

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 -

竹内 徹^{*1}
小河利行^{*2}
熊谷知彦^{*3}
調 浩朗^{*4}

梗 概

既往の研究¹⁾により、骨組膜屋根構造の地震応答評価に対する膜自身の影響は微小であることが報告されているが、現在その設計には一般的に時刻歴応答解析等の詳細な応答評価が必要となっている。本研究はドーム・シェル屋根構造の応答評価のために提案された静的地震荷重を実際に建設された格子状シングルレイヤードームの骨組膜屋根構造に適用し、その評価精度を確認するものである。本設計法が利用できる範囲においては、地震荷重に対して風荷重が卓越する場合等の際に、時刻歴応答解析を行わずに概略の地震応答評価を用いて設計を進めることが可能となると考えられる。

1. はじめに

ドーム形状や円筒シェル形状を有する骨組膜屋根構造の地震応答性状では、ラチスドームやラチスシェル構造と同様に水平地震入力に対しても水平・鉛直双方の振動モードが励起されるため、その応答性状を単純な水平荷重でモデル化することは危険側となる場合が多い。

このため一定の条件外の膜構造については耐震設計を行う際に時刻歴応答解析によりその応答性状を確認することが必要とされている。しかしながら小規模の膜屋根構造の設計を行うにあたり時刻歴応答解析を行うことは煩雑となり、また風荷重が地震荷重を大きく上回る場合には概略の応答を評価すればよいため、応答性状を簡便に表現できる等価な静的地震荷重の設定は有用であると考えられる。

骨組膜における膜材自身の振動が屋根全体の地震応答性状に与える影響は小さいことが報告されており¹⁾、骨組膜屋根構造の応答性状は膜材の自重を考慮した屋根骨

組自身の応答をモデル化することでほぼ評価可能であると考えられる。この考えに基づき、文献1)では、固有値解析と限界耐力計算法を適用した、骨組膜屋根構造の応答評価について検討がなされている。

一方、文献2)～6)では、ラチスドーム、円筒シェルおよびアーチについて、一定条件下での高次モード応答を包絡する増幅率を設定することにより水平・鉛直方向の等価加速度を与え、これを静的地震荷重として使用することによる設計精度の検討がなされている。本研究ではこれを応用し、現実に設計・建設された骨組膜屋根構造のうち、代表的な形状に関し上記設計法を適用した場合の評価精度に関する検討を目的とする。本研究において対象とするのは格子状の網目を有するシングルレイヤーのドーム形状骨組膜屋根構造であり、第一段階として弾性応答に関する検討を行う。本構造は文献3)4)で規定された形状制限をやや逸脱する構造であるが、あえて同評価法を適用することによりその精度確認を行う。

*1 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)
*2 東京工業大学大学院 理工学研究科 建築学専攻 教授・工博
*3 東京工業大学大学院 理工学研究科 建築学専攻 助手・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 大学院生

2. 解析モデルの概要

解析モデルは、S造ラーメンの下部構造の上に格子状のドームの鉄骨屋根骨組を配して構成された実在する建物をモデル化した骨組膜屋根構造とする(図1)。本構造物について文献3)4)に示された簡易応答評価式及び静的地震荷重による解析の精度の確認を行う。

対象とする構造物の形状諸元を表1に、部材諸元を表2に示す。柱脚は固定支持とし、ドーム部と下部構造間はピン接合とする。本ドームはデプス/スパン比(2*i*/*L*)が約1/130のシングルレイアドームであり、設計式の適用条件(デプス/スパン比 1/50)³⁾⁴⁾より外れている。また、屋根架構は格子面で構成されており、面内せん断剛性の小さい屋根モデルとなっている。解析モデルは鉄骨骨組のみをモデル化し、膜は荷重としてのみ節点に付加する。固定荷重は、構造材重量、仕上げ材重量、膜重量を考慮し、屋根荷重1.08kN/m²、壁荷重0.98kN/m²、及びテンションリングの自重とする。また、図1.(a)のA-O-A'を通る曲線を稜線と呼ぶ。

なお、原設計屋根構造はH型断面部材より構成されているが、解析モデルは等価な断面積及び断面二次モーメントを有する鋼管に置換している。

図2に検討モデルの有効質量比と90%に必要な固有モードを、有効質量比及び固有周期と併せて示す。本モデルは逆対称1波モードが卓越することが分かる。

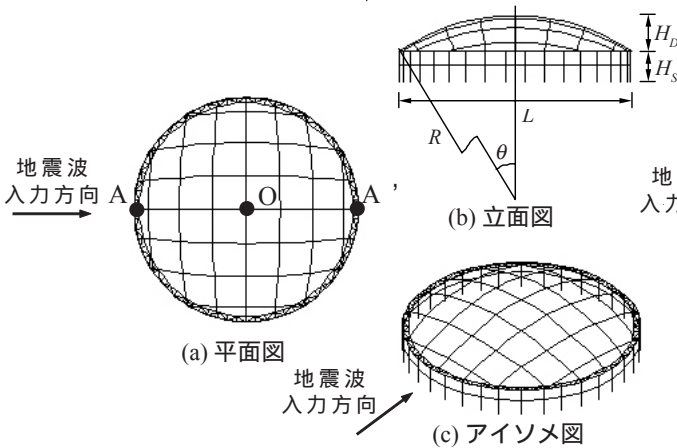


図1. モデル図

表1. ドーム形状諸元

半開角 θ (rad)	0.59
スパン <i>L</i> (cm)	5300
曲率半径 <i>R</i> (cm)	4789
ライズ <i>Hd</i> (cm)	800
支持柱長さ <i>Hs</i> (cm)	700

	部材	断面諸元		
		断面積 <i>A</i> (cm ²)	断面二次モーメント <i>I</i> (cm ⁴)	断面半径 <i>i</i> (cm)
ドーム部材	$\phi 600 \times 8.56$	159	69600	20.9
テンションリング(外側)	$\phi 500 \times 14.8$	226	66600	17.2
テンションリング(内側)	$\phi 350 \times 7$	75.4	11100	12.1
束材, 片持ち材	$\phi 350 \times 7$	75.4	11100	12.1
束材	$\phi 300 \times 6.06$	56.0	6040	10.4
2階梁	$\phi 350 \times 7$	75.4	11100	12.1
柱	$\phi 406 \times 19$	231	43500	13.7
テンションリング(斜材)	$\phi 267 \times 6.0$	49.3	4210	9.2

また、ドーム部と下部構造の合計質量、及び下部構造の水平剛性を持つ、1質点系に置換したモデルの等価固有周期 T_{eq} は0.311secとなる。

図3に屋根架構のみのモデルの、逆対称1波モードを有効質量比、固有周期及び卓越順番と併せて示す。屋根架構のみのモデルの逆対称1波が卓越するモードの固有周期 T_R は0.311secと、1質点系の固有周期 T_{eq} と一致した値となっている。

文献3)4)では、構造物の地震応答に関するパラメータとして、固有周期比 R_T 及び質量比 R_M を挙げている。ここで、固有周期比 R_T は、等価固有周期 T_{eq} と屋根架構のみのモデルの逆対称1波の固有周期 T_R の比、質量比 R_M は、構造物全体の有効質量 M_{eq} と屋根架構の有効質量 M_R の比であり、それぞれ下式で表される。

$$R_T = T_{eq} / T_R \dots (1) \quad R_M = M_{eq} / M_R \dots (2)$$

3. 設計用応答スペクトル

加速度応答スペクトル S_A を設定し、等価応答加速度 A_{eq} を求める。平成12年国土交通省告示第1461号、四、イの定める解放工学基盤でのきわめて稀に発生する地震動を標準加速度応答スペクトル S_{A0} とする。

$$S_{A0} (\text{cm/sec}^2) = \begin{cases} (64 + 600T_{eq})Z & (T_{eq} < 0.16) \\ 160Z & (0.16 \leq T_{eq} < 0.64) \\ (102.4/T_{eq})Z & (0.64 \leq T_{eq}) \end{cases} \quad (3)$$

ここで、*Z* は地域係数で *Z*=1.0 とする。次に表層地盤

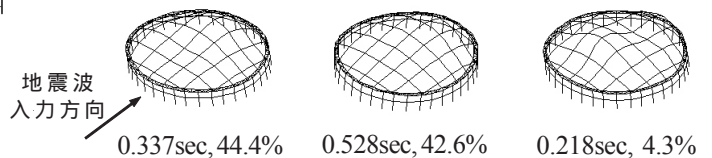


図2. 卓越固有モード

0.311sec (0.70%, 25番目卓越)

図3. 屋根架構モデル, 逆対称1波モード

表2. 部材諸元

による加速度の増幅率 G_S を求める。第二種地盤を仮定すると、平成 12 年国土交通省告示第 1457 号、第 7、2 の表 2 から、

$$G_S = \begin{cases} 1.5 & (T_{eq} < 0.64) \\ 1.5(T_{eq}/0.64) & (0.64 \leq T_{eq} < 0.864) \\ 2.025 & (0.864 \leq T_{eq}) \end{cases} \quad (4)$$

となる。式(3) (4)より、地表面での加速度応答スペクトル S_A は式(5)で表される。

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

加速度応答スペクトルを図 4 に示す。式(3)~(5)及び等価固有周期 $T_{eq} = 0.311\text{sec}$ より、検討モデルの等価 1 質点系の等価応答加速度 A_{eq} は $A_{eq} = 240\text{cm/sec}^2$ となる。

4. 静的地震荷重の設定

まず、文献 3)4)で提案されている簡易応答評価式を用いて屋根部分の各節点の設計用地震応答加速度を計算する。

文献 3)4)では、以下に示す簡易応答評価式を用いて、水平加速度 A_H 、鉛直加速度 A_V 、水平応答増幅率 F_H 、及び鉛直応答増幅率 F_V を用いて定義している。

$$A_H(x, y) = A_{eq} \left\{ 1 + (F_H - 1) \cos \frac{\pi \sqrt{x^2 + y^2}}{L} \right\} \quad (6)$$

$$A_V(x, y) = A_{eq} F_V \frac{x}{\sqrt{x^2 + y^2}} \sin \frac{2\pi \sqrt{x^2 + y^2}}{L} \quad (7)$$

$$F_H = \begin{cases} 3 & (0 < R_T \leq 5/36) \\ \sqrt{5/4R_T} & (5/36 < R_T \leq 5/4) \\ 1 & (5/4 < R_T) \end{cases} \quad (8)$$

$$F_V = \begin{cases} 3C_V\theta & (0 < R_T \leq 5/16) \\ (\sqrt{5/4R_T} - 1)C_V\theta & (5/16 < R_T \leq 5) \\ 0 & (5 < R_T) \end{cases} \quad (9)$$

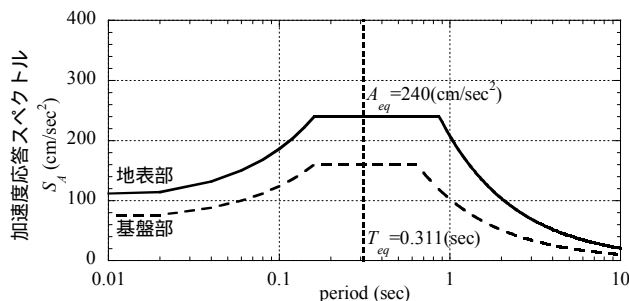


図 4. 加速度応答スペクトル

表 3. 地震応答に対するパラメータ

固有周期比	質量比	水平応答増幅率	鉛直応答増幅率
R_T	R_M	F_H	F_V
1.00	1.28	1.55	1.75

ここで、 L はドームのスパンで 5300cm、 θ は半開角で 0.59rad、 C_V は鉛直増幅率に関する係数で、本論文では、文献 3)と同様 $C_V = 1.85$ とする。なお、文献 3)では、式(8) (9)を $R_M = 1.2$ の場合の応答増幅率であるとしている。検討モデルの質量比 R_M は 1.28 となり、式(8) (9)の適用範囲内である。本モデルの地震応答に関するパラメータを表 3 にまとめる。

ここで、本モデルは固有周期比 $R_T = 1.0$ となっている。このようなモデルでは、下部構造と上部構造が地震時に共振し、設計用地震応答加速度が式(6) (7)の計算結果を上回ることが確認されている⁴⁾。また、この影響は質量比 R_M が大きいほど顕著である。このため、文献 4)では、 R_M が 3 を超える場合には $0.5 < R_T \leq 1.5$ の範囲で以下の応答増幅率を使用することを提案している。

$$F_H' = \sqrt{F_H^2 + \frac{1}{(1 - R_T^2)^2 + (1/R_M)^\theta}} \quad (10)$$

$$F_V' = \sqrt{F_V^2 + \frac{1}{(1 - R_T^2)^2 + (1/R_M)}} \quad (11)$$

本検討モデルは、質量比 $R_M = 1.28$ であるが、比較のため応答増幅率の計算に式(10) (11)を採用する。以下、式(8) (9)より得られる増幅率を応答増幅率(F_H, F_V)、式(10) (11)より得られる増幅率を修正応答増幅率(F_H', F_V')と呼ぶ。

以上の手順にて求めた、屋根架構の各節点の設計用地震応答加速度と各節点の質量の積を静的地震荷重とし、解析を行う。

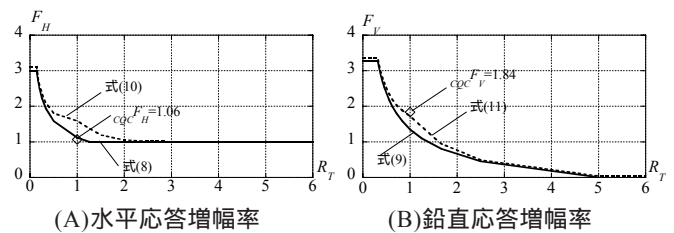


図 5. 応答増幅率比較

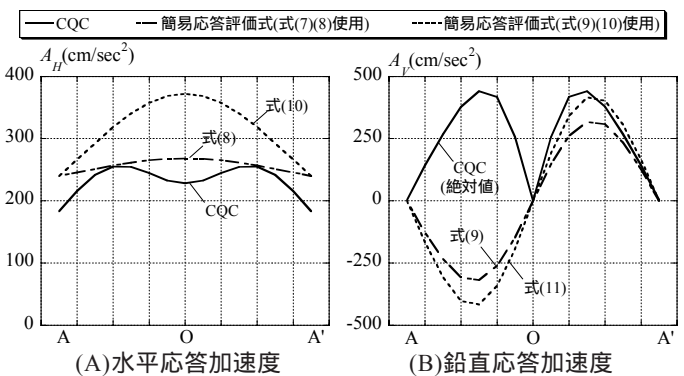


図 6. 稜線上加速度比較

5. 静的地震力を用いた解析の精度の確認

本検討モデルについて、式(5)に示す応答スペクトルを用いてCQC法による解析を行い、文献3)4)が提案する静的地震荷重を用いた解析結果と比較する。

まず、屋根部分の加速度の応答増幅率について考える。CQC法による解析から得られる屋根部分の水平応答加速度、及び鉛直応答加速度の最大値をそれぞれ A_{HMAX} 、 A_{VMAX} とすると、実際の屋根部分の水平応答増幅率 ${}_{CQC}F_H$ 、及び鉛直応答増幅率 ${}_{CQC}F_V$ は以下の式で表される。

$${}_{CQC}F_H = A_{HMAX} / A_{eq} \quad (12)$$

$${}_{CQC}F_V = A_{VMAX} / A_{eq} \quad (13)$$

図5に得られた各応答増幅率を式(8)~(11)と比較して示す。鉛直方向では、修正応答増幅率(式(11))を用いると、応答増幅率を良い精度で予測でき、水平方向についてはかなり安全側の評価となっている。図6に示す稜線上の各節点の加速度比較より、修正応答増幅率を用いた場合、水平方向の地震応答加速度を安全側に評価していることが分かる。

図7に、構造物全体の応答加速度、応答変位、軸力

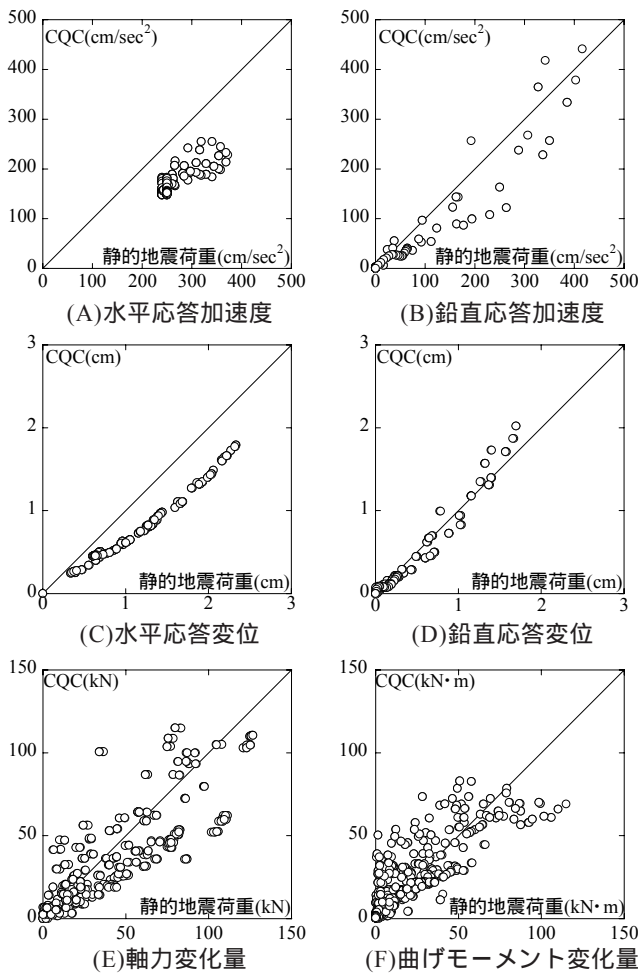


図7. 簡易応答評価法の精度の確認

変化量、曲げモーメント変化量のCQC法による解析結果と簡易応答評価法による予測結果の比較を示す。簡易応答評価法により算出された加速度、変位、軸力変化量、曲げモーメント変化量は、CQC法による解析結果を概ね予測できている。

6. 等価固有周期を変化させたモデルの解析

前章までに、実在する建物をモデル化し、文献3)4)が提案する静的地震荷重及び簡易応答評価式の精度の確認を行ってきた。本章では、下部構造の水平剛性を変化させることにより、等価固有周期 T_{eq} を変化させ、固有周期比 R_T を増減させたモデルを作成し、これらのモデルについても同様の検討を行う。

6.1. 検討モデルの作成

本章では、2章で作成したモデルを基準モデル、DOME-1とし、下部構造の断面積を変化させず、断面二次モーメントを10倍(DOME-10)、3.5倍(DOME-3.5)、0.25倍(DOME-0.25)、及び0.1倍(DOME-0.1)したモデルを作成し検討を行う。なお、DOME-10は下部構造が壁付RC造になった状態を、DOME-3.5は下部構造がRC造となった状態を、DOME-0.25は下部構造がS造5層程度のアトリウム架構になった状態を、DOME-0.1は下部構造がS造10層程度のアトリウム架構になった状態を想定している。

図8に各モデルの有効質量比90%以上を満たす卓越

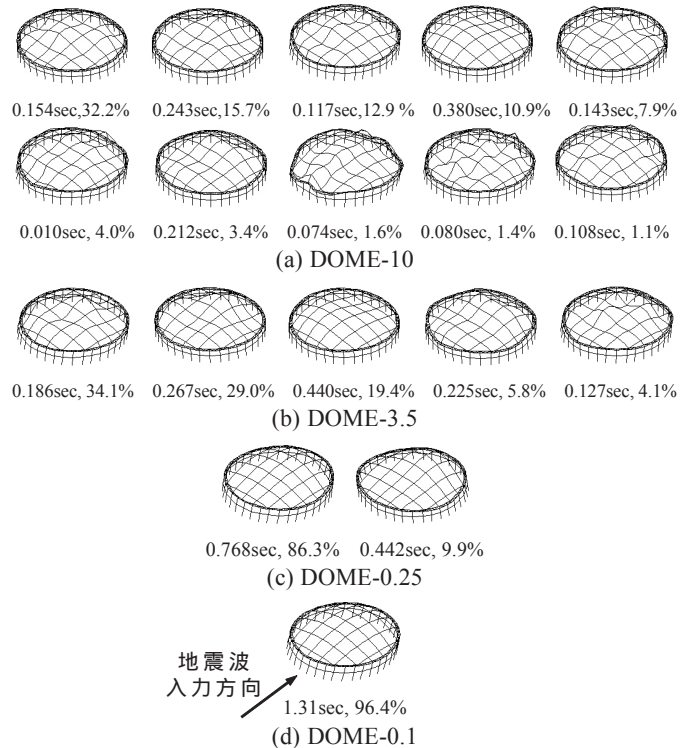


図8. 卓越固有モード

モードを固有周期，及び有効質量比と併せて示す。下部構造剛性倍率が大きく(等価固有周期が短く)なる程，ドーム部に短い波長の変形を伴うモード(以降，高次モードと呼ぶ)が連成し，下部構造剛性倍率が小さく(等価固有周期が長く)なる程スウェイモードが卓越することが分かる。このため，高次モードが連成するDOME-10，及びDOME-3.5については，逆対称1波モードに基づいた簡易応答評価式の予測精度は悪化することが予想される。

6.2. 静的地震力の設定

本節では，以上のモデルについて，3章で設定した加速度応答スペクトルを用いて，設計用応答加速度を設定する。なお，本節で検討するモデルはいずれも固有周期比 R_T が1近辺にならないため，応答増幅率は式(8)(9)を用いて計算する。以上の方法を用いて算出した設計用応答加速度と屋根部分の各節点の質量の積を静的地震荷重として解析を行う。各モデルの等価固有周期 T_{eq} ，等価応答加速度 A_{eq} ，及び地震応答に関するパラメータを図9，表4に示す。

6.3. 静的地震荷重を用いた解析の精度の確認

下部構造剛性倍率を変化させたモデルについて，簡

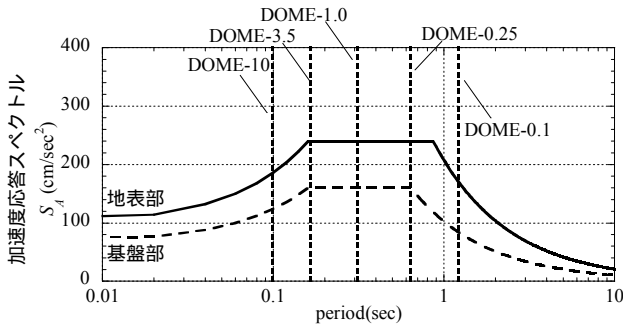


図9. 加速度応答スペクトルと等価固有周期

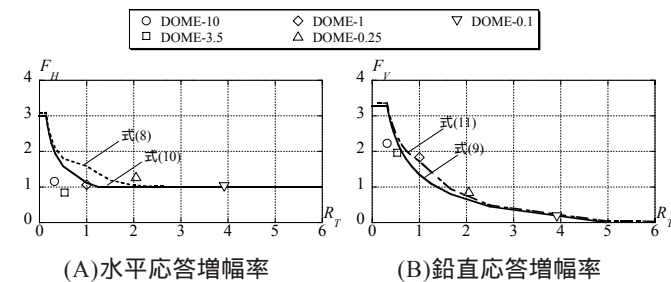


図10. 応答増幅率比較

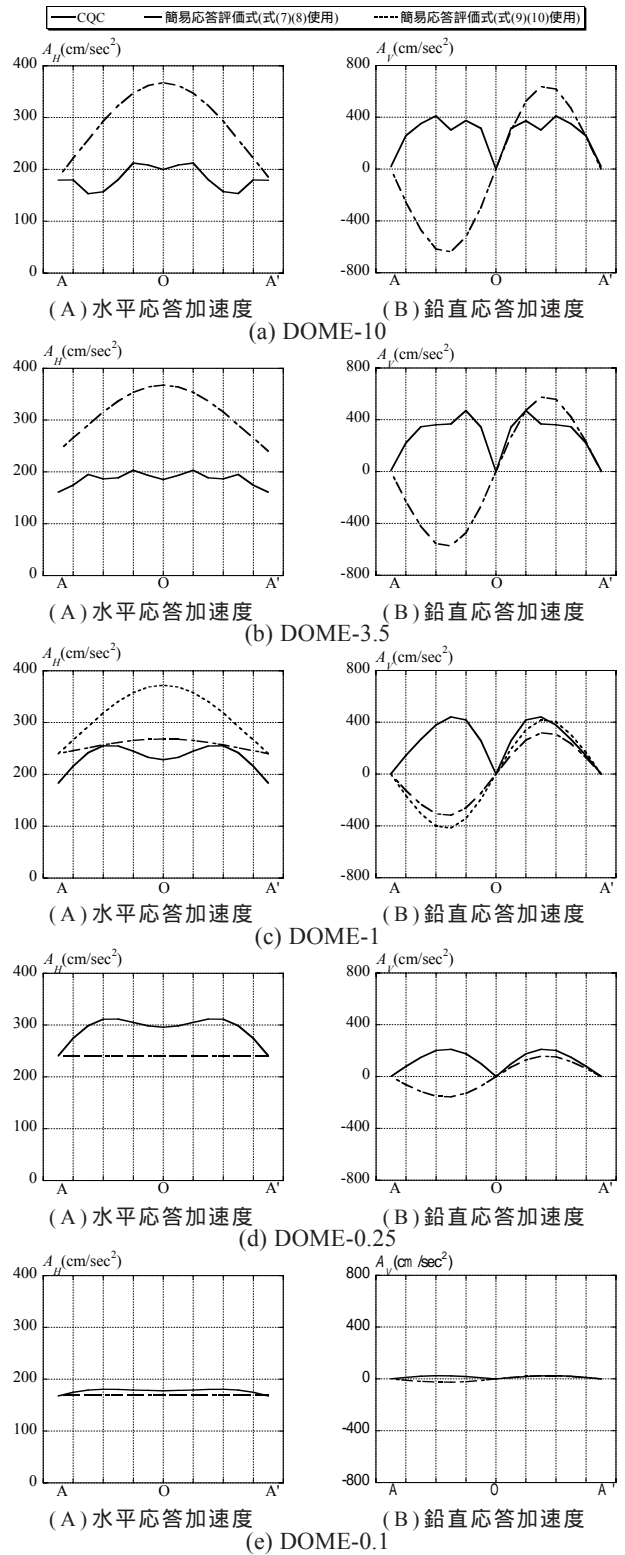


図11. 稜線上節点加速度比較

表4. 各モデルの地震応答に関するパラメータ

モデル名	下部構造剛性倍率	等価固有周期 T_{eq} (sec)	等価加速度 A_{eq} (cm/sec ²)	固有周期比 R_T	質量比 R_M	水平応答増幅率		鉛直応答増幅率	
						$F_H (F_H')$	$CQC F_H$	$F_V (F_V')$	$CQC F_V$
DOME-10	10	0.099	185.1	0.32	1.28	1.98	1.15	3.21	2.22
DOME-3.5	3.5	0.17	240.0	0.53		1.53	0.85	2.23	1.97
DOME-1.0	1.0	0.31	240.0	1.0		(1.55)	1.06	(1.75)	1.84
DOME-0.25	0.25	0.64	240.0	2.1		1.00	1.30	0.61	0.88
DOME-0.1	0.10	1.2	170.0	3.9		1.00	1.06	0.14	0.16

易応答評価法を用いた解析結果と、CQC法による解析結果とを比較する。

図10に式(8)~(11)とCQC法の解析結果より得られた各モデルの応答増幅率の値を、図11に稜線上節点の応答加速度を示す。これらの図中には4,5章で検討したDOME-1の結果も併せて示している。また、図12で構造物全体の応答加速度、応答変位、軸力変化量、及び曲げモーメント変化量のCQC法による解析結果と、静的地震荷重を用いた解析による予測結果とを比較している。

まず、下部構造の水平剛性が大きい(等価固有周期が短く固有周期比が小さい)モデル(DOME-10, DOME-3.5)について検討を行う。図10より、これらのモデルでは、水平応答増幅率が過大に評価されていることが分かる。図11(a).(A) (b).(A)の水平応答加速度より、これらのモデルの地震応答は、高次モードが連成するため、逆対称1波モードが卓越せず、簡易応答評価法の

前提より外れていることが原因と考えられる。ただし、評価精度を図12(a) (b)で確認すると、水平応答加速度を安全側に評価する傾向があるものの、ある程度の精度でドーム屋根のCQC法による解析結果を包絡できている。

次に、下部構造の水平剛性が小さい(等価固有周期が長く固有周期比が大きい)モデル(DOME-0.25, DOME-0.1)について検討する。これらは、ドーム全体がスウェイするモードが卓越し、上部構造の振動モードとしては逆対称1波モードが卓越しているモデルとなる。図10、及び図11.(d)(e)を見ると、鉛直方向加速度は良い精度で評価できているが、DOME-0.25において、水平方向加速度を過小評価する傾向がある。これは、今回検討したモデルの屋根架構が格子面で構成されているため面内剛性が小さく、同モデルにおいて面内モードが卓越する(図8.(c))ことが原因と考えられる。しかし、やはり図12より、設計用荷重としては概ね良い精度で評価を行うことができている。

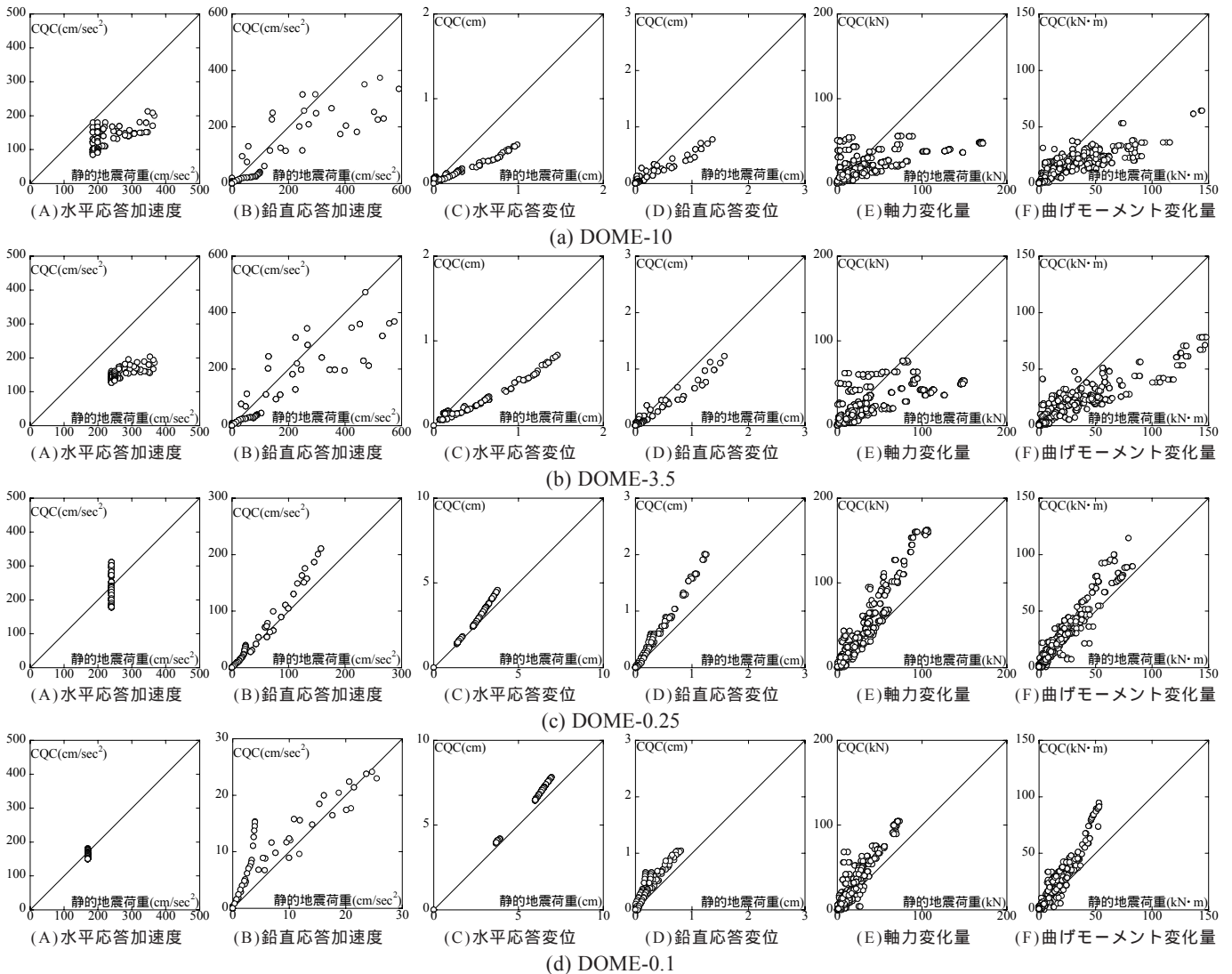


図12. 簡易応答評価法の精度の確認

7. 結論

実在する骨組膜屋根構造の下部構造の剛性を变化させて、文献3)4)に示された簡易応答評価式及び静的地震荷重による解析の精度の確認を行った。以下に得られた結論を示す。

- 1)実在するドーム構造物(DOME-1)は、固有周期比 $R_T=1.0$ となっており、上部構造と下部構造とが共振しやすい特性を有している。このため、応答増幅率の算定に式(8)、及び式(9)を用いると、危険側の評価となる。しかし、式(10)(11)により求まる修正応答増幅率を用いれば、安全側の設計用地震応答加速度を予測することができる。
- 2)下部構造の剛性を増加させたモデル(DOME-10, DOME-3.5)では、地震時に上部構造において高次の振動モードが出現しやすくなっており、精度が悪化するものの、水平及び鉛直方向の応答加速度共に安全側の評価を行うことができる。しかし、水平応答増幅率の予測値がやや過大になる傾向が見られる。
- 3)下部構造の剛性を低減させたモデル(DOME-0.25, DOME-0.1)では、ドーム全体がスウェイしながら上部構造は逆対称1波モードが卓越し、鉛直方向加速度では精度良く評価できている一方、水平方向加速度では過小評価する場合が見られる。この原因として、今回解析に用いた屋根構造モデルは面内剛性が小さい格子面で構成されており、面内振動モードによる応答増幅が生じるためと考えられる。

- 4)本モデルが面外剛性の上で、評価式の適用範囲を外れており、更に面内剛性も小さいことを考慮すれば、評価式を静的地震荷重として使用した場合の変形・部材応力の予測精度は、概ね妥当な範囲内にあると考えられる。

謝辞

本論文において大成建設(株)水谷太朗氏に協力をいただきました。ここに感謝いたします。

参考文献

- 1)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, 2005年2月
- 2)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単層ラチスドームの地震応答評価, 構造工学論文集, Vol.49B, pp.291-296, 2003.03
- 3)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, 2004.05
- 4)竹内徹, 小河利行: 空間構造の応答性状と制振・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, 2005.09
- 5)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
- 6)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, 第596号, pp.57-64, 2005.10

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

-An Example with a Single Layer Dome Roof Structure-

Toru Takeuchi*¹
Toshiyuki Ogawa*²
Tomohiko Kumagai*³
Hiro Shirabe*⁴

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 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, the authors proposed a seismic response evaluation method. In our method, horizontal and vertical accelerations were considered, and they were amplified along ratio of fundamental frequencies of roof and structure.

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

-
- *1 Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
*2 Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
*3 Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.
*4 Graduate Student, Tokyo Institute of Technology