

遠心成形 PCa 外郭を利用した RC 柱の開発 (その 1)

—概要および施工性能—

香 田 伸 次
(技術研究所)
中 澤 春 生
(技術研究所)

§ 1. はじめに

間近に迫った高齢化社会の到来は、建設現場における労務事情においても深刻となることが予想される。特に高い熟練度を要する労務に対しては、作業員の育成・教育だけではなく、抜本的な対策を講ずることが急務とされている。

その対策の一つとして、当社では熟練度を要する作業自体をなくす、あるいは減らすという意味で、コンクリート躯体工事の省力化を主な目的とし、柱、梁、床、壁など様々な部材の PCa 化を中心に開発を行なっている。

本報で対象としている「遠心成形 PCa 外郭を利用した RC 柱」は、その一環として平成2年度より羽田ヒューム管㈱と共同開発を行なっている「ユニコラム」を用いた部材である。「ユニコラム」とは、ヒューム管の製造方法を参考にし、遠心力を利用して成形した PCa コンクリートの筒状製品であり(写真-1)、以下の特徴を持つ。

- (1)遠心力により締め固めるため、外周表面が緻密で美しく仕上がる。
- (2)ユニコラム製作時の型枠の工夫により、円形以外に矩形等の断面形状にも対応できる。
- (3)既存のヒューム管生産ラインを用いるため、大量の製品供給が可能である。
- (4)ヒューム管の生産実績が生かせるため、強度等の確

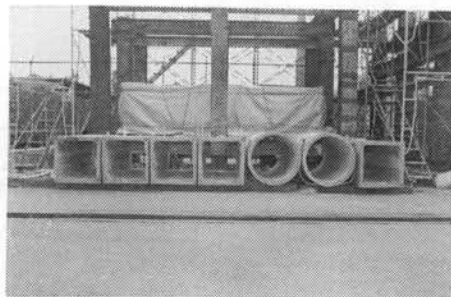


写真-1 ユニコラムの形状

実な管理が可能である。

今回開発対象としているのは、ユニコラム内部に現場打ちコンクリートを充填し建築物の柱を製作するという工法である(写真-2)。この際、ユニコラムを単純に捨て型枠として用いる場合と、構造部材の一部として扱う場合の2通りが考えられる。

前者では、内部コンクリート打設時の側圧に対して、ユニコラムに有害な変形やひび割れが生じないという性能が要求され、その範囲内のできる限り肉厚が小さく、軽量であることが望ましい。また後者では、在来工法である一体打設型部材と同等の構造性能(耐力、剛性、靱性能等)を有する上で、より合理的な施工が可能な仕様であることが求められる。

本報は、これらの要求を満たすよう提案された各種仕様を説明し、それらの基本的な性能を明確にするために行なった実験による検討結果を示すものである。検討結果に関しては、本編では施工性能について、次編(その2)では構造性能について述べる。

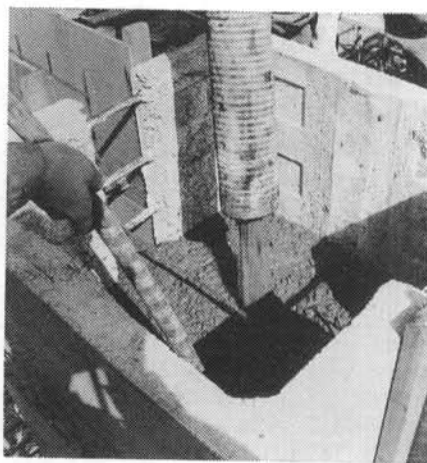


写真-2 内部コンクリートの打設状況

§ 2. 各種仕様

今回開発対象とした仕様は大別して5種類で、表一1ではこれらをディテール、使用形態、検討内容ごとにまとめた。各仕様の要求性能、開発コンセプト、配筋詳細、必要検討事項等は以下のとおりである。

(1)標準型：FS1

ユニコラム部分を構造的にカウントする必要が特になく、また柱せい・幅の増加にもあまり制約を受けない場合を対象とする。肉厚がある程度あり、事前に外周面に仕上げ（タイル貼り等、写真一3参照）を施した製品ができるので、意匠的に凝った独立柱などに適している。

配筋詳細としては主筋、横補強筋ともコア内に配し、ユニコラム内には運搬時の破損防止のためにウェルドメッシュ等を配する。

現時点ではユニコラム部分を構造的にカウントしていないものの、この仕様ではユニコラム部とコア部とが完全に一体的に挙動する場合、ユニコラム部を含んだ全断面が構造的に有効となる。加えて、ウェルドメッシュがせん断補強筋として機能すれば、耐力や変形性能の向上も期待できる。したがって、より合理的な設計を行なうため、実験を通して打継ぎ面やウェルドメッシュの詳細と構造性能との関係を明らかにし、ユニコラム部の全部または一部断面を構造的にカウントすることを目指す。

また、今回の開発ではこのタイプを基本・標準と考え、コア部コンクリート打設時の挙動を打設実験や水圧実験を通して把握し、他のタイプとの比較を行なう。

(2)薄肉型：F2

ユニコラム部を捨て型枠として使用し、事前の外周仕上げを必要としない場合を対象とする。構造的にカウントする部分の断面積を大きくとり、またユニコラムの揚重計画を簡単にするため、肉厚を小さくしている。

配筋詳細は、SF1と同様にユニコラム内にはウェルドメッシュ等を配する。

このタイプでは、肉厚を小さくすることでコア部コンクリート打設時の強度、変形性能が減少することが予想される。そこで、打設方法や横拘束による補強方法をパ

ラメータとした実験を行ない検討する。

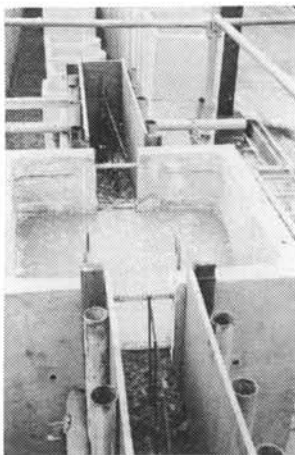
(3)袖壁付型：F3

柱の側面に壁（袖壁）が取り付く場合に、壁の横筋を柱内に定着させるためユニコラム側面にスリットを設けるタイプ（写真一4）。ユニコラムの肉厚はFS1程度とするが、構造的には期待しない。

配筋はFS1、F2と同様にユニコラム内にはウェルド



写真一3 外周をタイル張り仕上げしたユニコラム



写真一4 袖壁付ユニコラム

記号	名称	ディテール		使用形態	検討内容	
		肉厚	配筋		施工	構造
FS1	標準型	中(約50~70mm)	ウェルドメッシュ	部分的に構造断面に算入	水圧実験, 打設実験	曲げ実験, せん断実験
F2	薄肉型	小(約30mm)	ウェルドメッシュ	捨て型枠	水圧実験, 打設実験	—
F3	袖壁付型	中(約50~60mm)	一部フープ筋内蔵	捨て型枠	打設実験	—
S1	主筋内蔵型	大(100mm以上)	主筋・フープ筋内蔵	全断面を構造断面に算入	—	曲げ実験
S2	フープ筋内蔵型	中(約50mm)	フープ筋内蔵	全断面を構造断面に算入	—	曲げ実験, せん断実験

表一1 各種仕様

メッシュ等を配し、スリット部には補強のためD16程度の横筋を適宜配する。

コア部コンクリート打設時にスリットから袖壁部にコンクリートが流れ出すことにより、スリット周辺に有害な応力集中が生じないかどうか、打設実験を通し検討する。

(4)主筋内蔵型：S1

主筋、フープ筋ともユニコラム部に内蔵させ、柱全断面を構造的にカウントするもの（図-1）。現場での鉄筋組立作業がなくなる半面、ユニコラムの肉厚が大きくなり重量が増すため、揚重能力の制約を受ける。

このタイプの場合、上下の柱との主筋の継ぎ方が構造的に問題となる。今回は一例として、重ね継手としたものについて曲げ実験を行ない、検討を行なった。

(5)フープ筋内蔵型：S2

フープ筋のみユニコラム部に内蔵させるもので、構造的には柱全断面を期待する。また、ユニコラム建込み時に主筋を上部で束ねることにより、現場での作業性の改善が図れる（写真-5）点など、FS1の前進型、改良型として位置付けられる。

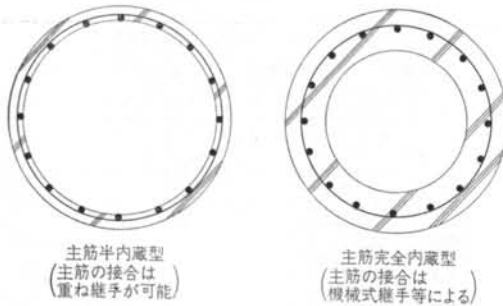


図-1 S1タイプ詳細

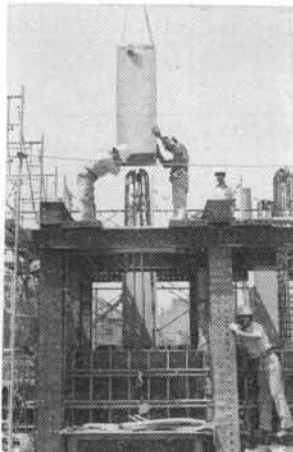


写真-5 S2タイプ建て込み状況

このタイプでは、主筋とフープ筋が直接緊結されない点について、建築基準法施工令第77条1の条項に抵触する。そこで当面は、構造実験を通しユニコラムとコア部コンクリートとの一体性や、主筋とフープ筋との応力伝達機構を明らかにすることにより、建築センターの個別評定を通して実施していくことになる。

§ 3. 施工性能に対する検討

以下に、ユニコラム内部のコンクリート打設時の施工性能に対する検討について述べる。検討手法は表-1に示したとおり、水圧実験と内部コンクリート打設実験である。

このうち水圧実験では、コア部コンクリート打設時に受ける内部側圧を水圧で模擬し、そのときの挙動を調べるものである（写真-6）。この手法は、実際の打設時に生じる高さ方向の側圧分布は再現できない代わりに一律な内圧が得られる点、現実には作用する側圧以上の圧力を与えられるので、全試験体についてひび割れ発生時の側圧が得られる点、打設実験に比べて簡易な方法なので数多くの実験を行ない、ばらつきが除去できる点など、ユニコラムの基本的な性能を把握するために有効であると考えた。

また、打設実験では実大のユニコラム内部に実際にコンクリートを打設し、その際に各部に生じる側圧（内圧）、変形、ひずみの計測、ひび割れの発生、進展の観察を行なった。パラメータにはユニコラムの断面形状、内蔵鉄筋仕様、打設方法、治具を用いた補強の有無等を探った。

これらの実験結果から、所定の施工性能を有するユニコラムの設計方法、特に肉厚の決め方および治具を用いた補強を行なう場合の考え方について述べる。

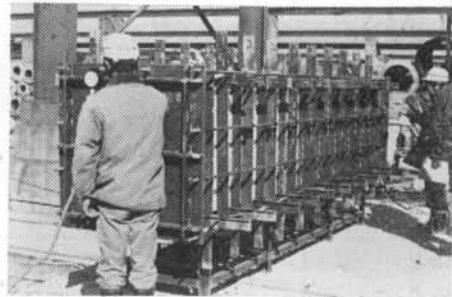


写真-6 水圧実験

3.1 水圧実験

3.1.1 実験概要

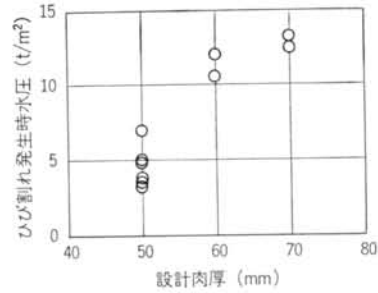
FS1, F3 タイプのもの18体について行なった。試験体詳細を表一2に示す。

3.1.2 実験結果および考察

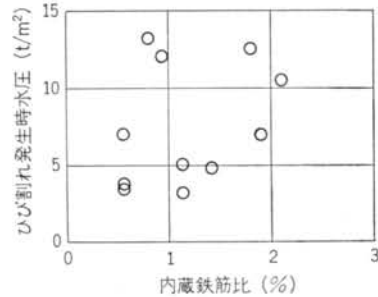
表一2に実験結果として、各試験体のひび割れ発生時の水圧を併記した。また、図一2にはFS1タイプについて、設計肉厚とひび割れ発生時の水圧との関係を示した。設計肉厚の増加に伴い、ひび割れ発生時の水圧も上昇していることが分かる。同様に、図一3には内蔵鉄筋比とひび割れ発生時の水圧との関係を示した。ひび割れ発生時の水圧は内蔵鉄筋比の影響をあまり受けないことが分かる。これは、内蔵鉄筋はほぼ断面中央に配されており、面外方向への曲げに対しては有効ではないためと考える。

次に、ひび割れ発生時の水圧を計算する。ユニコラムの断面に図一4に示すように側圧が作用し、モーメントおよび軸力が生じると仮定した場合、最大引張り縁応力度 σ_0 は下式で得られる。

$$\sigma_0 = \sigma_1 + \sigma_2 = P \cdot (L - 2 \cdot t) / (2 \cdot t) + M_0 / Z \quad \dots\dots(1)$$



図一2 設計肉厚とひび割れ発生時水圧との関係



図一3 内蔵鉄筋比とひび割れ発生時水圧との関係

No.	タイプ	形状		設計肉厚 (mm)	内蔵鉄筋		内面隅角部詳細	コンクリート圧縮強度		ひび割れ発生時水圧							
		断面 (mm)	高さ (mm)		仕様	鉄筋比 (%)		(kgf/cm²)	(MPa)	実験結果		計算結果		実験値 計算値			
										(t/m²)	(kPa)	(t/m²)	(kPa)				
P1	FS1	□800	4000	50	φ 6-@100メッシュ	0.57	10 R	431	42.3	3.5	34.3	3.8	36.8	0.932			
P2					D10-@100メッシュ	1.42		570	55.9	4.8	47.1	4.3	42.4	1.111			
P3					φ 6-@100メッシュ	0.57		557	54.6	3.8	37.3	4.3	41.9	0.890			
P4					φ 6-@ 50メッシュ	1.14		600	58.8	3.2	31.4	4.4	43.5	0.722			
P5					φ 6-@ 30メッシュ	1.90		455	44.6	7.0	68.6	3.9	37.8	1.814			
P6					φ 6-@100メッシュ	0.57		630	61.8	7.0	68.6	5.1	49.8	1.378			
P7				φ 6-@ 50メッシュ	1.14	670	65.7	5.0	49.0	5.2	51.4	0.954					
P8				φ 6-@ 50メッシュ	0.94	649	63.6	12.0	117.7	7.8	76.1	1.545					
P9				D13-@100メッシュ	2.11	624	61.2	10.5	103.0	7.6	74.7	1.379					
P10				φ 6-@ 50メッシュ	0.81	481	47.2	13.2	129.4	9.5	93.4	1.386					
P11				D13-@100メッシュ	1.81	513	50.3	12.5	122.6	9.8	96.5	1.271					
P12				FS1	□600	4000	50	φ 6-@ 50メッシュ	1.14	30 C	627	61.5	5.0	49.0	8.8	86.5	0.567
P13											489	48.0	13.2	129.4	7.8	76.4	1.694
P14	593	58.2	3.8								37.3	1.9	18.5	2.011			
P15	471	46.2	3.0								29.4	1.7	16.5	1.782			
P16	531	52.1	3.0								29.4	1.8	17.5	1.678			
P17	596	58.4	3.5								34.3	1.9	18.6	1.848			
P18	F3	□750	30	φ 6-@ 50メッシュ	1.88	497	48.7	2.8	27.5	1.7	17.0	1.619					

ただし、内蔵鉄筋比=(鉄筋断面積)/(ピッチ)/(設計肉厚)

コンクリート圧縮強度はユニコラム部に対する φ100×200 テストピースによる値

表一2 水圧実験概要および結果

M_0 : 柱として見た場合の高さ方向における単位長さ当たりの両端固定の梁端部モーメント
 $= P \cdot (L - 2 \cdot t - 2 \cdot c)^2 / 12$

Z: 単位長さ当たりの断面係数 ($= I^2 / 6$)

P: 側圧

L: 断面幅

t: 肉厚

c: コーナー部寸法 (図-4)

この σ_0 が、コンクリートの引張り強度 σ_t に達したときひび割れが発生するとして、式(1)から P の値を逆算する。ただし、 σ_t は次式とした。

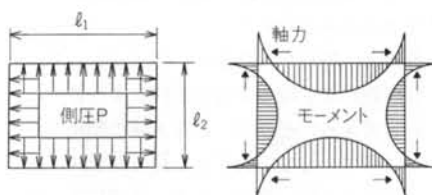


図-4 側圧によって生じるユニコラム断面内の応力

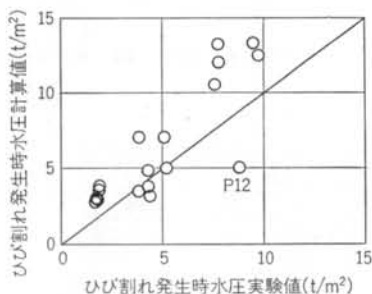


図-5 ひび割れ発生時の水圧 (実験値と計算値の比較)

$$\sigma_t = 1.8 \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad \dots\dots(2)$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度

各試験体について求めたひび割れ発生時の水圧を表-2に記し、実験結果との比較を表-2および図-5に示す。

試験体P12では、実験結果が計算結果を大きく下回っていた。これは、実際の肉厚が30mmと設計肉厚を満足していない部分があったためと判断される。P12を除く17体では、実験値/計算値の平均が1.413となった。これは、先述の計算では鉄筋を考慮しなかったため、計算が過小評価となったものとする。しかし、鉄筋の効果を定量的にカウントするのは、鉄筋位置やひび割れ発生時のひずみなどが限定できないので難しい。結果として、式(1)、式(2)を肉厚の設計に用いる場合は、安全側の計算となるので問題はないと考える。

3.2 打設実験

3.2.1 実験概要

FS1, F2, F3タイプのもの12体について行なった。試験体詳細、打設手法を表-3、図-6に示す。試験体をセットする際、ユニコラムの下端については特に横拘束は行なわず、止水程度とした。

計測は、C1, C2では動的および静的の両方で、C3~C7, C10, C11では静的計測のみ、C8, C9では動的計測のみ各々行なった。このうち動的計測は、打設開始から終了まで50回/秒のピッチで連続的に行なった。また、静的計測は打設高さ約400mmピッチで打設終了まで計測した後、経時変化として10分ピッチで約3時間

No.	タイプ	形状		設計肉厚 (mm)	実測肉厚 最小値 (mm)	内蔵鉄筋仕様	内面隅角部 詳細	コンクリート 圧縮強度		打設 方法	打設速度 (m³/hr)	その他の仕様
		断面 (mm)	高さ (mm)					(kgf/cm²)	(MPa)			
C1	FS1	□800	4000	50	35	φ6-@100メッシュ	10R	365	35.8	天端まで一気に打設	15	セパレータ補強(2面)
C2					未計測							
C2					41							
C3'					46							
C4	F2	□800	4000	70	70	φ6-@ 50メッシュ	30C	597	58.5	天端まで一気に打設	20	
C5					未計測							
C7					未計測							
C8					未計測							
C8	F3	□750	4000	60	未計測	φ6-@ 75メッシュ + D16-@150	30C	未計測	未計測	天端まで一気に打設	42	4方向袖壁付
C7					未計測							
C8					未計測							
C8					未計測							
C8	F3	□750	4000	30	22	φ3.2-@40メッシュ	30C	575	56.4	天端まで一気に打設	40	
C9					19							
C10					25							
C11					22							
C10	F3	□750	4000	30	25	φ4-@50メッシュ + D16-@100	30C	639	62.7	2度に打分け	39/38	
C11					22							
C11	F3	□750	4000	30	22	φ4-@50メッシュ + D16-@100	30C	569	55.8	2度に打分け	37/44	コラムクランプ補強
C11					22							

ただし、コンクリート圧縮強度はユニコラム部に対するφ100×200テストピースによる値

表-3 打設実験概要

(C1), 約2時間 (C2, C10, C11), 約1時間30分 (C3) 行なった。ただし, C4~C7は打設終了と同時に計測も終了した。

3.2.2 実験結果および考察

(1)FS1 タイプ

各試験体の破壊経過としては, C1では打設高さ $H=2,400\text{mm}$ の時点で4面ほぼ同時に, 下端から400mm程度の面中央およびコーナー付近に縦ひび割れが発生した。その後打設を続けるに従い, それら縦ひび割れを結ぶ斜めひび割れが発生した。最終的 ($H=4,000\text{mm}$ 時) に各面ともかなりの膨みが見られたが, 崩壊には至らなかった (写真-7)。

C2では, セパレータを施した2面にはひび割れは生じなかったが, 他の2面にはC1と同様に $H=2,400\text{mm}$ 時点でひび割れが発生した。しかし, これもC1と同様に $H=4,000\text{mm}$ 時点でも崩壊には至らなかった。

C3では, C1の改良型として内蔵鉄筋量を増やし, コンクリート強度を大きくすると同時に, 内圧に対する各面のスパンを小さくし面外変形を減少させるため隅角

部の形状を変更した(図-7)。この結果, $H=4,000\text{mm}$ まで打設完了した後, 下端から600mm程度の面中央に若干のひび割れが観察されたものの, 顕著な膨みは認められなかった。

また, C1, C3では設計肉厚50mmに対して, 実際はかなり薄くなっている部分があり, この点がひび割れ発生の一因となっていると考えた。そこで, この点を改善したC3'および肉厚を70mmとしたC4について実験を行なった。この結果, 両者とも打設終了後もひび割れは発生しなかった。したがって, 800mm角程度の断面を持つ柱を1層分一気に打ち上げる場合, 肉厚は50mm程度確保する必要があるといえる。

設計的には, 先に示したように側圧によって生じる応力が, ひび割れ発生時の応力を上回るように肉厚を決めれば良いと考える。そこで, 打設実験の結果から, 実際に側圧によって生じる応力がどの程度かを明らかにする。その結果を基に, 先述の式(1), 式(2)によって求めるひび割れ発生時の応力と比較し, 式(1), 式(2)の妥当性を検討する。

まず側圧は, C1の分布の推移 (図-8) からほぼ打

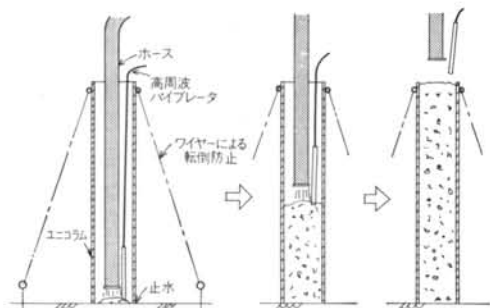


図-6 打設実験方法

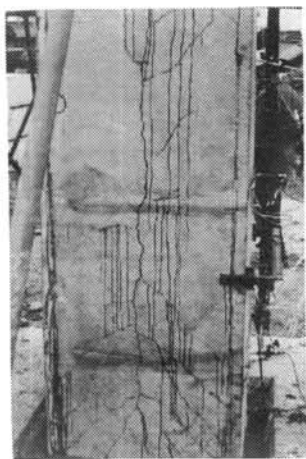


写真-7 最終破壊状況 (C1試験体)

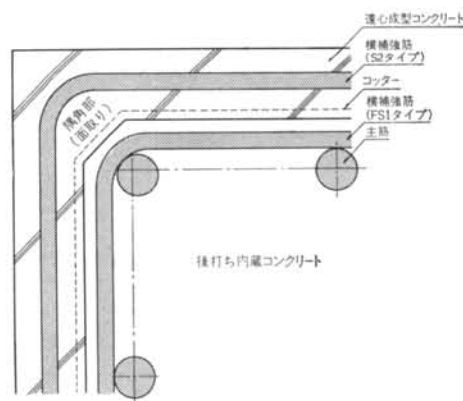


図-7 内面隅角部の形状

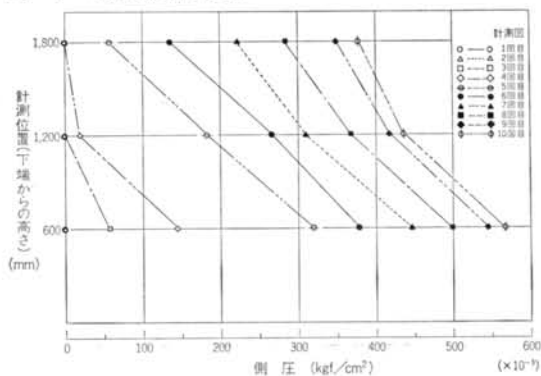


図-8 側圧分布の推移 (C1試験体)

設高さに比例する分布となることが分かった。下端から約400mm(打設終了時の天端までの高さ $H'=3,600\text{mm}$)の位置でのFS1タイプ各試験体の最大側圧の値(C1, C3'は未計測)は、以下のとおりであった。

C2: 5.68, C3: 6.70, C4: 7.80, 平均: 6.72(t/m²)
{C2: 57.9, C3: 68.3, C4: 79.5, 平均: 68.5(kPa)}

これと、コンクリートの比重を $W_0=2.3\text{t/m}^3$ とした場合にJASS 5¹⁾による側圧計算値と比べてみる。ただし、FS1タイプの場合、打設速度は15m³/hrまたは20m³/hrであり、これは各々30.6, 40.8m/hrに相当する。

$$P=W_0 \cdot H=8.28(\text{t/m}^2)\{84.4(\text{kPa})\} \quad \dots\dots(3)$$

ただし、式(3)は打込み早さが20m/hr以上の場合

計算値/実験値は8.28/6.72=1.23である。この差は、式(3)が型枠等の設計に用いられる設計式であり、ある程度の余裕度があるためと考える。

完全に打設が終了したと同時にひび割れが発生したC3の結果(ひび割れ発生位置は下端から600mm, 打設終了時の天端からの高さ $H'=3,400\text{mm}$)を例にとり、式(1)により計算すると、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= P \cdot (L - 2 \cdot t) / (2 \cdot t) = 5.47(\text{kgf/cm}^2)\{0.56(\text{MPa})\} \\ \sigma_2 &= M_0 / Z = 64.03(\text{kgf/cm}^2)\{6.53(\text{MPa})\} \\ \sigma_0 &= \sigma_1 + \sigma_2 = 69.5(\text{kgf/cm}^2)\{7.09(\text{MPa})\} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(4)$$

$$\text{ただし、} M_0 = P \cdot (L - 2 \cdot t_1 - 2 \cdot c)^2 / 12 = 267(\text{kgf} \cdot \text{cm})$$

$$Z = t^2 / 6 = 4.17(\text{cm}^3)$$

$$P = 2.3 \times 3.4 = 7.82(\text{t/m}^2) \text{ (式(3)より)}$$

$$L = 0.8, t_1 = 0.05, c = 0.03(\text{m})$$

となる。コンクリートの引張り強度は下式で得られる。

$$\sigma_t = 1.8\sqrt{597} = 44.0(\text{kgf/cm}^2)\{4.49(\text{MPa})\} \quad \dots(5)$$

この結果、 $\sigma_0/\sigma_t=1.58$ 程度となった。これは、先述のように式(3)に余裕度が含まれていること、実際にはユニコラムの下端もある程度固定されており、今回のように単位長さ(高さ)当たりの断面で切り出した両端固定梁として応力を求めるのは幾分過大評価となること、実験ではひび割れ発生の判断は目視によるが、両端固定梁とした場合に端部で引張り縁となるのはユニコラムの内面なので、ひび割れの発見が遅れることなどが原因と考える。このうち、両端固定梁をモデル化することにより過大評価となる点については、正確に計算する必要がある場合には、下端の固定度を考慮した平板をモデル化すれば良いであろう。しかし、下端の固定度をどの程度と見ればよいかなどの問題が残る、平板の応力計算も煩雑であることも考えれば、最終的な目的が設計式を得るこ

とにあるので、安全側の結果が得られる今回示した計算方法で充分と考える。

次に、製造上の肉厚精度による影響が、応力を計算する上でどの程度となるかについて検討する。先に計算例としたC3の場合、実測最小肉厚は41mmで、設計肉厚50mmの41/50=0.82倍であった。これが式(4)中の断面係数の計算過程において2乗となるので、さらに逆数をとれば1/0.82²=1.49となる。式(4)から分かるように、コンクリートに生じる引張り力の大半は曲げモーメントによる縁応力度なので、全体的に見ても肉厚精度による影響はかなり大きいことになる。これは、先述の $\sigma_0/\sigma_t=1.58$ を若干下回る程度で、計算上の安全余裕度内に収まっているものかなり厳しい値となっている。このことから、設計肉厚の確保が非常に重要な項目であることが分かる。

(2)F2タイプ

破壊状況としては、C5, C6, C7ともに打設終了後もひび割れは発生しなかった。

側圧についてはC6, C7で計測を行なったが、このうちC6の下端から400mmの位置では、打設終了時に最大値6.3t/m²{64.2(kPa)}(打設高さ $H=3,600\text{mm}$)を示した。この値は、打設速度を大きくしているにもかかわらず、先述のC2, C3, C4の平均値をやや下回っている。これは、ユニコラム内から袖壁部分にコンクリートが流れ出ることにより、コンクリートの落下による衝撃的な圧力が減じられ、結果的に打設速度を小さくしたのと同じ効果が得られたためと考える。

スリット部の補強鉄筋のひずみを計測した結果、最大値はC7の下端から400mmの高さの鉄筋で得られた打設終了時のもので、約280 μ であった。

以上のことから、肉厚、スリット部補強筋量等、今回実験を行なった仕様であれば実施施工時も全く問題ないものと判断する。

(3)F3タイプ

C8では、打設開始1分28秒後(打設高さ $H=2,000\text{mm}$)に中央の縦ひび割れが発生し、最終的には打設開始2分18秒後(打設高さ $H=3,200\text{mm}$)に、下端より約1,000mmの区間の隅角部一箇所が裂け、一面が扉が開くように破壊した(写真-8)。

C9では、打設開始2分17秒後(打設高さ $H=3,200\text{mm}$)に中央の縦ひび割れが発生した。打設完了時(打設高さ $H=3,950\text{mm}$)には、上記ひび割れは下端より800mmの高さまで進展したが顕著な幅の拡大は見られず、漏水も認められなかった。

ここでも、側圧が打設高さにほぼ比例して上昇するこ

とが確認できた(図-9)。また、打設中には打設高さに因らず、瞬間的にかなり大きな側圧が作用している。これは、コンクリートの落下による衝撃やパイプレタによる振動が原因であると考えられる。

C10では、1回目打設終了時には全くひび割れは発生せず、40分経過後に行なった2回目打設終了時にも、下端より約150mmの位置でわずかに発生したに留まった。同じくC11試験体では、1回目打設終了時には全くひび割れは発生しなかったが、40分経過後に行なった2回目打設終了時にはコラムクランプより上部(下端から約1,000mmから2,500mmの区間)に中央の縦ひび割れが発生した。

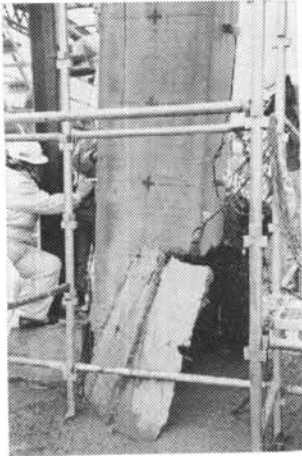


写真-8 最終破壊状況 (C8試験体)

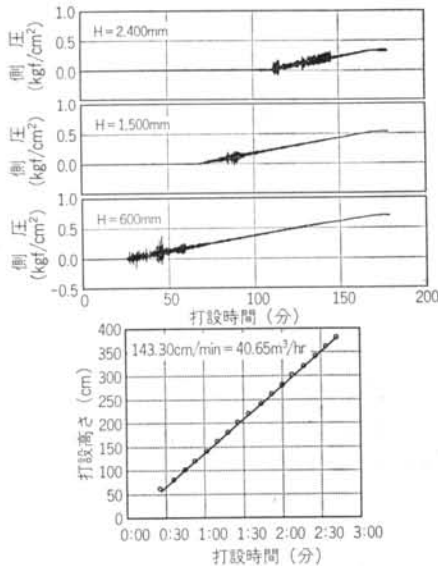


図-9 打設時間と側圧および打設高さとの関係 (C9試験体)

打設中断時間中の側圧は、1回目打設終了直後に比べて10~15%程度低下した(図-10)。しかし、2回目の打設を開始すると側圧は再び上昇し、最終的に最大側圧は6t/m²を越えた。

コラムクランプによる補強については、C9程度の拘束を施せば破壊を防ぐ上でかなりの効果が得られることが分かる。しかし、C11ではコラムクランプによる補強を施したにもかかわらず、C10よりもひび割れの進展が

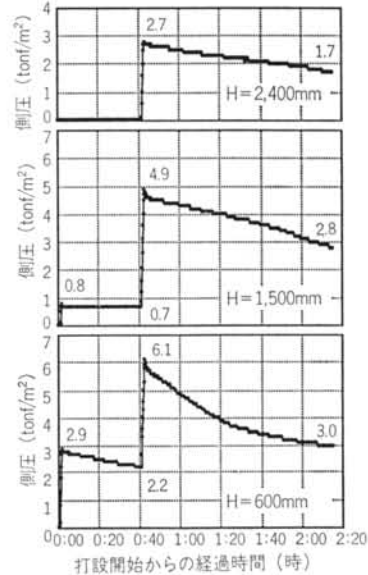


図-10 時間経過に伴う側圧の推移 (C10試験体)

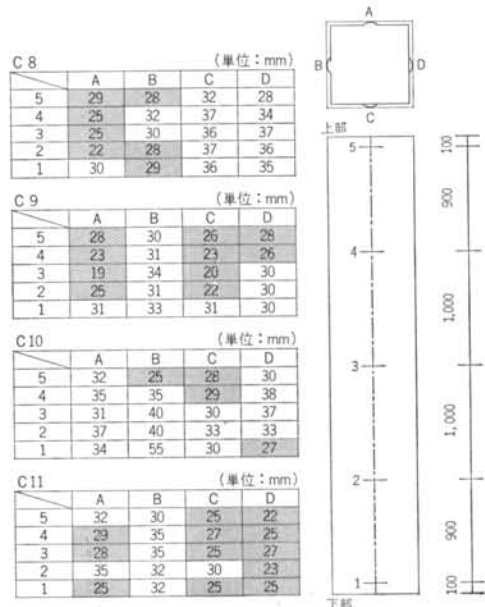


図-11 肉厚実測結果 (C11試験体)

顕著であった。これは、やはり肉厚精度によるものと考える(図-11)。コラムクランプの有効な配置方法を決めるには、ユニコラムの鉛直方向の応力分布をモデル化する必要がある。先述のように単位高さ当たりの断面のモデル化では不十分である。この点については、コラムクランプの配置をパラメータとした実験等を通して、今後検討していくものとする。

打設方法と側圧との関係については、C10、C11のように40分程度の中断時間を設けても、作用する最大側圧にはさほど影響がない、つまり多数の柱を回し打つような施工方法をとってもその効果は小さいと考える。また、打設終了後の側圧の推移まで見ると、下端より600mmの位置(1回目の打設により埋没)での値は徐々に低下し続け、1回目打設終了時点から2時間程度経過した後には最大値の50~70%程度まで下がっている。これは、打設されたコンクリートが硬化し始めているためと考えられる。このことは、中断時間をより大きく取れば側圧の低減が可能であることを示唆しているが、硬化後の打継ぎはコールドジョイントの発生等、別の問題を励起するので、打継ぎ面処理などに何らかの対策を講ずる必要がある。

§ 4. まとめ

今回、遠心成形 PCa 外郭「ユニコラム」の内部にコンクリートを打設し RC 柱を製造する工法を開発した。その際、型枠としてのユニコラムの設計法および製造上の留意点、治具を用いた補強方法について、以下の知見

が得られた。

(1)側圧によるひび割れを防止する上で、ユニコラムに内蔵される鉄筋は効果的でなかった。

(2)内部コンクリートを打設する際に実際に生じる側圧は、JASS 5 による計算値を2割程度下回っていた。設計的には、安全余裕度を考慮して JASS 5 による計算値を用いれば良い。

(3)実際にひび割れ発生が観察された試験体について、その時点でユニコラムに生じる引張り応力を、単位長さ(高さ)当たりの断面で切り出した両端固定梁をモデル化して求めたところ、材料試験結果から求めたコンクリートの引張り強度の1.58倍程度と安全側を示した。設計的には、両端固定梁モデルを用いて応力を求めれば充分である。

(4)肉厚の大きさは、側圧に対して抵抗する上で大きな影響を及ぼす。ユニコラムを製造する上で設計肉厚を確保することは、非常に重要な項目である。

(5)袖壁付の場合、壁部分にコンクリートが流出するため、側圧は袖壁がない場合に比べて小さくなった。また、スリット部の補強方法は今回の実験で用いたもので充分である。

(6)コラムクランプによる補強は、ある程度有効であることが分かった。適切な配置方法の検討は今後の課題とする。

(7)内部コンクリートの打設を複数回に分け、その間に側圧が充分減少するだけの時間をとる方法は、ユニコラムのひび割れ発生を防止する上で有効な手段である。しかし、この場合コールドジョイントを防ぐために、十分な打継ぎ面処理等を施す必要がある。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会編：“建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5: 鉄筋コンクリート工事” 日本建築学会 (1991年7月)

