

縮小RC橋脚模型16体の一斉震動実験に基づく 地震応答特性の定量的評価

高橋 良和¹・小林 望²

¹正会員 京都大学准教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

²清水建設株式会社 国際支店 上海営業所 (〒104-8370 東京都中央区京橋二丁目16-1)

E-mail: kobayashi.nozomi@shimz.biz

本研究では、同一設計・同時製作16体のRC柱供試体の一斉加振実験を行うことにより、動的応答の不確定性を評価することを目的としている。定量的評価の前提となる供試体における不確定性を整理するとともに、実験において供試体に入力された地震動の不確定性を評価した。次に、非線形応答加振における供試体の地震応答・破壊特性や16体の供試体の挙動のばらつきに関して考察し、平均・標準偏差・変動係数、そして分布形状について評価した。また、特に耐震設計において重要な指標となる最大応答・残留変形・減衰特性について、それらを定量的に評価し、骨格曲線上を移動する最大応答値は、非線形応答であっても、そのばらつきは大きいこと、また減衰特性は線形応答時に5%程度であるものの、そのばらつきは大きいこと、などを明らかにした。

Key Words : RC pier, dynamic response, maximum response, E-Defense shake table test

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震などの都市直下型地震では、多くの土木・建築構造物に甚大な被害が発生した。また、2011年東北地方太平洋沖地震はMw9の海洋型地震であり、東日本の広範囲に被害が発生したとともに、大きな余震により、新たな被害も発生した。これら地震の教訓として、構造物の地震応答性状を精度良く予測するとともに、地震後の耐震性能を把握することの重要性が浮き彫りとなった。土木構造物の耐震設計において、構造物の動的挙動は数値解析により評価することが一般であるが、そのモデル化の根拠としての実験的研究が不可欠である。従来より様々な実験が行われてきているが、兵庫県南部地震を機に世界最大の震動台が兵庫県三木市に建設され、実大規模の構造物実験が実施されるようになり、従来得ることができなかった実大構造物の動的破壊過程におけるデータが蓄積されつつある^{1),2),3),4),5)}。

耐震工学で対象とする問題は、構造物の非線形動的挙動である。このような挙動は本来カオス的な振る舞いをするため、初期条件の違いにより結果が大きく変化することも稀ではない。地震応答における不確定性に対し、様々な検討が行われ、入力地震動の不確定性も考慮した地震危険度解析も実施されてきた。Kiureghian and Ditlevsen⁶⁾は偶然的不確定性と認識論的不確定性の定義をより詳細なものにし、リスクアセスメントなどの影響について議論している。Padgett and DesRoches⁷⁾

は偶然的不確定性の要素として地震動、材料物性、構造物のモデル化を用いて橋梁の信頼性解析を行っている。大住・運上⁸⁾はコンクリートの圧縮強度や鉄筋の降伏強度のばらつきが、RC橋脚および鋼製橋脚の降伏曲率などの部材性能に与える影響を既存の評価式で試算した。足立・運上⁹⁾は材料強度などのばらつきによる耐力、変形性能のばらつきおよび非線形地震応答評価のばらつきを考慮し、モンテカルロシミュレーションを用いて道路橋橋脚の耐震信頼性を評価した。中田ら¹⁰⁾は、コンクリート圧縮強度と鉄筋降伏強度のばらつきを用いて、RC橋脚の動的解析を行い、それが地震応答に及ぼす影響を評価し、また、様々な入力地震動に対する応答塑性率の超過確率を算定している。しかしながら、既往の研究では、材料の実験データに基づき、解析的に構造物の地震応答の不確定性を議論するものであり、その結果を検証すべき構造レベルの動的応答を評価しうる実験データがない。特に、鉄筋コンクリート構造物の動的挙動には、コンクリートのひび割れや圧壊、鉄筋の降伏、コンクリートと鉄筋の間の付着劣化など、材料の力学的性質に起因する非線形性・不確定性が強く表れる。設計において、非線形性・不確定性を考慮した評価水準の設定は不可欠であるが、構造物の動的挙動における信頼性の高い非線形性・不確定性の実験データがなく、それにより動的応答の不確定性を定量的に評価するのもまだ難しいのが現状である¹¹⁾。

これは動的実験が静的実験に比べて技術的に困難で

あることも一因である。構造物の動的応答を定量的に評価するためには、比較する複数の実験間で同一の入力条件とすることが重要である。しかしながら、実験供試体と震動台間の動的相互作用により、震動台の動きは実験供試体の非線形動的応答の影響を受け、異なる非線形応答を示す実験間で同じ震動台の動きを再現することは難しい。本研究では、防災科学技術研究所兵庫県耐震研究センターの実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いて、同一設計・同時製作の16体のRC柱供試体の一斉加振実験を行うことで、動的応答の不確定性を評価することを目的とするものである。

2. 震動台実験概要

(1) 実験供試体

本実験で用いる供試体を設計するにあたり、断面が $2.4\text{m} \times 2.4\text{m}$ の正方形で、基部から高さ12mに約560tの桁を有する実物橋脚を想定し、この橋脚を長さの縮尺率が1/7.5となるように縮小したものを実験供試体(図-1)として製作した。供試体の柱部断面は $320\text{mm} \times 320\text{mm}$ の正方形で、主鉄筋(軸方向鉄筋)はD10を16本、帯鉄筋(横拘束筋)はD4を40mm間隔で、断面の中央部位置にD4の中間帯鉄筋を配筋した。この結果、主鉄筋比は1.11%、帯鉄筋体積比は0.86%となる。

また、柱の軸応力を載荷するために、鉄筋コンクリートの重錘を製作した。上述の相似則に従い、橋脚基部における軸応力が原型のそれと等しくなるように重錘を設計し、重錘の重心が橋脚基部から高さ1600mmとなるように設置した。重錘は一辺が1600mmの立方体であり、橋脚基部における軸応力は約1MPa、重錘質量は約10tとなる。重錘部と柱部の接合部には、柱部上部の変形を拘束しないように、柱基部を基準とした高さ方向1100mmの位置に発泡スチロールを挿入した。

材料設計強度は、コンクリートの標準基準強度が24MPa、主鉄筋、帯鉄筋、中間帯鉄筋の材質としてはすべてSD345を用いた。

供試体は全て同じ設計のものを16体製作し、供試体名は、供試体01から供試体16とした。後の実験データの検証などにはこの供試体名を用いる。本実験では16体の供試体を同時に震動させることにより、動的応答のばらつきに関する基礎データを収集することを目的としている。そのため、実験前に生ずるばらつきを極力小さくするため、鉄筋の組立やコンクリートの打設などの供試体の製作、運搬・設置などの供試体のセットアップを出来るだけ慎重に行った。供試体作成においては、E-ディフェンスの屋外試験体作成ヤードにおいて、一斉に鉄筋組み立て、コンクリート打設、養生

等を行った。

供試体作成後、図-2のように震動台上に設置した。供試体のフーチング部と震動台は、1つの供試体につき16本のボルトにより締め付けられている。加振時の転倒防止として、重錘部下端の四隅とフーチング部間にワイヤーを設置し、最大応答変位が約150mm程度まではワイヤーが動作しないように設計した。

(2) 計測項目

実験では、各供試体の加速度、変位、鉄筋ひずみを計測し、その柱基部の破壊性状について、ビデオカメラをフーチング上に設置し撮影している。各実験ケース後において、柱四面のひび割れ性状も記録している。E-ディフェンスにおける収録装置の最大計測チャンネル数は850であり、震動台の挙動も記録する必要があることから、各供試体について51成分、計816成分の計測を行っている。

各供試体に入力される地震動を計測するため、トキメック製サーボ型加速度計をフーチング上に3成分、供試体重錘部重心位置の応答を計測するために重錘部側面に8成分設置した。

各供試体の変位応答を計測するため、東京測器製ワイヤー式変位計を重錘部側面に設置し、柱基部の抜け出し量を計測するために接触式変位計を4カ所設置した。

(3) E-ディフェンス

防災科学技術研究所兵庫県耐震工学研究センターのE-ディフェンスは世界最大の震動台であり、そのテーブルは $20\text{m} \times 15\text{m}$ 、最大搭載質量が1200tであり、アクチュエータが水平二方向にそれぞれ5本、鉛直に14本の計24本により制御される。E-ディフェンスを用いた従来の研究では、実大規模の実験供試体の破壊性状に関する実験が行われてきたが、本研究では、世界最大のテーブルに着目し、このテーブル上に可能な限り多くの供試体を並べることで供試体と震動台の相互作用に伴う入力波のばらつきを低減させることを期待するものである。

震動台はテーブル中心が目標波と一致するように制御されており、その制御系は、TVC(Three valuable control)制御と、震動台が油圧アクチュエータで駆動されることにより生じる油柱共振を抑えるノッチフィルタによる基本制御と、積載された構造物による加振波形の乱れを低減する応用制御により構成されている¹²⁾。

(4) 入力地震動と実験ケース

入力地震動として、1995年の兵庫県南部地震でJR西日本鷹取駅構内において観測された地震動3成分(JR鷹取駅記録)を用いた。地震動のNS成分の記録を震動

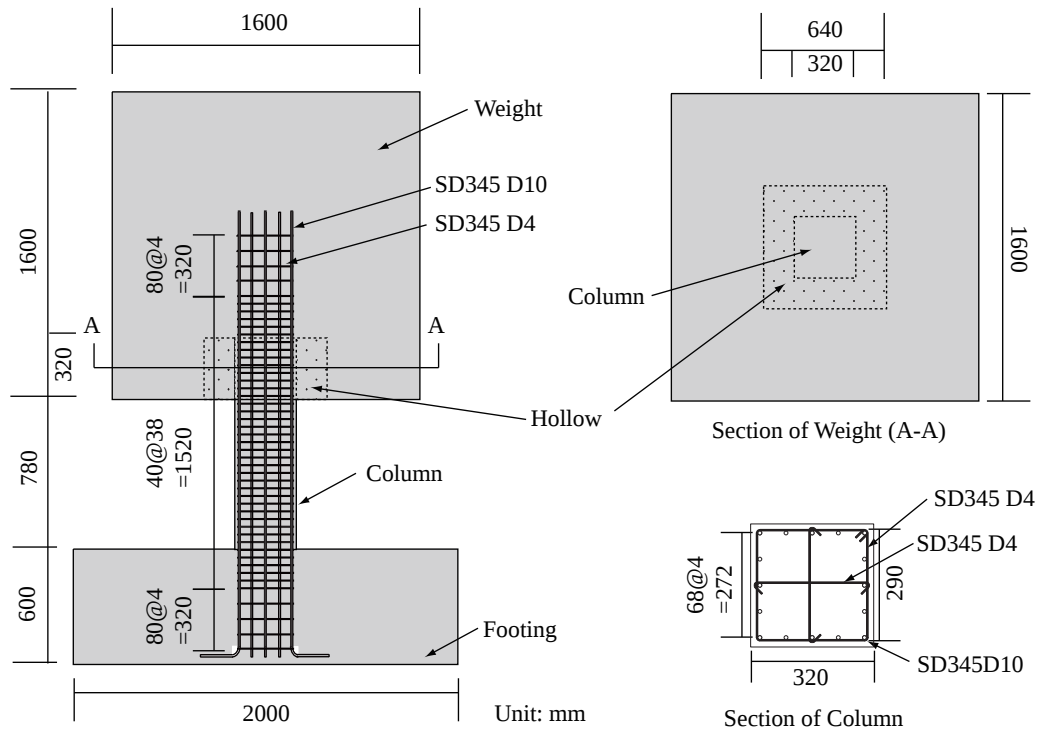


図-1 実験供試体概要

表-1 実験ケース (JR 鷹取記録入力・線形応答加振の前に 3 回のランダム波加振)

ステップ	線形応答加振						非線形応答加振		
加振番号	1st	2nd	3rd	4th	5th	6th	7th	8th	9th
加速度振幅	12.5%	18.75%	10%	15%	18%	18%	100%	100%(90 度入力回転)	150%

台 Y 方向に, EW 成分の記録を X 方向に, UD 成分の記録を Z 方向にそれぞれ入力した. 本実験の供試体は, 1/7.5 に縮小した模型であるため, 相似則に従い入力地震動の時間軸を $1/\sqrt{7.5}$ に調整している.

加振は表-1 のように行った. 地震動の加速度の大きさを $n\%$ にした地震動による加振を $n\%$ 加振と記述する. 実験ケースを大きく分類するため, ランダム波加振, 12.5% から 18% 加振までを線形応答加振, 2 回の 100% 加振と 150% 加振を非線形応答加振と呼ぶ.

震動台の制御には, 供試体との相互作用など, 様々な要因が影響するため, 線形応答の実験により, 震動台への命令波形を調整し, 震動台の動きを目標波形へと近づける工程が不可欠である. 本実験では, 線形応答加振において, 12.5% から 18% (1 回目) 加振までが, その工程にあたる. 非線形応答加振では, 100% 加振に引き続き, 応答のばらつきが大きくなること, また大地震後の余震の特性変化を想定して, 2 回目の 100% 加振では入力方向を 90 度回転 (NS 成分の記録を X 方向, EW 成分の記録を Y 方向) し, 再び方向を元に戻して 150% 加振を実施している.

3. 供試体における不確定性

(1) 幾何学的形状における不確定性

供試体は現地製作であるため, 同じ設計による供試体でも工場製作に比べて, その幾何学的形状にもばらつきが発生しやすい. 製作に伴う不確定性を軽減するため, 同一業者による同時製作を実施しているが, 幾何学的形状における不確定性を把握するため, 供試体完成後, 重錘の各辺の長さおよび柱基部断面の長さを計測した. その結果, 重錘一辺設計値 1600 mm に対し, 平均 1600.28 mm, 標準偏差 0.81 mm, 柱断面一辺幅 320 mm に対し, 基部において, 平均 320.59 mm, 標準偏差 1.06 mm で製作されていることを確認した.

RC 柱構造の特性は軸応力に, またその動的応答は振動質量に大きく依存する. 幾何学的形状を計測した結果, 断面軸応力は平均 0.938 N/mm^2 , 標準偏差 0.00457 N/mm^2 , 重錘質量は平均 9.84 t, 標準偏差 0.00769 t であり, そのばらつきはほぼ無視しえると考えられる.

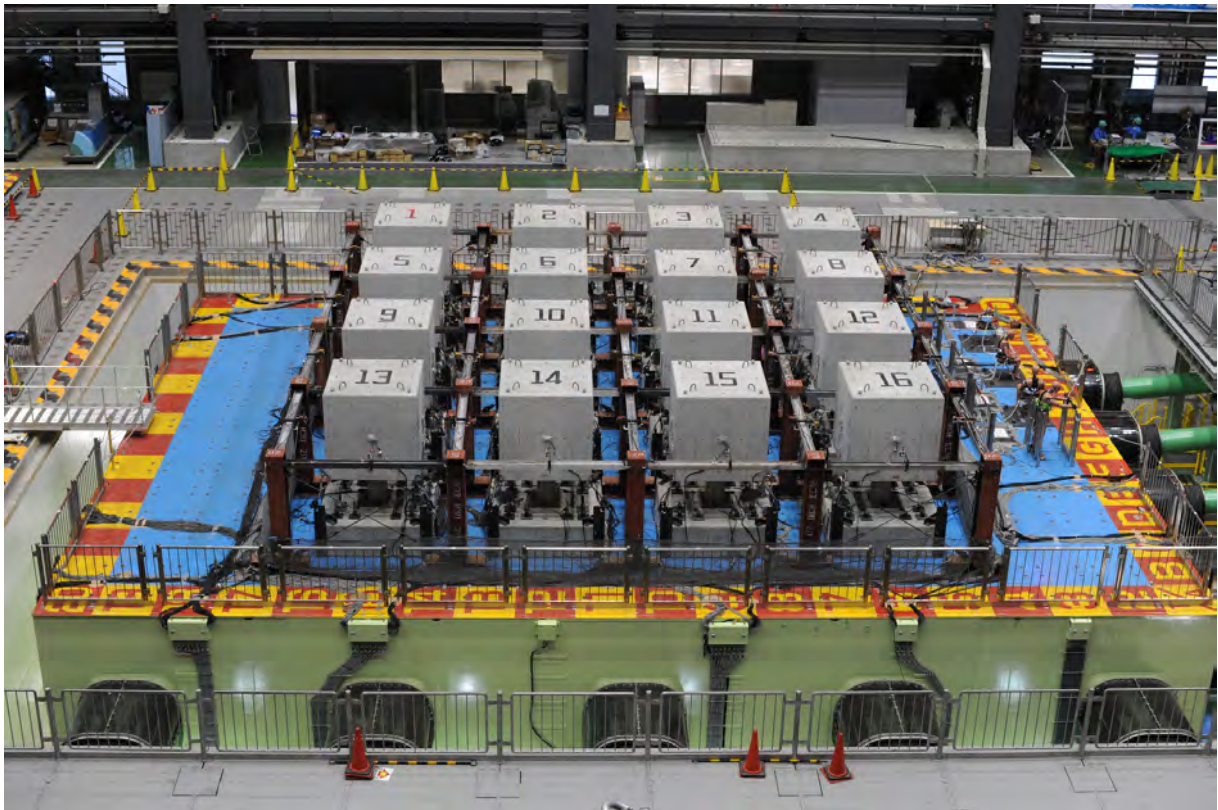


図-2 E-ディフェンス上に設置した 16 体の RC 供試体（重錘頂部に供試体番号）

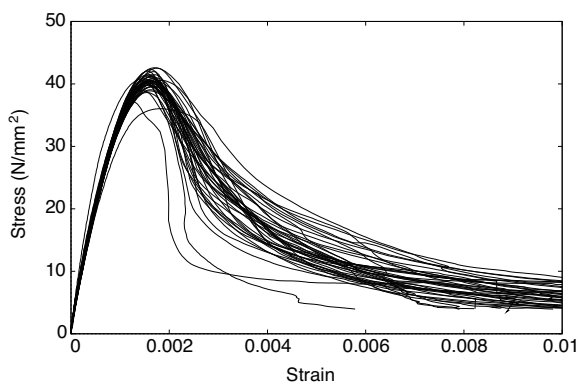


図-3 40 体のコンクリート圧縮試験結果

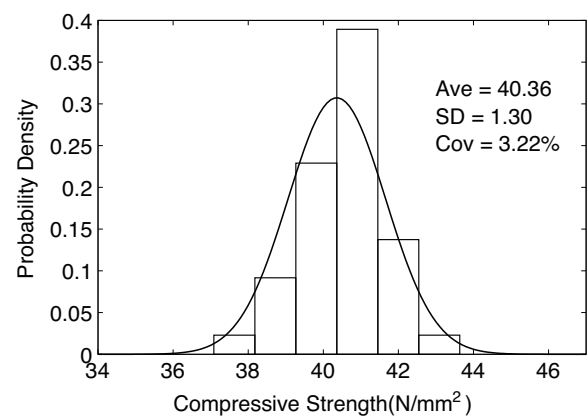


図-4 コンクリート圧縮強度分布

(2) コンクリート材料における不確定性

柱部コンクリート打設時に、JIS A 1132 に従い、 $100\phi \times 200\text{mm}$ のコンクリート圧縮試験体を 40 個製作し、アムスラー型試験機により圧縮試験を行った。本研究では圧縮強度のばらつきに着目するが、無拘束コンクリートの応力-ひずみ関係のばらつきも評価できるよう、コンプレッソメータを用い、標点距離は 100mm として、ひずみを計測した。また、応力は試験機で得られた荷重を断面積で除して求めている。図-3 に、最大荷重時後の軟化域も含む 40 体のコンクリートの（公称）応力-（公称）ひずみ関係を示す。応力が大きくなるにつ

れてばらつきも大きくなり、特に最大点以降は大きくばらついているのが分かる。図-4 に、圧縮強度のヒストグラムと正規分布と仮定したときの近似曲線を示す。平均値 40.36 N/mm^2 、標準偏差 1.30 N/mm^2 、変動係数 3.2% を得た。圧縮試験は、実験全体工程の都合上、材齢 63 日の試験である。ただし、3 本の試験体により 7 日強度および 28 日強度も求めており、その結果はそれぞれ 25.9 N/mm^2 、 35.8 N/mm^2 である。

コンクリート圧縮強度特性のばらつきについては、従来より様々なデータを用いて検討されている。日本建築試験所が過去に実施した圧縮試験結果 2949 個の標本に

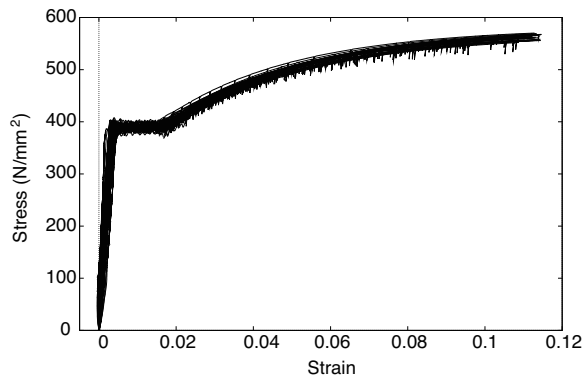


図-5 40本のD10鉄筋引張試験結果

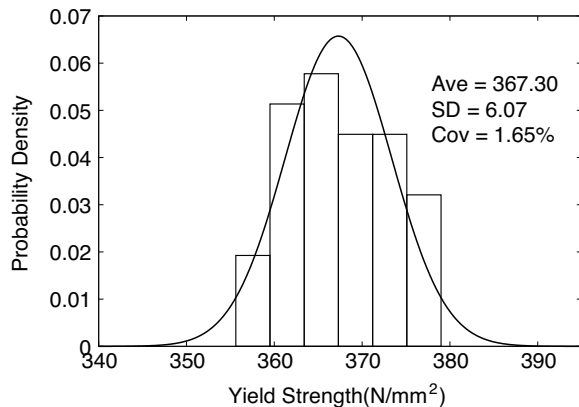


図-6 鉄筋降伏強度分布

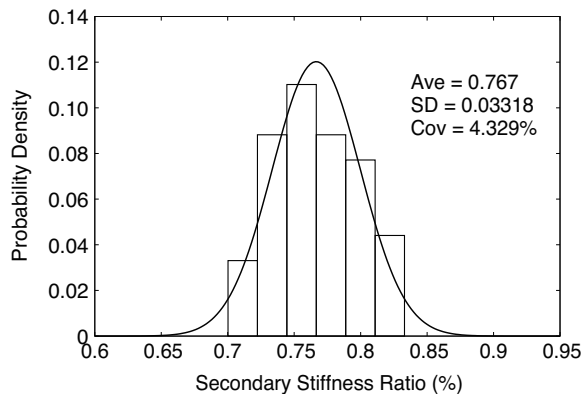


図-7 鉄筋二次剛性比分布

基づく、呼び強度 24 N/mm^2 の28日強度の結果¹³⁾は、平均値 35.89 N/mm^2 、標準偏差 3.84 N/mm^2 、変動係数 10.7% である。この結果は、様々な時期に作成された試験体を同一試験所で実験したという点で、一般的な材料のばらつきを表していると考えられる。本実験で用いたコンクリート強度の変動係数は約3分の1であり、そのばらつきは小さいことが分かる。

(3) 鉄筋材料における不確定性

柱の主鉄筋に用いたD10の鉄筋について、40本の引張試験を行った。鉄筋は加工せず、JIS Z 2201における2号試験片として結果を整理した。引張試験機は島津製作所製オートグラフ AG-X(50 kN)を用いた。図-5は40本の試験結果、図-6、図-7は、それぞれ降伏強度と二次合成のヒストグラムと正規分布と仮定したときの近似曲線を示す。その結果、降伏強度の平均値 367.30 N/mm^2 、標準偏差 6.07 N/mm^2 、変動係数 1.6% を得た。また降伏点と最大引張荷重点を結ぶ傾きを二次剛性と定義し、初期剛性との比を二次剛性比とすると、平均値 0.767% 、標準偏差 0.0033% 、変動係数 4.33% の結果を得た。

鉄筋降伏強度特性のばらつきについて、日本建築総合試験所による調査¹⁴⁾では、本実験と同じD10、SD345の鉄筋に関する標本数81個の結果は、平均値 372.65 N/mm^2 、標準偏差 13.73 N/mm^2 、変動係数 3.68% である。これより、本実験で用いた鉄筋降伏強度は、一般的なばらつきに比べて約半分程度とみることが出来る。一方、JIS規格では、鉄筋コンクリート用異形棒鋼の試験項目に伸び以外の変形に関する項目がないため、二次剛性比に関する一般的なデータを入手することができなかったが、そのばらつきは降伏強度と同様の傾向をもつものと考えられる。

(4) 震動台設置時の供試体の振動特性

震動台設置後の各供試体について、線形応答加振に先立つ3回のランダム波によって得られた固有周期を調べることににより、各供試体の初期状態の不確定性について評価する。まず供試体01の固有周期はX方向が 0.1854 秒、Y方向が 0.1865 秒であった。別途行った基礎固定のファイバーモデル解析による事前解析の結果、計算固有周期は約 0.17 秒であり、供試体をボルトで震動台と締結することによる固定条件の影響を考えると、解析とほぼ一致しているといえる。供試体01を含む16体の供試体の初期の固有周期を、表-2に示す。平均値、変動係数は、X方向で 0.1920 秒、 4.53% 、Y方向で 0.1921 秒、 4.18% であった。

4. 震動台実験結果概要

(1) 荷重-変位履歴関係と変位応答

表-1に示した一連の震動台実験結果として、まず変位応答時刻歴および荷重-変位履歴関係を示す。荷重の算定には、重錘に設置した加速度計の値を用い、水平方向に加え、重錘側面の鉛直加速度記録を用い、次式のように重錘の回転慣性を考慮している。

$$F_x = M\ddot{x} + \frac{M(\ddot{z}_+ - \ddot{z}_-)}{6} \quad (1)$$

表-2 震動台設置時の供試体固有周期

供試体 番号	X 方向 (sec)	Y 方向 (sec)	供試体 番号	X 方向 (sec)	Y 方向 (sec)
01	0.1854	0.1865	09	0.1870	0.1906
02	0.1938	0.1902	10	0.1879	0.1906
03	0.1834	0.1823	11	0.1840	0.1906
04	0.1822	0.1845	12	0.1856	0.1906
05	0.1876	0.1873	13	0.2045	0.2069
06	0.2029	0.1930	14	0.1925	0.1859
07	0.2025	0.2090	15	0.1876	0.1859
08	0.1989	0.1882	16	0.2059	0.2119

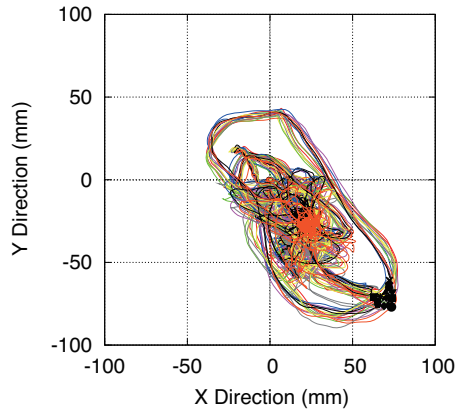


図-8 100%入力時の 16 体の変位応答軌跡

ここで、 F_x は X 方向の荷重、 M は重錘質量、 $\ddot{x}$ は X 方向（水平）加速度、 $\ddot{z}_+$ 、 $\ddot{z}_-$ はそれぞれ重錘側面の鉛直加速度を示す。

本実験は三次元加震であるため、その応答も三次元空間中に軌跡を描く。線形応答加振に対しては、後で示すように震動台加振波調整中のデータを使うことから、Y 方向のデータを用いて考察する。線形応答であることから、Y 方向のみに着目しても一般性を失わないと判断できる。非線形応答加振に対しては、地震動の特性および構造物の非線形化により、X-Y 平面上の応答について、ある方向に大きくなる特徴がある。一例として図-8 に 100%加振時の変位応答軌跡を示すが、その水平方向応答特性を議論するに際しては、特に断らない限り、X-Y 平面における最大応答変位方向（図-8 右下の黒点が最大応答変位点であり、これと原点を結んだ直線方向）に変換した値を用いることを基本とする。このようにして得られた 16 体の変位応答時刻歴、荷重-変位履歴関係を、それぞれ図-9、図-10 に示す。

荷重-変位履歴関係を見ると、18% (2 回目) 加振までは、ほぼ線形応答を示しており、残留変形も生じていない。100%加振によって明瞭な非線形応答を示し、変位応答より振動周期が長くなっていることが分かる。150%加振においては、最大応答におけるばらつきが増大し、残留変形においても同様にばらつきは大きなものとなっ

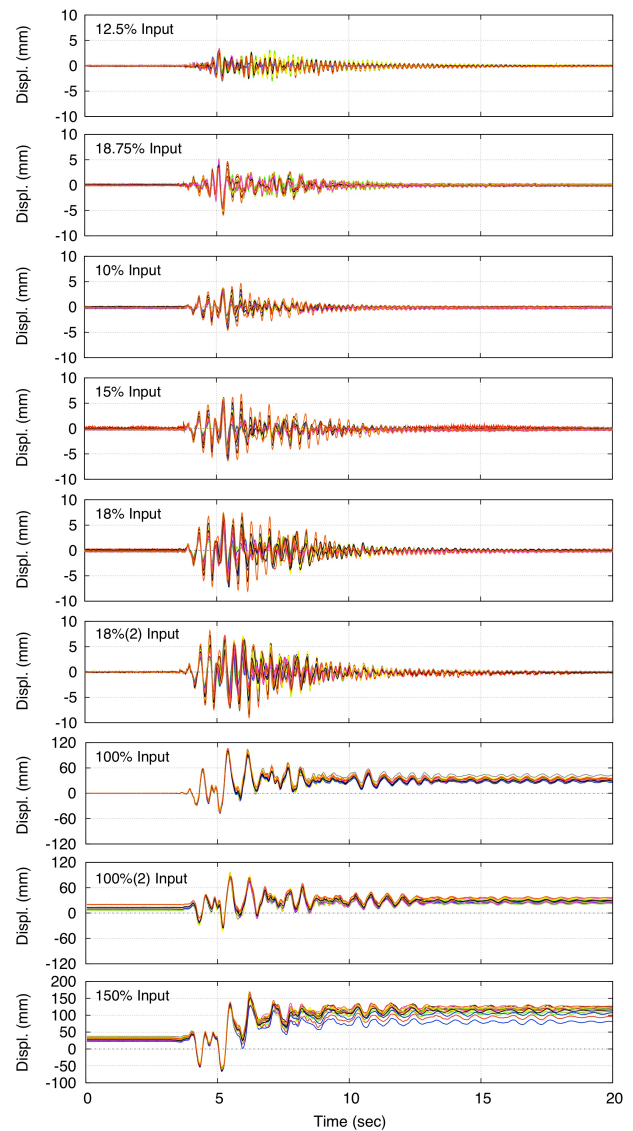


図-9 最大応答変位方向の変位応答時刻歴

ている。

(2) 固有周期の変化

各加振において、ひび割れや鉄筋の降伏などが発生し、徐々に RC 柱の固有周期は長くなる。各加振における代表的な振動特性の参考として、表-3 に、供試体 01 の固有周期の変化を示す。ここで用いる固有周期は、応答変位における卓越周期と定義した。ひび割れが発生し、降伏剛性に相当する固有周期は 0.2~0.3 秒程度になり、100%加振で大きく塑性化することにより、固有周期も 0.6 秒程度まで長くなった。

(3) 入力地震動

応答を評価するために、まずシステムへの入力である各供試体の入力地震動について整理する。図-11, 12 に、それぞれ線形応答加振、非線形応答加振の初回加振時

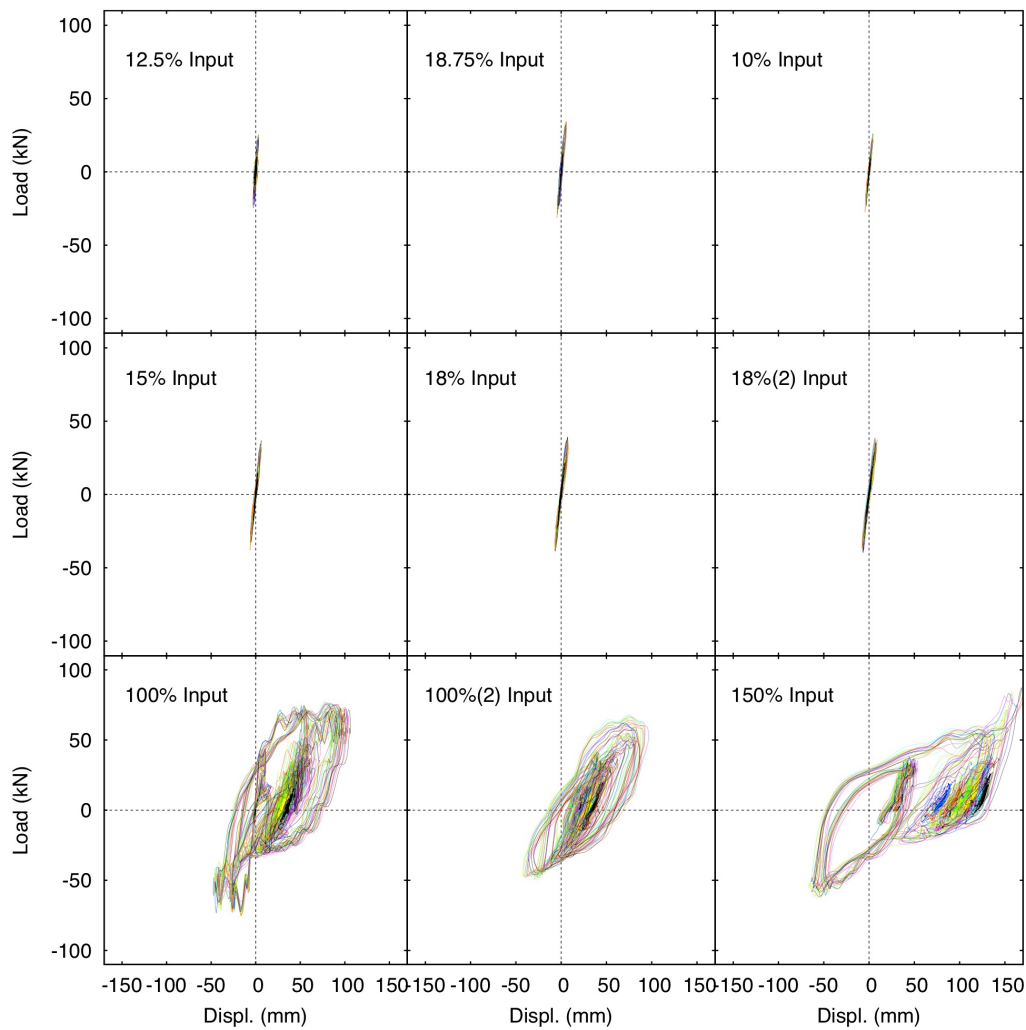


図-10 最大応答変位方向の荷重-変位履歴関係

表-3 固有周期の変化 (No.01)

加振 番号	加速度 振幅 (%)	X 方向 (sec)	Y 方向 (sec)
ランダム波	-	0.185	0.187
1st	12.5	0.223	0.181
2nd	18.75	0.259	0.266
3rd	10	0.270	0.270
4th	15	0.270	0.293
5th	18	0.270	0.297
6th	18	0.301	0.320
7th	100	0.569	0.488
8th	100	0.640	0.520
9th	150	0.758	0.975

に供試体フーチング上で得られた加速度(供試体への入力地震動)の加速度応答スペクトル(減衰定数5%)を示す。また、表-4に、加振時に得られた入力地震動に関し、線形応答加振ではX, Y方向、非線形応答加振ではX, Yおよび最大応答変位方向に変換した入力地震動を用いて計算した加速度応答スペクトルの、供試体固有

周期(表-3)におけるばらつきを、変動係数として示す。前節の固有周期の変化を参考に、線形応答加振では一次固有周期における値を、非線形応答加振では、0.2~0.6秒間での最大値のばらつきを用いている。

まず、表-4をみると、調整加振を重ねるごとに、入力地震動のばらつきが小さくなってきていることが分かる。ただし、線形応答加振では、震動台調整加振工程を兼ねていることもあり、Y方向に比べ、X方向のばらつきが大きいことが確認されたため、線形応答加振では、Y方向に着目した検討を行うこととする。次に、非線形応答加振では、線形応答時と同様、Y方向に比べてX方向のばらつきが大きいように見えるものの、図-8に示すようにXY平面45度方向に大きく変形していることから、最大応答変位方向に着目すると、そのばらつきは1%程度である。そこで、非線形応答加振では最大応答変位方向に着目した検討を行うこととする。

表-4中の太字は、本研究で考察で用いる方向における変動係数を表している。

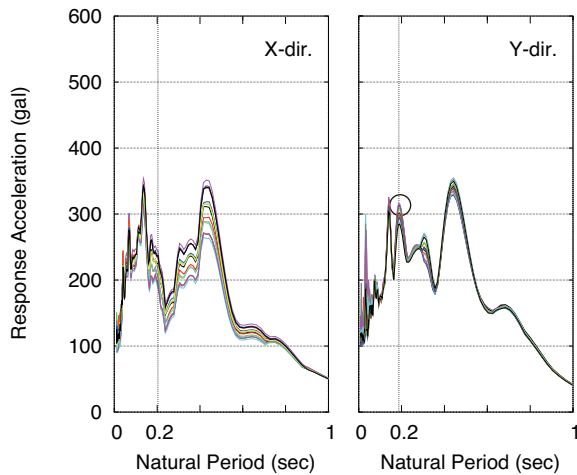


図-11 12.5%加振における入力地震動の応答スペクトル

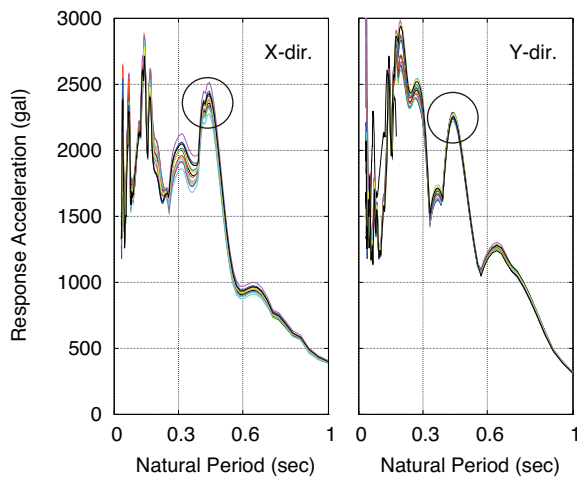


図-12 100%加振における入力地震動の応答スペクトル

表-4 入力地震動のばらつき (応答固有周期における変動係数)

加振 番号	加速度 振幅 (%)	X 方向 (%)	Y 方向 (%)	最大応答方向 (%)
1st	12.5	6.35	3.39	-
2nd	18.75	4.81	0.717	-
3rd	10	9.52	1.26	-
4th	15	4.71	1.92	-
5th	18	3.23	0.994	-
6th	18	1.38	1.10	-
7th	100	2.64	0.826	1.01
8th	100	1.22	1.36	1.08
9th	150	0.957	1.47	—*

*最大応答時に一部転倒防止ケーブルで変位抑制されているため除外

5. 非線形地震応答特性

(1) 損傷の進展と破壊形態

通常の実験では、供試体を 1 つのみ用いて実施するため、損傷の進展と破壊形態を検証するにあたり、まず供試体 01 に対する観察結果を示し、次に 16 体の比

較による考察を行う。観察には、供試体の SW 方向に設置したビデオカメラによる映像を用いている。

供試体は約 3.5 秒から揺れ出し、4.42 秒で高さ 160 mm と 320 mm 付近に大きな水平ひび割れが発生した。またひび割れは SW 方向から S, W 方向に進展している。5.07 秒において、SW 方向に圧縮力が作用する方向に応答し、5.36 秒に最大応答変位を示し、先に生じた水平ひび割れが大きく開口するとともに、新たに W 方向の高さ 10, 80 mm 付近に斜めひび割れが発生した。その後、5.86 秒に再び SW 方向に圧縮力が作用し、基部から高さ 160 mm までに縦方向のひび割れが生じた。

実験終了時に実施した損傷調査では、NE 方向において基部から高さ 160 mm まで圧壊によりコンクリートが剥落し、主鉄筋が露出していた。また SW 方向には他方向に比べてひび割れが多数見られたが、4 面に共通して、高さ 160 mm 位置に大きなひび割れが発生していた。

次に、供試体 16 本の損傷の進展の比較を行うため、単体による考察で特に損傷が大きく進展した 4.42 秒 (水平ひび割れ発生時) および 5.36 秒 (最大変位応答時) について考察する。5.36 秒時の損傷状況を図-13 に示す。

4.42 秒において、16 体全ての供試体にひび割れが発生したが、そのひび割れ性状は各供試体によって様々であり、供試体 01 のように高さ約 160 mm に発生したものもあれば、供試体 02 のように高さ約 80, 200 mm の 2 つの大きなひび割れが発生したものも確認できる。

5.36 秒では、基本的に初期に発生したひび割れが大きく進展しているものの、例えば供試体 01 と 07 のように 4.42 秒でほぼ同じ位置にひび割れが発生していたものが、供試体 07 だけに高さ約 240 mm から斜めひび割れが発生するなど、供試体によってひび割れ性状は大きく異なっていると言える。

16 体それぞれについて、前節と同様に応答変位と比較して考察することは可能であるが、このように 16 体の供試体の損傷進展を比較する限り、発生する方向は同じであるものの、その位置や進展は様々であった。このことは、主に地震被害調査のような地震後の外観調査や、ひび割れ位置 (とひずみゲージ貼付位置との位置関係) に大きく影響を受ける鉄筋ひずみによる実験評価には、本来このようなばらつきを有することを念頭におく重要性を示す結果である。

(2) 応答変位

a) 時刻歴

図-14 は、100%加振における供試体 16 体の応答変位を重ねたものである。最大応答値を示すまでは、16 体の波形はほぼ同じように見える。最大応答変位の平均値は 99.92 mm、標準偏差は 3.80 mm、変動係数は 3.80 % で



図-13 16体の100%加振における最大応答変位時の損傷状況

あった。また、最大応答変位を示す時刻は、 5.39 ± 0.03 秒と 6.14 ± 0.005 秒の2つに分かれていた(5.39秒に10個, 6.14秒に6個)。入力の変動係数が2%, 100%入力前の固有周期の変動係数が3.77%(X), 4.80%(Y)であることを考えると、そのばらつきはほぼ入力・システムのばらつきと同程度であった。この最大応答変位の領域では既に構造物が大きく非線形化しており、一般に動的非線形問題では、入力のわずかなばらつきが結果に大きく影響を及ぼす、いわゆるカオス的な挙動が発生することも予想されたが、逆に安定した結果を得た。

一方、応答波形は、最大応答変位以降から、ばらつきが生じ始めており、残留変位の平均値は31.67 mm, 標準偏差は4.34 mm, 変動係数は13.7%であり、入力・システムのばらつきと比べても大きい値を示している。最大応答変位と比べて約4倍程度変動係数が大きくなっており、このばらつきは非線形応答、特に履歴応答の不確定性に起因するものと見なすことができる。

また、16体の応答のうち、供試体13は他と大きく外れて挙動している。供試体13は、Y方向の応答がちょうど非線形挙動に入った約4.2秒付近から他と外れた応

答を示している。この応答は、特に残留変位に関する平均値、変動係数に大きく影響を与えているといえるが、この応答が異常値として取り扱うことができるかどうかを検討するため、Grubbs-Smirnovの方法による棄却検定を行った。この棄却検定法は、データが正規分布に従うという仮定があるが、外れ値が1個の場合は検出力は高いため、一つの指標として本手法を用いることにする。外れ値を X , 平均値を μ , 標準偏差を σ として、統計量 G を

$$G = \frac{|X - \mu|}{\sigma} \quad (2)$$

により求め、この G 値を Grubbs-Smirnov の統計数値表における限界値と比較する。標本数は16に対する有意水準5%の限界値は2.443であり、 G 値がこの限界値を超えれば異常値と判定される。供試体13の残留変位の G 値は2.42とほぼ限界値であるものの、有意水準5%における検定結果としては、本データは異常値ではないと判定される。

b) ヒストグラム

最大応答変位および残留変位のヒストグラムを、それぞれ図-15, 図-16に示す。ヒストグラム中の番号は、

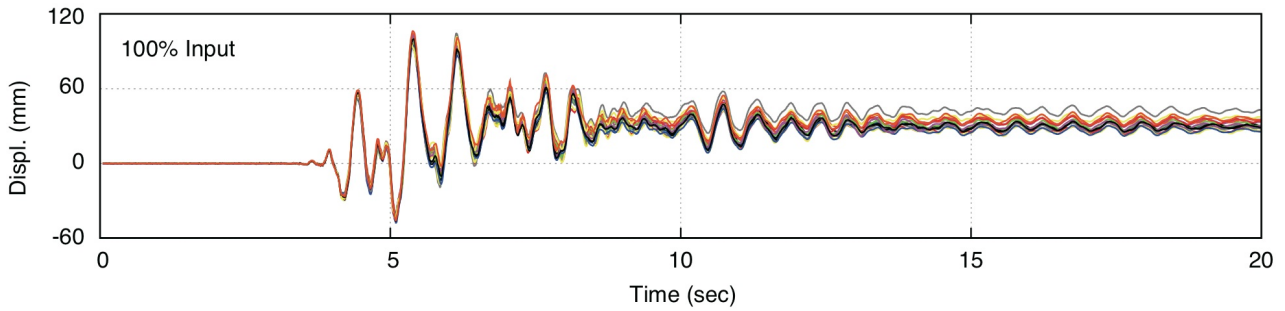


図-14 100%加振時の変位応答時刻歴

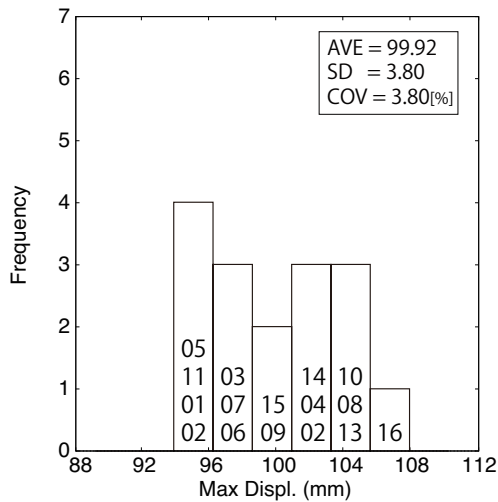


図-15 100%加振時の最大応答変位

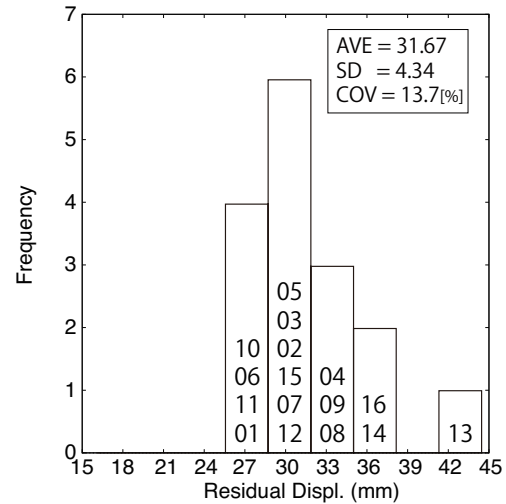


図-16 100%加振時の残留変位

供試体番号を示す。

まず、最大応答変位のヒストグラムは、真ん中が凹の形状をしている。先に述べたように、最大応答変位発生時刻は大きく2つに分かれるものの、6.14秒に最大応答値を示した供試体は02, 06, 09, 10, 13, 14であり、ヒストグラムの2つのピークは発生時刻に対応したものとは言えない。

最大応答変位と残留変位の対応関係をみると、ヒストグラム形状は変化しているものの、最大応答変位が大きい供試体が残留変位も大きくなる傾向も確認できる。

(3) 応答のばらつきの確率分布形状

a) 確率分布とその検証方法

多くの統計処理方法は、母集団や標本が正規分布することを前提としている。そのため、実験値などのデータが正規分布に従うかどうかを検討することは重要である。一般に分布形状を推定するには数多くのデータが必要であり、本実験のような標本数が16個ではないが、得られた実験結果をもとに、耐震性能指標として重要な、応答変位の最大値、残留変位について、その確率分布形状について考察する。

本節では、正規分布に加え、対数正規分布、グンベ

ル分布を検証対象とする。対数正規分布は材料強度や疲労寿命など、複雑な事象が関係し合う事象の確率分布によく用いられる。グンベル分布は極値分布の1つであり、最大値に関するI型漸近分布として、発生地震動強度などの自然現象の最大値(極値)に対して用いられる。

分布形状に対する検討では、ヒストグラムと平均値・分散値に基づく確率分布形状の比較に加え、確率紙を用いて、その適合性を判定する。確率紙による評価では、得られたデータを小さい順に並べ替え、累積相対度数を求める。次にデータを横軸、累積相対度数を縦軸にとり、検討する確率分布に対応する確率紙上にデータを示し、プロットした点が直線に近い傾向を示せば、データはその分布に従うことを意味する。分布形状および確率紙による評価が難しい場合には、検定により評価する。

b) 最大応答変位

図-17に最大応答変位に関するヒストグラム、正規分布・対数正規分布・グンベル分布に対応する確率分布と確率紙プロットを示す。

分布形状を見る限り、本データに関しては正規分布と対数正規分布はほぼ同じである。ヒストグラムでは

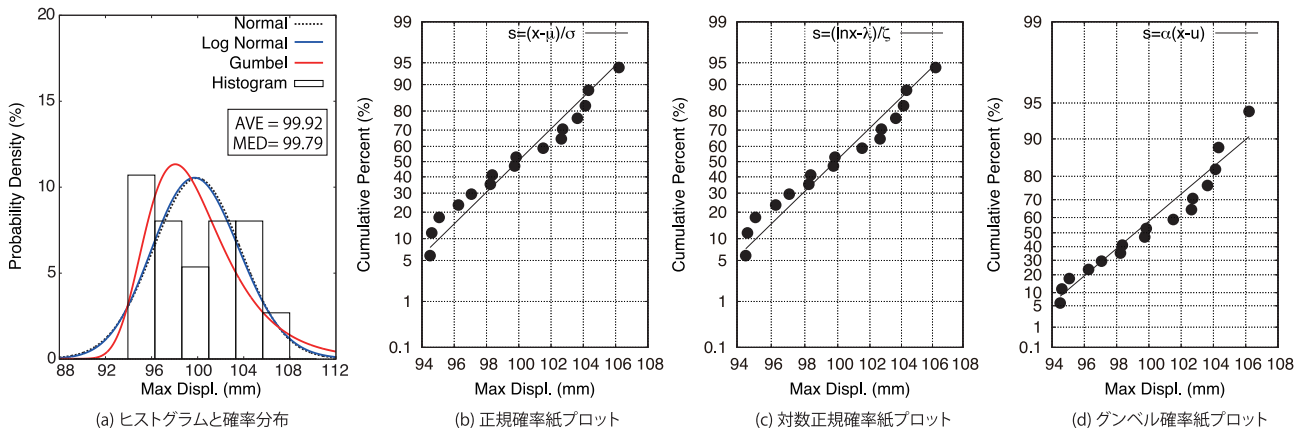
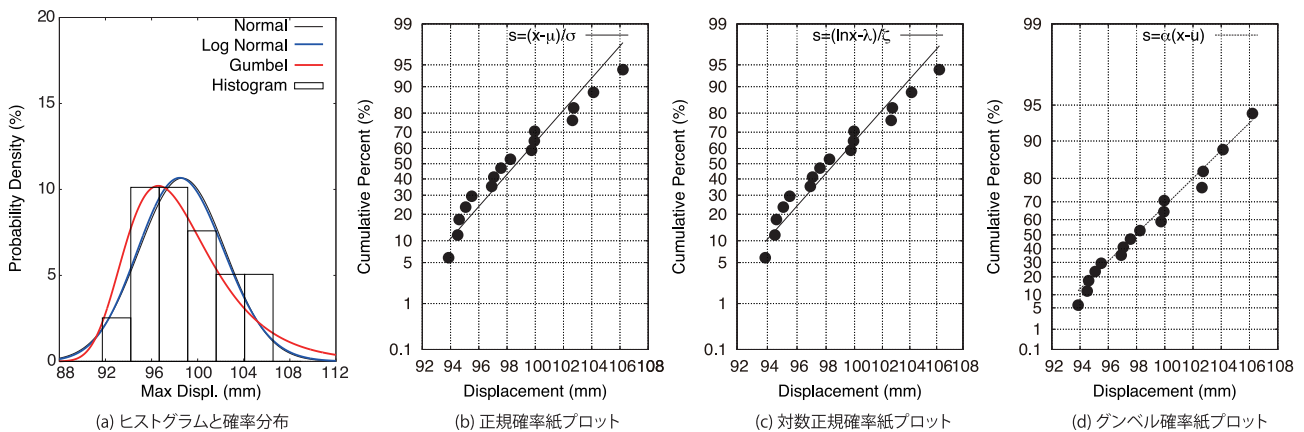


図-17 最大応答変位の分布形状

図-18 $t = 5.39$ 秒における応答変位の分布形状

左側が大きな山を示しているため、分布形状ではグンベル分布の方が適合性は高いように見えるが、グンベル確率紙プロットでは、特に 104 mm より大きい範囲で直線を外れる結果となった。正規確率紙プロットでは 96 mm 以下および 104 mm 以上で実験値が少し曲率に変化しているように見えるものの、グンベル分布よりは直線性があるように判断できる。

分布形状の適合性を統計的に検討するため、最大応答変位の分布形状を正規分布、グンベル分布と仮定することに対し、Kolmogorov-Smirnov 検定 (KS 検定) を行った。KS 検定とは、有限個の標本に基づいて母集団の確率分布が帰無仮説で提示された分布と異なっているかどうかを調べるために用いられる。ここで、帰無仮説として、最大応答変位の分布形状が正規分布あるいはグンベル分布である、と考える。その結果、有意水準 5% における棄却限定値が 0.34 であるのに対し、正規分布、グンベル分布の D_n 値がそれぞれ 0.099, 0.096 となり、共にその仮説が棄却されない。また、ほぼ同じ値を示していることから、最大応答変位の分布形状として、正規分布、グンベル分布の間に優位性は特になくといえる。

c) $t = 5.39$ 秒における応答変位

先に示したように、最大応答変位は大きく 2 つの時刻において発生する。本節では、16 体のうち 10 体が最大応答値を示した $t = 5.39$ 秒における応答変位について、その分布形状を検討する。図-18 に最大応答変位に関するヒストグラム、各種分布に対応する確率分布と確率紙プロットを示す。

最大応答変位のヒストグラムが凹型となったのに対し、 $t = 5.39$ 秒の応答変位はひとつのピークを示す形状となった。また、確率分布とヒストグラムの比較、確率紙プロットからも、その分布形状はグンベル分布と判断することができる。KS 検定では正規分布、グンベル分布と仮定した場合の D_n 値がそれぞれ 0.115, 0.074 と、有意水準 5% において正規分布とする仮説も棄却されるものではないものの、グンベル分布の D_n 値が正規分布の約 64% であり、グンベル分布の方が適合度が高いと判断できる。

d) 残留変位

図-19 に残留変位に関するヒストグラム、各種分布に対応する確率分布と確率紙プロットを示す。ヒストグ

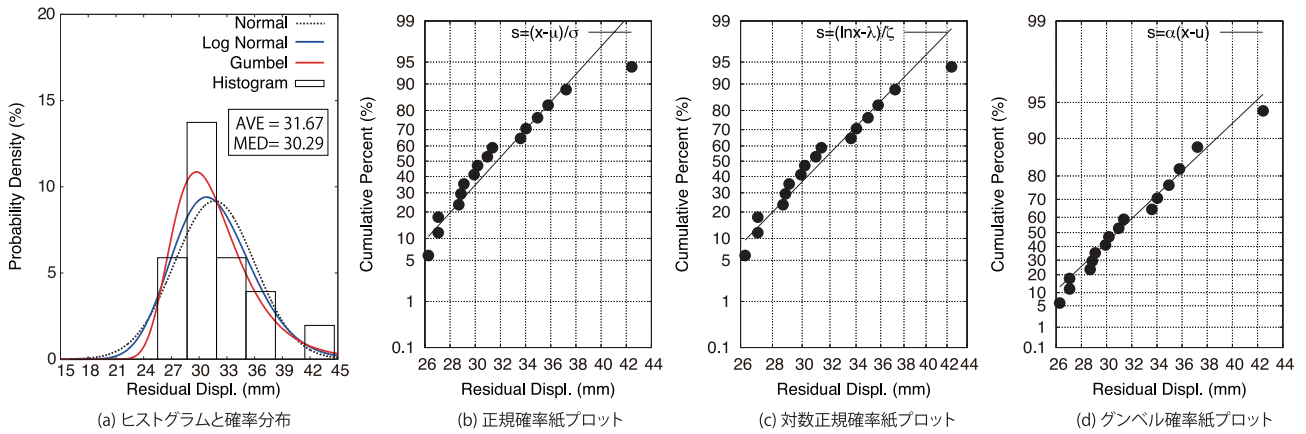


図-19 残留変位の分布形状

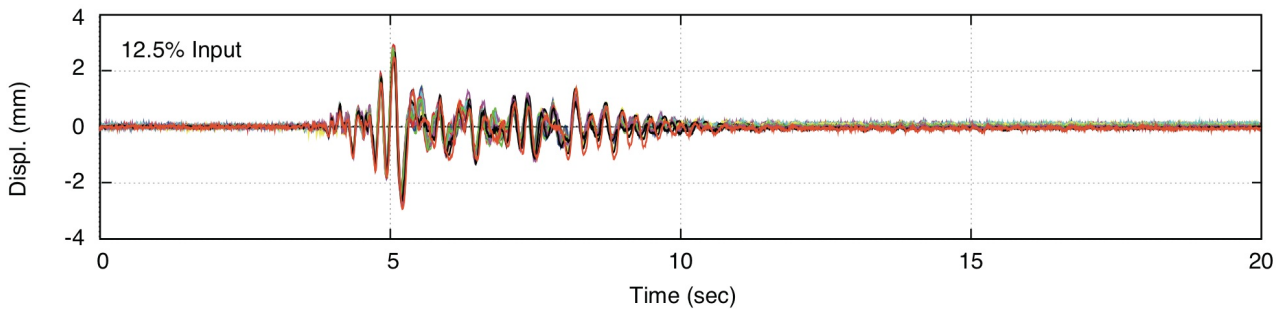


図-20 12.5%加振時の変位応答時刻歴

ラムとの比較では、確率分布モデルとして対数正規分布とグンベル分布のいずれかの可能性が考えられるが、グンベル確率紙プロットの方が直線性が高く、グンベル分布の方が適合度が高い。

6. 最大応答変位に関する考察

(1) 線形応答加振・非線形応答加振における最大応答変位

RC 構造の耐震性能を照査するにあたり、線形・非線形に関わらず、最大応答変位は最も基本的な指標として用いられている。図-20, 21 に、それぞれ 1 回目加振における 16 体の変位応答時刻歴および最大応答値のヒストグラムを示し、表-5 に、全加振ケースにおける最大応答変位の平均値および変動係数を示す。

まず、線形応答加振の時刻歴応答について、最大応答までの振動周期などの特徴は似通っているものの、それ以降の挙動はばらつきが大きい。つまり、ひび割れなどが発生し、小振幅の範囲で非線形挙動が生じていることを意味している。初めての非線形応答加振である 7 回目加振の最大応答変位の変動係数 (3.68%) が、入力やシステムの不確定性に比較すると大きくないことは言及したが、線形応答加振の 1 回目加振の変動係数

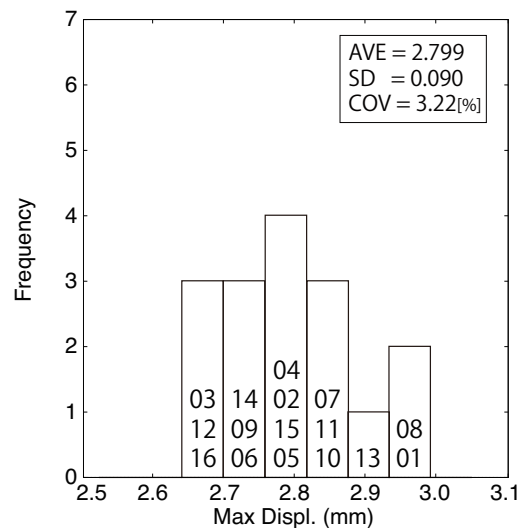


図-21 12.5%加振時の最大応答変位

も 3.12% と、7 回目加振とほぼ同等であった。一般的に、非線形動的挙動は初期条件の違いにより結果が大きく変わる特性を有しているにも関わらず、非線形応答と線形応答が同等のばらつきを示しているということは興味深い。また、線形応答加振である 2 回目～5 回目の変動係数は 5～9% であり、非線形応答よりも線形応答の方が大きなばらつきを示すという、一見常識と異な

表-5 最大応答変位のばらつき

加振 番号	加速度 振幅 (%)	平均値 (mm)	変動係数 (%)
1st	12.5	2.80	3.12
2nd	18.75	5.02	6.13
3rd	10	3.20	8.58
4th	15	4.92	8.99
5th	18	5.86	5.44
6th	18	5.88	3.43
7th	100	99.9	3.68
8th	100	88.5	5.20
9th	150	153.0	7.22

る結果を示している。本節では、これらの特徴について考察する。

(2) 骨格曲線と履歴曲線上を動く挙動

RC 構造に対する耐震設計では、降伏点を剛性変化点とした完全弾塑性型骨格曲線でモデル化され、図-9、図-10 より分かるように、線形応答加振である 18% (2 回目) までは、この耐震設計上線形とみなせる範囲の応答をしていることが分かる。しかし、実際の RC 構造には、荷重-変位関係レベルでの降伏点以前にも、コンクリートのひび割れや側方鉄筋の降伏が時々刻々発生し、単純に線形挙動している訳ではない。そこで、線形応答加振としている 1 回目から 6 回目までの加振について、供試体 12 を例として荷重-変位履歴関係を示したものが図-22 である。

1~6 回目加振までを詳細に記述すると、次のようになる。

- 1 回目加振** 正側および負側において、荷重 15kN 付近で剛性が小さくなり、クラック発生が確認できる。これに伴い骨格曲線の剛性が小さくなり、その後最大点を指向する履歴応答を示している。
- 2 回目加振** 応答が大きくなり、負側では 1 回目加振に比べ、約 2 倍の最大応答値を示している。挙動は最大点指向であり、1 回目加振に比べるとやや大きな履歴を示している。
- 3 回目加振** 完全に 2 回目加振の履歴内の挙動を示し、2 回目加振で得られた最大点を指向した、ほぼ直線の履歴を示している。
- 4 回目加振** 3 回目加振よりは大きいものの、2 回目加振の履歴内での 2 回目加振で得られた最大点を指向した線形応答を示している。
- 5 回目加振** 2 回目加振で得られた最大点を指向しながら応答が大きくなり、正負両側で 2 回目加振よりもやや大きな応答を示している。その後、5 回目加振により更新された最大点を指向した線形応答を示している。

6 回目加振 5 回目加振で得られた最大点を指向しながら応答が大きくなり、正負側で 5 回目加振よりもやや大きな応答を示している。

この記述は供試体 12 によるものであるが、他の供試体においても確認し、ほぼ同様の結果を得た。ただし、例えば供試体 16 では 4 回目加振において 2 回目加振の履歴をやや上回る最大値を示している、などのばらつきは存在している。

まず、変動係数が 8~9% と大きな 3, 4 回目加振では、履歴形状そのものは線形に近いものの、完全に 2 回目加振の履歴内で応答している。一方、変動係数が 3% 程度である線形応答加振の 1, 6 回目加振および非線形応答加振の 7 回目加振は、過去に経験した最大応答よりも大きな応答を示しており、これらは骨格曲線上を動いて得られた応答値である。ただし、2 回目加振の最大応答値は骨格曲線上を動いて得られたことは明白であるにも関わらず、その変動係数は 6% 程度と他の骨格曲線上を動いて得られた値より大きい。これは、図-13 にも見られるように、供試体ごとに発生するひび割れ位置、間隔等は大きくばらついており、この初期状態のばらつきが結果に影響を与えたものと考ええる。同様に、8 回目以降の非線形応答加振では、既に初期状態が供試体間で大きく異なることから、骨格曲線上の応答といえども変動係数は大きなものとなる。

また、非線形応答である 7 回目加振の変動係数が大きくないことについて、構造物の非線形動的挙動をカオス力学系として取り扱った研究¹⁵⁾を参考に考察する。朝山は、硬化型履歴特性を有する構造物の非線形応答には、カオス力学系としての複雑で多様な解が含まれている一方で、軟化型履歴特性を持つ構造物では、初期条件の僅かな違いが非線形応答に及ぼす影響は小さく、また 15% 程度の減衰性能が、その振動現象を安定化させることを解析的に示している。本研究の対象である RC 構造物の履歴特性は軟化型であり、かつ大きな履歴減衰を有しているため、非線形応答であっても、線形応答に比べて最大応答値のばらつきは大きくならないと解釈できる。一度非線形化した後の挙動については、新たな最大応答値を示すとしても、大きく履歴挙動内を動くことから、線形応答に対して検討したようにばらつきは大きくなっても不思議ではない。

以上の結果を整理すると、変位応答値に関し、初期状態が大きく異なる条件では、線形および非線形応答に関わらず、骨格曲線上を動いて得られた値は、履歴曲線上を動いて得られた値よりも、ばらつきはかなり小さいものとなる。従来の RC 構造の耐震設計 (保有水平耐力法) では、設計指標に構造物の最大応答変位を用いているが、その指標のばらつきは大きくなく、妥当であることが確認された。

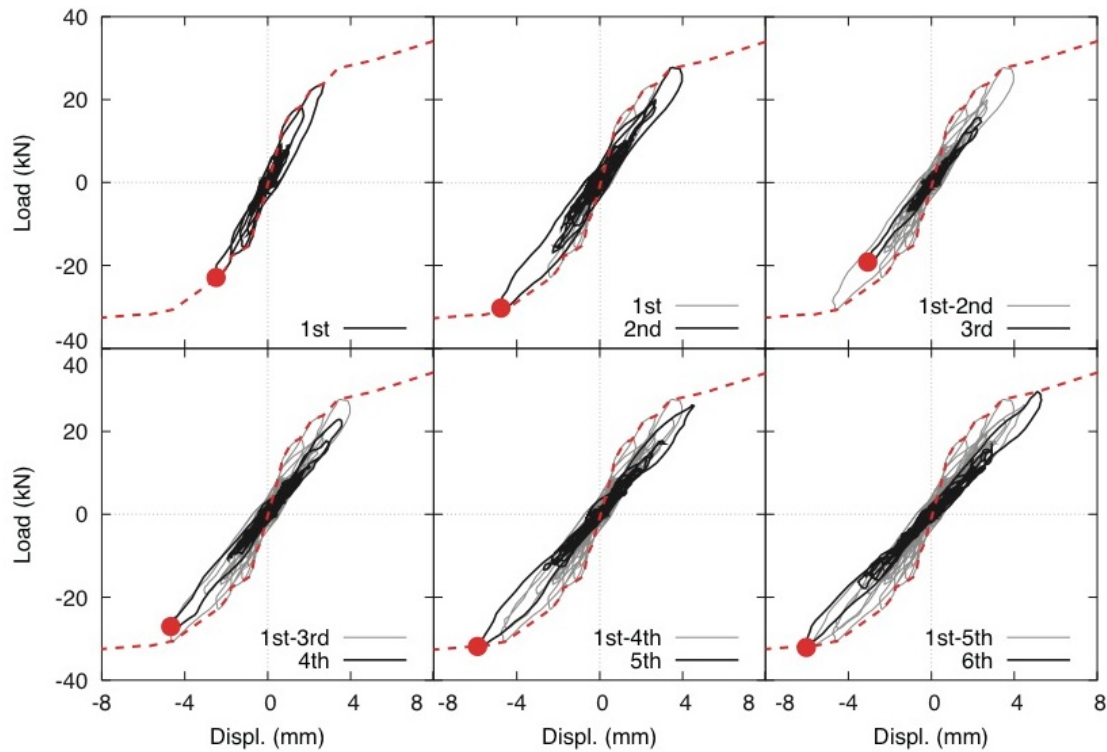


図-22 No.12 の線形応答加振時荷重-変位履歴関係

7. 減衰特性にみる不確定性評価

構造物の減衰特性の評価は、従来より実測に頼っている。しかし、実測結果は、構造材料や地盤条件、基礎種別などによって著しくばらつき、実測データから上部構造のみの減衰を分離して抽出することは難しい。振動測定手法や減衰評価手法も場合によって適、不適があり、得られる減衰値の精度も手法によって大きく異なる。従来収集された減衰定数の実測資料の変動係数は非常に大きく、70%を超える値をとるとの報告もある^{16),17)}。一方、動的応答解析法が高度化し、応答予測の精度向上が求められているのが現状である。また、動的設計も通常の業務として実施されるようになった現在でも、構造物の減衰定数に関する定量的な根拠は明らかとなっていない。部材の復元力特性を決定するための研究成果に比較して、減衰定数の評価は、精度のバランスが悪いものとなっている。本研究で得られた減衰特性を用い、その不確定性評価を試みる。

今回用いた供試体は一質点系モデルとして見なせる形状であり、線形応答時の減衰特性は、12.5% 加振における 16 体それぞれの入力地震動の変位応答スペクトルを用いて同定する。図-23 に示すように、様々に減衰定数を変化させた変位応答スペクトルにおいて、実測した供試体固有周期および最大応答変位との交点を通る減衰定数を求め、これを線形加振時の減衰定数とする。このようにして求めた減衰定数のヒストグラムを

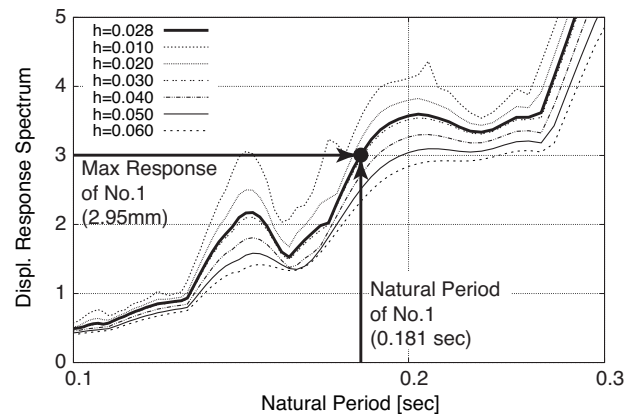


図-23 No.1 の変位応答スペクトルと実測値による減衰定数の同定

図-24 に示す。正規分布とは異なる形状を示しているものの、平均値は 5.1% となり、従来の知見である減衰定数 5% と近い値を示していることが分かる。ただし、変動係数は約 21% と大きく、本結果が固定条件等の影響を受けている可能性があるとしても、最大応答変位に比べて大きく値がばらついている。線形応答であることから、一質点系解析モデルや解析手法が有する認識論的不確定性は低く、これらのばらつきは主に偶然的な不確定性によるものと考えられ、最大応答変位に比べて不確定性が高い指標と言わざるをえない。

非線形応答の減衰は履歴減衰で表現することができ

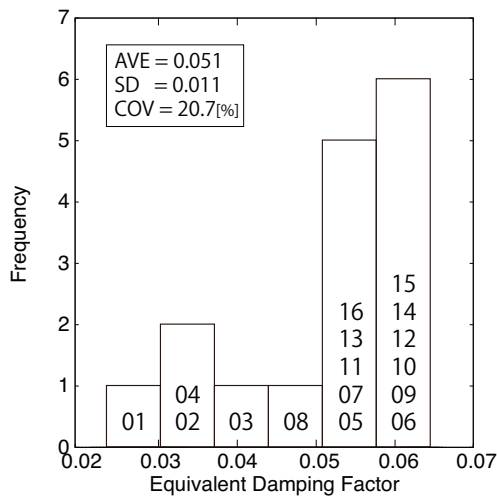


図-24 12.5%加振時の減衰定数

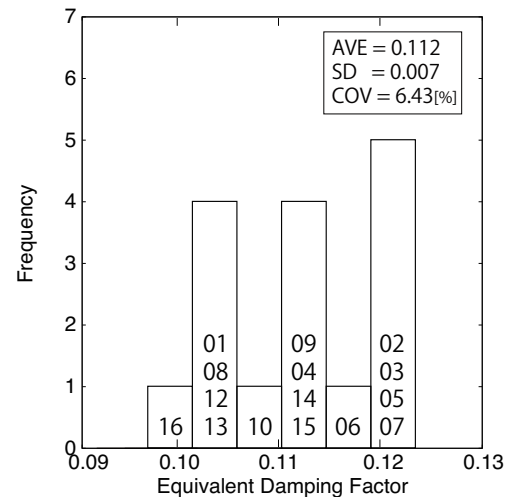


図-25 100%加振時の等価減衰定数

るが、これを簡易に定量的評価する方法として等価粘性減衰がある。しかし、等価粘性減衰は定常振動を想定していることや、振動中の減衰の影響をうまく表現できないものの、非線形応答における減衰の指標として、最大履歴応答に対する等価減衰定数を採用する。100%加振の結果を用い、等価減衰定数のそのヒストグラムを描いたものが図-25である。もはや分布形状を推定するには困難な結果を示しているものの、最大応答変位に基づく等価減衰定数であることもあり、その変動係数は約6%と小さい。

8. まとめ

本研究では、E-ディフェンスを用いて16体のRC柱供試体の一斉加振実験を行い、16体の供試体の線形／非線形動的応答の不確定性について定量的に評価した。本研究で得られた結果をまとめると、次のようになる。

- 非線形応答時の最大応答変位の変動係数は3.80%であり、そのばらつきはほぼ入力・システムのばらつきと同程度であった。最大応答変位の領域では既に構造物が大きく非線形化しているものの、履歴減衰の効果もあり、不確定性の小さな結果を得たと考える。耐震設計では、最大応答値を安全性を確認する指標として用いられることが多いが、その値の不確定性は大きくなく、現行の変位ベースの耐震設計法が妥当であることを支持している。
- 残留変位の変動係数は13.7%であり、最大応答変位と比べて約4倍程度変動係数が大きい。耐震設計において、復旧性の観点から残留変形も照査する設計基準もあるが、その不確定性は大きいため、最大応答値と同等の確からしさで取り扱うことはできない。

- 応答変位に関する確率分布形状を評価した結果、最大応答変位は正規分布、グンベル分布両者間の優位性は確認されなかったが、その最大応答発生時刻は同じではなく、大きく2つに分けることができる。そこで、16体中10体の最大応答変位を示す時刻における応答変位に対して評価すると、グンベル分布の方が適合度が高い。また、残留変位もグンベル分布の適合度が高い。
- 最大応答変位に対するばらつきを検討した結果、初期状態が大きく異なる条件では、線形および非線形応答に関わらず、骨格曲線上を動いて得られた値のばらつきは小さい一方、変形量が小さくとも履歴曲線上を動いて得られた値のばらつきは大きい。
- 構造減衰に関する検討の結果、線形応答時の減衰定数は約5%程度であり、構造設計時に標準的に用いられている値と近い結果を得たが、そのばらつきは大きい。一方、非線形応答時（最大応答時）は最大応答変位のばらつきが小さいことにも関連し、その等価減衰定数の変動係数は、約6.5%と小さな結果を得た。

なお、本実験の全データは、防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターの実大三次元震動実験施設・試験データアーカイブ(ASEBI)より公開している。多くの研究者により有効に活用されることを期待する。

謝辞：本研究は科学研究費補助金若手研究(S)19676004番および京都大学-防災科学技術研究所共同研究のもと実施したものである。本実験を実施するにあたり、中山学氏（元防災科研兵庫耐震工学研究センター研究員）、中西伸二氏（元京都大学技術専門官）をはじめ、京都大学防災研究所、工学研究科社会基盤工学専攻、都市

社会工学専攻, 都市環境工学専攻, 建築学専攻の学生諸君の協力が不可欠であった。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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, 日本建築学会構造系論文集, No. 612, pp. 207-214, 2007.
- 2) 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.
- 3) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性: 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 635, pp. 157-166, 2009.
- 4) Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Takahashi, Y., Kosa, K. and Yabe, M.: Seismic performance of a flexural failure type reinforced concrete bridge column based on E-Defense excitation, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 2, pp. 267-285, 2009.
- 5) 笠井和彦, 引野剛, 伊藤浩資, 大木洋司, 元結正次郎, 加藤史人, 馬場勇輝: 実験の全体概要および非制振状態での応答性状 3 次元震動台による実大 5 層制振鋼構造建物の実験研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 663, pp. 997-1006, 2011.
- 6) Kiureghian, A. and Ditlevsen, O.: Aleatory or epistemic? Does it matter?, *Structural Safety*, Vol. 31, pp. 105-112, 2008.
- 7) Padgett, J. and DesRoches, R.: Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty, *Journal of Structural Engineering, JSCE*, Vol. 133, pp. 1710-1718, 2007.
- 8) 大住道生, 運上茂樹: 材料強度のばらつきが道路橋の耐震性能に及ぼす影響, 第 3 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 283-288, 1999.
- 9) 足立幸朗, 運上茂樹: 材料特性等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の地震応答特性評価に及ぼす影響, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 261-264, 1999.
- 10) 中田宙志, 松崎裕, 川島一彦: 材料特性のばらつきを考慮した RC 橋脚の耐震性能評価に関する研究, 土木学会地震工学論文集, Vol. 30, 2010.
- 11) 日本建築学会: 構造物系の非線形・不確定モデリング, 丸善, 1998.
- 12) 梶原浩一, 佐藤栄児, 田川泰敬: 実大三次元震動破壊実験装置 (E-ディフェンス) の加振性能と活用について, 「振動と運動の制御」シンポジウム講演論文集, Vol. 9, pp. 313-316, 2005.
- 13) 高橋利一: 受託試験におけるコンクリートの圧縮強度に関する調査, 技術報告 39, 日本建築総合試験所, 1985.
- 14) 池田茂: 受託試験における鉄筋コンクリート用異形棒鋼の引張及び曲げ試験に関する調査, 技術報告 44, 日本建築総合試験所, 1986.
- 15) 朝山秀一: カオス力学系としてのパッシブな応答制御機構を持つ建築物の非線形挙動に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 544, pp. 179-187, 2001.
- 16) Haviland, R.: A study of the uncertainties in the fundamental translational period and damping values for real buildings, Technical Report R76-12, Massachusetts Institute of Technology, 1976.
- 17) 日本建築学会: 建築物の減衰, 丸善, 2000.

(2015. 6. 16 受付)

QUANTITATIVE EVALUATION OF SEISMIC RESPONSE BASED ON SIMULTANEOUS EXCITATION OF 16 RC COLUMNS

Yoshikazu TAKAHASHI and Nozomi KOBAYASHI

In seismic design, it is important to consider uncertainties in structural response. Although experimental data of material variations has been accumulated, there is very few data of nonlinear dynamic structural response to be able to evaluate quantitatively. This paper presents 3D shake table experiments on 16 middle-scale reinforced concrete bridge column type specimens at E-Defense. Simultaneous excitation of specimens on the same shake table can guarantee the same dynamic inputs. As the results, the COV of the displacement response of the first nonlinear excitation was found to be not so large because the response on the skeleton curve was much more stable than the response in the hysteresis loops. This result can be the evidence to support validity of the current displacement-based seismic design.