

3. 構 造 計 画

時岡 成人

要 旨

ここでは、スパン200mクラスの開閉式ドームの構造設計法、ならびにその構造設計法を確立するために行った《THE WING》の試行設計の結果についてその概要を述べる。

キーワード

センターポスト／キールトラス／時刻歴応答解析／鉛直方向地震動／オバリング／
スペクトル・モーダル法／変動風力／非線形増分解析

目 次

1. はじめに
2. 構 造 概 要
3. 設 計 方 針
4. 静 的 設 計
5. 地震応答解析
6. 風 応 答 解 析
7. 全体座屈の検討
8. あ と が き

3. STRUCTURAL DESIGN

Naruto Tokioka

Abstract

This paper reports on the structural design method of retractable roof dome of about 200m span and on the result of experimental design of 'THE WING'. We conducted this experimental design to establish the structural design method.

1. はじめに

開閉式ドームは、屋根の開閉状態によってその形状や構造特性が変化することから、構造設計に際しては様々なモデルや多様な荷重を考慮する必要がある。本報告は、それらの条件を設定して行った試行設計の結果および構造設計法について概要を述べるものである。

2. 構造概要

2.1 屋根構造

図2.1に屋根構造を、図2.2に断面図を示す。

屋根構造は、開閉状態によらず南北軸に対称となっている。閉状態の屋根の平面形状は下部構造と同形状のほぼ円形を成しているが、可動屋根の回転中心は下部構造の中心から45m偏心しているため、可動屋根脚部のなす円弧（半径133.3m）は固定屋根脚部（半径97.5m）と曲率が異なっている。

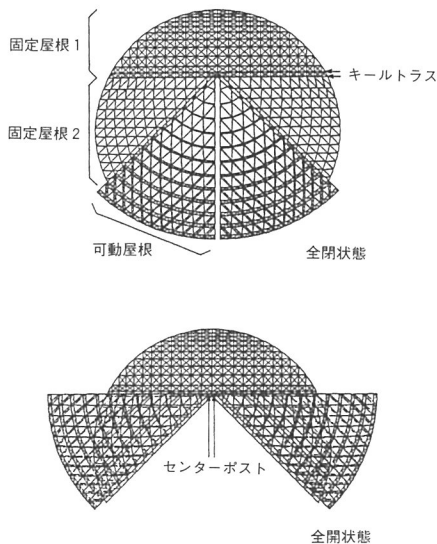


図2.1 屋根構造

固定屋根頂部には、2枚の可動屋根の頂部を支えると同時に回転中心となる2本の可動屋根支持部（センターポスト）を設けている。センターポストには、直径2m、肉厚80mmの極厚鋼管を用いており、頭部は互いに緊結している。また、脚部にはセンターポストを支持するため、トラス成7mのキールトラスを配している。

固定屋根は、キールトラスからバックネット寄りの固定屋根1と、一塁側と三塁側の固定屋根2からなっている。固定屋根1は、半径114.0mの球を球心を通らない平面で切り取った形状をしており、平面上で直交するように配置した平行弦トラスで構成している。固定屋根2は、キールトラスと下部構造を結ぶ平行弦トラスで構成しているが、屋根全体の構成上球面を形成することが不可能なためそれぞれの曲率が異なっている。固定屋根2は、キールトラスと平行方向もトラス構造としている。固定屋根1、固定屋根2共にライズ46.5mとし、トラス構面を鉛直面に定めている。トラス成は最小で3.5m、最大で5.6mとしている。

可動屋根は、半径191.6mの球面の一部を成し、ライズ50.9mの平行ラメラ構造を採用している。架構は3方向共に成4.5mのトラスとし、主軸を球心方向に定めている。

主な弦材はキールトラスが $\phi 650 \times 30$ 、固定屋根2のエッジ部が2- $\phi 600 \times 20$ 、可動屋根のエッジ部が2- $\phi 500 \times 35$ である。

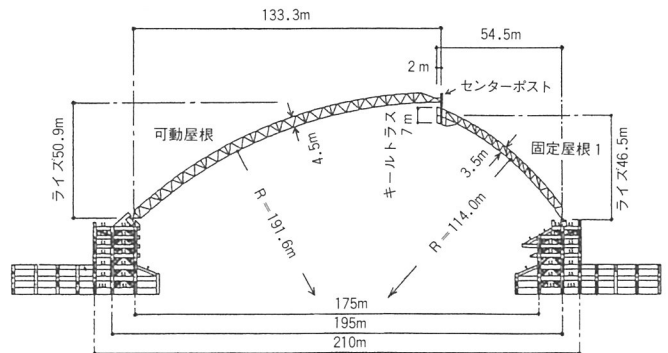


図2.2 対称軸断面図

2.2 開閉装置

図2.3に台車走行路詳細を示す。

屋根開閉装置は、屋根の荷重を支持する台車部分とこれらの屋根構造を開閉・固定させる駆動装置、開閉制御システム、逸走防止装置、レールクランプ装置等から構成される。

屋根の駆動方式は水平面上の旋回移動のみであり、運転時は2枚の可動屋根がお互いに逆方向に旋回するが、それぞれの屋根は独立しているため特に同期性を必要としない。

台車は可動屋根を構成する鉄骨トラスの全ての脚部に配置し、応力伝達が最もスムーズになるように屋根の接線方向に対して垂直に設置している。台車には全26台の内、12台に駆動装置を備えており、レールとの摩擦力によって走行する方式としている。

地震時などに発生する浮き上がりは、垂直レールと水平レールによって防止している。全ての台車は、全開状態及び全閉状態の定位置においては固定装置、非常停止時にはレールクランプ装置を装備して固定している。また緊急時の非常停止をする時は駆動台車に装備したディスクブレーキを用いることとしている。

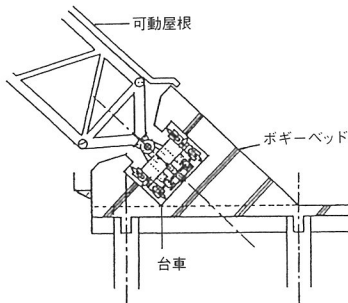


図2.3 台車走行路

2.3 下部構造

図2.4に下部構造3階梁伏図を示す。

下部構造は地下2層、地上4層であり、円形を基本としている。円の直径は、内側で175m、外側で210mであり、両翼部における最大幅は約288mとなっている。

架構は、円周方向と半径方向を基本として配置しており、最大柱間隔は円周方向で約15m、半径方向では10mである。構造種別は鉄骨鉄筋コンクリート造とし、

形式はブレースおよび耐震壁付きラーメン構造としている。円周方向フレームでは、内円に対し2連スパン連層ブレースを1スパンおきに、中円に対し2連スパン連層耐震壁を1スパンおきに配置している。半径方向フレームでは全てのスパンに連層ブレースを配置している。

下部構造は、屋根構造を支持するため、不連続を生じない様にエキスパンションジョイントを設けない一体構造としており、屋根のスラスト力を直接受ける最上階はスラブ厚を25cmとし、特に駆動台車走行路の載るバックスクリーン回りは60cmとしている。

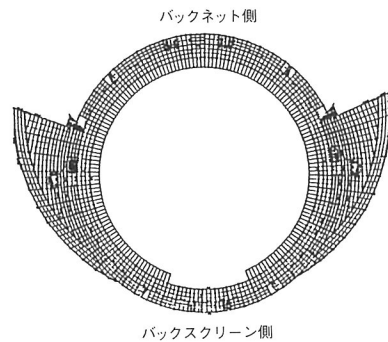


図2.4 下部構造

3. 設計方針

3.1 基本方針

この建物は開閉式屋根を有しており、全閉状態・全開状態の2つの定状態と移動状態が存在する。移動状態は半開状態で代表し、これらの3つの状態において使用条件等を考慮して設計を行う。

設計においては、固定荷重・積載荷重・地震荷重・風荷重・積雪荷重・温度荷重等の静的設計用荷重を適切に評価して安全性の検討を行うものとする。さらに、地震に対しては実際の強震記録をもとに、風に対しては風洞実験結果をもとに動的検討を行う。駆動装置の材料安全率については屋根構造および下部構造とは別に適切に設定する。

図3.1にモデルの一覧を、図3.2にモデル化の特徴、検討項目および検討フローを示す。

3.2 設計用荷重

(1) 固定荷重・積載荷重

固定荷重および積載荷重は、仕上げ、吊り物および鉄骨重量を含めて屋根表面積当たり固定屋根で269kgf/m²、可動屋根で216kgf/m²とする。

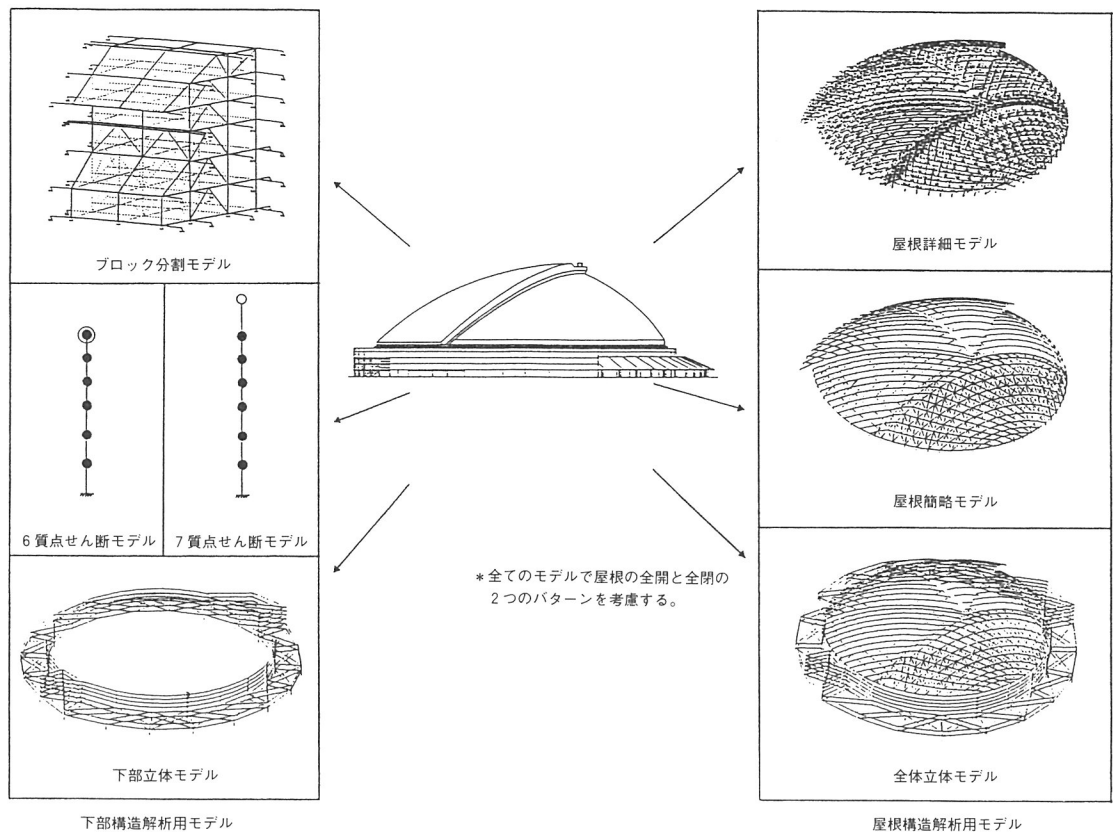


図3.1 構造解析モデル一覧

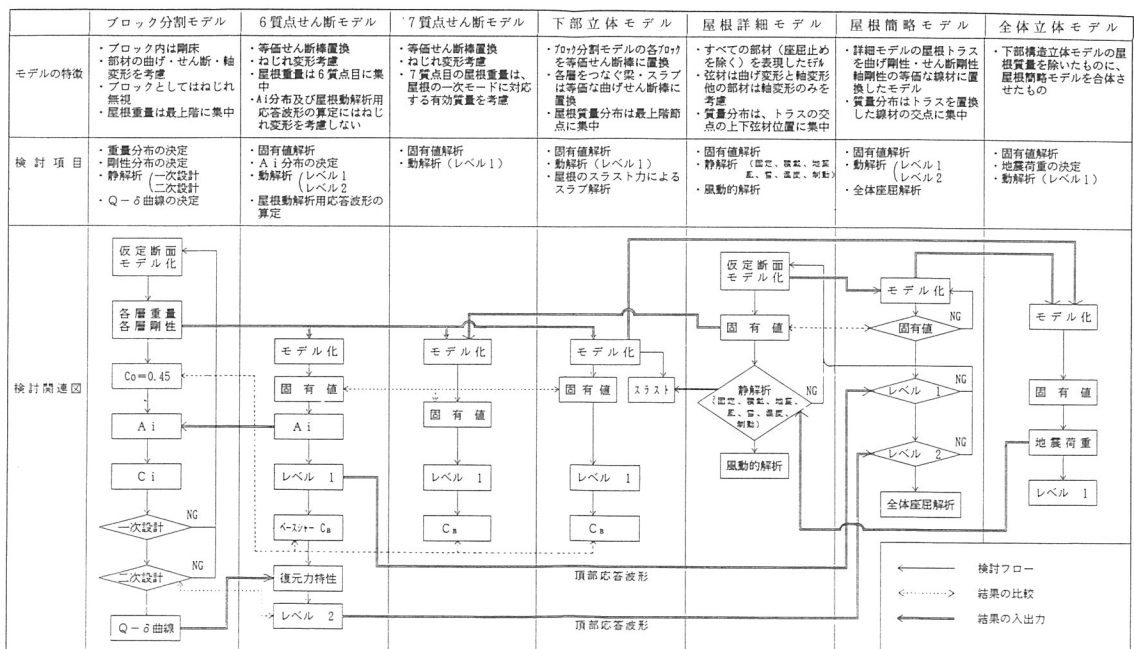


図3.2 モデル化の特徴・検討項目・検討フロー

(2)積雪荷重

積雪荷重については運用条件より全閉状態のみを対象とする。水平投影面積当たり60kgf/m²とし、荷重分布としては全体一様分布および自然融雪状態として北側部分分布を設定する。

(3) 風荷重

風荷重については、運用条件より全閉状態に対し暴風、全閉状態および移動状態に対し強風を想定して以下のように設定する。風荷重の分布は、風洞実験より得られた平均風圧係数を用いる。

・暴風時

建築基準法または日本建築学会「建築物荷重指針(1981)」において再現期間100年として定められる速度圧の大きい方とする。

・強風時

閉状態への移行中の風速変動を考慮し、管理風速を5割増した風速に対して「建築物荷重指針(1981)」に準じて求められる速度圧とする。

(4) 地震荷重

地震荷重としては、全閉状態および全開状態に対しては建物の耐用年限中に数度遭遇すると考えられる地震(中地震)と、1度遭遇するかもしれない地震(大地震)を想定する。移動状態に対しては地震遭遇確率が低いことから小地震を想定する。

a) 下部構造

・一次設計

建築基準法・同施行令に基づき地震荷重を設定する。ただし $C_o=0.45$ とし、 A_i はモーダル法により算定する。

・二次設計

保有水平耐力が建築基準法・同施行令に基づき設定した必要保有水平耐力を上回っていることを確認する。

b) 屋根構造

全体立体モデルによる固有値解析の結果をもとに R_t を加速度応答スペクトルとして、次式により100次までのモード合成を行い応答加速度分布を求めて地震荷重を設定する。

$$Pr = Mr \cdot g \cdot Kr \cdot Co$$

Pr : r 点の設計用地震力

Mr : r 点の質量

g : 重力加速度

Co : 標準層せん断力係数

中地震 $Co=0.45$ 、小地震 $Co=0.2$

Kr : r 点の加速度分布係数

$$Kr = \sqrt{\sum_j (\beta_j \cdot U_{rj} \cdot R_t(T_j))^2} / A_1$$

$\beta_j \cdot U_{rj}$: r 点の j 次刺激関数

T_j : j 次の固有周期

$R_t(T_j)$: 周期 T_j に対応する加速度応答スペクトル(振動特性係数)

A_1 : 下部構造第1層における応答層せん断力係数

鉛直方向の地震荷重は、鉛直方向地震荷重による鉛直方向反力が、水平方向地震荷重による加震方向反力を、入力加速度に対する最上階の応答加速度倍率で除した値の1/2となるよう設定する。

(5) 温度荷重

温度荷重については全閉状態のみを対象とし、環境の温度変化に対応するものとして屋根構造体一様に±30℃の温度荷重に対し検討する。

(6) 可動屋根動作時荷重

可動屋根動作時荷重は、動作状況を次のように想定し、各節点にその点での慣性力を集中荷重として与える。なお、走行速度は13.5m/minである。

・通常動作時

可動屋根が開閉動作を行う際の加速・減速は4.5秒で完了する。

・非常停止時

移動中、緊急事態が発生するとディスクブレーキにより0.62秒で停止する。

・緩衝装置衝突時

制動装置が故障し緩衝装置がエンドストッパーに衝突して停止する。衝突速度は定格速度の70%とする。

(7) レールの不陸荷重

可動屋根支持点に施工誤差として5mmの強制変位を屋根トラス接線方向に与えてレールの不陸を検討する。

(8) 荷重の組合せ

屋根構造および下部構造の荷重の組合せは表3.1のように設定する。これとは別に、開閉装置の荷重の組合せはJIS B 8821-1976「クレーン鋼構造部分の計算基準」に準拠し、表3.2のように設定する。

3.3 動的耐震安全性

中地震をレベル1、大地震をレベル2として表3.3に示す強震記録に対して時刻歴応答解析を行い耐震安全性を検討する。入力地震動は速度で基準化する。耐震安全目標値を表3.4に示す。

表 3.1 屋根構造および下部構造の荷重の組合せ

荷重の名称		固定 G	積載 P	地震 K	風 W	雪 S	温度 T	制動 B	不陸 A
全 閉	常時	○	○						
	長 温度時	○	○				○		
	期 制動時	○	○					○1	
	不陸時	○	○						○
	地震時	○	○	○					
	短 暴風時	○	○		○				
	期 積雪時	○	○			○			
	制動時	○	○					○3	
	常時	○	○						
	長 温度時	○	○				○		
全 開	期 制動時	○	○					○1	
	不陸時	○	○						○
	地震時	○	○	○					
	短 強風時	○	○		○				
	期 制動時	○	○					○3	
	長 常時	○	○						
	期 不陸時	○	○						○
	短 地震時	○	○	○					○2
	期 強風時	○	○		○				
	半 常時	○	○						
	期 不陸時	○	○						○

○：考慮する荷重 1:通常動作時 2:非常停止時 3:緩衝装置衝突時

表 3.2 開閉装置の荷重の組合せ

負荷 状態		駆動 状態	屋根 位置	状態	組 合 せ
A	地震荷重、風荷重を受けない	走行	開放	常時	$M(G+P+B)+T^*$
B	強風の風荷重時		閉鎖	強風	$M(G+P+B)+T+W1^*$
C	上記以外	固定	閉鎖	積雪	$G+P+S$
				暴風	$G+P+W2$
				地震	$G+P+K$

* Mは構造部分の計算時のみ荷重の割り増しを行う作業係数であり1.05とする。
・記号は「表3.1」と同じである。ただし、W1は強風時、W2は暴風時とする。

3.4 動的耐風安全性

全閉状態について、風洞実験結果に基づきスペクトル・モーダル法により検討を行う。風速は暴風時を想定し、「建築物荷重指針（1981）」により再現期間100年、粗度区分Ⅲとして定める。

3.5 全体座屈

解析は非線形増分解析法を用い、固定荷重および積載荷重の分布に対して幾何学的非線形性を考慮した全体座屈に関する構造安定性の検討を行う。

表 3.3 入力地震波形

	水平方向	鉛直方向
地震波形	EL CENTRO NS(1940) TAFT EW(1952) HACHINOHE NS(1968)	EL CENTRO UD(1940) TAFT UD(1952) HACHINOHE UD(1968)
レベル1	2.5 cm/sec	1.2.5 cm/sec
レベル2	5.0 cm/sec	2.5 cm/sec
継続時間	20 秒	

表 3.4 耐震安全目標値

	レベル1	レベル2
屋根構造	短期応力に対する許容応力度以下	基準強度を1.1倍して求まる材料強度以下
	屋根同士の間隙を生じない	
下部構造	弾性耐力未達	保有水平耐力未達
	層間変形角<1/200 層間変形率 <1.0	層間変形角<1/100 層間変形率 <1.0

4. 静的設計

4.1 屋根構造の検討

ここでは、断面設計を行う応力で最もクリティカルとなる全閉状態のY方向地震荷重時の応力について述べる。

部材設計時に主要な応力となる軸力は、固定屋根2および可動屋根のエッジ部で大きく、固定屋根2では支点付近で1356tf、センターポスト付近で1066tfと非常に大きな軸力が生じており、可動屋根ではセンターポスト付近で1467tfと最大軸力が生じている。

部材の応力度比（存在応力度／許容応力度）は最大0.96で、固定屋根2のエッジ部および可動屋根のエッジ部の弦材に生じている。

4.2 屋根同士の接触に対する検討

屋根同士の接触に対する検討は、固定屋根2と可動屋根および可動屋根同士について行う。

- ・固定屋根2上面と可動屋根下面

鉛直変位の絶対値の和 $61.3\text{cm} < \text{許容間隔} 95.0\text{cm}$

- ・可動屋根シール部

水平変位の絶対値の和 $14.8\text{cm} < \text{許容間隔} 60.0\text{cm}$ であり、屋根接触は生じない。いずれの場合もY方向地震荷重時に変位が最大となっている。

4.3 円周方向ローラー支持とした場合

駆動部分は走行中、円周方向に対して自由であるため、可動屋根の円周方向支持条件をローラー支持とし

た解析を行った。ただし剛体移動を止めるため、1点のみ円周方向の変位を拘束した。

半径方向の反力はピン支持条件の場合と分布形状はよく似ているが、値は若干小さくなっている。

円周方向の変位は、閉状態から開状態に移行するにしたがって小さくなっている。端部同士の距離104.7mに対して、最大相対変位は8.6mmとなっている。全開状態では5.1mmであるから、開閉することによって端部同士の相対変位は3.5mm伸縮する結果となった。

ピン支持条件での部材応力 (σ_p) に対するローラー支持条件での部材応力 (σ_r) の比が0.9~1.1にある部材は9割以上であった。 $\sigma_r/\sigma_p > 2.0$ の範囲にあるのは20~24部材あり、駆動部分近傍に多く現れているが、これらはいずれも σ_p が非常に小さいため、部材断面の変更を要しなかった。

4.4 センターポスト取り合い部の検討

可動屋根の頂部は上下弦材位置で外径3.7m、内径2.1m、厚さ800mmの鋳鋼リングによりセンターポストに取り付いている。この鋳鋼リングの解析モデルには8節点立体要素を用い、弦材とのジョイントプレートであるフランジ板には4節点シェル要素を用いた。センターポストと鋳鋼リングはリング内面での接触により応力伝達されるため、境界条件はリング内面において半径方向内側への反力の生じる節点のみ半径方向変位を止めるものとして与えた。設計用荷重は屋根詳細モデルにおける一次設計用の常時荷重時および地震荷重時での下弦材応力によっている。表4.1に設計用荷重を示す。

表4.2に鋳鋼リングに生じる反力の最大値および、この反力と支配面積より求めた面圧を示す。ブッシュにはPBC-3(りん青銅鋳物)を用いており、許容面圧は0.6tf/cm²であることから面圧は許容値以下であることがわかる。レベル1応答における部材応力は一次設計時部材応力を下回っており、またレベル2応答は最大で一次設計時応力の1.55倍であることから十分安全であると判断できる。

表4.3に応力度の最大値を示す。フランジ板の最大応力発生点は荷重入力節点近傍であり、リングにおいてはフランジ板取り合い節点近傍となっている。応力は使用鋼材(SM520B)の許容応力度3.6tf/cm²以下であった。

表 4.1 設計用荷重 (tf)

	常 時 ①	X方向地震時 ②	Y方向地震時 ③	Z方向地震時 ④
A	-721.0	-443.0	730.2	-483.8
B	-750.0	-1811.5	-1440.3	496.5

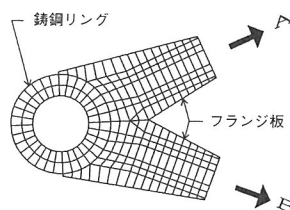


図 4.1 解析モデル

表 4.2 一次設計時の反力と面圧

荷重組合せ	①	①+②-④	①-②+④	①+③-④	①-③+④
最大反力(tf)	188.5	609.7	223.5	442.4	215.7
面圧(tf/cm ²)	0.11	0.37	0.14	0.27	0.13

表 4.3 一次設計時の応力 (tf/cm²)

荷重組合せ	①	①+②-④	①-②+④	①+③-④	①-③+④
フランジ板	0.82	3.45	1.87	3.11	1.53
リング	0.32	1.22	0.54	1.04	0.48

4.5 下部構造の床スラブの検討

スラブの検討は下部立体モデル用いて行った。全閉状態における屋根のスラスト力による下部構造スラブの応力と変形を図4.2に示す。屋根スラスト力が局所的であるため最上階床スラブのリング効果が期待できず、半径方向フレームの負担が大きい。最上階の半径方向最大変位は、ホームベース側ブロックにおいて約5mmであり、高さ27.5mに対して1/5500となっている。最大層間変位は最上階で約1.5mmであり層間変形角にして1/2700である。

全開状態は全閉状態に比べスラスト力が小さく、可動屋根が剛性の大きい両翼部に支持されるため全体的に変形は小さい。

断面検討結果は次の通りである。

$$\sigma_{\max} = 12.9 \text{ kgf/cm}^2 < 1.6\sqrt{F_c} = 24.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 2.8 \text{ kgf/cm}^2 < f_s = 7.4 \text{ kgf/cm}^2$$

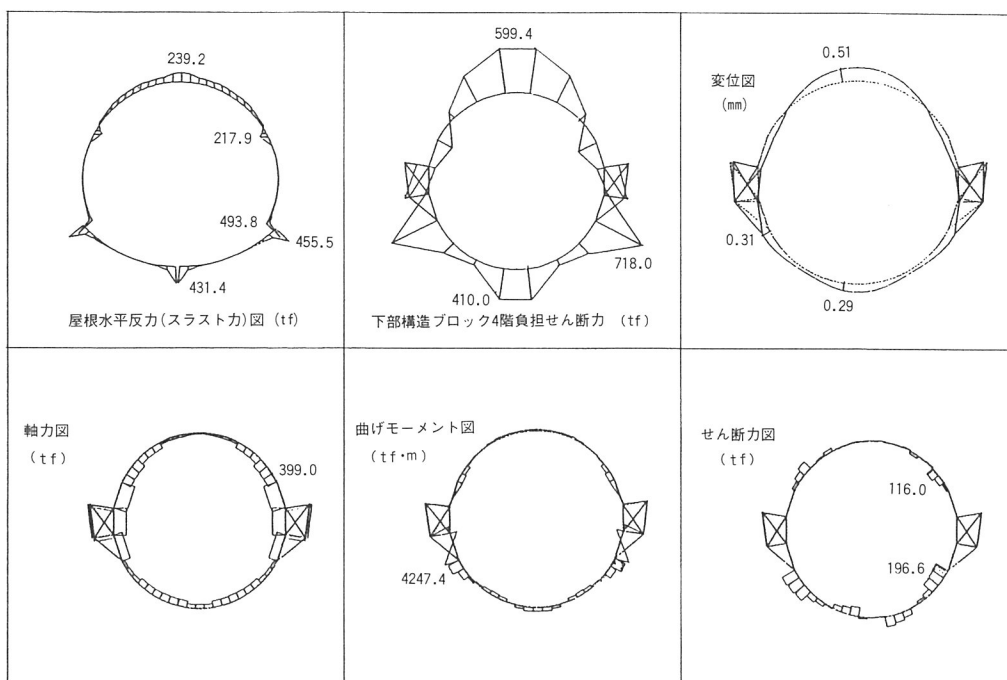


図4.2 スラストカによる最上階スラブの変形と応力

5. 地震応答解析

5.1 検討方針

(1) 検討方針

地震による動的効果に対する検討は、直接積分法 ($\beta=1/4$) により地震応答解析を行い耐震安全目標値を満足していることを確かめる。地震の位相差入力についての検討は省略する。

(2) 入力地震動

屋根簡略モデルの水平方向入力地震動には、6質点せん断モデルの頂部応答波形を用い、上下方向およびその他のモデルには実地震波形を用いる。全閉状態におけるレベル2地震の頂部応答波のスペクトル解析結果を図5.1に示す。各波共に下部構造の1次固有周期である周期0.4秒前後にピークを示している。最下層入力動および頂部入力動の最大加速度振幅を表5.1に示す。

5.2 下部構造

(1) 解析モデル

下部構造の解析には、以下に示す3つのモデルを用いる。レベル1地震動については弾性（一部ひび割れ

表5.1 最大加速度振幅 (cm/sec²)

地震波		最下層 入力動	頂 部 入 力 動			
			全閉状態		全開状態	
			X方向	Y方向	X方向	Y方向
EL CENTRO NS	レベル1	255	702	744	677	715
	レベル2	511	1423	1131	1441	1112
TAFT EW	レベル1	248	905	875	871	834
	レベル2	496	1719	1100	1554	1079
HACHINOHE NS	レベル1	165	711	707	683	681
	レベル2	330	1387	1025	1285	1008

を考慮する)とし、レベル2地震動については弾塑性とする。上下動は考慮しない。

- ・6質点せん断モデル... 弾性, 弾塑性
- ・7質点せん断モデル... 弾性
- ・下部構造立体モデル... 弾性

減衰定数は剛性比例型とし、1次に対して $h1=3\%$ とする。屋根の質量分布および固有周期等は、全閉状態、全開状態の2ケースを考慮する。

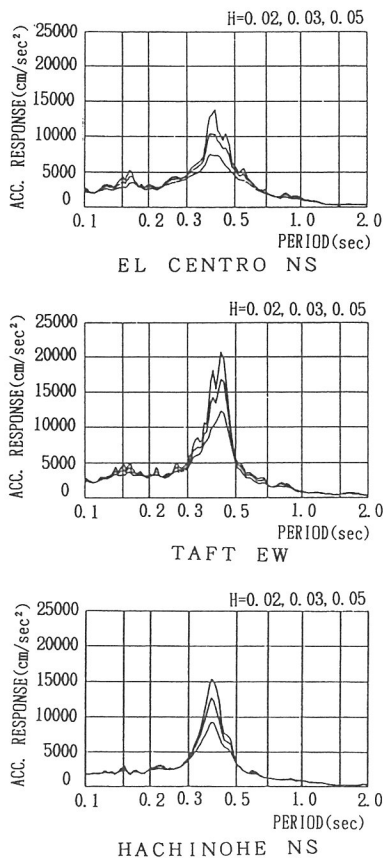


図 5.1 頂部応答の加速度スペクトル

各ブロック各層の復元力特性は、静的増分解析により得られた荷重-変形関係より設定する。履歴ループは、トリリニア標準型とする。

(2) 固有値解析結果

それぞれのモデルの方向別の一次固有周期を表5.2に示す。一次固有周期はモデルによらず0.4秒程度となっている。

表 5.2 モデル別一次固有周期 (sec)

	方向	6質点モデル	7質点モデル	下部立体モデル
全閉	X	0.4065	0.3996	0.4131
	Y	0.3990	0.3953	0.4072
全開	X	0.4038	0.3960	0.3997
	Y	0.3990	0.3968	0.4005

7質点モデルの一次モードは、屋根のモードなので下部構造に対応するモードの固有周期を示した。

(3) 質点せん断モデルのレベル1 応答結果

層間変形角は最大でも $1/611$ で、目標値の $1/200$ を大幅に下回っている。

全閉状態での最大応答せん断力を図5.2に示す。せん断力は6質点せん断モデルのTAFI EWによるものが最大で、7%程一次設計用せん断力を上回っているが、屋根のバネを考慮することによって応答値は小さくなるので、実際には設計用せん断力を上回ることはないと考えられる。

この結果から、レベル1地震動に関しての耐震安全性が十分であると共に、一次設計でベースシャー係数を0.45に設定したことが妥当であったと判断できる。

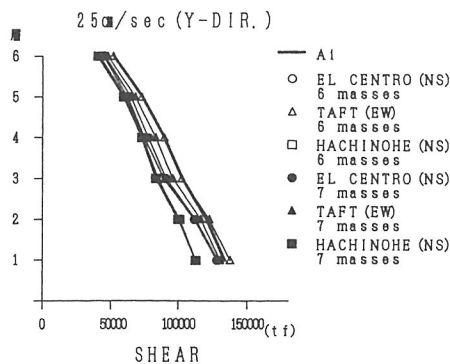
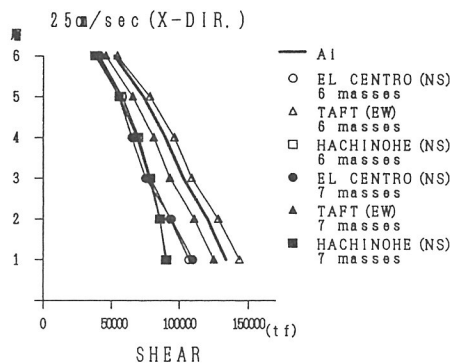


図 5.2 レベル1 応答せん断力

(4) 下部構造立体モデルのレベル1 応答結果

a) 下部構造全体に対する検討

この建物は、X軸に対して非対称となっており、スラブのオバリング性状はX方向加震時に顕著に現れる。X方向加震時では1次モード、Y方向加震時では2次モードによるオバリングが現れている。

各モデルの1階の応答層せん断力係数を表5.3に示す。これを見るとTAFTE入力時には立体モデルに比べ1軸モデルの方が応答が大きくなる傾向にある。

相対変位の最大値は、X方向加震時において約4.4 cmであり、屋根スパン195mに対して1/4400程度である。したがって、屋根構造には大きな影響はないものと考え、屋根構造の設計は脚部固定（回転は自由）として行う。

表 5.3 1階応答層せん断力係数

		X方向入力			Y方向入力		
		EL CENTRO	TAFT	HACHI NOHE	EL CENTRO	TAFT	HACHI NOHE
一軸 モデル	全閉	0.360	0.483	0.275	0.431	0.464	0.297
	全開	0.388	0.479	0.346	0.432	0.465	0.382
下部立体 モデル	全閉	0.343	0.453	0.292	0.347	0.416	0.320
	全開	0.396	0.447	0.344	0.410	0.396	0.400

b) ブロック毎に対する検討

入力地震動をTAFTEWとした時のブロックの応答せん断力を図5.3に示す。質点モデルでの最大応答せん断力は設計用せん断力以下であったが、分割されたそれぞれのブロックのうち地震入力方向と一致するものは、応答せん断力が設計用せん断力を越えてしまう。そこで、中でも大きめの値を示したTAFTEWをX方向に加震したときの応答結果について検討を行う。

ここでは、ブロックで最初に塑性ヒンジができるときの各層のせん断力を弾性限界耐力と規定し、応答せん断力がこの値を越えなければそのブロックは弾性範囲内にあると判断する。図5.4に検討結果を示す。レベル1地震での応答は弾性限界耐力を下回るので、弾性範囲内にあることが確かめられた。

c) 床スラブの検討

・軸力、曲げモーメントに対する検討

床スラブの軸力・曲げモーメントに対する検討は、スラブと内外周の大梁からなるI型断面要素を同成同断面積の長方形断面に置換してRC柱に準じて行った。その結果レベル1における応答応力に常時荷重時応力を加えたものが許容耐力以下であることを確認した。屋根重量の分散する全閉時の方が全開時に比べて応答値は大きくなっている。

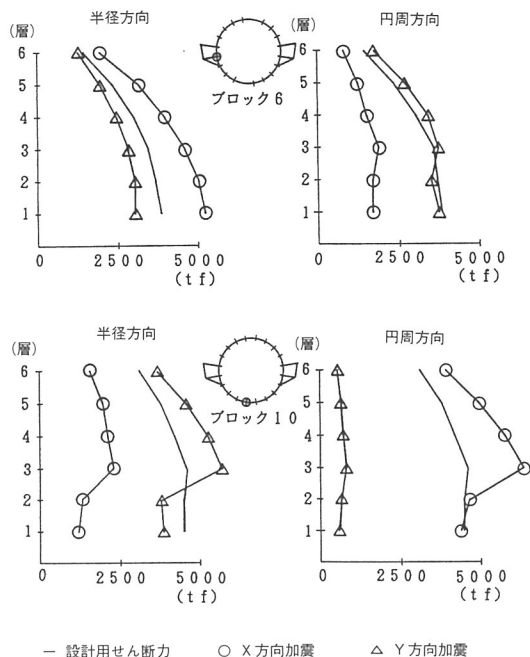


図 5.3 ブロックの応答せん断力

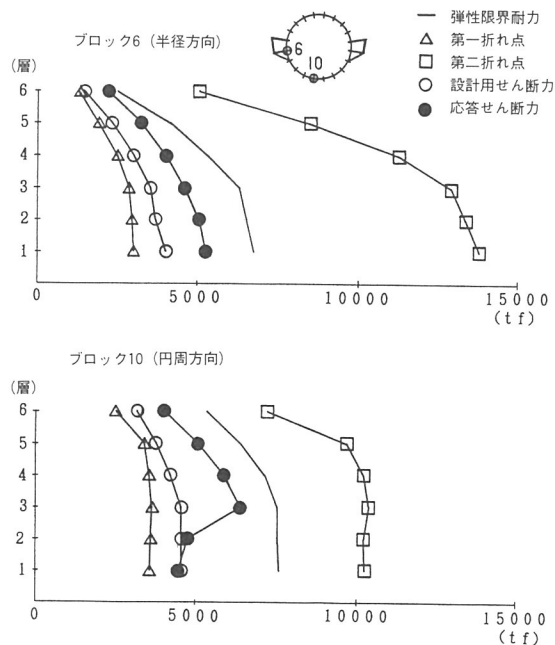


図 5.4 弾性限界耐力と応答せん断力

・せん断力に対する検討

床スラブのせん断に対する検討は、耐震壁に準じて行った。全開状態の4階および3階に許容せん断耐力を越えている部分があるが、小梁を断面積に含めると $9.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ となり、レベル1における応力に対して弾性範囲にあると判断できる。

(5) 質点せん断モデルのレベル2 応答結果

各開閉状態、各方向、各地震動について全てのブロックで最大応答値位置が第2折れ点を越えることはなく、下部構造全体としても層塑性率は1.0以下となっている。

レベル2 応答における最大応答せん断力を図5.5に示す。応答せん断力は保有水平耐力以下に納まり、最大応答層間変形角は最大で $1/173$ と目標値の $1/100$ 以下となっており、レベル2地震動に関する耐震安全性は十分であると判断できる。

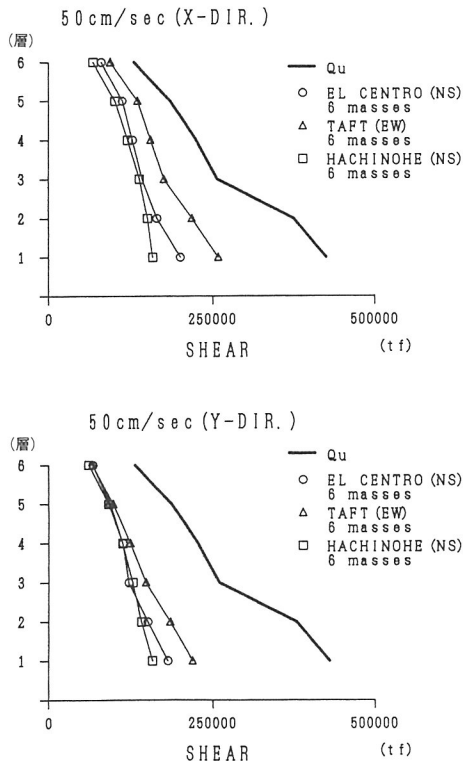


図5.5 レベル2 応答せん断力

5.3 屋根構造

(1) 解析モデル

屋根構造の地震応答解析には以下のモデルを用いて行う。また、解析に用いるモデルは弾性モデルとし、減衰定数は剛性比例型とする。

- ・屋根簡略モデル……レベル1、レベル2

減衰定数は、1次に対して $h1 = 2\%$ とする。

- ・全体立体モデル……レベル1

減衰定数は、下部構造立体モデルにおいて $h1 = 3\%$ としたものと屋根簡略モデルにおいて $h1 = 2\%$ としたものより求める。

(2) 固有値解析結果

表5.4に固有周期および有効質量を示す。屋根簡略モデルの固有周期および有効質量は、屋根詳細モデルのものと概ね一致しており、このモデル化はほぼ妥当であると考えられる。

屋根簡略モデルの全閉状態について1次と2次の固有モードを図5.6に示す。固有モードは全閉および全開状態共に、1次ではY方向およびZ方向の変形が卓越し、2次ではX方向の変形が卓越している。

表5.4 固有周期と有効質量

	全 閉 状 態			全 開 状 態		
	詳細モデル	簡略モデル	立体モデル	詳細モデル	簡略モデル	立体モデル
1次	0.9045	0.8618	0.8727	0.7648	0.7435	0.7460
	359.1	345.2	—	223.5	211.9	—
2次	0.5995	0.6100	0.6387	0.7361	0.7116	0.7345
	221.1	248.0	—	322.2	318.4	—
3次	0.5227	0.5293	0.5276	0.4995	0.4991	0.5003
	71.0	47.0	—	15.5	16.1	—
4次	0.4721	0.4739	0.4700	0.4979	0.4893	0.4882
	7.1	8.6	—	14.2	13.7	—
5次	0.4251	0.4164	0.4354	0.4295	0.4231	0.4257
	17.5	18.8	—	50.2	41.3	—

※上段は固有周期(sec)、下段は有効質量を示す

(3) 地震応答解析結果

水平方向と上下方向の地震動を同時入力して地震応答解析を行った結果、いずれの場合でもTAFT EW, UDの応答が大きくなっている。以下に、全閉状態におけるTAFT EW, UD波によるレベル2地震でのX, Z方向入力時の応答解析結果について述べる。いずれの場合にもレベル1地震の応答値はレベル2地震とほ

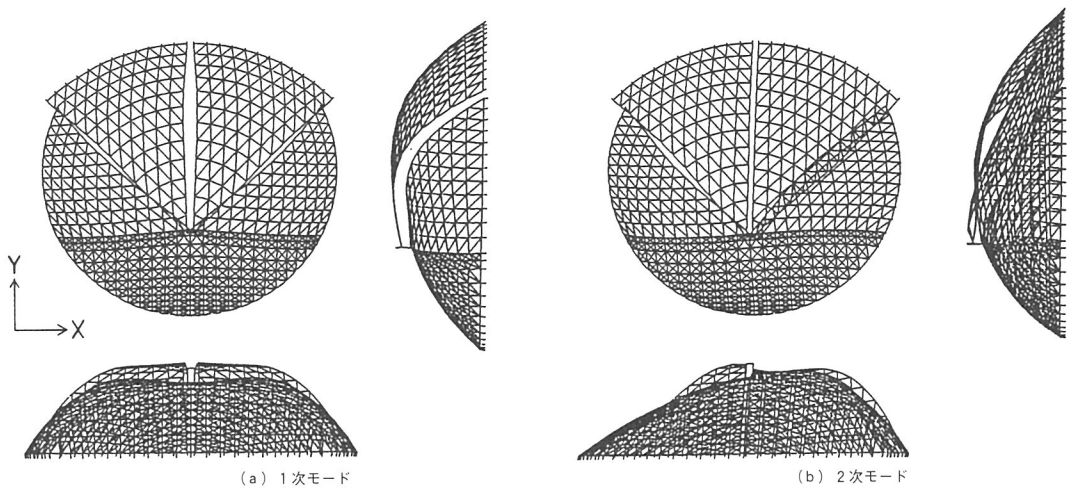


図 5.6 固有モード

ほぼ同じ分布となっており、大きさは概ねレベル 2 地震の $1/2$ 程度となっている。

a) 最大応答加速度

レベル 2 地震時の最大応答加速度を図 5.7 に示す。応答加速度は、固定屋根 2 および可動屋根のエッジ部の各節点で大きく、固定屋根 2 のほぼ $L/4$ 点 (L : スパン長さ) で応答の最大値が生じている。X 方向の応

答値は、固定屋根 1 では入力加速度より概ね小さくなっている。Y 方向の応答値は、固定屋根キールトラス節点の一部とその回りおよび可動屋根エッジ部節点の一部で X 方向の応答値より大きくなるが、全体的には小さくなっている。

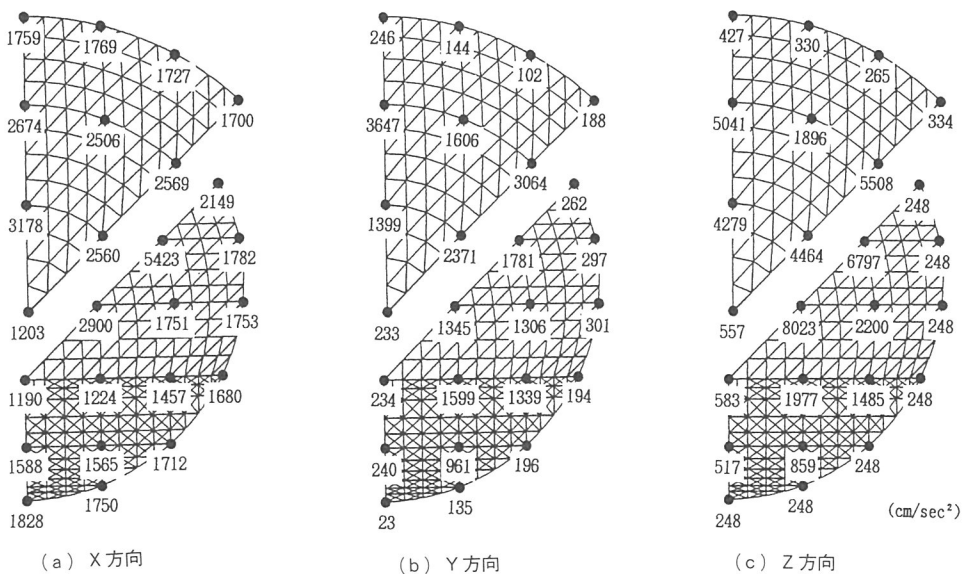


図 5.7 レベル 2 最大応答加速度 (TAFT EW,UD波 X, Z 方向入力時)

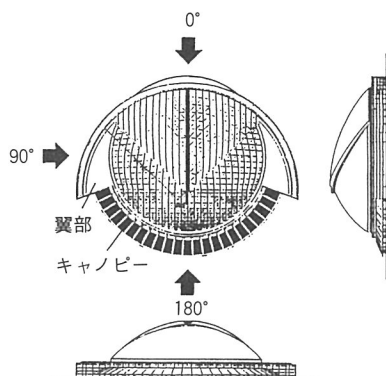


図 6.2 風向角

6.2 変動風圧および空間相関のモデル化

実験結果については「4 風洞実験」参照

(1) パワースペクトル

屋根面を数カ所にブロック分けし、各ブロック毎に代表点を設定する。ブロック毎の代表点のパワースペクトルをその点の変動風圧係数の 2 乗値により基準化し、各節点の変動風圧係数の 2 乗値を乗じたものをその点のパワースペクトルとする。

$$Spi(f) = (\sigma_{pi}^2 / \sigma_{po}^2) \cdot Spo(f)$$

ここに

$Spi(f), Spo(f)$: 点 i および代表点のパワースペクトル

σ_{pi}, σ_{po} : 点 i および代表点の変動風圧係数

ブロック分けはパワースペクトルの形状を考慮し、平均風圧係数の分布に当てはめて行った。図 6.3 に風向角 0° におけるブロックおよびその代表点を示す。

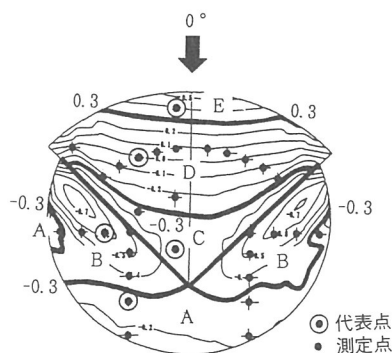


図 6.3 ブロックおよび代表点

(2) コ・コヒーレンス

空間相関の推定は、次式で定義される $Rij(f)$ により風向方向と風向直角方向とに分けて行う。相関減衰係数および移流速度は、風洞実験結果より次式を用いて最小二乗法で求める。

・風向方向

$$Rij(f) = rij(f) \cdot \cos \theta_{ij}(f)$$

$$rij(f) = \exp(-K_L \cdot f \cdot d_L / U_H)$$

$$\theta_{ij}(f) = 2\pi (U_H / U_c) \cdot f \cdot d_L / U_H$$

・風向直角方向

$$Rij(f) = rij(f) = \exp(-K_c \cdot f \cdot d_c / U_H)$$

ここに

$rij(f)$: 2 点 i, j 間のルート・コヒーレンス

$\theta_{ij}(f)$: 2 点 i, j 間の位相差

K_L, K_c : 風向方向および風向直角方向の相関減衰係数

U_c : 移流速度

U_H : 軒高での平均風速

d_L, d_c : 2 点間の風向方向および風向直角方向の水平距離

表 6.1 に相関減衰係数および移流速度を示す。

任意の 2 点間のコ・コヒーレンス $Rij(f)$ は、 K_L, K_c, U_c より次式で近似する。

$$Rij(f) = rij(f) \cdot \cos \theta_{ij}(f) \\ = \exp \{ -\sqrt{(-K_L \cdot f \cdot d_L / U_H)^2 + (-K_c \cdot f \cdot d_c / U_H)^2} \} \\ \times \cos \{ 2\pi (U_H / U_c) \cdot f \cdot d_L / U_H \}$$

表 6.1 相関減衰係数および移流速度

	K_L	K_c	U_c / U_H
風向角 0°	3.5	5.8	0.72
風向角 90°	5.1	3.8	0.56
風向角 180°	3.7	5.2	0.87

(3) クロススペクトル

2 点間 i, j 間のクロススペクトル $Pij(f)$ の実部は、(1) で得られたパワースペクトルに (2) で得られたコ・コヒーレンスを乗じることによって近似する。

$$\text{Re}[Pij(f)] = \sqrt{Spi(f) \cdot Spj(f)} \cdot Rij(f)$$

6.3 風応答解析手法

モード解析法によって運動方程式は次のようになる。

$$\ddot{q}_s(t) + 2h_s \cdot \omega_s \cdot \dot{q}_s(t) + \omega_s^2 \cdot q_s(t) = p_s(t) / m_s$$

ここに

ω_s : s 次の固有円振動数

m_s : s 次の一般化質量

h_s : s 次の減衰定数

p_s : s 次の一般化風力

q_s : s 次の一般化変位

この運動方程式を周波数領域で解くことによって一般化変位を求める。

屋根面の s 次の一般化風力のパワースペクトル S_{Fs} (f) は次式で求められる。

$$S_{Fs}(f) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \sum_{a=1}^3 \sum_{b=1}^3 S_{pij}(f) \cdot \phi_{sia} \cdot \phi_{sjb} \cdot A_i \cdot A_j \cdot n_{ia} \cdot n_{jb}$$

ここに

$S_{pij}(f)$: 2 点 i, j 間の変動風圧のクロススペクトルの実部

ϕ_{sia} : s 次における点 i のモードベクトルの a 方向成分

A_i : 点 i の負担面積

n_{ia} : 点 i の負担する面の外向き単位法線ベクトルの a 方向成分

s 次の一般化変位のパワースペクトル $S_{ds}(f)$ は、 s 次の一般化風力のパワースペクトル $S_{Fs}(f)$ を用いると、

$$S_{ds}(f) = |X_M(f)|^2 \cdot S_{Fs}(f)$$

ここに

$|X_M(f)|^2$: s 次のメカニカルアドミッタンス

$$1 / [K_s^2 \cdot \{1 - (f/f_s)^2\}^2 + \{2 \cdot h_s \cdot (f/f_s)\}^2]$$

K_s : s 次の一般化剛性

f_s : s 次の固有振動数

s 次の一般化変位の分散 σ_{ds}^2 は、

$$\sigma_{ds}^2 = \int S_{ds}(f) df$$

s 次の一般化変位の最大値 q_{smax} は、

$$q_{smax} = \sigma_{ds} \cdot g_s$$

ここに

g_s : s 次のピークファクター

$$\sqrt{2 \cdot \ln(T \cdot \nu_s)} + 0.5772 / \sqrt{2 \cdot \ln(T \cdot \nu_s)}$$

ν_s : s 次のゼロクロッシング数

$$\{ \int f^2 \cdot S_{ds}(f) df / \int S_{ds}(f) df \}^{1/2}$$

T : 評価時間(600sec)

s 次モードの i 点の a 方向の変動風力による等価静的風荷重 P_{sia} は次式で算定する。

$$P_{sia} = m_i \cdot \omega_s^2 \cdot q_{smax} \cdot \phi_{sia}$$

変動風力による部材応力 N_d, M_{xd}, M_{yd} は、 s 次モードの等価静的風荷重を作用させて求めた部材応力 $N_{smax}, M_{xsmax}, M_{ysmax}$ より SRSS 法で評価する。評価するモードは 10 次までとする。

$$N_d = \sqrt{\sum_s (N_{smax})^2}$$

$$M_{xd} = \sqrt{\sum_s (M_{xsmax})^2}, M_{yd} = \sqrt{\sum_s (M_{ysmax})^2}$$

平均風力による部材応力を N_s, M_{xs}, M_{ys} とすると、耐風設計用部材応力は次式で表せる。

$$N = N_s \pm N_d, M_x = M_{xs} \pm M_{xd}, M_y = M_{ys} \pm M_{yd}$$

6.4 風応答解析結果

(1) 一般化変位

各次モードに対する変動風力による一般化変位の最大値を表 6.2 に示す。一般化変位は、一般化質量 $m_s = 1$ となるようモードベクトルを正規化して求めている。

表より 1 次固有振動数成分が支配的であるが、2~4 次においても無視出来ない程の応答結果となっている。

表 6.2 一般化変位の最大値

次数	振動数 (Hz)	風向角 0°				風向角 90°				風向角 180°			
		σ_{ds}	ν_s	g_s	q_{smax}	σ_{ds}	ν_s	g_s	q_{smax}	σ_{ds}	ν_s	g_s	q_{smax}
1	1.102	0.244	0.153	3.199	0.780	0.308	0.134	3.156	0.973	0.269	0.265	3.366	0.905
2	1.662	0.040	0.512	3.555	0.142	0.055	0.416	3.496	0.193	0.041	0.796	3.677	0.151
3	1.903	0.020	0.693	3.639	0.073	0.019	0.769	3.667	0.070	0.020	0.889	3.707	0.075
4	2.104	0.037	0.352	3.448	0.126	0.015	1.013	3.742	0.057	0.021	0.891	3.707	0.079
5	2.351	0.006	0.623	3.610	0.022	0.008	0.562	3.581	0.029	0.008	0.707	3.644	0.029
6	2.365	0.014	0.267	3.368	0.047	0.012	0.390	3.478	0.041	0.010	0.579	3.589	0.038
7	2.476	0.010	0.357	3.453	0.034	0.014	0.222	3.313	0.047	0.006	0.571	3.586	0.020
8	2.510	0.011	0.248	3.346	0.038	0.015	0.310	3.411	0.051	0.029	0.201	3.283	0.095
9	2.653	0.005	0.350	3.447	0.018	0.008	0.508	3.553	0.028	0.008	0.604	3.601	0.030
10	2.733	0.012	0.196	3.275	0.039	0.007	0.288	3.390	0.025	0.006	0.330	3.429	0.022

σ_{ds} : 一般化変位の標準偏差

ν_s : ゼロクロッシング数

g_s : ピークファクター

q_{smax} : 一般化変位の最大値

(2) 応力

本解析手法による部材応力と、日本建築学会「建築物荷重指針（1981）」（以下指針とよぶ）より求まる風荷重による部材応力を比較した。指針においてガスト影響係数 $Gf=2.4$ としたときの部材応力を横軸に、本解析手法による部材応力を縦軸にしてプロットした、部材応力の相関関係を図6.4に示す。なお、暴風時の風荷重は $Gf=2.8$ に相当する。

図より、風向角 0° および風向角 180° ではほぼ $Gf=2.4$ を中心に分布しており、風向角 90° では $Gf=2.8$ を中心に分布している。指針による部材応力の小さい部材では Gf に換算すると大きくなる傾向がある。

断面算定の結果、すべての部材で短期許容応力度以下であった。

7. 全体座屈の検討

7.1 検討方針

対象とする建物の屋根形状は、球の一部を取り出した偏平な球殻と一部不規則な球殻よりなっている。この種の構造物の安定問題としては、部材の座屈に伴う部材レベルの構造安定問題と、構造物全体の座屈（全体座屈）を伴う構造安定問題に分類される。ここでは、荷重の増分に対応する変形解析を逐次行う非線形増分解析法を用い、幾何学的非線形性を考慮した全体座屈に関する構造安定性の検討を行う。

解析モデルは屋根簡略モデルを用いる。

7.2 解析方法

- 幾何学的非線形性を考慮した非線形増分解析法により座屈荷重（構造不安定時の荷重）を求める。
- 材料は弾性とする。
- 荷重分布は固定荷重および積載荷重の分布とする。
- 部材座屈の影響は考慮しない。

7.3 解析結果

増分解析より得られた構造不安定時の荷重を座屈荷重としたときの設計荷重に対する倍率を表7.1に示す。これより、座屈荷重が設計荷重と比較して大きく、構造全体の安定性が高いことが確認された。図7.1に全閉状態での座屈モードを示す。全閉状態および全開状態共に固定屋根2のエッジ部に座屈が生じている。

表 7.1 座屈荷重

	全閉状態時	全開状態時
座屈荷重	2 7. 0 倍	3 3. 0 倍

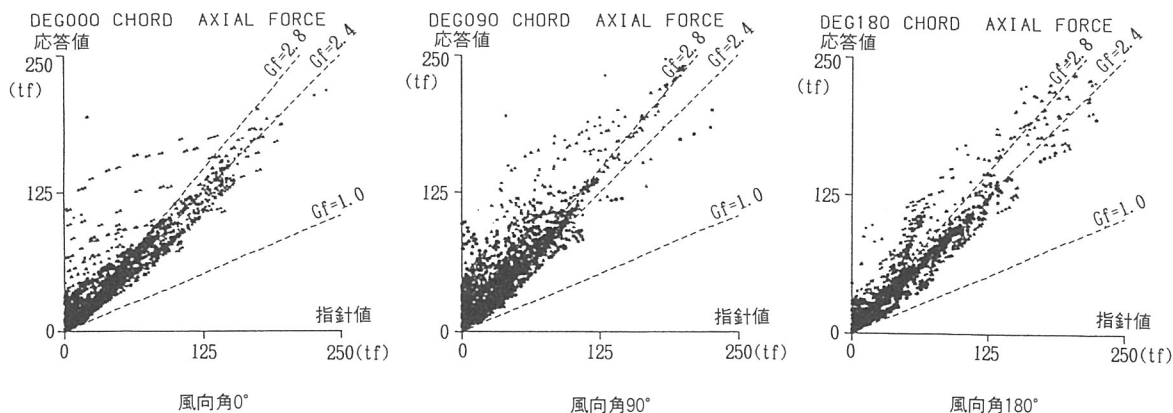


図 6.4 部材応力の比較

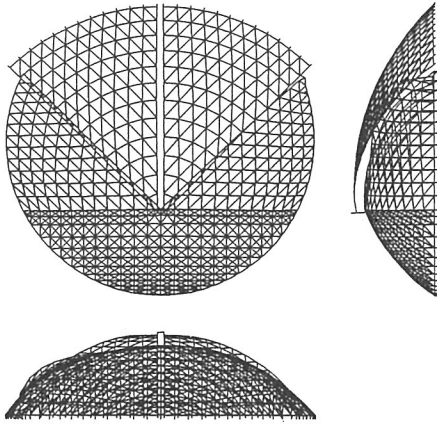


図7.1 座屈モード図

8. あとがき

本報告では、開閉式ドーム《THE WING》の試行設計建物に対して構造設計方法の一手法を示した。本設計方法に従って試設計を行った結果、構造的に十分な安全性が確保できることが認められた。しかし、屋根構造の設計は弾性を基本としているため終局耐力に対する安全性が明確にされておらず、今後は更に部材の塑性や座屈を考慮した終局耐力の検討が必要であると考え。