

正会員 ○青 柳 征 夫 (電力中央研究所)

正会員 山 田 一 字 (前田建設技術研究所)

1. はじめに

我が国においても原子炉用格納容器へのPC構造の利用が実現するに及んで設計基準の整備が急がれ、すでに通産省により1977年7月技術基準(案)が作成されている。格納容器は想定されるあらゆる荷重条件において安全に所要の機能が確保されることが肝要で、事故時に内圧が作用している状態で同時に地震荷重を受けても過大な変形を生ずることなく気密性を保持していなければならない。このような荷重状態におけるRC、PC格納容器の最大せん断応力を生ずる部分の円筒壁の部分の一部を取り出すと、この要素には図-1に示すように二方向の膜力と面内せん断力が同時に作用することになり、主応力と鉄筋の方向にずれを生ずることになる。このような面内力に対するシェル要素の耐力および変形の算定方法についてはいくつかの提案式があるが、いずれも実験によってその妥当性が実証されていない。本研究は、直交配筋した鉄筋コンクリート板に鉄筋方向から偏った二方向の面内力を作用させて破壊実験を行ない、合理的な鉄筋の算定式について検討を加えたものである。

2. 試験方法

鉄筋コンクリート板供試体の諸元および載荷方法は図-2に示すとおりであって、試験部分の寸法を $150 \times 150 \times 10$ cmとし、その周囲にスリットを入れた厚さ20 cmの外形寸法 250×250 cmの周辺領域を設け、この部分で主鉄筋を定着するとともに、引張力を作用させた。引張力は一方向に2台ずつ計4台の100 tジャッキによりトナメント方式によって各スリットで分割された4つの部分に均等に荷重を作用させるようにした。圧縮荷重は4台の50 tジャッキにより各スリット分割部分ごとにPC鋼棒を供試体の外部に配置することによって賦与した。供試体には $\phi 10$ mm異形鉄筋を20 cm間隔で2層でかぶりを2 cmとして配置し、鉄筋と主引張力のなす角度を 0° , 22.5° , 30° および 45° の5段階に、また二方向の荷重比 $k = N_2/N_1$ を $-1 \sim 1$ の範囲で変化させた。また、一部の供試体では表面に深さ約3 mmのVノッチを入れてこれに刃形を押し当てて割裂作用によって所定方向にあらかじめひびわれを発生させておいた。コンクリートの骨材最大寸法は20 mmであって、材令7~10日で試験を行ない、試験時の圧縮強度は $200 \sim 240$ kg/cm²であった。鉄筋ひずみをワイヤーストレインゲージにより、また板の変形ならびにひびわれの開きとずれを測定精度 $1/500$ mmのカンチレバー型変位計によ

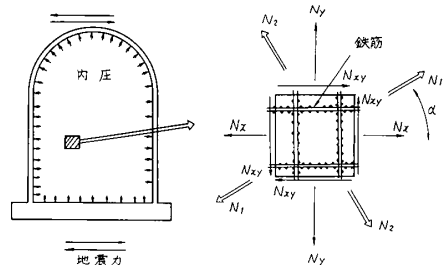


図-1 格納容器における面内力の作用状態

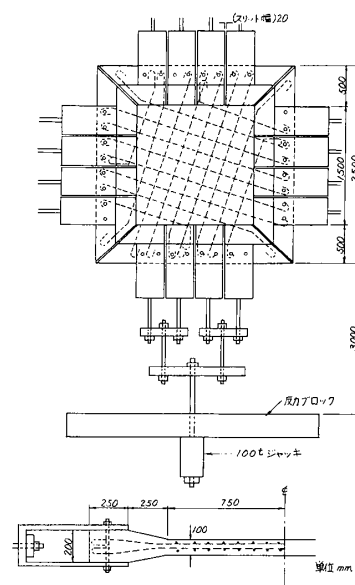


図-2 鉄筋コンクリート平板供試体引張試験方法

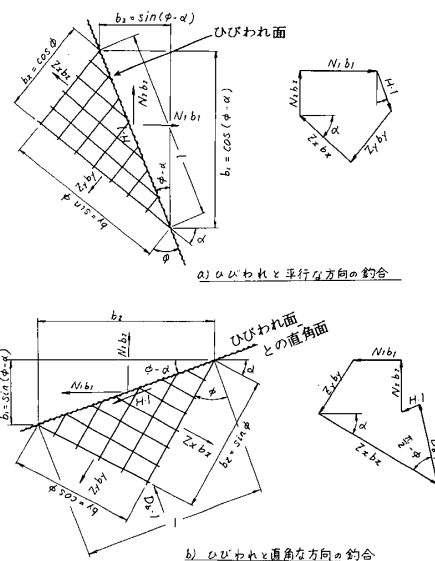


図-3 直交配筋コンクリート板の力の釣合

て測定した。試験に供した供試体は 19 体でそれらの諸元，載荷条件および各耐力値を表-1 に示す。

3. 直交配筋されたコンクリート板の面内力に対する降伏耐力

直交配筋された鉄筋コンクリート板が任意の方向の二方向直交主力を受ける場合，ひびわれ面に対して平行および直交する方向の力の釣合より，鉄筋ならびにコンクリートの板の単位巾当りの作用力は，次式によって算定される⁽¹⁾（図-3 参照）。

$$Z_x = N_1 \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi) + N_2 \sin^2 \alpha (1 - \cot \alpha \cdot \tan \phi) + H \tan \phi$$

$$Z_y = N_1 \sin^2 \alpha (1 + \cot \alpha \cdot \cot \phi) + N_2 \cos^2 \alpha (1 - \tan \alpha \cdot \cot \phi) - H \cot \phi$$

$$D_b = (N_1 - N_2) \sin 2\alpha / \sin^2 \phi - 2H \cot 2\phi$$

ここに， Z_x, Z_y : x, y 方向の鉄筋に作用する引張力

D_b : コンクリートに作用する圧縮力

H : ひびわれのかみ合い，鉄筋のジベル作用等による

ひびわれに沿った単位長さ当りのせん断力

N_1, N_2 : 単位巾当りの主力 ($N_1 > N_2$, 引張を正)

α : x 方向鉄筋と主力 N_1 のなす角度

ϕ : y 方向鉄筋とひびわれのなす角度

上式には Z_x, Z_y, D_b, H および ϕ の 5 個の未知数に対し，釣合式は 3 個しかないので二次の不静定問題である。Baumann は，最小仕事の原理を適用し，Duchon はひずみの適合条件を用いて上式を解いているが，著者らの試算によれば，実用的には両者が同じ結果となることを確かめている。上式においてひびわれの方向 ϕ を指定し，ひびわれ面でのせん断抵抗を無視すれば，既往のよく知られた算定式が得られる。例えば， $\phi = \pi/4, H=0$ とすれば Leitz の式⁽²⁾，いわゆる全補強式となり， $\phi = \alpha, H=0$ とすれば Peter⁽³⁾ の提案式となる。

鉄筋の応力度が大きくなる方向である x 方向鉄筋降伏時の荷重 N_1 を全補強式および上述の Duchon の式⁽⁴⁾による計算値との比を主力比 k との関係でプロットすれば，図-4 および図-5 のようになった。これらの図には板の実験結果のみならず，円筒方向と円筒軸方向に直交配筋した鉄筋コンクリート円筒模型（表-2）に内圧と同時に水平力を作用させて面内せん断力を与え，破壊試験を行なった結果⁽⁵⁾のせた。

板の実験値と計算値の降伏荷重の比率をみると，一軸引張から二軸引張の領域 ($k = 0 \sim 1.0$) では，実測値と全補強式および Duchon の式による算定値との比率は鉄筋の偏角 α とほとんど関係なく，1.0~0.9 の間にあって，若干危険側の算定結果となる。その原因としては，計算上では一方向のみのひびわれを考えているのに対し，二軸引張状態では 2 方向にひびわれが発生すること

表-1 供試体および実験結果一覧

供試体の諸条件					実験結果 (t)		
供試体 No	鉄筋比 $P_z - P_y$	鉄筋偏角 α	初期ひびわれの有無	荷重比 N_2/N_1	ひびわれの荷重	x 方向鉄筋降伏荷重	最大荷重
1	0.713%	30	無	0	26.0	38.0	53.0
2	"	30	無	0.5	24.0	34.0	52.0
3	"	30	有 $\phi=30^\circ$	0	—	32.0	48.0
4	"	30	無	1.0	22.0	36.0	52.0
5	0.761	0	無	0	28.0	44.0	63.5
6	"	0	無	0.5	30.0	40.0	64.0
7	0.713	22.5	無	0	30.0	36.0	50.0
8	"	22.5	無	0.5	26.0	36.0	48.0
9	"	22.5	無	1.0	20.0	36.0	44.0
10	"	22.5	有 $\phi=22.5^\circ$	0.5	—	32.0	44.0
11	"	12.5	無	0	28.0	44.0	56.0
12	"	12.5	無	1.0	23.0	38.0	46.0
13	"	22.5	無	-1.0	28.0	38.0	46.0
14	"	22.5	有 $\phi=22.5^\circ$	-1.0	—	34.0	50.0
15	"	30	無	0	32.0	44.0	52.0
16	"	22.5	有 $\phi=49.1^\circ$	-1.0	—	40.0	49.0
17	"	30	有 $\phi=56.6^\circ$	0.5	—	42.0	56.0
18	"	45	無	0.5	24.0	42.0	49.0
19	0.761	0	無	0	32.0	41.5	65.9

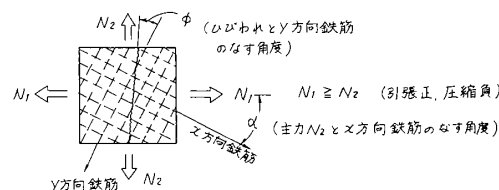


表-2 円筒モデルの諸元

試験体 No	鉄筋比 %	内圧 kg/cm^2	鉄筋降伏時の諸値				
			円筒方向鉄筋の降伏力 G_x kg/cm^2	円筒軸方向鉄筋の降伏力 G_y kg/cm^2	せん断力 G_{xy} kg/cm^2	α 度	k
C-1.8-3.0	1.8	3.0	40	20	35	37.1	-0.102
C-2.4-0.0	2.4	0	0	0	72	45	-1.000
C-2.4-3.0	2.4	3.0	40	20	53	39.7	-0.287
C-2.4-4.5	2.4	4.5	60	30	41	34.8	0.021

* 円筒方向縦方向とも同一の鉄筋比，鉄筋径 $\phi 6mm$ 実形

** 平均せん断力度の 2 倍

円筒模型諸元：円筒内径 1540 mm，壁厚 60 mm
円筒高さ 1600 mm

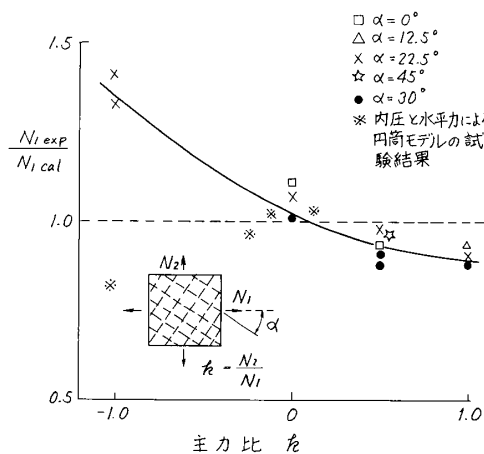


図-4 全補強式による降伏荷重の計算値と実測値の比

があるからであると思われる。実用設計上の対策としては、ASME 基準におけるように上記の応力比範囲では鉄筋の降伏応力値を $0.9 f_y$ とするのがよい。一方、引張圧縮領域では偏角 α が 22.5° の場合しか実測値が得られていないので、 α との関係において十分な比較ができないが、この場合に限定すれば、全補強式は実測値に比べ著しく安全側の評価を与えているのに対し、ひずみの適合条件を考慮した Duchon の式では、実測値と計算値の比が 1.1 程度で比較の実測値に近い値を与えている。これは、全補強式では $k=-1$ の場合に降伏耐力が計算上 α の影響を最も大きく受けることになり、 $\alpha=22.5^\circ$ のとき耐力が最小となるように計算されるため、耐力が計算上最大値 ($\alpha=22.5^\circ$ の場合の 1.42 倍) を与える $\alpha=45^\circ$ の場合の実測値と計算値の比は図-4 のようには大きな値とはならないものと思われる。

円筒模型での実測値と計算値の対比をみると、 $k=0$ 付近で一軸引張状態に近い場合には、全補強式ならびに Duchon の式とも実測値に近い算定値を与えるが、 $k=-1$ ，すなわち、内圧を与えないで水平力だけを作用させて純せん断の応力状態とした場合には、計算値が実測値をかなり上回る結果となっている。この試験体の鉄筋比は大きく 2.4 % で鉄筋降伏時における全補強式で算定されるコンクリートの圧縮応力度は圧縮強度の約 40 % である 140 kg/cm^2 にもなり、コンクリートの圧縮変形が卓越し、平面トラスと考えたときの圧縮ストラットの効果が十分に発揮されなかったものと思われる。すなわち、直交配筋された鉄筋コンクリートシェルにおける板要素の降伏耐力を算定する場合、コンクリートの圧縮応力度の検討を行ない、この値を圧縮強度の 1/4 程度に制限する必要があるものと思われる。上述のいくつかの制限条件を配慮すれば、降伏耐力に基づく鉄筋コンクリートシェルの直交配筋の算定式として全補強式の実用性は十分であると判断される。すなわち、RC 板要素の設計にはひびわれのかみ合いによるせん断力の伝達能力を無視するのが合理的である。

4. 直交配筋されたコンクリート板の面内力による変形とひびわれ巾に関する考察

鉄筋と主引張力 N_1 の方向が直角からずれるにしたがつて、板の変形とひびわれ巾が増大する。例えば、CEB の新しい設計基準⁽⁹⁾には、ひびわれと鉄筋のなす角度が 45° の場合、この角度が 90° のときのひびわれ巾の 2 倍の巾となるように規定がなされている。以下では板の実験から得られた変形とひびわれ巾について検討する。

図-6 のように y 方向鉄筋と ϕ の角度をなしてひびわれが発生している状態を考えると、コンクリートの圧縮変形ならびにひびわれとひびわれの間のコンクリートの付着による変形に対する寄与を無視すれば、変形およびひずみに関して次の関係式が成立する (α と ϕ についての定義は前と同じ)。

$$\varepsilon_\phi = \frac{\varepsilon_x}{\cos^2 \phi} + \frac{\Delta}{a_m} \tan \phi = \frac{\varepsilon_y}{\sin^2 \phi} - \frac{\Delta}{a_m} \cot \phi$$

$$\varepsilon_\phi = \varepsilon_x + \varepsilon_y$$

$$\Delta/a_m = \varepsilon_y \cot \phi - \varepsilon_x \tan \phi$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_\phi \cos^2(\phi - \alpha) - \sin(\phi - \alpha) \cos(\phi - \alpha) \Delta/a_m$$

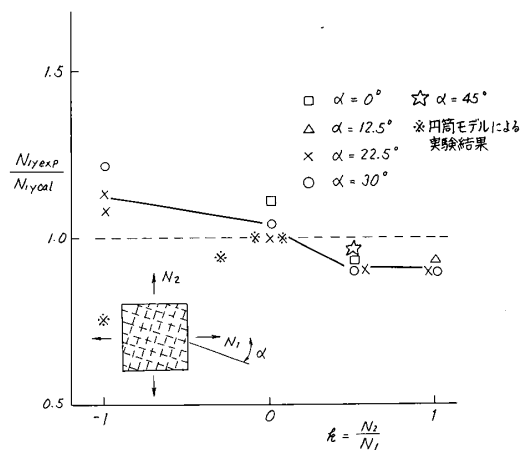


図-5 Duchon の式による降伏荷重の計算値と実測値の比較

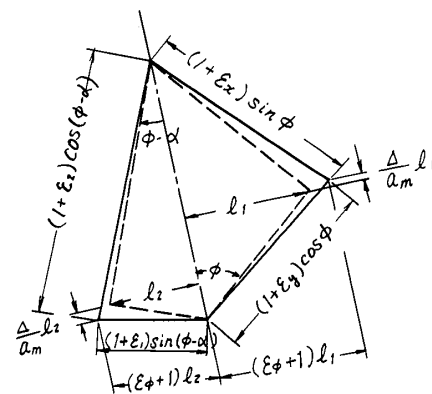


図-6 直交配筋鉄筋コンクリート板要素の変形とひずみ状態

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_\phi \sin^2(\phi - \alpha) + \sin(\phi - \alpha) \cos(\phi - \alpha) \Delta / a_m$$

ここに, ε_ϕ : ひびわれと直角方向のひずみ

$\varepsilon_x, \varepsilon_y$: x 鉄筋および y 鉄筋のひずみ

a_m : 平均ひびわれ間隔

Δ : 平均ひびわれ間隔の区間でのひびわれと平行な方向のずれ

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$: 主力 N_1, N_2 方向のひずみ

ひびわれとひびわれの間のコンクリートの変形に対する寄与を CEB の基準式に準じて考慮すれば, 鉄筋の平均ひずみは, サフィックス m を付して表示すると

$$\varepsilon_{xm} = \varepsilon_x \left[1 - \left(\frac{\sigma_{x,cr}}{\sigma_x} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_{ym} = \varepsilon_y \left[1 - \left(\frac{\sigma_{y,cr}}{\sigma_y} \right)^2 \right]$$

となる。また, 平均ひびわれ巾 w_m は同じく平均値を用いて次のように表わすことができる。

$$w_m = \varepsilon_{\phi m} \cdot a_m$$

ここに, $\varepsilon_x, \varepsilon_y$: x, y 鉄筋のひびわれ断面におけるひずみ

σ_x, σ_y : ひびわれ断面での鉄筋の応力度

$\sigma_{x,cr}, \sigma_{y,cr}$: ひびわれ発生直後の鉄筋の応力度

$\varepsilon_{\phi m}$: ひびわれと直交方向の平均ひずみ

平均ひずみ ε_{1m} の実測値と上記によって算定した計算値を $\alpha = 30^\circ$ および $\alpha = 45^\circ$ の場合について示せば, 図-7 および図-8 のとおりであって, 実用計算という観点からみれば両者が比較的よい一致をみせているといえよう。ひびわれ巾についてはあらかじめひびわれを入れた供試体について実測値と計算値を比較した結果の一例を図-9 に示すが, 比較的よい精度でひびわれ巾の推定ができることがわかる。また, 偏角 α の増大とともに変形とひびわれ巾の増加が著しいことが明らかであり, 直交配筋板要素では, 耐力的な観点のみならず, 変形性状からみた検討も重要であるといえよう。

参考文献:

- (1) Zum Frage der Netzbewehrung von Flächentragwerken. Der Bauingenieur 47 (1972) Heft 10.
- (2) Zum Stand der Berechnung Kreuzweise bewehrten Platten. Ber Bauingenieur. 1925
- (3) Zum Bewehrung von Scheiben und Schalen für Hauptspannungen. Die Bautech. 56/1966
- (4) Analysis of Reinforced Concrete Membrane Subjected to Tension and Shear. ACI. J 9/1972
- (5) 原子力発電用鉄筋コンクリート造格納容器の事故内圧, 同時水平加力模型実験, 53 年建築学会大会 NO. 2659 ~ 2662
- (6) CEB-FIP Model Code. 1978

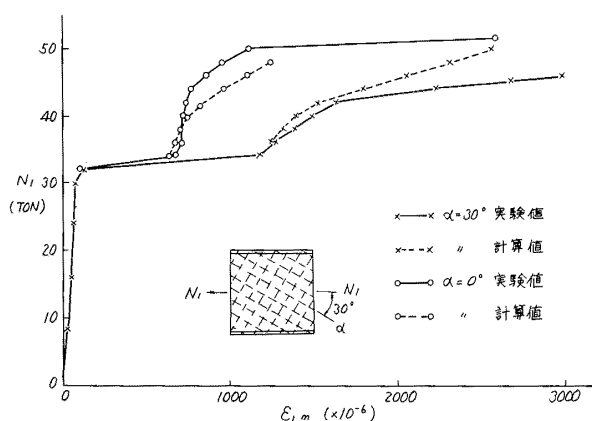


図-7 鉄筋コンクリート板の平均ひずみの実測値と計算値の比較 ($\alpha = 30^\circ$ の場合)

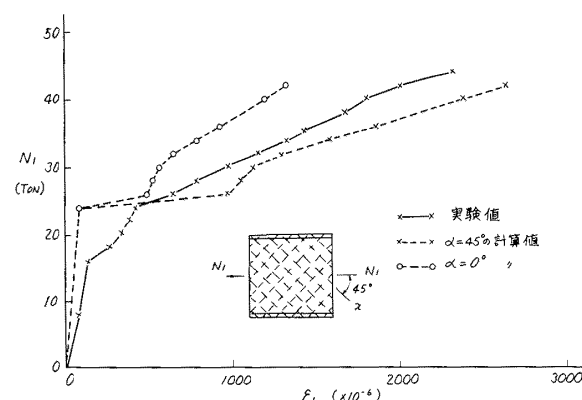


図-8 鉄筋コンクリート板の平均ひずみの実測値と計算値の比較 ($\alpha = 45^\circ$ の場合)

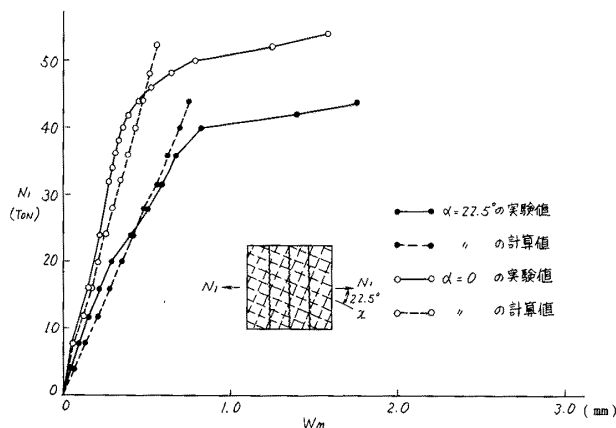


図-9 鉄筋コンクリート板の平均ひびわれ巾の実測値と計算値の比較