

大型冷却塔の弾塑性解析

齋藤二郎 小池健仁
武田寿一 大内一
伊藤雅保

Elasto-Plastic Analysis of Reinforced Concrete Cooling Tower

Jiro Saito Kenji Koike
Toshikazu Takeda Hajime Ohuchi
Masayasu Ito

Abstract

The objects of this study are to develop an analysis method for reinforced concrete shells of revolution, to compare analytical results with experimental ones of a reinforced concrete cooling tower model subjected to horizontal loads, and to discuss the propriety of this method. Shells of revolution are generally subjected to biaxial stresses through bending moments and membrane forces, and it is especially difficult to understand the behavior after occurrence of shear cracks. In this method a shell of revolution is approximated by assemblies of folded-plate quadrilateral finite elements and elasto-plastic analysis is performed. Except for the final shear failure mode at the throat, the analytical results coincide well with experimental phenomena from initial cracking to the final failure state confirming the appropriateness of this analysis method.

概要

本研究の目的は既に行なわれた大型冷却塔模型水平加力実験に対して比較検討を加え、RC回転シェル構造物への本解析法の妥当性を検証する事にある。回転シェル構造物は一般に面外と面内の2軸組合せ応力状態にあり、特にせん断ひび割れ発生後の挙動を把握する事は困難である。そこで、折板四辺形有限要素によって回転シェル構造物を近似し、弾塑性解析を行なった。その結果、最終段階で起ったスロート部の急激な直接せん断破壊を除けば、ひび割れ発生から鉄筋の降伏、終局的な破壊状態まで実験値との良好な一致をみ、本解析法の妥当性が確かめられた。

1. 序

大型冷却塔構造物としてRC造回転HP (Hyperbolic paraboloid) シェルが諸外国ではよく用いられているが、我国での立地を考える時、耐風設計は勿論、耐震設計が重要な課題となる。地震荷重を対象とした動的、静的弾性応力解析によると、その幾何学的形状からスロート部分のせん断応力が比較的高くなり易い。しかしながら、この事により構造物全体のせん断破壊を導く可能性のあるところは耐震設計上望ましくない。一方、HPシェルを含む中空型の構造物のせん断強さについては、理論的にも実験的にも研究が極めて乏し

い。又周知のごとくコンクリートの引張強度は小さく、比較的低荷重状態でひび割れを生じ弾性限を超え易い。この様な背景のもとに、当技術研究所構造研究室で既に行なわれたRC造回転HPシェル模型の水平加力実験結果¹⁾に対し、コンクリートのひび割れ発生、圧縮降伏、鉄筋の降伏等の現象を考慮した有限要素法弾塑性解析により力学的考察を加えようとしたのが本研究の目的である。

本解析法は回転シェル構造物を折板要素集合体として近似し、各要素を層状化して要素各層の剛性の変化を一様な漸増荷重に対して考慮しながら、構造物が崩壊系に達するまでの非線形挙動を追跡したものである。

2. 弾塑性解析法

2.1. 材料特性と構成関係

2.1.1. コンクリート 1軸応力-ひずみ関係の解析モデルを図-1に示す。

引張側はひずみ硬化、軟化域のない、つまり線形の関係で1軸引張強度 σ_t に達した後、そのひずみ度で応力が急激に解放されるモデルを採用した。圧縮側については弾性域より圧縮降伏強度 σ_c に達すると応力は一定のままひずみだけが増大し、圧壊ひずみ ϵ_{cr} に達すると応力が急激に解放されるバイリニア-モデルとした。

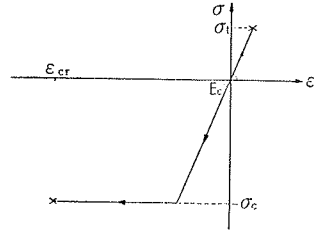


図-1 コンクリート・1軸応力-ひずみ関係モデル

より圧縮降伏強度 σ_c に達すると応力は一定のままひずみだけが増大し、圧壊ひずみ ϵ_{cr} に達すると応力が急激に解放されるバイリニア-モデルとした。

2軸応力場でのコンクリートの破壊実験として現在最も信頼性のあるものに Kupfer 等²⁾の研究があげられる。本解析では8面体応力説に基礎を置く破壊条件式を採用したが³⁾これは Kupfer 等の実験値をよく近似する破壊曲面(図-2)を与え、次式で表わされる。

$$\tau_{oct} = a - b\sigma_m \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、a, b: 材料定数

$$\tau_{oct} = 1/3[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)]^{1/2}$$

$$\sigma_m = 1/3(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

ただし、本解析では要素各層は平面応力状態にあると考え、 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ だけが存在する2次元応力場としての取扱いを行なう。

(1)式は2つの式から構成されており、1つは2軸引張と引張-圧縮領域に対する式、もう1つは2軸圧縮

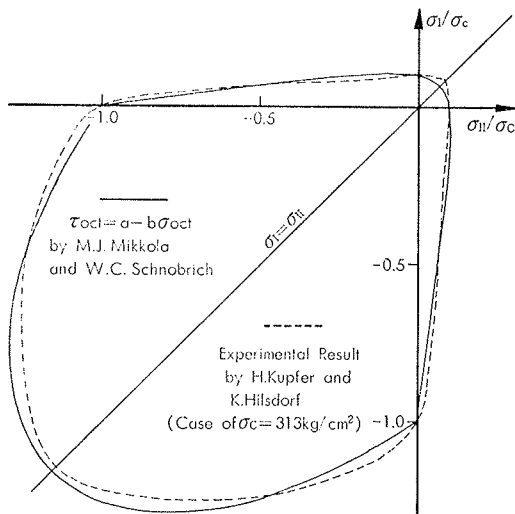


図-2 コンクリート・破壊曲面

領域に対する式である。

$$\tau_{oct} + \sqrt{2} \frac{(1-\alpha^*)}{(1+\alpha^*)} \sigma_m - \frac{2\sqrt{2}}{3} \frac{\alpha^*}{(1+\alpha^*)} \sigma_c = 0 \quad (\sigma_I > 0) \quad \dots\dots(2)$$

$$\tau_{oct} + \sqrt{2} \frac{(\beta^* - 1)}{(2\beta^* - 1)} \sigma_m - \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{\beta^*}{(2\beta^* - 1)} \sigma_c = 0 \quad \begin{cases} \sigma_I < 0 \\ \sigma_{II} < 0 \end{cases} \quad \dots\dots(3)$$

ここに α^* : 1軸引張強度の1軸圧縮強度に対する比
 β^* : 2軸等圧縮強度の1軸圧縮強度に対する比
 σ_I : 最大主応力, σ_{II} : 最小主応力

圧壊の判定規準としては(3)式の τ_{oct} を8面体せん断ひずみ ϵ_{oct} で、 σ_m を体積ひずみ ϵ_m で、 σ_c を圧壊相当ひずみ $\bar{\epsilon}_{cr}$ でそれぞれ置き代えた次式を用いる事にする。

$$\epsilon_{oct} + \sqrt{2} \frac{(\beta^* - 1)}{(2\beta^* - 1)} \epsilon_m - \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{\beta^*}{(2\beta^* - 1)} \bar{\epsilon}_{cr} = 0 \quad \begin{cases} \epsilon_I < 0 \\ \epsilon_{II} < 0 \end{cases} \quad \dots\dots(4)$$

ここに ϵ_I : 最大主ひずみ, ϵ_{II} : 最小主ひずみ

$$\epsilon_{oct} = 2/3[(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_z - \epsilon_x)^2 + 3/2(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)]^{1/2}$$

$$\epsilon_m = 1/3(\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z)$$

$$\text{ただし } E_z = G_{yz} = G_{zx} = \infty$$

より $\epsilon_z = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$ が仮定される。

次に2軸状態での応力-ひずみ関係を考える。第1に弾性状態にあるコンクリートは等方等質線形弾性体と考え、平面応力場を仮定している事から

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E_c}{1-\nu^2} \begin{Bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [D_e] \{\epsilon\} \quad (5)$$

ここに、 E_c : コンクリート弾性係数

ν : コンクリートポアソン比

第2にひび割れ状態にあるコンクリートを考える。応力状態が図-2の第I, II, IV象限にあって式(2)で表わされる破壊曲面上に達すると、最大主応力方向に直交してひび割れが発生し(図-3)、ひび割れ面に直交方向の応力は解放され剛性を失なう。しかしながらひび割れ方向の応力の伝達は可能である事から、その後は

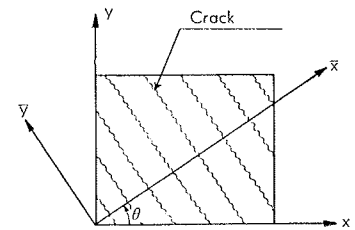


図-3 ひび割れ要素と局所座標系(x, y), (x̄, ȳ)

直交異方性体として取扱う。又骨材のかみ合い等によりこのひび割れ面である程度のせん断伝達作用のある事が考えられる。以上の事より主応力方向と一致する

直交座標系 (\bar{x}, \bar{y}) に関する応力ひずみ関係は

$$\begin{Bmatrix} \bar{\sigma}_x \\ \bar{\sigma}_y \\ \bar{\tau}_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_c & 0 \\ 0 & 0 & \mu G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\varepsilon}_x \\ \bar{\varepsilon}_y \\ \bar{\gamma}_{xy} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 G ：せん断弾性係数、 μ ：骨材のかみ合いによるせん断伝達率。(6)式をベクトル表示すると、

$$\{\bar{\sigma}\} = [\bar{D}_e] \{\bar{\varepsilon}\} \quad \dots\dots\dots(7)$$

(x, y) 座標での応力-ひずみ関係を

$$\{\sigma\} = [D_e] \{\varepsilon\} \quad \dots\dots\dots(8)$$

とするとマトリックス $[D_e]$ は2つの座標系で表わされる要素内ひずみエネルギーが等しくなければならない事から、適当な座標変換をほどこして

$$[D_e] = [T]^T [\bar{D}_e] [T] \quad \dots\dots\dots(9)$$

と導かれる。ここに、 $[T]$ は座標変換マトリックスである。この様にしてひび割れが発生した後、このひび割れ方向にも引張応力が存在してこれが1軸引張強度に達すると、最初のひび割れと直交してひび割れが発生するものとし、 (\bar{x}, \bar{y}) 座標系での2方向ひび割れ材料特性マトリックスは、

$$[\bar{D}_{2e}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \mu G \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots(10)$$

と表わされる。

第3に圧縮降伏したコンクリートについて考える。降伏条件式(3)を塑性ポテンシャルとみなし、圧縮降伏後の構成関係に流れ法則が適用出来るものとする。コンクリートは完全弾塑性材料と定義している事から(図-1), 増分塑性理論を用いた塑性領域での増分応力-ひずみ関係式は次式で与えられる。

$$d\{\sigma\} = [D_{ep}] d\{\varepsilon\} \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここに、

$$[D_{ep}] = [D_e] - \frac{[D_e] \{\partial F / \partial \sigma\} \{\partial F / \partial \sigma\}^T [D_e]}{\{\partial F / \partial \sigma\}^T [D_e] \{\partial F / \partial \sigma\}} \\ = [D_e] - [D_p] \quad \dots\dots\dots(12)$$

なお、1方向ひび割れ他方向圧縮降伏の場合は

$$d\{\sigma\} = [O] d\{\varepsilon\} \quad \dots\dots\dots(13)$$

ここに、 $[O]$ はゼロマトリックスを示す。又圧壊する場合には応力は全ての方向に解放され、全ての方向に剛性は失われるものとして(13)式と同様な応力-ひずみ関係式が得られる。

2.1.2. 鉄筋 本解析では図-4に示す様に降伏点に達した直後からひずみ硬化域に入るバイリニアな1軸応力-ひずみモデルを仮定した。図-4は本解析例で用いる D-6 と ϕ -4 の応力-ひずみ曲線を示しているが破線はその解析モデルを示す。なお、鉄筋の破断は起らないものとしている。

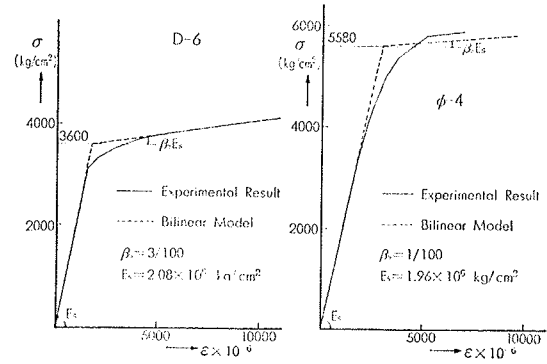
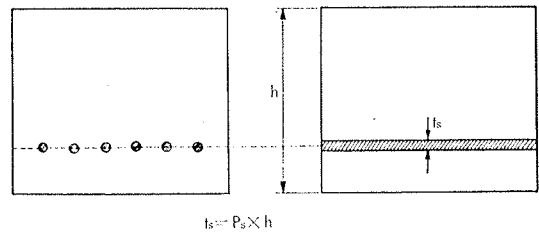


図-4 鉄筋・応力-ひずみ関係



P_s : Steel Ratio h : Shell Thickness

図-5 鉄筋層モデル

有限要素メッシュは一般に鉄筋が要素内で等しく分布する様に切られる事から、鉄筋は一様に置かれる等価な鉄筋層にモデル化される(図-5)。しかしながら、一般に線材としての効果しか有せず、直交方向の鉄筋はそれぞれ独立にそれぞれの方向の直応力を負担するだけと考える。

2.2. 有限要素法

本解析ではシェル構造体は折板四辺形要素集合体で近似し、ひび割れの入った要素は等価な平均特性を有する連続体に置換する事から、要素内変位場はひび割れ後もあくまで連続していると仮定する。

2.2.1. 変位場 シェル構造の変位場を面外と面内両変位場の組合せとしてとらえる。そこで、曲げ変位関数を次式で与える⁴⁾。

$$w = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2 + \alpha_7 x^3 + \alpha_8 x^2 y + \alpha_9 xy^2 + \alpha_{10} y^3 + \alpha_{11} x^3 y + \alpha_{12} xy^3 \quad \dots\dots(14)$$

ここに、 w は面外方向変位で、回転角 θ_x, θ_y は

$$\theta_x = \partial w / \partial y, \quad \theta_y = -\partial w / \partial x$$

$w / \partial x$ で与えられる(回転の正負は図-6参照)

同様に曲率は、

$$\begin{Bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\partial^2 w / \partial x^2 \\ -\partial^2 w / \partial y^2 \\ -2\partial^2 w / \partial x \partial y \end{Bmatrix} \\ = [K_2] \{\alpha\} \quad (15)$$

ここに $\{\alpha\}^T = \{\alpha_1, \alpha_2,$

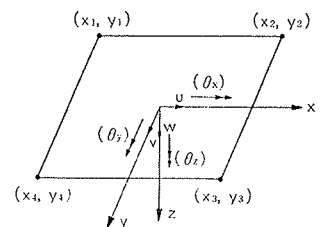


図-6 局所座標系と要素内変位

……, α_{12} 解析上の未知数を節点変位 w, θ_x, θ_y に置くとベクトル $\{\alpha\}$ は次式で与えられる。

$$\{\alpha\} = [C_b]^{-1} \{\delta_b\}_e \quad \dots\dots\dots(16)$$

ここに, $[C_b]$ は座標 (x, y) の関数で示される関数マトリックスであり, $\{\delta_b\}_e$ は要素節点変位ベクトルであるが, 記号 b は曲げを, e は要素を表わす。

(16)式を(15)式に代入して

$$\{\kappa\} = [K_b][C_b]^{-1} \{\delta_b\}_e = [B_b] \{\delta_b\}_e \quad \dots\dots\dots(17)$$

次に面内変形に関しては次の様に四辺形要素の変位関数を用いる⁴⁾。 x, y 方向変位 u, v (図-6) は

$$\left. \begin{aligned} u &= \beta_1 + \beta_2 x + \beta_3 y + \beta_4 xy \\ v &= \beta_5 + \beta_6 x + \beta_7 y + \beta_8 xy \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(18)$$

そこで, ひずみは

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \partial u / \partial x \\ \partial v / \partial y \\ \partial u / \partial y + \partial v / \partial x \end{array} \right\} = [F_2] \{\beta\} \quad \dots\dots\dots(19)$$

曲げの場合と同様にして

$$\{\varepsilon_0\} = [F_2][C_m]^{-1} \{\delta_m\}_e = [B_m] \{\delta_m\}_e \quad \dots\dots\dots(20)$$

ここに, $[C_m]$ は関数マ

トリックス, $\{\delta_m\}_e$ は要素節点変位 (面内) ベクトル, 記号 m は面内を表わす添字, $\{\varepsilon_0\}$ は Reference Surface (これは要素節点が存在する面であり, 図-7に示される) 上の面内ひずみベクトルを表わす。

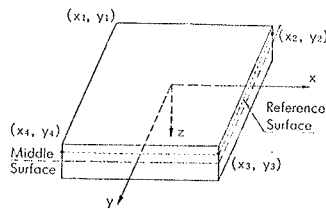


図-7 要素と Reference Surface

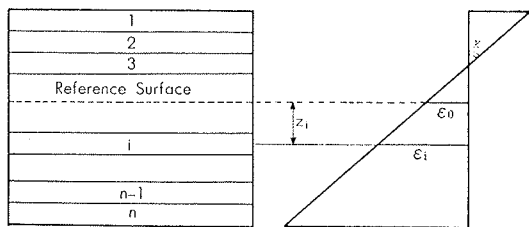


図-8 要素の層状化

2.2.2. 多層板への分割 図-8に示す様に平板要素を板厚方向へ有限個の層に分割し, 各層は平面応力状態にあるものとする。解析対象を薄肉構造に規定すると Kirchhoff の仮定が採用出来, 従って任意点のひずみは Reference Surface 上のひずみより求める。

$$\{\varepsilon\} = z\{\kappa\} + \{\varepsilon_0\} \quad \dots\dots\dots(21)$$

ゆえに第 i 層中央点のひずみは

$$\{\varepsilon\}_i = z_i\{\kappa\} + \{\varepsilon_0\} \quad \dots\dots\dots(22)$$

ここに z_i は Reference Surface より第 i 層中央点までの距離を示す。よってこの層の応力は次式となる。

$$\{\sigma\}_i = [D]_i \{\varepsilon\}_i = z_i [D]_i \{\kappa\} + [D]_i \{\varepsilon_0\} \quad \dots\dots\dots(23)$$

2.2.3. 要素剛性マトリックス 節点に仮想変位 $\{\delta\}_e$ を与えた時の内部仕事量と外部仕事量を等しいと置いて出来る要素節点力 $\{F\}_e$ と節点変位 $\{\delta\}_e$ の関係式は

$$\{F\}_e = [K]_e \{\delta\}_e \quad \dots\dots\dots(24)$$

で与えられる。ここに $[K]_e$ は要素剛性マトリックスであり次式で示される。

$$[K]_e = \begin{bmatrix} [K_{bb}] & [K_{bm}] \\ [K_{bm}]^T & [K_{mm}] \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots(25)$$

$$\left. \begin{aligned} [K_{bb}] &= \iint [B_b]^T [Q_{bb}] [B_b] dx dy \\ [K_{bm}] &= \iint [B_b]^T [Q_{bm}] [B_m] dx dy \\ [K_{mm}] &= \iint [B_m]^T [Q_{mm}] [B_m] dx dy \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(26)$$

$$\left. \begin{aligned} [Q_{bb}] &= \int z^2 [D] dz + \sum_j t_{sj} z_{sj}^2 [S]_j \\ [Q_{bm}] &= \int z [D] dz + \sum_j t_{sj} z_{sj} [S]_j \\ [Q_{mm}] &= \int [D] dz + \sum_j t_{sj} [S]_j \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(27)$$

上式で $[D], [S]$ はそれぞれコンクリート, 鉄筋の材料特性マトリックス, t_{sj}, z_{sj} は第 j 層鉄筋の層厚及び Reference Surface からの距離を表わす。なお, (26)式の積分は陽な形で求められないのでガウス積分を行なう。

2.2.4. 座標変換 前項で局所座標系 (x, y, z) での要素剛性マトリックスを導いたが次にこれを全体座標系 (X, Y, Z) に関するそれに変換しなければならない。全体座標系に関する剛性マトリックスを $[K^G]_e$, 座標変換マトリックスを $[L]$ (24×24) とすると

$$[K^G]_e = [L]^T [K^R]_e [L] \quad \dots\dots\dots(28)$$

ここに $[K^R]_e$ は式(25)の要素剛性マトリックス $[K]_e$ に面直角方向軸 z 回りの回転剛性項 θ を組込んだ新たな 24×24 の剛性マトリックスである。

2.3. 数値計算法

個々の要素剛性マトリックス(28)を全ての節点で集合して組立てた全体の釣合方程式は

$$\{F\} = [K] \{\delta\} \quad \dots\dots\dots(29)$$

で与えられ, これを増分形で示すと

$$\{\Delta F\} = [K_T] \{\Delta \delta\} \quad \dots\dots\dots(30)$$

ここに $[K_T]$ は接線剛性マトリックスであり, 上式を解くにあたっては接線剛性法を採用した。

次に不釣合応力を等価な節点力に変換する過程について考える。これは解析上任意の荷重増分のもとで一般に発生する超過応力であって, 弾性→塑性, 弾性→ひび割れ等の状態変化の際に発生する。超過応力 $\{\sigma_{ex}\}$ のなす内部仕事量と等しい外部仕事量を与えるものと

して等価節点力 $\{F_{ex}\}_e$ を考えると

$$\{F_{ex}\}_e = \left\{ \begin{array}{l} \iint z_i [B_b]^T \{\sigma_{ex}\} dx dy \\ \iint [B_m]^T \{\sigma_{ex}\} dx dy \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

が導かれる。

3. 解析結果

試験体の要素分割詳細を図-9に示す。ただし加力方向直径に関し対称であるので半分の構造体を取り出し、柱脚部固定として解析を行なった。母線方向に10分割、円周方向に各断面12等分割、計120要素を用い、コンクリート層数は全て6層、鉄筋は母線円周方向筋とも断面中央に位置するものとした(配筋詳細は図-10参照)。

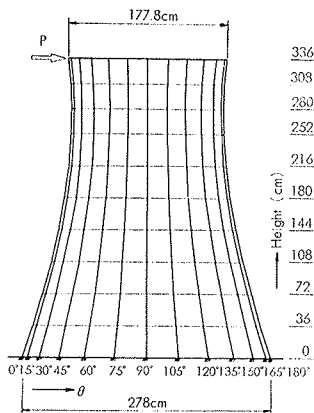


図-9 試験体要素分割詳細

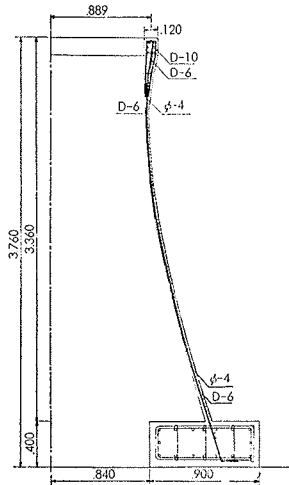


図-10 配筋図(鉛直断面)

荷重については死荷重は無視し、実験での頂部10分点載荷荷重は節点荷重として頂部に載荷した。材料定数については表-1、表-2に示す様に材料試験より得られた値を用いる。なお、D-6とphi-4の材料試験値と解析モデルを図-4に示す。コンクリートのポアソン比は $\nu=0.15$ 、骨材のかみ合いによるせん断伝達率は $\mu=0$ とした。

径	ヤング係数 $\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$	降伏強度 kg/cm^2	用途
D-6	2.08	4620	母線筋
phi-4	1.96	3600	円周筋

表-1 鉄筋材料定数

圧縮強度 $\sigma_c \text{ kg/cm}^2$	ヤング係数 $\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$	引張強度 kg/cm^2
271	1.90	$1.2\sqrt{\sigma_c}$

表-2 コンクリート材料定数

3.1. 弾性剛性

試験体頂部水平変位に関する初期剛性について検討を行なう。頂部 $\theta=90^\circ$ 位置の加力方向変位(図-12の変位)と水平力より求めた弾性水平剛性は理論値に対し実験値(7t荷重時)は81.2%である。なお、弾

性解について NASTRAN⁵⁾ を用いた解析値と本解析値を比較すると、単位荷重(1t)に対し上記変位は NASTRAN(16x12要素)0.0592mm、本解析(12x10要素)0.0581mmであり、その他応力についても良好な一致を示した。

3.2. Reference Surface 位置の検討

本解析ではいわゆる平面保持を仮定している事より板断面内任意点のひずみが分れば板厚方向のひずみ分布は一義的に決定され、従って節点の存在する Reference Surfaceは任意の位置に取る事が出来る。一方、構造物の幾何学的形状近似の上でこの Reference Surfaceはシェル中央面と一致させるのが望ましいのであるが、今回の試験体の場合鉄筋はほぼ断面中央に入っており、従って座標系にほぼ平行に表裏貫通してひび割れの入った要素の曲げ剛性は極めて小さくなり解は不安定となる。そこで Reference Surface を鉄筋位置よりずらす事により数値計算上曲げ剛性を存在せしめ解の安定をはかった(逆に形状近似の上で若干の誤差の生じる一面もある)。図-11に8x7要素モデルでの荷重-頂部加力方向変位($\theta=90^\circ$)曲線を Reference Surface 位置の変化に対して示した。図より $e_{ref} \leq 4$

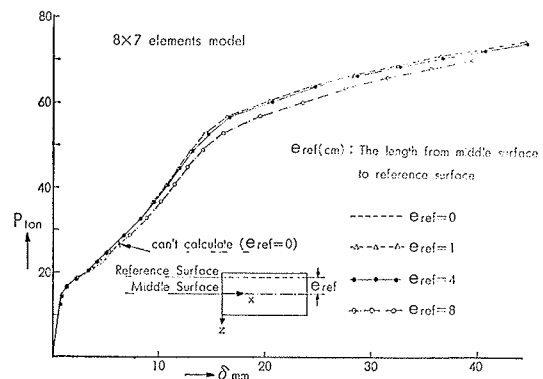


図-11 Reference Surface の移動に対する荷重-頂部変位曲線

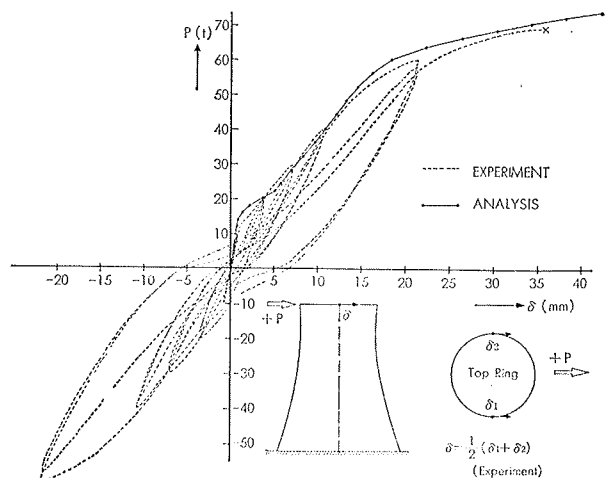


図-12 荷重-頂部加力方向変位曲線 ($\theta=90^\circ$)

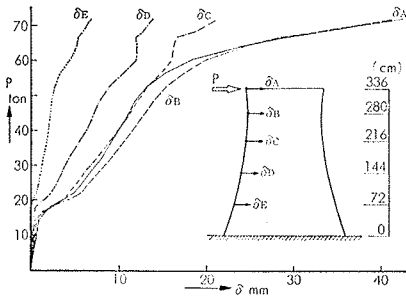


図-13 荷重—水平変位 ($\theta=0^\circ$) 曲線 (解析)

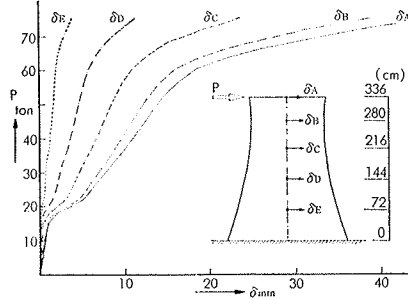


図-14 荷重—水平変位 ($\theta=90^\circ$) 曲線 (解析)

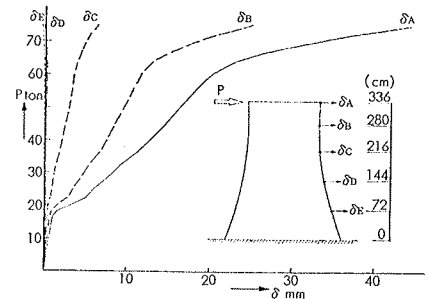


図-15 荷重—水平変位 ($\theta=180^\circ$) 曲線 (解析)

cm の場合はほぼ一致した値を示しており、取束値に近いと判断出来る。この事より 12×10 要素の解析例は $e_{ef} = 4\text{cm}$ とした。

3.3. 破壊経過と荷重—変位関係

図-12に荷重と頂部加力方向変位との関係を示す(解析曲線中●印は荷重ステップ)。実験では8t時に曲げ初ひび割れをみ、10~20tで曲げひび割れ、せん断ひび割れが顕著に発生した。その後鉄筋の降伏を待ち45~50tで引張側母線方向筋が降伏し全体降伏を始めるが、69tでスロート部に急激な直接せん断破壊が生じ実験は終了した。解析では12.3t時に曲げ初ひび割れをみるが、その後は実験曲線との良好な一致をみた(直接せん断破壊については追跡出来ず)。

図13~15に $\theta=0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$ 各母線上の加力方向変位—荷重関係(解析)を示す。図-13で頂部変位 δ_A より若干下部のB, C点の変位 δ_B, δ_C が大きくなる部分が、又掲載していないが鉛直変位についても全体曲げによる変位と逆の変位を発生させる様な荷重段階が存在する。そこで同様な頂部荷重を受けるRC円筒回転シェル(径170.6cm, 高さ336cm, 厚さ3cm)について弾塑性解析を行なった結果、上の様な現象はみられず全体曲げと矛盾しない安定した荷重—変位関係が得られた。これらの事より次の様に考えられる。曲げ変形が卓越する構造

物にこの現象はみられないが、回転HPシェルはテーパのついた構造物であり、図-19 ($P=20\text{t}$) に示す様にスロート直下のせん断剛性がせん断ひび割れの為に低下するとスロート位置で全体曲げと逆の回転を局所的に卓越させる為に発生する現象であると考えられる。

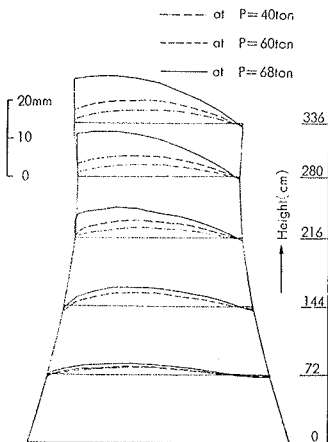


図-16 鉛直変位・円周方向分布 (解析)

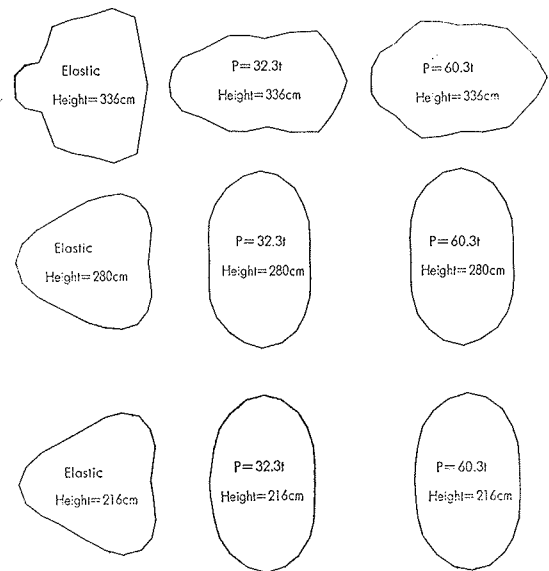


図-17 水平断面・水平変位モード (解析)

又鉛直変位についてもテーパのついた部材が水平力を受ける時、引張側では全体曲げと逆の下向きの圧縮側では上向きの移動があり、これらが曲げ変形、せん断変形に対して相対的に大きくなる部分で顕著に発生するものと考えられる。

図-16に各水平断面の鉛直方向変位分布を示す。

3.4. 水平変位モード

図-17に各水平断面の水平変位モードを示す。弾性時は頂部リングで局部変形の影響が卓越しているものの、下部ではその影響がなくなり三角状のモードを示す。20~60t時には頂部リングのみ加力方向に引き伸ばされ、下部はこれと逆転したモードを示す(68t時に再び下部と同一モードに移行)。

これらの事柄は前節図-13で述べた δ_A と δ_B, δ_C の逆転現象に対応する。図-18に実験より得られた $\theta=0^\circ, 180^\circ$ 、高さ336cm, 200cm位置で

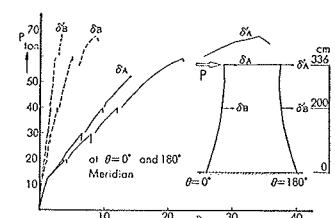


図-18 荷重—水平変位曲線(実験)

の水平変位と荷重関係を示すが、上記逆転モードとの対応を示している。

3.5. ひび割れ模様

図-19に 20, 30, 68 t におけるひび割れ状態 (コンクリート表面) を示す。なお実験値は正荷重によって発生するひび割れのみを示した。初ひび割れ発生荷重は実験 8 t (引張最外縁脚部 70cm, -8 t では反対側脚部 100cm) に対し、解析は 12.3 t (引張最外縁脚部 90~126cm) であった。せん断ひび割れについては実験 14 t (スロート $\theta=90^\circ$ 位置でほぼ 45° の方向) に対し、解析では 14~16 t でほぼ同一箇所同一方向にその発生をみた。なお、弾性解より求めたせん断ひび割れ発生荷重は 15.1 t (主引張応力度が 1 軸引張強度に等しいとして求めた荷重) であり、この荷重でスロート断面積を用いた平均せん断応力度は 9.4 kg/cm^2 であった。なお、解析値でスロートより下部は膜力場でほぼ同方向のひび割れ貫通を示している。

3.6. 鉄筋降伏模様と鉄筋ひずみ

図-20には鉄筋降伏パターン (解析) を示す。ただし鉄筋層の降伏はその層中央点の応力によって判定している。母線方向筋については実験では 45~50 t で高さ 228cm の引張縁鉄筋が降伏するのに対し、解析でも高さ 234cm 引張最外縁の鉄筋が 48.3 t で最初に降伏している。その後周囲に降伏域の広がる状況は実験との良好な対応を示しているが、柱脚部 0~36cm 位置での降伏は実験で観察されていない。なお、図-21には $\theta=0^\circ$

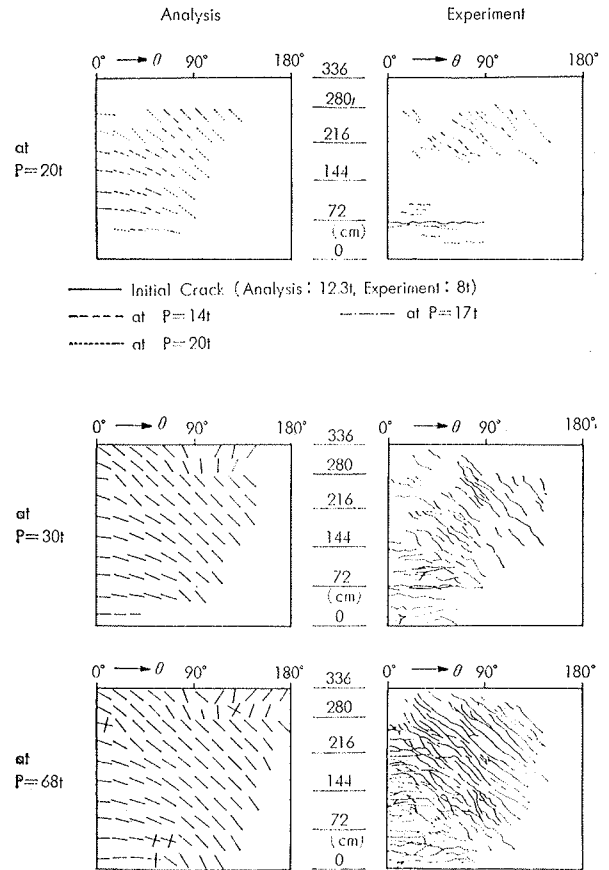


図-19 ひび割れパターン (表面)

母線筋のひずみ分布を、図-21 母線筋・母線方向ひずみ分布
図-22には母線筋の円周方向ひずみ分布を示した。図-22でひずみの各断面最大値は 200~230cm 高さでは引張最外縁にあるの

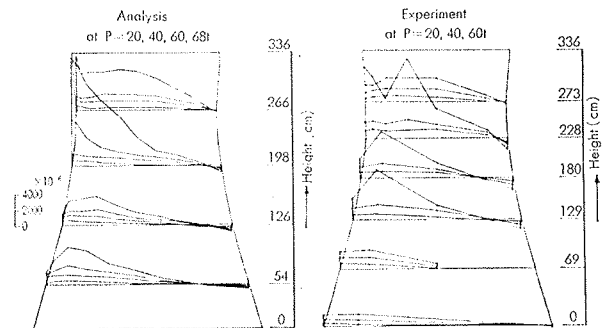


図-22 母線筋・円周方向ひずみ分布

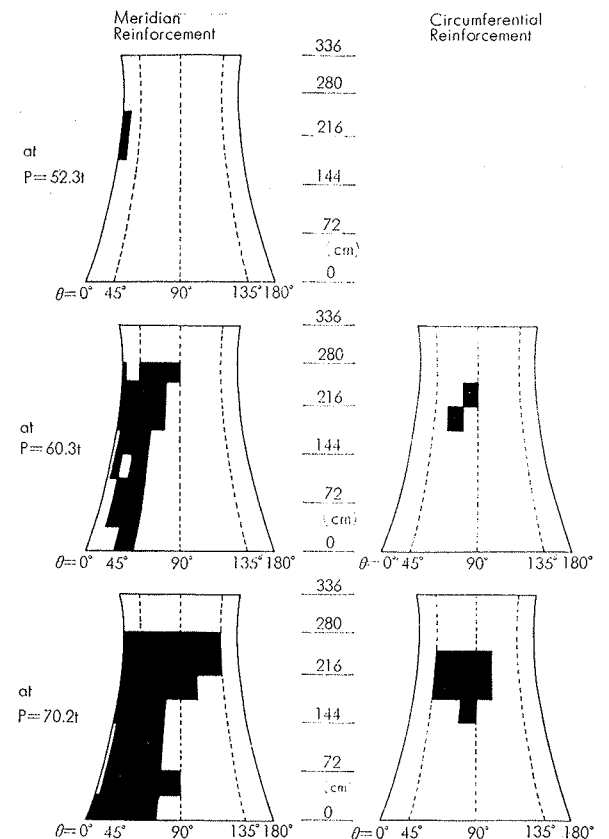


図-20 鉄筋降伏パターン (解析)

対し、他の断面では若干内側に存在しているが、この現象は実験でも観察されている。

次に円周方向筋についても、せん断ひび割れの増大によって 60~65 t でスロート下部 $\theta=45\sim 90^\circ$ に降伏が観察されたが、それぞれ降伏後のひずみの顕著な増大は母線筋と比較して、みられなかった。実験でもほぼ同一箇所同一荷重時に降伏ひずみレベルに達していると考えられる ($\phi-4$ は明白な降伏点を有していない)。なお、図-23には高さ 228cm 位置の円周筋の円周方向ひずみ分布を示す。

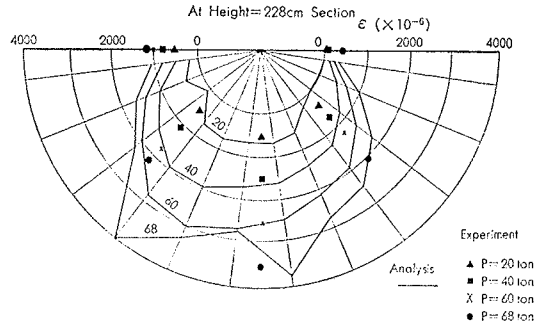


図-23 円周筋・円周方向ひずみ分布

図-24には荷重—母線筋ひずみ関係を示すが、10~20 t でひび割れ増大にともなうひずみの急増過程から全体メカニズムの安定した後の一様勾配でのひずみの伸び、さらには降伏後の挙動まで比較的良好な一致をみた。

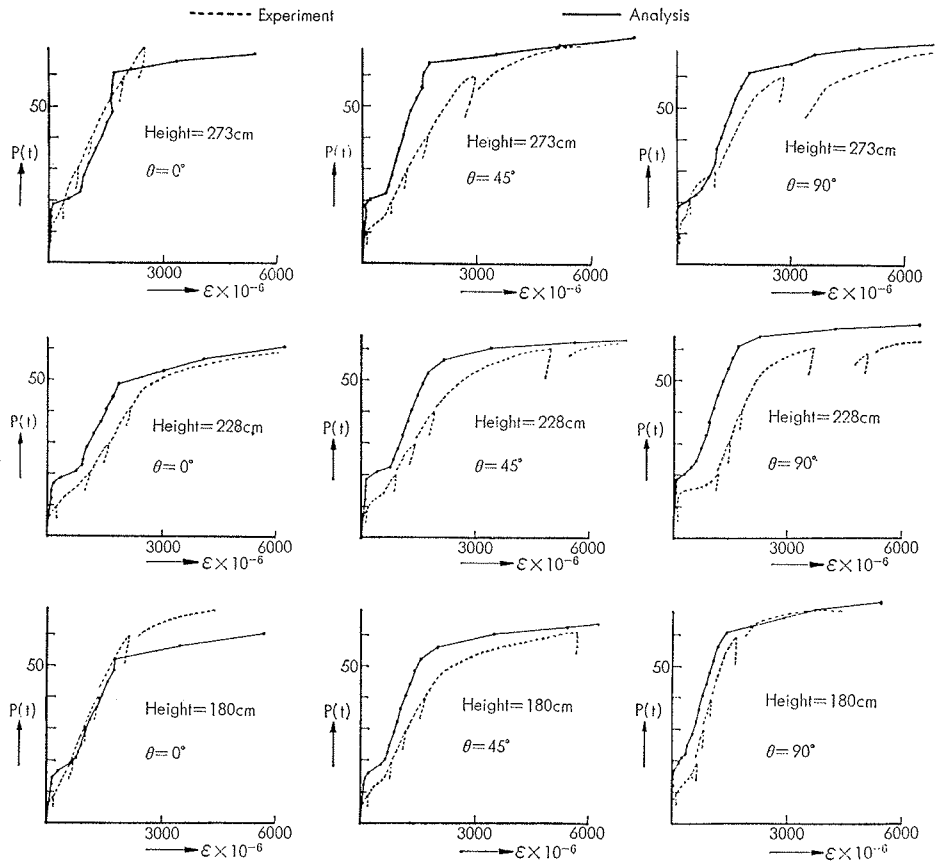


図-24 荷重—母線筋ひずみ関係

図-25には荷重—円周筋ひずみを示す。円周筋ひずみの増大はせん断ひび割れに誘発され、従って $\theta=45^\circ, 90^\circ$ 領域ではこの傾向が大きく、曲げひび割れの生じている $\theta=0^\circ$ 付近、 $\theta=180^\circ$ 付近の圧縮側ではひずみの増大は小さい。従って $\theta=45\sim 135^\circ$ 、特にスロート下部領域では低荷重レベルよりせん断ひび割れの成長が著しく円周筋の応力負担は急増するといえる。

3.7. 直接せん断破壊

実験では 69 t でスロート部に急激な直接せん断破壊が起ったが、その時のスロート断面の平均せん断応力度は 43 kg/cm^2 であった。図-26には解析 70.2 t における各水平断面、面内せん断力 $N_{\phi\theta}$ の分布を示す。スロート近傍でその卓越をみるが、この 266cm 位置 (スロートは高さ 273cm) の最大せん断応力度は $220/3 \doteq 73 \text{ kg/cm}^2$ ($N_{\phi\theta}$ の最大値を板厚で除した値) に達しており、しかも圧縮側に平均的に分布している。解析では 52 t 時には既にスロート断面全体にひび割れ

が生じており、又試験体は正負の繰返し加力を受け圧縮側にも曲げひび割れを既に生じている事等からスロート部の直接せん断破壊の可能性は推察出来る。

3.8. 内力と外力の釣合

解析精度を検討する為、内力モーメント M_{in} と外力モーメント $M_{out}=Pl$ との釣合を

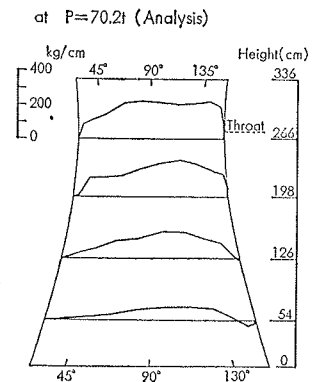


図-26 面内せん断力 $N_{\phi\theta}$ 分布 (解析)

荷重の変化に対して調べた結果を図-27に示す(図中●印は荷重ステップ, M_{in} の算定で $M_{\phi\theta}$ の影響は小さいとして無視)。15~25 tまで $\alpha = M_{in}/M_{out}$ の値に乱れを生じるが, これはこの荷重レベルでひび割れが発生し, その結果生じる不釣合力をこの荷重段階で解除配分せず, 次の荷重ステップにもち込んでいる為発生するものである。しかし, 30 t前後で α の値は収束し, 従って鉄筋が降伏し始める45~50 t以降の荷重に対しても応力評価は充分であり, 全体降伏点も正確にとらえられている事がこの検証からも満たされよう。なお, α の値の釣合線($\alpha=1.0$)からの偏りは最終状態においても高々2~3%内にとどまっている。

4. 結 び

本研究より得られた主な結果を次に箇条書で示す。

- (1)解析では直接せん断破壊を追跡する事は出来なかったが, 52 t 荷重時にスロート部でほぼ 45° のひび割れが引張側より圧縮側まで断面全体に生じており, 直接せん断破壊の可能性を示しているように思われる。なお実験で正負の繰返し荷重による曲げひび割れがスロート部圧縮側にも生じている事もこの種の破壊の一因となっていよう。
- (2)荷重一頂部水平変位については実験結果との良好な一致がみられた。なお, 解析で $\theta=0^\circ$ 母線上の頂部水平変位より若干下部位置の水平変位が大きくなる現象がみられたが, この種の幾何学的形状を有する構造物が, せん断剛性の低下にともないもたらす結果であると考ええる。
- (3)ほぼ座標系に平行にひび割れが貫通した要素について要素曲げ剛性は極端に小さくなり数値計算上不安定となるが, Reference Surface 位置を鉄筋位置よりずらす事により解の安定化がはかられた。しかし逆に形状近似の上で誤差をうみ出す可能性があり, この点に関してその諸要因等を検討する必要があると思われる。
- (4)コンクリート圧縮降伏が卓越する構造物に対して本解析, コンクリート応力-ひずみバイリニアモデルは充分でない。マルチリニア型で近似すると共に軟化域を含むモデル化が必要と思われる。又, 除荷の間

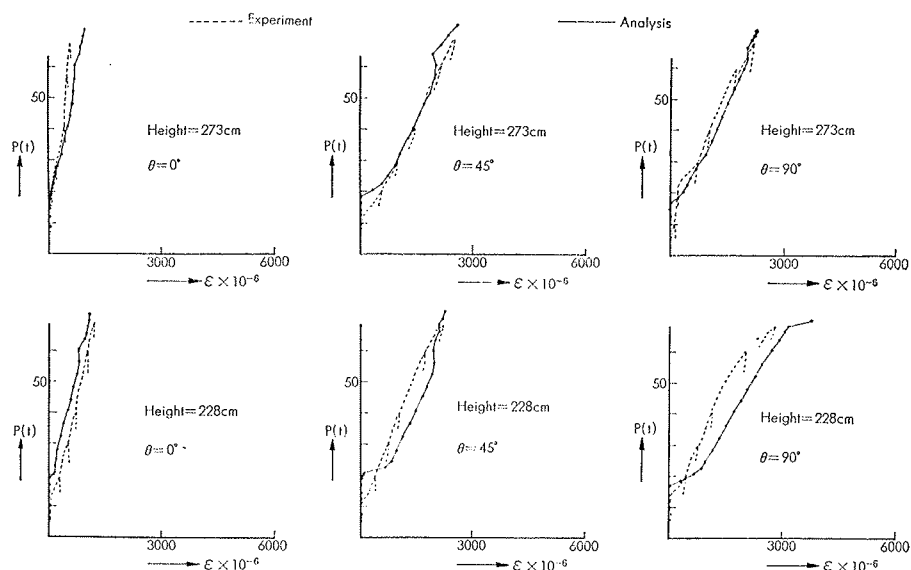


図-25 荷重-円周筋ひずみ

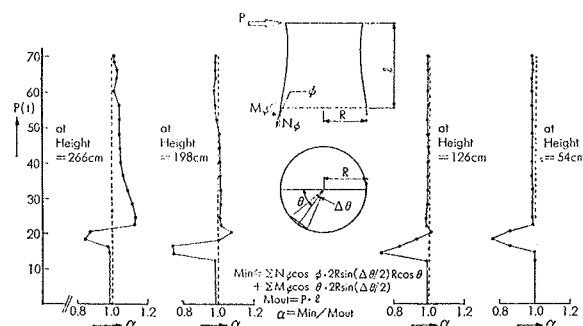


図-27 内力と外力の釣合

題は本解析例の場合, 局所的な領域にとどまると思われるが, 将来の繰返し荷重に対する弾塑性解析適用の一端としても除荷モデルの使用が望まれよう。

参考文献

- 1) 武田寿一他: 大型冷却塔の1/30模型実験, 大林組技術研究所報, No. 12, (1976), pp. 18~22
- 2) H. Kupfer, H. K. Hilsdorf etc.: Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, ACI Journal, (August, 1969), pp. 656~666
- 3) M. H. Salem, B. Mohraz: Nonlinear Analysis of Planar Reinforced Concrete Structures, C. E. S., S. E. S., No. 410, University of Illinois, (July, 1974)
- 4) O. C. ツィエンキーヴィッツ, Y. K. チューン, 吉識雅夫監訳: マトリックス有限要素法, 培風館, (1970)
- 5) IBM: NASTRAN 構造解析汎用プログラム一解説書
- 6) C. S. Lin: Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs and Shells, S. S. M. R., Dept. C. E., University of California, (April, 1973)