

論文 兵庫県南部地震記録に対する 7 階建建物の弾塑性地震応答性状

高橋元美*¹, 宮下 丘*², 鈴木紀雄*³

要旨: 兵庫県南部地震では、非常に数多くの建築構造物が被害を受けた。被害形態は建物の構造形式、建物高さ、耐震設計法等により多岐にわたっているが、最も特徴的な被害は、過去の地震ではほとんど例のない(メキシコ地震を除く)中低層建物の中間層崩壊であった。本論文は、今回の地震で中間層に大きな被害を受けた 7 階建建物の弾塑性地震応答解析を行い、地震時挙動をシミュレーションするとともに、被害原因の解明を試みるものである。地震応答解析は耐震設計で想定した構造部材のみを忠実にモデル化した立体骨組モデルと、構造部材の他に雑壁、腰壁、スラブ等の非構造部材も取り入れたモデルの二つによって行い、両者の地震応答性状の違いを調べた。その結果、後者のモデルの方が地震被害を説明できることを示した。

キーワード: 兵庫県南部地震, 中間層崩壊, 弾塑性地震応答解析, 雑壁, 変形能力

1. はじめに

1995 年 1 月の兵庫県南部地震では、数多くの建物が被害を受けた。この地震による建物被害の特徴は、中低層建物の中間層の崩壊が多発したことである。

本報で対象とする 7 階建建物でも、この地震で 3 階に大きな被害が集中した。本建物は新耐震設計法に基づいて、純ラーメン構造として設計されているが、非構造部材扱いの雑壁が外周部に多数存在しており、これらも構造部材として機能したことも考えられる。そこで、純ラーメンモデルと雑壁も考慮したモデルの両方による弾塑性地震応答解析を行い、地震時挙動を追跡するとともに、被害原因の解明を試みる。

2. 解析対象建物と被害概要

解析対象建物は、神戸海洋気象台から東に約 3.3km 離れた神戸市中央区に建つ 7 階建の研究施設である。構造は、1, 2 階が鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造、3 階から上が鉄筋コンクリート(RC)造の純ラーメン構造であり、新耐震設計法に基づいて設計されている。建物外周部には深さ 8cm のスリットを柱際に設けた厚さ 18cm の非構造部材扱いの雑壁が存在する。

この建物の被害状況の略図を図 1 に示す。3 階の大多数の柱(外柱、中柱とも)が大きな損傷を受けており、他の階の柱には顕著な被害は見られ

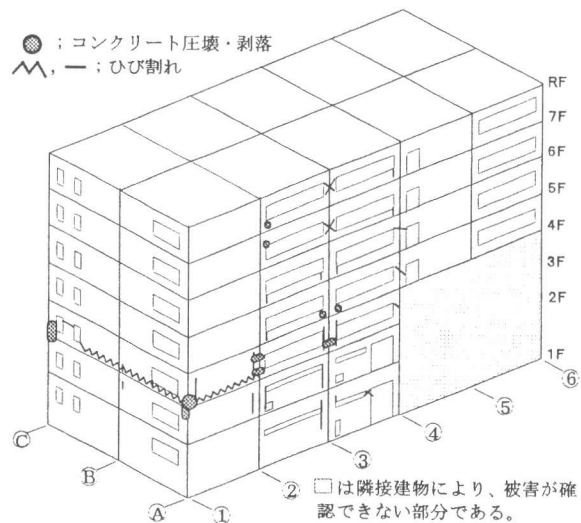


図 1 被害状況の略図

* 1 鹿島建設(株) 情報システム部副主査、工博(正会員)

* 2 鹿島建設(株) 情報システム部担当部長、工博(正会員)

* 3 鹿島建設(株) 小堀研究室主任研究員、工博(正会員)

ない。3階の柱の破壊形態は柱頭、柱脚の曲げ降伏あるいは曲げ降伏後のせん断破壊と推察される。柱の損傷箇所を見ると、コンクリートが圧壊して剥落しており、主筋が座屈あるいは破断している。また、横補強筋は折り曲げ部で破断しているものがある。

柱以外では、建物外周部に配置された雑壁の3階部分の損傷が著しく、脚部がスリップあるいは面外せん断破壊をしている。図1で、A通り①~②間は無開口の連層壁に見えるが、柱際にスリットを入れた雑壁である。はりには、ほとんど損傷が見られない。

3. 解析モデル

解析対象建物の平面図および軸組図を、それぞれ図2および図3に示す。また、代表的な柱およびはりの断面を表1に示す。使用材料は、コンクリート；Fc240、鉄筋；SD345、鉄骨；SM490である。解析は床を剛床とし、1階柱脚を固定とした部材レベルの立体骨組モデルによる。解析モデルは二つ作成した。一つは耐震設計で意図した純ラーメン構造のモデル(純ラーメンモデル)で、もう一つは雑壁を考慮したモデル(雑壁考慮モデル)である。

(1) 純ラーメンモデル

立体骨組は、柱、はりおよび接合部パネル要素より構成される。

部材の弾塑性特性は、柱の二つの断面の主軸方向の曲げおよび軸方向変形と、はりの曲げ変形について考慮する。柱、はりおよび接合部パネルのせん断変形は常に弾性とする。柱およびはりのせん断変形を弾性として扱ったのは、解析プログラムがせん断破壊のような応力解放を伴う脆性破壊挙動を考慮できないこと、実際の被害が柱の曲げ降伏のように見えること、柱のせん断耐力計算値が長期軸力レベルの曲げ耐力時せん断力を上回っていること、等の理由による。また、接合部のせん断変形を弾性として扱ったのは、本建物の接合部に被害が見られなかったためである。

柱の弾塑性モデルでは、図4に示すように、二方向の曲げモーメント(M_x, M_y)と軸力(N)の3次元応力空間上にひび割れ曲面と降伏曲面を導入し、金属塑性論に基づいて塑性状態下での二軸曲げと軸力の相互作用効果を表現する[1]。はり材端ばねモデル[2]として、材端曲げモーメントと材端回転角の間に、剛性劣化3折線型履歴[3]を採用する。RC柱のひび割れおよび降伏曲面とRCはりの3折線型骨格曲線の設定法は文献[4]に示しているが、SRC部材の場合には、RC部材の剛性・耐力に鉄骨の剛性・耐力を単純に累加することとする。

はりの3折線型骨格曲線の設定に当たっては、スラブの弾性有効幅[5]内のスラブ筋を考慮する。また、接合部パネルは、柱およびはりのフェイスから6 cm内側に入った部分とする。

本モデルのY(短辺)およびX(長辺)方向の1次固有周期はそれぞれ0.693秒、0.648秒であった。

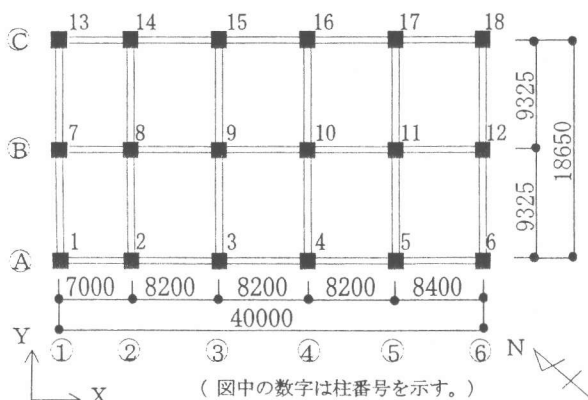


図2 平面図

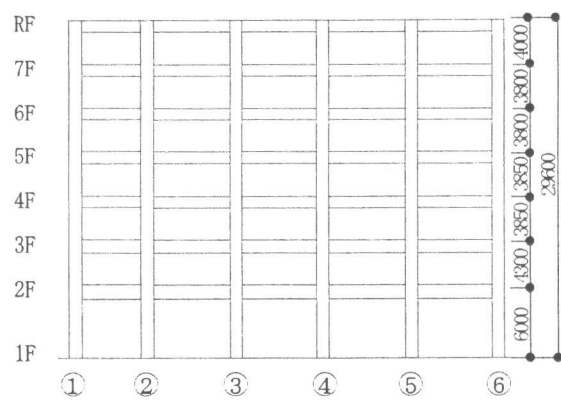


図3 軸組図

表1 柱およびはりの断面

柱			はり		
7F	B×D	700×700	RF	B×D	500×1050
6F	主筋	12-D25, 4-D16		主筋 上端	6-D29
	フープ	□D13-φ100		主筋 下端	3-D29
5F	B×D	800×800		フープ	□D13-φ200
4F	主筋	12-D25, 4-D16	7F	B×D	500×1000
	フープ	□D16-φ100	6F	主筋 上端	7-D29
3F	B×D	900×900		主筋 下端	6-D29
	主筋	14-D25, 2-D16		フープ	□D13-φ200
	フープ	□D16-φ100	5F	B×D	600×1100
2F	B×D	900×900	4F	主筋 上端	9-D29
	主筋	16-D25		主筋 下端	7-D29
	フープ	□D13-φ100		フープ	□D13-φ150
	鉄骨 X方向	BH-600x200x12x16	3F	B×D	600×1100
	鉄骨 Y方向	BT-450x250x 9x19		主筋 上端	6-D29
				主筋 下端	4-D29
1F	B×D	1000×1000		フープ	□D13-φ200
	主筋	18-D25		鉄骨	BH-800x200x 9x16
	フープ	□D13-φ100	2F	B×D	600×1200
	鉄骨 X方向	BH-700x200x12x16		主筋 上端	6-D29
	鉄骨 Y方向	BT-550x250x 9x25		主筋 下端	4-D29
				フープ	□D13-φ200
				鉄骨	BH-900x200x 9x19

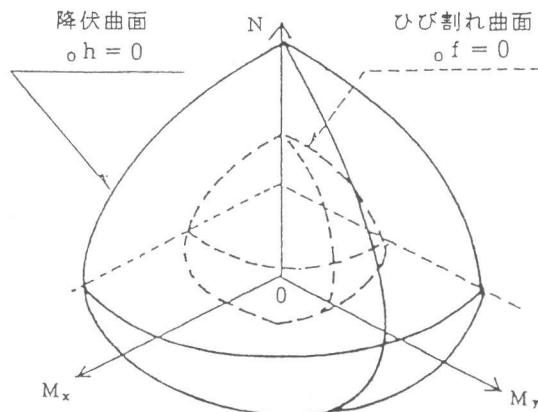


図4 柱のひび割れおよび降伏曲面

(2) 雑壁考慮モデル

この建物の外周部には雑壁が存在する。耐震設計的にはスリット扱い(深目地)として、柱およびはりと縁切りされることを想定した非構造壁であるが、地震時にこれがかんりの力を負担した可能性も考えられる。また、実際の被害は柱および雑壁に見られ、はりにはほとんど損傷がなかった。これは、腰壁の影響およびスラブの協力幅が耐震設計時に想定したもの(弾性有効幅)より増大することによって、はりの曲げ耐力が上昇したためと考えられる。

そこで、上記純ラーメンモデルに、雑壁、腰壁、スラブの協力幅増大効果を付加した解析モデルも作成した。図5は実際の雑壁位置であり、モデル化した雑壁位置でもある。

雑壁はブレース置換し、弾塑性特性は3折線型の骨格曲線をもつ原点指向型モデルとする。骨格曲線の第1折点は壁板の引張主応力度がコンクリートの引張強度に達した点、第2折点は学会RC終局強度型設計指針[6]によるものとする。第2剛性は第2折点時のせん断変形角を4/1000rad.と仮定して算定する。本解析プログラムでは下り勾配を伴うせん断破壊挙動を考慮できないので、第3剛性は弾性剛性の1/100とした。また、弾性剛性および第2折点せん断力に開口低減率[7]を考慮するが、スリット効果による低減は行わない。

はりはその曲げ耐力の算定に当たって、スラブ全幅内のスラブ筋および腰壁効果[8]を考慮する。はりの曲げ耐力は、これにより純ラーメンモデルのもの約2.5倍となる。解析で仮定する3折線型骨格曲線の第2折点時剛性低下率(α_y)は変更しない。また、雑壁内のはりは剛とする。

柱は腰壁部分(はり上端からの高さ約100cm)を剛域と考え、部材長さを短くする。この場合、腰壁が取り付けられない方向については短くするべきでないが、本解析プログラムは方向によって部材長さを変えることができないので、両方向とも短くすることとした。また、柱のシアスパンが短くなるが、せん断変形特性は、この場合でも前述した理由により弾性とする。

このモデルによるY方向の1次固有周期は0.490秒、X方向の1次固有周期は0.362秒であった。

4. 解析条件

現状では、本建物に対する入力地震動を評価する適切な方法がないので、地震応答解析に当たっては、1995年1月の兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された加速度波形のNS, EW成分を原記録の

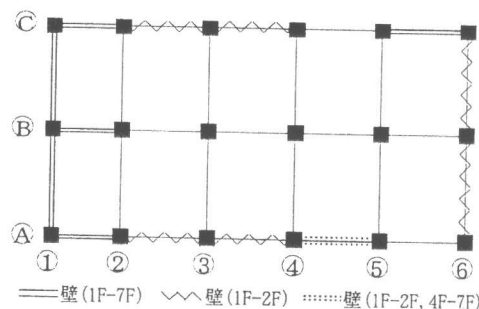


図5 雑壁をモデル化した位置

まま使用する。建物方位は、NS、EW軸に対して多少傾いているが、X方向にNS成分を、Y方向にEW成分を入力する。解析継続時間は25秒間、演算時間刻みは0.001秒とした。減衰は初期剛性比例型の内部粘性減衰とし、Y方向の弾性1次周期に対して3%を仮定した。

5. 解析結果

(1) 静的漸増解析

A_i分布形の増分荷重による静的漸増解析を行った。図6にX方向の層せん断力-層間変位曲線を示す。雑壁考慮モデルは純ラーメンモデルに比べて、骨組剛性・耐力がかなり上昇し、耐力で2~2.5倍になっている。本建物は1,2階がSRC造、3階以上がRC造となっているが、純ラーメンモデルでは2階から3階の耐力の急変は見られない。一方、雑壁考慮モデルでは、1,2階の壁量が3階より上に比べて多い(開口が少ない)ために、耐力の急変が見られる。

(2) 地震応答解析

図7にX方向の応答最大層せん断力と静的漸増解析から算定した保有水平耐力を示す。純ラーメンモデルでは、その応答値がほぼ全層にわたって、保有水平耐力を上回っている。雑壁考慮モデルには純ラーメンモデルよりも大きな応答せん断力が作用しており、1階で約1.9倍、3階で約1.7倍となっている。これは、雑壁をモデル化していることと、腰壁、スラブの協力幅増大効果を考えればはりの曲げ耐力を上昇させていることによる。また、2階から3階の応答最大層せん断力の変化率が他に比べて大きいのは、純ラーメンモデルではSRC造からRC造に切り替わる影響、雑壁考慮モデルではさらに1,2階の壁量が多い影響によるものである。

図8に層重心位置のX方向の応答最大層間変形角を示す。純ラーメンモデルの応答値は、7階を除いたすべての層で1/100rad.を上回っているが、雑壁考慮モデルの応答値は、全層で1/100rad.を下回っている。また、雑壁考慮モデルの1,2階の応答値は、壁量が多いため他の層より小さく、3階から上の応答値はほぼ均一である。本建物の被害は3階に集中しているが、解析において3階の層間変形角が他の層に比べて極端に大きくなるという結果にはならなかった。

図9に地震応答解析開始後5.7秒経過時(加速度ピーク経験直後)の雑壁考慮モデルの柱の降伏状況を示す。柱の曲げ降伏は、雑壁のせん断降伏よりも先行して起こり、最初に降伏するのは、3階の隅柱であった。雑壁の降伏初発は1階の①通りの壁であった。実際の雑壁の被害は1階ではなく3階に見られ、解析結果と対応していないが、これは雑壁の破壊形態が解析で想定したせん断破

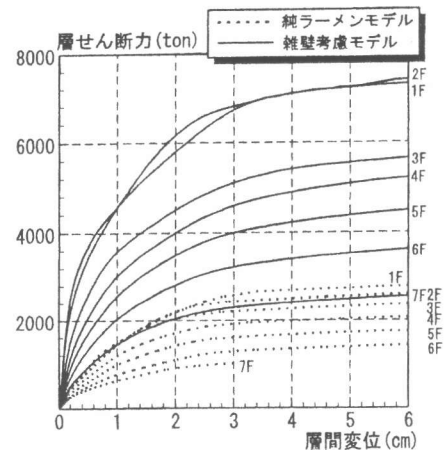


図6 層せん断力-層間変位曲線

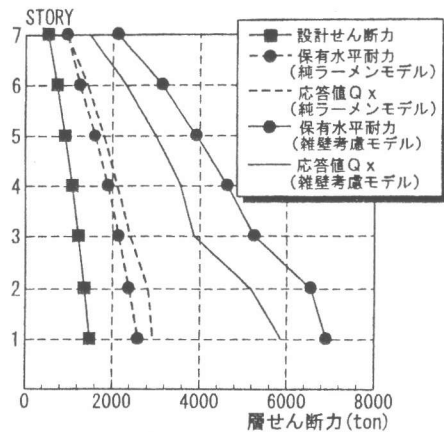


図7 応答最大層せん断力

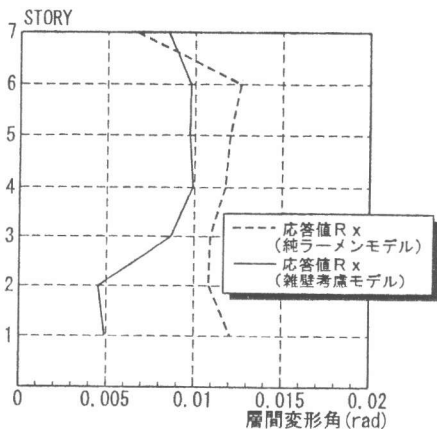


図8 応答最大層間変形角

壊ではなく、スリップあるいは面外せん断破壊であったためと考えられ、今後、雑壁のモデル化方法を再検討する必要がある。ちなみに、3階A通り①~②間の雑壁は最終的にはせん断降伏し、せん断変形角の最大値は約6/1000rad.であった。

図9によると、柱の降伏は地震時の変動軸力が大きくなる隅柱および外柱に主に生じており、降伏箇所数は3階が最も多い。これは、3階から上がRC造となり、柱の曲げ耐力が1,2階より相対的に小さいことと、壁量も3階から上が1,2階より少ないために柱の負担する力の割合が増えたことによるものである。

解析においては、柱が曲げ降伏しても十分に靱性がある(初期剛性の1/100の剛性を維持する)と仮定しているが、実際には配筋形式、横補強筋量、変動軸力等の影響によって脆性破壊することも考えられる。本解析法では脆性破壊挙動を追跡することはできないが、3階の柱が最初に降伏すること、および3階の柱の降伏箇所数が最も多いことより、柱に十分な変形能力が期待できない場合には、3階に破壊が集中する可能性があることを本解析は示唆している。なお紙面の都合上、はりの塑性化状況は示さないが、純ラーメンモデルははり降伏先行型、はりの曲げ耐力を上昇させた雑壁考慮モデルは柱降伏先行型となり、雑壁考慮モデルの方が実状に合っていた。

ここで、柱の応答変形角について検討する。降伏ヒンジ領域が十分な変形能力を発揮するには、ヒンジ領域でのせん断力伝達機構が確保されなければならない。学会RC終局強度型設計指針[9]には、ヒンジ領域におけるせん断破壊を防ぐために、ヒンジ部の塑性回転角(R_p)が増大するに従って、せん断強度を低減させる設計法が示されている。すなわち、曲げ強度は R_p が増大しても一定に保持されるとすると、 R_p が小さい間は、せん断強度が曲げ強度を上回っている(曲げ降伏先行型)、 R_p がさらに増大すると、せん断強度が曲げ強度を下回り、その時点でヒンジ領域がせん断破壊すると考えられる。そこで、曲げ強度とせん断強度が等しくなる R_p に、曲げ降伏時の回転角を加えたものを限界回転角(R_u)と定義し、柱の変形能力とする。

図10および図11に、隅柱である1および18番柱脚部(柱の番号は図2を参照)の材端回転角の

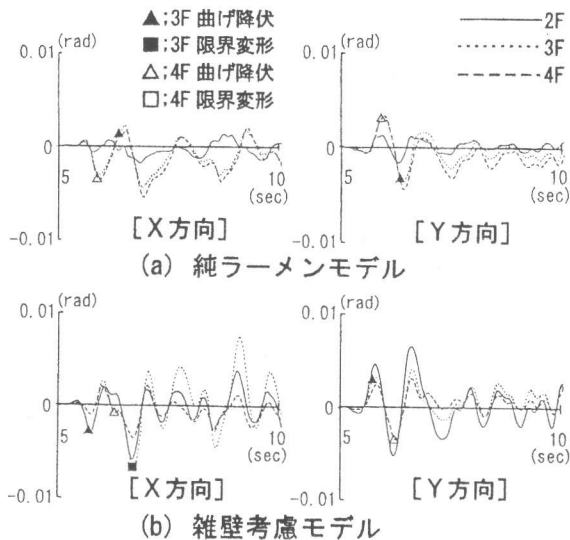


図10 1番柱脚部の材端回転角時刻歴

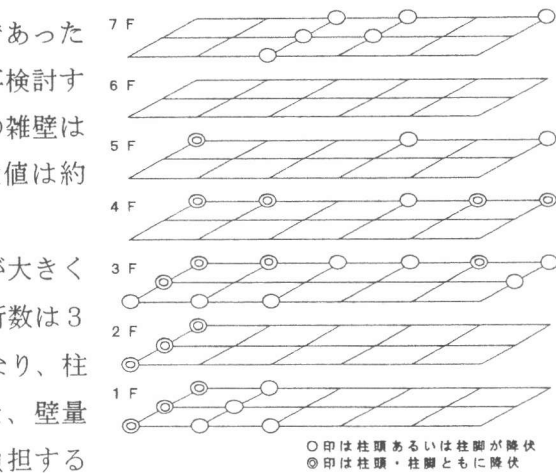


図9 柱の降伏状況(雑壁考慮モデル)

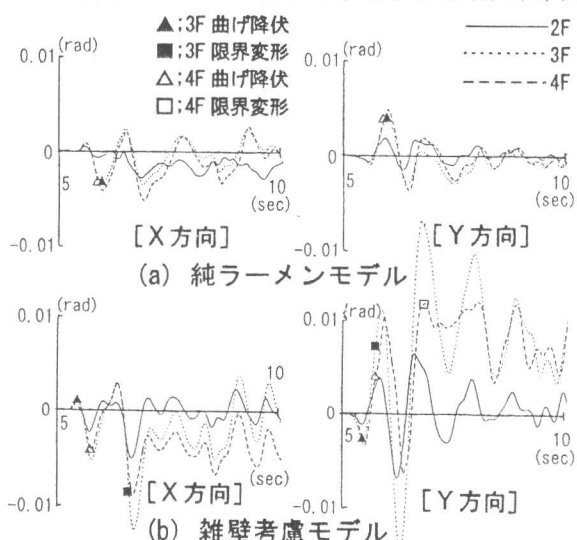


図11 18番柱脚部の材端回転角時刻歴

タイムヒストリー(2, 3, 4階)および R_u を超えた点を示す。2階の柱はSRC部材なので、十分な変形能力があると考えらる。

純ラーメンモデルでは、応答値がほぼ2, 3, 4階の順に大きくなっているが、雑壁考慮モデルでは、3階の応答値が4階よりも大きくなっている。これは、壁量の違いにより2階から3階の剛性が急変しているためである。また、18番柱のY方向(X軸回り)の応答値は1番柱に比べて非常に大きく、雑壁考慮モデルは壁の偏在によって、ねじれを伴って振動したことがわかる。

雑壁考慮モデルにおいては、1番、18番柱ともに3階の材端回転角が早期に R_u を上回っており、3階のこれらの柱は、曲げ降伏後にヒンジ領域がせん断破壊したと判断することができる。今回算定した R_u は、長期軸力レベルのものであるが、変動軸力によって圧縮軸力が増大するような場合には、この R_u がさらに小さくなる。

6. 結論

7階建SRC造(ただし、3階以上はRC造)建物を対象に、兵庫県南部地震における神戸海洋気象台での観測記録を用いた地震応答解析を行った結果、以下のことがわかった。

- 1) 解析結果と実際の被害状況の対応は、純ラーメンモデルよりも雑壁考慮モデルの方が良かった。
- 2) 実際の建物被害状況を見ると、はりにはほとんど損傷がなかった。はりには腰壁、スラブが取り付いており、これらの協力効果により、その曲げ耐力は耐震設計時に想定したものよりかなり上昇するものと考えられる。したがって、シミュレーション解析では、これらの効果を考慮したモデル化が必要である。
- 3) このはりの曲げ耐力上昇により、想定したはり曲げ降伏先行型の全体降伏機構が保証されない可能性があるため、耐震設計に際しては、このことに対する十分な配慮が必要である。
- 4) 耐震設計的には非構造部材扱いの雑壁も、地震時にはかなりの力を負担したと考えられる。したがって、シミュレーション解析に当たっては、この雑壁もモデル化する必要がある。
- 5) 本建物の被害が3階に集中したのは、構造が3階からRC造に切り替わっているためではないかと当初は考えられたが、本解析的検討の結果、雑壁の偏在が原因の1つであったと考える。すなわち、この雑壁の偏在によって、1, 2階の剛性・耐力が3階以上のそれより相対的に大きくなるため、およびねじれ振動を起こすために、3階の柱の部材変形(材端回転角)が増大して、曲げ降伏後に塑性ヒンジ領域でせん断破壊したものと考えらる。
- 6) 耐震設計に際しては、雑壁の配置には十分は配慮が必要である。また、雑壁と構造躯体を絶縁できる有効なスリットの開発が望まれる。

【参考文献】

- [1] 磯崎 浩, 福澤栄治, 高橋元美: 柱の変動軸力と2軸曲げモーメントを考慮したRC造立体骨組の弾塑性地震応答解析(その1)解析法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第441号, pp. 73~83, 1992年11月
- [2] Giberson M. F.: Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST2, pp. 137~157, 1969. 2
- [3] Muto K., Hisada T., Tsugawa T. and Bessio S.: Earthquake Resistant Design of a 20 Story Reinforced Concrete Building, 5th WCEE, Rome, pp. 1960~1969, 1973. 6
- [4] 高橋元美, 福澤栄治, 磯崎 浩: 柱の変動軸力と2軸曲げモーメントを考慮したRC造立体骨組の弾塑性地震応答解析(その2)30階建RC造立体骨組の2方向地震応答解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第448号, pp. 121~130, 1993年6月
- [5] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp. 61~62, 1991年4月
- [6] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp. 122~125, 1990年11月
- [7] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp. 211~222, 1991年4月
- [8] 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), pp. 399, 1990年10月
- [9] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp. 116~120, 1990年11月