

保有水平耐力計算法に基づく耐震構造として設計された
多層支持架構付きラチスドームの屋根部材 2 次設計用の構造特性係数評価SEISMIC FORCE REDUCTION FACTOR EVALUATION OF
DOUBLE-LAYERED DOMES SUPPORTED BY MULTISTORY SUBSTRUCTURES寺澤 友貴^{*1}, 四條 春奈^{*2}, 平野 大地^{*2}, 熊谷 知彦^{*3}, 竹内 徹^{*4}Yuki TERAZAWA, Haruna SHIJO, Daichi HIRANO,
Tomohiko KUMAGAI and Toru TAKEUCHI

This paper extended the seismic force reduction factor D_s evaluation method previously proposed by the authors to double-layered domes supported by multistory substructures. The evaluation procedure is carefully formulated based on Japanese Building Code. Furthermore, the extended evaluation method was strictly validated by using a series of nonlinear response history analyses (NLRHAs) of a massive amount of double-layered domes supported by multistory substructures. Finally, static analyses with an equivalent seismic load with the proposed D_s were compared to the NLRHAs.

Keywords: Spatial Structures, Metal Gridshell, Latticed Dome, Seismic Force Reduction Factor, Equivalent Static Seismic Load, Equivalent Lateral Force Procedure

空間構造, 鉄骨グリッドシェル, ラチスドーム, 構造特性係数, 等価静的地震荷重, 保有水平耐力計算法

1. 序

日本では、軒高さ 60m 以下のラチスシェル屋根構造は、保有水平耐力計算法に基づく耐震構造(主架構の強度や靱性に期待して建築物の倒壊を避けることに特化した構造)として設計することが少なくない^{1),2)}。同設計法では、静的解析を用いて、稀な地震に対する 1 次設計(許容応力度設計)と極稀な地震に対する 2 次設計(終局耐力と崩壊系の確認)の 2 段階で構造物の耐震安全性を検証する。しかし、この静的解析に適用する等価静的地震荷重(A_i 分布)は、重層構造物の水平地震応答を包絡するせん断力分布として定義されており、水平方向の入力に対して上下鉛直方向にも振動するラチスシェル屋根は原則適用範囲外にある。そこでシェル・空間構造の研究領域では、ラチスシェル屋根専用の等価静的地震荷重³⁾⁻²⁶⁾が精力的に検討され、その一部はラチスシェル屋根構造設計指針²⁷⁾にまとめられ、部材を弾性に留める 1 次設計では A_i 分布の代用として実用化段階にある。

また、部材の塑性化を認める 2 次設計では、鉛直荷重を支持するラチスシェル屋根が局所または全体が崩壊する可能性^{28), 29)}を考慮し、(a)極稀な地震荷重に対しても屋根部材を弾性に留める、(b)屋根部応答を終局未満に収める、選択肢が提案されている。(a)では、そのまま極稀な地震荷重に対して屋根部材を弾性設計することが現実的でないため、加藤・小西ら¹⁵⁾、竹内・小河ら¹⁶⁾が支持架構のエネルギー吸収を考慮して等価静的地震荷重を直接評価する手法を提案し、(b)では、中澤ら¹⁷⁾⁻²⁰⁾の靱性指標や熊谷ら²¹⁾⁻²³⁾の許容変形角など屋根部の終局状態を判断する設計クライテリアが提案されている。

このようにラチスシェル屋根構造の 2 次設計の手法も幅広く提案されている一方で、保有水平耐力計算法との互換性を考慮した提案は未だ少ない。これに対して筆者らは、(a)について実務設計者が地震荷重の低減効果を構造特性係数 D_s として認識している点に着目し、荷重分布形状の設定法³⁾⁻²⁵⁾と独立して、屋根部材 2 次設計用の D_s 値の簡易評価法の確立を試みている。特に前報³⁰⁾では、ラチスドームを対象に広範な数値解析から支持架構の耐震構造種別が D_s 値に与える影響を統計化し、屋根部応答が励起される場合には支持架構による地震荷重の低減効果が抑制されることを明らかにし、最後に笠井の等価一自由度系の理論³¹⁾を拡張する形式で屋根部応答の励起を考慮した D_s 値の評価法を提案し、提案手法が解析結果を良好な精度で安全側評価することを確認した。ただし、提案手法の適用対象は一層支持架構に限定されており、保有水平耐力計算法の範囲で多層支持架構の D_s 値を評価する手続きは未だ確立されていない。

そこで本研究は、前報³⁰⁾の提案評価法を多層支持架構に適用拡大する。まず、2 章では数値解析概要を述べる。次の 3 章では多層支持架構による屋根部応答の励起を考慮した D_s 値評価法を提案する。この提案では、笠井の理論³¹⁾を適用する等価一自由度系の代表高さと復元力特性に対象構造物の軒高さとペーシア-軒高さ変位関係をそのまま適用し、保有水平耐力計算法で利用される情報だけで計算が完結する手続き仕様とした。続く 4 章では各種のパラメータが提案評価法の精度に与える影響を詳細に分析する。最後の 5 章では提案する D_s 値を乗じた等価静的地震荷重の適用性を検証する。

*1 東京科学大学 建築学系 准教授・博士 (工学)
*2 元東京科学大学 大学院生・修士 (工学)
*3 明治大学 理工学部建築学科 教授・博士 (工学)
*4 東京科学大学 名誉教授・博士 (工学)

Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Institute of Science Tokyo, Dr.Eng.
Former Grad. Student, Institute of Science Tokyo, M.Eng.
Prof., Dept. of Arch., School of Science and Technology, Meiji University, Dr.Eng.
Prof. Emeritus, Institute of Science Tokyo, Dr.Eng.

2. 数値解析概要

2.1 想定建物と検討パラメータ

Fig.1 に数値解析概要を、Table 1 に各種諸元を示す。Fig.1(a)~(c)に示すように、想定建物は筆者らの既往研究¹³⁾で使用実績のある鉄骨造の多層支持架構付きラチスドームである。本研究では、保有水平耐力計算法に基づく耐震構造として設計された同建物の各種諸元が、3章にて提案する屋根部材2次設計用の構造特性係数 D_s 値評価法の適用性に与える影響を広範に分析する。なお、この前提の下、支持架構の各層には剛床仮定が成立すると仮定する。

Fig.1(d)に示すように、検討パラメータは①屋根部応答の励起の有無、②屋根スパン $L=60\sim 150\text{m}$ 、③支持架構層数 $n=3\sim 15$ 、④支持架構降伏時のベースシア係数 $C_y=0.3\sim 0.6$ 、⑤変形集中が無い場合の支持架構降伏時の軒高さ変形角 $\theta_y=1/750, 1/150\text{rad.}$ 、⑥支持架構降伏時の2次剛性比 p 、⑦支持架構の弱層の有無(弱層無し、1層弱層、中層弱層)とする。Table 1に示すように、支持架構の各層質量 m_i は既往研究¹³⁾の標準的な値を採用し、各層階高 H_i は軒高さ $H_s\leq 60\text{m}$ となるよう支持架構層数 n に応じて5mまたは4mで一定とする。Fig.1(a)(c)に示すように屋根部は前報³⁰⁾と同一架構であり、半開角 30° 、固定荷重 2.0kN/m^2 、部材はデプススパン比1/50と等価な面外曲げ剛性を有する断面とする。なお、1層弱層は出口などの開口部による弱層を想定しており、中層弱層はスタンドが上中下に分かれる施設でスタンドの境界層が弱層になる場合を想定している。

なお、本検討の降伏時の軒高さ変形角 θ_y と2次剛性比 p は、(a)ピン接合柱梁骨組に屈座拘束ブレース(BRB)を配置してBRBに水平剛性と靱性の全てを負担させる海外で主流のBRB付き骨組(BRBF, $\theta_y=1/750\text{rad.}$, $p=0.01, 0.05$)、(b)剛接合柱骨組にBRBを配置して地震時に柱梁主架構を弾性に留めることを期待する日本のBRB付き骨組(SMRF+BRB, $\theta_y=1/750\text{rad.}$, $p=0.20, 0.50$)、(c)純ラーメン骨組(SMRF, $\theta_y=1/150\text{rad.}$, $p=0.01, 0.05$)、(d)耐震間柱等を併用した純ラーメン骨組(SMRF', $\theta_y=1/150.$, $p=0.20, 0.50$)の耐震構造種別を意図している。

2.2 数値解析モデルの作成方法

Fig.1(e)(f)に数値解析モデルの概要を示す。Fig.1(e)に示すように、本研究では、屋根部を弾性梁要素の立体骨組または剛な質点に、支持架構をBilinear型復元力特性を有する弾塑性せん断パネにモデル化する。両者は屋根立体モデル(Fig.1(e1)、励起有り)、屋根剛体モデル(Fig.1(e2)、励起無し)と区別して呼称し、支持架構による屋根部応答の励起の有無が D_s 値評価法の適用性に与える影響を分析する。なお、屋根剛体モデルは屋根重量の差異を除き一般の重層建物のせん断型質点系モデルと同様である。

支持架構各層の弾塑性パネはFig.1(f)の概要と以下の規則に従ってモデル化する。まず、各層降伏せん断力 V_{yi} はAi分布に基づくベースシア係数 C_y の設計用せん断力より決定する。次に各層降伏層間変形角 θ_{yi} は変形集中の有無に応じて式(1)より決定する。最後に各層剛性 k_i は同様に式(2)より決定する。また、変形集中が有る場合の軒高さの降伏変形角 θ_y は式(3)で決定される。Fig.1(f)に示すように、変形集中が全く無い場合(Regular)では、 θ_{yi} は各層一定かつ剛性分布もAi分布と一致し、変形集中がある場合では、その層のみ θ_{yi} と k_i が変動する。なお、各層2次剛性比は全て代表値 p で統一する。

$$\theta_{yi} = \begin{cases} \theta_y & (\text{変形集中が無い層}) \\ \alpha \theta_y & (\text{変形集中が有る層}) \end{cases} \quad (1)$$

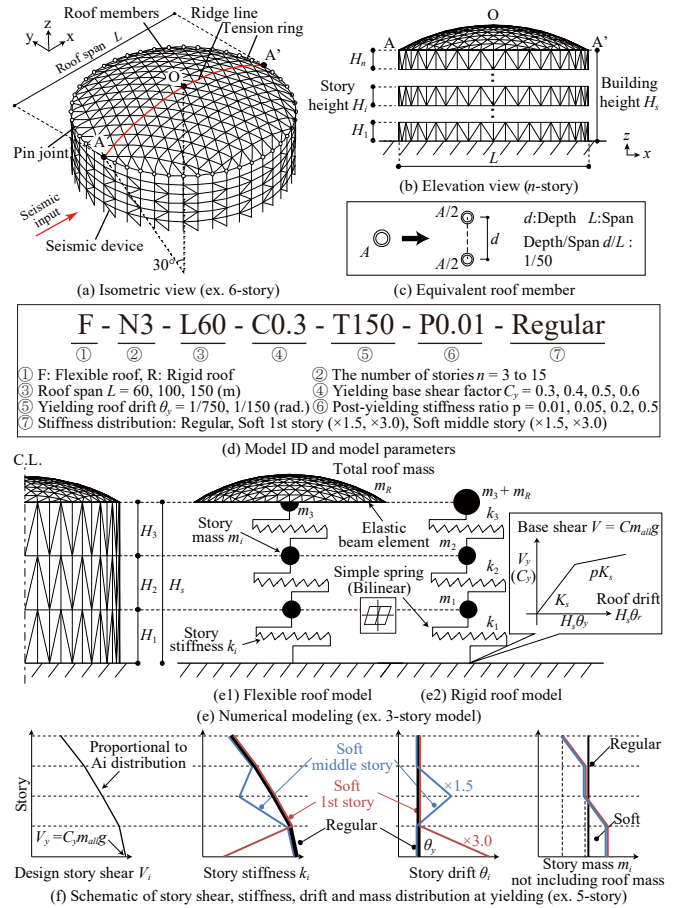


Fig. 1 Numerical model schematics

	Roof span L (m)		
	60	100	150
Roof member	○-307.5×7.5	○-414.5×14.5	○-715.5×15.5
Tension ring	○-809.0×9.0	○-1020.0×10.0	○-2525.0×25.0
Roof mass m_R (kg)	0.62×10^6	1.72×10^6	3.86×10^6
Number of story n	3 ~ 15		
Story mass m_i (kg)	1.12×10^6 (Regular)		
Story height H_i (m)	$5(n=3\sim 7), 4(n=8\sim 15)$		

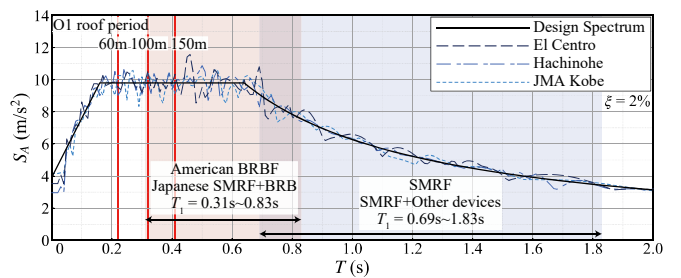


Fig. 2 Acceleration response spectra ($\xi=0.02$)

$$k_i = \frac{V_{yi}}{H_i \theta_{yi}} = \begin{cases} \frac{V_{yi}}{H_i \theta_y} & (\text{変形集中が無い層}) \\ \frac{1}{\alpha} \frac{V_{yi}}{H_i \theta_y} & (\text{変形集中が有る層}) \end{cases} \quad (2)$$

$$\theta_y' = \frac{\sum_{i=1}^n H_i \theta_{yi}}{\sum_{i=1}^n H_i} = \frac{\alpha + n - 1}{n} \theta_y \quad (3)$$

ここに α は変形集中度であり、1.0(集中無し)、1.5、3.0を検討する。この変形集中度は $\theta_y=1/150\text{rad.}$ のモデルで $1/100\text{rad.}$ ($\alpha=1.5$)、 $1/50\text{rad.}$ ($\alpha=3.0$)となる値として設定している。

なお、Fig.1(f)に示すように、弱層が無い場合の各層質量 m_i は

Table 1 の値で一定とし、弱層が有る場合の各層質量 m_i は、既往研究¹³⁾を参考に、無い場合と全層質量和 Σm_i が等価かつ全層を 3 分割して上層から下層に向かって 3 段階で均等に漸増する値とする。

2.3 入力地震動特性と数値解析手法

Fig. 2 に入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。同図の赤色縦線は屋根部の逆対称一波振動モード O1 の固有周期、赤色または青色塗りつぶしは支持架構の一次固有周期 T_1 の範囲を示している。本研究では、前報³⁰⁾から引き続き建設省告示第 1457 号の第 2 種地盤の設計用スペクトル³²⁾に位相適合した告示波 3 波を用いる。この告示波の加速度スペクトルピーク値は 1.0g であり、保有水平耐力計算法の極稀な地震荷重と同等である。以後は断りなき限り、告示波 3 波の平均応答値を評価値と比較分析する。

数値解析手法³³⁾は実固有値解析、応答スペクトル解析、時刻歴応答解析を用いる。実固有値解析は屋根剛体・屋根立体モデルの固有振動特性の評価に用いる。応答スペクトル解析は屋根立体モデルの弾性時地震応答特性を分析するために用いる。応答スペクトル解析のモード重畳は完全二次結合法(CQC)を用い、採用モード数は降順の有効質量比和が 90%以上とする。時刻歴応答解析(NLRHA)は屋根剛体・屋根立体モデルの弾塑性地震応答の評価に用いる。NLRHA では、増分変位の計算は Newmark β 法($\beta=1/4$)を用い、屋根立体モデルの屋根部は幾何剛性と座標移動による大変形を考慮する。この屋根部は前報³⁰⁾と同一であり、弾性応答時の CQC 法の評価精度は確認済み³⁰⁾である。動的解析時の比例減衰行列は初期の剛性・質量行列に基づく Rayleigh 型とし、1 次と 2 次の減衰比を 2%とする。

3. 多層支持架構による屋根部応答の励起を考慮した D_s 値評価法

Fig.3 に多層支持架構による屋根部応答の励起を考慮した D_s 値評価法の概要を示す。耐震構造物を等価一自由度系にモデル化して地震応答を評価する手法の中では、一般に Freeman³⁵⁾の Capacity Spectrum Method が著名であり、米国の FEMA 440³⁶⁾やユーロ圏の N2 法³⁷⁾、日本の限界耐力計算法³⁴⁾などガイドライン化や基準化が進められている手法が既に複数存在する。ただし、これらの手法は、等価高さ H_{eq} に有効質量 M_{eq} の質点を有する等価一自由度系(Fig.3(c)左側)をモデル化し、荷重変形関係を性能曲線(Capacity spectrum)に変換し、加速度-変位応答スペクトル図上で視覚的に応答評価する手続きとなっている。つまり、これらの手法を D_s 値評価に適用することは、保有水平耐力計算法に従っている実務設計者に本来無用な関連情報を用意させることになり実用上不便と考えられる。そこで 3 章では、等価一自由度系の代表高さと復元力特性に対象構造物の軒高さと静的増分解析から得られるベースシア-軒高さ変位関係をそのまま適用し、その他も屋根部応答の励起の部分以外は保有水平耐力計算法で利用される情報だけで D_s 値を直接評価できる手法を提案する。

3.1 構造特性係数 D_s の定義

構造特性係数 D_s とは、構造物の塑性変形や減衰性により、弾性応答時の最大水平地震力(≒ベースシア)を低減させる係数として構造技術基準解説書³⁴⁾により定義されている。本研究では、この定義に従い数値解析と提案評価法の D_s 値は弾性応答時に対する弾塑性応答時のベースシアの比として算出する。

3.2 D_s 値評価法の提案

具体的な計算手順を解説する。初めに対象構造物(Fig.3(a))を屋根

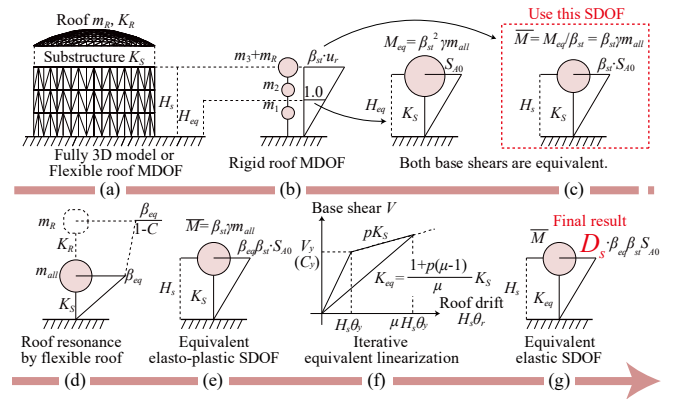


Fig. 3 Proposed method to evaluate seismic force reduction factor

部を剛な質点とした多自由度系(Rigid roof MDOF, Fig.2(c2)と同等)にモデル化し(Fig.3(b)), 次にこの多自由度系をベースシア-軒高さ変位関係が等価な弾塑性一自由度系に縮約し(Fig.3(c)右側), さらに多層支持架構による屋根部応答の励起を考慮した等価弾塑性一自由度系に変換し(Fig.3(d)(e)), 続いて弾性応答時の応答スペクトル値と復元力特性に従って等価弾塑性一自由度系(Fig.3(e))を等価な周期 T_{eq} , 減衰比 ξ_{eq} を有する弾性一自由度系に収斂的に変換し(Fig.3(f)), 最後に収斂計算後の等価弾塑性一自由度系の諸元より D_s 値と支持架構軒高の水平変位に対応した塑性率 μ を評価する(Fig. 3(g)). 主要な部分を抽出した詳細な手順は以下の通りである。

(1) 等価弾塑性一自由度系の弾性時周期(支持架構周期)を計算する。

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\bar{M}}{K_s}} = 2\pi \sqrt{\frac{\beta_{st} \gamma \theta_y H_s}{C_y g}} \quad (4)$$

$$\beta_{st} = \frac{\{u_i\}[m_i]\{1\}^T}{\{u_i\}[m_i]\{u_i\}^T} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i}{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2} \equiv \frac{\sum_{i=1}^n m_i (i/n)}{\sum_{i=1}^n m_i (i/n)^2} \quad \text{※逆三角形分布} \quad (5)$$

$$\gamma = \frac{\{u_i\}[m_i]\{u_i\}^T}{m_{all}} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i} \equiv \frac{\sum_{i=1}^n m_i (i/n)^2}{m_{all}} \quad \text{※逆三角形分布} \quad (6)$$

ここに $K_s = (m_{all} C_y g) / (H_s \theta_y)$ は支持架構の代表水平剛性, $\bar{M} = M_{eq} / \beta_{st}$ は等価高さ H_{eq} に有効質量 $M_{eq} = \beta_{st}^2 \gamma m_{all}$ を有する等価一自由度系(Fig.3(c)左側)とベースシアが一致する軒高さ H_s の質量, β_{st} は屋根部を剛な質点とした場合(Fig.3(b))の刺激係数, γ は広義質量を屋根部+支持架構の総質量 m_{all} で除した広義質量比, C_y と θ_y は支持架構降伏時のベースシア係数と軒高さ変形角, g は重力加速度, i は下から数えた層番号, $\{u_i\}$ と u_i は固有ベクトルと i 層の固有ベクトル成分, $[m_i]$ は各層質量の対角行列である。Fig.3(b)に示すように、式(5)と式(6)の m_n には屋根部の質量 m_R を含むことに注意されたい。 γm_{all} は広義質量, $\beta_{st} \gamma$ は有効質量比に対応し、支持架構が 1 層のとき β_{st} と γ は 1.0 となり式(4)は前報³⁰⁾の T_0 に帰着する。この周期 T_1 と初期減衰比 ξ_0 より設計用スペクトルから等価弾塑性一自由度系の弾性時の加速度応答スペクトル値 S_{A0} と変位応答スペクトル値 S_{D0} が決定される。

(2) 屋根部応答の励起を反映する刺激係数 β_{eq} を計算する。³⁰⁾

$$\beta_{eq} = \max \left\{ \frac{(1-C) + (1-C)^2 R_M}{1 + (1-C)^2 R_M}, 0.6 \right\} \quad (7)$$

$$C = \frac{\left\{ R_M (1 + R_T^2) - \sqrt{R_M^2 (1 + R_T^2)^2 - 4 R_M^3 R_T^2 / (1 + R_M)} \right\}}{2 R_M^2 R_T^2 / (1 + R_M)} \quad (8)$$

ここに R_T は屋根部 O1 モードに対する支持架構周期比, R_M は屋根部質量 m_R に対する架構全体の質量比である。

(3) 等価弾性一自由度系の代表諸元を収斂計算する。³¹⁾

$$\mu = \left(\frac{\beta_{eq} \beta_{st} S_{D0}}{H_s \theta_y} \right) \sqrt{\frac{1+25\xi_0}{1+25\xi_{eq}}} \times \begin{cases} \frac{T_{eq}}{T_1} \frac{T_1 + T_{eq}}{2T_1} & (T_{eq} < T_c) \\ \frac{T_{eq}}{T_1} \left\{ \frac{T_c}{T_1} - \frac{(T_c/T_1 - 1)^2}{2(T_{eq}/T_1 - 1)} \right\} & (T_{eq} \geq T_c, T_1 < T_c) \\ \frac{T_{eq}}{T_1} & (T_1 \geq T_c) \end{cases} \quad (9)$$

$$T_{eq} = \sqrt{\frac{\mu}{1-p+p\mu}} T_1 \quad (10)$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2}{\pi \mu p} \ln \frac{1+p(\mu-1)}{\mu^p} \quad (11)$$

ここに T_c は加速度と速度スペクトルの一定領域の境界周期である。収斂計算は μ , T_{eq} , ξ_{eq} を入れ替えながら式(9)~式(11)を順番に約 20 回繰返し計算し、1 回目の式(9)では T_{eq} と ξ_{eq} に T_1 と ξ_0 を代入する。

(4) 最終的な等価弾性一自由度系の代表諸元から D_s 値を評価する。³¹⁾

$$D_s = \sqrt{\frac{1+25\xi_0}{1+25\xi_{eq}}} \times \begin{cases} \frac{T_1}{T_{eq}} \frac{T_1 + T_{eq}}{2T_1} & (T_{eq} < T_c) \\ \frac{T_1}{T_{eq}} \left\{ \frac{T_c}{T_1} - \frac{(T_c/T_1 - 1)^2}{2(T_{eq}/T_1 - 1)} \right\} & (T_{eq} \geq T_c, T_1 < T_c) \\ \frac{T_1}{T_{eq}} & (T_1 \geq T_c) \end{cases} \quad (12)$$

刺激係数等の計算には固有ベクトル $\{u_i\}$ が必要となる。日本国外^{36), 37)}では、 $\{u_i\}$ に固有値解析結果を適用することが一般的であるが、3 章冒頭で述べたように、これは保有水平耐力計算法に従っている実務設計者に本来無用な固有値解析を要求することになり非現実的である。また、限界耐力計算法³⁴⁾では、 $\{u_i\}$ に Bi 分布の適用を認めているが、4 章で述べるように、高次モードの影響を含む Bi 分布を適用した場合の評価精度は却って悪化する。そこで提案手法では、同様に 4 章での比較検討に基づき、式(5)と式(6)に示すように、層番号 i と層数 n だけで計算できる最も簡便な逆三角形分布(軒高で 1.0 となる)を仮定の固有ベクトルに採用することとした。

なお、計画初期段階で分かる情報(層数, 階高, 床面積から概算される各層質量)があれば、提案手法を用いて屋根部の 2 次設計上望ましい D_s 値を満たす支持架構の設計目標値(降伏ベースシア係数 C_y , 軒高さ変形角 θ_y , 二次剛性比 p)の見当をつけることも可能である。

4. 提案評価法の適用性検証

本章では、仮定の固有ベクトル $\{u_i\}$, 支持架構の層数 n , 降伏時ベースシア係数 C_y , 同軒高さ変形角 θ_y , 弱層の有無, 屋根スパン L , 屋根部応答の励起の有無が、提案評価法の精度に与える影響を詳細に分析し、その適用範囲を明らかにする。具体的には、屋根部応答の影響が無い屋根剛体モデルを用いて提案評価法の基本的な誤差精度を明らかにし、次に屋根立体モデルを用いて屋根部応答の励起が誤差精度の悪化に与える影響を段階的に確認する。なお、屋根部応答の励起が無い範囲の検証では、屋根スパン L の影響は微小であることを確認しており、論文内では $L=60\text{m}$ を代表例として議論する。

4.1 簡易評価に用いるべき仮定の固有ベクトル(屋根剛体モデル)

後述するように、固有振動特性値と D_s 値、代表塑性率 μ の簡易評価では、仮定と正解の固有ベクトルの乖離が主要な誤差要因となるため、まず、屋根部応答の励起が無い場合(屋根剛体モデル)を例に評価に用いるべき仮定の固有ベクトルを議論する。Fig.4 に軒高さで 1.0 になるよう正規化した 1 次モード固有ベクトルの比較を支持架構の層数と剛性分布で整理して示す。同図の白丸マーカーは固有値解析結果、赤丸マーカーは逆三角形分布、青丸マーカーは Bi 分布(層に対して計算される A_i 分布を質点に換算して計算できる³⁴⁾)の固有ベクトルに対応する。同図は実例¹⁾の多い 3~7 層を例示しているが、定性的には他の層数も同様であることを確認している。

Fig.4(a)に示すように、支持架構の剛性分布に目立った弱層がない場合には、逆三角形分布の固有ベクトルは解析結果と良好な精度で一致する。一方、Bi 分布は上層に向かって固有値解析結果と乖離す

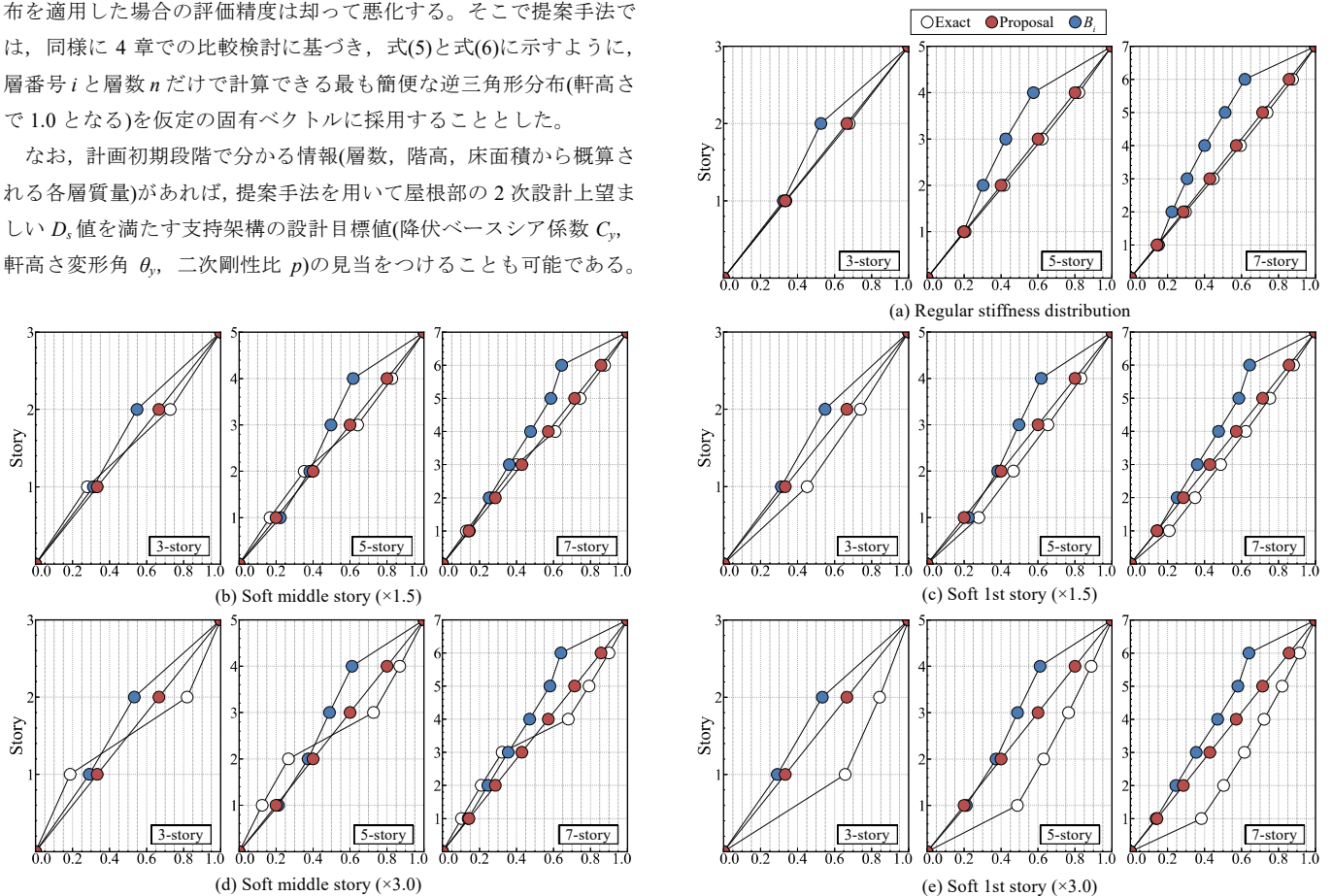


Fig. 4 Comparisons of normalized 1st mode shapes (rigid roof model, $L=60\text{m}$, $C_y=0.3$, $\theta_y=1/750\text{rad}$.)

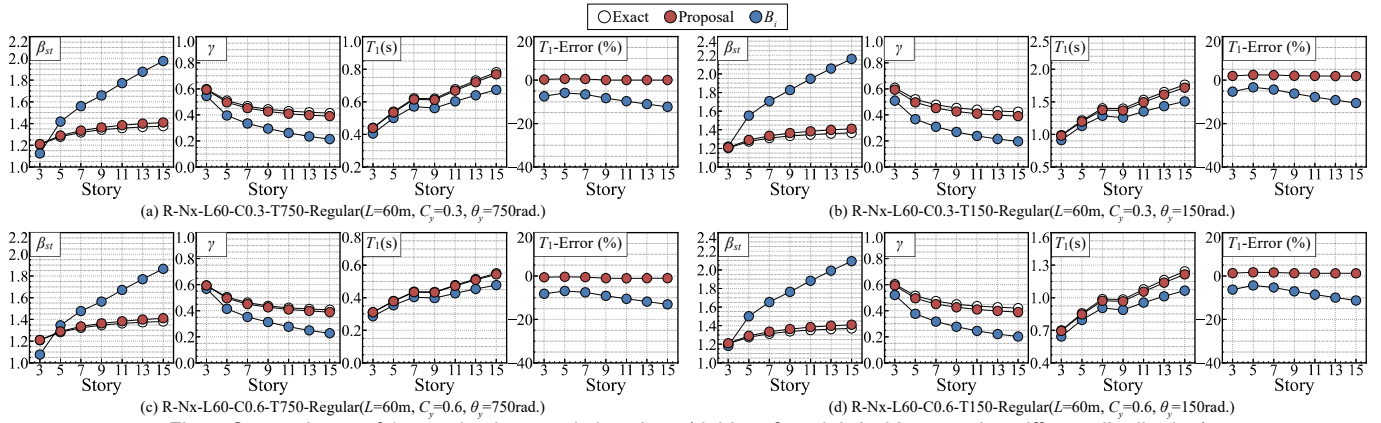


Fig. 5 Comparisons of 1st mode characteristic values (rigid roof model, $L=60\text{m}$, regular stiffness distribution)

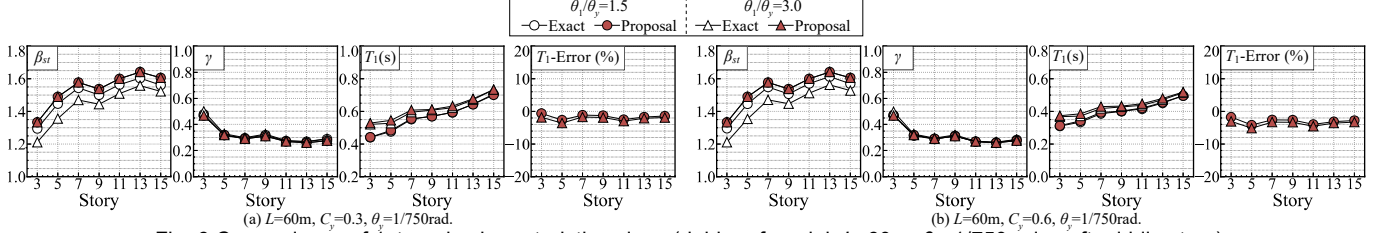


Fig. 6 Comparisons of 1st mode characteristic values (rigid roof model, $L=60\text{m}$, $\theta_s=1/750\text{rad.}$, soft middle story)

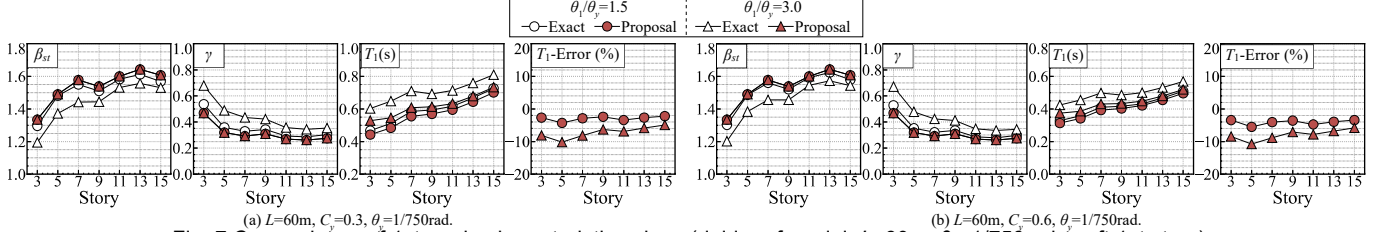


Fig. 7 Comparisons of 1st mode characteristic values (rigid roof model, $L=60\text{m}$, $\theta_s=1/750\text{rad.}$, soft 1st story)

る。これは Bi 分布が正確には固有ベクトルではなく、各モードの重合応答の外力分布であり、高次モードによる頂部の鞭振り現象を模擬するよう定義されている³⁴⁾ためである。以上の理由から、固有値解析を用いない簡易評価の範囲では、1 次の振動モードを単純化した逆三角形分布を仮定の固有ベクトルに用いるべきと判断する。

Fig.4(b)~(e)に示すように、支持架構の剛性分布に弱層がある場合には、その層に変形集中が起こるため、逆三角形分布と正解の固有ベクトルに誤差が当然生じる。Fig.4(b)(c)と Fig.4(d)(e)の比較に示すように、この誤差は変形集中度に比例して増大するものの、次節で後述するように、約 1.5 倍の変形集中度であれば弱層の位置に抛らず概ね無視できる範囲にある。また、Fig.4(b)(d)と Fig.(c)(e)の比較に示すように、この変形集中度による誤差は 1 層に弱層がある場合の方が大きくなる傾向にある。

4.2 固有振動特性値の評価精度(屋根剛体モデル)

次に屋根部応答の励起が無い場合を対象に、各種パラメータが D_s 値の算出に用いる固有振動特性値(刺激係数 β_{st} 、広義質量比 γ 、固有周期 T_1)の評価精度に与える影響を分析する。Fig.5 に支持架構に弱層がない場合の固有振動特性値の評価値と解析値の比較を層数で整理して示す。同図の白丸マーカーは解析値、赤丸マーカーと青丸マーカーは逆三角形分布または Bi 分布の固有ベクトルを用いた評価値である。Fig.5(a)~(d)の比較に示すように、逆三角形分布の固有ベクトルで評価した固有振動特性値は、支持架構の層数 n や降伏時ベースシア係数 C_y 、同軒高さ変形角 θ_y に関係なく解析値と良好に対応する。これに対して Bi 分布の固有ベクトルは、層数 n が多いほど高

次モードによる頂部の鞭振り現象がより反映されるため、固有振動特性値の評価値は解析値との乖離が大きくなる。刺激係数 β_{st} 、広義質量比 γ の顕著な誤差に対して固有周期は最大 15%の過小評価となるが、式(4)に示すように、これは平方根によって両者の誤差の影響が緩和されるためである。これらの結果は、保有水平耐力計算法が対象とする軒高さ範囲(60m 以下、本検討では最大 15 層)における逆三角形分布を仮定した固有ベクトルの妥当性を示唆している。

Fig.6 と Fig.7 に支持架構の中層と 1 層に弱層がある場合の固有振動特性値の評価値と解析値の比較を層数と弱層の変形集中度で整理して示す。同図の白抜きマーカーは解析値、赤抜きマーカーは逆三角形分布の固有ベクトルを用いた評価値である。4.1 節の Fig.4 で述べたように、支持架構の剛性分布に弱層がある場合には、逆三角形分布と正解の固有ベクトルに乖離が生じるため、結果的に固有振動特性の評価値と解析値の誤差も増大する。Fig.6 と Fig.7 の比較に示すように、この誤差は変形集中度に比例し、中層より 1 層に弱層がある場合の方が増大する傾向にあり、最も誤差が大きくなる 1 層に 3.0 倍の変形集中が生じる場合では、刺激係数 β_{st} は約 10%過大評価、広義質量比 γ は約 30%過小評価($n=3$)、固有周期 T_1 は約 12%過小評価となる。ただし、約 1.5 倍の変形集中度であれば、刺激係数 β_{st} 、広義質量比 γ 、固有周期 T_1 の評価誤差は弱層の位置に関係なく 5% 以下に納まる。一方、降伏時ベースシア係数 C_y 、同軒高さ変形角 θ_y が誤差精度に与える影響は微小である。

4.3 D_s 値と軒高さ塑性率 μ の評価精度(屋根剛体モデル)

続いて屋根部応答の励起が無い場合を対象に、仮定した逆三角形

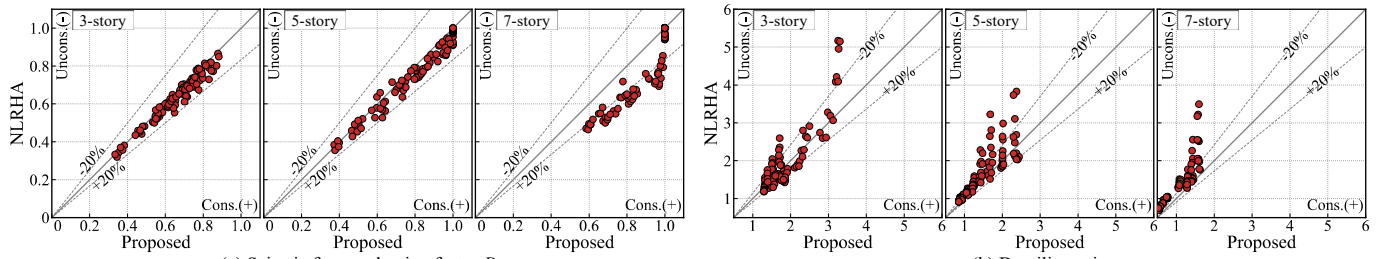


Fig. 8 Comparisons of D_s and μ between the proposed evaluation and NLRHA (rigid roof model, regular stiffness distribution)

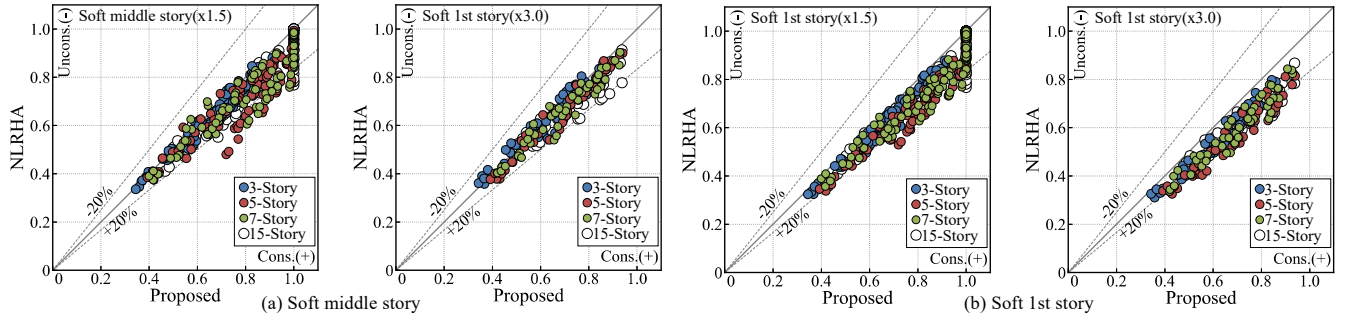


Fig. 9 Comparisons of D_s between the proposed evaluation and NLRHA (rigid roof model, soft middle story or soft 1st story)

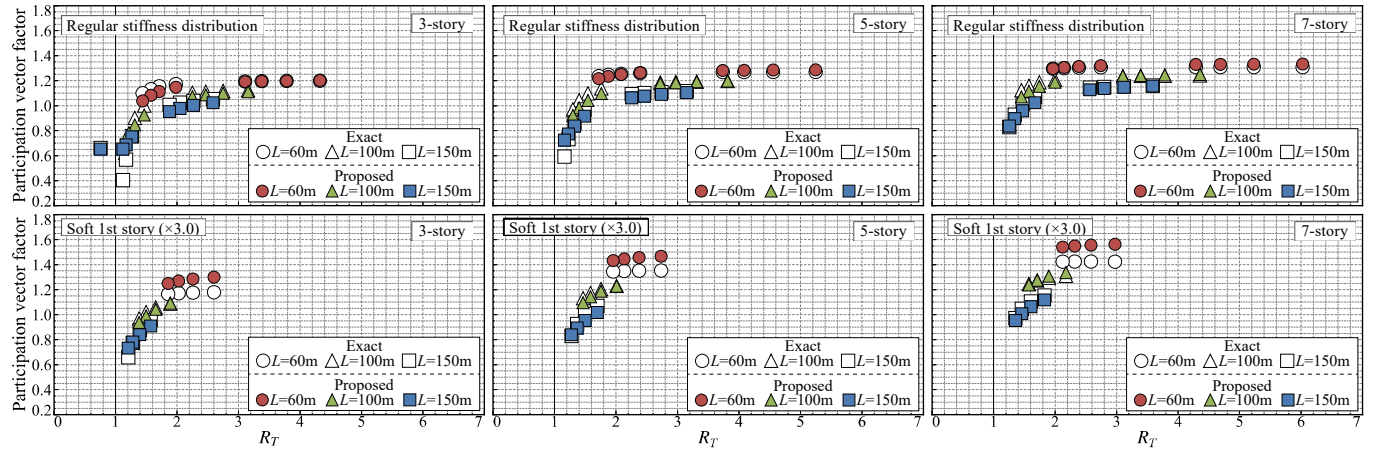


Fig. 10 Comparisons of Participation factor β_{st}/β_{eq} between the proposed evaluation and NLRHA (Flexible roof model)

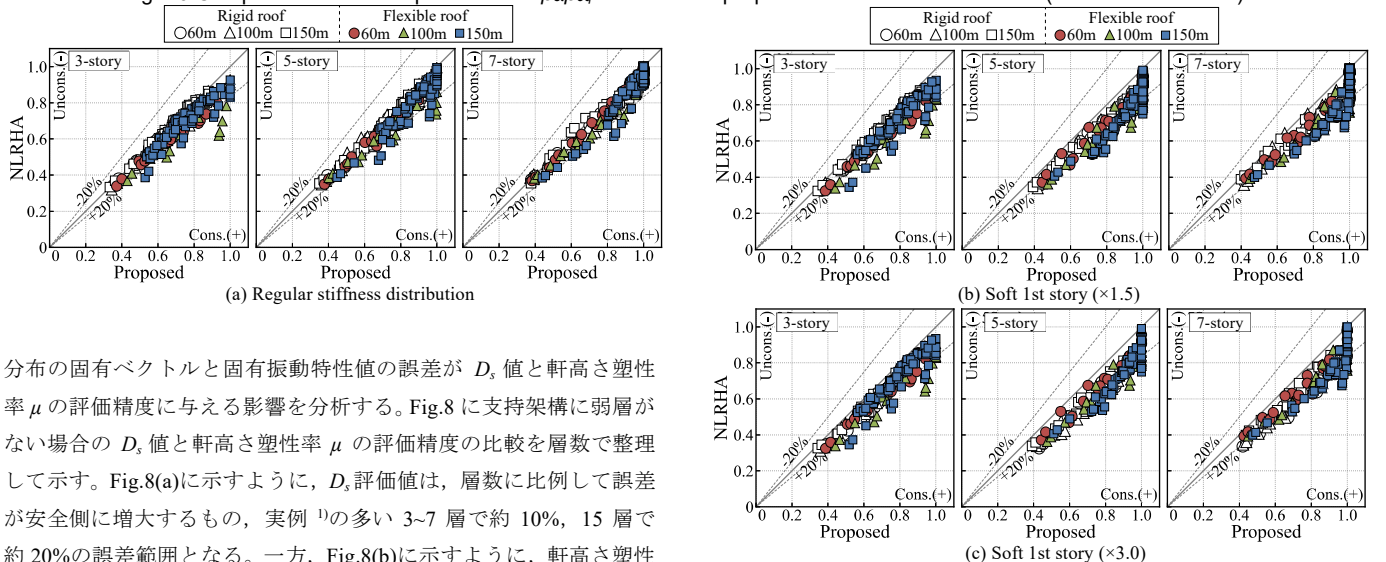


Fig. 11 Comparisons of D_s between the proposed evaluation and NLRHA (Flexible roof model)

分布の固有ベクトルと固有振動特性値の誤差が D_s 値と軒高さ塑性率 μ の評価精度に与える影響を分析する。Fig.8 に支持架構に弱層がない場合の D_s 値と軒高さ塑性率 μ の評価精度の比較を層数で整理して示す。Fig.8(a)に示すように、 D_s 評価値は、層数に比例して誤差が安全側に増大するもの、実例¹⁾の多い3~7層で約10%、15層で約20%の誤差範囲となる。一方、Fig.8(b)に示すように、軒高さ塑性率 μ の評価誤差は、層数に関係なく20%を超えて危険側となった。この傾向は一層支持架構を対象とした前報³⁰⁾の結果と同様であり、したがって、この危険側誤差の要因は、固有振動特性値に基づき多自由度系を等価弾塑性一自由度系に変換する手続き(3.2節(1))ではなく、等価弾塑性一自由度系を等価弾塑性一自由度系に収斂的に等価

線形化する手続き(3.2節(3))に内在すると考えられる。

Fig.9 に支持架構に弱層がある場合の D_s 値の評価精度の比較を層数と変形集中度で整理して示す。層数や変形集中度に比例して D_s 値

の評価誤差は安全側に増大する傾向にあり、屋根部応答の励起が無くかつ変形集中度が約 3.0 倍以下の範囲であれば、提案手法は弱層の位置に依らず解析結果を 20%以下の精度で安全側評価する。

4.4 屋根部応答の励起が D_s 値評価に与える影響(屋根立体モデル)

さらに屋根立体モデルを用いて屋根部応答の励起が D_s 値の評価精度に与える影響を分析する。なお、前節までの結果を踏まえ、本節は支持架構の弱層は評価誤差がより大きい 1 層を分析対象とする。

Fig.10 に屋根逆対称一波 O1 モードに対する支持架構の周期比 R_T を横軸にとった支持架構軒高の刺激関数値の解析結果と評価値の比較を示す。同図のマーカーは白抜きが固有値解析結果、赤青緑抜きが評価値、マーカーの種類が屋根スパン L を示している。また、評価値は逆三角形分布の固有モードベクトルの軒高成分(1.0)に屋根部を剛体としたときの刺激係数 β_{eq} (式(5))と屋根部応答の励起を反映する刺激係数 β_{eq} (式(7))を乗じて算出している。同図らに示すように、評価値は、4.1 節~4.3 節の議論と同様に仮定と正解の固有ベクトルの乖離にともない誤差が増大するものの、屋根スパン L に依らず、周期比 R_T が 1.0 に近づき屋根部応答が励起されると支持架構軒高の刺激関数値が低下する傾向を良好に捉えられていることが分かる。

Fig.11 に D_s 値の評価精度の比較を示す。同図のマーカーは白抜きが屋根部応答の励起が無い場合(屋根剛体モデル)、赤青緑抜きが屋根部応答の励起が有る場合(屋根立体モデル)、マーカーの種類が屋根スパン L を示す。 D_s 値の評価精度は、屋根部応答の励起に起因する誤差(Fig.10)により屋根部応答の励起が無い場合より当然劣化するものの、多層支持架構に適用拡大した本研究の提案評価法は、支持架構の層数、弱層の有無、弱層の変形集中度合い、屋根スパン L ならびに屋根部応答の励起の有無に関係なく、概ね全ての解析値を前報³⁰⁾と同等の誤差(約 20%)で安全側評価することが示された。

5. 提案する D_s 評価値を乗じた等価静的地震荷重の適用性検証

最後に提案手法による D_s 評価値を乗じた等価静的地震荷重および同荷重を適用した静的解析結果を時刻歴応答解析結果と比較することで提案手法の適用性を検証する。ただし、本研究のモデル数は膨大であるため、本章は特徴的なモデルのみ抽出して分析する。

5.1 屋根立体モデルの固有振動特性と弾性時の地震応答特性

Fig.12 にラチスドーム屋根の卓越振動モードを、Fig.13 に本章が対象とする支持架構付きラチスドーム(屋根立体モデル)の卓越振動モードを、Table 2 に卓越固有振動特性のまとめを示す。Fig.13 の点線矢印は上位から数えて有効質量比と 90%以上となるモード数を示している。ダブルレイヤーラチスドームの卓越振動モードは、逆対称 1 波モード O1 (Fig.12(a)), 逆対称 2 波モード O2 (Fig.12(b)), 逆対称 2.5 波モード O2.5 (Fig.12(c)), 面内振動モード I (Fig.12(d)) の 4 種類に分類できることが知られ²⁷⁾、支持架構付き空間構造物の屋根部の地震応答においては、これらのうち支持架構の卓越振動モード (Fig.13 に例示する建物全体が倒れ込む 1 次モード T1, 頂部で鞭振りが生じる 2 次モード T2 など)と周期が近接する屋根モード応答が特に励起され、例えば O1+T1 モードのように連成する。

Fig.14 に支持架構応答の高さ方向分布を、Fig.15 に屋根部稜線応答加速度分布を示す。同図らは支持架構弾性時の地震応答である。本章では、屋根部と支持架構の卓越振動モードが様々に連成する場合を議論することを目的に、(a)支持架構により屋根部応答があまり

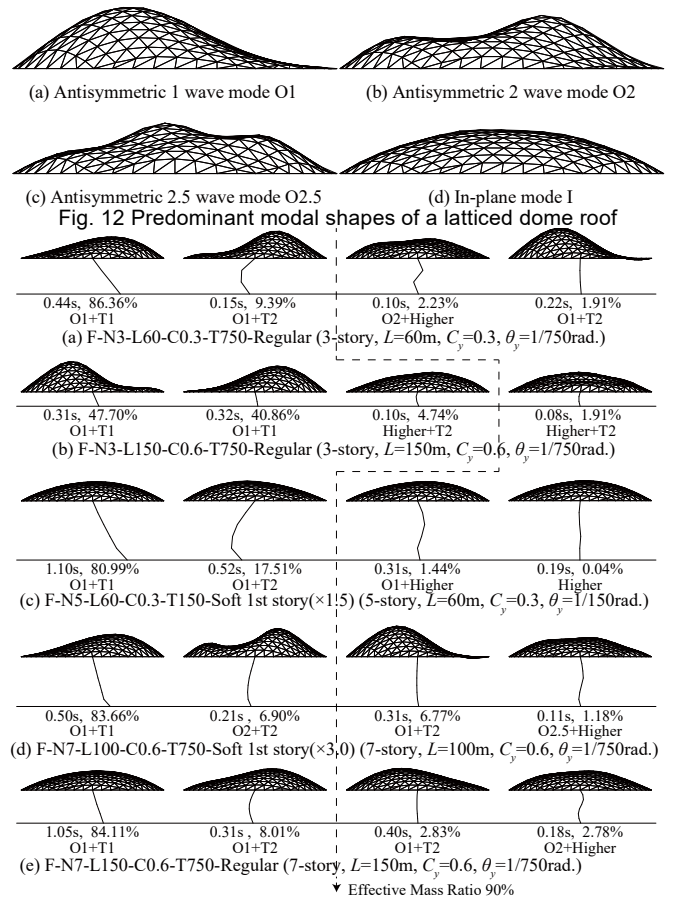


Fig. 12 Predominant modal shapes of a latticed dome roof

Table 2 Predominant modal characteristics

L (m)	O1 (s)	O2 (s)	O2.5 (s)	Soft story	n-story	1/θ _y (1/rad)	C _y	R _M	R _T	T (s)	
										1st	2nd
a 60	0.22	0.11	0.07	Regular	3-story	750	0.3	5.92	1.99	0.44 (O1+T1)	0.15 (O1+T2)
b 150	0.41	0.22	0.12	Regular	3-story	750	0.6	1.76	0.76	0.31 (O1+T1)	0.44 (O1+T2)
c 60	0.22	0.11	0.07	1st (x1.5)	5-story	150	0.3	8.85	4.95	1.10 (O1+T1)	0.52 (O1+T2)
d 100	0.32	0.18	0.09	1st (x3.0)	7-story	750	0.6	4.70	1.59	0.50 (O1+T1)	0.20 (O2+T2)
e 150	0.41	0.22	0.12	Regular	7-story	150	0.6	2.64	2.58	1.05 (O1+T1)	0.31 (O1+T2)

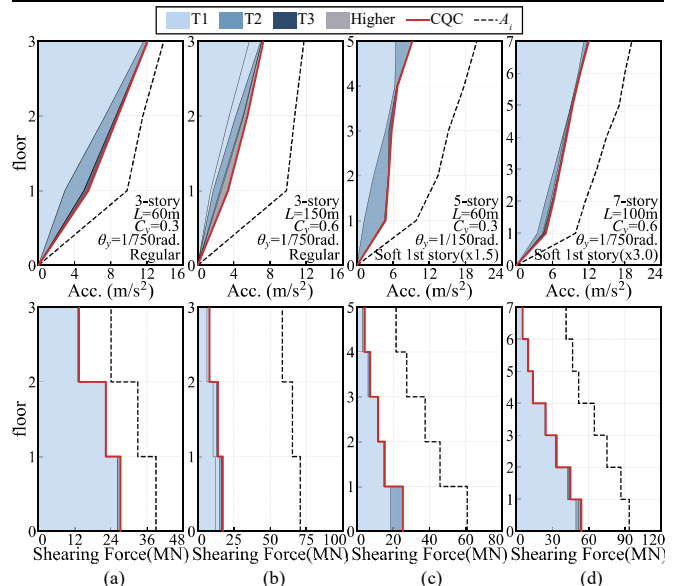


Fig. 13 Predominant modal characteristics of flexible roof models

励起されない場合 (Fig.13(a), Fig.14(a), Fig.15(a), O1+T1 モード卓越, 屋根部に対する支持架構の周期比 $R_T=1.99$, F-N3-L60-C0.3-T750-Regular), (b)支持架構 T1 モードにより屋根部 O1 モード応答が励起する場合 (Fig.13(b), Fig.14(b), Fig.15(b), $R_T=0.76$, F-N3-L150-C0.6-

T750-Regular), (c)支持架構 T2 モードにより屋根部 O1 モード応答が励起する場合(Fig.13(c), Fig.14(c), Fig.15(c), $R_T=4.95$, F-N5-L60-C0.3-T150-Soft 1st story($\times 1.5$)), (d)支持架構 T2 モードにより屋根部 O1 と O2 モード応答が励起する場合(Fig.13(d), Fig.14(d), Fig.15(d), $R_T=1.59$, F-N7-L100-C0.6-T750-Soft 1st story($\times 3.0$)), (e)支持架構により屋根部応答があまり励起されない場合(Fig.13(e), O1+T2 モード卓越, $R_T=2.58$, F-N7-L150-C0.6-T750-Regular)を対象モデルとする。

5.2 適用する等価静的地震荷重

ラチスシェル屋根構造設計指針²⁷⁾の部分球形ドームの等価静的地震荷重(指針法)は, A_i 分布の支持架構軒高さの水平加速度 A_{eq} , 屋根部に対する支持架構 T1 モードの周期比 R_T , 屋根部に対する構造物全体の質量比 R_M , 屋根半開角 θ (rad.)による屋根応答増幅率 F_H , F_V ($R_M > 1.2$ かつ $R_T < 1.5$ の範囲では F_H' , F_V')に基づき, ドーム中央を原点とする屋根部 O1 モードを模擬する節点加速度の座標関数⁹⁾ A_H , A_V を計算し, 節点質量を乗じて静的解析の節点外力とする。計算式は式(13)~式(18)に示す。

$$A_H = A_{eq} \{1 + (F_H - 1) \cos(\pi \sqrt{x^2 + y^2} / L)\} \quad (13)$$

$$A_V = A_{eq} F_V (x / \sqrt{x^2 + y^2}) \sin(2\pi \sqrt{x^2 + y^2} / L) \quad (14)$$

$$F_H = \begin{cases} 1.5 & (0 < R_T \leq 5/36, R_M \leq 1.2) \\ \sqrt{5/4R_T} & (5/36 < R_T \leq 5/4, R_M \leq 1.2) \\ 1 & (5/4 < R_T, R_M \leq 1.2) \end{cases} \quad (15)$$

$$F_V = \begin{cases} 3C_V\theta & (0 < R_T \leq 5/16, R_M \leq 1.2) \\ \sqrt{5/R_T} - 1C_V\theta & (5/16 < R_T \leq 5, R_M \leq 1.2) \\ 0 & (5 < R_T, R_M \leq 1.2) \end{cases} \quad (16) \quad \text{※} C_V=1.85$$

$$F_H' = \sqrt{F_H^2 + 1 / \{(1 - R_T^2)^2 + (1/R_M)^\theta\}} \quad (R_T < 1.5, 1.2 < R_M) \quad (17)$$

$$F_V' = \sqrt{F_V^2 + 1 / \{(1 - R_T^2)^2 + (1/R_M)^\theta\}} \quad (R_T < 1.5, 1.2 < R_M) \quad (18)$$

また, 文献 13)~14)では, 屋根部応答の励起に寄与する支持架構の振動モードごとに上記の水平加速度 A_{eq} (モード応答値), 周期比 R_T , 屋根応答増幅率 F_H , F_V 等を算出し, 等価静的地震荷重は各モードの節点加速度の座標関数 A_H , A_V の単純和(式(19))で評価する厳密法も提案されている。本章はこれを T1+T2 法と呼称して比較する。

$$\begin{cases} A_H(x, y) = \sum_{i=1}^2 A_{Hi}(x, y) \\ A_V(x, y) = \sum_{i=1}^2 A_{Vi}(x, y) \end{cases} \quad (19)$$

最後に支持架構弾塑性応答時の代表加速度 A_{eq} には, 提案手法で評価した D_s 値を弾性時の代表加速度に乘じた値を代入する。

Fig.16 の屋根部応答増幅率の比較を示すように, 式(15)~式(18)の評価関数は解析結果を概ね包絡する一方, Fig.14 と Fig.15 に重ねて

示すように, A_i 分布は実際の水平応答加速度を一般に過大評価するため, A_i 分布の代表加速度 A_{eq} を用いた指針法の水平方向成分 A_H は解析値を概ね安全側に包絡する傾向にある。また, Fig.15(a)(b)に重ねて示すように, ラチスシェル屋根構造設計指針²⁷⁾が前提とする支持架構 T1 モードによる屋根部 O1 モードの励起が卓越する場合には, 指針法の鉛直方向成分 A_V は同様に解析値を概ね安全側に包絡する傾向にある。また, Fig.14(c)と Fig.15(c)に重ねて示すように, 支持架構 T2 モードによる屋根部 O1 モードの励起が卓越し, さらに T1 モードの周期比 R_T が 5.0 に近接する場合には, 屋根応答増幅率 $F_V \approx 0.0$ と評価されるため, 指針法の鉛直方向成分 A_V は解析値を過小評価し, 代わりに T2 モードの励起を考慮する T1+T2 法の鉛直方向成分 A_V が解析値を安全側に包絡する。ただし, Fig.15(d)に重ねて示すように, 支持架構 T2 モードによる屋根部 O1 と O2 モードの励起が卓越するものの T1 モードの周期比 R_T も 1.5 程度の場合では, A_i 分布による A_{eq} の過大評価により, 指針法の鉛直方向成分 A_V と解析結果の対応が改善する傾向にある。

5.3 等価静的地震荷重と同荷重を用いた静的解析の妥当性

Fig.17 に支持架構弾塑性時の屋根部稜線の応答加速度分布を, Fig.18 に各種応答値の比較を示す。Fig.17 の青三角マーカーは, NLRHA の支持架構軒高さ水平加速度を代表加速度 A_{eq} にそのまま

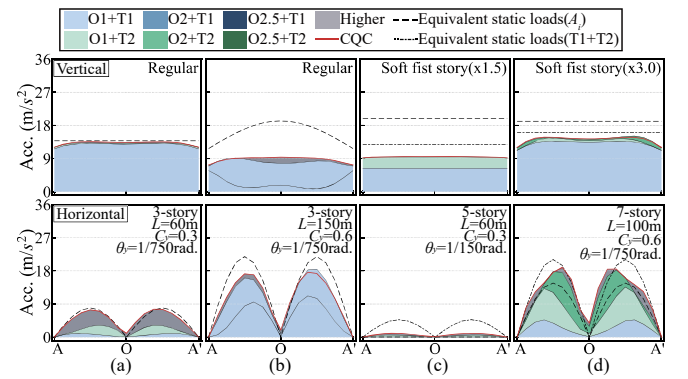


Fig. 15 Modal contribution in roof acceleration response

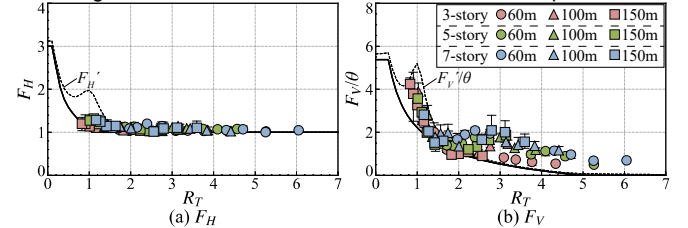


Fig. 16 Response amplification factor (Regular, Elastic substructure)

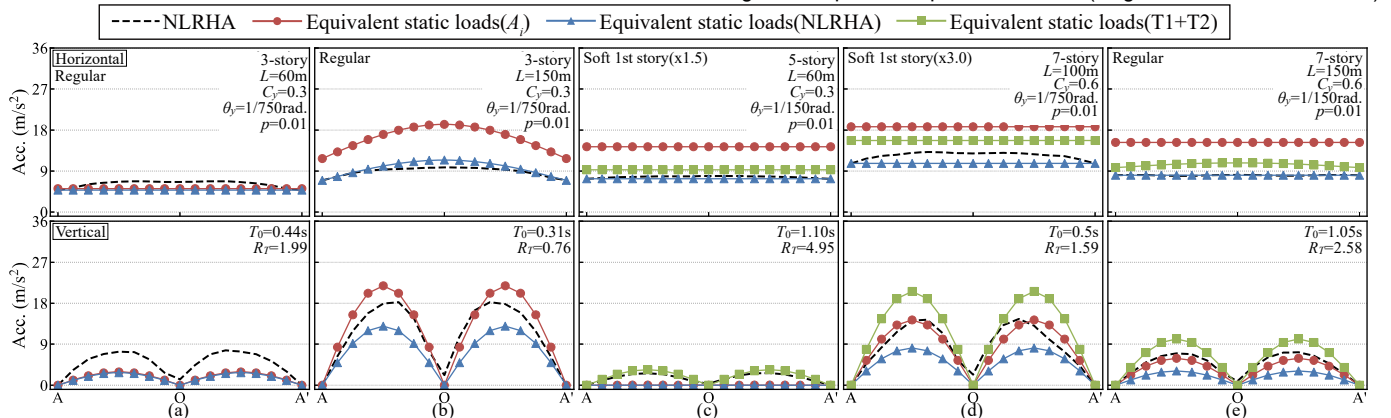


Fig. 17 Comparison of response acceleration between NLRHAs and evaluations

適用した指針法であり、この水平方向成分 A_H は解析値と良好に対応するが、直方向成分 A_V は解析値を過小評価する。筆者らの振動台実験²⁶⁾の Fig.11 や Fig.14 において確認されているように、これは支持架構の弾塑性応答と屋根部応答が連成する場合には、屋根部のパルス的な応答により一部の応答低減効果が鈍る場合がある傾向と類似する。これに対して A_i 分布の代表加速度 A_{eq} に提案手法の D_s 評価を乗じた指針法の等価静的地震荷重 (Fig.17 の赤丸マーカー)、同様の T1+T2 法の等価静的地震荷重 (Fig.17 の緑四角マーカー) は、支持架構弾性時の屋根部稜線応答を過大評価する分だけ、却って解析値との対応は向上する結果となった。また、Fig.18 に示すように、提案評価法の D_s 値を乗じた等価静的地震荷重を適用した場合の各種応答値は、前報と同様に等価静的地震荷重分布に由来する評価誤差^{9)~14)}を有するものの、 D_s 値を乗じない支持架構弾性応答時と同等の精度であることが確認できた。

なお、Fig.17 の NLRHA をそのまま適用した場合の等価静的地震荷重は、複雑な非線形応答を線形応答時に定めた静的荷重分布から捉えようとする概念の精度限界を示唆しており、同様な場合では、必ず過大評価される A_i 分布の代表加速度 A_{eq} を利用するなどして、安全率を担保することが寛容と考えられる。この点について A_i 分布に基づく指針法は厳密な T1+T2 法よりも簡便である。

6. 結

本研究の検討範囲で得られた結論を以下に示す。

1) 筆者らが既往研究³⁰⁾にて提案した屋根部応答の励起を考慮した屋根部材 2 次設計用の構造特性係数 D_s 値評価法を多層支持架構に適用拡大した。従来の Capacity Spectrum Method に類する手法と比較して、提案手法は D_s 値を評価するための等価一自由度系の代表高さと復元力特性に対象構造物の軒高さとベースシア軒高さ変位関

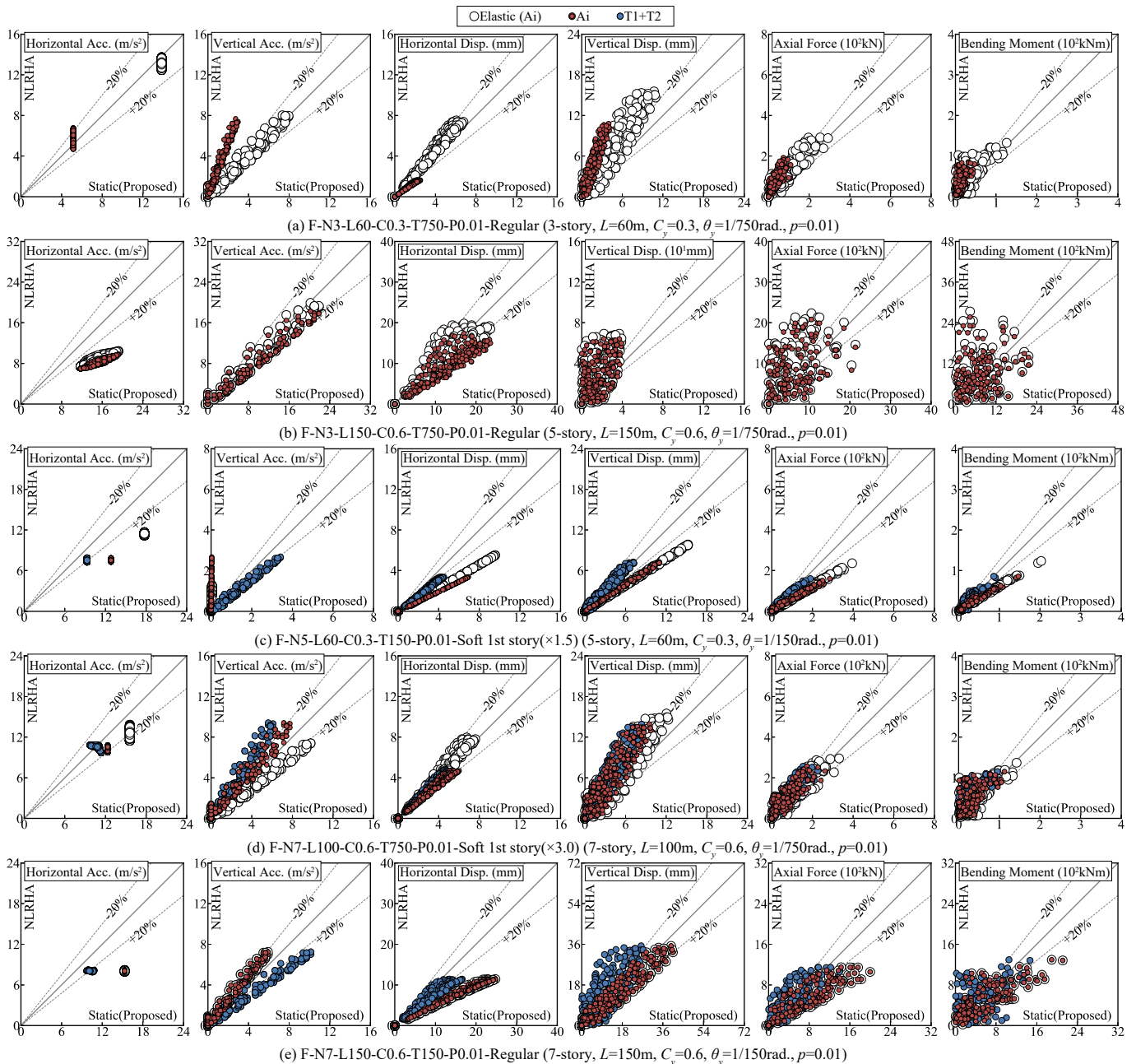


Fig. 18 Comparison of NLRHA results and static analysis results

係をそのまま適用でき、保有水平耐力計算法で利用される情報だけで計算を完結できる特徴がある。

- 2) 逆三角形分布を仮定の固有ベクトルに用いて評価した固有振動特性値は軒高さ 60m 以下の範囲で適用可能であり、支持架構の剛性分布に目立った弱層が無い場合に解析値と良好に対応する。支持架構に弱層がある場合では、逆三角形分布と正解の固有ベクトルに乖離が生じて固有振動特性値の評価誤差は増大する。この誤差は変形集中度に比例し、中層より 1 層に弱層がある場合の方が増大し、3.0 倍の変形集中度のとき刺激係数 β_{st} は約 10% 過大評価、広義質量比 γ は約 30% 過小評価、固有周期 T_1 は約 12% 過小評価となる。ただし、約 1.5 倍の変形集中度であれば、これらの評価誤差は弱層の位置に関係なく 5% 以下に納まる。一方で、屋根部応答の励起を考慮した軒高さの刺激関数値は、これらの誤差要因に関係無く解析結果を概ね捉えた。なお、限界耐力計算の Bi 分布は高次モードによる鞭振り現象を再現する仕様により固有ベクトルに用いた場合の誤差は逆三角形分布より劣るため適用は推奨しない。
- 3) 提案手法の D_s 評価値は、層数が多い場合、弱層がある場合、変形集中度が高い場合、屋根部応答の励起が顕著な場合に安全側に誤差が増大するものの、これらの誤差要因の有無に関係なく正解の解析値を概ね約 20% の誤差範囲内で評価する。
- 4) 支持架構の弾塑性応答と屋根部応答が連成する場合では、屋根部の鉛直方向成分はパルス的な応答が励起されるため、軒高さの水平加速度を代表加速度 A_{eq} に適用したラチスシェル屋根構造設計指針の等価静的地震荷重は屋根部応答加速度の鉛直方向成分を危険側評価する。これに対して A_i 分布の代表加速度 A_{eq} に提案手法の D_s 評価値を乗じた同様の等価静的地震荷重は、支持架構弾性時の屋根部稜線応答を過大評価する分だけ解析値との対応は却って向上する結果となる。この等価静的地震荷重を適用した場合の各種応答値は、等価静的地震荷重分布そのものに由来する誤差相当の評価精度であるものの、 D_s 値を乗じない支持架構弾性応答時と同等の精度を有する。

なお、本研究で提案した多層支持架構による屋根部応答の励起を考慮した D_s 値評価法の適用対象はラチスドームに限定されており、異なる屋根形状への適用性検証は続報にて報告する。また、付録 Fig. A1 に Python 3 系による提案評価法のサンプルコードを示す。このソースコードはその他のプログラミング言語(Python in Excel, Excel VBA 等)および表計算ソフトへの移植の参考にもされたい。

謝辞

本研究は JSPS 基盤研究(A)(No. 21H04581)の助成を戴きました。

参考文献

- 1) Kato, S., Ogawa, T. and Kawaguchi, K.: History of Japanese seismic design and seismic design of spatial structures in Japan, Chapter 2, Spatial Structures Seismic Design and Realization in Japan, pp.19-44, AIJ, 2001.1 (in Japanese) 加藤史郎, 小河利行, 川口健一: 日本における耐震設計法と空間構造の耐震設計法の変遷, 空間構造の耐震設計と設計例, 第 2 章, pp.19-44, 日本建築学会, 2001.1
- 2) Tatemichi, I: The state of arts of seismic design of spatial structures in Japanese practice, Chapter 3, Spatial Structures Seismic Design and Realization in Japan, pp.45-66, AIJ, 2001.1 (in Japanese)

立道郁夫: 空間構造の耐震設計の現状, 空間構造の耐震設計と設計例, 第 3 章, pp.45-66, 日本建築学会, 2001.1

- 3) Kato, S., Konishi, Y., Nakazawa, S., Mukaiyama, Y. and Uchikoshi, M.: Equivalent lumped mass model of shell and spatial structures for earthquake response analysis in case that the super-structure is supported by a sub-structure, Journal of Structural Engineering, Vol.48B, pp.37-47, 2002.3 (in Japanese)
- 4) Takiuchi, T., Kato, S., Nakazawa, S. and Higashiyama, Y.: Statically equivalent seismic loads based on two-mode-based approach for single layer reticulated shells, Engineering Structures, Vol. 260, 2022.6, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114242>
- 5) Yamada, S., Matsumoto, Y. and Saito, E.: Static seismic load modeling using the continuum shell analogy for latticed cylindrical shell structures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.610, pp.115-122, 2006.12 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aifs.71.115_3
- 6) Matsumoto, Y. and Yamada, S.: Equivalent lumped mass system and static seismic loading model for spatial structures having a latticed cylindrical roof, Journal of Structural Engineering, Vol.54B, pp.303-311, 2008.3 (in Japanese)
- 7) Sasahara, K., Huynh, T. H. and Matsumoto, Y.: Evaluation method of seismic response by using mdof model and continuum shell analogy for single layer latticed cylindrical shell structures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.79, No.705, pp.1647-1656, 2014.11 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aifs.79.1647>
- 8) Ogawa, T., Nakagawa, M. and Kumagai, T.: Earthquake response analysis of single layer lattice domes with response spectrum analysis, Journal of Structural Engineering, Vol.49B, pp.291-296, 2003.3 (in Japanese)
- 9) Takeuchi, T., Ogawa, T., Nakagawa, M. and Kumagai, T.: Response evaluation of medium-span lattice domes with substructures using response spectrum analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.579, pp.71-78, 2004.5 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aifs.69.71_2
- 10) Takeuchi, T., Ogawa, T., Yamagata, T. and Kumagai, T.: Response evaluation of cylindrical lattice shell roofs with supporting substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.596, pp.57-64, 2005.10 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aifs.70.57_4
- 11) Takeuchi, T., Ogawa, T., Shirabe, H. and Kumagai, T.: Seismic response evaluation of lattice shell roofs supported by multistory structures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.619, pp.97-104, 2007.9 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aifs.72.97_4
- 12) Takeuchi, T., Kumagai, T., Okayama, S. and Ogawa, T.: Response evaluation of high-rise lattice domes with supporting substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.629, pp.1119-1126, 2008.7 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aifs.73.1119>
- 13) Nair, D., Ichihashi, K., Terazawa, Y. and Takeuchi, T.: Higher mode effects of multistorey substructures on the seismic response of double-layered steel gridshell domes, Engineering Structures, Vol. 243, 2021.9 <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112677>
- 14) Terazawa, Y., Nair, D., Ichihashi, K. and Takeuchi, T.: Equivalent static seismic load for middle to large span latticed domes considering roof antisymmetric mode amplified by substructure second mode, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.87, No.792, pp.194-204, 2022.2 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aifs.87.194>
- 15) Kato, S. and Konishi, Y.: A study on seismic response estimation based on push-over analysis applied to reticular domes -Investigation in case of domes with one predominant vibration mode-, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.561, pp.153-160, 2002.11 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aifs.67.153_2
- 16) Takeuchi, T., Ogawa, T., Nakama, A. and Kumagai, T.: Response evaluation of lattice dome supported by elasto-plastic substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.596, pp.49-56, 2005.10 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aifs.70.49_4
- 17) Nakazawa, S., Saito, K. and Kato, S.: Seismic response and estimation for static seismic loads for latticed domes supported with braces of deterioration in stress-strain relationship due to buckling, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.608, pp.69-76, 2006.10 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aifs.71.69_4
- 18) Nakazawa, S., Yanagisawa, T. and Kato, S.: Evaluation of dynamic ductility

- index of steel gymnasiums based on pushover analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.683, pp.111-118, 2013.1 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.78.111>
- 19) Nakazawa, S., Yanagisawa, T. and Kato, S.: Seismic loads for single layer reticular domes and seismic performance evaluation, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.79, No.703, pp.1287-1297, 2014.9 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.79.1287>
 - 20) Wakayama, N, Nakazawa, S. and Takiuchi, Y.: Study on evaluation of critical seismic intensity of arch structures using equivalent static seismic load, Journal of Structural Engineering, Vol.67B, pp.269-277, 2021.3 (in Japanese)
 - 21) Kumagai T., Yamana, D., Yasuda, M. and Ogawa, T.: Elasto-plastic Seismic Response Behavior and Evaluation of Allowable Deformation of Single Layer Lattice Domes with Geometric Initial Imperfection -Part1 Elasto-plastic Seismic Response Behavior-, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 985-986, 2016.7 (in Japanese)
熊谷知彦, 山名大貴, 安田三英, 小河利行: 形状初期不整を有する単層ラチスドームの弾塑性地震応答性状および許容変形評価 その1 動的弾塑性応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.985-986, 2016.7
 - 22) Yamana, D., Yasuda, M., Kumagai, T. and Ogawa, T.: Elasto-plastic Seismic Response Behavior and Evaluation of Allowable Deformation of Single Layer Lattice Domes with Various Half Open Angles, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 855-856, 2017.7 (in Japanese)
山名大貴, 安田三英, 熊谷知彦, 小河利行: 半開角の異なる単層ラチスドームの弾塑性地震応答性状および許容変形評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.855-856, 2017.7
 - 23) Tokura, T., Yamana, D., Kumagai, T. and Ogawa, T.: Elasto-plastic Seismic Response Behavior and Evaluation of Allowable Deformation of Single Layer Lattice Domes with Various Shell-likeness Factors -Part1 Elasto-plastic Seismic Response Behavior-, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp.821-822, 2018.7 (in Japanese)
土倉猛功, 山名大貴, 熊谷知彦, 小河利行: シェルらしさ係数の異なる単層ラチスドームの弾塑性地震応答性状および許容変形評価 その1 動的弾塑性応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.821-822, 2018.7
 - 24) Nair, D., Terazawa, Y., and Takeuchi, T.: Equivalent static loads for double-layered domes supported by multistorey buckling-restrained braced frames, Journal of Space Structures, Vol. 37, No. 4, pp. 227-260, 2022.6. <https://doi.org/10.1177/09560599221097834>
 - 25) Nair, D., Terazawa, Y., Sitler, B. and Takeuchi, T.: Seismic response of long-span domes supported by multi-storey substructures, Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, Vol.61, No.2, pp.140-157, 2020.6 <https://doi.org/10.20898/j.iass.2020.204.007>
 - 26) Takeuchi, T., Yamaguchi, Y., Terazawa, Y., Pradhan, S., Kumagai, T., Nishimura, K., Yamashita, T. and Fujiwara, J.: Scaled shaking table test of cylindrical lattice arch roof supported by single story substructure simulating school gymnasium, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.89 No.823, pp.955-966, 2024.9 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.89.955>
 - 27) AIJ: AIJ Recommendation for Design of Latticed Shell Roof Structures, 2016.11 (in Japanese)
日本建築学会: ラチスシェル屋根構造設計指針, 2016.11
 - 28) Terazawa, Y., Inanaga, S., Matsui, R. and Takeuchi, T.: Seismic Damage Evaluation of Space Frame Roofs of RC Gymnasiums, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.83, No.754, pp.1789-1799, 2018.12 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.83.1789>
 - 29) Takeuchi, T., Terazawa, Y., Inanaga, S. and Matsui, R.: Collapse analysis of damaged space-frame gymnasiums in the 2016 Kumamoto Earthquake, Proceedings of IASS Annual Symposia 2018, 2018., pp. 1-7, 2018.
 - 30) Terazawa, T., Shijo, H., Kumagai, T. and Takeuchi, T.: Seismic force reduction factor evaluation of double-layered domes supported by single story substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.89 No.815, pp.63-74, 2024.1 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.89.63>
 - 31) Kasai, K., Ito, K. and Watanabe, A.: Peak response prediction rule for a sdof elasto-plastic system based on equivalent linearization technique, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.571, pp.53-62, 2003.9 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aijs.68.53_4
 - 32) Notification No. 1457 of the Ministry of Construction, 2000.5 (in Japanese)
建設省告示第 1457 号, 2000.5
 - 33) Terazawa, Y. and Takeuchi, T.: Optimal damper design strategy for braced structures based on generalized response spectrum analysis., Jpn Archit Rev., 2019:00:1-17., accessed 2020.3.25, <https://doi.org/10.1002/2475-8876.12122>
 - 34) Manual for structural engineering of building standard law, the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, 2015. (in Japanese)
2015 年版構造関係技術基準同解説書, 国土交通省, 2015.
 - 35) Freeman, S. A., Nicoletti, J. P. and Tyrell, J. V.: Evaluations of existing buildings for seismic risk -A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington, Proc. 1st ;S. National Conf. Earthquake Engng., EERI, Berkeley, pp. 113-122, 1975.
 - 36) FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure, 2005.6
 - 37) Fajar, P.: Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.28, pp.979-993, 1999. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199909\)28:9%3C979::AID-EQE850%3E3.0.CO;2-1](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199909)28:9%3C979::AID-EQE850%3E3.0.CO;2-1)
 - 38) The Japan Society of Seismic Isolation: Manual for Design and Construction of Passively-Controlled Buildings 3rd Edition, Daioh Co., Ltd., 2013. (in Japanese)
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 3 版, 2013.


```

def Ds_ModifiedForGridshells_Multistory(Mlist,mR,Sitay,Hs,Cy,p,O1,h0,Tc):#多層支持架構のDs値を計算する関数サブルーチン
#[入力引数]
# Mlist :各層質量のリスト[m1,...,mi,...,mn+mR] [ton]
# mR :屋根部質量 [ton]
# Sitay :支持架構降伏時の軒高さ変形角 [rad.]
# Hs :支持架構の軒高さ [m]
# Cy :支持架構降伏時のベースシア係数 [無次元]
# p :2次剛性比 [無次元]
# O1 :屋根逆対称一波モードの固有周期 [s]
# h0 :初期構造減衰 [無次元]
# Tc :加速度一定領域と速度一定領域の境界周期 [s]
#[出力]
# Ds :屋根部材2次設計用の構造特性係数 [無次元]
#[その他の変数]
# pai :円周率
# g :重力加速度 [m/s2]
# n :層数 [無次元]
# T1 :支持架構周期 [s]
# Betast:屋根部を剛としたときの刺激係数βst [無次元]
# Gamma :広義質量比γ [無次元]
# Betaeq:屋根部応答の励起を考慮した刺激係数βeq [無次元]
# C :βeqを計算するためのパラメータ [無次元]
# RT :屋根部に対する支持架構の周期比 [無次元]
# RM :屋根部に対する架構全体の質量比 [無次元]
# SA :5%減衰の設計用加速度応答スペクトル値 [mm/s2]
# SA0 :h0減衰の設計用加速度応答スペクトル値 [mm/s2]
# SD0 :h0減衰の疑似変位応答スペクトル値 [mm]
# Teq :等価弾性一自由度系の固有周期 [s]
# heq :等価弾性一自由度系の減衰比 [無次元]
# mu :支持架構軒高さの塑性率 [無次元]

import math #python標準の数学モジュールmathをimport
pai = math.pi
g = 9.81
#等価弾性一自由度系の弾性時周期(支持架構周期)T1の計算
n = len(Mlist)
Betast= sum([mi*(i/n) for i, mi in enumerate(Mlist,1)])/sum([mi*(i/n)*(i/n) for i, mi in enumerate(Mlist,1)]) #式(5)
Gamma = sum([mi*(i/n)*(i/n) for i, mi in enumerate(Mlist,1)])/sum([mi for mi in Mlist]) #式(6)
T1 = 2.0*pai*math.sqrt(Betast*Gamma*(Sitay*Hs)/(Cy*g)) #式(4)
#屋根部応答の励起を反映する刺激係数βeqの計算
RM = ((Betast**2.0)*Gamma*sum([mi for mi in Mlist]))/mR
RT = T1/O1
C = (RM*(1.0+RT*RT)-math.sqrt(RM*RM*(1.0+RT*RT)*(1.0+RT*RT)-4.0*RM*RM*RT*RT/(1.0+RM)))/(2.0*RM*RT*RT/(1.0+RM)) #式(8)
Betaeq= max([(1.0-C)+RM*(1.0-C)*(1.0-C)/(1.0+RM*(1.0-C)*(1.0-C)),0.6]) #式(7)
#等価弾性一自由度系の地震荷重の計算
if T1<0.16 :SA = 3200.0+30000.0*T1 #工学的基礎における極稀に生じる地震動の設計用加速度応答スペクトル
elif T1<0.640:SA = 8000.0 #工学的基礎における極稀に生じる地震動の設計用加速度応答スペクトル
else :SA = 5120.0/T1 #工学的基礎における極稀に生じる地震動の設計用加速度応答スペクトル
SA0 = SA*math.sqrt((1+25.0*0.050)/(1+25.0*h0)) #対象の初期構造減衰 h0に合わせてスペクトル値を増幅する(h0=2%で約1.0gになる)
SD0 = (Betaeq*Betast*SA0)/(2.0*pai/T1)/(2.0*pai/T1) #変位応答スペクトルは疑似応答スペクトルとして加速度から換算する
Teq = T1 #初期値はT1
heq = h0 #初期値はh0
#等価弾性一自由度系の代表諸元の収斂計算
for i in range(20):
    mu = ((SD0/1000.0)/(Hs*Sitay))*math.sqrt((1+25.0*h0)/(1+25.0*heq)) #式(9)
    if Teq<Tc :mu = mu*(Teq/T1)*((T1+Teq)/(2.0*T1)) #式(9)
    elif Teq>= Tc and T1<Tc :mu = mu*(Teq/T1)*(Tc/T1-(Tc/T1-1.0)*(Tc/T1-1.0)/2.0/(Teq/T1-1.0)) #式(9)
    elif T1 >= Tc :mu = mu*(Teq/T1) #式(9)
    if mu>1.0:
        Teq = T1*math.sqrt(mu/(1.0+p*mu-p)) #式(10)
        heq = h0 + 2.0/(pai*mu*p)*math.log((1.0+p*(mu-1.0))/(mu*p)) #式(11)
#最終的な等価弾性一自由度系の代表諸元からDs値を評価
Ds = math.sqrt((1+25.0*h0)/(1+25.0*heq)) #式(12)
if Teq<Tc :Ds = Ds*(T1/Teq)*((T1+Teq)/(2.0*T1)) #式(12)
elif Teq>= Tc and T1<Tc :Ds = Ds*(T1/Teq)*(Tc/T1-(Tc/T1-1.0)*(Tc/T1-1.0)/2.0/(Teq/T1-1.0)) #式(12)
elif T1 >= Tc :Ds = Ds*(T1/Teq) #式(12)
return Ds

if __name__ == '__main__':#パラメータを指定してDs値を算出させるメインコード(プログラムはこの行から処理が開始される)
Mlist = [1120,1120,1120+617.82] #[m1,...,mi,...,mn+mR] 1層目からn層目まで順番に入力してn層は屋根質量mRを含める。
mR = 617.82 #mRとMlistは単位を揃える
Sitay = 1.0/750.0
Hs = 15.0 #単位はm
Cy = 0.30
p = 0.01
O1 = 0.22
h0 = 0.02
Tc = 0.64
Ds = Ds_ModifiedForGridshells_Multistory(Mlist,mR,Sitay,Hs,Cy,p,O1,h0,Tc)
print(Ds)

```

Fig. A1 Example python 3 code of the extended seismic force reduction factor Ds evaluation method for gridshells supported by multistory substructures