بررسی الگوی خرابی پیشرونده در سازههای فضاکار گنبدی دولایه

امين قلىزاد*1، وحيد اكرمى ، ساناز خيرانديش

^۱ استاد دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی ^۲ استادیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی ^۳ دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی

دریافت: ۱۳۹۸/۱۲/۲۷، پذیرش: ۱۳۹۹/۱۲/۲۷، نشر آنلاین: ۱۳۹۹/۱۲/۲۷

چکیدہ

مطالعه خرابی پیشرونده در سازههای فضاکار دارای اهمیت زیادی میباشد؛ چراکه این سازهها فاقد اعضای غیرسازهای مؤثر در سختی و مقاومت و نیز فاقد درجه نامعینی بالا بوده و خرابی در قسمتی از آنها میتواند باعث ایجاد خرابی پیشرونده و درنهایت خرابی کل سازه شود. لذا در این مقاله به شناسایی رفتار و الگوی خرابی سازههای فضاکار از نوع گنبدی دولایه در برابر وقوع خرابی پیشرونده پرداخته میشود. بدین منظور، یک سازه فضاکار گنبدی دولایه با ارتفاع ۱/۲ متر و شعاع دهانه ۷ متر بهصورت المان محدود مدل سازی شده و با انجام تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی تحت بارهای ثقلی و حذف عضو، بروز خرابی پیشرونده و الگوی خرابی در آن بررسی شده است. صحتسنجی مدل سازی و نتایج، با استفاده از دادههای آزمایشگاهی موجود در تحقیقات قبلی، انجام گرفته است. بر اساس تحلیلهای انجامشده، ملاحظه گردید که تحت بار ثقلی معمول حذف اعضای کششی بروز خرابی پیشرونده را در پی نداشته و تنها حذف است. بر اساس تحلیلهای انجامشده، ملاحظه گردید که تحت بار ثقلی معمول حذف اعضای افزایش بار ثقلی به ۱۵۰٪ و بیش از آن، با حذف هر کدام از اعضای فشاری بحرانی باعث بروز خرابی پیشرونده می گردد. همچنین ملاحظه گردید که با وازایش بار ثقلی به ۱۵۰٪ و بیش از آن، با حذف هر کدام از اعضای فشاری بحرانی باعث بروز خرابی پیشرونده می گردد. همچنین ملاحظه گردید که با دوزایش بار ثقلی به ۱۵۰٪ و بیش از آن، با حذف هر کدام از اعضای فشاری بحرانی باعث بروز خرابی پیشرونده می گردد. همچنین ملاحظه شد که بروز خرابی پیشرونده در از آن با حذف هر کدام از اعضای خرابی پیشرونده در سازه ایجاد میشود. در ارتباط با الگوی خرابی سازه ملاحظه شد حذف شده به تاج گنبد موردبررسی نزدیکتر باشد، خرابی به وجود آمده پس از حذف عضو کلی تر خواهد بود.

كليدواژهها: سازه فضاكار، گنبد دولايه، تحليل المان محدود، خرابي پيش رونده، الگوي خرابي.

۱– مقدمه

سازههای فضاکار^۱ به سازههایی سهبعدی گفته می شود که با توجه به نحوه قرارگیری اعضای آن که عمدتاً به صورت المانهای محوری (کششی یا فشاری) می باشند، بارها را به صورت سهبعدی به تکیهگاهها منتقل می کند (۱۹۹۹ ۱۹۹۹؛ Pamaswamy Valinezhad و Abedi و Abedi و Valinezhad. Valinezhad مقاکار فاقد اعضای غیر سازه ای مؤثر در سختی و مقاومت و نیز فاقد درجه نامعینی بالا بوده و از دست دادن یک عضو مهم در آنها می تواند باعث فرو پاشی کل سازه شود (Lan ایم اسیب یک عضو یا بخش کو چکی از سازه ایجاد و منجر به جریان ناپایدار نیروهای داخلی در کل سازه می شود. در ادامه باز پخش

نیروهای داخلی در المانهای مجاور عضو آسیب دیده باعث بحرانی شدن سایر اعضا و خرابی متوالی در آنها می شود، که می تواند باعث خرابی عمده در کل سازه گردد (Han و همکاران، ۲۰۱۵). بروز خرابی پیشرونده در سازههای فضاکار گنبدی توسط محققین مختلفی مور دبررسی قرار گرفته است (Fu و ۲۰۱۸، Parke و Gordini و Abedi و ۲۰۱۷ و ۲۰۱۸ و ۲۰۱۷ د. همکاران، ۲۰۱۷ و Taghizadieh و ۲۰۱۷).

نمونهای از این مطالعات، تحقیقات Xu (۲۰۱۱) در مورد شناسایی اعضای حساس در روش مسیر جایگزین^۲ میباشد. طبق این تحقیق، المانهای حساس به صورت اعضایی با پاسخ بزرگ در شکل مود ارتعاش^۳ اول به دست آمده از تحلیل مقادیر ویژه گنبد

2. Alternate path method

آدرس ايميل: pholizad@uma.ac.ir (امين قلىزاد)، v.akrami@uma.ac.ir (وحيد اكرمي)، sanazcivil73@gmail.com (ساناز خيرانديش).

^{3.} Vibration Mode Shape

Space structures

^{*} نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۲۰۹۳۴۸۰-۲۹۱۲

سالم قابل تعيين ميباشند.

Han و همکاران (۲۰۱۵) طی تحقیقی، بررسی خرابی پیشرونده گنبدهای شبکهای با طول دهانه بزرگ را براساس روش مسیر جایگزین ارائه دادند. این محققین، تحلیل کمانش غیرخطی را ابتدا روی گنبد شبکهای سالم و سپس بر روی گنبد شبکهای با حذف یک عنصر انجام دادند که در نتیجه ظرفیت تحمل نهایی سازه آسیبدیده پس از برداشتن آسیبپذیرترین عضو ۱۷٫۶۲٪ کاهش یافت. طبق نتایج بهدست آمده، بروز خرابی پیشرونده در گنبدهای شبکهای تک لایه محتمل تر از گنبد شبکهای دولایه می باشد. این نتیجه گیری، با یافتههای پیشین Gao و همکاران با افزونگی آنها است، سازگار می باشد.

Yan و همکاران (۲۰۱۶)، مکانیسمهای ناپایداری ترکیبی گنبدهای مشبک تکلایه را بررسی کردند. در این تحقیق، برای گنبدهای متداول، دو الگوی ناپایداری بهصورت ناپایداری پیشرونده و ناپایداری همزمان مشخص شده است. در حالت ناپایداری پیشرونده، کمانش عضو قبل از کمانش کلی سازه رخ میدهد. سپس تعداد عضو ناپایدار افزایش مییابد و سرانجام کمانش کلی سازه رخ میدهد. در حالت ناپایداری همزمان، کمانش عضو و کمانش کلی سازه بهطور همزمان اتفاق میافتند.

Zhao و همکاران (۲۰۱۷) در پژوهشی مقاومت خرابی پیشرونده گنبدهای مشبک تکلایه تحت بارگذاریهای مختلف را بهصورت آزمایشگاهی مقایسه کردند. نتایج حاصل از آزمایش ها و تحلیلهای عددی نشان داد که گنبد مورد آزمایش زیر بارهای کوچک بهراحتی تعادل خود را بازیابی میکند، درحالی که فروپاشی فوری برای گنبد تحت بارهای بزرگتر اتفاق میافتد.

Nie و همکاران (۲۰۱۸) در مطالعهای، آسیبهای لرزهای و عملکرد لرزهای سازههای فضایی شبکهای دولایه را بررسی کردند. در این پژوهش، آسیب لرزهای سازههای فلزی مشبک دولایه، از جمله گسیختگیهای مورد تحمل، کمانش عضو و خرابی پیچ و مهره اتصال ناشی از زلزله لوشان (۲۰۱۳) بررسی شده است. طبق نتایج بهدست آمده، آسیب لرزهای ایجاد شده عمدتاً ناشی از اثر متقابل بین سازه پشتیبان پایینی و سازه فوقانی و اثر تشدید دینامیکی ناشی از سازه بتنی پایینی می،باشد.

Abedi و همکاران (۲۰۲۱) طی تحقیقی پایداری چلیک فضاکار دولایه با ابزار محدودگر نیروی آکاردئونی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داده است که استفاده از ابزار محدودگر نیروی آکاردئونی منجر به بهبود قابل ملاحظه در رفتار پایداری چلیک میشود.

Hadidi و Chitsaz (۲۰۱۸) روشی برای بهینهسازی سازههای فضاکار مبتنی بر نظریه قابلیت اطمینان با استفاده از الگوریتم Sadeghi و نیز Seifollahi و نیز Seifollahi و نیز Seifollahi

(۲۰۱۶) رفتار لرزهای چلیکهای کشبستی را مورد بررسی قرار داده و دریافتند که تحت مؤلفهٔ افقی شتاب زلزله، در نسبتهای پیشتنیدگی کم، پارهشدگی کابل و در نسبتهای پیشتنیدگی متوسط و زیاد، کمانش میله اتفاق میافتد.

و همکاران (۲۰۱۶) تأثیر ناکاملی بر پایداری سازههای فضاکار فرم آزاد دو گنبدی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحلیلها نشان داد که مدهای کمانشی اعمال شده بهعنوان ناکاملی را میتوان به دو گروه مدهای حساس و مدهای غیر حساس طبقهبندی نمود. بهطور کلی مدهای پایین تحلیل کمانشی، تأثیر کمی در کاهش بار حدی سازههای فضاکار فرم آزاد دو گنبدی دارند.

در این مقاله به شناسایی رفتار و الگوی خرابی سازههای فضاکار از نوع گنبدی دولایه در برابر وقوع خرابی پیشرونده پرداخته میشود. بدین منظور، یک سازه فضاکار گنبدی دولایه با ارتفاع ۱/۲ متر و شعاع دهانه ۷ متر بهصورت المان محدود مدل سازی شده و با انجام تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی تحت بارهای ثقلی و حذف عضو، بروز خرابی پیشرونده و الگوی خرابی در آن بررسی شده است. سناریوهای مورد بررسی شامل حذف اعضای فشاری، کششی و همچنین حذف تکیه گاه می باشد. صحت سنجی مدل سازی و نتایج، با استفاده از دادههای آزمایشگاهی موجود در تحقیقات قبلی، انجام گرفته است. فرضیات مورد استفاده در مدل سازی، تحلیل و شرح و تفسیر نتایج به دست آمده در بندهای آتی ارائه شده است.

۲- جزئیات مدلسازی عددی ۲-۱- مشخصات هندسی

مدل مورد استفاده در این پژوهش بر اساس مطالعات انجام گرفته توسط Safari (۲۰۱۶) استخراج شده است. سازه مورد استفاده توسط این محققین یک سازه فضاکار گنبدی دولایه می-باشد که دارای ۸۶۴ المان و ۲۲۹ گره بوده و در ۲۴ گره دارای تکیهگاه میباشد. مطابق شکل (۱)، قطر گنبد مورد مطالعه برابر با ۱۵۴۲۰mm و ارتفاع آن برابر با



شکل ۱- مشخصات ابعادی سازه مورد بررسی



شکل ۲- مشخصات مقاطع مورد استفاده برای المانهای سازه

در طراحی این سازه بارهای مرده، برف، باد و بارهای حرارتی مطابق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان (۱۳۹۲) و بار زلزله مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (۱۳۹۳) لحاظ شده است. هندسه سازه در نرمافزار Formian ایجاد و پس از انتقال به نرمافزار SAP2000 براساس روش ضرایب بار و مقاومت مطابق استاندارد AISC ماطع لواحی شده است. در طراحی گنبد یادشده از سه نوع مقطع لوله ی با مشخصات نشان داده شده در شکل (۲) استفاده شده است. این شکل همچنین گروه المان های مربوط به هر نوع مقطع لوله ای را نمایش می دهد.

۲-۲- مدلسازی المان محدود

برای مدلسازی و تحلیل نمونههای یادشده از نرمافزار المان محدود اُپنسیس^۴ (۲۰۱۶) استفاده شده است. مدل ایجادشده از نوع مدل سهبعدی و دارای ۶ درجه آزادی میباشد. وجود برخی

4. Open System for Earthquake Engineering Simulation

ناکاملیهای هندسی در اعضای یک سازه فضایی گنبدی دولایه با چند صد عضو، تقریباً غیرقابل انکار می باشد. این ناکاملیها موجب افت ظرفیت باربری اجزای فشاری و درنتیجه باعث افت ظرفیت باربری کلی سازههای فضاکار می گردند. در این تحقق، به منظور یک گره میانی با انحنای اولیهای به اندازه یک هزارم طول عضو یک گره میانی با انحنای اولیهای به اندازه یک هزارم طول عضو برابر با تعداد گرههای اصلی (۲۲۹) به علاوه گرههای فرعی به تعداد المان های سازه (۸۶۴) یعنی ۱۰۹۳ گره بوده است. همچنین تعداد اعضای تعریف شده در مدل عددی دو برابر تعداد المان های سازه یعنی ۱۷۲۸ المان بوده است. شکل (۳) مدل سازه فضایی ایجاد شده در نرمافزار اپنسیس را نمایش می دهد.

برای ساخت اعضای سازه از المان تیــر- ستـون نـوع Disp Beam Column استفاده شده است که مبتنی بر فرمول-بندی جابهجایی بوده و گسترش پلاستیک را در طول المان در نظر می گیرد. مقاطع لولهای نشان دادهشده در شکل (۲)، بهصورت مقاطع فایبر^۵ با سه تقسیم در راستای شعاعی و ۳۶ تقسیم در راستای زاویهای تعریف شدهاند. با توجه به این که مفصلی یا گیردار بودن اتصالات تأثیر چندانی بر نتایج تحلیل ندارد و برای جلوگیری از مشکلات عددی، اتصالات اعضای لولهای در مدل بهصورت صلب فرض شدهاند (Davodi و همکاران، ۲۰۱۲).



شکل ۳- مدل سازه فضایی ایجادشده در نرمافزار اپنسیس: الف) دید از روبرو، ب) دید از بالا

5. Section Fiber

رابطه تنش- کرنش مصالح در نظر گرفته شده برای اعضای سازه از نوع Uniaxial Material Steel02 انتخاب شده است. مدول الاستیسیته⁶ مصالح مورداستفاده برابر با ۲۰۰GPa و تنش تسلیم برابر با ۲۵۰MPa در نظر گرفته شده است. حرکت انتقالی گرههای تکیهگاهی در راستای سه محور اصلی گرفتهشده است. مطابق تحقیق Safari در ۲۰۱۶)، ماهیت بارهای وارد بر سازه از نوع سطحی و حجمی می باشد. نیروهای ناشی از وزن سازه از نوع نیروهای حجمی و نیروهای بار برف از نوع سطحی می باشد. در این مقاله، بار ثقلی ۱۰kN به ۸۵ گره لایه بالای گنبد مور دمطالعه، واردشده است.

۲-۳- تحليل مدلها

برای تحلیل مدلها ابتدا سازه تحت بارهای ثقلی به صورت استاتیکی غیرخطی مورد تحلیل قرار گرفته است. سپس با ثابت نگهداشتن بارهای ثقلی، المان موردنظر با استفاده از دستور "Remove Element" حذف شده و در ادامه تحلیل دینامیکی غیرخطی (Transient) بر روی آن انجام شده است. مقدار میرایی برابر با ۵٪ و برای انتگرال گیری از الگوریتم Newmark استفاده-شده است.

۲-۴- صحتسنجی مدلها

با توجه به نبود اطلاعات آزمایشگاهی مناسب برای سازههای فضاکار گنبدی دولایه و بهمنظور انجام صحتسنجی مدلهای بررسیشده در این مقاله، سازه فضاکار تخت دولایه تستشده توسط ۱۹۸۹) Parke) در نرمافزار اپنسیس مدلسازی شده و نتایج حاصل از تحلیل آن با دادههای آزمایشگاهی مقایسه شده است.

سازه آزمایش شده یک خرپای فضایی دولایه با پلان مربعی شکل به ضلع ۱/۸ متر و ارتفاع ۲۵۴٬۵۶ میلیمتر میباشد. شبکه پایینی خرپا دارای پنج دهانه در هر دو جهت اصلی و شبکه بالایی دارای چهار دهانه در هر جهت میباشد. اعضای لایه میانی هم طول با سایر اعضای سازه بوده و با زاویه ۴۵ درجه نسبت به افق به یالهای بالا و پایین متصل شدهاند. همچنین از آنجا که ساخت اتصالات کاملاً مفصلی که امکان آزادی برابر در چرخش حول سه محور اصلی را فراهم آورد، دشوار بوده است، سازه مذکور با اتصالات صلب ساخته شده است. شکل (۴) پلان و نمای جانبی سازه مدل-سازی شده را نشان میدهد. مدل در چهار گوشه زیرین خود، دارای تکیه گاه مفصلی غلتکی بوده و بار در نقطه مرکزی خرپای فضایی بر روی آن تحمیل شده است.

در ساخت اعضای خرپای یادشده از سه نوع مقطع فولادی

استفاده شده است که مشخصات آنها را میتوان در جدول (۱) ملاحظه نمود. بر اساس نامگذاری انجامشده در مرجع یادشده، اعضای شبکه پایین از مقطع T1، اعضای شبکه بالا از مقطع T6 و عمده اعضای لایه میانی متشکل از مقطع T5 بوده است. در لایه میانی اعضای منتهی به تکیهگاه (۴ عضو مایل گوشه) و اعضای منتهی به نقطه بارگذاری (۴ عضو مایل مرکز) دارای مقطع T6 منتهی به نقطه بارگذاری (۴ عضو مایل مرکز) دارای مقطع T6 بودهاند. تنش تسلیم مصالح برای مقاطع مورداستفاده در جدول (۱) ذکرشده و مدول الاستیسیته مصالح هر سه مقطع برابر با ۲۰۰GPa



1800 mm

شکل ۴- نمای بالا و جانبی سازه آزمایشگاهی Parke (۱۹۸۹)

(۱۹۸۹) Parke	آزمایشگاهی	سازه	اعضاى	- مشخصات	جدول ۱-
--------------	------------	------	-------	----------	---------

تنش تسليم	ضخامت جداره	قطر خارجي	م ا م <i>ث</i>
(Mpa)	(mm)	(mm)	سماره
787	۰٫۹۱	۴,٧۶	T1
۳۳۲	۰٫۹۱	٩٫۵٢	T5
۵۱۵	توپر	۱۰,۰۰	Т6

جهت مقایسه نمودار بار جابهجایی حاصل از آزمایش و تحلیل عددی، ابتدا رفتار کمانشی یک عضو فشاری با مقطع T5 و طول ۳۱۶mm موردبررسی قرار گرفته است. میزان خطای هندسی اعمالشده در تحلیل عددی برابر با ۲۰۰۱ بوده است که در وسط دهانه ستون به آن اعمال شده است. شکل (۵) مقایسه رفتار بار-تغییرمکان برای این المان را نمایش میدهد. چنانچه ملاحظه می-شود، منحنیهای حاصل از تست و تحلیل عددی مطابقت مناسبی با هم دارند. در ادامه، رفتار کلی سازه تحت بار نقطهای اعمالی شده در گره مرکزی به صورت تحلیلی به دست آمده و با نتایچ

آزمایشگاهی مقایسه شده است. برای مقایسه نتایج دو نمودار به-صورت همزمان در شکل (۶) نمایش داده شده است. همان طور که در این شکل مشخص است، نمودار بار- جابهجایی حاصل از نرمافزار تطابق مناسبی از لحاظ حداکثر باربری و جابهجایی متناظر لحظه خرابی با نتایج حاصل از روش آزمایشگاهی داشته است.



Parke (۱۹۸۹) و تحلیل عددی



شکل ۶- مقایسه بار کل اعمالی در مقابل جابهجایی گره مرکزی برای مدل آزمایشگاهی Parke (۱۹۸۹) و تحلیل عددی

۳- بررسی خرابی پیشرونده ۳-۱- حذف اعضای فشاری

بروز کمانش در اعضای فشاری و حذف اثرات باربری آنها در سازه می تواند به ناپایداری موضعی یا کلی سازه تحت بارهای وارده بیانجامد. در این بخش تأثیر حذف اعضای فشاری گنبد دولایه موردنظر را بررسی خواهیم نمود. با توجه به تقارن سازه در چهار ربع مثلثاتی، تنها از حذف اعضای موجود در ربع اول استفاده شده است. در ادامه نمودارهای حاصل و بحث و بررسی نتایج مربوطه ارائه می گردد.

شکل (۷) نمودار ارتعاش نقطه رأس گنبد را پس از حذف عضو

فشاری ۶۵۱ و تحت ۱۰۰٪ بار ثقلی نمایش میدهد. چنانچه در این نمودار ملاحظه می گردد، پس از حذف عضو، نقطه رأس سازه شروع به نوسان کرده لیکن بهمرور دامنه ارتعاش کاهش پیداکرده و در نهایت سازه به پایداری رسیده و تعادل خود را حفظ می نماید. در این حالت، پس از طی شدن ارتعاش گذرای سازه بهدلیل حذف عضو، افزایش خیز باقی مانده را می توان معادل خیز استاتیکی ناشی از حذف عضو بهروش استاتیکی دانست. به بیان دیگر بیشینه خیز گذار به بیشینه خیز مانا در این نمودار ضریب افزایش دینامیکی (DAF) در نتیجه حذف عضو می باشد.



برای بررسی تأثیر مقدار بار ثقلی بر بروز خرابی پیشرونده،

ارتعاش رأس گنبد پس از حذف عضو یادشده در سطوح مختلف

بار ثقلی بهدستآمده و در نمودارهای شکل (۸) ترسیم شده است.

با افزایش درصد بار ثقلی اعمالی به سازه، بیشینه جابهجایی رأس

گنبد از ۰/۳۷ سانتیمتر برای ۱۰۰٪ بار ثقلی به مقدار ۰/۵۲

سانتیمتر برای ۱۴۰٪ بار ثقلی افزایش پیدا مینماید.



شکل ۸- ار تعاش رأس گنبد پس از حذف عضو ۶۵۱ در سطوح مختلف بار ثقلی



شکل ۹- ارتعاش رأس گنبد پس از حذف عضو ۱۲۳: الف) جانمایی عضو، ب) تنش اعضا، ج) ارتعاش رأس گنبد

چنانچه در این شکل ملاحظه می شود، حذف عضو فشاری چنانچه در این شکل ملاحظه می شود، حذف عضو فشاری پیش رونده در سازه نمی شود. این در حالی است که با اعمال ۱۵۰٪ بار ثقلی و مقادیر بیشتر از آن، سازه پس از چند نوسان کوتاه دچار فروریزی و خرابی پیش رونده شده است. با حذف سایر اعضای فشاری مستقر در ربع اول خرپا (به غیر از عضو ۱۲۳) روند مشابهی ملاحظه می شود که برای جلوگیری از تکرار از آوردن آن ها خودداری شده است. حذف عضو ۱۲۳ (و سه عضو متناظر در سایر ربعها) که عضو فشاری متصل به تکیه گاه بر روی خط تقارن سازه می باشد، از همان ابتدا و تحت بار ثقلی ۱۰۰٪ باعث بروز خرابی پیش رونده در سازه می شود. شکل (۹) ارتعاش رأس گنبد را پس از حذف عضو ۱۲۳ نمایش می دهد.

۲-۲- حذف اعضای کششی

خرابی اعضای کششی به صورت شل شدگی یا گسیختگی در سازه ظاهر می شود که نهایتاً می تواند منجر به فروریزی کلی یا موضعی سازه گردد. همین امر سبب می شود تا بررسی خرابی پیش رونده حاصل از حذف اعضای کششی، اهمیتی مشابه حذف اعضای فشاری داشته باشد. لذا، در این بخش تأثیر حذف اعضای کششی بر رفتار سازه تحت در صدهای مختلف بار ثقلی مور دبررسی قرار می گیرد.

طبق بررسیهای به عمل آمده، برای بار ثقلی ۱۰۰٪ تا ۱۳۰٪ حذف هیچ کدام از اعضای کششی سبب ایجاد خرابی پیش رونده در سازه نمی شود. به عنوان نمونه، شکل (۱۰) ارتعاش رأس گنبد را پس از حذف عضو شماره ۱۹۹ با بیش ترین تنش کششی تحت بار ثقلی ۱۰۰٪ نمایش می دهد. چنانچه ملاحظه می گردد، پس از چند سیکل نوسان مرور دامنه ارتعاش کاهش پیدا کرده و در نهایت سازه به پایداری می رسد.

با افزایش بار ثقلی به ۱۴۰٪، حذف چهار عضو کششی پیرامونی ۳۲۵، ۳۳۱، ۳۳۷ و ۳۴۳ منجر به خرابی پیشرونده در سازه می شود. جانمایی چهار عضو کششی یاد شده در ربع اول سازه را می توان در شکل (۱۱) مشاهده نمود. لازم به ذکر است که متناظر با این ۴ عضو، ۱۲ عضو کششی دیگر در سایر ربعها موجود می باشند که حذف آنها تحت ۱۳۰٪ بار ثقلی باعث بروز خرابی پیشرونده در سایر المانهای سازه می گردد.

شکل (۱۲) ارتعاش رأس گنبد پس از حذف عضو ۳۲۵ را در سطوح مختلف بار ثقلی را نمایش میدهد. چنانچه در این شکل ملاحظه میشود، با افزایش بار ثقلی تا ۱۳۰٪، حذف عضو یاد شده تنها باعث ایجاد ارتعاش در سازه شده و پایداری آنرا دچار مشکل نمی سازد. این در حالی است که با افزایش بیشتر بار ثقلی اعضا به دنبال هم تسلیم شده و یا کمانش میکنند و خرابی پیشرونده در سازه به وقوع می پیوندد.







شکل ۱۱– جانمایی ۴ عضو کششی که حذف آنها تحت ۱۳۰٪ بار ثقلی باعث بروز خرابی پیشرونده در سازه میشود

با اعمال ۱۵۰٪ بار ثقلی و مقادیر بالاتر از آن حذف هرکدام از اعضای کششی سازه باعث ایجاد خرابی پیشرونده در سازه می-شود. لازم بهذکر است که هرچند سطح تنش عضو کششی ۱۹۹

(که تأثیر حذف آن در شکل (۱۰) نشان داده شده است) بالاتر از هر چهار عضو کششی ۳۵۵، ۳۳۱، ۳۳۷ و ۳۴۳ میباشد، لیکن حذف این عضو در سطح بار ثقلی بالاتری منجر به فروریزی پیش-رونده در سازه می گردد. شکل (۱۳) ارتعاش رأس گنبد پس از حذف عضو ۱۹۹ را در سطوح مختلف بار ثقلی نمایش می دهد که از طریق مقایسه آن با نمودارهای شکل (۱۲) می توان این مهم را دریافت که در سازههای فضاکار لزوماً عضو با بیش ترین سطح تنش بحرانی ترین عضو از لحاظ ایجاد خرابی پیش رونده نمی باشد.



شکل ۱۲– ارتعاش رأس گنبد پس از حذف عضو ۳۲۵ در سطوح مختلف بار ثقلی



شکل ۱۳– ار تعاش رأس گنبد پس از حذف عضو ۱۹۹ در سطوح مختلف بار ثقلی

۳-۳- حذف تکیهگاه

در این بخش از مقاله تأثیر حذف تکیه گاههای سازه در سطوح مختلف بارگذاری ثقلی موردبررسی قرار می گیرد. با توجه به تقارن موجود در هندسه سازه، از ۲۴ تکیه گاه موجود در پیرامون سازه بررسی ۶ عدد تکیه گاه واقع در ربع اول شرایط بقیه تکیه گاهها را نیز مشخص خواهد نمود. این در حالی است زیر – سازه موجود در ربع اول خود نسبت به نیم ساز ربع اول و سوم متقارن بوده و در نتیجه تنها بررسی شرایط حاکم بر ۳ تکیه گاه کافی می باشد. ارتعاش رأس گنبد پس از حذف تکیه گاه نخست واقع در ربع اول سازه در شکل (۱۴) ترسیم شده است. با توجه به این نمودار، سازه تحت بار ثقلی ۱۰۰٪ و پس از حذف تکیه گاه نشان داده شده در شکل، پایدار بوده و حذف این تکیه گاه باعث بروز خرابی پیش رونده

شکل (۱۶) ارتعاش رأس گنبد پس از حذف تکیهگاه نخست در سطوح مختلف بار ثقلی را نمایش میدهد. با توجه به این شکل، حذف این تکیهگاه تنها زمانی باعث بروز خرابی پیشرونده در سازه خواهد شد که سازه مربوطه تحت بار ثقلی ۱۵۰٪، یا بیشتر قرار داشته باشد. برای مقادیر بار ثقلی کمتر، حذف تکیهگاه مربوطه بروز خرابی پیشرونده را در پی نخواهد داشت.



شکل ۱۴– ارتعاش رأس گنبد پس از حذف تکیهگاه اول

ارتعاش رأس گنبد پس از حذف تکیه گاه دوم و سوم در شکل (۱۵) نمایش داده شده است. با توجه به شکل، حذف تکیه گاه دوم و سوم بهترتیب در سطح بار ثقلی ۱۴۰٪ و ۱۵۰٪ باعث بروز خرابی پیشرونده در سازه مینماید. الگوهای خرابی ناشی از حذف اعضای فشاری، اعضای کششی و همچنین گرههای تکیه گاهی در بند آتی موردبررسی قرار می گیرد.







شکل ۱۶– ارتعاش رأس گنبد پس از حذف تکیهگاه نخست در سطوح مختلف بار ثقلی

۴- بررسی الگوهای خرابی پیشرونده ۴-۱- حذف اعضای فشاری

همان گونه که در بخش قبل شرح داده شد، برای بار ثقلی برابر با ۱۵۰٪ و بیشتر از آن، با حذف هرکدام از اعضای سازه، گنبد دچار خرابی پیشرونده می شود. بررسی الگوی خرابی سازه در این

بازه میتواند کمک شایانی به شناسایی اجزای آسیبپذیر و مؤثر در خرابی پیشرونده نماید.

همانند بررسیهای انجامشده برای بروز خرابی پیشرونده در سطوح مختلف بار ثقلی، در این بخش نیز الگوی خرابی بهترتیب برای حذف اعضای فشاری و کششی ارائه خواهد شد. برای شروع، شکل (۱۷) روند بروز خرابی برای گنبد موردبررسی را پس از حذف عضو ۲۱۹ نمایش میدهد. هرکدام از گرافهای این شکل پس از کمانش عضو یا اعضای جدید نسبت به گراف قبل تولید شده است. جانمایی عضو فشاری شماره ۲۱۹ بر روی سازه در اولین گراف شکل نمایش دادهشده است. با توجه به شکل می توان گفت که عضو مربوطه تقريباً در ناحيه مركزي گنبد واقع شده است. سطح تنش فشاری این عضو در حد متوسط نسبت به سایر اعضا می باشد. با دقت در شکل ملاحظه می شود که هر چند عضو حذف شده از اعضای مرکزی گنبد موردبررسی بوده است، لیکن کمانش اعضا از کنارهها شروع و در نهایت یک حلقه کناری از پایین گنبد را فرا گرفته است. با حذف سایر اعضای فشاری مستقر در نواحی مرکزی خرپا نیز روند مشابهی ملاحظه می شود که برای جلوگیری از تکرار از آوردن آنها خودداری شده است.



شکل ۱۸- الگوی خرابی سازه با حذف عضو فشاری شماره ۱۲۳

در ادامه بررسیها، عضو شماره ۱۲۳ که در نوار کناری گنبد واقع بوده و حذف آن تحت بار ثقلی ۱۰۰٪ نیز باعث بروز خرابی پیشرونده در سازه شده بود، از مدل سازه کنار گذاشتهشده و الگوی خرابی حاصل در شکل (۱۸) ترسیمشده است. با توجه به شکل میتوان ملاحظه نمود که پس از حذف این عضو، هرچند خرابی پیشرونده در سازه به وقوع پیوسته است، لیکن خرابی از نوع کلی نبوده و تنها به بخش اطراف عضو مربوطه محدود شده است. بدین ترتیب میتوان نتیجه گیری نمود که هر چه عضو فشاری حذفشده به تاج گنبد موردبررسی نزدیک تر باشد، خرابی فشاری حذف شده به تاج گنبد موردبررسی نزدیک تر باشد، خرابی به وجود آمده پس از حذف عضو کلی تر خواهد بود. ولی به هرحال بروز خرابی پیشرونده در نوار کناری گنبد بوده و مناطق میانی و مرکزی گنبد را در گیر نمینماید.

۲-۴- حذف اعضای کششی

الگوی خرابی ناشی از حذف اعضای کششی در این بخش ارائه خواهد شد. شکل (۱۹- الف) روند بروز خرابی در گنبد موردبررسی را پس از حذف عضو کششی شماره ۷ نمایش میدهد. با دقت در شکل ملاحظه می شود که هر چند عضو حذف شده از اعضای مرکزی گنبد موردبررسی بوده است، لیکن کمانش اعضا از کنارهها شروع و در نهایت حلقه کناری گنبد را تقریباً بهطور کامل فراگرفته است. مشاهده می شود که پس از حذف عضو مربوطه، ابتدا اعضای فشاری موجود در دو ربع نزدیک به عضو حذفشده بهصورت متقارن درگیر شدهاند و سپس خرابی به صورت پیش رونده به دو ربع دیگر نیز تسری پیدا کرده است. لازم بهذکر است که حذف هرکدام از اعضای فشاری و کششی واقع در خطوطی که گنبد را به چهار ربع مساوی تقسیم میکنند، خرابی متقارنی در دو ربع مجاور عضو حذف شده ایجاد کرده و گسترش آن نیز به صورت متقارن در سایر قسمتهای گنبد ادامه پیدا می کند. در ادامه، عضو کششی دیگری از نوار کناری گنبد (شماره ۱۸۷) حذف شده و روند بروز خرابی پیشرونده در شکل (۱۹– ب) ترسیم شده است.



شکل ۱۹– الگوی خرابی سازه پس از حذف اعضای کششی: الف) عضو میانی شماره ۷، ب) عضو کناری شماره ۱۸۷

على رغم اين كه سطح تنش اين عضو تقريباً برابر با سطح تنش عضو شماره ۷ است، ليكن با توجه به شكل مىتوان ملاحظه نمود كه خرابى حاصل از حذف آن از نوع كلى نبوده و تنها در اطراف عضو مربوطه در همان محدوده ربع اول، اتفاق افتاده است. بدين ترتيب همانند اعضاى فشارى، براى اعضاى كششى نيز مىتوان گفت كه هر چه عضو حذفشده به تاج گنبد نزديكتر باشد، خرابى پس از حذف عضو كلىتر خواهد بود. همچنين، همانند حالت قبل خرابى پيشرونده در نوار كنارى گنبد اتفاق افتاده و مناطق ميانى و مركزى گنبد در گير نمىشوند.

۴-۳- حذف تکیهگاه

چنانچه در بخش قبل مشاهده شد، برای تکیه گاههای اول و سوم، حذف تکیه گاه تحت بار ثقلی ۱۵۰٪ و برای تکیه گاه دوم حذف تکیه گاه تحت بار ثقلی ۱۴۰٪ باعث بروز خرابی پیش رونده در سازه می شود. الگوی خرابی ناشی از حذف سه تکیه گاه یاد شده در شکل (۲۰) تا شکل (۲۲) آورده شده است. چنانچه در این شکلها ملاحظه می شود، پس از حذف تکیه گاه، خرابی از اطراف گره مربوطه آغاز و به نوار پیرامونی سازه گسترش می یابد. مطابق شکل، خرابی پس از حذف تکیه گاه نخست گسترده تر از حذف دو تکیه گاه دیگر بوده است.



شکل ۲۰– الگوی خرابی سازه پس از حذف تکیهگاه نخست



شکل ۲۱- الگوی خرابی سازه پس از حذف تکیهگاه دوم



شکل ۲۲- الگوی خرابی سازه پس از حذف تکیهگاه سوم

۵- جمع بندی و نتیجه گیری

هدف این پژوهش شناسایی رفتار سازههای گنبدی دولایه در برابر وقوع خرابی پیشرونده و تعیین الگوهای خرابی مربوطه است. به همین منظور یک سازه فضاکار گنبدی دولایه با ارتفاع ۱٫۲ متر و شعاع دهانه ۷ متر با استفاده از نرمافزار تحلیل غیرخطی سازهها اپنسیس، مدل سازی شده و مورد تحلیل قرار گرفته است. بهمنظور انجام صحتسنجی مدلها، از یک خرپای فضایی تخت دولایه که نتایج مربوط به تست آن در سایر مراجع موجود می باشد، استفاده شده است. در این تحقیق، رفتار غیرخطی مصالح، ناشی از تسلیم

فولاد و همچنین رفتار غیرخطی هندسی (ناپایداری کمانشی اعضای فشاری) در تحلیل سازه لحاظ شده است. در ادامه، سعی بر آن شد تا با حذف انواع اعضای فشاری و کششی (واقع در نواحی مرکزی، میانی و کناری با مقادیر تنش متفاوت)، در سطوح بارگذاری مختلف، تمامی احتمالات وقوع خرابی پیشرونده در گنبد موردمطالعه و همچنین الگوهای ناشی از گسترش این خرابیها در قسمتهای مختلف سازه، بررسی گردد. در ادامه به شرح مختصری از نتایج بهدستآمده پرداخته شده است:

- با اعمال ۱۰۰٪ تا ۱۴۰٪ بار ثقلی، تنها با حذف چهار عضو فشاری کناری مستقر بر روی خط تقارن سازه، خرابی پیشرونده در سازه ایجاد میشود. این در حالی است که با اعمال بار ثقلی با شدت ۱۵۰٪ و بیشتر، با حذف هرکدام از اعضای فشاری، خرابی پیشرونده در سازه ایجاد میشود.
- ۲) با اعمال ۱۰۰٪ تا ۱۳۰٪ بار ثقلی، حذف هیچ کدام از اعضای کششی منجر به خرابی پیشرونده در سازه نمی شود. با افزایش بار ثقلی به ۱۴۰٪، با حذف دوازده عضو کششی، خرابی پیشرونده در سازه ایجاد می شود. این در حالی است که با اعمال ۱۵۰٪ بار ثقلی و مقادیر بالاتر از آن، با حذف هر کدام از اعضای کششی، خرابی پیشرونده در سازه ایجاد می شود.
- ۳) با اعمال ۱۰۰٪ تا ۱۳۰٪ بار ثقلی، حذف هیچ کدام از تکیه-گاههای سازه، خرابی پیشرونده در سازه ایجاد نمی نماید. این در حالی است که با اعمال بار ثقلی با شدت ۱۴۰٪ حذف ۸ عدد از تکیه گاهها و با اعمال بار ثقلی بیشتر، حذف هر کدام از تکیه گاهها، باعث بروز خرابی پیشرونده در سازه می شود. خرابی پس از حذف تکیه گاه از اطراف گره مربوطه آغاز و در نوار پیرامونی سازه گسترش می یابد.
- ۴) با وجود این که حذف اعضای فشاری و کششی واقع در لایههای میانی و کناری گنبد موردمطالعه، در سطوح بارگذاری کم تری منجر به وقوع خرابی پیشرونده در سازه می شود، اما این خرابی موضعی بوده و فقط در اطراف عضو حذف شده ایجاد می شود.
- ۵) حذف اعضای فشاری و کششی در لایههای مرکزی گنبد موردبررسی، با وجود این که برای درصدهای پایین بار ثقلی، در سازه خرابی پیشرونده ایجاد نمی کند، لیکن حذف آنها خرابی کلی تری را در سازه به بار می آورد. خرابی پیشرونده از لایههای کناری اطراف عضو حذف شده شروع شده و به تدریج تمام حلقه بیرونی سازه را در بر می گیرد.
- ۶) به طور کلی هرچه عضو حذف شده نزدیک به رأس گنبد باشد، انتشار خرابی پیشرونده کلی تر خواهد بود که در بیشتر موارد خرابی پیشرونده در حلقه بیرونی گنبد موردمطالعه اتفاق افتاده و به سایر نقاط گسترش یافته است.

731.

- Lan TT, "Space frame structures", Structural Engineering Handbook, 1999, 24 (1), 24-50.
- National Building Regulations of Iran, Division 6: loading, Urban and Housing Ministry, 2013.
- Nie G, Zhang C, Dai J, Liu K, "Seismic damage investigation and seismic performance study of space double-layered lattice structure", Journal of Performance of Constructed Facilities, 2018, 32 (2), 04018003.
- OpenSees, "Open system for earthquake engineering simulation", Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2016.
- Parke GAR, "The behaviour of space trusses incorporating novel compression members", University of Surrey (United Kingdom), Ph.D. Dissertation, 1989.
- Ramaswamy G, Eekhout M, "Analysis, design and construction of steel space frames", 2002, Thomas Telford.
- Sadeghi A, "Assessing the simultaneous effects of horizontal and vertical components of earthquakes on the double layer barrel vaults", Journal of Civil and Environmental Engineering, 2015, 45, 2 (79), 35-45.
- Safari H, "Damage detection in space structures", Civil Engineering Department, Ph.D. Dissertation, 2016, University of Mohaghegh Ardabili.
- Seifollahi F, Sadeghi A, "Seismic behavior of tensegrity barrel vaults", Journal of Civil and Environmental Engineering, 2016, 45, 4 (81), 59-68.
- Seismic Design Provisions for Buildings: 2800 Standard of Iran, 4th Edition, Building and Housing Research Center, 2014.
- Sherman DR, "Latticed structures: State-of-the-art report", Journal of the Structural Division, 1976, 102 (11), 2197-2230.
- Taghizadieh N, Mohammadi M, Abedi K, Sadeghi A, "Investigation into the stability behavior of singlelayer barrel vault space structures", Journal of Civil and Environmental Engineering, 2012, 42 (2), 27-39.
- Xu G, "The resistance analysis of single-layer latticed dome progressive collapse", Southwest Jiaotong University, Chengdu, China (In Chinese), 2011.
- Yan J, Qin F, Cao Z, Fan F, Mo Y, "Mechanism of coupled instability of single-layer reticulated domes", Engineering Structures, 2016, 114, 158-170.
- Zhao X, Yan S, Chen Y, "Comparison of progressive collapse resistance of single-layer latticed domes under different loadings", Journal of Constructional Steel Research, 2017, 129, 204-214.
- Zhao X, Yan S, Chen Y, Xu Z, Lu Y, "Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of planar trusses", Engineering Structures, 2017, 135, 104-116.
- Zheng HD, Fan J, "Analysis of the progressive collapse of space truss structures during earthquakes based on a physical theory hysteretic model", Thin-Walled Structures, 2018, 123, 70-81.

در خاتمه، خاطرنشان میسازد که نتایج فوق، برای سازههای فضاکار گنبدی دولایه تحت بارگذاری متقارن معتبر بوده و بررسی خرابی پیشرونده در این سازهها تحت بارگذاری نامتقارن (نظیر بار برف) نیازمند مطالعات بیشتر میباشد.

8- مراجع

استاندارد ۲۸۰۰، "آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله"، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ویرایش چهارم، ۱۳۹۳.

مبحث شـشـم مقررات ملّی ساختمان، بارهای وارد بر ساختمان، مرکز تحقیقات راه، مسـکن و شـهرسـازی، ویرایش سـوم، ۱۳۹۲.

- Abbasi Mousavi SM, Abedi K, Chenaghlou MR, "Double domes free form space structures: stability behavior and imperfection sensitivity analysis", Journal of Civil and Environmental Engineering, 2016, 45, 4 (81), 81-95.
- Abedi K, Poursharifi M, Chenaghlou MR, "Stability analysis of double layer barrel vaults equipped with accordion force limiting device", Journal of Civil and Environmental Engineering, 2021, 51 (2), 73-82.
- Abedi K, Sheidaii M, "Investigation of double-layer grid space structure resistance to progressive collapse", Esteghlal, 2007, 1.
- Abedi K, Valinezhad M, "Investigation into the stability behavior of single-layer triple domes free-form reticulated space structure (triangular novation)", Journal of Civil and Environmental Engineering, 2022, 52 (2), 151-161.
- AISC, "Resistance factor design specification for structural steel buildings", 1999, Chicago.
- Davoodi MR, Amiri JV, Gholampour S, Mostafavian SA, "Determination of nonlinear behavior of a ball joint system by model updating", Journal of Constructional Steel Research, 2012, 71, 52-62.
- Fu F, Parke G, "Assessment of the progressive collapse resistance of double-layer grid space structures using implicit and explicit methods", International Journal of Steel Structures, 2018, 18 (3), 831-842.
- Gao F, Yang DB, Jin WH, "Sensitivity analysis on load carrying capacity of k6 single-layer reticulated shells to member failure [J]", Construction & Design for Project, 2009, 8.
- Gordini M, Habibi M, Tavana M, TahamouliRoudsari M, Amiri M, "Reliability analysis of space structures using monte-carlo simulation method", In Structures, 2018, Elsevier.
- Hadidi A, Chitsaz S, "Reliability-based optimal design of space structures using genetic algorithm", Journal of Civil and Environmental Engineering, 2018, 48, 1 (90), 13-22.
- Han Q, Liu M, Lu Y, Wang C, "Progressive collapse analysis of large-span reticulated domes", International Journal of Steel Structures, 2015, 15 (2), 261-269.
- Jihong Y, Nian Q, "Progressive collapse simulation based on DEM for single-layer reticulated domes", Journal of Constructional Steel Research, 2017, 128, 721-



EXTENDED ABSTRACT

Investigating the Pattern of Progressive Collapse in Double-Layer Dome Space Trusses

Amin Gholizad^{*}, Vahid Akrami, Sanaz Kheyrandish

Faculty of Civil Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

Received: 06 December 2019; Accepted: 17 March 2021

Keywords:

Fatigue, Stress concentration factor (SCF), Tubular KT-joint, Internal ring-stiffener, Parametric equation.

1. Introduction

Space structures lack non-structural members adding to their stiffness and strength. Also, these structures have lower degree of redundancy, and therefore the loss of an important member in them can result in collapse of the entire structure. Progressive failure in dome structures has been investigated by various researchers (Jihong and Nian 2017; Zhao et al. 2017; Fu and Parke 2018; Gordini et al. 2018; Zheng and Fan 2018). The purpose of this study is to identify the behavior of two-layer dome structures against the occurrence of progressive failure and to determine the relevant failure patterns. The occurrence and pattern of progressive failure in the studied dome is investigated by eliminating the compressive and tensile members as well as the support structures.

2. Methodology

2.1. Geometry

The model used in this study is based on studies by Safari (2016). A two-layer dome space truss with a height of 1.2 m and a radius of 7 m is studied in this paper. Fig. 1 displays the dimensional characteristics of the investigated space truss. Three types of pipe sections have been used in construction of the dome. Section profiles used for structural elements are given in Fig. 2. This figure also shows the group of elements for each type of pipe section.



Fig. 1. Dimensional characteristics of the investigated structure

* Corresponding Author

E-mail addresses: gholizad@uma.ac.ir (Amin Gholizad), v.akrami@uma.ac.ir (Vahid Akrami), sanazcivil73@gmail.com (Sanaz Kheyandish).



Fig. 2. Section profiles used for structural elements

2.2. FE modeling and validation

The studied structures are modeled and analyzed using the nonlinear dynamic analysis in opensees software. Members are modeled using "dispBeamColumn" element with an L/1000 imperfection at the midlength. "Steel02" uniaxial material is used to define stress-strain relationship. Modulus of elasticity and the yield stress for steel material is assumed to be 200 GPa and 250 MPa, respectively. To validate the models, a double-layered grid space truss whose test results were available in the literature (Parke 1989) was used at different levels of gravity loads. The geometry of the structure used for verification and comparison of results are shown in Fig. 3. According to the figure, it can be seen that there is a good agreement between experimental and numerical curves.



Fig. 3. Structure used for verification and comparison of results

3. Results and discussion

3.1. The occurrence of progressive collapse

For the considered dome structure under design loads (100% of the gravity loads) the progressive collapse occurs only by eliminating four compressive members located at the farthest points on four sides of the dome.

Fig. 4 displays vibration of the vertex of the dome after removing one of these compressive members. By increasing the gravity load to 140%, elimination of twelve tensile members and eight support nodes result in triggering the progressive collapse. Fig. 5 displays the location of members and supports which their elimination cause progressive collapse at 140% of the gravity loads.



Fig. 4. Vibration of the vertex of the dome after removal of member 123: a) location of the removed element, b) stress level at removed element, c) Vibration of the vertex of the dome



Fig. 5. Members and supports which their elimination cause progressive collapse at 140% of the gravity loads

By applying 150% of the gravity load or more, the progressive collapse occurs by eliminating every member (compressive or tensile) or support of the structure. Fig. 6 displays Pattern of progressive collapse for elimination of compressive members, tensile members and support nodes. For compressive and tensile members, elimination of one central and one side member is displayed. According to the figure, the progressive collapse occurs in the outer ring of the dome where the members are attached to the support nodes. Also it can be seen that, the more closer the removed member is to the center of dome, the more extensive the propagation of progressive collapse will be.



Fig. 6. Pattern of progressive collapse for elimination of compressive members, tensile members and supports

4. Conclusions

The occurrence and pattern of progressive failure in the studied dome is investigated by eliminating the compressive and tensile members as well as the support structures. Based on the results:

- By applying 100% to 140% of the gravity load, the progressive collapse occurs only by eliminating four compressive members located at four sides of the dome. However, by applying 150% of the gravity load or more, the progressive collapse occurs by eliminating every compressive member.
- By applying 100% to 130% of the gravity load, removing none of the tensile members results in occurrence of progressive collapse. By increasing the gravity load to 140%, elimination of twelve tensile members result in triggering the progressive collapse. However, by applying 150% of the gravity load or more, the progressive collapse occurs by eliminating every tensile member.
- By applying 100% to 130% of the gravity load, removing none of the supports results in occurrence of progressive collapse. By increasing the gravity load to 140%, elimination of eight supports and for more gravity loads elimination of every support result in triggering the progressive collapse.
- In most cases, the progressive collapse occurs in the outer ring of the dome and then propagates to other parts. In general, the more closer the removed member is to the center of dome, the more extensive the propagation of progressive collapse will be.

5. References

- Fu F, Parke G, "Assessment of the progressive collapse resistance of double-layer grid space structures using implicit and explicit methods", International Journal of Steel Structures, 2018, 18 (3), 831-842.
- Gordini M, Habibi M, Tavana M, TahamouliRoudsari M, Amiri M, "Reliability analysis of space structures using monte-carlo simulation method", In Structures, 2018, Elsevier.
- Jihong Y, Nian Q, "Progressive collapse simulation based on DEM for single-layer reticulated domes", Journal of Constructional Steel Research, 2017, 128, 721-731.
- Parke GAR, "The behaviour of space trusses incorporating novel compression members", University of Surrey (United Kingdom), Ph.D. Dissertation, 1989.
- Safari H, "Damage detection in space structures", Civil Engineering Department, Ph.D. Dissertation, 2016, University of Mohaghegh Ardabili.
- Zhao X, Yan S, Chen Y, "Comparison of progressive collapse resistance of single-layer latticed domes under different loadings", Journal of Constructional Steel Research, 2017, 129, 204-214.
- Zheng HD, Fan J, "Analysis of the progressive collapse of space truss structures during earthquakes based on a physical theory hysteretic model", Thin-Walled Structures, 2018, 123, 70-81.