

بررسی رفتار کاهنده چرخه هیستریزیس در تحلیل های غیر خطی (پوش اور) برای قاب های بتنی خمشی ویژه با دیوار برشی

غلامرضا قدرتی امیری^{۱*}، سید علی رضویان امرئی^۲ و وحید شیخی^۳

اطلاعات مقاله	چکیده
<p>واژگان کلیدی: تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، ضریب C2، تغییر مکان هدف، منحنی های هیستریزیس، قاب بتن مسلح، دیوار برشی.</p>	<p>در سالیان اخیر محققین گام های مؤثری در بهسازی لرزه ای سازه ها برداشته اند و دیدگاه آنان در فراهم آوردن طرح ایمن از تأمین مقاومت، متوجه عملکرد سازه ها گردیده است. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا بارافزون یکی از روش های نوینی است که علاوه بر سرعت بالا و سادگی محاسبات، مورد توجه قرار گرفته است. دستورالعمل بهسازی لرزه ای و FEMA356 این روش را مورد توجه قرار داده اند. نتیجه این تحلیل تغییر مکان هدفی است که مبنای تعیین عملکرد سازه و بهسازی آن قرار می گیرد. تحلیل دینامیکی غیرخطی تنها روشی است که امروزه با بالاترین دقت اثرات محرک لرزه ای بر سازه ها را بررسی می کند. یکی از ضرایبی که در تعیین تغییر مکان هدف در این روش به کار می رود، ضریب کاهش سختی و مقاومت (C2) است؛ که برای اصلاح خطای در نظر نگرفتن اثرات کاهش سختی و کاهش مقاومت چرخه های هیستریزیس است. در این مطالعه سه قاب بتن مسلح با دیوار برشی که مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ طراحی شده اند، تحت تأثیر شتاب نگاشت های مختلفی که مطابق با دستورالعمل های FEMA273 و FEMA356 همپایه شده اند، قرار گرفته اند. با انجام تحلیل بارافزون و مقایسه نتایج آن با نتایج تحلیل دینامیکی، مقدار به دست آمده برای C2 با مقادیر پیشنهادی دستورالعمل بهسازی مقایسه شده است. که با افزایش زمان تناوب سازه، از میزان ضریب C2 کاسته می شود، به طوری که می توان در زمان تناوب های بالاتر آن را برابر یک در نظر گرفت و در محاسبات جابه جایی هدف از آن صرف نظر نمود. بیشترین تأثیر کاهش مقاومت و کاهش سختی بر آسیب های وارد شده، در سازه های با زمان تناوب پایین تر مشاهده می شود.</p>

۱- مقدمه

در آیین نامه های مختلف طراحی لرزه ای به وجود آمده است. در چند سال اخیر محققان و موسسات زیادی روی این مسئله شروع به کار تحقیقاتی نموده اند و نتایج کار خود را در اختیار عموم قرار داده اند که از معروف ترین این موسسات Federal Emergency Management Agency که مطالعات خود را در قالب گزارشات FEMA منتشر می کند. اولین نشریه این موسسه برای بررسی

در طی چند دهه گذشته با پیشرفت علم مهندسی زلزله و تحولاتی که در این زمینه شاهد بوده ایم، تغییرات زیادی

* پست الکترونیک نویسنده مسئول: ghodrati@iust.ac.ir

۱. استاد، قطب مطالعات بنیادی در مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۲. استادیار، گروه عمران، دانشگاه پیام نور

۳. کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه علوم و فنون مازندران

بیان کردن رفتار هیستریزیسی دیوار برشی انتخاب گردیده‌است. جهت انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۷ شتاب‌نگاشت مختلف که مطابق با طیف طرح خاک نوع III استاندارد ۲۸۰۰ [۳] همپایه شده‌اند، استفاده شده‌است.

۲- مبانی نظری

۲-۱- مدل هیستریزیسی سه پارامتری پارک [۴]

در ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه‌های بتن مسلح توجه به خصوصیات متمایز کننده بتن از فولاد مدنظر قرار می‌گیرد. باید به آثار کاهش سختی، کاهش مقاومت و باریک‌شدگی در چنین مدل‌هایی توجه شود. پارک این خصوصیات را به کمک سه پارامتر α , β , γ که به ترتیب بیانگر سه خصوصیت ذکر شده‌اند، تعریف نمود.

۲-۲- تغییر مکان هدف

برای محاسبه تغییر مکان هدف در دستورالعمل‌های مختلف دو روش عمده وجود دارد:

۱- روش ضرایب تغییر مکان هدف

۲- روش طیف ظرفیت

روش نخست روش مرسوم در دستورالعمل‌های بهسازی است. در این روش با استفاده از بررسی‌های تحلیلی و آماری انجام شده بر روی سیستم‌های یک درجه آزاد با رفتار غیرخطی غیر کاهنده (دوخطی یا سه خطی) و نسبت میرایی ۵ درصد تغییر مکان هدف محاسبه می‌گردد. تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد گردد [۵]. روش تقریبی محاسبه تغییر مکان هدف عبارت است از:

$$\delta_r = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g \quad (1)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان:

$$T_e = T_1 \times \sqrt{\frac{k_i}{k_e}} \quad (2)$$

آسیب‌پذیری ساختمان‌ها، نشریه FEMA273[1] در همان زمان راهنمای ATC40[۲] نیز گردآوری گردید. هر دو نشریه مشابه بودند و مفهوم عملکرد و روش‌های ارزیابی آن را به یک شکل بیان می‌نمودند.

روش تحلیلی مرسوم در این دستورالعمل‌ها روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا بار افزون می‌باشد. با این‌که روش تحلیل دینامیکی غیرخطی جامع‌ترین روشی است که می‌تواند برای تحلیل سازه به کار رود و جواب‌های دقیق‌تری نسبت به سایر روش‌های موجود به دست می‌دهد، با این حال به علت حساس بودن پاسخ‌ها به رکورد ورودی، عدم انطباق شرایط ساختگاهی محل ثبت رکورد با محل سازه مورد بررسی، وجود پارامترهای متنوع بر پاسخ سازه (نظیر محتوای فرکانسی، زمان تناوب خاک، مدت زمان زلزله، رفتارهای کاهنده و...)، که منجر به لزوم تحلیل‌های متعدد و بهره‌گیری از نتایج آماری آن‌ها شده‌است، می‌توان گفت که این روش نسبتاً برای مدل‌سازی پیچیده و هزینه‌بر است. تحلیل بارافزون دارای مشکلات مربوط به تحلیل دینامیکی غیرخطی نبوده و با انجام آن می‌توان با استفاده از منحنی طیف پاسخ به‌عنوان منحنی نیاز، تخمین مناسبی از پاسخ لرزه‌ای سازه به دست آورد. این روش علاوه بر مزایای فوق دارای کاستی‌هایی نیز می‌باشد که از جمله این کاستی‌ها می‌توان به لحاظ شدن تقریبی اثر رفتار کاهنده اجزاء سازه‌ای تحت چرخه‌های زلزله اشاره کرد. در تحقیق حاضر به بررسی این اثرات در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در قاب بتنی با دیوار برشی پرداخته شده‌است. می‌توان با بهبود این روش و کاهش خطاهای آن در مقایسه با تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به واقعی‌تر شدن هر چه بیشتر پاسخ‌های آن کمک کرد. در مطالعه حاضر سه قاب بتنی با دیوار برشی با شکل‌پذیری ویژه طرح گردیده‌اند. جهت محاسبه ضریب اصلاحی در نظر نگرفتن اثرات کاهندگی منحنی‌های هیستریزیسی در تحلیل، از چند مدل هیستریزیسی با میزان کاهش سختی و مقاومت حداکثر، متوسط و حداقل بهره گرفته شده‌است. همچنین مدلی هیستریزیسی برای

۲-۳- مدل اندیس خسارت

مقدار جابه‌جایی هدف، این بار تحلیل به روش دینامیکی غیرخطی صورت می‌پذیرد. البته با این فرض که از منحنی‌های هیستریزیسی با در نظر داشتن اثر کاهندگی استفاده شود. واضح است که در اولین نگاه می‌توان پذیرفت که نسبت جابه‌جایی حداکثر تحلیل دینامیکی غیرخطی بر جابه‌جایی هدف تحلیل استاتیکی غیرخطی، می‌تواند بیانگر مقدار ضریب C_2 باشد. با این حال به علت این که نمی‌توان از دقت دیگر ضرایب به کار رفته در تحلیل بارافزون مطمئن بود، شاید نتوان پاسخ‌های به دست آمده را قابل اطمینان دانست. بنابراین تضمینی وجود ندارد که نسبت به دست آمده دقیقاً برابر با ضریب پارامتر کاهندگی مورد نظر باشد.

۲- در این راهکار سعی می‌شود تا حدالامکان به طور کاملاً مستقل از نتایج تحلیل بارافزون نسبت به محاسبه ضریب C_2 اقدام گردد. در این رویه لازم است که یکبار تحلیل دینامیکی غیرخطی بدون در نظر داشتن اثرات کاهندگی انجام شود. ضریب C_2 این بار از نسبت جابه‌جایی حداکثر سازه با لحاظ نمودن اثرات کاهندگی بر جابه‌جایی حداکثر سازه بدون لحاظ نمودن اثرات کاهندگی محاسبه می‌گردد. توجیه پذیرش این عمل در این است که در این روش دو مقدار جابه‌جایی صورت و مخرج کسر مورد نظر با توجه به فرضیاتی مشترک و فرایندی یکسان به دست آمده‌اند و تنها عامل افتراق آن‌ها از یکدیگر در شکل منحنی هیستریزیسی آن‌ها می‌باشد. از آنجایی که در این منحنی‌ها تنها به کاهش مقاومت و سختی توجه گردیده است، نتیجه به دست آمده می‌تواند نسبت به روش اولیه دارای خطای کمتری باشد.

در نهایت نتایج به دست آمده برای سه قاب بتنی با زمان تناوب‌های مختلف مقایسه‌ای با توصیه‌های دستورالعمل‌های موجود مقایسه می‌گردند.

۳-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در ابتدا برای به دست آوردن تغییرمکان هدف از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا بارافزون استفاده گردیده

تحقیقات گسترده‌ای برای ایجاد یک مدل دقیق ارزیابی میزان خسارت وارد بر سازه‌ها در سالیان گذشته انجام گرفته است. مهمترین مدلی که برای این منظور معرفی شده، مدل پارک [۶] است. همچنین مدل خسارت پارک قسمتی انتگرالی از مدل هیستریزیسی سه پارامتری است، از آنجایی که سرعت کاهش مقاومت به عنوان مشخصه اصلی خسارت مستقیماً به پارامتر β وابسته است که به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (3)$$

مقدار 0.1 برای پارامتر β کاهش مقاومت اسمی پیشنهاد گردیده است [۴]. این رابطه به صورت ترکیب خطی خسارت ناشی از تغییر شکل حداکثر و انرژی هیستریزیس جذب شده تعریف می‌گردد. مقدار شاخص خسارت در صورتی که به بیش از مقدار واحد برسد، نشانگر خرابی کامل و تخریب سازه است. سه نوع اندیس خسارت برای هر سازه به کار می‌رود:

- ۱- اندیس خسارت اجزاء: شامل ستون‌ها، تیرها و یا دیوارهای برشی
- ۲- اندیس خسارت طبقه: شامل اجزای عمودی و افقی و کل خسارت طبقه
- ۳- کل خسارت ساختمان

۳- روش‌های تحلیل

هدف این تحقیق در حقیقت یافتن ضریبی اصلاحی در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به روش ضرایب تغییرمکان هدف است. بدین منظور دو راهکار وجود خواهد داشت:

- ۱- یکبار تحلیل قاب به کمک روش استاتیکی غیرخطی انجام می‌پذیرد. در این حالت ضریب C_2 در محاسبات وارد نمی‌گردد و فرض می‌گردد که تحلیل بدون توجه به آثار کاهندگی سختی و مقاومت می‌باشد. پس از پیدا کردن

شرایط منطقه در تحلیل استفاده نگردد، پاسخ‌های دریافت شده می‌توانند گمراه کننده باشند. در این تحقیق از برنامه IDARC [۷] که قابلیت تحلیل قاب‌های بتنی و تحلیل خسارات را دارد، برای تحلیل دینامیکی استفاده گردید.

۴- معرفی مدل قاب‌های بتنی با دیوار برشی

هدف این مطالعه بررسی ضریب C_2 بر روی قاب‌های با دیوار برشی است. بدین منظور از سه قاب بتنی با دیوارهای برشی مطابق شکل ۱ برای تحلیل استفاده شده‌است. تمامی این قاب‌ها دارای ۴ دهانه ۵ متری می‌باشند و ارتفاع تمامی طبقات مساوی ۳ متر است. ارتفاع میزان شکل‌پذیری آن‌ها برابر $R=11$ فرض گردید. در طراحی این قاب‌ها سعی گردیده است تا با شکلی متقارن از اثرات ناشی از پیچش و نامنظمی بر پاسخ‌ها جلوگیری شود. بارگذاری ثقلی این قاب‌ها براساس آیین‌نامه مبحث ششم [۸] و بارگذاری لرزه‌ای و نیز بر طبق آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله [۳] انجام پذیرفته است.

تحلیل اولیه قاب‌ها به روش تحلیل استاتیکی معادل انجام شد. طراحی نیز به کمک نرم‌افزار ETABS [۹] و با توجه به آیین‌نامه ACI-318-02 [۱۰] انجام پذیرفت. با این حال قابل ذکر است به خاطر جلوگیری از شکست قاب‌ها حین تحلیل‌های دینامیکی، ترتیبی در نحوه تیپ‌بندی المان‌ها در نظر گرفته شد، که سازه دارای حد قابل قبولی از اضافه مقاومت برای تأمین شکل‌پذیری ویژه مورد درخواست باشد. زمان تناوب طبیعی سه قاب به ترتیب ۰/۸۹۷، ۱/۲۱۶ و ۱/۵۰۹ ثانیه محاسبه گردید.

فرض شده‌است که قاب‌ها در پهنه با خطر لرزه خیزی خیلی زیاد با شتاب مبنای طرح $0/35g$ قرار دارند و نوع زمین محل نیز خاک نوع III استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد [۳]. دیوارها با توجه به این‌که دارای ستون‌های مرزی با ضوابط مندرج آرماتورهای طولی و خاموت‌های عرضی در

است. به علت وجود المان صفحه‌ای دیوار برشی نمی‌توان از برنامه‌های تحلیل ماتریسی متداول استفاده کرد. برای این منظور از برنامه تحلیل غیرخطی خسارت بتن مسلح IDARC [۷] استفاده گردید. پس از انجام تحلیل بارافزون، نتایج به‌دست آمده شامل منحنی نیرو-جابجایی قاب خواهد بود.

قدم بعدی محاسبه تغییرمکان هدف است. بدین منظور ابتدا از روش منحنی ایده‌آل شده دو خطی، K_e محاسبه می‌گردد. روش کار بدین صورت است که ابتدا مقداری برای نیروی تسلیم V_y حدس زده می‌شود، سپس K_e حساب می‌گردد. با داشتن K_e می‌توان با کمک رابطه (۲) مقدار زمان تناوب مؤثر T_e را محاسبه کرد. بدین شکل با جای‌گذاری T_e در رابطه (۱) میزان تغییرمکان هدف محاسبه می‌گردد. در این جا مقادیر دیگر ضریب‌ها (C_0, C_1, C_3) به دلیل کنار گذاشته شدن تأثیر آن‌ها در نتایج، برابر با ۱ در نظر گرفته شده‌اند. پس از محاسبه تغییرمکان هدف با رسم منحنی دو خطی به‌دست آمده سطح زیر منحنی با سطح زیر منحنی ظرفیت مقایسه می‌گردد. در صورت عدم انطباق مقدار دیگری برای V_y حدس زده و مراحل قبلی دوباره تکرار می‌شود. در پایان به محض رسیدن به دقتی قابل قبول می‌توان مقدار نهایی تغییرمکان هدف را به‌دست آورد.

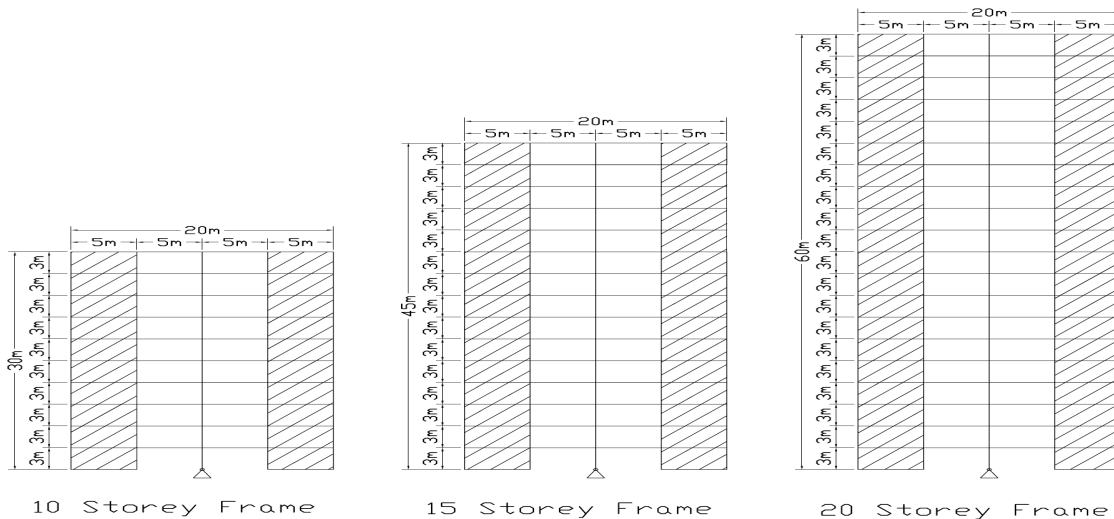
۳-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی

دومین و مهمترین گام در این تحقیق انجام تحلیلی دینامیکی و غیرخطی است تا به کمک نتایج آن بتوان نسبت به مقایسه مقادیر جابه‌جایی و تأثیر کاهندگی بر آن، اظهارنظر کرد. پیش از این گفته شد که تحلیل دینامیکی غیرخطی دقیق‌ترین روشی است که برای حل پاسخ‌های سازه در برابر بارهای لرزه‌ای به‌کار می‌رود. البته بدین شرط که از فرضیات درستی نیز برخوردار باشد. یکی از این فرضیات، ماهیت نیروهای لرزه‌ای است. در صورتی که از شتاب‌نگاشت‌های قابل اطمینان و مطابق با

آیین نامه ACI-318-02 [۱۰] می باشند، طرح گردیده اند.

۵- شتاب نگاشت های استفاده شده

از شتاب نگاشت های لرزه ای واقعی به عنوان نیروی وارد بر سازه ها، در تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده می گردد. در این تحقیق با انتخاب ۷ شتاب نگاشت زلزله های مختلف، که مطابق با طیف استاندارد ۲۸۰۰ [۳] مقیاس شده اند، و معرفی آن ها به برنامه IDARC [۷] تحلیل صورت پذیرفته است.



شکل ۱- سه قاب بتنی با دیوار برشی استفاده شده در تحلیل

۶- انتخاب منحنی های هیستریزیسی

سعی شده است تا منحنی های هیستریزیسی طوری انتخاب گردند که توقعات خواسته شده را برآورده سازند. بدین منظور لازم است که منحنی های انتخاب شده انجام سه نوع تحلیل زیر را میسر سازند:

۱- تحلیلی دینامیکی غیرخطی بدون اثرات

کاهندگی مقاومت و سختی:

در این مدل سازی سعی شد تا منحنی انتخاب شده علاوه بر نمایش رفتار بتن و جداسازی آن از دیگر مصالح (نظیر فولاد)، هیچ گونه کاهشی در هنگام باربرداری از خود نشان

دستورالعمل بهسازی مقرر می دارد که استفاده از حداقل ۳ شتاب نگاشت با مؤلفه های مختلف و از حداقل ۳ رویداد مختلف الزامی است [۵]. تمامی شتاب نگاشت ها با توجه به فرضیات محل ساخت قاب ها برای خاک نوع III آیین نامه می باشند. با انتخاب ۷ شتاب نگاشت می توان پس از محاسبه پاسخ ها، از مقادیر میانگین گیری کرد و به عنوان پاسخ نهایی مد نظر قرار داد [۵]. مطابق شکل ۲ ملاحظه می شود که طیف شتاب نگاشت های مقیاس شده همخوانی خوبی با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۳] دارد.

۷- محاسبات

۷-۱- محاسبه ضریب C_2

پس از محاسبه تغییرمکان حداکثر بام حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی و محاسبه تغییرمکان هدف، می‌توان مقدار C_2 را به دست آورد. همان‌طور که گفته شد، یک‌بار C_2 از نتایج دینامیکی در مقایسه با جابه‌جایی هدف حساب می‌گردد و مرتبه بعدی از مقایسه نتایج دینامیکی با هم مقدار C_2 به دست می‌آید. جدول ۲ نتایج تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی را برای هر سه قاب نشان می‌دهد. بررسی ضرایب به دست آمده نشان می‌دهد ضریب C_2 بیش از واحد است، همچنین قابل مشاهده است که مقادیر به دست آمده از تحلیل بارافزون قابل اعتمادی باشند، زیرا در زمان تناوب‌های بالاتر هم مقادیر به دست آمده از آن‌ها کمتر از مقدار تحلیل دینامیکی می‌گردد و ضریب از ۱ بزرگ‌تر می‌شود. برای مقایسه نتایج به دست آمده با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌های FEMA356 [۱۴] و FEMA440 [۱۵] شکل‌های ۳ و ۴ ارائه شده است.

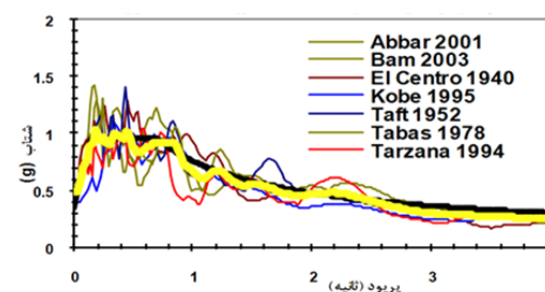
۷-۲- ارزیابی خسارت

مقادیر محاسبه شده خسارت وارد بر قاب‌ها برای المان‌های تیر و ستون-دیوار محاسبه شده است. خسارت هر طبق و خسارت وارد بر کل سازه نیز به دست آمده است. برای مقایسه میزان تأثیر اثرات کاهندگی بر خسارت وارد بر قاب‌ها شکل ۵ میانگین خسارت در هر قاب را در مقایسه با رابطه کاهندگی در نظر گرفته شده نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش میزان کاهندگی بر مقدار خسارت افزوده می‌شود، با این حال این افزایش برای هر قاب متفاوت است. در قاب ۲۰ طبقه اختلاف بین خسارت ناشی از رفتار بدون کاهندگی با شدیدترین کاهندگی فرض شده در حدود ۵۱٪ است، در حالی که این اختلاف در قاب ۱۰ طبقه با زمان تناوب کمتر و میزان شکل‌پذیری پایین‌تر ۸۷٪ بیش از حالت بدون اثر کاهندگی است.

ندهد. بدین منظور از منحنی هیستریزیسی کلاف [۱۱] بدون اثر کاهندگی استفاده شد.

۲- تحلیلی دینامیکی غیرخطی با اثرات متناسب و معمول کاهندگی و سختی:

در این وضعیت سعی شد تا حدالامکان با انتخاب منحنی‌های مناسب رفتار المان‌های بتنی را با توجه به اثرات کاهشی مقاومت و سختی مدل نمود. بدین منظور از منحنی هیستریزیسی تاکدا [۱۲] با کاهش سختی و مقاومت برای مدل رفتار خمشی همه المان‌ها و از منحنی هیستریزیسی میداگرا [۱۳] برای مدل سازی رفتار برشی دیوارهای برشی استفاده گردید.



شکل ۲- نمودار طیف طرح شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده

۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی با شدیدترین آثار کاهندگی:

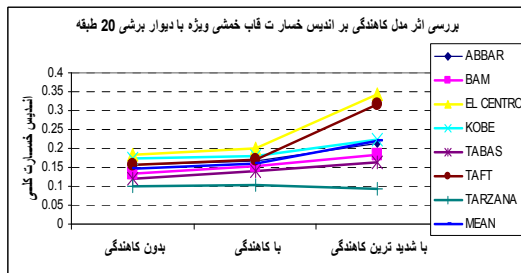
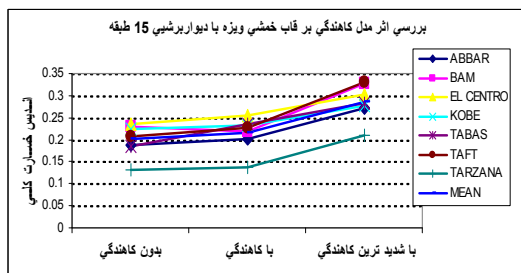
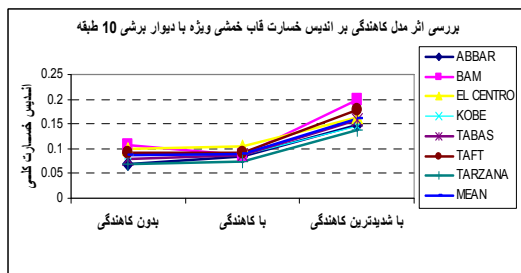
به جهت بررسی بدترین وضع کاهندگی در برابر وضعیت بند ۱ (بدون اثر کاهندگی) یک منحنی هیستریزیسی انتخاب گردید تا بدترین شرایط کاهندگی اعم از مقاومت، سختی و باریک‌شدگی را در نظر بگیرد. این مقادیر با توجه به راهنمای برنامه و سقف مقادیر آن انتخاب گردیده است [۷]. در جدول ۱ مقادیر اصلی مدل سه پارامتری برای سه تحلیل یاد شده آورده شده‌اند.

جدول ۱- مقادیر مدل‌های سه پارامتری به کار رفته

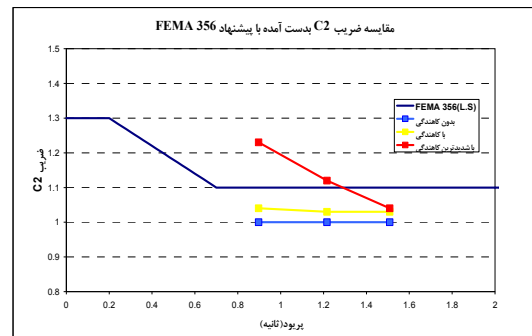
نام مدل	مقدار پارامتر α	مقدار پارامتر β	مقدار پارامتر γ
مدل کلاف	200	0.01	1
مدل تاکدا	2	0.1	1
مدل کاهندگی شدید	4	0.60	0.01
مدل میداگرا	0	0	0.01

جدول ۲- نتایج حداکثر جابه‌جایی بام در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی و محاسبه ضریب C2 در قاب با دیوار برشی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه

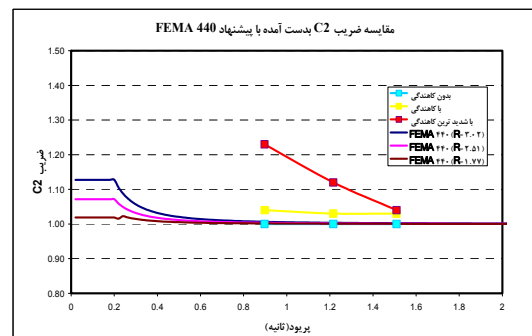
جابه‌جایی حداکثر تحلیل دینامیکی خطی با منحنی هیستریزیسی									جابه‌جایی هدف تحلیل بارافزون با الگوی سازگار مودی (میلیمتر)			شتاب‌نگاشت
کاهش شدید (میلیمتر)			تا‌کدا-میدانگرا (میلیمتر)			کلاف (میلیمتر)			۲۰	۱۵	۱۰	تعداد طبقات
۲۰	۱۵	۱۰	۲۰	۱۵	۱۰	۲۰	۱۵	۱۰				
225.15	229.17	162.34	227.95	214.02	168.18	227.49	210.19	163.95	151.36	181.07	103.85	ABBAR
299.52	308.56	192.70	294.69	302.70	182.21	294.42	301.41	176.13				BAM
330.96	361.60	193.12	319.44	314.23	175.54	295.99	294.18	131.95				EL CENTRO
302.44	290.64	161.53	293.63	275.66	119.11	273.42	259.99	108.93				KOBE
209.18	201.74	195.02	205.52	199.73	144.47	201.88	197.72	137.20				TABAS
248.99	261.14	193.88	246.77	208.22	109.94	246.69	196.84	141.10				TAFT
156.03	158.78	135.05	157.02	158.01	122.18	157.15	157.45	123.65				TARZANA
253.18	258.80	176.23	249.29	238.94	145.95	242.43	231.11	140.42				MEAN
1.04	1.12	1.26	1.03	1.03	1.04	1.00	1.00	1.00	-	-	-	دینامیکی با منحنی هیستریزیسی کلاف
												استفاده از پاسخ تحلیل
1.67	1.43	1.70	1.65	1.32	1.41	-	-	-	1.00	1.00	1.00	بارافزون با الگوی سازگار مودی



شکل ۵- مقایسه اثر مدل کاهندگی بر خسارت وارد بر قاب با دیوار برشی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه



شکل ۳- مقایسه ضرایب C2 به‌دست آمده با FEMA356 [۱۴]



شکل ۴- مقایسه ضرایب C2 به‌دست آمده با FEMA440 [۱۵]

۸- نتیجه گیری

۴- با افزایش میزان کاهندگی، بر آسیب‌پذیری سازه نیز افزوده می‌شود. با این وجود بیشترین تأثیر کاهش مقاومت و کاهش سختی بر آسیب‌های وارد شده، در سازه‌های با زمان تناوب پایین‌تر مشاهده می‌شود.

۵- در نهایت با میانگین‌گیری از نتایج به‌دست آمده پیشنهاد می‌گردد که در سازه‌های با دیوار برشی، با شکل‌پذیری ویژه و با در نظر گرفتن خاک نوع III مقدار C_2 در زمان تناوب متناظر منطقه (۰/۸ ثانیه) برابر با ۱/۱ (مقدار دستورالعمل بهسازی) اختیار گردد. از مقدار C_2 به تدریج با افزایش زمان تناوب کاسته و پس از زمان تناوب ۱/۵ ثانیه به طور ثابت مساوی با ۱ در نظر گرفته شود.

۹- فهرست علائم

α	درجه کاهش سختی
β	درجه کاهش مقاومت
C_0	ضریب اصلاح ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزاد به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزاد
C_1	ضریب تبدیل تغییر ممان طیفی خطی به تغییرمکان حداکثر غیرخطی
C_2	ضریب اثر کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار غیرارتجاعی
C_3	ضریب اثر افزایش تغییرشکل جانبی سازه تحت اثر $P\Delta$ در محدوده رفتار غیرخطی مصالح است
DI	اندیس خسارت
δ_m	تغییرشکل حداکثر خطی
δ_u	تغییرشکل نهایی
E_h	انرژی مستهلک شده مقط
γ	درجه باریک شدگی
K_e	شیب منحنی ایده‌آل شده
K_i	شیب منحنی اصلی نیرو- تغییرمکان
P_y	نیروی محوری تسلیم
R	نسبت مقاومت ارتجاعی مورد نیاز به مقاومت تسلیم
T_e	زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان
T_i	زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی
V_y	مقاومت تسلیم ساختمان در جهت مورد بررسی در تحلیل استاتیکی غیرخطی

۱- برای هر سه قاب میزان جابه‌جایی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی فراتر از جواب‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی است.

۲- اگر در محاسبه ضریب C_2 از نسبت پاسخ تحلیل‌های دینامیکی بر نتایج تحلیل بارافزون استفاده شود، در قاب ۱۰ طبقه برای مدل با کاهندگی متوسط مقدار ۱/۴۱ و برای مدل با کاهندگی شدید مقدار ۱/۷۰ حاصل می‌گردد. اگر همین مقایسه به جای تحلیل بارافزون با نتیجه حاصل از تحلیل دینامیکی بدون کاهندگی انجام پذیرد برای مدل با کاهندگی متوسط مقدار ۱/۰۴ و برای مدل با کاهندگی شدید مقدار ۱/۲۶ به‌دست می‌آید. در قاب ۱۵ طبقه برای مدل با کاهندگی متوسط مقدار ۱/۳۲ و برای مدل با کاهندگی شدید مقدار ۱/۴۳ حاصل می‌گردد. اگر همین مقایسه به جای تحلیل بارافزون با نتیجه حاصل از تحلیل دینامیکی بدون کاهندگی انجام پذیرد برای مدل با کاهندگی متوسط مقدار ۱/۰۳ و برای مدل با کاهندگی شدید مقدار ۱/۱۲ به‌دست می‌آید. و در نهایت در قاب ۲۰ طبقه برای مدل با کاهندگی متوسط مقدار ۱/۶۵ و برای مدل با کاهندگی شدید مقدار ۱/۶۷ حاصل می‌گردد. اگر همین مقایسه به جای تحلیل بارافزون با نتیجه حاصل از تحلیل دینامیکی بدون کاهندگی انجام پذیرد برای مدل با کاهندگی متوسط مقدار ۱/۰۳ و برای مدل با کاهندگی شدید مقدار ۱/۰۴ به‌دست می‌آید.

۳- نتایج حاصل از تحلیل نشان داد که با افزایش زمان تناوب سازه از میزان ضریب C_2 کاسته می‌شود، به طوری که می‌توان در زمان تناوب‌های بالاتر آن را برابر یک گرفت و در محاسبات جابه‌جایی هدف از آن صرف نظر نمود. این نتیجه با رابطه پیشنهادی FEMA 440 هم‌خوانی دارد، هرچند که دست بالاتر از آن هستند. و این که کلاً C_2 در دستورالعمل FEMA 356 مقادیری محافظه‌کارانه‌تر از مقادیر به‌دست آمده تحقیق را نشان می‌داد.

- [1] FEMA 273, (1996). "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency.
- [2] ATC 40, (1997). "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings".
- [۳] استاندارد ۸۴-۲۸۰۰، (۱۳۸۴). "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله". کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [4] Park, Y.J., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K. (1987). "IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame-shear-wall structures". Technical report NCEER-87-0008, N.Y.: State University of New York at Buffalo.
- [۵] دفتر امور فنی و تدوین معیارها- سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، (۱۳۸۱). "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود". پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.
- [6] Park, Y.J., Ang, A., Wen, Y.K. (1984). "Seismic damage analysis and damage limiting design of reinforced concrete building". University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [7] Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M., Lobo, R.F. (1992). "IDARC 2D Ver.3.0: A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures". Report No. NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- [۸] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۰). "مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان". وزارت مسکن و شهرسازی.
- [9] ETABS, (2004). "Extended three dimensional analysis and design of building systems". Computers & Structures, Inc., Berkeley, California.
- [۱۰] نقیه، م. (۱۳۸۳). "آیین‌نامه سازه‌های بتنی ACI 318-02 و تفسیر ACI 318R-02" نشر ارکان.
- [11] Clough, R.W. (1966). "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements". Report 66-16, Structural and Materials Research, Structural Engineering Laboratory, University of California, Berkeley, CA.
- [12] Takeda, T., Sozen, M.A., Nielson, N.N., (1970). "Reinforced concrete response to simulated earthquakes". Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, ST12.
- [13] Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S., Aoyama, H. (1983). "Analysis of the full-scale seven-story reinforced concrete test structure". Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol. XXXVII, No. 2, pp. 432-478.
- [14] FEMA 356, (2000). "NEHRP Recommended provisions for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency management Agency.
- [15] FEMA 440, (2005). "NEHRP Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures". Federal Emergency management Agency.