

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 structure by Rigid Body-Spring Model

田中 里子*
Satoko TANAKA

土井 希祐**
Mareyasu DOI

片寄 哲務*
Norichika KATAYOSE

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. The building subjected to these analyses is a ten stories and thirteen spans apartment, members of which are encased open-web type steel in lower three stories. This building was collapsed in the first story. The result of static analysis shows good agreement to the damage. The result of earthquake response analysis shows good agreement to the damage on the whole, except the yield of members in the upper stories.

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

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事はなく、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、SRC造建物の地震時挙動の解析を行い、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、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)。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、バネ要素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。

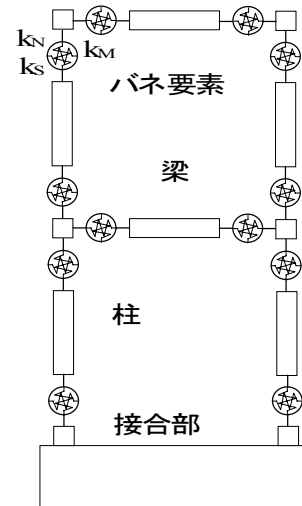


図1 ラーメン架構モデル図

* 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 助教授

(〒950-2181 新潟市五十嵐2の町 8050)

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{ }を用いて作成される。剛体要素の相対変位{ }は(1)式のように、要素の重心位置における絶対変位{ u_G }で表せる。しかし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、はり要素両端でとったほうが便利であり、(2)式のように座標変換を行う。(3)式にはり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。

$$\{\delta\} = [B]\{u_G\} \quad (1)$$

$$\{u_G\} = [T]\{u\} \quad (2)$$

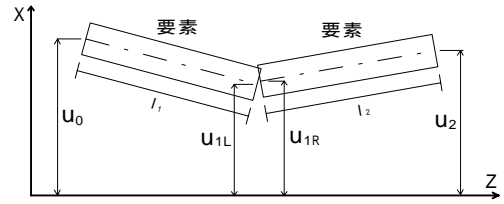


図2 剛体はり要素における節点変位

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

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

G :せん断弾性係数

A :はり要素の断面積

E :弾性係数

I_{xx} :はり要素の断面二次モーメント

l_1, l_2 :要素長さ

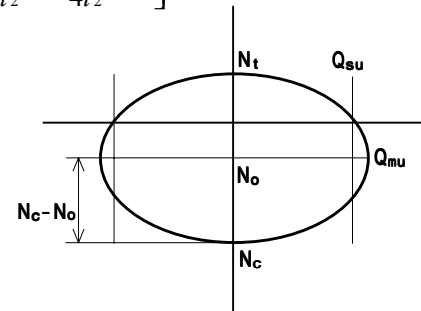


図3 バネ要素降伏曲面図

バネは垂直(バネ常数 k_n)・せん断(k_s)・曲げ(k_m)の3種を考え、それぞれに降伏曲面が設定されており(図3参照)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。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、(4)式を適用する³⁾。

$$f = \left(\frac{\tau}{Q_{mu}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma + N_o}{N_c - N_o} \right)^2 - 1 \quad (4)$$

(4)式および図3における $N_c \cdot N_t \cdot N_o \cdot Q_{mu} \cdot Q_{su}$ は、文献4)による格子形柱の場合の終局耐力式に基づいて定めた。耐力計算式を(5)~(10)に示す(記号の説明は付録1参照)。

- 中心圧縮終局強度

$$N_c = -b \cdot D \cdot F_c' - r a_g \cdot r \sigma_y - s a_g \cdot s \sigma_y \quad (5)$$

- 中心引張終局強度

$$N_t = r a_g \cdot r \sigma_y + s a_g \cdot s \sigma_y \quad (6)$$

- 曲げ強度最大時軸力

$$N_o = (N_c + N_t) / 2 \quad (7)$$

- 終局曲げ強度時せん断耐力

$$Q_{mu} = (M_u \cdot 2) / (L \cdot 2) \quad (8)$$

L はシアスパン cm)、 M_u は終局曲げ強度である。

$$M_u = 0.8 \cdot r a_t \cdot r \sigma_y \cdot D + s a_t \cdot s \sigma_y \cdot s j$$

$$+ 0.5 \cdot D \cdot (N + s a_1 \cdot s \sigma_y) \cdot \left(1 - \frac{N + s a_1 \cdot s \sigma_y}{b \cdot D \cdot F_c'} \right) \quad (9)$$

- 終局せん断強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (180 + F_c)}{M / Q \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy} + \frac{1}{2} \cdot s p_w \cdot s \sigma_{wy} + 0.1 \cdot \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (10)$$

(10)式における単位系は(kgf, cm)とする。

また、塑性時の材料特性マトリックス $[D]^p$ は(11)式ようになる。

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

$$k_{11} = k_n - \frac{1}{F} \left(\frac{2(\sigma - N_o)}{(N_c - N_o)^2} \right)^2 \cdot k_n^2$$

$$k_{22} = k_s$$

$$k_{12} = k_{23} = 0$$

$$k_{13} = \left(\frac{2(\sigma - N_o)}{(N_c - N_o)^2} \right) \left(\frac{2\tau}{Q_{mu}^2} \right) \cdot k_n \cdot k_m$$

$$k_{33} = k_m - \frac{1}{F} \left(\frac{2\tau}{Q_{mu}^2} \right)^2 \cdot k_m^2$$

$$F = \left(\frac{2(\sigma - N_o)}{(N_c - N_o)^2} \right)^2 \cdot k_n + \left(\frac{2\tau}{Q_{mu}^2} \right)^2 \cdot k_m$$

垂直、せん断、曲げバネのバネ常数は以下のようになる。

$$k_n = 2EA/l$$

$$k_s = 2\alpha GA/l \quad (\alpha : \text{はり要素の有効せん断係数})$$

$$k_m = 2EI/l \quad (l = l_1 + l_2)$$

剛性マトリックス $[K]$ は(12)式で求まる。

$$[K] = \iint [B]^T [D]^p [B] ds \quad (12)$$

2.2 解析対象建物の概要⁵⁾

解析対象建物は、神戸市東灘区の震度7地区に位置する1972年建設の地上10階格子形SRC造耐震壁付ラーメン構造の集合住宅であり、1階から3階までがSRC造、4階以上がRC造である(図4参照)。桁行き方向はラーメン架構、梁間方向は耐震壁付ラーメン架構となっている。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(図5参照)。

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6参照)。第2次耐震診断⁴⁾による構造耐震指標 I_s 値は、全ての階で構造耐震判定指標 $I_{so}=0.60$ を下回り、SRC造とRC造の境界である3階から中層部で特に低い値となり、実被害とは必ずしも対応していない(図7参照)。

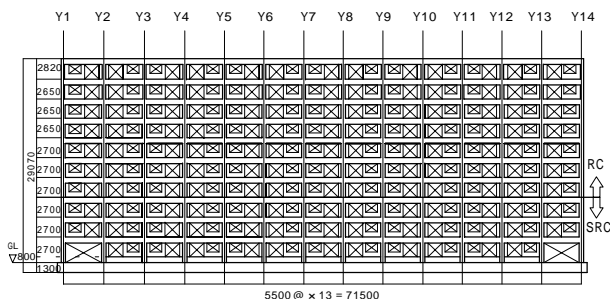


図4 X1 X4 通り軸組図

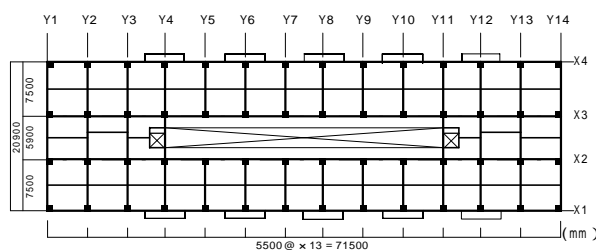


図5 1階伏図

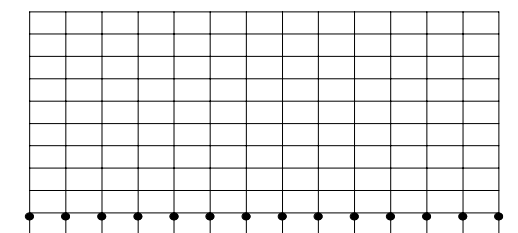


図6 実被害図 : 破壊箇所

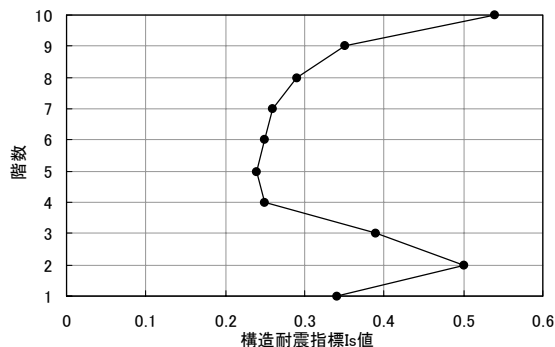


図7 構造耐震指標 I_s 値

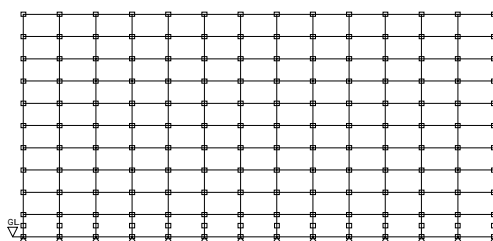


図8 解析モデル図 : 節点

2.3 解析方法

離散化極限解析法によるSRC造建物の弾塑性静解析および弾塑性地震応答解析を行う。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う。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う。時間積分はNewmarkの法による $\alpha=1/4$ の平均加速度法を用いる。

解析は、地震波の主方向である桁行き方向のフレームについて行った。建物の平面の対称性から平面の半分を取り出し(図5参照)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(図8参照)。縮約の方法は、外側と内側フレームのそれぞれに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。

梁耐力・剛性はスラブ有効幅100cmとしたT形断面として算定した。1階柱は柱脚・柱頭で断面が大きく異なるため(図9参照)中央部に節点を設け、できるだけ忠実にモデル化することとした(図8参照)。

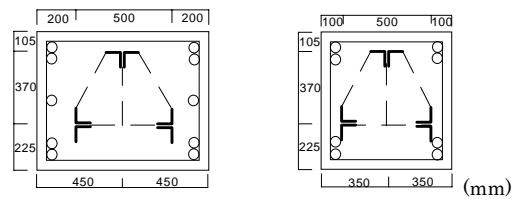
以上の条件下で、離散化極限解析法による静解析及び地震応答解析を行った。また地震応答解析においては、建物が実際に負担しているスラブ・壁の自重、および積載荷重を考慮し、より現実的な解析を行った。建物重量の詳細を表1に示す。壁の重量は梁間方向に入っている耐震壁の重量とし、桁行き方向の雑壁は無視した。積載荷重は建築基準法施行令第85条「地震力を計算する場合」より 600N/m^2 とした。

3. 解析結果と考察

3.1 弾塑性静解析

図10に10,20,29(最終)stepの降伏ヒンジ図を、図11に各階の最大絶対変位を、図12にY7通り最上部節点の水平変位とフレームに作用する全水平力の関係を示す。始めに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1階で大きく、 $1/500$ 程度の値になった。

本研究では図3の降伏曲面図より、 Q_{su} (終局せん断耐力) $> Q_{mu}$ (終局曲げ強度時せん断耐力)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は、外



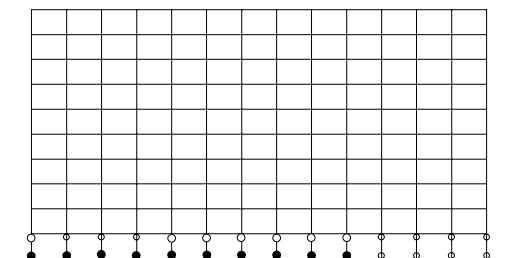
1階柱脚
 6Ls-75×75×6(SS41)
 10-28 (SR24)
 9 -@250(SR24)
 Fc=180~225kg/

1階柱頭
 6Ls-75×75×6(SS41)
 8-28 (SR24)
 9 -@250(SR24)
 Fc=180~225kg/

図9 S R C柱断面
 (図4参照 X1:Y2~Y13 X2:Y5~Y10)

表1 建物重量

重量	スラブ	壁	積載	計(kN)
1階	770	790	160	1720
2階	770	610	160	1540
3階	770	610	160	1540
4階	770	510	160	1440
5階	770	510	160	1440
6階	770	510	160	1440
7階	770	500	160	1430
8階	770	500	160	1430
9階	770	400	160	1330
10階	770	430	160	1360



● 10step終了時の降伏箇所 ○ 20step ○ 29step

図10 静解析降伏ヒンジ図

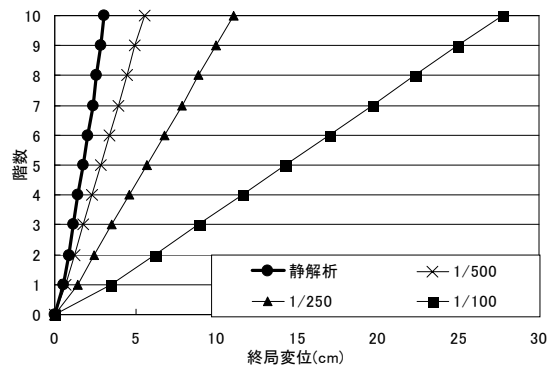


図11 終局変位図

側・内側フレームを縮約したモデルでの1階柱の Q_{mu} と Q_{su} を示している。3階から上階の柱は全て $Q_{su} > Q_{mu}$ となり、曲げ破壊型のため靱性があるが、Y2~Y4・Y11~Y13通り(コア部分)の1・2階の柱は $Q_{su} < Q_{mu}$ となり、せん断破壊型であると考えられる。よって、1階柱にのみ降伏ヒンジが生じ、そのうちコア部分の柱はせん断破壊と考えることができ、実被害である1階層崩壊に対応する結果となった。

また終局変位は1/500程度とあまり大きくないが、SRC耐震診断基準⁴⁾によれば、格子形SRC造における変形能力として、脆性柱では1/250、せん断柱では1/150、曲げ柱では1/23程度が与えられており、1/500は脆性柱が終局強度に達する変形として与えられている。1階柱にはせん断破壊型のものが含まれているので、最大耐力に達した後、急激に強度低下し1階が層崩壊したと変位の面からも考えることができる。

3.2 弾塑性地震応答解析

図13に地震応答解析の降伏ヒンジ図を、図14に各階の1階柱脚降伏時絶対変位と最大絶対変位を示す。1階柱脚と8階柱がほぼ同時に降伏した後、1階柱頭が降伏し、その後ほぼ全階柱に降伏が広がった。1階柱脚に降伏が生じた時点での応答変位は中層部で大きく、最大応答変位は中低層部で静解析と同様に1/500程度の値になった。

実被害に当てはまらない8階柱に降伏ヒンジが生じたが、3.1弾塑性静解析で述べたように、コア部分の1階柱はせん断破壊型であるため変形能力が乏しく、最大耐力に達した後、曲げ破壊型である8階柱よりも先に強度を失い、1階が層崩壊したと考えることができる。よって実被害とある程度対応する結果となった。

また、8階柱に1階柱とほぼ同時に降伏ヒンジが生じる理由として、主に使われている柱(Y2~Y13通り)において、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15参照)。

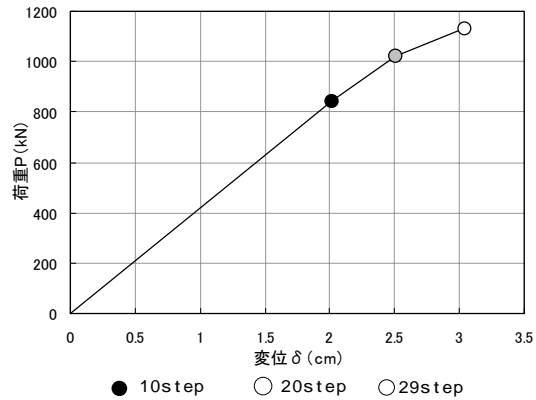
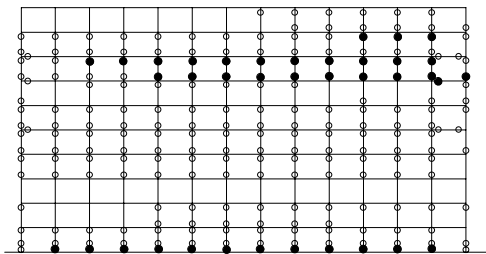


図12 静解析における水平変位と水平力の関係

表2 1階柱の Q_{mu} , Q_{su}

	位置	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	破壊形式
1階柱脚	Y1, Y14	600.9	669.0	曲げ破壊
	Y2~Y4 Y11~Y13 (コア部分)	998.4	1146.6	曲げ破壊
	Y5~Y10	681.0	879.8	曲げ破壊
1階柱頭	Y1, Y14	541.7	602.7	曲げ破壊
	Y2~Y4 Y11~Y13 (コア部分)	850.0	761.6	せん断破壊
	Y5~Y10	597.8	725.6	曲げ破壊



1階柱脚降伏時の降伏箇所 1階柱降伏後の降伏箇所
図13 地震応答解析降伏ヒンジ図

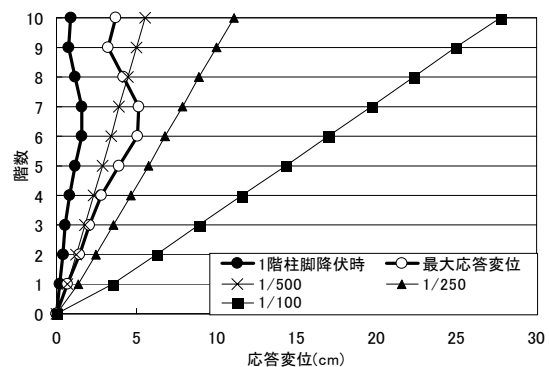
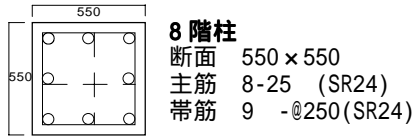
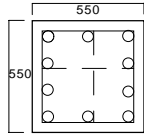


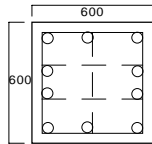
図14 応答変位図



8階柱
 断面 550 × 550
 主筋 8-25 (SR24)
 帯筋 9 -@250(SR24)



7階柱
 断面 550 × 550
 主筋 10-25 (SR24)
 帯筋 9 -@250(SR24)



6階柱
 断面 600 × 600
 主筋 10-28 (SR24)
 帯筋 9 -@250(SR24)

図 15 6・7・8階柱断面
 (図 4 参照 X1:Y2~Y13 X2:Y5~Y10)

4. まとめ

本研究では、1階が層崩壊した建物について、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行った。静解析では、実被害と対応する1階柱降伏という結果になった。地震応答解析では、実被害に対応する1階柱に降伏ヒンジが生じたが、対応しない8階柱にも降伏ヒンジが生じた。しかし、上階柱は曲げ破壊をし、1階柱コア部分はせん断破壊をするため、1階が先に崩壊すると考えられ、ある程度実被害と対応する結果となった。

よって、本研究において用いたモデル化手法で、ある程度実被害に対応する解析結果が得られたと言える。しかし、本解析においてはバネの応力-歪関係を完全弾塑性としており、降伏後の耐力低下等の影響について今後さらに検討する必要がある。

【参考文献】

- 1) 川井忠彦：離散化極限解析法概論, 1991.
- 2) 竹内則雄他：離散化極限解析プログラミング, 1991.
- 3) 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, 東京大学生産技術研究所-生産研究, 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, 1983.
- 5) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-2, 1998.

6) 片寄哲務 土井希祐：離散化極限解析法による S R C 造建物の地震被害の解析, 日本建築学会学術講演梗概集, p1073-1074, 2000.

7) 田中里子, 土井希祐, 片寄哲務：離散化極限解析法による S R C 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.

付録 1：終局耐力計算式の記号一覧

- 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)
 $s a_1$: 弱軸方向の鉄骨弦材の断面積(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) ただし $d = D - 10$
 j : 格子形柱の応力中心間距離(cm) ただし $j = 0.8D$
 $s j$: 鉄骨重心間距離(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)
 σ_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

$$F_c' = F_c \cdot (0.85 - 0.25 \cdot s p_c) \quad (kgf / cm^2)$$
 $s p_c = s a_c / (b \cdot D)$: 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) ただし $h_0 / 2$
 (h₀: 柱内法寸法)