外部PC鋼棒により横補強されたRC柱の付着割裂破壊の影響を受けるせん断強度に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR STRENGTH AFFECTED BY SPLITTING BOND FAILURE OF R/C COLUMNS STRENGTHENED Laterally WITH EXTERNAL PC RODS

黒木正幸^{*1}, 菊池健児^{*2}, 崎野健治^{*3}, 山川哲雄^{*4}

Masayuki KUROKI, Kenji KIKUCHI, Kenji SAKINO
and Tetsuo YAMAKAWA

This paper aims to investigate the shear strength, which is affected by splitting bond failure of the longitudinal re-bars, of the R/C columns laterally strengthened with external PC rods. The results of cyclic loading tests indicate that the shear strength is much higher than that of predictions by an existing method based on the combination of truss and arch mechanisms. The shear strength can be predicted better if the effect of cover concrete on the bond stress of longitudinal re-bars required in the truss mechanism is taken into account.

Keywords: *Shear strength, Splitting bond failure, Prestress, Seismic retrofit*
せん断強度, 付着割裂破壊, プレストレス, 耐震補強

1. はじめに

BurdetteとHilsdorfは、円形横拘束コンクリートの圧縮性状と角形のその違いに着目し、角形柱における横補強筋を断面の四隅に外側から当てた山形鋼と外部鋼棒で理想的に置き換えた柱試験体に対して中心圧縮実験を行い、横拘束力の分布がコンクリートの圧縮性状に及ぼす影響を検討した¹⁾。

筆者らは、既存鉄筋コンクリート(RC)造柱断面の四隅に鋼製コーナブロックを配置し、これらに架け渡されたPC鋼棒を緊張して柱を能動的に横拘束する耐震補強法の研究を行っている。本補強法の施工上の利点は、火気およびモルタルや接着材を基本的に必要としないこと、耐震壁の側柱や二次壁付き柱にも、壁に穴を開けるだけで適用できることである。一方、力学的な特徴は補強材であるPC鋼棒が高強度であることと、これに初期緊張力を導入し既存柱を能動的に横拘束することである。その効果に関しては、例えば柱の中心圧縮実験²⁾によれば、能動横拘束力の存在は圧縮強度の増大に効果があることが示されている。また、PC鋼棒は柱の圧縮強度時に降伏せず、その後も横拘束力が増大し続けるため、柱の圧縮靱性性能の改善に効果があることが示されている。

本論文では、外部PC鋼棒により横補強された柱の付着割裂破壊時のせん断力(本論では付着割裂破壊の影響を受けるせん断強度と称す)の把握を目的として行った研究について報告する。本論文の前

段では、材長が短く、比較的多量のPC鋼棒により外部横補強された柱の曲げせん断実験の概要と結果を示す。後段では、文献3)で得られた算定式による主筋の付着割裂強度を用い、付着割裂破壊の影響を受けるせん断強度の算定法について検討する。

2. 試験体

表1に試験体の一覧を示し、図1に試験体の形状・寸法と配筋状況を示す。試験体の柱断面寸法(幅 $b \times$ せい D)は250mm $\times$ 250mm、柱内法高さ L は500mmで、形状比 L/D は2.0である。横補強筋(帯筋)は $\phi 4 @ 100$ mmで、横補強筋比 p_w は0.10%である。外部PC鋼棒(直径5.4mm)の配置間隔は50mmで、PC鋼棒による横補強筋比 p_{wpc} は0.37%である。PC鋼棒はコンクリート表面には接触しておらず、両者間には3mmの隙間がある。PC鋼棒による横拘束力は柱断面の四隅に配置された鋼製コーナブロックにより導入される。

試験体数は柱主筋が12-D13のもの5体と、8-D13のもの1体の計6体である。実験変数は中段主筋の有無、軸方向応力度 σ_0 の大きさ、PC鋼棒の初期導入ひずみ度 ε_{pc0} の大きさである。表1の σ_1 はPC鋼棒の初期緊張力による横拘束力がコンクリート表面に様に分布するとみなした場合の平均側圧(以下、能動側圧)を表している。

表2に鉄筋とPC鋼棒の力学的性質を示す。主筋に用いた異形鉄筋はふしが材軸に対して直交しているもので、コンクリートとの付

*1 大分大学工学部福祉環境工学科建築コース 助教・工修

*2 大分大学工学部福祉環境工学科建築コース 教授・工博

*3 九州大学大学院人間環境学研究院 教授・工博

*4 琉球大学工学部環境建設工学科 教授・工博

Research Assoc., Dept. of Architecture, Oita Univ., M. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Oita Univ., Dr. Eng.

Prof., Faculty of Human Environment Studies, Kyushu Univ., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Civil Eng. and Architecture, Univ. of the Ryukyus, Dr. Eng.

表1 試験体の諸元と実験結果の一覧

試験体	諸元									実験結果					
	主筋量	σ_0	$\varepsilon_{pc\ 0}$	σ_r	σ_B	σ_t	$\frac{Q_{su}}{Q_{mu}}$	$\frac{Q_{bu}}{Q_{mu}}$	$\frac{\tau_{bu}}{\tau_f}$	Q_{sc}	Q_{max} (kN)		R_u ($\times 10^{-2}$ rad)		破壊 モード
		(N/mm ²)	($\times 10^{-6}$)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)				(kN)	正加力	負加力	正加力	負加力	
M-01	12-D13 (多段)	0	1,225	0.92	19.5	1.92	1.25	0.96	0.70	98	205	200	> 5.0	> 5.0	F
M-30		3.15	75	0.06	19.4	1.89	1.01	0.67	0.47	145	228	219	3.2	2.8	S
M-31			1,225	0.92	21.1	2.00	1.06	0.80	0.65	175	256	263	4.4	4.3	F _y -S
M-32			2,450	1.85	20.6	1.87	1.05	0.91	0.81	197	264	261	5.0	4.6	F _y -S
M-61		6.30	1,225	0.92	18.6	1.99	0.93	0.72	0.62	207	272	256	2.9	2.9	S
S-61	8-D13	6.30	1,225	0.92	19.1	2.13	0.98	0.75	0.62	201	267	274	4.0	3.6	F _y -S

備考) σ_0 : 軸方向圧縮応力度, ε_{pc0} : PC 鋼棒の初期ひずみ度, σ_r : 能動側圧 $= E_{pc} \cdot \varepsilon_{pc0} \cdot 2a_{pc} / (b \cdot s_{pc})$, E_{pc} : PC 鋼棒の弾性係数, a_{pc} : PC 鋼棒一本の断面積, s_{pc} : PC 鋼棒の配置間隔, σ_B と σ_t : コンクリートシリンダーの圧縮強度と割裂強度, Q_{su} : 靱性指針式によるせん断強度計算値, Q_{bu} : 靱性指針式による付着割裂破壊の影響を考慮したせん断強度計算値 ($\cot \phi = 1.0$ とした場合), Q_{mu} : ACI ストレスブロックを用いた曲げ終局強度時せん断力計算値, τ_{bu} : 式 1~6 による主筋群の付着割裂強度, τ_f : Q_{mu} 時における危険断面の主筋軸力から有効付着長さを $L-d$ として評価した付着応力度, Q_{sc} : せん断ひび割れ強度, Q_{max} : 最大荷重, R_u : 限界部材角, F: 曲げ破壊, S: せん断破壊, F_y-S: 曲げ降伏後のせん断破壊

図1 試験体の形状・寸法と配筋状況

表2 鉄筋とPC鋼棒の力学的性質

種類	断面積 (mm ²)	降伏点強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	破断伸び (%)
D13 (主筋)	127	339	474	183	27.6
φ4 (横補強筋)	12.1	558 *	657	201	10.3
φ5.4 (PC鋼棒)	22.9	1,034 *	1,115	206	測定せず

*0.2%オフセット法による

着に関する特性値⁴⁾はせん断面積係数 SA が 0.85, 支圧面積係数 BA が 0.076 である。コンクリートのシリンダー圧縮強度 σ_B と割裂強度 σ_t は, 表 1 に示すとおりである。コンクリートは, 粗骨材の最大寸法が 10mm のものである。

靱性指針式⁵⁾によるせん断強度 Q_{su} と付着割裂破壊の影響を考慮したせん断強度 Q_{bu} を算定し, ACI のストレスブロックを用いた曲げ終局強度⁶⁾ 時せん断力 Q_{mu} で基準化したものを表 1 に示す。ここで, Q_{su} と Q_{bu} の算定において, トラス機構の有効係数 λ は 1.0 とした。また, Q_{su} の算定では, PC 鋼棒は横補強筋とみなし, 降伏点強度 σ_{pcy} を用いた。 Q_{bu} の算定では, $\cot \phi$ は Q_{bu} が最も高く算定される 1.0 とし (例えば⁷⁾, 主筋の付着割裂強度 τ_{bu} は文献³⁾ で得られた式 1~6 により評価した。

$$\tau_{bu} = (0.17\gamma_b + 0.83)\tau_{bmax(wav)} \quad (1)$$

$$\tau_{bmax} = \tau_{co} + \tau_{ac} + \tau_{pa} \quad (\text{ただし, } \tau_{bmax} \leq \tau_{po} \text{ である}) \quad (2)$$

$$\tau_{co} = 1.22(0.0961b_{st} + 0.134)\sqrt{\sigma_B} \quad (3)$$

$$\tau_{ac} = \begin{cases} 0.508 \cdot \sigma_{c0} & (\text{隅主筋に対して}) \\ 0.238 \cdot \sigma_{c0} & (\text{中主筋に対して}) \end{cases} \quad (4)$$

$$\tau_{pa} = \begin{cases} 16.5 \left(1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{cp,i}}\right) q_{tr} + 12.3 \left(1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{cp,c}}\right) q_{pc} & (\text{隅主筋に対して}) \\ 10.7 \left(1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{cp,i}}\right) q_{tr} + 5.51 \left(1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{cp,c}}\right) q_{pc} & (\text{中主筋に対して}) \end{cases} \quad (5)$$

$$\sigma_{cp} = \begin{cases} (\tau_{po} - \tau_{co}) / 0.508 & (\text{隅主筋に対して, } = \sigma_{cp,c}) \\ (\tau_{po} - \tau_{co}) / 0.238 & (\text{中主筋に対して, } = \sigma_{cp,i}) \end{cases} \quad (6)$$

ここに, γ_b は中主筋付着強度 τ_{bmax} の隅主筋のそれに対する比, $\tau_{bmax(wav)}$ は隅主筋と中主筋の付着強度の加重平均値, τ_{co} は横補強筋と外部 PC 鋼棒がない場合の付着割裂強度, τ_{ac} は PC 鋼棒の能動拘束による付着強度増分, τ_{pa} は割裂ひび割れ発生後の横補強筋と PC 鋼棒の受動拘束による付着強度増分である。 b_{st} は全割裂モードの割裂線長さ比 $= (b - nd_b) / (nd_b)$, n と d_b は主筋の本数と直径, σ_{c0} は主筋能動拘束応力度 $= \sigma_r / b / (nd_b)$, σ_{cp} は主筋が割裂破壊するか引抜け破壊する境界の能動拘束応力度, q_{tr} は横補強筋に関する受動拘束基本因子 $= p_w b / (nd_b) \cdot \sqrt{\sigma_B}$, q_{pc} は PC 鋼棒に関する受動拘束基本因子 $= p_{wpc} b / (nd_b) \cdot \sqrt{\sigma_B}$, τ_{po} は主筋が引抜け破壊する場合の付着強度 $= 0.60 \sigma_B \cdot SA$ である。なお, $(1 - \sigma_{c0} / \sigma_{cp,i})$ と $(1 - \sigma_{c0} / \sigma_{cp,c})$ は非負である。

計算結果はすべての試験体において $Q_{bu} < Q_{su}$ であり, Q_{bu} / Q_{mu} は 0.67~0.96 である。また, Q_{mu} 時における危険断面の主筋軸力から, 有効付着長さを $L-d$ (d : 有効せい=220mm) として評価した付着応力度 τ_f に対する τ_{bu} の比は 0.47~0.81 である。

3. 実験方法

図 2 に実験装置を示す。鉛直方向の油圧ジャッキにより所定の一定軸力を載荷し, 柱の中央高さに設置した水平方向の複動油圧ジャッキにより静的繰返し水平荷重を載荷した。水平荷重の載荷は, 表 3 に示す載荷プログラムによった。変位測定項目は, 上下スタブ間の水平変位と鉛直変位である。ひずみ測定項目は, すべての PC 鋼棒と図 1 に示す位置における横補強筋の軸方向ひずみ度である。なお, 主筋の付着性能に影響を及ぼす可能性のあるものを極力なくするため, 主筋のひずみ測定は行わなかった。

図2 実験装置

表3 繰返し水平荷重の載荷プログラム

サイクル	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
目標柱部材角 ($\times 10^{-2}$ rad)	± 0.25	± 0.5	± 1.0	± 1.0	± 1.0	± 1.0	± 2.0	± 2.0	± 3.0	± 3.0	± 4.0	± 4.0	± 5.0	± 5.0

4. 実験結果

4.1 荷重変形関係と破壊性状

図3に水平荷重 Q と柱部材角 R の関係を示し、図4に柱軸方向の変形量 δ_v と柱部材角 R の関係を示す。また、図5に最終ひび割れ

状況を示す。図3には前述した Q_{mu} , Q_{su} , Q_{bu} を示す。日高らは、PC鋼棒により外部横補強された柱断面の曲げ強度は、主筋の降伏強度と矩形のコンクリート圧縮応力ブロックを用いた全塑性曲げモーメントで概ね評価できることを示している⁸⁾。そこで、圧縮応力ブロックの強度は中田らの提案式²⁾で評価し、全塑性曲げモーメントに対するせん断力 Q_{mp} を算定した。その結果も図3に示す。

いずれの試験体も曲げひび割れの発生後にせん断ひび割れが発生したが、その後も水平荷重が増大した。柱幅の面では中主筋に沿うひび割れが見られたが、隅主筋に沿う付着割裂ひび割れは柱幅の面、柱せいの面ともに見られなかった。

軸方向応力度 σ_0 が零の試験体M-01は、材軸方向の伸びが顕著であり水平耐力も安定していることから、曲げ破壊したと考えられる。

試験体M-30, M-31, M-32は $\sigma_0=3.15\text{N/mm}^2$ の条件で能動側圧 σ_r の大きさが異なる試験体である。 σ_r がほぼ零の試験体M-30は、コンクリートの損傷が顕著で最大水平荷重時において軸方向変形もほとんどないことから、せん断破壊したと考えられる。試験体M-31, M-32は、曲げ降伏後にせん断破壊したと考えられる。試験体M-30に比べ試験体M-31, M-32の最大荷重が高く、これは能動側圧を与えるとしせん断強度が増大することを示している。

$\sigma_0=6.30\text{N/mm}^2$ で $\sigma_r=0.92\text{N/mm}^2$ の試験体M-61は、せん断破壊したと考えられる。最大荷重は $\sigma_0=3.15\text{N/mm}^2$ の条件で曲げ降伏後にせん断破壊した試験体M-31のそれとあまり変わらない。

中段主筋なしの試験体S-61は、曲げ降伏後にせん断破壊したと考

図3 水平荷重 Q と柱部材角 R の関係

図4 軸方向変形量 δ_v と柱部材角 R の関係

図5 最終ひび割れ状況(柱せいの面)

図6 柱せいの面のPC鋼棒ひずみ度 ε_{pc} の高さ方向分布

えられる。最大荷重は、せん断破壊した中段主筋ありの試験体M-61と同程度となっている。

表1にせん断ひび割れ強度 Q_{sc} 、最大荷重 Q_{max} 、限界部材角 R_u 、破壊モードを示す。ここで、 R_u は $Q-R$ 関係係数線において、荷重が $0.8Q_{max}$ に低下した時点の部材角である。

4.2 PC鋼棒のひずみ

図6に柱せいの面のPC鋼棒ひずみ度 ε_{pc} の高さ方向分布を示す。ここで、 ε_{pc} は同じ高さに位置する2本の平均値である。曲げ破壊した試験体M-01では、柱中央高さ付近のPC鋼棒のひずみ度はあまり増加しておらず、柱材端から柱せいの半分ほど離れた位置においてPC鋼棒のひずみ度増加が顕著である。一方、曲げ降伏後にせん断破壊した試験体M-31、M-32、S-61とせん断破壊した試験体M-30、M-61では、柱中央高さ付近のPC鋼棒のひずみ度増加が顕著である。また、せん断破壊した試験体M-30、M-61の柱中央高さ付近にあるPC鋼棒のひずみ度を比較すると、初期ひずみ度が大きい試験体M-61のほうが、最大荷重時のひずみ度増分(図6の上側の横軸)は小さくなっている。なお、すべての試験体のPC鋼棒ひずみ度は、実験終了まで降伏ひずみ度 ε_{pcy} ($=\sigma_{pcy}/E_{pc}$)以下であった。

図7に最大荷重時における柱せいの面と柱幅の面のPC鋼棒ひずみ度をならべて示す。ここで、図に示しているのは下から5段、6段目(柱中央高さ付近)のPC鋼棒ひずみ度の平均値である。なお、曲げ破壊した試験体M-01については、下から3段目のひずみ度も示す。水平荷重の載荷により、柱幅の面のPC鋼棒でもひずみ度の増加がみられる。柱せいの面のひずみ度増分に対する柱幅面のそれは、せん断破壊した試験体M-30、M-61で68~74%、曲げ降伏が先行した試験体M-31、M-32、S-61で40~49%であった。

図7 最大荷重時における柱せいの面と柱幅の面のPC鋼棒ひずみ度

5. 付着割裂破壊の影響を受けるせん断強度の検討

5.1 検討の概要

本論では付着割裂破壊先行の実験を計画($Q_{su}/Q_{mu}=0.93\sim1.25$, $Q_{bu}/Q_{mu}=0.67\sim0.96$)したが、すべての試験体で顕著な付着割裂ひび割れは観察されず、ほとんどの試験体は曲げ降伏の前あるいは後にPC鋼棒が降伏することなくせん断破壊した。これはせん断強度や曲げ強度が計算値よりも特に低かったわけではなく、付着割裂破壊の影響を受けるせん断強度が計算値よりも高かったためである。また、柱を能動横拘束するとせん断強度が増大することが示された。

ここでは、まずこのような実験結果について考察する。5.2~5.6節で、横補強筋とPC鋼棒の引張力、外側主筋間コンクリートの斜め圧縮束、主筋の付着力により構成されるトラス機構に、かぶりコンクリートの応力負担を考慮したせん断力伝達モデルによりせん断強度を算定し、実験結果と比較検討する。このモデルでは、ひび割れ直交方向の平均ひずみ度に依存するコンクリート圧縮強度の有効係数を用いる。また、主筋の付着割裂強度はせん断ひび割れに起因する横補強筋とPC鋼棒の引張力増大の影響を受けるとする。

次いで、5.7節では付着割裂破壊の影響を受けるせん断強度の算定精度を比較的簡便に改善する方法について検討する。

5.2 せん断力伝達モデル

市之瀬は、圧縮軸力がある場合、かぶりコンクリート部にも斜め圧縮束が形成され、これが外側主筋間コンクリートの斜め圧縮束の反力の一部を負担するとしている⁹⁾。この考え方にに基づき、図8(a)に示すせん断強度時のせん断力伝達モデルを設定する。試験体は幅方向(紙面に垂直方向)にも拘束力を受けているが、本論では簡単のため、それを考慮に入れないこととする。トラス機構の有効断面は、単純に全幅 $b \times$ 外側主筋間隔 j_l とする。領域BCGFの角度 ϕ を有するコンクリート圧縮束は、有効圧縮強度 σ_B に達しているとする。かぶりコンクリートはAE、DH面でPC鋼棒による一様な圧縮力を受け、材端の曲げ圧縮側のAB、GH面では圧縮力とせん断力を受けるとすれば、領域AFE、CDHは横方向の一軸圧縮状態で、領域ABF、CHGは図8(b)に示す応力状態となる。せん断強度時には領域ABF、CHGのコンクリートは有効強度に達しているとし、その大きさについては簡単のため σ_{AB} が σ_B であるとする。このモデルによれば、せん断強度 Q_{su} は次式で表される。

$$Q_{su} = b j_l (\Sigma p_w \sigma_{wu} + \sigma_B \tan^2 \alpha) \cot \phi + b d_c \sigma_B \tan \alpha \quad (7)$$

ここに、 $\Sigma p_w \sigma_{wu} = p_{wpc} \sigma_{pcu} + p_w \sigma_{tru}$ 、 σ_{pcu} と σ_{tru} はせん断強度時のPC鋼棒と横補強筋の応力度、 $\tan \alpha = d_c/L$ である。なお、 $\Sigma p_w \sigma_{wu} + \sigma_B \tan^2 \alpha$

図8 せん断強度算定のモデル

は図 8 (c) より次の条件を満足する必要がある。

$$\nu \sigma_B = (1 + \cot^2 \phi)(\Sigma p_w \sigma_{wu} + \sigma_B \tan^2 \alpha) \quad (8)$$

また、 Q_{su} に必要な主筋の付着応力度 τ_{bn} は図 8 (c) より次式で表され、これは付着割裂強度 τ_{bu} 以下でなければならない。

$$\tau_{bn} = \frac{b}{n\psi} \left\{ (\Sigma p_w \sigma_{wu} + \sigma_B \tan^2 \alpha) \cot \phi - \sigma_B \tan \alpha \right\} \quad (9)$$

5.3 コンクリート圧縮束の強度と傾斜角

渡部らは帯筋に初期緊張力を導入すると、初期せん断ひび割れの水平軸に対する傾斜角が小さくなることに着目し、せん断ひび割れ角度とアーチ機構角度の関係によりコンクリート圧縮強度の有効係数 ν を設定する方法を提案している¹⁰⁾。本論では能動横拘束により、せん断破壊時のPC鋼棒のひずみ度増分は小さくなり、せん断強度は高くなることに着目し、ひび割れ直交方向のひずみ度の大きさに依存する ν を用いる。本論の試験体のコンクリートは比較的低強度であること、式の変形が容易であることから、ここではVecchioらが提案¹¹⁾した次式により ν を評価する。

$$\nu = \frac{1}{0.8 - 0.34 \varepsilon_1 / \varepsilon_2} \quad (10)$$

ただし、 ν が1を超える場合は $\nu=1$ である。ここに、 ε_1 、 ε_2 はひび割れを含むコンクリートの平均ひずみで表した場合の第1、第2主ひずみ度である。 ε_1 は図9のひずみ円より、次式で評価する。

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{hu} + \frac{\varepsilon_{hu} - \varepsilon_2}{\cot^2 \phi} \quad (11)$$

ここに、 ε_{hu} はせん断強度時におけるコンクリートの平均横ひずみ度である。 ε_2 はコンクリート強度によらず、-0.002とする。これは本論の試験体のコンクリート強度の範囲では、概ね妥当な数値設定と考えられる。ここで、式10の ε_1 を式11で評価することは、コンクリート斜め圧縮束の直交方向にひび割れを想定することを意味している。また、式11は縦ひずみ度 ε_{vu} の状態は考慮していないので、厳密にはひずみの適合条件を満たしていない。

図9 コンクリート圧縮束のひずみ円

式 8, 10, 11 より $\cot \phi$ は、次式により表される。

$$\cot \phi = \sqrt{\frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}} \quad (12)$$

ここに、 $A = (0.8 \varepsilon_2 - 0.34 \varepsilon_{hu}) (\Sigma p_w \sigma_{wu} + \sigma_B \tan^2 \alpha)$ 、 $B = (1.14 \varepsilon_2 - 0.68 \varepsilon_{hu}) (\Sigma p_w \sigma_{wu} + \sigma_B \tan^2 \alpha) - \varepsilon_2 \sigma_B$ 、 $C = -0.34 (\varepsilon_{hu} - \varepsilon_2) (\Sigma p_w \sigma_{wu} + \sigma_B \tan^2 \alpha)$ である。なお、 $\nu=1$ の場合は、式8より $\cot \phi = \sqrt{\sigma_B / (\Sigma p_w \sigma_{wu} + \sigma_B \tan^2 \alpha) - 1}$ となる。

5.4 横補強筋とPC鋼棒の応力度

せん断強度時における横補強筋の応力度 σ_{tru} は、そのひずみ度 ε_{tru} が ε_{hu} に等しいと仮定し式13で評価する。柱せいの面の斜めひび割れは外側主筋間(j_t 間)で顕著であり、かぶりコンクリート部ではそれほどでもない。これより、PC鋼棒の応力度 σ_{pcu} は締付け長さが柱せい D に等しいことを考慮し式14で評価する。

$$\sigma_{tru} = \min \{ E_{tr} \varepsilon_{hu}, \sigma_{try} \} \quad (13)$$

$$\sigma_{pcu} = \min \{ E_{pc} (\varepsilon_{pc0} + \varepsilon_{hu} \cdot j_t / D), \sigma_{pcy} \} \quad (14)$$

5.5 主筋の付着割裂強度

奥出らは、高強度横補強筋を用いたRC梁の単調載荷実験において、付着割裂ひび割れよりもせん断ひび割れが顕著な試験体でかなり高い付着応力度を実測し、これはせん断ひび割れによる横補強筋の引張力の増大により主筋が拘束されたためであると考察している¹²⁾。一方、細川・前田らの柱の繰返し載荷実験によれば、割裂ひび割れの進展により高い主筋拘束力が発生しても、主筋の付着応力度は単調載荷の場合よりも小さいことが示されている¹³⁾。本論の実験では、隅主筋の周辺に付着割裂ひび割れは発生せず、柱のほぼ全長にわたって多数のせん断ひび割れが発生したことによりPC鋼棒のひずみ度が大幅に増大した。これより、PC鋼棒の引張力の増大は付着割裂強度の増大に寄与していると考えられる。付着割裂破壊する場合は割裂ひび割れにより受動拘束が生じるが、能動側圧が高いほど付着強度時の受動拘束力は小さくなることがわかっている³⁾。ここでは、付着割裂破壊する場合も含め、横補強筋とPC鋼棒による横拘束力は付着割裂面に対してすべて能動的に作用するとみなし、主筋の付着割裂強度を評価する。具体的には、式1~6において主筋能動拘束応力度 σ_{c0} を能動側圧 σ_r にかえて $\Sigma p_w \sigma_{wu} + \sigma_B \tan^2 \alpha$ を用いて評価し、 τ_{pa} は零として付着割裂強度 τ_{bu} を算定する。

5.6 計算手順と計算結果の検討

式7に式12, 13, 14を代入すると、式7はせん断強度時のコンクリートの平均横ひずみ度 ε_{hu} のみが未知数の式となる。せん断強度 Q_{su} は式9の τ_{bn} が付着割裂強度 τ_{bu} 以下の範囲で ε_{hu} を決定すれば算定できる。ここでは、順次仮定した ε_{hu} に対する τ_{bn} と τ_{bu} を計算

図10 せん断強度時のコンクリートの平均横ひずみ ε_{hu} を順次仮定した場合の Q_{su} に必要な付着応力度 τ_{bn} と付着強度 τ_{bu}

し、両者を比較することにより ε_{hu} の正解値を求める。

図10に ε_{hu} を順次仮定した場合の Q_{su} に必要な付着応力度 τ_{bn} と付着強度 τ_{bu} を示す。本モデルでは軸力の大きさと中段主筋の有無は計算結果に影響しないため、試験体M-31, M-61, S-61の結果の違いはコンクリート強度によるものだけである。ここでは、実験でせん断破壊した試験体M-61の結果を図10(c)に示し、他の二つの試験体の結果は省略している。 $\tau_{bn}-\varepsilon_{hu}$ 関係上の白丸印は、 $\cot \phi$ が2と1であることを示す。また、横補強筋およびPC鋼棒の降伏に関係ないところで $\tau_{bu}-\varepsilon_{hu}$ 関係に折点があるのは、ある一定以上の横拘束力がある場合、隅主筋が引抜け破壊するためである。なお、図中の破線はかぶりコンクリートを無視した場合の $\tau_{bn}-\varepsilon_{hu}$ 関係であり、本論の試験体のように材長が短い場合は、かぶりコンクリートの応力負担が τ_{bn} に大きく影響することを示している。

式7, 9から明らかなように、 Q_{su} は τ_{bn} と線形関係にある。したがって、仮定した ε_{hu} のうち、 τ_{bn} が τ_{bu} 以下の範囲で最大となるとき ε_{hu} が正解値となる。このとき $\tau_{bn} = \tau_{bu}$ であれば、せん断強度 Q_{su} は主筋の付着割裂強度により決定されており、付着割裂破壊を考慮しない場合よりもせん断強度が低く算定される。図中に ε_{hu} の正解値と τ_{bn} を黒丸印で示すとともに、そのときの $\cot \phi$ と ν を示す。

図10(b), (c), (d)によれば、PC鋼棒の補強量が同一でも、能動側圧が高い試験体ほど τ_{bn} が高くなっている。これは能動側圧を与えると Q_{su} が高く算定されることを示している。

図11に最大荷重の実験値 Q_{max} (正加力と負加力の平均値)と本モデルで得られた Q_{su} の関係を全塑性曲げモーメントに対するせん断力の計算値 Q_{mp} で基準化して示す。本モデルによる Q_{su} と Q_{mp} により、曲げ降伏が先行した試験体の破壊モードを良く評価できている。せん断破壊した試験体M-30については、図10(b)よりわずかながら $\tau_{bn} < \tau_{bu}$ であり、計算結果は実験の破壊モードを説明している。一方、試験体M-61では図10(c)より $\tau_{bn} = \tau_{bu}$ であり、 Q_{su} は τ_{bu} により決定されている。しかし、 Q_{su} と付着割裂破壊を考慮しない場合のせん断強度の差は0.4%である。また、せん断破壊した試験体M-30, M-61のせん断強度計算値は実験値よりも若干高めである。

図12にせん断破壊した試験体M-30, M-61について、実験により得られたPC鋼棒のひずみ度と本モデルによる Q_{su} 時のPC鋼棒ひずみ度を示す。計算値は実験の最大荷重時のひずみ度の平均値程度になっている。また、計算値ではPC鋼棒に初期ひずみを導入するとせん断強度時のひずみ度増分が小さくなっており、軸力の違いはあるが実験結果と同じ傾向を示している。

図11 本論のモデルによる破壊モードと最大荷重の評価精度

図12 PC鋼棒ひずみ度 ε_{pc} の実験値と本論のモデルによる計算値

以上のように、本モデルにより実験の破壊モードを概ね評価することができた。また、能動側圧を与えると、せん断強度時のPC鋼棒のひずみ度増分は小さくなり、せん断強度は増大する傾向を表すことができた。しかし、せん断強度の計算値は実験値よりも若干高めであった。この理由の一つはトラス機構の有効断面の取り方にあると考えられる。本モデルでは全幅を有効としたが、これよりも小さい断面を設定すれば、せん断強度を低く算定することになり、せん断強度算定の精度向上が期待できる。これについては、本モデルで仮定したコンクリート圧縮強度の有効係数、主筋の付着割裂強度に関する妥当性の検討も含め、今後の検討が必要である。

5.7 かぶりコンクリートの効果を塑性指針式に適用した場合

前節までの検討により、かぶりコンクリートの応力負担により主筋の付着力が緩和される効果、せん断ひび割れに起因する受動横拘束により主筋の付着割裂強度が増大する効果があると考えれば、本

表4 試験体の諸元とかぶりコンクリートの効果を靱性指針式に適用した場合の計算値

試験体	諸元							実験結果			計算結果					
	主筋量	M/QD	p_w (%)	p_{wpc} (%)	σ_r (N/mm ²)	$\frac{\sigma_0}{\sigma_B}$	σ_B (N/mm ²)	破壊 モード	PC鋼棒 降伏の 有無 ^{*1}	$\frac{Q_{max}}{Q_{mu}}$	$\frac{Q_{su}}{Q_{mu}}$ (*2)	$\frac{Q_{bu}}{Q_{mu}}$	$\frac{Q_{sc}}{Q_{mu}}$	最大荷重 決定破壊 モード	Q_{su} 比	Q_{bu} 比
1: M-01	12-D13	1.0	0.10	0.37	0.92	0	19.5	F	なし	1.02	1.27 (16)	1.04	0.39	F	1.02	1.17
2: M-30	12-D13	1.0	0.10	0.37	0.06	0.16	19.4	S	なし	0.91	1.03 (16)	0.73	0.45	B	1.02	1.16
3: M-31	12-D13	1.0	0.10	0.37	0.92	0.15	21.1	Fy - S	なし	1.04	1.08 (16)	0.87	0.56	B	1.02	1.17
4: M-32	12-D13	1.0	0.10	0.37	1.85	0.15	20.6	Fy - S	なし	1.05	1.07 (16)	0.98	0.66	B	1.02	1.17
5: M-61	12-D13	1.0	0.10	0.37	0.92	0.34	18.6	S	なし	1.02	0.94 (16)	0.77	0.68	B	1.02	1.17
6: S-61	8-D13	1.0	0.10	0.37	0.92	0.33	19.1	Fy - S	なし	1.08	1.00 (16)	0.82	0.71	B	1.02	1.17
7: R99S-P105	12-D10	1.0	0.08	0.09	0.42	0.20	20.7	S - Bs	有	0.82	0.81 (15)	0.94	0.71	S	1.01	1.23
8: R98M-P105	12-D10	1.5	0.08	0.09	0.42	0.20	27.4	S	有	1.16	1.08 (15)	1.31	1.10	F	0.98	1.20
9: R99M-P150	12-D13	1.5	0.08	0.06	0.30	0.20	18.4	S - Bs	有	0.92	0.72 (15)	0.90	0.74	Sc	0.98	1.17
10: R99M-P105	12-D13	1.5	0.08	0.09	0.42	0.20	18.4	S - Bs	なし	0.88	0.86 (15)	0.93	0.76	S	1.01	1.17
11: R99M-P150H	12-D13	1.5	0.08	0.06	0.30	0.20	26.8	S - Bs	有	0.89	0.69 (15)	0.98	0.80	Sc	0.95	1.19
12: R99M-P150L	12-D13	1.5	0.08	0.06	0.30	0.20	14.2	S - Bs	なし	0.70	0.74 (15)	0.84	0.69	S	1.00	1.16
13: R99M-P41'L	12-D13	1.5	0.08	0.45	2.19	0.20	14.2	Bs	なし	0.92	1.17 (17)	1.17	1.03	F	1.02	1.12
14: R99M-P150pw	12-D13	1.5	0.21	0.06	0.30	0.20	22.8	S - Bs	なし	0.87	0.89 (15)	1.00	0.78	S	1.00	1.18
15: R99L-P150	12-D13	2.0	0.08	0.06	0.30	0.20	21.2	S - Bs	なし	1.01	0.90 (15)	1.16	1.02	F	0.97	1.15
16: R98S-P41	12-D10	1.0	0.08	0.22	1.08	0.20	31.6	FC	有	1.12	1.17 (16)	1.10	0.84	F	1.06	1.26
17: R98S-P41'	12-D10	1.0	0.08	0.45	2.19	0.20	31.6	FC	有	1.17	1.36 (16)	1.25	0.98	F	1.04	1.28
18: R99S-P41'H	12-D10	1.0	0.08	0.45	2.19	0.20	30.9	FC	なし	1.17	1.35 (16)	1.24	0.98	F	1.04	1.27
19: R98M-P65N	12-D10	1.5	0.08	0.14	0.00	0.20	27.4	F - Bs	有	1.20	1.43 (15)	1.22	0.99	F	1.03	1.20

(備考) F: 曲げ破壊, S: せん断破壊, Fy - S: 曲げ降伏後のせん断破壊, S - Bs: せん断破壊 (その後, 履歴ループの逆 S 字化が顕著なもの), Bs: 付着すべり破壊, FC: 曲げ圧縮破壊 (引張主筋降伏後), F - Bs: 曲げ破壊 (その後, 履歴ループの逆 S 字化が顕著なもの), B: 付着割裂破壊, Sc: せん断破壊 ($Q_{su} < Q_{sc}$ のもの), Q_{su} 比と Q_{bu} 比: かぶりコンクリートの効果を考慮した Q_{su} と Q_{bu} のそれを考慮しない場合に対する比
^{*1}: 実験終了までの降伏の有無を示す (最大荷重時には降伏していない)。 ^{*2}: 括弧内はせん断強度が算定された式番号を示す。

論の試験体で付着割裂破壊が先行しなかったことを概ね説明することができた。本節では, かぶりコンクリートの応力負担の効果を靱性指針式⁵⁾に適用した場合の破壊モードと最大荷重の評価精度を検討する。せん断ひび割れに起因する受動横拘束により主筋の付着割裂強度が増大する効果は余力と考え, 付着割裂強度はPC鋼棒の初期緊張力に基づいて評価する。

表4に検討に用いる試験体の概要を示す。上部の6体が本論の試験体で, 7段目からの13体は文献14)の試験体である。実験の破壊モードで分類すると, 曲げ降伏が先行した試験体 (F, Fy-S, FC, F-Bs) が計8体, せん断破壊が先行した試験体 (S, S-Bs) が計10体, 付着すべり破壊した試験体 (Bs) が1体である。ここで, 付着すべり破壊した試験体は, σ_B が 14.2 N/mm² の柱を多量のPC鋼棒で補強したもの (試験体13) で, 最大荷重時にせん断ひび割れも付着割裂ひび割れもないが, 履歴ループの逆 S 字化が顕著で最大荷重 Q_{max} が曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} を下回った試験体である。

せん断強度 Q_{su} は, 式15, 16, 17による算定値の最小値とする。

$$Q_{su} = 2\sigma_l b_e j_e + \left(v\sigma_B - \frac{5\sigma_l}{\lambda} \right) \frac{b_e}{2} \tan \theta + b d_e \sigma_B (d_e/L) \quad (15)$$

$$Q_{su} = \sigma_l b_e j_e \cot \phi + b d_e \sigma_B (d_e/L) \quad (16)$$

$$Q_{su} = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e + b d_e \sigma_B (d_e/L) \quad (17)$$

ここに, $\sigma_l = \{p_w \sigma_{lry} + p_{wpc} \sigma_{lpy} + \sigma_B (d_e/L)^2\} b/b_e$, b_e は横補強筋のせん断力直交方向への芯々間距離, j_e は横補強筋のせん断力方向への芯々間距離, $v = 0.7 - \sigma_B/200$ (σ_B : N/mm²), $\tan \theta = (\sqrt{L^2 + j_e^2} - L)/j_e$, d_e は横補強筋の芯から測ったコンクリートのかぶり厚さ $= (D - j_e)/2$, L は材長, $\cot \phi = \sqrt{\lambda v \sigma_B / \sigma_l - 1}$ である。また, トラス機構の有効係数 λ は 1.0 とする。式15は第1項がトラス機構の負担せん断力, 第2項がアーチ機構, 第3項がかぶりコンクリートの負担せん断力である。かぶりコンクリートの応力負担は第1項と第3項で考慮したので, 第2項のアーチ機構の負担せん断力は, D を j_e に置き換

えることにより, かぶりコンクリート部を除いたものとなっている。また, 横補強筋とPC鋼棒が降伏し, アーチ機構が存在しない場合のせん断強度は, $\cot \phi$ を計算する方法 (式16) で算定する。

付着割裂破壊の影響を考慮したせん断強度 Q_{bu} は, 式18により算定し, 式17によるせん断力を超えないとする。

$$Q_{bu} = T_x j_e + \left(v\sigma_B - \frac{2.5T_x}{\lambda b_e} \right) \frac{b_e}{2} \tan \theta + b d_e \sigma_B (d_e/L) \quad (18)$$

ここに, $T_x = \tau_{bu} n \psi + b \sigma_B (d_e/L)$, n と ψ は外側主筋の本数と周長である。主筋の付着割裂強度 τ_{bu} は, 能動側圧 σ_r を用い式1~6で算定する。その他の変数の意味は, 式15に同じである。

表4にかぶりコンクリートの効果を考慮した $Q_{su} \cdot Q_{bu}$ と, せん断ひび割れ強度 Q_{sc} の計算値を曲げ終局強度時せん断力 Q_{mu} で基準化したものを示す。ここで, Q_{sc} の計算値は次式によった。

$$Q_{sc} = \sqrt{(\sigma_T + \sigma_0)(\sigma_T + \sigma_r)} b \cdot D / \kappa \quad (19)$$

ここに, σ_T はコンクリートの引張強度 $= 0.33 \sqrt{\sigma_B}$, κ は形状係数 $= 1.5$ である。なお, 軸方向応力度 σ_0 と能動側圧 σ_r は圧縮を正とする。

表4の Q_{su} 比と Q_{bu} 比は, かぶりコンクリートの効果を考慮した Q_{su} と Q_{bu} の, それを考慮しない場合に対する比を示す。かぶりコンクリートの効果は Q_{su} にはあまり影響せず (Q_{su} 比 $= 0.95 \sim 1.06$), アーチ機構が卓越する場合はアーチのせいが D から j_e となる影響が強く表れるため, むしろせん断強度が若干低く算定される試験体がある。一方, Q_{bu} はかぶりコンクリートの効果を考慮すると増大し, Q_{bu} 比で 1.12 ~ 1.28 となっている。

図13に最大荷重の実験値 Q_{max} とせん断強度の計算値を $\min(Q_{su}, Q_{bu})$ とした場合の関係を Q_{mu} で基準化して示す。中抜き記号 (○, □) は最大荷重決定の破壊モードが実験と計算で一致している試験体を示し, 中塗り記号 (●, ■, ◆) はそうでないものを示す。なお, $Q_{su} < Q_{sc}$ である試験体 8, 9, 11, 15 (表4参照) は除いて示してい

図13 破壊モードと最大荷重の評価精度

る。図13 (a) に示すように、かぶりコンクリートの効果を考慮しない場合は、ほとんどの試験体の計算値が Q_{bu} で決定し(破壊モード:B), 最大荷重の実験値を過小に評価する傾向がある。

一方、かぶりコンクリートの効果を考慮すると、図13 (b) に示すように、 Q_{bu} の増大により実験と計算の破壊モードが一致する試験体が多くなるが、計算値が Q_{bu} で決定し、最大荷重の実験値を依然として過小に評価する試験体(●, ■)が計5体ある。これらの試験体は曲げ降伏またはせん断破壊が先行したものであり、付着割裂破壊は生じていない。以上より、式18の Q_{bu} 算定式はかぶりコンクリートの効果を考慮することにより下界定理に基づく靱性指針式をより真の強度に近い評価を与えるように上方修正したものであるが、まだ低め(安全側)の評価を与えようと考えられる。

なお、◆印の試験体は計算では曲げ破壊($Q_{bu}/Q_{mu} = 1.17$)であるが、 Q_{max} は Q_{mu} を下回っている。この試験体(表4の試験体13)は付着すべり破壊したと報告されているが、 τ_{bu}/τ_f は1.24であり顕著な付着すべりは生じていないと考えられる。これより、この試験体は基本的には曲げ破壊であるが、主筋のスタブ内における定着すべりの影響により Q_{max} が Q_{mu} を下回ったのではないかと考えられる。

図13 (b) によれば、□の記号で示されるように、 Q_{su} はせん断破壊した試験体の最大荷重を良好に評価している。表4の $Q_{su} < Q_{sc}$ の試験体を除いた6体のせん断破壊先行試験体では、 Q_{su} に対する Q_{max} の比は0.88~1.08で、平均値0.99、変動係数0.06となる。しかし、 Q_{su} は式15あるいは式16で算定され、これはPC鋼棒が降伏することを意味しているが、実験では降伏していない。今後、実現象も説明できる実用的なせん断強度算定式の開発が望まれる。

6. まとめ

本論では、外部PC鋼棒により横補強されたRC柱の付着割裂破壊の影響を受けるせん断強度の把握を目的とし、能動側圧の大きさ、軸力の大きさ、中段主筋の有無を変数とした柱の曲げせん断実験を行った。また、実験結果を基に付着割裂破壊の影響を受けるせん断強度算定法の検討を行った。その結果を以下にまとめる。

- 1) 外部PC鋼棒がある場合の主筋の付着割裂強度を靱性保証型耐震設計指針式に適用することにより、付着割裂破壊先行の実験を計画した。しかし、いずれの試験体も付着割裂破壊しなかった。これは、曲げ強度やせん断強度が計算値よりも特に低かったわけではなく、付着割裂破壊の影響を受けるせん断強度が計算値よりも高かったためである。
- 2) 付着割裂破壊の影響を受けるせん断強度が計算値よりも高かった

要因は、かぶりコンクリートの応力負担により主筋の付着力が緩和されること、また、付着割裂ひび割れに先行して多数発生したせん断ひび割れに起因するPC鋼棒と横補強筋の受動拘束により、主筋の付着割裂強度が増大したことにあると考えられる。

- 3) かぶりコンクリートの効果を考慮できるモデルを靱性保証型耐震設計指針式に適用すれば、付着割裂破壊の影響を考慮したせん断強度の計算値は安全側の範囲で増大することがわかった。なお、かぶりコンクリートの効果を考慮したモデルと通常のモデルは、本研究に引用した試験体のせん断強度の算定に関してはほとんど同じ結果を与えた。

本論の範囲では、付着割裂破壊が生じた実験資料による算定式の妥当性の検証はできていないため、今後検証が必要である。また、せん断ひび割れに起因する受動横拘束により付着割裂強度が増大する効果は余力と考え無視したが、より精度の高い算定式を提案するためには考慮する必要があると考えられる。実現象も説明できるせん断強度算定式の開発とあわせて、今後の検討課題としたい。

謝辞

本研究の計画にあたり故 吉村浩二先生(元大分大学教授)から有益な助言を頂戴した。実験で用いたPC鋼棒は高周波熱練(株)より提供して頂いた。また、日本学術振興会の科学研究費補助金(基盤研究B(一般)、課題番号:14350306、代表者:山川哲雄 琉球大学教授)を受けた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) E. G. Burdette and H.K. Hilsdorf: Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns, Journal of the Structural Division, ASCE, pp. 587-602, 1971. 2
- 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) 黒木正幸, 菊池健児, 崎野健治, 山川哲雄: 外部PC鋼棒により横補強されたRC柱における異形主筋の付着割裂強度, 日本建築学会構造系論文集, 第603号, pp. 131~138, 2006. 5
- 4) 国分正胤, 岡村甫: 太径鉄筋の使用に関する研究, 土木学会論文報告集, 第202号, pp. 103~113, 1972. 6
- 5) 日本建築学会編: 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, pp. 142~158, pp. 175~190, 1999. 8
- 6) 日本建築学会編: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1991一部改, pp. 604~615, 1991. 4
- 7) 飯星力, 田中仁史: 連続繊維で横補強したコンクリート部材の曲げせん断性状・付着割裂破壊時のせん断耐力と変形性能の評価一, 日本建築学会構造系論文集, 第603号, pp. 115~121, 2006. 5
- 8) T. Hitaka, K. Sakino, T. Yamakawa, and A. Furukawa: Compressive and Flexural Behavior of RC Columns Laterally Prestressed by High-strength Steel Bars, International Symposium on Confined Concrete (ACI SP-238), pp. 429-445, 2006
- 9) 市之瀬敏勝: RC部材の危険断面近傍でのトラス機構, 日本建築学会構造系論文集, 第475号, pp. 129~135, 1995. 9
- 10) 渡部洋, 河合繁, 香取慶一, 篠原保二, 林静雄: 横方向プレストレスによる鉄筋コンクリート柱のせん断ひび割れ制御と終局耐力の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第577号, pp. 109~116, 2004. 3
- 11) Frank J. Vecchio and Michael P. Collins: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, Journal of the American Concrete Institute, V. 83, No. 2, pp. 219-231, 1986. 3-4
- 12) 奥出久人, 高木仁之, 狩野芳一: 付着割裂破壊に支配される梁のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, 第11巻, 第2号, pp. 81~86, 1989. 6
- 13) 細川洋治, 前田匡樹, 小谷俊介, 青山博之: 鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験研究(その1 実験概要, その2 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp. 215~218, 1993. 9
- 14) 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