

球面すべり支承で支持された屋根型円筒ラチスシェルの地震応答評価

SEISMIC RESPONSE EVALUATION OF CYLINDRICAL LATTICE SHELL ROOFS
SUPPORTED BY SPHERICAL SLIDING BEARINGS竹内 徹^{*1}, 宮崎 崇^{*2}, 小河 利行^{*3}

Toru TAKEUCHI, Takashi MIYAZAKI and Toshiyuki OGAWA

To reduce the seismic response of latticed shell roofs, introducing seismic isolation bearings are known to be effective. Although easy response evaluation methods are proposed, they are limited to the condition that the elastic stiffness of isolated layer is much larger than the supporting substructure or the weight of substructure is relatively light. In this paper, easy seismic response evaluation methods for cylindrical lattice shell roofs are researched including longitudinal directions, and then those for seismically isolated roof structures are proposed including the condition that the weight of substructure is heavier. SSB (Spherical Sliding Bearings) are assumed for isolated bearings, and two different analytical models are compared for evaluating the response.

Keywords : Cylindrical Lattice Shell, Seismic Isolation, Equivalent Linear Method,
Response Evaluation, Response Spectrum Analysis,

円筒ラチスシェル, 免震, 等価線形化法, 地震応答評価, 応答スペクトル法

1. 序

学校体育館や公共ホールは震災時に地域の避難拠点となることが期待されているが, 比較的新しい建物においても地震被害事例が続いており, 改善が望まれる。被害例のうち屋根トラスの座屈や懸垂物の落下, 支承部の破壊は空間構造特有の応答特性に依存することが指摘されており, 設計時の配慮が必要となる。特にライズのあるラチス屋根構造では水平地震入力に対し鉛直応答が励起されることが知られており, 各種の簡便な応答評価手法が提案されている¹⁾ものの実際の設計にはまだ取り入れられていない場合が多い。

一方, 空港ターミナル等, 大規模な空間構造では屋根部の応答の励起を回避するため, 免震・制振構造の導入が進んでいる。特に屋根支承部への免震支承の導入は屋根部の水平応答増幅を抑えとともに鉛直応答や温度応力を殆ど解消することが可能となるため, 中国, トルコ等の地震国で導入例が増加している²⁾。これらの事例では屋根構造の重量が軽いため, 重量と無関係に固有周期を設定可能な球面すべり支承(Friction Pendulum Bearings, FPB, または Spherical Sliding Bearings, SSB)が用いられる例が多い。

学校体育館で多用される円筒シェル形, 山形ラチス屋根の地震応答評価については, 文献 3)~7) を通じて単純な 3 質点アーチモデルを用いてライズと水平・鉛直応答特性との関係が説明され, 下部構造の剛性に応じた屋根部の応答増幅率が屋根部と下部の固有周期比の関数として与えられている。また, 下部構造重量が大きい領域で

の下部構造による屋根部共振時の応答増幅特性がパラメトリックスタディにより同定された近似式として与えられている⁸⁾。しかしながら桁行方向の地震入力に対する応答は詳細に検討されておらず, 屋根共振時の増幅のメカニズムも数値的には説明されていない。

一方, ラチスシェル屋根に免震支承を挿入した場合の応答評価に関しては文献 9) において免震球形ラチスドームについて検討され, 屋根部を剛体とした等価 1 質点系に対する免震層の初期固有周期比 $\beta > 5$, または屋根に対する下部構造の質量比 $R_M < 1.2$ の範囲においては下部構造の影響を無視し, 免震部を下部構造と読み替えて既往の屋根応答評価手法が利用できることが示されている。しかしながら, 摩擦滑り系の SSB を用いた場合には初期剛性が高く, 下部構造が RC 構造のように重量の大きい場合には上記の条件を満足することができない。

そこで, 本研究ではまず下部支持構造付き円筒ラチスシェル屋根構造について, 桁行構造を含めた屋根応答のメカニズムを分析し, 下部構造による屋根部共振時の応答増幅率の再評価を含めた応答評価手法の同定を行う。その上で同屋根形式に免震支承, 特に SSB を挿入した場合の屋根部の簡便な応答評価手法を下部構造の影響が無視できない範囲を含めて導出し, その評価精度を検証する。SSB 免震支承のモデル化に関しては Multiple Shear Spring Model (MSS モデル)¹⁰⁾と文献 11) で提案した FP モデルを比較し, これらの違いが屋根部応答に与える影響についても検証する。

*1 東京工業大学建築学系 教授・博士(工学)

*2 元 東京工業大学建築学専攻 大学院生・修士(工学)

*3 東京工業大学 名誉教授・工博

Prof., Dept. Arch. & Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Former Grad. Stud., Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

Prof. Emeritus, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

2. 検討モデルの設定

2.1 建物モデルの設定

検討対象とする基本モデルは図1に示すような学校体育館規模の支持架構付き屋根型円筒シェルである。屋根面は曲率半径 R を変化した剛接合単層ラチスシェルとし、梁間スパン $L_x=36\text{m}$ となるようにネットワークを構成する。屋根構造の半開角 θ は $20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 60^\circ$ の4種とし、屋根構造だけで構成される屋根モデルと下部構造付モデルを用いる。以降、梁間入力方向に沿った節点 AOA', 桁行入力方向に沿った節点 BOB' を中央線と呼ぶ。解析モデルの名称をそれぞれ図2に示す。屋根支持点間にはテンション材を配し屋根スラストを打ち消す初期張力を与える。モデルを構成する部材は全て円形鋼管とし、固定荷重は屋根荷重 1.18kN/m^2 、壁荷重で 0.98kN/m^2 とする。屋根構造は固定荷重を受ける時の最大部材応力で許容応力度設計し、屋根面で同一部材とする。支持架構は、ベースシア係数 $C_0=0.3$ のせん断力および屋根構造の固定荷重相当の軸力に対して弾性範囲とし、層間変形角が $1/200$ 以下となるように設計する。表1に形状諸元、表2に屋根部材諸元を、表3に下部構造の部材諸元を示す。下部構造の妻面梁、桁行梁は剛梁とする。非免震モデルの下部構造はラーメン構造、柱脚は固定支持、下部構造と桁行梁との間はピン接合とする。免震モデルは図1に示す位置に免震支承を挿入する。免震支承には、支承部上部の重量に依らず固有周期を設定できる球面すべり支承(SSB)を設定する。球面すべり支承の履歴モデルとして、2方向せん断力の相互作用を考慮できるMSS(Multiple Shear Spring)モデル¹⁰⁾と振り子運動による復元機構と摩擦力による減衰機構を組み合わせた摩擦振り子(FP)モデル¹¹⁾の2種を比較して用いる。

2.2 免震支承モデルの設定

摩擦振り子(FP)モデルは、滑り面の曲率半径 $R=2500\text{mm}$ の振り子とし、スライダ径 $D_s=60\text{mm}$ 、面圧 $\sigma=60\text{N/mm}^2$ 、速度 $v=400\text{mm/s}$ を想定し基準摩擦係数 $\mu=0.047$ の抵抗力を設定する。目標固有周期 T は式(1)、水平反力 Q は式(2)より与えられる。式(2)右辺第一項は摩擦力による減衰力、第二項は振り子による復元力を表している。摩擦係数は面圧および速度依存性を考慮した実験式(3)を用いる¹²⁾。

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{2R}{g}} = 2\pi\sqrt{\frac{2 \times 2500}{9800}} = 4.49(\text{s}) \tag{1}$$

$$Q = \mu W \operatorname{sgn}(\dot{x}) + \frac{Wx}{l} \tag{2}$$

$$\mu_{(\sigma,v)} = \mu \times (1.746\sigma^{-0.141} + 0.02) \times (1 - 0.55e^{-0.019v}) \times e^{\frac{20+v^{0.4}}{\sigma^2}} \tag{3}$$

MSSモデルはバネ8本の構成として、固定荷重下における免震層鉛直反力の4.7%を降伏荷重とし、2次剛性 K_f 、初期剛性 K_0 をもつバイリニア型履歴とする。 K_f は塑性後の固有周期が $4.5(\text{s})$ 程度となるよう設定する。また履歴モデルにおいて初期剛性 $K_0=1000K_f$ として近似する。また、入力地震波は、El Centro NS, EW(1940), Hachinohe NS, EW(1968), JMA Kobe NS, EW(1995), Taft NS, EW(1952)の位相特性を用い、振幅特性を目標スペクトルに調整した地震動¹³⁾を用い水平方向に入力する。ここで目標スペクトルはレベル1, 2の水平動規準化応答スペクトル¹⁴⁾に減衰による応答換算率 D_{h0} ¹⁵⁾ を乗じた式で表されるモデル化加速度応答スペクトルBRI-L1, L2とする。なお、 T は固有周期(s), $h_r=0.05$, h_0 は対象とする構造物の減衰定数である。図3に前述した各地震波の振幅特性を調整した模擬地震波の応答スペクトル($h_0=0.02$)をBRI-L1, L2と併せて示す。

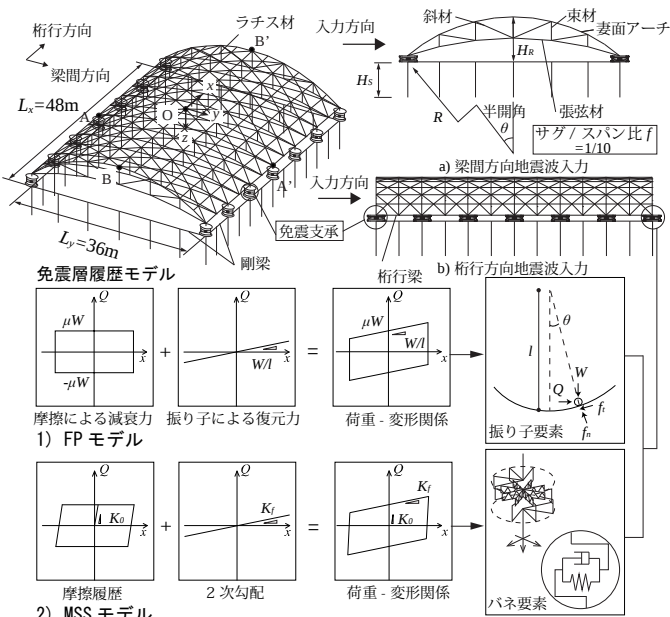


図1 検討モデル

RN30-RT1.0				FI30-RTIso1.0β1.0-RM1.4					
①	②	③	④	①	②	③	④	⑤	⑥

- a) 屋根モデル
① R: 屋根 半開角 $20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 60^\circ$
② F: 支持架構
③ N: 非免震
④ I: 免震
⑤ β: 免震層に対する下部構造固有周期比($=T_{iso}/T_s$)
⑥ Rr: 剛体1質点系に対する屋根固有周期比($=T_{eq}/T_R$)
RTso: 免震層に対する屋根質量比($=M_{eq}/M_R$)
RM: 剛体1質点系に対する屋根固有周期比($=T_{iso}/T_R$)

図2 解析モデル名称

表1 形状諸元

半開角 $\theta(\text{deg.})$	梁間スパン $L_x(\text{m})$	桁行スパン $L_y(\text{m})$	曲率半径 $R(\text{m})$	ライズ $H_R(\text{m})$	サグ/スパン比 f
20	36	48	52.63	3.17	1/10
30			36.00	4.82	
40			28.00	6.55	
60			20.80	10.39	

表2 屋根部材諸元

	半開角	降伏応力度 $\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	外径 $D_1(\text{cm})$	内径 $D_2(\text{cm})$	厚さ $t(\text{cm})$	断面積 $A(\text{cm}^2)$	断面二次モーメント $I(\text{cm}^4)$
ラチス材	20	235	21.6	20.1	0.8	49.2	2.68×10^3
	30-60		16.5	15.7	0.4	20.3	6.58×10^2
妻面アーチ	20-40		55.9	52.1	1.9	322.2	1.18×10^5
	60		101.6	89.6	6.0	1802.0	2.07×10^6
下弦材		1200	3.8	0.0	1.9	11.3	1.02×10
束材	弾性		11.4	10.2	0.6	20.4	3.00×10^2
斜材		294	11.4	11.1	0.1	5.3	8.46×10

表3 支持架構部材諸元

	半開角	降伏応力度 $\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	外径 $D_1(\text{cm})$	内径 $D_2(\text{cm})$	厚さ $t(\text{cm})$	断面積 $A(\text{cm}^2)$	断面二次モーメント $I(\text{cm}^4)$
柱	20	235	61.0	59.8	0.6	113.8	5.18×10^4
	30						
	40						
	60						

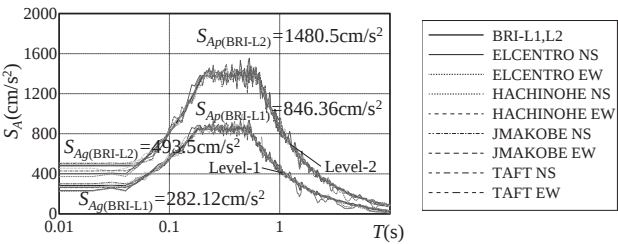


図3 モデル化加速度応答スペクトル($h_0=0.02$)

3. 支持架構付き円筒ラチスシェルの応答特性

免震化された屋根応答を論じるにあたり、支持架構付き円筒ラチスシェルの応答特性について既往の研究を引用しながら整理する。先述したように、ライズのある円筒ラチスシェルが梁間方向に地震を受けた場合、水平方向の地震入力に対しても鉛直方向の振動応答が励起することが知られている。文献3)では半開角が異なる円筒ラチスシェルに対し、振動特性および応答加速度分布形状を分析し、屋根部各部の応答加速度と節点質量の積を静的地震荷重とする応答評価法を提案している。同文献においては梁間方向入力時の2質点アーチ簡易モデルを用いて水平入力に対する振動モードを逆対称1波の曲げ変形モードのみに限定し、変形に伴う支点部の角度増分から曲げ変形モードを導き固有モード、刺激係数、有効質量を得て応答増幅率を導いている。一方、文献16)で示されているように桁行方向入力時の固有振動モードは高次モードが全体の有効質量をほぼ占め、低次モードである逆対称1波は有効質量比が0に近い値となる。そのため逆対称1波の変形モードでの評価は必ずしも適切ではないと考えられる。

そこで本章では、まず半開角 $\theta=20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 60^\circ$ の円筒ラチスシェルモデルを用いて、梁間方向の地震応答の評価法を再評価し、共振の影響を考慮した既往の近似式の妥当性を確認する。次に、桁行方向の地震応答を把握するために水平応答増幅率及び加速度分布の評価手法の提案を試みる。

3.1 梁間方向入力時の応答

梁間方向入力時には、既往の円筒シェルの研究³⁾⁷⁾および高ライズドームの研究¹⁷⁾において2質点簡易アーチを用いても3質点簡易アーチと概ね等しい応答増幅率の曲線形状を持つことが示されている。図4に示す2質点の線形モデルは、各節点で曲げ回転バネを有し軸変形は生じない(軸剛性 ∞)ものとする。対象条件より、水平入力に対する振動モードを図4のように逆対称1波の曲げ変形モードのみとし、変形に伴う支点部の角度増分を α とおいて曲げ変形モードを導くことで、固有ベクトル $\mathbf{u}$ 、刺激係数 β_{R1} 、有効質量 M_{R1} が式(4)～(6)のように得られる。屋根質量は $M_R=2m$ となる。

$$\mathbf{u}^T = [\delta_{1x}, \delta_{1y}, \delta_{2x}, \delta_{2y}] = \mathbf{u} \left[\sin \frac{3}{4}\theta, -\cos \frac{3}{4}\theta, \sin \frac{3}{4}\theta, \cos \frac{3}{4}\theta \right] \quad (4)$$

$$\beta_{R1} = \frac{\mathbf{u}^T \mathbf{m} \mathbf{I}_x}{\mathbf{u}^T \mathbf{m} \mathbf{u}} = \frac{1}{u} \sin \frac{3}{4}\theta \quad (5) \quad M_{R1} = \frac{(\mathbf{u}^T \mathbf{m} \mathbf{I}_x)^2}{\mathbf{u}^T \mathbf{m} \mathbf{u}} = 2m \sin^2 \frac{3}{4}\theta \quad (6)$$

ただし、 $u=2R\sin(\theta/4)$ 、 $\mathbf{m}$ は対角項が $m_{ij}=[m, m, m, m]$ である質量マトリクス、 $\mathbf{I}_x$ は水平成分のみ1で他は0となるベクトルである。

Gupta¹⁸⁾は、剛体に近い振動モードと他のモードを伴う振動応答の最大値を求める方法として、地動と他モードをSRSSで評価する方法を示している。この考え方を参考に、アーチ各点の応答加速度 $\mathbf{a}_R$ を曲げ変形モードの応答と軸変形(地動)モードの応答をSRSSで合成することにより式(7)で評価する。なお $M_{R2}=M_R-M_{R1}$ である。

$$\mathbf{a}_R^T = [a_{1x}, a_{1y}, a_{2x}, a_{2y}] = \sqrt{(S_{AR}\beta_{R1}u)^2 + \left(S_{Ag}I_x \frac{M_{R2}}{M_R}\right)^2} \quad (7)$$

ここに、 S_{Ag} は設計用スペクトル地動最大加速度、 S_{AR} は屋根固有周期における応答加速度である。

式(7)の応答加速度 $\mathbf{a}_R$ を S_{Ag} で除すと応答増幅率式(8)が得られる。

$$\frac{\mathbf{a}_R}{S_{Ag}} = \sqrt{\left(\frac{S_{AR}\beta_{R1}u}{S_{Ag}}\right)^2 + \left(I_x \frac{M_{R2}}{M_R}\right)^2} \quad (8)$$

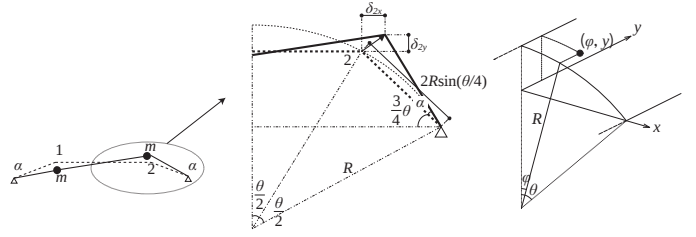


図4 2質点簡易アーチモデル

図5 屋根面の座標表示

式(8)を水平、鉛直成分に分解すると水平応答増幅率および鉛直応答増幅率は式(9),(10)で表される。

$$\frac{(a_R)_x}{S_{Ag}} = \sqrt{\left\{ \left(\frac{S_{AR}}{S_{Ag}} \right)^2 + 1 \right\} \sin^4 \frac{3}{4}\theta - 2 \sin^2 \frac{3}{4}\theta + 1} \quad (9)$$

$$\frac{(a_R)_y}{S_{Ag}} = \frac{S_{AR}}{S_{Ag}} \sin^2 \frac{3}{4}\theta \quad (10)$$

式(8)の第1項は屋根主要モードの固有周期が加速度応答 S_{Ap} 一定領域に位置することを前提とし、図3のモデル化応答スペクトルBRI-L1に基づき $S_{AR}=S_{Ap}=3S_{Ag}$ としている。また、式(9),(10)を解析値を補間するよう近似することで式(11),(12)を提案している。

$$C_H(\theta) = C_1 \sin^2 \frac{3}{4}\theta - C_2 \sin \frac{3}{4}\theta + C_3 \quad (11) \quad C_V(\theta) = C_4 \sin \frac{3}{4}\theta \cos \frac{3}{4}\theta \quad (12)$$

ここで式中の係数は以下に示す値が同定されている。

$$C_1=4.00, C_2=1.33, C_3=1.50, C_4=2.00$$

$C_H(\theta)$ 、 $C_V(\theta)$ を用いて応答増幅率は式(13),(14)で定められている。

$$F_H = \begin{cases} C_H(\theta) & (0 < R_T \leq 1/(2C_H(\theta)-1)^2) \\ 1/2(\sqrt{1/R_T} + 1) & (1/(2C_H(\theta)-1)^2 < R_T \leq 1) \\ 1 & (1 < R_T) \end{cases} \quad (13)$$

$$F_V = \begin{cases} 3C_V(\theta) & (0 < R_T \leq 5/16\sqrt{2\theta}) \\ (\sqrt{5/16\sqrt{2\theta}R_T}-1)C_V(\theta) & (5/16\sqrt{2\theta} < R_T \leq 5/\sqrt{2\theta}) \\ 0 & (5/\sqrt{2\theta} < R_T) \end{cases} \quad (14)$$

なお固有周期比 $R_T=T_{eq}$ (等価1質点系固有周期)/ T_R (屋根固有周期)である。屋根各部の応答加速度分布については文献7)において、面外・面内加速度の振動成分を傾斜角 ϕ (図5)に沿って水平・鉛直方向に分解し、それぞれ再合成することで半開角の大きい範囲を補間した加速度分布式(15)(16)が提案されている。

$$A_{H(\phi,y)} = A_{eq} \{1 + (F_H - 1) \cos(\pi\phi/2\theta) \cos \pi(y/L_y) + F_V \sin(\pi\phi/\theta) \cos \pi(y/L_y) \sin \phi/2\} \quad (15)$$

$$A_{V(\phi,y)} = A_{eq} F_V \sin(\pi\phi/\theta) \cos(y/L_y) \cos \phi/2 \quad (16)$$

文献8)では、 $R_T=1$ 近傍で質量比が大きい場合、屋根部と下部構造の共振による応答増幅が生じることが指摘されており、解析値を包絡するよう設定された評価のための近似式(17),(18)が提案されている。なお質量比 $R_M=M_{eq}$ (等価1質点系質量)/ M_R (屋根質量)、 θ は半開角(rad.)である。

$$F_H' = \sqrt{F_H^2 + \frac{1}{(1-R_T^2)^2 + (1/R_M)^\theta}} \quad (17)$$

$$F_V' = \sqrt{F_V^2 + \frac{1}{(1-R_T^2)^2 + (1/R_M)}} \quad (18)$$

ここでは、2 質点系の振動応答を用いてこの応答増幅率近似式の説明を試みる。図 6 のように屋根部と下部構造より構成される 2 質点系モデルの固有値解析において各質点の水平応答増幅率はモード刺激関数として表される。上部の質量 M_R 、下部の質量 $M_S=M_{eq}-M_R$ とし、質量比 $R_{M1}=M_S/M_R$ 、固有周期比 $R_T=T_{eq}/T_R$ と定義すると、1 次固有円振動数 ω_1 は式(19)で表される。なお質量比 $R_M=M_{eq}/M_R=R_{M1}+1$ となる。

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{R_{M1}(1+R_T^2) - \sqrt{R_{M1}^2(1+R_T^2)^2 - 4R_{M1}^3R_T^2/(1+R_{M1})}}{2R_{M1}^2R_T^2/(1+R_{M1})}} \omega_R \quad (19)$$

このとき、下部質点 M_S の振幅を 1 とした場合の 1 次振動モードおよび刺激係数 β は式(20),(21)となる。

$$\begin{pmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{K_R}{K_R - \omega_1^2 M_R} \end{pmatrix} \quad (20)$$

$$\beta = \frac{\sum \phi_i M_i}{\sum \phi_i^2 M_i} = \frac{M_S + \frac{K_R M_R}{K_R - \omega_1^2 M_R}}{M_S + \left(\frac{K_R}{K_R - \omega_1^2 M_R} \right)^2 M_R} \quad (21)$$

ここで、 M_R の振幅 ϕ_2 を B とおくと刺激係数は式(22)となる。

$$\beta = \frac{R_{M1} + \phi_2}{R_{M1} + \phi_2^2} = \frac{R_{M1} + B}{R_{M1} + B^2} \quad (22) \quad B = \frac{K_R}{K_R - \omega_1^2 M_R} = \frac{1}{1 - \omega_1^2 / \omega_R^2} \quad (23)$$

B は式(24)の C を用いて式(25)で表される。

$$\frac{\omega_1^2}{\omega_R^2} = C \quad (24) \quad B = \frac{1}{1-C} = 1 + \frac{C}{1-C} \quad (25)$$

屋根質点の 1 次モードの応答増幅率を F' とおくと F' は刺激係数に屋根質量 M_R の振幅 B を乗じて式(26)で表される。

$$F' = \beta \phi_2 = \frac{R_{M1} + B}{R_{M1} + B^2} B = 1 + \frac{R_{M1}(B-1)}{R_{M1} + B^2} = 1 + \frac{C(1-C)R_{M1}}{(1-C)^2 R_{M1} + 1} \quad (26)$$

また、 C は式(19)を用いて式(27)となる。

$$C = \left(\frac{\omega_1}{\omega_R} \right)^2 = \frac{(1+R_T^2) - \sqrt{(1+R_T^2)^2 - 4R_{M1}R_T^2/(1+R_{M1})}}{2R_{M1}R_T^2/(1+R_{M1})} \quad (27)$$

1 次固有周期は C を用いて式(28)より得られる。

$$T_1 = \frac{1}{\sqrt{C}} T_R \quad (28)$$

式(26)より得られた 2 質点系モデルの屋根質点に対する応答増幅率 F' と屋根の応答増幅率 F_H, F_V を乗じることで下部構造付きモデルの応答増幅率 $F'_{H,V}$ が得られる。下式においては $R_{M1}=R_M-1$ と置き換えている。

$$F'_{H,V} = F_{H,V} \times \left(1 + \frac{C(1-C)(R_M-1)}{(1-C)^2(R_M-1)+1} \right) \quad (29)$$

2 質点評価式(29)と既往評価式(17),(18)の下部質点に対する屋根質点の増幅率 F'/F_R-R_T 関係を図 7 に示す。2 質点系の振動モデルを用いて導出した共振時増幅率の評価式と既往評価式は概ね対応関係にあることがわかる。

3.2 桁行方向入力時の応答

次に桁行方向の屋根応答評価を行う。屋根モデルに対して幾何剛性を考慮した固有値解析を行い、得られた卓越固有モードを有効質量比、固有周期と併せて図 8 に示す。「I」は面内変形モードを示す。どの半開角においても面内変形モードの有効質量比が最も大きく、

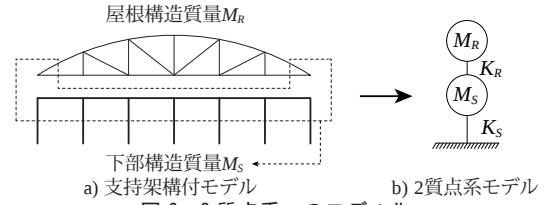


図 6 2 質点系へのモデル化

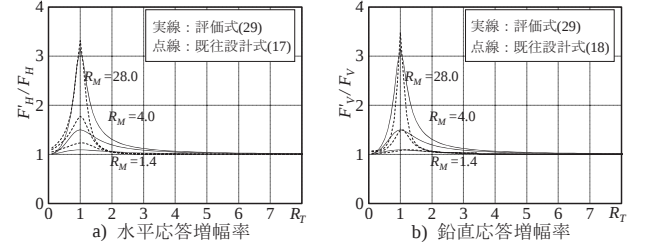


図 7 支持架構に対する屋根部の応答増幅率関係

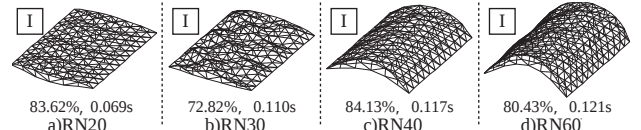


図 8 半開角の変化と桁行方向の卓越モード（支線部ピン支持）

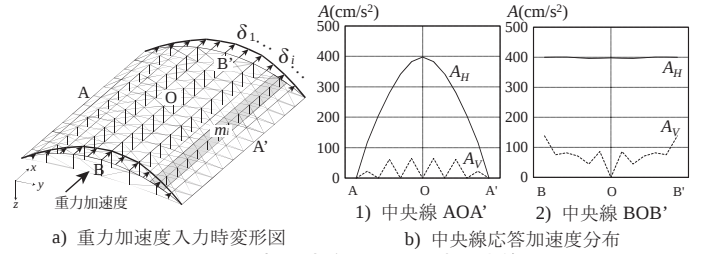


図 9 桁行方向入力に対する応答

半開角の増加に伴い面内変形モードの固有周期が長くなる。次に、地震応答解析を行い、半開角および屋根剛性が地震応答特性に与える影響を分析する。解析には、有効質量比と 98% 以上のモードを採用した CQC 法を用いる。図 9b) に見るように、桁行入力に対して屋根応答は水平方向が主体となり鉛直応答は小さい。本研究では桁行方向入力に対する応答評価は水平方向に対し行う。入力はレベル 1 基準応答スペクトルに低減率 D_h を乗じた BRI-L1 (図 3) を用いる。

得られた加速度応答に対する予測式の誘導を試みる。屋根節点それぞれが質量 m_i を持つ多質点系と仮定し、その多質点系モデルに対して、屋根各部重量に比例した水平荷重を入力した時の変形 δ_i を用い屋根各部の水平応答増幅率を算出する。具体的には固有値解析により得られた面内変形モードの固有周期 T_R と減衰定数 h_r から加速度応答スペクトルより得られる $S_{AR}(T_R, h_r)$ に対して、1 質点系の代表変位に対する多質点系の各質点の変位の比を乗じることで屋根各部の応答加速度を得る。ここで図 9a) に示すように屋根各部重量に比例した水平荷重を入力したときの頂点の変形 δ_1 に対する各質点変形 δ_i の比を $\gamma_{\delta i} = \delta_i / \delta_1$ とする。この関係を用いて 1 質点系の代表変位 δ_{eq} を式(30)のように定める。これより各質点の応答加速度は式(31)で表され、水平応答増幅率は式(32)となる。

$$\delta_{eq} = \frac{m_1(\gamma_{\delta 1}\delta_1)^2 + m_2(\gamma_{\delta 2}\delta_1)^2 + \dots + m_N(\gamma_{\delta N}\delta_1)^2}{m_1(\gamma_{\delta 1}\delta_1)^2 + m_2(\gamma_{\delta 2}\delta_1)^2 + \dots + m_N(\gamma_{\delta N}\delta_1)^2} = \delta_1 \frac{\sum_{i=1}^N m_i \gamma_{\delta i}^2}{\sum_{i=1}^N m_i \gamma_{\delta i}^2} \quad (30)$$

$$A_{H1} = S_{AR}(T_R, h_r) \times \delta_i / \delta_{eq} = S_{AR}(T_R, h_r) \times \gamma_{\delta i} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \gamma_{\delta i}}{\sum_{i=1}^N m_i \gamma_{\delta i}^2} \quad (31)$$

$$F_{H1} = A_{H1} / A_{eq} = S_{AR}(T_R, h_r) / S_{Ag} \times \gamma_{\delta i} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \gamma_{\delta i}}{\sum_{i=1}^N m_i \gamma_{\delta i}^2} \quad (32)$$

最大応答増幅率は式(32)を近似して式(33)のように表す。また、屋根各部の応答を図9a)のように近似して式(31)を式(34)のように表す。

$$F_H = C_5 \times S_{AR}(T_R, h_r) / S_{Ag} \quad (33) \quad C_5 = \gamma_{\delta i} \sum_{i=1}^N m_i \gamma_{\delta i} / \sum_{i=1}^N m_i \gamma_{\delta i}^2 \approx 1.4$$

$$A_H = A_{eq} \{1 + (F_H - 1) \cos \pi(y/L_y)\} \quad (34) \quad A_v = 0 \quad (35)$$

なお A_{eq} は屋根剛体1質点系モデルの応答加速度である。図10に式(34)で求めた水平応答加速度とCQC法による応答加速度を比較して示す。半開角・屋根剛性に依らず概ね良い精度が得られている。

続いて、下部構造の水平剛性を0.1, 1, 5, 10, 100倍と変化させた下部構造を用いることで、周期比が地震応答特性に与える影響を分析する。また、下部構造の質量を1, 10, 100倍とし質量を変化させた場合の応答増幅への影響も分析する。図11に質量1倍($R_M=1.4$ 程度)で R_T を変化させた場合の卓越固有モードを有効質量比、固有周期と併せて示す。「I」は面内変形モード、「S」はスウェイモードを示す。下部剛性倍率0.1倍のモデル($R_T=7$ 程度)では下部構造がスウェイするモードが見られ、他のモデルでは剛性倍率が大きくなるほど高次モードが卓越する傾向が見られる。次に地震応答解析を行い、下部構造の剛性および質量が応答に与える影響を分析する。式(32)の屋根各部の応答増幅率と式(17), (29)を用いて支持架構付モデルの応答評価を行う。

式(29)とCQC法の水平応答増幅率の比較を図12に示す。質量比 R_M が大きくなると下部構造と屋根構造の共振時($R_T=1$)に応答が増幅することがわかる。評価式はどのモデルに対してもほぼ解析値を包括しており精度良く予測できている。また評価式により求められる A_H とCQC法による水平応答加速度を比較したものを図13に示す。共振時には半開角が大きくなるにつれ多少ばらつきは見られるが、屋根各部の応答加速度を概ね良く対応している。

図14に中央線における応答加速度を示す。中央線AOA'およびBOB'より質量比が大きくなるにつれ中央部の応答が増幅することがわかる。次に、評価式による A_H と質量の積を静的地震荷重として

載荷した場合の変位および軸力変化量とCQC法との比較を図15に示す。水平変位、軸力を精度よく予測できていることがわかる。以上より提案した評価法は梁間方向入力だけでなく桁行方向入力も屋根根部の変位、部材応力の応答を概ね予測できることがわかる。

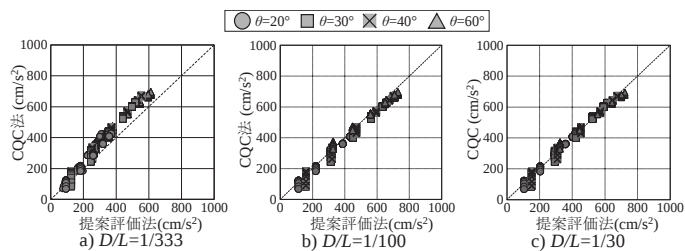


図10 屋根モデルにおける応答加速度

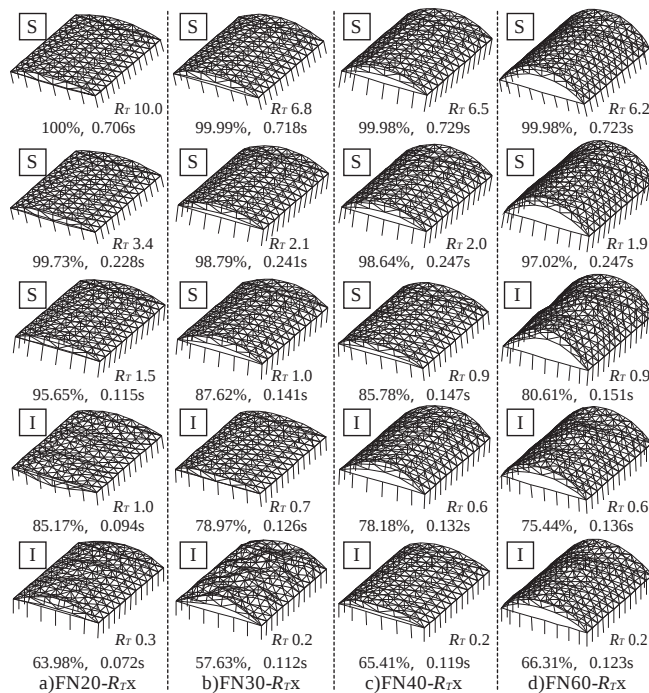


図11 下部剛性の变化と卓越モード($R_M=1.4$)

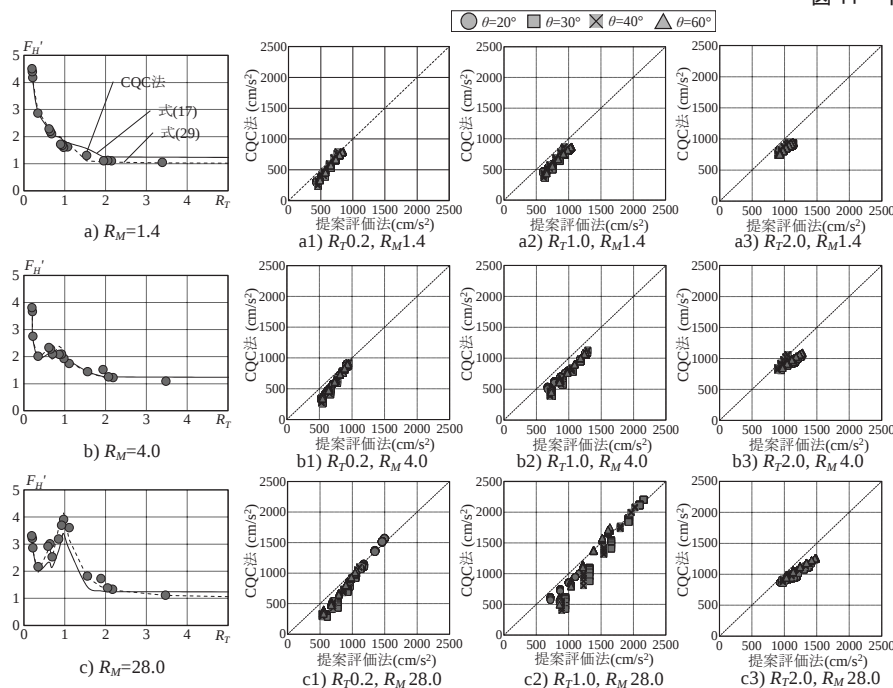


図12 水平応答増幅率 図13 支持架構付モデルにおける評価式の精度(水平応答加速度)

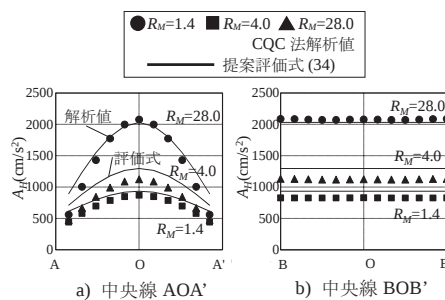


図14 中央線における水平応答加速度 (FN40- $R_T1.0$)

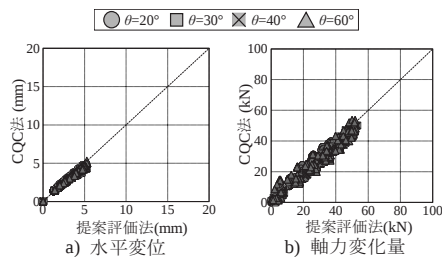


図15 静的地震荷重評価法の精度 ($R_T1.0, R_M1.4$)

4. 球面すべり支承が挿入された屋根モデルの地震応答特性

前章で設定した屋根応答増幅率を利用して、屋根支持部に免震支承を挿入した際の屋根部の応答評価を試みる。文献 9)では免震支承を挿入したラチスドームについて、屋根部を剛体とした等価 1 質点系に対する免震層の等価固有周期比 $\beta > 5$ または屋根に対する下部構造の質量比 $R_M < 1.2$ の範囲においては下部構造の影響を無視し、免震部を下部構造と読み替えて既往の屋根応答評価手法が利用できることが示されている。本章では上記条件が満足できない場合も含めて応答評価式の誘導を試みる。

4.1 免震層の等価剛性評価

まず下部構造の影響が無視できる範囲においては、図 16 に示すように屋根部を免震層で支持された 1 質点系でモデル化し、免震建築物の告示計算法 (図 16) ¹⁹⁾と同様の手法で免震層の復元力特性をバイリニア曲線でモデル化し、免震層の等価減衰を考慮した S_A - S_D スペクトル曲線と免震層の復元力の交点で応答値を求める(図 17)。収斂後の免震層の応答変形量 δ_s 時の割線剛性 K_s を降伏せん断力 Q_{dy} を用いて式(38)より求め、式(37)を用いて等価固有周期 T_s を、式(36)により接線周期 T_f を求める。

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{M_R}{K_f}} \geq 2.0 \quad (36) \quad T_s = 2\pi \sqrt{\frac{M_R}{K_s}} \quad (37) \quad K_s = K_f + \frac{Q_{dy}}{\delta_s} \quad (38)$$

また限界変形 δ_s 時の等価減衰 h_{eq} を式(39)より求める。

$$h_{eq} = h_0 + \frac{2(1+K_0/K_f) \ln \frac{K_0/K_f + \mu_m - 1}{(K_0/K_f) \mu_m^{K_f/K_0}}}{\pi \mu_m} \quad (39)$$

ここに、 $\mu_m = \delta_s / \delta_{dy}$ は限界変形時の免震層塑性率、 δ_{dy} は降伏変位である。文献 20)では応答評価用の固有周期を免震層の初期剛性 K_0 と収斂後の割線剛性 K_s の平均の剛性より求まる固有周期 T_{iso} として式(40)で定めている。

$$T_{iso} = 2\pi \sqrt{\frac{2M_R}{K_s + K_0}} \quad (40)$$

この応答評価用固有周期を用いて屋根型円筒ラチスシェルの応答を評価し、時刻歴応答解析と比較することで精度の確認を行う。SSB 免震支承のように固有周期が常に長周期領域にある構造物の減衰による応答低減率の評価式として文献 15)より式(41)を用いる。

$$D_h = \sqrt{\frac{1+25h_0}{1+25h_{eq}}} \left[\frac{\sqrt{h_{eq}/h_0} (T_f - 2)}{40} + 1 \right] \quad (2 \leq T_f \leq 8) \quad (41)$$

式(40)を用いて減衰の影響を考慮した S_A - S_D スペクトル曲線と免震層の復元力の交点から基準変位と免震層に働くせん断力 Q_r が求まる。得られた Q_r より屋根設計用水平規準加速度 ${}_H A_{eq}$ を式(42)により求める。ただし、文献 9)で示されているように、弾塑性免震支承において鉛直応答加速度 ${}_V A_{eq}$ は減衰の応答低減効果は無視するものとし、式(43)により求める。

$${}_H A_{eq} = Q_r / M_R \quad (42) \quad {}_V A_{eq} = {}_H A_{eq} / D_h \quad (43)$$

4.2 評価式の精度

既往の評価式を用いて、半開角の異なるモデルにおける応答評価を試みる。具体的には 4.1 節の規準応答加速度式(42),(43)に屋根部の応答増幅率を乗じ、屋根各部の応答加速度を評価する。梁間方向入力時の得られた卓越固有モードを有効質量比、固有周期と併せて図 18 に示す。半開角が大きくなるにつれ逆対称 1 波(O1)の有効質量比は大きくなる。SSB のように剛塑性に近い履歴モデルでは、弾性範

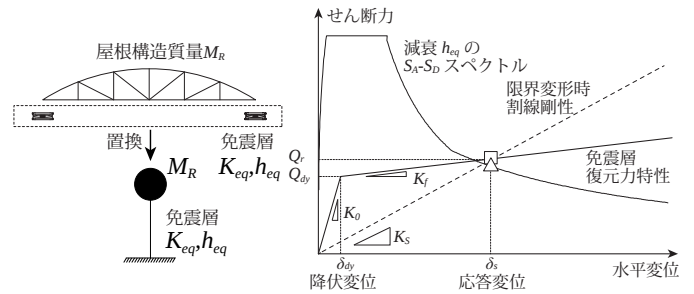


図 16 1 質点系へのモデル化 図 17 等価線形化による応答評価

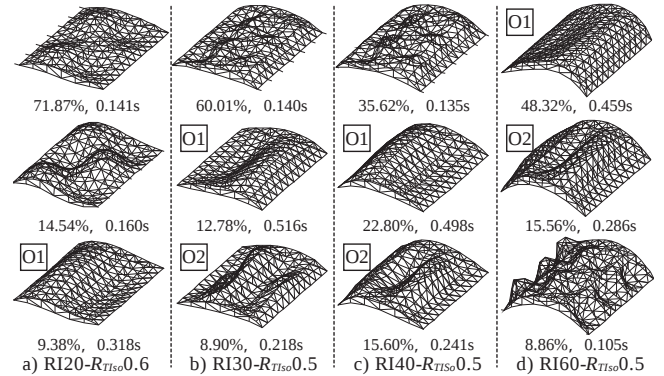


図 18 免震屋根モデル梁間方向の卓越固有モード

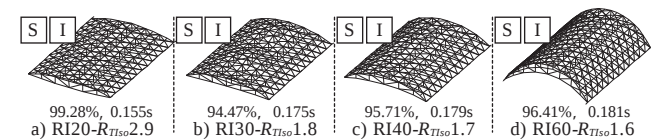


図 19 免震屋根モデル桁行方向の卓越固有モード

囲でスウェイのモードより逆対称 1 波、逆対称 2 波(O2)といったモードが卓越する。また、桁行方向入力時の卓越固有モードを有効質量比、固有周期と併せて図 19 に示す。各半開角でスウェイモード(S)と面内変形モード(I)が卓越し、これらのモードのみで有効質量比和 90%以上を占めている。これらのモデルを用い幾何非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行い、地震応答特性を分析する。入力地震波はレベル 2 地震動を想定し、図 3 に示す振幅特性を BRI-L2 に調整した観測地震位相 4 波を用いる。

図 20a),b)に梁間方向入力時の中央線における応答加速度を非免震モデルの応答加速度と併せて示す。水平応答加速度では中央部の応答が約 8 割程度減少し、鉛直応答加速度では 7 割程度減少している。図 20c)に桁行方向入力時の中央線における水平応答加速度を非免震モデルの水平応答加速度と比較して示す。中央部の応答が約 8 割程度減少していることがわかる。

梁間方向入力時の評価式から得られる A_H , A_V と時刻歴応答解析による応答加速度を比較したものを図 21a),b)に示す。評価式が小さくならんところも見られるが概ね精度よく予測できている。桁行方向入力時の時刻歴応答解析を行い、図 21c)に桁行方向評価式から得られた水平応答加速度との比較を示す。応答を小さく評価しているところもあるが最大値は概ね捉えられている。支承部付近の応答は初期剛性の高い免震支承の影響で応答がやや大きくなる場合がある。

4.3 免震支承モデルの比較

屋根モデルにおいて、1 方向入力時における FP モデル、MSS モデルの履歴を比較し分析を行う。図 22 に BRI-L2 に基準化した ELCENTRO NS 波を入力した際の履歴の比較を示す。降伏せん断力

および水平変位共にほぼ同等であり、他のモデルにおいても同様の傾向が見られる。1 方向入力時下では FP モデル、MSS モデルの履歴モデルとしての差はあまりみられないことがわかる。

続いて 2 方向の入力に対する FP モデル、MSS モデルの比較を行う。入力は楕円・円入力およびそれぞれの方向の観測波位相を図 3 のスペクトルに整合させエネルギー量が加力方向によらず同等とした位相差入力とする。図 23 に楕円・円入力の例を示す。

式(44)を用いて、位相差 θ を変えることにより水平 1 方向~楕円~円と変化する加速度オービット(図 23b)を入力する。

$$\begin{cases} A_x = \omega_0^2 a \sin \omega_0 t \\ A_y = \omega_0^2 a \sin(\omega_0 t + \theta) \end{cases} \quad (44) \quad u_s = \frac{1}{\sqrt{\{1 - (\omega_0/\omega)^2\}^2 + 4h^2(\omega_0/\omega)^2}} a \quad (45)$$

図 24 に楕円、円加振した際の荷重変形関係および変位オービットを FP モデル、MSS モデルと比較して示す。楕円加振では X 軸はバイリニアの形状であるのに対し Y 軸では菱形となる。円加振では X 軸、Y 軸共に紡錘形となっている。いずれも安定した履歴であり、楕円から円になるにつれ丸みを帯びる。FP モデルは全体的に丸みを帯びているのに対し、MSS モデルではバネの本数に応じ階段状になる傾向が見られる。しかし、履歴形状や変位オービットの傾向や降伏せん断力、水平変位は概ね一致しており同等の復元力特性を持つ履歴モデルとなっている。2 方向に BRI-L2 に基準化した観測地震波を入力した際の応答を図 25 に示す。2 方向入力時でも降伏せん断力、水平変位共に同様の傾向を示し、FP、MSS モデルは概ね対応した応答を示す。図 26 に観測地震 4 波の変位オービットを FP、MSS モデルと併せて示す。水平変位は多少ずれが見られるものの傾向はほぼ同等となっている。図 27 に 1 方向入力時と 2 方向入力時の履歴を比較したもの示す。梁間方向の荷重変形関係は滑りの中心点がずれ、水平変位が多少異なるが概ね同等の復元力特性が見られるのに対し、桁行方向の荷重変形関係は 2 方向入力時の水平変位の方が大きくなる傾向が見られる。

5. 球面すべり支承が挿入された支持架構付モデルの地震応答特性

最後に、免震支承の下に下部構造を有する支持架構付免震円筒ラ

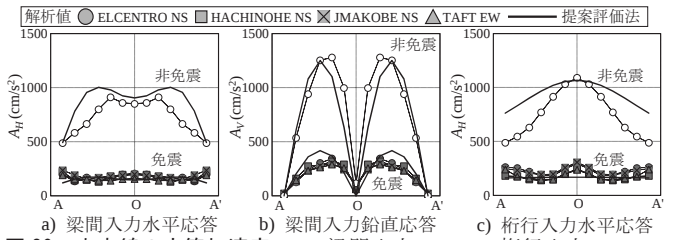


図 20 中央線の応答加速度(RI40 梁間入力 $R_{Tiso}0.5$, 桁行入力 $R_{Tiso}1.7$)

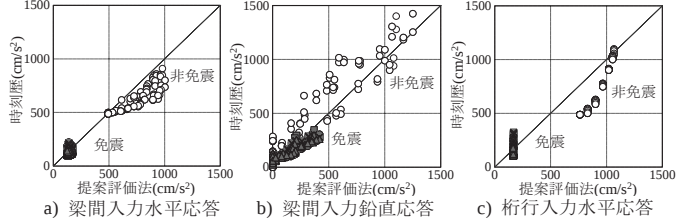


図 21 評価法の精度(RI40 梁間入力 $R_{Tiso}0.5$, 桁行入力 $R_{Tiso}1.7$)

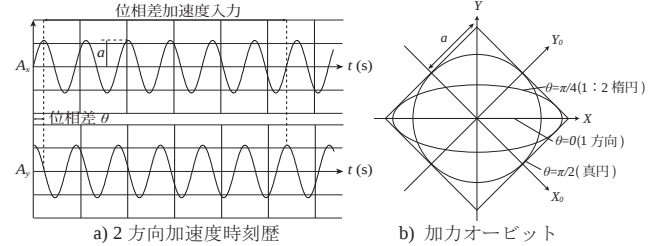


図 23 2 方向入力波形の設定

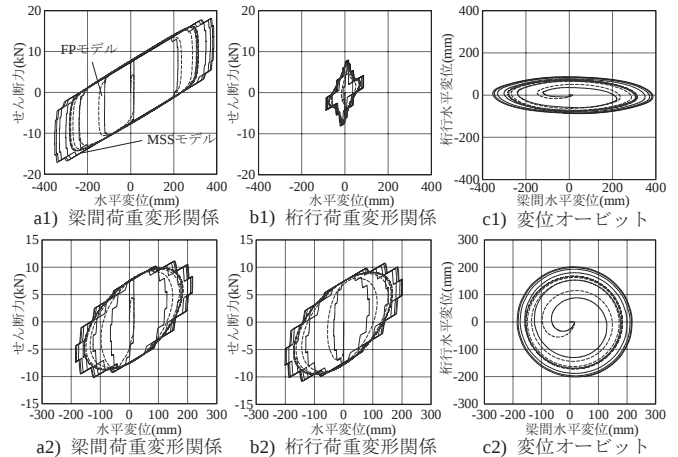


図 24 楕円および真円入力(RI40)

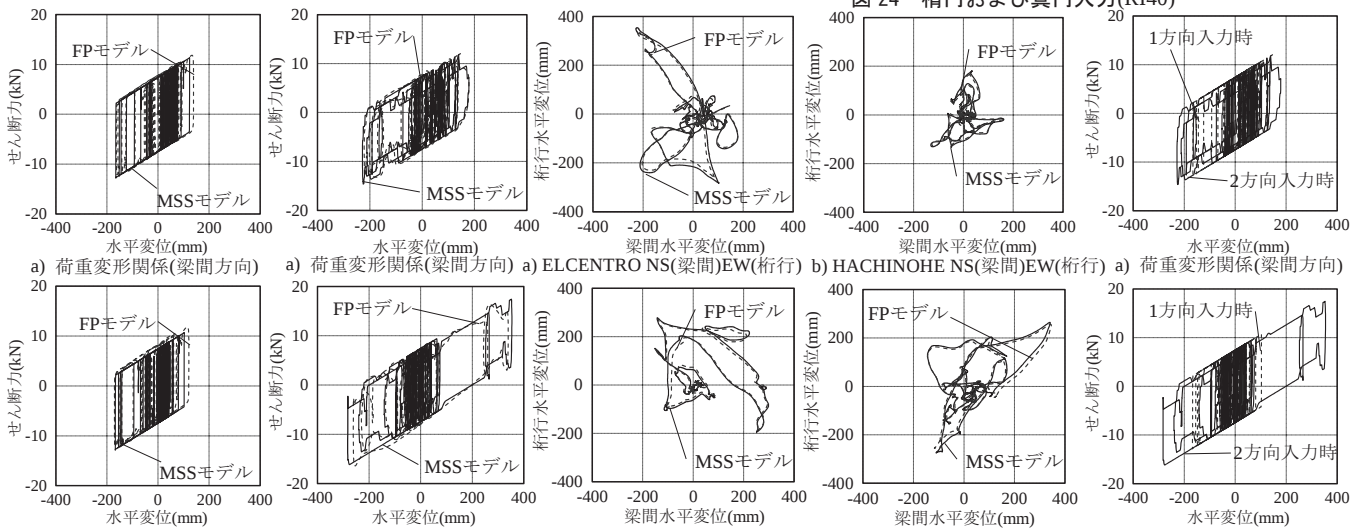


図 22 1 方向入力時の免震履歴(RI40, ELCENTRO NS(梁間)EW(桁行)) 図 25 2 方向入力時の免震履歴(RI40, ELCENTRO NS(梁間)EW(桁行)) 図 26 観測地震波 2 方向入力時の変位オービット(RI40) 図 27 2 方向と 1 方向入力の履歴比較(RI40, MSS, ELCENTRO NS(梁間)EW(桁行))

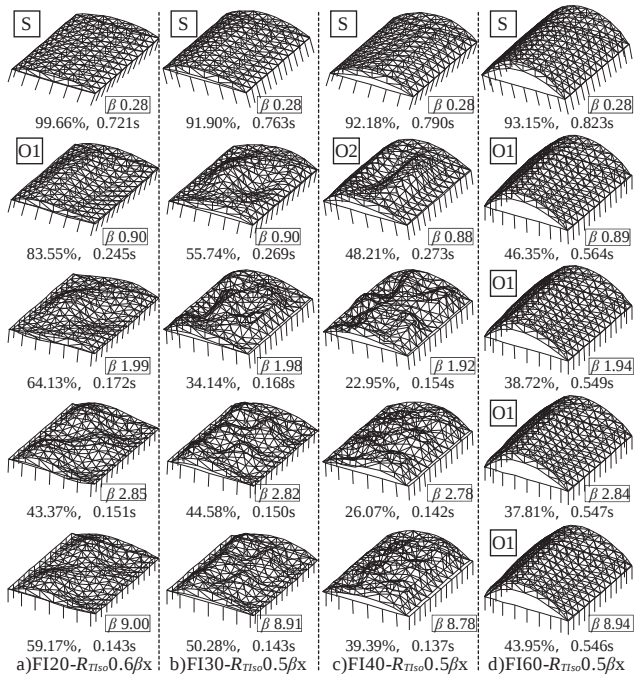


図 28 支持架構付免震モデル梁間方向の卓越固有モード($R_M=1.4$)

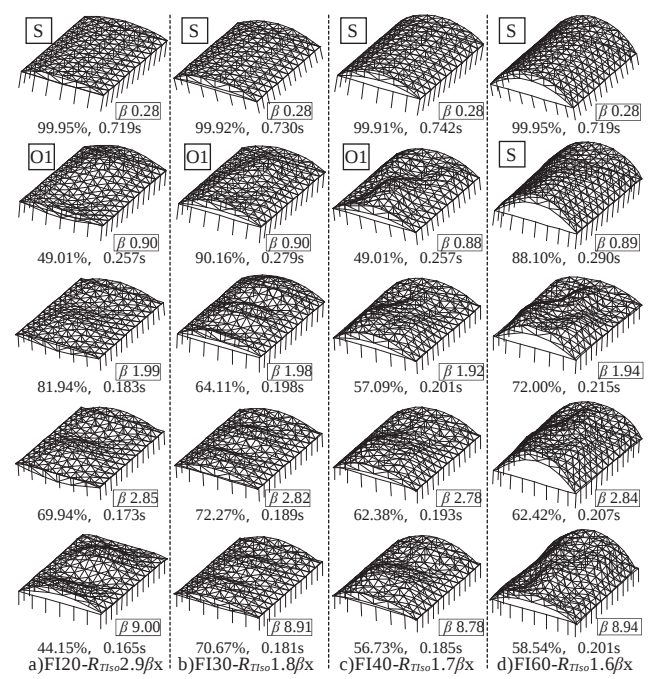


図 29 支持架構付免震モデル桁行方向の卓越固有モード($R_M=1.4$)

チスシェル屋根について、応答評価を行う。非免震構造モデルにおいては下部構造の質量が大きく、等価 1 質点系固有周期 T_{eq} が屋根固有周期 T_R に近接する場合には屋根部の応答が増幅するが、屋根部と屋根構造の間に免震層を設けることで応答が低減できれば、屋根免震構造は屋根部の応答増幅を抑える有効な手法となる。本章では、下部構造の剛性変化や質量変化が屋根応答に与える影響を分析し、前章で整理した梁間および桁行方向入力時の屋根応答評価式を下部構造付モデルの場合においても適用することを試みる。下部構造の剛性倍率は非免震モデルと同様とし、下部構造の質量は 1, 10, 50 倍とする。また免震層の履歴モデルに MSS モデルを採用し、入力地震波は図 3 の BRI-L2 に基準化した観測地震位相 4 波を用いる。

5.1 評価式の精度

免震支承の下に下部構造を持つ中間免震層ラチスシェルに地震波を入力した場合の検討を行う。まず、幾何剛性を考慮した固有値解析を行う。図 28 に梁間方向入力時の卓越固有モードを有効質量比、固有周期と併せて示す。下部構造倍率が 0.1 倍($\beta=0.3$ 程度)のモデルでは半開角に依らずスウェイモードが卓越し、倍率が大きくなるにつれ高次の面外変形モードが卓越する。図 29 に桁行方向入力時の卓越固有モードを示す。下部構造倍率が 0.1 倍のモデルでは梁間方向入力時と同様にスウェイモードが卓越する。また、下部剛性倍率が大きくなるにつれ面外変形モードが卓越することがわかる。次に時刻歴応答解析を行い、地震応答特性を分析する。図 30a),b) に梁間方向入力時の中央線における応答加速度を非免震と併せて示す。水平、鉛直応答共に応答が 7 割程度減少していることがわかる。図 30c) に桁行方向入力時の中央線 A-O-A' の応答加速度を示す。梁間方向入力時と同様に約 7 割程度応答が減少していることがわかる。

先述したように、 $\beta > 5$ または $R_M < 1.2$ の場合には下部構造の影響を無視し既往の評価式を用いて評価が可能とされている。しかし、免震層が SSB の場合には初期剛性が高くなり、 β が 1 前後となる。また RC 構造のように質量比が高い場合は下部構造剛性の影響が無

視できない。そこで、第 3 章で提案した下部構造との共振を考慮した式(29)を用いて支持架構付モデルの屋根部応答を評価する。ここで、式(27)を免震層の初期固有周期 T_{iso} と等価 1 質点系の固有周期 T_{eq} の比 β を用いて式(46)のように表す。 β が 1 に近づくと共振の影響が考慮される。また質量比が大きくなるにつれ大きくなることも表現されている。

$$C = \frac{(1 + \beta^2) - \sqrt{(1 + \beta^2)^2 - 4R_M\beta^2/(1 + R_M)}}{2R_M\beta^2/(1 + R_M)} \quad (46)$$

式(29),(46)を用いて下部構造付モデルの屋根部の水平および鉛直応答増幅率を式(47)で近似する。下式は式(29)と同義である。

$$F_{H,V}' = F_{H,V} \times F' \quad (47)$$

または、既往の式(18)の形式を用いて式(48)のように表す。

$$F_{H,V}' = \sqrt{F_{H,V}^2 + \frac{1}{(1 - \beta^2)^2 + (1/R_M)}} \quad (48)$$

免震層と下部構造の共振時($\beta=1$)の梁間方向入力時の評価式と時刻歴応答解析による応答加速度比較を式(47), (48)共に併せて図 31 に示す。水平、鉛直共に質量比が大きくなるにつれ応答にばらつきが見られるが、両式共に評価式は概ね安全側に評価できている。図 32 に桁行方向入力時の応答加速度を同様に示す。両式共に同様の傾向を示し、応答を過小に評価しているところも見られるが最大値は概ね対応している。ただし図 32c)に見るように桁行方向で質量比 R_M が大きい場合には、初期剛性の高い免震支承付近で応答が評価値に比べ大きくなる傾向が見られる。

6. 結

支持架構付円筒ラチスシェル構造において、等価 2 質点系のモデルを用いて屋根部と下部構造が共振する際の応答増幅率の再定義を行い、梁間方向および桁行方向の応答評価式を整備した。また、屋根支持部に免震支承を挿入したモデルにおいて、初期剛性の高い

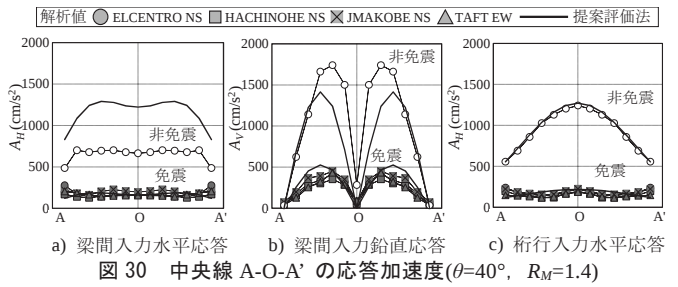


図 30 中央線 A-O-A' の応答加速度($\theta=40^\circ$, $R_M=1.4$)

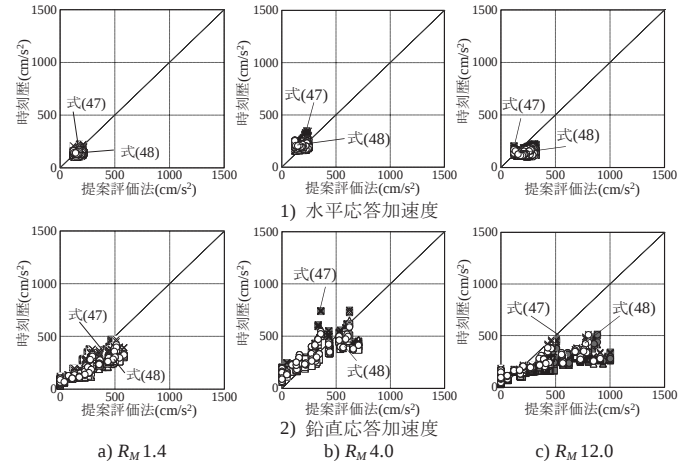


図 31 免震時における桁行方向の応答加速度 (RI40 $R_{Tiso}=0.5$, $\beta=1.0$)

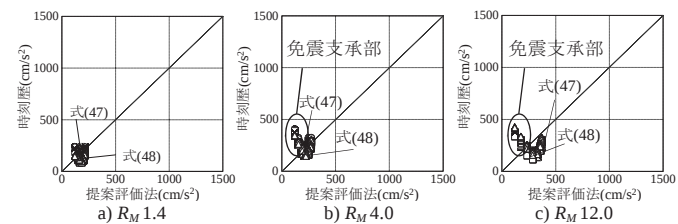


図 32 免震時における桁行方向の応答加速度 (RI40 $R_{Tiso}=1.7$, $\beta=1.0$)

免震支承に対応した屋根部応答評価手法の提案を行いその精度を確認した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 既往の共振時応答増幅率近似式は、等価 2 質点系モデルを用いて説明できることが確認された。
- 2) 屋根モデルに対して、桁行方向に一定の水平加速度を与えることにより得られる変位比を用いることで桁行方向入力時の水平応答加速度を精度よく予測できることを確認した。また、応答増幅率を考慮した屋根各部の応答加速度評価式も良い対応示すことが確認された。
- 3) 免震支承を挿入した場合、円筒ラチス屋根構造に対しても既往の応答評価手法と屋根部の応答増幅率を組み合わせることで応答を適切に評価できることを確認した。2 方向入力時には FP, MSS モデルは同様の復元力特性を示し、履歴モデルによる相違はあまり見られなかった。
- 4) 支持架構付円筒ラチスシェルに対して、下部構造と屋根構造の固有周期が近接し共振する場合においても免震層を挿入することで応答が大幅に低減することが確認された。応答予測に関し、下部構造と免震層の固有周期比 $\beta < 5$, $R_M > 1.2$ の場合でも簡便に応答評価できる評価式を提案し、 $R_M=12$ までの範囲で有効であることを確認した。

謝辞

本研究は平成 27 年度科学研究費補助金基盤(B)(課題番号 15H04075)の助成を受けています。

参考文献

- 1) T. Takeuchi, T. Ogawa, T. Kumagai: Seismic Response Evaluation of Lattice Shell Roofs using Amplification Factors, Journal of the Int. Assoc. for Shell and Spatial Structures, Vol.48(2007), No.3, pp.197-210, 2007.12
- 2) T. Takeuchi, S.D. Xue, S. Nakazawa, S. Kato: Recent Applications of Response Control Techniques to Metal Spatial Structures, Journal of the Int. Assoc. for Shell and Spatial Structures, Vol.53(2012), No.2, n.172, pp.99-110, 2012.6
- 3) 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, 2005.10
- 4) 竹内徹, 小河利行, 中川美香, 熊谷知彦: 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, 2005.10
- 5) 竹内徹, 小河利行, 熊谷知彦, 中間明子, 佐藤英佑: 支持架構付きラチスドームにおける地震応答評価手法の適用範囲, 構造工学論文集, Vol.52B, pp.53-61, 2006.3
- 6) 小河利行, 中川美香, 熊谷知彦: 応答スペクトル解析法を用いた単層ラチスドームの地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.49B, pp.291-296, 2003.3
- 7) 竹内徹, 渡辺寛, 熊谷知彦, 小河利行: ライズの高い支持架構付き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.666, pp.1515-1522, 2011.8
- 8) 竹内徹, 熊谷知彦, 調浩朗, 小河利行: 多層架構で支持されたラチス屋根構造の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, No.596, pp.49-56, 2007.9
- 9) 竹内徹, 高松謙伍, 熊谷知彦, 小河利行: 免震支承が挿入された支持架構付き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.641, pp.1259-1266, 2009.7
- 10) 和田章, 木下雅彦: MSS モデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析, その 1,2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.313-316, 1985.10
- 11) 竹内徹, 吉田道保, 内田正颯, 西雄士, 松井良太: 積載物の落下防止を目的とした立体倉庫への免震支承の適用, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.721, 2016.3
- 12) 竹内徹, 中村秀司, 内田正颯, 吉田道保, 松井良太: 偏心および浮き上がり考慮した球面すべり支承の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80 No.715, pp.1385-1392, 2015.9
- 13) 大崎順彦: 地震応答スペクトル解析入門, 鹿島出版会, 2004.6
- 14) 建設省建築研究所: 建築研究資料 第 83 号 設計用入力地震動作成手法, 1994.11
- 15) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.53-62, 2003.9
- 16) 鈴木泉, 竹内徹, 小河利行, 熊谷知彦: 桁行方向に地震動を受ける支持架構付き屋根型円筒ラチスシェルの応答評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.753-754, 2006.9
- 17) 竹内徹, 熊谷知彦, 岡山俊介, 小河利行: ライズの高い支持架構付き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.629, pp.11-19, 2008.7
- 18) A.K. Gupta: Response Spectrum Method, CRC Press, 1992
- 19) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説
- 20) 吉田道保, 熊谷知彦, 竹内徹, 小河利行: 限界変形時の割線剛性を用いた免震ラチス屋根構造の地震応答評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.903-904, 2013.8

SEISMIC RESPONSE EVALUATION OF CYLINDRICAL LATTICE SHELL ROOFS SUPPORTED BY SPHERICAL SLIDING BEARINGS

*Toru TAKEUCHI^{*1}, Takashi MIYAZAKI^{*2} and Toshiyuki OGAWA^{*3}*

^{*1} Prof., Dept. Arch. & Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*2} Former Grad. Stud., Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

^{*3} Prof. Emeritus, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

1. Introduction

To reduce the seismic response of latticed shell roofs, introducing seismic isolation bearings are known to be effective. Although easy response evaluation methods are proposed, they are limited to the condition that the elastic stiffness of isolated layer is much larger than the supporting substructure or the weight of substructure is relatively light. In this paper, easy seismic response evaluation methods for cylindrical lattice shell roofs are researched including longitudinal directions, and then those for seismically isolated roof structures are proposed including the condition that the weight of substructure is heavier. SSB (Spherical Sliding Bearings) are assumed for isolated bearings, and two different analytical models are compared for evaluating the response.

2. Analytical Models

The analysis models are cylindrical lattice shell roofs supported by isolation bearings assuming SSB and substructures. The span of the roof is 36m, longitudinal length is 48m, and half subtended angles of the roofs are varied as 20, 30, 40 and 60 degrees. SSB is assumed to have natural period of 4.5 sec. and friction ratio of 4.7%. Two types of analytical models as Friction Pendulum (FP) model and Multi Shear Spring (MSS) model are used for SSB.

3. Response evaluation of the roofs without isolation bearings

Prior to seismic response evaluation of the roofs with SSB, those of the roofs simply supported by substructures without SSB are discussed. The equivalent response acceleration formulas in span direction proposed in the past studies are reviewed and theoretically explained using double degree of freedom models. Also the response evaluation formula in longitudinal direction is also proposed, and their validities are confirmed against time-history analyses.

4. Response evaluation of the roofs with isolation bearings only

Next, seismic response of the roof models with SSB are studied. The proposed response evaluation formulas for the roofs with substructures are applied to them assuming the isolated layers as supporting structures. Their results are compared with those of time-history analyses with FP and MSS models. The results with FP models are close to MSS models, and validity of the proposed method is confirmed against them regardless the raise/span ratios.

5. Response evaluation of the roofs with isolation bearings and substructures

Finally, response of the roofs with SSB and supporting substructures are discussed. In past studies, the effects of substructures is negligible where the elastic natural period of isolated layer is 5 times larger than those of substructures, or the weight of substructure is less than 1.2 times of the roof. However, roofs supported by SSB has high elastic stiffness and the conditions above is not necessarily satisfied. To overcome this condition, amplification factor formula for evaluating the effects of both the isolated layer and substructure is proposed, and their validity is also confirmed.

6. Conclusions

1) The proposed response evaluation formulas of cylindrical lattice shell with substructures in span directions in past studies are well explained by theoretical studies with double degree of freedom model. Also those in longitudinal directions are proposed using similar approach, and their validities are confirmed against time-history analyses.

2) The proposed response evaluation formulas for the roofs with SSBs are compared with those of time-history analyses with FP and MSS models. The results with FP models and MSS models are close each other, and validity of the proposed method is confirmed against them regardless the raise/span ratios.

3) The response evaluation formulas for the roofs with both SSB and substructure are proposed, and their validities are confirmed even where the roofs whose substructures are heavy and the natural periods of the isolated layers are close to those of substructures.

(2016年2月18日原稿受理, 2016年6月29日採用決定)