

## The effect of shell versus membrane modeling of concrete slab on the nonlinear behaviour of intermediate moment frames

Mostafa zare shahneh<sup>1</sup>, Mohammad Reza Mirjalili<sup>2\*</sup>

1- MSc Student, department of civil engineering, Yazd University, Yazd, Iran

2- Assistant professor, department of civil engineering, Yazd University, Yazd, Iran

### ABSTRACT

*In the seismic analysis and design of lateral bearing systems, the contribution of slab bending stiffness is ignored due to its low ductility. So that the lateral bearing system must be able to resist the full seismic load without considering the capacity of the slab. In order to mention this concern in the structural models, it is necessary to consider the bending stiffness of the slab very small or to use the membrane behaviour modeling for the slab. This decision will cause the slab's bending capacity be unintentionally discounted under gravity loads which leads to uneconomical structural design. Regarding the slab contribution in analysis or not, in any case, in the earthquake the slab absorbs a part of seismic loads and neglecting its behaviour may cause some misleading results. In this paper, the effect of modeling approaches of concrete slabs on the seismic behaviour of intermediate moment frames is investigated. For this purpose, several concrete moment frames are designed and modeled with different values of the beam to slab bending stiffness ratio for one, three and five story buildings. The results show that the modeling of slab with shell behaviour causes a decrease of about 10% in the R-factor of the structure. On the other hand, in membrane models the R-factor of the structure has increased by about 10%. Therefore, as a practical design procedure for the low and mid-rise concrete intermediate moment frames which the contribution of seismic demands in beam members is not large in comparison with gravity demands, the shell modeling for slab members is proposed while the lateral system R-factor be considered as  $R=4.5$ .*

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 28 August 2023

**Revise Date:** 13 December 2023

**Accept Date:** 01 January 2024

### Keywords:

Concrete slab  
shell  
membrane  
ductility  
R-factor

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.412188.3198>

\*Corresponding author: Mohammad Reza Mirjalili.  
Email address: mirjalili@yazd.ac.ir

## بررسی تأثیر مدل‌های رفتاری پوسته‌ای و غشایی دال بر پاسخ غیرخطی سیستم قاب خمشی متوسط

مصطفی زارع شهنه<sup>۱</sup>، محمدرضا میرجلیلی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

### چکیده

در تحلیل و طراحی لرزه‌ای سیستم‌های باربر جانبی دارای کف دال، از مشارکت سختی خمشی دال در باربری صرف‌نظر می‌شود. به طوری که انتظار می‌رود سیستم باربر جانبی سازه بدون در نظر گرفتن مقاومت باربری لرزه‌ای دال قادر باشد تا تمام بار زلزله را تحمل نماید. برای لحاظ نمودن این امر در مدل‌های سازه‌ای، لازم است تا سختی خمشی دال بسیار کوچک در نظر گرفته شود و یا از رفتار غشایی برای مدل‌سازی دال استفاده گردد که باعث می‌شود در طراحی تیرها ناخواسته از ظرفیت مقاومت خمشی دال در بارهای ثقلی نیز صرف‌نظر گردد. در نتیجه طرح به‌دست‌آمده غیراقتصادی و نابهینه خواهد بود. از طرفی در واقعیت قسمتی از نیروی زلزله به دال منتقل شده و به دلیل رفتار غیرشکل‌پذیر دال، عملکرد سازه تحت نیروی جانبی زلزله ممکن است با انتظارات مطابقت نداشته باشد. در این پژوهش دامنه درستی فرضیه فوق بررسی شده و سهم دال در رفتار غیرخطی سیستم باربر جانبی ارزیابی گردیده است. بدین منظور برای حالت‌های مختلف نسبت سختی خمشی دال به تیر در قاب‌های خمشی متوسط یک، سه و پنج طبقه، عملکرد لرزه‌ای و غیرخطی سازه بررسی شده است. با مقایسه نتایج به طور کلی می‌توان گفت که مدل‌سازی دال با رفتار پوسته‌ای باعث کاهش حدوداً ۱۰ درصد در ضریب رفتار سازه می‌گردد. از طرف دیگر در مدل‌سازی دال با رفتار غشایی، ضریب رفتار سازه حدود ۱۰ درصد افزایش یافته است. از این رو به عنوان یک راهکار کاربردی در طراحی ساختمان‌های کوتاه و میان‌مرتبه قاب خمشی بتنی که سهم تلاش‌های لرزه‌ای نسبت به تلاش‌های ثقلی زیاد نیست، پیشنهاد می‌شود که مدل سازه‌ای با رفتار پوسته‌ای دال و ضریب رفتار  $R=4/5$  منظور گردد. در عین حال، استفاده از مدل رفتاری غشایی و افزایش ضریب رفتار توصیه نمی‌گردد.

کلمات کلیدی: دال بتنی، رفتار پوسته‌ای، رفتار غشایی، رفتار غیرخطی، شکل‌پذیری، ضریب رفتار.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2024.412188.3198">https://doi.org/10.22065/jsce.2024.412188.3198</a>	۱۴۰۳/۰۵/۳۱	۱۴۰۲/۱۰/۱۱	۱۴۰۲/۱۰/۱۱	۱۴۰۲/۰۹/۲۲	۱۴۰۲/۰۶/۰۶
محمدرضا میرجلیلی <a href="mailto:mirjalili@yazd.ac.ir">mirjalili@yazd.ac.ir</a>			*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

## ۱- مقدمه

در نظر گرفتن سختی خمشی دال در سازه و اثر آن در رفتار جانبی سازه، در جامعه مهندسی محاسب ایران مورد اختلاف قرار دارد. مراجع طراحی لرزه‌ای همچون استاندارد ۲۸۰۰ [۱]، بر عدم در نظرگیری سختی و مقاومت خمشی دال به عنوان قسمتی از سیستم باربر جانبی تاکید می‌ورزند، در عین حال سختی و مقاومت خمشی دال برای طرح ثقلی سیستم تیر-دال در روش‌هایی همچون طراحی مستقیم و قاب معادل در آیین‌نامه طراحی سازه‌های بتن‌آرمه آمریکا [۲] و آیین‌نامه بتن ایران [۳] به رسمیت شناخته شده است. نرم افزارهای شبیه‌سازی سازه، دو نوع رفتار پوسته‌ای<sup>۱</sup> و غشایی<sup>۲</sup> را برای مدل‌سازی دال در اختیار کاربر قرار می‌دهند. در مدل رفتاری پوسته-ای، تغییرشکل و سختی‌های داخل صفحه و خارج صفحه به طور کامل لحاظ می‌شود، در حالی که در مدل غشایی صرفاً تغییرشکل‌های داخل صفحه منظور می‌گردد. بنابراین می‌توان گفت که برای تحلیل و طراحی ثقلی تیر-دال‌ها باید از مدل پوسته‌ای و برای تحلیل لرزه‌ای سیستم‌های باربر جانبی شامل دال بتنی، از مدل غشایی استفاده نمود. طبیعتاً تحلیل سازه با این رویکرد در پروژه‌های کاربردی امکان پذیر نمی‌باشد. از این رو راهنماهای طراحی کاربردی سازه توصیه می‌کنند که در جهت محافظه‌کارانه از سختی خمشی دال‌ها به طور کلی چشم‌پوشی گردد. برای لحاظ نمودن این امر در مدل‌های سازه‌ای لازم است تا سختی خمشی دال بسیار کوچک در نظر گرفته شود و یا اینکه از رفتار غشایی برای مدل‌سازی دال استفاده گردد. این تصمیم باعث می‌شود تا از ظرفیت مقاومت خمشی دال در بارهای ثقلی نیز صرف نظر شود. در نتیجه مقدار آرماتور مورد نیاز مخصوصاً در تیرها به طور چشم‌گیری افزایش می‌یابد و طرح به‌دست‌آمده غیراقتصادی خواهد بود. از طرفی در واقعیت، قسمتی از نیروی زلزله به دال منتقل شده و به دلیل رفتار غیرشکل‌پذیر دال، عملکرد سازه تحت نیروی جانبی زلزله ممکن است با انتظارات مطابقت نداشته باشد.

در این پژوهش، در ابتدا با مدل‌سازی پارامتریک، نمونه‌های متعددی از سیستم تیر-دال با نسبت‌های مختلف سختی دال به تیر ساخته شده و با منظور نمودن حالت‌های مختلف مدل رفتار دال، سهم آرماتورهای خمشی تیر ناشی از نیروهای ثقلی و زلزله مقایسه شده‌اند. همچنین با مدل‌سازی غیرخطی دال در سیستم قاب خمشی متوسط، عملکرد لرزه‌ای سازه بررسی شده است. در ضمن مقایسه‌ای بین عملکرد دو نوع سازه که حاصل طراحی با و بدون منظور نمودن سختی و مقاومت دال در باربری جانبی هستند، صورت گرفته است. در نهایت به عنوان یک روش کاربردی و بهینه، ضریب رفتار مجزایی برای ساختمان‌های دارای سیستم کف دال ارائه گردیده است.

## ۲- پژوهش‌های انجام شده

اثرگذاری سختی دال در رفتار جانبی سازه‌ها امری انکارناپذیر است. آنچه شاید مورد تردید باشد، میزان و شدت این اثرگذاری در ساختمان‌های با شرایط سازه‌ای مختلف است. پژوهش‌هایی که در این زمینه انجام شده است، بیشتر به موضوعاتی نظیر بررسی خرابی‌ها و رفتار لرزه‌ای دال تخت در سازه‌های مختلف در زلزله پرداخته‌اند. عمده این تحقیقات در خصوص اتصال ستون به دال و رفتار برشی دال در محل اتصال به ستون می‌باشند. از آن جمله می‌توان به مراجع [۴ تا ۱۳] اشاره نمود.

برسید ايسوفی و همکاران (۲۰۲۱)، اثر آرماتورهای خمشی بر عملکرد لرزه‌ای اتصالات دال تخت به ستون را مورد ارزیابی قرار دادند. در این پژوهش پنج نمونه با شرایط مشابه، تحت بارگذاری عمودی ثابت و جابجایی‌های افقی چرخه‌ای مورد آزمایش و تجزیه و تحلیل قرار گرفتند. در بین این نمونه‌ها، آرماتور خمشی از ۰/۶۴ تا ۱/۳۴ درصد متغیر و مقدار تقریبی نسبت برشی ثقلی اعمال شده (نسبت بار ثقلی اعمال شده به مقاومت برشی دوطرفه) حدود ۵۵٪ بود. نتایج نشان می‌دهد که عملکرد در اثر بارگذاری چرخه‌ای تحت تأثیر میزان تقویت خمشی قرار می‌گیرد، حتی اگر نسبت برشی ثقلی نمونه‌ها تقریباً یکسان باشد [۴]. این موضوع نشان می‌دهد که مقدار آرماتورهای خمشی و توزیع آن در تیر و دال نقش مهمی در رفتار غیرخطی سیستم تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای جانبی دارد. نویشری و ساهانا (۲۰۱۴)، به مقایسه عملکرد لرزه‌ای سازه‌های با دال‌های تخت و دال‌های با تیر (قاب خمشی) پرداختند. در این کار شش مدل با قاب خمشی بتنی و دال تخت با ۳، ۸ و ۱۲ طبقه در نظر گرفته شده است. عملکرد دال تخت و آسیب‌پذیری مدل‌های قاب و دال تخت

1-Shell  
2 Membrane

تحت شرایط بار مختلف مورد بررسی قرار گرفته و منطقه لرزه‌ای با خاک نوع چهار در نظر گرفته شده است. رفتار لرزه‌ای ساختمان برای ارتفاعات مختلف تجزیه و تحلیل شده‌اند و مشاهده گردید برش پایه با افزایش ارتفاع به شدت افزایش می‌یابد. همچنین برش پایه ساختمان با دال تخت کمتر از ساختمان با قاب خمشی و تفاوت بین این دو از ۸ تا ۱۳ درصد متغیر بود [۵]. گیلبرت و ساکا (۲۰۱۷)، شکل‌پذیری و نحوه خرابی دال‌های بتنی تقویت شده با صفحات سیمی جوش داده شده را مورد بررسی قرار داده‌اند. در این تحقیق نتایج آزمایش‌های روی یازده چشمه دال بتنی ارائه شده است. در این آزمایش‌ها دال‌ها تحت بارهای عرضی کنترل شده با فاصله اضافی قرار گرفتند. شکل‌پذیری، نحوه خرابی و مقاومت دال‌ها در این مقاله ارائه و ارزیابی شده است [۶]. پاتیل و همکاران (۲۰۱۸)، رفتار دال تخت و سازه تحت بارگذاری لرزه‌ای را مورد بررسی قرار دادند. برای این منظور سازه‌هایی با قاب معمولی و دال تخت با ارتفاع‌های مختلف برای ترکیب‌های بارگذاری استاتیکی مدل‌سازی و تحلیل شدند. مقایسه رفتار لرزه‌ای بین مدل‌ها برای ناحیه لرزه‌ای ۷ انجام شد. نتایج نشان داد که جابجایی طبقات در ساختمان با دال تخت به طور قابل توجهی بیشتر از ساختمان با قاب معمولی است [۷]. حسن سسلی و همکاران (۲۰۲۳)، رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های دارای سیستم‌های دال تخت تحت زلزله‌های نزدیک به گسل را مورد بررسی قرار دادند. آنها نشان دادند که رفتار سازه به فاصله سازه تا ناحیه گسل، نسبت سرعت اوج زمین به شتاب اوج زمین<sup>۳</sup>، مدت زمان پالس سرعت حرکت زمین و دوره طبیعی سازه بستگی دارد. همچنین نسبت سرعت اوج زمین به شتاب اوج زمین روی سیستم‌های دال تخت بسیار مؤثر است [۸]. پرادپ لنده و آنیکت بی‌راوت (۲۰۱۵)، به بررسی رفتار سیستم‌های دال تخت پرداختند. در این پژوهش بررسی به صورت پارامتریک برای مقایسه پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های دال تخت، دال تخت با تیرهای محیطی، دال تخت با دیوار برشی، دال تخت با سرستون انجام شد. بدین منظور برای سیستم‌های مطرح شده مدل‌هایی با ارتفاعات مختلف انتخاب گردید. سپس با استفاده از نرم‌افزار ایتبس، تحلیل دینامیکی خطی و تحلیل غیرخطی انجام و رفتار لرزه‌ای مدل‌ها با یکدیگر مقایسه شد. نتایج نشان داد که جابجایی طبقات برای ساختمان با دال تخت در مقایسه با ساختمان قاب خمشی بیشتر است [۹]. محمد تگوه و همکاران (۲۰۲۲)، رفتار لرزه‌ای مدل‌های سازه‌ای دو ساختمان با سیستم دوگانه و دیگری دال تخت با سرستون و دیوار برشی را بررسی کردند. در این مطالعه یک ساختمان با سیستم دال تخت با سرستون و دیوار برشی در مقایسه با مدل سازه‌ای دیگر با استفاده از سیستم دوگانه بررسی شده‌اند. پاسخ‌های سازه شامل نیروهای برش پایه، رانش طبقه و جابجایی طبقه است. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده مشاهده گردید که مقاومت سازه با سیستم دوگانه در برابر نیروهای زلزله نسبت به سیستم اول بیشتر است [۱۰]. آلتوگ اربریک و امرو النشایی (۲۰۰۴)، شکنندگی سازه‌های دال تخت را بررسی نمودند. مجموعه‌ای از شتابنگاشت‌های زلزله سازگار با طیف طراحی انتخاب شده و پاسخ غیرخطی برای بررسی رفتار سازه‌ای استفاده شد. منحنی‌های شکنندگی توسعه‌یافته از این مطالعه با منحنی‌های شکنندگی به‌دست‌آمده برای قاب‌های خمشی بتنی مقایسه شدند. نتایج بیانگر این بود که تلفات زلزله برای سازه‌های دال تخت در همان محدوده قاب‌های خمشی است [۱۱]. مگالی و قالی (۲۰۰۰)، به مدل‌سازی المان محدود اتصالات دال-ستون بتنی، که در قسمت داخلی و لبه قرار دارند، پرداختند. نتایج تحلیل عددی نشان داد که مدل آن‌ها این امکان را دارد که ظرفیت نهایی و تغییرشکل‌های نمونه‌های دال-ستون از هم گسیخته شده تحت نیروی برش دوطرفه را به خوبی نشان دهد. همچنین تحقیقات نشان‌دهنده این بود که ابعاد مش‌بندی و موقعیت تکیه‌گاه‌های دال، بر نتایج تحلیل دال اثری ندارد [۱۲]. رابرتسون و جانسون (۲۰۰۴)، سه نمونه اتصال دال-ستون را تحت بار محوری و بار جانبی (چرخه‌ای) به صورت همزمان گذاشتند تا اثر میزان درصد میلگرد را بر عملکرد اتصالات بررسی کنند. آنها به این نتیجه رسیدند که با افزایش درصد میلگرد از ۰/۳ درصد به ۰/۸ درصد، بیشینه بار جانبی که برای اتصال قابل تحمل است افزایش می‌یابد ولی باعث کاهش شکل‌پذیری اتصال می‌گردد [۱۳].

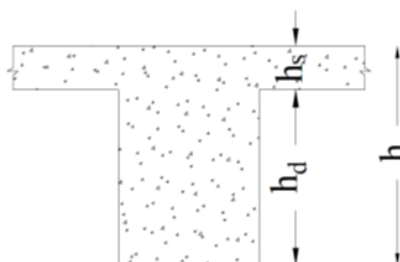
همانطور که ملاحظه می‌گردد، عمده تحقیقات در حوزه رفتار لرزه‌ای دال‌ها مرتبط با دال‌های تخت بوده و از این میان اکثراً رفتار برشی دال، رفتار اتصال دال به ستون و رفتار سیستم باربر جانبی بررسی شده است. پژوهش مستقیمی که تأثیر پارامترهای خمشی دال بر رفتار جانبی سازه را مورد بررسی قرار داده باشد، انجام نشده است، زیرا به صورت پیش فرض تقریباً در تمامی پژوهش‌ها سیستم باربر جانبی با فرض عدم مشارکت دال در باربری جانبی، طراحی شده است. با توجه به این موضوع هدف اصلی در این مقاله، بررسی تأثیرگذاری رفتار خمشی دال بر رفتار غیرخطی سیستم باربر جانبی سازه می‌باشد.

## ۳- روش تحقیق

## - معرفی متغیر مؤثر

برای اینکه میزان تاثیرگذاری رفتار خمشی دال بتنی بر رفتار جانبی سازه برای حالت‌های مختلف بررسی شود، نیاز است تا متغیرهای مؤثر معرفی شوند. از مهم‌ترین عوامل، می‌توان به مواردی از قبیل سختی خمشی دال، سختی جانبی سازه بدون دال (قاب)، نسبت سختی تیر به دال، شکل‌پذیری و رفتار غیرخطی دال و قاب اشاره نمود.

از میان متغیرهای فوق، می‌توان اظهار کرد که نسبت سختی تیر به دال، بیشترین تأثیر را در میزان مشارکت دال در رفتار جانبی سازه دارد. برای منظور کردن این متغیر، در تعریف مدل‌های سازه‌ای نسبت مقدار آویز تیر به ارتفاع تیر ملاک عمل قرار گرفته است. در شکل ۱ پارامترهای تعیین‌کننده در نسبت سختی تیر به دال معرفی شده است.  $h_s$  ضخامت دال،  $h_d$  مقدار آویز تیر و  $h$  ارتفاع تیر است.



شکل ۱: مقطع تیر دال.

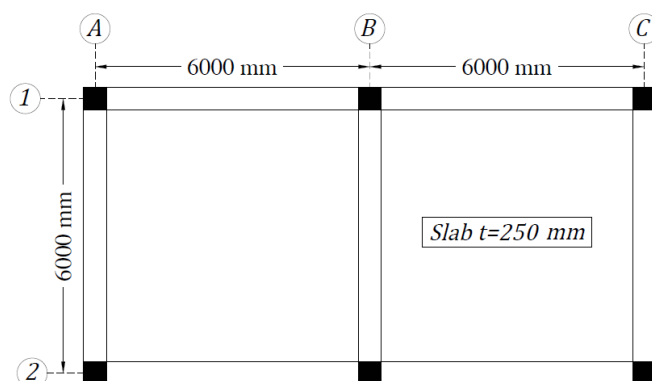
برای عدم دخالت عوامل دیگر در مقایسه پاسخ‌ها، ابعاد ستون‌ها و ضخامت دال برای مدل‌های مورد بررسی یکسان فرض شده است ولی مقدار آویز تیر متغیر است. نسبت هندسی آویز تیر به ارتفاع تیر به نوعی بیانگر نسبت سختی تیر به دال می‌باشد. در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های بتنی نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال که خطوط مرکزی پانل‌های مجاور در هر طرف تیر، در صورت وجود محدود می‌شود با متغیر  $\alpha_f$  شناخته می‌شود [۳]. هر چه نسبت آویز تیر به ارتفاع تیر بیشتر باشد، نسبت سختی تیر به دال بیشتر بوده و مقدار لنگر بیشتری سهم تیر خواهد داشت. مقدار  $\alpha_f$  از رابطه (۱) محاسبه می‌شود.

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (1)$$

در رابطه (۱)  $E_{cb}$ ، مدول الاستیسیته بتن تیر،  $E_{cs}$  مدول الاستیسیته بتن دال،  $I_b$  ممان اینرسی مقطع ناخالص تیر و  $I_s$  ممان اینرسی مقطع ناخالص دال می‌باشد.

## - معرفی مدل‌ها و نحوه مدل‌سازی

برای در نظرگیری پارامتر  $\alpha_f$ ، مدل‌های یک طبقه، سه طبقه و پنج طبقه با پلان مطابق با شکل ۲ در نظر گرفته شده است. این پلان به گونه‌ای منظور شده که تقارن در سازه را حاصل نمایند تا بتوان از پیچش و ضریب نامعینی و دیگر عوامل تاثیرگذار صرف‌نظر کرد. برای در نظرگیری بیشترین شدت اثر، موقعیت تیر میانی سازه در پلان مورد بررسی قرار گرفته است. ابعاد دهانه دال مطابق ابعاد کاربردی رایج در ساختمان‌ها و مقدار ثابت ۶ متر می‌باشد. در این پژوهش سیستم دال دو طرفه مد نظر بوده است.



شکل ۲: هندسه پلان.

ضخامت دال در تمام مدل‌ها برابر ۲۵۰ میلی‌متر منظور شده است. مقادیر آویز تیر در پنج حالت: بدون آویز، ۵۰ میلی‌متر، ۱۰۰ میلی‌متر، ۱۵۰ میلی‌متر و ۲۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده و مقدار ضریب  $\alpha_f$  برای این حالات به ترتیب حدود ۰/۱، ۰/۱۵، ۰/۲۵، ۰/۳۵ و ۰/۵ می‌باشد که در جدول ۱ نشان داده شده است.

جدول ۱: مقادیر  $\alpha_f$  مورد بررسی.

مقادیر					واحد	پارامتر
۴۵۰	۴۰۰	۳۵۰	۳۰۰	۲۵۰	mm	$h$
۲۰۰	۱۵۰	۱۰۰	۵۰	۰	mm	$h_d$
۰/۴۴	۰/۳۸	۰/۳۸	۰/۱۶	۰	-	$h_d/h$
۰/۵	۰/۳۵	۰/۲۵	۰/۱۵	۰/۱	-	$\alpha_f$

برای بررسی تأثیر منظور نمودن سختی خمشی و مقاومت خمشی دال و عدم منظور نمودن آن در طراحی سازه، سه نوع رویکرد مدل‌سازی دال در نظر گرفته شده است:

۱- حالت اول، رویکرد مدل‌سازی دال با رفتار پوسته‌ای تحت بارهای ثقلی و لرزه‌ای می‌باشد. در این حالت سختی و مقاومت خمشی دال هم در بارهای ثقلی و هم در برابر بارهای جانبی سازه مشارکت داده می‌شود. دال‌ها در این نحوه مدل‌سازی با توجه به سختی خمشی خود و تیرهای پیرامونی، در باربری ثقلی مشارکت کرده و علاوه بر آن بارهای سطحی را به تکیه‌گاه‌های خود منتقل می‌کنند. در این حالت، قسمتی از بارهای لرزه‌ای نیز بین دال و تیر تقسیم شده و به این ترتیب دال در باربری جانبی زلزله مشارکت می‌کند که البته آیین‌نامه‌های لرزه‌ای این رفتار را نمی‌پذیرند.

۲- حالت دوم، رویکرد مدل‌سازی دال با رفتار غشایی تحت بارهای ثقلی و لرزه‌ای می‌باشد. در این حالت از سختی و مقاومت خمشی دال در باربری ثقلی و جانبی صرف‌نظر می‌شود. دال‌ها در این نحوه مدل‌سازی صرفاً اعضای هستند که بارهای سطحی ثقلی را به صورت مثلثی یا دوزنقه به تیرهای پیرامون خود منتقل می‌کنند و نقشی در کمک کردن به مقاومت خمشی تیرها ندارند. تیرها به صورت مستقل بدون منظور نمودن مقاومت خمشی دال باید بتوانند این بارها را تحمل نمایند که البته باعث طراحی دست بالای تیرها می‌گردد. هر چند با این روش مدل‌سازی، انتظارات آیین‌نامه‌های لرزه‌ای برای عدم منظور نمودن سختی و مقاومت دال‌ها در محاسبه سیستم باربر جانبی در برابر بارهای لرزه‌ای برآورده می‌شود.

۳- حالت سوم، رویکرد ترکیبی<sup>۴</sup> می‌باشد، بدین صورت که دو مدل سازه، یکی با رفتار پوسته‌ای دال جهت طراحی سازه تحت بارهای ثقلی و یکی با رفتار غشایی دال جهت طراحی سازه تحت بارهای لرزه‌ای، ساخته شده و پاسخ‌ها و تلاش‌های به‌دست‌آمده از هر کدام از مدل‌ها با توجه به ترکیب بار بحرانی با هم ترکیب می‌شوند و مساحت آرمتاتور مورد نیاز برای اعضا از پاسخ ترکیب شده محاسبه می‌شود.

با توجه به توضیحاتی که در بخش مقدمه ارائه گردید، این روش مدل‌سازی نزدیکترین رویکرد به الزامات آیین‌نامه‌ای (منظور نمودن سختی و مقاومت خمشی دال در باربری ثقلی، عدم در نظرگیری آن در باربری لرزه‌ای) می‌باشد. هرچند که اعمال این نحوه مدل‌سازی در پروژه‌های کاربردی امکان‌پذیر نیست، ولی به جهت مقایسه نتایج رویکردهای مختلف، در این پژوهش استفاده شده است.

لازم به توضیح است که رویکردهای فوق با هدف طراحی سیستم باربر سازه‌ای (مشخصاً تیرها) بوده و در هر صورت دال‌ها به صورت جداگانه باید بتوانند با منظور نمودن رفتار واقعی (پوسته‌ای)، لنگرها و سایر نیازهای ایجاد شده را تحمل کنند.

با توجه به توضیحاتی که در ارتباط با رویکردهای مورد بررسی داده شد و همچنین با توجه به جدول ۱، مدل‌های سازه‌ای مورد بررسی با انواع رفتار سقف (غشایی، پوسته‌ای و ترکیبی) و مقادیر مختلف  $\alpha_f$  معرفی شده است. برای تمام مقادیر  $\alpha_f$  مدل ساختمان‌های یک طبقه، سه طبقه و پنج طبقه ساخته شده‌اند.

بارگذاری و تحلیل مدل‌ها بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸ [۱۴] و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱] صورت گرفته است. جهت تحلیل لرزه‌ای از روش تحلیل استاتیکی بر روی خاک نوع ۲ استفاده شده است. منطقه لرزه‌ای، پهنه لرزه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد و بارگذاری ثقلی برای ساختمان مسکونی متعارف منظور شده است. برای جلوگیری از دخالت اثر ضریب نامعینی در نتایج این تحقیق، این ضریب در محاسبات مربوط به تمام مدل‌ها، برابر یک در نظر گرفته شده است. پلان و دیگر موارد مرتبط به طوری انتخاب شده است که ضریب نامعینی به صورت معمول اثری در نتایج نداشته باشد. مدل‌سازی و تحلیل خطی مدل‌ها در نرم‌افزار ایتبس ۱۶.۲.۱ انجام شده و بر اساس تلاش‌های به‌دست‌آمده از تحلیل، طراحی سطح مقطع تیر و دال در تکیه‌گاه و وسط دهانه به صورت دستی بر اساس آیین‌نامه طراحی سازه‌های بتن‌آرمه آمریکا و بر مبنای ترکیب بار لرزه‌ای  $1/2D+0/5L+E$  صورت گرفته است.

جهت بررسی رفتار غیرخطی رویکردهای طراحی فوق، بر اساس نتایج به‌دست آمده از طراحی، مدل‌های غیرخطی متناظر در نرم‌افزار سپ ۲۴.۰.۰ ساخته شده‌اند. جهت مدل‌سازی رفتار غیرخطی دال از مدل رفتاری غیرخطی لایه‌ای<sup>۵</sup> استفاده شده است. همچنین برای در نظرگیری اثر رفتار دوبعدی دال، تیرها در این مدل‌ها به صورت عناصر سطحی غیرخطی تعریف گردیده‌اند. عناصر سطحی با مدل رفتار غیرخطی لایه‌ای، برای هر مدل سازه‌ای با توجه به مقدار آرماتورهای به دست آمده از طراحی با رویکردهای سه‌گانه اشاره شده ساخته و به نرم‌افزار معرفی شده‌اند. رفتار غیرخطی فولاد مصرفی بر اساس مدل اسماعیلی و ژیاثو [۱۵] و رفتار غیرخطی بتن محصور و غیرمحصور بر اساس مدل ماندر می‌باشند [۱۶]. لازم به ذکر است که در دال‌ها به دلیل نداشتن خاموت از بتن غیرمحصور و در تیرها و ستون‌ها از بتن محصور استفاده شده است. صحت‌سنجی روش مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار سپ، با نتایج آزمایشگاهی فرانک جی و کیو و محمد باسیل امارا [۱۷] صورت گرفته و جزئیات آن در مرجع [۱۸] ارائه شده است. برای استخراج منحنی ظرفیت سازه و مقایسه رفتار جانبی مدل‌ها از تحلیل استاتیکی غیرخطی بر اساس آیین‌نامه ارزیابی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود آمریکا [۱۹] و تابع طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.

#### ۴- بحث بر روی نتایج

در این بخش، نتایج حاصل از تحلیل و طراحی مدل‌های خطی و همچنین مدل‌های غیرخطی با هم مقایسه شده‌اند. در ابتدا برای تعیین سهم مشارکت دال در جذب لنگر خمشی حاصل از بارهای ثقلی و زلزله در حالت‌های مختلف مدل رفتاری پوسته‌ای و غشایی، مقادیر به‌دست‌آمده از تحلیل مدل خطی در مقاطع تکیه‌گاه و وسط دهانه به ترتیب در جدول ۲ برای سازه یک طبقه و در جدول ۳ برای سازه سه طبقه و در جدول ۴ برای سازه پنج طبقه با هم مقایسه شده‌اند. در این جداول مساحت آرماتور خمشی مورد نیاز برای مقطع تکیه‌گاه و مقطع وسط دهانه تیر و دال بر اساس طراحی مدل‌ها، لنگر خمشی استخراج شده و بر اساس آنها مقادیر آرماتور خمشی لازم محاسبه و گزارش شده است. در جدول‌های ۲ تا ۴ مقادیر ذکر شده بیانگر پارامترهای ذیل می‌باشد:

$A_{s,beam}$  : مساحت آرماتور خمشی مورد نیاز تیر

$A_{s,slab}$  : مساحت آرماتور خمشی مورد نیاز دال

$A_{s,beam+slab}$  : مجموع مساحت آرماتور خمشی مورد نیاز تیر و دال

$A_{s,b/(b+s)}$  : نسبت مساحت آرماتور خمشی مورد نیاز تیر به مجموع مساحت آرماتور خمشی مورد نیاز تیر و دال

جدول ۲: مقایسه مساحت آرماتور مورد نیاز در مقطع تکیه گاهی و وسط دهانه تیر و دال مدل های یک طبقه.

$\alpha_f$	Model	$A_{s,beam}$	$A_{s,slab}$	$A_{s,beam+slab}$	$A_{s,b/(b+s)}$	$A_{s,beam}$	$A_{s,slab}$	$A_{s,beam+slab}$	$A_{s,b/(b+s)}$
		mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-
مقطع تکیه گاهی					مقطع وسط دهانه				
۰/۱	compound	۱۱۳۰	۱۰۴۰	۲۱۷۰	۰/۵۲	۳۵۰	۲۶۳۰	۲۹۸۰	۰/۱۲
	shell	۱۱۴۰	۱۶۰۰	۲۷۴۰	۰/۴۲	۳۵۰	۲۶۴۰	۲۹۹۰	۰/۱۲
	membrane	۳۰۷۰	۷۷۰	۳۸۴۰	۰/۸۰	۱۴۳۰	۷۷۰	۲۲۰۰	۰/۶۵
۰/۱۵	compound	۱۱۲۰	۱۰۲۰	۲۱۴۰	۰/۵۲	۴۴۰	۲۳۵۰	۲۷۹۰	۰/۱۶
	shell	۱۰۸۰	۱۶۱۰	۲۶۹۰	۰/۴۰	۴۴۰	۲۳۵۰	۲۷۹۰	۰/۱۶
	membrane	۲۲/۵	۷۷۰	۳۰۲۰	۰/۷۴	۱۱۶۰	۷۷۰	۱۹۳۰	۰/۶۰
۰/۲۵	compound	۱۱۱۰	۹۱۰	۲۰۲۰	۰/۵۵	۵۳۰	۲۱۳۰	۲۶۶۰	۰/۲۰
	shell	۱۰۴۰	۱۵۰۰	۲۵۴۰	۰/۴۱	۵۳۰	۲۱۳۰	۲۶۶۰	۰/۲۰
	membrane	۱۸۱۰	۷۷۰	۲۵۸۰	۰/۷۰	۹۵۰	۷۷۰	۱۷۲۰	۰/۵۵
۰/۳۵	compound	۱۰۸۰	۷۷۰	۱۸۵۰	۰/۴۲	۶۱۰	۱۹۴۰	۲۵۵۰	۰/۲۴
	shell	۹۹۰	۱۳۳۰	۲۳۲۰	۰/۴۳	۶۱۰	۱۹۴۰	۲۵۵۰	۰/۲۴
	membrane	۱۵۸۰	۷۷۰	۲۳۵۰	۰/۶۷	۸۹۰	۷۷۰	۱۶۶۰	۰/۵۴
۰/۵	compound	۱۰۴۰	۷۷۰	۱۸۱۰	۰/۵۷	۷۰۰	۱۷۷۰	۲۴۷۰	۰/۲۸
	shell	۹۵۰	۱۲۳۰	۲۱۸۰	۰/۴۴	۷۰۰	۱۷۷۰	۲۴۷۰	۰/۲۸
	membrane	۱۴۱۰	۷۷۰	۲۱۸۰	۰/۶۵	۷۶۰	۷۷۰	۱۵۳۰	۰/۵۰

جدول ۳: مقایسه مساحت آرماتور مورد نیاز در مقطع تکیه گاهی و وسط دهانه تیر و دال مدل های سه طبقه.

$\alpha_f$	Model	$A_{s,beam}$	$A_{s,slab}$	$A_{s,beam+slab}$	$A_{s,b/(b+s)}$	$A_{s,beam}$	$A_{s,slab}$	$A_{s,beam+slab}$	$A_{s,b/(b+s)}$
		mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-
مقطع تکیه گاهی					مقطع وسط دهانه				
۰/۱	compound	۱۱۹۰	۱۲۵۰	۲۴۴۰	۰/۴۸	۳۵۰	۲۴۴۰	۲۷۹۰	۰/۱۳
	shell	۱۱۸۰	۱۷۶۰	۲۹۴۰	۰/۴۰	۳۵۰	۲۴۵۰	۲۸۰۰	۰/۱۳
	membrane	۳۱۰۰	۷۷۰	۳۸۷۰	۰/۸۰	۱۴۱۰	۷۷۰	۲۱۸۰	۰/۶۵
۰/۱۵	compound	۱۱۶۰	۱۲۱۰	۲۳۷۰	۰/۴۸	۴۴۰	۲۱۵۰	۲۵۹۰	۰/۱۷
	shell	۱۱۳۰	۱۷۴۰	۲۸۷۰	۰/۳۹	۴۴۰	۲۱۶۰	۲۶۰۰	۰/۱۷
	membrane	۲۲۱۰	۷۷۰	۲۹۸۰	۰/۷۴	۱۰۹۰	۷۷۰	۱۸۶۰	۰/۵۹
۰/۲۵	compound	۱۱۴۰	۱۱۴۰	۲۲۸۰	۰/۵۰	۵۳۰	۱۹۱۰	۲۴۴۰	۰/۲۲
	shell	۱۰۹۰	۱۶۸۰	۲۷۷۰	۰/۳۹	۵۳۰	۱۹۱۰	۲۴۴۰	۰/۲۲
	membrane	۱۸۱۰	۷۷۰	۲۵۸۰	۰/۷۰	۹۱۰	۷۷۰	۱۶۸۰	۰/۵۴
۰/۳۵	compound	۱۱۱۰	۱۰۷۰	۲۱۸۰	۰/۵۱	۶۱۰	۱۷۲۰	۲۳۳۰	۰/۲۶
	shell	۱۰۵۰	۱۶۰۰	۲۶۵۰	۰/۳۹	۶۱۰	۱۷۲۰	۲۳۳۰	۰/۲۶
	membrane	۱۵۸۰	۷۷۰	۲۳۵۰	۰/۶۷	۷۹۰	۷۷۰	۱۵۳۰	۰/۵۲
۰/۵	compound	۱۰۸۰	۱۰۱۰	۲۰۹۰	۰/۵۱	۷۰۰	۱۵۶۰	۲۲۶۰	۰/۳۱
	shell	۱۰۱۰	۱۵۲۰	۲۵۳۰	۰/۴۰	۷۰۰	۱۵۶۰	۲۲۶۰	۰/۳۱
	membrane	۱۴۱۰	۷۷۰	۲۱۸۰	۰/۶۵	۸۱۰	۷۷۰	۱۵۸۰	۰/۵۱

جدول ۴: مقایسه مساحت آرماتور مورد نیاز در مقطع تکیه‌گاهی و وسط دهانه تیر و دال مدل‌های پنج طبقه.

$\alpha_f$	Model	$A_{s,beam}$	$A_{s,slab}$	$A_{s,beam+slab}$	$A_{s,b/(b+s)}$	$A_{s,beam}$	$A_{s,slab}$	$A_{s,beam+slab}$	$A_{s,b/(b+s)}$
		mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	-
مقطع تکیه‌گاهی					مقطع وسط دهانه				
۰/۱	compound	۱۱۵۰	۱۲۱۰	۲۳۶۰	۰/۴۹	۳۵۰	۲۴۳۰	۲۷۸۰	۰/۱۳
	shell	۱۱۴۰	۱۶۲۰	۲۷۶۰	۰/۴۱	۳۵۰	۲۴۳۰	۲۷۸۰	۰/۱۳
	membrane	۳۱۲۰	۷۷۰	۳۸۹۰	۰/۸۰	۱۴۱۰	۷۷۰	۲۱۸۰	۰/۶۵
۰/۱۵	compound	۱۱۲۰	۱۲۰۰	۲۳۲۰	۰/۴۸	۴۴۰	۲۱۴۰	۲۵۸۰	۰/۱۷
	shell	۱۰۹۰	۱۶۳۰	۲۷۲۰	۰/۴۰	۴۴۰	۲۱۴۰	۲۵۸۰	۰/۱۷
	membrane	۲۱۵۰	۷۷۰	۲۹۲۰	۰/۷۴	۱۰۹۰	۷۷۰	۱۸۶۰	۰/۵۹
۰/۲۵	compound	۱۰۹۰	۱۱۲۰	۲۲۱۰	۰/۴۸	۵۳۰	۱۹۱۰	۲۴۴۰	۰/۲۲
	shell	۱۰۴۰	۱۵۶۰	۲۶۰۰	۰/۴۰	۵۳۰	۱۹۱۰	۲۴۴۰	۰/۲۲
	membrane	۱۷۶۰	۷۷۰	۲۵۳۰	۰/۷۰	۹۱۰	۷۷۰	۱۶۸۰	۰/۵۴
۰/۳۵	compound	۱۰۶۰	۱۰۷۰	۲۱۳۰	۰/۴۹	۶۲۰	۱۷۱۰	۲۳۳۰	۰/۲۷
	shell	۱۰۰۰	۱۴۹۰	۲۴۹۰	۰/۴۰	۶۲۰	۱۷۱۰	۲۳۳۰	۰/۲۷
	membrane	۱۵۲۰	۷۷۰	۲۲۹۰	۰/۶۶	۷۹۰	۷۷۰	۱۵۶۰	۰/۵۱
۰/۵	compound	۱۰۲۰	۹۹۰	۲۰۱۰	۰/۵۱	۷۰۰	۱۵۴۰	۲۲۴۰	۰/۳۱
	shell	۹۶۰	۱۴۰۰	۲۳۶۰	۰/۴۱	۷۰۰	۱۵۴۰	۲۲۴۰	۰/۳۱
	membrane	۱۲۵۰	۷۷۰	۲۱۲۰	۰/۶۴	۷۰۰	۷۷۰	۱۴۷۰	۰/۴۸

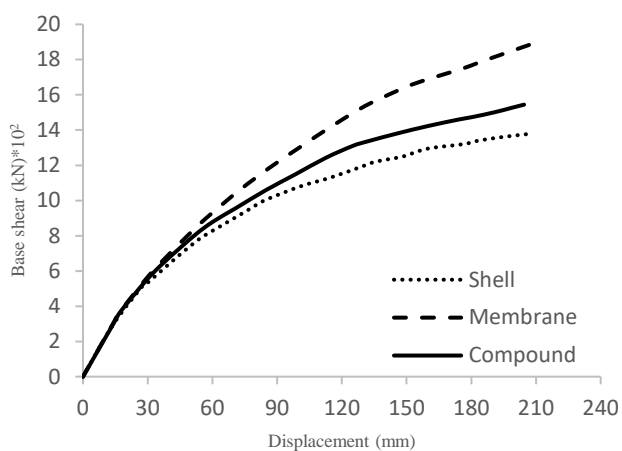
مشاهده می‌شود که در مقطع تکیه‌گاه، استفاده از رفتار پوسته‌ای (در بارگذاری ثقلی و جانبی) نسبت به مدل‌سازی ترکیبی دال (رفتار پوسته‌ای در ثقلی و رفتار غشایی در زلزله) باعث می‌شود تا نسبت کمتری از آرماتور خمشی در تیر توزیع شود. به عبارت دیگر سهم دال از مجموع تیر و دال افزایش می‌یابد. ولی این موضوع به معنی کاهش شدید میلگرد تیر نیست. زیرا با مقایسه نتایج می‌توان متوجه شد که با اختصاص مدل رفتار پوسته‌ای به دال مقدار مجموع لنگر تیر و دال نسبت به مدل‌های دیگر بیشتر می‌شود و در مقایسه با مدل ترکیبی مشاهده می‌شود که میلگرد تیر مدل پوسته‌ای تفاوت چندانی ندارد. در تمام نسبت‌های سختی تیر به دال، مقدار مجموع مساحت تیر و دال در حالت دوم مدل‌سازی (مدل پوسته‌ای) نسبت به سایر حالات مدل‌سازی بیشتر است، هر چند که مقدار میلگرد تیر با اختلاف کمی در این راهکار نسبت به مدل دقیق کمتر تخمین زده می‌شود. آنچه مسلم است این است که مدل حالت سوم (مدل غشایی) نسبت به مدل دقیق به جواب‌های بسیار محافظه‌کارانه‌ای منتهی می‌شود که دلیل اصلی آن صرف نظر کردن از ظرفیت دال در بارگذاری ثقلی است.

در مقطع وسط دهانه که نیروی زلزله ناچیز است، رفتار پوسته‌ای و رفتار مدل دقیق به پاسخ‌های کاملاً منطبقی منجر شده است. این درحالی است که نتایج مدل غشایی بسیار انحراف دارد. با توجه به عدم وجود نیروهای لرزه‌ای در میانه تیر، نتایج میلگردهای طراحی شده برای لایه پایین وسط دهانه در مدل غشایی به طور نادرستی محافظه‌کارانه است.

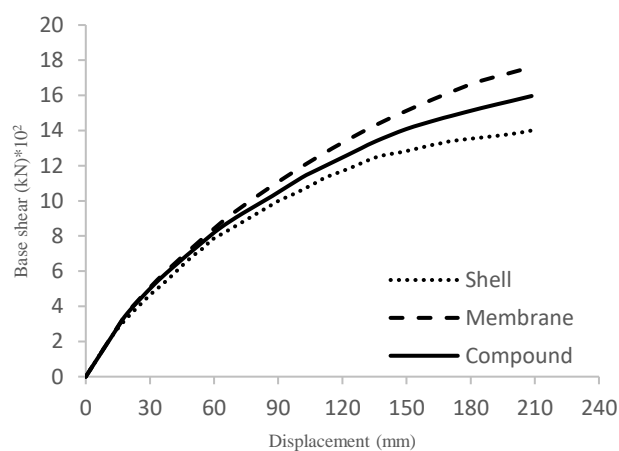
بنابراین از نظر نتایج مدل خطی، استفاده از مدل رفتاری پوسته‌ای برای دال باعث کاهش حدود ۲۰ درصد مساحت میلگردهای تیر می‌شود، هر چند که این کمبود با افزایش میلگردهای دال جبران می‌شود. به طوری که مجموع میلگرد تیر و دال در مدل پوسته‌ای نسبت به طراحی دقیق بیشتر است. حال باید بررسی نمود که آیا توزیع قسمتی از میلگردهای تیر در دال باعث تغییر در شکل‌پذیری رفتار جانبی سازه می‌شود یا خیر؟ بدین منظور با توجه به مساحت میلگردهای به‌دست‌آمده از جداول شماره ۲ تا ۴، مدل‌های غیرخطی در نرم-افزار سپ ساخته شده و منحنی ظرفیت آنها مقایسه شده‌اند.

توضیح این نکته لازم است که برای جلوگیری از دخالت رفتار غیرخطی ستون‌ها در پاسخ‌ها، ابعاد و مقاومت ستون‌ها به گونه‌ای طراحی شده است که لولاهای خمیری در آنها ایجاد نشده و در واقع تیر و دال تعیین‌کننده رفتار غیرخطی جانبی سازه باشد. همچنین با توجه به دامنه این تحقیق، صرفاً رفتار خمشی دال‌ها مورد بررسی قرار گرفته و فرض شده است که تیرها و دال‌ها به گونه‌ای طراحی شده‌اند که مقاومت برشی آنها جوابگوی نیازهای ایجاد شده بویژه برش ناشی از لنگرهای نامتعادل کننده ناشی از نیروهای لرزه‌ای باشد. البته این

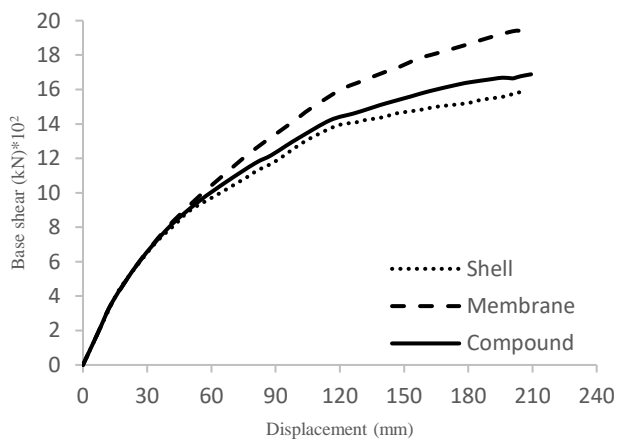
فرض برای دال‌های تخت به سختی قابل اعمال است. منحنی ظرفیت سازه تحت بار جانبی برای مدل‌های غیرخطی مورد مطالعه استخراج گردیده است و برای نمونه منحنی ظرفیت برای مدل‌های سه طبقه در شکل‌های ۳ تا ۷ نمایش داده شده‌اند.



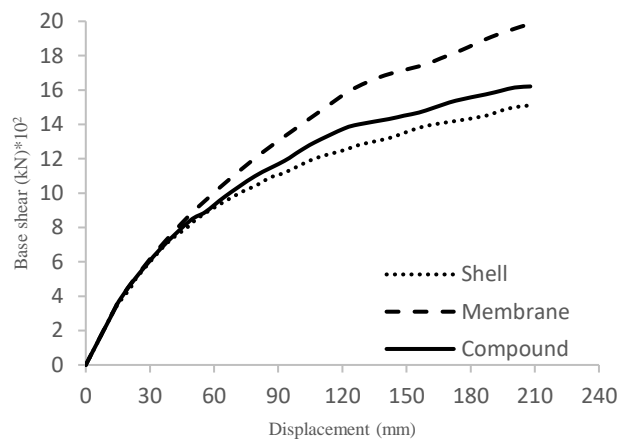
شکل ۴: منحنی ظرفیت مدل سه طبقه با آویز ۵۰ میلی‌متر.



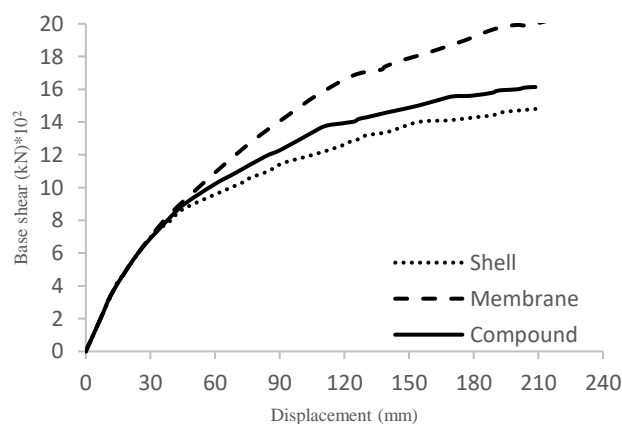
شکل ۳: منحنی ظرفیت مدل سه طبقه بدون آویز.



شکل ۶: منحنی ظرفیت مدل سه طبقه با آویز ۱۵۰ میلی‌متر.



شکل ۵: منحنی ظرفیت مدل سه طبقه با آویز ۱۰۰ میلی‌متر.



شکل ۷: منحنی ظرفیت مدل سه طبقه با آویز ۲۰۰ میلی‌متر.

همانطور که مشاهده می‌شود، زمانی که از مدل غشایی برای مدل‌سازی رفتار دال استفاده گردد، به دلیل اینکه تجمع میلگرد در تیر بیشتر شده و این ناحیه محصوریت بیشتری نسبت به دال دارد، انتظار می‌رود که مدل غشایی ظرفیت و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به مدل طراحی شده بر اساس رفتار پوسته‌ای داشته باشد. در مدل ترکیبی که معیار دقیقی برای طراحی دال به کار گرفته شده است، منحنی ظرفیت بین منحنی‌های مدل غشایی و مدل پوسته‌ای قرار گرفته است. اما مهم‌ترین نتیجه‌ای که از مقایسه منحنی‌های ظرفیت سازه می‌توان برداشت نمود، نزدیک بودن رفتار غیرخطی مدل طراحی شده بر اساس رفتار کاملاً پوسته‌ای به مدل مبنای صحیح طراحی می‌باشد. هر چه نسبت سختی تیر به دال بیشتر شود، اختلاف نتایج رویکرد دقیق و رویکرد مدل پوسته‌ای کمتر می‌شود.

با توجه به نمودارهای ظرفیت مدل‌های مورد مطالعه، برای تمام مدل‌ها مقادیر حاصل از تحلیل غیرخطی استخراج و سپس ضرایب شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه محاسبه شده و تغییرات پاسخ‌های سازه در حالت‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفته است که در برای مدل‌های یک طبقه تمام پاسخ‌ها و جزئیات محاسبات در جدول ۸ ذکر شده است و برای مدل‌های سه طبقه و پنج طبقه پاسخ‌های و ضریب رفتار به ترتیب در جداول ۹ و ۱۰ ارائه شده است.

جدول ۸: پاسخ‌های غیرخطی مدل‌های یک طبقه.

	Unit	$\alpha_f = 0/1$			$\alpha_f = 0/15$			$\alpha_f = 0/25$			$\alpha_f = 0/35$			$\alpha_f = 0/5$			
		Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	
تحلیل خطی	$V_d$	[10 <sup>3</sup> ] kN	1/20	1/20	1/20	1/30	1/30	1/30	1/36	1/36	1/36	1/42	1/42	1/42	1/54	1/54	1/54
	$\Delta_d$	mm	27	30	21	23	24	20	22	26	20	21	24	22	19	15	14
اولین مفصل پلاستیک	$V_s$	[10 <sup>3</sup> ] kN	6/41	5/68	6/81	6/41	5/47	7/04	5/85	6/41	6/60	6/14	5/90	6/72	6/02	6/34	4/52
	$\Delta_s$	mm	42	35	35	33	26	31	25	33	25	24	22	23	21	22	14
تسلیم سازه	$V_p$	[10 <sup>3</sup> ] kN	8/92	7/58	8/12	1/04	9/02	9/01	9/28	1/01	9/98	6/66	8/45	1/02	1/028	6/45	6/61
	$\Delta_p$	mm	50	42	39	50	42	40	39	52	38	22	22	26	37	20	21
شکست سازه	$V_u$	[10 <sup>3</sup> ] kN	12/41	11/29	12/59	13/28	11/74	13/74	13/51	12/28	13/92	13/87	13/19	14/16	14/62	13/42	14/71
	$\Delta_u$	mm	161	157	159	158	159	155	160	158	155	184	160	158	158	156	159
زمان تناوب سازه	$T$	S	0/401	0/401	0/401	0/380	0/380	0/380	0/362	0/362	0/362	0/350	0/350	0/350	0/340	0/340	0/340
ضریب شکل‌پذیری	$\mu = \Delta_u / \Delta_p$	-	3/22	3/65	4/12	2/16	3/70	3/88	4/10	3/04	4/12	8/00	5/05	4/45	4/27	7/88	7/57
نیومارک و هال	$R_\mu$	-	2/32	2/61	2/57	2/30	2/56	2/64	2/68	2/31	2/68	3/92	3/08	2/88	2/76	3/82	3/82
کراونیکلر و ناسار	$R_\mu$	-	2/84	2/47	2/39	2/85	2/31	2/46	2/49	2/82	2/49	5/94	4/19	3/81	3/54	5/61	5/59
میراندا و برترو	$R_\mu$	-	2/84	2/37	2/39	2/76	2/22	2/36	2/00	2/72	2/40	5/22	4/09	3/72	3/48	5/10	5/10
ویدیگ	$R_\mu$	-	2/77	2/22	2/24	2/64	2/11	2/26	2/25	2/58	2/25	6/01	3/97	3/56	3/25	5/22	5/60
سختی سازه	$K$	kN/m	21/05	20/80	20/58	24/04	22/81	23/62	26/71	24/04	26/64	29/57	29/81	29/57	32/52	32/21	32/21
اضافه مقاومت	$\Omega = \Delta_p / \Delta_s$	-	1/19	1/22	1/10	1/52	1/65	1/29	1/56	1/58	1/50	0/96	1/44	1/54	1/16	0/90	1/50
تغییر شکل پلاستیک	$\Delta_u - \Delta_p$	mm	111	114	121	108	116	115	121	106	118	161	128	122	121	136	138
ضریب تنش مجاز	$\gamma = \Delta_s / \Delta_d$	-	1/56	1/17	1/67	1/42	1/08	1/55	1/14	1/27	1/25	1/14	0/92	1/05	1/11	1/47	1/00
سختی اولیه	$K_1$	kN/m	178/2	187/9	193/6	200/9	212/7	220/9	228/4	201/5	244/0	295/7	276/0	295/5	280/4	322/1	322/1
سختی نهایی	$K_2$	kN/m	42/2	31/8	29/6	39/2	22/2	22/4	15/2	39/5	12/1	22/2	44/2	9/2	35/8	26/7	26/8
ضریب تعدیل تغییرمکان	$C_d$	-	5/96	5/22	7/57	6/87	6/62	7/75	7/27	6/08	7/75	8/76	6/67	7/18	8/22	10/40	11/26
ضریب رفتار (نیومارک)	$R = \Omega \cdot \gamma \cdot R_\mu$	-	4/22	3/74	4/70	5/01	4/58	5/27	4/76	4/62	5/02	4/29	4/07	4/65	5/28	5/05	5/72
ضریب رفتار (کراونیکلر)	$R = \Omega \cdot \gamma \cdot R_\mu$	-	5/44	4/97	6/22	6/19	5/94	6/22	6/19	5/65	6/54	6/50	5/52	6/14	6/89	7/40	8/39
ضریب رفتار (میراندا)	$R = \Omega \cdot \gamma \cdot R_\mu$	-	5/27	4/82	6/02	5/99	5/76	6/22	6/04	5/47	6/22	5/72	5/40	6/02	6/77	6/74	7/65
ضریب رفتار (ویدیگ)	$R = \Omega \cdot \gamma \cdot R_\mu$	-	5/14	4/76	5/94	5/74	5/57	6/52	5/77	5/16	6/09	6/59	5/25	5/74	6/24	7/22	8/40
ضریب رفتار انتخابی		-	4/22	3/74	4/70	5/01	4/58	5/27	4/76	4/62	5/02	4/29	4/07	4/65	5/28	5/05	5/72
نسبت مقایسه ضریب رفتار	%	-	1/00	0/87	1/09	1/00	0/91	1/05	1/00	0/97	1/06	1/00	0/95	1/08	1/00	0/94	1/06

جدول ۹: پاسخ‌های غیرخطی مدل‌های سه طبقه.

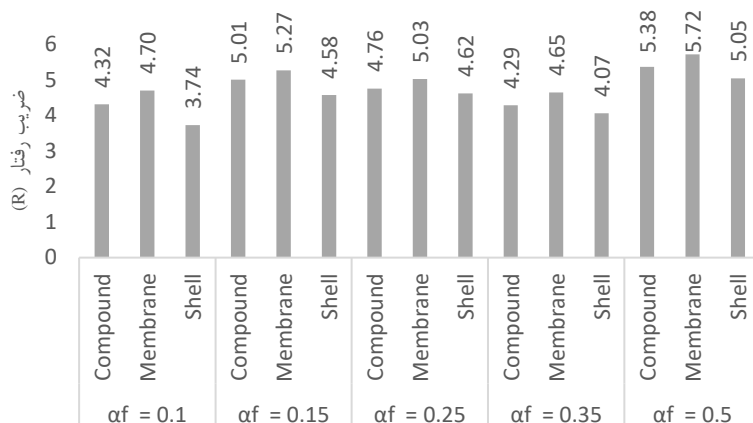
	Unit	$\alpha_f = 0/1$			$\alpha_f = 0/15$			$\alpha_f = 0/25$			$\alpha_f = 0/35$			$\alpha_f = 0/5$			
		Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	
ضریب رفتار (نیومارک)	$R = \Omega \cdot \gamma \cdot R_\mu$	-	6/22	5/29	7/24	6/22	5/52	7/06	6/25	5/85	6/92	6/50	6/12	7/02	6/50	6/27	7/11
ضریب رفتار (کراونیکلر)	$R = \Omega \cdot \gamma \cdot R_\mu$	-	7/02	5/99	7/85	7/67	6/28	7/80	7/74	6/78	8/14	8/14	7/25	8/29	9/01	7/74	9/22
ضریب رفتار (میراندا)	$R = \Omega \cdot \gamma \cdot R_\mu$	-	8/10	6/91	9/20	8/52	7/18	8/95	8/62	7/66	9/18	8/94	8/10	9/25	9/29	8/49	9/92
ضریب رفتار (ویدیگ)	$R = \Omega \cdot \gamma \cdot R_\mu$	-	6/66	5/68	7/59	7/09	5/99	7/52	7/29	6/49	7/76	7/70	6/97	7/98	8/41	7/42	8/75
ضریب رفتار انتخابی		-	6/22	5/29	7/24	6/22	5/52	7/06	6/25	5/85	6/92	6/50	6/12	7/02	6/50	6/27	7/11
نسبت مقایسه ضریب رفتار	%	-	1/00	0/85	1/05	1/00	0/87	1/12	1/00	0/92	1/09	1/00	0/94	1/08	1/00	0/97	1/09

جدول ۱۰: پاسخ‌های غیرخطی مدل‌های پنج طبقه.

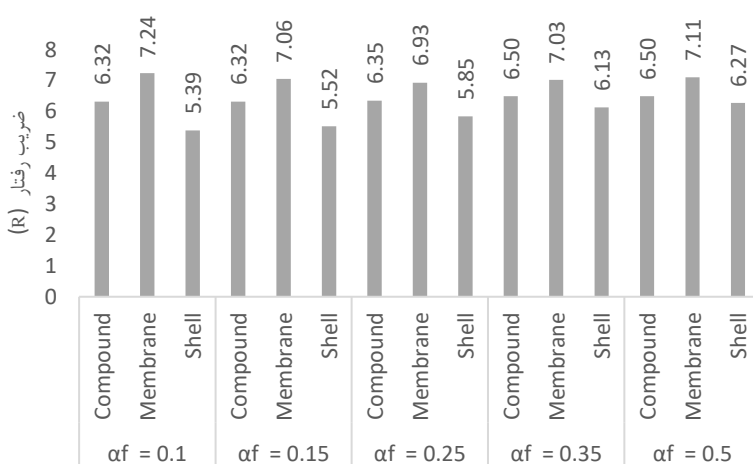
	Unit	$\alpha_f = 0/1$			$\alpha_f = 0/15$			$\alpha_f = 0/25$			$\alpha_f = 0/35$			$\alpha_f = 0/5$		
		Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane	Compound	Shell	Membrane
ضریب رفتار (بیومارک)	-	۵/۳۴	۴/۳۰	۶/۳۳	۷/۶۹	۶/۴۴	۸/۶۳	۸/۰۳	۷/۱۸	۹/۳۹	۸/۶۵	۷/۷۴	۹/۴۲	۹/۱۴	۸/۴۴	۹/۹۲
ضریب رفتار (کراوینکلر)	$R = 0.7R_{\mu}$	۵/۷۳	۴/۷۳	۶/۸۱	۸/۵۹	۶/۹۳	۹/۳۶	۹/۱۸	۷/۹۸	۱۰/۵۶	۹/۵۹	۸/۶۷	۱۰/۹۰	۱۰/۷۲	۹/۴۸	۱۱/۷۹
ضریب رفتار (میراندا)	-	۶/۲۳	۵/۰۵	۷/۳۹	۹/۲۳	۷/۶۵	۱۰/۲۹	۹/۷۳	۸/۷۵	۱۱/۳۸	۱۰/۰۶	۹/۵۵	۱۱/۴۴	۱۰/۹۳	۱۰/۴۲	۱۱/۶۰
ضریب رفتار (ویدیک)	-	۵/۳۴	۴/۳۰	۶/۳۳	۷/۶۹	۶/۴۴	۸/۶۳	۸/۰۳	۷/۱۸	۹/۳۹	۸/۶۵	۷/۷۴	۹/۴۲	۹/۱۴	۸/۴۴	۹/۹۲
ضریب رفتار انتخابی	-	۵/۳۴	۴/۳۰	۶/۳۳	۷/۶۹	۶/۴۴	۸/۶۳	۸/۰۳	۷/۱۸	۹/۳۹	۸/۶۵	۷/۷۴	۹/۴۲	۹/۱۴	۸/۴۴	۹/۹۲
نسبت مقایسه ضریب رفتار	%	۱/۰۰	۰/۸۰	۱/۱۸	۱/۰۰	۰/۸۴	۱/۱۲	۱/۰۰	۰/۸۹	۱/۱۶	۱/۰۰	۰/۹۰	۱/۰۹	۱/۰۰	۰/۹۲	۱/۰۹

در این جداول، مقادیر  $V_d$  برش طراحی سازه،  $\Delta_d$  تغییرمکان تحت نیرو طراحی،  $V_s$  نیرو تشکیل اولین مفصل پلاستیک،  $\Delta_s$  تغییرمکان هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک،  $V_y$  نیرو تسلیم سازه،  $\Delta_y$  تغییرمکان هنگام تسلیم سازه،  $V_u$  نیرو شکست سازه،  $\Delta_u$  تغییرمکان هنگام شکست سازه،  $T$  زمان تناوب سازه،  $R_{\mu}$  ضریب شکل‌پذیری،  $K$  سختی کل سازه،  $K_1$  سختی سازه در قسمت الاستیک (سختی اولیه)،  $K_2$  سختی سازه در قسمت غیرالاستیک (سختی ثانویه)،  $\Omega$  ضریب اضافه مقاومت،  $Y$  ضریب تنش مجاز،  $C_d$  ضریب تشدید تغییرمکان،  $R$  ضریب رفتار سازه می‌باشد.

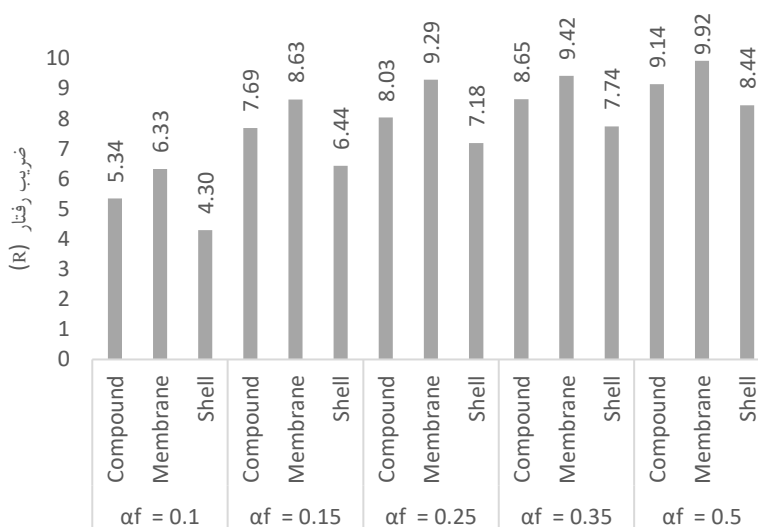
همچنین برای مقایسه بهتر ضریب رفتار مدل‌ها در حالت‌های مختلف، این پاسخ به صورت شماتیک بر روی نمودار ترسیم شده است که در شکل‌های ۱۸، ۱۹ و ۲۰ برای مدل‌های یک طبقه، سه طبقه و پنج طبقه نشان داده شده است.



شکل ۱۸: ضریب رفتار مدل های یک طبقه.



شکل ۱۹: ضریب رفتار مدل های سه طبقه.



شکل ۲۰: ضریب رفتار مدل های پنج طبقه.

به منظور ارائه یک راهکار کاربردی، در جدول ۱۱ ضرایبی جهت اصلاح ضریب رفتار سازه ارائه شده است. این ضرایب اصلاحی از تقسیم ضریب رفتار حاصل از مدل غشایی یا پوسته‌ای به ضریب رفتار به دست آمده از روش ترکیبی که روش صحیح تر مدل سازی و تحلیل دال می باشد، به دست آمده است. برای ارائه یک ضریب رفتار پیشنهادی برای مدل های پوسته‌ای و غشایی می توان این ضرایب اصلاح را در ضریب رفتاری که در آیین نامه ارائه شده است، اقدام نمود. ضریب اصلاح با نماد  $\beta$  معرفی شده است.

جدول ۱۱: ضرایب اصلاح ضریب رفتار.

$\alpha_f$	مدل	$\beta$			میانگین
		یک طبقه	سه طبقه	پنج طبقه	
۰/۱	Shell	۰/۸۷	۰/۸۵	۰/۸	۰/۸۴
	membrane	۱/۰۹	۱/۱۵	۱/۱۸	۱/۱۴
۰/۱۵	Shell	۰/۹۱	۰/۸۷	۰/۸۴	۰/۸۷
	membrane	۱/۰۵	۱/۱۲	۱/۱۲	۱/۱۰
۰/۲۵	Shell	۰/۹۷	۰/۹۲	۰/۸۹	۰/۹۳
	membrane	۱/۰۶	۱/۰۹	۱/۱۶	۱/۱۰
۰/۳۵	Shell	۰/۹۵	۰/۹۴	۰/۹	۰/۹۳
	membrane	۱/۰۸	۱/۰۸	۱/۰۹	۱/۰۸
۰/۵	Shell	۰/۹۴	۰/۹۷	۰/۹۲	۰/۹۴
	membrane	۱/۰۶	۱/۰۹	۱/۰۹	۱/۰۸

مشاهده می شود که هر چه نسبت سختی تیر به دال بیشتر شود، تاثیر مدل سازی دال بر رفتار جانبی سازه (ضریب رفتار  $R$ ) کاهش می یابد. زیرا تیر نقش اساسی تری در رفتار جانبی سازه خواهد داشت. همچنین از نتایج جدول ۱۱ این گونه برداشت می شود که برای تیرهای با نسبت  $\alpha_f$  کوچک تر از ۰/۲۵ مدل سازی دال با رفتار پوسته‌ای، باعث کاهش حدود ۱۵ درصدی ضریب رفتار سازه می شود. این تغییر برای تیرهای با نسبت  $\alpha_f$  بزرگ تر از ۰/۲۵ حدود ۷ درصد می باشد. بنابراین به طور کلی می توان گفت که چنانچه مدل سازی دال با رفتار پوسته‌ای انجام شود، ضریب رفتار قاب خمشی باید ۱۰ درصد کاهش یابد. در این صورت با توجه به ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی متوسط ( $R=5$ )، ضریب رفتار پیشنهادی مدل سازه‌ای قاب خمشی متوسط و دال با رفتار پوسته‌ای،  $R=4/5$  می باشد. از طرف دیگر، با وجود اینکه در مدل سازی دال با رفتار غشایی، ضریب رفتار سازه حدود ۱۰ درصد افزایش یافته است، ولی در این حالت افزایش ضریب رفتار آیین نامه توصیه نمی شود.

## ۵- نتیجه گیری

هدف از این پژوهش بررسی تأثیر مدل سازی سختی و مقاومت دال در رفتار غیرخطی سازه‌های بتنی با قاب خمشی متوسط تحت نیروهای جانبی است. بدین منظور پاسخ‌های خطی و غیرخطی مدل‌های یک، سه و پنج طبقه قاب خمشی با دال که تحت سه رویکرد مدل رفتاری دال طراحی شده‌اند، با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند. رویکرد اول، منظور نمودن رفتار پوسته‌ای برای دال در هر دو تحلیل ثقلی و جانبی است. رویکرد دوم استفاده از رفتار غشایی برای تحلیل ثقلی و جانبی می باشد. رویکرد سوم، تحلیل سازه با رفتار پوسته‌ای تحت بارهای ثقلی و رفتار غشایی تحت بارهای جانبی می باشد که در این متن رویکرد ترکیبی نامیده می شود. باید در نظر داشت که هر چند رفتار دال نسبت به تیر از شکل پذیری کمتری برخوردار است، ولی ضوابط شکل پذیری و لرزه‌ای آیین نامه برای آرماتورگذاری دال‌ها در هر صورت باید رعایت گردد. این فرضی است که برای تحلیل‌ها و مدل سازی های این مقاله منظور شده است. با مقایسه پاسخ‌های به دست آمده از تحلیل خطی و غیرخطی مدل‌ها به نتایج زیر رسیده شد:

- ۱- استفاده از مدل پوسته‌ای باعث افزایش مجموع لنگر تیر و دال و متناظراً مساحت میلگرد تیر و دال نسبت به رویکرد ترکیبی می‌شود. ولی نحوه توزیع این پاسخ‌ها در تیر و دال متفاوت است. به طوری که در مدل پوسته‌ای مقدار مساحت میلگرد تیر کاسته شده و به میلگردهای دال افزوده می‌شود. در این حال انتظار می‌رود که به دلیل شکل‌پذیری پایین‌تر دال نسبت به تیر، شکل‌پذیری سازه کاهش یابد. مقایسه نتایج غیرخطی نشان می‌دهد که این تغییر بسیار زیاد نبوده و استفاده از رویکرد پوسته‌ای در طراحی سیستم‌های تیر-دال قابل قبول است.
  - ۲- رویکرد غشایی به نتایج محافظه‌کارانه‌ای منجر شده است که به دلیل صرف‌نظر کردن از ظرفیت خمشی دال حتی در بارهای ثقلی می‌باشد. آنچه به نظر می‌رسد این است که صرف محافظه‌کارانه بودن پاسخ‌ها در این رویکرد دلیل بر صحیح‌تر و بهتر بودن این روش نمی‌باشد.
  - ۳- به طور کلی می‌توان گفت که چنانچه مدل‌سازی دال با رفتار پوسته‌ای انجام شود، ضریب رفتار قاب خمشی باید ۱۰ درصد کاهش یابد. در این صورت با توجه به ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی متوسط ( $R=5$ )، ضریب رفتار پیشنهادی مدل سازه‌ای قاب خمشی متوسط و دال با رفتار پوسته‌ای،  $R=4/5$  می‌باشد.
  - ۴- با وجود اینکه در مدل‌سازی دال با رفتار غشایی، ضریب رفتار سازه حدود ۱۰ درصد افزایش یافته است، ولی در این حالت افزایش ضریب رفتار آیین‌نامه توصیه نمی‌شود. زیرا این تصمیم باعث کاهش ظرفیت سایر اعضای سازه‌ای نظیر ستون‌ها می‌گردد.
- لازم به ذکر است که نتیجه فوق حاصل بررسی محدود بر روی مدل‌های یک، سه و پنج طبقه بوده و توسعه آن به تمامی سازه‌های بتنی با قاب خمشی بتن مسلح منطقی به نظر نمی‌رسد. ممکن است در مدل‌های بلندمرتبه در طبقات تحتانی که نسبت لنگر زلزله به ثقلی زیاد است، نتیجه‌گیری فوق عجولانه باشد. همچنین حالت‌های خرابی دیگر نظیر گسیختگی‌های برشی دال و ایجاد لولاهای خمیری در ستون‌ها در این پژوهش بررسی نشده است. از این رو لازم است که تحقیقات بیشتری با منظور کردن پارامترهای متنوع تاثیرگذار در رفتار جانبی سازه انجام شود.

## مراجع

- [1] Building and Housing Research Center, Code of Design of Buildings Against Earthquake-Iran Standard 2800. (2014), 4th Edition, Publication No. 253.
- [2] ACI Committee 318. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19).
- [3] National Building Regulations, Ministry of Roads and Urban Development, Housing and Construction Deputy. (2019). "9 Issue", Design and Implementation of Reinforced Concrete Buildings, 5th Edition, Tehran, Iran Development Publication.
- [4] Isufi, B, Rossi, M & Ramos, A. P. (2021). Influence of Flexural Reinforcement on The Seismic Performance of Flat Slab-Column Connections. *Engineering Structures*, 242. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112583>
- [5] Navyashree, K. and Sahana, T.S. (2014). Use of Flat Slabs in Multi-Storey Commercial Building Situated in High Seismic Zone. *Int. J. Res. Eng. Technol*, vol. 3, no. 08, pp. 439-451.
- [6] Sakka, Z.I. and Gilbert, R.I. (2017). Structural Behavior of Two-Way Slabs Reinforced with Low-Ductility WWF. *Journal.Struct. Eng*, vol. 143, no. 12, p. 4017166.
- [7] Patil, A. S, Daphal, A. B, Sadanand Gavasane, S, Ghorpade, S. S, Dashrath Ekatpure, P, Nalawade, A. A, & Shahu, R. (2018). Analysis of Behavior of Flat Slab and Conventional Slab Structure Under Seismic Loading. vol. 3. no. 12.
- [8] SESLİ, H, SÖNMEZOĞLU, Y, & ARSLAN, M. E. (2023). The Seismic Behavior of Buildings with Flat Slab Systems Under Near-Fault Ground Motions. *Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi*, no.11(4), pp.1972-1995. <https://doi.org/10.29130/dubited.1214030>
- [9] Pradip, Lande, S. and Aniket, Raut, B. (2015). Seismic Behaviour of Flat Slab Systems. *Journal of Civil Engineering and Environmental Technology*, [online] vol. 2, no. 10, pp. 7-10 [10; April-June, 2015].
- [10] Ahkam, Dwi Nurul Ilmih, Teguh, Mochamad and Saleh, Fadillawaty. (2022). Seismic Behavior of Structural Models of Dual System Building and Flat Slab-Drop Panel Strengthened With Shear-Wall. 1st International Conference on Civil Engineering Education (ICCEE 2021), [Online]. AIP Conference Proceedings 2489, P 030029.1-030029.11.
- [11] Erberik, M. A, & Elnashai, A. S. (2004). Fragility Analysis of Flat-Slab Structures. *Engineering Structures*, vol. 26, no 7, pp. 937-948. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.02.012>
- [12] Megally, S. & Ghali, A. (2000). "Punching Of Concrete Slabs Due To Column Moment Transfer". *Journal of Structural Engineering*, no.126, pp-180-189.
- [13] Robertson and Johnson. (2004). "Lateral Displacement Ductility Of Reinforced Concrete Flat Plates." *Structural Journal*, no. 86,3. pp-258-250.
- [14] National Building Regulations, Ministry of Roads and Urban Development, Housing and Construction Deputy. (2018). "6 Issue", Loads on Buildings, Fourth Edition. Tehran, Iran Development Publication.
- [15] Esmaeily G.A, Yan Xiao. (2002). " Seismic Behavior of Bridge Columns Subjected to Various Loading Patterns". University of California, Berkeley, PEER Report 2002/15.
- [16] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1984). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Structural Engineering. ASCE*. 114(3). 1804-1826.
- [17] Vechio, Frank J and Emara, Mohamed Bssil. (1992). Shear Deformation In Reinforced Concrere Frames. *ACI Structural Journal* v.89. no.1.
- [18] Zare. Mostafa and Mirjalili Mohammad Reza. (1402). Modification of R-Factor for Reinforced-Concrete Buildings with Slab System. Senior thesis. Yazd University. Faculty of Civil Engineering.
- [19] The Seismic Retrofit of Existing Buildings Standards Committee and American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-17*.