

等価な静的地震荷重による骨組膜屋根構造物の応答評価

ー立体トラスドームへの適用例ー

藤原 淳^{*1}

竹内 徹^{*2}

小田 憲史^{*3}

梗概

建築基準法では、地震荷重は水平な静的荷重として与えられる。しかし、膜構造物等の大スパン構造物に地震動が入力した場合、屋根面に鉛直な振動が生じることが知られており、水平方向のみの静的荷重を用いた大スパン構造物の地震応答評価は、危険側の評価になる可能性がある。

これに対し竹内らは、中規模ラチス構造物を対象として、屋根面の鉛直振動を考慮した静的荷重を用いて地震応答を評価する手法を提案している。

本論文では、既提案の地震応答評価手法に基づいて静的な地震荷重を設定し、立体トラスドームを屋根架構とする骨組膜構造物に適用する。応答スペクトル法による結果との比較を行い、地震応答評価の精度について論じる。

1. はじめに

膜構造物のような大スパン構造物に水平な地震動が入力した場合、構造物全体の水平振動に加え、屋根面に鉛直方向の振動が生じることが知られている。大スパン構造物の地震応答評価において、屋根面鉛直振動の考慮の重要性が指摘されており、数多くの考察、提案がなされている¹⁻³⁾。

平成 14 年国土交通省告示第 666 号により、一般の建築物と同様に、膜構造物の地震荷重は水平な静的荷重として考慮される。水平方向の静的荷重のみを用いた膜構造物の地震応答評価は危険側の評価となる可能性があるため、一定規模以上の膜構造物は告示の適用範囲外となり、時刻歴応答解析による地震応答評価が必要となる。しかし、膜構造物のように軽量で大スパンの構造物の設計では一般的に風荷重が支配的である。支配荷重とはならない荷重に対する検討に多くの計算時間を割くことは効率的とは言えず、概略の地震応答評価を簡便に行うことのできる手法が設計上有用であると考えられる。

竹内ら^{4,6)}は、応答スペクトル法によるパラメトリックスタディに基づいて、ドームおよび円筒形状の中規模ラチス構造物の地震応答評価手法を提案している。この手法では、構造物と屋根架構の固有周期の比と質量の比に応じて、屋根面の水平および鉛直方向の加速度応答を増幅させている。そして、屋根面の加速度分布を仮定し、応答の増幅率と加速度分布に基づいて等価な静的地震荷重を設定している。

著者ら⁷⁾は前報で、文献 4-6)の手法を単層の屋根型円筒シェルを有する骨組膜構造物に適用した。応答スペクトル法との比較から、両者の結果が良く対応するか安全側の応答評価が得られることが確認された。

本報告では、文献 4-6)の手法を、正方形平面を有する立体トラスドームを屋根架構とする骨組膜構造物に適用する。例題では、屋根架構と下部構造の接合条件を 3 種類考慮する。さらに、応答スペクトル法による地震応答評価を実施する。両手法での結果を比較し、地震応答評価手法^{4,6)}の精度について検討する。

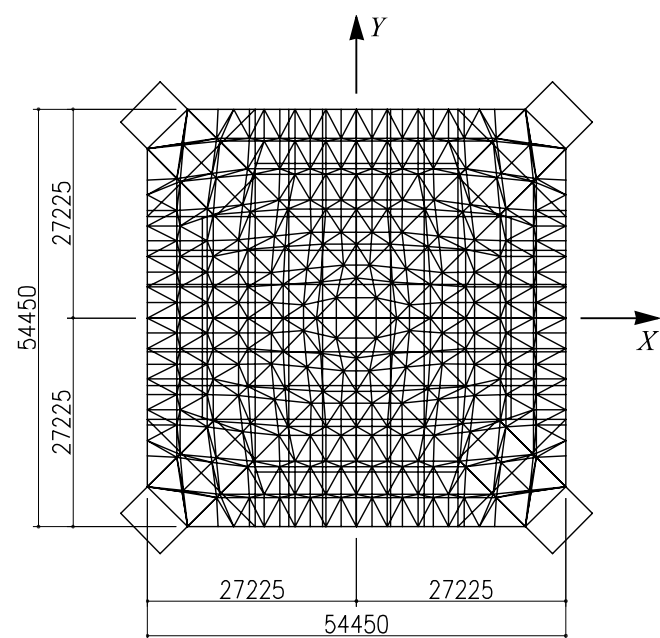
*1 太陽工業株式会社 空間技術研究所 主任 博士 (工学)

*2 東京工業大学大学院 理工学研究科 建築学専攻 助教授 博士 (工学)

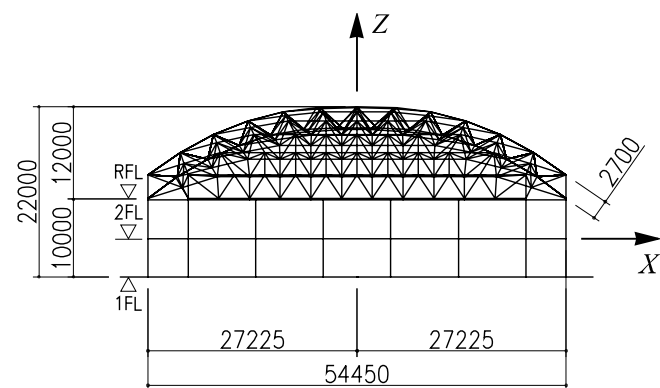
*3 太陽工業株式会社 研究開発本部 博士 (工学)

2. 対象構造物

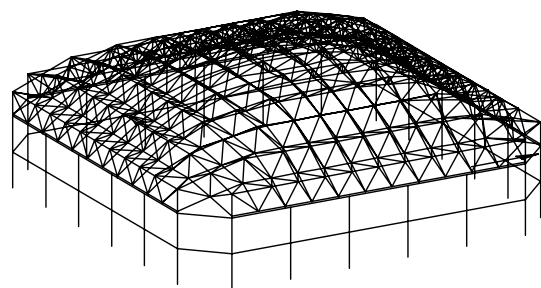
下部構造を RC ラーメンとし、立体トラスドームを屋根架構とする骨組膜屋根構造物を対象とする。構造部材の概要を図 1(a)-(c)に示す。高さ 10000 mm より下の部分が RC の下部構造, 10000 mm より上の部分が立体トラスである。構造物は, X 軸と Y 軸に対して対称である。



(a) : 平面図 (X - Y 平面)



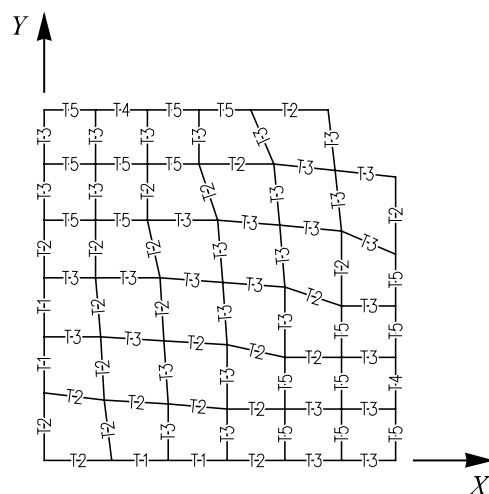
(b) : 立面図 (X - Z 平面)



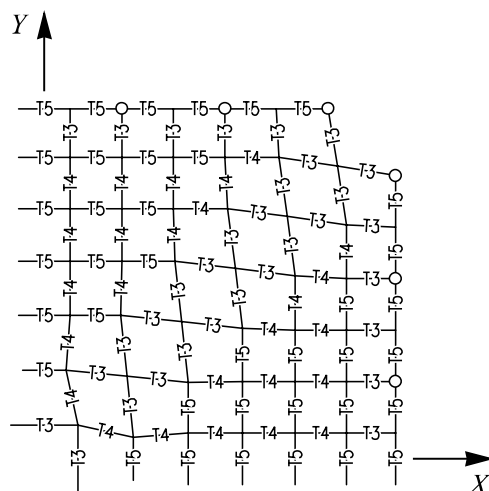
(d) : 鳥瞰図 (基礎梁省略)

図 1 構造物概要図 (単位 mm)

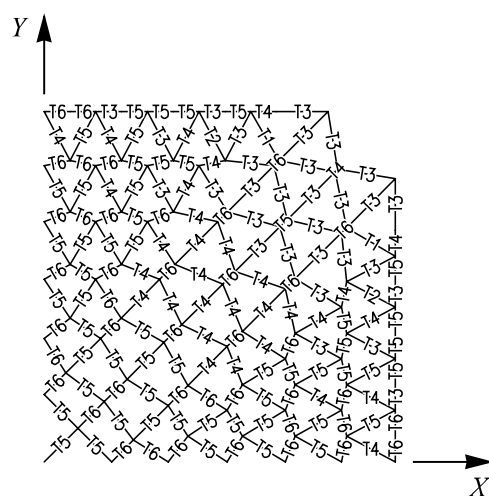
図 1(b)から, 構造物のデプス-スパン比は $2700 / 54550 = 1 / 20.17$ であり, 応答評価法^{4,6)}の適用範囲内 ($1 / 100$ 程度以上) である。



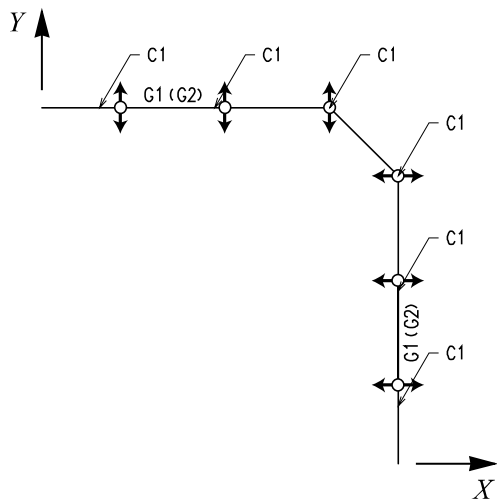
(a) : トラス上弦材配置図



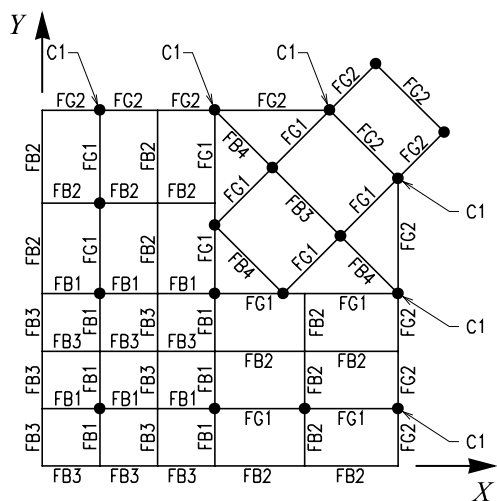
(b) : トラス下弦材配置図



(c) : トラス斜材配置図



(d) : 下部構造部材配置図 (RFL (2FL) 梁伏図)



(e) : 基礎梁配置図 (1FL 梁伏図)

図 2 構造部材配置図

図 2 (a)-(e) と表 1, 2 に、それぞれ構造部材の配置図と部材リストを示す。部材の配置も X 軸と Y 軸に対して対称であるので、 $X \geq 0$ および $Y \geq 0$ の範囲のみの部材配置を図示する。

図 1(b)の RFL, 2FL, 1FL に、それぞれ G1, G2 材、基礎梁 (FG1, FG2, FB1, FB2 材) が配置される。柱 (C1 材) は、接続する FG1 材の材軸方向をせいの方向として、せいは 1FL (柱脚) から RFL (柱脚) の間で 1500mm から 1000mm まで線形に変化する。各有限要素のせいは、要素の重心高さのせいとする。

トラス部材は全てピン接合され、下部構造は全て剛接合される。1FL の図 2(e)の丸印の箇所で、構造物の X, Y, Z 軸方向変位を拘束する。

表 1 RC 部材断面リスト

記号	幅 × せい	材質
C1	750 × 1000-1500	Fc24
G1	750 × 1200	Fc24
G2	450 × 1200	Fc24
FG1	450 × 1800	Fc21
FG2	450 × 1400	Fc24
FB1	400 × 900	Fc21
FB2	350 × 700	Fc21

表 2 鉄骨部材断面リスト

記号	部材	材質
T1	P-165.2 ϕ × 5.0t	STK400
T2	P-165.2 ϕ × 4.5t	STK400
T3	P-139.8 ϕ × 4.5t	STK400
T4	P-114.3 ϕ × 4.5t	STK400
T5	P-101.6 ϕ × 4.2t	STK400
T6	P-89.1 ϕ × 4.2t	STK400

表 3 構造物の各部質量

部位	質量 (kg)
屋根架構 : M_R	2.876×10^5
下部構造 : M_S	1.362×10^6
全体 : $M_{eq} = M_R + M_S$	1.650×10^6

屋根架構と下部構造は、図 2(b)と(d)の丸印の箇所で接続される。本論文では、以下の 3 種類の接合条件を考慮する。屋根架構と下部構造の接合条件が、等価な静的地震荷重による応答評価法⁴⁻⁶⁾の精度に与える影響を検討し、手法の適用範囲について考察を行う。

- J1 屋根架構の支持層を剛床と仮定し、屋根架構と下部構造をピン接合する。
- J2 屋根架構と下部構造をピン接合する。
- J3 接続部節点での回転と図 2(d)の矢印方向の変位を拘束しない。

構造物材の自重に加えて、屋根膜材と母屋鉄骨、下部構造の壁と底の質量も考慮する。屋根膜材と母屋鉄骨の質量は、トラス上弦材の節点に負担面積に応じて配分する。また、壁の質量は接続する上下の梁に対して均等に配分し、底の質量は接続する梁が均等に負担するものとする。下部構造の質量は、2FL以上の質量のみを考慮する。屋根架構質量 M_R 、下部構造質量 M_S および全体質量 M_{eq} を表 3 に示す。

3. 固有値解析

3.1 構造物を等価 1 質点系としたときの固有周期

屋根架構の支持レベル（RFL）を剛床とした等価 1 質点系を仮定し、構造物の固有周期 T_{eq} を求める。剛床としたレベルに X 軸正方向の静的荷重 $P = 1000.0 \text{ N}$ を作用させ、変位 u を求める。 X 軸方向の剛性 K_{eq} は、荷重 P と変位 u から以下の式のように得られる。

$$K_{eq} = \frac{P}{u} \quad (1)$$

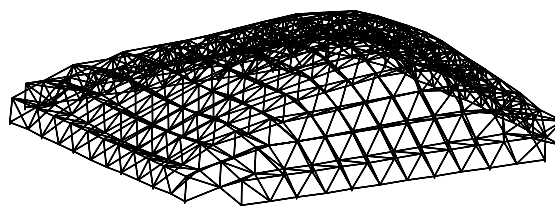
計算より、 u の値は $2.260 \times 10^{-6} \text{ m}$ となる。表 3 と式(1)から、固有周期 T_{eq} は以下のようになる。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{eq}}{K_{eq}}} = 0.384 \text{ sec.} \quad (2)$$

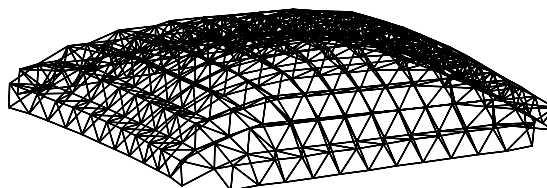
3.2 屋根架構の固有周期

屋根架構の固有値解析を行う。接合条件 J1 と J2 では下部構造との取り合い個所の節点をピン支持とし、J3 ではローラー支持とする。各支持条件の 1-10 次の固有周期と X 軸方向の有効質量比を、表 4 に示す。ピン支持条件の 2 次、ローラー支持条件の 3 次と 5 次のモードを、それぞれ図 3(a)-(c)に示す。

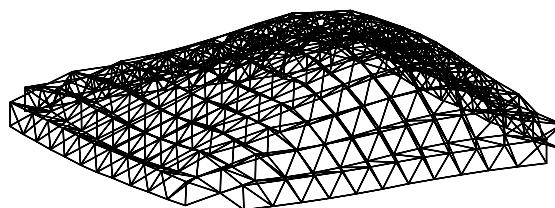
図 3(a)と(c)から、ピン支持条件の 2 次とローラー支持条件の 5 次が、 X 軸方向の逆対称 1 次モードである。また図 3(b)から、ローラー支持条件の 3 次は、鉛直方向の振動が生じず、スウェイするモードである。表 3 と図 3 から、ピン支持とローラー支持で、 X 軸方向逆対称 1 次固有振動数 T_R は、それぞれ 0.243 と 0.246 sec.である。



(a) : ピン支持 2 次モード



(b) : ローラー支持 3 次モード



(c) : ローラー支持 5 次モード

図 3 屋根架構の固有モード

表 4 屋根架構の固有値解析結果

次数	ピン支持 (J1, J2)			ローラー支持 (J3)		
	固有周期 (sec.)	X 軸方向有効質量比 (%)		固有周期 (sec.)	X 軸方向有効質量比 (%)	
			合計			合計
1	0.243	0.00	0.00	0.450	0.00	0.00
2	<u>0.243</u>	43.43	43.43	0.289	0.00	0.00
3	0.225	0.00	43.43	0.289	83.91	83.91
4	0.164	0.00	43.43	0.246	0.00	83.91
5	0.136	0.00	43.43	<u>0.246</u>	0.87	84.78
6	0.134	0.00	43.43	0.179	0.00	84.78
7	0.134	0.00	43.43	0.151	0.00	84.78
8	0.129	34.93	78.36	0.141	0.00	84.78
9	0.120	0.00	78.36	0.139	0.00	84.78
10	0.113	0.00	78.36	0.139	0.00	84.78

4. 例題

4.1 考慮する地震および加速度応答スペクトル

平成 12 年国土交通省告示第 1461 号, 四, イに基づき, 解放工学基盤での加速度応答スペクトル S_{A0} を定める。きわめて稀に発生する地震動 (レベル 2) を想定すると, 固有周期 T に応じて S_{A0} が以下のように得られる。

$$S_{A0} = \begin{cases} (3.2 + 30T)Z & T < 0.16 \\ 8.0Z & 0.16 \leq T < 0.64 \\ (5.12/T)Z & 0.64 \leq T \end{cases} \quad \text{m/sec}^2 \quad (3)$$

ここでは, $Z = 1.0$ とする。次に, 表層地盤による加速度の増幅率 G_s を設定する。第二種地盤を仮定して, 平成 12 年国土交通省告示第 1457 号, 第 7, 二の表 2 から,

$$G_s = \begin{cases} 1.5 & T < 0.64 \\ 1.5 \cdot (T/0.64) & 0.64 \leq T < 0.864 \\ 2.025 & 0.864 \leq T \end{cases} \quad (4)$$

を得る。 S_{A0} と G_s から, 地表面での加速度応答スペクトル S_A を以下のように定める。

$$S_A = S_{A0} \cdot G_s \quad (5)$$

応答スペクトルに関するパラメータを表 5 にまとめ, 加速度応答スペクトルを図 4 に示す。(2)-(4)から, 等価 1 質点系の加速度応答スペクトル A_{eq} は,

$$A_{eq} = 8.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 = 12.0 \quad \text{m/sec}^2 \quad (6)$$

となる。

表 5 加速度応答スペクトルに関するパラメータ

地震レベル	数値 Z	地盤種別	減衰 h
極めて稀	1.0	第二種	0.02

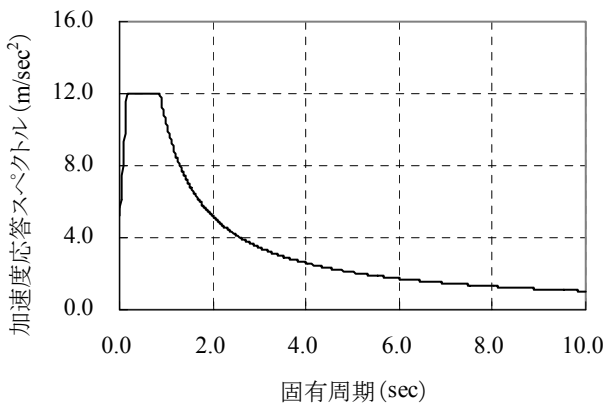


図 4 加速度応答スペクトル

4.2 静的地震荷重の設定

文献 4-6)から, 固有周期比 R_T と質量比 R_M を, 以下のよう定める。

$$R_T = \frac{T_{eq}}{T_R} \quad (7)$$

$$R_M = \frac{M_{eq}}{M_R} \quad (8)$$

ここで, 鉛直増幅率に関する係数を $C_V = 1.85$, ドームの半開角を θ (rad)として, 水平方向の応答増幅率 F_H と鉛直方向の応答増幅率 F_V を,

$$F_H = \begin{cases} 3 & (0 < R_T \leq 5/36) \\ \sqrt{5/4R_T} & (5/36 < R_T \leq 5/4) \\ 1 & (5/4 < R_T) \end{cases} \quad (9)$$

$$F_V = \begin{cases} 3C_V\theta & (0 < R_T \leq 5/16) \\ (\sqrt{5/R_T} - 1)C_V\theta & (5/16 < R_T \leq 5) \\ 0 & (5 < R_T) \end{cases} \quad (10)$$

のように求める⁴⁻⁶⁾。ここで, $\theta = 0.632$ rad である。

また, ドームのスパンを L , ドームの中心を原点として, 屋根面での水平および鉛直方向の加速度分布は, それぞれ以下のように提案されている。

$$A_H = A_{eq} \left\{ 1 + (F_H - 1) \cos \frac{\pi \sqrt{x^2 + y^2}}{L} \right\} \quad (11)$$

$$A_V = A_{eq} F_V \frac{x}{\sqrt{x^2 + y^2}} \sin \pi \frac{2\pi \sqrt{x^2 + y^2}}{L} \quad (12)$$

しかし, 本報告で対象とする構造物は正方形平面を有するため, (11)と(12)を直接適用することはできない。よってここでは, (11)と(12)の代わりに以下の式を用いて, A_H と A_V を求める。ここで, 構造物平面の図心を原点として, L_x と L_y を, それぞれ X , Y 軸方向の寸法 (ともに 54.45 m) とする。

$$A_H = A_{eq} \left\{ 1 + (F_H - 1) \cos \pi \left(\frac{x}{L_x} \right) \cos \pi \left(\frac{y}{L_y} \right) \right\} \quad (13)$$

$$A_V = A_{eq} F_V \sin \pi \left(\frac{2x}{L_x} \right) \cos \pi \left(\frac{y}{L_y} \right) \quad (14)$$

表 6 応答スペクトル法に関するパラメータ

重ね合わせ	使用するモード	減衰定数
CQC 法	1-100 次	0.02

4.3 応答スペクトル法による地震応答解析

4.2 節で定めた等価な静的地震荷重の妥当性を検証するため、応答スペクトル法による地震応答評価を併せて行い、結果を比較する。

応答スペクトルは、4.1 節で定義したもの（式(3)-(5)）を採用する。重ね合わせは CQC 法を用い、1-100 次のモードを対象とする。1-100 次までの X 軸方向の有効質量比は、J1-J3 の接続条件で、それぞれ 88.22%, 88.07%, 87.59% である。すべての次数において、減衰定数を 0.02 とする。応答スペクトル法に関するパラメータを表 6 にまとめる。

4.4 計算結果

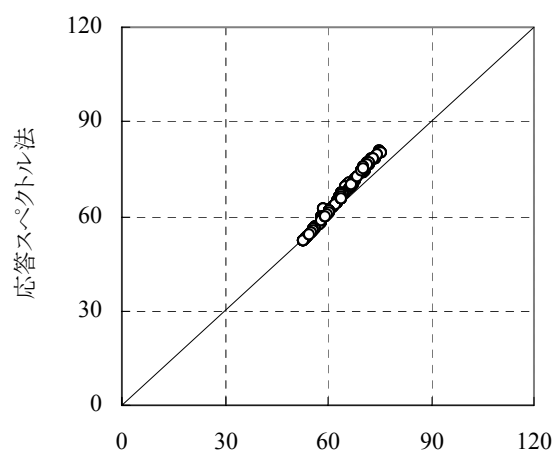
3 種類の屋根架構と下部構造の接続条件（J1, J2, J3）について、等価な静的地震荷重と応答スペクトル法による地震応答評価を行う。

図 5-10, 13-15 に、ある節点または要素の静的荷重による応答を横軸の座標値、応答スペクトル法による応答を縦軸の座標値としてプロットする。つまり、45 度勾配の直線上に点があれば、応答スペクトル法と静的荷重とで得られた応答が一致したことを表す。よって第 1 象限では、45 度勾配の直線より下または上に点がある場合は、応答スペクトル法と比べて、それぞれ安全側または危険側の評価が得られたことになる。第 3 象限では、反対に下が危険側、上が安全側の評価となる。

図 5-7 に、屋根架構の支持層を剛床と仮定し、屋根架構と下部構造をピン接合する場合（J1）の、屋根架構の水平変位、鉛直変位、軸力をそれぞれ図示する。図 5-7 から、軸力が高い範囲で偏差がみられるものの、水平変位、鉛直変位、軸力全てにおいて応答スペクトル法とよく対応した結果が得られている。但し、応答スペクトル法での結果に比べて、全体に若干危険側の応答評価となっている。

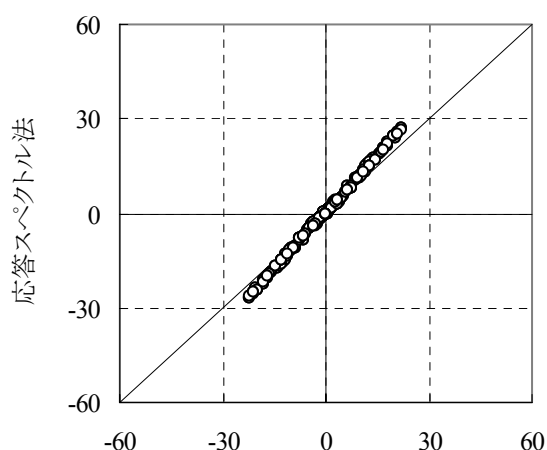
図 8-10 に、屋根架構の支持層を剛床と仮定せず、屋根架構と下部構造をピン接合する場合（J2）の、屋根架構の水平変位、鉛直変位、軸力をそれぞれ図示する。図 8-10 から、水平変位と軸力については、応答スペクトル法と比較的対応した結果が得られているが、鉛直変位が大きく異なっていることが分かる。

図 11 に、屋根架構の変形を示す。また図 12 に、G1 材の変形と Y 軸方向に平行な部材の中央点の変位を示す。



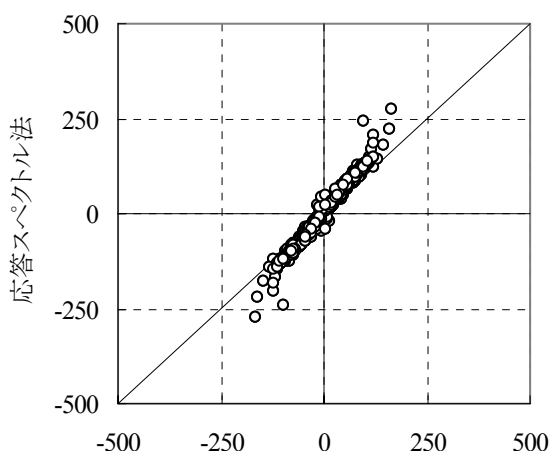
等価な静的荷重

図 5 屋根架構水平変位（単位 mm, J1）



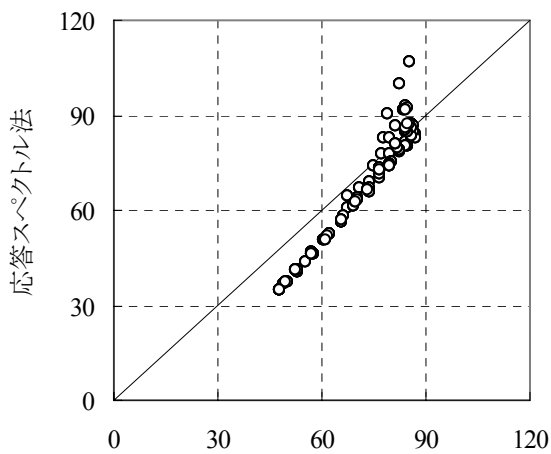
等価な静的荷重

図 6 屋根架構鉛直変位（単位 mm, J1）



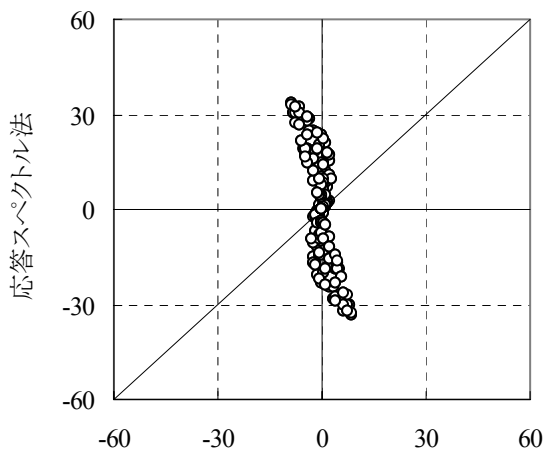
等価な静的荷重

図 7 屋根架構軸力（単位 kN, J1）



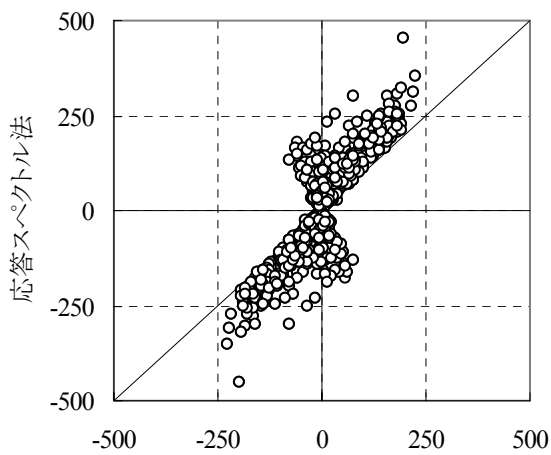
等価な静的荷重

図 8 屋根架構水平変位 (単位 mm, J2)



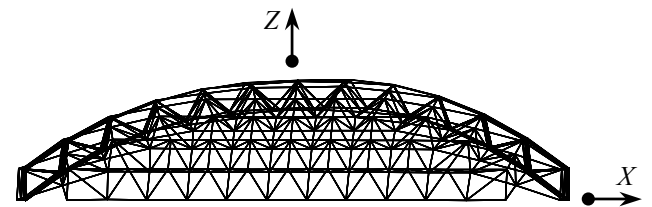
等価な静的荷重

図 9 屋根架構鉛直変位 (単位 mm, J2)

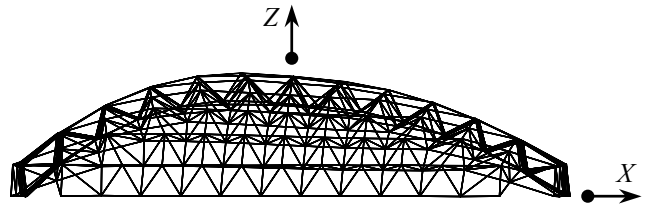


等価な静的荷重

図 10 屋根架構軸力 (単位 kN, J2)

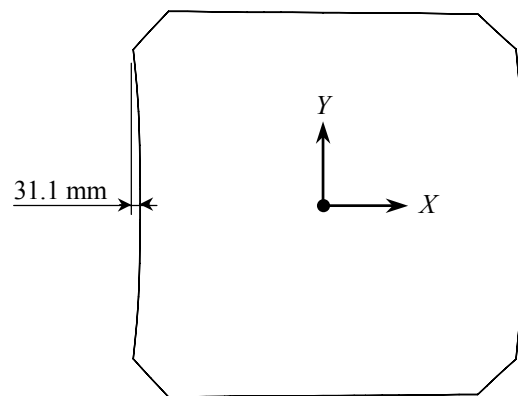


(a): 等価な静的地震荷重

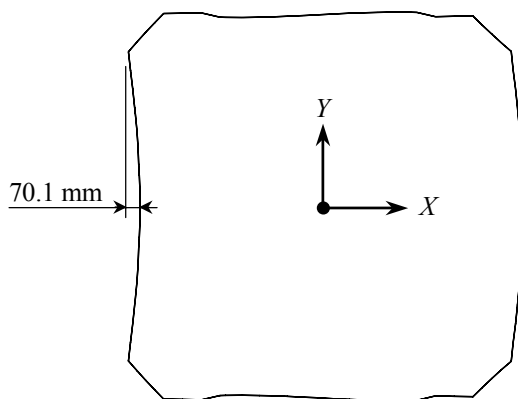


(b): 応答スペクトル法

図 11 屋根架構の変形図 (X-Z 平面, J2)

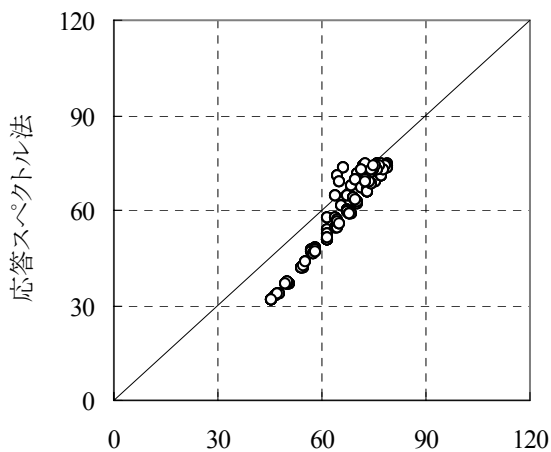


(a): 等価な静的地震荷重



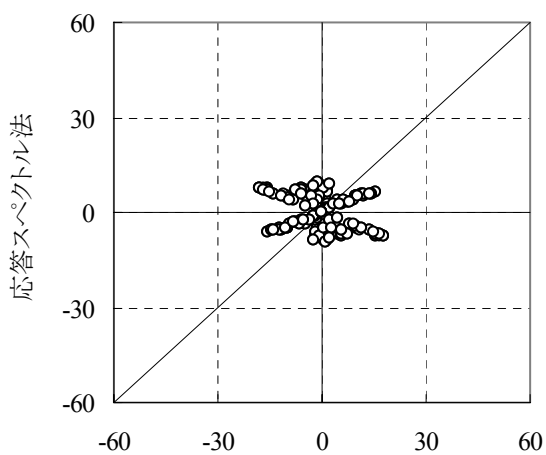
(b): 応答スペクトル法

図 12 G1 材の変形図 (X-Y 平面, J2)



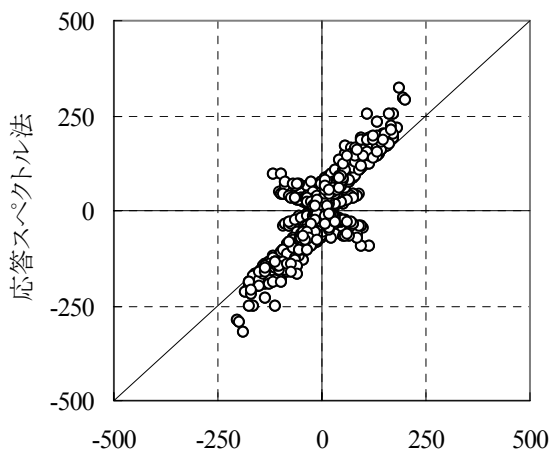
等価な静的荷重

図 13 屋根架構水平変位 (単位 mm, J3)



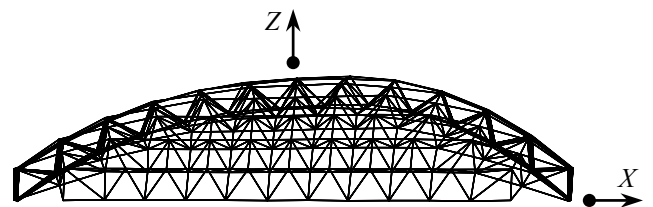
等価な静的荷重

図 14 屋根架構鉛直変位 (単位 mm, J3)

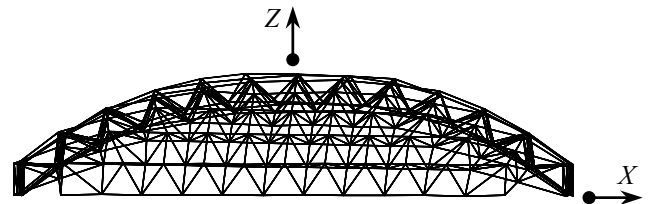


等価な静的荷重

図 15 屋根架構軸力 (単位 kN, J3)



(a) : 等価な静的地震荷重



(b) : 応答スペクトル法

図 16 屋根架構の変形図 ($X-Z$ 平面, J3)

図 11(a)から, 静的地震荷重による結果では, A_r (式 (14) 参照) に対応して $X < 0$ の範囲で Z 軸負方向の変位が生じ, $X \geq 0$ の範囲で Z 軸正方向の変位が生じていることが分かる。一方図 11(b)から, 応答スペクトル法では反対に, $X < 0$ の範囲で Z 軸正方向の変位が生じ, $X \geq 0$ の範囲で Z 軸負方向の変位が生じている。

図 12(a)と(b)から下部構造の変形を比較すると, 静的地震荷重に比べて, 応答スペクトル法では X 軸方向の変位が非常に大きいことが分かる。図 12(b)に示す G1 材の変形により, $X < 0$ の範囲にある屋根架構と下部構造の接合部の節点が構造物の内側に入り込み, ドームの屋根面が Z 軸正方向に変形したものと考えられる。

接続条件 J2 では, 下部構造の局所的な変形が屋根面の振動に影響を与え, 文献 4-6)で提案された加速度分布と異なる振動性状が現れている。そのため, 鉛直変位では, 静的地震荷重と応答スペクトル法の結果に誤差が見られる。軸力では鉛直変位に比べて誤差が小さいが, 危険側の評価が得られる傾向にある。本論文で対象とした構造物は正方形平面を有するため, 文献 4-6)で対象とする円形平面を有するドームに比べて, 屋根架構支持層の水平面内剛性が小さいと考えられる。このような場合には, 下部構造の局所的な変形に対する検討が必要であると考えられる。

図 13-15 に, 回転と図 2(d)の矢印方向の変位を拘束しない場合 (J3) の, 屋根架構の水平変位, 鉛直変位, 軸力をそれぞれ図示する。図 13-15 から, J2 と同様に, 静的地震荷重と応答スペクトル法で, 得られた鉛直変位に誤差が見られる。

図 16 に、屋根架構の変形を示す。図 16(a)と(b)から、静的地震荷重による結果では屋根面に鉛直変位が生じているが、応答スペクトル法では屋根面に鉛直変位は生じず、 X 軸正方向にスウェイするような変形となっていることが確認できる。表 4 と図 3 から、屋根架構のみの振動においても鉛直振動を生じずスウェイするモードが支配的となっている。文献 4-6)では、下部構造の剛性が低い場合に屋根架構がスウェイするモードが卓越するとしている。J3 の結果から、ローラー支持等の特殊な条件によっても、スウェイするモードが卓越する場合があることが確認された。

等価な静的地震荷重を用いた応答評価法の適用範囲については、屋根架構のデプススパン比の目安が示されている。本論文の例題の結果から、屋根架構を支持する層の水平面内剛性や接続条件が応答評価の精度に影響を与えることが確認された。等価な静的地震荷重を用いた応答評価法の適用にあたっては、これらの影響も考慮する必要があると考えられる。

5. まとめ

既提案の、大スパン構造物の屋根面鉛直振動を考慮した、等価な静的地震荷重⁴⁻⁶⁾を、正方形平面を有する立体トラスドームを屋根架構とする骨組膜構造物に対して適用した。屋根架構と下部構造の接続条件の異なる 3 種類のモデルの計算を行い、それぞれ応答スペクトル法の結果と比較を行った。結果を以下にまとめる。

1. 下部構造の屋根架構を支持する層を剛床と仮定し、屋根架構と下部構造をピン接合したモデルでは、応答スペクトル法とよく対応した結果が得られた。
2. 下部構造の屋根架構を支持する層を剛床と仮定せず、屋根架構と下部構造をピン接合したモデルでは、下部構造の局所的な変形の影響により文献 4-6)で提案している加速度分布と異なる振動性状が現れた。その結果、鉛直方向変位で、応答スペクトル法との差が見られた。
3. 支持する梁部材の材軸に直交する方向の水平変位を拘束せずに、屋根架構と下部構造を接続したモデルでは、応答スペクトル法で鉛直方向の振動を生じずにスウェイするモードが卓越した。2 と同様に鉛直方向変位で、応答スペクトル法との差がみられた。
4. 2 と 3 より、等価な静的地震荷重を用いた応答評価の適用にあたっては、屋根架構を支持する層の水平面内剛性や接続条件の影響を考慮する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 加藤 史郎, 小西 克尚, 中澤 祥二, 向山 洋一, 打越 瑞昌, 下部構造に支持された空間構造の振動解析用質点簡易モデル, 構造工学論文集, Vol. 48B, pp.37-47, 2002.3
- 2) 中澤 祥二, 加藤 史郎, 吉野 達矢, 小田 憲史, 骨組膜構造の限界耐力計算に関する基礎的研究, 膜構造研究論文集 2004, No. 18, pp. 1-14, 2004 年 12 月
- 3) 山田 大彦, 空間構造の地震応答に及ぼす下部構造の影響に関する初歩的考察, 第 10 回「シェル・空間構造」セミナー資料, 日本建築学会構造委員会 シェル・空間構造運営委員会, pp. 65-77, 2001.11
- 4) 竹内 徹, 小河 利行, 中川 美香, 熊谷 智彦, 応答スペクトル法による中規模ラチスドームの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, No. 579, pp. 71-78, 2004 年 5 月
- 5) 竹内 徹, 小河 利行, 山形 智香, 熊谷 知彦, 支持架構付き屋根型円筒ラチスシェルの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, No. 596, pp. 57-64, 2005 年 10 月
- 6) 竹内 徹, 小河 利行, 空間構造の応答性状と制震・免震技術の応用, 2005 年度日本建築学会大会 (近畿) 構造部門 (シェル・空間構造) パネルディスカッション資料, 体育館・公共ホールの地震被害と耐震改修, pp. 28-39, 2005 年 9 月
- 7) 藤原 淳, 竹内 徹, 小田 憲史, 等価な静的地震荷重による骨組膜屋根構造物の応答評価 –シングルレイヤー屋根型円筒シェルへの適用例-, 膜構造研究論文集 2005, No. 19, pp. 17-26, 2005 年 12 月

SEISMIC RESPONSE EVALUATION FOR FRAME-SUPPORTED MEMBRANE ROOF STRUCTURES USING EQUIVALENT STATIC LOADS

— An Example with a Single Layer Cylindrical Roof Structure —

Jun Fujiwara^{*1}

Toru Takeuchi^{*2}

Kenshi Oda^{*3}

SYNOPSIS

In seismic design of general architectural structures, earthquake is considered as horizontal static loads. In several studies, however, it has been pointed that vertical vibration can be observed in seismic response of large-spanned roof structures such as frame-supported membrane structures. If seismic design of large-spanned structures is performed by using only horizontal static loads, structures may not have enough strength for earthquake.

For above mentioned problem, Takeuchi *et. al.* proposed a seismic response evaluation method. In this method, horizontal and vertical accelerations were considered, and they were amplified along ratio of fundamental frequencies of roof and structure.

In this paper, the seismic response evaluation method is applied to a cylindrical frame-supported membrane structure. Response spectrum analysis is also performed, and the results are compared. It is discussed that seismic response of frame-supported membrane structures can be accurately evaluated by using the method.

*1 Research Engineer, Advanced R&D Department, Taiyo Kogyo Corporation, Dr. Eng.

*2 Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

*3 Research Engineer, Advanced R&D Department, Taiyo Kogyo Corporation, Dr. Eng.