

論文 PC 鋼棒で能動的に外部横補強された RC 柱のせん断破壊実験

上原早奈恵*1・中田幸造*2・山川哲雄*3

要旨: 緊張PC鋼棒で外部横補強したRC柱のせん断強度を照査するため, 柱主筋の付着の有無, PC鋼棒の配置間隔, 初期緊張ひずみ, 軸力比を実験変数としてせん断破壊実験を行った。実験の結果, アーチ機構強度には能動拘束によるコンクリート強度の上昇が影響していること, 能動拘束はアーチ機構よりもトラス機構への影響がより大きいこと, 軸力はトラス機構よりもアーチ機構に影響することが分かった。最後に, 主筋の付着を除去した試験体からアーチ機構斜め圧縮応力度, 主筋に付着のある試験体からトラス機構とアーチ機構の斜め圧縮応力度を求め, これらから求めた有効強度係数について検討を行った。

キーワード: プレストレス, せん断強度, PC 鋼棒, トラス機構, アーチ機構

1. 序

緊張PC鋼棒による外部横補強(以下, PC横補強法)は, 能動および受動的横拘束効果とせん断補強効果の3つの補強効果が期待できる。著者らは中心圧縮実験で能動および受動的横拘束効果を既に明らかにし¹⁾, PC鋼棒によるせん断補強効果を解明するため, PC横補強法を適用した上で補強柱をせん断破壊させる実験的研究を継続してきた²⁾。せん断伝達はトラス機構とアーチ機構の和で説明されるため³⁾, 文献²⁾では柱主筋の付着がある試験体で主にトラス機構, 柱主筋の付着を除いた試験体でアーチ機構の解明を試みた。本研究ではPC横補強法のせん断伝達機構を解明することを目的とし, PC横補強RC柱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。

2. 実験計画

Table 1に試験体の一覧を, Fig. 1に補強RC柱試験体を示す。Fig. 1のように, 柱主筋に付着抵抗を期待できる通常のRC柱試験体(5体)と柱主筋をビニールチューブで被覆し, 周囲にビニールテープを巻きつけて柱主筋の付着抵抗を除去した柱試験体(3体)の2種類を製作した(総数8体)。柱主筋の付着抵抗を除いたのは, せん断抵抗機構のうち, トラス機構の発生をなくし, アーチ機構を卓越させ, 能動的な横拘束効果がアーチ機構に与える影響を検証するためである。試験体を区別するため, 主筋に付着がある試験体名には「B」を, 主筋の付着がない試験体名には「U」を付した。これらの試験体の断面は1辺が250mmの正方形で, 柱高さは500mm, せん断スパン比は1.0である。主筋に付着がある試験体にはD19($\sigma_y=526\text{MPa}$)の主筋を8本($p_g=3.67\%$)配筋した。柱主筋にD19を8本用いたのは, 曲げ強度を高くし, PC横補強RC柱のせん断破壊を先行させるためである。主筋には付着割裂防止のため,

Table 1 Details of specimen

Series	Specimen (R10S-)	$c\sigma_B$ (MPa)	η	p_s (mm)	ϵ_{pr} (μ)	Bond performance of rebar
1	P65LB	23	0.2	65	535	Bond
	P65MB				2429	Bond
	P65LU				628	Unbond
	P65MU				2448	Unbond
2	P65MBh	19	0.4	41	2413	Bond
	P65MUh				2506	Unbond
	P41MBh				2453	Bond
	P75MBh				2503	Bond

Common Details: Cross section: 250 × 250mm, $M/(VD)=1.0$, Bonded Rebar: 8-D19 ($p_g=3.67\%$), Unbonded Rebar: 12-D10 ($p_g=1.36\%$), Hoop: 3.7 ϕ -@105 ($p_w=0.08\%$).

Notes: $M/(VD)$ =shear span to depth ratio, $c\sigma_B$ =cylinder strength of concrete, $\eta=N/(bD_c\sigma_B)$ =axial force ratio, p_s =interval of PC bar, ϵ_{pr} =initial strain of PC bar.

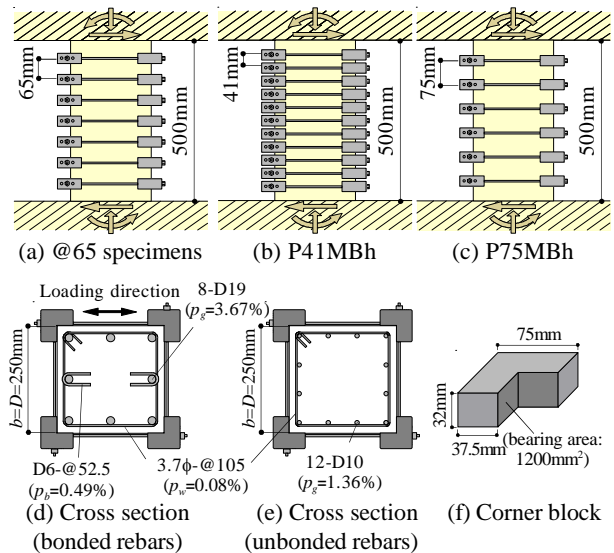


Fig. 1 Test specimens retrofitted by PC bars

U字形の付着割裂防止筋⁴⁾を水平加力方向にのみ配筋した(D6-@52.5, $p_b=0.49\%$)。柱主筋の付着を除去した試験体には高強度主筋のD10($\sigma_y=847\text{MPa}$)を12本配筋した($p_g=1.36\%$)。なお, 全試験体の帯筋は3.7 ϕ -@105($p_w=0.08\%$)である。

*1 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻 (正会員)

*2 琉球大学 工学部環境建設工学科助教 博士(工学) (正会員)

*3 琉球大学 工学部環境建設工学科教授 工博 (正会員)

Table 2 Mechanical properties of material

Reinforcement		a (mm ²)	σ_y, σ_u (MPa)	E (GPa)
Rebar	D19	287	526	191
	D10	71	847	208
Hoop	3.7 ϕ	11	593	199
Hook	D6	32	449	158
PC bar	5.4 ϕ	23	1103	206

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

実験変数は柱主筋の付着の有無, PC 鋼棒 (5.4 ϕ) の配置間隔, PC 鋼棒に導入する初期緊張ひずみ, 軸力比の4つである。Table 1 に示す ϵ_{pt} は, 水平加力直前に測定した全段のPC 鋼棒ひずみの平均値である。柱試験体は軸力比が0.2のシリーズ1と, 軸力比が0.4のシリーズ2から成る。シリーズ1では, 補強間隔を65mmとしてトラス機構とアーチ機構に能動側圧が与える影響を照査する。シリーズ2では, 軸力比がトラス機構とアーチ機構に与える影響を照査する。Table 2 に鋼材の機械的性質を示す。

加力は建研式加力装置により, 一定軸力の下で部材角 $R=0.125\%, 0.25\%$ を各1回, $0.5\%, 0.75\%$ を各2回, $1.0\% \sim 3.0\%$ を 0.5% の増分で各2回, その後, 4.0% と 5.0% を1回ずつ繰り返した。

3. 実験結果

3.1 水平荷重 V -部材角 R 関係, 主筋とPC 鋼棒のひずみ

Fig. 2 に水平荷重 V -部材角 R の関係, Fig. 3 に最大水平耐力時のひび割れ図(ウェブ面)を示す。Fig. 2 に示す柱主筋に付着のある試験体の V - R 関係には, 拘束コンクリート強度 σ_{cb} (式(1))¹⁾ による曲げ強度略算値⁵⁾を示した。また, 式(3)で計算した能動平均側圧 σ_r も示した。

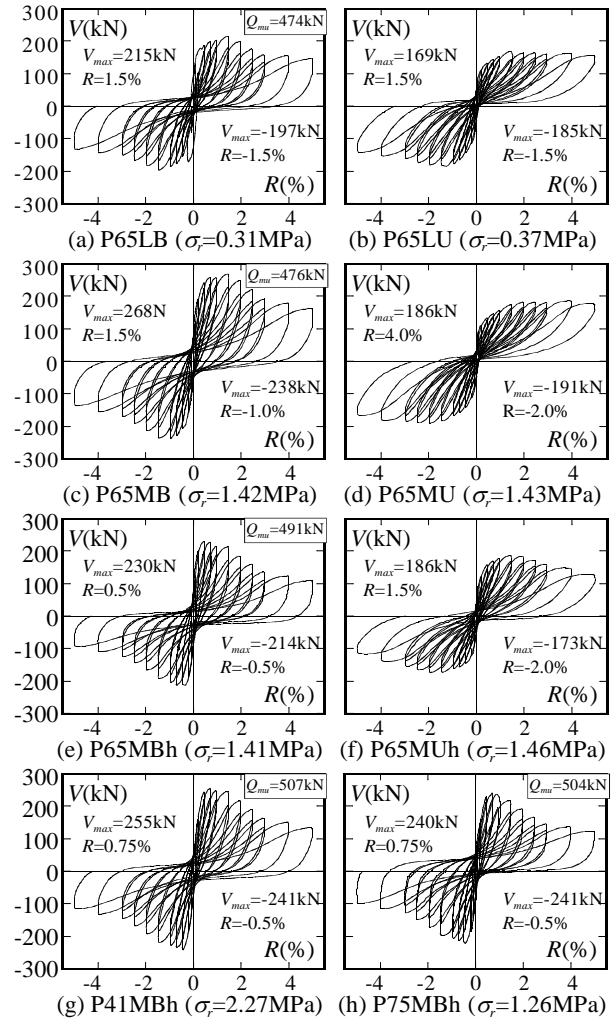
$$c\sigma_{cb}/\sigma_p = -10.9 \cdot (p\sigma_{ce}/\sigma_p)^2 + 3.5 \cdot (p\sigma_{ce}/\sigma_p) + 1.0 \quad (1)$$

$$p\sigma_{ce} = (2pa)/(b p_s) p E \cdot (\epsilon_{pt} + 5 \times 10^{-4}) \quad (2)$$

$$\sigma_r = (2pa)/(b p_s) \cdot p E \cdot \epsilon_{pt} \quad (3)$$

ここで, σ_p : 無拘束コンクリート強度 ($=0.8\sigma_{cb}$)⁶⁾, $p\sigma_{ce}$: 圧縮強度時の平均側圧, p : PC 鋼棒の断面積, b : 柱幅, p_s : PC 鋼棒配置間隔, $p E$: PC 鋼棒のヤング係数。なお, 主筋の付着を除いた試験体の実験値と既往の各式による計算結果との対応は4.2節で述べる。

Fig. 2 (a) に示す R10S-P65LB は(以下, R10S-は省略), $R=0.5\%$ でウェブ面に斜めひび割れが発生し, 耐力低下が見られた。その後, $R=1.5\%$ で正負の最大水平耐力に到達した。最大水平耐力時には多数の斜めひび割れが生じていたがPC 鋼棒は降伏せず, 斜めひび割れの増加を伴いながら耐力低下を示した。なお, 最大水平耐力時に付着ひび割れは生じていない。Fig. 2 (b) に示す P65LU は加力初期に柱頭に曲げひび割れが生じた。 $R=1.5\%$ で斜めひび割れが初めて生じ, 同時に正負の最大水平耐力を記録した。最大水平耐力時には柱頭, 柱脚の圧縮側コンクリートに



Notes: Q_m =flexural strength by simplified equation⁵⁾, σ_r =lateral confining pressure, =peak point.

Fig. 2 V-R relationships

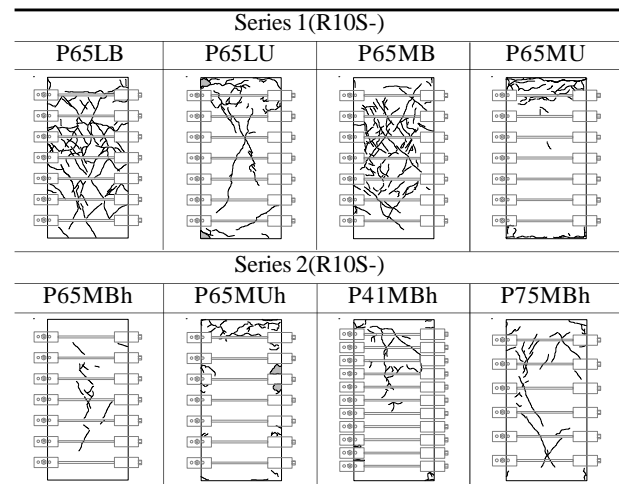


Fig. 3 Observed cracking patterns at V_{max}

ひび割れが多数生じており(Fig. 3),かつ斜めひび割れの増加とともに耐力は低下した。Fig. 2 (c) に示す P65MB は $R=0.5\%$ で斜めひび割れが観察され, $R=1.5\%$ で 268kN , $R=-1.0\%$ で -238kN の最大水平耐力に到達した。最大水平耐力時に付着ひび割れは生じておらず, 斜めひび割れの増加とともに耐力が低下した。Fig. 2 (d) に示す P65MU

は $R=0.5\%$ で曲げひび割れが柱頭に生じた。加力の進行とともに柱頭の圧縮側コンクリートのひび割れは増加し、剥落も生じた。正側では、 $R=2.5\%$ で斜めひび割れが発生し、 $R=3.0\%$ まで耐力は維持された。 $R=4.0\%$ で耐力がやや上昇し、最大水平耐力186kNとなった。負側は $R=-2.0\%$ で最大水平耐力191kNを記録したが、このときには斜めひび割れは発生せず、柱頭、柱脚の圧縮側コンクリートのひび割れのみが観察された。その後の $R=-2.5\%$ では斜めひび割れの発生が確認された。なお、P65MUはP65LUに比べて耐力が上昇した。Fig. 2(e)に示すP65MBhは $R=0.5\%$ で斜めひび割れが生じて最大水平耐力230kN、-214kNに到達し、斜めひび割れの増加とともに耐力が低下した。Fig. 2(f)に示すP65MUhは $R=0.75\%$ で柱頭フランジ面に曲げひび割れが生じた。 $R=1.5\%$ 、 $R=-2.0\%$ で最大水平耐力186kN、-173kNに到達したが、このときに斜めひび割れは観察されず、柱頭、柱脚の圧縮側コンクリートのひび割れが多く見られた。なお、実験終了時まで斜めひび割れは観察されなかった。しかしながら、4.2節のように、P65MUhはアーチ機構が形成されたと判断した。Fig. 2(g),(h)に示すP41MBhとP75MBhは $R=-0.5\%$ 、 0.75% で

斜めひび割れが入るとともに最大水平耐力に到達した。

Fig. 4には代表してP65MB、P65MU、P65MBh、P65MUhの柱高さ方向における隅主筋の応力分布を示す。Fig. 4では各部材角負側の第1サイクル耐力時のデータを最大水平耐力時まで示した。Fig. 4より、柱主筋に付着がある場合は応力の勾配が見られる。一方、柱主筋の付着を除くと応力勾配が無くなり、主筋はほぼ一様に引張応力度を負担していることから、柱主筋の付着除去に成功したといえる。また、最大水平耐力時に主筋は降伏していない。

Fig. 5は柱高さ方向におけるPC鋼棒ひずみを補強間隔が65mmの試験体について示した。これらは各部材角負側の第1サイクル耐力時のデータである。Fig. 5(a),(c),(e)のように、柱主筋に付着がある試験体では、最大水平耐力時にPC鋼棒にひずみ増分が生じている。ここで、ひずみ増分とは、PC鋼棒に導入した初期緊張ひずみから最大水平耐力時までに生じたひずみを指す。軸力比が高いP65MBhではP65MBよりもPC鋼棒ひずみ増分が小さい。一方、柱主筋の付着を除くと最大水平耐力時のPC鋼棒のひずみ増分は、対応する柱主筋の付着がある試験体に比べてほぼ無いか小さくなるのがわかる(Fig. 5(a)と(b),(c)と(d),(e)と(f))。また、柱主筋の付着を除いたP65MUとP65MUhにおいて、加力が進むにつれ柱頭のPC鋼棒ひずみが減少しているのは、RC柱の柱頭に損傷が集中しているからだと考えられる(Fig. 3)。

3.2 スケルトンカーブ

Fig. 6(a)~(f)では各試験体のスケルトンカーブを実験変数毎に比較した。縦軸の水平荷重 V は $bD\sigma_p$ (D :柱せい)で無次元化した。Fig. 6(a)に示す主筋の付着を除いたP65LUとP65MUより、能動側圧が大きくなれば最大水平耐力も大きくなり、従って、アーチ機構には能動側圧によるコンクリート強度の上昇が影響している。ただし、最大水平耐力の差異はそれほど大きくない。Fig. 6(b)に示す軸力比を変数としたP65MUとP65MUhより、最大水平耐力は軸力の影響を受けている。Fig. 6(c)より、緊張ひずみが小さいP65LBとP65LUの最大水平耐力の差は、緊張力がより大きいP65MBとP65MUの最大水平耐力の差(Fig. 6(d))と比べると小さい。P65LBとP65LUの最大水平耐力の差が小さいということは、主筋に付着のある

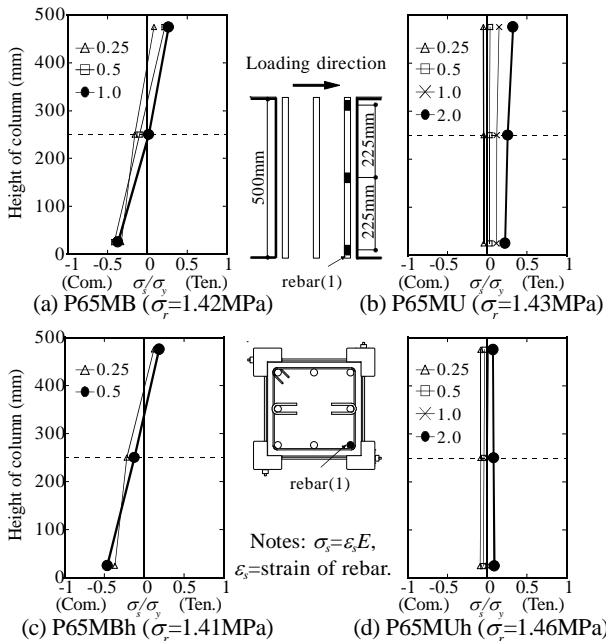


Fig. 4 Stress distributions of longitudinal rebars along the height of the columns(at $-V_{max}$)

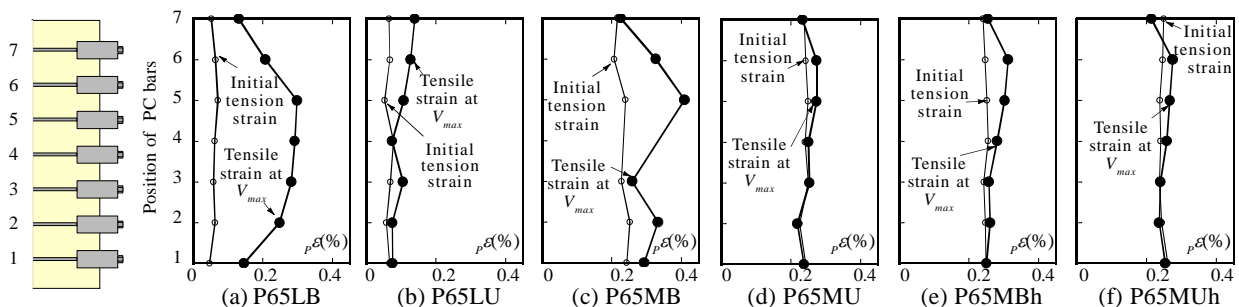


Fig. 5 Distribution of PC bar strain along the height of the columns(at $-V_{max}$)

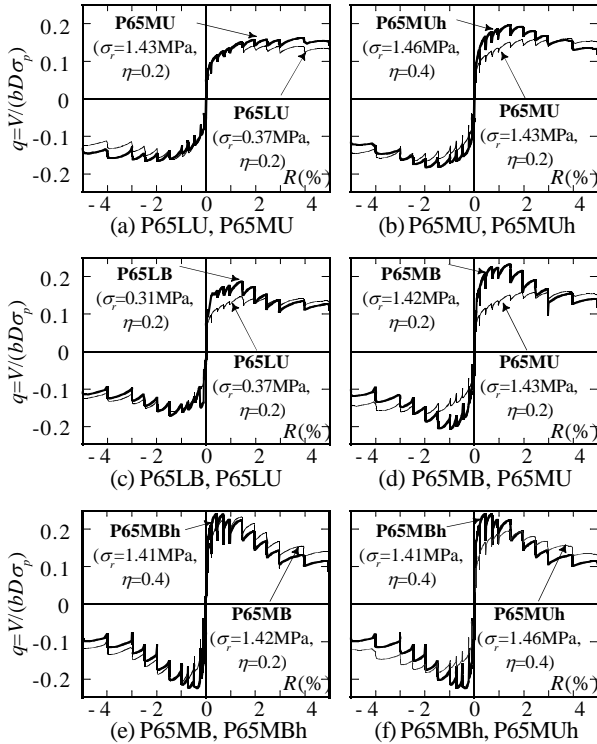


Fig. 6 Comparison of experimental skeleton curves of RC columns retrofitted by PC bar prestressing

P65LBにおいてアーチ機構が支配的であると考えられる。Fig. 6 (d)より、緊張ひずみがより大きいP65MBとP65MUでは最大水平耐力の差が大きい。アーチ機構には能動側圧が影響するが、P65LUとP65MUの最大水平耐力の差異は小さいため (Fig. 6 (a)), P65MBとP65MUの最大水平耐力の差はPC鋼棒の緊張力が主にトラス機構に寄与したことを示唆している。なお、P65MBの最大水平耐力はP65LBに比べて1.25倍上昇した。Fig. 6 (e)の軸力比を変数としたP65MBとP65MBhより、軸力の高いP65MBhの最大水平耐力はP65MBに比べてやや高いが、最大水平耐力の差異は小さい。Fig. 6 (f)に示す軸力比が0.4であるP65MBhとP65MUhより、これらの最大水平耐力の差はFig. 6 (d)のP65MBとP65MUの最大水平耐力の差に比べて小さい。軸力が高いとアーチ強度が高くなること (Fig. 6 (b)), P65MBとP65MBhの最大水平耐力の差が小さいことから (Fig. 6 (e)), Fig. 6 (f)では軸力によってトラスとアーチの負担割合が変化することが伺える。

4. 実験結果の考察

4.1 せん断強度と補強量の関係

主筋に付着のある試験体と主筋の付着を除去した試験体のせん断強度と補強量の関係を Fig. 7 (a), (b) にそれぞれ示した。なお、Fig. 7のせん断強度実験値 V_{exp} は $bD\sigma_p$ で無次元化し、補強量 $\rho_p \sigma_{sc}$ (ρ_p : PC鋼棒補強比, σ_{sc} : せん断強度時のPC鋼棒存在応力度 ($= \rho_p E_p \varepsilon_T$, $\rho_p \varepsilon_T$: せん断強度時のPC鋼棒ひずみ実験値)) は σ_p で無次元化した。Fig. 7

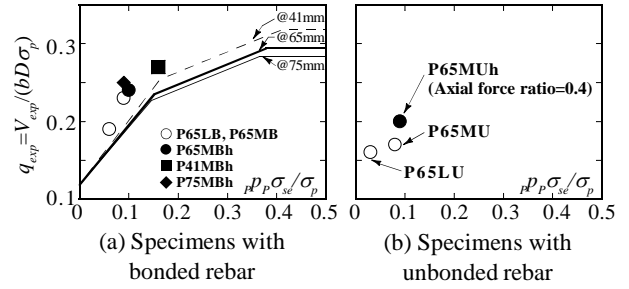


Fig. 7 q_{exp} versus $\rho_p \sigma_{sc} / \sigma_p$

(a) には、文献2)によるせん断強度計算値を細線 (@75mm), 太線 (@65mm), 破線 (@41mm) で示した。Fig. 7 (a)より、補強量とともにせん断強度が上昇している。Fig. 7 (b)より、せん断強度は右上がりの傾向があることから、アーチ機構強度には能動側圧が影響しており、また、軸力比の影響が明確であるといえる。

4.2 既往の式による計算値と実験値の関係

本節では、主筋の付着を除いた試験体について、既往の式による計算値と実験値の関係を示す。計算は曲げひび割れ強度 $Q_{mc}^{7)}$, せん断ひび割れ強度 $Q_{sc}^{3)}$, アーチ機構強度 $Q_a^{3)}$, 曲げ強度 $Q_{mu}^{9)}$ について行った。

i) 曲げひび割れ強度 Q_{mc} ($= 2M_c/h$, h : 柱高さ)

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \cdot bD^2 / 6 + ND/6 \quad (4)$$

ここで、 M_c : 曲げひび割れモーメント, σ_B : コンクリート強度, N : 作用軸力。

ii) せん断ひび割れ強度 Q_{sc}

せん断ひび割れ強度 Q_{sc} の計算では、文献8)にならない、能動側圧を考慮する。

$$Q_{sc} = bD \sqrt{(\sigma_r + \sigma_T)(\sigma_0 + \sigma_T)} / \kappa \quad (5)$$

ここで、 σ_T : コンクリートの引張強度 ($= 0.33 \sqrt{\sigma_B}$), σ_0 : 軸方向応力度, κ : 形状係数 ($= 1.5$)

iii) アーチ機構強度 Q_a

$$Q_a = bD v_0 \sigma_B \tan \theta / 2 \quad (6)$$

ここで、 v_0 : 有効強度係数 ($= 1.0$)

iv) 曲げ強度 Q_{mu}

軸力のみを負担する主筋と式 (7) で計算したコンクリートの曲げモーメントを単純累加して曲げ耐力時のせん断力 Q_{mu} を求めた。

$$M_u = \{1 - N/(bD\sigma_B)\} \cdot ND/2 \quad (7)$$

なお、全ての σ_B は式 (1) による σ_{CB} を使用した。

計算の結果を Fig. 8 に示す。Fig. 8 の実験値は正負の最大水平耐力であり、載荷軸力はグレーの実線で示した。横軸のせん断力 Q は $bD\sigma_p$ で無次元化されている。Fig. 8 より、どの試験体も曲げひび割れ強度 Q_{mc} が一番小さく、実験時に曲げひび割れが最初に発生したことに対応している。Fig. 8 (a), (b) より、せん断ひび割れ強度 Q_{sc} は能動側圧に依存し、Fig. 8 (c) を見るとそれ以上に軸力の影響が大きい。曲げ強度 Q_{mu} は、本実験の範囲では軸力によら

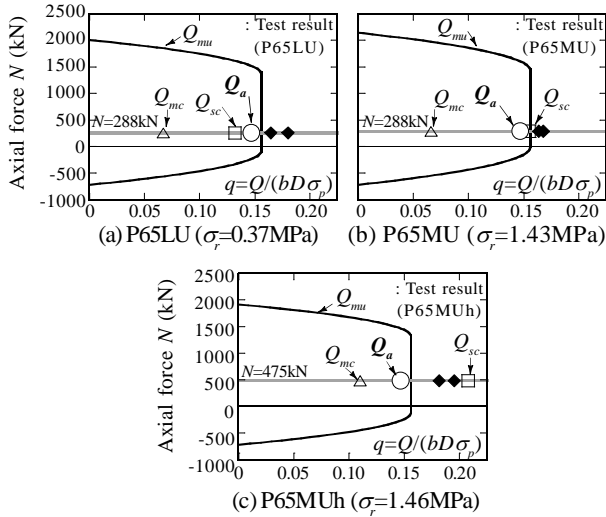


Fig. 8 Relationships between calculated and test results

ず一定であるが、軸力の大きいP65MUhではP65MUに比べて最大水平耐力が増加していることから (Fig. 6 (b)), P65MUhの最大水平耐力時には曲げではなく、アーチ機構が形成されたと判断した。P65LU, P65MU, P65MUhでは柱頭柱脚の圧縮側コンクリートの破壊がよく見られたが、このことは材端において主筋を引張材、コンクリートを斜め束材とするアーチ機構が形成されたことを示すと考えられる。

4.3 主筋の付着を除いた試験体のアーチ機構斜め圧縮応力度

本節では主筋の付着を除いたP65LU, P65MU, P65MUhにおいて、最大水平耐力時の主筋のひずみから得られる主筋の引張力と最大水平耐力実験値を用いてアーチ機構のコンクリート斜め圧縮応力度の算定を試みる。Fig. 9はアーチ機構の力の釣合いである。3つの力のうち、水平成分は最大水平耐力実験値 (V_{max})、鉛直成分は全主筋の引張力と作用軸力の和 (T_s+N) である。12本の柱主筋のうち、6本にのみ貼付した柱頭のひずみゲージを用いて6本それぞれの引張力を求め、これらを2倍して12本分の引張力を求めた。Fig. 9に示す斜め成分 dV_a は三平方の定理により求め、これを幅が b で、せいが $D/(2\cos\theta)$ であるアーチ機構の面積で除して、アーチ機構のコンクリート斜め圧縮応力度 $\exp\sigma_a$ を求めた。

$$\exp\sigma_a = 2\cos\theta \sqrt{V_{max}^2 + (T_s + N)^2} / (bD) \quad (8)$$

逆算結果を Fig. 10 に示す。Fig. 10 (a) はアーチ機構の角度である。文献3) による $\tan\theta$ が 0.236 (13.3°) であるのに対し、逆算結果の $\tan\theta$ は $0.346 \sim 0.375$ ($19.1^\circ \sim 20.6^\circ$) となった。Fig. 10 (b) は、式(8)で求めたアーチ機構のコンクリート斜め圧縮応力度 $\exp\sigma_a$ である。Fig. 10 (b) には無拘束コンクリート強度 σ_p 、拘束コンクリート強度 σ_{cb} も併せて示した。Fig. 10 (b) より、P65LUとP65MUの $\exp\sigma_a$ は σ_p よりも小さい。一方でP65MUhの $\exp\sigma_a$ は σ_p

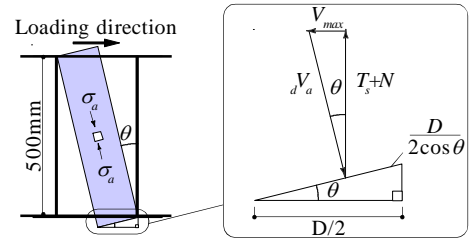


Fig. 9 Force equilibrium of arch mechanism for unbonded specimens

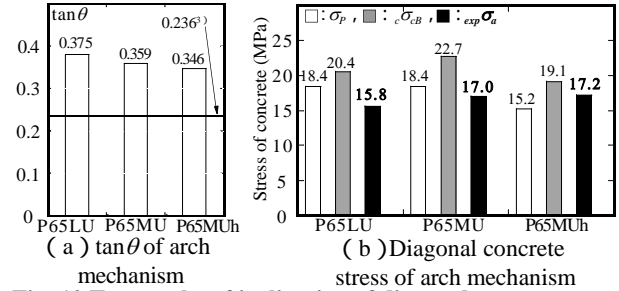


Fig. 10 Test results of inclination of diagonal concrete strut and diagonal concrete stress of arch mechanism

を超えて σ_{cb} に近い。軸力比が大きいとコンクリートの影響が大きいことが伺えるため、今後は軸力比を0.4として緊張ひずみを実験変数とした検討を行う必要がある。

4.4 主筋に付着のある試験体のトラス機構とアーチ機構の斜め圧縮応力度

本節では、主筋の付着があるP65LB, P65MB, P65MBh試験体の実験結果を用いてトラス機構およびアーチ機構のコンクリート斜め圧縮応力度を求める。Fig. 11のように h_g 間の主筋引張力の差 ΔT_c は、隅主筋の柱頭と柱中央で測定されたひずみから求めた。PC鋼棒の引張力は h_g 間の総和とし、 $\cot\phi$ を次式で求めた。

$$\cot\phi = 3\Delta T_c \cdot p \cdot s / (2h_g \cdot p \cdot a \cdot p \cdot \sigma_{se}) \quad (9)$$

トラス機構のせいを応力中心間距離 j ($=7d/8$, d : 有効せい) として繰返し計算を行い、 $\cot\phi$ を確定し (式(10))、トラス機構斜め圧縮応力度 $\exp\sigma_t$ を求めた (式(11))

$$\cot\phi = \sqrt{3\Delta T_c \cdot p \cdot s / (2j \cdot p \cdot a \cdot p \cdot \sigma_{se})} \quad (10)$$

$$\exp\sigma_t = p \cdot p \cdot p \cdot \sigma_{se} (1 + \cot^2\phi) / p \cdot \lambda \quad (11)$$

$$p \cdot \lambda = 1 - p \cdot s' / (2j) - w_i^2 / (4bj) \quad (12)$$

ここで、 $p \cdot \lambda$: トラス機構係数、 s' : コーナーブロック間隔。式(10)で確定した $\cot\phi$ を用いてトラス機構の負担せん断力 V_t を式(13)で求めることで、アーチ機構の負担せん断力 $\exp V_{at}$ を式(14)で算出した。

$$V_t = b \cdot j \cdot \cot\phi \cdot p \cdot p \cdot \sigma_{se} \quad (13)$$

$$\exp V_{at} = V_{exp} - V_t \quad (14)$$

ここで、 V_{exp} : せん断強度実験値。アーチ機構の角度はP65LB, P65MB, P65MBhに対応するP65LU, P65MU, P65MUhの実験値を使用すれば、Fig. 9と同様にアーチ機構の斜め成分 dV_{at} を次式で算出できる。

$$dV_{at} = \exp V_{at} / \sin\theta \quad (15)$$

従って、アーチ機構の面積を $b \times D / (2\cos\theta)$ として式(16)

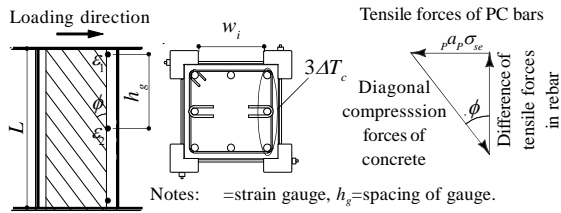


Fig. 11 Force equilibrium of truss mechanism

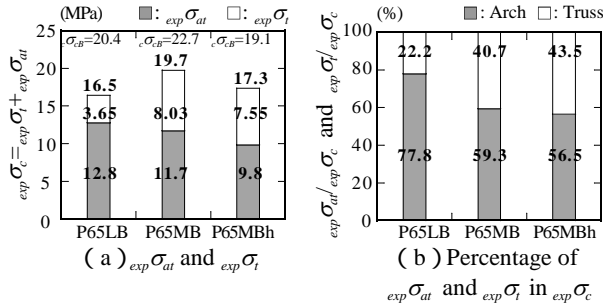


Fig. 12 Diagonal compression stress of truss and arch mechanisms

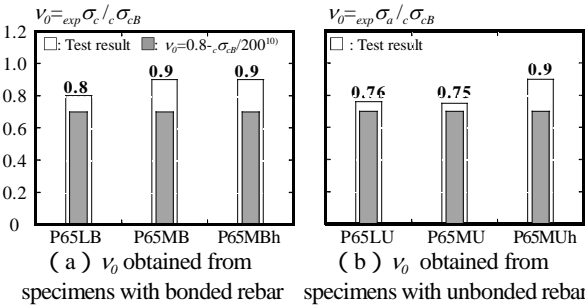


Fig. 13 Effective factor for shear strength of retrofitted RC columns

でアーチ機構の負担するコンクリート斜め圧縮応力度 σ_{at} を算出でき、従って、トラス機構とアーチ機構による圧縮応力度の和は式 (17) で求められる。

$$\exp \sigma_{at} = 2dV_a \cdot \cos \theta / (bD) \quad (16)$$

$$\exp \sigma_c = \exp \sigma_t + \exp \sigma_{at} \quad (17)$$

これらの結果を Fig. 12 に示す。Fig. 12 (a) より、トラス負担分とアーチ負担分の和は拘束コンクリート強度より小さい。 $\exp \sigma_t$ と $\exp \sigma_{at}$ の $\exp \sigma_c$ に占める割合を示すと Fig. 12 (b) となる。P65MB と P65MBh において、軸力比によるトラスとアーチの負担割合への影響は明瞭ではない。Fig. 12 (a) の計算の出発点は、主筋の付着力と PC 鋼棒の引張力であり、主筋の付着力への軸力の影響が明瞭でなかったことが理由として挙げられる。

4.5 コンクリートの有効強度係数

Fig. 13 (a) は求めた $\exp \sigma_c$ を σ_{cB} で除した値である。併せて、有効強度係数 v_0 の計算結果もグレーで示した。Fig. 13 (b) は Fig. 10 (b) に示した $\exp \sigma_a$ を σ_{cB} で除した値である。つまり、Fig. 13 (a), (b) は主筋に付着がある試験体、主筋の付着を除いた試験体のそれぞれの実験値から求めた v_0 であり、これらは計算値 $(0.8 \cdot \sigma_{cB} / 200)$ より大きく、かつ (a) と (b) で近い値が得られていることが分かる。

Fig. 13 (a) に示す P65MB の v_0 (0.9) と (b) P65MU の v_0 (0.75) に違いがあるのは、トラス機構の影響が P65LB, P65MBh より大きいことが考えられる。

5. 結論

- (1) 主筋の付着を除いた試験体の実験結果より、アーチ機構強度には能動側圧が影響する。
- (2) 能動側圧のせん断強度に与える影響は、アーチ機構よりトラス機構の方が大きい。
- (3) 軸力はトラス機構よりもアーチ機構により影響する。
- (4) 主筋に付着のある試験体、主筋の付着を除いた試験体のそれぞれから求めた v_0 実験値は、既往の計算値より大きく、かつ、それぞれは近い値となった。

謝辞

本研究は、日本学術振興会の平成 22 年度科学研究費補助金 (基盤研究 (A), 課題番号: 20246091, 代表者: 山川哲雄) の助成を受けた。

参考文献

- 1) 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
- 2) 上原早奈恵, 中田幸造, 山川哲雄, 船木裕之: 緊張 PC 鋼棒で外部横補強された RC 柱のせん断強度に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.649-654, 2010.7
- 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) 長友克寛, 佐藤裕一, 松原三郎, 高橋恵子: 非閉鎖型補強筋による付着割裂強度の改善効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, 2005.7
- 5) 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
- 6) 中田幸造, 山川哲雄: 緊張アラミド繊維ベルトで外部横補強した RC 柱の中心圧縮性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 631 号, pp. 1617-1624, 2008.9
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 8) 渡部洋, 香取慶一, 篠原保二, 林静雄: 鉄筋コンクリート柱の損傷に及ぼす横方向プレストレスの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 193-198, 2003.7
- 9) 松井千秋ほか: 建築学構造シリーズ 建築合成構造, オーム社, 2004.10
- 10) M. P. Nielsen: Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice-Hall, 1984