

3.2 鉄筋コンクリート建物実験

3.2.1 鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験

目 次

(1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成 18 年度業務目的

(2) 平成 18 年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の成果
 - 1) 実大実験の目的と計画
 - 2) 実験の概要
 - 3) 加振内容
 - 4) 加振結果
- (c) 結論ならびに今後の課題
- (d) 引用文献
- (e) 成果の論文発表・口頭発表等
- (f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

(1) 業務の内容

(a) 業務題目

鉄筋コンクリート建物の三次元震動破壊実験

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
独立行政法人防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター (東京大学地震研究所)	客員研究員 (教授)	壁谷澤 寿海	kabe@eri.u-tokyo.ac.jp
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	主任研究員	松森 泰造	taizo@bosai.go.jp
東京大学地震研究所	大学院生	壁谷澤 寿一	tosikazu@eri.u-tokyo.ac.jp
東京大学地震研究所	大学院生	壁谷澤 寿成	nori@eri.u-tokyo.ac.jp
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	特別研究員	陳 少華	sh_chen@bosai.go.jp
兵庫耐震工学研究センター	外来研究員	白井 和貴	shirai@bosai.go.jp
東京大学地震研究所	産学連携研究員	金 裕錫	yskim@eri.u-tokyo.ac.jp

(c) 業務の目的

既存の大型一次元振動台および実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）により鉄筋コンクリート建物の震動破壊実験を行い、構造物の三次元地震応答性状と破壊メカニズムの解明を行う。

(d) 5カ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

1) 平成14年度：

耐震壁単体の1/3縮小モデル試験体2体の1方向振動台実験により、以下の知見が得られた。(1)従来の耐力および靱性評価式による計算でせん断破壊先行と予想した試験体が、曲げ降伏後のせん断破壊型に至った。最大耐力も、各評価式による予測値を大きく上回った。(2)曲げ降伏先行型と予想した試験体では、最大耐力は計算値とほぼ対応したが、継続時間の長い入力波の影響により、実験による終局変形角は計算値を下回った。

2) 平成15年度：

耐震壁の基礎浮き上がりの影響を明らかにするために、基礎固定型および基礎浮き上がり回転型という2種類の耐震壁フレーム構造の1/3縮小モデルの1方向振動台実験を行った。耐震壁が負担する水平力の負担割合は、基礎固定型で70%以上、基礎浮き上がり型で50%未満であり、最上階の最大応答変位は基礎浮き上がり型が1.5倍程度大きかった。現実の構造物では基礎完全固定は想定しがたく、振動台実験において、基礎の支持条件を正確に模擬することが重要であることがわかった。

3) 平成16年度：

前2年度と同様に既存の大型1次元振動台にて、鉄筋コンクリート立体フレーム構造の1方向振動実験を行った。試験体は、平成17年度にE-ディフェンスで行う予定の実大6層試験体の1/3縮小モデルとした。曲げ降伏型の耐震壁が動的な外力によりせん断破壊に至り、過大な入力では層崩壊に至ることを実験的に明らかにした。

4) 平成17年度：

E-ディフェンスにより実大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750tonf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。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。

5) 平成18年度：

E-ディフェンスにより実大3層鉄筋コンクリート構造物2体の三次元震動破壊実験を実施する。うち1体のみ耐震補強することで、耐震補強の有効性について検証するとともに、学校校舎形態の鉄筋コンクリート構造物における進行性崩壊過程の解明、基礎におけるスウェイおよびロッキング現象を実験的に検証する。

(e) 平成18年度業務目的

E-ディフェンス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。平成18年度に行う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-ディフェンス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360tonf、震動台載積総重量800tonf程度とする。震動実験においては、主に、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う。

(2) 平成18年度の成果

(a) 業務の要約

E ディフェンスにより実大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12×8m(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体に外付け鉄骨ブレース補強を施し、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1体につきおよそ450成分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り、最終的に試験体の共振を得られる人工特性波を入力することによって1層鉄骨ブレースの座屈を伴い崩壊した。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。

(b) 業務の成果

1) 実大実験の目的と計画

近年、日本では兵庫県南部地震(1995年1月16日発生)や新潟中越地震(2004年10月23日発生)などの設計用地震動をはるかに上回る強震データが観測されている。しかし、これらの表層地盤で得られた強震記録を用いた場合、一般的に非線形地震応答解析や推定被害率は実際の既存RC構造物の被害を過大評価しており、特に低層のRC構造物が軽微または小破に被害が留まっている例が多い。設計や地震防災においては地震被害を安全側に評価することとなるため、この被害調査結果と解析結果の差異については未だ理論的背景に基づいた解釈がなされていないのが現状である。しかしながら、本来耐震工学的には、観測記録は構造物の被害率と定量的な関係性を示すべきものであり、これらの関係を明らかにすることは対費用効果を考慮した耐震補強、性能評価型設計という観点から非常に重要な研究課題といえる。

現在、この差異の主な要因と考えられているのが以下の3つである。

- a) 実際の建物の強度がモデルよりもかなり高い
- b) 実際の応答変形は被害よりも大きい(最大応答変形は観察された被害の残留状態から読み取られる)
- c) 建物に実際に入力する地震動は自由地盤の地震動とは異なる(入力逸散効果)

入力逸散効果については、実際の構造物に入力する加速度は建物 地盤相互作用および支持条件の非線形効果によって自由地盤で観測された加速度よりも大幅に低減する可能性が指摘されており、東京大学地震研究所では新潟県中越地震本震後、防災科学技術

研究所 K-net 小千谷観測地点に隣接する小学校において余震観測を行い、最大余震時(10/27 10:40 の記録)において K-net における記録と比較して大幅な入力低減があったことを確認している。

基礎における地震動入力逸散効果については、極大地震に対する支持地盤の非線形性状を考慮して耐震性能を評価する手法も提案されている。これらは地盤増幅や慣性相互作用に基づいた評価法であり、線形域での周波数依存性や杭や地盤の非線形性などは詳細に考慮されるが、大加速度域での強非線形性や境界面での固着剥離などはモデル化も検証も十分ではない。したがって、設計用地震動を超過する極大地震を受けるような場合は、直接基礎あるいは杭基礎においても、滑り、浮き上がりおよび地盤の大歪みなどの非線形挙動は、従来の解析モデルで考えられているよりも大きな入力逸散効果をもたらす可能性がある。地盤歪みは構造物支持地盤の非線形性状に依存しているため震動実験から一義的な評価方法を提案することは難しい。これに対してコンクリートスラブ(土間コンクリート)に対する基礎の相対変形は物理モデルとして非常に明解であり、また基礎固定時の応答よりは基礎逸散効果が下限値として評価されたものになる。

これらの研究背景のもとに、E - ディフェンスによる 2006 年度大大鉄筋コンクリート建物に関する振動実験の目的および計画を以下のように設定した。1) 試験体は 3 層学校校舎 2 体とし、外付け鉄骨ブレースにより耐震補強した試験体と無補強の試験体の実験結果を比較する。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。2) 無補強試験体は 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の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。3) いずれの試験体も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に置くことにより基礎のスウェイおよびロッキング現象を実現し、基礎における入力逸散を模擬する。特に強震動に対する実際の構造物の入力逸散は、鉛直地震動やスケール効果を考慮すると、実大三次元震動破壊実験においてのみ検証可能な研究テーマであり、本実験はこれまで基礎固定を大前提として静的および震動実験を行ってきた耐震工学分野における革新的な試みである。

2) 実験の概要

a) 試験体の形状

試験体は、長手方向(Y方向)3スパン、その直交方向(X方向)2スパンの3階建て鉄筋コンクリート造学校校舎を模擬した構造とした。試験体の概観を写真1および2に、振動台設置位置図、基準階平面図、基礎平面図、軸組図、部材断面リストを図1～3および表1に示す。試験体はY1, Y4構面に耐震壁を有するB型片廊下形式の平面とし、腰壁の高低を変えることによって、X1構面を廊下側、X3構面を教室側と設定した。また、X3-Y1, Y4位置には腰壁と耐震壁が隣接することを避けるために、引違い扉を設けた。試験体は土間コンクリートを想定した箱型のコンクリート台座の上に基礎フーチングおよび基礎梁からコンクリート打設を行う、いわゆる一般的な直接基礎とした。試験体基礎と台座の間隔(1m)はまさ土で締め固め、1階床スラブには人通口および基礎梁ひび割れ観察用の開口を設けた。屋上には付加錘、各階の外周部には跳ね出しスラブを

設けた。断面寸法はスラブを除く各部材について全階で同じとした。配筋は、全階で同じか、または1階からR階へ上るに従い配筋が若干異なる部材がある。

b) 試験体重量

試験体の重量は屋上 1103kN, 3階 789kN, 2階 789kN, , 2階 855kN, 合計 3536kN となり、側方土およびコンクリート台座を合わせると震動台の総積載重量は約 750ton となった。屋上の付加錘の重量は 370kN である。階重量を基準床面積 (8 m × 12 m、跳ね出しスラブ含まず) で除した平均単位床荷重は 9.3 kN/m² である。

c) 運搬方法および台座の設計

試験体はジャッキアップ、トレーラーおよびクレーン吊上げによるコンクリート台座および上部構造一体型の運搬方法を計画した。台座底盤および外周梁の詳細設計はこれらによる曲げモーメントおよび重量に対して耐え得るものとした。概略手順を以下に示す。

また、運搬時の試験体を図4、コンクリート台座断面詳細を図5に示す。

クレーン許容重量(750tonf) から底盤厚さ 40 mm、外周梁高さ 1200 mm と決めた。構造物および周辺土の重量を考慮して、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。

ジャッキアップ時受け材として鋼材を外周梁外側に8ヶ所付け、直交方向にH型鋼を通すことで基礎位置の試験体重量を外周梁が負担する。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する。

運搬補強時のひび割れ防止策として仮補強用ブレースを Y1 ~ Y2、Y3 ~ Y4 スパンの X1 および X3 構面、X1 ~ X2 スパンの Y1、Y3 および Y4 構面に設置した。また Y 方向ブレースにより中央基礎の重量負担を端部に移動させる。

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 1cm 以内に抑える。

d) 試験体の設計

試験体は 1970 年代当時の一般的な構造設計手法により設計された鉄筋コンクリート建物を想定し、1975 年版の RC 規準および 1970 年代当時の建築基準法・同施工令に準じて構造設計を実施した。各部材の断面算定は許容応力度設計に基づき行い、次のように仮定した。(a)基礎は固定と仮定する。(b)X1,X3 通りの腰壁は自重のみを考慮し、剛性および耐力への寄与を無視する。(c) 荷重は RC 躯体, 付加錘, 鉄骨計測治具類の重量を考慮し、仕上げ荷重および積載荷重は考慮しない。主な材料強度を表2に示す。

e) 耐震診断

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に評価法として耐震診断を行った。累積強度指標 C_T と靱性指標 F の関係を図 6 に示す。桁行(Y)方向 1 階 I_s 値は 0.51 となった($F=0.8$ 時 $C_{TSD}=0.63$)。したがって大地震では極短柱が曲げ降伏後のせん断破壊による進行性軸崩壊に至る過程を想定された。なお、試験体にはピアノ 2 台ほか実勢程度の什器積載があり、診断では積載荷重を考慮した建物重量(2 階上で約 3000kN)を用いているが、積載荷重を無視すると診断値は約 1.1 倍になる。

実験では、基礎を固定しない場合は、基礎の底面摩擦と短柱のせん断破壊が計算上同程度のレベルになるように設計した。すべりが先行しても大きな入力では側面土圧反力により短柱のせん断破壊が生じると予想したが、破壊しない場合も想定して基礎固定の実験も可能なように計画した。一方、X 方向 1 階に関しては 2 枚の耐震壁が存在するため I_s 値は 1.75 となった。これは試験体が校舎の一部を取り出した形状であるため、実際の B 型片廊下型校舎では耐震壁構面が水平力を負担する割合は概ね半分と考えられる。

また耐震診断結果から無補強 RC 構造物の 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 方向に耐震改修が必要であると判断される。なお、極短柱は第 2 種構造要素となり、計算上は大きな F 値はとれない。

f) 補強設計

試験体の補強詳細を図 7 に示す。試験体は桁行き方向を外付け鉄骨ブ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。鉄骨ブレースは座屈止めを設けない K 型ブレースとし、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躯体に取り付けた。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か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。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 100 (mm)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ブレース材の水平耐力は X1 構面 1189 (kN), X3 構面 973 (kN)となる。また、この耐力に対して接合部、ガセット、鉄骨柱の降伏しないように設計した。

g) 接合部詳細

試験体の補強工事は躯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 構面のブレースは文部省“学校施設の耐震補強マニュアル”に基づいた既往の外付け枠組み補強法、X3 構面のブレースはより躯体と一体性を持った新型の外付け枠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躯体と接着している。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 構面の新型補強はアンカー数が相対的に少なく、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。しかしながら、柱内フレームおよびプレストレス導入を伴うので、補強可能な場所や施工技術が限定される。

h) 接合部設計

鉄骨柱梁枠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。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: $QD=BQu=594kN$, 3 階: $QD=BQu=990kN$, 2 階: $QD=BQu=1189kN$)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、ブレース交差部ではブ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)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, 1071, 1071, 1680 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らし施工により 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。

i) 非構造部材および什器

仕上げ図および配筋図を図 8 に示す。試験体の非構造部材は 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。Y1 および Y4 構面耐震壁外側には屋外階段、バルコニー端部には手摺を設けた。また、試験体内部には什器を配置した。構造物は学校校舎を模擬しているため、3 階は音楽室、2 階は普通教室、1 階は職員室に置いている什器を配置した。詳細は以下のとおりである。

- 1 階 事務机椅子、PC 類、靴箱、ロッカー
- 2 階 教室椅子、教壇、本棚、吊天井テレビ、時計、ロッカー
- 3 階 教室椅子、ピアノ(アップライト, グランド)、吊天井テレビ、時計、ロッカー

j) 計測計画

什器および計測計画を図 9 に示す。試験体は各層に設置した計測フレームから層間変位および腰壁付短柱の変形、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。

無補強試験体では変計計測は1層崩壊を想定して、1層各節点位置の鉛直・水平変形を中心に計測している。(矢印ピンク：短柱変形 黄色：柱鉛直 青：腰壁 柱間変形) 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。歪ゲージは1層柱の主筋およびせん断補強筋を中心に計測し、短柱せん断破壊後の軸力再配分を考慮して2階梁主筋も計測している。

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他に梁端変形や補強材 躯体間変形を計測している。(矢印緑：梁変形) 基礎変形は各位置で2CH ずつの水平・鉛直変形を計測している。歪ゲージは各階の基礎梁および梁主筋を中心に計測し、補強部材にも4CH ずつ程度計測している。

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。収録データは、加速度については0.1Hz~20Hzでフィルタリングし、その他については30Hzのローパスフィルタとし、すべての収録記録が連続するよう前収録の残留値を継ぎ足した。



写真1 無補強試験体概観 (X3 構面)



写真2 無補強試験体概観 (X1 構面)



写真3 補強試験体概観 (X3 構面)



写真4 補強試験体概観 (X1 構面)

- ・ 鉄筋コンクリート構造 (無補強および補強試験体)
- ・ 3階建て
- ・ 階高 2.5 m
- ・ 試験体高さ 8.7m
- ・ 平面 3 × 2 スパン (X : 2m, 6m Y : 3@4m)
- ・ 基礎および周辺地盤 高さ 0.8m
- ・ 振動台上の総積載質量 750 tonf

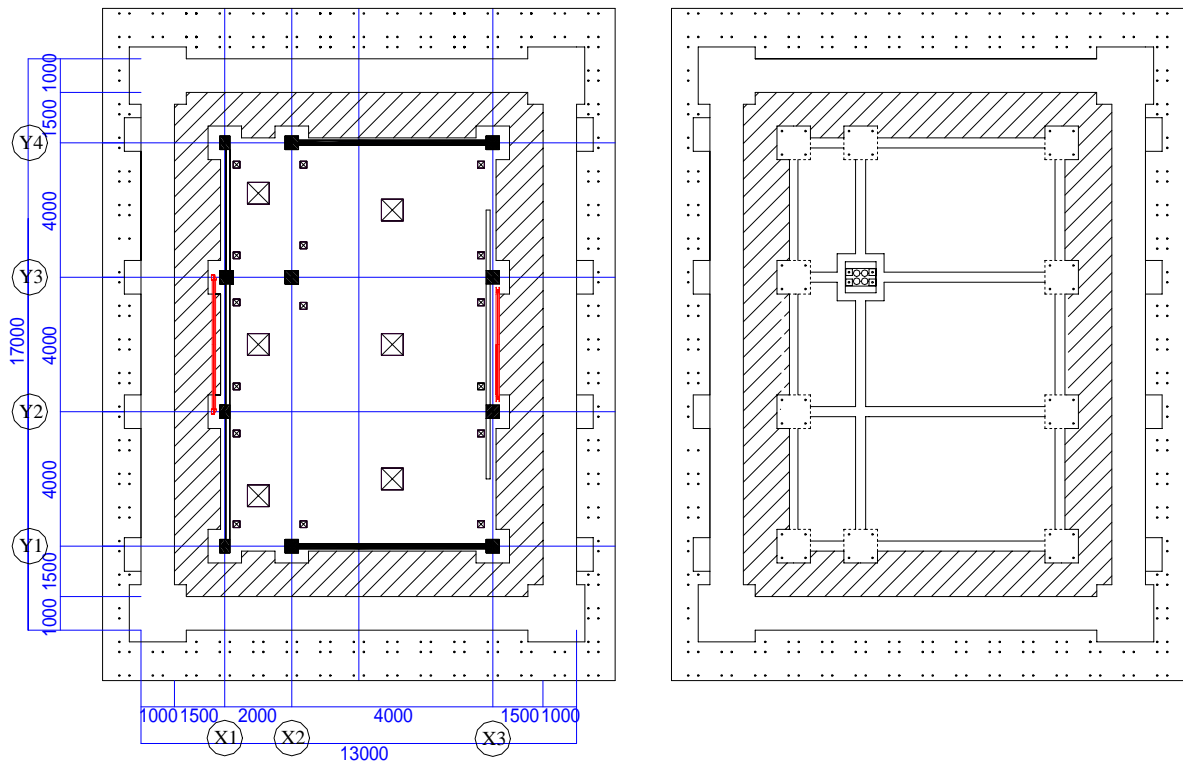


図1 振動台設置位置概要図 (基礎および1階床)

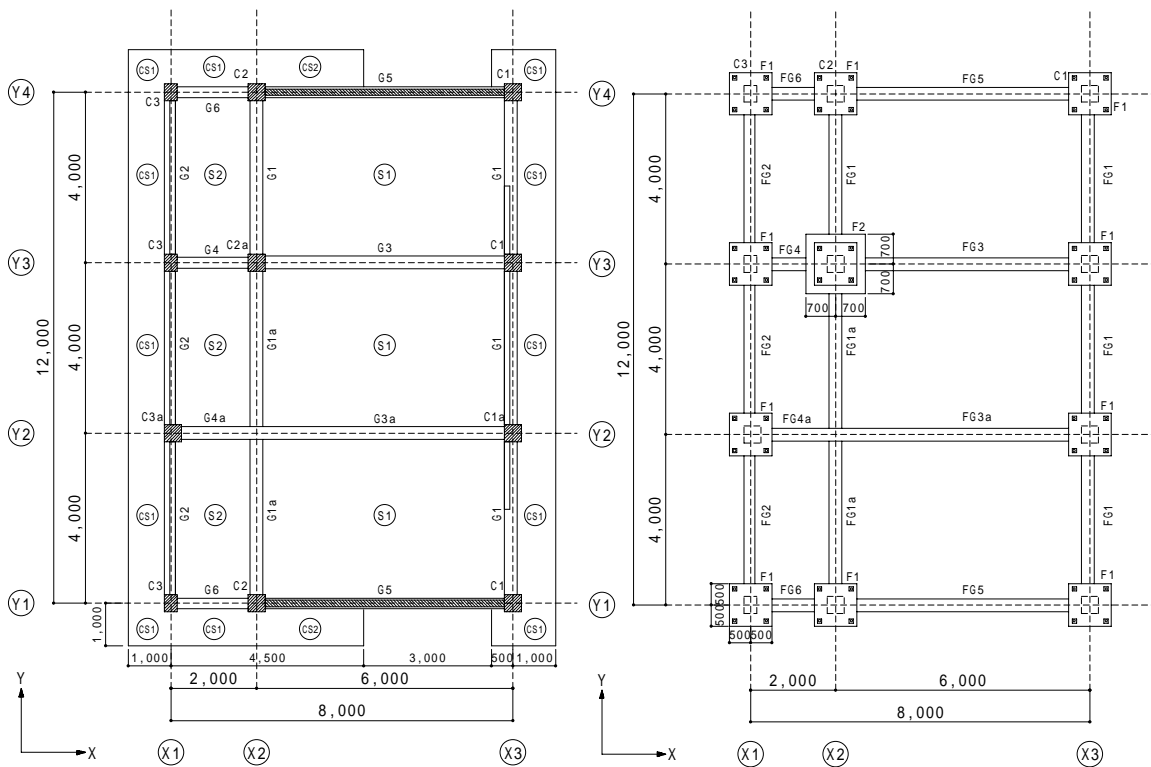


図2 (a) 基準階平面図

図2 (b) 基礎平面図

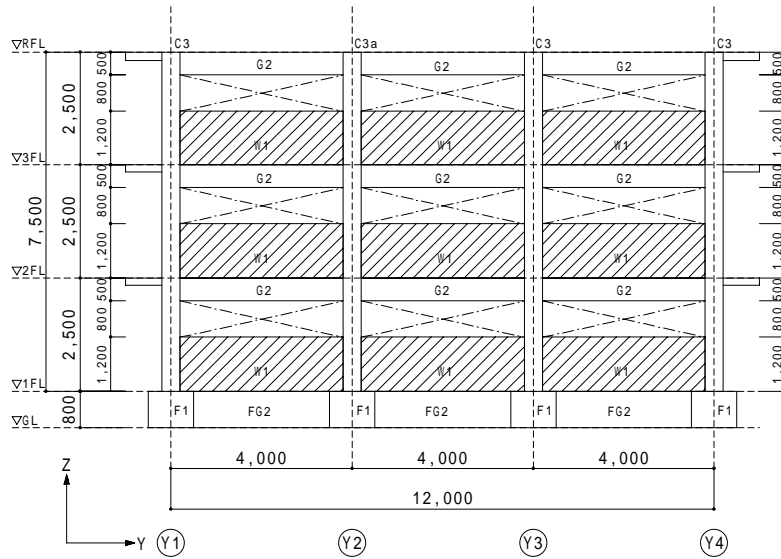


図 3 (a) 立断面図(X1 構面)

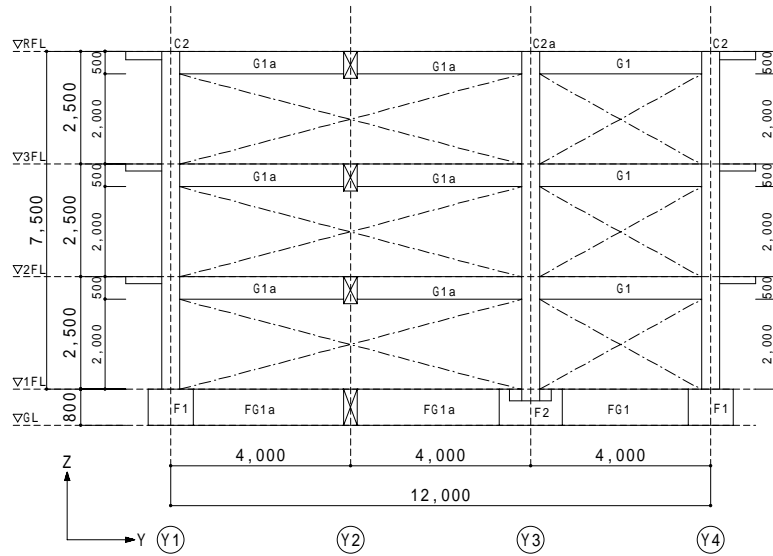


図 3 (b) 立断面図(X2 構面)

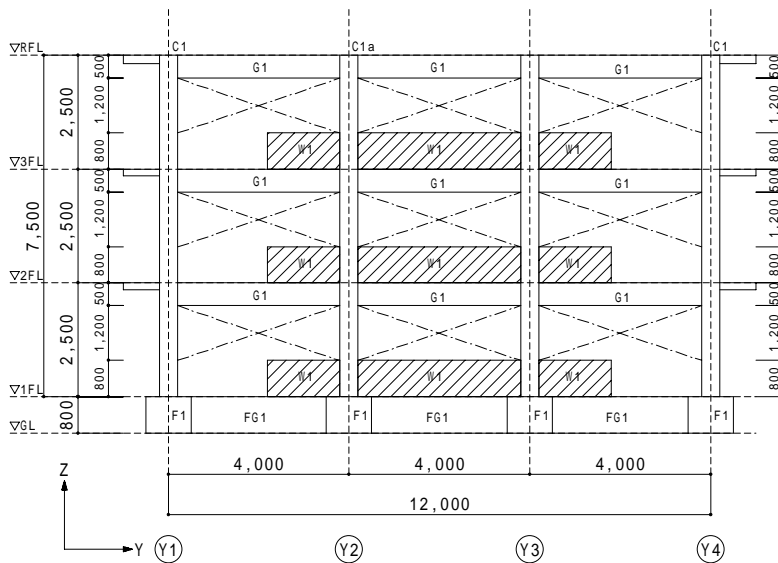


図 3 (c) 立断面図(X3 構面)

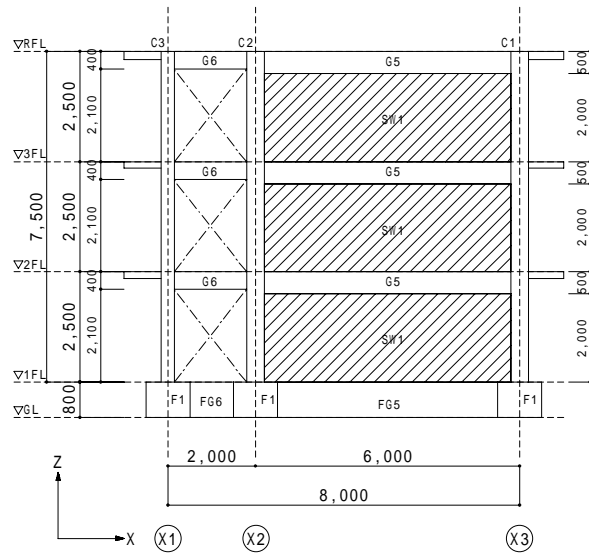


図 3 (d) 立断面図(Y1 および Y4 構面)

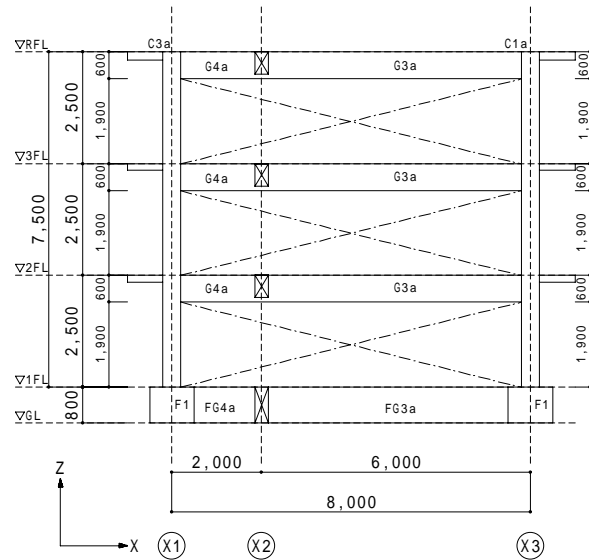


図 3 (e) 立断面図(Y2 構面)

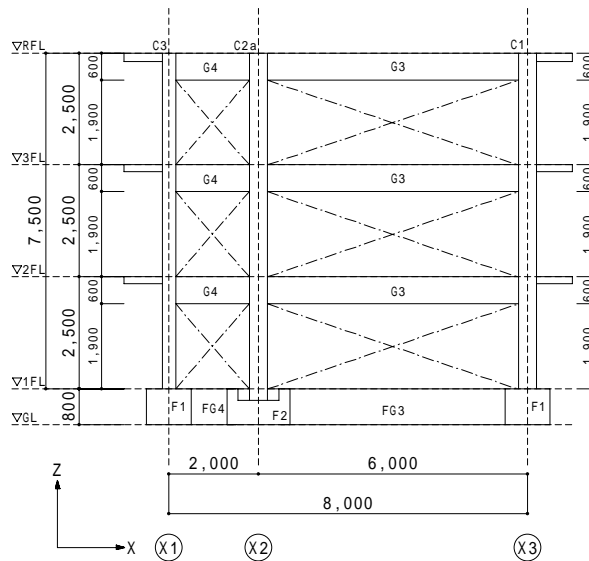


図 3 (f) 立断面図(Y3 構面)

表 1 (a) 部材断面リスト(柱)

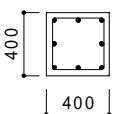
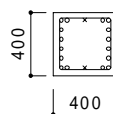
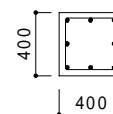
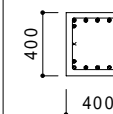
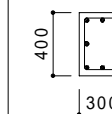
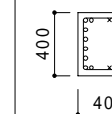
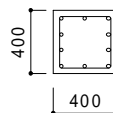
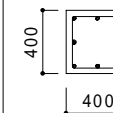
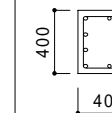
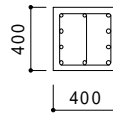
柱リスト						
符号	C1	C1a	C2	C2a	C3	C3a
3F 柱頭						
主筋	8-D19	16-D22, 2-D13	8-D19	16-D19, 2-D13	8-D19	16-D22, 2-D13
HOOP	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100	2-D10@100
3F 柱脚	同上		同上		同上	
主筋		10-D22		8-D19		10-D22
HOOP		2-D10@100		2-D10@100		2-D10@100
2F	同上	同上	同上	同上	同上	同上
主筋						
HOOP						
1F	同上		同上	同上	同上	同上
主筋		10-D22				
HOOP		X:2-D10@100 Y:3-D10@100				

表 1 (b) 部材断面リスト(梁 1)













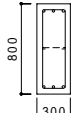
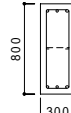
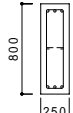
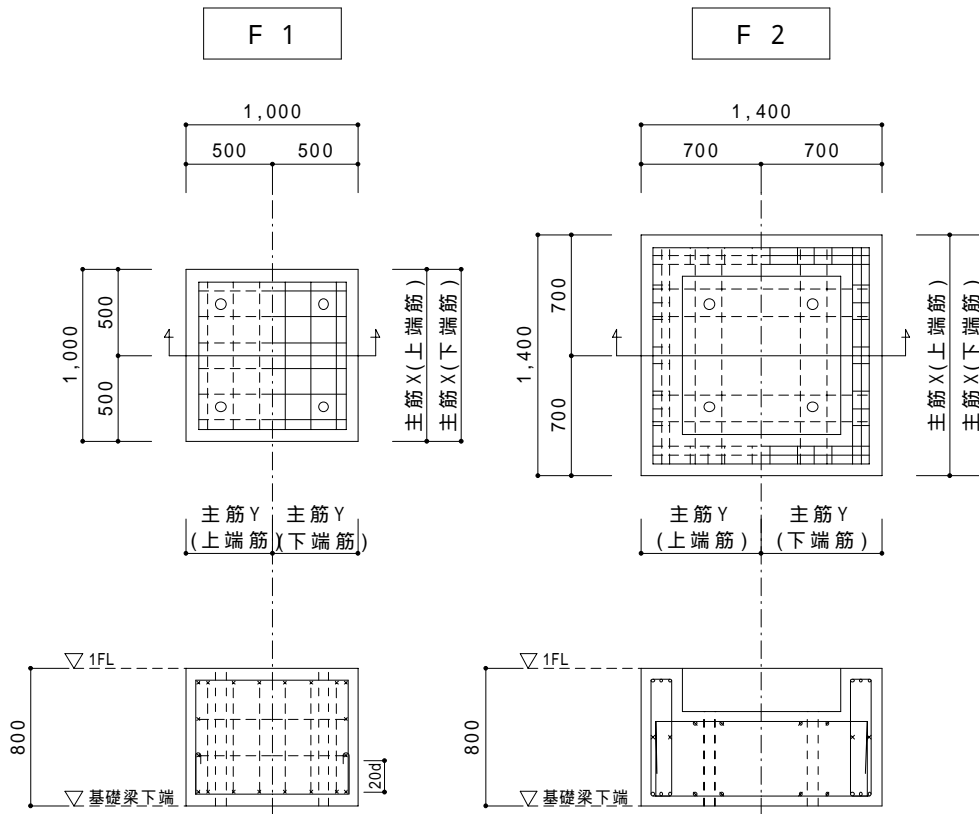
梁リスト(1) 幅止筋 D10@600									
符号	G1			G1a			G2		
	外置	中央	内置	外置	中央	内置	外置	中央	内置
RF									
上端筋	3-D19	3-D19	3-D19	4-D19	3-D19	3-D19	2-D19	2-D19	2-D19
下端筋	2-D19	2-D19	2-D19	3-D19	3-D19	3-D19	2-D19	2-D19	2-D19
あばら筋	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200
腹筋	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10
3F	同上						同上		
上端筋				3-D19	3-D19	3-D19			
下端筋				2-D19	2-D19	2-D19			
あばら筋				2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200			
腹筋				2-D10	2-D10	2-D10			
2F	同上			同上			同上		
上端筋									
下端筋									
あばら筋									
腹筋									
基礎梁									
上端筋	3-D22			3-D22			3-D22		
下端筋	3-D22			3-D22			3-D22		
あばら筋	2-D13@200			2-D13@200			2-D13@200		
腹筋	2-D10			2-D10			2-D10		

表 1 (c) 部材断面リスト(梁 2)

梁リスト(2) 幅止筋 D10#600									
符号	G3			G3a			G4		
	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端
RF									
上端筋	3-D19	3-D19	3-D19	4-D19	3-D19	3-D19	2-D19	2-D19	2-D19
下端筋	3-D19	3-D19	3-D19	3-D19	6-D19	4-D19	2-D19	2-D19	2-D19
あばら筋	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200
腹筋	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10
3F	同上						同上		
上端筋				3-D19	3-D19	3-D19			
下端筋				3-D19	3-D19	3-D19			
あばら筋				2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200			
腹筋				2-D10	2-D10	2-D10			
2F	同上			同上			同上		
上端筋									
下端筋									
あばら筋									
腹筋									
基礎梁									
上端筋	3-D22			3-D22			3-D22		
下端筋	3-D22			3-D22			3-D22		
あばら筋	2-D13#200			2-D13#200			2-D13#200		
腹筋	2-D10			2-D10			2-D10		

梁リスト(3) 幅止筋 D10#600									
符号	G4a			G5			G6		
	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端
RF									
上端筋	3-D19	3-D19	3-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19
下端筋	3-D19	3-D19	4-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19	2-D19
あばら筋	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200
腹筋	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10	2-D10
3F				同上			同上		
上端筋	3-D19	3-D19	3-D19						
下端筋	3-D19	3-D19	3-D19						
あばら筋	2-D10#200	2-D10#200	2-D10#200						
腹筋	2-D10	2-D10	2-D10						
2F	同上			同上			同上		
上端筋									
下端筋									
あばら筋									
腹筋									
基礎梁									
上端筋	3-D22			3-D22			3-D22		
下端筋	3-D22			3-D22			3-D22		
あばら筋	2-D13#200			2-D13#200			2-D13#200		
腹筋	2-D10			2-D10			2-D10		

表 1 (d) 部材断面リスト(基礎)



	F 1	F 2
Dx x Dy	1000 x 1000	1400 x 1400
主筋X(上端筋)	D13@150	4-D16
主筋X(下端筋)	D13@150	4-D16
主筋Y(上端筋)	D13@150	4-D16
主筋Y(下端筋)	D13@150	4-D16
H	800	800

表 1 (e) 部材断面リスト(小梁)

小梁リスト		幅止筋 D10@600		
符号	B1			
	外端	中央	内端	
RF				
上端筋	4-D16	2-D16	4-D16	
下端筋	3-D16	3-D16	3-D16	
あばら筋	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200	
腹筋	2-D10	2-D10	2-D10	

表 1 (f) 部材断面リスト(耐震壁)

表 1 耐震壁リスト

階	SW1	
	厚さ(mm)	配筋
3	150	D10@300 ダブルチドリ
2	同上	同上
1	同上	同上

表 2 雑壁リスト

階	W1	
	厚さ(mm)	配筋
3	120	D10@200 シングル
2	同上	同上
1	同上	同上

表 1 (g) 部材断面リスト(スラブ)

表 3 スラブリスト

階	S1 (CS2)		
	厚さ(mm)	主筋	配力筋
R	150	上下共 D10, D13@150	上下共 D10@150
3	120	同上	同上
2	120	同上	同上
1	100	上下共 D10@100	上下共 D10@100

階	S2 (CS1)		
	厚さ(mm)	主筋	配力筋
R	150	上下共 D10@150	上下共 D10@150
3	120	同上	同上
2	120	同上	同上
1	100	上下共 D10@100	上下共 D10@100
S2(CS1)の配筋は、S1の配筋をアンカーせずにS1を伸長する。			

表 2 主な使用材料の強度

異形鉄筋	D19 引張試験結果(SD345)	$\sigma_y = 384$ (N/mm ²)
コンクリート ($F_c = 18$ N/mm ²)	実験日圧縮強度 (一層 無補強試験体)	$\sigma_B = 31$ (N/mm ²)
	実験日圧縮強度 (一層 補強試験体)	$\sigma_B = 28$ (N/mm ²)

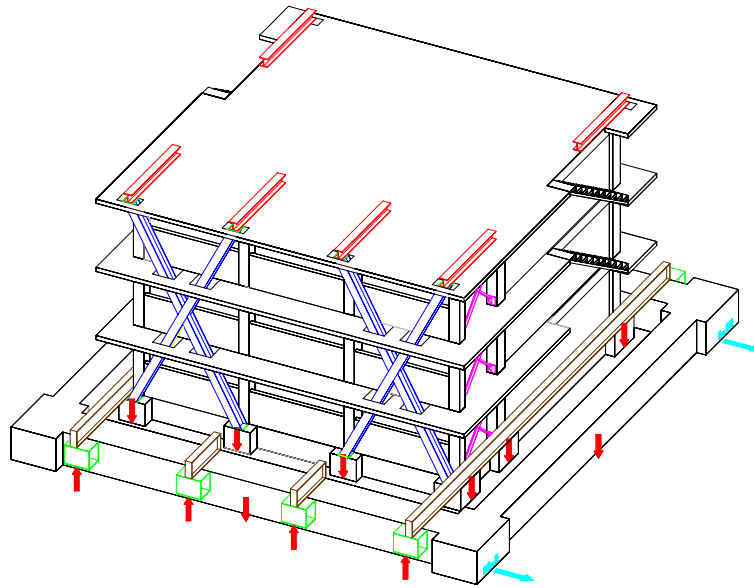


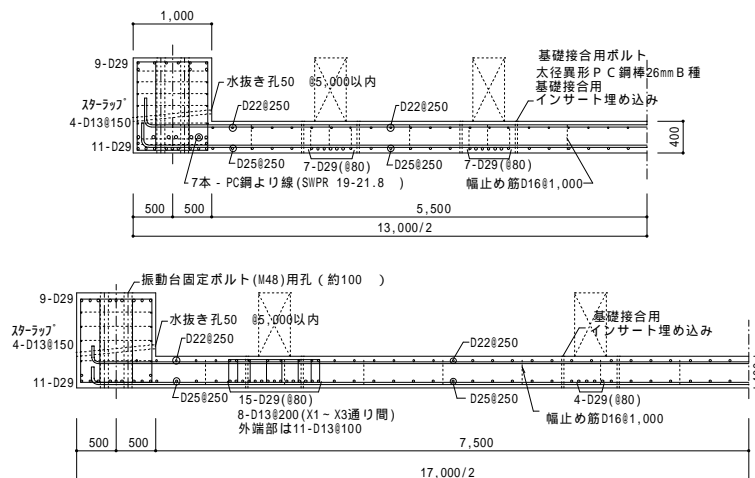
図4 運搬補強図

台座外周梁リスト

幅止め筋はD13@1,000

	端部 (A、C 部分)	中央部 (B、D 部分)
短手方向梁		
上端主筋	7-D29	9-D29
下端主筋	7-D29	11-D29
スカーラップ	4-D13@150	4-D13@150
腹筋	8-D16	8-D16
長手方向梁		
上端主筋	7-D29	9-D29
下端主筋	11-D29 (7本PC鋼より線)	11-D29 (7本PC鋼より線)
スカーラップ	4-D13@150	4-D13@150
腹筋	10-D16	10-D16

上表のA、B、C、Dの範囲は伏図による。



台座配筋図

図5 台座設計詳細

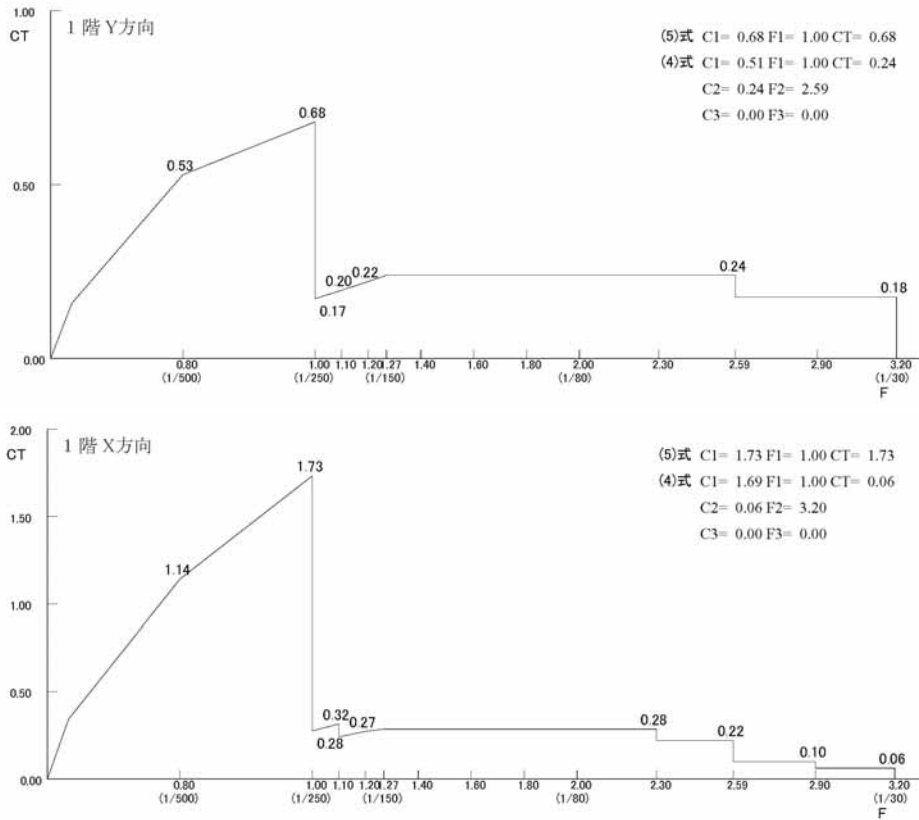


図 6 耐震診断結果

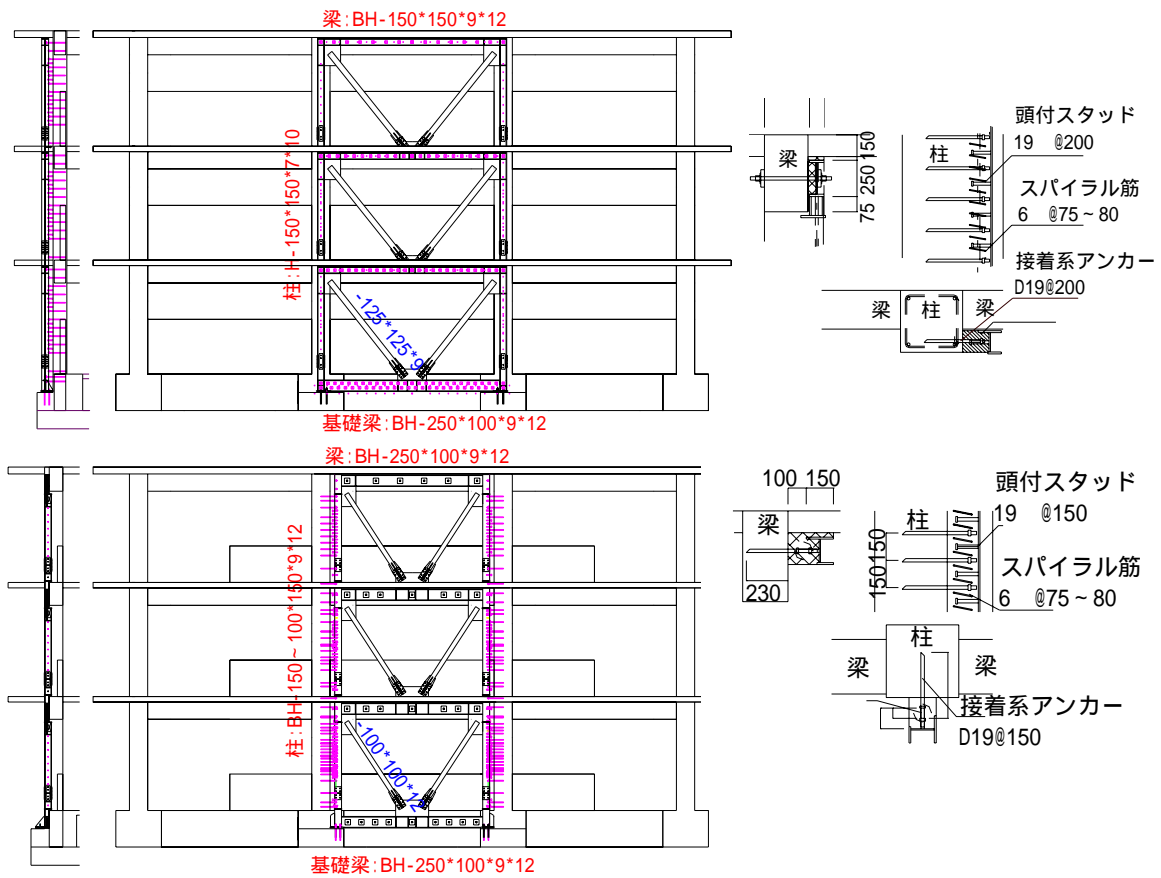


図 7 補強詳細図



図8 仕上げ図および配筋図

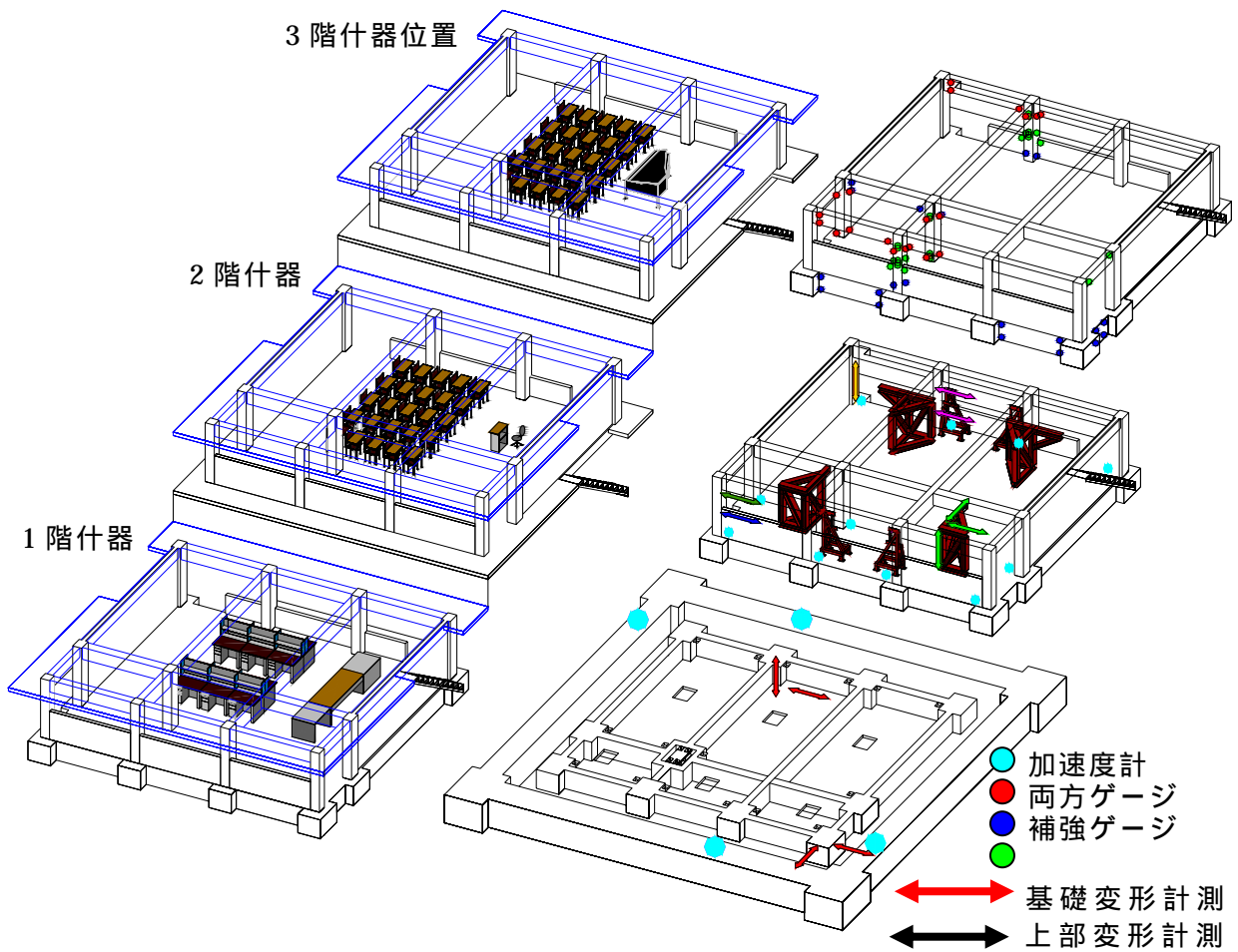


図9 什器および計測計画

3) 加振内容

a) 加振計画

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3に示す。加振実験では、気象庁神戸海洋気象台観測波(1995)を用い、振幅倍率を5,10,25,50,100%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。無補強試験体では加振5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。そこで加振6ではさらに四隅のフーチングの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。補強試験体では加振5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。

100%加振入力後の加振は気象庁神戸海洋気象台観測波(1995)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ったためJR鷹取駅観測波(1995),日本建築センター模擬波,共振正弦波(5Hz)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(表4)。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。気象庁神戸海洋気象台観測波(入力目標)のXY方向加速度を図10に示す。

表3 地震波入力加振の内容

無補強試験体				補強試験体							
加振	入力波形	基礎	加振	入力波形	基礎	加振	入力波形	基礎			
1	9/25	JMA Kobe 10%	非固定	1	10/23	JMA Kobe 10%	非固定	1	10/23	JMA Kobe 10%	非固定
2	9/25	JMA Kobe 25%	非固定	2	10/23	JMA Kobe 25%	非固定	2	10/23	JMA Kobe 25%	非固定
3	9/27	JMA Kobe 50%	非固定	3	10/23	JMA Kobe 50%	非固定	3	10/23	JMA Kobe 50%	非固定
4	9/29	JMA Kobe 100%	非固定	4	10/27	JMA Kobe 100%	非固定	4	10/27	JMA Kobe 100%	非固定
5	10/2	JMA Kobe * 75%	Volt 固定	5	10/30	JMA Kobe 100%	反力固定	5	10/30	JMA Kobe 100%	反力固定
6	10/2	JMA Kobe ** 100%	反力固定	6	11/1	JMA Kobe 130%	反力固定	6	11/1	JMA Kobe 130%	反力固定
				8	11/1	JR Takatori 120%	反力固定				
				13	11/6	BCJL2 210%	反力固定				
				15	11/6	Sine wave(5Hz~)	反力固定				

*) 入力目標100%であったが振動台制御ミスのため入力レベルは75%相当となった。

***) 入力目標130%であったが振動台制御ミスのため入力レベルは100%相当となった。

b) 加振制御方法

一般に多自由度震動台による実験では、試験体と振動台の相互作用による入力波の再現性低下が問題であり、試験体および台座重量が大きい本実験でも、その問題は顕著で

ある。そこで本実験では前年度の試験と同様に、可能な範囲で目標に近い波形が得られるように、「繰り返し入力補償法」と呼ばれる一般的な加振制御方法に(a)逆伝達関数の変更、(b)補償加振の途中で目標を変更する、という二つの方法を組み合わせて行った。概略手順を以下に示す。

入力補償用特性把握加振

振動台と試験体からなる系の振動特性を把握するためのランダム波加振を行い、入力信号に対する伝達関数より 7×7 の逆伝達関数マトリクスを求めた。本実験では前年度の実験と比べて基礎が固定されておらず、鉛直方向の入力制御が非常に重要であるため固有振動数の変化の予測が難しいものの、Z方向の逆伝達関数による変更を行うこととした。加振条件は以下とした。

- a) 加振波：無相関な 6 自由度ランダム波 120gal
- b) 加振波：X,Y,Z 方向ランダム波 40 gal

これから行おうとする地震波加振により試験体の振動特性の変化が予想される場合は、特性変化による入力補償効果の低減を防ぐために、事前解析結果に基づき試験体の固有振動数の低下範囲を推定し、逆伝達関数の周波数成分を変更した。なお基礎の滑動による相互作用効果の低減などは考慮しなかった。

入力補償加振

入力補償加振は 3 回行い、1 回目に入力補償加振を行う加振波は本振目標波形の 40% 程度の振幅レベルとし、2、3 回目は前回の入力波形に目標波との差異と逆伝達関数を掛けた値を加えたものとした。入力補償加振のレベルは、入力補償法により十分な精度で本加振入力でき、なおかつ試験体の塑性化進展を避ける程度の大きさとするため、本実験では 40% 程度に設定した。

本加振

本実験においては入力補償加振レベルを変更し、その差を一気に補償する方法により本加振を行うこととした。すなわち、目標波を本加振入力レベルとし、と同様の手順によって本加振入力を行った。

c) 実現波形の応答スペクトル

前年度の実験で加速度波形は短周期成分微動の影響でピーク付近の波形が非常に不安定であることがわかっている。そこで目標入力加速度と実現波形を最大加速度ではなく応答スペクトルによって比較することにした。各加振における X,Y,Z 方向の加速度応答スペクトルを図 1 1 に示す。一般的な傾向として実現波の応答スペクトルは短周期側で目標波を上回り、長周期側で目標波を下回る傾向が見られた。無補強試験体に対する加振入力では基礎非固定 100% 加振では大きく基礎が滑動したものの、実現波は目標入力波形と概ね良好な結果が得られた。基礎固定時の 100% および 130% 加振は最大応答加速度では概ね対応しているものの、加速度応答スペクトルで比較すると長手(Y)方向の入力が非常に小さくなった。一方、補強試験体に対する 130% 加振以降、入力が大きくなるため短周期領域(0.2 秒未満)でスペクトルが卓越している。この短周波ノイズは試験体重量および入力加速度が震動台の限界性能レベルの加振を行う際に伴ったと考えられる。

応答スペクトルの比 r_{SA} を下式により評価し、各加振方向の算定値を表 4 に示す。

S_{arep} , S_{atgt} : 実現波および目標波の減衰定数 5.0% の応答スペクトル値、T: 周期、 T_i : 加振番号 I の当該方向の加振前固有周期であり、周期は線形等間隔で計算する。なお無補強試験体の 130%入力加振は倒壊に至ったため周期 2 秒までで積分し、補強試験体は 130%入力加振までで応答スペクトル比を算定した。なお、試験体の固有周期は各地震波加振前のランダム波加振による。

無補強試験体の応答スペクトル比は基礎非固定 100% 加振で大きく基礎が滑動したために大きな違いが見られた。一方、基礎固定時の 100% および 130% 加振では、応答スペクトルと同様に、目標入力に対して非常に小さい応答スペクトル比となった。試験体固有周期帯の応答スペクトル比で換算すると、実際の Y 方向入力は 100% 加振目標時で 75% 相当、130% 加振目標時で 100% 相当とみなすことができる。補強試験体における加振入力は鉄骨フレームの履歴特性から、かなり大きな変形領域まで弾性性状を示す。これにより応答スペクトル比は全ての加振において 1 を大きく上回る傾向が見られた。固有周期が極短周期である Z 方向では、入力補償加振によって逆伝達関数による収斂計算は行っているものの、いずれの加振でも目標に対して過大な応答となっている。

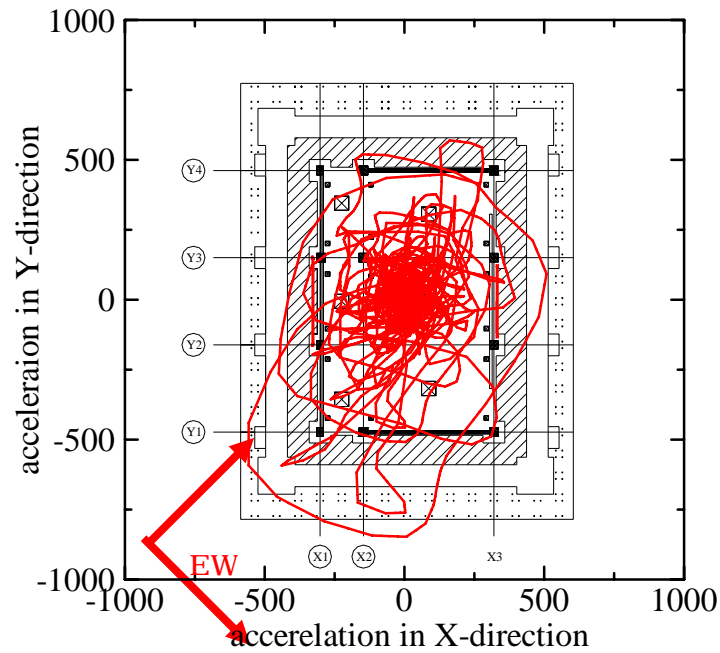


図 1 0 振幅倍率 100%時の目標入力加速度

表 4 応答スペクトル比と試験体の固有周期

無補強試験体			補強試験体				
加振	固有周期	スペクトル比	加振	固有周期	スペクトル比		
0	加振前	X:0.1471 Y:0.1840		加振前	X:0.1887 Y:0.1405		
2	JMA 0.25	X:0.1543 Y:0.1909	X:0.962 Y:1.149	2	JMA 0.25	X:0.1718 Y:0.1499	X:1.015 Y:1.120
3	JMA 0.50	X:0.1608 Y:0.2064	X:0.899 Y:1.135	3	JMA 0.50	X:0.1712 Y:0.1542	X:1.195 Y:1.080
.	JMA 1.00	X:0.1661 Y:0.2350	X:1.12 Y:1.62	4	JMA 1.00	X:0.1587 Y:0.1683	X:0.954 Y:1.142
5	JMA 0.75	X:0.1194 Y:0.2728	X:FIX Y:1.06	5	JMA 1.00	X:0.1379 Y:0.1739	X:FIX Y:1.511
6	JMA 1.00	倒壊	X:1.11 Y:1.03	6	JMA 1.30	X:0.1408 Y:0.1872	X:1.105 Y:1.299
				8	TAK 1.20	X:0.1842 Y:0.2016	X: Y:

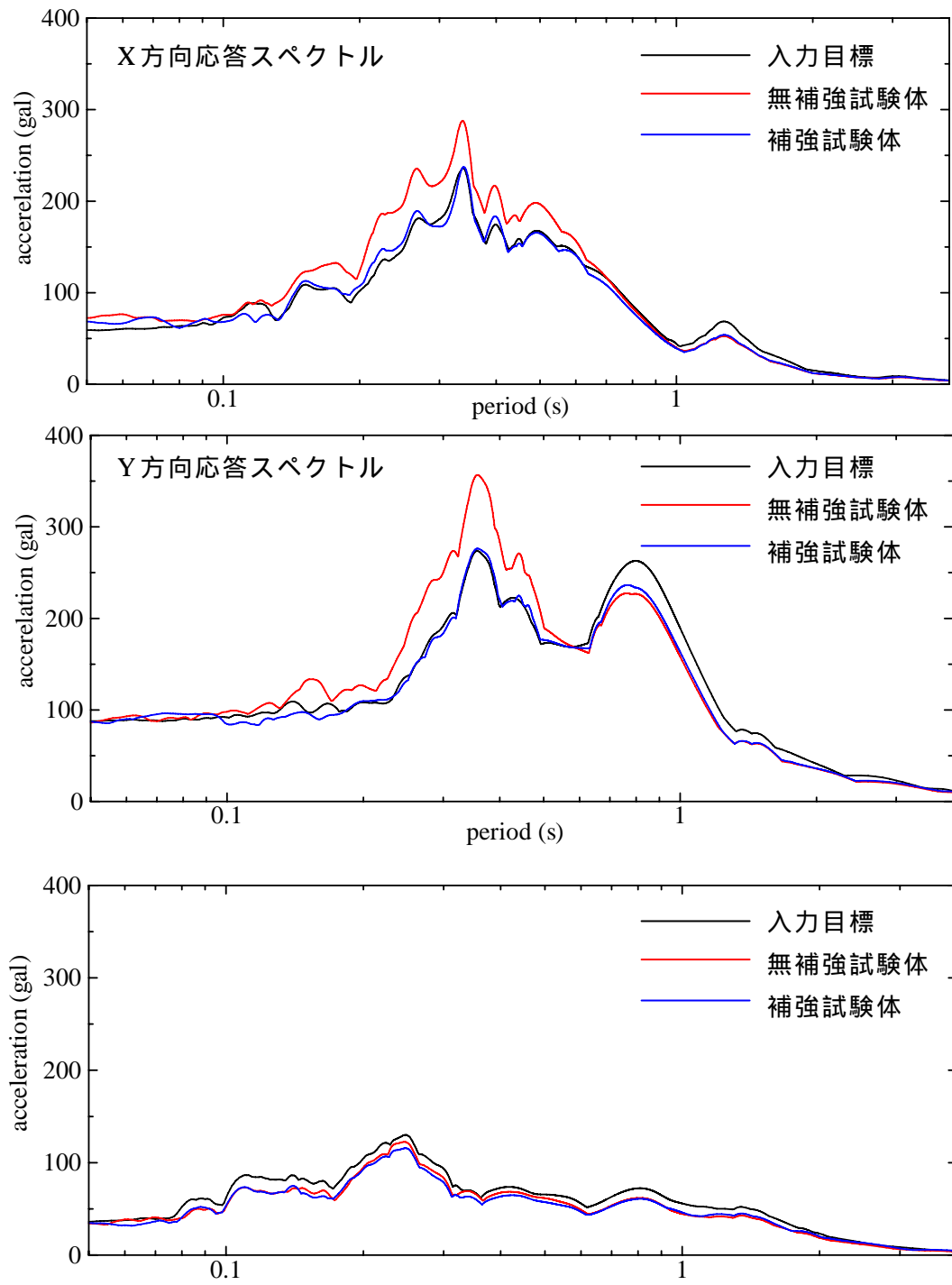


図 1 1 (a) 実現波形と応答スペクトル (加振 1 JMA_KOBE 10%入力目標)

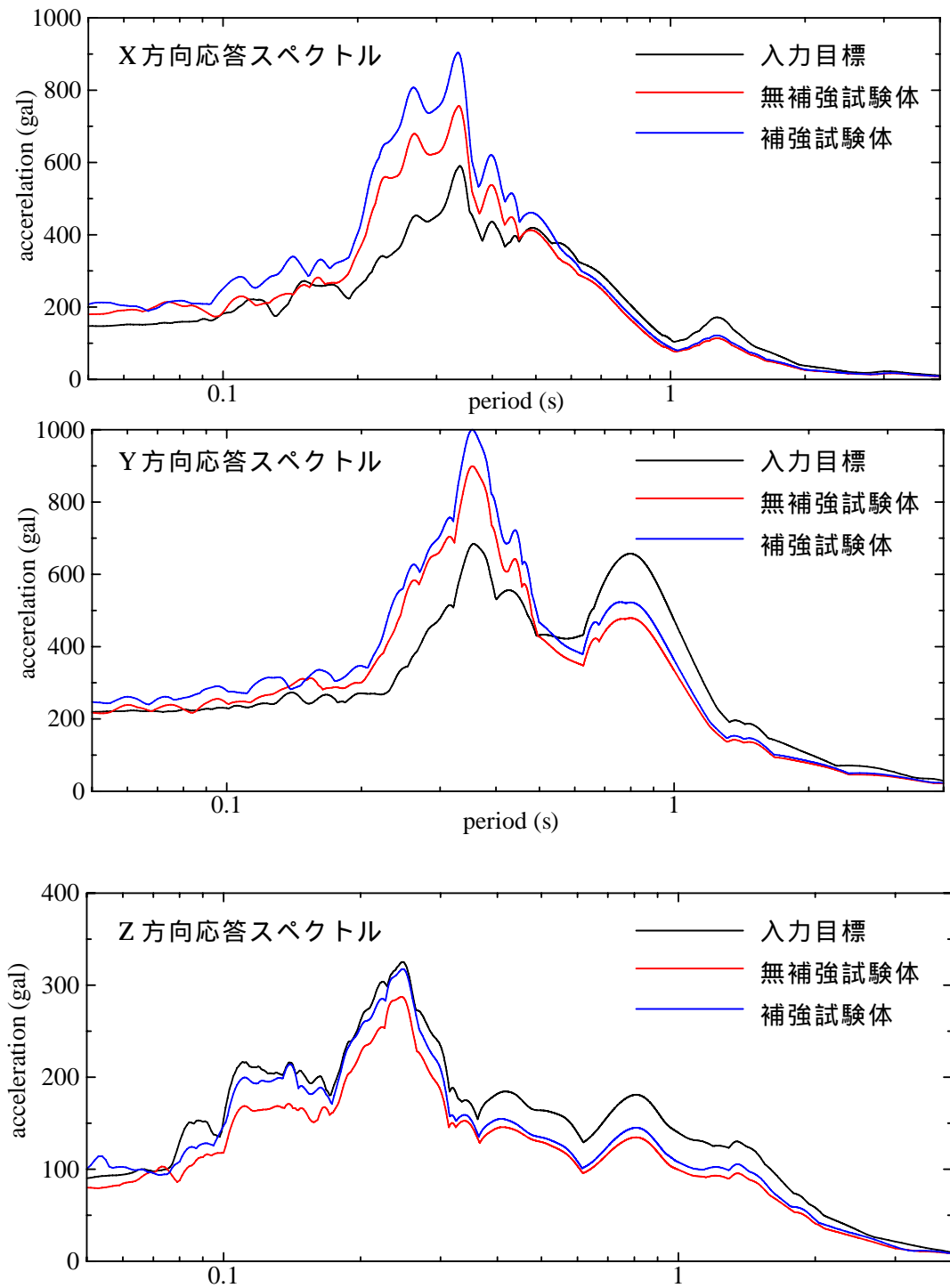


図 1 1 (b) 実現波形と応答スペクトル (加振 2 JMA_KOBE 25%入力目標)

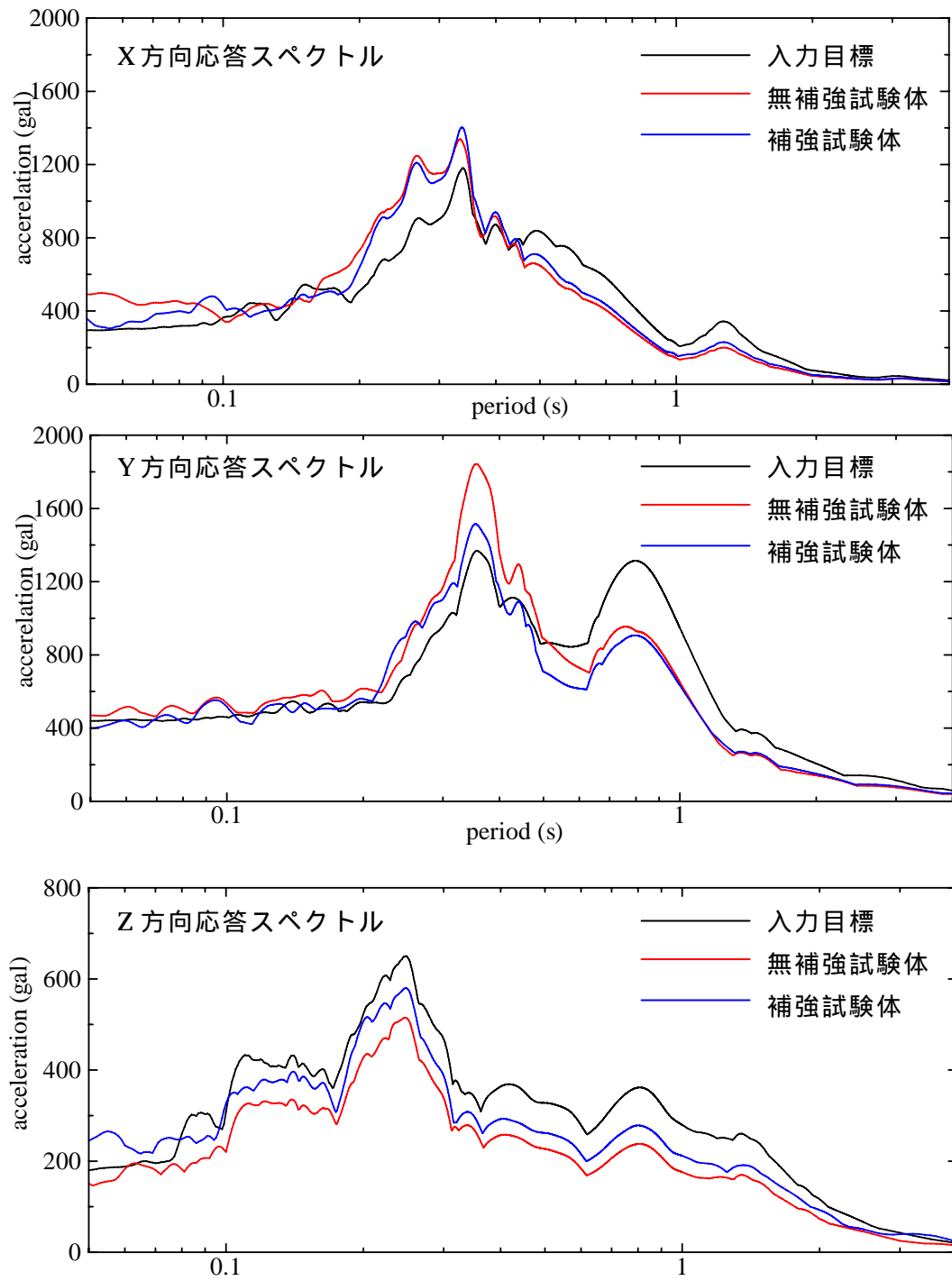


図 1 1 (c) 実現波形と応答スペクトル (加振 3 JMA_KOBE 50%入力目標)

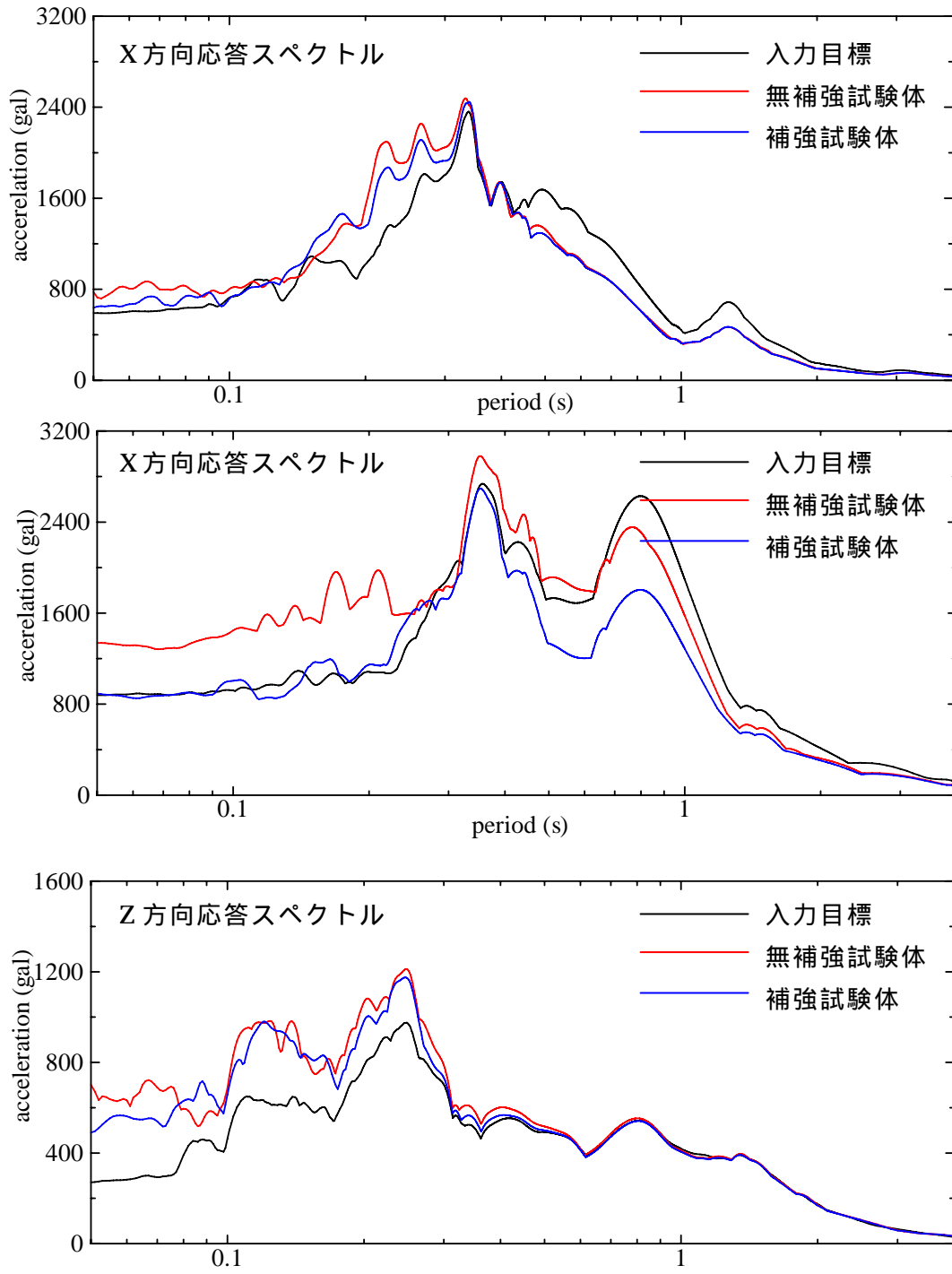


図 1 1 (d) 実現波形と応答スペクトル (加振 4 JMA_KOBE 100%入力目標)

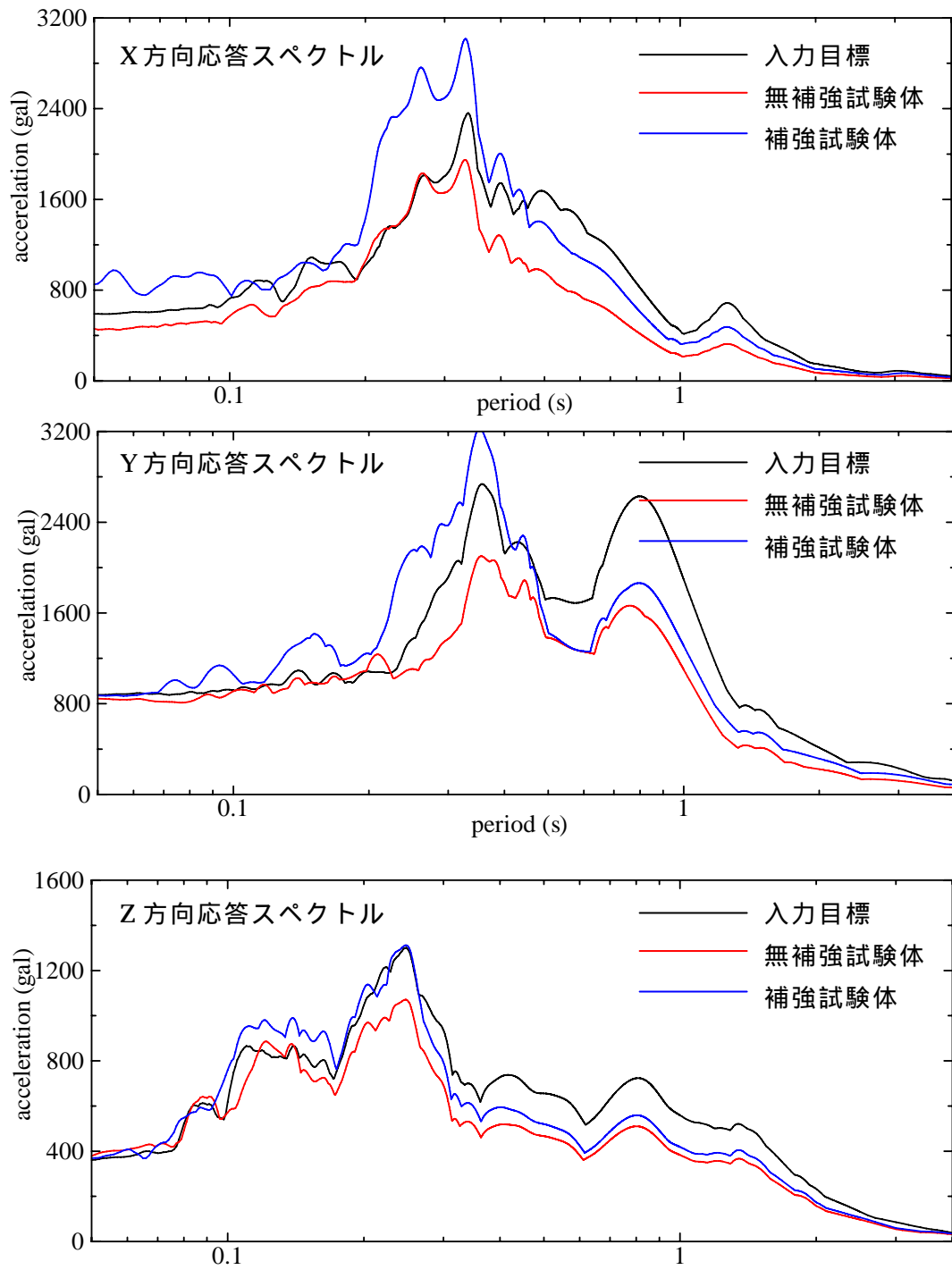


図 1 1 (e) 実現波形と応答スペクトル (加振 5 JMA_KOBE 100%入力目標)

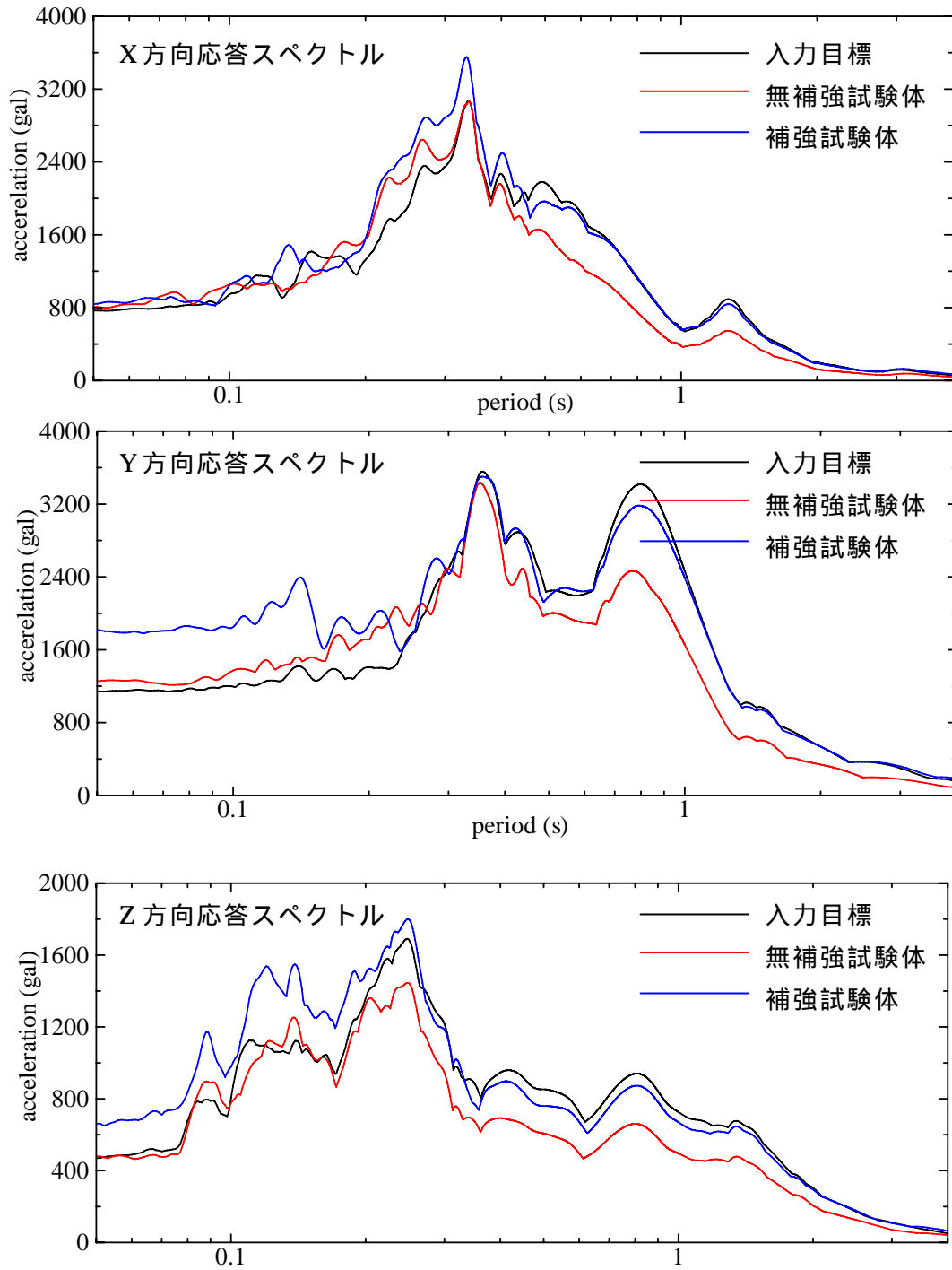


図 1 1 (f) 実現波形と応答スペクトル (加振 6 JMA_KOBE 130%入力目標)

f) 損傷経過

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被災度区分判定結果を図12、13および表5、最終加振結果の1階短柱の被災状況を写真5,6および7に示す。XおよびY構面立面の損傷状況(ひび割れ図)、鉄筋降伏状況を図14および15に示す。

【無補強試験体】

加振1:目立ったひび割れは見られなかった。

加振2: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。

加振3: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。

加振4:X1構面では1階短柱に最大0.2mm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0.1mm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(写真11)。X1構面の腰壁横筋が一部降伏した。

加振5: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1.0mm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0.2mm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。

加振6:無補強試験体は加振6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構面短柱はジャンカによって、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37mm、X3構面では18mmであった。

【補強試験体】

加振1、2:目立ったひび割れは見られなかった。

加振3: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。残留ひび割れ幅はどれも0.1mm未満であった。両構面の補強鉄骨ブ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。

加振4: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0.1mm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。

加振 5：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 0.1mm、腰壁で 0.15mm 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。

加振 6：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。

加振 7～14：加振 10 では X2Y3 長柱に曲げひび割れが見られた。加振 13 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。

加振 15：1 階鉄骨プレースの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。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、捻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 3F および 2F の梁主筋、X1 構面屋上および 2F 梁主筋の一部が降伏した。X1 構面の鉄骨架構は柱頭、枠梁、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 6mm、X3 構面では 3mm であった。

g) 什器被害

試験体内部の什器被害状況を表 7 に示す。同入力加振に対して無補強試験体の方が被害の大きい什器は吊り天井テレビ、ピアノおよび窓サッシ（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、無補強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低いために、無補強試験体で被害が大きくなったと考えられる。

h) 上部構造の最大応答

各加振の各層最大応答変位および最大層せん断力の分布を図 16 に示す。XY 両方も、各階の変位は試験体重心位置における水平変形とした。また、層せん断力も同様に重心位置における各層の応答加速度に層重量を掛け加算した値とした。無補強試験体は加振 5 において最大層間変形角 1/200 および最大層せん断力係数が 1.1 に達したにも関

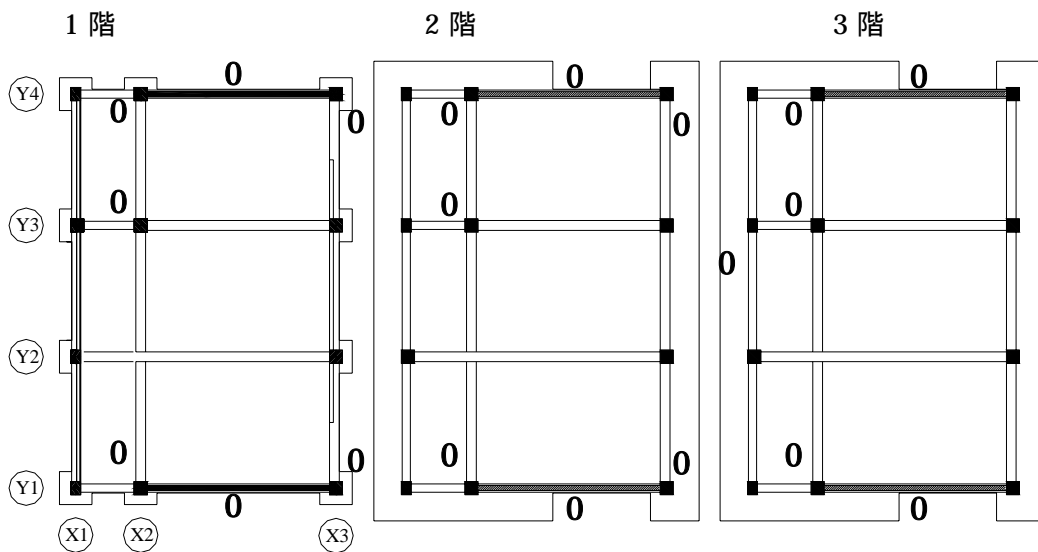
ならず倒壊しなかった。概念的には層せん断力係数と対応する耐震診断の C_{TSD} 値が 0.63であることを考えると、想定以上に強度が高い構造物であったと言える。

また、補強試験体はさらに耐力が高く最大層せん断力係数は 2.0にも達し、実記録波形での倒壊は考えにくい強度となった。また、鉄骨ブレース補強による軽微損傷の軽減効果は X1 構面短柱でしか見られなかった。これは構造物自体が強度型となっており、両試験体とも層間変形が小さかったためであると考えられる。

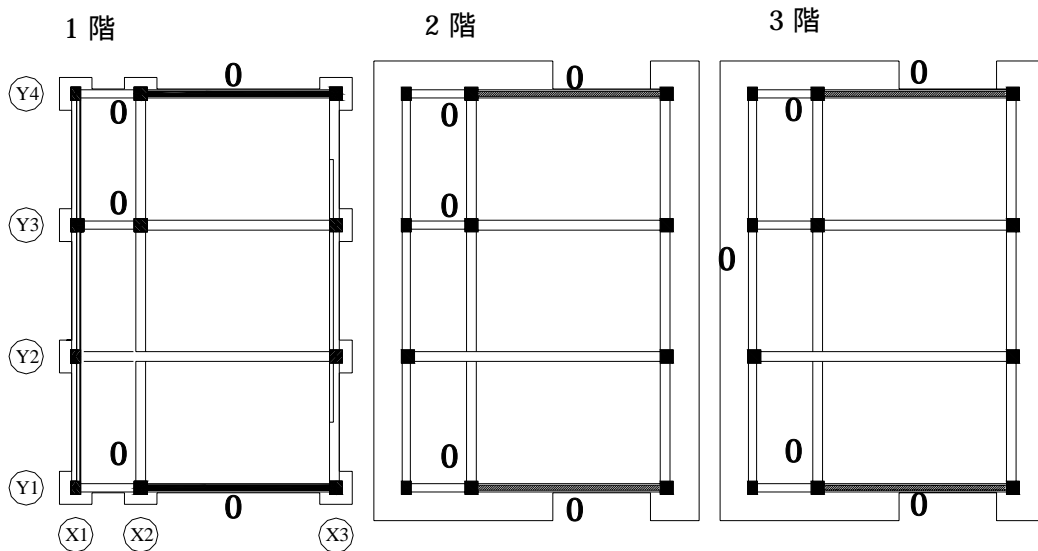
i) 基礎の最大応答

各加振の基礎の水平および鉛直最大応答変位を図 17 に示す。両試験体ともに加振 4 で基礎が水平移動し、無補強試験体では約 80mm、補強試験体では 30mm 滑動した。この時、基礎は 5 mm 前後の鉛直変形も記録されている。無補強試験体の加振 5 では基礎が 30mm 滑動した。しかし、基礎を振動台にボルト固定しているために鉛直方向の変形はほぼ無かった。補強試験体加振 8 および 13 では、基礎が水平移動せずに X1, X3 構面中央基礎が 10mm 前後鉛直変形している（基礎浮き上がり）。

無補強試験体 加振 2 JMA 25%入力後



無補強試験体 加振 3 JMA 50%入力後



無補強試験体 加振 4 JMA 100%入力後

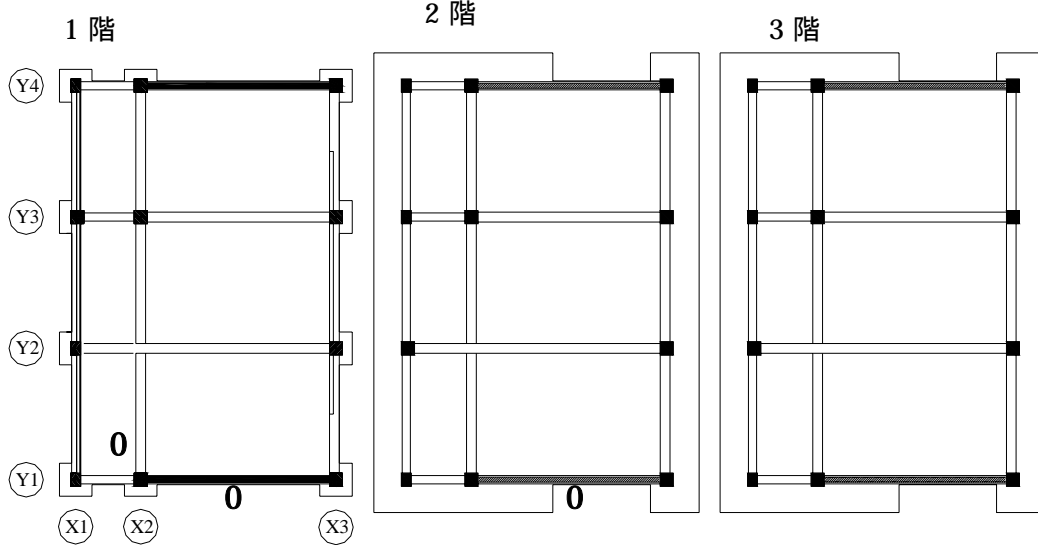
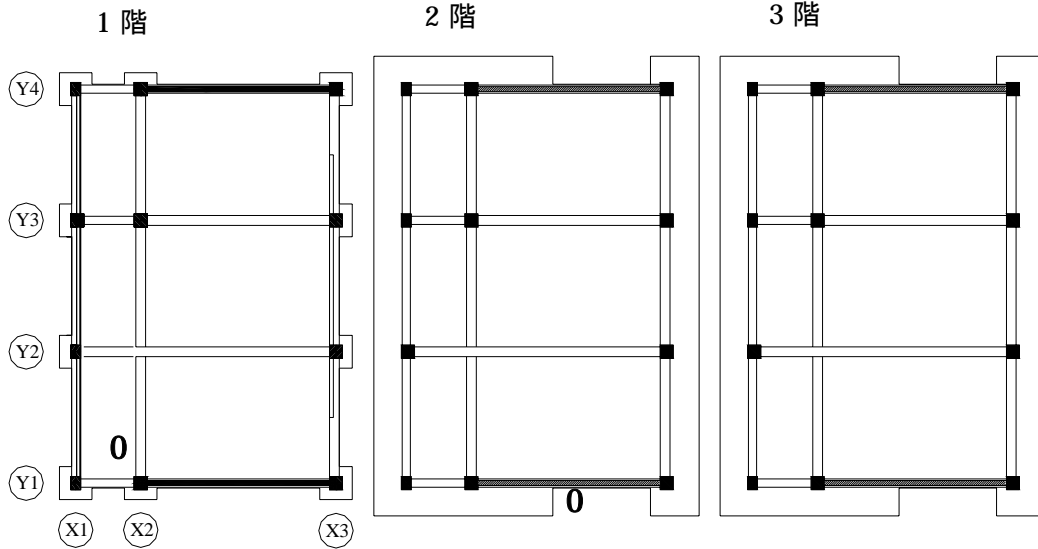


図 1 2 (a) 被災度判定区分判定結果 (無補強試験体 加振 2-4)

無補強試験体 加振 5 JMA 100%入力後



無補強試験体 加振 6 JMA 130%入力後

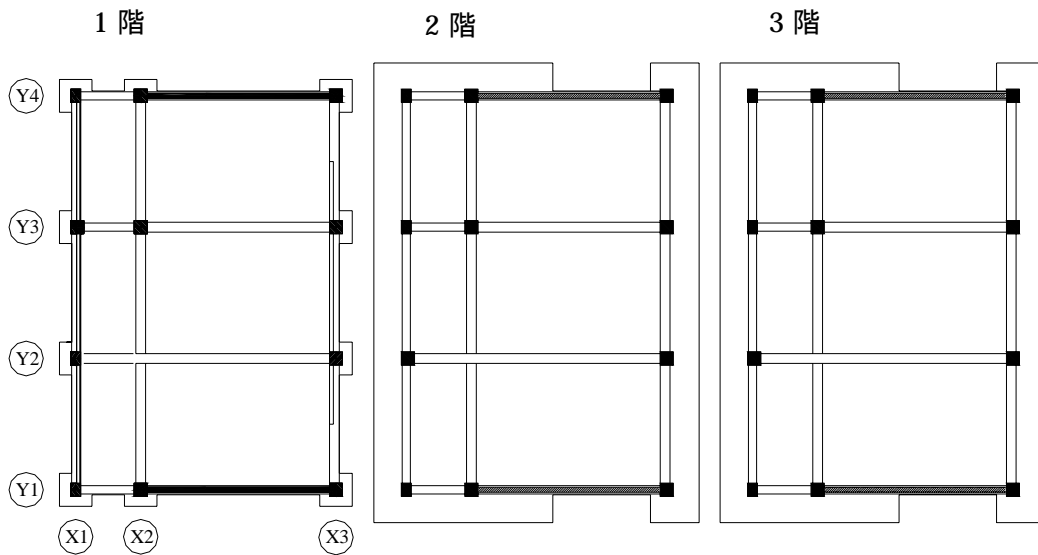


図 1 2 (b) 被災度判定区分判定結果 (無補強試験体 加振 5, 6)



写真 5 加振 4 後 損傷状況 (無補強試験体 1階 X1 構面)



写真6 加振5後 損傷状況（無補強試験体 1階 X1 構面）

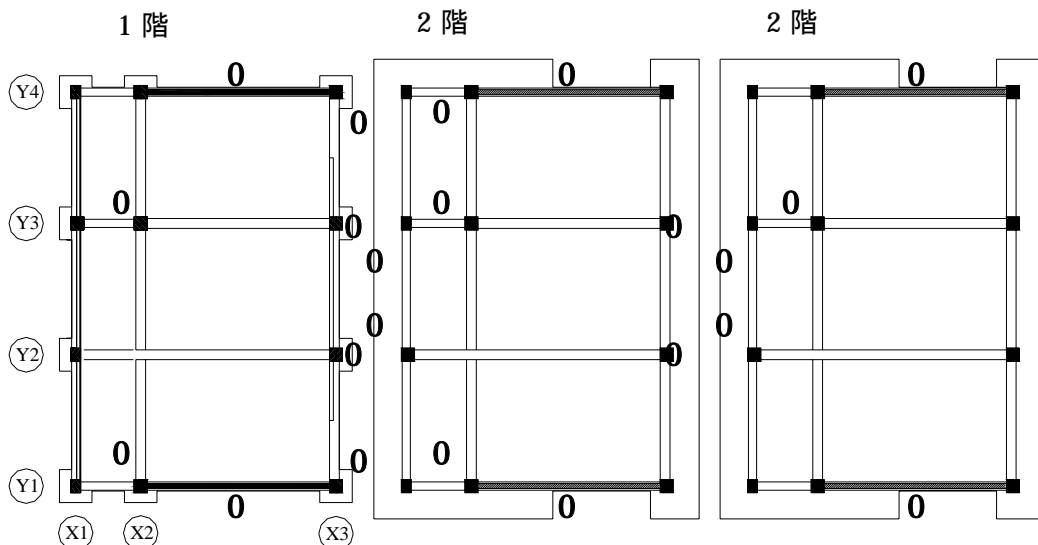


写真7 最終損傷状況（無補強試験体 1階 X1 構面）

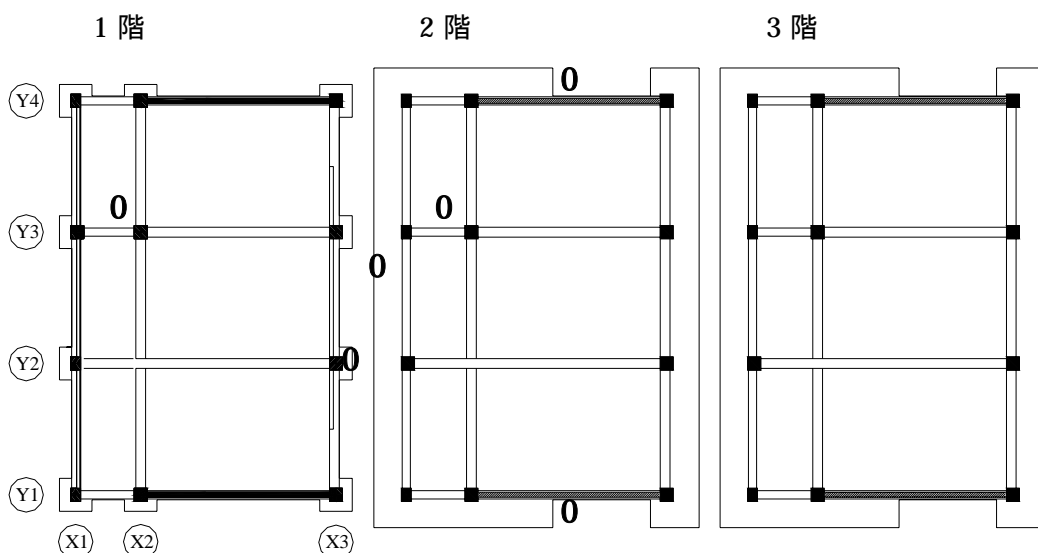


写真8 最終損傷状況（無補強試験体 1階 X3 構面および中央長柱）

補強試験体 加振 3 JMA 50%入力後



補強試験体 加振 4 JMA 100%入力後



補強試験体 加振 5 JMA 100%入力後

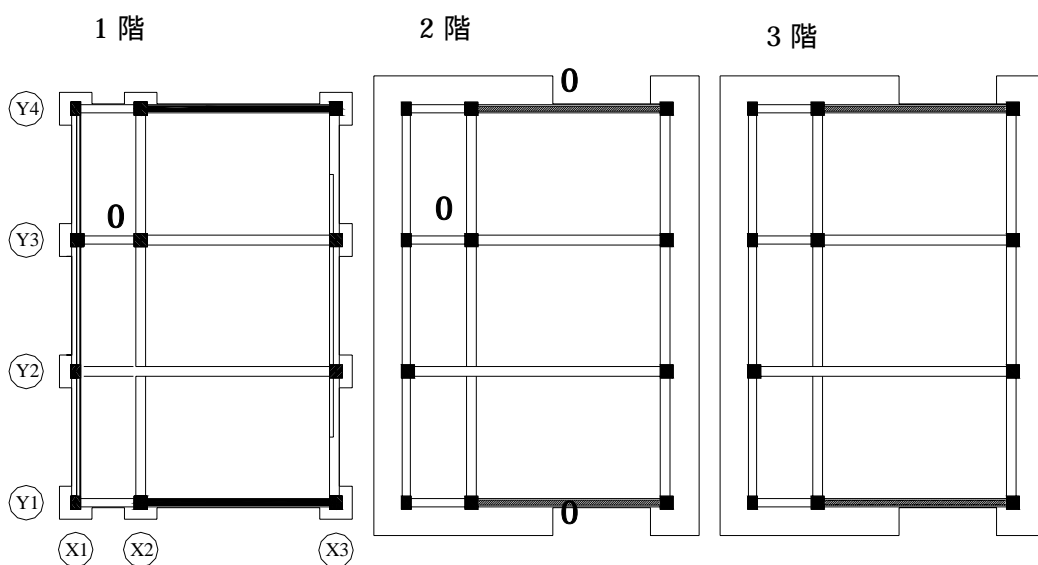
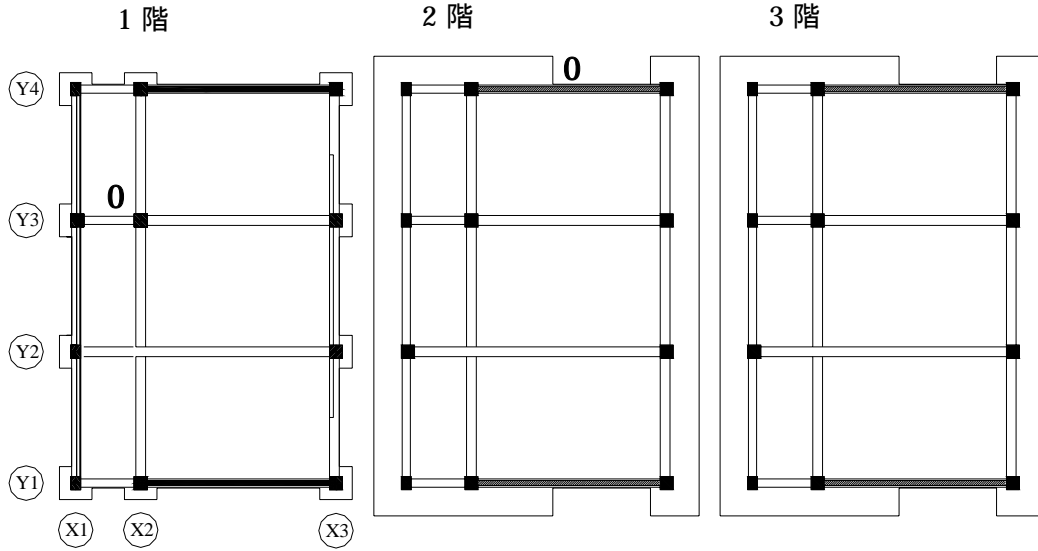
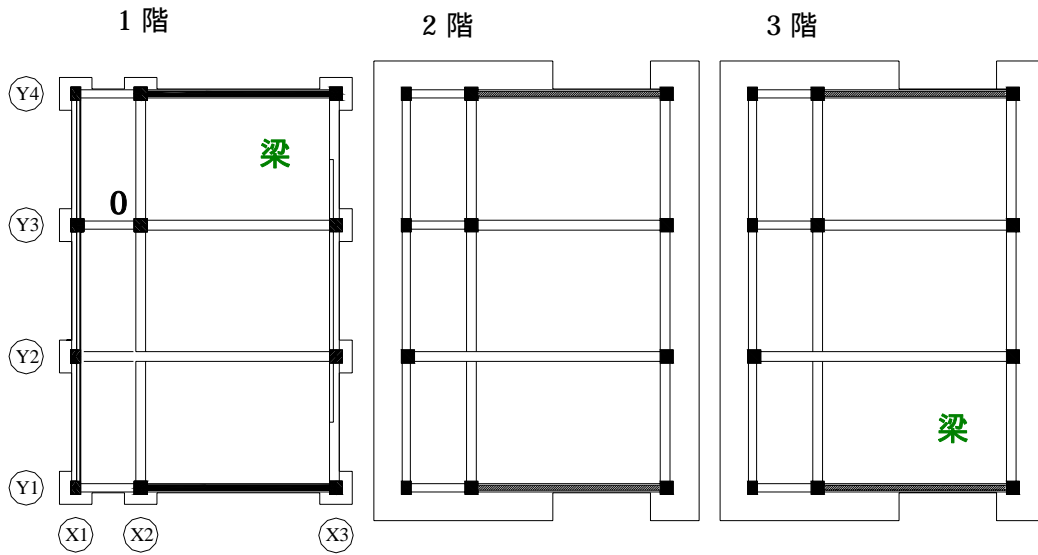


図 1 3 (a) 被災度判定区分判定結果 (補強試験体 加振 3-5)

補強試験体 加振 6 JMA 130%入力後



補強試験体 加振 10 TAK 120%入力後



補強試験体 加振 15 Sin wave 入力後

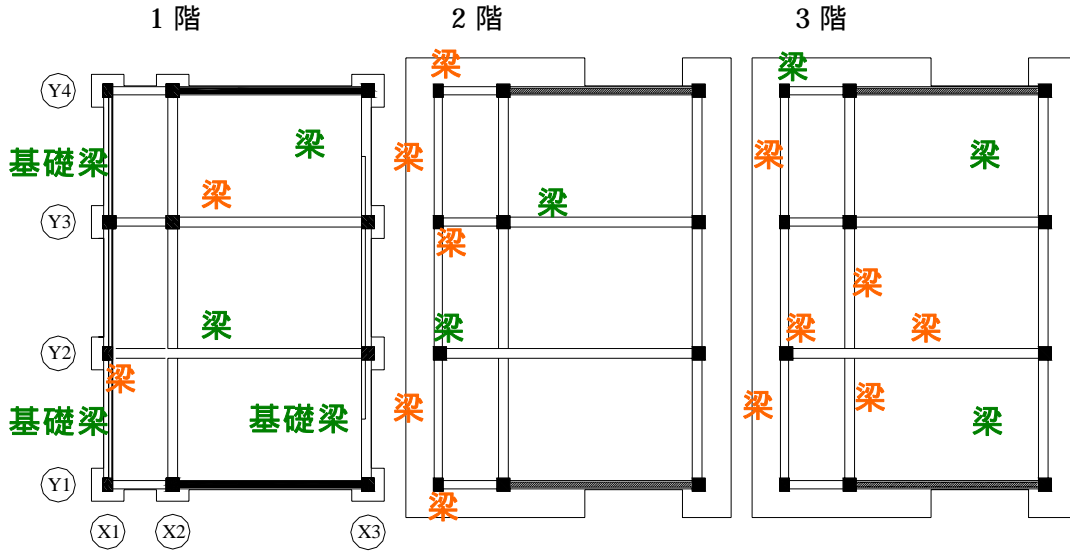


図 1 3 (b) 被災度判定区分判定結果 (補強試験体 加振 6, 10, 15)



写真 9 加振 6 後 損傷結果 (補強試験体 1 階 X1 構面 中央短柱)



写真 1 0 最終加振結果 (補強試験体 1 階 X1 および X3 構面 中央短柱)



写真 1 1 基礎水平移動後の周辺地盤のひび割れ

表 5 被災度判定結果

無補強試験体			補強試験体		
加振		被災度	加振		被災度
1	JMA 0.10	無被害	1	JMA 0.10	無被害
2	JMA 0.25	軽微	2	JMA 0.25	軽微
3	JMA 0.50	小破	3	JMA 0.50	軽微
4	JMA 1.00	小破	4	JMA 1.00	小破
5	JMA 0.75	中破	5	JMA 1.00	小破
6	JMA 1.30	倒壊	6	JMA 1.30	小破
			10	TAK 1.20	中破
			15	Sin wave	倒壊

表 6 主な損傷結果

無補強試験体				補強試験体			
run	X1 構面	X3 構面	耐震壁	run	X1 構面	X3 構面	耐震壁
1	無損傷	無損傷	無損傷	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	2	無損傷	無損傷	無損傷
3	曲げひび割れ	曲げひび割れ	無損傷	3	接合部ひび割れ	接合部ひび割れ	無損傷
4	剪断ひび割れ	剪断ひび割れ	剪断ひび割れ断	4	柱曲げひび割れ	柱微細ひび割れ	無損傷
5	剪断ひび割れ	曲げ剪断ひび割れ	壁脚ひび割れ	5	接合部ひび割れ	柱曲げひび割れ	剪断ひび割れ
6	柱剪断破壊	柱付着破壊	壁脚圧壊	6	接合部ひび割れ	柱梁曲げひび割れ	剪断ひび割れ
X2Y2 長柱は加振 6 で柱脚せん断破壊 (補強試験体では損傷が見られず)				10	柱曲げ剪断ひび割れ	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

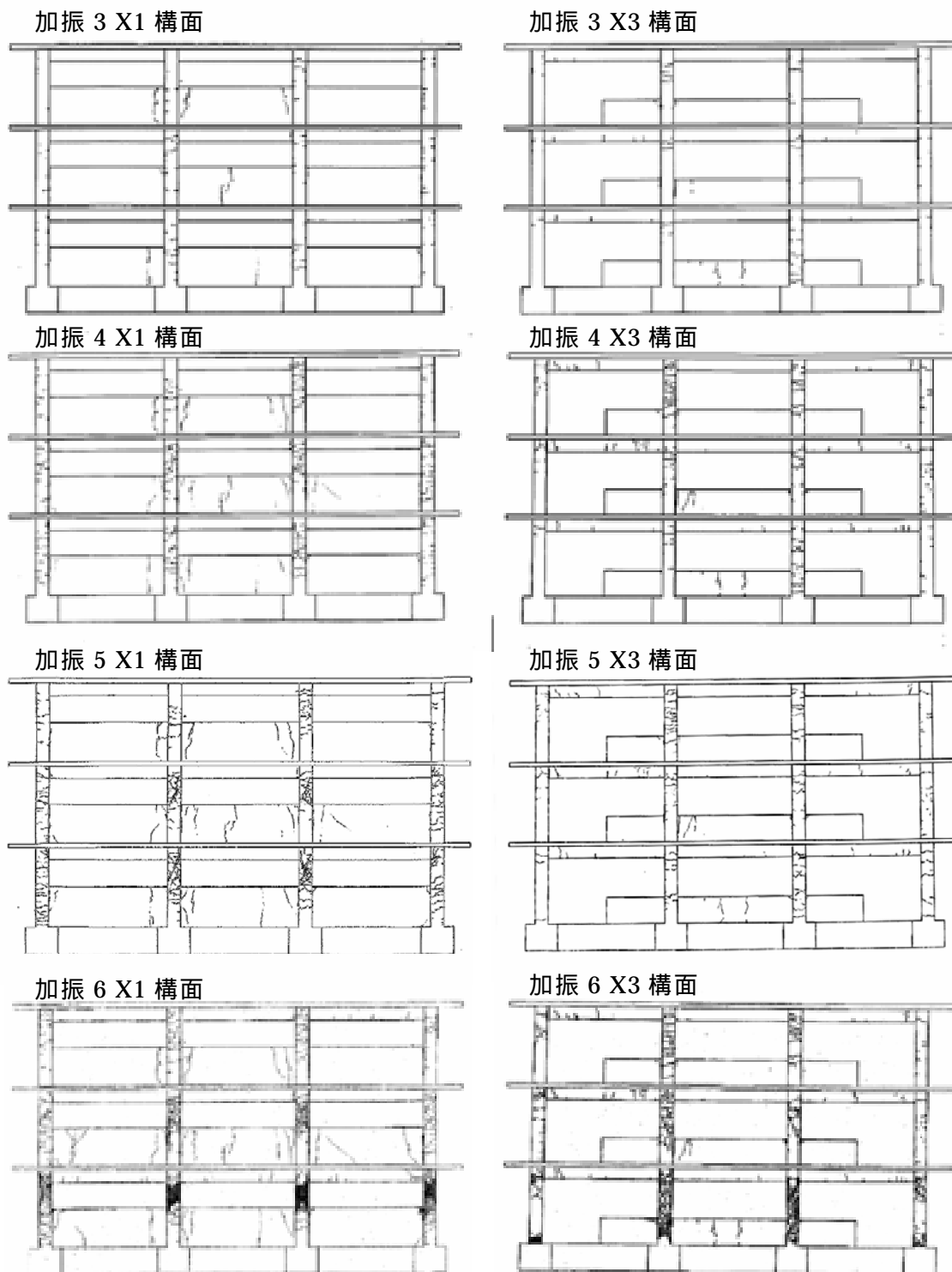


図 1 4 (a) ひび割れ観察結果 (無補強試験体 X1 および X3 構面)

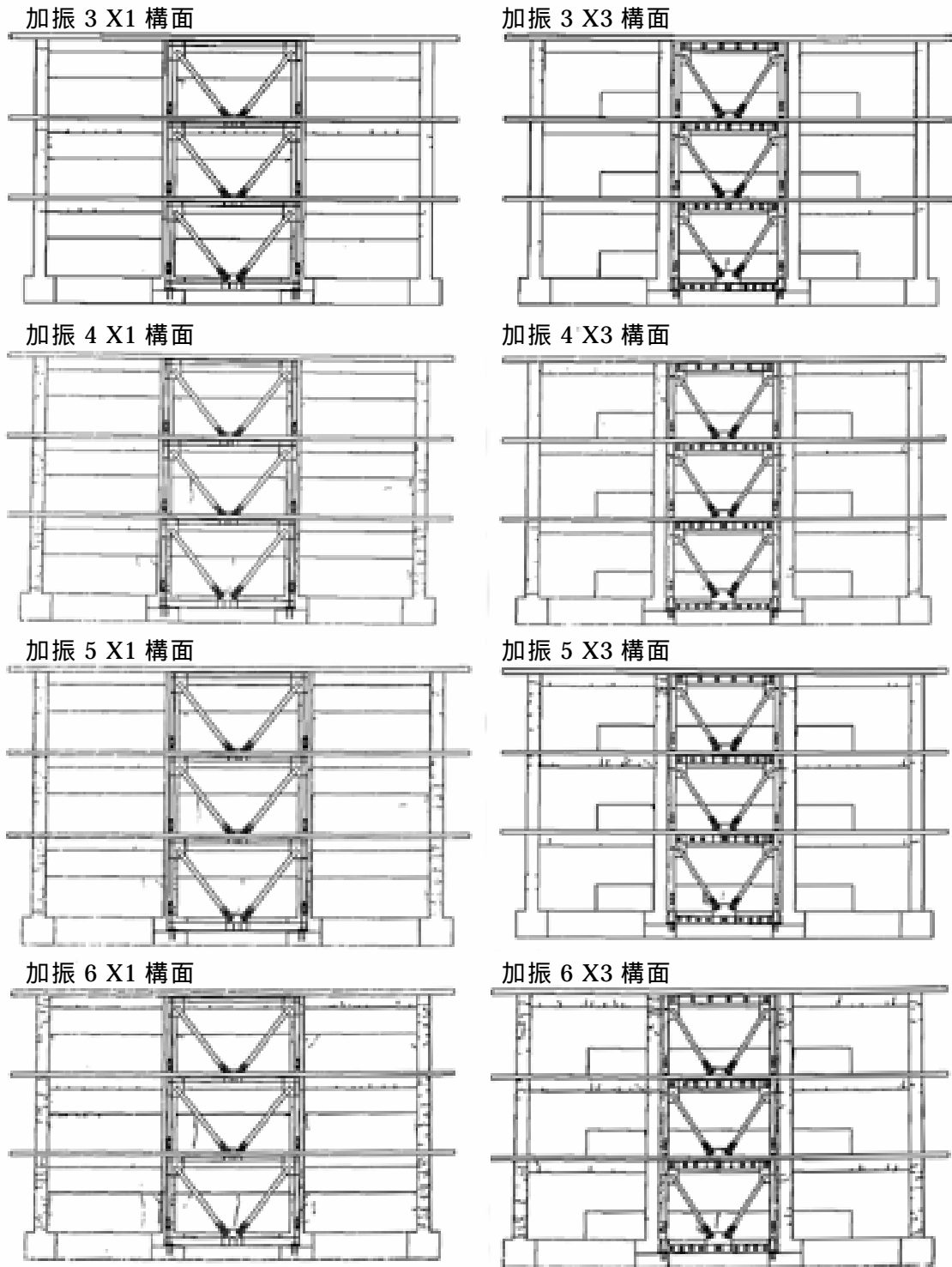


図 1 4 (b) ひび割れ観察結果 (補強試験体 X1 および X3 構面)

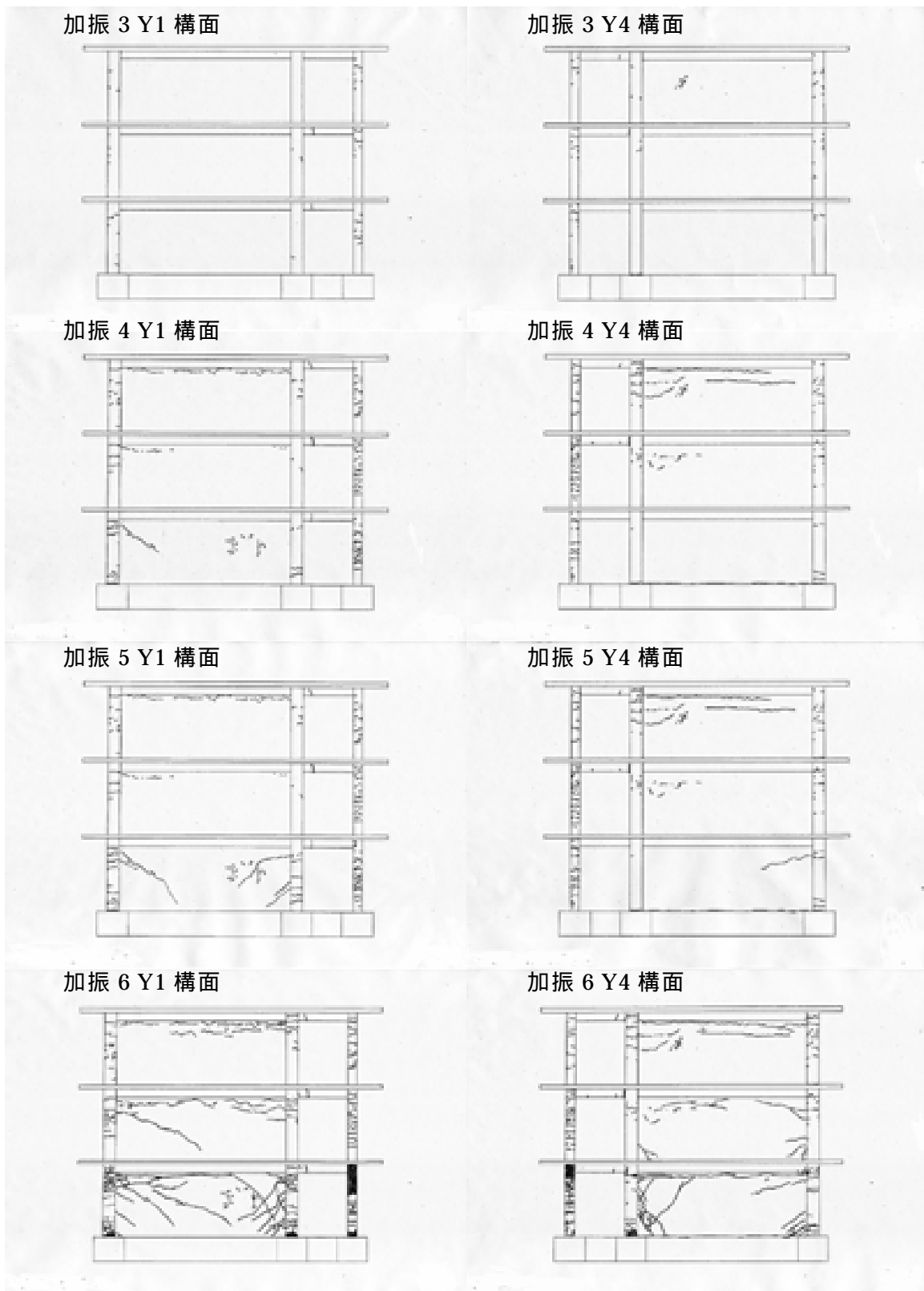


図 1 4 (c) ひび割れ観察結果 (無補強試験体 Y1 および Y4 構面)

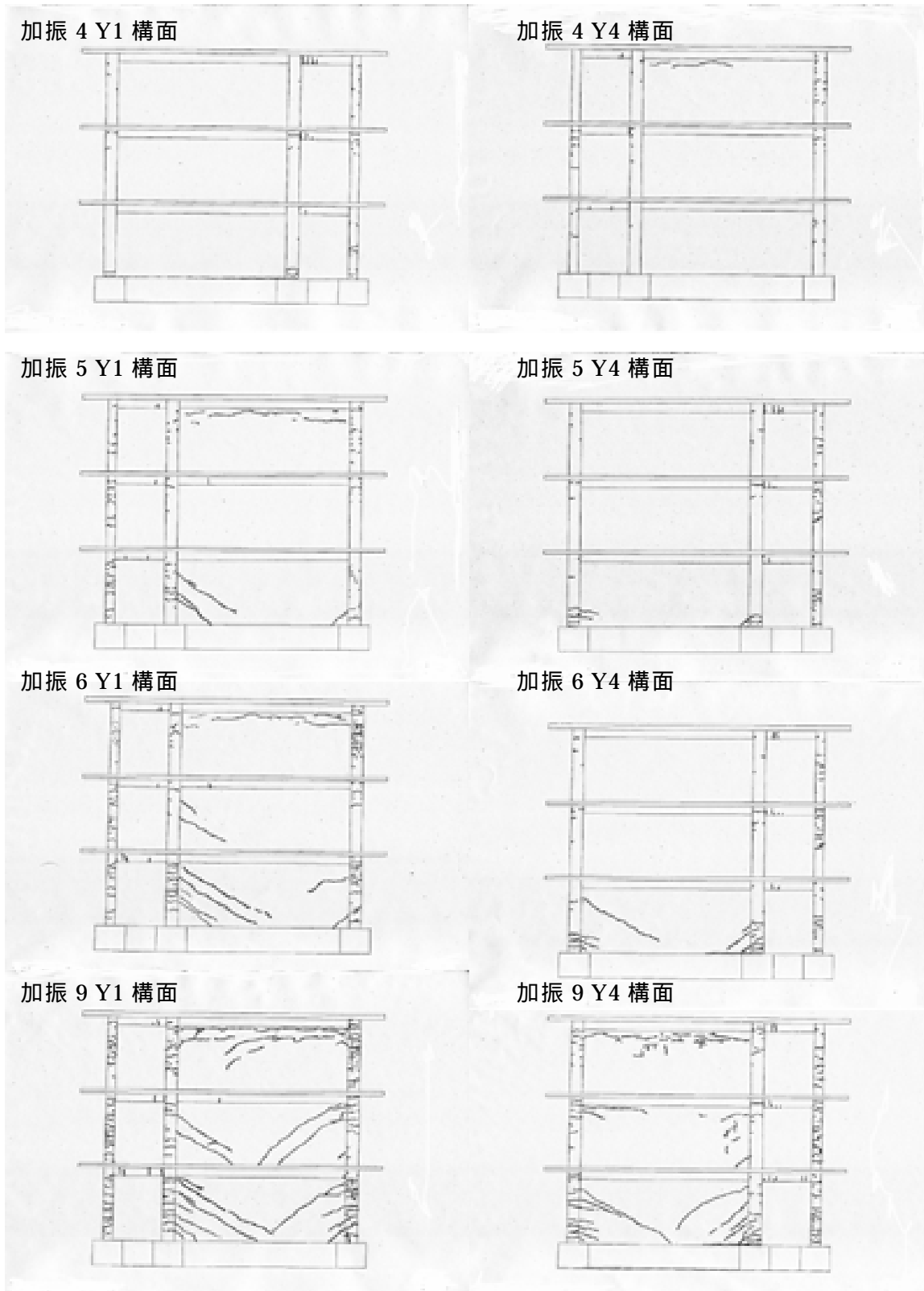


図 1 4 (d) ひび割れ観察結果 (補強試験体 Y1 および Y4 構面)

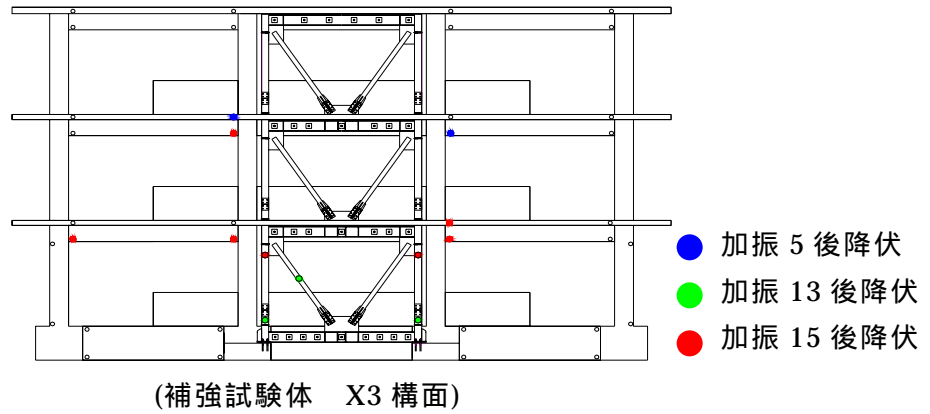
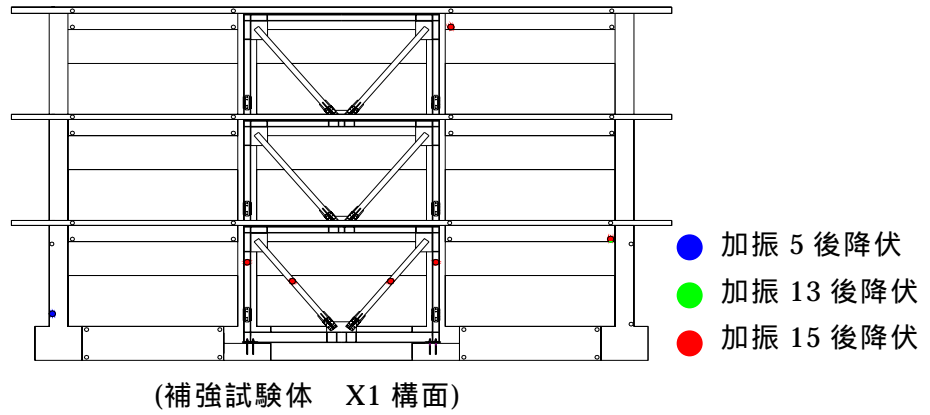
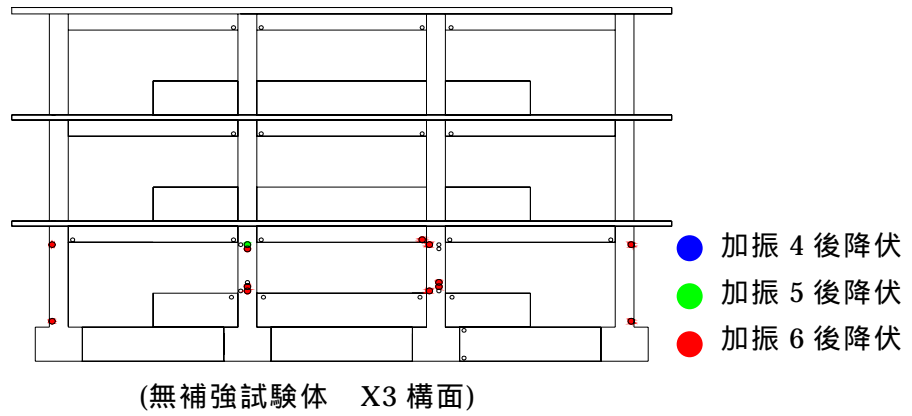
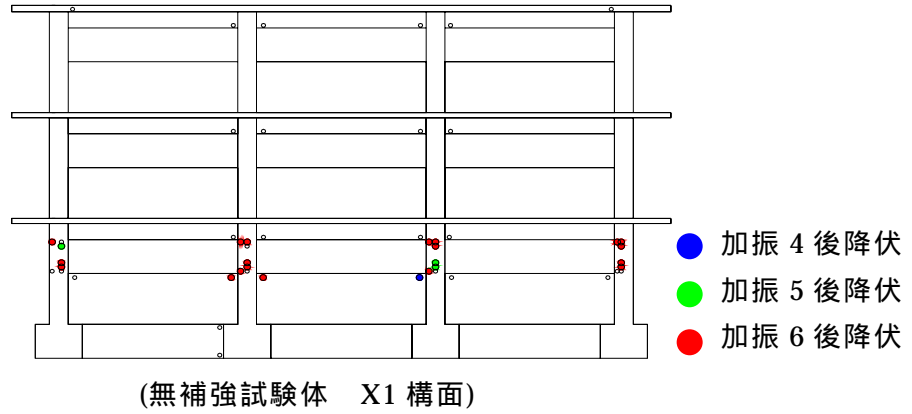


図 1 5 歪ゲージ 実験結果

表7 什器被害結果一覧

入力加振		2,3階教室	壁際	窓・扉	ピアノ	テレビ・時計
無補強	1	無被害	無被害	無被害	無被害	
無補強	2	移動なし	移動なし	無被害	ピアノ移動	無被害
無補強	3	机椅子移動	教壇・ロッカー移動	無被害	ピアノ移動	無被害
無補強	4	机椅子転倒	1階ロッカー以外転倒	無被害	ピアノ移動	時計, テレビ落下
無補強	5	机椅子転倒	2,3階本棚・ロッカー転倒	窓サッシ端部固い	ピアノ移動	時計, 3階テレビ落下
無補強	6	机椅子転倒	本棚・ロッカー類全て転倒	扉窓の脱落	ピアノ回転	2,3階テレビ落下
入力加振		2,3階教室	壁際	窓・扉	ピアノ	テレビ・時計
補強	1	無被害	無被害	無被害	無被害	無被害
補強	2	机移動	1~3階 ロッカー移動	無被害	ピアノ移動	無被害
補強	3	机移動	ガラス棚・教壇移動	窓サッシ端部固い	ピアノ移動	無被害
補強	4	机椅子転倒	本棚・ロッカー類全て転倒	窓・扉サッシ端部固い	ピアノ移動	3階時計落下
補強	5	机椅子転倒	1~3階 ロッカー転倒せず	窓・扉サッシ端部固い	ピアノ移動	3階時計落下
補強	6	3階机天地逆	教壇含め全て転倒	窓・扉サッシ端部固い	ピアノ移動	2,3階時計落下
補強	10	机椅子転倒	本棚・ロッカー類全て転倒	一部閉められず	防護構衝突	テレビ落下寸前
補強	15	机椅子転倒	本棚・ロッカー類全て転倒	扉窓の脱落	耐震壁衝突	テレビ落下せず

表8 試験体1層の最大応答一覧

無補強試験体				補強試験体			
加振番号	入力波形	層せん断力係数	Y方向変形角	加振番号	入力波形	層せん断力係数	Y方向変形角
1	JMA 0.10	0.13	1/5000	1	JMA 0.10	0.103	1/10000
2	JMA 0.25	0.28	1/2000	2	JMA 0.25	0.307	1/5000
3	JMA 0.50	0.60	1/700	3	JMA 0.50	0.494	1/2000
4	JMA 1.00	0.96	1/250	4	JMA 1.00	0.866	1/666
5	JMA 0.75	1.08	1/180	5	JMA 1.00	1.14	1/588
6	JMA 1.30	1.30	1/20	6	JMA 1.30	1.33	1/344
				8	TAK 1.20	1.56	1/250
				13	BCJL2 2.10	1.69	1/125
				15	Sin wave	2.00	1/30

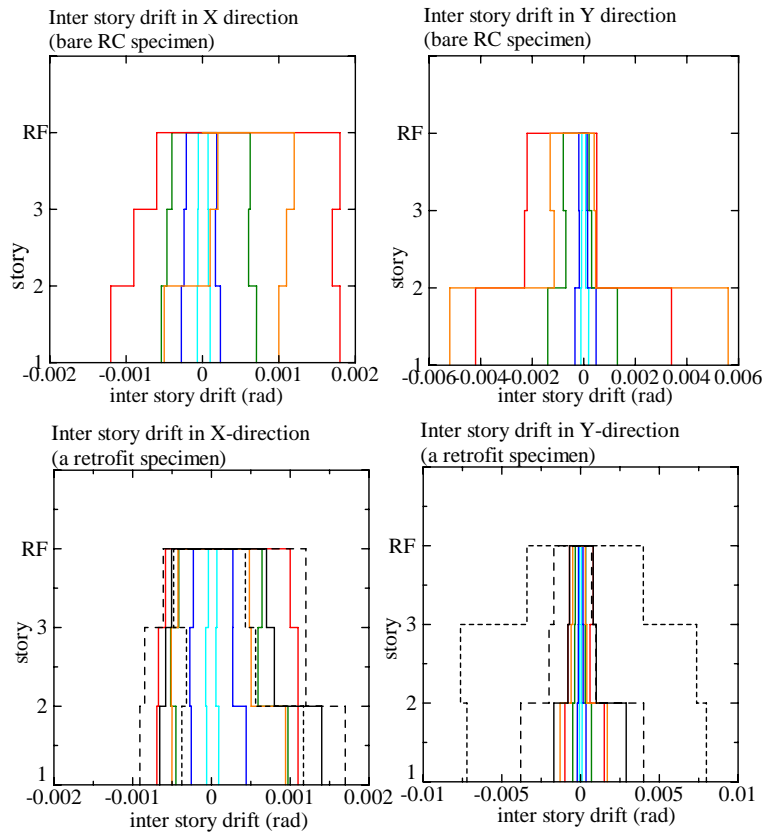


図 1 6 (a) 各層最大応答変位 (倒壊加振前まで)

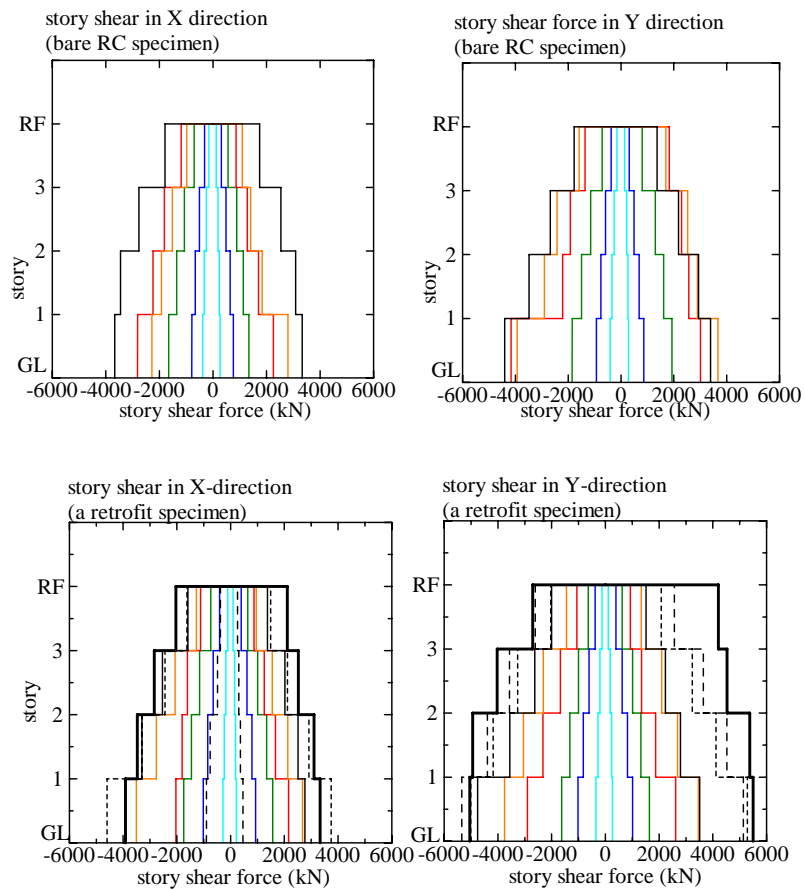


図 1 6 (b) 最大応答せん断力

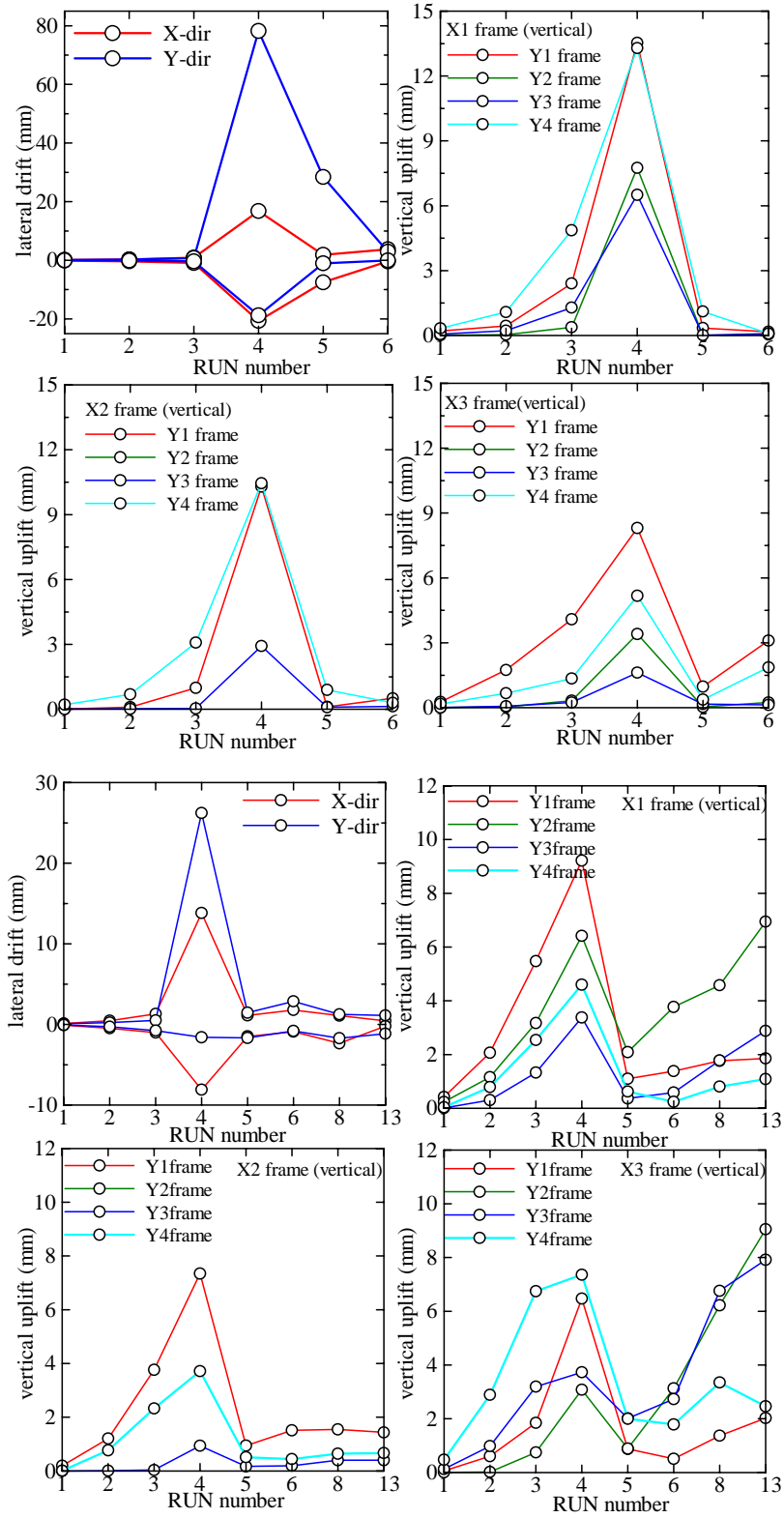


图 1 7 基础最大应答变形

(c) 結論ならびに今後の課題

防災科学技術研究所の震動台 E-Defense による鉄筋コンクリート建物実験として 3 層学校校舎形式の構造物 2 体を選択し、2006 年 9 月から 11 月まで震動実験を実施した。

- ・ 気象庁神戸海洋気象台観測波(1995)の振幅倍率 100%相当の加振で無補強試験体は崩壊に至り、補強試験体は実地震記録を振幅倍率した入力では大破に至らず、試験体を共振させる人工地震波の入力加振によって倒壊に至った。
- ・ 無補強試験体は耐震診断の結果、 I_s 値が 0.51 であり、「公立学校施設にかかわる大規模地震対策関係法令及び地震防災対策関係法令」の運用細目で定める要補強判定基準 I_{s0} 値 0.7 を下回った。想定される崩壊形は X1 および X3 構面のせん断破壊であったが、実験ではさらに軸力再配分によって中央長柱のせん断破壊も伴った。
- ・ 補強試験体は設計段階では腰壁に構造スリット、X1 および X3 構面中央スパンを補強することで基礎浮き上がり(Rocking)による全体降伏機構を想定していたが、梁の損傷は少なく最終的には 1 階鉄骨ブレースの座屈によって試験体の倒壊に至った。
- ・ 最終加振における無補強試験体の最大層せん断力係数は 1.3 であった。被害観察結果から梁端にひび割れ損傷は少なく 1 階柱曲げ耐力の和とこの値は概ね対応しているから、降伏後層間変形が大きくなり 1 層崩壊に至ったと考えられる。
- ・ 試験体内部の什器は概ね、被害が加速度に依存するものは補強試験体で、変形に依存するものは無補強試験体で被災しやすい結果となった。しかしながら、吊り天井テレビとピアノは無補強試験体で被害が大きく、これは躯体設置位置の剛性が低かったためであると考えられる。
- ・ 無補強試験体の基礎は加振 4 および 5 で水平移動し、その後、基礎固定後に同程度の入力によって試験体は倒壊に至った(加振 6)。すなわち、加振 4 では試験体は基礎の水平移動(Sway)によって上部構造の被害が軽減し倒壊に至らなかったと考えられる。
- ・ 補強試験体の基礎は加振 4 で水平移動し、四隅基礎固定後に人工地震波入力により試験体は 10mm 程度の基礎浮き上がりが確認された(加振 8 および 13)。しかしながら、試験体の全体降伏メカニズムを形成する程度の浮き上がり変形は起こらなかった。

今後、実験結果に関するさらに詳細な分析を行い、基礎挙動および補強効果を含めた形で耐震設計法および耐震診断の高度化のために提言をはかる必要がある。

(d) 引用文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1975
- 2) 財団法人日本建築防災協会：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），2005
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 4) 財団法人日本建築防災協会：2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001

5) 文部省：学校施設の耐震補強マニュアル（RC造校舎編），1996

(e) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
Toshimi Kabeyasawa, Toshikazu Kabeyasawa, Taizo Matsumori	Result and analysis of the full-scale test for three-story reinforced concrete building at E-Defense	The Second NEES/E-Defense Workshop on Collapse Simulation of Reinforced Concrete Building Structure, E-Defense, Kobe, Japan	October 30-November 1, 2006
Toshikazu Kabeyasawa, Toshimi Kabeyasawa, Taizo Matsumori	Result and analysis of the full-scale test for three-story reinforced concrete building at E-Defense	The Second NEES/E-Defense Workshop on Collapse Simulation of Reinforced Concrete Building Structure, E-Defense, Kobe, Japan	October 30-November 1, 2006
Toshimi Kabeyasawa, Toshikazu Kabeyasawa, Taizo Matsumori, Toshinori Kabeyasawa, Yousok Kim	3-D collapse tests and analyses of the three-story reinforced concrete buildings with flexible foundation	The 2007 Structures Congress in Long Beach, California, US	May 16-19, 2007 (Under submission)
Toshikazu Kabeyasawa, Toshimi Kabeyasawa, Taizo Matsumori, Yousok Kim, Toshinori Kabeyasawa	3-D collapse tests and analyses of the three-story reinforced concrete buildings with flexible foundation	The 2007 Structures Congress in Long Beach, California, US	May 16-19, 2007 (Under submission)
壁谷澤 寿海 松森 泰造 壁谷澤 寿一 壁谷澤 寿成	RC3層建物の実大振動実験概要	コンクリート工学年次論文集	平成19年7月 (投稿中)
壁谷澤 寿一 壁谷澤 寿海 松森 泰造 金 裕錫	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	平成19年7月 (投稿中)
壁谷澤 寿成 壁谷澤 寿海 松森 泰造 壁谷澤 寿一	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	平成19年7月 (投稿中)

(f) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし