

## 実大6層鉄筋コンクリート建物実験

1970年代に建てられたビルの崩壊現象再現

兵庫耐震工学研究センター 主任研究員 松森泰造



### はじめに

E-ディフェンスでは、従来の振動台では実現できなかった実大規模の中低層の鉄筋コンクリート（RC: Reinforced Concrete）建物の崩壊に至るまでの加振ができ、その挙動を直接的に観察することが可能です。

大大特では、E-ディフェンスでRC構造物を対象に最初の実験の試験体として実大6層建物を選択し、2006年1月に加振実験を実施しました。実大試験体の概観を写真1に、試験体の基準階伏図と軸組図を図1に示します。

### 実大6層試験体

試験体は、与えられた諸条件を考慮しつつ、



写真1 実大試験体 全景

様々なスタディを経た上で決定しました。

- ①E-ディフェンスは現在世界で最も大きい3次元震動実験装置ですが、振動台床面積15 m × 20 m、試験体の最大許容高さ20 m、最大搭載質量1200 tonです。これらの制限の下、可能な限り大規模なものとして、試験体は6層（軒高16.2 m）、2 × 3スパン（各階床面積12 m × 17 m）、総重量約9.70 MN（基礎も含む）としました。
- ②構造形式は、柱と梁のみからなる純ラーメン構造ではなく、耐震壁も加わった耐震壁付ラーメン構造としました。これは、耐震壁付ラーメン構造では、特に、動的効果（耐震設計で想定する静的外力分布と実際の地震応答では異なること）が大きいであろうという予測があり、本実験ではその実証を目的の一つとしたためです。
- ③加振実験では構造物の崩壊近くまで加振を実施することを目指しました。振動台の許容最大加速度の範囲内で崩壊過程が実現できるよう、試験体の終局強度時のベースシア係数（1層の水平せん断力を総重量で除した値）は0.5程度以下とし、連層耐震壁は1枚のみとしました。
- ④諸般の制約条件（予算、振動台利用可能期間、試験体運搬・設置・計測準備に要する期間）から、試験体数は1体に限られました。
- ⑤1体の試験体を確実に破壊させたいという判断もあり、試験体は1970年代の設計による

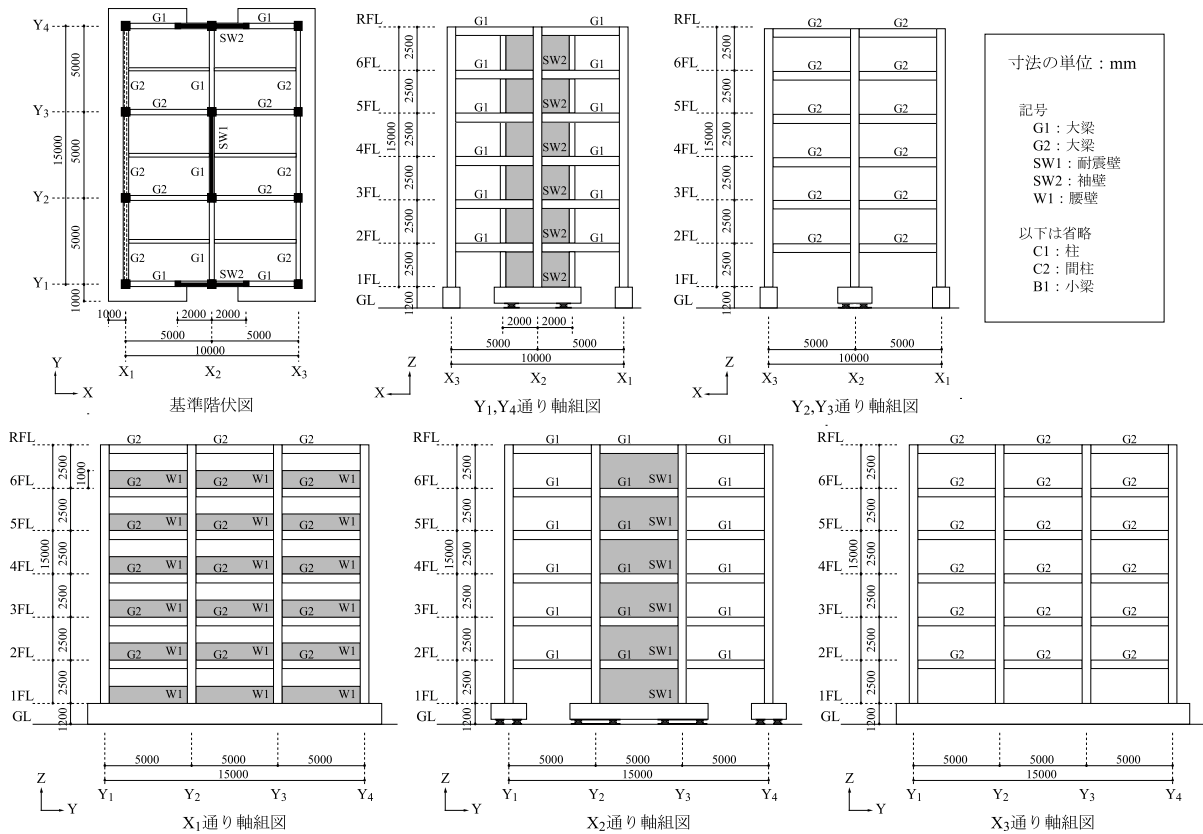


図1 試験体の基準階伏図と軸組図

やや古い建物を設定しました。1968年十勝沖地震でRC柱が数多くせん断破壊し、その応急的な対策として、1971年に柱の帯筋間隔を100mm以下とするように建築基準法施行令が改定されました。本試験体は、この改定後を想定しています。

既存の建物の中には耐震性不足が懸念されるものが未だ多く残されており、実験から得られる知見やメディアを通したPR効果などにより、耐震診断や耐震補強がさらに推進されるための一助となるよう期待したことも理由の一つです。

ただし、現在の耐震設計法の検証にも役立てるためには、耐震強度が低すぎるのも好ましくなく、現行規定をやや下回る程度のレベルとなるよう試験体の強度を設定しました。

⑥1体の試験体の実験結果からより多くの知見

を得るため、性質の違う複数の構面を混在させ、各構面において異なる損傷、破壊性状が観察できるような計画としました。すなわち、試験体の長手方向（Y方向）は、X<sub>2</sub>通りに連層耐震壁、X<sub>1</sub>通りに腰壁付短柱を設けました。1978年宮城県沖地震で腰壁短柱のせん断破壊が多く見られ、その教訓から、現在では腰壁の柱際に構造スリットを設けることが多くなっています。本試験体は1970年代建設を想定し、構造スリットを設けることはしていません。

⑦基礎は、振動台テーブルに完全固定する形式としました。実際の地盤上にたつ建物は完全な基礎固定の状態とは異なるため、基礎形式を地盤の影響を模擬した方法にすることも実験計画段階における選択肢の一つとして考えられました。しかし、本実験は、Eーディフェ

ンスにおける最初の大型実験研究であり、実大規模で地盤の影響を模擬した基礎形式とすることは実験技術的なハードルが相当高いこと、また今後の解析や実験のベンチマークとして基礎固定状態の実験データは重要であることを考慮し、最終的に基礎を完全固定する形式を採用しました。

## 入力地震動

入力波として1995年兵庫県南部地震における気象庁神戸海洋気象台観測波(JMA神戸波)を採用し、水平2方向、鉛直方向の3次元加振を実施しました。本実験のような大規模な構造物に対し、兵庫県南部地震を再現できる振動台は、現在E-ディフェンスにおいて他にありません。

試験体が最終的に長手方向(Y方向)で破壊に至るように、原波をZ軸回りに45度水平回転させ、加速度・速度が大きいN45W方向を試験体の長手方向に入力しました(図2)。

加振は、入力波の振幅倍率を5%, 10%, 25%, 50%, 100%, 60%と順次変化させて実施しました。入力レベルを徐々に増大して複数回の加振を行ったのは、1体の試験体の実験結果から、ひび割れ・降伏・破壊といった異なる損傷レベルの挙動データを取得したいという理由です。

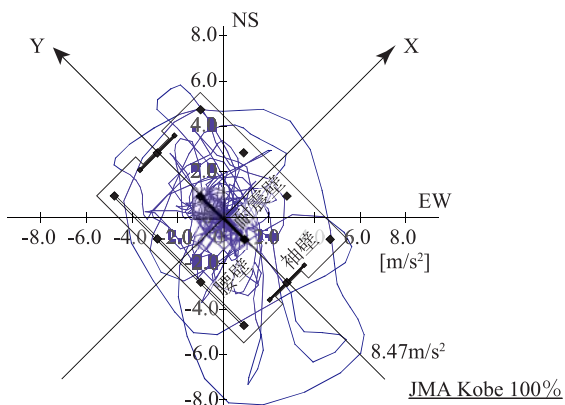


図2 入力加速度のオービット

## 試験体の破壊過程

振幅倍率50%の加振4では、柱端・梁端に曲げひび割れが多数発生し、1層耐震壁にせん断ひび割れが発生しました。被災度は「小破」で、引き続き使用可能な状態でした。

振幅倍率100%の加振5では、1層の腰壁付短柱2本のせん断破壊が生まれました。1層の連層耐震壁でも、斜めせん断ひび割れが進展し、脚部のせん断すべり破壊が生まれました。被災度は「大破」で、使用禁止・立入不可の状態でした。最後に行った60%の加振6では、前の加振で破壊した柱、耐震壁の破壊はさらに進行し、それ以外の柱でもせん断破壊、曲げ破壊が生まれました。加振後の試験体は、崩壊寸前ですが辛うじて自立している状態でした。



最終損傷状況 (X<sub>1</sub>通り)



左から2番目の柱

右から2番目の柱

写真2 試験体の損傷状況

## 保有水平耐力

加振実験で得られた1層の水平せん断力(層せん断力)と層間変位の関係を図3に示します。層せん断力は、各階重心位置における応答加速

度と各階質量から求まる慣性力を累加して算出しました。層間変位は、振動台テーブルに対する2階床スラブの下面の相対変位です。

Y方向では、1層の短柱と耐震壁がせん断破壊した加振5で2階変位が急増しています。その後は剛性が著しく低下し、地震動の振幅倍率を下げた加振6でも変形が増大する一方です。従って、1層の層崩壊に至ったと判断できます。

1層の最大応答せん断力は7.41MN（ベースシア係数0.99）に達しています。これは、現行の計算法（仮想仕事法）による保有水平耐力の算定値 $Q_u$ （3.60MN、ベースシア係数0.48）を大きく上回っています。1層の層せん断力がこのように増大したことによって、設計では想定できなかった部材のせん断破壊ならびに1層の層崩壊に至ったと考えられます。

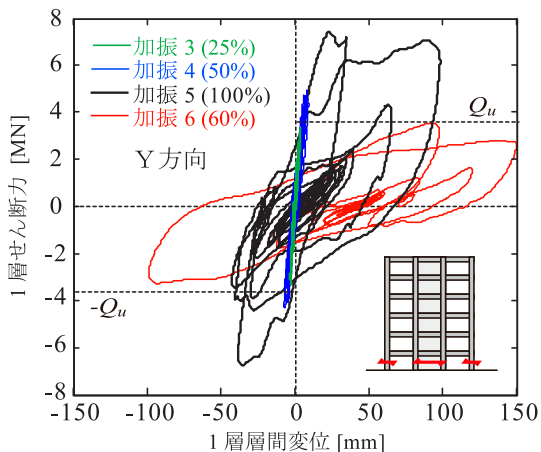


図3 1層の層せん断力-層間変位関係

## 層せん断力の分布

加振3～5について、1層せん断力が最大となった瞬間の各層のせん断力係数（層せん断力をその層より上の重量で除した値）の高さ方向の分布を図4に示します。比較のため、建築基準法施行令に示される地震層せん断力の分布係数 $A_i$ 、保有水平耐力 $Q_u$ の算定時に用いた逆三角形外力分布による形状を重ねて示しています。

加振4および加振5では、逆三角形外力分布や $A_i$ 分布とは大きな差があり、むしろ、等分布に近い分布であることがわかります。

外力分布を等分布と仮定して1層の保有水平耐力を再計算すれば4.51MN（ベースシア係数0.60）となり、逆三角形分布の場合と比べて25%程度上昇します。実験の1層せん断力が保有水平耐力算定値を大きく上回った一因は、下層に偏った動的外力分布の影響であると言えます。

耐力上昇の要因は、この他、保有水平耐力算定時における仮定や評価式の精度、材料の歪み速度、上下動による軸力変動などであることが実験データの分析によって分かってきています。

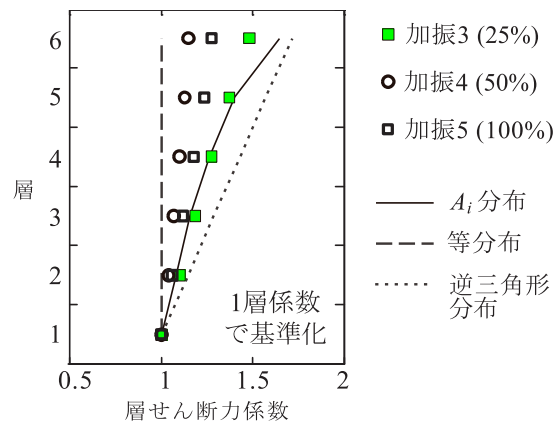


図4 層せん断力の高さ方向分布

## まとめ

大大特で実施した実大6層RC建物実験は、大規模かつやり直しの効かないRC構造物の破壊実験であり、技術的課題や制約条件も多く、実験の実施は決して容易ではありませんでしたが、最終的にほぼ計画通りに実験が遂行されました。実験はプレス・一般公開を行い、1,200人を超える来場者がありました。

実験データは、耐震設計法の高度化に資すべく、その分析を進めるとともに、関連研究者にも配布し、数値シミュレーションの精度向上のために活用されています。