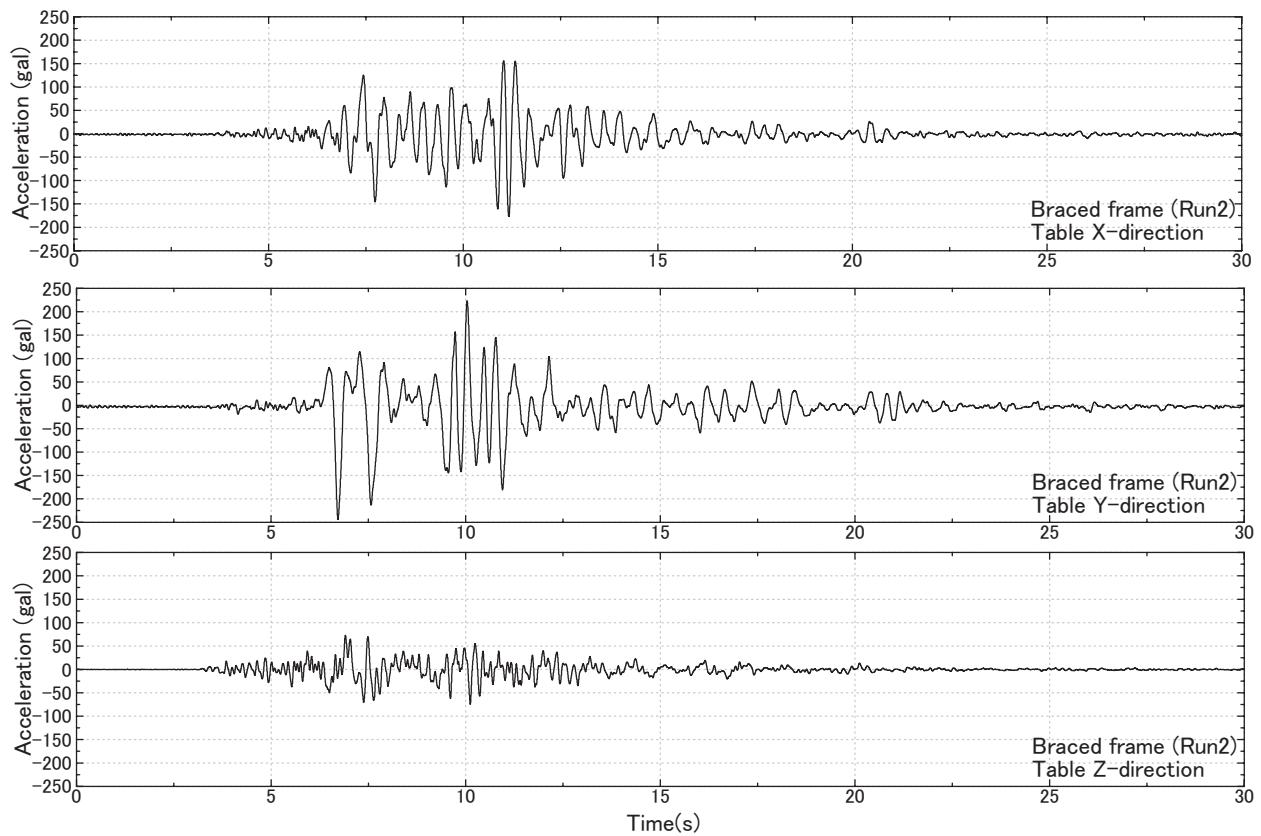


図 B.1.15 補強試験体 観測加速度波形 (Run2 入力)

Fig. B.1.15 Braced specimen Acceleration (Run2 Table).

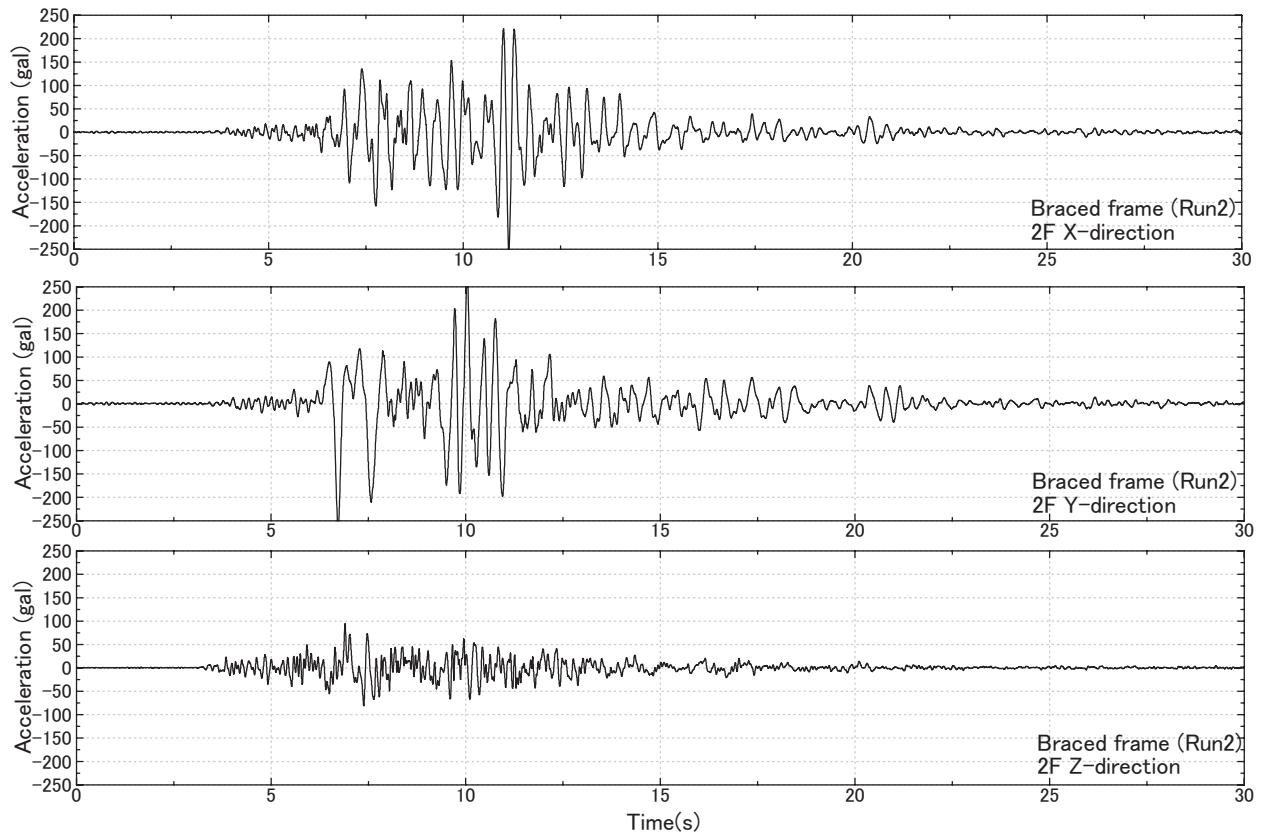


図 B.1.16 補強試験体 観測加速度波形 (Run2 2階)

Fig. B.1.16 Braced specimen Acceleration (Run2 2F).

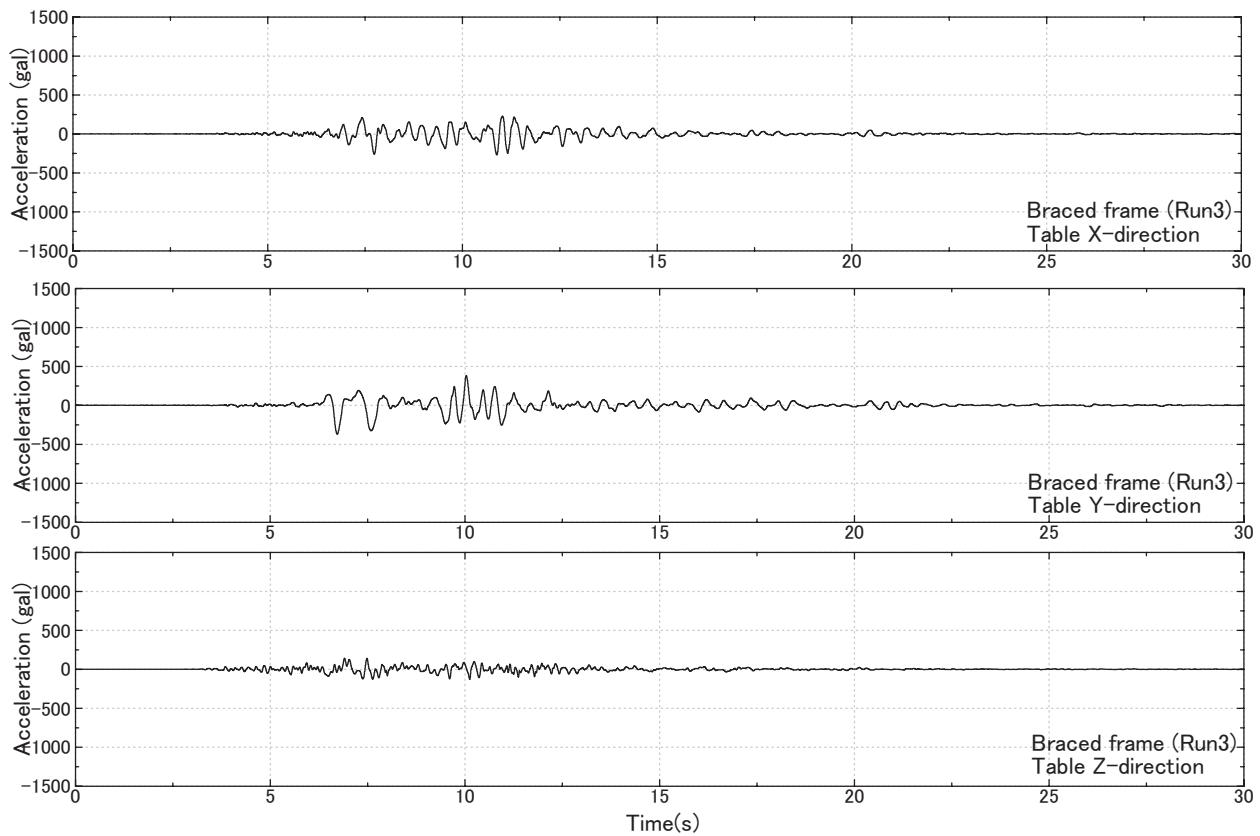


図 B.1.17 補強試験体 観測加速度波形 (Run3 入力)

Fig. B.1.17 Braced specimen Acceleration (Run3 Table).

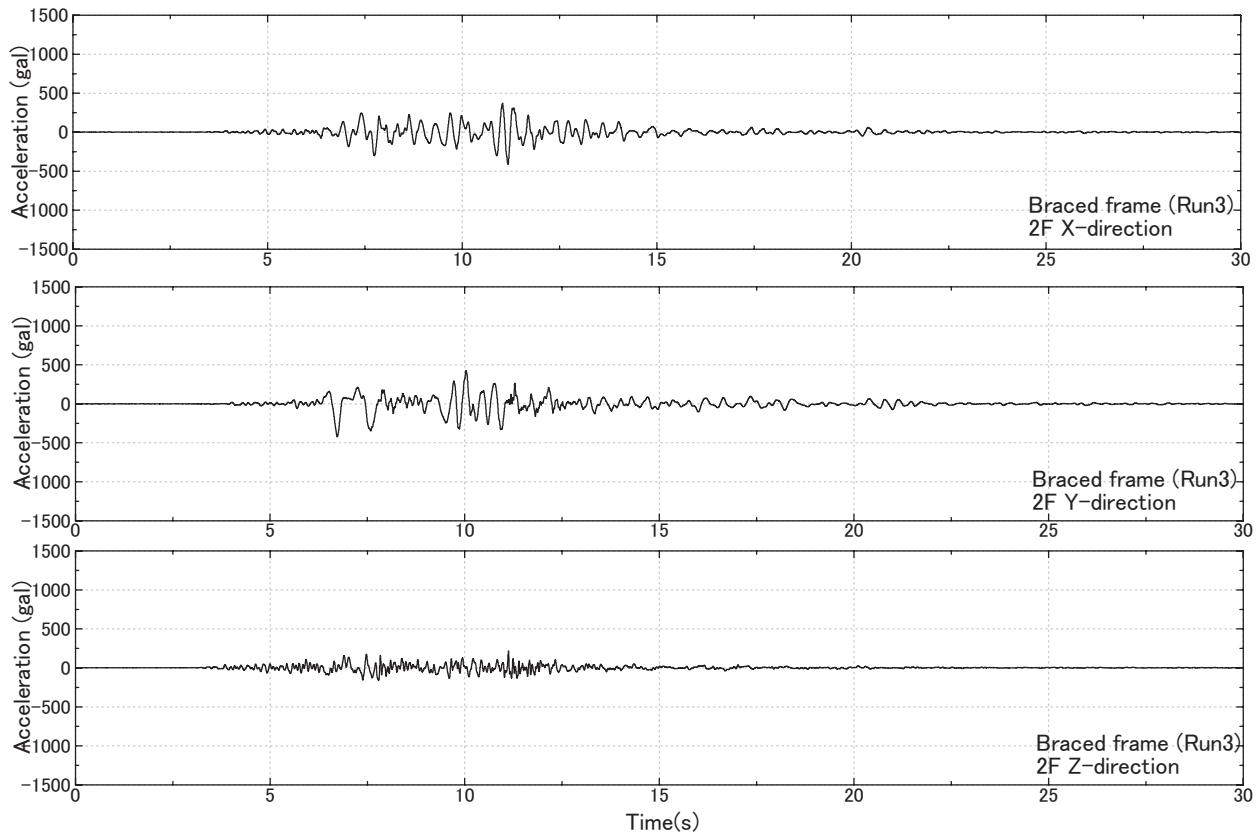


図 B.1.18 補強試験体 観測加速度波形 (Run3 2 階)

Fig. B.1.18 Braced specimen Acceleration (Run3 2F).

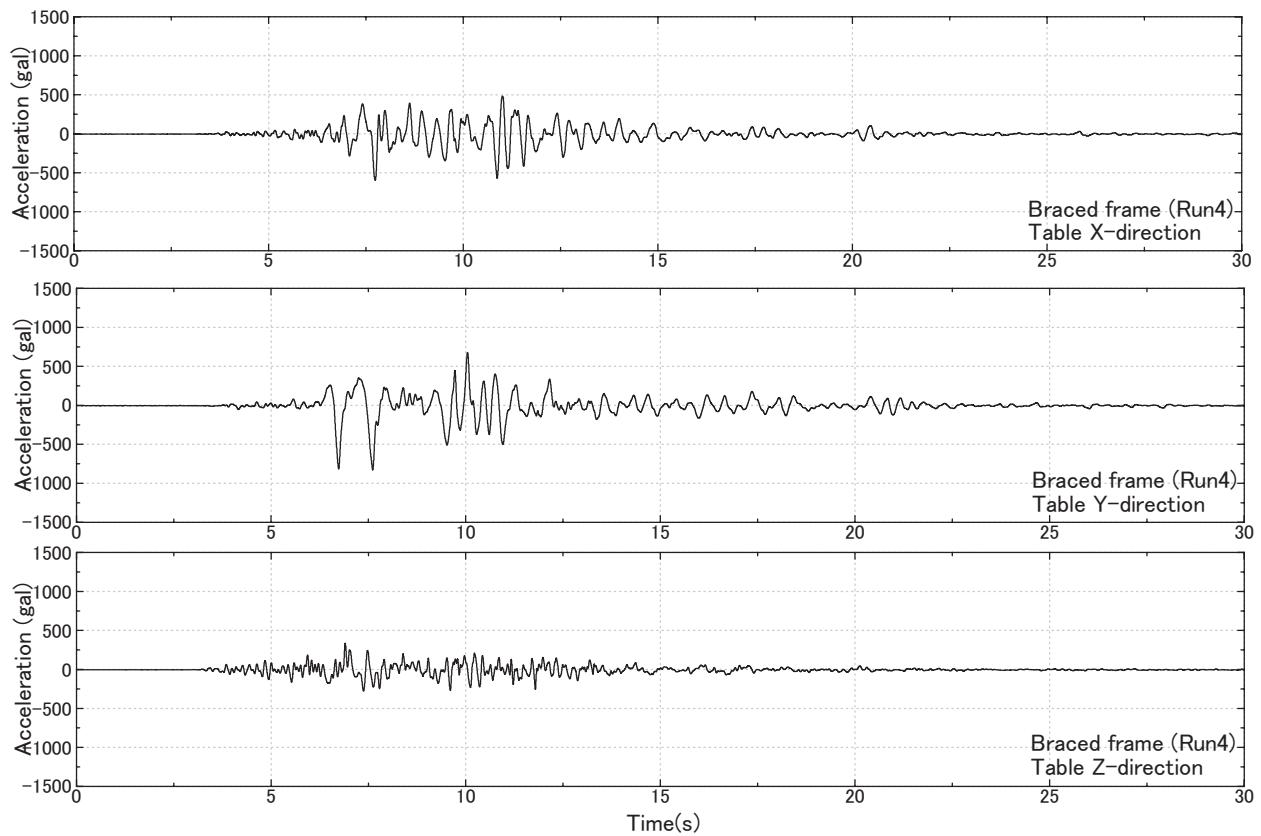


図 B.1.19 補強試験体 観測加速度波形 (Run4 入力)

Fig. B.1.19 Braced specimen Acceleration (Run4 Table).

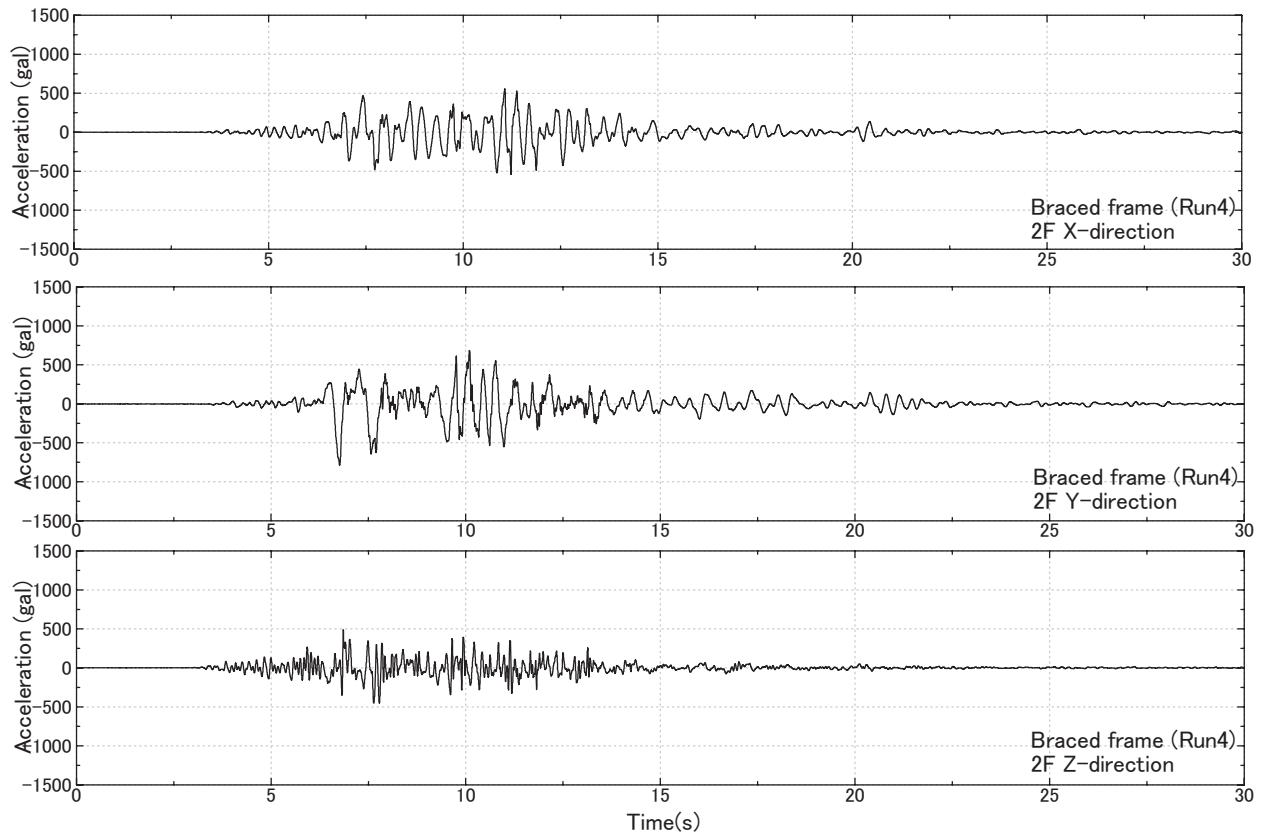


図 B.1.20 補強試験体 観測加速度波形 (Run4 2階)

Fig. B.1.20 Braced specimen Acceleration (Run4 2F).

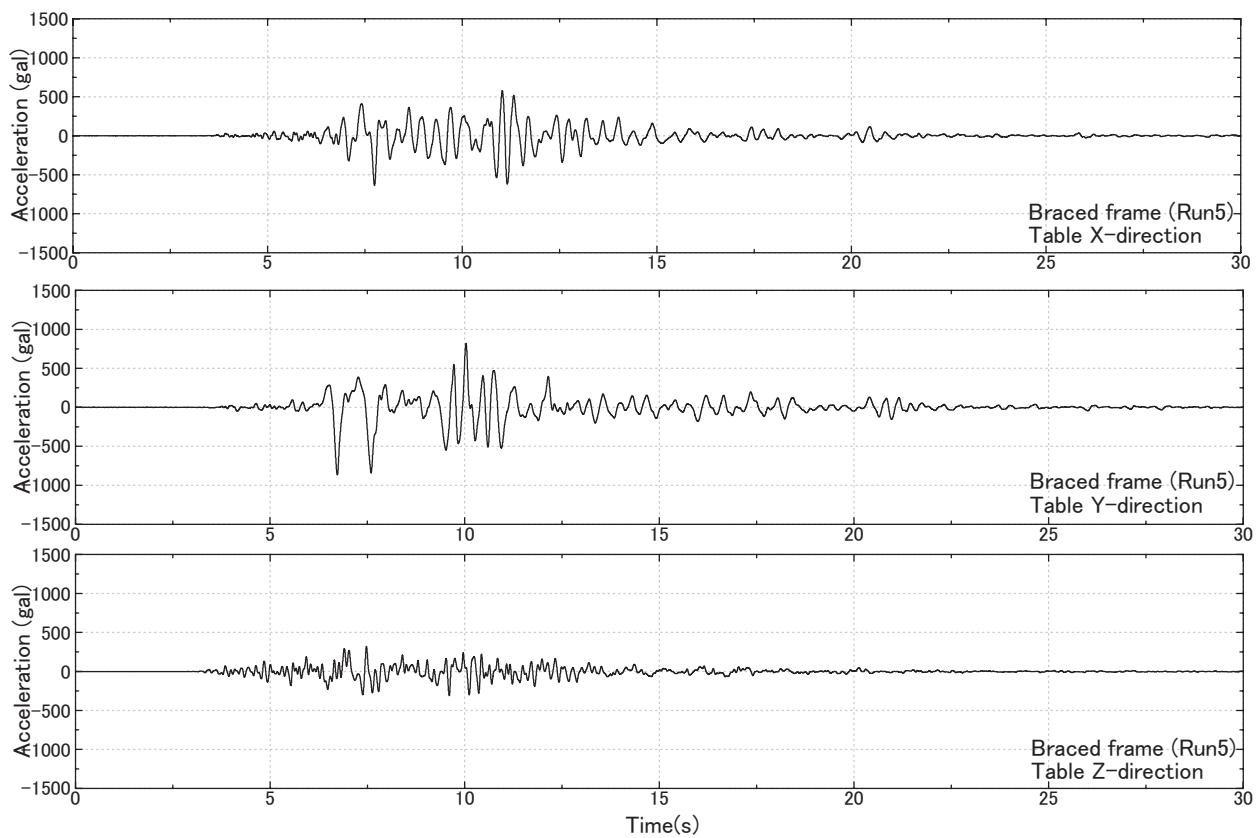


図 B.1.21 補強試験体 観測加速度波形 (Run5 入力)

Fig. B.1.21 Braced specimen Acceleration (Run5 Table).

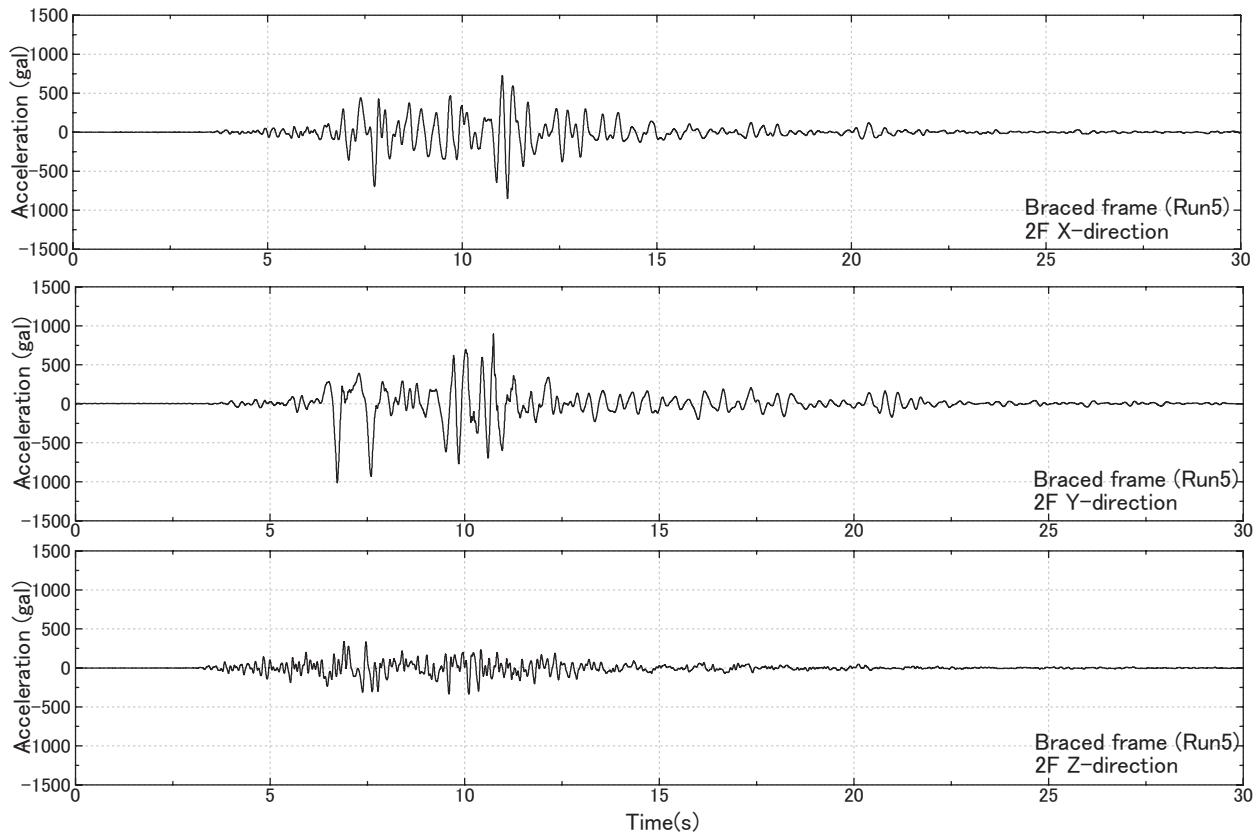
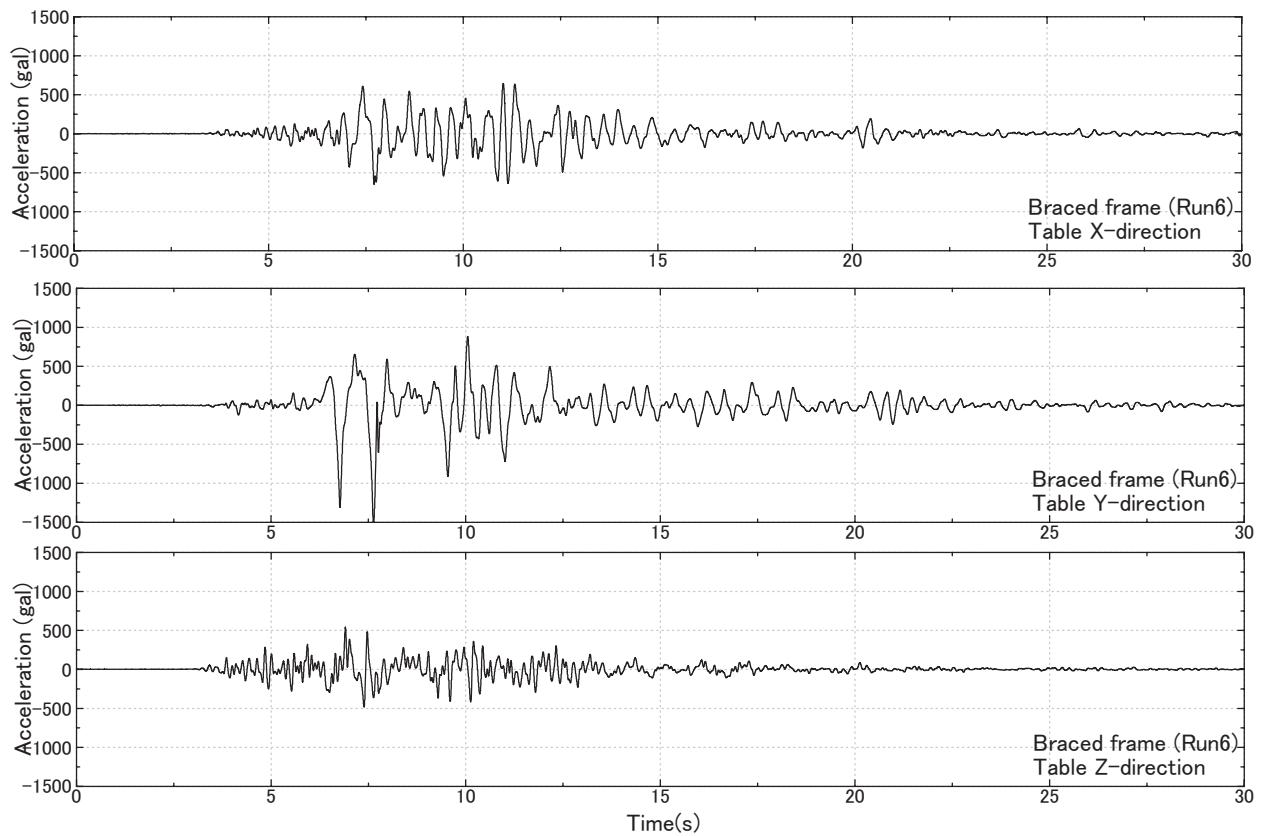


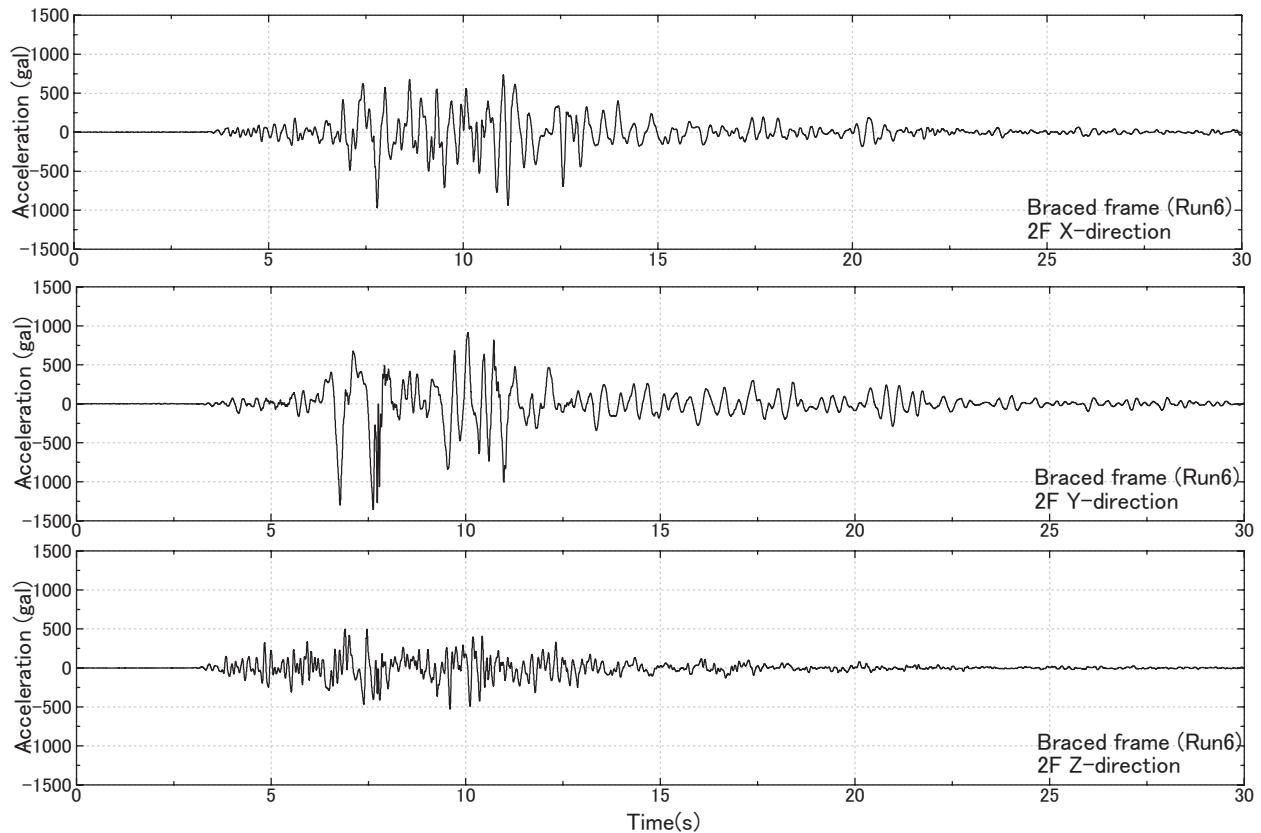
図 B.1.22 補強試験体 観測加速度波形 (Run5 2 階)

Fig. B.1.22 Braced specimen Acceleration (Run5 2F).



図B.1.23 補強試験体 観測加速度波形 (Run6 入力)

Fig. B.1.23 Braced specimen Acceleration (Run6 Table).



図B.1.24 補強試験体 観測加速度波形 (Run6 2階)

Fig. B.1.24 Braced specimen Acceleration (Run6 2F).

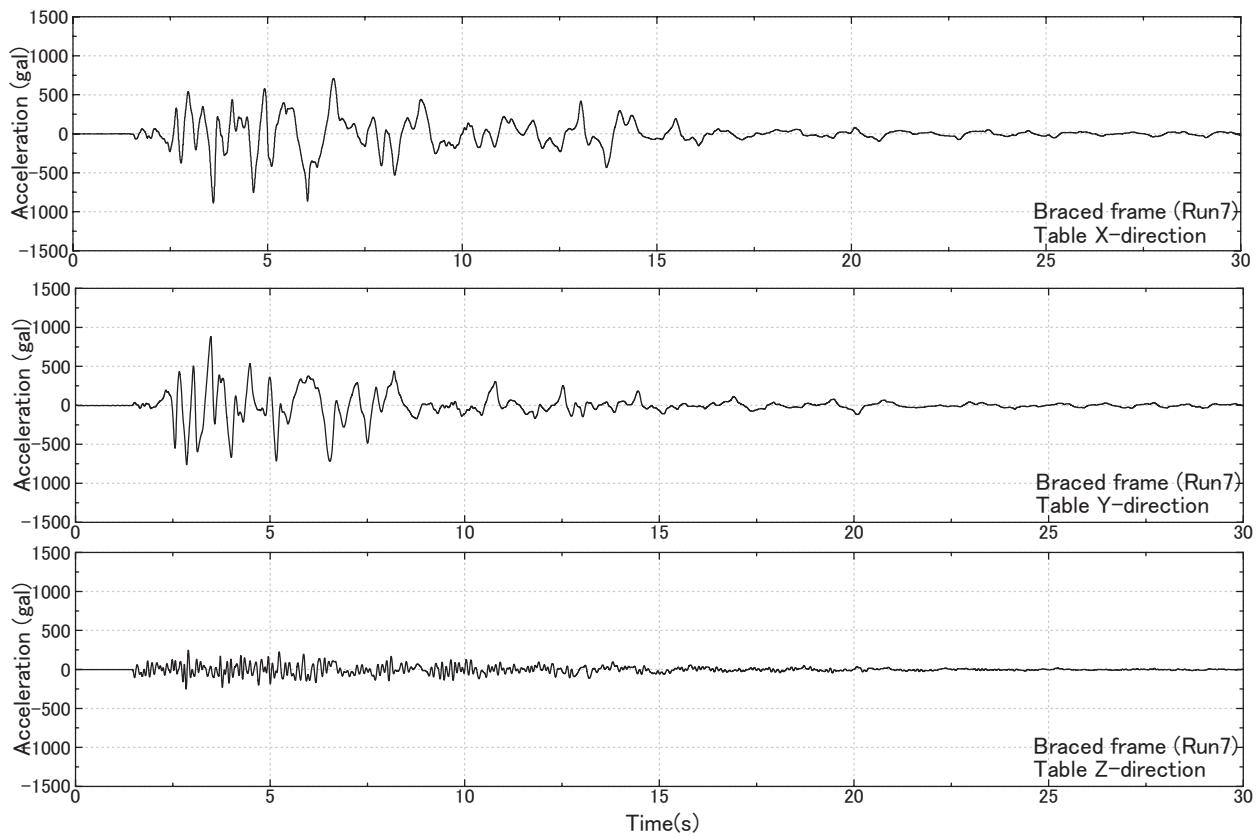


図 B.1.25 補強試験体 観測加速度波形 (Run7 入力)

Fig. B.1.25 Braced specimen Acceleration (Run7 Table).

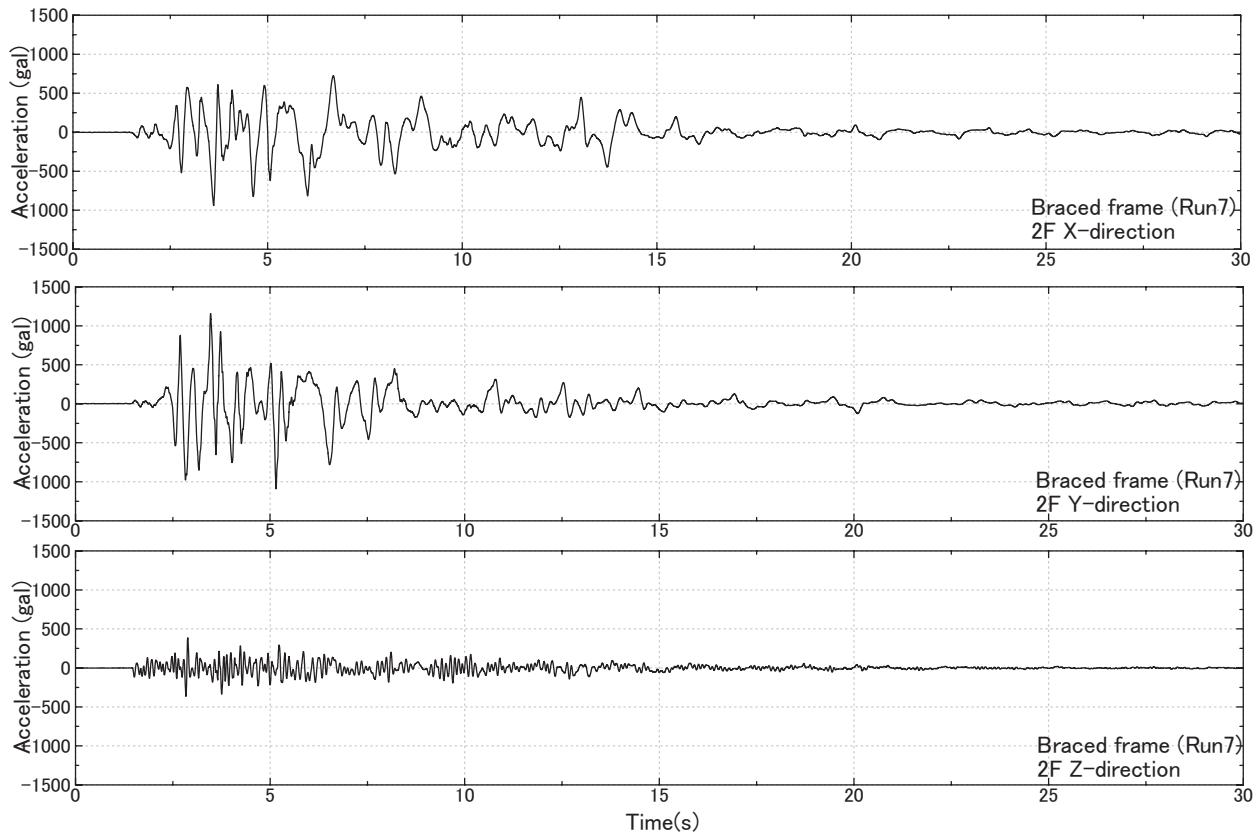
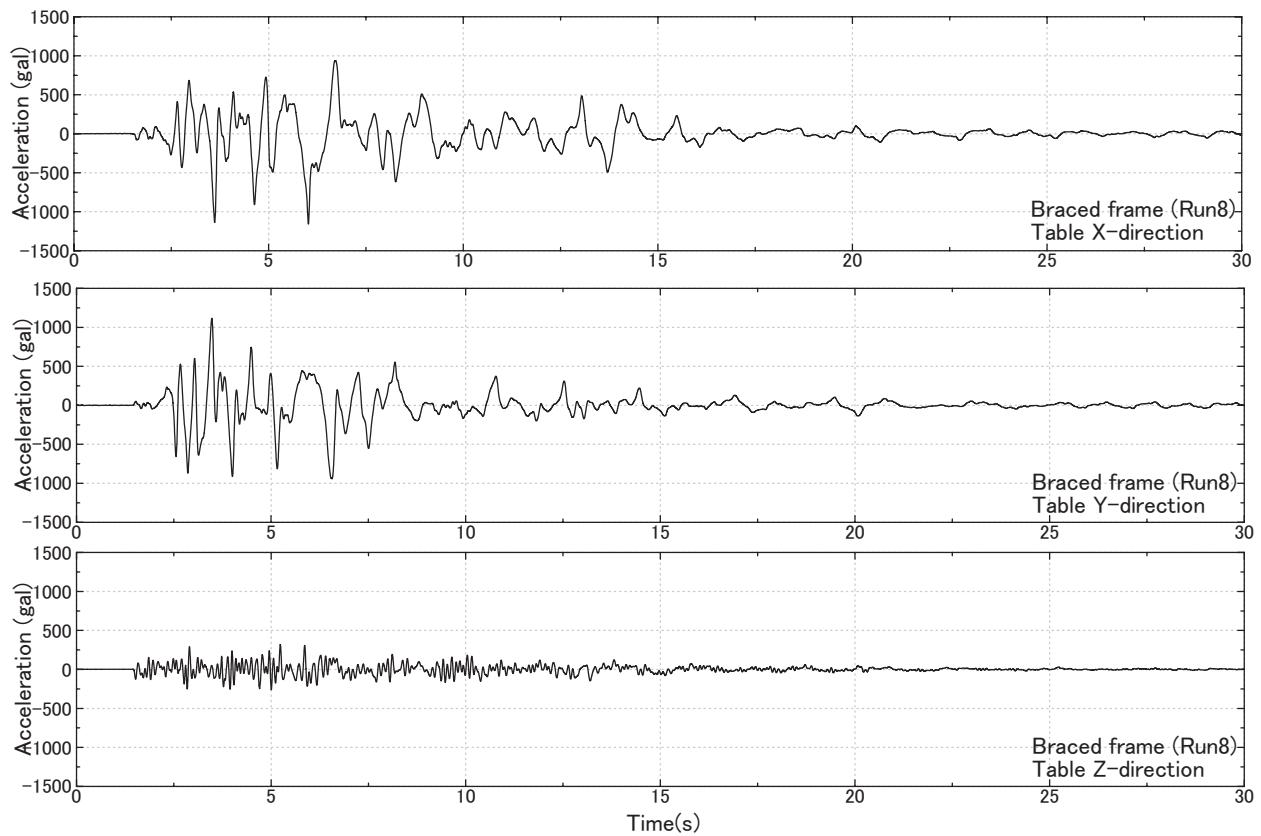


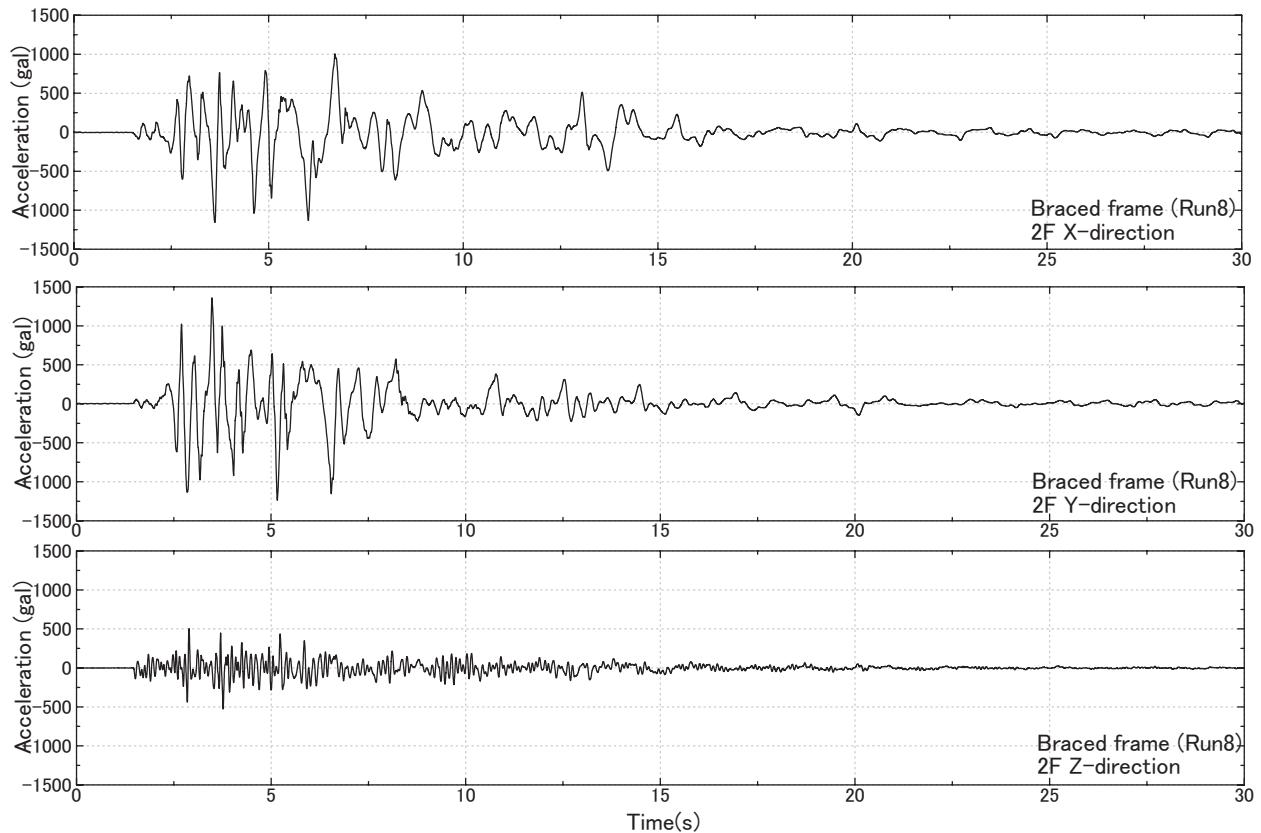
図 B.1.26 補強試験体 観測加速度波形 (Run7 2 階)

Fig. B.1.26 Braced specimen Acceleration (Run7 2F).



図B.1.27 補強試験体 観測加速度波形 (Run8 入力)

Fig. B.1.27 Braced specimen Acceleration (Run8 Table).



図B.1.28 補強試験体 観測加速度波形 (Run8 2階)

Fig. B.1.28 Braced specimen Acceleration (Run8 2F).

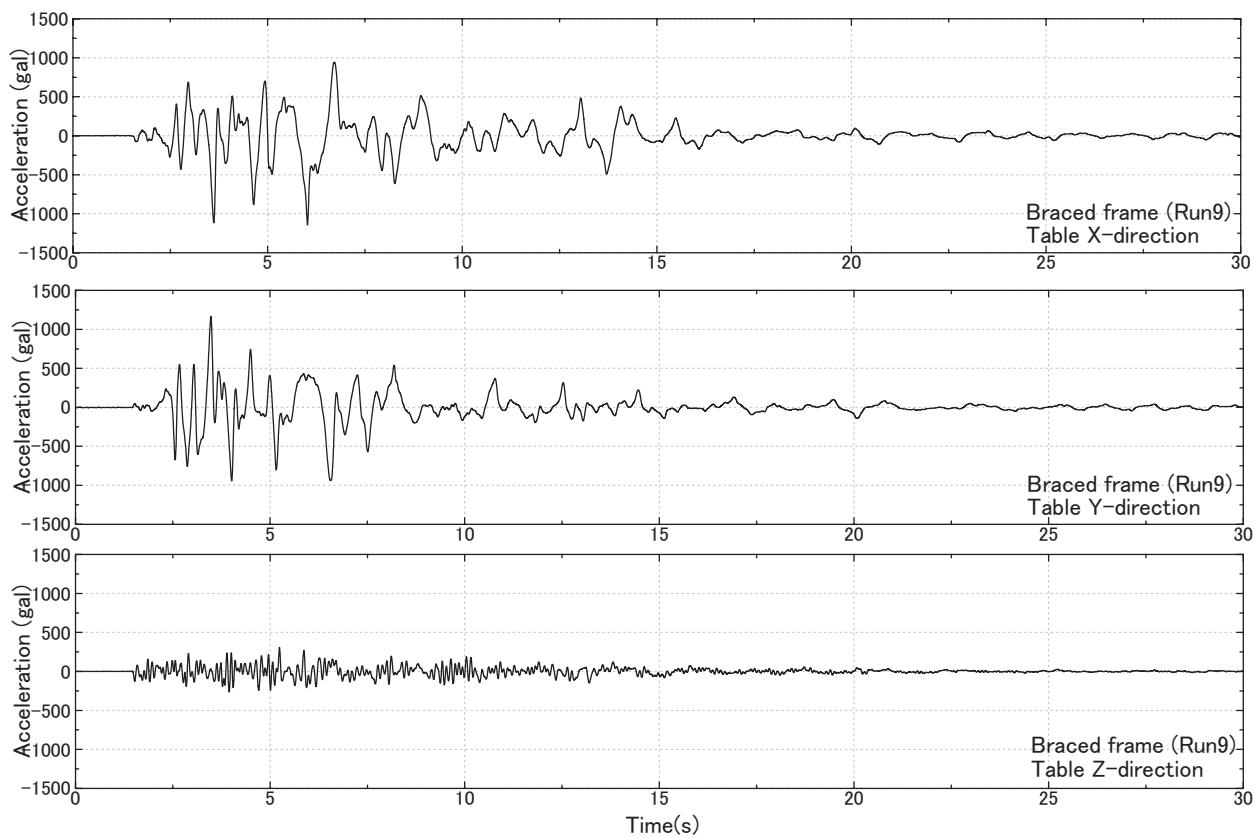


図 B.1.29 補強試験体 観測加速度波形 (Run9 入力)

Fig. B.1.29 Braced specimen Acceleration (Run9 Table).

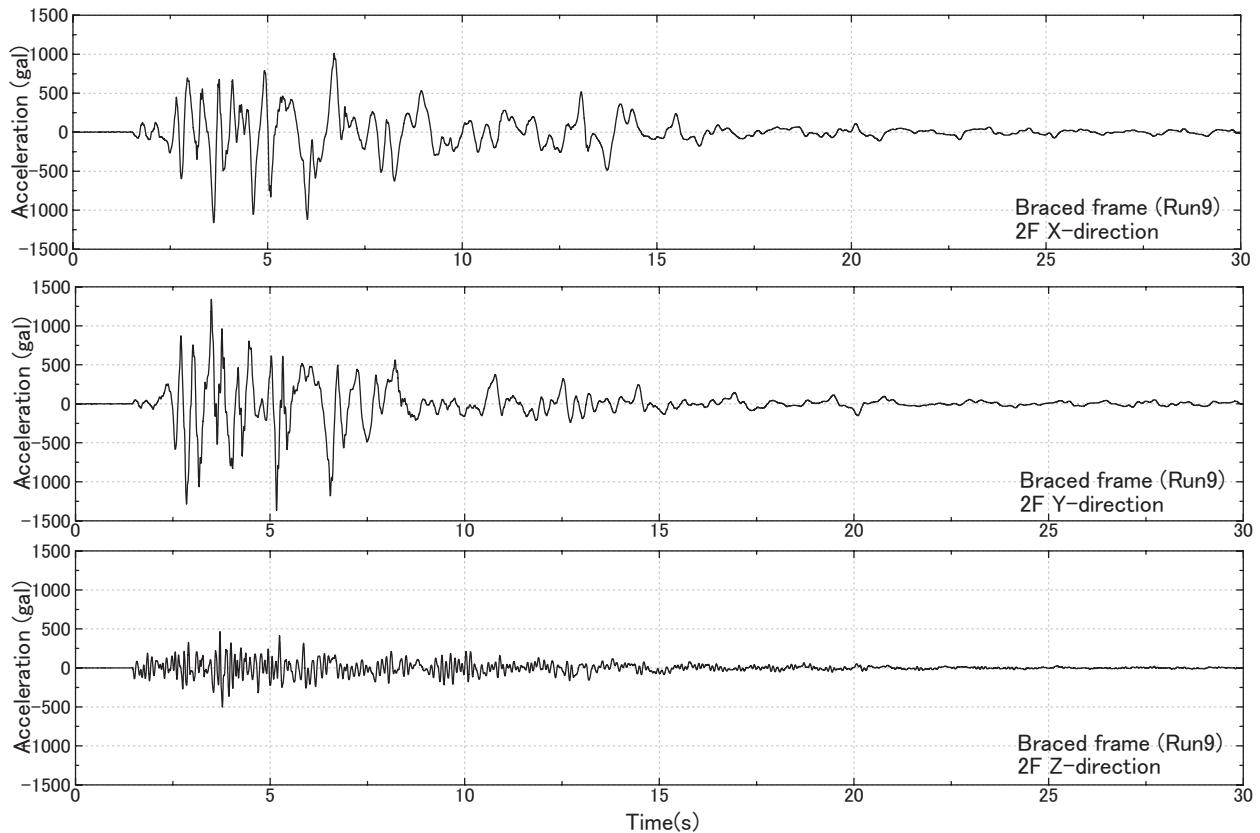


図 B.1.30 補強試験体 観測加速度波形 (Run9 2 階)

Fig. B.1.30 Braced specimen Acceleration (Run9 2F).

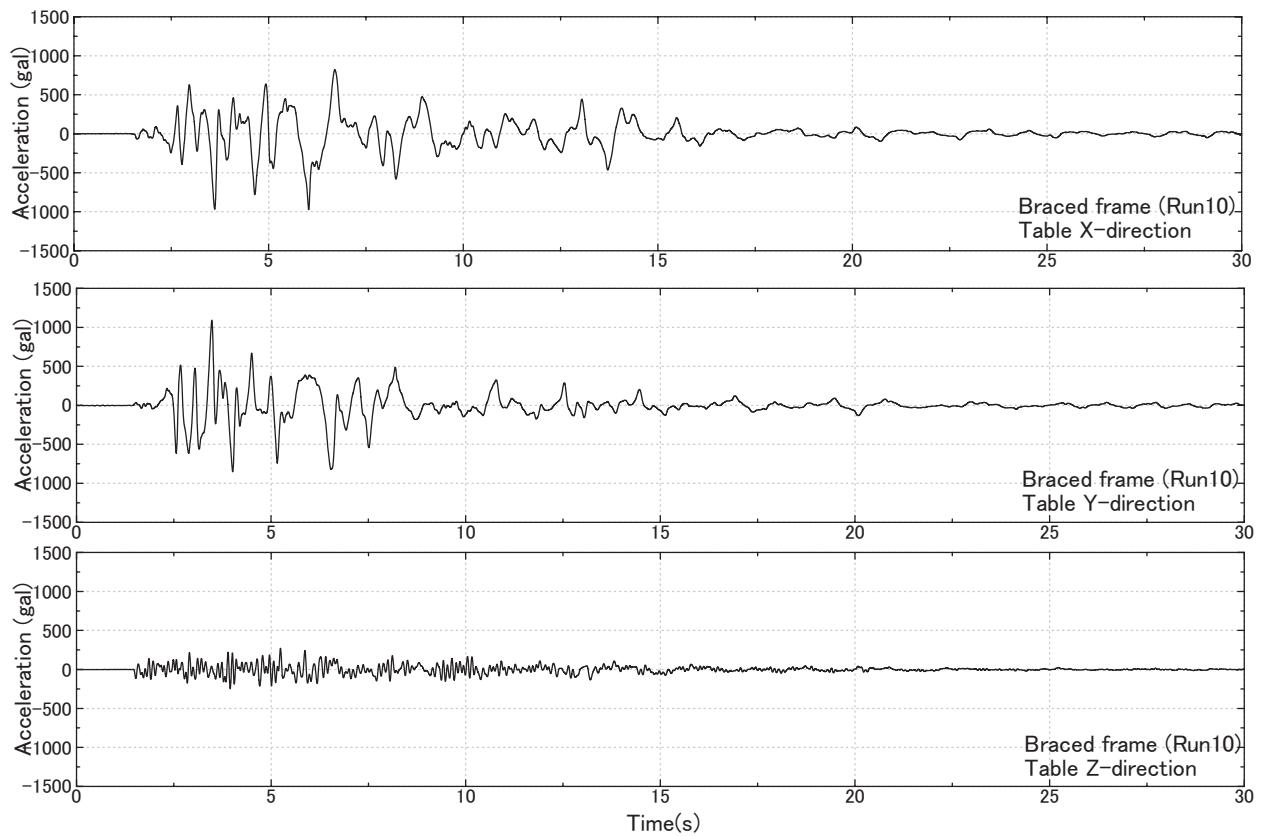


図 B.1.31 補強試験体 観測加速度波形 (Run10 入力)

Fig. B.1.31 Braced specimen Acceleration (Run10 Table).

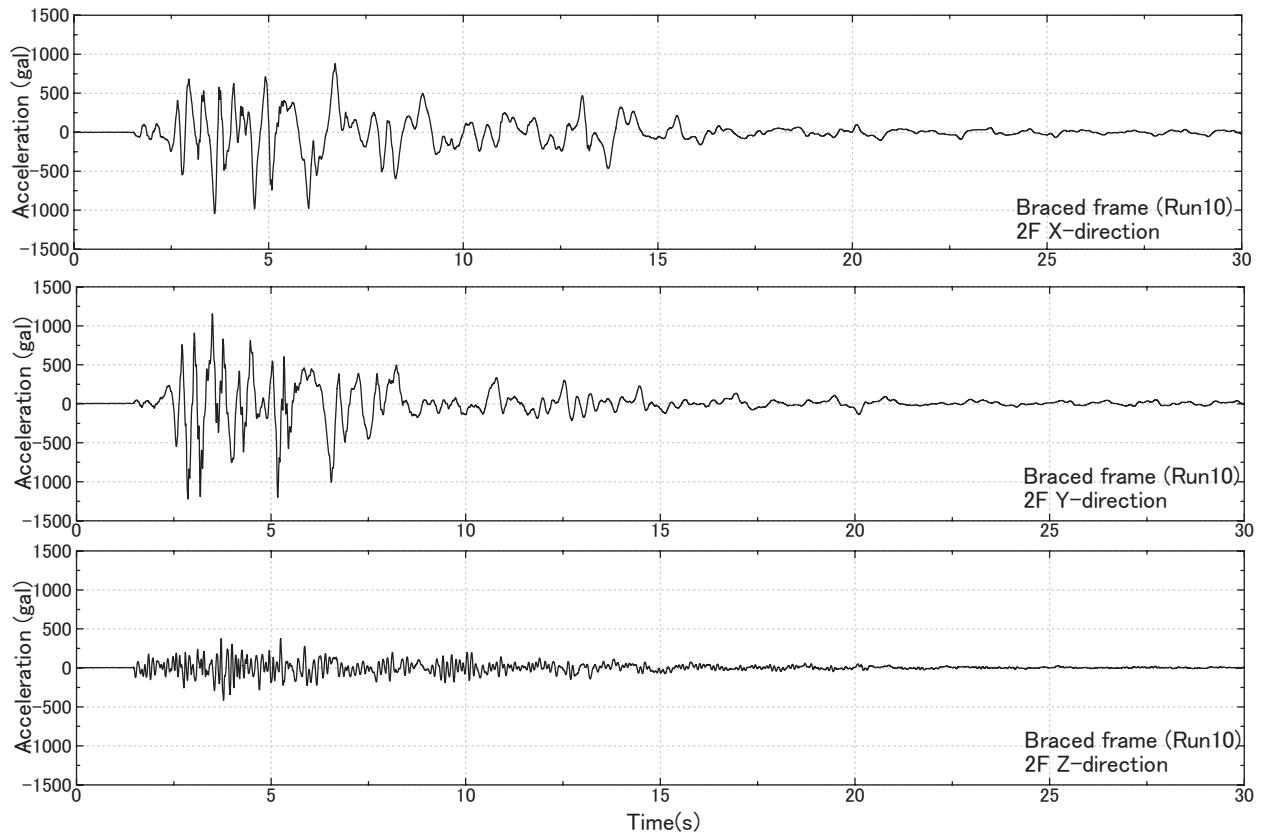


図 B.1.32 補強試験体 観測加速度波形 (Run10 2階)

Fig. B.1.32 Braced specimen Acceleration (Run10 2F).

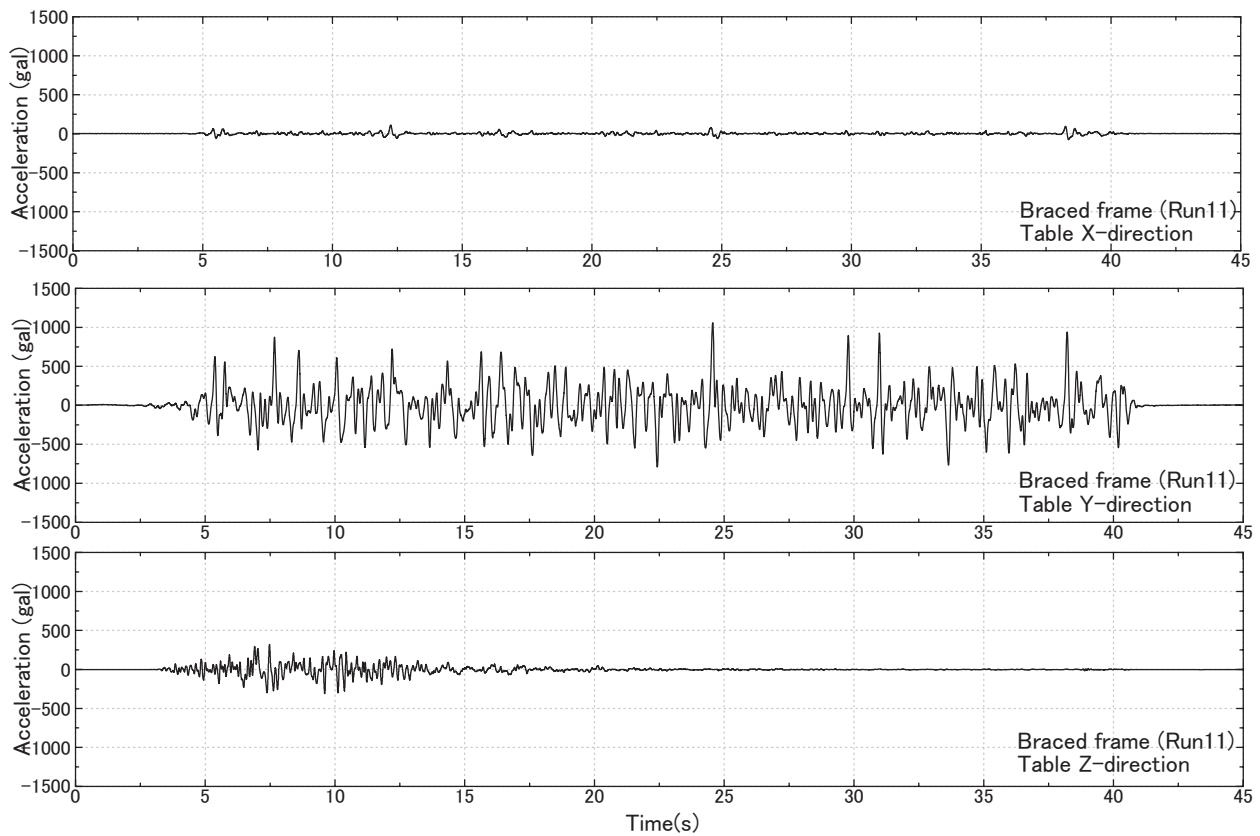


図 B.1.33 補強試験体 観測加速度波形 (Run11 入力)

Fig. B.1.33 Braced specimen Acceleration (Run11 Table).

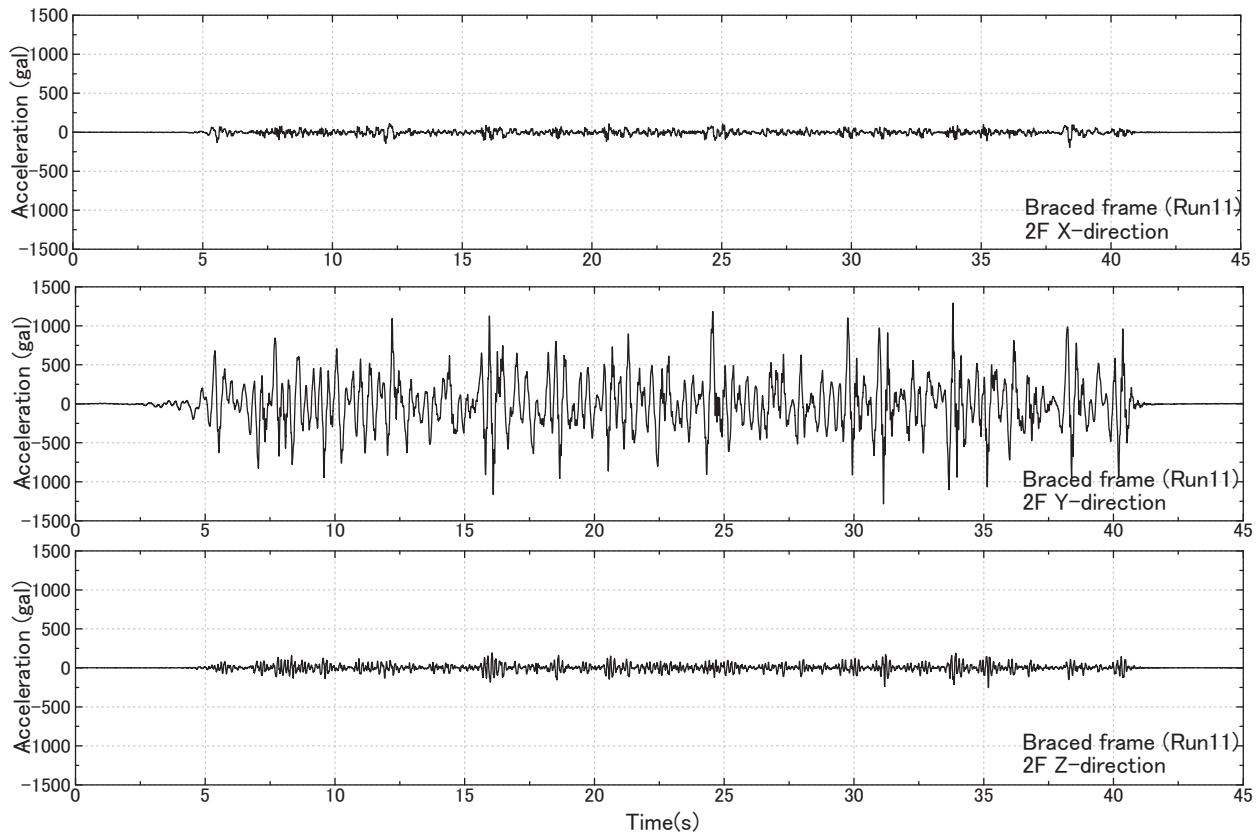


図 B.1.34 補強試験体 観測加速度波形 (Run11 2 階)

Fig. B.1.34 Braced specimen Acceleration (Run11 2F).

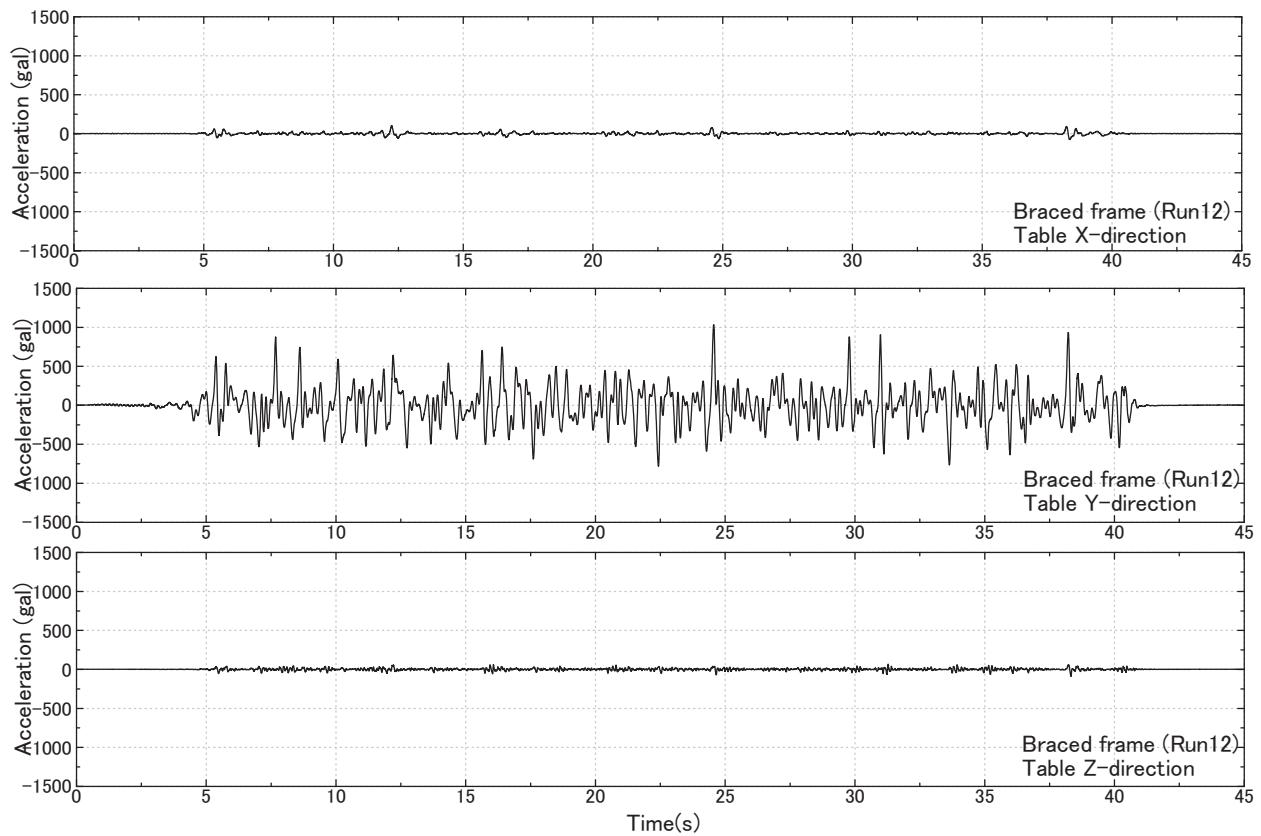


図 B.1.35 補強試験体 観測加速度波形 (Run12 入力)

Fig. B.1.35 Braced specimen Acceleration (Run12 Table).

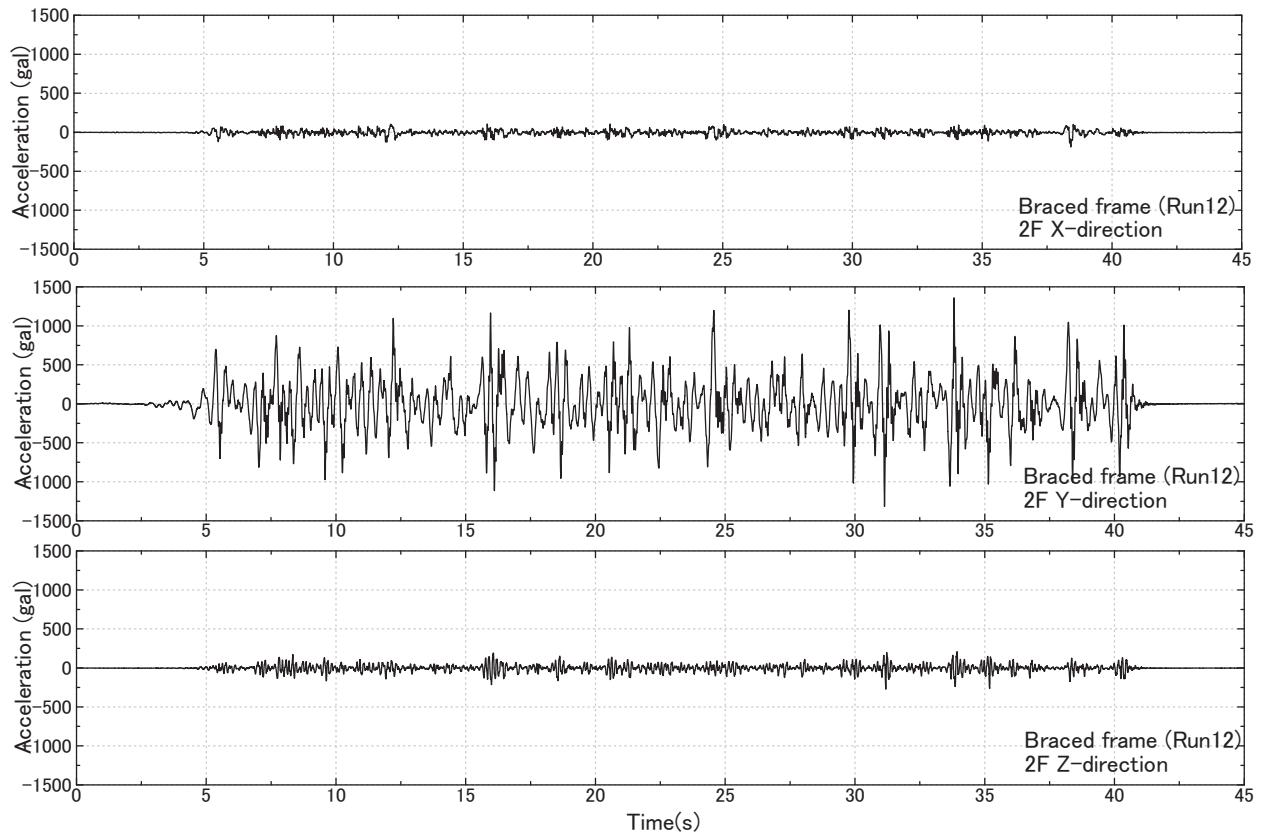


図 B.1.36 補強試験体 観測加速度波形 (Run12 2階)

Fig. B.1.36 Braced specimen Acceleration (Run12 2F).

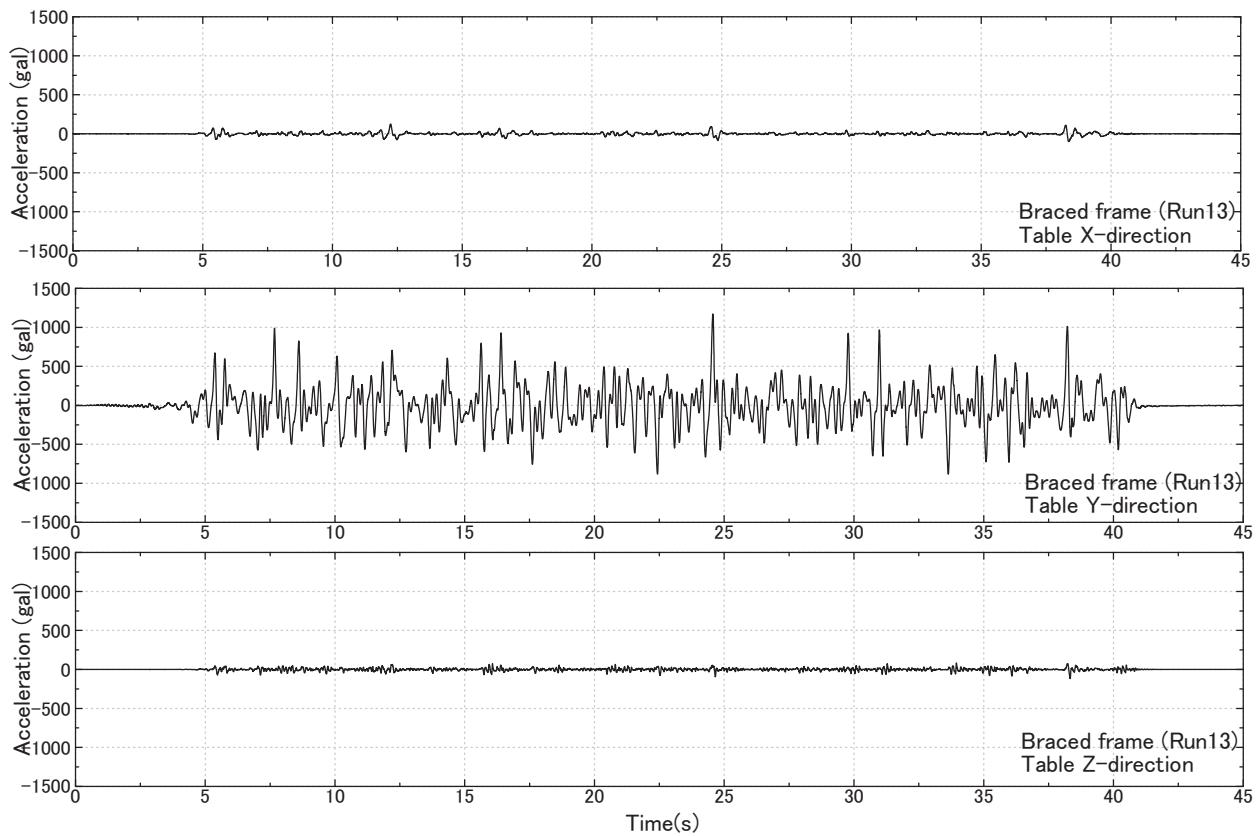


図 B.1.37 補強試験体 観測加速度波形 (Run13 入力)

Fig. B.1.37 Braced specimen Acceleration (Run13 Table).

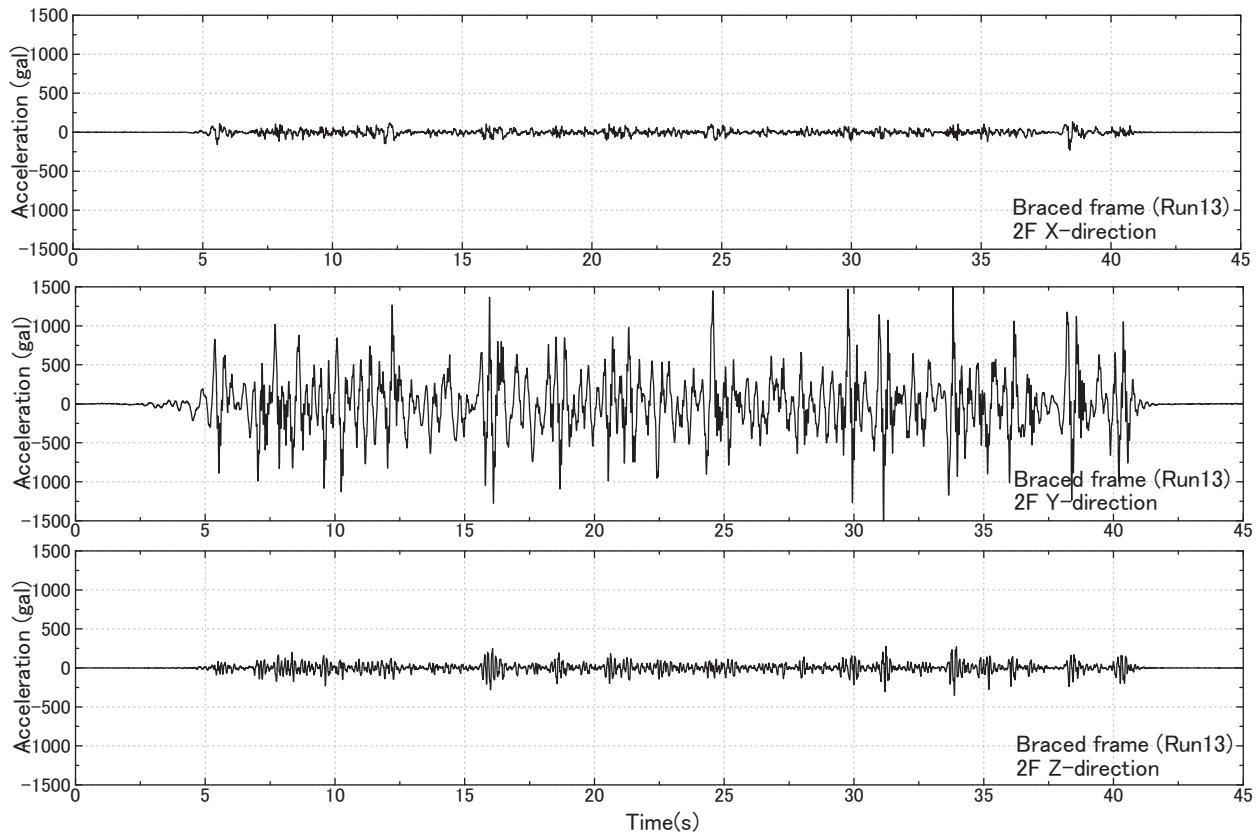


図 B.1.38 補強試験体 観測加速度波形 (Run13 2 階)

Fig. B.1.38 Braced specimen Acceleration (Run13 2F).

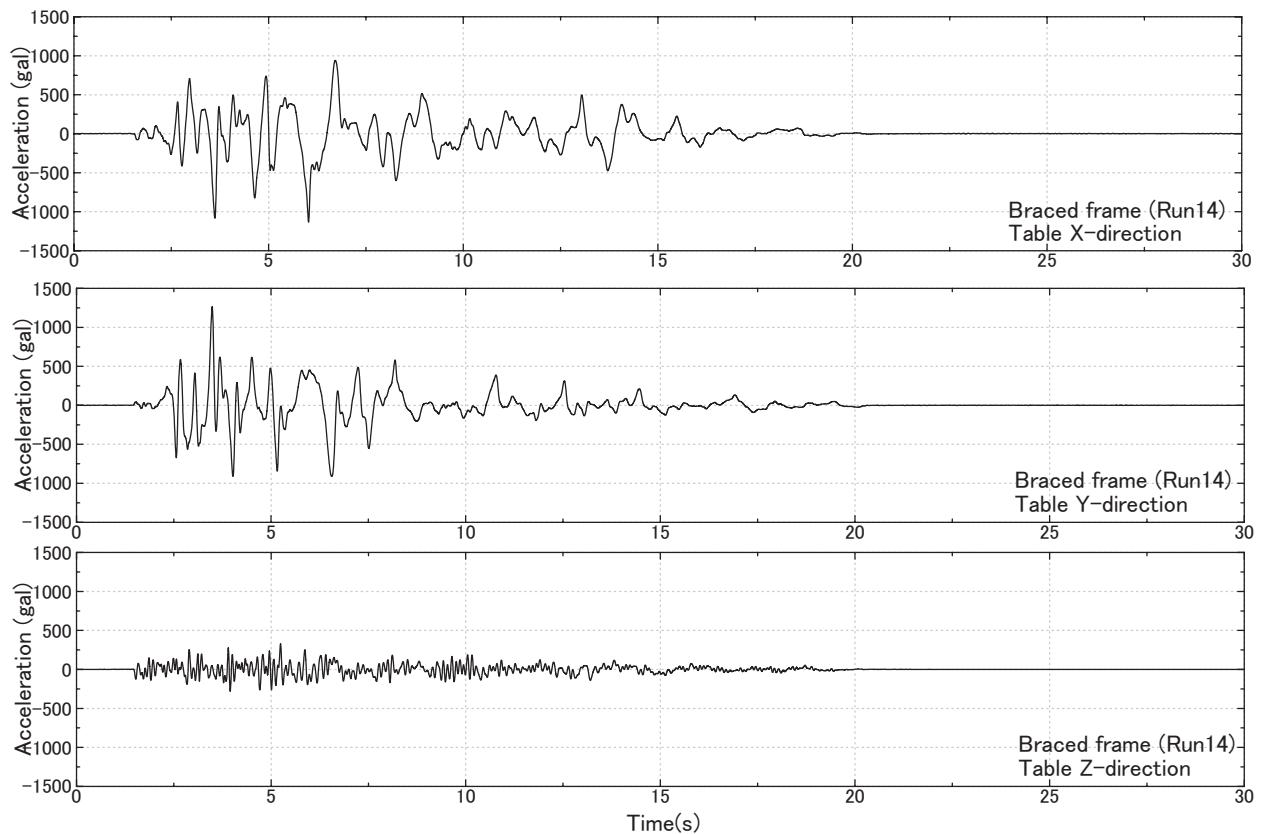


図 B.1.39 補強試験体 観測加速度波形 (Run14 入力)

Fig. B.1.39 Braced specimen Acceleration (Run14 Table).

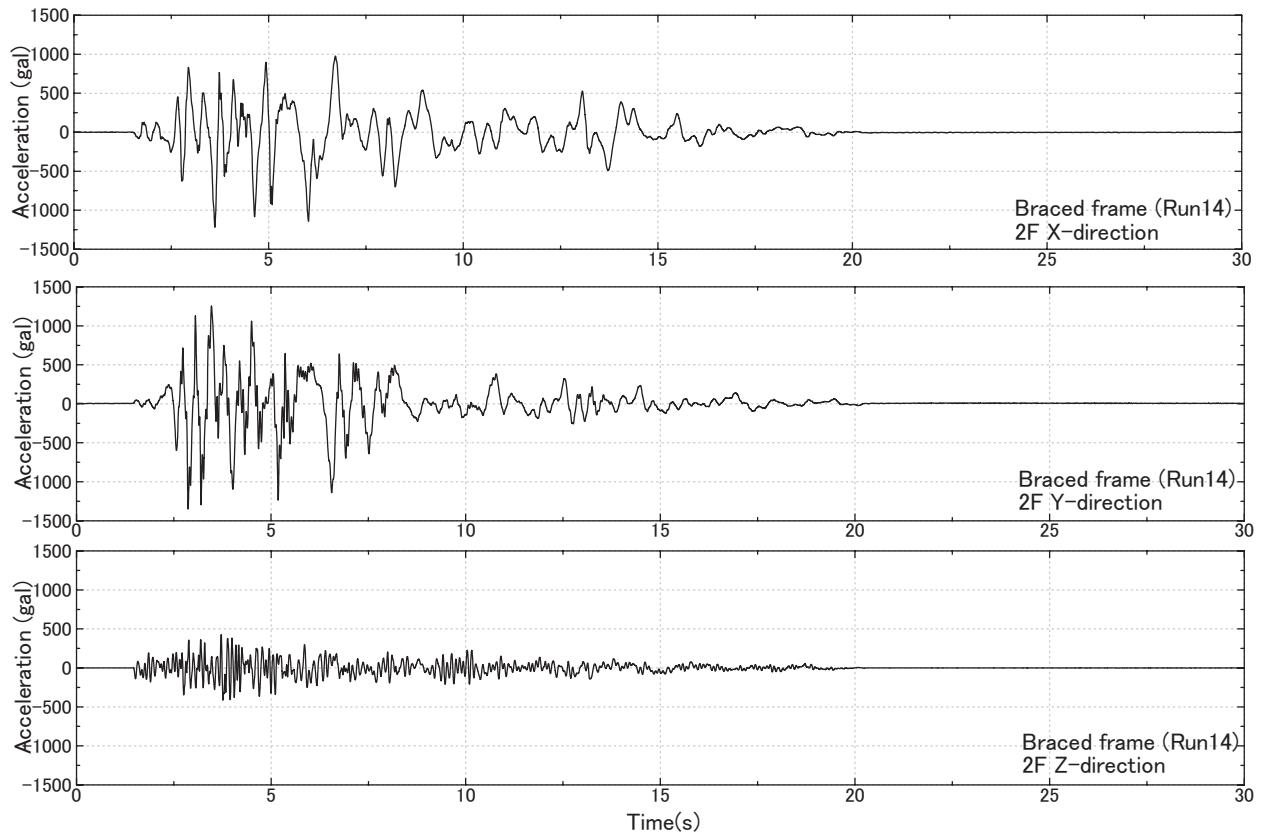


図 B.1.40 補強試験体 観測加速度波形 (Run14 2階)

Fig. B.1.40 Braced specimen Acceleration (Run14 2F).

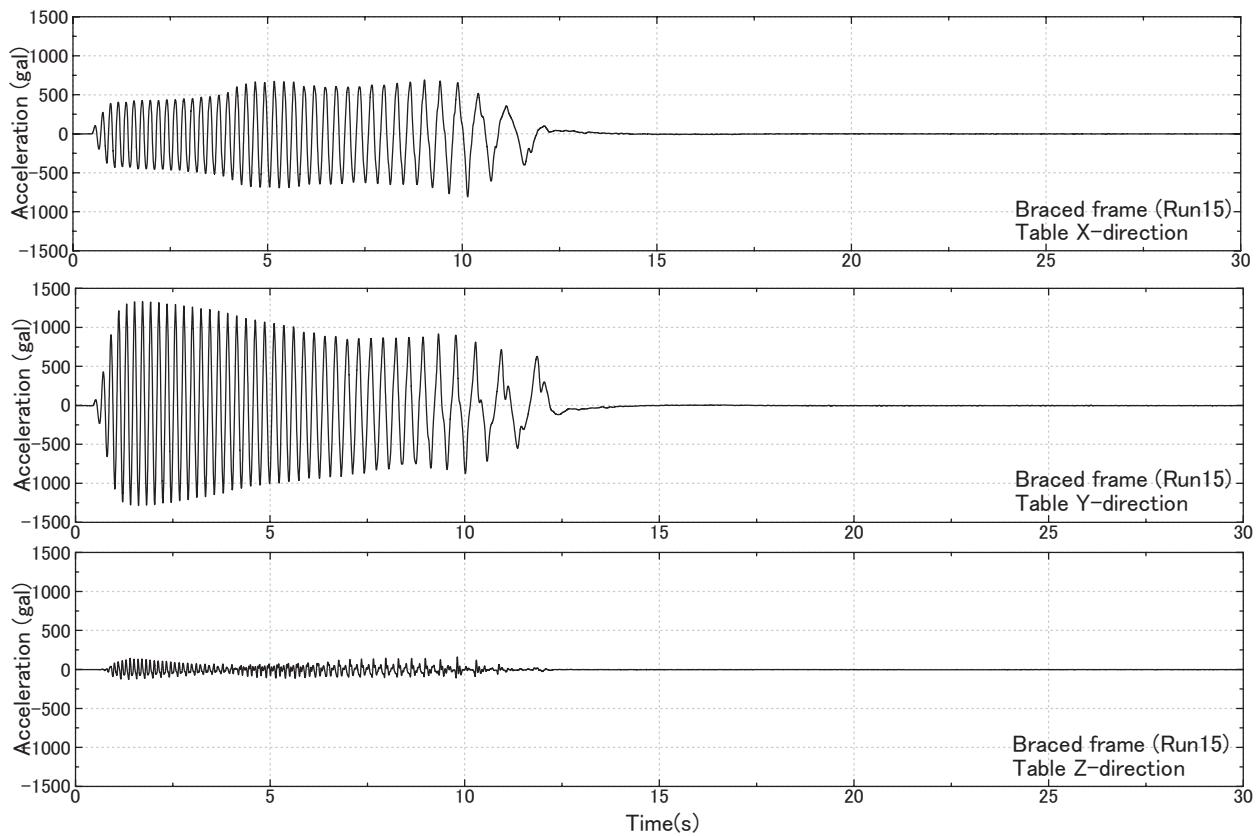


図 B.1.41 補強試験体 観測加速度波形 (Run15 入力)

Fig. B.1.41 Braced specimen Acceleration (Run15 Table).

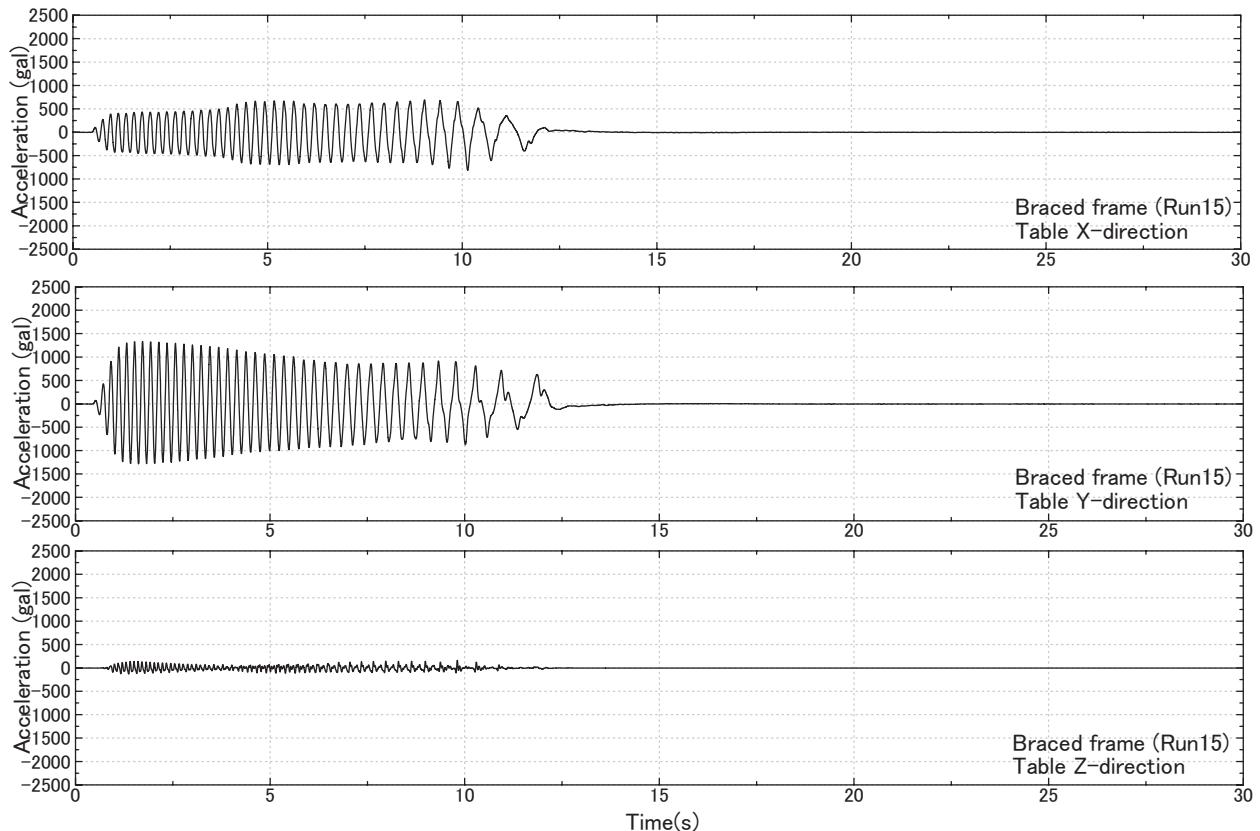
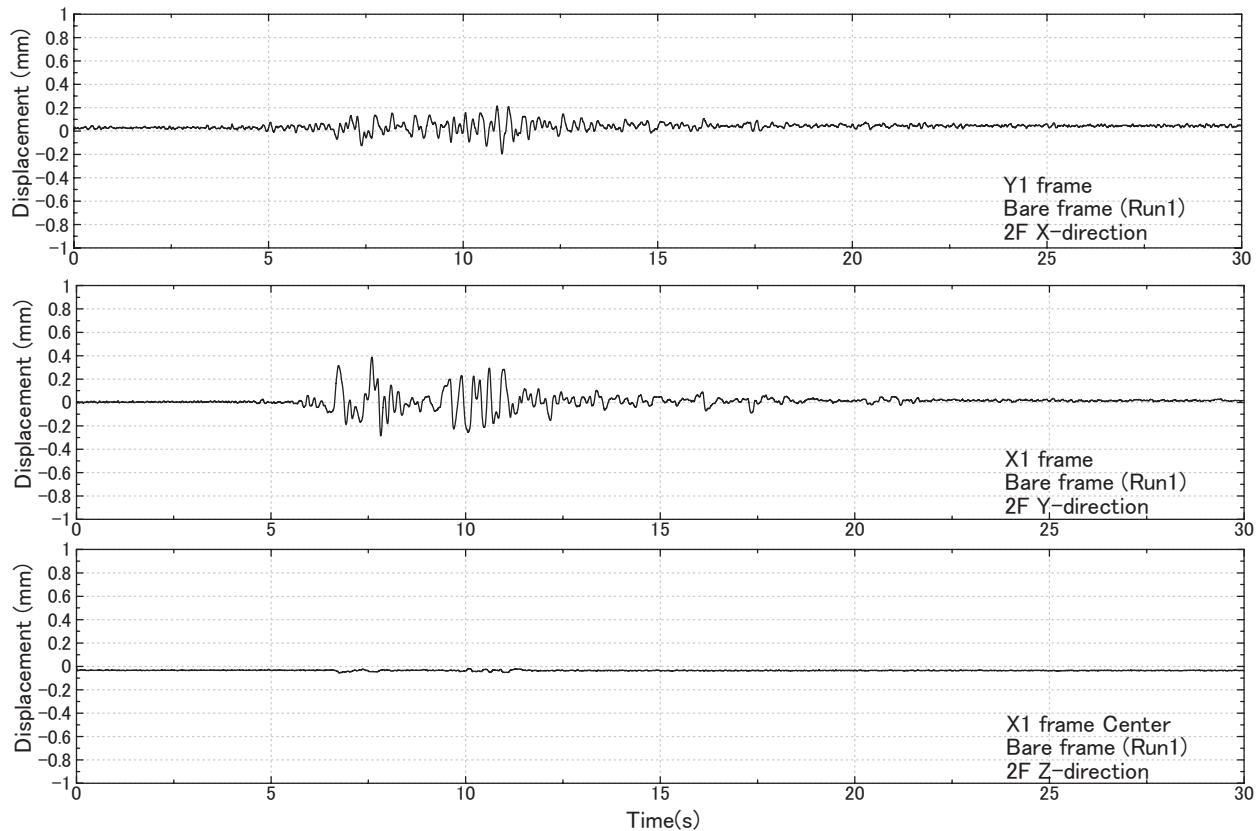


図 B.1.42 補強試験体 観測加速度波形 (Run15 2 階)

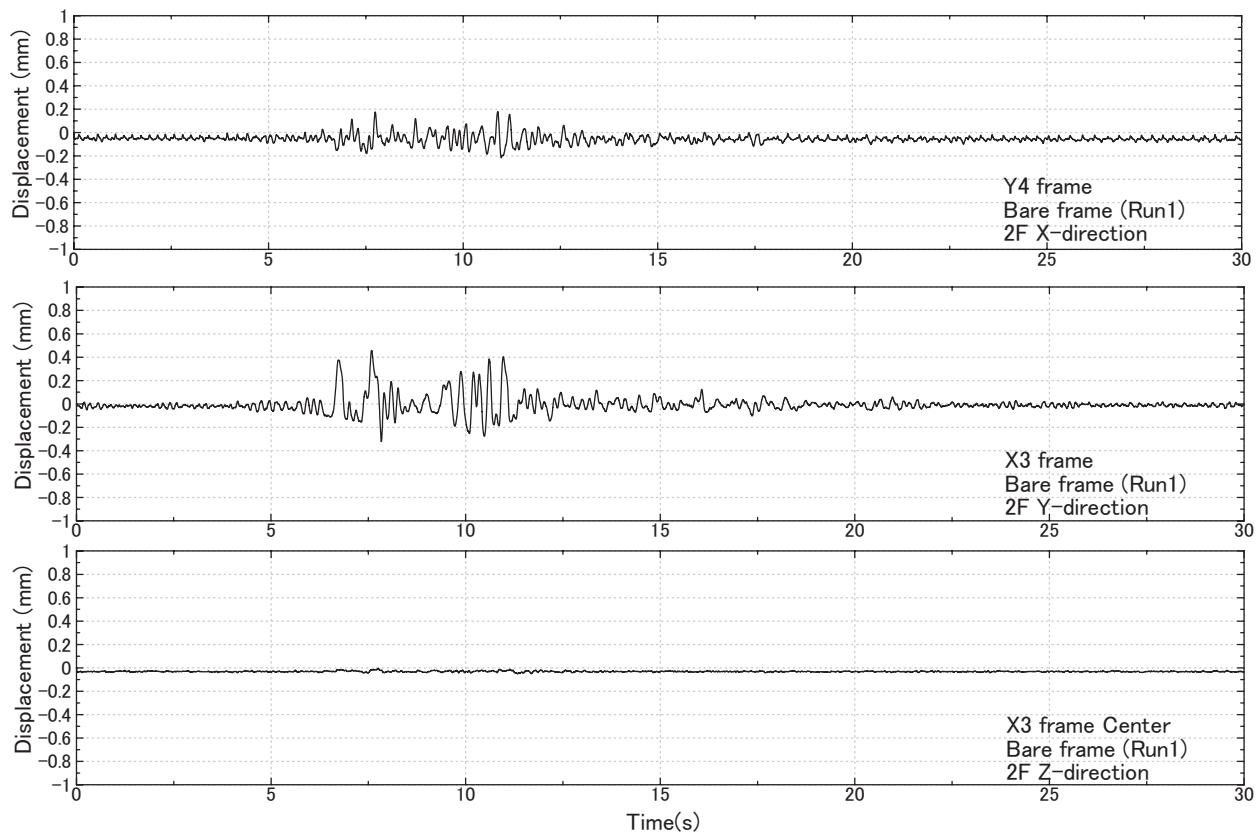
Fig. B.1.42 Braced specimen Acceleration (Run15 2F).

<添付資料4> 観測変位波形記録



図B.2.1 旧基準試験体 観測変位波形 (Run1 X1Y1)

Fig. B.2.1 Bare specimen Displacement (Run1 X1Y1).



図B.2.2 旧基準試験体 観測変位波形 (Run1 X3Y4)

Fig. B.2.2 Bare specimen Displacement (Run1 X3Y4).

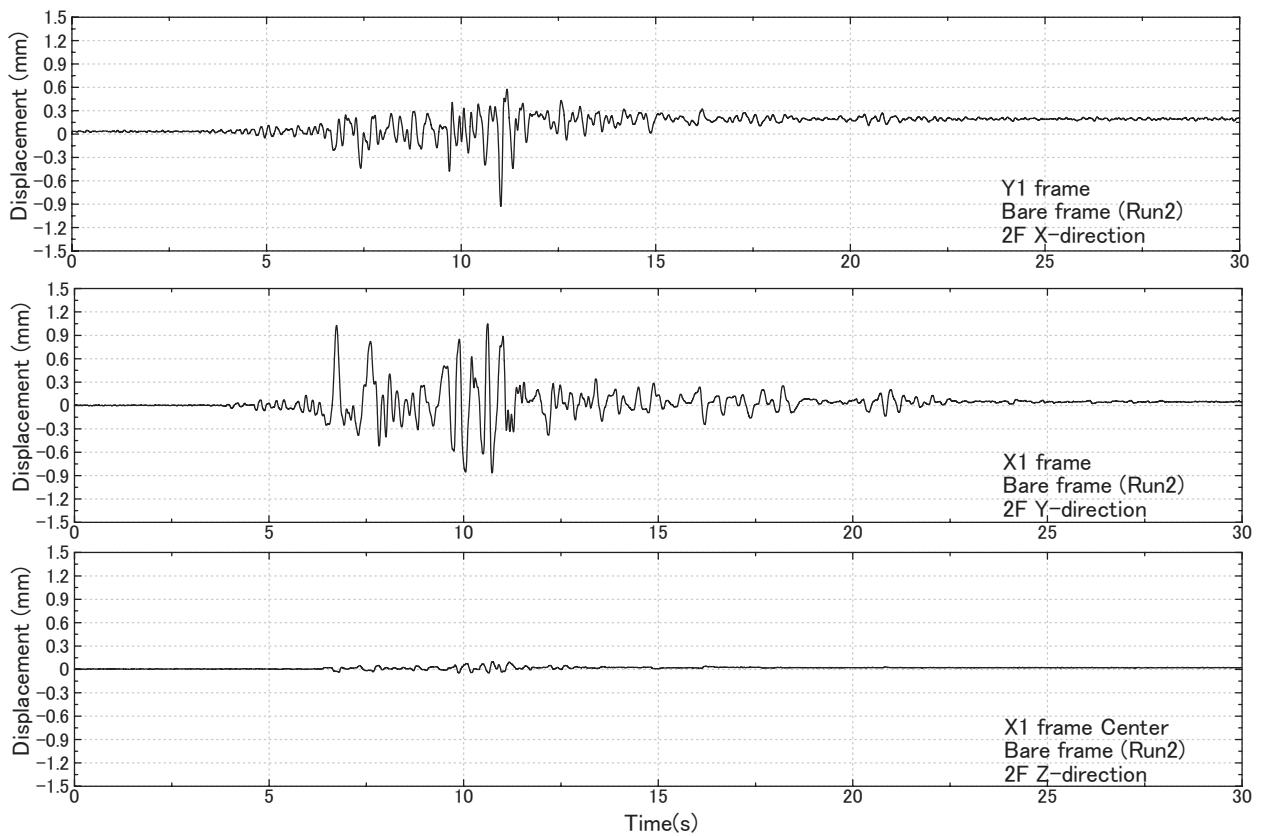


図 B.2.3 旧基準試験体 観測変位波形 (Run2 X1Y1)

Fig. B.2.3 Bare specimen Displacement (Run2 X1Y1).

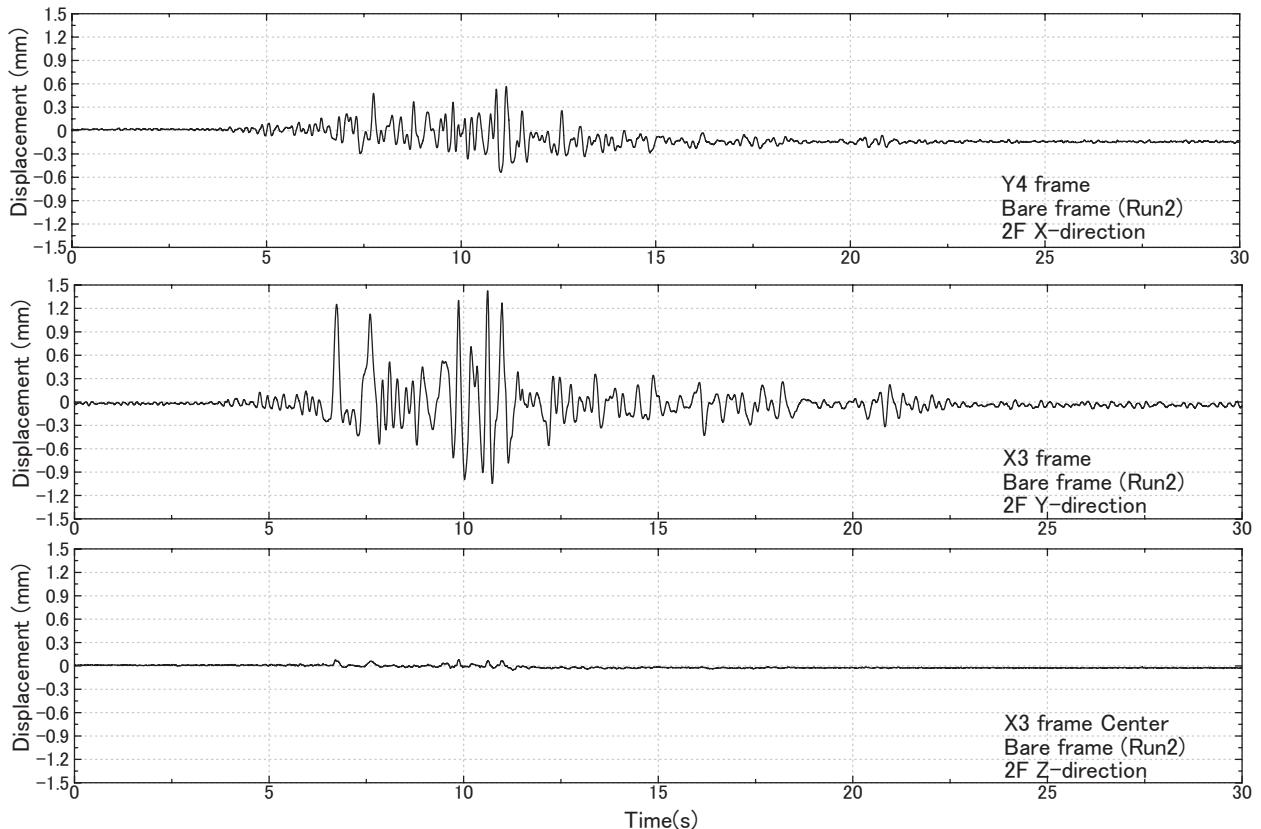


図 B.2.4 旧基準試験体 観測変位波形 (Run2 X3Y4)

Fig. B.2.4 Bare specimen Displacement (Run2 X3Y4).

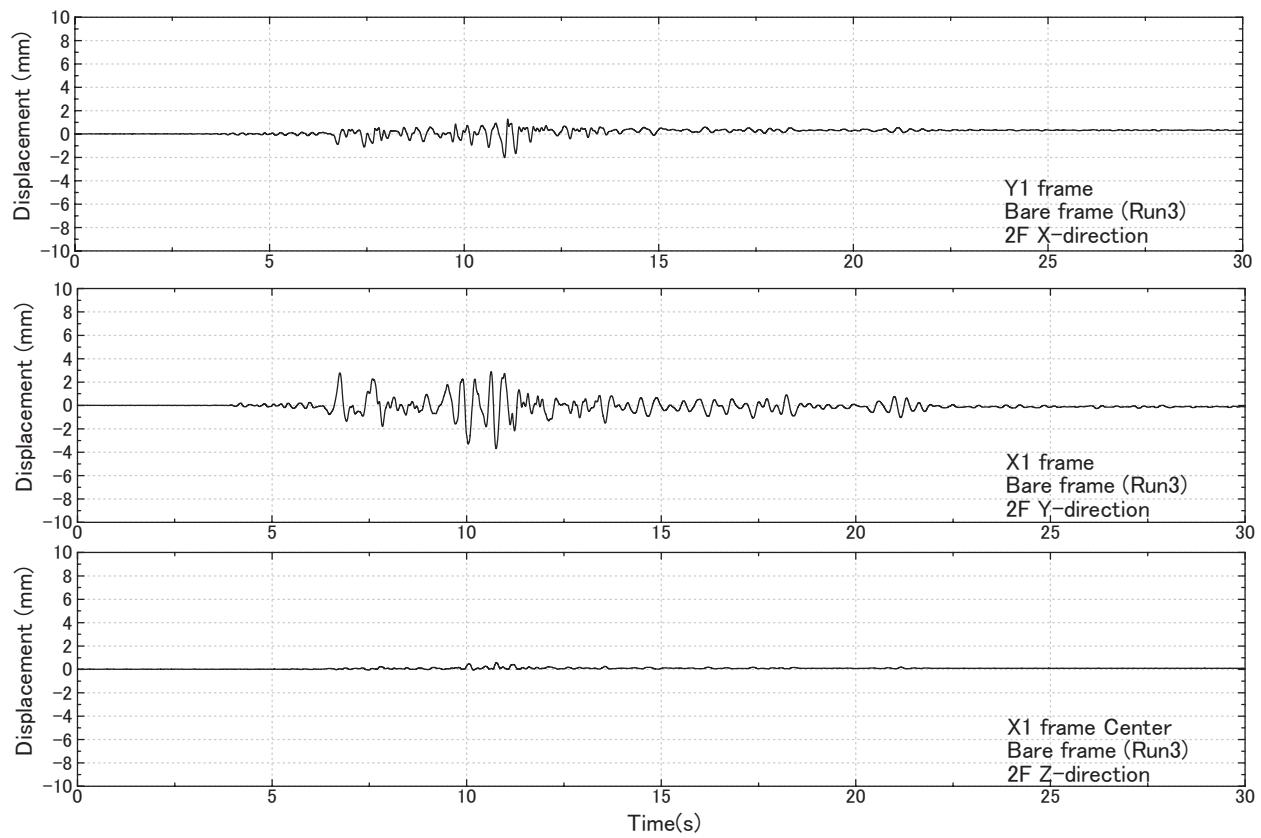


図 B.2.5 旧基準試験体 観測変位波形 (Run3 X1Y1)

Fig. B.2.5 Bare specimen Displacement (Run3 X1Y1).

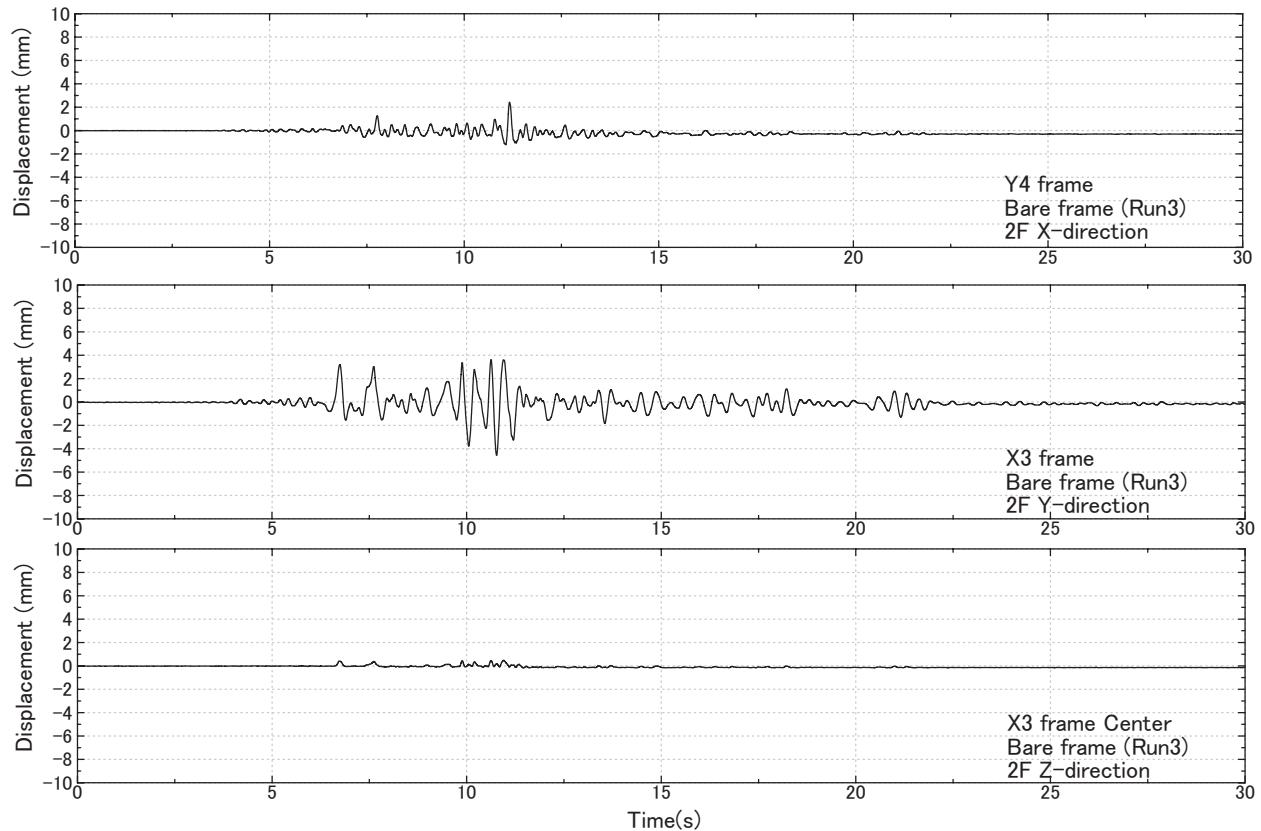


図 B.2.6 旧基準試験体 観測変位波形 (Run3 X3Y4)

Fig. B.2.6 Bare specimen Displacement (Run3 X3Y4).

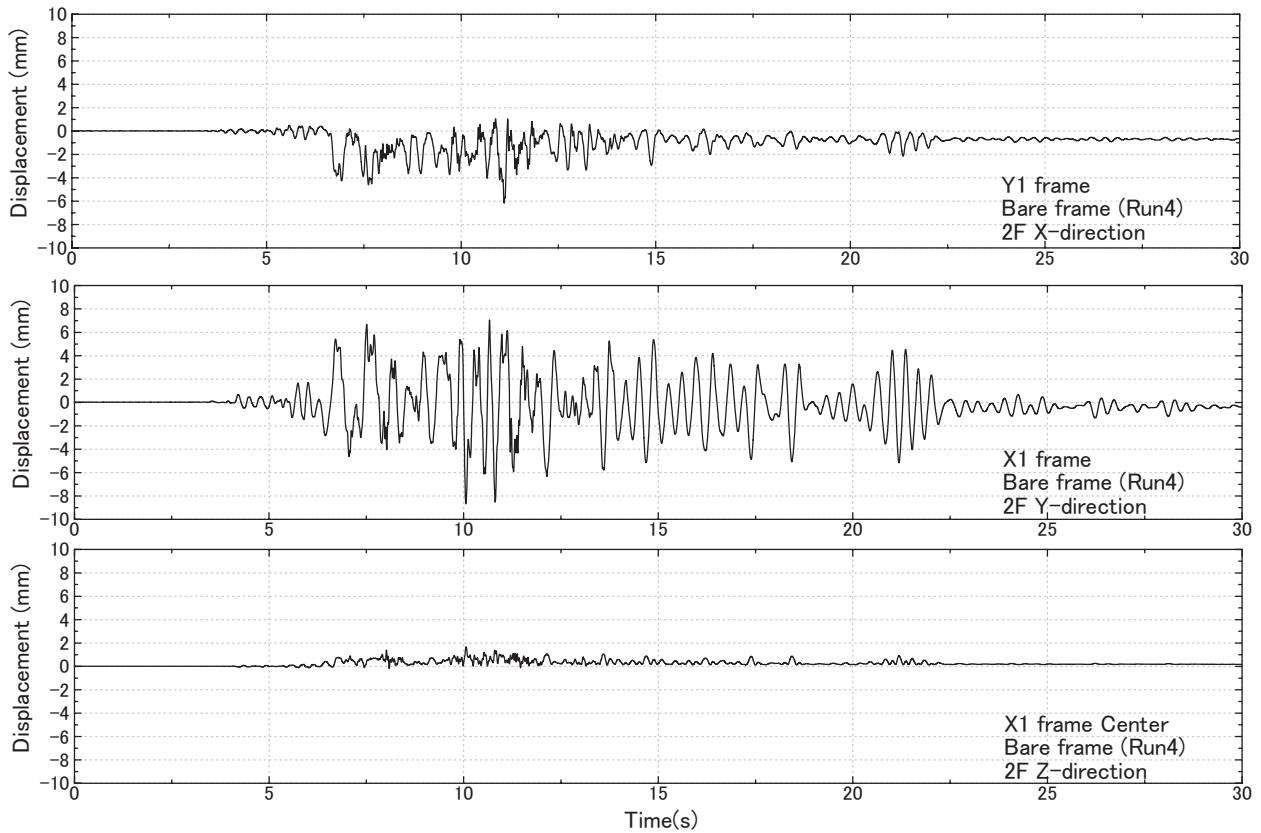


図 B.2.7 旧基準試験体 観測変位波形 (Run4 X1Y1)

Fig. B.2.7 Bare specimen Displacement (Run4 X1Y1).

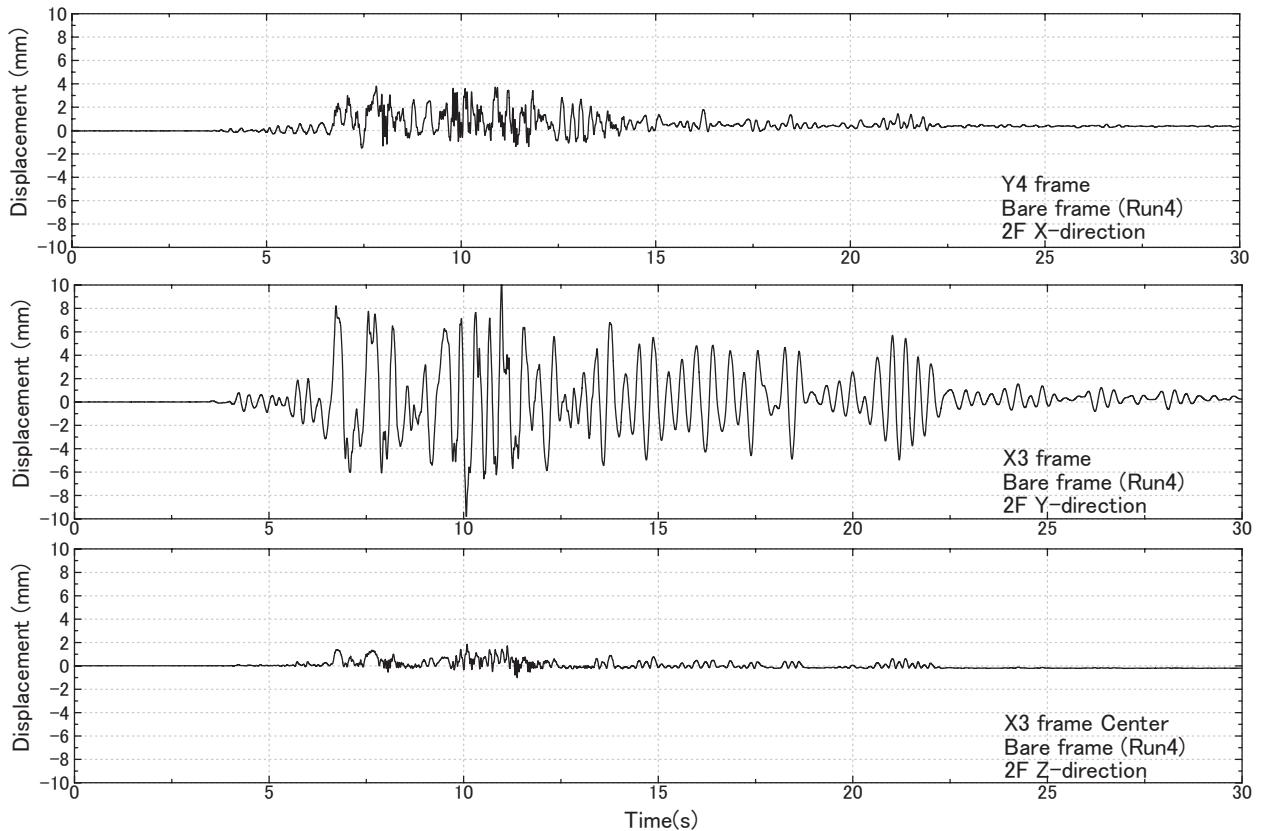


図 B.2.8 旧基準試験体 観測変位波形 (Run4 X3Y4)

Fig. B.2.8 Bare specimen Displacement (Run4 X3Y4).

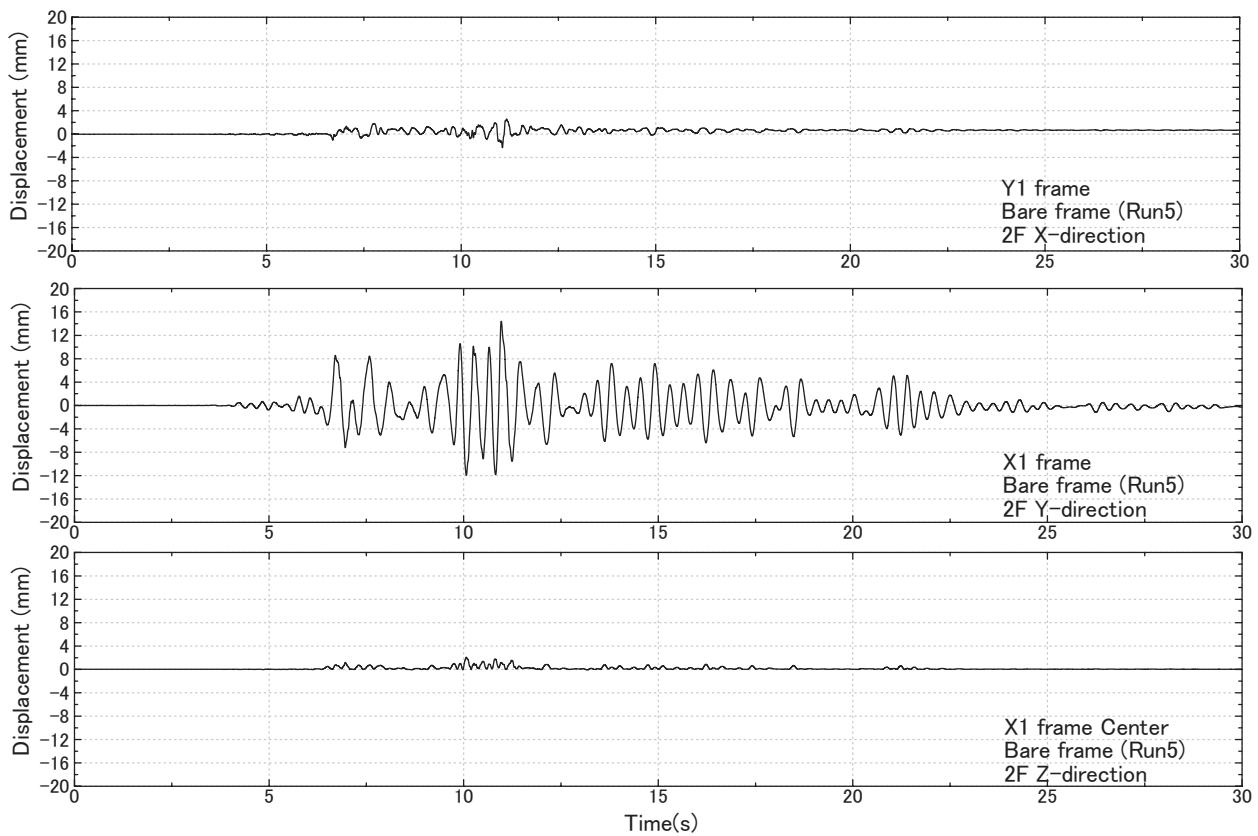


図 B.2.9 旧基準試験体 観測変位波形 (Run5 X1Y1)

Fig. B.2.9 Bare specimen Displacement (Run5 X1Y1).

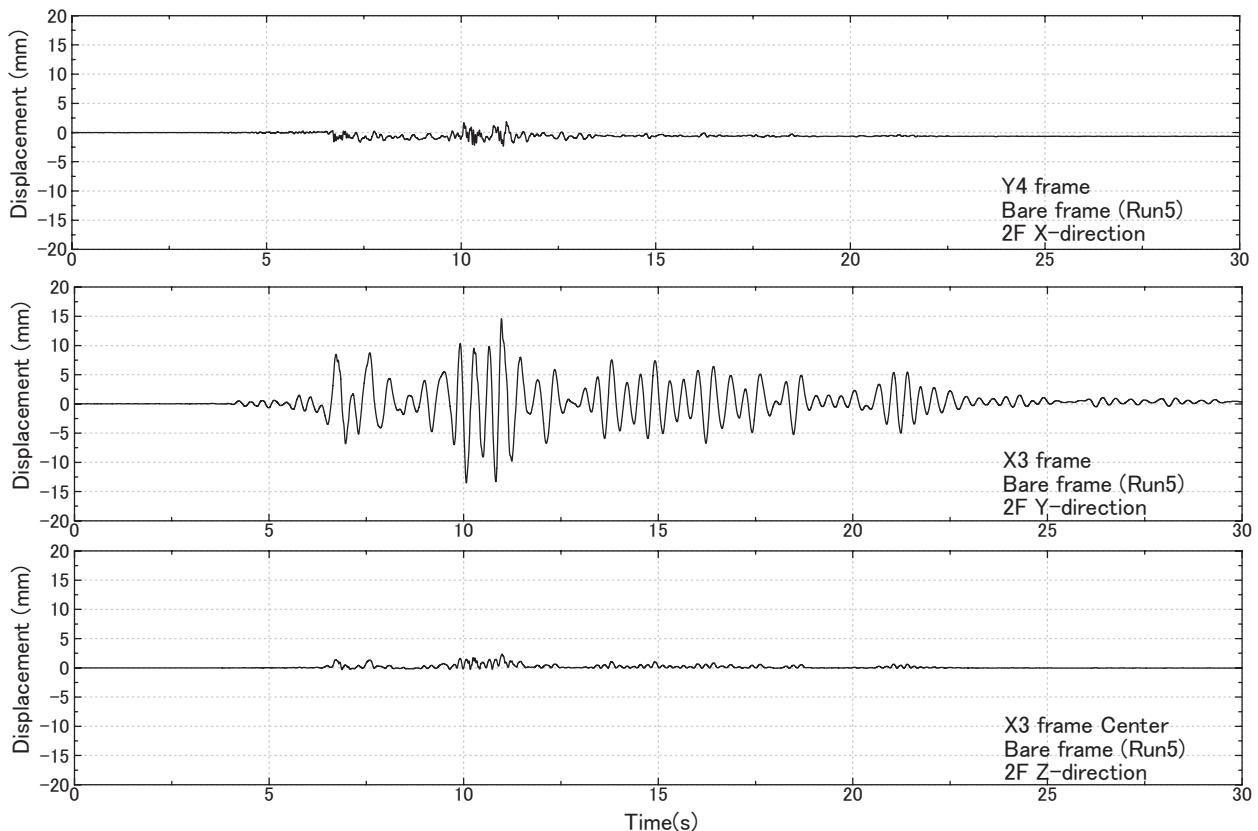


図 B.2.10 旧基準試験体 観測変位波形 (Run5 X3Y4)

Fig. B.2.10 Bare specimen Displacement (Run5 X3Y4).

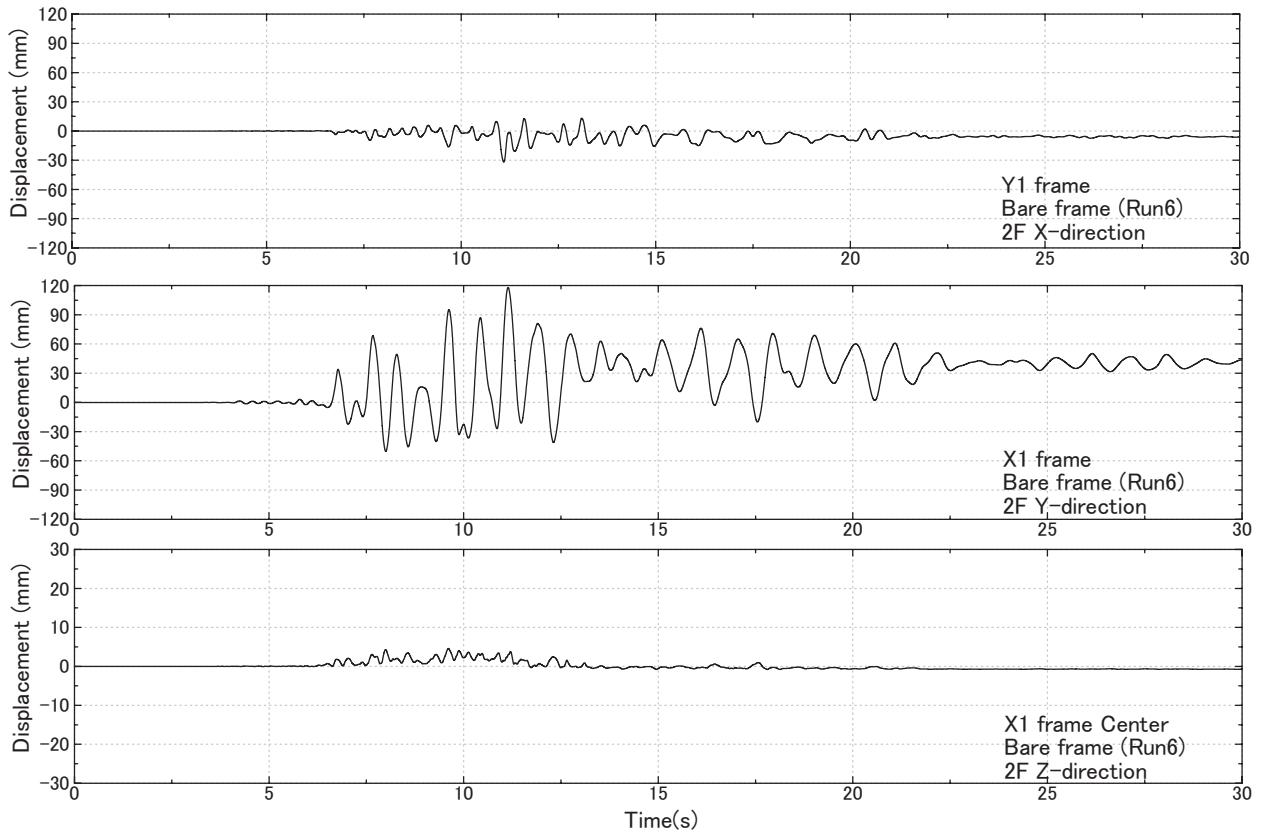


図 B.2.11 旧基準試験体 観測変位波形 (Run6 X1Y1)

Fig. B.2.11 Bare specimen Displacement (Run6 X1Y1).

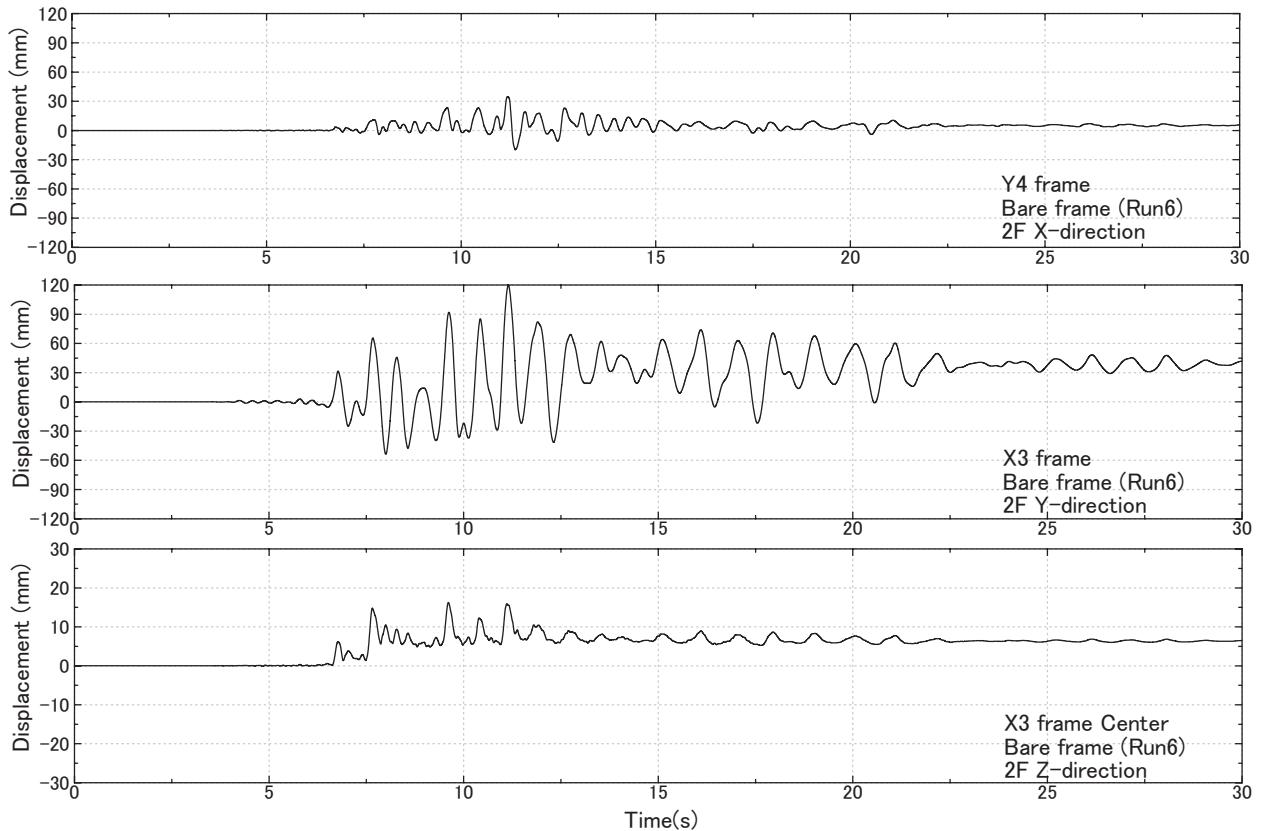


図 B.2.12 旧基準試験体 観測変位波形 (Run6 X3Y4)

Fig. B.2.12 Bare specimen Displacement (Run6 X3Y4).

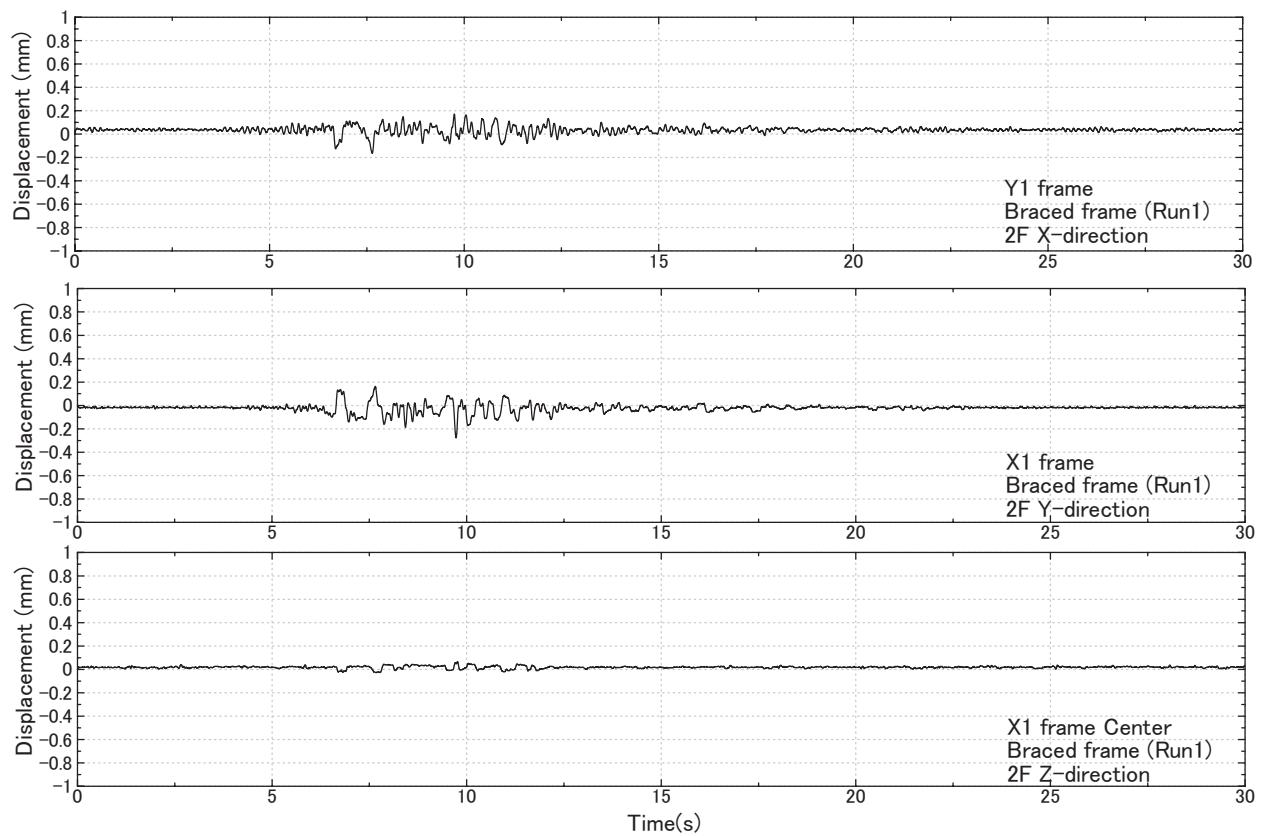


図 B.2.13 補強試験体 観測変位波形 (Run1 X1Y1)

Fig. B.2.13 Braced specimen Displacement (Run1 X1Y1).

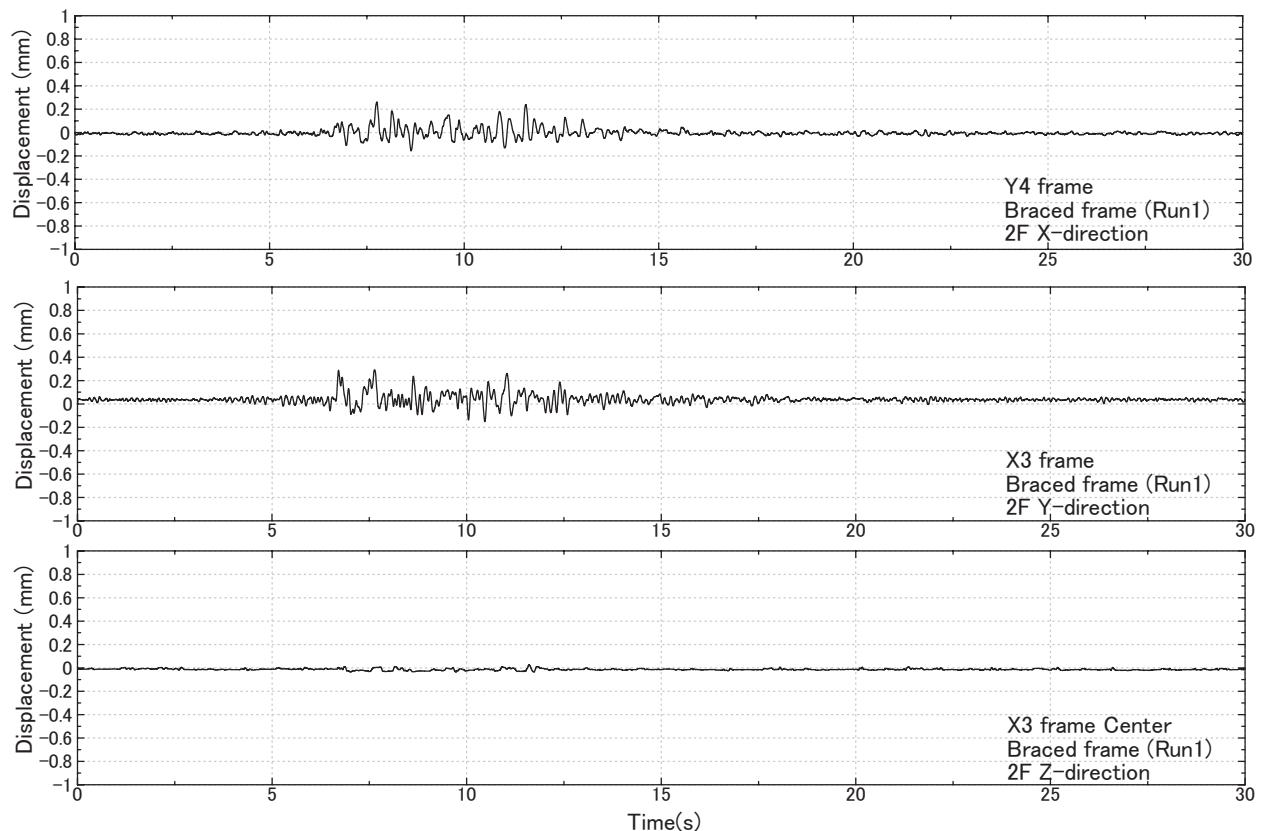


図 B.2.14 補強試験体 観測変位波形 (Run1 X3Y4)

Fig. B.2.14 Braced specimen Displacement (Run1 X3Y4).

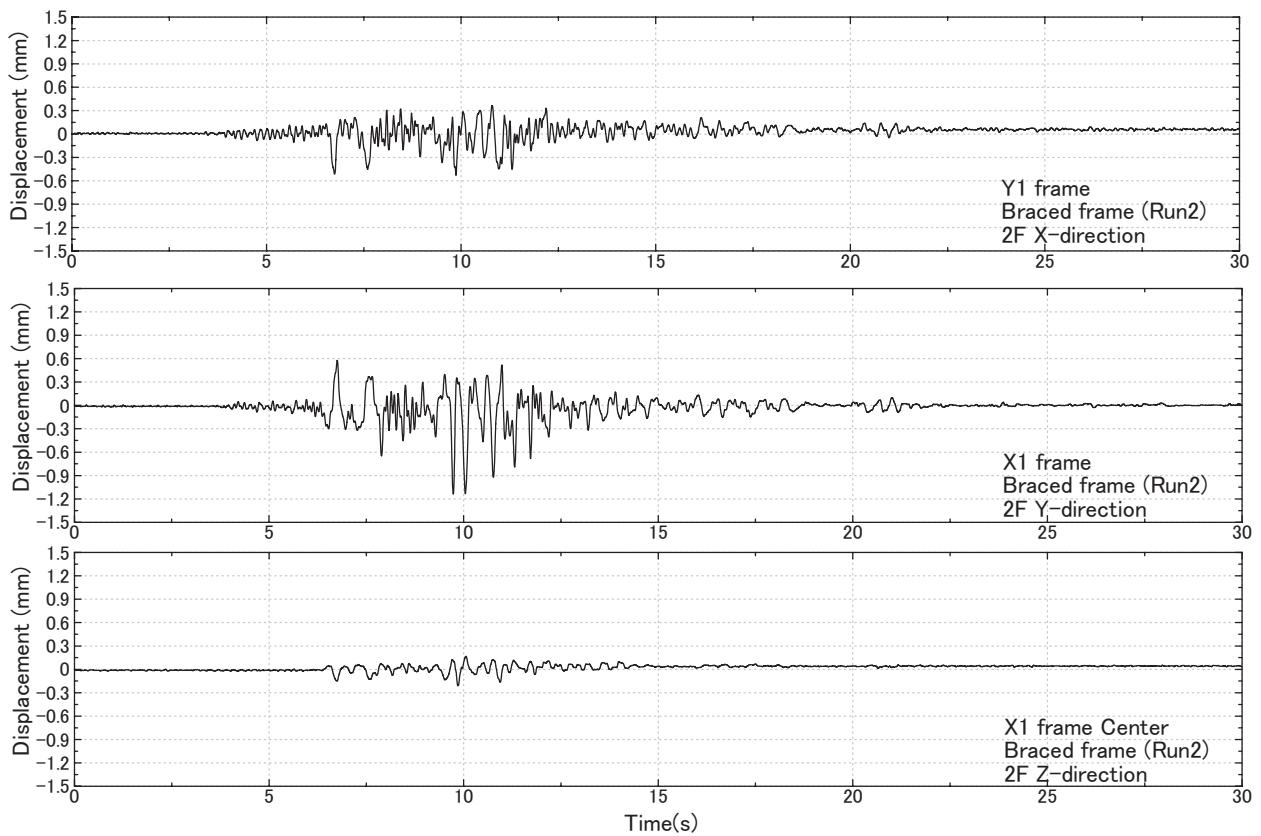


図 B.2.15 補強試験体 観測変位波形 (Run2 X1Y1)

Fig. B.2.15 Braced specimen Displacement (Run2 X1Y1).

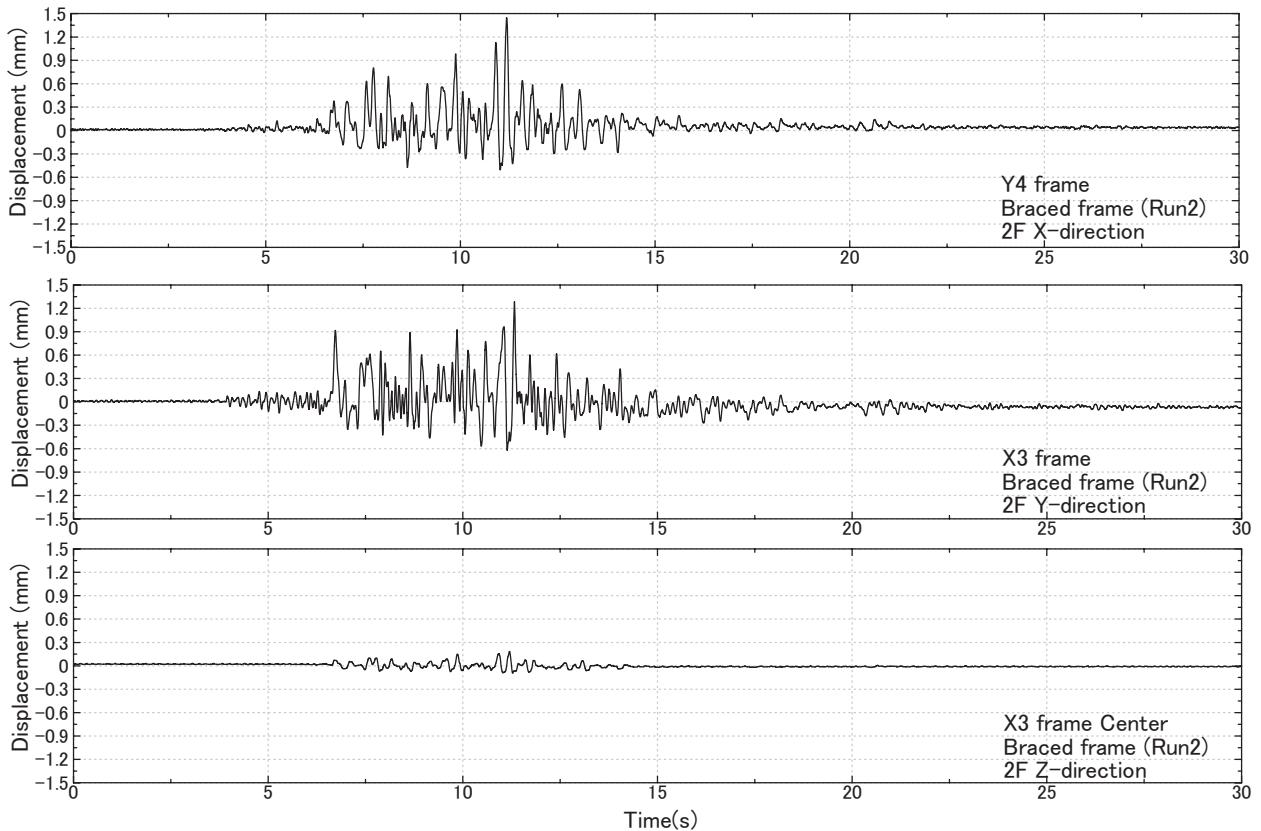


図 B.2.16 補強試験体 観測変位波形 (Run2 X3Y4)

Fig. B.2.16 Braced specimen Displacement (Run2 X3Y4).

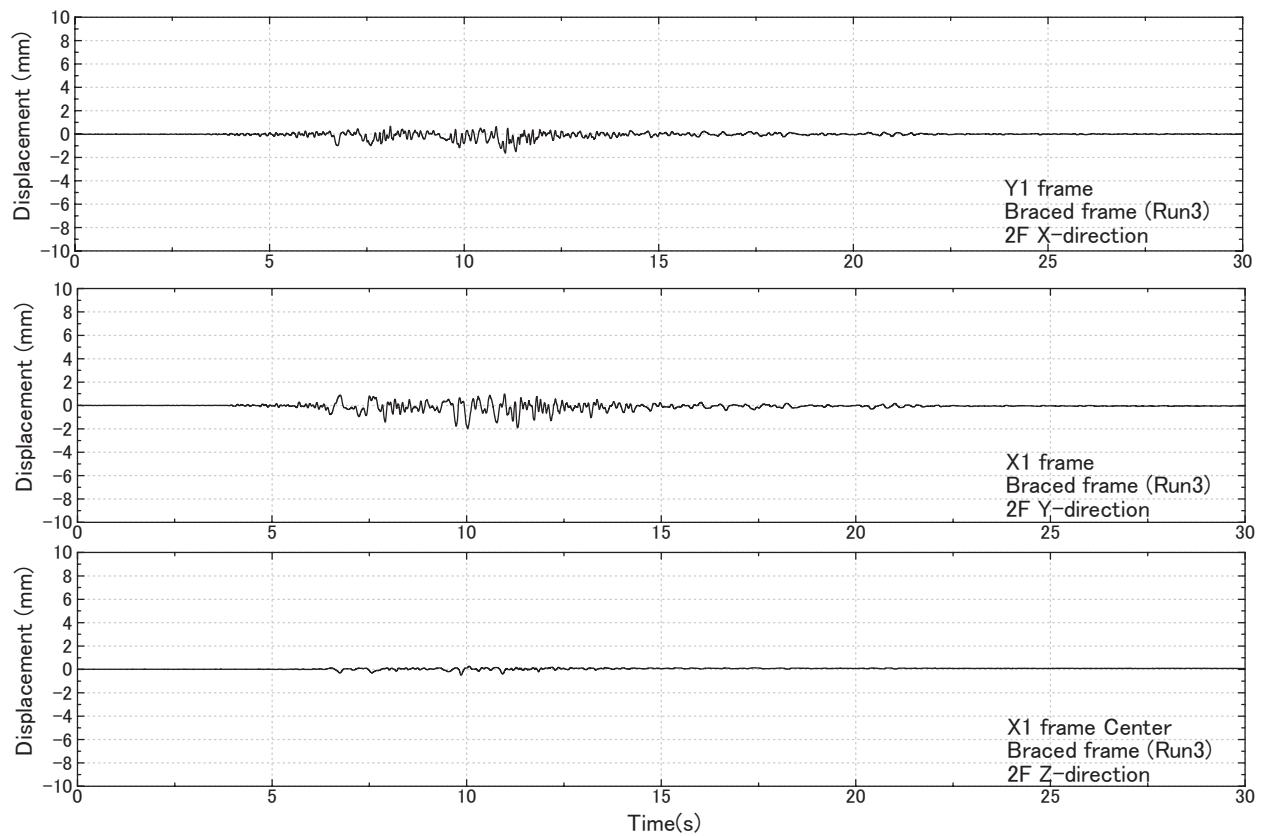


図 B.2.17 補強試験体 観測変位波形 (Run3 X1Y1)

Fig. B.2.17 Braced specimen Displacement (Run3 X1Y1).

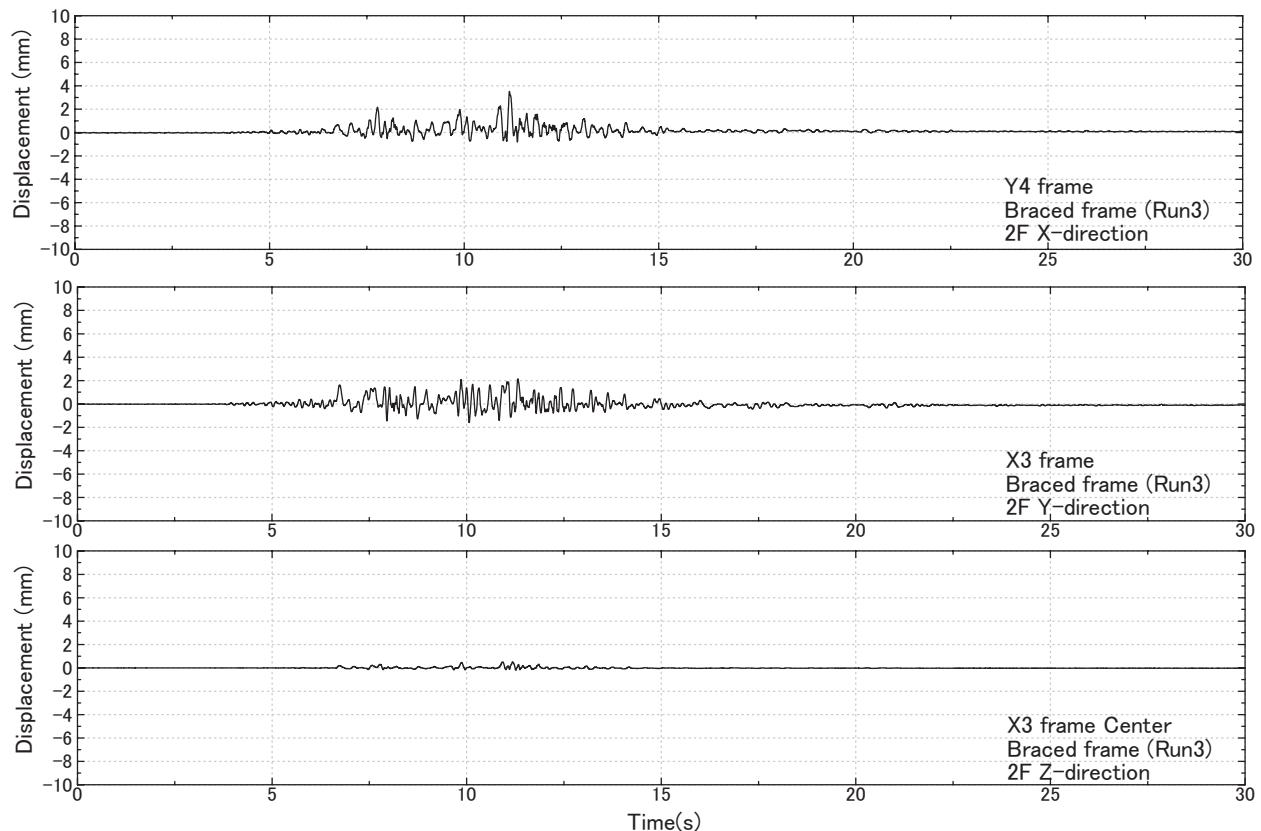


図 B.2.18 補強試験体 観測変位波形 (Run3 X3Y4)

Fig. B.2.18 Braced specimen Displacement (Run3 X3Y4).

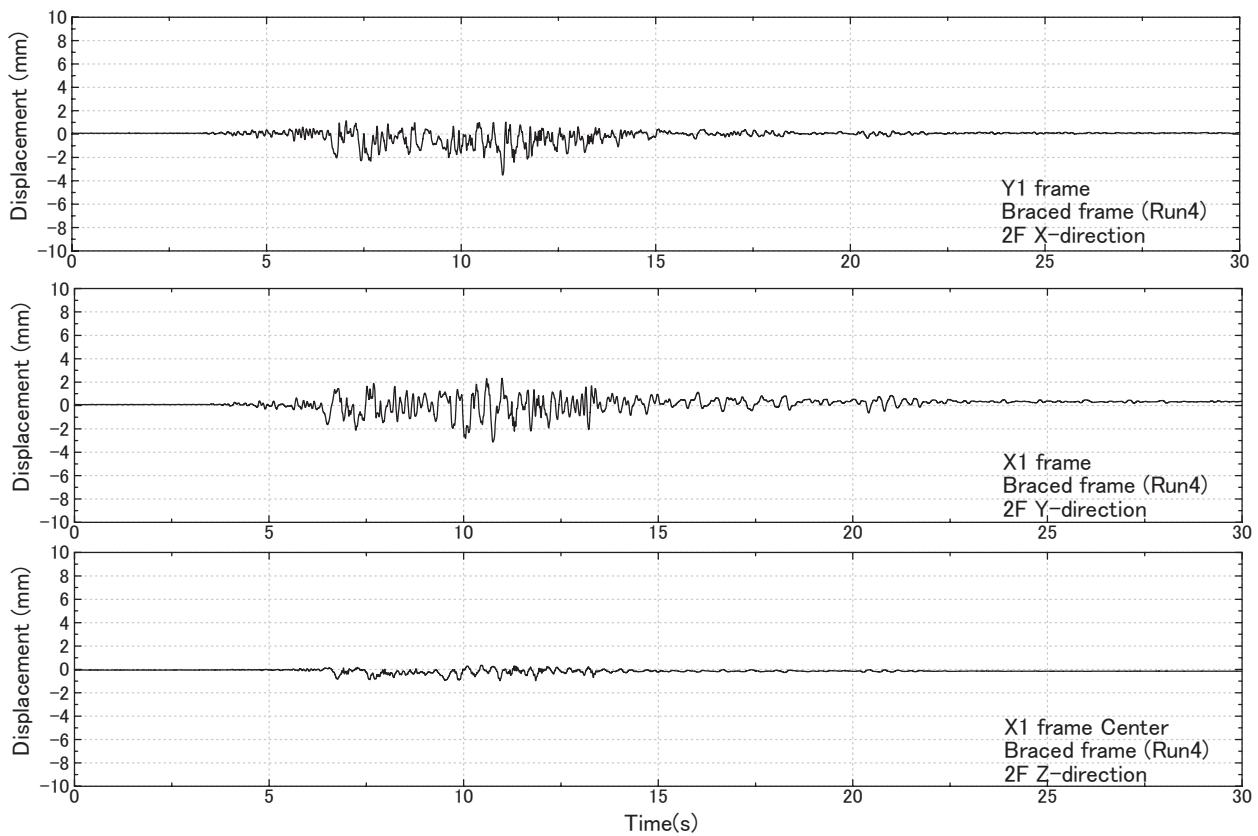


図 B.2.19 補強試験体 観測変位波形 (Run4 X1Y1)

Fig. B.2.19 Braced specimen Displacement (Run4 X1Y1).

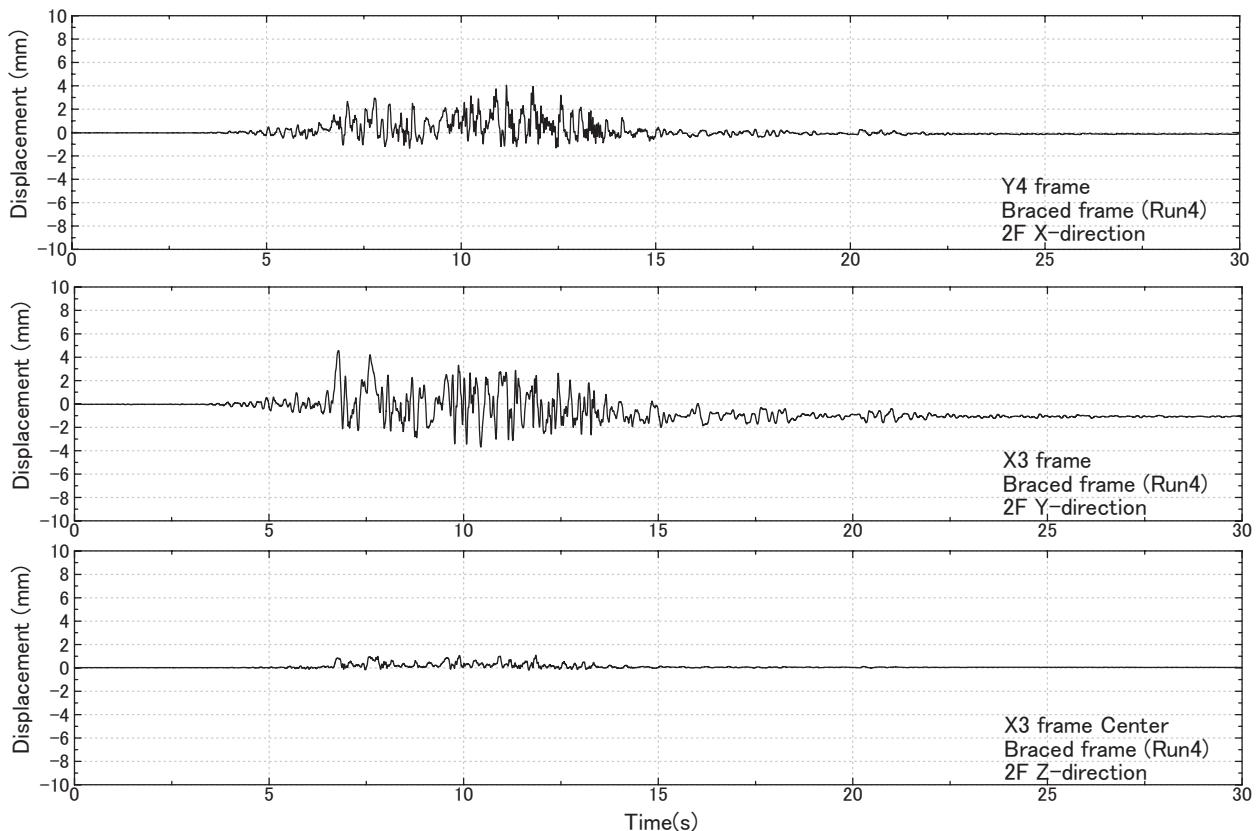
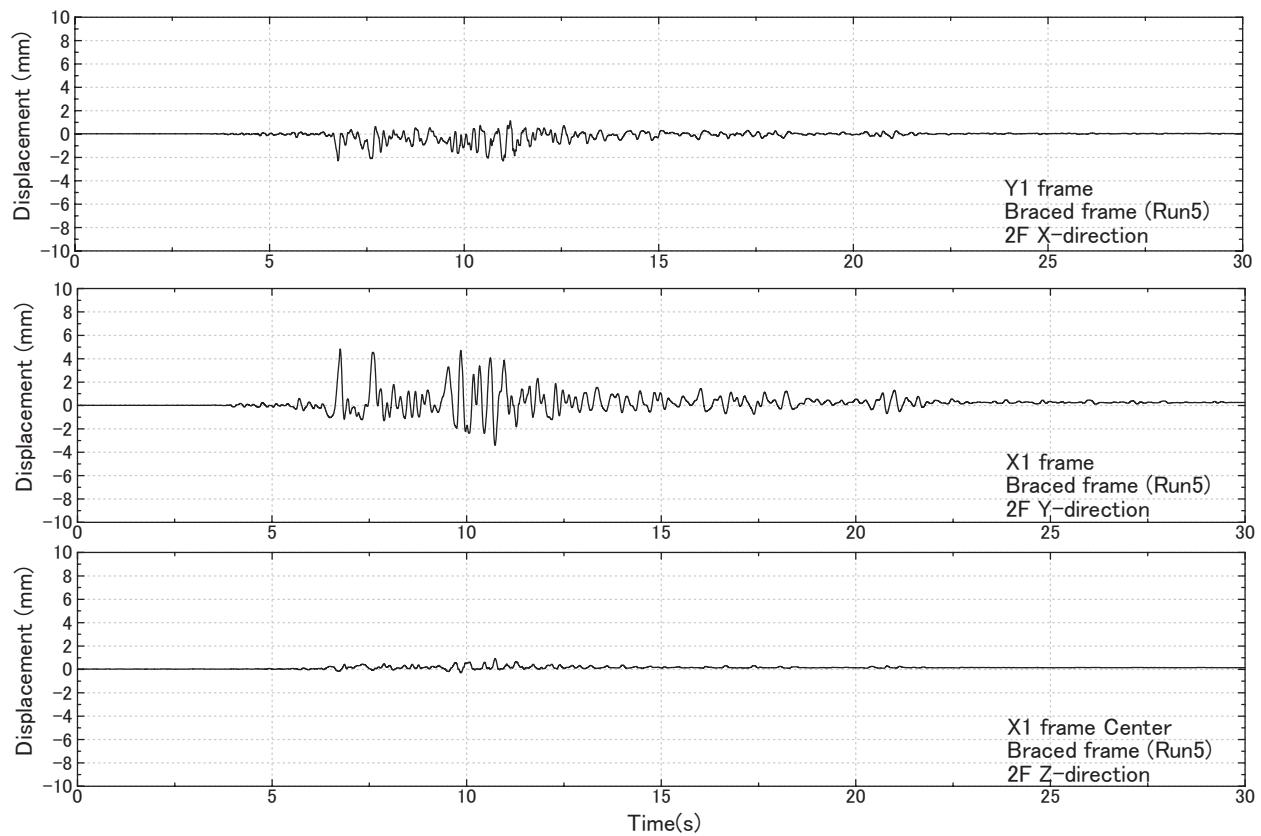


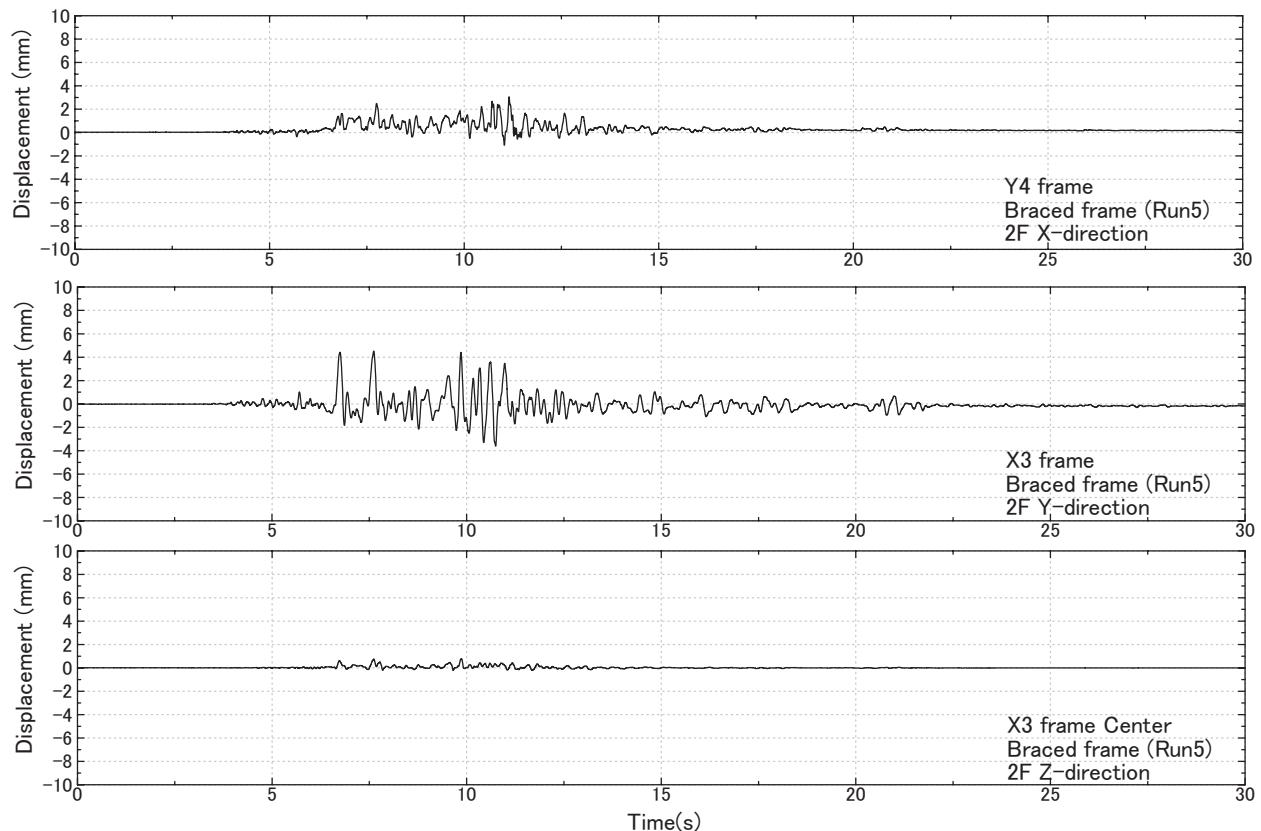
図 B.2.20 補強試験体 観測変位波形 (Run4 X3Y4)

Fig. B.2.20 Braced specimen Displacement (Run4 X3Y4).



図B.2.21 補強試験体 観測変位波形 (Run5 X1Y1)

Fig. B.2.21 Braced specimen Displacement (Run5 X1Y1).



図B.2.22 補強試験体 観測変位波形 (Run5 X3Y4)

Fig. B.2.22 Braced specimen Displacement (Run5 X3Y4).

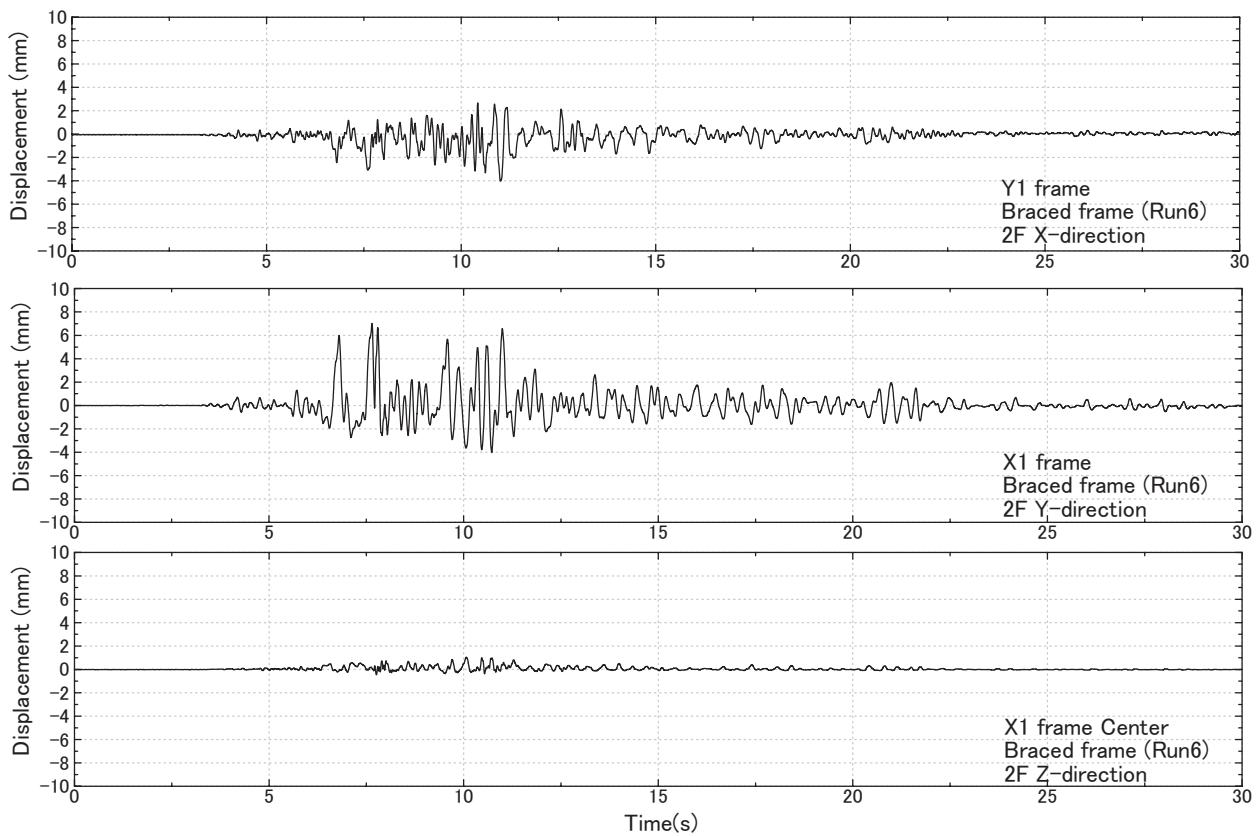


図 B.2.23 補強試験体 観測変位波形 (Run6 X1Y1)

Fig. B.2.23 Braced specimen Displacement (Run6 X1Y1).

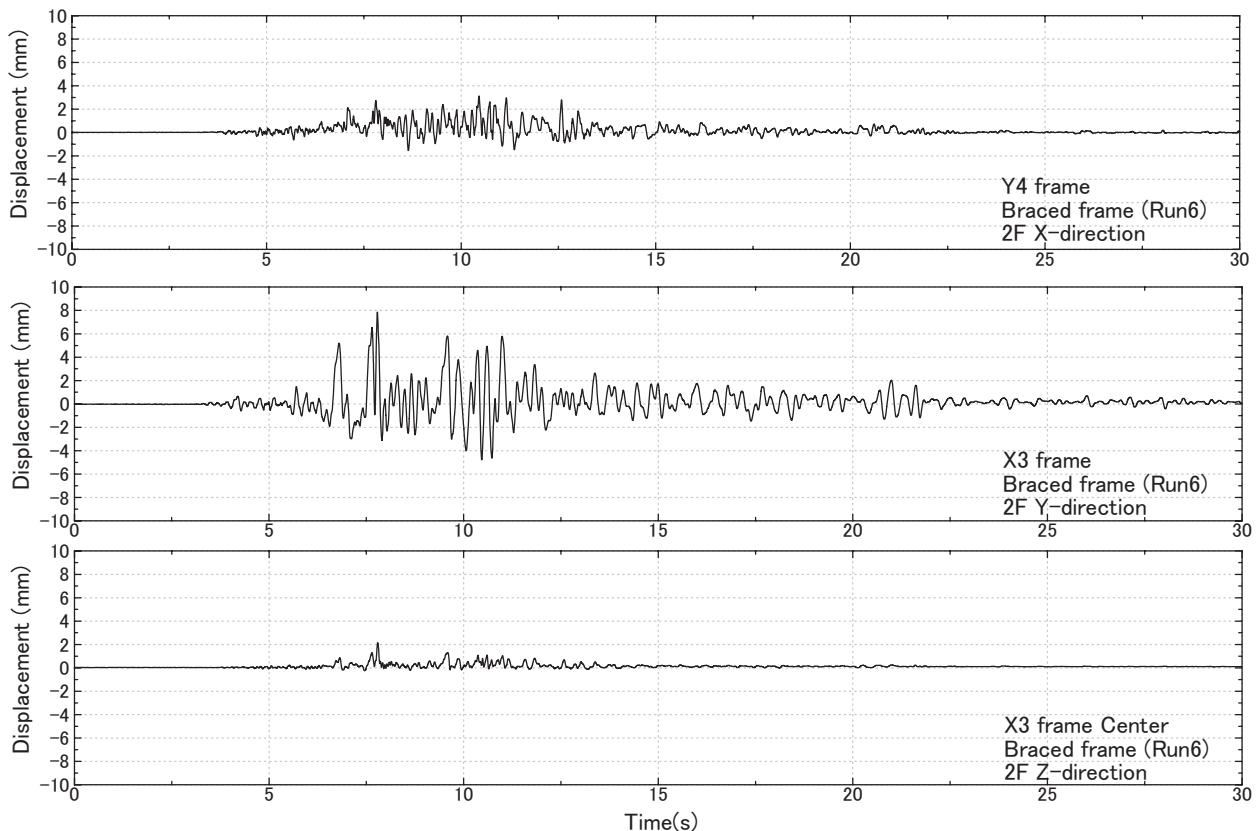
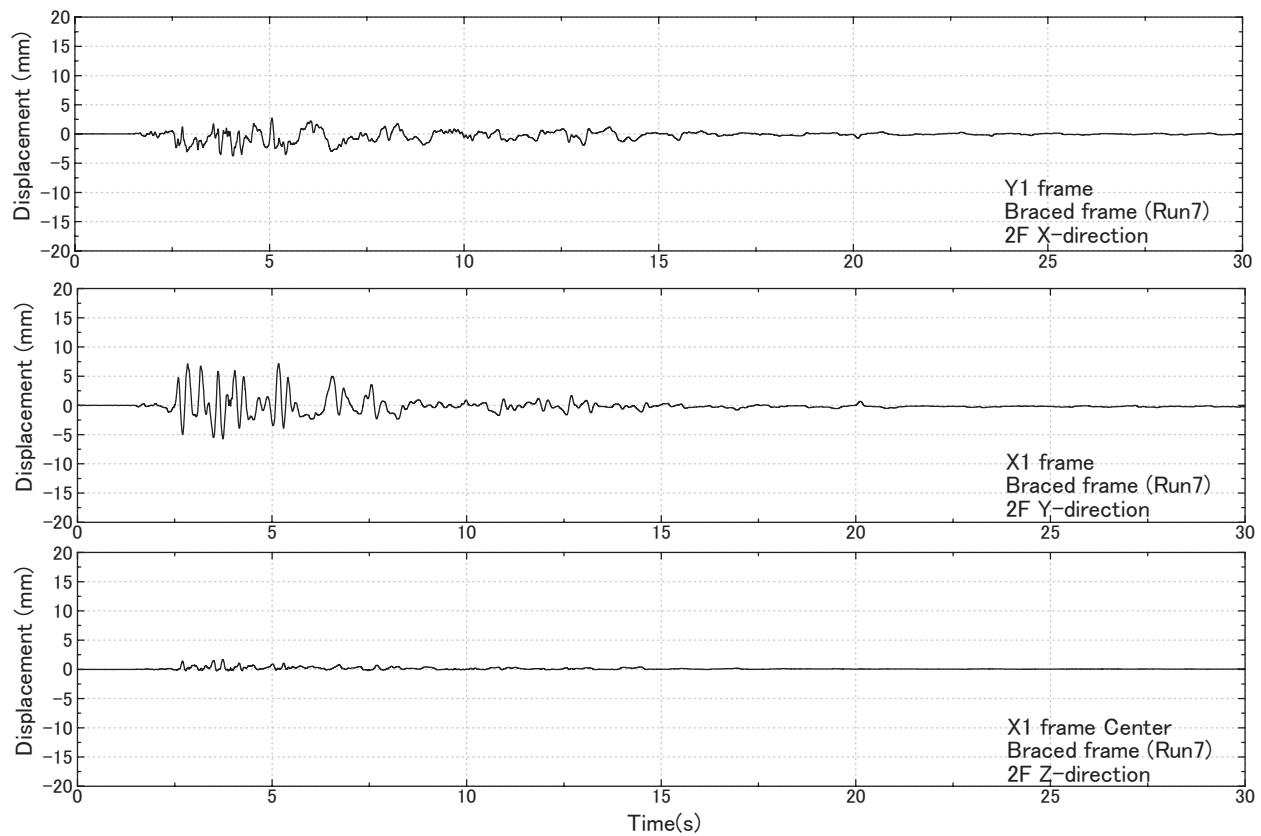


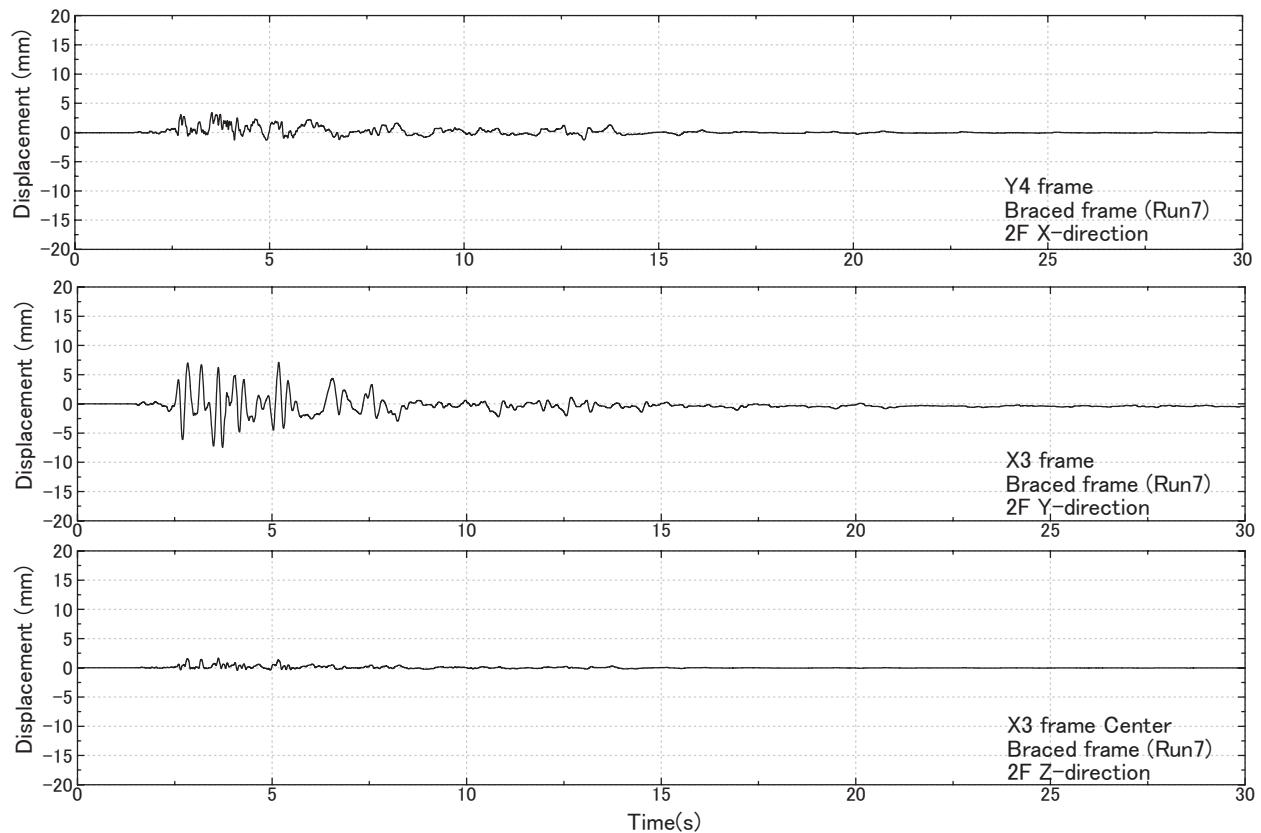
図 B.2.24 補強試験体 観測変位波形 (Run6 X3Y4)

Fig. B.2.24 Braced specimen Displacement (Run6 X3Y4).



図B.2.25 補強試験体 観測変位波形 (Run7 X1Y1)

Fig. B.2.25 Braced specimen Displacement (Run7 X1Y1).



図B.2.26 補強試験体 観測変位波形 (Run7 X3Y4)

Fig. B.2.26 Braced specimen Displacement (Run7 X3Y4).

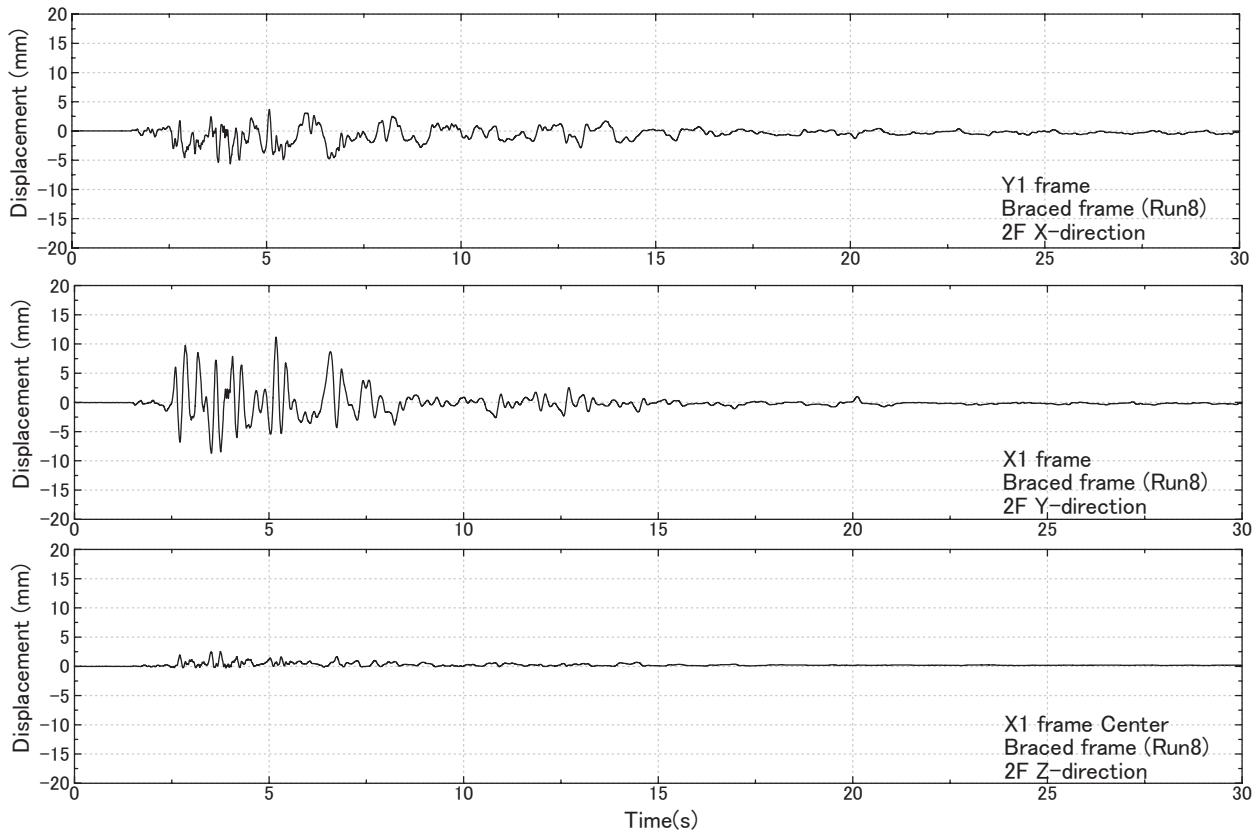


図 B.2.27 補強試験体 観測変位波形 (Run8 X1Y1)

Fig. B.2.27 Braced specimen Displacement (Run8 X1Y1).

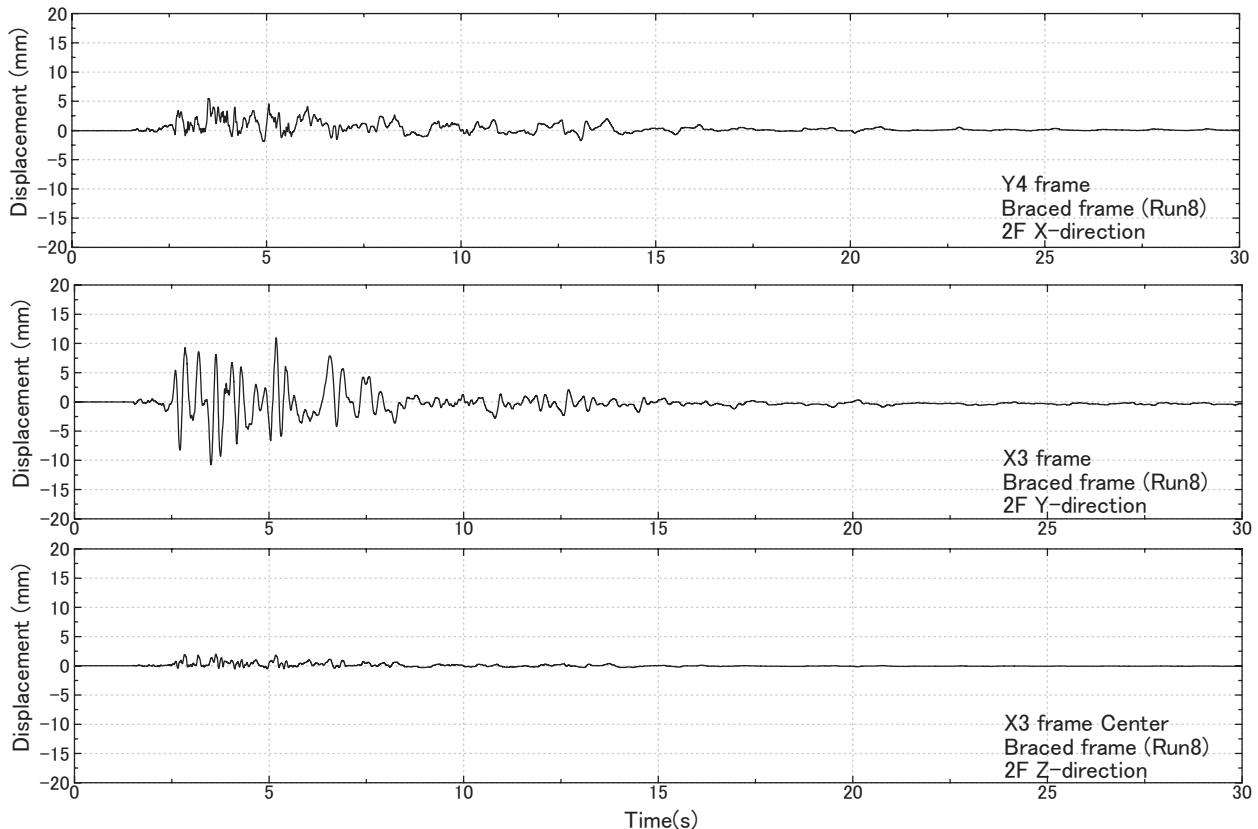
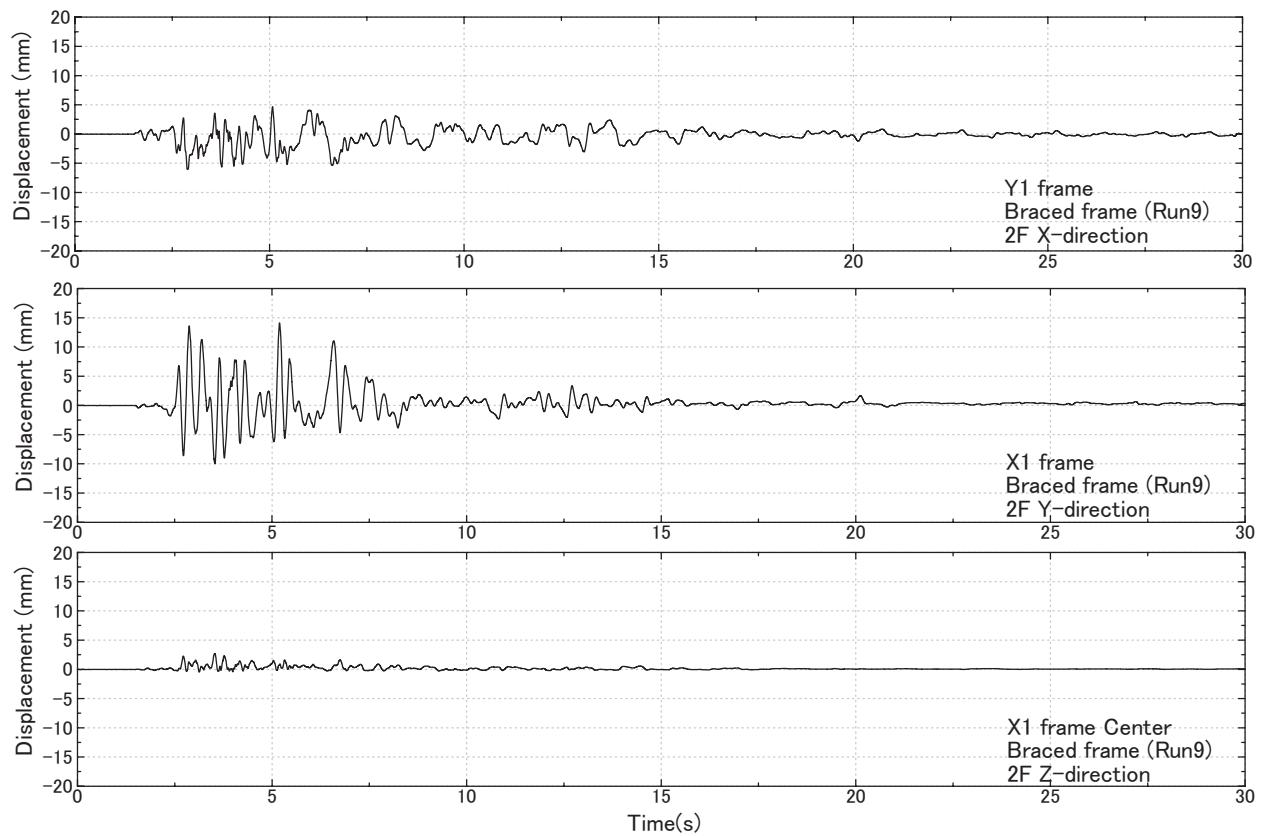


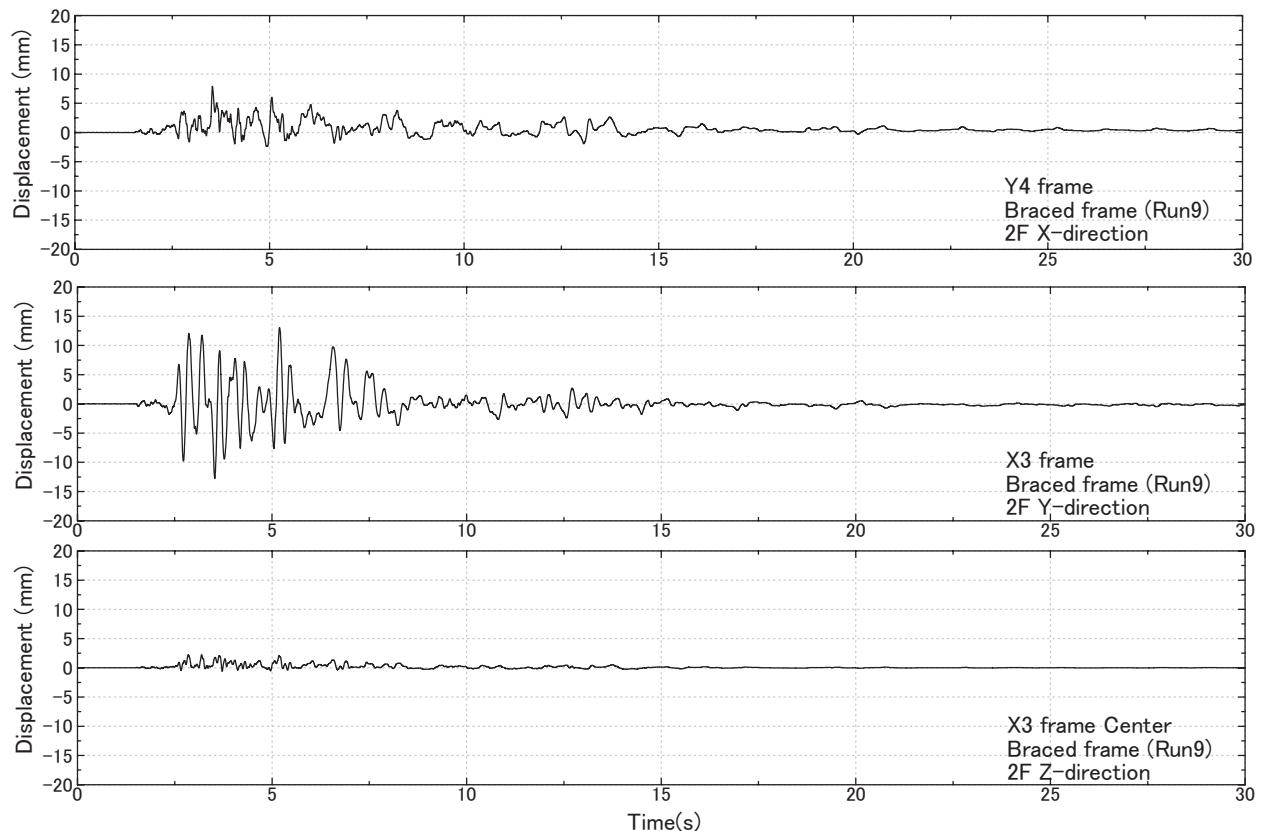
図 B.2.28 補強試験体 観測変位波形 (Run8 X3Y4)

Fig. B.2.28 Braced specimen Displacement (Run8 X3Y4).



図B.2.29 補強試験体 観測変位波形 (Run9 X1Y1)

Fig. B.2.29 Braced specimen Displacement (Run9 X1Y1).



図B.2.30 補強試験体 観測変位波形 (Run9 X3Y4)

Fig. B.2.30 Braced specimen Displacement (Run9 X3Y4).

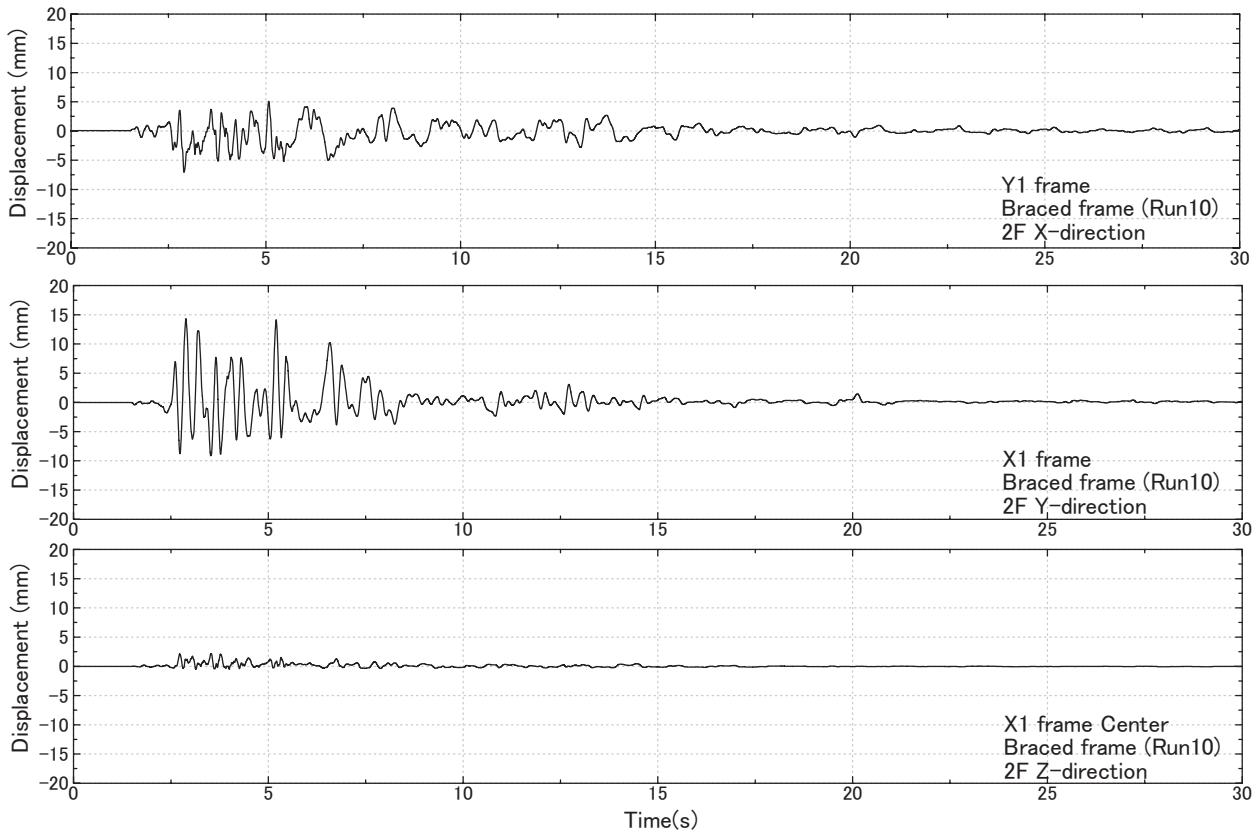


図 B.2.31 補強試験体 観測変位波形 (Run10 X1Y1)

Fig. B.2.31 Braced specimen Displacement (Run10 X1Y1).

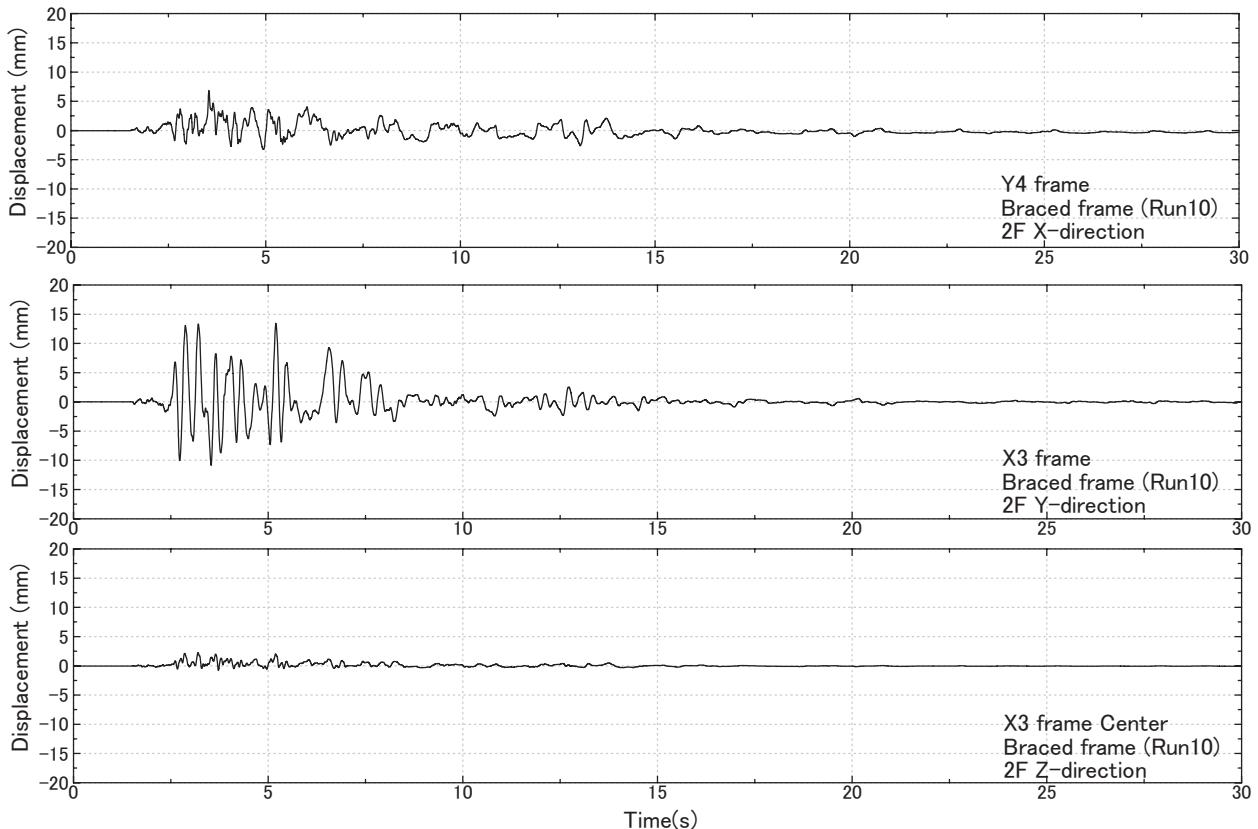


図 B.2.32 補強試験体 観測変位波形 (Run10 X3Y4)

Fig. B.2.32 Braced specimen Displacement (Run10 X3Y4).

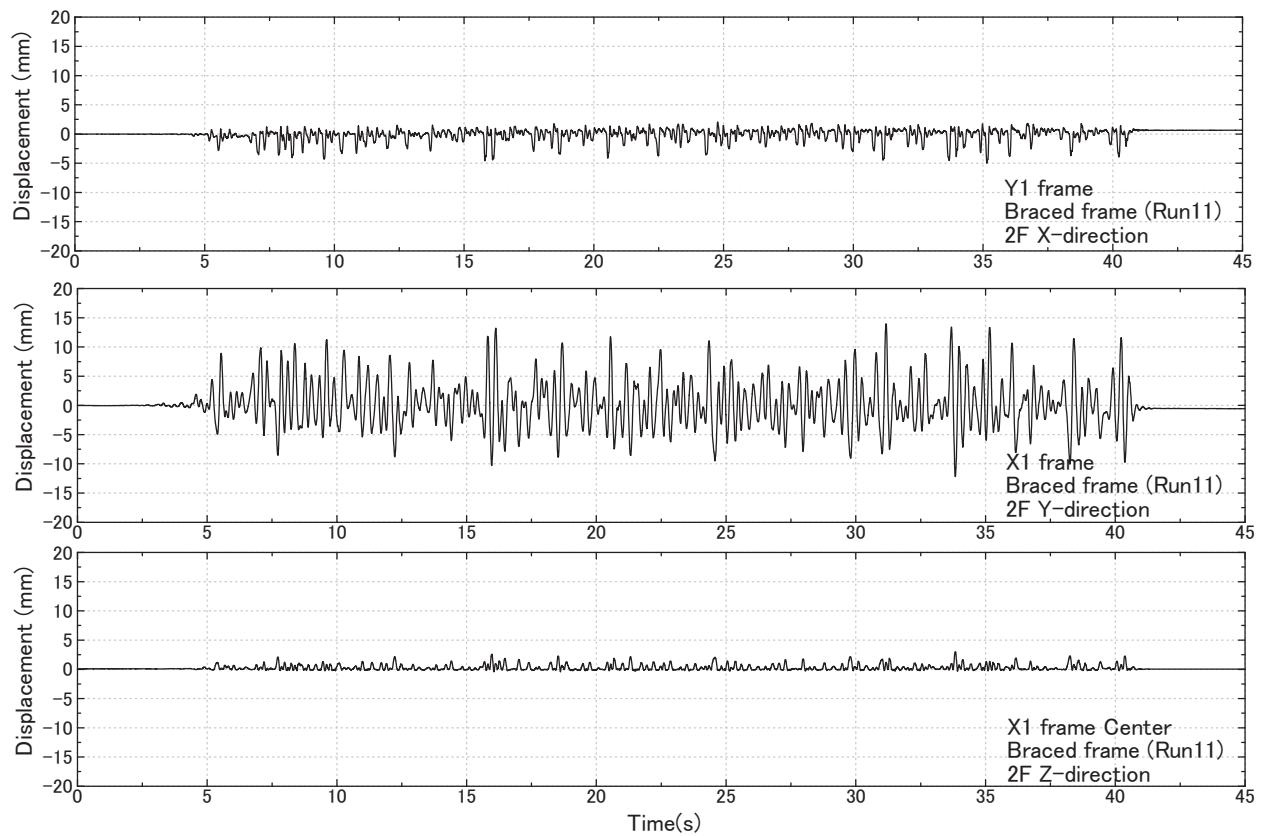


図 B.2.33 補強試験体 観測変位波形 (Run11 X1Y1)

Fig. B.2.33 Braced specimen Displacement (Run11 X1Y1).

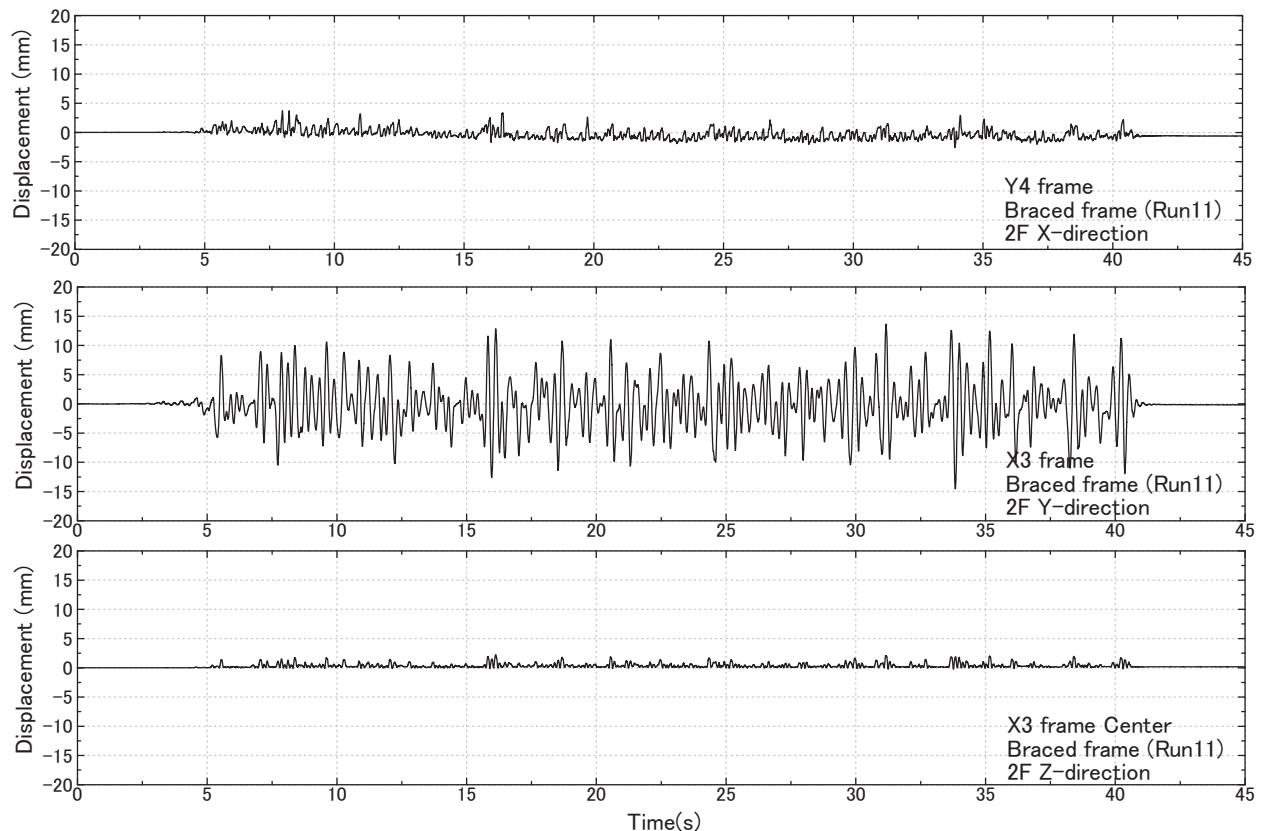


図 B.2.34 補強試験体 観測変位波形 (Run11 X3Y4)

Fig. B.2.34 Braced specimen Displacement (Run11 X3Y4).

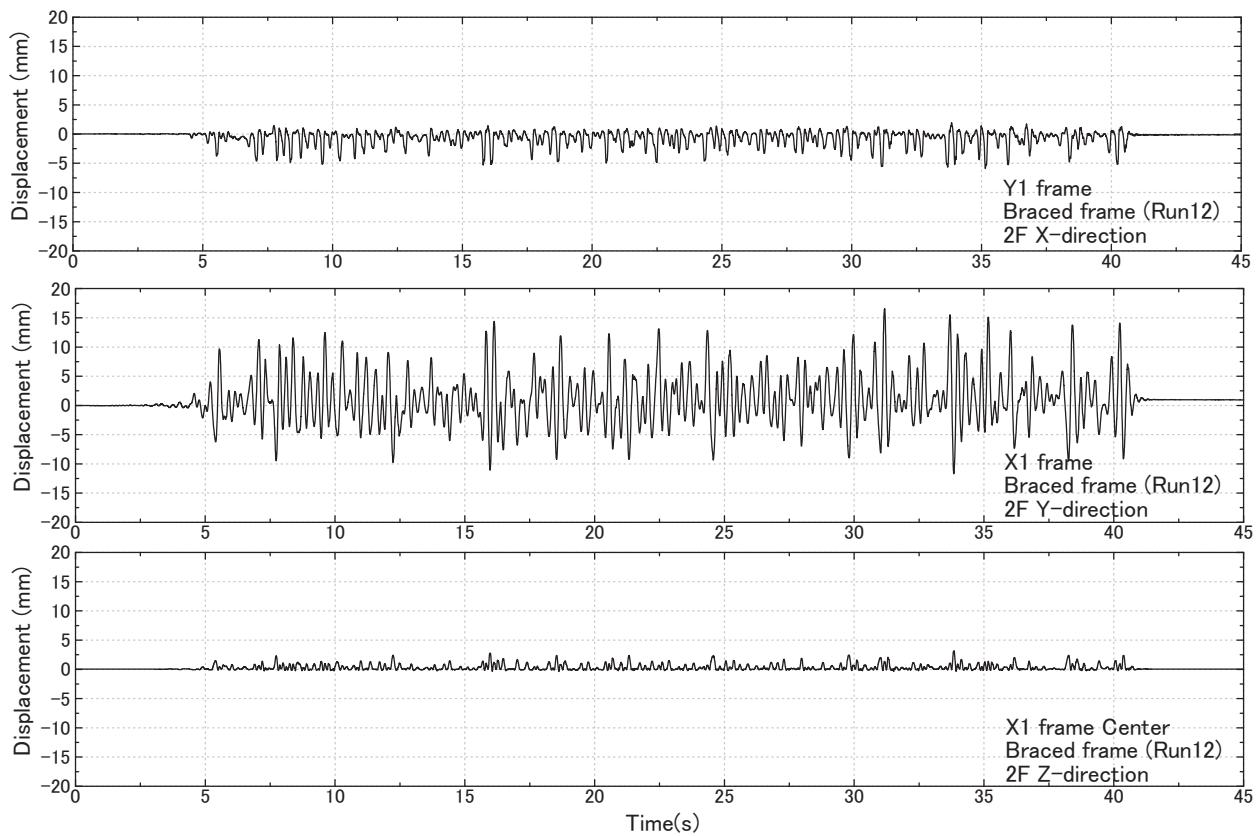


図 B.2.35 補強試験体 観測変位波形 (Run12 X1Y1)

Fig. B.2.35 Braced specimen Displacement (Run12 X1Y1).

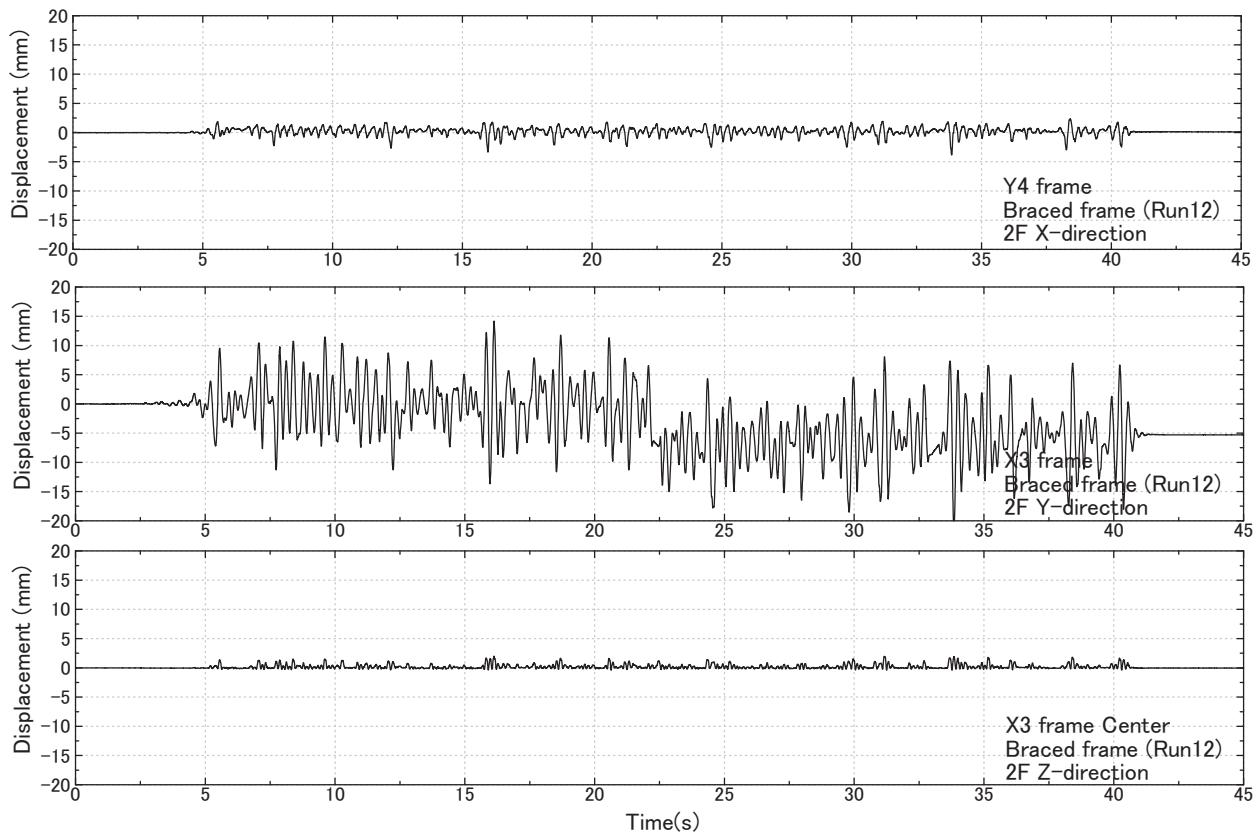


図 B.2.36 補強試験体 観測変位波形 (Run12 X3Y4)

Fig. B.2.36 Braced specimen Displacement (Run12 X3Y4).

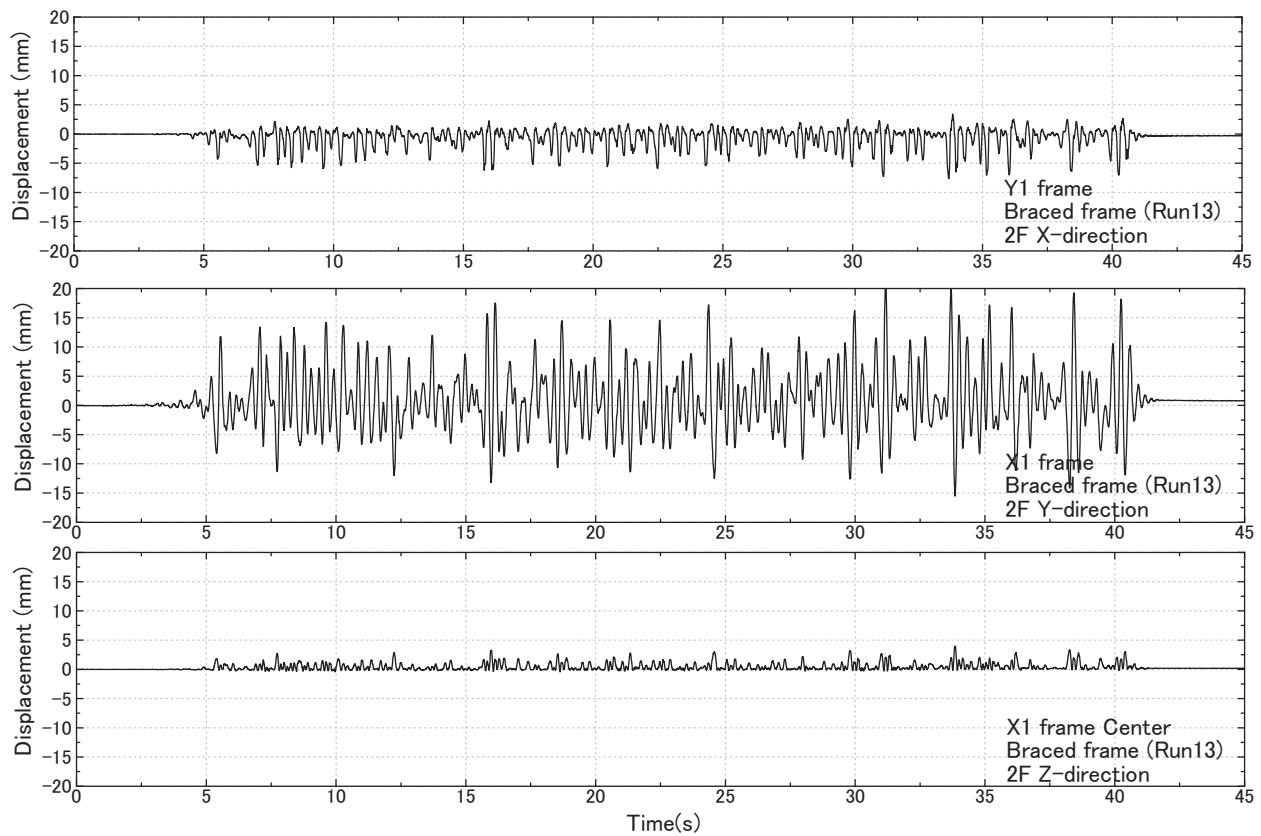


図 B.2.37 補強試験体 観測変位波形 (Run13 X1Y1)

Fig. B.2.37 Braced specimen Displacement (Run13 X1Y1).

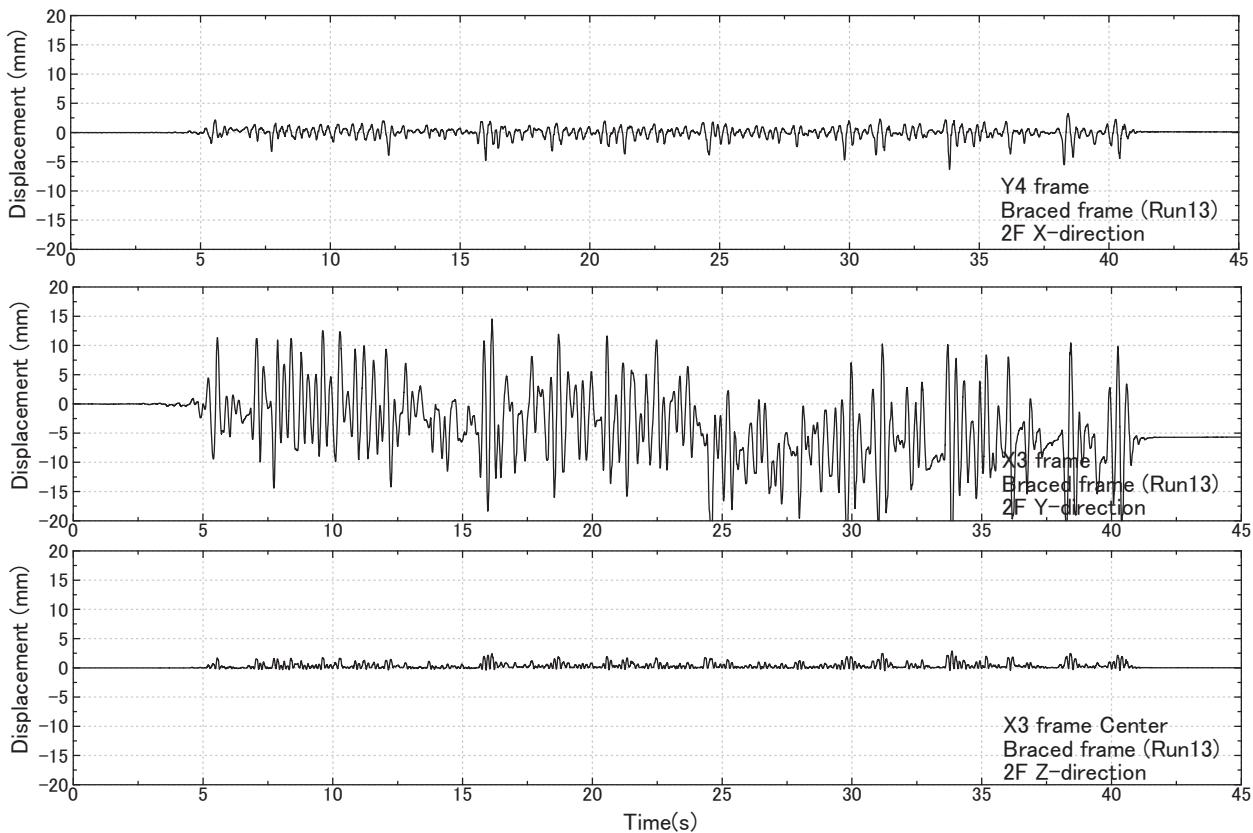


図 B.2.38 補強試験体 観測変位波形 (Run13 X3Y4)

Fig. B.2.38 Braced specimen Displacement (Run13 X3Y4).

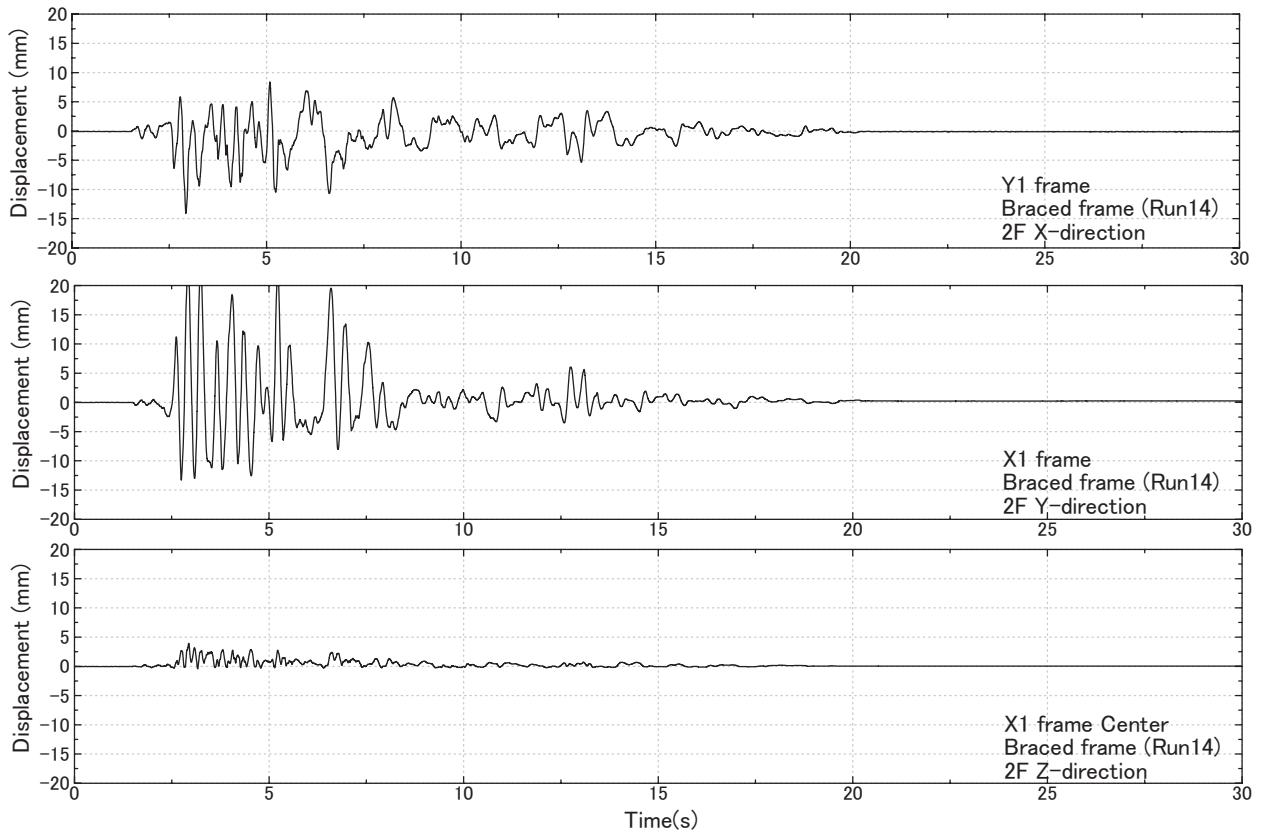


図 B.2.39 補強試験体 観測変位波形 (Run14 X1Y1)

Fig. B.2.39 Braced specimen Displacement (Run14 X1Y1).

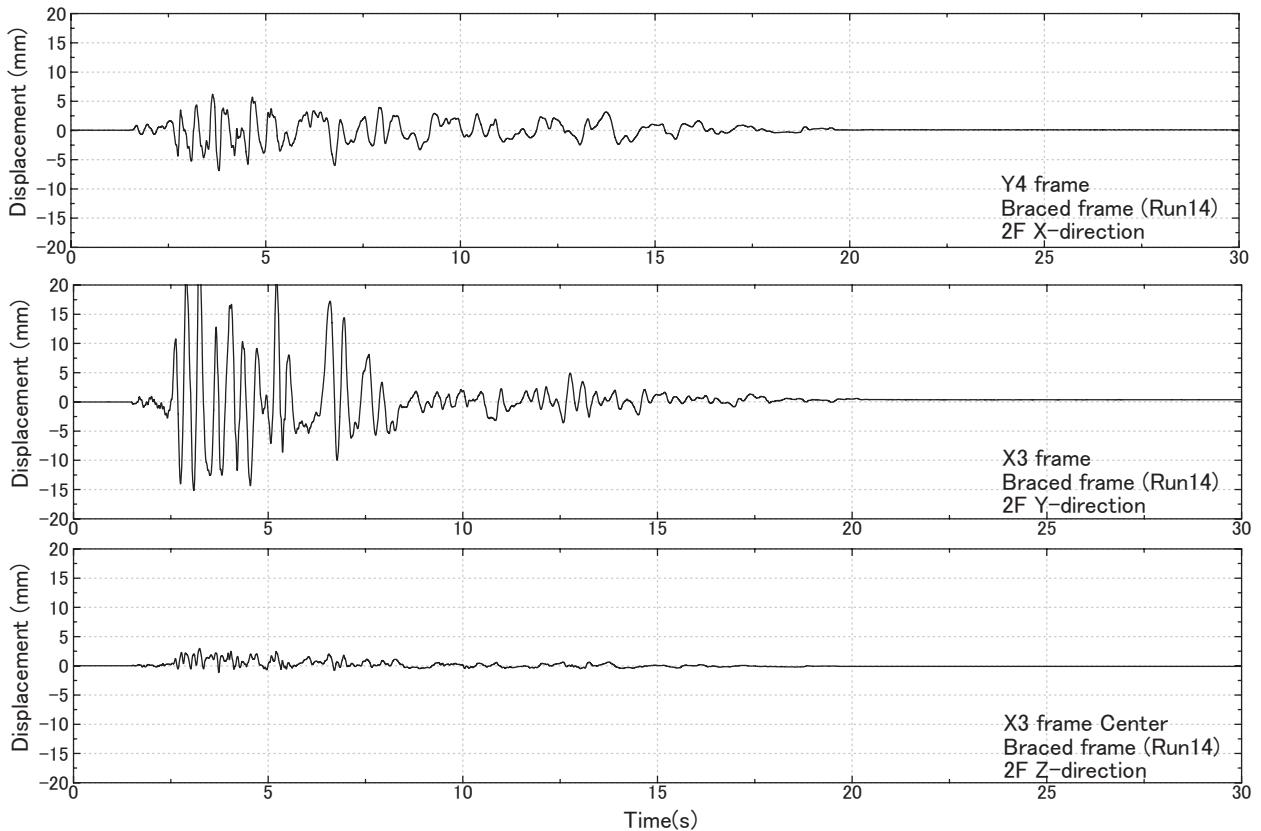


図 B.2.40 補強試験体 観測変位波形 (Run14 X3Y4)

Fig. B.2.40 Braced specimen Displacement (Run14 X3Y4).

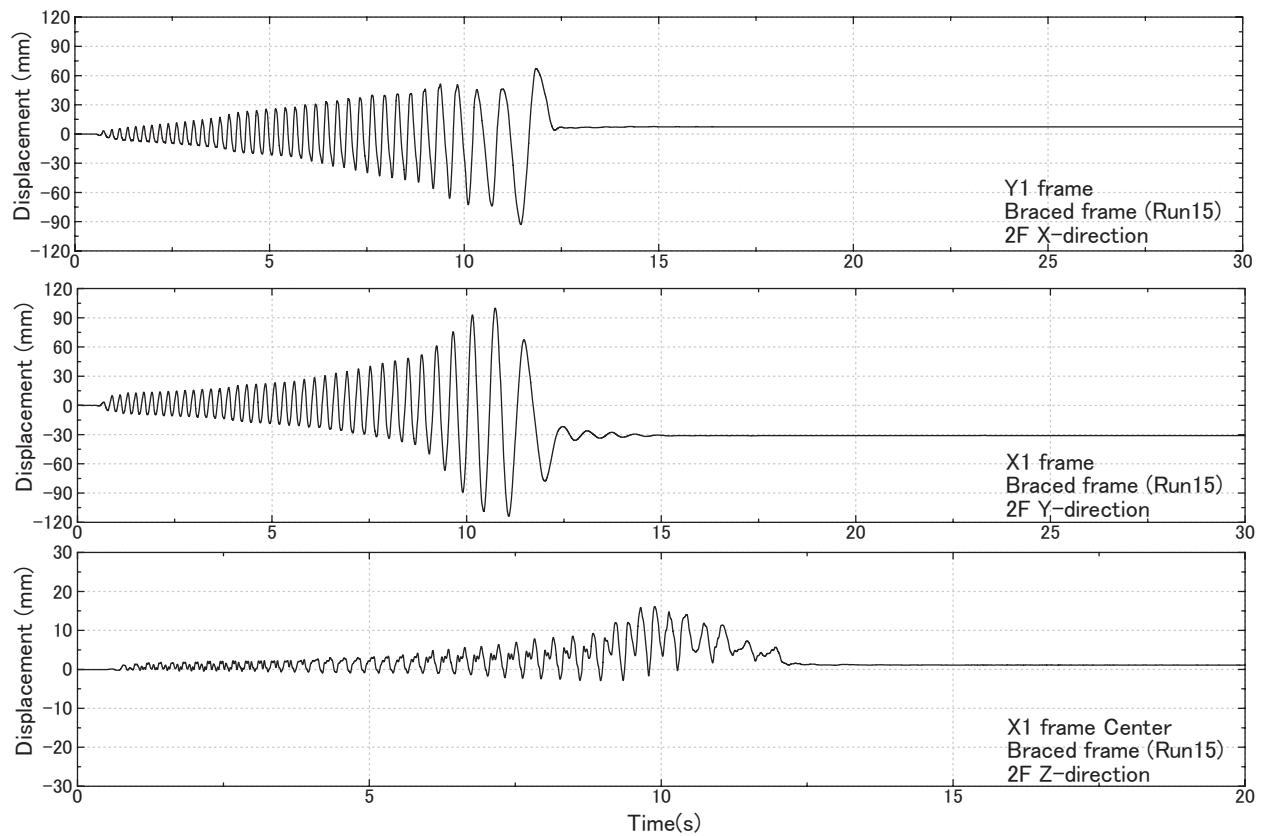


図 B.2.41 補強試験体 観測変位波形 (Run15 X1Y1)

Fig. B.2.41 Braced specimen Displacement (Run15 X1Y1).

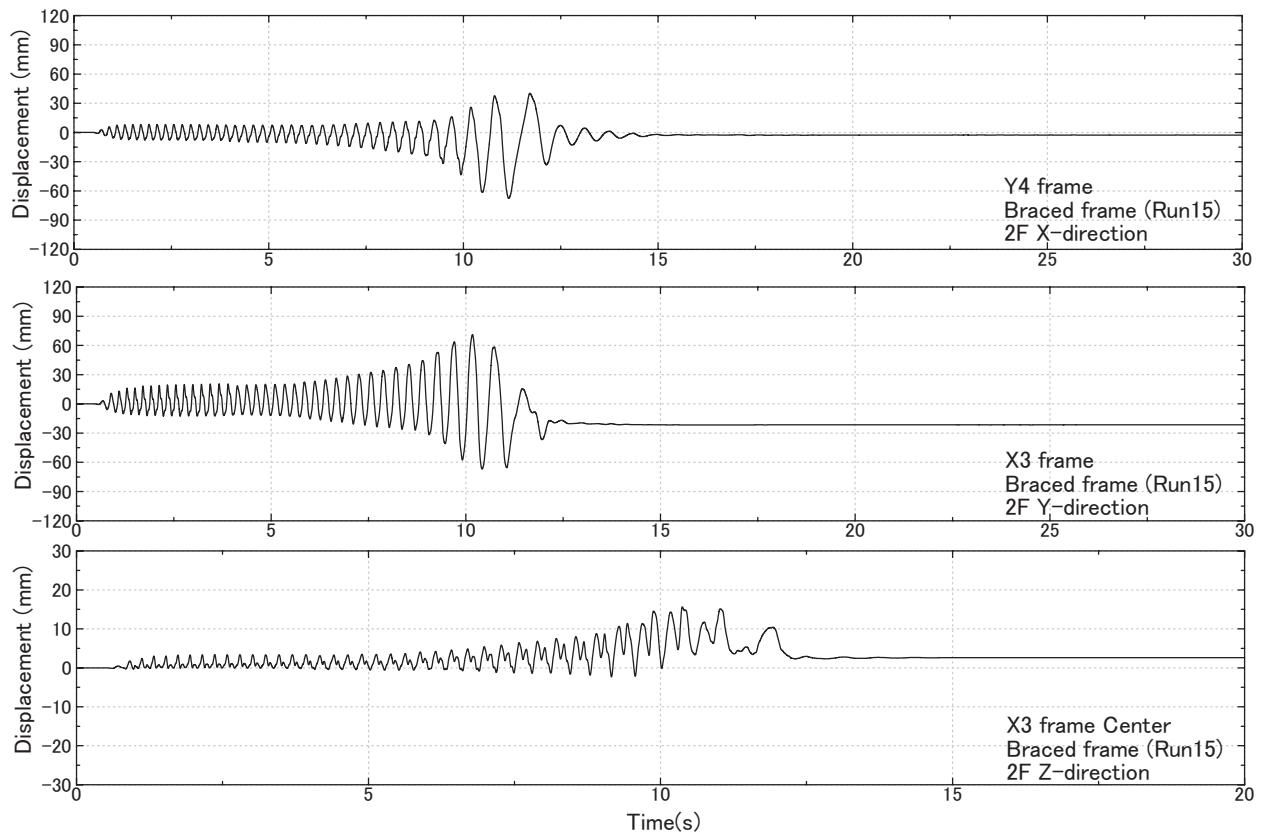


図 B.2.42 補強試験体 観測変位波形 (Run15 X3Y4)

Fig. B.2.42 Braced specimen Displacement (Run15 X3Y4).