

# 港 湾 技 研 資 料

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

No. 538 Dec. 1985

半 円 形 構 造 部 材 の 耐 力 評 価

清 宮 理  
横 田 弘

運輸省港湾技術研究所



## 目 次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	3
2. 半円形構造護岸の構造設計 .....	5
2.1 構造の概要 .....	5
2.2 作用する外力と生じる断面力 .....	5
3. 限界状態設計法による構造解析手法 .....	8
3.1 曲げ耐力の計算 .....	8
3.2 せん断耐力の計算 .....	9
3.3 ひびわれ幅の計算 .....	10
4. 載荷実験の概要 .....	10
4.1 供試体の構造 .....	10
4.2 使用材料 .....	13
4.3 供試体の製作 .....	14
4.4 載荷方法 .....	15
4.5 測定項目と測定方法 .....	17
5. 実験結果と考察 .....	18
5.1 荷重と変位との関係 .....	18
5.2 ひびわれの状況と破壊の形態 .....	24
5.3 鋼材及びコンクリートのひずみ .....	31
5.4 供試体の変形 .....	35
6. 有限要素法による解析 .....	37
6.1 解析モデルと解析の概要 .....	37
6.2 計算上の仮定 .....	37
6.3 計算結果と考察 .....	38
7. 結 論 .....	42
参 考 文 献 .....	43
付 録 .....	43

# Study on Mechanical Properties of Semicircular Concrete Members

Osamu KIYOMIYA \*  
Hiroshi YOKOTA \*\*

## Synopsis

Semicircular reinforced or prestressed concrete members are actively introduced to structural members in offshore seawalls and breakwaters. The perpendicular component of external wave forces and earth pressures can contribute to the overall stability of the structure and then lighten its weight. This characteristic is advantageous to construct the port and harbour facilities in deep sea areas.

Loading experiments were conducted so as to elucidate the mechanical properties of semicircular concrete members. Quarter-circle, semicircle and joint-part specimens were employed in the experiment. Ultimate strength, deformation, cracking and the mode of failure were fully investigated. Moreover, the comparison of the experimental results with the calculated ones by the limit state design method for concrete structures was conducted, and the applicability of the method was examined. In calculating the ultimate strength, the curvature of the member was taken into consideration. Furthermore, the nonlinear finite element method was applied to know its validity for the design of semicircular concrete members.

The following conclusions were obtained through the experimental and analytical work :

- 1) The calculated flexural moment and shear force of resistance were smaller than the experimental ones. Therefore the limit state design method can apply to the design of semicircular concrete members.
- 2) The flexural moment at the serviceability limit state must be less than 30 % of that at the ultimate limit state from the viewpoint of crack widths.

---

\* Chief of Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division  
\*\* Member of Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division

# 半円形構造部材の耐力評価

清 宮 理 \*

横 田 弘 \*\*

## 要 旨

鉄筋コンクリート製あるいはプレストレストコンクリート製の半円形構造部材を、護岸や防波堤の構造部材として採用することが提案されている。半円形構造部材に作用する波圧や土圧の鉛直成分を考慮することにより、中詰め土の量を少なくすることが可能で、従来の重力式構造物と比較して堤体重量を軽減できる等の利点を有する。特に大水深海域では、安価で安全性の高い構造様式の一つと考えられる。

この半円形部材を有する構造物の構造設計を行う際の基礎資料を得るため、1/4円形部材模型、半円形部材模型及び接合部模型を対象に載荷実験を行い、半円形構造物の終局耐力、じん性、破壊形式等の基本的な力学性状の把握を行った。また、限界状態設計法を用いてこの半円形構造部材の構造設計を行い、実験値と計算値との比較からこの設計法の適用性について検討した。また、終局曲げモーメントの算定では円形部材の曲率を考慮した計算式の提案を行った。さらに材料非線形性を考慮した有限要素法を用いて数値解析を行い、計算結果と実験結果との照査を通して、有限要素法の半円形部材への適用性について調べた。

載荷実験及び構造計算を行った結果、以下に示す主要な結論を得た。

- ① 終局耐力に関して、曲げモーメント及びせん断力ともに実験値は計算値を上回り、今回対象とした半円形構造部材の構造設計法として限界状態設計法を適用することにより、安全側に設計できることが確認された。
- ② 海洋環境下での構造物に生じるひびわれ幅を制限するという観点からすると、設計外力に対して構造物に生じる曲げモーメントを終局時の曲げモーメントの3割程度以下に押さえることが望ましいことが明らかになった。

## 1. まえがき

近年、沿岸域での空間利用の要望の増大に伴い、沖合の水深-50 m程度までの海域を有効に活用する気運が高まっている。この大水深海域に建設される港湾施設では、波浪、地震等のか酷な自然条件に対して所要の安全性及び確実に迅速な施工性が要求される。また、建設費用の低廉性も要求される。これらの要求を満足するためには、従来の構造形式以外の新しい構造形式の採用も考えられる。

運輸省港湾局では、港湾技術研究所、港湾建設局と共同で昭和 58 年度より施工性、経済性、設計等の面から新構造形式護岸の開発作業を実施している。半円形構造護岸は、この開発過程で、大水深域に対して有利な新形式構造物の一例として提案されたものである。さらに半

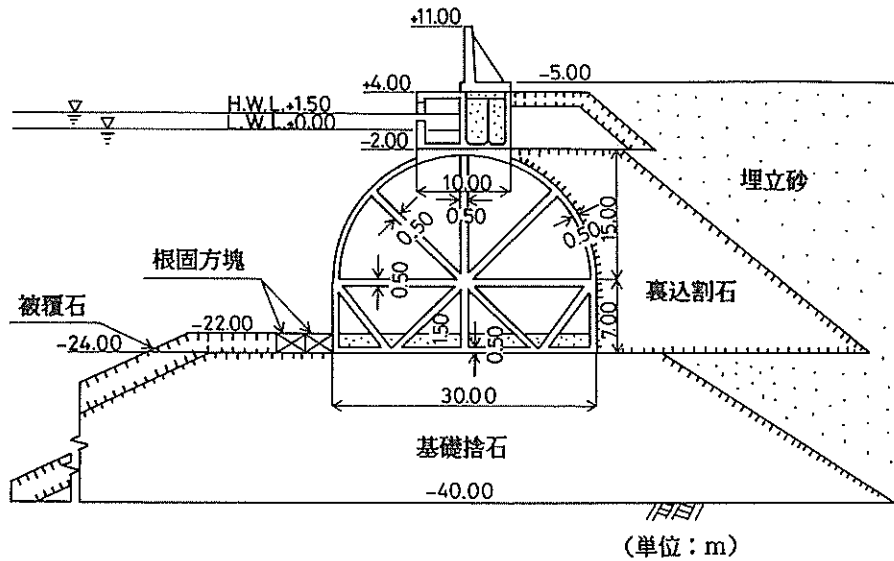
円形構造護岸は、将来の沖合人工島構想等に採用の検討がなされる可能性もある。この半円形構造護岸の概要を図-1及び写真-1に示す。護岸の主要部分が半円形及び直線のコンクリート部材で構成されている。

半円形部材を用いることにより、波圧及び土圧の鉛直成分が構造全体系の滑動、転倒等に対する安全性を増加させる下向き方向に作用する。このため中詰め土を大幅に低減できることから、従来の重力式構造物と比べ堤体重量を相当軽減できる。この結果、基礎工を安価に行うことができる等の利点が生じてくる。この半円形構造護岸を実際に設計・施工する場合には、以下に示す技術的課題を事前に検討する必要がある。

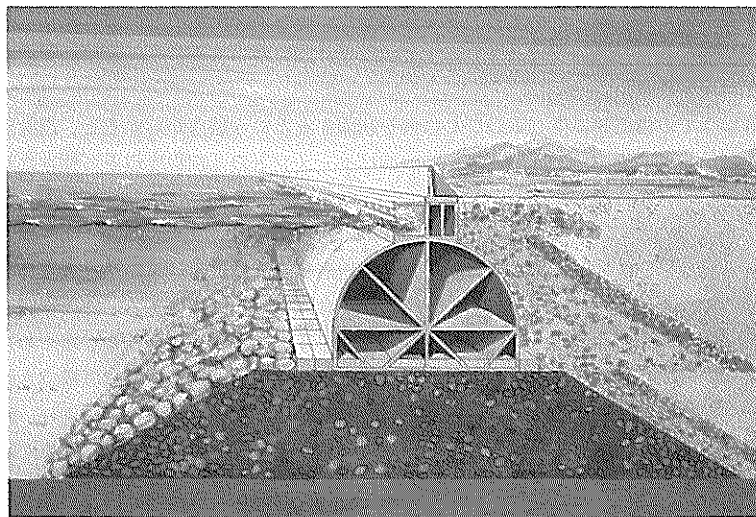
- ① 半円形部材に作用する波圧及び土圧の値と分布の把握
- ② 製作方法と曳航、据え付け作業等の海上での施工法

\* 構造部 沈理構造研究室長

\*\* 構造部 沈理構造研究室



図一 1 半円形構造護岸標準断面図 (案)



(財沿岸開発技術研究センター提供)  
写真一 1 半円形構造護岸のイメージ

の確立  
③ 構造設計法及び部材強度の把握と評価  
等

半円形部材に作用する波圧については、既に港湾技研資料No.484 で柴田らが発表済みである<sup>1)</sup>。本資料では、上記の項目の内、項目③の構造設計法及び部材強度の把握と評価について述べる。

半円形構造護岸の半円形部材は、鉄筋コンクリート (RC) あるいはプレストレストコンクリート (PC) で製作される。半円形構造護岸に作用する波圧, 土圧等の外力が設定されれば、各部材の構造設計が実施できる。また半円形構造護岸には、半円形部材と直線部材との取付け部 (接合部) が存在する。これらの部分の構造設計をいかに行うかを事前に検討しておく必要がある。

本資料では、半円形護岸の構造設計を行う上で事前に検討する必要がある項目の中で、以下の3項目を中心に述べる。

- ① 半円形部材及び部材同志の接合部の基本的な力学性状（終局耐力、ひびわれの発生進展状況、破壊形式等）を模型載荷実験で把握する。
- ② 限界状態設計法を半円形構造護岸の設計に適用する際の留意事項を整理する。
- ③ 有限要素法により半円形構造護岸の非線形構造解析を行い、実験で得られた力学性状をどの程度追跡できるか検証する。

## 2. 半円形構造護岸の構造設計

### 2.1 構造の概要

本資料で述べる半円形構造護岸の概要は、図-1に既に示してある。ただし半円形構造護岸は、実績のある構造物ではなく、現在のところ想定された構造物である。図-1に示した構造形式案では、マウンド水深を-24.0 mと設定し、半径 15 mの半円形部材で護岸の主要部分を構成している。部材厚は 0.5 mである。この半円形部材は、いくつかの版部材（直線部材）によって仕切られている。また半円形部材の上部には、小型の消波ケーソンが設置されている。さらに、半円形部材にスリットを設け、半円形構造護岸全体を消波構造とすることも可能である。

### 2.2 作用する外力と生じる断面力

試設計における設計条件は、以下のとおりである。

- ① 設置水深 -40 m、マウンド高さ-24 m
- ② 設計波浪 完成時 波高 ( $H_{1/3}$ ) 8.0 m  
周期 ( $T_{1/3}$ ) 14 s  
波向 ( $\beta$ )  $0^\circ$
- ③ 潮位 H.W.L.+ 1.5 m, L.W.L.  $\pm 0.0$  m
- ④ 設計震度 水平震度 ( $k_a$ ) 0.15
- ⑤ 天端高 + 11.0 m
- ⑥ 海底地盤 砂地盤 ( $\phi = 30^\circ$ )
- ⑦ 裏込め割石  $\phi = 40^\circ$ ,  $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$
- ⑧ 上載荷重 常時  $1.0 \text{ tf/m}^2$ , 地震等  $0.5 \text{ tf/m}^2$

上記の設計条件では、波浪時に半円形構造護岸に最大の断面力を与える。このとき半円形構造護岸に作用する主要な外力は、以下のとおりである。

- ① 海側の半円形部材に作用する波力
- ② 陸側の半円形部材に作用する土圧
- ③ 底版に作用する地盤反力及び揚圧力
- ④ 半円形構造護岸の自重

以下に①及び②の計算手法の概略を示す。③及び④については、ここでは省略する。

- ① 海側の半円形部材に作用する波圧

設計時に考慮する波圧強度は、合田式により計算する。図-2で示す根固め工位置及び海面位置での波圧強度をおのおの  $P_a$ 、 $P_b$  とする。 $P_a$  及び  $P_b$  は次式で得られる。

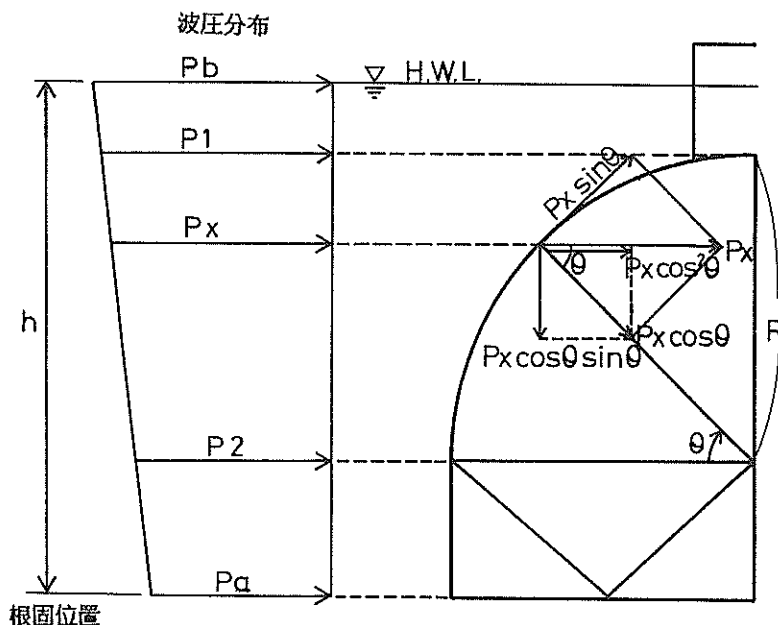


図-2 半円形構造護岸に作用する波圧分布

$$\begin{aligned}
 P_a &= \alpha_3 \cdot P_b \\
 P_b &= (\alpha_1 + \alpha_2) w_0 H
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} P_a \\ P_b \end{aligned}} \right\} \dots\dots (1)$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  : 設計波長, 水深等で求まる係数  
 $w_0$  : 海水の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)  
 $H$  : 設計波高 (m)

通常、波圧は直立壁に対しては水平方向に作用する。この波圧を  $P_x$  とする。曲面壁に作用する場合、図-2に示すように  $P_x$  は曲面の接線方向に  $P_x \sin \theta$ , 中心方向に  $P_x \cos \theta$  に分けられる。 $P_x \sin \theta$  成分は、曲面上をそ(遡)上するので曲面部材に直接力を及ぼさない。 $P_x \cos \theta$  成分が曲面部材に力を及ぼすとすると、半円形部材に作用する波圧の水平および鉛直成分は次式で得られる。

$$\begin{aligned}
 \text{水平成分} \quad P_H &= P_x \cos^2 \theta \\
 \text{鉛直成分} \quad P_V &= P_x \cos \theta \sin \theta
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} P_H \\ P_V \end{aligned}} \right\} \dots\dots (2)$$

上記の手順で得られた半円形部材に作用する波圧分布の状況を図-3に示す。

② 陸側の半円形部材に作用する土圧

陸側の半円形部材には、常時の主働土圧を考える。陸側の半円形部材を 15 分割し、その箇所での土圧強度を計算

する。

土圧強度  $P_{ai}$  は、次式により計算する。

$$\begin{aligned}
 P_{ai} &= K_{ai} \{ \sum \tau_i h_i + w \} \cos \psi \\
 K_{ai} &= \cos^2 (\phi - \psi) / \cos^2 \psi \cos (\delta + \psi)
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} P_{ai} \\ K_{ai} \end{aligned}} \right\} \dots\dots (3)$$

$$\left[ 1 + \frac{\sin (\phi + \delta) \sin \phi}{\cos (\delta + \psi) \cos \psi} \right]$$

- ここで、
- $\psi$  : 傾斜角
  - $\phi$  : 土の内部摩擦角
  - $\delta$  : 壁面摩擦角
  - $\tau_i$  :  $i$  層での単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)
  - $h_i$  :  $i$  層での厚さ (m)
  - $w$  : 上載荷重 (tf/m<sup>2</sup>)

上記の手順で得られた半円形部材に作用する土圧分布の状況を図-3に示す。

以上計算された外力及び部材の自重、底板に作用する地盤反力、揚圧力を考慮して、図-3に示すような各点ごとに作用する外力を得ることができる。これを用いて有限要素法により求めた半円形構造護岸の各部材に生じる軸力の分布を図-4に、曲げモーメントの分布を図-5に示す。

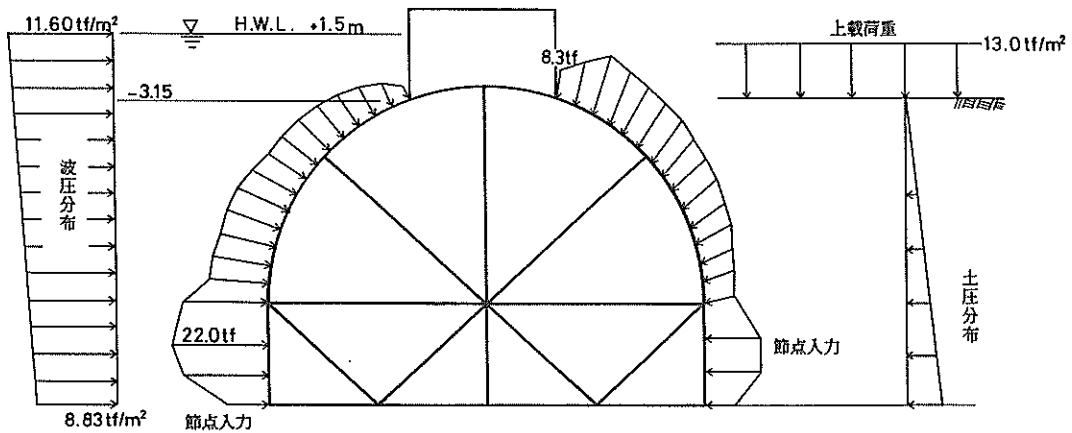


図-3 半円形部材に作用する外力

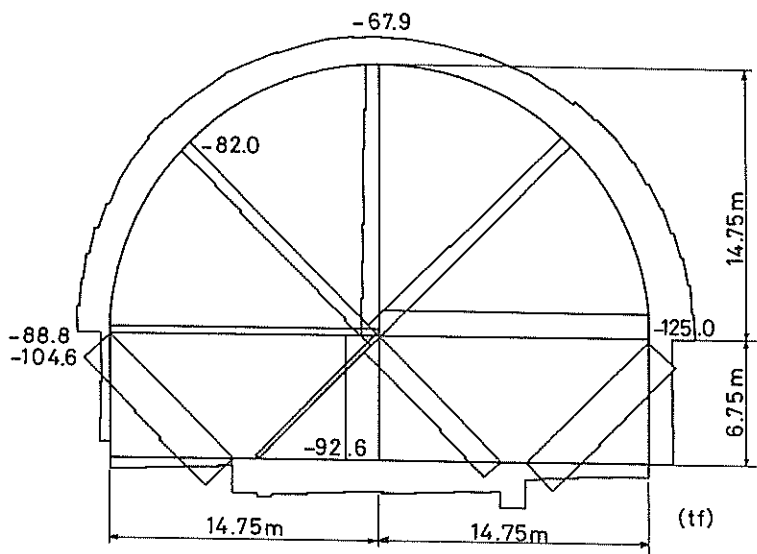


図-4 半円形構造護岸の各部材に生じる軸力の分布

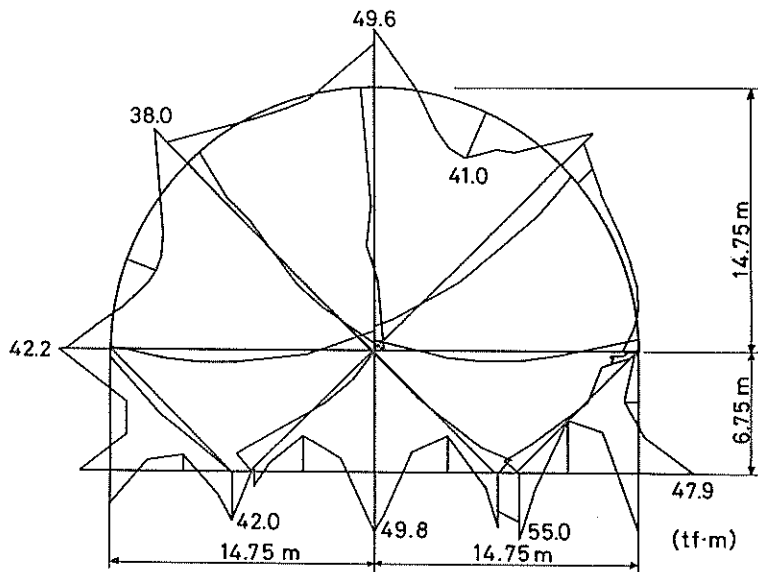


図-5 半円形構造護岸の各部材に生じる曲げモーメントの分布



### 3. 限界状態設計法による構造解析手法<sup>2,3)</sup>

#### 3.1 曲げ耐力の計算

半円形構造護岸での半円形部材の構造解析は、次の仮定に従うものとする。

- ① コンクリート及び鋼材の応力-ひずみ関係は、弾性域を超えた塑性域まで考慮する。
- ② 半円形部材の軸に直角の平面は、曲げを受けて変形した後も平面を保つ。
- ③ コンクリートは、引っ張り応力を負担しない。

いま、図-6に示す半円形部材でAA', BB'の微

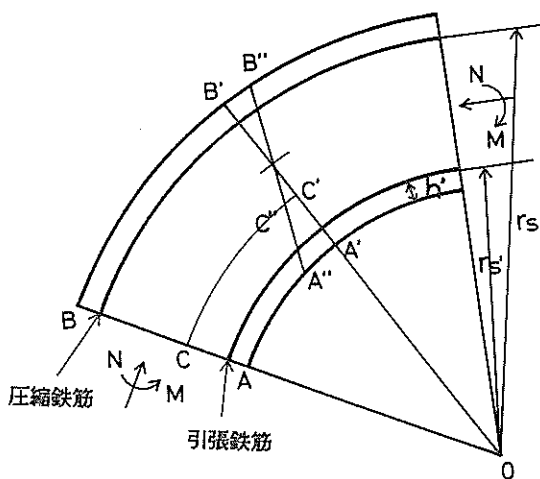


図-6 半円形部材内での変形

小領域に着目する。曲げモーメント及び軸力を受け断面A'B'がA''B''に変形するとする。平面ABに対して任意の位置(C~C')でのコンクリートのひずみ( $\epsilon$ )及び曲面部材の内側縁でのコンクリートの圧縮ひずみ( $\epsilon_c$ )は、おの次の式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon &= C'C''/CC' \\ \epsilon_c &= A'A''/AA' \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

ところで、幾何学的に次式の関係がある。

$$\left. \begin{aligned} C'C''/A'A'' &= \xi/x \\ C'C''/AA' &= v/r \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

$\xi$ ,  $x$ ,  $v$  及び  $r$  の意味する量を図-7に示す。式(4)及び式(5)より  $\epsilon$  と  $\epsilon_c$  との関係は、次式となる。

$$\epsilon/\epsilon_c = \xi \cdot r / (x \cdot v) \dots (6)$$

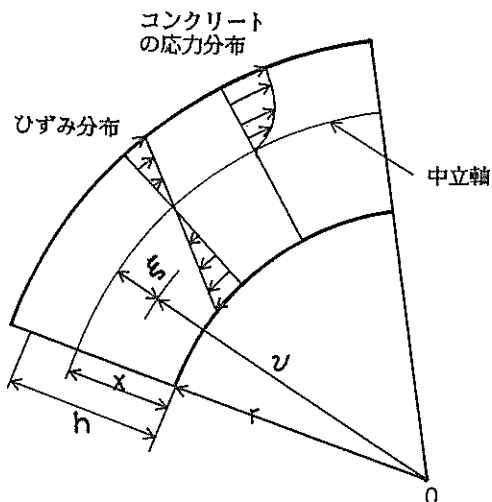


図-7 半円形部材内での応力とひずみの分布

引っ張り鉄筋のひずみ( $\epsilon_s$ )、圧縮鉄筋のひずみ( $\epsilon_s'$ )及びP C鋼棒のひずみ( $\epsilon_p$ )は、ひずみが中立軸からの距離に比例すると考えると、おの次の式で求まる。ここで、P C鋼棒は、部材の中央に配置すると設定する。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_s &= \epsilon_c \frac{h-x}{x} \cdot \frac{r}{r_s} \\ \epsilon_s' &= \epsilon_c \frac{x-h'}{x} \cdot \frac{r}{r_s} \\ \epsilon_p &= \epsilon_c \frac{h/2-x}{x} \cdot \frac{r+h/2}{r_s} \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

さらに、A'B'面での力の釣合は次式で求まる。

$$\int \sigma dA_c + E_s \epsilon_s' A_s' - E_s \epsilon_s A_s - E_p \epsilon_p A_p = N \dots (8)$$

ここで、 $E_s$  : 鉄筋の弾性係数

$E_p$  : P C鋼棒の弾性係数

$A_s'$  : 圧縮鉄筋の断面積

$A_s$  : 引っ張り鉄筋の断面積

$A_p$  : P C鋼棒の断面積

$\sigma$  : コンクリートの圧縮応力度

$dA_c$  : コンクリートの断面積

$N$  : 軸力

また、中立軸回りのモーメントの釣合は次式で求まる。

$$\int \sigma \xi dA_c + E_s \epsilon_s' A_s' (x-h') + E_s \epsilon_s A_s (h-x) + E_p \epsilon_p A_p (h/2-x) = M \dots (9)$$

ここで、 $M$  : 曲げモーメント

$h$  : 部材の厚さ

$h'$  : 内側鉄筋のかぶり

式(8)及び式(9)を計算する際に用いるコンクリート及び鋼材の応力-ひずみ曲線を図-8, 9及び10に示す。

コンクリートが圧縮破壊するときのひずみ量を 0.0035 とする。コンクリートのひずみ量が 0.002 の場所 ( $\xi_{0.002}$ ) は、次式で与えられる。

$$\xi_{0.002} = x_0 = \frac{x(r+x)}{x+1.75r} \quad \dots\dots (10)$$

式(8)でのコンクリートの負担する抵抗力は、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \int_0^x \sigma dA_c &= \int_0^{x_0} \sigma dA_c + \int_{x_0}^x \sigma dA_c \\ &= \int_0^{x_0} 0.85 f'_{cd} \frac{\xi}{0.002} \left(2 - \frac{\xi}{0.002}\right) B d\xi \quad \dots\dots (11) \\ &\quad + 0.85 f'_{cd} (x - x_0) \cdot B \end{aligned}$$

ここで、 $B$  : 曲線部材の腹部幅

$f'_{cd}$  : コンクリートの圧縮強度の設計用値

同様に、式(9)でのコンクリートの負担する曲げモーメントは、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \int_0^x \xi \sigma dA_c &= \int_0^{x_0} \xi \sigma dA_c + \int_{x_0}^x \xi \sigma dA_c \\ &= 0.85 f'_{cd} B \int_0^{x_0} \left( \frac{\xi^2}{0.001} - \frac{\xi^3}{(0.002)^2} \right) d\xi \quad \dots\dots (12) \\ &\quad + 0.85 f'_{cd} (x - x_0) (x_0 + (x - x_0) / 2) \cdot B \end{aligned}$$

式(11)及び式(12)を満足する中立軸位置 ( $x$ ) を試行的に求めて所定の諸量 (終局抵抗モーメント, 各材料の応力とひずみ等) を算出する。式(11)及び式(12)の誘導は、かなり複雑となるので 最終の計算結果は付録Aに示す。また、部材の曲率と終局曲げモーメントとの関係を示す若干の計算例も合わせて付録Aに示す。

### 3.2 せん断耐力の計算<sup>4)</sup>

せん断耐力は、トラス作用で受けもたれるせん断力とトラス作用以外で受けもたれるせん断力の和で求まる。これはせん断補強鉄筋の降伏まではおよそ成立することが認められている。部材のせん断耐力としてせん断補強鉄筋の降伏時の耐荷力とする。すなわち、斜めひびわれ発生時のせん断力とせん断鉄筋降伏時のせん断力の和として求めることができる。ただし、せん断耐力に関して、曲線部材の曲率の影響は考えない。

① せん断補強鉄筋以外が受け持つせん断耐力 ( $V_{cd}$ ) は次式により求まる。

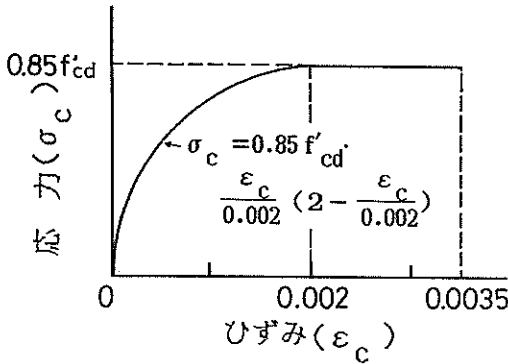


図-8 コンクリートの応力-ひずみ曲線

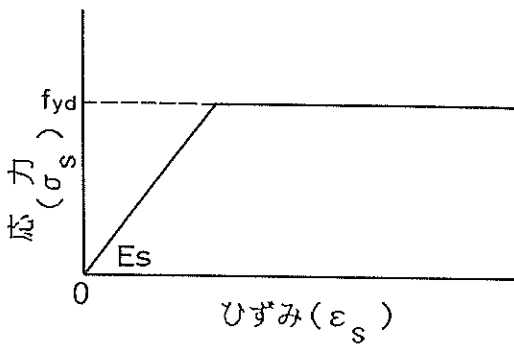


図-9 鉄筋の応力-ひずみ曲線

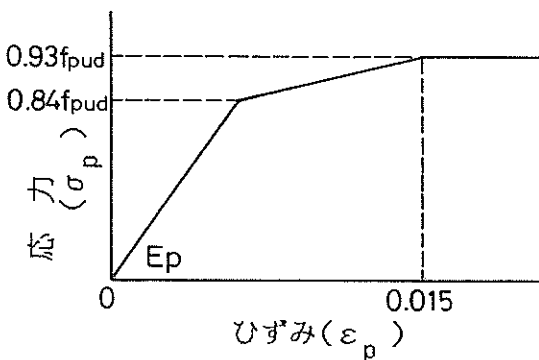


図-10 PC鋼棒の応力-ひずみ曲線

$$V_{cd} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d / \tau_b \quad \dots\dots (13)$$

ここで、 $f_{vd}$  : コンクリートのせん断強度の設計用値

$$f_{vd} = f_{vod} \cdot (1 + \beta_d + \beta_p + \beta_n)$$

$f_{vod}$  : コンクリートのみかけのせん断強度の設計用値

$$f_{vod} = f_{ok} / \tau_c$$

$f_{ok}$  : コンクリートのみかけのせん断強度の特性値

$$f_{ok} = 0.94 \cdot f_{ck}^{1/3}$$

$f_{ck}$  : コンクリートの圧縮強度の特性値

$b_w$  : 部材腹部の幅

$d$  : 部材断面の有効高さ

$\beta_d$  : 有効高さに関する係数

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d - 1} \geq 0 \quad (d : \text{cm})$$

$\beta_p$  : 軸方向鉄筋比に関する係数

$$\beta_p = \sqrt{100 \times \rho_w} - 1 \leq 0.73$$

$\rho_w$  : 軸方向鉄筋比

$\beta_n$  : 軸方向力に関する係数

$$\beta_n = M_0 / M_d \leq 1$$

$M_0$  : 断面内に引っ張り応力を生ずる限界の曲げモーメント

$M_d$  : 曲げモーメントの設計用値

$\tau_c$  : コンクリートの材料係数

$\tau_b$  : 部材係数

② せん断補強鉄筋の降伏時耐力の設計用値 ( $V_{yd}$ ) は次式により求まる。

$$V_{yd} = V_{cd} + A_w \cdot f_{wyd} \cdot z \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) / s / \tau_b \quad \dots\dots (14)$$

ここで、 $A_w$  : 1組のせん断補強鉄筋の断面積

$f_{wyd}$  : せん断補強鉄筋の降伏強度の設計用値

$z$  : 圧縮合力の作用点から引っ張り鉄筋断面の図心までの距離 ( $z = d / 1.15$ )

$\alpha$  : せん断補強鉄筋と部材軸とのなす角度

$s$  : せん断補強鉄筋の間隔

### 3.3 ひびわれ幅の計算<sup>4)</sup>

コンクリート部材のひびわれ幅を算定する式は、数多く提案されている。これらの式はいずれも載荷実験より得られた実験式である。しかしながら、多くの人々を納得させる理論的裏付を持った提案式がないのが現状である。またこれらの式は、曲げひびわれを対象としている。半円形部材では、曲げモーメントのみ発生する断面が存在しないことがほとんどであり、断面内には曲げモーメント、せん断力及び軸力が生じている。このような

ことから、曲面部材に生じるひびわれは、曲げモーメント及び軸力により発生する曲げ応力ばかりでなくせん断応力の影響を受けることになる。このため、既往の提案式をそのまま適用するには若干の問題がある。しかし、曲げとせん断の両者を考慮したひびわれ幅の算定式はまだ提案されていない。今回の検討では、便宜的に曲げひびわれ幅の算定式を用いることにする。

ひびわれ幅の算定式としてここでは、CEB-FIPの式(1978年)を用いる。この式は、広く用いられている式で、繰り返し載荷の影響を考慮できる等の長所がある。CEB-FIPの式(1978年)は、以下に示すように表される。

$$w_k = 1.7 w_m \quad \dots\dots (15)$$

ここで、

$w_k$  : ひびわれ幅の特性値 (cm)

$w_m$  : 平均のひびわれ幅 (cm)

$$w_m = S_{rm} \cdot \epsilon_{sm}$$

$S_{rm}$  : 平均ひびわれ間隔 (cm)

$$S_{rm} = 2(c + s/10) + K_1 K_2 \phi / \rho_r$$

$c$  : 引っ張り鋼材のかぶり (cm)

$s$  : 引っ張り鋼材間隔 (cm)  $s \leq 15 \phi$

$\phi$  : 引っ張り鋼材径 (cm)

$K_1$  : 引っ張り鋼材付着特性に関する係数

$K_2$  : ひずみ分布形状に関する係数

$\rho_r$  : 引っ張り鋼材比

$\epsilon_{sm}$  : 引っ張り鋼材平均引っ張りひずみ増加量

$$\begin{aligned} \epsilon_{sm} &= \Delta \sigma_s / E_s \times \\ & [1 - \beta_1 \beta_2 (\Delta \sigma_{sr} / \Delta \sigma_s)^2] \\ & \geq 0.4 \Delta \sigma_s / E_s \end{aligned}$$

$\Delta \sigma_s$  : ひびわれ断面における引っ張り鋼材の引っ張り応力度増加量 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\Delta \sigma_{sr}$  : コンクリート引っ張り縁応力度がコンクリート引っ張り強度に等しくなる時(全断面で計算)のひびわれを仮定した断面での引っ張り鋼材引っ張り応力度増加量 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\beta_1$  : 引っ張り鋼材付着特性に関する係数

$$\beta_1 = 1 / 2.5 K_1$$

$\beta_2$  : 持続・繰り返しなど荷重特性に関する係数

$E_s$  : 引っ張り鋼材の弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

## 4. 載荷実験の概要

### 4.1 供試体の構造

3種類合計 10 体の供試体を対象として載荷実験を行っ

た。いずれの供試体も半円形構造形式の一部もしくは全体をモデル化したものである。表-1に全供試体の種類とその概略を示す。図-11～13に供試体の形状・寸法及び配筋の詳細を示す。接合部供試体(図-11)は、半円形構造の曲面部材と直線部材(軸力部材)の接合部分を対象としている。1/4円形供試体(図-12)は、1/4円の曲面部材に直線部材を取り付けたものである。半円形供試体(図-13)は、半円形部材に直線部材を取り付けたものである。ただし載荷実験の都合により、半円形供試体では1/4円形供試体にある45°方向の直線部材を取り付けていない。これらの供試体のうち半円形供試体は、プレストレストコンクリート(PC)構造とし、他の2種類の供試体は、鉄筋コンクリート(RC)構造及びPC構造である。

いずれの供試体でも、曲面部材及び直線部材の断面形状は、幅18cm及び厚さ18cmの正方形断面である。PC構造では、断面内に直径10mmの異形鉄筋(D10)4本及び直径17mmのPC鋼棒1本を配している。RC構造での曲面部材は、D10鉄筋8本が配筋されている。直線部材は、曲面部材と同様の配筋であるが、PC構造では、直径13mmのPC鋼棒2本が用いられている。曲

面部材及び直線部材とも直径6mmの丸棒(φ6)を約15cm間隔にせん断補強鉄筋として設けている。また、各供試体の取付部分(反力床及び反力壁への固定部分)の固定部材は、この部分で載荷中に破壊が生じないように鉄筋及びPC鋼棒を配している。

表-1 実験供試体の一覧

供試体 No.	種 類			主 鉄 筋	P C 鋼 棒	導入 P C 量 (kgf/cm <sup>2</sup> )
	形 状	構 造	載 荷 方 法			
1	接 合 部	P C	A	D10-4本	φ13,17	20
2	接 合 部	P C	B	D10-4本	φ13,17	20
3	接 合 部	R C	A	D10-8本	—	—
4	接 合 部	R C	B	D10-8本	—	—
5	1/4 円 形	P C	A	D10-4本	φ13,17	20
6	1/4 円 形	P C	B	D10-4本	φ13,17	20
7	1/4 円 形	R C	A	D10-8本	—	—
8	1/4 円 形	R C	B	D10-8本	—	—
9	半 円 形	P C	A'	D10-4本	φ13,17	20
10	半 円 形	P C	B'	D10-4本	φ13,17	20

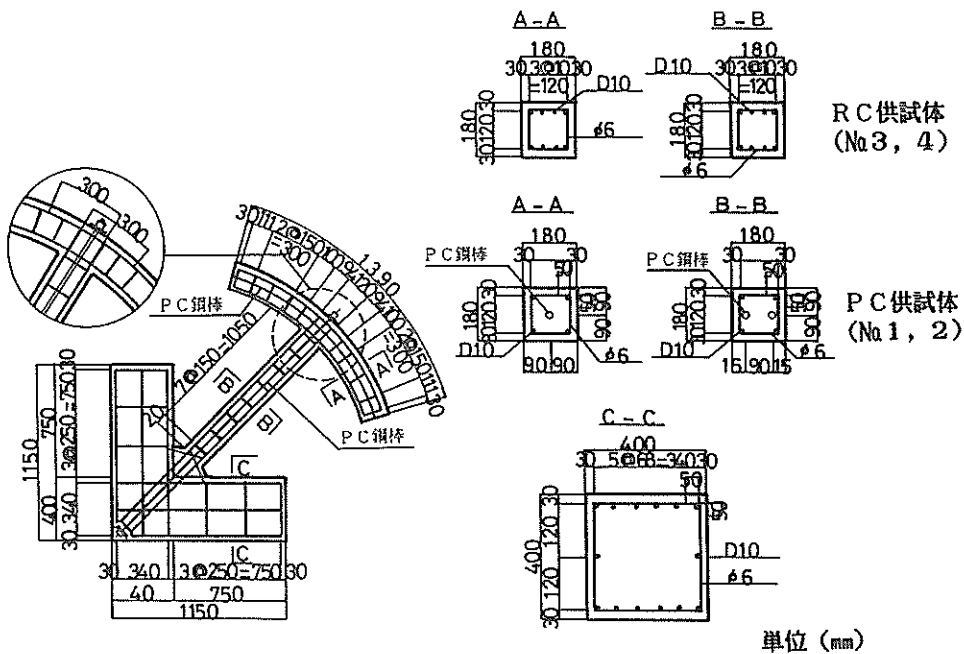


図-11 接合部供試体(No.1～4)の配筋図

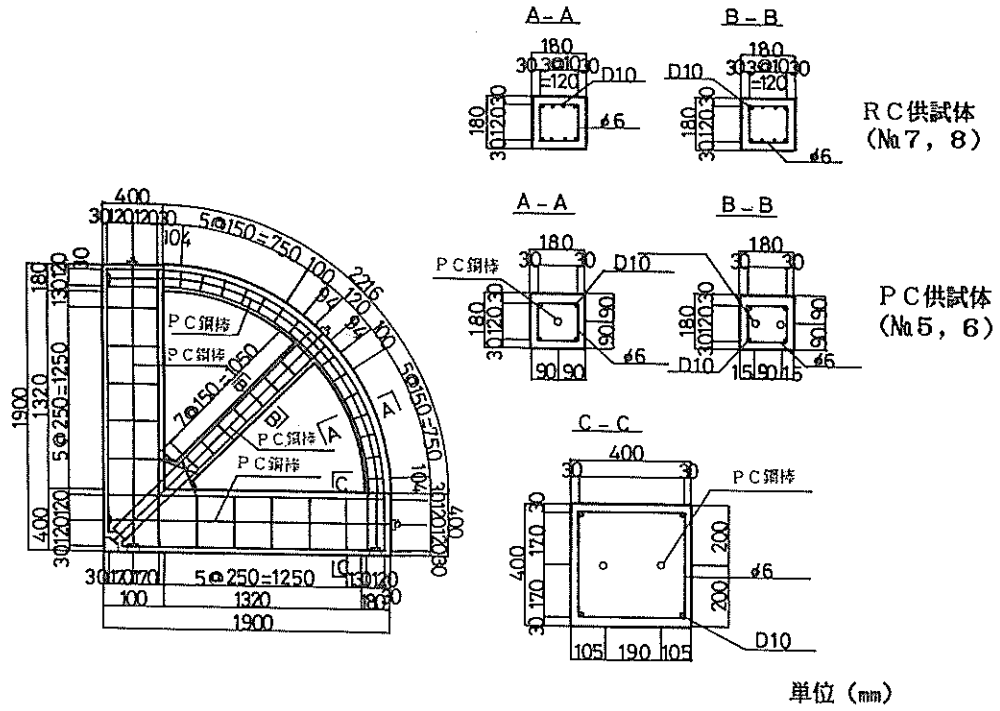


図-12 1/4円形供試体 (No. 5 ~ 8) の配筋図

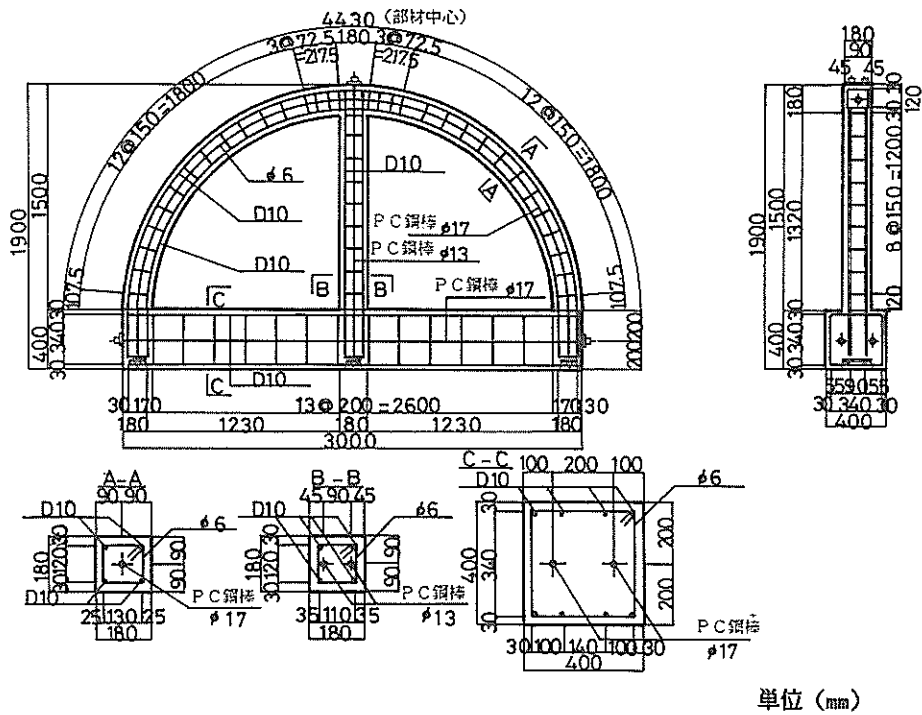


図-13 半円形供試体 (No. 9, 10) の配筋図

#### 4.2 使用材料

供試体製作に使用したセメントは、PC導入の際の早期強度の発現のため早強ポルトランドセメントを用いた。このセメントの試験成績を表-2に示す。

細骨材及び粗骨材とも神奈川県酒匂川産の川砂及び川砂利を使用した。骨材の試験成績を表-3に、粒度分布

を図-14に示す。なお、粗骨材の最大寸法は20mmである。

鉄筋は、前述のとおりSD30-D10鉄筋を主筋に、SR24-φ6鉄筋をせん断補強鉄筋に用いた。PC鋼棒は、JISG3109B種1号(SBPR95/110)φ13及びφ17を用いた。鉄筋及びPC鋼棒の機械的

表-2 使用セメントの試験成績結果

項目	比重	粉末度		凝 結			安定性
		比表面積 (cm <sup>2</sup> /gf)	88μm残分 (%)	水 量 (%)	始 発 (h-m)	終 結 (h-m)	
成 績	3.14	4370	—	29.9	2-15	3-29	良
規 格 値	—	3300以上	—	—	45min以上	10h以下	良

項目	フロー値	強 さ (kgf/cm <sup>2</sup> )							
		曲 げ				圧 縮			
		1d	3d	7d	28d	1d	3d	7d	28d
成 績	253	34	52	64	76	139	258	360	464
規 格 値	—	—	—	—	—	65以上	130以上	230以上	330以上

項目	化 学 成 分 (%)								
	ig-loss	insol.	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	合 計
成 績	0.7	0.2	21.3	4.6	2.8	65.5	1.4	2.8	99.3
規 格 値	3.0以下	—	—	—	—	—	5.0以下	3.5以下	—

表-3 使用骨材の試験成績結果

細骨材	比重	吸水量 (%)	単位容積 重量 (kgf/cm <sup>3</sup> )	空隙率 (%)	洗い試験 (%)	有機 不純物	ふるい (mm) を通過する百分率(%)						粗粒率
							5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	
	2.64	2.04	1658	37.2	1.96	合格	99	84	58	39	26	4	2.90

粗骨材	比重	吸水量 (%)	単位容積 重量 (kgf/cm <sup>3</sup> )	空隙率 (%)	洗い試験 (%)	ふるい (mm) を通過する百分率(%)						粗粒率
						25	20	15	10	5	2.5	
	2.76	1.08	1670	39.5	0.66	100	95	66	34	3	0	6.68

性質を表-4に示す。

供試体製作に用いたコンクリートは、設計基準強度、スランブ及び空気量が所定の目標値を満足するように決定した。表-5にコンクリートの示方配合を示す。供試体打設時のコンクリートの性質及び材令 28 日圧縮強度

(標準養生)を表-6に示す。

### 4.3 供試体の製作

コンクリートは、工場内のバッチャープラントにおいて練り混ぜた後打設した。コンクリートが打設される直前にスランブ、空気量及び練り上がり温度の測定を行い、

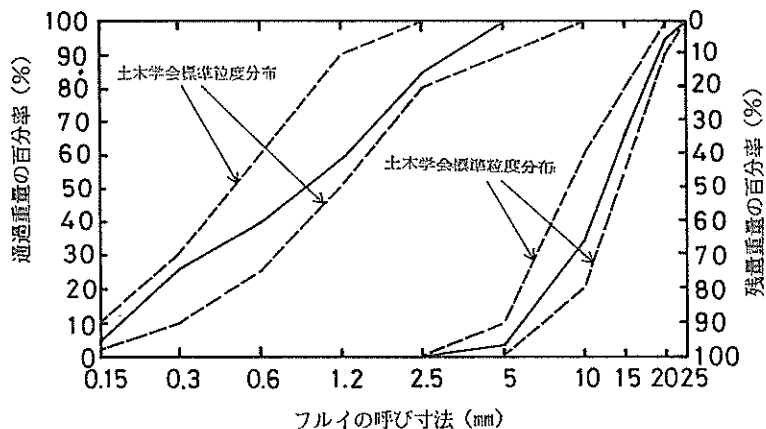


図-14 骨材の粒度曲線

表-4 鋼材の力学的性質

種類	公称直径 (mm)	規格記号	降伏点 (kg f/cm <sup>2</sup> )	引張り強さ (kg f/cm <sup>2</sup> )	伸び (%)	弾性係数 (kg f/cm <sup>2</sup> )	供試体 No.
鉄筋	D10	SD30	4070	5970	23.7	—	1~8
	D10	SD30	4150	6030	21.8	—	9, 10
	φ6	SR24	3570	4620	34.8	—	1~8
	φ6	SR24	3400	4490	34.6	—	9, 10
P C 鋼棒	φ13	B種1号	11100	11600	10	2.08 × 10 <sup>6</sup>	1~6
	φ13	B種1号	10600	11500	12	2.03 × 10 <sup>6</sup>	9, 10
	φ17	B種1号	10500	11500	11	2.00 × 10 <sup>6</sup>	1~6
	φ17	B種1号	10600	11500	12	2.02 × 10 <sup>6</sup>	9, 10

表-5 コンクリートの示方配合

設計基準強度 (kg f/cm <sup>2</sup> )	粗骨材最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg f/m <sup>3</sup> )				
						水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
300±30	20	8 ± 2.5	5 ± 1	51.6	44.0	160	310	800	1064	2.48

配合条件を満足していることを確認した。(表-6)。

コンクリートの締め固めは、棒状バイブレーターにより行った。

表-6 コンクリートの試験結果

供試体番号	気温(°C)	コンクリート温度(°C)	スランブ(cm)	空気量(%)	材令28日圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> )
1	3	12	7.0	4.8	287
2	8	13	9.5	4.8	309
3	8	13	8.5	4.4	274
4	8	11	7.0	4.3	282
5	3	12	7.0	4.8	287
6	8	13	9.5	4.8	309
7	8	13	8.5	4.4	274
8	8	11	7.0	4.3	282
9	11	15	10.0	4.2	311
10	13	15	8.0	4.2	345

標準示方書<sup>5)</sup>」に準じてプレストレスの導入を行った。プレストレスは、ポストテンション方式により導入を行った。各供試体のプレストレス導入時の材令及びその時点でのコンクリートの圧縮強度を表-7に示す。導入したプレストレス量は、コンクリート応力に換算して実験時に約 20 kgf/cm<sup>2</sup>の応力度が残存することを目標とした。プレストレス導入後、各供試体のシース内にはグラウトを注入し、P C鋼棒とコンクリートとの間で付着が保てるようにした。

表-7 プレストレス導入時のコンクリート圧縮強度

供試体番号	導入時の材令(日)	導入時のコンクリート圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> )
1	14	242
2	13	251
5	14	242
6	13	251
9	10	257
10	4	254

コンクリート打設の翌日に供試体を脱型し、以後載荷実験時まで気乾養生を行った。

P C構造供試体には、「プレストレスコンクリート

#### 4.4 載荷方法

載荷実験は、当所の反力壁及び反力床の施設を利用し て実施した。載荷実験の状況を図-15 ~ 17 及び写

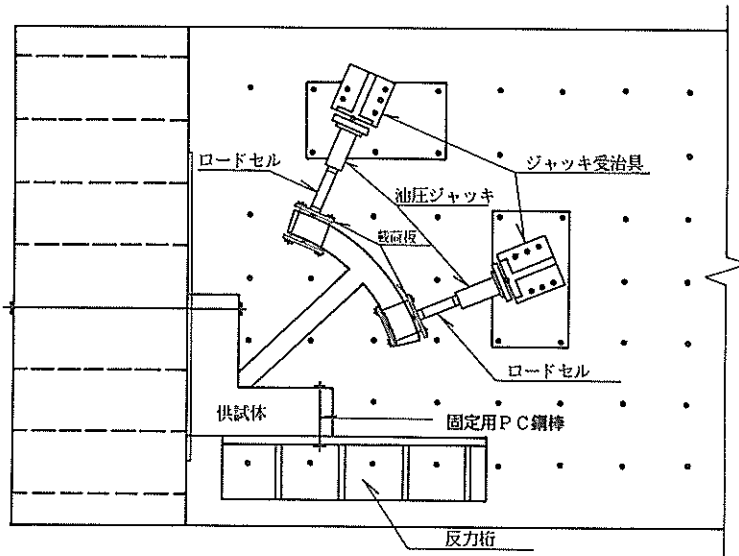


図-15 接合部供試体の載荷状況(平面図)



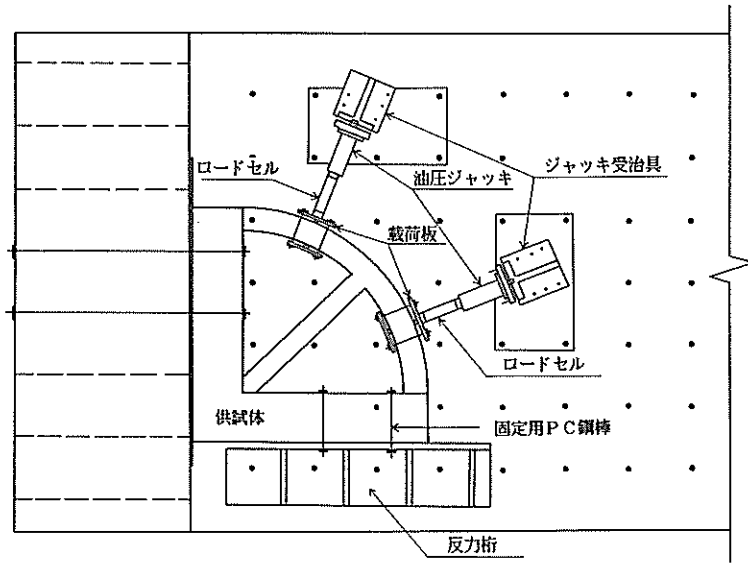


図-16 1/4円形供試体の荷荷状況(平面図)

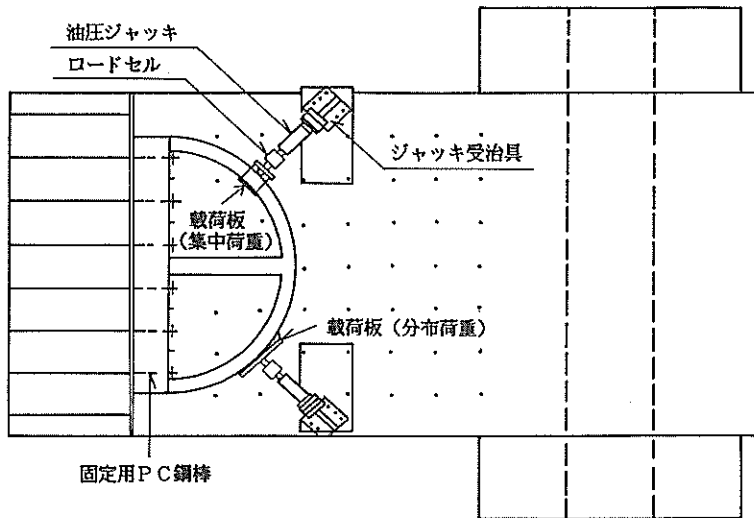


図-17 半円形供試体の荷荷状況(平面図)

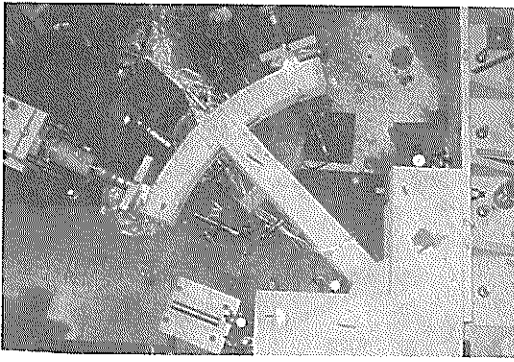


写真-2 載荷実験の概要

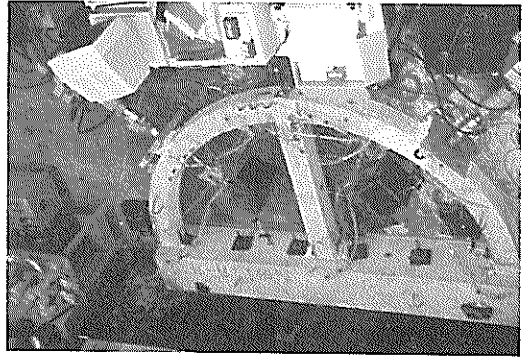


写真-3 載荷実験の概要

写真-2及び写真-3に示す。供試体は、あらかじめ設けておいた取付用孔の位置でφ 32 mmのPC鋼棒により反力壁及び反力桁に固定した。その際、PC鋼棒1本当たり15 tf程度のプレストレス力を加えた。載荷には、押引両用の油圧ジャッキ2基（1基当たりの最大出力：50 tf、ストローク：200 mm）を用いた。

各供試体の曲面部材の所定の位置（2箇所）に集中荷重を作用させた。載荷位置は、接合部供試体では曲面部材の端部より10 cmの位置、他の供試体では曲面部材の中央位置とした。荷重の方向は、両者とも供試体の外側から内側へ載荷するケースAと一方を内側から外側へ他方を外側から内側へ載荷するケースBの2種類とした（表-1）。また、半円形供試体に作用させる荷重のうち片側は分布荷重とした（A'及びB'）。その際集中荷重側は外側からもしくは内側からの載荷とし、分布荷重側はA'及びB'とも外側からの載荷とした。

載荷は繰り返し行い、鉄筋の降伏までは荷重制御で、鉄筋の降伏後は変位制御で載荷を行うことを基本とした。荷重制御では、ひびわれ発生荷重及び鉄筋降伏荷重に応じて0.2～1.0 tf刻みで載荷した。変位制御では、鉄筋降伏時の載荷点変位量（ $\delta_y$ ）を基に、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 、…と破壊まで繰り返し載荷を行った。これらの制御は、両方の載荷点の荷重値もしくは変位量で行ったが、破壊が進行して両方の載荷点で同時に制御できなくなった際には、一方の載荷点での荷重もしくは変位量のみで制御した。なお、繰り返し載荷は、実構造物が受ける波力、土圧等を想定したものであるが、今回の実験では静的載荷とし、荷重の周期特性及び分布状況等については考慮していない。

#### 4.5 測定項目と測定方法

載荷実験中の測定は、荷重、供試体の変形量、鋼材に生じるひずみ、コンクリートの表面ひずみ、ひびわれ発生位置及びひびわれ幅について行った。

荷重は、ロードセル（容量50 tf）により測定した。ロードセルは油圧ジャッキと載荷板との間に取り付けた。

供試体の変形量は、変位計（ストローク50 mmまたは25 mm）により測定した。また、供試体の固定の程度を調べるために、取付部分での移動量も測定した。

鋼材のひずみ量は、鋼材の表面に取り付けたひずみゲージ（ゲージ長：3 mm）により測定した。その際、測定箇所ごとに2枚のゲージを貼付し、鋼材のひずみ量はその平均値とした。

断面内でのひずみ分布の状況を調べるためにコンクリートの表面ひずみの測定を行った。その際、コンクリート表面に貼付したひずみゲージ（ゲージ長：60 mm）により測定した。

以上の測定結果は、デジタルストレインメータによりデジタル化して記録の解析を行った。また、載荷荷重と載荷点での変位は、実験中X-Yレコーダによりモニターを行った。

コンクリートに発生したひびわれは、目視により発生位置と進行状況を記録した。ひびわれ幅は、コンタクトゲージもしくはパイ型ゲージにより測定した。両ゲージの標点距離は約100 mmである。

変位、鋼材のひずみ量、コンクリートのひずみ量及びひびわれ幅の測定位置の一例として、半円形供試体（No. 9, 10）での計器の取付状況を図-18～21に示す。



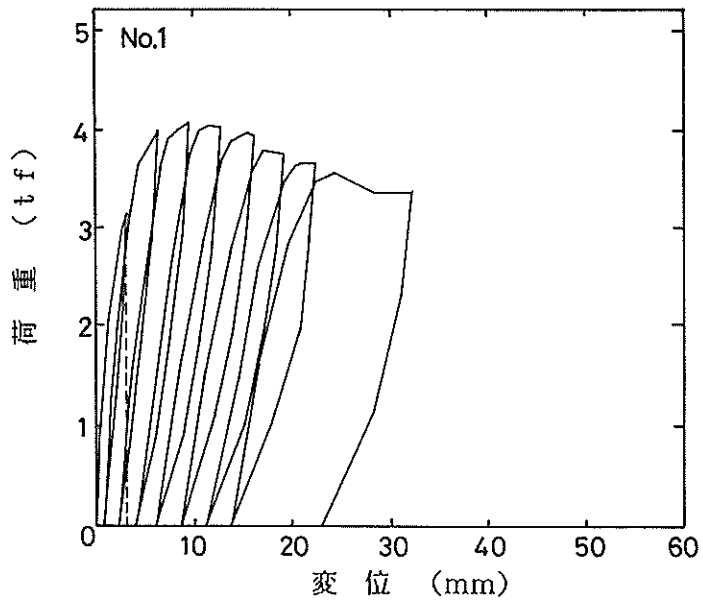


図-22 荷重-変位曲線 (No.1)

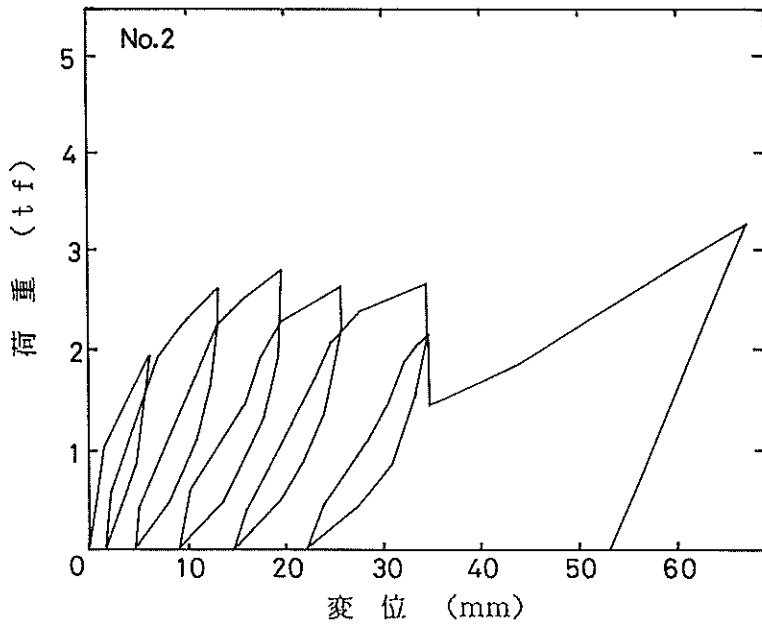


図-23 荷重-変位曲線 (No.2)

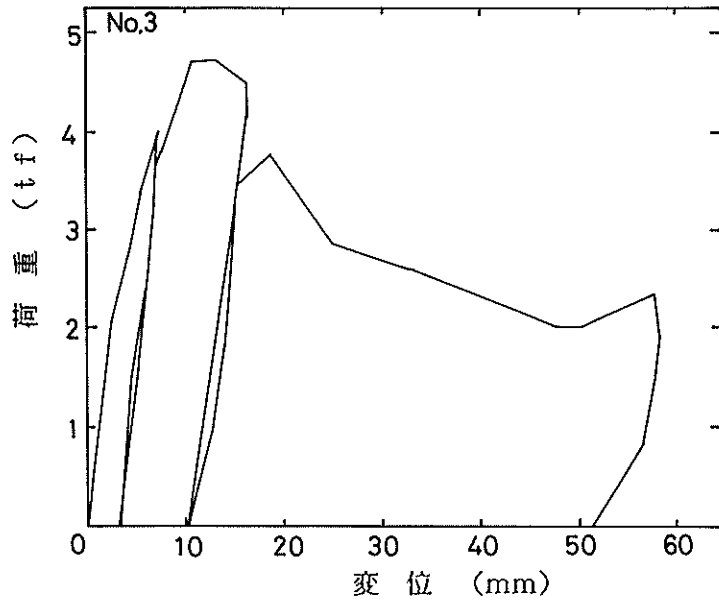


图-24 荷重—変位曲線 (No.3)

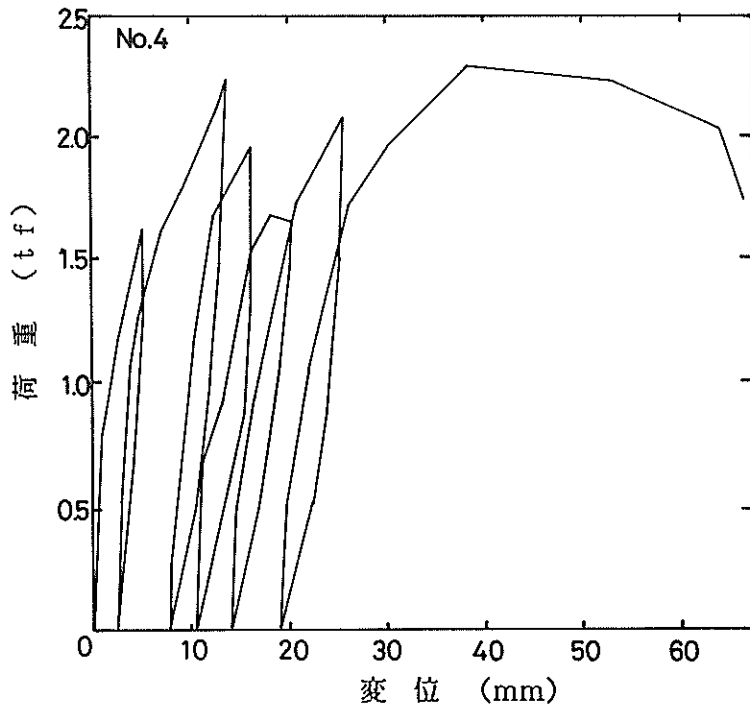


图-25 荷重—変位曲線 (No.4)

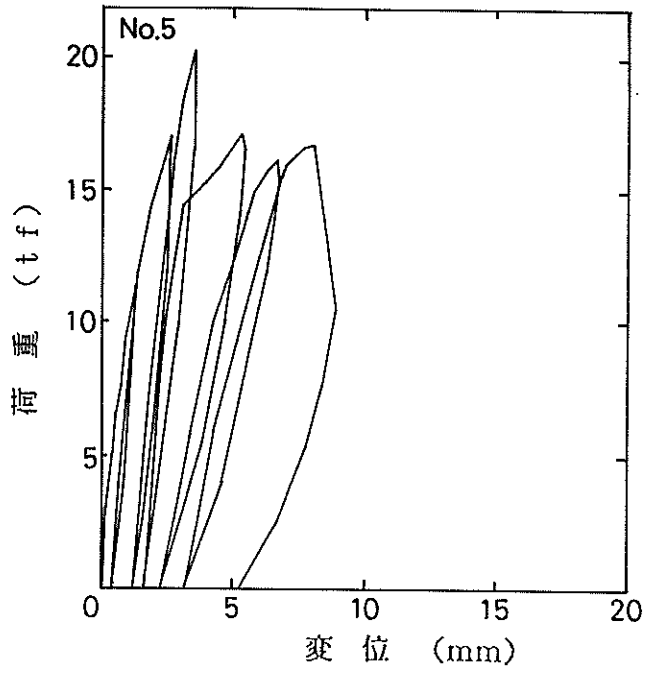


図-26 荷重—変位曲線 (No.5)

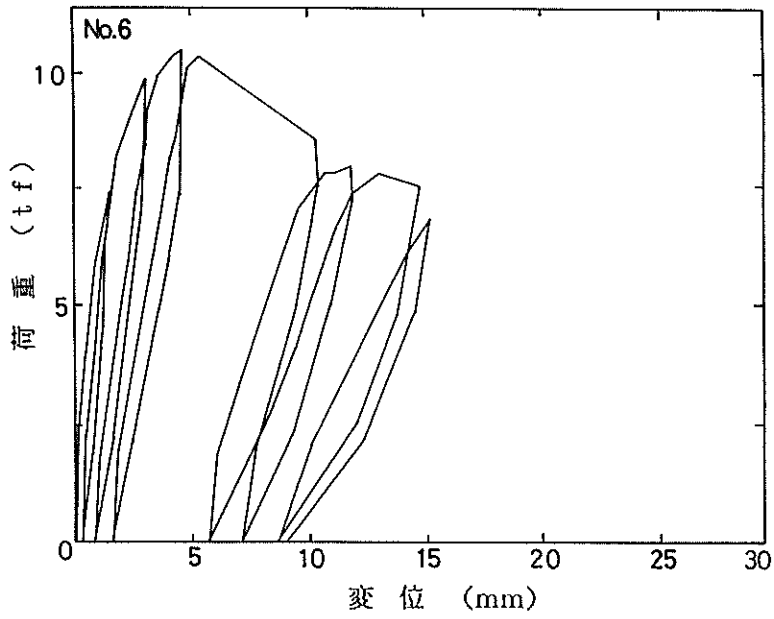


図-27 荷重—変位曲線 (No.6)

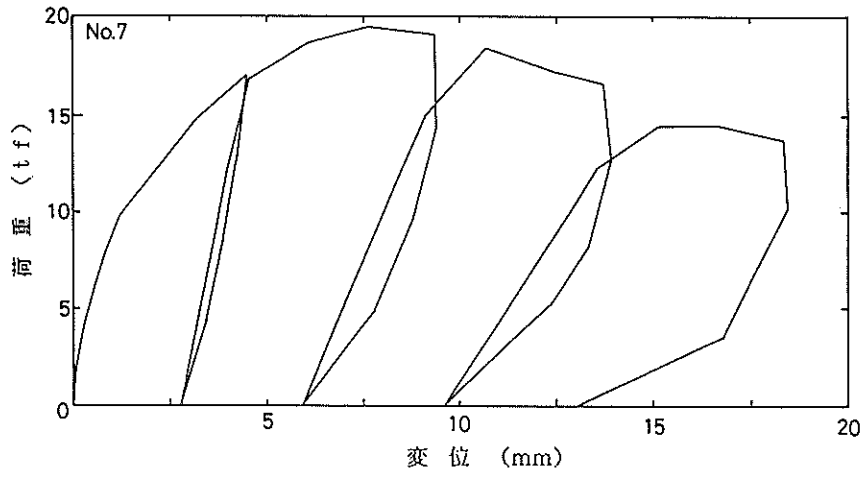


図-28 荷重-変位曲線 (No. 7)

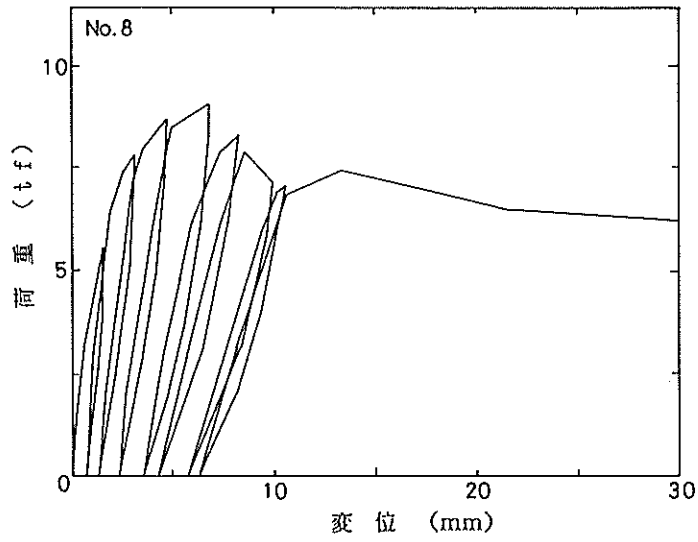


図-29 荷重-変位曲線 (No. 8)

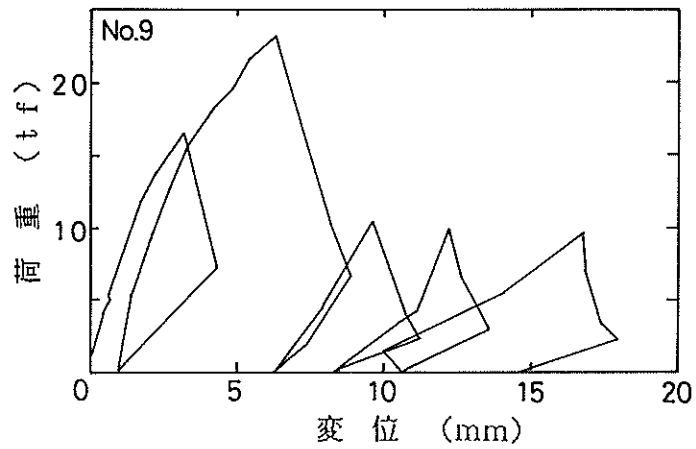


図-30 荷重-変位曲線 (No. 9)

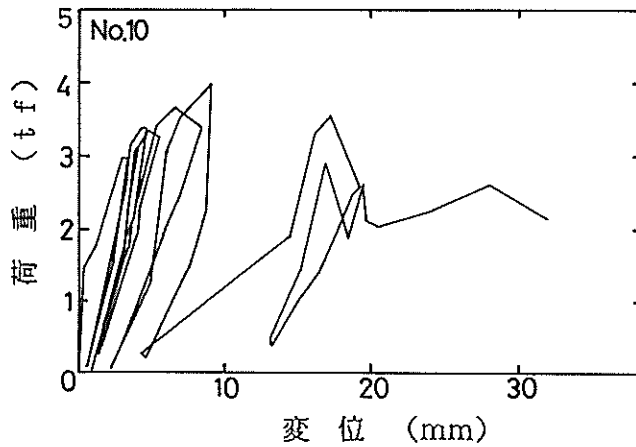


図-31 荷重—変位曲線 (No.10)

限界状態設計法により算出したものである。

表-9で示す実験結果は、最大荷重値を曲げモーメント及びせん断力に変換したものである。したがって、各供試体には曲げ破壊とせん断破壊の両方が生じたわけではない。

接合部供試体では、終局曲げモーメントに関する実験結果と計算値の比がいずれも1以上となっているが、終局せん断力に関しては約1.0以下となった。このことは、接合部供試体では曲げ破壊が生じていることを意味しており、限界状態設計法では終局曲げモーメントに関して安全側の値を算定した。1/4円形供試体では、接合部供試体とは逆に、せん断力に関する実験結果と計算値の比がいずれも1以上となった。したがって、終局せん断力に関して限界状態設計法は安全側の値を算定することが確認できた。供試体の破壊の形態は5.2で詳しく述べるが、いずれの供試体も限界状態設計法で計算されるせん断耐力及び曲げモーメントに対する載荷重の和

表-8 実験時のコンクリートの強度及び弾性係数

供試体 No.	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引っ張り強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
1	323	28.4	2.08 × 10 <sup>5</sup>
2	289	29.8	2.05 × 10 <sup>5</sup>
3	227	14.7	1.61 × 10 <sup>5</sup>
4	290	32.4	1.80 × 10 <sup>5</sup>
5	298	28.8	2.05 × 10 <sup>5</sup>
6	302	28.7	2.00 × 10 <sup>5</sup>
7	229	30.4	1.69 × 10 <sup>5</sup>
8	288	32.5	1.85 × 10 <sup>5</sup>
9	336	28.1	2.31 × 10 <sup>5</sup>
10	446	30.8	2.54 × 10 <sup>5</sup>

表-9 供試体の終局耐力の実験結果と計算結果

供試体 No.	終局曲げモーメント (kgf・cm)			終局せん断力 (kgf)		
	実験結果	計算値	実験結果/計算値	実験結果	計算値	実験結果/計算値
1	2.20 × 10 <sup>5</sup>	2.04 × 10 <sup>5</sup>	1.08	3.86 × 10 <sup>3</sup>	5.07 × 10 <sup>3</sup>	0.76
2	2.78 × 10 <sup>5</sup>	1.95 × 10 <sup>5</sup>	1.43	2.65 × 10 <sup>3</sup>	4.95 × 10 <sup>3</sup>	0.54
3	2.55 × 10 <sup>5</sup>	1.62 × 10 <sup>5</sup>	1.57	4.48 × 10 <sup>3</sup>	4.32 × 10 <sup>3</sup>	1.04
4	1.83 × 10 <sup>5</sup>	1.59 × 10 <sup>5</sup>	1.15	2.13 × 10 <sup>3</sup>	4.54 × 10 <sup>3</sup>	0.47
5	2.18 × 10 <sup>5</sup>	2.35 × 10 <sup>5</sup>	0.93	9.32 × 10 <sup>3</sup>	5.55 × 10 <sup>3</sup>	1.68
6	2.02 × 10 <sup>5</sup>	1.92 × 10 <sup>5</sup>	1.05	6.76 × 10 <sup>3</sup>	5.19 × 10 <sup>3</sup>	1.30
7	2.10 × 10 <sup>5</sup>	2.64 × 10 <sup>5</sup>	0.80	9.00 × 10 <sup>3</sup>	4.67 × 10 <sup>3</sup>	1.93
8	1.62 × 10 <sup>5</sup>	1.53 × 10 <sup>5</sup>	1.06	5.64 × 10 <sup>3</sup>	4.52 × 10 <sup>3</sup>	1.25
9	3.12 × 10 <sup>5</sup>	2.49 × 10 <sup>5</sup>	1.25	1.07 × 10 <sup>3</sup>	4.76 × 10 <sup>3</sup>	2.25
10	2.01 × 10 <sup>5</sup>	2.21 × 10 <sup>5</sup>	0.91	3.61 × 10 <sup>3</sup>	5.16 × 10 <sup>3</sup>	0.70



で推定可能であった。しかし曲面部材には、曲げモーメント、せん断力及び軸力が同時に各断面に発生する。したがってこのような場合、より正確な耐力の算定を行うには、曲げモーメントとせん断力の両者を考慮した解析が必要とされる。

### 5.2 ひびわれの状況と破壊の形態

表-10 にひびわれ発生曲げモーメントの実験値及び計算値を示す。ひびわれ発生曲げモーメントの計算値は、全断面を有効とする弾性理論を用い、引っ張り縁のコンクリートの応力度が曲げ強度に達したときにひびわれが発生するものとして以下の式により求めた。

$$M_{cr} = Z (f_{cb} + \sigma_p + \sigma_n) \quad \dots\dots (16)$$

ここで、 $M_{cr}$  : ひびわれ発生曲げモーメント

$Z$  : 全断面有効としたときの断面係数

$f_{cb}$  : コンクリートの曲げ強度

$\sigma_p$  : プレストレスによる圧縮応力度

$\sigma_n$  : 軸力による圧縮応力度

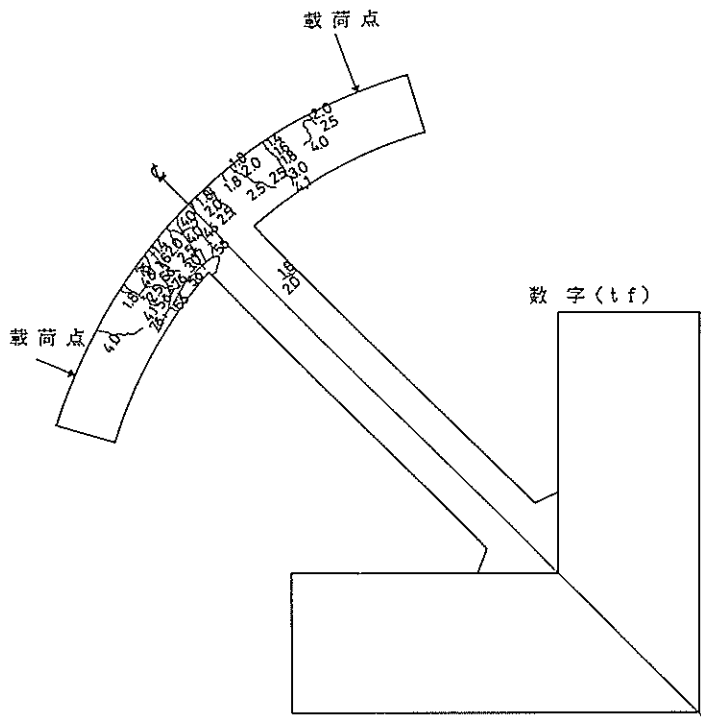
また、実験値は破壊曲げモーメントの算出と同様の手法により計算したものである。

実験により得られたひびわれ発生曲げモーメントは、計算値に比較して 0.8 ~ 2.8 倍程度の値を示した。接合部供試体 (No. 1 ~ 4) ではいずれも実験値のほうが計算値より大きく、ひびわれ発生時の曲げモーメントを安全側に計算することが確認できた。しかし、他の供試体では危険側の値を計算する場合もあった。コンクリートのひびわれは、式(16)を導く仮定以外に、局所的な欠陥あるいは乾燥収縮などによるひびわれの発生、プレストレスの損失などが原因となって、式(16)で与えられる値よりも小さな値となることもある。特に 1/4 円形あるいは半円形供試体のように不静定の構造ではプレストレスによる 2 次応力などで所定のプレストレス量が残存していなかった可能性もあり、これらのことが原因で小さめの値を計算したものと考えられる。

各供試体のひびわれ発生状況を図-32 ~ 41 に示す。

表-10 ひびわれ発生曲げモーメントの実験結果と計算結果

供試体 No.	計算値 ( $\times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ )	実験値 ( $\times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ )	実験値 / 計算値
1	0.53	0.80	1.51
2	0.54	1.07	1.98
3	0.19	0.53	2.79
4	0.40	1.07	2.68
5	0.70	0.55	0.79
6	0.54	0.57	1.05
7	0.50	0.64	1.28
8	0.40	0.32	0.80
9	0.72	0.67	0.93
10	0.65	0.56	0.86



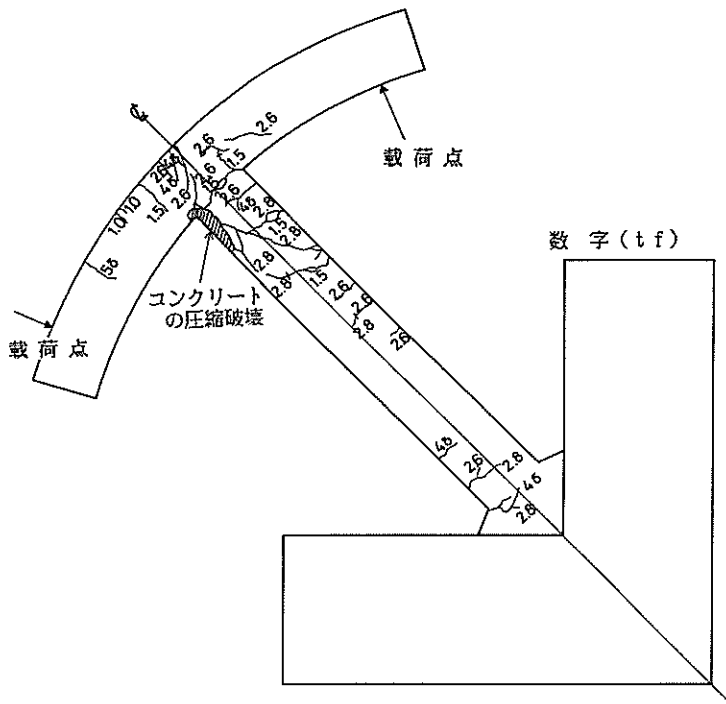


図-33 終局時でのひびわれの状況 (No.2)

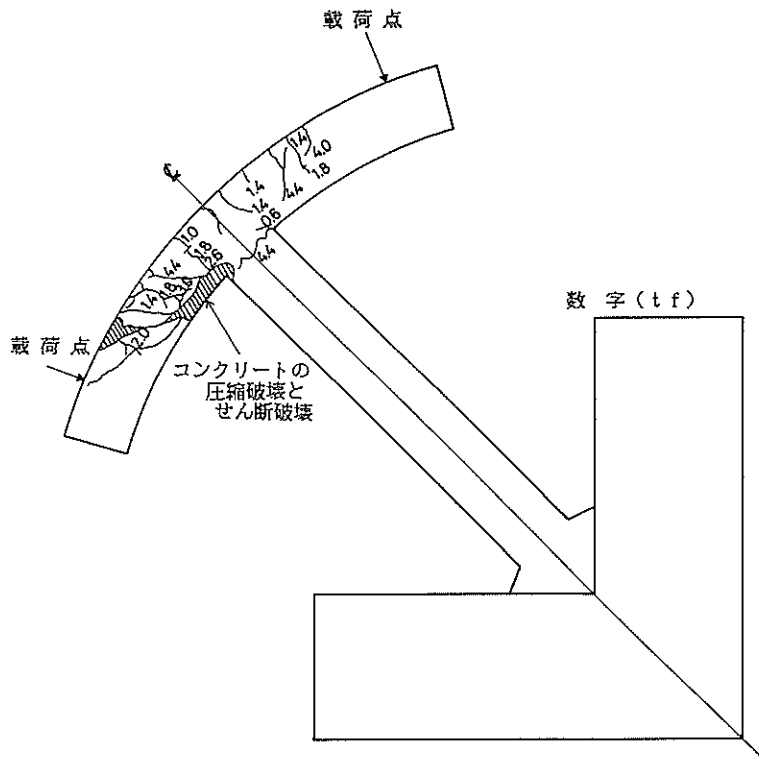


図-34 終局時でのひびわれの状況 (No.3)



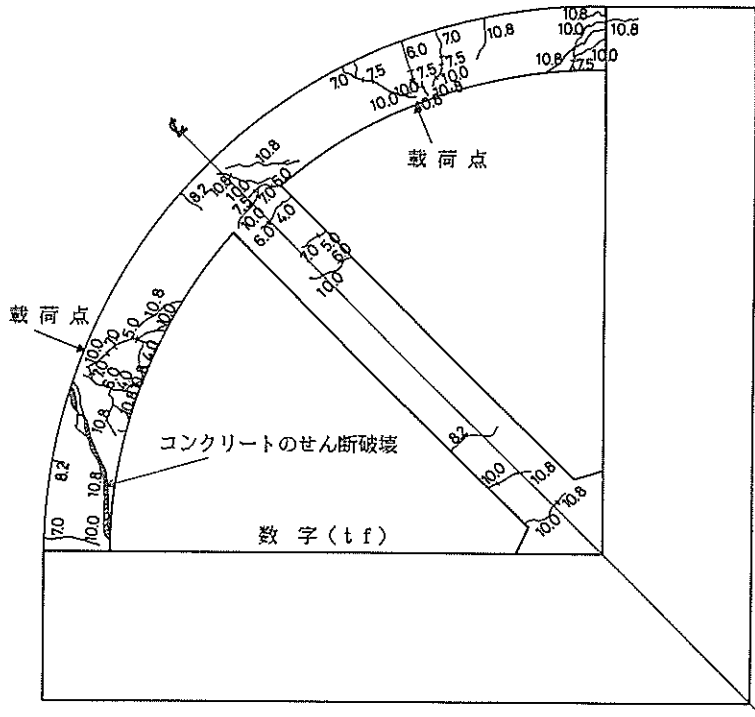


図-37 終局時でのひびわれの状況 (No. 6)

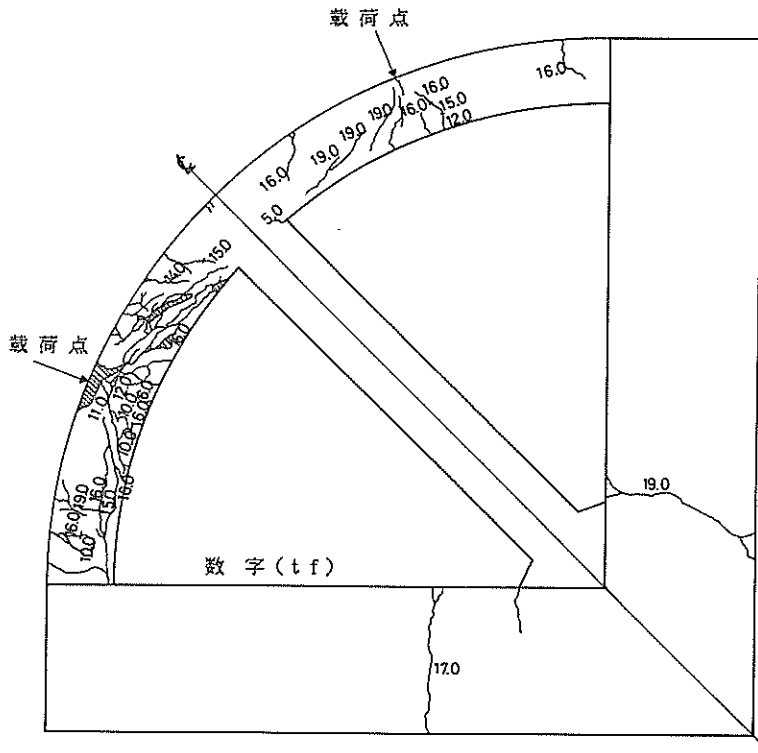


図-38 終局時でのひびわれの状況 (No. 7)

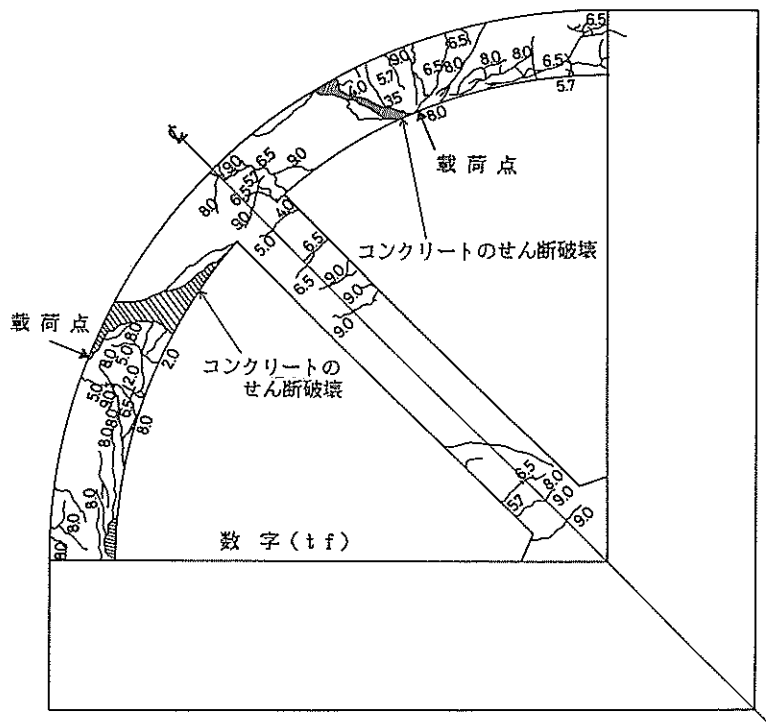


図-39 終局時でのひびわれの状況 (No.8)

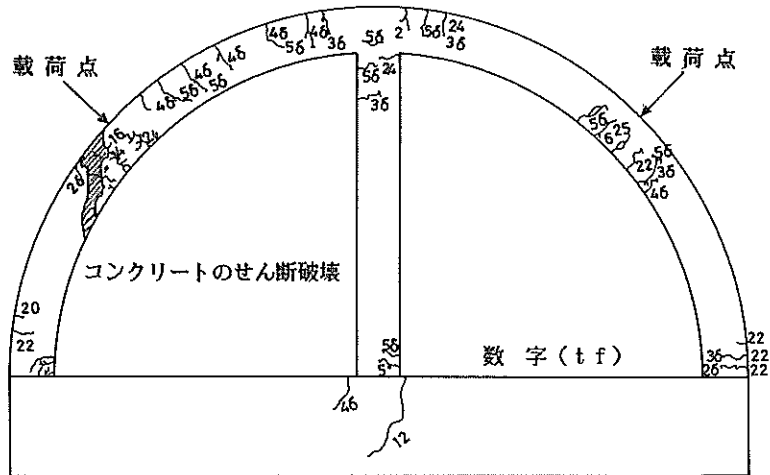


図-40 終局時でのひびわれの状況 (No.9)



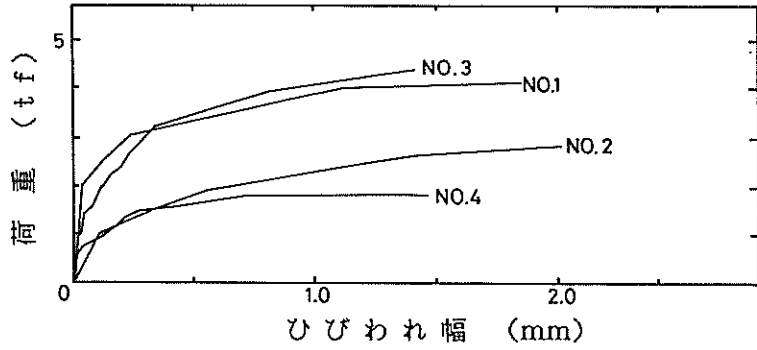


図-42 荷重と最大ひびわれ幅との関係 (接合部供試体)

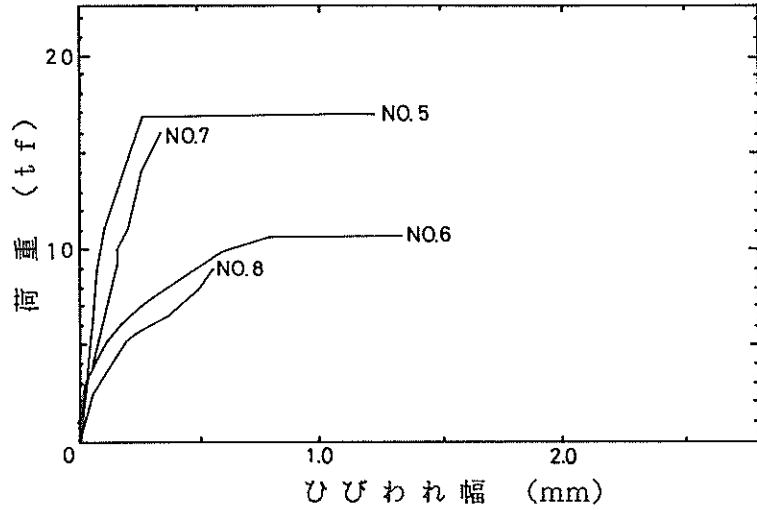


図-43 荷重と最大ひびわれ幅との関係 (1/4円形供試体)

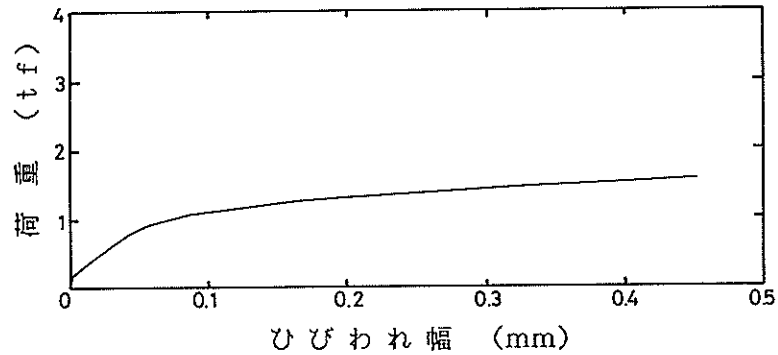


図-44 荷重と最大ひびわれ幅との関係 (半円形供試体, No. 9)

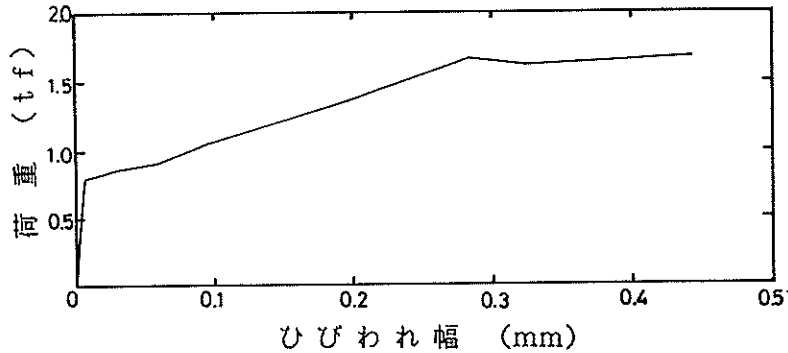


図-45 荷重と最大ひびわれ幅との関係 (半円形供試体, No.10)

表-11 各ひびわれ幅に対応する曲げモーメントの実験結果と計算結果

No.	0.1 mm		0.2 mm		0.3 mm	
	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値
1	0.59	1.35	0.79	1.61	0.98	2.20
2	0.57	1.07	0.76	—	0.94	1.56
3	0.53	1.10	1.09	1.35	1.57	1.72
4	0.48	1.07	0.94	1.44	1.40	1.67
5	0.97	0.95	1.37	—	1.74	1.85
6	0.59	0.94	0.79	1.33	0.97	1.43
7	0.97	1.30	1.90	1.85	—	—
8	0.54	0.58	1.05	1.08	1.57	—
9	1.11	0.91	1.31	1.28	1.41	1.61
10	0.70	0.55	0.99	0.73	1.17	0.90

(単位:  $\times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ )

構造物の終局曲げモーメントの3割程度以下に発生曲げモーメントをおさえるようにすることが、耐久性の面から望ましい。

### 5.3 鋼材及びコンクリートのひずみ

半円形供試体で計測された軸方向鉄筋のひずみ量を図-46及び図-47に示す。載荷実験では、繰り返し載荷を行っているため、鉄筋ひずみの測定結果も繰り返し曲線を描く。しかし、図が繁雑になるため、ここでは繰り返し曲線の包路線を示す。また、縦軸はこれまでと同様の方法で得られた曲げモーメントの値とする。また、図中の記号は、図-20で示す測定位置の記号と対応する。

A' 載荷の場合、軸方向鉄筋のひずみ量は、曲げモーメントの増大とともに大きくなった。また、鉄筋降伏時の曲げモーメントは約  $2.27 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ であった。B' 載荷の場合A' 載荷とはほぼ同じ傾向であったが、1-

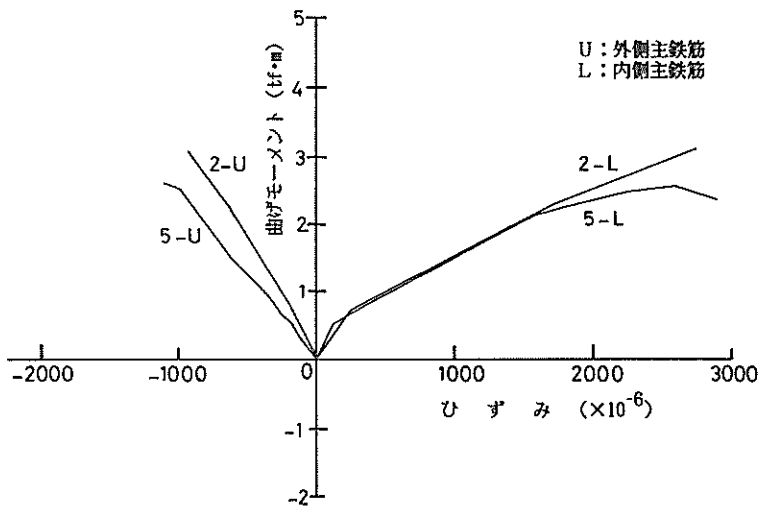


図-46 曲げモーメントと鉄筋のひずみ量との関係 (半円形供試体, No.9)



Uすなわち圧縮側の鉄筋は、荷重の増大による引っ張り軸力の影響で曲げモーメントが  $1.5 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$  程度から引っ張りひずみとなった。鉄筋ひずみについては、曲げモーメントのみならずせん断力や軸力の大きさも影響を及ぼす。また軸方向鉄筋に生じるひずみ量は、ひびわれの発生と密接な関係がある。ひびわれが発生し、ひびわれ幅が増大するにつれてこのひずみ量も一般的には

大きくなってくる。

せん断補強鉄筋に生じたひずみ量を図-48 に示す。実験では、いずれの場合もせん断破壊をしたが、せん断補強鉄筋に生じたひずみ量は小さく、最大でも  $500 \times 10^{-6}$  程度であり、降伏ひずみには達しなかった。このことから曲面部材のせん断抵抗力は、せん断補強鉄筋よりも、軸方向鉄筋やコンクリートにかなり依存していたと

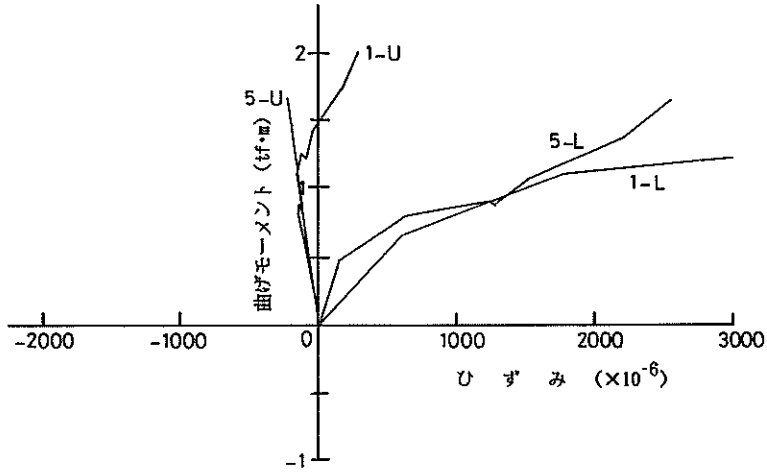


図-47 曲げモーメントと鉄筋のひずみ量との関係 (半円形拱試体, No.10)

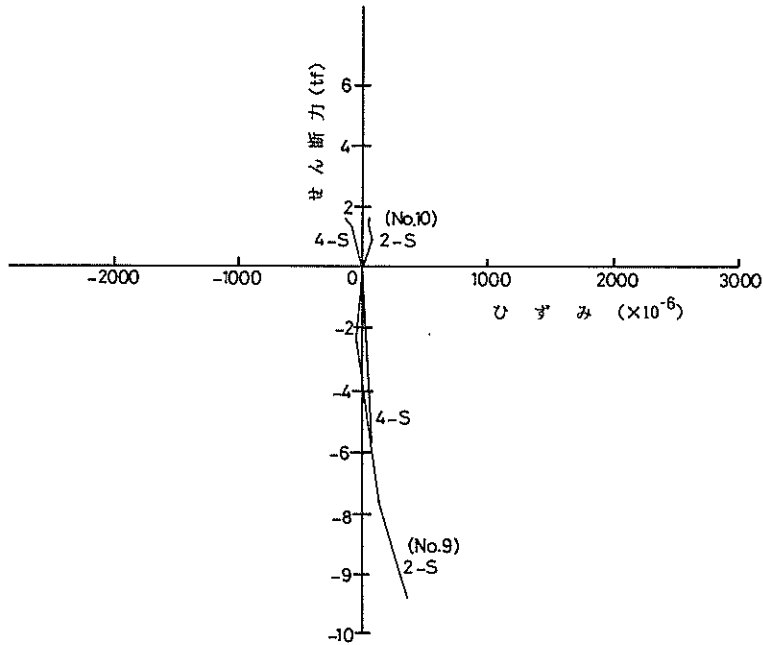


図-48 せん断力とせん断補強鉄筋のひずみ量との関係 (半円形拱試体)

言える。

半円形供試体でのPC鋼棒に生じたひずみ量を図-49及び図-50に示す。接合部供試体では変形量もかなり大きくなり、PC鋼棒が降伏した例もあった。しかし、1/4円形供試体及び同図に示す半円形供試体でのPC鋼棒に生じたひずみ量は、最大で  $1000 \times 10^{-6}$  程度であり、降伏ひずみには達しなかった。

半円形供試体での軸方向鉄筋のひずみ分布を図-51及び図-52に示す。A荷荷の場合、荷荷点付近でひずみの符号が逆転していたが、他の部分ではほとんど同じ

値を示していた。構造解析結果からみると、この構造系では軸力がかかなり卓越し、曲げモーメントは荷荷点付近で大きくなっている。一方B荷荷の場合には、軸力よりも曲げモーメントが卓越し、ひずみの分布もかなり変動していた。

これらをコンクリート表面ひずみの分布という観点から整理した結果を図-53及び図-54に示す。コンクリート表面ひずみは、一応ひびわれが発生するまでは、線形理論で得られる断面力の性状と良く一致する。コンクリート表面ひずみ量は、接合部付近よりも荷荷点で大

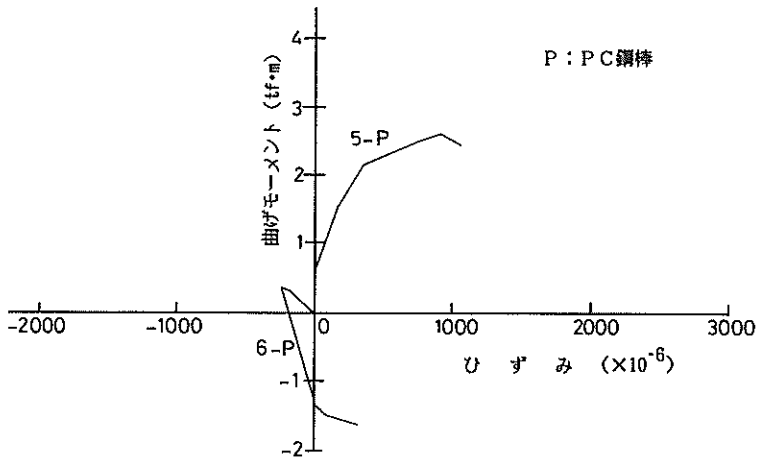


図-49 曲げモーメントとPC鋼棒のひずみ量との関係 (No.9)

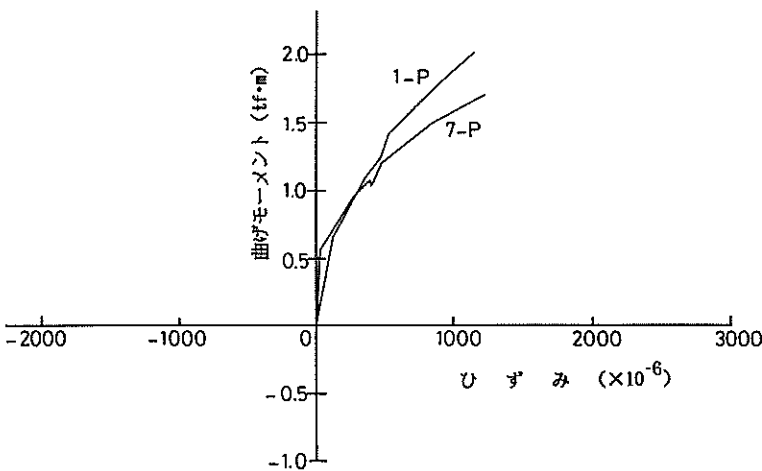


図-50 曲げモーメントとPC鋼棒のひずみ量との関係 (No.10)

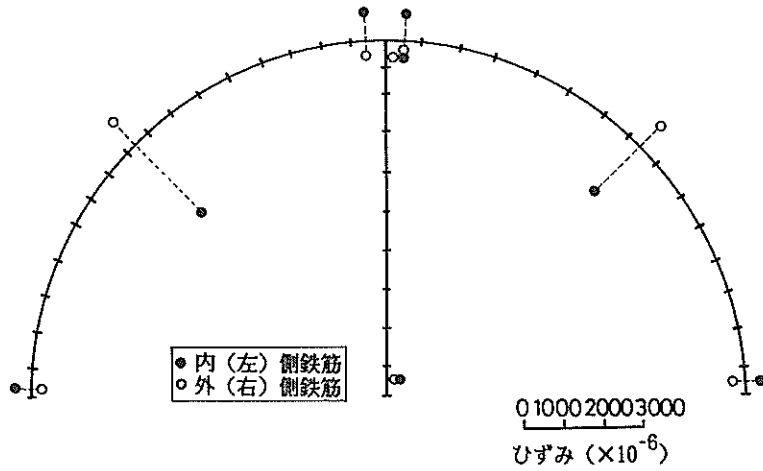


図-51 軸方向鉄筋のひずみ量の分布 (No.9,  $P=22\text{tf}$ )

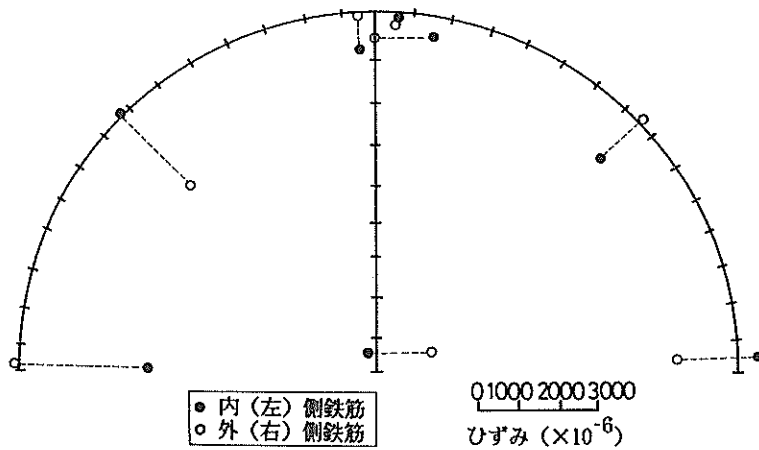


図-52 軸方向鉄筋のひずみ量の分布 (No.10,  $P=3.5\text{tf}$ )

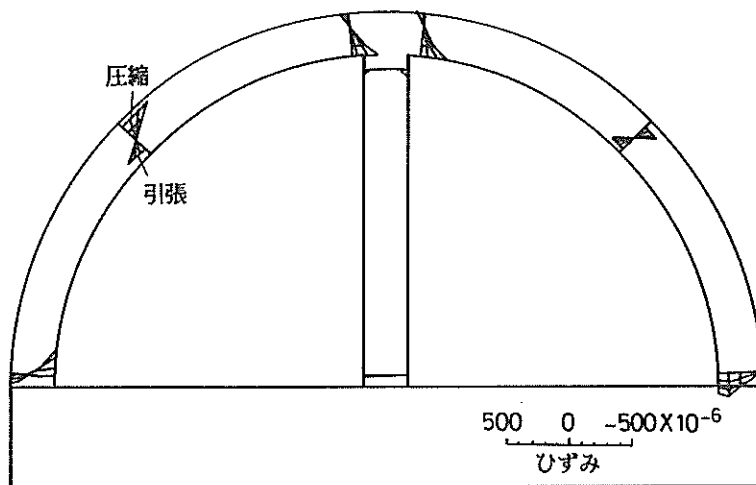


図-53 コンクリートの表面ひずみの分布 (半円形供試体, No.9)

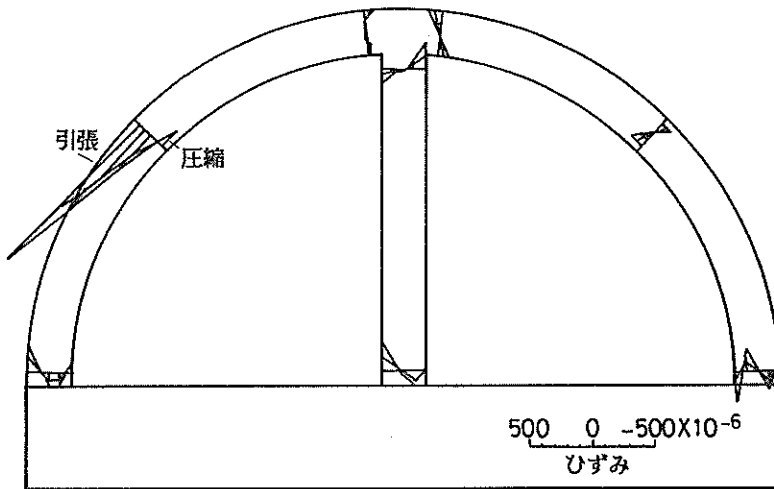


図-54 コンクリートの表面ひずみの分布 (半円形供試体, No.10)

きな値となっており、ひびわれ発生位置及び破壊の位置とおおむね一致していた。直線部材では、BあるいはB' 荷荷の場合、曲げ応力が発生していたが、A 荷荷あるいはA' 荷荷ではひびわれ発生前まではほとんどひずみの発生がなかった。しかし、鉄筋ひずみの分布を見ると、直線部材にはかなりの圧縮力が発生しており、直線部材には、コンクリートひびわれ発生後に断面力の再分配が生じていたと考えられる。

#### 5.4 供試体の変形

コンクリートのひびわれ発生時、鉄筋降伏時及び最大荷重時における供試体の変形状況を図-55 ~ 64 に示す。これらの図において、円形部材の変形は円の中心方

向(半径方向)、直線部材の変形は部材の軸直角方向の測定値をそれぞれプロットして求めた。

荷荷方向が両者とも外側からの場合、いずれの供試体でも直線部材を軸としてほぼ対称に変形した。また、直線部材の軸直角方向の変位は小さかった。しかし、荷重が大きくなり、終局状態に近づくると直線部材の軸直角方向の変形が増大した例もあった。前述のとおり供試体の破壊は、荷荷点の近傍及び部材同志の接合部分付近を中心

に生じている。したがって、接合部付近でコンクリートの圧縮破壊などの破壊が進行した場合に、接合部に回転変形が生じ、直線部材の変形が増大するに至った。

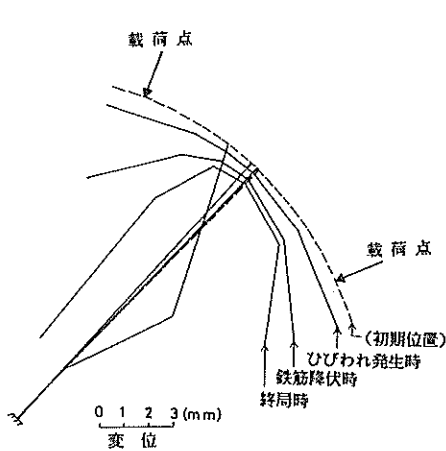


図-55 変形状況 (No. 1)

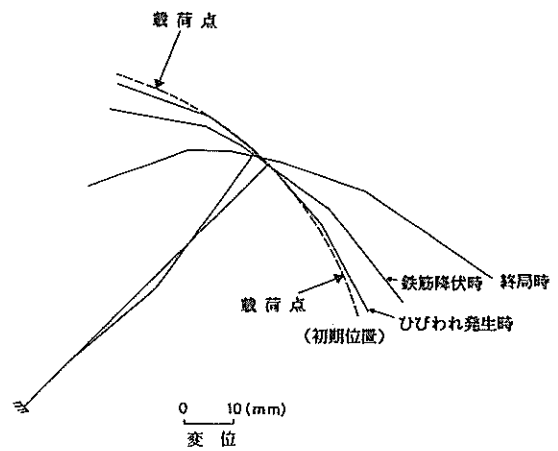


図-56 変形状況 (No. 2)

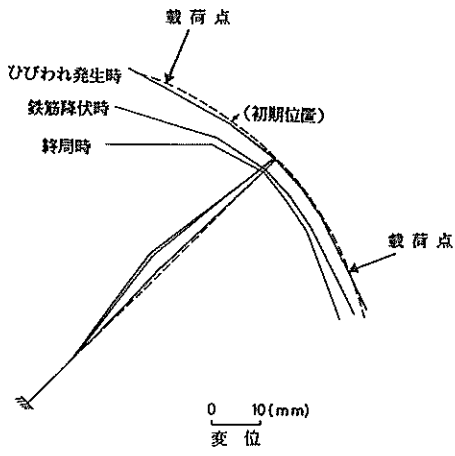


図-57 変形状況 (No. 3)

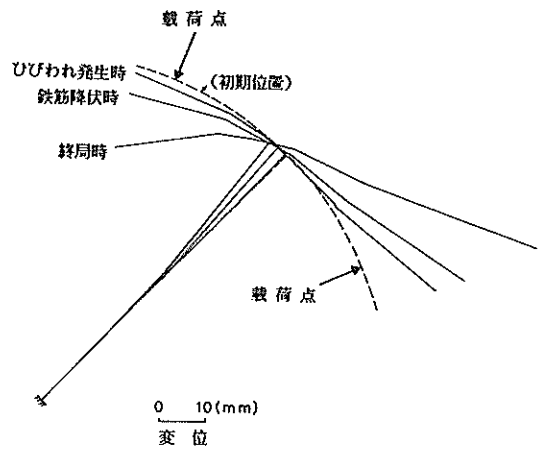


図-58 変形状況 (No. 4)

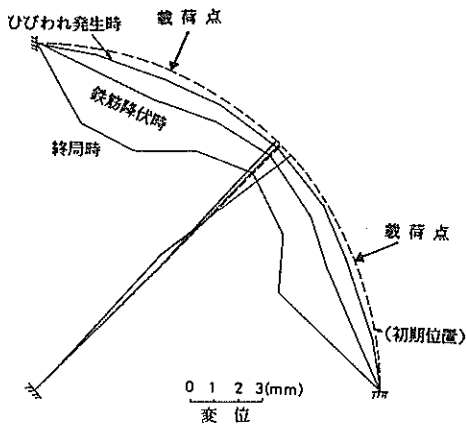


図-59 変形状況 (No. 5)

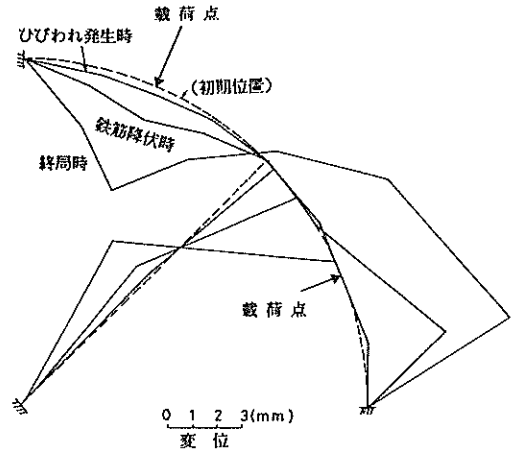


図-60 変形状況 (No. 6)

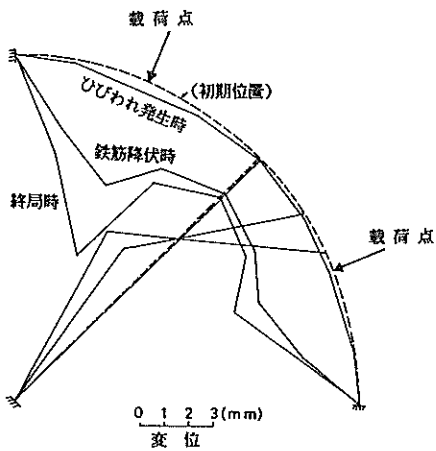


図-61 変形状況 (No. 7)

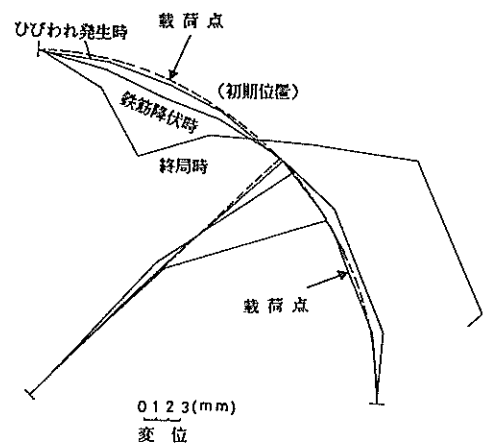


図-62 変形状況 (No. 8)

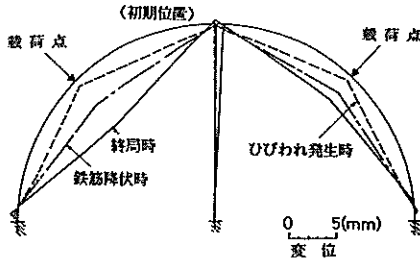


図-63 変形状況 (No.9)

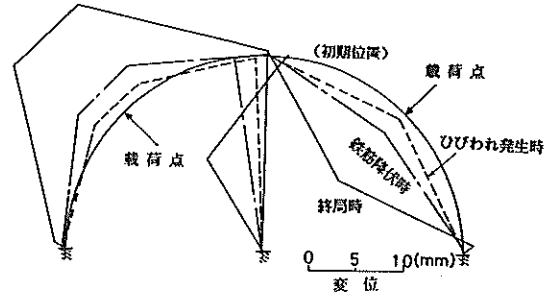


図-64 変形状況 (No.10)

面材の曲率の影響で、内側からの荷重を受ける曲面部材の変形量のほうが他方よりも大きかった。接合部供試体では、曲面部材の付け根で破壊が生じた後に直線部材の変形が急激に進行することはなかった。しかし、1/4円形供試体及び半円形供試体では、内側からの荷重を受ける曲面部材が破壊した後、他方の曲面部材と直線部材の耐力が残存しているため、直線部材は荷重の増加とともに、破壊した曲面部材の方向に変形が生じた。

いずれの供試体でも終局状態付近に達するまで直線部材の変形は小さかった。また接合部付近に変位が集中する傾向は見られなかった。供試体と反力床等への取付部分ではほとんど変位が生じず、固定の条件はほぼ満足されていた。

## 6. 有限要素法による解析

### 6.1 解析モデルと解析の概要

載荷実験を行ったケースの内、No. 9 及び 10 の半円形供試体を対象として、有限要素法による解析を行った。この際、コンクリート及び鋼材に生じる応力とひずみの関係の非線形性及びコンクリートと鋼材間のすべり現象を考慮した。

この材料非線形解析では、ひびわれ発生荷重、鉄筋の降伏荷重及び終局荷重の各計算値を得ることができる。また、荷重と変位との関係、鋼材ひずみの変化及びひびわれの発生位置に関する情報を得ることができる。

計算モデルは、半円形供試体を二次元平面応力状態に設定し、載荷方法 A' 及び B' の 2 ケースを対象として計算を行った。

### 6.2 計算上の仮定

有限要素法による解析では、種々の仮定が必要であるが、ここでは、既に発表済みである「曲面部材の非線形挙動の解析<sup>6)</sup>」に用いた手法を採用した。手法の詳細は、既報のとおりであるので、ここでは計算仮定の項目のみ

を挙げることにする。

#### (1) コンクリート

実験時に行った管理供試体の強度試験（圧縮及び割裂）結果から、表-12 に示す諸定数をコンクリートの力学定数として採用した。また、図-65 に示す応力-ひずみ曲線を用いた。

降伏後のコンクリートの性状は、塑性流れ則に基づくものとし、Drucker-Prager の提案式を降伏条件式として用いた。また、コンクリートのひびわれは Smeared Cracking モデルで表現した。すなわち、ひびわれ発生後のコンクリートをひびわれ直角方向に力の伝達がないと仮定する直交異方性モデルにより取扱った。

表-12 解析に用いた材料の力学定数

材料	項目	単位	No. 1		No. 2		
コンクリート	圧縮強度 $f_{cd}$	kgf/cm <sup>2</sup>	336	446			
	引っ張り強度 $f_{ct}$	kgf/cm <sup>2</sup>	28.1	34.8			
	ポアソン比 $\nu$	—	0.210	0.202			
	弾性係数	$E_c$	kgf/cm <sup>2</sup>	$2.31 \times 10^5$	$2.54 \times 10^5$		
		$E_c'$	kgf/cm <sup>2</sup>	$0.956 \times 10^5$	$1.49 \times 10^5$		
$E_c''$		kgf/cm <sup>2</sup>	2.31	2.54			
鋼材	主鉄筋 D 10	降伏点応力度 $f_{yd}$	kgf/cm <sup>2</sup>	4150			
		弾性係数	$E_s$	kgf/cm <sup>2</sup>	$2.1 \times 10^6$		
			$E_s'$	kgf/cm <sup>2</sup>	2.1 × 10		
	ポアソン比 $\nu$	—		0.3			
	帯筋 $\phi$ 6	降伏点応力度 $f_{yd}$	kgf/cm <sup>2</sup>	3460			
		弾性係数	$E_s$	kgf/cm <sup>2</sup>	$2.1 \times 10^6$		
			$E_s'$	kgf/cm <sup>2</sup>	2.1 × 10		
	ポアソン比 $\nu$	—		0.3			
	P C 鋼棒	引っ張り強度 $f_{pnd}$	kgf/cm <sup>2</sup>	10600			
		弾性係数 $E_p$	kgf/cm <sup>2</sup>	$2.02 \times 10^6$			
ポアソン比 $\nu$		kgf/cm <sup>2</sup>	0.3				

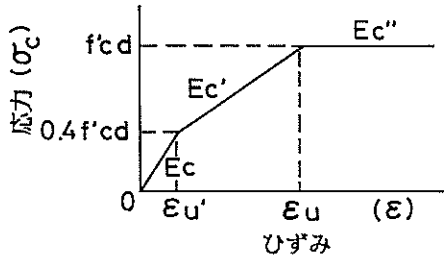


図-65 解析に用いたコンクリートの応力-ひずみ曲線

## (2) 鋼材

鋼材の力学定数は、表-12 に示す値を用いた。また、鉄筋及びP C鋼棒の応力-ひずみ曲線を図-9及び図-10のように設定した。

鋼材の降伏は、鋼材軸方向の応力が降伏点応力度に達するときとした。

## (3) コンクリートと鋼材間のすべり

コンクリートと鋼材との間で生じる付着-すべり現象を表現するために、ボンドリンク要素を採用した。この要素は、互いに直交する2本のばね部材で構成されており、ばねの力と伸びの關係に非線形性を与えることで、すべりの現象を表現することができる。ボンドリンク要素を構成する鋼材軸方向ばねの力（便宜的にせん断力で与える）と変位の關係はbi-linear型とした。ここで直線の傾きは  $K = 4.5 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、最大付着せん断力は  $\tau_{\max} = 20 \text{ kgf/cm}^2$  に設定した。一方、軸直角方向のばねの力と変位の關係は線形とした。

## (4) 要素分割

半円形供試体の要素分割図を図-66に示す。要素分割の際には、半円形供試体の一部材である取付用の直線部材をモデル化せず、この位置での節点の自由度を完全に拘束することで取扱った。コンクリートは、4角形平面応力要素、鋼材は線材要素でそれぞれモデル化した。

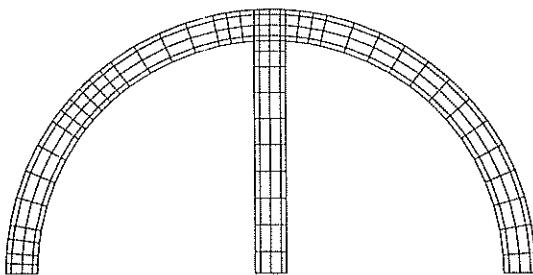


図-66 半円形供試体の要素分割図

また、前述のごとく、コンクリートと鋼材の節点間には、ボンドリンク要素を設けた。この計算モデルでの総節点数は551で、要素数はコンクリート：204、主鉄筋：108、P C鋼棒：54、せん断補強筋：82及びボンドリンク：282の合計730要素である。

## (5) 計算方法

非線形解析は、荷重増分法により行い、1つの荷重段階で不平衡応力を収束計算により解放させる方法とし、荷重は0.5～1.0tf刻みで与えた。また、コンクリート要素が圧縮破壊し、節点の変位量が急激に進行し収束計算が不可能になった時点を終局状態とみなして、計算を打ち切った。

## 6.3 計算結果と考察

### (1) 荷重と変位の關係

各計算ケースでの荷重と載荷点での変位の關係を図-67及び図-68に示す。また、図中には、実験より得られた關係も示している。ケース1、すなわち載荷方法がA'の場合には、図中で計算値のほうが実験値よりも大きかった。つまり、同一荷重下では、実験結果と比較して小さな変位を与えていた。一方、ケース2、すなわち載荷方法B'の場合には、ケース1とは逆に計算では、計算値のほうが実験値よりも小さかった。

表-13に終局曲げモーメント及びせん断力の計算結果及び実験値との比較を示す。両ケースとも有限要素法で得られた結果は実験値と良く一致していた。

表-13 終局耐力の実験結果と解析結果

供試体 No.		実験値	FEM解析
No. 9	M	3.12	2.95
	S	10.7	10.10
No.10	M	2.01	1.93
	S	3.61	2.83

ここで、M：破壊抵抗曲げモーメント ( $\times 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ )  
S：せん断耐力 ( $\times 10^3 \text{ kgf}$ )

### (2) 鋼材のひずみ

ケース1の集中載荷位置での主鉄筋及びP C鋼棒のひずみの変化を図-69に示す。また、ケース2での各鋼材のひずみの変化を図-70に示す。いずれの鋼材で計算されたひずみも実験で得られたものと良く一致していた。

部材各位置での主鉄筋のひずみの分布を図-71及び図-72に示す。両ケースとも実験結果と解析結果は良く一致していた。前述のとおり、主鉄筋のひずみは、載

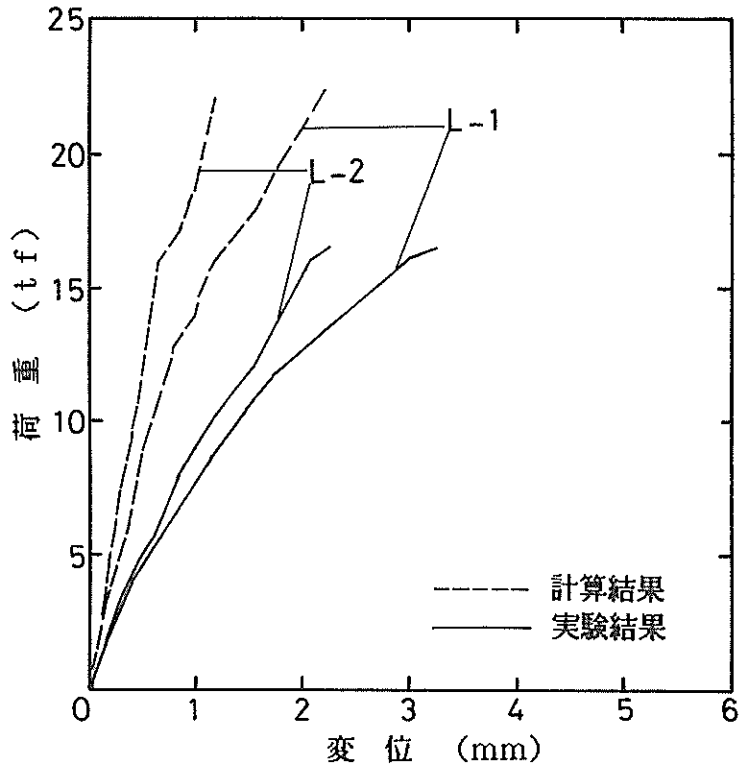


図-67 荷重—変位曲線の実験結果と計算結果との比較 (ケース1)

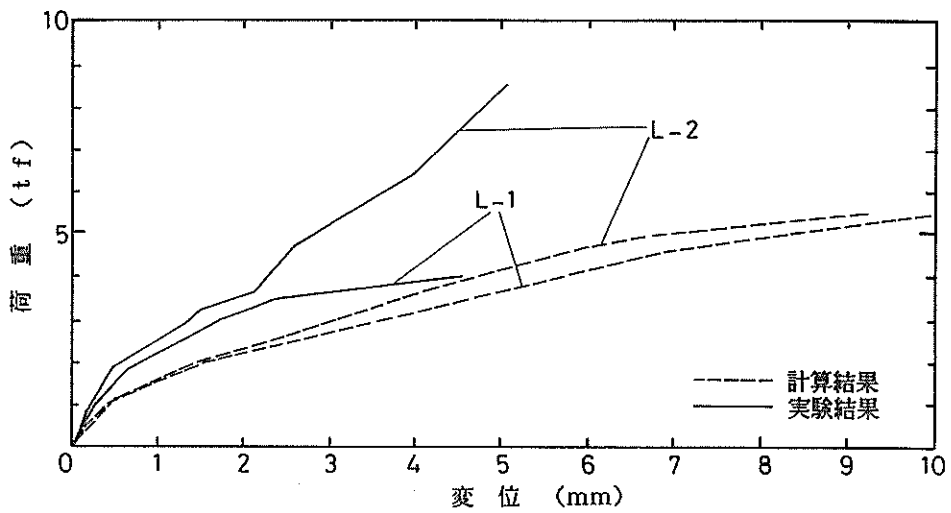


図-68 荷重—変位曲線の実験結果と計算結果との比較 (ケース2)



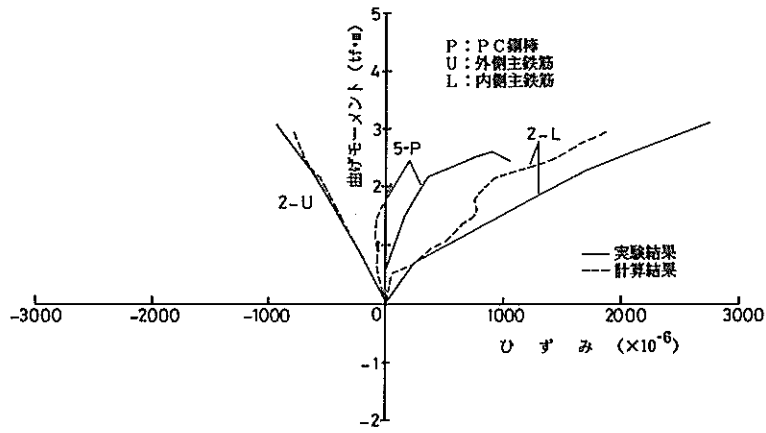


図-69 曲げモーメントと鋼材ひずみ量との関係 (ケース1)

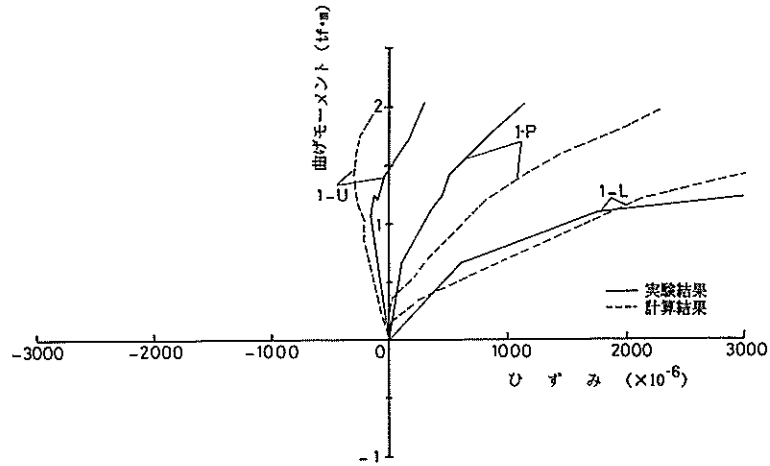


図-70 曲げモーメントと鋼材ひずみ量との関係 (ケース2)

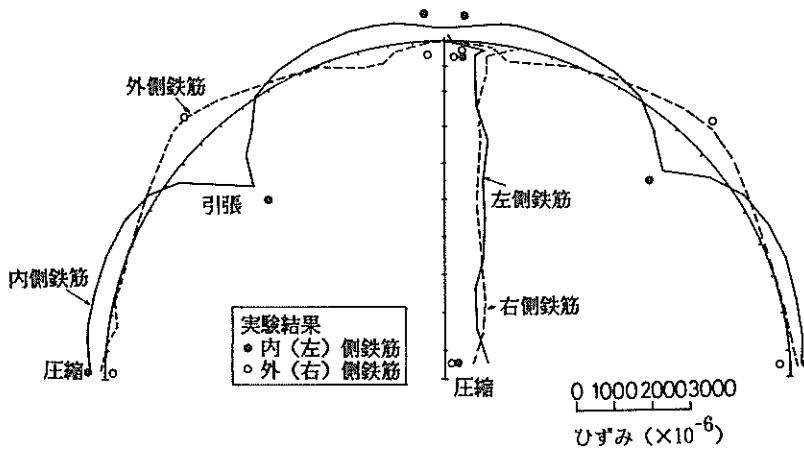


図-71 鉄筋ひずみの分布の実験結果と計算結果との比較 (ケース1)

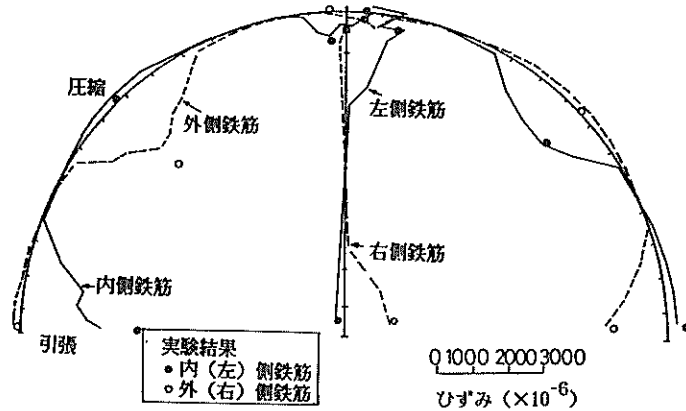


図-72 鉄筋ひずみの分布の実験結果と計算結果との比較 (ケース2)

荷点近傍及び各部材同志の接合部付近で大きくなっているが、比較的ひずみが集中する位置でも有限要素法は鋼材のひずみを良く追跡できた。

(3) 破壊の状況とひびわれ

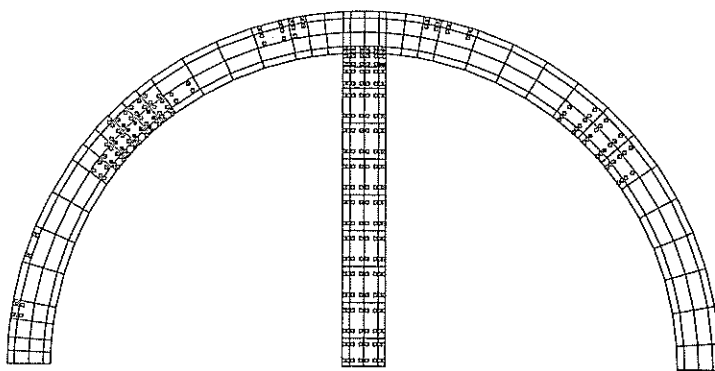
各ケースで計算により得られた終局時のひびわれの発生状況及び圧縮破壊の状況を図-73及び図-74に示す。今回の解析では、Smearred Crackingモデルを採用しているため、ひびわれ幅などの定量的な情報は得られないが、ひびわれの発生する領域を求めることができる。

ケース1では、まず集中荷重が載荷される位置の内側のコンクリート要素にひびわれが発生する ( $P = 6 \text{ tf}$ )。つづいて、直線部材の両端の部分及び分布荷重が作用する位置の内側にひびわれが発生する。特に直線部材では、ひびわれ発生時からひびわれが断面内を貫通している計算結果となる。終局に近づくにつれ、ひびわれは進行す

るが、直線部材では、すべての積分点位置でひびわれが認められた。また、破壊は、載荷断面での近傍で得られた。

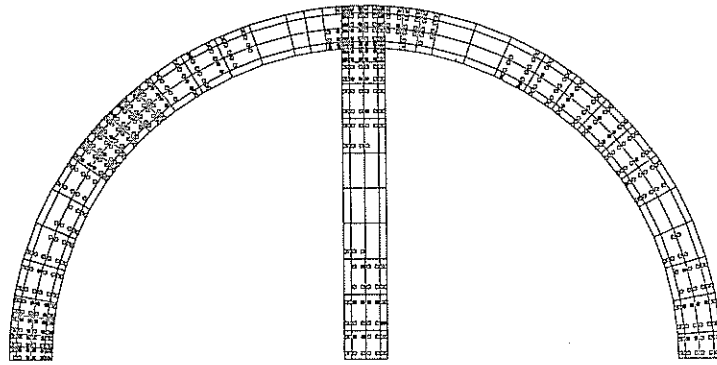
ケース2では、ひびわれの進展状況がケース1のものと若干異なっていた。ひびわれは、載荷断面近傍の引張り縁だけでなく曲線部材の取付部及び曲線部材の両端にまず発生する。以後、荷重の増大とともにこれらの位置でひびわれが進展する。終局付近になると、曲面部材のほぼすべての箇所にひびわれが計算される。しかし、ケース1と異なり、直線部材の中央部にひびわれは計算されていない。破壊は、曲面部材の各所及び直線部材の上下端で認められている。

実験結果と計算結果との比較を行う。ケース1の場合、実験結果では直線部材にほとんどひびわれが生じていないこと及び載荷点でせん断破壊が発生したことの2点が計算結果と比べて異なっている。またケース2では、実



ここに、□：ひびわれ  
■：破壊

図-73 終局時のひびわれ発生及び破壊状況の計算結果 (ケース1)



ここに、□：ひびわれ  
■：破壊

図一 74 終局時のひびわれ発生及び破壊状況の計算結果（ケース 2）

験結果と計算結果はほぼ同じ傾向を示している。ひびわれの発生という観点から見ると、実験ではプレストレスの効果がかなり見られ、例えば直線部材にひびわれを生じさせていない。しかし、解析モデルでは、プレストレスの効果を考慮していないため、ひびわれの性状を正確に計算できなかったと考えられる。今後、プレストレスコンクリートのモデル化をより詳しく検討する必要がある。

## 7. 結 論

半円形構造護岸の構造設計に関して、模型載荷実験及び解析を通じて以下に示す主要な結論を得た。

### ① 終局耐力

曲げ及びせん断耐力ともに実験値は、限界状態設計法に示される計算値を上回っていた。材料係数等を考慮した設計用値と比較した場合、実験値/計算値の値は、曲げ耐力に関して 1.6 ~ 2.4，せん断耐力に関して 1.9 ~ 2.6 であった。このことから今回対象とした半円形構造護岸の構造設計法として、限界状態設計法を用いることにより安全側に設計できることが確認できた。

### ② 破壊性状

供試体の破壊性状は、大別してせん断破壊と曲げ破壊であった。一般的には、コンクリート部材にとってせん断破壊よりも曲げ破壊が先行するのが望ましいとされている。今回の実験で生じたせん断破壊の原因としては、曲面部材による軸力の影響、せん断スパン比が小さいこと等が挙げられる。ただし今回の実験では、せん断破壊時の荷重は、ひびわれ幅が 0.1 mm のときの荷重の 2 ~ 3 倍となった。設計上は、この程度のひびわれが発生する荷重に対して部材断面の寸法、配筋、プレストレス導入量等が設定される。したがって所定の外力に対して、

せん断破壊に至るまでかなりの余裕耐力を保持していると考えられる。

### ③ ひびわれ

コンクリートのひびわれは、海洋環境下に置かれた構造物の耐久性の観点からも制限する必要がある。いまひびわれ幅 0.1 mm に対応する曲げモーメントと終局時の曲げモーメントの比は、実験結果から 0.3 ~ 0.6 であった。したがって使用限界状態の検討の際、作用曲げモーメントに対する半円形部材の抵抗曲げモーメントを概略 3 割程度以下になるような断面力で断面設計を行えば、ひびわれの制限の観点からすると良いことになる。

### ④ 接 合 部

曲線部材と直線部材との接合部については、いずれの供試体での接合部よりも他の部分が先に破壊した。したがって今回製作した接合形式は、構造的に十分採用可能と考えられる。

### ⑤ 有限要素法による解析

コンクリート及び鋼材の応力-ひずみ関係の非線形性及び鋼材とコンクリート間の付着-すべり現象を考慮した有限要素法による構造解析手法は、半円形部材の曲げ及びせん断耐力をかなり精度良く推定できた。また鋼材のひずみ量、コンクリートのひびわれの発生位置についても計算結果と実験結果とがおおむね一致していた。しかし部材の変形能力、詳細なひびわれの性状、破壊モードの判定等に関しては今後更に検討の余地があると考えられる。  
(昭和60年9月30日受付)

## 謝 辞

本研究を遂行するにあたって各方面の技術者より有意義な意見を頂いた。特に、港湾技術研究所設計基準部の安間 清主任研究官より研究計画の段階から種々の配慮

及び便宜を図って頂いた。実験の遂行に当たっては、(財)沿岸開発技術研究センターの秦 隆司研究員の御協力を、また本資料の図面をとりまとめるに当たっては、沈埋構造研究室の松浦 淳君の御協力を頂いた。ここに関連した各位に深甚なる感謝の意を表する。

### 参 考 文 献

- 1) 柴田鋼三, 服部千佳志, 大堀晃一: 半円形構造護岸に作用する波力について, 港湾技術資料, No. 484, 1984年6月, 28 p.
- 2) 福田武雄: 鉄筋コンクリート理論, 生産技術センター, 1976年, pp. 503~524
- 3) 川上 洵, 加賀谷誠, 徳田 弘: 鉄筋コンクリート曲線部材の塑性設計, コンクリート工学, Vol.18, No. 5, 1980年5月, pp. 111~120
- 4) 土木学会: コンクリート構造の限界状態設計法指針(案), コンクリート・ライブラリー第52号, 1983年11月, 369 p.
- 5) 土木学会: プレストレストコンクリート標準示方書, 昭和53年制定, 1979年1月, 210 p.
- 6) Kiyomiya, O. and Yokota, H.: Nonlinear Properties of Arc-Shaped Concrete Members, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.24, No.1, Mar. 1985, pp.69~131

### 付録A. 計算補遺

本文中の式(11)及び式(12)中の  $\int \sigma dA$  及び  $\int \xi \sigma dA$  の計算結果を示す。

$$\int_0^{x_0} \sigma dA = 0.85 f_{cd} B \cdot \frac{r}{x} \left( \frac{0.0035}{0.001} \right) [-x_0 + (r+x) \log \frac{r+x}{r+x-x_0}] - 0.85 f_{cd} B \frac{r^2}{x^2} \left( \frac{0.0035}{0.002} \right)^2 [x_0 + (r+x) \log (x_0 - r - x)^2 - \frac{(r+x)^2}{x_0 - r - x} - 2(r+x) \log (r+x) - (r+x)]$$

$$\int_0^{x_0} \xi \sigma dA = 0.85 f_{cd} B \frac{r}{x} \left( \frac{0.0035}{0.001} \right) [-\frac{x_0^2}{2} - (r+x)x_0 + (r+x)^2 \log \frac{r+x}{r+x-x_0}] - 0.85 f_{cd} B \frac{r^2}{x^2} \left( \frac{0.0035}{0.002} \right)^2 [\frac{x_0}{2} + 2(r+x)x_0 + 3(r+x)^2 \log (1 - \frac{x_0}{r+x}) - \frac{(r+x)^3}{x_0 - r - x} - (r+x)^2]$$

図-Aに示す断面の曲線梁を対象に、半径を変化させて終局曲げモーメントと半径との関係を調べる。計算条件は、外力として軸力(N)及び曲げモーメント(M)は考えず、かつ材料係数を1.0と設定する。

表-Aに計算結果を示す。終局曲げモーメントは、半径が大きくなるにつれ増加し、最終的には直線梁での終局曲げモーメントと同じ値となる。半径/部材高の値が10以上となると、直線梁とほとんど同じ終局曲げモーメントとなる。本資料で述べる半円形構造護岸の半円形部材では、この比が30程度となるので、直線部材とみ

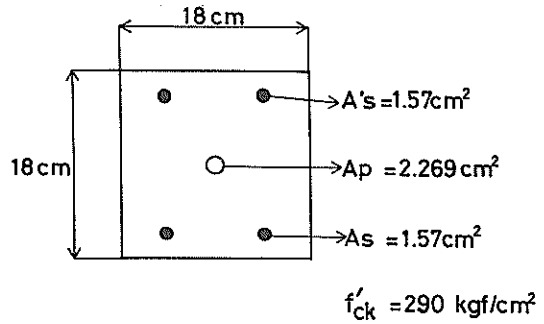


図-A 試計算に用いた曲線はりの断面図

表-A 曲線はりの半径が終局曲げモーメントの計算結果に与える影響

半径 (cm)	半径/部材高	中立軸の位置(x) (cm)	終局曲げモーメント (tf・m)
25	1.39	4.89	1.71
50	2.78	4.99	1.77
130	7.22	5.07	1.81
380	16.67	5.10	1.82
1000	55.56	5.12	1.83
∞	∞	5.16	1.83

なして終局曲げモーメントを計算してもよい。

### 付録B. 荷重-変位曲線の補足

本文5.1で示す荷重と変位の関係のうち、図で示さなかったほうの載荷点で得られた荷重-変位曲線を図-B 1~図-B 10に示す。

### 付録C. 断面力の計算

線形構造解析により算定された1/4円形供試体及び半円形供試体の断面力を図-C 1~図-C 12に示す。断面力の算定では、各供試体の載荷位置にそれぞれ単位荷重を作用させてその荷重に対応する断面力の分布形状及び値を求めた。なお、計算は有限要素法で行い、各部材を複数のはり部材に分割して行った。

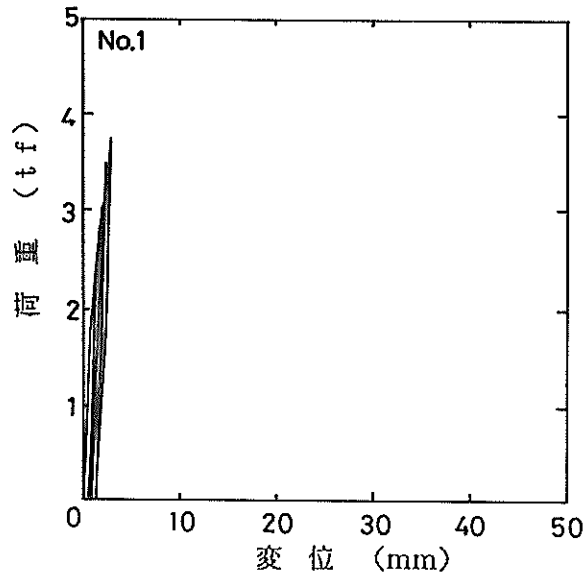


図-B 1 荷重—変位曲線 (No.1)

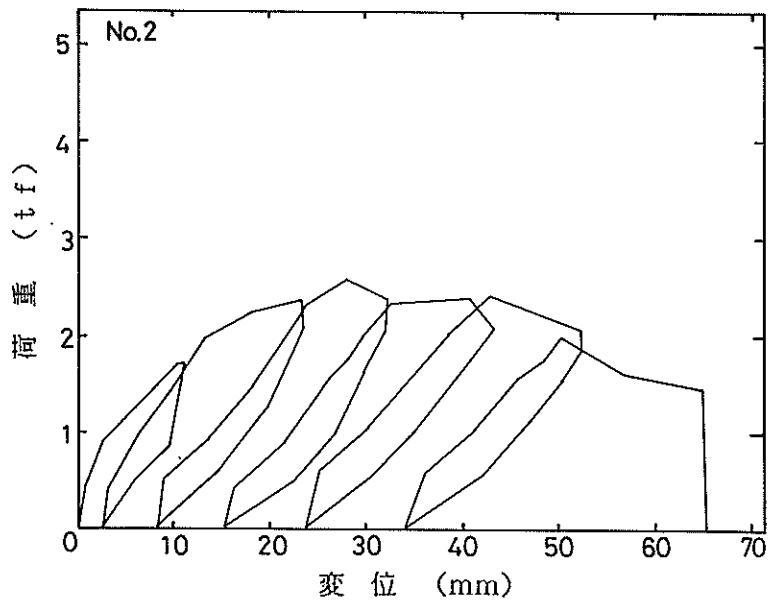


図-B 2 荷重—変位曲線 (No.2)

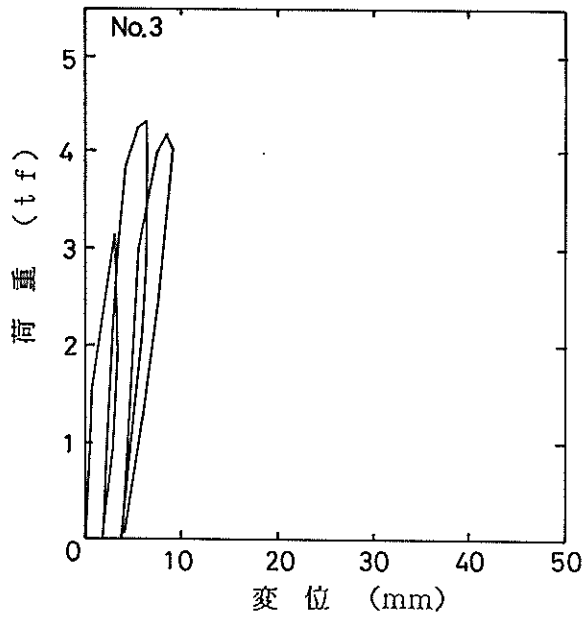


图-B 3 荷重—变位曲线 (No. 3)

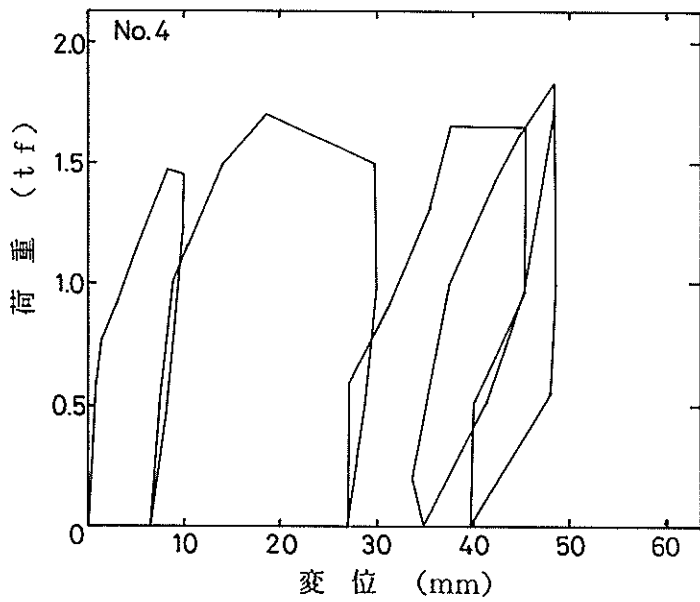


图-B 4 荷重—变位曲线 (No. 4)

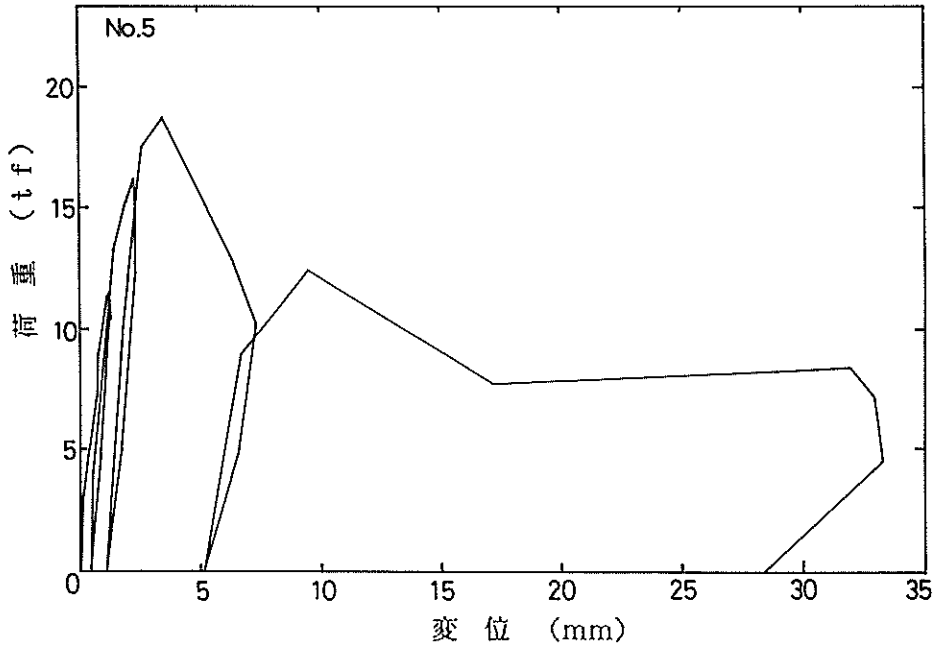


图-B 5 荷重—変位曲线 (No. 6)

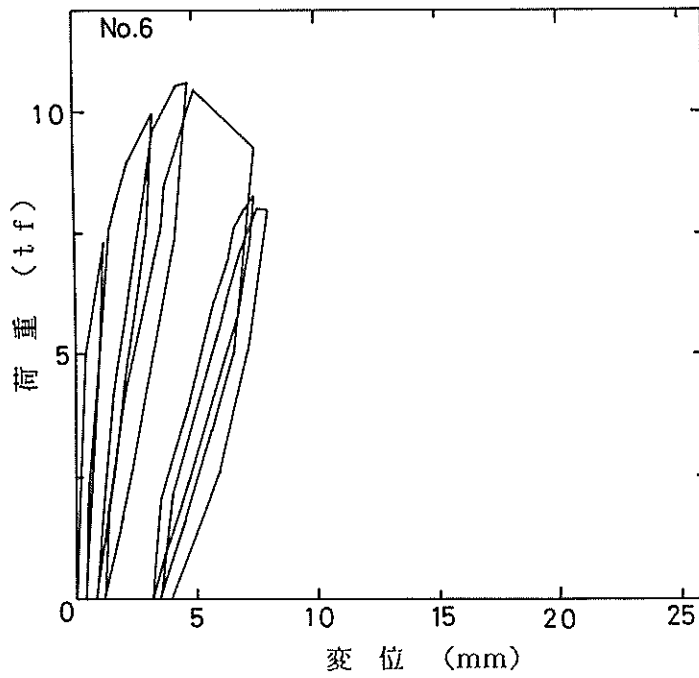


图-B 6 荷重—変位曲线 (No. 6)

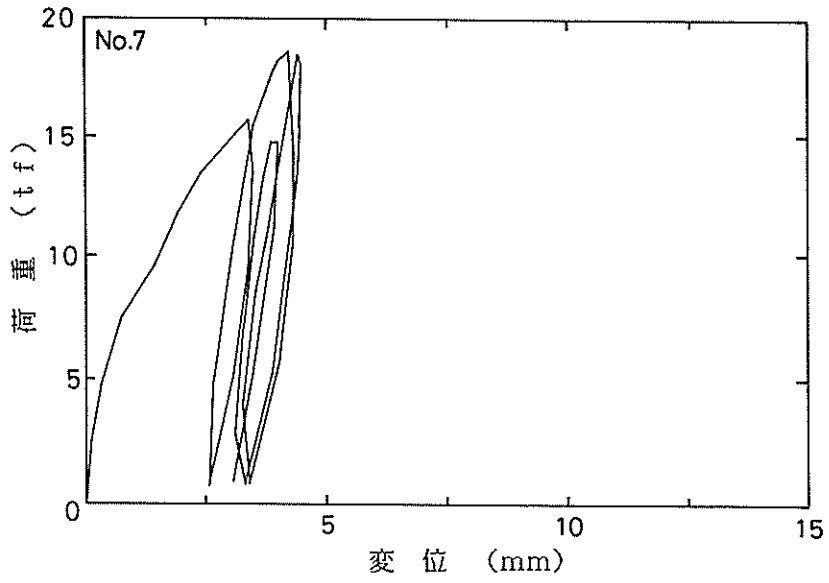


圖-B 7 荷重—変位曲線 (No. 7)

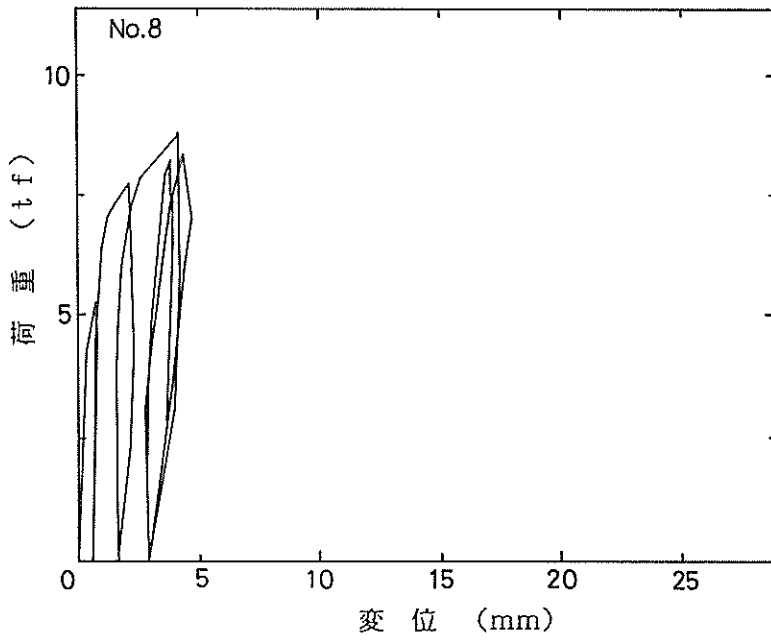


圖-B 8 荷重—変位曲線 (No. 8)



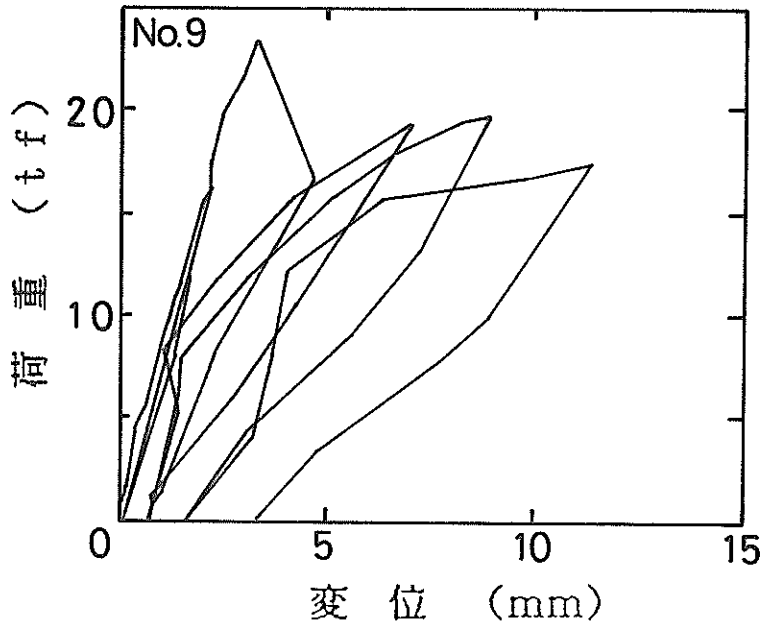


図-B 9 荷重—変位曲線 (No.9)

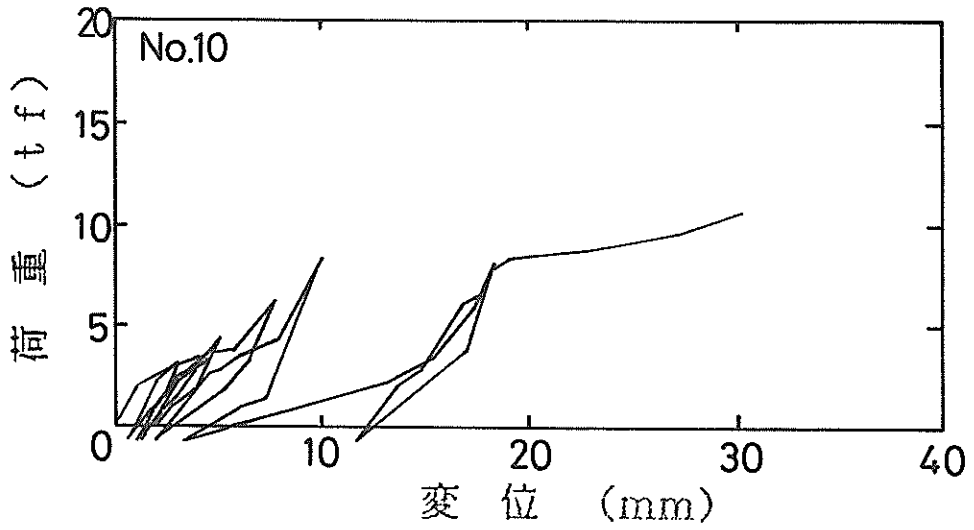


図-B 10 荷重—変位曲線 (No.10)

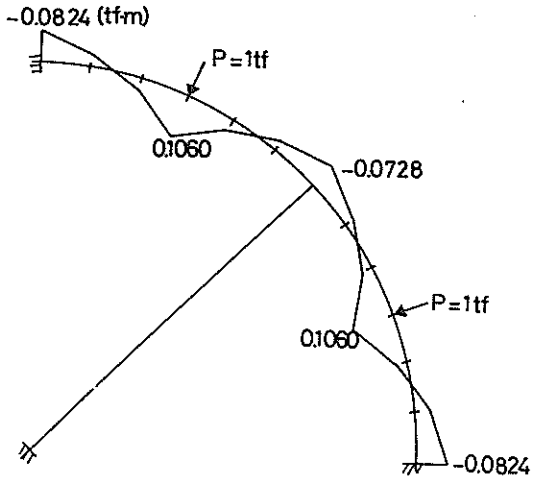


図-C 1 1 / 4 円形供試体での曲げモーメント分布の解析結果①

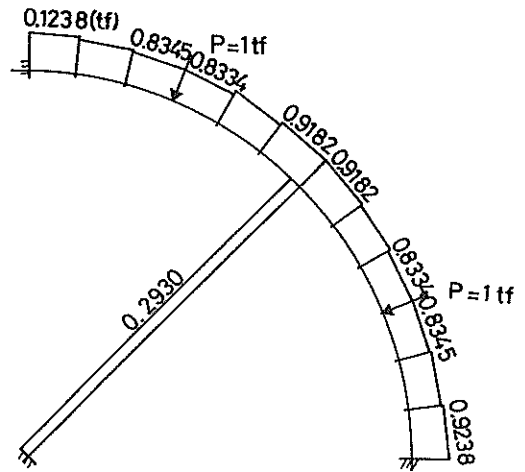


図-C 3 1 / 4 円形供試体での軸力分布の解析結果①

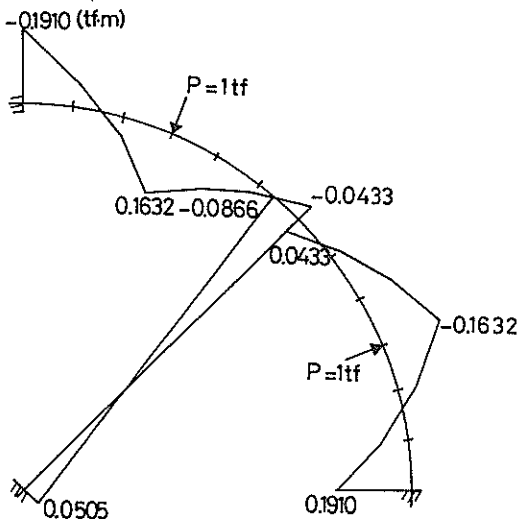


図-C 2 1 / 4 円形供試体での曲げモーメント分布の解析結果②

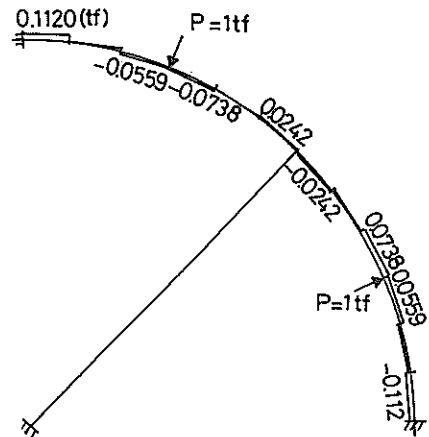


図-C 4 1 / 4 円形供試体での軸力分布の解析結果②

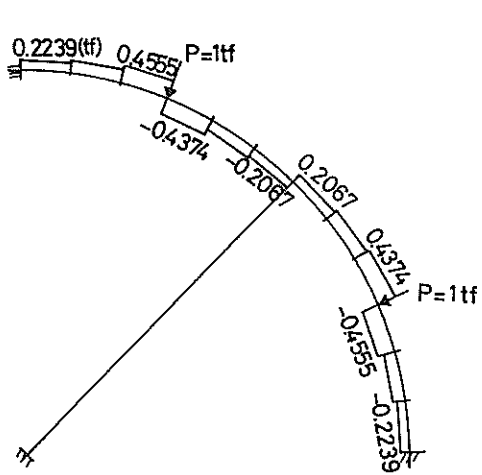


図-C 5 1 / 4 円形供試体でのせん断力分布の解析結果①

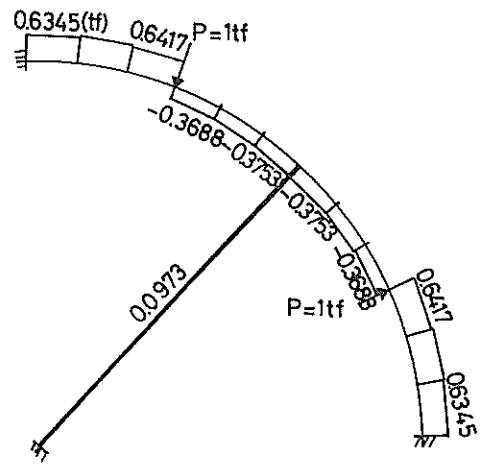


図-C 6 1 / 4 円形供試体でのせん断力分布の解析結果②

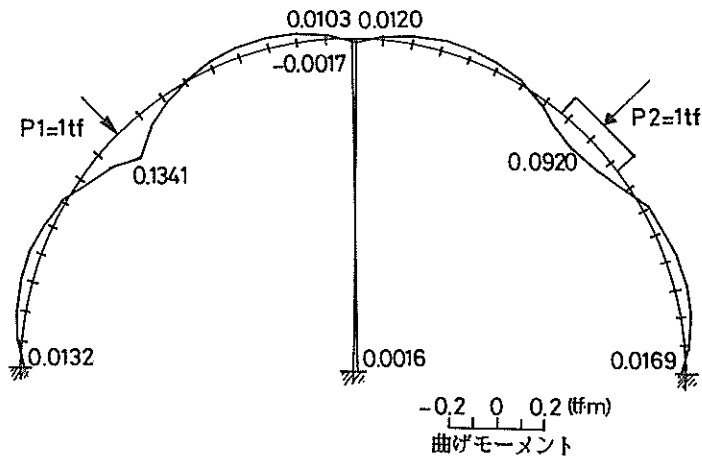


図-C 7 半円形供試体での曲げモーメント分布の解析結果①

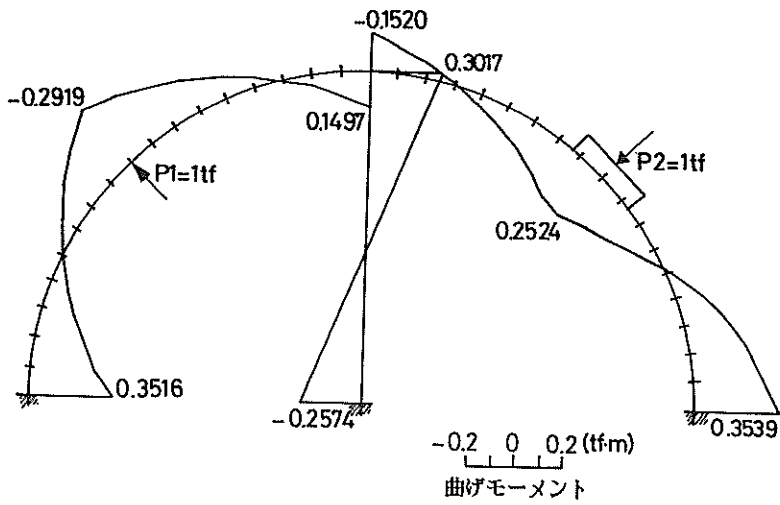


図-C 8 半円形供試体での曲げモーメント分布の解析結果②

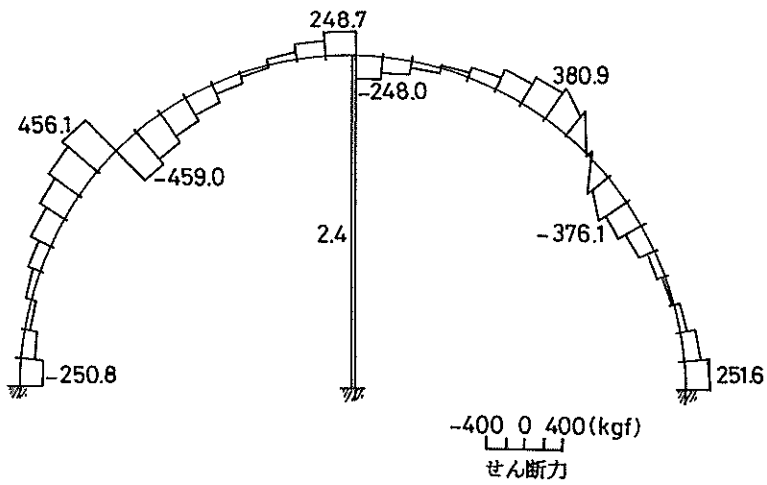


図-C 9 半円形供試体での軸力分布の解析結果①

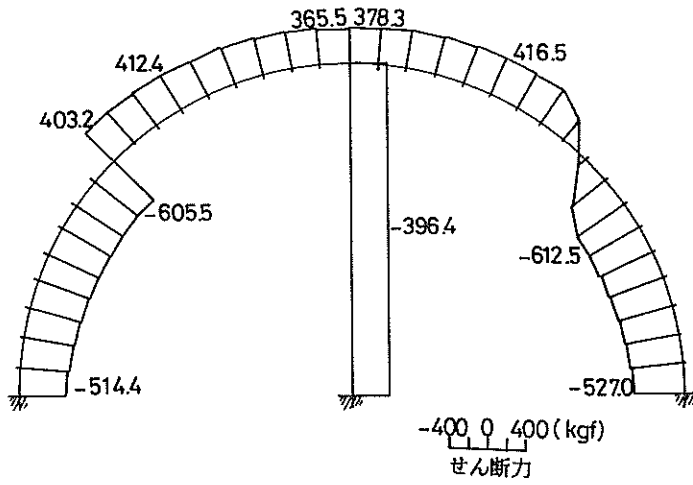


図-C 10 半円形拱試体での軸力分布の解析結果②

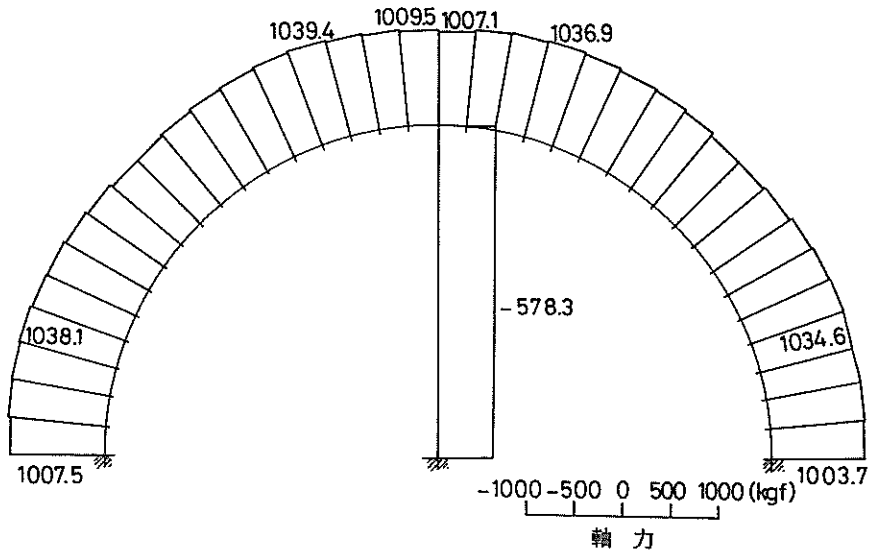


図-C 11 半円形拱試体でのせん断力分布の解析結果①

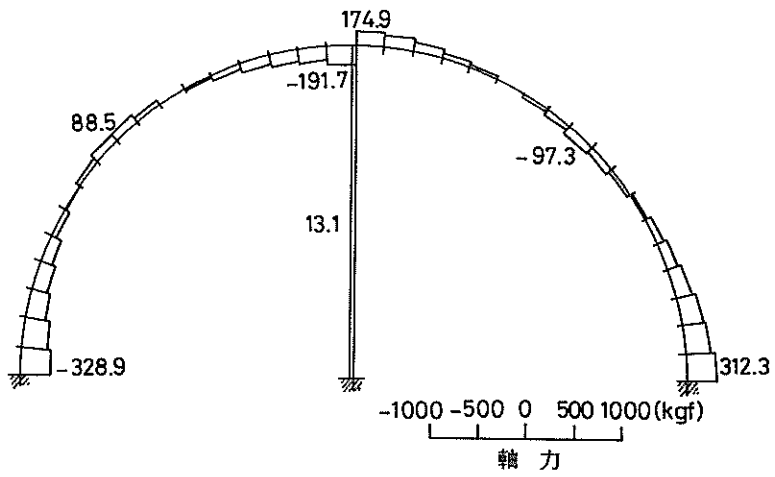


図-C 12 半円形供試体でのせん断力分布の解析結果②

港 湾 技 研 資 料 No.538

1 9 8 5 ・ 1 2

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 株式会社 野毛印刷社

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