

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

RESPONSE EVALUATION OF LATTICE DOMES SUPPORTED
BY SUBSTRUCTURES WITH SEISMIC ISOLATION SYSTEM竹内 徹^{*1}, 高松 謙伍^{*2}, 熊谷 知彦^{*3}, 小河 利行^{*4}*Toru TAKEUCHI, Kengo TAKAMATSU, Tomohiko KUMAGAI
and Toshiyuki OGAWA*

Seismic responses of raised lattice domes with substructures are known to be very complicated, and not only horizontal response but also vertical response is excited under horizontal seismic input. Such action causes damage on structures and non-structural elements such as ceiling and lights. A seismic isolation system is known to be effective to reduce such response. In this paper, variations of a simple response evaluation method for lattice domes supported by substructures with a mid-story seismic isolation system are proposed using response amplification factors and linearization techniques. Their validities are discussed against the background of time history analyses.

Keywords : Lattice dome, Elasto-plastic, Seismic isolation system, Equivalent linear method

ラチスドーム, 弾塑性, 免震, 等価線形化手法

1. 序

空間構造は通常の多層構造物と異なり、鉛直力により部材の塑性化が進展し崩壊に結びつく危険性も高いことから、一般的に塑性設計に適しているとは言えない。従って、極めて稀にくる大地震に対し、付加減衰機構により地震入力エネルギーを制御し、主構造を弾性範囲に留め、エネルギー吸収部材のみに損傷を集中させる損傷制御設計は、高い耐震性を要求される空間構造においても有用となる可能性が高い。特にライズを有するドーム構造では、下部支持構造による増幅も含めて水平方向と鉛直方向の応答が励起され、これが構造体のみならず天井や照明等の二次部材を含めた損傷にも寄与すると考えられる¹⁾ことから、応答低減効果が期待できる免震構造の適用は有効な手段の一つとなり、多くの実施例^{2)~4)}が報告されている。これらの報告では、地震応答の低減以外に屋根構造の温度応力の解放や、下部構造や支持地盤の不均一性や動特性による影響を低減できるなどの利点が紹介されている。

空間構造の免震化に関する研究としては、初期の研究として新宮・福島⁵⁾による円錐シェルの支持部にスプリングとダンパーを付加した免震シェル構造の上下動に対する効果について行った研究がある。また、加藤・打越^{6~8)}はドームの地震応答性状に関する一連の研究の中で、実際の計画を対象とした大規模な球形ドームの支持架構頂部に免震支承を挿入した時の応答性状についての研究を行っている。松井・古池⁹⁾は中間層免震ドームを2質点系モデルに置換

し等価線形化法を適用することにより、応答スペクトルを用いた免震層応答の簡易予測の可能性を検討し、時刻歴応答解析によりその妥当性を検証している。中澤・加藤¹⁰⁾は中間層免震ドームにおいて等価線形化法を用いて免震層の塑性化を表し、応答スペクトルを用いたモード解析から最大応答値を推定する手法を提案している。ただし、これらの研究が取り扱っているダンパーや下部構造の範囲は限定的であり、下部構造および免震装置の範囲を広範に捉えて屋根各部の応答低減効果を評価し構造計画に応用するためには、さらなる情報の充実が望まれる。

筆者らは支持架構付きラチスドームにおいて、ドーム部の面外剛性がある程度以上確保されれば卓越モードが数種類に集約されることを明らかにし、下部構造との固有周期比及び質量比を用いてドーム各部の応答加速度をある程度の精度で簡便な式で表現することが可能であることを示した^{11~17)}。この適用範囲には、弾性範囲内においては下部構造とドームが共振する場合¹⁶⁾や、ライズの高いラチスドーム¹⁷⁾の応答評価も含まれる。また、下部構造が塑性化する場合¹⁵⁾においても弾塑性剛性比 K_2/K_1 が 0.2~0.7 の範囲で、応答増幅率と等価線形化法を組み合わせた応答予測法の検討を行っている。

本研究では既論文^{11~17)}の考え方を応用・発展させ、同様の手法を用いて各種の免震支承が挿入された様々な水平剛性を有する支持架構付きラチスドーム屋根各部の水平地震動による応答を評価する手法の誘導を試み、その精度を確認する。

^{*1} 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
教授・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
大学院生(当時)

^{*3} 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
助教・博士(工学)

^{*4} 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 教授・工博

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

Graduate Student (Previous), Tokyo Institute of Technology

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

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

2. 免震支承で支持された屋根モデルの地震応答特性

検討対象とする基本モデルは、既報¹²⁾と同様図1、表1に示すようなスパン $L=60\text{m}$ 、半開角 $\theta=30^\circ$ の中規模単層ラチスドームとする。以降、地震波入力方向に沿った節点A、O、A'を結ぶ線を稜線と呼ぶ。構成部材は全て円形鋼管とする。屋根架構は、鉛直荷重 1.18kN/m^2 を受ける時の部材応力が、ほぼ一様になるように設計する。また、屋根架構の面外剛性を100倍とし、約1/50のデプス/スパン比を有するダブルレイードームを模擬する¹¹⁾。検討モデルの部材諸元を表2に示す。

免震層には粘性ダンパーと弾性系のアイソレータを組み合わせたモデル及び、弾塑性ダンパーと弾性系のアイソレータを組み合わせたモデルの二種類を想定し、テンションリングの下部に配置する。免震層のモデル化には2方向せん断力の相互作用を考慮できるMSSモデル¹⁸⁾を採用する。モデル名は図2に示すように設定する。

鉛直荷重による幾何非線形性(剛性低下)を考慮した固有値解析を行い、得られたR、RI0.1、RI0.3、RI0.5、RI1.0の弾性時の卓越固有モードを有効質量比、固有周期と併せて図3に示す。同図より、非免震構造のRモデルでは既報¹¹⁾と同様、逆対称1波(O1)、逆対称2.5波(O2.5)、面内変形(I)モードが卓越していることがわかる。RI0.1モデルでは逆対称2.5波(O2.5)、逆対称2波(O2)、逆対称1波(O1)、面内変形(I)モードの4モードが主として現われ、有効質量比がこの4モードで90%以上となっている。RI0.3では逆対称1波モードのみで90%以上となり、RI0.5からRI1.0と固有周期が長くなるにつれて免震層がスウェイするモードが卓越する。

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、粘性ダンパー及び弾塑性ダンパーを用いた場合の地震応答特性について分析する。入力地震波は、人工地震波BCJ-L2、及びEl Centro NS(1940)、Hachinohe NS(1968)、JMA Kobe NS(1995)、Taft 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¹⁹⁾²⁰⁾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2の水平動規準化応答スペクトル²¹⁾に、減衰による応答換算率 D_{h0} ²²⁾を乗じた式(1)(2)で表わされるモデル化加速度応答スペクトルBRI-L2とする。

$$S_d(T) = \begin{cases} 350D_{h0} & (T < 0.05) \\ 350D_{h0}(T/0.05)^{(1+\log(5/7)/2\log 2)} & (0.05 \leq T < 0.2) \\ 1000D_{h0} & (0.2 \leq T < \pi/5) \\ 100D_{h0}/(T/2\pi) & (\pi/5 \leq T) \end{cases} \quad (1)$$

$$D_{h0} = \sqrt{\frac{(1+\alpha h_r)}{(1+\alpha h_0)}} \quad (\alpha = 75) \quad (2)$$

ここで、 T は固有周期(sec)、 $h_r=0.05$ 、 h_0 は対象とする構造物の減衰定数である。図4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-L2と共に示す。

表3に解析パラメータを示す。粘性ダンパーモデルは、アイソレータの固有周期 T_f を1.5secから3.0secまで0.5sec刻みで設定し、減衰定数を0.02、0.2、0.3、0.4とした計16モデルとする。弾塑性ダンパーモデルは、アイソレータの固有周期 T_f を3.0secと固定し、1次剛性時の固有周期及び降伏せん断力係数をそれぞれ $T_1=0.1, 0.3, 1.0\text{sec}$ 、 $\alpha_f=0.01, 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5$ とした計18モデルとする。図5にR、RI0.3.0-0.02、RI0.3.0-0.2、RIH0.1-3.0-0.05、RIH0.3-3.0-0.05、RIH1.0-3.0-0.05における稜線上の加速度分布を示す。粘性ダンパー

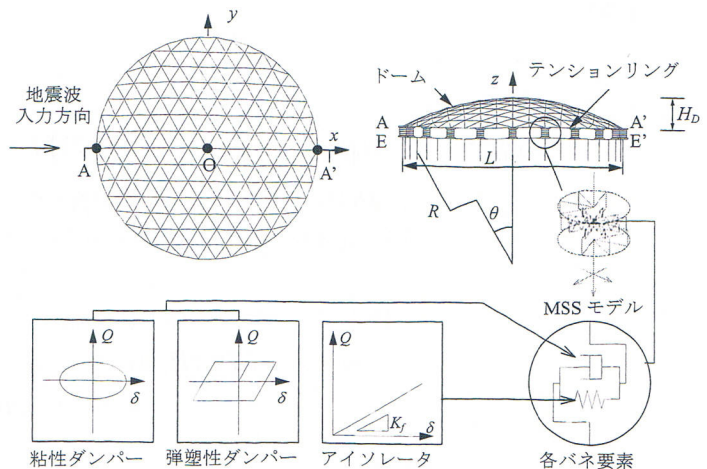


図1 検討モデル

表1 形状諸元

半開角 θ (deg.)	30
ドームのスパン L (m)	60
ドームの曲率半径 R (m)	60
ドームのライズ H_D (m)	8.04
稜線部材長さ l (m)	5.23

表2 部材諸元

部材細長比 λ	91.8~93.2
外径 D (mm)	165.2
厚さ t (mm)	4.0~6.5
断面積 A (cm ²)	20.26~32.41
断面二次モーメント I (cm ⁴)	658~1020
ヤング係数 E (N/mm ²)	2.05×10^5

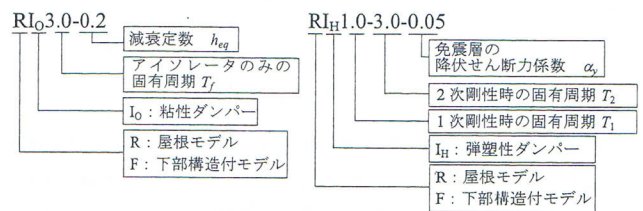


図2 モデル名の説明

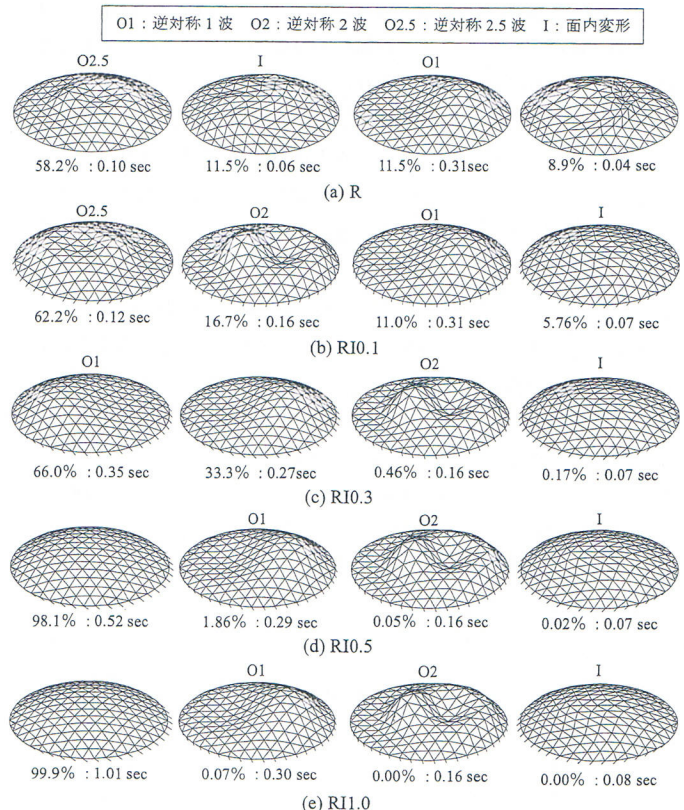


図3 卓越固有モード

RI₀モデルの最大水平応答加速度は、非免震構造であるRモデルに対して1/4~1/7程度に低減していることがわかる。また、鉛直応答加速度はRI₀モデルではほとんど見られない。水平応答加速度では減衰定数を大きくするにつれて低減するが、鉛直応答加速度は減衰定数を増加させても応答低減はあまりなく、かえってやや増加する傾向が見られる。弾塑性ダンパーRI_Hモデルの水平応答加速度は非免震構造に対し1/4~1/7程度に低減し、鉛直応答加速度は1/3~1/7程度に低減する。またRI_H0.1-3.0-0.05の水平応答加速度は、免震層直上部(A, A'点)に対し屋根中央部(O点)がやや増大している。鉛直応答加速度においてはRI_H1.0-3.0-0.05に比べRI_H0.1-3.0-0.05では応答が増大している。これは図3の弾性時の卓越固有モードが示すように、RI_H0.1の時ではダンパー弾性時に屋根が面外変形するモードが励起されるためであると考えられる。

次に本検討で用いるモデルにおいて、既報¹²⁾により提案された下部構造の一部が塑性化する場合における予測法に適用させることを考える。既報では下部構造に対するドーム部水平方向及び鉛直方向の応答増幅率の予測式として、式(3)(4)が提案されている。式(3)(4)は、等価1質点系に対するドーム部の逆対称1波モードの固有周期比 $R_T=T_{eq}/T_R$ の関係として与えられている。

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

$$F_V = \begin{cases} 3C_p\theta & (0 \leq R_T \leq 5/16) \\ \left(\sqrt{\frac{5}{R_T}} - 1\right)C_p\theta & (5/16 < R_T \leq 5) \\ 0 & (5 < R_T) \end{cases} \quad (4)$$

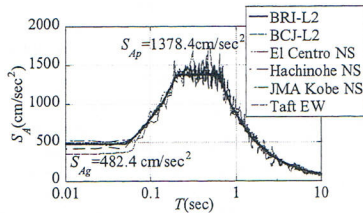


図4 モデル化加速度応答スペクトル ($h_0=0.02$)

○ BCI-L2 ◇ Hachinohe NS ▼ Taft EW
□ El Centro NS △ JMA Kobe NS

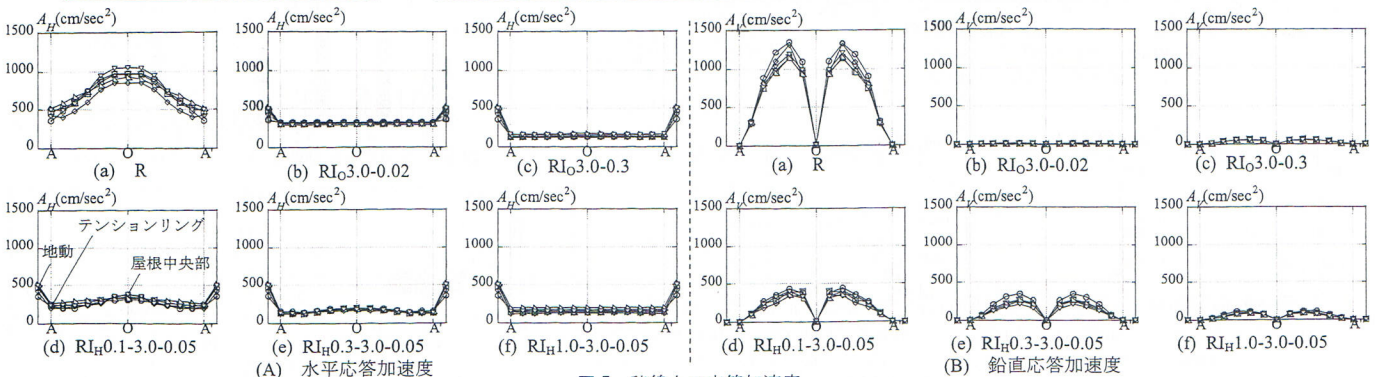


図5 稜線上の応答加速度

ただし、 $C_p=1.85$ であり、 θ の単位はradである。

これに対し、各モデルの解析結果の応答増幅率を以下の式によって評価する。

$$\text{水平: } F_H = \frac{A_{H\max}}{A_{eq}(T_{eq}, h_{eq})} \quad (5)$$

$$\text{鉛直: } F_V = \frac{A_{V\max}}{A_{eq}(T_{eq}, h_{eq})} \quad (6)$$

$A_{eq}(T_{eq}, h_{eq})$ は屋根を剛体とみなし架構を1質点系とみなした時の等価固有周期及び等価減衰を用いた前述した設計用応答スペクトルBRI-L2から算出される応答加速度である。粘性ダンパーを用いた場合の $A_{eq}(T_{eq}, h_{eq})$ は応答スペクトル法を用いて直接評価できる。弾塑性ダンパーを用いた場合の A_{eq} は、既報¹²⁾同様、等価線形化法を用いることで評価できる。既報では、等価剛性 K_{eq} 、等価減衰 h_{eq} について、それぞれ最大点剛性法²³⁾、減衰平均法²²⁾²⁴⁾を採用し、以下の式を設定している。

$$\frac{K_{eq}}{K_1} = \frac{1}{\mu_m} + \left(1 - \frac{1}{\mu_m}\right) \frac{K_2}{K_1} \quad (7)$$

$$h_{eq} = h_0 + \frac{2(K_1/K_2)}{\pi\mu_m} \ln \frac{K_1/K_2 + \mu_m - 1}{(K_1/K_2)\mu_m^{K_2/K_1}} \quad (8)$$

K_1 : 免震層の1次剛性, K_2 : 免震層の2次剛性, μ_m : 免震層の最大塑性率, h_0 : 弾性時の減衰定数(0.02)

等価固有周期 T_{eq} 、水平応答加速度 A_{eq} 及び免震層の水平変位 δ_m は、 h_0 、 δ_1 を規準化加速度スペクトルBRI-L2により求め、仮の μ_m を計算し、 μ_m 、 δ_{eq} を収斂させることにより求める。図6に検討モデル

表3 解析パラメータ (b) 弾塑性ダンパー

(a) 粘性ダンパー					(b) 弾塑性ダンパー						
モデル名	h_{eq}	C_d (kNsec/m)	T_f (sec)	K_f (kN/m)	モデル名	α_y	δ_y (mm)	T_1 (sec)	K_1 (kN/m)	T_2 (sec)	K_2 (kN/m)
RI ₀ 1.5-0.02	0.02	66.6	1.5	6.970 × 10 ³	RI _H 0.1-3.0-0.01	0.01	0.02	0.1	1.568 × 10 ⁶	3.0	1.742 × 10 ³
RI ₀ 1.5-0.2	0.2	665.6			RI _H 0.1-3.0-0.05	0.05	0.12				
RI ₀ 1.5-0.3	0.3	998.3			RI _H 0.1-3.0-0.1	0.1	0.25				
RI ₀ 1.5-0.4	0.4	1331.1			RI _H 0.1-3.0-0.2	0.2	0.50				
RI ₀ 2.0-0.02	0.02	49.9			RI _H 0.1-3.0-0.3	0.3	0.75				
RI ₀ 2.0-0.2	0.2	499.2	2.0	3.921 × 10 ³	RI _H 0.1-3.0-0.5	0.5	1.24	0.3	1.742 × 10 ⁵		
RI ₀ 2.0-0.3	0.3	748.8			RI _H 0.3-3.0-0.01	0.01	0.22				
RI ₀ 2.0-0.4	0.4	998.3			RI _H 0.3-3.0-0.05	0.05	1.12				
RI ₀ 2.5-0.02	0.02	39.9			RI _H 0.3-3.0-0.1	0.1	2.24				
RI ₀ 2.5-0.2	0.2	399.3			RI _H 0.3-3.0-0.2	0.2	4.47				
RI ₀ 2.5-0.3	0.3	599.0	2.5	2.509 × 10 ³	RI _H 0.3-3.0-0.3	0.3	6.71	1.0	1.568 × 10 ⁴		
RI ₀ 2.5-0.4	0.4	798.7			RI _H 0.3-3.0-0.5	0.5	11.18				
RI ₀ 3.0-0.02	0.02	33.3			RI _H 1.0-3.0-0.01	0.01	2.48				
RI ₀ 3.0-0.2	0.2	332.8			RI _H 1.0-3.0-0.05	0.05	12.42				
RI ₀ 3.0-0.3	0.3	499.2	3.0	1.742 × 10 ³	RI _H 1.0-3.0-0.1	0.1	24.84				
RI ₀ 3.0-0.4	0.4	665.6			RI _H 1.0-3.0-0.2	0.2	49.68				
					RI _H 1.0-3.0-0.3	0.3	74.52				
					RI _H 1.0-3.0-0.5	0.5	124.20				

解析結果における増幅率を式(5)(6)により求めプロットしたものを、式(3)(4)と共に示す。また、図7に免震層の水平変位に対する予測法の精度を示す。

図6においてRI₀モデル、RI_Hモデル共に時刻歴応答解析結果が提案予測式をやや上回っている。RI₀モデルでは減衰が大きくなる程、比としての誤差は大きくなり、これは図7の応答変位も同じ傾向を示すことから、式(2)の減衰低減率の持つ誤差がそのまま表れたものと考えられる。また、鉛直応答増幅率においては、減衰による応答低減効果があり見られないに関わらず、これを評価していることも要因と考えられる。RI_Hモデルでは図6における誤差が非常に大きく、かつ危険側の評価となっている。これは屋根部の加速度応答が初期剛性時の固有周期 T_1 の影響を強く受けるにも関わらず、免震層と同様に最大点剛性による固有周期 T_{max} で評価している為と考えられる²⁵⁾。そこで、弾塑性ダンパーを用いた場合の屋根部応答評価用の A_{eq} に関しては、最大振幅時の等価剛性より求めた T_{max} と1次剛性より求めた T_1 間で応答を積分平均し以下の式より算出する。

$$A_{eq} = \frac{1}{T_{max} - T_1} \int_{T_1}^{T_{max}} S_d(T, h_0) dT \quad (9)$$

なお、今回の検討範囲において式(9)は、 T_1 と T_{max} の平均値である T_{eq} を用いて算出した A_{eq} と概ね一致する。

$$T_{eq} = (T_1 + T_{max}) / 2 \quad (10)$$

また、鉛直応答増幅率を算出する際の A_{eq} は減衰効果を無視し、以下の式を用いる。

$$\text{鉛直: } F_V = \frac{A_{r \max}}{A_{eq}(T_{eq}, h_0)} \quad (11)$$

式(10)(11)の補正を行い求めた応答増幅率をプロットしたものを図8に示す。水平応答増幅率、鉛直応答増幅率共に上記の方法で概ね応答を評価できていることがわかる。図9に提案予測法と時刻歴応答

解析結果における屋根部最大応答値の比較を示す。RI₀モデル・RI_Hモデル共に概ね精度良く予測できている。

これまでの検討モデルには、既報において弾性域での簡易応答評価法の精度が確認されている単層ラチスシェルに対する屋根面外剛性100倍のモデルを用いたが、免震層を挿入することで、屋根面外剛性を小さくしてもモードが限定される効果が期待できる。そこで屋根の面外剛性を1倍、10倍、50倍、100倍と変化させた場合における有効質量比が90%以上になるためのモード数と免震層の固有周期との関係を図10に示す。全てのモデルにおいて免震層の固有周期0.5sec以上では免震層がスウェイするモードが最も卓越し、そのモードのみで有効質量比が90%以上となる。また、屋根面外剛性を1倍～100倍に変化させた場合におけるRI_H0.1-3.0-0.05, RI_H0.3-3.0-0.05, RI_H1.0-3.0-0.05の予測法の精度を図11にまとめて示す。免震支承を挿入した屋根構造においては屋根面外剛性が小さい単層ラチスシェルでも提案した手法で精度良く応答が予測できている。

3. 支持架構付きモデルの地震応答特性

本章では2章で検討した屋根モデルに下部構造を付加した時の地震応答特性を分析する。

下部構造の柱脚はピン接合とし、下部構造の梁の変形によるドーム部への影響を取り除くため梁は剛としている。また、屋根架構の応答特性を分析する目的で、下部構造は弾性とする。表5に基準とする下部構造の部材諸元を示す。本章では表5に示した部材を基準とし、柱の曲げ剛性を0.1倍($K_5 0.1$)、1倍($K_5 1.0$)、10倍($K_5 10$)と変化させることで下部構造の固有周期を変化させたモデルを設定する。また、柱の曲げ剛性1倍のモデルの質量を1倍($R_M 1.2$)、10倍($R_M 3$)、100倍($R_M 22$)と変化させ、質量比 R_M を変化させたモデルを設定する。

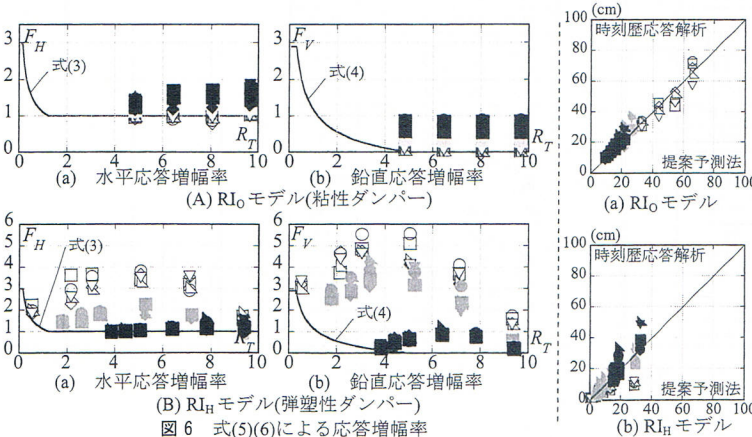


図6 式(5)(6)による応答増幅率

図7 免震層応答変位の精度

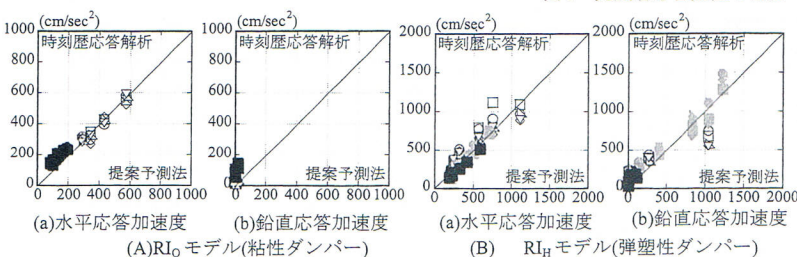


図9 提案予測法の精度

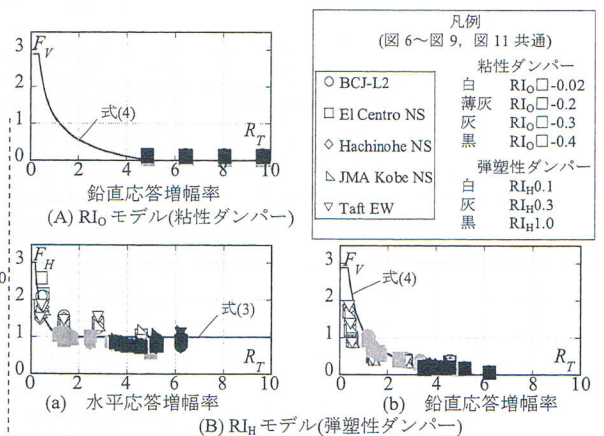


図8 式(10)(11)による応答増幅率

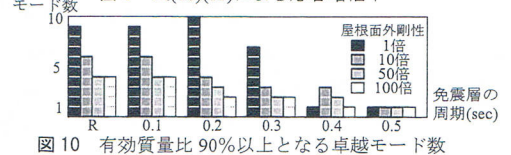


図10 有効質量比90%以上となる卓越モード数

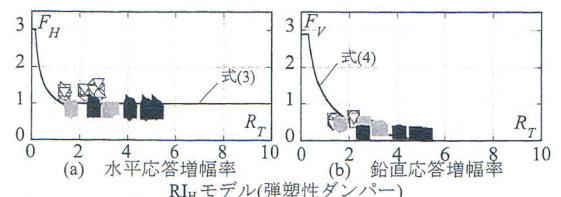


図11 屋根面外剛性を变化させた場合の応答増幅率

ここで質量比 R_M は以下の様に定義されている。

$$R_M = M_{eq} / M_D \quad (12)$$

M_{eq} : ドーム部 M_D + 支持架構上部重量 M_S , M_D : ドーム部重量

表 6 に屋根部を剛とした場合の下部構造のみの固有周期 T_S を示す。図 12 に $K_S1.0R_M1.2$ における FI モデルの卓越固有モードを有効質量比、固有周期と併せて示す。FI0.1, FI0.3 モデルでは逆対称 1 波モードが卓越するが、FI3.0(ダンパー無し)モデルでは免震層のみが変形するモード、及び下部構造のみが変形するモードの 2 モードのみが卓越する傾向へと移行することがわかる。この傾向は、下部構造剛性 K_S を低下させた場合も同様となる。また、図示していないが、 $R_M3 \sim R_M22$ における FI3.0 モデルでは下部構造のみが変形するモードが最も卓越する。

そこで、表 7 に示す免震層のパラメータを設定し、2 章と同様に時刻歴応答解析を行い、その地震応答特性を分析する。図 13 に $K_S1.0R_M1.2$ に対し下部構造剛性を低下させた $K_S0.1R_M1.2$ 、質量比を増大させた $K_S1.0R_M3$ の場合の非免震 F、粘性ダンパー FI0.3、弾塑性ダンパー FIH1.0-0.05 の稜線上応答加速度分布を示す。F モデルでは下部構造の剛性及び質量の変化が屋根部の応答に与える影響は大きいと言えるが、免震層を挿入することで、下部構造剛性、重量を変化させても屋根の応答変化はあまり見られなくなることがわか

表 5 下部構造の部材諸元

外径 D (mm)	914.4
厚さ t (mm)	16
断面積 A (cm ²)	452
断面二次モーメント I (cm ⁴)	4.56×10^5
ヤング係数 E (N/mm ²)	2.05×10^5

表 6 下部構造の固有周期

K_S	R_M	T_S (sec)
1.0	1.2	0.18
0.1	1.2	0.58
10	1.2	0.06
1.0	3	0.29
1.0	22	0.78

表 7 解析パラメータ

(a) 粘性ダンパー

モデル名	h_{eq}	C_d (kNsec/m)	T_f (sec)
FI0.3-0.0.2	0.2	332.8	3.0

(b) 弾塑性ダンパー

モデル名	α_y	δ_y (mm)	T_1 (sec)	K_1 (kN/m)	T_2 (sec)	K_2 (kN/m)
FIH0.1-3.0-0.05	0.05	0.12	0.1	1.568×10^6	3.0	1.742×10^3
FIH0.3-3.0-0.05		1.12	0.3	1.742×10^5		
FIH1.0-3.0-0.05		12.42	1.0	1.568×10^4		

る。また免震層を挿入することで、水平・鉛直応答加速度共に 1/10~1/20 程度に低減していることがわかる。しかし、 $K_S1.0R_M3$ の下部構造の水平応答は、非免震構造である F モデルより免震構造である FI0 及び FIH モデルの方が大きい。これは屋根部が免震化されることにより下部構造の振動に入力エネルギーが消費されたためで中間層免震構造特有の性質²⁶⁻²⁸⁾である。

次に支持架構付き免震屋根の応答評価を試みる。支持架構付きモデルは一般的に図 14 の 2 質点系(2DOF)モデルでモデル化できるが、まず図 14 に示すように下部構造を剛体と考えて 1 質点系モデル(屋根モデル)に置換する。2 章で示した屋根モデルの応答増幅率の提案式に直接適用し求めた応答増幅率を図 15 中に黒塗りの印で示す。質量比の小さい $R_M1.2$ のモデルでは、これでも概ね良い精度で評価できていると言えるが、質量比の大きい R_M3 及び R_M22 では下部構造の応答により屋根部の応答が増幅し、誤差が増大するモデルがあることがわかる。 R_M3 モデルの下部構造の固有周期が 0.29sec であり、屋根の逆対称 1 波モードの固有周期が 0.31sec であることから、ダ

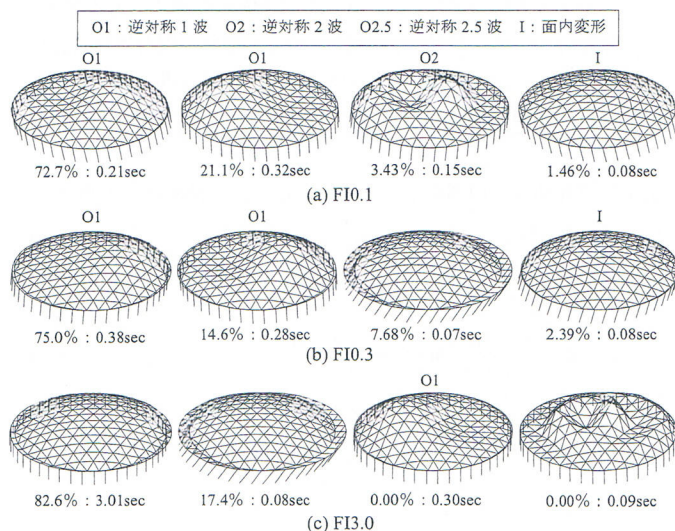


図 12 支持架構付きモデルの卓越固有モード($K_S1.0R_M1.2$)

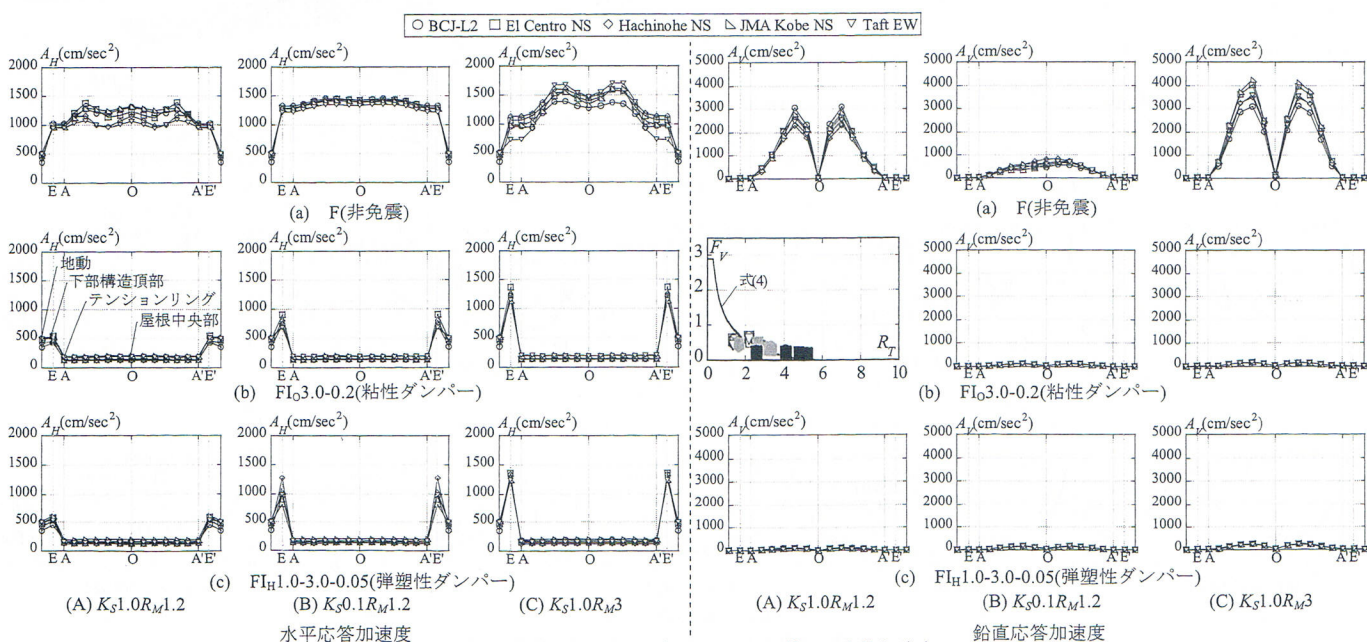


図 13 支持架構付きモデルにおける稜線上の応答加速度

ンパー弾性時に屋根が共振し応答が増幅していると考えられる。そこで、2 質点系モデルにより求めた応答値と 1 質点系モデルにより求めた応答値の比を、質量比($R_M=(M_D+M_S)/M_D$)、周期比($\beta=T_{eq}/T_S$)と共に図 16 に示す。図 16 より質量比が大きく β が 5.0 より小さい範囲で 1 質点系モデルで算出した応答に対し 2 質点系モデルの応答が増幅する。

そこで質量比 R_M が 1.2 を超え固有周期比が近接する次式の範囲では、松井・古池の手法⁹⁾を参考に図 14 に示す 2 質点系モデルを用いて応答を算出することを考える。

固有周期比(免震層/下部構造)： $\beta=T_{eq}/T_S < 5.0$ (13)

弾塑性ダンパーを用いた場合は、屋根に入力される加速度 A_{eq} 及び屋根が振動する固有周期 T_{eq} を以下のように算出する。

1) 免震層の最大応答変位(δ_s)を仮定し、免震層の最大応答変位時の等価剛性 K_{max} を次式より算出する。

$$K_{max} = \frac{K_1 + K_2(\mu_m - 1)}{\mu_m} \quad (14)$$

K_1 ：免震層の 1 次剛性、 K_2 ：免震層の降伏後の剛性、 μ_m ：塑性率

2) 最大応答変位時における等価剛性 K_{max} を用いて固有周期(T_{max})を算出する。また、免震層の 1 次剛性における固有周期(T_1)を求める。

$$T_{max} = 2\pi \sqrt{\frac{M_D}{K_{max}}} \quad (15), \quad T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M_D}{K_1}} \quad (16)$$

3) 次式で等価固有周期を求め、それに応じた等価剛性を求める。

$$T_{eq} = \frac{T_1 + T_{max}}{2} \quad (17), \quad K_{eq} = \frac{4\pi^2 M_D}{T_{eq}^2} \quad (18)$$

4) 等価減衰 h_{eq} を次式より算出する。

$$h_{eq} = h_0 + \frac{2(K_1/K_2) \ln \frac{K_1/K_2 + \mu_m - 1}{(K_1/K_2)\mu_m^{K_2/K_1}}}{\pi\mu_m} \quad (19)$$

h_0 ：弾性時の減衰定数(=0.02)

5) 図 14 に示す 2 質点系の固有値解析を行い、応答スペクトルを用

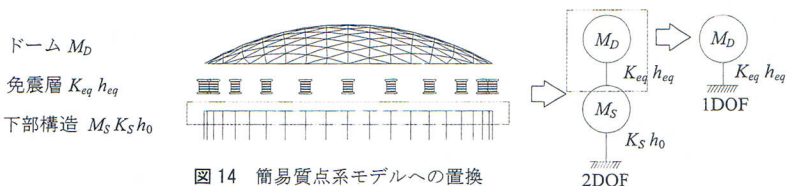


図 14 簡易質点系モデルへの置換

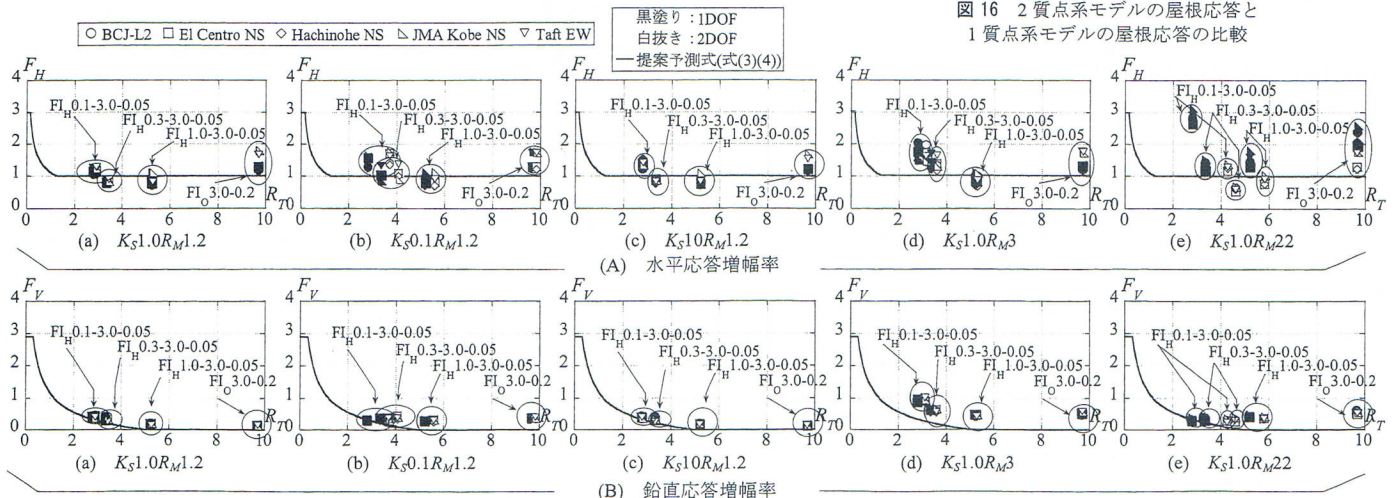


図 15 支持架構付きモデルにおける応答増幅率

いたモーダルアナリシスにより、各次モードの応答を求め、SRSS により屋根部(上部質点)の応答を求める。なお、モード減衰は Biggs の略算法により以下の式で算出する。

$$h = \frac{h_{eq} K_{eq} (\phi_D - \phi_S)^2 + \frac{\pi}{T} c_b (\phi_S)^2}{K_{eq} (\phi_D - \phi_S)^2 + K_S (\phi_S)^2} \quad (20)$$

6) 5)において求めた免震層の応答変位が、仮定した最大応答変位と大きく違う場合は 1)~5)を繰り返す。

7) 2 質点系モデルにおいて屋根の最大応答は 1 次モードに主に依存することから、1 次モードの固有周期 T_1 を用いて固有周期比 R_T を次式により求める。

$$R_T = T/T_R \quad (21)$$

8) 水平応答増幅率を求める際の A_{eq} は 5)で求めた屋根質点の応答加速度を用いる。鉛直応答増幅率を求める際の A_{eq} は式(20)における h_{eq} を h_0 として評価する。

なお、粘性ダンパーを用いた場合の応答は、5)7)により直接評価できる。以上より求めた応答増幅率を式(3)(4)と比較しプロットしたものを図 15 中に白抜きの印で示す。

本手法を用いた場合でも質量比 R_M が 3 以下の図 15(a)~(d)のモデルにおいては 1 質点系に置換して予測した値と概ね変わらない結果が得られる。その一方で、質量比の大きい R_M22 (図 15(e))における水平方向の誤差は改善されていることがわかる。

4. 適切なダンパー量の算出及び応答評価

2 章及び 3 章における検討により、免震層を有するドーム屋根部の最大応答加速度を予測する手法について検討し、その精度を確認してきた。本章では、下部構造が軽量で、剛性が高いケースである

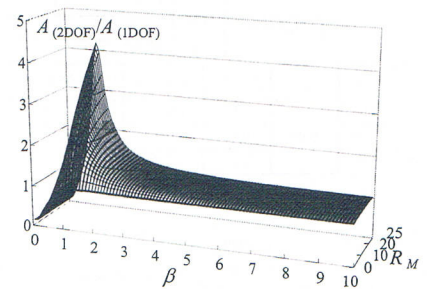


図 16 2 質点系モデルの屋根応答と 1 質点系モデルの屋根応答の比較

図 19 及び図 20 に設計した各モデルにおいて時刻歴応答解析を行い得られた稜線上の応答加速度分布を示す。 $R_M1.2$ $T_30.2$ では免震層を挿入することで、水平・鉛直方向共に応答が低減していることがわかる。これらの結果は図 17, 図 18 における予測と一致している。 $R_M2.2$ $T_31.0$ では、水平応答加速度はある程度の低減効果はあるものの、鉛直応答加速度は F モデルと同様の値を示し、 FI_H では免震層と下部構造の固有周期の近接によりやや増大する傾向が見られる。

1) 免震支承が挿入された屋根モデルにおいて、鉛直応答加速度は免震層を挿入し長周期化することによる応答低減は期待できるが、減衰の効果はあまり見られない。この特性を反映させ既往の提案手法を適用することで鉛直応答を精度良く予測できることが確認された。また、弾塑性ダンパーを用いた場合の屋根モデルの鉛直応答加速度は、免震層の初期剛性を小さくするほど応答低減効果が期待でき、この効果の評価手法に取り入れることで応答を精度良く評価できる。

— 1265 —

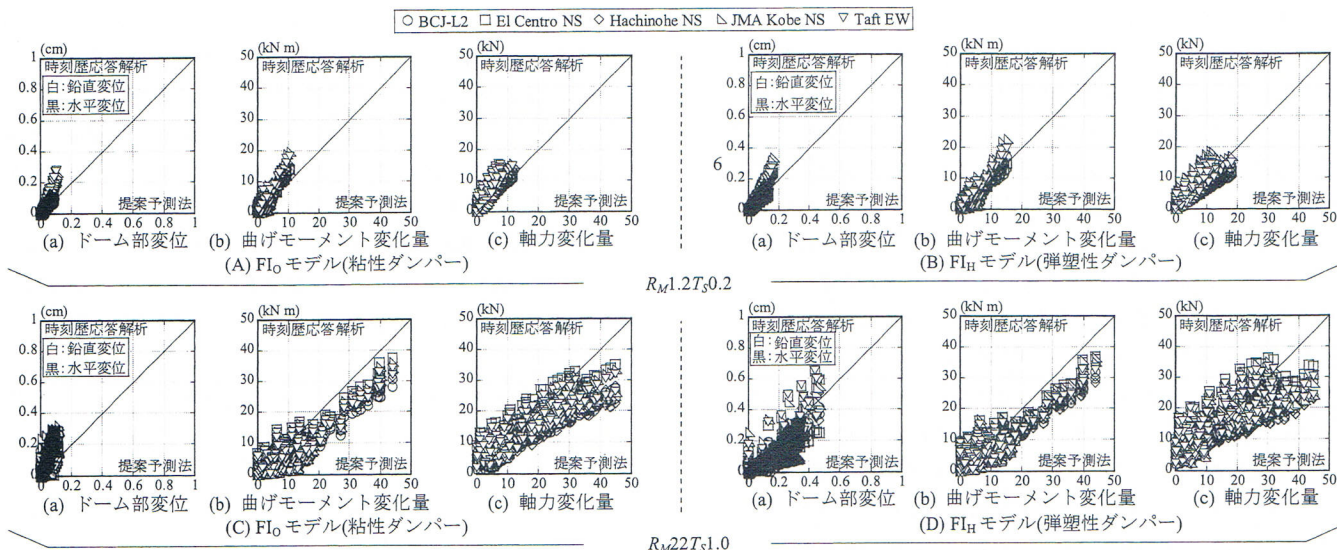


図 21 静的地震荷重の精度

- 2) 面外剛性の小さい単層ラチスシェルモデルにおいても免震層の初期剛性を小さく設定することで、免震層のみが変形するモードが支配的となり提案した応答予測手法が有効となる。
- 3) 支持架構付きモデルにおいても質量比が $R_M \leq 1.2$ 、下部構造と免震層の周期比 $\beta = T_{eq}/T_S > 5.0$ の範囲においては、下部構造を剛体と考え、屋根モデルとして応答予測しても概ね良好な精度が得られる。
- 4) 質量比が大きく、 $\beta < 5.0$ の範囲では、既往の中間層免震構造の簡易予測式とドーム屋根の応答増幅率を組み合わせることで屋根の最大応答を予測できる。その際、質量比が大きく 2 質点系モデルの 2 次モードが卓越するモデルにおいても 1 次モードの固有周期を用いて R_T を算出することで、既報の応答増幅率の提案式に適用することが可能である。
- 5) 非免震構造において下部構造の固有周期と屋根の固有周期が近接し、共振を起こす場合においても免震層を挿入することで、共振による増幅を回避できる。ただし、下部構造の固有周期及び免震層の初期剛性における固有周期が屋根の固有周期と近接する場合は屋根部の応答がやや増幅する傾向がある。
- 6) 下部構造の質量が大きく固有周期が長い場合において、免震によりさらなる低減効果を期待する場合は、下部構造の固有周期に対し十分に免震層の固有周期を大きくする必要があるが、その場合免震層の変位が大きくなることに留意が必要となる。

謝辞

本研究の一部は、平成 20 年度科学研究費補助金基盤研究(B)(一般)(課題番号 19360247)の助成を受けたものであり、ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：空間構造の動的挙動と耐震設計，2006.3
- 2) 金田勝徳，張弦梁構造を持つ免震構造—京都アクアリーナー，新「シェル・空間構造セミナー」，2002.11
- 3) Y. Hitomi, K. Osawa, S. Nakagawa and M. Saitoh : Structural Design of the YAMAGUCHI DOME, IASS Symposium 2001, Nagoya, pp.346-347, 2001
- 4) T. Takeuchi, S. D. Xue, S. Kato, T. Ogawa, M. Fujimoto, S. Nakazawa : Recent Developments in Passive Control Technologies for Metal Spatial Structures, IASS Symposium 2006, Beijing, pp.398-399, 2006
- 5) 新宮清志，福島欣哉：上下動地震を受けるシェル構造物の免震およびファジィ振動制御，日本機械学会論文集 C 編，pp.2999-3005, 1994.9

- 6) 加藤史郎，中澤祥二，打越瑞昌，大杉文哉，向山洋一：入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状，免震層の降伏せん断力係数の影響について，日本建築学会構造系論文集，No.518, pp.57-64, 1999.4
- 7) 加藤史郎，打越瑞昌，大杉文哉，中澤祥二，向山洋一：入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状，下部構造の剛性と重量の影響について，日本建築学会構造系論文集，No.525, pp.71-78, 1999.11
- 8) 加藤史郎，中澤祥二，打越瑞昌，向山洋一：入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状，下部構造の不均質性が応答に与える影響，日本建築学会構造系論文集，No.532, pp.111-118, 2000.6
- 9) 松井徹哉，古池秀伸：応答スペクトルに基づく免震空間構造の地震応答簡易予測，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，B-1, pp.781-784, 2006.9
- 10) 中澤祥二，加藤史郎：等価線形化法を用いた中間層免震単層ラチスドームの地震応答推定法，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，B-1, pp.803-804, 2003.9
- 11) 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 第 579 号，pp.71-78, 2004.5
- 12) 竹内 徹，小河利行，中間明子，熊谷知彦：弾塑性架構で支持された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 第 596 号，pp.49-56, 2005.10
- 13) 竹内 徹，小河利行，山形智香，熊谷知彦：支持架構つ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 第 596 号，pp.57-64, 2005.10
- 14) 竹内 徹，小河利行，熊谷知彦，調 浩朗：等価な静的地震荷重による骨組膜屋根構造の応答評価—格子状シングルレイヤードームへの適用例—，膜構造研究論文 2005 No.19, pp.9-16, 2005.12
- 15) 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
- 16) 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
- 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) 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(東海)，構造 II, pp.313-316, 1985.10
- 19) 大崎順彦：地震動スペクトル解析入門，鹿島出版会，2004.6
- 20) 荒川直士，川島一彦，相沢 興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol.26-4, 1984.7
- 21) 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
- 22) 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
- 23) P. C. Jennings: Equivalent Viscous Damping for Yielding Structures, Proc. ASCE, Vol.94, No.EMI, pp.103-116, 1968.2
- 24) W. D. Iwan and N. C. Gates: Estimating Earthquake Response of Simple Hysteretic Structures, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, pp.391-405, 1979.7
- 25) 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 2 版，2005.9
- 26) 小倉桂治，高山正春，辻田 修，木村雄一，和田 章：中間層免震建物の地震応答，日本建築学会構造系論文集，No.516, pp.99-104, 1999.2
- 27) 村上勝英，北村春幸，松島 豊：2 質点系中間層免震構造モデルの地震応答予測，日本建築学会構造系論文集，No.549, pp.51-58, 2001.11
- 28) 小林正人，洪 忠憲：中間層免震構造の地震応答予測と耐震性能，日本建築学会構造系論文集，No.558, pp.109-117, 2002.8

(2009年1月8日原稿受理，2009年3月19日採用決定)