

偏心を有するRC造建物の地震応答解析と崩壊メカニズム

九州大学大学院	工修	○服部	匡洋
九州大学工学研究院	正会員	工博	大塚 久哲
九州大学工学研究院	博(工)		崔 準祐

Abstract : In 2011, Christchurch earthquake occurred in New Zealand. By this earthquake, CTV building (RC structure) was severely damaged, but the reason of collapse was not cleared in detail. In this paper, firstly, the mechanism of CTV building collapse was inferred by comparing photos taken on the day before and after. Secondly, RC building models with torsional eccentricity those simulate CTV building are dynamically analyzed using the accelerations records observed in Christchurch. Finally, mechanisms of collapse of analyzed buildings are investigated using the interaction curve considering torsional moments and bending moments.

Key words : Christchurch earthquake, CTV building, Mechanism of collapse, Torsional vibration

1. はじめに

2011年2月22日に発生したクライストチャーチ地震 (M=6.3) は、大都市近傍で発生した直下型地震であり、都心部での建造物の崩壊とともに広範囲にわたり大規模な液状化現象が発生するといった特徴が見られた。都心部に位置していたクライストチャーチ大聖堂をはじめとする多くの歴史的建造物が被害を受けた一方で、近年建造されたRC造建物にも被害が見られ、中でも図-1に示すCTV (カンタベリーテレビジョン) ビルはエレベータコアを残して壊滅し、本地震の犠牲者の半数以上がこのビルで発生した。このビルの破壊原因として、増設されたといわれるコア部の剛性が大きいため、偏心が大きくなり、「ねじれ振動」が生じ崩壊に至ったのではないかと、あるいは前年発生した地震により建物に大きなひび割れが生じていたことが原因ではないかと指摘されている¹⁾。しかし、現在のところニュージーランド政府により設立された王立委員会により調査が進められている段階であり、崩壊原因の詳細は明らかにされていない。

CTVビルの崩壊に関して、磯部の研究¹⁾では、まず被災前の写真から部材位置や寸法を推定し、有限要素法 (ASI-Gauss法) を用いて崩壊の再現を試み、コアの偏心によってねじれが生じることで各階柱の曲げが限界耐力を超え、ビルが崩壊に至ることを示した。しかし、この研究においては、ねじれ振動に伴い各部材に生じるねじりモーメント等に関する記述がない。既往研究により、柱に対してねじりと曲げが同時に発生した場合、ねじりと曲げの相関特性により、ねじりのみ、または曲げのみが生



図-1 CTVビル被災翌日の写真²⁾



図-2 CTVビル被災前の写真²⁾

表-1 断面諸元¹⁾

部材	断面寸法 (mm)	配筋 (上段：主鉄筋, 下段：帯鉄筋)
柱	コア	800×800 D35 (16本) D10 (100mm間隔)
	4～6階	400×400 D29 (8本) D10 (200mm間隔)
	2～3階	500×500 D29 (8本) D10 (200mm間隔)
	1階	500×500 D29 (16本) D10 (200mm間隔)
梁	400×600	D29 (8本) D10 (200mm間隔)

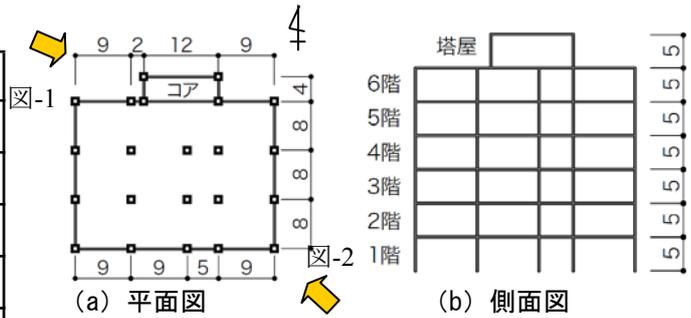


図-3 モデル図概要¹⁾ (単位：m)

じた場合のねじり耐力及び曲げ耐力に比べて、それぞれの耐力が低下することが知られている^{3), 4)}。このことから、地震時に発生したねじりモーメントから、曲げ耐力低下の程度を把握することは、本ビルの崩壊原因をより詳細に推定することに繋がると考えられる。

本研究では、まず被災直後の写真から同ビルの崩壊形式の推測を試みた。次に、同ビルを模擬した鉄筋コンクリートビルの骨組解析を実施し、ねじれ振動が発生するかを確認するとともに、ねじれ振動時に柱部材にどの程度のねじりモーメントが生じるかを把握した。さらに、ねじりと曲げの相関関係を考慮した耐力照査を実施し、解析対象ビルの崩壊に対するねじりモーメントの影響について検討した。

2. 写真によるCTVビルの崩壊原因の考察

図-1に示したCTVビル被災翌日の写真²⁾から、エレベータの設置されたコア部分のみ残存していることがわかる。これより、(a) 建物に比べてコアの耐力が大きかったこと、また (b) 建物とコアの接続が被災時に切れたことが考えられる。また、図-2に示した被災前の写真¹⁾において、建物南面に見られる階段や看板が、建物敷地の中央付近に倒れていることから、(c) 建物南面東寄りに位置する外付け階段がコアのある北側に倒れたと推測される。さらに、コアの中低層階において、西側に比べ、東側の損傷が激しく、コア西側には壁が南側に裂けた部分が見られる。このため、(d) 建物のねじれ回転により、コア西側でコアと建物が切り離されたと推測される。

以上に挙げた (a) ～ (d) を整理すると、建物の崩壊メカニズムは、コアに比べて耐力の小さい建物が先に損傷し、大きく変形したことで、コアと建物の接続が切れ、図-3 (a) に示す平面図上、反時計回りに建物のみがねじれ振動を伴って北東側へ倒壊したと推定される。

3. 骨組解析による崩壊原因の考察

ねじれ振動時の建物全体のねじり角やねじりモーメント等の断面力を把握することを目的とし、3次元非線形動的解析を実施した。

3.1 対象構造物の概要

被災したCTVビルの構造諸元は不詳のため、図-3に示すような偏心を有する仮想のRC造建物を解析対象とした。階高5.0mの6層ラーメン構造であり、断面諸元を表-1に示す。断面にはファイバー要素を適用し、2軸曲げ及び軸力変動を考慮した。本解析モデルの諸元は文献1)を参考にして作成した。

3.2 解析モデル・解析条件

解析条件を表-2に示す。1階分の柱部材は塑性ヒンジの発生が想定される柱端部にファイバー要素を配置し、柱中央部は弾性梁要素を設けた。また、梁は床と連動して抵抗すると仮定し、弾性梁要素のみでモデル化した。柱と梁の接合部は一般的に剛性が高いため、剛域とした。積載重量として床400kg/m²を考慮し、各層柱位置に配分した。

ここで、柱のファイバー要素において、コンクリートの応力ひずみ曲線は、道路橋示方書V耐震設計編⁵⁾のモデルを用い、帯鉄筋より内側のコアコンクリートには帯鉄筋の拘束効果を考慮した。コンクリートの圧壊の判定は、かぶりコンクリートと拘束を考慮したコアコンクリートで異なる。かぶりコ

表-2 解析条件

解析種別	非線形動的解析 (Newmark β 法, $\beta = 1/4$, $\Delta t = 0.01$ sec)
幾何学的特性	大変位
減衰	要素別剛性比例減衰 減衰定数: 2%

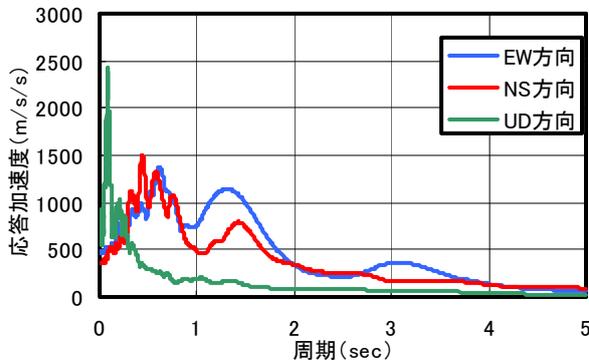


図-4 CCCC波の加速度応答スペクトル

表-3 解析ケース

CASE	モデル化の違い
1	建物のみモデル化
2	建物とコアを剛結
3	建物とコアの衝突のみを考慮

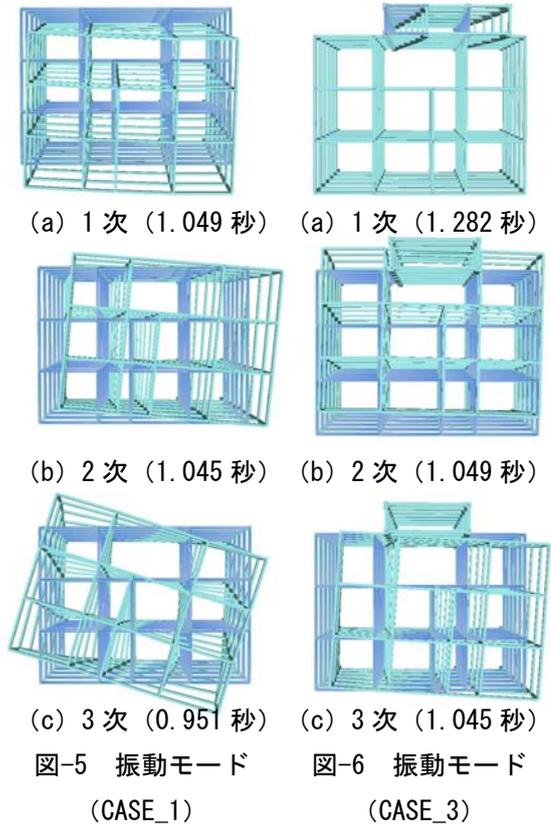


図-5 振動モード (CASE_1)

図-6 振動モード (CASE_3)

ンクリートではコンクリート圧縮強度到達後、応力ゼロとなった点、コアコンクリートでは、コンクリート圧縮強度到達後、圧縮強度の20%まで応力が低下した点で行った。鉄筋の応力ひずみ曲線については、引張側はバイリニア、圧縮側は座屈による軟化を考慮可能なモデル⁶⁾を用いた。ねじりに対しては、非線形性は考慮せず、弾性剛性を入力した。

入力地震動は、地震波観測網GeoNetで公開されている2011年2月22日クライストチャーチ地震発生時にクライストチャーチ市付近で観測された3成分の観測記録波形⁷⁾ (CCCC波)を用い、本モデルに対して水平2方向成分と鉛直方向成分を同時に入力した。また、図-4に示したCCCC波の加速度応答スペクトルより、水平方向の地震波は0.4~0.6秒で卓越しており、鉛直方向の地震波は0.1秒付近で卓越していることがわかる。

3.3 解析ケース及び振動モードの比較

解析ケースを表-3に示す。CASE_1は建物のみモデル化したケース、CASE_2はコアと建物をモデル化し、コアと建物を剛結したケース、CASE_3はコアと建物をモデル化し、コアと建物の衝突のみを考慮したケースである。ここで、CASE_2では、接合要素として建物とコアが接する面の各層床位置に並進3方向に大きな剛性を有するばねを設置した。また、CASE_3ではCASE_2と同位置にばねを配置し、衝突する方向(圧縮側)にのみ大きな剛性を有し、その他の方向には剛性を有しないばねとした。CASE_1、CASE_3の振動モードをそれぞれ図-5、6に示す。同図より、どちらのケースでも低次の振動モードでねじれが生じることが確認できる。

3.4 解析結果の比較

まず、CASE_1~CASE_3の建物全体に生じたねじり角を比較し、建物にねじれ振動がどの程度生じているかをケースごとに確認した。続いて、CASE_1~CASE_3の解析最終状況における崩壊形式を比較し、2章で推測した崩壊形式の再現性について検討した。最後に、推測した崩壊形式に最も近いケースにおいて、各柱に生じたねじりモーメント及び曲げモーメントを抽出し、ねじり照査を実施した。

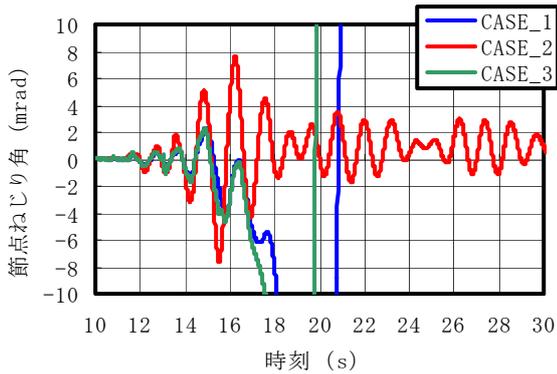


図-7 ねじり角の比較

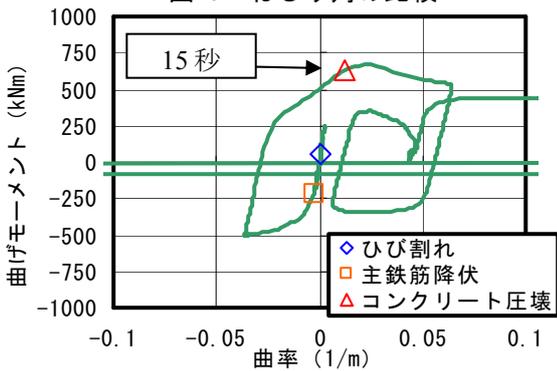
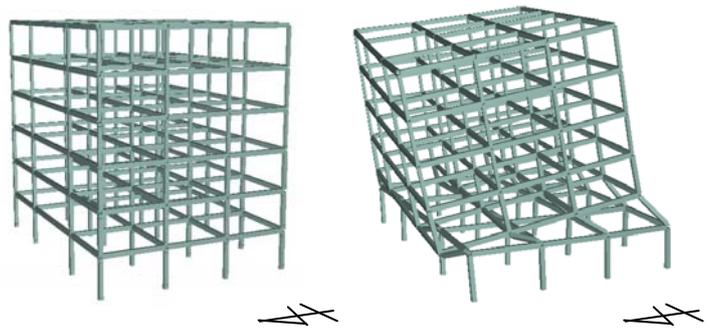
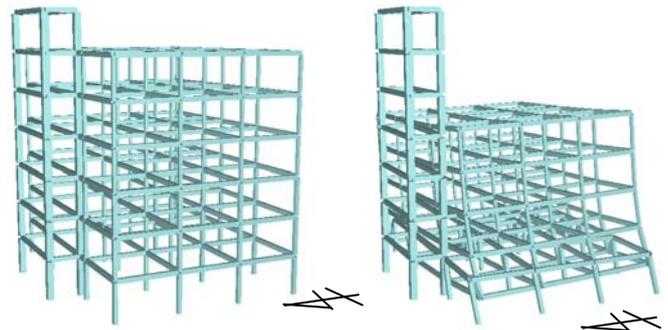


図-8 CASE_3 隅柱の M-φ 関係



(a) 初期状態 (b) 東側隅柱が圧壊した直後

図-9 CASE_1 崩壊形式



(a) 初期状態 (b) 東側隅柱が圧壊した直後

図-10 CASE_3 崩壊形式

(1) ねじれ振動の確認とねじり角に関する考察

ねじれ振動の発生を確認するため、最上層の隅柱のねじり角の平均値を求めた。平均ねじり角を図-7に示す。まず、CASE_1とCASE_3のねじり角を比較すると、その傾向は全体的に類似しており、15秒付近までは同一周期・振幅のねじり角が発生し、15秒以降に急激に増大する。これは、図-8に示すように、15秒付近において、CASE_1では2階北東に位置する隅柱が、CASE_3では2階東側隅柱でコンクリートの圧壊が生じることで、急激に損傷が進んで耐力が低下し、ねじれ振動に対する抵抗を失ったからであると考えられる。続いて、CASE_1とCASE_3をCASE_2と比較すると、15秒付近までは同周期でねじり角が生じているが、ねじり角の振幅は建物とコアを剛結したCASE_2の方が大きい。これは、CASE_2では元々の建物における柱の配置が非対称であるとともに、コアを剛結したことにより、CASE_1、3に比べて大きな偏心が生じたためと考えられる。また、CASE_2では、15秒以降ねじり角の上昇が見られなかったことについては、コアが剛結されたことにより、建物に生じる曲げモーメントの一部をコアが負担することで、建物の損傷を抑えたためと考えられる。そのため、CASE_2では、地震作用後も崩壊することなく自立していた。

(2) 骨組解析による崩壊形式の再現性の検討

図-9に示した建物のみモデル化した場合のCASE_1では、2階中央部から隅柱の方へ徐々に損傷が大きくなり、2階北東に位置する隅柱のコンクリートの圧壊により、ねじれながら東側に大きく変形し、2階が層崩壊した。一方、CASE_2では、地震作用後も自立しており、倒壊は見られなかった。また、図-10に示した衝突のみを考慮したCASE_3では、コアがあることにより、建物の北側への変形が制限されることから、2階東側柱の損傷により、東側への倒壊に至った。CASE_1、CASE_3ともに、先に中央の柱にコンクリートの圧壊等の損傷が生じ、それが隅柱に進展した。このことから、崩壊の要因は東側の隅柱のコンクリートの圧壊であると考えられる。

以上より、推定した崩壊形式と最も近い挙動を示したのは、コアのみが残存するCASE_3であると考えられるが、実際にはコアと建物の接続がなかったとは考えにくい。CASE_2が倒壊しなかったことも

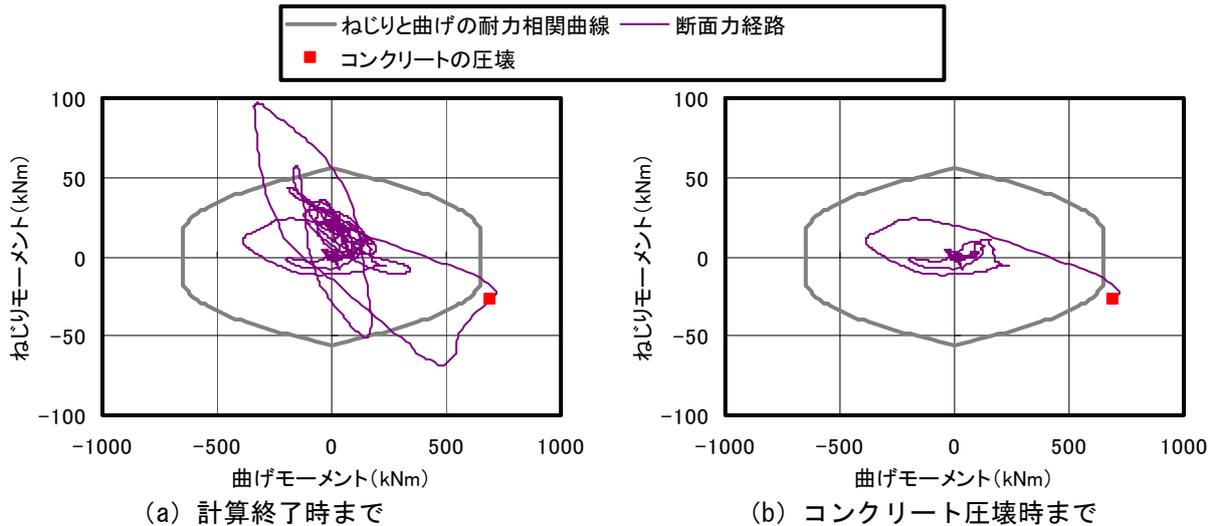


図-11 CASE_2 隅柱の照査

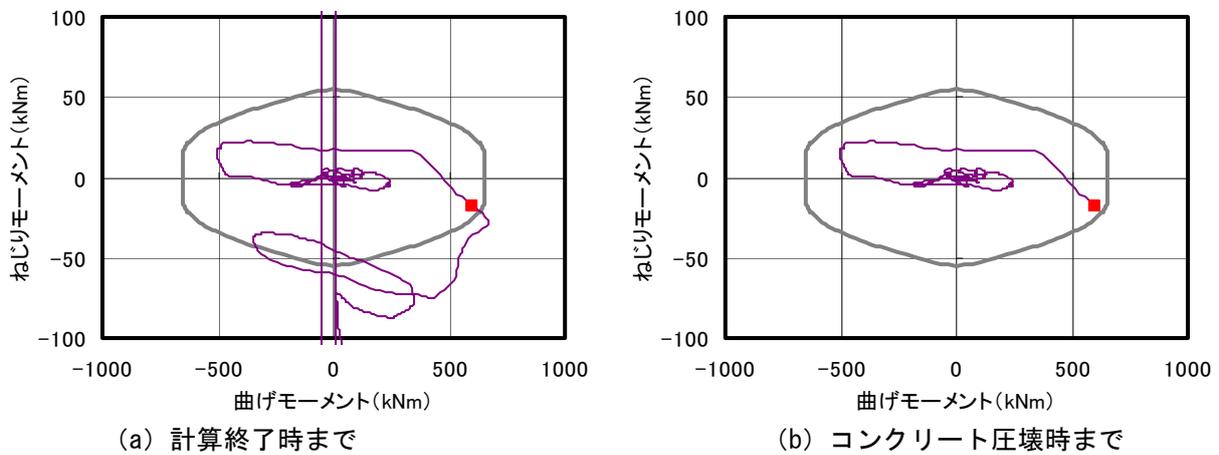


図-12 CASE_3 隅柱の照査

踏まえ、実際にはコアと建物が一体となって振動していたが、コアと建物に大きな相対変位が生じたことでその接続が切れ、建物のみが倒壊した可能性も考えられる。したがって、コアと建物間の接合条件はCASE_2とCASE_3の中間的なものであったと考えられる。

(3) 各柱に生じるねじりモーメントと曲げに対する影響

崩壊の要因となる隅柱、特に2階東側に位置する隅柱の基部を対象とし、土木学会コンクリート標準示方書⁸⁾に記されているねじりと曲げの終局耐力相関を用いて耐力照査を実施した。ねじりと曲げの耐力相関式を式 (1) に示す。ここで、ねじり終局耐力、曲げ終局耐力は死荷重時の軸力を使用して算定した。

$$\gamma_i \left[\left(\frac{1.3(M_{td} - 0.2M_{tcd})}{M_{tu \min} - 0.2M_{tcd}} \right)^2 + \frac{|M_d| - M_{ud} + M'_{ud}}{M'_{ud}} \right] \leq 1.0 \quad (1)$$

γ_i : 構造物係数 (=1.0) $M_{tu \min}$: M_{tucd} と M_{tyd} のいずれか小さい方の値

M_{tucd} : 腹部コンクリートのねじりに対する設計斜め圧縮破壊耐力

M_{tyd} : 長方形断面、円形及び円環断面の設計ねじり耐力

M_d : 設計曲げモーメント

M_{ud} : M_d 作用時の引張側に配置された主鉄筋を引張鉄筋と考えた場合の設計曲げ耐力の絶対値

M'_{ud} : M_d 作用時の圧縮側に配置された主鉄筋を引張鉄筋と考えた場合の設計曲げ耐力の絶対値

実際の崩壊形式はCASE_2とCASE_3の中間的な破壊であると考えられるため、CASE_2, 3のねじりモーメントと東西方向に関する曲げモーメントを抽出した。図-11, 12の (a) には計算終了まで、図-11, 12の (b) にはコンクリート圧壊時までの断面力経路とねじりと曲げの耐力相関曲線を示す。

図-11 (a) より、断面力の経路を地震波終了時まで見ると、ねじり終局耐力を大きく超えるねじりモーメントが生じていることがわかる。しかし、図-11 (b) より、コンクリートの圧壊時には小さなねじりモーメントしか生じていない。このため、ねじりモーメントが急激に上昇するのは、コンクリートの圧壊後であり、コンクリートの圧壊まではねじりによる曲げ耐力の低下は見られなかった。

また、CASE_3についても同様で、図-12よりコンクリート圧壊時には、まだ大きなねじりモーメントが生じておらず、ねじりモーメントが大きくなるのはコンクリートの圧壊直後であることが確認された。このことから、コンクリート圧壊までにねじりが曲げ耐力に及ぼした影響は非常に小さいことがわかる。

以上のことから、CASE_2, 3とも、ねじれ振動が生じる構造ではあったものの、大きなねじりモーメントが生じるのは、曲げ終局であるコンクリートの圧壊が生じた後であることから、ねじりが曲げに及ぼす影響は非常に小さい。このため、解析対象ビルの崩壊原因は主に曲げ破壊であったことが推測される。

4. おわりに

今回の検討で得られた知見を以下に示す。

(1) 被災状況から、CTVビルの崩壊形式はコアに比べて耐力の小さい建物が先に損傷し、大きく変形することで、コアと建物の接続が切れ、建物のみが平面上反時計回りにねじれ振動し、北東側へ倒壊したと推定される。

(2) CTVビルを模擬したビルの非線形動的解析を実施し、崩壊現象の再現を試みたところ、建物だけのモデルではねじれを伴い、2階部分で北東へ崩壊したが、コアと建物を剛結したモデルでは倒壊しなかった。また、コアと建物の衝突のみを考慮したモデルでは、2階部分で東方向への崩壊を呈した。

(3) コアのみが残るという点で、コアと建物の衝突のみを考慮したモデルが、推定した崩壊形式に最も類似するが、コアと建物間で接合がなかったことは考えにくいことから、コアと建物間の接合条件は、コアと建物を剛結したモデルとコアと建物の衝突のみを考慮したモデルの中間的なものであったと考えられる。

(4) 本解析モデルでは、ねじれ振動が生じる構造であることが確認されたものの、大きなねじりモーメントが生じるのは、コンクリートの圧壊が生じた後であることから、ねじりモーメントが曲げ耐力に及ぼす影響は非常に小さい。このため、解析対象ビルの崩壊は柱の曲げ破壊により引き起こされたと考えられる。

参考文献

- 1) 崩壊原因は粘りのなさ : NZ地震で倒れたCTVビル、偏心でねじれ振動を起こす, 日経アーキテクチャ (964), 42-45, 2011
- 2) Clark Hyland : CTV BUILDING COLLAPSE INVESTIGATION FOR DEPARTMENT OF BUILDING AND HOUSING, 2012, <http://www.dbh.govt.nz/UserFiles/File/Reports/quake-ctv-site-examination-and-materials-tests-final-report.pdf>
- 3) 泉満明 : ねじりと曲げを受けるコンクリート部材の終局強度と設計法, 土木学会論文報告集, 第327号, pp.139-150, 1982
- 4) 大塚久哲, 竹下永造, 浦川洋介 : 軸力, 曲げ/せん断, 及びねじりの複合荷重を同時に受けるRC部材の耐震性能と相関特性, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.123-139, 2005
- 5) (社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002
- 6) (株) フォーラムエイト : frame (3D) マニュアル, 解析事例及び技術資料, 2004
- 7) GeoNet, ftp://ftp.geonet.org.nz/strong/processed/Proc/2011/02_Prelim/2011-02-21_235142/
- 8) コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 土木学会, 2002