

建物の進行性崩壊の危険性と構造強度に関する評価指標との関係

Relationship between Risk of Progressive Collapse and Evaluation Index for Structural Strengths of Buildings

○非 我妻 光太 (筑波大院)

Kota AZUMA, Graduate School, Univ. of Tsukuba
1-1-1 Tennodai, Tsukuba-shi, Ibaraki

正 磯部 大吾郎 (筑波大)

Daigoro ISOBE, Univ. of Tsukuba
1-1-1 Tennodai, Tsukuba-shi, Ibaraki

Key Words: *Progressive Collapse, Key Element Index, ASI-Gauss Code, Structural Collapse Analysis*

1. 緒言

建物の進行性崩壊現象は、2001年の米国同時多発テロによるWTCビルの全体崩壊によって広く認識されることとなった[1]。進行性崩壊が発生する危険性は欠損の規模、建物の強度など様々な構造パラメータに依存する。本稿では、建物の構造強度に関する評価指標と進行性崩壊の規模との関連性を調査することを目的とし、大規模骨組構造の構造解析に実績のあるASI-Gauss法[2]を用いて建物から単層区画内の特定の柱を除去する崩壊解析を行った。構造強度に関する評価指標としては、柱部材が建物全体の強度に対して有する寄与度を表すキーエレメント指標[3]（以下KI）、柱の除去により建物の上部構造に生じる転倒モーメント、および残存する柱が負担する平均軸応力を用いた。

2. 構造強度に関する評価指標

2-1 キーエレメント指標

KIは、建物の強度に対する柱の寄与度を数値化したものである。建物の全柱梁接合部に対し鉛直方向に荷重増分を与え、最下層のいずれかの柱部材に降伏現象が生じた際の荷重を降伏限界荷重 P_G とし、任意の i 層内の柱番号 a におけるKIを以下のように定義する[3]。

$$KI_{i,a} = {}_0P_G / {}_1P_G(i, a) \quad (1)$$

添え字の0は、健全な状態の建物の降伏限界荷重であることを示す。また、添え字の1は、柱を1本除去した状態での建物の降伏限界荷重であることを示す。すなわちこの場合のKIは、健全な建物の強度に対する柱1本の寄与度を表す。

本稿において、キーエレメント指標の積算値（以下KI積算値）を除去される全ての柱のKIを足し合わせたものと定義し、以下のように表す。

$$KI \text{積算値} = \sum_{i=1}^R \sum_{j=1}^{l_i} [KI_{i,m(i,j)}] \quad (2)$$

ここで、 R 、 l_i 、 $m(i,j)$ はそれぞれ建物の全層数、 i 層で除去される柱の本数、およびその j 目目の柱番号を表す。

2-2 転倒モーメント

柱除去の非対称性により上部構造に生じる回転力と進行性崩壊の規模との関連を調査するため、柱除去後の建物の上部構造に生じる転倒モーメントを算出する。ここで建物の上部構造とは、柱除去層よりも上部に存在する部材から構成される部位とし、柱除去後に柱除去層内に残存する柱を含む。Fig. 1に示すように、転倒モーメントは、上部構造の重量 W と、上部構造の重心と柱除去層内に残存する柱の図心間の水

平距離である L との積により求める。

2-3 残存する柱が負担する平均軸応力

同一の建物内に存在する柱でも、その断面積は柱ごとに異なる。そこで本稿では、柱除去後に残存する柱が負担する平均軸応力を算出する。残存する柱が負担する平均軸応力は、上部構造の重量を柱除去後に柱除去層内に残存する柱の断面積の総和で除すことにより求める。

3. 解析モデルと解析条件

解析対象として、Fig. 2に示すような10層3×3スパンの鋼構造建築物をモデル化した。建物の柱部材にはSM490の鋼材を用いた角形鋼管、梁部材にはSM400の鋼材を用いたH型鋼を使用した。床については全て塑性化が生じない弾性要素とした。モデルを設計する際、建物には固定荷重と積載荷重を足し合わせて800 kgf/m²の荷重が作用するものとした。柱と梁の断面寸法は、ベースシア係数に基づき建物に必要とされる水平耐力を満たすように決定した。建物の進行性崩壊現象を顕在化させるため、ベースシア係数を0.048と設定し、最大軸力比0.3となるモデルを設定した。日本の建築基準に対してはかなり低強度のモデルとなっている。

建物の崩壊形態は、除去する柱の本数や位置などによって変化することが予想される。本稿では、単層区画内の柱除去に限定し、柱除去本数を1本から10本まで変化させた。各

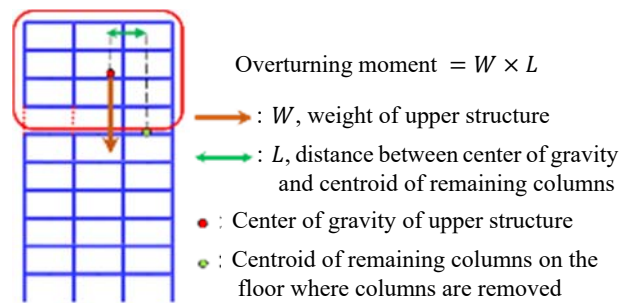


Fig. 1 Overturning moment applied to upper structure

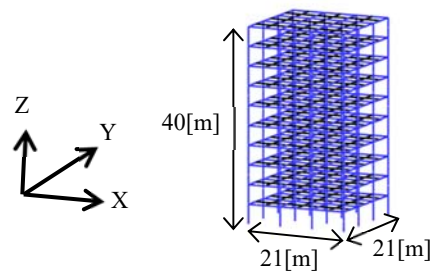


Fig. 2 Numerical model

柱除去本数に対して3種類の柱除去位置を設定した。柱除去層を1階から10階まで設定することで計300パターンの解析を行った。時間増分は1.0msとし、計10.0sまで解析を行った。解析中、柱の除去は1.0s時に行った。

進行性崩壊の規模を定量的に評価するための指標として、次の崩壊前後における解析モデルの位置エネルギーが減少した割合を表す位置エネルギー減少率を用いた。

$$\text{位置エネルギー減少率} = \frac{U_0 - U_f}{U_0} \quad (3)$$

ここで、 U は解析モデルが有する位置エネルギーを示し、添え字0、 f はそれぞれ健全時、解析終了時の値であることを示す。位置エネルギー U は、モデルを構成するはり要素の位置エネルギーの和として以下の式で定義する。

$$U = \sum_{i=1}^{i_M} (\rho_i \times A_i \times l_i \times g \times H_i) \quad (4)$$

ここで、 i は要素番号、 i_M は破断要素を除く要素数、 ρ は密度、 A は断面積、 l は要素長、 H は地表面($Z=0$)から要素中央部までの高さを表す。なお上式を破断していない要素のみに適用し、崩壊の規模を過大に評価した。位置エネルギー減少率が1.0に近いほど崩壊の規模が大きいことを示す。

4. 解析結果

解析によって得られた KI 積算値と位置エネルギー減少率の関係をFig.3に、転倒モーメントと位置エネルギー減少率の関係をFig.4に、残存する柱が負担する平均軸応力と位置エネルギー減少率の関係をFig.5に示す。なお、各グラフの(a)と(b)はどちらも同一の結果を示しており、(a)では柱除去層を、(b)では柱除去本数を凡例として整理している。

Fig.3の各グラフを見ると、 KI 積算値が大きい柱除去の解析ほど、位置エネルギー減少率が1.0に近づくような大規模

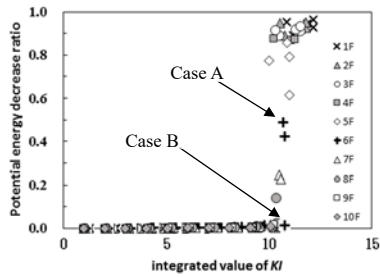
な崩壊が生じ易いことが確認できる。今回の解析モデルでは、 KI 積算値が10前後の柱除去から大規模な崩壊が生じ始めた。また、Fig.3(a)より柱除去層が低層であるほど大規模な崩壊が生じ易いことが確認でき、Fig.3(b)より柱除去本数が9本を超える柱除去本数の場合から大規模な崩壊が生じていることがわかる。

Fig.4を見ると、転倒モーメントが大きいほど大規模な崩壊が生じ易いことが確認できる。続いてFig.5を見ると、残存する柱が負担する平均軸応力が大きいほど大規模な崩壊が生じ易いことが確認できる。

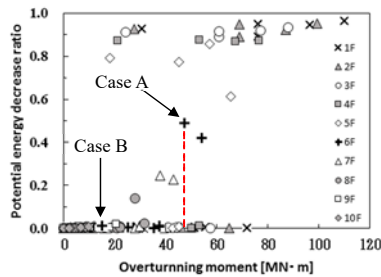
次に、 KI 積算値がほぼ同程度の値であるにもかかわらず、崩壊挙動に差異が出た例について検証する。Fig.3, Fig.4, Fig.5の各図(a)に解析結果Case AとCase Bを、各図(b)に解析結果Case CとCase Dを矢印で示す。Case A, Bの柱除去条件はどちらも柱除去層が6階、柱除去本数が10本であり、Case C, Dの柱除去条件はどちらも柱除去層が5階、柱除去本数が9本である。Case AとCase B, Case CとCase Dでは、いずれもそれぞれ柱除去条件として層内柱除去位置のみが異なる。Fig.6に各Caseにおける層内柱除去位置を示す。

Fig.7にCase Aの崩壊挙動を、Fig.8にCase Bの崩壊挙動を示す。Case Aでは1.0s時の柱除去後、4.5s時に上部構造に大きな傾きが生じ、その後柱除去層内に残存する柱に破断が生じた。6.1s時に上部構造と下部構造が衝突して崩壊が進行し、10.0s時には上部構造が崩壊した。一方Case Bでは、1.0s時に柱除去後、2.0s時には残存する柱の塑性化は見られるものの、上部構造の大きな傾きや残存する柱の破断は生じなかった。その後10.0s時まで大きな崩壊は見られなかった。

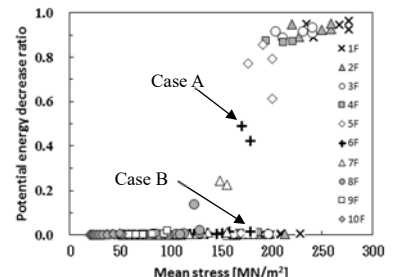
Fig.3(a)を見ると、Case AとCase Bは KI 積算値が同程度の値であるにもかかわらず、Case Aでは位置エネルギー減少率が0.5程度の崩壊が生じ、Case Bでは殆ど崩壊が生じていない



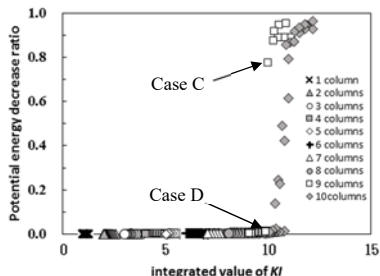
(a) Relation classified with floor No. where columns are removed



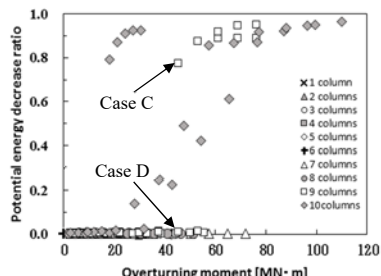
(a) Relation classified with floor No. where columns are removed



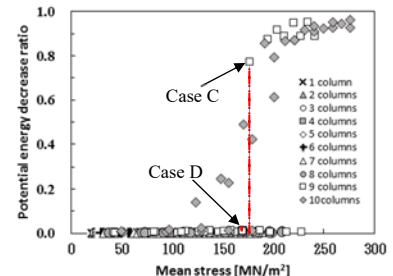
(a) Relation classified with floor No. where columns are removed



(b) Relation classified with number of removed columns



(b) Relation classified with number of removed columns

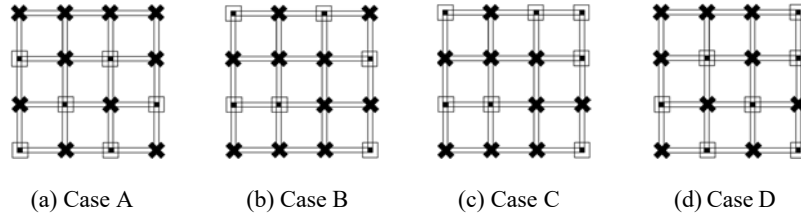


(b) Relation classified with number of removed columns

Fig. 3 Relation between integrated values of KI and potential energy decrease ratio

Fig. 4 Relation between overturning moment and potential energy decrease ratio

Fig. 5 Relation between mean stress and potential energy decrease ratio



✕: Removed column
Fig. 6 Removed column pattern for each case

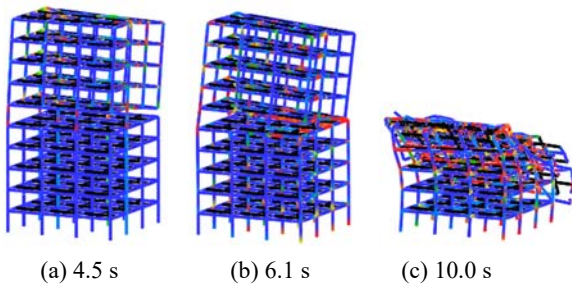


Fig. 7 Collapse sequence of Case A

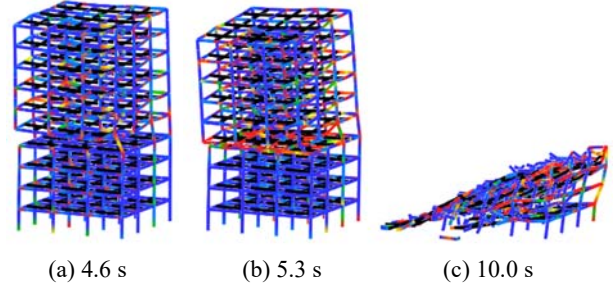


Fig. 9 Collapse sequence of Case C

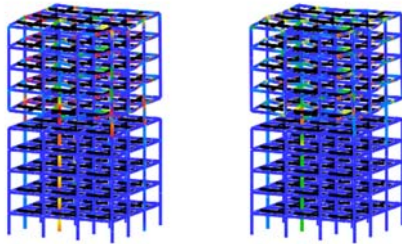


Fig. 8 Collapse sequence of Case B

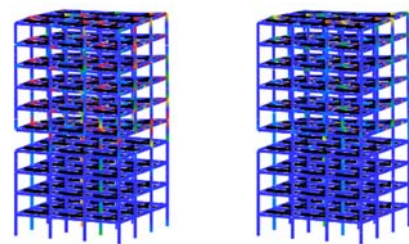


Fig. 10 Collapse sequence of Case D

ことがわかる. Fig. 4(a), Fig. 5(a)を見ると, 残存する柱が負担する軸応力は Case A, Case B とも同程度の値であるが, 転倒モーメントは補助線で示すように Case A の方が Case B よりも遙かに大きい. このことから, Case A の崩壊は大きな転倒モーメントが生じたことが要因であると考えられる.

次に, Fig. 9 に Case C の崩壊挙動を, Fig. 10 に Case D の崩壊挙動を示す. Case C では 1.0 s 時の柱除去後, 4.6 s 時に手前側の柱が塑性化し, その後破断した. 5.3 s 時に上部構造と下部構造が衝突して崩壊が進行し, 10.0 s 時には全体崩壊した. 一方, Case D では 1.0 s 時の柱除去後, 1.9 s 時に残存する柱の塑性化は見られるものの上部構造の大きな傾きや残存する柱の破断は生じなかった. その後 10.0 s 時まで大きな崩壊は見られなかった.

Case C と Case D について Fig. 3(b)を見ると, KI 積算値は同程度であるにも関わらず, Case C では位置エネルギー減少率が 0.8 程度の崩壊が生じ, Case D では殆ど崩壊が生じていない. Fig. 4(b), Fig. 5(b)を見ると, 転倒モーメントは Case C, Case D とも同程度の値であるが, 残存する柱が負担する軸応力は補助線で示すように Case C の方が Case D よりも大きい. このことから, Case C の崩壊は残存する柱が負担する軸応力が大きいことが要因であると考えられる.

以上のように, KI 積算値がほぼ同程度の値であるにもかかわらず崩壊挙動に差異が生じる理由としては, 転倒モーメントや軸応力の差異など, 上部構造の非対称性に起因する要素が挙げられる.

5. 結言

本稿では, 建物の構造強度に関する評価指標と進行性崩壊の規模との関連性を調査することを目的とし, 単一のモデルに対して様々な柱除去条件での崩壊解析を実施後, 構造強度に関する複数の強度指標と崩壊の規模との関係を調査した. その結果, KI 積算値, 転倒モーメント, 残存する柱が負担する軸応力の各パラメータが大きくなる柱除去条件ほど, 進行性崩壊の規模が大きくなることが確認された. また, KI 積算値が同程度である場合に, 転倒モーメントや残存する柱が負担する平均軸応力の大きさの違いが崩壊の発生の有無に影響を与えることを確認した.

今後は, 構造強度に関する評価指標を用いることにより, 柱に欠損が生じた建物に進行性崩壊が発生する危険性を予測する技術を開発することを目指す.

参考文献

- [1] FEMA/ ASCE: World Trade Center Building Performance Study: Data Collection, Preliminary Observations, and Recommendations, FEMA403, (2002).
- [2] 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69巻, 第579号, (2004), pp.39-46.
- [3] 大井康平, 磯部大吾郎: キーエレメント指標を用いた火災時の建物の崩壊危険性予測, 日本建築学会構造系論文集, 第82巻, 第738号, (2017), 発刊予定.