

## 離散化極限解析法によるSRC造建物の地震被害の解析

### Analysis of earthquake damage of steel framed reinforced concrete building structures by Rigid Body-Spring Model

田中 里子\*      土井 希祐\*\*      片寄 哲務\*\*\*      浜田 佳枝\*\*\*\*  
Satoko TANAKA      Mareyasu DOI      Norichika KATAYOSE      Yoshie HAMADA

**ABSTRACT** Two types of analyses on a SRC building damaged in Hyougo-Ken Nanbu earthquake are carried out. The one is elasto-plastic static analysis, and the other is elasto-plastic earthquake response analysis. Three buildings are subjected to these analyses. Two of them have members encased open-web type steel and the one has members encased full-web type steel. The result of static analysis shows good agreement to the damage. The way of modeling for static analysis is effective to both open-web type and full-web type steel. But the result of earthquake response analysis shows not so good agreement to the damage.

**Keywords** : SRC造建物, 離散化極限解析法, 地震被害, 弾塑性静解析, 弾塑性地震応答解析  
steel framed reinforced concrete building, rigid body-spring model, earthquake damage, elasto-plastic static analysis, elasto-plastic earthquake response analysis

#### 1. 研究目的

現在、構造解析における手法として有限要素法が主流である。有限要素法は弾性域では有効な手法であるが、塑性域では真の解と異なる結果を導く可能性をもっている。しかし今日の設計においては、安全性・経済性をより考慮した塑性設計の概念が取り入れられており、構造物の終局状態を把握できる解析手法の確立が求められている。本研究で用いる離散化極限解析法とは構造物を剛体要素とそれを結ぶバネによりモデル化し、その挙動を解析するものであり、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。

有限要素法と離散化極限解析法を簡単に比較すると、有限要素法では要素内変形を考慮するが、離散化極限解析法では各要素の変形を無視し剛体と考え、バネが全ての変形を請け負うと考えている。この剛体 - バネモデルは塑性変形や破壊の本質は「すべり」にあるという基本概念から開発さ

れている<sup>1)2)3)</sup>。

本研究では離散化極限解析法を用いた構造物の解析を行っており、解析対象とする建物は兵庫県南部地震において被災したSRC造建物である。一般的にSRC造建物は塑性域において大きな変形能力を有している。よって合理的な設計を行うためには、塑性域での挙動、特に終局状態を把握することが重要となってくる。また兵庫県南部地震以前の地震においては、SRC造建物は構造的に深刻な被害を受けたことが無かった。それだけに、これから起こる地震に対処するためにも兵庫県南部地震で被災したSRC造建物の終局状態を含めた地震時挙動を把握することは重要である。

既報<sup>4)</sup>では兵庫県南部地震で被災した格子形SRC造建物について解析を行い、ある程度実被害に対応する結果を得ることができた。そこで本論文では新たに同地震で被災した平面形状が不整形な格子形SRC造建物と鉄骨形式の異なる充腹形

\* 新潟大学大学院自然科学研究科

(〒950-2181 新潟市五十嵐2の町8050)

\*\* 工博 新潟大学工学部建設学科 教授

(〒950-2181 新潟市五十嵐2の町8050)

\*\*\* (株)フジタ

\*\*\*\* 北州ハウジング

本論文の一部は コンクリート工学年次大会 2002 年度・日本建築学会 2002 年度 に発表

S R C造建物について離散化極限解析法による地震時挙動の解析を行うことにより、この解析法とモデル化手法の一般性を確立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<sup>1)2)</sup>とは、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(図-1参照)。バネは垂直・せん断・曲げの3種を考え、それぞれに降伏曲面<sup>5)6)</sup>が設定されており(図-2および付録参照)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。バネ要素の一軸応力歪関係は完全弾塑性を仮定し、耐力低下は考慮していない。離散化極限解析法の理論とバネ特性の詳細は既報<sup>4)</sup>によることとする。

本研究では、新しく充腹形S R C造建物を解析対象としているが、バネ要素の考え方は格子形S R C造建物<sup>4)</sup>と基本的に同じである。しかし充腹形の場合の耐力計算式(付録参照)が格子形と異なるため、降伏曲面と塑性剛性マトリックスが変わる。

### 2.2 解析対象建物<sup>7)8)</sup>

本研究では、3棟のS R C造建物を解析対象としている。概要は表-1に示す。

建物Sは平面形が整形な格子形S R C造建物である(図-3、図-4)。兵庫県南部地震において、1階柱がせん断破壊し、1階が層崩壊する被害を受けた(図-5)。

建物Kは、平面形が不整形な格子形S R C造建物である(図-6、図-7)。平面形は、東西方向を長辺とする長方形が隅欠けた形状であり、偏心している。また、耐震壁が偏在していることが特徴的である。同地震において中間階中柱がせん断破壊し大破した(図-8)。

建物Rは充腹形S R C造建物である(図-9、図-10)。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。同地震において東棟が被災し、1階ピロティ柱にせん断付着破壊が、また全階で桁行方向の非構造壁にせん断ひび割れが生じた(図-11)。

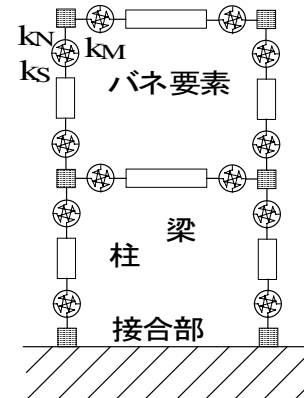
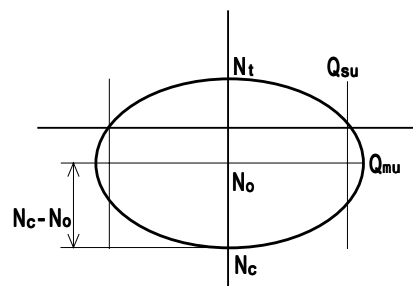


図-1 ラーメン架構モデル



Nc : 圧縮耐力      Nt : 引張耐力  
 No : 最大曲げ耐力時軸力  
 Qmu : 曲げ耐力時せん断力  
 Qsu : せん断耐力    単位 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 【付録】耐力計算式から求めた耐力を単位面積当たりの値にして用いる。

図-2 バネ要素降伏曲面

### 2.3 解析方法

3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A i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。時間積分はNewmarkの法による=1/4の平均加速度法を用い、減衰定数はh=0.02とした。また地震応答解析における除荷剛性は、弾性剛性と等しいものとした。

表 - 1 解析対象建物の概要

建物名	S	K	R
所在地	東灘区	長田区	兵庫区
竣工年	1972年	1965年	1975年
用途	集合住宅	商業施設	集合住宅
階数	地上10階	地下1階、地上7階	地上11階
構造概要	S R C造耐震壁付ラーメン構造 1~3階：S R C造 4~10階：R C造	S R C造耐震壁付ラーメン構造 S R C造	S R C造耐震壁付ラーメン構造 1~6階柱脚：S R C造 6階柱頭~11階：R C造
内蔵鉄骨	柱：格子形 梁：ラチス形	柱：格子形 梁：ラチス形	中柱：充腹形（H形鋼）側柱：格子形 梁：ラチス形
被害概要	1階柱せん断破壊 1階が層崩壊	3階Y1Y2Y3中柱せん断破壊 1階Y5Y6Y7柱曲げ破壊 5,6,7階Y1Y2Y3柱せん断ひび割れ	東棟において 1階柱せん断付着破壊 全階雑壁せん断ひび割れ
地震波主方向	南北桁行方向	南北梁間方向	南北桁行方向

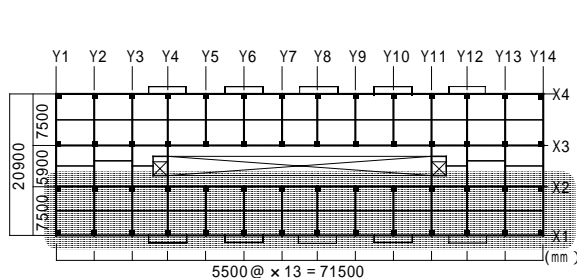


図 - 3 建物S 1階平面図

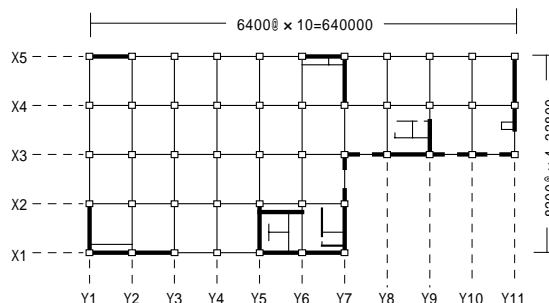


図 - 6 建物K 1階平面図

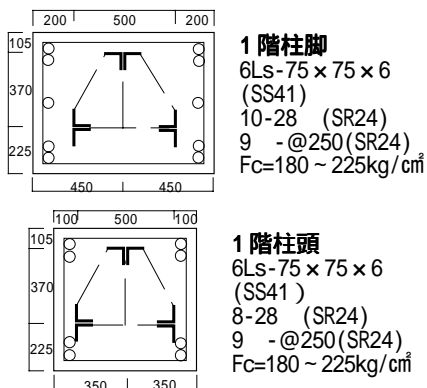


図 - 4 建物S 柱断面図 (mm)  
X1 通り Y2~Y13 X2 通り Y5~Y10 (図 - 3 参照)

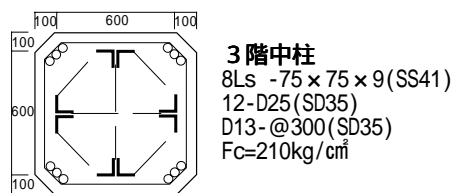


図 - 7 建物K 3階柱断面図 (mm)  
Y2 通り X2~X4 (図 - 6 参照)

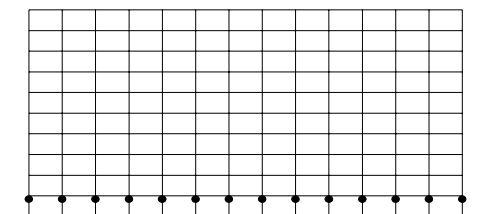


図 - 5 建物S 実被害図 : せん断破壊

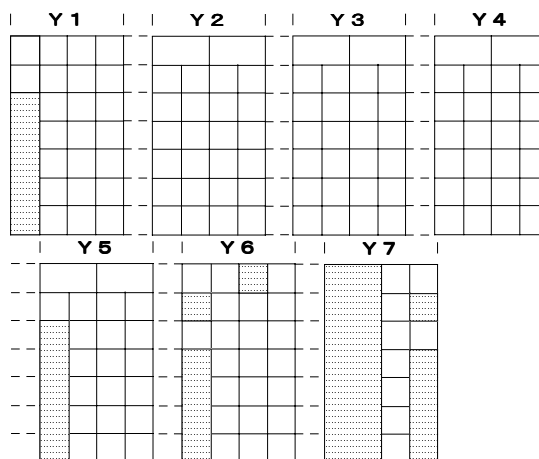


図 - 8 建物K 実被害図  
: せん断ひび割れ  
: せん断破壊  
: 曲げ破壊

## 2.4 解析モデル

### 2.4.1 3棟に共通のモデル化

- ・バネ剛性は既報<sup>4)</sup>による。
- ・柱・梁要素の弾性係数はコンクリート強度からみて(図-4、図-7、図-10参照)  $E=2.1 \times 10^4 \text{N/mm}^2$  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、耐力は柱・梁要素の約  $10^6$  倍とした。ポアソン比は両要素とも  $=0.17$  とした。また本研究においては、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、初期剛性を低減したモデルで解析を行った。剛性評価において、柱の弾性係数は70%に、梁は50%に低減した<sup>9)</sup>。
- ・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、及び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  $600 \text{N/m}^2$  とした。

### 2.4.2 建物Sのモデル化

- ・地震波の主方向である桁行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、外側フレーム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-4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た。
- ・梁耐力・剛性はスラブ有効幅を梁幅の1.2倍としたT形断面として算定した。
- ・壁重量は梁間方向の耐震壁の重量とし、桁行方向の非構造壁は、開口部が大きいため無視した。

### 2.4.3 建物Kのモデル化

- ・耐震壁が偏在しているため、地震力の主方向である梁間方向Y通りについて、ラーメン間の水平方向の相互作用に着目し、同一方向のラーメンを並列させて各階を両端ピンの梁で連結する連成並列ラーメンモデルを用いた。また、2スパンの類似したラーメンであるY8~Y11通りは、被害を受けておらず、また耐震壁が多く一体性が高いため、縮約した1つのラーメンにモデル化した(図-12)。縮約方法は建物Sと同様である。連結に用いた梁の部材寸法は周辺の梁と同一とし、耐力・剛性は接合部要素と同様に考えた。

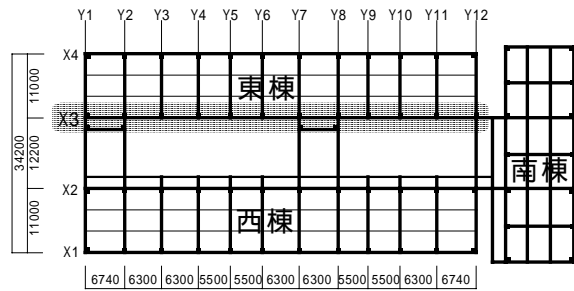


図-9 建物R 1階平面図

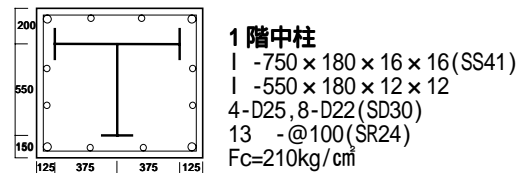


図-10 建物R 柱断面図 (mm)  
X3 通り Y2~Y11 (図-9 参照)

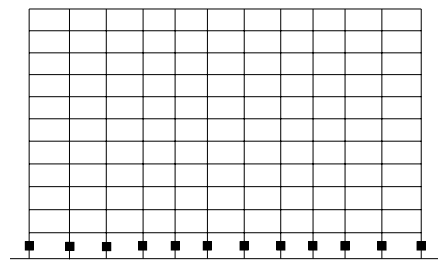


図-11 建物R 実被害図 :せん断付着破壊

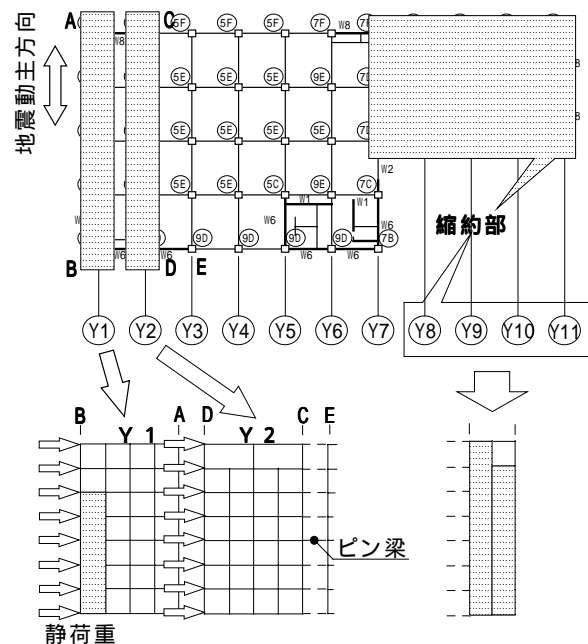


図-12 建物K 連成並列ラーメンモデル図および縮約モデル図

・梁間方向に偏在する耐震壁は、ブレースに置き換え評価した。ブレースの部材厚さは壁厚とし、有効幅は壁板の対角線長さの1/2とした。弾性係数およびポアソン比は、柱・梁要素と同様とした。

・柱は現実には、梁とは異なり2方向分の荷重を負担している。しかし本研究は2次元の平面モデルを用いていることから、より現実の条件に近づけるために地震の主方向でない東西方向も考慮して柱の曲げ耐力を0.7倍に低減し、それに伴う断面積・断面2次モーメントの低減も考慮した。

・建物Kにおいては、鉛直荷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、重力を考慮した解析を行った。

#### 2.4.4 建物Rのモデル化

・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方向のフレームX3について解析を行った。

・梁耐力・剛性はスラブ有効幅を梁幅の1.2倍としたT形断面として算定した。

・地震応答解析の壁重量は梁間方向の耐震壁と桁行方向の非構造壁の重量とした。

### 3. 解析結果と考察

#### 3.1 弾塑性静解析結果

##### 3.1.1 建物S

図-13に降伏ヒンジ図を、図-14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。SRC耐震診断基準<sup>6)</sup>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はこれに近い値である。よって1階柱が先にせん断破壊し、1階が層崩壊したと考えることができ、ヒンジ図・変位ともに、ある程度実被害に対応する結果となった。

##### 3.1.2 建物K

図-15に降伏ヒンジ図を、図-16に終局絶対変位図を示す。主に下層部の柱と耐震壁に降伏が生じた。Y5・Y6の1階柱降伏は実被害に対応しているが、Y1～Y3の中間階中柱のせん断破壊には対応しない結果となった。連成並列ラーメンモデルの問題点として各ラーメンの外柱と耐震壁に降伏が生じやすい傾向があり、このため中

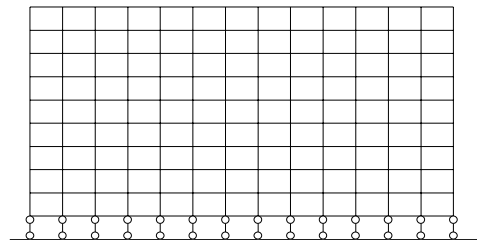


図-13 建物S 静解析降伏ヒンジ図

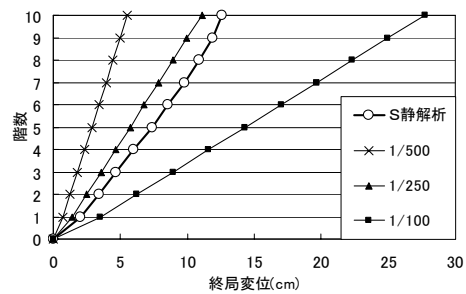


図-14 建物S 終局変位図

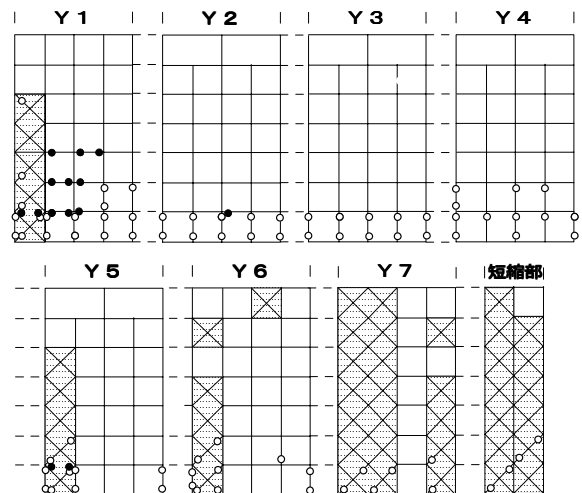


図-15 建物K 静解析降伏ヒンジ図

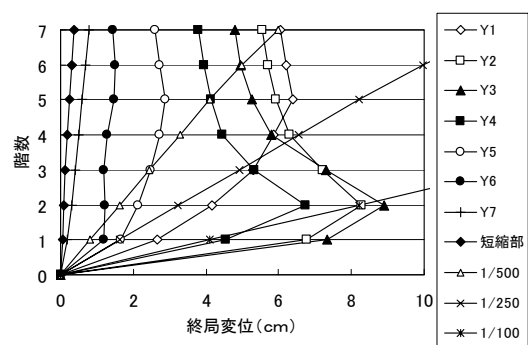


図-16 建物K 終局変位図

柱に降伏が生じる前に解析が終了してしまうと考えられる。終局変位は下層部で大きくなり、特に Y2・Y3 の 1 階層間変形が 1/100 を越え、最大となった。耐震壁が偏在するラーメンに比べ、耐震壁が偏在しない純ラーメン (Y2 ~ Y4) では下層部の変形が大きくなる傾向があり、耐震壁の有無による地震時挙動の特徴が顕著に現れた。

### 3.1.3 建物 R

図 - 17 に降伏ヒンジ図を、図 - 18 に終局絶対変位図を示す。1 階柱と 6 階柱がほぼ同時に降伏し、その後 6 階以上の降伏ヒンジが生じた。1 階柱降伏は実被害と対応する結果となった。実被害に対応しない 6 階以上の柱降伏の原因として、6 階以上は RC 造であり SRC 造に比べ耐力が低くなることが考えられる。終局変位は 3 階から 9 階で層間変位がほぼ 1/100 程度になり、7 階で最大になった。これは 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。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。

### 3.1.4 まとめ

弾塑性静解析において、建物 S では降伏ヒンジ・変位ともに実被害に対応する結果になった。建物 R では、被害のあった 1 階柱に降伏ヒンジが生じたことなど、ある程度実被害に対応する結果を得ることができた。よって平面形が整形な建物については、鉄骨形式が格子形・充腹形ともに、ある程度有効なモデル化手法である。しかし建物 K では、必ずしも実被害に対応する結果は得られなかった。連成並列ラーメンモデルでは、平面形が不整形なことから生じるねじれが考慮できないこと、また各ラーメン間の力の伝達が連結梁のみを通して行われていることから、立体的な挙動をうまくモデル化できていないことが原因であると考えられる。

## 3.2 弾塑性地震応答解析

### 3.2.1 建物 S

図 - 19 に降伏ヒンジ図を、図 - 20 に応答絶対変位図を示す。主に、実被害の無かった 8 階柱・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。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

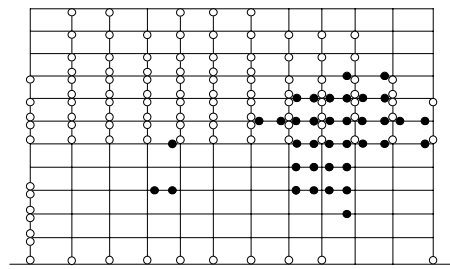


図 - 17 建物 R 静解析降伏ヒンジ図

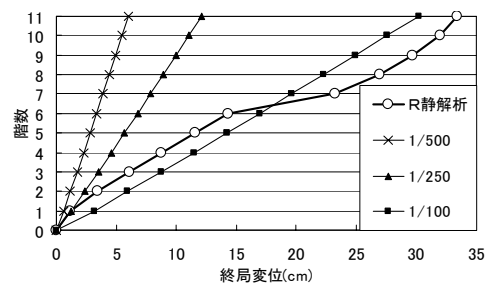


図 - 18 建物 R 終局変位図

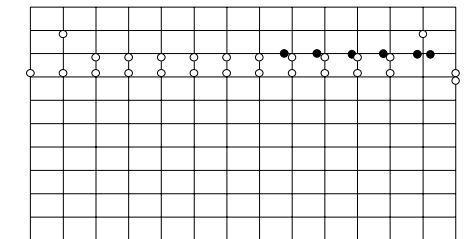


図 - 19 建物 S 地震応答解析降伏ヒンジ図

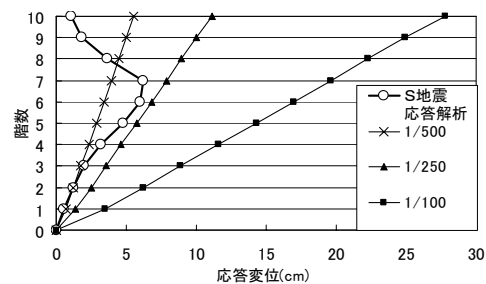


図 - 20 建物 S 応答変位図

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 - 21 参照)。

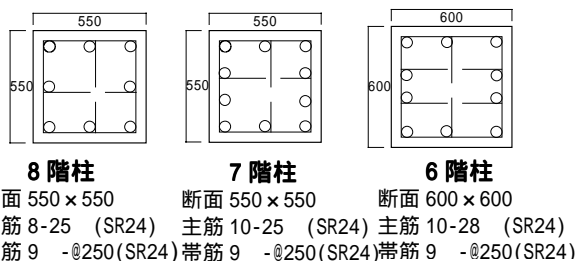


図 - 2 1 建物S 6・7・8階柱断面図

### 3.2.2 建物K

図 - 2 2 に降伏ヒンジ図を、図 - 2 3 に応答絶対変位図を示す。降伏ヒンジは耐震壁とY 3 の4階柱が1カ所降伏した。Y 3 の中間階に降伏が生じたことは、ある程度実被害に対応した結果であった。しかし剛性の高い耐震壁に降伏が集中し、柱・梁に降伏が生じる前に解析が終了してしまった。応答変位は静解析と同様に純ラーメンであるY 2 ~ Y 4 において、下層部で大きく変形し、1/500 を越える変形となった。またY 3 の3階層間変形が約 1/500 と他のラーメンより大きくなり、実被害にある程度対応した。地震応答解析時においても、耐震壁の有無が下層部の変形に影響してくることが分かった。

### 3.2.3 建物R

図 - 2 4 に降伏ヒンジ図を、図 - 2 5 に応答絶対変位図を示す。1階柱(Y 1・Y 4・Y 1 1)・6階以上の柱・9階以上の梁に降伏が生じた。1階柱降伏は3カ所と少ないが実被害に対応している。静解析と同様にRC造である6階以上の柱に降伏が生じる結果となった。応答変位は中間階で層間変形が1/130程度と大きくなった。実際に被害のあった1階での層間変形は小さく、実被害に対応しない結果となった。

### 3.2.4 まとめ

弾塑性地震応答解析において、建物Sは降伏ヒンジ・応答変位ともに、実被害には対応しない結果になった。建物Kでは、降伏ヒンジ・応答変位ともに、多少実被害に対応する部分もあったが、連成並列ラーメンモデルでは立体的な挙動を考慮し切れておらず、静解析と同様に改良の余地があると思われる。建物Rにおいては、降伏ヒンジにおいて実被害に対応する箇所もみられたが、応答変位では対応していない。

地震応答解析において今回使用した神戸波の加速度は、実際に建物があった地盤の加速度とは異

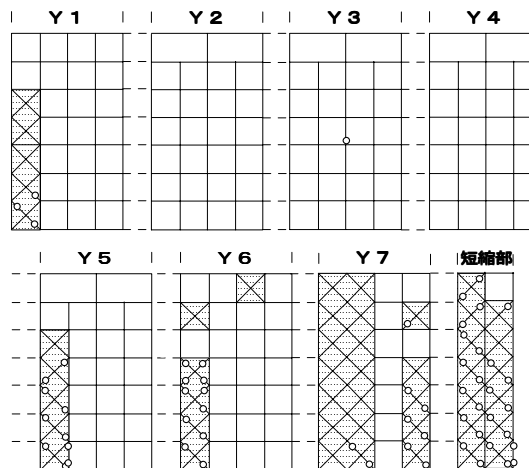


図 - 2 2 建物K 地震応答解析降伏ヒンジ図

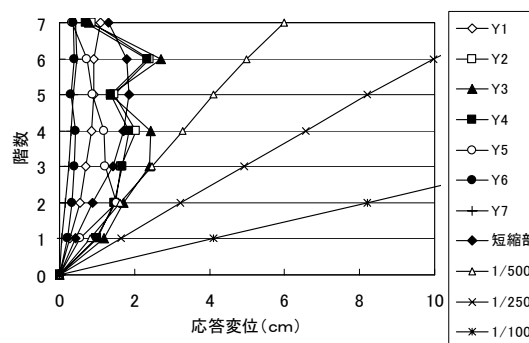


図 - 2 3 建物K 応答変位図

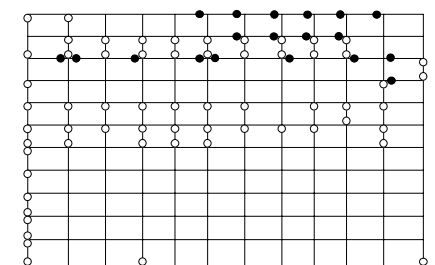


図 - 2 4 建物R 地震応答解析降伏ヒンジ図

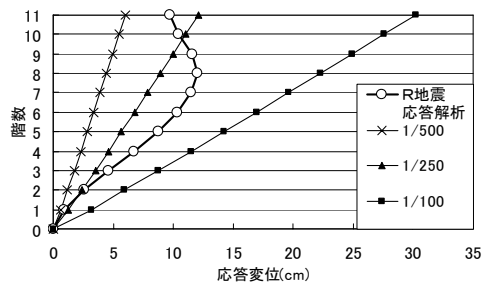


図 - 2 5 建物R 応答変位図

なるため、複数の地震波についても解析を行い比較する必要がある。さらに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、離散化極限解析法を用いてSRC造建物3棟について、弾塑性静解析および弾塑性地震応答解析を行った。静解析では建物S・建物Rにおいて、ある程度実被害に対応する結果となったが、建物Kでは実被害に必ずしも対応していなかった。建物Kは平面形が不整形なため、3次元解析モデルによる立体的な挙動を含めた検討が必要である。

地震応答解析では3棟において、降伏箇所が実被害にあまり対応しない結果であった。本研究では神戸海洋気象台の加速度記録のみを用いて解析を行っているため、今後複数の地震波について検討する必要がある。

以上より本研究のモデル化手法では、平面が整形な建物の静解析によって、比較的良好な解析結果を得ることができ、充腹形SRC造建物にも適用できることが明らかになった。

#### 【付録】耐力計算式<sup>6)</sup>

##### ●中心圧縮終局強度

$$N_c = -b \cdot D \cdot F_c' - r a g \cdot r \sigma_y - s a g \cdot s \sigma_y$$

##### ●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。

$$\text{格子形柱 } M_u = 0.8 \cdot r a t \cdot r \sigma_y \cdot D + s a t \cdot s \sigma_y \cdot j + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c'} \right)$$

$$\text{充腹形柱 } M_u = 0.8 \cdot r a t \cdot r \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c'} \right) + s M_u$$

ただし  $s M_u = s Z_p \cdot s \sigma_y$

##### ●終局せん断強度

$$\text{格子形柱 } Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (180 + F_c)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy} + 1/2 \cdot s p_w \cdot s \sigma_{wy} + 0.1 \cdot \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j$$

$$\text{充腹形柱 } Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (180 + F_c)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy} + 0.1 \cdot \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j + s Q_u$$

ただし  $s Q_u = \min \left( 2 s M_0 / h_0, \frac{t_w \cdot h_w \cdot s \sigma_{wy}}{\sqrt{3}} \right)$

- $N$ : 柱軸方向力(kg)  $r a t$ : 引張側主筋断面積( $cm^2$ )  
 $s a t$ : 引張側鉄骨断面積( $cm^2$ )  
 $r a g$ : 主筋全断面積( $cm^2$ )  
 $s a g$ : 強軸方向の鉄骨全断面積( $cm^2$ )  
 $r a w$ : 一組のせん断補強筋断面積( $cm^2$ )  
 $s a w$ : 一組の帯板断面積( $cm^2$ )  
 $s a c$ : 圧縮側鉄骨断面積( $cm^2$ )  
 $b$ : 柱断面幅(cm)  $D$ : 柱断面せい(cm)  
 $d$ : 格子形柱断面の有効せい(cm)  $d = D - 10$   
 $j$ : 格子形柱の応力中心間距離(cm)  $j = 0.8D$   
 $s j$ : 鉄骨重心間距離(cm)  
 $r j$ : 充腹形の鉄筋コンクリート部分の応力中心間距離  
 $r j = 0.85D$ (cm)  
 $s Z_p$ : 鉄骨塑性断面係数( $cm^3$ )  
 $t_w$ : 充腹形鉄骨のウェブ厚さ(cm)  
 $h_w$ : 充腹形鉄骨のウェブせい(cm)  
 $r \sigma_y$ : 鉄筋降伏点強度(kgf/ $cm^2$ )  
 $s \sigma_y$ : 鉄骨降伏点強度(kgf/ $cm^2$ )  
 $r \sigma_{wy}$ : せん断補強筋の引張降伏点強度(kgf/ $cm^2$ )  
 $s \sigma_{wy}$ : 帯板の引張降伏点強度(kgf/ $cm^2$ )  
 $\sigma_0$ : 軸方向応力(kgf/ $cm^2$ ) ただし  $\sigma_0 \leq 80$   
 $F_c$ : コンクリート圧縮強度(kgf/ $cm^2$ )  
 $F_c'$ : 柱断面の圧縮側コンクリートの平均終局圧縮強度  
 $F_c' = F_c \cdot (0.85 - 0.25 \cdot s p c)$  (kgf/ $cm^2$ )  
 $s p c = s a c / (b \cdot D)$ : 圧縮側鉄骨比  
 $p_t = (r p_t + s p_t) \cdot 100$ : 引張鋼材比  
 $r p_w = r a w / (b \cdot r S)$ : せん断補強筋比  
 $s p_w = s a w / (b \cdot s S)$ : 帯板比  
 $r S$ : 一組のせん断補強筋の間隔( $cm^2$ )  
 $s S$ : 一組の帯板の間隔( $cm^2$ )  
 $M/Q$ : せん断スパン(cm)  
 $M/Q = h_0/2$  ( $h_0$ : 柱内法寸法)  
 $s M_0$ : 鉄骨部分の終局曲げ強度(kgf·cm)

#### 【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 他: 離散化極限解析プログラミング、培風館、1991
- 3) 川井忠彦: 新離散化モデルによる複合材料の極限解析 - マクロとミクロを繋ぐ試み -、生産研究 vol.32 No.3、1980.3
- 4) 田中里子、土井希祐、片寄哲務: 離散化極限解析法によるSRC造建物の地震被害の解析、鋼構造年次論文報告集第9巻、p207-p212、2001.11
- 5) 川井忠彦、椎名章二: 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.35 No.4、1983.4
- 6) 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
- 7) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災調査報告 建築編 - 2、1998
- 8) 片寄哲務: 離散化極限解析法によるSRC造建物の地震被害の解析、新潟大学大学院修士論文、2002
- 9) Sameh S.F.Mehanny et al.: Stiffness Modeling of Reinforced Concrete Beam-Columns for Frame Analysis、ACI Structural Journal、p215-p225、2001.3-4