

アンボンドプレキャスト・プレストレストコンクリート柱の せん断耐力に関する実験的研究

大庭 正俊 佐々木 仁
高森 直樹

概 要

アンボンドプレキャスト・プレストレストコンクリート(以下アンボンドPCaPC)圧着工法は、シース管内にグラウトを注入しない工法で、プレストレスト力によるひび割れ制御や残留変形がほとんどない高い原点指向性といった構造性能とプレキャスト部材を建設現場で圧着接合してフレームを構築するため工期短縮、生産性が向上するといった特徴を持っている。

高強度コンクリートを用いた圧着接合によるアンボンドPCaPC柱のせん断性能に関する基礎資料を得ることを目的に、逆対称加力によるせん断破壊実験を行った。実験の結果、各試験体とも斜めにせん断ひび割れが発生し、その後曲げひび割れが生じ、最大耐力に至った。最大耐力後、横補強筋比が大きい試験体ほどひび割れ発生量が少なく破壊した。最大耐力はコンクリート強度、軸応力が大きくなるにつれて大きくなり、横補強筋比は頭打ちの傾向が見られた。主応力度式により得られたせん断ひび割れ耐力の算定式と実験より得られた結果を比較した結果、コンクリートの引張強度を割裂強度から求めた値を用いると精度良く評価でき、 $\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B}$ を用いた場合は安全側に評価できた。せん断終局耐力はトラス-アーチ機構によるせん断終局強度算定法のアーチ機構分のみが機能すると考え計算すると、実験値が計算値を上回り安全側の評価となった。

Experimental study on shear strength of unbonded precast prestressed concrete columns

Abstract

Unbonded precast prestressed concrete has the following features: it does not inject grout into the sheath tube; it has structural performance such as high criterion crack control by prestressed force and high origin directivity with little residual deformation; it is assembled in the factory and at the construction site. Construction time will be shortened and productivity will be improved.

Shear fracture experiments were conducted to obtain basic data on the shear performance of unbonded PCaPC columns. As a result of the experiments, shear cracks occurred diagonally and the maximum yield strength was achieved. After maximum stress, the specimen with the larger transverse reinforcement ratio had less cracking and failed. The maximum stress increased in line with higher concrete strength and axial stress. As a result of comparing the calculation formula of the shear crack strength and the experimental result, using the value obtained from the splitting strength of concrete, it was possible to make evaluates with a good accuracy level, and when $\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B}$ was used, it was evaluated on the safe side. When the ultimate shear strength was calculated assuming that only the arch mechanism of the ultimate shear strength calculation functioned, the experimental value exceeded the calculated value and was evaluated on the safe side.

キーワード:	プレストレス、アンボンド、圧着柱 せん断ひび割れ、せん断耐力
--------	-----------------------------------

§1. 実験概要

1.1 はじめに

アンボンドプレキャスト・プレストレストコンクリート(以下アンボンド PCaPC)圧着工法はシース管内にグラウトを注入しない工法で、プレストレスト力によるひび割れ制御や残留変形がほとんどない高い原点指向性といった構造的な性能とあらかじめ工場で製作し、建設現場で圧着接合してフレームを構築するため工期短縮、生産性が向上するといった特徴を持っている。

プレストレスは常時荷重下を考慮して導入されることが多いため梁に関する研究が多く、アンボンド PC 柱部材のせん断に関する研究はない。そこで、昨年度の曲げ耐力に関する実験に引き続き、高強度コンクリートを用いた圧着接合によるアンボンド PCaPC 柱のせん断性能に関する基礎資料を得ることを目的に、逆対称加力による曲げせん断実験を行った。

1.2 実験概要

試験体一覧を表1に示す。実験パラメータは、コンクリート強度、横補強筋比、軸圧縮力比である。コンクリート強度は、 $F_c = 60\text{N/mm}^2$ と 100N/mm^2 の2種類、横補強筋比は0.20、0.41、0.58%の3種類、軸圧縮力比は基本0.25とし、C100-0.6Nのみ0.15として比較した。

試験体は、超高層建物の下層階を想定した。図1に示すように1/3縮尺で、断面が $350 \times 350\text{mm}$ で内法長さ $560\text{mm}(M/QD=0.8)$ の柱とした。スタブ断面は、 $900 \times 600\text{mm}$ とし、試験体部とスタブ部分を別々に打設した後、 20mm 厚の高強度無収縮モルタルを介して両者をプレストレスにより圧着接合した。試験区間の組立筋はD10(SD295A)の異形普通強度鉄筋、横補強筋はS10(KSS785)の高強度せん断補強筋を使用しPC鋼材は $\phi 17\text{PC}$ 鋼棒(C種1号)を4本、定着端間の距離は 5760mm とした。目標導入プレストレスト力のPC鋼棒規格降伏耐力に対する比率は0.68とした。シ

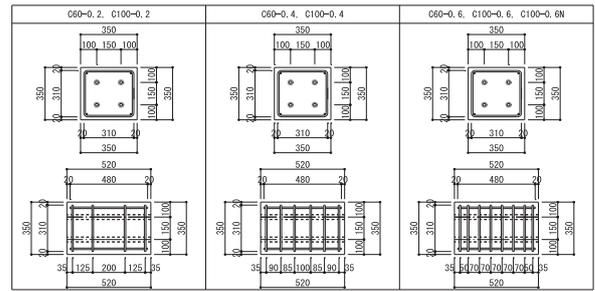


図1 試験体配筋

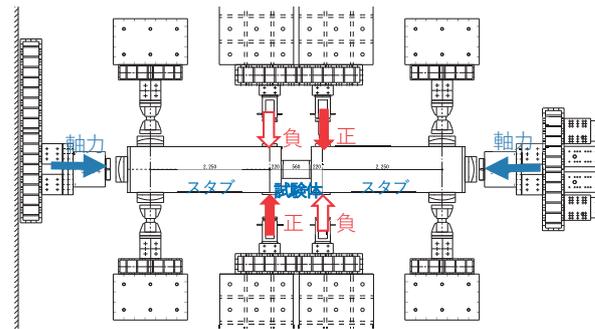


図2 荷重装置

ースの内径は 30mm とし、シースによる断面欠損は全断面積に対して2.31%である。

試験体に用いた各種材料の試験結果を表2および表3に示す。コンクリートは縮小試験体のため骨材径 13mm の粗骨材を用いた。各使用材料に用いた材料試験について、コンクリートおよびモルタルの圧縮試験はJIS A 1108、割裂引張試験はJIS A 1113、鉄筋およびPC鋼棒はJIS Z 2241に基づいて行った。

荷重装置を図2に示す。試験体の両端にジャッキで一定軸力を加えながら、逆対称加力を正負交番繰返しで行った。荷重はスタブ間で計測した柱部材角(R_c)で制御し、 R_c が $1/2000$ で1回、 $1/800$ 、 $1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/133$ 、 $1/100$ 、 $1/66.7$ 、 $1/50$ で、それぞれ正負各2回、 $1/33$ で1回の交番荷重を行った。

表1 試験体一覧

試験体名	C100-0.2	C100-0.4	C100-0.6	C100-0.6N	C60-0.2	C60-0.4	C60-0.6
幅b×せいD(mm)	350×350						
コンクリート基準強度	F _c 100				F _c 60		
横補強筋 (pw%)	2-S10@200 (0.20)	2-S10@100 (0.41)	2-S10@70 (0.58)	2-S10@70 (0.58)	2-S10@200 (0.20)	2-S10@100 (0.41)	2-S10@70 (0.58)
せん断スパン比・柱内法高さ(mm)	0.8 · 560						
PC鋼棒本数・径	4-φ17						
組立筋	主筋:4-D10						
実験時	有効プレストレスト力P _e (kN)	673.9	650.9	671.8	664.0	660.5	653.3
	初期軸圧縮力N+P _e (kN)	2815.0	3029.3	2939.9	1759.4	2001.5	2008.1
	軸応力σ _g (N/mm ²)	23.0	24.7	24.0	14.4	16.3	16.4
	軸力比σ _g /σ _B	0.240	0.248	0.250	0.150	0.251	0.252

表2 コンクリートおよび目地モルタルの材料試験結果

		圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度時歪 (%)	ヤング係数 $\times 10^3$ (N/mm ²)	ポアソン 比
コン ク リ ー ト	C100-0.2	95.9	0.294	41.2	0.213
	C100-0.4	99.6	0.274	42.2	0.208
	C100-0.6	96.2	0.291	41.7	0.197
	C100-0.6N	93.5	0.286	40.9	0.200
	C60-0.2	65.2	0.283	34.21	0.224
	C60-0.4	65.1	0.252	34.49	0.230
	C60-0.6	66.9	0.276	34.52	0.214
目 地 モ ル タ ル	C100-0.2	138.9	0.384	41.91	0.247
	C100-0.4	137.2	0.281	40.99	0.239
	C100-0.6	142.1	0.413	41.87	0.251
	C100-0.6N	139.7	0.390	42.68	0.240
	C60-0.2	125.0	0.413	38.45	0.275
	C60-0.4	131.5	0.391	41.75	0.257
	C60-0.6	127.5	0.309	40.4	0.285

表3 鋼材の材料試験結果

	材料	使用部位	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 $\times 10^3$ (N/mm ²)	破断 伸び (%)
D10	普通強度鉄筋 (SD295)	軸方向筋	372.9	505.9	187.3	19.8
S10	高強度せん断 補強筋 (KSS785)	せん断補 強筋	945.1※	1117.9	186.8	8.6
φ 17	PC鋼棒 (C種1号)	PC鋼材	1157.0※	1258.7	202.4	13.5

※は0.2%オフセットひずみ時の値

1.3 ひび割れ状況

最大耐力時のひび割れ状況を図3に、最終ひび割れ状況を図4にそれぞれ示す。

(1) 横補強筋比0.2%の試験体

横補強筋比0.2%の試験体C100-0.2およびC60-0.2は斜め方向にせん断ひび割れが発生 ($R_c=0.21\sim 0.25\%$) し、その後せん断ひび割れが進展、曲げひび割れが発生し最大耐力に達した ($R_c=0.48\sim 0.50\%$)。最大耐力に達した後せん断ひび割れの本数が増え、ひび割れ幅が大きくなり耐力が低下し軸力を保持できなくなり実験を終了した ($R_c=0.75\sim 1.0\%$)。

(2) 横補強筋比0.4%の試験体

横補強筋比0.4%の試験体C100-0.4およびC60-0.4も斜め方向にせん断ひび割れが発生 ($R_c=0.16\sim 0.32\%$) し、その後せん断ひび割れが進展、曲げひび割れが発生し最大耐力に達した。最大耐力時の部材角は横補強筋比0.2%に比べ若干大きくなった ($R_c=0.49\sim 0.75\%$)。最大耐力後のひび割れの発生も横補強筋比0.2%に比べて少ない。

(3) 横補強筋比0.6%の試験体

横補強筋比0.6%の試験体C100-0.6、C100-0.6NおよびC60-0.6も斜め方向にせん断ひび割れが発生 ($R_c=0.13\sim 0.25\%$) し、その後せん断ひび割れが進展、曲げひび割れ

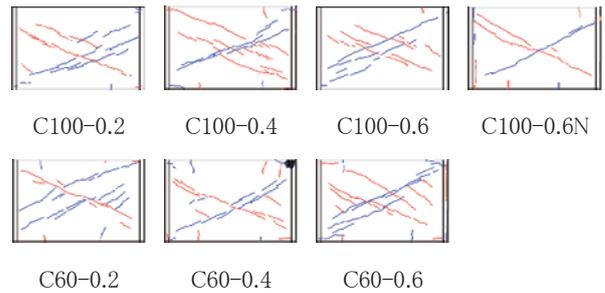


図3 最大耐力時ひび割れ状況

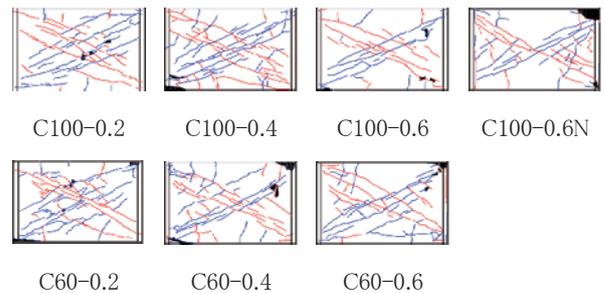


図4 最終ひび割れ状況(柱上面)

が発生し最大耐力に達した ($R_c=0.49\sim 0.76\%$)。最大耐力後、軸力比0.25の試験体は部材角1%超で破壊したのに対して軸力比0.15の試験体は耐力低下が緩やかとなり部材角3%で実験を終了となった。

§2. せん断ひび割れ耐力

2.1 柱せん断力-部材角関係

図5に各試験体のせん断力と部材角関係を示す。○は初せん断ひび割れ発生時、▲は最大耐力を示す。

表4に初せん断ひび割れ時せん断力および部材角、表5に最大せん断力および最大せん断力時部材角をそれぞれ示す。

部材角が0.13~0.32%で初ひび割れが発生し0.48~0.79%で最大耐力となった。最大耐力に達した後の耐力の低下は横補強筋比が大きいほど小さくなり、軸力が保持できなくなる部材角も大きくなる傾向が見られた。軸力比の小さい試験体では最大耐力後の耐力の低下が軸力比の大きい試験体に比べ緩やかとなり部材角も大きい。

2.2 せん断ひび割れ耐力 (実験値)

図6に各試験体のせん断ひび割れ耐力を示す。横軸を(a)コンクリート強度、(b)横補強筋比、(c)軸応力として示す。

コンクリート強度が高く、軸応力が大きいほどひび割れ耐力が大きくなることが確認できた。横補強筋量とせん断ひび割れ耐力に相関は見られなかった。

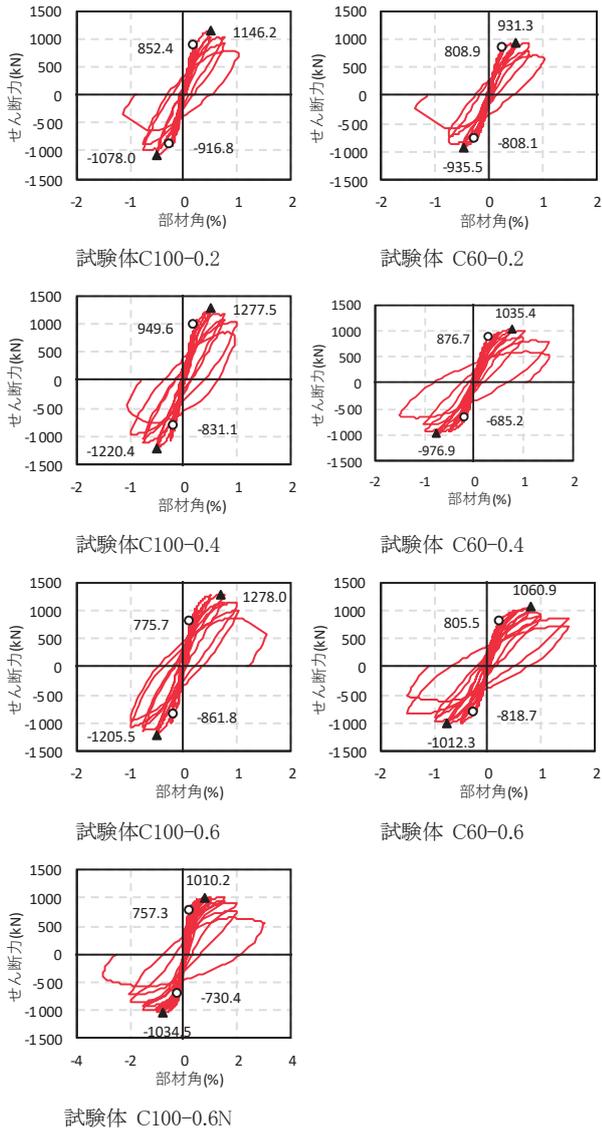


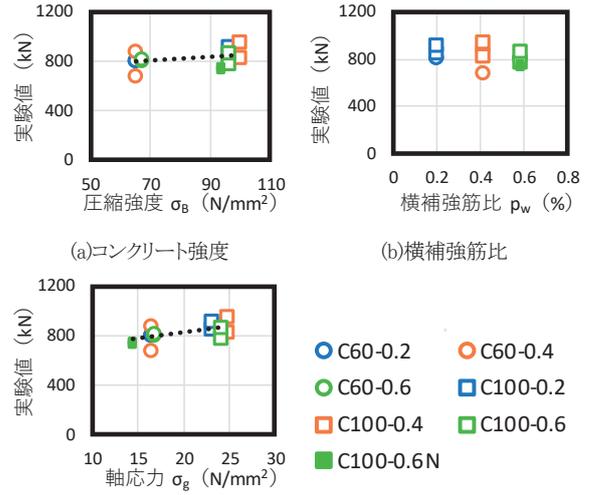
図5 せん断力一部材角関係

表4 初せん断ひび割れ時せん断力および部材角

試験体	せん断力 (kN)		部材角 (%)	
	正側	負側	正側	負側
C100-0.2	852.4	-916.8	0.21	-0.23
C100-0.4	949.6	-831.1	0.21	-0.16
C100-0.6	775.7	-861.8	0.13	-0.17
C100-0.6N	757.3	-730.4	0.23	-0.19
C60-0.2	808.9	-808.1	0.25	-0.25
C60-0.4	876.7	-685.2	0.32	-0.17
C60-0.6	805.5	-818.7	0.25	-0.25

表5 最大せん断力および最大せん断力時部材角

試験体	せん断力 (kN)		部材角 (%)	
	正側	負側	正側	負側
C100-0.2	1146.2	-1078.0	0.50	-0.49
C100-0.4	1277.5	-1220.4	0.50	-0.50
C100-0.6	1278.0	-1205.5	0.68	-0.49
C100-0.6N	1010.2	-1034.5	0.75	-0.76
C60-0.2	931.3	-935.5	0.50	-0.48
C60-0.4	1035.4	-976.9	0.75	-0.75
C60-0.6	1060.9	-1012.3	0.79	-0.75



(c)軸応力

図6 せん断ひび割れ耐力実験結果

2.3 せん断ひび割れ耐力の計算

せん断ひび割れ耐力は、ウェブに生じる主引張応力がコンクリートの引張強度に達すると斜めひび割れが発生すると仮定し得られる主応力度式により算定した。矩形断面の断面重心位置でのせん断ひび割れ耐力(V_{scr})は、弾性理論から次式で求まる。

$$V_{scr} = \frac{2}{3} \cdot b \cdot D \cdot \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_g} \quad (1)$$

ここで、 σ_t :コンクリート引張強度(=0.33 $\sqrt{\sigma_B}$)、 σ_g :軸

圧縮応力度($\frac{N+P_e}{b \cdot D}$)、 σ_B :コンクリート圧縮強度、 b :部材幅、 D :部材せい、 N :軸力、 P_e :有効プレストレス力

表6にコンクリートの圧縮強度と引張割裂強度試験結果を示し、図7に圧縮強度と引張割裂強度の関係を示す。割裂引張強度は概ね0.33 $\sqrt{\sigma_B} \sim 0.51\sqrt{\sigma_B}$ の範囲となった。

図8(a)に実験値/計算値の結果を示す。各試験体とも実験値/計算値は1.0よりも大きくなり平均値1.281、変動係数は11.6%となった。

図8(b)にコンクリートの引張強度に割裂引張試験結果を用いた場合の実験値/計算値の結果を示す。平均値は1.052、変動係数は11.2%となった。

表6 コンクリートの強度試験結果 (N/mm²)

試験体	σ_B	σ_t	試験体	σ_B	σ_t
C100-0.2	95.9	3.5	C60-0.2	65.2	4.0
C100-0.4	99.6	3.4	C60-0.4	65.1	3.4
C100-0.6	96.2	4.0	C60-0.6	66.9	-
C100-0.6N	93.5	4.3			

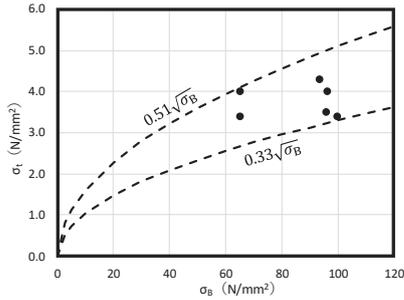
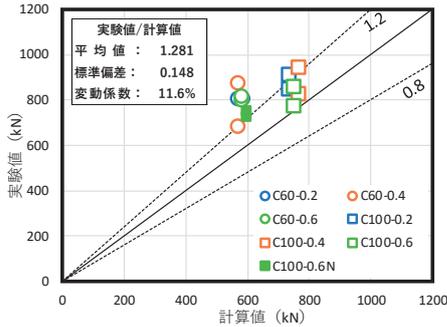
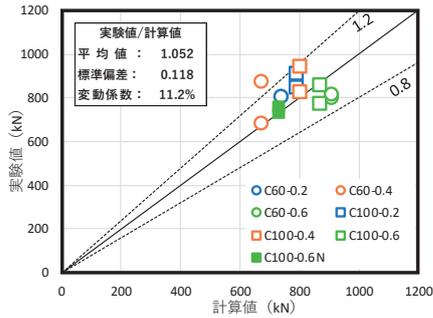


図7 圧縮強度と割裂引張強度の関係



(a) $\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B}$



(b) 割裂強度

図8 ひび割れ耐力 実験値/計算値

§3. せん断終局耐力

3.1 せん断終局耐力の計算

せん断終局耐力をPC性能評価指針¹⁾(PC指針)に基づき(2)式で計算する。

$$Q_{su} = b_0 j_0 p_w f_y + \frac{b_0 D}{2} (v_1 \sigma_B - 2 p_w f_y) \tan \theta \quad (2)$$

ここで、 b_0 : 重心軸位置での断面幅、 j_0 : 圧縮鉄筋と引張鉄筋の重心間距離、 p_w : b_0 を用いた長方形断面に対して計算されるせん断補強筋比、 f_y : せん断補強筋の規格降伏点 ($f_y > 390 \text{ N/mm}^2$ のときは $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$ とする)、 D : 全せい、 σ_B : コンクリート圧縮強度、

$$v_1 = \alpha_2 L_r \left(1 + \frac{\sigma_g}{\sigma_B} \right) \quad \text{ただし、} 0.65 \leq v_1 \leq 1.0 \text{ とする。}$$

$$\alpha_2 = \sqrt{60/\sigma_B} \quad (\alpha_2 \leq 1), \quad L_r = M/(2QD) \quad (L_r \leq 1)$$

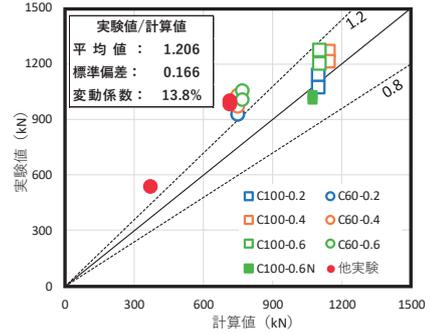
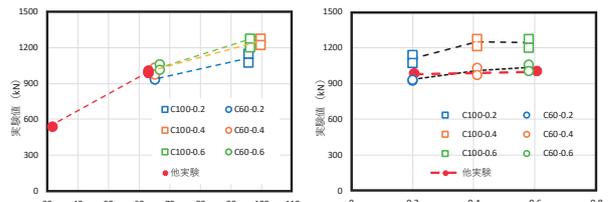


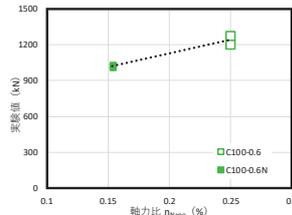
図9 せん断終局強度の実験値と計算値の比較(PC指針)



(a) コンクリート強度



(b) 横補強筋比



(c) 軸力比

図10 終局耐力実験結果

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{2M}{QD} \right)^2 + 1} - \frac{2M}{QD}$$

(2)式は第1項がトラス機構分、第2項がアーチ機構分である。PC性能評価指針¹⁾によると端部でアンボンドPC鋼材のみが用いられる部材に対して、トラス-アーチ機構によるせん断終局強度算定法(2)式を用いる場合は、アーチ機構のみ考慮しトラス機構は無視するとされ、トラス機構を無視する場合は第2項の p_w は0としてよいとされている。よってアンボンドPCのせん断終局耐力は(3)式で計算できる。

$$Q_{su} = \frac{b_0 D}{2} v_1 \sigma_B \tan \theta \quad (3)$$

アーチのみ考慮した場合のせん断終局強度と実験値結果の関係を図9に示す。実験値/計算値は平均1.206、変動係数13.8%となり、コンクリート強度 60 N/mm^2 でやや実験値が大きくなったもの安全側の評価となった。なお、フジタで行った実験に加え長寿命建築システム普及推進協議会で行った実験結果²⁾を他実験として評価している。

3.2 せん断終局耐力 (実験値)

図10に各試験体のせん断終局耐力を示す。横軸を(a)コ

ンクリート強度、(b)横補強筋比、(c)軸力比として示す。

コンクリート強度が高く、軸力比が大きいほど終局耐力が大きくなることが確認できた。また横補強筋比が大きいほど終局耐力が大きくなる傾向が見られた。

各試験体の横補強筋にひずみゲージを貼付した。図11に各試験体の横補強筋の最大耐力時の最大ひずみ度を示す。最大耐力を示した時点では横補強筋は降伏していなかった。

3.3 コンクリートの圧縮強度有効係数の修正

実験結果の軸力比に注目すると、軸力比が大きくなるにつれてせん断終局耐力が大きくなった。PC性能評価指針¹⁾では軸力をコンクリートの有効係数 ν_1 で考慮している。そこで、実験結果を踏まえて軸力比の項($\frac{\sigma_g'}{\sigma_B}$)に係数 k_1 を考慮し実験値から k_1 を求め、式(4)を得た。

$$\nu_1 = \alpha_2 L_r \left(1 + k_1 \frac{\sigma_g'}{\sigma_B} \right) \quad (4)$$

$k_1 = 5.18$ ただし、 $0.65 \leq \nu_1 \leq 1.0$ とする。

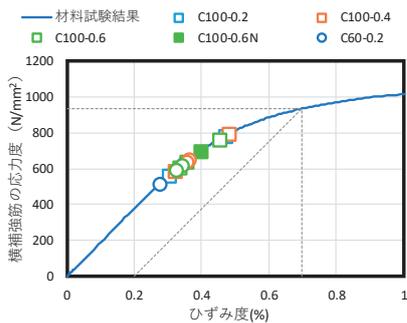


図11 最大耐力時の横補強筋のひずみ度

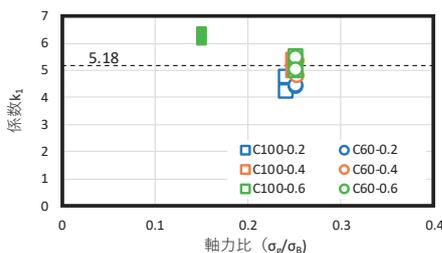


図12 式(4)による k_1 の実験値

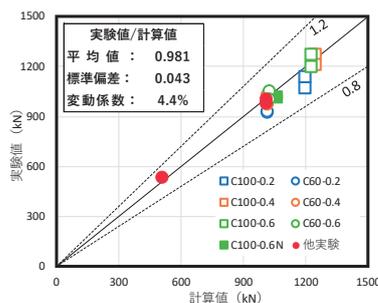


図13 せん断終局強度の実験値と計算値の比較(提案式)

実験から求めた k_1 を図12に示す。係数の平均値は5.18となりその係数で有効係数を求めてせん断終局強度を計算した。実験値とその計算値の関係を図13に示す。実験値/計算値は平均0.981、変動係数4.4%となり、平均値が1.0に近くなりばらつきも小さくなった。

§4. まとめ

横補強筋比、コンクリート強度、軸圧縮力比を実験パラメータとしてシアスパン比0.8のアンボンドPCaPC圧着柱に対して、逆対称曲げを与える実験を行った。実験の結果、以下の知見を得た。

- (1) 各試験体とも斜めにせん断ひび割れが発生し、その後曲げひび割れが生じ、最大耐力に至った。最大耐力後、横補強筋比が大きい試験体ほどひび割れ発生量が少なく破壊した。
- (2) コンクリート強度が大きいほどひび割れ発生時のせん断力、最大せん断力は大きかった。横補強筋量とひび割れ耐力の相関は見られなかった。
- (3) 主応力度式により求めたせん断ひび割れ耐力では、コンクリートの引張強度を割裂強度から求めた値を用いると精度良く評価でき、 $\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B}$ を用いた場合は安全側に評価できた。
- (4) 最大耐力はコンクリート強度、軸応力が大きくなるにつれて大きくなり、横補強筋比は頭打ちの傾向が見られた
- (5) せん断終局耐力をPC指針に基づきアーチ機構分で計算すると実験値が計算値を上回り安全側の評価となった。
- (6) PC指針のコンクリートの有効係数 ν_1 に軸力の効果を考慮することによりせん断終局耐力の実験値と計算値の適合性良好となった。

参考文献

- 1) プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説, 日本建築学会, 2015
- 2) 江頭、藤井、樋渡、岡安、五十嵐、島崎;アンボンドPC圧着梁のせん断耐力確認実験, 日本建築学会大会学術講演会梗概集, 2013

ひとこと

昨年度の曲げ実験に引き続き、アンボンドPC柱に対するせん断性能を把握するためせん断破壊実験を行った。アンボンドPCは高い構造性能と生産性を持っているため、実用化に向けてさらに研究開発を進めていきたい。



大庭 正俊