

論文 セン断破壊する柱で構成される鉄筋コンクリート造骨組の安全限界変形評価法に関する研究

松川 和人^{*1}・三浦 耕太^{*2}・前田 匡樹^{*3}

要旨：せん断破壊して耐力低下する柱で構成される鉄筋コンクリート骨組が水平方向に崩壊する現象に着目して、安全限界状態を合理的に評価する手法を2種類提案した。1つ目は部材の崩壊確率に基づいて骨組として水平復元力を失い崩壊に至る確率を算出し、骨組の崩壊確率が許容崩壊確率を超える変形を安全限界変形とする手法である。2つ目は、建築基準法告示の応答スペクトルを用いて算定した保有耐震性能指標が最大となる変形を安全限界変形とする手法である。これらの手法で骨組モデルの安全限界変形を評価したところ、現行の指針や設計で慣例的に用いられている安全限界変形よりも大きな変形で安全限界状態と評価された。

キーワード：安全限界状態、せん断破壊、崩壊、変位増分解析

1. はじめに

性能指向型の耐震設計の普及に伴い、建物の耐震性能を定量的に評価することが重要となってきた。建物の設計や耐震性能評価を行う場合には、使用限界あるいは損傷限界、修復限界、安全限界などの限界状態で、必要な耐震性能が確保されているかを検討すること多い。建物の限界状態、特に安全限界状態は、例えば建築学会の耐震性能評価指針¹⁾では、骨組の静的漸増荷重解析を行い、最初にいずれかの部材が終局変形（損傷度V）に達したステップを安全限界と決定する。このため、例えば多数の部材で構成される骨組に1本のみ脆性部材が含まれている場合でも、その1本の柱がせん断破壊する、比較的小さい変形角で安全限界状態と評価される。しかし実際の骨組では、向井らの研究²⁾で示されているように、せん断破壊する柱が存在しても、当該柱が負担していた応力を周辺架構で負担できれば層の崩壊が生じることはなく、また、柱の残存耐力によっては、層としての安全性は保たれるということが分かっている。以上の理由により、せん断破壊する部材を含む骨組の安全限界状態の算定は、架構あるいは層全体での安全性の評価に基づいて行われることが合理的であると考えられる。

そこで本研究では、藤井ら³⁾、芳村ら^{4,5)}の研究を参考に、せん断破壊部材を含む骨組について、架構として安全性が保たれなくなる時点、すなわち図-1のように最終的に水平復元力を失い崩壊に至るまでの挙動の解析を行い、その点から合理的に骨組の安全限界状態を評価する手法を2種類提案する。今回は、研究の端著として、せん断破壊する柱で構成される骨組の安全限界変形を提案手法により算定し、最初にいずれかの部材がせん断耐力に達する変形とどのように対応するか、算定される

安全限界変形と骨組モデルの間にどのような関係があるのかについて検討することを目的としている。

尚、せん断破壊する柱を含む骨組では、層としての水平復元力を喪失する「水平方向の崩壊」の他、柱の軸耐力喪失により層として鉛直応力支持能力を喪失する「鉛直方向の崩壊」が発生すると考えられる（図-2）。本研究では、「水平方向の崩壊」が「鉛直方向の崩壊」に対して先行する状況を想定し、「水平方向の崩壊」にのみ着目して研究を行った。

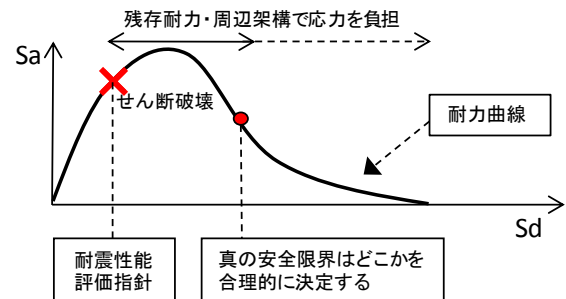
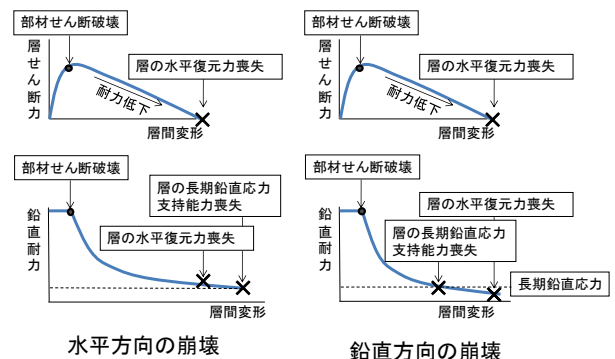


図-1 セン断破壊が生じる骨組の安全限界概念図



鉛直方向の崩壊：水平復元力喪失変形角＞層の長期鉛直応力支持能力喪失変形角
水平方向の崩壊：層の長期鉛直応力支持能力喪失変形角＞水平復元力喪失変形角

図-2 水平方向の崩壊と鉛直方向の崩壊概念図

*1 東北大学 工学研究科都市建築学専攻 博士課程後期 修士（工学）（正会員）

*2 東北大学 工学研究科都市建築学専攻助教 博士課程前期（正会員）

*3 東北大学 工学研究科都市建築学専攻准教授 博士（工学）（正会員）

2. 安全限界状態評価手法

2.1 水平復元力の喪失点に基づいた方法（復元力法）

本手法は、まず、図-3 に示すように骨組が水平復元力を完全に喪失して崩壊に至る変形を、部材の変形能力のばらつきを考慮して算出し、骨組としての崩壊変形の確率分布である崩壊確率を求める。そして、崩壊確率が許容崩壊確率（例えば 1%, 5%, 10%）以下となる変形を求め、これらの点を 1%安全限界変形などと評価する。柱部材の崩壊変形のばらつきは、芳村らの研究⁴⁾で定式化されている崩壊変形角 R_u の変動係数として 27.4%を用いる。この R_u は、文献⁵⁾より、下式で算定する。

$$R_u = 62.2p_w - 51.9\eta + 6.07p_g - 9.91 \geq 1.5 \quad (1)$$

ここに、 p_w はせん断補強筋比[%]、 p_g は主筋比[%]、 η は軸力比[-]である。崩壊変形角のばらつきは正規分布を仮定する。

2.2 保有耐震性能指標¹⁾による方法（保有耐震性能法）

本手法は、図-4 に示すように骨組の静的増分解析結果を用いて 1 質点系に縮約した耐力曲線と、告示の応答スペクトルを用いて各ステップでの骨組の保有耐震性能指標を等価線形化法に基づいて算定し、この保有耐震性能指標が最大となるステップでの変形を安全限界変形とする手法である。尚、等価線形化法の耐力低下する骨組への適用性については藤井ら³⁾により検討されており、破壊モードが時刻歴応答解析結果と一致するという条件下で、等価線形化法で算定された応答値が時刻歴応答解析結果を安全側に評価出来た例が報告されている。

せん断破壊して耐力低下する部材では、耐力低下や履歴ループのスリップ化によりせん断破壊点以降の部材の履歴減衰があまり期待できず、また、吉川ら⁶⁾の研究で示されているように粘性減衰も低下するといわれている。そのため、靱性部材のみからなる架構では塑性化の進展に伴い、架構のエネルギー吸収能力（等価粘性減衰）が増加するのに対して、脆性部材を含む架構ではせん断破壊の発生により、減衰性能はあまり上昇せず、複数の部材がせん断破壊した後は頭打ちになり低下し始めると考えられる。また、せん断破壊により架構の耐力低下も生じることから、保有耐震性能指標が最大となる点以降では、告示の応答スペクトルを用いた限界耐力計算で応答点を求めることが出来ず、骨組は崩壊に至ると考えられるため、この点を告示の平均的な入力地震動に対する安全限界と評価することができる。

3. 非線形骨組解析手法及び解析モデル

3.1 変位制御型静的漸増载荷解析手法

(1) 芳村式に基づいた部材の復元力特性

本研究では部材を中央部に軸ばね及びせん断ばね、端

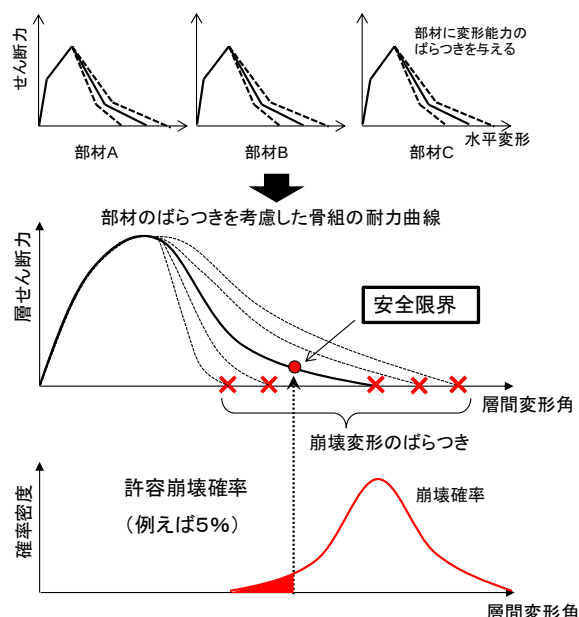


図-3 復元力法による安全限界状態評価手法

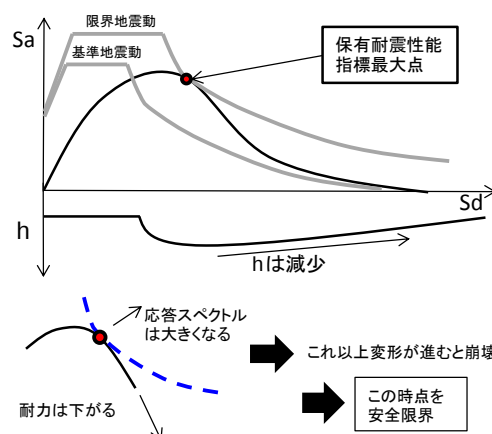


図-4 保有耐震性能法による安全限界評価法

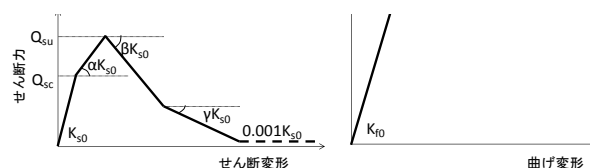


図-5 柱のせん断ばね・曲げばねのスケルトンカーブ

部に曲げばねを有する線材に置換した、平面骨組モデルを用いる。各部材のスケルトンカーブを求めるため、まずせん断型部材のせん断ひび割れ強度、せん断耐力を荒川 mean 式によって算出する。せん断型の部材は、図-5 に示すように、せん断耐力後に耐力低下する 5 折れ点のモデルを用い、スケルトンカーブ上の各折れ点の強度・及び変形は芳村式に基づいて下記のように決定する。尚、せん断ばねの耐力低下域では、せん断ばねに直列に接続される曲げばねに徐荷が発生し解析が不安定になることを考慮して、曲げばねは弾性としている。

芳村式を弾性曲げばねとせん断ばねが直列に接続する部材モデルに適用するため、芳村式の各折れ点での水平変形、耐力及び曲げばねの変形から各折れ点でのせん

断ばねの変形を算出し、せん断ばねの接線剛性低下率 α 、 β 、 γ を求めている。図-6 には、例として β の算出手法を示した。尚、本モデルでは、ばねのせん断耐力が 10kN まで低下した後、解析の安定性を考慮して初期剛性の 0.001 倍の剛性を与えている。

(2) 変位制御型静的漸増解析手法と P- δ 効果

上記のような耐力低下する部材モデルを用いた架構の解析を行う場合、一般的な静的増分解析で用いられる、建物モデルに作用させる外力を漸増させる静的荷重漸増解析では、増加する外力に対して耐力低下により内力が増加出来なくなるため、耐力低下域での解析を行うことが難しい。そこで本研究では、藤井ら³⁾の研究を参考に、変位制御型の静的漸増解析を行う。解析フローを図-7 に示す。本解析手法では、剛床を仮定し、同一床レベルに所属する節点に等しい水平方向変位増分を与え、縮約した全体剛性マトリクスを用いて各節点の鉛直・回転成分の変位増分を求めている（図-7 中①）。

また、本研究では、比較的大きな変形での骨組の挙動を扱うため、P- δ 効果も考慮している。P- δ 効果は、剛床仮定により同一床レベルの節点は等しい水平変位となることから、式(2)によって P- δ 効果による各層の見かけ上の付加せん断力を算定している。

$$\{Q_{PD}\} = [K_{PD}]\{d_x\} \quad (2)$$

ここに、 $\{Q_{PD}\}$ ：P- δ 効果による付加せん断力、 $\{d_x\}$ 各層の層間変位、 $[K_{PD}]$ ：層数×層数のマトリクスで、対角要素が P_i/H_i で構成され、その他の要素は 0 である（ P_i は i 層以上の全重量、 H_i は i 層の階高である）。

(3) 各ばねの減衰定数算定法

骨組の等価粘性減衰定数 h は、せん断ばねの粘性減衰 $h_{v,i}$ と履歴減衰 $h_{s,i}$ の和、及び弾性曲げばねの粘性減衰 $h_{v,i}$ をポテンシャルエネルギーで重みづけ平均して求める。部材の履歴減衰定数 $h_{s,i}$ は、せん断ばねに対して第一折れ点（ひび割れ点）から第二折れ点（せん断耐力点）までは式(3)、以降第三折れ点までを式(4)に示した、吉川ら⁹⁾が原点指向型の履歴を考慮して提案した式を用いた。尚、脆性柱部材の曲げばねを弾性、せん断ばねを原点指向型の履歴特性とすることにより、柱の履歴減衰を過小評価することとなるが、今回は安全側の仮定として上記のような履歴特性を設定している。せん断ばねの復元力特性と各式との対応を図-8 に示した。

$$h_{s,i} = 0.2 \cdot \frac{d \cdot q_{y1} - d_{y1} \cdot q}{2\pi \cdot d \cdot q} \quad d_{y1} < d < d_{y2} \quad (3)$$

$$h_{s,i} = 0.2 \cdot \frac{d \cdot q_{y2} - d_{y2} \cdot (q - q_{y1}) - d_{y1} \cdot q_{y2}}{2\pi \cdot d \cdot q} \quad d_{y2} < d < d_{y3} \quad (4)$$

粘性減衰定数 $h_{v,i}$ は各ばねで共通であり、同文献⁹⁾より瞬間剛性比例型に適合する(5)式を用いた。

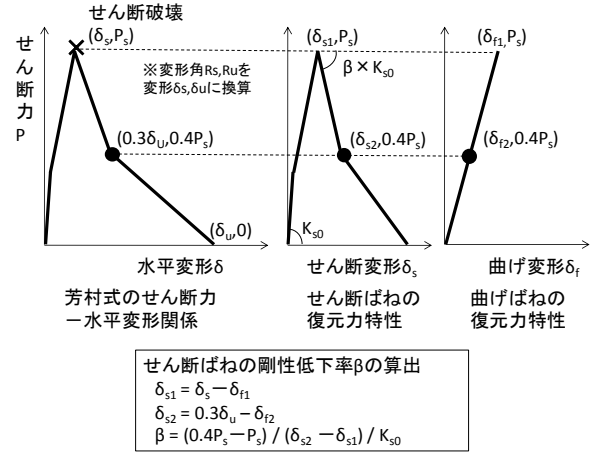


図-6 せん断ばねの剛性低下率算定方法（ β を例に）

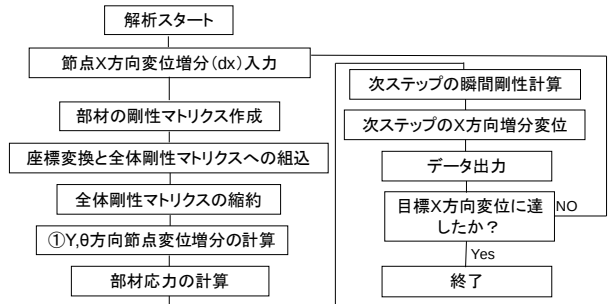


図-7 変位制御型静的漸増解析手法

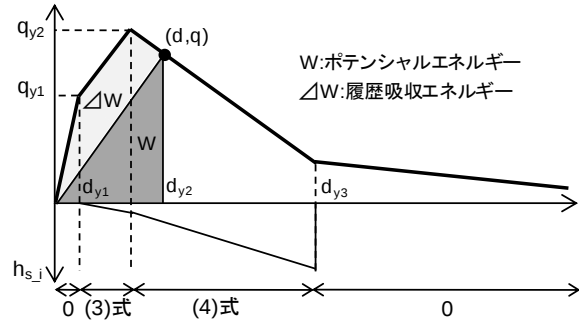


図-8 せん断ばねの履歴減衰の考え方

$$h_{v,i} = \sqrt{\frac{K_{eq,i}}{K_{0,i}}} \cdot h_0 \quad (5)$$

また、減衰による応答スペクトルの低減係数 F_h は、(3)～(5)式を用いると骨組としての等価粘性減衰定数が 0.05 を下回る可能性があり、一般的に用いられる $h=0.05$ を下限値とした式の適合性が疑問視される。そこで本研究では、(6)に示す大崎式⁹⁾を用いて算出した。

$$F_h = \frac{1}{\sqrt{1 + 17(h - 0.05) \exp(-2.5T/T_e)}} \quad (6)$$

ここに、 $K_{eq,i}$ ：要素の等価剛性、 $K_{0,i}$ ：要素の初期剛性、 h ：骨組全体の等価粘性減衰定数、 T ：固有周期、 T_e ：地震波継続時間（20sec を仮定）である。

3.2 解析モデル

解析モデルは、図-9 に示すように、1 層 3 スパン骨組モデル（骨組 A、B、C）とした。各部材は図心軸を通

- る線材でモデル化し、剛域は部材端から $D/4$ を考慮した (D :部材せい)。柱スパンは 6m, 階高は 4m である。これらのモデルでは全ての柱がせん断補強筋比 $0.15 \sim 0.3\%$ 程度(1981 年前後のレベルを想定)のせん断余裕度 1 を下回るせん断柱であり、段階的に損傷・破壊が進展することを企図して、変則的ではあるが骨組中の全ての柱の断面が異なるよう設計した。また、モデルを構成する柱は
- 1) 復元力法では、骨組が水平復元力を完全に喪失したステップを基点に確率的に安全限界変形を算定するため、骨組中で最も大きい変形能力を持つ柱部材の崩壊変形、及び当該柱に対するその他の柱の変形能力の大小の影響を強く受けると考えられる
 - 2) 保有耐震性能法では、骨組の耐力低下域での保有耐震性能指標に基づいて安全限界変形を算定するため、耐力低下の勾配が安全限界変形の評価に影響を与えと考えられる

という理由により、最も大きい変形能力を有する部材の崩壊変形、それに対するその他の部材の崩壊変形の大小、及び耐力低下の勾配が安全限界変形に与える影響を考察することを主目的として断面のパラメータを設定した。基本モデルである骨組 A は、骨組を構成する柱の中で最も変形能力の大きい柱 4 を基準に、その他の柱の崩壊変形が柱 4 の崩壊変形に対して $50 \sim 100\%$ の範囲内に収まるよう各柱の断面を決定した。骨組 B は、骨組 A の柱 4 と同一の柱 4 の崩壊変形を基準に、その他の柱の崩壊変形が $25 \sim 50\%$ の範囲内となるよう設定し、耐力低下の勾配は A より大きくなるよう設定した。骨組 C は、骨組 A, B に対して内法高さを約半分とし、最も急激な耐力低下が生じる骨組とした。柱 4 の変形能力は骨組 A, B の約半分であり、その他の柱の崩壊変形は骨組 A と同様に柱 4 の崩壊変形の $50 \sim 100\%$ の範囲内になるよう設定した。尚、本研究では各安全限界評価手法の傾向を検討することを主目的としているため、芳村式による検討範囲外の(せん断補強筋比などの)パラメータを用いた。

梁については $b \times D = 600 \times 700$ の断面を用い、復元力特性は柱の耐力低下による除荷が発生する問題を考慮し、弾性とした。各柱の概要を表-1 に、また図-10 に芳村式による各柱のせん断力と水平変形を層間変形角に換算したものを示す。

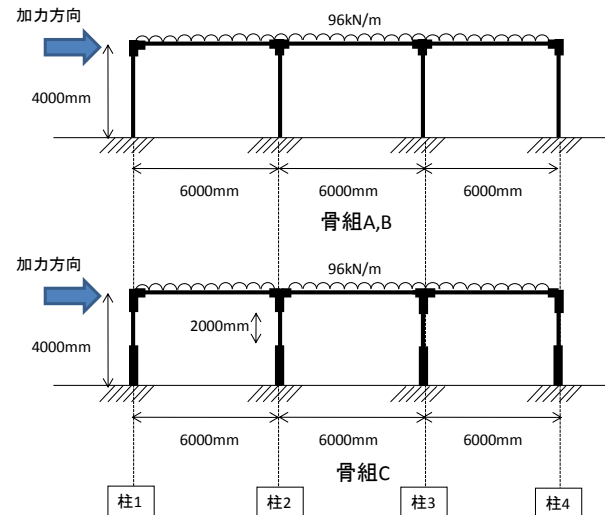


図-9 対象骨組モデル

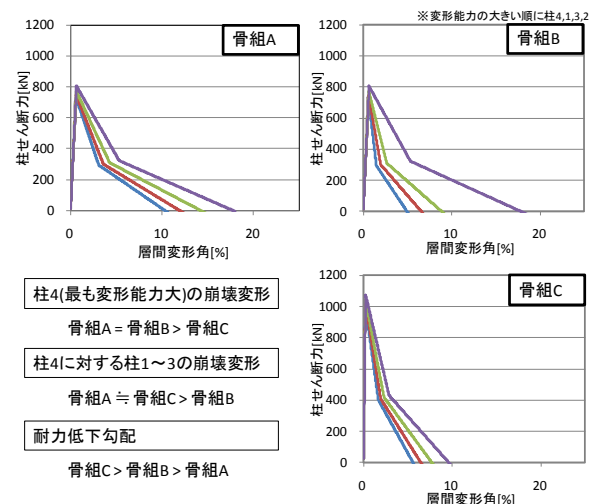


図-10 各柱のせん断力-層間変形関係

4 安全限界評価

4.1 各骨組の縮約 1 質点系の荷重-変形関係

図-11 に、各骨組モデルの増分解析結果を縮約 1 質点系の S_a-S_d 曲線に換算したものを、各骨組モデルの等価粘性減衰定数 h の推移を示す。尚、 S_a-S_d 曲線に換算するにあたり、等価質量は本モデル 4 層分の重量を用いて算定した。図-11 より、骨組としての耐力低下の勾配は、骨組 C, A, B の順に大きくなっていることが分かる。

4.2 復元力法

復元力法は、今回使用したモデルでは梁が弾性であるため静的漸増解析の結果は用いず、図-10 に示した柱部

表-1 各柱のパラメーター一覧

	骨組A				骨組B				骨組C			
	柱1	柱2	柱3	柱4	柱1	柱2	柱3	柱4	柱1	柱2	柱3	柱4
断面 b × D [mm]	650×650											
内法高さ h [mm]	3700								2000			
せん断補強筋比 pw [%]	0.23	0.16	0.19	0.29	0.23	0.16	0.19	0.29	0.23	0.16	0.19	0.29
主筋比 pg [%]	3.4				2.4			3.4	3.4			
軸力比 η	0.18											
せん断余裕度	0.94	0.89	0.91	0.97	0.94	0.89	0.91	0.97	0.68	0.66	0.67	0.70
せん断破壊時部材角 Rs [%]	0.66	0.61	0.63	0.70	0.66	0.61	0.63	0.70	0.45	0.42	0.43	0.47
崩壊部材角 Ru [%]	15.4	11.1	12.9	19.2	9.5	5.3	7.1	19.2	15.4	11.1	12.9	19.2

材の崩壊変形に基づいた評価を行う。各柱の崩壊変形を平均値及び平均値 $\pm 1\sigma$ (σ は標準偏差)の3ケースを想定し、4本の柱で独立に変動させた $3^4=81$ 通りの解析を行い、図-3で示したように骨組としての水平復元力を喪失する点(最も変形能力の大きい部材が崩壊に至る変形)を求め、崩壊確率分布を算出し、安全限界変形角を算定した。図-12に、各骨組の累積崩壊確率を、図-13に、許容崩壊確率 x を1%, 5%, 10%としたときの $x\%$ 安全限界変形角を示す。図-12より、骨組AとCが概ね同程度の傾きで推移していることから、同程度の崩壊変形のばらつきを有し、骨組Bは骨組A,Cと比較してばらつきが大きくなっていることが分かる。また、図-13より、最も変形能力が大きい柱4の崩壊変形が同一である骨組A,B間でも、安全限界変形角2%程度の差異が見られる。骨組A,C間では、最も変形能力が大きい柱4の崩壊変形の比率(約0.55倍)が、骨組の安全限界変形角の比率(平均約0.55倍)とほぼ同程度であることが分かる。以上より、復元力法では、骨組を構成する柱部材のうち、最も大きい変形能力を有する柱の崩壊変形によって骨組としての崩壊変形が概ね決定される側面があり、また、最も変形能力の大きい柱に対する他の柱の変形能力が近い場合には、骨組としての安全限界変形は大きく考えられる。

4.3 保有耐震性能法

保有耐震性能法は、4.1節で示した変位増分解析結果に基づき、各ステップで保有耐震性能指標を求め、耐力低下域にて保有耐震性能指標が最大となる点を安全限界変形と評価した。まず、図-14に式(5)により算定した応答スペクトルの低減係数 F_h の推移を示す。図-14より、全体的には F_h は層間変形角5%程度まで上昇し、その後低下する傾向が見られる。 F_h が低下すると、耐力低下域でも応答点を算定する事が出来るようになる可能性があるが、図-15に示す保有耐震性能指標・及び安全限界変形の算定結果では、 F_h が全体的に低下し始める時点では保有耐震性能指標が十分に小さくなっており、安全限界の算定には F_h の低下による影響はなかった。

図-15より、安全限界変形は骨組A,B,Cの順となっており、復元力法による算定結果と一致している。また、急激な耐力低下を生じる骨組Cでは最大耐力時点で安全限界変形と算定され、耐力低下勾配が緩やかな骨組Aでは比較的大きい変形で安全限界変形となるなど、骨組間の耐力低下勾配の大小関係とも対応している。

4.4 せん断耐力時変形と安全限界変形の比較

図-16に最初にいずれかの部材がせん断耐力に達した時点での変形と、復元力法・保有耐震性能法により算定された安全限界変形の比率を示す。冒頭で記したように、耐震性能評価指針や設計実務の慣例では、ある部材

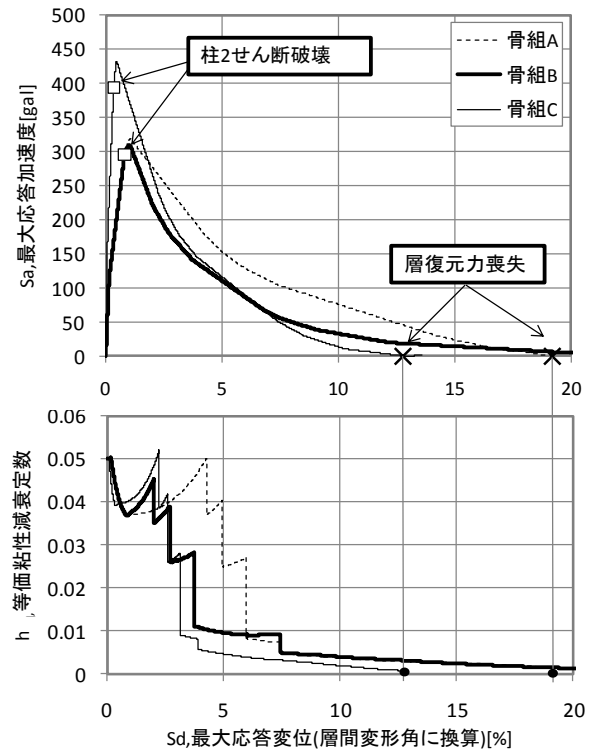


図-11 骨組A～Cの耐力曲線・等価粘性減衰定数の推移

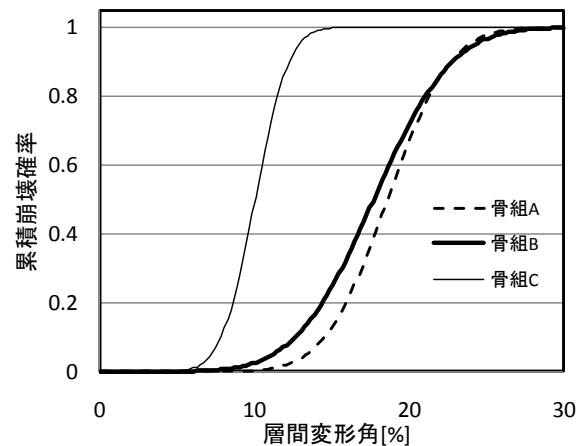


図-12 各骨組の累積破壊確率の推移

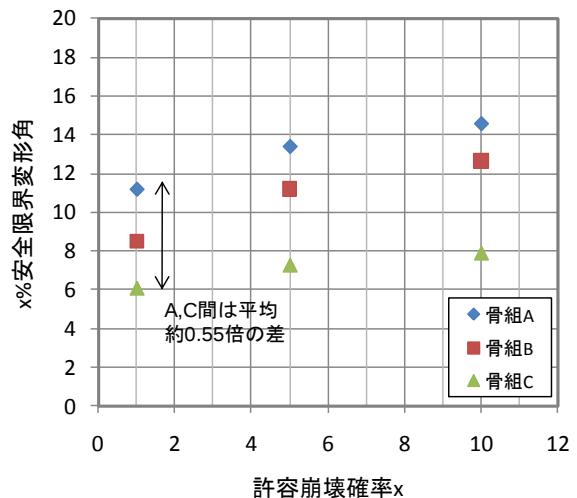


図-13 各骨組の復元力法による安全限界変形角

がせん断耐力に達した（損傷度Vに達した）ステップでの変形を安全限界変形としている。尚，図-16 中には復元力法，保有耐震性能法の各最大値と最小値を示している。図-16 より，保有耐震性能法では1.4～5.3 倍，復元力法では11～25 倍提案法による評価が上回っており，耐震性能評価指針による評価は実際の安全限界変形をかなり保守的な評価としている可能性がある。ただし，復元力法と保有耐震性能法の比較を行うと，両者の間にも4 倍～10 倍程度の大きな差が見られ，この結果については実現象との対応を今後検討していく必要がある。

5. まとめと今後の課題

本論文では，骨組の安全限界を合理的に決定する手法として2 種類の評価法を提案し，例題骨組の安全限界変形を算定した。そして，これらの手法により算定された安全限界変形角の傾向を分析し，現行の指針等で示されている安全限界状態との対応を検討した。本研究の範囲内で得られた知見を以下に示す。

- 1) 復元力法では，最も大きい変形能力を有する柱の崩壊変形及び，当該柱周辺の柱部材の変形能力により安全限界変形が影響を受ける。
- 2) 保有耐震性能法では，骨組の耐力低下勾配の大小により影響を受け，変形能力が小さい場合には，最大耐力となったステップで安全限界となる。
- 3) 復元力法，保有耐震性能法で算定された安全限界変形角は，最初にいずれかの部材がせん断耐力に達した時点での変形に対してそれぞれ1.4～5 倍，11～25 倍程度となり，現行の指針による評価がかなり安全側であった可能性がある。

尚，冒頭で説明したように，今回は「水平方向の崩壊」にのみ着目して検討を行っているため，今回提案した手法で算定した安全限界変形に至る以前に骨組が「鉛直方向の崩壊」を生じる可能性が考えられる。「鉛直方向の崩壊」についての検討は今後の課題とする。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- 2) 向井智久，斉藤大樹，福山洋，衣笠秀行：脆性柱を有する RC 造架構の構造性能評価に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.125-128，2009
- 3) 藤井賢志：せん断破壊する部材を含む既存鉄筋コンクリート造建物の地震時最大応答の推定，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，2010
- 4) 芳村学，高稲宣和：崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化，日本建築

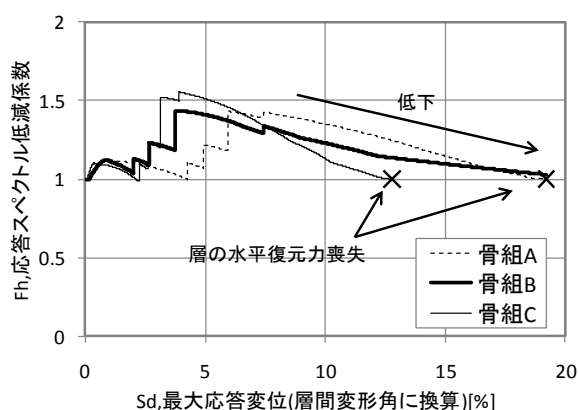


図-14 減衰による応答スペクトル低減係数 F_h の推移

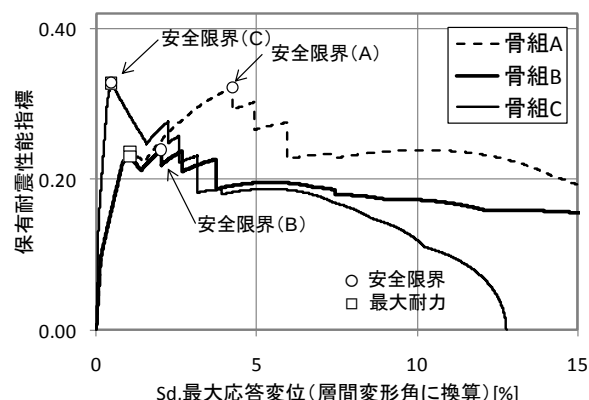


図-15 保有耐震性能指標の推移と安全限界

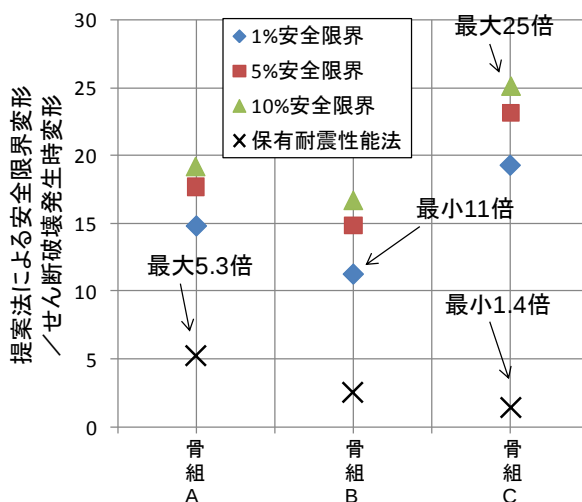


図-16 提案法による安全限界変形といずれかの部材がせん断耐力に達した時点の変形との比

- 学会構造系論文集，第 587 号，pp.163-171，2005.1
- 5) 高稲宣和，芳村学：破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の定量的損傷評価，日本建築学会構造系論文集，第 618 号，pp.191-197，2007.8
- 6) 吉川和秀，岡野創，小鹿紀英：高次モードを考慮した等価線形化法による単層偏心建物の地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第 621 号，pp.57-65，2007.11