

コンクリート製ドームの構造安定性について

岡本剛治¹・峯岸孝二²・黒田正信³・渡辺宗樹⁴

¹正会員 大成建設(株) (〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1 新宿センタービル)

²正会員 東京ガス(株) (〒105-0022 東京都港区海岸1-5-20)

³正会員 清水建設(株) (〒105-0023 東京都港区芝浦1-2-3)

⁴正会員 三井建設(株) (〒261-0023 千葉県千葉市美浜区中瀬1-9-1)

上載荷重を受ける屋根形式として、ドーム構造が考えられる。ドーム構造は圧縮力が支配的な膜構造で、鉄筋コンクリート部材に適していると考えられる。しかし、ドーム構造はその形状によっては、不安定構造となる場合も生じる。しかし、現状においては、設計を行う上で鉄筋コンクリート製ドームの構造安定性についての確立された照査方法はない。本報では、模型実験、非線形解析、既存の方法により設計上有効な照査方法を検討したものである。

Key Words: concrete dome, structural stability, buckling, nonlinear analysis

1. はじめに

上載荷重を受ける屋根構造の一つにドーム構造が考えられる。ドーム構造は圧縮力を受ける膜構造で、鉄筋コンクリート部材に適している。しかし、鉄筋コンクリート製ドーム(以下「RCドーム」と呼ぶ)の破壊性状を考えた場合、そのドーム形状によっては座屈を生じるような不安定現象が考えられる。そのため、ドーム構造では、その構造安定性について照査する必要がある。

従来から建設されているRCドームの代表的なものとしては、水道用PCタンクのコンクリート製屋根がある。水道用PCタンクのRCドーム屋根は、ACI344¹⁾で、ライズ・スパン比 $h/D=1/6\sim 1/10$ (図-1参照)とし、構造安定性を確保するように規定されている。ドーム構造では、ライズを高くすることが構造的に有利となるが、ライズを変化させることで、設計的にはその自由度は増大する。

たとえば、屋根を地中に埋設する地下タンク等のドーム屋根においては、低ライズであればあるほどタンク全体の床付けレベルが浅くなり、工費・工期が短縮される。

そこで、ライズを従来より低くし、 $h/D=1/16$ としたモデルを対象に、その構造安定性について検討した。

構造安定性の照査方法として、大別すると以下の三つの方法が考えられる。

- i) 模型実験による方法
- ii) 非線形解析による方法
- iii) 既存の解析手法および各種規準による方法

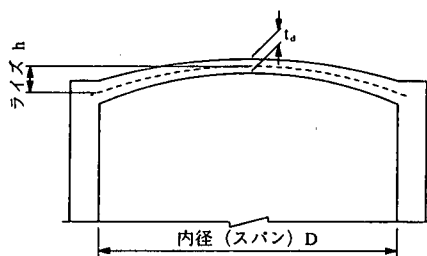


図-1 RCドーム屋根概念図

しかし、いずれの方法についても確立された方法はなく、また、適用条件等に制約があるため、その使用については、妥当性を十分に検討し、評価する必要がある。

本報では、模型実験を実施し、材料の非線形性を考慮した幾何学的非線形解析の結果および既存の解析手法による結果を実験結果と比較し、それぞれの方法を評価して、RCドームの設計法に反映することを目的とした。

図-2に検討フローを示す。

2. 模型実験

(1) 実験目的

実験の目的は、ライズ・スパン比 $h/D=1/16$ と従来より低ライズのRCドームの安定性を確認し、非線形解析および既存の解析手法との比較をするための資料を得ることである。

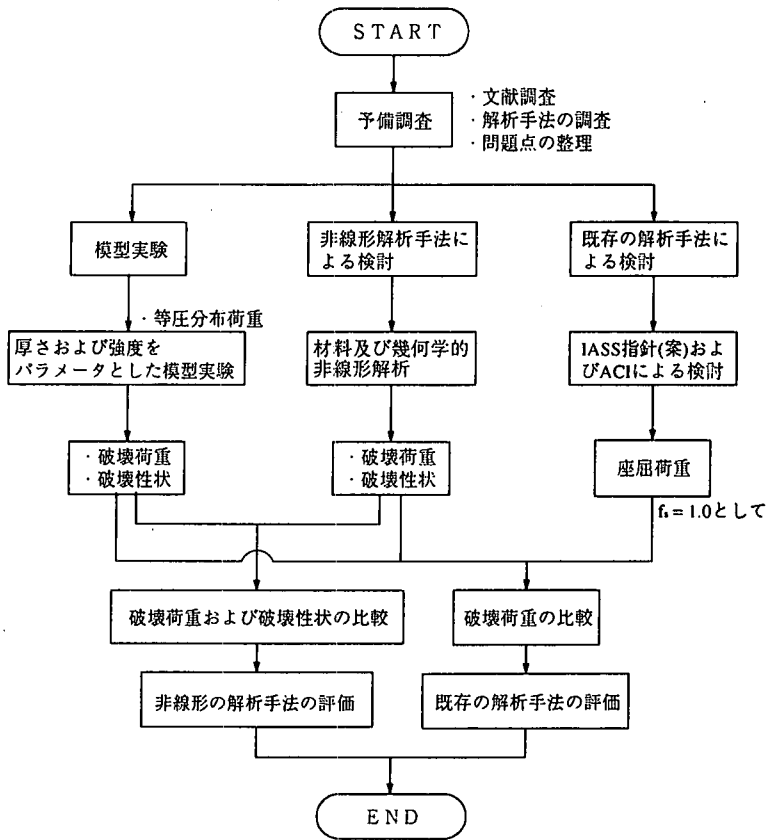


図-2 ドーム屋根構造の安定性に関する検討フロー

表-1 実験ケース

CASE NO.	ライズ h (m)	スパン D (m)	h/D	曲率半径 R (m)	ドーム中央部の厚さ t_0 (cm)	モルタル強度* (kgf/cm ²)
1	0.225	3.6	1/16	7.313	3.33	851
2	0.225	3.6	1/16	7.313	5.50	334
3	0.225	3.6	1/16	7.313	1.74	775
4	0.225	3.6	1/16	7.313	1.89	828
5	0.225	3.6	1/16	7.313	4.67	420

(注) *: 実測の値を示す。

ための資料を得ることである。

ドーム構造の破壊形状としては、以下の3タイプが想定される。

タイプⅠ：座屈による破壊

タイプⅡ：変形による二次的効果が卓越した断面破壊

タイプⅢ：変形による二次的効果が小さい断面破壊

そこで、構造安定性の評価を比較検討するため、タイプⅠおよびタイプⅢの破壊形式を想定し、表-1に示す形状寸法および材料特性の実験供試体を用いて実験を実施した。

(2) 実験

RCドームの構造安定性は、ライズ・スパン比 h/D を一定とした場合、部材厚 t_0 によって大きく左右される。そこで、部材厚 t_0 を変化させて、座屈による破壊を想定した供試体 (CASE1, 3, 4) と変形による二次的効果が小さい断面破壊を想定した供試体 (CASE2, 5) の5ケースについて実験を実施した。

(3) 実験供試体

実験供試体は、部材厚が薄いため (ドーム中央部

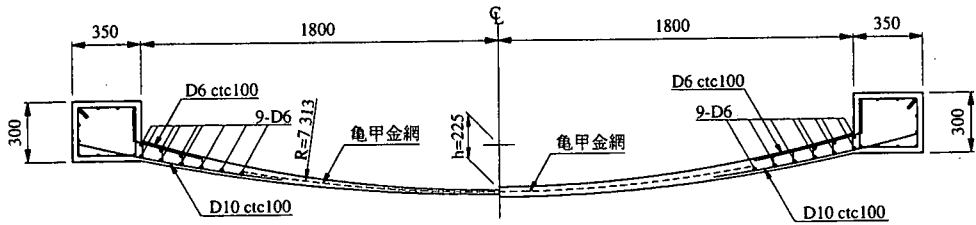


図-3 実験供試体の構造図

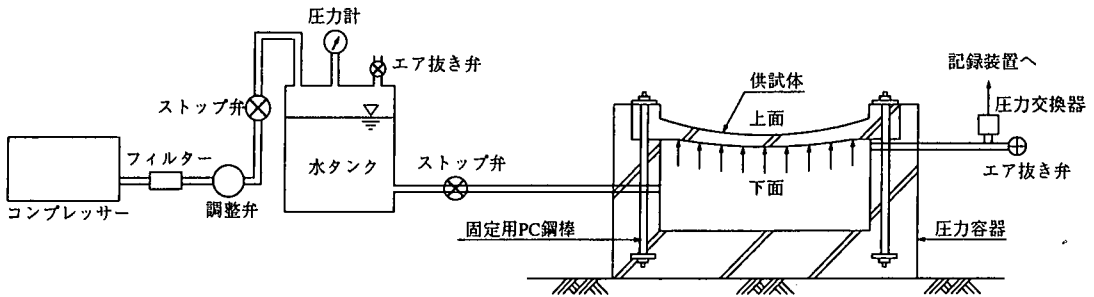


図-4 実験装置

表-2 測定項目

No.	測定項目	測定点数
①	供試体材料の材料特性	供試体毎
②	供試体部材厚さ	97
③	供試体施工時不整量	224
④	載荷圧力	1
⑤	変位	37
⑥	供試体表面ひずみ	上面37, 下面37
⑦	破壊性状観察	1 (上面)

表-3 測定頻度および載荷速度

CASE No.	載荷範囲	測定頻度	載荷速度
CASE1	0~32tf/m ²	2tf/m ² ピッチ	0.97 tf/m ² /min
	32tf/m ² ~	1tf/m ² ピッチ	
CASE2	0~24tf/m ²	2tf/m ² ピッチ	0.77 tf/m ² /min
	24tf/m ² ~	1tf/m ² ピッチ	
CASE3	0tf/m ² ~	1tf/m ² ピッチ	0.68 tf/m ² /min
CASE4	0~7tf/m ²	1tf/m ² ピッチ	0.65 tf/m ² /min
	7tf/m ² ~	0.5tf/m ² ピッチ	
CASE5	0~31tf/m ²	1tf/m ² ピッチ	0.77 tf/m ² /min
	31tf/m ² ~	0.5tf/m ² ピッチ	

で $t_d=2.0\sim 5.0\text{cm}$ 程度), 基本的には無筋のモルタルとしたが, 中央部には乾燥収縮等によるひびわれを防止するための亀甲金網を, 端部には曲げによる破壊を防ぐための補強鉄筋を配置した。

図-3に実験供試体の構造図を示す。

(4) 実験方法

実験は, 図-4に示す実験装置を用い, 水圧を等分布荷重として実験供試体に載荷した。

(5) 測定項目

実験における測定項目を表-2に示す。

非線形解析により応力履歴および変形性状を追

跡するためには, 材料特性および構造の幾何学形状を正確に把握する必要がある。特に, 構造不安定現象を解析する上では, 部材厚や施工時不整量といった幾何学形状が重要となる。そこで表-2の①~③の項目について事前に測定を実施した。なお, モルタルの一軸圧縮強度については, 実験終了後, 実験時の載荷速度に合わせて試験を行った。

計測頻度は, 各ケースにおいてその挙動が追跡できるように, 非線形解析による予測解析をもとに決定した。測定頻度および載荷に要した時間を表-3に示す。

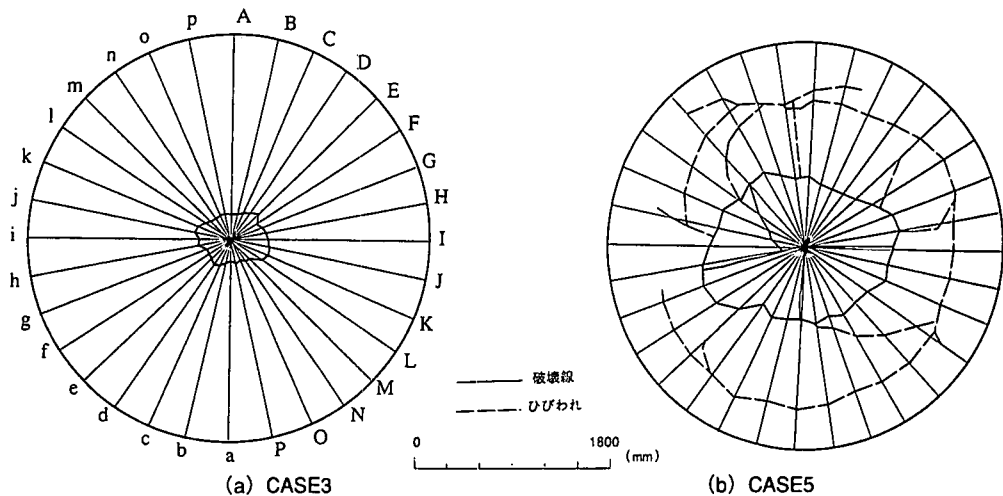


図-5 破壊時の供試体上面のひびわれ状況

(6) 実験結果

載荷に先立ち計測した実験供試体の施工時不平整量は、CASE1では最大1cm程度であったが、その他のケースでは4mm程度であった。

表-4に破壊荷重と破壊域半径を、また、破壊時の供試体ひびわれ状況(CASE3, 5)を図-5に示す。

破壊はいずれのケースについてもドーム中央付近から外周へ進展した。また、部材厚の厚い供試体(CASE2, 5)は中央から広い範囲で破壊し、薄い供試体(CASE1, 3, 4)は狭い範囲で破壊した。

表-4 破壊荷重の比較と破壊時の破壊域

	破壊荷重 (tf/m^2)	破壊域半径 (mm)
CASE1	48.6	300程度
CASE2	38.3	600~900程度
CASE3	13.6	300程度
CASE4	19.5	300程度
CASE5	38.6	600~900程度

3. 非線形解析による破壊荷重算定

(1) 数値解析方法

a) 解析方法

今回の解析では、実験をシミュレートすることを目的としており、材料特性および幾何学的性状を正確に反映しなければならない。

まず、実験での破壊性状として座屈による破壊が想定されたため、微小変形理論(幾何学的線形)でなく大変形理論(幾何学的非線形)が必要であると考えられた。

また、破壊に至るまでの性状を追跡するためにはその材料の非線形性を正確に反映する必要がある。

よって、実験シミュレーションの数値解析方法としては、材料の非線形性を考慮した幾何学的非線形解析により行うものとした。

b) 使用プログラム

材料非線形性を考慮した幾何学的非線形解析(以下「非線形解析」と呼ぶ)の実施については、汎用構造解析プログラム“ABAQUS”を使用した。

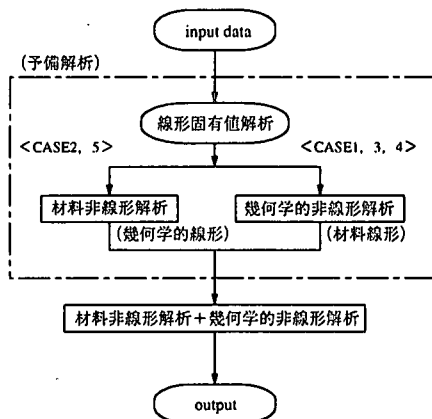


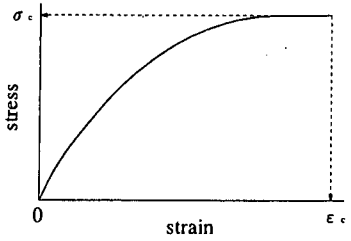
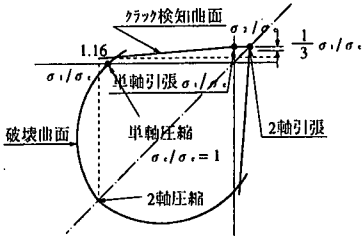
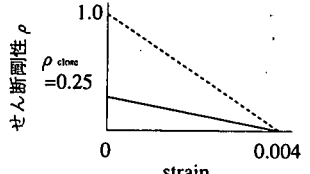
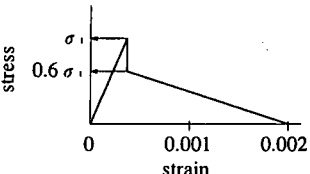
図-6 解析手順

c) 解析手順

非線形解析においては、破壊荷重および破壊に至るまでの変形性状を追跡するので、最大荷重の予測が重要となる。また、計算時間あるいは計算精度は、その荷重ステップにより大きく支配される。そこで、図-6に示すように、実験前に予備解析により最大荷重を予測し、実験終了後、非線形解析を行った。

なお、荷重載荷方法としては、飛び移り等の非線形性の強い挙動を考慮して、弧長法である修正 Riks 法を採用した。

表-5 コンクリートの構成則

① 一軸圧縮応力-ひずみ関係	② 破壊曲面 (二軸応力平面の定義) ²⁾
 <p>注) 実験当日, 材料試験により設定。 載荷速度の相違による影響を考慮。</p>	 <p>注) 応力は, 終局圧縮応力度で無次元化する。 破壊曲面は Drucker - Prager 型</p>
③ SHEAR RETENTION ³⁾	④ TENSION STIFFENING ⁴⁾
<p>CRACK 発生後のせん断剛性 ρ、G を定めるための係数 ρ を与えるために用いる。 ここでは, ρ は次式にて線形的に定義 $\epsilon < \epsilon_{max}$ の時 $\rho = (1 - \epsilon / \epsilon_{max})$ $\epsilon \geq \epsilon_{max}$ の時 $\rho = 0$ ひび割れ発生後は, 次式で定義 $G = 0.25G \times (1 - \epsilon / 0.004)$ ($\epsilon < 0.004$) $G = 0$ ($\epsilon \geq 0.004$)</p> 	<p>CRACK の垂直方向に保持される応力を, CRACK に垂直方向の変形の関係として定義</p>  <p>終局引張強度の 6 割から 0 までの範囲内で終局引張ひずみを 0 から 0.002 に逆比例させ, 応力評価</p>

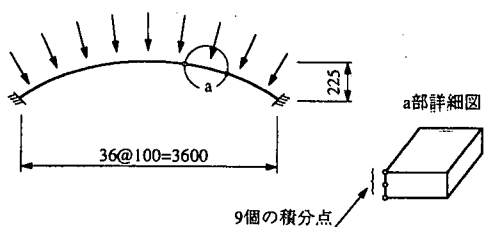


図-7 解析モデル

(2) 解析モデルおよび荷重

a) 解析モデル

解析モデルは, 板厚方向に 9 個の積分点を有する薄肉シェル要素を用い, 円周方向 48 分割, 半径方向 18 分割とした。図-7 に解析モデルを示す。

解析モデル形状および部材厚は, 各ケース毎に実験供試体の形状寸法および部材厚を測定して, その初期不整を忠実にモデル化した。尚, 測定点以外の部分については, 近傍の測定点の値から補間して設定した。さらに, 実験供試体端部に配置された鉄筋は, 単軸剛性を有する等価な板厚の鋼層として評価

した。なお, ドーム中央部に配置した亀甲金網は考慮しないものとした。

また, 境界条件はドーム端部を固定とした。

b) 荷重

荷重は, 供試体実際に載荷される水圧を図-7 に示すようにシェル面直角に等分布荷重として作用させた。

c) コンクリートの構成則

コンクリート構造の破壊性状および変形状を考慮する場合, コンクリートの非線形材料特性を考慮しなければならない。ここでは, 以下の四つの項目より, コンクリートの構成則を定義した。

①一軸圧縮応力-ひずみ曲線

②破壊曲面 (二軸応力平面の定義)²⁾

③ SHEAR RETENTION

(クラック発生後のせん断剛性の低下)³⁾

また, 端部の鉄筋を配置した領域では以下の構成則を設定した。

④ TENSION STIFFENING

(引張硬化: 鉄筋とコンクリートの相互作用)⁴⁾

表-5 に, 定義したコンクリートの構成則を示す。

表-6 鉄筋の引張試験結果

	D6	D10
降伏強度 σ_y (kgf/cm ²)	3900	3600
引張強さ σ_b (kgf/cm ²)	5400	5500
伸び ϵ_b (%)	15.6	16.3
ヤング係数 E_s (kgf/cm ²)	1.90×10^4	1.91×10^4

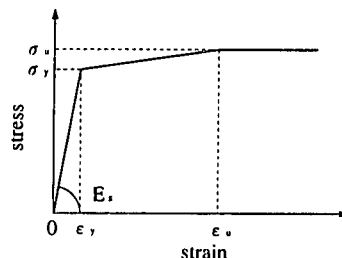


図-8 鉄筋の一軸引張応力-ひずみ曲線

表7 破壊荷重

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	TEST CASE	
モルタル強度 (kgf/cm ²)	851	334	775	828	420	851	
終局ひずみ (解析値)	0.0037	0.0035	0.0037	0.0038	0.0040	0.0037	
破壊荷重 (tf/m ²)	実験値 P_c	48.6	38.3	13.6	19.5	38.6	—
	非線形解析値 P_n	48.0	38.9	14.9	21.0	41.0	8.4
P_n/P_c	0.99	1.10	1.10	1.07	1.06	—	

d) 鉄筋の構成則

ドーム端部に配置しているD6およびD10の鉄筋の一軸引張応力-ひずみ曲線は、事前に行った引張強度試験結果より Tri-linear 型で近似して設定した。図-8に鉄筋の一軸引張応力-ひずみ曲線をまた、表-6に鉄筋の引張試験結果を示す。

(3) 解析結果と実験結果の比較

非線形解析と実験結果の比較の一例として CASE2 及び CASE3 の全体変位を図-9に、頂部の荷重-変位関係図-10に示す。また、試験体頂部の上下面に貼付したひずみゲージの計測結果と解析結果の比較を図-11に示す。なお、解析は、発生断面力 (M-N 曲線) が図-12に示す断面耐力 (インタラクションカーブ) を超えた時点で打ち切った。

また、破壊荷重の実験値と非線形解析値とを比較した結果を表-7に示す。なお、実験とは別に、TEST CASEとして、ドーム頂部部材厚 $t_d=1.0\text{cm}$ とした場合の非線形解析結果も合わせて示す。

a) 破壊荷重および変形

①図-9より、ドーム屋根は頂部の変形が大きく、特に屋根頂部の厚さの薄いケースでは、頂部の変形が急激に増大している。

解析では全体の変形モードはほぼ追跡できているが、屋根厚の厚いケースの変位の解析値が実験値に比べて小さくなっている。これは、部材厚の厚いケースでは荷重の絶対値が大きく、支点での緩みが生じているためと推定される。

②図-10および表-7より CASE1~CASE5 において $P_n/P_c = 0.99 \sim 1.10$ (P_c : 実験値, P_n : 非線形解析

値) となり、破壊荷重は実験結果と非線形解析値がよく一致していることがわかる。

③図-11より、荷重載荷直後は全断面圧縮となっており、荷重の増加とともに上面と下面のひずみ差が大きくなり、曲げモーメントが増大しているのがわかる。

④変位、ひずみ等の性状については、図-9~図-11より、実験で測定された挙動を非線形解析でほぼ追跡可能であることが確認できる。

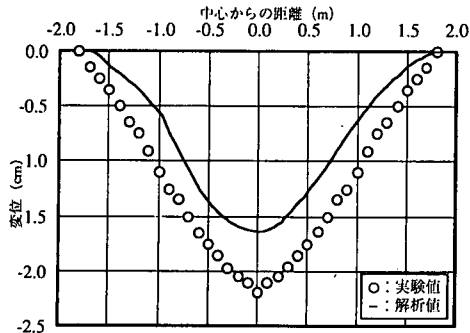
⑤破壊荷重に影響を及ぼす要因として、材料特性、部材厚、形状寸法 (幾何学的形状) 等が考えられるが、なかでも部材厚が破壊荷重に及ぼす影響が大きく、部材厚の計測には高い精度が要求される。ドーム頂部の部材厚が薄い CASE (CASE1, 3, 4) は、実験結果と非線形解析に多少の差異がみられるが、これは測定点数、部材厚測定精度、支点の拘束のゆるみ等に起因していると考えられる。

b) 破壊性状

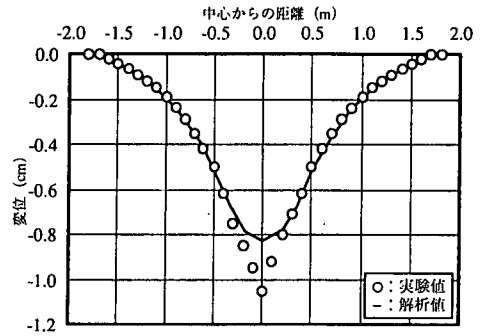
①目視による観察では、破壊性状を確認することは、不可能であったが、高速ビデオカメラによる破壊の瞬間の観察結果より、いずれのケースについても破壊はドーム頂部付近から端部方向へ進展したことがわかった。このことは、非線形解析結果においても同様であった。

② RC ドーム屋根構造の破壊性状の評価は、図-13に示すように、部材が本来有する断面耐力 (インタラクションカーブ) に対して発生断面力がどのような軌跡を描くかで評価することとした。ここでは、破壊形式を以下の3タイプに区別する。

・変形による二次的効果が小さい断面破壊

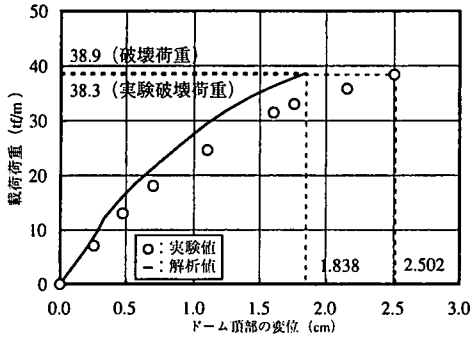


(a) CASE2 ($P=36\text{tf/m}^2$)

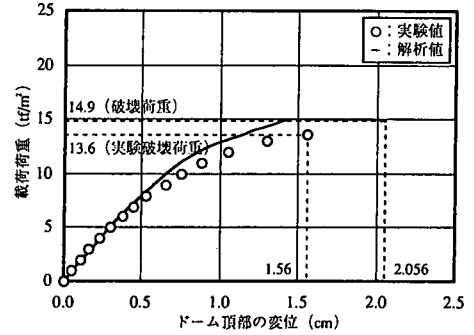


(b) CASE3 ($P=12\text{tf/m}^2$)

図-9 全体変形図

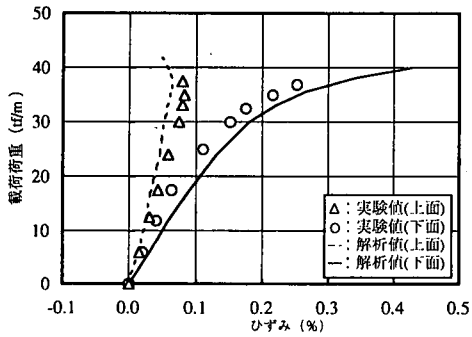


(a) CASE2

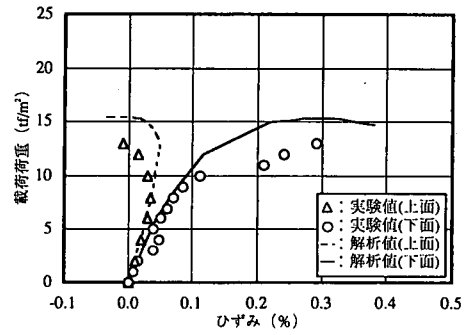


(b) CASE3

図-10 荷重-ドーム頂部の変位

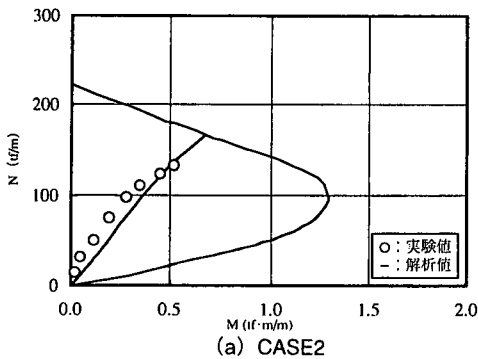


(a) CASE2

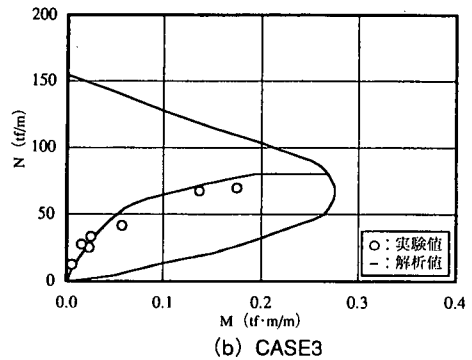


(b) CASE3

図-11 荷重-ドーム頂部のひずみ



(a) CASE2



(b) CASE3

図-12 ドーム頂部のM-N曲線

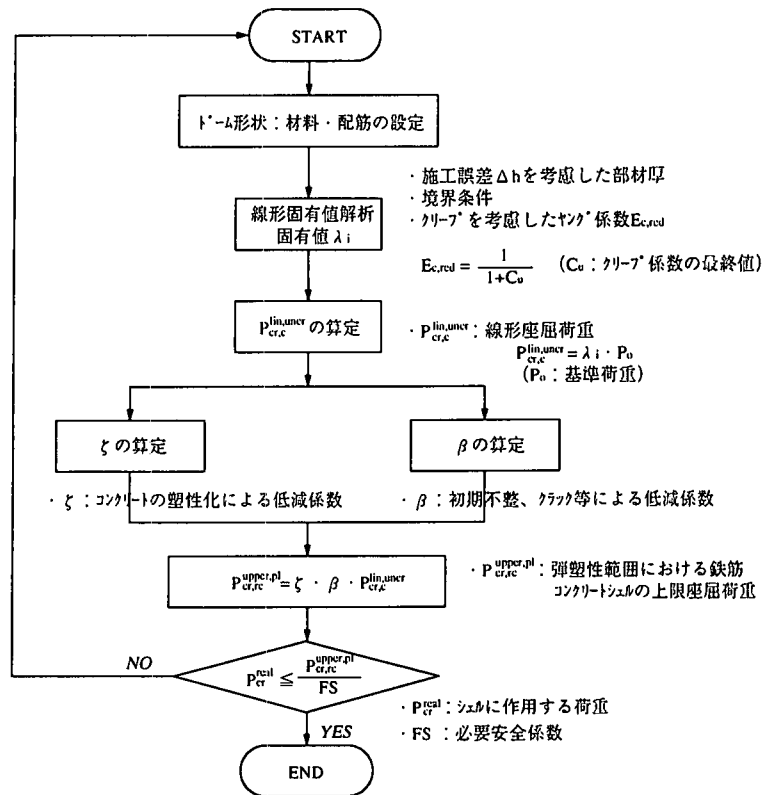


図-14 IASS 指針（案）による座屈荷重算定フロー

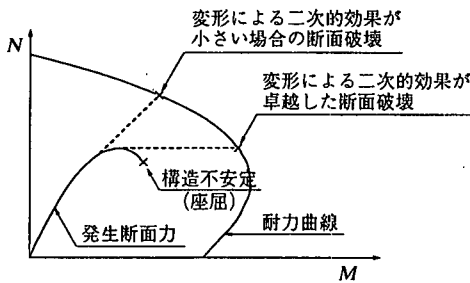


図-13 破壊形状の判定

- ・変形による二次的効果が卓越した断面破壊
- ・構造不安定（座屈）

断面破壊を定性的に三つに区分するのは、後述する IASS 指針（案）と実験値の比較をより明確にするためである。

③実験あるいは非線形解析により得られた M-N 曲線に対し、図-13 に示す評価方法で破壊形式を区別した結果を表-8 に示す。表-8 より、いずれのケースも座屈は生じておらず、断面破壊により終局に

表-8 破壊形式

	破壊形式
CASE1	変形による二次的効果が卓越した断面破壊
CASE2	変形による二次的効果が小さい断面破壊
CASE3	変形による二次的効果が卓越した断面破壊
CASE4	変形による二次的効果が卓越した断面破壊
CASE5	変形による二次的効果が小さい断面破壊

達したものと考えられる。図-12 に示す CASE2 及び CASE3 は二つの断面破壊の代表例である。

4. 各種規準による座屈荷重の算定

(1) 各種規準による座屈荷重の算定方法

RC ドーム屋根構造の座屈に対する安全性の検討を、既存の解析手法または各種規準により実施した。既存の解析手法、各種規準としては、以下のものが考えられる。

表-9 各種規準による座屈荷重算定結果

		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5
ドーム頂部部材厚 (cm)		3.33	5.50	1.74	1.89	4.67
モルタルヤング係数 (kgf/cm ²)		3.43×10 ⁵	1.77×10 ⁵	3.26×10 ⁵	3.43×10 ⁵	1.85×10 ⁵
実 験 値 (tf/m ²)		48.6	38.3	13.6	19.5	38.6
非 線 形 解 析 値 (tf/m ²)		48.0	38.9	14.9	21.0	41.0
IASS指針 (案)	線形固有値 (tf/m ²)	139.8	207.6	39.1	47.9	164.2
	座屈荷重 (tf/m ²)	66.4	83.1	19.6	23.3	75.4
ACI344	曲率半径 (m)	7.313	7.313	7.313	7.313	7.313
	座屈荷重 (tf/m ²)	17.5	25.0	4.6	5.7	18.9

- (i) IASS (International Association for Shell and Spatial Structures, 国際シェル立体構造学会) 鉄筋コンクリートシェルの座屈指針 (案) による方法⁵⁾ (以下 IASS 指針 (案) と呼ぶ)
- (ii) ACI - ASCE Joint Committee 344 "Concrete Shell Buckling" による方法⁶⁾
- (iii) ACI 344R-70 (81) による方法
- (iv) ACI Journal "Buckling of Thin Concrete Domes" による方法⁷⁾

図-14に「IASS指針(案)」による座屈荷重算定方法を示す。また、ACI344R-70(81)の座屈荷重算定方法を以下に示す。

$$q_{cr} = \frac{t_d^2 \times K \times E_c}{S \times r^2} \quad (1)$$

ここで、 q_{cr} ：座屈荷重、 t_d ：部材厚さ、 E_c ：モルタルの弾性係数、 K ：定数(=0.25)、 S ：安全率(=1.0)、 r ：ドームの曲率半径。

ここでは、(ii)、(iv)算定方法の詳細は記述しないが、(i)～(iv)の算定方法は以下のように大きく二つに大別することができる。

- ①線形固有値解析により算定された座屈荷重に対し、低減係数を乗じ評価する方法 … (i), (ii)
 - ②理論解により算定された座屈荷重に対し、低減係数等乗じ評価する方法 …………… (iii), (iv)
- なお、算定方法 (i)、(ii)については、低減係数の設定方法の相違のみで、計算結果はほぼ同じような値が得られる。

また、算定方法 (iii)、(iv)については、係数を実験および実績により設定しており、特に (iv)については、特定構造物(エレクトロンビーム加速器設備地中設置覆土式ドーム)に対して設定された係数となっている。

以上のことから、(i) IASS 指針 (案) と (iii) ACI344R-70 (81) の算定方法により座屈荷重を算定し、実験値と非線形解析結果との比較を行った。

(2) 比較結果

各種規準 (IASS 指針 (案)、ACI344) と模型実験および非線形解析との比較結果を表-9に示す。

IASS 指針 (案) による座屈荷重と実験値を比較すると、CASE2、5のように変形による二次的効果の小さい断面破壊の場合には固有値 (線形座屈荷重) が大きく算定され、計算値は実験値と大きく相違した。また、CASE1、3、4のように変形による二次的効果が卓越する断面破壊の場合には、比較的実験値と近い結果が得られた。IASS 指針 (案) では、破壊形式を座屈と限定しているが、実験ではいずれも座屈を生じる前に断面破壊が発生し、IASS 指針 (案) による値は実験値よりも大きくなったと考えられる。

しかし、座屈破壊を生じやすくするため、CASE3と同じ条件で頂部部材厚を 1cm とした非線形解析 (前述の TEST CASE) と、IASS 指針 (案) による値を比較したところ、

$$P_{IASS}/P_n=0.97$$

(P_{IASS} : IASS 指針 (案) の値、 P_n : 非線形解析値) となり、IASS 指針 (案) の座屈荷重は非線形解析の値に近い値を示した。したがって、IASS 指針 (案) による座屈荷重は、低減係数および安全係数を注意して用いることにより、その概略値を得ることができる。

また、ACI344 の場合には、式中に経験的な係数を含んでいるため、かなり安全側の座屈荷重を与えていると考えられる。

5. 結論

模型実験、材料の非線形性を考慮した幾何学的非線形解析および既存の解析手法または各種規準により RC ドームの構造安定性に関する検討を行った

結果，以下のことがわかった。

- ①ライズ・スパン比 1/16 の RC ドームの模型実験より，実用の範囲内では座屈は生じないことが確認できた。
- ②材料の非線形性を考慮した幾何学的非線形解析により，RC ドームの耐力を算定可能であり，また，破壊性状を判定することが可能である。
- ③座屈荷重は，IASS 鉄筋コンクリートシェルの座屈指針（案）によっても概略値を得ることができる。ただし，低減係数および安全係数については，十分な検討が必要である。

謝辞：本研究は，東京ガス，大林組，鹿島建設，清水建設，三井建設，大成建設の 6 社の共同研究であり，本研究をご指導頂いた東京大学土木工学科岡村甫教授に対してここに謝意を表します。

参考文献

- 1) ACI344: Design and Construction of Circular Prestressed Concrete Structures, *ACI Journal*, September 1970.
- 2) Kuprer, H., Hilsdorf, H.K. and Rusch, H.: Behavior of concrete under bi-axial stresses. *Proc. ACI*, 1969.
- 3) Cedolin, L. and Deipuli, S.: Finite element studies of shear-critical R/C beams, *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 103, No. EM3, pp.395~410, 1977.
- 4) Hinton, E. and Owen, D.R.J.: Finite element Software for plates and shells, *Pineridge Press, Swansea, U.K.*, 1984.
- 5) 半谷裕彦，高山誠，真下和彦：IASS 鉄筋コンクリートシェルの座屈指針（案），*カラム*，101，pp75~81，1986.7.
- 6) ACI: Concrete Shell Buckling, *sp-67*, 1981.
- 7) Mehdi S. Zarghamee and Frank J. Heger: Buckling of Thin Concrete Domes, *ACI Journal*, 1983.

(1998.3.5 受付)

STUDY ON THE STRUCTURAL STABILITY OF THE CONCRETE DOME

Goji OKAMOTO, Koji MINEGISHI, Masanobu KURODA and Muneki WATANABE

Conventional design procedures entail determining the structural dimensions, sectional configuration, and materials by linear static analysis. For heavily loaded spherical shell structures, such as domed roofs, however, it is also necessary to evaluate the structural stability. Buckling analysis has been carried out on the concrete domes to evaluate their structural stability.