風荷重を受ける鉄筋コンクリート冷却塔の耐荷力特性

ULTIMATE STRENGTH OF R/C COOLING TOWER SHELLS SUBJECTED TO WIND LOAD

原 隆*, 加藤史郎**, 中村博志***

Takashi HARA, Shiro KATO and Hiroshi NAKAMURA

The failure mechanisms of the R/C cooling tower shells subjected to the dead load and the wind load are examined by use of the finite element method. Also adopting two types of imperfection, bulge type and ring type, the effects of initial imperfections of the ultimate strength of the R/C cooling towers are analyzed numerically.

It is concluded that the tension stiffening of the cracked concrete plays the important role to the ultimate strength of the R/C cooling tower shells and that the ultimate strength of the hyperbolic R/C shells is not sensitive to the initial imperfection.

Keywords : reinforced concrete shell, initial imperfection, hyperbolic shell, ultimate strength, cooling tower

鉄筋コンクリートシェル, 初期不整, ハイパボリックシェル, 耐荷力, 冷却塔

1. 序

原子力発電や火力発電のような熱交換型の発電施設や化学プラントでの熱交換のために、水事情の悪い欧米諸国では自然通風型の大型冷却塔（クーリングタワー）が多く用いられてきた。近年、大型冷却塔は巨大化し、高さ150 m、底辺直径120 m程度のもものも作られている。このような冷却塔は壁厚が形状寸法に比べて極端に薄く、座屈に対する安全性の照査は重要な問題である。冷却塔の安全性に対する各国の規定^{1)~3)}では、等方弾性体としての弾性解析や、実験解析を基本資料とした評価規程が示されている。

ほとんどの冷却塔は鉄筋コンクリートで作られるために、製作上の不正確さにより形状初期不整が現れる。このような構造は圧縮には強いが、引張りに対してクラックを生じやすい。イギリスでの鉄筋コンクリート冷却塔の崩壊^{4), 5)}以来、シェルの応力分布や終局強度に対する初期不整やクラックの影響が取り上げられ、多くの研究者により解析結果が公表されてきた^{7)~13)}。

Ellinas ら⁷⁾は死荷重と風荷重を受けるクーリングタワーに関して子午線方向の初期不整の影響を研究している。Al-Dabbagh ら⁸⁾はまた、周方向の初期不整の影響

を研究している。これらの研究はいずれも軸対称問題の定式化に基づいて解析を行っている。Kemp ら⁹⁾はArdeer タワーの解析を行った。そして、形状初期不整が冷却塔の応力性状や必要鉄筋量に及ぼす影響が大きいことを指摘した。Herzog^{10), 11)}は、理論的解析に基づいて冷却塔の終局強度の簡易算定法を研究している。Mang¹²⁾は、コンクリートのクラックや鉄筋の降伏のような非線形効果がクーリングタワーの終局強度に及ぼす影響を解析している。Mang は解析により、鉄筋コンクリート冷却塔の耐荷力は、従来より行われている固有値解析では評価することはできず、材料の非線形挙動が支配的要因であることを結論付けている。Milford¹³⁾は、コンクリートの引張剛性に注目して終局耐力の算定を行った。

しかしながら、これらの研究をもとに行われた、鉄筋コンクリート冷却塔に関する IASS の設計指針¹⁾、ASCE-ACI 設計指針²⁾、BS 4485³⁾の改訂にもかかわらず、1984年に強風のために Fiddlers Ferry 火力発電所のクーリングタワーの崩壊が発生している⁶⁾。このように多くの研究者により鉄筋コンクリート冷却塔の耐荷力評価が行われているが、風荷重の評価、材料の特性に関

* 徳山工業高等専門学校土木建築工学科 助教授

** 豊橋技術科学大学第六工学系 教授・工博

*** 豊橋技術科学大学第六工学系 大学院生・工修

Assoc. Prof., Dept. of Civil Engineering and Architecture Tokuyama College of Technology

Prof., Dept. of Regional Planning Toyohashi Univ. of Technology, Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Regional Planning Toyohashi Univ. of Technology, M. Eng.

する不確定な要因など、解明されるべき問題は多いように思われる。また、各国の設計指針の耐力評価の裏付けとなる基礎的なデータが不足しているようである。

そこで本論文では、鉄筋コンクリート冷却塔の風荷重に対する崩壊過程を分析するとともに、形状初期不整が耐力特性に及ぼす影響を分析する。数値解析では、退化シェル要素を用いて幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮した有限要素解析を行った。また、解析モデルはPort Gibson タワーを用いた。非線形解析においてはコンクリートのクラックの特性を明瞭にするために荷重増分法のみならず、剛性の変化点の近傍では変位増分法を用いて荷重変位応答を求めた。

2. 数値解析上の仮定

数値解析においては、9 節点アイソパラメトリック Heterosis 要素を用いた有限要素解析を行った¹⁹⁾。ひずみの表示は Green Lagrange ひずみを用い、幾何学的非線形性を考慮した。また、シェルの厚さ方向の状態の変化を表示するために積層モデルを採用した。

鉄筋コンクリート構造の有限要素解析においては材料非線形性の取り扱いが解析結果に大きく影響を及ぼす。本論文では以下に示す仮定を用いて解析を行った。

2.1 コンクリートの圧縮挙動

圧縮領域での任意の応力状態にあるコンクリートに対して次の四種類の条件を用いて応力状態を定義した。

(1) 降伏条件

コンクリートに関する降伏関数は静水圧の大きさにより降伏曲面が異なる Drucker Prager の降伏条件をもとに決定する。すなわち、降伏関数は応力の第一不変量 I_1 と偏差応力の第二不変量 J_2 を用いて表示する。

$$f(I_1, J_2) = [\beta(3 J_2) + \alpha I_1]^{1/2} = \sigma_0 \quad (1)$$

ここで、 α , β は材料のパラメータであり、本論文では Kupfer の実験解析¹⁴⁾をもとに、 $\alpha = 0.355 \sigma_0$, $\beta = 1.355$ とした。また σ_0 は相当応力である。式 (1) の降伏曲面を図-1 に示す。

図-1 降伏曲面

(2) 流動則

塑性域での応力とひずみの関係式を構成するために Prandtl Reuss の流動則を用いる。

(3) 硬化則

コンクリートの硬化則に関しては次式に示す放物線 (Madrid Parabola) を用いて一軸の応力ひずみ状態として硬化則を定義する。

$$\sigma_0 = -E_0 \epsilon_p + \sqrt{2 E_0^2 \epsilon_{c0} \epsilon_p} : c f_c < \sigma_0 < f_c \quad (2)$$

ここで、 E_0 は初期弾性係数である。 $\epsilon_{c0} = 2 f_c / E_0$ である。また、 $c = 0.3$ であり、最大圧縮強度の 30 % まで、弾性状態であることを示す。 ϵ_p は塑性ひずみである。なお、式 (2) に示す硬化則にともなう降伏曲面 (負荷面) を図-1 に示す。

(4) コンクリートの圧壊条件

コンクリートの圧壊の判定はひずみ制御で行う。すなわち、降伏曲面の定義式 (1) の応力成分をひずみ成分に置換することにより得ることができる。本解析では、コンクリートの圧壊ひずみ ϵ_u を 0.003 とした。

2.2 コンクリートの引張挙動

コンクリートの引張破壊はコンクリートに生じた引張主応力が引張強度を超えるとき生じるものとする。要素の特性はクラックが生じる前は等方弾性体として扱う。そしてクラックが生じた後には要素全体にクラックが生じるものと仮定し、要素を直交異方性材料として解析を行う。二次元の応力状態において、引張応力は直交する圧縮応力に影響を受ける。そこで、クラックの発生する応力規準を次式で示す (図-1 参照)。

引張り-引張領域で

$$\sigma_{i0} = f_t \quad (3)$$

引張り-圧縮領域で

$$\sigma_{i0} = f_t (1 + \sigma_2 / f_c) \quad (4)$$

ここで、 σ_{i0} はクラック応力である ($i=1, 2$)。また σ_2 は主引張応力に直角方向の圧縮応力である。 f_t は一軸の引張強度である。

図-2 にコンクリートの引張りに対する履歴を示す。コンクリートは、式 (3), (4) に示す引張強度 $\sigma_t(\epsilon_{t0})$ に達するまでは弾性の挙動をする。そして、引張強度を超えたとき、図に示す経路をたどって応力が低減する。最終的に引張限界ひずみ ϵ_m に達したときに完全に引張

図-2 引張りの履歴曲線

剛性を失うものとする。引張剛性のパラメータを次式で定義する。 ε_m の取り扱いは後述する。

$$\gamma = \varepsilon_m / \varepsilon_{t0} \dots \dots \dots (5)$$

2.3 鉄筋の材料特性

鉄筋は等価な断面積を有する鉄筋シートとして、軸方向のみに一軸の剛性を有するものとした。鉄筋は圧縮、引張りとも同様の特性を有するものとし、非線形特性はひずみ硬化を有するバイリニア型とした。

3. 解析モデル

3.1 解析モデルの諸元

鉄筋コンクリート冷却塔の自重および風荷重に対する終局耐力に関する初期不整の影響を分析するために、Mang¹²⁾ の解析のモデルとなった Port Gibson タワーをモデルとした。

図-3 に解析に用いたシェルの形状寸法を示す。なお、幾何形状は次式によって表される¹²⁾。

のど部より上では、

$$\begin{aligned} & -0.0026010 z^2 - 0.038937 r z + r^2 + 1.4174 z \\ & - 36.7642 r + 1278.6678 = 0 \dots \dots \dots (6) \end{aligned}$$

のど部より下では、

$$\begin{aligned} & 0.8602 z^2 + 1.4208 r z + r^2 - 51.7196 z \\ & - 494.4638 r + 16674.1904 = 0 \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

ここで、 r はのど部 ($z=0$) の上下に測られたシェル高さ z [m] でのシェルの中立面半径 [m] である。

表-1 にシェルの厚さ、鉄筋位置、鉄筋量のシェルの高さに伴う変化を示している。鉄筋位置 ζ_t はシェル中立面からの鉄筋位置とシェルの板厚寸法の半分の大きさ

図-3 モデルの形状

表-1 シェルの形状

座標 z [m]	シェル厚 t [cm]	鉄筋位置 ζ_t	周方向鉄筋 等価厚さ ζ_{th}	子午線方向鉄筋 等価厚さ ζ_{tm}
30.50	101.7	0.820	0.00666	0.00207
23.52	20.3	0.532	0.00351	0.00435
-7.26	20.3	0.532	0.00351	0.00971
-22.65	20.3	0.500	0.00351	0.01191
-38.04	20.3	0.529	0.00450	0.01099
-63.24	24.0	0.590	0.00380	0.00891
-88.44	28.7	0.678	0.00364	0.00736
-113.64	34.2	0.812	0.00514	0.00392
-120.00	76.2

図-4 シェル断面

表-2 材料定数

<コンクリート>

弾性係数	E_c	288700kgf/cm ²
Poisson比	ν	0.175
密度	ρ	2.43
圧縮強度	f_c	352kgf/cm ²
引張り強度	f_t	32.6kgf/cm ²

<鉄筋>

弾性係数	E_s	2100000kgf/cm ²
弾塑性接線係数	E_t	105000kgf/cm ²
降伏強度	σ_y	4220kgf/cm ²
引張り強度	σ_u	6330kgf/cm ²

の比を示す (図-4 参照)。また、鉄筋量 ζ_{th} , ζ_{tm} はそれぞれ、シェルの内面および外面の二層の鉄筋の一層分に関する鉄筋量を等価なコンクリート厚さに変換して示している。なおこのモデルの鉄筋量は IASS 設計指針¹⁾ を満足している。表-2 にシェルに用いられたコンクリートおよび鉄筋の材料特性を示す。

シェルの境界条件は、基礎部ではピン支持とし、塔頂部では自由縁としている。さらに、荷重、形状の対称性を仮定して、タワーを縦方向に二分割し、分割面に対称の境界条件を設定した。対称面では周方向の回転は拘束しているが、子午線方向の回転は拘束していない。

図-5 に冷却塔の 1/2 解析モデルに対する有限要素メッシュを示す。メッシュは周方向に 8 分割、子午線方向に 12 分割の合計 96 要素である。また、各要素について、コンクリートは 8 層に層割を行い、鉄筋層は 4 層でモデル化した。

図-5 要素分割

図—6 初期不整

解析したシェルは図—6 に示すように二種類の初期不整を想定している。すなわち、Ardeer タワーの崩壊で問題とされた、局所的に不整の存在するバルジ型の初期不整と Fiddlers Ferry タワーの崩壊で問題とされたリング型の不整である。なお、バルジ型不整については、図—6 に示すように一節点変位で表現した。解析モデルに与えた初期不整の位置は、弾性解析において得られる座屈形状の最も振幅の大きい部分に設定している。

3.2 風荷重

風荷重の分布、大きさは図—7 に示されるように、種々の式が提案されている。本論文では比較のために Mang¹²⁾ の用いた風力分布係数を用いる。Mang の用いた風力係数分布は BS 4485 の分布に似通っている。なお、図中の分布係数は正の最大値を 1 として規準化している。Mang の用いた風力係数は次式で示される。

$$H_\theta = -0.5 + \sum_{n=0}^{12} A_n \cos(n\theta) \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 θ は風上を基点とする周方向の角度であり、係数 A_n は表—3 に示す値を用いた。なお、Mang の用いた風力係数の最大値は 1.5643 である。また、高さ方向の分布は次式により示される。

$$p = 42.144 H_\theta (3.281 z + 393.696)^{2/7} \dots\dots\dots (9)$$

図—7 風圧係数

表—3 風圧係数

n	A_n	n	A_n
0	0.38330	7	-0.04474
1	-0.27918	8	-0.00833
2	-0.61978	9	-0.00972
3	-0.50927	10	-0.01356
4	-0.09167	11	-0.00597
5	0.11794	12	-0.01667
6	0.03333		

ここで、 p は風圧 (kgf/m^2)、 z はのどを原点としたクーリングタワーの高さの座標 (m) である。

4. 鉄筋コンクリート冷却塔の耐荷力解析

風荷重を受ける鉄筋コンクリート冷却塔の崩壊過程を分析し、また、耐荷力特性に及ぼす初期不整の影響を分析するために、数値解析を行う。そして、得られた結果と現行の IASS 指針^{1), 16)}の関係を考察する。数値解析においては、荷重増分法とともに、Batoz, Dhatt¹⁵⁾ の提案した一点変位増分法を採用した。

4.1 風荷重を受ける冷却塔の弾性解析

クーリングタワーに用いられている材料が弾性材であると仮定して荷重変位応答を求める。解析において、変位増分法を用いて分岐前後の応答特性を求めた。荷重状態は自重を加えた後に風荷重を加えるものとする。

図—8 に風荷重の倍率 χ を縦軸に、風上側のど部 ($z=0$) の半径方向の変位を横軸にして荷重変位関係を示す。実線は本研究により得られた解析結果である。破線は Mang¹²⁾ により得られた解析結果である。また、図—9 に弾性材としてのハイパボリックシェルの変形状態を示す。状態 (a), (b), (c) はそれぞれ図—8 の点に相当している。本解析では図—9 の状態 (a) から状態 (b) へのモードの明瞭な変化を生じるいわゆる分岐点が存在する。しかし Mang の解析では分岐点やモード等の詳細なデータは示されていない。本解析で得られた分岐荷重は荷重係数 $\chi=21.1$ であり、Mang が固有値解析に

図—8 荷重変位曲線 (弾性)

図-9 変形状 (弾性)

より求めた分岐荷重は $\chi=20.0$ であった。

4.2 風荷重を受ける冷却塔の応力分布 (弾性解析)

鉄筋コンクリート冷却塔の耐荷力を分析する基本的な要因として、風荷重に対する応力分布を求める。応力分布はシェルの厚さ方向に変化するので、断面にわたって積分した断面力の形で表現する。図-10に解析に用いた、各積分点での局所座標と断面力を符号とともに示す。

図-11に基本風荷重 (式 (9) 参照) の 0.2 倍の風荷重 ($\chi=0.2$) を受ける場合の断面力の分布を示す。計算例では自重は考慮していない。また、この荷重レベルではコンクリートのひび割れも鉄筋の降伏も生じていない。図-11の上図に子午線方向の軸力を示す。子午線方向軸力は風上側子午線上で引張りを呈し、風上より約 60° で最大圧縮力を生じている。一方、図-11下図に示す周方向圧縮力は風上側子午線上では非常に小さく風上より約 80° で最大圧縮力を生じている。

4.3 風荷重を受ける冷却塔の弾塑性解析

自重および風荷重を受ける鉄筋コンクリート冷却塔の終局耐荷力を求める。解析にあたっては、はじめに5ステップに分けて自重を作用させ、変形状態やクラック状態に特異な変化の生じていないことを確認した後に風荷重を作用させる。数値計算では Mang¹²⁾ や Milford¹³⁾ の使用した荷重増分法を用いて解析結果の比較をするとともに、変位増分法を用いてクラックの発生した後のクーリングタワーの詳細な分析を行った。

(a) 初期クラック発生後の挙動 ($\gamma=1$)

図-12に鉄筋コンクリート冷却塔の弾塑性応答を示す。解析においてはコンクリートの引張剛性を無視し ($\gamma=1$ 式 (5) 参照)、幾何学的非線形性を考慮して解析

図-10 断面力

図-11 断面力分布

図-12 荷重変位曲線 ($\gamma=1$)

を行った。すなわち、コンクリートは最大引張応力に達すると直ちに剛性を失う。図に示す変位点は風上子午線上ののど部から下方に 38 m の点であり、Mang が解析において表示した点から 30 cm 下方の点に相当する。

すなわち、表示位置による挙動の差異はない。

荷重増分法においては収束の判定は増分変位による等価節点力の残差のノルムが1%以下になるようにした。Mang¹²⁾の解析結果と比較すると初期クラックの荷重ならびに終局強度はよく一致している。破壊に至るプロセスとしては、はじめに風上側子午線上の子午線方向の引張力によりコンクリート表面にクラックを生じる。これによりシェルは剛性の低下を生じる。しかしながらクラック後の荷重再分配により子午線方向鉄筋に引張応力が伝えられ、シェル全体としては崩壊することなくさらに荷重を受け持つことができる。次に引張応力を受けるコンクリート要素に順次クラックが発生した後にクラックの進展はほぼ安定する。その後、子午線方向の鉄筋が降伏し、耐力力を失いシェルは崩壊する。

変位増分法では荷重増分法に対して最も変形の大きい子午線上ののど部の変位を一点変位制御することより解析を行った。なお、変位増分法では収束計算を行わず、残差は次のステップの節点荷重として作用させた。ここで、変位増分量はのど部で半径方向に0.1 mmと小さい値を使用し、十分な精度が確保できるように配慮した。

変位増分法では、クラックによる剛性の低下が明瞭に現れている。すなわち、荷重増分法では平坦部で示されるクラックが進展する領域でクラックの進展にともなって荷重の増減が生じている。また、鉄筋の降伏後の耐力力の低下も明瞭に表現することができる。解析結果全体から見ると、初期クラック荷重、鉄筋降伏時の荷重とそれに引き続く最大耐力力はほぼ同様であるが、クラック発生後の耐力力は変位増分法の方が小さく、変形能力も小さく評価されている。

引張剛性が低下した場合のクラック発生後の挙動を調べるために、特別の要素構成で解析を行う。すなわち、コンクリート断面のクラックが板厚全体に広がって、剛性の急激な低下が止まった状態（クラック安定）において、クラックの生じた要素すべての引張強度をあらかじめなくした（実際には引張強度を1 kgf/cm²としている）要素を用いて風荷重を作用させたときの応答を求めた。解析結果は図-12において $\chi=0.7$ から分岐した部分で示されている。このときの剛性勾配を延長すると、破線で示すようにクラック安定点で荷重変位曲線と交わる。このように、変位増分法による荷重変位曲線のクラック後に生じるジグザグの勾配はクラックを生じたシェルの剛性勾配をそれぞれ表している。このことより、変位増分法の解析は鉄筋コンクリートシェルの応答を的確に表現していると思われる。

IASS 設計指針¹⁶⁾では自重 D 、活荷重 L 、風荷重 W に対して次式の終局耐力力を与えている。

$$U=0.75(1.4D+1.7L+1.7W) \cdots \cdots (10)$$

したがって風荷重に対しては、設計風荷重の1.275倍の

耐力力を持たなければならない。本解析で用いた Port Gibson タワーは IASS 設計規準を満足しているのでこれに照らし合わせてみると、クラック荷重は $\chi=1.334$ 、終局耐力力は $\chi=1.530$ といずれも指針を満足している。しかしながら、変位増分解析で得られたクラック進展の領域では、IASSの規準をやや下回る現象も生じている。

(b) 変形およびクラックの性状

図-13に各荷重段階における鉄筋コンクリートシェル要素の変形およびクラックの状態を示す。シェルの左側が風上側の子午線である。

変形に関しては、はじめにシェルは風荷重よりののど部近傍がへこみ、風上側から60°近傍の塔頂部付近ではらみだしを生じる。次に荷重の増加とともに風上側子午線上に水平クラックが生じシェルは折れ曲がる。またこれにともなって変形はますます増大する。最後にクラックの生じた子午線側の要素の子午線方向の鉄筋が降伏し、これによる変形により、のど部の変形と風上側から60°の付近の変形が大きくなり、風上側子午線上の鉄筋の降伏の後に、シェルは風上側へ倒壊してゆく。

クラックに関してははじめに風上側子午線上ではほぼ水平に生じている。これは、図-11に示すように風上側子午線上で子午線引張力が最大となっているためである。荷重の増加とともにコンクリートは外表面において、風上側子午線上の引張りによるクラックと風上から60°近傍ではらみだしによる曲げクラックが発生している。また、コンクリート内面ではのど部近傍が陥没したために子午線方向にも周方向にも曲げ引張りが生じ、シェル内表面では二方向のクラックを生じている。

4.4 コンクリートの引張剛性の影響

コンクリートの引張剛性の評価は実験解析を中心になされている^{17), 18)}。コンクリートの引張剛性を表すパラメータとして、前述の式(5)に示す γ を用いる。 γ が大きいとき、クラック後の引張剛性が大きく、小さいほど引張剛性は小さい。本論文ではMilford¹³⁾の研究を参考にして γ を三種類使用する。 $\gamma=1$ は全く引張剛性

図-13 変形形状 ($\gamma=1$)

がないモデルである。 $\gamma=5$ は通常の鉄筋量を有する断面、 $\gamma=20$ は非常に引張剛性が大きいモデルである。

(a) $\gamma=1$ の場合

$\gamma=1$ のモデルに対する解析は前項の解析で詳細が示されている。結果は図-12に示されている。

(b) $\gamma=5$ の場合

図-14に $\gamma=5$ に対して得られた荷重変位曲線を示す。変位は風上側の子午線上ののど下38mの半径方向変位である。クラック時の荷重係数は $\chi=1.335$ である。また、その時の変位は7.1cmである。

荷重増分法では荷重変位曲線は変位11.7cmまでは平坦に続く。この領域ではシェル表面にクラックが進展している。その後荷重変位曲線は増加に転じ、子午線方向の鉄筋の降伏が生じた後にシェルは崩壊する。この場合に終局耐力は荷重係数で、 $\chi=1.822$ であった。

変位増分法による解析結果は、図-12の場合と同様に、荷重増分法により得られた初期クラック後の荷重変位曲線の平坦部分が剛性の変化により負の剛性勾配を有している。なお、変位増分法により得られたクラック荷

重、終局耐力は荷重増分法と同様の結果が得られた。

(c) $\gamma=20$ の場合

図-15に $\gamma=20$ の場合に対する荷重変位曲線を示す。荷重増分法を用いても引張剛性が大きい場合には図-12、図-14に示すようなクラックによる荷重変位曲線の平坦部が表れていない。また、終局耐力は三種類の中で最も大きく、 $\chi=2.113$ である。

変位増分法により得られた結果は荷重増分法により得られた結果とほぼ同様であった。しかしながら、鉄筋要素の降伏のはじまりが荷重増分法による解析よりも小さい変位で生じている。また、終局耐力も $\chi=2.013$ と若干小さい。

本解析結果とMilfordの荷重増分解析結果の比較は以下のようなものである。 $\gamma=1$ (図-12)では荷重増分法について解析結果はほぼ一致している。 $\gamma=5$ (図-14)では荷重増分法によるクラック後の荷重係数の増加傾向が一致している。 $\gamma=20$ (図-15)については荷重増分法、変位増分法とも解析結果はほぼ一致している。また引張剛性の増加は耐力の増加となって表れている。これは、引張剛性による耐力の向上とクラックによる応力再配分による鉄筋応力の増大が抑制されるためであると考えられる。

次に、初期クラックの生じる積分点に注目して応力状態を分析してみる。表-4にクラックの生じたコンクリート層の数を荷重係数とともに示す。荷重係数 $\chi=1.334$ で初期クラックを生じる。このとき、 $\gamma=1$ の材料に対しては、クラックはコンクリート断面の全断面に広がっている。また、 $\gamma=5$ 、 $\gamma=20$ の材料に対しては外側のコンクリート層から内側に向かって全八層のうち二層のみにクラックが生じている。また、その後の荷重の増加に対しては $\gamma=20$ のほうが $\gamma=5$ の場合よりも緩やかにクラックが進展している。このことは、引張剛性が大きいほうが応力の再分配が緩やかに行われることを示している。

4.5 初期不整の影響

自重ならびに風荷重を受ける鉄筋コンクリート冷却塔の耐力に及ぼす初期不整の影響を分析する。当該の問題に関する研究はKemp⁹⁾らやHerzog^{10), 11)}により試みられているが軸対称解析により、材料の等価剛性を用いた近似解法である。著者らの調査した範囲では材料の非

図-14 荷重変位曲線 ($\gamma=5$)

図-15 荷重変位曲線 ($\gamma=20$)

表-4 ひび割れ状況

荷重係数 χ	$\gamma=1$	$\gamma=5$	$\gamma=20$
1.334	8層	2層	2層
1.338	8層	4層	4層
1.340	8層	5層	5層
1.342	8層	7層	6層
1.344	8層	8層	7層
1.346	8層	8層	8層

線形挙動を考慮して、局所的な初期不整を忠実に再現した解析例は見られない。そこで初期不整を有する鉄筋コンクリート冷却塔の耐荷力特性を、荷重変形の関係と応力分布に注目して解析する。IASS 指針¹⁾では初期不整の振幅の制限を板厚の 1/2 としている。本解析例では制限値はほぼ 10 cm に相当する。

図—6 にバルジ型とリング型の初期不整を示す。バルジ型の初期不整量を与える位置は、図—11 において子午線方向の最大圧縮力を生じる点、すなわち、高さはのど下 69.54 m (塔頂部から 89.54 m)、周方向は風上から 67.5° の位置とした。不整の範囲は高さ方向に 12.6 m、周方向に 17.48 m とした。また、初期不整の方向は図—9 を考慮して、半径方向に内側向きを正とした。リング型の初期不整を与える位置はバルジ型と同様に高さ方向はのど下 69.54 m とし、不整域の範囲は高さ方向に 12.6 m とした。

(a) 風荷重を受ける冷却塔の応力分布 (弾性解析)

図—16 に、10 cm のバルジ不整を与えた場合の断面力分布を示す。荷重強度は設計風荷重 (式 (9) 参照)

図—16 断面力分布 (バルジ不整)

の 0.2 倍、すなわち、 $\chi=0.2$ とし、自重は作用させていない。初期不整の影響を考慮しない図—11 の断面力分布に比較して子午線方向軸力は圧縮力がやや大きくなっているものの断面力の乱れはほとんどみられない。また、周方向断面力分布については、子午線方向断面力よりはその乱れがやや大きい。

図—17 に、10 cm のリング不整を与えた場合の断面力分布を示す。荷重強度は同様に設計風荷重の 0.2 倍とし、自重は作用させていない。初期不整の影響を考慮しない図—11 の断面力分布に比較して子午線方向軸力は圧縮力がやや大きくなっているものの断面力の乱れは小さい。しかし、バルジ型不整の場合に比べてその乱れは大きい。また、周方向断面力分布については、断面力の乱れが大きく、特にリング不整の生じている点の近傍で曲げ応力の変化に伴う周方向軸力の大きな変動が生じている。

(b) 風荷重を受ける冷却塔の弾塑性解析

図—18 に自重ならびに風荷重を受ける鉄筋コンクリートシェルのバルジ不整に対する荷重変位曲線を示

図—17 断面力分布 (リング不整)

図—18 荷重変位曲線 (バルジ不整 $\gamma=1$)

す。バルジ不整は10 cm (シェル厚の0.5倍に相当)とした。変位点は風上側子午線上ののど下38 mとした。解析に用いた材料定数は表—2に示すものとし、コンクリートの引張剛性は無視 ($\gamma=1$)した。荷重増分法により得られた荷重変位曲線は、初期不整を考慮しない場合の解析結果 (図—12 参照) とほとんど同様である。また、変位増分法による解析では、初期クラック後の耐力の低下が初期不整のない場合に比べやや大きい。しかしながら鉄筋降伏以後の終局耐力は大差がない。このことは、断面に鉄筋が十分配筋されているために、断面にクラックが広がった後は、初期不整がない場合と同様の挙動をするためであると考えられる。

図—19に自重ならびに風荷重を受ける鉄筋コンクリートシェルのリング不整に対する荷重変位曲線を示す。リング不整は10 cm (シェル厚の0.5倍に相当)とした。変位点は同様に、風上側ののど下38 mとした。解析におけるその他の条件はバルジ不整と同様とした。リング不整を有する鉄筋コンクリートシェルの初期クラッ

図—19 荷重変位曲線 (リング不整 $\gamma=1$) 図—20 初期不整と耐力 (リング不整 $\gamma=1$)

ク時の荷重は $x=1.281$ であり、初期不整のない場合の初期クラック時の荷重 $x=1.335$ に比べて約4%小さい。しかし、終局耐力に関しては有為な差異は認められない。

図—20にリング型初期不整量の大きさと初期クラック荷重の関係を示す。初期不整が大きいほど初期クラックの荷重係数は小さくなっている。初期不整が30 cmの場合には約15%の初期クラック荷重の低下が見られるが、初期不整が10 cmの場合には初期クラック荷重の低下は約4%である。

鉄筋が十分に配筋された場合には IASS 指針¹⁾の範囲内では終局耐力に影響を与えないので、IASS 指針¹⁾は実用上妥当であるといえる。

5. 結 論

本論文では自重ならびに風荷重を受ける鉄筋コンクリートシェルの崩壊過程と耐力特性に及ぼす形状初期不整の影響を有限要素法を用いて分析した。分析の結果、以下の結論を得た。

(1) 完全形状の冷却塔の場合、既往の研究²⁰⁾に指摘されたように、風荷重に対しては風上子午線上に大きい引張力が生じ、風上から約60°~70°に大きい圧縮力が生じる。このため、これに対応した子午線方向鉄筋量の配筋が必要である。

(2) 完全形状の冷却塔の弾塑性解析の結果、本解析で変位増分法により求めた初期クラック荷重ならびに終局耐力は、荷重増分法および Mang¹²⁾ ならびに Milford¹³⁾ により求められた解析結果と一致した。しかしながら、初期クラック後の強度は小さく評価され、クラック後のコンクリートの引張強度を無視した解析では IASS 指針¹⁶⁾を下回る場合も生じた。

(3) 風荷重を受ける鉄筋コンクリート冷却塔の崩壊過程は、風上側のコンクリート面の周方向のクラックに始まり、変形にともなう風上から60°付近の子午線方向の

クラックへと広がる。そして、クラックが広がった段階で、風上側子午線方向の鉄筋の降伏とともに耐荷力を失い、風上側へ倒壊する。これは Ferrybridge の報告⁴⁾に示された破壊性状と同様であり、冷却塔の破壊性状を確認することができた。

(4) 鉄筋コンクリート冷却塔の初期クラック後の耐荷力挙動に関して、コンクリートの引張剛性の影響を分析した結果、引張剛性が小さい場合には初期クラック直後の耐荷力の低下が著しい。引張剛性が大きい場合には初期クラック後は耐荷力は漸増する。また、終局耐荷力は引張剛性が大きいほど高い。

(5) コンクリートの引張剛性の適切な評価は、鉄筋コンクリート冷却塔の終局耐荷力を適切に評価するために重要な要因である。

(6) 形状初期不整が鉄筋コンクリートシェルの耐荷力に及ぼす影響を分析した結果、バルジ型初期不整の場合は断面力の大きな乱れは生じないが、リング型初期不整の場合には初期不整の近傍で断面力の乱れを生じる。また、リング型初期不整を有する鉄筋コンクリート冷却塔の場合には初期不整が大きくなるほど初期クラック発生の荷重が小さくなっている。しかしながら、IASS 指針¹⁾に示す初期不整量と鉄筋量では、終局耐荷力は完全形状の場合と比較して大きな変化はない。

参考文献

- 1) I. A. S. S. Working group No. 3 : Recommendations for the design of hyperbolic or other similarly shaped cooling towers. 1977
- 2) ACI-ASCE Committee 334 : Reinforced concrete cooling tower shells-practice and commentary. ACI Journal Vol. 74, pp. 22~31, 1977
- 3) British Standards Institution : Specification for water cooling towers, Part 4. Structural design of cooling towers. 1975
- 4) Report of the Committee of Inquiry into the collapse of cooling towers at Ferrybridge, Monday 1 November 1965. London Central Electricity Generating Board, August 1966
- 5) Report of the Committee of Inquiry into the collapse of the cooling tower at Ardeer Nylon Works, Ayrshire on Thursday, 27th September 1973, London : Imperial Chemical Industries Ltd., Petrochemicals Division, 1974
- 6) Report on the Collapse of Cooling Tower B2 at Fiddlers Ferry Power Station on 13 January 1984. Central Electricity Generating Board 1985
- 7) Ellinas, C. P., Croll, J. G. and Kemp, K. O. : Cooling towers with circumferential imperfections. Journal of the Structural Division, Vol. 106, No. 12, pp. 2405~2423, 1980
- 8) Al-Dabbagh, A. and Gupta, A. K. : Meridional imperfection in cooling tower design. Journal of the Structural Division, Vol. 105, No. 6, pp. 1089~1102, 1979
- 9) Kemp, K. O. and Croll, J. G. A. : The rôle of geometric imperfections in the collapse of a cooling tower. The Structural Engineer Vol. 54, No. 1, pp. 33~37, 1976
- 10) Herzog M. : Die Tragfähigkeit hyperbolischer Kühltürme ohne Ringsteifen. Bautechnik Vol. 66, No. 7, pp. 233~238, 1989
- 11) Herzog M. : Die abgeminderte Tragfähigkeit hyperbolischer Kühltürme mit geometrischen Imperfection. Bautechnik Vol. 66, No. 11, pp. 391~394, 1989
- 12) Mang, H. A., Floegl, H., Trappel, F. and Walter, H. : Wind-loaded reinforced concrete cooling towers : buckling or ultimate load? Engineering Structures Vol. 5, pp. 163~180, 1983
- 13) Milford, R. V. : Nonlinear behaviour of reinforced concrete cooling towers. Thesis of the Doctor of Philosophy, University of Illinois at Urbana-1984 Champaign The Graduate College 1984
- 14) Kupfer, H. and Hilsdorf, K. H. : Behavior of concrete under biaxial stresses. ACI Journal Vol. 66, No. 8, pp. 656~666, 1969
- 15) Batooz, J. L., and Dhatt, G. : Incremental displacement algorithms for nonlinear problems. International Journal for Numerical Methods in Engineering, pp. 1262~1267, 1979
- 16) The Working Group on Recommendations of I. A. S. S. : Recommendations for reinforced concrete shells and folded plates. 1979
- 17) Kolleger, J., Gunther, G., und Melhorn, G. : Zug- und Zug-Drukversuche an Stahlbetonscheiben. Forschungsbericht Nr. 1 aus dem Fachgebiet Massivbau, Gesamthochschule Kassel, Universität des Landes Hessen, Kassel, 1986
- 18) Scanlon, A., Green, D. R., and Phillips, D. V. : Skew reinforced-concrete panels. Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 5, pp. 1477~1491, 1991
- 19) Hinton, E. and Owen, D. R. J. : Finite Element Software for Plates and Shells. Pineridge Press Limited 1984
- 20) 松岡 理, 加藤史郎, 安田稔邦 : 冷却塔の構造特性を中心にして, 季刊カラム, No. 57, pp. 22~30, 昭和 50 年

(1991 年 9 月 3 日原稿受理, 1992 年 1 月 29 日採用決定)