

論文 耐力低下する柱部材を有する RC 架構の耐震安全性評価

向井 智久*1・衣笠 秀行*2・福山 洋*3

要旨: 既往の実験で実施された耐力低下する柱部材を有する RC 架構試験体の構造実験結果を用いて、部材および架構の骨格曲線の評価を行った。耐力低下する柱部材の評価には、耐力低下を考慮できる評価式を用いた。また架構の骨格曲線評価については、腰壁が取り付くことで耐力低下する RC 柱部材を有する RC 架構を対象に、変位増分解析を実施して得られる骨格曲線の比較を行った。また、耐力低下する柱部材を有する架構試験体において、脆性柱部材の軸剛性低下挙動に着目し、軸力再配分に関する評価のための検討を併せて行った。

キーワード: 耐力低下, 静的増分解析, 骨格曲線, 軸剛性低下, 軸力再配分

1. はじめに

旧耐震基準で設計された既存 RC 建物が倒壊する原因として、耐力低下を起こす脆性的な柱部材で構成されていることが挙げられる。この建物の耐震安全性を評価する際、耐力低下が生じる柱部材の骨格曲線の評価を踏まえた架構の骨格曲線評価が必要となる。一方で、架構内に脆性部材が含まれていても周辺部材の構造特性によって応力、特に軸力が再配分され、結果として架構の耐震安全性が確保されることもあり得るが、その点に着目した実験的研究は少ない。

そこで本論では、耐力低下する柱部材を有する RC 架構の耐震安全性評価手法の構築を目的として、1)耐力低下する柱部材の骨格曲線評価、2)耐力低下する柱部材を有する部分架構の骨格曲線評価、3)軸力再配分の評価のための検討を行う。

2. 耐力低下する柱部材を有する架構の骨格曲線評価

2.1 部分架構実験データ概要^{1, 2)}

3本の柱と2本の梁からなる1層の部分架構試験体であり、中央の柱には腰壁が取り付くことで短柱化している。図-1より中央柱のせん断補強筋量は、試験体Aでは試験体Bに比べ少なく、軸力(試験体A250kN, 試験体B850kN)も小さい。また梁は曲げ降伏が先行するよう設計されている。試験体Cの中央柱のせん断補強筋量は試験体Aと同じである。また、梁は剛であることから中央柱のせん断破壊後に、中央柱に作用していた軸力(530kN)は南北柱に再配分されると推測される。各試験体の概要を図-1に、部材の終局強度を表-1に示す。表中の曲げ強度は、断面解析に基づき精算し、せん断終局強度は大野荒川 mean 式により算定した。

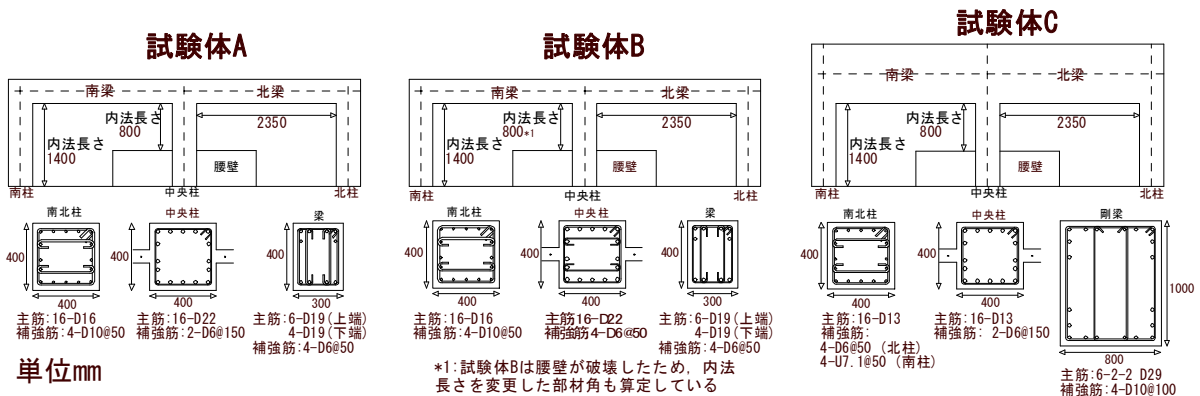


図-1 部分架構試験体概要

表-1 各試験体の部材の終局強度

	試験体A			試験体B			試験体C				
	中央柱	南北柱	梁	中央柱	南北柱	梁	中央柱	南柱	北柱		
曲げ終局強度[kN]	982.9	369.0	150.0	1100.4	372.7	150.0	476.0		272.0		
せん断終局強度[kN]	434.5	426.0	217.6	242.0	562.8	441.2	234.9	247.1	352.0	521.7	326.0
せん断余裕度	0.44	1.15	1.84	1.61	0.51	1.18	1.77	1.65	0.74	1.92	1.19

*1 独立行政法人 建築研究所 主任研究員 博(工) (正会員)

*2 東京理科大学 理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

*3 独立行政法人 建築研究所 グループ長 工博 (正会員)

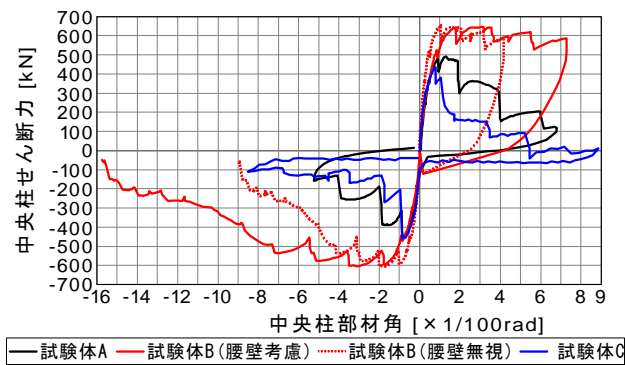


図-2 中央柱のせん断力-部材角関係の包絡線比較

2.1.1 加力計画概要

加力ジャッキを鉛直方向には各柱上部に3本、水平方向には梁の両端に2本の計5本取り付け付けた。長期軸力は荷重制御とした。水平力は、層間の水平変位による制御で、正負漸増繰り返し載荷を行った。

2.1.2 計測計画概要

前述した5本のジャッキの荷重及び南北柱の中央位置のロードセルにおいて両柱の負担せん断力と軸力を計測し、中央柱のせん断力は水平力の和から南北柱の負担せん断力を差し引き、その値にP-δ効果を考慮して算定する。各柱の水平変位及び軸方向変位を計測し、部材角は各柱の水平変位を柱の内法長さ(図-1)で除して求める。なお試験体Bの中央柱の腰壁は破壊したため、当該腰壁を無視し柱の全内法スパンを用いた場合も算定する。

2.1.3 実験結果概要

試験体Aは、部材角1.3/100radで、中央柱がせん断破壊し耐力低下する(図-2)ものの、軸力は最終変形まで保持した。また南北柱の脚部、南梁南端、北梁北端が降伏することにより、梁降伏による全体崩壊形を示した。架構の水平耐力低下度合いは最も大きかった(図-3)。

試験体Bは、中央柱が腰壁上部を徐々に破壊しながら、正載荷では部材角1.3/100radで曲げ降伏し(図-2)、層間変形角2/100rad程度で腰壁高さの半分(300mm)程度が破壊した。その後、層間変形角4/100rad程度まで層せん断力は低下せず、それ以降、中央柱が耐力低下し、層せん断力は緩やかに低下(図-3)した。全柱の柱脚・全梁端が降伏し、全体崩壊形を示した。最終的に負載荷の層間変形角8.4/100radで中央柱脚部の軸破壊を起こし、実験を終了した。腰壁破壊の原因は中央柱の曲げ変形成分の卓越によるものと推察されるが、詳細な検討は今後必要である。なお柱の部材角を算定する際には、柱梁接合部における回転成分を差し引いて算定した。

試験体Cでは、部材角1.2/100radで中央柱がせん断破壊し、軸力を周辺部材に再配分した。また中央柱の水平耐力の低下度合いはせん断余裕度の小さい試験体Aよりさらに顕著であった(図-2)ものの、架構全体の水平耐力の低下は試験体Aより緩やか(図-3)であった。この

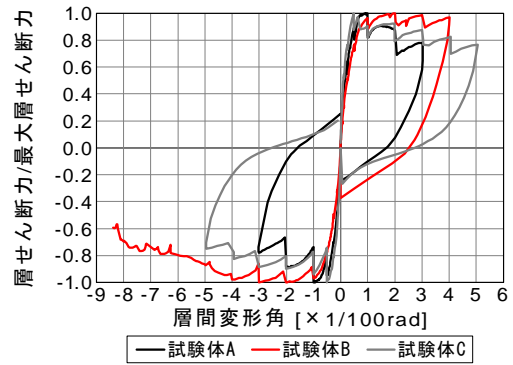


図-3 耐力を無次元化した層の荷重変形関係の包絡線比較

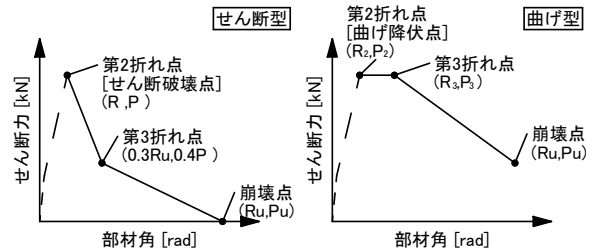


図-4 文献3で示された柱部材の骨格曲線

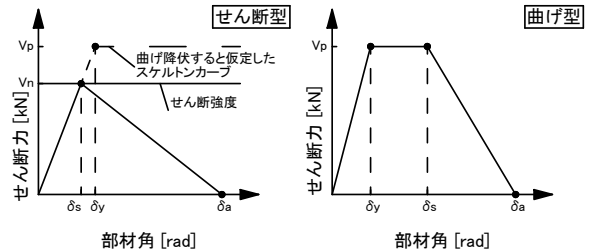


図-5 文献4で示された柱部材の骨格曲線

ことから、柱のせん断余裕度は耐力低下の度合いと直接の相関性は高くなく、軸力や柱主筋量との相関性があるものと推察される。なお架構の崩壊形は南北柱の頭部・脚部が降伏し層崩壊形となった。

2.2 静的増分載荷解析におけるモデル化

2.2.1 部材の骨格曲線

本節では近年開発された耐力低下を考慮できる柱部材の骨格曲線評価(文献3,4)に関する研究成果を用いて、耐力低下する柱部材の骨格曲線評価(図-4,5)を行う。

文献3の手法は図-4に示すせん断破壊部材(以降、せん断型)と曲げ降伏後耐力低下する部材(以降、曲げ型)を区別し、せん断型は第2折れ点以降の、曲げ型は第3折れ点以降の評価方法が提案されている。なお第2折れ点は、本論では初期剛性(曲げとせん断成分を考慮)に降伏時剛性低下率(菅野式)を乗じて算定した。せん断型のせん断終局強度は大野荒川 mean 式を用いる。

文献4の手法は図-5右に示す曲げ降伏後せん断破壊する柱部材(以降、曲げ型)の第2折れ点以降の骨格曲線の評価方法が示されている。その際、第2折れ点の評価方法は、降伏時における曲げ変形、せん断変形、主筋の抜けだし変形の総和によって理論的に算定されている。図中左側には文献4の手法を準用したせん断型の骨格曲線の評価方法を示す。具体的には、第2折れ線を曲げ型

と同様に算定し、その線上でせん断終局強度に達した点をせん断型の第2折れ点(図-5左)とした。このときせん断終局強度は、米国の耐震診断基準として位置づけられている文献5に記載された以下の評価式を用いている。せん断型の第3折れ点は、曲げ型同様文献4の軸崩壊点変位 δ_a の評価式を用いて算定した。

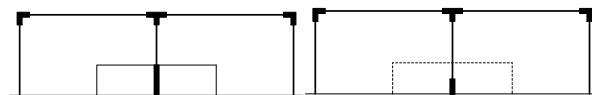
$$V_n = \kappa \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \kappa \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (1)$$

A_v : 1組の補強筋断面積(inch²), f_y : 補強筋降伏強度(psi), d : 有効せい (inch), s : 補強筋間隔 (inch), λ : 軽量骨材の場合には $\lambda=0.75$, 普通骨材の場合には $\lambda=1$, κ : 靱性変形が2以下の場合には $\kappa=1$, 靱性変形が6以上の場合には $\kappa=0.7$ とし、その間は線形補完, f'_c : コンクリート圧縮強度 (psi), M/Vd : シアスパン比 $2 \leq M/Vd < 4$, N_u : 軸力, ただし引張軸力の場合には0 (lb), A_g : 部材断面積 (inch²)

2.2.2 剛域の扱いと各バネの骨格曲線

全試験体の中央柱は腰壁による水平変位の拘束を考慮し、腰壁部までを剛域とする(図-6左、以下、標準モデル)。ただし、試験体Bにおいては前述の通り、腰壁が徐々に破壊される現象が確認されたため、部材の可撓長さが長くなることを考慮し、前述の標準モデル(内法スパン800mm)に加え、剛域長を短くし内法スパン長さを1100mmとした腰壁破壊モデル(図-6右)も併せて検討する。試験体Cにおいては、中央柱がせん断破壊した後に軸力が南北柱に均等に再配分され、かつ南北柱の柱頭部が曲げ終局モーメントに達した状態において梁に作用するせん断力を変動軸力として南北柱をモデル化した負担軸力考慮モデルも検討した。また図-6に示す通り、柱梁接合部に生じる変形は無視し、柱梁部材のフェイス位置が剛域端となるようモデル化することで、部材および架構全体の剛性計算と部材の応力計算を行っている。

解析では柱・梁部材は線材置換し、部材端部に曲げバネ、材中央にせん断バネおよび軸バネ(柱のみ)を配置したモデルを用いる。部材の破壊モードは前項で示した曲げ型とせん断型で、それぞれの破壊モードに対して文献3, 4の方法を用いてバネの骨格曲線を決定する。具体的に、曲げ型における曲げバネとせん断型におけるせん断バネは、文献3の方法では図-4に、文献4の方法では図-5に示す骨格曲線に基づき決定する。ここで両方法における曲げ終局強度は断面解析から得られる精算解を用いる。両図で示すせん断型の耐力低下モデルは全標準モデルの中央柱のせん断バネに、曲げ型のそれは腰壁破壊モデルの中央柱の曲げバネに適用する。全試験体の南北柱はいずれも曲げ破壊するが、靱性があるため耐力低下は考慮しない。また曲げ型のせん断バネとせん断型の曲げバネは弾性としてモデル化を行った。全試験体の梁部



試験体A・B・Cの標準モデル 試験体B腰壁破壊モデル

図-6 各試験体の剛域の設定

材はいずれも曲げ破壊し靱性もあるため、曲げバネの強度及び剛性低下率の算定は文献6の付録により算定されるトリリニア型とし、耐力低下は考慮しない。

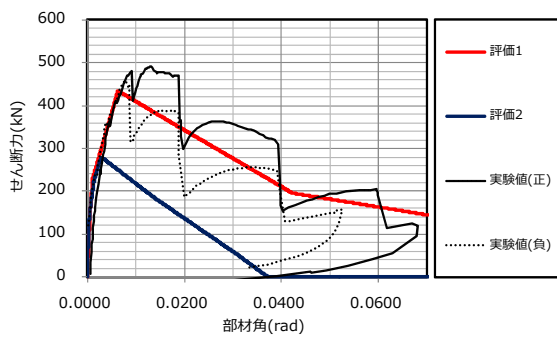
2.3 静的増分載荷解析の結果と実験結果との比較

各試験体の静的増分載荷解析結果(2.2.1で示した文献3, 4の方法をそれぞれ評価1, 2と以後、記載)と実験結果の荷重変形関係の包絡線との比較を示す。

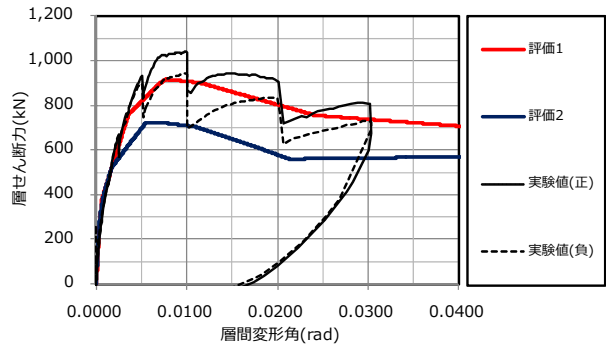
試験体Aの中央柱はせん断破壊し耐力低下したものの、軸力を負担できた部材である。実験結果と解析結果から得られる骨格曲線を比較(図-7(a))すると、評価1によるモデルは最大耐力および耐力低下以降の挙動を概ね評価しているが、評価2は最大耐力を小さめに評価した。これは本論の式(1)で示した評価式の精度によるものである。次に図-7(b)に層レベルの包絡線の比較を示す。南北柱はいずれの方法も精度よく評価できていることから、層レベルの骨格曲線の評価精度はせん断破壊した柱部材の精度に依存していることが分かる。

試験体Bの中央柱で、内法スパン800mmの標準モデルの場合(図-8(a))、いずれの評価法も実験の最大耐力と近いものの、破壊モードがせん断破壊となり実験のそれと異なっている。そのため、層の比較結果(図-8(b))についてもこのモデル化では実験結果を説明できない。そこで、中央柱下部にある腰壁が破壊していたことを考慮し、腰壁破壊モデルとし、かつ破壊モードが曲げ破壊となるようモデル化した場合の結果を図-9に示す。図中、実験値である中央柱の部材角は内法長さを1100mmとして算定している。図-9(a)より、両評価法とも中央柱の最大耐力を評価できており、評価2がより降伏時剛性および最大耐力後の耐力低下を適切に評価できている。層レベル(図-9(b))についても、評価2が概ね実験結果を評価できている。なお前述の通り、実験では中央柱の柱脚部が降伏し、負担せん断力が0になる以前に軸破壊を生じており、当該中央柱の軸力比は約0.15と他よりやや大きいことから、曲げ降伏後のせん断破壊ではなく、柱脚部の曲げ圧縮破壊により負担できる曲げ応力が低下していたことが推察され、今後曲げ抵抗性能の劣化現象の定量的評価が必要と考えられる。

試験体Cの中央柱(図-10(a))は、両手法共に類似の評価結果となったが、評価1がせん断終局強度を比較的精度良く評価している。また崩壊点については実験値を過小評価している。これは実験において中央柱の軸力が南北柱に再配分されたため、中央柱の軸崩壊点が両モデ

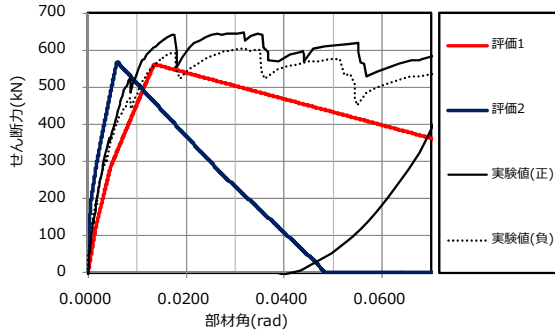


(a) 中央柱

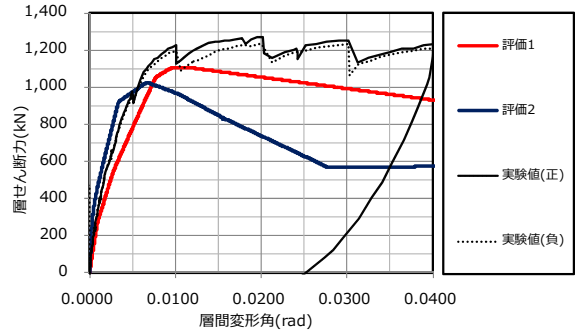


(b) 層

図-7 試験体 A 解析結果 (標準モデル) と実験結果の比較

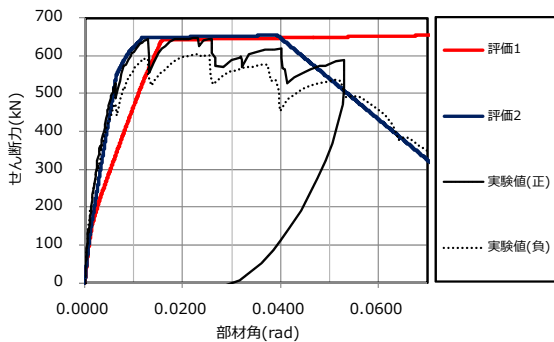


(a) 中央柱

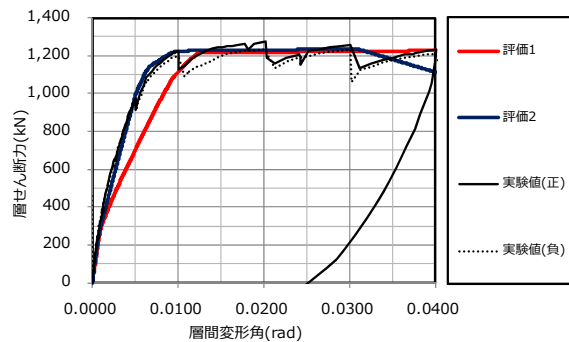


(b) 層

図-8 試験体 B 解析結果 (標準モデル) と実験結果の比較

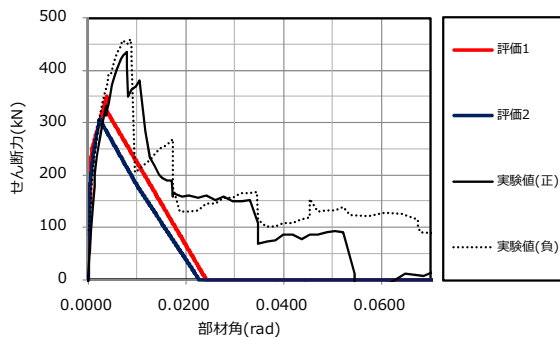


(a) 中央柱

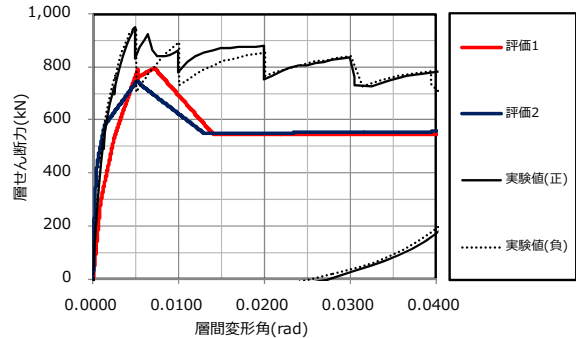


(b) 層

図-9 試験体 B 解析結果 (腰壁破壊モデル) と実験結果の比較



(a) 中央柱



(b) 層

図-10 試験体 C 解析結果 (標準モデル) と実験結果の比較

ルにおいて小さく評価されたものと考えられる。層については、前述のせん断終局強度を過小評価していること、南北柱の評価において再配分された軸力が評価されていないことから、層の最大耐力を過小評価している (図-10(b))。そこで南北柱の曲げ終局強度の評価で、再配分軸力および水平力による圧縮の変動軸力を評価した結果

を図-11 (評価2) に示す。図より、終局強度は概ね評価できているが、曲げ降伏時剛性は、南北柱が降伏変形に達する以前に軸力の再配分が起きたことで、評価精度に影響を与えていると思われる。この結果は引張の変動軸力が作用する柱も同様の結果であった。

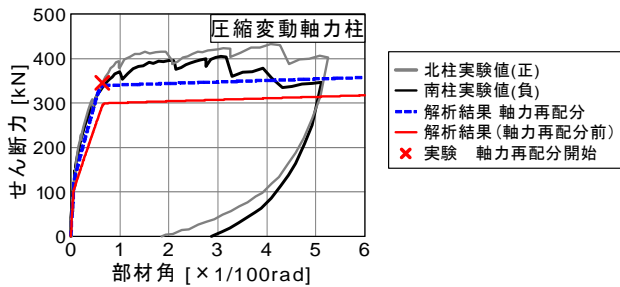


図-11 試験体 C 南北柱の比較（負担軸力考慮モデル）

3. 柱のせん断破壊に伴う軸力再配分評価に関する検討

前章の解析では、中央柱がせん断破壊を起こした後に、負担していた長期軸力を再配分するかどうかについては実験結果から既知のものとしてモデル化を行ったが、実際のモデル化では軸力再配分が発生するか否かをあらかじめ評価する必要がある。本章では、せん断破壊する柱の軸剛性に着目し、それをを用いた軸力再配分の評価方法を検討する。

3.1 せん断破壊後の軸剛性低下率

本節では、過去に行われた逆対称加力されたせん断破壊する柱部材の実験結果を用いて、せん断破壊後の軸剛性の低下度合いについて検討する。従って、ひび割れが最大耐力以降の軸剛性に与える影響は考慮される。軸剛性低下率 α_{ad} は柱部材の軸剛性算定値と各水平変形時の軸剛性（実験値）の比により以下の式で求める。

$$\alpha_{ad} = K_{Nb} / K_{Na} \quad (2)$$

K_{Nb} : せん断破壊前の軸剛性,

K_{Na} : せん断破壊後の軸剛性実験値

せん断破壊前の軸剛性 K_{Nb} は以下に示す方法で算定する。

$$K_{Nb} = E_c A / L \quad (3)$$

E_c : コンクリートヤング係数, A : 柱断面積,

L : 柱内法スパン

せん断破壊後の軸剛性 K_{Na} の実験値は、載荷軸力と部材の鉛直変形の関係から以下の式により算定する。

$$K_{Na} = N_c / \delta_V \quad (4)$$

N_c : 負担軸力, δ_V : せん断破壊した柱の鉛直変形

また、せん断破壊後の水平変形を、せん断破壊後変形率（以下、せん断塑性率） μ_s を以下の式で求める。

$$\mu_s = \delta / \delta_s \quad (5)$$

δ : 柱部材の水平変形, δ_s : せん断破壊時水平変形

このとき、せん断破壊時変形は、実験結果の荷重変形関係における最大耐力点における水平変形とした。

以上の方法により、既往文献に鉛直変形-部材角関係が示されている既往の実験結果³⁾（表-2 参照）からせん断破壊後の軸剛性低下率 α_{ad} とせん断塑性率 μ_s の関係を図-12 に示す。せん断塑性率が 1.5~6 の範囲について示す。なお N18C 試験体も同様の情報が既往の論文に示されているものの、付着破壊を生じていることから、検討からは除外した。なお既往文献にコンクリートヤング係

数が示されていない試験体は現行 RC 規準に基づき、コンクリート強度の実験値を用いてヤング係数を算定した。

本論では、最も軸剛性が低下した試験体 3M（検討試験体中、軸力比が最大）の近似曲線を軸剛性低下率の推定式として扱う。具体的に、せん断塑性率 1.5 以降は累乗近似、せん断塑性率 1.5 以前はせん断破壊時（せん断塑性率 1）の軸剛性低下率を 1 として、塑性率 1 と 1.5 の点を線形補間した直線近似により以下の式で定めた。

$$\alpha_{ad} = -1.4\mu_s + 2.4 \quad (\mu_s \leq 1.5) \quad (6.1)$$

$$\alpha_{ad} = 0.53\mu_s^{-1.4} \quad (\mu_s > 1.5) \quad (6.2)$$

3.2 軸力再配分判定条件に関する検討

本節では、せん断破壊して耐力低下する柱部材を有する RC 架構試験体を対象に、式(6.1)、(6.2)によりせん断破壊後の柱の軸剛性を算定し、梁の曲げ剛性と比較する。その柱の軸剛性が梁の曲げ剛性より小さければ軸力の再配分を行うという条件を設定する。なお梁端部の固定度として端部が曲げ降伏している場合は端部固定より緩んだ状態となっているため、本論ではやや極端ではあるがピンの状態も参考として計算する。

以上の考え方にに基づき梁曲げ剛性の算定について、梁中央部に集中荷重 P が作用する状態を仮定し、弾性曲線式により梁中央部の変形 δ_V を両端の固定条件の違いを考慮して以下の式で算定する。

$$K_{Bfix} = \frac{P}{\delta_{Vfix}} = \frac{192EI}{Pl^3} \quad (\text{両端固定}) \quad (7.1)$$

$$K_{Bpin} = \frac{P}{\delta_{Vpin}} = \frac{48EI}{Pl^3} \quad (\text{両端ピン}) \quad (7.2)$$

K_{Bfix} : 両端固定の場合の梁曲げ剛性, δ_{Vfix} : 両端固定の場合の梁中央部の変形

K_{Bpin} : 両端ピンの場合の梁曲げ剛性, δ_{Vpin} : 両端ピンの場合の梁中央部の変形

2 章で示した試験体 A・C と文献 7 で示された脆性柱を有する RC 架構試験体 PEER01, PEER02 の 4 体の架構試験体（いずれも柱 3 本、梁 2 本からなる 1 層の RC 架構で柱部材に作用するモーメント分布が逆対称型）を対象とし、梁の曲げ剛性と、せん断塑性率の実験値から算定したせん断破壊後の柱の軸剛性を比較した結果を表-3 に示す。なお試験体 C, PEER01, 02 の 3 体は架構内の柱が脆性破壊した後に軸力を周辺柱に再配分した試験体である。表中のせん断塑性率の算定に用いる柱の部材角は、試験体 A は 2 章で述べた通り、軸力の再配分は発生していないため実験における最大経験部材角を用い、残り 3 体については、再配分された軸力が最大となる時の柱の部材角（表-3 参照）を用いた。その部材角からせん断塑性率（式(5)）を算定し、式(6.1)、(6.2)を用いて軸剛性低下率を算定した。

表-3 にある梁の曲げ剛性（式(7.1)）と柱の軸剛性（脆性破壊後）を比較すると、試験体 C, PEER01, 02 の 3

表-2 せん断破壊した柱試験体一覧

試験体名	断面	主筋比	せん断補強筋比	軸力比	内法スパン比	
	B×D[mm]	%	%			
N18C	300×300	2.65	0.21	0.18	3.0	
N27M, C				0.27		
2M, 2C				0.19		
3M, 3C		0.29		2.0		
2M13		0.19				
No.1		2.65		0.14	0.20	4.0
No.2						

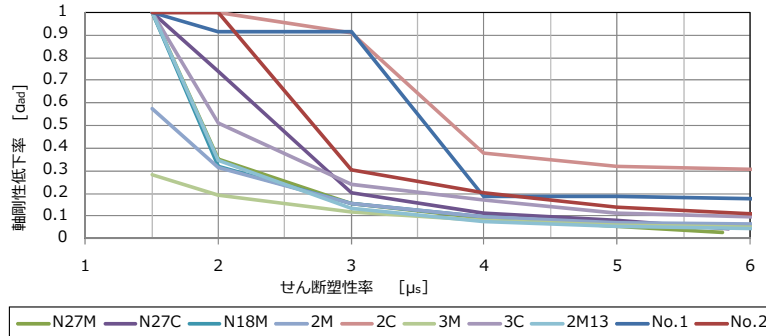


図-12 せん断破壊した柱試験体の軸剛性低下率とせん断塑性率の関係

表-3 架構試験体にある脆性柱の破壊後の軸剛性と梁曲げ剛性の比較

試験体		試験体A	試験体C	PEER01	PEER02
梁曲げ剛性(式(7.1))	kN/mm	83.1	2499.1	462.7	458.8
梁曲げ剛性(式(7.2))	kN/mm	20.8	624.8	115.7	114.7
せん断塑性率算定に用いる柱の部材角(実験値)	×1/100rad	6.0	1.6	5.0	7.0
せん断塑性率(式(5))	-	4.5	1.5	3.7	4.0
軸剛性低下率(式(6.1), (6.2))	-	0.06	0.30	0.08	0.07
柱の軸剛性(脆性破壊後)	kN/mm	361.5	1411.7	68.1	60.5

体はせん断破壊後の軸剛性が梁の曲げ剛性より小さいため、軸力再配分が発生することとなり、前述した実験結果と整合している。一方、試験体Aについては、両剛性の大小関係は他3体の逆であり、軸力再配分は発生しないこととなることから、こちらも実験結果と整合している。よって本検討の範囲においては、梁端を固定とみなした値(式(7.1))を用いることで実験結果を説明できる。

以上のことから、脆性柱を有するRC架構において、脆性破壊後に軸力再配分現象の発生可否についての判定条件として、梁の曲げ剛性(両端固定)とせん断破壊後の柱の軸剛性の比較は概ね有効であると言える。今回本論で示した手法を部材の断面や配筋などを考慮した軸剛性低下率の算定法が今後の課題である。

4. まとめ

本論では、耐力低下する柱部材を有するRC架構の耐震安全性評価手法の構築を目的として、1)耐力低下する柱部材の骨格曲線評価、2)耐力低下する柱部材を有する部分架構の骨格曲線評価、3)軸力再配分現象の評価のための検討を行った。開発された耐力低下を考慮した柱部材の骨格曲線評価式を用いた架構の骨格曲線の推定は概ね可能である。また軸力再配分の判定条件として、梁の曲げ剛性とせん断破壊後の柱の軸剛性ととの比較は有用であると考えられる。今後の課題として、架構内にある壁

付き部材の破壊モードが精度よく評価できない場合が存在することから、架構内における部材の骨格曲線の評価精度を向上させること、また部材の断面や配筋などを考慮した柱部材の軸剛性低下率の算定法が必要である。

謝辞：本研究で用いた実験データの一部は、国土交通省の建築基準整備促進事業「耐震診断法の高度化に関する検討(平成20-22年度)」で実施された成果の一部です。またUBCのElwood先生には構造実験のデータをご提供頂きました。関係各位に御礼申し上げます。

参考文献：

- 1) 高橋, 向井他: 「脆性部材および剛梁からなるRC造架構の安全性評価に関する実験的研究」日本コンクリート工学年次論文集, Vol33, NO.2. pp.853-858, 2011.7
- 2) 福山, 向井他: 脆性部材を有するRC造架構の構造性能評価に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp.807-808, 2011.9
- 3) 芳村学, 高稲宜和: 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, 日本建築学会構造系論文集第587号, pp.163-171, 2005.1
- 4) Elwood KJ, Moehle JP.: Idealized Backbone Model for Existing Reinforced Concrete Columns and Comparisons with FEMA 356 Criteria, Struct. Design Tall Spec. Build. 15, pp.553-569, 2006
- 5) ASCE 41-06 Supplement No.1: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, pp. 6-41, 2007
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課他監修: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- 7) Elwood KJ, Moehle JP.: Shake table tests and analytical studies on the gravity load collapse of reinforced concrete frames. PEER report, 2003.01