

有限要素法による RC 骨組構造の地震崩壊解析コードの開発

DEVELOPMENT OF SEISMIC COLLAPSE ANALYSIS CODE FOR
RC FRAMED STRUCTURES USING FINITE ELEMENT METHOD磯部大吾郎*, 津田真啓**
Daigoro ISOBE and Michihiro TSUDA

The Adaptively Shifted Integration (ASI) technique with a linear Timoshenko beam element, which can express a plastic hinge located at an exact position by shifting the numerical integration point, is implemented into a seismic collapse analysis code of reinforced concrete (RC) framed structures. Static and dynamic numerical tests are carried out to verify the proposed code as well as the Degrading tri-linear type model for an RC member, which is also implemented into the code. A contact algorithm is added in order to obtain results that agree more closely with actual behaviors such as mid-story failure. By using the developed code, sufficiently reliable solutions have been obtained and the results reveal that this code can be used in the numerical estimation of seismic design of RC framed structures.

Keywords: *Adaptively Shifted Integration technique, Reinforced concrete framed structures, Seismic collapse analysis, Member fracture, Contact, Finite Element Method, Seismic design*

順応型 Shifted Integration 法, 鉄筋コンクリート骨組構造, 地震崩壊解析, 部材破断, 接触, 有限要素法, 耐震設計

1. はじめに

骨組構造物の耐震設計を行う際には, 従来から様々な解析ツールが用いられる。中でも有限要素法による解析手法は, その汎用性・簡便性という点から利用者が多いが, 動的荷重下でかつ非線形性の強い問題では, 計算コストが高くなり適用例が限られているのが現状である。代わりに骨組構造物の各層を質点系モデルに置換した解析が主流であるが, このような場合には柱や梁など部材レベルでの構造物の複雑な動的挙動を十分に把握することは難しい。そこで筆者らは, 解析する上での計算コストを低く抑え, 多種多様なパラメータ計算への適用を目的とする有限要素解析手法を開発し, その有効性を確認してきた。本稿では, 鉄筋コンクリート造 (RC) 骨組構造に対して適用を行った結果を報告する。

物理的な意味が明確な剛体ばねモデルとはり要素のひずみエネルギー近似式を比較することにより, 塑性ヒンジに対するはり要素の数値積分点位置の関係が都井により導き出された¹⁾。この関係式を利用することにより要素端の塑性ヒンジを正確に表現することが可能となり, 骨組構造の有限要素解析において通常に比べ少ない要素数で塑性崩壊荷重の収束解が得られることが確認された。この手法は Shifted Integration 法と名付けられた。さらに都井・磯部らは, 要素の材料性状に合わせて数値積分点を順応的にシフトする手法を採ることにより, 変位解の収束性をも格段に向上させた順応型 Shifted Integration 法 (以下, ASI 法と記す) を開発した²⁾。本手法を用いることによって骨組構造の解析において必要な要素数は最小限の数となり, 計算コストの大幅な削減を実現した。ASI 法はさらに大変形問題⁴⁾, 準静的・動的問題⁵⁾にも適用され, 大規模な骨組構造物に対する有効な解析手法として確立されるに至った。また, 数値積分点をシフトして要素端に仮想ヒンジを表現し, その上で瞬間的に断面力を解放することに

よって部材の破断を表現可能であるため, 破断を含む強非線形・不連続問題にも適用された^{7)~10)}。

本研究では, ASI 法を用いた有限要素解析手法を鉄筋コンクリート造 (RC) 骨組構造物の耐震設計に適用することを目的とし, まず鉄筋コンクリートの断面力・ひずみ関係として一般的な, Degrading tri-linear 型部材モデルを ASI 法のアルゴリズムに導入した。静的・準静的問題で実験値と比較して動作の確認を行い, 次に支持点加振型の運動方程式を用いた地震応答解析を行った。さらに, 通常の有限要素解析では困難な部材破断を伴うような強非線形性・不連続性を有する地震崩壊解析, および中間層崩壊現象の再現のために部材間接触を考慮した解析を実施した。これらの解析例を考察・検討することにより, 本手法が RC 骨組構造の統合的な地震崩壊解析コードとして有効であることを確認した。

2. 順応型 (Adaptively) Shifted Integration (ASI) 法

ASI 法^{2)~10)}とは, 弾性要素における数値積分点位置は線形解析に対する最適位置 (線形チモシェンコはり要素の場合は中央点) に置き, 全塑性断面の発生直後に, その点に正確に塑性ヒンジが形成されるように数値積分点をシフトする手法である。通常の有限要素法に比べ格段に少ない要素数で高精度の解が得られ, また断面力を解放することで部材の破断も考慮可能であり, さらに従来の有限要素解析コードへのインプリメントが容易であるという大きな特長を持ち合わせている。ASI 法を用いることにより, 微小変形・大変形, 静的・動的, 単調負荷・繰り返し負荷の如何に関わらず, 骨組構造の有限要素解析において計算コストの低減が可能である。

* 筑波大学機能工学系 講師・博士 (工学)

** (株)日立ソフトウェアエンジニアリング 修士 (工学)

Institute of Engineering Mechanics and Systems, Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.

Hitachi Software Engineering, Co., Ltd., M. Eng.

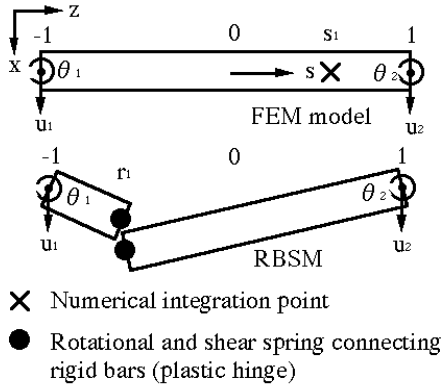


図1 線形チモシェンコはり要素とその物理的等価性

図1に、線形チモシェンコはり要素(図中:FEM model)と、応力あるいは塑性ヒンジ形成位置が陽に与えられている物理モデルである剛体・ばねモデル(図中:RBSM, Rigid Bodies-Spring Model)における数値積分点およびばねの位置を示す. この2種類のモデルのひずみエネルギー近似式の等価性を考慮することにより、数値積分点位置と塑性ヒンジ発生点位置の関係は

$$s_1 = -r_1 \text{ or } r_1 = -s_1 \quad (1)$$

と表現される¹⁾. ここに、 s_1 および r_1 はそれぞれ、数値積分点位置および塑性ヒンジの位置である.

要素全体が弾性変形状態にある場合は、要素の中央点が最適な積分点位置であり、この時の剛性マトリックスは以下のように表される.

$$\begin{aligned}
 [{}^n \bar{K}] &= [{}^n \bar{K}_L] + [{}^n \bar{K}_{NL}] \\
 &= \int_{n_l} [{}^u T]^T \cdot [{}^0 T]^T \cdot [{}^n \bar{B}_L(0)]^T \cdot [{}^n \bar{D}_e(0)] \cdot [{}^n \bar{B}_L(0)] \cdot [{}^0 T] \cdot [{}^u T] dl \\
 &+ \int_{n_l} [{}^u T]^T \cdot [{}^0 T]^T \cdot [{}^n \bar{B}_{NL}(0)]^T \cdot [{}^n \bar{S}(0)] \cdot [{}^n \bar{B}_{NL}(0)] \cdot [{}^0 T] \cdot [{}^u T] dl \quad (2)
 \end{aligned}$$

ここで、 $[{}^n \bar{K}_L]$ は Updated Lagrangian Formulation (以下、U.L.F.と記す)における増分剛性マトリックス、 $[{}^n \bar{K}_{NL}]$ は U.L.F.における幾何剛性マトリックス、 $[{}^n \bar{B}_L]$ は U.L.F.における線形[B]マトリックス、 $[{}^n \bar{B}_{NL}]$ は U.L.F.における非線形[B]マトリックス、 $[{}^n \bar{D}_e]$ は弾性の[D]マトリックス、 $[{}^n \bar{S}]$ は U.L.F.における一般化応力マトリックス、 $[{}^0 T]$ は全体座標系から要素座標系への変換マトリックス、 $[{}^u T]$ は初期の要素座標系から増分ステップ n における要素座標系への変換マトリックス、 n_l は時間 $t = t_n$ における要素長である. また、 $[{}^n \bar{B}_L]$ および $[{}^n \bar{B}_{NL}]$ の括弧内の数値は数値積分点位置、 $[{}^n \bar{D}_e]$ および $[{}^n \bar{S}]$ の括弧内の数値は物理的な応力評価点位置を示す. さらに、時間 $t = t_n$ のステップで計算される要素内力は、次式のように表される.

$$\{{}^n F\} = \int_{n_l} [{}^u T]^T \cdot [{}^0 T]^T \cdot [{}^n \bar{B}_L(0)]^T \cdot \{{}^n \bar{R}(0)\} dl \quad (3)$$

ここで、 $\{{}^n \bar{R}\}$ は断面力ベクトル、その括弧内の数値は物理的な応力評価点位置を示す.

はり理論に従えば、曲げモ - メント \bar{R}_1 、 \bar{R}_2 とせん断力 \bar{R}_5 、 \bar{R}_6 の関係は

$$\bar{R}_5 = -\frac{d\bar{R}_2}{dz} \quad (4a)$$

$$\bar{R}_6 = -\frac{d\bar{R}_1}{dz} \quad (4b)$$

と与えられる. よって、曲げモ - メント増分 $\Delta_n \bar{R}_1(s)$ および $\Delta_n \bar{R}_2(s)$ の要素長方向分布は、要素中央点における曲げモ - メント増分 $\Delta_n \bar{R}_1(0)$ 、 $\Delta_n \bar{R}_2(0)$ およびせん断力増分 $\Delta_n \bar{R}_5(0)$ 、 $\Delta_n \bar{R}_6(0)$ を用いて、次式により近似することができる.

$$\Delta_n \bar{R}_1(s) = \Delta_n \bar{R}_1(0) - \frac{\Delta_n \bar{R}_6(0) n l s}{2} \quad (5a)$$

$$\Delta_n \bar{R}_2(s) = \Delta_n \bar{R}_2(0) - \frac{\Delta_n \bar{R}_5(0) n l s}{2} \quad (5b)$$

上式は、曲げモ - メントが要素内で線形に変化し、2つの端点 ($s = \pm 1$) のどちらかで、最大絶対値をとることを示している. 曲げモ - メントを除く諸量は要素内で定数値をとるので、要素両端の断面力を上式等で算定し、それらの値を降伏関数に代入することにより塑性化を判定する.

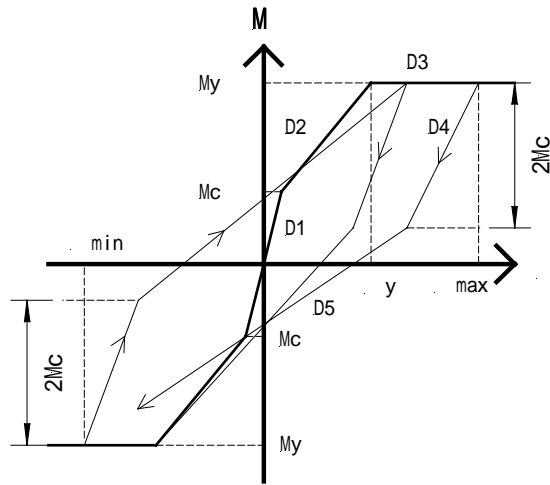
要素両端のどちらか一端(ここでは左端を仮定)が塑性化または破断した直後の増分ステップにおいては、要素内の数値積分点を(1)式に従ってシフトする. すなわち、以下の式のような剛性マトリックスを用いることになる.

$$\begin{aligned}
 [{}^n \bar{K}] &= [{}^n \bar{K}_L] + [{}^n \bar{K}_{NL}] \\
 &= \int_{n_l} [{}^u T]^T \cdot [{}^0 T]^T \cdot [{}^n \bar{B}_L(1)]^T \cdot [{}^n \bar{D}_p(-1)] \cdot [{}^n \bar{B}_L(1)] \cdot [{}^0 T] \cdot [{}^u T] dl \\
 &+ \int_{n_l} [{}^u T]^T \cdot [{}^0 T]^T \cdot [{}^n \bar{B}_{NL}(1)]^T \cdot [{}^n \bar{S}(-1)] \cdot [{}^n \bar{B}_{NL}(1)] \cdot [{}^0 T] \cdot [{}^u T] dl \quad (6)
 \end{aligned}$$

ここで、 $[{}^n \bar{D}_p]$ は塑性の[D]マトリックスである. また、次式によって表わされる内力が生じ、要素が破断した場合には次のステップで解放力としてその要素に作用する.

$$\{{}^n F\} = \int_{n_l} [{}^u T]^T \cdot [{}^0 T]^T \cdot [{}^n \bar{B}_L(1)]^T \cdot \{{}^n \bar{R}(-1)\} dl \quad (7)$$

全塑性断面の発生直後に、(1)式に従い、その全塑性断面位置に正確に塑性ヒンジが形成されるように、数値積分点をシフトする. もし、全塑性断面が要素の右端($s=1$)に発生したならば、数値積分点は要素の左端($s_1 = -1$ 、よって $r_1 = 1$)にシフトされ、全塑性断面が要素左端に発生したならば、積分点は要素右端にシフトされる. 以上の操作を



$$= \frac{2 \times y}{\max - \min}$$

$$D4 = \times D1$$

$$D5 = \times D2$$

図2 D-tri型部材モデル

材料性状に合わせて順応的に行うことにより、少ない要素数で収束解を得ることが可能となる。さらに、後に示す破断臨界値を超えた場合に、断面力を解放する操作を行うことによって破断が表現される。

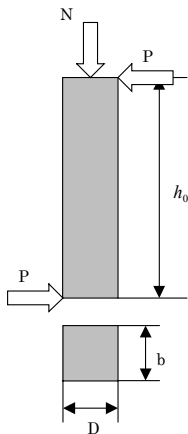
3. RC 構造物の静的・準静的解析

本章では、まず単純支持柱に静的および準静的な荷重を加える解析を行い、RC 部材モデルを ASI アルゴリズムに導入した場合の動作確認を行った。RC 部材のひび割れ強度および降伏強度として使用した諸式¹¹⁾を以下に示す。

・曲げひび割れ強度

$$M_c = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + \frac{N Z_e}{A_c} \quad (8)$$

・曲げ降伏強度



$$E_c = 2.33 \times 10^4 \text{ [N/mm}^2\text{]}, \quad \nu = 1/6, \quad \rho = 23.5 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$F_c = 39.2 \text{ [N/mm}^2\text{]},$$

$$s f_y = 3.59 \times 10^2 \text{ [N/mm}^2\text{]}, \quad s f_{wy} = 2.88 \times 10^2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$b = 25.0 \text{ [cm]}, \quad D = 25.0 \text{ [cm]}, \quad h_0 = 100 \text{ [cm]}, \quad a_t = 3.81 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$a_g = 10.16 \text{ [cm}^2\text{]}, \quad g_1 = 0.72, \quad a_w = 0.64 \text{ [cm}^2\text{]}, \quad x = 3.3 \text{ [cm]}$$

$$N = 7.74 \times 10^2 \text{ [kN]}$$

図3 せん断力下のRC単純支持柱

柱

$N_{min} \leq N < 0$ のとき

$$M_y = 0.5(a_g \sigma_y + N) g_1 D \quad (9a)$$

$0 \leq N \leq N_b$ のとき

$$M_y = 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{b D F_c}\right) \quad (9b)$$

$N_b < N \leq N_{max}$ のとき

$$M_y = \left\{ 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.24(1 + g_1)(3.6 - g_1) b D^2 F_c \right\} \times (N_{max} - N) / (N_{max} - N_b) \quad (9c)$$

ただし

$$N_{min} = -a_g \sigma_y \quad (10a)$$

$$N_{max} = b D F_c + a_g \sigma_y \quad (10b)$$

$$N_b = 0.22(1 + g_1) b D F_c \quad (10c)$$

はり

$$M_y = 0.9 a_t \sigma_y d \quad (11)$$

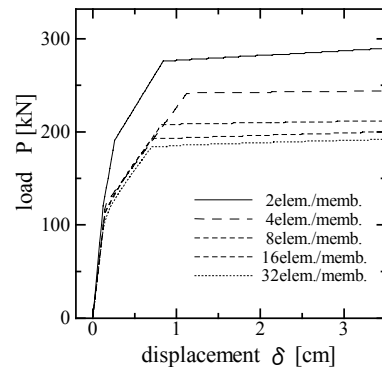
・せん断ひび割れ強度

$$Q_c = \left(1 + \frac{N}{150 b D}\right) k_c (500 + F_c) \frac{0.085}{M/Qd + 1.7} b j \quad (12)$$

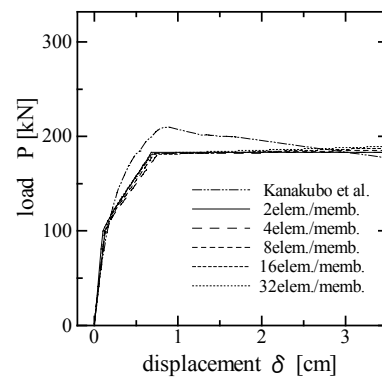
・せん断終局強度

$$Q_y = \left[\frac{0.115 k_u \cdot k_p (180 + F_c)}{M/Qd + 0.115} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot s f_{wy}} + 0.1 \frac{N}{b D} \right] b j \quad (13)$$

・降伏時の剛性低下率



(a) conventional method



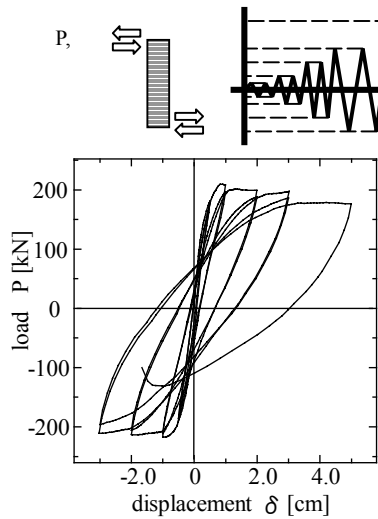
(b) ASI technique

図4 RC単純支持柱の静的解析

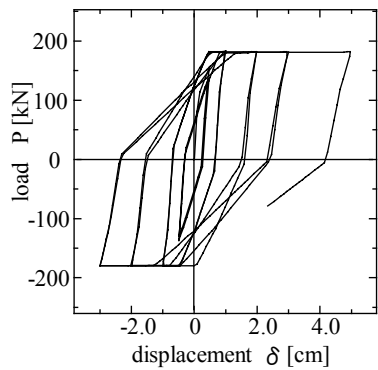
$$\alpha_y = (0.043 + 1.65n \cdot p_t + 0.043 \frac{M}{Qd} + 0.33\eta_0) (\frac{d}{D})^2 \quad (14)$$

ここで、 b :柱幅、 D :柱せい、 h_0 :柱の内法高さ、 d :有効せい、 g_t :主筋重心間距離、 A_c : RC 材の断面積= bD 、 F_c :コンクリートの圧縮強度、 f_y :引張鉄筋降伏応力度、 f_{wy} :せん断補筋の引張降伏応力度、 Z_c :鉄筋を考慮した断面係数= $1.1Z=1.1(bD^2/6)$ 、 n :コンクリートと鉄筋のヤング率比、 N :軸方向力、 M/Qd :せん断スパン比、 ρ_t :軸力比= $N/A_c F_c$ 、 j :応力中心間距離= $7d/8$ 、 k_c :部材せいの係数= 0.7 、 k_u :部材寸法の係数= 0.7 、 k_p :引張鉄筋比の補正係数= $0.82p_t^{0.23}$ 、 p_t :引張鉄筋比= a_t/bD 、 p_w :せん断補筋比= a_w/b 、 a_t :引張鉄筋断面積、 a_g :全主筋断面積、 a_w :せん断補筋 1 組の断面積、 s :せん断補筋の間隔である。曲げ剛性の履歴曲線としては、図 2 に示すような Degrading tri-linear (D-tri)型¹²⁾を採用した。D-tri 型部材モデルは曲げ破壊する部材についての挙動を良好に表現し、アルゴリズムが比較的単純なことから広く用いられる。なお、本研究では部材内の軸力変動を考慮した。また、せん断ひび割れ強度、せん断終局強度の式は静的解析のみに使用し、準静的解析以降では曲げ破壊型部材を仮定し、せん断剛性および軸剛性については弾性状態を保持している。

図 3 に示すような RC 単純支持柱にせん断力を静的に載荷する問

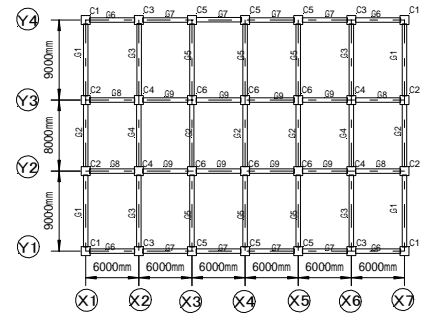


(a) Experiment (Kanakubo *et al.*)

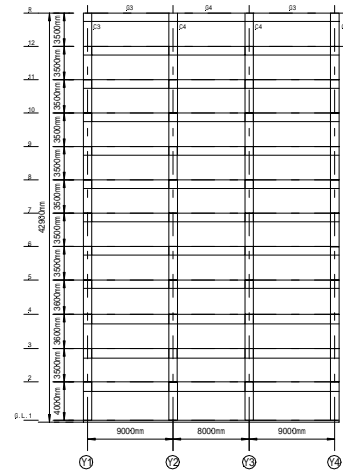


(b) ASI technique (2elem/memb.)

図 5 準静的繰り返し負荷下の RC 柱



(a) Plan



(b) Elevation

図 6 静的解析に用いた RC 構造物のモデル

表 1 部材リスト (柱)

階	断面寸法(mm)	C3(側柱)	C4(内柱)
12	850 × 850	16-D32	16-D35
11		4-D13@100	4-D13@100
10	900 × 900	16-D35	16-D35
9		4-D13@100	4-D13@100
8	950 × 950	16D-38	16-D35
7		4-D13@100	4-D13@100
6	950 × 950	16D-38	16-D35
5		4-D13@100	4-D13@100
4	950 × 950	16D-38	16-D35
3		4-D13@100	4-D13@100
2	950 × 950	16D-41	16-D35
1		4-D13@100	4-D13@100

表 2 部材リスト (はり)

階	断面寸法 (mm)		G3 Y1,Y4 端 他端	G4 Y2,Y3 端
R-10	600 × 900	U D	4-D35 4+2-D32 4-D35 4 -D32 4-D13@200	4+2-D32 4 -D32 4-D13@200
9-5	600 × 900	U D	4-D35 4+2-D32 4-D35 4 -D32 4-D13@200	4+2-D32 4 -D32 4-D13@200
4-2	600 × 1000	U D	4-D35 4+2-D32 4-D35 4 -D32 4-D13@200	4+2-D32 4 -D32 4-D13@200

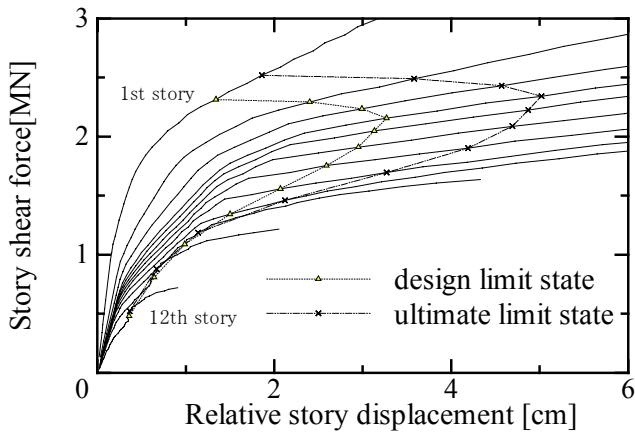


図7 層せん断力 層間変形関係

題に対し、通常の有限要素法と ASI 法の両方で解析を行い、その結果を比較した。図 4 に示すように、通常の有限要素法では収束解を得るのに多くの要素分割数を必要とするのに対し、ASI 法では 1 部材当たり 2 要素分割で収束解が得られた。これは、ASI 法では材料性状に合わせて数値積分点が最適な位置にシフトされるためである。また、金久保らの実験値¹³⁾とも良好に一致していることが確認できた。

同様に、繰り返し荷重下における準静的解析を行った。静的解析の場合と同様に、ASI 法の場合には 1 部材 2 要素で収束解が得られることが確認された。また、実験値¹³⁾と比較すると、使用した D-tri 型部材モデルが描く履歴曲線の面積が若干大きめに算出されるものの、概ね良く一致することが分かった(図 5 参照)。

次に、図 6 に示すような 12 層 3 スパン奥行き 3 スパンの構造物のうち、耐震壁のない X2 フレームに対して水平方向に層せん断力を载荷する解析を行った。部材データを表 1、表 2 に示す。使用したコンクリート強度は 300 ~ 480kgf/cm²、鉄筋の引張降伏応力は 4.0 × 10³kgf/cm² とした。解析の最初のステップにおいて総重量 2504ton

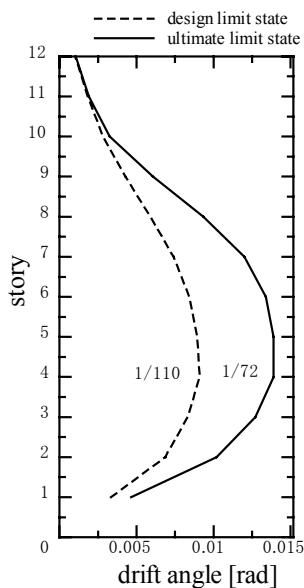


図8 層間変形角分布

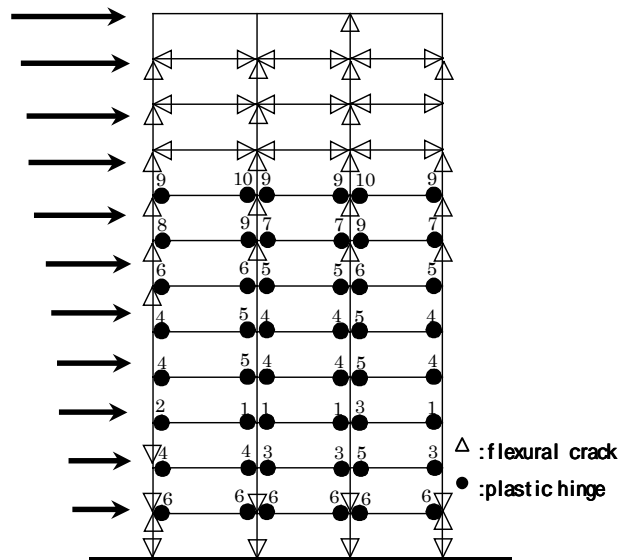


図9 RC構造物の塑性化状況(設計限界状態)

の鉛直荷重を各柱はり接合部に与え、水平方向力としては A₁ 分布に基づいて設計された層せん断力の 1/100 の値を増分的に与えた。ASI 法による解析で得られた層せん断力-層間変形関係を図 7 に、設計限界状態および終局限界状態における層間変形角分布を図 8 に示す。設計限界状態、終局限界状態において 4 階を中心に变形が増大していることが分かる。ベースシヤー係数は設計限界状態では 0.09、終局限界状態では 0.10 となった。次に、設計限界状態における塑性化状況を図 9 に示す。図中の数字は、塑性化した順序を示す。耐震壁の無い純ラーメンモデルとなっているため、既存の全体解析の結果¹⁰⁾より層間変形分布が若干大きめに出了が、塑性化の状況は大体の一致が得られた。要素数 336、節点数 304 の解析モデルで計算時間は SUN ultra 5 (CPU: 270MHz、メモリ 128MB) で約 10 分であり、十分に短い時間で有用な知見が得られることが確認された。

4. RC 構造物の地震応答解析

本章では、ASI 法を用いた有限要素解析コードを動的問題用に拡張し、RC 骨組構造の地震応答解析を実施した。構造物に作用する地震動をなるべく実際と近いものとするため、以下に示すような支持点加振型の運動方程式¹⁴⁾を用い、Newmark の法(=1/4)¹⁵⁾により陰的に解いた。

$$\begin{aligned}
 [M_1]\{\Delta\ddot{u}\} + [M_2]\{\Delta\ddot{u}_b\} + [C_1]\{\Delta\dot{u}\} + [C_2]\{\Delta\dot{u}_b\} + \\
 [K_1]\{\Delta u\} + [K_2]\{\Delta u_b\} = 0
 \end{aligned}
 \tag{15}$$

ここに、[M₁]、[M₂]、[C₁]、[C₂]、[K₁]、[K₂]はそれぞれ、質量マトリックス、減衰マトリックス、剛性マトリックスを表し、下添字 1 は支持点でない点同士の連成項、下添字 2 は支持点でない点と支持点の連成項であることを示す。{Δ \ddot{u} }、{Δ \dot{u} }、{Δ u }は、それぞれ節点加速度増分、節点速度成分、節点変位増分を表し、下添字の b は支持点の成分であることを示す。この方程式を解く際に、支持点

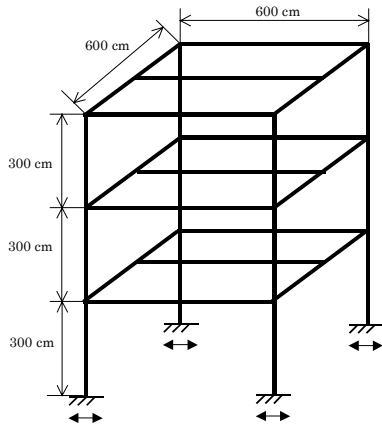


図10 3層1スパンRC構造モデル

表3 部材リスト(柱)

階	断面寸法 (mm)	配筋
3	450 × 450	8-D22 2-D10@100
2	450 × 450	8-D22 2-D10@100
1	450 × 450	8-D22 2-D10@100

表4 部材リスト(はり)

階	断面寸法 (mm)		配筋
R	250 × 400	U D	2-D22 2-D16 2-D10@200
3	300 × 500	U D	2-D22 2-D22 2-D10@200
2	300 × 500	U D	2-D22 2-D22 2-D10@200

でない点の変位成分は準静的変位増分 $\{\Delta u_s\}$ と動的変位増分 $\{\Delta u_d\}$ との和で成り立つと仮定する。

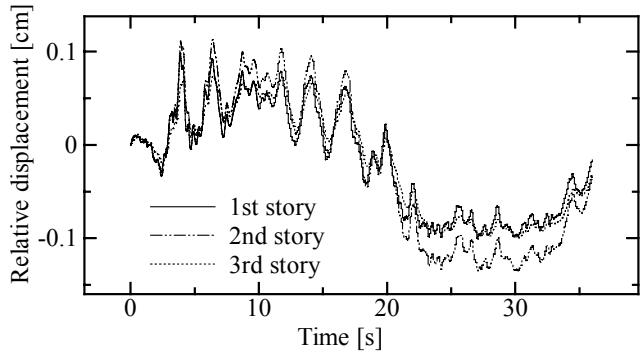
$$\{\Delta u\} = \{\Delta u_s\} + \{\Delta u_d\} \quad (16)$$

$\{\Delta u_s\}$ は、慣性力を無視した場合次式のように求められる。

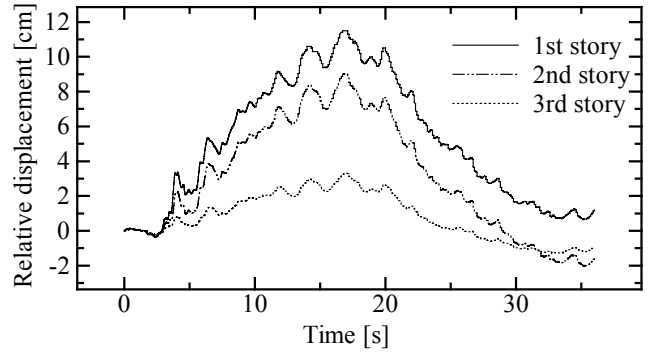
$$\{\Delta u_s\} = -[{}^n\bar{K}_1]^{-1}[{}^n\bar{K}_2]\{\Delta \ddot{u}_b\} \quad (17)$$

(16), (17)式を用いて(15)式を書き直すと、次式ようになる。

$$[M_1]\{\Delta \ddot{u}_d\} + [C_1]\{\Delta \dot{u}_d\} + [K_1]\{\Delta u_d\} = ([M_1][K_1]^{-1}[K_2] - [M_2])\{\Delta \ddot{u}_b\} \quad (18)$$



(a) 50 gal



(b) 600 gal

図11 層間変位の時刻歴

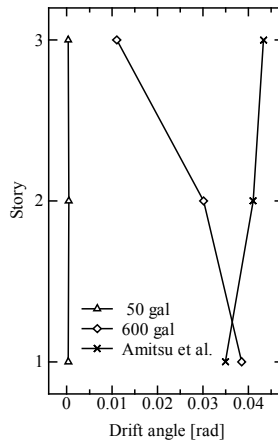


図12 最大層間変形角分布

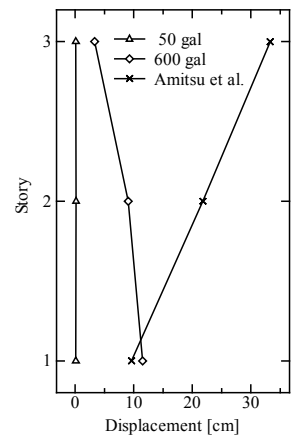


図13 最大水平変位分布

本解法では、支持点の節点加速度増分を上式の右辺に代入して相当荷重を求め、その後 Newmark の法を用いて増分型の運動方程式を解く。ASI 法を用いる場合には少ない要素でモデル化を図るため、 $[M]$ には集中質量マトリックスに比べて振動応答解の精度の良い、分布質量マトリックスを使用した。また、減衰マトリックスには剛性比例型減衰マトリックスを使用し、1次減衰定数を0.05とした。

動的応答解析において本手法が有効であることを確認するために、支持点加振型の運動方程式を用いて3層1スパンRC構造物¹⁶⁾の地震応答解析を実施した。図10にモデルの概要、表3、表4に部材データを示す。使用したコンクリート強度は 300kgf/cm^2 、鉄筋の引張降伏応力は $3.83 \times 10^3\text{kgf/cm}^2$ とした。1部材を2つの線形要素で分割したASI法を用い、部材モデルとしては変動軸

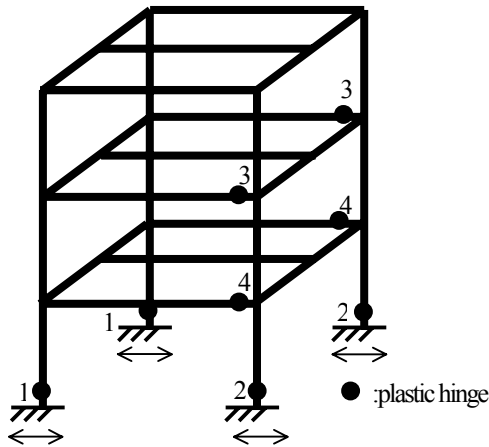


図 14 塑性化状況(600gal)

力を考慮した D-tri モデル (第 3 章参照) を使用した。モデルの 1 次固有周期は 0.29s である。また、入力波には八戸波の EW 成分を 50gal および 600gal に正規化したものを使用し、モデルの 4 つの支持点に 36 秒間入力した。時間増分は 10ms とした。図 11 にそれぞれの層間変位時刻歴を示す。図 11(a) の 50gal の場合では各層が同程度の振幅で振動しているのに対し、図 11(b) の 600gal の場合では 1 層と 2 層部分に比べ 3 層部分の変形が小さくなっているのが分かる。同様のことが、図 12 の最大層間変形角分布および図 13 の最大水平変位分布からも分かる。実験値¹⁷⁾と比較しても、やはり 600gal の場合では 3 層部分の変形が小さいことが分かる。本解析では支持点を加振しているため、強振動の場合には 1 階柱脚部分が先に塑性化し、その後地震波が上層部に伝播しにくくなり、3 層部分の変形が小さくなる傾向が見られたものと考えられる。また、本モデルには床を取り入れていないため、実験値と傾向が異なったことも考えられる。図 14 には、600gal の場合の構造物の塑性化状況およびヒンジ発生順序を示す。柱脚部分から塑性化が始まり、その後上層部へ進展していく様子が観察できる。

5. 部材破断および接触を考慮した地震崩壊解析

阪神・淡路大震災では、構造物の中間層が圧壊し、その上層部が崩れて上に重なるような現象が多数発生した¹⁸⁾。このような崩壊現象を再現するための解析手法として個別要素法 (DEM)¹⁹⁾ 等があるが、解析対象モデルを連続体として取り扱う有限要素法では、このような崩壊問題への適用は困難である。本研究では、地震時に見られるこのような部材破断を含む強非線形性・不連続性を伴う現象に ASI 法を適用した。

線形チモシェンコはり要素は、数値積分点を 1 つだけ持ち、横たわみの不連続性を許容する剛体・ばねモデルと等価である。そこで、破断面をどちらか一端に設定し断面力を解放すれば、破断の表現が可能となる⁷⁾。ASI 法ではこのことを利用し、まず要素の降伏が判定されたら、第 2 章で示したアルゴリズムに従って要素内の数値積分点を要素中央点から応力評価点と反対側にシフトし、塑性ヒンジを要素端に発生させる。次に、その要素が破断臨界値を超えた場合に断面力を瞬時に解放し、それまで作用していた内力を解放力として

作用させる。ここで、部材が破断する時の塑性率として破断塑性率を定義し、高軸力下の柱は韌性に乏しく、またはは比較的韌性に富んでいるという性質を考慮し、その値を柱では 5.0~10.0、はりでは 10.0~20.0 の範囲で適宜設定することにした²⁰⁾。破断臨界値としては、部材の破断塑性率 df_{xexp} 、 df_{yexp} および破断せん断ひずみ γ_{xexp} 、 γ_{yexp} を使用し、これらのうち一つでも以下に示す条件式を満たした場合に、その要素が破断すると判定した。

$$\left(\frac{df_x}{df_{xexp}} \right) - 1 \geq 0 \quad (19a)$$

$$\left(\frac{df_y}{df_{yexp}} \right) - 1 \geq 0 \quad (19b)$$

$$\left(\frac{\gamma_x}{\gamma_{xexp}} \right) - 1 \geq 0 \quad (19c)$$

$$\left(\frac{\gamma_y}{\gamma_{yexp}} \right) - 1 \geq 0 \quad (19d)$$

図 15 に、線形チモシェンコはり要素と剛体・ばねモデルにおける、破断の際の数値積分点およびばねの位置を示す。

部材破断のみを考慮した解析では、破断した部材が床をすり抜けるなどの実際とは異なる挙動を示す⁷⁾⁸⁾⁹⁾ため、破断要素と他の要素との空間内位置関係により要素間の接触を判定する、部材間接触アルゴリズム¹⁰⁾を追加した。ASI 法ではポスト処理の段階で、要素の破断面に新しく仮想節点を設けて破断を表現するため、計算上の構造データとポスト処理データとは自ずと異なってくる。構造データの情報のみから破断要素の接触を判定するのは困難であるため、仮想節点を含み実際に破断した状態を表現しているポスト処理データの情報と併せ、破断要素の接触判定を行った。

図 16 に、破断要素と被接触要素の節点位置関係を示す。破断要

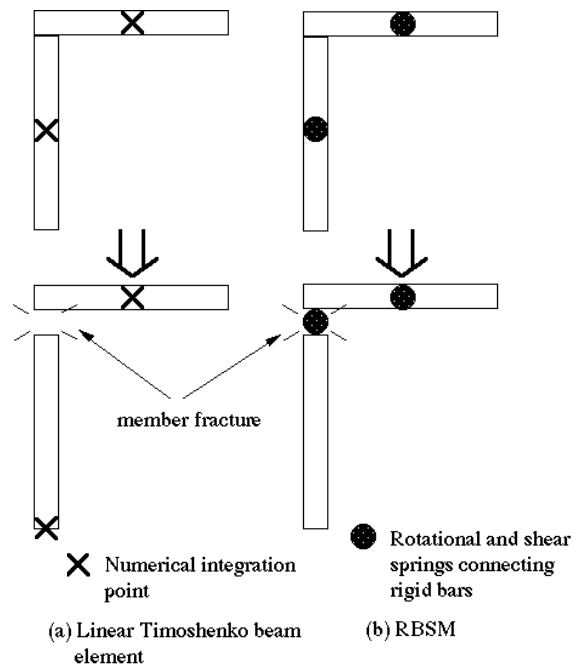


図 15 ASI法における部材破断の表現

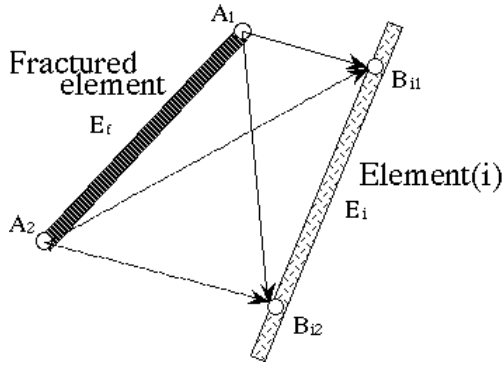


図 16 破断要素と被接触要素の節点位置関係

素 E_f の節点をそれぞれ A_1 および A_2 、他の要素 $E_i (i=1,2,3,\dots,n)$ の節点を B_{i1} および B_{i2} とおき、それぞれの節点座標値を $A_1(x_{f1}, y_{f1}, z_{f1})$, $A_2(x_{f2}, y_{f2}, z_{f2})$, $B_{i1}(x_{i1}, y_{i1}, z_{i1})$, $B_{i2}(x_{i2}, y_{i2}, z_{i2})$ とおくと、各節点間の距離は次式のように表される。

$$|A_1B_{i1}| = \sqrt{(x_{i1} - x_{f1})^2 + (y_{i1} - y_{f1})^2 + (z_{i1} - z_{f1})^2} \quad (20a)$$

$$|A_1B_{i2}| = \sqrt{(x_{i2} - x_{f1})^2 + (y_{i2} - y_{f1})^2 + (z_{i2} - z_{f1})^2} \quad (20b)$$

$$|A_2B_{i1}| = \sqrt{(x_{i1} - x_{f2})^2 + (y_{i1} - y_{f2})^2 + (z_{i1} - z_{f2})^2} \quad (20c)$$

$$|A_2B_{i2}| = \sqrt{(x_{i2} - x_{f2})^2 + (y_{i2} - y_{f2})^2 + (z_{i2} - z_{f2})^2} \quad (20d)$$

本アルゴリズムでは、まず (20) 式に示される節点間距離が前ステップにおける節点間距離と等しいか大きい場合、すなわち互いに接近しない要素については、無条件に接触の判定を回避する。

次に、2 つの要素が接触する際にその 4 つの節点が平面に近い形状を成すことを利用し、以下のように接触の判定を行う。まず、4 つの節点の座標値を用いて以下の関数を定義する。

$$\begin{aligned} f(x, y, z) \equiv & \{(y_{i1} - y_{f2})(z_{i2} - z_{f2}) - (y_{i2} - y_{f2})(z_{i1} - z_{f2})\}(x_{f1} - x_{f2}) \\ & + \{(x_{i2} - x_{f2})(z_{i1} - z_{f2}) - (x_{i1} - x_{f2})(z_{i2} - z_{f2})\}(y_{f1} - y_{f2}) \\ & + \{(x_{i1} - x_{f2})(y_{i2} - y_{f2}) - (x_{i2} - x_{f2})(y_{i1} - y_{f2})\}(z_{f1} - z_{f2}) \end{aligned} \quad (21)$$

解析当初から同一平面上に存在する要素、すなわち

$$f(x, y, z) = 0 \quad (22)$$

を満たす要素については、破断要素から面内で特定の距離内に存在する条件を以下のように設定し、これを満たした時に接触と判定する。

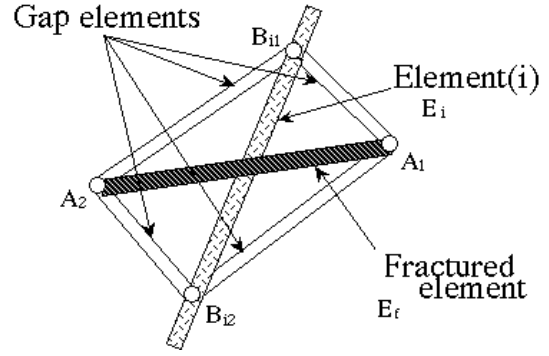


図 17 ギャップ要素による接触の表現

$$|A_1B_{i1}| + |A_1B_{i2}| \leq L_f \quad (23a)$$

$$|A_2B_{i1}| + |A_2B_{i2}| \leq L_f \quad (23b)$$

また、解析当初から同一平面上に存在しない要素については、2 つの要素の 4 節点が平面に近い形状を成す条件、すなわち

$$f(x, y, z) \leq C_f \quad (24)$$

を満たし、かつ破断した要素から特定の距離内に存在する条件式、すなわち

$$|A_1B_{i1}| + |A_1B_{i2}| + |A_2B_{i1}| + |A_2B_{i2}| \leq C_l(L_f + L_i) \quad (25)$$

を満たした場合に接触と判定する。ここで、 L_f および $L_i (i=1,2,3,\dots,n)$ はそれぞれ破断要素 E_f の要素長さ、要素 $E_i (i=1,2,3,\dots,n)$ の要素長さである。また、 C_f は平面形状の度合いを示す正の定数で、本研究では部材の厚みなどを考慮して適宜設定した。 C_l は接触距離に関する定数で、本研究では $C_l=1.8$ と設定した。

接触を判定された 2 つの要素については節点間にギャップ要素（接合要素）を結合し、要素間を拘束する。本研究では 1 つの節点につき 2 本、1 つの要素について計 4 本のギャップ要素を結合させた。図 17 に接触した要素間のギャップ要素の結合状態を示す。

8 層 3 スパン奥行き 2 スパンの RC 立体骨組構造物に対し、地震崩壊解析を行った。ただし、スパン間距離は 6m、層間距離は 3.5m とした。部材データを表 5、表 6 に示す。本解析モデルの要素数は 464、節点数は 340 である。本モデルは 1980 年以前の建築基準で設計されており、中間層で設計せん断力の不足が生じることが考えられる。破断を誘発させるために、本解析では 4 階部分の柱の主筋量を表 5 の 1/10 に設定した。破断塑性率を柱：5.0、はり：20.0、破断せん断ひずみを全ての部材について 4.0×10^{-3} とし、 C_f の値を柱では $2.0 \times 10^2 \text{ m}^3$ 、はりでは $5.0 \times 10^4 \text{ m}^3$ と設定した。時間増分は 5ms とし、総ステップ数を 1000 とした。入力地震波としては、エルセントロ波の NS 成分と EW 成分を使用した。

図 18(a) に破断のみを考慮した場合を、図 18 (b) に破断および接触を考慮した場合の崩壊挙動を示す。いずれも人為的に主筋量を減らした 4 階部分の柱が初めに破断し、上層部が崩落していく様子が観

表5 部材リスト(柱)

階	$F_c(N/mm^2)$	断面寸法(mm)	外柱	内柱
8	20.6	650×650	8-D25 2-D10@100	8-D25 2-D10@100
7	20.6	650×650	8-D25 2-D10@100	8-D25 2-D10@100
6	20.6	650×650	8-D25 2-D10@100	8-D29 2-D10@100
5	20.6	650×650	8-D25 2-D10@100	8-D29 2-D10@100
4	23.5	700×700	8-D29 2-D10@100	8-D32 2-D10@100
3	23.5	700×700	8-D29 2-D10@100	8-D32 2-D10@100
2	23.5	700×700	8-D29 2-D10@100	8-D32 2-D10@100
1	23.5	750×750	16-D29 2-D10@100	16-D32 2-D10@100

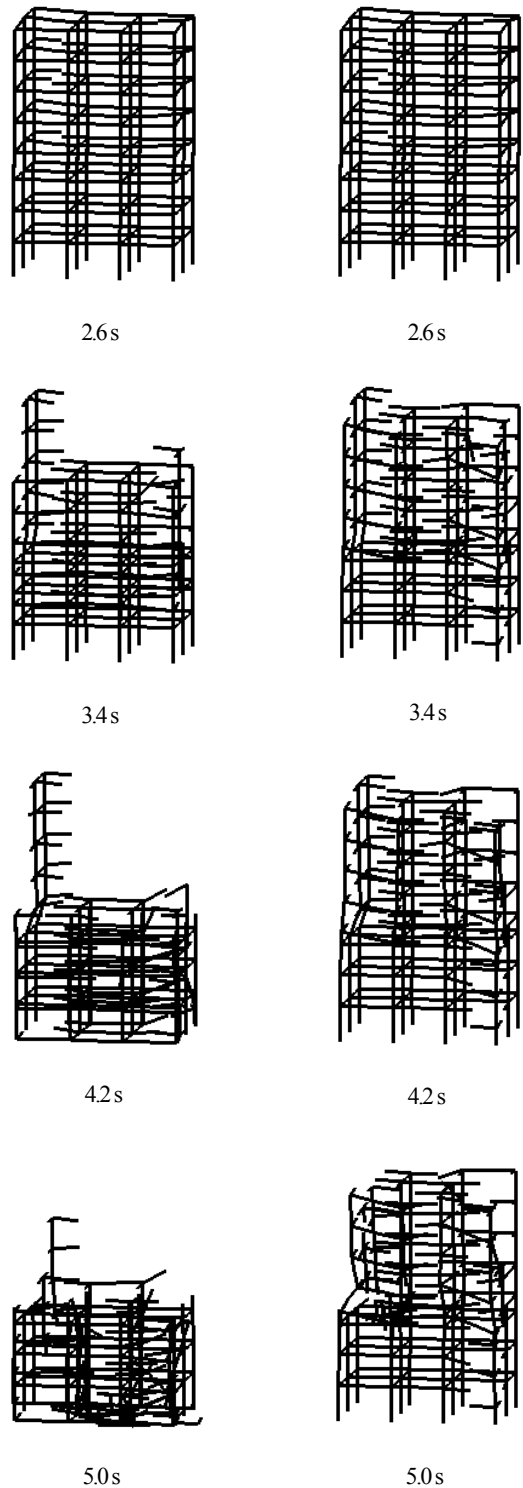
表6 部材リスト(はり)

階	$F_c(N/mm^2)$	断面寸法(mm)	配筋
R	20.6	600×800	4-D22 2-D10@200
8	20.6	600×800	4-D22 2-D10@200
7	20.6	600×800	4-D22 2-D10@200
6	20.6	600×800	4-D25 2-D10@200
5	23.5	600×800	4-D25 2-D10@200
4	23.5	600×800	4-D25 2-D10@200
3	23.5	600×800	4-D29 2-D10@200
2	23.5	600×800	4-D29 2-D10@200

察できる。破断のみを考慮した場合には上層部が全て地面まで落下しているが、接触も考慮した場合には上層部の落下が4階で止まり、落下の衝撃で4階部分が完全に圧壊していることが分かる。いずれの解析も、計算時間はSUN ultra 5 (CPU 270MHz, メモリ 128MB)を使用して約50分であった。

以上のように、ASI法を用いた解析コードに部材間接触アルゴリズムを追加することによって、阪神・淡路大震災において特徴的な被害形態であった、中間層崩壊現象を容易に再現可能であることが示された。導入するパラメータの詳細な検討は引き続き必要であるが、通常の有限要素法では解析困難であった部材破断を伴うような崩壊解析が容易に実現可能となったため、今後、耐震設計に対する有益な情報が得られることが期待される。

6. 結論



(a) Without using contact algorithm

(b) Using contact algorithm

図18 RC骨組構造の地震崩壊解析

本研究で開発した解析手法は、RC骨組構造物の地震崩壊挙動の解析を簡便に実施可能とし、設計および開発段階において部材レベルにまで渡って有用な知見を得ることを可能とする手法である。また、本手法は材料性状に合わせて数値積分点をシフトする点のみが

従来の手法とは異なり、本手法を既存の有限要素解析コードにインプリメントするのは非常に簡単である。また、最小限の要素分割数で精度の高い解が得られるため、静的解析から地震崩壊解析まで、良好な結果が短い計算時間で得られる。これは、様々なパラメータ計算を必要とする設計段階においては、大変有用な特長である。今後、一般的な建物を取り扱うためには床や壁構造の考慮が必要であるが、骨組構造物に対する様々な状況を加味した耐震設計において、本研究で開発した地震崩壊解析コードがその一助となれば幸いである。

謝辞

本研究を遂行するにあたって、筑波大学機能工学系 松島豊教授、金久保利之講師には大変貴重なご意見をいただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 都井 裕：骨組構造および回転対称シェル構造の有限要素解析における Shifted Integration 法について、日本造船学会論文集、第 168 号、(1990)、pp.357-369.
- 2) 都井 裕、磯部 大吾郎：骨組構造の有限要素解析における順応型 Shifted Integration 法、日本造船学会論文集、第 171 号、(1992)、pp.363-371.
- 3) Y.Toi and D.Isobe: Adaptively Shifted Integration Technique for Finite Element Collapse Analysis of Framed Structures, Int. J. Numer. Methods Eng., Vol.36, (1993), pp.2323-2339.
- 4) 都井 裕、磯部 大吾郎：順応型 Shifted Integration 法による骨組構造の座屈崩壊挙動の有限要素解析、日本造船学会論文集、第 174 号、(1993)、pp.469-477.
- 5) 都井 裕、磯部大吾郎：順応型 Shifted Integration 法による骨組構造の動的崩壊挙動の有限要素解析、日本造船学会論文集、第 175 号、(1994)、pp.299-306.
- 6) Y.Toi and D.Isobe: Finite Element Analysis of Quasi-Static and Dynamic Collapse Behaviors of Framed Structures by the Adaptively Shifted Integration Technique, Computers and Structures, Vol.58, No.5, (1996), pp.947-955.
- 7) 磯部 大吾郎、都井 裕：順応型 Shifted Integration 法による脆性骨組構造体の動的崩壊挙動の有限要素解析、日本造船学会論文集、第 180 号、(1996)、pp.471-478.
- 8) D.Isobe: Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings Considering Member Fracture, Journal of the Mechanical Behavior of Materials, Vol.11, Nos.1-3, (2000), pp.63-68.
- 9) D.Isobe and Y.Toi: Analysis of Structurally Discontinuous Reinforced Concrete Building Frames Using the ASI Technique, Computers and Structures, Vol.76, No.4, (2000), pp.471-481.
- 10) 磯部 大吾郎、森下 真臣：ASI 有限要素法による大規模宇宙骨組構造のデブリ衝突解析、日本機械学会論文集、(A 編)、第 64 巻、第 627 号、(1998)、pp.2726-2733.
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説、日本建築学会、(1997).
- 12) 梅村 魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法：中層編、技報堂出版、(1982).
- 13) 金久保 利之、園部 泰寿：高強度人工計量骨材コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材の耐震性能に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 441 号、(1992)、pp.63-72.
- 14) 河島 佑男：動的応答解析、培風館、(1975).
- 15) 清水 信行：パソコンによる振動解析、共立出版、(1989).
- 16) 小野口 雅美、宮下 真一、楠 浩一、中埜 良昭：実大 3 層鉄筋コンクリート造骨組の振動台実験(その 1.実験の目的と試験体の概要)、日本建築学会学術講演会梗概集、(1995)、pp.707-708.
- 17) 阿満 重幸、北嶋 圭二、細矢 博、江戸 宏彰、実大 3 層鉄筋コンクリート造骨組の振動台実験(その 4.実験結果と解析結果の比較)、日本建築学会学術講演会梗概集、(1995)、pp.713-714.
- 18) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計、丸善株式会社、(1998).
- 19) 伯野 元彦：破壊のシミュレーション：拡張個別要素法で破壊を追う、森北出版、(1997).
- 20) 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、日本建築学会、(1990).