

ارزیابی قاب‌های بتنی با شکل‌پذیری‌های مختلف با استفاده از آنالیز زمان دوام

علی صادقی

دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد رامسر، دانشگاه آزاد اسلامی، رامسر، ایران

اسماعیل موسی‌پور*

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد رامسر، دانشگاه آزاد اسلامی، رامسر، ایران

e.mosapour@iauramsar.ac.ir

تاریخ پذیرش نهایی: ۱۴۰۰/۰۷/۱۴

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۶/۰۸

چکیده:

روش زمان دوام، یک روش جدید تحلیل لرزه‌ای می‌باشد که در آن سازه تحت اثر یک تحریک دینامیکی فزاینده که شدت آن به تدریج در طول زمان افزایش پیدا می‌کند قرار داده می‌شود. پاسخ سازه در طول زمان بررسی شده و با توجه به پاسخ متناظر با سطوح مختلف شدت تحریک، نقاط قوت و ضعف و عملکرد سازه ارزیابی می‌گردد. در این مطالعه، ابتدا دو ساختمان ۵ و ۸ طبقه با استفاده از نرم‌افزار ETABS و با شکل‌پذیری‌های متوسط و ویژه، براساس ضوابط آیین‌نامه‌ای به صورت خطی تحلیل و طراحی شده‌اند. سپس یک قاب نمونه از سازه جداشده و در مجموع چهار قاب بتنی ۵ و ۸ طبقه با شکل‌پذیری‌های متوسط و ویژه با روش زمان دوام مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. برای تحلیل این قاب‌ها از تابع تحریک زمان دوام ETA20-KD استفاده می‌شود. مفاصل غیرخطی اعضای سازه مطابق نشریه 360 تعریف شدند. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که قاب‌های بتنی با شکل‌پذیری ویژه دارای خرابی کمتر و زمان دوام بیشتر نسبت به قاب‌های بتنی با شکل‌پذیری متوسط هستند، به طوری که خرابی ساختمان ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه به ترتیب در زمان‌های ۱۱/۶۴ و ۲۰ ثانیه و خرابی ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه به ترتیب در زمان‌های ۱۰/۲۱ و ۱۳/۰۸ ثانیه رخ می‌دهد.

کلید واژگان: روش زمان دوام، تحریک دینامیکی فزاینده، پاسخ سازه، قاب بتنی، تابع تحریک زمان دوام، نرم‌افزار ETABS

۱- مقدمه

پیشرفت های اخیر در زمینه سخت افزارها و نرم افزارهای رایانه‌ای، محیط مناسبی برای اجرای روش‌های جدید تحلیل و طراحی سازه‌ها ایجاد کرده‌اند. اتفاقات لرزه‌ای بزرگ اخیر در نوتریج کالیفرنیا (1994)، کوبه ژاپن (1995)، قسمت غربی و مرکزی هند (2001) و بم ایران (2003) حاکی از قدرت زمین لرزه‌ها هستند. خرابی‌های به بار آمده در اثر زمین لرزه‌ها باعث می‌شود سازه‌ها، پل‌ها و تسهیلات صنعتی مهندسی محور با خسارات اقتصادی هنگفتی همراه شوند بنابراین نیاز به اصلاح و تکمیل امنیت و اعتبار این محیط ساخته شده از طریق پیشرفت فرآیندهای مبتنی بر عملکرد به کرات تاکید شده است. چنین روش‌هایی باید قابلیت به حداقل رساندن خسارت‌های ساختاری و نجات جان افراد را داشته باشند. این نیازها، انگیزه لازم برای بسیاری از دانشمندان برای تمرکز بر رویکردهای طراحی مبتنی بر عملکرد و به ویژه رویکردهای غیرخطی را فراهم می‌کند. در نتیجه فرآیندهای مختلف غیرخطی استاتیک و دینامیک جدیدی باید ارائه شوند. روش زمان دوام، یک فرآیند تاریخیچه زمانی نوآورانه برای تحلیل لرزه ای سازه‌ها است. یک نیروی افزایشی مضاعف به سازه‌ها وارد شده و عملکرد آن‌ها ارزیابی می‌شود. روش زمان دوام را می‌توان یک گزینه جایگزین برای روش استاتیکی معادل و فرآیندهای طیف پاسخ دانست و همچنین اجرای روش زمان دوام برای تحلیل لرزه‌ای غیر خطی در نظر گرفته می‌شود. استکانچی و همکاران در سال 2007 [1] اجرای روش زمان دوام را برای تحلیل خطی لرزه‌ای مورد بررسی قرار دادند و برای این کار مجموعه‌ای از سه شتابنگار را برای قاب‌های فولادی مورد استفاده قرار دادند و نتایج تحلیل را با تحلیل استاتیکی معادل و طیف پاسخ مقایسه کردند، به این صورت که دریافت طبقات و نیروهای داخلی با تحلیل طیف پاسخ و نتایج تحلیل استاتیک با وجود خطاهای قابل قبول مطابقت داشته‌اند. استکانچی و همکاران در سال 2008 [2] شاخص‌های مختلف خرابی قاب‌های خمشی فولادی را با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی و تحلیل زمان دوام مقایسه کردند. نتایج نشان می‌دهد که شاخص‌های مختلف خرابی را می‌توان از نتایج تحلیل زمان دوام تخمین زد. مادرشاهیان و همکاران در سال 2011 [3] بر روی یک قاب فولادی مطالعه کردند و نتایج تحلیل غیر خطی با استفاده از روش زمان دوام را با نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی مقایسه کردند و به این نتیجه رسیدند که نتایج تحلیل با استفاده از روش زمان دوام با نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی مطابقت مناسبی دارد. استکان چی و عالم باقری در سال 2012 [4] روشی را برای کاربرد عملی روش زمان دوام در ارزیابی لرزه‌ای مخازن فولادی ارائه دادند. این روش با استفاده از آنالیز غیر خطی سه بعدی یک مخزن فولادی لنگردار با استفاده از روش المان محدود انجام شد و نتایج با روش‌های طراحی رمزگذاری شده معمولی مقایسه شد. نتایج تحلیل حاکی از دقت معقول روش پیشنهادی در برآورد پاسخ‌های لرزه‌ای مخازن فولادی و کاربرد آن در تقویت

فرآیند طراحی مخازن فولادی با توجه به منابع مختلف رفتار پیچیده است. کاوه و کلاته آهانی در سال 2013 [5] استراتژی تکامل سازگاری ماتریس که در حل مشکلات بهینه سازی مداوم کاربردهای بسیاری پیدا کرده است، برای تولید توابع تحریک استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که عملکرد خوب الگوریتم در تولید توابع تحریک زمان دوام با دقت و بازده زمانی مناسب است. حریری اردبیلی و همکاران در سال 2014 [6] از روش زمان دوام برای ارزیابی لرزه‌ای یک برج مخارباتی بلند مرتبه بتنی واقع در تهران استفاده کردند. دقت تحلیل زمان دوام با تحلیل تاریخیچه زمانی و تحلیل دینامیکی افزایشی مقایسه می‌شود. برای این منظور یک مدل فایبر دو بعدی از برج ساخته شده و مورد تحلیل قرار گرفت. مشخص شده است که آنالیز زمان دوام می‌تواند نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی را در زمان هدف و تحلیل دینامیکی افزایشی را با دقت قابل قبول تخمین بزند. شیرخانی و همکاران در سال 2015 [7] کاربرد روش زمان دوام در تحلیل لرزه‌ای غیرخطی قاب‌های فولادی مجهز به میراگر اصطکاک چرخشی را بررسی کردند. این روش برای محاسبه نیروی لغزش مطلوب میراگر استفاده می‌شود. دقت روش زمان دوام در پیش بینی پاسخ سازه‌ها در تجزیه و تحلیل غیر خطی بررسی شده است. پارامترهای تقاضای مهندسی قاب‌های دارای میراگر و بدون میراگر مانند جابجایی و حداکثر نسبت رانش بینابینی برآورد می‌شود. با استفاده از منحنی های زمان دوام مشخص می‌شود که نصب میراگرها در قاب‌های فولادی طراحی شده باعث کاهش حداکثر نسبت رانش بینابینی و بهبود عملکرد لرزه‌ای این قاب‌ها می‌شود. رحیمی و استکانچی در سال 2015 [8] چهار قاب فولادی را برای ارزیابی خرابی این قاب‌ها با استفاده از روش زمان دوام بررسی کردند و نتایج را با تحلیل دینامیکی افزایشی مقایسه کردند و نتایج نشان داد که روش زمان دوام با روش دینامیکی افزایشی هم-خوانی دارد. تاجمیر ریاحی و همکاران در سال 2015 [9] خرابی مجموعه‌ای 30 قاب خمشی بتن آرمه را با استفاده از روش زمان دوام ارزیابی کردند و نتایج تحلیل را با تحلیل دینامیکی افزایشی مقایسه کردند. نتایج نشان می‌دهد که شتاب طیفی که در آن هر دو تجزیه و تحلیل رخ می‌دهد، برای اکثر آن‌ها بسیار شبیه است. جهانمرد و همکاران در سال 2017 [10] روش زمان دوام را به عنوان یک روش قابل استفاده برای ارزیابی مبتنی بر عملکرد ساختارهای برون مرزی ثابت تحت امواج شدید توصیف کردند. در این روش با الهام از روش زمان استقامت در زمینه مهندسی زلزله، رکوردهای موج مصنوعی موسوم به توابع موج به گونه‌ای طراحی می‌شوند که با گذشت زمان به تدریج تحریکات آن‌ها افزایش یابد. بنابراین، مزیت اصلی روش پیشنهادی این است که می‌تواند عملکرد سازه را در شرایط مختلف بار موج از طریق یک تجزیه و تحلیل تاریخیچه واحد ارزیابی کند. علاوه بر این، قابلیت اطمینان سازه‌ها می‌تواند بر اساس زمانی که پاسخ سازه هنوز قابل قبول است، ارزیابی شود. در این مطالعه، تولید این سوابق مصنوعی و کاربرد آن‌ها برای ارزیابی مدل اجزای محدود یک ساختار

خطی براساس مقررات ملی ساختمان طراحی کردند. در مرحله بعد مدل‌های غیر خطی را برای استفاده در تحلیل غیر خطی دینامیکی تولید کردند. نتایج به این صورت است که مقادیر درصد مشارکت قاب‌های خمشی در قسمت‌های بالایی سازه‌ها به قدری بزرگ است که نمی‌توان آن‌ها را به عنوان قاب‌های ثانویه در نظر گرفت. همچنین مشخص شده است که دیوارهای برشی مقادیر قابل توجهی تقاضای چرخشی، که می‌تواند خیلی بیشتر از مقادیر پیشنهادی-ASCE41-13 باشد، به تیرها و ستون‌های سازه‌ی قاب خمشی که مخصوصا در قسمت‌های بالایی قرار می‌گیرند وارد می‌کند. میرفرهادی و استکانچی در سال 2020 [17] روش زمان دوام را در بهینه سازی طراحی دو ساختمان چند طبقه استفاده کردند. نتایج طراحی از نظر پاسخ لرزه‌ای با نتیجه روش معمولی مبتنی بر کد، طراحی می‌شود که هزینه ساخت را به حداقل می‌رساند.

۲- مدل سازی

برای بررسی دقیق‌تر ارزیابی قاب‌های بتن مسلح با استفاده از آنالیز زمان دوام از نرم افزار ETABS استفاده شده است. در این تحقیق چهار قاب بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و ویژه، تحت شتابنگاشت فزاینده (متناسب با طیف طرح موردنظر) قرار می‌گیرند. سپس نمودارهای پاسخ زمان دوام ترسیم می‌شود. پاسخ‌ها می‌تواند تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان، نیروهای برشی تیرها و ستون‌ها باشد. در این مطالعه ابتدا چهار قاب مورد نظر با استفاده از تحلیل خطی طراحی می‌شوند و سپس با استفاده از اطلاعات به دست آمده از طراحی خطی، تحلیل غیر خطی با استفاده از روش زمان دوام انجام می‌شود. مدل‌های خطی سازه دارای ۵ و ۸ طبقه بوده که ارتفاع طبقات در همه مدل‌ها برابر 3.06 متر است.

۲-۱ مشخصات توابع تحریک زمان دوام

تفاوت عمده رکوردهای زمان دوام در طیف الگوی هدف آن‌ها می‌باشد. تفاوت دیگر در دامنه پریودهای پوشش داده شده در تولید آنها است که در کاربرد غیر خطی اهمیت پیدا می‌کند. سایر تفاوتها در طول رکورد، گام زمانی، نحوه مقیاس اولیه می‌باشد. تولید توابع زمان دوام به تدریج پیشرفت نموده و از لحاظ مراحل تکامل به نسل‌های مختلف تقسیم بندی شده‌اند. در نسل اول رکوردهای زمان دوام سازگاری با طیف، هنگام فزاینده نمودن از بین می‌رفت. از این رکوردها فقط در مقالات اولیه که مفهوم روش زمان دوام را توضیح می‌دادند استفاده شد. در نسل دوم رکوردها افزایش طیفی متناسب با طیف الگو با استفاده از بهینه سازی عددی در محدوده طیف خطی به عمل آمد که با اصلاح طیف در پریود بلند جهت تحلیل غیر خطی هم به کار رفتند. نسل سوم رکورد های زمان دوام در محدوده غیر خطی نیز بهینه شده‌اند. در نسل چهارم سازگاری از لحاظ مدت دوام حرکت شدید و سیکل‌های حرکت در فرآیند تولید رکورد وارد شده است.

ثابت دریایی بر اساس امواج شدید خلیج فارس شرح داده شده است. به منظور در نظر گرفتن دقت این روش در برآورد پاسخ ساختاری، از روش المان محدود برای مقایسه نتایج روش زمان استقامت موج با نتایج سوابق تصادفی 3 ساعته استفاده شده است. نتیجه گرفته شده است که روش زمان استقامت موج یک روش محاسباتی جذاب برای تخمین پاسخ ساختاری با دقت مناسب است. تواضع و رنجبران در سال 2017 [11] یک روش جدید به منظور توسعه منحنی شکنندگی‌های تحلیلی براساس روش زمان دوام معرفی شده است. نتایج نشان می‌دهد منحنی شکنندگی مبتنی بر روش زمان دوام معمولا با منحنی شکنندگی مبتنی بر آنالیز دینامیکی افزایشی مطابقت دارد. استکانچی و هراتی در سال 2018 [12] بر هم کنش دیوارهای برشی و قاب‌های مقاوم در برابر خمش را با استفاده از روش زمان دوام مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه چندین ساختمان با سیستم دوگانه بتن آرمه بر اساس کدهای متعارف طراحی شده است. در مرحله بعد تحلیل غیر خطی آن‌ها برای کاربرد و آنالیز زمان دوام تولید می‌شوند. مشخص شد که عناصر دیوار برشی بیش از معیارهای تعیین شده توسط ASCE41-13 بر روی تیرها و ستون‌ها به ویژه مواردی که در قسمت‌های فوقانی ساختمان‌ها قرار دارند پیچش قابل توجهی را تحمل می‌کنند. ملکی و استکانچی در سال 2018 [13] شاخص‌های مختلف خسارت برای تعدادی از قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از روش زمان دوام با دو نوع زمان هدف تخمین زدند و نتایج با آنچه مربوط به زمین لرزه‌های مقیاس پذیر است مقایسه کردند. مشاهده شده است که برآورد خسارت قاب‌ها از طریق روش زمان دوام با زمان هدف اولیه همیشه قابل قبول نیست و می‌توان با استفاده از زمان هدف اصلاح شده، بر اساس طیف‌های خسارت، به طور قابل توجهی بهبود بخشید. مشایخی و همکاران در سال 2019 [14] یک روش جدید برای تولید توابع تحریک زمان دوام را پیشنهاد کردند. در روش پیشنهادی یک تابع پایه جدید برای توابع تحریک زمان دوام معرفی شده است. این نوع توابع تحریک فضای هوشمندی را برای شبیه‌سازی مسئله بهینه سازی توابع تحریک زمان دوام ایجاد می‌کند. روش پیشنهادی سپس به منظور شبیه‌سازی توابع تحریک‌های جدید استفاده می‌شود برای بررسی کارایی این فضای بهینه سازی پیشنهادی، توابع‌های تازه تولید شده با آن‌هایی که با روش‌های معمولی شبیه‌سازی شده‌اند مقایسه می‌شوند. نتایج، بهبود در دقت توابع تحریک زمان دوام و همچنین زمان محاسبات لازم را نشان می‌دهد. زربیلی نژاد و استکانچی در سال 1399 [15] یک سازه سه بعدی 9 طبقه قاب مهاربندی در دو حالت پایه گیردار و جداسازی شده با جداگر LRB در نرم افزار SAP2000V21 به روش زمان دوام تحلیل کردند، که نتایج حاصله تاثیر بسیار زیاد سیستم جداسازی در کاهش میزان قابل توجهی از جابجائی نسبی طبقات و برش پایه در سازه جداسازی شده نسبت به سازه با پایه ثابت را نشان می‌دهد. حیدرزاده و بیرژندی در سال 1399 [16] تعدادی ساختمان با سیستم دوگانه بتن مسلح به صورت

جدول ۲ - مشخصات مقاطع مورد استفاده شده در تحقیق

مدل ۵ طبقه با شکل پذیری متوسط	
طبقه ۱ و ۲	C45-12T16 / B45
طبقه ۳	C40-12T16 / B40
طبقه ۴ و بام	C40-10T16 / B40
خریشته	C35-8T16 / B35
مدل ۵ طبقه با شکل پذیری ویژه	
طبقه ۱ و ۲	C40-10T16 / B40
طبقه ۳ و ۴ و بام و خریشته	C35-8T16 / B35
مدل ۸ طبقه با شکل پذیری متوسط	
طبقه ۱	C45-16T20 / B45
طبقه ۲	C45-16T16 / B45
طبقه ۳ و ۴ و ۵	C45-12T16 / B45
طبقه ۶	C40-10T16 / B40
طبقه ۷	C35-10T16 / B35
طبقه بام و خریشته	C35-8T16 / B35
مدل ۸ طبقه با شکل پذیری ویژه	
طبقه ۱ و ۲	C45-12T16 / B45
طبقه ۳ و ۴ و ۵	C40-10T16 / B40
طبقه ۶ و ۷ و بام و خریشته	C35-8T16 / B35

مشخصات توابع تحریک زمان دوام در جدول ۱ نشان داده شده است. تابع تحریک (ETA20KD) جز نسل سوم توابع تحریک زمان دوام می باشد که مدت زمان آن 20 ثانیه می باشد.

۲-۲ مشخصات مصالح

در این تحقیق از بتن با مقاومت فشاری 25MPa، مدول الاستیسیته 24320.5MPa و ضریب پواسون 0.2 استفاده شده است. هم چنین برای آرماتورها از مدول الاستیسیته 2×10^5 MPa، مقاومت تسلیم 400MPa و مقاومت نهایی 600MPa استفاده شده است. مقاطع مورد استفاده شده در این تحقیق در جدول ۲ نشان داده شده است. (حرف C در جدول بیانگر ستون و حرف B بیانگر تیر است).

۲-۳ خصوصیات بارگذاری

بارگذاری در این تحقیق برای مدل های خطی و غیرخطی در جدول ۳ و ۴ نشان داده شده است.

جدول ۱ - مشخصات توابع تحریک زمان دوام

نام مجموعه رکورد	تعداد	طیف هدف	طول زمان (ثانیه)	نسل	توضیح
Acc20	3	خاک نوع II استاندارد 2800	20.48	1	رکورد های اولیه، در حال حاضر کاربرد ندارد
ETA20a	3	خاک نوع II استاندارد 2800	20.48	2	پریود تا 5 ثانیه
ETA20b	3	مشابه سری e	20.48	2	مشابه سری e
ETA20c	10	مشابه سری e	20.48	2	مشابه سری e
ETA20d	3	مشابه سری e	20.48	2	اصلاح شده در پریود بلند تا 50 ثانیه
ETA20e	3	متوسط 7 رکورد منتخب از نوع C FEMA440	20.48	2	مناسب در تحلیل غیر خطی
ETA20en	3	متوسط 7 رکورد منتخب از نوع C FEMA 440، بهینه شده در ناحیه غیر خطی	20.48	3	حدود 20% جابجایی غیر خطی را بهتر می کند.
ETA20f	3	مشابه سری e	20.48	2	
ETA20in_nye	3*3	متوسط 20 رکورد FEMA 440 نوع C، بهینه شده در ناحیه غیر خطی، هر مولفه جداگانه.	20.48	3	
ETA20jn	3	نمونه طیف منتخب از ASCE7 برای تهران	20.48	3	
ETA40g	3	نمونه طیف منتخب از ASCE7 در LA	40.96	2	مناسب برای مقایسه با این نامه
ETA40h	3	مشابه سری e با زمان طولانی تر	40.96	2	مناسب برای شدت های بالاتر تحریک تا 4 برابر طیف الگو.

جدول ۳ - بارگذاری خطی در مدل سه بعدی

بارگذاری خطی در مدل سه بعدی	
2KPa	بار مرده کف در طبقات
2KPa	بار زنده کف در طبقات
1KPa	بار پارتیشن
3KPa	بار مرده کف در طبقه بام
1.5KPa	بار زنده کف در طبقه بام
0.5KPa	بار موثر لرزه ای (mass)
6KN/m	بار دیوارهای پیرامونی در طبقات
3KN/m	بار دیوارهای پیرامونی در طبقه بام
3KN/m	بار موثر لرزه ای دیوارهای پیرامونی

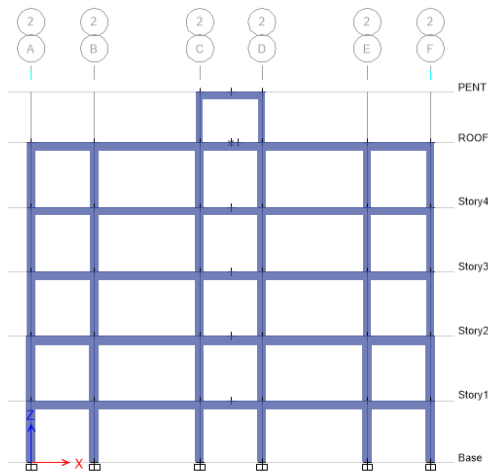
جدول ۴ - بارگذاری غیرخطی در مدل دو بعدی

بارگذاری غیرخطی در مدل دو بعدی	
22.6KN/m	بار مرده طبقات
9KN/m	بار زنده طبقات
4.5KN/m	بار پارتیشن
25KN/m	بار مرده طبقه بام
6.8KN/m	بار زنده طبقه بام
1KN/m	بار موثر لرزه ای

۲-۴ جزییات مدل سازی

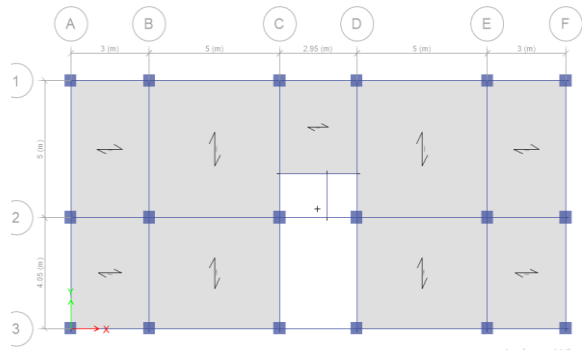
در این تحقیق ابتدا برای سازه های ۵ و ۸ طبقه با شکل پذیری های متوسط و ویژه تحلیل و طراحی خطی انجام می گیرد. روند تحلیل و طراحی خطی به این صورت است که ابتدا تیرها، ستون ها و سقف ها

بعد از انجام تحلیل و طراحی خطی یک قاب از این مدل‌ها را انتخاب کرده که در این تحقیق برای تمامی مدل‌ها قاب شماره ۲ انتخاب شده است. قاب‌های ساختمان ۵ و ۸ طبقه در شکل ۲ نشان داده است. بعد از مدل‌سازی قاب‌ها، مقادیر بارگذاری از مدل سه بعدی به مدل دو بعدی انتقال داده می‌شود. در مرحله بعدی مفاصل خمشی و برشی برای تیرها و مفاصل خمشی برای ستون‌ها می‌شود. برای تعریف مفاصل از نشریه 360 استفاده می‌شود. مفاصل خمشی تیرها و ستون‌ها در 0.05 و 0.95 دهانه و مفاصل برشی تیرها در 0.1 و 0.9 دهانه و هم‌چنین لنگر پلاستیک هم طبق درصد آرماتور کششی و برشی به دست آمده از طراحی خطی تعریف می‌شود. قبل از اینکه قاب‌ها را به روش زمان دوام تحلیل شوند، یک‌بار تمامی مدل‌ها را به روش استاتیکی غیر خطی تحلیل کرده و برای این کار ابتدا یک تغییر مکان هدف طبق روشی که در نشریه 360 گفته شده در طبقه بام تعریف می‌شود. هدف از این کار اطمینان از این است که قاب دو بعدی مدل‌سازی شده در محدوده غیر خطی جواب باشد. بعد از تحلیل استاتیکی غیر خطی، قاب‌ها را با استفاده از روش زمان دوام تحلیل می‌شوند. قاب‌ها تحت تحریک تابع زمان دوام ETA20KD قرار می‌گیرند. آرایش تابع ETA20-KD در شکل 3 نشان داده شده است.

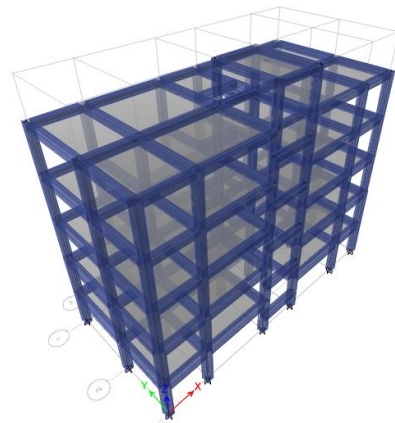


الف) قاب شماره ۲ ساختمان ۵ طبقه

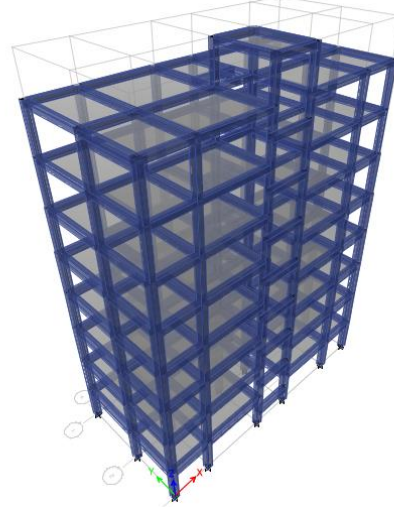
مدل می‌شوند و سپس بارگذاری‌های مربوطه انجام می‌گیرد و بعد از این کار، تحلیل صورت می‌گیرد. بعد از تحلیل خطی کنترل‌های مربوط به سازه شامل کنترل دررفت و کنترل پیچش صورت می‌گیرد. سپس سازه طراحی شده و هم‌چنین بهینه‌سازی سازه هم انجام می‌شود. پلان تپ طبقات و نمای سه بعدی سازه ۵ و ۸ طبقه در شکل ۱ نشان داده شده است.



الف) پلان تپ طبقات



ب) نمای سه بعدی ساختمان ۵ طبقه



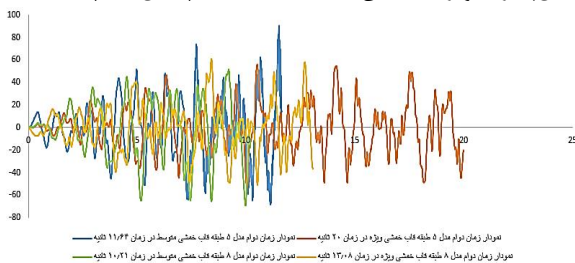
ج) نمای سه بعدی ساختمان ۸ طبقه

شکل ۱- ساختمان مورد مطالعه

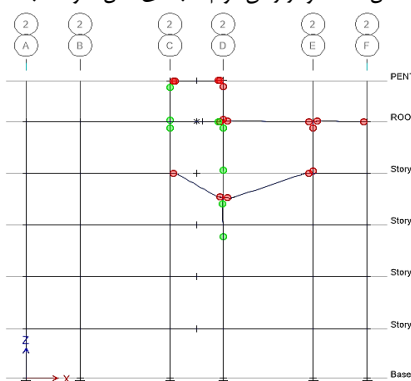
۳- نتایج و بحث

نمودار زمان دوام قاب‌های مدل ۵ و ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه در شکل ۵ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود قاب‌هایی که رفتار آن‌ها دارای قاب خمشی متوسط بوده ستون‌ها و تیرها در طبقه بام و طبقات دچار مفصل شده و به مرز خرابی رسیده است ولی قاب‌هایی که رفتار آن‌ها دارای قاب خمشی ویژه بوده، در ستون‌ها و تیرها مفاصل تشکیل شده ولی دچار خرابی نشده است. نتایج نمونه‌ای از تحلیل قاب‌ها در شکل‌های ۶-الف و ۶-ب و ۶-ج به ترتیب برای مدل ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه و شکل‌های ۶-د و ۶-ه به ترتیب برای مدل ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه نشان داده شده است. همانطور که در شکل‌های ۶-ب و ۶-د مشاهده می‌شود خرابی قاب‌ها با شکل‌پذیری ویژه کمتر از شکل‌پذیری متوسط است. خرابی ساختمان ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در زمان ۱۱/۶۴ ثانیه است (شکل ۶-الف) و همچنین خرابی همین ساختمان با شکل‌پذیری ویژه در زمان ۲۰ ثانیه است (شکل ۶-ب).

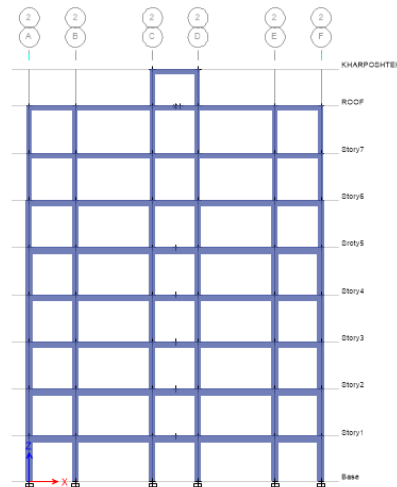
خرابی ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در زمان ۱۰/۲۱ ثانیه است (شکل ۶-ج) و همچنین خرابی همین ساختمان با شکل‌پذیری ویژه در زمان ۱۳/۰۸ ثانیه است (شکل ۶-د).



شکل ۵ - نمودار زمان دوام قاب‌های مدل ۵ و ۸ طبقه

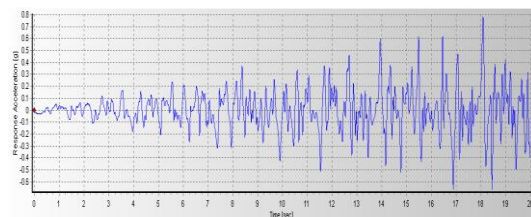


الف) مود خرابی سازه ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در زمان ۱۱/۶۴ ثانیه



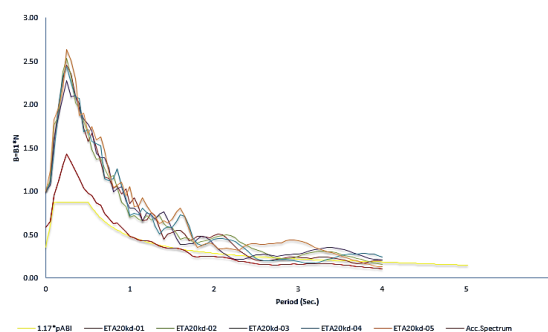
ب) قاب شماره ۲ ساختمان ۸ طبقه

شکل ۲ - قاب ساختمان‌های مورد مطالعه



شکل ۳ - آرایش تابع ETA20-KD

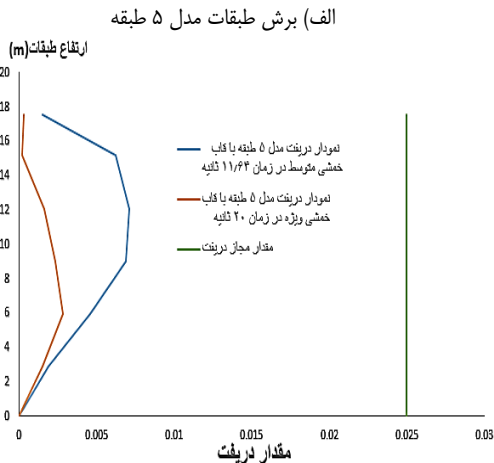
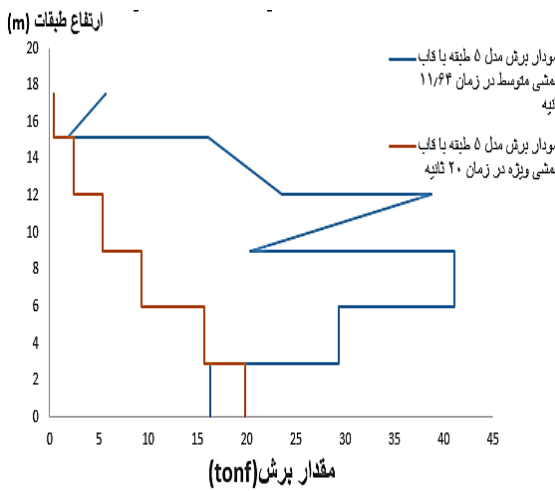
این تابع شامل ۵ مجموعه است و ابتدا میانگین این ۵ مجموعه گرفته می‌شود که باید مقدار میانگین بالاتر مقدار طیف طرح قرار گیرد. سپس از مقدار میانگین به دست آمده استفاده می‌شود. درصد میرایی برای تحلیل زمان دوام، ۵ درصد در نظر گرفته شد. همانطور که در شکل ۴ مشاهده می‌شود میانگین ۵ مجموعه تابع بالاتر از مقدار طیف طرح قرار گرفته است. نمودار زرد رنگ، نمودار طیف طرح و نمودار قرمز رنگ، نمودار میانگین ۵ مجموعه توابع است.



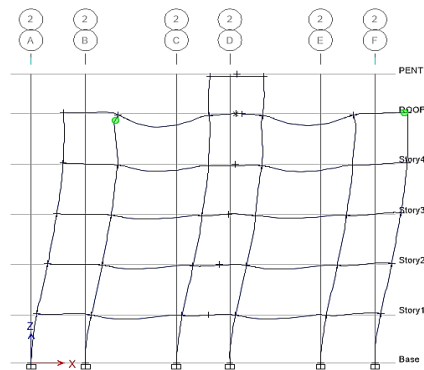
شکل ۴ - نمودار توابع مجموعه ETA20-KD و میانگین توابع

شده است. در شکل ۸-ب نمودار دررفت این مدل آورده شده است که مقادیر آن‌ها بسیار به هم نزدیک هستند و حتی با مقدار مجاز دررفت خیلی فاصله دارند. (مقدار دررفت برای ساختمان ۵ طبقه با شکل پذیری متوسط و ویژه در طبقه بام به ترتیب ۰,۰۰۶۲ و ۰,۰۰۱۷ می‌باشد).

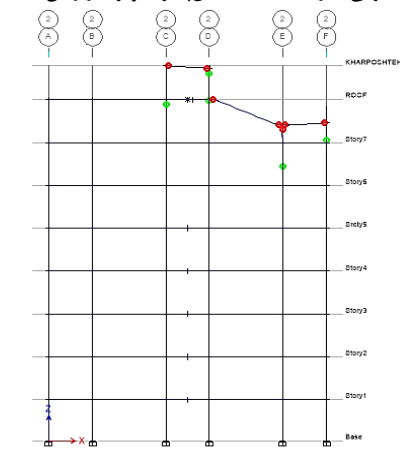
در شکل ۷-ج و ۷-د به ترتیب نمودارهای برش و دررفت برای ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه آورده شده است. در نمودار برش، مقادیر برش در ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط (با مقدار برش ۲۷,۱ تن در طبقه هفتم و ۱۸,۱ تن در طبقه بام) بسیار بیشتر از ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری ویژه (با مقدار برش ۲ تن در طبقه هفتم و ۹,۶۳ تن در طبقه بام) شده و دلیل آن وجود مفاصل در تیرها و ستون‌ها در طبقات هفتم و بام است که این مفاصل به مرز خرابی رسیده‌اند. همچنین مقادیر دررفت این ساختمان بسیار به هم نزدیک بوده و از مقدار مجاز دررفت نیز کمتر است. (مقدار دررفت برای ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه در طبقه بام به ترتیب ۰,۰۰۶۳ و ۰,۰۰۲۶ می‌باشد).



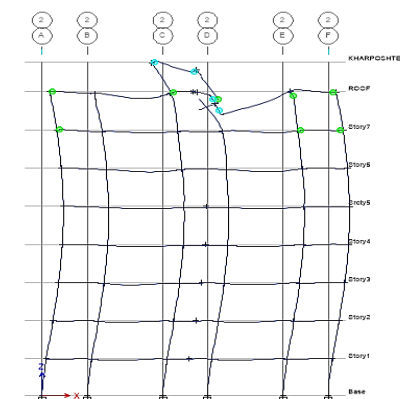
ب) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در قاب ۵ طبقه



ب) مود خرابی سازه ۵ طبقه با شکل‌پذیری ویژه در زمان ۲۰ ثانیه



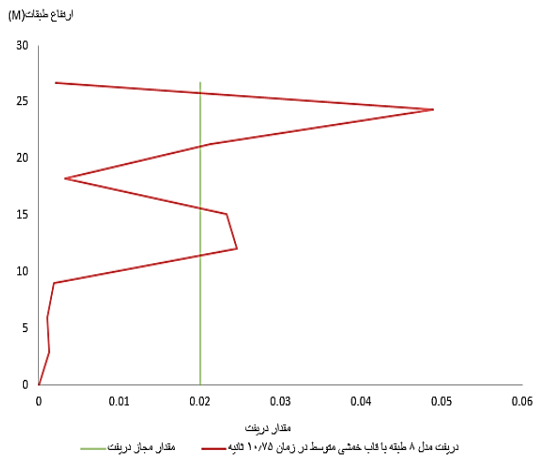
ج) مود خرابی سازه ۸ طبقه با شکل‌پذیری ویژه در زمان ۱۰/۲۱ ثانیه



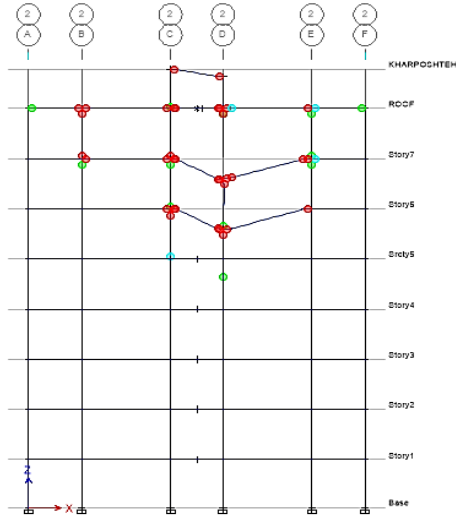
د) مود خرابی سازه ۸ طبقه با شکل‌پذیری ویژه در زمان ۱۳/۰۸ ثانیه

شکل ۶ - مکانیسم خرابی سازه های مورد مطالعه

در شکل‌های ۷-الف و ۷-ب به ترتیب نمودارهای برش و تغییر مکان جانبی طبقات (دررفت) آمده است. همانطور که در شکل ۸-الف مشاهده می‌شود نمودار برش در ساختمان ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط (با مقدار برش ۳۸,۷۵ تن در طبقه چهارم و ۱۶,۱۲ تن در طبقه بام) نسبت به شکل‌پذیری ویژه (با مقدار برش ۵,۳۷ تن در طبقه چهارم و ۲,۴۱ تن در طبقه بام) خیلی بحرانی است و دلیل آن هم خرابی‌های زیادی است که در ساختمان ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در تیرهای طبقات چهارم و بام ایجاد



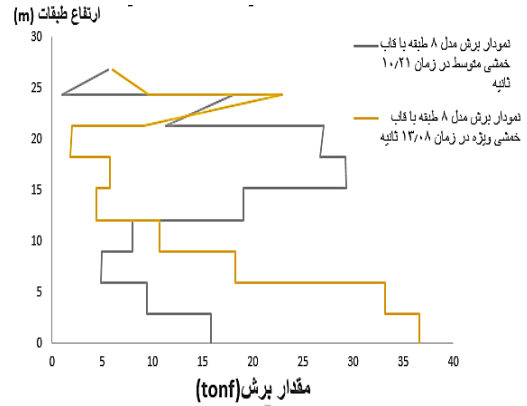
الف) نسبت تغییر مکان جانبی نسبی مدل ۸ طبقه با شکل پذیری متوسط



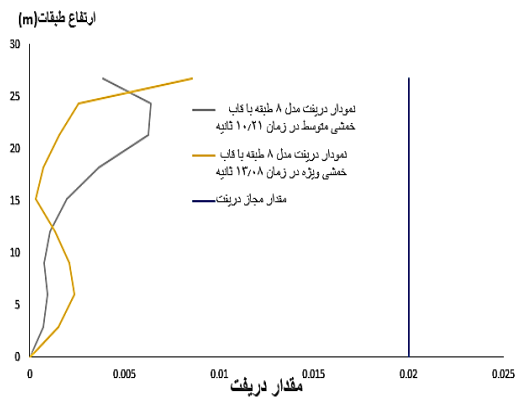
ب) مود خرابی مدل ۸ طبقه با شکل پذیری متوسط در زمان ۱۱/۷۶ ثانیه
شکل ۸: تغییر مکان جانبی نسبی و مکانسیم خرابی قاب ۸ طبقه

۴- نتیجه گیری

در این مطالعه دو ساختمان ۵ و ۸ طبقه تحت تابع تحریک زمان دوام ETA20-KD بررسی شد، نتایجی که از تحلیل حاصل می شود به این صورت است که در مدل های ساختمان ۵ و ۸ طبقه با قاب خمشی متوسط علاوه بر اینکه در تیرها و ستون ها مفصل تشکیل شده است بلکه برخی مفاصل در تیرها و ستون ها به ناحیه فروپاشی رسیده اند ولی برای مدل های ساختمان ۵ و ۸ طبقه با قاب خمشی ویژه مفاصلی که در تیرها و ستون ها ایجاد شده است در ناحیه ایمنی جانی قرار دارند و فاصله زیادی با ناحیه فروپاشی دارد. از نمودارهای برش و دررفت دو ساختمان در لحظه خرابی استنباط می شود که ساختمان های با شکل پذیری ویژه عملکرد بهتری در لحظه خرابی از خود نشان می دهند. نتیجه مهم دیگر اینکه سازه های قاب خمشی ویژه در مقایسه با سازه های قاب خمشی



ج) نمودار برش قاب مدل ۸ طبقه



د) نسبت تغییر مکان نسبی طبقات در قاب ۸ طبقه

شکل ۷ - نسبت تغییر مکان جانبی نسبی و برش طبقات مدل های مورد مطالعه

در بعضی موارد در مدل های قاب خمشی متوسط مشاهده شده است که مقدار دررفت از مقدار مجاز بیشتر شده است که نمونه ای از این مورد را که برای مدل ۸ طبقه با قاب خمشی متوسط است، در شکل ۸-الف نشان داده است.

همانطور که در قاب هم مشاهده می شود دلیل بیشتر شدن دررفت از مقدار مجاز به دلیل ایجاد مفاصل در تیرها و ستون ها از طبقه چهارم به بالا است و حتی در طبقات بالایی مفاصلی که در تیرها و ستون ها تشکیل شده اند به ناحیه خرابی رسیده اند و این باعث افزایش قابل ملاحظه دررفت شده، به طوری که از مقدار مجاز هم فراتر رفته است. همچنین مشاهده می شود که مفاصل زیادی در طبقات بالایی به خصوص در طبقه های هفتم و بام تشکیل شده است، مقادیر دررفت در طبقات هفتم و بام که بیشترین جا به جایی را داشته به ترتیب ۰,۰۲۱ و ۰,۰۵ می باشد.

assessment of steel jacket platforms by wave endurance time method. *Ships and Offshore Structures*. 2017; 12 (1): 32-42.

[11] Tavazo HA, Ranjbaran A. Fragility analysis of 3D reinforced concrete frames based on endurance time method with derived standard deviation. *Journal of Earthquake and Tsunami*. 2017; 11 (04): 1750011.

[12] Estekanchi HE, Harati M, Mashayekhi M. An investigation on the interaction of moment-resisting frames and shear walls in RC dual systems using endurance time method. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2018; 27 (12): e1489.

[13] Maleki-Amin MJ, Estekanchi HE. Damage estimation of steel moment-resisting frames by Endurance Time method using damage-based target time. *Journal of Earthquake Engineering*. 2018; 22 (10): 1806-1835.

[14] Mashayekhi M, Estekanchi HE, Vafai H. Simulation of endurance time excitations using increasing sine functions. *Iran University of Science & Technology*. 2019; 9 (1): 65-77.

[15] Zarbilinezhad M, Estekanchi HE. Investigation of the effects of lead rubber seismic separator on the dynamic response of three-dimensional steel structures using endurance time method. *The 3th International Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Development Management in Iran*; 2020; Tehran, Iran. (In Persian).

[16] Heidarzadeh-Esfahani AR, Birzhandi MS. Investigation of shear wall and flexural frame interaction in dual systems by endurance time method. *The 7th National Conference on Applied Research in Civil Engineering, Architecture and Urban Management and the 6th Specialized Exhibition of Mass Builders of Housing and Construction in Tehran Province*; 2020; Tehran, Iran. (In Persian).

[17] Mirfarhadi SA, Estekanchi HE. Value based seismic design of structures using performance assessment by the endurance time method. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2020; 16 (10): 1397-1415.

متوسط در مقابل توابع تحریک زمان دوام، مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهند و در زمان دیرتری به خرابی می‌رسند، به طوری که خرابی ساختمان ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه به ترتیب در زمان‌های ۱۱/۶۴ و ۲۰ ثانیه و خرابی ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه به ترتیب در زمان‌های ۱۰/۲۱ و ۱۳/۰۸ ثانیه رخ می‌دهد. همچنین خرابی‌ها سازه‌های قاب خمشی ویژه در مقایسه با سازه‌های قاب خمشی متوسط به صورت موضعی می‌باشد.

۵-منابع

[1] Estekanchi HE, Valamanesh V, Vafai A. Application of endurance time method in linear seismic analysis. *Engineering Structures*. 2007; 29 (10): 2551-2562.

[2] Estekanchi HE, Arjomandi K, Vafai A. Estimating structural damage of steel moment frames by endurance time method. *Journal of Constructional Steel Research*. 2008; 64 (2): 145-155.

[3] Madarshahian R, Estekanchi HE, Mahvashmohammadi A. Estimating seismic demand parameters using the endurance time method. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*. 2011; 12 (8): 616-626.

[4] Estekanchi HE, Alembagheri M. Seismic analysis of steel liquid storage tanks by endurance time method. *Thin-Walled Structures*. 2012; 50 (1): 14-23.

[5] Kaveh A, Kalateh-Ahani M, Estekanchi HE. Production of endurance time excitation functions: The CMA evolution strategy approach. *Iranian Journal of Science and Technology. Transactions of Civil Engineering*. 2013; 37 (C): 383.

[6] Hariri-Ardebili MA, Rahmani-Samani H, Mirtaheri M. Seismic stability assessment of a high-rise concrete tower utilizing endurance time analysis. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 2014; 14 (06): 1450016.

[7] Shirkhani A, Mualla IH, Shabakhty N, Mousavi SR. Behavior of steel frames with rotational friction dampers by endurance time method. *Journal of Constructional Steel Research*. 2015; 107: 211-222.

[8] Rahimi E, Estekanchi HE. Collapse assessment of steel moment frames using endurance time method. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2015; 14 (2): 347-360.

[9] Tajmir Riahi H, Amouzegar H, Falsafioun M. Seismic collapse assessment of reinforced concrete moment frames using endurance time analysis. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2015; 24 (4): 300-315.

[10] Jahanmard V, Diznab MA, Mehdigholi H, Tabeshpour MR, Seif MS. Performance-based

Assessment of RC frames with different ductility using endurance time analysis

Ali Sadeghi

M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, Ramsar Branch, Islamic Azad University,
Ramsar, Iran

Esmail Mousapoor

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ramsar Branch, Islamic Azad
University, Ramsar, Iran

Abstract

Endurance time method is a new method of seismic analysis in which the structure is subjected to an increased dynamic excitation whose intensity gradually enhances over time. The response of structure is investigated over time and based on the response corresponding to different levels of excitation intensity, strengths, weaknesses, and performance of the structure were evaluated. In this research, according to the rules of regulations, two 5- and 8-storey buildings were linearly analyzed and designed applying ETABS software and with medium and special ductility. Then, a sample frame was separated from the structure and overall, four concrete frames of 5 and 8 floors with medium and special ductility were analyzed by endurance time method. The ETA20-KD durability stimulation function was applied to evaluate these frames. Nonlinear hinges of structural components were defined according to instruction for seismic rehabilitation of existing buildings No. 360. The results of this study presented that concrete frames with special ductility have less damage and longer endurance time than those with medium ductility. So that the failure of a 5-storey building with medium and special ductility occurred at 11.64 and 20 seconds, respectively, and the failure of an 8-storey building with medium and special ductility took place at 10.21 and 13.08 seconds, respectively.

Keywords: Endurance time method, Increased dynamic stimulation, Structural response, Concrete frame, Endurance time stimulation function, ETABS software

۱- مقدمه

پیشرفت های اخیر در زمینه سخت افزارها و نرم افزارهای رایانه‌ای، محیط مناسبی برای اجرای روش‌های جدید تحلیل و طراحی سازه‌ها ایجاد کرده‌اند. اتفاقات لرزه‌ای بزرگ اخیر در نوتریج کالیفرنیا (۱۹۹۴)، کوبه ژاپن (۱۹۹۵)، قسمت غربی و مرکزی هند (۲۰۰۱) و بم ایران (۲۰۰۳) حاکی از قدرت زمین لرزه‌ها هستند. خرابی‌های به بار آمده در اثر زمین لرزه‌ها باعث می‌شود سازه‌ها، پل‌ها و تسهیلات صنعتی مهندسی محور با خسارات اقتصادی هنگفتی همراه شوند بنابراین نیاز به اصلاح و تکمیل امنیت و اعتبار این محیط ساخته شده از طریق پیشرفت فرآیندهای مبتنی بر عملکرد به کرات تاکید شده است. چنین روش‌هایی باید قابلیت به حداقل رساندن خسارت‌های ساختاری و نجات جان افراد را داشته باشند. این نیازها، انگیزه لازم برای بسیاری از دانشمندان برای تمرکز بر رویکردهای طراحی مبتنی بر عملکرد و به ویژه رویکردهای غیرخطی را فراهم می‌کند. در نتیجه فرآیندهای مختلف غیرخطی استاتیک و دینامیک جدیدی باید ارائه شوند. روش زمان دوام، یک فرآیند تاریخیچه زمانی نوآورانه برای تحلیل لرزه ای سازه‌ها است. یک نیروی افزایشی مضاعف به سازه‌ها وارد شده و عملکرد آن‌ها ارزیابی می‌شود. روش زمان دوام را می‌توان یک گزینه جایگزین برای روش استاتیکی معادل و فرآیندهای طیف پاسخ دانست و همچنین اجرای روش زمان دوام برای تحلیل لرزه‌ای غیر خطی در نظر گرفته می‌شود. استکانچی و همکاران در سال ۲۰۰۷ [۱] اجرای روش زمان دوام را برای تحلیل خطی لرزه‌ای مورد بررسی قرار دادند و برای این کار مجموعه‌ای از سه شتابنگار را برای قاب‌های فولادی مورد استفاده قرار دادند و نتایج تحلیل را با تحلیل استاتیکی معادل و طیف پاسخ مقایسه کردند، به این صورت که دریافت طبقات و نیروهای داخلی با تحلیل طیف پاسخ و نتایج تحلیل استاتیک با وجود خطاهای قابل قبول مطابقت داشته‌اند. استکانچی و همکاران در سال ۲۰۰۸ [۲] شاخص‌های مختلف خرابی قاب‌های خمشی فولادی را با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی و تحلیل زمان دوام مقایسه کردند. نتایج نشان می‌دهد که شاخص‌های مختلف خرابی را می‌توان از نتایج تحلیل زمان دوام تخمین زد. مادرشاهیان و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۳] بر روی یک قاب فولادی مطالعه کردند و نتایج تحلیل غیر خطی با استفاده از روش زمان دوام را با نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی مقایسه کردند و به این نتیجه رسیدند که نتایج تحلیل با استفاده از روش زمان دوام با نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی مطابقت مناسبی دارد. استکان چی و عالم باقری در سال ۲۰۱۲ [۴] روشی را برای کاربرد عملی روش زمان دوام در ارزیابی لرزه‌ای مخازن فولادی ارائه دادند. این روش با استفاده از آنالیز غیر خطی سه بعدی یک مخزن فولادی لنگردار با استفاده از روش المان محدود انجام شد و نتایج با روش‌های طراحی رمزگذاری شده معمولی مقایسه شد. نتایج تحلیل حاکی از دقت معقول روش پیشنهادی در برآورد پاسخ‌های لرزه‌ای مخازن فولادی و کاربرد آن در تقویت

فرآیند طراحی مخازن فولادی با توجه به منابع مختلف رفتار پیچیده است. کاوه و کلاته آهانی در سال ۲۰۱۳ [۵] استراتژی تکامل سازگاری ماتریس که در حل مشکلات بهینه سازی مداوم کاربردهای بسیاری پیدا کرده است، برای تولید توابع تحریک استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که عملکرد خوب الگوریتم در تولید توابع تحریک زمان دوام با دقت و بازده زمانی مناسب است. حریری اردبیلی و همکاران در سال ۲۰۱۴ [۶] از روش زمان دوام برای ارزیابی لرزه‌ای یک برج مخارباتی بلند مرتبه بتنی واقع در تهران استفاده کردند. دقت تحلیل زمان دوام با تحلیل تاریخیچه زمانی و تحلیل دینامیکی افزایشی مقایسه می‌شود. برای این منظور یک مدل فایبر دو بعدی از برج ساخته شده و مورد تحلیل قرار گرفت. مشخص شده است که آنالیز زمان دوام می‌تواند نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی را در زمان هدف و تحلیل دینامیکی افزایشی را با دقت قابل قبول تخمین بزند. شیرخانی و همکاران در سال ۲۰۱۵ [۷] کاربرد روش زمان دوام در تحلیل لرزه‌ای غیرخطی قاب‌های فولادی مجهز به میراگر اصطکاک چرخشی را بررسی کردند. این روش برای محاسبه نیروی لغزش مطلوب میراگر استفاده می‌شود. دقت روش زمان دوام در پیش بینی پاسخ سازه‌ها در تجزیه و تحلیل غیر خطی بررسی شده است. پارامترهای تقاضای مهندسی قاب‌های دارای میراگر و بدون میراگر مانند جابجایی و حداکثر نسبت رانش بینابینی برآورد می‌شود. با استفاده از منحنی های زمان دوام مشخص می‌شود که نصب میراگرها در قاب‌های فولادی طراحی شده باعث کاهش حداکثر نسبت رانش بینابینی و بهبود عملکرد لرزه‌ای این قاب‌ها می‌شود. رحیمی و استکانچی در سال ۲۰۱۵ [۸] چهار قاب فولادی را برای ارزیابی خرابی این قاب‌ها با استفاده از روش زمان دوام بررسی کردند و نتایج را با تحلیل دینامیکی افزایشی مقایسه کردند و نتایج نشان داد که روش زمان دوام با روش دینامیکی افزایشی هم-خوانی دارد. تاجمیر ریاحی و همکاران در سال ۲۰۱۵ [۹] خرابی مجموعه‌ای ۳۰ قاب خمشی بتن آرمه را با استفاده از روش زمان دوام ارزیابی کردند و نتایج تحلیل را با تحلیل دینامیکی افزایشی مقایسه کردند. نتایج نشان می‌دهد که شتاب طیفی که در آن هر دو تجزیه و تحلیل رخ می‌دهد، برای اکثر آن‌ها بسیار شبیه است. جهانمرد و همکاران در سال ۲۰۱۷ [۱۰] روش زمان دوام را به عنوان یک روش قابل استفاده برای ارزیابی مبتنی بر عملکرد ساختارهای برون مرزی ثابت تحت امواج شدید توصیف کردند. در این روش با الهام از روش زمان استقامت در زمینه مهندسی زلزله، رکوردهای موج مصنوعی موسوم به توابع موج به گونه‌ای طراحی می‌شوند که با گذشت زمان به تدریج تحریکات آن‌ها افزایش یابد. بنابراین، مزیت اصلی روش پیشنهادی این است که می‌تواند عملکرد سازه را در شرایط مختلف بار موج از طریق یک تجزیه و تحلیل تاریخیچه واحد ارزیابی کند. علاوه بر این، قابلیت اطمینان سازه‌ها می‌تواند بر اساس زمانی که پاسخ سازه هنوز قابل قبول است، ارزیابی شود. در این مطالعه، تولید این سوابق مصنوعی و کاربرد آن‌ها برای ارزیابی مدل اجزای محدود یک ساختار

خطی براساس مقررات ملی ساختمان طراحی کردند. در مرحله بعد مدل‌های غیر خطی را برای استفاده در تحلیل غیر خطی دینامیکی تولید کردند. نتایج به این صورت است که مقادیر درصد مشارکت قاب‌های خمشی در قسمت‌های بالایی سازه‌ها به قدری بزرگ است که نمی‌توان آن‌ها را به عنوان قاب‌های ثانویه در نظر گرفت. همچنین مشخص شده است که دیوارهای برشی مقادیر قابل توجهی تقاضای چرخشی، که می‌تواند خیلی بیشتر از مقادیر پیشنهادی-ASCE41-13 باشد، به تیرها و ستون‌های سازه‌ی قاب خمشی که مخصوصا در قسمت‌های بالایی قرار می‌گیرند وارد می‌کند. میرفرهادی و استکانچی در سال 2020 [17] روش زمان دوام را در بهینه سازی طراحی دو ساختمان چند طبقه استفاده کردند. نتایج طراحی از نظر پاسخ لرزه‌ای با نتیجه روش معمولی مبتنی بر کد، طراحی می‌شود که هزینه ساخت را به حداقل می‌رساند.

۲- مدل سازی

برای بررسی دقیق‌تر ارزیابی قاب‌های بتن مسلح با استفاده از آنالیز زمان دوام از نرم افزار ETABS استفاده شده است. در این تحقیق چهار قاب بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و ویژه، تحت شتابنگاشت فزاینده (متناسب با طیف طرح موردنظر) قرار می‌گیرند. سپس نمودارهای پاسخ زمان دوام ترسیم می‌شود. پاسخ‌ها می‌تواند تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان، نیروهای برشی تیرها و ستون‌ها باشد. در این مطالعه ابتدا چهار قاب مورد نظر با استفاده از تحلیل خطی طراحی می‌شوند و سپس با استفاده از اطلاعات به دست آمده از طراحی خطی، تحلیل غیر خطی با استفاده از روش زمان دوام انجام می‌شود. مدل‌های خطی سازه دارای ۵ و ۸ طبقه بوده که ارتفاع طبقات در همه مدل‌ها برابر 3.06 متر است.

۲-۱ مشخصات توابع تحریک زمان دوام

تفاوت عمده رکوردهای زمان دوام در طیف الگوی هدف آن‌ها می‌باشد. تفاوت دیگر در دامنه پروندهای پوشش داده شده در تولید آنها است که در کاربرد غیر خطی اهمیت پیدا می‌کند. سایر تفاوتها در طول رکورد، گام زمانی، نحوه مقیاس اولیه می‌باشد. تولید توابع زمان دوام به تدریج پیشرفت نموده و از لحاظ مراحل تکامل به نسل‌های مختلف تقسیم بندی شده‌اند. در نسل اول رکوردهای زمان دوام سازگاری با طیف، هنگام فزاینده نمودن از بین می‌رفت. از این رکوردها فقط در مقالات اولیه که مفهوم روش زمان دوام را توضیح می‌دادند استفاده شد. در نسل دوم رکوردها افزایش طیفی متناسب با طیف الگو با استفاده از بهینه سازی عددی در محدوده طیف خطی به عمل آمد که با اصلاح طیف در پرونده بلند جهت تحلیل غیر خطی هم به کار رفتند. نسل سوم رکورد های زمان دوام در محدوده غیر خطی نیز بهینه شده‌اند. در نسل چهارم سازگاری از لحاظ مدت دوام حرکت شدید و سیکل‌های حرکت در فرآیند تولید رکورد وارد شده است.

ثابت دریایی بر اساس امواج شدید خلیج فارس شرح داده شده است. به منظور در نظر گرفتن دقت این روش در برآورد پاسخ ساختاری، از روش المان محدود برای مقایسه نتایج روش زمان استقامت موج با نتایج سوابق تصادفی 3 ساعته استفاده شده است. نتیجه گرفته شده است که روش زمان استقامت موج یک روش محاسباتی جذاب برای تخمین پاسخ ساختاری با دقت مناسب است. تواضع و رنجبران در سال 2017 [11] یک روش جدید به منظور توسعه منحنی شکنندگی‌های تحلیلی براساس روش زمان دوام معرفی شده است. نتایج نشان می‌دهد منحنی شکنندگی مبتنی بر روش زمان دوام معمولا با منحنی شکنندگی مبتنی بر آنالیز دینامیکی افزایشی مطابقت دارد. استکانچی و هراتی در سال 2018 [12] بر هم کنش دیوارهای برشی و قاب‌های مقاوم در برابر خمش را با استفاده از روش زمان دوام مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه چندین ساختمان با سیستم دوگانه بتن آرمه بر اساس کدهای متعارف طراحی شده است. در مرحله بعد تحلیل غیر خطی آن‌ها برای کاربرد و آنالیز زمان دوام تولید می‌شوند. مشخص شد که عناصر دیوار برشی بیش از معیارهای تعیین شده توسط ASCE41-13 بر روی تیرها و ستون‌ها به ویژه مواردی که در قسمت‌های فوقانی ساختمان‌ها قرار دارند پیچش قابل توجهی را تحمل می‌کنند. ملکی و استکانچی در سال 2018 [13] شاخص‌های مختلف خسارت برای تعدادی از قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از روش زمان دوام با دو نوع زمان هدف تخمین زدند و نتایج با آنچه مربوط به زمین لرزه‌های مقیاس پذیر است مقایسه کردند. مشاهده شده است که برآورد خسارت قاب‌ها از طریق روش زمان دوام با زمان هدف اولیه همیشه قابل قبول نیست و می‌توان با استفاده از زمان هدف اصلاح شده، بر اساس طیف‌های خسارت، به طور قابل توجهی بهبود بخشید. مشایخی و همکاران در سال 2019 [14] یک روش جدید برای تولید توابع تحریک زمان دوام را پیشنهاد کردند. در روش پیشنهادی یک تابع پایه جدید برای توابع تحریک زمان دوام معرفی شده است. این نوع توابع تحریک فضای هوشمندی را برای شبیه‌سازی مسئله بهینه سازی توابع تحریک زمان دوام ایجاد می‌کند. روش پیشنهادی سپس به منظور شبیه‌سازی توابع تحریک‌های جدید استفاده می‌شود برای بررسی کارایی این فضای بهینه سازی پیشنهادی، توابع‌های تازه تولید شده با آن‌هایی که با روش‌های معمولی شبیه‌سازی شده‌اند مقایسه می‌شوند. نتایج، بهبود در دقت توابع تحریک زمان دوام و همچنین زمان محاسبات لازم را نشان می‌دهد. زربیلی نژاد و استکانچی در سال 1399 [15] یک سازه سه بعدی 9 طبقه قاب مهاربندی در دو حالت پایه گیردار و جداسازی شده با جداگر LRB در نرم افزار SAP2000V21 به روش زمان دوام تحلیل کردند، که نتایج حاصله تاثیر بسیار زیاد سیستم جداسازی در کاهش میزان قابل توجهی از جابجائی نسبی طبقات و برش پایه در سازه جداسازی شده نسبت به سازه با پایه ثابت را نشان می‌دهد. حیدرزاده و بیرزندی در سال 1399 [16] تعدادی ساختمان با سیستم دوگانه بتن مسلح به صورت

جدول ۲ - مشخصات مقاطع مورد استفاده شده در تحقیق

مدل ۵ طبقه با شکل پذیری متوسط	
طبقه ۱ و ۲	C45-12T16 / B45
طبقه ۳	C40-12T16 / B40
طبقه ۴ و بام	C40-10T16 / B40
خریشته	C35-8T16 / B35
مدل ۵ طبقه با شکل پذیری ویژه	
طبقه ۱ و ۲	C40-10T16 / B40
طبقه ۳ و ۴ و بام و خریشته	C35-8T16 / B35
مدل ۸ طبقه با شکل پذیری متوسط	
طبقه ۱	C45-16T20 / B45
طبقه ۲	C45-16T16 / B45
طبقه ۳ و ۴ و ۵	C45-12T16 / B45
طبقه ۶	C40-10T16 / B40
طبقه ۷	C35-10T16 / B35
طبقه بام و خریشته	C35-8T16 / B35
مدل ۸ طبقه با شکل پذیری ویژه	
طبقه ۱ و ۲	C45-12T16 / B45
طبقه ۳ و ۴ و ۵	C40-10T16 / B40
طبقه ۶ و ۷ و بام و خریشته	C35-8T16 / B35

مشخصات توابع تحریک زمان دوام در جدول ۱ نشان داده شده است. تابع تحریک (ETA20KD) جز نسل سوم توابع تحریک زمان دوام می باشد که مدت زمان آن 20 ثانیه می باشد.

۲-۲ مشخصات مصالح

در این تحقیق از بتن با مقاومت فشاری 25MPa، مدول الاستیسیته 24320.5MPa و ضریب پواسون 0.2 استفاده شده است. هم چنین برای آرماتورها از مدول الاستیسیته 2×10^5 MPa، مقاومت تسلیم 400MPa و مقاومت نهایی 600MPa استفاده شده است. مقاطع مورد استفاده شده در این تحقیق در جدول ۲ نشان داده شده است. (حرف C در جدول بیانگر ستون و حرف B بیانگر تیر است).

۲-۳ خصوصیات بارگذاری

بارگذاری در این تحقیق برای مدل های خطی و غیرخطی در جدول ۳ و ۴ نشان داده شده است.

جدول ۱ - مشخصات توابع تحریک زمان دوام

نام مجموعه رکورد	تعداد	طیف هدف	طول زمان (ثانیه)	نسل	توضیح
Acc20	3	خاک نوع II استاندارد 2800	20.48	1	رکورد های اولیه، در حال حاضر کاربرد ندارد
ETA20a	3	خاک نوع II استاندارد 2800	20.48	2	پریود تا 5 ثانیه
ETA20b	3	مشابه سری e	20.48	2	مشابه سری e
ETA20c	10	مشابه سری e	20.48	2	مشابه سری e
ETA20d	3	مشابه سری e	20.48	2	اصلاح شده در پریود بلند تا 50 ثانیه
ETA20e	3	متوسط 7 رکورد منتخب از نوع FEMA440 C	20.48	2	مناسب در تحلیل غیر خطی
ETA20en	3	متوسط 7 رکورد منتخب از نوع FEMA 440 C، بهینه شده در ناحیه غیر خطی	20.48	3	حدود 20% جابجایی غیر خطی را بهتر می کند.
ETA20f	3	مشابه سری e	20.48	2	
ETA20in_nye	3*3	متوسط 20 رکورد FEMA 440 نوع C، بهینه شده در ناحیه غیر خطی، هر مولفه جداگانه.	20.48	3	
ETA20jn	3	نمونه طیف منتخب از ASCE7 برای تهران	20.48	3	
ETA40g	3	نمونه طیف منتخب از ASCE7 در LA	40.96	2	مناسب برای مقایسه با این نامه
ETA40h	3	مشابه سری e با زمان طولانی تر	40.96	2	مناسب برای شدت های بالاتر تحریک تا 4 برابر طیف الگو.

جدول ۳ - بارگذاری خطی در مدل سه بعدی

بارگذاری خطی در مدل سه بعدی	
2KPa	بار مرده کف در طبقات
2KPa	بار زنده کف در طبقات
1KPa	بار پارتیشن
3KPa	بار مرده کف در طبقه بام
1.5KPa	بار زنده کف در طبقه بام
0.5KPa	بار موثر لوزه ای (mass)
6KN/m	بار دیوارهای پیرامونی در طبقات
3KN/m	بار دیوارهای پیرامونی در طبقه بام
3KN/m	بار موثر لوزه ای دیوارهای پیرامونی

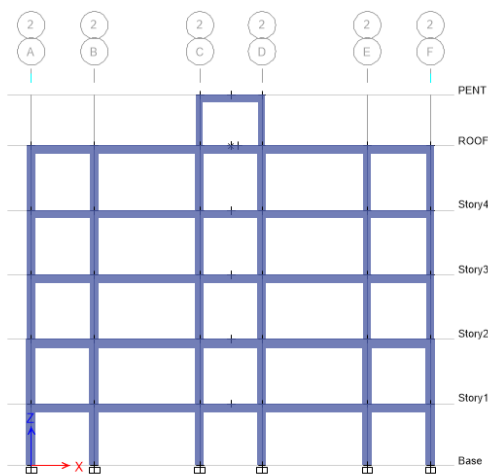
جدول ۴ - بارگذاری غیرخطی در مدل دو بعدی

بارگذاری غیرخطی در مدل دو بعدی	
22.6KN/m	بار مرده طبقات
9KN/m	بار زنده طبقات
4.5KN/m	بار پارتیشن
25KN/m	بار مرده طبقه بام
6.8KN/m	بار زنده طبقه بام
1KN/m	بار موثر لوزه ای

۲-۴ جزییات مدل سازی

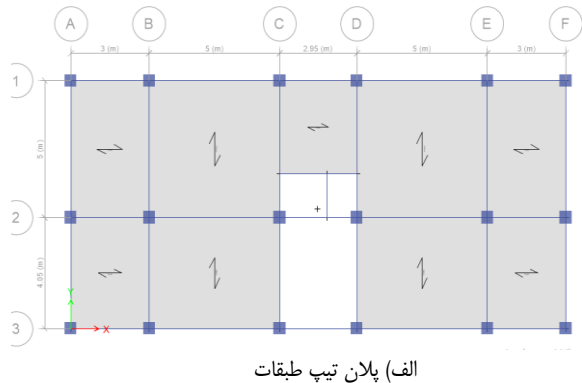
در این تحقیق ابتدا برای سازه های ۵ و ۸ طبقه با شکل پذیری های متوسط و ویژه تحلیل و طراحی خطی انجام می گیرد. روند تحلیل و طراحی خطی به این صورت است که ابتدا تیرها، ستون ها و سقف ها

بعد از انجام تحلیل و طراحی خطی یک قاب از این مدل‌ها را انتخاب کرده که در این تحقیق برای تمامی مدل‌ها قاب شماره ۲ انتخاب شده است. قاب‌های ساختمان ۵ و ۸ طبقه در شکل ۲ نشان داده است. بعد از مدل‌سازی قاب‌ها، مقادیر بارگذاری از مدل سه بعدی به مدل دو بعدی انتقال داده می‌شود. در مرحله بعدی مفاصل خمشی و برشی برای تیرها و مفاصل خمشی برای ستون‌ها می‌شود. برای تعریف مفاصل از نشریه 360 استفاده می‌شود. مفاصل خمشی تیرها و ستون‌ها در 0.05 و 0.95 دهانه و مفاصل برشی تیرها در 0.1 و 0.9 دهانه و هم‌چنین لنگر پلاستیک هم طبق درصد آرماتور کششی و برشی به دست آمده از طراحی خطی تعریف می‌شود. قبل از اینکه قاب‌ها را به روش زمان دوام تحلیل شوند، یک‌بار تمامی مدل‌ها را به روش استاتیکی غیر خطی تحلیل کرده و برای این کار ابتدا یک تغییر مکان هدف طبق روشی که در نشریه 360 گفته شده در طبقه بام تعریف می‌شود. هدف از این کار اطمینان از این است که قاب دو بعدی مدل‌سازی شده در محدوده غیر خطی جواب باشد. بعد از تحلیل استاتیکی غیر خطی، قاب‌ها را با استفاده از روش زمان دوام تحلیل می‌شوند. قاب‌ها تحت تحریک تابع زمان دوام ETA20KD قرار می‌گیرند. آرایش تابع ETA20-KD در شکل 3 نشان داده شده است.

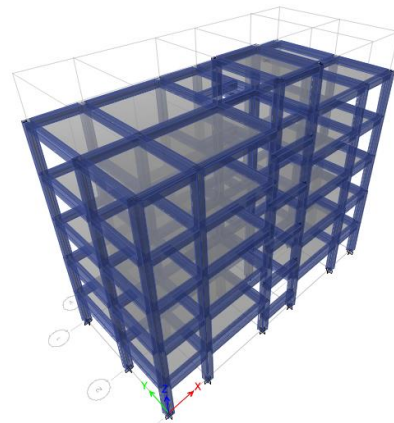


الف) قاب شماره ۲ ساختمان ۵ طبقه

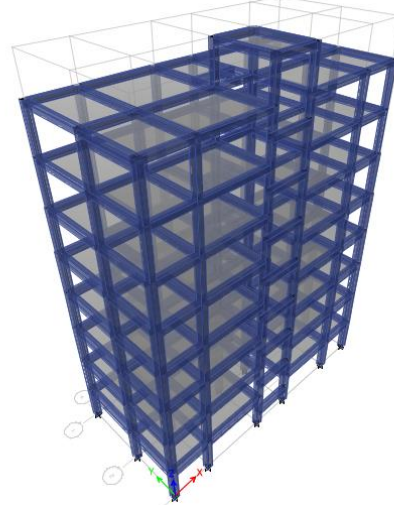
مدل می‌شوند و سپس بارگذاری‌های مربوطه انجام می‌گیرد و بعد از این کار، تحلیل صورت می‌گیرد. بعد از تحلیل خطی کنترل‌های مربوط به سازه شامل کنترل دررفت و کنترل پیچش صورت می‌گیرد. سپس سازه طراحی شده و هم‌چنین بهینه‌سازی سازه هم انجام می‌شود. پلان تپ طبقات و نمای سه بعدی سازه ۵ و ۸ طبقه در شکل ۱ نشان داده شده است.



الف) پلان تپ طبقات



ب) نمای سه بعدی ساختمان ۵ طبقه

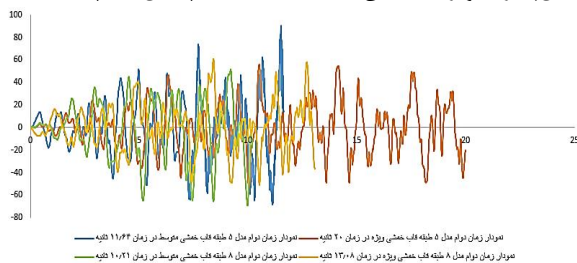


ج) نمای سه بعدی ساختمان ۸ طبقه

۳- نتایج و بحث

نمودار زمان دوام قاب‌های مدل ۵ و ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه در شکل ۵ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود قاب‌هایی که رفتار آن‌ها دارای قاب خمشی متوسط بوده ستون‌ها و تیرها در طبقه بام و طبقات دچار مفصل شده و به مرز خرابی رسیده است ولی قاب‌هایی که رفتار آن‌ها دارای قاب خمشی ویژه بوده، در ستون‌ها و تیرها مفاصل تشکیل شده ولی دچار خرابی نشده است. نتایج نمونه‌ای از تحلیل قاب‌ها در شکل‌های ۶-الف و ۶-ب و ۶-ج به ترتیب برای مدل ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه و شکل‌های ۶-د و ۶-ه به ترتیب برای مدل ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه نشان داده شده است. همانطور که در شکل‌های ۶-ب و ۶-د مشاهده می‌شود خرابی قاب‌ها با شکل‌پذیری ویژه کمتر از شکل‌پذیری متوسط است. خرابی ساختمان ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در زمان ۱۱/۶۴ ثانیه است (شکل ۶-الف) و همچنین خرابی همین ساختمان با شکل‌پذیری ویژه در زمان ۲۰ ثانیه است (شکل ۶-ب).

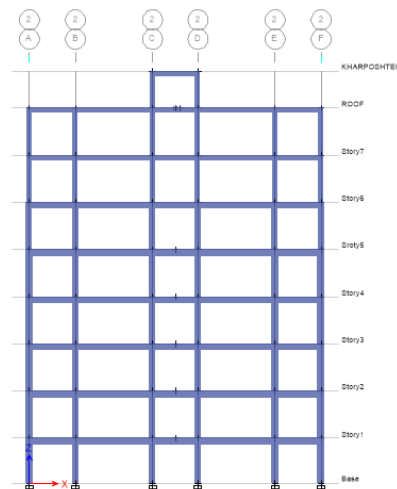
خرابی ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در زمان ۱۰/۲۱ ثانیه است (شکل ۶-ج) و همچنین خرابی همین ساختمان با شکل‌پذیری ویژه در زمان ۱۳/۰۸ ثانیه است (شکل ۶-د).



شکل ۵ - نمودار زمان دوام قاب‌های مدل ۵ و ۸ طبقه

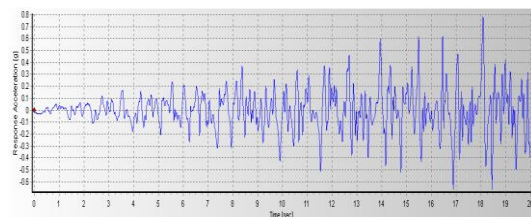


الف) مود خرابی سازه ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در زمان ۱۱/۶۴ ثانیه



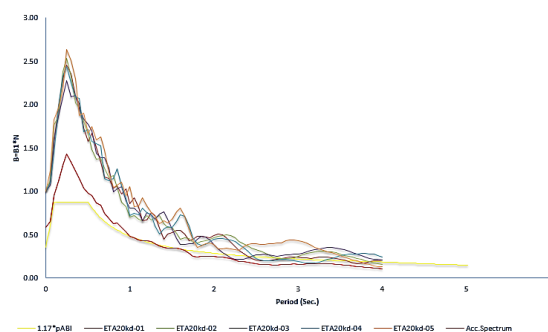
ب) قاب شماره ۲ ساختمان ۸ طبقه

شکل ۲ - قاب ساختمان‌های مورد مطالعه



شکل ۳ - آرایش تابع ETA20-KD

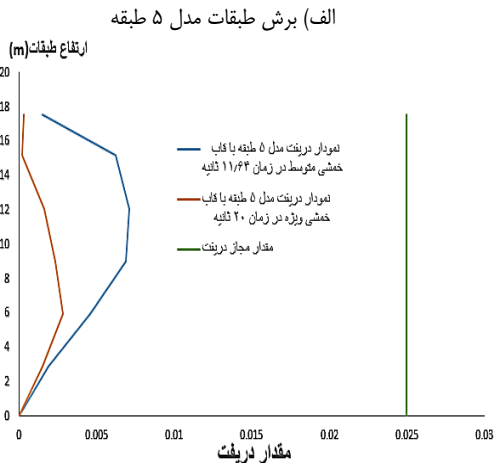
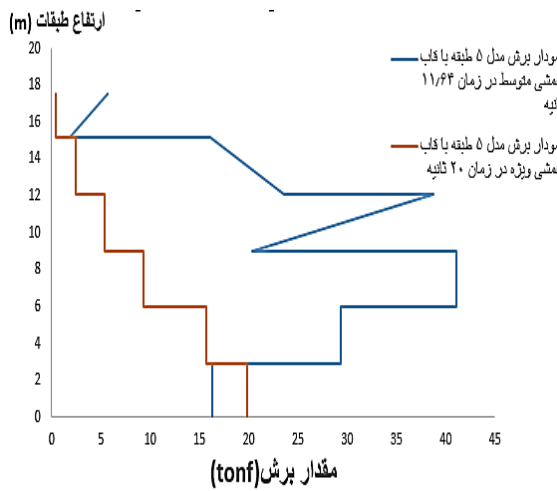
این تابع شامل ۵ مجموعه است و ابتدا میانگین این ۵ مجموعه گرفته می‌شود که باید مقدار میانگین بالاتر مقدار طیف طرح قرار گیرد. سپس از مقدار میانگین به دست آمده استفاده می‌شود. درصد میرایی برای تحلیل زمان دوام، ۵ درصد در نظر گرفته شد. همانطور که در شکل ۴ مشاهده می‌شود میانگین ۵ مجموعه تابع بالاتر از مقدار طیف طرح قرار گرفته است. نمودار زرد رنگ، نمودار طیف طرح و نمودار قرمز رنگ، نمودار میانگین ۵ مجموعه توابع است.



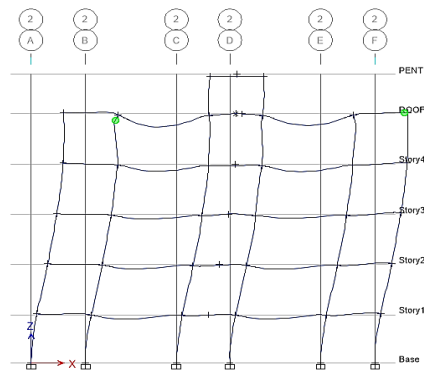
شکل ۴ - نمودار توابع مجموعه ETA20-KD و میانگین توابع

شده است. در شکل ۸-ب نمودار دریفت این مدل آورده شده است که مقادیر آن‌ها بسیار به هم نزدیک هستند و حتی با مقدار مجاز دریفت خیلی فاصله دارند. (مقدار دریفت برای ساختمان ۵ طبقه با شکل پذیری متوسط و ویژه در طبقه بام به ترتیب ۰,۰۰۶۲ و ۰,۰۰۱۷ می‌باشد).

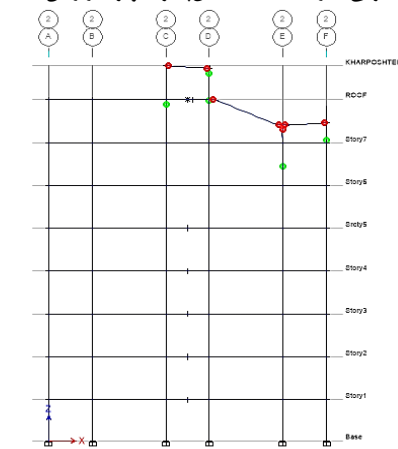
در شکل ۷-ج و ۷-د به ترتیب نمودارهای برش و دریفت برای ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه آورده شده است. در نمودار برش، مقادیر برش در ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط (با مقدار برش ۲۷,۱ تن در طبقه هفتم و ۱۸,۱ تن در طبقه بام) بسیار بیشتر از ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری ویژه (با مقدار برش ۲ تن در طبقه هفتم و ۹,۶۳ تن در طبقه بام) شده و دلیل آن وجود مفاصل در تیرها و ستون‌ها در طبقات هفتم و بام است که این مفاصل به مرز خرابی رسیده‌اند. همچنین مقادیر دریفت این ساختمان بسیار به هم نزدیک بوده و از مقدار مجاز دریفت نیز کمتر است. (مقدار دریفت برای ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه در طبقه بام به ترتیب ۰,۰۰۶۳ و ۰,۰۰۲۶ می‌باشد).



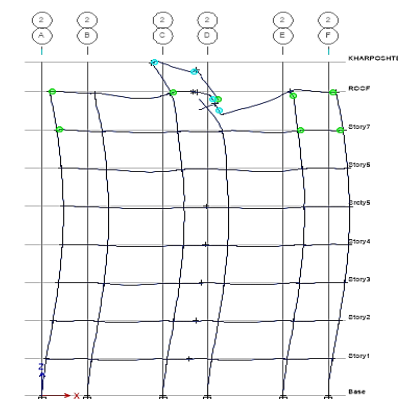
ب) نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در قاب ۵ طبقه



ب) مود خرابی سازه ۵ طبقه با شکل‌پذیری ویژه در زمان ۲۰ ثانیه



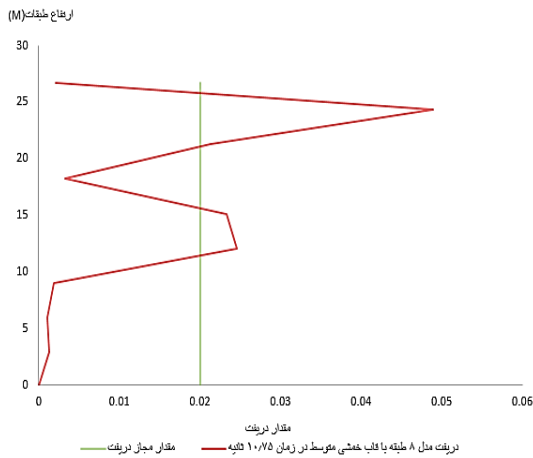
ج) مود خرابی سازه ۸ طبقه با شکل‌پذیری ویژه در زمان ۱۰/۲۱ ثانیه



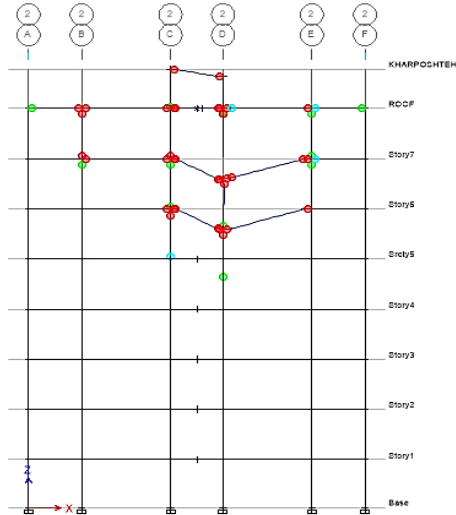
د) مود خرابی سازه ۸ طبقه با شکل‌پذیری ویژه در زمان ۱۳/۰۸ ثانیه

شکل ۶ - مکانیسم خرابی سازه های مورد مطالعه

در شکل‌های ۷-الف و ۷-ب به ترتیب نمودارهای برش و تغییر مکان جانبی طبقات (دریفت) آمده است. همانطور که در شکل ۸-الف مشاهده می‌شود نمودار برش در ساختمان ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط (با مقدار برش ۳۸,۷۵ تن در طبقه چهارم و ۱۶,۱۲ تن در طبقه بام) نسبت به شکل‌پذیری ویژه (با مقدار برش ۵,۳۷ تن در طبقه چهارم و ۲,۴۱ تن در طبقه بام) خیلی بحرانی است و دلیل آن هم خرابی‌های زیادی است که در ساختمان ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در تیرهای طبقات چهارم و بام ایجاد



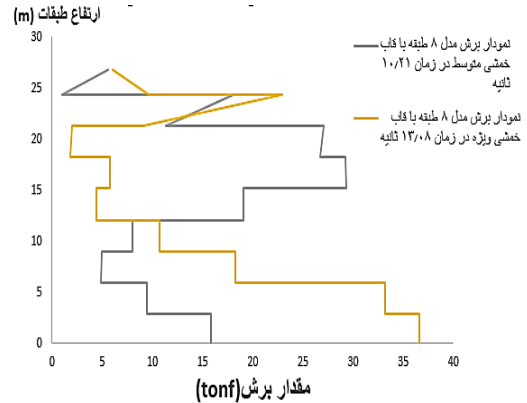
الف) نسبت تغییر مکان جانبی نسبی مدل ۸ طبقه با شکل پذیری متوسط



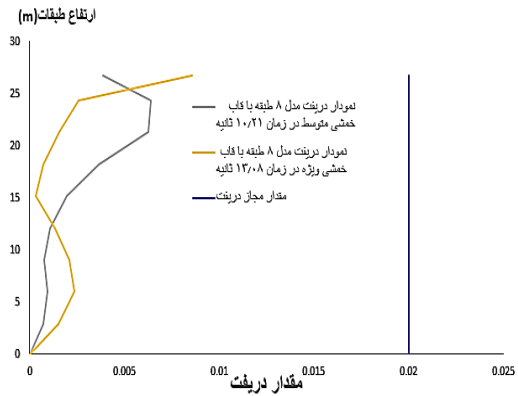
ب) مود خرابی مدل ۸ طبقه با شکل پذیری متوسط در زمان ۱۱/۷۶ ثانیه
شکل ۸: تغییر مکان جانبی نسبی و مکانسیم خرابی قاب ۸ طبقه

۴- نتیجه گیری

در این مطالعه دو ساختمان ۵ و ۸ طبقه تحت تابع تحریک زمان دوام ETA20-KD بررسی شد، نتایجی که از تحلیل حاصل می شود به این صورت است که در مدل های ساختمان ۵ و ۸ طبقه با قاب خمشی متوسط علاوه بر اینکه در تیرها و ستون ها مفصل تشکیل شده است بلکه برخی مفاصل در تیرها و ستون ها به ناحیه فروپاشی رسیده اند ولی برای مدل های ساختمان ۵ و ۸ طبقه با قاب خمشی ویژه مفاصلی که در تیرها و ستون ها ایجاد شده است در ناحیه ایمنی جانی قرار دارند و فاصله زیادی با ناحیه فروپاشی دارد. از نمودارهای برش و دررفت دو ساختمان در لحظه خرابی استنباط می شود که ساختمان های با شکل پذیری ویژه عملکرد بهتری در لحظه خرابی از خود نشان می دهند. نتیجه مهم دیگر اینکه سازه های قاب خمشی ویژه در مقایسه با سازه های قاب خمشی



ج) نمودار برش قاب مدل ۸ طبقه



د) نسبت تغییر مکان نسبی طبقات در قاب ۸ طبقه

شکل ۷ - نسبت تغییر مکان جانبی نسبی و برش طبقات مدل های مورد مطالعه

در بعضی موارد در مدل های قاب خمشی متوسط مشاهده شده است که مقدار دررفت از مقدار مجاز بیشتر شده است که نمونه ای از این مورد را که برای مدل ۸ طبقه با قاب خمشی متوسط است، در شکل ۸-الف نشان داده است.

همانطور که در قاب هم مشاهده می شود دلیل بیشتر شدن دررفت از مقدار مجاز به دلیل ایجاد مفاصل در تیرها و ستون ها از طبقه چهارم به بالا است و حتی در طبقات بالایی مفاصلی که در تیرها و ستون ها تشکیل شده اند به ناحیه خرابی رسیده اند و این باعث افزایش قابل ملاحظه دررفت شده، به طوری که از مقدار مجاز هم فراتر رفته است. همچنین مشاهده می شود که مفاصل زیادی در طبقات بالایی به خصوص در طبقه های هفتم و بام تشکیل شده است، مقادیر دررفت در طبقات هفتم و بام که بیشترین جا به جایی را داشته به ترتیب ۰,۰۲۱ و ۰,۰۵ می باشد.

assessment of steel jacket platforms by wave endurance time method. *Ships and Offshore Structures*. 2017; 12 (1): 32-42.

[11] Tavazo HA, Ranjbaran A. Fragility analysis of 3D reinforced concrete frames based on endurance time method with derived standard deviation. *Journal of Earthquake and Tsunami*. 2017; 11 (04): 1750011.

[12] Estekanchi HE, Harati M, Mashayekhi M. An investigation on the interaction of moment-resisting frames and shear walls in RC dual systems using endurance time method. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2018; 27 (12): e1489.

[13] Maleki-Amin MJ, Estekanchi HE. Damage estimation of steel moment-resisting frames by Endurance Time method using damage-based target time. *Journal of Earthquake Engineering*. 2018; 22 (10): 1806-1835.

[14] Mashayekhi M, Estekanchi HE, Vafai H. Simulation of endurance time excitations using increasing sine functions. *Iran University of Science & Technology*. 2019; 9 (1): 65-77.

[15] Zarbilinezhad M, Estekanchi HE. Investigation of the effects of lead rubber seismic separator on the dynamic response of three-dimensional steel structures using endurance time method. *The 3th International Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Development Management in Iran*; 2020; Tehran, Iran. (In Persian).

[16] Heidarzadeh-Esfahani AR, Birzhandi MS. Investigation of shear wall and flexural frame interaction in dual systems by endurance time method. *The 7th National Conference on Applied Research in Civil Engineering, Architecture and Urban Management and the 6th Specialized Exhibition of Mass Builders of Housing and Construction in Tehran Province*; 2020; Tehran, Iran. (In Persian).

[17] Mirfarhadi SA, Estekanchi HE. Value based seismic design of structures using performance assessment by the endurance time method. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2020; 16 (10): 1397-1415.

متوسط در مقابل توابع تحریک زمان دوام، مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهند و در زمان دیرتری به خرابی می‌رسند، به طوری که خرابی ساختمان ۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه به ترتیب در زمان‌های ۱۱/۶۴ و ۲۰ ثانیه و خرابی ساختمان ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه به ترتیب در زمان‌های ۱۰/۲۱ و ۱۳/۰۸ ثانیه رخ می‌دهد. همچنین خرابی‌ها سازه‌های قاب خمشی ویژه در مقایسه با سازه‌های قاب خمشی متوسط به صورت موضعی می‌باشد.

۵-منابع

[1] Estekanchi HE, Valamanesh V, Vafai A. Application of endurance time method in linear seismic analysis. *Engineering Structures*. 2007; 29 (10): 2551-2562.

[2] Estekanchi HE, Arjomandi K, Vafai A. Estimating structural damage of steel moment frames by endurance time method. *Journal of Constructional Steel Research*. 2008; 64 (2): 145-155.

[3] Madarshahian R, Estekanchi HE, Mahvashmohammadi A. Estimating seismic demand parameters using the endurance time method. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*. 2011; 12 (8): 616-626.

[4] Estekanchi HE, Alembagheri M. Seismic analysis of steel liquid storage tanks by endurance time method. *Thin-Walled Structures*. 2012; 50 (1): 14-23.

[5] Kaveh A, Kalateh-Ahani M, Estekanchi HE. Production of endurance time excitation functions: The CMA evolution strategy approach. *Iranian Journal of Science and Technology. Transactions of Civil Engineering*. 2013; 37 (C): 383.

[6] Hariri-Ardebili MA, Rahmani-Samani H, Mirtaheri M. Seismic stability assessment of a high-rise concrete tower utilizing endurance time analysis. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 2014; 14 (06): 1450016.

[7] Shirkhani A, Mualla IH, Shabakhty N, Mousavi SR. Behavior of steel frames with rotational friction dampers by endurance time method. *Journal of Constructional Steel Research*. 2015; 107: 211-222.

[8] Rahimi E, Estekanchi HE. Collapse assessment of steel moment frames using endurance time method. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2015; 14 (2): 347-360.

[9] Tajmir Riahi H, Amouzegar H, Falsafioun M. Seismic collapse assessment of reinforced concrete moment frames using endurance time analysis. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2015; 24 (4): 300-315.

[10] Jahanmard V, Diznab MA, Mehdigholi H, Tabeshpour MR, Seif MS. Performance-based

Assessment of RC frames with different ductility using endurance time analysis

Ali Sadeghi

M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, Ramsar Branch, Islamic Azad University,
Ramsar, Iran

Esmail Mousapoor

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ramsar Branch, Islamic Azad
University, Ramsar, Iran

Abstract

Endurance time method is a new method of seismic analysis in which the structure is subjected to an increased dynamic excitation whose intensity gradually enhances over time. The response of structure is investigated over time and based on the response corresponding to different levels of excitation intensity, strengths, weaknesses, and performance of the structure were evaluated. In this research, according to the rules of regulations, two 5- and 8-storey buildings were linearly analyzed and designed applying ETABS software and with medium and special ductility. Then, a sample frame was separated from the structure and overall, four concrete frames of 5 and 8 floors with medium and special ductility were analyzed by endurance time method. The ETA20-KD durability stimulation function was applied to evaluate these frames. Nonlinear hinges of structural components were defined according to instruction for seismic rehabilitation of existing buildings No. 360. The results of this study presented that concrete frames with special ductility have less damage and longer endurance time than those with medium ductility. So that the failure of a 5-storey building with medium and special ductility occurred at 11.64 and 20 seconds, respectively, and the failure of an 8-storey building with medium and special ductility took place at 10.21 and 13.08 seconds, respectively.

Keywords: Endurance time method, Increased dynamic stimulation, Structural response, Concrete frame, Endurance time stimulation function, ETABS software