# 論文 離散化極限解析法によるSRC造建物の地震被害の解析

田中 里子\*1・土井 希祐\*2・片寄 哲務\*1

要旨:離散化極限解析法による弾塑性静解析および弾塑性地震応答解析を格子形SRC造建物と充腹形SRC造建物の2棟について行い、終局状態を把握するための解析法としての有用性について検討した。離散化極限解析法とは剛体-バネモデルに基づいた極限解析法である。静解析はある程度実被害に対応する結果が得られたが、地震応答解析では実被害に対応する結果は得られず、今後の研究課題としたい。

キーワード:SRC造建物,離散化極限解析法,弾塑性静解析,弾塑性地震応答解析

#### 1. 研究目的

1995年兵庫県南部地震において、旧基準 により設計された格子形SRC造を中心とした 多くのSRC造建物が被害を受けた。従来の地 震ではSRC造建物は構造的に深刻な被害を受 けたことはなく、耐震性に対する社会的信頼度 が高かっただけに大きな課題を残した。ゆえに 今後起こりうる地震に対処するためにも被害原 因の解明が必要である。

本研究で用いる離散化極限解析法は構造物を 有限個の剛体要素と、それらを結ぶ弾塑性バネ要 素によりモデル化し、その挙動を解析するもので ある。バネの特性を適切に設定することにより、 弾塑性域に渡る構造物の幅広い解析を行うこと ができ、特に終局状態を把握するのに適した解析 方法であると考えられる。そこで離散化極限解析 法を用いて、先の地震において被災した充腹形S RC造建物と格子形SRC造建物について地震 時挙動の解析を行い、結果を比較検討すること、 および実被害に対応する有効なモデル化手法を 提案することを目的とする。

#### 2. 研究方法

## 2.1 離散化極限解析法

離散化極限解析法 1)2)とは図-1に示すよう

\*1 新潟大学大学院 自然科学研究科 (正会員)\*2 新潟大学 工学部建設学科 教授 工博 (正会員)



に構造体を有限個の剛体ブロックに分割し、塑性 関節を一般化したバネ要素で連結しモデル化す るものである。本解析で用いたラーメン架構モデ ルは、柱・梁要素と接合部要素をバネで連結した ものとし、接合部要素は柱・梁要素よりも強度・ 剛性を大きくし、剛体的なものとした。

ー般的な離散化極限解析法の理論では、バネ 剛性マトリックスは、柱・梁要素と接合部要素 の2剛体要素間の相対変位 $\{\delta\}$ を用いて作成さ れる。剛体要素の相対変位 $\{\delta\}$ =[B] $\{u_G\}$ のよう に、要素の重心位置における絶対変位 $\{u_G\}$ で表せ るが、骨組構造の解析を行う場合には**図**-2の ように節点変位ベクトルを重心ではなく、剛体 要素両端でとったほうが便利であり、  $\{u_G\}$ =[T] $\{u\}$ のように座標変換を行う。式(1)に剛 体要素両端の節点変位ベクトル $\{u\}$ = $\{u_0 u_{1L} u_{1R} u_2\}$ <sup>T</sup>を用いた剛性マトリックスを示す。

$$\begin{cases} X_{0} \\ X_{1L} \\ X_{2} \\ X_{2} \end{cases} = \begin{bmatrix} \frac{K_{15}}{h^{2}} & -\frac{K_{15}}{h^{2}} & -\frac{K_{15}}{h^{2}} & \frac{K_{15}}{hl_{2}} \\ K_{1} + \frac{K_{15}}{h^{2}} & -K_{1} + \frac{K_{15}}{hl_{2}} & -\frac{K_{15}}{hl_{2}} \\ & \frac{3}{4}K_{1} + \frac{K_{15}}{l_{2}^{2}} + \frac{h^{2}}{4l_{2}^{2}}K_{1} & \frac{K_{1} - K_{15}}{h^{2}} - \frac{h^{2}}{4l_{2}^{2}}K_{1} \\ sym. & -\frac{K_{1}}{4} + \frac{K_{15}}{l_{2}^{2}} + \frac{h^{2}}{4l_{2}^{2}}K_{1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{0} \\ u_{1L} \\ u_{1R} \\ u_{2} \end{bmatrix}$$

バネは垂直(バネ定数 kn)・せん断(ks)・曲げ (km)の3種を考え、それぞれ図-3に示す降伏 曲面が設定されており、バネの降伏判定により 建物の地震時挙動について検討する。降伏曲面 内では弾性、降伏曲面上で降伏し塑性となる。 バネ要素の一軸応力歪関係は完全弾塑性とする。 降伏条件式は、式(2)を適用する 3)。

$$f = \left(\frac{\tau}{Q_{mu}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma + N_o}{N_c - N_o}\right)^2 - 1 \tag{2}$$

式(2)および図-3における  $N_c \cdot N_t \cdot N_o \cdot Q_{mu}$ ・ Qsuは、文献 4)による格子形柱・充腹形柱の場合 の終局耐力式に基づいて定めた。

また、塑性時の材料マトリックス[D]pは式(3)のよ

剛性マトリックス[K]は式(4)で求まる。  $[K] = \iint [B]^T [D]^P [B] ds$ (4)

## 2.2 解析対象建物の概要<sup>5)6)</sup>

(1) 建物A

**図-4**に1階床伏図を、**図-5**にX1・X4 通りの軸組図を示す。建物概要を表-1に示す。

$$K_{1} = \frac{2GA}{l_{1} + l_{2}} \qquad K_{15} = \frac{2EI_{xx}}{l_{1} + l_{2}}$$

$$G: せん断弾性係数 \qquad (1)$$

$$A: 要素の断面積$$

. ....





図-3 バネ要素降伏曲面図



ほぼ左右上下とも対称の平面形をなし、中廊下 形式で中央部に横長の吹き抜け部分を持つ。兵 庫県南部地震において、1階柱がせん断破壊とな り、1階が層崩壊する被害を受けた(図-6)。 柱断面図を図-7に示す。

(2) 建物B

図-8に1階床伏図を、図-9にX3通りの 軸組図を示す。建物概要は表-1に示す。それ ぞれ独立した東棟・西棟・南棟の3棟がエキス パンションジョイントで連結されている。兵庫 県南部地震において東棟が被災し、1階ピロティ 一柱にせん断付着破壊が、また全階で桁行き方 向の雑壁にせん断ひび割れが生じた(図-10)。 柱断面図を図-11に示す。



 $\boxed{B} = \frac{1}{25} = \frac{1}{450} = \frac{1}{450} = \frac{1}{25} =$ 



図-11 建物B柱断面(図-8参照X3:Y2~Y11)

## 2.3 解析方法

2 棟の解析対象建物について離散化極限解析 法による弾塑性静解析と弾塑性地震応答解析を 行った。静解析はAi分布による水平力を各階 に作用させ、荷重増分法により行った。



図ー10 建物B 実被害図 ■:せん断付着破壊

地震応答解析は神戸海洋気象台におけるNS 方向加速度記録の15秒間のデータを用いて行っ た。また、本研究では、鉛直加重によりバネに 生じる応力を静解析によって求め、地震応答解 析時にあらかじめ求めた応力をバネに加えてお くことにより、重力考慮して解析を行った。 2.4 解析モデル

(1) 建物A・B共通

建物A・Bに共通したモデル化を以下に示す。 ・バネ剛性は式(3)及び式(4)により求める。柱・ 梁要素の弾性係数はコンクリート強度からみて

(図-7、図-11参照) E=2.1×10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup>とし、
 接合部要素は柱・梁要素より剛体的と考え E=2.1
 ×10<sup>7</sup>N/mm<sup>2</sup>とした。ポアソン比は両要素ともv
 =0.17とした。

・梁耐力・剛性はスラブ有効幅を梁幅の 1.2 倍 考慮したT形断面として算定。

・地震応答解析においては、建物が実際に負担 しているスラブ・壁の自重、積載荷重を考慮し た。積載荷重は建築基準法施行令第85条「地震 力を計算する場合」より600N/m<sup>2</sup>とした。

・コンクリートのひび割れによる剛性低下を考 慮するため、文献 7)を参考に初期剛性を柱 70%・梁 50%に低減したモデルで解析を行った。

## (2) 建物A

建物Aにのみ用いたモデル化を以下に示す。

・地震波の主方向である桁行き方向のフレーム について解析を行った。建物の平面の対称性か ら平面の半分を取り出し、外側フレームX1と 内側フレームX2を縮約し、非構造壁を無視し た平面ラーメンとして解析を行った。縮約の方 法は、外側と内側フレームのそれぞれ対応する 部材ごとに断面耐力・剛性を足し合わせ、その 合計断面積で除すことにより平均をとった。

・1 階柱は図-7のように柱脚・柱頭で大きく断 面が異なるため中央部に節点を設け、できるだ け忠実にモデル化した。

・壁重量は梁間方向の耐震壁の重量とし、桁行 き方向雑壁は開口部が大きいため無視した。

### (3) 建物B

建物Bにのみ用いたモデル化を以下に示す。

・被害が顕著であった東棟について地震波の主 方向である桁行き方向のフレーム X3 の解析を 行った。

・桁行き方向の雑壁を柱両側1m 考慮して柱耐

力・剛性を算定した。

・地震応答解析の壁重量は梁間方向の耐震壁と 桁行き方向の雑壁の重量とした。

3. 解析結果と考察

## 3.1 弾塑性静解析

(1) 建物A

図-12に降伏ヒンジ図を、図-13に終局 絶対変位図を示す。はじめに1階柱脚が降伏、 遅れて1階柱頭が降伏し、解析は終了した。終 局変位は9・10階を除いては1/250を越える変 形となり、1階で1/170と最大の変形であった(図 -13、表-2参照)。

本研究では図-3より、Qsu(終局せん断耐力) >Qmu(終局曲げ時せん断耐力)ならば、Qmu を用 いた降伏曲面となり、Qsu<Qmu ならば Qsu で耐 力を頭打ちした降伏曲面とすることで、曲げ破 壊・せん断破壊を考慮している。表-2に建物 Aの各階において構成率の高い柱のQsu・Qmu を 示す。全階柱でQsu<Qmu となっており、1階柱 もせん断破壊型である。SRC耐震診断基準 4 によれば、格子形せん断柱の変形能力は 1/150 であり、1階の層間変形 1/170 と近い値となり、 1 階柱のみがせん断破壊し層崩壊したと考える ことができる。よって、ヒンジ図・変位からあ る程度実被害に対応する結果となった。



## (2) 建物B

図-14に降伏ヒンジ図を、図-15に終局 変位図を、表-3に建物Bの各階において構成 率の高い柱のQmu・Qsuを示す。建物Bでは、S RC造柱は曲げ破壊型、RC造柱はせん断破壊 型になった。

はじめに1階柱脚が降伏、その後全体に降伏 が広まり、ある程度実被害に対応した結果とい える。終局変位はかなり大きく、2階~9階で 1/100を越え、7階が1/23で最大となった(表 -3参照)。これは建物Bには6階柱脚まで鉄骨 が入っており、7階がSRC造とRC造の境界付 近であるためと考えられる。また変形が極めて 大きくなったのは、完全弾塑性を仮定している ことや、静解析のため終局時に実際の地震入力 を上回る水平力が作用しているためである。



表一2 建物A 柱のQmu・Qsu

			-		
建物A	Qmu (kN)	Qsu (kN)	破壊 形式	せん断 余裕度	層間変形 (静解析)
1階柱頭	1762.7	1301.0	せん断	0.738	1/170
1階柱脚	1437.2	1054.0	せん断	0.733	1/1/0
2階	1437.2	1054.0	せん断	0.733	1/201
3階	1382.3	1034.4	せん断	0.748	1/214
4階	1133.6	768.1	せん断	0.678	1/207
5階	945.4	645.1	せん断	0.682	1/195
6階	862.2	621.7	せん断	0.721	1/220
7階	649.8	503.7	せん断	0.775	1/217
8階	596.5	493.1	せん断	0.827	1/236
9階	481.8	402.5	せん断	0.835	1/266
10階	443.0	390.5	せん断	0.881	1/429

表-3 建物B 柱のQmu・Qsu

建物B	Qmu (kN)	Qsu (kN)	破壊 形式	せん断 余裕度	層間変形 (静解析)	
1階	2102.4	3655.8	曲げ	1.739	1/147	
2階	2854.3	3593.8	曲げ	1.259	1/89	
3階	2666.4	3454.4	曲げ	1.296	1/80	
4階	2492.8	2979.2	曲げ	1.195	1/81	
5階	2011.5	2114.3	曲げ	1.051	1/79	
6階	1830.0	1321.5	せん断	0.722	1/67	
7階	1455.3	1183.0	せん断	0.813	1/23	
8階	1335.1	1086.2	せん断	0.814	1/79	
9階	1189.8	984.6	せん断	0.828	1/91	
10階	1053.8	885.5	せん断	0.840	1/109	
11階	926.0	789.0	せん断	0.852	1/168	

#### (3) 水平力-水平変位関係

図-16に建物A・Bの静解析における水平 変位と水平力の関係を示す。この時の建物Aの ベースシアー係数が0.4程度であるのに対し、建 物Bは0.9程度とかなり大きい水平力が作用し ていることが分かり、建物Bは十分な強度と変 形能を有する建物であることが分かる。

(4) まとめ

建物Aは、降伏ヒンジ・変位共にある程度実 被害に対応する結果であった。建物Bの降伏ヒ ンジも1階から生じているので実被害に対応す るが、変形が極めて大きい結果となった。

## 3.2 弹塑性地震応答解析

#### (1) 建物A

図-17に降伏ヒンジ図を、図-18に応答 変位図を示す。実被害のなかった8階中柱と9 階梁に降伏ヒンジが生じた。応答変位は中層部 で大きくなり、下層部で1/500 程度の値になっ た。表-2より建物Aの全階柱がせん断破壊型 ではあるが、せん断余裕度 Qsu/Qmu は上階で大 きくなり、また、下階の方が負担する軸力が大 きいため曲げ耐力が大きくなり、せん断破壊し やすいと考えることができる。実被害に対応し ない8階柱に降伏ヒンジが生じた原因として、 7階で断面が小さくなり、7階から8階にかけ て主筋量が減少していること、また7階よりも 8階のほうが負担する軸力が小さくなることか ら、8階柱の曲げ強度が低下することが考えら れる(図-19参照)。

## (2) 建物B

図-20に降伏ヒンジ図を、図-21に応答 変位図を示す。6階から上階にかけて降伏ヒン ジが生じた。応答変位は全体的に1/500にも及 ばない低い値となり、実被害に対応しない結果 となった。実被害に対応しない降伏ヒンジが生 じた原因として、6階以上はRC造でありSR C造に比べ耐力が低いことが考えられる。

#### (3) まとめ

弾塑性地震応答解析では、建物A・Bどちら も実被害に対応する降伏ヒンジ図・応答変位が 現れない結果となった。今回使用した神戸波の 加速度が実際の地盤とでは異なることや、モデ ル化の方法についても今後検討が必要である。

#### 4. まとめ

本研究では格子形と充腹形SRC造の建物に ついて離散化極限解析法による弾塑性静解析と 弾塑性地震応答解析を行った。静解析では、格 子形・充腹形共にある程度実被害に対応する結 果が得られたが、地震応答解析では実被害に対 応する結果は得られなかった。

#### 参考文献

1)川井忠彦:離散化極限解析法概論,培風館,1991

- 2) 竹内則雄ほか:離散化極限解析プログラミング,培風 館,1991
- 3)川井忠彦ほか: 骨組構造離散化極限解析用プログラム FREAM1の概要, 生産研究 vol.35No.4,1983.4
- 4)日本建築防災協会:既存鉄骨鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説,1997





- 5)日本建築学会:阪神・淡路大震災調査報告 建築編-2,1998
- 6)田中里子ほか:離散化極限解析法によるSRC造建物の地震被害の解析-その2-,日本建築学会学術講演梗概集,p1023-1024,2001
- 7)Sameh S.F.Mehanny et al. : Stiffness Modeling of Reinforced Concrete Beam-Columns for Frame Analysis,ACI Structural Journal,p215-p225,2001.3-4