

اثر تقویت دیوار برشی بتنی با کمک مهاربند کمانش‌ناپذیر تحت نگاهت حوزه دور و نزدیک

حمید بیرقی* ۱

گروه مهندسی عمران، واحد مهدیشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدیشهر

(دریافت: ۹۶/۶/۲۰، پذیرش: ۹۷/۲/۸، نشر آنلاین: ۹۷/۲/۹)

چکیده

زلزله‌های نزدیک گسل پالس‌دار در مقایسه با زلزله‌های دور از گسل، پتانسل بیشتری برای ایجاد خرابی در سازه‌ها را دارند. در این مقاله، اثر زلزله‌های دور از گسل و نزدیک گسل بر پاسخ سازه‌های دیوار برشی بتن مسلح تقویت شده با مهاربندهای کمانش‌ناپذیر در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و بلند با لحاظ نمودن ویژگی‌های هرکدام از این المان‌ها مورد مطالعه قرار می‌گیرد. این سیستم سازه‌ای یک سیستم ترکیبی به شمار می‌رود. در این پژوهش، سازه‌های مدل‌های مورد نظر، با به کارگیری روش تحلیل دینامیکی طیفی در سطح زلزله طرح و آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شدند. در ادامه، مدل غیر خطی سازه‌ها تهیه شدند. در مدل‌سازی دیوار از المان‌های فایبری با قابلیت توسعه پلاستیسیته استفاده شد. تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحت اثر رکوردهای دور و نزدیک گسل در سطح حداکثر زلزله محتمل انجام شد و پاسخ سازه‌ها بررسی و قیاس شد. نتایج نشان داد در تراز پایه، مقدار برش سهم دیوار در حوزه نزدیک و حوزه دور به ترتیب بیش از سه برابر و دو برابر مقدار برش سهم مهاربندها است. مقادیر نسبت کرنش مهاربند به کرنش تسلیم مهاربند تحت زلزله نزدیک گسل به طور متوسط حدود ۲۲ است که این نسبت برای حوزه دور به طور متوسط حدود ۱۲ است.

واژگان کلیدی: زلزله، حوزه دور و نزدیک، دیوار برشی بتن مسلح، مهاربند کمانش‌ناپذیر.

۱- مقدمه

ناحیه رفتار غیر خطی شوند (Beiraghi و همکاران، ۲۰۱۶). مطالعات آزمایشگاهی نسبتاً زیادی برای بررسی رفتار قاب‌های ساده با مهاربند کمانش‌تاب شده انجام شده است. این مطالعات نشان داده‌اند که مهاربندهای کمانش‌تاب قابلیت شکل‌پذیری و اتلاف انرژی سیستم را فراتر از نیاز مورد انتظار زلزله طرح فراهم می‌کنند. از طرف دیگر، آزمایشات مذکور وقوع جابجایی ماندگار در سازه با مهاربند کمانش‌تاب را نیز گزارش کرده‌اند. همچنین، پژوهشگران متعدد در مطالعات عددی رفتار قاب‌های دارای مهاربند کمانش‌تاب را مورد بررسی قرار داده‌اند و یکی از موارد گزارش شده ایشان، کاهش سختی اولیه و سختی پساتسلیم این قاب‌ها در قیاس با قاب‌های با مهاربندی هم مرکز سنتی می‌باشد (Mahin و Uriz، ۲۰۰۸). بنابراین یکی از ضعف‌های قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر تحت اثر زلزله شدید، تمرکز تغییر شکل جانبی نسبی در یک طبقه یا وقوع مکانیزم در یک طبقه است. در بسیاری از موارد، وقوع مفاصل پلاستیک یا گسترش پلاستیسیته به طور متناسب در کل ارتفاع سازه‌های مهاربندی از مطلوب‌ترین حالت‌ها قلمداد می‌شود. در قاب‌های

کارایی مهاربندهای فشاری تحت اثر زلزله در قاب‌های دارای مهاربند هم مرکز به علت وقوع کمانش تا حد زیادی از دست می‌رود. مهاربندهای کمانش‌تاب دارای یک هسته فولادی تسلیم‌شونده هستند که توسط مصالح پیرامونی دیگری نظیر مصالح سیمانی محاط شده است به گونه‌ای که امکان کمانش تحت فشار برای هسته وجود ندارد و در عین حال امکان لغزش بین جداره هسته فولادی و مصالح پیرامونی تقریباً بدون اصطکاک می‌تواند اتفاق افتد. بنابراین، امکان تسلیم شدن قسمتی از مهاربند به نام هسته در فشار نیز امکان‌پذیر می‌باشد. لذا قاب دارای مهاربند کمانش‌تاب شکل‌پذیری و اتلاف انرژی نسبتاً زیادی دارد (Black و همکاران، ۲۰۰۲).

آیین‌نامه‌های طراحی سازه اجازه می‌دهند که سیستم باربر جانبی تحت اثر زلزله شدید وارد حوزه غیر الاستیک شوند، لذا برای طراحی از نیروی کاهش یافته استفاده می‌شود، بنابراین به نوعی وقوع تغییر شکل‌های غیرخطی را به رسمیت می‌شناسند و اجازه می‌دهند قسمت‌هایی از سازه تحت اثر زلزله شدید وارد

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۲۳۳۳۴۲۷۴۷۴

www.SID.ir
درس ایمیل: h_beiraghi@yahoo.com (ح. بیرقی).

میانقاب با مصالح بنایی بود. برای مقاومسازی طبقه اول از مهاربندهای کمانش‌ناپذیر استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد با این راهکار می‌توان سختی جانبی را افزایش داد و جابجایی را کم نمود.

Sun و Sha (۲۰۱۱)، سیستمی را پیشنهاد کردند که در آن دیوارهای برشی با تیرهای کوپله از نوع المان‌های کمانش‌ناپذیر استفاده شده باشد. این سیستم دارای شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی خوبی است. به کارگیری مهار بازویی از اعضای کمانش‌تاب به همراه سازه بلند دارای هسته بتن مسلح ۴۰ طبقه تحت اثر زلزله شدید نشان می‌دهد که نیاز لنگر هسته در میانه ارتفاع کاهش می‌یابد و نیاز دوران هسته حدود ۹۰ درصد نسبت به حالت بدون مهار بازویی کاهش دارد (Ahmed و همکاران، ۲۰۱۶).

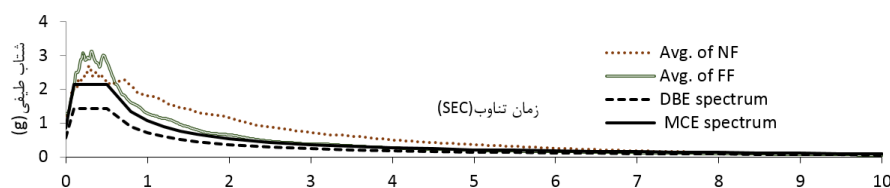
اثر زلزله‌های دور از گسل و نزدیک گسل بر پاسخ سازه‌های دارای ترکیب دیوار برشی بتن مسلح در مجاورت مهاربندهای کمانش‌ناپذیر در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و بلند با توجه به خصوصیات هرکدام از این المان‌ها در این مقاله مورد مطالعه و قیاس قرار می‌گیرد. در این پژوهش، سازه‌های مدل‌های مورد نظر، در ابتدا با به کارگیری روش تحلیل دینامیکی طیفی و آیین-نامه‌های معتبر طراحی شدند. در ادامه، مدل غیر خطی سازه‌ها در نرم‌افزار PERFORM-3D تهیه شدند و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحت اثر رکوردهای دور و نزدیک گسل انجام شد و پاسخ سازه‌ها تحلیل و قیاس شد.

۲- روند طراحی سازه‌ها

مدل‌های مورد بررسی شامل سه قاب دو بعدی ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه مطابق آیین‌نامه‌های ASCE، AISC، ACI و طراحی شد. در بارگذاری سازه‌ها فرض شد که قاب‌های مفروض قسمتی از سیستم باربر یک سازه فرضی هستند و لذا بار مرده و زنده ثقلی مربوطه به قاب‌های مورد نظر اعمال شد. به علاوه با فرض متقارن بودن ساختمان مفروض، سهم وزن لرزه‌ای طبقات آن نیز به طور متناسب از کل سازه به قاب مورد نظر تعیین می‌شود. مدل المان محدود برای تحلیل و طراحی سازه‌ها در نرم‌افزار ETABS ساخته شد. اثر پی-دلتا روی سازه توسط این نرم‌افزار لحاظ می‌گردد. برای تعیین نیروهای زلزله، از تحلیل دینامیکی طیفی و یک طیف مفروض در سطح زلزله طرح (DBE) و میرایی ۵ درصد مطابق شکل (۱) استفاده شد.

دارای مهاربند کمانش‌تاب، تمایل به تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای به دلیل تسلیم شدن شدید مهاربندها و کاهش سختی جانبی طبقه وجود دارد. تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در رفتار سازه‌ها نامطلوب بوده و چه بسا در اثر تشدید پدیده P- Δ به ناپایداری کل سازه منجر شود. همچنین، جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار پس از زلزله نیز از جمله نقیصه‌های سیستم‌های قاب ساده با مهاربند کمانش‌تاب است (NIST، ۲۰۱۵). برای رفع این نقیصه، ترکیب سیستم مهاربند کمانش‌تاب با دیوار برشی بتن مسلح می‌تواند راهگشا باشد. استفاده از دیوارهای برشی بتن مسلح یک روش اقتصادی برای ایجاد پایداری سازه در برابر بارهای جانبی ناشی از باد و زلزله می‌باشد، دیوارهای برشی در جهت صفحه دیوار سختی زیادی دارند که به کاهش خسارت سازه‌ای با محدود کردن تغییر شکل جانبی در حین زلزله کمک می‌کند. همچنین رفتار سازه‌هایی با سیستم دیوار برشی در زلزله‌های رخ داده بیانگر رفتار مناسب این سیستم سازه‌ای می‌باشد (Beiraghi و Siahpolo، ۲۰۱۶). البته در ساختمان‌های بلند، کنترل جابجایی صرفاً با دیوار برشی طره شده به زمین ممکن است منجر به ابعاد فوق‌العاده بزرگ برای دیوار شود یا این که این سیستم ممکن است در کنترل جابجایی مؤثر واقع نشود.

پاسخ دینامیکی سازه‌ها در حالت سیستم یک درجه آزاد و چند درجه آزاد تحت زلزله نزدیک گسل توسط محققین زیادی بررسی شده است (Chopra، ۲۰۰۱). مطالعات مذکور به بررسی پاسخ سازه‌ها در حالت الاستیک و غیر الاستیک تحت اثر نگاشت‌های زلزله واقعی و حرکات مصنوعی پالس گونه پرداخته است. نگاشت‌های نزدیک گسل پالس گونه در قیاس با حرکت غیر پالس گونه موجب افزایش جابجایی در هر دو حالت الاستیک و غیر الاستیک می‌شود (Iwan، ۱۹۷۷). نیاز جابه‌جایی زیاد، ممکن است منجر به خرابی بیشتر عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای شود (Iwan، ۱۹۷۷). برای ساختمان بلندتر، پرپود پالس ممکن است با پرپود مودهای بالاتر سازه‌ها همخوان شود و موجب ایجاد اثر حرکت موج گونه در ارتفاع سازه‌ها شود، که در نتیجه جابجایی زیاد و نیاز نیرو برشی زیاد در طبقات بالاتر رخ می‌دهد. حرکت‌های زمین نزدیک گسل ممکن است شامل شدت دامنه شتاب، سرعت و جابجایی زیاد در پالس باشد (Somerville و همکاران، ۱۹۷۷). Bai و Liu (۲۰۱۴)، به مقاومسازی سازه قاب خمشی بتن مسلح شش طبقه پرداختند که طبقات دوم تا ششم آن دارای



شکل ۱- نمودار طیف طراحی، طیف سطح حداکثر زلزله محتمل و متوسط طیف‌های پاسخ شتاب زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

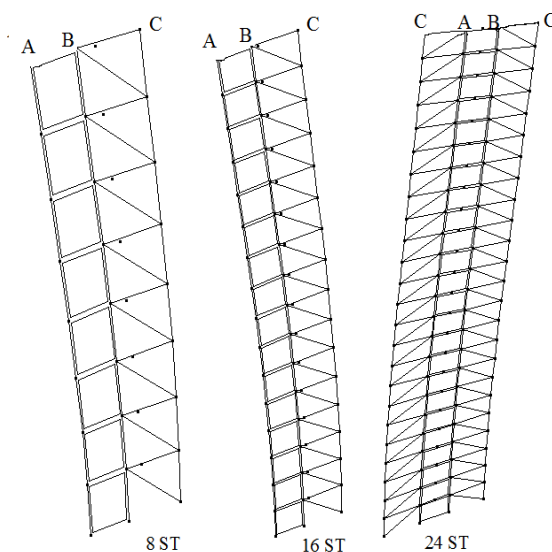
برای مدل‌های مورد بررسی، معیار دوم (ب) فوق‌الذکر کنترل کننده طراحی بود و نسبت نیاز به ظرفیت بیشتری را ایجاد می‌کرد. برای مدل‌سازی یک مهاربند کماتش تاب در حالت الاستیک، به علت تغییر مقطع قسمت تحمل کننده نیروی محوری (در واقع یک مهاربند با مقطع متغیر وجود دارد)، از یک عضو مهاربند با سطح مقطع یکسان به گونه‌ای استفاده شد که سختی محوری آن برابر با سختی محوری مهاربند کماتش تاب باشد. مقدار حداکثر محتمل نیروی فشاری مهاربند برابر $Ry\omega\beta ASFy$ است که در آن $Ry=1/1$ برای لحاظ نمودن اثر اضافه مقاومت مصالح، $\omega=1/25$ برای لحاظ نمودن اثر کرنش - سختی و $\beta=1/1$ برای لحاظ نمودن اضافه مقاومت مهاربند در فشار در نظر گرفته شده است (Sahoo و همکاران، ۲۰۱۰).

مقدار ضخامت دیوار در کل ارتفاع هرکدام از سازه‌ها یکسان است و درصد میلگرد قائم در تراز پایه برای سازه ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه حدود ۲، ۱/۹۸ و ۱/۸۲ است. مشخصات سازه طراحی شده در جدول (۱) قابل ملاحظه است. هم چنین بار ثقلی مرده وارد بر سازه در جدول (۲) ذکر شده است. مقدار بار زنده ۰/۳۳ بار مرده است (گره A، B و C در شکل (۲) مشخص شده است).

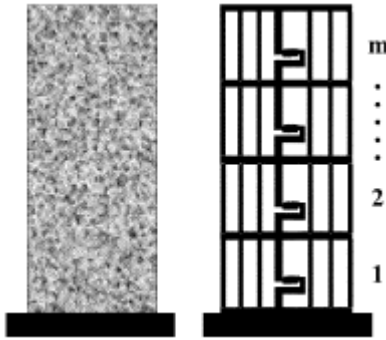
جدول ۱- مشخصات سازه‌های طرح شده			
۲۴	۱۶	۸	تعداد طبقات
۶	۳/۷	۲/۵	طول دیوار (متر)
۷۰	۵۵	۴۵	ضخامت دیوار (متر)
۷	۵	۳/۵	طول دهنه دارای BRB (متر)
۲۲۰	۲۲۰	۱۰۰	سطح مقطع هسته مهاربند (cm ²)
۱۹۰	۱۹۰	۸۴	
۱۳۵	۱۳۵	۵۲	
۱۱۶	۱۱۶	۴۵	
۱۳۹۰	۱۳۹۰	۶۵۰	سطح مقطع ستون (cm ²)
۱۲۶۰	۱۲۶۰	۴۴۰	
۱۱۰۰	۱۱۰۰	۲۵۰	
۳۰۰	۳۰۰	۹۰	
W 12X65	W 8X31	W 6X12	نوع تیرها
۲۰۲۰۰	۳۰۹۱	۷۸۰	وزن لرزه‌ای کل (Ton) W
۵/۳	۶/۶	۱۱/۳	نسبت برش پایه طراحی به وزن لرزه‌ای %
۳/۳	۲/۴	۱/۱	زمان تناوب مد اول (ثانیه)
۲۴	۱۶	۸	زمان تناوب مد دوم (ثانیه)
۶	۳/۷	۲/۵	زمان تناوب مد سوم (ثانیه)

ضریب رفتار چنین سیستم ترکیبی در آیین‌نامه‌ها ذکر نشده است، اما از آنجا که برای سیستم‌های قاب ساده دارای مهاربند کماتش تاب و همچنین سیستم‌های دوگانه قاب خمشی و مهاربند کماتش تاب در آیین‌نامه ASCE عدد ۸ عنوان شده، لذا به نظر می‌آید ضریب رفتار معادل ۸ برای سیستم‌های مورد مطالعه مناسب باشند (Sahoo و همکاران، ۲۰۱۰).

برش دینامیکی حاصل از تحلیل طیفی با ۰/۸۵ برابر برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل هم پایه شد. اتصال تیرها به ستون، اتصال مهاربندها به ستون‌ها و دیوار برشی و همچنین اتصال ستون به تکیه‌گاه از نوع مفصلی است. ستون‌ها و مهاربندها به ترتیب از فولاد با تنش تسلیم ۳۶۰ و ۲۵۰ مگاپاسکال هستند. مقاومت نهایی بتن در طراحی و مقاومت فولاد میلگرد به ترتیب ۴۵ و ۴۰۰ مگاپاسکال بود. ضریب ترک خوردگی برای کل دیوار برشی عدد ۵، لحاظ شد (ACI 318-11). مهاربندها در مجاورت دیوار تعبیه شد. نمای قاب‌ها در شکل (۲) مشاهده می‌شود. برای طراحی مهاربندهای کماتش تاب، نیروی محوری به دست آمده از نیروی تحلیل دینامیکی طیفی کاهش داده شده با ضریب رفتار استفاده شد و ظرفیت مهاربند در کشش و فشار معادل $\phi ASFy$ لحاظ شد که ϕ معادل ۰/۹ ضریب کاهش، تنش تسلیم Fy معادل ۲۵ مگاپاسکال و As سطح مقطع معادل مهاربند در تحلیل خطی می‌باشد (Sahoo و همکاران، ۲۰۱۰). مطابق آیین‌نامه ASCE، در قاب‌های دارای مهاربند کماتش تاب، ستون‌ها باید برای بیش‌ترین کنش حاصل از الف: اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی حاصل از نیروهای آیین‌نامه‌ای و ب: نیروی محوری حاصل از مجموع حداکثر محتمل مؤلفه‌های قائم مهاربندهای کماتش‌ناپذیر به همراه نیروهای ثقلی مربوطه طراحی می‌شوند.



شکل ۲- نمای قاب‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار Perform-D



شکل ۳- شمای کلی مدل المان فایبری در دیوار بتن مسلح

از آنجا که اصل بر این است خرابی برشی دیوار زودتر از خرابی خمشی به وجود نیاید، لذا در این مورد میلگردهای برشی به گونه-ای فرض شدند که کفایت ظرفیت برشی صادق باشد و کل دیوار در رفتار برشی به صورت الاستیک باقی بماند.

در مورد سختی برشی مؤثر بتن، G_{cAw} ، نظرات اندک و مختلفی وجود دارد. در این خصوص نتایج آزمایشگاهی مربوط به سختی برشی در ترک خوردگی برشی و در تسلیم برشی بسیار محدود است. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مقدار $E_{CAW} = 0.4$ برای دیوار بدون ترک و ترک خورده ارائه می‌کند.

در این مقاله با توجه به توصیه‌های مرجع ATC-72 (۲۰۱۰)، برای لحاظ نمودن ترک در کاهش سختی برشی مؤثر حالت ترک خورده، مقدار $G_c = 0.2E_c$ در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته بتن، E_c ، طبق رابطه آیین‌نامه بتن ایران به صورت زیر است.

$$E_c = 5000\sqrt{f_c} \quad (1)$$

در این رابطه مقدار f_c و E_c بر حسب مگاپاسگال است. تیرها و ستون‌ها با المان‌های خطی الاستیک مدل شدند و در پایان تحلیل‌ها نسبت نیاز به ظرفیت آنها کنترل شد تا از عدم رخداد مفصل پلاستیک در آنها اطمینان حاصل شود. جرم لرزه-ای هر قاب به مرکز جرم آنها اختصاص داده شد. از المان‌های BRB موجود در نرم‌افزار مذکور استفاده شد. المان‌های موصوف از نوع میله‌ای هستند که صرفاً قادر به تحمل نیرو محوری هستند و هیچگونه مقاومتی برای تحمل نیروهای خمشی و پیچشی ندارند. المان‌ها از دو قسمت میله‌ای در امتداد هم تشکیل شده است. یک قسمت با رفتار الاستیک خطی و قسمت دیگر ناحیه تسلیم شونده (هسته) می‌باشد. طول قسمت غیرخطی 0.7 برابر طول کل المان و طول قسمت الاستیک خطی 0.3 برابر طول کل المان است که در دو طرف هسته و در امتداد آن قرار دارد. قسمت الاستیک خطی خود دارای دو بخش ناحیه انتهایی و ناحیه انتقالی با سطح مقاطع متفاوت است. برای جلوگیری از تسلیم قسمت

جدول ۲- مقدار بار مرده وارد بر مدل‌ها بر حسب تن

گره C	گره B	گره A	
۸۶۰۰	۵۴۰۰	۷۷۰۰	۸ طبقه
۱۴۴۰۰	۱۰۲۰۰	۱۶۲۰۰	۱۶ طبقه
۱۵۶۰۰	۱۵۶۰۰	۱۵۶۰۰	۲۴ طبقه

۳- مدل غیرخطی سازه‌ها

مدل‌های کلی‌نگر متعددی توسط محققین در طی سال‌های اخیر برای آنالیز غیر خطی دیوارهای سازه‌ای بتن مسلح ارائه شده است. یکی از متداول‌ترین روش‌ها در آنالیز غیرخطی دیوارهای برشی بتن مسلح که علاوه بر سادگی، حجم و زمان محاسبات کم-تری هم دارد، مدل کردن کل دیوار برشی با استفاده از المان‌های مقطع فایبر می‌باشد. برای ارزیابی رفتار غیرخطی سازه‌ها در این پژوهش، مدل غیرخطی آن‌ها در نرم‌افزار PERFORM-3D مهیا شد (۲۰۱۱).

دیوار برشی از المان‌های فایبری ساخته شد؛ در این نوع از المان‌ها هرکدام از مصالح بتن و فولاد با رشته‌های قائم متعدد مدل می‌شوند. صحت‌سنجی عملکرد این نوع از المان‌ها توسط پژوهشگران متعدد انجام شده و کفایت دقت پاسخ آنها تأیید شده است (بیرقی و همکاران، ۲۰۱۵).

نرم‌افزار مذکور حداکثر هشت فایبر بتن و هشت فایبر فولاد می‌تواند برای یک المان دیوار برشی در حالت غیر خطی لحاظ کند. در مدل مذکور بر خلاف مدل تیر-ستون با پلاستیسیته متمرکز، محل تار خنثی تحت اثر بار، جابجا می‌شود. به طور کلی در مقاطع فایبر هرکدام از مقاطع یک المان متشکل از چند رشته می‌باشد که بعضی از این رشته‌ها بتنی و بعضی فولادی‌اند. در امتداد هر المان سازه‌ای تعدادی مقطع وجود دارد، این مقاطع در نقاط کنترل انتگرال‌گیری قرار می‌گیرند. مشخصات هر المان مانند نرمی و جابجایی المان از انتگرال‌گیری اجزاء هر مقطع در امتداد آن المان به دست می‌آید و اجزاء هر مقطع مانند نرمی مقطع و نیروهای مقطع از جمع سهم هرکدام از رشته‌ها در آن مقطع حاصل می‌شود. شمای کلی نحوه مدل‌سازی دیوار توسط المان فایبری در شکل (۳) مشاهده می‌شود (Orakcal و همکاران، ۲۰۰۶).

مطابق نشریه ۳۶۰ مقاومت مورد انتظار فولاد میلگرد و بتن در دیوار به ترتیب $1/15f_y$ و $1/25f_c$ لحاظ شد. از بتن محصور شده برای هسته استفاده شد. نظر به این که پوشش بتن روی میلگردها به عنوان بتن غیر محصور تلقی می‌گردد، از این مقدار بتن صرف نظر شد. منحنی تنش- کرنش بتن در نرم‌افزار به صورت چهار خطی قابل مدل‌سازی است، لذا رابطه تنش کرنش بتن مطابق مدل اصلاح شده Mander برای بتن محصور مدل شد که در آن از مقاومت کششی بتن صرف نظر شده است (۱۹۸۸). مقدار درصد میلگردها همان مقدار حاصل از تحلیل طیفی است.

طیف پاسخ هدف در اینجا همان طیف سطح حداکثر زلزله محتمل (MEC) است، زیرا برای ساختمان‌های نسبتاً بلند، دستورالعمل طراحی سازه بلند لس‌آنجلس به کارگیری این سطح خطر را برای زلزله‌های شدید الزامی است (LATBSDC، ۲۰۱۱). شایان ذکر است طیف مربوط به سطح خطر حداکثر زلزله محتمل با ضرب ضریب ۱/۵ در اعداد طیف مربوط به سطح خطر زلزله طرح DBE به دست آمد.

۴- پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی

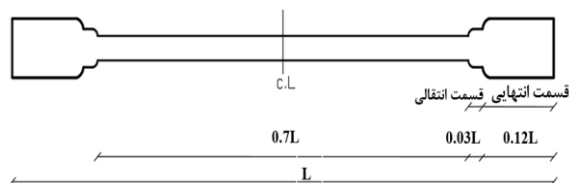
۴-۱- رکوردها

برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی به شتاب نگاشت‌های زلزله برای تحریک پایه نیاز است. شتاب نگاشت‌های زلزله‌ها باید نماینده سطح زلزله MCE (حداکثر زلزله محتمل) باشند که دوره بازگشت آن ۲۴۷۵ سال است و احتمال وقوع آن ۲ درصد در ۵۰ سال است. این سطح زلزله مطابق نظر آیین‌نامه سازه بلند لس‌آنجلس است. هدف این است که سازه بدون فروریزش و بدون آسیب عمده سازه‌ای بتواند زلزله سطح مذکور را تحمل کند و شرایط دستورالعمل مذکور را برآورده سازد. برای انتخاب رکوردها، از زلزله‌های حوزه دور و زلزله‌های حوزه نزدیک ذکر شده در جداول FEMAP695 استفاده شد (۲۰۰۹).

تاریخچه زمانی این زلزله‌ها از پایگاه داده PEER اخذ شد. رکوردهای حوزه نزدیک از نوع پالس‌دار می‌باشند، یعنی در نگاشت سرعت زلزله، نوعی پالس قابل تشخیص است. فقط مؤلفه عمود بر گسل به سازه اعمال شد. کلیه نگاشت‌های حوزه نزدیک دارای پالس‌هایی با دوره تناوب مختلف در نگاشت سرعت هستند و در فاصله کم تر از حدود ۱۰ کیلومتری از ایستگاه لرزه‌نگاری تا صفحه گسیختگی در نظر گرفته شده‌اند که به عنوان نگاشت حوزه نزدیک شناخته می‌شوند (FEMAP695، ۲۰۰۹). مشخصات رکوردها در جدول (۳) ملاحظه می‌شود.

شکل (۶) به مقایسه جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در ارتفاع مدل‌ها می‌پردازد. محور قائم نشان دهنده ارتفاع نرمال شده است که از تقسیم تراز ارتفاع هر طبقه به ارتفاع کل سازه حاصل می‌شود. مشاهده می‌شود که مقادیر حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در حوزه دور کم‌تر از مقدار شاخص ۳ درصد می‌باشد. مقدار مذکور توسط دستورالعمل سازه بلند لس‌آنجلس به عنوان حداکثر مقدار مجاز برای متوسط جابجایی نسبی بین طبقه‌ای حاصل از مجموعه‌ای از رکوردها در سطح MCE معرفی شده است. مقدار حداکثر مقادیر مربوطه برای سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه تحت اثر زلزله حوزه نزدیک به ترتیب حدود ۵/۳، ۴/۷ و ۳/۳ درصد است که از مقدار شاخص فوق‌الذکر بیش‌تر است. حداکثر دریافت مقادیر حوزه نزدیک به مقادیر حوزه دور سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه به ترتیب حدود ۲، ۱/۸ و ۱/۳ است.

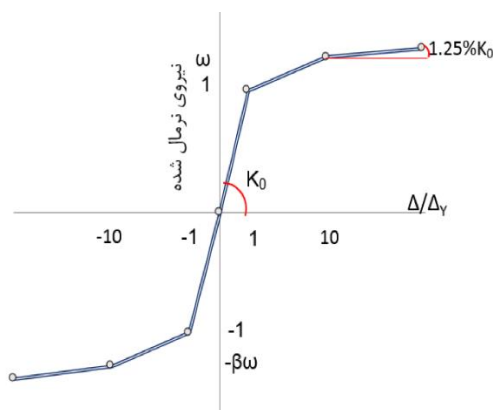
الاستیک خطی، سطح مقاطع آن نسبت به سطح مقطع هسته بایستی افزایش یابد. در این تحقیق سطح مقطع ناحیه انتهایی ۲/۲ برابر و ناحیه انتقالی ۱/۶ برابر سطح مقطع هسته تسلیم شونده لحاظ گردید (شکل (۴)).



شکل ۴- هندسه مدل مهاربند کماتش‌ناپذیر

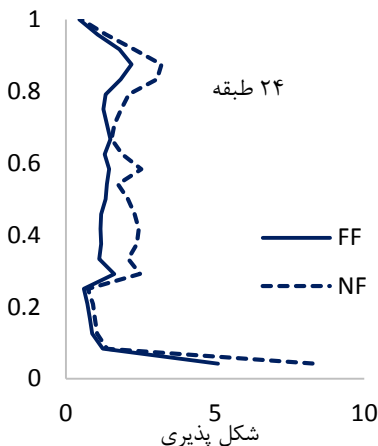
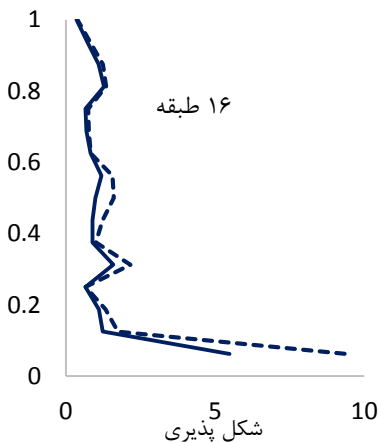
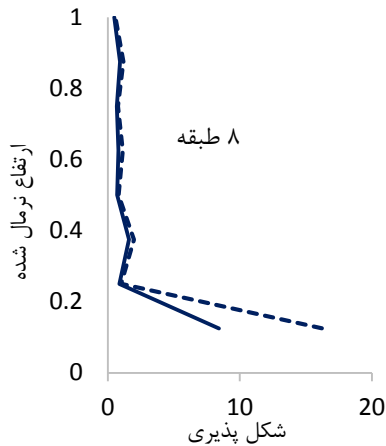
اعمال میرایی به روش مناسب می‌تواند به دقت پاسخ‌ها بیفزاید. فرض میرایی‌های نامناسب ممکن است به پاسخ‌های غیر واقعی سازه منجر گردد. Chopra (۲۰۰۱)، عقیده دارد میرایی رایلی صرفاً مواقعی می‌تواند مؤثر باشد که سازوکارهای متناسب با آن در سازه فراهم گردد.

نرم‌افزار PERFORM-3D قابلیت به کارگیری هم‌زمان میرایی رایلی و میرایی مدال را دارد. راهنمای کاربرد نرم‌افزار مذکور توصیه می‌کند در صورت اعمال میرایی مدال، مقدار نسبتاً کمی میرایی رایلی نیز به کار گرفته شود تا بدین طریق ارتعاشات با فرکانس‌های زیاد که مربوط به مدهای ارتعاش بالا هستند، میرا گردند. در این تحقیق از ۲/۵ درصد میرایی مدال به همراه ۰/۵ درصد میرایی رایلی در زمان تناوب‌های 0.1T و 0.9T لحاظ شد که T زمان تناوب اصلی ارتعاش آزاد سازه است. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، به تعدادی رکورد زلزله نیاز است. مقیاس‌سازی این رکورها مطابق روش آیین‌نامه ASCE به گونه‌ای صورت گرفت که متوسط طیف پاسخ شتاب حاصل از رکوردهای مقیاس شده در دامنه 0.2T تا 1.5T بالاتر از طیف پاسخ هدف واقع شوند.

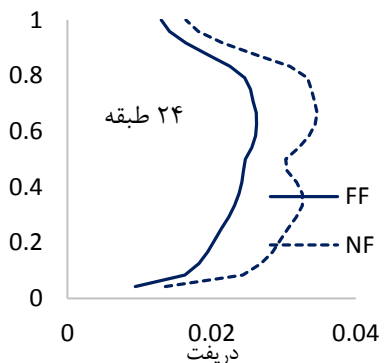
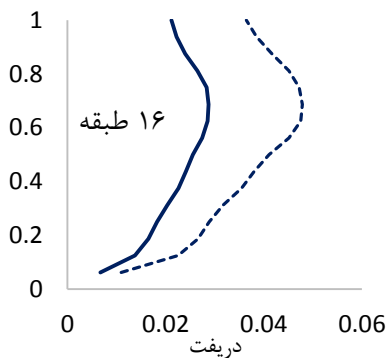
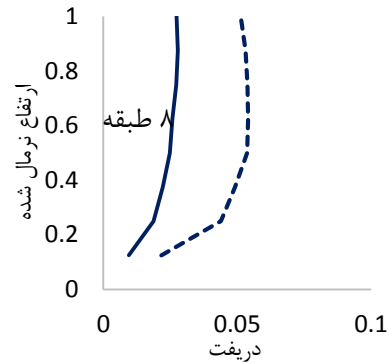


شکل ۵- منحنی پوش مورد استفاده برای رفتار مهاربند کماتش‌ناپذیر

در واقع هر جا که مقدار شکل پذیری انحنای در ارتفاع بیشتر از عدد واحد باشد، گسترش پلاستیسیته در آن ناحیه رخ می‌دهد. در همه سازه‌ها، در ترازهای بالاتر از تراز پایه، وقوع پلاستیسیته در برخی از ترازها مشاهده می‌شود. این موضوع برای زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله حوزه دور شدیدتر است. اساساً در ساختمان‌های بلندتر گسترش پلاستیسیته در ترازهای بالاتر تحت اثر زلزله شدت می‌یابند.



شکل ۳- مقایسه متوسط پوش شکل‌پذیری انحنای در دیوار بتن مسلح سازه تحت زلزله حوزه دور و نزدیک

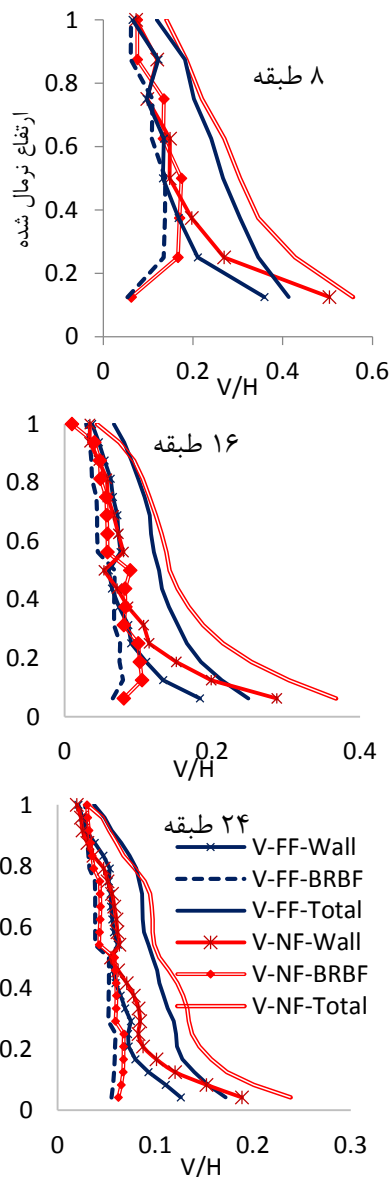


شکل ۲- مقایسه متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌های سازه تحت زلزله حوزه دور و نزدیک

اصولاً با افزایش ارتفاع سازه‌ها، اختلاف مقادیر حداکثر دریفت حوزه دور و نزدیک کاهش نشان می‌دهد. این موضوع به نزدیک‌تر شدن متوسط طیف پاسخ رکوردهای حوزه دور و نزدیک در زمان تناوب‌های ارتعاشی زیادتر ربط دارد، زیرا همان‌گونه که از شکل مشاهده شد، اختلاف این دو طیف در زمان تناوب‌های بالاتر، کاهش می‌یابد.

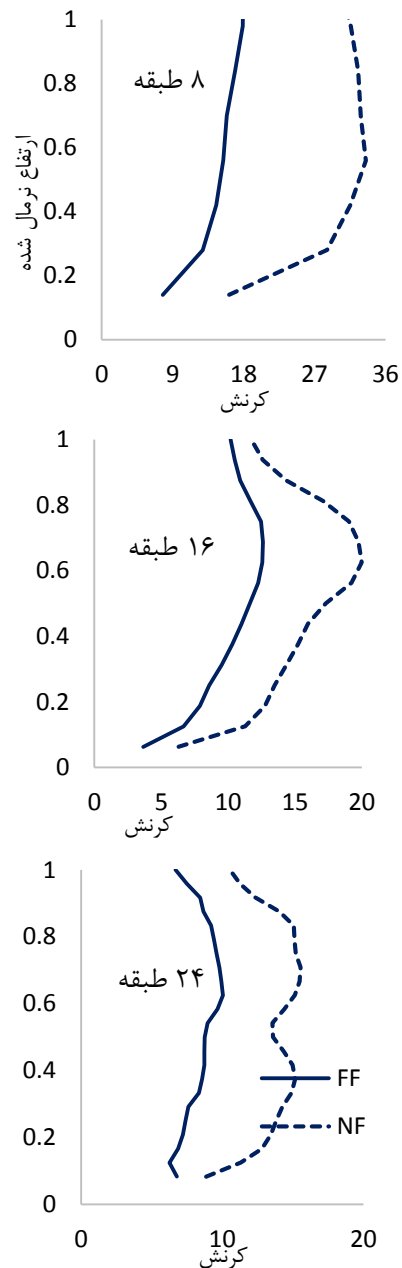
شکل‌پذیری انحنای دیوار بتن مسلح یکی از معیارهای بررسی رفتار دیوارها به حساب می‌آید. در واقع گسترش پلاستیسیته در دیوار با معیار شکل‌پذیری انحنای سنجیده می‌شود. نمودار شکل (۷) به مقایسه پاسخ سازه‌های مورد بررسی تحت اثر زلزله حوزه دور و نزدیک می‌پردازد. مشاهده می‌شود که در همه موارد مقدار حداکثر شکل‌پذیری نیاز دیوار در پای آن رخ می‌دهد و مقادیر آن در حوزه نزدیک برای سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه حدود ۱۴، ۹ و ۸ است. مقادیر مذکور برای حوزه دور در حدود ۸، ۵/۵ و ۵ است.

برش طبقات در ارتفاع سازه در شکل (۹) نشان داده شده است. اعداد محور افقی با تقسیم مقدار برش به وزن لرزه‌ای هر سازه حاصل شده است. به علاوه، در این نمودار مقادیر برش تحمل شده توسط دیوار و همچنین توسط مهاربند کمانش‌ناپذیر (که اعداد آن مشابه برش کل نرمال شده است) نیز آورده شده است. مشاهده می‌شود که بیش‌ترین نسبت برش کل در تراز پایه رخ می‌دهد که برای سازه ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه در حوزه نزدیک به ترتیب حدود ۰/۵۵، ۰/۳۶ و ۰/۲۴ و در حوزه دور حدود ۰/۴۱، ۰/۲۵ و ۰/۱۷ است. یعنی به طور متوسط مقادیر برش پایه حوزه نزدیک حدود ۱/۴ برابر مقادیر متناظر آن در حوزه دور است. ذکر این موضوع مهم است که مقادیر برش پایه به ویژه در حوزه نزدیک اعداد نسبتاً بزرگی به حساب می‌آیند.



شکل ۵- مقایسه متوسط پوش برش طبقات و برش سهم دیوار و مهاربند تحت زلزله حوزه دور و نزدیک

شکل (۸) مقدار حداکثر کرنش محوری در مهاربند کمانش‌ناپذیر به مقدار کرنش تسلیم مصالح هسته آن را در ارتفاع نشان می‌دهد. مطابق نشریه ۳۶۰، مقدار حداکثر این نسبت برای سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش حدود ۱۳/۵ است. این در حالی است که مقادیر مربوط به حوزه نزدیک برای سازه ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه حدود ۳۳، ۱۹ و ۱۶ است که همگی از مقدار حد ۱۳/۵ فراتر هستند؛ علاوه بر این نسبت برای حوزه دور به ترتیب ۱۲، ۱۰ و ۱۰ است. یعنی به طور متوسط، نسبت حداکثر کرنش در مهاربند کمانش‌ناپذیر تحت حوزه نزدیک حدود ۱/۸ برابر مقدار متناظر آن در حوزه دور است.



شکل ۴- مقایسه متوسط پوش کرنش محوری در مهاربند کمانش تاب تحت زلزله حوزه دور و نزدیک

۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه به ترتیب حدود ۴/۵، ۳/۹ و ۲/۳ درصد است، در حالی که مقادیر متناظر آن در حوزه دور حدود ۲، ۲/۲ و ۱/۷ است. یعنی به طور متوسط مقادیر دریافت بام حوزه نزدیک حدود ۱/۸ برابر مقادیر دریافت بام حوزه دور است.

مقادیر لنگر واژگونی نرمال شده که از تقسیم مقادیر لنگر هر طبقه به حاصل ضرب وزن لرزه‌ای در ارتفاع سازه حاصل شده، در شکل (۱۱) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که اختلاف بین لنگر پایه حوزه دور و نزدیک در هر سیستم کم‌تر از حدود ۸ درصد است که عدد ناچیزی به حساب می‌آید. در حقیقت با وقوع پلاستیسیته خمشی در دیوار هر طبقه و همچنین تسلیم مهاربند آن طبقه، عملاً سختی خمشی سیستم در آن طبقه به شدت کاهش می‌یابد و سازه وارد مرحله پساتسلیم می‌شود، لذا پس از وقوع تسلیم اصولاً ظرفیت تحمل لنگر خمشی طبقه ناچیز خواهد بود. با توجه به گسترش پلاستیسیته در همه مهاربند کمانش ناپذیر و همچنین قسمت‌های زیادی از دیوارها، مقادیر نیاز لنگر واژگونی در ارتفاع سازه برای حوزه دور و حوزه نزدیک تفاوت قابل توجهی نشان نمی‌دهد.

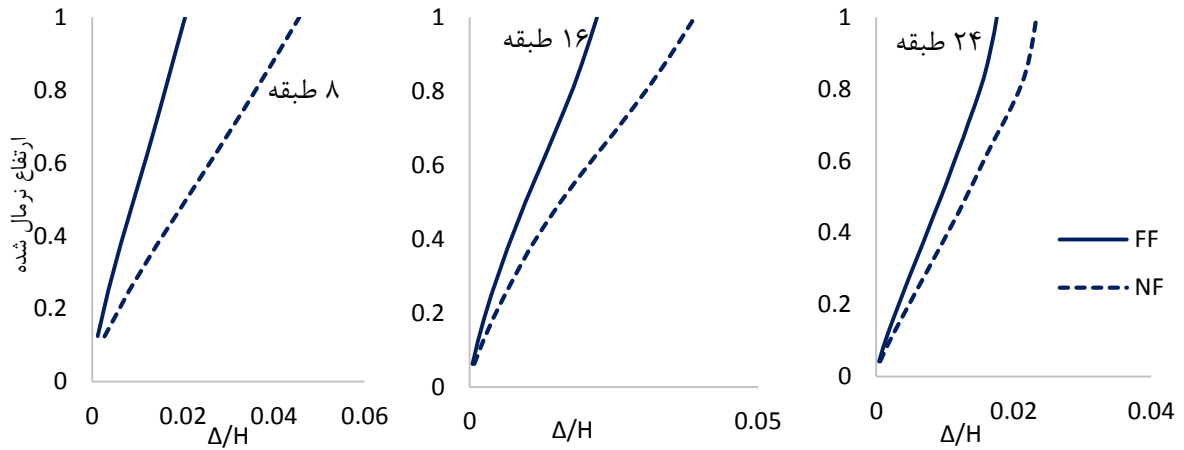
این موضوع نشان می‌دهد وقوع پلاستیسیته در سازه مرکب از دیوار برشی و مهاربند کمانش ناپذیر نمی‌تواند چندان به کاهش برش پایه و کنترل آن کمک کند. کاهش برش کل در سازه‌های بلندتر نسبت به سازه کوتاه‌تر نیز با توجه به روند طیف طرح (شکل (۱)) قابل توجه است، زیرا برای ساختمان بلندتر، زمان تناوب ارتعاشات آزاد افزایش یافته و لذا نیروی جانبی طیفی کاهش می‌یابد. همچنین شکل (۹) نشان می‌دهد که در تراز پایه، مقدار برش سهم دیوار در حوزه نزدیک و حوزه دور به ترتیب بیش از سه برابر و دو برابر مقدار برش سهم مهاربندها است. اما در ترازهای میانی و بالاتر از آن، مقادیر برش سهم دیوار و سهم مهاربند کمانش ناپذیر تقریباً یکسان است. این موضوع به این دلیل است که تغییر شکل قاب ساده با مهاربند کمانش تاب به مد برشی تمایل دارد در حال که تغییر شکل دیوار برشی به مد خمش تمایل دارد.

شکل (۱۰) به مقایسه متوسط پوش مقادیر جابجایی جانبی سازه‌ها تحت زلزله حوزه نزدیک و حوزه دور می‌پردازد. مقادیر جابجایی هر طبقه با تقسیم بر ارتفاع کل سازه نرمال شده است. مشاهده می‌شود که نسبت دریافت بام حوزه نزدیک برای سازه‌ها

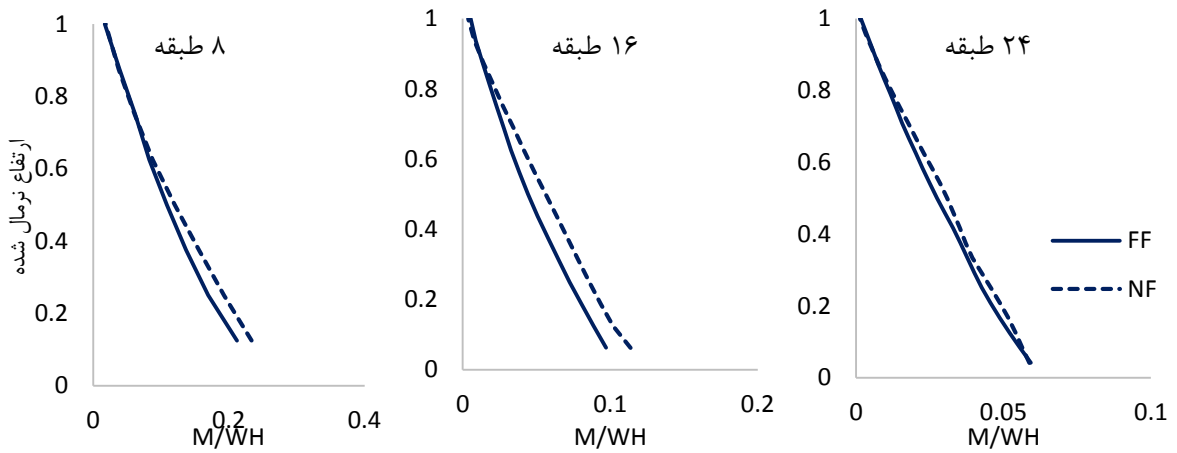
جدول ۳- مشخصات رکوردهای مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی

PGA*	ایستگاه	مدت (S)	سال	واقعه
۰/۴۴	El centro Array#6	۳۹	۱۹۷۹	Imperial valley-06
۰/۴۶	El centro Array#7	۳۷	۱۹۷۹	Imperial valley-06
۰/۳۱	Sturno	۴۰	۱۹۸۰	Irpinia, Italy-01
۰/۴۲	Parachute test site	۲۲/۳	۱۹۸۷	Superstition-hills-02
۰/۳۸	Saratoga-Aloha	۴۰	۱۹۸۹	Loma Prieta
۰/۴۹	Erizican	۲۰/۸	۱۹۹۲	Erizican-Turkey
۰/۶۳	Petrolia	۳۶	۱۹۹۲	Cape Mendocino
۰/۷۹	Lucerne	۴۸	۱۹۹۲	Landers
۰/۸۷	Rinaldi Receiving Sta	۲۰	۱۹۹۴	Northridge-01
۰/۷۳	Sylmar-Olive View	۴۰	۱۹۹۴	Northridge-01
۰/۲۲	Izmit	۳۰	۱۹۹۹	Kocaeli/IZT
۰/۸۲	TCU065	۹۰	۱۹۹۹	Chi chi, Taiwan
۰/۲۹	TCU102	۹۰	۱۹۹۹	Chi chi, Taiwan
۰/۵۲	Duzce	۲۶	۱۹۹۹	Duzce
۰/۴۸	Canyon Country-WLC	۲۰	۱۹۹۴	Northridge
۰/۸۲	Bolu	۵۶	۱۹۹۹	Duzce
۰/۳۴	Hector	۴۵	۱۹۹۹	Hector Mine
۰/۳۵	Delta	۱۰۰	۱۹۷۹	Imperial valley
۰/۳۸	El centro Array#11	۳۹	۱۹۷۹	Imperial valley
۰/۲۴	Shin- Osaka	۴۱	۱۹۹۵	Kobe, Japan
۰/۳۶	Duzce	۲۷	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey
۰/۲۲	Arcelik	۳۰	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey
۰/۲۴	Yermo Fire Station	۴۴	۱۹۹۲	landers
۰/۵۶	Gilroy Array	۴۰	۱۹۸۹	Loma Prieta
۰/۳۶	El Centro Imp. Co.	۴۰	۱۹۸۷	Superstition Hills
۰/۴۵	Poe Road (temp)	۲۲	۱۹۸۷	Superstition Hills
۰/۴۴	Chy101	۹۰	۱۹۹۹	Chi chi, Taiwan
۰/۲۱	LA-Hollywood Stor	۲۸	۱۹۷۱	San Fernando

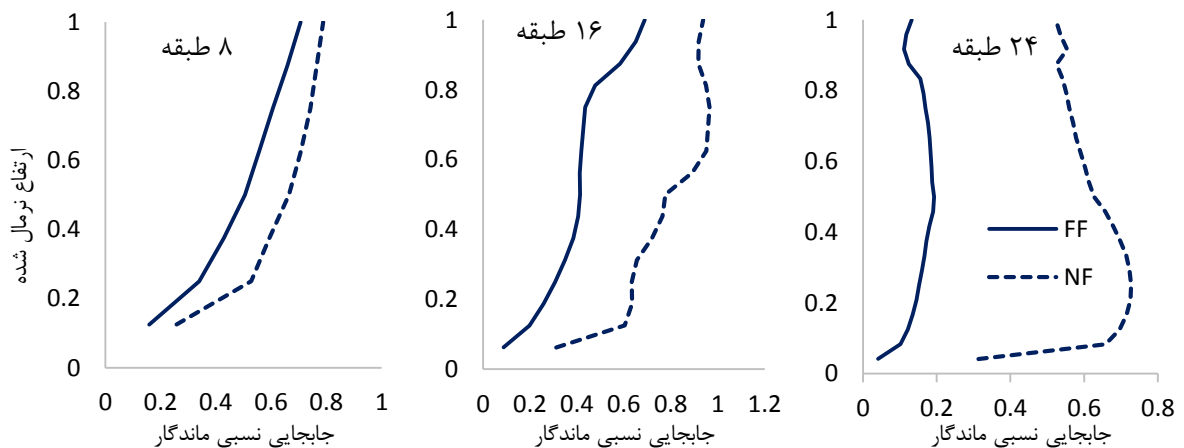
*PGA: حداکثر شتاب زمین



شکل ۶- مقایسه متوسط پوش جابجایی جانبی تحت زلزله حوزه دور و نزدیک



شکل ۷- مقایسه متوسط پوش لنگر واژگونی تحت زلزله حوزه دور و نزدیک



شکل ۱۲- مقایسه متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌های ماندگار تحت زلزله حوزه دور و نزدیک

میانگین، مقادیر حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار در زلزله نزدیک گسل حدوداً ۱/۵ برابر مقادیر متناظر حاصل از زلزله

شکل (۱۲) مقادیر متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار سازها را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که به طور

ترتیب حدود ۰/۵۵، ۰/۳۶ و ۰/۲۴ و در حوزه دور حدود ۰/۴۱، ۰/۲۵ و ۰/۱۷ است. یعنی به طور متوسط مقادیر برش پایه حوزه نزدیک حدود ۱/۴ برابر مقادیر متناظر آن در حوزه دور است.

۵- در تراز پایه، مقدار برش سهم دیوار در حوزه نزدیک و حوزه دور به ترتیب بیش از سه برابر و دو برابر مقدار برش سهم مهاربندهاست. اما در ترازهای میانی و بالاتر از آن، مقادیر برش سهم دیوار و سهم مهاربند کماتش‌ناپذیر تقریباً یکسان است. این موضوع بدین دلیل است که تغییر شکل قاب ساده با مهاربند کماتش‌ناپذیر در ترازهای پایین‌تر به مد برشی تمایل دارد در حالی که تغییر شکل دیوار برشی به مد خمشی تمایل دارد.

۶- مراجع

- Ahmed M, Tayyaba S, Ashraf MW, "Effect of buckling restrained braces locations on seismic responses of high-rise rc core wall buildings", Shock and Vibration, 2016, 1-15. doi:10.1155/2016/6808137.
- ASCE/SEI 7-2010, "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers: Reston, VA, 2010.
- Applied Technology Council, "ATC-72: Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings", 2010. ATC, Redwood City, CA.
- Black C, Makris N, Aiken I, "Component testing, stability analysis and characterization of buckling-restrained braces", Report No. PEER-2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA, 2002.
- Beiraghi H, Kheyroddin A, Kafi MA, "Effect of record scaling on the behavior of reinforced concrete core-wall buildings subjected to near-fault and far-fault earthquakes", Scientia Iranica article in press.
- Beiraghi H, Siahpolo N, "Seismic assessment of RC core-wall building capable of three plastic hinges with outrigger", The Structural Design of Tall and Special Buildings. Article first published online, 2016, DOI: 10.1002/tal.1306.
- Beiraghi H, Kheyroddin A, Kafi MA, "Nonlinear fiber element analysis of a reinforced concrete shear wall subjected to earthquake records. Transactions of Civil Engineering", 2015, 39 (C2+), 409-422.
- Chopra AK, Chintanapakdee C, "Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2001.
- FEMA P695, "Quantification of building seismic performance factors (ATC-63 Project)", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, 2009.
- Iwan WD, "Drift spectrum: measure of demand for earthquake ground motions", Journal of Structural Engineering, 1997; 123 (4), 397-404.
- Liu PS, Bai L, "Seismic reinforcement application of buckling-restrained braces in the bottom frame-

دور از گسل است. اما همه موارد، مقدار حداکثر حاصل از متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار از مقدار شاخص حداکثر یک در صد که توسط دستورالعمل سازه بلند لس‌آنجلس ارائه شده است، کم‌تر است.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله، اثر زلزله‌های دور از گسل و نزدیک گسل بر پاسخ سازه‌های دیوار برشی بتن مسلح تقویت شده با مهاربندهای کماتش‌ناپذیر در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و بلند مورد مطالعه قرار گرفت. این سیستم سازه‌ای یک سیستم ترکیبی به شمار می‌رود. مدل‌های مورد نظر، با به کارگیری روش تحلیل دینامیکی طیفی و آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شدند. در ادامه، مدل غیر خطی سازه‌ها تهیه شدند. در مدل‌سازی دیوار از المان‌های فایبری استفاده شد. تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی در سطح حداکثر زلزله محتمل تحت اثر رکوردهای دور و نزدیک گسل انجام شد و پاسخ سازه‌ها بررسی و قیاس شد و نتایج زیر حاصل شد:

- ۱- مقدار حداکثر پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای برای سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه تحت اثر زلزله حوزه نزدیک به ترتیب حدود ۵/۳، ۴/۷ و ۳/۳ درصد است که از مقدار شاخص سه درصد فراتر است. نسبت حداکثر دررفت مقادیر حوزه نزدیک به مقادیر حوزه دور سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه به ترتیب حدود ۲، ۱/۸ و ۱/۳ است. اصولاً با افزایش ارتفاع سازه‌ها، اختلاف مقادیر حداکثر دررفت حوزه دور و نزدیک کاهش نشان می‌دهد. این موضوع به نزدیک تر شدن متوسط طیف پاسخ رکوردهای حوزه دور و نزدیک در زمان تناوب‌های ارتعاشی زیادتر ربط دارد.
- ۲- مقدار حداکثر پوش شکل‌پذیری نیاز دیوار در پای آن رخ می‌دهد و مقادیر آن در حوزه نزدیک برای سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه حدود ۱۴، ۹ و ۸ است. مقادیر مذکور برای حوزه دور در حدود ۸، ۵/۵ و ۵ است. در همه سازه‌ها، در ترازهای بالاتر از تراز پایه، وقوع پلاستیسیته نسبتاً خفیف در برخی از ترازها مشاهده می‌شود. این موضوع برای زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله حوزه دور شدیدتر است. اساساً در ساختمان‌های بلندتر گسترش پلاستیسیته در ترازهای بالاتر تحت اثر زلزله شدت می‌یابند.
- ۳- مقادیر نسبت کرنش مهاربند به کرنش تسلیم برای سازه ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه تحت زلزله نزدیک گسل حدود ۳۳، ۱۹ و ۱۶ است که همگی از مقدار حد ۱۳/۵ فراتر هستند؛ به علاوه این نسبت برای حوزه دور به ترتیب ۱۶، ۱۲ و ۱۰ است. یعنی به طور متوسط، نسبت حداکثر کرنش در مهاربند کماتش‌ناپذیر تحت حوزه نزدیک حدود ۱/۸ برابر مقدار متناظر آن در حوزه دور است.
- ۴- بیش‌ترین نسبت برش طبقه به وزن لرزه‌ای در تراز پایه رخ می‌دهد که برای سازه ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه در حوزه نزدیک به

- shear wall structure", *Advanced Materials Research*, 2014, 919-921, 1012-1015. doi:10.4028/www.scientific.net/amr.919-921.1012.
- LATBSDC, "An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the losangeles region", *Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council*: Los Angeles, 2011.
- Mander JB, Priestley JN, Park R, "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1988, 114 (8), 1804-1827.
- NIST, "Seismic design of steel buckling-restrained braced frames: A guide for practicing engineers, GCR 15-917-34, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 11, produced by the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 2015.
- Orakcal K, Wallace JW, "Flexural modeling of reinforced concrete walls-model calibration", *ACI Structural Journal*, 2006, 103 (2), 196-206.
- PERFORM-3D, "Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures", V.4.0.3. *Computers and Structures, Inc.*, Berkeley, CA, 2011.
- Sahoo DR, Chao S, "Performance-based plastic design method for buckling-restrained braced frames", *Engineering Structures*, 2010, 32: 2950-2958.
- Somerville PG, Smith NF, Graves RW, Abrahamson NA. "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", *Seismological Research Letters*, 1997, 68:199-222.
- Uriz P, Mahin SA, "Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures", PEER 2008/08, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, CA, 2008.

EXTENDED ABSTRACTS

Effect of Near and Far Fault Earthquake on the Shear Wall and Buckling Restrained Braces

Hamid Beiraghi *

Department of Civil Engineering, Mahdishahr Branch, Islamic Azad University, Mahdishahr, Iran

Received: 11 September 2017; Accepted: 28 April 2018

Keywords:

Near and far fault earthquake, Reinforced concrete wall, Buckling restrained braces.

1. Introduction

Near fault earthquakes compared to far-fault earthquakes have greater potential to create damage in structure. In this paper, the effect of far fault and near fault events on the structural response of reinforced concrete shear wall with buckling restrained brace frame in tall and mid-rise buildings is studied. In the modeling, the specification of the reinforced shear wall and the buckling restrained braces is used. This kind of structural system is essentially a combined system. In this study, the structural system of the considered buildings is designed by using the valid codes and using response spectrum analysis method. Then, the nonlinear model is prepared. In the numerical model of the walls, the fiber type elements is used. The nonlinear time history analysis is implemented subjected to the far fault and near fault earthquakes. Finally, the responses of the structures are analyzed and compared. The results showed that, in the level of the base, the amount of shear demand of the wall share in the near field and far field is more than three times and twice the amount of shear demand share of braces. On average, the values of the strain demand ratio to the yielding strain in the core of the braces under the near field earthquakes was about 22, which is approximately 12 for the far field earthquakes.

2. Methodology

2.1. Design of models

The case-study structures were 8, 16 and 24-story buildings with a typical floor height of 3.5 m. The RC wall along with BRBs resisted all the seismic loads of ground motion for these buildings. The cases are plane structures and the columns and beams are steel material. The nominal design yielding stress of the reinforcement bar and steel material of the columns or beams are 400 and 370 MPa, respectively. The nominal strength of concrete was assumed at 45 MPa.

To design the assumed structures, ETABS software was used to create a linear elastic finite element model. Shell-type plate element was used to model the wall. This type of element uses a triangular or quadrilateral formulation that combines separate membranes and plate-bending behaviors. Line elements were used to create beams and columns. The connection of the beams to columns was of the pinned type. Wall bases were fixed and column bases were pinned. The portions for the dead and live load carried by the wall and columns were assigned to the wall. The appropriate mass portion of each story was assigned to mass center of the frame. The design of the frames was based on the ASCE-7 and ACI318-11 (ACI 318, 2011; ASCE 7, 2010).

To investigate the seismic behavior of the structures, nonlinear models were made in Perform-3D software (PERFORM-3D 2011). The columns and beams were modeled with elastic elements. After each analysis, the elastic behavior of these elements was checked through controlling the demand/capacity ratio. The corresponding mass quantity was assigned to the center of mass at each frame floor.

BRB element in the Perform-3D is a bar-type component that resists axial force only and has no resistance to torsional or bending forces (PERFORM-3D User guide 2006). The element contains two bars in series. There is a linear portion that is elastic and a nonlinear core portion capable of yielding.

An appropriate set of ground motion records was necessary to implement NLTHA. A total of 14 horizontal far-field and near-field ground motions was selected from the pertinent set of the FEMA P695 (2009). All records were faulted normal component of the ground motions, and their time histories were obtained from the PEER NGA database. The scaling procedure of the records was completed as per ASCE7. The ground motions were linearly scaled such that their mean spectra for 5% damping ratio, matched or exceeded the MCE design spectrum over periods ranging from $0.2T$ to $1.5T$, where T is the estimated building fundamental period (ASCE/SEI 7-2010, 2010).

3. Results and discussion

3.1. Analysis results

For the considered systems, Fig. 1. plots the contribution of BRBs and the wall for bearing the lateral shear load along the height. It is obvious that in each level of the structures, the shear force is carried by the RC wall as well as BRBs. At the lower levels, the shear quota of the wall is larger than the BRBs. For example, the wall shear demand at the base of the 24-story building is more than twice that of the BRBs. This ratio is larger for the shorter structures. The reason is the greater stiffness and less lateral displacement of the wall compared to the BRBs, especially at the lower levels of a system. Commonly, in the lower levels, the racking deformation tendency of the BRBs for the shorter structures is stronger than that for the taller ones; therefore, in the shorter buildings, the difference between the shear load contribution of the wall and the BRBs is more severe.

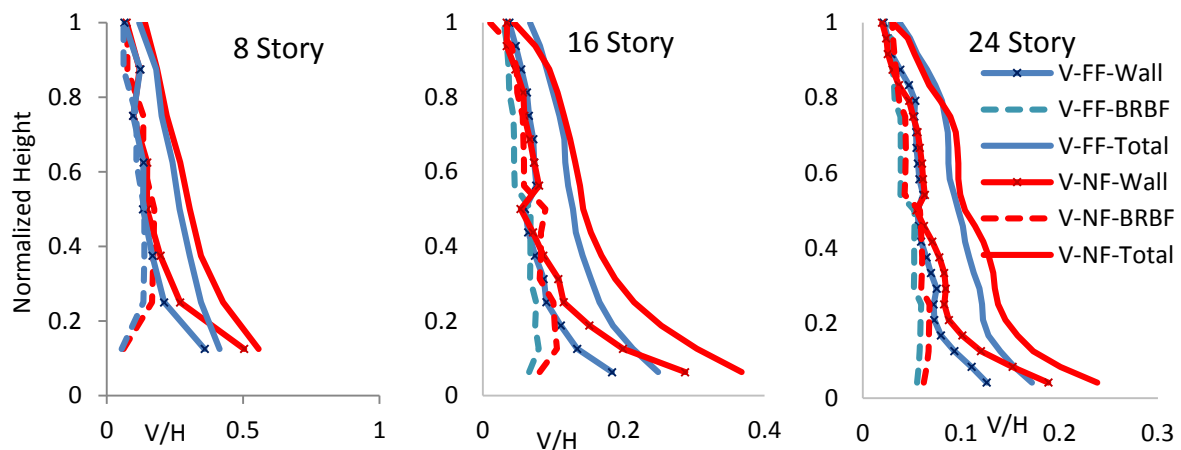


Fig. 1. Wall-BRB interaction for story shear load contribution in the examined structures

4. Conclusions

The structural system that consists of BRBFs and RC shear walls is new. It compensates the deficiencies of the BRBF. In this paper, some prototype models of the proposed systems were designed according to the code recommendations. Then, the nonlinear model of the systems was prepared using fiber elements for the RC wall and appropriate elements for the BRBs. Finally, NLTHA was implemented using the severe ground motion records. In the RC wall, most plasticity extension is at the base of the wall. However, slight plasticity extension in some upper region is also probable. The results showed that, in the level of the base, the amount of shear demand of the wall share in the near field and far field is more than three times and twice the amount of shear demand share of braces. On average, the values of the strain demand ratio to the yielding strain in the core of the braces under the near field earthquakes was about 22, which is approximately 12 for the far field earthquakes.

5. References

ASCE/SEI 7-2010, Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers: Reston, VA, 2010.

FEMA P695, Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project), Federal Emergency Management Agency, 2009, Washington D.C.

PERFORM-3D, Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, V.4.0.3. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, 2011.

PERFORM-3D, "Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures", V.4, User Guide. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, 2006.