



دانشگاه صنعتی امیرکبیر

(پلی تکنیک تهران)

دوره چهل و هفت، شماره ۱، تابستان ۱۳۹۴، صفحه ۶۱ تا ۷۷
Vol. 47, No. 1, Summer 2015, pp. 61- 77



نشریه علمی - پژوهشی امیرکبیر (مهندسی عمران و محیط زیست)

Amirkabir Journal of Science & Research (Civil & Environmental Engineering)
(AJSR - CEE)

تحلیل رفتار لرزه ای قاب های بتن مسلح با شکل پذیری متفاوت بر اساس عملکرد

عباسعلی تسنیمی^{۱*}، نسرين نصراللهی^۲

۱- استاده، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

۲- کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

(دریافت ۱۳۸۹/۹/۸، پذیرش ۱۳۹۳/۶/۱)

چکیده

وقوع زلزله های اخیر بیانگر این مطلب است که بکارگیری آیین نامه های طرح لرزه ای، متضمن حفاظت جامع و مناسب سازه در برابر زلزله نیست. زیرا سازه های موجود در هنگام زلزله دارای سطوح مختلف عملکردی هستند و این در حالی است که هدف آیین نامه های موجود تامین سطح ایمنی جانی از طریق کنترل آسیب در زلزله های خفیف تا متوسط و جلوگیری از فرو ریزش در زلزله های بزرگ است. هدف از طراحی بر اساس عملکرد تامین ایمنی سازه در سطوح مختلف خطر است که متناسب با رفتار مورد انتظار آن باشد. در این راستا بررسی عملکردی رفتار ساختمان های طراحی شده بر مبنای آیین نامه های داخلی می تواند در تصحیح، تکمیل و توسعه این آیین نامه ها که در برگیرنده رفتار سازه ها است، موثر افتد. به همین منظور در این تحقیق تعداد ۷۲ قاب خمشی بتن مسلح با شکل پذیری متوسط و کم بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله و آیین نامه بتن ایران طراحی شده و رفتار آنها در هنگام وقوع زلزله بر مبنای سطوح مختلف عملکردی مورد مطالعه قرار گرفته است. عملکرد لرزه ای قاب های مورد مطالعه به دو روش تحلیلی استاتیکی غیرخطی (بارافزون) و دینامیکی غیرخطی (در حوزه زمان) مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج بدست آمده باهم مقایسه شده اند. این نتایج نشان می دهند که قاب های با شکل پذیری متوسط (به جز قاب های ۲ طبقه) در اثر زلزله در سطح خطر یک، دارای سطح عملکرد ایمنی جانی بوده و با افزایش ارتفاع طبقات، اغلب آنها عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه را نشان می دهند. در بین قاب های با شکل پذیری کم نیز، کلیه قاب های ۶، ۸ و ۱۰ طبقه منظم دارای نقطه عملکردی در سطح عملکرد ایمنی جانی بوده اند ولی قاب های ۲ و ۴ طبقه دارای سطح عملکرد ضعیف تری نسبت به اهداف در نظر گرفته شده در استاندارد ۲۸۰۰ بوده اند. در مقایسه ای کلی بین قاب های با شکل پذیری متوسط و کم، رفتار مناسب تر و ظرفیت رفتار غیر خطی بیشتری در قاب های با شکل پذیری متوسط مشاهده شده است.

کلمات کلیدی

سازه های بتن مسلح، سطوح عملکردی، طیف ظرفیت، تحلیل تاریخچه زمانی، تحلیل استاتیکی غیر خطی.

* نویسنده مسئول و عهده دار مکاتبات Email: tasnimi@modares.ac.ir

۱- مقدمه

نگرش غالب برای طراحی صحیح یک سازه در آیین نامه های موجود بر مبنای سطح ایمنی جانی است که قرار است سازه را در برابر زلزله پایدار سازد و تلفات جانی به حداقل ممکن یا صفر برسد. اما وقوع زلزله در سال های اخیر مانند زلزله کالیفرنیا که منجر به خسارتهای شدیدی به سازه ها شد، انتظار علمی و فنی را از رفتار مناسب سازه به سوی سطوح مختلفی از عملکرد سوق داد. با توجه به این سطوح عملکرد می توان سطح ایمنی مناسبی را برای سازه ها در نظر گرفت. به این معنی که در عمل ممکن است برخی از اهداف عملکردی (بجز ایمنی جانی) نظیر خسارت کنترل شده برای بسیاری از ساختمان ها قابل اجرا نباشد، اما باید امکان مطالبه ایمنی بیشتر و یا کمتر برای کارفرما منظور شود. اگر میزان هزینه و سود ناشی از نیاز ایمنی در رفتار لرزه ای سازه به صورت کمی مشخص باشد، امکان تصمیم گیری صحیح برای کارفرما فراهم خواهد شد [۱]. از این روی بسیاری از محققین اعتقاد دارند که باید روشهای طراحی لرزه ای مورد بازنگری وسیع و همه جانبه قرار گرفته و تحول اساسی در فلسفه آیین نامه های ذیربط صورت گیرد. به عبارت دیگر لازم است روشهای طراحی لرزه ای بر مبنای سطوح عملکرد پایه ریزی شود تا سازه طراحی شده اولاً اقتصادی باشد و ثانیاً عملکرد اجزای سازه ای و غیرسازه ای را بتوان با توجه به موقعیت و میزان لرزه خیز بودن ساختگاه تعیین کرد. در این صورت طراحان می توانند سازه ها را برای خسارت قابل انتظار که متناظر با لرزه خیزی ساختگاه باشد، طراحی کنند [۲ و ۳].

برای دستیابی به چنین رفتاری از سازه باید عوامل مختلفی را در فرایند تحلیل و طراحی منظور کرد. مهندسان ضمن توجه به اهمیت شکل پذیری و دانستن صرفاً یک سطح عملکرد، طراحی را بر مبنای حد الاستیک مقاومت و سختی سازه انجام می دهند ولی در روش طراحی بر اساس عملکرد، لازم است کلیه شرایط و نیازهای یک سازه در سطوح مختلف با توجه به سطح خطر زلزله و پارامترهای موثر در پاسخ را مورد ارزیابی قرار داد. بر این اساس سطوح مختلف عملکرد، کنترل کننده ابعاد مختلف طراحی می باشند. بنابراین در نظر گرفتن همزمان کلیه اهداف عملکردی در یک سازه، منجر به بهینه ترین طراحی برای آن خواهد شد [۴ و ۵]. با توجه به توضیحات فوق و تحقیقاتی که در کشورهایی چون آمریکا و نیوزلند انجام گرفته است می توان نتیجه گرفت که مبنای طراحی سازه ها در جهان در حال تحول است و بر خلاف آیین نامه های قدیمی، باید معیارهای خاصی را برای رسیدن به عملکرد مطلوب سازه با توجه به سطح خطر لرزه خیزی در نظر گرفت. در این رویکرد جدید، با توجه به عملکردی که از عناصر سازه ای و غیر سازه ای یک سازه انتظار

می رود، باید طراحی انجام شود.

تخمین نیاز و ظرفیت سازه برای کلیه سطوح عملکردی مترادف با تخمین کل هزینه در فرایند طراحی است که در صورت عدم دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر هزینه ها غیر قابل قبول خواهند بود. منظور از دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر در یک سازه یا به عبارت دیگر مناسب بودن یک سطح عملکرد، آن است که نیاز زلزله از ظرفیت اجزای سازه ای و غیر سازه ای فراتر نرود و کل سیستم قادر به ارضای شرایط مورد نظر باشد [۶]. در سازه هایی که براساس آیین نامه های کنونی مانند استاندارد ۲۸۰۰ ایران و UBC طراحی و اجرا می شوند، عملکرد مصونیت جانی مفروض است، ولی در روش طراحی براساس عملکرد، آسیب دیدگی واقعی ساختمان در سطوح خاصی از لرزش زمین در مقایسه با معیار های مقرر شده قابل قبول، مورد ارزیابی قرار می گیرد [۷ و ۸]. در این روش اطلاعات همراه با جزئیات لازم برای مالک سازه در مورد خسارتهای مورد انتظار در سطوح بخصوصی از زمین لرزه را فراهم می آورد. آنگاه قضاوت مهندسی، تصمیم گیری منطقی، تحلیل اقتصادی و اطلاعات پایه مبنای انتخاب و طراحی می شود [۹-۱۱]. نکته اصلی در استفاده از آیین نامه ها در این است که رابطه ای بین سطح استحکام، ایمنی و عملکرد سازه در برابر زلزله و هزینه تمام شده بدست نمی دهد. از این روی امروزه محققان به دنبال روشهایی هستند که علاوه بر صرفه جویی در وقت، هزینه و دقت در جوابها، روش مورد نظر جایگزین مناسبی برای روشهای تحلیل دینامیکی باشد و پارامترهای اصلی زمین لرزه را به نحو مطلوبی در خود منظور کرده باشند [۱۲-۱۴].

این مقاله سطوح عملکرد قاب های خمشی بتن مسلح را که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۱۵] و آیین نامه بتن ایران، (آبا) [۱۶] طراحی شده اند، مورد تحلیل بارافزون که شامل تولید تیف ظرفیت و تعیین نقطه عملکرد سازه ای است قرار داده و نتایج بدست آمده را با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی که به صورت تاریخیچه زمانی انجام شده مقایسه کرده است.

۲- مشخصات فنی و روشهای تحقیق

۲-۱- روشهای تحلیل دینامیکی به کار گرفته شده

در تحلیل های ارائه شده در این مقاله دو روش تحلیل غیر الاستیک تاریخیچه زمانی و روش تحلیل بار افزون مورد استفاده قرار گرفته است. روش تحلیل غیر الاستیک تاریخیچه زمانی که با دقت مناسبی کلیه نیروها و تغییر شکل های فزاینده را در تمامی المان های یک سازه برآورد می کند، مناسب ترین و بهترین روش در تحلیل دینامیکی سازه ها است. بکارگیری این روش نیازمند استفاده از مجموعه ای شتابنگاشت زلزله است که هر یک در

سیستم از قبل مشخص است. چرا که روش بارافزون تنها نیاز تحمیل شده به سازه را که با میزان ظرفیت مقایسه می گردد برآورد می کند. تعیین ظرفیت تغییر شکل المانها در یک سیستم از جمله مواردی است که به تحقیقات فراوان نیاز دارد خصوصاً زمانی که فرض در نظر گرفتن خرابی فزاینده (که ناشی از وقوع پدیده تخریب مقاومت در عضو سازه ای است) برای کل سازه امری اجتنابناپذیر باشد.

نوع توزیع بار جانبی مورد استفاده در روش بارافزون تاثیری کاملاً مستقیم بر دقت نتایج خواهد داشت. نحوه توزیع نیروهای اینرسی ایجاد شده توسط هر نوع توزیع بار جانبی باید به گونه ای باشد که بحرانیترین پاسخ را در سازه ایجاد کند. انتخاب نوع توزیع بار جانبی مورد استفاده در تحلیل به عوامل متعددی نظیر شدت زمین لرزه، مشخصه های دینامیکی سازه و محتوای فرکانسی زمین لرزه بستگی دارد. لذا با توجه به پارامترهای گفته شده در بالا امروزه به جرأت می توان گفت که تقریباً هیچ اتفاق نظری در بین صاحب نظران در خصوص انتخاب بهترین توزیع بار جانبی در روش تحلیل بار افزون وجود ندارد.

۲-۲- روش تخمین تغییر مکان هدف

منظور از تغییر مکان هدف، میزان تغییر مکانی است که انتظار می رود سازه در یک زلزله طراحی تجربه کند. محل اندازه گیری و سنجش تغییر مکان هدف در محل مرکز جرم طبقه بام سازه است. یکی از روشهای تخمین حداکثر پاسخ سازه (تغییر مکان هدف) در یک سطح عملکرد خاص روش طیف ظرفیت است. در این روش به منظور تعیین تغییر مکان هدف، بجای استفاده از طیف تغییر مکان الاستیک و سپس اعمال ضرایب تصحیح، منحنی ظرفیت بصورت طیفهایی با میرایی بالا مورد استفاده قرار می گیرد و بدین ترتیب نیاز تغییر مکان و مقاومت سیستم یک درجه آزادی معادل غیرالاستیک بدست می آید. به عبارت دیگر در این روش ابتدا به منظور بدست آوردن طیف ظرفیت سازه، مقادیر برش پایه و تغییر مکان هدف هر نقطه واقع بر منحنی ظرفیت توسط روابطی به ترتیب به مقادیر شتاب طیفی و تغییر مکان طیفی تبدیل می گردند. منحنی پاسخ (طیف نیاز) با مقدار میرایی معین که به سطح تغییر شکل مورد نظر بستگی دارد نیز تعیین می گردد. طیف نیاز بدست آمده مربوط به سطح زلزله طراحی می باشد. آنگاه هر دو منحنی در یک دستگاه مختصات شتاب طیفی- تغییر مکان طیفی رسم شده و از تلاقی آنها حداکثر پاسخ سازه که همان مقدار تغییر مکان هدف می باشد بدست می آید.

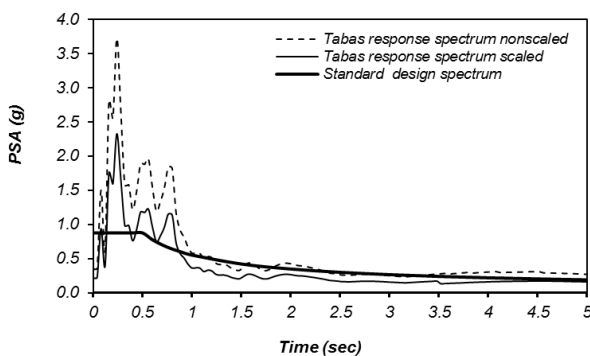
شدت، محتوای فرکانسی و مدت تداوم (که همگی وابسته به خصوصیات گسلها و فاصله آنها از محل مورد نظر است) با یکدیگر متفاوت باشند [۱۷]. همچنین استفاده از این روش نیازمند مدلسازی صحیح خصوصیات منحنی بار-تغییر شکل تناوبی تمامی المانهای سیستم سه بعدی خاک-پی-سازه و از همه مهمتر دانش کافی از میزان ظرفیت تغییر شکل در المانهایی که پدیده تخریب در مقاومت و سختی آنها رخ می دهد، می باشد، تا به کمک آن بتوان حالت های حدی و معیارهای قابل قبول در سطح عملکرد آستانه فرو ریزش را تعیین کرد [۵].

در روش تحلیل بار افزون ابتدا سازه طرح شده تحت تاثیر یک یا چند پروفیل توزیع بار (تغییر مکان) جانبی قرار می گیرد. سپس مقادیر نیرو (تغییر مکان) در هر تراز به تدریج و در هر گام تحلیل افزایش یافته تا مقادیر آنها به مقادیر از پیش تعیین شده در طراحی سازه برسد. به کارگیری این روش ممکن است باعث ایجاد تغییر شکل های غیر الاستیک قابل توجه در سیستم شود. سپس پاسخ غیر الاستیک سازه و المانهای آن در تحلیل محاسبه شده و نسبت نیاز به ظرفیت در زمانی که تغییر مکان بالای سازه به تغییر مکان هدف می رسد، در سطوح عملکرد تعیین شده بدست می آید. اگر نسبت نیاز به ظرفیت (که برای المانهای شکل پذیر در قالب تغییر شکل و برای المانهای ترد در قالب نیرو بیان می گردد) از حد مجاز فراتر رود، سیستم مورد بازبینی و اصلاح قرار گرفته و مجدداً تحلیل بر روی آن انجام می گیرد تا اطمینان از عملکرد مطلوب سازه حاصل شود.

هدف از بکارگیری روش تحلیل بار افزون بدست آوردن مشخصه هایی از پاسخ سازه است که از طریق روشهای استاتیکی و دینامیکی الاستیک قابل دستیابی نیستند. این روش ساده و مناسب است اما تفسیر نتایج حاصل از آن بدلیل تشکیل تعداد زیاد مفاصل پلاستیک در المانها ممکن است مشکل به نظر برسد. بنابراین شرح جزئیات و نتایج، نیازمند در نظر گرفتن فرضیاتی در تحلیل است. یکی از روشهای متداول، تبدیل پاسخ سازه به پاسخ سیستم یک درجه آزادی معادل (SDOF) است، به عبارت دیگر پاسخ سازه را می توان با تنها یک حالت کنترل نموده که شکل آن در خلال تاریخچه زمانی پاسخ، ثابت می ماند. تحقیقات به عمل آمده نشان می دهند که روش فوق تخمین قابل قبولی از پاسخ تغییر شکل کل سیستم خصوصاً در ارتباط با سازه هایی که درصد مشارکت مود اول در آنها بسیار بالا باشد ارائه می دهد. در استفاده از روش تحلیل غیرخطی بار افزون باید این نکته را خاطر نشان کرد که در تخمین سطح عملکرد فرض بر آن است که میزان ظرفیت تغییر شکل تمامی المانهای

طیف طراحی منطقه مورد مطالعه به مقیاس درآورد. به منظور به مقیاس درآوردن شتابنگاشت‌ها از روش ارائه شده در دستورالعمل بهسازی ایران استفاده شده است. مطابق این دستورالعمل، شتابنگاشت‌های متناسب با شرایط ساختگاه باید طوری اصلاح شوند که طیف آنها در دوره تناوب $0/1$ تا 3 ثانیه با طیف طرح استاندارد برای سطح خطر مشخص همخوانی داشته باشد. بدین منظور طیف طرح استاندارد برای سطح خطر یک در مناطق با سطح لرزه‌خیزی مختلف به همراه طیف پاسخ زمین‌لرزه مورد نظر در یک دستگاه ترسیم شده و سپس ضریب مقیاس به نحوی تعیین شده که مساحت زیر منحنی طیف پاسخ زمین‌لرزه با طیف طرح در محدوده $0/1$ تا 3 ثانیه تقریباً مطابقت نماید. طیف پاسخ مقیاس شده شتابنگاشت‌ها برای شتاب مبنای طرح $0/35g$ در شکل‌های ۱، ۲ و ۳ ارائه شده‌است.

تحلیل و طراحی قاب‌های مورد مطالعه به وسیله نرم‌افزار Sap انجام شده‌است. از نرم افزار تحلیل غیر خطی IDARC نیز به عنوان ابزاری برای تحلیل غیرخطی سازه‌ها چه به صورت استاتیکی و دینامیکی استفاده شده‌است [۱۸]. این نرم افزار مختص تحلیل دو بعدی قاب‌های بتن مسلح دارای قاب خمشی و یا دیوار برشی است. در برنامه IDARC انجام روش تحلیل استاتیکی غیرخطی به هر دو صورت نیرو-کنترل یا تغییرمکان-کنترل امکان پذیر است. به این صورت که در حالت اول (نیرو-کنترل) توزیع افزایشنده‌ای از نیروهای جانبی به سازه اعمال شده و تغییر مکان‌های افزایشنده هر طبقه محاسبه می‌شود. در عمل به دلیل آنکه توزیع تغییرشکل سازه در دست نیست و تخمین توزیع نیروهای جانبی آسانتر است، از روش اول استفاده می‌شود.



شکل (۱): طیف پاسخ مقیاس شده شتاب نگاشت زمین‌لرزه طیب

از آنجا که تعیین نقطه عملکرد بر روی طیف ظرفیت در روش فوق به موقعیت نقطه عملکرد بستگی به میزان کاهش طیف نیاز الاستیک 5% میرایی دارد و از طرفی میزان کاهش طیف نیاز الاستیک 5% میرایی نیز بستگی به مقدار میرایی ویسکوز موثر نظیر نقطه عملکرد دارد. از اینرو برای تعیین نقطه عملکرد بر روی طیف ظرفیت، دو مجهول وابسته به هم وجود دارد. بنابراین در این مورد باید از روش سعی و خطا استفاده کرد که در صورت بروز خطای قابل قبولی بین مراحل مختلف به جواب نهایی منجر شود [۵] و [۶].

۲-۳- مشخصات مدل‌های مورد مطالعه

در این قسمت سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه و نحوه طراحی آنها بر اساس معیارها و ضوابط استاندارد 2800 ایران، استاندارد 519 و آیین‌نامه‌بتن ایران معرفی می‌شود. در این تحقیق با توجه به تنوع ساختمان‌های بتن مسلح موجود و پراکندگی نوع ساخت آنها، تعداد 72 قاب خمشی دو بعدی، طراحی و پاسخ لرزه‌ای آنها بررسی شده است. بر این اساس 8 مدل قاب خمشی بتن مسلح منظم و 4 قاب خمشی نامنظم در نظر گرفته شد (جدول ۱). تمام این قاب‌ها برای دو حالت شکل‌پذیری متوسط و کم و برای سه منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد، زیاد و متوسط تحلیل و طراحی شده‌اند. در همه این قاب‌ها ارتفاع طبقات $3/2$ متر و عرض دهانه‌ها 4 متر است و به علت تعداد زیاد قاب‌ها برای نام گذاری آنها از نماد خاصی که بیانگر همه پارامترهای مذکور باشد استفاده شده‌است. به عنوان مثال در نماد FIJASN، حرف F برای قاب و I جانشین دو عدد 1 و 0 که به ترتیب تبیین‌کننده منظم و نامنظم بودن قاب است، استفاده شده‌است. حرف سوم (J) برای دو سطح شکل‌پذیری متوسط (M) و کم (L) بکار برده شده‌است. حرف چهارم (A) برای نشان دادن سه سطح خطر نسبی ($a = 0.35, b = 0.3, c = 0.25$) و حرف پنجم (S) تعداد دهانه‌ها و بالاخره حرف آخر یا ششم (N) تعداد طبقات را مشخص می‌کند، این حرف می‌تواند شامل یک یا دو رقم برای بیان تعداد طبقات نیز باشد.

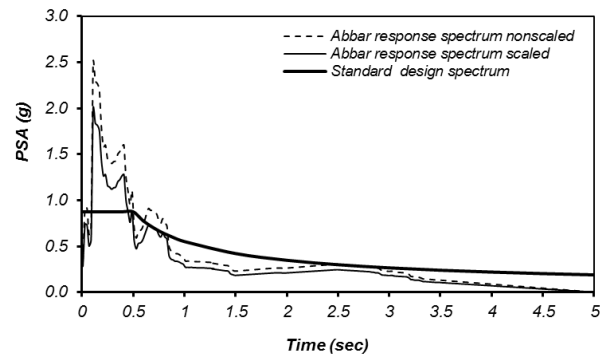
۲-۴- معرفی شتاب نگاشت‌های انتخابی و طیف‌های مربوطه

به منظور ارزیابی نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی قاب‌های مورد مطالعه از سه شتاب نگاشت مربوط به زمین‌لرزه‌های طیبس، آبربر (منجیل) و ال‌سنتره که در خاک نوع II ثبت شده‌اند، استفاده شده‌است. هر زمین‌لرزه مشخص‌کننده خصوصیات همان ساختگاهی است که زلزله در آن رخ داده است، به همین علت شتابنگاشت‌های مورد استفاده را باید با توجه به

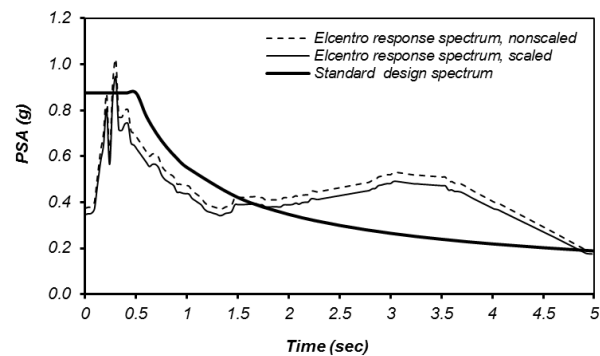
ضرایب α_K و α_M به نوع میرایی در نظر گرفته شده برای کل سیستم بستگی دارند. در حالت میرایی متناسب با جرم که حالت فرض شده در این تحقیق است، مقادیر α_K و α_M برابر خواهند بود با:

میرایی بحرانی و فرکانس زاویه ای حالت i ام هستند. روابط میرایی متناسب با سختی و میرایی رایله ارائه شده است [۷].

با توجه به نوع کاربرد مدل های رفتاری و المان های استفاده شده در مدل سازی، نوع رفتار انتخاب شده در این تحقیق، مدل سه پارامتری پارک است. تأثیر پارامترهای کنترل کننده رفتاری که ذیلا به آنها اشاره می شود، در همه ساختمانها در حد متوسط فرض شده است. همان طور که قبلاً عنوان شد در اثر تغییر مکان های جانبی نسبی طبقات که در اعضا رخ می دهد و تحت تأثیر بارهای ثقلی، لنگرهای واژگونی در المان ایجاد می شود. به همین دلیل در برنامه غیرخطی IDARC اثر $P-\delta$ با نیروی جانبی معادل بیان می گردد. ایده مذکور توسط ویلسون و حبیب... در سال ۱۹۸۷ ارائه گردیده است [۱۹]. تمامی المان ها از قبیل تیرها، ستون ها در همه مدلها با یک نوع منحنی رفتاری معرفی شده اند. خصوصیات بتن و فولاد برای همه المانها یکسان انتخاب شده است. شکل هندسی مقاطع تیر و ستون به صورت مربع است. برای مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی تاریخچه زمانی، مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران، حداکثر پاسخ سازه در سه تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی به عنوان پاسخ در نظر گرفته شده است. بر اساس پیشنهاد دستور العمل بهسازی ایران، برای ساختمانهای با زمان تناوب پایین که در آنها مود اول ارتعاش نقش عمده دارد، توزیع نیروهای جانبی به شکل مثلثی می باشد و در ساختمانهای با زمان تناوب بالای ۲/۵ ثانیه، اثر مودهای بالاتر از اول قابل توجه بوده و از توزیع مودال استفاده می شود. استاندارد FEMA273 نیز به کارگیری حداقل دو نوع توزیع نیروی جانبی را الزامی می داند. با توجه به مطالب گفته شده در این تحقیق و با توجه به پایین بودن زمان تناوب قابها، از توزیع مثلثی معکوس در تحلیل بار افزون استفاده شد.



شکل (۲): طیف پاسخ مقیاس شده شتاب نگاشت زمین لرزه منجیل



شکل (۳): طیف پاسخ مقیاس شده شتاب نگاشت زمین لرزه سنترو

۲-۵- نحوه انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی

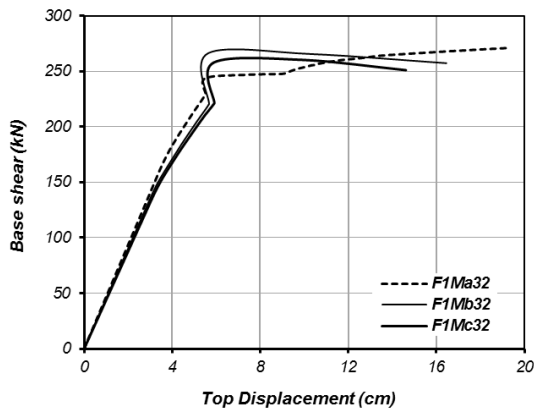
معادله تعادل حاکم بر سیستم های سازه ای در تحلیل دینامیکی غیر خطی به صورت رابطه (۱) است:

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K_t]\{\Delta u\} = -[M](\{L_n\}\Delta\ddot{x}_{gh} + \{L_v\}\Delta\ddot{x}_{gv}) - \{\Delta P_v\} - \{\Delta P_{FR}\} - \{\Delta P_{HY}\} - \{\Delta P_{IW}\} + c_{corr}\{\Delta F_{err}\} \quad (1)$$

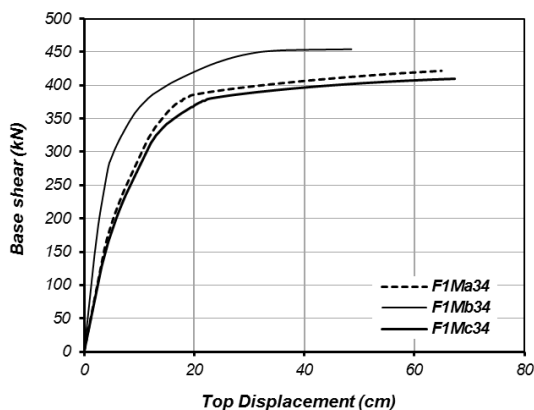
در رابطه فوق $[M]$ ماتریس جرم متمرکز، $[C]$ ماتریس میرایی، $[K_t]$ ماتریس سختی مماسی، $\{\Delta\ddot{u}\}$ ، $\{\Delta\dot{u}\}$ ، $\{\Delta u\}$ به ترتیب بردارهای نموشتاب، سرعت و تغییر مکان سازه، $\{L_n\}$ ، $\{L_v\}$ نیز به ترتیب بردارهای توزیع کننده شتاب افقی و عمودی زمین و سرانجام $\Delta\ddot{x}_{gv}$ ، $\Delta\ddot{x}_{gh}$ به ترتیب نمو شتاب افقی و عمودی زمین تعریف می شوند. معادله فوق به کمک الگوریتم بتا-نیومارک انجام می گیرد که افزایش شتاب را در بین دو گام متوالی به صورت خطی در نظر می گیرد. مقادیر پیش فرض $\beta=1/4$ و $\gamma=1/2$ برای پارامترهای مورد استفاده در این روش استفاده شده است. میرایی به صورت کلی با رابطه (۲) تعریف می شود:

$$[C] = \alpha_M [M] + \alpha_K [K_t] \quad (2)$$

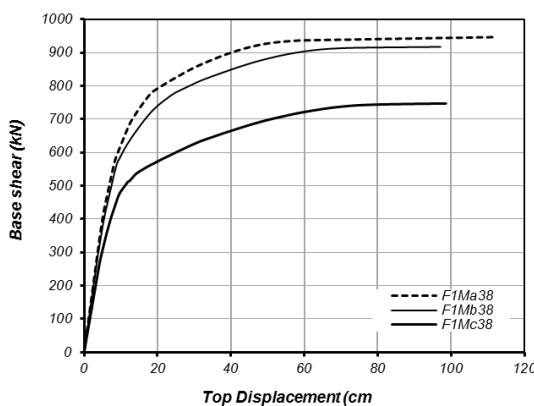
تبدیل منحنی برش پایه- تغییر مکان هدف به طیف ظرفیت مشابه با معادلات تحلیل دینامیکی خطی مودال در دینامیک سازه ها است که برای تبدیل برش پایه به نیروی مودال و تبدیل تغییر مکان بام به تغییر مکان مودال استفاده می شود.



شکل (۴): منحنی ظرفیت قاب‌های F1MA32



شکل (۵): منحنی ظرفیت قاب‌های F1MA34



شکل (۶): منحنی ظرفیت قاب‌های F1MA38

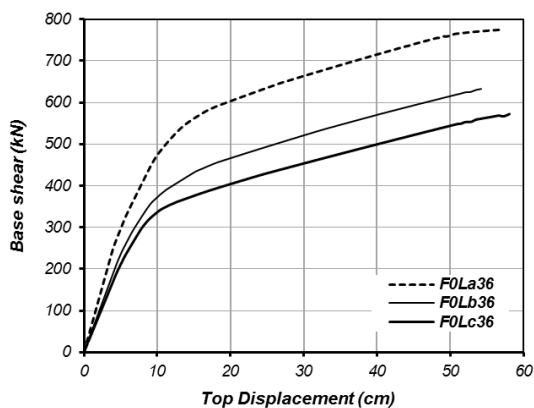
۳- نتایج حاصل از تحلیل بار افزون

۳-۱- منحنی ظرفیت قاب‌های خمشی:

همانطور که در قسمت‌های قبلی اشاره شد، نتیجه تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌تواند به صورت منحنی برش پایه- تغییر مکان در تراز بام ارائه شود. در شکل‌های (۴، ۵ و ۶) نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی برای برخی از سازه‌هایی که دارای شکل‌پذیری متوسط منظم هستند، ارائه شده‌است. در هر شکل منحنی ظرفیت یک قاب خمشی که برای سه سطح خطر نسبی خیلی زیاد (a)، زیاد (b) و متوسط (c) تحلیل و طراحی شده، آورده شده‌است. همانطور که از نمودارها مشخص است، منحنی ظرفیت قاب‌های طراحی شده برای سطح خطر نسبی زیاد دارای سختی بیشتری هستند. در خصوص قاب‌های خمشی نامنظم که دارای شکل‌پذیری متوسط می‌باشند، شکل-های (۷، ۸ و ۹) بیانگر منحنی ظرفیت این قاب‌ها است که همانند قاب‌های منظم بر اساس ارتفاع دسته بندی شده‌اند و در هر نمودار منحنی ظرفیت قاب با سطوح خطر نسبی متفاوت، برای مقایسه آورده شده‌است. در این نمودارها مشخص است که، قاب طراحی شده برای سطح خطر نسبی خیلی زیاد، با برش پایه بزرگتری به حالت تسلیم می‌رسد. در شکل ۱۰ و ۱۱ نیز یک نمونه از منحنی ظرفیت قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری کم در دو حالت منظم و نامنظم برای مقایسه ارائه شده‌است.

۳-۲- نقطه عملکرد قاب‌ها

در قسمت ۲-۲ اشاره شد که برای به دست آوردن نقطه عملکرد از روش طیف ظرفیت استفاده می‌شود. در ادامه ضمن ارائه روابط مربوط، نمودارها و نتایج حاصل برای نقطه عملکرد قاب‌های مورد بررسی ارائه می‌شود. برای بدست آوردن نقطه عملکرد سازه، پس از بدست آوردن منحنی برش پایه - تغییر مکان هدف، گام بعدی برگرداندن آن از مختصات مذکور به مختصات شتاب طیفی- تغییر مکان طیفی در یک منحنی معادل ظرفیت می باشد. این روش شامل محاسبه و تعیین منحنی ظرفیت نیرو - تغییر مکان سازه و مقایسه آن با طیف نیاز، از قبل تعیین شده‌است. پس از بدست آوردن منحنی ظرفیت، باید آن را بر منحنی نیاز اثر داد. مجموعه طیف‌های مذکور معمولاً در قالب طیف‌های پاسخ شتاب- تغییر مکان نمایش داده می شوند. برتری نحوه این نوع ارائه در آن است که هر دو نیاز مقاومت (شتاب) و تغییر مکان را می توان در یک نمودار مشاهده کرد. به منظور بدست آوردن طیف ظرفیت قاب، گام اول بدست آوردن منحنی برش پایه - تغییر مکان هدف از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی است. گام بعدی برگرداندن آن از مختصات مذکور به مختصات شتاب طیفی- تغییر مکان طیفی در یک منحنی معادل ظرفیت و



شکل (۱۱): منحنی ظرفیت قاب های F0LA36 (نامنظم)

برای هر نقطه با مختصات (Δ_{roof}, V) روی منحنی ظرفیت و با استفاده از روابط ۳ تا ۷ می توان نقطه متناظر با (S_d, S_a) را روی طیف ظرفیت بدست آورد.

$$S_{ai} = \frac{V_i}{(W \times a_1)} \quad (3)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{(\Gamma_1 \times \Phi_{1,roof})} \quad (4)$$

$$a_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N W_i \Phi_i \right]^2}{W \sum_{i=1}^N W_i \Phi_i^2} \quad (5)$$

$$a_2 = \Phi_{roof} \frac{\left[\sum_{i=1}^N W_i \Phi_i \right]}{\sum_{i=1}^N W_i \Phi_i^2} \quad (6)$$

$$D = \delta_{roof} / a_2 \quad (7)$$

عوامل این روابط عبارتند از:

a_1 : ضریب جرم مودی

Γ_1 : ضریب مشارکت مودی در مود اول

$\Phi_{1,roof}$: شکل مود اول در بام

V_i : برش طبقه i ام

W : وزن کل ساختمان

W_i : وزن طبقه i ام

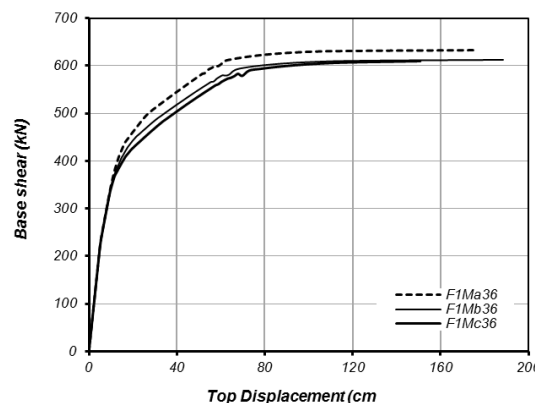
a_2 : نسبت تغییر مکان بدست آمده از تحلیل بار افزون به تغییر مکان بام

Φ_i : شکل مودی حاصل از روش تحلیل بار افزون در طبقه i ام

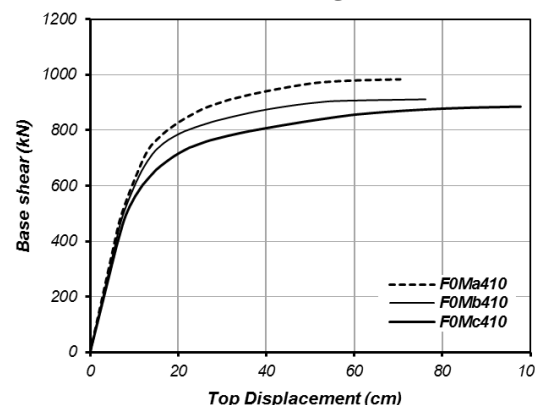
Φ_{roof} : شکل مودی حاصل از روش تحلیل بار افزون در طبقه بام

D : تغییر مکان طیفی

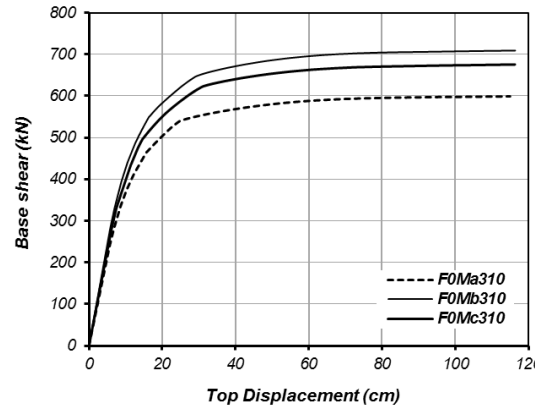
δ_{roof} : تغییر مکان بام سازه



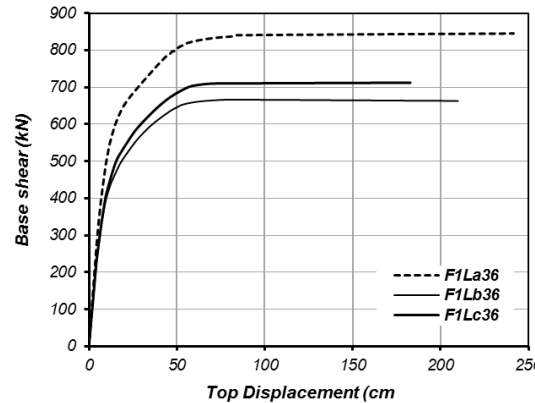
شکل (۷): منحنی ظرفیت قاب های F1MA36



شکل (۸): منحنی ظرفیت قاب های F0MA410

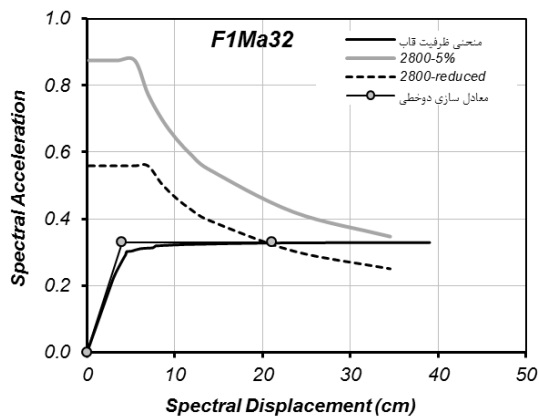


شکل (۹): منحنی ظرفیت قاب های F0MA310

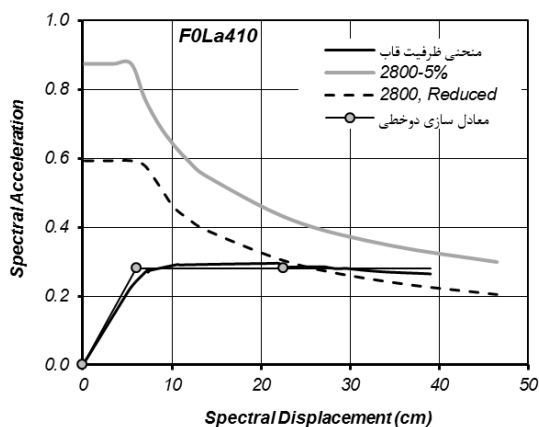


شکل (۱۰): منحنی ظرفیت قاب های F1LA36 (منظم)

دارای برش پایه کمتر و سختی کمتری شده و در نتیجه شتاب طیفی در نقطه عملکرد و تا حدودی در نقطه تسلیم قاب کاهش می‌یابد که مقادیر مربوط در جدول (۲) آورده شده‌است. از طرفی کاهش مقدار نیرو در منحنی ظرفیت قاب، باعث کاهش شتاب طیفی می‌شود و به همین علت، منحنی ظرفیت در مقادیر بزرگتر جابجایی، طیف طراحی کاهش یافته را قطع کرده و در نتیجه با کاهش سطح خطر نسبی منطقه، میزان تغییرمکان جانبی در نقطه عملکرد افزایش خواهد یافت. زمان تناوب قاب‌ها در نقطه عملکرد با افزایش سطح خطر نسبی منطقه، کاهش می‌یابد. دلیل این موضوع نیز جابجا شدن نقطه عملکرد قاب‌ها به سمت کاهش جابجایی طیفی است. با توجه به روابط ارائه شده، با افزایش شتاب طیفی و همچنین کاهش جابجایی طیفی، زمان تناوب کاهش می‌یابد.



شکل (۱۲): تعیین نقطه عملکرد قاب F1Ma32



شکل (۱۳): تعیین نقطه عملکرد قاب F0La410

S_{di} و S_{ai} : به ترتیب شتاب و تغییر مکان طیفی طبقه I ام
تعداد طبقات ساختمان

نتایج حاصل از بکارگیری روابط فوق برای محاسبه نقطه عملکرد در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ برای برخی از قاب‌ها به عنوان نمونه نشان داده شده‌است. در هر نمودار طیف پاسخ شتاب زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ایران با حذف زمان تناوب به صورت طیف طرح الاستیک با میرایی ۵٪ و همچنین طیف نیاز کاهش یافته برای میرایی معادل نقطه عملکرد ارائه شده‌است. برای بدست آوردن منحنی دو خطی معادل منحنی ظرفیت قاب، مساحت محصور بین دو منحنی در بالا و پایین منحنی ظرفیت باید با یکدیگر برابر باشند. نقطه تقاطع منحنی نیاز کاهش یافته و منحنی ظرفیت، نقطه عملکرد سازه است. در جدول (۲) نتایج تحلیل بار افزون و مختصات نقاط تسلیم، عملکرد و همچنین سطح عملکرد برخی از قاب‌ها محاسبه شده‌است. در تحلیل غیر خطی توسط برنامه $IDARC$ ، تشکیل مکانیزم و رسیدن مفاصل به حد گسیختگی به صورت خودکار انجام می‌گیرد. ولی برای محدود کردن مقدار تغییرمکان باید حد نهایی برای این پارامتر مشخص شود. آیین‌نامه UBC بسته به پیوند ساختمان‌ها دو معیار برای تغییرمکان غیر خطی نهایی تعریف کرده که عبارت از $0.025 H$ و $0.02 H$ هستند. این آیین‌نامه برای ساختمان‌های با پیوند طبیعی کمتر از 0.7 ثانیه تغییرمکان نهایی برابر با $0.025 H$ و برای ساختمان‌های با پیوند طبیعی بیش از 0.7 ثانیه تغییرمکان غیر خطی $0.02 H$ را مجاز می‌داند. استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش دوم، این حد را 0.03 ارتفاع و ویرایش سوم آنرا همانند آیین‌نامه UBC محدود می‌کند. میزان تغییرمکان افقی قاب‌ها در نقطه عملکرد نیز در جدول (۲) ارائه شده و قابل مقایسه با مقادیر ارائه شده در آیین‌نامه‌ها است. برای محاسبه سطح عملکرد قاب، طبق روش ارائه شده در دستورالعمل $ATC40$ ، میزان تغییرمکان جانبی قاب در نقطه عملکرد بر حسب درصدی از ارتفاع بدست آمده است. بر اساس دستورالعمل $ATC40$ ، در صورتیکه میزان تغییرمکان جانبی قاب در نقطه عملکرد کمتر از ۱ درصد باشد، قاب دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه است. اگر تغییرمکان جانبی قاب بین ۱ و ۲ درصد باشد، سطح عملکرد ایمنی جانی و در تغییرمکان‌های جانبی بزرگتر از ۲ درصد ارتفاع سازه، قاب دارای سطح عملکرد آستانه فروریزش می‌باشد.

۳-۳- بررسی نتایج تحلیل بار افزون

۳-۳-۱- نتایج عملکرد قاب‌ها با سطوح خطر نسبی متفاوت

با کاهش سطح خطر نسبی منطقه، ضریب برش پایه در طراحی قاب کاهش می‌یابد. در نتیجه منحنی ظرفیت قاب نیز

قطع نماید. به همین علت، میزان جابجایی در نقطه عملکرد و همچنین زمان تناوب قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط بیشتر از قاب‌های معمولی است. نسبت جابجایی در نقطه عملکرد به نقطه تسلیم که معرف شکل‌پذیری قاب است، در قاب‌های خمشی متوسط بیشتر از قاب‌های خمشی معمولی می‌باشد. میزان شکل‌پذیری در قاهای متوسط در حدود ۲۲ درصد و در بعضی موارد حتی ۶۰ درصد بیشتر از قاب‌های خمشی معمولی است.

۳-۳-۳- تاثیر نا منظمی در ارتفاع بر عملکرد قاب‌ها

در قاب‌های ۶ و ۸ طبقه، نا منظمی در ارتفاع قاب‌ها باعث افزایش جابجایی قاب‌ها در نقطه عملکرد و در نتیجه افزایش شکل‌پذیری و همچنین افزایش زمان تناوب در نقطه عملکرد قاب شده‌است. این عامل موجب می‌شود مقدار جابجایی نسبی در نقطه عملکرد افزایش یابد. از دیگر نتایج می‌توان به افزایش سطح عملکرد قاب با افزایش ارتفاع اشاره کرد. بطوریکه نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که برای همه قاب‌های ۲ و ۴ طبقه و همچنین قاب‌های ۶ طبقه با سطح شکل‌پذیری متوسط دارای سطح عملکرد آستانه فروریزش می‌باشند. بر اساس یک جمع بندی کلی، روش طیف ظرفیت نشان دهنده رفتار مناسب قاب‌های با ارتفاع ۸ و ۱۰ طبقه طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه آبا می‌باشد. ولی قاب‌های ۲ و ۴ طبقه و همچنین قاب‌های ۶ طبقه با شکل‌پذیری متوسط رفتار مناسبی نداشته و اهداف آنها را تامین نمی‌کنند.

در بین ۷۲ قاب بررسی شده با این روش، در حدود ۶۸ درصد قاب‌ها دارای سطح عملکرد ایمنی جانی بوده‌اند. از این تعداد، ۶۱ درصد قاب‌های خمشی متوسط و ۳۹ درصد قاب‌های معمولی بودند. تنها یکی از قاب‌ها (F1La410) دارای سطح عملکرد قابلیت بی‌وقفه می‌باشد که میزان جابجایی نسبی در آن نیز بسیار به حد ایمنی جانی نزدیک است. ۳۹ درصد قاب‌ها نیز دارای سطح عملکرد آستانه فروریزش شده‌اند.

۴- نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی غیر خطی

نتایج حاصل از تحلیل های دینامیکی غیر خطی برای قاب‌ها عبارتند از میزان برش در طبقات، تغییرمکان جانبی نسبی طبقه، اختلاف تغییرمکان هر طبقه با طبقه پایین و میزان تغییرمکان غیر ارتجاعی در هر طبقه که این پارامترها برای کلیه قاب‌ها تحت اثر هر سه شتابنگاشت بررسی گردید و نتایج آن در ادامه ارائه می‌شود. در این قسمت به عنوان نمونه کلیه نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی برای قاب‌های ۸ طبقه ارائه شده سپس تاثیر عوامل مختلف بر پاسخ قاب‌ها بررسی می‌شوند. در جدول (۳) کلیه نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی برای قاب‌های F1Ja38 و F1Ja48 ارائه شده‌است.

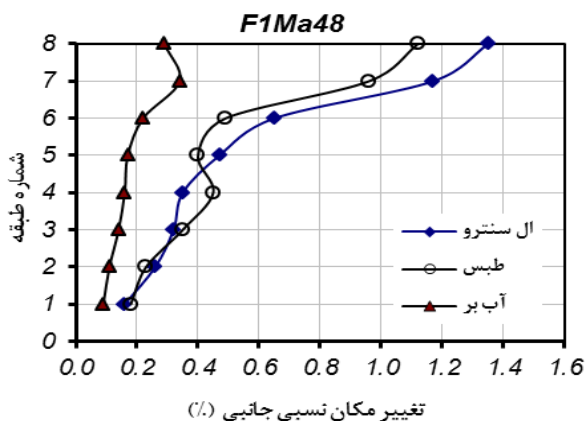
در این قاب‌ها کاهش سطح خطر نسبی، باعث افزایش جابجایی طیفی و کاهش شتاب طیفی شده است. اما به دلیل اینکه میزان افزایش جابجایی طیفی بیشتر از میزان کاهش شتاب طیفی است، با کاهش سطح خطر نسبی منطقه، زمان تناوب در نقطه عملکرد افزایش می‌یابد. در ستون ۱۰ جدول (۲)، نسبت جابجایی در نقطه عملکرد به جابجایی در نقطه تسلیم ارائه شده است که بیانگر میزان شکل‌پذیری قاب است. با توجه به اینکه میزان افزایش تغییرمکان جانبی در نقطه عملکرد با کاهش سطح خطر نسبی منطقه، بیشتر از میزان تغییر جابجایی‌ها در مختصات نقاط تسلیم است، شکل‌پذیری قاب‌ها با کاهش سطح خطر نسبی، افزایش می‌یابد. با افزایش میزان جابجایی غیر ارتجاعی در نقطه عملکرد قاب‌ها در حالت کاهش سطح خطر نسبی منطقه، میزان تغییرمکان نسبی قاب نیز افزایش می‌یابد، که این نشان‌دهنده کاهش عملکرد قاب می‌باشد. یعنی در حالت کلی، قاب‌های با تغییرمکان جانبی کمتر، دارای عملکرد بهتری هستند. بنابراین قاب‌های با سطح خطر نسبی بیشتر، نسبت به قاب‌های با سطح خطر نسبی منطقه کمتر عملکرد بهتری دارند. در ستون آخر جدول (۲)، سطح عملکرد قاب‌ها بر اساس ضوابط دستور العمل ATC40 ارائه شده‌است. بر این اساس قاب‌های با سطح خطر نسبی بیشتر دارای سطح عملکردی بهتر و یا برابر با قاب‌های با سطح خطر نسبی کمتر می‌باشند. به عنوان نمونه قاب F1La410 دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه است ولی همین قاب با سطوح خطر نسبی زیاد و متوسط (FIMb4, FIMc34)، عملکرد ضعیف تری یعنی ایمنی جانی دارد. در قاب FOLa36 نیز شاهد کاهش سطح عملکرد قاب با کاهش سطح خطر نسبی بوده و سطح عملکرد قاب از ایمنی جانی به آستانه فروریزش در سطوح خطر نسبی پایین‌تر تغییر نموده است.

۳-۳-۲- نتایج عملکرد قاب‌ها با سطوح شکل‌پذیری متفاوت

طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ زلزله، قاب‌های با شکل‌پذیری کم دارای ضریب رفتار کمتری هستند. به همین علت ضریب نیروی برش پایه طراحی آنها بیشتر است. به عنوان مثال ضریب نیروی برش پایه طراحی در قاب ۲ طبقه با شکل‌پذیری متوسط ۰/۱۲ و برای شکل‌پذیری کم، ۰/۱۹ است. افزایش این ضریب زلزله، باعث طراحی قابی با برش پایه بیشتر می‌شود و در نتیجه پاسخ این قاب‌ها نیز نسبت به قاب‌های خمشی متوسط دارای نیروی برش بیشتری خواهد بود، که این خود باعث بیشتر بودن شتاب طیفی در نقطه عملکرد برای قاب‌های با شکل‌پذیری کم نسبت به قاب‌های متوسط می‌شود. همانطور که اشاره شد، بیشتر بودن سختی و نیرو باعث می‌شود که منحنی ظرفیت قاب‌های متوسط، طیف طرح کاهش یافته را در نقطه‌ای با جابجایی بیشتر

جدول (۲): نتایج تحلیل بار افزون و محاسبه نقطه عملکرد و سطح عملکرد قاب‌ها

نام قاب	در نقطه عملکرد		تغییر مکان نسبی	زمان تناوب	نسبت عملکرد به تسلیم	برش پایه نظیر نقطه عملکرد (kN)	سطح عملکرد قاب		نام قاب
	d_{pi} (cm)	a_{pi} (g)					δ_p/δ_y	V_p/V_y	
F1Ma32	۲۵	۰/۲۷	۴/۷۵	۹/۰۰	۲۱۹/۱۴	۵/۲۱	۱/۰۵	CP	
F1Mb34	۳۱	۰/۲۹	۳/۲۷	۷/۸۳	۴۰۶/۶۲	۴/۷۷	۱/۲۱	CP	
F1Mc36	۳۲	۰/۲۸	۲/۴۲	۷/۲۶	۵۲۸/۶۰	۴/۰۰	۱/۲۴	CP	
F1Ma46	۳۳	۰/۲۸	۲/۳۷	۷/۱۳	۷۲۰/۹۸	۴/۷۱	۱/۵۲	CP	
F1Lb46	۲۳	۰/۳۴	۱/۷۷	۵/۶۴	۸۶۲/۴۱	۳/۵۴	۱/۳۱	LS	
F1Mc38	۳۲	۰/۲۸	۱/۸۱	۶/۲۸	۷۰۷/۰۴	۴/۶۴	۱/۳۳	LS	
F1La38	۲۳	۰/۳۶	۱/۲۸	۴/۶۵	۹۱۵/۱۴	۳/۲۹	۱/۲۸	LS	
F1Mb48	۲۸	۰/۳۰	۱/۳۵	۵/۴۷	۱۰۴۱/۵۷	۵/۶۰	۱/۴۰	LS	
F1Lc48	۲۷	۰/۲۹	۱/۵۴	۵/۶۸	۹۹۸/۷۰	۴/۵۰	۱/۲۶	LS	
F1Ma310	۲۸	۰/۳۰	۱/۳۲	۵/۳۰	۹۰۵/۶۱	۳/۵۹	۱/۳۰	LS	
F1Mc410	۲۶	۰/۳۲	۱/۲۱	۴/۸۹	۱۳۱۸/۲۶	۳/۷۱	۱/۲۳	LS	
F0Mb36	۳۷	۰/۲۷	۲/۸۸	۷/۶۷	۵۰۰/۶۳	۴/۹۳	۱/۳۵	CP	
F0Ma38	۲۷	۰/۳۴	۱/۶۲	۵/۵۰	۷۵۵/۹۶	۳/۸۶	۱/۳۳	LS	
F0Lb38	۲۹	۰/۳۲	۱/۷۶	۵/۹۷	۶۹۵/۳۹	۴/۱۴	۱/۲۸	LS	
F0Mc310	۲۹	۰/۲۸	۱/۷۰	۷/۰۷	۵۴۸/۷۲	۳/۶۳	۱/۱۷	LS	
F0Ma410	۲۴	۰/۳۱	۱/۳۴	۵/۵۸	۹۴۸/۵۹	۳/۲۰	۱/۱۷	LS	



شکل (۱۷): تغییر مکان نسبی جانبی قاب F1Ma48

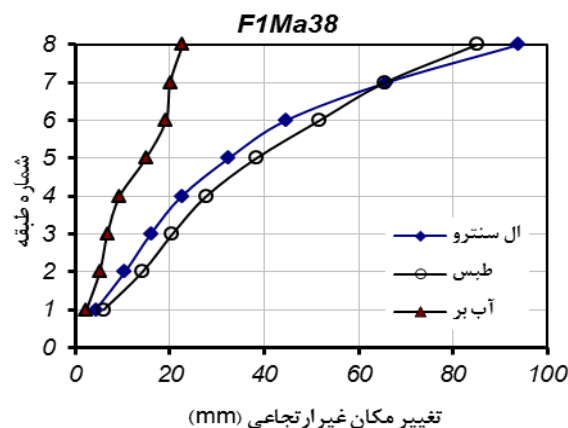
قابل ذکر است که در این بررسی، قاب های ۶ طبقه تغییر مکان های بسیار شدیدی تحت تاثیر زلزله ال سنترو داشته اند که این تاثیر هم در قاب های ۳ دهانه و هم در قاب های ۴ دهانه، مشاهده می شود. در قاب های ۳ دهانه نسبت به قاب های ۴ دهانه، شاهد کاهش تغییر مکان جانبی تحت تاثیر زلزله می باشیم. در صورتیکه با توجه به باریک شدن قاب، انتظار می رود که قاب تغییر مکان بیشتری داشته باشد. این کاهش می تواند به علت کمتر بودن وزن کل سازه و در نتیجه جذب نیروی ناشی از زلزله کمتر باشد که باعث جابجایی های کمتر در قاب های ۳ دهانه شده است.

۴-۳- بررسی نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی همه قاب ها

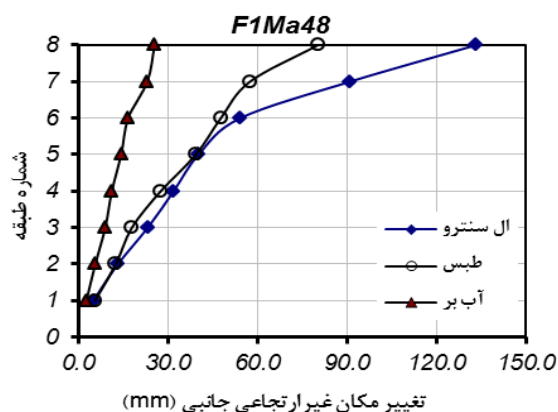
نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی برای برخی از قاب ها در جدول (۳) آورده شده است که شامل ماکزیمم تغییر مکان غیر ارتجاعی و تغییر مکان نسبی در اثر شتابنگاشت ها می باشد. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی باید حداکثر پاسخ حاصل از سه تحلیل را به عنوان پاسخ سازه در نظر گرفت. به همین علت برای تعیین سطح عملکرد قاب ها باید حداکثر پاسخ قاب به شتابنگاشت های طیس، ال سنترو و آب بر را در نظر گرفت. سطح عملکرد بدست آمده برای قاب ها در جدول (۳) ارائه شده که بر اساس آن نتایج زیر استنتاج می شود:

- ۱- کلیه قاب ها دارای عملکرد ایمنی جانی و استفاده بی وقفه هستند که این نتیجه، تامین کننده اهداف استاندارد ۲۸۰۰ بوده و در بسیاری از موارد نیز نتایج محافظه کارانه است.
- ۲- قاب های نامنظم معمولاً دارای جابجایی بیشتری نسبت به قاب های منظم مشابه در برابر زلزله می باشند. البته در مواردی نیز قاب های منظم در حد بسیار کمی دارای پاسخ بیشتری بوده اند.

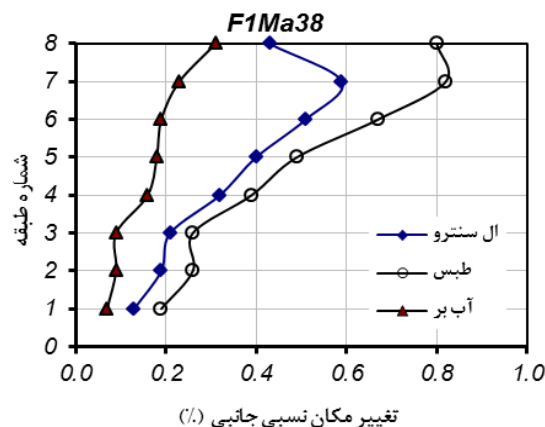
۳- در مجموع ۷۲ قاب خمشی متوسط و معمولی مورد بررسی قرار گرفت که از این مجموع، ۳۶ قاب از نوع خمشی



شکل (۱۴): تغییر مکان غیر ارتجاعی جانبی قاب F1Ma38

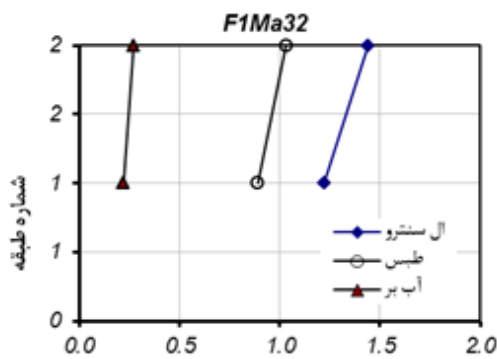


شکل (۱۵): تغییر مکان غیر ارتجاعی جانبی قاب F1Ma48

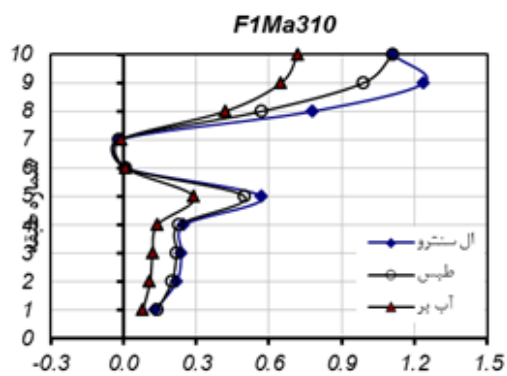


شکل (۱۶): تغییر مکان نسبی جانبی قاب F1Ma38

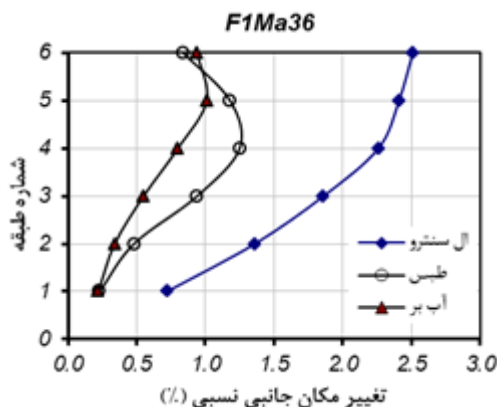
البته در بعضی قاب ها نیز مانند قاب های F1Ja38 و F1Ja38 این حالت صادق نیست. در حالت کلی نیز مشاهده می شود که با افزایش ارتفاع قاب، حداکثر تغییر مکان جانبی قاب نیز افزایش می یابد. هر چه تعداد طبقات یک سازه افزایش می یابد، سازه رفتار نرم تری از خود نشان می دهد، بنابراین پیش بینی حداکثر تغییر مکان جانبی در بام، چندان دور از واقعیت نیست.



تغییر مکان جانبی نسبی (%)



تغییر مکان جانبی نسبی (%)



تغییر مکان جانبی نسبی (%)

شکل (۱۸): تاثیر تعداد طبقات بر نحوه توزیع حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی

و ۱۰ طبقه، بیشتر از ۰/۷ می باشد. به همین علت در نمودارها، برای قاب های ۶ طبقه و کمتر، حد ۲/۵ درصد و برای قاب های ۸ و ۱۰ طبقه، این مقدار ۲ درصد می باشد با توجه به تعداد زیاد قاب ها، نتایج برای تعدادی از آنها در شکل (۲۰) ارائه شده است. با دقت در شکل های ارائه شده و نتایج حاصل از سایر قاب ها، مشخص می شود که قاب های ۲ طبقه و همچنین قاب های ۴ طبقه با شکل پذیری متوسط، طبق روش طیف ظرفیت، رفتار ضعیف تری نسبت به استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم دارند. با افزایش ارتفاع طبقه رفتار قاب ها بهبود می یابد. میزان

۴- متوسط و ۳۶ قاب دیگر نیز معمولی در نظر گرفته شده- بودند. در کل این قاب ها، ۱۶ درصد دارای ایمنی جانی و ۸۶ درصد بقیه دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه بودند.

۵- از ۱۶ درصد قاب هایی که دارای سطح عملکرد ایمنی جانی بودند، ۷۰ درصد مربوط به قاب های خمشی متوسط و ۳۰ درصد قاب های خمشی معمولی می باشند.

۶- با افزایش ارتفاع سازه، شاهد کاهش تغییر مکان جانبی نسبی و در نتیجه بهبود عملکرد سازه می باشیم. بطور کلی قاب های ۸ و ۱۰ طبقه همگی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه می باشند و در دو مورد از قاب های ۱۰ طبقه ۴ دهانه که دارای سطح عملکرد، ایمنی جانی می باشند، میزان تغییر مکان جانبی نسبی بسیار نزدیک به حد تعریف شده برای سطوح مختلف در آیین نامه *ATC40* می باشد.

۷- کلیه قاب های نامنظم دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه بوده اند.

۸- با کاهش سطح خطر نسبی منطقه، با توجه به کاهش شدت زلزله، پاسخ قاب در برابر زلزله کاهش می یابد. در اکثر موارد، میزان کاهش تغییر مکان نسبی جانبی قاب با کاهش سطح خطر کاهش می یابد.

۹- در میان ۳۰ درصد از کل قاب ها، قاب های خمشی متوسط دارای تغییر مکان نسبی (جانبی) بیشتری در مقایسه با قاب های خمشی معمولی داشته اند. این مورد نشان دهنده تغییر مکان کمتر قاب های خمشی معمولی نسبت به قاب های خمشی متوسط است. در قاب های متوسط، با کاهش نیروی ناشی از زلزله، انتظار می رود که سازه با تغییر مکان های بیشتر، انرژی زلزله را جذب نماید.

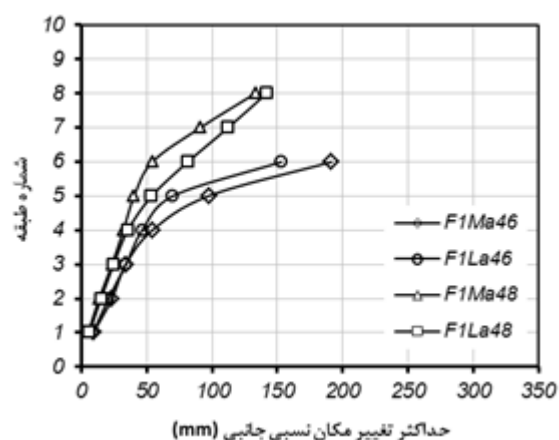
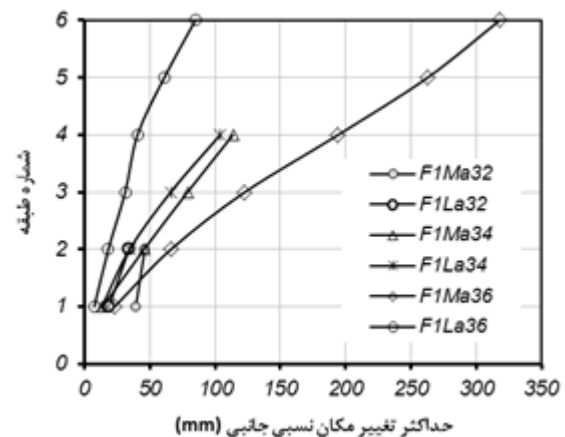
در این قسمت برای اینکه امکان مقایسه بین نتایج تحلیل های دینامیکی و استاتیکی غیر خطی فراهم شود، نتایج حداکثر جابجایی افقی تراز بام سازه تحت اثر سه شتابنگاشت به صورت درصدی از ارتفاع و حداکثر جابجایی افقی در نقطه عملکرد بر روی منحنی ظرفیت قاب در یک نمودار نشان داده شده است.

۵- مقایسه نتایج تحلیل های دینامیکی و استاتیکی

همچنین در این نمودار میزان حد تغییر مکان جانبی بر حسب درصد ارتفاع که در آیین نامه های *UBC* و استاندارد ۲۸۰۰ ایران توصیه شده، نشان داده شده است. قابل ذکر است که زمان تناوب قاب های ۲، ۴ و ۶ طبقه کمتر از ۰/۷ و قاب های ۸

بر اساس این نتایج، با کاهش سطح خطر نسبی منطقه، میزان تغییر مکان جانبی در نقطه عملکرد افزایش می‌یابد. پاسخ قاب‌ها در برابر شتابنگاشت‌های انتخابی در سطوح خطر نسبی مختلف برای قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط و کم، اختلاف قابل ملاحظه‌ای با یکدیگر ندارند. بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی همه قاب‌های ۲ طبقه سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و یا بسیار نزدیک به آن را دارند. در حالیکه روش طیف ظرفیت برای همه این قاب‌ها سطح عملکرد آستانه فروریزش که سطحی ضعیف تر است پیش بینی کرده است.

نمودار مربوط به قاب‌های F1JA34 این نتایج را برای قاب‌های ۴ طبقه نشان می‌دهد. این قاب‌ها در شکل‌پذیری کم، همگی اهداف استاندارد ۲۸۰۰ را تامین نموده و دارای سطح عملکرد ایمنی جانی (طبق روش طیف ظرفیت) و یا قابلیت استفاده بی-وقفه (روش تحلیل دینامیکی غیر خطی) می‌باشند. در قاب‌های ۴ طبقه با شکل‌پذیری متوسط، برخلاف اینکه روش تحلیل دینامیکی غیر خطی، عملکرد بسیار مطلوب قابلیت استفاده بی-وقفه را برای این قاب‌ها پیش بینی می‌کند، نتایج روش طیف ظرفیت به جز یک مورد استثنایی، سطح عملکرد آستانه فروریزش را نشان می‌دهد. نمودار مربوط به قاب‌های F0JA38 و F0JA310 نشان دهنده نتایج قاب‌های ۶ طبقه می‌باشند. فقط قاب‌های ۶ طبقه منظم با شکل‌پذیری کم، طبق روش طیف ظرفیت رفتار قابل قبولی دارند. در این قاب‌ها نیز با کاهش سطح خطر نسبی منطقه، میزان جابجایی نقطه عملکرد افزایش و جابجایی ماکزیمم در روش دینامیکی غیر خطی کاهش می‌یابد. در مورد قاب‌های ۸ طبقه و ۱۰ طبقه همانطور که در نمودار مربوط به قاب‌های F0JA410 مشاهده می‌شود، هر دو روش نشان دهنده عملکرد مطلوب قاب‌ها هستند. بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی این قاب‌ها همگی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه می‌باشند. بر اساس نتایج بدست آمده، در این قاب‌ها نیز میزان جابجایی در نقطه عملکرد قاب‌های متوسط در نقطه عملکرد بیشتر از قاب‌های معمولی می‌باشد. تعداد ۴ قاب نامنظم نیز در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته‌اند که نتایج آنها نیز نشان دهنده این است که با افزایش ارتفاع قاب، عملکرد قاب بهتر است. مقایسه نتایج بین قاب‌های منظم و نامنظم نشان دهنده این است که اکثر قاب‌های منظم دارای پاسخ و عملکرد بهتری هستند که این مورد در نتایج هر دو روش مشاهده شد.



شکل (۱۹): تاثیر شکل‌پذیری بر نحوه توزیع حداکثر تغییر مکان جانبی طبقات

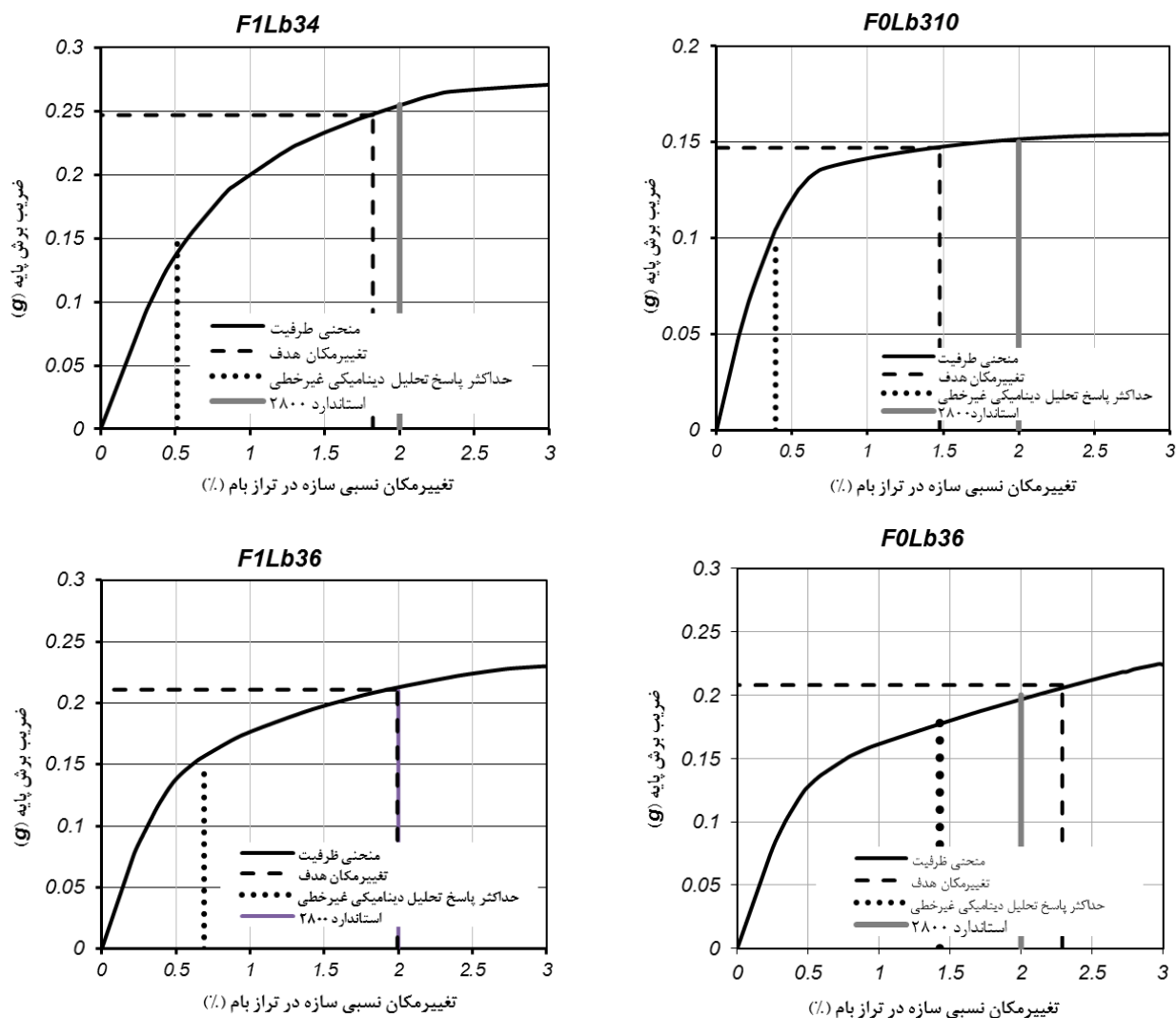
تغییر مکان جانبی نسبی قاب در نقطه عملکرد، حدود ۱ درصد بیشتر از تغییر مکان جانبی نسبی ماکزیمم تحت اثر شتابنگاشت‌های انتخابی می‌باشد. در قاب‌های با ارتفاع کمتر، این اختلاف بیشتر است. تغییر مکان جانبی نسبی قاب در تحلیل دینامیکی در بیشتر موارد کمتر از ۱ درصد بوده که نشان دهنده عملکرد بسیار مناسب قاب‌ها برای شتابنگاشت‌های انتخابی است. برای امکان مقایسه جامع کلیه پارامترهای متغیر، نتایج تعیین سطح عملکرد قاب‌ها و میزان تغییر مکان جانبی آنها در تحلیل دینامیکی و نقطه عملکرد در شکل (۲۱) برای هر قاب با سطوح خطر نسبی و شکل‌پذیری متفاوت در یک نمودار ارائه شده‌است. این نمودارها به خوبی نشان دهنده تفاوت در پاسخ سازه حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی و مختصات نقطه عملکرد به روش طیف ظرفیت می‌باشد. نمودار مربوط به قاب‌های F1JA32 نشان دهنده نتایج تحلیل‌ها در قاب‌های ۲ طبقه است.

جدول (۳) نتایج تحلیل های دینامیکی تاریخچه زمانی و سطح عملکرد قاب‌ها

نام قاب	حداکثر جابجایی	حداکثر جابجایی	حداکثر جابجایی	حداکثر جابجایی	حداکثر تغییر مکان	سطح عملکرد قاب
	زلزله ال سنترو (cm)	زلزله طیس (cm)	زلزله آب بر (cm)	زلزله ها (cm)	جانبی نسبی (درصد)	
F1Ma32	۷/۴۵	۴/۵۹	۱/۵۵	۷/۴۵	۱/۱۶	LS
F1Mb34	۷/۳۹	۸/۲۵	۲/۱۹	۸/۲۵	۰/۶۴	IO
F1Mc36	۶/۰۸	۷/۹۱	۲/۳۲	۷/۹۱	۰/۴۱	IO
F1Ma46	۱۹/۱۷	۸/۲۵	۴/۴۰	۱۹/۱۷	۱/۰۰	IO
F1Mb38	۶/۷۴	۹/۶۴	۲/۳۳	۹/۶۴	۰/۳۸	IO
F1Mc48	۸/۰۳	۶/۵۹	۲/۰۰	۸/۰۳	۰/۳۱	IO
F1Ma310	۱۲/۱۸	۱۰/۸۹	۶/۴۶	۱۲/۱۸	۰/۳۸	IO
F1Ma410	۳۳/۷۰	۱۸/۶۵	۸/۵۵	۳۳/۷۰	۱/۰۵	(*)LS
F1Mb410	۱۳/۰۲	۹/۲۵	۴/۹۹	۱۳/۰۲	۰/۴۱	IO
F1Mc410	۱۰/۴۱	۷/۶۸	۴/۰۳	۱۰/۴۱	۰/۳۳	IO
F1La410	۲۶/۳۴	۲۹/۲۱	۶/۰۱	۲۹/۲۱	۰/۹۱	IO
F0Mb36	۲۰/۲۸	۱۰/۵۶	۸/۶۵	۲۰/۲۸	۱/۰۶	LS
F0Mc38	۱۱/۸۹	۶/۹۸	۳/۲۸	۱۱/۸۹	۰/۴۶	IO
F0Ma310	۱۳/۰۶	۱۴/۳۹	۶/۶۲	۱۴/۳۹	۰/۴۵	IO
F0Mb410	۱۱/۵۲	۱۵/۳۹	۵/۳۹	۱۵/۳۹	۰/۴۸	IO
F1Lc48	۶/۴۴	۶/۹۵	۷/۲۰	۷/۲۰	۰/۲۸	IO

در بیشتر موارد، در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، تغییر مکان جانبی قاب در قاب‌های منظم کمتر است و قاب دارای جابجایی کمتری در نقطه عملکرد خود است. با افزایش ارتفاع، حداکثر برش پایه قاب بیشتر خواهد شد که این مساله ناشی از افزایش وزن سازه و در نهایت وارد شدن نیروی بیشتر به آن در هنگام زلزله است. لازم به ذکر است که با افزایش ارتفاع، زمان تناوب ارتعاش سازه افزایش می‌یابد و باعث کاهش ضریب بازتاب و در نهایت ضریب زلزله خواهد شد و چون ضریب نسبت مستقیم با برش پایه دارد، بنابراین برش پایه کاهش می‌یابد. اما زیاد شدن زمان تناوب، تحت تاثیر افزایش وزن سازه قرار دارد، یعنی افزایش وزن سازه در این رابطه بسیار مهم تر و تعیین کننده است. پس بطور کلی با افزایش ارتفاع، حداکثر برش پایه

در یک قاب معین بیشتر خواهد شد. حداکثر برش پایه در قاب‌های طراحی شده برای سطح شکل پذیری متوسط، کمتر از قاب‌های طراحی شده برای سطح شکل پذیری کم می‌باشد قاب‌های با شکل پذیری متوسط دارای سختی بیشتر و زمان تناوب ارتعاشی کم‌ترند. مقدار برش پایه در قاب‌های طراحی شده بر اساس شکل‌پذیری کم، بیشتر از همین پارامتر در قاب‌های طراحی شده بر اساس شکل‌پذیری متوسط است. با افزایش ارتفاع، حداکثر برش پایه قاب بیشتر خواهد شد که این مساله ناشی از افزایش وزن سازه و در نهایت وارد شدن نیروی بیشتر به آن در هنگام زلزله است. لازم به ذکر است که با افزایش ارتفاع، زمان تناوب ارتعاش سازه افزایش می‌یابد و باعث کاهش ضریب بازتاب و در نهایت ضریب زلزله خواهد شد.



شکل (۲۰) - نتایج تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیر خطی

۶- نتیجه گیری

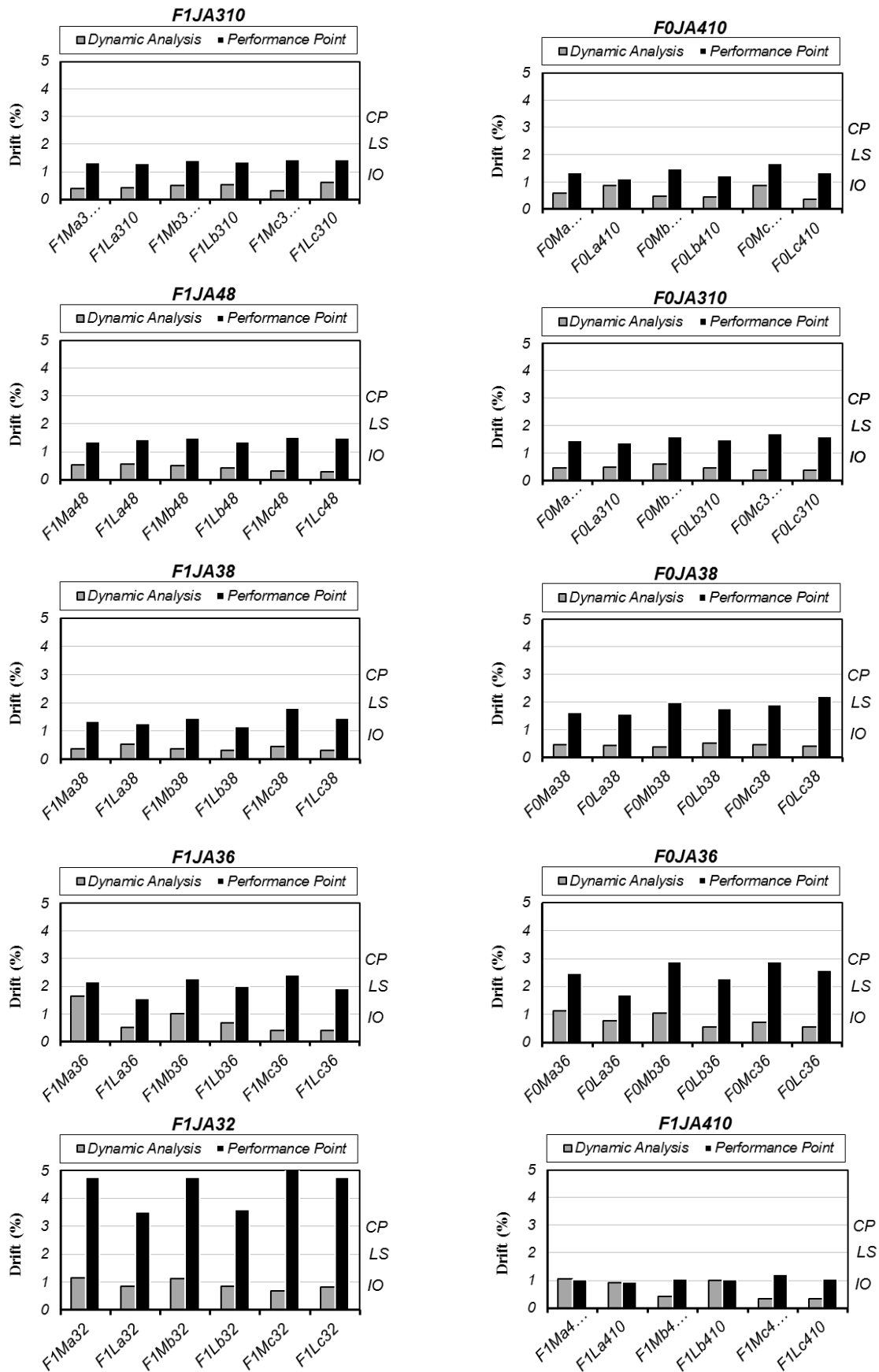
تحقیق حاضر برای تعیین سطوح عملکرد قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و کم که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و آیین نامه بتن ایران طراحی شده‌اند، انجام شده‌است. بر این اساس ۸ مدل قاب خمشی بتن مسلح منظم و ۴ قاب خمشی نامنظم در نظر گرفته شد. تمام این قاب‌ها برای سه منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد، زیاد و متوسط تحلیل و طراحی شده‌اند. قاب‌های منظم با طبقات ۲، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ و قاب‌هایی با تعداد طبقات ۶، ۸ و ۱۰ به صورت نامنظم در ارتفاع انتخاب و بررسی گردیدند. با استفاده از روش طیف ظرفیت نقطه عملکرد و سطوح عملکرد این قاب‌ها تعیین شد. همچنین برای بررسی بیشتر عملکرد مدل‌ها، تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی نیز بر روی قاب‌ها انجام گرفت و نتایج زیر بدست آمده‌است:

۱- در تمام قاب‌های نامنظم به جز در دو نمونه از آنها، برش

پایه در نقطه عملکرد قاب از ۸۰ درصد برش پایه حد تسلیم بیشتر است. بنابراین مقاومت جانبی سازه در شرایط مناسب بوده و ساختمان پایدار است.

۲- بطور کلی تمام قاب‌های خمشی به جز قاب‌های ۲ طبقه مورد مطالعه در اثر زلزله در سطح خطر ۱، دارای سطح عملکرد ایمنی جانی بوده و با افزایش ارتفاع طبقات، عملکرد آنها بهتر شده‌است.

۳- ضریب اطمینان بالا است. دلیل اصلی این عملکرد مربوط به ضابطه کنترل تغییر مکان جانبی نسبی در استاندارد ۲۸۰۰ ایران است که در قاب‌های با ارتفاع بالا منجر به سختی بیشتر شده و در نتیجه طرح سازه ای بسیار محافظه کارانه خواهد شد. در صورتیکه در قاب‌های با تعداد طبقات کمتر، با شکل پذیری متوسط دارای نقطه عملکردی آستانه فروریزش می باشند.



شکل (۲۱): نتایج تعیین سطح عملکرد قاب ها برای برخی از قابها

Austria, vol. 2. Rotterdam: AA Balkema, pp. 821– 830, 1995.

Ghobarah Ahmed, "Performance-based design in earthquake engineering: state of Development", Engineering Structures, vol 23, pp. 878– 884, 2001. [۸]

Krawinkler, H. & Seneviratna, G.D.P.K. (1998), "Pros and Cons of Push Over analysis of seismic performance evaluation", Engineering Structures, Vol 20, Nos. 4-6, pp. 452- 464, 1997. [۹]

Bertero V. State of the art report on: design criteria. In: Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico. Paper no, 2005, 1996. [۱۰]

Rojahn C, Whittaker A. Proposed framework for performance based design of new buildings. In: Proceedings of 6th US National Conference on Earthquake Engineering, Oakland (CA): Earthquake Engineering Research Institute, [CD- Rom], 1998. [۱۱]

Fajfar P. Trends in seismic design and performance evaluation approaches. In: Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: AA Balkema, pp. 237– 49, 1998. [۱۲]

Tassios TP. Seismic design: state of practice. In: Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: AA Balkema, pp. 255– 67, 1998. [۱۳]

Priestley MJN. Displacement-based approaches to rational limit states design of new structures. In: Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam: AA Balkema, pp. 317– 35, 1998. [۱۴]

Iranian Code of Practice for Seismic resistant Design of Buildings (standard 2800), Building and Housing research center (BHRC), PN. S 465, 2007. [۱۵]

Iranian Concrete Code of Practice (ABA), Planning and Management Organization, PN. 120, 2001. [۱۶]

Borzi B, Elnashai AS. Assessment of inelastic response of buildings using force and displacement based approaches, Struct Design Tall Bldgs, vol. 9 (2), pp. 251–77, 2000. [۱۷]

Valles, R.E. ; Reinhorn, A.M; Kunnath, S.K. ; Li, C. & Madan, A, IDARC-2D Version 4.0, "A Program for the Inelastic Damage Analysis of R/C Buildings", 1996. [۱۸]

Wilson, E.L. & Habibullah, A., "Static & Dynamic Analysis Multistory Building, Including P-Delta Effects", Earthquake Spectra, Vol.3, No. 2, pp. 289- 298, 1987. [۱۹]

۴- همچنین مقایسه نتایج بین قاب‌های منظم و نامنظم نشان دهنده این است که اکثر قاب‌های منظم دارای عملکرد بهتری می‌باشند.

۵- در تحلیل های دینامیکی غیر خطی، تغییر مکان جانبی قاب در قاب‌های منظم کمتر بوده و قاب‌ها دارای جابجایی کمتری در نقطه عملکرد خود می‌باشند.

۶- بر اساس نتایج بدست آمده، میزان جابجایی نقطه عملکرد برای قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط، بیشتر از قاب‌های معمولی است. این افزایش جابجایی به دلیل بیشتر بودن سختی اولیه در منحنی ظرفیت قاب‌های معمولی نسبت به قاب‌ها متوسط است که با توجه به اینکه طبق آیین‌نامه آبا تفاوت چندانی در ضوابط طراحی این دو نوع قاب وجود ندارد، این قاب‌ها صرفاً بر طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ با توجه به شکل پذیری کمتر، برای نیروی برش پایه بیشتری طراحی می‌شوند.

۷- در تمام قاب‌های نامنظم به جز در دو نمونه از آنها، برش پایه در نقطه عملکرد قاب از ۸۰ درصد برش پایه حد تسلیم بیشتر می‌باشد. بنابراین مقاومت جانبی سازه مناسب بوده و ساختمان پایدار است.

۷- مراجع

[۱] Moehle JP., "Displacement-based seismic design criteria. In: Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico. Paper no. 2125. Oxford: Pergamon, 1996.

[۲] Krawinkler, H., "Challenges and Progress in Performance-Based Earthquake Engineering", International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow, Tokyo, Japan. November, 1999.

[۳] Holmes Consulting Group Ltd., "Performance Based Evaluation of Buildings, Nonlinear Push Over and Time History Analysis", Reference Manual, Wellington, New Zealand, 2001.

[۴] SEAOC. Vision 2000, "Performance based seismic engineering of buildings, vols. I and II: Conceptual framework", Sacramento (CA): Structural Engineers Association of California, 1995.

[۵] ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings. Redwood City (CA): Applied Technology Council, 1996.

[۶] FEMA 273, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings; FEMA 274, Commentary. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency, 1996.

[۷] Krawinkler H. New trends in seismic design methodology. In: Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna,