兵庫県南部地震において中間層崩壊した鉄筋コンクリート系建物の地震応答 EARTHQUAKE RESPONSE OF CONCRETE BUILDINGS SUFFERING INTERMEDIATE-STORY COLLAPSE DURING HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

中村 孝也*, 芳村 学**

Takaya NAKAMURA and Manabu YOSHIMURA

During the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake, many concrete buildings suffered complete collapse at an intermediate story. Such collapse is believed to be due to that columns at a certain intermediate story underwent severe shear failure and eventually came to be unable to sustain axial load. To study this, a shear-failing RC column specimen was tested. The specimen was laterally loaded until it came to be unable to sustain the axial load. And the dynamic analysis on the basis of the test results was done. From the study, a rough sketch of the intermediate-story collapse could be made.

Keywords: intermediate-story collapse, shear failure, axial load carrying capacity, multi-mass shear system, horizontal load carrying capacity
中間層崩壊, せん断破壊, 軸力保持能力, 多質点せん断モデル, 保有水平耐力

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震において、数多くの鉄骨鉄筋コンクリート造および鉄筋コンクリート造建物が、倒壊に至る激甚な被害を受けた。その中で、建物中間の層のみが崩壊するという、それまでの地震では見られなかった被害が数多く生じた^{1), 2)}。これらは中間層崩壊と呼ばれ、崩壊層では全面崩壊が生じたのに対してその他の層では軽微な被害にとどまる、という被害状況の建物が多かったことが特徴である。中間層崩壊した建物は全て旧基準により設計されていた³⁾。現在でも旧基準により設計されたRC系建物は多数存在しており、今後大地震が発生した際に同様の被害が生じる可能性が大きいため、これらの建物の大地震時における応答性状を把握しておく事は非常に重要である。また、中間層崩壊の被害例としては、複数層が崩壊した例もいくつか報告されている^{1), 2)}ものの、そのほとんどは建物中間のひとつの層のみが崩壊したというものである。中間層崩壊の原因を探る際には、なぜひとつの層のみが大きな被害を受けたのかを解明することも重要である。

中間層崩壊した建物が旧基準で設計されていたことより、崩壊した層の柱はせん断破壊した可能性が高いといえる。つまり、柱が崩壊した際、曲げ破壊して柱頭と柱脚が崩壊し、両端ピン状態で横倒しになったのではなく、せん断破壊の進行により急激に水平耐力が低下し、ある水平変形に至ったときに軸力保持能力を喪失して軸方向

に崩壊したものと考えられる。

中間層崩壊に関する解析研究はいくつか行われている^{3)~7)}が、柱の軸力保持能力喪失を考慮した研究は皆無であり、その意味で中間層崩壊が十分解明されたとは言えない。中間層崩壊を解析で再現するためには、崩壊した層の柱が地震時にどのような過程を経て崩壊に至ったのかを考慮する必要があるが、柱の軸力保持能力喪失に至る過程がいまだに解明されていないため、解析における中間層崩壊の定義が不明確だからである。

本論では、せん断破壊型RC柱を対象とした比較的低軸力下での水平加力実験を行い、柱の崩壊過程および軸力保持能力喪失時の水平変形量などを明らかにする。その後、実験結果を用いて、せん断破壊型RC柱の崩壊現象を考慮できる復元力モデルを用いて、地震応答解析によって中間層崩壊の再現を試みる。

なお、本論は、既往の論文⁸⁾を発展させた研究である。解析における復元力モデルをよりせん断破壊を再現し得るものに変更したこと、などが主要な変更点である。

2. 中間層崩壊に関する文献調査

阪神・淡路大震災調査報告書のうち、鉄骨鉄筋コンクリート造建築物¹⁾および鉄筋コンクリート造建築物²⁾に関する報告書について、文献調査を行った結果を示す。

* 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻
助手・修士(工学)

** 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

Research Assoc., Department of Architecture, Graduate School of Engineering,
Tokyo Metropolitan Univ., M. Eng.
Prof., Department of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo
Metropolitan Univ., Dr. Eng.

文献に記されている被害建物のうち、中間層崩壊した事例および中間層の被害が比較的大きかったと考えられる事例を次の基準で選り出した。RC 壁式構造は対象外とした。

被害レベルが「倒壊」または「大破」である建物のうち、
最大被災階が最下層以外の建物、あるいは最大被災階が最下層かつその他の層と記されている建物。

ここで、「倒壊」建物は中間層崩壊に至った建物、「大破」建物は中間層崩壊には至らなかったが、中間層崩壊する危険があった建物、と考える。被害建物が「倒壊」であるか「大破」であるかは、文献の記述に忠実に従っており、文献執筆者の判断によっている。

中間層被害建物数を、SRC 造（SRC 造+上部 RC 造を含む）と RC 造に分けて図 1 に示す。中間層被害建物は、SRC 造では 10 層前後、RC 造では 5 層前後のものが多かったことがわかる。なお、図 1(b) で階数が不明の建物は、「完全に崩壊したあと火災にあっているので詳細不明」と記述されていた。図 1 における中間層被害建物数は、SRC 造では「倒壊」が計 27 棟、「大破」が計 27 棟、RC 造では「倒壊」が計 24 棟、「大破」が計 25 棟であった。なお、SRC 造「倒壊」建物のうち、上部が RC 造となっていて、その RC 部の層が崩壊した建物は 3 棟であった。また、「倒壊」建物のうち、複数の層が崩壊した建物（全層崩壊を含む）が、SRC 造で 3 棟、RC 造で 10 棟あった。兵庫県南部地震の被害例として複数層崩壊が注目されることは少ないが、実際には複数層崩壊がある程度存在していた。

崩壊した層の柱の破壊形式については、記述がない建物もあったが、記述がある建物では全てせん断破壊となっており、曲げ破壊と記述されているものはなかった。これより、崩壊した層の柱はせん断破壊したとみてよいであろう。

崩壊した層では最終的にどの程度水平移動していたかを、崩壊後の層間水平移動量（残留変形量）が記述されている建物について、表 1 に示す。崩壊層の水平移動量は、おおむね 40~100cm であったといえる。

(a) SRC 造建物

(b) RC 造建物

図 1 兵庫県南部地震における中間層被害建物数

表 1 崩壊層の水平移動量

	構造形式	崩壊層	水平移動量の記述
8 階建庁舎	SRC(5 層柱頭以上 RC)	6	北に約 150 cm
9 階建事務所ビル	SRC	5	北東に約 70 cm
8 階建事務所ビル	SRC	4	数十 cm
7 階建事務所ビル	SRC	4	北に 30~45 cm 西に 32~64 cm
10 階建共同住宅	RC	3	南に約 100 cm

3. RC 柱の実験

せん断破壊型 RC 柱を対象とした、比較的低軸力下での水平加力実験を行い、軸力保持限界に達するまでの挙動について考察する。ここで、軸力保持限界とは、破壊の進展に伴い、ついには軸力保持能力を喪失して軸方向に崩壊する状態を指す。

兵庫県南部地震では SRC 柱が崩壊したケースが多いのであるが、崩壊した SRC 柱は全て非充腹型であり、RC 柱との実質的な違いは大きくないと考えられることから⁹⁾、RC 柱の実験結果を使用することとした。なお、本章の内容は文献 10) の一部として発表済みであるが、論点を明確にするため、本論の解析で参考にする実験結果を以下に記す。

3.1 実験概要

試験体概要 試験体柱断面を図 2 に示す。試験体は兵庫県南部地震で中間層崩壊した RC 骨組中の柱を想定して、せん断破壊するよう設計した。試験体は両端固定形式とし、柱断面寸法を 300mm×300mm、内法高さを 900mm（シアスパン比 1.5）とした。

鉄筋は、主筋に D16（降伏強度 380MPa）、横補強筋に D6（降伏強度 375MPa）を用いた。引張鉄筋比は 1.32%、横補強筋比は 0.21% であった。コンクリート強度は 26.5MPa であった。

図 2 試験体柱断面

加力概要 軸力比は中間層柱を想定して 0.18 とした。兵庫県南部地震で中間層崩壊した建物における崩壊層の柱の軸力比は 0.2 程度であったことが報告されており³⁾、実験における軸力比 0.18 と、実際に中間層崩壊した層の柱の軸力比とはおおむね対応しているといえる。載荷履歴は単調載荷とした。単調載荷と繰り返し載荷では、軸力保持限界時の水平変形が異なるのであるが¹⁰⁾、兵庫県南部地震においては、片方向で一気に水平変形が大きくなる応答により建物被害が生じたと考えられるため¹¹⁾、本論では単調載荷の実験結果を用いることにした。

加力には、パンタグラフにより上下スタブの平行が保持される逆対称加力装置を用いた。試験体上部に設置した、一端（加力フレーム側）にローラー、他端（試験体側）にピンを有する鉛直アクチュエーターにより所定の鉛直力を加えた状態で、水平アクチュエーターにより水平力を加えた。水平アクチュエーターは変形制御とし、

鉛直アクチュエーターは荷重制御とした。崩壊時に備えて鉛直変形に 50mm のリミットを設けた。軸力保持能力を喪失して崩壊した際に、この鉛直変形リミッターによって実験を強制終了した。

3.2 実験結果

崩壊状況 試験体はせん断破壊した。軸力保持限界に達するとそれまで安定して保持していた軸力を急に保持できなくなり、鉛直方向に崩壊した。写真 1 に崩壊後の写真を示す。鉛直変形リミッターが作動して実験が強制終了されたが、リミッターがセットされていなければ、写真 1 の状態より更に鉛直方向に縮んだはずである。

水平力-水平変形関係 水平変形が大きい場合には、水平力とせん断力（材軸直交方向に作用する力）との違いが無視できないことから、水平力と鉛直力から図 3 の方法によりせん断力を求めた。またそれに伴い、せん断力方向の変形も水平変形と鉛直変形から求めた。図 4 に水平力-水平変形関係を太線で、せん断力-せん断力方向変形関係を細線で示す。図中の◆は最大耐力時を示し、●は軸力保持限界時を示す。水平変形 0.8% のときに最大水平力 263kN(最大せん断力 266kN)に達した。水平変形 10.3% のときに軸力保持限界に達し、それまで安定して保持していた軸力を保持できなくなり、軸方向に激しく崩壊した。軸力保持限界時の水平力は 64kN(せん断力 18.8kN)であった。軸力保持限界時のせん断力はほぼゼロであり、崩壊はせん断力がほぼゼロになったときに生じたといえる。なお、図 4 より、水平力が負となる範囲でも、せん断力はほとんどの場合正であることがわかる。

崩壊後
水平変形 10.3(%)
写真 1 崩壊状況

図 3 せん断力の求め方

図 4 水平力-水平変形関係

4. 解析方法

4.1 解析対象

図 5 に示す多質点せん断モデルを解析対象とする。フレームモデルを用いない理由は、フレームモデルでは、柱が崩壊して鉛直変形

が急増する、という鉛直方向での極端な非線形性を、現状では表現することができないためである。せん断モデルであれば、水平方向の自由度のみを考慮して解析を行うことができるため、中間層崩壊した建物の解析モデルとして適切であると考えられる。本論では、図 1 に示した被害状況より、SRC 造建物を想定した 10 層モデルおよび RC 造建物を想定した 5 層モデルの 2 種類のモデルを用いる。各層階高を 300cm、各層重量を 753kN(各層柱 1 本からなるとして、これが $8\text{m} \times 8\text{m} \times 11.76\text{kN/m}^2$ の重量を負担するものとして求めた)と仮定し、1 次固有周期が 10 層モデルでは 0.6 秒、5 層モデルでは 0.3 秒となるように各層の初期剛性 K_1 を定めた。その際、各層の剛性分布は、1 層の値を 1 としたときの最上層の値を 0.5 として、中間の層では直線分布を仮定した(表 2)。

各層の保有水平耐力については、旧基準による一般的な RC 系建物を想定して求めた。すなわち、実際の建物では設計用地震力よりも保有水平耐力に余裕を持たせてあると考えられるため、設計用地震力の 1.5 倍を基本とした(ベースシア係数=0.3)⁹⁾。ただし、頂部 2、3 層では柱を細くしないのが一般的である⁹⁾ところから、10 層モデルでは 9、10 層の保有水平耐力を 8 層と同じとし、5 層モデルでは 4、5 層の保有水平耐力を 3 層と同じとした。図 6 に、現基準による必要保有水平耐力 ($D_S=0.3$ を想定)とあわせて、解析対象建物の保有水平耐力を示す。解析対象建物は現行基準で設計された建物に比べて、中間層で耐力が不足していることがわかる。

各層の保有水平耐力 Q_y を表 2 に示す。本論では、表 2 に示す保有水平耐力を持つモデルを標準モデルとし、標準モデルの保有水平耐力を変更したモデルによる解析を適宜行う。

なお、本論では、剛性は表 2 に示した通り、直線分布を仮定し、耐力分布のみを変更することによって耐力の変化が中間層崩壊に及ぼす影響を主に検討する。しかし、一般的には剛性と耐力には関連があると考えられるため、剛性分布形状を耐力分布形状に対応させたモデルも考え得る。このようなケースは今後の検討課題である。

また実際の建物では、本論のように頂部 3 層の柱断面が等しいのみではなく、下部の層においても数層の柱を同一断面で設計し、剛性および耐力が数層ずつ等しくなることも考えられる。しかし、何層分ずつを同一断面で設計するのかは、建物によって様々であるため、本論ではより一般性のある耐力、剛性分布として、表 2 に示すような標準モデルを設定した。

図 5 解析対象

表 2 主要構造諸元一覧

(a) 10 層標準モデル					(b) 5 層標準モデル				
層	重量 (kN)	K_1 (kN/cm)	Q_y (kN)	δ_u (%)	層	重量 (kN)	K_1 (kN/cm)	Q_y (kN)	δ_u (%)
10	753	2300	745	10.0	5	753	2520	677	10.0
9	753	2560	745	10.0	4	753	3150	677	10.0
8	753	2820	745	10.0	3	753	3790	677	10.0
7	753	3070	959	9.4	2	753	4420	903	9.4
6	753	3330	1160	8.9	1	753	5050	1130	8.9
5	753	3580	1350	8.3					
4	753	3840	1580	7.7					
3	753	4090	1810	7.1					
2	753	4350	2030	6.6					
1	753	4610	2260	6.0					

(c) 1 次固有周期	
10 層標準 モデル	5 層標準 モデル
0.6 (秒)	0.3 (秒)

図 6 保有水平耐力

4.2 復元力モデル

図 7(a)に解析で使用する復元力モデルの層せん断力-層間変形関係の包絡線を示す。図 7(a)には図 4 に示した実験結果の水平力-水平変形関係も併せて示す。保有水平耐力時変形(δ_y)は全ての層で、実験による最大耐力時変形と同じ 0.8%とした。10 層モデルの崩壊時変形(δ_u)については、実験結果を参考にして 8 層の δ_u を 10%とした(8 層柱の軸力比を 0.18 と仮定していることに相当)。また、RC 柱では軸力比が大きいほど変形能力が低下すると考えられるため¹²⁾、下層に行くに従い δ_u を小さくした。本論では、1 層の δ_u を 6%として 2~7 層は直線補間により求め、9、10 層は 8 層と同じとした。5 層モデルの δ_u は、10 層モデルの上部 5 層と同じとした。各層の δ_u を表 2 に示す。また、実験結果を参考にして、保有水平耐力点(δ_y, Q_y)と崩壊点($\delta_u, 0$)との間に第 3 折れ点(δ_b, Q_b)を設け、第 3 折れ点の値は各層ともに、 $\delta_b=5\%$ 、 $Q_b=Q_y/10$ とした。

本論では、あるひとつの層の水平変形が δ_u を超えて崩壊したあとも解析を続けることとした。これは、第 2 章で述べたように、兵庫県南部地震では複数層が崩壊した被害例もあり、解析において複数層崩壊を再現する必要があったためである。そこで、 δ_u 以降の剛性 K_0 をほぼゼロの剛性を仮定して初期剛性 K_1 の 1/10000 とし、解析を続けた。

せん断破壊型 RC 柱では、繰り返し載荷時の履歴吸収エネルギーが小さくなる傾向があるため、スリップ型の復元力モデルを用いることが妥当である¹³⁾。本論では、武田スリップモデル^{14), 15)}を用いて、図 7(b)に示すような繰り返しに対する履歴ルールを設定した。

(a) 包絡線 (折れ点の定義)

(b) 繰り返し性状
図 7 復元力モデル

図 7 (b)中の K_d , K_s , K_p はそれぞれ、保有水平耐力後に除荷される際の剛性 K_d 、その後層せん断力の方向が変化したあとのスリップ剛性 K_s 、およびスリップ剛性 K_s で変形が進んだあとの高い剛性 K_p である。

本来、武田スリップモデルは、付着性状の劣化を考慮した曲げ破壊型 RC 部材の復元力特性を表すモデルであるが、保有水平耐力後の耐力低下を考慮することによって、せん断破壊型 RC 柱の復元力特性を表せるものとする。

4.3 P- Δ 効果

柱に水平変形が生じると、図 8 に示すように、i 層には P- Δ 効果による付加水平力 Q_i' が生じる。ここで、 Q_i' は(1)式で表される^{16), 17)}。特に、大きな水平変形領域を対象とした解析においては、このような P- Δ 効果の影響を考慮する必要がある。

$$Q_i' = W_i \cdot \frac{\delta_i}{h_i} \quad (1)$$

実験においては、載荷した鉛直力が図 8 中の W_i に相当するため、測定された水平力(水平アクチュエーターの荷重)には、(1)式で示した P- Δ 効果による付加水平力が含まれている。以上より、P- Δ 効果については、実験結果を基に作成した復元力モデル(図 7 参照)にすでに含まれていると考え、解析において運動方程式に P- Δ 効果による付加水平力を付け加えることは行わなかった。

図8 p-Δ効果

4.4 減衰および計算時間間隔

減衰は、初期剛性比例型とし（瞬間剛性比例型を仮定すると、負剛性時に減衰力が励起力として働いてしまう）、減衰定数は $h=0.02$ とした。なお、実際の被害では、崩壊後に接触面での摩擦等の理由により水平剛性がある程度復活し、そのために変形の限らない増大が抑えられたと考えられるのであるが、4.2節で仮定したように崩壊後剛性をほぼゼロとし、かつ減衰をゼロとすると、崩壊後に極端に大きな水平変形が生じてしまい、実現象と異なることとなる。よって、本論における解析では、崩壊後に変形が抑えられる現象を、主に減衰によって考慮することとした。減衰をゼロとした場合については、5.1節で検討する。

計算時間間隔は0.001秒とした。本解析のような不安定領域を扱う場合には計算時間間隔が結果に影響を及ぼす事が考えられるが、計算時間間隔を0.001秒以下としても結果が変わらない事を確認している。

4.5 入力地震動

入力地震動として、兵庫県南部地震の際に観測された、大阪ガス葺合供給所 N330E 波（最大加速度 802cm/s^2 ）、神戸海洋気象台 NS 波（最大加速度 818cm/s^2 ）を用いる。以下では、大阪ガス葺合供給所 N330E 波を FKI、神戸海洋気象台 NS 波を JMA と略記する。図9に加速度応答スペクトルを示す。図9中には、解析モデルの弾性1次固有周期を、10層モデル($_{10}T$)および5層モデル($_{5}T$)についてそれぞれ示す。

図9 加速度応答スペクトル

5. 入力地震動の大きさを変化させた解析

本章では、入力地震動の大きさを変化させた解析を行う。地動加速度にける倍率を A で表し（ $A=1.0$ で記録原波となる）、これをパラメーターとした。地震動レベルをパラメーターとしたのは、兵庫県南部地震において地震波の観測地点と中間層崩壊の起きた場所が異なっていたため、中間層崩壊した建物にどの程度の地震動が入力したかが不明なことを考慮したからである。

5.1 10層標準モデルの解析結果

層崩壊状況 図10に10層標準モデルの各層の応答状況を示す。図中に示す■は、最大層間変形（以下 δ ）が δ_u 以上となり崩壊したことを表している（ $\delta_u \leq \delta$ ）。また、それ以外にも最大層間変形の大小に応じて、 $\delta < \delta_y$ （保有水平耐力時変形）のとき□、 $\delta_y \leq \delta < \delta_u/2$ のとき■、 $\delta_u/2 \leq \delta < \delta_u$ のとき■に分類して表示した。

FKIでは、 $A=0.7$ のとき6層で $\delta_u/2$ 以上の変形が生じたが、崩壊する層はなかった。 $A=0.8$ で6層が崩壊し、 $A=0.9, 1.0$ では5層と6層が崩壊した。以後、 $A=1.1$ では5層～7層、 $A=1.2, 1.3$ では1層と5層～7層が崩壊した。JMAでは、 $A=1.4$ のとき7層と8層で $\delta_u/2$ 以上の変形が生じたが、崩壊する層はなかった。 $A=1.5$ で7層が崩壊し、以後、 $A=1.6, 1.7$ では7層と8層が崩壊した。

以上の結果から次のことがわかる。①兵庫県南部地震で中間層崩壊した建物が標準モデル（表2）のような保有水平耐力を有していたと仮定した場合、少なくともFKIでは $A=0.8$ 、JMAでは $A=1.5$ 程度の入力地震動が作用していた。ここで、FKIでは記録原波程度の大きさで崩壊が生じたのに対して、JMAではそれよりかなり大きくしないと崩壊が生じなかったのであるが、これは、FKIが震度7地域であったのに対して、JMAが震度7地域でなかったことと対応していると考えられる。②①で示したより大きな地震動レベルを想定した場合、複数層で崩壊が生じる。

地震時に多層建物のどの層の損傷が大きくなるかについては、地震動のスペクトル特性の影響が大きいことが指摘されている¹⁸⁾。図9に示した加速度応答スペクトルを見ると、FKIとJMAではスペクトルの卓越周期が異なり、これにより層崩壊が生じる A の大きさや崩壊層の分布が異なったことが考えられる。

図10 各層の応答状況（10層標準モデル）

層間変形の最大値 図10に示した結果のうち、層崩壊が生じた最小の A （FKIでは $A=0.8$ 、JMAでは $A=1.5$ ）に対する各層の最大層間変形を、図11に示す。FKIは6層が崩壊したのであるが、その上下の層にも5%程度の大きな変形が生じている。また、JMAでは7層が崩壊したが、その直上の8層にも崩壊寸前の変形が生じている。兵庫県南部地震で中間層崩壊した建物の多くは、崩壊した層以外の層では軽微な被害にとどまったのであるが、解析では崩壊した層以外にも大きな変形が生じた層があり、この点での被害状況との対応は悪いといわざるを得ない。これについては、5.3節で検討する。

図 11 最大層間変形

層間変形の時刻歴および層せん断力－層間変形関係 崩壊した層における層間変形の時刻歴および層せん断力－層間変形関係の例として、FKI の $A=0.8$ に対する 6 層の応答を図 12 に示す。変形が片方向に片寄っており、単調载荷の実験結果を用いたことは妥当であるといえる。なお、これ以外にも、両地震記録を対象として崩壊した層について調べたが、いずれも単調载荷的な応答であった。

複数層崩壊について 複数層崩壊の例として、FKI の $A=1.0$ に対する 5 層と 6 層の層せん断力－層間変形関係を、5 層が崩壊する時刻までについて図 13 に示す。なお、この例では、5 層が先に崩壊し、その 1.7 秒後に 6 層が崩壊した。5 層崩壊時には、6 層の耐力低下も著しく進み、耐力はほとんどゼロであった。これより、複数層が崩壊する場合には、柱の崩壊はほぼ同時に進行して、層崩壊はほぼ同時刻に起こったといえる。

減衰の影響 ここまでは $h=0.02$ として解析を行ってきたが、ここで無減衰とした場合の解析を行い、減衰の影響について検討する。図 12 に示した FKI の $A=0.8$, $h=0.02$ に対する 6 層の応答と比較するため、FKI の $A=0.8$, $h=0$ に対する 6 層の応答を図 14 に示す（図 14 の $K_0 = K_1/10000$ の場合で、この場合も 6 層が層崩壊した）。崩壊後にきわめて長周期の単振動を起こしているが、これは、 δ_u 以降の剛性 K_0 を初期剛性 K_1 の $1/10000$ としたことに起因している。参考のため K_0 をゼロとした場合の結果も示すが、この場合は応答が発散した。実際に層崩壊した建物では、変形が増え続けたり単振動を起こすような、応答が止まらなくなった例はなく、無減衰とすることは事実と反すると考えられる。

なお、 $h=0.03$, $h=0.01$ に対しても同様に検討したが、応答性状は $h=0.02$ と本質的には変わらず、無減衰の場合だけが全く異なる結果を示した。これより、以後の解析では、再び $h=0.02$ とする。

5.2 5 層標準モデルの解析結果

層崩壊状況 図 15 に 5 層標準モデルの各層の応答状況を示す。5 層標準モデルでも 10 層標準モデルと同様に、中間層崩壊する傾向がみられる。FKI では、 $A \leq 0.8$ のとき崩壊する層はなかった。 $A=0.9$ で 1 層と 2 層が崩壊し、 $1.0 \leq A \leq 1.3$ では 1 層～3 層が崩壊した。また、JMA では、 $A \leq 0.9$ のとき崩壊する層はなかった。 $1.0 \leq A \leq 1.3$ で 3 層が崩壊し、 $A=1.4$ では 2 層と 3 層が崩壊した。このように、JMA では、10 層標準モデルと比べて層崩壊するときの A が小さく

図 12 崩壊層の応答 (FKI, $A=0.8$, 6 層) 図 13 層せん断力－層間変形関係 (FKI, $A=1.0$, 標準モデル) 図 14 減衰の影響 ($h=0$, FKI, $A=0.8$, 6 層)

図 15 各層の応答状況 (5 層標準モデル)

なったが、これは地震動の周期特性によるものではないかと考えられる。図 9 に示した JMA の加速度応答スペクトルを見ると、5 層モデルの 1 次固有周期 T (0.3 秒) の右側に最も大きなピークがあり、5 層モデルでは、建物の塑性化にともなって固有周期が伸び、大きな地震力を受けたものと思われる。

5.3 ひとつの層の保有水平耐力を低くした場合の解析結果

標準モデルを用いた解析では、崩壊した層以外の変形も大きくなる傾向があり、実際の被害状況との対応が悪かった。また、兵庫県南部地震において中間層崩壊した建物を対象とした耐震診断結果によると、層崩壊した層の I_s 値が最も小さかったことが報告されており³⁾、中間層崩壊した層では、他の層に比べて保有水平耐力が相対的に低かったために被害が集中したことが考えられる。なお、ある層の保有水平耐力が他の層と比べて相対的に低い場合に、その層に変形が集中することは、過去の研究でしばしば指摘されている^{3)~7)}。そこで、10層標準モデルに対して、6層の保有水平耐力のみを70%に低下させた場合についての解析を行い、あるひとつの層の保有水平耐力が相対的に低いことが中間層崩壊に及ぼす影響について検討する。各層の初期剛性や崩壊時変形等は標準モデルと同一とする。入力地震動はFKIのみとする。

層崩壊状況 6層の保有水平耐力を70%に低下させたモデルに対する各層の応答状況を、図16に示す。標準モデルでは $A=0.8$ 以上で層崩壊したのに対して（図10(a)参照）、保有水平耐力を低下させた場合は、当然であるが、層崩壊が生じる A が標準モデルより小さくなっている。また、これも当然であるが、標準モデルでは複数層での崩壊がしばしば見られたが、6層の保有水平耐力を低下させた場合は6層のみが崩壊する傾向にある。

図16 各層の応答状況 (FKI, 10層, 6層保有水平耐力70%)

層間変形の最大値 $A=0.8$ および $A=1.0$ に対する最大層間変形を、標準モデルおよび6層保有水平耐力70%の場合について図17に示す。なお、 $A=0.8$ は図10(a)に示した標準モデルの解析結果において層崩壊が生じた最小の A であり、また、 $A=1.0$ は標準モデルにおいて複数層崩壊した例である。 $A=0.8$ の場合には、6層保有水平耐力を下げると、崩壊した6層の変形は標準モデルより大きくなり、逆に5層と7層の変形は標準モデルより小さくなっている。また、 $A=1.0$ の場合には、標準モデルでは5層と6層が崩壊したのに対して、6層保有水平耐力を下げると、6層のみが崩壊している。

以上より、6層保有水平耐力のみを70%に低下させた場合、崩壊した層のみ大きな被害を受け、それ以外の層は軽微な被害であった、という実際の被害状況と良く対応する結果が得られた。

ところで、層崩壊の過程は次のように考えられる。「崩壊層の柱が崩壊時変形(δ_u)に達すると、軸力保持能力を喪失して鉛直方向に崩壊するが、その時点では水平方向の速度があるため、そこからある程度水平変形が増加した後、接触面での摩擦等の理由により変形の増加が止まり、残留変形となった」そこで、解析結果と実際の被害との対応を見るために、両者の残留変形を比較する。解析によると、崩壊した層の最大層間変形は、図17(a),(b)より15%程度であり、最大層間変形と残留変形はほぼ等しいので（図12(a)参照）、残留変形も15%程度であるとみなすことができる。一方、表1で、兵庫県南

部地震において崩壊した層の残留変形が40~100cmであったという事実を示したが、考え得る値として残留変形を60cm、階高を300cmと仮定すると、実際に中間層崩壊した層の残留変形は20%程度であったとみることができる。これより、崩壊後の残留変形に関しても、解析結果と実際の被害状況はおおむね対応しているといえる。

なお、6層保有水平耐力を標準モデルの80%、90%とした場合の解析も行ったが、①崩壊が6層に集中する、②崩壊しない層の変形が小さくなる、という傾向は6層保有水平耐力70%の場合とおおむね同じであった。

図17 最大層間変形 (FKI)

層せん断力-層間変形関係 (標準モデルとの比較) $A=1.0$, 6層保有水平耐力70%に対する5層、6層の層せん断力-層間変形関係（6層が崩壊した時刻までについて）を図18に示し、 $A=1.0$, 標準モデルの場合（図13参照）と比較する。標準モデルの場合、5層、6層ともに崩壊したが、5層が崩壊した時刻において6層も耐力がほとんどゼロで、崩壊寸前であった。それに対して、6層保有水平耐力70%の場合には、6層のみが崩壊し、6層が崩壊した時刻での5層の変形は小さく、耐力もそれほど低下していない。このことから、あるひとつの層の保有水平耐力が相対的に低い場合には、その層に被害が集中することがわかる。

図18 層せん断力-層間変形関係 (FKI, $A=1.0$, 6層保有水平耐力70%)

以上より、兵庫県南部地震でひとつの層が中間層崩壊した建物は、何らかの理由により崩壊した層の保有水平耐力が相対的に低かったものと考えられる。また、兵庫県南部地震では少数ながら複数層が崩壊した建物も存在したが、そのような建物は標準モデルに近い保有水平耐力分布を有していたか、あるいは本論では検討していないが、崩壊した複数層の保有水平耐力が相対的に低かったものと考えられる。

6. 各層の保有水平耐力を一律に増加させた解析

標準モデルの各層の保有水平耐力を一律に増加させたモデルによる解析を行う。これは、兵庫県南部地震において、激震地に建っていたにもかかわらず軽微な被害にとどまった建物が多数存在しており、そのような建物では、本論で定義した標準モデルよりも保有水平耐力が高かったことが考えられるからである。標準モデルの保有水平耐力にかけの倍率を B で表し、 $1.0 \leq B \leq 1.5$ について解析を行った ($B=1.0$ が標準モデル)。なお、標準モデルの保有水平耐力を 1.5 倍した場合のベースシア係数は 10 層、5 層ともに 0.45 となる。入力地震動は FKI のみとする。

図 10(a) および図 15(a) に示した FKI の標準モデルに対する解析で、層崩壊した最小の A について検討する (10 層では $A=0.8$ 、5 層では $A=0.9$)。各層の崩壊状況を図 19 にそれぞれ示す。図 19(a) より、10 層モデルでは、 $B=1.0$ 、 1.1 では 6 層が崩壊したが、 $B=1.2 \sim 1.5$ では、 $\delta u/2$ 以上の大きな変形が生じているものの、崩壊する層はなかった。また、図 19(b) より、5 層モデルでは、 $B=1.0$ で 1 層と 2 層が崩壊し、 $B=1.1$ では 1 層のみ、 $B=1.2$ では 2 層のみが崩壊した。 $B=1.3 \sim 1.5$ では $\delta u/2$ 以上の大きな変形が生じているものの、崩壊する層はなかった。これらより、10 層モデルでは $A=0.8$ 、5 層モデルでは $A=0.9$ と、検討した A はやや異なるものの、① 10 層モデルでは $B=1.2$ 以上、5 層モデルでは $B=1.3$ 以上とすると層崩壊が生じない、ただし、② $B=1.5$ の場合でも $\delta u/2$ 以上の大きな変形が生じている、ことがわかる。

図 19 各層の応答状況 (FKI, 各層保有水平耐力を変更)

7. まとめ

本論では、兵庫県南部地震において数多く見られた、旧基準で設計された鉄筋コンクリート系建物の中間層崩壊の被害を再現し、その要因を探ることを目的とした。まず、せん断破壊型 RC 柱が軸力保持能力を喪失するまでの挙動を明らかにすることを目的として、比較的低軸力下での水平加力実験を行い、水平変形が約 10% となった時に軸力保持能力を喪失して軸方向に崩壊することを明らかにした。その後、実験結果を参考にした復元力モデルを用いて、主として 10 層建物を対象とした、多質点せん断モデルによる地震応答解析を行い、兵庫県南部地震における中間層崩壊の再現を試みた。10 層モデルを対象とした解析より、以下のことが明らかとなった。

兵庫県南部地震で中間層崩壊した建物には、建物が標準的な保有水平耐力分布を有する場合、FKI では $A=0.8$ (A : 地動加速度にかけの倍率)、JMA では $A=1.5$ 程度の地震動が作用していた。FKI が $A=1$ で層崩壊したのに対して、JMA ではそれよりかなり大きくしないと層崩壊しなかったのであるが、これは FKI が震度 7 地域にあったのに対して、JMA は震度 7 地域でなかったことと対応していると考えられる。これより、実際に中間層崩壊した建物には、震度 7 地

域での記録程度の大きさの地震動が作用したと考えられる。

実際の中間層崩壊の事例では、崩壊しなかった層は軽微な被害にとどまった例が多かったのであるが、標準的な保有水平耐力分布を持つ建物に対する解析では、崩壊した層以外の層の変形も大きくなり、実現象と一致しなかった。そこで、あるひとつの層の耐力が他の層の耐力に比べて相対的に低い建物を対象とした解析を行った。あるひとつの層の耐力を 70% に低下させたモデルを用いて解析した結果、相対的に耐力が低い層が最も崩壊しやすい層となり、他の崩壊しない層の変形は小さくなるということがわかった。兵庫県南部地震において、ひとつの層のみが崩壊し、崩壊層以外の層の被害が小さかった建物は、崩壊層の耐力が相対的に低かったものと考えられる。

兵庫県南部地震では、激震地に旧基準による設計で建てられていた建物の中にも、層崩壊が生じなかった建物が多数存在した。そのような建物は本論で定義した標準モデルよりも高い耐力を有していたと考えられるため、標準モデルの各層の耐力を一律に増加させたモデルによる解析を行った。その結果、各層の保有水平耐力が標準モデルの 1.2 倍以上の場合、層崩壊しなかった。

以上より、限られた範囲での検討ではあるが、中間層崩壊の概略を再現できたものと考えている。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会ほか：阪神・淡路大震災調査報告書 建築編-2 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物ほか, pp.93-502, 1998.5
- 2) 日本建築学会ほか：阪神・淡路大震災調査報告書 建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物, 1997.7
- 3) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案—, 第 1 編 層崩壊に関する検討と提案, pp.1-145, 1998
- 4) 籠橋英伸, 梅野達三, 市之瀬敏勝：RC 建物の応答変位予測型耐震診断法 (その 2) 層降伏型建物における塑性変形の集中と応答予測, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.75-76, 2000.9
- 5) 手塚武仁, 平島真一：中間層崩壊型既存建物の合理的改築方法に関する研究, 構造工学論文集 Vol. 47B, pp.117-123, 2001.3
- 6) 井上圭一, 麻里哲広, 西山祐二：多層建物の層崩壊の位置と必要耐力に及ぼす入力波の周期とサイクル数の影響, 構造工学論文集 Vol. 47B, pp.229-236, 2001.3
- 7) 菊本 衛, 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎：層崩壊型 RC 構造物の最大応答変形予測に関する基礎的研究, 構造工学論文集 Vol. 47B, pp.503-510, 2001.3
- 8) 神野卓之, 芳村 学, 中村孝也：兵庫県南部地震における建物の中間層崩壊に関する研究, コンクリート工学年次論文集 第 23 巻 第 3 号, pp.1201-1206, 2001.7
- 9) 日経アーキテクチュア, 1995.3
- 10) 竜 泰之, 中村孝也, 芳村 学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究, コンクリート工学年次論文集 第 23 巻 第 3 号, pp.217-222, 2001.7
- 11) 芳村 学, 山口 悟, 山中憲行：鉄筋コンクリート柱の動的崩壊に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第 20 巻, 第 3 号, pp.1039-1044, 1998.7
- 12) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990
- 13) 梅村 魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 技報堂出版, 1982
- 14) 江戸宏彰, 武田寿一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1877-2878, 1977.10
- 15) 小出敏弘, 小谷俊介, 永井 潔：鉄筋コンクリート構造の設計用地震力, 構造工学論文集 Vol.31B, pp.225-236, 1985.3
- 16) 秋山 宏：鋼構造剛接合組の耐震性におよぼす P- Δ 効果の影響, 日本建築学会論文報告集 第 340 号, pp.11-15, 1984
- 17) 佐藤義也, 桑村 仁：鉄骨破断による P- δ 崩壊を防止する構造特性係数, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.855-856, 2000.9
- 18) 桑村 仁, 田村勝紀：地震による構造物のモーダル損傷・損傷分布則の一般化, 日本建築学会構造系論文報告集 第 507 号, pp.79-86, 1998.5
- 19) 加藤 勉, 秋山 宏：地震時における鋼構造せん断型多層骨組の損傷分布則, 日本建築学会論文報告集 第 270 号, pp.61-68, 1978.8

(2001年9月10日原稿受理, 2002年2月27日採用決定)