入力低減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

下部構造の塑性化の影響とエネルギー的考察

DYNAMIC RESPONSE CHARACTERISTICS OF DOMES WITH LARGE SPAN IMPLEMENTED
BY HYSTERESIS DAMPERS FOR EARTHQUAKE ISOLATION

Effects of plasticity of base structure and study by energy approach

打越瑞昌*, 加藤史郎**, 中澤祥二***, 向山洋****

Mizuaki UCHIKOSHI, Shiro KATO, Shoji NAKAZAWA
and Yoichi MUKAIYAMA

The objective of this paper is to study how the plasticity of the base structure influences the response of the 300m-span dome with seismic isolation system when it is subjected to horizontal earthquakes, and to find out the optimum amount of damper, and if the simple prediction method based on the energy theory could be applied to this system. From the results of dynamic response analyses, it is confirmed that the response of the dome can be reduced independent of the plasticity of the base structure, and the optimum amount of damper is close to a common building having the whole weight of this system, and that the simple prediction method can be applied to this system.

*Keywords : space frame structure, latticed dome, seismic isolation, hysteresis dampers,
optimum amount of dampers, response prediction*

空間構造物, ラチスドーム, 免震, 履歴ダンパー, ダンパー最適値, 応答予測

§ 1. 序

大スパンドーム構造物においては, 地震時の応答性状や崩壊加速度の予測などについて多くの研究があるが^{1)~6)}, ドーム部材の塑性化をどこまで許容できるかについてはいまだ十分解明されておらず, 一般のビルのような弾塑性設計法は確立されていない。したがって現段階では, 大スパンドーム構造物の設計において, 部材の塑性化を許容するのはむずかしく, 弾性にとどめることを設計の目標とすることが多い。

ドームの規模が大きくなると, それにつれてドーム屋根の形成に必要な単位面積当たりの鋼材量が増大し, ドームを支える下部構造にもそれに見合う剛性と耐力が要求される。とくに直径300m級の大スパンドームになると, 水平動に伴う非対称上下振動が非常に大きくなる可能性があり, これを単純に弾性設計するのは不経済である。

そのような観点から著者らは, 前報⁷⁾⁸⁾⁹⁾において, ドーム屋根と下部構造との間に免震層を設けた中間層免震ドームを考案し, 基本的な地震応答性状を把握するとともに, 下部構造の質量・剛性およびその分布がドームの応答に与える影響を検討した。その結果, 免震層を導入することにより, ドームの水平応答加速度はもとより, 水平動により励起される鉛直応答加速度を大幅に低減できること, また, 下部構造の質量・剛性やその分布は, ドームの応答にほとん

ど影響せず, 免震効果は安定して得られることを示した。

一方, ビル建築物の中間層免震については, これまでいくつか研究されている。小倉, 高山らは, 16階建て建物を対象に中間層免震の位置をパラメータとして, その動的性状を検討し, 免震層の降伏耐力は適正範囲に広がりがあること, 等価線形化手法により応答を把握できることなどを示している¹⁰⁾。村上, 北村, 松島は, 多質点系の中間層免震構造モデルが等価な2質点系中間層免震構造モデルに置換して評価できること, 包絡的エネルギー釣合式により, 2質点系中間層免震構造モデルの地震時応答が予測できることを示している¹¹⁾。小林, 洪は, エネルギーの釣合いに基づく中間層免震構造の応答予測を誘導し, 耐震性能評価の手段として提案している¹²⁾。

しかしながら, 大スパン中間層免震ドームの最適降伏せん断力係数や簡易応答予測の可能性については研究されていない。本研究は前報までの結果を受けて, 下部構造の塑性化が中間層免震ドームの応答性状に与える影響について検討する。また, 免震層の最適降伏せん断力係数について検討するとともに, エネルギー論的考察を加えることにより, 中間層免震ドームの簡易応答予測の可能性について検討する。

* 久米設計 博士(工学)

** 豊橋技術科学大学建設工学系 教授・工博

*** 豊橋技術科学大学建設工学系 助手・博士(工学)

**** バコーポレーション 博士(工学)

Kume Sekkei, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Engineering, Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

Research Assoc., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Faculty of Engineering, Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

Tomoe Corporation, Dr. Eng.

§ 2. 解析モデル

2.1 全体形状

解析モデルは、図 1 に示すように上部構造、入力低減支持機構（免震層）および 3 層の下部構造から構成されるものとする。上部構造はスパン $L=286.8\text{m}$ 、ライズ $H=45.2\text{m}$ 、曲率半径 $R=250.0\text{m}$ 、半開角 $\phi=35^\circ$ のドームとする。ドームを構成する部材は、表 1 に示す剛性をもつものとし、その接合条件は剛接合とする。ドームの質量は、各節点について支配表面積を求め、単位表面積当たりの質量 350kg/m^2 を乗じたものとする。テンションリングを除くドームの質量 M_d は、 $2.486 \times 10^7\text{kg}$ であり、境界条件を周辺ピン支持としたときのドーム単体の 1 次固有周期は 0.979sec である。

2.2 仮定する入力低減支持機構（免震層）

免震層は、図 1 に示すように 60 分割されたドーム外周節点の直下に 1 個ずつ配置した合計 60 個の免震部材からなるものとする。各々の免震部材は、水平 2 方向のせん断力を同時に受けるので、そのモデル化には 2 方向せん断力の相互作用を考慮できる MSS モデル¹³⁾を採用する。1 つの免震部材は、水平面内に等間隔の角度で向きを変えた 8 本の弾塑性バネからなる。弾塑性バネは、第 1 勾配の 10% の 2 次勾配を持つバイリニア型とした。免震層全体の初期剛性 K_0 は、想定する免震層の初期固有周期 T_0 から次式により計算する。

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M_d + M_t}{K_0}} \quad (1)$$

ここで、テンションリングの質量 M_t は $2.882 \times 10^6\text{kg}$ とし、2 次勾配による免震層の固有周期を 3 秒程度とするために $T_0=1.0\text{sec}$ と仮定する。また、免震層全体の降伏層せん断力係数をパラメータとし、 $\alpha_y=0.05 \sim 0.30$ とする(表 2)。 $\alpha_y=0.1, 0.2$ における免震部材 1 個の復元力特性を図 2 に示す。

2.3 下部構造のモデル化と特性

解析モデル全体の初期剛性および質量の関係を集約して図 3 に示す。これは、前報⁹⁾の M4R3 モデルであり、この規模の建築物を設計する場合の標準的なものとして想定した。本報では、下部構造の塑性化による影響を検討するために、図 4 に示す 2 種類の履歴特性を設定し、下部構造弾性の場合と比較する。下部構造の履歴特性は、純ラーメン構造で $D_s=0.3$ 相当の保有水平耐力を持つ場合と、ブレース付きラーメン構造で $D_s=0.5$ 相当の保有水平耐力を持つ場合の 2 種類を想定した。

各層のリングガーダーは、テンションリングと同一の部材とする。下部構造は X, Y 方向の変位および Z 軸周りの回転のみを自由とし、その他の自由度を拘束することにより下部構造の柱とリングガーダー、および免震層とテンションリングの関係はせん断系とする。なお、免震層および下部構造の鉛直方向の振動がドームの応答に与え

表 2 降伏せん断力係数

α_y	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
α_s	0.045	0.090	0.135	0.180	0.225	0.270
α'_s	0.010	0.021	0.031	0.042	0.052	0.062

α_y : 免震層の降伏層せん断力係数(対ドーム重量)

α_s : ダンパーの降伏層せん断力係数(対ドーム重量)

α'_s : ダンパーの降伏層せん断力係数(対全重量)

図 1 モデル図

表 1 ドームの部材諸元

部材	ヤング係数 $E(\text{MPa})$	断面積 $A(\text{cm}^2)$	断面二次モーメント $I(\text{cm}^4)$
ドーム一般部材	2.058×10^5	600.0	2.186×10^7
テンションリング	2.058×10^5	5000.0	1.822×10^8

図 2 免震部材 1 個の復元力特性($T_0=1.0\text{sec}$)

図 3 モデル集約図

図 4 下部構造の履歴特性

る影響も考えられるが、その影響に関しては今後の課題とする。

2.4 入力地震動

ある特定の周波数特性をもつ地震動による応答変動の影響を排除するため、入力地震動は、「国土交通省告示 1461 号に定める極稀に発生する地震動（レベル 2）の解放工学的基盤における応答スペクトル」をもとに作成する「告示波」3 波とする。告示波作成¹⁴⁾にあたり使用する位相特性は、遠距離地震として Hachinohe 1968 EW, 近距離地震として JMA Kobe 1995 NS, 特定の位相を持たないものとして Random（一様乱数）の 3 種類とする。図 5 に、告示波 3 波の加速度応答スペクトル($h=5\%$)、図 6 に(2)式で計算される $h=10\%$ におけるエネルギースペクトルの速度換算値を示す。

$$V_E = \sqrt{2E/M} \quad (2)$$

ここで、

E : 地震総入力エネルギー

M : 建物総質量

同一のターゲットスペクトルから作成した地震動でも、使用する位相特性によりエネルギースペクトルが大きく異なることが分かる。長周期領域では、2 種地盤におけるエネルギースペクトル ($h=10\%$) の速度換算値 V_E が 150 程度になると言われている^{15),16)}が、3 波の値はおおむねその前後にばらついており、レベル 2 を想定した地震動として妥当と考えられる。本報の目的は、水平地震動に対する水平方向の免震部材の効果を分析することであるので、水平方向(X 方向)のみに入力し、上下地震動のみが作用する場合の地震応答性状の分析や上下と水平が同時に作用する場合の免震効果については、別稿にて議論する予定である。

§ 3. 解析条件および解析手法

振動方程式の誘導、振動方程式のモード分解および刺激係数の定義は文献 7), 8) と同じである。以下に概略を示す。

3.1 減衰マトリクスの仮定方法

構造物の減衰マトリクスは、構造物全体の質量および初期剛性マトリクスをドーム、免震層、下部構造に分割し、それぞれの部分に対してレーリー減衰を適用することにより設定する。ドームと下部構造には周期 1.0sec と 0.25sec にそれぞれ 2% を仮定し、免震層には減衰を考慮しないものとする。

3.2 数値積分法

運動方程式の数値積分法には、 $\beta=1/4$ とした Newmark- β 法を採用する。応答解析の刻み時間 Δt は十分細かくし 0.005sec を採用している。なお、収束計算は行っていない。

§ 4. 解析結果

4.1 固有振動解析

非免震モデルおよび免震モデルの固有周期、刺激係数および減衰定数を表 3 に示す。この表に示した値は、 X 方向の刺激係数 β_{xi} に関して、主にその刺激係数が高いモードを抽出したものである。

非免震モデルおよび免震層の初期剛性のみ考慮した免震モデルの線形弾性応答解析では、水平地震動時には表 3 に示すモードが応答に大きく寄与する。その振動モードを図 7 に示す。免震モデルのモード図より、1 次モードは免震層が主に振動するモード、6, 12 モー

図 5 加速度応答スペクトル

図 6 エネルギースペクトル

表 3 固有振動解析結果

モデル	モード i	固有周期 (sec)	刺激係数 β_{xi}	減衰定数 (%)
非免震	1	1.053	4.810	2.06
	6	0.768	7.000	1.75
	12	0.668	5.107	1.67
	47	0.321	3.478	1.76
免震	1	1.317	6.326	2.27
	6	0.895	3.662	1.81
	12	0.686	1.940	1.67
	28	0.521	7.032	1.41

図 7 振動モード

図 8 免震層の最大応答せん断力係数(下部構造弾性)

図 11 免震層の最大応答変位(下部構造弾性)

図 9 免震層, 下部第 1 層の最大層せん断力係数(位相: Kobe)

図 12 免震層の最大応答変位(位相: Kobe)

図 10 層せん断力係数 Ci 分布(位相: Kobe)

ドームが主に振動するモード, 28 次モードは下部構造を含め構造物全体が振動するモードであることが分かる。

4.2 応答層せん断力係数

図 8 に, 下部構造弾性の場合の告示 3 波による免震層の最大層せん断力係数を示す。告示波の位相特性により地震総入力エネルギーが大きく異なるが, 免震層の最大応答せん断力係数は, 位相による違いがほとんど見られず, ほぼ同程度の応答となっている。また, 免震層の最大応答せん断力係数は, α_y の値にほぼ比例して増大している。

図 9 に, Kobe 位相の波による α_y と最大応答せん断力係数の関係を示す。ドームの最大応答せん断力係数は下部構造の塑性化の程度にほとんど影響されていない。一方, 下部構造の最大応答層せん断力係数は, 下部構造の塑性化の度合いが大きいくほど, 免震と非免震との違いが小さくなり, 免震の場合は, α_y の値にあまり影響されなくなる。これは, 下部構造の減衰が大きいくほど下部構造の応答が様々な条件変動に影響されず安定したものになってくることを示唆している。

図 10 に, α_y が 0.05, 0.15, 0.3 の場合における Kobe 位相の波による最大応答層せん断力係数の分布を示す。非免震では, 下部構造の塑性化の程度が大きいくほど, ドーム, 下部構造を含む全体の応答が低減されている。一方, 免震層を導入することにより, ドームの最大応答せん断力係数は, 非免震と比べて大きく低減され, 常に安定した応答となる。また下部構造の塑性化の程度が大きいくほど, 下部構造の最大応答層せん断力は α_y の値に依存せず安定した値となるが, 下部構造が弾性の場合, α_y の値により大きく変化する。下部構造が弾性の場合, 下部構造第 3 層の最大応答層せん断力係数

は10～50%低減されるが、第1層や第2層は必ずしも低減されない。特に $\alpha_y=0.05$ の場合、第1,2層の層せん断力係数が非免震より免震の方が大きくなるので、設計においてこのような値を採用する際は注意が必要である。

4.3 免震層の応答変位、ドーム部材の応答軸力

図11に、下部構造弾性の場合の告示3波による免震層の最大応答変位を示す。告示波の位相特性により地震総入力エネルギーが大きく異なるが、免震層の最大応答変位は、位相による違いがあまり見られず、おおむね同程度の値となっている。また、免震層の最大応答変位は、 α_y が大きくなるほど小さくなるが、 α_y が0.15程度以上になるとほぼ一定の安定した値になる。

図12に Kobe 位相の波による α_y と免震層の最大応答変位の関係を示す。下部構造の塑性化の度合いが大きいかほど免震層の最大応答変位は小さくなり、下部構造弾性に対して $Q_y=0.3W$ では20%前後小さくなるが、 α_y との関係については、下部構造の塑性化の度合いによらずほぼ同様の傾向を示す。

図13, 14に Kobe 位相の波による α_y とドーム部材およびテンションリングの最大応答軸力の関係を示す。免震層の層せん断力係数と同様に、ドーム部材およびテンションリングの最大応答軸力は、 α_y にほぼ比例して大きくなる。ドーム部材の設計応力を小さくするという観点からは、 α_y が小さいほうがよいが、免震層の最大変位を小さく抑えるという観点からは α_y が大きいほどよい。この両者のバランスから、 α_y の値は0.15前後が最適値と考えられる。

4.4 吸収エネルギー

図15に下部構造弾性の場合の各告示波における α_y と地震総入力エネルギーの関係を示す。地震総入力エネルギーは α_y の値によらずおおむね一定の値となっている。しかし、告示波の位相により、Kobeでは $0.8 \times 10^8 \text{J}$ 、Hachinoheでは $2.8 \times 10^8 \text{J}$ 、ランダム位相では $2.0 \times 10^8 \text{J}$ 程度(1.0:3.5:2.5程度)となっており、同一ターゲットスペクトルから作成された地震動でも使用する位相により、地震総入力エネルギーが大幅に異なる結果となっている。また、免震層で吸収するエネルギーは、波によらず $\alpha_y=0.10 \sim 0.20$ の範囲で極大値をとるような形となっている。

図17に Kobe 位相の波による、 α_y と各部の吸収エネルギーの割合との関係を示す。下部構造が弾性のとき、 $\alpha_y=0.10 \sim 0.20$ の範囲では、免震層で吸収するエネルギーは、60～70%となっている。下部構造が塑性化する場合、塑性化の度合いに応じて下部構造が5～30%程度のエネルギーを吸収するため、免震層の吸収エネルギーは、40～60%程度となる。免震層がもっとも効率よくエネルギーを吸収しているという観点からは、 α_y の最適値は、0.15～0.20付近であると言える。これらの値を表2の α'_s で表示すると0.031～0.042となり、通常の基礎免震建物における履歴ダンパーの降伏層せん断力係数と同程度の値となる。

4.5 免震層の累積塑性変形

既報⁸⁾と同様に、平均最大層間変形 $\overline{\delta_{\max}}$ 、平均塑性変形倍率 μ および平均累積塑性変形倍率 η を次式のように定義する。

$$\overline{\delta_{\max}} = \frac{|\delta_{\max}^+| + |\delta_{\max}^-|}{2} \quad (3)$$

図13 ドーム部材最大軸力(位相: Kobe)

図14 テンションリング最大軸力(位相: Kobe)

図15 地震総入力エネルギー(下部構造弾性)

図16 免震層の吸収エネルギー(下部構造弾性)

図17 総入力エネルギーに対する吸収エネルギー(位相: Kobe)

$$\mu = \frac{\overline{\delta_{\max}}}{\overline{\delta_y}} - 1, \quad \eta = \frac{W_p}{2s Q_y \delta_y} \quad (4)$$

ここで、 $|\overline{\delta_{\max}}|$ 、 $|\overline{\delta_y}|$ はそれぞれ各免震部材の正、負方向の最大層間変形の平均値の絶対値を表す。 $s Q_y$ 、 W_p はそれぞれ免震層全体の降伏層せん断力、免震層の塑性吸収エネルギーを表す。

図 18a に免震層の吸収エネルギーと η/μ の関係を示す。また、図 18a のうち、下部構造が弾性的場合のみ取り出し、特殊な状態である $\alpha_y=0.05$ を取り除いたものを図 18b に示す。

η/μ の値は、免震層の吸収エネルギーにより大きく変化し、同一吸収エネルギーでも α_y の値により 2~3 倍と大きく変化する。同一ケースでは、 α_y が小さくなるほど η/μ の値が大きくなっている。下部構造が塑性化する場合、下部構造がエネルギーを吸収する分だけ免震層の吸収エネルギーが低下するため、下部構造弾性的場合のラインがそのまま左にシフトしたような状態となる。

下部構造が弾性で、 $\alpha_y=0.05$ の特殊ケースを除いた場合、 η/μ の値はおおむね免震層の吸収エネルギーに比例して大きくなる傾向がある。免震層の吸収エネルギーが大きくなっても、最大変形はあまり変化せず、累積塑性変形倍率のみが大きくなる様子が伺える。このことは、「最大変形の 2 サイクルで総入力エネルギーを吸収する」とした秋山理論¹⁵⁾で想定する総入力エネルギーより大きなエネルギー入力があった場合、増加分のエネルギーは最大変形の繰り返しにより吸収される可能性があることを示唆している。

§ 5. 包絡解析法による簡易応答予測

以上の解析結果より、告示波を用いた場合、告示波作成時に用いる位相特性により、 η/μ の値が大きく変化することが分った。しかしながら、告示波のエネルギースペクトルの速度換算値 V_E がおおむね 150cm/s 前後であることに加え、既報⁸⁾の観測波による検討では η/μ の値が 4~8 程度となっている。この結果が秋山の既往の研究¹⁵⁾とおおむね一致することならびに前項の考察により、 η/μ の値を 4.0 とした包絡解析法による簡易応答予測が適用できる可能性がある。

5.1 簡易応答予測式

日本建築学会「免震構造設計指針、2001 年」¹⁷⁾に準じて、中間免震ドームの簡易応答予測式を定義する。まず、本報で対象としている中間免震ドームに対して、免震層最大変形時のエネルギーの釣合いは次式のように表せる。

$${}_D W_e(t_m) + {}_L W_e(t_m) + {}_D W_h(t_m) + {}_L W_h(t_m) + {}_I W_e(t_m) + {}_I W_p(t_m) = E(t_m) \quad (5)$$

ここで、

- t_m, t_0 : 最大応答変位発生時の時間、地震動の継続時間
- ${}_D W_e(t_m), {}_L W_e(t_m)$: ドーム、下部構造の弾性振動エネルギー
- ${}_D W_h(t_m), {}_L W_h(t_m)$: ドーム、下部構造の粘性減衰による吸収エネルギー
- ${}_I W_e(t_m)$: 免震層の弾性振動エネルギー
- ${}_I W_p(t_m)$: 免震層の履歴ダンパーによる吸収エネルギー
- $E(t_m)$: 時刻 t_m における地震入力エネルギー

減衰が小さい系や塑性化の程度が小さい系では、 $E(t_m) > E(t_0)$ となることがあり得るが、構造物の耐震性を論じるような高い地震入力レベルでは、入力エネルギーに対して累積塑性ひずみエネルギーなど

図 18a 免震層の吸収エネルギーと η/μ

図 18b 免震層の吸収エネルギーと η/μ (下部構造弾性)

の減衰の割合が大きくなり、一般に $E(t_m) > E(t_0)$ となる。したがって、(5)式における右辺は、応答変位を予測する上での安全側の評価として、総入力エネルギー $E(t_0)$ とおくことができる。

また、前章までの検討結果より、免震層でのエネルギー吸収量は、様々な条件変動によらず、おおむね総入力エネルギーの 50~70% となっているので、右辺を免震層への入力エネルギー $E_D(t_0)$ (損傷に寄与するエネルギー) とすることにより、免震層におけるエネルギー釣合い式を次のように導くことができる。

$${}_I W_e(t_m) + {}_I W_p(t_m) = E_D(t_0) \quad (6)$$

免震部材を図 2 で仮定したように、アイソレーターは線形弾性でダンパーは完全塑性型型の復元力特性を持つものとする。また、免震層の正負の最大変形は等しく、最大変形時の 2 サイクル分の累積塑性ひずみエネルギーが、免震層への入力エネルギーにほぼ等しいものとして、(7)式を仮定する。

$${}_s \bar{\eta} = 4 {}_s \bar{\mu} \quad (7)$$

これより、免震層の弾性振動エネルギーおよびダンパーの吸収エネルギー (累積塑性ひずみエネルギー) は、以下の式で表せる。

$${}_I W_e(t_m) = \frac{1}{2} {}_f Q_{\max} \cdot \delta_{\max} = \frac{{}_f Q_{\max}^2}{2k_f} \quad (8)$$

$${}_I W_p(t_m) = 8 {}_s Q_y \cdot \delta_{\max} \quad (9)$$

(6)式に, (8), (9)式を代入して,

$$\frac{1}{2} Q_{\max} \cdot \delta_{\max} + 8 Q_y \cdot \delta_{\max} = \frac{1}{2} M_D \cdot V_D^2 \quad (10)$$

また, 免震層における力の釣合い, 固有周期の関係から,

$$\delta_{\max} = \frac{f Q_{\max}}{k_f} \quad (11)$$

$$k_f = \frac{4\pi^2 M_D}{T_f^2} \quad (12)$$

ここで,

$f Q_{\max}, k_f$: アイソレーターの最大せん断力, 水平剛性

$s Q_y, \delta_{\max}$: ダンパーの降伏せん断力, 免震層の最大変位

T_f : アイソレーターのみによる固有周期

$M, M_D (=M_d + M_t)$: 建物総質量, ドームの質量

(10)式に, (11), (12)式を代入して,

$$f Q_{\max}^2 + 16 s Q_y \cdot f Q_{\max} = \frac{4\pi^2 M_D^2}{T_f^2} V_D^2 \quad (13)$$

(13)式の両辺を $M_D^2 \cdot g^2$ (g は重力の加速度) で除して, 各項を(14)式のように置けば, (15)式が得られる。

$$\alpha_f = \frac{f Q_{\max}}{M_D \cdot g}, \quad \alpha_s = \frac{s Q_y}{M_D \cdot g}, \quad \alpha_0 = \frac{2\pi \cdot V_D}{T_f \cdot g} \quad (14)$$

$$\frac{\alpha_f}{\alpha_0} = -8 \frac{\alpha_s}{\alpha_0} + \sqrt{\left(8 \frac{\alpha_s}{\alpha_0}\right)^2 + 1} \quad (15)$$

以上より, 積層ゴムアイソレーターのせん断力係数およびダンパーの降伏せん断力係数をドーム質量と免震層への入力エネルギー E_D で定義することにより, 中間免震ドームの応答予測が可能と考えられる。

なお, 無減衰時の免震層の最大応答変位 δ_0 は(16)式で表され, また, 積層ゴムアイソレーターは弾性なので, (17)式が成立する。

$$\delta_0 = \frac{T_f \cdot V_D}{2\pi} \quad (16)$$

$$\frac{\alpha_f}{\alpha_0} = \frac{\delta_{\max}}{\delta_0} \quad (17)$$

5.2 簡易応答予測式の適用

前章までの検討結果より, 総入力エネルギーに対する免震層の吸収エネルギーの比が, おおむね 50~70%程度であることから, 免震層で吸収されるエネルギー (損傷に寄与するエネルギー) E_D として, 総入力エネルギーの 50%と 70%の両者について検討する。建物総質量とドーム質量の比を β とすれば, 式中の各定数はそれぞれ, 以下のとおり計算される。

$$T_f = 2\pi \sqrt{2.774 \times 10^7 / 1.095 \times 10^8} = 3.162 \quad (s)$$

$$\beta = 2.774 \times 10^7 / 11.966 \times 10^7 = 0.2312$$

$$(\beta = M_D / M: \text{ドーム質量} / \text{建物総質量})$$

(1) 免震層で総入力エネルギーの 50%を吸収する場合

図 19 免震層の最大応答せん断力係数(位相: Kobe)

図 20 免震層の最大応答変位(位相: Kobe)

$$V_D = V_E \sqrt{0.5} / \sqrt{\beta} = 150 \times 0.7071 / 0.4808 = 220.6 \quad (cm/s)$$

$$\alpha_0 = 0.4473$$

$$\delta_0 = 111.0 \quad (cm)$$

(2) 免震層で総入力エネルギーの 70%を吸収する場合

$$V_D = V_E \sqrt{0.7} / \sqrt{\beta} = 150 \times 0.8367 / 0.4808 = 261.0 \quad (cm/s)$$

$$\alpha_0 = 0.5292$$

$$\delta_0 = 131.3 \quad (cm)$$

上記 2 ケースについて, 各 α_y に対応する免震層の最大応答せん断力係数および最大応答変位の予測値を, 告示波 (Kobe 位相) 入力時の解析結果と対比させ, それぞれ図 19, 図 20 に示す。

図 19 より, 略算による応答せん断力係数の予測値 ($\alpha_l = \alpha_r + \alpha_s$) は, $\alpha_y = 0.15$ 付近で応答低減効果が最大となっており, 解析結果の傾向とほぼ一致する。また, 予測値は, α_y が小さいと解析結果より大きくなるが, α_y が 0.1 以上では, 解析結果とおおむね一致している。

図 20 より略算による最大応答変位は, α_y が小さいと解析結果より著しく大きくなるが, α_y が 0.1 以上では, 解析結果の傾向をおおむね捉えている。また, 免震層におけるエネルギー吸収量を 70%と仮定した場合より, 50%と仮定した場合のほうが解析結果により近い値となっている。

なお, 弾性ばねが減衰特性を持つ弾塑性系の損傷に寄与するエネルギー E_D については, 次の経験式が得られている^{16), 17)}。

$$E_D = E - W_h = \frac{E}{(1 + 3h + 1.2\sqrt{h})^2} \quad (18)$$

ここで,

E : 地震総入力エネルギー

W_b : 粘性減衰エネルギー

h : 減衰定数

この式に $h=0.02$ を代入すると $E_D=0.66E$ となり, 上記で仮定した 50~70%はおおむね妥当と考えられる。

§ 6. 結論

下部構造の塑性化が中間層免震ドームの応答に及ぼす影響を検討し, 免震層の降伏層せん断力係数の最適値を探るとともに包絡解析法による簡易応答予測を試みた。得られた結果を以下に要約する。

- 1) 非免震の場合, 下部構造の塑性化の度合いに応じて, ドーム, 下部構造ともに応答が小さくなるが, 免震の場合, ドームの応答は下部構造の塑性化の度合いにほとんど影響されない。
- 2) 免震層を導入することで, ドームの最大応答層せん断力は, 非免震に比べて大幅に低減され, 下部構造の塑性化度合いによらず常に安定した値となる。
- 3) 免震層を導入することによる下部構造の応答低減効果は, 必ずしも期待できない。とくに下部構造の塑性化の度合いが大きい場合, 非免震と免震とで下部構造の応答層せん断力係数はほとんど変わらない。
- 4) 免震層の吸収エネルギーの大きさによって, η/μ {(平均累積塑性変形倍率)/(平均塑性変形倍率)} の値は大きく変化するが, 免震層の最大応答変位は,それほど大きく変化しない。
- 5) 告示波を対象とした場合, η/μ の値が告示波の位相特性によって大きく変化するが, 最大応答変位がほぼ一定のため, η/μ が一定値を超える分は, 最大変形の繰返しでエネルギーを吸収していると考えられる。
- 6) 免震層の履歴ダンパーの降伏層せん断力係数 α' を建物総重量で定義した場合, その最適値は 0.031~0.042 となり, 通常の基礎免震建物とほぼ同じ値となった。
- 7) ダンパーで吸収されるエネルギーを総入力エネルギーの 50%程度と定義することにより, 大スパン中間層免震ドームにおけるダンパー量の最適値を, 包絡解析法でおおむね予測できる。
- 8) また, これにより, ダンパー量最適値付近の免震層の応答せん断力係数および応答変位をおおむね予測できる。

参考文献

- 1) 國枝治郎 : 上下地震動を受ける球形ドームの応答解析, 京都防災研究所年報, 第 26 号, B-1, pp. 1-11, 1983
- 2) 石川浩一郎, 加藤史郎 : 上下地震動を受ける二層立体ラチスドームの耐震性に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 447, pp. 79-88, 1993. 5
- 3) 加藤史郎, 庄村昌明, 向山洋一: 水平と鉛直地震動を受ける大スパン単層ラチスドームの応答性状と崩壊加速度に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 447, pp. 87-96, 1995. 11
- 4) 和田 章, 向 秀元: 一方向スパン複層円筒トラス構造物の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 413, pp. 87-96, 1990. 7
- 5) 向山洋一: 単層ラチスドームの地震応答性状ならびに層せん断力係数に関する研究, 豊橋技術科学大学博士学位論文, 1996
- 6) 多田元英, 米山隆也: 建築物の屋上に設置された 2 層立体トラスの鉛直地震応答性状, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 452, pp. 77-86, 1993. 10
- 7) 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
- 8) 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. 7
- 9) 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
- 10) 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報告集, No. 516, pp. 99-104, 1999. 2
- 11) 村上勝英, 北村幸幸, 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
- 12) 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. 109-116, 2002. 8
- 13) 和田章, 広瀬景一: 2 方向地震動を受ける無限均等ラーメン構造の弾塑性応答性状, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 399, 1989. 5
- 14) 建設省建築研究所, 財団法人日本建築センター: 設計用入力地震動作成手法技術指針(案) 本文解説編, 1992. 3
- 15) 秋山 宏: 第 1 層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 400, pp. 77-84, 1989. 6
- 16) 秋山 宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999. 11
- 17) 日本建築学会: 免震構造設計指針, 2001

(2003年 5 月 9 日原稿受理, 2003年11月20日採用決定)