

یادداشت تحقیقاتی

ارزیابی مبتنی بر عملکرد برای هسته‌های بتن مسلح با ترازهای مختلف یک مهار بازویی کمانش تاب تحت نگاشت حوزه نزدیک و دور

حمید بیرقی^۱

۱- گروه مهندسی عمران، واحد مهدی‌شهر، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدی‌شهر، ایران

H.beiraghi@msh-iau.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۹/۵/۲۹

تاریخ پذیرش:

۹۹/۱۰/۲۳

چکیده

از جمله مزایای ساختمان‌های بلند با هسته بتن مسلح می‌توان به هزینه ساخت کمتر، سرعت احداث بیشتر و امکان ایجاد معماری داخلی با فضای باز وسیع‌تر در مقایسه با سایر سیستم‌های سازه‌ای بلند مرتبه اشاره کرد. با افزایش ارتفاع ساختمان، کنترل جابه‌جایی جانبی این سازه‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای با چالش روبرو می‌شود. بکارگیری مهار بازویی در سازه دارای هسته از راهکارهای مورد استقبال است. در این مقاله ابتدا سازه‌های بلند دارای هسته بتن مسلح با و بدون مهار بازویی تحلیل و طراحی می‌شود. مهار بازویی دارای مهاربندهای از نوع کمانش تاب بوده و اثر موقعیت آن در چند تراز مختلف مورد بررسی قرار می‌گیرد. در ادامه، مدلسازی هسته به کمک المان‌های فیبری با رفتار غیر خطی برای دیوار و مهار بازویی در نرم افزار PERFORM-3D انجام می‌شود و تحت اثر شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل دارای پالس سرعت و دور از گسل قرار می‌گیرند و رفتار سازه شامل نمودارهای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای، جابه‌جایی جانبی، لنگر و برش بررسی می‌شود. نتایج نشان می‌دهد کمترین مقدار جابه‌جایی جانبی نسبی بین طبقه‌ای مربوط به قرارگیری مهار بازویی در تراز ۰/۷۵ کل ارتفاع از تراز پایه است.

واژگان کلیدی: ساختمان بلند بتن مسلح، هسته بتن مسلح، مهار بازویی، نگاشت حوزه نزدیک

۱. مقدمه

امروزه احداث ساختمان بلند دارای هسته بتن مسلح به طور روز افزون در حال افزایش است. از جمله مزایای ساختمان‌های بلند با هسته بتن مسلح می‌توان به هزینه ساخت کمتر، سرعت احداث بیشتر و امکان ایجاد معماری داخلی با فضای باز وسیع‌تر در مقایسه با سایر سیستم‌های سازه‌ای بلند مرتبه اشاره کرد. که به تازگی در بسیاری از کشورها در مناطق

با لرزه‌خیزی زیاد نیز ساخته شده‌اند [1]. در این نوع سازه، سیستم مقاوم باربر جانبی شامل یک هسته با دیوارهای بتن مسلح است و ممکن است ستون‌های پیرامونی نیز در باربری جانبی مشارکت کنند. در بسیاری از ساختمان‌های بلند از تیرهای بین هسته و ستون‌های پیرامونی استفاده نمی‌شود، بلکه کل دیافراگم کف توسط دال (فاقد تیر) با بتن پیش تنیده اجرا می‌شود. سیستم باربر جانبی هسته بتن مسلح می‌تواند تا حدود

۴۰ طبقه ساخته شود. [2].

به دلایل اقتصادی، سازه‌ها به گونه‌ای طرح می‌شوند که تحت نیروی جانبی ناشی از زلزله طرح^۱ (DBE) و ماکزیمم زلزله محتمل^۲ (MCE) وارد ناحیه غیر الاستیک شود. در دیوارهای برشی بتن مسلح اجازه داده می‌شود که مفصل پلاستیک خمشی تحت نیروهای بزرگ زلزله در پای دیوار رخ دهد، اما میزان دوران پلاستیک در ناحیه مفصل باید در محدوده قابل قبولی باشد و انتظار می‌رود دیوار در قسمت فوقانی در ناحیه الاستیک باقی بماند [2, 3]. در چنین سیستمی می‌توان گفت که تقریباً هسته به تنهایی کل بار جانبی را باید تحمل کند [4, 5].

در ساختمان‌های بلند، کنترل تغییر شکل سازه که در معرض بار جانبی قرار دارد مسئله‌ای چالش برانگیز است [6-13]. هرچند برای ساختمان‌های تا حدود ۴۰ طبقه می‌توان فقط از سیستم دیوار هسته بتن مسلح به عنوان تنها سیستم باربر جانبی در سازه استفاده نمود [12]؛ اما بکارگیری مهار بازویی در این سیستم‌ها از نظر اقتصادی و همچنین کنترل جابه‌جایی می‌تواند موثر باشد. البته سختی جانبی سیستم هسته تنها برای ساختمان‌های بلندتر به شدت کاهش می‌یابد [2]. شایان ذکر است طبق اطلاع نگارندگان، بیشینه تعداد طبقات احداث شده واقعی با سیستم صرفاً هسته (به عنوان سیستم باربر جانبی) تاکنون در دنیا ۴۰ طبقه بوده است و اصولاً بیشتر از این ارتفاع به دلیل جابه‌جایی بیش از حد سازه، این سیستم مناسب نیست. با استفاده از مهار بازویی، سختی جانبی در مقایسه با سیستم فاقد چنین خرابایی حدود ۲۵ تا ۳۰ درصد افزایش می‌یابد [11]. Taranath با هدف کاهش جابه‌جایی بام برای سازه در معرض بار باد، موقعیت مکانی بهینه سیستم هسته با یک مهار بازویی را مورد مطالعه قرار داده و روش تقریبی آنالیز را ارائه داده است. در سیستم هسته با یک مهار بازویی صلب و در معرض بار جانبی با توزیع یکنواخت در ارتفاع، محل بهینه مهار بازویی تقریباً در $0.5H$ بدست می‌آید، که H ارتفاع کل ساختمان است [13, 14]. این تراز برای بار جانبی با توزیع مثلی کمی بالاتر

از تراز متناظر برای بارگذاری با توزیع یکنواخت است [8].

آیین نامه‌ها اجازه می‌دهند قسمت‌هایی از سازه تحت اثر زلزله شدید وارد ناحیه رفتار غیرخطی شوند. ترجیح بر این است که تغییر شکل‌های غیرخطی دیوارهای طره‌ای (هسته) بتن مسلح در نواحی به نام مفصل پلاستیک و در خمش رخ دهد. مطابق عرف، وقوع یک مفصل پلاستیک در پای دیوار مورد انتظار است [15-19]. آیین نامه ACI-318 نیز در این مورد اشاراتی دارد [20]. در صورت وجود مهار بازویی دارای مهاربندهای کمانش تاب، توزیع نیرو در هسته بتن مسلح دستخوش تغییر می‌شود و ممکن است مفصل پلاستیک در نقاطی غیر از تراز پایه نیز رخ دهد. به علاوه، مهار بازویی با المان‌های کمانش تاب نیز در جذب انرژی مشارکت میکنند.

سازه دارای مهاربند کمانش تاب شکل‌پذیری و همچنین پاسخ دینامیکی سازه‌ها در حالت سیستم یک درجه آزاد و چند درجه آزاد تحت زلزله نزدیک گسل توسط پژوهشگران زیادی بررسی شده است [22-24]. نگاهت‌های نزدیک گسل پالس‌گونه در قیاس با حرکت غیر پالس‌گونه موجب افزایش جابه‌جایی در هر دو حالت الاستیک و غیر الاستیک می‌شود [24]. نیاز جابه‌جایی زیاد، ممکن است منجر به خرابی بیشتر عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای شود. برای ساختمان بلندتر، پیوند پالس ممکن است با پیوند مودهای بالاتر سازه‌ها همخوان شود و موجب ایجاد اثر حرکت موج گونه در ارتفاع سازه‌ها شود، که در نتیجه جابه‌جایی زیاد و نیاز نیرو برشی زیاد در طبقات بالاتر رخ می‌دهد. حرکت‌های زمین نزدیک گسل ممکن است شامل شدت دامنه شتاب، سرعت و جابه‌جایی زیاد در پالس باشد [25]. شایان ذکر است که طبق آیین نامه سازه بلند لس آنجلس (LATBSDC) ساختمان با ارتفاع بیشتر از حدود ۴۶ متر به عنوان ساختمان بلند شناخته می‌شود [26].

حرکت‌های نزدیک گسل که دارای اثر جهت‌داری هستند، می‌توانند اثر تخریبی شدیدتری روی سازه‌ها داشته باشند. این نوع از زلزله‌ها به نام زلزله پالس گونه نیز مشهور هستند [27-32]. به دلیل مشخصه‌های حرکت‌های نزدیک گسل در

فقط هسته‌های بتن مسلح و مهار بازویی (در مدل‌های دارای مهار بازویی) به همراه ستون‌ها مدل شدند. کل بار ثقلی توسط دال بین ستون‌ها و هسته توزیع می‌شود. ابتدا چهار سازه ۴۰ طبقه طبق روش آیین‌نامه‌های معتبر طراحی می‌شوند و سپس مدل غیرخطی آنها در نرم‌افزار پرفورم تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قرار می‌گیرد. پلان همه ساختمان‌ها یکسان است. در یکی از آنها سیستم باربر جانبی صرفا هسته بتن مسلح است و در سه تای دیگر از مهار بازویی با المان‌های مورب کماتش تاب در سه تراز مختلف استفاده می‌شود. نسبت ظاهر برای ساختمان‌ها عدد ۴,۷ است که در رده ساختمان‌های بلند واقع می‌شود.

شکل ۲. طیف طرح، طیف حداکثر زلزله محتمل پاسخ و طیف پاسخ شتاب زلزله‌ها

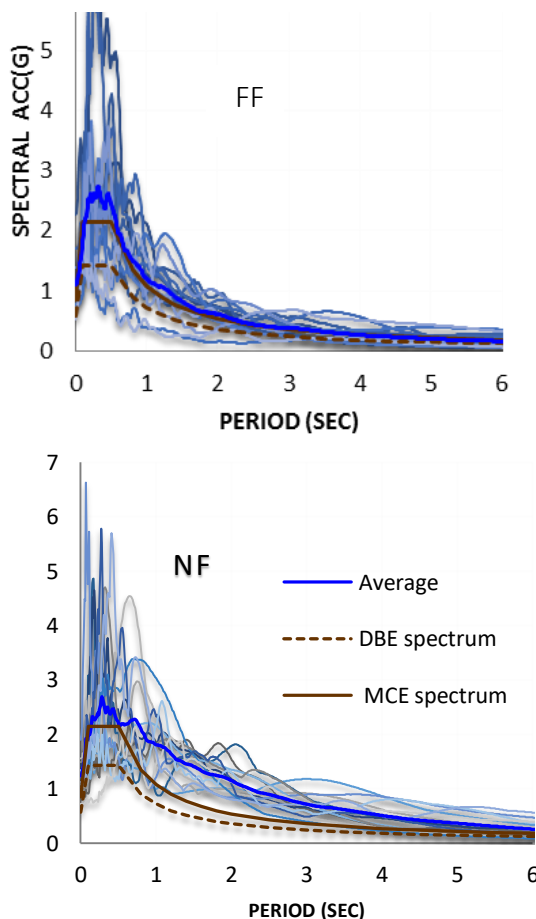


Fig. 2. Design response spectrum and earthquake spectra.

موقعیت مکانی ساختمان‌های مورد طراحی در آمریکا و کاربری آن مسکونی است. از آیین‌نامه‌های ACI-318، ASCE-7 و AISC برای تحلیل و طراحی سازه‌ها استفاده شد. برای المان‌های دیوار، ضریب

مقایسه با حرکت‌های دور از گسل، این نوع از زلزله‌ها مورد توجه پژوهشگران است به ویژه چنانچه حرکت‌های نزدیک گسل دارای پالس در تاریخیچه زمانی سرعت باشند که به نام پالس سرعت شناخته می‌شود.

در این مقاله ابتدا یک سازه بلند ۴۰ طبقه دارای هسته بتن مسلح با و بدون مهار بازویی با المان‌های کماتش تاب طراحی می‌شود. مهار بازویی دارای مهاربندهای از نوع کماتش تاب بوده و در چندین تراز مختلف قرار می‌گیرد و همه سازه‌ها تحلیل و طراحی می‌شوند. در ادامه، مدل‌سازی هسته به کمک المان‌های فیبری با رفتار غیرخطی برای دیوار و المان‌های مناسب برای مهاربندها انجام می‌شود و تحت اثر نگاشت‌های نزدیک گسل دارای پالس سرعت و حوزه دور قرار می‌گیرند و محل بهینه مهار بازویی با توجه به معیار دریافت تعیین می‌شود. رفتار سازه با رویکرد عملکردی شامل توزیع پلاستیسیته و لنگر و برش بررسی می‌شود.

۲. طرح سازه مورد بررسی

برای طراحی ساختمان‌ها از نرم‌افزار ETABS 9.7 استفاده شد [33]. مدل غیر خطی سه بعدی سیستم سازه‌ای با نرم‌افزار Perform3D صوت گرفت که توضیحات آن در بخش بعدی ذکر شده است. پلان کلی سازه در شکل (۱) مشخص است.

شکل ۱. پلان کلی سازه مورد پژوهش

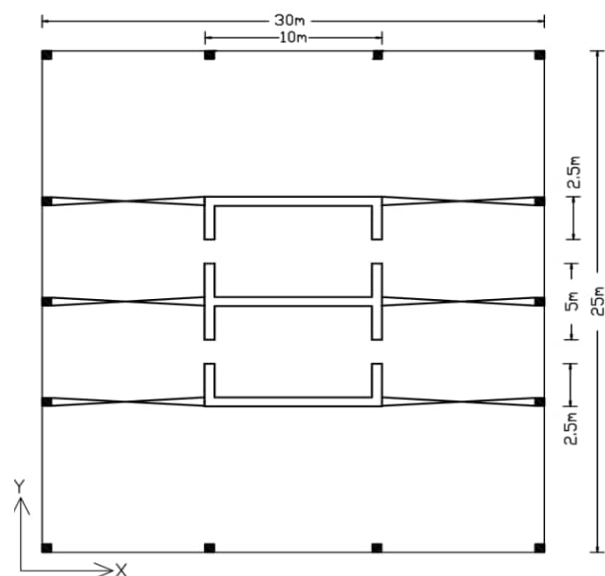


Fig. 1. Plan of the buildings.

ضریب برش پایه طبق روش طیفی، جرم لرزه‌ای کل سازه با احتساب کل بار مرده و بیست و پنج درصد بار زنده (طبق ASCE-7) است. مشخصات سازه‌های طرح شده در جدول (۱ و ۲) نشان داده شده است. در جدول (۱) نسبت نیرو محوری دیوار در تراز پایه عبارتست از مقدار نیروی محوری ناشی از بار ثقلی تقسیم بر حاصل ضرب مساحت دیوار در مقاومت مشخصه بتن ($P/Agfc$). منظور از $Out@0.5$ یا موارد مشابه به معنی موقعیت قرارگیری مهار بازویی در $0.5H$ (نصف ارتفاع ساختمان از تراز پایه) قلمداد می‌شود.

۳. تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

شتاب نگاشت‌ها

برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی، تعدادی رکورد زلزله مورد نیاز است. از آنجا که در زلزله‌های حوزه نزدیک، پالس‌های سرعت در مؤلفه‌های عمود بر گسل وجود دارند، پس در این پژوهش صرفاً از مؤلفه‌های عمود بر گسل زلزله‌ها برای تحلیل تاریخچه زمانی سازه استفاده شد.

کاهش سختی ناشی از ترک خوردگی معادل 0.5 اعمال شد [34-36]. مقاومت مشخصه طراحی بتن 45 ، مقاومت تسلیم میلگرد 400 و مقاومت تسلیم المان کمانش تاب 250 مگاپاسکال لحاظ شد. ضریب رفتار سیستم معادل 6 فرض شد [37]. تحلیل دینامیکی طیفی با بکارگیری طیف طرح با میرایی 5 درصد انجام شد که در شکل (۲) آورده شده است، در این شکل DBE مربوط به زلزله طرح و MCE مربوط به سطح حداکثر زلزله محتمل است. مشخصات ساختمانی برای طرح $S_{D5}=1.43$ و $S_{D1}=0.72$ اعمال شد. در انجام تحلیل‌ها، فرض شد که نیروهای جانبی صرفاً در جهت x بر سازه اعمال می‌شوند (شکل ۱). برش پایه حاصل از تحلیل طیفی با 0.85 برابر برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل همپایه شد. برای تعیین میلگردهای قائم هسته، فرض شد که در طول هر ارتفاع $0.1H$ ، مقادیر میلگرد عدد ثابتی باشد (تیپ‌بندی میلگرد قائم ده درصدی بود). از آنجا که بررسی رفتار سازه صرفاً در یک جهت مورد نظر بوده است تکیه‌گاه مناسب جانبی عمود بر صفحه اعمال نیرو برای المان‌های مهار بازویی اعمال شده است. ارتعاش آزاد سه مد اول در مدل‌های طراحی شده در شکل (۳) مشاهده می‌شود.

جدول ۱. مشخصات سازه‌های طرح شده

مدل	Out@0.5	Out@0.73	Out@1	Core-wall
توضیح	مهار بازویی در $0.5H$	مهار بازویی در $0.73H$	مهار بازویی در بام	بدون مهار بازویی
ارتفاع سازه (m)	140	140	140	140
Lw (m) طول دیوار در جهت نیرو	10	10	10	10
(m) ضخامت دیوار	0.5	0.5	0.5	1.15
شماره طبقه مهار بازویی	20,21	29,30	39,40	-
(m^2) مساحت سطح مقطع مهاربند	0.0445	0.0430	0.0362	-
(ton) کل وزن لرزه‌ای سازه	37000	37000	37000	48200
($P/Agfc$) نسبت نیرو محوری دیوار در تراز پایه	0.155	0.155	0.155	0.113
ارتفاع نرمال شده موقعیت مهار بازویی	0.5	0.73	0.98	-
(ton) برش پایه طراحی	2220	2150	2340	2980
T1	4.04	4.42	5.1	5.49
T2	1.09	0.9	0.93	0.84
T3	0.38	0.4	0.39	0.31

Table 1. Specification of the Designed systems.

جدول ۲. جدول درصد میلگردهای خمشی هسته

درصد ارتفاع	Out@0.5	Out@0.73	Out@1	Core-wall
1-10	0.76	0.69	0.67	0.88
11-20	0.61	0.58	0.49	0.60
21-30	0.52	0.46	0.44	0.46
31-40	0.43	0.33	0.40	0.42
41-50	0.53	0.25	0.36	0.44
51-60	0.54	0.3	0.25	0.45
61-70	0.51	0.51	0.41	0.41
71-80	0.44	0.43	0.46	0.33
81-90	0.35	0.32	0.53	0.25
91-100	0.25	0.25	0.59	0.25

Table 2. flexural reinforcement.

جدول ۳. مقطع ستون و تیر

درصد ارتفاع	Out@0.5 ستون	Out@0.73 ستون	ستون@1	تیر
1-10	Box100x5	Box90x5	Box90x5	IPE400
11-20	Box100x4	Box90x4	Box90x4	IPE400
21-30	Box100x4	Box90x4	Box80x4	IPE400
31-40	Box90x4	Box90x4	Box80x4	IPE400
41-50	Box90x3.5	Box90x3	Box80x4	IPE400
51-60	Box80x3	Box80x3	Box70x4	IPE400
61-70	Box70x3	Box70x3	Box70x3	IPE400
71-80	Box60x3	Box60x3	Box60x3	IPE400
81-90	Box60x3	Box60x3	Box60x3	IPE400
91-100	Box60x3	Box60x3	Box60x3	IPE400

Table 3. Column and beams.

شکل ۴. نداشت سرعت برای زلزله نمونه حوزه دور و نزدیک

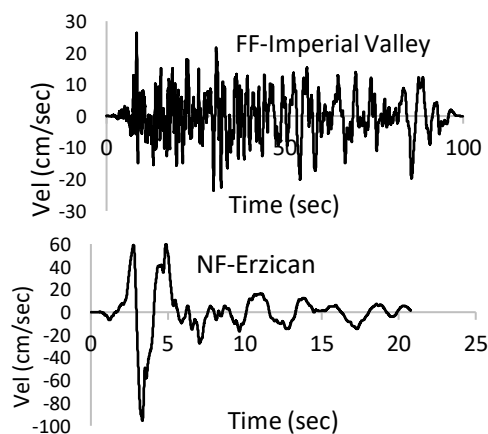


Fig. 4. Velocity and acceleration time history of sample NF and FF records.

شکل ۳. مدل طرح و مد سوم ارتعاش آزاد

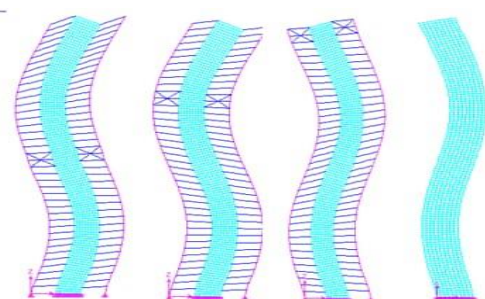


Fig. 3. Third mode of vibration in elastic model.

شکل (۴) تاریخچه زمانی شتاب و تاریخچه زمانی سرعت را برای یک نمونه زلزله حوزه نزدیک (زلزله Erzican) و یک نمونه حوزه دور (زلزله Imperial Valley-Delta) نشان می‌دهد.

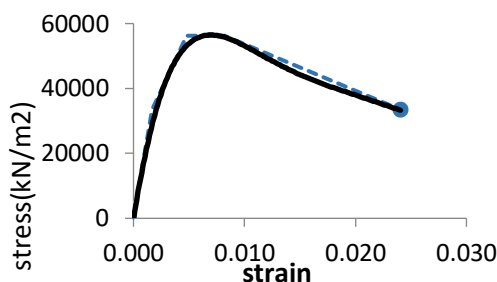


Fig. 5. concrete model in Perform-3D.

شکل ۶. نمودار تنش - کرنش فولاد

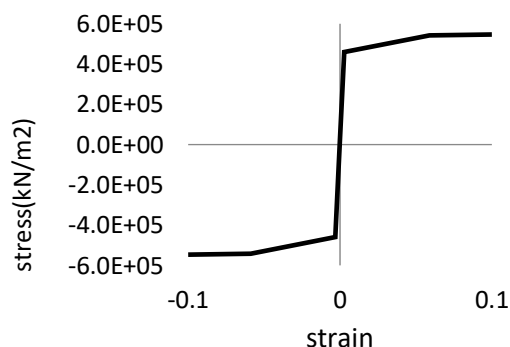


Fig. 6. Steel and concrete model in Perform-3D.

از بتن محصور شده برای هسته استفاده شد. رابطه تنش کرنش بتن مطابق مدل اصلاح شده Mander برای بتن محصور مطابق شکل (۵) به صورت چند خطی مدل شد که در آن از مقاومت کششی بتن صرف نظر شده است [46]. جرم طبقات به صورت متمرکز در مرکز جرم طبقه و بدون خروج از مرکزیت قرار داده شد. دیافراگم کف به صورت صلب لحاظ شد. مقدار درصد میلگرد در هر تراز همان مقدار حاصل از تحلیل طیفی و طراحی است.

از آنجا که اصل بر این است خرابی برشی زودتر از خرابی خمشی به وجود نیاید [47]، پس در این مورد میلگردهای برشی به گونه‌ای 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، GCAW، 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 [47]. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مقدار $E_{CAW}/0.8$ برای دیوار بدون ترک و ترک خورده ارائه می‌کند [48]. در این مقاله با توجه به توصیه‌های مرجع [47 و 42] 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 آمریکا به صورت زیر است [34].

$$E_C = 4700\sqrt{f_c}$$

حرکت‌های نزدیک گسل ممکن است دارای ویژگی‌هایی مانند پالس‌های جهت‌داری، فرکانس‌های بالا و اثر جابه‌جایی ماندگار باشند. در شکل (۴) نیز وجود پالس سرعت به خوبی قابل رویت است. انتخاب نگاشت‌های زلزله حائز اهمیت است و در این پژوهش تعداد ۱۴ نگاشت حوزه نزدیک پالس دار و ۱۴ نگاشت حوزه دور به ترتیب از جدول A-6A از FEMA P695 انتخاب شد [38]. تاریخچه زمانی این زلزله‌ها از پایگاه داده PEER NGA گرفته شد [39]. مقیاس سازی نگاشت‌ها به گونه‌ای انجام شد که طیف پاسخ متوسط حاصل از هر گروه از نگاشت‌ها در فاصله $0.2T$ تا $1.5T$ (زمان تناوب اصلی سازه است) بالاتر از طیف سطح حداکثر زلزله محتمل (MCE) واقع شود (شکل ۲).

کلیه نگاشت‌های حوزه نزدیک دارای پالس‌هایی با دوره تناوب مختلف در نگاشت سرعت هستند و در فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتری از ایستگاه لرزه‌نگاری تا صفحه گسیختگی در نظر گرفته شده‌اند که به عنوان نگاشت حوزه نزدیک شناخته می‌شوند [38].

۴. مدل غیر خطی

مدل غیرخطی سه بعدی سیستم سازه‌ای با نرم‌افزار Perform3D صوت گرفت [40]. این نرم‌افزار از مدل المان فیزی برای مدل‌سازی دیوار در حالت غیر خطی بهره می‌گیرد. پژوهش‌های پیشین نشان دادند که این نوع از المان‌ها می‌توانند با دقت خوبی پاسخ دیوارهای بتن مسلح را شبیه‌سازی کنند [41-43]. در هر وجه دیوار در هر طبقه یک المان دیوار برشی استفاده شد [43]. برای اعضای خرابی مهار بازویی، از المان‌های مهاربندی کمانش تاب (BRB) استفاده شد. از آنجا که بسیاری از آیین‌نامه‌های جدید از جمله آیین‌نامه ساختمان بلندلس آنجلس ارزیابی رفتار ساختمان را برای سطح حداکثر زلزله محتمل (MCE) توصیه می‌نمایند، پس تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برای این سطح لرزه‌ای انجام شد [45]. سطح لرزه‌ای MCE معادل $1/5$ برابر سطح لرزه‌ای طراحی (DBE) لحاظ شد [45]. مقاومت مورد انتظار بتن و میلگرد در هسته بتن مسلح به ترتیب ۵۸۵ و ۶۶۰ مگاپاسکال و مقاومت مورد انتظار فولاد هسته در مهاربند کمانش تاب معادل ۲۷۰ مگاپاسکال بود. مطابق دستورالعمل طراحی سازه بلندلس آنجلس، مقاومت مورد انتظار فولاد و بتن به ترتیب $f_y/1.5$ و $f_c/1.3$ است [45]. رفتار برشی المان‌های دیوار به صورت خطی مدل شد.

شکل ۵. منحنی تنش - کرنش بتن

۵. درستی آزمایشی نرم افزار

برای تأیید درستی پاسخ المان دیوار برشی در نرم افزار Perform-3D، از نتیجه یک کار آزمایشگاهی استفاده شد [50]. ارتفاع کلی دیواره ۹ متر بوده و دارای ضریب مقیاس ۱۰/۴۲۹ است. نمای نمونه آزمایش روی میز لرزش در شکل (۸) نشان داده شده است.

شکل ۸: نمای مدل آزمایشگاهی استفاده شده در درستی آزمایشی [50].

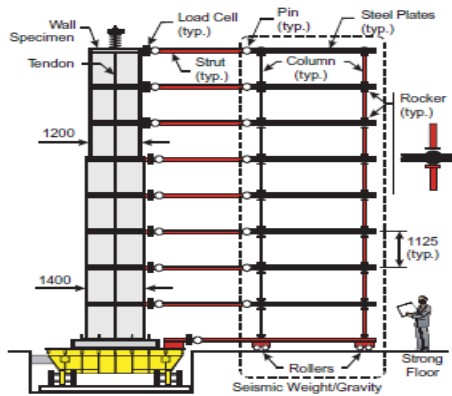


Fig 7. Experimental test setup.

شکل ۹. مقایسه پاسخ پوش لنگر، برش و دررفت در ارتفاع برای مدل عددی و آزمایشگاهی

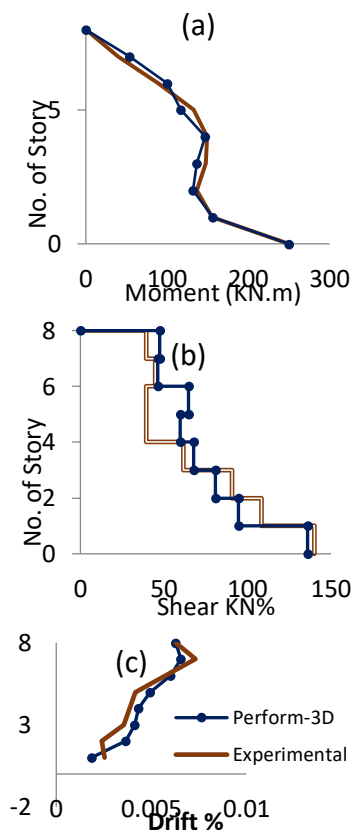


Fig.9. Results from numerical and experimental test.

در این رابطه مقدار f_{cu} بر حسب مگا پاسکال است. رابطه تنش-کرنش فولاد فرضی، به صورت یک منحنی سه خطی مطابق شکل (۶) به نرم افزار معرفی شد. زمان تناوب های مدهای ارتعاش سازه در جهت x در جدول ۱ ملاحظه می شود. از جمله قابلیت های نرم افزار می توان به امکان لحاظ کردن زوال چرخه ای با کمک فاکتورهای زوال انرژی اشاره کرد. در این مورد زوال چرخه ای فولاد میلگردها مطابق مرجع [44] لحاظ شد. این فاکتورها در حقیقت نسبت بین سطح زیر منحنی حلقه هیستریزس زوال یافته و حالت مشابه زوال نیافته است. جرم لرزه ای هر طبقه به مرکز جرم آنها اختصاص داده شد. برای مدلسازی مهاربندهای کمانش تاب از المان های BRB موجود در نرم افزار مذکور استفاده شد. المان های موصوف از نوع میله ای هستند که صرفاً قادر به تحمل نیرو محوری هستند و هیچگونه مقاومتی برای تحمل نیروهای خمشی و پیچشی ندارند. المان ها از سه قسمت میله ای در امتداد هم تشکیل شده است. مطابق شکل (۷) ناحیه الاستیک در دو طرف المان واقع است. ناحیه الاستیک در هر طرف از دو قسمت به نام های قسمت انتهایی و قسمت انتقالی تشکیل شده است و طول آنها جمعاً ۰/۳ برابر طول کل المان است. قسمت دیگر ناحیه تسلیم شونده (هسته) است و طول این قسمت ۰/۷ برابر طول کل المان است و مساحت سطح مقطع آن در جدول (۱) ارایه شده است. برای جلوگیری از تسلیم قسمت الاستیک خطی، سطح مقاطع آن نسبت به سطح مقطع هسته باید افزایش یابد. در این پژوهش سطح مقطع قسمت انتهایی ۲/۲ برابر و قسمت انتقالی ۱/۶ برابر سطح مقطع هسته تسلیم شونده لحاظ شد.

شکل ۷. هندسه مدل مهاربند کمانش ناپذیر

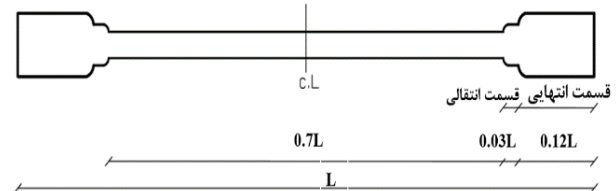


Fig. 7. Specification of the BRB.

حداکثر نیروهای محوری مورد انتظار از مهاربند به صورت $R_y \omega \beta A_s F_y$ محاسبه می شود، در حالی که $R_y = 1.1$ اضافه مقاومت سازه است، $\omega = 1.25$ اثر ناحیه کرنش-سختی را در نظر می گیرد و $\beta = 1.1$ عامل اضافه مقاومت فشاری (هسته محصور در غلاف بتنی) است [49].

۶. بررسی نتایج

در نهایت مدل فایبری دیوارها به همراه المان‌های کماتش تاب و تیر و ستون در نرم‌افزار پرفورم آماده شد (شکل ۱۱). و تحلیل تاریخیچه زمانی روی مدل غیر خطی مذکور انجام شد. نمودار شکل (۱۲) مقدار متوسط پوش حداکثر دریافت حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی را برای سازه‌های مفروض در سطح زلزله حداکثر محتمل تحت اثر زلزله حوزه نزدیک و دور به ترتیب نشان می‌دهد.

شکل ۱۲. متوسط پوش جابه‌جایی بین طبقه ای نسبی برای حوزه

نزدیک و دور

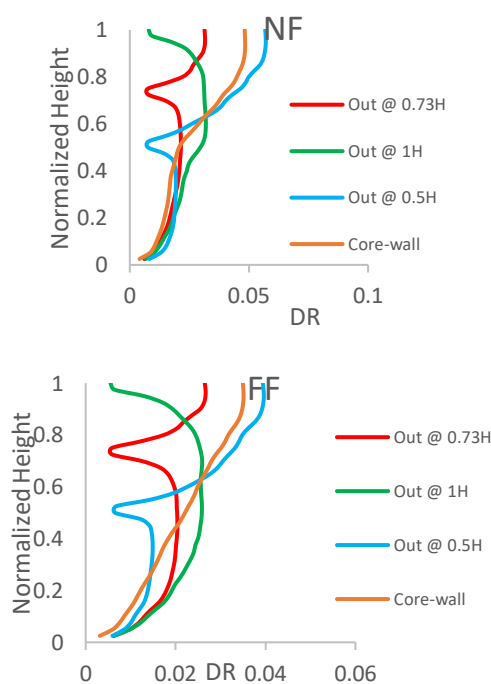


Fig. 12. Comparison of the mean drift demand envelope from NF and FF ground motions along the height of the RC core-wall.

از میان مدل‌های پژوهش شده، مقدار حداکثر دریافت متعلق به سازه با مهار بازویی در 0.5H است و مقدار آن برای زلزله‌های حوزه نزدیک و حوزه دور حدود ۵/۶ و ۴ درصد است و محل وقوع آن اندکی پایین‌تر از بام است. علت این موضوع توسعه شدیدتر پلاستیسیته در نیمه فوقانی سازه با مهار بازویی در 0.5H است؛ به گونه‌ای که در نیمه تحتانی مقدار دریافت بسیار کمتر از نیمه فوقانی است که منجر می‌شود مقدار متوسط نیاز دریافت در این سازه بیشتر از سازه بدون مهار بازویی باشد. به عبارت دیگر، اثر وجود مهار بازویی در ارتفاع 0.5H موجب کاهش جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در ناحیه زیرین و افزایش آن در ناحیه فوقانی است که یکی از علت‌های آن اثر محتوای فرکانسی زلزله‌ها است و در نوسانات ناشی از

رابطه تنش-کرنش بتن محصور و غیر محصور و میلگردها از گزارش کار آزمایشگاهی اخذ شد [50] مقاومت کششی بتن نادیده گرفته شد. فاکتور زوال در فرایند مدل‌سازی برای لحاظ نمودن از بین رفتن سختی و مقاومت استفاده شده است [44].

رفتار برشی مدل الاستیک فرض شده بود. بار محوری از طریق دو بار گره‌ای در بالای دیوار اعمال شده است. حدود ۲/۵ درصد میرایی مدال برای همه مدل‌ها به همراه مقدار کمی میرایی ریلی (۰/۱۵٪) برای حالت مد و سوم استفاده شد. این مقادیر با استفاده از فرایند آزمایش و خطا طبق توصیه راهنمای کاربر نرم‌افزار انتخاب شدند.

سرانجام، تحلیل تاریخیچه زمانی برای به دست آوردن پاسخ‌ها انجام شد. پاسخ پوش لنگر، برش و دریافت در امتداد ارتفاع دیوار مدل آزمایش شده با پاسخ‌های حاصل از مدل المان فایبری مقایسه شده است (شکل ۹). واضح است که پاسخ‌های مدل عددی به طور مناسب با دیوار آزمایش شده سازگار بود. همچنین منحنی نیرو جابه‌جایی استفاده شده برای مدل‌سازی مهاربند کماتش تاب در نرم افزار پرفورم در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود.

شکل ۱۰. منحنی رفتار چرخه ای مورد استفاده برای رفتار مهاربند

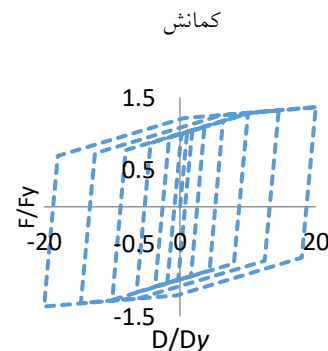


Fig. 10. Behavior model of BRB in Perform-3D.

شکل ۱۱. مدل فایبری دیوار و مهاربندها در PERFORM

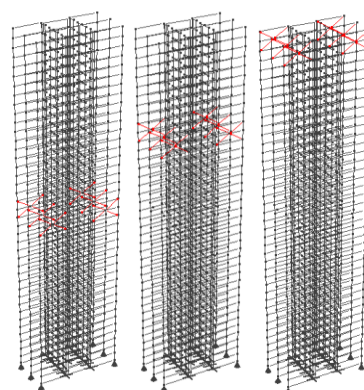


Fig. 11. Numerical model in Perform-3D.

نمودارها متوسط پوش حداکثر نیاز شکل پذیری هسته در ارتفاع سازه را تحت اثر زلزله های حوزه نزدیک یا حوزه دور نشان می دهند. مشاهده می شود که در هسته بدون مهار بازویی مقدار نیاز شکل پذیری انحنای در اواسط ارتفاع هسته تقریباً برابر نیاز شکل پذیری انحنای در پای هسته است. این موضوع نشان می دهد که تشکیل مفصل پلاستیک در دیوارهای برشی بلندمرتبه علاوه بر پایین دیوار، می تواند در نواحی میانی از ارتفاع دیوار بتن مسلح نیز رخ می دهد و مقدار شکل پذیری انحنای در نواحی میانی حدوداً با مقدار آن در تراز پایه برابری می کند. علت این موضوع اثر مودهای بالاتر ارتعاش سازه در رفتار دینامیکی آن است. به عبارت دقیق تر مود اول ارتعاش بیشترین نیاز دوران یا شکل پذیری انحنای در پایین دیوار بتن مسلح ایجاد می کند، با وقوع مفصل پلاستیک مذکور، مقدار لنگر در این ناحیه معادل لنگر پلاستیک مقطع دیوار در این ناحیه است یعنی مود اول به شدت از وقوع مفصل در پای سازه تاثیر می پذیرد. اما مودهای بالاتر مانند مود دوم که نواحی میانی سازه را نیز به شدت تحت تاثیر قرار می دهند، چندان تاثیری از وقوع مفصل در پای سازه نمی پذیرند و نیاز دوران یا شکل پذیری انحنای در نواحی میانی متأثر از مودهای بالاتر است و موجب وقوع پلاستیسیت در نواحی میانی می شود. همان گونه که مشاهده می شود، در سازه با هسته تنها، پلاستیسیت (البته با شدت های مختلف) تقریباً در کل ارتفاع هسته گسترده شده است. این موضوع تقریباً برای سازه هسته با مهار بازویی نیز صادق است.

مقدار نیاز شکل پذیری انحنای در پای هسته تنها (بدون مهار بازویی) تحت زلزله های حوزه نزدیک و دور به ترتیب ۵/۱ و ۳/۳ است و مقادیر مذکور در ارتفاع حدوداً ۰.۷H به ترتیب ۴/۷ و ۲/۹ است که با مقادیر تراز پایه تفاوت چندانی ندارد. بنابر این، مقادیر حداکثر نیاز شکل پذیری انحنای تحت زلزله های حوزه نزدیک در سازه هسته بدون مهار بازویی حدوداً ۱/۵ برابر مقادیر متناظر آن تحت زلزله های حوزه دور است. وقوع مفصل پلاستیک پایه فقط از شدت لنگر مد اول کم می کند که در فرآیند طراحی به نوعی در ضریب رفتار لحاظ شده است، ولی سایر مدها کم و بیش به حالت الاستیک دارای شدت هستند و کاهش آنها با ضریب رفتار یکسان با مود اول، که در آیین نامه ها با آن برخورد شده، صورت نمی گیرد. پس بکارگیری روش طیفی برای محاسبات نیاز لنگر در فرایند طراحی موجب می شود به طور یقین سازه در مواجهه با نیاز لنگر شدید در برخی از ترازهای بالاتر از تراز پایه تحت اثر زلزله واقعی مقاومت نکند و وارد فاز پلاستیسیت شود. چنانچه جزییات مربوط به نواحی بحرانی ملزم شده در آیین نامه ها در نواحی میانی رعایت نشده باشد

زلزله بطور متوسط ناحیه بالای قرارگیری مهار بازویی بیشتر تحریک می شود. پس سازه بدون مهار بازویی در رتبه دوم قرار دارد. کمترین نیاز دررفت مربوط به سازه با مهار بازویی در ۰.۷۵H است که مقدار آن برای زلزله حوزه نزدیک و دور به ترتیب حدود ۳ و ۲/۷ درصد است. که البته این مقادیر تفاوت ناچیزی با سازه با مهار بازویی در بام دارند. مشاهده می شود چنانچه مهار بازویی در بام تعبیه شود، شکل منحنی دررفت تقریباً به صورت یک انحنایی است درحالی که چنانچه محل آن در نواحی میانی هسته باشد، نمودار دررفت شامل دو قسمت دارای انحنای زیرین و انحنای بالای محل مهار بازویی است که علت این موضوع عملکرد مهار بازویی روی رفتار یا روی تغییر شکل هسته بتن مسلح است. حداکثر دررفت در هسته بدون مهار بازویی تحت زلزله های حوزه نزدیک حدوداً ۳۰ درصد بیشتر از مقدار متناظر آن تحت زلزله های حوزه دور است و این عدد برای سازه با مهار بازویی در ۰.۷۵H حدود ۱۰ درصد است.

شکل ۱۳. مقایسه متوسط نیاز شکل پذیری انحنای برای هسته

بتن مسلح بدون و با مهار بازویی در ۰.۷۵H.

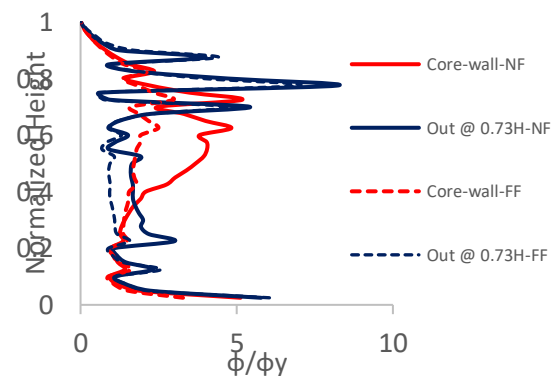


Fig. 13. Comparison of the mean curvature demand envelope from NF and FF ground motions along the height of the RC core-wall.

از آنجا که طبق معیار دررفت، کمترین مقدار آن مربوط به سازه دارای هسته و مهار بازویی در ۰.۷۵H است پس به مقایسه رفتار این سازه تحت زلزله حوزه دور و نزدیک با سازه فاقد مهار بازویی پرداخته می شود. یکی از مهمترین پاسخها در رفتار ساختمانها بررسی محل و شدت وقوع پلاستیسیت در سازه است. برای هسته های بتن مسلح معیار شکل پذیری انحنای به عنوان یک شاخص مهم در ارزیابی میزان پلاستیسیت و شدت خرابی قابل ارزیابی است. شکل (۱۳) به مقایسه متوسط نیاز شکل پذیری انحنای برای هسته بتن مسلح بدون و با مهار بازویی در ۰.۷۵H می پردازد. هر کدام از

کل ارتفاع هسته تحت اثر هر کدام زلزله‌های حوزه دور یا نزدیک است.

شکل ۱۴. متوسط پوش نیاز لنگر هسته در ارتفاع

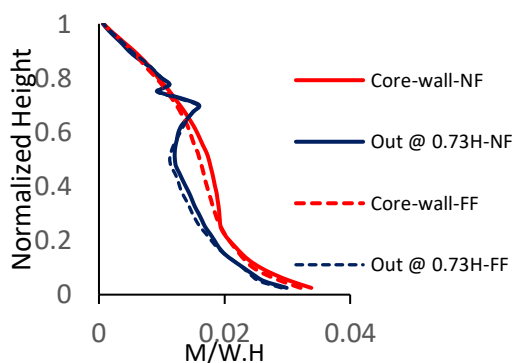


Fig. 14. Comparison of the mean moment demand envelope from NF and FF ground motions along the height of the RC core-wall.

با وقوع مفصل پلاستیک خمشی در پای هسته، از شدت اثر مود اول روی لنگر پایه کاسته می‌شود، در حالی که سایر مدهای بالاتر چندان تحت تاثیر این پدیده قرار نمی‌گیرند و اجماع اثر همه مدها در نهایت موجب نیاز نسبتاً زیاد لنگر در حدود اواسط ارتفاع هسته و وقوع پلاستیسیته می‌شود که در شکل‌های قبلی به آن پرداخته شد. متذکر می‌شود که حفظ حالت الاستیک در نواحی میانی هسته برای مقادیر لنگر واقعی زیاد نیازمند بکارگیری نسبت مقادیر میلگرد فوق‌العاده زیاد در اواسط ارتفاع هسته است که از نظر اقتصادی می‌تواند چالش برانگیز باشد و عملاً سازه طرح شده از روش‌های آیین نامه‌ای چنین رفتاری نشان نمی‌دهد. همین واقعیت در خصوص هسته با مهار بازویی نیز صدق می‌کند. توجه شود که محور قائم ارتفاع نرمال شده سازه است و در محور افقی مقدار نیاز لنگر درج شده که به حاصل ضرب ارتفاع کل در وزن لرزه‌ای کل سازه (WtH) نرمال شده است. مقدار نیاز لنگر در پای سازه هسته بدون مهار بازویی حدوداً ده درصد بیشتر از مقدار متناظر آن در سازه با مهار بازویی است که علت آن به طراحی و مقدار میلگرد قائم مرتبط است، مثلاً مقادیر نسبت میلگرد و به همین لحاظ لنگر مقاوم پلاستیک در حالت اول بیشتر از حالت دوم است. افزایش موضعی مقادیر منحنی پوش لنگر هسته در بالا و پایین تراز مهار بازویی نیز به دلیل مشابه توجیه می‌شود.

شکل (۱۵) به مقایسه متوسط پوش نیاز برش هسته در ارتفاع سازه می‌پردازد. محور قائم ارتفاع نرمال شده و محور افقی از تقسیم مقدار نیاز برش هسته بر کل وزن لرزه‌ای سازه (برش نرمال شده)

(توجه شود که سازه طرح شده با روش طیفی چنین خواهد بود) وقوع خرابی ناخواسته و شدید در نواحی میانی را در پی دارد. به عبارت دیگر، فرض اینکه مفصل پلاستیک تحت اثر زلزله در دیوارهای برشی بلند در پای سازه رخ دهد، مخدوش است. این موضوع با یافته‌های Rodriguez و همکاران [51] همخوان است که اعلام داشتند که پاسخ غیر الاستیک در پای دیوار طره بیشتر موجب کاهش در پاسخ مد اول می‌شود و چندان روی کاهش پاسخ مدهای بالاتر اثرگذار نیست، بنابراین با وقوع مفصل در پای دیوار و ادامه یا افزایش شدت زلزله، سهم مشارکت نسبی مدهای بالاتر در پاسخ‌ها (نظیر لنگر خمشی و نیروهای برشی) بیش‌تر می‌شود که منجر به افزایش نیاز شکل‌پذیری انحنای پای دیوار می‌شود. به همین علت، پژوهشگران مذکور بکارگیری روش‌های تجمیع مدها را که برای محاسبه مقادیر طراحی در سیستم‌های خطی توسعه یافته‌اند (و توسط آیین‌نامه‌ها برای سیستم‌های غیرخطی توصیه می‌شوند) را به چالش کشیده‌اند. ایشان مدعی شدند که روش‌های مذکور منجر به برآورد دست پایین از نیازها خواهد شد. نتیجه‌گیری‌های مشابه توسط برخی دیگر از پژوهشگران مانند Panneton و همکاران [52]، Priestley و همکاران [53] و Panagiotou و Resterpo [19] نیز ارائه شده است. در برخی موارد از آثار زلزله‌ها روی سازه‌های واقعی، شواهدی از وقوع مفصل پلاستیک در ترازهای میانی گزارش شده است [31]. به وجود آمدن نیاز لنگر نسبتاً زیاد در حدود میانه ارتفاع دیوار برشی یا هسته بتن مسلح ممکن است تسلیم خمشی قابل توجه این نواحی را در پی داشته باشد، این موضوع در حالی است که بیشتر در این نواحی از دیوار تدابیری برای جزئیات شکل‌پذیری اندیشه نشده است.

وجود مهار بازویی موجب می‌شود پلاستیسیته در هسته بتن مسلح علاوه بر پای هسته، در تراز مجاور محل قرارگیری مهار بازویی نیز توسعه نسبتاً شدیدتری داشته باشد. مقدار نیاز شکل‌پذیری انحنای پای هسته با مهار بازویی برای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک تقریباً برابر عدد ۶ است که در واقع یک نیاز شکل‌پذیری با مقدار متوسط به حساب می‌آید [19]. مقدار نیاز شکل‌پذیری دیوار بتن مسلح دقیقاً بالای تراز مهار بازویی برای زلزله‌های حوزه نزدیک و دور حدوداً ۸ و ۷ است که از مقدار متناظر آن در تراز پایه بیش‌تر است.

متوسط پوش نیاز لنگر هسته در ارتفاع سازه‌ها در شکل (۱۴) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که مقادیر متوسط نیاز لنگر در تراز پایه تحت اثر زلزله حوزه دور و نزدیک برای هسته بدون مهار بازویی تقریباً با یکدیگر برابر است و این موضوع تقریباً در کل ارتفاع هسته نیز صادق است. علت این موضوع وقوع پلاستیسیته در

مهار بازویی در نمودار جابه‌جایی جانبی کاملاً مشهود است. توجه شود که برای هر کدام از سازه با و بدون مهاربازویی جابه‌جایی بام حاصل از زلزله‌های حوزه نزدیک تقریباً با زلزله‌های حوزه دور یکسان است. این موضوع با قانون "جابه‌جایی برابر" در ساختمان‌های با دوره تناوب زیاد قابل توجیه است.

مقدار شتاب حداکثر طبقات در طول مدت زلزله یکی از پارامترهای مهم مهندسی محسوب می‌شود. این موضوع به ویژه برای عناصر غیر سازه‌ای و اجزای حساس به شتاب اهمیت ویژه‌ای پیدا می‌کند. شکل (۱۷) به مقایسه متوسط پوش شتاب در ارتفاع سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک می‌پردازد. مشاهده می‌شود که در هر دو سازه هسته با و بدون مهاربازویی، مقدار متوسط نیاز شتاب در نواحی بالا (نواحی میانی) از مقدار متوسط حداکثر شتاب زمین (PGA) بیشتر است. این موضوع به ویژه برای سازه هسته بدون مهاربازویی تحت زلزله حوزه دور و در حدود اواسط ارتفاع سازه بارزتر است و مقدار آن حدوداً ۶۰ درصد از متوسط حداکثر شتاب زمین بیشتر است.

شکل ۱۷. به مقایسه متوسط پوش شتاب در ارتفاع سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

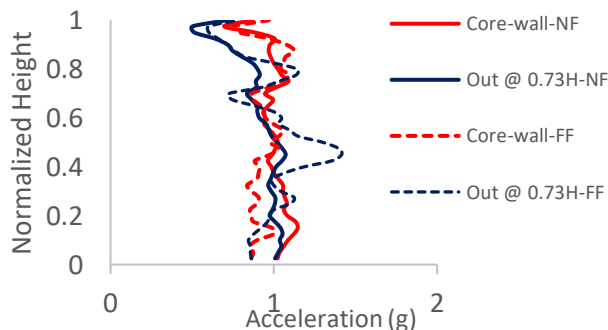


Fig. 17. Comparison of the horizontal floor acceleration demand envelope from NF and FF ground motions along the height of the RC core-wall.

مقادیر شتاب طبقات از معیارهای مهم در ارزیابی سطح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای و مخازن و تجهیزات در ساختمان به شمار می‌رود.

متوسط حداکثرهای نیاز کرنش در هسته مهاربندهای کماتش‌تاب حاصل از زلزله‌های حوزه دور و حوزه نزدیک در شکل (۱۸) مقایسه شده‌اند. متوسط حداکثر مقدار نیاز کرنش برای حوزه نزدیک و حوزه دور برای سازه با مهار بازویی در ۰.۷۵H به ترتیب حدود ۱/۳ درصد و ۰/۹ درصد است که از ده برابر کرنش تسلیم مورد انتظار مصالح فولاد هسته مهاربند که طبق نظر صاحب نظران به عنوان حداکثر تنش

حاصل شده است. مقدار نیاز برش هسته بدون مهاربازویی در ارتفاع برای زلزله‌های حوزه نزدیک و دور تقریباً یکسان است و این موضوع برای هسته با مهاربازویی نیز صادق است. افزایش فوق العاده شدید در منحنی نیاز برش هسته با مهاربازویی در تراز قرارگیری مهاربازویی به علت کنش افقی (نیروی افقی) اعمال شده از جانب مهار بازویی به هسته (در محاذات تیرهای بالا و پایین خرپای مهار بازویی) است، به گونه‌ای که تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مقدار نیاز برش در این ناحیه از نیاز برش پایه پیشی گرفته است.

شکل ۱۵. مقایسه متوسط پوش نیاز برش هسته در ارتفاع سازه.

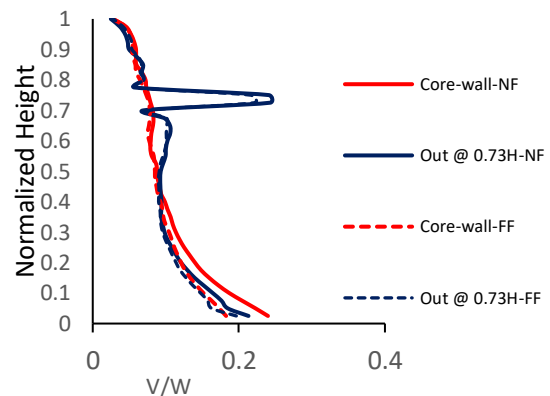


Fig. 15. Comparison of the mean shear demand envelope from NF and FF ground motions along the height of the RC core-wall.

شکل ۱۶. مقایسه متوسط پوش نیاز جابه‌جایی جانبی هسته در ارتفاع سازه.

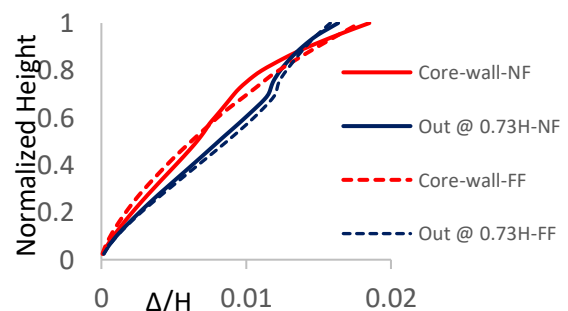


Fig. 16. Comparison of the horizontal displacement demand envelope from NF and FF ground motions along the height of the RC core-wall.

شکل (۱۶) منحنی متوسط پوش جابه‌جایی جانبی سازه در ارتفاع را نشان می‌دهد. محور افقی از تقسیم جابه‌جایی جانبی طبقه بر ارتفاع کل سازه حاصل می‌شود (جابه‌جایی نرمال شده است). اثر وجود

گونه‌ای که در نیمه تحتانی مقدار دررفت بسیار کمتر از نیمه فوقانی است که منجر می‌شود مقدار متوسط نیاز دررفت در این سازه بیشتر از سازه بدون مهار بازویی باشد.

چنانچه مهاربازویی در بام تعبیه شود، شکل منحنی دررفت تقریباً به صورت یک انحنای است درحالی‌که چنانچه محل آن در نواحی میانی هسته باشد، نمودار دررفت شامل دو قسمت دارای انحنای زیرین و انحنای بالای محل مهاربازویی است که علت این موضوع عملکرد مهار بازویی روی رفتار یا روی تغییر شکل هسته بتن مسلح است.

کمترین نیاز دررفت مربوط به سازه با مهار بازویی در 0.75H است که مقدار آن برای زلزله حوزه نزدیک و دور به ترتیب حدود ۳ و ۲/۷ درصد است و مقادیر تفاوت ناچیزی با سازه با مهار بازویی در بام دارند. در صورت تعبیه مهار بازویی در ارتفاع 0.75H، مقادیر حداکثر ناحیه تحتانی و فوقانی در منحنی دررفت تقریباً یکسان و کمینه است.

در هسته بدون مهار بازویی مقدار نیاز شکل‌پذیری انحنای در اواسط ارتفاع هسته تقریباً برابر نیاز شکل‌پذیری انحنای در پای هسته است. این موضوع نشان می‌دهد که تشکیل مفصل پلاستیک در دیوارهای برشی بلندمرتبه علاوه بر پایین دیوار، می‌تواند در نواحی میانی از ارتفاع دیوار بتن مسلح نیز رخ می‌دهد و مقدار شکل‌پذیری انحنای در نواحی میانی حدوداً با مقدار آن در تراز پایه برابری می‌کند. مقدار نیاز شکل‌پذیری انحنای در پای هسته تنها (بدون مهاربازویی) تحت زلزله‌های حوزه نزدیک و دور به ترتیب ۵/۱ و ۳/۳ است و مقادیر مذکور در ارتفاع حدوداً 0.7H به ترتیب ۴/۷ و ۲/۹ است که با مقادیر تراز پایه تفاوت چندانی ندارد.

وجود مهار بازویی موجب می‌شود پلاستیسیت در هسته بتن مسلح علاوه بر پای هسته، در تراز مجاور محل قرارگیری مهار بازویی نیز توسعه بیشتری داشته باشد. مقدار نیاز شکل‌پذیری انحنای در پای هسته با مهاربازویی برای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک تقریباً برابر عدد ۶ است و مقدار نیاز شکل‌پذیری دیوار بتن مسلح دقیقاً بالای تراز مهار بازویی برای زلزله‌های حوزه نزدیک و دور حدوداً ۸ و ۷ است که از مقدار متناظر آن در تراز پایه بیش‌تر است.

لازم به ذکر است که اطلاعات و نتایج ارائه شده در این پژوهش مربوط به چند ساختمان مفروض می‌باشد که برای بررسی‌های بیشتر نیاز به تحقیقات گسترده وجود دارد.

مجاز در سطح حداکثر زلزله محتمل لحاظ می‌شود، کمتر است [49]. شایان ذکر است که ASCE41-13 مقدار حداکثر مجاز برای کرنش هسته مهاربند کماتش تاب تحت اثر گروه زلزله‌ها در سطح MCE را حدود ۱۳/۳ درصد اعلام می‌کند [54].

شکل ۱۸. متوسط حداکثر نیاز کرنش در هسته مهاربندهای کماتش تاب حاصل از زلزله‌های حوزه دور و حوزه نزدیک.

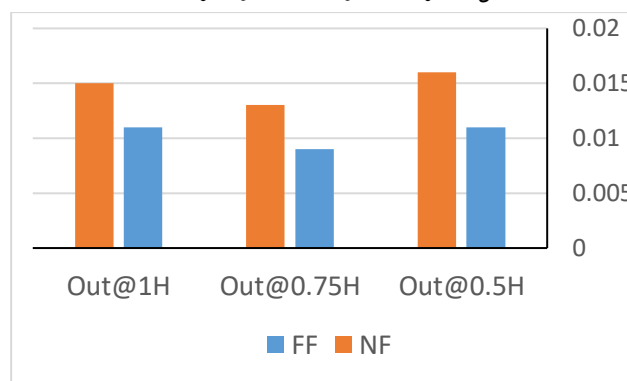


Fig. 18. Mean maximum strains in the core of the BRBs for FF and NF records.

تقدیر و تشکر

نویسندگان مقاله از جناب آقای دکتر ایمان قربانی رنانی برای در اختیار گذاشتن فایل تاریخیچه زمانی شتاب زلزله مصنوعی و مشخصات تست آزمایشگاهی مورد استفاده کمال تشکر و قدردانی را دارد.

۲- نتیجه گیری

در این مقاله ابتدا سازه‌های بلند دارای هسته بتن مسلح با و بدون مهار بازویی تحلیل و طراحی می‌شود. مهار بازویی دارای مهاربندهای از نوع کماتش تاب بوده و موقعیت آن در چند تراز مختلف مورد تحقیق قرار می‌گیرد. مدلسازی هسته به کمک المان‌های فیبری با رفتار غیرخطی برای دیوار و المان کماتش تاب در مهار بازویی انجام می‌شود و تحت اثر شتاب نگاشت‌های نزدیک گسل دارای پالس سرعت و دور از گسل قرار می‌گیرند و نتایج زیر قابل قابل بیان است:

از میان مدل‌های پژوهش شده، مقدار حداکثر دررفت متعلق به سازه با مهار بازویی در 0.5H است و مقدار آن برای زلزله‌های حوزه نزدیک و حوزه دور حدود ۵/۶ و ۴ درصد است و محل وقوع آن اندکی پایین‌تر از بام است. علت این موضوع توسعه شدیدتر پلاستیسیت در نیمه فوقانی سازه با مهار بازویی در 0.5H است؛ به

References

۸- مراجع

- [20]. ACI 318-08, (2008). "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," American Concrete Institute Committee 318.
- [22]. 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.
- [23]. 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.
- [24]. 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.
- [25]. 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.
- [26]. LATBSDC, 2011. An Alternative Procedure For Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region. Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.
- [27] Bertero V, Mahin S, Herrera R. 1978. A seismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 6(1):31-42.
- [28] Baker JW. 2007. Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. Bulletin of the Seismological Society of America. 97(5):1486-1501.
- [29] Vafaei D, Eskandari R. 2014. Seismic response of mega buckling-restrained braces subjected to fling-imp and forward-directivity near-fault ground motions. The Structural Design of Tall and Special Buildings. DOI: 10.1002/tal.1205.
- [30] Beiraghi H, Kheyroddin A, Kafi MA. 2016. Forward directivity near-fault and far-fault ground motion effects on the behavior of reinforced concrete wall tall buildings with one and more plastic hinges. The Structural Design of Tall and Special Buildings 25(11): 519-539.
- [31] Beiraghi H, Kheyroddin A, Kafi MA. 2016c. 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.
- [32] Beiraghi H. Forward directivity near-fault and far-fault ground motion effects on the responses of tall reinforced concrete walls with buckling-restrained brace outriggers, Scientia Iranica. article in press.
- [33]. ETABS Nonlinear Version 9.2.0 (2008), Extended 3D Analysis of Building Structures, Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA. 24 peer.
- [34] ACI 318-11, 2011. Building code requirements for structural concrete and commentary. ACI Committee 318, Farmington Hills.
- [35] ASCE/SEI 7-2010, 2010. Minimum design loads
- [1]. Klemencic, R., "Performance based seismic design—rising," Structural Magazine, 10–13, 2008. structuremag.org/article.aspx?articleID=707.
- [2]. Klemencic, R., Fry, A., Hooper, JD., and Morgen, BG., "Performance based design of ductile concrete core wall buildings— issues to consider before detail analysis," Structural Design of Tall and Special Buildings, 2007.
- [3]. Uniform Building Code UBC-1997, International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA, 1997.
- [4] ASCE/SEI 7-2010, 2010. Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
- [6]. Chopra, AK., "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (3rd edn)," Pearson Prentice Hall: Upper Saddle River, NJ, 2007.
- [7] Munir, A., And Warnitchai, P., "The Cause Of Unproportionately Large Higher Mode Contributions In The Inelastic Seismic Responses Of High-Rise Core-Wall Buildings," Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 41:2195–2214, 2012.
- [8] Smith BS, Coull A. Tall building Structures: Analysis and Design (1 ed.). New York: John Wiley & Sons Inc. 1991.
- [9] Soong TT, Spencer BF. Supplemental energy dissipation: State-of-the-art and state-of-the-practice. Engineering Structures 2002; 24 (3): 243–259.
- [10] Satake N, Suda K, Arakawa T, Sasaki A, Tamura Y. Damping evaluation using full-scale data of buildings in Japan. Journal of Structural Engineering 2003; 129 (4): 470–477.
- [11] Smith RJ, Willford MR. The damped outrigger concept for tall buildings. Structural Design of Tall and Special Buildings 2007; 16 (4): 501–517.
- [12] Ali MM and Moon KS Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects Architectural Science Review 2007; 50(3):205-223
- [13] Taranath, BS. Structural Analysis and Design of Tall Buildings. New York, Mc Graw Hill, 1988.
- [14] Taranath BS. Optimum belt truss location for high rise structures. Engineering Journal 1974; 18-21.
- [15]. CEN EC8, "Design of Structures for Earthquake Resistance," European Committee for Standardization: Brussels, Belgium, 2004.
- [16]. NZS 3101, New Zealand Standard, Part 1—The Design of Concrete Structures. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand, 2006.
- [17]. CSA Standard A23.3-04, "Design of Concrete Structures," Canadian Standard Association: Rexdale, Canada, 2005, 214.
- [18]. Paulay, T., and Priestley, MJN., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," Wiley: Hoboken, NJ, 1992.
- [19]. Panagiotou, M., Restrepo, JL., and Conte, JP., "Shake table test of a 7-story full scale reinforced concrete structural wall building slice phase I: rectangular wall," SSRP 07-07 Report, Department of Structural Engineering, University of California at San Diego, 2007.

Structural Design Council.

[46]. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804-1826, 1988.

[47]. Applied Technology Council ATC-72: "Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings," ATC, Redwood City, CA, 2010.

[49]. Jones P, Zareian F. Seismic response of a 40-storey buckling-restrained braced frame designed for the Los Angeles region. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 2013; 22 (3): 291–299. DOI: 10.1002/tal.687.

[50]. Ghorbanirenani I, Tremblay R, Léger P, Leclerc M. 2012. Shake table testing of slender rc shear walls subjected to eastern north america seismic ground motions. Journal of Structural Engineering. 138(12):1515-1529.

[51]. Rodríguez, ME., Restrepo, JI., and Carr, AJ., "Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings," Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31:693–718.

[52]. Panneton, M., Léger, P., and Tremblay, R., "Inelastic analysis of a reinforced concrete shear wall building according to the national building code of Canada 2005," Canadian Journal of Civil Engineering 2006; 33:854–871, 2006.

[53]. Priestley, MJN., Calvi, GM., and Kowalsky, MJ., "Displacement Based Seismic Design of Structures," IUSS Press: Pavia, Italy, 2007.

[54]. ASCE/SEI 41-13, 2013. Seismic rehabilitation of existing buildings (Including Supplement # 1). American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers. Reston, VA.

[36] AISC 2010. Seismic Provision for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction: Chicago, 2005.

[37] National Institute of Standards and Technology. 2012. Seismic design of cast-in-place concrete special structural walls and coupling beams, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6 2012.

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

[39]. Data source: PEER (<http://peer.berkeley.edu/smcat>);

[40]. Computer and Structures, Inc, Perform-3D V5: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Berkeley, CA, 2011.

[41]. Powell, G., "Detailed example of a tall shear wall building using CSI's Perform 3D nonlinear dynamic analysis," Berkeley, CA: Computers and Structures Inc, 2007.

[42]. Wallace, J.W., "Modeling issues for tall reinforced concrete core wall buildings," The Structural Design of Tall and Special Buildings, 16, 615-632, 2007.

[43]. Orakcal, K., and Wallace, J., "Flexural modeling of reinforced concrete walls – experimental verification", ACI Structural Journal, 103 (2), 196-206, 2006.

[44]. Ghodsi, T., and Ruiz, J.F., "Pacific Earthquake Engineering Research/Seismic Safety Commission tall building design case study 2," The Structural Design of Tall and Special Buildings, 19 (1-2), 197-256, 2010.

[45]. LATBSDC, 2011. An Alternative Procedure For Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region. Los Angeles Tall Buildings

Performance based Evaluation of the BRB outrigger in reinforced concrete cores under near-field event

H. Beiraghi

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

h.beiraghi@msh-iau.ac.ir

Abstract:

Advantages of high-rise buildings with reinforced concrete cores include lower construction costs, higher construction speeds, and the possibility of creating a wider outdoor architecture compared to other high-rise structural systems. As the height of the building increases, the control of lateral displacement of these structures against seismic loads is challenged. The use of arm restraint in structures with cores is one of the welcomed solutions. In this article, first, tall structures with reinforced concrete cores with and without arm restraints are analyzed and designed. The arm restraint has a buckling type brace and the effect of its position on several different levels is investigated. Next, the core modeling is performed with the help of fiber elements with nonlinear behavior for the wall and arm restraint in software. Interclass relative, lateral displacement, anchor and shear are investigated. The results show that the lowest amount of relative lateral displacement between classes is related to the placement of the arm restraint at the level of 0.75 total height from the base level. Advantages of high-rise buildings with reinforced concrete cores include lower construction costs, higher construction speeds, and the possibility of creating a wider outdoor architecture compared to other high-rise structural systems. As the height of the building increases, the control of lateral displacement of these structures against seismic loads is challenged. The use of arm restraint in structures with cores is one of the welcomed solutions. In this article, first, tall structures with reinforced concrete cores with and without arm restraints are analyzed and designed. The arm restraint has a buckling type brace and the effect of its position on several different levels is investigated. Next, the core modeling is performed with the help of fiber elements with nonlinear behavior for the wall and arm restraint in software. Interclass relative, lateral displacement, anchor and shear are investigated. The results show that the lowest amount of relative lateral displacement between classes is related to the placement of the arm restraint at the level of 0.75 total height from the base level. Advantages of high-rise buildings with reinforced concrete cores include lower construction costs, higher construction speeds, and the possibility of creating a wider outdoor architecture compared to other high-rise structural systems. As the height of the building increases, the control of lateral displacement of these structures against seismic loads is challenged. The use of arm restraint in structures with cores is one of the welcomed solutions. In this article, first, tall structures with reinforced concrete cores with and without arm restraints are analyzed and designed. The arm restraint has a buckling type brace and the effect of its position on several different levels is investigated. Next, the core modeling is performed with the help of fiber elements with nonlinear behavior for the wall and arm restraint in PERFORM-3D software. Interclass relative, lateral displacement, anchor and shear are investigated. The results show that the lowest amount of relative lateral displacement between classes is related to the placement of the arm restraint at the level of 0.75 total height from the base level.

Keywords: BRB, reinforced concrete, core, outrigger