

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SRC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

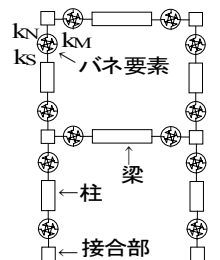


図-1 ラーメン架構モデル図

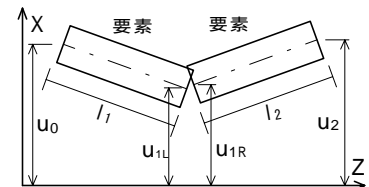


図-2 剛体要素間における節点変位

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。

一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は $\{\delta\}=[B]\{u_G\}$ 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 $\{u\}=\{u_0 \ u_{1L} \ u_{1R} \ u_2\}^T$ を用いた剛性マトリックスを示す。

*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)

$$\begin{Bmatrix} X_0 \\ X_{1L} \\ X_{1R} \\ X_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{K_{15}}{l_1^2} & -\frac{K_{15}}{l_1^2} & -\frac{K_{15}}{l_1 l_2} & \frac{K_{15}}{l_1 l_2} \\ & K_1 + \frac{K_{15}}{l_1^2} & -K_1 + \frac{K_{15}}{l_1 l_2} & -\frac{K_{15}}{l_1 l_2} \\ & & \frac{3}{4}K_1 + \frac{K_{15}}{l_2^2} + \frac{l_1^2}{4l_2^2}K_1 & \frac{K_1}{4} - \frac{K_{15}}{l_2^2} - \frac{l_1^2}{4l_2^2}K_1 \\ \text{sym.} & & & -\frac{K_1}{4} + \frac{K_{15}}{l_2^2} + \frac{l_1^2}{4l_2^2}K_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ u_{1L} \\ u_{1R} \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$K_1 = \frac{2GA}{l_1 + l_2} \quad K_{15} = \frac{2EI_{xx}}{l_1 + l_2}$$

G : せん断弾性係数
 A : 要素の断面積
 E : 弾性係数
 I_{xx} : 要素の断面二次モーメント
 l_1, l_2 : 要素長さ

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⁾。

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

式(2)および図-3における $N_c \cdot N_t \cdot N_o \cdot Q_{mu} \cdot Q_{su}$ 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)のようになる。

$$[D]^p = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ & k_{22} & k_{23} \\ \text{sym.} & & k_{33} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$\left(\begin{array}{l} k_{11} = k_n - \frac{1}{F} \left(\frac{2(\sigma - N_o)}{(N_c - N_o)^2} \right)^2 \cdot k_n^2 \\ k_{22} = k_s \quad k_{12} = k_{23} = 0 \\ k_{13} = \left(\frac{2(\sigma - N_o)}{(N_c - N_o)^2} \right) \left(\frac{2\tau}{Q_{mu}^2} \right) \cdot k_n \cdot k_m \\ k_{33} = k_m - \frac{1}{F} \left(\frac{2\tau}{Q_{mu}^2} \right)^2 \cdot k_m^2 \\ F = \left(\frac{2(\sigma - N_o)}{(N_c - N_o)^2} \right)^2 \cdot k_n + \left(\frac{2\tau}{Q_{mu}^2} \right)^2 \cdot k_m \\ k_n = 2EA/l \\ k_s = 2\alpha GA/l \quad (\alpha: \text{要素の有効せん断係数}) \\ k_m = 2EI/l \quad (l = l_1 + l_2) \end{array} \right)$$

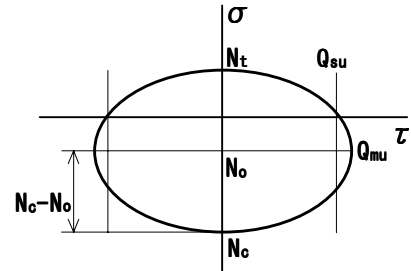
剛性マトリックス $[K]$ は式(4)で求まる。

$$[K] = \iint [B]^T [D]^p [B] ds \quad (4)$$

2.2 解析対象建物の概要⁵⁾⁶⁾

(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。



- 中心圧縮終局強度 (文献4) による
 $N_c = -b \cdot D \cdot F_c' - r a_g \cdot r \sigma_y - s a_g \cdot s \sigma_y$
- 中心引張終局強度
 $N_t = r a_g \cdot r \sigma_y + s a_g \cdot s \sigma_y$
- 終局曲げ強度時せん断耐力
 $Q_{mu} = (M_u \cdot 2) / (L \cdot 2)$
 L はシアスパン(cm)、 M_u は終局曲げ強度である。
 格子形柱 $M_u = 0.8 \cdot r a_t \cdot r \sigma_y \cdot D + s a_t \cdot s \sigma_y \cdot j$
 $+ 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c'} \right)$
 充腹形柱 $M_u = 0.8 \cdot r a_t \cdot r \sigma_y \cdot D$
 $+ 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c'} \right) + s M_u$
 ただし $s M_u = s Z_p \cdot s \sigma_y$
- 終局せん断強度
 格子形柱 $Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (180 + F_c)}{M / Q \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy} + 1/2 \cdot s p_w \cdot s \sigma_{wy} + 0.1 \cdot \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j$
 充腹形柱 $Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (180 + F_c)}{M / Q \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy} + 0.1 \cdot \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j + s Q_u$
 ただし $s Q_u = \min \left(2s M_0 / h_0, \frac{t_w \cdot h_w \cdot s \sigma_{wy}}{\sqrt{3}} \right)$

図-3 バネ要素降伏曲面図

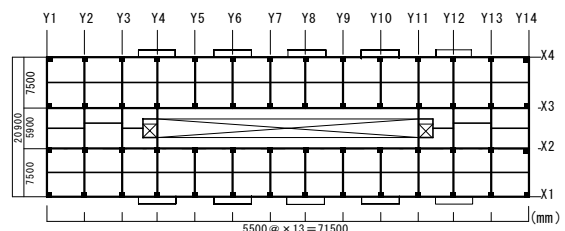


図-4 建物A 1階床伏図

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。

表-1 建物概要

建物名	A	B
所在地	東灘区	兵庫区
設計年	1972年	1975年
用途	集合住宅	集合住宅
階数	地上10階	地上11階
構造概要	SRC造耐震壁付 ラーメン構造	SRC造耐震壁付 ラーメン構造
	1~3階：SRC造 4~10階：RC造	1~6階柱脚：SRC造 6階柱頭~11階：RC造
内蔵鉄骨	柱：格子形	中柱：充複形(H形鋼) 側柱：格子形
	梁：ラチス形	梁：ラチス形

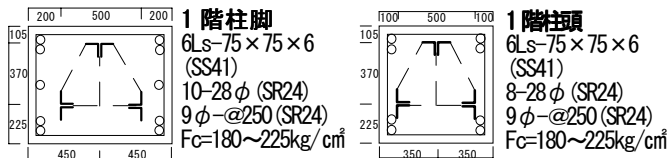


図-7 建物A柱断面(mm)

(図-4参照 X1:Y2~Y13 X2:Y5~Y10)

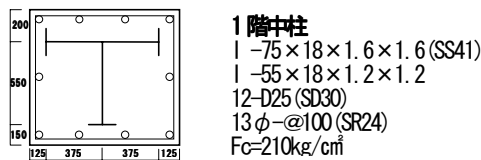


図-11 建物B柱断面(図-8参照 X3:Y2~Y11)

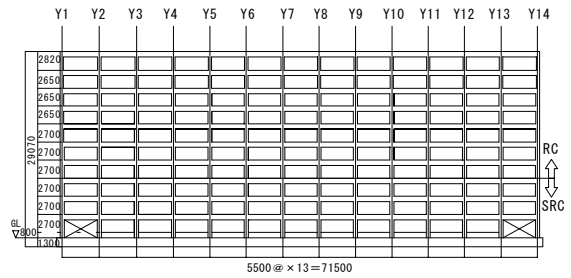


図-5 建物A(X1・X4)軸組図

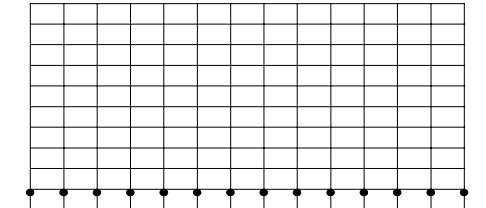


図-6 建物A 実被害図 ●:せん断破壊

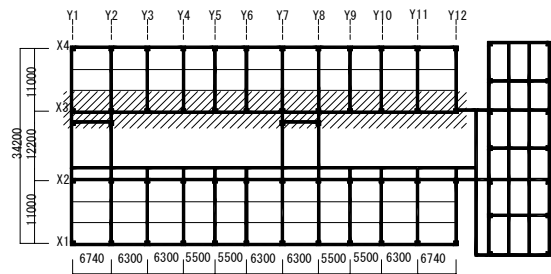


図-8 建物B 1階床伏図

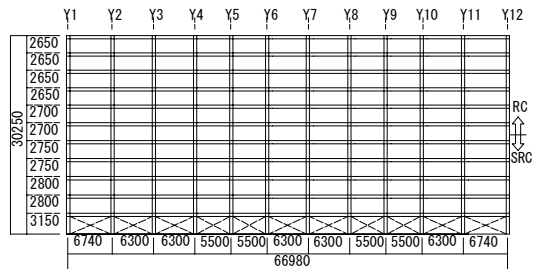


図-9 建物B(東棟X3)軸組図

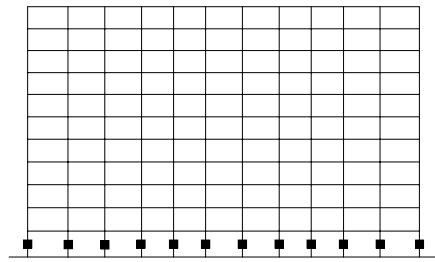


図-10 建物B 実被害図 ■:せん断付着破壊

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。

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) $E=2.1 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ とし、接合部要素は柱・梁要素より剛体的と考え $E=2.1 \times 10^7 \text{N/mm}^2$ とした。ポアソン比は両要素とも $\nu=0.17$ 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^2 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、 Q_{su} (終局せん断耐力) $>Q_{mu}$ (終局曲げ時せん断耐力)ならば、 Q_{mu} を用いた降伏曲面となり、 $Q_{su} < Q_{mu}$ ならば Q_{su} 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 Q_{su} ・ Q_{mu} を示す。全階柱で $Q_{su} < Q_{mu}$ 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。

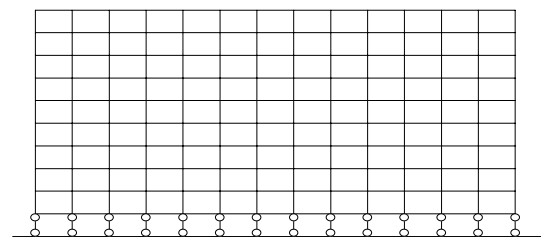


図-12 建物A 静解析降伏ヒンジ図

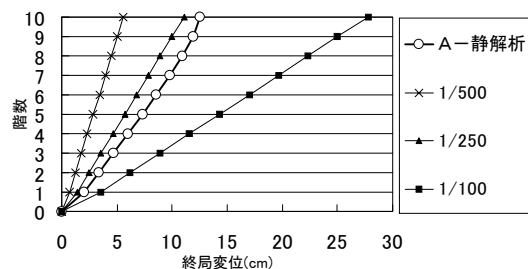


図-13 建物A 終局変位図

(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 $Q_{mu} \cdot Q_{su}$ を示す。建物Bでは、SRC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。

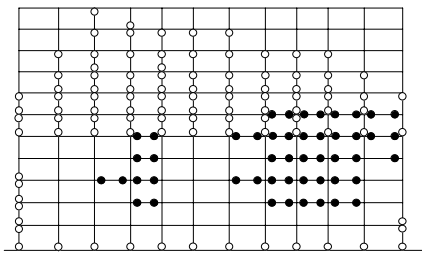


図-14 建物B 静解析降伏ヒンジ図

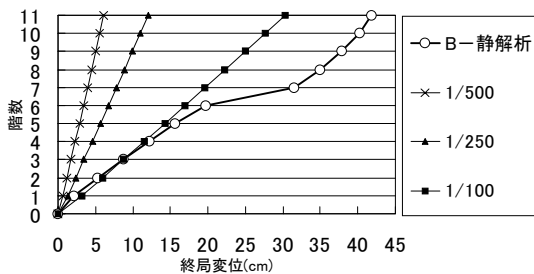


図-15 建物B 終局変位図

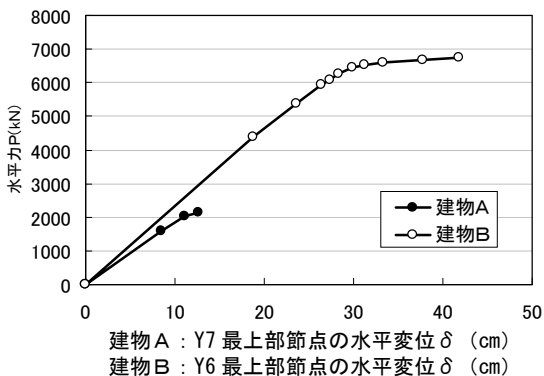


図-16 静解析における水平変位と水平力の関係

表-2 建物A 柱の $Q_{mu} \cdot Q_{su}$

建物A	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (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	
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 $Q_{mu} \cdot Q_{su}$

建物B	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (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 弾塑性地震応答解析

(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 Q_{su}/Q_{mu} 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SRC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

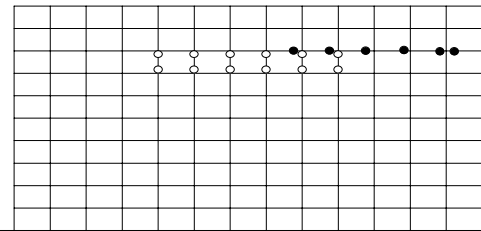


図-17 建物A 地震応答解析降伏ヒンジ図

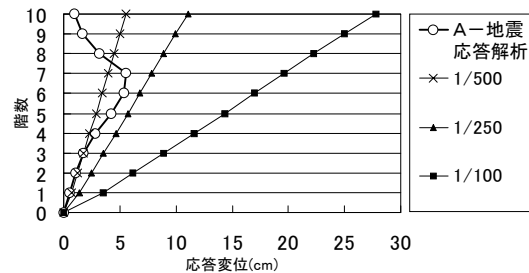
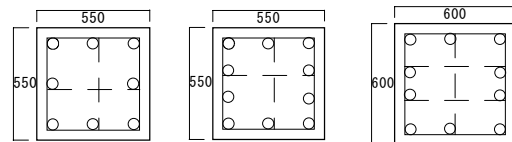


図-18 建物A 応答変位図



8階柱 断面 550×550 主筋 8-25φ (SR24) 帯筋 9φ-@250 (SR24)
 7階柱 断面 550×550 主筋 10-25φ (SR24) 帯筋 9φ-@250 (SR24)
 6階柱 断面 600×600 主筋 10-28φ (SR24) 帯筋 9φ-@250 (SR24)

図-19 建物A 6・7・8階柱断面
 (図-4参照 X1:Y2~Y13 X2:Y5~Y10)

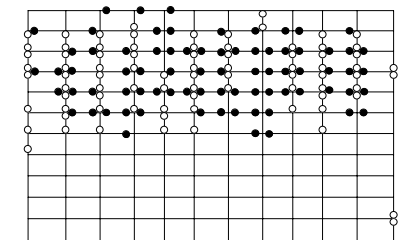


図-20 建物B 地震応答解析降伏ヒンジ図

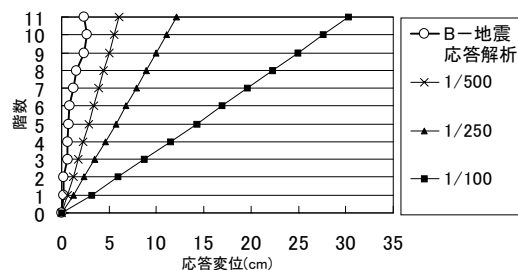


図-21 建物B 応答変位図

- 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, p 1023-1024,2001
- 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