

論文 緊張材で能動横拘束された損傷RC柱のせん断破壊実験

中田 幸造*1・山川 哲雄*2

要旨: 本論文では、能動横拘束した損傷RC柱の軸支持能力とせん断強度の把握を目的として、損傷レベルを実験変数とした圧縮実験、能動側圧と主筋の付着の有無を実験変数としたせん断破壊実験を行った。圧縮実験より、高い能動横拘束によって損傷レベルIVとIIIの柱のコンクリート強度はシリンダー強度近くまで回復すること、並びに剛性への能動横拘束の効果を明らかにした。水平加力実験では、主筋の付着がある柱試験体のトラス機構とアーチ機構の負担せん断力の割合、ならびに大きな能動側圧を導入した主筋の付着がない柱試験体のアーチ機構のせいと斜め圧縮応力度を検証した。

キーワード: プレストレス, 横拘束, 軸耐力, せん断破壊, 応急補強

1. はじめに

緊張PC鋼棒によるRC柱への外部横補強¹⁾により、能動および受動的横拘束効果²⁾、せん断補強効果³⁾が得られる成果をきっかけとして、本研究では、高強度緊張材による能動横拘束を損傷RC柱への「ひび割れ閉合」に応用する⁴⁾。文献4)では、能動横拘束された損傷RC柱の軸支持能力を万能試験機による圧縮実験で検証し、また、その水平耐力と靱性ならびにアーチ機構を建研式加力装置による水平加力実験で検証した。本研究では文献4)に引き続き、損傷RC柱に高い能動側圧を導入した場合の軸支持能力の検証、ならびに能動横拘束された損傷RC柱のせん断強度を把握することを目的とし、(1) 損傷レベルを実験変数とした圧縮実験、(2) 能動側圧を実験変数としたせん断破壊実験と、主筋の付着を除去した柱試験体のせん断破壊実験を行い、トラス機構とアーチ機構についても検証を行った。なお、「ひび割れ閉合」効果を実現するには、受動横拘束より能動横拘束がはるかに効果的であることの検証については、次年度以降に行っていく予定である。

2. 実験計画

損傷RC柱に補強を施し、圧縮実験を行う柱試験体(ACシリーズ)の一覧をTable 1に、水平加力実験を行う柱試験体(ERシリーズ)の一覧をTable 2に示す。Fig. 1に示すこれらの柱試験体は、1辺が250mmの正方形断面で(1/2.4の縮尺)、ACシリーズとERシリーズ共に柱全高さは900mmである。柱の試験区間は500mm(せん断スパン比1.0)とし、試験区間以外の区間には帯筋(D6)を密に配筋した。柱にはD10主筋を12本使用し($p_g = 1.36\%$)、試験区間には 3.7ϕ の帯筋を105mm間隔($p_w = 0.08\%$)で配

筋したせん断破壊が曲げ破壊に先行する柱である(せん断余裕度は、ACシリーズが0.83~0.85、ERシリーズが0.49)。Table 2に示すERシリーズには、高強度のD10($\sigma_y = 912\text{MPa}$)を配筋しており、損傷RC柱への能動横拘束後もせん断破壊が先行する。また、主筋の付着を除去した柱試験体(ER17S-6HD4U)も用意した(以後、ER17S-は省略)。主筋の付着の除去によりトラス機構の発生を抑制し、能動横拘束によるひび割れ閉合効果によって、見かけのコンクリート強度がアーチ機構に与える影響を検証する。主筋の付着を完全に除去するため、主筋の表面はビニールチューブで被覆した。鋼材の機械的性質をTable 3に示す。Fig. 2は加力実験の流れ⁴⁾である。(1) AC、ERシリーズ共に建研式加力装置を用いて軸力比0.2の下で斜めひび割れを導入する「せん断損傷実験」を行った(Fig. 2(a))。柱試験体と鉄骨スタブの緊結には、PC鋼棒のほかにエポキシ樹脂を用いた。せん断破壊を制御するため、アラミド繊維ベルト(2ply、以後、ベルト)を疎に

Table 1 Details of specimens (AC series)

Specimen (AC17-)	N1	6HD4	D4	6HD3	D3
Damage level ⁵⁾ (Max. crack width)	-	IV (2.05 mm)	IV (2.15 mm)	III (1.2 mm)	III (1.35 mm)
Initial strain of fiber reinf. (Initial force)	-	2400 μ (8.1 kN)	-	2400 μ (8.1 kN)	-
σ_B	19.6 MPa				
σ_r	-	2.06 MPa	-	2.06MPa	-
N_{max} (kN)	1360	1490	638	1532	997
N_{max}/N_0	1.00	1.10	0.47	1.13	0.73
Common details	Cross section: 250 × 250mm, $M/(VD) = 1.0$, Bar: 12-D10 ($p_g = 1.36\%$), Hoop: 3.7ϕ -@105 ($p_w = 0.08\%$).				

Notes: σ_B = compressive strength of concrete cylinder, σ_r = lateral confining pressure, N_{max} = max. axial load, N_0 = max. axial load of non-damaged RC column, $M/(VD)$ = shear span-to-depth ratio.

*1 琉球大学 工学部工学科建築学コース准教授 博士(工学) (正会員)

*2 琉球大学 名誉教授 工博 (正会員)

Table 2 Details of specimens (ER series)

Specimen (ER17S-)	6HD4U	6HD4	6MD4
Damage level ⁵⁾ (Max. crack width)	IV (2.4 mm)	IV (1.9 mm)	IV (2.45 mm)
Initial strain of fiber reinf. (Initial force)	2400 μ (8.1 kN)	2400 μ (8.1 kN)	1800 μ (6.1 kN)
σ_B	19.6 MPa		
σ_r	2.06 MPa	2.06 MPa	1.54MPa
Bond performance of bar	Unbond	Bond	
Common details	Cross section: 250 × 250mm, $M/(VD) = 1.0$, $\eta = 0.2$, Bar: 12-D10 ($p_g = 1.36\%$), Hoop: 3.7 ϕ -@105 ($p_w = 0.08\%$).		

Notes: η = axial force ratio ($= N/(bD\sigma_B)$).

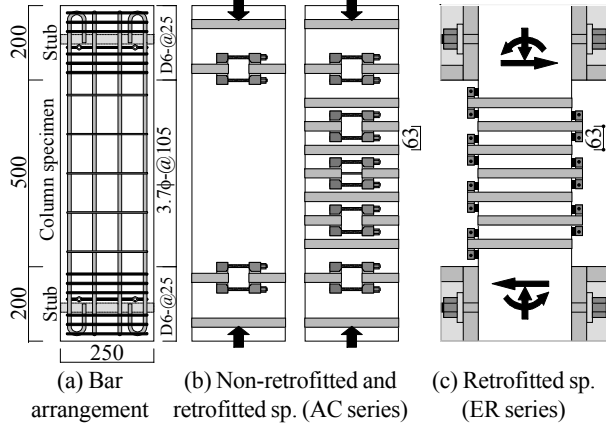


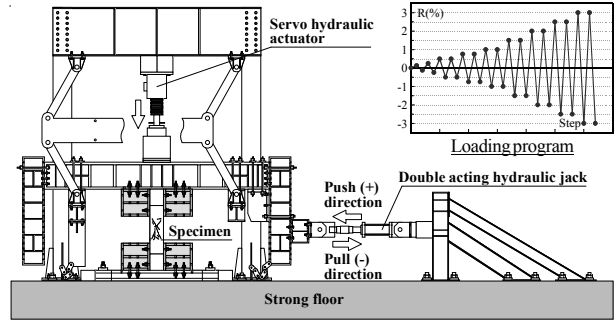
Fig. 1 Column specimen [unit: mm]

Table 3 Mechanical properties of materials

Reinforcement		a (mm ²)	σ_y, σ_u^* (MPa)	E (GPa)
Bar	D10 (AC series)	71	393	193
	D10 (ER series)	71	912	177
Hoop	3.7 ϕ	11	290	177
Hoop	D6	32	479	180
Aramid fiber belt	$t = 0.572\text{mm}$	28.6	2060*	118

Notes: a = cross section area, σ_y = yield strength of steel, σ_u = ultimate strength of fiber reinf., E = Young's modulus of elasticity.

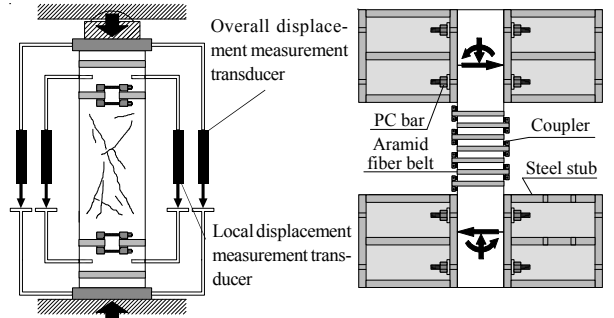
配置して、目標の損傷レベル⁵⁾に到達するまで正負繰返し水平加力を行った。(2) せん断損傷導入後、残留水平変位をゼロに戻し、軸力を除荷した。その後、ACシリーズでは損傷RC柱を鉄骨スタブから分離し、2000kN 万能試験機で圧縮実験を行った。材端条件は一端ピン、他端固定であり、圧縮ひずみは載荷板間 (900mm) とスタブ間 (675mm) の2か所を各4台、計8台の変位計で測定した (Fig. 2 (c))。ERシリーズは、ベルトによる能動横拘束を行い (Fig. 1 (c))、再び軸力比0.2の下で正負繰返し水平加力を行った (Fig. 2 (d))。水平加力実験では、部材角 $R=0.125\%$, 0.25% 、を各1回、 $0.5\% \sim 3.0\%$ を 0.5% の増分で各2回繰返しした。補強において、柱試験体の隅角部は半径20mmで面取りし、隅角部とカップラーの位置には厚さ0.8mmのテフロンシートを設置した。ベルトは50mmの幅を半分に折り曲げて幅25mmとし、1本のベルトの両端を100mmラップさせ、エポキシ樹脂で接着し、リング状に製作した。ベルトの両端は鋼製のカップラーにて連結し



(a) Step 1: Shear failure test



(b) Step 2: Retrofitting by fiber belts prestressing



(c) Step 3: Axial compression test (AC series)

(d) Step 3: Cyclic loading test (ER series)

Fig. 2 Test setup and loading procedure

(Fig. 2 (b)), カップラーとベルトの間には離形フィルムを設置した。緊張ひずみは、ベルトの継ぎ目と継ぎ目の反対側にエポキシ樹脂で硬化部を製作し、ゲージを貼付して管理した。ACシリーズの総数は5体であり (Table 1)、実験変数は損傷レベルと補強の有無である。ERシリーズの総数は3体であり (Table 2)、実験変数は能動側圧、主筋の付着の有無である。能動側圧 σ_r は式 (1) で求めた。

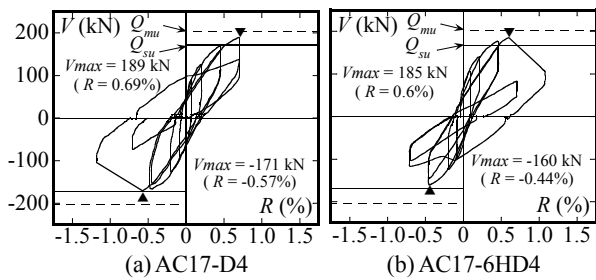
$$\sigma_r = 2A_a / (b \cdot A_s) \cdot A \cdot E \cdot \varepsilon_{pt} \quad (1)$$

ここで、 A_a : ベルトの断面積、 b : 柱幅、 A_s , E , ε_{pt} : ベルトの補強間隔、ヤング係数、初期緊張ひずみ。本研究では低い能動側圧を0.69MPaと設定し⁶⁾、この2倍程度を中程度 (1.54MPa)、3倍程度を高い能動側圧 (2.06MPa) とした。

3. 実験の結果

3.1 せん断損傷実験

代表的な柱試験体 (AC17-D4, AC17-6HD4) の水平荷重 V -部材角 R 関係を Fig. 3 に、最終ひび割れ状況 (ウェブ面)、最大残留ひび割れ幅、損傷レベル⁵⁾ を Table 4 に示す。Fig. 3 にはシリンダー強度 (σ_B) による多段配筋柱の曲げ強度略算値 $Q_{mu}^7)$ と、修正荒川 mean 式によるせん断強度計算値 $Q_{su}^8)$ も示した。損傷レベルは文献⁵⁾ を参



Notes: Q_{mu} = Flexural strength by AIJ eq.⁷⁾, Q_{su} = Shear strength by Arakawa mean eq.⁸⁾, \blacktriangledown = peak point.

Fig. 3 V-R relations (shear failure test)

Table 4 Observed cracking patterns after shear failure test

	6HD4	D4	6HD3	D3
AC series (AC17-)				
	IV (2.05mm)	IV (2.15 mm)	III (1.2 mm)	III (1.35 mm)
ER series (ER17S-)				
	IV (2.4 mm)	IV (1.9 mm)	IV (2.45 mm)	

Notes:
III-IV = damage level⁹⁾,
() = residual crack width after shear failure test (depth side).

考に総合的に判断しており、例えば、ER17S-6HD4の最大残留ひび割れ幅は1.9mmであるものの、経験部材角が±1.5%と他の柱試験体より大きいため、損傷レベルIVと判断した。全ての柱試験体で斜めひび割れが生じて損傷レベルIII～IVに到達している。

3.2 圧縮実験 (ACシリーズ)

Fig. 4にACシリーズの圧縮軸力-圧縮ひずみ関係を示す。Fig. 4において、AC17-D3(以後、AC17-は省略)、6HD3、D4、6HD4の縦軸は、RC柱の圧縮軸力を基準柱試験体N1の最大圧縮軸力 N_0 で除して示した。Fig. 4(a)より、損傷RC柱D3の最大圧縮軸力は $0.73N_0$ である。損傷RC柱に大きな能動側圧を導入した6HD3の最大圧縮軸力は $1.13N_0$ となり、N1の最大圧縮軸力より大きい。6HD3において、圧縮ひずみ度0.7%近傍で圧縮軸力が低下したのは、損傷の進行により柱試験体の傾きが発生したためである。Fig. 4(b)より、損傷RC柱D4の最大圧縮軸力は $0.47N_0$ 、損傷RC柱に大きな能動側圧を導入した6HD4は $1.10N_0$ とN1の最大圧縮軸力より大きい結果が得られた。

Fig. 5は、柱試験体の圧縮軸力から主筋の負担軸力を差し引いたコンクリートの負担軸力を全断面積で除して求めた応力度とひずみ度の関係である。縦軸は σ_c/σ_B で無次元化した。主筋の負担軸力を差し引く際に、N1、D3、6HD3、6HD4の主筋は、完全弾塑性体で主筋のひずみは柱試験体

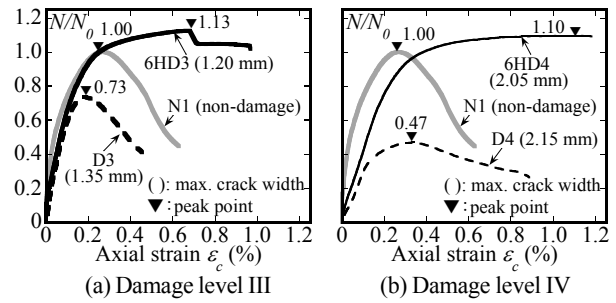


Fig. 4 N/N_0 versus ϵ_c (AC series)

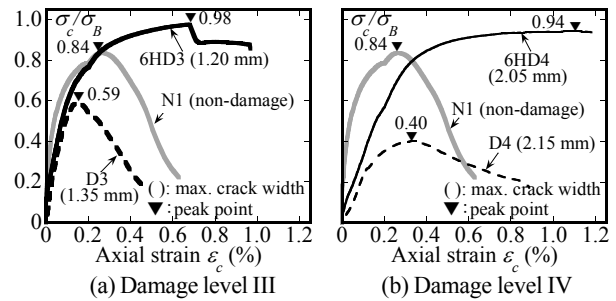


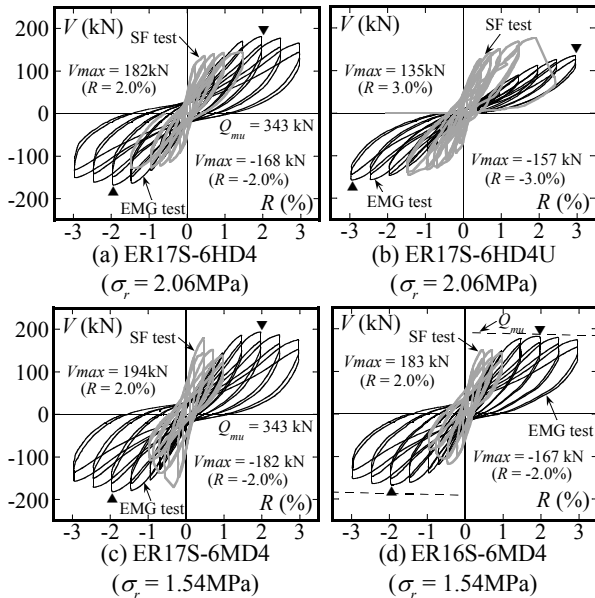
Fig. 5 σ_c/σ_B versus ϵ_c (AC series)

の平均軸方向ひずみに等しいと仮定した。損傷RC柱D4は、文献4)に従い主筋の負担軸力を差し引いた。Fig. 5(a)より、損傷RC柱D3の見かけの圧縮強度は $0.59\sigma_B$ となり、大きな能動側圧を導入した6HD3では $0.98\sigma_B$ (D3の約1.7倍)まで回復する。損傷RC柱D3の1/3割線剛性はN1の0.27倍であり、6HD3のそれはN1の0.32倍(D3の約1.2倍)である。Fig. 5(b)より、損傷RC柱D4の圧縮強度は $0.4\sigma_B$ 、大きな能動側圧を導入した6HD4のそれは $0.94\sigma_B$ (D4の約2.4倍)である。損傷RC柱D4の1/3割線剛性はN1の0.06倍であり、6HD4のそれはN1の0.12倍(D4の2倍)である。以上より、本実験の範囲内では、能動横拘束によるひび割れ閉合によって、圧縮強度を大きく修復できること、また、剛性も修復できるが損傷レベルIIIとIVでは修復後の剛性に大きな差が見られた。

3.3 水平加力実験 (ERシリーズ)

Fig. 6に能動横拘束した損傷RC柱の水平荷重V-部材角R関係(灰色はせん断損傷実験の結果)を示す。Fig. 6(d)($\sigma_B = 17.2\text{MPa}$, 最大残留ひび割れ幅3.25mm, せん断損傷実験時の最大経験部材角は±1.0%)は文献4)の結果である。Fig. 6(a)と(c)には Q_{mu} も示した。Fig. 7は柱主筋の応力分布である(正側加力第一サイクルピーク時のデータ)。ひずみ測定値にヤング係数を乗じて求めた主筋の応力度 σ_s は、測定値が降伏ひずみ度を超えた時点で降伏応力度で一定とした。なお、最大水平耐力時の柱頭の主筋のひずみ度は、6HD4が0.15%、6MD4が0.21%、6HD4Uが0.08%、ER16S-6MD4では0.21%である。

Fig. 6(a),(c)より、主筋の付着がある6HD4、6MD4では主筋の降伏は見られず(Fig. 7)、 Q_{mu} にも到達していないため、曲げ破壊ではないと考えられる。最大水平耐力以降は、斜めひび割れの増加とともに水平荷重が低下



Notes: SF: shear failure, EMG: emergency, \blacktriangledown = peak point.
Fig. 6 V-R relations (ER series)

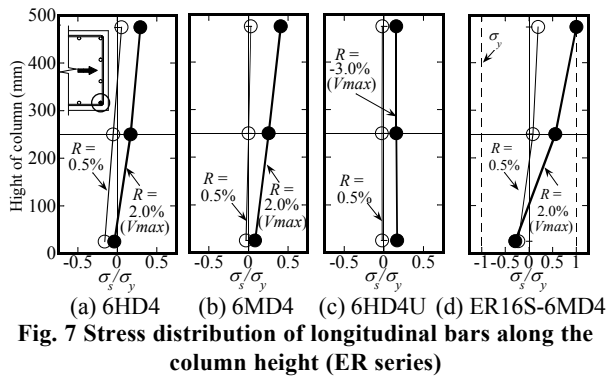


Fig. 7 Stress distribution of longitudinal bars along the column height (ER series)

した。Fig. 6 (b) より、主筋の付着がない6HD4Uでは、加力中の新たなひび割れは柱頭柱脚に少し見られる程度であった (Table 5)。6HD4Uでは水平荷重の低下は見られず、また、履歴ループの面積も小さい。Fig. 6 (a), (b) より、主筋の付着がない (b) 6HD4Uの最大水平耐力は、主筋の付着がある (a) 6HD4より小さい。これは、主筋の付着を除去したことによってベルトのせん断補強効果が発揮されず (Fig. 8)、トラス機構のせん断力負担が無くなったためである。Fig. 6 (a), (c) より、(a) 6HD4 ($\sigma_r = 2.06\text{MPa}$) の最大水平耐力は、(c) 6MD4 ($\sigma_r = 1.54\text{MPa}$) より小さい。せん断損傷実験時の経験部材角は (a) 6HD4 ($R = 1.5\%$) が (c) 6MD4 ($R = 1.0\%$) より大きく、従って、(a) 6HD4の損傷度が (c) 6MD4より大きくなったために、(a) 6HD4の最大水平耐力は (c) 6MD4のそれより小さくなったと考えられる。次に、Fig. 6 (d) に示すER16S-6MD4に導入した能動側圧は、Fig. 6 (c) の6MD4と同じだが、破壊モードが異なり、(d) ER16S-6MD4は曲げ破壊している (Fig. 7 (d))⁴⁾。Fig. 6 (c) と (d) の関係より、能動横拘束後の曲げ強度とせん断強度の関係を考察できるものと考えられる。即ち、コンクリート強度はやや異なるものの、(c) 6MD4から得られたせん断強度実験値は、

Table 5 Observed cracking patterns after EMG test

	6HD4U	6HD4	6MD4
ER series (ER17S-)			
	IV (2.4 mm)	IV (1.9 mm)	IV (2.45 mm)

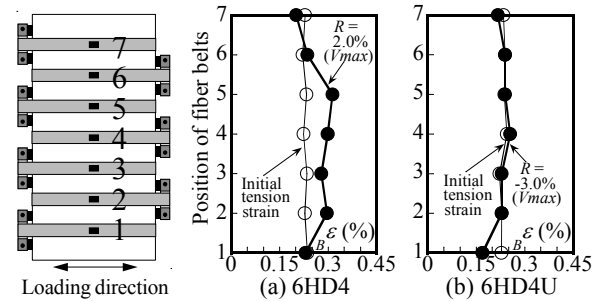


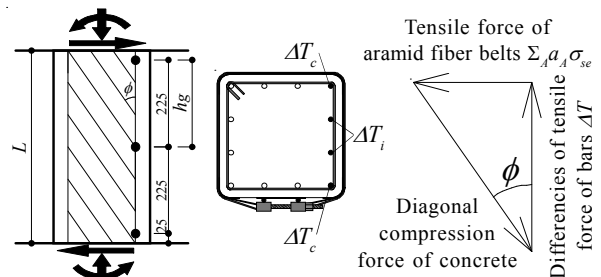
Fig. 8 Distribution of fiber belts strain (ER17S series)

(d) ER16S-6MD4の最大水平耐力より大きい。よって、(d) ER16S-6MD4の最大水平耐力は曲げ強度実験値であることを確認できる。しかしながら、(c) 6MD4のせん断強度実験値が (d) ER16S-6MD4の曲げ強度実験値に比べてそれほど大きくないのは、主筋の付着劣化によりトラス機構の負担せん断力が減少したことを原因の一つとして考えることが出来るため、次節において検証を試みる。

3.4 主筋の付着がある柱試験体の考察 (ERシリーズ)

本節では、主筋の付着がある柱試験体 (6HD4, 6MD4) のトラス機構の検証を文献3) を参考に試みる。即ち、主筋の付着がある柱試験体のトラス機構は、主筋の付着力、ベルトの引張力、拘束コンクリートの斜め圧縮力で構成されると考える (Fig. 9)。本節では、柱試験体の主筋の柱頭と中央に貼付したひずみゲージ測定値からせん断強度時の主筋の引張力の差 (主筋の付着力) ΔT を算出し、この ΔT とベルトの引張力から $\cot\phi$ を算出する (Fig. 9)。なお、中段主筋の引張力の差は小さいため、 ΔT は外側主筋のみから求めた。せん断強度時のベルトの引張力は、柱頭~中央 (Fig. 9 の h_g 間) の総和である。 h_g 間の主筋の引張力の差 ΔT とベルトの引張力 $\sum_A a_A \sigma_{se}$ より、次式が成り立つ。

$$\Delta T \tan\phi = \sum_A a_A \sigma_{se} \quad (2)$$



Notes: \bullet = strain gauge, h_g = spacing of gauge, ΔT = differences of tensile force of bars.

Fig. 9 Force equilibrium of truss mechanism [Unit: mm]

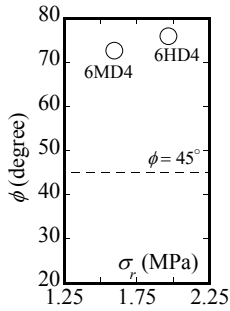


Fig. 10 Angle of diagonal concrete strut (ER17S series)

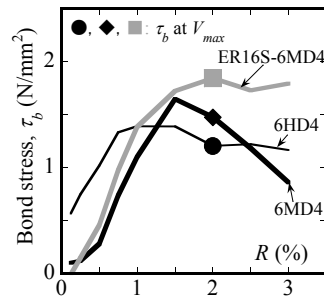


Fig. 11 Bond stress of outer bar

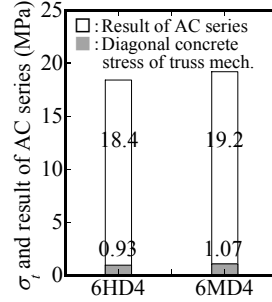


Fig. 12 Diagonal concrete stress of truss mechanism

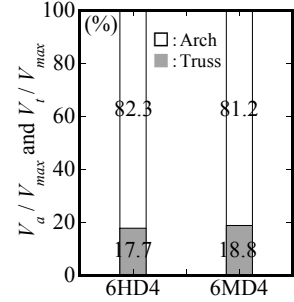


Fig. 13 Percentage of V_a/V_{max} and V_t/V_{max}

ここで、 $\Delta T = \Sigma(\Delta T_c + \Delta T_t)$ 。 ${}_A\sigma_{se}$ は次式で求めた。

$${}_A\sigma_{se} = {}_A E_A \varepsilon_T \quad (3)$$

$${}_A \varepsilon_T = \varepsilon_{pt} + \Delta_A \varepsilon \quad (4)$$

ここで、 ${}_A \varepsilon_T$: せん断強度時のベルトのひずみ、 $\Delta_A \varepsilon$: せん断強度時のベルトのひずみ増分実験値。式 (2) より、 $\cot\phi$ は次式で算定できる。

$$\cot\phi = \Delta T_A s / (2h_g a_A \sigma_{se}) \quad (5)$$

Fig. 10 は、式 (5) から求めたトラス機構の角度 ϕ と能動側圧 σ_t の関係である。Fig. 10 より、6HD4、6MD4 試験体の角度 ϕ はともに 45 度を大きく超える結果となった。角度 ϕ が 45 度を大きく超えたのは、主筋の付着劣化により Fig. 9 に示すトラス機構の力の三角形の鉛直成分が短くなったことがその原因として考えられる。Fig. 11 は、6HD4、6MD4、ER16S-6MD4 試験体の隅主筋 1 本の付着応力度 τ_b と正側部材角 R の関係である。 τ_b は隅主筋 1 本の柱頭と中央の引張力の差を Fig. 9 の h_g 間の表面積で除して求めた ($\tau_b = \Delta T_c / (\Phi h_g)$ 、 Φ : 主筋の周長)。Fig. 11 より、加力初期において、能動側圧が同じ 6MD4 と ER16S-6MD4 の τ_b の傾きが概ね同じであること、能動側圧が大きな 6HD4 の τ_b は 6MD4 と ER16S-6MD4 より大きいことがわかる。一方、最大水平耐力時に ER16S-6MD4 の τ_b は最大値を示しているのに対し、6HD4、6MD4 の τ_b は最大水平耐力時にやや低下しており、主筋の付着劣化が生じていたと考えられる。主筋の付着劣化が生じたのは、高強度主筋の表面の凹凸が普通強度の主筋に比べて明瞭ではないことが原因の一つとして考えられる。なお、6HD4、6MD4 において、 $R = 2\%$ 時に τ_b が低下しているにも関わらず、最大水平耐力を記録している理由としては、トラス機構負担せん断力は減少するものの、 $R = 2\%$ 時点ではアーチ機構負担せん断力の増加分がやや大きかった等を Fig. 6 (a)、(b) の比較から類推できるが、不明な点が多いため、今後の検討課題である。本節では、Fig. 9 において、ベルトの引張力 $\Sigma a_A \sigma_{se}$ を主筋の付着力 ΔT で制限し、トラス機構の考察を進める。Fig. 9 より、トラス機構のコンクリート斜め圧縮応力度 σ_t は、次式で求められる。

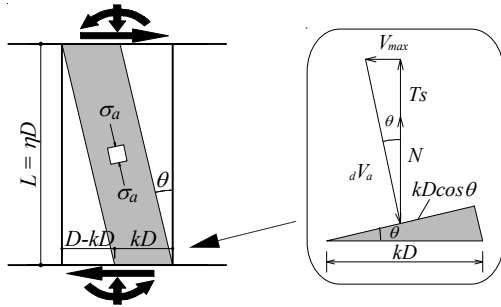
$$\sigma_t = C_{exp} / (b \cdot j_t \cot\phi \sin\phi) \quad (6)$$

$$C_{exp} = \sqrt{2} \Delta T \quad (7)$$

ここで、 j_t : 外側主筋間距離。このようにして求めたトラス機構の斜め圧縮応力度 σ_t は、6HD4 で 0.93MPa、6MD4 で 1.07MPa となった (Fig. 12)。AC シリーズにおいては、AC17-6HD4 の圧縮強度は 18.4MPa、AC17-6MD4 の圧縮強度は 19.2MPa であり、トラス機構の斜め圧縮応力度 σ_t は能動横拘束された損傷コンクリートの圧縮耐力よりかなり小さい。Fig. 13 は、6HD4 と 6MD4 のトラス機構とアーチ機構の負担せん断力の割合である。前述のように、トラス機構の負担せん断力 V_t は ΔT で制限し、また、アーチ機構の負担せん断力は、最大水平耐力 V_{max} からトラス機構の負担せん断力 V_t を差し引くことで求めた ($V_a = V_{max} - V_t$)。Fig. 13 より、6HD4、6MD4 試験体ともにトラス機構負担せん断力の割合は 20% 以下であり、アーチ機構負担せん断力の割合が高い。本節での検証からも 6HD4、6MD4 試験体では付着劣化が生じてトラス機構の負担せん断力が減少し、そのため、Fig. 6 においてせん断強度実験値 (Fig. 6 (c)) と曲げ強度実験値 (Fig. 6 (d)) の差が大きく表れなかったものと考えられる。次年度以降のせん断破壊実験においては、主筋に付着割裂防止筋を配筋するなどの対策を施し、能動横拘束された損傷 RC 柱のせん断強度の検証を進めていく予定である。

3.5 主筋の付着がない柱試験体の考察 (ER シリーズ)

本節では、文献 4) に引き続き、主筋の付着を除去した 6HD4U 試験体の考察を文献 3) を参考に試みる。Fig. 14 は主筋の付着がない損傷 RC 柱試験体のアーチ機構の釣合いである。水平成分は最大水平耐力実験値 (V_{max})、鉛直成分は最大水平耐力時の全主筋の引張力 (T_s) と作用軸力 (N) の和 ($T_s + N$) である。主筋の引張力 T_s は柱の変形により材軸より傾くが、その傾きは小さいため、本節では T_s の傾きは修正していない。柱試験体 6HD4U は耐力低下が観察されなかったため、実験で観察された最大の水平耐力 157kN を V_{max} に採用した。配筋した 12 本の主筋のうち、ひずみゲージを貼付した 10 本の主筋ではひずみ測定値から各主筋の引張力を求め、ひずみゲージを貼付しなかった残り 2 本の主筋 (中主筋) については、隣接する中主筋の引張力を代用した。Fig. 14 に示す関係から求めた角度 θ ($\tan\theta = V_{max} / (T_s + N)$) を Table 6 に示す。次に、Fig.



Notes: T_s = tensile force of bars at V_{max} , N = axial force, dV_a = diagonal concrete force, $\eta = L/D$.

Fig. 14 Diagonal concrete strut of arch mechanism

Table 6 Test results of diagonal concrete stress of unbonded specimens

Specimen (ER17S-)	$\eta = L/D$	θ (degree)	k	σ_a (MPa)	σ_a/σ_B
6HD4U	2.0	15.7	0.44	22.1	1.13

Notes: D = depth of column, θ = angle of diagonal concrete strut, k = ratio of the compressive depth of arch mechanism to the depth of unbonded specimens, σ_a = diagonal concrete stress.

14 から求めた角度 θ を用いてアーチ機構の圧縮域の断面せいに対する比 k を以下の式で求めた。

$$k = 1 - \eta \cdot \tan \theta \quad (8)$$

ここで、 θ : Table 6 に示す角度実験値。Table 6 より、 $k = 0.44$ (断面せい D の 0.44 倍) の結果を得た。このアーチ機構の圧縮域のせいの比 k を用いて以下の式 (9) でコンクリートの斜め圧縮応力度 σ_a の算定を試みた (Table 6)。

$$\sigma_a = 2(T_s + N) / \{bkD(\cos 2\theta + 1)\} \quad (9)$$

Table 6 より、6HD4U の斜め圧縮応力度 σ_a は 22.1MPa であり、 σ_B の 1.13 倍である。Fig. 5 より、AC17-6HD4 の圧縮強度は $0.94\sigma_B$ (18.4MPa) であり、6HD4U の $\sigma_a = 22.1$ MPa は AC シリーズの結果より大きく、これは文献 4) での実験結果と同じ傾向である。この理由としては、アーチ機構の形状、鉄骨スタブによる柱試験体端部の拘束⁴⁾ が考えられるが、実験データの集積を行い、能動横拘束の影響と合わせて今後検証を進めていきたい。

4. まとめ

本研究では、能動横拘束した損傷 RC 柱の軸支持能力とせん断強度の把握を目的として、損傷レベルを実験変数とした圧縮実験、能動側圧を実験変数としたせん断破壊実験と、主筋の付着を除去した柱試験体のせん断破壊実験を行い、トラス機構とアーチ機構について検証を行った。得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 圧縮実験の結果より、能動横拘束によるひび割れ閉合によって、圧縮強度を大きく修復できること、また、剛性も修復できるが損傷レベル III と IV では修復後の剛性に大きな差が見られた。
- (2) 主筋の付着がない損傷 RC 柱試験体の最大水平耐力

は、主筋の付着がある損傷 RC 柱試験体のそれより小さくなった。これは、主筋の付着を除去したことに伴ってトラス機構のせん断力負担が無くなったためである。

(3) 能動横拘束した損傷 RC 柱試験体のトラス機構の角度実験値は 45 度を大きく超える結果となった。これは、主筋の付着劣化が生じたためと考えられる。

(4) 高い能動側圧を導入した主筋の付着がない損傷 RC 柱試験体の水平加力実験の結果、アーチ機構のせいの断面せいに対する比 k は 0.44、斜め圧縮応力度は 22.1MPa となった。斜め圧縮応力度がシリンダー強度より大きい理由については、今後の検討課題である。

謝辞

本研究は、JSPS 科研費 JP16K06579 の助成を受けた。アラミド繊維ベルトはファイベックス (株) から提供頂いた。実験では砂川恒雄 琉球大学技術職員、大学院生 李龍輝、卒論生 陳洋光、久貝翼の尽力を頂いた。

参考文献

- (1) 山川哲雄, 鴨川茂義, 倉重正義: PC 鋼棒にプレストレスを導入して外帯筋状に耐震補強した RC 柱の性能と設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 537 号, pp. 107-113, 2000.11
- (2) 中田幸造, 日高桃子, 古川照, 山川哲雄, 崎野健治: 緊張力を導入した PC 鋼棒により外部横補強された鉄筋コンクリート柱の応力ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 600 号, pp. 147-153, 2006.2
- (3) 中田幸造, 黒木正幸, 山川哲雄, 菊池健児: PC 鋼棒で能動的横拘束を受ける RC 柱のせん断伝達機構, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 737 号, pp. 1071-1080, 2017.7
- (4) 中田幸造, CASTRO Juan Jose, 井出大希: 緊張材で能動拘束された損傷 RC 柱に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 39, No. 2, pp. 1177-1182, 2017
- (5) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2016
- (6) 中田幸造, 新垣辰二, Karwand Homayoon, Noori Mohammad Zahid: ラッシングベルトで横拘束したせん断損傷 RC 柱に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 37, No. 2, pp. 1267-1272, 2015
- (7) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990
- (8) 前田興輝, 山川哲雄, 新城良大, 中田幸造: 緊張アラミド繊維ベルトで横補強した RC 柱の正負繰返しせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 2, pp. 1147-1152, 2006