

بررسی عملکرد قاب‌های متقارن خمشی ویژه با دیوار برشی طراحی شده براساس بارگذاری استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم)

بهرخ حسینی هاشمی (دانشیار)

عادل تابناک (کارشناس ارشد)
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

در سال‌های اخیر، در کشور پژوهش‌هایی مانند سازه‌های بتنی و فولادی با سیستم قاب خمشی برای بررسی دقت روش‌های به‌کار رفته در طراحی سازه‌های ساختمانی براساس نیرو انجام شده و در ادامه نیز به دلیل استفاده روزافزون از سازه‌های بتنی، بررسی رفتار سازه‌های بتنی با دیوار برشی در زلزله مورد توجه قرار گرفته است. در این نوشتار عملکرد قاب‌های متقارن خمشی ویژه با دیوار برشی که طبق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) بارگذاری و مطابق آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا (ACI 318-02) طراحی شده‌اند، با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی بررسی شده است. برای این منظور سازه‌ی بتنی با دیوار برشی سه‌بعدی با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ و ابعاد 4×24 متر طراحی و تحت ۷ شتاب‌نگاشت مصنوعی با تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی تحلیل و سپس با استفاده از میانگین پاسخ‌های بیش‌میه‌ی ثبت شده، عملکرد سازه‌ها بررسی شد. براساس نتایج به‌دست آمده روش نیرویی مورد بررسی قادر به ارضاء حد شاخص تغییر مکان نسبی استاندارد ۲۸۰۰ نیست اما برش‌های طبقات را به نحو مناسبی برآورد می‌کند.

واژگان کلیدی: سازه‌ی بتنی با دیوار برشی، شتاب‌نگاشت مصنوعی، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی.

behrokh@iiees.ac.ir
a.tabnak@iiees.ac.ir

مقدمه

در سال‌های اخیر، پژوهش‌هایی در کشور برای بررسی دقت روش‌های طراحی براساس نیرو انجام شده است. در ادامه‌ی این پژوهش‌ها، به دلیل استفاده روزافزون از سازه‌های بتنی، رفتار سازه‌های بتنی با دیوار برشی که طبق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) بارگذاری^[۱] و براساس آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا (ACI 318-02)^[۲] طراحی شده‌اند در زلزله مورد توجه قرار گرفت.

امروزه روش‌های طراحی سازه‌ها به دو دسته‌ی کلی تقسیم می‌شوند: الف) طراحی براساس نیرو؛ ب) طراحی براساس عملکرد. بسیاری از آیین‌نامه‌های رایج از روش‌های نیرویی استفاده می‌کنند. در چند سال اخیر، برخی پژوهشگران ایرادهای مهمی را به روش‌های نیرویی متداول در طراحی سازه‌ها مطرح کرده‌اند که سبب لزوم توجه جدی به دقت روش‌های رایج شده است.^[۱] از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

الف) فرضیه‌های نادرست در مورد رابطه‌ی بین تغییر مکان‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی؛

ب) وابستگی مقاومت و سختی، بدین معنی که سختی (و بنابراین دوره‌های تناوب طبیعی، مقاومت‌های ارتجاعی و توزیع مقاومت در سازه) را نمی‌توان تا قبل از طراحی کامل سازه به‌درستی به‌دست آورد؛

ج) تعریف ساده و ناکافی ضریب‌های رفتار برای تمام گروه‌های سازه‌ی و توجه نکردن به اینکه ظرفیت شکل‌پذیری می‌تواند به‌طور گسترده‌ی در گروه‌های مختلف سازه‌ی تغییر کند.

معرفی سازه‌ی مورد بررسی

برای بررسی عملکرد قاب‌های متقارن خمشی ویژه با دیوار برشی که طبق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) بارگذاری و مطابق ضابطه‌های آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا طراحی شده است، مطابق شکل ۱ و ۲ یک سازه‌ی متقارن بتنی با دیوار برشی سه‌بعدی با ابعاد 4×24 متر و تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ مورد توجه قرار گرفت که در هر دو راستا دارای دهانه‌های ۸ متری با ارتفاع طبقات ۳٫۵ متر است. سقف طبقات، دال با ضخامت ۱۵ سانتی‌متر مربع، بارزنده‌ی طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و درصد مشارکت بارزنده در بار لرزه‌ی ۲۰٪ فرض شده است. در تحلیل‌های تاریخچه‌ی

ه) مطابق بند (۲-۳-۱۰) استاندارد ۲۸۰۰، برون مرکزی اتفاقی لحاظ شده است؛
و) مطابق بند (۲-۱-۴) استاندارد ۲۸۰۰، ترکیب‌کردن ۱۰۰٪ نیروی زلزله در هر امتداد با ۳۰٪ نیروی زلزله در امتداد عمود؛

ز) کنترل تغییرمکان نسبی طبقات مطابق بند (۲-۵) استاندارد ۲۸۰۰؛

ح) منظورکردن اثرات $P - \Delta$ مطابق بند (۲-۶) استاندارد ۲۸۰۰؛

ط) استفاده از ترکیبات بارگذاری آیین‌نامه‌ی آبا مطابق بند (۲-۱۵) استاندارد ۲۸۰۰، زیرا این ترکیبات بر خلاف ترکیبات بار آیین‌نامه‌ی ACI با فرض استفاده از R سطح تنش مجاز ارائه شده است که مطابق با R استاندارد ۲۸۰۰ است. این ترکیبات بار چنین است:

$$1,2DL + 1,5LL \quad (2)$$

$$DL + 1,2U + 1,2E \quad (3)$$

$$0,85DL \pm 1,2E \quad (4)$$

با توجه به موارد ذکرشده، طراحی سازه‌ها با استفاده از نرم‌افزار ETABS، طبق ضوابط آیین‌نامه‌ی (۲-۱۸-۰۰۲) (ACI) انجام و سعی شده است که با افزایش تعداد مقاطع به‌کاررفته در سازه، نسبت تنش‌ها به مقدار ۱ بسیار نزدیک شود. در طراحی، ضوابط فصل ۲۱ آیین‌نامه‌ی بتن امریکا یعنی ضوابط خاص برای طرح در برابر زلزله نیز لحاظ شده است.

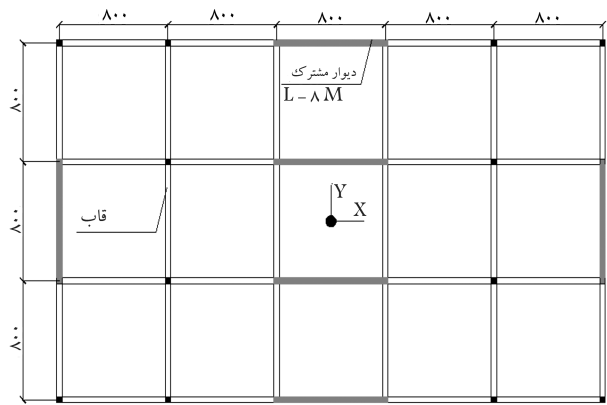
فرضیه‌های به‌کار رفته در تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی

غیرخطی

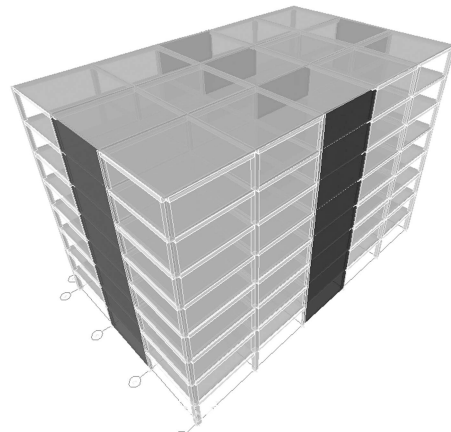
برای انجام تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی از نرم‌افزار OPENSEES استفاده شده است.^[۴] در این نرم‌افزار به‌جای استفاده از روش تعریف‌کردن مفصل همانند آنچه در نرم‌افزارهای معمول مانند SAP به‌کار می‌رود، از المان تیر ستون غیرخطی^۱ استفاده می‌شود^[۵] که به‌صورت مقطع رشته‌بی^۲ تعریف می‌شود. با استفاده از مقاطع رشته‌بی، نرم‌افزار به‌طور خودکار خصوصیات مفصل را استخراج می‌کند. در واقع با تعریف شکل مقطع با تمام جزئیات میلگردگذاری و تقسیم عضو به رشته‌هایی، نرم‌افزار رفتار غیرخطی المان را استخراج و استفاده می‌کند. همچنین در تحلیل‌ها با استفاده از امکانات این نرم‌افزار، آثار $p - \delta$ (مرتبه‌ی دوم) نیز منظور شده است.

در سال ۱۹۸۸ در تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی، مقاومت بتن هسته با استفاده از روابط مندر محاسبه شده است. و در سال ۱۹۸۲ نیز، مدلی عمومی برای محاسبه‌ی مقاومت و منحنی تنش‌کرنش بتن محبوس‌شده با انواع مختلف میلگرد عرضی ارائه شد.^[۶] این مدل به‌طور گسترده‌ی در تحلیل ستون‌های با سطح مقطع مستطیل و دایره به‌کار رفته است. برای استفاده از این مدل، بار وارده می‌تواند استاتیکی یا دینامیکی، یکنواخت یا دوره‌بی بوده و میلگردگذاری عرضی نیز می‌تواند هر شکلی داشته باشد. در این تحقیق، برای محاسبه‌ی اثر محبوس‌شدگی از نرم‌افزار USC-RC استفاده شده است که امکان استفاده از مدل مندر برای مقاطع مستطیلی و دایره‌ی را دارد. این نرم‌افزار قادر است رفتار فولاد را با و بدون سخت‌شوندگی کرنشی منظور کند.^[۶]

با توجه به خروجی نرم‌افزار USC-RC از مدل ۲ Concrete مطابق شکل ۳ برای مدل‌کردن منحنی تنش‌کرنش بتن در نرم‌افزار OPENSEES استفاده شده است. مدل تنش‌کرنش فولاد نیز مطابق شکل ۴ منظور شده است.



شکل ۱. پلان سازه‌ی مورد بررسی.^[۳]



شکل ۲. نمای سه بُعدی سازه‌ی مورد بررسی.^[۳]

زمانی غیرخطی، راستای X به منزله‌ی راستای اصلی تحریک در نظر گرفته شده است.

مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن، برابر با ۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع، تنش تسلیم میلگردهای طولی و عرضی ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع فرض و مدول ارتجاعی بتن از رابطه‌ی ۱ محاسبه شده است.^[۳]

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} = 302000 \text{ kg/cm}^2 \quad (1)$$

برای طراحی این سازه‌ها از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) و آیین‌نامه‌ی بتن امریکا (۲-۱۸-۰۰۲) (ACI) استفاده و نکات زیر در روند طراحی آن‌ها منظور شده است:

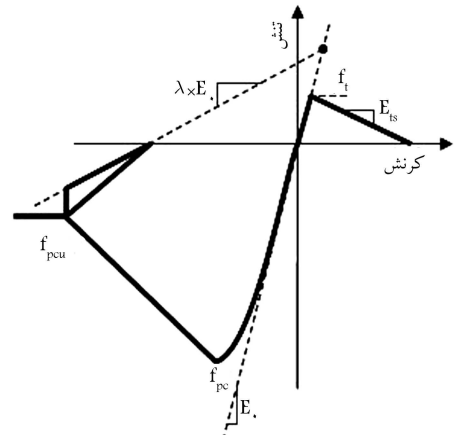
الف) طراحی سازه‌ها بر مبنای طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) انجام شده است که در آن، شتاب پیشینه‌ی زمین برابر با $0,35g$ ، نوع خاک ۳، ضریب اهمیت ۱ و ضریب رفتار مطابق جدول ۶ استاندارد ۲۸۰۰، ۱۱ در نظر گرفته شده است؛

ب) سازه‌ی ۱۶ طبقه با روش طیفی طراحی شده است؛

ج) مطابق بند (۱-۹-۴-پ) استاندارد ۲۸۰۰، قاب‌های خمشی در سیستم دوگانه یا ترکیبی هر سیستم باید جداگانه، ۲۵٪ نیروی جانبی را تحمل کنند؛

د) مطابق بند (۱-۹-۴-پ) استاندارد ۲۸۰۰، برش پایه‌ی کمینه، $1/16 I_w$ در نظر گرفته شده است؛

طی بارگذاری و باربرداری صرف نظر می‌شود. در نتیجه در این مدل، آثار ناشی از حرکات گهواره‌یی^۳ دیوار و اندرکنش آن با سازه، هم در صفحه‌ی دیوار و هم عمود بر صفحه، نادیده گرفته می‌شود.^[۷-۹] با این وجود در سال ۱۹۹۸، چنین مدلی پذیرفته شد.^[۱۰] در این مدل، برای اتصال بین ستون معادل و قاب از المان‌های صلب استفاده می‌شود. به دلیل سهولت استفاده از این روش و کفایت دقت آن برای نتایج مورد نظر و نیز پیچیدگی مدل‌های دیگر در حین استفاده از نرم‌افزارهای به‌کار برده شده، در این تحقیق برای مدل‌سازی دیوارهای برشی از این روش استفاده شده است.



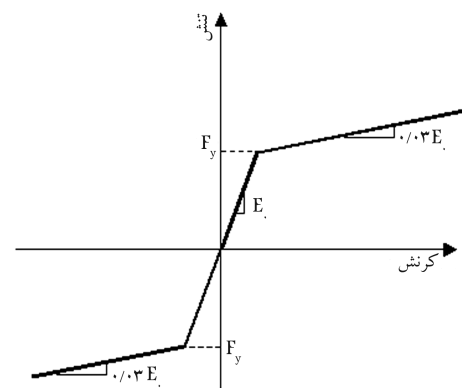
شکل ۳. منحنی تنش-کرنش بتن به‌کاررفته در نرم‌افزار.^[۴]

شتاب‌نگاشت‌های به‌کاررفته در تحلیل‌های تاریخی

زمانی غیرخطی

در تحلیل‌های تاریخی‌چخه‌ی زمانی، شتاب‌نگاشت‌های مناسبی لازم است تا بتوان این رکوردها را به‌صورت مصنوعی تولید و با از رکوردهای واقعی مقیاس شده‌ی پیشنهادی استفاده کرد. در این تحقیق ابتدا روش‌های مختلف تولید شتاب‌نگاشت مصنوعی^[۱۱] مقایسه شدند و در نهایت برای تولید زلزله‌های مصنوعی منطبق بر طیف، از روش تبدیل موجک (Wavelet) استفاده شد زیرا استفاده از این روش منجر به تولید شتاب‌نگاشت‌هایی می‌شود که طیف آنها انطباق بهتری بر طیف هدف دارد. در این روش از شتاب‌نگاشت‌های واقعی ثبت شده در زلزله‌های گذشته، برای تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی استفاده می‌شود.^[۱۲]

شتاب‌نگاشت‌های واقعی که برای تولید این رکوردها استفاده شده‌اند، از شتاب‌نگاشت‌های پایگاه اطلاعات جنبش قوی زمین دانشگاه برکلی، که نوع خاک ایستگاه ثبت آنها طبق طبقه‌بندی USGS، از نوع C با سرعت موج برشی بین ۱۸۰ تا ۳۶۰ متر بر ثانیه (معادل خاک نوع ۳ استاندارد ۲۸۰۰ ایران) است، انتخاب شده است. در شکل ۶ هفت شتاب‌نگاشت مصنوعی تولید شده و در شکل ۷ انطباق طیف آنها بر طیف هدف نشان داده شده است.



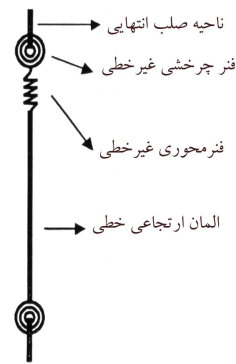
شکل ۴. منحنی تنش-کرنش فولاد به‌کاررفته در نرم‌افزار.^[۴]

تغییر مکان‌های ثبت شده در تحلیل‌های تاریخی‌چخه‌ی زمانی

غیرخطی

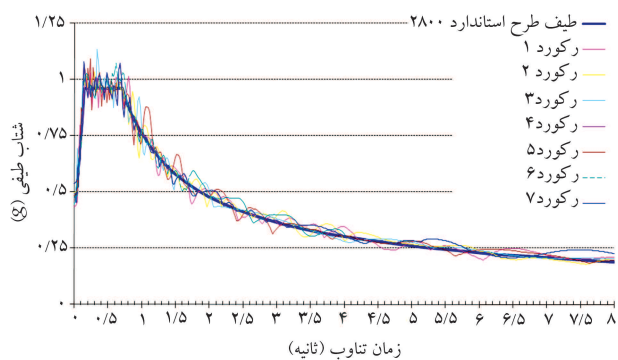
در شکل‌های ۸ تا ۱۱ مقایسه‌ی میان میانگین تغییر مکان‌های بیشینه‌ی ثبت شده در طی اعمال رکوردهای مصنوعی و مقادیر برآورد شده در طراحی، برای سازه‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه آورده شده است. برای تبدیل تغییر مکان‌های طراحی (خروجی نرم‌افزار ETABS) به تغییر مکان‌های واقعی سازه، مطابق بند (۲-۵-۳) استاندارد ۲۸۰۰، از ضریب $\gamma_{VR} = 7/7$ استفاده شده است.

در سال ۱۹۹۳ در نوشتاری با عنوان «افسانه‌ها و دلایل سفسطه‌آمیز»، برخی مشکلات اساسی روش‌های طراحی براساس نیرو مطرح شده که یکی از آنها «فرضیات نادرست در مورد رابطه‌ی میان تغییر مکان‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی» است.^[۱۳] همان‌گونه که در شکل‌های ۸ تا ۱۱ دیده می‌شود، نتایج تحلیل‌های تاریخی‌چخه‌ی زمانی نشان می‌دهد که روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰ توانسته است رابطه‌ی تغییر مکان‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی را تخمین بزند و در نتیجه در تمام سازه‌ها، میانگین تغییر مکان بیشینه‌ی ثبت شده در تحلیل‌های تاریخی‌چخه‌ی زمانی نسبت به آنچه در طراحی به‌دست آمده، بیشتر است.

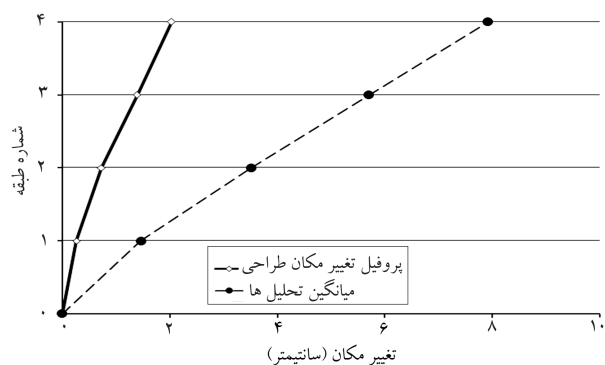


شکل ۵. مدل کردن دیوار به‌صورت ستون معادل.^[۹]

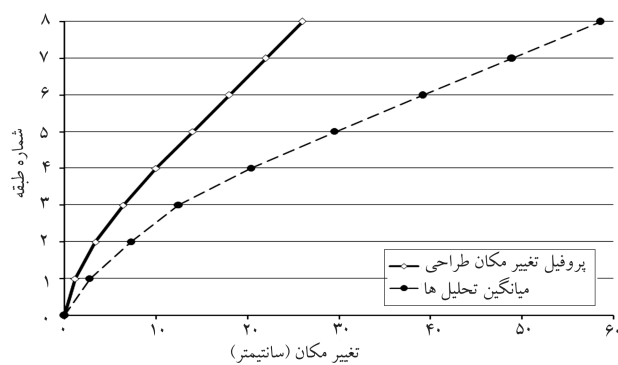
مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی بتنی مسلح از مسائل مهم مطرح در بین پژوهشگران است. مدل‌سازی تحلیلی رفتار غیرارتجاعی دیوار می‌تواند با استفاده از مدل‌های متعددی صورت گیرد که پژوهشگران مختلف ارائه کرده‌اند. اما مدلی کارآمدتر است که علاوه بر دقت مناسب، بتوان آن را به راحتی در نرم‌افزارهای رایج استفاده کرد. استفاده از یک المان تیر-ستون در محل محور مرکزی دیوار ساده‌ترین مدل است (شکل ۵). در این مدل، ستونی معادل برای مدل‌سازی خصوصیات دیوار در هر طبقه به‌کار می‌رود. چرخش‌های المان تیر-ستون حول محور مرکزی دیوار رخ می‌دهد، بنابراین از جابجاشدن محور خشی در امتداد سطح مقطع دیوار در



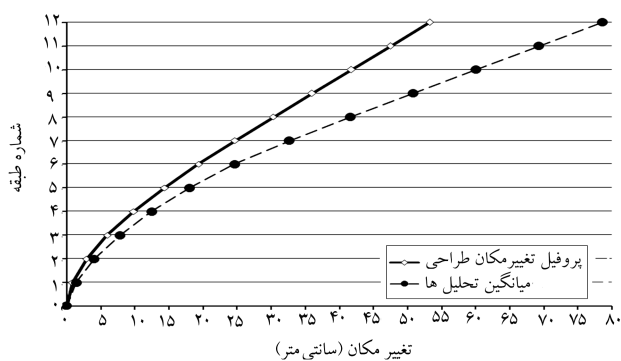
شکل ۷. انطباق طیف ۷ شتاب‌نگاشت مصنوعی تولیدشده بر طیف هدف [۳].



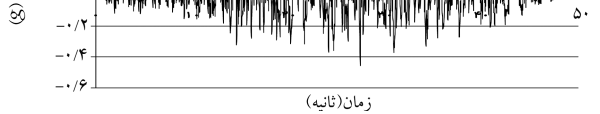
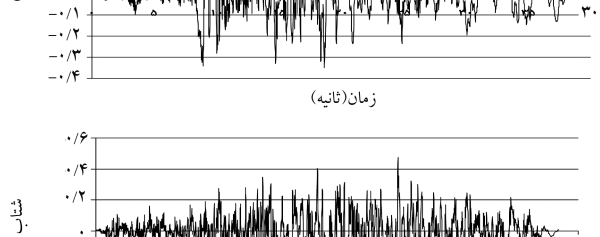
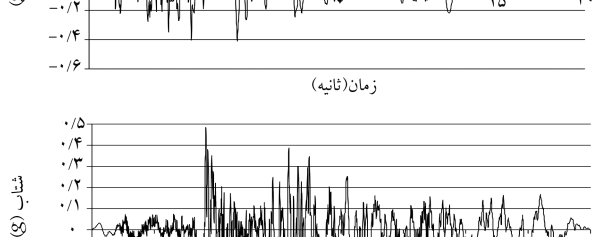
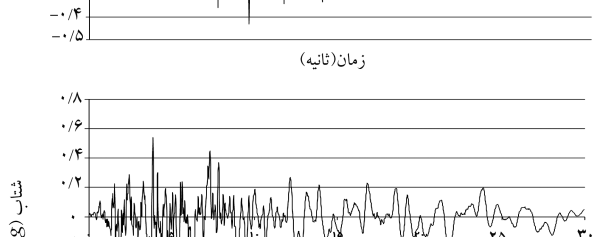
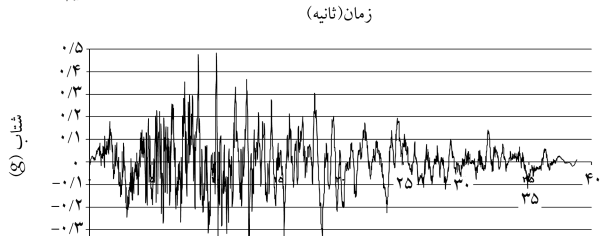
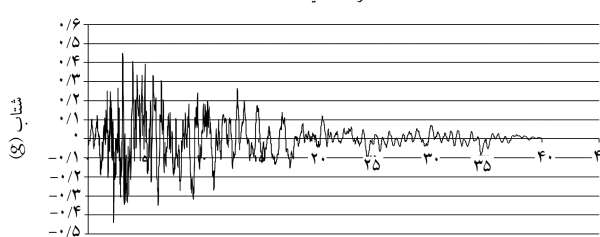
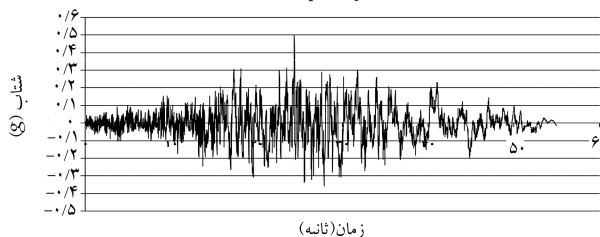
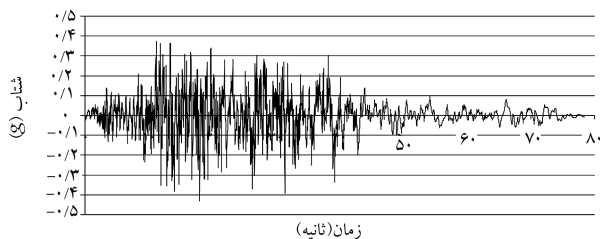
شکل ۸. مقایسه‌ی تغییر مکان طراحی با میانگین تغییر مکان بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۴ طبقه [۳].



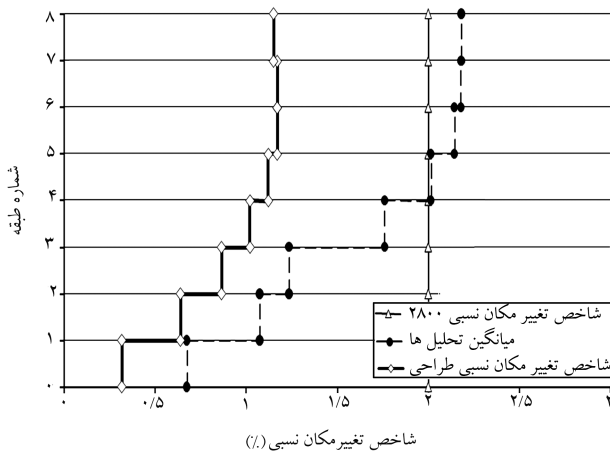
شکل ۹. مقایسه‌ی تغییر مکان طراحی با میانگین تغییر مکان بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۸ طبقه [۳].



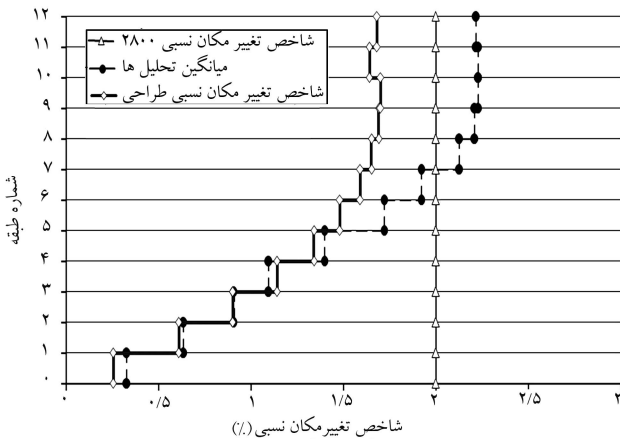
شکل ۱۰. مقایسه‌ی تغییر مکان طراحی با میانگین تغییر مکان بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۱۲ طبقه [۳].



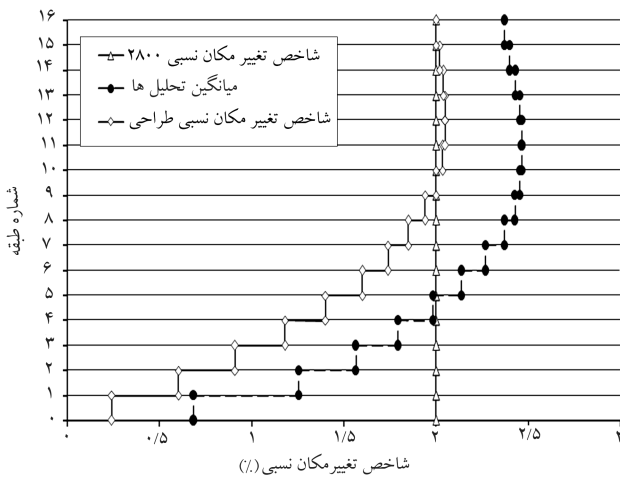
شکل ۶. شتاب‌نگاشت مصنوعی تولیدشده با روش موجک [۳].



شکل ۱۳. مقایسه‌ی شاخص تغییر مکان نسبی طبقات طراحی با میانگین شاخص تغییر مکان نسبی طبقات بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۸ طبقه. [۳]



شکل ۱۴. مقایسه‌ی شاخص تغییر مکان نسبی طبقات طراحی با میانگین شاخص تغییر مکان نسبی طبقات بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۱۲ طبقه. [۳]



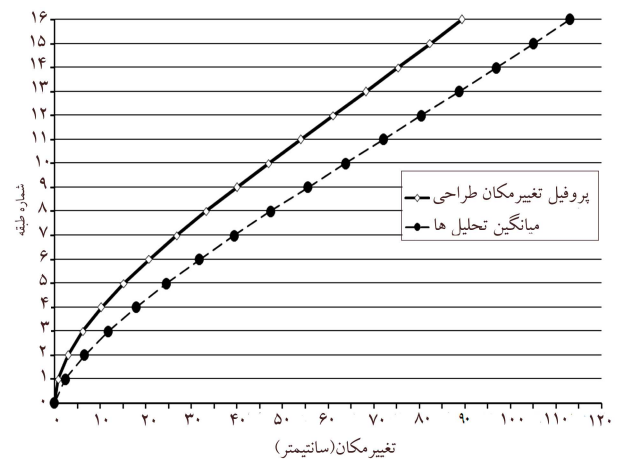
شکل ۱۵. مقایسه‌ی شاخص تغییر مکان نسبی طبقات طراحی با میانگین شاخص تغییر مکان نسبی طبقات بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۱۶ طبقه. [۳]

شاخص تغییر مکان نسبی طبقات (drift) ثبت شده در

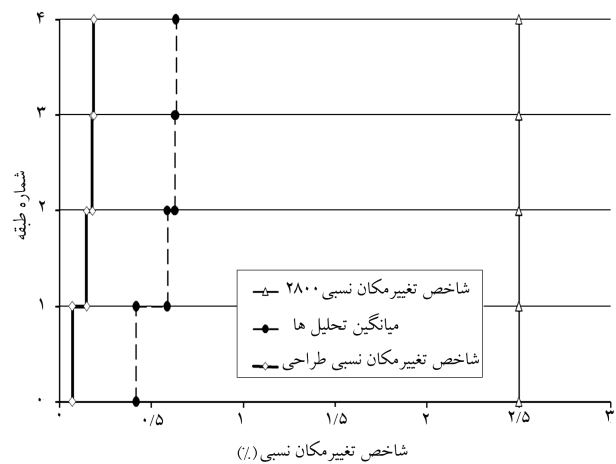
تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی

در شکل‌های ۱۲ تا ۱۵ مقایسه‌ی میان میانگین شاخص تغییر مکان نسبی بیشینه‌ی ثبت شده در طی اعمال رکوردهای مصنوعی و مقادیر برآورد شده در طراحی، برای سازه‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه آورده شده است. همان‌گونه که قبلاً ذکر شد، برای تبدیل تغییر مکان‌های طراحی (خروجی نرم‌افزار ETABS) به تغییر مکان‌های واقعی سازه، مطابق بند (۲-۳) استاندارد ۲۸۰۰، از ضریب $\gamma_{VR} = 0.77$ استفاده شده است.

همان‌گونه که در شکل‌های ۱۲ تا ۱۵ دیده می‌شود، نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی نشان می‌دهد که روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰ نتوانسته است رابطه‌ی تغییر مکان‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی را تخمین بزند و در نتیجه در تمام سازه‌ها علاوه بر بیشتر بودن میانگین شاخص تغییر مکان نسبی بیشینه‌ی ثبت شده در تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی نسبت به آنچه در طراحی به دست آمده است، این روش از ارضای حد شاخص تغییر مکان نسبی استاندارد ۲۸۰۰ ناتوان مانده



شکل ۱۱. مقایسه‌ی تغییر مکان طراحی با میانگین تغییر مکان بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۱۶ طبقه. [۳]



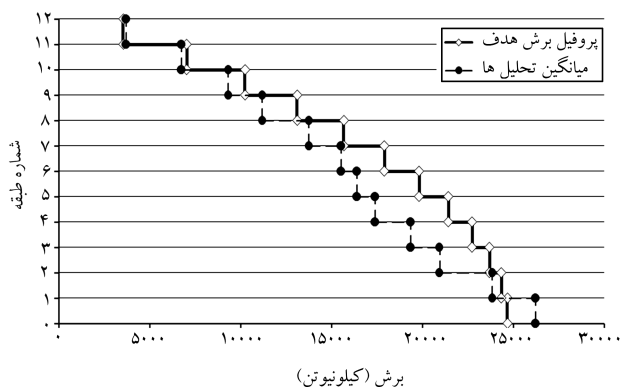
شکل ۱۲. مقایسه‌ی شاخص تغییر مکان نسبی طبقات طراحی با میانگین شاخص تغییر مکان نسبی طبقات بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۴ طبقه. [۳]

است. در واقع ضریب پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ یعنی ۰/۷R برای برآورد تغییرمکان‌های غیرارتجاعی با استفاده از تغییرمکان‌های ارتجاعی، چندان مناسب به نظر نمی‌رسد.

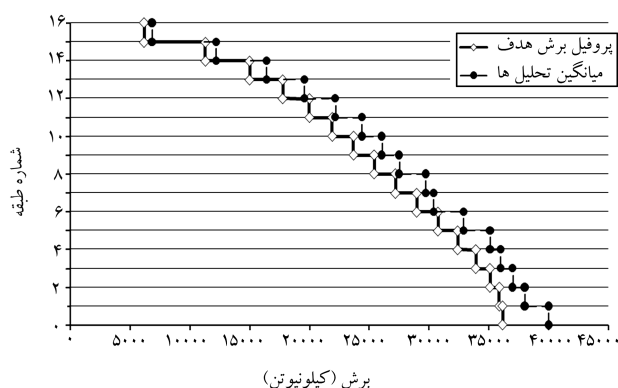
برش طبقات ثبت شده در تحلیل‌های تاریخی زمانی غیرخطی

در شکل‌های ۱۶ تا ۱۹ مقایسه‌ی میان میانگین برش طبقات بیشینه‌ی ثبت شده در طی اعمال رکوردهای مصنوعی و مقادیر برآورد شده در طراحی، برای سازه‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه آورده شده است. برای تبدیل برش‌های طراحی (خروجی نرم‌افزار ETABS) به برش‌های واقعی سازه، از ضرایب جدول (۹-۲-۲) آیین‌نامه‌ی ASCE 7-02 و جدول (۴-۳-۱) آیین‌نامه‌ی NEHRP استفاده شده است. [۱۴] هر دوی این آیین‌نامه‌ها برای تبدیل نیروهای حدنهایی به نیروهای حالت تسلیم، برای سیستم‌های دوگانه با قاب‌هایی که کمینه‌ی ۲۵٪ نیروی لرزه‌یی را تحمل می‌کنند، ضریب ۲/۵ را پیشنهاد می‌کنند. با پذیرفتن ضریب ۱/۵ برای تبدیل نیروهای حد تنش مجاز به نیروهای حدنهایی، ضریب تبدیل نیروهای حد تنش مجاز به نیروهای حالت تسلیم برابر با $۱/۵ \times ۲/۵ = ۳/۷۵$ خواهد بود.

همان‌گونه که در این شکل‌ها دیده می‌شود، نتایج تحلیل‌های تاریخی زمانی نشان می‌دهد که روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰، به نحو نسبتاً مناسبی برش طبقات



شکل ۱۸. مقایسه‌ی برش طبقات طراحی با میانگین برش طبقات بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۱۲ طبقه. [۳]

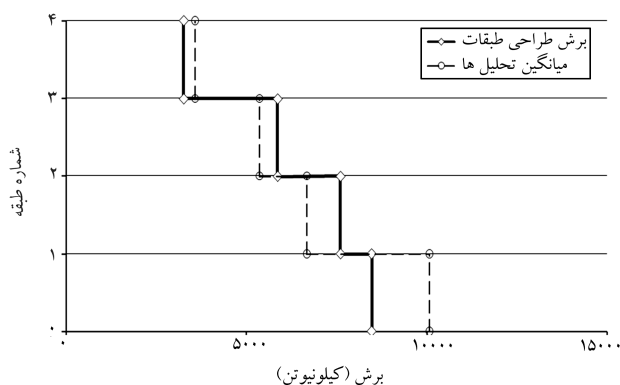


شکل ۱۹. مقایسه‌ی برش طبقات طراحی با میانگین برش طبقات بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۱۶ طبقه. [۳]

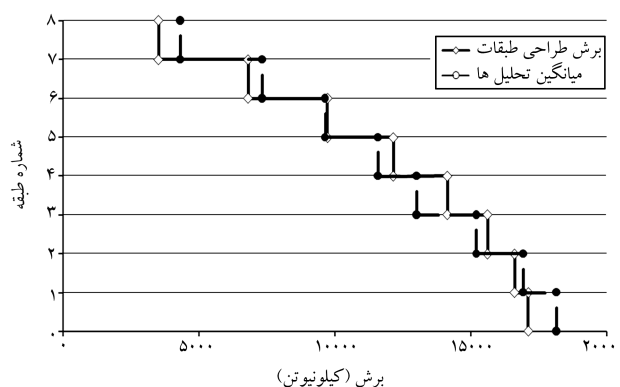
را برآورد می‌کند. جز اینکه در طبقه‌ی اول در تمام سازه‌ها مقدار میانگین برش بیشینه‌ی ثبت شده در تحلیل‌های تاریخی زمانی بیش از مقدار منظور شده در طراحی براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ است.

نتایج

در این تحقیق چهار سازه‌ی سه بعدی با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی بتنی با دیوار برشی در تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ با ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر بررسی شده است. نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخی زمانی غیرخطی صورت‌گرفته، نشان می‌دهد که روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰ توانسته است رابطه‌ی تغییرمکان‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی را به‌طور مناسبی تخمین بزند و در نتیجه در تمام سازه‌ها میانگین تغییرمکان و شاخص تغییرمکان نسبی بیشینه‌ی ثبت شده در تحلیل‌های تاریخی زمانی در مقایسه با آنچه در طراحی به دست آمده، بیشتر است و اختلاف زیادی بین آنها وجود دارد. در نتیجه، این روش از ارضای حد شاخص تغییرمکان نسبی استاندارد ۲۸۰۰ ناتوان مانده است. لیکن نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که این روش، به نحو نسبتاً مناسبی برش طبقات را برآورد می‌کند. جز اینکه در طبقه‌ی اول در تمام سازه‌ها مقدار میانگین برش بیشینه‌ی ثبت شده در تحلیل‌های تاریخی زمانی بیش از مقدار منظور شده در طراحی براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ است.



شکل ۱۶. مقایسه‌ی برش طبقات طراحی با میانگین برش طبقات بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۴ طبقه. [۳]



شکل ۱۷. مقایسه‌ی برش طبقات طراحی با میانگین برش طبقات بیشینه‌ی ثبت شده در طی تحلیل‌های تاریخی زمانی غیرخطی برای سازه‌ی ۸ طبقه. [۳]

پانویس

1. nonlinear beam column Element
2. FIBER SECTION
3. rocking

منابع

۱. تابناک، عادل، "مقایسه‌ی عملکرد سازه‌های بتنی با دیواربرشی طراحی شده براساس تغییرمکان و براساس نیرو با استفاده از مدل‌های سه بعدی"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، تهران، پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (۱۳۸۶).
۲. کمیته‌ی بازنگری دائمی آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، "آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش سوم)، استاندارد ۲۸۰، تهران"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (۱۳۸۴).
3. ACI 318-02 and ACI 318R-02, "American concrete building codes requirement for structural, institute concrete (318-02) and commentary (318R-02)", Michigan, Farmington Hills (June 1999).
4. "OPENSEES ver. 1.7.3: OpenSees is an object-oriented framework for finite element analysis", *Pacific Earthquake Engineering Research Center [PEER]*, University of California [Berkeley] (2006), Available from URL: <http://opensees.berkeley.edu/>.
5. Taucer, Fabio, F.; Spacone, E., and Filippou, Filip, C., "A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures", Resarch Report No. UBC/EERC-91/17; Berkeley; University of California (December 1991).
6. "USC_RC : Analysis of reinforced concrete members", *Civil Engineering Dept. University of Southern California [USC]* (2001), Available from URL: http://www.usc.edu/dept/civil_eng/structural.lab/asad/.

7. Orakcal, K.; Wallace, J.W., and Conte, J.P., "Nonlinear modeling and analysis, of slender reinforced concrete walls", *ACI structural journal technical paper*, (September-october 2004).
8. Orakcal, K., and Wallace, J.W., "Nonlinear modeling of RC structural walls", *Proceeding, 7th National Conference on Earthquake Engineering, Boston, Massachusetts* (July 2002).
9. Vulcano, Alfonso, and Bertero, V., "Analytical modeling of R/C structural walls", *9th World Conference on Earthquake Engineering*, **5**, pp. 2-9 (August 1998).
10. FEMA 307, "Evaluation of earthquake damage concrete and masonry wall buildings", *Washington (DC):Federal Emergent Management Agency* (1998).
11. SIMQKE, I., "A program for artificial motion generation", *Civil Engineering Dept. Massachusetts Institute of Technology*, Available in the NISEE ("National Information Service for Earthquake Engineering"), Software Library CDROM (1976).
۱۲. طاهرپور، ابوالفضل، "تولید شتاب‌نگاشت با روش تبدیل موجک و بررسی تأثیر آن بر رفتار سازه‌ی بتنی"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، تهران، پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (۱۳۸۶).
13. Priestley, M., J., N., "Myths and fallacies in earthquake engineering-conflicts between design and reality", *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **26**(3), pp. 329-341 (Sept. 1993).
14. "Minimum design loads for buildings and other structures", *Revision of ASCE 7* (1998).
15. "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new building and other structures (FEMA 450)", Edition (2003).

