

# 脆性的なせん断破壊を生じる柱を有する1層RC造架構の崩壊挙動に関する研究

Research for the Collapse Behavior of RC Frame including Brittle Shear Column

リハビリテーション工学研究室 松尾 健志

Laboratory of Building Rehabilitation Engineering

Takeshi MATSUO

## 1. はじめに

架構の安全限界をはじめとした耐震性能を評価する際、部材や架構の特性を適切に考慮することが必要である。高橋・向井ら<sup>1) 2)</sup>は脆性柱を有する1層2スパンRC造架構の静的載荷実験を行い、脆性柱が破壊しても架構が軸崩壊に至らない例を示した。これを踏まえ本論文では、既往の実験よりも脆性的に破壊に至るように設計された柱を含む架構の静的載荷実験を行い、その崩壊挙動を把握する。また、その崩壊挙動が耐震診断基準<sup>3)</sup>で仮定される挙動と近似すると考えられることから、実験結果と耐震診断基準を比較し、どのように対応するかの検討を行う。

## 2. 実験概要

本研究では、東西柱に曲げ柱、中柱に脆性柱を有する1層2スパンRC造架構(以下、BF-01試験体)の静的載荷実験を行った。試験体配筋図を図-1に、各部材の設計値を表-1に示す。BF-01試験体は、中柱せん断破壊直後に水平・軸耐力が急激に低下するよう、既往の実験に比べ、中柱の軸力比を大きく増加させた。載荷は各柱頂部に接続した鉛直ジャッキにより一定荷重を加えた状態で、東西梁端部に接続した水平ジャッキにより正負交番繰り返し漸増載荷を行った。各柱に作用する応力は、各柱に接続したジャッキ内、東西梁スパン中央部および中柱スタブ下部に取り付けたロードセルにより算定した。

本実験では、脆性柱が破壊後に軸耐力が低下する過程で作用軸力が脆性部材の残存軸耐力を上回り、梁により東西柱に軸力が再分配されると考えられる。この際、梁に作用する付加せん断力により梁の両端にヒンジが形成され、それ以上の

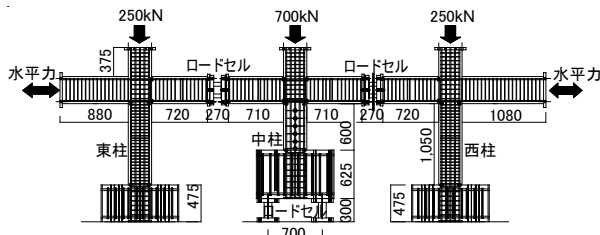


図-1 試験体配筋図

表-1 各部材の設計値

	単位	中柱	左右柱	左右梁
断面 b×D	mm	300×300		220×350
内法高さ ho	mm	600	1050	1700
コンクリート基準強度: $f_c$	N/mm <sup>2</sup>	27		
主筋	-	16-D13(SD345)		4-D13(SD345)
せん断補強筋	-	2-D4(SD295)@100 2-D6(SD295)@40		2-D6(SD295)@50
引張主筋比: $p_t$	%	0.71		0.66
主筋比: $p_g$	%	2.26		-
軸力比: $\eta_o$	-	0.29	0.10	-
せん断補強筋比: $p_w$	%	0.09	0.53	0.58
曲げ終局強度: $M_u$	kN·m	134.8	93.7	56.7
曲げ終局時せん断強度: $Q_{mu}$	kN	413.8	143.3	119.5
せん断終局強度: $Q_{su}$	kN	253.1	199.7	132.7
崩壊変形角: $R_u$	%	1.50	-	-

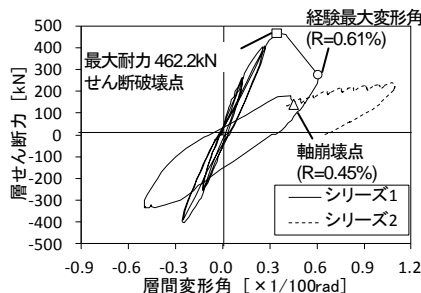


図-2 層せん断力-層間変形角関係

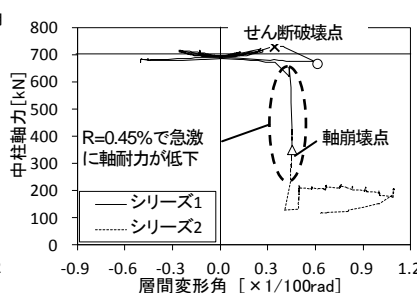


図-3 中柱軸力-層間変形角関係

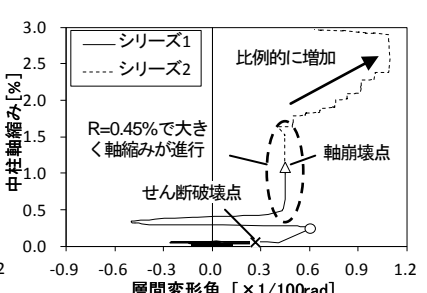


図-4 中柱軸縮み-層間変形角関係

軸力の再分配が出来なくなった点を「軸崩壊点」、またそれまでに経験した最大の変形角を「経験最大変形角」と定義する。

## 3. 実験結果

### 3.1 BF-01試験体の崩壊挙動

図-2~図-4に層せん断力、中柱の軸力、および中柱の軸縮みと層間変形角との関係を示す。図-2、図-3より、中柱が層間変形角  $R=0.34\%$  でせん断破壊した直後に、架構の水平耐力が急激に低下した。その際、中柱の軸力は  $20\text{kN}$  程度低下したものの、急激に耐力低下し軸崩壊に至ることはなかった。その後、 $+1/200\text{rad}$  の2サイクル目載荷中の  $R=0.45\%$  で図-3 および図-4 に示すように急激な軸耐力の低下と軸縮みの進行が見られ、梁が両端曲げ降伏ヒンジの崩壊メカニズムを形成したことにより、軸崩壊に至ったと判断した(シリーズ1)。その後、中柱に設定軸力  $700\text{kN}$  を載荷できなくなったため、各ステップに対して加力しうる最大の軸力を載荷した状態で  $+1/133\text{rad}$  まで載荷した(シリーズ2)。この際、中柱の軸縮みは水平変形が進むにつれて比例的に増加したものの、軸耐力はおよそ  $200\text{kN}$  で安定し、水平変形の増加に伴う軸耐力の低下はあまり見られなかった。

### 3.2 梁による軸力の再分配

梁による軸力の再分配によって生じる各柱の軸力の変動を図-5に示す。変動軸力は、ジャッキによる載荷軸力と作用軸力の差(つまり梁のせん断力)とし、変動軸力が圧縮として作用する場合は正、引張として作用する場合は負として求めた。

中柱がせん断破壊した際には、中柱および西柱の変動軸力は圧縮として作用し、東柱には引張として作用していたが、その後中柱の軸耐力の低下に伴う軸力の再分配により、中柱の変動軸力は引張、東西柱では圧縮として作用している。ここで、西柱の変動軸力が東柱よりも大きいことが分かる。これは図-6の軸崩壊時のメカニズム概念図に示すように、中柱の鉛直ジャッキによる載荷軸力と中柱の作用軸力の差として生じる鉛直力により生じる梁のせん断力と水平力が作用することで生じるせん断力により、西梁では作用するせん断力が増加し、東梁では減少するため東西柱に伝達される軸力に差が生じたと考えられる。

実験において東西柱に伝達された軸力を梁が伝達しうる最大の伝達量、すなわち梁の曲げ降伏時せん断強度の合計である  $\Sigma Q_{mu}$  で基準化したものを図-7に示す。ここで、梁の曲げ降伏時せん断強度は、AIJ略算式<sup>9)</sup>より柱の曲げ耐力を算出する際に用いられる軸力の項を含む式を用い、梁に作用する軸力の影響を考慮するとともに、梁の両端が降伏し反曲点が梁スパン中央にあると仮定して算出した。

これより、梁の曲げ降伏時せん断強度の合計  $\Sigma Q_{mu}$  に対して、実験では8割程度しか伝達されていないことが分かる。さらに部材ごとで考えてみると、西梁がおよそ5割と西梁が伝達しうる最大の軸力を伝達しているのに対して、東梁ではおよそ3割と十分に軸力の伝達となされていないことがわかる。この原因も上記と同様であり、西梁に関しては、モーメントが増加することにより伝達可能な最大の軸力が伝達していると考えられる。一方で東梁に関しては、東柱側危険断面の水平力によるモーメントが鉛直力によるモーメントによって相殺されるため、梁の反曲点位置が大きく変化し、梁のせ

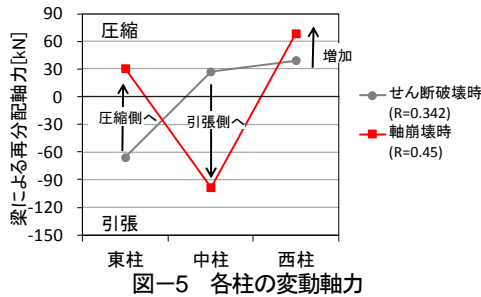


図-5 各柱の変動軸力

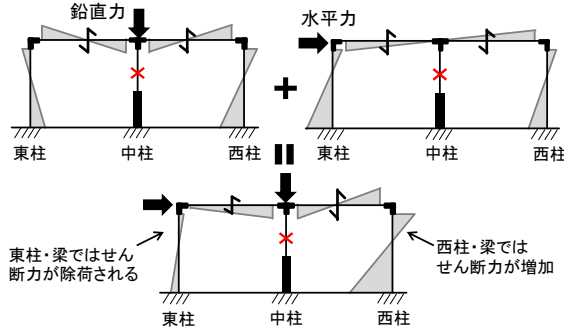


図-6 軸崩壊時のモーメント概念図

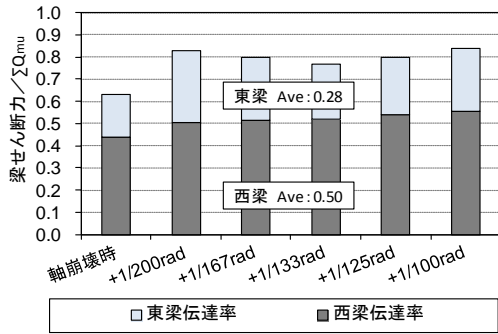


図-7 梁の最大軸力伝達量に対する軸力が伝達された割合

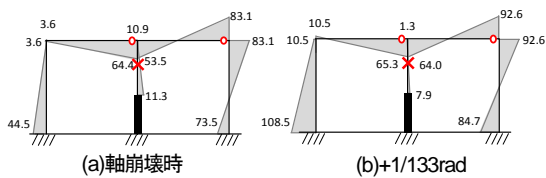


図-8 実験におけるメカニズム

せん断力、すなわち軸力の伝達量が減少したと考えられる。これは図-8に示す実験における軸崩壊時およびその後の+1/133rad時のメカニズム図からもわかる。

#### 4. 耐震診断基準との比較

図-9に架構の荷重変形関係、図-10に各柱の荷重変形関係および耐震診断基準<sup>3)</sup>によるC-F曲線を荷重変形関係に換算したものの比較を示す。実験における終局変形を「経験最大変形角」とし、強度指標Cを荷重に換算する場合に用いる建物総重量Wは、載荷軸力の総和である1200kNとした。

図-9より実験において、中柱の残存耐力はせん断破壊後急激に低下し、ほぼ0となったことから、耐震診断基準が仮定する脆性部材破壊後の挙動と概ね傾向は一致していた。また、保有性能基本指標 $E_0$ を比較すると実験では $E_0=0.39$ であったのに対して、耐震診断では $E_0=0.23$ となった。これは、診断基準では極脆性柱である中柱は層間変形角 $R=1/500rad$ ( $F=0.8$ )で破壊すると想定しているのに対して、実験では $R=1/200rad$ ( $F=1.0$ )まで破壊しなかったことが原因である。

以上より、極めて脆性的な挙動を示す架構であっても安全側に評価できている。しかし、荷重変形関係については、図-10より個々の柱では概ね一致しているにもかかわらず、図-9ではせん断破壊時において層間変形角で0.2%程度の差異が生じている。この原因としては、実験では水平ジャッキによ

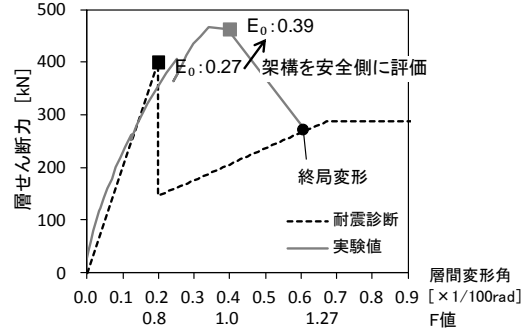


図-9 架構の実験値と耐震診断基準の荷重変形関係の比較

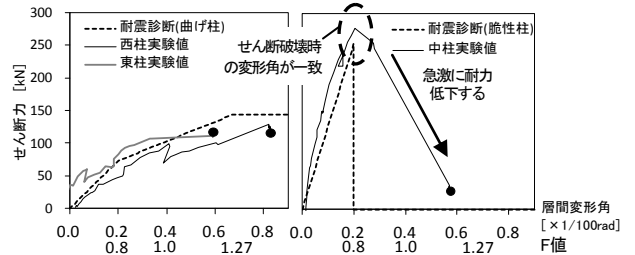


図-10 各部材の実験値と耐震診断基準の荷重変形関係の比較

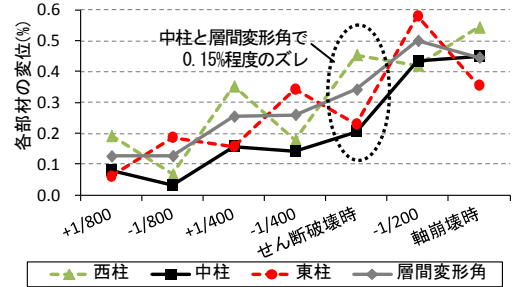


図-11 ピーク時における各部材の変位

り水平力を加えることで梁に一方には引張軸力、もう一方には圧縮軸力が作用したことで、梁に軸方向変位が生じ、図-11に示すように各柱の水平変位に差が生じたため、東西の柱の水平変位の平均値を用いた層間変形角と各柱の変位を用いて算出した層間変形角との間に差が生じたことが考えられる。

#### 5. まとめ

本研究では既往の実験と比べ中柱の軸力比を上げることで、より脆性的な破壊に至るように設計した架構の静的載荷実験を行い、その崩壊挙動および耐震診断基準との対応を検討した。以下に本研究で得られた知見を示す。

- I. 架構は軸崩壊に至り、耐震診断基準で仮定されている脆性部材のせん断破壊後の挙動と同様の傾向が見られた。しかし荷重変形関係に関して、個々の部材では概ね一致していたもの、架構全体では一致しなかった。この原因は、実験での加力方法により梁に圧縮・引張軸力が作用したことによって生じた軸変形の影響である。
- II. 中柱破壊後に東西梁により再分配される軸力において、実験値が計算値をおよそ2割下回った。これは東梁において鉛直力によって生じるせん断力が水平力より生じるせん断力によって除荷され、東梁では十分に軸力を伝達されないためである。

#### 参考文献

- 1) 高橋直紀, 向井智久など: 脆性部材および剛梁からなるRC造架構の安全評価に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp853-858, 2011
- 2) 福山洋, 向井智久など: 脆性部材を有するRC造架構の構造性の再評価に関する実験 その1 実験概要, 日本建築学会大会学術論文集(関東), pp807-808, 2011.8
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説, 2010
- 4) 芳村学, 高橋宣和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低減域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, Vol.587, pp.163-171, 2005.1
- 5) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート建物の耐震診断基準・同解説, 2001