

# 論文 熊本地震でせん断破壊した新耐震基準で設計された RC 造ピロティ柱を対象とした実験的研究

隈部 敦史\*1・谷 昌典\*2・藤原 光太\*3・向井 智久\*4

**要旨：**本研究では、2016年熊本地震でせん断破壊した、新耐震基準で設計されたRC造ピロティ柱の力学挙動や破壊性状を調べることを目的として、対象ピロティ柱を模擬した縮小試験体を作成し、変動軸力下および圧縮一定軸力下における逆対称正負交番載荷実験を行った。変動軸力を作用させた試験体が対象柱と同様の破壊性状を示すとともに、圧縮一定軸力を作用させた試験体の方が早期に帯筋が降伏し、変形性能が低下するなどの結果を得た。また、評価式による耐力計算値や最大耐力時の主筋および帯筋ひずみの推移に基づいた検討により、最大耐力はせん断ひび割れの発生により決定された可能性が高いことを示した。

**キーワード：**熊本地震、せん断破壊、ピロティ柱、引張軸力、変動軸力、付着

## 1. はじめに

2016年熊本地震では、多数のRC造ピロティ建物に被害が見られ、1981年以降に新耐震基準で建設されたものでも、せん断破壊をはじめとした損傷度IV～Vの甚大な被害を受けたピロティ柱が数多く確認された<sup>1)</sup>。本稿では、このような新耐震基準により設計されたピロティ建物において大きな被害を受けたピロティ柱の力学挙動や破壊性状を調べることを目的とし、対象柱を模擬した縮小試験体を作成し、変動軸力下および圧縮一定軸力下における逆対称曲げ形式の正負交番載荷実験を行った。

## 2. 対象柱を有する建物の概要と被害状況

本章では本研究対象柱を有する共同住宅の建物概要と被害状況を、「平成28年(2016年)熊本地震建築物被害調査報告(速報)」<sup>1)</sup>および対象建物の構造図面をもとに示す。

### 2.1 建物概要

本研究対象建物の外観を図-1(a)に、1階平面図を図-1(b)に示す。対象建物は1992年に建設された桁行方向4スパン(スパン長さ6.0m, 6.4m)、梁間方向1スパン(スパン長さ11.7m)の10階建てRC造共同住宅である。1

階がピロティとなっており、1階の階高と柱の2階梁下までの内法高さはそれぞれ2650mmと2050mmである。1階の柱断面はいずれも950mm×950mmであり、主筋は16-D25である。帯筋はX1およびX5構面で2-D13@100(両方向)、X2およびX4構面で2-D13@80(梁間方向)、4-D13@80(桁行方向)、X3構面で2-D13@60(梁間方向)、4-D13@60(桁行方向)となっており、中柱では桁行方向と梁間方向のせん断補強筋量の差が大きかった。なお、1階X2Y2柱から採取したコンクリートシリンダーの圧縮強度(8本平均)は35.4N/mm<sup>2</sup>であった。

### 2.2 被害状況

被害が最も大きかった1階について部材損傷度の判定を行い、被災度区分判定を行った結果、1階の耐震性能残存率は桁行方向で35%、梁間方向で31%となり、被災度はいずれの方向においても「大破」と判定された。1階の10本の柱のうち特に被害の大きかったX4Y2柱の被害状況の写真を図-2に、断面図を図-3に示す。X4Y2柱は中央高さ付近から下が著しく損傷し、コンクリートが剥落して鉄筋が露出した。また、主筋の座屈、帯筋の破断が確認された。桁行方向、梁間方向いずれにおいても損傷度Vと判定されたが、破壊面の形成状況から、梁間

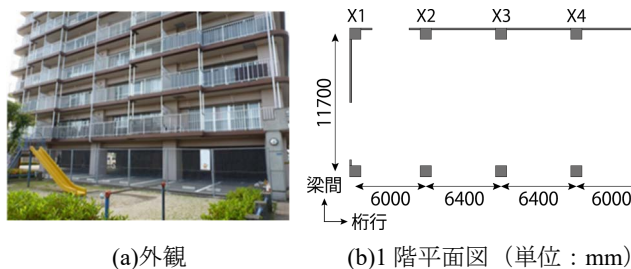


図-1 建物概要



図-2 対象柱被害状況

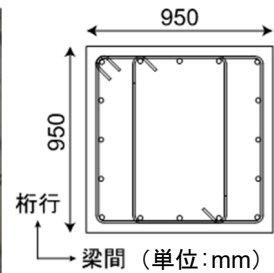


図-3 対象柱断面図

\*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士課程 (学生会員)

\*2 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学) (正会員)

\*3 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士課程

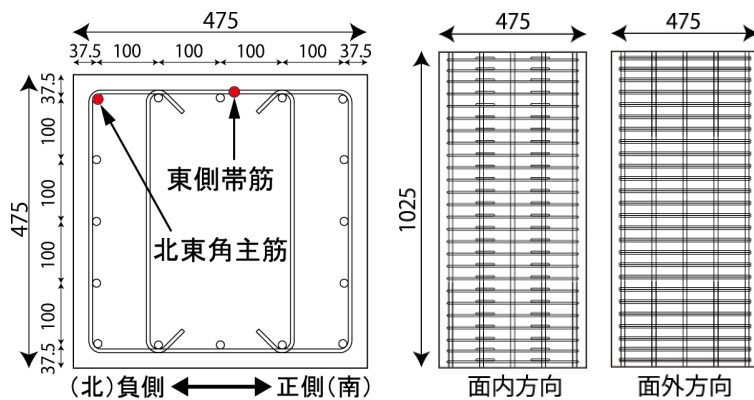
\*4 (国研) 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士(工学) (正会員)

方向の地震力によってせん断破壊が生じたものと推察される。本研究ではこの X4Y2 柱を対象とする。

### 3. 実験概要

#### 3.1 試験体概要

本実験では、図-4 に示す寸法及び配筋詳細をもつ 2 体の同一試験体を作成した。本試験体は対象ピロティ柱の 2 階梁下までを鉄筋径、鉄筋間隔も含め 1/2 スケールでモデル化している。表-1 に各試験体の諸元を示す。主筋は 16-D13 (SD345)、せん断補強筋は面内方向に 2-D6@40 (SD295A)、面外方向に 4-D6@40 (SD295A) である。また、帯筋は片面フレア溶接による溶接閉鎖型、中子筋は両端 135°フック定着とした。コンクリート最大骨材粒径は 15mm であり、コンクリートの設計基準強度  $F_c$  は 27N/mm<sup>2</sup> とした。打設は試験体を立てた状態で 2 回



(a) 柱断面

(b) 立面図

図-4 試験体概要 (試験区間内, 単位: mm)

に分けて行い、1 回目で下スタブを、2 回目で柱試験区間と上スタブを打設した。軸力については 3.4 項で示す。

#### 3.2 材料試験結果

柱試験区間のコンクリートと、主筋およびせん断補強筋に使用した鉄筋の材料試験結果を表-2 に示す。コンクリートのヤング係数は  $1/3f'_c$  割線弾性係数である。

#### 3.3 耐力計算

材料試験から得られた材料強度を用いて試験体のせん断ひび割れ耐力  $Q_{sc}$ 、せん断終局耐力  $Q_{su}$ 、曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  を算出した結果を表-3 に示す。 $Q_{sc}$  は靱性保証型指針式<sup>3)</sup> (耐力係数  $\phi=1.0$ ) を、 $Q_{su}$  は修正荒川 mean 式<sup>2)</sup> を用いて算出し、 $Q_{mu}$  は保有水平耐力規準<sup>2)</sup>に記載の曲げ終局モーメント  $M_{mu}$  をせん断スパンで除して算出した。

#### 3.4 荷重方法

荷重装置を図-5 に示す。圧縮および引張軸力は 800t

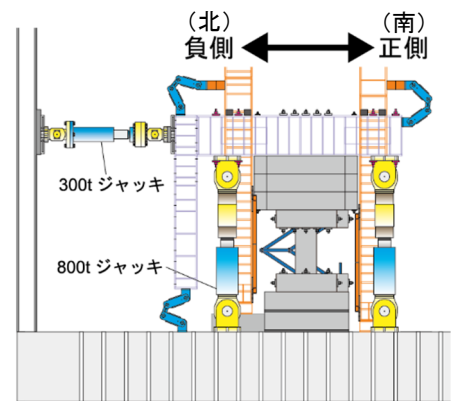


図-5 荷重装置 (西面)

表-1 試験体諸元

試験体名	柱幅 $b$ (mm)	柱せい $D$ (mm)	内法高さ $h_0$ (mm)	主筋比 (%)	せん断補強筋比 (%)	せん断 スパン比	軸力比 ( $N/bDf'_c$ )	備考
C-C40T75	475	475	1025	0.898	0.333 (面内)	1.17	-0.066~0.40	変動軸力
C-C40					0.666 (面外)		0.40	圧縮一定軸力

表-2 材料試験結果

試験体名	コンクリート			種類	鉄筋 ※0.2%オフセット強度		
	圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )		降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
C-C40T75	41.3	27.2	3.84	D13(SD345)	401.8	189.4	579.3
				D6(SD295A)	485.1*	205.0	577.8
C-C40	39.3	26.7	-	D13(SD345)	410.9	190.9	589.7
				D6(SD295A)	482.6*	203.2	578.0

表-3 耐力計算結果

試験体名	軸力比	せん断ひび割れ耐力 $Q_{sc}$ (kN)	せん断終局耐力 $Q_{su}$ (kN)	曲げ終局耐力 $Q_{mu}$ (kN)	せん断余裕度 $Q_{su}/Q_{mu}$
C-C40T75	0.40	945.7	955.0	1172.3	0.815
	-0.066	-	605.4	59.6	10.16
C-C40	0.40	912.5	936.5	1150.3	0.814

ジャッキ2本, 水平力は300t ジャッキ1本により作用させ, 上下スタブを平行に保つように鉛直ジャッキを制御し, 水平ジャッキにより载荷を行った。

軸力载荷経路を図-6に示す。C-C40T75においてはピロティ架構を想定してせん断力に応じた変動軸力とした。基点とする長期軸力  $N_0$  は文献4)を参考に  $0.15bDf'_c$  に設定した。引張側の最大値は文献5)を参考に  $-0.75A_g\sigma_y$  ( $A_g$ : 柱主筋全断面積(mm<sup>2</sup>),  $\sigma_y$ : 材料試験による主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)) とし,  $-0.066bDf'_c$  に相当する。圧縮側の最大値は長期軸力  $N_0$  の2倍に  $A_g\sigma_y$  を加えた値を丸めて  $0.40bDf'_c$  とした。なお, 文献4)の有限要素解析でも圧縮柱には同程度の軸力が作用していたことが確認されている。また, 引張側, 圧縮側それぞれの最大軸力時における曲げ終局耐力計算値の1/2 ( $=0.5Q_{mu}$ ) 時点を折れ点とし, 長期軸力時から線形に軸力を増減させた。C-C40においては, 変動軸力が構造的な性能に及ぼす影響の検証を目的として, C-C40T75における圧縮最大軸力  $0.40bDf'_c$  で一定とした。

水平力は, 変位制御による正負交番漸増振幅载荷とした。層間変形角  $R$  は上下スタブの相対水平変位を柱試験区間内法高さで除して算出し,  $R=0.03125\%$  において1回载荷を行った後,  $R=0.0625\%, 0.125\%, 0.25\%, 0.5\%, 0.75\%, 1.0\%, 1.5\%, 2.0\%, 3.0\%$  でそれぞれ2回の正負交番载荷を行った。なおC-C40に関しては,  $R=2.0\%$  サイクル1回目の载荷中に軸力を保持できなくなったため载荷を終了した。

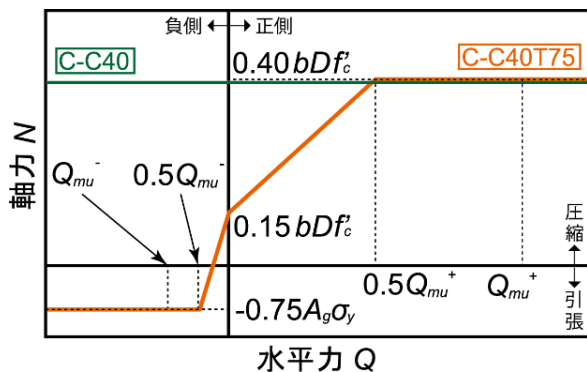


図-6 軸力载荷経路

## 4. 実験結果

### 4.1 実験経過および損傷状況

図-7に各試験体の载荷終了時のひび割れ図を示す。ひび割れ図中の青線は正载荷時に, 赤線は負载荷時に確認したひび割れを示しており, 交線部はカバーコンクリートの剥落を示している。

C-C40T75においては,  $R=-0.03125\%$  サイクルで柱全体にわたって曲げひび割れおよび引張りひび割れが確認され,  $R=+0.25\%$  サイクルで柱中央付近において細かいせん断ひび割れがわずかに確認された。その後,  $R=+0.5\%$  サイクル,  $R=+0.75\%$  サイクルにわたって細かいせん断ひび割れが徐々に部材全体へと増加, 進展した。また,  $R=1.5\%$  サイクルから主筋に沿った縦ひび割れ(図-8(a))が顕著に見られるようになった。 $R=2\%$  サイクルで柱頭および柱脚付近での主筋の座屈が確認され,  $R=3\%$  サイクルで座屈により大きく孕んでいたカバーコンクリートが広範囲にわたって剥離, 剥落した。また, 図-9に载荷終了時における柱頭付近の写真を示す。柱主筋の座屈やせん断ひび割れに沿ってカバーコンクリートが斜めに剥落した破壊面などの点で, 研究対象柱の破壊性状と概ね一致する結果となった。

C-C40においては,  $R=0.125\%$  サイクルでわずかに曲げひび割れが確認され,  $R=0.25\%$  サイクルで柱中央付近に

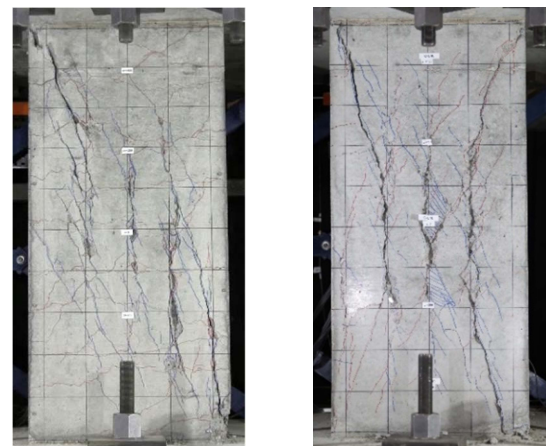


図-8 正面写真(主筋に沿った縦ひび割れ)

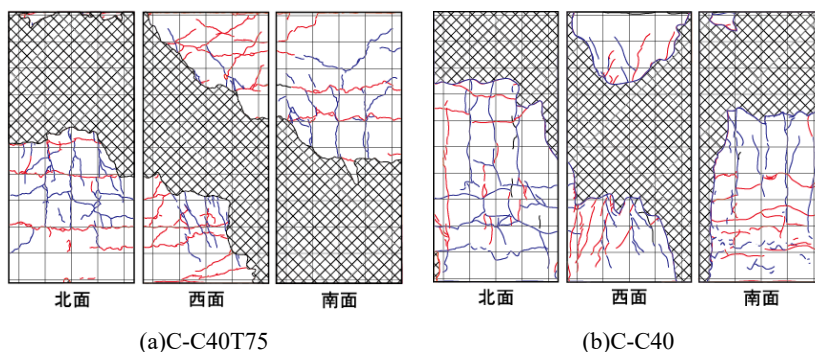


図-7 ひび割れ図(载荷終了時)



図-9 最終破壊性状(C-C40T75)

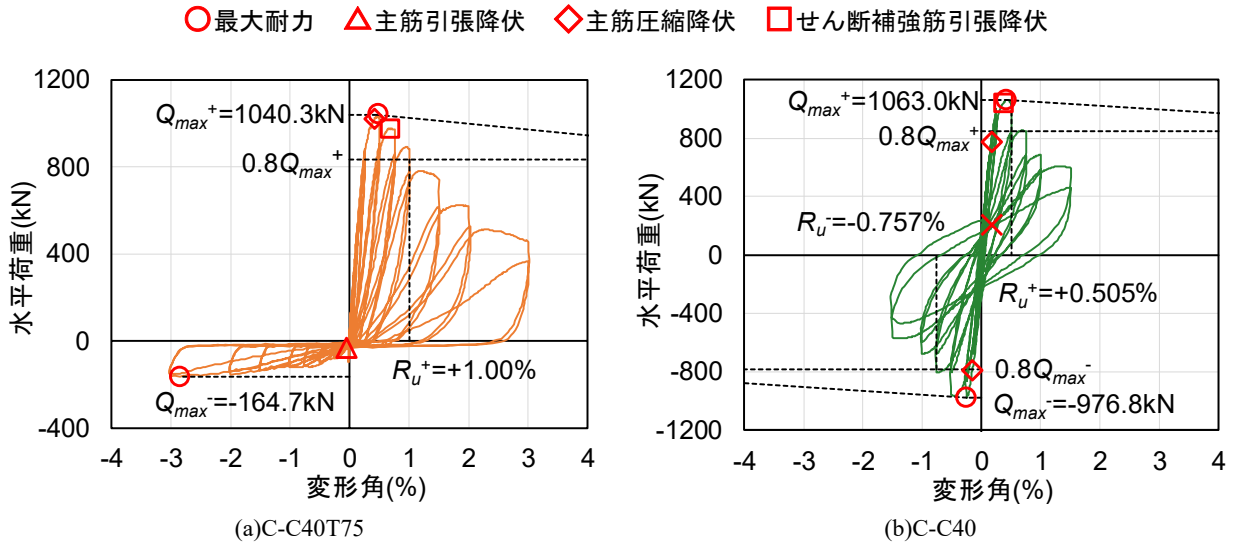


図-10 水平荷重—変形角関係

において細かいせん断ひび割れが確認された。その後、C-C40T75と同様に、少しずつせん断ひび割れが増加、進展し、 $R=1.0\%$ サイクルから主筋に沿った縦ひび割れ(図-8(b))が顕著になった。載荷終了時には柱頭柱脚付近での主筋の座屈等により、カバーコンクリートが広範囲にわたり剥落した。また柱脚付近と比較して柱頭付近での損傷が大きい原因として、柱を立てた状態で打設したことにより、柱脚付近より柱頭付近での粗骨材の割合が小さくなっていった可能性が考えられる。

#### 4.2 水平荷重—変形角関係

水平荷重—変形角関係を図-10に示す。○は正側および負側の最大耐力、△は主筋引張降伏点、◇は主筋圧縮降伏点、□はせん断補強筋の引張降伏点を示している。また正側最大耐力点から斜めに伸びる破線は、軸力のP-Δ効果による見かけ上の耐力低下を示している。

C-C40T75においては、 $R=-0.0625\%$ サイクルで主筋が引張降伏、 $R=+0.5\%$ サイクルで主筋が圧縮降伏した後、同サイクルのピーク付近で正側の最大耐力  $Q_{max}^+=1040.3$  kN を記録した。その後耐力は低下し、 $R=+0.75\%$ サイクルで柱中央高さ付近のせん断補強筋が引張降伏した後、 $R=+1.0\%$ サイクルで最大耐力の80%を下回り、正側の限界変形角  $R_u^+$ に達した。限界変形角は耐力が最大耐力の80%まで低下した点の変形角(ただし、1サイクル目で最大耐力の80%を上回り、2サイクル目および次の変形角のサイクルで80%に到達しない場合は、1サイクル目のピーク変形を限界変形角とし、本研究では両試験体ともにこれに該当する)とし、 $R_u^+=1.00\%$ であった。その後も耐力は低下し続け、 $R=+3\%$ サイクル2回目のピーク点での耐力は最大耐力のわずか35%であった。また、負側の最大荷重は  $R=-3\%$ サイクルのピーク付近で記録され、

$Q_{max}^-=-164.7$  kN であった。

C-C40においては、 $R=\pm 0.25\%$ サイクルにおいて主筋の圧縮降伏が確認され、同サイクルの負側ピーク付近において負側の最大耐力-976.8kNを記録した。その後  $R=0.5\%$ サイクル正載荷時に柱中央高さ付近のせん断補強筋の引張降伏が確認され、同サイクルピーク付近で正側最大耐力 1063.0kN を記録した。その後耐力は大きく低下し、 $R=+2\%$ サイクル1回目の途中、図中×で示した点において軸力を保持できなくなったため載荷を終了した。また、限界変形角  $R_u$  は、正側では  $R_u^+=0.505\%$ 、負側では  $R_u^-=-0.757\%$ となった。

図-11に、C-C40T75とC-C40の正載荷時における包絡線および限界変形角の比較を示す。図中の○は各試験体の最大耐力点を、横方向の破線は  $0.8Q_{max}^+$  を表している。C-C40T75とC-C40の最大耐力時変形角はそれぞれ0.471%と0.423%で、いずれも  $R=0.5\%$ サイクル1回目記録された。また、最大耐力値においても試験体間における大きな差は見られなかった。しかし、C-C40T75とC-C40の限界変形角はそれぞれ1.00%と0.505%であり、圧縮一定軸力を加えたC-C40の方が最大耐力点以降の耐力

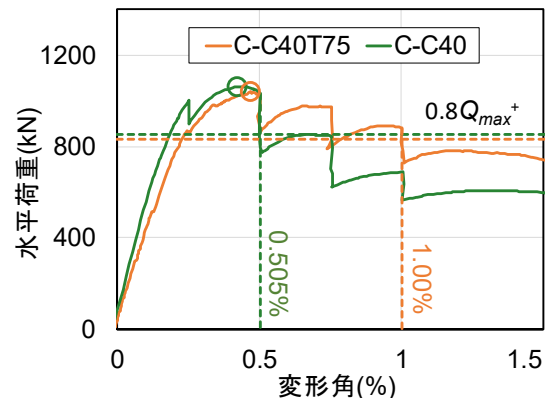


図-11 包絡線比較

低下が激しく、変形性能が劣る結果となった。

### 4.3 帯筋ひずみの推移

図-12に正載荷時における各サイクル1回目ピーク時に計測された帯筋ひずみの推移を示す。ひずみは図-4(a)の東側帯筋の位置に貼り付けたひずみゲージの値を用いている。図中の破線は鉄筋の降伏ひずみを表しており、材料試験における鉄筋の降伏強度をヤング係数で除して算出した。また、ひずみは引張を正とした。

C-C40T75においては、最大耐力を記録した  $R=+0.5\%$  サイクルでは帯筋の降伏は確認されず、 $R=+0.75\%$  サイクルで一部降伏ひずみを上回った。C-C40においては、 $R=+0.5\%$  サイクルで柱中央高さ付近において降伏ひずみを大きく上回り、C-C40T75と比較して早期に帯筋が降伏した。

### 4.4 付着応力の推移

図-13に正載荷時における各サイクル1回目ピーク時の付着応力の推移を示す。主筋の付着応力は、北東角主筋(図-4(a))に貼り付けたひずみゲージの値を主筋軸応力に変換し、ひずみゲージ間の軸応力差から算出した。ひずみから応力への変換には、鉄筋の弾塑性モデルとして修正 Ramberg-Osgood 型モデル<sup>(6),(7),(8)</sup>を用いた。

図中の縦方向の破線は、材料強度を用いて得られた1段目主筋の付着信頼強度  $\tau_{bu}$ <sup>(3)</sup>を示している。また、付着応力は各ひずみゲージ間の中央位置にプロットし、付着応力は主筋上向きを正とした。

C-C40T75、C-C40ともに、最大耐力を記録した  $R=+0.5\%$  サイクルでの付着応力は、付着信頼強度の50%未満であった。また、試験体間での大きな違いは見られ

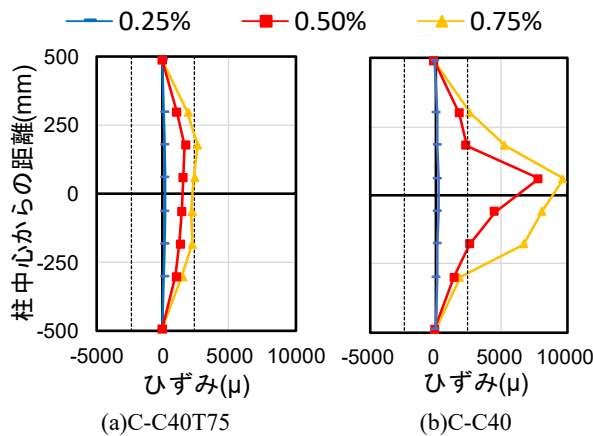


図-12 東側帯筋のひずみの推移 (正載荷時)

ず、軸力変動により引張軸力を作用させた影響は小さいと考えられる。

## 5. 最大耐力に関する検討

本章では、圧縮軸力を作用させた C-C40T75 の正側および C-C40 の正側と負側の最大耐力について、文献 9)を参考に検討を行い、さらに考察を加える。

### 5.1 計算値との比較

表-4に C-C40T75 の正側および C-C40 の正側と負側の最大耐力の実験値  $Q_{max}$  とせん断ひび割れ耐力計算値  $Q_{sc}$  およびせん断終局耐力計算値  $Q_{su}$ を示す。表中の括弧内の数値は、実験値の計算値に対する比を示している。せん断終局耐力計算値は実験値をいずれも精度良く評価し、 $Q_{max}/Q_{su}$ は1.04~1.14となった。また、せん断ひび割れ耐力計算値はせん断終局耐力よりわずかに小さく、 $Q_{max}/Q_{sc}$ は1.07~1.16となった。

ここで、文献 9)において、 $f'_c < 60$  (N/mm<sup>2</sup>)のせん断破壊型試験体(計288体)に対するせん断ひび割れ耐力(靱性指針式)およびせん断終局耐力(修正荒川 mean 式)の精度検証が行われており、実験値/計算値の平均値はそれぞれ1.11および1.37であったことが示されている。そこで、改めて  $Q_{sc}' (=1.11Q_{sc})$  および  $Q_{su}' (=1.37Q_{su})$  と本実験結果との比較を行った。その結果を表-4に併せて示す。この場合、 $Q_{max}/Q_{su}'$ は0.76~0.83となり、せん断終局耐力計算値が実験値を大きく上回った。一方で、 $Q_{max}/Q_{sc}'$ は0.96~1.05となり、せん断ひび割れ耐力計算値と実験値はほぼ一致した。

なお、引張軸力の作用する C-C40T75 の負側では、最

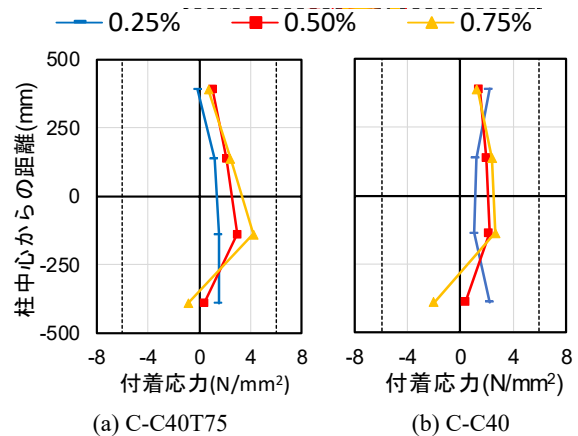


図-13 北東角主筋の付着応力の推移 (正載荷時)

表-4 計算値との比較

試験体名		実験値 $Q_{max}$ (kN)	せん断ひび割れ耐力 $Q_{sc}$ (kN)	せん断ひび割れ耐力 $Q_{sc}'$ (kN)	せん断終局耐力 $Q_{su}$ (kN)	せん断終局耐力 $Q_{su}'$ (kN)
C-C40T75	正側	1040.3	945.7(1.10)	1049.7(0.99)	955.0(1.09)	1308.4(0.80)
C-C40	正側	1063.0	912.5(1.16)	1012.9(1.05)	936.5(1.14)	1283.0(0.83)
	負側	-976.8	-912.5(1.07)	-1012.9(0.96)	-936.5(1.04)	-1283.0(0.76)

大耐力の実験値が曲げ終局耐力計算値の 2.76 倍となり、計算値が実験値を過小評価した。

## 5.2 考察

表-4 に示す計算結果から、いずれの試験体も実験最大耐力がせん断ひび割れによって決まり、せん断終局耐力を発揮できなかった可能性が考えられる。4.1 項で示すように、 $R=0.25\%$  サイクルで柱中央付近においてわずかに発生したせん断ひび割れが、徐々に増加、進展したことで最大耐力に到達したことが推察される。また、図-12 より、最大耐力を記録した  $R=+0.5\%$  サイクルにおいて、C-C40T75 では帯筋の降伏は確認されず、C-C40 でも帯筋の降伏は柱中央高さの一部に留まっていることから、せん断補強筋が十分に引張力を負担する前に最大耐力に至ったと考えられる。さらに、載荷途中に図-8 に見られるような主筋に沿った縦ひび割れが顕著となったことから、主筋の付着が劣化したことで耐力が発揮されなかった可能性があるが、図-13 より最大耐力を記録した  $R=+0.5\%$  サイクルでの主筋付着応力は、付着信頼強度の 50%にも満たず、付着の劣化が最大耐力に影響を与えたことは考えにくい。なお、図-13 における主筋付着応力の計測位置は隅主筋であり、図-8 において顕著な縦ひび割れが見られる中段主筋とは異なるが、中段主筋は端部における応力変動が小さく、隅主筋以上の付着応力は発生しないと考えられる。

以上より、圧縮軸力下における本実験の最大耐力は、せん断ひび割れ耐力によって決定されたことが考えられるが、載荷途中に顕著となった主筋に沿った縦ひび割れの原因と耐力への影響は未だ明らかではなく、その解明は今後の課題としたい。

## 6. まとめ

本研究では、熊本地震でせん断破壊した新耐震基準で設計された RC 造ピロティ柱の力学挙動と破壊性状を検証するために、研究対象柱を模擬した縮小試験体を作成し逆対称正負交番載荷実験を行うとともに、最大耐力に関する検討を行った。本研究から得られた知見を以下に示す。

- (1) 変動軸力を作用させた C-C40T75 の最終破壊性状は、柱主筋の座屈やカバーコンクリートが斜めに剥落した破壊面などの点で、研究対象柱の破壊性状と概ね一致した。
- (2) 変動軸力を作用させた C-C40T75 と、C-C40T75 における圧縮側最大軸力を一定に作用させた C-C40 を比較すると、最大耐力および最大耐力時変形角に関しては、試験体間で大きな差は見られなかったが、限界変形角は C-C40T75 で 1.00%、C-C40 で 0.505%とな

り、変形性能に関しては C-C40 の方が劣る結果となった。

- (3) C-C40T75 と比較して、C-C40 の方が早期に帯筋が引張降伏した。
- (4) 最大耐力を記録したサイクルでの主筋付着応力は、試験体によらず付着信頼強度の 50%未満であった。
- (5) 実験における最大耐力とせん断終局耐力およびせん断ひび割れ耐力計算値との比較や、帯筋ひずみの推移などから、いずれの試験体もせん断ひび割れにより最大耐力が決まり、せん断終局耐力を発揮できなかったことが考えられる。

## 謝辞

本研究は、平成 30 年度 PRISM 国-03・05 仮設・復興住宅の早期整備による応急対応促進①-2「既存 RC 造共同住宅の補修補強工法に関する検証実験」の一環として行われたものである。本研究の遂行にあたり、京都大学西山峰広教授、野村昌弘技術職員ならびに京都大学西山・谷研究室の方々には多大なるご助言、ご協力を頂いた。ここに厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 建築研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報），建築研究資料 No.173，2016
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説，2016
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 4) 谷昌典ほか：2016 年熊本地震で被災したピロティ形式 RC 造集合住宅の有限要素解析，日本建築学会技術報告集，Vol.25，No.59，pp.171-176，2019
- 5) 国土技術政策総合研究所，建築研究所監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 6) 孟令樺ほか：鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル，日本建築学会構造系論文報告集，No.437，pp.115-124，1992.7
- 7) 田中清ほか：極低降伏点鋼を用いた制震パネルダンパーの静的履歴減衰性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.509，pp.159-166，1998.7
- 8) 田中清ほか：鋼種が異なるせん断型パネルダンパーの静的履歴特性に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，No.520，pp.117-124，1999.6
- 9) 向井智久ほか：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証，建築研究資料 No.175，2016.11