

R C造6層建物のEーディフェンス振動台実験結果

1. 研究背景・目的

東北地方太平洋沖地震は、東日本を中心に未曾有の大被害をもたらしました。首都圏でも、事業や生活の継続が長期間妨げられ、大都市の脆弱性が顕在化しました。その教訓から、文部科学省は、委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクトー都市機能の維持・回復に関する調査研究ー」を立ち上げ、その一環として「鉄筋コンクリート造建物の崩壊余裕度の定量化」と「建物健全度評価のためのモニタリングシステム開発」を目的に、鉄筋コンクリート(RC)造建物を対象に徐々に破壊を進行させ最終的には崩壊させる振動台実験を実施しました(図1)。

研究の成果目標は以下のとおりです。

- 1) 建築基準法で想定される地震動(注1)以上の想定外地震動に対し、建物の余力がどの程度かを検証するため、都市の基盤をなすRC造建物が崩壊するまでの余裕度を定量化。
- 2) 被災建物が健全か否かを速やかに判断する方策として、被災後の建物の健全度を即時モニタリングし、損傷の位置・程度を把握する仕組みを構築。

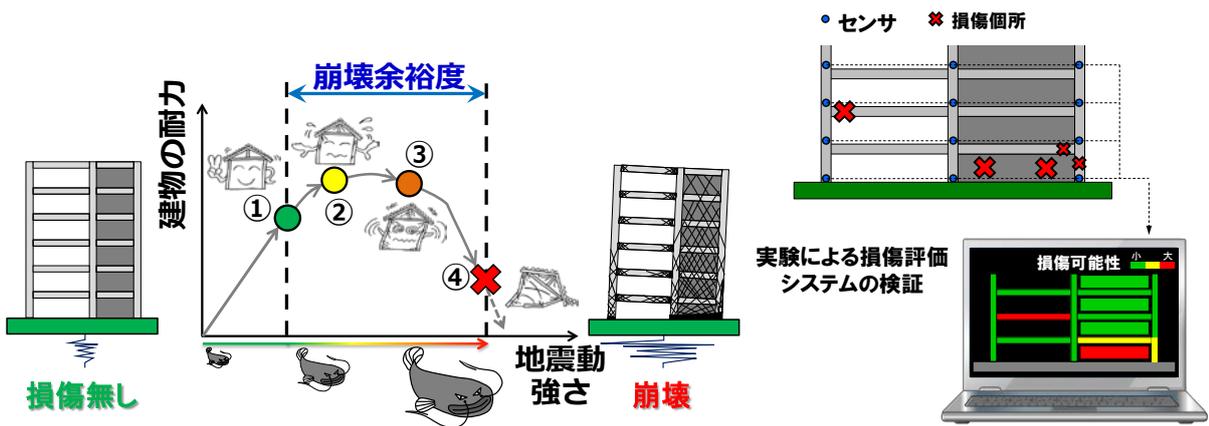
2. 実験内容

都市部に多く存在するRC造中低層~中高層板状共同住宅(注2)を検討対象とし、現行基準に従って試設計した6階建てRC造建物を30%に縮小した試験体(平面4.6m×5.4m、高さ6.5m、基礎を含む総重量約320トン)(写真1)を製作しました。

この試験体に対して、実大三次元震動破壊実験施設(Eーディフェンス)(図2)で加振実験を行いました。地震波は、都市部の直下地震の例として1995年兵庫県南部地震(阪神淡路大震災)の際の観測記録を採用しました。これは、対象建物が比較的短周期の構造物であり、南海トラフ地震時に想定される長周期地震動より、阪神淡路大震災のような直下地震の方が影響が大きいと考えられるためです。なお、地震動は基本的に3方向入力とし、特に耐震壁の破壊による崩壊を引き起こす方向(主方向)に最も強い揺れが入力されるように揺れの向きを調整して用いました。さらに、建物を崩壊させる加振においては耐震壁が破壊する主方向のみの1方向入力としました(図3)。

加振のスケジュールは、まず始めに、建物の基本特性の把握やコンクリートのひび割れ状況の確認を行うために入力レベルを小さくして加振しました。続いて、建築基準法の必要保有水平耐力(注3)に相当する入力レベルから試験体の保有水平耐力(注4)を確認できる入力レベルまで増幅しました。その後、試験体が崩壊に至るまで1方向入力の加振を繰り返し、最終的に試験体を崩壊させ、どの程度の余力があったかを、実測データを収集して検証しました。

今回の実験では、徐々に進行する建物の破壊を的確に検知する可能性と有効性を確認するために、昨年度実施した鉄骨造高層建物を対象とした実験と同様に、2種類の“健全度即時評価モニタリングシステム”の検証実験を同時に行いました。この検証実験では、(1)各層に設置したセンサによる、建物全体系一層レベルの損傷の推定と、(2)接合部および耐震壁に稠密に設置したセンサによる、部材レベルの損傷の推定の有効性確認を行いました(図4)。



R C造建物崩壊余裕度の定量化

建物健全度評価のためのモニタリングシステム

図1 実験目的の概要

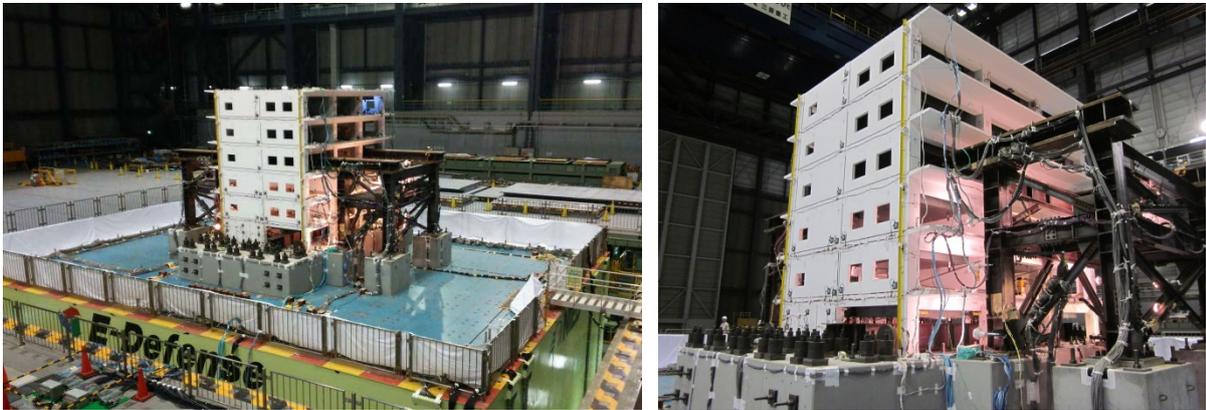


写真1 試験体概要

(R C造6階建て・縮尺30%, 平面4.6x5.4m, 高さ6.5m, 基礎を含む総重量約320ton)

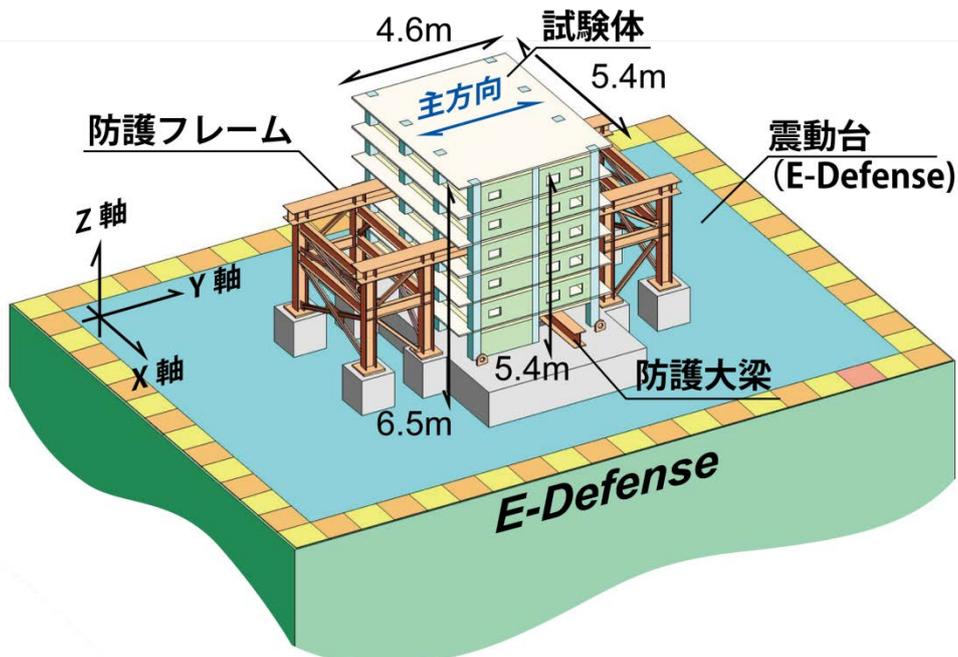
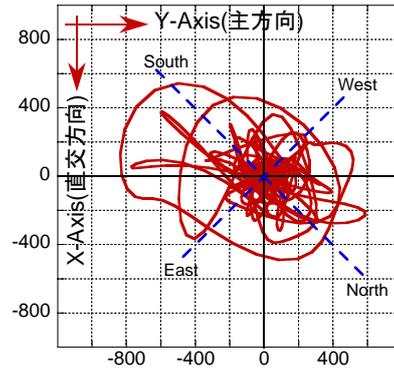
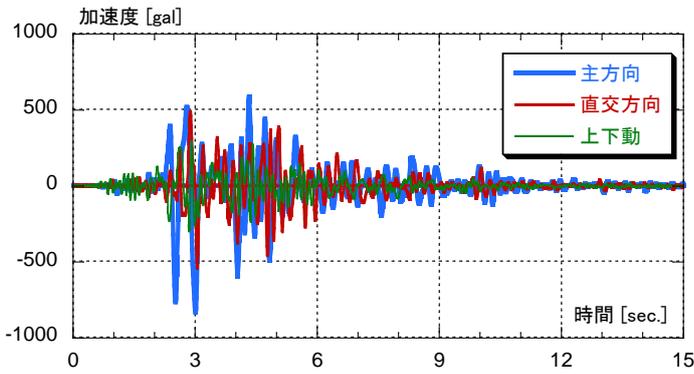
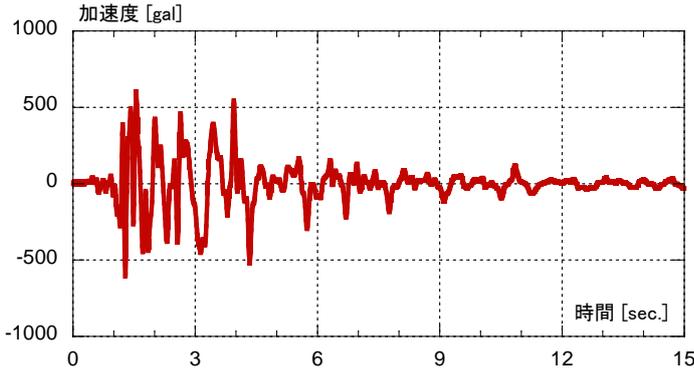


図2 振動台実験概要

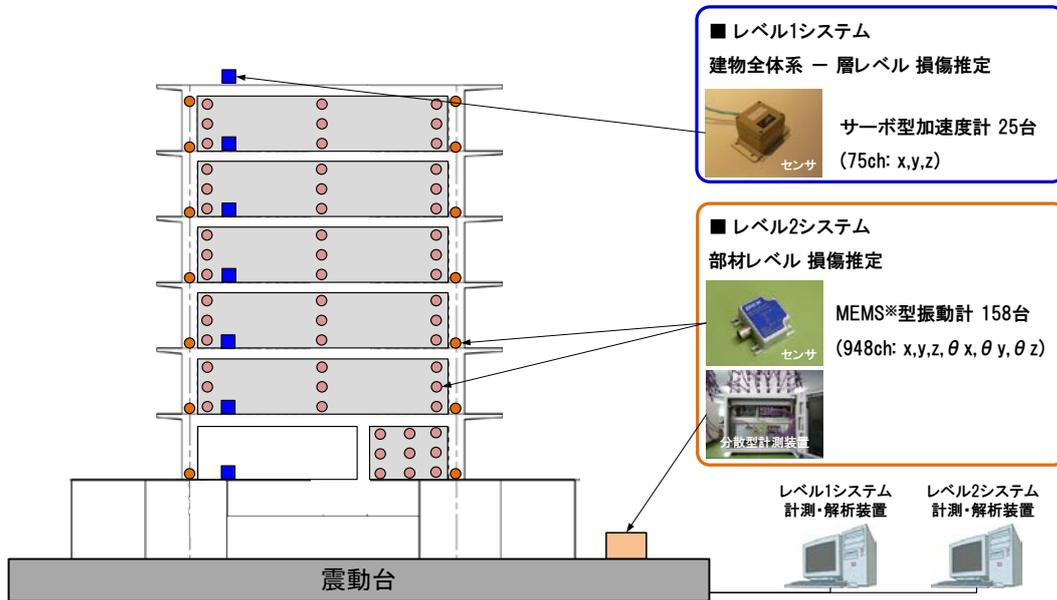


JMA 神戸記録（回転して主方向（試験体壁方向）を大きくする）



JR 鷹取駅記録（東西成分を用いて主方向（試験体壁方向）に与える）

図3 振動台実験の入力地震動



※MEMS(メムス, Micro Electro Mechanical Systems): 微小電気機械素子およびその創製技術

図4 本実験で用いる“健全度即時評価モニタリングシステム”

3. 実験結果

(1) 結果の概要

加振レベルと実験結果を以下に示します（表1）。

表1 実験経過と損傷状況

| 実験日 | 加振ケース | 地震波倍率 | 最大層間変形角 (注5) 1階 [rad.] ^{※1} | 最大層せん断力 1階 [kN] (ベースシア係数) (注6) ^{※1} | 震度換算 | 損傷状況 |
|------|-------|------------------|--|---|------------------|-----------------------|
| 1/20 | #1-3 | JMA 神戸 10%相当 | 1/12857 | 140 (0.08) | 4 | |
| | #1-5 | 同 40%相当 | 1/2500 | 796 (0.42) | 6弱 | |
| | #1-7 | 同 55%相当 | 1/882 | 1212 (0.66) | 6強 ^{※2} | 柱主筋の降伏 |
| | #1-9 | 同 70%相当 | 1/629 | 1342 (0.73) | 6強 | 梁主筋・壁筋の降伏 |
| 1/21 | #2-1 | 同 55%相当 | 1/756 | 1029 (0.56) | 6弱 ^{※2} | |
| | #2-3 | 同 70%相当 | 1/536 | 1342 (0.73) | 6強 | |
| | #2-5 | 同 100%相当 | 1/149 | 1975 (1.08) | 6強 | 1階の一部の壁にせん断破壊の兆候 |
| 1/22 | #3-1 | 同 55%相当 | 1/201 | 1373 (0.75) | 6弱 ^{※2} | |
| | #3-3 | 同 120%相当 | 1/37 | 2160 (1.18) | 7 | |
| | #3-5 | 同 140%相当 | 1/13 | 1747 (0.95) | 7 | |
| | #3-7 | 同 140%相当 | 1/11 | 1161 (0.53) | 7 | |
| | #3-9 | JR 鷹取駅 120%相当 | 1/6 | 1506 (0.82) ^{※3} | 7 | 崩壊（バルコニー先端が防護フレームに衝突） |

※1：最大層間変形角（両妻面での計測値の平均）と最大層せん断力およびベースシア係数の値は試験体の主方向（壁方向）の値を示します。

※2：55%相当の地震動は震度6強と震度6弱の境に近い大きさであるため、実験ケース毎のわずかな違いで震度換算値が異なります。

※3：#3-3～7にかけて低下した値が#3-9で大きくなったのは、試験体が防護フレームに衝突したことの影響と考えられます。

(2) 各加振の結果

ここでは主な検討対象である壁方向の結果を示します。

- ・ 1日目（弾性～必要保有水平耐力超）

JMA 神戸の 55%相当加振により、必要保有水平耐力（建築基準法で定められる外力）を上回る耐力に達するとともに、コンクリートのひび割れのほか、1、2階の鉄筋降伏が確認されました。層間変形角は 1/1000 程度と小さく、継続使用可能な状態だと判断されます。これを上回る入力レベル（JMA 神戸 70%相当加振）に対しても、試験体の損傷は軽微なものでした。

なお、事前に有限要素法（FEM）によるコンピュータシミュレーションによって予測した結果と実験結果が概ね一致していることも確認しました。図5、6には予測結果の一例も掲載しています。

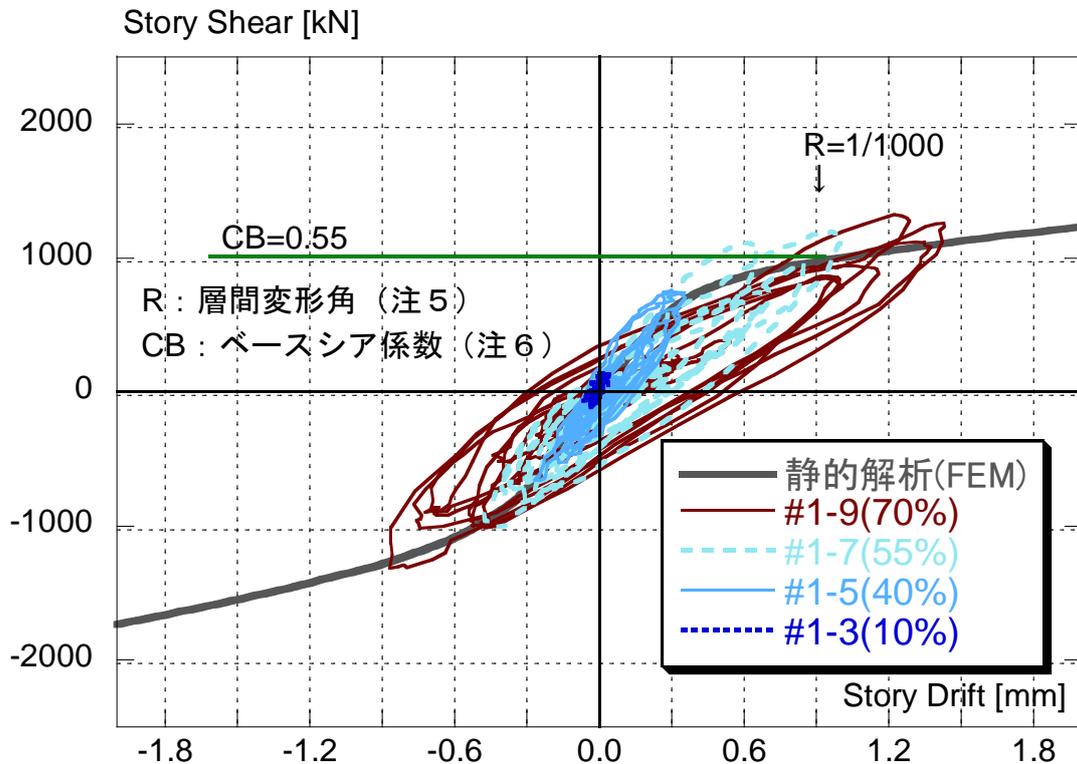


図5 実験結果（1日目・1階の荷重～変形関係）

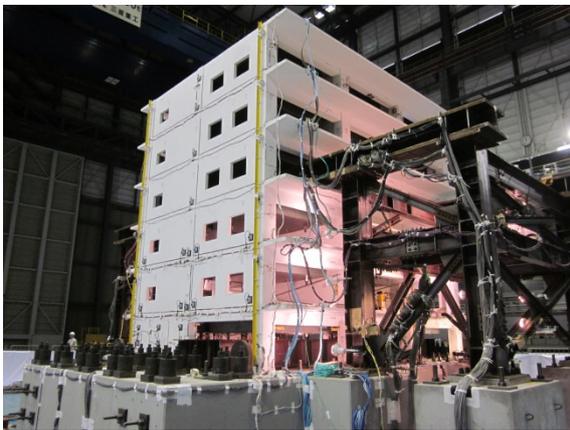


写真2 1日目加振終了時の試験体状況

- ・ 2日目（必要保有水平耐力レベルの2回目～1.0G レベル）

1日目と同レベル（55%相当および70%相当）の地震波で加振しましたが性状に大きな変化は見られず、必要保有水平耐力レベル（1日目）の加振後も、耐震性能に大きな劣化が見られないことが分かりました。さらに大きな入力レベル（JMA 神戸 100%相当）で加振した結果、1階の一部の壁にせん断破壊の兆候が見られましたが、適切な補修を行えば継続使用可能な程度の損傷にとどまっていることが確認されました。

なお、FEMによる予測結果は1日目と同様、実験結果と概ね一致していることを確認しました。また、1階においては壁配置に実験上の特徴を持たせ、実際の建物でよくあるように建築基準法の耐力割り増し規定が適用されない範囲内で片側に寄せていましたが、この壁配置に起因して建物がややねじれながら揺れる状況が確認されました。

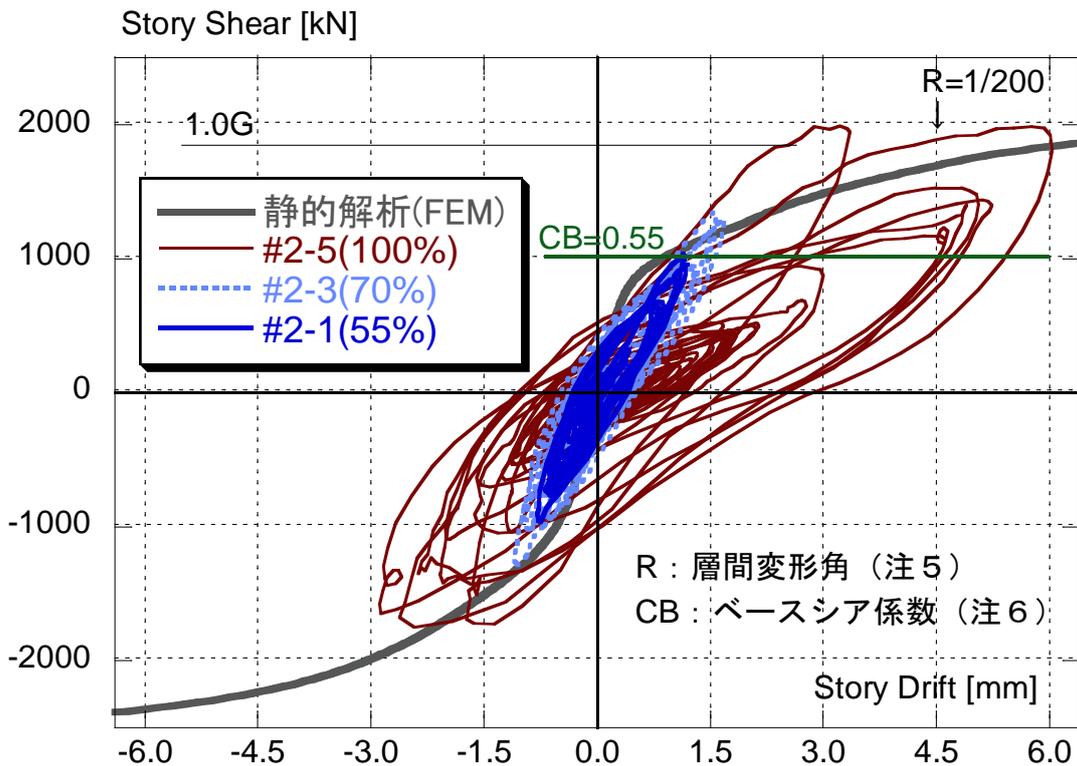


図6 実験結果（2日目・1階の荷重～変形関係）

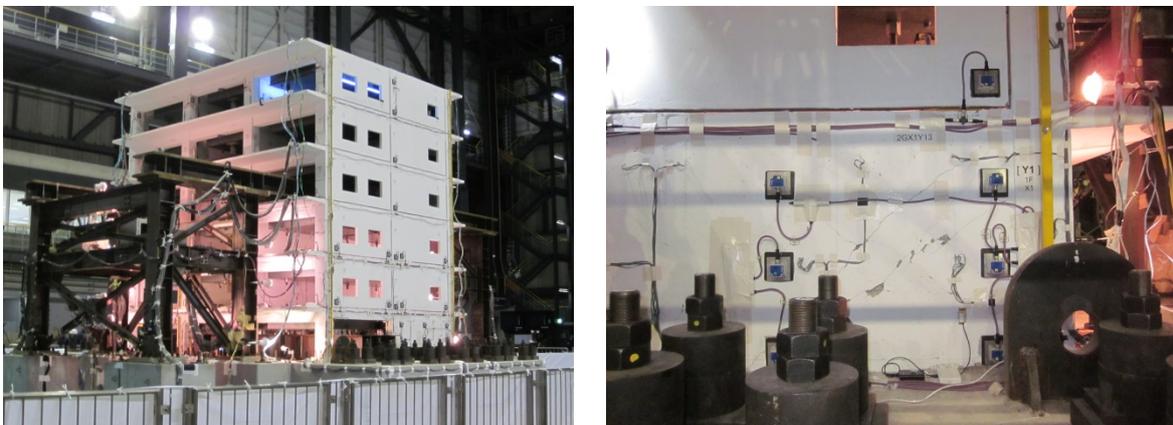


写真3 2日目加振終了時の試験体状況（右：壁のひび割れ）

・ 3日目（保有水平耐力の発揮～崩壊）

JMA 神戸 120%相当加振により、試験体の保有水平耐力を確認しました（建物が抵抗できる最大限の力を把握）。その後、主たる方向（壁方向）にのみ地震動を入力しました。JMA 神戸 140%相当を2回繰り返した結果、建物の傾斜が徐々に進み「構造的な安全限界状態（注7）」に達したと判断されましたが、崩壊と判断されるまでには至りませんでした。ここまで損傷した建物性能に、より大きな影響を与えられる地震波として、JR 鷹取駅記録を用い、120%相当の加振を行った結果、床の沈下や柱の傾斜状況に加えて、バルコニーが防護フレームに数回衝突したことなどから、崩壊と判断される状態に至り、実験を終了しました。

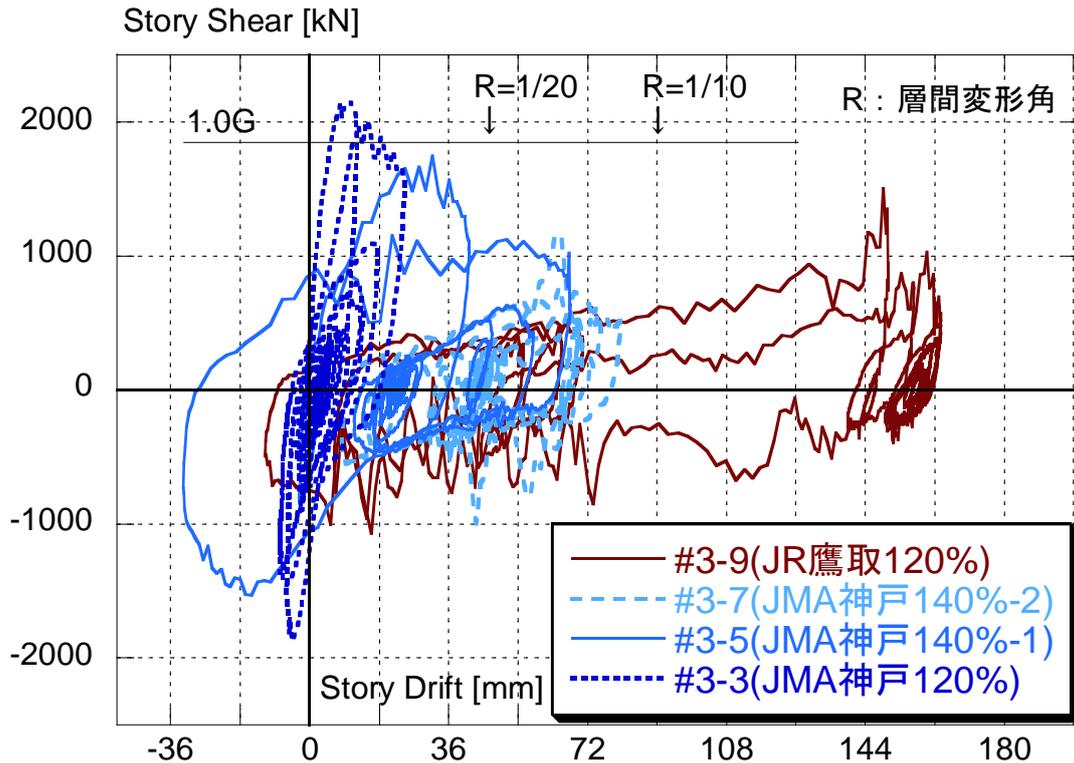


図7 実験結果（3日目・1階の荷重～変形関係）



写真4 実験終了後の試験体状況



1階耐震壁のせん断破壊



1階独立柱の曲げ破壊



2階耐震壁のせん断破壊

写真5 各部の損傷状況(1)



耐震スリットの接触による雑壁や間柱の損傷（2階妻面）

写真5 各部の損傷状況（2）

耐震スリットについて

耐震スリット：窓の大きさや数、建物の全体形状などによりスリットが必要な場合と無い方がよい場合があり、一概に良し悪しは決められません。今回の試験体の両妻壁はスリット有りとした方がよい
ため、スリットを設けています。

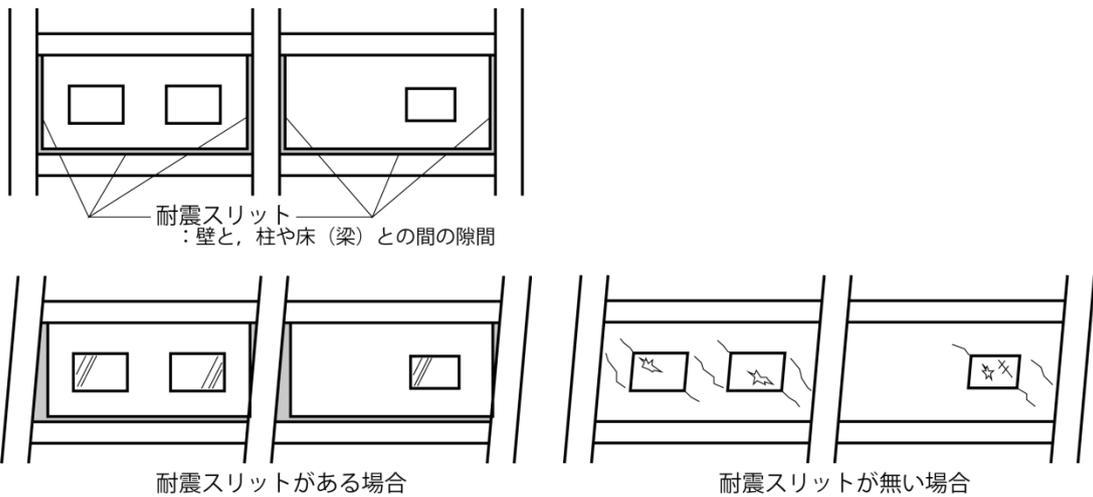


図8 スリットが有効な場合の模式図

(3) 健全度即時評価モニタリングシステムの結果

各加振の直後に、センサのデータから建物の健全度（損傷状態）の即時評価を試行し、以下の結果が得られました。

- ・レベル1システム（少数センサによる建物全体系一層レベルの損傷推定）

建物内の少数（1、3、R階）の加速度センサから、建物の代表的な損傷指標である最大層間変形角を、1階の一部の壁にせん断破壊の兆候が見られた JMA 神戸 100%相当の加振までは精度よく推定できたことが確認されました。ただし、損傷が大きく進行した 120%相当の加振以降は推定誤差が大きくなりました。

- ・レベル2システム（稠密に設置したセンサによる部材レベルの損傷推定）

システムを構成する 158 台の MEMS 型振動センサのうち、柱梁接合部（56 箇所）に設置したセンサから建物の部位毎の損傷指標（建物各部位の動特性の変化により算出）を評価し、下層階から順に損傷が進行する様子を捉えることができました。

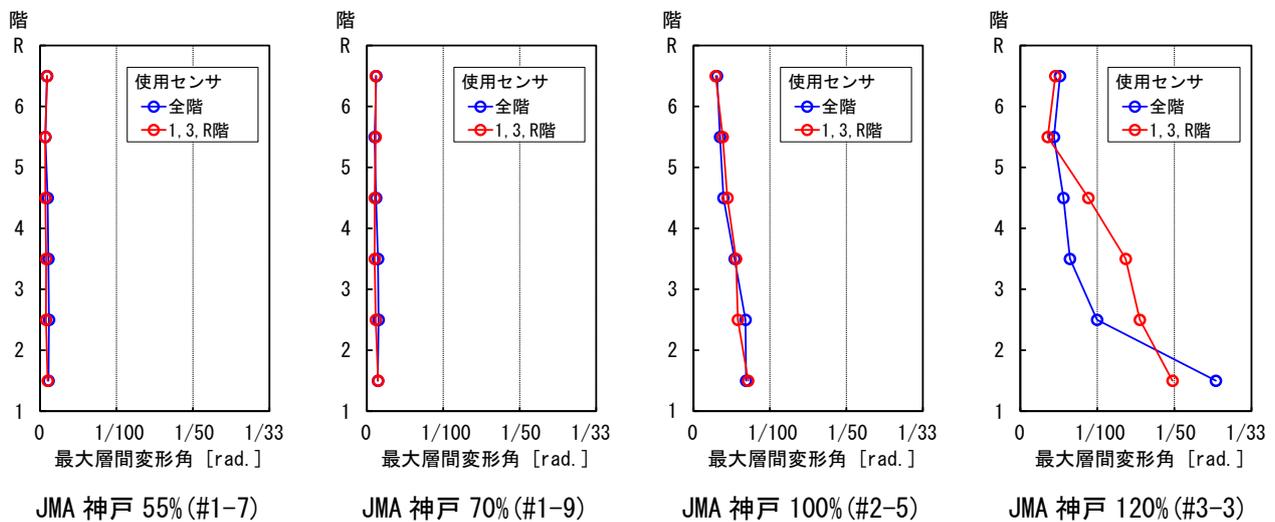
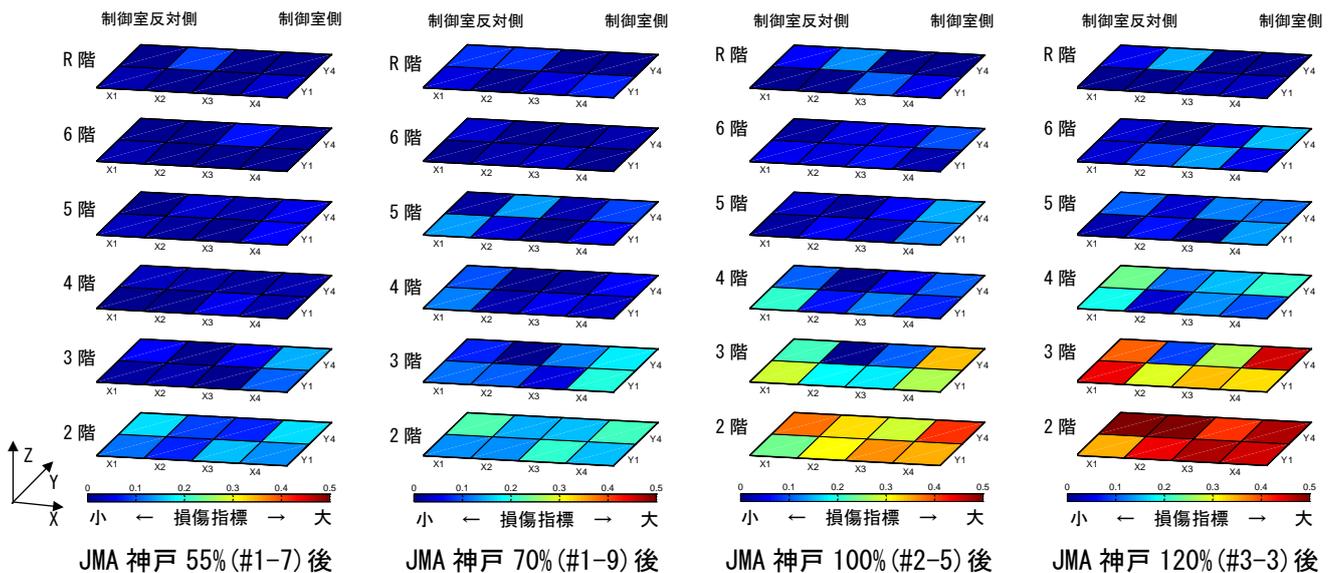


図9 レベル1システムによる最大層間変形角（主方向）の推定結果



※「制御室側」は図2における手前側、「制御室反対側」は奥側

図10 レベル2システムにより建物各部位毎に評価された損傷指標

(4) まとめ

今後も詳細な検討を継続しますが、現時点で得られた知見は以下の通りです。

- ・ 現行の設計基準に基づく一般的な板状共同住宅を模したRC造建物が、建築基準法で定められる必要保有水平耐力相当の地震力を受けても、構造体はほぼ継続使用可能な状態にとどまることが分かりました。なお、このときの地震動は、阪神淡路大震災の神戸海洋気象台の観測波の55%相当でした。
- ・ また、引き続いて行った実験により、当該建物の地震に対する最大限の抵抗力である保有水平耐力に到達する前であれば、必要保有水平耐力相当の地震力の1.0~1.3倍程度の地震力を複数回受けても、耐力劣化は観察されませんでした。この時点で、崩壊までには余裕があることが分かりました。
- ・ さらに大きな地震動として、神戸海洋気象台の観測波の120%相当の地震を用いた加振により、建物の保有水平耐力を確認することができました。この時の耐力は、必要保有水平耐力の約2倍でした。
- ・ さらに、同じく神戸海洋気象台の観測波の140%相当の地震を用いた加振により、1、2階の損傷と変形が著しく進行し、構造的な安全限界状態に達しました。
- ・ 最終的には、阪神淡路大震災のJR鷹取駅での観測波の120%相当の地震を用いた加振により、崩壊状態に至りました。

- ・ 今回の実験により、RC造建物が最終崩壊に至るまでの、部材の損傷の進行の仕方や、壁や柱の破壊と建物全体の安全性の関係を把握することができました。
- ・ また、有限要素法（FEM）を用いたコンピュータシミュレーションは、少なくとも建物の保有水平耐力に到達する時点まで建物の状況を予測できることを確認しました。
- ・ 同時に実施した“健全度即時評価モニタリングシステム”の検証実験では、各加振の直後にシステムによる建物の健全度の即時評価を試行し、被災建物の健全度の判断材料となり得る各種指標を地震直後に速やかに評価できる可能性が示されました。
- ・ このように、RC造建物のE-ディフェンスでの崩壊に至るまでの実験により、きわめて多くのデータや新知見を得ることができました。詳細な分析結果は、今後報告書にとりまとめる予定ですが、詳細なデータ分析やシミュレーション解析により、より多くの新知見が得られ、今後のRC造建物の設計や地震に対する安全性の評価に大いに役立てられます。
- ・ また、モニタリングシステムで得られた最終崩壊に至るまでの貴重なデータを、昨年度の鉄骨造高層建物の実験データと合わせて詳細に分析し、試験体の実損傷状況との比較検証やシステムの適用範囲の検討など、実用化を目指した検討を行う予定です。

- ・ 基礎地盤系や建物-杭-地盤系に関する研究にも取り組んでおり、来年度以降も大規模実験が予定されており、今回の実験同様、その成果が大いに期待されます。

尚、実験時に収録した動画の一部を <http://www.toshikino.dpri.kyoto-u.ac.jp/>にて公開しております。

用語解説

注1：建築基準法で想定される地震動

建築基準法の耐震規定は、今回の実験対象のような一般建物に対しては、建物に必要な耐力を建物の特性に応じて定めており、直接、設計用地震動を定めてはいません。そこで、この実験では、建物に地震動を加えますが、上記の必要耐力が建物に発揮されるときの地震動を「建築基準法で想定される地震動」と考えることにしました。

注2：板状共同住宅

建物全体の平面形状が細長い共同住宅で、各階の住戸を廊下に沿って、長辺方向に一列に並べているものです。各階の平面形状が細長いため、建物全体として見ると板のように見えます。一般に、片側を共用廊下、反対側をバルコニーとします。

注3：必要保有水平耐力

建築基準法で定められる「必要保有水平耐力」で、極めて希に発生する地震により建物に生じる水平力のことです。建物の架構形式、構造特性、建設地域や地盤の性質などを考慮して算出されます。

注4：建物の保有水平耐力

建物が保有する構造性能のうち、地震に対する最大限の抵抗力のことです。建築基準法では、一定規模以上などの条件にあてはまる建物に対して、極めて希に発生する地震に対する設計として、「保有水平耐力」が「必要保有水平耐力」以上であることを確認することと定められています。

注5：層間変形と層間変形角

ある階の床とその上の階の床の水平変位の差を層間変形と呼び、層間変形を階高で除したものを層間変形角と呼びます。壁がほとんどない建物（構面）は、保有水平耐力時の層間変形角が $1/100 \sim 1/75$ 程度になる場合が多いですが、壁が多い建物（構面）では $1/500 \sim 1/200$ 程度であり、壁がほとんどない建物よりずっと小さくなります。

注6：ベースシア係数

建物に作用する水平力の大きさを表す指標のひとつで、建物の1階に作用する水平力の建物重量（1階以上）に対する比のことです。必要保有水平耐力をこの指標で表すと、壁が多いRC造建物の場合0.55以上、壁がほとんどないRC造建物の場合0.3以上とするよう定められています。

注7：構造的な安全限界状態

地震応答時の応力および地震終了時の鉛直荷重による応力を安定して維持することができる限界の状態のことです。つまり、建物に加わる重力や地震力などに抵抗する機能を持つ部分（構造体）が著しく壊れ、崩壊寸前となり、建物に新たに加わる力に対して安全であるとはもはや言えなくなった状態のことです。