

[76] 鉄筋コンクリート格納容器の耐力・変形状に関する実験的研究

正会員 ○青 柳 征 夫 (電力中央研究所)

正会員 高 橋 敏 夫 (鹿島建設技術研究所)

正会員 山 田 一 字 (前田建設工業技術研究所)

1. まえがき

原油の高騰に対処しエネルギー源の多角化を計る観点から、原子力発電の必要性がますます高まりつつある。従来、我が国においては、原子力発電所の格納容器には、鋼製のものが主流をなしていたのであるが、発電規模の大型化に伴ない、施工上の問題点が少なく、安全性にもすぐれるといわれるプレストレストコンクリート(PC)あるいは鉄筋コンクリート(RC)製のものが検討の対象になり、一部の発電所においてはその採用を決定あるいは計画がなされている。本研究は、BWR型MarkIII RC格納容器を一つのモデルとし、事故時内圧と同時に地震力が作用した場合の耐力と復元力特性に及ぼす配筋方法の影響について実験的な検討を加えたものである。すなわち、縦横直交配筋および正三角形網目状配筋とした縮尺1/30の円筒モデル2体ならびに三角配筋を行なった面内力試験用供試体2体を作製し、実験を行なった結果について述べたものである。

表-1 円筒モデルの形状寸法と実験結果

	C-1.8-3.0	C-1.8T-3.0
円筒中心直径 d(cm)	160	
壁 厚 t(cm)	6	
円 周 高 さ h(cm)	160	
内 圧 P(kg/cm ²)	3.0	
配 筋	 縦横配筋 (正四角形) D6ダブルφ59	 斜交配筋 (正三角形) D6ダブルφ91
鉄筋比 P _N (%)	X: 1.8 体積比 Y: 1.8 3.6%	X: 1.2 体積比 Y: 1.2 3.6%
鉄筋の機械的性質	σ _s (kg/cm ²)	4013
	E _s (kg/cm ²)	5683
コンクリートの機械的性質	σ _c (kg/cm ²)	299
	σ _c (kg/cm ²)	22.1
実験結果	曲げ降伏荷重 Q _y (ton)	42.0(27.9)*1
	せん断降伏荷重 Q _y (ton)	56.0(37.1)
	破壊荷重 Q _u (ton)	67.1** (44.5)
	破壊時の変形角 R	1/29
	横筋	32.0(21.2)*1
	縦筋	18.7(12.4)
	斜筋	32.0(21.2)
	横筋	77.4(51.3)
	斜筋	1/22
	曲げ+せん断	曲げ

* 1: () は $\tau = \frac{Q}{A/2} = \frac{Q}{1508}$ を示す
* 2: 鉄筋が降伏した時より以前の最高荷重を示す。

2. 実験概要

実験に供した円筒モデルの諸元と主な試験結果は表-1に示すとおりである。C-1.8-3.0は、内圧3.0kg/cm²と3C₀の地震力に対して設計された直交配筋モデルで、横筋比1.8%のうち1.2%は内圧負担用であり、0.6%はせん断力負担用である。C-1.8T-3.0は、単位体積当りの鉄筋比を直交配筋モデルと同じく3.6%とし、三方向の鉄筋比をすべて1.2%とした正三角形配筋モデルである。試験体はモルタルで作製し、図-1のように、内部をゴムバックでシールし、内圧3kg/cm²を保持して上部加力スタブに交番水平力を作用させ、最終的には一方向の加力によって破壊させた。

表-2 板供試体の諸元と実験結果

項目	試験体番号	
	No.1	No.2
試験体寸法 (cm)	150×150	
板 厚 (cm)	10	
加力比 K=N ₂ /N ₁	0.5	0
配筋及び加力方向		
鉄筋比 P _v (%)	X=0.68 Y=0.68 Z=0.68	Z=0.68
鉄筋比(体積比) (%)	2.04	
物 質 性 質	降伏強度 σ _s (kg/cm ²)	3900
	破断強度 σ _b (kg/cm ²)	5410
	ヤング係数 E _s (kg/cm ²)	1.70×10 ⁶
	圧縮強度 σ _c (kg/cm ²)	223
	引張強度 σ _t (kg/cm ²)	215
結 果 値	剛性強度 σ _{1c} (kg/cm ²)	24.8
	剛性強度 σ _{1t} (kg/cm ²)	18.4
	ヤング係数 E _c (kg/cm ²)	2.08×10 ⁵
	ひびわれ発生荷重 N ₁ (ton)	2.03×10 ⁵
	ひびわれ発生荷重 N ₂ (ton)	28.0
荷 重	X鉄筋	45.0(47.9)
	Y鉄筋	58.0(58.1)
	Z鉄筋	56.5(60.0)
	最大荷重 N _{max} (ton)	58.0(58.1)
	74.0	
	30.0	
	58.0(58.1)	
	56.5(60.0)	

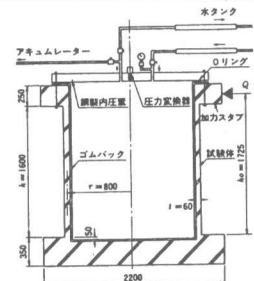
平板モデルの諸元と主な実験結果は表-2に示すとおりであって、鉄筋の径、ピッチ等は三角配筋の円筒モデルと同じにしたが、板厚が10cmであるため、各方向の鉄筋比はそれぞれ0.68%である。No.1供試体では内圧による面内膜力を模擬するため、一つの鉄筋と平行な方向およびこれと直交する方向に2:1の比率となるように引張力を作用させ、No.2供試体では、内圧と地震力が合成されたときの主応力方向に対応させ、鉄筋と30°の方向で一軸で引張力を作用させた。平板の試験方法は、文献(1)に示したとおりである。

3. 面内膜力に対する板供試体および円筒モデルの変形

面内力に対する三方向配筋板要素の各鉄筋の応力度は、Baumann⁽²⁾によれば、次式で算定することができる(図-2参照)。なお、直交配筋の場合の鉄筋応力度の算定式は文献(1)で示した。

$$\sigma_x = \frac{\sigma_1}{P_x} \left\{ \frac{\sin \beta \sin r + k \cos \beta \cos r}{\sin(\beta - \alpha) \sin(r - \alpha)} \right\}$$

図-1 試験体形状



$$\sigma_y = \frac{\sigma_1}{P_y} \left\{ \frac{\sin \alpha \sin \gamma + k \cos \alpha \cos \gamma}{\sin(\beta - \alpha) \sin(\beta - \gamma)} \right\}$$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_1}{P_z} \left\{ \frac{-\sin \alpha \sin \beta - k \cos \alpha \cos \beta}{\sin(\beta - \gamma) \sin(\gamma - \alpha)} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

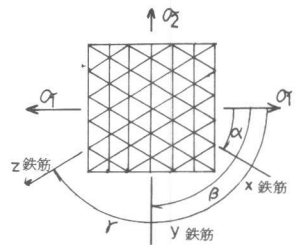


図-2 主応力と鉄筋方向

ここに、 P_x, P_y, P_z : x, y, z 各方向鉄筋の鉄筋比

σ_1, σ_2 : 主応力, 引張を正 ($\sigma_1 > \sigma_2$)

α, β, γ : 主応力 σ_1 と鉄筋の間の時計方向になす角度

上式より求めた板供試体の各方向鉄筋の降伏荷重は表-2のカッコ内に示すように実測値と比較のよく一致している。(1)式より求まる鉄筋の応力度から計算されるひずみは、ひびわれ位置でのひずみであって、平均ひずみを求めるには、ひびわれ間のコンクリートの变形分担を考慮しなければならない。これをCEB式⁽⁸⁾によって考慮するものとし、板の試験区間の全長で平均した σ_1 方向のひずみの実測値と計算値を比較すると、 $m=1$ および $m=2$ の板供試体においてそれぞれ図-3 a および図-3 b のようになった。すなわち、本実験の板の場合には、コンクリートの寄与をひびわれ発生直後の鉄筋応力度と存在応力度の比の2乗で考慮するよりも3乗とした方が実測値と比較的良好な対応が得られている。

一方、円筒モデルの内圧による円筒高さ中央の半径方向のふくらみ変位の实測値と計算値を比較した結果は図-4のとおりであって、変形量は三角形配筋モデルの方がかなり大きい。これは、直交配筋に比べ水平方向の主応力に対して有効となる鉄筋比が小さくなるためである。計算値との対応でみると、ひびわれ発生後、コンクリートの变形負担はなく、鉄筋剛性だけとなると考えた方が実験結果と比較的よい一致をみせている。その理由は、円筒モデルでは壁厚が薄く十分な鉄筋のかぶりがないため、ひびわれが鉄筋の間隔に沿って密に発生し、鉄筋応力度の低い段階で付着が失われたためであると考えられる。

4. 水平力に対する円筒モデルの耐力・変形状

二つの円筒モデルの正加力に対する加力スタブの水平変位のスケルトンカーブは図-5のとおりである。三角配筋モデルでは、横筋が内圧によって降伏点に近い応力度に達していたにも拘らず、フランジ部曲げ降伏荷重および斜筋降伏荷重を超える約4.2 tの水平力までは、直交配筋モデルに比べ変形が小さい。斜筋の曲げに対する有効度を換算したときの鉄筋比は1.35%であって直交配筋モデルの1.8%よりもかなり小さく、曲げ変形は直交配筋モデルよりもむしろ小さくなるはずである。このことは、三角配筋モデルの方がせん断変形に対する剛性が大きいことを示唆するものであるが、実際、三角配筋モデルのウェブ部分のせん断変形を(1)式により、また直交配筋モデルの

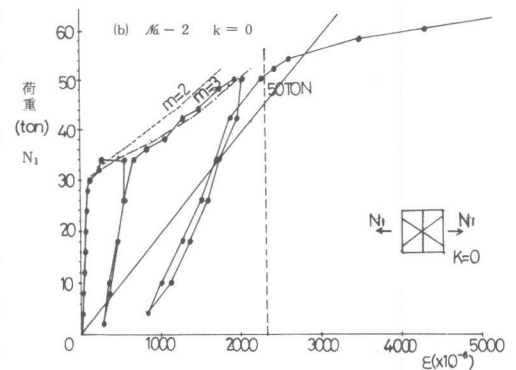
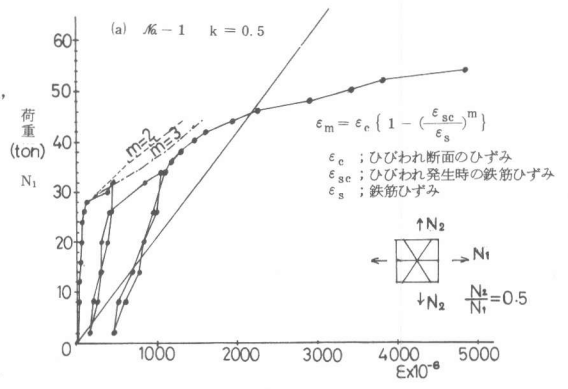


図-3 板供試体の引張力と平均ひずみの関係

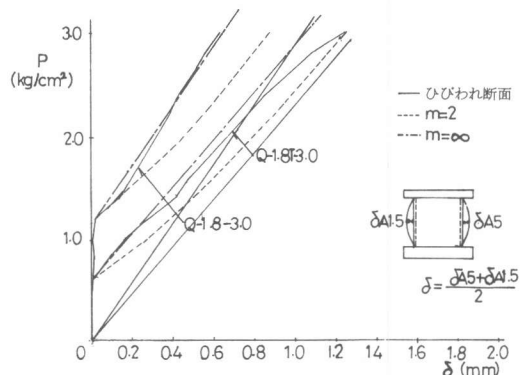


図-4 円筒モデルの内圧とふくらみ変位の関係

せん断変形を文献(1)の全補強式によって算定した結果、水平力32tにおける前者のせん断変形量は后者の0.68倍となることが確かめられた。

ウェブ部分の横筋のひずみを二つのモデルについて比較して示せば、図-6のとおりであって、直交配筋モデルでは、鉄筋が降伏する9サイクル目まではひずみの戻りが大きいのにに対し、三角配筋モデルでは水平力の初期の段階から永久ひずみを累積させながらひずみが増加している。直交配筋モデルの横筋のひずみの計算値と実測値は比較的よい一致をみせているが、三角配筋モデルでは計算上水平力の付加によってひずみが増加しないが、実験値は水平力の繰り返しのひずみが増大している。これは、ひびわれによるウェブ部分の弾性応力分布からの応力再配分とくり返し荷重によるひずみの累積がその主な原因であると思われる。

直交配筋モデルの縦筋と三角配筋モデルの斜筋の水平力とひずみの関係には図-7に示すように、根本的な相違がみられる。直交配筋モデルでは、正負の加力に対しほぼ対称なひずみ変化をするが、斜筋は負加力時に正加力時とは逆方向のひずみ変化を示し、一つの正負加力サイクルにおけるひずみの変化巾は縦筋に比べはるかに大きい。すなわち、縦筋は正と負の両方の加力に対し同等の効果を有するが、斜筋は一方の加力に対してのみ有効であることがわかる。しかし、その有効度は縦筋に比べれば大きく、有効にせん断力を負担しているといえよう。鉄筋ひずみの実測値と計算値はこの場合には二つのケースとも実用的にはよい一致をみせている。

終局耐力は、直交配筋モデルが92.0tであって曲げせん断破壊型であったが、三角配筋モデルでは77.4tであって曲げ破壊型であり、約16%終局耐力は小さかった。これは前述したように三角配筋モデルの曲げ有効鉄筋比が小さいことが原因であり、曲げ耐力を直交配筋モデルと同等にするためには、軸方向の鉄筋を柱脚部において追加する必要がある。しかし、終局時の水平変形量は三角配筋モデルの方が約32%大きくなっている。

5. 斜ひびわれ性状

直交配筋モデルでは内圧によってほぼ鉄筋に沿って縦横にひびわれが発生した後、水平力負荷によって写真-1のように鉄筋網の対角線方向にさらに新しい斜ひびわれの発生がみられた。三角配筋モデルでは写真-2のように内圧によってほぼ鉄筋に沿って三角網目状のひびわれが発生し、水平力加力時には水平と60°の角度をなす斜ひびわれの開きがさらに増加した。

水平力と最大斜ひびわれ幅の関係は図-8のようであって、内圧によってすでに斜ひびわれの開いている三角配筋モデルの方が水平力に対

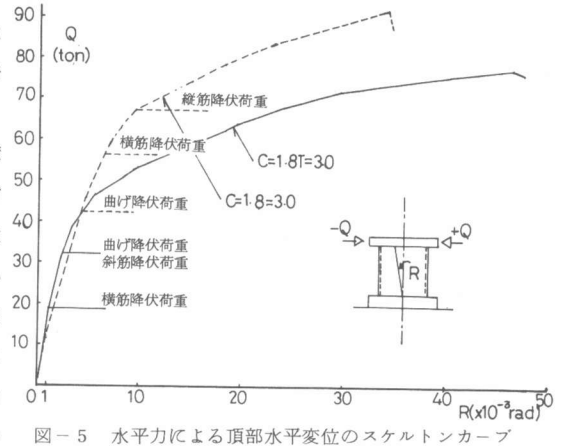


図-5 水平力による頂部水平変位のスケルトンカーブ

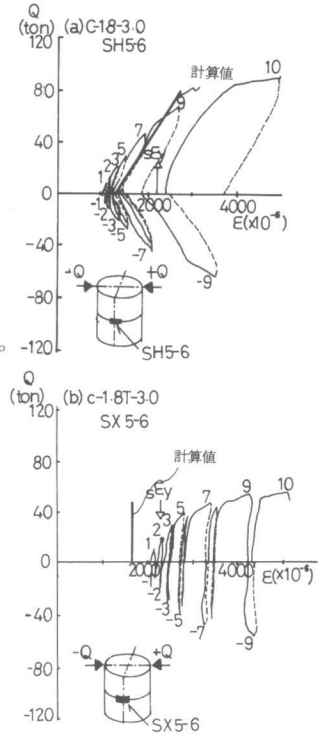


図-6 横筋のひずみ

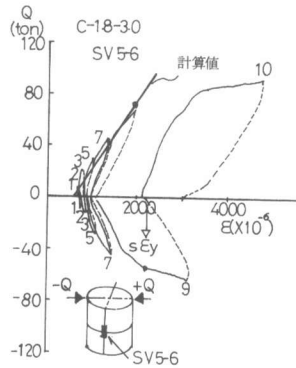


図-7(a) たて筋ひずみ (C-1.8-3.0)

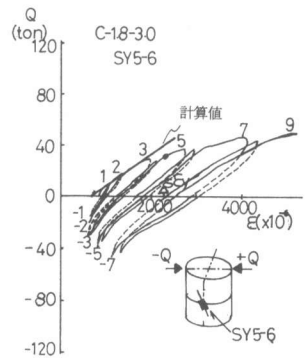


図-7(b) 斜筋のひずみ (C-1.8T-3.0)

する斜ひびわれ幅もかなり大きな値を呈している。

6. 等価粘性減衰特性

水平力を作用させたときの加力スタブ水平変位の履歴曲線は、図-9に示すとおりであり、三角配筋モデルの方がループ面積が大きく、きれいな紡錘型をしており、エネルギー吸収能力という観点からも有利な変形特性をもっていることがわかる。等価粘性係数 h_e は図-10に示したように、部材角が 3×10^{-3} 程度までは両者の差は認められないが、部材角が大きくなるに伴って三角配筋モデルの方が減衰係数が大きくなり、部材角 10×10^{-3} のところでは正加力において直交配筋モデルの1.57倍、負荷力に対し、1.44倍となっている。

7. まとめ

以上に述べたことを要約すれば本実験の範囲内で次のことがいえると思われる。

- (1) 面内力を受ける三方向配筋鉄筋コンクリート板要素の応力度はBaumannの算定式を適用して求めることができる。
- (2) 内圧と同時に水平力を受ける場合、単位体積当りの鉄筋使用量を同じとすれば、正三角形網目状配筋を行なったRC格納容器モデルの水平耐力は、直交配筋のものに比べて小さくなる。しかし、水平力に対する初期のせん断剛性は大きくなり、大きな終局変形能をもっている。
- (3) 正三角形網目状配筋したRC格納容器モデルの大変形時におけるエネルギー吸収能力はすぐれており、等価粘性減衰係数が直交配筋モデルに比べ相当に大きい。このことは、三方向配筋法はRC格納容器の耐震性を改善する上で一つの有力な手段となり得ることを示唆している。

参考文献

1. 青柳征夫, 山田一字: "二方向面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の配筋方法に関する研究", 第一回コンクリート工学年次講演会講演論文集 1979年
2. Th. Baumann: "Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in Flachentragwerken aus Stahlbeton", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1972.
3. CEB-FIP Model Code 1978.

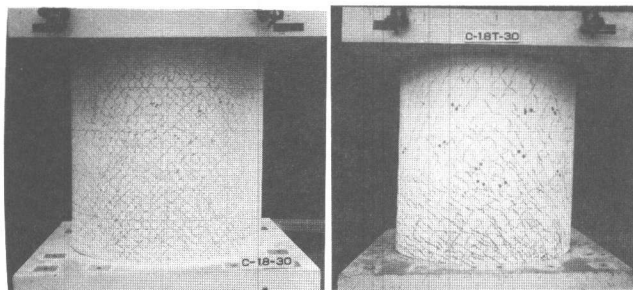


写真-1 C-18-30

写真-2 C-18T-30

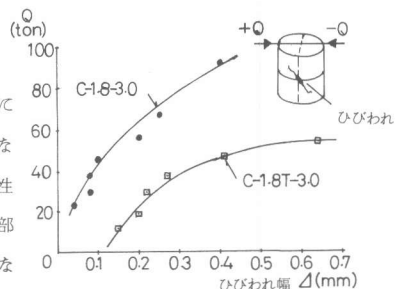


図-8 ひびわれ幅進展状況

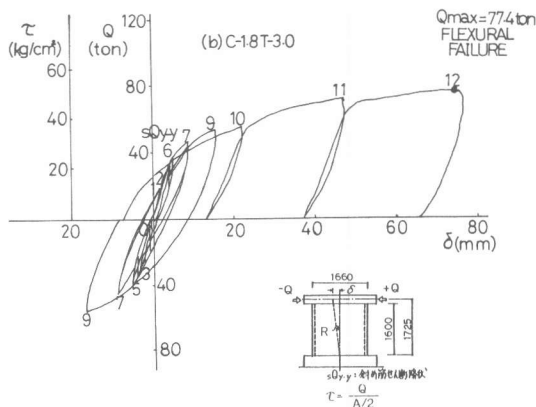
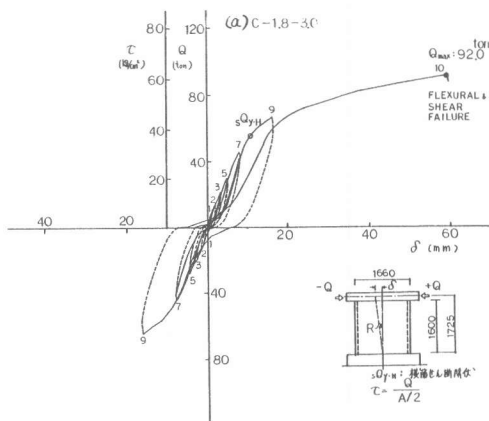


図-9 水平力・頂部変位履歴曲線

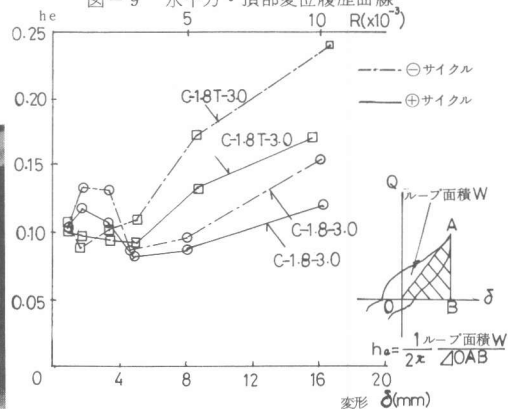


図-10 等価粘性減衰係数