

プレストレストコンクリート圧力容器の破壊実験(その2)

川 股 重 也 (東大生産技術研究所)	磯 畑 脩
半 谷 裕 彦 (東大生産技術研究所)	立 部 正 則
米 田 護 (東大生産技術研究所)	田 中 伸 幸
金 井 頼 利 (職業訓練大学校)	

§ 1. 序 論

プレストレストコンクリート圧力容器(Prestressed Concrete Pressure VesselまたはPrestressed Concrete Reactor Vessel, 以下ではPCPVと略称する)は, ガス冷却型の原子炉が大型化する過程で鋼製圧力容器に代って登場したもので, 最近の改良型ガス冷却炉(Advanced Gas-cooled Reactor; AGR)および高温ガス炉(High Temperature Gas-cooled Reactor; HTGR)の実用炉ではいずれもPCPVが用いられており, PCPV固有の優れた特性により, ガス冷却炉の安全性と経済性に大いに貢献していると考えられている¹²⁻¹⁶⁾.

一方, PCPVは巨大な厚肉の構造であるばかりではなく, 長期にわたって内圧と温度の負荷のサイクルを受けることから, P Sコンクリート構造として, 材料, 設計, 施工の各分野での新しい技術課題を提起し, 世界的に研究開発が盛んに行なわれている¹⁷⁻¹⁹⁾.

PCPVの設計に必要とされる解析および検証の手段としては,

- 1)弾性解析(プレストレス, 温度勾配, 内圧)
- 2)クリープ解析(熱間クリープを含む)

3)クラック発生の解析と破壊モード, 破壊耐力の推定を挙げることができる. この中で弾性解析およびクリープ解析については, 有限要素法(Finite Element Method)¹⁰⁾⁻¹⁵⁾, Dynamic Relaxation Method^{16), 17)}などにもとづく計算プログラムが開発され, 実用規模の解析手段がほぼ確保されていると考えられる. これに対して, 線形領域を超えたクラック発生から破壊までを追跡する解析法に関しては, クラックの進展の追跡に関して有力な試みがなされているものの^{18), 19)}, 一般的に信頼し得る実用的な解析法の確立はきわめて困難であると思われ, 模型実験に頼らざるを得ないのが現状である.

したがって, 模型実験の役割としては, 弾性解析, クリープ解析にもとづいた運転時に関する設計内容を検証することの他に, 過大内圧による破壊の性状と耐力を明

らかにすることにより, 破壊に対する安全率を推定することが重要である.

一般には, 実施された設計に対するProof Testとして $1/10$ 程度の縮小模型による実験が行なわれるのが普通であるが, このProof Test自体が大規模な実験であり, 相当の日時と設備, 資金を要するプロジェクトとなる. 設計段階での諸々のパラメータを検討するためには, 実験室の規模でのテストとして, もっと小型の模型により短時日のうちに破壊実験ができることが望ましい.

本論文は小型模型によるPCPVの内圧による破壊実験の報告であるが, 研究のねらいは次の諸点においた.

- 1)小型模型に適した合理的なP S材の緊張法の開発
- 2)短時日, かつ低圧で実験を行なうための模型材料の開発とその場合のコンクリートの相似性の検討
- 3)内圧の増大にともなうクラック幅のひろがりに追跡し得るライナーの開発(水洩れを生じさせないで最大耐力に達させること)
- 4)想定した一つのタイプのPCPVについて, 破壊耐力と破壊モードを明らかにする

この目的に対して, 各種の予備実験²⁰⁾を経て次のような方針を採用することにした.

1)については, 円周方向の緊張法が問題であるが, 導入張力を測定しながら, 連続的に鋼線を巻きつける装置を試作し, 好結果を収めた.

2)に関して, 人工軽量骨材を用いた石膏コンクリートを用いることにより, 養生期間を不要とするとともに, 低圧による実験を可能にした. 相似性を検討することで, マイクロコンクリートによる対応試験体との相似性を調査した.

3)では, 実物と同じく鋼製ライナーを用いるのはこの寸法では無理なので, ウレタン系のゴム層をFRP(ガラスせんい補強プラスチック)で補強する方法を採用した.

4)初きれつ発生以後の挙動が, 緊張材のほかに補強筋の配置と量に左右されるので, 補強筋のないものと, ト

ップスラブに補強筋を用いたもの2種の計3種の試験体について実験を行ない、結果を比較した。

なお、この実験は坪井、川股両研究室および清水建設機研研究所の共同実験として計画され、昭和45年10月より昭和46年4月にかけて清水建設機研研究所塩浜分室において実施された。

§ 2. 試験体および実験方法

2.1 実験対象の設定

模型実験を行なう場合、対象とする実物と模型との対応関係すなわち相似則が重要である。

この実験では、序論で述べたように実施設計の Proof Testとしてではなく、むしろ設計段階での種々のパラメータを検討するための実験法の開発と、基礎的性状の把握を第一の目標として模型の形状、寸法、材料などを決定した。そのために、実験では実物と模型の間に図-1に示すような関係を設定し、模型は実物とは直接の対応関係をつけず、常に想定した“Prototype”と相似させることとした。

この Prototype の形状は、Hinkly Point‘B’、Hunteston‘B’などを参考としながら独自に決めた原設計を約 $1/40$ に縮小したものである。形状、寸法は図-2に示したように、外形は高さ88.5cm、直径72.4cmの円筒であり、内部空間は高さ50.5cm、直径49.2cmの円筒形である。この Prototype の形の上の特徴は、トップスラブの外周に縦方向緊張材のアンカーを受ける部分が7.3cmの高さで突出していること、さらにトップスラブの中央に21個の貫通孔があることなどである。この貫通孔は寸法の縮小過程で図-3のように、開口の面積比を一定にして孔の数を減らしている。

次に、この Prototype の設計条件であるが、材料強度、設計内圧、温度分布に関しては実物を参考として決定し、PS導入量は、内圧、温度分布およびPS導入に

対する弾性解析を行ない、内圧+温度勾配に対して、引張力を生じないように決定した。設計パラメータは次のとおりである。

■コンクリートの性質

圧縮強度 $F_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

引張強度 $F_t = F_c / 12 = 29.2 \text{ kg/cm}^2$

ヤング率 $E = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

線膨張係数 $\alpha = 8.0 \times 10^{-6} / \text{C}$

■設計圧 $P_o = 40 \text{ kg/cm}^2$

■温度勾配 容器の内外面で平均約40℃の温度差

■PS導入量 (図-2)

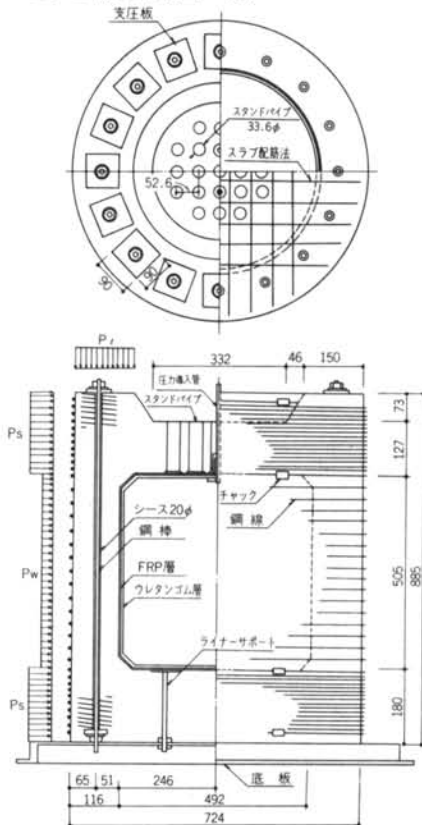


図-2 試験体形状寸法図

実物 プロトタイプ

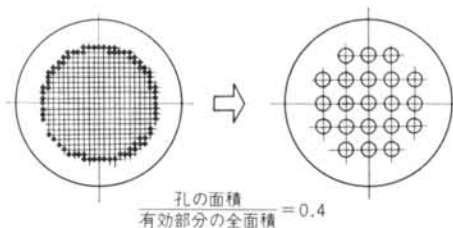


図-3 トップスラブの貫通孔

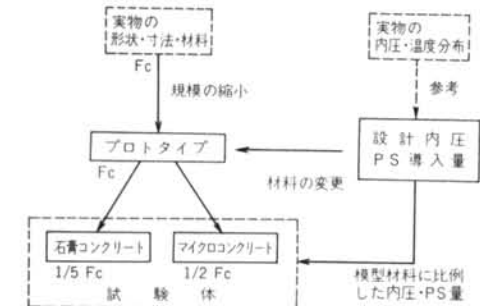


図-1 プロトタイプの設定と試験体

$$p_e = 90 \text{ kg/cm}^2, p_s = 95 \text{ kg/cm}^2, p_w = 40 \text{ kg/cm}^2$$

ここで用いた弾性解析は、Prototype を回転対称体として有限要素法プログラム²¹⁾を適用したもので、図-4に示すように要素数443、節点数260の三角形分割を用いた。この際、トップスラブ部分の剛性に貫通孔の影響を考慮するために、面内方向と厚さ方向で弾性定数の異なる積層異方性 (Transverse Isotropy) の回転体と仮定した場合の有効剛性²²⁾を用いた。

ここでは、解析結果として内圧、温度およびP S力による縦断面の主応力と変位、さらに内圧およびP S力に

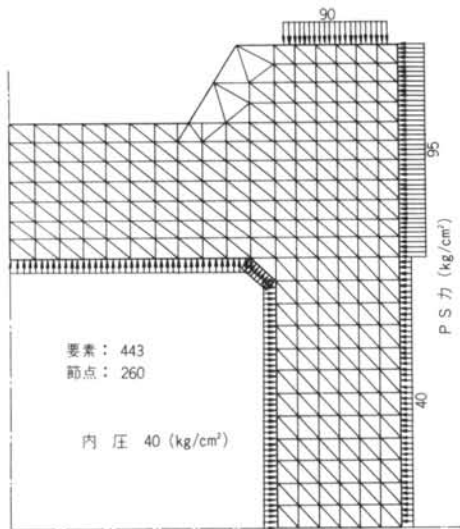


図-4 有限要素分割

よる円周方向応力分布を図-5に示した。

この Prototype の破壊時の内圧は、約 150 kg/cm^2 と推定され、高圧にともなう実験上の困難が生じる。そこで、序論に述べたように石膏コンクリート (圧縮強度は普通コンクリートの $1/3$ 程度) を用いることにより、導入 P S力を少なくするとともに、比較的到低圧で破壊することを可能にした。石膏コンクリートに関する資料はとぼしい^{23), 24)}。この実験に用いた石膏コンクリートの性質は次節に述べる。

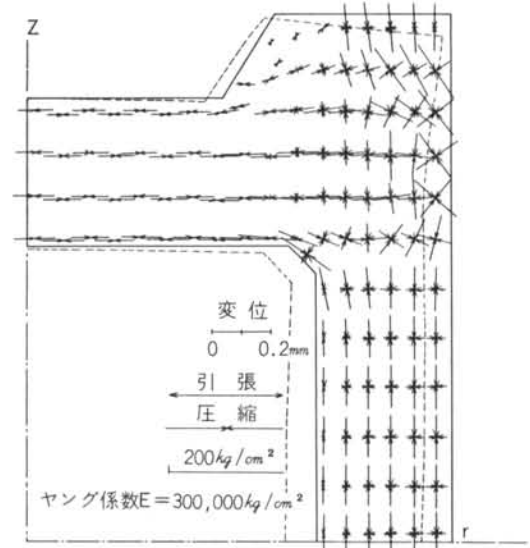


図-5(b) 断面主応力および変形図 (P S力)

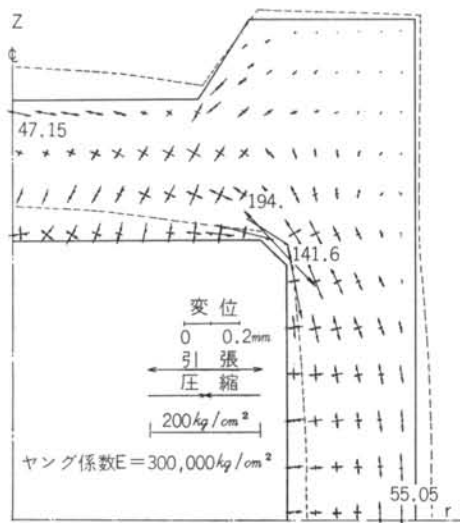


図-5(a) 断面主応力および変形図
(設計内圧 $P_0 = 40 \text{ kg/cm}^2$)

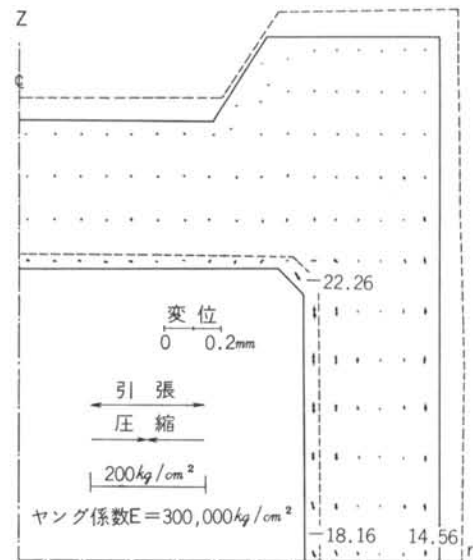


図-5(c) 断面主応力および変形図 (温度荷重)

次に、この実験では、石膏コンクリートとコンクリートの相似性を検討するためにマイクロコンクリート（強度を普通コンクリートの約 $1/2$ とした）を用いた対応実験を行なったが、この場合も Prototype より圧縮強度に比例した設計内圧と導入量を設定した。

石膏コンクリート、マイクロコンクリートの双方の試験体について、無補強のもの、内面隅角部に補強筋を入れたもの、およびトップスラブを補強したものの3種類について、きれつ発生後の挙動を調査した。

写真-1は、コンクリート打設前の試験体で、外側に縦鋼棒のシース、中央部にライナーが見える。

写真-2は完成後の試験体を示す。

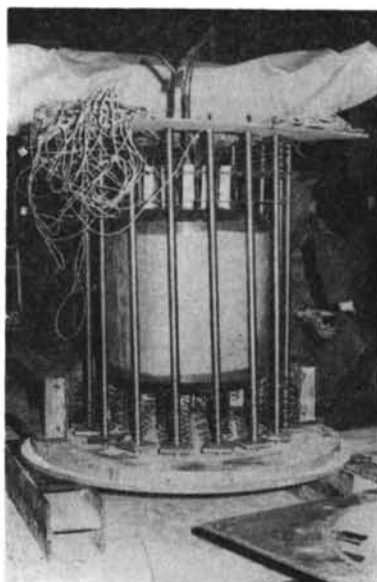


写真-1 コンクリート打設前の試験体

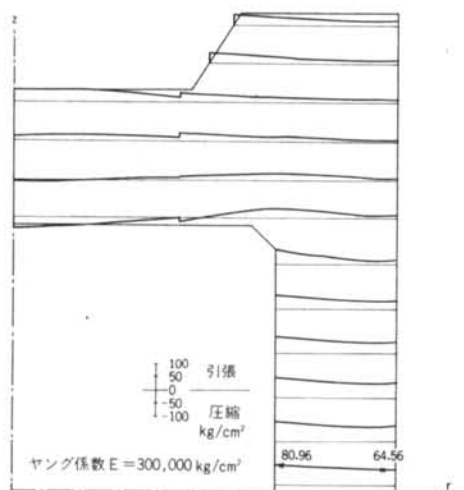


図-5(d) 円周方向応力分布
(設計内圧 $P_o=40\text{kg/cm}^2$)

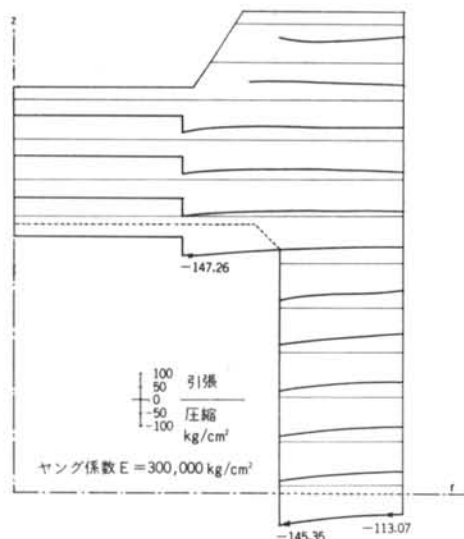


図-5(e) 円周方向応力分布 (PS力)

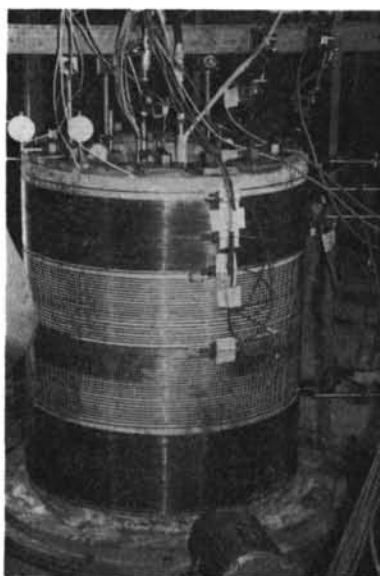


写真-2

2.2 石膏コンクリートおよびマイクロコンクリート

ここで用いた石膏コンクリート (Gypsum Concrete) は、骨材として人工軽量骨材 (セイライトおよびビルトン) の粒径 0.6mm 以上を用いたものである。

この石膏コンクリートの7種の調合比(表-1)に対する圧縮強度、割裂強度、Initial Tangent Modulus, Secant

調合種別	重量 調 合 比			スラン プ (cm)
	石膏	人工 軽 量 骨 材	水	
No.1	1	0.70	0.6	21
No.2	1	0.80	0.6	21
No.3	1	0.85	0.6	17
No.4	1	0.90	0.6	9
No.5	1	0.95	0.65	21
No.6	1	1.00	0.65	16
No.7	1	1.05	0.65	7

表一 石膏コンクリートの調合

	単 位	材 令		備 考
		7 日	10±1日	
圧縮強度	kg/cm ²	146.6	187.1	試し練り 標準養生 (水中20℃)
割裂強度	"	17.3	19.9	
Initial Tangent Modulus	×10 ⁵ kg/cm ²	—	—	
Secant Modulus	"	—	—	
圧縮強度	kg/cm ²	16.6~17.2	183.0~235.0	実験測定値 現場(電熱)養生 (空中19~23℃)
割裂強度	"	12.9~16.0	15.9~23.0	
Initial Tangent Modulus	×10 ⁵ kg/cm ²	—	2.24~2.54	
Secant Modulus	"	—	2.13~2.35	

表一四 マイクロコンクリートの特性

(注) Secant Modulus は $F_c/3$ における値

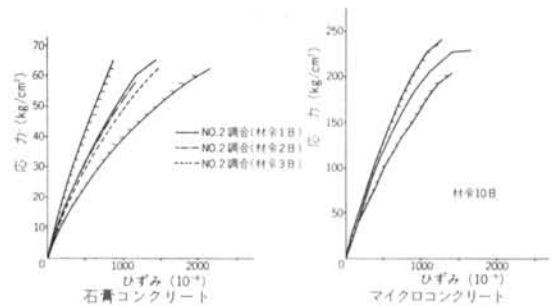
調合種別		単 位	材 令		
			1 日	2 日	3 日
No.1	圧縮強度	kg/cm ²	58	59	62
	割裂強度	"	9.5	9.0	9.1
	Initial Tangent Modulus	×10 ⁴ kg/cm ²	8.5	8.5	8.1
	Secant Modulus	"	5.0	5.2	3.9
No.2	圧縮強度	kg/cm ²	67	63	63
	割裂強度	"	8.5	8.5	9.4
	Initial Tangent Modulus	×10 ⁴ kg/cm ²	9.2	9.2	8.4
	Secant Modulus	"	5.0	5.0	5.4
No.3	圧縮強度	kg/cm ²	75	66	66
	割裂強度	"	10.9	7.5	7.3
	Initial Tangent Modulus	×10 ⁴ kg/cm ²	8.8	7.8	7.7
	Secant Modulus	"	6.0	4.1	3.8
No.4	圧縮強度	kg/cm ²	63	64	63
	割裂強度	"	11.0	10.3	9.4
	Initial Tangent Modulus	×10 ⁴ kg/cm ²	10.0	7.8	7.6
	Secant Modulus	"	7.2	4.6	4.3
No.5	圧縮強度	kg/cm ²	58	58	58
	割裂強度	"	10.0	8.4	8.9
	Initial Tangent Modulus	×10 ⁴ kg/cm ²	7.9	6.7	7.1
	Secant Modulus	"	5.3	3.8	3.3
No.6	圧縮強度	kg/cm ²		61	62
	割裂強度	"		9.5	8.0
	Initial Tangent Modulus	×10 ⁴ kg/cm ²		7.9	7.5
	Secant Modulus	"		4.5	4.3
No.7	圧縮強度	kg/cm ²	62	64	57
	割裂強度	"	8.6	7.5	7.6
	Initial Tangent Modulus	×10 ⁴ kg/cm ²	8.2	7.8	7.6
	Secant Modulus	"	5.5	5.0	4.2

(注) Secant Modulus は 0.9 F_c における値

表一三 石膏コンクリートの特性

仕 様	重量 調 合 比			スラン プ	備 考
	セメント	細骨材	水		
	1	3	0.60	18~21	
細骨材	最大粒径		50mm		
	粒度分布 (重量比)	mm	mm	20%	
		2.5~5.0	20"		
		1.2~2.5	20"		
		0.6~1.2	20"		
0.3~0.6	20"				
0.15~0.3	20"				

表一四 マイクロコンクリートの調合



図一六 石膏コンクリート、マイクロコンクリートの応力-ひずみ曲線

Modulus (破壊強度の90%の点と荷重0の点を結ぶ直線の勾配)を表一三に示す。マイクロコンクリートの調合比を表一四に、その強度およびヤング率を表一五に示す。

次に、石膏コンクリートおよびマイクロコンクリートの応力-ひずみ曲線を図一六に示した。石膏コンクリートについては、No.2の調合のもののみを示したが、他の調合についても、すべてハッチした範囲におさまっている。この図より石膏コンクリートとマイクロコンクリートの応力ひずみ曲線の相似性がうかがわれる。

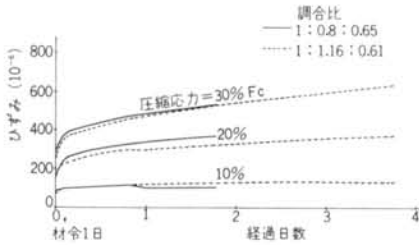


図-7 (a) 石膏コンクリートのクリープ曲線

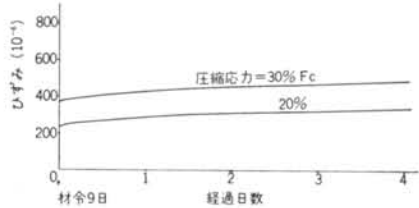


図-7 (b) マイクロコンクリートのクリープ曲線

また、石膏コンクリートとマイクロコンクリートのクリープ測定結果の例を図-7に示す。

これらの結果から、石膏コンクリートとマイクロコンクリートの諸性質のうちで、圧縮強度以外の主な相異点は、石膏コンクリートの引張・圧縮強度比が $1/6 \sim 1/8$ と高くなっていること、および石膏コンクリートのクリープ速度が大きいことの2点である。

この実験では、PS導入量を調節することにより、これらの影響を相殺している。すなわち、模型におけるPS量は、Prototypeと模型のコンクリートの圧縮強度の比に従って導入量を低下させるとともに、PS導入による応力とコンクリートの引張強度の和が一定となるように引張・圧縮強度比の高いコンクリートについてはPS導入量を減少させた。たとえば、円筒側面に作用するPS力の大きさは、次式に従って決定された。

$$P_{側} = \frac{F_c}{F_c^P} P_{側}^P + \frac{F_c}{\beta} \left(\frac{1}{\alpha^P} - \frac{1}{\alpha} \right)$$

ここで、

$P_{側}^P$: Prototypeの側面PS力 (=40kg/cm²)

F_c^P : Prototypeのコンクリート圧縮強度 (=350kg/cm²)

α^P : 圧縮・引張強度比 (= $F_c^P / F_t^P = 12$)

$P_{側}$, F_c , α : 該当試験体の諸量

$\beta = a/r = 116/362 = 0.32$, a : 側壁の厚さ, b : 円筒の外半径

さらに、予備実験により、石膏コンクリート試験体にPS力導入を行なって一昼夜放置した場合のPS力の減退は約5%であることがわかっているので、PS力導入の翌日に試験する場合には、予め5%の増し締めを行なった。

2.3 コンクリートの打設

コンクリートは正位置で打込んだ。石膏コンクリートは硬化時間が短い(約40分)ので、写真-3に示すように型枠を水平に4分割し、パイプレーターを用いて連続的に打設した。マイクロコンクリートは型枠を水平に2分割して連続的に打込んだ。コンクリートのスランプはいずれも18~20cmであった。

石膏コンクリートの場合は打込みの翌日脱型し、ただちにプレストレス導入を行なった。マイクロコンクリートの場合は3日目に脱型した後、表-4に示す条件で8日間養生し、材令10日でプレストレス導入を行なった。



写真-3 コンクリート打設状況

2.4 緊張材とプレストレス導入

2.4.1 縦方向のプレストレス

試験体のプレストレスは、PC鋼棒とPC鋼線を用いて導入した。

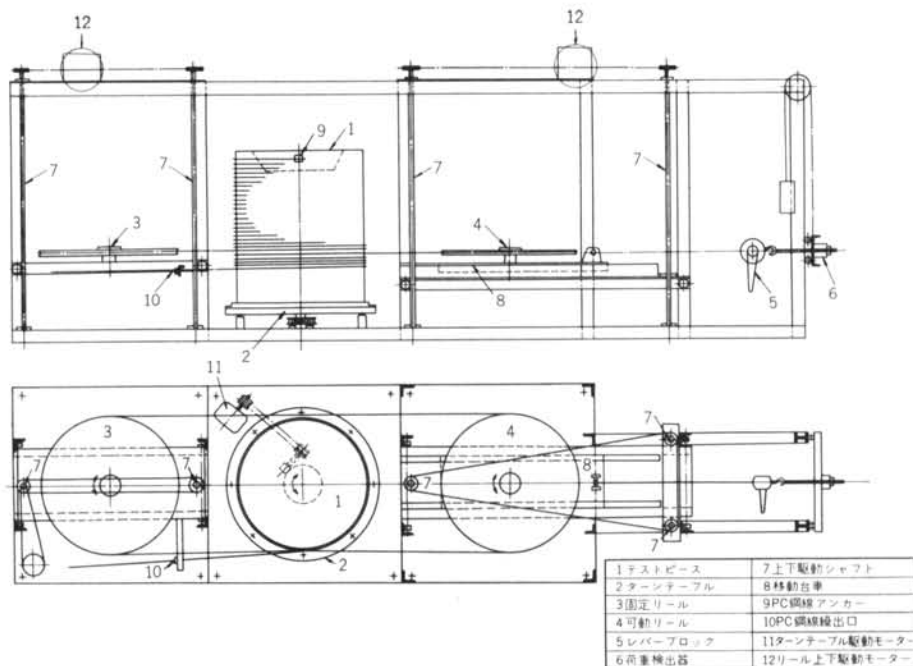
まず縦方向、マイクロコンクリート試験体では16mmφ、石膏コンクリート試験体では9.2mmφのPC鋼棒をそれぞれ16本ずつ図-2に示すように配置した。(ただしMC-1試験体のみは、9.2mmφの鋼棒を32本使用した)

鋼棒の緊張はトルクレンチによって行ない、鋼棒に貼付けたワイヤストレーンゲージによりひずみを測定しながら、導入量を確認した。

呼称	径 (mm)	断面 (mm ²)	破断強度 (kg/mm ²)	0.2% ひずみ (kg/cm ²)	弾性係数 (kg/mm ²)	破断時伸び (%)
PC鋼線2.9φ	2.91	6.65	209.0	197.1	20,200	6.5
PC鋼棒10φ	9.11	65.2	150.4	126.7	21,800	7.0
PC鋼棒16φ	16.08	203	121.0	110.0	20,300	9.0
補強筋	2.60	5.31	68.7	66.0	20,500	—

(PC鋼線鋼棒は神鋼鋼線鋼索KK製)

表-5 PS材および補強筋の特性



図一 8 PS導入装置

2. 4. 2 円周方向のプレストレス

円周方向については、2.9mmφのPC鋼線を新たに試作した導入装置を用いてらせん状に巻き付けて緊張した。試験に用いた鋼棒と鋼線の性質は表一5のとおりである。

さて、PC鋼線の巻き付けに使用した導入装置を図一8に示す。この装置の作動原理は次のとおりである。

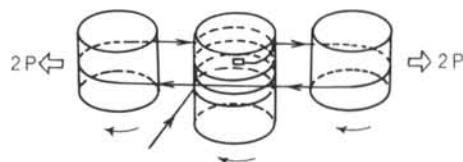
PC鋼線線出し口から繰り出したPC鋼線を試験体に数回巻き付け、次いで可動リール、固定リールの外周を廻して先端を試験体最上部のアンカーに固定する。

可動リールが取り付けられた移動台車を2Pの力で外側に引張ると2個のリール間にあるPC鋼線には引張力Pが作用し、かつ装置の全体力系が釣合い、外部反力は不要である。(図一9) 荷重2Pの大きさはロードセルにより常時検出されており、レバーブロックによって制御される。

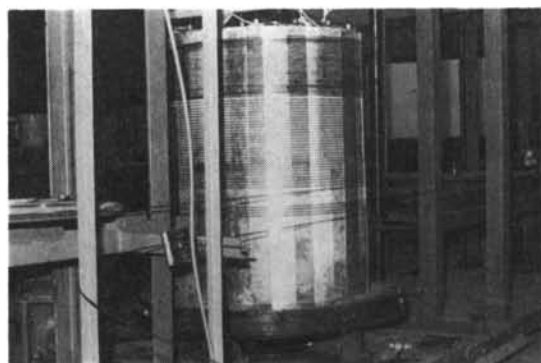
可動リールと試験体を結ぶPC鋼線の試験体側の反力は、余長として試験体に予め数回巻き付けた部分の鋼線とコンクリート面との間の円周方向の摩擦力でとることになる。

この状態で、試験体を固定したターンテーブルを駆動すると、回転の向きに応じて鋼線の巻き付け、巻き戻しを緊張力を作用させたままで連続的に行なうことができる。

鋼線の巻き付けの状況を写真一4に示す。



図一 9 PS導入の原理



写真一 4 鋼線の巻き付け状況

なお、巻き付けた鋼線は内圧の増大にもよって生じる円周方向のきれつに沿ってめり込み、また石膏コンクリートではきれつ以外の部分でも応力の増大にもよってめり込み、プレストレスの減退を生じさせるので、このめり込みを防ぐためにMC-2を除いて0.6mm厚の鉄板を巻き付けてコンクリート面を保護した。

2.5 補強筋

予備実験では、試験体は鉄線で補強されており、きれつ発生以後の挙動が補強筋によって影響されることがわかった。

今回の実験では、補強方法を整理した結果、無補強のもの、内面上部の隅角部を補強したもの、トップスラブを補強したものの3種類の試験体を、石膏コンクリートとマイクロコンクリートについてそれぞれ1体ずつ製作した。試験体の名称と補強方法を表一6に掲げる。

2.6 ライナーの製作

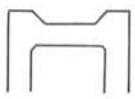



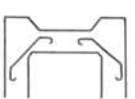
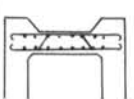

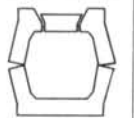
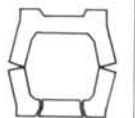


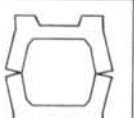
試験体に水圧を加えるための水密容器としてのライナーは次のようにして製作した。

まず、上下2枚の木製円板に#20 亜鉛鉄板を円筒状に固定して、試験体コンクリート打設時の側圧にも十分耐

えるように内枠を作る。

これをあらかじめ内枠形状に合わせて分割して別途製作したウレタンゴム容器片を用いて密閉する。この際水圧導入のためのパイプおよび圧力計の取り付けを兼ねた容器内の空気抜きのためのパイプの計2本を容器上部に設けておく。

こうしてできた水密容器を、FRP（ポリエステル樹脂をガラス繊維で強化したもの）で保護する。高圧下で試験体コンクリートの内側表面にきれつが生じるとゴム壁はきれつに食い込んで破損し実験続行不可能になるため、ゴム壁とコンクリート内面との間に保護層を設ける。この保護層にFRPを使用する。FRP層は弾性係数が約 $1.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 程度であるが引張強度が 1400 kg/cm^2 であるため、コンクリートの引張破断後は試験体の耐力に影響する。そのためライナー製作では層に引張力が働

試験体記号	石膏コンクリート			マイクロコンクリート			
	GC-1	GC-2	GC-3	MC-1	MC-2	MC-3	
補強方法	 無補強	 16-2.6φ	 上 16-2.6φ 下 16-2.6φ 斜 16-2.6φ	 無補強	 40-2.6φ	 上 16-3.0φ 下 16-3.0φ 斜 16-3.0φ	
コンクリート圧縮強度 $F_c \text{ kg/cm}^2$	79.1	90.1	91.5	183	227	228	
コンクリートかつれつ強度 $F_t \text{ kg/cm}^2$	12.4	12.6	11.3	15.9	20.9	23.0	
F_c/F_t	6.39	7.15	8.09	11.5	10.9	9.92	
ヤング係数 kg/cm^2	E_{ini}	105,000	101,000	110,000	248,000	254,000	224,000
	$E_{1/3}$	97,000	94,000	93,000	230,000	235,000	213,000
プレストレス kg/cm^2	側面	7.0(2.9φ@26)	8.5(2.9φ@26)	7.7(2.9φ@26)	20.7(2.9φ@10)	25.2(2.9φ@10)	24.6(2.9φ@10)
	スラブ	13.6(2.9φ@11)	17.5(2.9φ@11)	15.8(2.9φ@11)	48.8(2.9φ@4)	58.9(2.9φ@4)	56.4(2.9φ@4)
	縦	14.2(16-10φ)	17.8(16-10φ)	16.1(16-10φ)	46.4(32-10φ)	56.3(16-16φ)	54.4(16-16φ)
設計圧 $P_o \text{ kg/cm}^2$	9.0	10.3	10.5	20.9	26.0	26.1	
最大圧 $P_{max} \text{ kg/cm}^2$	27.2	37.5	47.5	82.5	98.0	86.0	
P_{max}/P_o	3.02	3.64	4.52	3.95	3.77	3.30	
初きれつ圧 $P_{cr} \text{ kg/cm}^2$	14.5	23.3	25.0	59.8	60.0	56.0	
初きれつ位置	側中央縦きれつ	側中央縦きれつ	側中央縦きれつ	側中央縦きれつ	側中央縦きれつ	側中央縦きれつ	
破壊形状	 側はらみ出し トップ曲げ 最終はトップ剪断	 側はらみ出し 最終はトップ剪断	 側はらみ出し 最終は底剪断	 側はらみ出し 最終はトップ曲げ	 側はらみ出し 最終はライナー破断	 側はらみ出し 最終はライナー破断	
最大変位 mm	上部スラブ	9.30	4.46	5.38	7.18	3.11	3.88
	側面	—	3.64	4.22	3.84	—	4.02

表一6

かないようにFRP層を数枚のパネルに分割して接合せずにゴム壁の表面を包む。

なおマイクロコンクリートの場合は総計6枚、石膏コンクリートでは同じく4枚のガラス繊維クロスを使い隅角部は更に2枚多くしてある。

ライナーの部分詳細として圧力導入管の部分を図-10に示す。

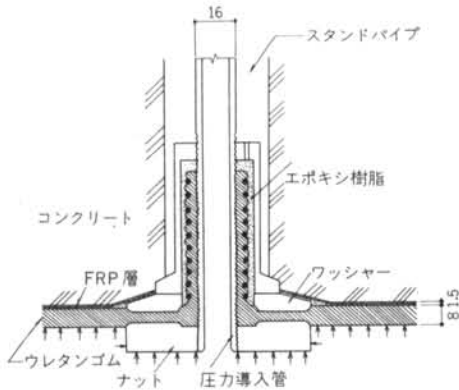


図-10 ライナー部分詳細図

2.7 加力方法

加圧は上部スラブに設けた圧力導入管から手動の水圧ポンプを用いて水を送り込む方法で実施した。

圧力段階はまず設計相当内圧まで石膏コンクリートの場合は 2 kg/cm^2 、マイクロコンクリートの場合は 4 kg/cm^2 ずつ加え、上記内圧後は零に減圧した。

次に初きれつが観察されるまで同様な圧力段階で内圧を加え、きれつ発生後零に戻して再度加圧した。

その後は破壊して内力昇上ができなくなるまで加圧したが、その間大ききれつの発生後の回復を見るために随時除荷を行なった。

2.8 測定

内圧の検出はトップスラブに設けた空気排出管に抵抗線型圧力変換器を取りつけて行なった。

試験体の変位は感度 $1/1000 \text{ mm}$ のダイヤルゲージおよび抵抗線ひずみゲージを利用したリング型の変位変換器 (感度 $1.4 \times 10^{-3} \text{ microstrain/cm}$) を用いて測定した。

試験体各部のひずみは、コンクリートについてはモールド型の抵抗線ひずみゲージ (ゲージの長さ 30 mm)、補強筋および緊張材については抵抗線ひずみゲージ (ゲージ長 10 mm) を用いて測定した。

変形の進展過程は、内圧およびトップスラブ中央と側壁中央部のそれぞれ外向きの変位をXYレコーダーによ

り記録して観察した。

図-11に変形形およびひずみゲージの配置および名称を示した。

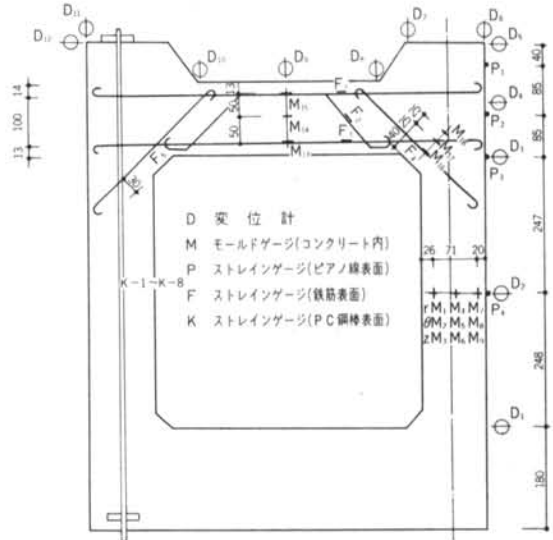


図-11 測定計画図

§ 3. 実験結果

ここでは、主に表および図について実験結果を説明する。

(a)表-6は、本実験で行なった試験体及び試験結果の一覧表であり、試験体を石膏コンクリートとマイクロコンクリート、補強筋の有無によって、6種類に分類しそれぞれの試験体の設計パラメータおよび破壊状況をまとめたものである。コンクリート強度とヤング率は、試験体作製時に採取した $15\phi \times 30 \text{ cm}$ のテストシリンダーを実験当日に試験したものである。プレストレスおよび設計内圧はこの圧縮強度と“Prototype”の圧縮強度の比によって決定した。最大耐力と設計内圧の比は試験体によって異なった値がでているが、初きれつ荷重はほぼ同じである。最初にみとめられるきれつは、いずれの試験体についても側中央壁の縦きれつである。破壊形状については無筋の場合にはトップスラブの曲げ変形が顕著であり、補強筋によってトップスラブの曲げ破壊は阻止されることがわかる。

(b)図-12はMC-3の圧力変位曲線を示したものである。このグラフの包絡線はTri-Linearの性格をもち第1の変曲点および第2の変曲点に対応する変位は、GC-2とMC-2、GC-3とMC-3では互いほぼ一致することがわ

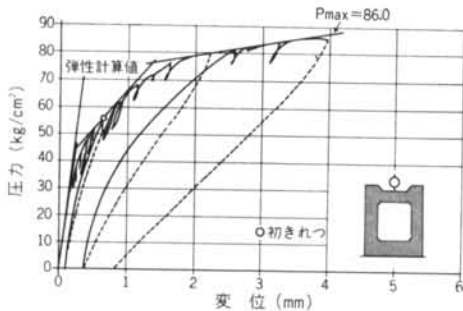


図-12(a) 圧力-変位曲線 (MC-3の上部スラブ)

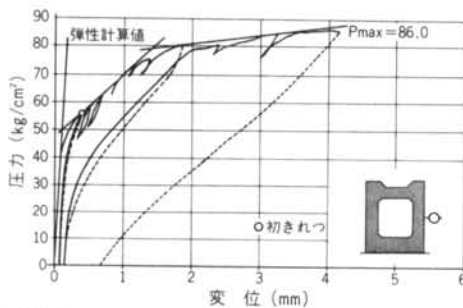


図-12(b) 圧力-変位曲線 (MC-3の側壁)

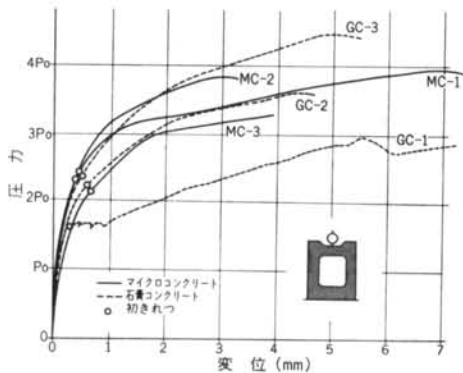


図-13(a) 圧力-変位曲線 (上部スラブ)

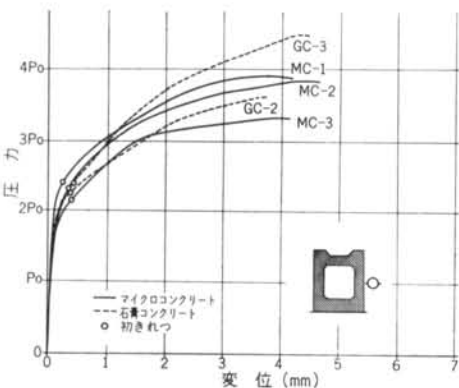


図-13(b) 圧力-変位曲線 (側壁)

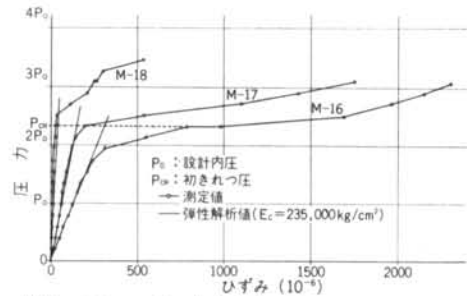


図-15(a) 圧力-ひずみ曲線 (試験体MC-2の隅角部モールドゲージ)

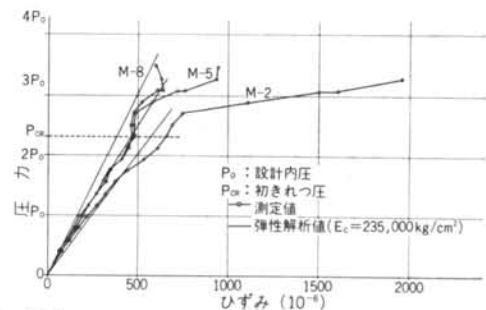


図-15(b) 圧力-ひずみ曲線 (試験体MC-2の側壁円周方向モールドゲージ)

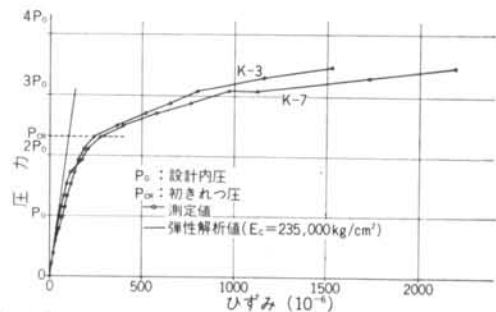


図-16 圧力-ひずみ曲線 (試験体MC-2のPC鋼棒ひずみゲージ)

かった。さらに圧力を除荷した場合のもどりの様子からプレストレスの効果により弾性範囲の長いことがわかる

(c)図-13は前項と同様にして作成した変位曲線の包絡結果を設計圧 P_0 を基準にして比較したものである。初きれつ荷重はほぼ $2P_0$ でありここまでほとんど同じ挙動を示している。

(d)図-14はMC-2のきれつの進展の様子を描いたものである。まず 60kg/cm^2 で中央部縦方向に初きれつが入り、 70kg/cm^2 で円周方向に、更に 75kg/cm^2 でトップスラブにきれつが発生した様子がわかる。

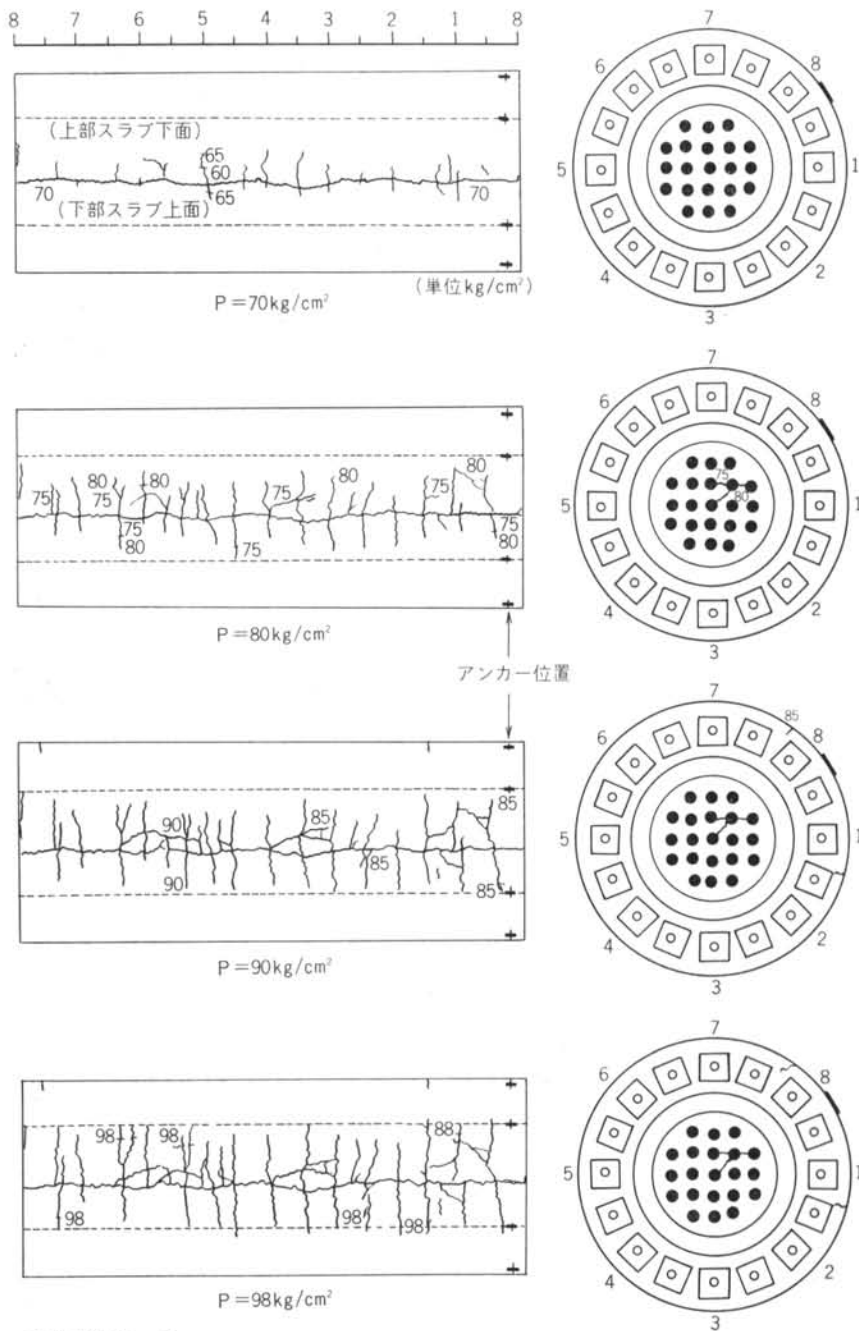


図-14 きれつ進展図 (MC-2)

(e) 図-15はMC-2試験体にうめこんだモールドゲージの歪記録である。この記録よりきれつの発展の様子がわかる。

(f) 図-16は鋼棒にはったワイヤストレインゲージの記録であるが、変位図と対応したTri-Linearな動きをしており、きれつの進展にともなって鋼棒の荷重負担が急激

に増加していることがわかる。

(g) 図-17はMC-1の変位モードの進展を示したものである。内圧が 60kg/cm^2 まではほぼ一様に変形が進行しているが、 80kg/cm^2 近くなると急にトップスラブの回転と側壁の中央の折れ曲がりをともなうモードが卓越する。

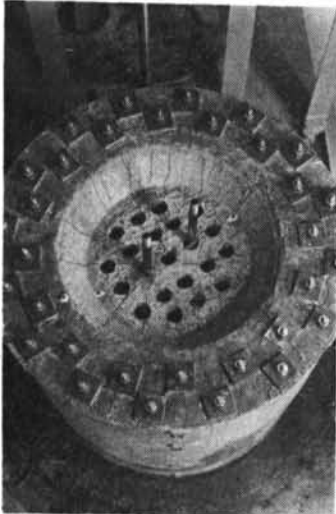
(h) 写真-5はマイクロコンクリート試験体の側壁の縦

のきれつを示す。きれつ幅は約3mmである。

写真一六は、無補強筋試験体(MC-1)のトップスラブの曲げきれつである。



写真一五 マイクロコンクリート試験体の内圧 (80kg/cm²) 時のきれつ状況

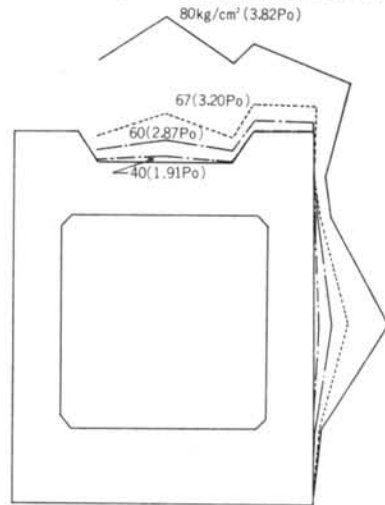


写真一六 マイクロコンクリート (MC-1) のトップスラブの曲げきれつ状況

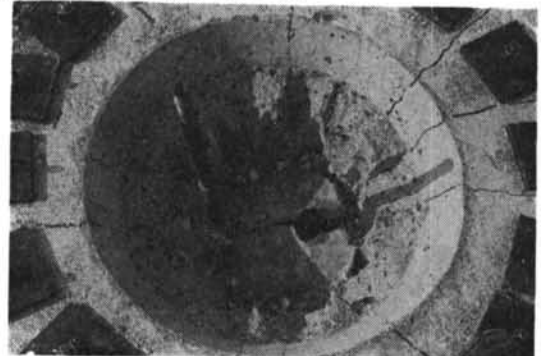
§ 4. 実験結果の検討

§.2 で述べたように、この実験において使用したコンクリートの圧縮強度に比例した設計内圧を設定しているので、§.3 の実験結果はこの設計内圧 P_0 を基準にしての諸量表示と比較を行なっている。またプレストレス導入量はやはり使用コンクリートの圧縮強度に比例して定

写真一七は石膏コンクリート無補強筋試験体 (GC-1) におけるトップスラブのせん断破壊面である。



図一七 変形の進展図 (MC-1)



写真一七 石膏コンクリート (GC-1) のトップスラブせん断破壊面

め、引張強度が $F_0/12$ を上回る場合はその分だけプレストレス量を減じている。緊張時の緊張材のひずみ度をほぼ一定としているから緊張材の量の F_0 にほぼ比例しており、トップスラブの補強筋も同様である。

4.1 きれつ荷重および最終耐力

初きれつ荷重は無補強の石膏コンクリート試験体 GC-1を除いて、設計荷重の2.1~2.3倍である。マイクロコンクリートの試験体はいずれもライナー破断によって終局に到っているが、MC-1においては最大圧を過ぎてから破断しており、また MC-2, MC-3 については圧力-変位曲線の勾配から見てそれ以上の圧力増加は殆んど期待できないことから最終耐力は設計内圧の3~4倍の間であると見なしてよからう。また鋼棒及び巻き付け鋼線のひずみ測定の結果から、最終状態においても緊張材は弾性範囲を越えていないことが確認されている。

4.2 弾塑性挙動の3つのPhase

図-12に見られるように圧力-変位曲線の包絡線はいずれも明確な Tri-Linear の性質の有り、全城を3つのPhaseに分けることができる。

第1のPhaseは初きれつまでの弾性域である。表示した初きれつ荷重は表面にきれつが認められた時点をもっているが容器内部のきれつもそれ以前に発生している。すなわち、側壁とトップスラブが接合する隅角部および側壁中央部に設置したモールドゲージのひずみ記録(図-15)によれば、設計内圧の1.8~1.9倍において隅角部の集中応力に伴う Diagonal Tension により45°方向のきれつが発生し、設計内圧の2.3~2.4倍までの間に急速に側壁の厚みの中央付近まで達する。この隅角部のきれつの成長と相伴って側壁中央の表面に縦方向と円周方向のきれつが生じる。したがって内部まで含めた意味の初きれつ荷重としては設計内圧の1.9倍と見るのが妥当であろう。なお、この弾性域における変位勾配とひずみ勾配の測定値は、弾性解析(図-4)の結果とよく一致することが確かめられている。

応力-変位曲線の第2のPhaseとなる直線は、隅角部と側壁中央部にきれつを生じた試験体のコンクリートと緊張材の抵抗が合成された剛性を表すものである。

応力-変位曲線の第2の変曲点は鋼線のひずみ変化(図-16)および変位分布の進行状況(図-17)から考えて、隅角部のきれつが外側に進展し、側壁の縦方向の曲げに対してヒンジに近い状態になったことに対応するものと推定される。なお予備実験の石膏コンクリート試験体を切断した結果隅角部のきれつは側壁の厚みの中央付近から勾配が水平に近づくことが判明している(図-18)。この隅角部のヒンジ化は隅角部およびスラブの補強によってかなりおくらせることができる。内圧-変位曲線における第2の変曲点の位置と、ヒンジ化を起す Critical な変形量として見た場合、補強筋によるヒンジ化に到るまでの変形能力の増大は、図-18に示す第2の変曲点に対応する側壁中央部の変位の比較によってとらえ

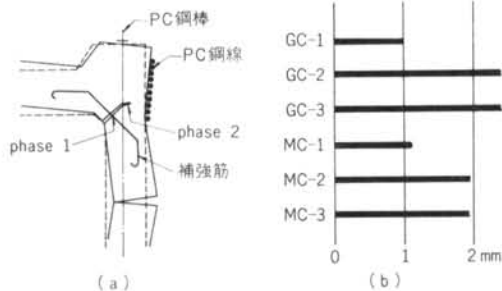


図-18 隅角部の破壊機構

ることができる。

無補強の試験体 MC-1, GC-1 では、この第3 Phase でトップスラブの曲げきれつが著しく、放射状きれつによって多数のピースに分割されて持ち上がって来るが、大きな変形に到るまで強度を保持するのはトップスラブ上部の巻きつけ鋼線がピースの回転を拘束するからである(図-18)。また無補強の石膏コンクリート模型 GC-1 の変位曲線が初きれつ発生と同時に、降状の水平部を経て直ちに第3 Phase にはいるのは、隅角部のきれつがきわめて急激に成長したことを示すものであろう(図-13)。

なおこのタイプについても第3 Phase の中頃においては側壁の縦きれつは幅2mm程度上に達するが、この時点においても内圧を除去すれば内圧-変位曲線(図-12)に示すように変形は殆んど元に復し、クラックは肉眼では識別できない程度に閉じる。

4.3 最終破壊のモードおよび耐力

第3 Phase の終期には側壁の縦および円周方向きれつの幅は3mmに達する。トップスラブの曲げきれつは無補強の2体(GC-1, MC-1)を除いては顕著ではない。

石膏コンクリートの場合 GC-1 と GC-2 はトップスラブで、GC-3 は底スラブでいずれもせん断破壊した。トップスラブの破壊面は図-19(A)に示すようにスラブ下面の最外周の開口を結ぶ線から開口に沿って円筒面状に立ち上がり、スラブ厚のほぼ中央より円錐面を形成した。円錐面は外周突起部の内側の円錐面に同じ傾斜で連続する(a-b-c)。

スラブの曲げ破壊が進行した後せん断破壊した GC-1 について円錐面における Diagonal Tension による破壊強度を F_t ととり、円錐面(a-b)に沿った Punching Shear 強度を $1.5F_t$ と仮定して双方の耐力を合計した場合の理論破壊圧は 27.2kg/cm^2 となった。これは表-6の実験結果と一致する。また GC-2 について同じ計算を行なうと破壊内圧の理論値は 27.5kg/cm^2 となり実験値表-6の方が35%程上廻っている。これは、GC-2 においてはトップスラブが曲げ破壊を起さないために外周の鋼線による拘束効果が残存していたためと考えられる。またいずれの場合も a-b を結ぶ Punching Shear の方が不利であるが、この部分の曲げモーメントによる上端の圧縮力の存在が Punching を阻止し上半分で

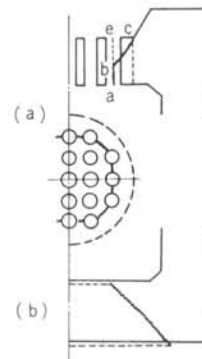
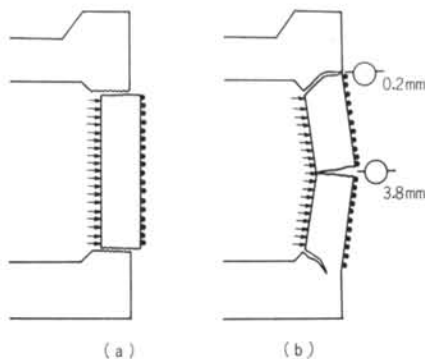


図-19

上下スラブの破壊機構

Punching を阻止し上半分で



図—20 側壁の破壊機構

Diagonal Tensionによる破壊を生じたと解釈することができよう。GC-3 がトップスラブではなく底スラブでせん断破壊したことは、トップスラブに対する補強の効果を表わしている。この場合の F_t による Diagonal Tension 破壊の計算値は 55.7 kg/cm^2 で実験結果の 47.5 kg/cm^2 に近い。

次に側壁が図—20(a)のようにスラブからせん断されたとしての最終耐力を鋼線の引張強度から計算すると、GC-2 の場合で 21.7 kg/cm^2 の内圧にしか耐えることができない。したがって実際には側壁の受ける外向きの力がせん断応力を通じてスラブに伝えられていることになる。そこで最終時における側壁の変形の実測値(図—20(b))から鋼線の応力を計算するときれつ発生以後に側壁にかかった内圧のうち37%が上下のスラブに伝えられていることになる。側壁が厚さの $1/3$ だけでスラブとつながっていたと仮定すると平均せん断応力度は $\tau_{max} = 19.9 \text{ kg/cm}^2$ となり、これは $1.6F_t$ に相当する。

以上のことからこの実験のように緊張材が余力を残して最終状態に到った場合、上下両スラブ、側壁、スラブと側壁の接合部のいずれにおいてもコンクリートが殆んど Critical な状態に達していることがわかる。したがってライナー破壊によって終局に達したマイクロコンクリートの場合にも、荷重増加を続行すれば(1)スラブのせん断、(2)スラブの曲げ+せん断、(3)側壁のスラブからのせん断を経て鋼線の破断、のいずれかを生じるであろうと推定される。しかしコンクリートの各々が、Critical な状態に達していることからそれが最終的な破壊モードとして現われるかは余り重要な事柄ではないともいえる。

4.4 相似性

ここで用いた石膏コンクリートとマイクロコンクリートはいずれも実験に用いられる高強度コンクリートとは異なるからその相似性を検討しなければならない。しかし、実際のコンクリートによる実験は行なわれていない

ので、ここでは石膏コンクリートとマイクロコンクリートの相互間とそれぞれの中での強度の相違と相似性について考える。

F_c に比例した設計標準圧を比較の基準とした場合に初きれつ荷重がよく一致しているのに反して終局耐力に相当のばらつきが見られる。初きれつ荷重は導入したプレストレス量で決まるものであり、この場合のプレストレス量は設計圧に比例して与えてあることから一致するのは当然であるが、石膏コンクリートとマイクロコンクリートの間でもよく一致しているのは引張・圧縮強度比の差異をプレストレス量によって調節することの妥当性を表わしている。

補強筋のタイプによる耐力の順序が、石膏コンクリートとマイクロコンクリートの間で一致していないこと、またマイクロコンクリートで補強筋なしのタイプが補強したものより高い耐力比を示していることは、設計圧を定めるための圧縮強度の誤差(正確に試験体のコンクリート強度を代表していないこと)その他の条件のばらつきが、補強筋による強度増加より大きいことを意味する。ただし同一補強形成の対応する試験体が、石膏コンクリートとマイクロコンクリートの間で(GC-1とMC-1など)よく似た変位曲線を示していることは、定性的な挙動としてはどちらも安定した再現性をもつことを予想される。

石膏コンクリートで共通して感じられたマイクロコンクリートとの差異は、クリープ速度が大きいことと補強筋との付着力が弱いことで、このことが全般に初きれつ以後における石膏コンクリートの変形量を大きくしていると考えられる。

4.5 強度設計

温度応力による微小きれつを許容する考え方を前提とし、破壊安全率を2.5~3.0で充分と仮定するならば初きれつ荷重が設計圧の1.9倍、終局強度が3~4倍でかつ緊張材が降伏に到らないことから、この実験で想定した Prototype の設計はプレストレス過剰という結論になる。

一方、終局に到るまで3つの Phase の移行点(内圧—変位曲線の変曲点)はコンクリートのクラック発生によって生じるものであるから、大むね炉形状とPS力分布によって定まる一定の変位に達すると現われる性質のものであって変位量のコントロールは困難であるが、移行点に対応する内圧の高さは補強筋によってコントロールが可能である。初きれつ荷重に対して緊張材を決定し、補強筋によって破壊耐力を所期の圧力におおめる経済設

計は小型模型によるいくつかの実験のデータを用いれば可能になると思われる。

§ 5. 結 論

PCPV の内圧による破損に対して、縮尺 $1/40$ 程度の小型模型による実験方法を開発し、石膏コンクリートとマイクロコンクリートによる試験体の比較実験を行なった。

実験の結果、このような小型模型によっても初きれつより破壊に到る挙動が明確にとらえられることが判明した。ただし破壊荷重の絶対値に関しては検討の余地があり特にコンクリートの均質性について十分に注意する必要がある。

石膏コンクリートについては、結果のばらつきがあるが定性的な調査には充分に使用可能であり、特に養生を必要としないことから短時間で多数の実験が可能であり、設計段階での予備試験としての役割が期待される。

とり上げた想定モデルの破壊性状については、初きれ

つより最終耐力に達するまできわめて靱性に富んだ挙動を示し、PCPV が漸進的に破壊するという通説が裏書きされた。

補強筋のない緊張材のみの試験体が十分な変形能力を持つことは注目されるべきである。

§ 6. 謝 辞

本研究の予備実験段階において石膏コンクリートおよび人工軽量骨材に関する情報の提供をいただいた東京大学生産技術研究所小林一輔助教授に謝意を表します。また本研究に総括的な御指導と助言をいただいた坪井善勝東京大学名誉教授、大築志夫専務、市川和男主任研究員および数値解析に塩屋繁松氏、材料（マイクロコンクリート）の実験資料を提供していただいた森永繁研究員、試験体製作試験測定に御援助していただいた青野秀幸氏、河村宗夫氏に未筆ながら謝意を表わします。

<参考文献>

- 1) 高橋和男：“コンクリート圧力容器(1)” コンクリートジャーナル Vol.7, No.6 (1969)
- 2) 高橋和男：“コンクリート圧力容器(2)” コンクリートジャーナル Vol.7, No.10 (1969)
- 3) 高橋和男：“コンクリート圧力容器(3)” コンクリートジャーナル Vol.8, No.4 (1970)
- 4) 猪股俊司：“原子炉PC圧力容器の問題点” コンクリートジャーナル Vol.9, No.1 (1971)
- 5) W. Rothenhauser：“Structural Design Criteria for Primary Containment Structures (Prestressed Concrete Reactor Vessels)” Nuclear Engineering and Design 9 (1969)
- 6) Chen Pang Tan：“Prestressed Concrete in Nuclear Pressure Vessels (A Critical Review of Current Literature)” The Franklin Institute Research Laboratories, May 1968
- 7) “Conference on Prestressed Concrete Pressure Vessels, 13—17, March 1967” The Institutes of Civil Engineers, London (1968)
- 8) “Conference on Model Techniques for Prestressed Concrete Pressure Vessels, London, 10—11, July 1969” British Nuclear Energy Society
- 9) 鳥田専右：“核反応炉のためのコンクリートに関する国際セミナー” コンクリートジャーナル Vol.9, No.3 (1971)
- 10) O.C. Zienkiewicz, B.M. Irons, J. Ergatoudis, S. Ahmad and F.C. Scott：“Iso-Parametric and Associated Element Families for Two-and Three-Dimensional Analysis” Finite Element Methods in Stress Analysis, edited by I. Holand and K. Bell, Tapir (1969)
- 11) Y.R. Rashid, F.S. Ople and T.Y. Chang：“Comparison of Experimental Results with Response Analysis of a Model of a Pressure Vessel” Conference on Model Techniques for Prestressed Concrete Pressure Vessels, London, 10—11, July 1969
- 12) Y. Tsuboi, S. Kawamata and S. Shioya：“Application of Finite Element Method to Non-Symmetrical Problems of Solids of Revolution” Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, No. 1, The Institute of Industrial Science, University of Tokyo. December 1967
- 13) 坪井善勝, 川股重也, 塩屋繁松, 田中伸幸：“有限要素法による3次元連続体の応力解析” 生産研究, 第22巻第1号(1970)

- 14) 坪井善勝, 川股重也, 塩屋繁松: "Finite Element Method による連続体の解析 (その7) 線形粘弾性理論によるPCPVのクリープ解析" 日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和45年9月
- 15) O.C. Zienkiewicz, M. Watson and I.P. King: "A Numerical Method of Visco-Elastic Stress Analysis" Int. J. Mech. Sci. Vol.10 (1968)
- 16) W. Zerna und G. Schnellenbach: "Zur Berechnung von Spannbeton Reaktoruckbehaltern" Beton und Stahlbetonbau, Heft 11, November 1970
- 17) J.R.H. Otter: "Computations for Prestressed Concrete Reactor Pressure Vessels using Dynamic Relaxation" Nucl. Structural Eng., 1(1) (1965)
- 18) B. Mohraz, W.C. Schnobrich and A. E. Gomez: "Crack Development in a Prestressed Concrete Reactor Vessel as Determined by a Lumped Parameter Method" Nuclear Engineering and Design 11 (1970)
- 19) Y.R. Rashid: "Ultimate Strength Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels" Nuclear Engineering and Design, 7 (1968)
- 20) 坪井善勝, 川股重也, 半谷裕彦, 米田護, 金井頼利: "プレストレストコンクリート圧力容器の破壊実験 その(1): 石膏コンクリートの基礎的性状, その(2): モデル作製と予備実験, その(3): 破壊実験とその考察" 日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和45年9月
- 21) 坪井善勝, 川股重也, 塩屋繁松, 田中伸幸: "Finite Element Method による連続体の解析 その(3)Matrix Iterationによる大規模な問題の解析" 日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和42年10月
- 22) 坪井善勝, 川股重也, 田中伸幸: "Finite Element Method による連続体の解析 その(6)開口行列をもつ回転体の有効剛性" 日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和42年10月
- 23) "Mix Design for Small-Scale Models of Concrete Structures" AD-664956 Feb. 1968
- 24) G.M. Sabnis and R.N. White: "A Gypsum Mortar for Small-Scale Method" ACI Journal, Nov. 1967