

RC 大型冷却塔模型の水平加力実験と弾塑性解析

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY ON INELASTIC BEHAVIOR OF THE RC COOLING TOWER MODEL SUBJECTED TO HORIZONTAL LOADS

大内 一*・小池 健仁**・伊藤 雅保***・武田 寿一****

By Hajime OUCHI, Kenji KOIKE, Masayasu ITO and Toshikazu TAKEDA

1. 序 論

大型冷却塔構造物として、鉄筋コンクリート造回転 HP (Hyperbolic paraboloid) シェルが諸外国ではよく用いられているが、翻ってわが国での立地を考える時、耐風設計はもちろん、耐震設計が重要な課題になる。回転 HP シェルの応力解析は、弾性範囲内の問題に限ればそれほど困難ではない。しかし地震時の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やすく、耐震設計上せん断破壊に代表される脆性破壊は望ましくない。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きわめて乏しい。また、承知のごとくコンクリートの引張強度は小さく、比較的低応力状態でひび割れを生じ弾性限を越えやすい。このような背景のもとに、鉄筋コンクリート造回転 HP シェル模型の水平加力実験を行い、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 FEM (有限要素法) による弾塑性理論解析結果で対応を試みたのが本論文で

ある。この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、各要素を厚さ方向に層状化して要素各層の剛性の変化を漸増荷重に対して考慮しながら、全体の挙動を追跡したものである。

実験との比較検討の結果、最終段階で急激に起ったスロート部の直接せん断破壊を除けば、ひび割れ後の挙動、鉄筋降伏後の力学的挙動まで良好な一致をみた。

2. 実 験

(1) 試 験 体

高さ 100 m 程度の実大構造物の耐風耐震試算を行い特に地震については動的解析を行って設計した仮想の構造物を縮尺 1/30 で模型試験体とした。ただし、厚みは 1/10 縮尺である。地震時動的解析によると、スロート部分のせん断応力度が比較的高くなる。この部分のせん断挙動を調べる目的で、加力方向に対し補強を行い曲げ強度を高めている。また、加力点近傍での局所的な破壊を防止するためスロートより上の部分はさらにシェル厚を厚くしている。なお、実際の大型冷却塔構造物は大気吸入のために脚部に開口を必要とし、回転 HP シェルの脚部は斜め柱で支持されているが、試験体形状を単純化するために全体を HP シェルとし、脚部固定とした (図-1)。

型枠については模型試験体のシェル厚が薄いので精度を確保するため鋼製とし、コンクリートの打設および脱型作業を容易にするために高さ方向に 11 分割、円周方向に 4~6 分割して用いた。

次に試験体の配筋状況を写真-1 に、配筋図を図-2 に示す。ここでシェル部分の母線方向筋は D6、円周方向筋は $\phi 4$ 、頂部リング円周方向筋は D10 である。シェル部分のコンクリートはシェル厚が薄いので、打ち

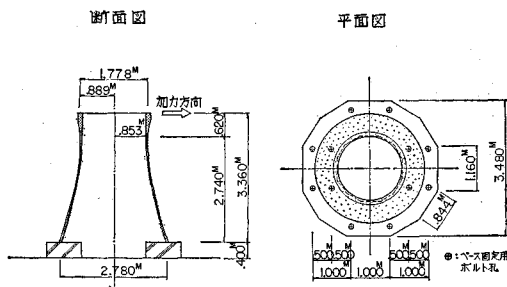


図-1 試験体の概略

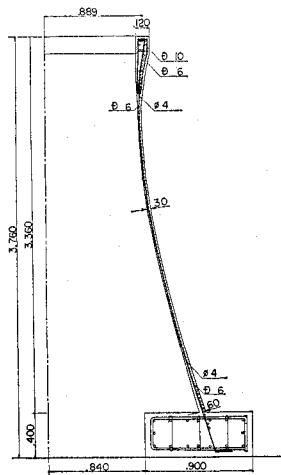
* 正会員 工修 (株)大林組技術研究所構造研究室
** 工修 (株)大林組技術研究所構造研究室
*** (株)大林組技術研究所構造研究室
**** 工博 (株)大林組技術研究所構造研究室室長



写真一 配筋状況



写真二 試験体全景



図二 配筋図 (鉛直断面)

継ぎ部分を作らないように全体を連続的に一日で打設した。脱型後は大型実験棟内に放置し、空中養生としている。写真二に脱型後の試験体を示す。

(2) 材料特性

試験体製作に使用した鉄筋の引張試験結果を表一に示す。また、コンクリートの配合を表二に、圧縮試験結果を表三にそれぞれ示す。なお骨材には細

骨材および砂を使用した。

表一 鉄筋引張試験結果

径	ヤング係数 ($\times 10^5$ kg/cm ²)	降伏強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	用途	備考
D10	2.06	4 620	6 600	リング水平筋	
D 6	2.08	3 820	6 220	母線方向筋	
φ 4	1.96	5 580	5 700	円周方向筋	溶接金網用鉄線

表二 コンクリートの配合

水セメント比 (%/wt)	スランパ (cm)	細骨材率 (%/vl)	単位水量 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	砂 (kg/m ³)	豆砂利 (kg/m ³)	A E 剤 (g/m ³)
55	21	51.5	225	400	850	800	112

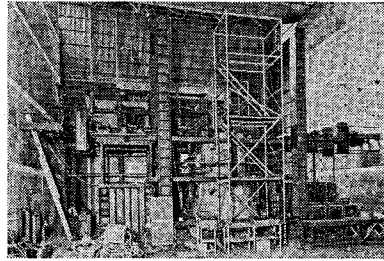
表三 コンクリート・
圧縮試験結果

圧縮強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 ($\times 10^5$ kg/cm ²)
271	1.90

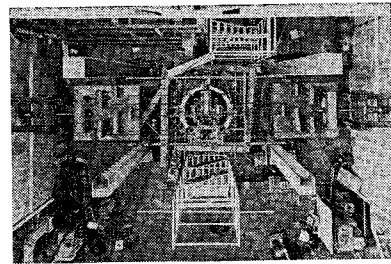
(3) 加力装置

加力装置の概略を写真一 3, 4 に示す。加力は頂部リングビーム部分において、トーナメント方式による水平方向

正負繰り返しである。ここで、加力点は試験体頂部リングビームの 8 等分点とし、加力方向の 2 点は曲げによる



写真三 加力装置 (1)



写真四 加力装置 (2)

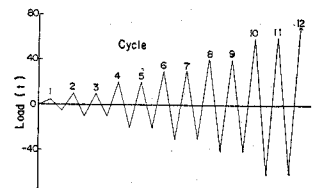
局部応力を緩和するため、さらに 2 点ずつに分割し、合計 10 点とした。

力の伝達には P C 鋼棒を使用し各加力点にバランスよく力が加わるように球面軸受を中央と両端に取り付けた加力ビームによって、順次 2 点の力を 1 点に集め、反力壁に固定したフレームに反力をとって最終的に正負各一台のセンターホールジャッキで加力した。加力ビームは試験体の外部に 12 台、内部に 5 台配置し、逆方向載荷への切り替えを容易に行えるようにした。

(4) 加力方法

荷重履歴を図三に示す。まず第 1 サイクルは加力装置の作動状態を確認するために正負とも 5 t とした。続いて 10, 20, 30, 40 および 60 t で正負 2 回の

の繰り返しを行い、その後破壊に到らしめた。ここで、同一荷重



図三 荷重履歴

階における第 1 正荷重時は荷重制御とし、第 1 負荷重時および第 2

正負荷重時は第 1 正荷重時の変形で制御した。

(5) 測定方法

荷重はジャッキ取付部の荷重計で測定し、また、各加力点での力のバランスは、P C 鋼棒に貼り付けた W.S.G のひずみ度を測定し、荷重に換算してチェックした。

変位の測定にはダイヤルゲージ (1/100 mm および 1/1 000 mm)、電気抵抗式ダイヤルゲージ (1 mm=200

μ) およびマグネスケールを使用し、試験体の周囲に組み立てられたフレームを不動点として測定した。

鉄筋のひずみ度は母線方向筋、円周方向筋ともゲージ長 3mm の W.S.G を貼付し、コンクリートのひずみ度はゲージ長 20mm のロゼットゲージを試験体外側および内側表面に貼付し測定した。

3. 弾塑性解析法

RC薄肉シェルの材料非線形解析を行った論文として、F.R. Hand ら^{2),4)}の研究、C.S. Lin ら^{3),5)}の研究があげられる。前者は D.A. Pecknold, W.C. Schnobrich⁶⁾ が提案した偏平シェル要素を用いた FEM 解析であるが、偏平シェル構造物には良好な近似を得ているものの、軸対称回転シェル等のライズの高いシェル構造物を近似するには実用的でないように思われる。後者は三角形折板要素を用いた FEM 解析であるが、解析例としての対象構造物は屋根シェル等にみられるような偏平な HP シェル、円筒シェルである。

この三角形折板要素でも良好な近似が可能であると思われるが、本研究では面外と面内の合成折板四辺形要素¹¹⁾の集合体として回転シェル構造物を近似し、コンクリートのひび割れ、圧縮降伏、圧壊、鉄筋の降伏までを考慮に入れて FEM 弾塑性解析を行った。

(1) 材料特性と構成関係

a) コンクリート

1軸応力-ひずみ関係の解析モデルを図-4に示す。一般に1軸引張応力-ひずみ関係はひずみ制御試験を行った際、最大強度に達した後も耐力は一挙に低下することなく、ひずみの増大とともに応力が徐々に低下し、やがて明確なひび割れをみる、いわゆるひずみ軟化 (strain-softening) 現象が観察される。

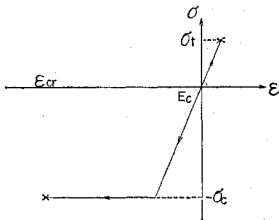


図-4 コンクリート・1軸応力-ひずみ関係モデル

しかしながら、外力を受ける時ひずみ速度が不確定であり、またひずみ軟化域を定量化することも現段階では困難であることから、解析モデルは便宜的にひずみ軟化域のない、つまり線形の関係で引張強度 σ_t に達した後そのひずみで応力が急激に解放されるモデルを採用した。

1軸圧縮応力-ひずみ関係については、弾性域、非弾性域を経過して最大強度に達した後も顕著な応力低下はみられず、ひずみの増大とともに比較的ゆるやかに応力が低下してやがて圧壊に到ると考えられる。そこで、解

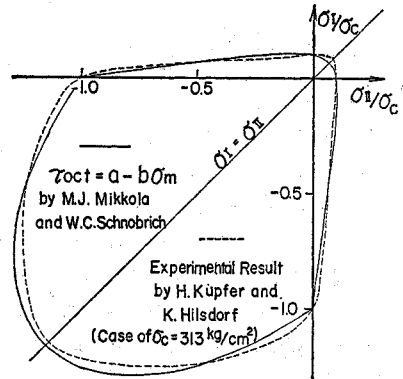


図-5 コンクリート・破壊曲面

析モデルは弾性域より圧縮降伏応力 σ_c に達すると、ひずみの増加に対して応力は一定のままフラットな流れ域を経過し、その後ある圧壊ひずみ ϵ_{cr} に達すると応力が一挙に解放される完全弾塑性モデルを用いた。

2軸応力状態にあるコンクリートの破壊実験として現在もっとも信頼性のあるものに Kupfer ら⁷⁾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⁸⁾、これは Kupfer らの実験値をよく近似する破壊曲面を与え (図-5)、次式で表わされる。

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

ここに、 a, b : 材料定数、 τ_{oct} : 8面体せん断応力度

$$\tau_{oct} = 1/3[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)]^{1/2} \text{ (文献 9)}$$

$$\sigma_m: \text{平均垂直応力度} \quad \sigma_m = 1/3(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

$$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z: \text{局所座標系での垂直応力度}$$

$$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}: \text{局所座標系でのせん断応力度}$$

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

式 (1) は二つの式から構成されており、一つは二軸引張と引張-圧縮領域に対する式、もう一つは二軸圧縮領域に対する式である。

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

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

ここに、 α^* : 1軸引張強度の1軸圧縮強度に対する比 σ_t/σ_c 、 β^* : 2軸等圧縮強度の1軸圧縮強度に対する比、 σ_t : 1軸引張強度、 σ_c : 1軸圧縮強度、 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式 (3) 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 を圧壊ひずみ ϵ_{cr} でそれぞれ置き代えた次式を用いることに

する。

$$\epsilon_{oct} + \sqrt{2} \frac{(\beta^* - 1)}{(2\beta^* - 1)} \epsilon_m - \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{\beta^*}{(2\beta^* - 1)} \epsilon_{cr} = 0 \quad (\epsilon_I < 0, \epsilon_{II} < 0) \quad (4)$$

ここに、

$$\epsilon_{oct} = 2/3 [(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_z - \epsilon_x)^2 + 3/2 (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)]^{1/2} \text{(文献 9)}$$

$\epsilon_m = 1/3(\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z)$ 、また $(\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z)$ および $(\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx})$ はそれぞれ局所座標系での直ひずみ、せん断ひずみである。 ϵ_I : 最大主ひずみ, ϵ_{II} : 最小主ひずみ

次に、2軸応力状態での応力-ひずみ関係について考える。

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、応力-ひずみ関係は次式で与えられる。前述したように平面応力場を考えることから、

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

ただし、 E_c : 弾性係数, ν : ポアソン比

第二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-5の第I, II, IV象限にあって、式(2)

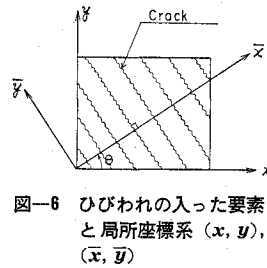


図-6 ひびわれの入った要素と局所座標系 (x, y) , (\bar{x}, \bar{y})

で表わされる破壊曲面上に達した時、最大主応力に直交してひび割れが発生し(図-6)、ひび割れ面に直交方向の応力は急激に解放され剛性を失う。しかしひび割れ方向の応力の伝達は可能であり、剛性も存在すること

から、その後は直交異方性材料としての取扱いを行う。また、骨材のかみ合い(Aggregate Interlock)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ことが一般には考えられる¹⁰⁾。いま、局所座標系 (x, y) から反時計回りに θ だけ回転したところに主応力方向と一致した軸を有する直交座標系 (\bar{x}, \bar{y}) があるとする(図-6)。この座標系に関する応力-ひずみ関係は、

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

ここで、 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

式(6)をベクトル表示すると、

$$\{\bar{\sigma}\} = [\bar{D}_c] \{\bar{\epsilon}\} \quad (7)$$

(x, y) 座標系によるひび割れの入ったコンクリートの応力-ひずみ関係を

$$\{\sigma\} = [D_c] \{\epsilon\} \quad (8)$$

とするとマトリックス $[D_c]$ は二つの座標で表わされる要素内でのひずみエネルギーが等しくなければならないことから、適当な座標変換をほどこして、

$$[D_c] = [T]^T [\bar{D}_c] [T] \quad (9)$$

と導かれる。ここで $[T]$ は座標変換マトリックス、記号 $[]^T$ は転置マトリックスを表わす。このようにして一方方向にひび割れが発生すると、ひび割れ方向 θ は固定される。また、他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する。なお、本論文数値計算例においては骨材のかみ合いによるせん断伝達作用はないものとした ($\mu=0$)。

第三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できるものとする。コンクリートは完全弾塑性材料と定義している(図-4)ことから、増分塑性理論を用いた塑性領域での増分応力-ひずみ関係は次のようにして導かれる⁹⁾。

直交条件より塑性ひずみ増分 $d\{\epsilon_p\}$ は

$$d\{\epsilon_p\} = d\lambda \cdot \partial F / \partial \{\sigma\} \quad (10)$$

ここで、 $d\lambda$ は正のスカラー量、 F は塑性ポテンシャルで式(3)の左辺で与えられる。また、全ひずみ増分は弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和として与えられる。

$$d\{\epsilon\} = d\{\epsilon_e\} + d\{\epsilon_p\} \quad (11)$$

増分応力 $d\{\sigma\}$ は弾性材料特性マトリックス $[D_e]$ と弾性ひずみ増分 $d\{\epsilon_e\}$ とで次式のように結ばれる。

$$d\{\sigma\} = [D_e] d\{\epsilon_e\} \quad (12)$$

式(10),(11)より弾性ひずみ増分 $d\{\epsilon_e\}$ は

$$d\{\epsilon_e\} = d\{\epsilon\} - d\{\epsilon_p\} = d\{\epsilon\} - d\lambda \cdot \partial F / \partial \{\sigma\} \quad (13)$$

また、塑性ポテンシャル F の増分量 dF は

$$dF = \{\partial F / \partial \{\sigma\}\}^T d\{\sigma\} \quad (14)$$

ここで、 $dF < 0$ なら弾性域への除荷を示すわけであるが、本解析では塑性域からの除荷はなくすべて中立負荷状態にあるものとする。したがって、

$$dF = \{\partial F / \partial \{\sigma\}\}^T d\{\sigma\} = 0 \quad (15)$$

式(13)を式(12)に代入して $d\{\sigma\}$ を求め、これを式(15)に代入して正のスカラー量 $d\lambda$ を求める。このようにして $d\lambda$ が求まると弾塑性材料特性マトリックス $[D_{ep}]$ は

$$[D_{ep}] = [D_e] - \frac{[D_e] \{\partial F / \partial \{\sigma\}\} \{\partial F / \partial \{\sigma\}\}^T [D_e]}{\{\partial F / \partial \{\sigma\}\}^T [D_e] \{\partial F / \partial \{\sigma\}\}} = [D_e] - [D_p] \quad (16)$$

と表わされる。

なお、一方方向ひび割れ、他方向圧縮降伏の場合は

$$d\{\sigma\} = [0] d\{\epsilon\} \quad (17)$$

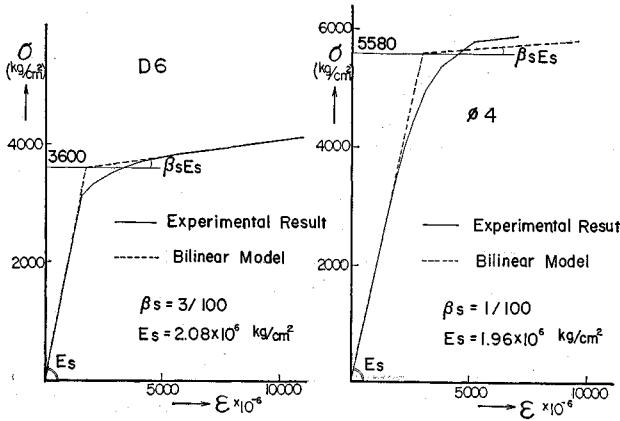


図-7 鉄筋応力-ひずみ関係

ここで [0] はゼロマトリックスを示す。

また、圧壊する場合には応力はすべての方向に解放され、すべての方向に剛性は失われるものとして式 (17) と同様な応力-ひずみ関係式が得られる。

b) 鉄筋

引張試験によると1軸応力-ひずみ関係は、一般に降伏点を過ぎてひずみが $10^{-2} \sim 2 \times 10^{-2}$ までフラットな塑性流れを示した後、ひずみ硬化域に入るものが多い。しかしながら、明確な降伏点が観察されないまますぐひずみ硬化域に入る場合も多々あるようである。本解析では図-7 に示すように降伏点に達した直後からひずみ硬化域に入るパイリニア-な1軸応力-ひずみモデルを仮定した。図-7 は本解析例で用いている D6 と $\phi 4$ 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。

R Cスラブ、シェルの場合鉄筋は、はり部材に比較して普通、より密に、等しい間隔で入っていること、また有

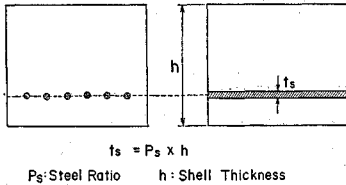


図-8 鉄筋層モデル

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ように切られることから、鉄筋は一樣に置かれる等価な鉄筋層にモデル化される(図-8)。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) 有限要素法

有限要素法は無限の自由度を持つ連続体を有限個の未知数を持つ要素の集合として近似するものであるが、基本的には連続体力学であって、材料がすべて連続していることを仮定している。ひび割れの入った要素の取扱い

であるが、本解析では等価な平均特性を有する連続体によって近似するものとし、それぞれの要素内変位場は要素内部にひび割れが入った後もあくまで連続していると仮定する。

a) 変位場

シェル構造の変位場は、一般に面外と面内両変位場の組合せとしてとらえられる。曲げ変位関数を次式で与える¹¹⁾。

$$w = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2 + \alpha_7 x^3 + \alpha_8 x^2 y + \alpha_9 xy^2 + \alpha_{10} y^3 + \alpha_{11} x^3 y + \alpha_{12} x y^3 \dots (18)$$

ここで w は面外方向変位、上式より一般に変位ベクトル (w, θ_x, θ_y) と曲率ベクトル $(\kappa_x, \kappa_y, \kappa_{xy})$ は次の形で表わされる。

$$\begin{Bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = [K_1] \{\alpha\} \dots (19)$$

$$\begin{Bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{Bmatrix} = [K_2] \{\alpha\} \dots (20)$$

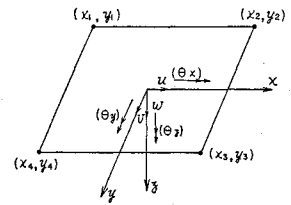


図-9 局所座標系と要素内変位

ここに、

$$\{\alpha\}^T = \{\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_{12}\}$$

解析上の未知数を節点変位におくことから、要素内節点変位ベクトルは

$$\{\delta_b\}_e = [C_b] \{\alpha\} \dots (21)$$

という形で表現でき、これより

$$\{\alpha\} = [C_b]^{-1} \{\delta_b\}_e \dots (22)$$

が導かれる。ここに記号 b は曲げを、 e は要素を示す添字である。式 (22) を式 (20) に代入して

$$\{\kappa\} = [K_2][C_b]^{-1} \{\delta_b\}_e = [B_b] \{\delta_b\}_e \dots (23)$$

と表わされる。

次に面内変形に関しては次式のように四辺形要素の変位関数を用いる¹¹⁾。

$$\left. \begin{aligned} u &= \beta_1 + \beta_2 x + \beta_3 y + \beta_4 xy \\ v &= \beta_5 + \beta_6 x + \beta_7 y + \beta_8 xy \end{aligned} \right\} \dots (24)$$

これよりひずみベクトルは曲げの場合と同様にして

$$\{\epsilon_m\}_e = [B_m] \{\delta_m\}_e \dots (25)$$

なる形で導かれる。ここに $\{\epsilon_m\}$ は Reference Surface 上でのひずみを表わし、 m は面内を表わす添字である。

b) シェル構造への適用

本解析で用いた四辺形要素の大きさや形状は Reference Surface 上にある節点の座標で定義される (Reference Surface については図-10 を参照)。解析対象を薄肉構造に規定すれば Kirchhoff の仮定が使用できる。したがって、任意点のひずみは Reference Surface 上のひずみより求めることができ、

$$\{e\} = z\{e\} + \{e_0\} \dots\dots\dots(26)$$

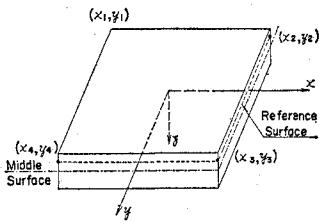


図-10 要素と Reference Surface

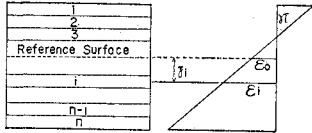


図-11 要素の層状化と任意層のひずみ

また各層中央点の応力がそれぞれの層の応力状態を代表するものとしている。そこで、第 i 層のひずみは式 (26) より

$$\{e\}_i = z_i\{e\} + \{e_0\} \dots\dots\dots(27)$$

ここに z_i は Reference Surface から i 層中央点までの距離を表わす。この層の材料特性マトリックスを $[D]_i$ とすると、

$$\{\sigma\}_i = [D]_i\{e\}_i = z_i[D]_i\{e\} + [D]_i\{e_0\} \dots\dots\dots(28)$$

d) 要素剛性マトリックス

式 (26) に式 (23), (25) を代入すると

$$\{e\} = z[B_b]\{\delta_b\}_e + [B_m]\{\delta_m\}_e \dots\dots\dots(29)$$

いま、 $\{\delta\}_e^T = \{\{\delta_b\}_e^T, \{\delta_m\}_e^T\}$ とすると式 (29) は

$$\{e\} = [z[B_b], [B_m]]\{\delta\}_e \dots\dots\dots(30)$$

そこで、仮想変位 $\{\delta^*\}_e$ を与えた時の内部仕事量 $U_{in} = \int \{e^*\}^T \{\sigma\} dV$ と外部仕事量 $U_{ex} = \{\delta^*\}_e^T \{F\}_e$ を等しいと置いて要素剛性マトリックス $[K]_e$ を求めると

$$[K]_e = \begin{bmatrix} [K_{bb}] & [K_{bm}] \\ [K_{bm}]^T & [K_{mm}] \end{bmatrix} \dots\dots\dots(31)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} [K_{bb}] &= \iint [B_b]^T [Q_{bb}] [B_b] dx dy \\ [K_{bm}] &= \iint [B_b]^T [Q_{bm}] [B_m] dx dy \\ [K_{mm}] &= \iint [B_m]^T [Q_{mm}] [B_m] dx dy \end{aligned} \right\} \dots\dots(32)$$

$$\left. \begin{aligned} [Q_{bb}] &= \int z^2 [D] dz + \sum_j t_{sj} z_{sj}^2 [S]_j \\ [Q_{bm}] &= \int z [D] dz + \sum_j t_{sj} z_{sj} [S]_j \\ [Q_{mm}] &= \int [D] dz + \sum_j t_{sj} [S]_j \end{aligned} \right\} \dots\dots(33)$$

ただし、 $[D]$, $[S]$ はそれぞれコンクリート、鉄筋の材料特性マトリックスを、 t_{sj} , z_{sj} は第 j 層鉄筋の層厚お

と表わされる。なお、本解析例において Reference Surface は板中央面より 4 cm 離れた位置に取っている。

c) 多層板への分割

図-11 に示すよう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

よび Reference Surface からの距離を表わす。なお、式 (32) の積分は陽な形で求めることができないので、ガウス積分を行った。

e) 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すると (詳細については文献 12) 参照)

$$[K^G]_e = [L]^T [K^R]_e [L] \dots\dots\dots(34)$$

なる形として導かれる。ここに、 $[K^G]_e$: 全体座標系に関する 24×24 の要素剛性マトリックス、 $[K^R]_e$: 局所座標系に関する要素剛性マトリックスで式 (31) の $[K]_e$ に面直角方向軸 z 回りの回転剛性項 O を組込んだ新たな 24×24 のマトリックス、 $[L]$: 24×24 の座標変換マトリックス。

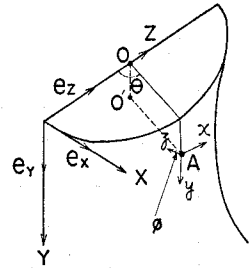


図-12 全体座標系 (X, Y, Z) と局所座標系 (x, y, z) (e_x, e_y, e_z : 単位方向ベクトル)

(3) 数値計算法

個々の要素剛性マトリックス (34) をすべての節点で集合して組立てた全体のつり合い方程式は次式で与えられる。

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \dots\dots\dots(35)$$

非線形問題の場合、全体剛性マトリックス $[K]$ は $\{\delta\}$ の関数となるので上の釣合い方程式を増分形で示すことにする。

$$\{\Delta F\} = [K_T]\{\Delta \delta\} \dots\dots\dots(36)$$

ここに、 $[K_T]$ は接線剛性マトリックスであって、上式を解くにあたっては数値積分法が用いられるが、本解析では接線剛性法を採用した。

次に不釣合い応力を等価な節点力に変換する過程について考える¹³⁾。不釣合い応力とは任意の荷重増分のもとで要素内に蓄えられるみかけの超過応力であって、弾性状態→ひび割れ状態、弾性状態→塑性状態、塑性状態→塑性状態、塑性状態→圧壊等への移行時に数値計算上発生する応力である。また、その大きさは荷重増分の粗さと密接な関係を持っている。

本解析例の場合、不釣合い応力の解除はその荷重ステップで行われず、次の荷重ステップに持ち込む方法を採用したが、本例の場合の荷重ピッチ (70 t 時まで 20~25 ステップ) に対してはこの方法で十分近似精度は得られている。

不釣合い応力 $\{\sigma_{ex}\}$ のなす内部仕事量と等価な外部仕事量を与える節点力 $\{F_{ex}\}_e$ は

$$\begin{aligned} \{\delta^*\}_e^T \{F_{ex}\}_e &= \int \{\varepsilon^*\}_e^T \{\sigma_{ex}\} dA \\ &= \{\delta^*\}_e^T \left\{ \begin{array}{l} \int z_i [B_b]^T \{\sigma_{ex}\} dA \\ \int [B_m]^T \{\sigma_{ex}\} dA \end{array} \right\} \dots\dots\dots (37) \end{aligned}$$

より

$$\{F_{ex}\}_e = \left\{ \begin{array}{l} \int z_i [B_b]^T \{\sigma_{ex}\} dA \\ \int [B_m]^T \{\sigma_{ex}\} dA \end{array} \right\} \dots\dots\dots (38)$$

と導かれる。ここに z_i は前述したように第 i 層中央点の Reference Surface からの距離を示す。

4. 実験結果と解析結果

試験体の要素分割詳細を 図-13 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すべての要素で 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。荷重については死荷重は無視し、実験で行われた頂部 10 分点載荷荷重はそのまま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, 3 にあげた材料試験値を使用し、コンクリートの 1 軸引張強度はすべて $\sigma_t = 1.2\sqrt{\sigma_c}$ とした。なお、D6 と $\phi 4$ の材料試験結果と解析モデルを 図-7 に示すが、D6 の降伏応力度は図に示すように第 1 勾配と第 2 勾配の交点 3600 kg/cm² を解析に用いた。

(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実験値と解析値の比較検討を行う。頂部 $\theta = 90^\circ$ 位置の加力方向変位(図-14 の変位)と水平力から求めた弾性水平剛性は理論値に対し実験値は 81.2% である。ここで実験値は曲げ初ひび割れ発生直前の 7 t 時の剛性を用いた。

なお、Nastran²²⁾ を用いて解析した同試験体の弾性解と本解析弾性解とを比較すると、単位荷重 (1 t) に対し頂部 $\theta = 90^\circ$ 加力方向変位は Nastran (16

×12 要素) では 0.0592 mm, 本解析 (12×10 要素) では 0.0581 mm であり、その他応力についてもきわめて良好な一致をみている。

(2) 破壊経過と荷重-変位関係

図-14 に頂部加力方向水平変位と荷重との関係を示す。なお、実験は低サイクル正負等振幅載荷であることから荷重-変形曲線の包絡線は単調載荷のそれとほぼ一致すると考えられる。図の解析曲線で・印は解析上の荷重ステップを示す。実験では 8 t 荷重時に曲げ初ひび割れをみ、10~20 t 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 45~50 t で引張側母線方向筋が降伏し

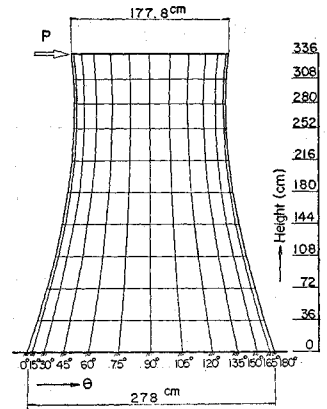


図-13 試験体要素分割詳細

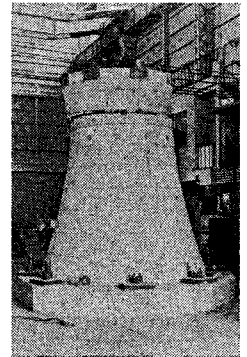


写真-5 最終破壊状況

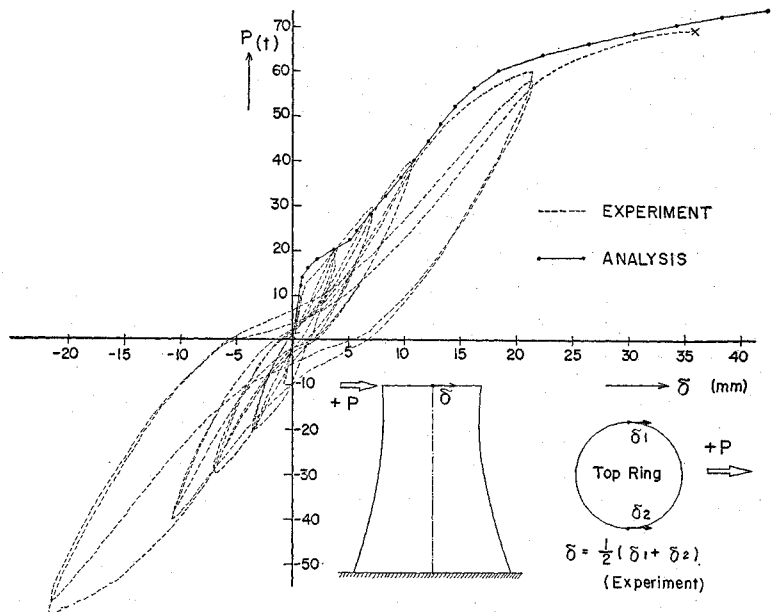


図-14 荷重-頂部水平変位曲線 (於 $\theta = 90^\circ$ 母線)

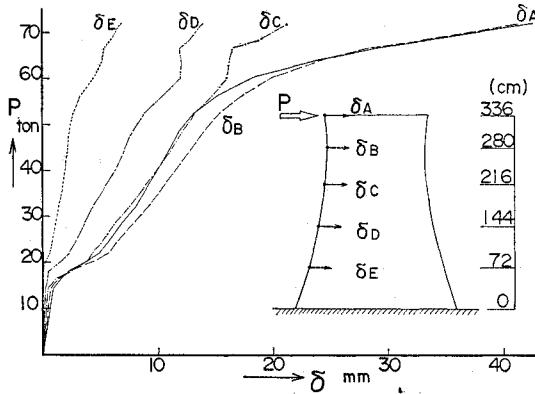


図-15 荷重-水平変位曲線 (於 $\theta=0^\circ$ 母線)-解析値

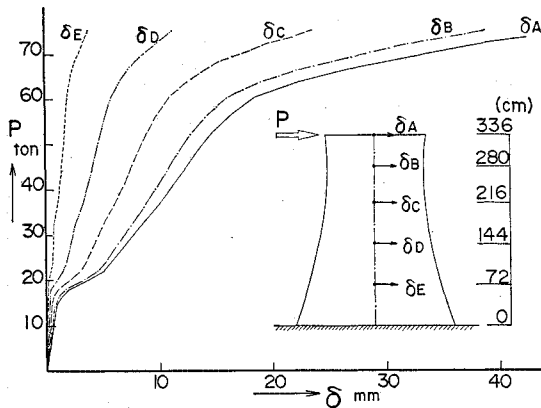


図-16 荷重-水平変位曲線 (於 $\theta=90^\circ$ 母線)-解析値

全体降伏を始めるが、69 t時にスロート部で急激な直接せん断破壊が生じ実験は終了した(写真-5)。

解析では 12.3 t 荷重時に曲げ初ひび割れをみるが、その後のひび割れ過程、鉄筋降伏過程とも実験曲線と良好な一致をみている。しかしながら直接せん断破壊については追跡できていない。

図-15, 16 に $\theta=0^\circ, 90^\circ$ 各母線上の点の水平方向変位-荷重関係を示す(解析)。図-15 で頂部水平変位 δ_A より若干下部の B, C 点の水平変位 δ_B, δ_C の方が大きくなる部分が観察される。実験では測定不能になった変位計もあり、その現象は明確に観察されないが、同様な頂部荷重を受ける RC 円筒回転シェル(径 170.6 cm, 高さ 336 cm)について弾塑性解析を行った結果、上のような現象はみられず安定した荷重-変位関係が得られている。曲げ変形が卓越する構造物にこの現象はみられないが、HP シェルは形状特性としてテーパのついた構造物であり 図-17 ($P=20 t$) に示すようにスロート直下のせん断剛性がせん断ひび割れのために低下するとスロート位置で全体曲げと逆の回転を局部的に卓越させ、頂部リングの水平変位モードが下部のそれと逆転したオ

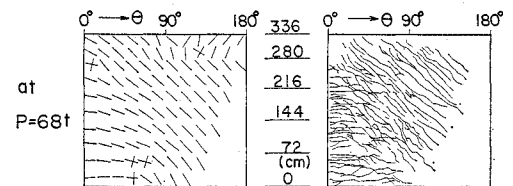
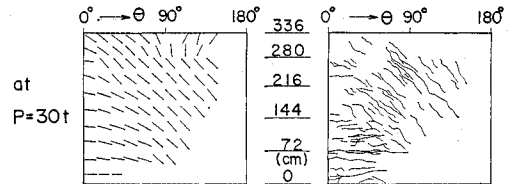
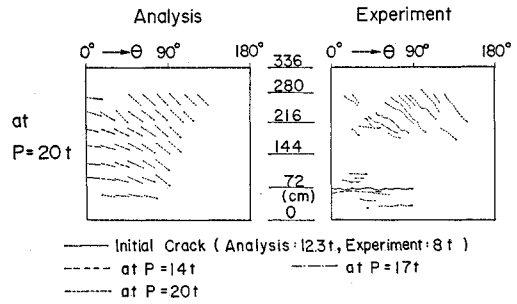


図-17 ひび割れパターン(コンクリート外表面)

ーバリング(リングが変形を受けて扁平な卵型のモードを示すこと)を生じるために発生する現象であると考えられる。

(3) ひび割れパターン

図-17 に 20 t, 30 t, 68 t におけるひび割れパターンを示す。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、実験では第 2 サイクル 8 t (引張最外縁脚部 70 cm 位置。これに対し同サイクル -8 t 時では反対側脚部 100 cm 位置) と観察されたのに対して、解析では 12.3 t (引張最外縁脚部 90~120 cm) であった。せん断ひび割れについては、実験では第 4 サイクル 14 t で $\theta=90^\circ$ 、スロート位置に水平とほぼ 45° をなす方向に観察されたが、解析では 14.3~16.3 t でほぼ同一箇所同一方向にその発生をみた(実験では曲げひび割れとせん断ひび割れが独立して発生しているが、解析では曲げひび割れが連続的に進展してせん断ひび割れに連なっている)。なお、弾性解から求めたせん断ひび割れ発生荷重は 15.1 t であり(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)、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 である。その後、荷重の増加とともに曲げひび割れは上部および脚部へ向って、せん断ひび割れは圧縮側に向って拡大され試験体の全域に及んでいく。解析で

は 20~30 t で主な部分のひび割れ発生は終るが、実験ではその後の荷重の増加とともに個々のひび割れ幅は増加せず、より密にひび割れ本数を増加させていく。なお、スロートより下部は膜力場で解析値はほぼ同方向のひび割れ貫通を示している。解析値で頂部圧縮側のひび割れ方向が逆転して出ているが、15~20 t 時の全体メカニズムの急変と対応してこの領域で局部的にねじりモーメントが卓越しせん断ひずみ τ_{xy} を逆転させるため生じている。また解析では 68 t 時に局所的に 2 方向がひび割れが、また、図には示さなかったが裏面コンクリートでは $\theta=0^\circ$ 母線に沿ひ柱脚からスロート部に向かって縦方向にも入り 2 方向ひび割れとなっている。 $\theta=0^\circ$ 母線に沿ひ縦ひび割れについては実験で $\theta=0^\circ$ 、高さ 228 cm 位置の円周方向筋が 60 t 時にすでに 1000 μ のひずみが観察されていることからその発生は予想される。また解析での完全ポンドの仮定がひび割れ発生を誘発していることも考えられよう。

(4) 鉄筋降伏パターンと荷重-ひずみ関係

図-18 には鉄筋降伏パターン(解析)を示す。これは要素各層の中央点が降伏するとその層が面方向に一樣に降伏するものとして取り扱った。このことは、要素内各層の剛性はその中央点の応力状態が決定するものと考えられることとも対応する。母線方向筋については、実験では 45~50 t で高さ 228 cm 引張縁の鉄筋が降伏しているの

に対し、解析でも高さ 234 cm 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が広がっていく状況は実験との良い対応を示した。しかしながら、柱脚部 0~36 cm 位置の母線方向筋の降伏は実験では観察されなかった。

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 $\theta=45^\circ$ ~ 90° 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方向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)。

図-19 には荷重-母線方向筋ひずみを示すが 10~20 t でひび割れ増大にとまらな急激な応

力負担によるひずみの急増過程から全体メカニズムが決っ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。なお、解析値は要素

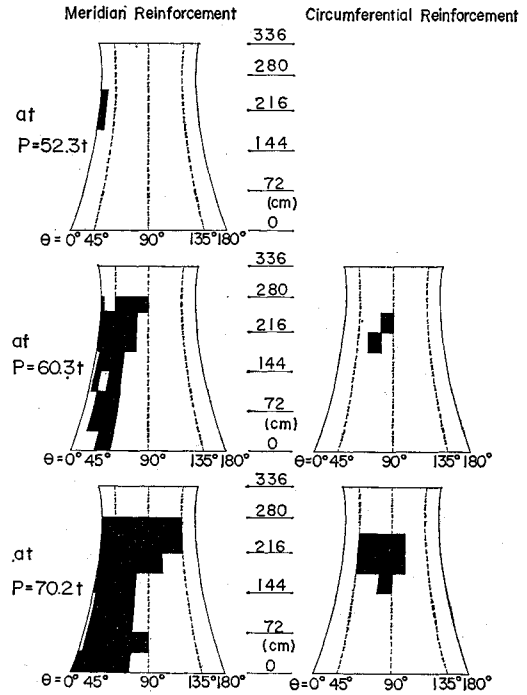


図-18 鉄筋降伏パターン (解析値)

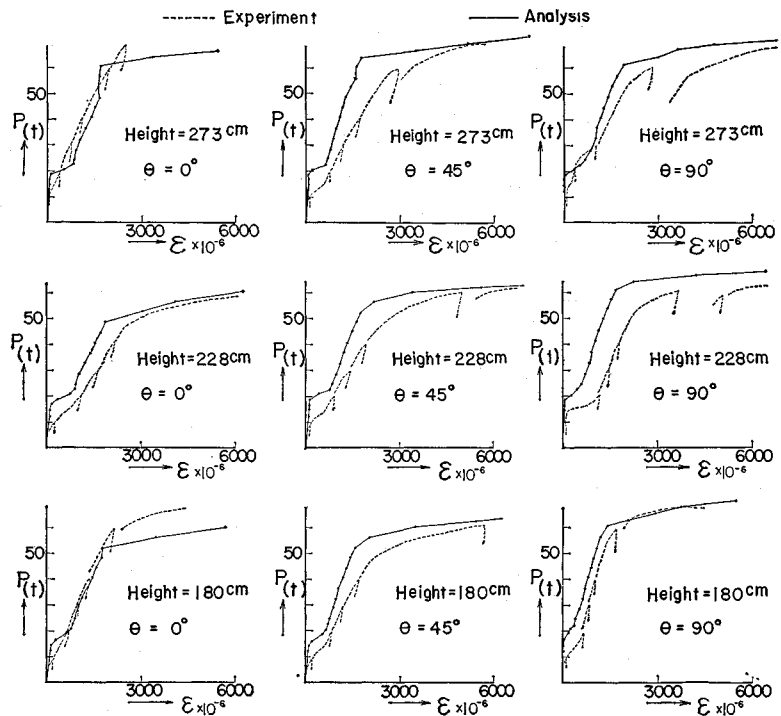


図-19 荷重-母線方向筋ひずみ関係

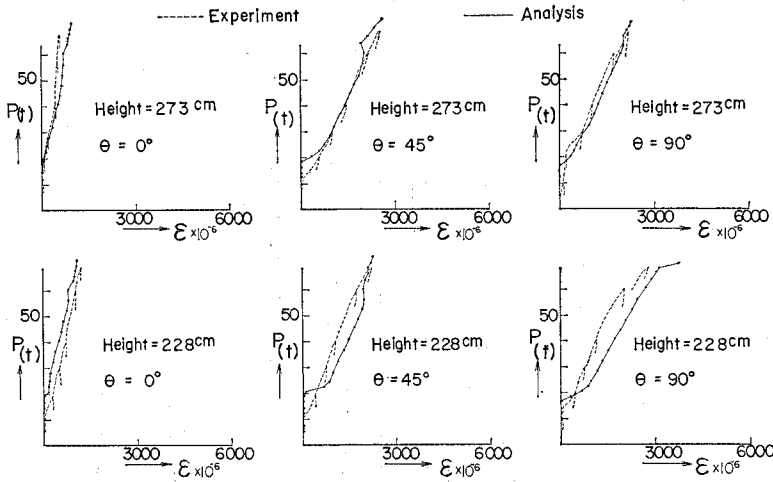


図-20 荷重-円周方向筋ひずみ関係

中央点のひずみを採用している。母線方向筋全体をながめてみると、本節で前述したように高さ 200~230 cm 位置引張縁のひずみの増大が著しい。しかしながら、その他の断面でのひずみの円周方向分布をみると最大値は引張最外縁に発生せず、若干内側に現われているが、このことは実験でも観察されている。

図-20 には荷重-円周方向筋ひずみを示す。円周方向筋のひずみの増大はせん断ひび割れの発生によって顕著に誘発され、したがって、図に示されるように $\theta=45^\circ, 90^\circ$ 領域ではこの傾向が大きく、円周方向筋と平行した曲げひび割れの生じている $\theta=0^\circ$ 付近ではひずみの増加は小さい。その後のひずみの増加過程についても比較的良好な一致がみられている。また、図には示さなかったが、 θ が 180° に近い圧縮側ではひび割れの発生が遅く、またその成長も少ないためひずみの伸びは小さい。これらのことから $\theta=45\sim 135^\circ$ 、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

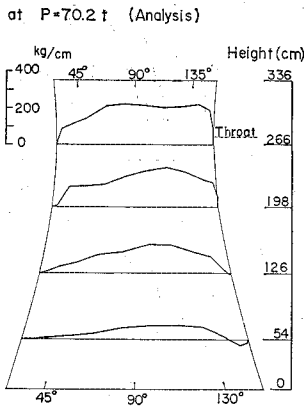


図-21 面内せん断力 N_{θ} 円周方向分布 (解析値)

方向筋の応力負担は急増すると言えよう。

(5) 直接せん断破壊

実験では 69 t 時にスロート部に急激な直接せん断破壊が起った。その時のスロート断面全体の平均せん断応力度は 43 kg/cm^2 である。図-21 には解析値 70.2 t における各水平断面面内せん断力 N_{θ} の分布を示す。図から分るように、スロート近傍高さ 266 cm の断面でその卓越をみ、自明の事柄ではあるが下部に向うにつれて小さくなっている。解析上の N_{θ}

より求めたスロート部の最大せん断応力度は 73 kg/cm^2 に達しており、しかも圧縮側にはほぼ平均的に分布している。また 52 t 時にスロート断面全体にすでにせん断ひび割れが走っている (解析)。これらの事柄に加えて試験体は正負の繰返し荷重を受け、圧縮側にも曲げひび割れをすでに生じていることから、スロート部に直接せん断破壊が生じたものと考えられる。

(6) 内力と外力の釣合

次に解析精度を検討するため、内力と外力の釣合を調べた結果を 図-22 に示した。図中・印は荷重ステップを示す。図中に示すように任意の水平断面において中心軸回りの内力モーメント M_{in} と外力モーメント $M_{out} = Pl$ との釣合を、荷重の変化に対して調べたものである (M_{in} の算定でねじりモーメント $M_{\theta\theta}$ の影響は小さいとして無視)。15~25 t まで $\alpha = M_{in}/M_{out}$ の値に乱れを生ずるが、これはこの荷重レベルで各断面でひび割れが発生し、その不釣合力をその荷重段階で解除再配

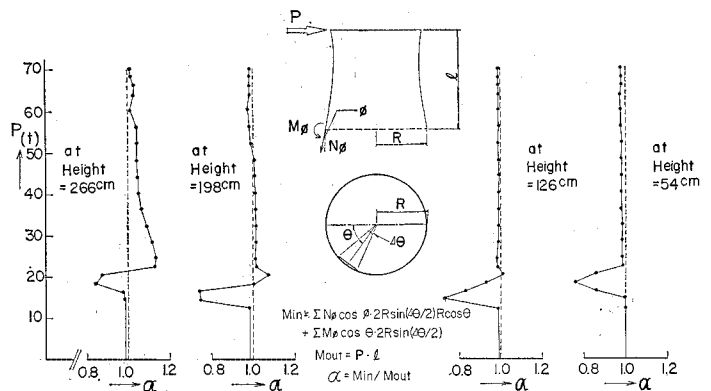


図-22 内力と外力の釣合

分せず次の荷重ステップにもち込んでいるため発生するものである。しかし以後の荷重ステップで解除され30t前後で α の値は収束している。したがって、鉄筋が降伏し始める45~50t以降の荷重に対しても応力評価は充分であり、全体降伏点は正確にとらえられると言えよう。なお、 α の値の釣合線($\alpha=1.0$)からの偏差は最終状態においてもたかだか2~3%内にとどまっている。

5. 結 び

本研究は大型冷却塔構造物の耐震設計の一助となることを目指すものであるが、序論で述べたように地震荷重に対してスロート部のせん断応力が高くなることから、今回の実験はスロート部でせん断破壊させ、これに致るまでの弾塑性性状を観察し、その結果に対して弾塑性解析を行って理論的検討を加えたものである。したがって、このような背景のもとで頂部載荷方式が決定されたものであり、冷却塔構造物が実際に地震時に受ける荷重状態には直接対応していない。

次に本研究で得られた主な結果を総括する。

(1) HP 回転シェルという形状特性上、全体曲げ応力の卓越領域は必ずしも柱脚部に存在せず柱脚部より高さおよそ1/3位置で初期ひび割れが発生し、その後周囲にひび割れは進展していく。一方全体せん断に対しては断面の小さいスロート部でせん断応力は卓越し、せん断ひび割れの発生を促す。このように曲げとせん断の混在した破壊性状を示す中で、母線方向筋は試験体高さ中央より若干上部引張縁より降伏が始まり、柱脚部および腹部に向かって降伏域は広がる。また、円周方向筋はせん断応力の卓越するスロート部より若干下部でその降伏域の発生は予測された。

(2) 最終的にスロート部で観察された直接せん断破壊現象を解析では理由づけることはできなかったが、52t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、70t荷重時にはスロート断面最大せん断応力度は73kg/cm²(解析)であって、直接せん断破壊の可能性を示している¹⁴⁾。なお、実験では正負の繰返し加力による曲げひび割れがスロート部圧縮側に生じていることもこの種の破壊の一因となっていよう。

(3) 荷重-頂部水平変位については実験解析の良好な一致が見られた。なお、解析で引張縁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見られたが、この種の幾何学的形状を有する回転シェル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る。また、変位の良好な対応にともない、ひび割れ、鉄筋ひずみについても全体の力学的挙動を説明しう

る結果が得られた。

(4) 本解析ではReference Surfaceの概念を導入することにより解の安定を得ることができた。すなわち、Reference Surfaceを要素中央面と一致させた場合、引張側コンクリートのひび割れが貫通した要素について要素曲げ剛性が極端に小さくなり解は不安定になる(座標系とほぼ平行にひび割れが貫通して入る場合で、鉄筋位置は本解析の場合断面中央に線材として位置するので中央面回りの曲げ剛性はきわめて小さくなる)。本解析ではReference Surfaceの位置を中央面より4cm離れた位置に取った場合を示したが、他に1cm、8cmの場合も行っており、これらはほぼ一致した結果を示している。

(5) 全体の釣合(内力モーメントと外力モーメント)を考えるに、最終段階においてもその相違はたかだか2~3%内に保たれており、本解析は妥当性のあるものと言える。

(6) 本解析ではコンクリートの1軸応力-ひずみ関係モデルはひずみ硬化、ひずみ軟化のないパイリニアールモデルを採用したが、コンクリートの圧縮降伏が卓越する構造物に対してこのモデルは充分ではなく、厳密にはマルチリニアール型モデルで実験曲線を近似することが望まれよう(なお、コンクリートのひび割れと引張筋の降伏で弾塑性挙動が決まるような構造物に対しては圧縮側コンクリートの全体剛性への寄与は弾性剛性であるといえ、本試験体の場合も圧縮側コンクリートの降伏は起らずほぼ1/2 σ_c 以下にとどまっている)。また、ひび割れの入った要素や圧縮降伏したコンクリート要素について本解析結果では除荷は考慮されていない。単調載荷の場合、除荷は局所的な領域にとどまると思われるが忠実な対応を考える上で、また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。

(7) 乾燥収縮量およびそれによる収縮応力の測定は本実験では行われていない。したがって解析においても載荷前の初期応力はないものとして取扱った。

謝 辞：本研究を行うにあたり、東京大学梅村魁教授のご指導をいただきました。また当技術研究所構造研究室 竹本靖主任研究員、井元勝慶、川口彰久、本間義教職員、本社建築本部設計部 清水敬三職員の協力を得ました。ここに深く感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 武田寿一ほか：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) Hand, F.R., D.A. Pecknold and W.C. Schnobrich : A Layered Finite Element Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Plates and Shells, SRS, No.

- 386, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, May 1972.
- 3) Lin, C.S. : Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs and Shells, Structures and Materials Research, No. UC SESM 73-7, Dept. of Civil Engineering, University of California, April 1973.
 - 4) Hand, F.R., D.A. Pecknold, W.C. Schnobrich : Nonlinear Analysis of RC Plates and Shells, ASCE, ST 7, p. 1491~1505, July 1973.
 - 5) Lin, C.S. and A.C. Scordelis : Nonlinear Analysis of RC Shells of General Form, ASCE, ST 3, p. 523~538, March 1975.
 - 6) Pecknold, D.A. and W.C. Schnobrich : Finite Element Analysis of Skewed Shallow Shells, Civil Engineering Studies, SRS, No. 336, University of Illinois, January 1968.
 - 7) Kupfer, H., H.K. Hilsdorf and H. Rusch : Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, ACI Journal, pp. 656~666, August 1969.
 - 8) Mikkola, M.J. and W.C. Schnobrich : Material Behavior Characteristics for Reinforced Concrete Shells Stressed Beyond the Elastic Range, Civil Engineering Studies, SRS, No. 367, University of Illinois, August 1970.
 - 9) 山田嘉昭 : 塑性力学, 日刊工業新聞社
 - 10) Salem, M.H. and B. Mohraz : Nonlinear Analysis of Planar Reinforced Concrete Structures, Civil Engineering Studies, SES, No. 410, University of Illinois, July 1974.
 - 11) O.C. ツィエンキーヴィッツ, Y.K. チューン共著, 吉識雅夫監訳 : マトリックス有限要素法, 培風館, 1970.
 - 12) 川股重也 : シェル構造解析, コンピュータによる構造工学講座 II-6-A, 日本鋼構造協会編, 培風館
 - 13) 井元勝慶ほか : 有限要素法による RC 部材の弾塑性解析 (その1)-柱はり部材, 大林組技術研究所報, No. 7, p. 56~60, 1973.
 - 14) 広沢雅也監訳他 : 鉄筋コンクリート部材のせん断強度 / (その1), コンクリート工学, Vol. 14, No. 7, p. 25~35, 1976/7.
 - 15) Timoshenko, S.P. and S.W. Krieger : Theory of Plates and Shells, Second Edition, McGraw-hill.
 - 16) Timoshenko, S.P. and J.N. Goodier : Theory of Elasticity, Third Edition, McGraw-hill.
 - 17) Prager, W. and P.G. Hodge : Theory of Perfectly Plastic Solids, New York John Wiley & Sons, Inc. London.
 - 18) Zienkiewicz, O.C. : Reduced Integration Technique in General Analysis of Plate and Shell, Int. J. Numr. Methods Eng., Vol. 3, p. 275~290, 1971.
 - 19) Wanchoo, M.K. and G.W. May : Cracking Analysis of Reinforced Concrete Plate, ASCE, ST 1, p. 201~215, January 1975.
 - 20) Jofriet, J.C. and G.M. Mcneice : Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs, ASCE, ST 3, p. 785~806, March 1971.
 - 21) Gould, P.L. : Differential settlement of Hyperbolic Cooling Towers, ASCE, ST 10, pp. 2207~2221, October 1972.
 - 22) IBM : NASTRAN 構造解析汎用プログラム-概説書 (1976.12.27・受付)
-