

港湾技研資料

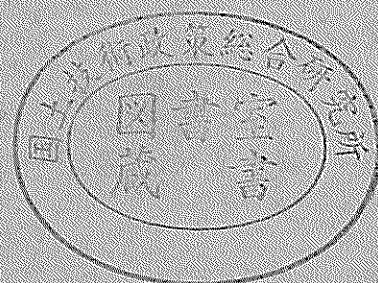
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 632 Dec. 1988

二方向から面内引張力を受けるコンクリート板の力学特性

清 宮 理
白 崎 正 浩

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	5
1. まえがき	5
2. 研究の背景	6
2.1 二重円筒ケーソン	6
2.2 有限要素法による断面力の計算	8
2.3 既往の研究	11
3. 面内力に関する計算式	13
3.1 鉄筋コンクリート板の耐荷力	13
3.2 プレストレストコンクリート板の耐荷力	15
3.3 ひびわれ幅の計算	16
4. 面内力載荷実験	18
4.1 試験体の製作	18
4.2 載荷方法	21
4.3 測定項目と計測方法	23
5. 試験結果	24
5.1 破壊型式	24
5.2 荷重と変位の関係	25
5.3 ひびわれ性状	26
5.4 鋼材のひずみ	30
5.5 コンクリートのひずみ	32
6. 試験の考察	33
6.1 耐荷力	33
6.2 ひびわれ方向	35
6.3 ひびわれ幅と鉄筋応力度との関係	36

6.4	ひびわれ面での力の伝達	37
6.5	二重円筒ケーソンの設計法との関連	39
7.	結 論	39
7.1	耐荷力についての結論	39
7.2	ひびわれについての結論	39
7.3	開口部についての結論	40
7.4	ひびわれ面でのせん断の伝達についての結論	40
8.	今後の検討課題	40
	参考文献	40

Strength of Concrete Plate Subjected to In-plane Tensile Force from Two Directions

Osamu KIYOMIYA*
Masahiro SHIRASAKI**

Synopsis

A double-cylindrical caisson is planned to construct in deep sea around Japan to create wide calm water region. Double vertical cylinders are subjected to in-plane force as well as out-plane force due to wave and earth pressure. In-plane loading test are carried out to know the strength and crack properties of six reinforced concrete (RC) plates and six prestressed concrete (PC) plate. Two specimens have square opening in the concrete plate. The ultimate strength of them, which are subjected to pure tensile force from two directions, can be estimated by equations proposed by Baumann and Duchon through the comparison of test results and calculation results. Crack direction in the test specimens is almost perpendicular to the direction of principal stress. Cracks scatter at intervals of about 25 cm in RC plate and 15 cm in PC plate.

When cracks occur, crack widths become large contrary to expectation. It is necessary to pay attention to the crack width of the concrete plate due to the pure tensile force.

Key Words: In-plane force, Loading test, Concrete plate crack, Shell structure

* Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structures Division
** Member of Structural Mechanics Laboratory, Structures Division

二方向から面内引張力を受けるコンクリート板の力学特性

清宮 理*

白崎 正浩**

要 旨

大水深域で合理的な波浪制御構造物として提案されている二重円筒ケーソンでは、波力、土圧等の荷重により面内引張力を受ける。面内引張力を受ける鉄筋コンクリート板およびプレストレストコンクリート板の耐荷力やひびわれ性状等の力学特性を把握するため面内力載荷実験を実施した。面内引張力に対する耐荷力は、BaumannとDuchonの提案式によって算定して良いことが実験結果から判明した。ひびわれ方向は主応力とはほぼ直交方向に生じ、ひびわれ間隔は鉄筋コンクリート板で約25 cm、プレストレストコンクリート板で約15 cmと分散して発生することがわかった。ただし、純引張状態でたんびびが入るとひびわれ幅の値は大きくなり、ひびわれ幅を許容値内に収めることが難しいことがわかった。

キーワード：面内力 載荷試験 コンクリート板 ひびわれ 円筒構造

1. まえがき

波浪制御構造物は、外海からの波浪進入を制御して波浪制御構造物と海岸線とで囲まれた海域内の静穏を保つ目的で設置される。臨海部での稠密化の解消や海洋の有効利用の要望に伴ってより広大な静穏海域を造成することが計画されている。この際に水深-50 m程度の海域に大規模な波浪制御構造物を設置することになる。従来の港湾区域に用いられている箱型ケーソンによる防波堤をこの大水深域に建設することを考えると、工費、施工性等の面から大きな制約を受ける。そこで大水深域に採用可能な新しい構造形式の開発が、昭和57年度から谷本ら¹⁾によって進められてきた。水理特性、構造設計、地盤支持力、施工法、工費等多方面からの検討より透過式の二重円筒ケーソンが有力な構造形式に選定された。二重円筒ケーソンは、外側円筒壁、内側円筒壁、底板、中間床版等の部材で構成されている。外側円筒壁の外海側には多数の開口を設けてあり、海水の通過が可能である。外

側円筒壁と内側円筒壁間の遊水部で波浪エネルギーを消費する構造となっている。

この二重円筒ケーソンは、巨大な波浪や地震外力を受ける。これらの外力に対して円筒部材で抵抗することになる。円筒部材には、面外力（曲げ、せん断）と面内力（軸圧縮、軸引張、せん断）の両者が作用する。従来の箱型ケーソンでは、外力に対して面外力のみを考慮してきた。しかし円筒部材では、この面内力を設計上無視することは出来ない。

陸上では、円筒部材で製作される構造物として、原子炉容器、貯水タンク、穀物サイロ等を挙げることができる。これらの構造物では、貯蔵物の圧力、温度応力、地震等により面内力と面外力の両者が作用する。二重円筒ケーソンでは、主たる外力が波浪であり、これら陸上に設置される構造物と外力状況が異なる。この波浪によって円筒部材に繰返し軸圧縮力と軸引張力が交互に発生する。特に軸引張力はコンクリート部材にとって厳しい状況となる。コンクリートは、もともと大きな圧縮強度を

* 構造部 構造強度研究室長

** 構造部 構造強度研究室

保有するものの、引張強度は、圧縮強度の $1/10 \sim 1/15$ と小さい値であるからである。通常鉄筋コンクリート部材の設計では、この引張強度を無視する。ただし円筒部材に生ずる軸引張力は部材全面に生じ、ひびわれも部材断面を貫通する。鉄筋コンクリート梁や板で曲げを受けるときのように圧縮域と引張域の両者が存在しない。この理由により過度のひびわれの発生は、内容物(砂等)の流出をもたらす、水密性や気密性が保てない恐れがある。また過度のひびわれは、部材内の鋼材およびコンクリートそのものにも耐久性の観点から悪影響を及ぼす。この軸引張力に対する構造設計の方法の整備が二重円筒ケーソンを建設する上で重要となっている。

また二重円筒ケーソンは、構造的には簡単であるが、多孔(開口部)、中間床版、隔壁等の存在について力学的に検討すべき項目もある。

本研究では、二方向から軸引張力を受ける鉄筋コンクリート板およびプレストレストコンクリート板の耐荷力とひびわれ性状を実験的に把握することが主目的である。面内力載荷実験の方法は、幾つか提案されているが、ここでは山田ら²⁾の行った実験手法を採用した。この実験手法により二方向から軸引張力を受けかつ板部材内に面内せん断力が生ずる際の力学性状を把握できる。また面内力を受ける鉄筋コンクリート板の設計法は、土木学会編のコンクリート標準示方書(昭和61年制定)³⁾に新たに全補強式による耐荷力のみ記述がなされている。しかし面内力を受ける板部材での鉄筋ひずみ量とひびわれ幅の関係、プレストレストコンクリート板の取り扱い、開口部での応力集中等、今回の二重円筒ケーソンの構造設計に必要な項目の幾つかについて記述がなされていない。そこで本研究では、これらの項目についても実験的に併せて検討を行う。とくにプレストレストコンクリート板については新たに耐荷力の算定式の誘導を行う。また耐荷力の算定式についても上記のコンクリート標準示方書に示される式以外に数人の研究者が式を提案しており、これらの式の適用性についても調べる。すなわち、耐荷力およびひびわれ方向について、各式がどの程度実験結果を説明できるか検討を行う。

2. 研究の背景

2.1 二重円筒ケーソン

図-1に二重円筒ケーソンの概要を示す。二重円筒ケーソンは、外側円筒壁と内側円筒壁の二重の円筒部材で構成されており、二重の円筒の間はドーナツ状の遊水室となっている。外側円筒壁の上部には、長方形の多数の孔からなる開口部を有している。この開口部により波浪

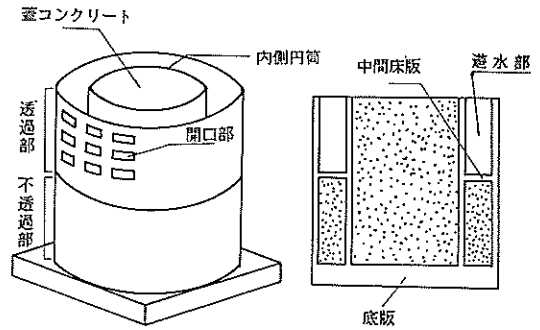


図-1 二重円筒ケーソンの概略

を遊水室内に進入させエネルギーを消費させるとともに必要に応じて外海と内海間の海水を循環させる機能を有する。開口率は、二重円筒ケーソンの上部の円筒壁面積と孔の総面積との比で示されるが、通常外海に面した円筒壁では、0.25程度の開口率とする。背後の円筒壁では、0~0.1の開口率である。海水の循環をさせない不透過型の二重円筒ケーソンでは背後の円筒壁の開口率は0である。

内側の円筒壁内および遊水室の下の隔室を、砂によって中詰めする。中詰め土の重量とケーソン本体の自重によるマウンド底面の摩擦力でもって波力によるケーソン本体の滑動に抵抗する。このケーソンでは滑動に対する安全性から円筒の大きさが設定される場合が多い。滑動への安全性が不十分な場合には、中詰め土に比重のより高い材料を用いて重量増加を図ったり、ケーソン下面にアスファルトマットを設けて摩擦係数の増加を図る。

底版の構造は、正方形の一枚板を基本としているが、地盤反力が大きい場合には、補剛桁、隔壁、バットレス等を設ける方法がある。また正方形の板の4隅を切って八角形として円筒壁に与える断面力を減少させる方法もある。一般に上部工としては、内側円筒のみ鉄筋コンクリートによって蓋をする。外側と内側円筒壁間には、通常特に隔壁等を設ける必要はないが、上部の補強等が必要ときには設けることもあり得る。

次に二重円筒ケーソンに作用する波力について説明する。図-2に作用する波浪状況を示す。波浪状況は、押し波Ⅰ、押し波Ⅱおよび引き波の3種類に分類される。押し波Ⅰは、外側円筒壁に波の峰が到着したとき、押し波Ⅱは、遊水室内に波の峰が到着したとき、引き波は、外側円筒壁に波の谷があるときに各々対応する。

図-3に3種類の場合の壁に作用する波力の分布の一例を示す。

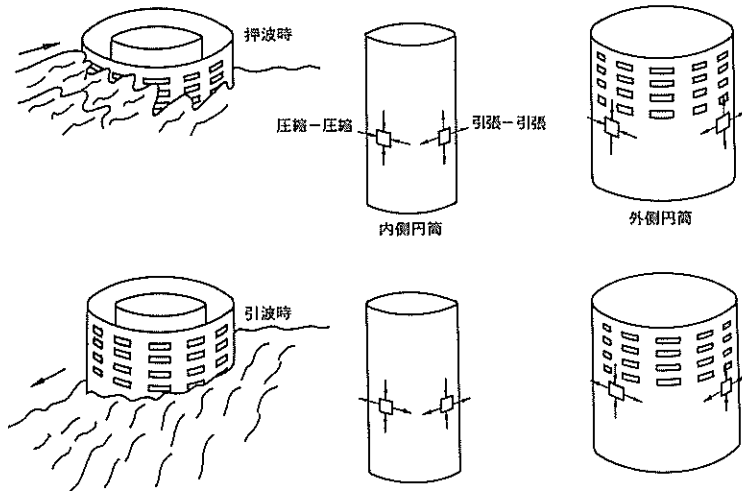


図-2 二重円筒ケーソンに作用する波浪状況

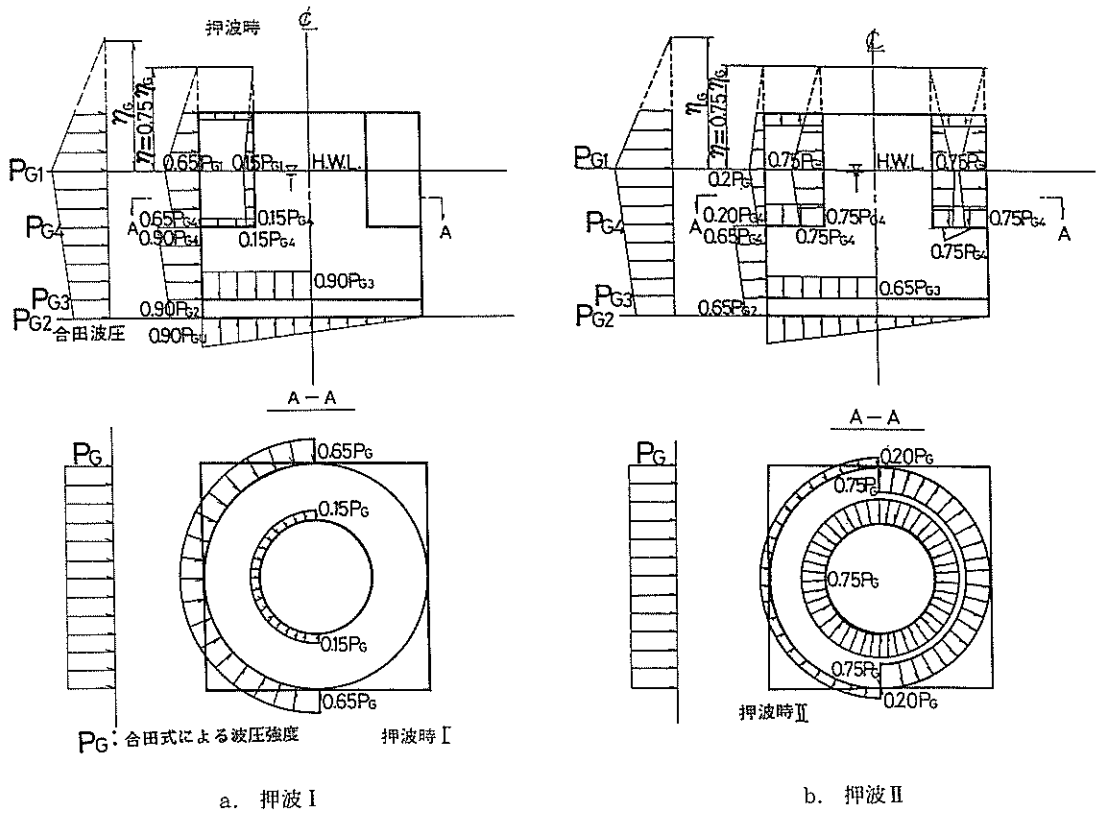
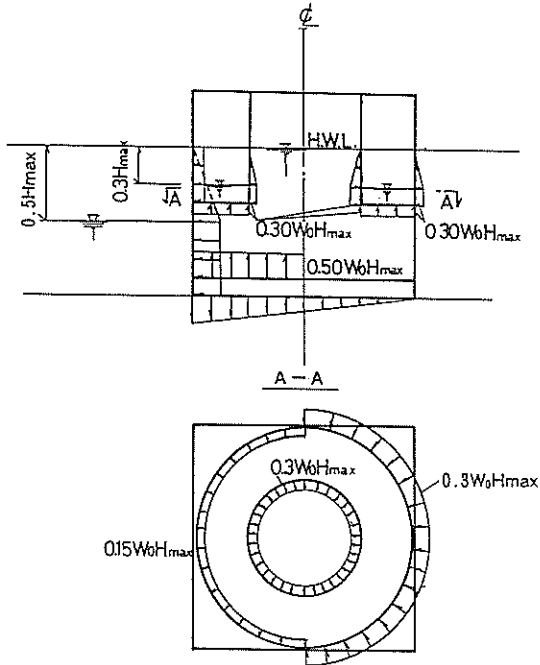


図-3 波力の分布



W_0 : 海水の単位体積重量 引波時
 H_{max} : 最大波高

c. 引き波

二重円筒ケーソンでは壁が直立壁でないこと、開口部を有すること等から従来の波圧式をそのまま採用することは出来ない。谷本らは、水理模型実験より図-3に示すような波力分布を求めている。基本的には、直立壁に働く合田式による波圧分布に補正係数を乗じてある。また押し波時には、上部工への下方向に作用する打込み波圧を考える。

2.2 有限要素法による断面力の計算

二重円筒ケーソンの断面力算定には有限要素法⁴⁾を用いる。軸対象の分布荷重であれば、S.P.チモシェンコやH.ライズナー等⁵⁾による厳密解を適用できるが、波力のように非軸対象の分布荷重に対しては、よい精度で断面力を得られないからである。

図-4に今回計算の対象とした二重円筒ケーソンを示す。図-5に計算モデルを示す。外側円筒の外径は28.0 m、内側円筒の外径は10.0 m、ケーソン本体の高さは、25.3 mである。以下に計算条件を示す。

設計波	最大波高	$H_{max} = 17.5$ m
	周期	$T_{1/3} = 14.0$ s
設計水深		$h = -30.0$ m
コンクリートの材料定数		
	ヤング率	$E = 3.0 \times 10^6$ tf/m ²
	ポアソン比	$\nu = 0.17$
地盤のパネ定数 鉛直方向		
		$k_v = 500$ tf/m ²

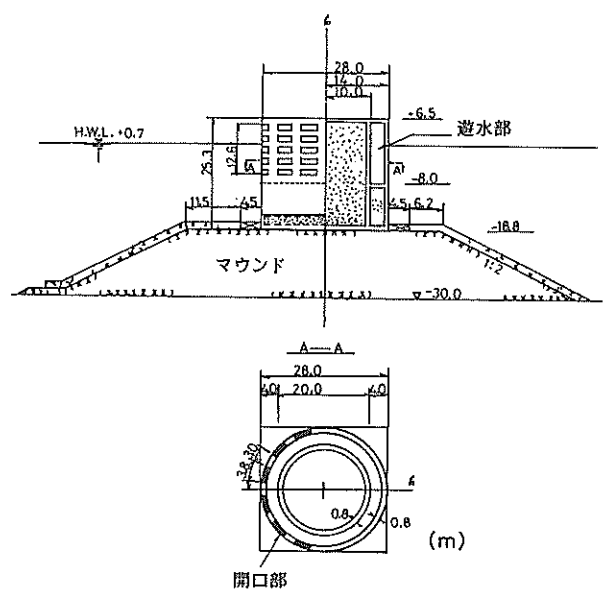


図-4 計算の対象モデル

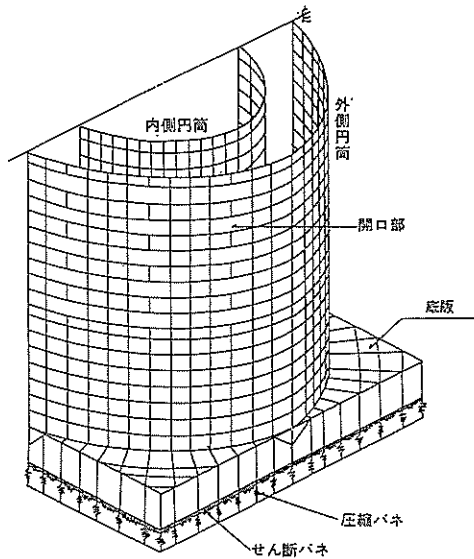


図-5 計算モデル

水平方向 $k_H = 250 \text{ tf/m}^2$
 外力の荷重係数 波 圧 1.5
 (終局限界状態) 土 圧 1.1 ~ 0.9
 自重 1.1 ~ 0.9

図-6 に押し波 I での二重円筒ケーソンに作用する荷重分布を示す。次に計算結果の説明を行う。

図-7 に計算結果の出力を行う位置を示す。図-8 ~ 図-11 での計算結果の値は、a ~ a' 軸、b ~ b' 軸 …… e ~ e' 軸での分布を示している。図-8 に押し波 I の波浪条件での外側円筒壁の鉛直方向の曲げモーメントの分布を示す。最大曲げモーメントは、外海側の中間床版位置の a ~ a' 軸に与えられる。外海側円筒壁の上部では鉛直方向の曲げモーメントは小さい値となっている。また底板と中間床版間の外側円筒壁では、両端固定の梁で得られるような鉛直方向の曲げモーメント分布である。一方内海側の外側円筒壁 e ~ e' では、外海側よりの小さな鉛直方向の曲げモーメントとなっている。図-9 に押し

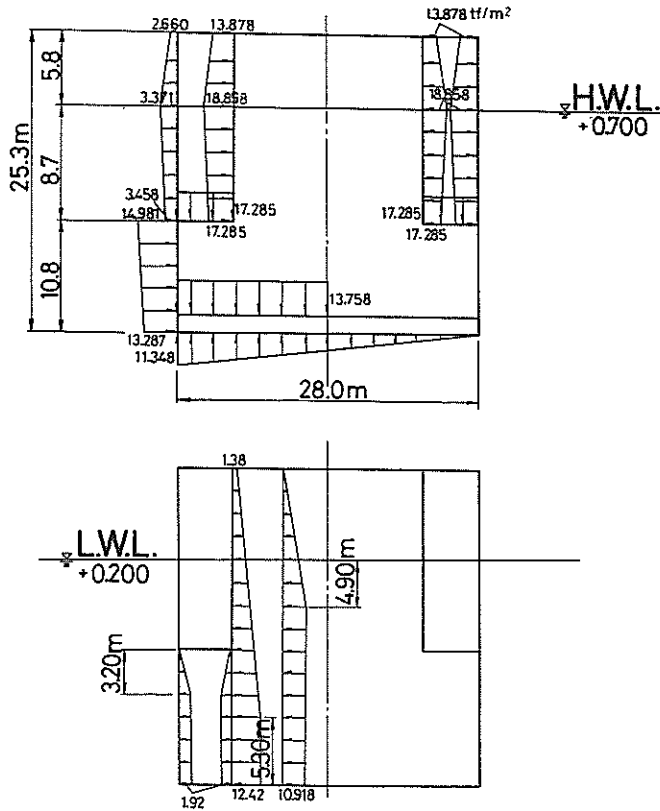


図-6 荷重の分布

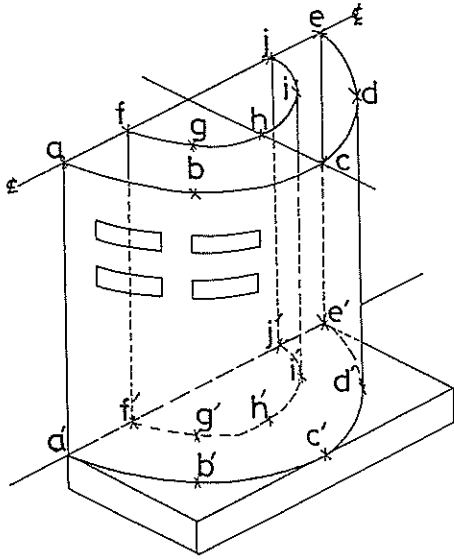


図-7 計算結果の出力位置

波 I の波浪条件での外側円筒壁の円周方向の軸応力度の分布を示す。外側円筒壁全体にわたってほぼ圧縮力が卓越している。中間床版や底版の固定端では軸圧縮力は小さい値であるが、外側円筒壁上部ではほぼ一様な軸圧縮力となっている。しかし内海側の外側円筒壁では、軸圧縮力は小さい値であり一部軸引張力が計算されている。

図-10に引き波時の波浪条件での内側円筒壁の鉛直方向の曲げモーメントの分布を示す。図-8に示す計算ケースとはほぼ同様な分布形状を示す。しかし底版部にかなりの鉛直方向の曲げモーメントが計算されている。

図-11に引き波時の波浪条件での内側円筒壁の円周方向の軸応力度の分布を示す。内側円筒壁全体に、軸引張力が計算されている。この軸引張力は主に内側円筒内の水圧と中詰め土の土圧によって計算される。

次に各要素内での断面力を調べてみる。中間床版附近での外側円筒壁の要素に着目する。図-12に、着目する

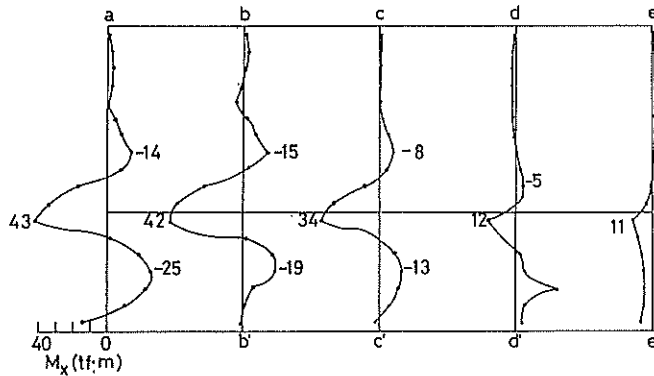


図-8 鉛直方向曲げモーメントの分布（押波 I）

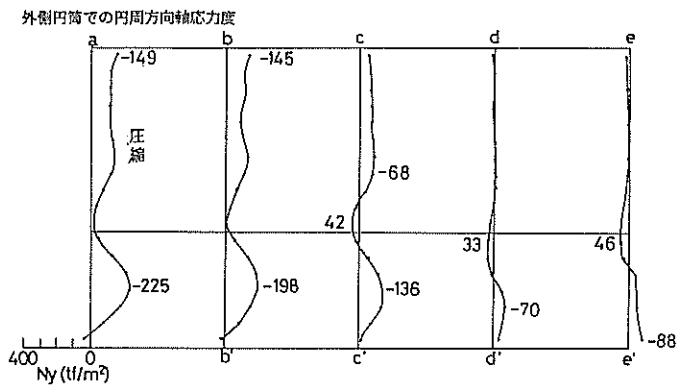


図-9 円周方向軸応力度の分布（押波 I）

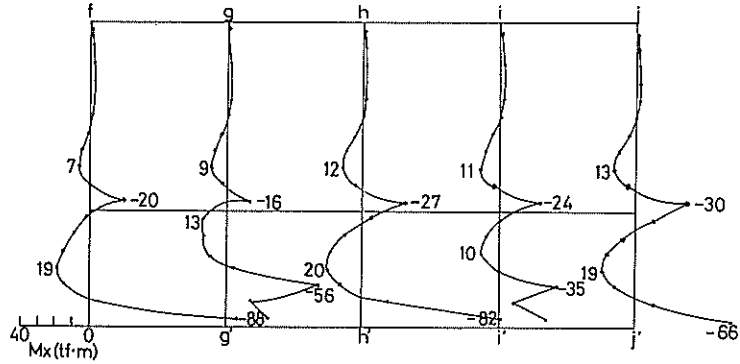


図-10 鉛直方向曲げモーメントの分布 (引波)

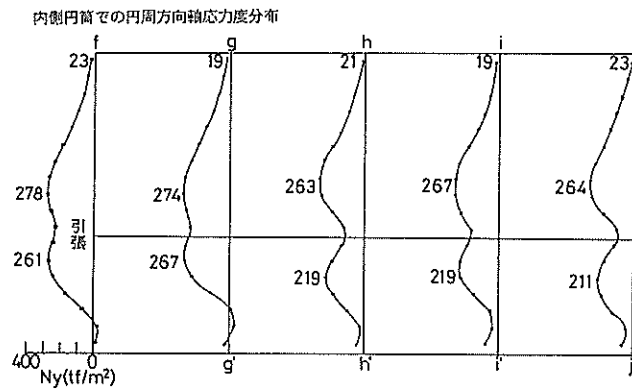


図-11 円周方向軸応力度 (引波)

要素位置と、板要素での軸力、せん断力および曲げモーメントの状況を示す。軸力に関しては、圧縮が負、引張が正の符号である。 M_x はY軸周りのX方向の、 M_y はX軸周りのY方向の曲げモーメントである。図-13に各要素での波浪の状況と断面力との関係を示す。例えば要素番号243、図-7でのc~c'軸での中間床版付近での断面力は、押し波Iで二方向の軸引張力と M_x とが卓越している。押し波IIでは、二方向の軸引張力が卓越している。鉛直方向軸応力度(N_x)と円周方向軸応力度(N_y)との比(N_x/N_y)は、ほぼ0.5である。引き波時には、 N_x が圧縮力、 N_y が引張力となる。波浪の状況により正負交番して軸応力度が生じている。他の位置でも面内力と面外力の両者が生じていることがわかる。

2.3 既往の研究

円筒構造は、古くから建築物等に用いられてきた。円筒(シェル)に関する力学的な取扱は19世紀末に、A. E.H.Loveによって論じられ、その後、H.Reissner(19

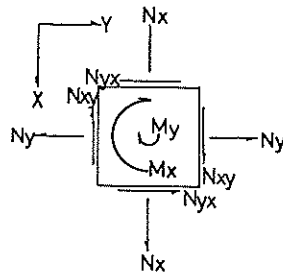
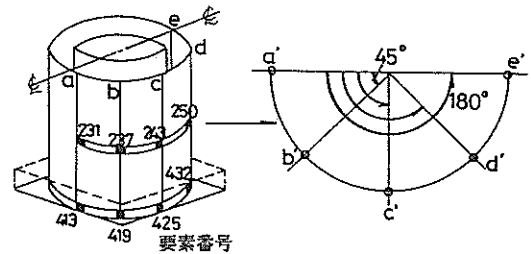


図-12 要素位置と板要素の断面力状況

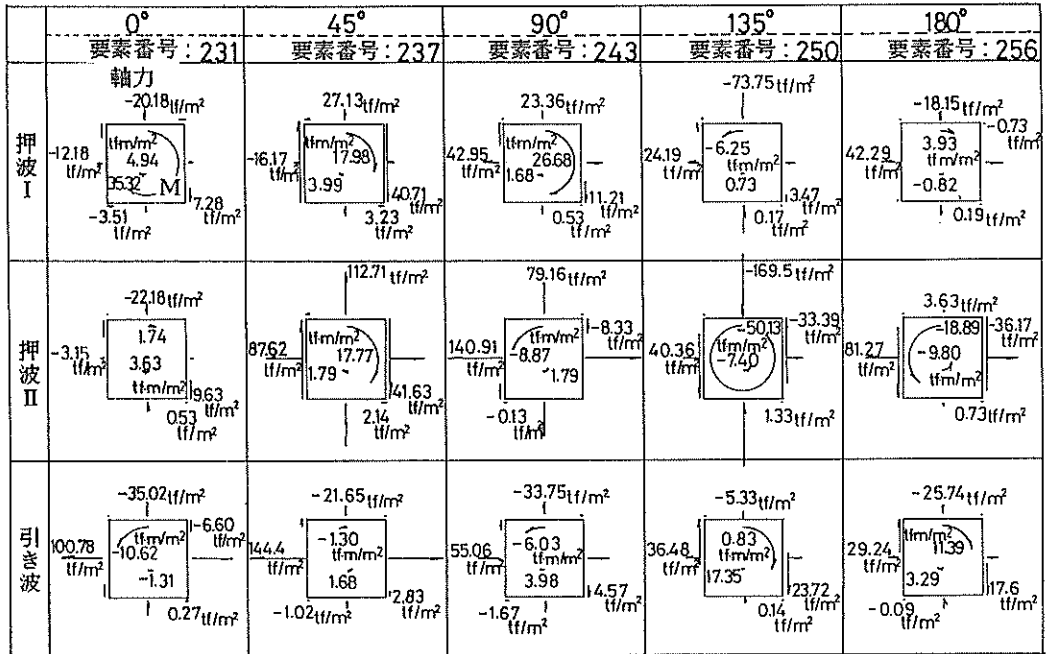


図-13 要素での断面力の状況

33年), S.Timoshenko (1959年), W.Flügge (1960年) 等によって理論的な発展がなされ数々の論文⁶⁾が発表された。

特にシェル(面内力)理論のみならず曲げ理論へ発展してきた。そしてドーム, 格納庫等建築物にシェル構造が広く採用されてきた。

鉄筋コンクリート板の面内力問題は, 主にドイツにおいて研究がなされてきた。Leitz (1930年) や Flügge (1934年) によって面内力を受ける鉄筋コンクリート板の耐荷力の計算式が提案された。さらに J.Peter (1966年), Baumann (1972年)⁷⁾, Duchon (1972年)⁸⁾ 等が次々に提案式を発表している。J.Peter は長さ 160 cm × 幅 160 cm × 厚さ 8 cm の鉄筋コンクリート板にトーナメント方式により一軸引張荷重を与えて, 提案式の検証を行っている。また Bazant (1979年)⁹⁾ はひびわれ面での摩擦を考慮する提案式を発表している。この他にも何人かの研究者により提案式が発表されてきている。これらの提案式の理論的背景, 相互の比較を吉川¹⁰⁾が行っている。吉川の論文はこれら提案式を理解する上で有用である。

近年面内力が特に注目されてきたのは, 原子力発電所での鉄筋コンクリート製の格納容器の耐震設計と大いに関連している。格納容器の耐震設計は, 米国, 西ドイツ,

フランス等での設計基準や指針に取入れられているものの日本での適用にあたって, 日本独自の検討が必要となったからである。格納容器では内圧と地震荷重によって円筒壁に面内せん断力と面内軸力が作用する。この面内力に対する鉄筋コンクリートの構造設計を行う際には, 梁やスラブを対象とする設計手法を適用することは適切でない。それは外力によって板部材に生ずる面内の主応力方向と鉄筋方向(二方向に入る)が一定の角度でないからである。Vecchio や Collins は鉄筋コンクリート板の純せん断実験を実施した。純せん断場での鉄筋量, 降伏強度を変数に載荷実験を実施した。日本でも, 面内力に関するいくつかの実験, 理論解析, 数値解析がなされてきた。青柳, 山田¹¹⁾等は, 面内力を受ける鉄筋コンクリートシェルに関し様々な条件下(主応力比, 鉄筋比等)で載荷実験¹²⁾を行い, 耐荷力とひびわれについて調べた。また Baumann の提案式を基本にしつつ, ひびわれ方向のせん断剛性を新たに定義しひびわれ幅の算定式を提案した。また鉄筋コンクリート円筒体に内圧やねじりを載荷した模型実験が, いくつか実施され, 格納容器の耐荷力, ひびわれ性状が調べられた。

また面内力を受ける鉄筋コンクリート板の弾塑性状況を調べる目的で有限要素法による数値計算も行われてい

る。この有限要素法では、材料の応力～ひずみの非線形性を考慮した積層化モデルを用いている。町田、上田¹³⁾等は、この有限要素法モデルによる数値解析と鉄筋コンクリート円筒の模型実験での実験値とを比較して、この計算モデルの妥当性を検討している。

土木学会でのコンクリート標準示方書（昭和61年制定）では、面内力の耐荷式をLeitzやBaumannの式を基本として示している。しかし、面内力によるひびわれ幅については、特に規定はしていない。

3. 面内力に関する計算式

3.1 鉄筋コンクリート板の耐荷力

図-14に直交鉄筋網をもつコンクリート板の二方向の引張状態を示す。正方形の鉄筋コンクリート板の四辺に、軸力 (N_x および N_y) とせん断力 (N_{xy}) が作用している。鉄筋は、X方向とY方向とに直交して配筋してある。このように面内力と面内せん断力が作用している場合、次式により主面内力 (N_1 および N_2 ただし $N_1 \geq N_2$) に変換できる。

$$\begin{pmatrix} N_1 \\ N_2 \end{pmatrix} = \frac{N_x + N_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2} \quad (1)$$

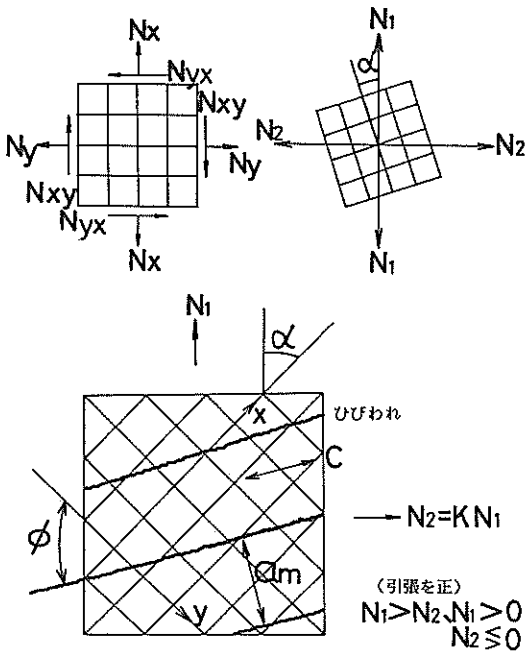


図-14 鉄筋コンクリート板の二軸方向引張状態

X方向鉄筋と N_1 となす角を α と定義する。 α は次式より得られる。

$$\tan 2\alpha = \frac{2N_{xy}}{N_x - N_y} \quad (2)$$

またひびわれの方向とY方向鉄筋となす角を ϕ と定義する。また N_2/N_1 をここでは荷重比と定義するが、 N を応力表示したときは N_2/N_1 を応力比と呼ぶ。荷重を載荷方向の断面積で割れば、応力となるが、荷重比と応力比の値は今回同じである。次に代表的な鉄筋コンクリート板の耐荷力の幾つかを紹介し、簡単に比較を行う。

(1) Leitzの式

ひびわれ面で鉄筋と平行な方向の軸力とせん断力とをすべて鉄筋で、圧縮力はコンクリートで負担すると仮定して誘導された式である。ひびわれは、Y方向鉄筋と45度の角度でもって与えられる。全補強式と呼ばれる。前述のコンクリート標準示方書で示されている式である。一般に安全側の結果を与えることから実用設計式としてよく使われる。

$$\left. \begin{aligned} Z_x &= N_1 \cos^2 \alpha + N_2 \sin^2 \alpha + (N_1 - N_2) \sin \alpha \cos \alpha \\ Z_y &= N_1 \sin^2 \alpha + N_2 \cos^2 \alpha + (N_1 - N_2) \sin \alpha \cos \alpha \\ D_b &= 2(N_1 - N_2) \sin \alpha \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここで

Z_x, Z_y : X方向およびY方向の鉄筋に生ずる力
 D_b : ひびわれに平行な方向のコンクリートの圧縮力

(2) Fluggeの式

ひびわれの方向が直交鉄筋と平行に生じ、一般的な応力変換公式より、鉄筋方向の分力を求めその分力を鉄筋が負担すると仮定した。せん断力はひびわれ面の骨材のかみ合いで抵抗するとした。

$$\left. \begin{aligned} Z_x &= N_1 \cos^2 \alpha + N_2 \sin^2 \alpha \\ Z_y &= N_1 \sin^2 \alpha + N_2 \cos^2 \alpha \\ D_b &= (N_1 - N_2) \sin \alpha \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

(3) Peterの式

ひびわれの方向が主引張力の方向と直交して発生すると仮定し、力の釣合条件と変形の適合条件を満足する式を誘導した。またひびわれ面でせん断によるずれがない場合（せん断剛性 ∞ ）とある場合（せん断剛性 0）の2つの限界条件に対して式を誘導した。ひびわれ発生後で骨材のかみ合いが充分であれば、せん断剛性を ∞ 、ひび

われ幅が相当大きいときは、せん断剛性を0としている。

(a) せん断剛性0の場合

$$\left. \begin{aligned} Z_x = Z_y = D_b = N_1 \\ H = 0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ここで

H : ひびわれ面でのコンクリートの負担するせん断力

(b) せん断剛性 ∞ の場合

$$\left. \begin{aligned} Z_x &= N_1 \frac{\cos \alpha}{\cos^2 \alpha + (\sigma_y f_y / \sigma_x f_x) \sin^2 \alpha} \\ Z_y &= N_2 \frac{\sin \alpha}{\sin^2 \alpha + (\sigma_x f_x / \sigma_y f_y) \cos^2 \alpha} \\ H &= Z_x \sin \alpha - Z_y \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここで

σ_x, σ_y : X 方向及び Y 方向の鉄筋の応力度。ただし、

$$\sigma_y / \sigma_x = \tan^2 \alpha$$

f_x, f_y : X 方向および Y 方向の単位幅当りの鉄筋の断面積

(4) Baumannの式

ひびわれの方向は上記の3つの提案式のように鉄筋の方向に対して一義的に決定されないとBaumannは考えた。ひびわれは、最初に主引張力方向と直交に発生するが、荷重が増加するに従って鉄筋コンクリート板の変形エネルギーが最小となる、最小仕事の原理より、初期のひびわれとは異なる方向(ϕ)にひびわれが進展すると仮定した。

$$\left. \begin{aligned} Z_x &= N_1 \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi) + N_2 \sin^2 \alpha (1 + \cot \alpha \tan \phi) \\ Z_y &= N_1 \sin^2 \alpha (1 + \cot \alpha \cot \phi) + N_2 \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cot \phi) \\ D_b &= (N_1 - N_2) \sin 2\alpha / \sin 2\phi \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

またひびわれの方向(ϕ)は、次式の4次方程式より求まる。

$$\cot^4 \phi + \frac{\tan \alpha + k \cot \alpha}{1 - k} \cot^3 \phi - \frac{\cot \alpha + k \tan \alpha}{\lambda (1 - k)} - \frac{1}{\lambda} = \frac{\nu}{\lambda} (1 - \cot^4 \lambda) \quad (8)$$

ここで

$$\lambda = f_x / f_y$$

ν : X 方向鉄筋の剛性とコンクリートの剛性の比

k : 主応力比 (N_2 / N_1)

Baumannの式で $H=0$, $\phi=45$ 度ならLeitzの式,
 $H=0$, $\phi=0$ あるいは90度ならFluggeの式と同一となる。

(5) Duchonの式

Duchonは、直交鉄筋網と更に二方向の斜鉄筋の合計4方向のコンクリート板の耐荷力を力の釣合とひずみの適合条件から求めた。コンクリートは、圧縮力に、鉄筋を引張力(ときには圧縮力)に抵抗し、ひびわれの方向は最大主引張ひずみ方向に直交すると仮定した。以下に示す式は、直交鉄筋網を対象としている。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= (\epsilon_1 \sin^2 \phi + \epsilon_2 \cos^2 \phi) E_s \\ \sigma_y &= (\epsilon_1 \cos^2 \phi + \epsilon_2 \sin^2 \phi) E_s \\ \tau &= (\epsilon_1 - \epsilon_2) \sin^2 \phi \\ \sigma_c &= \epsilon_2 E_c \end{aligned} \right\}$$

ここで、 ϵ_1, ϵ_2 : 主ひずみ

σ_c : コンクリートの圧縮応力

E_s : 鉄筋の弾性係数

E_c : コンクリートの弾性係数

Duchonの式で2方向の鉄筋の配筋の場合には、Baumannの式に包含していると考えられる。

(6) Bazantと椿の式

平均間隔 a_m のひびわれが Y 方向鉄筋に対して ϕ の角度で生じているひびわれ面での力の釣合いと変形の適合条件で式を誘導した。またひびわれ面のずれによる摩擦を考慮した。

$$\left. \begin{aligned} (N_x) &= N_1 + 1 / 2 (N_1 - N_2) \sin 2\alpha (\operatorname{cosec} \beta - \tan \alpha) \\ (N_y) &= N_2 + 1 / 2 (N_1 - N_2) \sin 2\alpha (\operatorname{cosec} \beta + \tan \alpha) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ここで、 $(N_x), (N_y)$: X, Y 方向の鉄筋量と降伏応力との積

β : ひびわれ面の摩擦係数(k_f)

から $\tan^{-1}(k_f)$ で求まる角度

Y 方向鉄筋からのひびわれの方向(θ)は、次式で得られる。

$$\theta = \begin{cases} \pi / 2 - \beta / 2 \\ \text{または} \\ \beta / 2 \end{cases} \quad (11)$$

(7) 各式の比較

各式での鉄筋応力およびひびわれの方向に関して以下に簡単に比較を行う。各式は力学的に分類すると、大き

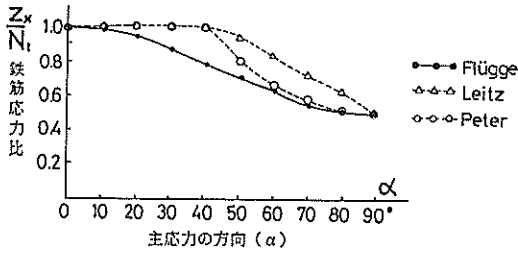


図-15 主応力の方向と鉄筋応力との関係

く以下の4種類に分けられる。

- ① ひびわれの方向と与え力の釣合い条件から解く
Leitz, Flugge
- ② 力の釣合条件と変形の適合条件から解く
Peter, Bazant
- ③ 力の釣合条件とひずみの適合条件から解く
Duchon
- ④ 力の釣合条件と最小エネルギーから解く
Baumann

図-15にFlugge, LeitzおよびPeterの提案式での主応力の方向(α)と鉄筋の応力比(Z_x/N_1)との関係を示す。鉄筋コンクリート板では、X方向、Y方向の鉄筋が直交しかつ鉄筋比も両方向で同一と設定する。 α が0度と90度の時は3者とも同一の鉄筋の応力比を与える。その他の角度で例えば45度付近では、Leitz, Peter, Fluggeの順に鉄筋の応力比が小さくなる。

Fluggeの式は他の式と比較して主応力の角度が30~60度の範囲で設計に際して危険な鉄筋量を与える。BaumannおよびBazantの式では、ひびわれの方向、ひびわれ面での抵抗機構の状況等によって図-15に示すように簡単な関係は得られない。ここでは、図-16にBaumannの式でのひびわれの方向角(ϕ)と鉄筋の応力比との関係を示す。主応力比 $k=(N_2/N_1)$ を0.5と設定する。X方向の鉄筋の応力比(Z_x/N_1)は、ひびわれの方向角によって異なる。式(8)によると ϕ は約40度となる。そのときの Z_x/N_1 は約0.9である。同図からわかるように ϕ が45度付近でわずかなひびわれの方向の違いによって鋼材の断面力の値が大きく変動する。

Bazantの式では、ひびわれ面での摩擦力(k_f)によって他の提案式よりも一般に安全側の鉄筋量を与えるが、摩擦力の考え方によって耐荷力が異なる。この摩擦力の導入は実際のひびわれ面での現象を反映してと考えるが、どうこの値を設計に取り込んでいくかが課題となってくる。

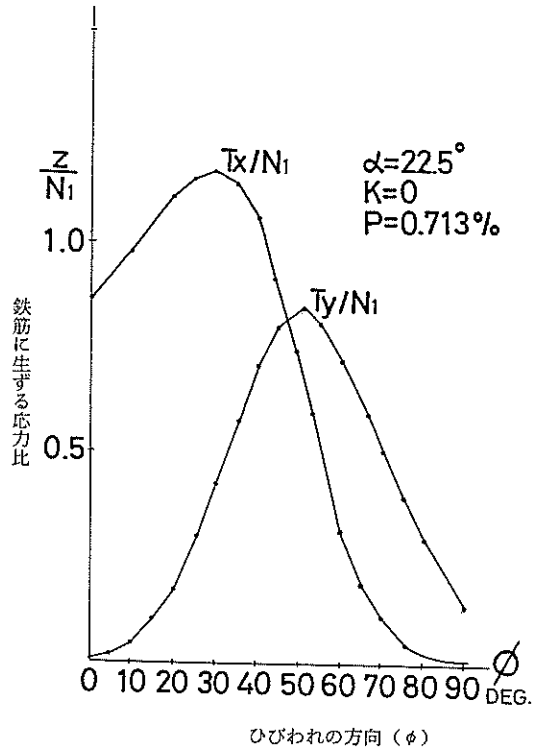


図-16 Baumannの式によるひびわれの方向角と鉄筋の主応力比($k=0.0$)

図-17に各式でのひびわれの方向と主応力比との関係を示す。主応力の角度(α)が0度のときは、Leitzの式を除いて他の式では主応力の方向に直交してひびわれが入る。Leitzの式では、主応力の方向に対して常に45度にひびわれが入るので、他の提案式と比較してひびわれ方向が異なる。主応力の角度(α)が26.5度の時は、各提案式によってひびわれ方向が異なる。Leitz, BaumannおよびDuchonはほぼ同一のひびわれ方向となるが、Flugge, PeterおよびBazantの提案式では前の3式よりY方向鉄筋よりの角度が小さい。Bazantの式では、(11)式に示すようにひびわれ面の摩擦の状況によってひびわれ方向が異なる。Paulayらは摩擦係数を $k_f=1.7$ 、ACI-318では $k_f=1.4$ 、Bazantらは $k_f=0.75$ を一応推奨している。いま $k_f=1.7$ とするとひびわれの方向は約30度となる。摩擦係数(k_f)を ∞ とするとひびわれの方向とY方向鉄筋との方向が一致する。

3.2 プレストレストコンクリート板の耐荷力

鉄筋コンクリート板の面内の耐荷力の算定式は、3.1

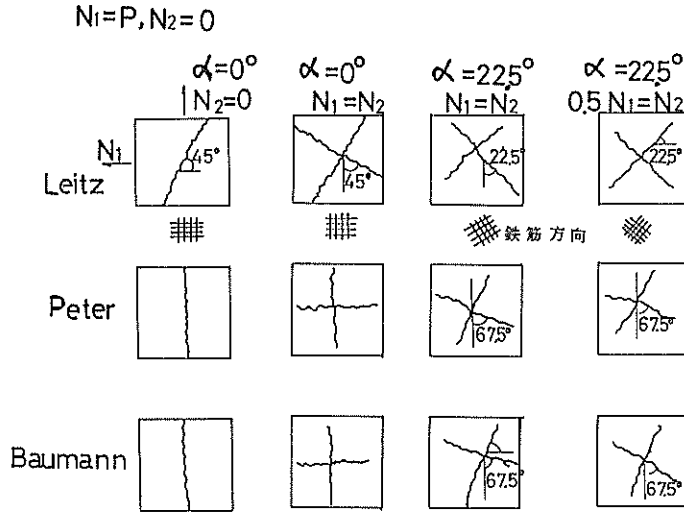


図-17 各式でのひびわれの方向

で述べたようにいくつか提案されている。しかしプレストレストコンクリート板に関しては、算定式は提案されていない。そこでここでは、Baumann の提案式を基本としてプレストレストを導入した場合について算定式の誘導を行う。基本的には、コンクリートに導入されるプレストレスト量の存在および鋼材として鉄筋とPC鋼棒の両者を考慮してある。誘導の方法は、吉川らの論文でのマトリックス表示による定式化に従う。他の提案式でも同様な考え方で算定式を誘導できる。

(a) コンクリートの応力マトリックス, $[\sigma_c]$

ひびわれ面での垂直方向のコンクリートの圧縮応力を σ_n 、平行方向のコンクリートの圧縮応力を σ_c 、せん断応力を τ_c とする。プレストレスト導入によるコンクリートの応力を σ_p および τ_p とおく。 σ_p は圧縮応力、 τ_p はせん断応力で、いまコンクリート板の両辺から同じ量のプレストレスト量を導入するとする。

$$[\sigma_c] = \begin{pmatrix} \sigma_n - \sigma_p & \tau_c + \tau_p \\ \tau_c + \tau_p & -\sigma_c - \sigma_p \end{pmatrix} \quad (12)$$

(b) 鋼材の応力マトリックス, $[\sigma_s]$

$$[\sigma_s] = \begin{pmatrix} R_x & 0 \\ 0 & R_y \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} P_x & 0 \\ 0 & P_y \end{pmatrix} \quad (13)$$

R は鉄筋の応力で、 x, y は各々コンクリート板の X 方向、 Y 方向を示す。 P はPC鋼材の応力を示す。

(c) 外力のマトリックス, $[F]$

$$[F] = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 \\ 0 & \sigma_2 \end{pmatrix} \quad (14)$$

力の釣合は次式で得られる。

$$[\sigma_s] \theta_s + [\sigma_c] \theta_c = [F] \theta_f \quad (15)$$

いま Baumann の仮定から、 $\theta_s = 0$ 、 $\theta_c = -\phi$ (ひびわれの方向)、 $\theta_f = -\alpha$ (主応力の角度) とすると θ_c 、 θ_f は各々のマトリックスを、 $-\beta$ 、 $-\alpha$ 度だけ座標変換を示す。

(15) 式から釣合条件を求めると以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} R_x + P_x &= -(\sigma_c + \sigma_p) \sin^2 \phi - \tau_c \sin 2\phi + \sigma_1 \cos^2 \alpha \\ &\quad + \sigma_2 \sin^2 \alpha \\ R_y + P_y &= (\sigma_c + \sigma_p) \cos^2 \phi + \tau_c \sin 2\phi + \sigma_1 \sin^2 \alpha \\ &\quad + \sigma_2 \cos^2 \alpha \\ 0 &= \tau_c \cos^2 \phi - (\sigma_c + \sigma_p) \cos \phi \sin \phi \\ &\quad - \sigma_1 \sin \alpha \cos \alpha + \sigma_2 \sin \alpha \cos \alpha \end{aligned} \quad (16)$$

この式は、Baumann の (7) 式に対応している。ひびわれの方向 ϕ の求め方は (8) 式に準じて行えばよい。

3.3 ひびわれ幅の計算

純引張を受ける鉄筋コンクリート部材のひびわれ幅の計算方法¹⁴⁾は、図-18に示す両引き試験でのひびわれ幅の計算で可能である。コンクリートに引張応力によりひびわれが生ずると隣接するひびわれ中央部では、次式の力の釣り合いが成立する。

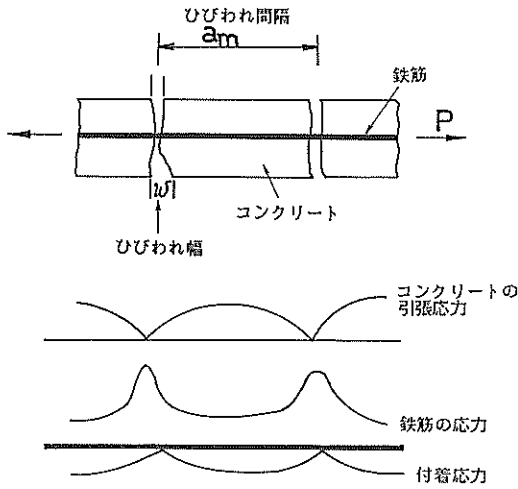


図-18 両引き試験でのひびわれ

$$\bar{\tau}_b u a_m / 2 = \bar{\sigma}_{ct} A_c \quad (17)$$

ここで

$\bar{\tau}_b$: ひびわれ間の鉄筋とコンクリート間の平均付着応力度

a_m : ひびわれ間隔,

u : 鉄筋の周長

$\bar{\sigma}_{ct}$: コンクリートの平均的な引張応力度

A_c : 1本の鉄筋の負担するコンクリートの断面積
 上式の左辺は、 $a_m/2$ の区間での付着によって鉄筋表面からコンクリートへ伝達される引張力で、右辺はコンクリートに作用する引張力である。荷重が作用してコンクリートの引張強度以上の応力が部材に生ずるとひびわれが生ずる。荷重の増加にともないひびわれの本数が増え、また、ひびわれ幅も大きくなっていく。さらに荷重が増加し、付着応力度が最大値に達すると、新たなひびわれは生じず、ひびわれ幅のみが増加していく。このときのひびわれ間隔 (a_m) は次式で与えられる。

$$a_m = 2 \int_l A_c / \tau_{\max} u \quad (18)$$

ここで、

f_t : コンクリートの引張強度

τ_{\max} : 最大付着応力度

またひびわれ幅 (ω) は次式で与えられる。

$$\omega = (\bar{\epsilon}_s - \bar{\epsilon}_c) a_m \quad (19)$$

ここで、

$\bar{\epsilon}_s$: 鉄筋の平均ひずみ

$\bar{\epsilon}_c$: コンクリート表面の平均ひずみ

純引張を受ける鉄筋コンクリートのひびわれ幅は、上式で計算できるが、土木学会のコンクリート標準示方書およびCEB規準⁵⁾では、曲げの影響を入れてひびわれ幅を計算している。コンクリート標準示方書では、角田の提案式⁶⁾¹⁷⁾を基本にしている。

(1) 角田式

$$\omega = k_1 \{4C + 0.7(C_0 - \phi)\} (\sigma_{se} / E_s + \epsilon \psi) \quad (20)$$

ここで、

ω : ひびわれ幅

k_1 : 鋼材の付着性状を表す定数

C : 鉄筋のかぶり

C_0 : 鉄筋の間隔

ϕ : 鉄筋径

σ_{se} : 断面力によって生じる鉄筋応力度の増加量

E_s : 鉄筋のヤング係数

$\epsilon \psi$: コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひびわれ幅の増加を考慮するための数値

(2) CEB/FIP MODEL CODE

$$W_k = 1.7 \times W_m \quad (21)$$

$$W_m = S_{rm} \times \epsilon_{sm}$$

ここで、

W_k : 最大ひびわれ幅

W_m : 平均ひびわれ幅

S_{rm} : ひびわれ間隔

ϵ_{sm} : 鋼材のひずみ量

鉄筋コンクリート部材のみならずプレストコンクリート部材でもこれらの提案式でPC導入による影響を加味してひびわれ幅を計算できる。このときひびわれは、コンクリートの引張強度と導入プレストレスト量(コンクリート換算)の合計の値以上の応力度が断面に生じたとき発生する。ただしPC鋼材が部材断面の中央に鉄筋がその周囲に配置されていると、基本的には主鉄筋の応力度の増加量とひびわれ幅との関係は、鉄筋応力度という観点からプレストレストコンクリート板と鉄筋コンクリート板で同一と考える。

ところでひびわれ幅は、鉄筋コンクリートの構成材料、とりわけ鋼材の腐食と密接な関係があるとされている。限界状態設計法では、ひびわれ幅を使用限界状態で制限することになっている。

表-1にコンクリート標準示方書³⁾およびプレストレストコンクリート港湾構造物設計指針(内部資料)での

表-1 許容ひびわれ幅

	一般の環境	腐食性環境	特に著しい腐食性環境
異形鉄筋	0.005 C	0.004 C	0.0035 C
PC鋼材	0.004 C	0.0035 C	0.003 C

C: かぶり (cm)

許容ひびわれ幅を示す。特に著しい腐食性環境である感潮帯での鉄筋コンクリート部材の許容ひびわれ幅は、鉄筋のかぶりを7cmとすると0.0245cmである。プレストレストコンクリート部材では高応力下でのPC鋼材の腐食が進行しやすいとされていることから許容ひびわれ幅を鉄筋コンクリート部材より更に小さい値としている。CEB/FIP MODEL CODEでは、許容最大ひびわれ幅 (W_k) を過酷な環境下で0.1mm~0.2mmとしている。

ただしコンクリート標準示方書では、永久荷重による鋼材の応力度の増加量が過酷な環境下で600kgf/cm²以下であれば、ひびわれ幅の検討を省略してよいとしている。

4. 面内力載荷実験

4.1 試験体の製作

(1) 試験体の形状寸法

表-2に載荷実験の対象とした試験体の一覧を示す。

載荷実験に使用した試験体は全部で12体である。このうち6体は鉄筋コンクリート(以下RCと略す)製、残り6体はプレストレストコンクリート(以下PCと略す)製である。試験体には30cm×30cmの開口部を有するも

表-2 試験体一覧

No.	RC/PC	開口部の有無	鋼材の角度	寸法 (cm)
1	RC	無	0°	200×200×18
2	RC	無	0°	200×200×18
3	RC	有	0°	210×210×18
4	PC	無	0°	200×200×13
5	PC	無	0°	200×200×13
6	PC	有	0°	210×210×13
7	RC	無	26.5°	200×200×18
8	PC	無	26.5°	200×200×13
9	RC	無	26.5°	200×200×18
10	RC	無	26.5°	200×200×18
11	PC	無	26.5°	200×200×13
12	PC	無	26.5°	200×200×13

のと開口部の無いものとに分けられる。開口部を有する試験体は、RC製1体、PC製1体の計2体製作した。PC部材とRC部材とは、終局時の耐荷力が同程度になるように設計した。鋼材比については、計画されている二重円筒ケーソンの試設計と同程度になるように設定した。試験体の鉄筋比は、RC部材で0.0094、PC部材で0.0131(PC鋼棒を含む)である。試験体の寸法は、開口部を有するものは縦210cm×横210cm×厚さ18cm(PCは厚さ13cm)、開口部の無いものは縦200cm×横200cm×厚さ18cm(PCは厚さ13cm)である。ここで外周の幅30cm(開口部無しは40cm)の部分は、荷重を均等に試験部分に作用させ、かつ試験体中央部分の鉄筋を定着させるために設けた領域である。トーナメント方式による載荷のため、試験体の外周領域を幅4mm程度のスリットにより一辺あたり5等分(開口部の無いものは4分割)に分割してある。ここで、試験対象部分は、開口部有りで縦150cm×横150cm、開口部なしで縦120cm×横120cmの平板部分である。写真-1に配筋の状況を示す。図-19~図-24に各試験体での配筋を示す。主鉄筋は、RC部材にはD13を、PC部材にはD10を使用した。RC部材の主鉄筋間隔は15cm、かぶりは32mmである。P

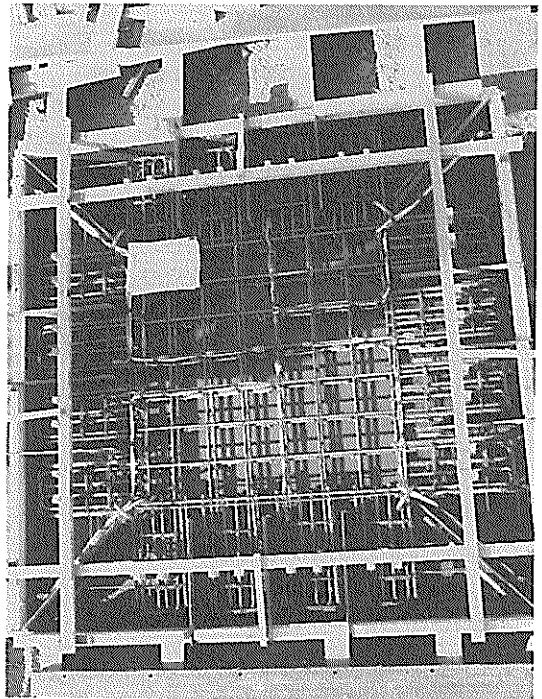


写真1 試験体の配筋

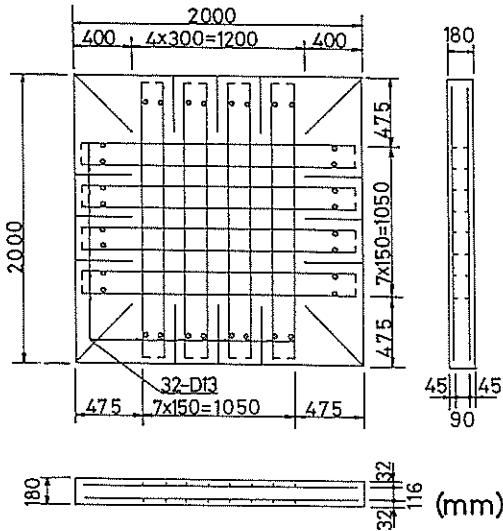


図-19 No.1, No.2 の試験体の構造

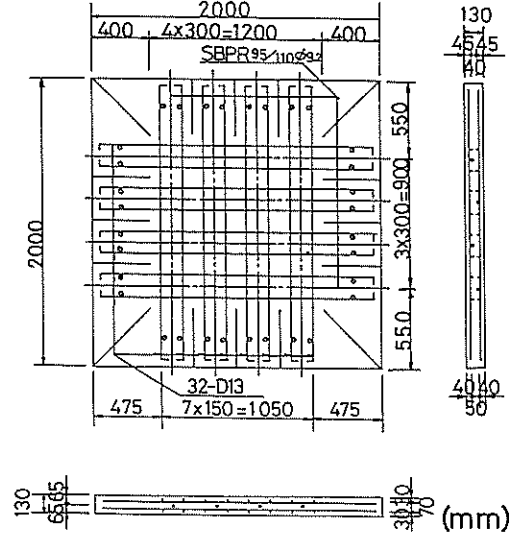


図-21 No.4, No.5 の試験体の構造

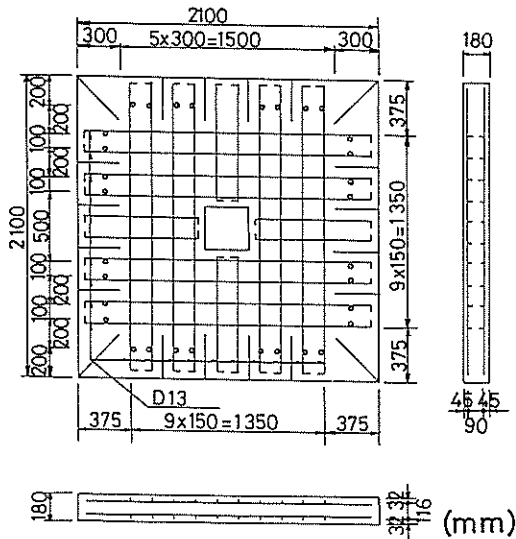


図-20 No.3 の試験体の構造

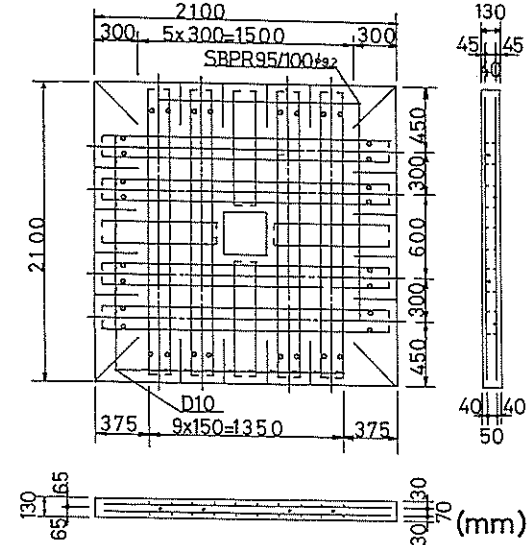


図-22 No.6 の試験体の構造

C部材の主鉄筋間隔は20cm, P C鋼材の間隔は30cmであり, 鉄筋のかぶり厚は30mmである。P C鋼棒はφ 9.2のものを使用し, コンクリート応力が $10\text{kgf}/\text{cm}^2$ になるようにプレストレストを導入した。No.7~No.12の試験体については, 引張方向に対して 26.5° の角度を付けて主鉄筋を配置した。これは面内せん断力による主応力の方向の変化の検討を行うためである。補強鉄筋はD6を使用し, 端部および試験部分の周辺に施した。また,

開口部からひびわれが発生しないよう, 開口部周辺にD10を8本配置した。ただし開口部の四隅にはハンチを設けてない。開口部での補強は, 周辺からの力の伝達が, 開口部で円滑になるように行うものである。

(2) 材 料

使用した鉄筋の材質はSD30A, P C鋼棒の材質はSBPR95/110である。表-3にこれらの鋼材の試験結果を示す。セメントの試験成績を表-4に示す。骨材の試

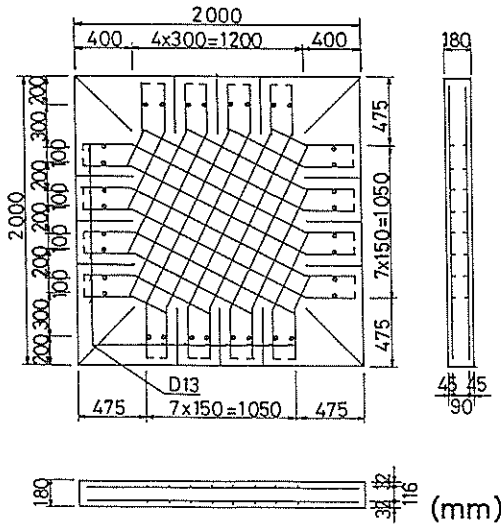


図-23 No. 7, No. 9, No.10の試験体の構造

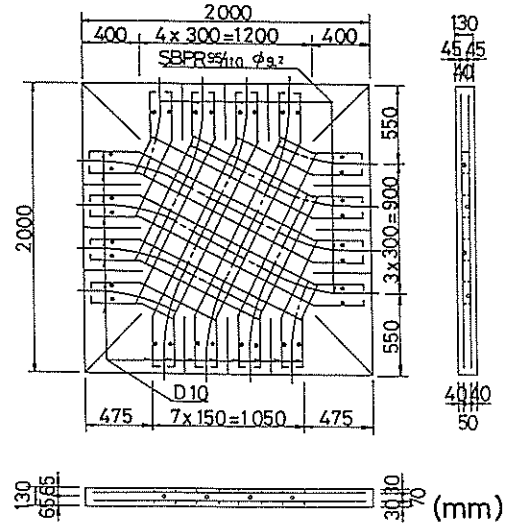


図-24 No. 8, No.11, No.12の試験体の構造

表-3 鋼材の試験結果

鋼材	寸法	機械的性質				化学成分(%)				
		降伏点 kgf/mm ²	引張強さ kgf/mm ²	伸び %	曲げ 試験	C × 100	S _i × 100	Mn × 100	P × 1000	S × 1000
鉄筋	D 6	39.0	59.4	25.2	GOOD	29	17	74	32	35
	D 10	39.0	57.1	21.1	GOOD	25	18	72	26	22
	D 13	39.9	56.4	26.0	GOOD	23	20	72	19	31
	D 16	38.0	54.0	28.0	GOOD	27	14	59	21	44
PC鋼棒	φ 9.2	112.0	113.5	13.0	—	—	—	—	—	—

表-4 セメントの試験結果

項目 種類	比重	比表面積 (cm ² /g)	凝結			安定性	圧縮強さ (kgf/cm ²)				酸化マグ ネシウム (%)	三酸化 硫黄 (%)	強熱減量 (%)	塩素 (%)
			水量 (%)	始発 (時-分)	終結 (時-分)		1日	3日	7日	28日				
早強ポルトランドセメント	3.13	4310	29.8	2-10	3-11	良	146	280	381	475	1.6	2.8	1.0	0.004

験成績表を表-5に示す。

表-6にコンクリートの示方配合を示す。コンクリートの配合目標は、スランプが8cm、空気量が5%である。設計基準強度はRCで240kgf/cm²でPCで350kgf/cm²である。

試験時における試験体のコンクリート強度を知るため試験日に管理供試体のコンクリート強度を測定した。表-7にこの管理供試体の強度試験結果を示す。

(3) プレストレスの導入力の計算

コンクリートの弾性変形、クリープ、乾燥収縮あるいは鋼材の摩擦等により、プレストレス導入から載荷試験までにプレストレスが減少すると考えられる。そこで、載荷試験時にコンクリート応力が約10kgf/cm²となるように緊張力の割増し計算を行った。その結果、載荷試験時の試験体材令を28日と仮定すると、緊張力は、No. 4~No. 6の試験体で3.98tf/本、No. 8, No. 11, No. 12の試験体では4.57tf/本であった。

プレストレス導入は、No. 4~No. 6の試験体については

表-5 骨材試験成績表

記号	試験項目	単位	細骨材		粗骨材 (5~13mm)		粗骨材 (13~20mm)	
			規格値	試験値	規格値	試験値	規格値	試験値
1	比重	—	2.5以上	2.61	2.5以上	2.67	2.5以上	2.67
2	吸水率	%	3以下	2.05	3以下	0.91	3以下	0.68
3	粗粒率	—	—	3.01	—	6.57		
4	単位容積重量	kgf/m ³	1500~1860	1700	1420~1880	1520		
5	実績率	%	60~70	66.0	55以上	57.2		
6	洗い試験	%	5以下	4.0	1.5以下	0.34		
7	粘土塊量	%	1以下	0.2	0.25以下	0.07		
8	有機不純物	—	うすい	うすい	—	—		
9	安定性試験	%	10以下	3.3	12以下	5.0		
10	比重1.95に浮く粒子	%	1以下	0	1以下	0		
11	すりへり減量	%	—	—	40以下	14.1		
12	軟石量試験	%	—	—	5以下	2.5		

表-6 コンクリートの配合

	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の範囲 (cm)	空気量の 範囲 (%)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kgf/m ³)						
						水 W	セメント C	細骨材	粗骨材G		減水 剤	AE 剤
									5号	6号		
R C	20	8 ± 2.5	5 ± 1	70	52	167	239	959	362	543	4.8	0.98
P C	20	8 ± 2.5	5 ± 1	55	46	165	300	827	397	596	6.0	1.2

表-7 管理供試体の強度試験結果

試験 No.	材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	曲げ強度 (kgf/cm ²)
1	8	228	20.0	44.2
2	12	238	21.4	47.2
3	18	239	23.1	42.7
4	26	337	30.9	41.6
5	17	369	27.1	52.7
6	8	358	23.8	46.1
7	11	223	20.1	39.6
8	16	364	26.3	51.6
9	15	232	22.9	41.4
10	13	229	22.9	42.2
11	14	366	25.1	51.8
12	10	359	23.9	51.4

P C鋼棒が直線なので油圧ジャッキの片引きとした。No.8, No.11, No.12の試験体についてはP C鋼棒が斜配置なので、シーソとの摩擦による導入力のロスが大きいと考え両引きとした。

(4) ひずみゲージ (R C, P C)

図-25および図-26に鋼材のひずみゲージの貼りつけ位置の一例を示す。ひずみゲージは試験体の中央に位置している鉄筋およびP C鋼棒に貼り付けした。鉄筋では、10cmピッチにひずみ量が測定できるように、ひずみゲージを上下の鉄筋に各々互違いに20cmピッチに貼りつけた。また、載荷試験中、鋼材に曲げが生じているかどうか調べるため、ひずみ測定点に2枚のひずみゲージを鉄筋の上下に貼りつけた。P C鋼棒においてはX方向鉄筋2本、Y方向鉄筋2本の各中央に1点ずつ計4点にひずみゲージを貼りつけた。鉄筋と同様に上下に2枚ずつP C鋼棒に貼りつけた。

4.2 載荷方法

試験体へできるかぎり一様な純引張力を作用させるた

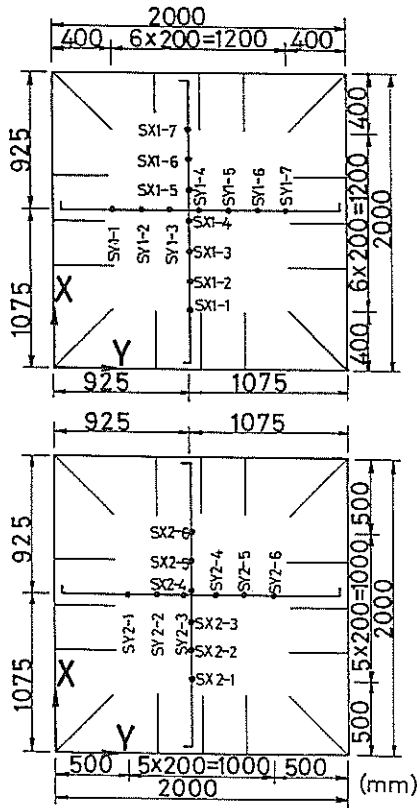


図-25 鉄筋のひずみゲージの取り付け位置

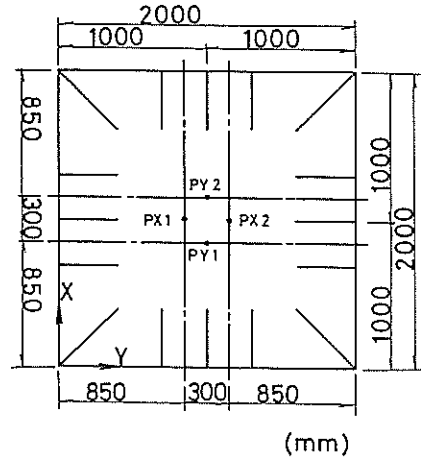


図-26 PC鋼棒のひずみゲージの取り付け位置

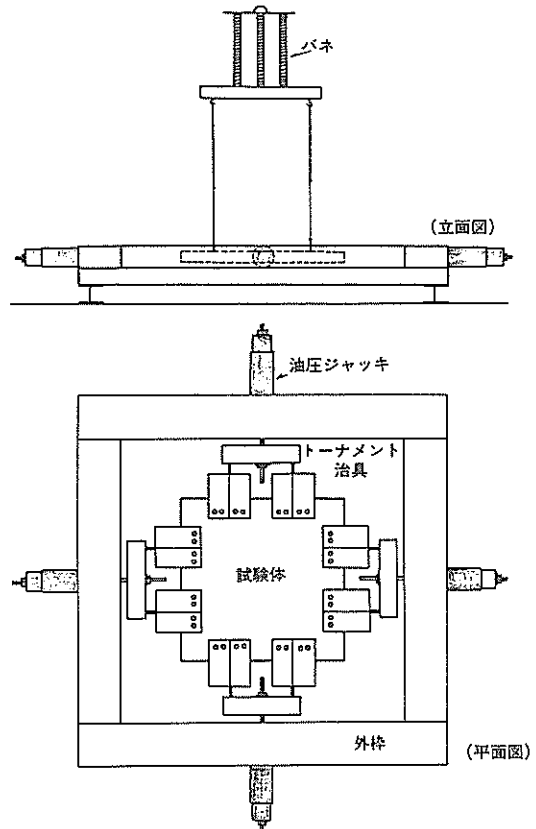


図-27 実験装置の概要

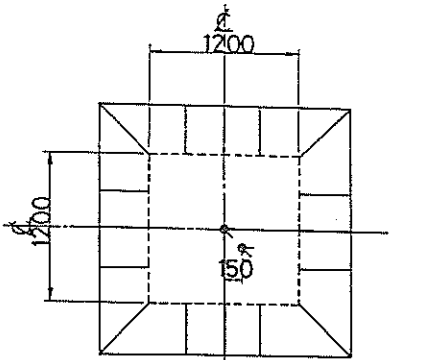
め、載荷はトーナメント方式を採用した。図-27に載荷試験装置を示す。装置は以下の3つにより構成される。

- ・トーナメント治具および外枠 1組
- ・吊るし用枠組み 1組
- ・センターホールジャッキ 4台

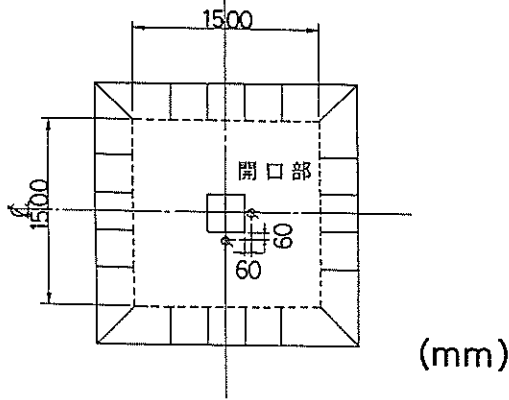
図-27に示す通り、引張力はPC鋼棒と、トーナメント治具を介して4等分され、一辺当たり8つのボルト穴より試験部に作用するようになっている。なお、試験中試験体やトーナメント治具の自重等による面外曲げモーメントが極力発生しないように、ばね9本による吊るし用枠組みによって試験体を支持した。また、載荷はセンターホールジャッキを一方方向につき2台ずつ配置して両側から引張力を加えられるようにした。

載荷は、ひびわれ発生荷重、鉄筋降伏荷重、破壊荷重の各荷重に達するまで荷重を増加させその都度除荷する3サイクルで行った。

載荷ピッチはロードセルの精度を考慮して、2～4tf毎

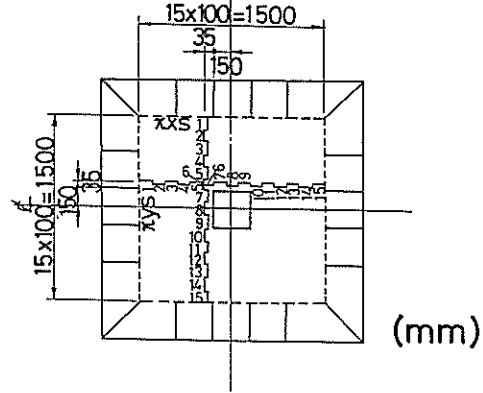
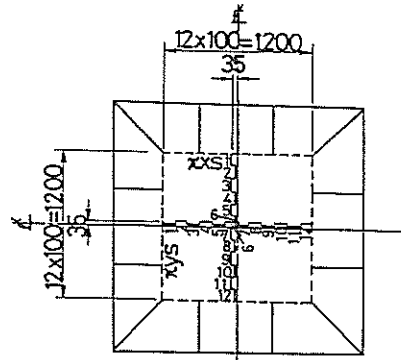


開口部無し



(mm)

図-28 コンクリートゲージの取り付け位置



(mm)

図-29 π ゲージの取り付け位置

とした。荷重は、4台のセンターホールジャッキに取り付けたロードセルによって測定した。

二軸荷重において、試験体の移動による軸のずれやねじれの発生を極力避ける必要がある。この問題を解消するために試験体の四隅に変位計を設置し軸がずれぬようモニターしながら4台のジャッキを制御し荷重を行った。

4.3 測定項目と計測方法

本試験での、各種測定項目およびひびわれ状況を以下に示す。

コンクリート表面のひずみ量は、コンクリートゲージにより測定した。コンクリートゲージはX、Y、XY(X軸と45度方向)の3方向が測定可能であるものを用いて図-28に示すように試験体裏面中央およびその周辺に、一試験体当たり2枚ずつ貼り付けした。

ひびわれ幅の測定は、コンタクトゲージおよび π 型ゲージにより測定した。コンタクトチップまたは、 π 型ゲ

ージ用は、図-29に示すように試験部分中央のX、Yの二方向に、10cmピッチで接着剤により貼り付けした。

ひびわれのずれの測定は、写真2に示す二軸亀裂変位計により測定した。二軸亀裂変位計は、ひびわれをはさんでひびわれ直交方向と平行方向での変位を計測するものである。

二軸亀裂変位計は、1サイクル(ひびわれ発生後除荷)終了後、試験体の4箇所に接着剤で貼り付けした。

試験体の変位量の測定は、変位計および大変位計により測定した。変位計は試験体軸のずれ、回転などもあわせて測定できるように図-30に示す試験体の四隅に8台設置した。また、図-30に示すように2台の大変位計も設置した。大変位計は、1.2m離れた2点間にワイヤーを張りワイヤーの伸びの計測を行うものである。

載荷荷重の測定は、ロードセルにより測定した。一方方向を2台のジャッキで引張るので、両側にロードセルを

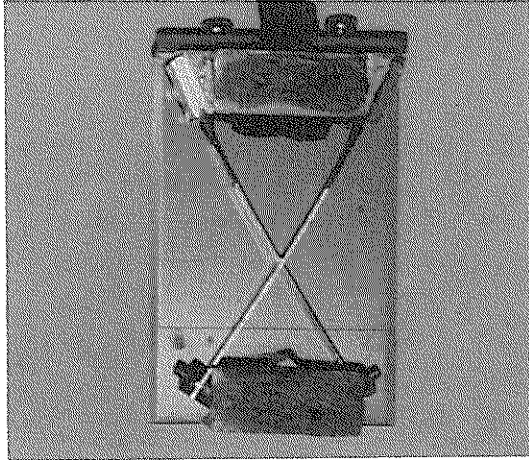


写真2 二軸亀裂変位計

据え付け、2個のロードセルで得られた値の平均値を載荷重とした。試験終了後、試験体を外枠より取外してひびわれのスケッチ、および写真の撮影を行った。

5. 試験結果

5.1 破壊型式

写真3にNo.1 (RC) の試験体での載荷実験終了後

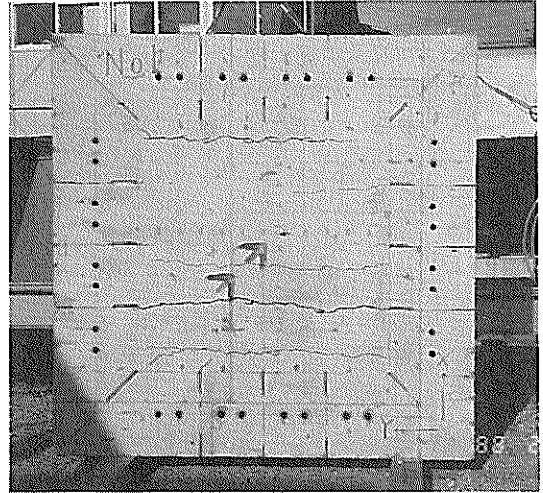


写真3 No.1での実験後の状況

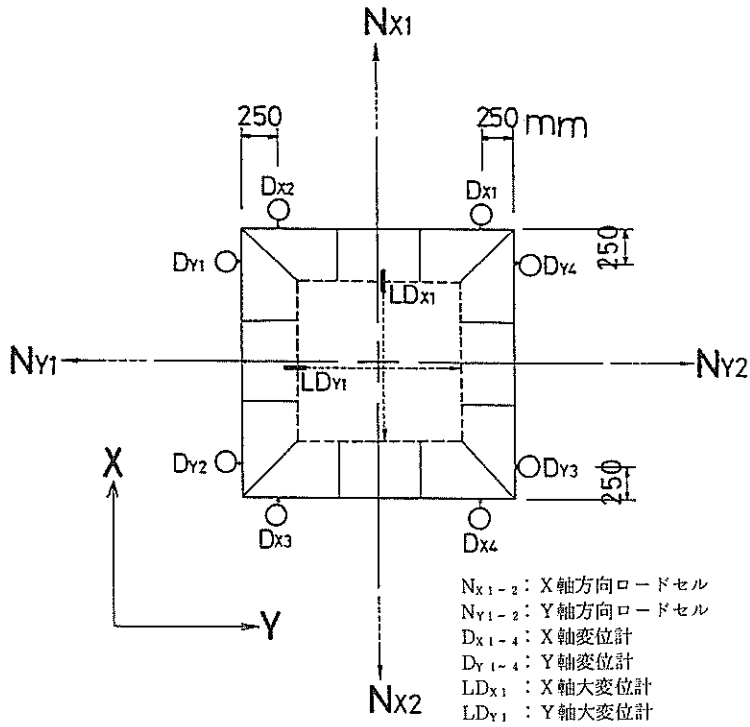


図-30 変位計の取り付け位置

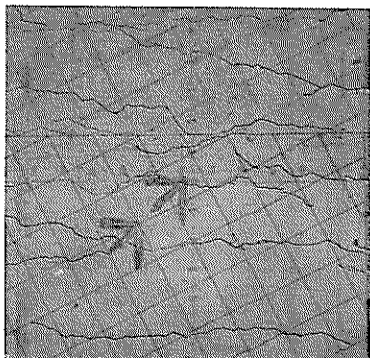


写真4 No.7での実験後の状況

の状況を示す。No.1の試験体では、一方向に85tfまでの荷重を行った。約41tfの荷重のとき、荷重方向と直交してひびわれが発生した。その後、同じように何本かのひびわれが平行に発生した。終局時では、主鉄筋に200 μ を越えるひずみ量が生じた。しかし、この荷重重までに試験体の四隅、トーナメント治具をP C鋼棒により試験体に取り付けるための穴、およびトーナメント治具による荷重分散を図るためのコンクリート板の4辺での切れ込みの3箇所でのコンクリートの破壊は、特に見受けられなかった。試験体中央の一辺1.2mの正方形の実験対象区域内で主鉄筋ののびによるひびわれ幅の増大によって主に変形が進行した。

No.4 (P C)の試験体でもNo.1と同様な破壊状況であった。また、No.2 (R C)およびNo.5 (P C)の試験体では、二方向から荷重を行った。この場合には、ひびわれは、碁盤状に発生した。破壊の状況としては、X方向およびY方向荷重を重ね合わせたような状況が試験体に生じた。

写真4にNo.7 (R C)の試験体での荷重実験終了後の状況を示す。No.7の試験体では、主鉄筋の方向が荷重方向に対して26.5度傾いている。この試験体では、86.9tfまで荷重を行ったが、No.1と同様に、試験体の4隅やトーナメント治具設置位置からのひびわれの発生やコンクリートの破壊は見受けられなかった。この試験体でも主鉄筋が降伏し、その後のひずみの増大に伴う、ひびわれ幅の増大によって変形が進行していった。写真5にNo.6 (P C)の試験体での荷重実験終了後の状況を示す。

No.6の試験体では中央に開口部が設けてある。実験開始前には、開口部の四隅よりひびわれが発生し破壊に至ると予想していた。しかし荷重後の状況を見ると開口部

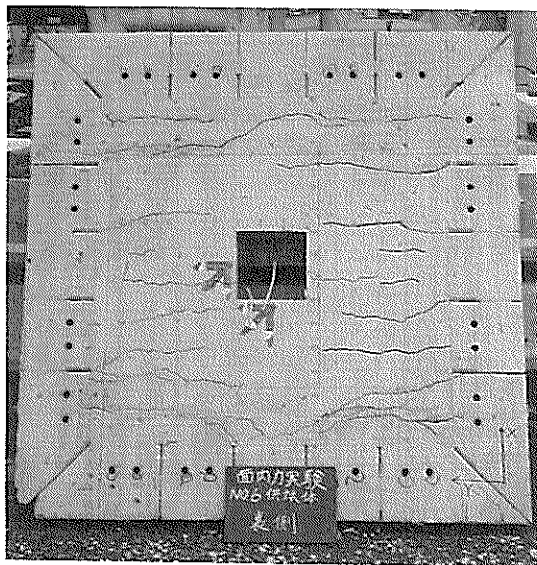


写真5 No.6での実験後の状況

の隅からのひびわれの発生はほとんどなかった。写真に示すように荷重をかけてない中央の領域でひびわれの発生はほとんどなく、荷重をかけている開口部をはさんだ両側でひびわれの発生が見られた。

5.2 荷重と変位の関係

表-8に各荷重段階毎の荷重と変位の関係を示す。第1サイクルは、コンクリートに初期ひびわれが生じたとき、第2サイクルは、鋼材のひずみが、降伏ひずみに一箇所でも達したと考えられたとき、第3サイクルは、鋼材のひずみが進行し、荷重がこれ以上増大しない状況に対応している。ここで変位の値は、試験体表面に一列に取り付けた12個のパイ型ゲージの個々の変位量を合計したものである。

試験体の4辺に取り付けた変位計では、試験体が荷重中に水平面内で、平行移動したり、若干ねじれたりして、試験体自体の変形を精度良く計測できなかった。

図-31にNo.1の試験体での荷重変位曲線を示す。図中の実線は、荷重方向での荷重変位曲線である。荷重が40tfで初期クラックが入るがこのとき変位が一時的に大きくなり、その後、約70tfを越えると再び変位が大きくなった。このとき主鉄筋が降伏し始めた。図中の一点鎖線は、荷重方向と直交した方向での荷重変位曲線を示すが、変位の値は圧縮の状況を示している。これは、荷重中試験体のポアソン効果によるものである。

表-8 各サイクル毎の荷重と変位との関係

	RC/PC	鋼材の角度	方向	1サイクル		2サイクル		3サイクル	
				荷重(tf)	変位(mm)	荷重(tf)	変位(mm)	荷重(tf)	変位(mm)
No.1	RC	0°	Nx	41.38	0.60	59.76	1.61	85.25	5.03
No.2	RC	0°	Nx	42.49	0.07	75.80	1.94	88.07	6.48
			Ny	22.37	0.39	36.99	1.21	64.69	5.71
No.3	RC	0°	Nx	48.53	0.51	85.85	1.92	94.22	2.24
No.4	PC	0°	Nx	50.22	0.04	65.67	0.71	85.75	3.94
No.5	PC	0°	Nx	55.90	0.31	67.02	1.26	81.60	4.38
			Ny	27.86	0.08	33.06	0.17	41.05	0.55
No.6	PC	0°	Nx	52.40	0.42	80.49	1.51	100.10	4.50
No.7	RC	26.5°	Nx	39.41	0.83	48.85	1.77	86.94	5.83
No.8	PC	26.5°	Nx	44.88	0.41	59.31	2.30	85.97	12.33
No.9	RC	26.5°	Nx	30.63	0.19	38.99	1.09	98.03	9.59
			Ny	32.15	-0.02	40.54	0.14	87.22	1.84
No.10	RC	26.5°	Nx	44.18	0.19	51.96	1.31	87.40	4.21
			Ny	21.91	0.05	25.75	0.22	44.22	0.85
No.11	PC	26.5°	Nx	42.84	0.06	54.90	0.43	78.75	1.30
			Ny	43.65	0.14	60.06	1.39	80.14	3.01
No.12	PC	26.5°	Nx	56.66	0.22	72.63	1.79	85.53	8.34
			Ny	28.13	0.04	35.78	0.01	43.28	-0.08

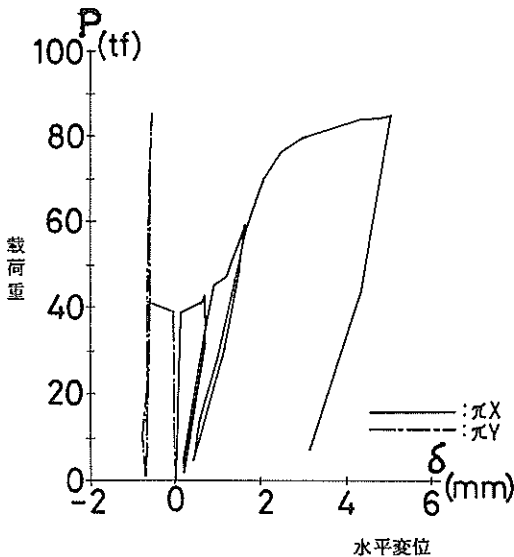


図-31 No.1での荷重～変位曲線

5.3 ひびわれ性状

(1) ひびわれの方向と間隔

図-32にNo.1の試験体でのひびわれの状況を示す。ひびわれは載荷方向と直交してほぼ平行に、かつ等間隔に発生した。図-33にNo.9でのひびわれ状況を示す。ひびわれは、図中のY方向と約25度の角度をもって、ほぼ平行に等間隔に発生していた。

いまX方向の載荷によって生じたひびわれに着目する。このときのひびわれとY軸となす角度をX方向のひびわれのひびわれ方向角と定義する。また時計回りの角度を正とする。ひびわれ方向角は、発生したひびわれ中で代表的なもの何本かを選んでその平均とした。表中のひびわれ間隔は、選ばれた何本かの代表的なひびわれ間隔を平均したものである。各試験体でのひびわれ方向角とひびわれ間隔を表-9に示す。

ひびわれ間隔は、11cm～28cmの範囲にあるが概して鉄筋コンクリート板の方がプレストレストコンクリート板の方よりもひびわれ間隔が大きかった。プレストレスト板の方がひびわれが分散して発生する傾向があった。

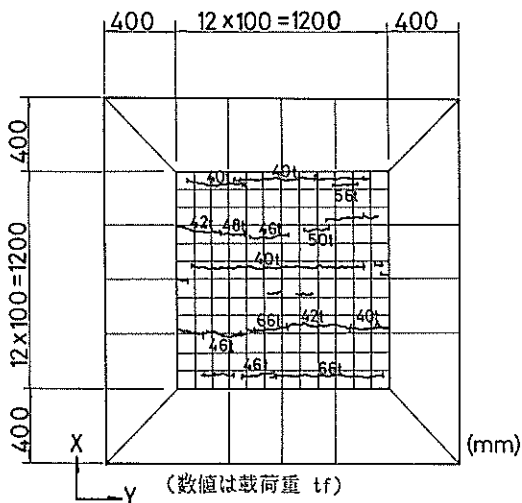


図-32 No.1でのひびわれ図

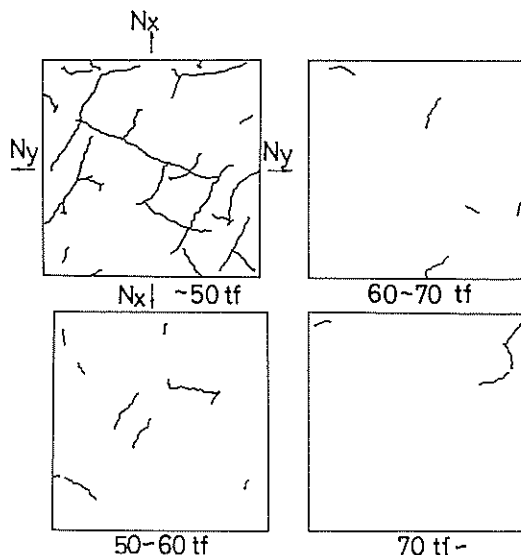


図-33 No.9でのひびわれの進行

表-9 ひびわれ方向角とひびわれ間隔

	X 方 向					Y 方 向				
	ひびわれ方向角 (度)				ひびわれ 間隔(cm)	ひびわれ方向角 (度)				ひびわれ 間隔(cm)
	~50 tf	50~60	60~70	70 tf~		~50 tf	50~60	60~70	70 tf~	
No. 1 (RC)	-0.4	-1.2	—	—	27.7	—	—	—	—	—
No. 2 (RC)	-0.8	—	24.5	-10.0	26.1	0.0	0.0	-0.5	-1.0	28.6
No. 3 (RC)	-0.2	-1.2	-0.5	0.3	18.5	—	—	—	—	—
No. 4 (PC)	—	-2.0	0.5	—	17.7	—	—	—	—	—
No. 5 (PC)	—	-9.0	-0.2	15.5	19.1	—	—	—	12.7	—
No. 6 (PC)	—	-1.5	-2.0	-2.8	12.4	—	—	—	—	—
No. 7 (RC)	-1.3	-10.3	-3.0	-7.0	21.9	—	—	—	—	—
No. 8 (PC)	—	-2.0	-4.6	-2.6	11.4	—	—	—	—	—
No. 9 (RC)	22.0	17.0	—	21.0	24.2	27.0	30.5	25.0	—	19.4
No.10(RC)	-5.0	-9.5	-28.0	-12.5	15.3	38.0	33.0	—	—	17.0
No.11(PC)	2.0	0.0	—	—	19.6	—	-4.7	—	-16.0	25.4
No.12(PC)	—	-2.0	-2.3	-4.0	14.8	—	—	—	43.0	—

主鉄筋がX, Y軸と直交して配筋されている場合には、ひびわれ方向は、主応力比 (K) によらず、主応力の方向とはほぼ直交してひびわれが発生した。すなわち、荷重を受ける方向に直交してひびわれが発生した。

主鉄筋がY軸と26.5度傾いて配筋されている場合には、

ひびわれ方向は、主応力比 (K) によって異なった。鉄筋コンクリートの試験体では、(K) = 0 の場合には、ひびわれは載荷方向とはほぼ直交して発生した。(K) = 0.5 の場合は、若干載荷方向と傾いてひびわれが発生し、(K) = 1.0 の場合は、ほぼ鉄筋沿いにひびわれが発生した。

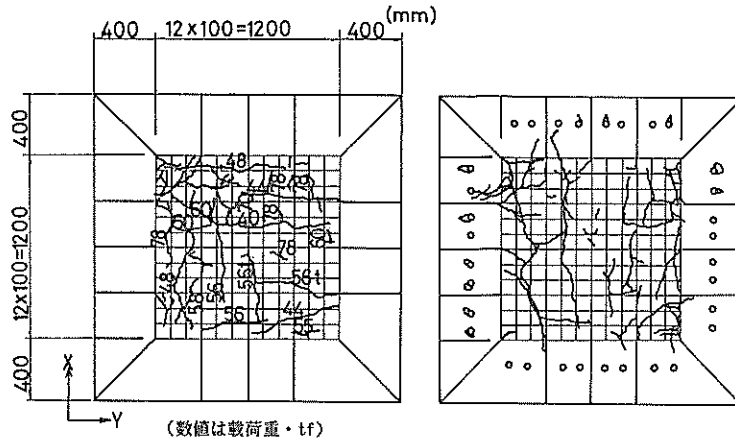


図-34 No.11でのひびわれ図

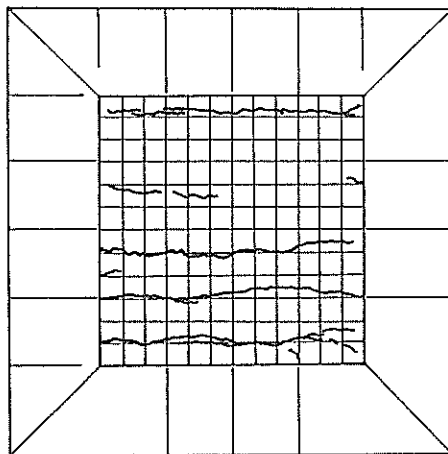


図-35 No.1での裏面でのひびわれ図

すなわちひびわれ方向角が、20数度であった。図-33に No.9の試験体でのひびわれの載荷段階毎のひびわれの進行状況を示す。載荷荷重が50 tfまでの間に、ほぼ終局時に得られたひびわれの大半が発生している。ひびわれの方向はこの試験体で載荷荷重が、50 tf～60 tfのとき、60 tf～70 tfのときとも初期に発生したひびわれの方向と全体的にはほぼ等しい方向にひびわれが発生したといえる。しかし個々にみると若干方向が変化していた。主鉄筋がY軸と傾いて配置されている他の試験体でも同様な傾向があった。一方、プレストレストコンクリートの場合には、いずれの主応力比でもひびわれの方向は、図-

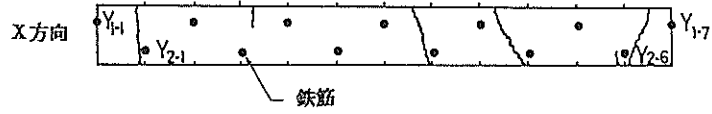
34に示すように場所によって載荷方向と若干傾いているが、代表的なひびわれについては、ほぼ載荷方向と直交して発生した。

図-35に No.1 試験体の裏側の面でのひびわれ状況を示す。図-32では、表側の面でのひびわれ状況を示したが、表側の面と裏側の面とで若干ひびわれの発生位置、進展状況等のひびわれ性状が異なっていた。この状況は、いずれの試験体でも見られた現象であった。図-36は2、3の試験体の中央位置でのひびわれ状況図から予想して作成した試験体断面でのひびわれの状況を示したものであるが、断面ではひびわれがほぼ垂直に入っているものの、場所によっては若干傾いている箇所もあった。また、表側の面と裏側の面でひびわれが貫通してない場合もあった。また同図に示すように、ひびわれが鉄筋位置から必ずしも生じていなかったことがわかる。

(2) ひびわれ幅

ひびわれ幅は、 π 型ゲージ、二軸亀裂変位計の両者で計測を行った。No.2の試験体(RC)でのひびわれ幅と載荷重との関係の一例を図-37に示す。この試験体では、載荷重が約40 tfを越えたときに、ひびわれが発生したが、図中ではそこから急にひびわれ幅が増大した。このときのひびわれ幅は、この図では、 $\pi \times 6$ (π 型ゲージ)で0.23 mmに達している。その後載荷重を増加するにしたがってひびわれ幅も増加していく。1サイクル目、2サイクル目で除荷を行うと、載荷重の減少とともにひびわれも閉じていく。しかし載荷重をほぼ0としたときにひびわれは完全には閉じなかった。このときのひびわれ幅を本資料では残留ひびわれ幅として整理した。図-

(RC, 開口無
 $\alpha=0, K=0$) No.1



(RC, 開口無
 $\alpha=26.5^\circ, K=1.0$) No.9



(RC, 開口無
 $\alpha=26.5^\circ, K=0.5$) No.12

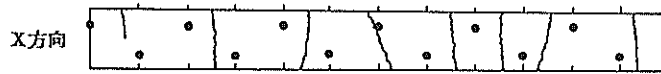


図-36 断面でのひびわれ

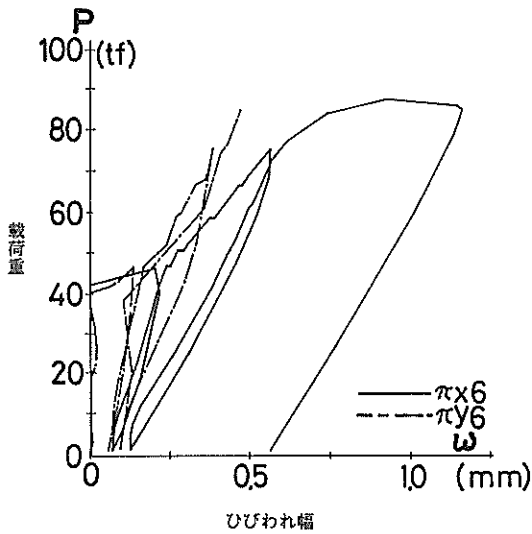


図-37 No. 2でのひびわれ幅と載荷重との関係

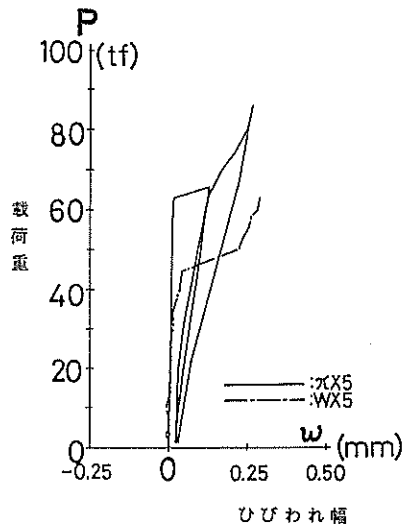


図-38 No. 4でのひびわれ幅と載荷重との関係

38にNo. 4の試験体(PC)でのひびわれ幅と載荷重との関係を示す。載荷重が約45 tfのときにひびわれが発生したが、No. 1の試験体と同様にひびわれが発生すると、ひびわれ幅は、0.2 mmまで急激に増加する傾向がある。

図-39にNo. 9の試験体に設置した二軸亀裂変位計でのひびわれ幅と載荷重との関係を示す。二軸亀裂変位計

は、1サイクル目の除荷時に取り付けたので計測は2サイクル目以後行った。二軸亀裂変位計でのX方向は、ひびわれ方向と直交、Y方向は、平行の状態を示している。No. 9の試験体では、ひびわれ方向と平行にも若干の相対変位(ずれ)が生じたことがわかる。載荷重が40 tfまででは、X方向のひびわれ幅に対して約1/3のY方向の

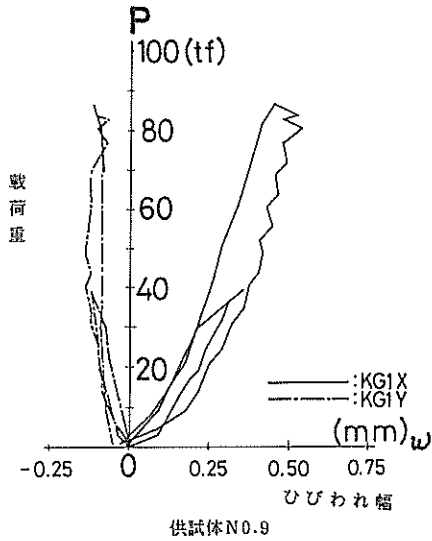


図-39 二軸亀裂変位計でのひびわれ幅と載荷重との関係

相対変位が生じた。載荷重がそれ以上となると、X方向のひびわれ幅が増大してもY方向の相対変位はそれ以上大きくならなかった。

これは、ひびわれ面での骨材のかみ合わせによるせん断抵抗が、X方向のひびわれ幅が大きくなると減少することに帰因していると考えられる。

(3) 残留ひびわれ

表-10にNo.1, No.2, No.4およびNo.5の試験体での残留ひびわれを示す。残留ひびわれは、1サイクル目および2サイクル目での除荷時の値である。ただし、除荷時でも載荷重を0とせず1~2 tfほど載荷してある。

1サイクル目の残留ひびわれ幅の鉄筋コンクリート試験体での平均値は、0.054 mm、プレストレストコンクリート試験体では、0.015 mmであった。後者の方が前者よりも約3倍ほど小さな値であった。プレストレストコンクリートでは、10 kgf/cm²のプレストレスト量の導入にもかかわらず若干残留ひびわれが存在した。しかし、試験体での残留ひびわれ幅は、3.3で述べた許容ひびわれ幅以下であった。2サイクル目でも残留ひびわれ幅は、鉄筋コンクリート試験体の方がプレストレストコンクリート試験体よりも3倍ほど大きい値であったが、同じく許容ひびわれ幅以下であった。

表-10 残留ひびわれ幅 (mm)

試験体	ひびわれ番号	1サイクル目		2サイクル目	
		載荷時	除荷時	載荷時	除荷時
No.1 (RC)	1	0.204	0.068	0.270	0.068
	2	0.155	0.041	0.235	0.055
	3	0.180	0.053	0.273	0.064
	4	—	—	0.206	0.042
	5	—	—	0.234	0.049
No.2 (RC)	1	0.116	0.029	0.325	0.074
	2	0.207	0.071	0.502	0.123
	3	0.263	0.098	0.471	0.093
	4	—	—	0.470	0.087
No.4 (PC)	1	0.049	0.023	0.119	0.020
	2	0.047	0.003	0.121	0.022
	3	—	—	0.159	0.029
	4	—	—	0.118	0.021
No.5 (PC)	1	0.078	0.018	0.138	0.045
	2	—	—	0.027	0.019
	3	—	—	0.076	0.015

5.4 鋼材のひずみ

(1) 主鉄筋に生じたひずみ

図-40にNo.1の試験体でのX方向鉄筋のひずみ量と載荷重との関係を示す。図中の実線は、上側の鉄筋、破線は下側の鉄筋でのひずみ量を示している。載荷重が40 tfを越し、試験体にひびわれが発生すると、鉄筋のひずみ量は急激に大きくなる。その後載荷重とはほぼ比例して鉄筋のひずみ量は増加したが、載荷重が80 tfを越すと、ひずみ量は急に増加して、鋼材の降伏ひずみ(2000×10⁻⁶程度)を越えた。上側の鉄筋と下側の鉄筋では、ひずみ量と載荷重との関係はほぼ同一であったが、やや上側の鉄筋の方が下側の鉄筋よりひずみ量が大きかった。試験体に若干曲げが発生したと考えられる。図-41にNo.1の試験体でのY方向鉄筋のひずみ量を示す。Y方向には載荷していないので小さなひずみ量しかY方向鉄筋に生じなかった。また鉄筋には、圧縮ひずみが生じており、これは試験体のポアソン効果によるものである。

図-42にNo.1の試験体での鉄筋に生じたひずみの分布を示す。このときの載荷重は、X方向に約60 tfであった。鉄筋沿いにひずみ量はX方向、Y方向ともこの場合ほぼ一様である。図-36と関連して、X₂₋₁、X₂₋₄、X₂₋₅、及びX₂₋₆の測定点では、近傍にひびわれ面が存在したと予想される。しかし、図-18に示すように、ひびわれ面近傍でひずみ量が大きくなる傾向は見られな

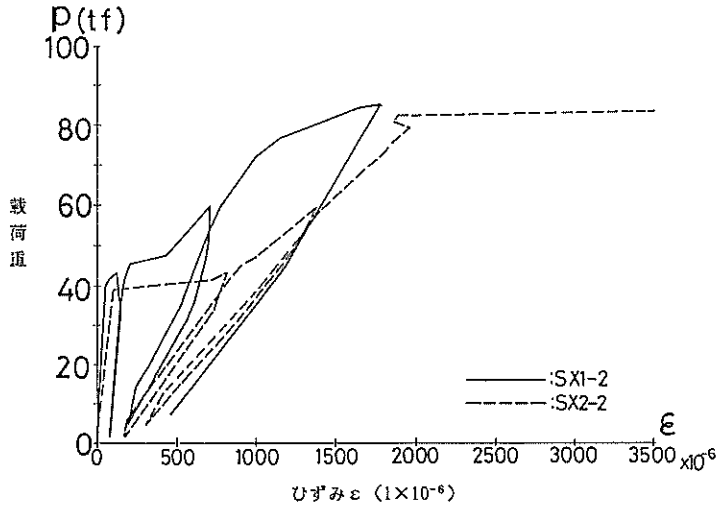


図-40 No.1 での鉄筋のひずみ量と載荷重との関係

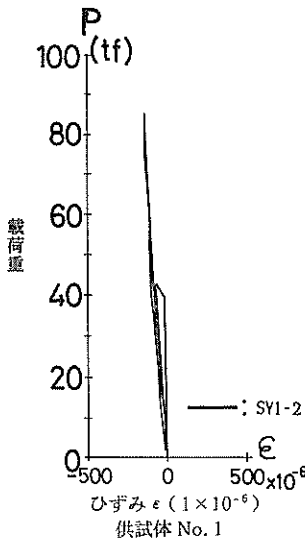


図-41 Y方向の鉄筋のひずみ量と載荷重との関係

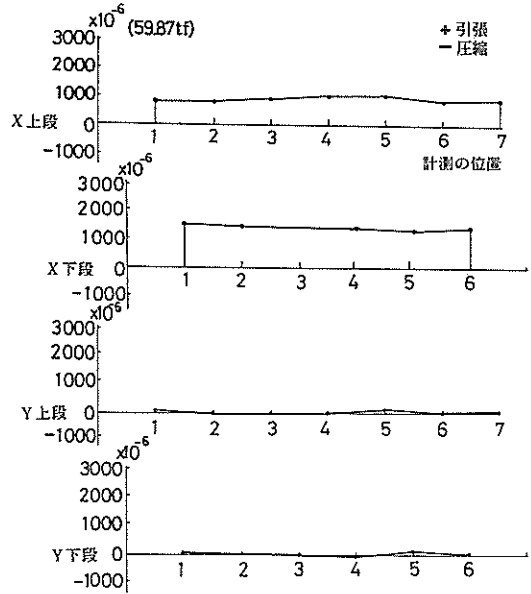


図-42 No.1 での鉄筋ひずみの分布

った。図-43にNo.9の試験体での鉄筋に生じたひずみの分布を示す。このときの載荷重は、X方向およびY方向に約60 tfであった。鉄筋沿いのひずみ量は、図-42に示すように試験体内ではほぼ一様と考えられるが、端部の X_{1-7} 、 X_{2-1} 、 Y_{1-7} および Y_{2-1} の測定点ではひずみ量が小さいかあるいは圧縮のひずみとなっていた。これは、鉄筋を載荷方向に対して26.5度まげた箇所にはひずみゲ-

ジが取り付けられたため載荷中に曲げの影響がでたことに帰因すると考えられる。6.3で述べる鋼材の平均ひずみの計算では、この端部でのひずみの値を無視している。

図-44にNo.3の試験体での鉄筋ひずみの分布を示す。No.3の試験体は中央に開口部が存在する。開口部の存在する近傍のひずみ量は離れた箇所ひずみ量より52 tfの載荷重では5割ほど大きく、応力集中の傾向が見られた。

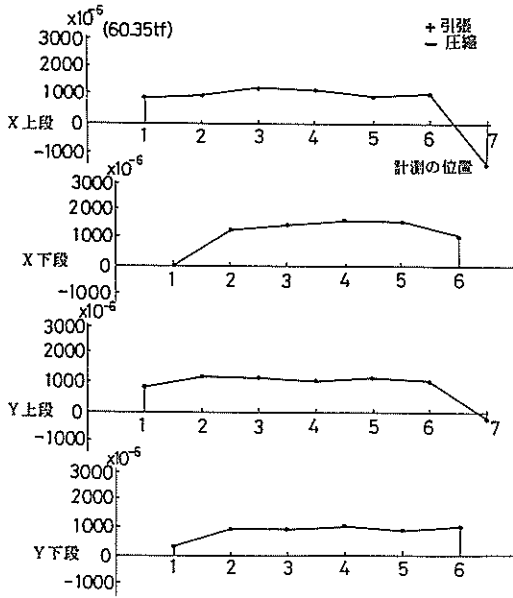


図-43 No.9 での鉄筋ひずみの分布

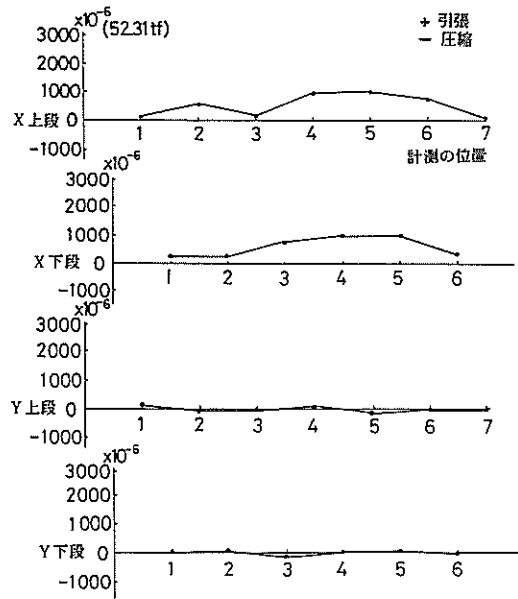


図-44 No.3 での鉄筋ひずみの分布

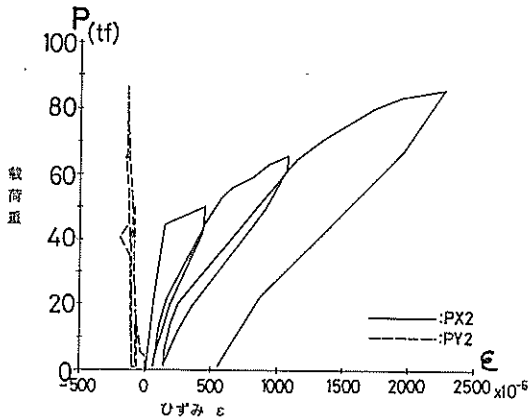


図-45 No.4 でのPC鋼棒のひずみと載荷重との関係

一方Y方向の鉄筋には、ひずみ量はほとんど発生していなかった。X方向のみ載荷した場合開口部でもY方向鉄筋は外力に抵抗しなかったといえる。

(2) PC鋼棒のひずみ

図-45にNo.4の試験体でのPC鋼棒のひずみ量と載荷量との関係を示す。PC鋼棒でのこの関係の性状は鉄筋での性状とほぼ同一である。同図はPX2とPY2の箇所での測定結果である。PC鋼棒には試験体製作時にコンクリート応力にして10 kgf/cm²のプレストレスト

量を導入するためPX2に2911μ、PY2に2922μのひずみ量が導入されていた。PX2には、最大の載荷量に達した時に2278μのひずみ量が発生しており、導入時と載荷時のひずみ量の合計は5200μ程度となった。ただし、コンクリートの弾性変形、クリープおよび乾燥収縮によって導入時のひずみ量は試験時に若干減少すると考えられる。このことを考慮し載荷時のPC鋼棒の応力度を計算すると約10900 kgf/cm²となり、降伏点応力度11200 kgf/cm²にはほぼ等しかった。

5.5 コンクリートのひずみ

コンクリートのひずみは、3成分を持つひずみゲージによって測定した。X方向のひずみをε₀、Y方向のひずみをε₉₀、45度方向のひずみをε₄₅とすると、主ひずみの方向(θ)は、次式で得られる。

$$\tan 2\theta = (2\varepsilon_{45} - \varepsilon_0 - \varepsilon_{90}) / (\varepsilon_{90} - \varepsilon_0) \quad (22)$$

図-46にNo.1の試験体でのコンクリートの主ひずみの方向(θ)を示す。No.1の試験体では、X方向のみに載荷しているので、ひびわれが発生するまでε₉₀はポアソン効果のみのひずみしか生じないので方向角は約10度である。いったんひびわれが発生するとX方向(この場合主ひずみ)のひずみが解放されるので、主ひずみの方向角は、ひびわれ方向と直交した約90度となる。図-47にNo.10の試験体でのコンクリートの主ひずみ方向を

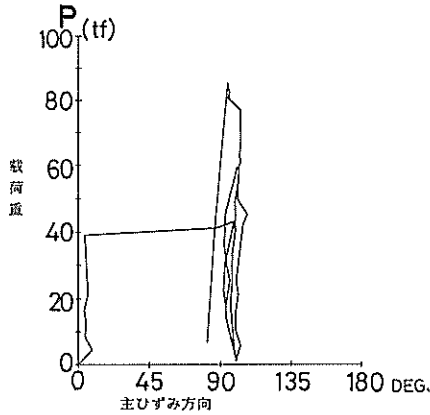


図-46 No.1でのコンクリートの主ひずみ方向

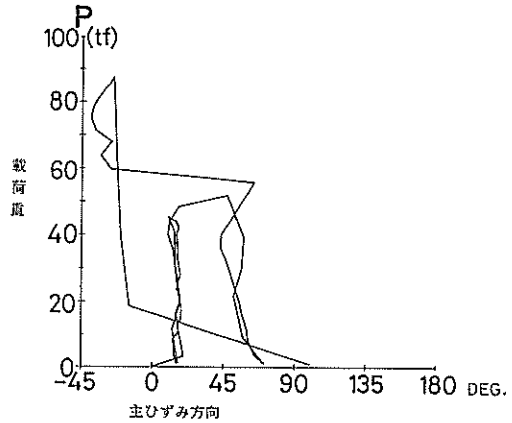


図-47 No.10でのコンクリートの主ひずみ方向

示す。No.10の試験体では、荷重比 (N_2/N_1) が0.5であるのでひびわれが発生するまでは、主ひずみの方向角は、約20度である。コンクリートゲージの周辺では、載荷重を増すにしたがってひびわれが発生したが、そのたびに主ひずみの方向角は、変化していった。すなわちひびわれがコンクリートゲージの周辺で新たに入った、載荷重が約44 tf、約60 tfのときに方向角はひびわれのいる前の約20度から約45度、約-30度と順次変化していった。

6. 試験の考察

6.1 耐荷力

ここでは、3.1で述べた各種の耐荷力に関する提案式による計算値と実験値との比較を鉄筋コンクリート板を対象に行う。表-11にこの比較を行った結果を示す。計算値でのひびわれ荷重は、コンクリートの応力度が割れ強度以上となると、降伏荷重は、全鉄筋での応力度が降伏応力度 (3990 kgf/cm^2) 以上となると、終局荷重は、主鉄筋での応力度が引張応力度 (5640 kgf/cm^2) 以上となるときの値である。実験値でのひびわれ荷重は、最初にひびわれが観測されたとき、降伏荷重は、主鉄筋のひずみが 1900μ に達したときの値である。ただし実験の際、主鉄筋の破断まで載荷しなかったため終局荷重の値は表中に記していない。

鋼材が載荷方向に傾いていない場合 ($\alpha = 0$ 度) には、今回検討した6個の提案式ともひびわれ荷重、降伏荷重および終局荷重は同一である。実験値と計算値とも、ほぼ同一である。 α が0度で一方向あるいは二方向から引張力を受ける場合には、何れの提案式を用いても良いと

言える。一方鋼材が載荷方向と傾いている場合 ($\alpha = 26.5$ 度) には、荷重比 ($k = N_2/N_1$) によって耐力が各式で異なる。荷重比が0の場合には、Fluggeの式での値が各提案式の中で一番大きいひびわれ荷重、降伏荷重、終局荷重を与える。Leitzの式とBazant式の値が各提案式の中で小さめの計算値を与える。

Peter, BaumannとDuchonの式は同一の計算値を与える。計算値と実験値とでは、Peter, Baumann およびDuchonの式での計算値が実験値とほぼ同一である。荷重比が0.5の場合には、Fluggeの式での計算値が大きめの値を与える。他の5者の式での計算値はほぼ同一であり、実験値とも良く一致している。荷重比が1の場合には、Peterの値が他の式よりも小さめの計算値を与える。他の5者の式で計算値はほぼ同一である。降伏荷重に関しては、Peterを除いた5者の式での計算値と実験値とがほぼ同一であった。荷重比が1の場合ひびわれ荷重については、実験値が6者の提案式による計算値よりもかなり小さかった。これはNo.9の試験体でのひびわれが、試験体の隅より何らかの要因で発生してしまった結果によるものである。各荷重比での計算値と実験値との比較によると、BaumannとDuchonの提案式が全般的に良い対応を示した。Fluggeの提案式は、荷重比によっては危険側の設計値を与える場合があった。また、LeitzおよびBazantの提案式では、やや安全側の設計値を与える場合があった。プレストレストコンクリート板でも上記に述べた鉄筋コンクリート板と同様な結果を得た。

3.2で示したBaumannの提案式を修正してプレストレストコンクリート板に適用すれば良いことがわかった。

耐力の比較 (RC)

表-11 耐力の比較

鋼材角度	$\alpha = 0^\circ$										$\alpha = 26.5^\circ$														
	k = 0					k = 0.5					k = 0					k = 0.5					k = 1				
	降伏荷重		終局荷重		ひびわれ荷重	降伏荷重		終局荷重		ひびわれ荷重	降伏荷重		終局荷重		ひびわれ荷重	降伏荷重		終局荷重		ひびわれ荷重	降伏荷重		終局荷重		
N Y / N x																									
試験体 No.	1																								
	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	
Leitz	43.2	80.9	114.3	46.2	80.9	114.3	36.2	67.4	95.3	45.0	73.5	103.9	50.0	80.9	114.3	43.2	80.9	114.3	46.2	80.9	114.3	36.2	67.4	95.3	
Flugge	43.2	80.9	114.3	46.2	80.9	114.3	54.2	101.0	142.7	54.7	89.9	126.7	49.0	80.6	114.5	43.2	80.9	114.3	46.2	80.9	114.3	54.2	101.0	142.7	
Peter	43.2	80.9	114.3	46.2	80.9	114.3	41.3	76.9	108.7	44.2	72.3	102.2	41.6	68.3	96.8	43.2	80.9	114.3	46.2	80.9	114.3	41.3	76.9	108.7	
Baummann	43.2	80.9	114.3	46.2	80.9	114.3	38.8	72.2	102.1	46.2	74.9	105.9	50.0	80.9	114.3	43.2	80.9	114.3	46.2	80.9	114.3	38.8	72.2	102.1	
Duchon	43.2	80.9	114.3	46.2	80.9	114.3	38.8	72.2	102.1	46.2	74.9	105.9	50.0	80.9	114.3	43.2	80.9	114.3	46.2	80.9	114.3	38.8	72.2	102.1	
Bazant, Tsubaki	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	
実験値	41.4	80.4	—	42.5	83.0	—	39.4	76.2	—	44.2	79.7	—	30.6	80.8	—	41.4	80.4	—	42.5	83.0	—	39.4	76.2	—	

(単位 tf)

耐力の比較 (PC)

鋼材角度	$\alpha = 0^\circ$										$\alpha = 26.5^\circ$																			
	k = 0					k = 0.5					k = 0					k = 0.5					k = 1									
	降伏荷重		終局荷重		ひびわれ荷重	降伏荷重		終局荷重		ひびわれ荷重	降伏荷重		終局荷重		ひびわれ荷重	降伏荷重		終局荷重		ひびわれ荷重	降伏荷重		終局荷重		ひびわれ荷重	降伏荷重		終局荷重		
N Y / N x																														
試験体 No.	4																													
	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重	ひびわれ荷重	降伏荷重	終局荷重
Leitz	63.8	72.2	93.6	57.9	72.2	93.6	49.8	60.2	78.0	49.0	65.7	85.1	54.8	73.7	93.6	63.8	72.2	93.6	57.9	72.2	93.6	49.8	60.2	78.0	49.0	65.7	85.1	54.8	73.7	93.6
Flugge	63.8	72.2	93.6	57.9	72.2	93.6	48.4	90.3	117.0	57.0	80.2	104.0	54.8	70.8	93.6	63.8	72.2	93.6	57.9	72.2	93.6	48.4	90.3	117.0	57.0	80.2	104.0	54.8	70.8	93.6
Peter	63.8	72.2	93.6	57.9	72.2	93.6	54.6	68.7	89.0	48.9	64.5	83.6	48.8	60.7	79.3	63.8	72.2	93.6	57.9	72.2	93.6	54.6	68.7	89.0	48.9	64.5	83.6	48.8	60.7	79.3
Baummann	63.8	72.2	93.6	57.9	72.2	93.6	52.2	64.5	83.6	50.1	66.9	87.5	54.9	73.6	94.0	63.8	72.2	93.6	57.9	72.2	93.6	52.2	64.5	83.6	50.1	66.9	87.5	54.9	73.6	94.0
Duchon	63.8	72.2	93.6	57.9	72.2	93.6	52.2	64.5	83.6	50.1	66.9	87.5	54.9	73.6	94.0	63.8	72.2	93.6	57.9	72.2	93.6	52.2	64.5	83.6	50.1	66.9	87.5	54.9	73.6	94.0
Bazant, Tsubaki	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	$K_f = \infty, 1.7$	
実験値	50.2	64.7	—	55.9	70.3	—	44.9	59.4	—	56.7	73.2	—	42.8	74.1	—	50.2	64.7	—	55.9	70.3	—	44.9	59.4	—	56.7	73.2	—	42.8	74.1	—

(単位 tf)

6.2 ひびわれ方向

図-48に各提案式でのひびわれ方向と載荷実験での代表的なひびわれ方向とを示す。鋼材が載荷方向と傾いて

いない場合 ($\alpha = 0$ 度) には、各式の中でLeitz と Bazant の提案式でひびわれ方向が他式と異なる。Leitz では、ひびわれ方向が、主鉄筋と45度の方向となる。

RC	α	k	RC						実験値
			Leitz	Flügge	Peter	Baumann	Duchon	Bazant & TSUBAKI	
RC	0°	0							
		0.5							
	26.5°	0							
		0.5							
		1.0							
	RC	0°	0						
0.5									
26.5°		0							
		0.5							
		1.0							

図-48 ひびわれ方向の比較

Bazantでは、すべり面での摩擦係数 (k_f) によってひびわれ方向角が異なる。 $k_f = \infty$ ならLeitzを除いた他の提案式と同一となる。各式とも $\alpha = 0$ 度のとき荷重比によらず、ひびわれ方向は変わらない。Leitzの提案式でのひびわれ方向は、実験結果と同一ではないが、他の提案式では同一と考えて良い。また、実験結果および各提案式でも荷重比が0.5のときひびわれは、相互に直交している。

鋼材が荷重方向と傾いている場合 ($\alpha = 26.5$ 度)では、ひびわれの方向角は、各提案式で少しずつ相互に異なる。ただしBaumannとDuchonの提案式では、同一である。Leitzの提案式では、主鉄筋の方向と45度方向にひびわれが入る。Fluggeの提案式では、主鉄筋沿いに、Peterの提案式では、主応力方向と直交してひびわれが入る。これら3式では、荷重比によらず、ひびわれの方向は一定である。Bazantの式では、摩擦係数 (k_f) によりひびわれの方向角が異なる。BaumannとDuchonでは、力の釣合条件 (あるいはひずみの適合条件)、すなわち荷重比によってひびわれ方向角が異なる。荷重比が大きくなるとY方向鉄筋からのひびわれの方向の角度が大きくなる傾向がある。荷重実験でのひびわれの方向角は、5.3で述べたように、荷重比のみならず、荷重段階でも変化し、一定の角度でひびわれが発生するとはいえない。一たびある位置にひびわれが入ると、付近のコンクリートの応力状況が変化し、次のひびわれの方向角は、再度配分された応力状況にしたがうからである。この意味では、Leitz, FluggeおよびPeterの提案式でのひびわれ方向角が、この応力状況の変化によらず一定値をとっているのは、実際の現象と合わないと言える。Baumann, DuchonおよびBazantの提案式によるひびわれ方向角は、実験結果とも比較的良く一致している。プレストレストコンクリート板の場合には、荷重実験でのひびわれ方向角は、鉄筋コンクリート板と若干異なった。これは、プレストレスト量の存在、鋼材比の違い等の要因によるものと考えられる。Leitz, FluggeおよびPeterの提案式では、プレストレスト量の存在によってもひびわれ方向が異なることになる。これらの提案式では、もともとプレストレストコンクリート板を対象にしていなかったので実際の現象と合わなくてもやもえないと言える。Baumannの式をプレストレストコンクリート板に適用した場合、実験結果でのひびわれ方向とほぼ一致したと言える。

6.3 ひびわれ幅と鉄筋応力度との関係

図-49にNo.1の試験体での4箇所ひびわれ幅と鉄筋のひずみとの関係を示す。ただし鉄筋のひずみは、主鉄筋

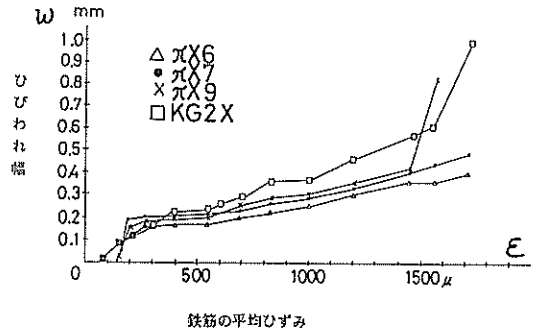


図-49 No.1でのひびわれ幅と鉄筋のひずみとの関係

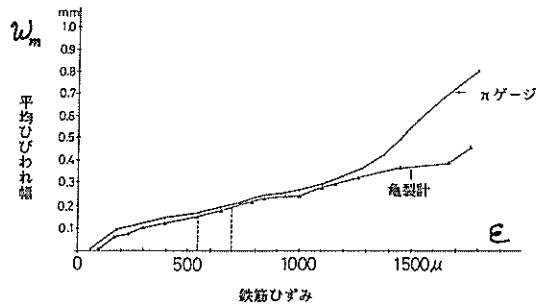


図-50 No.1での平均ひびわれ幅と鉄筋のひずみとの関係

の測定点での平均のひずみである。ひびわれが入るまでは、コンクリートが主に荷重に対して抵抗するので鉄筋には、小さなひずみしか生じない。しかし一たんひびわれが入ると今度は鉄筋が主に荷重に抵抗することになる。鉄筋のひずみがひびわれ後に急増する。その後、鉄筋の応力度とひびわれ幅とは、鋼材が降伏するまでは比例関係にある。図-49に示すようにひびわれが入ると急にひびわれ幅が増加し、ひびわれ幅も0.2mmに達する所もある。個々のひびわれでのひびわれ幅を考えると鋼材に生ずる応力度を400~500 kgf/cm²と、かなり小さい値に制限しないと3.3で示したひびわれ幅の制限値内に納らない。他の試験体でも同様な傾向にある。図-50にNo.1の試験体での平均ひびわれ幅と鉄筋のひずみとの関係を示す。ここでの平均ひびわれ幅は、発生した何本かのひびわれでの平均値を示す。すなわちひびわれ幅と鉄筋のひずみとの関係を各々平均値で求めたことになる。

平均ひびわれ幅と鉄筋の応力度との関係は、ひびわれ発生以前と鋼材の応力度がかなり大きくなる箇所を除くとほぼ比例関係にある。ひびわれ幅の制限を平均ひび

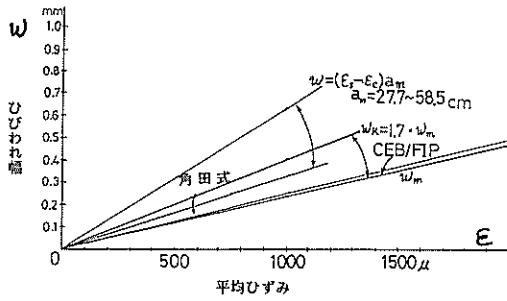


図-51 各提案式でのひびわれ幅と鉄筋ひずみとの関係

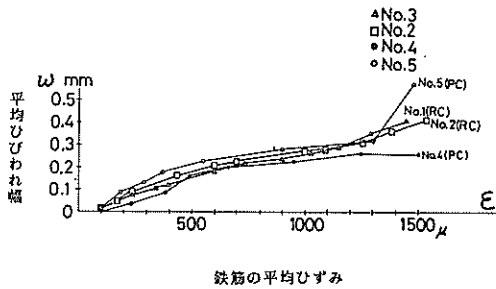


図-52 各試験体での平均ひびわれ幅と鉄筋のひずみとの関係

れ幅で考えるならば、鉄筋に生ずる応力度を1200~1400 kgf/cm²以内とするのが良い。

図-51に各提案式でのひびわれ幅と鉄筋のひずみとの関係を示す。式(19)でのひびわれの計算値が、角田式(式(20))およびCEB/FIP(式(21))の計算値より一般に大きい値を与える。CEB/FIPでは、平均ひびわれ幅の1.7倍を最大ひびわれとしている。

図-49、図-50および図-51でのひびわれ幅と鉄筋のひずみの関係を比較してみる。個々のひびわれ幅を考えた場合(図-49参照)、ひびわれが発生した直後では、何れの提案式でも計算値よりも実験値の方がやや大きいひびわれ幅を与える。鉄筋の応力度が約1000 kgf/cm²を越えた状況を次に考察する。式(19)でひびわれ間隔を58.9 cm(計算値)とせず、実験値での平均ひびわれ間隔27.7 cmとすると、実験値と計算値とは比較的よく一致する。またCEB/FIPでの最大ひびわれ幅($\omega_k = 1.7 \omega_m$)内に実験値が納まっている。次に平均ひびわれ幅と鉄筋のひずみとの関係(図-50参照)と各提案式とを比較すると、角田式とCEB/FIPでの平均ひびわれ幅($\omega_m = S_{r_m} \times \epsilon_{s_m}$)の計算値と実験値とがよく一致している。

図-52にNo.1、No.2、No.4およびNo.5の試験体

での平均ひびわれ幅と鉄筋のひずみとの関係を示す。プレストレストコンクリート板での両者の関係は、鉄筋コンクリート板とはほぼ同様であり、角田式およびCEB/FIPでの式をプレストレストコンクリートに適用しても良いと考える。ただしこの場合、PC鋼棒はグラウトにより周囲のコンクリートと付着が十分であること、PC鋼棒の鋼材量を鉄筋に換算すること、かぶり、鋼材間隔では、PC鋼材を考慮せず表面に近い主鉄筋での値を設定する等の前提条件が必要である。

6.4 ひびわれ面での力の伝達²⁾

鋼材の方向と載荷方向が異なる場合、ひびわれは鋼材の方向とある角度をもって発生する。この場合、載荷重に対して鋼材だけでなくひびわれ面でのコンクリートおよび鋼材とで抵抗する。コンクリートでは、主に骨材のかみ合いとコンクリート間の摩擦が、鋼材では、ダボ効果が主にせん断抵抗に寄与する。ダボ効果とは鉄筋の曲げ、せん断およびずれ(kinking)による抵抗である。ところでひびわれ面での相対変位(ひびわれ面と平行方向)を δ 、せん断応力を τ 、ひびわれ間隔を a_m とすると、ひびわれ面でのせん断剛性(E_v)は次式で得られる。

$$E_v = a_m \tau / \delta \quad (23)$$

また平均ひびわれ幅(ω_m)はひびわれ面に直交方向の平均ひずみ($\epsilon \phi_m$)と平均ひびわれ間隔との積で表せられる。 E_v と ω_m との関係は山田らによると次式で与えられる。

$$E_v = a / \omega_m \quad (24)$$

ここで a は定数で、山田ら²⁾は36×鉄筋間隔で a を与えている。この方法によると今回 a は540となる。 ω_m 、 a_m 、 δ 、 $\epsilon \phi_m$ は各々実験から得ることができるので、 τ 、 E_v を上記の関係から得ることができる。 ω_m は、試験体での平均的なひびわれ幅、 a_m は代表的なひびわれ間隔、 δ は二軸亀裂変位計でのY方向の変位成分(ひびわれに平行方向)、 $\epsilon \phi_m$ は、鋼材の平均ひずみから求まる。ただし、 $\epsilon \phi_m$ はX方向鉄筋とY方向鉄筋での各々の平均ひずみ、 ϵ_{x_m} と、 ϵ_{y_m} との合計である。

主鉄筋と載荷方向が一致していればひびわれ面での相対変位(δ)は、0であり、せん断剛性(E_v)は無有限大となる。いま主鉄筋と載荷方向が26.5度傾いている、No.9、No.10、No.11、およびNo.12の試験体について上記のせん断剛性(E_v)、せん断応力(τ)等の値と相互の関係について調べてみる。

図-53に主鉄筋の平均ひずみ($\epsilon \phi_m$)と相対変位(δ)との関係を示す。鉄筋の平均ひずみと相対変位とは、No.

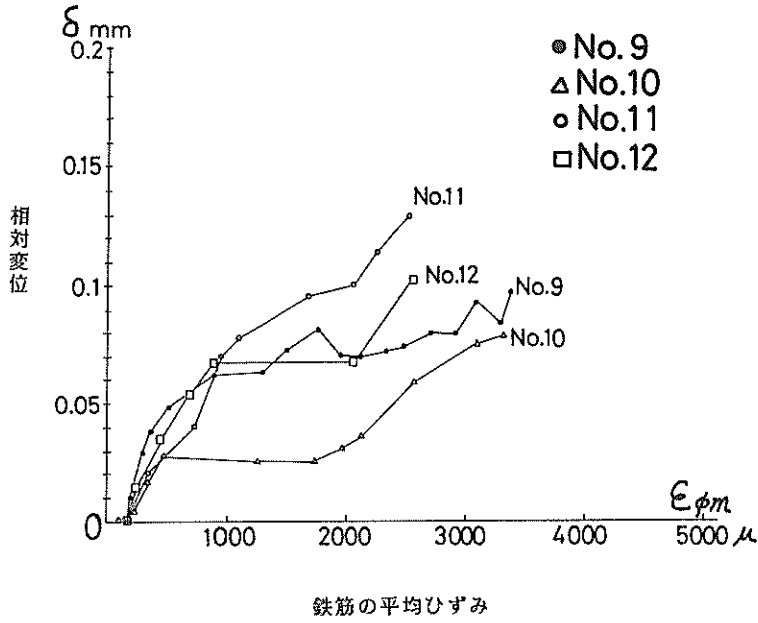


図-53 相対変位と鉄筋の平均ひずみとの関係

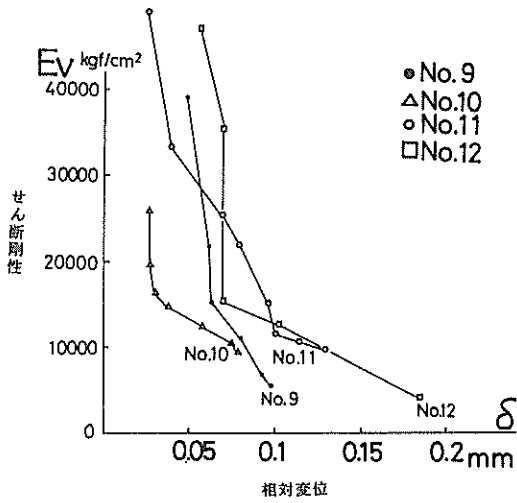


図-54 相対変位とせん断剛性との関係

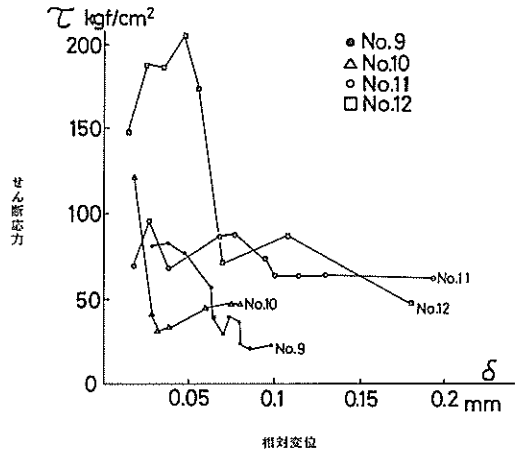


図-55 相対変位とせん断応力との関係

10の試験体を除いて、平均ひずみが2000 μ 以内であればほぼ比例関係にある。平均ひずみが2000 μ のとき相対変位は0.1 mm未満である。図-54に相対変位とせん断剛性との関係を示す。相対変位が大きくなるとせん断剛性は、急激に減少する。No. 9, No. 11, および No. 12の試験体では、相対変位が0.05 mmのときのせん断剛性に対

して相対変位が0.15 mmとなるとせん断剛性が数分の一以下となる。図-55に相対変位とすべり面でのせん断応力(τ)との関係を示す。せん断応力は、相対変位が大きくなると減少する傾向にあるが、図-54に示したようにせん断剛性のように急激に減少せずに、相対変位が大きくなってもせん断応力の値はかなり大きい状態のま

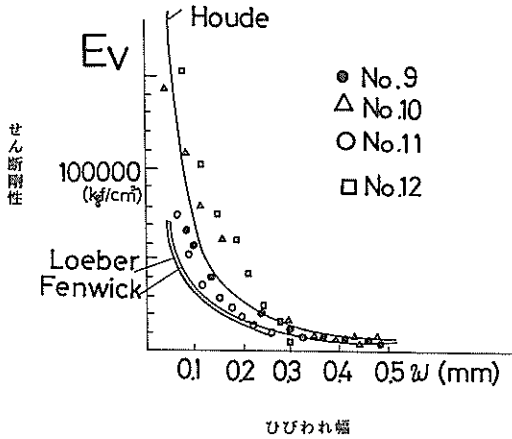


図-56 ひびわれ幅とせん断剛性との関係

までである。これは、ひびわれが大きくなるとコンクリートの摩擦などの影響よりも鋼材がひびわれ面でのせん断抵抗に大きく寄与するからだと考えられる。図-56にひびわれ幅 (w_m) とせん断剛性との関係を示す。相対変位 (δ) とせん断剛性との関係と同様に、ひびわれ幅が大きくなるとせん断剛性は急激に減少する。同図には、Loeber¹⁾、Houde および Fenwick で得られたせん断応力とひびわれ幅との関係を併せて示してあるが、傾向としては、同様な結果を得ている。しかし、Loeber および、Fenwick の結果よりも、同じひびわれ幅に対してせん断剛性は、大きい値を示しており Houde の結果の方が今回の実験結果と一致していると言える。

6.5 二重円筒ケーソンの設計法との関連

二重円筒ケーソンの構造設計法を限界状態設計法で行う場合、今回の面内荷重実験との関連について述べる。終局限界状態および使用限界状態の検討での断面力は、三次元有限要素法によって計算できる。計算される断面力は、面外のモーメント、せん断力、および面内の軸力とせん断力であり、これらの断面力に対して部材厚、鋼材量等の断面諸元を設定する。従来の箱型のケーソンでは、主に軸力と面外のモーメントに対して断面諸元の設定を行っている。この際軸力と面外のモーメントとの連成を考慮している。ただし面内せん断力に関してはあまり注意が払われていなかった。しかし二重円筒ケーソンでは波浪と土圧によって面内力も卓越しかなり大きな値の軸引張力と面内せん断力も与えられる。この面内力を設計で無視することはできない。実験結果(表-11参照)からわかるように面内せん断力を無視し軸引張力のみを考

えると危険側の設計となる。幾つかの面内力の提案式のなかで終局限界状態に対して面内せん断力を考慮した Baumann と Duchon の式により断面諸元を設定するのが良い。

一方ひびわれの発生は構造物の使用限界状態と関連するが、純引張力を受ける場合には、ひびわれの発生と同時に許容値を越えるひびわれ幅が与えられる可能性がある。二重円筒ケーソンでのひびわれは、曲げひびわれと異なり部材を貫通して発生する。過度のひびわれ幅は、ひびわれ内に水、酸素等を供給するので鋼材の腐食に悪影響を与えることが考えられる。そこでできる限り、ひびわれを発生させない設計法を採用するとともに温度ひびわれ、乾燥ひびわれ等施工中に生じ易いひびわれについても十分な配慮を必要とする。ただし設計での平均ひびわれ幅の算定では、CEB/FIPでの提案式および角田式を用いて良い。

7. 結論

載荷実験結果の解析より得られた主要な結論は以下の通りである。

7.1 耐荷力についての結論

(1) 二方向より面内引張力を受ける鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート板では、鋼材の強度で終局時の耐荷力が決定された。すなわちコンクリートの圧縮破壊やせん断破壊は生じなかった。

(2) 鉄筋コンクリート板の耐荷力の計算式として Baumann, Flugge 等によっていくつか提案されている。荷重比 (N_2/N_1) によらず実験値と計算値が良く一致したのは、Baumann と Duchon の提案式であった。他の提案式は、荷重比が0のとき有効であるが0.5と1.0のときあまり適合しなかった。特に Flugge の式は危険側の耐荷力を与える場合があった。設計では、コンクリート標準示方書で示される全補強式で終局耐力を計算して良いと考える。しかしより適正に構造設計を行うには、Baumann と Duchon の提案式を用いるのが良い。

(3) プレストレストコンクリート板の耐荷力については Baumann の式を修正して今回求めたが、ほぼ実験結果と一致し、式の有効性が確認できた。

7.2 ひびわれについての結論

(4) 鉄筋コンクリート板のひびわれの発生方向は、ほぼ主応力の方向と直交した。しかし、ひびわれの発生にともなうコンクリートでの主応力の変動によって、ひびわれの方向は、必ずしも一定でなく載荷重の増加にともなって変化していった。

(5) 今回プレストレストコンクリート板の方が鉄筋コン

クリート板よりもひびわれが分散して発生し、ひびわれ方向は、主応力の方向と直交せず、90度より若干小さい値となった。

(6) ひびわれの方向については、Baumann, Duchonの提案式によるものが実験結果とよく照合した。Leitz, Peter, Fluggeの提案式は、実際の現象と合わなかった。

(7) ひびわれが発生すると、このうちいくつかのひびわれでのひびわれ幅は、直ちに大きな値となり、海洋環境下での耐久性の観点から求められるひびわれ幅の許容値を越す場合があったので、十分な注意をする必要がある。

(8) 平均ひびわれ幅の計算では、角田の提案式およびCEB/FIPに示される式が実験結果と良く一致した。

7.3 開口部についての結論

(9) 今回の試験体のように、開口部周辺を鉄筋で補強すれば、開口部の四隅からひびわれが発生することはなかった。すなわち四隅でのコンクリートの破壊はみられなかった。

(10) 開口部のあるコンクリート板では、開口部により鉄筋が通せない部分を考慮せず残りの部分が外力に抵抗すると設計すれば良いと考える。

7.4 ひびわれ面でのせん断の伝達についての結論

(11) ひびわれ面でのせん断抵抗は、骨材のかみ合わせと鉄筋のせん断方向の抵抗が支配的となるが、今回せん断応力(τ)は、ひびわれ面での相対変位が0.2mmまでの範囲内で20~200 kgf/cm²の範囲内であった。

(12) ひびわれ面でのせん断剛性は、ひびわれ幅が大きくなると急激に減少した。せん断剛性とひびわれ幅の関係では Houde の提案式が実験結果と比較的よく照合した。

8. 今後の検討課題

本研究では、コンクリート板が二方向から面内引張力を受けるときの力学挙動の解明を対象としている。二重円筒ケーソンの面内力に関して構造設計をする上で、以下に述べる検討課題が未解明のまま残されていると考えられる。今後この技術的課題についても検討を加えていきたい。

(1) 面内力と面外力の両者が作用するときのコンクリート板の力学的性状の把握

(2) 面内せん断力を受けるコンクリート板要素のより精緻な実験手法の確立

(3) 面内力を受けるコンクリート板の波浪に対する疲労性状の把握

(4) コンクリートの引張に対する許容応力度あるいは材料係数の設定

(5) 乾燥収縮、温度応力等により初期ひびわれがすでに入っているコンクリート板での力学的性状の把握

(1988年9月30日受付)

謝 辞

本研究は、運輸省の「海洋構造物の沖合展開のための開発研究」の一環として実施した。この際委員会が設置され当研究の推進が図られたが、各委員から貴重な意見を頂いた。本研究の計画段階で前田建設技術研究所の山田一字副所長はじめ研究員の方々から実験手法、解析手法などに関して貴重な提言を頂いた。また実験の実施に際しては、プレストレストコンクリート技術協会の古賀尚宏氏、森下昭吾氏、岡島武博氏はじめ多数の方々からの協力を頂いた。円筒シェルの有限要素法による数値計算には、西野邦男氏(62年度研修生、若築建設)、また図面、表の作成、整理には、久保田耕一君(構造強度研究室)の協力を得た。ここに本研究の遂行に関連した方々に深甚ある感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 谷本 勝利, 他5名: 大水深波浪制御構造物に関する水工的研究(その4) 二重円筒ケーソン(海底設置型)の水利特性と試設計, 港湾技研資料, No. 600, 1987年9月, 21p
- 2) 山田 一字: 鉄筋コンクリート製原子炉格納容器の設計における問題点, 特にRCシェル要素のせん断設計方法の合理化に関する研究, 前田建設技術研究所報, No.22-1, 1982年3月, 106p
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改訂資料, コンクリート・ライブラリー第61号, 昭和61年10月, pp.172~178
- 4) 横田 弘, 南 兼一郎, 清宮 理: ケーソン式港湾構造物への有限要素法の適用, 港湾技研資料, No. 403, 1981年12月, 35p.
- 5) チモシェンコ, ボアノフスキー・クリーガー: 板とシェルの理論(下巻), プレイン図書出版株式会社, 1983年8月, pp.404~503
- 6) 坪井 善勝: 曲面構造シェルの理論とその応用, 丸善, 1965年, pp.1~27
- 7) Theodor Baumann: Tragwirkung Orthogonaler Bewehrungsnetze Belieger Richtung in Flachentragwerken aus Stahlbeton, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 217, Berlin, 1972, 53p
- 8) Nicholas B. Duchon: Analysis of Reinforced Concrete Membrane Subject to Tension and Shear, *ACI Journal*, Sept. 1972, pp.578~583
- 9) Zdenek P. Bazant and Tatsuya Tsubaki: Concrete Reinforcing Net: Optimum Slip-

Free Limit Design, *Journal of the Structural Division*, ST 2. ASCE, Feb. 1979, pp. 327 ~ 346

- 10) 吉川 弘道, 梅原 秀哲, 田辺 志顕: RC 平板の面内せん断強度諸理論の統一的評価ならびにそれに基づく新強度式の提案, 第 2 回 RC 構造のせん断問題に関するコロキウム, 昭和 58 年 10 月, pp. 69 ~ 78
- 11) 青柳 征夫, 山田 一字, 面内力を受ける鉄筋コンクリートシェル要素の耐力変形特性, 土木学会論文報告集, 第 331 号, 1983 年 3 月, pp. 167 ~ 180
- 12) 上田 真稔, 瀬谷 均, 毛井 崇博: 鉄筋コンクリートシェル構造物の弾塑性解析, 竹中技術研究所報告, No. 31, 1984 年 5 月, pp. 13 ~ 25
- 13) 町田 亘寛, 白石 一郎, 中村 善郎: 鉄筋コンクリートシェル構造物の非線形有限要素法, 徳谷技術研究所報告, No. 34, 1984 年 2 月, pp. 115 ~ 123
- 14) 後藤 幸正, 植田 純治, 満木 泰郎: 鉄筋コンクリート部材引張部のひびわれに関する研究, コンクリートライブラリー第 14 号, pp. 94 ~ 109
- 15) CEB and FIP: CEB-FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES, CEB-FIP, International Recommendation 3rd Edition (1978), pp. 156 ~ 160
- 16) 角田与史雄: ひびわれの制御設計 (PC または PR C 構造の場合), コンクリートジャーナル, Vol. 11, No. 9, Sept., 1973, pp. 64 ~ 69
- 17) 角田与史雄: 鉄筋コンクリートの最大ひびわれ幅, コンクリートジャーナル, Vol. 8, No. 9, Sept. 1970, pp. 1 ~ 10
- 18) Paulay, T. and Loeber, P.J.: Shear Transfer by Aggregate Interlock, Shear in Reinforced concrete, *Special Publication SP-42*, American Concrete Institute, Detroit, 1974, pp. 1 ~ 15

港湾技研資料 No. 632

1988.12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.