

بررسی سطح عملکرد سازه‌های فولادی با سقف تیرچه‌ای با در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری دیافراگم در محدوده‌های خطی و غیرخطی

محمدعلی هادیان‌فرد، استادیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز

سعید صداقت، دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز

علی لشکری، استادیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز

چکیده

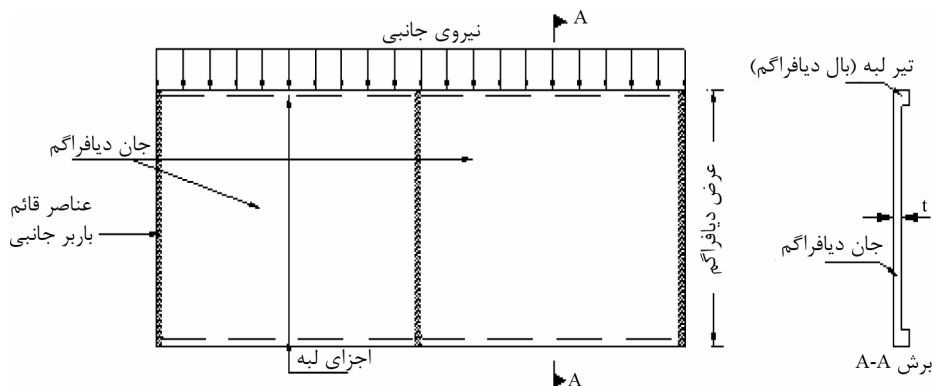
جابه‌جاییها می‌تواند منجر به افزایش نیرو درون بادبندهای این قابها شود، در حالی که این اعضا در روش دیافراگم صلب برای انتقال این نیروها طراحی نشده‌اند. **کلیدواژه‌ها:** ساختمانهای فولادی مهاربندی شده، دیافراگم صلب، دیافراگم انعطاف‌پذیر، سقف تیرچه-بلوک، عملکرد سازه

۱- مقدمه

کفهای طبقات که برای به وجود آوردن سطوح قابل استفاده و مقاومت در برابر بارهای ثقلی طراحی می‌شوند، به عنوان دیافراگم افقی و اولین جزء از سیستم باربر جانبی وظیفه انتقال بارهای جانبی را به اجزای قائم باربر جانبی بر عهده دارند. دیافراگم‌ها به وسیله عمل دیافراگمی^۱ این نیروها را بین اعضای قائم باربر جانبی توزیع می‌نمایند. نحوه توزیع این نیروها در بین اجزای باربر جانبی به مشخصات دیافراگم‌ها و سازه بستگی دارد.

همانند شکل (۱)، عملکرد دیافراگم در مقابل بارهای جانبی را می‌توان به یک تیر عمیق در صفحه افقی تشبیه نمود که بر روی تکیه‌گاههایی که همان اعضای قائم مقاوم باربر جانبی می‌باشند، واقع شده است. کفها و سقفهای ساختمان به عنوان جان این تیر عمیق نیروهای برشی را تحمل کرده و تیرهای پیرامونی به عنوان اعضای مرزی و بالهای تیر عمیق، در مقابل لنگرهای خمشی مقاومت می‌کنند. به دلیل اینکه دیافراگم‌های کف رفتاری شبیه تیرهای عمیق با دهانه‌های کوتاه دارند و سختی آنها در مقایسه با دیگر اعضای سازه زیاد است، در اغلب موارد رفتار صلب

کفها به عنوان دیافراگم افقی و اولین جزء از سیستم باربر جانبی وظیفه انتقال بارهای جانبی را به اجزای قائم باربر جانبی بر عهده دارند. در روشهای متداول تحلیل و طراحی سازه‌ها، فرض معمول این است که دیافراگم کف در صفحه خود به صورت کاملاً صلب عمل می‌نماید و نیروهای جانبی به نسبت سختی اجزای قائم مقاوم بین آنها توزیع می‌گردد. در صورتی که در بسیاری از موارد سقفهای ساختمان به صورت نیمه‌صلب عمل کرده و انعطاف‌پذیری آنها باعث می‌گردد که توزیع نیروی جانبی بین عناصر مقاوم به نسبت سختی آنها صورت نگیرد. موضوع اصلی این تحقیق ارزیابی اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم کف بر پاسخ لرزه‌ای ساختمانهای فولادی مهاربندی شده با سقفهای تیرچه‌ای در محدوده‌های خطی و غیرخطی در روش سطح عملکرد می‌باشد. با مقایسه و بررسی نتایج می‌توان نتیجه گرفت که روش طراحی بر اساس فرض دیافراگم صلب که در آیین‌نامه‌های کنونی زلزله وجود دارد، نمی‌تواند برآورد و ارزیابی صحیحی از جابه‌جایی نسبی و سطح تقاضای شکل-پذیری در اعضای اصلی سیستم باربر جانبی یعنی بادبندها، به خصوص در طبقات پایین ساختمانهایی که دارای نسبت دهانه به عرض زیاد باشند (نسبت بزرگتر از سه) انجام دهد؛ به علاوه انعطاف‌پذیری دیافراگم باعث تفاوت الگوی پخش بار بین بادبندها با حالت دیافراگم صلب می‌شود. این تفاوت باعث ایجاد نیروهای زیادتری در بادبندهایی که سطح بارگیر بیشتری دارند، می‌گردد. همچنین مدل دیافراگم انعطاف‌پذیر جابه‌جایی نسبی و تغییرشکل بیشتری در قابهای سازه به خصوص قابهای میانی ایجاد می‌کند که این افزایش



شکل (1): تشبیه عملکرد تیری دیافراگم.

- سازه‌های با پلان باریک و کشیده [۳].
- وجود بازشویی به اندازه قابل ملاحظه در دیافراگم کف [۴].

بررسی تعداد زیادی از آسیبهای ناشی از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج در ساختمانهای پیش ساخته نشان می‌دهد که به علت عدم درک صحیح رفتار دیافراگم و مدل غیرواقعی آن در مراحل طراحی، سازه دچار آسیبهای جدی شده است. به طور مثال در سازه‌های پارکینگی، تغییرشکل دیافراگم باعث ایجاد جابه‌جایی نسبی زیادی در سیستم باربر ثقلی و در نتیجه تخریب آن گردیده است [۵]. صرف نظر کردن از رفتار واقعی دیافراگم‌ها به خصوص در کفهای نیمه‌صلب و انعطاف‌پذیر ممکن است منجر به خطاهای جدی در توزیع نیروهای جانبی بین اجزای قائم مقاوم و در نتیجه خطا در طراحی اجزا گردد [۶-۷].

در زمینه رفتار درون صفحه‌ای دیافراگم‌ها و اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم‌های کف بر رفتار لرزه‌ای سازه، نسبت به بسیاری از مسائل موجود دیگر در سازه تحقیق و مطالعات کمتری صورت گرفته است و اکثر مطالعات موجود در این زمینه مربوط به چند دهه اخیر می‌باشد که بیشتر این مطالعات به صورت بررسی رفتار دیافراگم‌ها و چگونگی توزیع نیروهای جانبی، بین اجزای باربر جانبی توسط دیافراگم به صورت مدل‌های خطی و در حالت دو بعدی انجام گرفته است. حتی در بسیاری از آیین‌نامه‌های ساختمانی از جمله آیین‌نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله (ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰) مطلبی راجع به این موضوع ذکر نشده بود، البته در ویرایشهای بعدی این موضوع تحت

درون صفحه‌ای برای آنها در نظر گرفته می‌شود. در این رفتار فرض می‌شود که دیافراگم به اندازه کافی دارای سختی درون صفحه‌ای باشد که تغییرشکلی در صفحه آن ایجاد نشود. در این حالت دیافراگم مانند یک جسم صلب جابه‌جا می‌گردد و تغییرمکانهای گره‌های موجود در آن به هم وابسته می‌شوند. در این صورت در مرکز جرم هر دیافراگم یک گره مرجع با سه درجه آزادی وجود دارد که شامل دو درجه آزادی انتقالی درون صفحه‌ای و یک درجه آزادی چرخشی خارج از صفحه می‌باشد و درجات آزادی سایر گره‌های دیافراگم به درجات آزادی این گره مرجع وابسته می‌گردد. در صورت استفاده از مدل واقعی دیافراگم، هر گره از کف دارای این سه درجه آزادی مستقل می‌باشد و تعداد درجات آزادی سازه افزایش می‌یابد.

استفاده از فرض دیافراگم صلب تنها هنگامی که دیافراگم کف دارای شکل منظمی در پلان بوده و فاقد بازشوهای بزرگ باشد و سختی اعضای باربر جانبی قائم در مقایسه با سختی درون صفحه‌ای دیافراگم کف به اندازه کافی کوچک باشد، جواب قابل اطمینان و قابل قبولی می‌دهد. اما استفاده از فرض دیافراگم صلب وقتی سؤال برانگیز می‌شود که سختی اعضای باربر جانبی قائم در مقایسه با سختی دیافراگم قابل توجه باشد و یا یکی از موارد زیر رخ دهد:

- تمرکز اعضای باربر جانبی در دو انتهای پلان سازه [۱].
- وجود نامنظمی در پلان سازه، مانند پلانهای T, H, V و L شکل که پلان ساختمان دارای باله یا برآمدگی و فرو رفتگی زیاد می‌باشد [۲].

می‌دهد، اما نمی‌تواند ساز و کارهای خرابی و باز توزیع نیروها پس از جاری شدن نقاط دیگر را تشریح کند.

۲- روش تحقیق

بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانها اگر نسبت میزان حداکثر تغییرشکل درون صفحه دیافراگم (Δ_{Diaph}) به جابه‌جایی نسبی طبقه (Δ_{Story}) برابر با δ باشد $(\delta = \frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}})$ می‌توان دیافراگم‌ها را از لحاظ رفتار به صورت زیر تقسیم‌بندی نمود [۹].

الف) دیافراگم صلب ($\delta < 0.5$): در این حالت تغییرشکل دیافراگم در مقایسه با تغییرشکل افقی اعضاء قائم مقاوم بسیار کم است و لذا تقسیم نیرو مستقل از اندازه دهانه باربری اعضاء جانبی می‌باشد و توزیع نیروی افقی بین اعضاء باربر جانبی به نسبت سختی آنها صورت می‌گیرد.

ب) دیافراگم انعطاف‌پذیر ($0.5 < \delta < 2$): در این حالت، تغییرشکل دیافراگم در مقایسه با تغییرشکل افقی اجزاء قائم مقاوم بزرگ است و دیافراگم بارهای جانبی را بین اجزای قائم باربر جانبی به صورت مجموعه‌ای از تیرهای ساده که بین آنها قرار دارند، توزیع می‌کند. توزیع نیرو به نسبت سطح بارگیر و جرم مرتبط با هر عضو قائم باربر جانبی بستگی دارد.

ج) دیافراگم نیمه صلب ($2 < \delta < 0.5$): در بعضی حالات، تغییرشکل دیافراگم و تغییرشکل اجزاء باربر قائم جانبی مرتبه یکسانی از نظر اندازه و مقدار دارند، لذا نمی‌توان به طور منطقی دیافراگم را صلب یا انعطاف‌پذیر فرض کرد. چنین دیافراگمی نیمه صلب تلقی می‌شود.

در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود دیافراگم‌ها مطابق ضوابط بالا به سه گروه صلب، نیمه صلب و نرم تقسیم می‌گردند. آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) نیز طبقه‌بندی مشابهی دارد. در این آیین‌نامه، دیافراگم‌های با $\delta > 0.5$ به صورت غیرصلب و انعطاف‌پذیر تلقی می‌شوند و حالت نیمه‌صلب تعریف نگردیده است [۱۰].

عنوان دیافراگم‌ها در قالب پیوست ششم این آیین‌نامه به صورت ساده و تقریب دیافراگم با یک تیر تیغه‌ای آمده است [۸].

یکی از سیستم‌های سازه‌ای پرکاربرد در کشور که رفتار دقیق و سه بعدی دیافراگم‌ها در آن نیازمند دقت و بررسی بیشتر می‌باشد، ساختمانهای مهاربندی شده اسکلت فولادی با اتصالات ساده و سقف‌های تیرچه‌ای است که متأسفانه به دلیل عدم اجرای زیاد این سیستم سازه‌ای در کشورهای دیگر و اهمیت موضوع انعطاف‌پذیری سقفها در سازه‌های سخت‌تر مانند سازه‌های بتنی دارای دیوار برشی، کمتر به رفتار این نوع سیستم سازه‌ای در تحقیقات توجه شده است. در این سیستم سازه‌ای، سختی زیاد اعضاء قائم باربر جانبی (بادبندها) و صلبیت کمتر سقفهای تیرچه‌ای در یک جهت شرایط استفاده از فرض دیافراگم صلب را با سؤال روبرو می‌کند. در این تحقیق، اثر استفاده از فرض دیافراگم صلب بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی مهاربندی شده با اتصالات ساده و سقفهای تیرچه‌ای در روش سطح عملکرد در مدل سازی واقعی و سه بعدی دیافراگم کف و ساختمان مورد ارزیابی قرار گرفته است. همچنین انعطاف‌پذیری دیافراگم که از تحلیل‌های مختلف خطی و غیرخطی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (نشریه ۳۶۰) [۹] به دست آمده است، با هم مقایسه شده است.

در روش طراحی بر اساس عملکرد، عملکرد غیرخطی اجزای سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد به همین علت می‌توان رفتار واقعی تری از سازه‌ها، نسبت به قبل، در صورت وقوع یک زمین‌لرزه مشخص، به دست آورد. منظور از مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، تهیه روشهایی برای جانمایی، طراحی، ساخت و نگهداری ساختمان می‌باشد، به طوری که این روشها بتوانند عملکرد سازه را زمانی که تحت اثر زلزله قرار می‌گیرد، پیش‌بینی کنند. در این جا، عملکرد به صورت مقدار خسارت وارده به یک ساختمان، هنگامی که تحت زلزله قرار می‌گیرد و همچنین اثرات این خسارت در وضعیت ساختمان پس از زلزله، تخمین زده می‌شود. اما در روش طراحی بر اساس مقاومت اگرچه یک روش تحلیل خطی درک خوبی از ظرفیت خطی سازه و اولین جاری شدن

سازه می‌تواند در عضو ایجاد شود.

۳- نیروهای حاصل از ترکیب بارها طبق رابطه زیر:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، J ضریب کاهش بار است و برابر کوچکترین مقدار DCR اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می‌کنند، اختیار می‌شود.

مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، جهت کنترل معیار پذیرش اعضاء در روشهای خطی، باید تلاشها در اعضای اصلی و غیراصولی که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند، رابطه (۳) را ارضاء نمایند:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (3)$$

در این رابطه، m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو، k ضریب آگاهی که در اینجا برابر ۱ می‌باشد، Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو و Q_{UD} تلاشهای ناشی از بارهای ثقلی تعریف شده مطابق آیین‌نامه می‌باشد. در اعضای اصلی و غیراصولی که کنترل شونده توسط نیرو هستند نیز باید رابطه (۴) برقرار باشد:

$$kQ_{CL} \geq Q_{UF} \quad (4)$$

که در آن Q_{CL} کرانه پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که هم‌زمان به هر عضو وارد می‌شوند و Q_{UF} تلاشهای ناشی از بارهای ثقلی تعریف شده مطابق آیین‌نامه می‌باشد.

همچنین در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) برای هر تلاش به صورت رابطه (۵) بیان می‌شود:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (5)$$

با مقایسه دو رابطه (۳) و (۵) برای $k=1$ می‌توان رابطه (۵) را به صورت رابطه (۶) بازنویسی نمود:

$$m \geq DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (6)$$

مطابق رابطه (۶)، در صورتی که DCR محاسبه شده برای یک تلاش در عضو کوچکتر از پارامتر m برای یک سطح عملکرد باشد، عضو معیار پذیرش برای آن سطح عملکرد و آن تلاش را دارا می‌باشد. از این نتیجه برای بررسی معیار پذیرش در این قسمت استفاده می‌شود.

دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود به منظور برآورد نیروهای داخلی و تغییرشکل اجزاء سازه چهار روش معرفی می‌کند که در این تحقیق از میان این چهار روش فقط سه روش تحلیل زیر برای دو حالت دیافراگم صلب و دیافراگم انعطاف‌پذیر استفاده شده است:

الف) تحلیل استاتیکی خطی؛

ب) تحلیل دینامیکی خطی طیفی؛

پ) تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون.

۲-۱-۱- معیارهای پذیرش در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود

پس از تحلیل سازه و تعیین نیروهای داخلی اعضاء، عملکرد اجزای سازه با توجه به معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار می‌گیرد. این معیارها بر حسب روش تحلیل، نوع اعضای سازه و رفتار آنها از لحاظ کنترل شونده توسط تغییرشکل یا نیرو متفاوت می‌باشند. طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود برای ارزیابی اعضای کنترل شونده توسط تغییرشکل باید از مقاومت مورد انتظار (Q_{CE}) که متوسط مقاومت تسلیم حاصل از آزمایش می‌باشد و برای ارزیابی اعضای کنترل شونده توسط نیرو باید از حد پایین مقاومت (Q_{CL}) که برابر متوسط مقادیر مقاومت تسلیم با کسر انحراف معیار است، استفاده شود.

۲-۱-۱-۱- برآورد نیروها و معیارهای پذیرش در روش خطی

مطابق این نشریه نیروها و تغییرشکلها در نقاطی از اعضاء که رفتار آنها کنترل‌شونده توسط تغییرشکل می‌باشد تحت ترکیب آثار زیر محاسبه می‌شوند:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (1)$$

که در آن Q_G اثر بارهای ثقلی و Q_E اثر بار جانبی ناشی از زلزله و Q_{UD} ترکیب اثر بارهای ثقلی و زلزله می‌باشد.

مطابق این آیین‌نامه نیرو در اعضای که رفتار آنها کنترل شونده توسط نیرو است باید برابر نیروهای حاصل از یکی از سه روش زیر اختیار گردد:

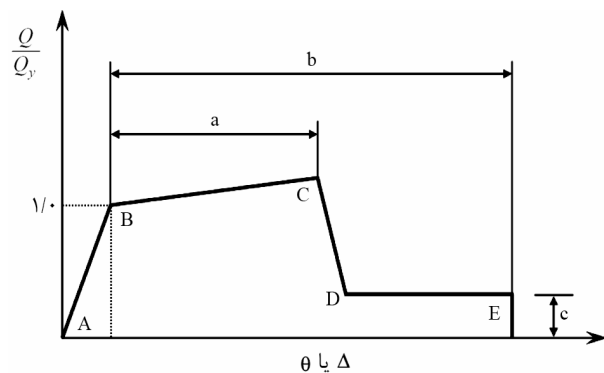
۱- حداکثر نیرویی که سازه می‌تواند به عضو وارد کند؛

۲- حداکثر نیرویی که با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی

$$Q_{CE} = T_{CE} = AF_{ye} \quad (9)$$

بر اساس FEMA-356 [۱۱]، ساختمانهایی که بر اساس ضوابط UBC94 [۱۲] برای مناطق لرزه‌ای ۳ و ۴ طراحی شده‌اند معیارهای سطح BSO (بهسازی مطلوب) را تأمین می‌کنند. با توجه به اینکه بسیاری از ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم برگرفته از UBC94 می‌باشد و مناطق لرزه‌ای ۳ و ۴ آیین‌نامه UBC94 به صورت تقریبی منطبق بر مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و خطر نسبی زیاد آیین‌نامه ۲۸۰۰ هستند، بنابراین ساختمانهایی که در این مناطق بر اساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ و با فرض دیافراگم صلب طراحی و ساخته شده‌اند قادرند که سطح BSO در FEMA-356 یا بهسازی مطلوب در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود را تأمین کنند؛ اما در صورتی که انعطاف‌پذیری دیافراگم در تحلیل ساختمانها در نظر گرفته شود ممکن است سازه سطح عملکرد مورد نظر را تأمین نکند که در قسمت بعد به بررسی آن پرداخته شده است.

برای تعریف خواص غیرخطی اجزاء سازه از منحنی نیرو-تغییرشکل غیرخطی اجزاء که در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، برای اجزاء سازه‌های فولادی بیان شده، استفاده شده است، شکل (۲). اثرات سخت‌شدگی کرنشی با در نظر گرفتن شیبی برابر با ۳ درصد شیب قسمت ارتجاعی در نظر گرفته می‌شود. مقادیر a ، b و c با توجه به نوع عضو در جداول پیوست آیین‌نامه مشخص شده است. پارامترهای Q_y و Q_v عبارتند از نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر اولین تسلیم در عضو. در تیرها و ستونها θ عبارت است از کل چرخش ارتجاعی و



شکل (۲): منحنی نیرو-تغییرشکل تعمیم یافته برای اجزاء و اجزای فولادی.

۲-۱-۲- برآورد نیروها و معیارهای پذیرش در روش غیرخطی

در روش غیرخطی نیروها و تغییرمکانهای حداکثر در هر عضو با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه محاسبه می‌شوند. جهت کنترل معیار پذیرش اعضاء در روشهای غیرخطی، باید در اعضای اصلی و غیراصولی که کنترل‌شونده توسط تغییرشکل هستند، تغییر شکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی بر حسب سطح عملکرد مورد نظر نباید بیش از ظرفیت آنها باشد. همچنین برای اعضای اصلی و غیراصولی کنترل‌شونده توسط نیرو نیز نیروهای به دست آمده از روشهای غیرخطی نباید بیشتر از حد پایین مقاومت این اعضاء باشند.

در این تحقیق، جهت بررسی تأثیر انعطاف‌پذیری دیافراگم بر عملکرد سازه، عملکرد و معیارهای پذیرش بادبندهای قاب میانی به دلیل تغییرشکل اضافی که در این اجزاء به دلیل خمش درون صفحه و انعطاف‌پذیری دیافراگم می‌تواند رخ دهد، انتخاب شده است. محل این بادبندها در پلان با نام *Brace1* مشخص شده است. مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شوند. مطابق این نشریه مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} مهاربندهای فولادی تحت فشار محوری باید مساوی کمترین مقدار حالات حدی کمانش کلی یا موضعی باشد. مقاومت طراحی مؤثر، P_{CE} مهاربند در فشار مطابق رابطه (۷) به دست می‌آید:

$$P_{CE} = 1.7F_{as} \cdot A \quad (7)$$

F_{as} عبارت است از تنش مجاز فشاری مهاربند که به

روش زیر محاسبه می‌شود:

$$\begin{cases} F_{as} = B \cdot F_a \\ B = \frac{1}{\left[1 + \frac{Kl/r}{2C_c} \right]} \end{cases} \quad (8)$$

در این رابطه، B ضریب کاهش تنش و F_a تنش فشاری مجاز مهاربند می‌باشد. همچنین در هنگام محاسبه تنش فشاری مجاز مهاربند به جای F_y باید F_{ye} (تنش تسلیم مورد انتظار) استفاده نمود. همین‌طور مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} ، مهاربند فولادی در کشش بایستی مشابه با ستونها با استفاده از رابطه (۹) محاسبه می‌شود:

مقادیر a ، b ، c و معیارهای پذیرش برای این نوع مفصل مطابق نشریه ۳۶۰ در جدول (۱) نشان داده شده است. به دو انتهای ستونها مفصل پلاستیک نوع $(P-M_2-M_3)$ (نیروی محوری - خمش حول محور ضعیف و قوی پروفیل) اختصاص داده شده است، شکل (۴). برای تیرهای که اتصالشان به ستونها مفصلی است، جهت بررسی تسلیم تیرها تحت بار ثقلی می‌توان در وسط دهانه تیر یک مفصل خمشی M_3 تعریف نمود.

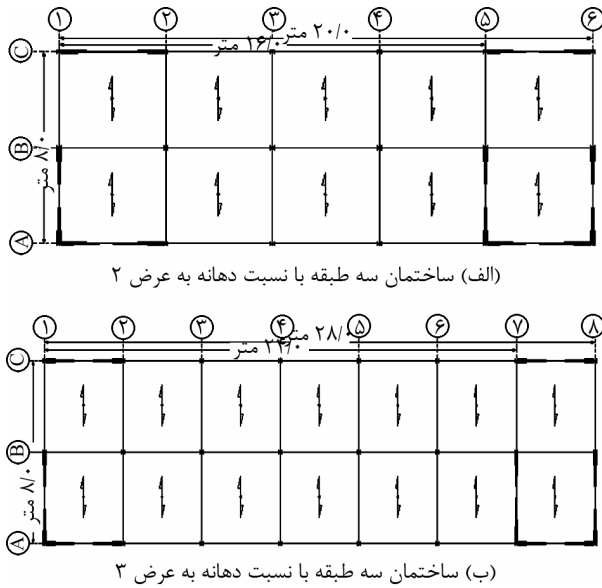
خمیری تیر یا ستون، θ_y چرخش حد تسلیم، Δ کل تغییر مکان ارتجاعی و خمیری و Δ_y تغییر مکان حد تسلیم. برای تعریف مفاصل پلاستیک مقاطع از مفاصل بیان شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (نشریه ۳۶۰) استفاده شده است. برای مهاربندبهای هم‌محور معرفی یک مفصل از نوع محوری در 0.4 طول عضو کافی است، اما در اینجا به دو انتهای بادبندها مفصل پلاستیک نوع p (نیروی محوری) اختصاص داده شده است، شکل (۳).

جدول (۱): پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش در روشهای غیرخطی برای مهاربندهای فولادی [۹].

معیارهای پذیرش ^۱					پارامترهای مدلسازی ^۲			جزء / تلاش
تغییر شکل خمیری					نسبت تنش پسماند	تغییر شکل خمیری		
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه اعضاء		b	a	
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	
$7\Delta_T$	$6\Delta_T$	$5\Delta_T$	$3\Delta_T$	$0.25\Delta_T$	$1/0$	$7\Delta_T$	$5\Delta_T$	تیرها و ستونها در کشش (به استثنای تیر و ستونهای EBF)
مهاربند فشاری (به استثنای مهاربند EBF)								
$8/0\Delta_C$	$7/0\Delta_C$	$7/0\Delta_C$	$5/0\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	0.2	$9\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	الف: زوج نبشی کمانش داخل صفحه
$7/0\Delta_C$	$6/0\Delta_C$	$6/0\Delta_C$	$4/0\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	0.2	$8\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	ب: زوج نبشی کمانش خارج صفحه
$8/0\Delta_C$	$7/0\Delta_C$	$7/0\Delta_C$	$5/0\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	0.2	$8\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	پ: مقاطع Z یا I
$8/0\Delta_C$	$7/0\Delta_C$	$7/0\Delta_C$	$5/0\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	0.2	$9\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	ت: زوج ناودانی کمانش داخل صفحه
$7/0\Delta_C$	$6/0\Delta_C$	$6/0\Delta_C$	$4/0\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	0.2	$8\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	ث: زوج ناودانی کمانش خارج صفحه
$7/0\Delta_C$	$6/0\Delta_C$	$6/0\Delta_C$	$4/0\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	0.2	$7\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	ج: مقاطع توخالی پر شده با بتن
ج: مقاطع قوطی نورد سرد								
$7/0\Delta_C$	$6/0\Delta_C$	$6/0\Delta_C$	$4/0\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	0.4	$7\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{750}{\sqrt{F_y}}$
$3/0\Delta_C$	$2/0\Delta_C$	$2/0\Delta_C$	$1/0\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	0.2	$3\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.								۳: $\frac{750}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{d}{t} \leq \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$
ح: مقاطع لوله‌ای شکل								
$8/0\Delta_C$	$5/0\Delta_C$	$6/0\Delta_C$	$4/0\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	0.4	$9\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{150 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
$3/0\Delta_C$	$2/0\Delta_C$	$2/0\Delta_C$	$1/0\Delta_C$	$0.25\Delta_C$	0.2	$3\Delta_C$	$0.5\Delta_C$	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.								۳: $\frac{150 \times 10^3}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{d}{t} \leq \frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
$13\Delta_T$	$11\Delta_T$	$9\Delta_T$	$7\Delta_T$	$0.25\Delta_T$	0.8	$14\Delta_T$	$11\Delta_T$	مهاربند کششی (به استثنای مهاربند EBF)

۱- Δ_C تغییر شکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار می‌باشد.

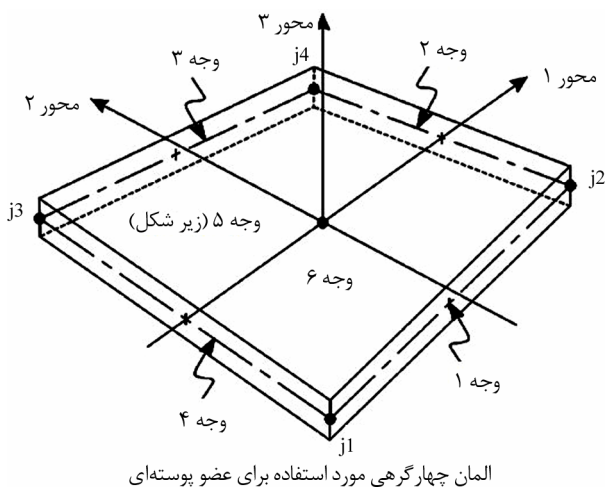
۲- Δ_T تغییر شکل محوری در بار نظیر کششی حد تسلیم (بار لهیدگی مورد انتظار) می‌باشد.



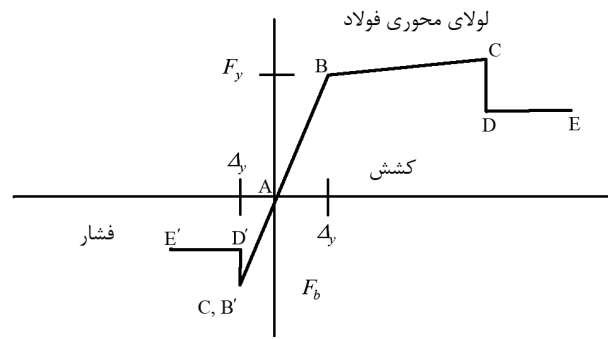
شکل (۵): مدل ساختمان سه طبقه برای دو نسبت دهانه به عرض ۲ و ۳.

- ۲- فرض صلبیت درون صفحه‌ای و انعطاف‌پذیری خارج صفحه‌ای دیافراگم؛
- ۳- فرض رفتار کاملاً انعطاف‌پذیر دیافراگم؛
- ۴- رفتار واقعی دیافراگم

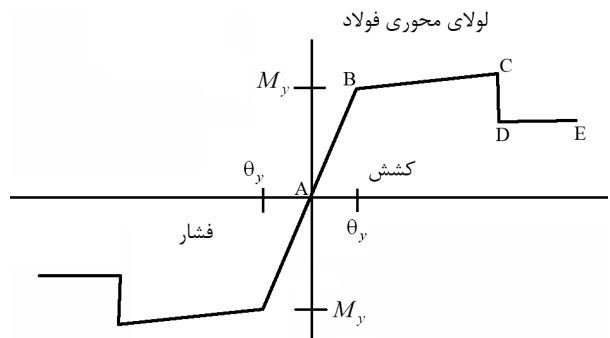
در این تحقیق، از فرض رفتار واقعی دیافراگم و فرض صلبیت درون صفحه‌ای و انعطاف‌پذیری خارج صفحه‌ای دیافراگم استفاده شده است، که برای مدلسازی رفتار واقعی دیافراگم از المان پوسته شکل (۶)، برای مدل کردن فرض صلبیت درون صفحه‌ای از تعریف گره مرکز جرم^۳ و اعمال قید دیافراگم^۴ شکل (۷) و برای مدلسازی تیرچه‌ها و اعضای قاب هم از المان تیر موجود در نرم‌افزار SAP2000 استفاده شده است، شکل (۸).



شکل (۶): المان پوسته استفاده شده در نرم‌افزار Sap2000.



شکل (۳): مفصل پلاستیک نوع p برای اعضای فولادی.



شکل (۴): مفصل پلاستیک نوع (P-M2-M3) برای اعضای فولادی.

۳- روش مدلسازی

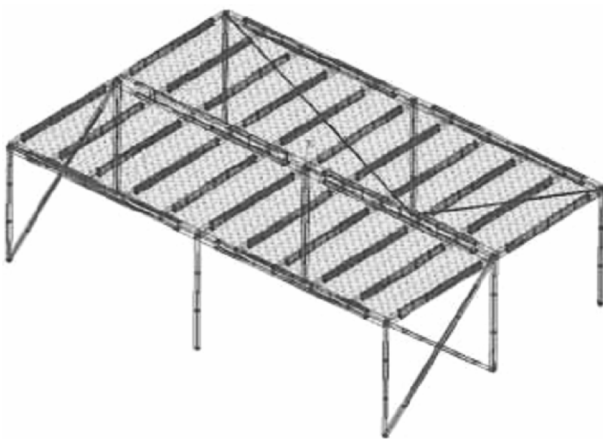
در این تحقیق، مطابق شکل (۵) از مدل‌های سه بعدی ساختمان یک، سه و پنج طبقه با مهارندهای انتهایی و یک دهانه مهاربندی شده در قاب میانی استفاده شده است. اگر بزرگترین فاصله بین دو قاب مهاربندی شده مجاور دهانه مهار نشده نامگذاری شود و نسبت آن به عرض پلان ساختمان (عرض ساختمان موازی با محور مهاربندی شده) محاسبه گردد، عدد حاصله که از این به بعد به عنوان نسبت دهانه به عرض نامیده می‌شود، پارامتر مهمی در ارزیابی میزان صلبیت سقفها می‌باشد که در این تحقیق برای هر ساختمان از دو نسبت دهانه به عرض ۲ و ۳ استفاده شده است. تمام مدل‌ها با فرض دیافراگم صلب و تحلیل استاتیکی خطی مطابق با مبحث دهم مقررات ملی برای کاربری مسکونی و مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و تیپ خاک III طراحی شده‌اند.

برای مدلسازی دیافراگم کف چهار حالت زیر را برای رفتار دیافراگم می‌توان در نظر گرفت:

- ۱- فرض صلبیت کامل دیافراگم (درون صفحه‌ای و خارج صفحه‌ای)؛

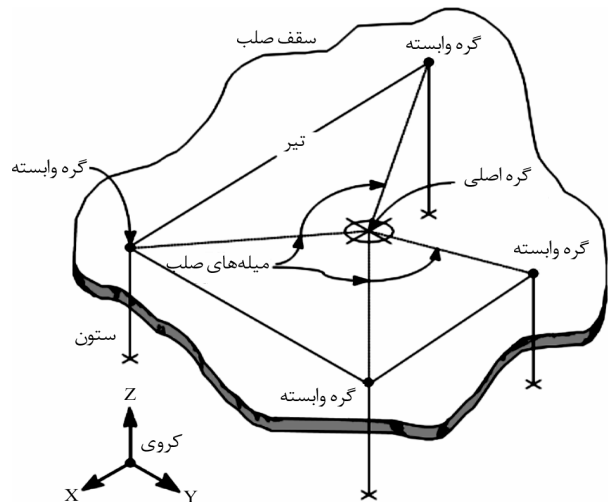
همچنین در تحلیل استاتیکی، معمولاً نیروهای جانبی افقی به گره مرجع در کف صلب اعمال می‌گردد، ولی در یک سازه با کف نیمه‌صلب یا انعطاف‌پذیر، اضافه نمودن این نیروها تنها به گره واقع در مرکز جرم منجر به ایجاد تمرکز تنش در نزدیکی مرکز جرم می‌گردد. بنابراین در این تحقیق نیروی جانبی زلزله به صورت یک بار گسترده در تراز هر طبقه بر روی کف، در جهت مربوطه بین گره‌ها پخش شده و سازه‌ها تنها در جهت موازی با تیرچه‌ها به دلیل سختی کمتر دیافراگم در این جهت تحلیل می‌شوند [۱۳].

برای تأیید و راست‌آزمایی روش مدلسازی سه بعدی و تحلیل در نرم‌افزار SAP2000 از مدل بررسی شده در یکی از مقالات محققان استفاده شده است [۱۴]. در این مرجع، مطابق شکل (۹) از یک ساختمان یک طبقه فلزی با سیستم مهاربندی همگرای معمولی استفاده شده است. در این سازه ستون‌ها و بادبندها از مقطع قوطی و تیرهای آن از نوع I می‌باشد که برای شهر تهران مطابق مبحث دهم مقررات ملی و استاندارد ۲۸۰۰ برای ضریب برش پایه $C = 0.146$ و برش پایه $C = 54.1 \text{ KN}$ طراحی شده است.

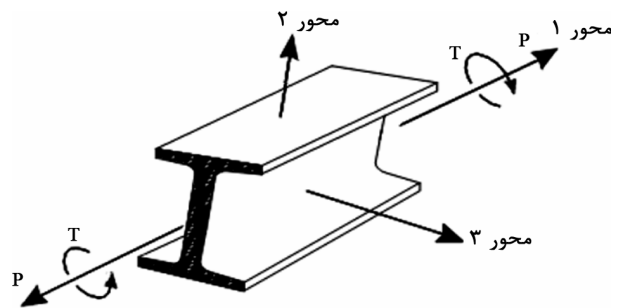


شکل (۹): نمونه سازه استفاده شده برای صحت‌سنجی مدلسازی.

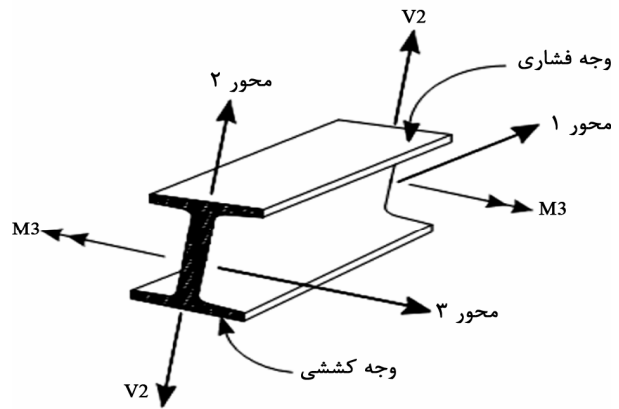
در مرجع [۱۴]، برای مدل کردن تیرها، ستون‌ها، بادبند و تیرچه‌ها از المان Beam و برای مدل کردن بتن رویه سقف از المان Shell در نرم‌افزار SAP2000 استفاده شده است. با توجه به مقایسه بین نتایج به دست آمده از تحلیل و نتایج بیان شده در مرجع [۱۴] که در جدول (۲) نشان داده شده است، می‌توان نتیجه گرفت که مدلسازی صحیح می‌باشد.



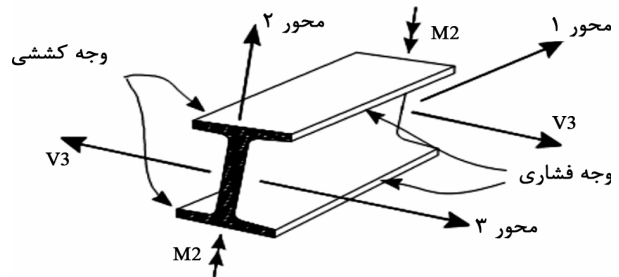
شکل (۷): قید دیافراگم استفاده شده در نرم‌افزار Sap2000.



جهت مثبت نیروی محوری و پیچش



جهت مثبت لنگر و برش در صفحه ۲-۱



جهت مثبت لنگر و برش در صفحه ۳-۱

شکل (۸): المان تیر استفاده شده در نرم‌افزار Sap2000.

جدول (۲): مقایسه جابه‌جاییها و تلاش داخلی بیان شده در جهت راستی آزمایشی مدلسازی.

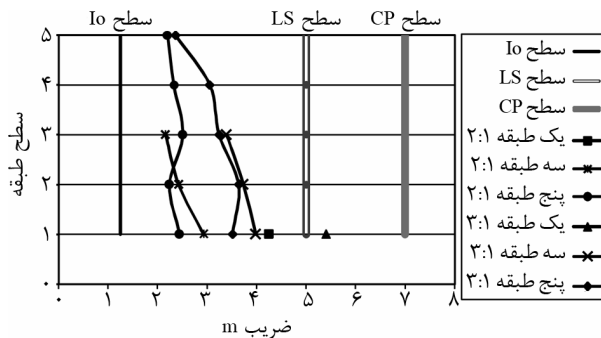
نوع تحلیل	نسبت جابه‌جایی دیافراگم به جابه‌جایی طبقه δ	جابه‌جایی نسبی طبقه	تغییر شکل دیافراگم (میلیمتر)	نیروی محوری در بادبندها (کیلوگرم)
تحلیل جامع سه بعدی با نرم‌افزار	۰/۰۸۹	۰/۳۱۳	۰/۰۲۸	۵۱۹
نتایج بیان شده در مقاله	۰/۰۸۲	۰/۳۱۹	۰/۰۲۶	۵۱۹

۴- نتایج تحلیل خطی استاتیکی

در جدول (۳)، میزان صلبیت و نوع دیافراگم از لحاظ انعطاف‌پذیری برای تحلیل خطی استاتیکی نشان داده شده است. در تمام مدل‌ها بیشترین مقدار انعطاف‌پذیری در سقف بالاترین طبقه رخ داده است. در این حالت تحلیل مشاهده می‌شود که مدل‌های یک و سه طبقه با نسبت دهانه به عرض ۳ دارای سقف نیمه صلب می‌باشند. برای تمام مدل‌ها مقدار نیروی محوری بادبندها و جابه‌جایی نسبی برای قابها مورد ارزیابی قرار گرفت. مدل انعطاف‌پذیر افزایش ۴ تا ۱۵ درصدی در جابه‌جایی نسبی طبقات و حداکثر خطای ۸ درصدی را در مقدار نیروی محوری بادبندهای میانی نشان می‌دهد که بیشترین اثر و خطا در بادبندهای طبقه اول مدل‌های یک و سه طبقه با نسبت دهانه به عرض ۳ می‌باشد.

جدول (۳): میزان صلبیت دیافراگم مطابق نشریه ۳۶۰ (روش خطی).

مدل	δ در جهت تیرچه‌ها	صلبیت دیافراگم مطابق نشریه ۳۶۰
یک طبقه با نسبت (۲:۱)	۰/۳۶	صلب
یک طبقه با نسبت (۳:۱)	۰/۷۹	نیمه صلب
سه طبقه با نسبت (۲:۱)	۰/۱۵	صلب
سه طبقه با نسبت (۳:۱)	۰/۵۱	نیمه صلب
پنج طبقه با نسبت (۲:۱)	۰/۰۵	صلب
پنج طبقه با نسبت (۳:۱)	۰/۲۳	صلب



شکل (۱۰): حداکثر DCR نیروی محوری در بادبندهای قاب میانی (روش خطی).

۵- تحلیل خطی دینامیکی

مطابق جدول (۴)، در تحلیل دینامیکی طیفی دیافراگم همه مدل‌ها به غیر از مدل یک طبقه با نسبت دهانه به عرض ۳ نسبت به تحلیل استاتیکی خطی صلبیت بیشتری از خود نشان می‌دهند و تنها این مدل رفتار نیمه صلب از خود نشان می‌دهد. اگرچه در تحلیل دینامیکی خطی صلبیت دیافراگم‌ها بیشتر شده است، اما در مقایسه با روش خطی استاتیکی، میانگین جابه‌جایی نسبی بزرگتری برای قابها در مقایسه با دیافراگم صلب می‌دهند که افزایش ۹ تا ۴۵ درصدی در جابه‌جایی نسبی طبقات مشاهده می‌گردد. اما مقدار نیروی محوری بادبندها و خطای آن کاهش یافته است. جدول (۵) پریود اصلی سازه در دو مدل انعطاف‌پذیر و

جدول (۴): میزان صلبیت دیافراگم مطابق نشریه ۳۶۰ (روش دینامیکی خطی).

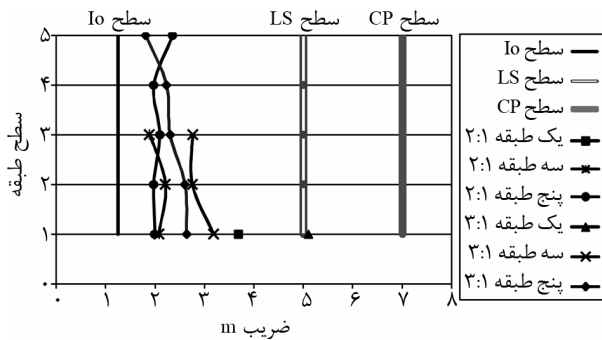
مدل	δ در جهت تیرچه‌ها	صلبیت دیافراگم مطابق نشریه ۳۶۰
یک طبقه با نسبت (۲:۱)	۰/۳۶	صلب
یک طبقه با نسبت (۳:۱)	۰/۸۸	نیمه صلب
سه طبقه با نسبت (۲:۱)	۰/۱۰	صلب
سه طبقه با نسبت (۳:۱)	۰/۴۹	صلب
پنج طبقه با نسبت (۲:۱)	۰/۰۵	صلب
پنج طبقه با نسبت (۳:۱)	۰/۲۰	صلب

شکل (۱۰) حداکثر DCR محاسبه شده برای بادبندهای قاب میانی برای هر سطح عملکرد را نشان می‌دهد. مطابق این شکل اگر چه مدل‌ها برای معیارهای سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه مورد پذیرش نیستند، اما به غیر از مدل یک طبقه با نسبت دهانه به عرض ۳، تمام مدل‌ها برای سطح عملکرد ایمنی جانی مورد پذیرش می‌باشند.

جدول (۵): پریود اصلی سازه در دو مدل انعطاف پذیر و مدل صلب (روش دینامیکی خطی).

مدل	پریود با فرض دیافراگم صلب (ثانیه)	پریود با دیافراگم انعطاف پذیر (ثانیه)	نسبت پریود دیافراگم انعطاف پذیر به پریود با فرض دیافراگم صلب
۱ طبقه با نسبت (۱:۲)	۰/۱۷۹	۰/۱۸۴	۱/۰۲۸
۱ طبقه با نسبت (۱:۳)	۰/۱۷۳	۰/۱۹۴	۱/۱۲۱
۳ طبقه با نسبت (۱:۲)	۰/۴۳۸	۰/۴۴۴	۱/۰۱۳
۳ طبقه با نسبت (۱:۳)	۰/۳۷۶	۰/۴۰۳	۱/۰۷۲
۵ طبقه با نسبت (۱:۲)	۰/۶۴۹	۰/۶۶۰	۱/۰۱۷
۵ طبقه با نسبت (۱:۳)	۰/۷۱۶	۰/۷۳۶	۱/۰۲۸

را ارضاء می‌نمایند. نتایج تحلیل‌های خطی به خصوص روش دینامیکی خطی نشان می‌دهند که فرض دیافراگم صلب برای مدل‌های با نسبت دهانه به عرض ۳ و کمتر از سه طبقه فرض مناسبی نیست.

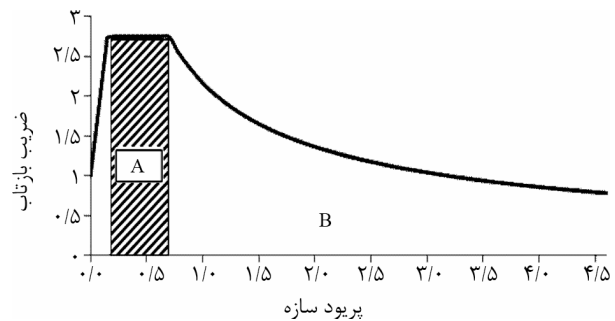


شکل (۱۲): حداکثر DCR نیروی محوری در بادبندهای قاب میانی (روش خطی دینامیکی).

۶- تحلیل غیر خطی استاتیکی

در تحلیل غیر خطی، صلبیت دیافراگم طبقات در تمام مدل‌ها نسبت به تحلیل‌های خطی افزایش یافته است. همان‌طور که جدول (۶) نشان می‌دهد، نسبت به تحلیل‌های خطی ضریب انعطاف‌پذیری (δ) به مقدار قابل توجهی کاهش پیدا کرده است، به طوری که دیافراگم تمام مدل‌ها از خود رفتار صلب نشان می‌دهند. در تحلیل غیر خطی به دلیل زیاد بودن مقاومت جانبی دیافراگم‌ها، سقف طبقات وارد مرحله غیر خطی نمی‌شود در حالی که اعضای قائم باربر جانبی وارد مرحله غیر خطی می‌گردند، این امر باعث افزایش تغییر مکان نسبی طبقات و در نتیجه کاهش ضریب انعطاف‌پذیری (δ) می‌گردد. اما میزان خطا و جابه‌جایی نسبی طبقات به خصوص در طبقات پایین سازه در مدل انعطاف‌پذیر نسبت به

صلب و نسبت آنها را که از تحلیل دینامیکی به دست آمده است را نشان می‌دهد. در همه مدل‌ها پریود سازه در مدل‌های انعطاف‌پذیر افزایش یافته است. بیشترین تغییر در پریود اصلی سازه در مدل یک طبقه با نسبت دهانه به عرض ۳ می‌باشد که ۱۲ درصد افزایش زمان تناوب در مدل انعطاف‌پذیر نسبت به مدل صلب وجود دارد. این افزایش زمان تناوب اگر ضریب بازتاب سازه را از ناحیه A شکل (۱۱) به ناحیه B وارد کند، می‌تواند باعث کاهش زیاد برش پایه دینامیکی سازه و افزایش خطا در تلاشها و جابه‌جایی‌های سازه گردد.



شکل (۱۱): ضریب بازتاب سازه برای زمین نوع سه با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد.

در شکل (۱۲)، حداکثر DCR نیروی محوری بادبندهای قاب میانی با مقدار m ، مانند حالت قبل مقایسه شده است. مانند حالت استاتیکی خطی تقاضا در بادبندهای قاب میانی مدل یک طبقه با نسبت دهانه به عرض ۳ از معیارهای پذیرش سطح عملکرد ایمنی جانی تجاوز می‌کند. بقیه مدل‌ها اگر چه نسبت به مدل صلب DCR بزرگتری می‌دهند (به خصوص در مدل سه طبقه با نسبت دهانه به عرض ۳)، اما معیارهای پذیرش سطح عملکرد ایمنی جانی

جدول (۶): میزان صلبیت دیافراگم مطابق نشریه ۳۶۰ (روش غیرخطی).

مدل	سطح عملکرد	δ در جهت تیرچه‌ها
یک طبقه با نسبت (۱:۲)	استفاده بی‌وقفه	۰/۳۰
	ایمنی جانی	۰/۲۳
	آستانه فروریزش	۰/۲۱
یک طبقه با نسبت (۱:۳)	استفاده بی‌وقفه	۰/۳۷
	ایمنی جانی	۰/۲۹
	آستانه فروریزش	۰/۲۵
سه طبقه با نسبت (۱:۲)	استفاده بی‌وقفه	۰/۰۵
	ایمنی جانی	۰/۰۲
	آستانه فروریزش	۰/۰۱
سه طبقه با نسبت (۱:۳)	استفاده بی‌وقفه	۰/۲۸
	ایمنی جانی	۰/۲۲
	آستانه فروریزش	۰/۲۰
پنج طبقه با نسبت (۱:۲)	استفاده بی‌وقفه	۰/۰۲
	ایمنی جانی	۰/۰۱
	آستانه فروریزش	۰/۰۱
پنج طبقه با نسبت (۱:۳)	استفاده بی‌وقفه	۰/۰۹
	ایمنی جانی	۰/۰۹
	آستانه فروریزش	۰/۰۹

در این بخش، عملکرد لرزه‌ای ساختمانهای فولادی مهاربندی شده با سقف‌های تیرچه‌ای که با فرض دیافراگم صلب طراحی می‌شوند، با در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری دیافراگم کف مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود نشریه شماره ۳۶۰، با روش سطح عملکرد در محدوده‌های خطی و غیرخطی با روشهای مختلف تحلیل مورد ارزیابی قرار گرفت. به طور خلاصه نتایج قابل استنتاج از این تحقیق عبارتند از:

۱. فرض دیافراگم صلب برای ساختمانهای فولادی مهاربندی شده با سقفهای تیرچه‌ای کمتر از سه طبقه و با نسبت دهانه به عرض بزرگتر از سه فرض مناسبی نبوده و در جهت اطمینان نمی‌باشد.

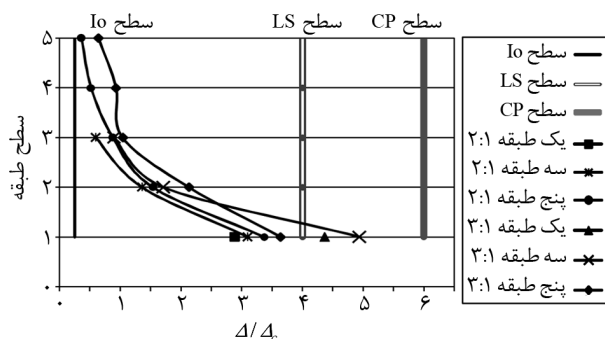
۲. مدل دیافراگم انعطاف‌پذیر جابه‌جایی نسبی و تغییرشکل بیشتری در قابهای سازه به خصوص قابهای میانی ایجاد می‌کند که این افزایش جابه‌جاییها می‌تواند منجر به افزایش نیرو درون بادبندهای این قابها شود، در حالی که این اعضاء در روش دیافراگم صلب برای انتقال این نیروها طراحی نشده‌اند.

۳. نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی در دو مدل انعطاف‌پذیر و صلب همچنین نشان می‌دهند در همه مدل‌ها پیوند سازه در حالت انعطاف‌پذیر نسبت به حالت دیافراگم صلب افزایش یافته است. این افزایش زمان تناوب می‌تواند باعث کاهش برش پایه دینامیکی سازه شود.

۴. انعطاف‌پذیری دیافراگم باعث تفاوت الگوی پخش بار بین بادبندها با حالت دیافراگم صلب می‌شود. این تفاوت باعث ایجاد نیروهای زیادتری در بادبندهایی که سطح بارگیر بیشتری دارند می‌گردد. این افزایش نیرو در طبقات پایین‌تر سازه بیشتر می‌باشد. به طور مثال در مدل‌های انعطاف‌پذیر یک و سه طبقه با نسبت دهانه به عرض ۳، بادبندهای طبقه اول معیار پذیرش سطح عملکرد ایمنی جانی را ارضاء نمی‌کنند.

۵. در تحلیل غیرخطی، در تمام مدل‌ها و برای همه سطوح عملکرد، دیافراگم طبقات نسبت به تحلیل‌های خطی

دو تحلیل دیگر افزایش داشته است، به طوری که در مدل یک طبقه با نسبت دهانه به عرض ۳ میزان افزایش جابه‌جایی نسبی طبقات در مدل انعطاف‌پذیر نسبت به مدل دیافراگم صلب ۱۰۰ درصد می‌باشد. در شکل (۱۳)، معیار پذیرش بادبندهای قاب میانی برای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) که به صورت نسبت تغییرشکل محوری تحت بارهای وارده به تغییرشکل محوری در بار کمانشی می‌باشد، نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدل‌های یک و سه طبقه با نسبت دهانه به عرض ۳ بادبندهای طبقه اول معیار پذیرش سطح عملکرد ایمنی جانی را ارضاء نمی‌کنند.



شکل (۱۳): نسبت تغییرشکل محوری به تغییرشکل محوری در بار کمانشی در بادبندهای قاب میانی (روش غیرخطی).

(۱۳۸۸). نقدی بر محاسبه تنشها و تغییرشکلها در دیافراگم کف به روش تقریبی تیر تیغه‌ای عنوان شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، دومین همایش مقررات ملی ساختمان، شیراز.

۹. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود نشریه شماره ۳۶۰ (۱۳۸۵). سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.

۱۰. آیین‌نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) (۱۳۸۴). مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.

11. American Society of Civil Engineers (ASCE) (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA Publication 356, Federal Emergency Management Agency, FEMA, Washington, D.C.
12. International Conference Of Building Officials (UBC94) (1994). Structural Engineering Provisions, California, Whittier.
13. Hadianfard, M.A. and Sedaghat, S. (2011). Nonlinear seismic response of braced steel structures with flexible block-joist floor, *The 2011 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'11)*, Seoul, Korea.
14. Sarkissian, L., Khalili, K., and Zahrai, S.M. (2006). Impact of joists direction on the diaphragm behavior of composite floor systems, *JSEE*, 8(1), 29-38.

۹- پانوش

- ۱- Diaphragm Action
- ۲- Constraints
- ۳- Master Joint
- ۴- Diaphragm Constraint

دارای رفتار صلب‌تری می‌باشند. در تحلیل غیرخطی به دلیل زیاد بودن مقاومت جانبی دیافراگم‌ها، سقف طبقات وارد مرحله غیرخطی نمی‌شود، در حالی که اعضای قائم باربر جانبی وارد مرحله غیرخطی می‌گردند که این امر باعث افزایش تغییرمکان نسبی طبقات و در نتیجه کاهش ضریب انعطاف‌پذیری (δ) می‌گردد.

۸- مراجع

1. Fleischman, R.B., Farrow, K.T., and Eastman, K. (2002). Seismic response of perimeter lateral-system structures with highly flexible diaphragms, *Earthquake Spectra*, 18, 251-286.
2. Saffarini, H. and Qudaimat, M. (1992). In-plane floor deformations in RC structures, *Journal of Structure Engrg, ASCE*, 118.
3. Celbi, M., Bongiovanni, G., Safak, E., and Brady, A.G. (1989). Seismic response of a large-span roof diaphragm, *Earthquake Spectra*, 337-350.
4. Tena Colunga, A. and Abrams, D.P. (1996). Seismic behavior of structure with flexible diaphragms, *Journal of Structure Eng.*, 122(4), 439-445.
5. Fleischman, R.B., Sauser, R., Pessiki, S., and Rhodes, A.B. (1998). Seismic behavior of parking structure diaphragms, *PCI Journal*, 43(1), 39-53.
6. Nakaki, SD. (2000). Design guidelines for precast and cast-in-place concrete diaphragms, *Earthquake Engineering Research Institute, EERI professional fellowship report*.
7. Barron, J.M. and Hueste M.B. (2004). Diaphragm effects in rectangular reinforced concrete, *ACI Structural Journal*.

۸. صداقت، سعید، هادیان فرد، محمدعلی و لشکری، علی