旧耐震基準で設計されたRC造建築物を対象とした実大部分架構の動的破壊実験 FULL-SCALE SHAKING TABLE TESTS ON DYNAMIC FAILURE OF REINFORCED CONCRETE BUILDING USING OLD SEISMIC REGULATION

飯場 正紀*, 稲井 栄一**, 倉本 洋***

Masanori IIBA, Eiichi INAI and Hiroshi KURAMOTO

In order to understand failure mechanisms of existing non-conformed reinforced concrete buildings during a severe earthquake, shaking table and static tests of a full-scale RC frame were conducted. A specimen of the RC frame was designed based on the building regulation that had used before 1971, under which an amount of shear reinforcements of columns was less than that under the current regulation. Several ideas to design a loading apparatus for the shaking table tests were taken into consideration to simulate the dynamic behaviors of the RC frame as a part of a whole structural system. The test results indicate that the existing non-conformed RC buildings have a high possibility of shear failure in columns.

Keywords : existing non-conformed building, reinforced concrete, frame, full scale, failure test, shaking table

既存不適格建築物、鉄筋コンクリート、フレーム、実大、破壊試験、振動台

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により、25万棟近くに達する住家が全壊・半壊の被害を受けた¹⁾。本地震での被害の特徴は、1982年以降に建設(新耐震設計法による設計)された建築物に比べて、1981年以前の建築基準法で設計された建築物の被害程度が大きく、特に鉄筋コンクリート造建築物(以下RC造建築物)の場合には、1971年以前の建築物の被害率が非常に大きかった²⁾。この原因としては、1971年の改定以前の建築基準法並びにRC造構造計算規程・同解説(日本建築学会)の規定(以下旧耐震基準)では、新耐震設計法の規定に比べてRC造柱の設計用せん断力が小さく、かつ、せん断補強筋の最小間隔が広がったため、柱に十分な強度と靱性が確保されていなかったことなどが挙げられる。

このような状況を踏まえ、旧建設省総合技術開発プロジェクト「大都市地域における地震防災技術の開発」(平成4~9年度)に関する研究の一環として実施された共同研究「新技術による既存建築物の耐震性向上技術の開発」(平成8~10年度)³⁾では、既存不適格建築物の耐震改修の促進に向けて⁴⁾、既存の耐震補強技術やダンパー等を用いた制振手法による建築物の地震時応答の低減技術が検討された。

本研究は、上記共同研究の一部として行われたものであり、旧耐震基準に基づいて設計されたRC造建築物の地震時破壊性状を明らかにする目的で、RC造フレームの静加力実験と振動台実験を行った^{5)~7)}。振動台を用いたRC造建築物の地震時挙動・破壊性状に関する実験的な研究が過去にいくつか行われているが、実物との相似性を満足させるための時間軸の縮小・付加質量の設置または崩壊の

ための危険防止治具の検討等、試験体等の設計に非常に苦勞することが多く、試験体等が複雑になる^{8)~10)}。本研究では、構造体の一部(はり柱のフレーム)の実大モデルを用い、その部分に作用する動的な外力条件を実物のそれと対応させる実験手法、実験装置を採用した。本論文は、実験手法の考え方、実験装置の内容を説明するとともに、RC造柱のせん断破壊性状に関する検討結果および実験手法の妥当性について述べる。

2. 実験モデルの考え方

本研究では層崩壊する可能性の高い特定の層の地震時挙動に着目している。以下に5階建て建築物の2階部分を対象とした実験のモデル化の流れを示す。

建築物の1次モード成分のみを考慮すると、各層の変位は図1a)に示すように $\beta u_i \Delta$ と表わされる。ここに、 β は1次の刺激係数、 u_i は1次モードにおけるi層成分、 Δ は βu が1となる高さでの変位で、等価1自由度系における代表変位である。またi層の質量を m_i 、地動変位を y とすると、i層のせん断力 Q_i は下式で表わされる。

$$Q_i = \beta \sum_{k=1}^5 u_k m_k (\ddot{\Delta} + \ddot{y}) = M_i (\ddot{\Delta} + \ddot{y}) \quad (1)$$

ここに、 M_i はi層における1次有効質量に相当し、下式となる。

$$M_i = \beta \sum_{k=1}^5 u_k m_k \quad (2)$$

等価1自由度系では、その代表せん断力として1層のせん断力 Q_1 を採用する場合、その振動系は図1b)で表されるが、ここでは図1c)の2層のせん断力 Q_2 が作用する振動系を考える。この場合、b)とc)の振動系の周期を等しくするために、等価剛性 K_2 は、 K_1 に質

注) 本論文の一部は既に文献5)~7)において発表されている。

* 独立行政法人建築研究所構造研究グループ
上席研究員・工修

** 山口大学工学部感性デザイン工学科 助教授・工博

*** 豊橋技術科学大学工学教育国際協力研究センター
助教授・工博

Chief Research Engineer, Structural Engineering Group, Building Research Institute, M. Eng.
Assoc. Prof., Kansei Design and Engineering, Faculty of Engineering, Yamaguchi University, Dr. Eng.
Assoc. Prof., International Cooperation Center for Engineering Education Development, Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

図1 実験モデルの考え方

図2 参考としたRC造建築物と原型部分

量比(M_2/M_1)を乗じたものとなる。図1d)に実験モデルの基本構成を示す。実験モデルは対象建築物の2層のフレーム(剛性 k_2)とその他の層を縮約したばね(剛性 k_a)(k_2 と k_a の直列ばねと K_2 が等しい)および質量(M_2)により構成される。実験モデルに変位 Δ が生じた時、フレーム部分には Q_2 のせん断力と2層の層間変形 $\beta(u_2-u_1)\Delta$ に相当する変形が生じ、2層部分の地震時挙動が模擬できる。また減衰特性も等価性が求められ、建築物が塑性化する場合の履歴による減衰効果に関しても、対象建築物の等価1自由度系モデルと実験モデルを整合させる必要がある。

3. 鉄筋コンクリート造フレーム試験体の設計

実験対象とする建築物の選定および試験体の設計に際し、層崩壊の一因と考えられる柱のせん断破壊に着目し、旧耐震基準で設計されたRC造建築物をいくつか検討した。実験装置等の条件、建築物の設計図の入手の制約等から、最終的にピロティを有する5階建てRC造集合住宅(1974年建設)¹¹⁾を参考建築物とすることにした。参考建築物は1971年以後の設計であるため、この参考建築物とほぼ同一の振動性状を有する建築物において2層で柱のせん断破壊を起こすことを想定し、柱が旧耐震基準に適合するように鉄筋コンクリート造フレーム試験体(以下RC造試験体)を設計した。

図2に、参考建築物の桁行方向の概要を示すが、桁行方向は2構面5スパンのラーメン構造、はり間方向は妻側のみが連層耐震壁を有するラーメン構造である。参考建築物の桁行方向における2階部分の内フレームの1層1スパン分を原型モデルとした。なお参考建築物の2階の柱頭位置に作用する鉛直荷重は、桁行方向1スパンあたり約2160kN(柱1本当たり1080kN)である。

図3に、原型モデルを参考に設計されたRC造試験体のはり・柱の形状と断面を示す。RC造試験体のはり・柱は、参考建築物の2階および3階スラブ付きはりの平均的な剛性を有する断面に単純化し、上ばりと下ばりを同一断面とした。ただし、はりの強度はフレーム

図3 RC造試験体の寸法と断面特性

図4 はり降伏によるメカニズム時の柱・はり応力

表1 コンクリートと鉄筋の材料特性

材料	圧縮強度 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	弾性定数 (kN/mm^2)
コンクリート(Fc21)	23.7	----	21.3
鉄筋			
D25(SD345)	----	377	186
D22(SD345)	----	392	190
D13(SD295)	----	353	189
φ9(SR235)	----	341	198

表2 RC造試験体の柱せん断耐力

柱せん断耐力(kN)				メカニズム時の 柱せん断力 (kN)
修正荒川 mean 式		修正荒川 min 式		
引張側	圧縮側	引張側	圧縮側	
463	507	392	436	525(1 本)
970		828		1050

の水平耐力が参考建築物2層の1スパン分の保有水平耐力にほぼ一致するように定めた。またはり・柱はせん断破壊しないようにしている。RC造試験体の柱は、せん断スパン比を1.5として、内法スパンを小さくするとともに断面形状を長方形とした。また旧耐震基準におけるRC造建築物のせん断設計規定^{12) 13)}に従い、柱帯筋の間隔を300mmとした。柱の引張鉄筋量は原型と同程度である。ただしせん断補強筋のフックの形状、余長は現行規定¹⁴⁾に従っている。

図4に、柱のせん断破壊が生じないものと仮定した場合のRC造試験体のメカニズム時での部材応力を示す。なおコンクリートおよび鉄筋の材料の諸定数には、表1に示す材料試験結果を用い、各種強度は文献15)の算定式を用いた。RC造試験体は、はり降伏先行型の崩壊メカニズムを形成し、メカニズム時の水平耐力はせん断力係数(鉛直荷重2160kN)に換算して0.487であった。表2に修正荒川 min 式および修正荒川 mean 式¹⁵⁾による柱のせん断耐力計算値を示す。修正荒川 min 式はもとより、修正荒川 mean 式で計算されるせん断耐力も、メカニズム時のせん断力より小さく、計算上、はり降伏以前に柱にせん断破壊が生じることが推測される。柱せん断破壊時のRC造試験体のせん断力係数は0.38程度である。

以上の検討に基づいて、振動台実験用2体および静加力実験用1体の計3体の試験体を作製した⁹⁾。なお何れの試験体も形状・寸法および配筋を同一とした。また振動台実験用試験体のうち1体は、

(約 2 秒以上)を低減した波形(長周期成分をカットした模擬地震波)を作成した。さらに RC 造試験体の予備応答計算結果により、加速度振幅を 0.7 倍した波形を振動台からの地震動(入力地震動)とした。

これらの波形の各最大値を表 6 に示す。図 8 に大地震動加振における入力地震動の加速度波形とその疑似速度応答スペクトル(減衰定数 5%)を示す。同図には建築基準法に基づく模擬地震波も併記してある。なお大地震動加振での入力地震動は、はりスパンの中央に間柱タイプのエネルギー吸収部材が取り付けいた試験体¹⁶⁾における鉄骨架台(図 10 参照)での加速度記録である。その理由は RC 造試験体の振動台実験では、加振途中に RC 造試験体がせん断破壊し、安全を優先してそれ以降の入力を止めたことによるものであり、図 8 は最後まで加振された場合の入力地震動に相当する。その地震動と建築基準法に基づく模擬地震波の速度応答スペクトルを比較すると、長周期成分を低減しているため、周期 2 秒以上では速度値が小さくなる。慣性質量や RC 造試験体等から瞬間的に大きな水平力(1000kN 程度)が振動台に作用し、その影響により鉄骨架台の最大加速度が若干大きくなる傾向を示す。フィルタ処理(8Hz から 10Hz にかけて直線的にスペクトル成分を低減させたローパスフィルター)により波形の短周期成分を除去すると、その最大値は 300gal 程度となっており(図 12a 参照)、RC 造試験体の地震時挙動に関する振動数範囲では表 6 に示す長周期成分をカットした模擬地震波の振幅の 0.7 倍に相当する地震動が入力されていることが確認できた。

5.2 静加力実験

静加力実験も、振動台実験と同様に、RC 造試験体(No.B)を反力床の上に固定した支持鋼材の上にピン支持状態で設置し、加力ばりを用いて行った。加力には油圧ジャッキ(容量 2450kN)を用いた。

載荷履歴は、図 9 に示すように、RC 造試験体(No.C)の振動台実験結果を参考に決定した。図中の波線は振動台実験における層間変形の時刻歴の一部を表しており、×印は柱に付着割裂を伴うせん断破壊が生じた点である。柱の損傷が進行し、破壊に到る時刻(2 秒から 9 秒程度)では、時間の増加に伴って水平変形が漸増する傾向があり、さらに 5 秒から 8 秒付近では層間変形のピーク時の値が層間変形角でおおむね 1/100rad および 3/200rad 程度になっている。この結果を参考にして載荷履歴を図中の実線のように近似化し、変形量 3.3mm (層間変形角約 1/800rad) および 6.6mm (1/400rad) で一回ずつ繰り返した後、層間変形角 1/200、1/100 および 3/200rad でそれぞれ 2 回の繰返しを行う正負漸増繰返し載荷履歴を採用した。

5.3 振動台実験と静加力実験における計測項目

以下の工學量を計測した。図 10 に計測項目と計測位置を示す。なお水平力、水平変位の正側は慣性質量の方向とした。

- a) 加速度(振動台実験のみ)・・・RC 造試験体、加力ばり等
- b) 変位・・・RC 造試験体、加力ばり等
- c) 荷重・・・加力ばりの水平力、PC 鋼棒の軸力
- d) ひずみ・・・柱・はり端部の主筋

6. 小変位振幅領域における動的実験装置の振動特性

1) パルス加振に対する応答

振動台からの矩形変位波加振で得られた RC 造試験体の加力ばりにおける時刻歴波形から、ローパスフィルター処理(5Hz 以上の振動数成分を除去)により自由振動波形を求めた。No.A 試験体における

表 6 設定地震波と入力地震動の特性

波形の種類	加速度 (gal)	速度 (kine)	変位 (cm)
建築基準法に基づく模擬地震波	402	83.5	65.5
長周期成分をカットした模擬地震波	400	62.8	20.8
大地震動加振での入力地震動	478* 316**	40.4**	14.5**

注)* 振動台上に設置した、RC 造試験体直下の鉄骨架台での計測値
** 振動台に備え付けの計測器での計測値

図 8 入力地震動の加速度波形と疑似速度応答スペクトル

図 9 動的実験結果に基づく静的載荷履歴の考え方

図 10 主な計測項目と計測位置

自由振動波形より、固有周期は約 0.62 秒、減衰定数は約 3.1%(対数減衰率による)であった。

2) 小振幅地震動加振における応答

振動台上および RC 造試験体の加力ばり位置で記録された加速度波形をスペクトル処理して求めた、No.A 試験体における、振動台に対する RC 造試験体の加力ばりの伝達関数(ウィンドウによる平滑化処理を含む)によると、固有周期約 0.63 秒であり、減衰定数は約 1.92%(1/√2 法による)であった。

7. RC 造試験体の力学性状・破壊性状

7.1 静加力実験における力学・破壊性状

RC 造試験体の水平荷重—水平変形関係を図 11 に示す。また写真 1 に実験終了時の柱の破壊状況を示す。水平変形 3.3mm (1/800rad) の初期荷重サイクルでは正負荷重時ともに水平荷重が 290kN 程度で上下はり端に 10~15cm 程度の範囲で曲げひび割れが発生した。水平変形 6.6mm (1/400rad) では上下はり端の曲げひび割れが若干増加・伸展し、さらに負側荷重時 (ジャッキ側への荷重を正側に設定) の 490kN 程度の水平荷重で東柱の柱脚部に曲げひび割れを生じた。その後、変形角 1/200rad の第 1 サイクルの負側荷重時および正側荷重時にそれぞれ東柱および西柱の上下端部にせん断ひび割れが発生した。変形角 1/100rad の第 1 サイクルの負側荷重時において水平変形 22.6mm (1/117rad、水平荷重 1100kN) で東柱がせん断破壊し、水平変形が 32.0mm (1/83rad) まで増加した。この時点で西柱がまだ破壊していなかったため正側に荷重を継続したが、33.5mm (1/79rad、水平荷重 978kN) で東柱と同様にせん断破壊を生じた。PC 鋼棒による柱の導入軸力は水平変形量の増大に伴うひび割れの発生・伸展の影響で若干増加する傾向はあるものの、柱がせん断破壊を生じる変形まで、安定した性状を示した。

7.2 振動台実験における力学・破壊性状

振動台実験は、表 3 に示すように 2 体の RC 造試験体に対して行った。ここでは No.C 試験体の結果を示すが、No.A 試験体においてもほぼ同様な結果が得られている⁹⁾。

1) 実験状況と入力地震動

No.C 試験体は、前述したように粘弾性ダンパーを取り付けた状態で、大地震動加振を一度経験している⁵⁾¹⁶⁾。したがって、加振前の RC 造試験体には既に損傷が生じているが、柱およびはりの主筋が降伏に到っていないことを確認している。

図 12a に、鉄骨架台で計測された加速度波形と 10Hz 以上の高振動数成分を低減して求めた加速度波形の時刻歴を示す。長周期成分をカットした模擬地震波(表 6 参照)の振幅の 0.7 倍に相当する地震動に対して、観測波形は 1.4 倍程度大きな最大加速度値を示している。これは、RC 造試験体等の慣性力による瞬間的な水平力(1000kN 程度)の作用および RC 造試験体と鋼製フレーム間での若干のすべりによる衝撃波が加速度の最大値を大きくしたと考えられる。

2) RC 造試験体の層せん断力—層間変形関係

図 12b および図 12c にそれぞれ RC 造試験体の層せん断力および層間変形の時刻歴を、図 13 に RC 造試験体の層せん断力—層間変形関係を示す。RC 造試験体は、時刻 5.0 秒程度まで、小さな変形量で繰り返し荷重を受けた後、時刻 7.39 秒で負側の最大耐力(1190kN)を、時刻 7.81 秒で正側の最大耐力(1180kN、層間変形 26.7mm)を示している。また正側での最大耐力と同時に柱のせん断ひび割れおよび主筋に沿うひび割

写真 1 東柱の破壊状況 (静加力実験)

写真 2 東柱の破壊状況 (振動台実験)

れ(付着割裂)が拡大し、耐力低下を生じた。その後応答変形量が急増し、最終的には柱は水平力負担能力を喪失している。図中、耐力低下が生じた時点(記号■)を「柱せん断破壊」として示した。写真 2 に RC 造試験体の最終状況を示す。

図 13 には、静加力実験における水平荷重—水平変形関係も併せて示してある。振動台実験(動的実験)と静加力実験(静的荷重)結果を比較すると以下ようになる。動的実験では層間変形約 27mm で柱のせん断破壊による耐力低下が生じているのに対し、静的荷重ではせん断破壊による耐力低下は層間変形約 23mm で生じており、動的実験の場合に比べ小さい層間変形で破壊が生じている。両者のスケルトンカーブはせん断破壊による耐力低下が生じるまではほぼ一致している。また写真 1 (静的荷重)と写真 2 (動的実験)の柱の最終破壊状況

図 11 静加力実験における RC 造試験体の水平荷重-水平変形

図 12 振動台加振における RC 造試験体の時刻歴応答

図 13 振動台実験における RC 造試験体の層せん断力—層間変形関係

を比較すると、ひび割れは同様な位置に生じている。これらの結果から、動的実験と静的載荷における破壊性状には大きな差異はないことが確認できた。

3) 主筋の降伏状況と柱導入軸力の変化

図14に主筋の降伏状況を示す。柱のせん断破壊が生じる前に、負側の層間変形 18.1mm で、正側では層間変形 18.4mm であり主筋の初降伏が生じている。はり主筋の降伏の方が、柱主筋の降伏よりも若干早い時刻で生じている。はり主筋には大きく塑性化しているものが多い。動的実験では層間変形約 18mm であり主筋の降伏が生じているのに対し、静的載荷では主筋の降伏は認められなかった。これは振動台実験では曲げひび割れが1カ所に集中し主筋が降伏したが、静的載荷ではひび割れが分散し、一本のひび割れ幅が小さく、主筋が降伏に到らなかったものと考えられる。

PC 網棒により導入した鉛直荷重の変化は、静加力実験と同様な結果を示した。

8. シミュレーション解析

RC 構造における一般的な部材特性評価法を用いてシミュレーション解析を実施し、水平耐力、層せん断力-層間変形関係のスケルトンカーブおよびその履歴性状に関して、RC 造試験体(No.B と No.C)の実験結果と比較し、評価法の妥当性を確認する。

1) 水平耐力

表7に、水平耐力における計算値と各試験体の実験結果を比較した。計算値は、表2に示した各柱のせん断耐力(修正荒川 min 式)を合計した値である。実験値に対する計算値の比は、1.27~1.44 であり、現行の柱せん断耐力評価法による計算値は本実験の結果に対し安全側の評価となる。

2) スケルトンカーブ

ここで用いる弾塑性フレーム解析での仮定は以下の通りである。

- 柱・はり接合部には、積層ゴムまたはピン支承受けに接合された鋼製プレート(図5参照)が取り付けられていることから、接合部を剛とし、危険断面をはり端、柱端に設定した。
- はり部材モデルの復元力特性は、曲げひび割れ、曲げ降伏を考慮したトリリニア型モデルとし、曲げひび割れ強度、降伏点剛性低下率は文献19)の算定式を、曲げ強度は文献15)の算定式を用いた。
- 柱部材モデルの復元力特性は、ひび割れ曲面、降伏曲面を設定し、塑性理論により曲げ剛性と軸剛性の連成を考慮したトリリニア型モデル²⁰⁾とした。せん断剛性は曲げ剛性に比例して低下させ、せん断破壊はしないものとした。
- はり・柱部材モデルの降伏後の剛性は初期剛性の 1/1000 とした。
- 部材の剛性、各種耐力の算定には、材料実験結果を用いた。

図15に、柱にせん断破壊が生じないものとして求めた弾塑性フレーム解析による層せん断力-層間変形関係と動的実験結果(No.C 試験体)の比較を示す。なお図中の一点鎖

図15 弾塑性フレーム解析における層せん断力-層間変形

線は表7の水平耐力を示している。層間変形 22.4mm であり降伏によるメカニズム(層せん断力 1050kN)が形成されており、実験結果とおおむね対応している。ただし解析より求めた層せん断力-層間変形関係のスケルトンカーブは、実験結果による層せん断力をやや小さく評価している。弾塑性フレーム解析の初期水平剛性は 2390kN/cm で、静的載荷結果の 2160kN/cm とおおむね対応している。

3) RC 造試験体の履歴特性の設定と質点系による応答解析

RC 造試験体の履歴特性を検討するために、復元力特性を以下のように設定した。

- 初期損傷がない場合のスケルトンカーブとして、小変形領域では静的載荷結果、大変形領域では動的実験結果を参考にし、図16に示すように層せん断力-層間変形を4折線で近似(ひび割れ点[±0.91mm, ±196kN、初期剛性 2160kN/cm]と降伏点[±20mm, ±1068kN]の間に折点を1つ追加)した。
- 履歴モデルは、Takeda モデル²¹⁾(降伏後の除荷時剛性低下指数は 0.4)とした。なお、降伏までのひび割れ領域では前述の追加折点を超えても除荷時には反対側のひび割れ点に指向させた。
- 動的実験における RC 造試験体の初期損傷の影響を考慮するため、損傷範囲では一定の剛性(実験結果から定めた値で 63.8kN/mm)を持つ線形挙動を仮定した。ただし応答が a) で設定したスケルトンカーブに達した後は、b) で定めた Takeda モデルの履歴則に従う。

図17に、本実験の振動モデルを示す。慣性加力装置の積層ゴムの特性は弾性的であり(図6参照)、水平剛性 19.6kN/cm を有する線形

表7 RC 造試験体の水平耐力の比較

試験体番号	載荷条件	載荷方向	水平耐力(kN)		計算値に対する実験値の比
			実験値	修正荒川 min 式	
No.A	動的	正側	1050	828	1.27
		負側	1060		1.28
No.B	静的	正側	-----	828	1.33
		負側	1100		1.42
No.C	動的	正側	1180	828	1.42
		負側	1190		1.44

図14 振動台実験における RC 造試験体の履歴性状における柱・はり主筋の降伏状況

図16 時刻歴応答解析における層せん断力-層間変形関係

ばねにモデル化した。周期調整用ばねは、図 7 に示す特性から、履歴によりエネルギーを消費している。また大変形時には剛性低下が見られる。この結果から、周期調整用ばねを等価水平剛性(196kN/cm)と等価粘性減衰係数(2.25kNs/cm)を有する特性にモデル化した。周期調整用ばねの消費エネルギーの時刻歴特性は、実験結果と良い対応を示すことを確認している。静的載荷結果の初期水平剛性、周期調整用ばねの初期剛性および慣性加力装置の積層ゴムの剛性を考慮した全体系の固有周期は 0.60 秒であり、初期損傷のない状態での小振幅領域での固有周期(第 6 章参照)とほぼ一致している。

質点系せん断型モデルとして、その復元力特性は前述の c) で定めたモデルを用いた。なお実験で見られたせん断破壊直後の耐力低下現象を表すため、せん断破壊点を正側のスケルトンカーブ上に設定し、せん断破壊後の履歴モデルとして耐力低下型の原点指向モデルを用いた。RC 造試験体の減衰定数は、瞬間剛性比例型として初期損傷のない場合の弾性 1 次モードに対し 1 % を設定した。この減衰定数の値は、自由振動波形から求めた減衰定数(3.1%、第 6 章参照)から、エネルギー比例減衰の仮定に基づく、小振幅時の RC 造試験体の減衰定数は 2.2%程度(周期調整用ばねの履歴による減衰定数は 3.2%程度)となる。減衰定数 1% は得られた値から解析結果が実験結果に適合するように試行錯誤で求めたものである。また地震動は鉄骨架台での観測加速度波を用いた(図 12 参照)。

図 18 に、図 17 に示す振動モデルにおける時刻歴応答解析から得られた層せん断力-層間変形関係を動的実験結果と比較して示す。両者はせん断破壊直後の時刻まで良い対応を示している。柱にせん断破壊が生じるまでは、Takeda モデルを用いることにより RC 造部材の地震時挙動がおおむね推定できる。

9. 実験結果と参考建築物の応答との比較

図 19 に、参考建築物の 2 層せん断力 Q_2 (1 スパン分) 一代表変位 Δ 関係(中実線)と動的実験で得られた層せん断力-全体水平変形(RC 造試験体と周期調整用ばねの変形和で Δ に相当)関係(太実線)のスケルトンカーブを示す。前者は柱部材にせん断破壊が生じないとして A_i 分布に基づく外力分布を与えた静的増分解析による結果である。動的実験での柱のせん断破壊時(図中口印)の等価周期は 0.77 秒であり、 $Q_2-\Delta$ 関係から計算される等価周期の予測値(0.73 秒)よりわずかに長くなった。

参考建築物の解析結果によれば、部材の塑性化に伴い 1 階ピロティ層の変形割合が増大すると、3 層以上の層の変形割合が減少するため、2 層の層間変形の Δ に対する割合は 0.26~0.3 の範囲にある。また質量 M_2 の層間変形に伴う変化も弾性時の 7% 程度である。動的実験における RC 造試験体の全体変形に対する変形比は、層間変形によらず 0.25~0.33 となり、参考建築物の値とほぼ一致する。動的実験における変形比の変動が比較的小さくなった理由として、RC 造試験体が前加振の影響で初期損傷を受けており、装置全体の初期周期が約 0.7 秒と大きくなっていたことが挙げられる。

動的実験における RC 造試験体のせん断耐力の方が計算値より大きくなったことから、動的実験で得られた RC 造試験体の層せん断力-層間変形関係と参考建築物の 2 層部分の応答を比較するため、参考建築物の

$Q_2-\Delta$ 関係として、モデル 1 (細実線)とモデル 2 (細破線)の 2 種類の Tri-linear 型の復元力特性を設定した(図 19)。モデル 1 は初期剛性およびひび割れ点を参考建築物の計算値と合わせ、第 2 剛性は動的実験の降伏点(図中口印)を通り、動的実験のせん断耐力値(図中口印)と交わる点を新たに降伏点と定めたものである。一方モデル 2 はモデル 1 のひび割れ点の荷重を 1/2 にしたものである。両モデルとも降伏後剛性は初期剛性の 1/1000 とし、入力地震動は鉄骨架台での観測波を用いた。また動的実験での粘性減衰は小さいと判断し、粘性減衰は与えていない。履歴モデルは Takeda モデル(除荷時剛性低下指数は 0.4)を用いた。

図 17 時刻歴応答解析における実験振動モデル

図 18 層せん断力-層間変形関係の時刻歴応答解析結果と実験結果の比較

図 19 2 層の層せん断力-代表変位の関係

a) 想定モデル 1

b) 想定モデル 2

図 20 想定モデルの層せん断力-層間変位関係

せん断破壊直後の時刻までの、各モデルでの2層の層せん断力－層間変形(応答値 Δ に前述の変形比0.3を乗じた値)関係を図20に示す。モデル1による応答値は実験結果に比べかなり小さい。これは降伏に到るひび割れ領域での履歴減衰が動的実験結果より大きいためである。履歴減衰を比較する指標として降伏時の等価粘性減衰定数 heq を用いると、動的実験での降伏点近傍の heq は3.6～4.0%であるのに対し、モデル1では降伏点で heq は6.9%になる。一方モデル2の降伏点における heq は3.7%であり、動的実験結果とほぼ対応している。動的実験で履歴減衰が小さい理由として、周期調整ばねの積層ゴムに線形的な特性を示すゴム材を用いたこと、およびRC造試験体は加振前に初期損傷が生じていたことが挙げられる。実験モデルにおける履歴減衰が小さくなる結果、地震時のRC造試験体の層間変形は大きくなる。さらに層間変形の大きさが等価剛性に影響し、等価周期の変化(周期の伸びの程度)の性状も異なると考えられる。本実験モデルと参考建築物の地震時挙動をより一致させるためには、層せん断力－層間変形関係の対応が重要であり、周期調整ばねにも非線形的な特性を与える必要がある。

10. まとめ

既存不適格のRC造建築物の地震動作用時における破壊性状を確認する目的で実施した振動台実験から以下のことが明らかになった。

1) 動的実験手法の向上と効率化

a) 慣性加力装置、周期調整ばね等を利用することにより、RC造建築物の1層1スパン部分の挙動を実大モデルにより模擬することが可能となる。実験モデルの周期特性を建築物のそれに近似させることにより、実地震動(実時間での地震動)を入力でき、時間軸の縮小の配慮が不要となる。さらに建築物の1層1スパン部分のモデル化により、試験体の製作・取り替えが容易となり、試験体条件をパラメトリックに設定できるとともに、試験体の崩壊に備えた大がかりな落下防止装置が不要となるため、経済的な実験を可能にする。

b) 本実験モデルの降伏点近傍の等価周期は、参考建築物の降伏点でのそれに近似させることはできたが、履歴減衰が小さなモデルとなり、減衰特性の等価性に問題を残した。建築物の地震時挙動を再現するためには、層せん断力－代表変形関係を整合させ、周期特性とともに減衰特性も等価なモデルによる実験が必要となる。

2) 既存不適格RC造建築物のせん断破壊性状

旧耐震基準に基づいて設計されたRC造建築物(柱の帯筋間隔300mm)の地震時の挙動は以下のようにまとめられる。

a) ある層間変形を越えると、せん断力に対して脆性的な破壊性状を示し、柱主筋のかぶり部分の付着割裂を伴うせん断破壊を生じる。
b) 地震動入力における動的破壊性状と静加力実験におけるそれとはほぼ同様な層せん断力－層間変形関係および破壊性状を示した。

3) シミュレーション解析結果

RC造部材のモデル化に用いられる一般的な評価法および応答解析法によるシミュレーション解析結果から以下のことが確認できた。

a) 現行のせん断耐力評価式による算定結果は実験結果を下回り、安全側の値を与える。

b) 弾塑性フレーム解析によるスケルトンカーブの水平耐力は、実験結果よりわずかに低い値となるが、実験結果と良く対応した。

c) 柱にせん断破壊が生じるまでは、層せん断力と層間変形の履歴特

性は、Takedaモデルを用いた応答解析結果と良い対応を示した。

謝辞

本研究は、建築研究所、日本建築センター、建築業協会等の共同研究で実施された「新技術による既存建築物の耐震性向上技術の開発」(委員長：小谷俊介東京大学教授)の一環として行われたものであり、同応答制御分科会(主査：和田章東京工業大学教授)において貴重なご意見を戴いた。関係各位に感謝致します。振動台実験の実施にご配慮いただいた独立行政法人防災科学技術研究所箕輪親宏研究官に感謝いたします。

また同応答制御分科会に設置された振動実験WGの委員を以下に列記する。

和田 章 三山剛史 真瀬伸治 藤澤一善 正木信男 倉本 洋
曾田五月也 稲井栄一 飯塚信一 藤本 効 飯場正紀 井上波彦

参考文献

- 1) 消防庁編：平成11年版消防白書、ぎょうせい、pp.109-111、1999.12
- 2) 建設省建築研究所：平成7年阪神・淡路大震災建築震災調査委員会報告書－集大成版－、平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書、pp.58-63、1996.3
- 3) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト「大都市地域における地震防災技術の開発」、建築分野最終報告書、pp.165-191、1998.12
- 4) 横田正文：知っておきたい耐震改修法、大蔵省印刷局、pp.143-144、1998.3
- 5) 飯塚信一、和田章ほか：エネルギー吸収部材を用いた既存建築物の耐震改修効果に関する研究(その1)振動台実験概要と試験体の設計、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.165-166、1999.9
- 6) 稲井栄一、倉本洋ほか：エネルギー吸収部材を用いた既存建築物の耐震改修効果に関する研究(その2)旧耐震基準で設計されたRC造建築物の動的破壊性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.167-168、1999.9
- 7) Inoue, N., E. Inai, et al. :A Shaking Table Test of A Reinforced Concrete Frame Designed under The Old Seismic Regulations in Japan, No.1783, CD-ROM of 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.1
- 8) 限澤文俊、中埜良昭ほか：鉄筋コンクリート造超小型立体模型建物の振動破壊実験；超小型立体模型による建物の振動破壊性状に関する研究(第1報)、日本建築学会構造系論文集、No.493、pp.83-90、1997.3
- 9) 小駒 勲、井出知良ほか：大型振動台を用いた実大鉄筋コンクリート柱の破壊実験、東急建設技術研究所報、No.19、pp.149-154、1993.10
- 10) 細矢 博、北嶋圭二ほか：地震時に鉄筋コンクリート造建築物の部材に生じるひずみ速度とその影響に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No.499、P.77-83、1997.9
- 11) 廣沢雅也監修：新耐震設計法を配慮した耐震補強設計例、(社)東京都建築士事務所協会、pp.1-14、1981.7
- 12) 大橋雄二：日本建築構造基準変遷史、日本建築センター、pp.281-283、1993.12
- 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1958
- 14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説、第2版、1986
- 15) 国土交通省住宅局住宅指導課ほか編集：2001年版建築物の構造関係技術基準解説書、工学図書株式会社、pp.521-524、2001.3
- 16) 正木信男、曾田五月也ほか：エネルギー吸収部材を用いた既存建築物の耐震改修効果に関する研究(その3)粘弾性体による耐震補強効果、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.169-170、1999.9
- 17) 秋山宏、山田哲ほか：慣性加力装置を用いた構造要素の実大振動台実験方法、日本建築学会構造系論文集、No.505、pp.139-146、1998.3
- 18) 日本建築センター：建築物の構造規定、1997年版、pp.117-125、1997.12
- 19) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、第7版、1999
- 20) 堀昭夫：分割梁法による鉄筋コンクリート立体骨組の解析、構造工学論文集、Vol.35B、pp.119-132、1989.3
- 21) Otani, S.: SAKE-A Computer Program for Inelastic Response of R/C Frames to Earthquakes, Structural Research Series No.413, University of Illinois, 1974.11

(2001年7月10日原稿受理、2001年12月26日採用決定)