

## II 震動台活用による建造物の耐震性向上

研究代表者 佐藤 正義(防災科学技術研究所)

### 1. 研究の目的

大大特は、首都圏や京阪神などの大都市圏において、大地震が発生した際の人的・物的被害を大幅に軽減するための科学的・技術基盤を確立することを目的としている。本テーマ「II 震動台活用による建造物の耐震性向上」では、独立行政法人防災科学技術研究所が運営管理し、平成17年4月から本格稼働した「実大三次元震動破壊実験施設(愛称: E-ディフェンス)」（兵庫県三木市）をはじめとする世界の震動台や震動実験専用シミュレータを活用（既存データの活用を含む）して実験・研究を行い、建造物の耐震性の飛躍的向上を図ることを目的としています。なお、耐震性向上が必要となる建造物は多種多様ですが、その重要性とともに研究体制および時間的な制約を考慮して、木造建物、鉄筋コンクリート建物および地盤・基礎を研究課題として取上げることとしました。

### 2. 主要な成果

#### 2.1 木造建物実験

本研究では、既存の木造住宅の耐震性を高めることを目的として、E-ディフェンスにおける実大実験を中心とした広汎な研究を行いました。実大実験では、兵庫県南部地震で多数倒壊被害が発生した在来構法木造建物と都市部で多く残る伝統構法木造建物を対象としました。

##### 2.1.1 在来構法木造建物の耐震性向上に関する研究

実大実験により在来構法木造建物の耐震性を計測し、耐震診断結果と比較することにより耐震診断法の妥当性と耐震補強効果を確認することを目的として、平成17年度は、同じ構法、構造仕様、劣化程度の住宅2棟をE-ディフェンス震動台上に移築し、一方はそのまま、他方は耐震補強工事を施し、震動台実験を行いました。

試験体は、公募により選定したものです。同一の施工業者が同時期(築31年)に建築した建て売り住宅で、同じ間取りです。また、耐震補強工事では、間取りの変更や開口部をつぶすなどの居住性等の変化を与えないようにし、構造用合板補強、筋かいの増設、柱頭・柱脚接合部の補強、水平構面の補強などを行いました。

震動実験では、1995年兵庫県南部地震時に震度7地域であるJR鷹取駅で観測された地震波を入力しました。試験結果を写真1に示します。実験で無補強の既存住宅が倒壊する過程が、映像、計測データによって把握されましたが、耐震補強されたものがしかるべき耐震性を示すこと、及び耐震診断の信頼性が検証できた、等の成果を得ることができました。



写真1 加振後の様子(右:無補強建物、左:耐震補強建物)

これらの、移築した住宅を用いた試験結果をふまえ、平成18年度は、経年変化の影響や耐震補強技術のさらなる精度向上を目的とし、新築の試験体2体を使用した実大実験を実施しました。試験体は移築した無補強建物の平面および軸組を可能な限り新築で再現したものとし、1棟は補強をしないまま試験体としました。もう1棟は、発泡系プラスチック材料の上にコンクリート基礎から建設することで、基礎の被害が調査できるようにしました。また、実際の補強工事の際に、施工上の問題から必要な耐力の金物を使用できない場合を想定した耐震補強を行い、不十分な耐震補強の効果を検証しました。試験の状況を写真2に示します。



写真2 新築で再現した試験体(右は模擬地盤・基礎つき)

実験の結果、木造住宅では経年変化による耐震性能の低下を最小限に抑えるための維持管理が重要なことがわかりました。同時に、古い基準で建てられた住宅は、新築であっても地震により大きな被害を生じることが確認され、耐震補強を行う必要性が改めて認識されました。一方、適切に設計・施工された耐震補強であれば不十分であっても実施した分だけの効果は期待できる可能性が高いことが確認されました。

### 2.1.2 伝統構法木造建物の耐震性能向上に関する研究

京都における町家を対象として、E-ディフェンス利用による実大実験により、現行の建築基準法による耐震基準を満足していない京町家の耐震性能の評価法や耐震補強法の検証を行いました。平成17年度の試験体を写真3に示します。1棟は既存京町家で昭和7年に建てられた京町家を解体・移築し、一部に耐震補強を行いました。もう1棟は、京町家の外観意匠・空間構成を継承しながらも、大きな変形をすることができる構法を取入れ、必要な耐震性能確保のため提案された設計法で新築した京町家です。



新築京町家試験体      移築京町家試験体  
写真3 京町家の震動台実験

加振実験の最後には大変形時の建物挙動や限界性能の検証を目的として、1995年兵庫県南部地震に神戸海洋気象台で観測された地震波(JMA-Kobe波)の3成分同時加振を行いました。移築京町家は、比較的小さな地震を加えた場合でも土壁の亀裂や剥落などの損傷が生じましたが、耐震補強を行うことで大地震加振においても倒壊することなく、補強効果を確認できました。一方、新築京町家は、大地震加振においても構造体に著しい損傷は無く、高い耐震性を有することを確認できました。平成18年度には、伝統構法木造建物で特徴的な構造の耐震性能を明らかにするための実験も行い、柱脚の仕様や床剛性、屋根のかけ方などによる建物の挙動の違いを明らかにするなど、貴重なデータを取得しました。

## 2.2 鉄筋コンクリート建物実験

本研究では、鉄筋コンクリート構造の崩壊に至るまでの挙動を解明することを目的として、E-ディフェンスにおける震動破壊実験を中心とした広汎な研究を行いました。特に、E-ディフェンスによる鉄筋コンクリート建造物の実大震動実験として、平成17年度に6層建物1体、平成18年度3層建物2体の実験を実施しました。

### 2.2.1 実大6層建物実験

試験体の全景を写真4に、示します。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造建物を想定し、1970年代の建築基準法・同施行令に準じて構造設計を実施しています。

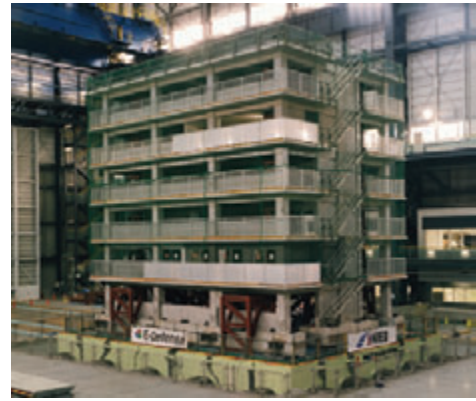


写真4 試験体の全景

加振実験では、兵庫県南部地震における気象庁神戸海洋気象台で観測された地震波を用い、水平・鉛直方向の三方向加振を行いました。最大加振では、せん断破壊した1層腰壁付き短柱の内柱2本が、主筋の激しい座屈とコアコンクリートの圧壊により、鉛直支持能力を喪失したと思われる程度まで破壊が進行しました。

本実験により、極大地震動による鉄筋コンクリート建造物の崩壊に至るまでの挙動、非構造材の損傷、什器の応答などが再現可能であることを示し、入力や計測など今後の実大実験手法の基礎技術を確立しました。

### 2.2.2 実大3層建物実験

学校校舎を模した3階建鉄筋コンクリート試験体2体(写真5)を用い、①既存RCの脆性的な崩壊過程、②外付けブレースの補強効果、③基礎レベルで入力逸散現象、を明らかにすることを目的として、実大震動実験を実施しました。2体の試験体は同一の設計で、1体は既存の古い設計のままであり、もう1体はまったく同様に設計施工した後に、あと施工により耐震補強を施しました。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うる容器のなかでスウェイ・ロッキング現象を実現しようとしました。

加振実験は、兵庫県南部地震における気象庁神戸海洋気象台で観測された地震波を用い、水平2方向+鉛直方向の3方向加振とし、振幅倍率を5, 10, 25, 50, 100%と順次増大させて入力しました。

基礎を固定していない無補強試験体の100%加振では、基礎底面ですべり変形(最大8cm)が生じて建物への入力が低減したため、被災度は小破にとどまりました。



無補強試験体      補強試験体  
写真5 実大3層建物の震動台実験

さらに、基礎を固定し、100%加振を行ったところ、建物は廊下側短柱のせん断破壊、教室側柱の付着破壊、中央独立柱の曲げ圧縮破壊の順に、柱の脆性的な破壊が連続的に生じ、両側耐震壁と残存軸耐力で鉛直軸力を支持しうる状態に達して、構造物としてはほぼ崩壊状態に至りました。一方、補強試験体は100%加振でも、補強の効果によりほぼ弾性的な挙動を示しつつ、コンクリート部材の減衰効果で応答変形は十分小さいものでした。

本実験により、実大6層建物実験と同様に計算値を大きく上回る強度を観測し、基礎の条件による応答低減効果、外付け鉄骨フレーム耐震補強の有効性を実証することができました。

### 2.3 地盤基礎実験

地震被害は、地盤に関する被害が多いため、地盤に係わる建造物の防災性向上は重要です。地盤被害として大きな研究課題の一つとなったのが1995年兵庫県南部地震における液状化および側方流動による護岸崩壊と杭基礎の破壊です。E-ディフェンスの実験研究においては、その被害が非常に広範囲にわたり、発生件数が多いということから「側方流動に伴う護岸とその背後の杭基礎の破壊メカニズム解明」および「水平地盤における杭基礎の破壊メカニズム解明」が重要であり、この2つの課題に取り組むこととしました。

#### 2.3.1 水平地盤の杭基礎の破壊実験

実大規模の杭基礎の地震時破壊メカニズム解明(地震時のどの時点にどのような力が作用するか)及び建屋の慣性力および転倒モーメントと地盤変形が杭応力に及ぼす影響を評価することが目的です。

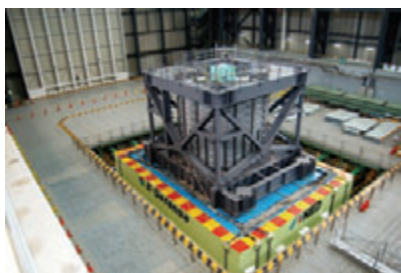


写真6 水平地盤実験の試験体外観

平成17年度に実施した水平地盤の杭基礎実験の試験体外観を写真6に示します。土槽は、円形のせん断土槽(土槽内有効直径8m、高さ6.5m)で、地盤は土槽底板から約6.4mの高さであり、相対密度は約70%としました。

最後に実施した実験では、JR鷹取波の実記録と同じ大きさで加振し、杭基礎の破壊実験を行いました。写真7に、破壊実験の加振実験終了後における構造物の傾斜状況を示しています。加振による杭の折れ曲がりに伴い、構造物が北東方向に約10度傾き、写真8に示すように杭頭から1~1.5mの位置で折損という、大地震時の杭の破壊現象を再現できました。



写真7 実験終了後における構造物の傾斜

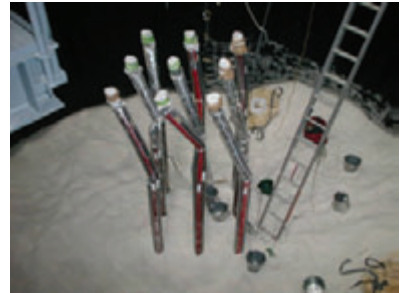


写真8 実験終了後における杭の折損状況

#### 2.3.2 矢板式護岸の側方流動実験

液状化に伴う矢板護岸の変形メカニズムと背後地盤にある杭基礎の破壊メカニズムを実大規模で把握することを目的としています。実験は、写真9に示すように、内寸で長さ16m、幅4m、深さ5mの土槽に、地盤模型を作成しました。矢板護岸は、鉛直方向長さ3.5mです。地盤は土槽底板から支持層、液状化層および非液状化層の3層で構成されています。背後地盤に、建物を想定した杭基礎、フーチング、構造物を設置しました。



写真9 矢板式護岸の側方流動実験の試験体

写真10に杭基礎構造物および矢板の加振実験後の変形状況を示します。杭基礎構造物は水側へ約1.3m移動、構造物が約20度陸側へ傾斜、矢板は水側へ約1.1m移動するという大地震で想定される側方流動の被害を再現できました。



写真10 実験後の試験体(護岸前護面の水を排水した状況)

### 2.3.3 水平地盤の杭基礎の液状化実験

実験目的は、実大規模の杭基礎の液状化時における地震時破壊メカニズム解明です。試験体は円形せん断土槽で、地盤は土槽底板から約6.3mの高さであり、相対密度が約70%です。

最後に実施したJR鷹取波加振300Gal加振は、液状化時の杭基礎の破壊実験です。その結果、写真11に示すように、地盤は完全に液状化して杭基礎周辺の地盤から数多くの噴砂・噴水が発生し、杭の周辺地盤は水没しました。杭は完全に塑性域に達しフーチングには45mm、東側へ70mmの残留変位が発生するという地盤液状化時の杭の破壊挙動を再現できました。



写真11 実験終了後における液状化による地盤の水没

### 2.3.4 ケーソン式護岸の側方流動実験

平成18年度は代表的な護岸形式であるケーソン護岸に対する液状化に伴う側方流動実験を行いました。実験は、ケーソン護岸の背後に杭基礎の建造物を想定しました。ケーソンは高さ2.0m、幅1.2m、比重は2.2です。

加振実験により、地盤全体が液状化し、それに伴いケーソンは水平方向に約1.5mという大きな変位を生じ、建造物は側方流動により、約20度水側へ傾斜しました。これは杭の折損によるものであります。



写真12 実験終了後のケーソンの傾斜と建造物の崩壊状況

2種類の大型土槽震動実験において、大地震による地盤中の杭基礎の破壊挙動や地盤の液状化に伴う側方流動現象を再現するとともに、地盤に係わる地震被害に関する建造物の破壊メカニズムを解明するためのこれまでにない貴重なデータを取得できました。また、地盤中や建造物に設置された計測センサから、地盤と杭の破壊現象に関する詳細なデータや映像を集録できました。

## 2.4 震動台シミュレーションシステム整備

E-ディフェンスによる震動実験を安全かつ高精度に行うために、震動台の応答挙動を事前に精度良く推定できる三次元震動台シミュレーションシステムを開発しました。システムは、震動台モデル、加振系、応用制御系、基本制御系、試験体モデルにより構成され、試験体による震動台応答の加振の再現性への影響を推定でき、さらに実験者が独自の制御ソフトウェアを本システムに組み込んで使用することが可能です。

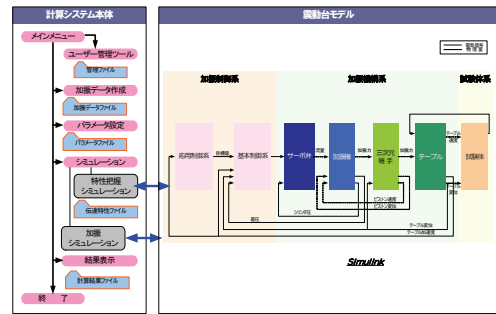


図1 震動台基準シミュレータの概要図

完成した震動台基準シミュレータは、GUI(Graphical User Interface)を駆使することで、平易な操作かつ高速なシミュレーションを可能とするとともに、平成18年の6階建ての鉄筋コンクリート建物実験を対象としたシミュレーション結果から、震動台の加応答を予測し、その対策立案のための貴重な情報を提供し、その有効性を立証しました。今後ともE-ディフェンスによる震動実験研究を安全かつ高精度に行うために活用して行きます。

## 2.5 地震動データベース整備

E-ディフェンスを利用する実験研究に使用する多岐にわたる入力地震動の提供を目的として、図2に示す三次元地震動データベースを整備しました。

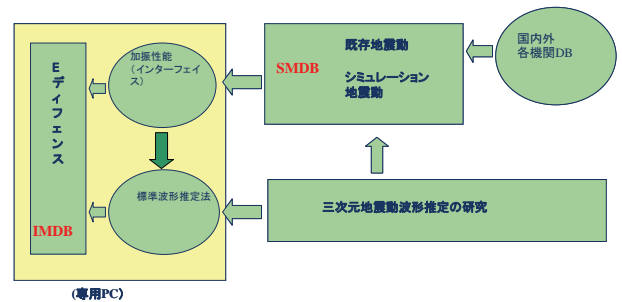


図2 地震動データベースの構成

収集・整理した国内外各機関の地震動データを、地震情報テーブル、強震記録情報テーブル及び観測点情報テーブルの三つのテーブルでまとめ、統一的な特性値で検索可能な統合化データベース Strong Motion Database(SMDB)を構築しました。

また、将来大地震を引き起こす可能性の高い活断層や海溝域に震源断層を想定し、日本の三大都市圏であ

る関東、濃尾及び大阪平野を対象としたサイトにおける三次元強震動の推定方法を構築するとともに強震動の試算を行い、SMDBに大地震の想定波を提供しました。

さらに、インターフェイス機能をもつ Input Motion Database (IMDB) の整備拡張を行い、IMDB 内で、加振性能を検証し破壊実験用に適した地震動をユーザーが直ちに選定し、標準的な地震動波を作成することを可能にしました。

### 2.6 運営体制整備

E-ディフェンスは、国際共同利用施設として日本だけでなく世界的に広く実験研究を公募してその有効利用を計っていく必要があります。そのための体制作りの一環として、E-ディフェンスの利用予定機関の研究者および学識経験者等による委員会を設置し、運用計画、実験計画、利用計画をとりまとめ、評価を行う体制を図3のように構築しました。

本プロジェクトの研究成果について情報発信するとともに、同分野の研究に取り組む方々からの意見を反映するためのシンポジウムを毎年1回開催しました。各回のシンポジウムでは、本テーマに関する意見・知見を多くの研究者・技術者から汲み取る事ができました。

研究成果を公開・PRするために開設したホームページ (<http://www.bosai.go.jp/hyogo/ddt-pj/index.htm>) には、約 20,000 件のアクセスがありました。

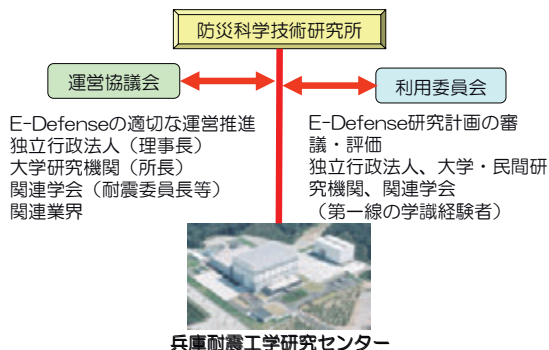


図3 E-ディフェンス運営体制

実施した木造建物、鉄筋コンクリート建物、地盤基礎の実験はすべて公開実験として実施し、その数は10回以上です。実験見学者は約 5000 人にものぼり、新聞・TVなどのマスコミに 100 回以上も取りあげられ、大地震に

備えるための耐震性向上の重要性と補強効果の有効性を目で見える形で、多くの人々に認識してもらうことができました。

### 3 成果のまとめ

本研究の目的は、E-ディフェンスをはじめとする震動台や震動実験専用シミュレータを活用（既存データの活用を含む）して耐震に関する実験・研究を行い、建造物の耐震性の飛躍的向上を図ることであり、約 20 の研究機関との連携のもと、都市建造物の耐震性向上に寄与・貢献するため実験研究を実施しました。その結果、以下のことを達成できました。

(1)研究面での建造物の耐震性向上（社会への技術的な貢献）への成果は、①実際の建造物の破壊メカニズム現象を解明することができ、②耐震評価と耐震補強効果の検証に貢献し、③実大規模の実験データを蓄積することができました、④各実験終了2年後までに実験データを広く研究者・技術者に広く公開し、耐震工学の発展に寄与する予定です。

特に、実験データは数値シミュレーション解析手法プログラムの精度を検証するためのベンマークとして未永く活用される予定です。また、実験により得られた工学的知見は各学協会の指針改定の際に用いられ、耐震診断法に対する信頼性、耐震補強の効果が明らかでないため進んでいない既存建物の耐震性向上の普及に貢献できると考えます。

(2)E-ディフェンスによる耐震性向上の重要性の広報として、①まだ、誰も行ったことのない E-ディフェンスで実大破壊実験が可能であることを示すとともに、震動台性能とその有用性を公開実験により普及させることができ、②公開実験により、大地震に対する建造物の安全性・耐震補強の重要性を新聞・TV等を通じての国民への啓蒙することができました。特に、本実験の実験映像は多くの自治体のホームページにもリンクされ、耐震補強の推進に貢献しつつあります。

## 1. 木造建物実験

兵庫県南部地震(阪神・淡路大震災)では、多くのビルが倒壊し、新幹線を含む鉄道や高速道路が落ちるとい、大きな被害がありました。しかしなんとといっても重大なことは、きわめて多数の木造住宅が倒壊し、地震直後に亡くなった 5300 人余のうちの約 9 割にあたる 5000 人近くの人々が、その下敷きになって亡くなったことです。大大特の木造建物実験では、このような被害に鑑み、既存の木造住宅の耐震性を高めることを目的として、大型震動台 E-ディフェンスにおける倒壊実験を中心とした広汎な研究を行いました。

まず、E-ディフェンスにおける実験に先立って、2002～2004 年度に、次のような研究を行いました。

- (1) 中型振動台による実大軸組模型(7 棟)の倒壊実験
- (2) 既存木造住宅から切り出した壁構面を用いた模型、およびそれと同一仕様による壁構面を用いた新築模型の振動台による倒壊実験
- (3) 既存木造住宅の劣化状況の調査と現地での引き倒し実験
- (4) 移築手法の検討(構面の切り出し、運搬)
- (5) 測定方法の検討(倒壊にいたる大変位の画像計測法による測定)
- (6) 倒壊過程のシミュレーションソフトの開発(線材および接合部からなる軸組の、分離をふくむ非線形時刻歴解析)
- (7) 伝統木造住宅に多用される土塗り壁、土塗り小壁(垂れ壁、腰壁)や差鴨居などの軸組の耐震性能評価実験
- (8) 典型的な都市型木造住宅である町家の耐震調査と耐震補強法の開発

E-ディフェンスにおける 2005 年度の倒壊実験では、これらの準備的研究の結果をうけて、まず一般的な(新耐震基準以前の)既存木造住宅について、次のような研究を行いました。

- (1) 試験体となる既存木造住宅の調達とその劣化・環境条件等の調査
- (2) 震動台による加振実験の倒壊過程を追跡(目視、計測)
- (3) シミュレーション結果と実験結果を照合することにより、ソフトの有効性を確認
- (4) 耐震診断結果と耐震性(実験で示された地震時の挙動)を比較検討
- (5) 耐震補強効果を確認

最終年度である 2006 年度の E-ディフェンス実験では、木造住宅(2005 年度のものとおおむね同一の平面をもつもの)の実大模型 2 棟について、地盤の影響とやや不完全な金物補強による補強効果を調べました。

また、伝統木造住宅については、典型的な町家である既存の京町家は耐震性に問題があり、耐震補強などの対策が必要とされていることから、2005 年度における E-ディフェンスを用いた実験で次のような研究を行いました。

- (6) 既存京町家に適した耐震補強の開発と補強効果の検証
- (7) 京町家を新築するための耐震設計法を検証

2006 年度には、伝統木造住宅に特有な礎石建てや柔らかい水平構面が建物全体の地震応答に及ぼす影響について検討を行いました。

### 1.1 在来軸組木造建物の耐震性向上に関する研究

#### 1.1.1 はじめに

木造建物のうち、在来軸組木造建物について、その耐震性を高めることを目的として E-ディフェンスでの実大建物倒壊実験を中心とした研究を行いました。既存建物の耐震性を向上させる耐震診断や耐震補強が普及しない原因の一つに耐震診断法に対する信頼性、耐震補強の効果が明らかでないという点が指摘されています。本研究では、こうした技術的視点にたち、実大実験によって、在来軸組木造建物の耐震性を計測し、耐震診断結果と比較することにより耐震診断法の妥当性と耐震補強効果を確認します。

#### 1.1.2 既存木造建物の耐震調査

##### 1.1.2.1 木造建物の地震応答観測

実際の木造建物に地震計を設置し地震時の建物の挙動を計測しました。対象建物は、栃木県に 6 棟(写真 1)、静岡県 1 棟、東京都 1 棟、神奈川県 1 棟の計 9 棟としました。うち、静岡県の建物は実際に耐震補強を実施した木造建物です。大きな地震は観測できませんでしたが、観測された範囲では以下



写真 1 地震応答観測対象建物例 写真 2 劣化と耐震性調査建物

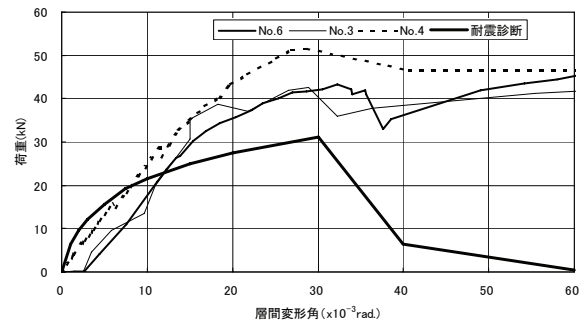


図 1 劣化と耐震性調査建物の荷重-変形関係

表 1 劣化と耐震性調査建物の固有振動数(Hz)

建物 No.	3	4	6
常時微動	3.76	3.56	3.69

のようなことがわかりました。

- ・木造住宅における地盤建物相互作用による建物周期の伸びは、RC造中低層建物の場合と比較すると、はるかに小さく、減衰効果もそれほど大きくない。
- ・振動特性は、地盤種別(第1種地盤、第2種地盤)の影響を受ける。

### 1.1.2.2 既存木造住宅の劣化と耐震性

既存木造住宅の耐震性能の的確な評価には、部分的に発生している可能性がある経年劣化の影響等を考慮に入れる必要があります。同仕様、同年代に建設された複数の木造家屋が比較的類似した環境下で使用されたことによる公営住宅を対象として調査・実験を行いました。これらの木造建物に対して各住戸のおかれた温湿度環境の違い、これを一因として発生する経年劣化状況の違い、並びにこれと構造性能の違い、及び既存木造住宅の静的載荷下の破壊・崩壊挙動などを解明することを目的としました。対象建物は、静岡県内の築43年経過した木造下見板張り瓦葺き(葺き土有り)軸組構法平屋約36m<sup>2</sup>の公営住宅で、耐震要素として筋かいを有し、かつ内壁に漆喰(一部改修)、一部土塗り壁となっていました。写真2に調査した建物の外観を示します。ほぼ同一仕様の建物が合計10棟あり、当初設計は全く同一でしたが、一部の住戸は居住者による増築が施されていました。これらの建物について、構造調査、常時微動測定、起振器による振動実験、温湿度環境測定、散水実験、劣化状況調査、静的倒壊実験を行いました。劣化と耐震性能の関係を明らかにしました。

すべての項目を行った3棟(No.3、No.4、No.6)について、劣化状況とその性能を比較すると、

#### (1) 劣化の度合い

No.3 = No.4 < No.6 (劣化が激しい)

#### (2) 常時微動測定による、固有振動数(表1)からみた建物の剛性の高低は、建物のY方向について

No.4 < No.6 < No.3

#### (3) 1/100rad.の小変形静加力実験による1/100rad.変形時の建物のせん断力耐力は、

No.6 < No.4 < No.3

#### (4) 倒壊実験による建物の最大耐力(図1)は、

No.3 < No.6 < No.4

となっており、以下のような傾向が見られました。

- ・経年劣化により1/100rad.程度における剛性は低下する傾向にあるが、最大耐力はあまり変化がない。
- ・生物劣化の有無による常時微動の卓越周期、起震機による強制加振時の共振周波数に大きな差異を与えない。
- ・柱脚等に金物がない構法においては、多少の腐朽や蟻害が土台、大引きにあったとしても、鉛直力支持能力、水平せん断耐力等を低下させない可能性がある。
- ・静的加力実験時の木造建物の倒壊限界変形角は、1/3rad.よりも大きい。

### 1.1.3 中規模振動台実験(2002-2004年度)

#### 1.1.3.1 目的

E-ディフェンスでの実大木造建物の倒壊実験に向けて、中

規模の振動台を用いて予備実験を行いました。検討した主な項目は、以下になっています。

- (1) 倒壊実験時の挙動計測手法の確立
- (2) 入力地震動の検討
- (3) 倒壊実験の振動台への影響
- (4) 試験体の移築の可能性

#### 1.1.3.2 倒壊実験時の挙動計測手法

これまでの振動台実験に用いられてきた接触型/非接触型の変位計では、試験体倒壊時の挙動を追跡することができないため、本実験では、倒壊に至るまでの大変位挙動を計測可能な画像処理技術を応用した計測方法(以下、画像計測)を用いました。画像計測は、変位を追跡する任意の位置に超高

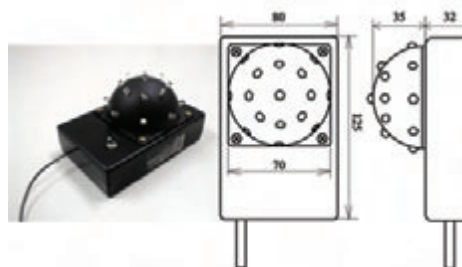


図2 画像計測用マーカー

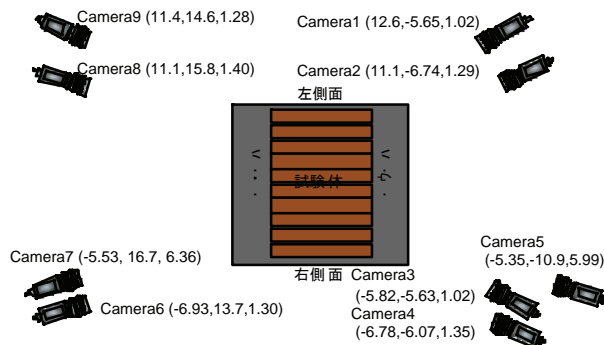


図3 画像計測カメラ配置

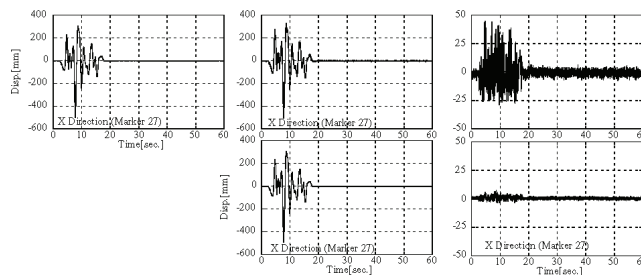


図4 画像計測結果例

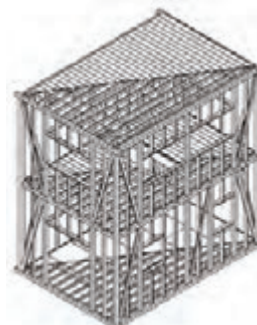


図5 中規模振動台実験試験体

輝度 LED を用いたマーカー(図 2)を設置して、複数台の CCD カメラ(図 3)によりその動きを撮影し、収集された画像データを解析することにより対象物の三次元の動きを計測する方法です。研究期間中にも、カメラ座標系に射影される三次元空間の分解能に着目した評価関数を設定したり、カメラの組み合わせを適正化したりすることで高周波のノイズのような計測誤差を低減することができ、計測精度を向上させることもできました。図 4 のように接触型変位計による変位計測結果と画像計測による変位計測結果は良く対応し、倒壊に至るまでの 10m を超える計測が可能となりました。

### 1.1.3.3 木造建物の倒壊挙動

中規模振動台実験では、1981 年の建築基準法改正以前の仕様を再現した図 5 のような木造軸組構法 2 階建ての実大試験体を作成し、旧仕様の木造住宅の耐震性能および倒壊現象を明らかにすることを目的としました。

特に、さまざまな倒壊モードについてその倒壊プロセスを明らかにすることを目的としました。

#### (1) 倒壊モード

実験では、図 6 のように木造建物のさまざまな倒壊モードを再現することができました。

#### (2) 倒壊限界変形角

中規模振動台実験の試験体のうち、倒壊しなかった No.4 の試験体の経験最大変形角は 1/7rad. 以上になっており、静的な実験だけでなく、動的な振動台実験でも、倒壊限界変形角は、1/10 rad. 以上であることがわかりました。

### 1.1.3.4 入力地震動の影響

同一の試験体に対して、X 方向 1 次元、Y 方向 1 次元、XY 方向 2 次元、XYZ 方向 3 次元の地震動を入力して地震時の

挙動を観測したところ、倒壊に対する上下動の影響は、この試験体と、この地震動の組み合わせでは、小さいことがわかりました。

### 1.1.3.5 倒壊実験の振動台への影響

倒壊実験時の振動台への影響は、試験体着地時に大きな加速度が入力されるが、振動台の損傷はなく、積載荷重用錘の安全装置も機能しました。中規模振動台による実験を通じて、倒壊実験の手法を確立することができました。

### 1.1.3.6 試験体移築の可能性

既存木造住宅の耐震性能を把握するためには、実際に建設され経年変化を生じている建物で振動台実験を行う必要があります。そこで、写真 3 のような、神奈川県に実際に建っていた建物を分解して、振動台へ移築する手法を検討しました。その結果、構造性能を維持したまま構面単位で移築可能なことが明らかになりました。

### 1.1.3.7 中規模振動台実験の限界

中規模振動台を用いて倒壊実験を実施しましたが、性能に限界があり、以下のような条件については、E-ディフェンスの震動台が必要であることが明らかになりました。

- ・大きな平面の木造建物



写真 3 移築試験体(左:元の建物、右:移築構面試験体)



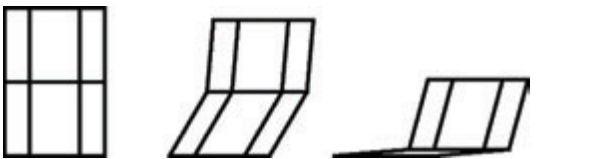



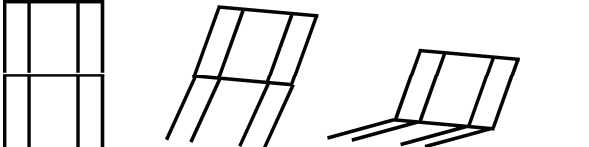

<p>No.1~4 1、2階とも倒壊 旧構法による木造建物 (金物あり)</p>		
<p>No.6 1階のみ倒壊 相対的に2階の耐力が上昇している 木造建物を想定。</p>		
<p>No.7 崩壊(分解) 柱脚金物、引き寄せ金物にない木 造建物想定。No.3 との比較で金物 補強効果の検証。</p>		
<p>No.8 柱脚の引き抜け 不完全な耐震補強建物 接合部を十分補強しないまま、面材 等で補強した建物など</p>		

図 6 倒壊モード



- ・モルタル外壁など、剛性の高い仕上げ材付建物の倒壊実験
- ・想定外地震などより大きな入力地震動による実験

1.1.4 E-ディフェンス震動台実験(2005年度)

1.1.4.1 移築震動台実験

これらの準備的研究の結果をうけて、新耐震基準以前の既存木造住宅について、次のような研究を行いました。

- (1) 試験体となる既存木造住宅の調達とその劣化・環境条件等の調査
- (2) 震動台による加振実験により、倒壊過程の追跡
- (3) 耐震診断結果と耐震性を比較検討



写真4 移築震動台実験試験体と移築方法



写真5 B棟耐震補強(左から、補強前、筋かい、合板)

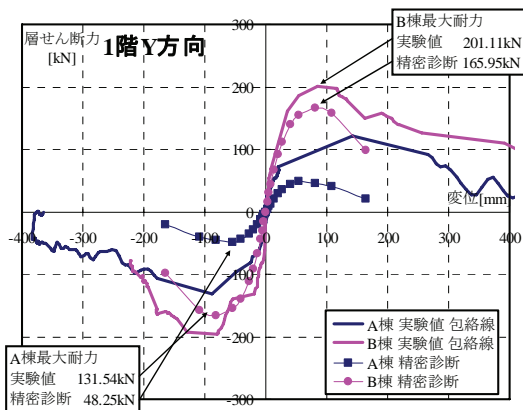


図7 Y方向荷重-変形関係



写真6 E-ディフェンス震動台実験(右:無補強建物、左:耐震補強建物) 入力は左右(桁行)方向がY方向

(4) 耐震補強効果を確認

1.1.4.2 試験体概要

この目的を達成するために、同じ構法、構造仕様、劣化程度の住宅2棟を震動台上に移築し、一方はそのまま、他方は耐震補強工事を施し、震動台実験によって破壊するようにしました。試験体は、公募とし、条件を満たす写真4、表2の建物としました。この建物は、同一の施工業者が同時期に建築した建て売り住宅で、ほぼ同じ間取りとなっていました。

試験体は、道路上を運搬するため、幅3.3m、高さ3.8m以内のサイズ、計5ブロックに分割して実験棟に運搬され、補強部材を用いながら分割箇所を組み立てました。

表2 試験体概要

建設地	兵庫県明石市
建築年	昭和49年(築31年)
建物形式	在来軸組構法 地上2階建て
規模	建築面積 35m <sup>2</sup> 、延床面積 69m <sup>2</sup>
屋根	土葺き瓦屋根
外壁	ラスモルタル、木ずり下地
内壁	土壁
筋かい端部	釘打ち
柱頭・柱脚接合部	ほぞ差し+釘打ち
床	火打ち、荒板

表3 耐震診断評点

		方向	階	一般	精密1
A棟		Y	2	0.98	0.85
			1	0.62	0.50
B棟	補強前	Y	2	0.98	0.84
			1	0.62	0.48
	補強後	Y	2		2.01
			1		1.84

\*詳細な検討の結果、年次報告書の値を修正している。

表4 入力地震動の最大値

	加速度 (gal)	速度 (kine)	変位 (cm)
NS(試験体Y)	641.7	149.2	86.33
EW(試験体X)	666.2	117.0	37.78
UD(試験体Z)	289.5	16.50	11.15

この建物を耐震診断した結果、表3のようにY方向1階で、A棟が0.50、B棟が0.48となりました。このうち、耐震診断評点の低いB棟を耐震補強しました。

耐震補強は、建築基準法施行令で想定する極めて希におこる地震を上回る、兵庫県南部地震の激震(震度7)に対しても倒壊に至らないことを目標として精密診断法を用いて、評点1.50以上となるようにしました。評点は結果的に1.84になっています。耐震補強工事では、間取りの変更や開口部をつぶすなどの居住性等の変化を与えないようにし、構造用合板、筋かいの増設、柱頭・柱脚接合部の補強、水平構面の補強などを行っています(写真5)。

#### 1.1.4.3 入力地震動と計測

入力地震動は、1995年兵庫県南部地震時に震度7地域であるJR鷹取駅で観測された波(以下JR鷹取波)をフルスケールで入力することとしました。方向は、建物Y方向(桁行方向)が、原波のNS方向となるように入力しました。地震波の各最大値を表4に示します。計測は、中規模振動台実験で培った画像計測システムを採用し倒壊までの変形を計測しました。

#### 1.1.4.4 実験結果

図7に1階Y方向の荷重-変形関係と耐震診断で求めた荷重-変形関係を示します。耐震診断通り、無補強のA棟は倒壊、耐震補強を行ったB棟は倒壊を免れる結果となりました(写真6)。実験結果に比べて耐震診断結果は、小さく算出されていますが、この原因としては、モルタル外壁の評価が過小であること、直交壁の効果などが考えられます。また、静加力実験、中規模振動台実験でみられたように、実際の建物は、相当の靱性を有していて、1/10rad.以上の変形能力があることがここでも示されました。

#### 1.1.5 E-ディフェンス震動台実験(2006年度)

##### 1.1.5.1 実験の概要

2005年度の実験結果を受け、2006年度のE-ディフェンス実験では、耐震補強技術のさらなる精度向上や、既往の実大振動実験では考慮されていないコンクリート基礎(以下、基礎)部分の被害に着目し、実大実験を行いました。試験体は、2005年度の実験で使用した試験体と同じ平面および軸組とした木造住宅2棟です。試験体のうち、1棟はA棟を新築で再現したもの(以下C棟)で、A棟とC棟の実験結果を比較することで、経年変化が耐震性能に与える影響を明らかにすることを目的としています。もう1棟は、A棟を新築で再現し、昨年度とは異なる耐震補強を施したもの(D棟)としました。D棟は、さらに、基礎部分の影響を調査するために、発泡系プラスチック材料で再現した模擬地盤上に基礎部分から再現しました。基礎は、主に鉄筋コンクリート基礎としましたが、一部を無筋コンクリートとし、さらに、無筋部分の一部には、あと施工アンカーによる補強を行いました。D棟の特徴は、この、地盤・基礎部分を有することと、耐震補強を、B棟とは異なり、敢えて不十分な内容としたことです。D棟に適用した耐震補強のうち、筋かいおよび構造用合板はB棟と同じですが、接合金物は、耐震診断の結果必要とされる耐力よりも低い耐力のものを使用しています。これは、実際の耐震補強工事の施工現場におい

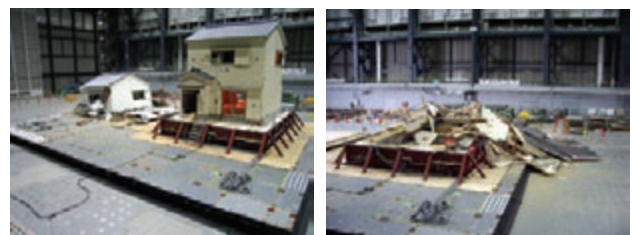
て、工事が大がかりになるなどの理由から、接合金物の取付が極めて困難で、必要な耐力の金物が使えない場合を想定しています。1階Y方向のC棟の評点は0.48、D棟の評点は1.57となりました。入力地震動は、2005年度と同様、JR鷹取波をフルスケールで入力しました。入力方向も2005年度と同じとしています。

#### 1.1.5.2 実験結果

C棟は、JR鷹取波100%1回目の加振で、1階の土壁が脱落するなど大きく損傷しましたが倒壊には至りませんでした。その後、最大余震を想定した、JR鷹取波60%(震度5強相当)入力後のJR鷹取波100%2回目の加振により、倒壊に至りました。D棟は、C棟が倒壊した加振でも大きな損傷は見られず、基礎にも目立った被害は生じていませんでした。その後、JR鷹取波100%4回目の加振で1階部分より倒壊しました。C棟、D棟の倒壊したときの様子を写真7に示します。本実験結果から、木造住宅では経年変化による耐震性能の低下を最小限に抑えるための維持管理を適切に行うことが重要である可能性が指摘されます。しかし、倒壊は免れたもののC棟の受けた被害は甚大で、1981年以前に建てられた建物に対する耐震補強の必要性が改めて認識されました。また、不十分な補強であっても、接合部を適切に評価した上で十分な評点が得られるように補強すれば、実施しただけの耐震補強効果は得られる可能性が高いこともわかりました。実験結果は分析の途上であり、今後詳細な検討を進めていく予定です。

#### 1.1.6 まとめ

在来軸組木造建物の耐震性を高めることを目的とし、実験を中心とした研究を行いました。その結果、既存木造住宅の保有する耐震性能の検証と、耐震診断の信頼性について一定の評価ができました。また、耐震診断と補強の普及のためには、その必要性について一般の人の理解を得ることが重要ですが、そのための一助となる啓蒙用の映像が得られました。



(b)C棟の倒壊状況

(b)D棟の倒壊状況

写真7 平成18年度の実験状況

## 1.2 伝統構法木造建物の耐震性能向上に関する研究

伝統構法木造建物の耐震性向上を図るためには、木造建物の地震時挙動を把握するとともに耐震性能を適切に評価した上で、耐震設計および耐震補強を行うことが重要です。伝統構法木造建物は、気候・風土等によって地域の特色ある木造文化を形成し、地域特有の構法が発展してきました。伝統的な木組みの複雑さに加えて、床構面や瓦屋根、礎石(石場)建ての柱脚など構造力学的に未解明であり、建物が地震

時にどのように挙動するのか、また耐震性をどのように発揮するのか、良く分かっていません。

本研究では、伝統木造建物の地域特性および木造特有の構造特性を考慮して、伝統木造軸組の実大および要素試験体を製作し、振動実験および静的載荷実験を実施して地震時挙動の把握と耐震性能の評価を行い、耐震設計法および耐震補強法の開発を進めてきました。また、E-ディフェンスを利用した実大伝統木造建物の震動台実験により耐震性能の評価法や耐震補強法の検証を行いました。

### 1.2.1 伝統木造住宅の静的載荷実験

伝統木造住宅の耐震性能を調べるために、実在する伝統的な民家の解体の機会をとらえて、耐震調査と実験を行いました。対象とする木造民家は、① 耐力壁が少なく、② 大断面部材を用いた、③ 屋根重量の大きい、伝統構法木造民家であり、壁量計算に基づく耐震診断は適用できません。伝統木造建物の耐震診断法の妥当性を裏付ける実証実験や解析的な検討は未だ少なく、伝統木造民家の構造詳細調査や静的加力による耐震実験を行って耐震性能を評価し、耐震診断法を検証することの意義は大きいと言えます。

#### 1.2.1.1 東三河の伝統木造民家の耐震性能評価実験

伝統構法木造住宅の耐震性能を調べるため、平成 16 年 8 月から 9 月にかけて東三河の伝統木造民家を用いた詳細な耐震調査と実験を実施しました。試験体は愛知県田原市の明治 31 年(1898 年)に建てられた伝統民家(写真 8)です。構造的特徴や腐朽・蟻害などを把握するとともに微動計測、静的加力実験等を実施して振動特性と耐震性能を明らかにすることを目的としました。

##### (1) 建物の概要

図 8 の平面図のように伝統構法による木造住宅で、二重入母屋本瓦葺屋根を持つ厨子 2 階建てです。大きな大黒柱はありませんが、図中に○で示した通し柱には、175mm×175mm という大断面のヒノキが用いられています。対象建物の平面構成は土間と 2 行×3 列の居室配置をしており、農家型民家の平面形態です。実験終了後に建物の各部重量を詳細に計測して建物全体の総重量を算出した結果 596.8kN でした。柱は礎石の上に立ち、足固め材は南北方向のみに通っています。通し柱には差鴨居が、差鴨居の上には欄間あるいは土塗り小壁がついています。屋根は、土葺き瓦であり、野地には木板ではなく竹が用いられ、葺き土が厚く載っています。主要な部材の樹種は、通し柱がヒノキ、差鴨居がマツ、足固め材がツガでした。木造軸組の劣化診断のために、数種の測定器により現場での部材の含水率測定、強度劣化測定を行うとともに試料を持ち帰り圧縮実験を行った結果、柱脚、足固めは、腐朽が進行し、強度が低下していました。これは床下の換気と周辺の排水状況が悪いためと考えられます。

##### (2) 静的加力実験

最初に各構面の初期剛性を把握するための小加力実験、次に建物が損傷を受けて耐力が

低下するまで、建物の南北にクレーン車を配置して、正負繰返しの大変形加力実験を行いました。加力実験における荷重と変形の関係を図 9 に示します。最大耐力は 106.6kN であり、建物重量に対して 0.184 の割合でした。実験終了時には差鴨居より下の柱の傾斜角が 1/7rad を超えても最大耐力の 75% に相当する耐力を保持していました。顕著な損傷状況は、1/60 ~ 1/50rad では土塗り壁にせん断変形による壁土のひび割れが観察され、柱の傾斜角が 1/10rad を超える変形になると、曲げによる割れが柱と差鴨居との接合部で発生しました。柱に損傷を生じたもの大破・倒壊には至らず、腐朽のために柱脚、足固めの強度が低下した築 100 年以上の伝統民家でも、大きな変形性能を有していると言えます。

##### (3) 限界耐力計算による耐震性能の評価

建物の耐力は、土壁、小壁、差鴨居、足固めに依っていますが、X0 構面の土壁や足固めは劣化が著しいことから、小壁付きの差鴨居の耐力が支配的な状況です。限界耐力計算に基づいて耐震性能を調べた結果、劣化の著しい土壁や足固めなどを補修することで極めて稀な地震(大地震)に対しては最大応答変形角が設計上想定した安全限界変形角(1/15rad 程度)に収まり、耐震性能を確保することがわかりました。



写真 8 明治 31 年築の伝統民家のクレーン 2 台による水平力繰返し載荷実験

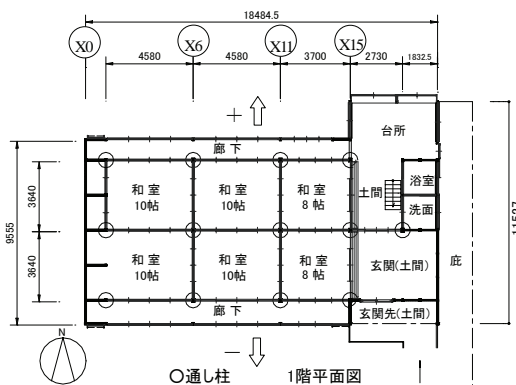


図 8 伝統民家の平面図(矢印は、静的加力の位置と方向)

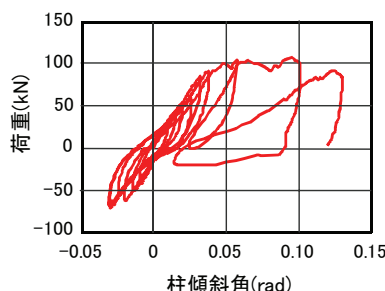


図 9 荷重と変形角の関係

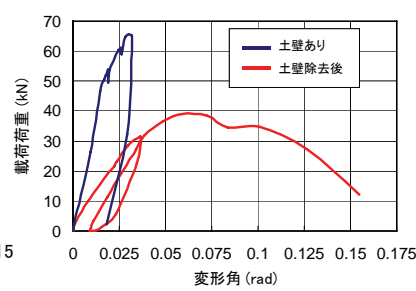


図 10 荷重と変形角の関係

### 1.2.1.2 徳島南部の伝統木造民家の耐震性能評価実験

徳島県海部郡に実在する築70年になる伝統構法の住宅を対象に、①現行の基準では正当な評価ができていない土塗り壁や軸組架構を評価する、②第二室戸台風や南海地震に耐えてきた民家の耐震性能を明らかにするために、一方向静的加力倒壊実験を実施しました。

この伝統民家は、小屋組架構が桁行、梁間両方向に半間ピッチで二重、三重に梁を組み合わせた立体的な格子状に固められ、また壁の大部分は土壁で構成されています。

実験では、建物全体を一方向に加力して、約1/100rad程度の層間変形角まで変形させた後に、土壁を除去して倒壊に至るまで加力しました。その結果、図10のように、土壁除去後は軸組のみで水平荷重に抵抗しており、40kN付近で最大に達し、変形角1/7rad付近で倒壊に至りました。この建物は、総耐力の3~4割程度を軸組が負担していることが明らかとなりました。築70年以上経過した建物ですが、顕著な腐朽や劣化は見られず、構造的に相当の性能があったと考えられます。

### 1.2.2 京町家の実大震動台実験

町家は、古くから都市型木造住宅として地域の歴史、文化とともに発展継承されています。これらの多くが、明治期から昭和初期にかけて建てられ、現行の建築基準法による耐震基準を満足しておらず、耐震性は低いことが耐震調査で指摘されています。京町家は、戦後ほとんど新築されることがない状況が続き、その棟数は減少しています。京町家を保存・再生するには、構法・構造特性とともに耐震性能を把握し、耐震補強法、耐震設計法を確立する必要があります。このような目的のもとに、移築した古い京町家と新築した新しい京町家の2棟を用いた実大震動台実験を実施しました(写真9参照)。

#### 1.2.2.1 京町家試験体の概要

##### (1) 移築京町家

既存京町家の耐震性能を調べるとともに耐震補強の効果を検証するために、昭和7年に建てられた京町家を解体・移築し、一部に耐震補強を行いました。図11に平面図、耐震補強の箇所と補強法を示します。なお、移築にあたり腐朽・蟻害による損傷部材、増改築部分などは復元・改良を行っています。移築京町家の建物総重量は、建物の重量計測結果より353.14kNであることが明らかとなりました。

##### (2) 新築京町家

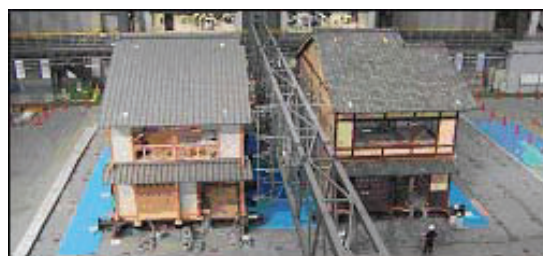
新たな京町家を建設可能にするため、京町家の外観意匠・空間構成を継承しながらも、大きな変形性能を有することができる構法を取り入れて、必要な耐震性能を確保する設計法を提案しました。図12に新築した京町家の平面図と、新築京町家に取り入れた構法的特徴を示します。移築京町家の建物総重量は、271.79kNでした。

#### 1.2.2.2 実験の概要

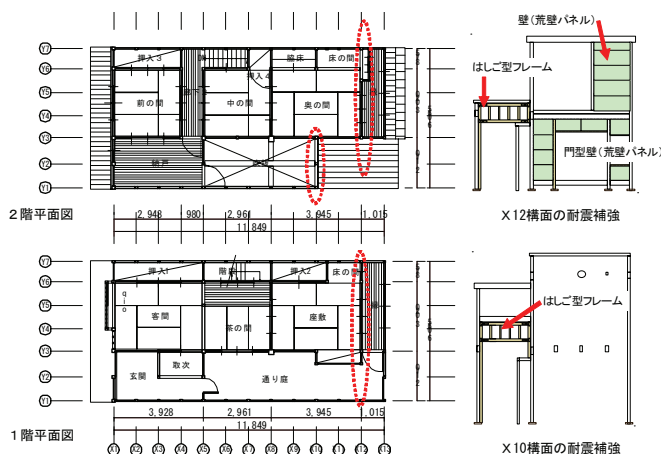
E-ディフェンスを用いて移築京町家と新築京町家の2棟を同時に加振する震動台実験を行いました。実験期間は2005年10月25日から11月1日を第1ステージ、11月2日から7日を第2ステージ、11月8日から11日を第3ステージとして総計48加振を行いました。第1ステージでは、京町家2棟の

基本的な振動特性、地震時挙動、履歴特性などを把握しました。第2ステージでは、移築京町家に耐震性能評価に基づいた耐震補強を施して実験を行い、耐震補強法の有用性を検証しました。第1ステージ、第2ステージの加振波は、主に日本建築センター模擬波(BCJ-L2波)を使い、試験体長手方向、短手方向に1方向ずつ最大加速度の振幅を加振毎に変化させて実験を実施しました。第3ステージでは、大変形時の建物挙動や限界性能の検証を目的として、1995年兵庫県南部地震に神戸海洋気象台で観測された地震波(JMA-Kobe波)の3成分同時加振を行いました。

移築京町家は、小地震加振から土壁の亀裂や剥落などの損傷が生じましたが、耐震補強を行うことで大地震加振においても倒壊することなく、補強の効果が確認できました。一方、



新築京町家試験体 移築京町家試験体  
写真9 京町家の実大震動台実験



：耐震補強を行った箇所

図11 移築京町家の平面図

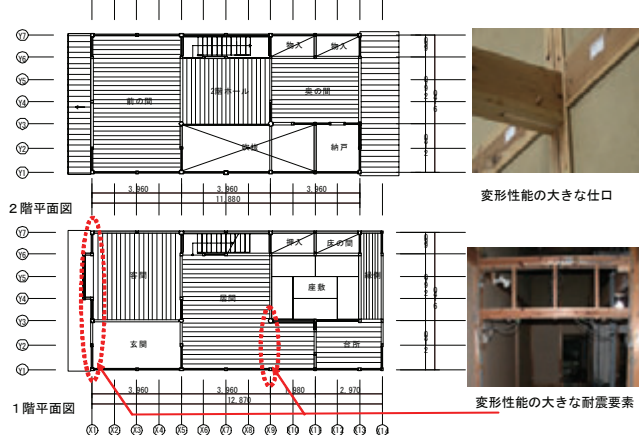


図12 新築京町家の平面図

新築京町家は、大地震加振においても構造体に著しい損傷は無く、高い耐震性が確認できました。これらの研究成果は、京町家のみならず多くの地域の町家の保存・再生に活かすことができます。しかし、移築、新築京町家ともに、礎石上の柱脚部の浮き上がりや滑りなどが見られ、礎石建て建物の検討課題として残されました。

### 1.2.3 伝統木造住宅の実大震動台実験

伝統構法木造建物を構造力学的に解明し、耐震性能を評価するには、床や屋根構面など水平構面の影響、礎石建ち・足固めの柱脚仕様の効果、直交する鉛直構面の効果、仕口等接合部の挙動など多くの重要な課題が残されています。現在の木造建物では、柱脚部を土台に緊結する仕様が一般的ですが、伝統木造建物では、柱脚部を土台に固定することなく、足固めを設けて礎石等に載せただけの構法が多く採用されてきました。また、床構面や屋根構面などの水平構面についても未解明な部分が多く残されています。

このような床構面や屋根構面の仕様、柱脚部の仕様などが建物の地震応答性状や耐震性能に与える影響を明らかにするため、2006年度に伝統木造住宅2体を用いた実大震動台実験を実施しました(写真10参照)。試験体は震動台上に2体ずつ並列に並べ加振しました。屋根は一般的な切妻屋根としていますが、切妻屋根をかける方向を長辺方向(L試験体)、短辺方向(S試験体)の2種類として、屋根のかけ方の違いが建物の地震時挙動に与える影響を明らかにしました。

#### 1.2.3.1 伝統木造住宅試験体の概要

試験体は、柱寸法 150mm×150mm のスギを用いた 2 行×3 列の平面形状であり、5.46m×10.92m の床面積 59.62m<sup>2</sup> の平屋建ての建物です。柱脚はすべて礎石建ちとしました。



奥:L試験体 手前:S試験体  
写真10 伝統木造住宅の実大震動台実験

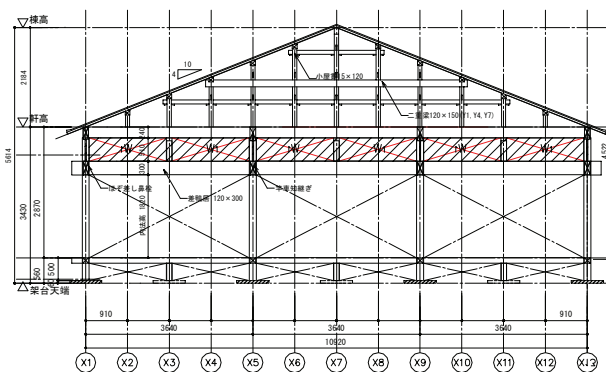


図13 L試験体立面図

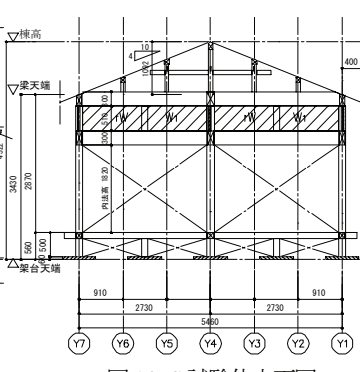


図14 S試験体立面図

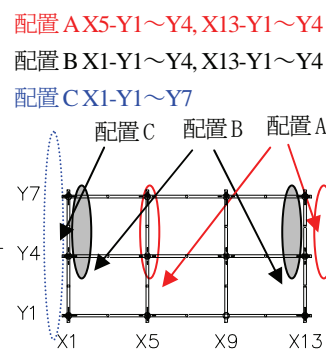


図15 壁配置概要

300mm のせいを有する差鴨居と荒壁パネルで構成された小壁が各主要構面に配置されており、桁から下の軸組は同じ仕様となっています。また、全面壁の配置を変化させることで偏心による地震時挙動の影響を明らかにしました。屋根は両試験体とも4寸勾配とし、葺き土無しの瓦葺きです。棟高はL試験体で5614mm(図13)、S試験体で4622mm(図14)でした。L試験体の棟高がS試験体より約1000mm高いため、小屋裏に二重梁を設置しました。全面壁が付いていない写真10の状態での試験体総重量は、L試験体で104.17kN、S試験体で105.24kNでした。

#### 1.2.3.2 実験の概要

各試験体とも、捻れ、偏心率の影響を検討するため、実験中に壁を張り替え壁配置AからCまでの3パターンを実施しました。(図15参照)。壁配置Cは、X1構面にしか全面壁を配置しないため、剛心が建物外に出てしまう壁配置としました。加振は2007年1月30日と2月2日の合計2日実施しました。京町家試験体と同様に、試験体の基本的な振動特性、地震時挙動を把握するためにBCJ-L2波で一方ずつ加振した後、最大入力、JMA-Kobe波の3成分同時加振(短手方向:818Gal、長手方向:617Gal、上下方向:332Gal)を実施しました。

伝統木造住宅試験体2体の軸組にひび割れなどの損傷が生じましたが著しい損傷では有りませんでした。L試験体とS試験体は、振動特性や地震時挙動に差異が見られ、屋根形式の違いが耐震性能に少なからず影響を与えることが確認されました。また、柱脚が礎石建ちの場合でも、礎石の上から柱脚が滑り落ちなければ建物の損傷を低く抑えることが出来る可能性が指摘されますが、現時点では柱脚の移動量を制御できないため、今後の検討課題です。

#### 1.2.4 まとめ

伝統構法木造建物の耐震性能を向上させるため、平成14年度から平成18年度にかけての5年間に数多くの実大実験を行いました。本研究によって、伝統構法木造建物は、適切な耐震補強を実施すれば、震度6強程度の地震に対し、大きく変形し軸組のひび割れなどの損傷が発生しますが倒壊には至らないことが検証されました。

## 1.3 木造建物の地震倒壊挙動三次元数値シミュレーション

### 1.3.1 はじめに

既存木造住宅の耐震改修促進のためには、所有者が地震

動による倒壊の危険性および耐震改修による倒壊防止効果を具体的にイメージすることが重要です。そのためには地震動によって既存木造住宅に予想される被害状態をできるだけ具体的に所有者に提示することが有効です。また、木造住宅の倒壊に至る地震応答を精度良く予測できれば、倒壊を防止するために真に必要な仕様の特定が可能となり、耐震設計・耐震診断技術の高度化が期待できます。

このような考えに基づいて、大大特木造建物実験ではその研究の一環として、平成14～18年度の5か年に渡って、地震動による木造住宅の倒壊を含む応答過程を追跡可能な解析手法の開発を行いました。並行して行われた各種実験の結果との比較検討を踏まえて解析モデル設定方法の策定、および解析精度の検証を行い、その結果として、十分な精度と写実性を有する倒壊応答解析ソフトが構築されました。本稿ではその概要を紹介します。

1.3.2 解析理論の構築

平成14、15年度には、トラス要素からなる三次元立体フレームを対象とした大変形・非線形対応解析手法を用いて木造住宅の倒壊応答解析の基本理論を構築しました。本理論では式[1]の振動方程式を用います。非線形応答解析では一般に増分表現の振動方程式を用いますが、式[1]は左辺第3、4項のように復元力を増分と前ステップまでの累積量に分けて記述しているため、ある時刻の力の釣合いを直接表しています。これにより右辺には重力加速度を含むことができ、重力の影響も自動的に考慮されます。また、解析ステップ間の不釣り合い力は復元力の累積量に含まれ、それが次ステップで自動的に解消されるという長所を持っています。

$$[M]\{\ddot{D}_{n+1}\} + [C_n]\{\dot{D}_{n+1}\} + [K_n]\{\Delta D_n\} + \{F_n\} = -[M] \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ \dots & \dots & \dots \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{x,n+1} \\ a_{y,n+1} \\ a_{z,n+1} + g \end{Bmatrix} \quad [1]$$

ここで、 $[M]$  : 質量マトリクス、 $[C_n]$  : 粘性減衰マトリクス、 $[K_n]$  : 接線剛性マトリクス、 $\{D_n\}$  : 変位ベクトル、 $\{\Delta D_n\} = \{D_{n+1}\} - \{D_n\}$ 、 $\{F_n\}$  : 応力ベクトル(復元力累積量)、 $a_{x,n+1}$   $a_{y,n+1}$   $a_{z,n+1}$  : X,Y,Z方向の地動加速度、 $g$  : 重力加速度、 $'\cdot'$  : 時間微分、添字:  $n, n+1$  は解析ステップを表します。

過去の震災事例による木造住宅の倒壊パターンを見ると、倒壊解析では部材の分離・飛散現象の追跡が必須であり、これを考慮して図16のように主としてトラス要素とバネ要素からなる解析モデルを設定しました。バネ要素は変形が所定の限界値に達した時点で消滅し、部材の分離が表現されます。また、柱・梁の曲げ剛性・曲げ強さを考慮するために「曲げ要素群」を導入しました。曲げ要素群各節点の回転自由度は各節点において曲げ応力が常に釣り合っていることを条件に消去されます。このほか、大変形を生じる部材断面の位置を追跡するために「増分累積型座標変換マトリクス」を導入しています。また、水平耐力要素および材端接合部(バネ要素)の復元力

特性はそれらの応力変形特性を忠実に再現可能な復元力モデルを用いて表現しています。

以上の条件による解析結果は平成14年度に実施された中規模振動台実験の結果に良好に一致し、モデルのパラメータを調整することで様々な倒壊パターンを再現できることが確認されました。

1.3.3 実建物への適用

平成16年度には、前年度までに構築した解析理論を用いて実在する既存木造住宅の倒壊応答解析を試行しました。まず、対象住宅から抽出した壁構面を試験体とした中規模振動台実験に対応する倒壊応答解析を行い、解析結果が実験結果に適合することを確認することにより水平耐力要素、バネ要素の復元力モデルの妥当性を検証しました。続いて対象住宅全体の倒壊応答解析を行いました。入力波は平成16年に発生した新潟県中越地震の際に記録された地震動としました。また並行して、解析応答過程を壁面などの面部材を含む三次元アニメーションとするための手法を検討しました。得られた結果は、図17のように軸組構法木造住宅の倒壊挙動として妥当かつ写実的であることが確認されました。

1.3.4 E-ディフェンス倒壊実験への適用

1.3.4.1 移築既存住宅実験(17年度)

平成17年度にはE-ディフェンスで実施された移築既存住宅を試験体とした震動台実験に対応する倒壊応答解析を行いました。実験前の事前解析では、解析モデルの重量および復元力特性を前年度までの知見に基づいて概ね妥当と考えられる範囲で設定した結果、無補強住宅は倒壊、補強住宅は倒壊しないという想定どおりの実験結果が得られるであろうことが確認されました。また、解析による倒壊挙動は解析モデルの重量および水平耐力のわずかな相違で大きく異なり、倒壊挙動を精度よく予測するためには重量や水平耐力を極めて高精度に把握する必要があることが併せて確認されました。

実験後の事後解析では、実測に基づく重量の修正、および

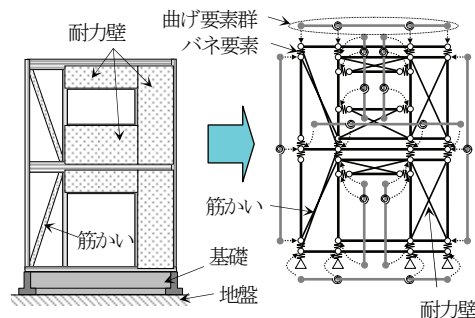


図16 解析モデルの構成

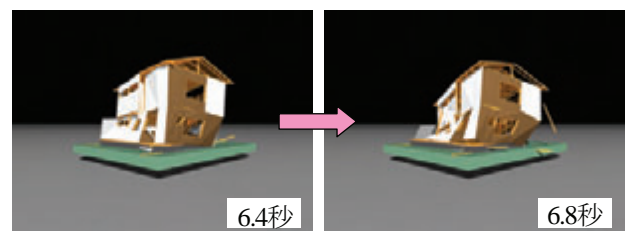


図17 平成16年度の解析結果

実験結果に基づく復元力特性の調整を行い、図18のように解析値は実験値に良好に一致することが確認されました。

### 1.3.4.2 新築再現住宅実験(18年度)

平成18年度には前年度の既存住宅を新築状態で再現した試験体を用いた震動台実験が行われました。前年度との相違点は新築状態であることに加え、補強住宅では柱端接合部の補強仕様が前年度に比べ軽微であること、および模擬地盤上に載る布基礎を有することが挙げられます。これらを考慮して事前解析では解析に先立って、水平耐力要素、柱端補強金物の復元力特性の修正、基礎梁、模擬地盤の追加、模擬地盤の応力変形特性の推定などを行いました。

平成18年度の実験では、無補強住宅は3回目の加振で倒壊し、補強住宅は5回目の加振で倒壊に至りました。このうち、1回目加振の実験結果と対応する事前解析結果を図19に示します。無補強住宅ではモルタル壁の強度を1.0倍とした解析値は2.5秒以降の振幅が実験値より非常に大きく、5秒程度で倒壊しています。モルタル壁の強度を1.5倍にした場合は実験値に近づきますが、同様に5秒程度で倒壊します。補強住宅でも同様の傾向で、4秒以降の解析値の振幅は実験値の数倍になっています。したがって、平成18年度試験体のモルタル壁その他の水平耐力と靱性は事前解析の設定より相当大きいと考えられます。また、補強住宅の解析では基礎固定としています。模擬地盤の変形を考慮した解析では変形がさらに増加し、実験結果との乖離が大きくなります。これらの結果に基づいて、今後平成18年度試験体の水平耐力要素および模擬地盤の復元力特性に関する検討を行う予定です。

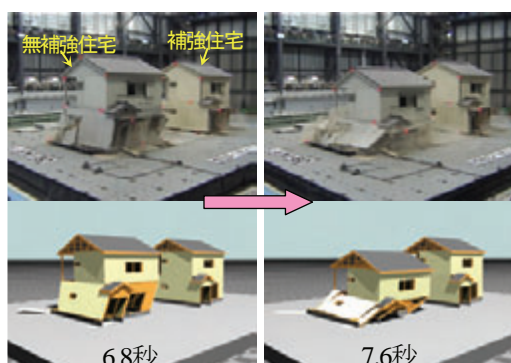


図18 平成17年度の解析結果

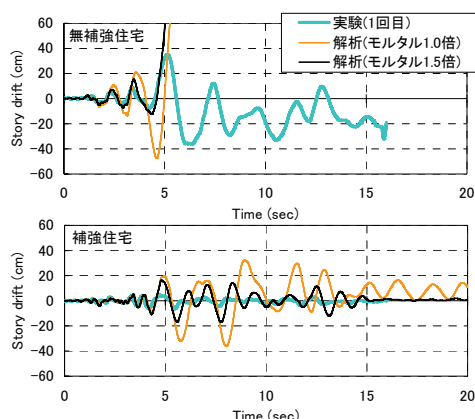


図19 平成18年度の解析結果

### 1.3.5 まとめ

一連の研究により木造住宅の倒壊解析手法が開発されました。本手法は、実用的に十分な精度で倒壊過程を追跡でき、また解析結果アニメーションは十分な写実性を有し、耐震改修の動機付けに有効といえます。今後、本解析手法活用により耐震設計・耐震段技術の高度化が期待できます。

### 1.4 木造建物実験のまとめ

木造建物では、次のような成果が得られました。

- (1) 既存住宅の引き倒し実験により、最終的な倒壊限界が、 $1/10$  rad. 以上であること(これまでの類似の実験結果を補強するデータと言える)、金物をほとんど使っていない古い構法の木造住宅はもともと耐震性が低いので、老朽化によって、さらに耐震性が低下する度合いが低そうなこと(逆にいえば、現在のように金物を多用するものは、老朽化による耐震性の低下が大きいことが案じられる)。
- (2) 伝統木造住宅は、壁が少なく、壁量に基づく耐震評価法では低い評価となるが、既存の古民家を対象とした静的水平加力実験により、すぐれた変形性能を示し、倒壊限界は  $1/10$  を上回っており、また柱-差鴨居などの軸組や小壁(垂れ壁・腰壁)などが耐震性能に大きく寄与しており、建物全体として相当の耐震性能を有していること。
- (3) 予備実験である中型の振動台を用いた実験により、新耐震以前の木造住宅は(当然ながら)十分な耐震性がないこと、上下動が建物の倒壊の可能性を高めるとは限らないこと(実験結果では、水平動だけでは倒壊したのに、それに上下動を加えると、かえって倒壊しなかった)。
- (4) E-ディフェンスにおける実験では、無補強の既存住宅が倒壊する過程が、映像、計測データによって把握されたが、耐震補強されたものがしかるべき耐震性を示す(震度7相当の地震動にも、かろうじて倒壊を免れた)こと。
- (5) 実用的な精度で倒壊過程を追跡することのできるシミュレーションソフトを完成したこと。
- (6) 耐震診断の信頼性について、一定の評価ができたこと。
- (7) E-ディフェンスにおける町家の実験では、桁行方向と梁間方向では大きく耐震性が異なること、また築後数十年を越える建物では必ずしも耐震性が十分でないが、伝統構法の特徴を活かすような補強をほどこすことで、耐震性をもたせることができることが示された。また、伝統構法に対して限界耐力計算が有効であることが検証できたこと。
- (8) 伝統構法の木造住宅は、土台をもうけない礎石建てで、床などの水平構面は柔らかいが、足固めや差鴨居などをもうけることで、耐震補強ができ、また耐震的な伝統木造住宅を新築できること。
- (9) 耐震診断と補強の普及には一般の人の理解が重要であり、そのための一助として、啓蒙用の映像が得られたこと。

### 1.5 参考文献

「大都市大震災軽減化特別プロジェクト、II 震動台活用による建造物の耐震性向上研究成果報告書」を参照。

## 2. 鉄筋コンクリート建物実験

建築建造物の耐震性能を評価するためには、建造物全体系を対象に、振動台を利用して実際に地震動を入力する振動台実験が有効です。しかしながら鉄筋コンクリート構造の場合、その材料の特性からスケール効果を見逃すことができないため、ある程度以上の試験体の大きさを確保する必要があり、また、比較的大きな試験体の実験を実施できる振動台実験施設は全国的にも数が限られ、実験実施には労力と経費を伴うこともあり、部材や部分架構の実験に限定される場合が多く、建造物全体系の実験例は非常に少ないのが現状です。

独立行政法人防災科学技術研究所の実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)は、世界で最も大きい高性能3次元震動台を保有しています。この震動台を用いることで非常に大きな地震動入力により実大中層鉄筋コンクリート建造物を崩壊させることが可能です。大大特「鉄筋コンクリート建物実験」では、鉄筋コンクリート構造の崩壊に至るまでの挙動を解明することを目的として、E-ディフェンスにおける震動破壊実験を中心とした広汎な研究を行いました。

「鉄筋コンクリート建物実験」では、平成14～16年度は、E-ディフェンス実大震動実験の準備研究として解析的、実験的研究を進め、実大震動実験の計画・試験体設計とともに、縮小モデルの震動実験、静的および動的載荷による部材性能実験、部材解析モデルの開発、特にせん断破壊後の軸崩壊挙動のシミュレーションなどを行いました。これらの成果を踏まえ、E-ディフェンスによる鉄筋コンクリート建造物の実大震動実験を平成17年度に1体、18年度に2体を実施しました<sup>1)2)</sup>。

### 2.1 平成17年度実大6層建物実験<sup>1)2)</sup>

#### 2.1.1 基本計画

E-ディフェンス実大震動実験の計画にあたっては、鉄筋コンクリート構造の耐震工学における一般的な研究課題を列挙し、その中から実大震動実験の主たる研究目的として以下を設定しました。a)動的外力による建造物の崩壊挙動、b)耐震壁-フレーム構造のせん断力負担、c)建造物の損傷評価、d)スケール効果、e)非構造部材。これらの目的に沿って、実大試験体は、①整形な建物、②壁フレーム構造、③1970年代のやや古い設計(ただし現行規定も概ね満足するレベル)、を対象として選定しました。

試験体は以下の前提条件を考慮して、予備解析による予測にもとづいて、振動台容量内で動的な外力による層崩壊過程が実現するように計画しました。

- (1) 総重量1000ton以下、建築面積20×15m、高さ20mの制限より、試験体は6層以下、2×3スパンとする。
- (2) 震動実験では建造物の崩壊まで加振する。したがって振動台の性能から、試験体の終局強度時のベースシア係数は0.5程度以下とし、連層耐震壁は1構面以下とする。

- (3) 計測機器、安全性の確保、試験体の搬入、設置および取外し手法など実大鉄筋コンクリート建造物の震動実験の長期シリーズの一環として標準実験手法確立も目的とする。
- (4) 今回の震動実験結果は既存またはこれから開発される解析手法にとっての実験データとして用いられ、解析手法の妥当性を確認する材料となるようなものとする。
- (5) 耐震壁の他、短柱も混在させて、より複雑な経過で層崩壊に至る過程を実現することを意図する。

#### 2.1.2 試験体

平成17年度のE-ディフェンスによる鉄筋コンクリート建造物の実大震動実験では、試験体数は1体とし、階数は6階建て、平面は長手方向(Y方向)3スパン、その直交方向(X方向)2スパンとしました。階高は各階2.50m、総高さは基礎も含めて16.0mとしました。平面は整形とし、各スパン寸法は5,000mmとしました。試験体のスケールはほぼ実大ですが、80%程度の縮尺としました。試験体の基準階伏図および軸組図を図1に、全景写真を写真1に示します。

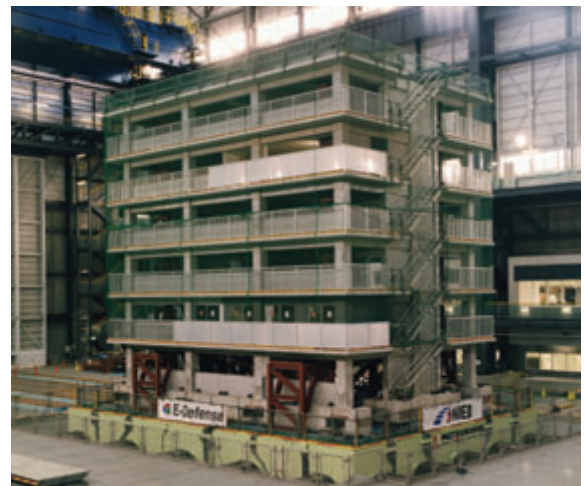


写真1 試験体の概観

より複雑な経過で層崩壊に至る過程を実現させ、また1体の試験体の限られた実験結果からより多くの知見を得ることが出来るように、試験体には性質の異なる複数の構面を混在させ、種々の損傷・破壊性状を観察可能な計画としました。具体的には、Y方向については、X<sub>2</sub>通りの中央に連層耐震壁、X<sub>1</sub>通りの各階大梁に腰壁付き短柱(腰壁の柱際に構造スリットは設けていない)を配置し、X<sub>3</sub>通りは純ラーメン構面としました。X方向については、Y<sub>1</sub>通りおよびY<sub>4</sub>通りの中央に連層の間柱付き袖壁を配置しました。また、試験体の損傷調査時の観察者の作業性・安全性を考慮し、各階床の外周部には片持ちスラブを設けました。



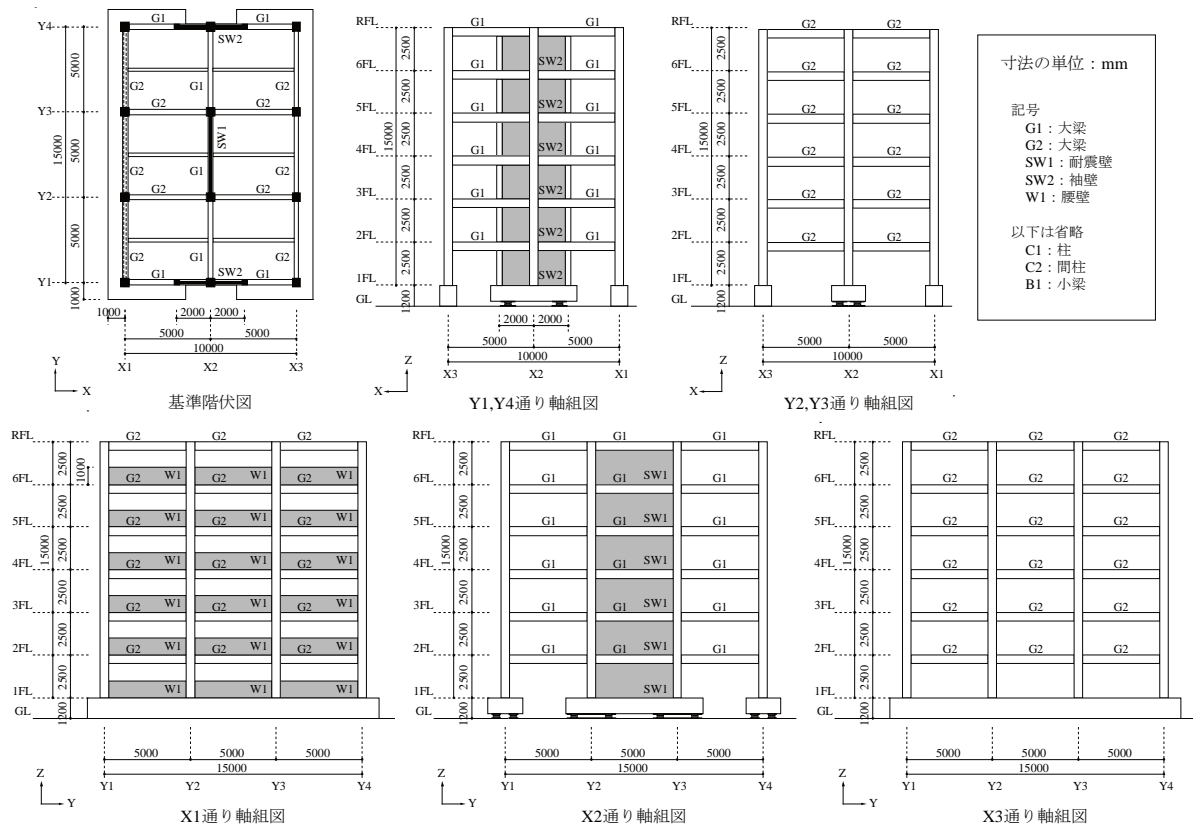


図1 試験体の基準階伏図と軸組図(RC部分)

試験体は、1970年代当時の一般的な構造設計手法<sup>4)</sup>により設計された鉄筋コンクリート造建物を想定し、1970年代当時の建築基準法・同施行令に準じて構造設計を実施しました。

試験体の重量は、鉄筋コンクリート躯体の体積の計算値に比重2.4を乗じて算出しました。各階とも1.25MN、1層柱の中央高さより上の合計は7.50MN、基礎梁および鉄骨計測架橋を含む振動台上の総積載重量は9.70MNです。各階重量を片持ちスラブを含まない基準階床面積10m×15mで除した単位床荷重は、各階8.3kN/m<sup>2</sup>です。

試験体の主要な部材の諸元を表1に示します。

表1 主要な部材の諸元

部位	断面寸法	配筋(大梁G2の5階以上を除く)
柱	500×500mm	主筋:8-D19( $p_g=0.92\%$ ) 帯筋:2-D10@100( $p_w=0.29\%$ )
大梁	幅300mm せい500mm	上端主筋:3-D19( $p_g=0.96\%$ ) 下端主筋:2-D19 あばら筋:2-D10@200( $p_w=0.24\%$ )
耐震壁	厚さ150mm	縦横共D10@300ダブル( $p_s=0.32\%$ )
袖壁	厚さ150mm	縦横共D10@300ダブル( $p_s=0.32\%$ )
腰壁	厚さ120mm	縦横共D10@200シングル( $p_s=0.30\%$ )
スラブ	厚さ150mm R階は190mm	両辺共D10@200ダブル 片持ち部四隅:両辺共D10@100ダブル
小梁	幅200mm せい400mm	上下端主筋:2-D19 あばら筋:2-D10@200
間柱	300×300mm	主筋:4-D19( $p_g=1.3\%$ ) 帯筋:2-D10@100

柱は、全層全柱とも断面寸法および配筋は同一としました。梁は、記号G2の5階以上でのみ上端主筋を2-D19に減じました。その他の各部材は、R階スラブを除き、断面寸法および配筋を全階で同じとしました。

連層耐震壁の脚部における応力を計測するため、X<sub>2</sub>通り連層耐震壁およびY<sub>1</sub>、Y<sub>4</sub>通り袖壁下の基礎梁と振動台テーブルの間にロードセル(3分力計)を設置しました。また、X<sub>1</sub>、X<sub>3</sub>通りの基礎梁は振動台テーブル上に直接固定しました。

### 2.1.3 試験体の算定強度

1970年代想定のため試験体の設計に際して現行設計法の2次設計を行っていませんが、試験体の崩壊形を確認するために、保有水平耐力と部材のせん断終局強度の算定を行いました。算定結果を表2に示します。

算定時の材料強度は、(1)鉄筋は短期許容応力度の1.1倍、コンクリートは設計基準強度 $F_c$ を用いた場合、(2)材料試験結果を用いた場合の2通りとしました。X<sub>1</sub>構面の腰壁の取扱いについては、(a)腰壁のない純フレームとして扱った場合と、(b)X<sub>1</sub>大梁を腰壁付き梁として終局モーメントを計算し、柱の内法高さを腰壁高さ分減じて扱った場合の2通りとしました。保有水平耐力は仮想仕事法により算定し、外力分布を逆三角形とし、耐震壁に直交する梁の効果を考慮しました。崩壊機構は、各節点における柱、梁の曲げ終局モーメントの比較により決めました。梁の曲げ終局モーメントの計算では、スラブ筋として梁側面から0.5m以内の上端筋のみを考慮しました。部材

のせん断余裕度は、節点振分け法により算出したメカニズム時の負担せん断力に対する、柱は修正荒川 min 式、耐震壁は広沢式によるせん断終局強度計算値の比としました。

これらの検討によれば、梁端の曲げ降伏と連層耐震壁脚部の曲げ降伏が先行する全体降伏形が予想され、連層耐震壁1層のせん断余裕度も1.3を上回ります。腰壁を考慮した場合でも、2階以上は梁曲げ降伏先行型であり、1層短柱のせん断余裕度は1.25です。

表2 保有水平耐力と部材のせん断終局強度の算定結果

		材料強度(1)	材料強度(2)
保有水平耐力 (ベースシア係数)	1層 Y 方向	(a) 2.98MN (0.40)	3.14MN (0.42)
		(b) 3.40MN (0.45)	3.60MN (0.48)
	1層 X 方向	2.83MN (0.38)	3.01MN (0.40)
せん断終局強度 (余裕度)	1層短柱	(a) 0.39MN (2.10)	0.47MN (2.35)
		(b) 0.46MN (1.09)	0.56MN (1.25)
	耐震壁1層	1.86MN (1.19)	2.26MN (1.37)

\* (a)(b):腰壁の取り扱いのケース

2.14 実験工程

試験体製作は、実験棟屋外にて2005年7月中旬から開始し、11月中旬に竣工しました。その後、試験体を振動台テーブル上へ設置するため、試験体基礎部に取付けたブラケットを合計32台の油圧ジャッキでジャッキアップし、基礎下にレールを敷き込み、その上をコロ曳きして移動させました(写真2)。



写真2 移動中の試験体

試験体移動工事は、試験体にダメージを与えることがないよう約1ヶ月の工期をかけて行いました。同年12月中旬から翌年明けにかけて計測関係などの準備作業を行い、加振実験は2006年1月7日から16日まで行いました。1月13日および16日は、プレス・一般公開および研究者限定公開を行い、それぞれ約900人、300人の来場者がありました。

試験体各部位の変位、絶対加速度、部材の変形、鉄筋の歪み、ロードセルによる応力など、合計888成分の計測を行

いました。サンプリング周波数は1kHzとしました。

また、試験体の2階および5階の一区画には、内外装に各種仕上げを施し、また居室を模擬した什器を配置し、仕上げ材・什器に関する地震時挙動の観察を行いました。

2.15 加振内容

加振実験では、気象庁神戸海洋気象台観測波(1995)を用い、水平2方向+鉛直方向の3方向加振とし、振幅倍率を5, 10, 25, 50, 100%と順次増大させて入力しました。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、原波を水平45度回転し、N45W方向をY方向に、N45EをX方向に入力しました。加振一覧を表3に、振幅倍率100%時のX,Y方向入力加速度を図2に示します。

一般に振動台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懸念されます。本実験では「繰り返し入力補償法」と呼ばれる一般的な加振制御方法を応用し、目標の40%レベルの試加振を本加振の前に2回ないし3回ほど行いました。

表3 地震波入力加振結果

加振 番号	地震波 名称	振幅 倍率	最大加速度 m/s <sup>2</sup>		
			X	Y	Z
1	気象庁 神戸海洋気象台 観測波 (1995)	5%	0.307	0.469	0.191
2		10%	0.785	0.916	0.391
3		25%	1.97	2.99	0.946
4		50%	3.43	4.74	1.86
5		100%	6.30	11.40	3.45
6		60%	3.11	5.40	1.93
振幅倍率100%の目標値			5.61	8.47	3.27

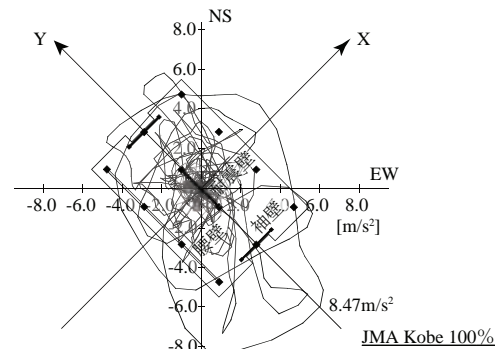


図2 振幅倍率100%時の入力加速度

2.16 破壊経過

各加振による試験体の損傷経過を表4に、加振5終了時の破壊状況を写真2に、損傷状況を図3に示します。各加振の損傷の状況を以下に述べます。

- (1)加振1:加振による損傷は特に見られませんでした。
- (2)加振2:X<sub>3</sub>通り長柱とX<sub>2</sub>通り連層耐震壁側柱の1層柱脚部において曲げひび割れの発生が確認されました。
- (3)加振3:各階の梁端部に曲げひび割れが発生しました。損傷は軽微で、鉄筋に貼付した歪ゲージからは鉄筋降伏は認められませんでした。

(4)加振 4:柱端、梁端に曲げひび割れが多数発生し、1 層腰壁付き短柱の内柱 2 本(柱  $X_1Y_2$ ,  $X_1Y_3$ )の腰壁上端付近に曲げひび割れが生じました。1 層耐震壁にせん断ひび割れが発生し、側柱脚部で主筋の降伏が確認されました。梁主筋の降伏は見られませんでした。損傷は全層に分散し、全体降伏形の様相を呈しました。

(5)加振 5:1 層腰壁付き短柱の内柱 2 本が短柱部分で Y 方向にせん断破壊しました。1 層耐震壁では斜めのせん断ひび割れが進展し、壁脚部ではせん断すべり破壊に至りました。損傷は 1 層に集中しました。加振後も試験体は自立し、全体的な鉛直支持能力は保持していました。2 階の残留変位は X 方向で 5.4mm、Y 方向で 2.6mm でした。

(6)加振 6:加振 5 でせん断破壊した短柱では、主筋の激しい座屈とコアコンクリートの圧壊により、鉛直支持能力を喪失したと思われる程度まで破壊が進行しました。短柱  $X_1Y_1$  は柱頭側で接合部破壊し、 $X_1Y_4$  では腰壁端部の破壊および柱脚付近での柱のせん断破壊に至りました。耐震壁は 1 層脚部でのすべりが顕著に生じる性状を示しました。 $X_3$  通り長柱は全て 1 層脚部で曲げ圧縮破壊しました。加振後の試験体は崩壊寸前だが辛うじて自立している状態でした。2 階の残留変位は X 方向で 0.9mm、Y 方向で 39.9mm でした。

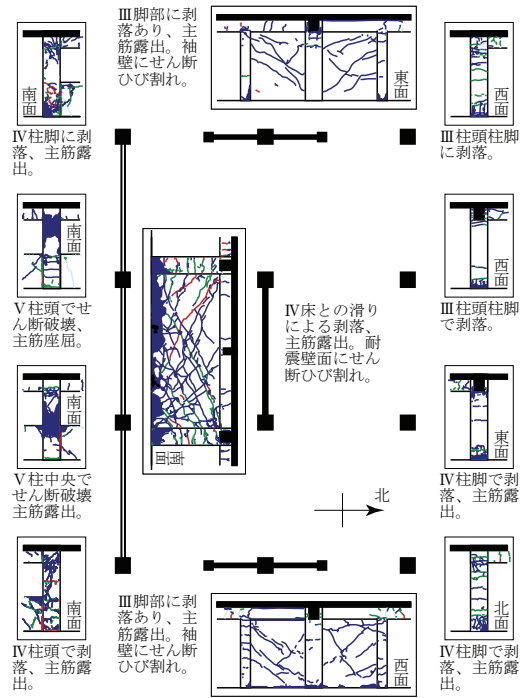


図3 加振 5 後の損傷状況(1 層)



(1) 1 層  $X_1Y_2$  短柱(加振 5 後) (2) 1 層  $X_1Y_3$  短柱(加振 5 後)



(3) 1 層  $X_2Y_{2,3}$  耐震壁(加振 6 後)  
写真3 加振終了時の破壊状況

2.1.7 最大応答

各加振の 2 階最大変位を表 5 に、水平 2 方向の 2 階変位オービットを図 4 に示します。2 階変位は、 $X, Y$  両方向とも、振動台上に設置した鉄骨計測架構に対する 1 階天井(2 階床下面)の柱  $X_2Y_1$  近傍における相対変位としました。

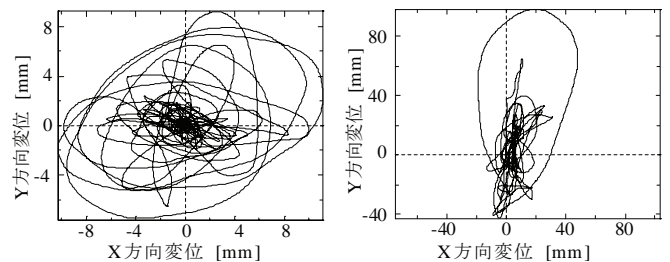
2 階変位は、加振 4 以前では剛性が低い X 方向の方が大きく、加振 5 以降では X 方向と Y 方向の大小関係が逆転しています。これは Y 方向の入力波の応答スペクトルのピークが比較的長周期側にも存在することが一因と考えられます。

表 5 各加振における最大応答変位

加振番号	2 階最大変位(層間変形角)	
	X 方向	Y 方向
1	0.69 mm (1/3600)	0.46 mm (1/5400)
2	2.44 mm (1/1000)	1.32 mm (1/1900)
3	5.19 mm (1/480)	3.96 mm (1/630)
4	11.15 mm (1/220)	9.22 mm (1/270)
5	48.00 mm (1/52)	98.33 mm (1/25)
6	44.03 mm (1/57)	150.06 mm (1/17)

表 4 各加振における損傷経過

加振番号	「被災度区分判定結果」 <sup>5)</sup> 損傷概要
1	「無被害」
2	「軽微」1 層柱脚曲げひび割れ。
3	「軽微」各階梁端曲げひび割れ。
4	「小破」1 層耐震壁せん断ひび割れ。
5	「大破」1 層崩壊型。1 層短柱せん断破壊、1 層耐震壁脚部せん断すべり破壊。
6	「倒壊」1 層長柱曲げ圧縮破壊、崩壊寸前。



(1)加振 4 (2)加振 5  
図 4 2 階変位の X-Y オービット

### 2.1.8 層せん断力-層間変位関係

1層せん断力と2階変位の関係を図5に示します。ここで、層せん断力は、各階床の重心位置の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、減衰力は無視しました。

Y方向では、1層の $X_1$ 通り短柱および $X_2$ 通り耐震壁がせん断破壊した加振5で2階変位は急増し、主たる水平抵抗要素が $X_3$ 通り長柱のみとなる加振5後半および加振6では、剛性が著しく低下しています。1層最大応答せん断力は加振4で4.93MN(ベースシア係数0.66)、加振5で7.41MN(ベースシア係数0.99)であり、梁が未降伏でメカニズムを形成していない加振4でも既に保有水平耐力の算定値0.48を上回っています。実験データのより詳細な分析による1層せん断力増大の解明が必要ですが、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の影響が要因として推察されます。1層せん断力が増大したことにより、 $X_1$ 通り短柱および $X_2$ 通り耐震壁に作用するせん断力も増大し、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。

X方向では、加振5以降、過去の最大応答点よりも大変形を指向する特異なループ形状を示しています。直交方向の著しい損傷の影響が要因として考えられます。

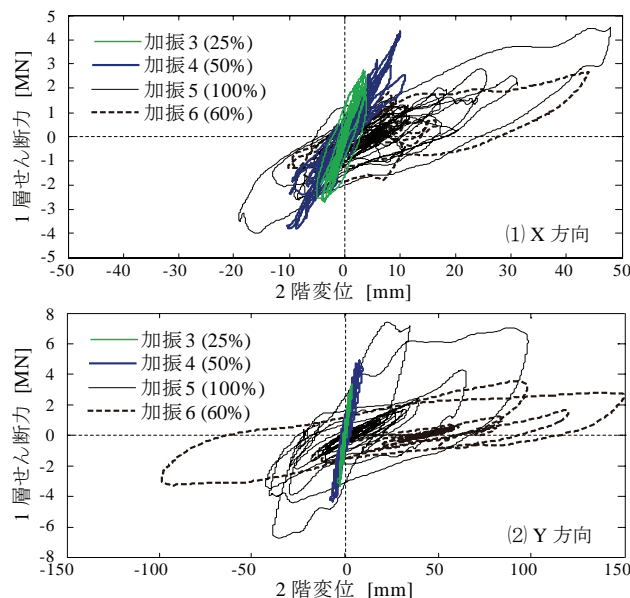


図5 1層せん断力-2階変位関係

### 2.1.9 まとめ

E-ディフェンスによる実大6層鉄筋コンクリート建物実験により、三次元極大地震動による構造物の崩壊に至るまでの挙動、非構造材の損傷、什器の応答などが再現可能であることを示し、入力や計測など今後の実大実験手法の基礎技術を確立しました。実験結果では、動的な効果による層崩壊現象を実現するとともに、高次モード、鉛直地震動、材料のひずみ速度・歪み硬化の影響などにより、終局時の層せん断力が計算値を大きく上回ることを示しました。

## 2.2 平成18年度実大3層建物実験<sup>3)</sup>

### 2.2.1 実験の目的

1995年の兵庫県南部地震以降、観測網の充実などにより、従来の設計用地震動のレベルを大きく上回る地震動が記録されるようになってきました。これらの地震による被害では、被害が大きな場合の原因は大略説明可能であっても、全体の被害率は地震動から推定されるよりも一般には明らかに小さく、その理由はいまだに特定されていません。この理由としては、解析モデルの精度のほか建物に輸入する地震動の逸散効果が考えられますが、入力逸散効果に関する従来の研究はほとんどが弾性理論による解析的研究であり、逸散効果も大きいものではなく、非線形性があらわれる大加速度域において実験や観測で実証された例はほとんどありませんでした。

一方、既存不適格建物の耐震補強は徐々に行われつつありますが、使用上の制限によって補強の実施が困難な場合も多くみうけられます。そこで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、設計マニュアルも出版されていますが、実験あるいは被害経験による補強効果が検証された例は極めて限られており、その効果を疑問視する向きも少なくありません。そこで、平成18年度の鉄筋コンクリート建物に関する実験では低層の学校校舎を対象にして、入力逸散および外付け補強の効果の検証を主なテーマとして振動実験を計画しました。

### 2.2.2 試験体

試験体は3階建鉄筋コンクリート(RC)学校校舎2体です(写真4,5)。スケールはほぼ実大ですが、日本の学校校舎の計画に対しては平面0.9、立面0.8程度になっています。平面計画はB型片廊下形式で校舎端に計画されることが多い特別教室部分2×3スパンを模擬しています(図6)。この部分では平面的に柱が不規則に抜けることが多く、地震被害もよくみられます。この試験体でも一部で柱が抜けて大スパンになっている梁があります。また、廊下側の柱(X1)が腰壁によって極短柱(H/D=2.0)になっています(図7)。

2体の試験体は同一の設計であり、いずれも1970年代当時の設計規準によって配筋しました。最上階の鋼製錘を含む試験体重量に対して震度0.2の地震力で短期許容応力度設計を行いました。断面詳細を図8に示します。

試験体の屋上には鋼製の錘370kNを設置し、スケール則を補っています(通常校舎の床面積単位重量に対応させるには2,3階にもそれぞれ300kN程度の錘を付加する必要があります)。錘を含む試験体各階重量計算値は1,103kN(最上階)、789kN(3階)、789kN(2階)、855kN(1階)です。

2体の試験体のうち、1体目は既存の古い設計のままであり(以下、既存RC試験体と呼びます)、もう1体目はまったく同様に設計施工した後に、あと施工により外付け鉄骨ブレースによる耐震補強を施しました(以下、補強試験体と呼びます)。耐震補強試験体では、補強効果を確認するとともに、接合部補強詳細が異なる外付け鉄骨ブレースを用いて、補強の有効性、接合部補強詳細の安定性も検証します。

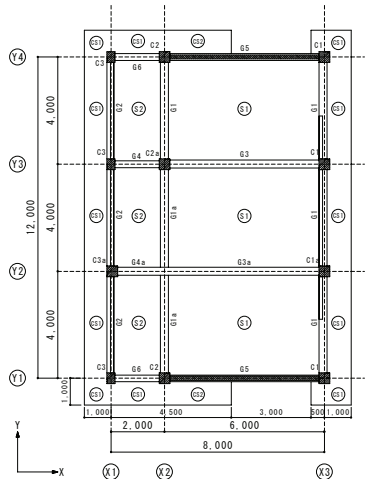


図6 既存RC試験体 基準階平面図

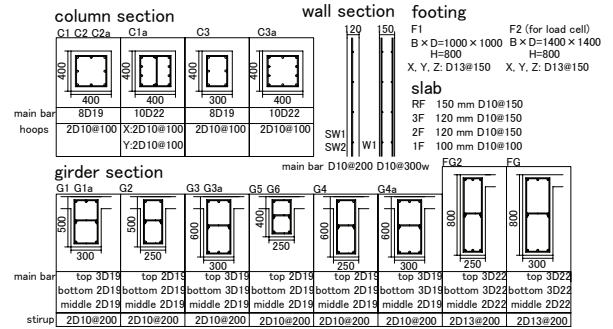


図8 試験体 標準配筋断面

既存RC試験体について耐震診断基準<sup>9)</sup>によるY方向(桁行き方向)1階の累積強度指標CTと靱性指標Fの関係を図9に示します。耐震指標は、基準をやや下回る $I_s=0.51$ ( $F=0.8$ ,  $C_T S_D=0.63$ )程度であり、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ます。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を用いていますが、積載荷重を無視すると診断値は約1.1倍になります。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ました。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ましたが、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ました。

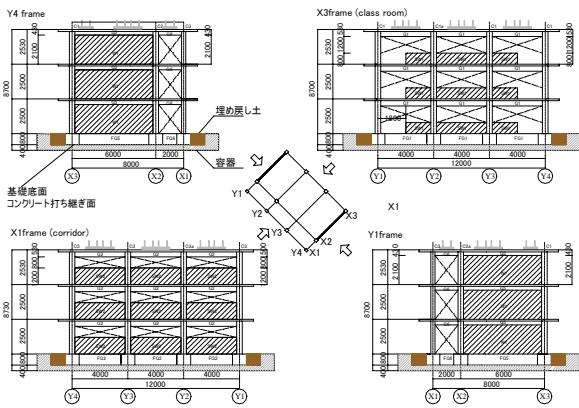


図7 既存RC試験体 各構面立面図

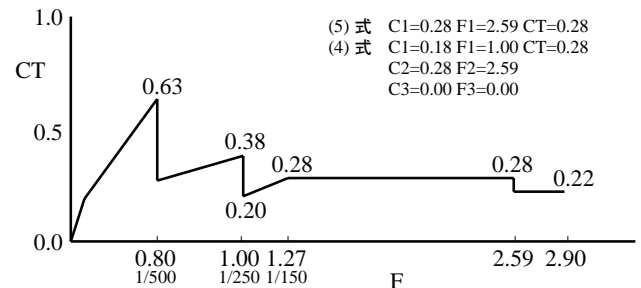


図9 既存RC試験体 1階Y方向耐震診断結果



写真4 既存RC試験体 概観



写真5 補強試験体 概観

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する容器のなかでスウェイ・ロッキング現象を実現しようとしており、実大規模の実験でこそ可能な試みとなっています。

以上の2体の振動実験により、①既存RCの脆性的な崩壊過程、②外付けブレースの補強効果、③基礎レベルで入力逸散現象、を明らかにすることを主な目的としています。

### 2.2.3 実験計画

試験体は平成18年6月から8月中旬までに屋外ヤードで通常の現場打ち施工により2体を交互に打設しました。コンクリートの設計基準強度18MPaとしましたが、実強度は31MPa(既存RC試験体)–28MPa(補強試験体)程度になりました。

基礎まわりの箱型(プール型)容器には高強度コンクリート、PS梁などを用いています。箱型容器の底版は直接基礎捨てコンクリートを模擬し、通常の均し施工の上で基礎コンクリート

を続けて打継ぎ施工しています。この不連続界面でのせん断伝達は摩擦および粘着のみとなります。側面土圧および底面摩擦の抵抗性状を明らかにする静的載荷試験も実施しました。

今回の実験実施上のポイントは、箱型容器による近傍地盤の模擬とともに、2体連続の試験を短期間で実施しようとする移動および設置の方法であり、入念な計画と設計が必要とされました。上部建物に仮設の補強をするとともに、容器にはジャッキアップおよび揚重に耐える強度と剛性を確保しました。ジャッキアップ後トレーラーにより震動台ヤードに移動し、容器四隅を400tクレーン2台で吊り上げて震動台に設置しようように設計しました。試験体重量は、埋戻し土(まさ土)を含めてクレーン容量800t以下としましたが、クレーンの稼働時荷重の安全をみて、埋戻しは振動台上で散水締め固めに変更しました。また、振動台設置後に屋上に鋼製錘(370kN)を取付けてスケール則を補っています。

耐震補強試験体では仕上げ工事後に桁行方向の中央スパンに外付け鉄骨ブレースをあと施工で設置しました。廊下側はあと施工アンカー主体の旧来型接合部として外付けマニュアル<sup>7)</sup>に基づいて設計しました。教室側では柱内フレーム、梁面通しボルトによる新しい接合部詳細を試みました。試験体では観察用バルコニーを設けていますが、補強用にはこれらのスラブはない場合を想定して、いずれの接合部もあえてスラブ面から切り離して利用していません。また、梁降伏型とするため腰壁には一面せん断型スリットを設けました。ブレース座屈耐力による1階層せん断力係数の増分は0.8相当でしたが、スリットによる柱耐力の低減、梁降伏型の浮上りモードを考慮すると、計算上はこれほどの耐力増分は期待できず、予備解析では浮上り開始の合計のせん断力係数は0.9程度で、せん断破壊を考慮しない予備漸増解析ではその後1.4程度にまで上昇すると計算されました。

加速度は各節点および容器外周で、層間相対変形を各層ごと4箇所、部材変形は柱の鉛直・水平変形、梁・腰壁開き変形、基礎フーチングの鉛直・水平変形などを計測しました。

## 2.2.4 実験結果

表6に加振実験における入力レベルおよび基礎の条件、損傷度、最大応答値を示します。地震動はいずれもJMA Kobe(1995年兵庫県南部地震)として、入力レベルを段階的に大きくしました。入力方向はNS方向から45度回転させて、最大応答がY方向で生じる方向(N45W)としています。なお、50%入力概ね現行建築基準法の極稀な地震動(レベル2、最大50kine)に相当します。

1体目の既存RC試験体では、極大の地震動を受けて、極短柱が曲げ降伏後のせん断破壊を起こして、軸力の再配分を経て構造物が進行性軸崩壊に至る過程を模擬しました。

Run4では、基礎底面ですべり変形(最大8cm)が生じて建物への入力低減、最大変形角1/250、被災度は小破にとどまりました(写真6)。Run4後に静的載荷試験を行い、試験体を定位置に戻して高力ボルトで基礎を固定しました。

Run5では、基礎はボルトで固定しましたが、若干のすべり

変形が生じて1階での入力はやや低減しました。上部構造の変形は1/180で、短柱でせん断ひびわれが確認されましたが、被災度は中破でした。

Run6では、基礎はボルトに加えて周辺容器梁に圧縮切梁で固定したためすべり変形も生じず、完全固定となって、台と1階はほぼ同じ入力となりました。建物は廊下側短柱のせん断破壊、教室側柱の付着破壊、中央独立柱の曲げ圧縮破壊の順に、柱の脆性的な破壊が連続的に生じて(写真7)、両側耐震壁と残存軸耐力で鉛直軸力を支持する状態に達して、構造物としてはほぼ崩壊状態に至りました。上部構造の最大応答層せん断力(ベースシア)係数は耐震診断による計算値を大きく上回り、変形角1/100付近で1.3に達しました。



写真6 既存RC試験体 被災状況(X1構面 Run4)



写真7 既存RC試験体 被災状況(X1構面 Run6)

2体目の耐震補強試験体も、既存RC試験体と同様、Run4では基礎すべりが生じて入力低減効果があり、応答変形も小さく(1/666)、被災度は軽微に近い小破であり、Run4後に基礎レベルでの静的載荷試験を行い、摩擦係数を確認しました。

Run5では、基礎は外スパン(Y1,Y4)をボルトおよび鉄骨梁でスウェイ変形を固定し、中央スパンを固定せず、浮上り変形を許容しました。耐震補強の効果によりほぼ弾性的な挙動を示しつつ、コンクリート部材による減衰効果もあり、100%入力に対して応答変形は十分小さく1/588程度に留まりました。以下最終加振まで基礎はこの状態としましたが、浮上り変形は極めて小さい瞬間的な変形(最大でも10mm程度以下)に留まり、明らかな浮上り崩壊形は形成されませんでした。Run6ではJMA Kobe120%、Run8ではJR鷹取120%相当(Y方向NS)、Run13ではBCJ-L2210%相当(Y方向のみの入力)、など可能な最大レベルまで入力しましたが、ほぼ弾性的な挙動でした。応答最大層せん断力係数は1.7に達しました。

Run15では、振動数を共振振動数5.0Hz付近から徐々に低下させて1.0Hzまでに低下させるsine波により塑性応答変形が漸増するような入力により、最大耐力、変形能力を確認しました。変形角1/50付近で最大応答せん断力係数は2.0に達して、ブレースの座屈が生じ、耐力低下しました。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ました。一方、新詳細による接合部はブ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ました。

表 6 入力地震動、基礎条件と試験体の応答

既存 RC 試験体						
Rn	日付	地震動	基礎条件	被災度	Cy max	Ry max
1	9/25	Kobe 10	非固定	無被害	0.13	1/5000
2	9/25	Kobe 25	非固定	軽微	0.28	1/2000
3	9/27	Kobe 50	非固定	小破	0.60	1/700
4	9/29	Kobe 100	非固定	小破	0.96	1/250
5	10/2	Kobe* 75	ボルト固定	中破	1.08	1/180
6	10/2	Kobe**100	完全固定	倒壊	1.30	1/20
補強試験体						
Rn	日付	地震動	基礎条件	被災度	Cy max	Ry max
1	10/23	Kobe 10	非固定	無被害	0.10	1/10000
2	10/23	Kobe 25	非固定	軽微	0.30	1/5000
3	10/23	Kobe 50	非固定	軽微	0.49	1/2000
4	10/27	Kobe 100	非固定	小破	0.87	1/666
5	10/30	Kobe 100	部分固定	小破	1.14	1/588
6	11/1	Kobe 130	部分固定	小破	1.33	1/344
8	11/1	Takatori120	部分固定	中破	1.56	1/250
13	11/6	BCJL2,210	部分固定	中破	1.69	1/125
15	11/6	Sine wave	部分固定	倒壊	2.00	1/30

表 6(注)

\*) 入力目標は 100% であったが実入力レベルは 75% 相当となった。

\*\*) 入力目標は 130% であったが実入力レベルは 100% 相当となった。

ボルト固定：高力ボルトで締め付けたが、多少のスウェイは生じた。

完全固定：ボルト固定と周辺反力梁による固定

部分固定：スウェイ固定、ロッキング許容(中央スパン(Y2,Y3)は非固定, 外スパン(Y1,Y4)はボルト固定と周辺反力梁による固定)

被災度:被災度判定基準<sup>9)</sup>による損傷度

Cymax: Y 方向 1 階層せん断力の最大応答(せん断力係数)

Rymax: Y 方向 1 階層間変形の最大応答(変形角, Rad)

### 2.2.5 実験結果の考察

既存 RC 試験体の Y 方向層せん断力と 1 層水平変形角の Run4~6 における復元力特性を図 10 に示します。

基礎が滑動した Run4,5 における最大応答変形およびせん断力係数は、Run4 では 1/250 と 0.96、Run5 では 1/180 と 1.08 でした。Run5 については入力はやや小さくなった影響もありますが、Run6 の実験結果と比較すると、この場合も上部構造の応答は基礎の滑動により明らかに低減していると推定されます。これらの Run4 および 5 における、基礎せん断力係数と基礎滑り変形の復元力特性をそれぞれ図 11、図 12 に示します。なお、履歴曲線には Y 方向の荷重-変形関係を点線で、鉛直方向の加速度による自重の時刻歴変動、主軸方向の滑り変形を考慮した荷重-変形関係を実線で示します。

Run4 では最大 80mm、Run5 では 30mm 程度の滑り変位が計測されました。Run4 の復元力特性は摩擦振動を含む非定常な形状で、基礎の滑り方向も Y 方向以外にも生じています。これは基礎が静止状態から滑動開始する基礎水平せん断耐力は高いが(摩擦係数 0.6~0.7 相当)、繰返し荷重を受けて交互に滑動する場合は非常に低い耐力で(摩擦係数 0.4 相当)

滑っていることが原因として考えられます。履歴には滑動中に垂直抗力(自重)の変動により摩擦抵抗力が変動する部分も見られました。また基礎滑り-静止間で応答せん断力が隆起している部分が多々あり、これは、定量的には評価できていませんが、基礎鉛直加速度および鉛直変形と位相が概ね対応していることから、基礎界面の剥離が影響していると考えられます。

Run5 において基礎は振動台にボルト固定しているため、鉛直方向に変形していません。Run5 の基礎水平せん断力は加振中に変動することなく(摩擦係数で 0.7 相当)、滑りの方向も Y 方向に集中していました。これら実験結果の対比から、鉛直方向の入力加速度と基礎変形自由度が基礎滑り性状に大きく影響を及ぼしたと推察されます。

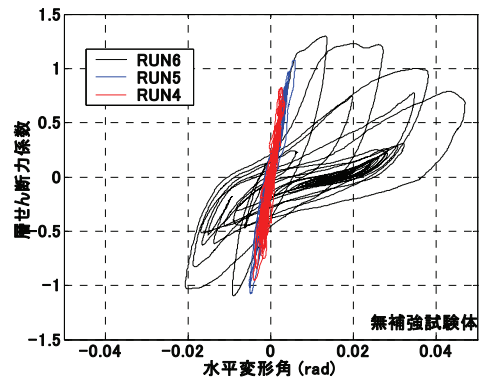


図 10 1 層 Y 方向復元力特性(Run4~6)

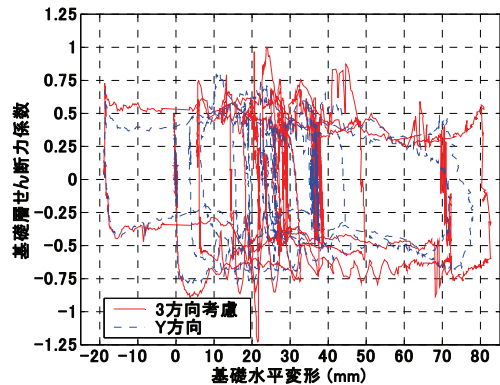


図 11 基礎 Y 方向復元力特性(Run4)

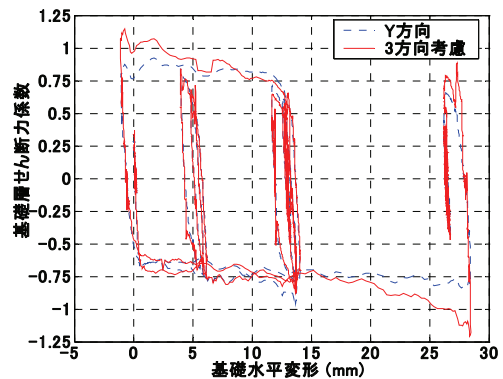


図 12 基礎 Y 方向復元力特性(Run5)

Run4 後、基礎底面の静摩擦係数を特定するために、基礎の静的漸増載荷試験を行いました。図 13(a)に示すように周辺土を掘削し、100ton 油圧ジャッキ、ロードセル、支圧板、圧縮切梁を基礎側部 3 ヶ所に設置して、外周梁との接点を固定支持点として基礎を水平に載荷しました。載荷方法は Y 方向正負に単調載荷とし、試験 1 回目は土圧が大きくかかる正方向、2 回目は負方向に載荷して、基礎を加振前の定位置に戻した。基礎-外周梁間の載荷方向の相対変形を Y1, Y4 構面のジャッキ載荷位置および反対側構面で計 6 ヶ所を計測し、平均値を代表滑り変位としました。

静的載荷試験における水平せん断力と基礎滑り変位の関係を図 13 に示します。試験体基礎は概ね摩擦係数 0.7 程度の水平外力で滑動を開始し、その後一定の周期で摩擦係数 0.1 相当の急激な荷重の低下を繰り返しています。これは静・動摩擦係数の差であると考えられます。荷重外力は対面受動土圧により全体的には変形に応じて漸増し、摩擦係数で 0.85 程度の最大値を示しました。

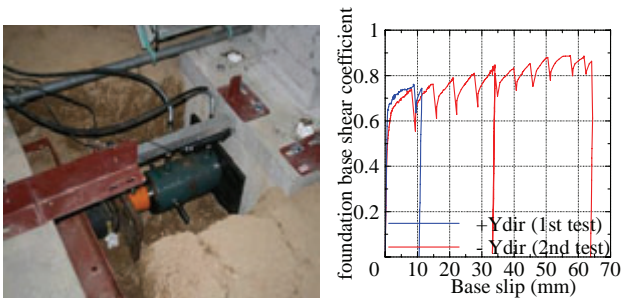


図 13 基礎の静的漸増載荷試験

## 2.2.6 まとめ

平成 18 年度の実大 3 層鉄筋コンクリート建物の振動実験では、直接基礎の底面摩擦および近傍側面土圧を模擬しうる容器により基礎の固定度と補強効果に関する実験を行い、その結果、既存建物、補強建物、基礎に関して、以下のような現象を明らかにしました。

- (1) 既存 RC 試験体では、耐震診断における計算、通常の保有水平耐力計算よりもかなり高い強度が確認されました。この理由としては、診断や設計の計算が相当安全側であることのほか、動的載荷によって明らかになった載荷速度の影響が考えられます。
- (2) 大加速度入力時には基礎のスウェイにより振動台と 1 階床では入力地震動が大きく異なり、上部構造の損傷は基礎固定時より大幅に低減することが確認されました。非線形効果を含むスウェイの上部構造の損傷低減に対する効果は従来考えられてきた相互作用効果よりもかなり大きいものになる可能性があることが実証されました。
- (3) 外付け耐震補強の有効性、および新しい接合部詳細のより安定した挙動が検証されました。基礎固定時には既存 RC 試験体は短柱のせん断破壊により崩壊に至りましたが、外付け鉄骨ブレース補強することにより、さらに大きな過大入力に対しても弾性的な安定した挙動を示しま

した。また、PC 圧着梁を用いた新型の補強詳細は従来の補強詳細と比較して座屈破壊以降もより安定した挙動を示すことが確認されました。

以上の実験結果は、従来の実験や解析では予測が困難であったいくつかの新しい現象を含むものであり、今後の詳細な解析結果と合わせて、設計用地震動を大きく上回る地震動入力に対しても安全性を保證する耐震設計法の考え方、耐震診断や耐震補強の判定の考え方などに反映されていくことが期待されます。

## 2.3 数値シミュレーション解析

平成 17 年度実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験を対象に、耐震壁および腰壁構面の短柱に耐力劣化型モデルを開発して適用し、振動実験による破壊過程を数値解析によって再現しました。また、材端ばねモデル、ファイバーモデルなどの既往の部材モデルによる数値解析結果とも比較して提案した解析モデルの妥当性を検証しました。

### 2.3.1 解析方法

構造物は部材レベルでモデル化しました。柱、はりおよび袖壁付き柱は線材で、耐震壁のみを面材でモデル化しました。特に、本試験体は Y 方向が異種の構面で構成されており、それぞれ異なる破壊モードを示していることから腰壁構面短柱および耐震壁には耐力劣化型モデルを、純フレームの長柱には材端ばねモデルを、また、直交構面の袖壁は 3 軸の相互作用の考慮できるファイバーモデルを用いるモデル化を基本形にしました。

短柱に適用した耐力劣化型柱モデルの特徴は、2 つの節点を持つ 1 本の線材を、塑性ヒンジ領域に相当する位置に内部節点を設けて 3 本の線材に分割した後、それぞれの線材を面材要素に変換し、線材では考慮できない平面応力-平面ひずみ関係に基づく 2 軸応力状態から曲げ-軸-せん断力の相互作用を考慮していること、さらにコンクリートの構成則には直交引張ひずみの影響によるコンクリート圧縮強度の軟化効果を考慮していること、です。以上により、せん断補強筋の降伏、あるいは、コンクリートの圧縮破壊による耐力劣化性状を模擬することが可能になります。

耐震壁に適用した耐力劣化型モデルでは境界部材である側柱を軸ばねでモデル化し、境界ばりの曲げ剛性は剛と仮定しました。壁板には 1 つの 4 節点アイソパラメトリック平面要素を用いてモデル化し、ガウス積分点で評価されるコンクリートおよび鉄筋の応力-歪関係から柱のモデルと同様に曲げ降伏以降のせん断耐力の劣化もが模擬されます。

純フレームおよび比較のため用いた従来型の材端バネモデル、袖壁に適用したファイバーモデルでは、このような耐力劣化性状は再現されません。

梁および X-Z 平面に対する柱の挙動に関しては材端ばねモデルを用いて曲げ挙動のみをモデル化しました。特に、はりの剛性および強度（ひび割れ、降伏）の算出時にスラブの有効幅と腰壁の高さを考慮しました。基礎の支持条件では、ロ



ードセルの剛性を無視して基礎固定としました。

数値積分法としては Newmark -  $\beta$  法 ( $\beta = 1/4$ ) を用い、積分の時間刻み、 $\Delta t$  を 0.01 秒として解析を行った。また、減衰は瞬間剛性比例型で減衰係数を 0.03 と設定しました。

### 2.3.2 解析結果

振動台で計測された加速度記録(25, 50, 100%入力)を連続に入力した時の 100%入力時の動的解析の結果を実験結果とともに図 14 に示します。図中の●, ■, ▲はそれぞれ最大ベースシヤ(1 層せん断力)記録時、腰壁構面内側短柱( $X_1Y_2$ )のせん断破壊時、1 層層間変位が最大値を記録した時間を表します。

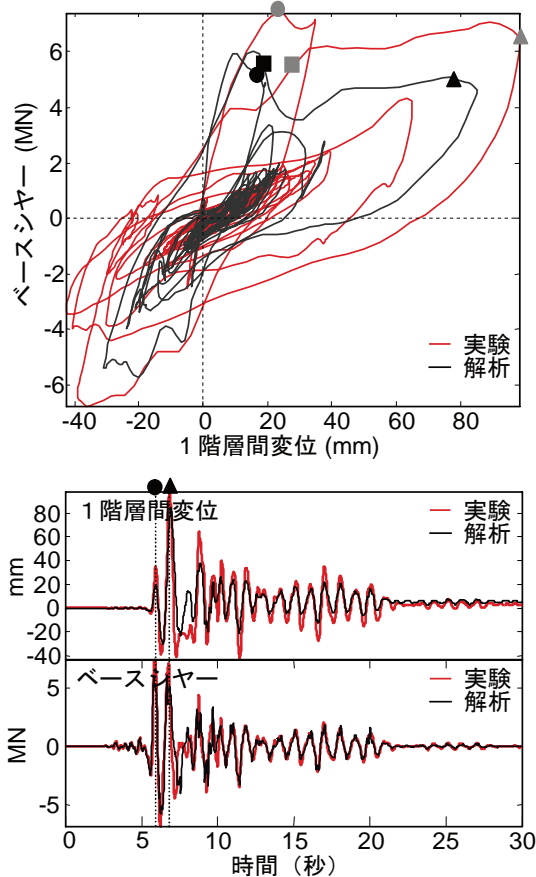


図 14 実験結果と解析結果の比較

最大耐力記録時は(●)、実験では腰壁構面内側短柱( $X_1Y_2$ )の腰壁高さに相当する部位に曲げひび割れが観察されましたが、解析結果が実験結果にやや先行しています。その後、短柱がせん断破壊した時刻(■)の前後においては解析結果と実験結果の履歴にやや大きな相違がみられます。最大耐力を記録した後1秒が経過した時点では、実験では最大変位を記録し、耐震壁の壁板からは斜めせん断ひび割れが鮮明に観察されたのに対して(▲)、解析結果ではまだ最大変位に達しておらず、その発生時間の順序は最大耐力の場合と逆転しています。また、最大耐力は解析結果が実験結果を明らかに下回っており、これらの点に関しては解析モデルの精度は必ずしも十分ではありません。しかし、それぞれ

の時刻歴では大きい位相のずれはみられず、実験結果と解析結果は大局的には良好な対応関係を示しているといえます。なお、ここには示しませんが、従来のモデルやほかのパラメータによる解析では実験と解析の相違はさらに大きくなります。また、以上の解析は実験前の予備解析から本質的な変更は加えていません。したがって、現時点での最新の解析手法は、耐力劣化性状や詳細な部材応答性状も含めて一定の精度で実験を模擬しうるものであると考えています。

### 2.4 鉄筋コンクリート建物実験のまとめ

「鉄筋コンクリート建物実験」では、E-ディフェンス実大震動実験を中心とした研究を行いました。

- (1) E-ディフェンス実大震動実験により、三次元極大地震動による構造物の崩壊に至るまでの挙動、非構造材の損傷、什器の応答などが再現可能であることを示し、入力や計測など今後の実大実験手法の基礎技術を確立しました。
- (2) E-ディフェンス実大震動実験では、旧基準(1970 年代)建物の極大地震に対する脆弱性や外付け耐震補強の有効性を実証しました。広く研究成果を普及することにより、耐震補強の一層の推進に努めていきます。
- (3) E-ディフェンス実大震動実験では、従来の実験や解析では予測が困難であったいくつかの新しい現象を含むものでした。今後の詳細な解析結果と合わせて、設計用地震動を大きく上回る地震動入力に対しても安全性を保証する耐震設計法の考え方、耐震診断や耐震補強の判定の考え方などに反映されていくことが期待されます。
- (4) 現時点での最新の解析手法は、耐力劣化性状や詳細な部材応答性状も含めて一定の精度で実験を模擬しうるものでした。数値解析の精度をさらに高めるために、実験で得られたデータをベンマークとして今後も活用していきます。

### 2.5 参考文献

- 1) 壁谷澤寿海, 松森泰造ほか: E-ディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 1~7, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.685-698, 2006.9
- 2) 松森泰造, 白井和貴, 壁谷澤寿海: 大型振動台による鉄筋コンクリート耐震壁フレーム構造の耐震性に関する研究 - 実大 6 層試験体と 3 次元振動台実験結果の概要 - 日本建築学会構造系論文集, No.614, pp.85-90, 2007.4
- 3) 壁谷澤寿海, 壁谷澤寿一, 松森泰造ほか: 実大 3 層 RC 建物の振動実験 その 1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 2007.9
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1975
- 5) 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.
- 6) 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
- 7) 文部省: 学校施設の耐震補強マニュアル(RC 造校舎編), 1996

### 3. 地盤基礎実験

地震被害は、地盤に関係する被害が非常に多いため、地盤に係わる構造物の防災性向上は重要です。地盤被害として大きな研究課題の一つとなったのが1995年兵庫県南部地震における液状化および側方流動による護岸崩壊とその背後の構造物基礎破壊であります。これまで、これに関して様々な手法による検討がなされてきており、また被害の調査結果は数多くみられますが、どのような課程で被害が発生したかの観測データがないため、その現象を十分に解明できたということには至っていません。実大三次元震動破壊実験施設(愛称:E-ディフェンス)は、これまでにない規模の大型実験が可能な実証実験装置であり、これにより実大規模の側方流動現象とか地盤と建物をモデル化した土槽実験を実施して、現象解明のための実証データを取得することより、地盤の防災性向上の新しい研究手段としての活用が期待されています。

E-ディフェンスの実験研究において、地盤と基礎の地震時耐震性に関して取り組むべき研究課題は非常に多く、新潟地震や兵庫県南部地震の被害をみてもわかるとおり、地盤の液状化に関わる課題はその被害が非常に広範囲にわたり、発生件数が多いということから、今や国民的関心事となっています。地盤の液状化に関わる研究課題としては、「側方流動に伴う護岸とその背後の杭基礎の破壊メカニズム解明」および「水平地盤における杭基礎の破壊メカニズム解明」が重要であるため、E-ディフェンスで対象とする地盤・基礎実験の研究としては、この2つの課題に取り組むこととしました。

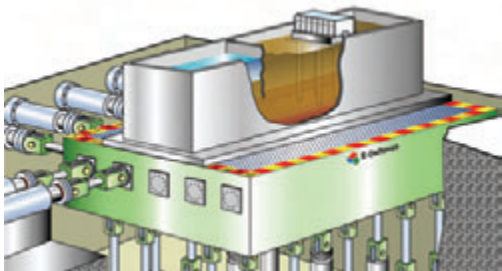


図1 側方流動に伴う護岸とその背後の杭基礎の実験

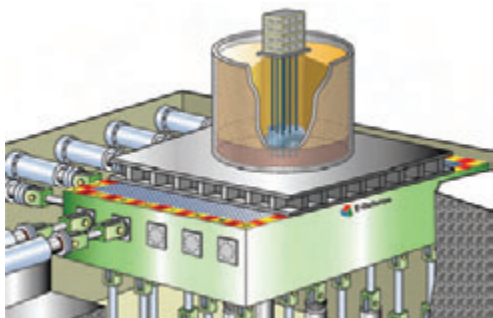


図2 水平地盤における杭基礎の実験

本プロジェクトは、平成14年度から平成18年度までの5年間です。E-ディフェンスの稼働開始が平成17年度からなので、平成14年度から平成16年度の3年間は、これまでにない大規模な実験となる E-ディフェンスでの地盤実験を確実に実施するための準備研究として、既存の振動台を利用して E-ディフェンスでの実験で想定される大きさの1/4程度の土槽実験とその数値シミュレーション、E-ディフェンスによる実大土槽実験計画の作成と土槽実験のための施設整備の検討を行いました。平成17年度と18年度の2年間は、E-ディフェンスの実大実験を中心とし、さらにその数値シミュレーションと地盤評価技術の検討を実施しました。

#### 3.1 準備研究(平成14~16年度)

##### 3.1.1 既存振動台による側方流動実験<sup>1)</sup>

E-ディフェンスでの実験を実施するための事前研究として、側方流動における杭基礎の破壊を対象とした E-ディフェンスの実験で想定する1/4程度の規模の側方流動実験を行いました。実験は、剛体土槽(内寸:長さ 4.0m、幅 1.0m、深さ 2.0 m)に矢板護岸を有する砂質土盤モデルを作成し、護岸の背後地盤に杭基礎モデルを設置し、これらを水平(護岸平行方向のみ、護岸直角方向のみ)または水平・鉛直の2方向に加振しました。実験における試験体の状況を写真1に示します。実験結果の一例として、杭本数9本、上部構造物の質量170kg、護岸平行方向に正弦波20波の約400Gal を加振した実験結果を図3に示します。結果として、地盤の液状化による側方流動が発生し、護岸は約64cm と大きく変位し、それに伴って杭基礎構造物も変位させることができました。



写真1 側方流動実験における試験体(加震前)

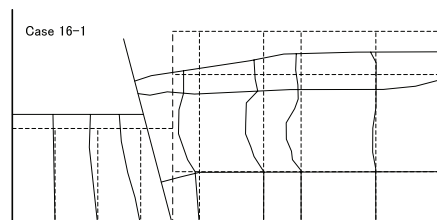


図3 側方流動による地盤の変状(加震後)

実験では、加振方向、上部構造物の質量、地盤の相対密度、杭本数を変化させることにより、H14~H16の3年間に合

計9ケースの実験を実施し、これらが上部構造物や地盤の流動変位の応答、杭基礎に作用する地盤流動圧に与える影響等を把握するとともに、杭基礎と地盤の相互作用を詳細に検討しました。

### 3.1.2 既存振動台による水平地盤の杭基礎実験<sup>2)</sup>

地盤および構造物の地震時の安全性を解明するためには、地盤の三次元的な挙動解明が不可欠であるとともに、地盤と構造物の動的な相互作用を実験的に明らかにすることが極めて重要です。E-ディフェンスでの実大実験でもその現象を解明することがねらいです。その予備研究として、E-ディフェンスの実験で予定している円形せん断土槽を用いた杭-地盤系の三次元振動実験を実施し、多方向入力(水平面内の2方向振動、水平及び鉛直振動)が、地盤の剛性や杭の剛性が動的破壊挙動に及ぼす影響を解明するための詳細なデータを蓄積すること、及びEディフェンスでの実験計画に資する知見を得ることを目的とし実験を行いました。

実験に用いた円形せん断土槽は、写真2に示すように内径1.8m、高さ1.5mの円形です。実験は、図4に示すような杭-地盤-構造物モデルに対して、加振方向(水平一方向、水平二方向、水平上下三方向)、加振加速度、構造物の固有周期、地盤の相対密度、地盤の種類(乾燥砂、飽和砂)を変化させることにより、杭基礎と地盤の相互作用を詳細に検討し、通常的设计で考慮される一方向の地震に対する応答と二方向の地震による応答がどの程度の差があるかを把握するため、H14~H16の3年間に合計16ケースの実験を実施しました。



写真2 せん断土槽の外観と土槽表面の構造物設置状況

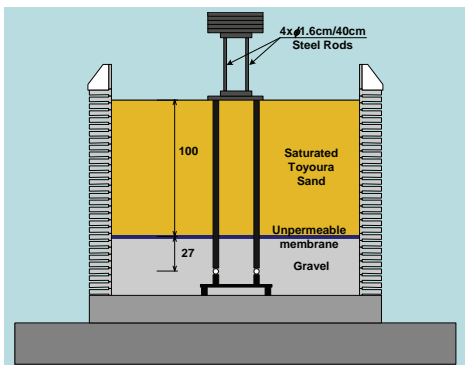


図4 実験に用いた杭-地盤-構造物のモデル

実験研究の結果として、一方向の地震よりも二方向の地震による応答が杭基礎に与えるダメージが大きいことが分かりま

した。また地盤の三次元挙動及び杭基礎と地盤の相互作用を詳細に検討するためのデータを取得するとともに、円形せん断土槽自体のロッキングの程度など E-ディフェンスの土槽製作に有益な情報を得ることができました。

### 3.1.3 側方流動実験の数値シミュレーション<sup>3)</sup>

三次元有効応力解析手法を用い、既存振動台による側方流動の土槽実験の予測を行うため、地盤-基礎の有限要素モデル作成(図5)、地盤の材料定数の設定、三次元数値シミュレーション、解析結果の整理および考察を行いました。数値シミュレーションの対象としたのは、護岸平行方向加振ケースのうちフーチングを有する平成14年度から16年度にかけて実施した実験です。

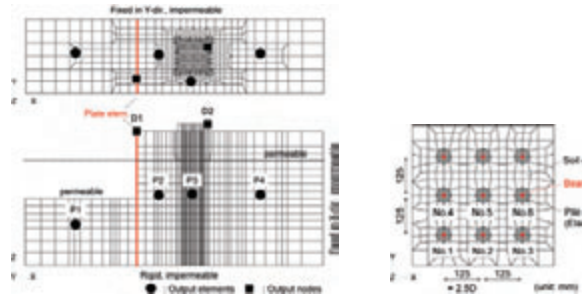


図5 三次元数値シミュレーションの有限要素モデル

三次元有効応力解析によるシミュレーションを行った結果、側方流動現象を定性的に再現できました。フーチング変位・杭の曲げモーメントについては実験とほぼ一致しましたが、矢板変位は過小評価になりました。ここで実施した数値シミュレーションは、E-ディフェンスの実験計画に有益な資料を取得できました。

### 3.1.4 水平地盤実験の数値シミュレーション<sup>4)</sup>

準備研究として実施した既存の振動台による水平地盤の杭基礎実験のシミュレーション解析を行い、実験結果との比較を通して三次元有効応力解析技術の妥当性・適用範囲等の知見を得ること、及び三次元有効応力解析コードの高度化を図るとともに、E-ディフェンスでの土槽実験の計画作成ための知見を得ることが目的です。

図6に三次元有効応力シミュレーション解析のモデルを示します。適用した解析コードはDYNAFLOWです。二層地盤の実験を対象に、パラメトリック解析を行いました。

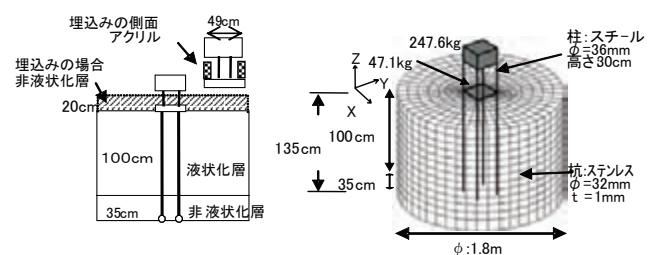


図6 三次元数値シミュレーションの有限要素モデル

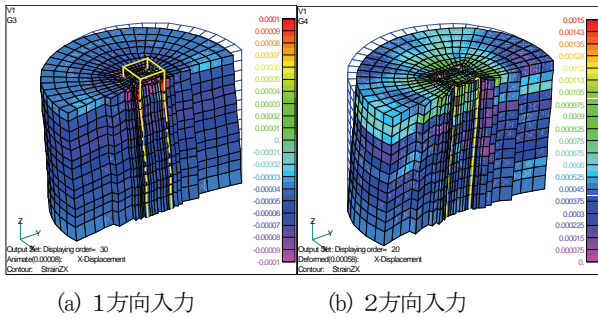


図7 水平地盤実験の三次元数値シミュレーションの結果

解析結果は実験結果と良い対応を示し、実験結果を再現できることが分かりました。多くの実験モデルに対して解析を実施したことにより、E-ディフェンスでの土槽実験の計画に対して有効な情報が得られました。特に三次元解析の既往研究例が殆どない杭の軸力変動に対する上下入力の影響を定量的に明らかにしました。

### 3.2 大型土槽実験の設備製作

#### 3.2.1 土槽実験における基本方針

E-ディフェンスでこれまでにない大型土槽実験を行うためには、どのような材料を用い、どのような方法で地盤を、どこで作成し、どのように運ぶかと言ったことを検討しておく必要があります。そのため、平成14年度から平成16年度にかけて、E-ディフェンス土槽実験に関する検討を行って基本方針を決定するとともに、大型土槽の基本設計と実施設計を行い、平成17年度に大型土槽実験の設備の製作を実施しました。

E-ディフェンスで大型土槽実験を行うにあたっては、土槽実験の震動台占有期間をできるだけ短くし、震動台上での地盤作成は行わないこととしました。そのため、大型の地盤モデルを震動実験棟の外で作成し、超重量物の運搬装置にて、震動実験棟まで運搬する方法をとることとしました。また、E-ディフェンスでは、搭載質量1,200ト、幅15m×長さ20m×高さ20mという制限のもとに実験を行うことができますが、もう一つの制限として天井クレーンの吊り上げ重量800ト(400トクレーンが2基)があります。土槽試験体の震動台へのセットとリセットを短時間で効率的に行うためには、地盤実験の土槽を吊り上げる必要があり、天井クレーンの能力以下とするところが要求されます。土槽を吊り上げるために剛性の高い底板が必要であり、これは100ト程度のもとなります。土槽側壁を含んで土槽全体で約150トとすると、地盤は600～650ト程度が最大となります。従って、体積は単位体積質量を $2t/m^3$ とすると $300\sim 325m^3$ であり、目安として立方体を考えると、一辺が約7mの地盤を作成することができます。勿論、地盤の実験では、対象とする研究内容で土槽の形状はさまざまな形が必要となります。また、これまで地盤の震動実験では一方向の加振がほとんどでしたが、耐震性の実証という観点からは、実際の地震と同じように三方向の加振実験も必要であると考えられ、それを考慮して土槽を製作することとしました。

#### 3.2.2 大型土槽実験の設備の製作<sup>5)</sup>

E-ディフェンスで実施する大型の土槽実験は、液状化に伴

う側方流動の実験、それと水平地盤の杭基礎の実験の2つのテーマに取り組むこととし、そのために必要な土槽実験設備を検討しました。

液状化に伴う側方流動の実験では、護岸とその背後地盤の流動変形を再現するためには、護岸方向よりも護岸法線方向の長さが重要なので長さを16mとし、幅4m、深さ5mの直方体の剛体土槽(質量約150ト)を製作することとしました。

地盤が地震時にせん断振動することを考慮すると、剛体土槽よりもせん断土槽の方が好ましいと考えられますが、地盤飽和のための真空圧に耐える構造にし易いことを考慮して剛体土槽とし、地盤の流動変形による側方壁との摩擦低減は、ゴムメンブレンにより対処することとしました。



写真3 液状化に伴う側方流動実験の剛体土槽

水平地盤の杭基礎の実験では、水平二方向の地震動入力による杭の破壊の影響を把握する必要があると考え、円形のせん断土槽としました。サイズは内径8m、深さ6.5m、土槽底板部は約100ト、可動部のせん断リングは総数40段で約50トです。大型円形せん断土槽の外観を写真4に示します。せん断リング間は、リニアベアリングを二方向に組み合わせ摩擦抵抗を極力小さくしました。さらに、土槽上部への足場と変位測定用不動梁を兼ねた外部架構(質量約70ト、脱着可能とするためボルト止め)を設置することとしました。



写真4 大型せん断土槽の外観

#### 3.2.3 大型土槽の作成法と飽和装置

大型土槽実験では、側方流動実験、水平地盤実験ともに液状化実験が可能であるようにする必要があります。大型の飽和地盤を作成させる方法は、幾つか考えられます。比較的大型土槽実験であるつくばでの地盤実験では、最も低費用であり現実的な方法として、土槽に水を張っておき、できるだけ空気を巻き込まないように水面近くで砂を落下させ、砂を水中沈

降させる「水中落下法」を採用していました。しかし、この方法では地盤の相対密度が 40～45%のものしか作成することができず、作成された地盤の飽和度に不明確さが残ります。E-ディフェンスの土槽実験では、緩いものから密な地盤までが作成可能である方法として、地盤を一定の層厚で敷きならし、締固め回数による密度管理を行うことにより地盤作成を行うようにしました。地盤飽和については、十分に高い飽和度が得られる方法として、「真空飽和法」を用いることにしました。剛体土槽の場合、土槽の上部に真空圧に耐えられる剛性の高い蓋を設置し、土槽内の空気を脱気して、地盤の下部から脱気水を浸透させる方法としました。円形せん断土槽の場合は、写真5に示すように茶筒の蓋のような大きな容器(内径:約10m、高さ:70、質量約120ト)を製作して土槽にすっぽりとかぶせ、内部の空気を脱気して、土槽下部から脱気水を浸透させる方法としました。また、地盤を飽和させるための脱気水を作るために、容量27m<sup>3</sup>の耐圧タンクを2個装備しています。



写真5 真空飽和用の蓋の設置状況

平成17年度と平成18年度に E-ディフェンスで液状化を含めた大型土槽実験を実施しました。大型土槽実験の設備として製作した円形せん断土槽、剛体土槽および真空飽和装置は、当初目標とした性能を発揮しました。

### 3.3 E-ディフェンスによる実大土槽実験(平成17～18年度)

E-ディフェンスでの実大土槽実験は、「水平地盤の杭基礎の実験」と「液状化に伴う側方流動実験」のテーマであり、表-2に示すように2年間でそれぞれ2回の実験を行いました。

表1 E-ディフェンスにおける土槽実験ケース

	平成17年度	平成18年度
水平地盤の杭基礎の実験	非液状化地盤(乾燥砂)、杭基礎(9本)	液状化地盤(飽和砂)杭基礎(9本)
液状化に伴う側方流動実験	矢板護岸 背後に杭基礎(6本)	ケーソン護岸 背後に杭基礎(6本)

#### 3.3.1 水平地盤の杭基礎の非液状化実験<sup>6)</sup>

実験目的は、実大規模の杭基礎の大特地震時における破壊メカニズム解明(地震時のどの時点にどのような力が作用するか)です。さらに構造物慣性力と地盤変形が杭応力に及ぼす影響の評価です。また土槽製作後、最初の実験であるた

め、大型のせん断土槽が期待したせん断振動をするかどうかの確認をすることも一つの目的として、平成17年度は繰り返し加振が可能な、非液状化地盤(乾燥砂)を対象に震動実験を行いました。

写真6に水平地盤実験の試験体の外観、図8に試験体図を示します。実験には、円形せん断土槽(内径:直径8m、高さ6.5m)を使用しました。地盤深さは約6.4mです。

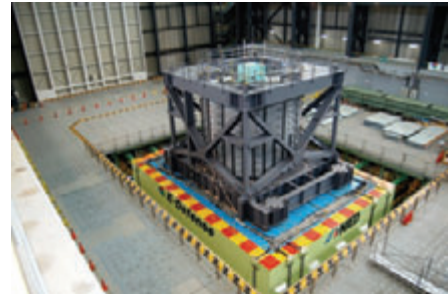


写真6 水平地盤の杭基礎実験の試験体外観

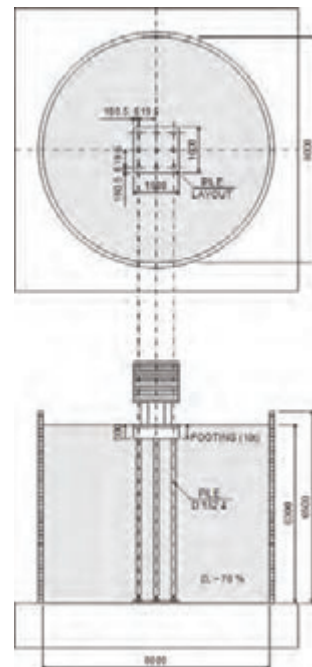


図8 水平地盤の杭基礎実験の試験体図

実験は、試験体の固有周期と地盤の卓越周期の違いによる挙動に着目し、表2に示しますように構造物の固有周期を変化させ、実験ケースAからEの5種類を設定しました。

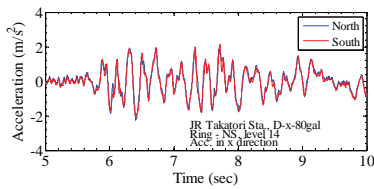
計測は、加速度計(197台)、速度計(4台)、変位計(37台)、ひずみゲージ(524台)、杭下端荷重計(27台)および土圧計(68台)を総数857個設置しました。加えて、試験体の動きをカメラの映像によって測定できる三次元変位計測システムにより、構造物や土槽等の変位を計測しました。

震動台加振は、各構造物のモデルに対して周波数特性の異なる3種類の地震波(兵庫県南部地震のJR鷹取波、TAFT波、鳥取県西部地震赤碓波)を、実験ケースAからEの5種類に対して杭が塑性化しないように加振しました。また、最後に実施した実験ケースEでは、JR鷹取波の実記録と同じ大きさで加振して杭基礎の破壊実験を行いました。

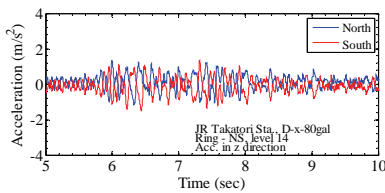
表2 実験ケースの一覧

実験ケース	構造物	フーチング根入れ
A	剛体構造物 フーチングー構造物間に鋼製柱(高さ0.3m)	あり
B	長周期構造物 フーチングー構造物間に免震ゴム柱(高さ0.3m)	あり
C	上部構造物なし	あり
D	短周期構造物 フーチングー構造物間に鋼製柱(高さ1m)	あり
E	短周期構造物 (フーチングー構造物間に鋼製柱(高さ1m)	なし

大型のせん断土槽が期待したせん断振動をするかどうかの確認をするため、せん断土槽のロッキングの状況を検査しました。図9は、X方向(南北)の水平一方向に加振した場合における、せん断土槽のリングトップに設置した、北側と南側、東側と西側の加速度時刻歴を示しています。(a)より、水平加速度は北側も南側もほぼ同一であるが、(b)より鉛直加速度は逆位相で変化しており、土槽が水平加速度の1/3程度ロッキングしていることがわかりました。

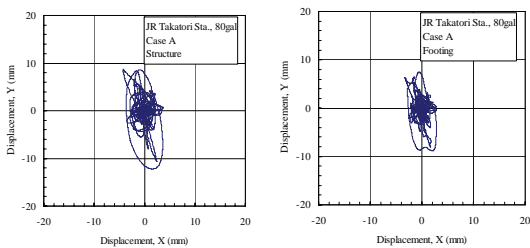


(a) 土槽の北側と南側における水平加速度

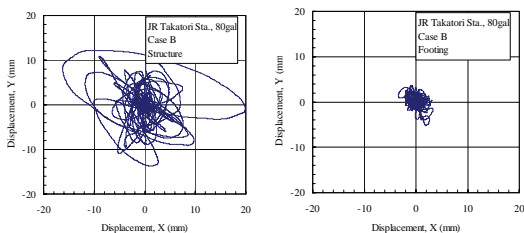


(b) 土槽の北側と南側における鉛直加速度

図9 せん断土槽の加速度時刻歴



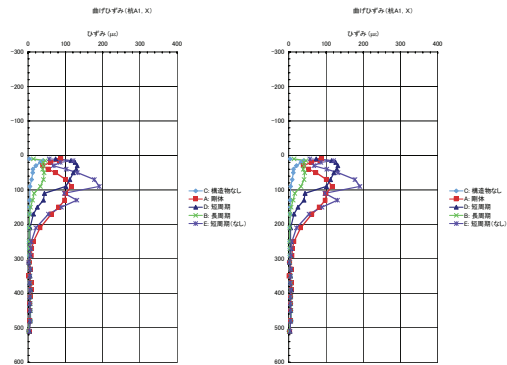
(a) 実験ケースA:剛体構造物



(b) 実験ケースB:長周期構造物

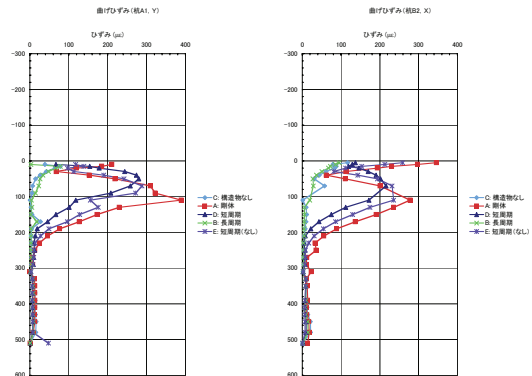
図10 上部構造物およびフーチングの水平方向変位

実験ケースA:剛体構造物と実験ケースB:長周期構造物における水平二方向加振の場合の上部構造物(左側)およびフーチング(右側)の変位を図10に示します。実験ケースAの剛体構造物の場合、上部構造物とフーチングは、両者はほぼ一体となって挙動し、実験ケースBの長周期構造物の場合には上部構造物が大きな変位応答を示しています。このように、構造物の固有周期と柱の剛性により構造物の応答変位は大きな違いを示すことがわかりました。



(a) 南北方向:杭A1(隅杭)

(b) 南北方向:杭B2(中心杭)



(c) 東西方向:杭A1(隅杭)

(d) 東西方向:杭B2(中心杭)

図11 杭の最大曲げひずみ分布

図11に、杭A1(隅杭)およびB2(中心杭)の最大曲げひずみの深度分布を上段に南北方向、下段に東西方向にわけて示しています。杭A1とB2の曲げひずみ分布に大きな差はなく、剛体・短周期構造物ではフーチング直下から1m付近で曲げひずみは最大となっています。長周期構造物及び構造物なしの場合では、曲げひずみの最大はフーチング直下であり、それ以外のほとんどの位置においては曲げひずみが生じていないことが分かります。

最後に実施した実験ケースEでは、JR鷹取波の実記録(目標最大加速度約600Gal)と同じ大きさで加振し、杭基礎の破壊実験を行いました。その結果、杭は地震波の主要動付近で破壊して折損し構造物は大きく傾斜してしまいました。

写真7に、破壊実験の加振実験終了後における構造物の傾斜状況を示しています。地震波の加振による杭の折れ曲がりに伴い、構造物が北東方向に約10度傾いていることがわかります。すべての杭で杭頭に提灯座屈が見られ、写真8に示

すように杭頭から1～1.5mの位置で曲げ破壊による折損が生じていました。



写真7 実験終了後における構造物の傾斜



写真8 実験終了後における杭の折損状況

実験結果により、大特地震による実大規模の杭基礎の破壊を再現でき、その破壊メカニズムとして、地震時のどの時点にどのような力が作用したかのデータを取得でき、さらに構造物慣性力と地盤変形が杭応力に及ぼす影響の評価を把握できました。

### 3.3.2 矢板式護岸の側方流動実験

兵庫県南部地震では、臨海部の液状化発生により護岸が壊滅的な被害を受け、その背後にある杭基礎構造物が大きな被害を受けました。港湾施設は物流の拠点であり、かつ災害発生時には救援・復旧に必要な物資の拠点となります。液状化に伴う側方流動による護岸等の構造物被害と背後地盤にある杭基礎等の基礎構造物の被害を軽減化することは極めて重要であり、地盤地震工学における重要課題となっています。そこで本実験は、液状化に伴う護岸の変形メカニズムと背後地盤にある杭基礎の破壊メカニズムを実大規模で実験的に把握することを目的としています。

実験は、矢板護岸の背後に杭基礎で支持された構造物を想定しており、図12に示すように、内寸で長さ16m、幅4m、深さ5mの土槽に、地盤模型を作成しました。矢板護岸は、鉛直方向長さ3.5mであり、矢板前後の地盤(陸側と水側)の高低差は1.3mです。水位面は、陸側地盤の地盤面より-0.5m(水側地盤の地盤面より+0.8m)としました。地盤は支持層、液状化層、および不飽和層の3層で構成され、陸側地盤高さ4.5mです。背後地盤には、杭基礎、フーチング、構造物を設置しました。杭基礎は、鋼管杭6本で構成されています。計測は、加速度計、変位計、ひずみゲージ、間隙水圧計、土圧、荷重計を総数844台設置しています。

加震実験は、破壊加振1回のみであり、JR鷹取波のNS成分を、震動台の南北方向約600Galと上下方向約200Galを入力

の二方向加振で行いました。

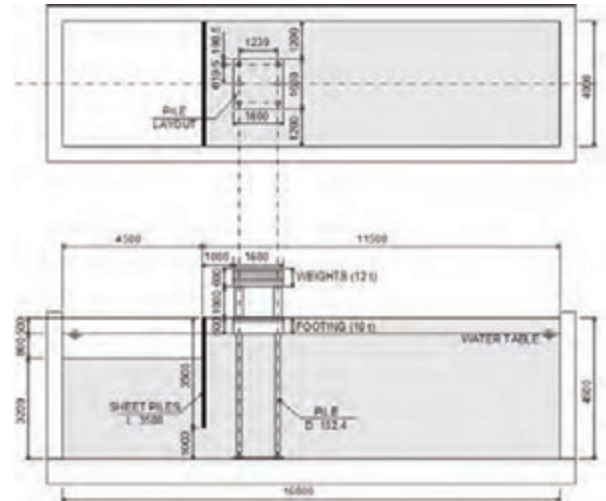


図12 液状化に伴う矢板護岸の側方流動実験の試験体



写真9 側方流動実験の試験体(右側に矢板護岸を設置)

図13は護岸側杭A2におけるGL-230cmの曲げひずみの時刻歴を示しています。杭A2の曲げひずみは、杭が水側へ曲がる方向に増加する傾向を示しながら、大きな震動が終わる約20秒以降も徐々に増加しました。なお、曲げひずみが最大となる位置は、フーチング下部より2m前後であり、フーチング直下部の杭は完全に座屈していました。

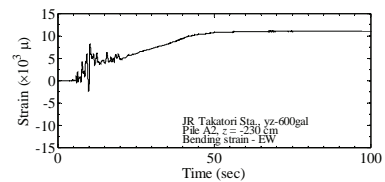


図13 護岸側杭の曲げひずみ(A2杭のGL-230cm)

三次元変位計測による構造物および矢板の変位の時刻歴を図14に示します。レーザ変位計やワイヤ変位計等による一般的な変位計による計測は、本実験のような構造物の動きが非常に大きい場合、適切な計測値を得ることは困難ですが、三次元変位計測は、複数台のカメラによって試験体全体を撮影・計測するため、大変形の計測に適しています。図より、構造物が約0.5m大きく沈んでいることがわかります。

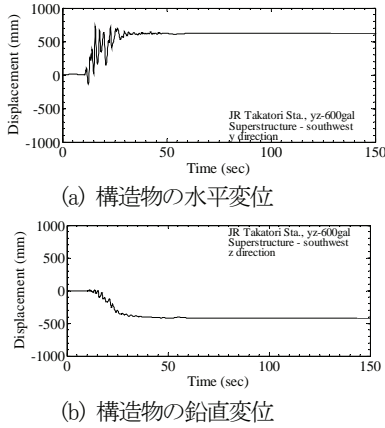


図14 三次元変位計測による構造物の変位

写真10と図15に杭基礎構造物および矢板の加振後の変形状況を示します。杭基礎構造物は水側へ約1.3m移動し、上部構造物が約20度陸側へ傾き、矢板は水側へ約1.1m移動するという、側方流動現象のデータを取得できました。

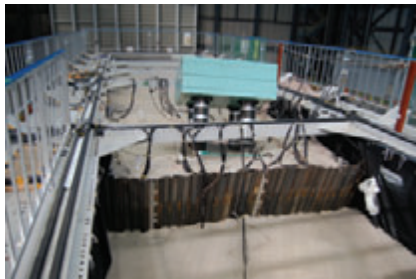


写真10 実験終了後の試験体(護岸前面の水を排水した状況)

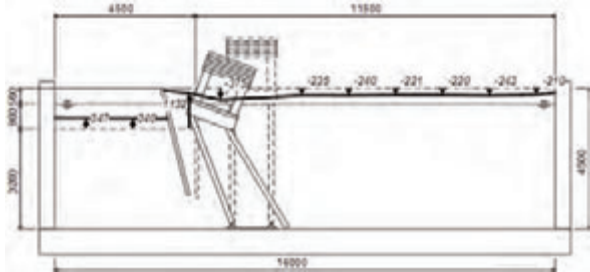


図15 実験終了後の杭基礎と矢板護岸の変形状況

平成17年度に実施したEーディフェンスによる2種類の大型土槽震動実験において、震動による地盤中の杭基礎の破壊挙動や地盤の液状化に伴う側方流動現象を土槽内で再現することができました。水平地盤実験では、9本の杭すべてが杭頭から1~1.5mの地盤中で折れ曲がり、杭の破壊に関する貴重なデータを取得できました。側方流動実験では、地盤が全層にわたって液状化し、構造物と矢板は水側に1m以上移動し、後背地盤も水側へ流動する現象を捉えることができました。地盤中や構造物に設置された計測センサから、これらの現象に関する詳細な計測データや映像を集録できました。

また、平成17年度の実験から試験体作成や実験準備・実施に要する工程についての情報を得ることができたため、これらの知見を平成18年度の実験に反映させ、より適切な実験準備・実施を行うことができました。

### 3.3.3 水平地盤の杭基礎の液状化実験

実験目的は、実大規模の杭基礎の液状化時における地震時破壊メカニズム解明です。試験体は図16に示すように、円形せん断土槽(土槽内有効直径8m、高さ6.5m)で、地盤は土槽底板から約6.3mの高さであり、相対密度が約70%となるように試料砂を乾燥状態で投入して締固めています。構造物は、杭基礎、フーチング、構造物からなり、構造物重量はH17年度非液状化地盤実験時の1/2としました。杭基礎は、鋼管杭で3x3列の9本で構成されています。

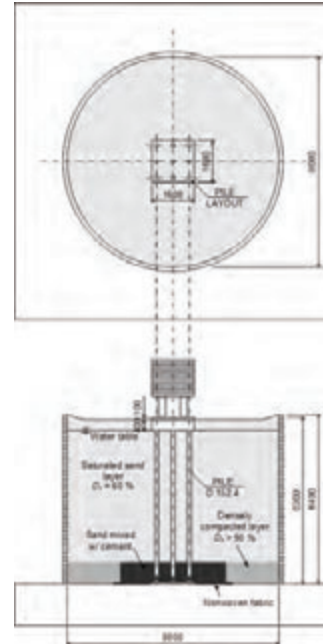


図16 水平地盤の杭基礎の液状化実験における試験体

実験のパラメータとして、液状化時の構造物慣性力と地盤変形が杭に与える応力の影響を把握するため、構造物がない場合(ケースA)とある場合(ケースB)の2種類を設定し、地震波の違いと加速度レベルの違いの影響を検討しました。

表3 実験ケースの一覧

実験ケース	構造物	根入れ	地震波と加速度
A	構造物なし フーチング(10t)	あり	鳥取地震波:30,80,130Gal JR鷹取波:30,80Gal
B	長周期構造物 フーチング(10t)と上部 構造物(14t)の間に柱 (高さ1.0m)	あり	鳥取地震波:30,80,130Gal JR鷹取波:30,80Gal JR鷹取波:300Gal

鳥取地震波30Gal加振、JR鷹取波加振30Gal加振では、実験ケースAおよびBともに、地盤の液状化も発生せず、杭の曲げひずみは $100 \times 10^{-6}$ 程度であり杭基礎は全く健全な状況でした。鳥取地震波130Gal加振、JR鷹取波加振80Gal加振では、実験ケースAおよびBともに、地盤の液状化が発生し、杭の周辺から噴水が見られましたが、杭の曲げひずみは最大 $400 \times 10^{-6}$ 程度にとどまったため、杭基礎は健全な状況でした。

最後に実施したJR鷹取波加振300Gal加振は、液状化時の杭基礎の破壊実験をねらいとしたものでした。その結果、写



真11に示すように、地盤は完全に液状化して杭基礎周辺の地盤から数多くの噴砂・噴水が発生し、杭の周辺地盤は水没しました。杭の曲げびずみは完全に塑性域に達し、フーチングは南側へ45mm、東側へ70mmの残留変位が発生しました。また、実験終了後に地盤を除去した時に、写真12に示すように杭頭部に座屈が発生しており、杭に大きなダメージが生じました。実験結果により、地盤液状化時に杭に大きな応力を発生させる原因を把握するデータが取得できました。



写真11 実験終了後における液状化による地盤の水没

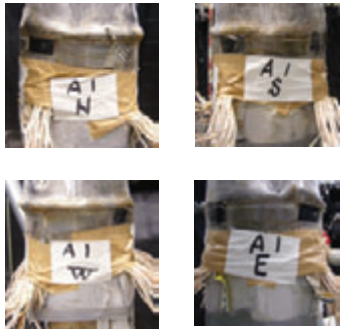


写真12 実験終了後における杭頭部の座屈の状況

### 3.3.4 ケーソン式護岸の側方流動実験

平成17年度には護岸矢板に対する側方流動実験を実施しましたが、平成18年度は代表的な護岸形式であるケーソン護岸に対する液状化に伴う側方流動実験を行いました。

実験は、ケーソン護岸の背後に杭基礎で支持された構造物を想定しており、図17に試験体を示します。ケーソンは高さ2.0m、幅1.2mで、比重は2.2にて作成しました。水位面は、陸側地盤の地盤面より0.5mとしました。地盤は支持層、液状化層、不飽和層の3層で構成され、陸側地盤高さ4.5mです。

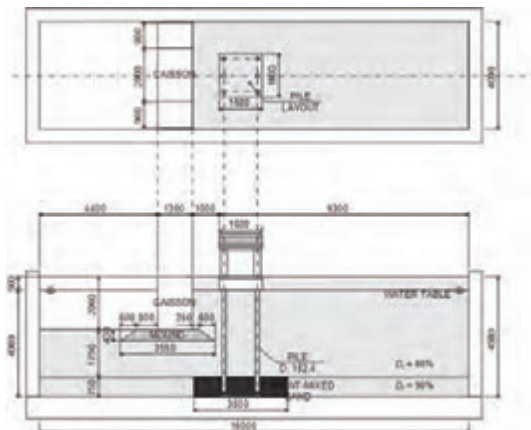


図17 液状化に伴うケーソン護岸の側方流動実験の試験体

背後地盤には、杭基礎、フーチング、構造物を設置しました。杭基礎は、鋼管杭6本で構成されています。震動台加振は、破壊加振1回のみでありJR鷹取波の観測波NS成分を、震動台の南北方向約600Galと上下方向約200Galの二方向加振で行いました。

加振実験により、地盤全体が液状化し、それに伴いケーソンは大きな水平変位を生じ(水側方向に上部で約1.5m、底部で約1.0m)、ケーソンマウンドもケーソン移動に伴って大きな水平方向に変位を生じました。しかし、ケーソン、マウンドとも、鉛直方向にはそれほど大きな変位を生じていません。構造物は、ケーソンの変位とそれに伴う地盤の側方流動により、水側へ傾斜しました(傾斜角は約20度)。これは杭の折損と座屈による損傷によるものであり、すべての杭でフーチング直下に提灯状の座屈を生じ、加えて水側の杭3本では、マウンドとほぼ同じ深度において折れ曲がっていました。

図18に、震動実験後の地盤表面の水平・鉛直変位を示します。地盤表面の鉛直変位は、水側地盤ではそれほど生じていませんでしたが、陸側地盤では約0.25mの沈下が見られました。このことから、陸側地盤の沈下はケーソンの水側への移動に伴ったものがほとんどであると考えられます。

実験結果により、ケーソン護岸の側方流動による破壊メカニズムに関するデータを取得できました。



写真12 実験終了後の試験体

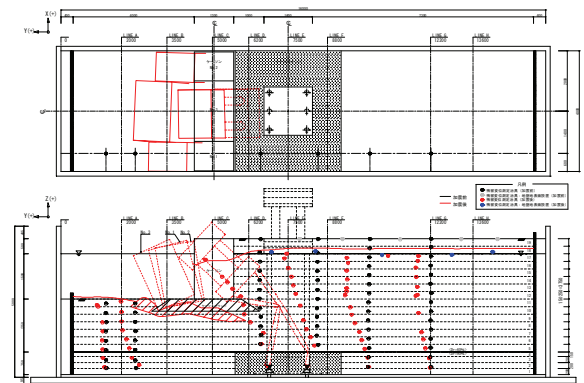


図18 実験終了後の杭基礎と矢板護岸の変形状況

平成18年度に実施したEーディフェンスによる2種類の大型土槽震動実験において、大地震による液状化地盤中の杭基礎の破壊挙動や地盤の液状化に伴うケーソン護岸の側方流動現象を土槽内で再現することができました。また、地盤中や構造物に設置された計測センサから、これらの現象に関する詳細な計測データや映像を集録できました。

### 3.4 地盤の液状化挙動評価技術

#### 3.4.1 水平地盤実験の数値シミュレーション

杭基礎構造物が破壊する過程を三次元条件下の数値解析で検討し、構造物の耐震性の向上に役立てるとともに、E-ディフェンスで実施する大型土槽を用いた杭基礎の水平地盤実験に対する事前解析を行い、実験を実施するにあたっての検討資料とすることがねらいです。

解析モデルを図19に示します。土質パラメータは要素試験より得られた $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$  曲線と液状化強度曲線より設定しています。入力地震動は、JR鷹取で観測された波形を実験で想定する加速度レベル約240Galで水平2方向(NS成分+EW成分)に入力しています。

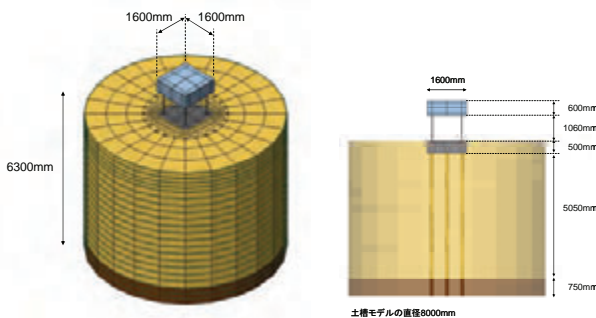


図19 E-ディフェンス土槽実験用の解析モデル

解析結果では、二方向入力および三方向入力において杭基礎は杭頭と杭頭から約1.5m下の2箇所ですら損傷するという、実験に整合する結果が得られました。

#### 3.4.2 側方流動実験の数値シミュレーション<sup>7)</sup>

E-ディフェンスにおける大型土槽実験を効率的に行うため、三次元数値解析手法による事前予測を実施しました。また、実験後の事後解析もを行い、実験値と解析値の比較検討の過程で、護岸背後における群杭基礎近傍の液状化地盤の三次元的挙動を明らかにしました。

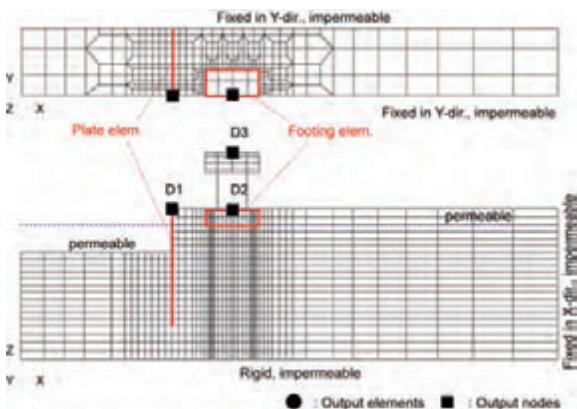


図20 矢板護岸の側方流動解析の有限要素モデル

解析モデル、E-ディフェンスで実施予定の側方流動実験の矢板護岸の実験模型に基づき作成しました。実験の地盤構成をもとに、作成した有限要素モデルを図20に示します。なお、流動方向加振に限定して、奥行き方向の対称性を考慮している1/2モデルとしています。

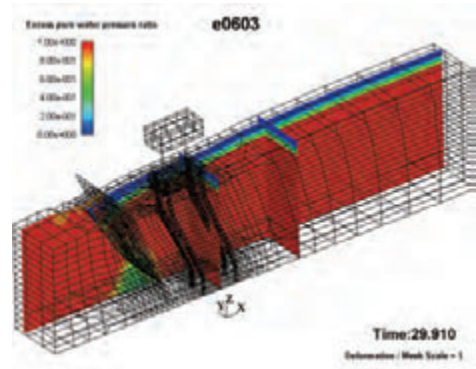


図21 加振後(30秒)の変形図と過剰間隙水圧の分布

解析結果として、加振後の変形図および過剰間隙水圧の分布図を図21に示します。解析の矢板の最大水平変位は約200cm、フーチングの最大水平変位は約130cmであり、結果的に実験値よりも大きいのですが、定性的には一致していると言えます、予測解析としての有効性を示すことができます。

#### 3.4.3 大型土槽実験の地盤物性の試験<sup>8)</sup>

E-ディフェンスによる地盤・基礎の大型土槽実験では、試料としてアルバニー珪砂が用いられますので、実験結果の評価を行う際、また数値シミュレーションで使用する解析定数を決定するため、その液状化特性、動的変形特性(地盤剛性と減衰)が必要です。実大土槽実験では5~6m程度の深さであるため、これに見合う10kPaといった低拘束圧から50kPa程度の拘束圧までの特性を把握する必要があります。

液状化強度試験結果は、通常の拘束圧では標準的な砂資料である豊浦砂とその値そのものは異なりますが、同様な特性でありました。また、低拘束圧領域では拘束圧が低いほど液状化強度は大きくことが分かりました。動的変形試験結果は、拘束圧が大きくなると各せん断ひずみレベルにおける等価せん断剛性率は明らかに大きくなり、豊浦砂を用いた既往の研究における傾向と同様でした。本試験結果は、側方流動と水平地盤の杭基礎の数値シミュレーションにて使用されるとともに、実験結果の評価に有益でした。

#### 3.4.4 大型液状化実験の挙動把握<sup>9)</sup>

地盤・基礎の実大実験の地盤挙動を調べるため、大型実験に適用できる地中変位計測システムの改良及び作製を行い、矢板護岸の側方流動実験にて地盤内変位の計測に使用しました。

測定した地表変位は、別途にビデオ画像解析による測定した三次元変位計測の結果とほぼ整合しており、地中変位計の測定結果は液状化地盤中の変位分布の測定が可能で、これにより地盤の液状化時の挙動を把握することが可能であることを実証しました。

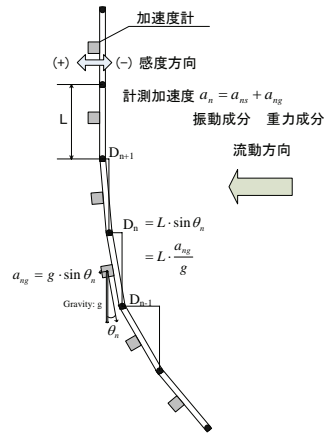
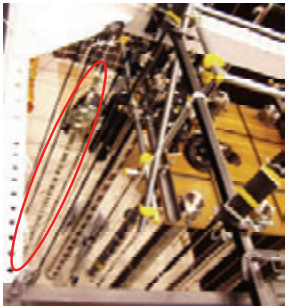


写真13 側方流動実験での地中変位計 図22 地中変位計の概要

### 3.5 地盤基礎実験のまとめ

- (1) 準備研究において、既存の振動台により、護岸の側方流動実験と水平地盤の杭基礎の実験に関して系統だった土槽実験を行うことにより実験データの蓄積ができました。また、これらの実験データは数値シミュレーションの高度化に有益なデータとなりました。
- (2) 既存の振動台を使用した実験研究において、構造物慣性力と地盤変形を考慮した設計法の提案を行いました。
- (3) 準備研究にて実施した既存の振動台実験や数値シミュレーションの結果は、E-ディフェンスでの超大型土槽実験の設備製作と土槽実験計画の作成に対して有益なデータとして活用されました。
- (4) 大型土槽実験の設備として、大型のせん断土槽および剛体土槽とともに真空飽和装置を製作し、平成17年度と平成18年度に E-ディフェンスで液状化を含めた大型土槽実験を実施しましたが、当初目標とした性能を発揮しました。
- (5) E-ディフェンスによる大型土槽実験において系統だった実験を行い、これまでにない規模の土槽実験データとして、1加振あたり約 900 チャンネル(加速度、速度、変位、土圧、ひずみ)に及ぶ数多くのデータ群の蓄積ができました。また、本実験により得られたデータは今後、数値シミュレーションプログラムの精度を検証するためのベンマークとして末永く活用される予定です。
- (6) E-ディフェンスによる水平な非液状化地盤の杭基礎の実験により、構造物と地盤の固有周期の違いが杭応力に及ぼす影響を把握できました。また、水平な液状化地盤の杭基礎の実験により、地盤の液状化により杭応力は地盤変形に支配され、構造物慣性力の影響は小さいことを明らかにしました。
- (7) E-ディフェンスによる矢板護岸の側方流動実験により、杭応力は側方流動による地震発生中に生じる地盤変形に支配され、地震後の影響は小さいことを明らかにしました。
- (8) E-ディフェンスによるケーソン護岸の側方流動実験により、ケーソン護岸の変位はその慣性力により発生し、背後地盤の土圧はあまり支配的ではないことが分かりました。
- (9) E-ディフェンスの水平地盤の杭基礎実験と護岸の側方流動実験に関する数値シミュレーションによる予測解析は、

実験の実施にあたって貴重な資料となりました。また、数値シミュレーションによって、実験を補足する有益な知見を得ました。

- (10) 地盤液状化挙動の評価のために実施した地盤物性試験の結果は、予測解析としての数値シミュレーションに有益なデータとなり、実験結果の解釈の資料となりました。また、地中変位計測システムによる測定は実験結果の評価に非常に有益な資料となりました。
- (11) 本実験により得られた実験映像はホームページに掲載され、多くの研究者・技術者の高い評価を得ています。
- (12) E-ディフェンスにおいて、平成17年と平成18年度に水平地盤の杭基礎実験および護岸の側方流動実験は、全て公開実験として、研究者・技術者だけでなく一般の方々に実際に実験を見学して頂いた。公開実験には、新聞・TV 等のマスコミも参加して頂き、大地震時の地盤に係わる被害と耐震性確保の重要性を、広く認識して貰うことができました。

### 3.6 参考文献

- 1) 谷本俊輔, 杉田秀樹, 高橋章浩, 田村敬一, 岡村未対: 加振方向に着目した流動化時の杭基礎に関する振動台実験, 日本地震工学会大会(東京), 2005.1.
- 2) Arangelovski Goran, Mohri Yoshiyuki: Shaking Table Tests on Influence of Superstructure on Behavior of Pile Group, 第39回地盤工学研究発表会, 2004.7.
- 3) 渦岡良介, 風間基樹, 張鋒, 八嶋厚, 岡二三生: Prediction of liquefaction-induced earth pressures on a group-pile foundation, International Symposium on Earthquake Engineering, Commemorating Tenth Anniversary of the 1995 Kobe Earthquake (ISEE Kobe 2005), 2005.1.
- 4) 八幡夏恵子, 宮田章, 毛利栄征, 桜庭和子: 液状化地盤・杭の多入力振動台実験に対する3次元有効応力シミュレーション解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 2005.9.
- 5) 文部科学省: 「大都市大震災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 平成17年度成果報告書, 2006.5.
- 6) 時松孝次, 佐藤正義, 田端憲太郎, 鈴木比呂子: 3次元震動台E-ディフェンスを用いた杭-地盤-構造物系せん断土槽実験, 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.682~685, 2006.11.
- 7) 渦岡良介, Misko Cubrinovski: 護岸背後の群杭に作用する側方流動圧に対する三次元有効応力解析の予測精度, 第4回日本地震工学会大会梗概集, pp.220-221, 2005.11
- 8) 安田進, 齊藤盛文, 鈴木聡司: 低拘束圧領域における拘束圧の違いが液状化変形特性に与える影響について, 第61回土木学会年次学術講演会, 2006.9.
- 9) Motamed, R., Honda, T., Towhata, I. & Ngo, T.A.: Liquefaction-Induced Large Ground Deformation, Geo-Kanto 2006, 第3回地盤工学会関東支部研究発表会, 2007.11.

## 4. 震動台シミュレーションシステム整備

E-ディフェンスによる震動実験を安全かつ高精度に行うために、震動台の応答挙動を事前に精度良く推定するための三次元震動台シミュレーションシステムを開発しました。システムは、震動台モデル、加振系、応用制御系、基本制御系、試験体モデルにより構成され、試験体による震動台応答の加振の再現性への影響を推定できるものです。また、科学技術振興調整費による総合研究の研究成果<sup>1,2)</sup>を反映し、そこで検討された制御系と震動台ユーザーが持ち込む制御系の装備が可能なシステムとしています。ここでは震動台シミュレーションシステムを「震動台基準シミュレータ」と呼んでいます。

### 4.1 震動台シミュレーションシステム整備の実施計画

震動台シミュレーションシステム整備を以下の年次計画で進めました。

- 1) 平成14年度：
  - ・ シミュレーションシステムの全体構想の取り纏め
  - ・ 震動台、加振機構系と油圧系、実装を予定する基本制御系のダイナミクスを定式化
- 2) 平成15年度：
  - ・ 14年度で取り纏めた個々の項目のプログラム化
  - ・ 震動台基準シミュレータ上に積載する試験体の基本的な履歴モデルのプログラム開発
- 3) 平成16年度：
  - ・ 実験者が多様な条件下でシミュレーションが容易に行えるためにマン・マシンインターフェースを整備
  - ・ 一連の解析、作図プログラムの製作

### 4.2 震動台シミュレーションシステムの設計・製作

震動台基準シミュレータは、平成14年度に実施した「全体基本設計」に基づき、詳細仕様を設計したうえで、「計算システム本体」および「震動台モデル」のプログラムを製作しました。なお、概要図を図1に示します。

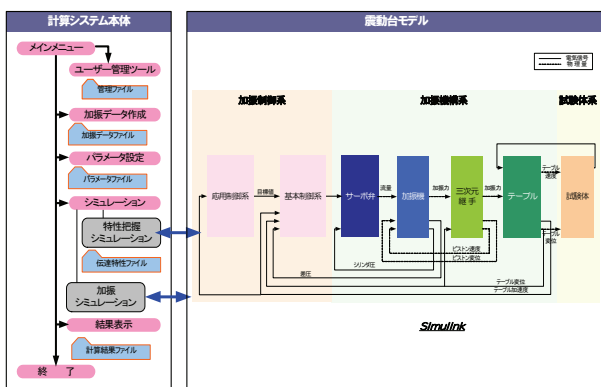


図1 「震動台基準シミュレータ」概要図

震動台基準シミュレータの設計・製作では、以下の3つの項目について実施しました。

#### 1) 計算システム本体の設計・製作

主要な操作画面については、操作性に配慮し15年度までに作成しました。16年度には、全体設計の仕様に基づき、主に震動台モデルでの計算結果を表示する機能について設計・製作を行いました。

#### 2) 震動台モデルの設計・製作

テーブル線形モデルおよび試験体モデルについて設計・製作を行い、これを全体の震動台モデルとして組み込みました。全体モデルの完成後、計算システム本体とのデータ授受が可能なように、各パラメータ変数ならびに収録系の変数を設定しています。

#### 3) 計算システム本体と震動台モデルの合体

各サブプログラムの操作メニューならびにプルダウンメニューで必要な設定条件要素を組み込み、計算システム本体ならびに震動台モデルの各モジュールについてC言語プログラムにコード変換し、ユーザーがGUI画面から直接シミュレーションが実施できるようになっています。

### 4.3 操作方法と計算結果

全体の操作フローを図2に示します。コンピュータ上では、図3に示します起動画面を立ち上げ、パスワードを入力することから操作が始まります。

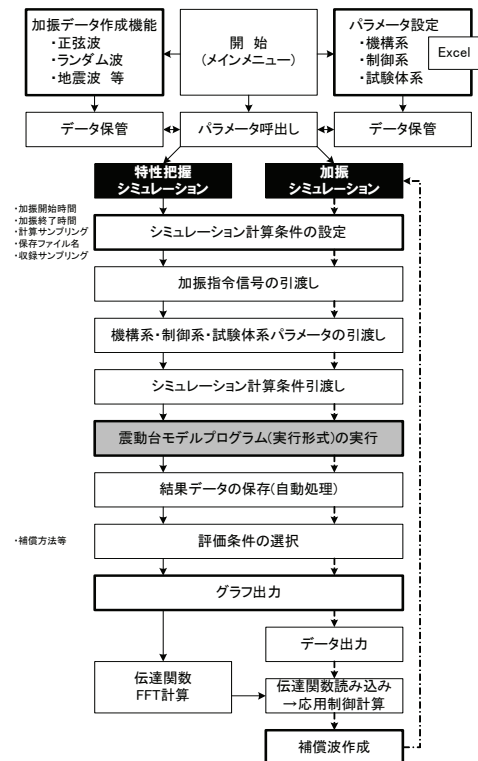


図2 シミュレータの操作フロー

その後、図4の画面の左側のボタンで、加振データ作成(選択)、パラメータ設定、シミュレーション、結果表示の順で作業を選択しシミュレーションを行います。図4は、パラメータ設定画面であり、ここで試験体のパラメータの入力と加振制御条件の設定を行います。引き続き、シミュレーションの実行、結果表示と進みます。



図3 シミュレータの起動画面

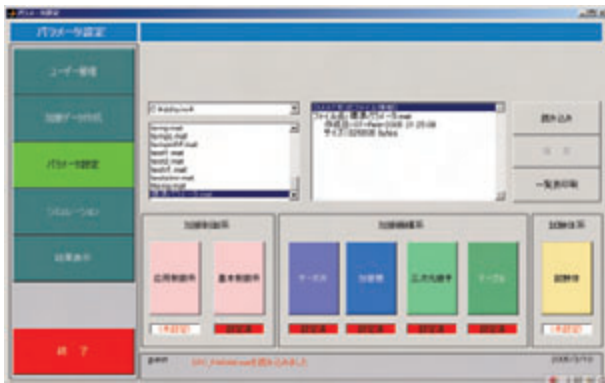


図4 パラメータ設定画面

図5に、平成17年7月に行ったE-ディフェンスの6層スチール構造体による性能確認実験のシミュレーション結果として、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測されたNS方向の目標波形とシミュレーション、実験結果を加速度、速度、変位について重ねて表示します。テーブル応答のシミュレーション結果と実験が良く一致しており、本シミュレーションシステムが、今後実施されるE-ディフェンス実験の事前検討に活用できることが確認できました。

#### 4.4 震動台シミュレータの活用

平成18年1月に行いました6階建ての鉄筋コンクリート建物実験にて、事前に震動台シミュレーションを行ったところ、図6に示すように、震動台応答が制御の過補償により増幅することが予測されました。加振検討会を開催し、建物の非線形化を見通した加振波形を入力することで実験が無事完了しています。

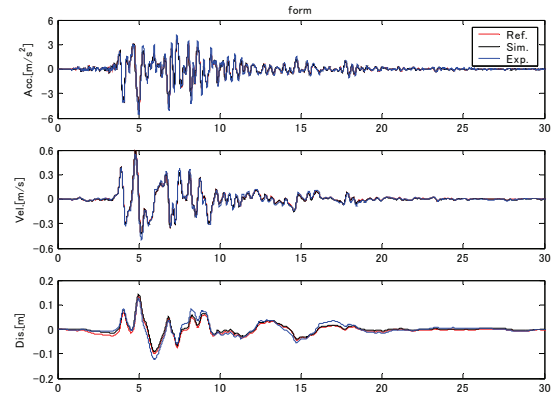
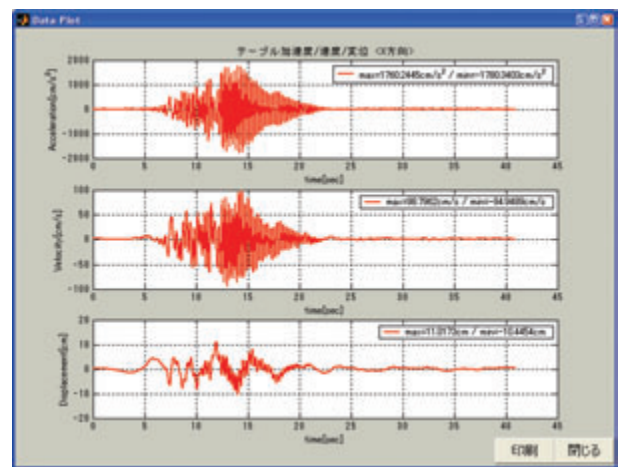


図5 性能確認試験結果とシミュレーションの比較



神戸海洋気象台観測波(NS方向)

図6 シミュレーションによる震動台の過補償増幅

#### 4.5 結論

本研究の推進により、E-ディフェンスによる震動実験を精度良く実施することを目的とした、三次元震動台シミュレーションシステム(震動台基準シミュレータ)が完成しました。本システムは、GUIを駆使することで、平易な操作かつ高速なシミュレーションが可能となっており、E-ディフェンス実験の事前検討に活用できることが確認できました。

#### 4.6 参考文献

- 1) 梶井伸一郎、安田千秋、前川明寛、奥田幸人、原田孝幸、小川信行、柴田碧: 超大型三次元地震震動台の動的シミュレータの開発、第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集、pp.47-50、2000
- 2) 前川明寛、安田千秋、広江隆治、作野誠: 三次元地震振動台の高機能制御、第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集、pp.51-55、2000

## 5. 地震動データベース整備

E-ディフェンスを利用する実験研究に使用する入力地震動の提供を目的として、三次元地震動データベースを整備しました。

本研究の検討項目は、

- (1)統計的手法による大地震強震波形の予測及び三次元地震動データベース化
- (2)三次元地震動データベースの構築
- (3)三次元強震動波形推定

であり、(2)及び(3)の研究成果を踏まえ、(1)で図1に示す三次元地震動データベースを完成させました。

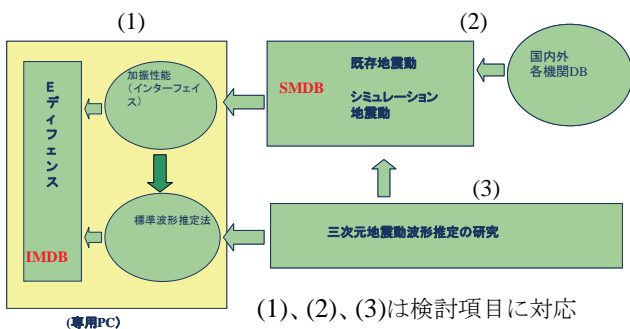


図1 地震動データベースの構成

### 5.1 統計的手法による大地震強震波形の予測及び三次元地震動データベース化

#### 1) 統計的手法による大地震強震波形の予測

統計的手法による大地震強震動波形の予測では、位相特性の扱いを工夫し、これを取り込んだ地震動推定法について検討を行いました。ここでは、Bilgolen and Irikura<sup>1)</sup>が提案するウェーブレット変換を利用したサイトの位相特性に基づく波形推定法を取り上げ、そのために Meyer and Yamada<sup>2)</sup>のウェーブレット変換逆変換の解析ツールを開発しました。さらに基盤相当の岩盤露頭を含む観測点をもつ KASSEM 観測網データを対象として、スペクトルインバージョンを実施し、同時に観測サイトの地震動にウェーブレット変換を行い、得られたウェーブレット係数から求まるウェーブレットスペクトルがパワースペクトルと等価であることを利用して、基盤相当の岩盤露頭の観測記録から位相情報を考慮した伝播特性を求め、位相情報を考慮した地震動予測を可能としました。

#### 2) 三次元地震動データベース化に関する研究

「5.2 三次元地震動データベースの構築に関する研究」で構築されるデータベースから、E-ディフェンスへの三次元入力地震動を提供可能とするため、インターフェイス機能をもつ Input Motion Database (IMDB) の整備拡張を行いました。拡充した機能を次に示します。

- a) 波形処理解析機能(加速度波から速度波、変位波算出、速度波から加速度波、変位波算出、スペクトル解析機能)
- b) 加振限界性能線図との比較及び補正機能
- c) 消費油量の算出及び経時変化表示(図2参照)
- d) 震動台位置表示及び三次元継ぎ手角度計算機能
- e) 成層地盤の地震応答解析(SHAKE,FDEL,MDM)
- f) 成層地盤の非線形引き戻し解析機能(MDM)
- g) 標準的な地震動波形推定機能
- h) 有名地震記録及び兵庫県南部地震記録の格納

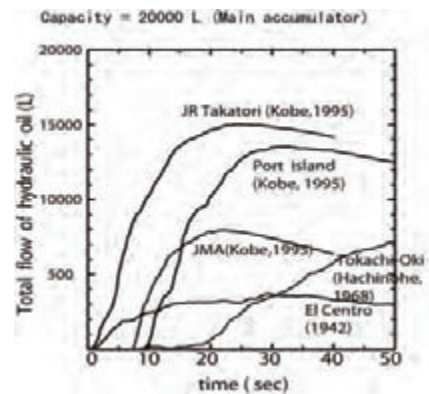


図2 各地震波に対する消費油量の経時変化

IMDB 内で、加振性能を検証し破壊実験に適した地震動をユーザーが直ちに選定すること及び標準的な地震動波形を作成することを可能としました。

### 5.2 三次元地震動データベースの構築

国内外各機関の地震動データベースやこれから起きると予想される地震のシミュレーション推定波形を、統一した特性値で検索可能な統合化データベース Strong Motion Database(SMDB)を整備しました。

#### 1) データベースの枠組み

基本的な枠組みとしてオープンソースのアプリケーションでシステムを構築すること、クライアントサーバーシステムとすること、またクライアント環境に依存しない GUI インターフェイスによるシステムとすること、さらに波形データはデータベースに直接登録せずファイル配置場所をデータベースで管理することとし、波形ファイルは、統一フォーマットとしました。

データベースの構成は、基本的に地震情報テーブル、強震記録情報テーブル及び観測点情報テーブルの三つのテーブルから構成されています<sup>3)</sup>。

#### 2) 登録データ

国内記録は、防災科学技術研究所の K-NET、KiK-net、

国土技術政策総合研究所のNILIM、気象庁のJMA87、JMA95、震災予防協会による配布記録や東京大学地震研究所の記録を中心に整備しました。海外記録は、世界規模の地域を対象としたCOSMOSで公開されている強震記録を中心にメキシコ、トルコ、台湾等著名地震の整備を行いました。併せて、「5.3 三次元強震動波形推定に関する研究」において推定した波形も登録しました。

3) 検索機能

本システムで検索機能として、特定の地震を指定して波形を検索する地震からの検索、加振用入力波の特性値(最大加速度、最大速度、最大変位、計測震度、SI値、継続時間、卓越周期、震源距離、震央距離)によって要件を満たす波形を検索する地震記録特性値による検索、及び観測点名、観測点位置(地域)、所属機関、地盤種別、設置対象など観測点情報からの検索が可能なシステムを有しています。

4) IMDB との連動

図3に示すように、本データベースシステムSMDBへは、E-ディフェンスに設置されたIMDBから検索機能を使用することが出来ます。

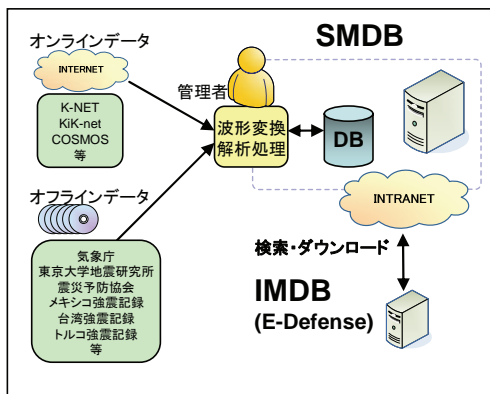


図3 データベースの概念

5.3 三次元強震動波形推定

将来大地震を引き起こす可能性の高い活断層や海溝域に震源断層を想定し、日本の三大都市圏である関東、濃尾及び大阪平野を対象としたサイトにおける三次元強震動を推定する方法を構築するとともに強震動の試算を行い、三次元強震動データベースに大地震による強震動波形を提供します。

1) 三次元強震動波形推定手法の検討

震源近傍域に発生した中小地震の記録が存在するときは経験的グリーン関数法、適当な記録がないときは統計的グリーン関数法および3次元有限差分法を組み合わせたハイブリッド法など、対象地震断層・サイトの組み合わせに最適の推定手法を選定しました。これらの各手法について、対象とする関東、濃尾及び大阪平野地域の条件にそれぞれに、内陸活断層地震、プレート境界地震及びスラブ内地震について最適な手法の調査検討を

行い、地域毎、地震毎に、三次元地震動を評価しました。ここでは代表として、大阪平野の評価を示します。

2) 大阪平野を対象とした三次元強震動波形の推定

内陸活断層地震として1995兵庫県南部地震を選定し、山田他(1999)<sup>4)</sup>のモデルに準じて断層破壊モデルを設定し、経験的グリーン関数法により神戸大学サイトで合成された波形及び応答スペクトルは観測記録と良く一致しました。プレート境界地震として1707年宝永地震(南海・東南海連動)を選定し、図4に示すように、三次元地盤構造モデルを反映した三次元差分波形推定を行いました。震源モデルは、中央防災会議が設定したものを採用し、波形から得られる震度は、過去の調査に示す震度と矛盾のない結果となりました。スラブ内地震としては、1952吉野地震を選定し、経験的グリーン関数法により波形推定を行いました。得られた波形からの計測震度は、推定震度と矛盾のないものでした。

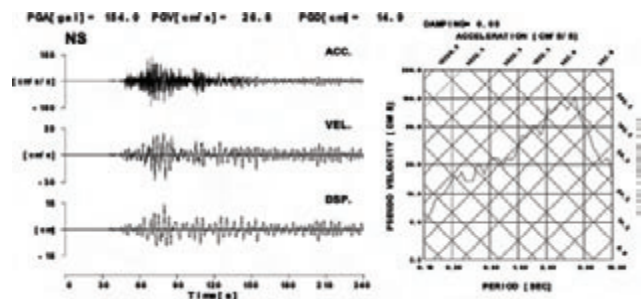


図4 南海・東南海地震の中央防災会議による断層モデルを用いた大阪平野の推定波形(NS成分の例示)

3) 補足検討

標準的な波形推定法としての経験的グリーン関数法及び統計的グリーン関数法について手法解説マニュアルを整備しました。併せてこれまで推定した波形について最大加速度、最大速度、最大変位及び消費油量に関する検討を実施し、また一部消費油量がオーバーした推定波形については補正を行い、K-NETフォーマットに変換して、SMDB用の登録データとしました。

5.4 参考文献

- 1) Gulum Birgoren: Strong motion simulation of the 1999 earthquakes in western turkey: Stochastic green's function technique with characterized source model and phase dependent site response, Kyoto Univ., Doctoral thesis, 2004.3
- 2) M. Yamada and K. Ohkitani: Orthonormal wavelet analysis of turbulence, Fluid Dynamics Research 8, pp101-115, 1991.
- 3) 工藤一嘉、成田章、本間芳則:震動台(E-Defense)利用のための強震動データベースの試作、日本地震工学論文集、掲載予定
- 4) 山田雅行、平井俊之、岩下友也、釜江克宏、入倉孝次郎:兵庫県南部地震の震源モデルの再検討、日本地震学会講演予稿集、1999年度秋季大会、A14, 1999.

## 6. 運営体制整備

本プロジェクトの実大実験で用いた実大三次元震動破壊実験施設（愛称：Eーディフェンス）は、国際共同利用施設として日本だけでなく世界的に広く実験研究を公募してその有効利用をはかって行く必要があります。そのための体制作りの一環として、Eーディフェンスの利用予定機関の研究者および学識経験者等による委員会を設置し、運用計画、実験計画、利用計画等を取りまとめ、評価を行う体制を構築しました。

また、本プロジェクトにおける研究成果について情報発信するとともに、同じ分野の研究に取り組む方々からの意見を本研究に反映ためのシンポジウムを開催しました。さらに、研究成果の公開、PRのため、ホームページを開設しました。

### 6.1 Eーディフェンスの運用体制の整備

Eーディフェンスの運用および利用に対して、「実大三次元震動破壊実験施設運営協議会」および「実大三次元震動破壊実験施設利用委員会」を設置し、それぞれの人選、委員会運営規定を定め、各会合を開催しました。なお、防災科学技術研究所は、震動台活用による構造物の耐震性向上研究を行うと共に、施設の運営管理を行うため、現地（兵庫県三木市）に兵庫耐震工学研究センターを設置しました（図1参照）。

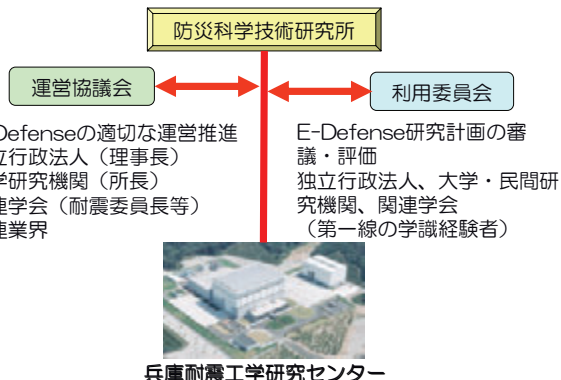


図1 Eーディフェンス運営体制

運営協議会では、平成17年度からのEーディフェンス運用開始に備え、平成15年12月12日に防災科学技術研究所理事長から諮問を受けた「実大三次元震動破壊実験施設（Eーディフェンス）運営・利用のあり方（15防災特定第94号）」について審議・検討を行い、その結果を、Eーディフェンスが地震災害軽減を図るための地震防災研究拠点の重要な施設であることを確認し、その効果的かつ効率的利用促進のために必要となる組織・運営、利用計画、取り組むべき研究開発のあり方等を、答申として取

り纏めました。さらに、利用委員会では、平成17-18年度に実施する木造、鉄筋コンクリート、地盤基礎の実験について審議を行い、実施が適当であることを承認されました。

### 6.2 成果公開

Eーディフェンスで行う実験・研究の成果は、中間的な開発成果であっても積極的に公表することにより、研究活動の社会的認知を高めて活性化を図ると共に、構造物の耐震性向上に役立て、地震災害の低減に結びつけていくため、シンポジウムを開催するとともにホームページを開設しました。

シンポジウムは、前年度研究成果の報告とEーディフェンスで実施する実大震動実験についてオープンな討議を行うため、平成15-18年度に各1回、計4回開催しました。各回のシンポジウムには、大大特関係者を含め100名以上の参加者があり、参加者による活発な討議と貴重な意見を頂くことができ、本テーマに関する期待とともに貴重な意見を広く社会から汲み取る事ができました。



写真1 シンポジウムの状況

ホームページは平成15年7月1日に開設し、プロジェクトの現況、各テーマの実施状況及び成果報告書の公開等、様々な情報公開を実施し、開設以来約20,000件のアクセスがありました。



図2 ホームページトップページ

さらに、木造建物、鉄筋コンクリート建物の実験は公開実験として実施しました。その数は10回以上にのぼります。実験見学者は約5000人以上、新聞・TVでは100回以上も広く取りあげられ、大地震に備えるための耐震補強の重要性和補強効果の有効性を目で見える形で、多くの人々に認識し貰うことに貢献しました。



## 研究実施体制

### 研究代表者

早山 徹 (防災科研) (H14年8月～18年3月)  
佐藤正義 (防災科研) (H18年4月～19年3月)

### 1. 木造建物実験

坂本 功(防災科研、東京大学→慶應大学)  
箕輪 親宏(防災科研)  
中村 いずみ(防災科研)  
清水 秀丸(防災科研)  
腰原 幹雄(東京大学生産研)  
福本 有希(東京大学)  
岡田 恒(建築研究所→日本住宅・木材技術センター)  
河合 直人(建築研究所)  
槌本 敬大(国土技術政策総合研究所)  
五十田 博(信州大学)  
入江 康隆(宇都宮大学)  
鈴木 祥之(京都大学防災研)  
林 康裕(京都大学)  
須田 達(京都大学)  
後藤 正美(金沢工大)  
神谷 文夫(森林総研)  
杉本 健一(森林総研)  
三宅 辰哉(日本システム設計)  
川尻 出(日本システム設計)

### 2. 鉄筋コンクリート建物実験

壁谷澤 寿海(防災科研、東京大学地震研)  
松森 泰造(防災科研)  
陳 少華(防災科研)  
白井 和貴(防災科研)  
倉本 洋(豊橋技術科学大学)  
勅使川原 正臣((建築研究所→名古屋大学)  
福山 洋(建築研究所)  
斉藤 大樹(建築研究所)  
田中 仁史(京都大学防災研)  
河野 進(京都大学)  
五十嵐 克哉(鹿島建設)  
鈴木 紀雄(鹿島建設)  
田上 淳(鹿島建設)  
勝俣 英雄(大林組)  
白井 和貴(大林組)  
長谷川 俊昭(清水建設)  
長島 一郎(大成建設)  
真田 靖士(東京大学地震研)

### 3. 地盤基礎実験

時松 孝次(防災科研、東京工大)  
佐藤 正義(防災科研)  
田端 憲太郎(防災科研)  
徳山 英之(防災科研)  
毛利 栄征(農業工学研究所)  
八幡 夏恵子(鹿島建設)  
鈴木 康嗣(鹿島建設)  
鬼丸 貞友(竹中工務店)  
真島 真人(大成建設)  
田村 敬一(土木研究所)  
杉田 秀樹(土木研究所)  
渦岡 良介(東北大学)  
Misko Cubrinovski(基礎地盤コンサルタンツ  
→カンターベリー大学)  
田村 修次(京都大学防災研)  
安田 進(東京電機大)  
東畑 郁生(東京大学)  
塚本 良道(東京理科大学)  
福武 毅芳(清水建設)  
吉澤 睦博(竹中工務店)

### 4. 震動台シミュレーションシステム整備

梶原 浩一(防災科研)  
佐藤 栄児(防災科研)  
田川 泰敬(東京農工大)

### 5. 地震動データベース整備

阿部 健一(防災科研)  
小鹿 文方(防災科研)  
工藤 一嘉(東京大学地震研→地震予防協会)  
入倉 孝次郎(京都大学→地域地盤環境研究所)

### 6. 運営体制整備

佐藤 正義(防災科研)  
井上 貴仁(防災科研)

本プロジェクトには上記の方々以外にも数多くの研究機関と研究者の方々に御協力を頂いており、5年間で延べ202機関、632人の参画がありました。

