

隣立する高層建築物の地震動下における 安全な棟間距離の評価

Estimation of Secured Distance between Neighboring High-Rise Buildings under Seismic Motion

高寺健太¹⁾, 磯部大吾郎²⁾

Kenta Takatera and Daigoro Isobe

1) 筑波大学大学院 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1, E-mail: ktsk47.sub@gmail.com)

2) 博(工) 筑波大学 教授 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1, E-mail: isobe@kz.tsukuba.ac.jp)

There lies a risk of seismic pounding when the distance between neighboring buildings is not enough, because high-rise buildings may greatly shake under long-period ground motion. In this study, seismic pounding analyses are performed on two neighboring buildings with different heights under long-period ground motion. Secured distance between them are estimated by adding elastic deformation limit and allowable plastic deformation limit. Additionally, the damage level is compared by the ratio of elements which became plastic in all columns and beams. Consequently, the ratio increased as the distance between the buildings shortened. Furthermore, a particularly strong tendency of the distance to damage was seen in the lower-story building.

Key Words : *Seismic pounding, Natural period, Long-period ground motion, ASI-Gauss technique*

1. 緒言

1985年にメキシコ地震が発生し、震源から400kmも離れたメキシコシティにおいて長周期地震動が観測され、3棟が隣立したNuevo Leon棟という建築物が棟間衝突を起こし倒壊した。これを踏まえ、先行研究[1]では高さや形状が同一の3棟が隣立する建築物について、過去の地震で被災したことにより耐力が低下し、そのうち1棟の固有周期が変化したものと想定し、長周期地震動下での棟間衝突解析が行われた。そして、固有周期が異なる建築物間では、棟間距離を十分に取らなければ棟間衝突が起こる可能性があり、場合によっては倒壊現象を引き起こされてしまうことが示された。

また、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、震源から遠く離れた東京都内において長周期地震動が観測され、高層建築物が大きく揺れた例が数多く報告されている。高さの異なる建築物は、固有周期の差異により異なる揺れ方をするため、棟間距離が短い建築物が存在する場合、棟間衝突が起こる恐れがある。特に都市部に高層建築物が近接している箇所が多数存在する日本にとって、これは大きな問題となる。

本研究では、一般的に建築物の高さの違いにより固有周期が異なることに着目し、棟間衝突の危険性を示し安全な棟間距離の評価を行う。そのために、高さの異なる2棟隣立モデルを作成し、長周期地震動による棟間衝突解析を行う。その際、棟間距離を設定する必要があるが、現在の建築基準法等では棟間距離に関する規定は記載されていない。そこで本研究では、棟間距離を設定するために、建築物の固有周期にあったsin波を入力し解析することにより求めた水平変位、および大地震動時において

設計上許容される層間変形角により求めた水平変位を用いる。そして、解析後に各モデルの全柱・梁の要素数に対する塑性化した要素数の割合を求め、これにより棟間距離や入力地震波の大きさの違いによる損傷度合の変化を調べ、考察を行った。

2. 解析手法

解析には、大規模骨組構造の構造解析において最小限のコストで計算が可能なASI-Gauss法[2]に、破断および接触・接触解除アルゴリズムを導入した地震崩壊解析コードを用いた。本節では、破断および接触・接触解除アルゴリズムについて記述する。

(1) 破断アルゴリズム

部材の破断判定には、部材を構成する各要素の曲率、せん断ひずみ、引張軸ひずみによる以下の条件を用いる。

$$\left| \frac{\kappa_x}{\kappa_{x0}} \right| \geq 1 \text{ or } \left| \frac{\kappa_y}{\kappa_{y0}} \right| \geq 1 \text{ or } \left| \frac{\gamma_{xz}}{\gamma_{xz0}} \right| \geq 1$$

$$\text{or } \left| \frac{\gamma_{yz}}{\gamma_{yz0}} \right| \geq 1 \text{ or } \frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_{z0}} \geq 1 \quad (1)$$

ここで、 κ_x , κ_y , γ_{xz} , γ_{yz} , ε_z はそれぞれ各要素におけるx軸、y軸回りの曲率、x軸、y軸方向のせん断ひずみ、引張軸ひずみであり、添字0は破断臨界値を示す。本研究では、上記5種類の破断臨界値を各種実験結果[3][4]などを参考に与えた。

(2) 接触・接触解除アルゴリズム

接触判定には、内分ベクトル型接触アルゴリズム[5]を用い、接近する2本の要素の節点間距離および節点の幾何学的位置関係により判定を行う。接触が判定された要素

の組については、4つの節点を4本のギャップ要素を用いて結合する。この操作により、節点力がギャップ要素を通じて別要素の節点に伝わるようになるため、要素同士の接触を表現することが可能になる。また、ギャップ要素には通常の部材と同程度の剛性を持たせることとする。接触解除判定には、まずギャップ要素によって拘束させている4つの節点の、接触開始から当該ステップに至る全体座標系の相対変位値を用いて、次式に従って相当変位 $|u_x|$, $|u_y|$, $|u_z|$ を計算する。

$$\begin{aligned} |u_x| &= \sum_{i=1}^4 \sqrt{(X_i + \Delta X_i)^2}, \quad |u_y| = \sum_{i=1}^4 \sqrt{(Y_i + \Delta Y_i)^2}, \\ |u_z| &= \sum_{i=1}^4 \sqrt{(Z_i + \Delta Z_i)^2} \end{aligned} \quad (2)$$

X_i , Y_i , Z_i はそれぞれ、接触開始から当該ステップに至る X, Y, Z 方向の変位, Δ は増分を表す。 $|u_x|$, $|u_y|$, $|u_z|$ のうちいずれか 1 つがその最大値のある割合以下になったとき接触を解除する。この割合を接触解除判定比と定義する。また、接触解除後すぐに接触してしまうことを回避するために接触回避時間を設ける。本研究では、接触解除判定比を 95%, 接触回避時間を 200 [ms] とした。

3. 解析モデル

本節では、解析モデルについて述べる。本研究では、高さや強度の異なる建築物が固有周期の違いにより異なる揺れ方をするために起こる棟間衝突を扱う。そこで、解析では図-1に示すような高さの異なる2種類のモデルを用いる。解析モデルはそれぞれ8層3×3スパン、12層3×3スパンの鋼構造建築物とする。各モデルの平面図を図-2に示す。ここで、各モデルの平面図は同一形状である。全高は8Fモデルが32 [m], 12Fモデルが48 [m]であり、階高はどちらも4 [m], スパンはX軸・Y軸方向ともに6×6 [m]としている。柱部材、梁部材にはSS400の鋼材を用い、弾性係数、降伏応力、ポアソン比、密度はそれぞれ、205 [GPa], 235 [MPa], 0.3, 7.85×10^{-6} [kg/mm³]とする。また、柱部材は角形鋼管とし、梁はH形鋼とする。床については剛床を仮定し、固定荷重と積載荷重合わせて800 [kgf/m²]を部材密度に換算し、床部材、梁部材に与える。柱、梁の断面寸法は、各ベースシア係数を設定した際の、建築物に必要とされる水平耐力を満たす断面を算出した結果を用いた[6]。ここで、ベースシア係数は8Fモデルを0.232, 12Fモデルを0.167とした。8Fモデル、12Fモデルともに柱と梁は1部材4要素で分割し、床は図-2に示すように十字状のはり要素でモデル化し、それを8要素で分割する。各モデルの総要素数および床要素を除いた全柱・梁の要素数を表-1に示す。また、強度の違いによる固有周期や揺れの変化を見るために、12Fモデルのベースシア係数を0.5

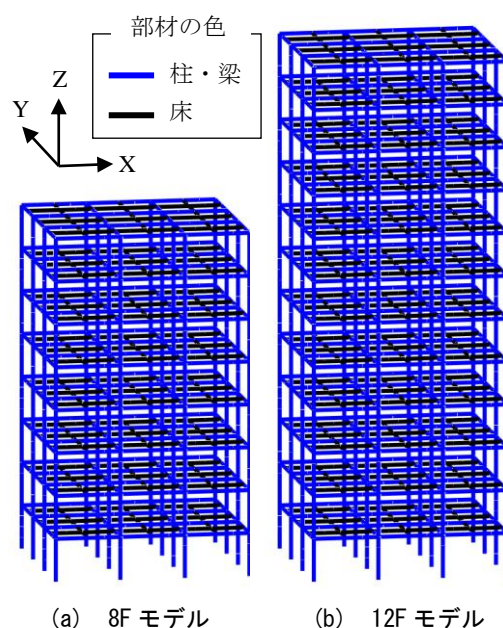


図-1 解析モデル（立体図）

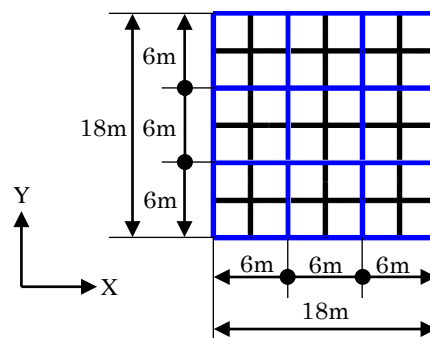


図-2 8F・12F モデル（平面図）

表-1 各モデルの総要素数および全柱・梁要素数

	8F モデル	12F モデル
総要素数	1,856	2,784
全柱・梁要素数	1,280	1,920

倍, 0.75倍, 1.25倍, 1.5倍, 2.0倍し, 0.083, 0.125, 0.21, 0.25, 0.33のときの強度を持つモデルを作成した。なお、これらのモデルは断面寸法のみ違いであり、階高, スパン等はベースシア係数0.167のモデルと同等である。

4. 弾性限界および塑性限界

棟間衝突解析を行うにあたって、まずは棟間距離を設定する必要があるが、前述のように建築基準法等には棟間距離に関する規定は記載されていない。そこで、本研究では棟間距離の設定基準として、弾性限界の変位量, 塑性限界の変位量という2つの指標を定める。また、棟間衝突解析時には、2棟をX軸方向に並べた隣立モデルを想定するため、ここではsin波をX軸方向のみに入力し、各水平変位, 変位量はX軸方向について考える。

表-2 8F・12F 各モデルにおける固有周期・弾性限界加速度・弾性限界および塑性限界の変位量

	8F モデル	12F モデル					
ベースシア係数	0.232	0.083	0.125	0.167	0.21	0.25	0.33
固有周期 [s]	1.24	2.69	2.11	1.79	1.57	1.41	1.20
弾性限界加速度 [gal]	13	8	11	13	15	17	20
弾性限界の変位量 [mm]	138	192	208	209	209	213	211
塑性限界の変位量 [mm]	320	480					

まず弾性限界の変位量は、建築物が単体では塑性化を起こさないにもかかわらず、衝突により塑性化が起ることを防ぐための指標とする。本研究においては、前節でモデル化を行った建築物について、固有周期に合わせたsin波を入力し解析することにより、建築物が共振するときの水平変位を算出した。さらに、入力するsin波の最大振幅を変更し解析を行うことにより、建築物の弾性限界を調べ、そのときの最上階の最大水平変位の絶対値を弾性限界の変位量とした。また、弾性限界時に入力したsin波の最大振幅を弾性限界加速度とする。

次に、塑性限界の変位量については、建築物が単体でも塑性化を起こすが、許容される範囲内の被害である場合、衝突によりさらに被害が大きくなることを防ぐための指標とする。ここで、国土交通省の建築構造設計基準の資料[7]によると、大地震動時においても、構造体および非構造部材に発生する損傷の程度を小さくするため、鉄骨造建築物の場合、層間変形角の最大値が 1/100 以下となるよう設計を行うとある。そのため、本研究ではこれを参考にし、層間変形角 1/100 に各モデルの全高を乗じることで算出される最上階の水平変位を塑性限界の変位量とした。

以上の条件で求めた各モデルにおける固有周期、弾性限界加速度、弾性限界の変位量、塑性限界の変位量を表-2 に示す。表から、ベースシア係数により建築物の固有周期が大きく変化していることがわかる。そして、ベースシア係数が高い、すなわち強度が高いほど固有周期が短くなっている。また、強度が高い建築物ほど弾性限界加速度が大きくなっている。一方で、弾性限界の変位量には大きな差は出ていない。これより、弾性限界の変位量は、強度によらず、高さに依存するものであると考えられる。

棟間衝突解析を行う際は、これらの数値をもとに棟間距離を設定する。このとき、8F モデル、12F モデルそれぞれの弾性限界の変位量を足し合わせた値を弾性限界距離、それぞれの塑性限界の変位量を足し合わせた値を塑性限界距離、さらに、これら 2 つの距離を足し合わせた値を弾塑性限界距離と定義する。

5. 2棟隣立モデルの棟間衝突解析

本節では、8F、12F モデルを X 軸方向に並べた 2 棟隣立モデルについて棟間衝突解析を行うことにより、棟間

衝突の危険性について考察する。本解析において、12F モデルはベースシア係数 0.167 のモデルを用いる。地震波には、各モデルが弾性限界を超えないように調整された地震波、および弾性限界を超える地震波を用いる。そして、これらの地震波により、単体モデルと 2 棟隣立モデルに対する解析を行い、各モデルの塑性化した要素数の割合により損傷度合を比較する。

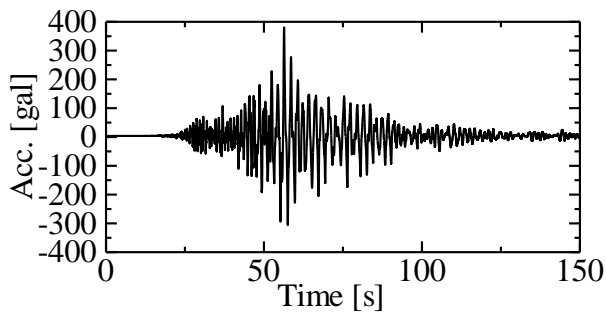
(1) 解析条件

入力地震波には、長周期地震動が観測された 2003 年十勝沖地震において、卓越周期が長く、最大加速度の大きい厚真波を用いる。厚真波の加速度波形を図-3 に、加速度応答スペクトルを図-4 に示し、それぞれの方向における最大加速度と卓越周期を表-3 に示す。ここで、加速度波形の EW 方向、NS 方向、UD 方向はそれぞれ、X 軸方向、Y 軸方向、Z 軸方向に対応する。また、各モデルが弾性限界を超えないように調整された地震波としては厚真波 0.17 倍を用い、弾性限界を超える地震波として厚真波原波を用いる。

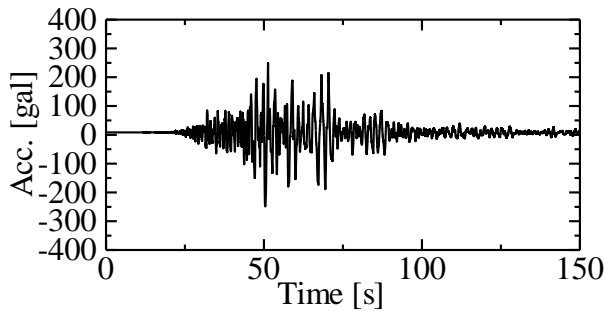
各入力地震波による解析をする際に設定した棟間距離を表-4 に示す。入力地震波を厚真波 0.17 倍とした場合、建築物が塑性化を起こさない範囲で揺れることを想定しているため、弾性限界距離を棟間距離として設定する。具体的には、表-2 より、8F モデル、12F モデルそれぞれの弾性限界の変位量である 138 [mm]、209 [mm]を足し合わせ、弾性限界距離を 350 [mm]とした。また、2 棟をそれ以上に近接させた場合を想定し、弾性限界距離より短い距離を 100 [mm]とした。入力地震波を厚真波原波とした場合は、建築物が塑性化を伴い揺れることを想定しているため、先ほど設定した弾性限界距離 350 [mm]だけではなく、塑性限界距離を棟間距離として設定する。具体的には、表-2 より、8F モデル、12F モデルそれぞれの塑性限界の変位量である 320 [mm]、480 [mm]を足し合わせ、塑性限界距離を 800 [mm]とした。また、さらに安全側に見積もった場合として、弾性限界距離 350 [mm]、塑性限界距離 800 [mm]を足し合わせた弾塑性限界距離 1,150 [mm]を棟間距離として設定する。

(2) 解析結果

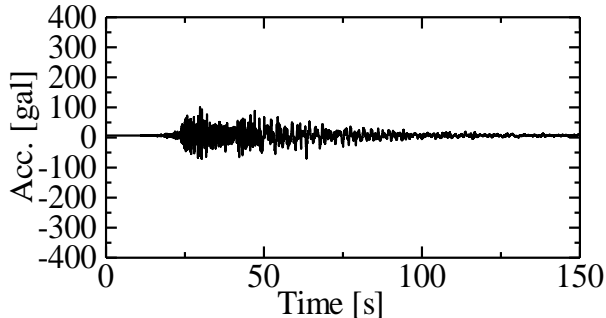
まず、入力地震波を厚真波 0.17 倍とした場合、各モデル単体での解析では塑性化した要素がないことを確認した。また、棟間距離を弾性限界距離 350 [mm]とした場合では棟間衝突が起きず、最上階での変位も単体解析と同



(a) EW 方向



(b) NS 方向



(c) UD 方向

図-3 入力地震波（厚真波）

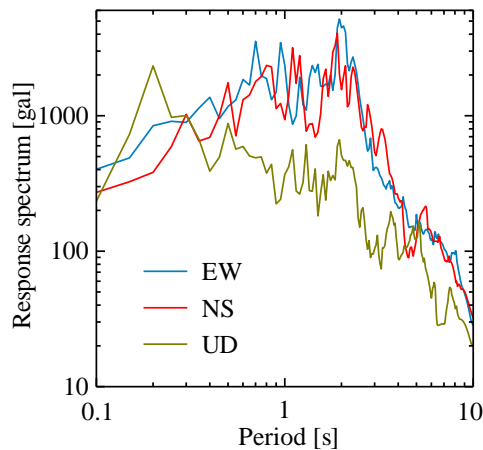


図-4 厚真波の加速度応答スペクトル

表-3 厚真波の最大加速度と卓越周期

	EW 方向	NS 方向	UD 方向
最大加速度 [gal]	380.6	249.3	100.1
卓越周期 [s]	1.95	1.90	0.20

表-4 各地震波による解析時に設定した棟間距離

入力地震波	棟間距離 [mm]
厚真波 0.17 倍	100, 350
厚真波原波	350, 800, 1150

じ結果となった。次に、棟間距離を弾性限界距離より短い距離 100 [mm]とした場合、棟間衝突が起き、8F, 12F モデル双方に塑性化した要素が見られた。ここで、衝突後、8F モデルにおいて塑性化した要素が見られた 47.9 [s]における弾性限界距離より短い距離 100 [mm]の解析結果と、同時刻の弾性限界距離 350 [mm]の解析結果を図-5 に示す。ここで、要素の色については、次に示す関数 f_y によって変化し、赤色に近いほど降伏が進んでいることを示す。

$$f_y = \left(\frac{M_x}{M_{x0}} \right)^2 + \left(\frac{M_y}{M_{y0}} \right)^2 + \left(\frac{N}{N_0} \right)^2 \quad (3)$$

ここで、 M_x , M_y は要素における x, y 軸周りのモーメント、 N は軸力である。また、添え字 0 はその断面力の全断面塑性値を意味している。

図-5 を見ると、衝突が起きていない弾性限界距離 350 [mm]の場合に比べ、衝突が起きた弾性限界距離より短い距離 100 [mm]の場合、8F モデルの 7F, 8F 梁要素が塑性化している。それぞれの場合の損傷度合を比較するために、8F, 12F 各モデルについて、解析終了時における全柱・梁の要素数に対する塑性化した要素数の割合を求めた。なお、この比率を塑性化率とする。床要素については、今回の解析では塑性化を考慮していないため、塑性化率の算出から除外している。以上の条件で算出した 8F, 12F モデルの各塑性化率はそれぞれ、3.8%, 1.5%となり、8F モデルの方が損傷度合が大きくなった。

次に、入力地震波を厚真波原波とした場合、棟間距離を弾性限界距離 350 [mm]、塑性限界距離 800 [mm]、弾塑性限界距離 1,150 [mm]としたすべての場合において棟間衝突が起きた。ここで、8F モデル、12F モデルを単体で解析した場合、および各棟間距離を設定し棟間衝突解析をした場合の 8F, 12F モデルの塑性化率および要素の破断の有無を表-5 に示す。このとき、弾性限界距離 350 [mm]の場合には 8F モデルの 8F 梁要素が、塑性限界距離 800 [mm]の場合には 12F モデルの 8F 梁要素が破断したが、棟間距離を弾塑性限界距離 1,150 [mm]とした場合には、要素の破断は起きなかった。また、8F モデル、12F モデルともに棟間距離が短くなるほど塑性化率が高くなり、特に 8F モデルにおいてその傾向が強いことがわかる。さらに、棟間距離が短ければ必ずしも破断が起こるというわけではなく、12F モデルについては、距離が短い弾性限界距離 350 [mm]では破断は起きず、距離を離れた塑性限界距離 800 [mm]のときに破断が起きた。これは、棟間距離

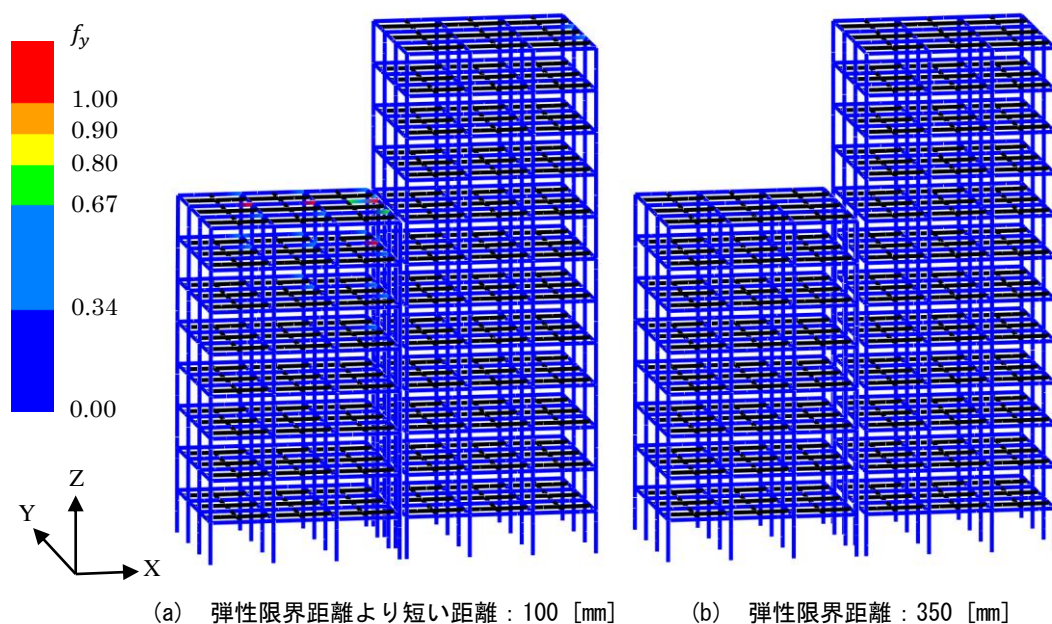


図-5 弾性限界距離より短い距離 100 [mm] のモデルに塑性化が見られた時間 (47.9 [s])
における変形の様子 (入力波 : 厚真波 0.17 倍)

表-5 単体解析および棟間衝突解析時の各モデルの
塑性化率および破断の有無

	8F モデル		12F モデル	
	塑性化率 [%]	破断の 有無	塑性化率 [%]	破断の 有無
単体モデル	30.5	無し	39.0	無し
弾塑性限界距離 1,150 [mm]	35.5	無し	39.7	無し
塑性限界距離 800 [mm]	38.3	無し	41.3	有り
弾性限界距離 350 [mm]	46.7	有り	42.6	無し

が長くなることで、衝突する際に大きな衝撃力が発生したことが原因と考えられる。

6. 結言

本研究では、高さの異なる 2 棟隣立モデルについて、長周期地震動により棟間衝突が起こる危険性を示し、安全な棟間距離を評価した。その際、棟間距離を設定するために、弾性限界の変位量、塑性限界の変位量という 2 つのパラメータに着目した。ここで、建築物の強度の違いによる固有周期、弾性限界の変位量の変化を調べたところ、固有周期には変化が見られたが、弾性限界の変位量には大きな差がないことを確認した。つまり、弾性限界の変位量は、強度によらず、高さに依存するものと考えられる。

次に、同程度の強度を持ち、高さの異なる 2 種類の建築物を並べた 2 棟隣立モデルについて、棟間衝突解析を行った。解析結果より、単体では部材に塑性化が起きな

いような規模の地震の場合、建築物が近接しているときには棟間衝突が起き、各建築物に損傷が見られたが、弾性限界距離を棟間距離として設定すれば、棟間衝突を回避できることを確認した。しかし、大規模な地震により塑性化を伴う揺れが起きた場合、この距離では棟間衝突が起き、建築物は破断を伴い大きく損傷してしまうことが分かった。また、塑性限界距離を棟間距離として設定した場合も、破断を伴う損傷が起きてしまい、これを回避するためには、弾塑性限界距離を棟間距離として設定する必要があることが分かった。また、棟間距離が短ければ一概に破断が起きやすいとは言えず、棟間距離を離しても、衝突する際の衝撃力が大きい場合が想定されるため、適切な棟間距離の設定が必要である。

また、棟間距離による損傷度合の比較をするため、各モデルについて全柱・梁の要素数に対する塑性化した要素数の割合を求め、これを塑性化率とした。入力地震波を厚真波 0.17 倍とした場合、棟間衝突が起きた際、12F モデルに比べ、高さの低い 8F モデルの塑性化率が高くなった。さらに、入力地震波を厚真波原波とした場合、棟間距離が短いほど塑性化率が大きくなり、その傾向は 8F モデルで強く現れた。これより、高さの異なる建築物による棟間衝突が起きた場合、高さの低い建築物により大きな被害が出ることが予想される。

本研究では、8F モデル、12F モデルという特定の建築物に対し、1 つの地震波を入力し棟間衝突解析を行ったが、今後は、安全な棟間距離についての定量的なデータを得るために、建築物の階数や入力する地震波に関して様々なケースについて検討していく予定である。また、今回の解析では、高さの低い建築物により被害が出やすい結果となったが、これは、衝突する階層の部材強度の相違

や、建築物の質量が違うためという原因が考えられる。
今後は、この原因についても明らかにしていきたい。

参考文献

- [1] 磯部 大吾郎, 太田 外氣晴, 井上 智広, 松枝 富士雄: 長周期地震動を受ける隣接建築物の棟間衝突・崩壊解析, 第 13 回日本地震工学シンポジウム, 2010, pp.4324-4329.
- [2] 磯部 大吾郎, チョウ ミヨウ リン: 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, pp.39-46.
- [3] 濱田 直之, 平島 岳夫, 上杉 英樹: 高力ボルト梁継手の高温時における純曲げ実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, 2007, pp.41-42.
- [4] 藤本 健太郎, 濱田 直之, 瀬川, 紘史, 平島 岳夫, 上杉 英樹, 安部 武雄: 高力ボルト継手の耐火性に関する実験的研究 (その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A-2, 2006, pp.105-110.
- [5] 久永 哲也, 磯部 大吾郎: ASI-Gauss 法を用いた衝突崩壊解析コードにおける破断・接触アルゴリズムの検討, 日本建築学会 2008 年度大会 (中国) 学術講演梗概集, Vol.B-1, 2008, pp.391-392.
- [6] 鈴木 淳一, 阿部 修太郎, 鈴木 弘之, 大宮 喜文, 若松 孝旺: 火災時における鋼架構の崩壊温度とリダンダンシー 耐震設計が耐火性能に与える効果, 日本建築学会構造系論文集, 第 608 号, 2006, pp.157-164.
- [7] 国土交通省: 建築構造設計基準の資料, 国営整第 69 号, 2011