

Seismic Design of Single-layer Ribbed and Schwedler Domes with Multi-Component Response Spectrum and Time History Analyses

A. Komeyzi¹, P. Zakian^{2*} , F. Davodijam³

1. MSc Student of Earthquake Engineering, Faculty of Engineering, Arak University, Arak, Iran.
2. Associate Professor of Earthquake Engineering, Faculty of Engineering, Arak University, Arak, Iran.
3. MSc Student of Earthquake Engineering, Faculty of Engineering, Arak University, Arak, Iran.

Abstract

Damage of both building and non-building structures (including the space structures) against earthquake is of great importance for civil engineers, because collapse of such large structures may have significant casualties and economic losses. Space structures are classified as large-scale structures and can cover a large space without columns. Seismic behavior of these structures is different from building structures. There are different types of space structures considering the geometrical aspects, which are effective in the damages causing economic and life losses. A space structure has three-dimensional behavior, and their higher-mode effects are remarkable. On the other hand, the weight of these structures is relatively low that may cause an unrealistic reduction in the calculation of seismic force in a static analysis. Therefore, the static analysis cannot capture their structural response effectively. Traditionally, the dynamic analysis is utilized for seismic design of space structures due to their complex structural behavior. Thus, in this paper, seismic design of two single-layer domes is performed using two dynamic analyses: time history analysis and response spectrum analysis. Although there are some studies on seismic design of domes, further investigations are required due to the structural diversity of different domes and the difference in their seismic behavior. Here, the ribbed and Schwedler domes under gravity and seismic loads are analyzed dynamically. The parameters of the design response spectral acceleration are based on ASCE7-16, and the site class (based on the soil type) is selected as "D". Both horizontal and vertical components of seismic excitations are utilized in the dynamic analyses, because all these components are effective in design of a dome structure. The damping ratio is assumed to be 2% in the dynamic analyses based on the relevant literature. In the response spectrum analysis, the vertical seismic load is expressed in terms of dead loads in the response spectrum analysis. In the time history analysis, seven ground motion records are selected based on the seismic zone. These ground motion records are scaled using both amplitude scaling and spectral matching approaches. The vertical components are scaled to the specific vertical design spectrum obtained from ASCE7-16. In this study, seismic design of the ribbed and Schwedler domes with a span of 36 meters and a height of 6 meters are carried out with some limitations on the member stress ratios and top nodal displacements. The structural designs based on the time history analysis and the response spectrum analysis are compared. The same cross-sectional areas are used in designs of the dome structures to compare the effects of these dynamic analysis methods better. In general, the top node displacement and stress ratios of the dome obtained using time history analysis is larger than that obtained using spectral dynamic analysis. Accordingly, the results indicate that the structure designed with the time history analysis is heavier than the structure designed with the response spectrum analysis. Obviously, although the time history analysis provides a better understanding of the dynamic behavior of the structure, it requires much higher computational cost than the response spectrum analysis.

Review History

Received: Jun 28, 2024
Revised: Jan 25, 2025
Accepted: Mar 02, 2025

Keywords

Single-layer Dome
Time History Analysis
Response Spectrum
Analysis
Seismic Design

* Corresponding Author Email: p-zakian@araku.ac.ir - ORCID: 0000-0002-7252-9531



ارزیابی روش‌های تحلیل دینامیکی طیفی و تاریخیچه زمانی چندمولفه‌ای برای طراحی لرزه‌ای گنبدهای فضاکار تک‌لایه دنده‌ای و اشودلر

علی کمیزی^۱، پویا زکیان^{۲*} ID، فاطمه داودی جم^۳

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-زلزله، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اراک، اراک، ایران.

۲. دانشیار مهندسی عمران-زلزله، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اراک، اراک، ایران.

۳. دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-زلزله، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اراک، اراک، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

طراحی سازه‌های فضاکار در برابر زلزله برای مهندسین اهمیت ویژه‌ای دارد. تحلیل دینامیکی به عنوان روشی مطلوب برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های فضاکار شناخته شده است. اگرچه تاکنون رفتار لرزه‌ای برخی از سازه‌های فضاکار بررسی شده است، پیرامون تاثیر نوع تحلیل و همچنین کارآمدی آن‌ها در پاسخ لرزه‌ای این نوع از سازه‌ها پژوهشی صورت نگرفته است. از سویی دیگر، انتخاب نوع تحلیل مناسب، برای دستیابی به طراحی دقیق و مقرون به صرفه از اهمیت بالایی برخوردار است. بنابراین با توجه به تنوع ساختاری گنبدهای مختلف و تفاوت در رفتار لرزه‌ای آن‌ها، در این پژوهش قصد بر آن است که طراحی لرزه‌ای گنبدهای فضاکار دنده‌ای و اشودلر به کمک دو نوع تحلیل طیفی و تاریخیچه زمانی بررسی شود و کارایی آن‌ها با یکدیگر مقایسه گردد. خاک منطقه از نوع D و طیف طرح بر اساس آئین‌نامه ASCE7-16 انتخاب شده است. در این پژوهش هر دو مولفه افقی و مولفه قائم حرکت زمین در تحلیل‌ها لحاظ شده است. هفت زوج شتاب نگاشت بر اساس ناحیه لرزه‌خیزی برای تحلیل تاریخیچه زمانی استفاده شده است. نتایج این تحلیل‌ها شامل شاخص‌های تنش و جابجایی اعضای دو گنبد حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی و تاریخیچه زمانی خطی هستند و نشان می‌دهند که تحلیل تاریخیچه زمانی نسبت به تحلیل دینامیکی طیفی، منجر به طراحی سازه سنگین‌تری می‌شود.

کلمات کلیدی

گنبد فضاکار تک‌لایه

طراحی لرزه‌ای

تحلیل دینامیکی طیفی

تحلیل تاریخیچه زمانی

۱- مقدمه

قابلیت تحمل و انتقال نیروهای وارد شده را در سه بعد دارند که این ویژگی موجب کاهش وزن آن‌ها می‌شود. با توجه به اینکه این سازه‌ها نسبتاً سبک هستند و مصالح کمتری در ساخت آن‌ها مصرف می‌شود، همواره تمایل جامعه مهندسی به طراحی و ساخت چنین سازه‌هایی بوده است. سازه‌های فضاکار دارای درجه نامعینی بالایی هستند. این درجات نامعینی شامل نامعینی‌های داخلی و خارجی هستند که نامعینی‌های داخلی از سهم بسیار بالاتری

با رشد دانش مهندسی، طراحی و ساخت سازه‌های با دهانه‌های بزرگ که سطح قابل توجهی را پوشش دهد، افزایش یافت. پیشرفت دانش و تحقیقات مهندسی در این زمینه، امکان ساخت سازه‌های فضاکار^۱ را فراهم نمود [1]. سازه‌های فضاکار

¹ Space Structures

* رایانامه نویسنده مسئول: p-zakian@araku.ac.ir - ORCID: 0000-0002-7252-9531

کپی‌رایت © ۲۰۲۵، انتشارات دانشگاه تربیت مدرس (TMU Press). این مقاله به صورت دسترسی آزاد منتشر شده و تحت مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 قرار دارد (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>). بر اساس این مجوز، شما می‌توانید این مطلب را در هر قالب و رسانه‌ای کپی، بازنشر و بازآفرینی کنید و یا آن را ویرایش و بازسازی نمایید، به شرط آنکه نام نویسنده را ذکر کرده و از آن برای مقاصد غیرتجاری استفاده کنید.



برخورد دارند. در حقیقت این عامل، نگرانی طراحان را پیرامون کماتش اعضا و گسیختگی آن‌ها، تاحدی برطرف می‌کند [2]. از دیگر ویژگی‌های این سازه‌ها می‌توان به زیبایی از دیدگاه معماری و بی‌نیازی به ستون‌های داخلی در مساحت‌های بالا، که سبب آزادی عمل موثر معماران می‌شود، اشاره کرد [3, 4]. این سازه‌ها دامنه کاربرد گوناگونی دارند، که از جمله می‌توان کاربرد آن‌ها را در مساجد، موزه‌ها، سالن‌های ورزشی، نمایشگاه‌ها و مراقبت از ابنیه تاریخی نام برد. این دامنه کاربرد نشان از اهمیت بالای این گونه خاص از سازه‌ها دارد که موجب افزایش پژوهش‌ها در این زمینه شده است. یکی از مهمترین انواع سازه‌های فضاکار، گنبدها^۱ هستند که در دسته سازه‌های اسکلتی قرار دارند چراکه از اعضای جداگانه و بدون پیوستگی تشکیل شده‌اند. وجه تمایز این نوع از سازه‌ها با سایر سازه‌های فضاکار آن است که اعضای آنها دارای شکل قوسی در تمام جهات است [5]. تمام این موارد منجر به آن شده که پژوهشگران به سمت تحلیل و طراحی چنین سازه‌هایی گرایش پیدا کنند.

بیشتر سازه‌های با دهانه بزرگ (مانند سازه‌های فضاکار) به دلیل نوع کاربری، محل تجمع افراد هستند. آسیب در این سازه‌ها هنگام وقوع زلزله پیامدهای ناگوار و زیان‌باری را به همراه خواهد داشت [1]. همچنین وقوع زلزله کوبه ژاپن و نتایج تحقیقات ساکا [6] در این رخداد نشان داد سازه‌های فضاکار فرونریختند و تنها دچار خرابی در محل اتصال تکیه‌گاه‌ها، ترک‌خوردگی و کماتش اعضا شدند. بنابراین تفاوت رفتار لرزه‌ای سازه‌های فضاکار با سایر سازه‌ها بیش از پیش آشکار شد.

وزن مناسب، یکی از شاخص‌های مهم سازه‌های فضاکار است و با توجه به تاثیرگذاری وزن در رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، از این دیدگاه وجه تمایزی میان این نوع از سازه‌ها با سازه‌های معمول وجود دارد [7]. افزون بر این، در مناطقی که دارای لرزه‌خیزی بالایی هستند، تحلیل لرزه‌ای اهمیت پیدا می‌کند. از سویی دیگر، مولفه قائم شتاب زلزله، به جز موارد خاصی که آئین‌نامه طراحی تاکید کرده است، در طراحی‌های لرزه‌ای متداول لحاظ نمی‌شود. در سازه‌های فضاکار به دلیل طول دهانه زیاد و شکل هندسی خاص، مولفه قائم در طراحی لرزه‌ای سازه تاثیر به سزایی خواهد داشت که در این پژوهش نیز بررسی خواهد شد.

پژوهش‌های زیادی در زمینه رفتار لرزه‌ای سازه‌های فضاکار انجام شده است که در اینجا به مرور پژوهش‌های مرتبط با این مقاله پرداخته شده است. اوگاوا و همکاران [8] میزان اعتبار تحلیل دینامیکی طیفی را در گنبدهای مشبک تک‌لایه بررسی کردند. افزون بر این، به مقایسه روش جذر مجموع مربعات^۲ و روش ترکیب مربعی کامل^۳ در تحلیل دینامیکی طیفی نیز پرداختند. ژوی و همکاران [9] با استفاده از تحلیل دینامیکی به بررسی آثار زیرسازه^۴ در رفتار شکست گنبد مشبک تک‌لایه تحت زلزله‌های شدید پرداختند.

عبدلپور و همکاران [10] پاسخ‌های دینامیکی گنبدهای مشبک تک‌لایه را تحت زلزله افقی نزدیک گسل بررسی کردند. همچنین آنها روابطی را برای تخمین نیروی برش پایه و نیروهای لرزه‌ای در گنبدهای مختلف پیشنهاد کردند که قادر است بدون تحلیل‌های دینامیکی، پاسخ لرزه‌ای سازه را تخمین بزند.

ایشیکاوا و همکاران [11] با استفاده از تحلیل پاسخ طیفی و با در نظر گرفتن مدهای طبیعی و میزان مشارکت هر مد، گنبد خرپایی دولایه با اشکال متقارن و نامتقارن را تحت بار لرزه‌ای بررسی کردند و به مقایسه تحلیل دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی پرداختند. شان و همکارانش [12] روش طراحی لرزه‌ای و رفتار دینامیکی یک پوسته مشبک تک‌لایه را بررسی کردند. در این پژوهش اتصالات به صورت نیمه‌صلب^۵ در نظر گرفته شده است، به شکلی که صلبیت اتصال بر اساس سختی خمشی اندازه‌گیری شده است. همچنین نیروی داخلی لرزه‌ای اعضا بر اساس صلبیت، سطح مقطع، نسبت افزایش دهانه و بار وارد شده محاسبه شد. پیلارسکا و مالسکا [13] دو گنبد ژئودزیک را تحت بارهای لرزه‌ای بررسی کردند. در این پژوهش برای بهره‌مندی از پاسخ سازه در حوزه زمان، از تحلیل تاریخچه زمانی استفاده شده است. نتایج بدست‌آمده را می‌توان برای ارزیابی مقاومت سازه‌های گنبدی ژئودزیک تحت زلزله مورد استفاده قرار داد. ژانگ و همکارانش [14] به کمک تحلیل دینامیکی طیفی، عدم قطعیت‌ها را در سازه‌های بزرگ مقیاس پیچیده، کمی‌سازی کردند. آن‌ها به توسعه

² SRSS (Square Root of Sum of Squares)

³ CQC (Complete Quadratic Combination)

⁴ Substructure

⁵ Semi Rigid

¹ Domes

برای دستیابی به طیف هدف مورد نظر براساس نوع منطقه، باید پارامترهای پاسخ شتاب طیفی در دوره تناوب ۱ ثانیه و دوره تناوب کوتاه را بدست آورد. سپس با توجه به پارامترهای بدست آمده و نوع خاک، براساس جداول آیین‌نامه، ضرایب منطقه‌ای بدست می‌آیند که منجر به محاسبه مشخصه‌های طیف شتاب طراحی می‌شوند. طیف هدف برای مولفه افقی در آیین‌نامه ASCE7-16 براساس سطح لرزه‌خیزی و نوع خاک منطقه برای میرایی ۵ درصد آمده است. در سازه‌های فضاکار عمده اتلاف انرژی توسط مصالح انجام می‌گیرد. از سویی دیگر، ضریب میرایی^۲ در سازه‌های فضاکار کمتر از سازه‌های متداول بوده و بر اساس شواهد برابر ۲ درصد فرض می‌شود [16, 17]. بنابراین از رابطه (۱) برای تبدیل میرایی طیف هدف افقی از ۵٪ به ۲٪ استفاده شده است.

$$A_2 = A_1 \times \frac{2.31 - 0.41 \log D_2}{2.31 - 0.41 \log D_1} \quad (1)$$

که در آن:

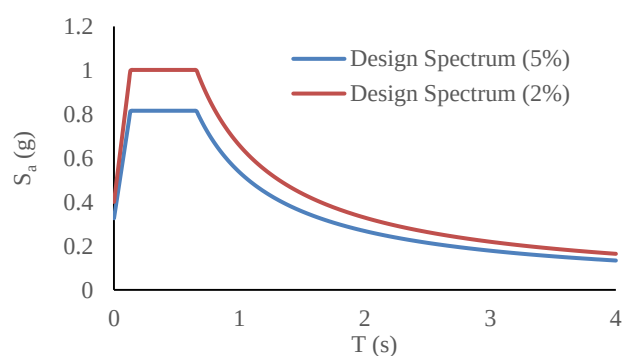
A_1 : شتاب مربوط به نسبت میرایی اولیه

A_2 : شتاب مربوط به نسبت میرایی ثانویه

D_1 : نسبت میرایی اولیه

D_2 : نسبت میرایی ثانویه

همچنین نمودار مربوط به طیف هدف در میرایی‌های ۲ و ۵ درصد در شکل (۱)، و مشخصات انتخاب شده برای طیف هدف افقی در جدول (۱) آمده است.



شکل ۱. طیف هدف مولفه افقی زلزله طرح با نسبت میرایی‌های ۲ و ۵ درصد

Fig 1. Horizontal design spectrum with damping ratios 2% and 5%

یک روش احتمالاتی مبنی بر روش اجزای محدود^۱ و با استفاده از تحلیل دینامیکی طیفی پرداختند. در نتیجه دستیابی به پاسخی با دقت بالاتر برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای یک گنبد تحت سطوح مختلف شدت زلزله را ممکن ساختند.

همانطور که مشاهده شد، مطالعات و پژوهش‌هایی در زمینه تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌های فضاکار انجام شده است؛ اما تاکنون مطالعه‌ای پیرامون مقایسه تحلیل‌های دینامیکی روی سازه دنده‌ای (از نوع هرس نشده) و اشودلر، صورت نگرفته است. بنابراین در این پژوهش با توجه به اهمیت بالای تحلیل لرزه‌ای گنبد، قصد بر آن است که مقایسه‌ای میان تحلیل دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی بر روی گنبدهای فضاکار دنده‌ای و اشودلر تحت بار زلزله انجام شود و پاسخ لرزه‌ای گنبدهای مذکور تحت تحلیل‌های دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی، از نظر جابه‌جایی و تنش‌های ایجاد شده، ارزیابی شوند.

۲- تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه فضاکار

انتخاب نوع تحلیل، به دلیل تاثیر قابل توجه در دقت نتایج، از اهمیت بالایی برخوردار است. تحلیل دینامیکی نسبت به تحلیل استاتیکی برای این نوع از سازه‌ها می‌تواند عملکرد موثرتری داشته باشد، چراکه میزان مشارکت مدها در سازه‌های فضاکار به دلیل هندسه خاص، متفاوت از سازه‌های مرسوم است. برخلاف سازه‌های ساختمانی منظم، میزان بالای مشارکت مدها در پاسخ دینامیکی سازه‌های فضاکار تنها به چند مد اول محدود نمی‌شود [6]. بنابراین تحلیل‌های استاتیکی برای این سازه‌ها چندان قابل اعتماد نیستند.

۲-۱- تحلیل دینامیکی طیفی

تحلیل دینامیکی طیفی برپایه محاسبه بسامدهای طبیعی و شکل‌های مدی سازه (حل مسئله مقدار ویژه) استوار است. در این تحلیل دستگاه معادلات سیستم چند درجه آزادی با استفاده از مفهوم تعامد مدها به تعدادی معادله اسکالر (مانند معادله سیستم یک درجه آزادی) تبدیل می‌شود تا به کمک اصل برهم‌نهی مدها، پاسخ ارتعاشی سازه محاسبه شود [15]. یکی از ویژگی‌های قابل توجه تحلیل دینامیکی طیفی آن است که دقت مناسبی در تحلیل لرزه‌ای سازه‌های بزرگ مقیاس دارد [14].

² Damping Ratio

¹ Finite Element Method

جدول ۱. جزئیات طیف هدف

Table 1. Details of the target spectrum

Damping ratio	S _s	S ₁	Site class	F _a	F _v	S _{Ds}	S _{D1}
0.02	1.2	0.43	D	1.02	1.87	0.816	0.5361

جدول ۲. مشخصات شتاب نگاشت‌های انتخابی

Table 2. Properties of the selected records

Number	Earthquake	Year	Station	Magnitude	Vs30 (m/s)
1	Hector	1999	Amboy	7.13	382.93
2	Kobe_Japan	1995	Shin-Osaka	6.9	256
3	Imperial Valley	1979	Delta	6.5	242.05
4	Spitak_Armenia	1988	Gukasian	6.77	343.53
5	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #3	6.93	349.85
6	Landers	1992	North Palm Springs	7.28	344.67
7	Superstition Hills-02	1987	El Centro Imp. Co. Cent	6.54	192.05

لازم به ذکر است در تحلیل دینامیکی طیفی، برای در نظر گرفتن نیروی قائم زلزله، شاخص E_v معرفی شده است که بر اساس آئین‌نامه معادل با $0.2S_{Ds}$ است.

۲-۲- تحلیل تاریخچه زمانی

تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی پاسخ سازه را در برابر یک بار دینامیکی مشخص، در هر گام زمانی تعیین می‌کند. در این تحلیل، پاسخ دینامیکی سازه بر اثر شتاب نگاشت‌های وارده محاسبه می‌شود [18].

به طور کلی در تحلیل تاریخچه زمانی، باید پارامترهایی همچون نوع خاک منطقه، طیف هدف، بارگذاری، انتخاب و مقیاس شتاب نگاشت‌ها، تعیین شود.

در این پژوهش هفت رکورد زلزله (هر یک شامل سه مولفه شتاب‌نگاشت) انتخاب شده است که در جدول (۲) مشخصات آن‌ها قابل مشاهده است. شتاب‌نگاشت‌های انتخابی لازم است از نظر بزرگ، فاصله تا گسل، حرکت صفحه‌ای و مشخصات ساختگاه شرایط یکسانی داشته باشند.

۲-۲-۱- روش‌های مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها

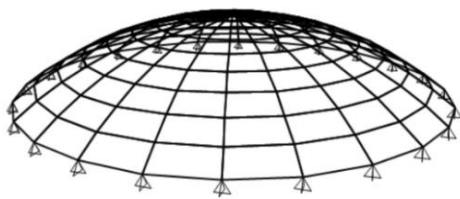
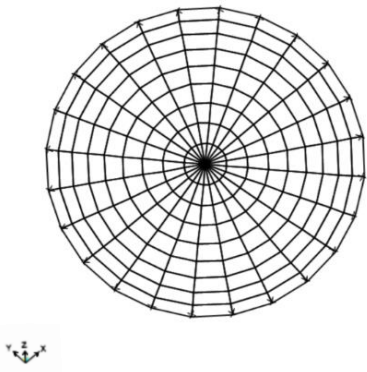
به طور کلی برای مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها، دو روش مقیاس دامنه^۱ (AS) و تطابق طیفی^۲ (SM) استفاده می‌شود. در این پژوهش

نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده با دو روش مذکور مقایسه شده‌اند. در روش مقیاس دامنه، هر زوج شتاب‌نگاشت افقی به بیشینه مقدار شتاب مولفه‌های افقی مقیاس می‌شود. سپس طیف پاسخ میانگین هفت زوج شتاب نگاشت، در بازه زمانی ۰/۲ تا ۱/۵ برابر دوره تناوب اصلی سازه، با طیف هدف (طیف طراحی) مقایسه می‌شود. طیف میانگین ایجاد شده در این بازه زمانی تا حد امکان باید بر طیف هدف منطبق باشد و اختلاف نسبی انطباق نباید کمتر از ۹۰٪ آن شود.

اما در روش تطابق طیفی، هدف این است که شکل طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها با طیف هدف همخوانی داشته باشد. در این روش ابتدا طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از روش‌های پردازش سیگنال، شتاب‌نگاشت‌ها مقیاس می‌شوند تا طیف پاسخ آنها با طیف طراحی مطابقت یابد. قابل ذکر است براساس آئین‌نامه ASCE7-16، به دلیل آنکه ماهیت اصلی شتاب‌نگاشت‌ها تغییر زیادی نکند، مقدار رواداری مجاز برای این انطباق، ۱۰ درصد فرض شده است. تطابق طیفی در این پژوهش به کمک نرم‌افزار SeismoMatch انجام شده است.

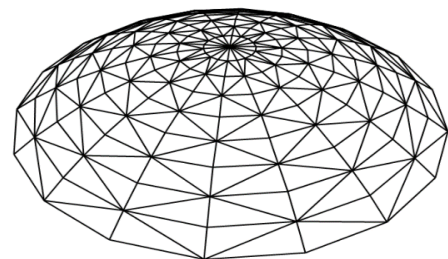
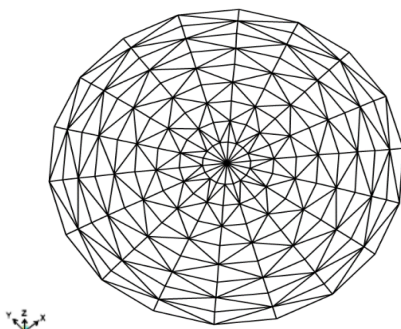
در گذشته، هنگامی که استفاده از مولفه قائم اجباری بود، مهندسين برای مقیاس شتاب‌نگاشت‌های قائم از دو راهکار کمک می‌گرفتند: نخست آنکه هر دو شتاب‌نگاشت‌های افقی و قائم را به یک نسبت (بر اساس همان مقیاس مولفه افقی) مقیاس می‌کردند؛ و دیگر آنکه، طبق توصیه ویرایش پیشین آئین‌نامه، ASCE7-10، از ضریب $V/H=2/3$ برای تبدیل طیف افقی به قائم استفاده می‌کردند. اما هر دو روش از دقت کافی برخوردار نبودند چراکه نسبت V/H به عواملی از جمله بزرگ، فاصله از زلزله، شرایط محلی و دوره تناوب طیفی وابسته است. این موضوع منجر به آن می‌شود که محتوای طیف قائم و افقی در دوره تناوب‌های پائین متفاوت باشد و با کاهش سختی خاک، افزایش یابد. همچنین ضریب $V/H=2/3$ در دوره تناوب‌های پائین، کم برآورد و در دوره تناوب‌های بالا، منجر به بیش برآورد شدن مقیاس می‌شود. به همین دلیل؛ آئین‌نامه ASCE7-16 براساس نتایج تحقیقات FEMA (2009) طیف هدف قائم را ارائه کرده است. طیف هدف ارائه شده توسط آئین‌نامه مربوط به میرایی ۵٪ است، که با توجه به رابطه (۱) به میرایی ۲٪ تبدیل شده است. نمودار مربوط به طیف هدف قائم در میرایی‌های ۲ و ۵ درصد در شکل (۲) ارائه شده است.

² Spectral Matching (SM)¹ Amplitude Scaling (AS)



شکل ۵. گنبد دنده‌ای: (الف) نمای بالایی، (ب) نمای سه بعدی

Fig 5. Ribbed dome: (a) top view, and (b) 3D view.



شکل ۶. گنبد اشودلر: (الف) نمای بالایی، (ب) نمای سه بعدی

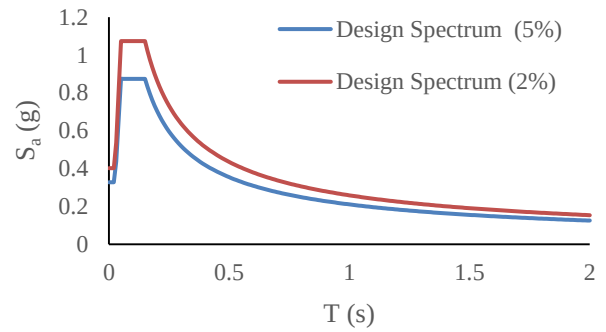
Fig 6. Schwedler dome: (a) top view, and (b) 3D view.

۳- مشخصات سازه‌های گنبدی

در این پژوهش دو نوع گنبد تک‌لایه به نام‌های گنبد دنده‌ای^۱ و گنبد اشودلر^۲ با طول دهانه ۳۶ و ارتفاع ۶ متر، مطابق شکل‌های (۵) و (۶)، بررسی شده است. مصالح تعیین شده برای طراحی این

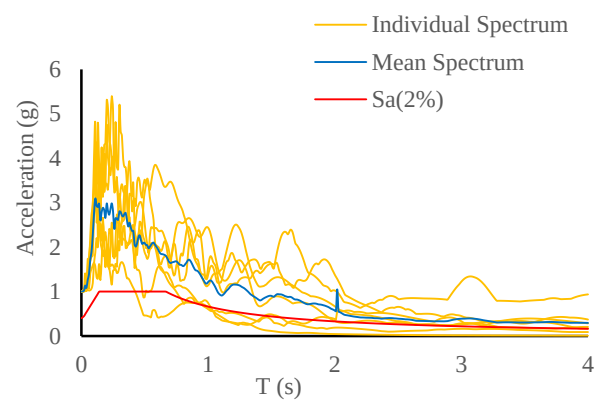
¹ Ribbed dome

² Schwedler



شکل ۲. طیف هدف مولفه قائم زلزله طرح برای نسبت میرایی‌های ۲ و ۵ درصد

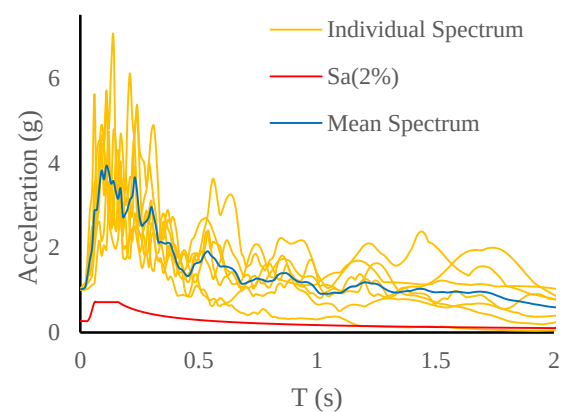
Fig 2. Vertical design spectrum with damping ratios 2% and 5%



شکل ۳. طیف مولفه افقی شتاب نگاشت‌های انتخاب شده و میانگین آن‌ها،

همراه با طیف هدف متناظر (زلزله افقی طرح)

Fig.3. Horizontal design spectrum, horizontal component of the selected records and their average



شکل ۴. طیف مولفه قائم شتاب نگاشت‌های انتخاب شده و میانگین آن‌ها،

همراه با طیف هدف متناظر (زلزله قائم طرح)

Fig.4. Vertical design spectrum, vertical component of the selected records and their average

گنبد‌ها، فولاد ST-37 با مدول الاستیسیته $2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ ، تنش تسلیم 240000 kN/m^2 و تنش نهایی 370000 kN/m^2 است. مقاطع به کار رفته در این گنبد‌ها از میان لوله‌های جدار نازک متداول موجود انتخاب شده است. مطابق شکل (۷)، در گنبد دنده‌ای، برای اعضای شعاعی از یک نوع مقطع و برای اعضای محیطی از دو نوع مقطع و همچنین مطابق شکل (۸)، در گنبد اشودلر برای هر یک از اعضای محیطی، شعاعی و قطری از سه نوع مقطع، به منظور کاهش وزن گنبد‌ها استفاده شده است. بر اساس ضوابط متداول سازه‌های فضاکار تک‌لایه، اتصالات اعضا به صورت صلب مدل‌سازی شده‌اند. لازم به ذکر است که تکیه‌گاه‌های سازه‌ها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده‌اند.

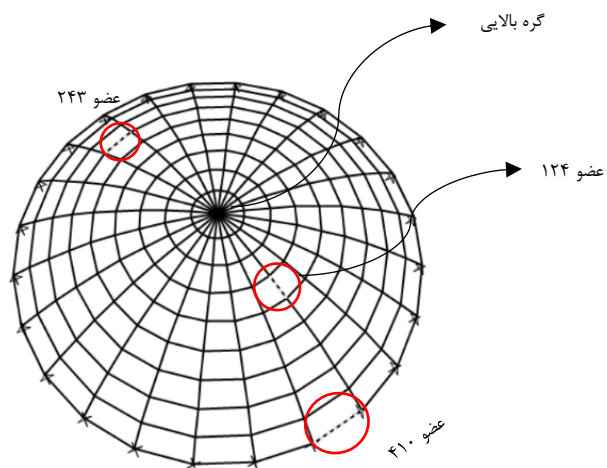
۴- نتایج

نسبت تنش اعضا در دو تحلیل اختلاف قابل قبولی با یکدیگر دارند که نشان می‌دهد شتاب‌نگاشت‌های انتخابی سازگاری مناسبی



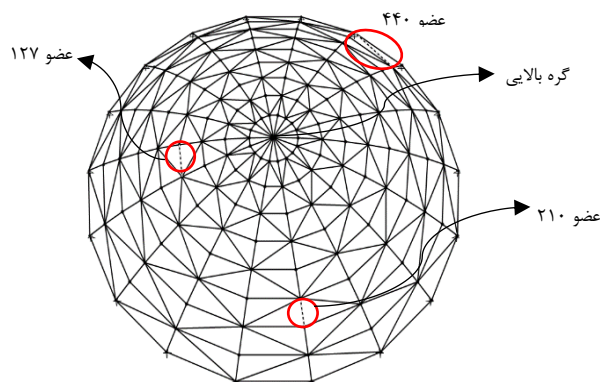
Ring member	Ø 193.7×4.5
Diagonal member	Ø 139.7×5.6
Radial member	Ø 159×6.3

Ring member 1	Ø 203×6
Ring member 2	Ø 180×6
Radial member	Ø 219×7



شکل ۹. موقعیت اعضای انتخابی گنبد دنده‌ای

Fig. 9. Location of the selected members of ribbed dome



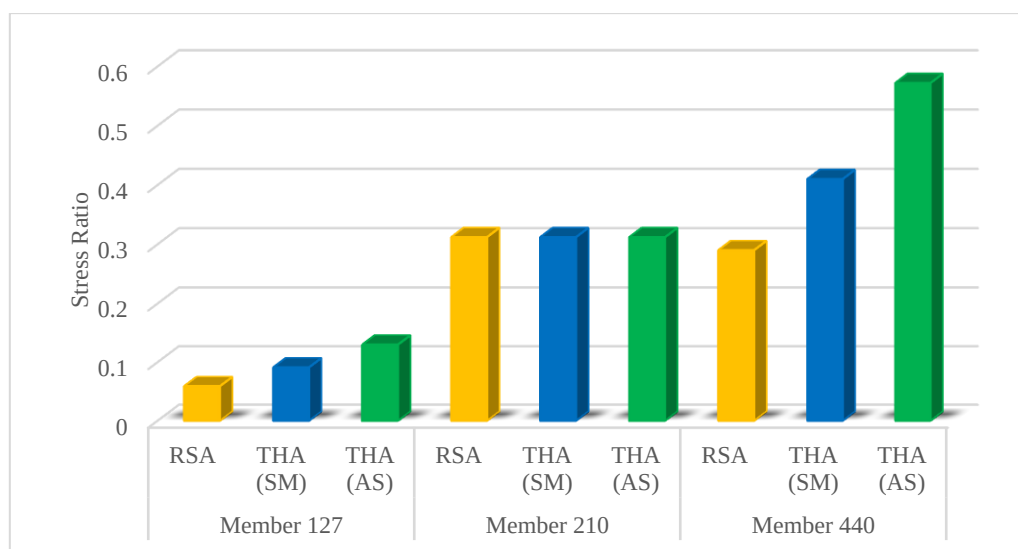
شکل ۱۰. موقعیت اعضای انتخابی گنبد اشودلر

Fig. 10. Location of the selected members of Schwedler dome



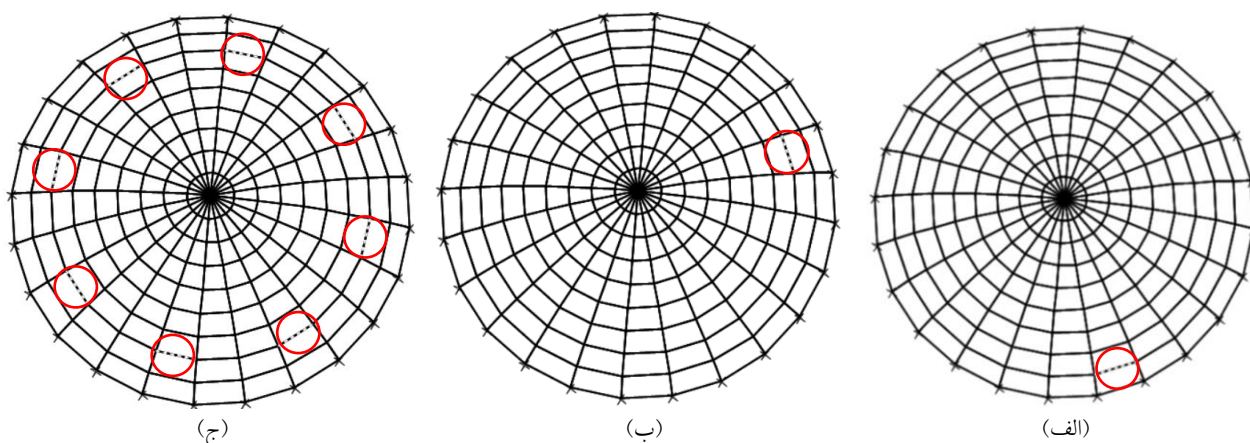
شکل ۱۱. مقادیر نسبت تنش در سه عضو گوناگون گنبد دنده‌ای به کمک دو نوع تحلیل

Fig. 11. The stress ratios of three selected members using two types of analysis for ribbed dome



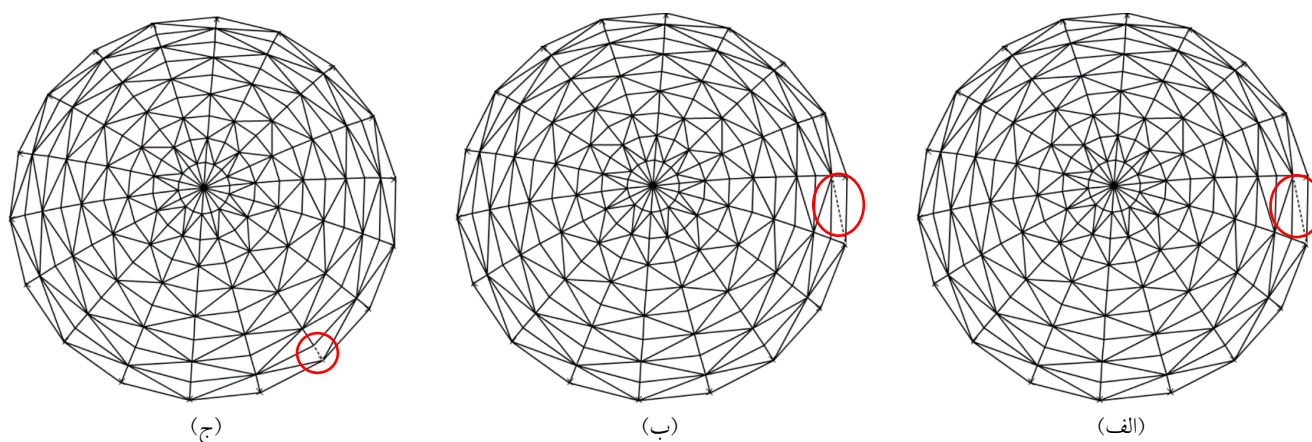
شکل ۱۲. مقادیر نسبت تنش در سه عضو گوناگون گنبد اشودلر به کمک دو نوع تحلیل

Fig. 12. The stress ratios of three selected members using two types of analysis for Schwedler dome



شکل ۱۳. موقعیت اعضای بحرانی در گنبد دنده‌ای از دیدگاه نسبت تنش بیشینه در تحلیل: الف. تاریخچه زمانی (مقیاس دامنه)، ب. تاریخچه زمانی (تطابق طیفی) و ج. دینامیکی طیفی

Fig. 13. Location of the critical members of ribbed dome based on the maximum stress ratio in the analysis: (a) time history (AS), (b) time history (SM), and (c) response spectrum



شکل ۱۴. موقعیت اعضای بحرانی در گنبد اشودلر از دیدگاه نسبت تنش بیشینه در تحلیل: الف. تاریخچه زمانی (مقیاس دامنه)، ب. تاریخچه زمانی (تطابق طیفی) و ج. دینامیکی طیفی

Fig. 14. Location of the critical members of Schwedler dome based on the maximum stress ratio in the analysis: (a) time history (AS), (b) time history (SM), and (c) response spectrum

جدول ۵. نسبت تنش بحرانی دو گنبد دنده‌ای و اشودلر

Table 5. Maximum stress ratios of the ribbed and Schwedler domes

Type of Analysis	Stress Ratio	
	Ribbed Dome	Schwedler Dome
Response Spectrum	0.627	0.492
Time History	AS	0.597
	SM	0.607

جدول ۶. مقادیر جابه‌جایی بالاترین گره گنبد دنده‌ای

Table 6. Displacements of the ribbed dome's top node

Type of Analysis	Displacement Value (cm)						Allowable Displacement	
	Elastic Displacement			Inelastic Displacement				
	x	y	z	x	y	z		
Response Spectrum	4.38	4.38	0.22	5.61	5.61	0.26	9	
Time History	AS	4.94	5.07	0.22	5.92	6.08	0.26	9
	SM	4.46	4.40	0.31	5.35	5.28	0.37	9

جدول ۷. مقادیر جابه‌جایی بالاترین گره گنبد اشودلر

Table 7. Displacements of the Schwedler dome's top node

Type of Analysis		Displacement Value (cm)						
		Elastic Displacement			Inelastic Displacement			Allowable Displacement
		x	y	z	x	y	z	
Response Spectrum		0.196	0.197	0.54	0.235	0.236	0.648	9
Time	AS	0.445	0.489	0.472	0.534	0.586	0.566	9
History	SM	0.33	0.28	0.60	0.396	0.336	0.72	9

استفاده شده است، بیشتر از زمان انجام تحلیل دینامیکی طیفی است. این زمان برای تحلیل تاریخچه زمانی معادل ۱۰ دقیقه و ۱۵ ثانیه و برای تحلیل دینامیکی طیفی معادل ۴ ثانیه است، یعنی مدت زمان تحلیل تاریخچه زمانی بسیار بیشتر از تحلیل دینامیکی طیفی است.

- تعداد مدهای نوسانی که مجموع جرم‌های موثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل گنبد باشد، در گنبد دنده‌ای برابر ۱۳۱ و در گنبد اشودلر برابر ۱۲۸ مد است؛ که به دلیل هندسه خاص این نوع از سازه‌ها، این اعداد قابل توجیه هستند. بنابراین تحلیل استاتیکی خطی برای این نوع از سازه‌ها، می‌تواند خطای زیاد و عملاً غیرقابل قبولی داشته باشد.
- نسبت تنش بحرانی گنبد دنده‌ای در تحلیل تاریخچه زمانی به کمک شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده با روش مقیاس دامنه ۲۱٪ بیش از نسبت تنش بحرانی متناظر حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی است. اما هنگامی که شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده با روش تطابق طیفی استفاده می‌شود، این افزایش برابر ۴۰٪ می‌شود.

گنبدها در تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از روش تطابق طیفی و مقیاس دامنه و همچنین تحلیل طیفی در جدول (۵) قابل مشاهده است. همچنین جابه‌جایی گره بالایی گنبدها بررسی شده است. مطابق آیین‌نامه ASCE7-16 مقدار مجاز جابه‌جایی این سازه‌ها، باید از ۰/۱۵ برابر ارتفاع آن‌ها کمتر باشد. جابه‌جایی بدست آمده از هر تحلیل در ضریب بزرگنمایی Cd، که برابر ۱/۲ است، ضرب شده است. هدف از اعمال این ضریب، در نظر گرفتن آثار غیرخطی در تحلیل و رساندن جابه‌جایی سازه به مقدار واقعی است. در نهایت مقدار به‌دست‌آمده با مقادیر مجاز جابه‌جایی، مقایسه شده است. مطابق جدول (۶ و ۷)، جابه‌جایی بیشینه حاصل از هر دو تحلیل پذیرفتنی است. در این پژوهش به منظور مقایسه بهتر، مقاطع استفاده شده در تحلیل طیفی نسبت به مقاطع تحلیل تاریخچه زمانی ثابت مانده‌اند.

همچنین نتایج زیر از تحلیل و طراحی لرزه‌ای این گنبدهای فضاکار دریافت می‌شود:

- بدیهی است که زمان انجام تحلیل تاریخچه زمانی، با توجه به ماهیت این نوع تحلیل و اینکه از هفت زوج شتاب نگاشت

قدردانی نویسندگان

در انجام این پژوهش از حمایت مادی و معنوی استفاده نشده است.

تعارض منافع

نویسندگان این پژوهش تعارض منافع ندارند.

سهم نویسندگان

سهم همه نویسندگان با هم برابر است.

منابع مالی

در انجام این پژوهش از منابع مالی هیچ شخص یا نهادی استفاده نشده است.

• نسبت تنش بحرانی گنبد اشودلر در تحلیل تاریخچه زمانی به کمک شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده با روش مقیاس دامنه ۲۱٪ بیش از نسبت تنش بحرانی متناظر حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی است. اما هنگامی که شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده با روش تطابق طیفی استفاده می‌شود، این افزایش برابر ۲۳٪ می‌شود.

در این پژوهش نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی با دو دسته شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده (با دو روش مقیاس دامنه و تطابق طیفی) برای هردو گنبد بسیار نزدیک و حتی در برخی موارد مشابه یکدیگر هستند. این نکته قابل توجه است که تحلیل تاریخچه زمانی با هرکدام از دو دسته شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده موجب دستیابی به مقاطع سنگین‌تری برای این گنبدها در مقایسه با تحلیل دینامیکی طیفی می‌شوند.

References

- [1] Zhao, Z. and Zhang, Y. 2023. Seismic Performance Comparison of Three-Type 800 m Spherical Mega-Latticed Structure City Domes. *Sustainability*, 15(9), p. 7240.
- [2] Carbas, S. and Artar, M. 2022. Comparative seismic design optimization of spatial steel dome structures through three recent metaheuristic algorithms. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, pp. 1-18.
- [3] Imashi, N. and Masumi, A. 2011. A comparative study of the seismic provisions of Iranian seismic code (standard no. 2800) and international building code 2003.
- [4] Jalalvandi, F., Zakian, P. and Badamaki, M. 2023. Critical natural frequencies for seismic design of latticed domes under multi-component earthquake excitations. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, pp. 1-13.
- [5] Salajegheh, E., Mashayekhi, M., Khatibinia, M. and Kaykha, M. 2009. Optimum shape design of space structures by genetic algorithm. *International Journal of Space Structures*, 24(1), pp. 45-57.
- [6] Moghaddam, H.A. 2000. Seismic behaviour of space structures. *International Journal of Space Structures*, 15(2), pp. 119-135.
- [7] Zakian, P. and Kaveh, A. 2023. Seismic design optimization of engineering structures: A comprehensive review. *Acta Mechanica*, 234(4), pp. 1305-1330.
- [8] Ogawa, T. 2003. Seismic response analysis of single layer lattice domes with substructure. In: *IASS-APCS International Symposium Proceedings*.
- [9] Yu, Z.-W., Zhi, X.-D., Fan, F. and Lu, C. 2011. Effect of substructures upon failure behavior of steel reticulated domes subjected to the severe earthquake. *Thin-Walled Structures*, 49(9), pp. 1160-1170.
- [10] Abdolpour, H., Zamanzadeh, Z. and Behraves, A. 2009. Estimation of statically equivalent seismic forces of single layer reticular domes. In: *Challenges, Opportunities and Solutions in Structural Engineering and Construction*. CRC Press, pp. 331-336.
- [11] Ishikawa, K. 2020. Response spectrum method considering specific dominant natural modes of double layer truss domes subjected to earthquake motions. In: *The 11th International Conference on Computational Methods (ICCM2020)*.
- [12] Ma, H., Shan, Z. and Fan, F. 2017. Dynamic behaviour and seismic design method of a single-layer reticulated shell with semi-rigid joints. *Thin-Walled Structures*, 119, pp. 544-557.
- [13] Pilarska, D. and Maleska, T. 2021. Numerical analysis of steel geodesic dome under seismic excitations. *Materials*, 14(16), p. 4493.
- [14] Zhang, H., Zhu, X., Liang, X. and Guo, F. 2021. Stochastic uncertainty quantification of seismic performance of complex large-scale structures using response spectrum method. *Engineering Structures*, 235, p. 112096.
- [15] Du, W., Zhang, S. and Li, Q. 2020. Anti-seismic performance comparison of response spectrum analysis and time history analysis based on computer big data. In: *Journal of Physics: Conference Series*,

- 1648(3), p. 032088. IOP Publishing.
- [16] Kang, W., Chen, Z., Lam, H.-F. and Zuo, C. 2003. Analysis and design of the general and outmost-ring stiffened suspen-dome structures. *Engineering Structures*, 25(13), pp. 1685-1695.
- [17] Sun, J., Li, H., Nooshin, H. and Parke, G.A. 2014. Dynamic stability behaviour of lattice domes with substructures. *International Journal of Space Structures*, 29(1), pp. 1-7.
- [18] Kamyab, R. and Salajegheh, E. 2011. Prediction of nonlinear time history deflection of scallop domes by neural networks. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 3, pp. 419-32.
- [19] ASCE 2016. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-16.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Komeyzi, A., Zakian, P. and Davodijam, F., 2025. Seismic Design of Single-layer Ribbed and Schwedler Domes with Multi-Component Response Spectrum and Time History Analyses. *Moades Civil Engineering journal*, 25(4), pp.59-69.

DOI: 10.22034/25.4.6

