

長周期地震動を受ける隣接建築物の棟間衝突・崩壊解析 IMPACT AND COLLAPSE ANALYSIS OF NEIGHBORING BUILDINGS UNDER LONG-PERIOD GROUND MOTION

磯部大吾郎¹⁾、太田外氣晴²⁾、井上智広³⁾、松枝富士雄⁴⁾

Daigoro ISOBE¹⁾, Tokiharu OHTA²⁾, Tomohiro INOUE³⁾, Fujio MATSUEDA⁴⁾

1) 筑波大学大学院システム情報工学研究科、准教授 博 (工)

¹ Associate Professor, University of Tsukuba, Dr. Eng.

e-mail : isobe@kz.tsukuba.ac.jp

2) 足利工業大学総合研究センター、工博

² Ashikaga Institute of Technology, Dr. Eng.

e-mail : ohta250@ybb.ne.jp

3) NHK 制作局 科学環境番組部、ディレクター

³ Director, Japan Broadcasting Corporation

4) (株) 橋梁コンサルタント

⁴ Kyoryo Consultants Ltd.

ABSTRACT: Collapse phenomena of neighboring buildings due to collision caused by long-period ground motion were observed in the Michioakan Earthquake, which occurred in 1985. In this study, we carried out some seismic collapse analyses using the ASI-Gauss technique to investigate the collision behaviors of neighboring buildings. It is confirmed that the collision of buildings may well be generated by the difference of natural periods between the neighboring buildings.

キーワード: 長周期地震動、棟間衝突、崩壊、有限要素解析、ASI-Gauss法

1. 緒言

1985年メキシコ・ミチオアカン地震Ms8.1では、震源地から400kmも離れたメキシコ市(図1参照)において、特定の固有周期を有する高層建築物が長周期地震動により多数倒壊した^{1)~3)}。倒壊した建築物の中には、図2に示すような3棟がエキスパンション・ジョイントにより連結されたトラテロルコ団地のNuevo Leon棟が含まれていた。この建物はRC造であるが、地震により南棟の1棟を残し、北棟と中央棟の2棟が完全に倒壊してしまった(図3参照)。これは、建築構造の耐力低下や地盤の不同沈下に伴う固有周期の変化、軟弱地盤が引き起こす地震波の伝播位相差などにより、隣接する建物が異なる揺れ方をした上、長周期地震動に伴う共振現象が重なり、隣接する建物同士の衝突が生じたからと考えられる。このように、固有周期の長い高層建築物は長周期地震動下で長時間に亘り大きく揺れるため、隣接する建物間の距離が短い場合に棟間衝突が起こる危険性が出てくる。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我が国では、これは



図1 メキシコ市と震源地の位置関係



図2 地震前の Nuevo Leon 棟



図3 倒壊後の Nuevo Leon 棟 (奥は南棟)
(写真: Marco Antonio Cruz)

憂々しき問題である。

本研究では、近接する高層建築物の長周期地震動に伴う棟間衝突と崩壊の可能性を数値解析により検証することを目的とする。解析にはASI-Gauss法⁴⁾による地震崩壊解析システムを用い、それに内分ベクトル型接触アルゴリズム⁵⁾と接触解除アルゴリズムを導入し、建物間の衝突現象を再現する。解析モデルとしては、まず隣接した軒高の異なる2種類の簡易モデルを用い、固有周期の相違による棟間衝突の可能性を探る。次に、メキシコ地震により倒壊したNuevo Leon棟を模擬したモデルを作成し、北棟のみ部材の剛性値を下げることで固有周期を変え、棟間衝突現象を再現する。

2. 1985年メキシコ地震の概要

2.1 地盤と地震動

メキシコ市は海拔約2240mにあり、そこではメキシコ谷が火山活動でせき止められ、大テスココ湖が形成されていた。16世紀以降に湖は次々と埋め立てられ、約1800万人の大都市となり、1985年に大きな地震被害を受けた。メキシコ市の地盤区分および主要観測点における5地震の平均スペクトル比(対メキシコ大UNAM)を図4に示す。同図は地震後に観測・分析されたもので、この図から、市中心部に近いSCT観測波のピーク周期 T_p は約2sであるが、市の東部の T_p は3~5sで、UNAMに対する平均スペクトル比は市中心部の数倍もあることが分かる。次に、解析対象のNuevo Leon棟が存在した地点とSCT波の観測地点、およびメキシコ市の表層地盤の様子を図5に示す。図に示すように、Nuevo Leon棟が存在した地点とSCT波観測地点とは、表層軟弱地盤の深さが同程度である。また、両地点とも図4に示すように卓越周期 T_p は約2sで、UNAMに対する平均スペクトル比も同程度である。Nuevo Leon棟付近では本震時における強震記録はなかったが、上記のことから解析対象のNuevo Leon棟にはSCTの観測記録を入力する

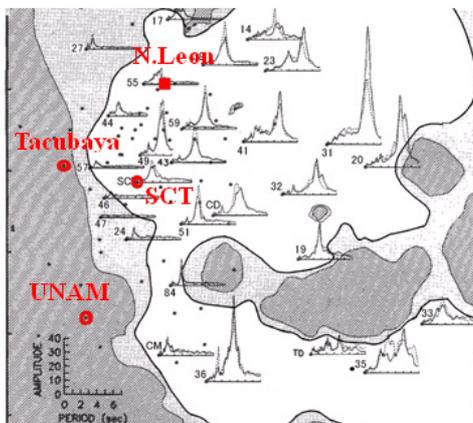


図4 メキシコ市の地盤区分と平均スペクトル比⁶⁾に加筆

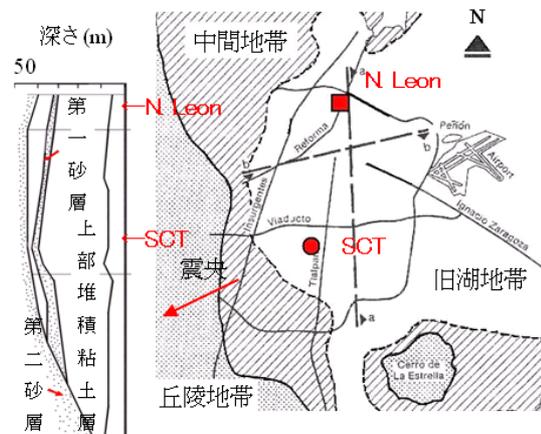


図5 メキシコ市の表層地盤

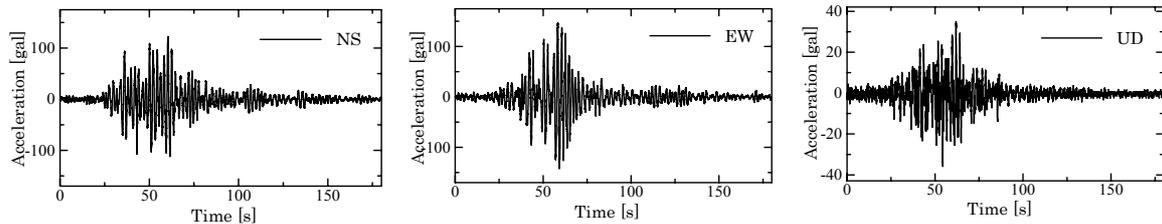


図6 入力地震波 (SGT 波に方向変換を実施)

こととする。またその際、地震波の震央から建物への到来方向を考慮した波形 (NS最大122.1 gal、EW最大147.4 gal、UD最大35.8 gal、図6参照) を入力波として使用する。

2.2 対象建物の概要

解析対象のNuevo Leon棟はRC造14階建てで高さ42.02 m、奥行きは12.4 m、長さは10 cmのエキスパンション・ジョイント2か所を含めて全長160 mである。同形式の建物はType-Cと呼ばれ、その9棟について地震後に各々のNS、EW、振れの1次固有周期 T_1 と減衰定数 h が測定されている⁷⁾。NS、EW方向の9棟平均 T_1 を表1に示し、Nuevo Leon棟の西270 mにあるChihuanua棟の T_1 を表2に示す。表1によれば、NS、EWの T_1 は夫々1.14 s、1.73 sであるが、3連棟間での相違は最大10%である。 h の平均値は、NS: 4.05%、EW: 4.15%である。

一方、表2によれば、中央棟に対する他棟の周期の相違は最大25%である。軟弱な埋め立て地盤のメキシコ盆地では、地盤沈下に適応できるように摩擦杭が多用される。しかし、Nuevo Leon棟は以前の地震(1979年ゲレロ地震Ms7.6)で建物が不同沈下を起こしたため、支持杭が増設された。このように、同一仕様で設計施工されても、過去の地震による被害や地盤・杭構造の相違により、3連棟間の周期の変動が発生していた可能性が大いに考えられる。

A~C地区(市中央部)の被害率について、日本建築学会の結果を集計して図7に示す。同図から14階建ての被害数が最大で、その周期は表1より1.14~1.73 sと卓越周期の $T_p=2$ sに近かったことが分かる。

3. 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可能であるASI-Gauss法⁴⁾を基に、独自開発した有限要素解析コードを使用した。時間積分法にはNewmarkの β 法⁸⁾を用いた。ASI-Gauss法の詳細については文献4)に譲り、本節では、衝突・崩壊解析を実施する上で必要不可欠な破断および接触・接触解除アルゴリズムについて記す。

表1 Type-C(14階建て)の平均1次固有周期(s)⁷⁾を整理

建物の方向	NS 長辺			EW 短辺			
	棟の No.*	1	2	3	1	2	3
9 建物平均		1.18	1.07	1.18	1.76	1.73	1.72
中央棟に対する周期比		1.10	1.00	1.10	1.02	1.00	0.99
平均		1.14			1.73		

*:3棟中の2が中央棟、1が北棟と想定。振れの平均:1.49秒

表2 Type-Cの代表Chihuanuaの固有周期(s)⁷⁾を整理

建物の方向	NS 長辺			EW 短辺			
	棟の No.	1	2	3	1	2	3
Chihuanua		1.39	1.11	1.13	1.94	1.63	1.77
中央棟に対する周期比		1.25	1.0	1.02	1.19	1.0	1.09

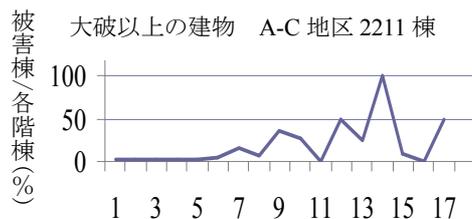


図7 建物階数と被害率(日本建築学会の結果を集計)²⁾

3.1 破断アルゴリズム

部材破断の判定条件としては、部材を構成する各要素の曲率、引張軸ひずみおよびせん断ひずみによる次式を用いた。

$$\left| \frac{\kappa_x}{\kappa_{x0}} \right| \geq 1 \text{ or } \left| \frac{\kappa_y}{\kappa_{y0}} \right| \geq 1 \text{ or } \frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_{z0}} \geq 1 \text{ or } \left| \frac{\gamma_{xz}}{\gamma_{xz0}} \right| \geq 1 \text{ or } \left| \frac{\gamma_{yz}}{\gamma_{yz0}} \right| \geq 1 \quad (1)$$

ここで、 κ_x 、 κ_y 、 ε_z 、 γ_{xz} 、 γ_{yz} は要素におけるx軸・y軸回りの曲率、引張軸ひずみ、x軸・y軸方向のせん断ひずみであり、添字0は破断臨界値であることを示す。破断臨界値には、平島らによる実験⁹⁾と濱田らの実験¹⁰⁾により得られたものを用いた。 ε_{z0} には、SN490Bの物性値¹¹⁾を使用した。

3.2 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。接触と判定された要素同士については、節点間に計4つのギャップ要素（接合要素）を結合しそれらを拘束した。この過程により、部材が衝突する際の運動エネルギーの伝達を表現することができる。ギャップ要素の物性値には、モデルに使用する他部材と同じ値を用いている。接触解除判定には、ギャップ要素によって拘束している4つの節点の接触開始から現時刻までの履歴変位量を用い、次式に従って相当変位 $|u_x|$ 、 $|u_y|$ 、 $|u_z|$ を計算する。

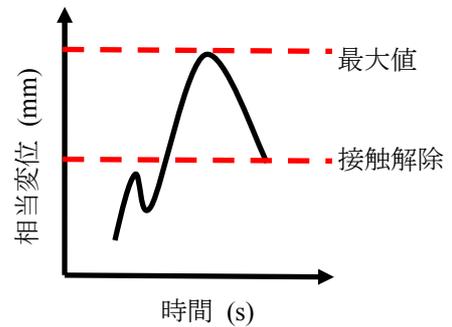


図8 接触解除の概念図

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

X_i 、 Y_i 、 Z_i は各々、接触開始から現時刻までのX、Y、Z方向の履歴変位、 Δ は増分を表す。図8に示すように、 $|u_x|$ 、 $|u_y|$ 、 $|u_z|$ 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。接触要素または被接触要素が破断した場合には、それ以降は拘束する必要がないものと考え、接触解除処理を行う。

4. 簡易モデルを用いた2棟間衝突解析

本節では、固有周期の異なる2種類の簡易モデルを用い、棟間衝突が引き起こされる可能性を検証する。まず2棟とも固有周期の同一な12層1スパンモデルとし、30cm間隔で隣接させた場合について、次に、一方の棟を固有周期が異なる7層1スパンモデルとし、同じく30cm間隔で隣接させた場合について解析を行う。

簡易モデルの1層当りの階高は3.46 m、1スパンの幅6.3 m、奥行き12.4 mである。部材の断面形状を表3に、部材の物性値を表4に示す。壁ブレースの部材は、正方形断面

表3 部材の断面形状

	柱(1~5階)	柱(6~10階)	柱(11~12階)
断面形状	□330×330×10	□280×280×9	□230×230×7
	梁	床スラブ	
断面形状	H292×730.0×16.2×11.6	□230×230×7	

表4 部材の物性値

	柱	梁	床スラブ	壁ブレース
降伏応力 (MPa)	3.25×10^2	3.25×10^2	3.25×10^2	2.35×10^2
弾性係数 (GPa)	2.06×10^5	2.06×10^5	2.06×10^5	2.06×10^5
密度 (kg/mm ³)	7.90×10^{-6}	7.90×10^{-6}	7.90×10^{-6}	7.90×10^{-6}
ポアソン比	0.30	0.30	0.30	0.30

と仮定した鋼材の断面積を、コンクリート壁の重量と適合させ設定した。また、床荷重は 450 kg/m^2 と設定した。

入力地震波には図6に示す地震波を使用し、これらの波形を全支持点に対し同時入力した。接触判定に用いる部材幅は、梁・床・壁を 30 cm 、柱を 40 cm とした。接触解除条件として、接触解除判定比を 50% とし、接触解除後すぐに接触してしまうことを回避する

ための接触回避時間を 300 ms とした。また、解析におけるCG法の収束ノルムは 1.0×10^{-6} 、時間増分は 1 ms 、総解析ステップ数は 183501 step である。破断臨界値は曲率 $\kappa_0: 3.333 \times 10^{-4}$ 、引張り軸ひずみ $\varepsilon_{z0}: 0.17$ 、せん断ひずみ $\gamma_0: 2.600 \times 10^{-3}$ として(1)式に用いた。

隣接する2棟とも12層モデルの場合、すなわち固有周期が同一の場合、棟間距離が 30 cm と近接しているにも関わらず、衝突は起こらず崩壊に至らなかった。しかし、一方を7層モデルとした場合、すなわち固有周期が異なるモデルを隣接させた場合、衝突が生じ結果的に2棟とも崩壊に至った。後者の場合の崩壊挙動を図9に示す。このように、隣接する建物の固有周期が異なる場合には棟間距離を十分に取らないと棟間衝突が起こる可能性があり、場合によっては崩壊が引き起こされてしまうことが確認された。

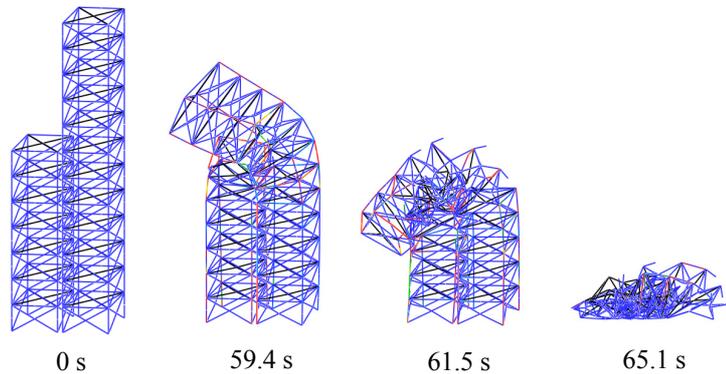


図9 簡易モデルの棟間衝突解析結果

5. 3連棟モデルを用いた棟間衝突解析

本節では、メキシコ地震の際に倒壊したNuevo Leon棟を模擬した3連棟モデルを作成し、その棟間衝突による崩壊現象を再現することを試みる。1985年当時のメキシコにおける設計基準を参考にし、ベースシア係数を 0.06 、床荷重を 400 kg/m^2 、軸力比を 0.5 と高めの値に設定してNuevo Leon棟モデルを作成した。元来Nuevo Leon棟はRC造であるが、ここでは破断臨界値等に対するパラメータスタディを容易にするためにS造に置き換え、表3、表4と同様にSM490 (柱)、SS400 (はり) のものを部材性状として使用し、レンガ壁は鋼材の 10^3 倍の剛性を有するトラス構造、床の剛性は鋼材の 100 倍とした。また、減衰率は 5% とした。1棟当りの幅は 53.1 m 、奥行き 12.4 m 、高さ 42.02 m である。設計値 10 cm の棟間距離で隣接させた3連棟モデルを図10に示す。表2の調査事例より3連棟間で最大 25% 程度の固有周期の相違が確認されたため、北棟のみ長辺方向の固有周期が 25% 増しになるように柱の強度を設定した。各々の棟の固有周期を表5に示す。

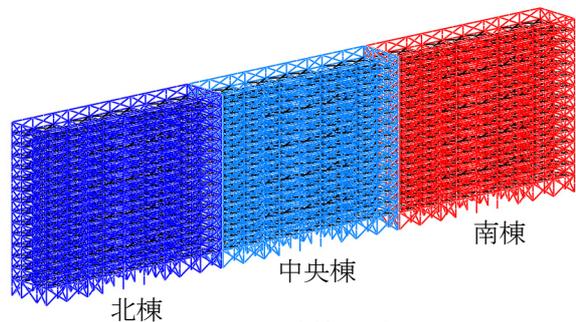


図10 3連棟モデル

表5 各棟の固有周期

	NS長辺	EW短辺
北棟	1.50 s	1.72 s
中央棟	1.20 s	1.65 s
南棟	1.20 s	1.65 s

入力地震波には図6のものを用い、全支持点に対し同時に入力した。また、接触判定に用いられる部材幅についても前節と同様とした。一方、棟間では比較的穏やかな接触が長く続く傾向があり、接触が解除されにくい状況となったため、本解析では接触解除判定比を 95% 、接触解除後の接触回避時間を 500 ms とした。CG法の収束ノルムは 1.0×10^{-6} 、時間増分は 1 ms 、総解析ステップ数は 90000 step である。破断臨界値は曲率 $\kappa_0: 3.333 \times 10^{-4}$ 、引張り軸ひずみ $\varepsilon_{z0}: 0.17$ 、せん断ひずみ $\gamma_0: 3.380 \times 10^{-4}$ として(1)式に用いた。

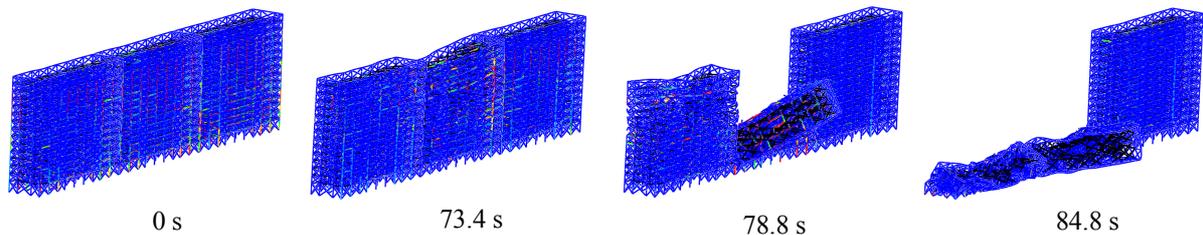


図 11 3 連棟モデルの棟間衝突解析結果

1棟のみの場合には、破断箇所は見られたが崩壊には至らなかった。しかし、3棟が隣接し、北棟のみ固有周期が異なる場合には、40 s過ぎから2.2 sほどの周期の振れを伴いながら大きな揺れが生じ、主に北棟と中央棟が衝突し合う様子が観察された後、70 s付近で中央棟が倒壊し始め、次いで北棟が倒壊した(図11参照)。図3の写真と比較すると、崩壊後の様子がほぼ良好に再現できていることが確認できる。

6. 結言

本稿では、軒高の異なる2棟モデル、および過去の地震で被災した際に耐力が低下し、固有周期が一部変化したものと想定した3連棟モデルを対象に、長周期地震動下での棟間衝突の可能性を検証した。その結果、何らかの理由で固有周期が異なっている建物間では、十分に棟間距離を取らないと棟間衝突が引き起こされてしまう可能性があることが確認された。メキシコ地震の場合には、この他にも地盤の不同沈下に伴う棟間距離の変化、軟弱地盤が引き起こす地盤の塑性化や地震波の伝播位相差などについても検討する必要がある。一方、我が国の都市部では軒高の異なる中高層建築物が近接している箇所が多く、隣接する建物間の適正な棟間距離に対する検討を行う必要があるものと思われる。

謝 辞

筑波大学 計算・構造工学研究室の久永 哲也氏、勝 拓也氏、レティタイ氏、新垣 裕太氏には、モデル作成および解析実施上で多大なる貢献を受けた。ここに謝意を表したい。

参考文献

- 1) 和泉正哲 他：1985年メキシコ地震に関する調査研究、文部省科学研究費(No.60020049)成果報告書、1986.
- 2) 太田外氣晴：メキシコ地震の被害と地盤震動、第14回地盤震動シンポジウム、1986、pp. 7-16.
- 3) 田中礼治 他：メキシコ地震(1985年)におけるメキシコ市内のRC造建物被害調査に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第398号、1989、pp. 13-22.
- 4) 磯部大吾郎、チョウ ミョウ 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.
- 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) E. Reinoso and M. Ordas: Spectral Ratios for Mexico City from Free-Field Recordings, Earthquake Spectra, Vol. 15, No. 2, 1999, pp. 273-295.
- 7) Programa de Reconstruccion Nonoalco/Tlatelolco, Tercera Reunion de la Comision Tecnica Asesora (the Third Meeting of the Technical Commission Advises), Ciudad de Mexico, 1986.
- 8) K. J. Bathe: Finite Element Procedures, Prentice Hall, 1996.
- 9) 平島 岳夫 他：高温時における高力ボルトの剪断変形性状に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第621号、2007、pp. 175-180.
- 10) 濱田 直之 他：高力ボルト継ぎ手の耐火性に関する実験的研究(高力ボルト梁継ぎ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、2006、pp. 105-110.
- 11) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、2001.