

ASI-Gauss 法による鋼構造骨組みの動的崩壊 FEM 解析

DYNAMIC COLLAPSE ANALYSIS FOR THE STEEL FRAMED STRUCTURES USING ASI-GAUSS TECHNIQUE

井根 達比古¹⁾, 磯部 大吾郎²⁾, 片平 直樹³⁾, 梶原 浩一⁴⁾
 Tatsuhiko INE, Daigoro ISOBE, Naoki KATAHIRA and Kouichi KAJIWARA

- 1) 博 (工) (独) 防災科学技術研究所 招聘研究員 (〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀田1501-21)
- 2) 博 (工) 筑波大学大学院 准教授 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)
- 3) 筑波大学大学院 修士課程 (同上)
- 4) 博 (工) (独) 防災科学技術研究所 主任研究員 (〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀田1501-21)

A macro model analysis as one of the seismic collapse prediction is very important. Since most of buildings are framed structures in the city, the seismic dynamic collapse analysis by FEM with the beam element which is the representative structural design tool of a frame, is most suitable and most effective because of convenient usage. Therefore, the advancement and the high performance of beam element like the ASI-Gauss technique are social postulate in the quakeproof engineering.

Key Words: ASI-Gauss technique, Seismic collapse, Steel framed structure, Nonlinear FEM, Timoshenko beam element, RBSM

1. 序

数値震動台の整備については、旧科学技術庁の諮問機関への第 24 号答申、「地震防災研究基盤の効果的な整備のあり方について」(平成 9 年 9 月 3 日)にその必要性が述べられている。すなわち、都市部の地震災害は社会的影響が大きく「地震に強い国土・社会を創ること」が必須であること、そのため中核目標として「地震災害時空間シミュレーションシステム」の開発が必要であり、とりわけ数値震動台の開発が重要であることが強調されている[1]。

数値震動台の最終形態は、統合的な各種数理モデル体系となることが想定されており、従来型マクロモデル[2]から超精密超大規模のマイクロモデル[3]、およびマイクロ・マクロモデルによるマルチスケールモデル[4]などがその構成要素となる。

そこで、本論文では、マクロモデルとして梁要素を用いた鉄骨構造の動的崩壊解析アルゴリズムについて述べる。ここでは、計算における時間増分を大きく出来ることから陰的時間積分法を採用し、幾何学非線形は更新ラグランジェにより考慮した。塑性崩壊解析を効率よく行えることから、都井が開発した ASI 法[5]を基に、磯部が改良、発展させた ASI-Gauss 法[6-9]を使用する。なお、本研究では、筑波大学磯部研究室で開発されたプログラムを使用した。以下、第 2 章では ASI-Gauss 法による崩壊解析アルゴリズム、第 3 章では数値例、最後に、第 4 章で結言を述べる。

2. ASI-Gauss法による崩壊解析アルゴリズム

2.1 要素及び座標系

ASI-Gauss 法は、線形 Timoshenko 梁要素を 2 要素で 1 つのサブセット要素とし、弾性域ではその応力評価点をガウス積分点に置く方法である。

図 1 に本有限要素モデルと要素座標系を剛体バネモデル (Rigid Body Spring Model : RBSM と略称する) との物

理的等価性を対比して示した。2 種類の梁要素の歪みエネルギーの等価性から数値積分位置と塑性ヒンジ発生点位置の関係は、

$$s_1 = -r_1 \quad (1)$$

と表される。ここに、 s_1 と r_1 はそれぞれ、図 1 の要素座標系において数値積分位置と塑性ヒンジ位置 (応力評価点位置) を示す。弾性域での応力評価点の最適位置は、通常の ASI 法では梁要素中央点であるが、ASI-Gauss 法ではサブセット要素内で 3 次梁要素と同様に図 2 に示される位置となる。

$$s_g = -r_g \quad (2)$$

ここで、 s_g と r_g はそれぞれ ASI-Gauss 法の弾性域における数値積分位置と応力評価点位置である。要素節点は、x,y,z 軸それぞれに関し並進変位と回転変位の 6 自由度を持つ。

$$\{\Delta u_i\} = [\Delta u_{xi} \ \Delta u_{yi} \ \Delta u_{zi} \ \Delta \theta_{xi} \ \Delta \theta_{yi} \ \Delta \theta_{zi}]^T \quad (3)$$

要素形状関数としては 1 次式を使用し、これを用いて要素内変位を補間する。

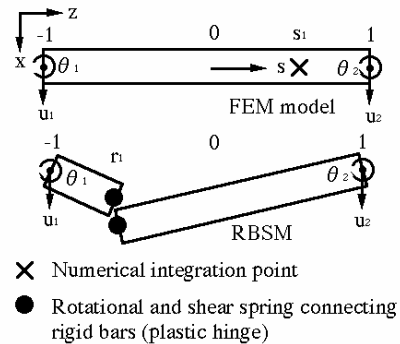


図 1 線形 Timoshenko 梁要素と RBSM の物理的等価性

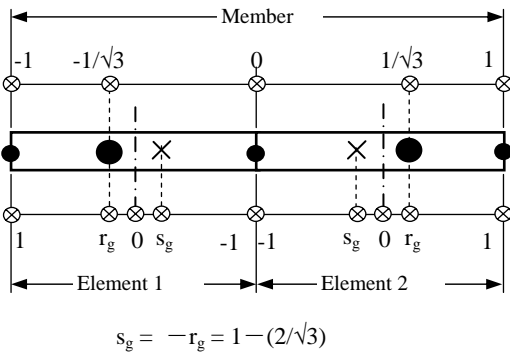


図2 ASI-Gauss法の数値積分点と応力評価点位置

2.2 変位・歪み関係

要素座標系を参照して、歪み増分を変位増分により表すと以下ようになる。

$$\{\Delta\varepsilon(r_g)\} = [B(s_g)]\{\Delta u\} \quad (4)$$

ここで、ひずみ増分ベクトルを $\{\Delta\varepsilon\}$ 、節点増分ベクトルを $\{\Delta u_i\}$ とする。

2.4 応力と歪みの関係

応力・歪み関係は下式で表される。

$$\{\Delta\sigma(r_g)\} = [D_e(r_g)]\{\Delta\varepsilon(r_g)\} \quad (5)$$

2.5 要素剛性方程式

仮想仕事の原理より、要素剛性行列は1点積分を前提に下式により表せる。

$$[K] = L[B(s_g)]^T [D_e(r_g)] [B(s_g)] \quad (6)$$

2.6 要素内応力場の仮定と降伏判定

梁理論によれば、曲げモーメントと剪断力は次の釣り合い式を満たす。

$$V_x = -\frac{dM_x}{dz}, \quad V_y = -\frac{dM_y}{dz} \quad (7)$$

曲げモーメントおよび剪断力の要素内の分布は、増分形表示により、

$$\left. \begin{aligned} \Delta M_x(s) &= \Delta M_x(s_g) - \Delta V_y(s_g) \frac{L}{2}(s+s_g) \\ \Delta M_y(s) &= \Delta M_y(s_g) - \Delta V_x(s_g) \frac{L}{2}(s+s_g) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

と表される。上式は、要素内に分布荷重が存在しない場合、曲げモーメントが線形に変化し要素両端 ($s=\pm 1$) の何れかで絶対値が最大となることを示している。曲げモーメント以外の断面力 (一般化応力) は要素内で一定値を取ると仮定し、下記の降伏関数から要素内の塑性化位置 (全塑性化位置) を判定する。

$$f_y = \left(\frac{M_x}{M_{px}}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_p}\right)^2 + \left(\frac{M_z}{M_{pz}}\right)^2 - 1 = 0 \quad (9)$$

ここで、 M_x 、 M_y 、 M_z 、 N は、それぞれ、 x 、 y 軸周りの曲げモーメント、 z 軸周りの振りモーメント、軸力を示す。右下添え字の p は、全断面塑性値を意味する。ここでは、降伏に対する剪断力の影響を無視した。

梁要素の両端のいずれかが塑性化または破断した直後の増分計算ステップでは、要素内の積分点を (1) 式に従って移動 (Shift) する。例えば、全塑性状態の断面が要素の右端 ($s_1=1$) に発生した場合、数値積分点は要素の左端 ($s_1=-1$) に移動させる。

同様に、全塑性断面が要素の左端 ($s_1=-1$) に発生したら数値積分点は右端 ($s_1=1$) へ移動させればよい。この時、要素剛性行列、一般化歪み増分ベクトル、一般化応力 (断面力) 増分ベクトルは、ASI 法と同様に下式で与えられる [5, 6]。

$$[K] = L[B(s_1)]^T [D_p(r_1)] [B(s_1)] \quad (10)$$

$$\{\Delta\varepsilon(r_1)\} = [B(s_1)]\{\Delta u\} \quad (11)$$

$$\{\Delta\sigma(r_1)\} = [D_p(r_1)]\{\Delta\varepsilon(r_1)\} \quad (12)$$

ここで、 $[D_p]$ は塑性の応力・歪み関係行列である。

以上の積分点の移動操作 (シフト操作) を順的に行うことで、最小限の要素数で塑性崩壊解を求めることが出来る。メモリの消費量を節約するため線形連立方程式のソルバーに共役傾斜法 (CG 法) を使用した。動的問題の質量行列は、整合質量行列を採用し、前述のように陰解法 (Newmark の β 法、 $\beta=4/9$) を用いた。また、減衰は無視した。

3. 数値例

3.1 1層1スパン鋼構造骨組みの1軸支持点加振による応答解析[8]

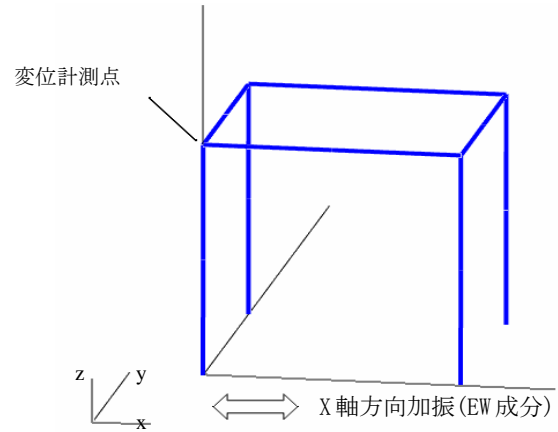


図3 解析モデル

ヤング係数 E : 206 GPa	ポアソン比 : 0.3
密度 : 7900 kg/m ³	
降伏応力度 : 245 MPa	接線係数 : 0.0E
加振入力波 : JMA-Kobe (EW 成分、1 軸加振)	
時間増分 : 5 ms	
計算ステップ数 : 8000 step	
合計加振時間 = 40 s	
部材長 : L = 2.0 m、部材断面積 : A = 2500 mm ²	
部材断面2次モーメント : I _x =I _y =5.21×10 ⁵ mm ⁴	

図4 解析諸元

1層1スパンの鋼構造骨組みが、 x 軸方向1軸のみの支持点加振を受ける場合について弾塑性応答解析を実施した。図3に解析モデル概要、図4に解析諸元を示した。図5に時間軸を1/2倍した加振入力 (加速度、JMA-Kobe, EW 成分) の時刻歴、図6に層間変位の時刻歴応答を示した。通常法や ASI 法に比して ASI-Gauss 法は収束性、弾性域の精度ともに良好である。

3.2 1層1スパン (x 、 y 方向) 建物の3軸方向支持点加振による応答解析

3.1 節の例題と同じモデル (図3, 4) に対し、3軸加振

入力波による応答計算を行った。加振入力波としては、図 5(EW 成分)に加え、図 7 の JMA-Kobe の NS および UD 成分を加えた。図 8 に示すように、3 軸加振の場合も、ASI-Gauss 法は従来の方法など他の方法と比して、収束性に優れることが分かる。

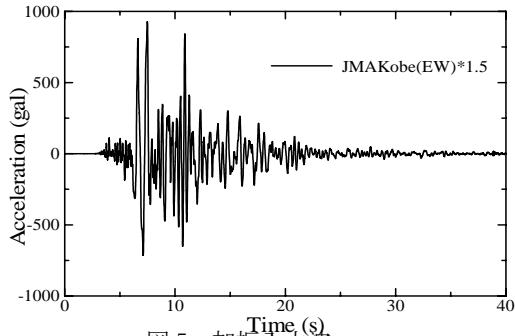
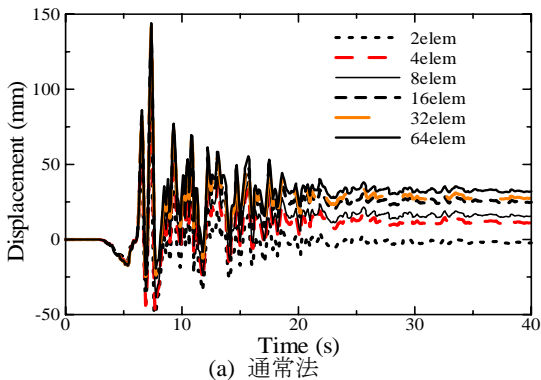
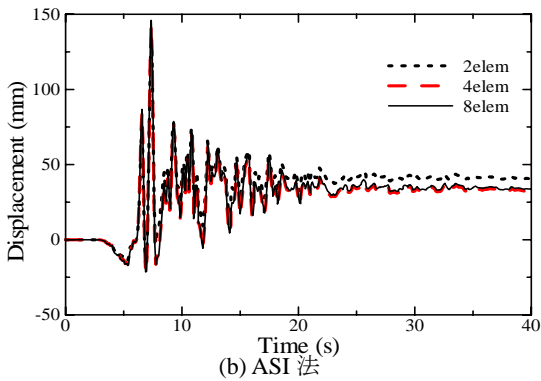


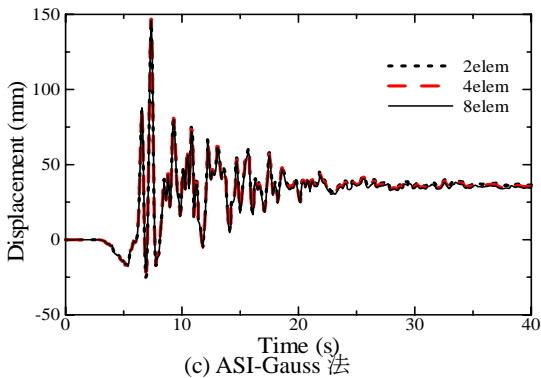
図 5 加振入力波



(a) 通常法

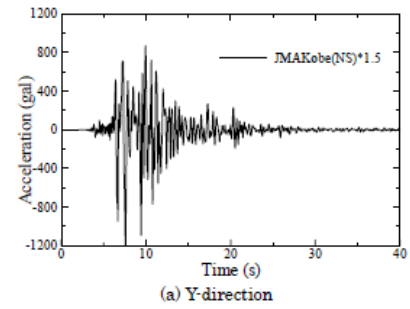


(b) ASI 法

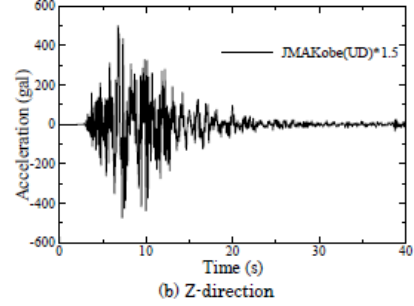


(c) ASI-Gauss 法

図 6 層間変位の時刻歴応答計算結果

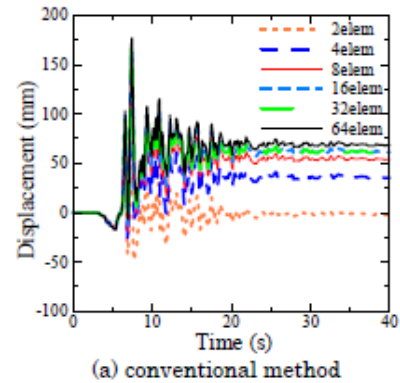


(a) Y-direction

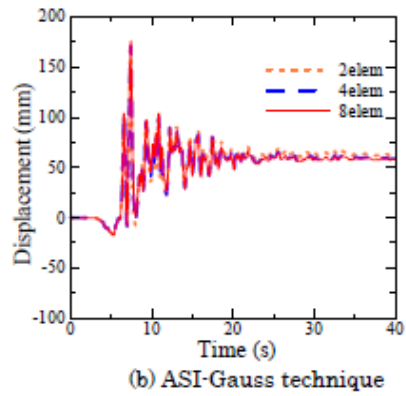


(b) Z-direction

図 7 加振入力波(JMA-Kobe)



(a) conventional method



(b) ASI-Gauss technique

図 8 層間変形角時刻歴応答(x 方向)

3.2 3層1スパン(x, y 方向) 建物の3軸方向支持点加振による応答解析[9]

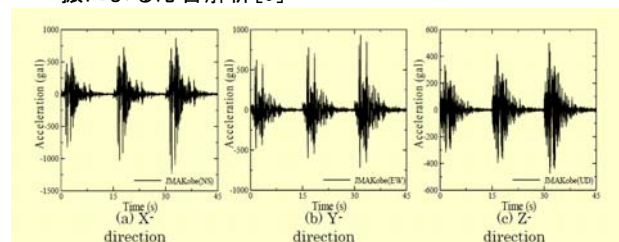


図9 加振波 (JMA-Kobe)

ヤング係数E : 206 GPa ポアソン比 : 0.3
 密度 : 7900 kg/m³
 降伏応力度 : 245 MPa 接線係数 : 0.0E
 加振入力波 : JMA-Kobe (EW 成分、1 軸加振)
 時間増分 : 10 ms
 計算ステップ数 : 1500 step
 加振計画 : (原波加速度振幅) 1 倍+1.25倍+1.5倍
 合計加振時間 = 45 s
 部材長 : L = 1 m (h) * 1m (d) * 2m (w)
 柱 : □-60*60*1.6 (STKR400)
 梁 : H-75*50*4*4 (SS400)
 小梁 : C-50*50*4 (SS400)

図10 解析諸元

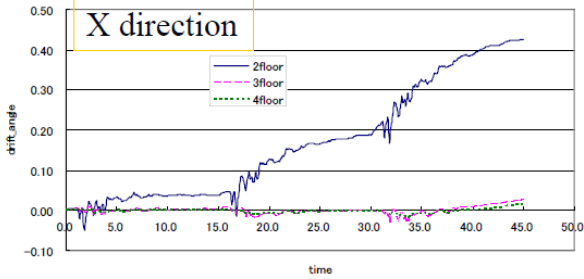


図11 x軸方向変位応答の時刻歴

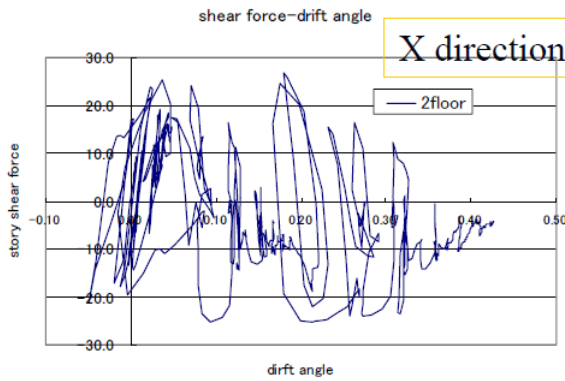


図12 x軸方向層間変位・層剪断力関係図 (2階床)

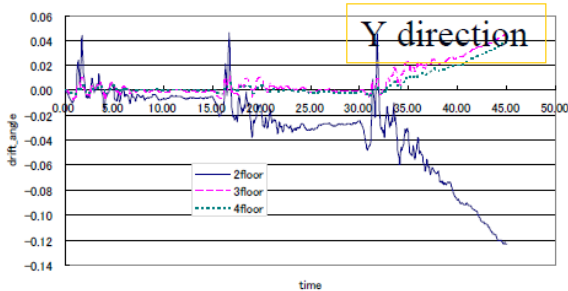


図13 x軸方向変位応答の時刻歴

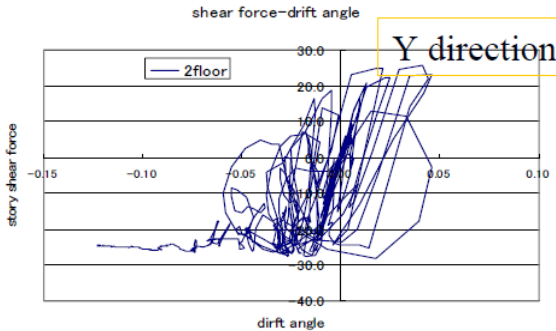


図14 x軸方向層間変位・層剪断力関係図 (2階床)

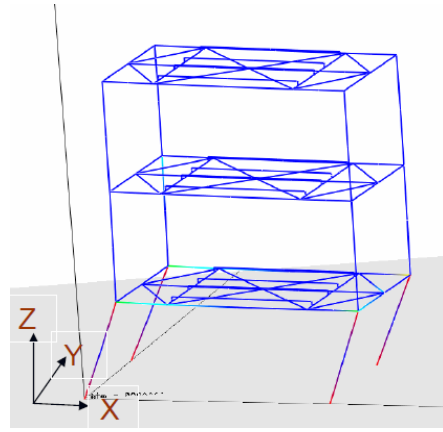


図15 変形図 (最大変位時、x方向からの透視図)

4. 結言

本研究で得られた結論は以下のとおり。

- 1) ASI-Gauss 法を用いた線形 Timoshenko 梁要素による鋼構造骨組み構造の崩壊解析ソフトを作成した。
- 2) 数値例を通じて、本解析アルゴリズムの妥当性を確認し、通常法など他の方法に比して収束性に優れることを示した。
- 3) 3層建築の動的崩壊応答解析を通じて、層崩壊機構の計算に成功した。

引き続き、本解析手法を超高層建築などへ応用し、その適用範囲を拡張する予定である。

謝辞 : 本研究に際し、(独)防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 中島正愛センター長には多大のご支援、ご助言を頂いた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 井根、他、有限要素法による鉄骨構造の動的崩壊解析 (その1、2)、2006年日本建築学会九州支部研究発表会、2007.3.
- 2) 都井、他、構造要素の衝突圧壊強度に関する基礎的研究 (その1)、日本造船学会論文集、第159号、昭和61年5月.
- 3) 渡邊、他、脳震盪限界に関する頭部衝撃シミュレーション、計算工学講演会論文集、Vol.11、日本計算工学会、2006年6月.
- 4) Guedes J.M. and Kikuchi N., Preprocessing and postprocessing for Material Based on the Homogenization Method with Adaptive Finite Element Methods, *Comp.Meth. in Appl. Mech.and Engrn.*, 83 (1990), 149-198.
- 5) Y. Toi and D. Isobe, Adaptively Shifted Integration Technique for Finite Element Collapse Analysis of Framed Structures. *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 36, 2323-2339, 1993.
- 6) 磯部、他、飛行機の衝突に伴う骨組鋼構造の崩壊解析、日本建築学会構造系論文集、第579号、2004年5月
- 7) K.M. Lynn and D. Isobe, Finite element code for impact collapse problems of framed structures, *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 69(12), 2538-2563, 2007.
- 8) 井根、他、ASI-Gauss 法による鉄骨構造の動的地震崩壊解析 (その1)、2006年度日本建築学会関東支部研究報告集、2007年3月.
- 9) Ine, et al., Dynamic collapse analysis for elasto-plastic behaviors of the steel frame under seismic loads using ASI-Gauss technique, *International Conference on Computational Methods*, Hiroshima, Japan, 2007.3.