

論文 785MPa 級のせん断補強筋を用いた PCaPC 柱のせん断性状に関する実験的研究

内山 元希*1・長谷川 弘明*1・坂下 雅信*2・河野 進*3

要旨: せん断補強筋規格降伏強度 (295MPa および 785MPa), せん断補強筋量 ($p_w=0.16\%, 0.32\%, 0.42\%, 0.84\%$) を実験変数とする PCaPC 柱試験体を 4 体作成し, 曲げせん断実験を行った。破壊性状は, せん断補強筋量の影響を受け, せん断引張破壊・せん断圧縮破壊・せん断斜張力破壊の 3 つとなった。また, 日本建築学会「プレレストコンクリート設計施工規準・同解説」などの耐力式を用いて, せん断耐力を精度よく評価できることを確認した。

キーワード: PCaPC 柱, せん断耐力, 高強度せん断補強筋, せん断ひび割れ強度

1. はじめに

プレキャスト柱およびプレキャスト梁部材を PC 鋼材を介して圧着接合する PCaPC 工法では, 施工性の観点から柱部材にプレストレスを導入することがある。こうした柱部材には, 上階の荷重による軸圧縮力とプレストレス力の両方が作用し, 変形性能の面では不利となる。しかし, 総軸力レベルが過大でなければ, 地震時の高復元性と地震後の残留変形抑制機能を同時に得ることができ, 耐震性能の向上につながる。

PCaPC 柱のじん性を確保するためには, せん断破壊を防ぐことが基本である。PCaPC 部材のせん断耐力については, 湯浅らの研究^{1),2),3),4)}, 谷らの研究⁵⁾で評価法が提案されているが, 研究例が少ないために, 設計に必要な情報が十分ではない。現在, PCaPC 部材のせん断終局耐力は, 日本建築学会のプレレストコンクリート設計施工規準・同解説⁶⁾ (以下 PC 規準と略記) に記載されている 2 式が用いられている。いずれの式も, 危険断面を貫く普通鉄筋が存在するプレレストコンクリート (以下 PC と略記) 梁部材を対象とした試験体の実験結果に基づいているため, 部材端の目地部で普通鉄筋が連続していない PCaPC 圧着柱部材に適用する際には, 再検討が必要となる。また, 柱は梁に比べて軸力レベルが高く, コンクリートの損傷が早期に発生するため, 曲げ変形性能の確保も重要である。

本研究では, 785MPa 級の高強度せん断補強筋を用いた PCaPC 柱のせん断破壊性状に関する実験資料を収集し, 既往の PCaPC 柱のせん断耐力算定式の妥当性を検討する目的で, せん断補強筋の種類, 及び量を実験変数とした PCaPC 柱の静的荷重実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は, 高層 PCaPC 建造物の 1 階中柱を対象としている。表-1 に示す通り, 実験変数はせん断補強筋規格降伏強度 ($f_{wy}=295\text{MPa}, 785\text{MPa}$), せん断補強筋量 ($p_w=0.16\%, 0.32\%, 0.42\%, 0.84\%$) であり, 全 4 体の試験体を製作した。4 体とも後出の表-5 に示すように, 曲げ耐力時せん断力が PC 規準(71.2)式で求められるせん断耐力のおよそ 1.2 倍となる。

柱断面を図-1 に, 試験体立面の例を図-2 に示す。柱は 400×400mm の正方形断面で, 内法高さは 800mm とした。試験体の柱と上下スタブは別々にコンクリートを打設し, 柱部分と上下スタブを厚さ 20mm の目地モルタルを介し, PC 鋼棒 4 本により圧着した。PC 鋼棒には C 種 1 号 SBPR 1080/1230 の丸鋼(呼び名 23mm)を用い, シース管は内径 45mm のもの(標準型 #1045)を用いた。組立筋は N42, N84 では 12-D10, L16, L32 では 8-D10 とし, せん断補強筋のかぶり厚は 20mm とした。コンクリート, 目地モルタル, PC グラウトの力学的性状を表-2 に, 鉄筋および PC 鋼棒の力学的性状を表-3 に示す。目地モルタルは, コンクリートよりも圧縮強度が高くなるものを用いた。

2.2 荷重方法

荷重装置を図-3 に示す。試験体上下には, 加力用台座ブロックを設置した。水平荷重 (以下 Q と略記) は載

表-1 試験体概要

試験体名	PC鋼材の種類	せん断補強筋規格降伏強度 f_{wy} (N/mm ²)	せん断補強筋量 p_w (%)	$p_w \cdot f_{wy}$ (N/mm ²)
N42	丸鋼 φ23	295	0.42	1.25
N84			0.84	2.49
L16		785	0.16	1.24
L32			0.32	2.49

*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教 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 准教授 Ph. D. (正会員)

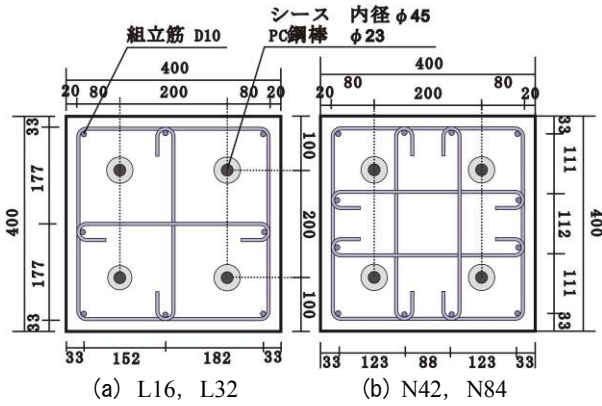


図-1 柱断面 (単位: mm)

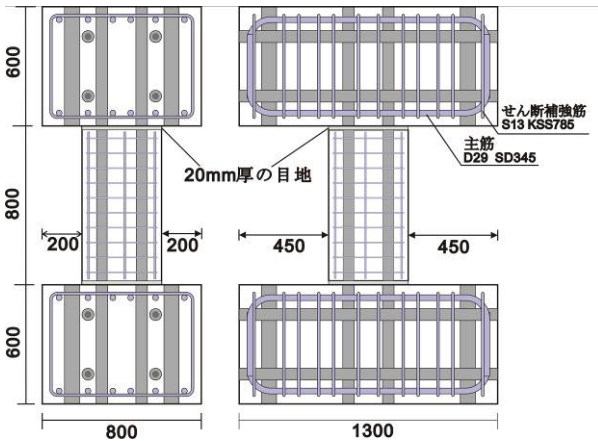


図-2 試験体立面図 (L32 の場合) (単位: mm)

荷梁に取り付けた 2 台の 1000kN 水平ジャッキによって与えた。荷重では、PC 鋼棒の軸力荷重後の有効プレストレス力と、2 台の 8000kN 鉛直ジャッキによる軸力の和が、コンクリートの材料試験値を用いた軸力比 0.3 に相当する 3130kN 一定となるよう制御した。表-4 に各試験体の軸力荷重前、軸力荷重後の有効プレストレス力、鉛直ジャッキで与えた軸力の一覧を示す。また、同じ 2 台の鉛直ジャッキを用いて、荷重中、柱頭側スタブと柱脚側スタブが常に平行に保たれるように制御した。

なお、変位制御に用いた層間変形角 (以下 R と略記) は、上下スタブの相対水平変位を、柱試験区間 800mm で除した値である。南方向への荷重を正方向とし、各試験体に対して、水平荷重 100kN で 1 回、層間変形角 $R = \pm 0.1\%, \pm 0.25\%, \pm 0.5\%, \pm 0.75\%, \pm 1.0\%, \pm 1.5\%, \pm 2.0\%$ で各 2 回の正負繰り返し荷重を行い、その後、正方向へ押し切り荷重を行った。

表-2 コンクリート等の力学的性状

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
コンクリート	65.2	2.97	35.4
目地モルタル	78.1	4.77	27.5
PCグラウト	45.8	1.92	15.9

表-3 鉄筋及び PC 鋼棒の力学的性状

材料	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D10 (SD295A)	381	530	183
S6 (SD295A)	439	530	185
S6 (KSS785)	1006*	1183	202
φ23mm C種1号 SBPR 1080/1230	1210*	1294	200

*降伏強度は 0.2% オフセット値である。

表-4 PC 鋼棒の有効プレストレス力と軸力

試験体	有効プレストレス力		鉛直ジャッキ 軸力目標値 (kN)	軸力荷重後	
	軸力荷重前 (kN)	軸力荷重後 (kN)		合計値 (kN)	軸力比
N42	1183	1144	1947	3091	0.296
N84	1184	1103	1946	3049	0.292
L16	1164	1106	1966	3071	0.294
L32	1180	1112	1949	3061	0.293

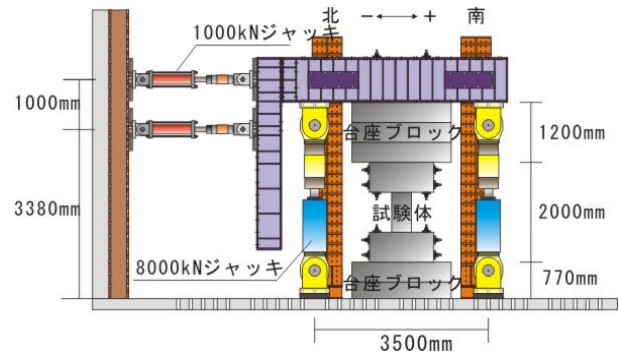


図-3 荷重装置

3 実験結果

3.1 破壊性状

試験体のひび割れ状況を図-4 に、水平荷重一層間変形角関係を図-5 に示す。水平荷重は $P-\delta$ 効果による付加曲げモーメントを含めた値を用いた。また、表-5 に各試験体の最大耐力、および最大耐力時の層間変形角を示す。表-5 中のせん断ひび割れ強度の決定方法は 3.2 節において説明する。

N42 については、 $R=0.5\%$ の 1 回目のサイクルにおいて、 $R=+0.43\%$ で対角方向にせん断ひび割れが発生し、せん断補強筋のひずみが急増した。その後、わずかに耐力上昇し、 $R=+0.50\%$ において、最大耐力 (1022kN) に達した時点で、一部のせん断補強筋に引張降伏が見られた。その後、水平荷重 916kN、変形角 0.47% 付近まで除荷してひび割れ観察を行っていたところ、急激に変形が進行し破壊に至った。

N84 については、 $R=+0.25\%$ に到達し、水平荷重を一定に保っている状態で、制御ミスのため軸力が大きく変動し、急激に変形が進行し破壊に至った。破壊時には、柱頭北側から柱脚南側を結ぶせん断ひび割れが発生した。また、柱頭および柱脚部の圧縮域に縦方向のひび割れが発生し、コンクリートが一部剥落した。

L16については、 $R=0.25\%$ の1回目のサイクルにおいて、 $R=-0.25\%$ でせん断ひび割れが発生し、同時に最大耐力に達した。一方、正方向の最大耐力は、この直前の正側載荷($R=+0.25\%$)時に得られたが、この際、試験体にはひび割れ(曲げ、せん断)は発生せず、せん断補強筋のひずみもほぼ0で無損傷状態であった。ゆえに、正方向の最大耐力は、部材のせん断耐力として評価することはできない。その後、 $R=+0.5\%$ で数本の曲げひび割れが発生するとともに、柱頭部および柱脚部における曲げ圧壊が発生した。また、せん断ひび割れと曲げ圧壊が進展しながら耐力が低下し、 $R=1.0\%$ の2回目の正側サイクルにおいて、軸力を保持できなくなり載荷を終了した。

L32については、 $R=+0.25\%$ において柱頭および柱脚の圧縮縁に縦方向のひび割れが発生し、さらにPC鋼棒に沿った縦方向のひび割れが発生した。 $R=-0.25\%$ において不連続で微細なせん断ひび割れが発生したが、せん断補強筋のひずみに大きな変化は見られなかった。 $R=0.5\%$ サイクルの $R=+0.34\%$ では、 $R=-0.25\%$ で発生したひび割れとは異なるせん断ひび割れが発生し、せん断補強筋ひずみが急増した。その後、 $R=+0.50\%$ において、試験体は正側の最大耐力に達したが、この際せん断補強筋は降伏していなかった。また、 $R=-0.50\%$ において負側の最大耐力に達したが、正側同様、せん断補強筋は降伏していなかった。同時に曲げひび割れが発生し、柱頭部および柱脚部において圧壊がみられた。その後はL16と同様に、せ

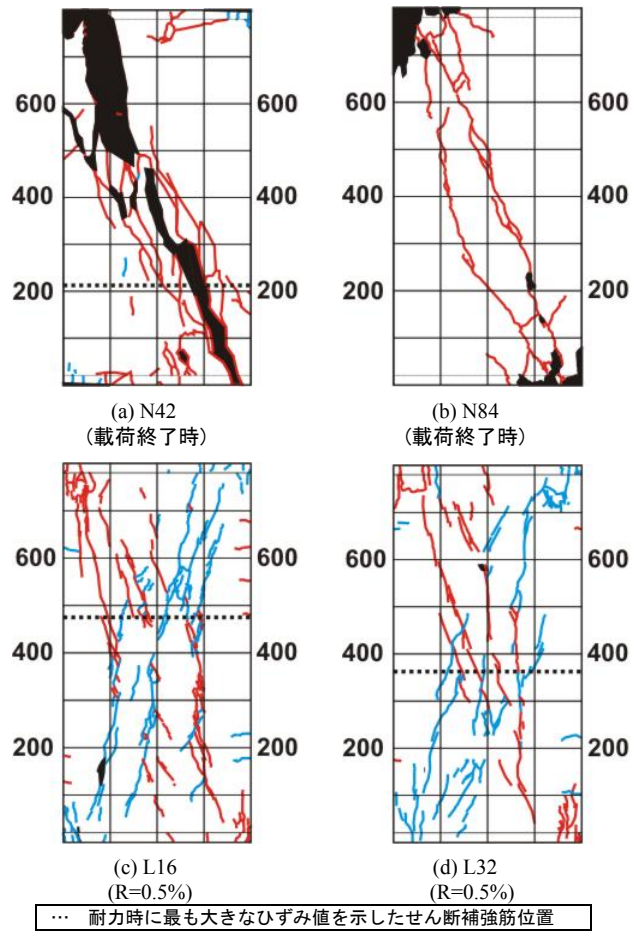


図-4 ひび割れ図

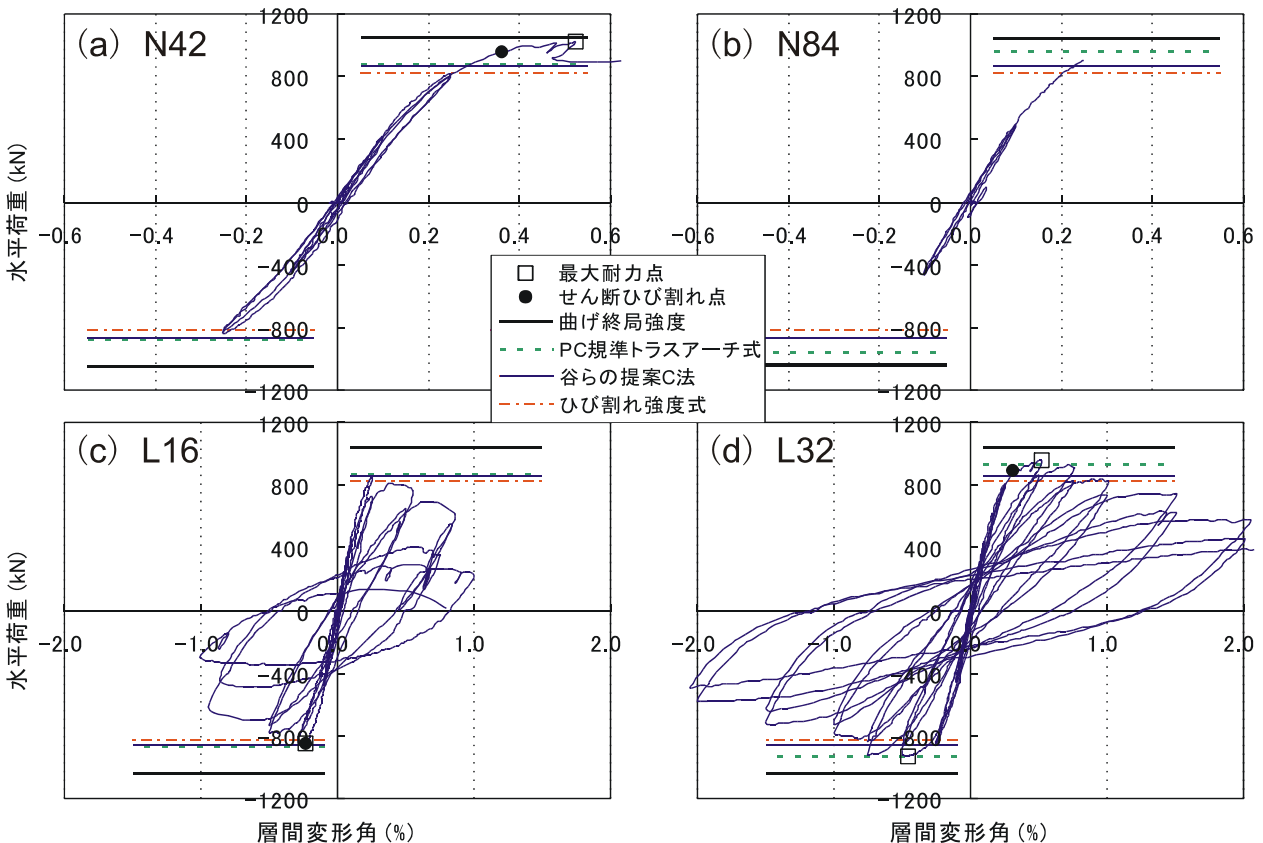


図-5 水平荷重—層間変形角関係

ん断ひび割れと圧壊が進展しながら耐力が低下した。

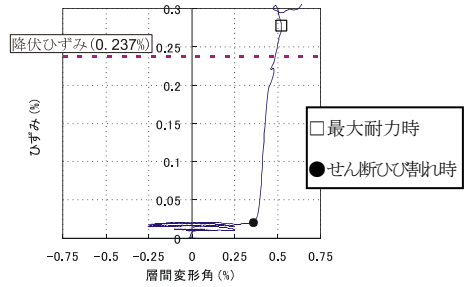
試験体の破壊性状は、せん断補強筋量 $p_w=0.16\%$ の L16 でせん断斜張力破壊, $p_w=0.32\%$ の L32 でせん断圧縮破壊, $p_w=0.42\%$ の N42 でせん断引張破壊となり、試験体の破壊性状が p_w の影響を受けたと考えられる。ただし、せん断補強筋量が多い N42 がせん断引張破壊したにも関わらず、せん断補強筋量が少ない L32 でせん断圧縮破壊が見られ、これまでの知見と異なる傾向もみられた。

せん断補強筋の規格降伏強度が 295MPa である N42 はせん断補強筋が降伏し、せん断ひび割れの幅が制御できなくなったため、最大荷重に到達した後の破壊性状は脆性的であった。これに対し、高強度せん断補強筋が弾性範囲であった L16 および L32 は、骨材のかみ合い作用が消失するほどひび割れが開くことなく、ピーク後の耐力劣化が穏やかで、せん断破壊としては比較的じん性能に優れた破壊性状となった。

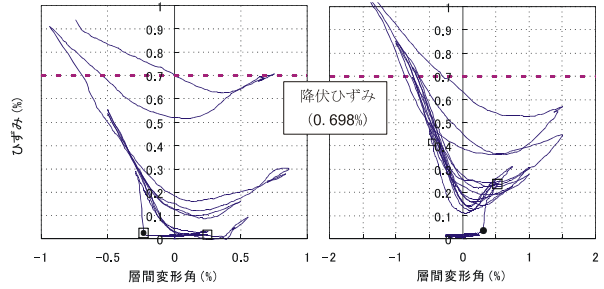
3.2 せん断補強筋および PC 鋼棒のひずみの推移

図-6 に最大耐力時に各試験体で最も大きなひずみが計測されたせん断補強筋ひずみの推移を示す。せん断補強筋の配筋位置は、図-4 の点線に示す通りであり、試験体中央付近に位置するものが多かった。図-6 中に示すように、いずれの試験体でもせん断ひび割れ発生により、せん断補強筋軸ひずみ-層間変形角関係の曲線が明確に急変する点があり、本論文では曲線の傾きが初めて 0.40 %/% 以上となるときの始点をせん断ひび割れ点とした。縦軸はひずみ (引張を正)、横軸は層間変形角である。せん断補強筋の規格降伏強度が 295MPa である N42 は、せん断ひび割れ発生後、急激にせん断補強筋のひずみが増大し、最大耐力時には降伏に至った。せん断補強筋の規格降伏強度が 785MPa である L16, L32 は、最大耐力時ひずみは降伏ひずみ (0.698%) を大きく下回った。

図-7 に PC 鋼棒の柱頭危険断面位置に貼付したひずみゲージで計測したひずみの推移を示す。ここでは紙面の制約上、L16 と L32 の結果についてのみ示す。いずれ



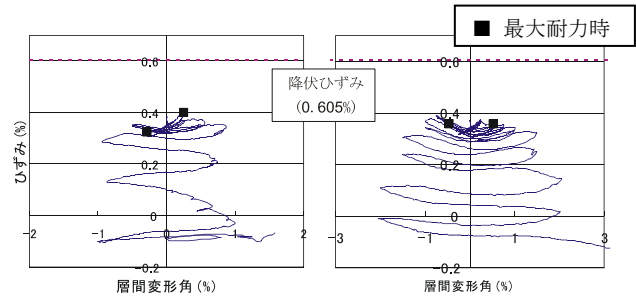
(a) N42



(b) L16

(c) L32

図-6 せん断補強筋のひずみ



(a) L16

(b) L32

図-7 PC 鋼棒のひずみ

の試験体でも、繰り返し载荷によって、PC 鋼棒のひずみが増減しているが、最大耐力時のひずみは軸力载荷後の有効プレストレスに対応するひずみとほぼ同じ値である。最大耐力後、コンクリートの圧壊が進むにつれ、軸縮みが顕著になり、PC 鋼棒のひずみが圧縮側に転じた。それに伴い、PC 鋼棒のプレストレスが低下した。

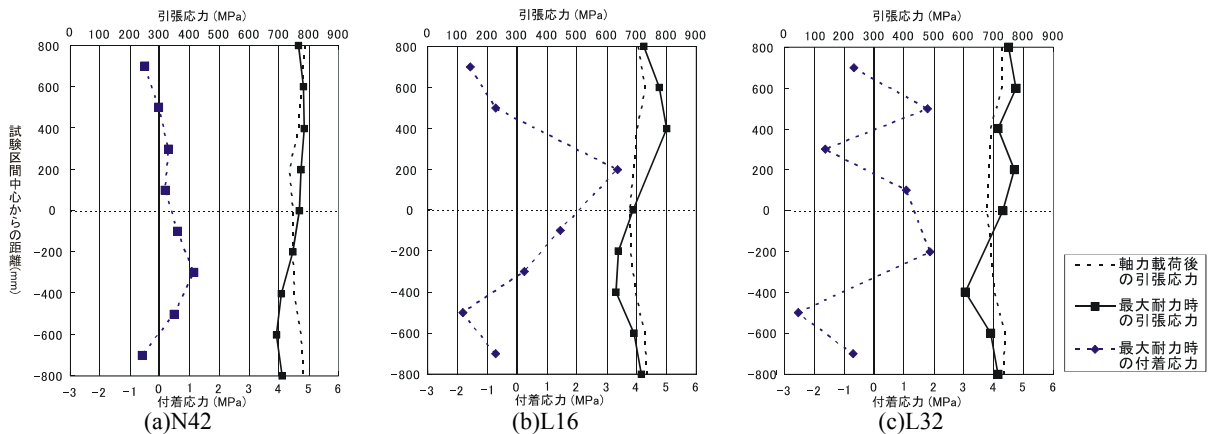


図-8 正側最大耐力時の南側 PC 鋼棒の引張応力と付着応力

表一5 実験結果と計算結果の比較

試験体	実験結果					計算結果(kN)						
	せん断ひび割れ時荷重	正側		負側		曲げ耐力時せん断力	せん断ひび割れ時荷重	PC規準(71.1)式		PC規準(71.2)式		谷らの提案C法
		最大耐力(kN)	変形角(%)	最大耐力(kN)	変形角(%)			[1]**3	[2]**4	[1]**3	[2]**4	
N42	959	1022 (ST)	0.522	-841 (NA)	-0.253	1050 [0.97]	821,(800**2) [1.24,(1.28)]	940 [1.09]	940 [1.09]	879 [1.16]	879 [1.16]	863 [1.18]
N84	-	904 (NA)	0.25	-465 (NA)	-0.101	1044	821,(800**2)	1055	-	957	-	863
L16	-843	854 (NA)	0.25	-847 (DT)	-0.232	1041 [0.81]	821,(800**2) [1.03,(1.06)]	874 [0.97]	874 [0.97]	868 [0.98]	804 [1.05]	855 [0.99]
L32	898	962 (SC)	0.518	-932 (SC)	-0.459	1039 [正:0.93] [負:0.90]	821,(800**2) [正:1.17,(1.20)] [負:1.14,(1.17)]	948 [正:1.01] [負:0.98]	909 [正:1.06] [負:1.03]	935 [正:1.03] [負:1.00]	864 [正:1.11] [負:1.08]	855 [正:1.13] [負:1.09]

※1 ST:せん断引張破壊 SC:せん断圧縮破壊 DT:せん断斜張力破壊 NA:部材の耐力と認められない ※2 PC規準(71.2)式でトラス機構を無視し、アーチ機構のみで求めたせん断耐力

※3 せん断補強筋の規格降伏点の上限值を無視し、材料試験の結果を用いた。

※4 せん断補強筋の規格降伏点の上限值を無視し、最大耐力時に計測された最も大きなひずみ値を用いた。

3.3 PC 鋼棒の付着力

図一8 に正側最大耐力時の部材全長にわたる PC 鋼棒の引張応力と付着応力の分布を示す。また、図中には、軸力載荷時の PC 鋼棒の引張応力も併せて示す。引張応力も併せて示す。引張応力は PC 鋼棒の中央から 200mm おきに、南北方向に向かい合わせに貼付した 2 枚のひずみゲージの計測値を平均して算出した。図一8 の横軸は試験体中央からの材軸方向の距離であり柱頭側が正となる。また、付着応力は PC 鋼棒の引張に対して抵抗する向きを正の値とした。PC 規準式において、PC 鋼棒に丸鋼を用いる場合はトラス機構によるせん断力の負担分を無視しているが、図一8 よりいずれの試験体も 1~3MPa 程度の付着応力が生じていることが分かる。緊張材の付着とせん断補強筋のひずみをあわせて考えると、トラス機構が形成されていたといえる。なお、今回の実験では、200mm と比較的短いピッチでひずみゲージを貼付したことで、PC 鋼棒の付着やグラウトの充填性に少なからず影響を及ぼしていた可能性がある。ゆえに、ゲージを貼付しない通常の PC 鋼棒では、本実験よりも有利な付着状態が得られるものと考えられる。

3.4 破壊モードの分類

3.1 節から 3.3 節の実験結果に基づいて、各試験体の破壊モードの分類を行った。分類結果は、表一5 の実験最大耐力値の下の括弧内に記号で示した。3.1 節で示したように、各試験体の破壊状況から、N42, L16, L32 は、曲げ破壊を起こす前にせん断で破壊したものと判断できる。図一5 および表一5 に各試験体の曲げ耐力時せん断力の計算値を示す。曲げ耐力は、コンクリートの圧縮応力分布を ACI ストレスブロックにより置換し、平面保持仮定に基づいて計算した。曲げ耐力時の圧縮縁ひずみは 0.3%、PC 鋼棒の張力は、軸力載荷時の有効プレストレス力としている。図一5 より、いずれの試験体でも、実験の最大耐力は、曲げ耐力時せん断力の計算値を下回っている。したがって、曲げ耐力の計算値からも、試験体がせん断

で破壊したことが確認できる。

ここからは、各試験体の破壊形式を詳細に検討する。N42 の正側、および L32 の正側および負側は、せん断ひび割れ発生後に水平荷重が徐々に増加し、せん断補強筋のひずみがある程度認められた時点で最大耐力に至った。最大耐力時にせん断補強筋が降伏していた N42 正側はせん断引張破壊 (ST)、降伏が認められない L32 の正側および負側はせん断圧縮破壊 (SC) と考えられる。また、L16 はせん断補強筋のひずみがほぼ 0 の時にせん断ひび割れが発生し、この時の荷重が最大耐力となっていたので、せん断斜張力破壊 (DT) と判断した。その他は、部材の耐力に達していると考えられないため、該当する破壊モードがない (NA) とした。

4. せん断耐力の検討

せん断耐力は、PC 規準⁶⁾の(71.1)式、(71.2)式、および谷らの提案 C 法⁵⁾で計算した。式(1)~(4)の記号については紙面の制約で割愛する。せん断耐力の算定結果を図一5 および表一5 に示す。なお、各せん断耐力の計算値下の括弧内には、せん断耐力の計算値を実験の最大耐力で除した値も併せて示す。

PC 規準⁶⁾ (71.1)式

$$Q_u = \left\{ \alpha (f_s + 0.1\sigma'_g) + 0.5 p_w f_y (p_w - 0.002) \right\} b_0 j \quad (1)$$

PC 規準⁶⁾ (71.2)式

$$Q_u = b_0 j_0 p_w f_y + \frac{b_0 D}{2} (v F_c - 2 p_w f_y) \tan \theta \quad (2)$$

谷らの提案 C 法⁵⁾

$$V_u = (\tau_1 \Sigma \psi_1 j_i + \tau_2 \Sigma \psi_2 j_p) + \frac{bD}{2} \left\{ f'_c - \max(\sigma_{t1}, \sigma_{t2}) \right\} \tan \theta \quad (3)$$

PC 規準の(71.1)式および(71.2)式では、 σ'_g に軸力と軸力載荷時の有効プレストレス力の合計値を用いた。また、2009 年版プレストレスコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例⁷⁾の記述に従い、 j は 0.8D (320mm)、 j_0 は PC 鋼棒間距離の 200mm として算出した。また、せん断補強筋の規格降伏点 f_y に関しては、上限値

(295MPa)は無視し、【1】材料試験結果に基づく降伏強度を用いたものと、【2】各試験体の最大耐力時に計測された最も大きなひずみ値より算出した応力度を用いたものの2通りを検討した。

ひび割れ強度は、文献 8)の引張強度 $f_t=0.33\sqrt{f_c}$ (MPa)を断面中央における最大主応力算定式に適用して求められる(4)式を用いた。また、PC 規準の(71.2)式においてトラス機構を無視し、アーチ機構のみで求めたせん断耐力(2)式の第2項のみ)は800kNであった。ひび割れ強度式

$$V_c = \left(\sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \sigma_o} \right) \cdot b \cdot D / 1.5 \quad (4)$$

σ_o : 軸応力度 b : 柱幅 d : 全柱せい

せん断斜張力破壊(DT)と判断したL16では、せん断ひび割れ時荷重だけでなく、(71.1)式、(71.2)式、谷らの提案C法によるせん断耐力のいずれも、実験の最大耐力を非常に精度良く予測した。また、せん断引張破壊(ST)を起こしたN42およびせん断圧縮破壊(SC)を起こしたL32に関しては、せん断ひび割れ時荷重の計算値は実験の最大耐力を大きく下回っており、(71.1)式、(71.2)式、谷らの提案C法によるせん断耐力の方が実験の最大耐力に近い値を示している。

せん断補強筋の降伏強度に材料試験の結果を用いた【1】のケースに関しては、(71.1)式で10%未満、(71.2)式で16%未満の誤差で実験の最大耐力を予測しており、非常に精度が高い。一方、せん断補強筋の降伏強度に最大耐力時の応力度を用いた【2】のケースに関しては、【1】と比べ最大耐力が低下し、全体的に算定精度が悪くなっている。ゆえに、PC鋼棒の付着、せん断補強筋や組立筋の影響に関して、耐力式と実験結果は必ずしも対応しておらず、抵抗機構に基づいた耐力式の整備が課題であることが分かった。また、谷らの提案C法に関しては、今回の実験に関しては、試験体間の耐力差を予測することができず、他の2式に比べると、算定精度は若干劣った。

5. 結論

せん断補強筋降伏強度、せん断補強筋量を実験変数とする4体のPCaPC柱を製作し、静的載荷実験を行った。うち3体に対し、実験結果の破壊性状、既往のせん断耐力算定式との比較、高強度せん断補強筋の効果について検討を行い以下の知見を得た。

- 本実験における破壊性状は、せん断引張破壊・せん断圧縮破壊・せん断斜張力破壊の3つであった。試験体の破壊性状は、せん断補強筋量の影響を受けていることは否めないが、破壊性状とせん断補強筋量を定量的に結びつけることはできなかった。また、高強度せん断補強筋はせん断耐力後も弾性

範囲にあることで、せん断抵抗機構の急激な劣化を防ぐ効果があることが認められた。

- せん断耐力は、PC規準の2式や谷らの提案C法を使えば精度よく予測できることがわかった。ただし、PC鋼棒の付着、せん断補強筋や組立筋の影響に関して、耐力式と実験結果は必ずしも対応しておらず、抵抗機構に基づいた耐力式の整備が課題であることが分かった。

謝辞

本研究は、平成21年度国土交通省住宅・建築関連先端技術開発助成事業補助金(代表研究者・西山峰広)によって行なわれた。また、株式会社ピーエス三菱、高周波熱錬株式会社、住友電工スチールワイヤー株式会社、共英製鋼株式会社、住倉鋼材株式会社に実験資材や貴重な助言を頂いた。また、研究全般を通して、京都大学・西山峰広教授、神戸大学・谷昌典助教の多大な尽力があった。ここに謝意を表す。

参考文献

- 小川哲郎ら：プレキャスト・プレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究(その1~その3)、日本建築学会学術講演梗概集、C-2, pp. 1077-1082, 1999
- 湯浅哲廣ら：プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究(その1~その3)、日本建築学会学術講演梗概集、C-2, pp. 965-970, 2000
- 湯浅哲廣ら：プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究(その1~3)、日本建築学会大会学術講演論文集、C-2, pp. 955-960, 2001
- 湯浅哲廣ら：プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究(その4~5)、日本建築学会大会学術講演論文集、C-2, pp. 991-994, 2002
- 谷昌典ら：PC鋼材の付着を考慮したプレストレストコンクリート部材のせん断終局強度、日本建築学会構造系論文集、vol. 73, No. 627, pp. 835-842, 2008
- 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説、1998
- 2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例編集委員会：2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例、全国官報販売共同組合、pp. 120-128, 2009
- Collins, M. P. and Mitchell, D.: Prestressed Concrete Structures, Chapter 3.8 Concrete in uniaxial tension, Eq. (3-16), p. 73, Prentice Hall, 1990.