

# 論文 緊張PC鋼棒で能動拘束されたRC柱のせん断強度に関する実験的研究

中田 幸造\*1・山川 哲雄\*2・船木 裕之\*3・森下 陽一\*4

**要旨:** PC横補強法は、受動的な横拘束効果だけではなく、能動的な横拘束効果も期待できる。そのため、PC横補強法を施した場合のRC柱のせん断強度には、せん断強度時のPC鋼棒存在応力度と拘束コンクリート強度が関係していると考えられる。本研究では前述の妥当性を検証するため、多量の緊張PC鋼棒で外部横補強したRC柱のせん断破壊実験を行い、そのせん断強度、せん断強度時のPC鋼棒ひずみ増分について検討を行い、主筋のひずみからトラス機構のコンクリート斜め圧縮束角度を求め、トラス機構の斜め圧縮応力度の算定を試みた。最後に、せん断強度実験値とPC横補強RC柱のせん断強度計算値との比較を行った。

**キーワード:** プレストレス、PC鋼棒、せん断強度、トラス機構、耐震補強

## 1. 序

極脆性柱に緊張PC鋼棒で外部横補強を施せば（以下、PC横補強法と略称）、その補強量が疎であってせん断ひび割れが発生しても、脆性的なせん断破壊とはならない優れたせん断補強効果のあることが文献1)により確認されている。本研究では、PC横補強法のせん断強度評価に際し、(1)修正荒川式、(2)AIJ靱性指針式<sup>2)</sup>の2つの式で評価を試みる。本補強法は、PC鋼棒による受動的な横拘束効果だけではなく、緊張力導入に伴う能動的な横拘束効果も期待できる。そのため、これら2つの式でせん断強度を評価する際、せん断強度時のPC鋼棒存在応力度と拘束コンクリート強度をせん断強度式に組み入れることを文献1)では提案した。せん断強度時にPC鋼棒が降伏しないことは文献1)で判明しており、従って、せん断強度評価にPC鋼棒の存在応力度を用いることは概ね妥当である。一方、せん断強度評価に拘束コンクリート強度を使用することの妥当性は、PC鋼棒の補強量が疎な場合には確認が困難である。そのため、緊張PC鋼棒を多量に配置し、異なる大きな緊張ひずみを導入した試験体のせん断破壊実験結果を入手できれば、その結果から、せん断強度評価に拘束コンクリート強度を用いることの妥当性が確認できるものと考えられる。

本研究の目的は、せん断強度評価にせん断強度時のPC鋼棒存在応力度と拘束コンクリート強度を用いることの妥当性を、せん断破壊実験結果およびPC鋼棒の寄与を考慮したせん断強度式を用いて示すことである。そのため、本研究では、多量の緊張PC鋼棒で外部横補強したRC柱のせん断破壊実験を行い、(1)そのせん断強度実験値、せん断強度時のPC鋼棒のひずみ、(2)トラス機構のコンクリート斜め圧縮束角度、(3)トラス機構のコンクリート斜め圧縮応力度、(4)PC鋼棒の寄与を考慮したせん断強

度式（修正荒川式、AIJ靱性指針式<sup>1)</sup>）による計算結果と実験結果の関係について検討を行う。

## 2. 実験計画

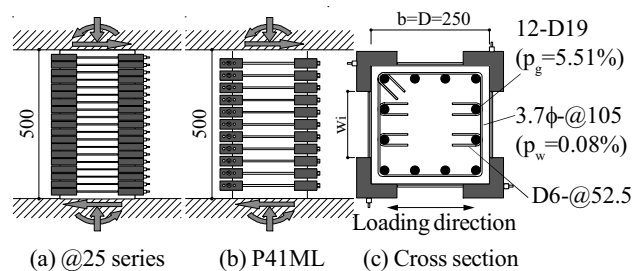
試験体の一覧をTable 1に、Fig. 1に試験体を示す。試験体は1辺が250mmの正方形断面で柱高さ500mm、せん断スパン比は1.0である。柱主筋はD19を12本( $p_g=5.51\%$ )、帯筋は $3.7\phi$ を105mm間隔で配筋した( $p_w=0.08\%$ )。柱主筋にD19を12本用いたのは、曲げ強度を高くし、多量のPC鋼棒で横補強した上でもせん断破壊を先行させるためである（せん断余裕度<sup>1)</sup> 0.45~0.59）。併せて、付着割裂

**Table 1 Details of specimens**

Series	Specimen	M/(VD)	$\sigma_B$ (MPa)	PC bar	$p_s$ (mm)	$\epsilon_{pt}$ ( $\mu$ )
1	R08S-P41ML	1.0	19.3	5.4 $\phi$	41	2502
	R08S-P25LL					801
	R08S-P25ML					2554
	R08S-P25HL					3547
2	R08S-P25LH	22.6	25	25	830	
	R08S-P25MH				2511	
	R08S-P25HH				3354	
	R08S-P25H <sup>2</sup> H				3833	

Common details: Cross section: 250×250mm, Axial force ratio: 0.2, Rebar: 12-D19, Hoop: 3.7 $\phi$ -@105, Hook: D6-@52.5.

Notes: M/(VD)= shear span to depth ratio,  $\sigma_B$  = cylinder strength of concrete,  $p_s$  = interval of PC bar,  $\epsilon_{pt}$  = initial tensile strain.



**Fig. 1 Test specimen retrofitted by PC bar**

\*1 琉球大学 工学部環境建設工学科助教 博士（工学）（正会員）

\*2 琉球大学 工学部環境建設工学科教授 工博（正会員）

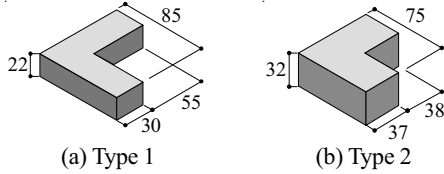
\*3 沖縄職業能力開発大学校 住居環境科（琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻）修士（工学）（正会員）

\*4 琉球大学 工学部環境建設工学科准教授 工博（正会員）

**Table 2 Mechanical properties of materials**

Reinforcement		a (mm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (MPa)	E (GPa)
Hoop	3.7 $\phi$	11	617	188
Rebar	D19	287	526	191
Hook	D6	32	449	153
PC bar	5.4 $\phi$	23	1103	206

Notes: a= cross sectional area,  $\sigma_y$ = yield strength of steel, E= Young's modulus of elasticity.



**Fig. 2 Details of corner blocks (bearing area: 1200mm<sup>2</sup>)**

を防止するため、付着割裂防止筋<sup>3)</sup>を配筋した (D6-@52.5)。主筋、帯筋、付着割裂防止筋の配筋状況および使用したPC鋼棒の直径 (5.4mm) は全試験体共通である。鋼材の機械的性質を **Table 2** に示す。

試験体の総数は8体、実験変数は初期緊張ひずみ、補強間隔である。なお、コンクリート強度の違いにより2シリーズに分け、コンクリート強度が低いシリーズ1の試験体名末尾には「L」、シリーズ2では同様に「H」を付した。シリーズ1はコンクリート強度が19.3MPa、PC鋼棒間隔は41mm (目標初期緊張ひずみ: 2450 $\mu$ ) と25mm (目標初期緊張ひずみ: 800 $\mu$ , 2450 $\mu$ , 3600 $\mu$ ) である。シリーズ2はコンクリート強度が22.6MPa、PC鋼棒間隔は25mm (目標初期緊張ひずみ: 850 $\mu$ , 2450 $\mu$ , 3600 $\mu$ , 3800 $\mu$ ) である。大きな緊張ひずみは補強の上限をねらうことを意図している。なお、**Table 1** に示す  $\epsilon_{pt}$  は水平加力直前に測定された全段のPC鋼棒ひずみの平均値である。**Fig. 2** は外部横補強に使用したコーナブロックであり (支圧面積は1200mm<sup>2</sup>で共通)、補強間隔が25mmの場合には**Fig. 2 (a)** を、41mmの場合には**Fig. 2 (b)** を使用した。

加力は建研式加力装置により、軸力比0.2の一定軸力下で部材角0.125%, 0.25%を各1回, 0.5%, 0.75%を各2回, 1.0%~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。

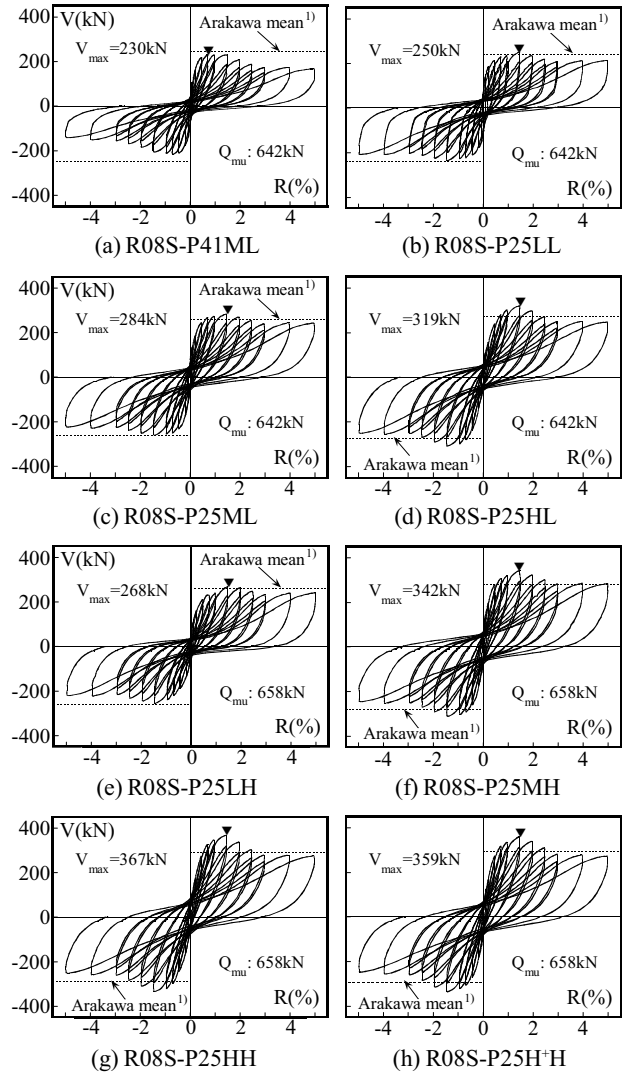
### 3. 実験結果

#### 3.1 せん断力V-部材角R関係

**Fig. 3 (a) ~ (h)** に各試験体のせん断力Vと部材角Rの関係、**Fig. 4**に最大耐力時のひび割れ図 (ウェブ面) を示す。**Fig. 3**には多段配筋柱の曲げ強度略算値  $Q_{mu}$ <sup>4)</sup>、PC鋼棒の寄与を考慮した修正荒川式<sup>1)</sup>の計算結果を示している。これらの計算には式 (1) で計算される拘束コンクリート強度<sup>5)</sup>を用いた。

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

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



Notes:  $\blacktriangledown$ = peak point,  $Q_{mu}$  = flexural strength by Ref. 4).

**Fig. 3 V-R relationships**

ここで、 $c\sigma_{CB}$ : 拘束コンクリート強度、 $\sigma_p$ : プレーンコンクリート強度 ( $0.8c\sigma_B$ )<sup>6)</sup>、 $c\sigma_B$ : シリンダー強度、 $p\sigma_{ce}$ : 圧縮強度時の平均側圧、 $a$ : PC鋼棒断面積、 $s$ : PC鋼棒間隔、 $E$ : PC鋼棒のヤング係数、 $\epsilon_{pt}$ : 初期緊張ひずみ。

式 (1) は2次式であり、極値 ( $c\sigma_{CB}/\sigma_p=1.28$ ) を有する。ここでは、極値後は  $c\sigma_{CB}/\sigma_p=1.28$  と仮定して計算した。**Fig. 3**より、耐力劣化の少ない履歴性状であるが、主筋が降伏していないこと (**Fig. 8**)、**Fig. 4**よりせん断ひび割れが生じていることから、全試験体の破壊モードをせん断破壊と判断した。**Fig. 3**において、最大耐力後の耐力低下が小さいのは、密に配置したPC鋼棒による横拘束効果と太い主筋の影響が考えられる。また、修正荒川式による予測精度が比較的高いこともわかる。**Fig. 5**は実験で得られたせん断応力度を拘束コンクリート強度  $c\sigma_{CB}$  で無次元化した値  $q_{exp}$  ( $V_{exp}/(bd_c\sigma_{CB})$ ) と無次元化補強量 ( $(p_w\sigma_{wy} + p_p\sigma_c)/c\sigma_{CB}$ ) の関係である。ここで、 $p_w$ : 帯筋比、 $\sigma_{wy}$ : 帯筋の降伏強度、 $p_p$ : PC鋼棒の補強比、 $p\sigma_c$ : せん断強度時のPC鋼

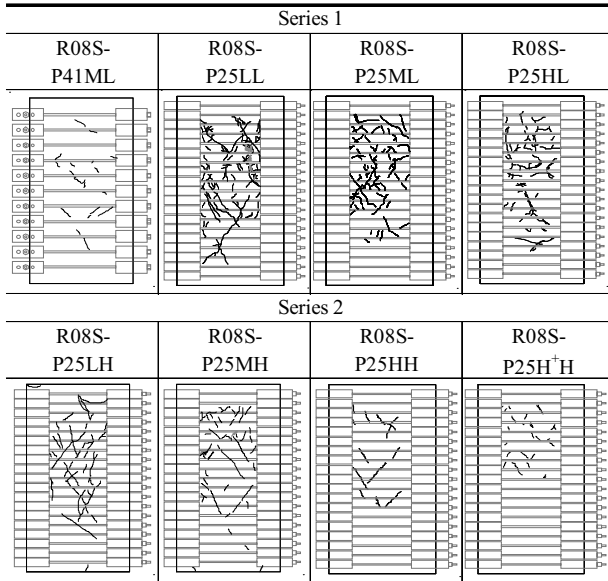


Fig. 4 Observed cracking patterns at  $V_{max}$

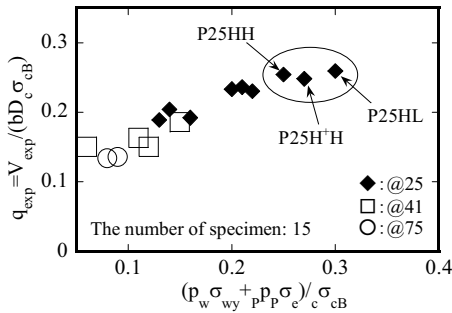


Fig. 5  $q_{exp}$  versus  $(p_w \sigma_{wy} + p_p \sigma_e) / \sigma_{cB}$

Table 3 Details of specimens and test results<sup>1), 7)</sup>

Specimen	$\sigma_{cB}$ (MPa)	$\epsilon_{pt}$ ( $\mu$ )	pS (mm)	PC bar	M/(VD)	$V_{su}$ (kN)	$\Delta_p \epsilon$ ( $\mu$ )
R07S-P25M	25.5	2322	25	5.4 $\phi$		380	713
R07S-P25Mh	33.1	2420	25	5.4 $\phi$		407	480
ER06S-P75M	32.8	2436	75	5.4 $\phi$		254	1096
ER06S-P75H	32.8	3672	75	5.4 $\phi$	1.0	269	680
ER06S-P41N	38.4	229	41	5.4 $\phi$		309	1370
ER06S-P41M	32.8	2561	41	5.4 $\phi$		335	626
ER06S-P41H	32.8	3547	41	5.4 $\phi$		315	153

Notes:  $V_{su}$  = experimental shear strength,  $\Delta_p \epsilon$  = test results of increment of PC bar strain.

棒の存在応力度であり、 $p \sigma_e$  は次式である。

$$p \sigma_e = p E \cdot p \epsilon_T \quad (3)$$

$$p \epsilon_T = \epsilon_{pt} + \Delta_p \epsilon \quad (4)$$

ここで、 $\Delta_p \epsilon$  : せん断強度時の PC 鋼棒ひずみ増分実験値。

Fig. 5 には文献 1), 7) の実験データも記載している。文献 1), 7) の試験体一覧および実験結果を Table 3 に示す。これらの試験体の形状寸法、主筋、帯筋の配筋状況は Table 1 と同一である。Fig. 5 より、補強量の増加とともにせん断強度も増加し、○で囲った試験体のように、補強量が多い場合にせん断強度に上限が認められる。

### 3.2 PC 鋼棒のひずみ

Fig. 6 (a), (b) は、Table 1 の試験体を代表して R08S-

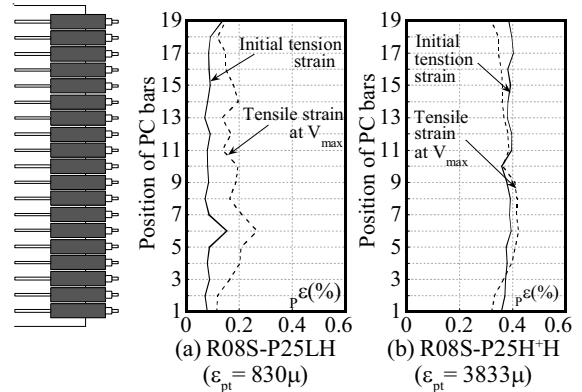


Fig. 6 Distribution of PC bar strain along the height of column

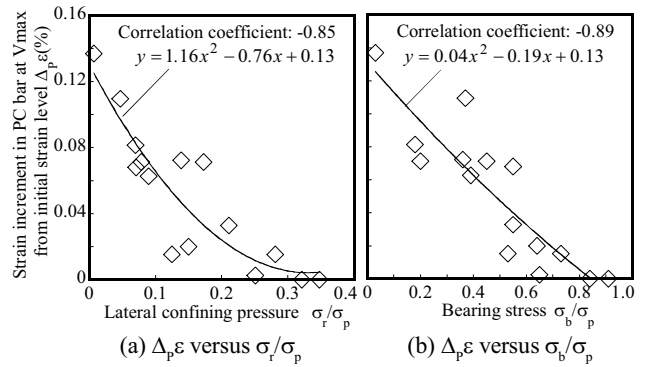


Fig. 7 Strain increment in PC bar at  $V_{max}$  from initial strain level

P25LH, R08S-P25H+H の柱高さ方向における PC 鋼棒ひずみの分布を示している。実線が初期緊張ひずみ、破線がせん断強度時の PC 鋼棒ひずみであり、これらは 2 つのウェブ面の平均値である。初期緊張ひずみが小さい Fig. 6 (a) より、柱頭、柱脚では、破線で示すせん断強度時の PC 鋼棒ひずみが小さく、柱中央の方が大きい。一方、緊張ひずみの大きい Fig. 6 (b) ではせん断強度時の PC 鋼棒ひずみが初期緊張ひずみに比べてほとんど増加していない、あるいは減少していることが分かる。

### 3.3 せん断強度時の PC 鋼棒ひずみ増分

Fig. 7 は本実験および文献 1), 7) で得られた PC 鋼棒ひずみ増分実験値  $\Delta_p \epsilon$  について示している。ここで、PC 鋼棒ひずみ増分とは、せん断強度時におけるウェブ面の初期緊張ひずみからのひずみ増分であり、柱高さ方向の平均値である。3.2 節で示したように、緊張ひずみが大きい場合はせん断強度時の PC 鋼棒ひずみ平均値が初期緊張ひずみ平均値より小さくなることもある。この場合の  $\Delta_p \epsilon$  はゼロとした。Fig. 7 (a) は能動側圧  $\sigma_r / \sigma_p$  との関係である (相関係数 -0.85)。能動側圧  $\sigma_r$  は次式で求めた。

$$\sigma_r = (2 p a) / (b p s) p E \cdot \epsilon_{pt} \quad (5)$$

Fig. 7 (a) より、 $\sigma_r / \sigma_p$  が大きくなるにつれて  $\Delta_p \epsilon$  は小さくなることが分かる。この原因を調べるため、PC 鋼棒の緊張応力度から求めた支圧応力度  $\sigma_b / \sigma_p$  との関係を示したのが Fig. 7 (b) である (相関係数 -0.89)。支圧応力度  $\sigma_b$

は次式で求めた。

$$\sigma_b = (pE \cdot \varepsilon_{pl} \cdot pa) / B_a \quad (6)$$

ここで、 $B_a$  : コーナブロック支圧面積 (1200mm<sup>2</sup>)。

Fig. 7 (b) のように、 $\sigma_b / \sigma_p$  が大きくなれば、 $\Delta_p \varepsilon$  が小さくなり、相関もより強くなることから、 $\Delta_p \varepsilon$  の減少にはPC鋼棒による支圧応力度が関係していることが伺える。

### 3.4 柱主筋の応力分布

Fig. 8 には、Table 1 に示す試験体の柱高さ方向における主筋の応力分布を示している。ここでは代表してシリーズ1の補強間隔25mmの試験体のみ示した。柱主筋の応力度は、ひずみ測定値にヤング係数を乗じ、柱主筋の降伏強度で無次元化した。これらは正加力側各部材角第一サイクルのピーク強度時のデータであり、実験最大耐力時までを図示した (R=0.125%, 0.25%, 0.5%, 1.0%, 1.5%)。また、実験最大耐力時部材角は●で示した。Fig. 8 より、R=0.125%のような部材角の初期段階では、柱頭は引張、中央はほぼゼロ、柱脚は圧縮であるが、部材角が進行するにつれて引張から圧縮へ反転する位置が中央から柱脚に移動している。これは主筋の付着劣化を示していると考えられる。また、せん断強度時に主筋が降伏していないことも併せて確認できる。

### 3.5 トラス機構のコンクリート斜め圧縮角度 $\phi$ の検討

トラス機構は、コンクリートの斜め圧縮力、主筋引張力の差  $\Delta T$  (主筋付着力)、PC鋼棒の引張力で構成される力の三角形が閉じることで力の釣合いが成立する。本節では、Table 1, Table 3 に示す試験体の主筋に貼付したひ

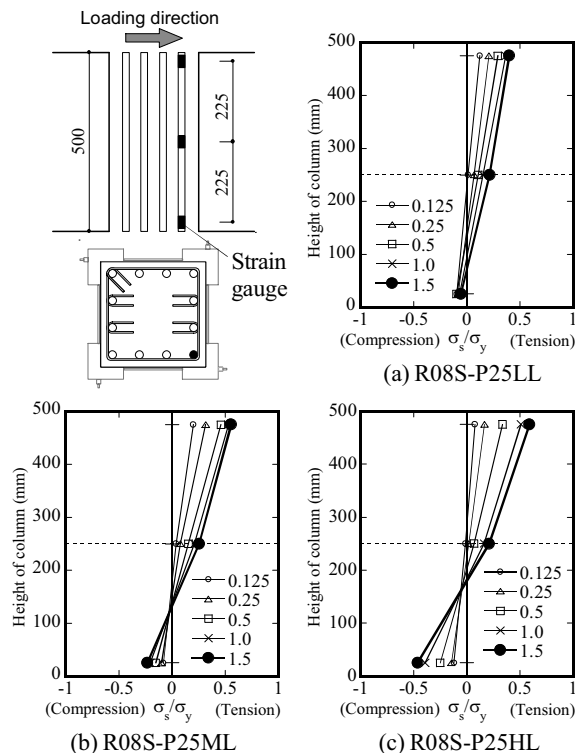
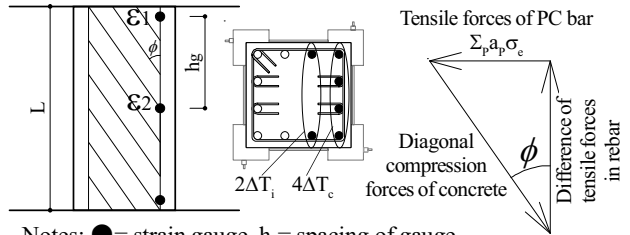


Fig. 8 Stress distribution of longitudinal reinforcement along the height of column



Notes: ● = strain gauge,  $h_g$  = spacing of gauge.

Fig. 9 Force equilibrium of truss mechanism

ずみゲージ測定値から主筋引張力の差  $\Delta T$  を算出し、この  $\Delta T$  と PC 鋼棒引張力から、 $\cot \phi$  の算出を試みる (Fig. 9)。なお、Fig. 4 より、全ての試験体でせん断ひび割れの大多数は柱上部に集中している。これは縦打ちの打設によるブリージングが原因として考えられる。従って、せん断強度は柱上部で決まったと考え、柱上部を考察の対象とする。Table 1 に示す試験体の外側主筋1本の  $\Delta T_c$  (Fig. 9) は主筋柱頭と中央のひずみゲージから求め、Table 3 に示す試験体の外側主筋1本の  $\Delta T_c$  については、柱頭および柱脚のみゲージを貼付しているため、これらから算出される  $\Delta T$  の半分を用いる。中段主筋は、全ての試験体で柱頭のみゲージを貼付しているため、この測定値を中段主筋1本の引張力  $\Delta T_i$  (Fig. 9) とした。PC 鋼棒引張力は柱頭～中央 (Fig. 9 に示す  $h_g$  間) の総和である。

$h_g$  間の  $\Delta T$  と  $h_g$  間の PC 鋼棒引張力  $\sum p \cdot a \cdot p \cdot \sigma_e$  より、次式が成り立つ。

$$(4\Delta T_c + 2\Delta T_i) = \sum p \cdot a \cdot p \cdot \sigma_e \cdot \cot \phi \quad (7)$$

ここで、 $\Delta T_c$  : 外側主筋ひずみゲージ  $h_g$  間の引張力の差、 $\Delta T_i$  : 中段主筋の引張力。

$p \cdot \sigma_e$  は式 (3) で計算し、このときの  $\Delta_p \varepsilon$  は実験値である。今、Web 面が2面あることを考慮すると、式 (7) より、 $\cot \phi$  は次式となる。

$$\cot \phi = (2\Delta T_c + \Delta T_i) / (\sum p \cdot a \cdot p \cdot \sigma_e) \quad (8)$$

式 (8) で求めた  $\cot \phi$  は Fig. 9 の固定 (計算の出発点として仮定) した  $h_g$  間から算出された値である。ここで、トラス機構のせいを修正荒川式を参考に応力中心間距離  $j$  ( $=7d/8$ ) とすると、計算結果の  $j \cot \phi$  と、仮定した  $h_g$  は対応していない。そこで、仮定した長さで得られた  $\cot \phi$  による  $j \cot \phi$  の整合性を確保するため、求めた  $\cot \phi$  を用いて  $j \cot \phi$  間のトラス機構の釣合いから再度  $\cot \phi$  を計算し、再計算した  $\cot \phi_{i+1}$  がひとつ前の  $\cot \phi_i$  の99%以上となるよう5回繰返し計算を行った。使用した  $\cot \phi$  は次式である。

$$\cot \phi = \sqrt{(2\Delta T_c + \Delta T_i) / (j \cdot \sum p \cdot a \cdot p \cdot \sigma_e)} \quad (9)$$

Fig. 10 (a) には、このようにして求めた  $\cot \phi$  と  $(p_w \sigma_{wy} + p_p \sigma_e) / \sigma_{cb}$  の関係、(b) には角度  $\phi$  と  $(p_w \sigma_{wy} + p_p \sigma_e) / \sigma_{cb}$  の関係を示している。R08S-P25LHとR07S-P25Mはひずみの測定に失敗したため、図示していない。従って、全15体のうち、13体のデータが示されている。Fig. 10 (a) より、 $(p_w \sigma_{wy} + p_p \sigma_e) / \sigma_{cb}$  が大きくなれば  $\cot \phi$  は2から1へ

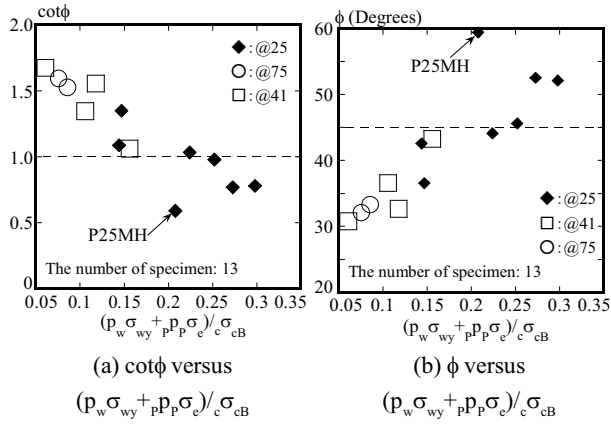


Fig. 10 Test results of inclination of diagonal concrete strut

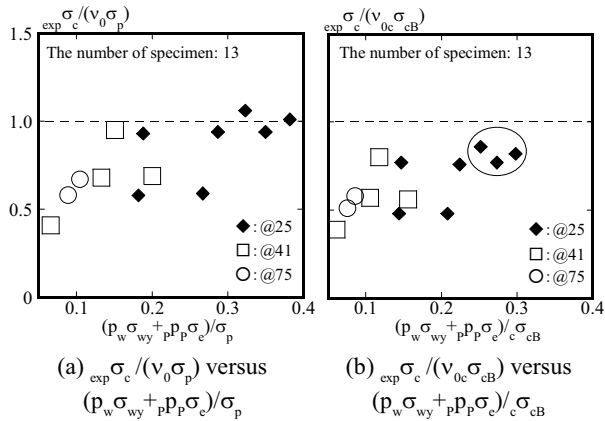


Fig. 11 Diagonal concrete stress of truss mechanism

減少しており、AIJ 靱性指針式<sup>2)</sup> のように  $\cot\phi$  は変動することがわかる。Fig. 10 (b) より、 $(p_w\sigma_{wy} + p_p\sigma_e)/\sigma_{cb}$  が大きくなれば角度  $\phi$  は 45 度近傍となることがわかる。なお、P25MH 試験体の  $\cot\phi$  が小さく、角度  $\phi$  が大きいのは、主筋の応力勾配が小さいためである。

### 3.6 トラス機構のコンクリート斜め圧縮応力度

求めた角度  $\phi$  を使用して、トラス機構のコンクリート斜め圧縮応力度実験値を算出する。Fig. 9 より、 $j\cot\phi$  間のトータルのコンクリートの斜め圧縮力  $C_{exp}$  は次式となる。

$$C_{exp} = \sqrt{(\Sigma p a p \sigma_e)^2 + (4\Delta T_c + 2\Delta T_i)^2} \quad (10)$$

ここに、

$$\Sigma p a p \sigma_e = 2 p a p \sigma_e j \cot\phi / p s \quad (11)$$

次に、文献2) にならい、式 (10) を式 (12) のように応力度に変換する。

$$\sigma_c = C_{exp} / (p \lambda b j \cot\phi \sin\phi) \quad (12)$$

ここに

$$p \lambda = 1 - s' / (2j) - w_i^2 / (4bj) \quad (13)$$

ここで、 $p \lambda$  : PC 横補強を考慮したトラス機構係数<sup>1)</sup>、 $w_i$  : 有効支持長さ (Fig. 1)。

式 (12) で求めたコンクリート斜め圧縮応力度実験値  $\sigma_c$  を Fig. 11 (a), (b) に示す。Fig. 11 (a) は  $\sigma_c$  を  $v_0\sigma_p$  ( $v_0 = 0.7 - \sigma_p/200$ ) で無次元化した結果と  $(p_w\sigma_{wy} + p_p\sigma_e)/\sigma_p$  の

関係、Fig. 11 (b) は  $\sigma_c$  を  $v_0c\sigma_{cb}$  ( $v_0 = 0.7 - c\sigma_{cb}/200$ ) で無次元化した結果と  $(p_w\sigma_{wy} + p_p\sigma_e)/c\sigma_{cb}$  の関係である。なお、 $v_0$  は有効強度係数<sup>2)</sup> である。Fig. 11 (a) より、 $\sigma_c/(v_0\sigma_p)$  が 1.0 を超えている試験体があるため、 $v_0\sigma_p$  以上の応力伝達を期待できると考えられる。一方、Fig. 11 (b) より  $\sigma_c/(v_0c\sigma_{cb})$  は 1.0 より小さく、 $v_0c\sigma_{cb}$  で評価できそうである。また、補強量が多い場合には  $\sigma_c/(v_0c\sigma_{cb})$  に頭打ちの傾向が認められる。なお、○で囲んだ試験体は、せん断強度が上限を示した Fig. 5 の○で囲んだ試験体に対応する。現在はデータ数が 13 体であるため、今後はデータ数を増やしてさらに検討を進めていく予定である。

## 4. せん断強度の計算結果と実験結果の関係

### 4.1 修正荒川式による検討

検討に使用するのは、Table 1, Table 3 に示した試験体である。修正荒川式は広く使われているせん断強度推定式であり、この実験式に PC 鋼棒の寄与を組み込み、計算精度を検証すれば、その組み込み方に一定の合理性を見出せると考えられる。文献1) で示した PC 鋼棒の寄与を考慮した修正荒川 mean 式 ( $\alpha = 0.115$ ) は次式である。

$$V_{su}/bj = \tau_c + \tau_s + 0.1\sigma_0 \quad (14)$$

ここに、

$$\tau_c = \alpha K_u K_p (17.6 + c\sigma_{cb}) / \{M/(V \cdot d) + 0.12\} \quad (15)$$

$$\tau_s = 0.845 \sqrt{p_w\sigma_{wy} + p_p\sigma_e} \quad (16)$$

ここで、 $V_{su}$  : 修正荒川式によるせん断強度。

式 (16) の  $\sigma_e$  は式 (3) であり、このときの  $\Delta_p \varepsilon$  は実験値を代入する (以後の検討でも全て実験値)。式 (15) の  $c\sigma_{cb}$  は拘束コンクリート強度であるが、ここではプレーンコンクリート強度  $\sigma_p$  と拘束コンクリート強度  $c\sigma_{cb}$  の 2 種類を検討する。 $\sigma_p$  と  $c\sigma_{cb}$  の適合性を検討するため、式 (14) を式 (17) のように変形する。

$$\tau_c = V_{su}/bj - \tau_s - 0.1\sigma_0 \quad (17)$$

ここで、 $V_{su}$  にはせん断強度実験値を使用する。式 (17) で求めた  $\tau_c$  とコンクリート強度  $\sigma_b$  の関係を Fig. 12 に示す。Fig. 12 に示す□と○プロットの  $\tau_c$  は同じだが、□は  $\sigma_b$  をプレーンコンクリート強度  $\sigma_p$ 、○は  $\sigma_b$  を拘束コンクリート強度  $c\sigma_{cb}$  として示している。Fig. 12 の実線は式 (15) の結果である。Fig. 12 のように、□プロットの実験値/計算値は平均値 1.25、変動係数 20.0% (標準偏差 0.25) であるのに対し、○プロットの実験値/計算値は、平均値 1.11、変動係数 18.9% (標準偏差 0.21) となり、 $c\sigma_{cb}$  の方が適合性が良い。Fig. 13 は、せん断強度実験値/式 (14) による計算結果と  $(p_w\sigma_{wy} + p_p\sigma_e)/c\sigma_{cb}$  の関係である。式 (14) による計算では、Fig. 12 の結果に従い、 $c\sigma_{cb}$  を使用している。Fig. 13 より、実験値/計算値の平均値は 1.05、変動係数 12.4% (標準偏差は 0.13) であり、適合性は良い。従って、PC 横補強試験体のせん断強度を計算する場合は、コ

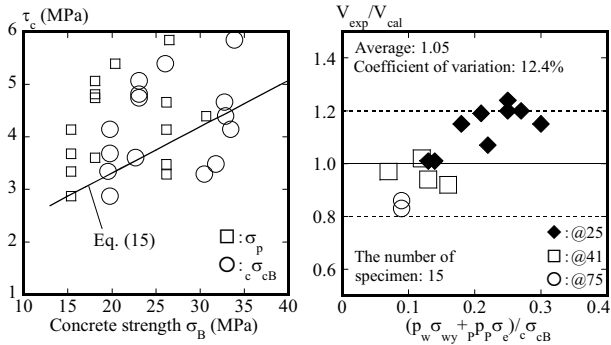


Fig. 12  $\tau_c$  versus  $\sigma_B$

Fig. 13  $V_{exp}/V_{cal}$  versus  $(p_w\sigma_{wy} + p_p\sigma_e)/\sigma_{cB}$

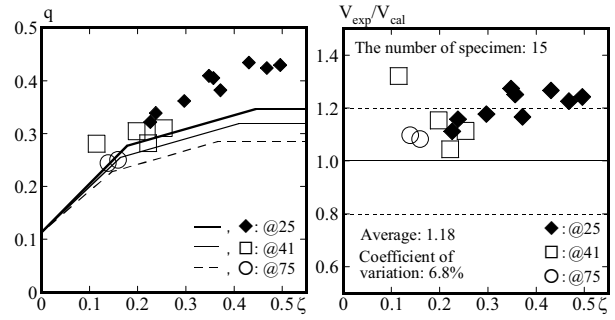


Fig. 14  $q$  versus  $\zeta$

Fig. 15  $V_{exp}/V_{cal}$  versus  $\zeta$

ンクリート強度に拘束コンクリート強度を使用するのが妥当であると考えられる。計算値は、 $(p_w\sigma_{wy} + p_p\sigma_e)/\sigma_{cB}$ の増加とともに過大評価から過小評価となる傾向がある。

#### 4.2 AIJ 靱性指針式による検討

文献1) では、AIJ 靱性指針式<sup>2)</sup> にPC 鋼棒の寄与を組み込んだせん断強度式を示した。本節では3.5, 3.6節での検討との整合のため、文献1) の式においてトラス機構の断面積を  $b \times j$  ( $j$ : 応力中心間距離) とした式 (18) ~ (20) で検討を行う。なお、式 (18) ~ (20) は  $bDv_{0c}\sigma_{cB}$  で無次元化されている。

$$q_{su1} = 2j'\zeta + (1 - 5\zeta/p\lambda)\tan\theta/2 \quad (18)$$

$$q_{su2} = (\zeta + p\lambda)j'/3 \quad (19)$$

$$q_{su3} = j'p\lambda/2 \quad (20)$$

ここに、

$$q_{su(1,2,3)} = V_{su(1,2,3)}/(bDv_{0c}\sigma_{cB}) \quad (21)$$

$$\zeta = (p_w\sigma_{wy} + p_p\sigma_e)/(v_{0c}\sigma_{cB}) \quad (22)$$

$$j' = j/D \quad (23)$$

Fig. 14 は無次元化せん断力  $q$  と無次元化補強量  $\zeta$  の関係である。式 (18) ~ (20) にはトラス機構係数  $\lambda$  が含まれるため、Fig. 14 には @25, @41, @75 それぞれの計算値が示されている。Fig. 14 より、計算結果は過小評価であり、計算値の傾向と実験値の傾向はあまり良く一致していない。Fig. 15 は実験値/計算値と無次元化補強量  $\zeta$  の関係である。平均値は 1.18、変動係数は 6.8% (標準偏差 0.08) であり、バラつきは小さいが過小評価である。また、修正荒川式のように、無次元化補強量が大きくなれば、より過小評価となる傾向がある。

#### 5. 結論

- (1) PC 鋼棒の補強量が多い場合、せん断強度実験値は上限を示した。
- (2) せん断強度時のPC 鋼棒ひずみ増分実験値は、緊張力による PC 鋼棒の支圧応力度と強い負の相関がある。また、PC 鋼棒の補強量が多い場合、ひずみ増分はほぼゼロとなった。
- (3) 実験から求めたトラス機構に関わる  $\cot\phi$  はバラつきもあるが 1~2 の値となり、補強量が多い場合、角度  $\phi$  は

45 度近傍となる。

(4) 実験から求めたトラス機構のコンクリート斜め圧縮応力度は、補強量が多い場合に有効強度係数を考慮した拘束コンクリート強度に近づくことが分かった。

(5) せん断強度時のPC 鋼棒ひずみ増分実験値、および拘束コンクリート強度を用いて計算した修正荒川式は実験結果を概ね評価できたが、AIJ 靱性指針式は過小評価となった。今後は実験データを追加し、さらに検討を進めていく予定である。

#### 謝辞

実験では、砂川恒雄琉球大学技術職員、琉球大学卒論生石塚祐亮、沖縄職業能力開発大学校生知花一史、前田弥樹の各位には尽力頂きました。ここに記して深く感謝致します。

#### 参考文献

- (1) 新城良大, 山川哲雄, 森下陽一, 中田幸造: 緊張 PC 鋼棒で横補強した RC 柱の正負繰返しせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, pp. 169-174, 2006
- (2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート建造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- (3) 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
- (4) 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
- (5) 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
- (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) 中田幸造, 山川哲雄, 濱田新吾: 緊張 PC 鋼棒で外部横補強された RC 柱のせん断強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. C-2, pp. 533-534, 2008