

سطوح عملکرد قابهای خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و مقاوم‌سازی آنها به روشهای مختلف

عباسعلی تسنیمی^{۱*}، ایوب بشیری^۲

۱- استاد گروه سازه، بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
۲- فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد گروه سازه، بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

*تهران، صندوق پستی ۱۴۳-۱۴۱۱۵

tasnimi@modares.ac.ir

(دریافت مقاله: دی ماه ۱۳۸۵، پذیرش مقاله: خرداد ماه ۱۳۸۶)

چکیده - گستردگی استفاده از قابهای خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط از یک طرف و آسیب‌پذیر بودن آنها در برابر زلزله از طرف دیگر، بررسی سطوح عملکرد و مقاوم‌سازی آنها را در دستور کار تحقیق حاضر قرار داد. تعداد دوازده عدد از این قابها با تفاوت در تعداد دهانه، طبقه و واقع شدن در منطقه لرزه‌خیزی متفاوت، مطابق ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ارزیابی و بررسی شد. با استفاده از روش طیف ظرفیت و روش ضرایب تغییر مکان، نقاط هدف بر روی منحنی ظرفیت این قابها تعیین و پس از مقایسه با یکدیگر، عملکرد تک‌تک اجزای سازه‌ای و کلی قابها به دست آمد. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که عموماً در قابهای با تعداد دهانه کمتر و خطر لرزه‌خیزی بالاتر، دارای عملکرد ضعیف بوده و برخی اجزای سازه‌ای، معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد ایمنی جانی (بر طبق ضوابط دستورالعمل بهسازی) برآورده نمی‌سازند به‌منظور بررسی روشهای مختلف مقاوم‌سازی، یکی از قابها به عنوان قاب مبنا انتخاب و به سه روش افزودن دیوار برشی، بادبند فولادی، پرکننده‌های مصالح بنایی و روش چهارم کاهش وزن سازه به واسطه کاهش طبقات، قاب موردنظر مقاوم‌سازی شده و با تحلیل مجدد قاب مقاوم‌سازی شده با چهار روش فوق سطوح عملکرد آنها تعیین و با یکدیگر مقایسه شد. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که افزودن دیوار برشی به سیستم، بهترین راه برای مقاوم‌سازی از دیدگاه عملکردی است.

کلید واژگان: سطح عملکرد، قابهای خمشی بتن مسلح، شکل‌پذیری متوسط، مقاوم‌سازی، نقطه هدف.

۱- مقدمه

همکاران در مطالعه آزمایشگاهی بر روی تقویت نوعی قاب کم‌آرماتور سه طبقه دو دهانه با دیوارهای پرکننده در سال ۱۹۸۶ اشاره کرد [۱]. جیرسا و کریگر در سال ۱۹۸۹، قاب یک طبقه تقویت شده با دیوار بتنی پرکننده

عملکرد قابهای بتن مسلح مقاوم‌سازی شده در سالهای اخیر بسیار مورد توجه محققان قرار گرفته است [۱-۹]. برای مثال می‌توان به تحقیقات یونفی و

با استفاده از تحلیل بار افزون با نرم افزار IDARC [۱۲] مطالعه می شود و در ادامه، قاب مقاومسازی شده بتن مسلح با روشهای افزودن دیوار برشی، بادبند فولادی، پرکننده های مصالح بنایی و روشهای دیگر کاهش وزن سازه به دلیل کاهش طبقات بررسی شده و روشهای فوق مقایسه می شود.

۲- مبانی تعیین سطوح عملکرد

طراحی سازه ها در آیین نامه های موجود، بیشتر بر رفتار خطی سازه مبتنی است. در زمان وقوع زلزله، سازه به محدوده غیرالاستیک خود وارد شده و به دلیل این رفتار، انرژی وارد شده از طرف زلزله به سازه را مستهلک می کند. برای بررسی شرایط سازه در زمان وقوع زلزله، یکی از روشهای موجود، استفاده از تحلیل بار افزون است که با استفاده از آن منحنی ظرفیت سازه به دست می آید. برای بررسی سطح عملکرد سازه لازم است نقطه هدف بر روی منحنی ظرفیت سازه به دست آمده و در این نقطه، نیروها و تغییر شکلهای اعضا برای سطوح مختلف عملکرد بررسی شود و در نهایت سطح عملکرد سازه به دست آید. برای به دست آوردن نقطه هدف، روشهای مختلفی در آیین نامه ها ذکر شده که می توان به روش طیف ظرفیت [۱۳، ۱۴]، روش ضرایب [۱۵، ۱۶] و روش N۲ اشاره کرد. در این تحقیق برای به دست آوردن نقطه هدف، از روش طیف ظرفیت و روش ضرایب استفاده شده است.

۳- قابهای مورد مطالعه

برای بررسی عملکرد ساختمانهای طراحی شده براساس آیین نامه بتن ایران، پلان شکل ۱ به عنوان پلان مبنا در نظر گرفته شد، جهت تیرریزی در شکل نشان داده شده است.

را مطالعه کردند [۲]. در سال ۱۹۹۰ بوش و همکاران استفاده از دیوارهای بتن آرمه مرزی (کناری) را برای مقاومسازی قابی با ستونهای ضعیف و تیرهای قوی بررسی کردند [۳]. او همچنین در سال ۱۹۹۱ قاب دوطبقه و سه دهانه با مقیاس ۲/۳ را به روش تقویت بادبندهای فولادی خارج از صفحه قاب بتنی، تحت بار سیکلی قرار دادند [۳]. ساگانو در سال ۱۹۹۲ عملکرد قاب یک طبقه و یک و سه دهانه تقویت شده با دیوار بتنی و پانل بتنی پیش ساخته را بررسی کرد [۴]. نگرو و ورزلی در سال ۱۹۹۶ برای بررسی اثر میانقابها در رفتار کلی سازه ها، ساختمان ۴ طبقه بتنی با مقیاس کامل را آزمایش کردند [۵]. گول و مسری در سال ۱۹۹۶ نمونه ای از قاب دوطبقه و دودهانه بتن آرمه با دال قارچی را با مقیاس ۱/۳ مدلسازی و با سیستم بادبند فولادی تقویت کردند [۶]. محرابی و همکاران در سال ۱۹۹۶ برای بررسی عملکرد قابهای بتن مسلح پر شده با مصالح بنایی تحت بارهای داخل صفحه، مطالعه جامعی را در دانشگاه کلرادو انجام داده اند [۷]. تسنیمی و همکاران (۱۳۷۹) تحقیقاتی را در زمینه مقاومسازی قاب بتن آرمه به کمک بادبندهای فولادی همگرا با اتصال مستقیم انجام دادند [۸]. قبارا و همکاران در سال ۲۰۰۰ برای تقویت یک ساختمان اداری سه طبقه با قابهای خمشی بتن آرمه، سه مدل سیستم مهاربندی فولادی واگرا را به کار بردند [۹]. در تحقیقات ذکر شده معمولاً به بررسی یکی از روشهای مقاومسازی پرداخته شده و مطالعه جامعی نسبت به چند روش مقاومسازی این نوع قابها انجام نشده است. در این تحقیق ابتدا سطوح عملکرد قابهای خمشی بتن مسلح طراحی شده در مناطق با خطر نسبی متفاوت براساس آیین نامه بتن ایران [۱۰] و استاندارد ۲۸۰۰ [۱۱]،

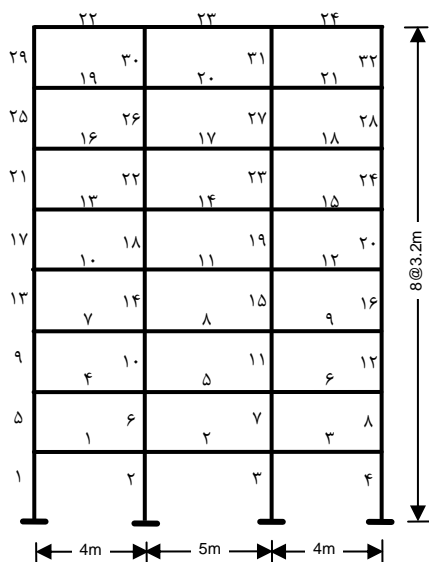
بسیار زیاد طراحی شده است.

۳-۲- سطح مقطع اجزای قابها

در شکل ۲ شماره گذاری تیرها و ستونها برای قاب F۸۳A نشان داده شده است. همچنین به عنوان نمونه مقطع تیر و ستونهای قاب F۸۳A در جدول ۱ نشان داده شده است.

جدول ۱ مقطع تیر و ستونهای قاب F۸۳A

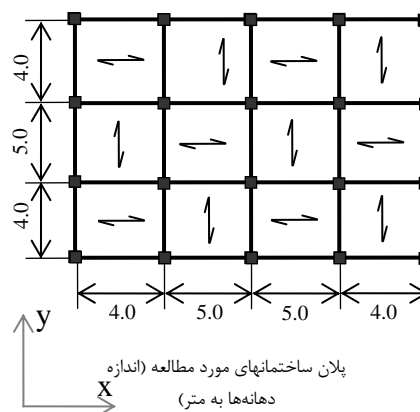
طبقه	۱ و ۲	۳ و ۴	۵ و ۶	۷ و ۷
مقطع تیر و ستون (cm)	۵۰×۵۰	۴۵×۴۵	۴۰×۴۰	۳۵×۳۵



شکل ۲ شماره گذاری تیر و ستونهای قاب F۸۳A

۳-۳- فولادگذاری در قابهای مورد مطالعه

علاوه بر ضوابط طراحی، ضوابط مربوط به شکل پذیری متوسط برای قابهای مورد مطالعه در نظر گرفته شده است. برای نمونه در قاب F۸۳A برای ستون شماره ۳ و تیر شماره ۵، نحوه فولادگذاری در شکلهای ۳ و ۴ نشان داده شده است.



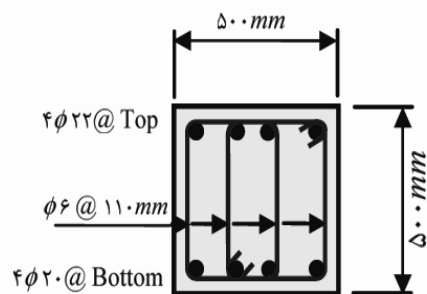
شکل ۱ پلان ساختمانهای طراحی شده

به منظور بررسی اثر تعداد طبقات، طراحی برای ۶، ۸ و ۱۰ طبقه انجام شد. طراحی براساس ساختمان خمشی متوسط انجام و تمامی ضوابط آیین نامه بتن ایران و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم در نظر گرفته شد. علاوه بر این برای بررسی میزان خطر زلزله خیزی، ساختمانهای مذکور در دو منطقه با خطر نسبی لرزه خیزی بسیار زیاد و زیاد طراحی شد. برای عملیات مدلسازی دو قاب بحرانی موجود در پلان در دو جهت سه دهانه و چهاردهانه به عنوان قابهای مینا برای بررسی انتخاب شد. با توجه به متغیرهای بالا (تعداد طبقات (۳ نوع)، خطر لرزه خیزی (۲ نوع) و دهانه ها (۲ نوع)) ۱۲ قاب برای تحلیل انتخاب شده است.

۳-۱- نامگذاری قابها

برای سادگی در نمایش نمودارها، قابها با علائم اختصاری نامگذاری شد. ۱۲ قاب انتخاب شده به ترتیب زیر نامگذاری می شوند: FNSA که در آن F نمایانگر قاب با شکل پذیری متوسط، N تعداد طبقات (۶، ۸ و ۱۰)، S تعداد دهانه (۳، ۴)، A خطر لرزه خیزی (A برای خطر زلزله خیزی بسیار زیاد و B برای خطر زلزله خیزی زیاد) می باشد. به عنوان مثال F۸۳A یعنی قاب خمشی متوسط هشت طبقه و دارای چهار دهانه که برای خطر زلزله خیزی

براساس روش استاتیکی خطی، نوع دوم-الف: توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود) انجام شد و بحرانی‌ترین حالت انتخاب، مبنای توزیع بارگذاری جانبی قرار گرفت. اثر $p-\Delta$ نیز در مدلسازی ملحوظ شده است. بدین ترتیب خواص استاتیکی، مدال و منحنیهای بار افزون مربوط به هر یک از قابها با توجه به بارگذاری فوق به دست آمده است.



شکل ۳ فولادگذاری تیر شماره ۳ قاب F۸۳A

۴-۳- نقاط هدف قابها

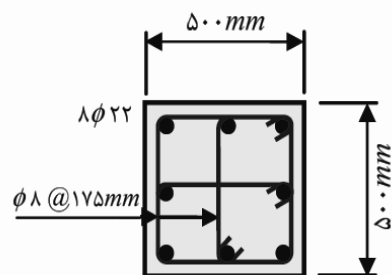
۴-۳-۱- روش ضرایب

تغییر مکان هدف در این روش از رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$\delta_t = C_c C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{\epsilon \pi} g \quad (2)$$

که در آن C_c ضریب اصلاح برای مرتبط کردن تغییر مکان طیفی با تغییر مکان بام است، C_1 ضریب اصلاحی است که حداکثر تغییر مکان غیرارتجاعی مورد نظر را با تغییر مکانهای به دست آمده از طیف ارتجاعی خطی مرتبط می‌کند، C_2 ضریب اصلاحی برای نشان دادن تأثیر رفتار هیستریزس بر تغییر مکان طیفی حداکثر سازه است، C_3 ضریب اصلاحی برای منظور کردن افزایش تغییر مکان در نتیجه آثار مرتبه دوم مرتبط با $P-\Delta$ و S_a شتاب طیفی است که با توجه به پرید اصلی مؤثر تعیین می‌شود و T_e زمان تناوب اصلی و مؤثر سازه است. برای محاسبه ضرایب C_c تا C_3 از ضوابط و جدولهایی که در [۱۶] توضیح داده شده، استفاده شد. برای قابهای مورد بررسی، شرایط سطح عملکرد ایمنی جانی مدنظر است. در جدول ۲ مقادیر ضرایب و نقطه هدف به تفکیک قابها آورده شده است. در جدول ۲ مقادیر ضرایب C_1, C_2, C_3 برابر یک انتخاب شده است.

در شکل ۵ موقعیت نقاط هدف در ساختمان با طبقات



شکل ۴ فولادگذاری ستون شماره ۵ قاب F۸۳A

۴- مراحل تحلیل

۴-۱- مدلسازی عددی

مدلسازی قابهای مذکور در نرم افزار IDARC(v5/0) انجام شد. ضوابط مربوط به شکل پذیری متوسط در مورد فاصله خاموت‌ها و همچنین نحوه آرماتوربندی در نظر گرفته شد. برای به دست آوردن سطوح عملکرد، تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون انجام شده است.

۴-۲- بارگذاری

ترکیب بارگذاری بحرانی برای بارهای ثقلی در نظر گرفته شد که به صورت زیر است:

$$Q_G = 1/1 [Q_D + Q_L] \quad (1)$$

نحوه توزیع بار جانبی نیز با توجه به [۱۶] از دو نوع توزیع (نوع اول-الف: توزیع توانی تعمیم یافته، توزیع

دلیل این تغییرات در نقاط هدف را باید در طراحی جستجو کرد. در طراحی ساختمانها برای منطقه با خطر زلزله خیزی بسیار زیاد، روند طراحی با افزایش تعداد طبقات ساختمان، از روند کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) به شدت متأثر است به طوری که با افزایش تعداد طبقات، طراحی به سمت استفاده حداقل میلگرد در ستونها پیش می‌رود. با توجه به این موضوع، با افزایش تعداد طبقات ساختمانها، ابعاد تیر و ستونهای موجود در قاب افزایش پیدا می‌کند و در حقیقت در روند طراحی، مقطع ستونها به گونه‌ای است که ظرفیت مقطع بسیار بیشتر از مقدار مورد نیاز است و طراحی بهینه انجام نمی‌شود، از این رو قابهای طراحی شده برای تعداد بیشتر طبقات، عملکرد بهتری را در برابر زلزله از خود نشان می‌دهند و جابه‌جایی نسبی بام در نقاط هدف، روند نزولی پیدا می‌کند. اما در ساختمانهای طراحی شده برای منطقه با خطر زلزله خیزی زیاد، طراحی متأثر از نیروهای موجود در اعضا است و محدودسازی تغییر مکان نسبی طبقات، شرط مهمی در طراحی نیست؛ در واقع طراحی براساس نیروهای موجود در مقاطع و میلگردگذاری بهینه انجام می‌شود و ظرفیت اعضا براساس میزان نیاز به دست می‌آید. در نتیجه نمی‌توان به صراحت درباره بهبود وضعیت نقطه هدف قابها با افزایش تعداد طبقات سخن گفت.

۴-۳-۲- روش طیف ظرفیت

در اینجا برای قاب F۸۳A روند به دست آوردن نقطه هدف توضیح داده می‌شود. برای به دست آوردن تغییر مکان و شتاب طیفی ضرایب مودی از تحلیل مودال به دست آمد (جدول ۳).

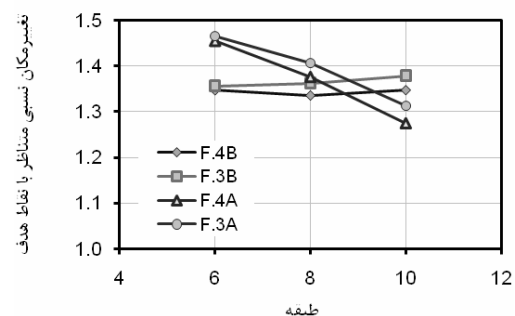
مختلف به روش ضرایب نشان داده شده است.

با توجه به منحنیهای شکل ۵ می‌توان دریافت که در قابهای طراحی شده در منطقه با خطر زلزله خیزی بسیار زیاد، جابه‌جایی نسبی بام در نقطه هدف با افزایش تعداد طبقات ساختمان روند نزولی دارد، اما در مورد قابهای طراحی شده در منطقه با خطر زلزله خیزی زیاد، جابه‌جایی نسبی بام در برابر تعداد طبقات، از روند مشخصی تبعیت نمی‌کند. همچنین قابهای سه‌دهانه در مقایسه با قابهای چهاردهانه در هر دو منطقه زلزله خیزی، نقاط هدف در قابها با تعداد طبقات یکسان، جابه‌جایی نسبی بیشتری در بام دارند.

جدول ۲ تغییر مکان هدف قابها با استفاده از روش ضرایب

نوع قاب	T_e	C	S_a	δ_f (cm)	تغییر مکان نسبی بام
F۶۴A	۱/۳۴	۱/۳۸	۰/۴۵	۲۷/۹۶	۱/۴۶
F۶۴B	۱/۳۹	۱/۳۹	۰/۳۸	۲۵/۸۶	۱/۳۵
F۸۴A	۱/۵۶	۱/۴۲	۰/۴۱	۳۵/۲۴	۱/۸
F۸۴B	۱/۶۸	۱/۴۰	۰/۳۳	۳۴/۱۹	۱/۳۴
F۶۳A	۱/۳۵	۱/۳۸	۰/۴۵	۲۸/۱۵	۱/۴۷
F۶۳B	۱/۴۰	۱/۳۹	۰/۳۸	۲۷/۰۴	۱/۳۶
F۸۳A	۱/۵۹	۱/۴۲	۰/۴۱	۳۷/۰۴	۱/۴۱
F۸۳B	۱/۷۰	۱/۴۰	۰/۳۳	۳۴/۹۰	۱/۳۶
F۱۰۳A	۱/۷۳	۱/۴۸	۰/۳۸	۴۲/۰۵	۱/۳۱
F۱۰۳B	۱/۹۹	۱/۴۸	۰/۳۰	۴۴/۱۳	۱/۳۸
F۱۰۴A	۱/۷۰	۱/۴۷	۰/۳۹	۴۰/۷۸	۱/۲۷
F۱۰۴B	۱/۹۶	۱/۴۸	۰/۳۰	۴۳/۱۱	۱/۳۵

نقاط عملکرد در روش طیف ضرایب



شکل ۵ موقعیت نقاط هدف در روش ضرایب

این محاسبات برای سایر قابها نیز انجام شد که مقادیر نقطه هدف برای قابهای بررسی شده در جدول ۵ آورده شده است. در شکل ۶ موقعیت نقاط هدف در قابها با تعداد طبقات مختلف به روش طیف ظرفیت نشان داده شده است.

جدول ۴ ضرایب مربوط به کاهش طیف تقاضا و نقطه هدف

قاب F۸۳A

نوع سازه	B
K	۰/۷
β_0	۴۶/۷۱
β_{eff}	۳۷/۶۶
SR_A	۰/۴۴
SR_v	۰/۵۶
δ_t (A.D.R.S.) (cm)	۳۰
δ_t (cm)	۴۲/۶۷
تغییر مکان نسبی بام %	۱/۶۷

جدول ۵ تغییر مکان هدف قابها با استفاده از روش طیف ظرفیت

تغییر مکان نسبی بام %	δ_t (cm)	δ_t (ADRS) (cm)	نوع قاب
۱/۸۳	۳۵/۰۵	۲۵/۴۰	F۶۳A
۱/۳۵	۲۵/۸۳	۱۸/۶۱	F۶۳B
۱/۶۴	۳۲/۱۴	۲۲/۹۵	F۶۴A
۱/۲۳	۲۳/۶۱	۱۷/۰۰	F۶۴B
۱/۶۷	۴۲/۶۷	۳۰/۰۰	F۸۳A
۱/۴۵	۳۷/۱۸	۲۶/۵۲	F۸۳B
۱/۴۹	۳۸/۱۵	۲۶/۸۵	F۸۴A
۱/۳۲	۳۳/۷۴	۲۴/۰۷	F۸۴B
۱/۴۲	۴۵/۵۵	۳۰/۸۰	F۱۰۳A
۱/۴۲	۴۵/۵۱	۳۰/۷۳	F۱۰۳B
۱/۲۵	۳۹/۹۹	۲۷/۲۸	F۱۰۴A
۱/۳۱	۴۱/۷۸	۲۸/۲۴	F۱۰۴B

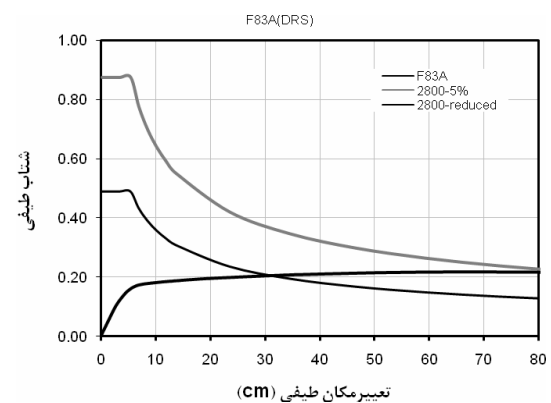
با توجه به شکل‌های ۵ و ۷ می‌توان دید که روند تغییر

که در آن α_1 ضریب جرم مودی مربوط به مود اول، PF_1 ضریب مشارکت مودی مربوط به مود اول و $\phi_{ROOF,1}$ مقدار دامنه مود اول در بام است. با استفاده از ضرایب فوق، منحنی ظرفیت در سیستم ADRS (شتاب - تغییر مکان) به دست می‌آید. این منحنی در کنار منحنی طیف تقاضای استاندارد ۲۸۰۰ ترسیم می‌شود و ضرایب مربوط به کاهش طیف تقاضا محاسبه شده و منحنی کاهش یافته طیف تقاضا ترسیم شده و در نهایت نقاط هدف به دست آمد. این ضرایب در جدول ۴ و منحنیهای مربوط در شکل ۶ نشان داده شده است.

جدول ۳ ضرایب مودال مربوط به مود اول قاب F۸۳A

ضرایب	مقادیر
α_1	۰/۷۱
$\phi_{ROOF,1}$	۲/۶۹۳
PF_1	۰/۵۲۸۲

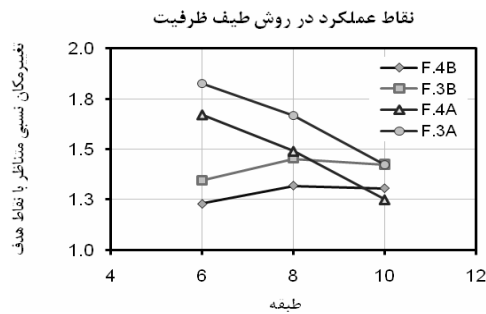
سازه با جزئیات خوب و مدت زمان ارتعاش زلزله زیاد در نظر گرفته شده و با توجه به [۱۶] مقدار مورد نیاز K برای محاسبات به دست آمد.



شکل ۶ منحنی ظرفیت قاب F۸۳A در سیستم ADRS و

طیف تقاضا و طیف کاهش یافته تقاضا

محاسبه شده است. در جدولهای ۶ و ۷ برای نمونه سطوح، عملکرد تیر و ستونهای قاب F۸۳A آورده شده است. برای بررسی شرایط اعضای قابهای طراحی شده، جدول ۸ تهیه شده که در آن برای قابها، به تفکیک مشخص شده که چه تعداد و که چه درصدی از تیر و ستونهای قاب در سطوح مختلف عملکرد قرار دارند. در این جدولها IO به معنای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه، LS ایمنی جانی و CP آستانه فروریزش است.



شکل ۷ موقعیت نقاط هدف در قابها به روش طیف ظرفیت

جابه‌جایی نسبی بام در نقطه هدف در قابها با طبقات مختلف، مشابه روش ضرایب است. مبنای محاسبات برای به‌دست آوردن سطوح عملکرد، روش طیف ظرفیت در نظر گرفته شده است.

۴-۴- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ها مطابق دستورالعمل بهسازی

برای به‌دست آوردن سطوح عملکرد قابها مطابق دستورالعمل بهسازی، باید در نقطه هدف قاب، قاب بررسی شود و مطابق جداولی که در [۱۶] به تفصیل ارائه شده، برای اجزای سازه‌ای (تیر و ستونها) سطوح عملکرد به‌دست آید. معیارهای پذیرش برای تیرها میلگردگذاری $(\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}})$ ، ابعاد مقطع و نیروی برشی طراحی مقطع $(\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}})$ و برای ستونها، براساس شرایط آرماتور عرضی، ابعاد مقطع و نیروی برشی طراحی مقطع $(\frac{P}{A_g f_c})$ و نیروی محوری طراحی $(\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}})$

جدول ۶ سطوح عملکرد تیرهای قاب F۸۳A

$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	شرایط آرماتور عرضی	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	معیار پذیرش			دوران	سطح عملکرد	شماره تیر	طبقه
			IO	LS	CP				
۰/۴۲	NC	۰/۰۵	۰/۰۵۰	۰/۰۱۰۰	۰/۰۱۹۹	۰/۰۶۱	IO-LS	۳ و ۱	۱
۰/۳۲	C	۰/۰۵	۰/۰۹۹	۰/۰۱۹۹	۰/۰۲۴۹	۰/۰۵۰	IO	۲	
۰/۴۳	NC	۰/۰۵	۰/۰۵۰	۰/۰۱۰۰	۰/۰۱۹۹	۰/۰۱۱۷	LS CP	۶ و ۴	۲
۰/۳۳	C	۰/۰۵	۰/۰۹۹	۰/۰۱۹۹	۰/۰۲۴۹	۰/۰۱۰۱	IO-LS	۵	
۰/۴۲	C	۰/۱۳	۰/۰۹۹	۰/۰۱۹۷	۰/۰۲۴۹	۰/۰۱۹۳	IO-LS	۹ و ۷	۳
۰/۳۳	C	۰/۱۳	۰/۰۹۹	۰/۰۱۹۷	۰/۰۲۴۹	۰/۰۱۷۴	IO-LS	۸	
۰/۴۴	C	۰/۱۳	۰/۰۹۹	۰/۰۱۹۷	۰/۰۲۴۹	۰/۰۲۳۰	LS CP	۱۲ و ۱۰	۴
۰/۳۳	C	۰/۱۳	۰/۰۹۹	۰/۰۱۹۷	۰/۰۲۴۹	۰/۰۲۰۶	LS CP	۱۱	
۰/۴۰	C	۰/۱۳	۰/۰۹۹	۰/۰۱۹۷	۰/۰۲۴۹	۰/۰۲۵۱	CP OVER)	۱۵ و ۱۳	۵
۰/۳۱	C	۰/۱۳	۰/۰۹۹	۰/۰۱۹۷	۰/۰۲۴۹	۰/۰۲۲۷	LS CP	۱۴	
۰/۳۵	C	۰/۱۵	۰/۰۹۸	۰/۰۱۹۷	۰/۰۲۴۸	۰/۰۲۴۴	LS CP	۱۸ و ۱۶	۶
۰/۲۷	C	۰/۱۵	۰/۰۹۸	۰/۰۱۹۷	۰/۰۲۴۸	۰/۰۲۱۳	LS CP	۱۷	
۰/۳۰	C	۰/۲۰	۰/۰۹۸	۰/۰۱۹۶	۰/۰۲۴۸	۰/۰۲۰۵	LS CP	۲۱ و ۱۹	۷
۰/۲۳	C	۰/۲۰	۰/۰۹۸	۰/۰۱۹۶	۰/۰۲۴۸	۰/۰۱۸۹	IO-LS	۲۰	
۰/۲۲	C	۰/۰۶	۰/۰۹۹	۰/۰۱۹۶	۰/۰۲۴۹	۰/۰۱۲۳	IO-LS	۲۴ و ۲۲	۸
۰/۱۲	C	۰/۰۶	۰/۰۹۹	۰/۰۱۹۹	۰/۰۲۴۹	۰/۰۰۲۴	IO	۲۳	

جدول ۷ سطوح عملکرد ستونهای قاب F۸۳A

$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	شرایط آرمانور عرضی	$\frac{P}{A_g f_c}$	معیار پذیرش			دوران	سطح عملکرد	شماره ستون	طبقه
			IO	LS	CP				
۰/۱۵۵	NC	۰/۱۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	-۰/۰۰۱	IO	۳ و ۲	۱
۰/۳۷	C	۰/۱۴	۰/۰۰۴۷	۰/۰۱۴۶	۰/۰۱۹۳	-۰/۰۰۱	IO	۴ و ۱	
۰/۵۹	NC	۰/۰۹	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	-۰/۰۰۲	IO	۷ و ۶	۲
۰/۳۲	C	۰/۱۲	۰/۰۰۴۹	۰/۰۱۴۸	۰/۰۱۹۷	-۰/۰۰۲	IO	۸ و ۵	
۰/۶۵	NC	۰/۰۹	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	۰/۰۰۴	IO	۱۱ و ۱۰	۳
۰/۴۳	C	۰/۱۲	۰/۰۰۴۹	۰/۰۱۴۸	۰/۰۱۹۷	۰/۰۰۴	IO	۱۲ و ۹	
۰/۶۲	NC	۰/۰۸	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	۰/۰۰۵	IO	۱۵ و ۱۴	۴
۰/۳۹	C	۰/۰۹	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۰۰۴	IO	۱۶ و ۱۳	
۰/۶۵	C	۰/۰۸	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۰۰۴	IO	۱۹ و ۱۸	۵
۰/۴۵	C	۰/۰۹	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۰۰۴	IO	۲۰ و ۱۷	
۰/۵۷	C	۰/۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	-۰/۰۰۵	IO	۲۳ و ۲۲	۶
۰/۳۶	C	۰/۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	-۰/۰۰۴	IO	۲۴ و ۲۱	
۰/۵۰	C	۰/۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	-۰/۰۰۵	IO	۲۷ و ۲۶	۷
۰/۳۸	C	۰/۰۴	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	-۰/۰۰۳	IO	۲۸ و ۲۵	
۰/۳۱	C	۰/۰۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	-۰/۰۱۳	IO-LS	۳۱ و ۳۰	۸
۰/۱۸	C	۰/۰۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	-۰/۰۰۳	IO	۳۲ و ۲۹	

۴-۴-۱- بررسی قابهای سه دهانه طراحی شده در

منطقه با خطر لرزه خیزی بسیار زیاد

با اینکه در مقایسه جابه جایی نسبی در نقطه هدف در این قسمت روند کاهشی وجود دارد، اما با دقت در عملکرد اعضا مشخص می شود که با افزایش تعداد طبقات، عملکرد سازه، زیاد تغییر نمی کند و روند مطلوب شدن عملکرد سازه با افزایش طبقات محسوس نیست. ضعف عملکردی در تیرها اتفاق افتاده و ستونها - بجز چند مورد که به دلیل نیروی برشی زیاد در شرایط نامطلوب قرار گرفته اند - شرایط سطح عملکردی ایمنی جانی را ارضا می کنند.

۴-۴-۳- بررسی قابهای چهاردهانه طراحی شده در

منطقه با خطر لرزه خیزی بسیار زیاد

در این قابها با وجودی که در مقایسه جابه جایی نسبی در نقطه هدف در این قسمت روند کاهشی داریم، اما با دقت در عملکرد اعضا مشخص می شود که با افزایش تعداد طبقات، عملکرد سازه زیاد تغییر نمی کند و روند مطلوب شدن عملکرد سازه با افزایش طبقات، محسوس نیست و در مقایسه با قابهای سه دهانه ای که برای همین خطر لرزه خیزی طراحی شده اند، عملکرد بهتری دارند.

۴-۴-۲- بررسی قابهای سه دهانه طراحی شده در

منطقه با خطر لرزه خیزی زیاد

با مقایسه این قابها مشخص می شود که با افزایش تعداد طبقات، تیرها عملکرد ضعیفتری را نشان می دهند و عملکرد کلی قاب ضعیفتر می شود. در ضمن عملکرد این قابها نسبت به قابهای مشابه طراحی شده در منطقه با خطر زلزله خیزی بسیار زیاد بهتر است.

۴-۴-۴- بررسی قابهای چهاردهانه طراحی شده در

منطقه با خطر لرزه خیزی زیاد

این قابها تقریباً شرایط ایمنی جانی مطابق دستورالعمل بهسازی را برآورده می کنند. با افزایش تعداد طبقات عملکرد اجزای سازه ای تقریباً بهبود پیدا کرده است؛ همچنین این قابها نسبت به بقیه قابها عملکرد بهتری دارند.

جدول ۸ درصد و تعداد اعضای سازه‌های قابهای طراحی شده قرار گرفته در سطوح مختلف عملکردی

ستون‌ها				تیرها				نوع قاب	
OVER CP	LS-CP	IO-LS	IO	OVER CP	LS-CP	IO-LS	IO		
۰	۲	۸	۱۴	۲	۶	۹	۱	تعداد	F۶۳A
۰	%۸/۳۳	%۲۲/۳۳	۵۸/۳۳	%۱۱/۱۱	%۳۳/۳۳	%۵۰	%۵۵	درصد	
۰	۰	۱۰	۱۴	۰	۴	۵	۹	تعداد	F۶۳B
۰	۰	%۴۱/۶۶	%۵۸/۳۳	۰	%۲۲/۲۲	%۲۷/۷۷	%۵۰	درصد	
۰	۰	۵	۲۵	۰	۸	۱۰	۶	تعداد	F۶۴A
۰	۰	%۱۶/۶۶	%۸۲/۳۳	۰	%۳۳/۳۳	%۴۱/۶۶	%۲۵	درصد	
۰	۲	۱۴	۱۴	۰	۰	۱۲	۱۲	تعداد	F۶۴B
۰	%۷/۶۶	%۴۶/۶۶	%۴۶/۶۶	۰	۰	%۵۰	%۵۰	درصد	
۰	۰	۲	۲۲	۲	۱۱	۹	۲	تعداد	F۸۳A
۰	۰	%۷/۲۵	%۹۳/۲۵	%۸/۳۳	%۴۵/۸	%۳۷/۵	%۸/۳۳	درصد	
۰	۰	۸	۲۴	۰	۸	۶	۱۰	تعداد	F۸۳B
۰	۰	%۲۵	%۷۵	۰	%۳۳/۳۳	%۲۵	%۴۱/۶۶	درصد	
۰	۰	۳	۳۷	۰	۸	۱۶	۶	تعداد	F۸۴A
۰	۰	%۷۵	%۹۲/۵	۰	%۲۶/۶۶	%۵۳/۳۳	%۲۰	درصد	
۰	۰	۴	۳۶	۰	۶	۱۲	۱۴	تعداد	F۸۴B
۰	۰	%۱۰	%۹۰	۰	%۱۸/۷۵	%۳۷/۵	%۴۳/۷۵	درصد	
۲	۲	۶	۳۰	۷	۶	۶	۱۱	تعداد	F۱۰۳A
%۵	%۵	%۱۵	%۷۵	۲۳/۳۳	%۲۰	%۲۰	%۳۶/۶۶	درصد	
۰	۰	۰	۴۰	۰	۱۰	۱۳	۷	تعداد	F۱۰۳B
۰	۰	۰	%۱۰۰	۰	%۳۳/۳۳	%۴۳/۳۳	%۲۳/۳۳	درصد	
۳	۰	۹	۳۸	۲	۱۴	۶	۱۸	تعداد	F۱۰۴A
%۶	۰	%۱۸	%۷۶	%۵	%۳۵	%۱۵	%۴۵	درصد	
۰	۰	۰	۵۰	۰	۰	۳۰	۱۰	تعداد	F۱۰۴B
۰	۰	۰	%۱۰۰	۰	۰	%۷۵	%۲۵	درصد	

۴-۵- مقاومسازی

برای مقاومسازی قاب F۸۳A انتخاب می‌شود، با توجه به شرایط سازه انتخاب شده مشخص می‌شود که این سازه از نظر سختی جانبی مشکل دارد و با توجه به این نکته که خرابیها در چندین طبقه توزیع شده، تصمیم گرفته شد که مقاومت و سختی جانبی این سیستم افزایش پیدا کند. برای این منظور سه روش مقاومسازی، الف) افزودن بادبندهای فلزی، ب) افزودن دیوار برشی، ج) افزودن میانقابهای مصالح بنایی، برای ارتقای سختی جانبی سیستم انتخاب شد. همچنین برای اینکه به سیستم اجزای سازه‌ای

اضافه نشود، روش دیگری - که در آن کم کردن وزن سازه بر اثر کاهش تعداد طبقات است - نیز در این قسمت مورد مطالعه قرار گرفت. برای انجام مقاومسازی با توجه به اینکه شرایط مدلسازی نرم‌افزار IDARC برای دیوار مصالح بنایی (مدلسازی به روش دستک فشاری) با آنچه دستورالعمل بهسازی ارائه می‌کند متفاوت است و مشکلات تحلیل بار افزون برای این نوع سازه‌ها در این نرم‌افزار و همچنین شرایط مدلسازی بادبند در این نرم‌افزار موجود نیست، برای این دو نوع روش از نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ استفاده شده است. در ادامه به‌طور مجزا نتایج

این روشها بررسی و در نهایت مقایسه‌ای بین این ۴ روش انجام می‌شود.

لازم است توضیح دهیم که قاب مینا با نرم‌افزار SAP2000 نیز مدل‌سازی شد. با توجه به روند مدل‌سازی در نرم‌افزار SAP باید پارامترهای مدل‌سازی تیر و ستونها با توجه به نیروهای موجود در اعضا در نقطه هدف تعریف شوند. ظرفیتهای خمشی اعضا مطابق دستورالعمل بهسازی به دست آمد. قاب F83A در نرم‌افزار SAP مدل‌سازی شد و مفصلهای خمشی برای تیر و ستونها تعریف شد. نحوه توزیع بار جانبی مانند نرم‌افزار IDARC در نظر گرفته شد. ظرفیت این قاب در شکل ۹ به صورت F83A.SAP نشان داده شده است.

اضافه شود که البته برای سایر روشها نیز اجزای سازه‌ای اضافه شده به این دهانه اضافه شد. مقادیر حداقل مطابق آیین‌نامه بتن ایران (آبا) برای طراحی دیوار برشی در نظر گرفته شد. این مقادیر برای ابعاد و فولادگذاری عبارتند از [۱۰]:

ضخامت حداقل: 15cm
درصد فولاد قائم و افقی حداقل: 0.25

۴-۱-۵-۲- تحلیل

با توجه به مطالب گفته شده، تحلیل بار افزون روی سازه اعمال شد که در شکل ۹ منحنی بار افزون این قاب در مقایسه با قاب بدون مقاومسازی و سایر روشهای مقاومسازی ارائه شده است.

۴-۱-۵-۱- مقاومسازی با استفاده از دیوار برشی

۴-۱-۵-۱-۱- مدل‌سازی

برای مدل‌سازی این روش با توجه به قابلیت بالای نرم‌افزار IDARC در مدل‌سازی دیوار برشی از این نرم‌افزار استفاده شده است. در اینجا فرض شد که دیوار برشی اضافه شده به سیستم به‌طور کامل با ستونها و تیرهای قاب - به‌وسیله دوختن آرماتورها - درگیر می‌شوند. در این صورت می‌توان فرض کرد که ستونهای کناری با دیوار برشی اضافه شده به صورت یکپارچه عمل می‌کنند و این سه عضو را (دیوار برشی اضافه شده و دو ستون کناری) می‌توان یک مقطع دیوار برشی در نظر گرفت که سه مقطع دارد و تیرهای بین طبقات با توجه به دوخته شدن توسط آرماتورها، به صورت صلب عمل می‌کنند این تیرها تغییر شکل زیادی ندارند و تیرهایی که در قسمت دیوار برشی قرار ندارند، مطالعه شده است. برای اینکه تقارن در سختی در پلان حفظ شود، تصمیم گرفته شد که دیوار برشی به دهانه میانی

جدول ۹ ضرایب مربوط به کاهش طیف تقاضا و نقطه هدف

قاب F83A.W

نوع سازه	B
K	۰/۷۷
β_0	۲۳/۱۶
β_{eff}	۲۲/۹
SR_A	۰/۵
SR_v	۰/۶۲
δ_t (A.D.R.S.) (cm)	۹/۴۸
δ_t (cm)	۱۳/۹۱
تغییر مکان نسبی بام %	۰/۵۴۳۴

منظور از قاب F83A.W قاب F83A با دیوار برشی است. در جدول ۹ ضرایب مربوط به کاهش طیف تقاضا و نقطه هدف قاب آورده شده است.

ملاحظه می‌شود که مقاومت جانبی سیستم بیش از دو برابر شده است. برای بررسی سطح عملکرد قاب مقاومسازی شده، مراحل به دست آوردن سطح

۴-۵-۲- مقاومتسازی با استفاده از بادبند فولادی

۴-۵-۱-۲- مدلسازی

مدلسازی این قسمت با نرم افزار SAP ۲۰۰۰ انجام شده است. مفصلهای اندرکنشی (p.m.m) برای ستونها، مفصلهای (p) برای بادبندها و مفصلهای خمشی (m3) برای تیرها مطابق ضوابط مدلسازی [۱۶] تعریف شد. اتصال بادبندها به قاب به گونه ای فرض شد که بادبندها با استفاده از یک پوشش فلزی جلیقه ای- که از چهار نبشی که به هم جوش شده و ستون را احاطه کرده اند - به قاب متصل شده است.

در این قسمت مشخصات بادبندی های اضافه شده به گونه ای است که خرابی، ابتدا در بادبندها و سپس در تیرها و بعد از آن در ستونها رخ می دهد. مشخصات اعضای بادبندی اضافه شده عبارتند از:

برای چهار طبقه اول: ناودانی دوتایی ۱۰ (۲۱۰)

برای چهار طبقه آخر: ناودانی دوتایی ۸ (۲۱۸) اعضای بادبندی اضافه شده - مانند دیوار برشی - در دهانه میانی به قاب اضافه شده است.

۴-۵-۱-۲- تحلیل

در شکل ۹ منحنی بار افزون قاب بدون مقاومتسازی در نرم افزار IDARC و SAP ۲۰۰۰ و قاب مقاومتسازی شده با بادبند و سایر روشها نشان داده شده است. در این شکل F۸۳A.B نشان دهنده قاب F۸۳A است که با بادبند فلزی مقاومتسازی شده.

ملاحظه می شود که مقاومت و سختی جانبی قاب به خوبی افزایش پیدا کرده اما شکل پذیری قاب در این حالت با توجه به پارامترهای مدلسازی کاهش یافته است. در جدول ۱۰ ضرایب مربوط به کاهش طیف تقاضا و نقطه هدف قاب آورده شده است.

عملکرد برای این قاب تکرار می شود. برای بررسی معیارهای پذیرش سطوح عملکرد برای اجزای دیوار برشی لازم است مقدار چرخش خمیری θ_p معلوم باشد. این در حالی است که نرم افزار IDARC این خروجی را برای دیوار برشی ارائه نمی کند و فقط انحناي خمیری ϕ_p را ارائه می کند. برای تبدیل انحناي خمیری به چرخش خمیری با استفاده از روش [۱۷] داریم:

$$\theta_p = \phi_p l_p \quad (۳)$$

که در آن l_p طول لولای خمیری است.

برای به دست آوردن طول لولای خمیری، پاولی و پریسلی در سال ۱۹۹۲ رابطه ای را پیشنهاد کرده اند [۱۷] که طول لولای خمیری را برای دیوار برشی به دست می دهد:

$$0.3l_w < l_p (= 0.2l_w + 0.44h_w) < 0.8l_w \quad (۴)$$

در این رابطه l_w طول دیوار و h_w ارتفاع آزاد دیوار و l_p طول لولای خمیری در پای دیوار است که از پایه به سمت بالا اندازه گرفته می شود.

با به دست آوردن سطوح عملکرد اجزای سازه ای، ملاحظه می شود که تمامی اجزای سازه ای قاب در محدوده قابلیت استفاده بی وقفه قرار گرفتند. اضافه کردن دیوار برشی به قاب، نه تنها سطح عملکرد ایمنی جانی را برآورده ساخته، بلکه سطح عملکرد قاب را یک درجه بالاتر برده و قاب را در محدوده قابلیت استفاده بی وقفه (IO) قرار داده است. می توان نتیجه گرفت که اضافه کردن دیوار برشی به قاب بتنی، باعث بهبود بسیار خوب عملکرد قاب و اجزای قاب می شود لذا در این مرحله، روند مقاومتسازی به خوبی انجام شده است.

جدول ۱۰ ضرایب مربوط به کاهش طیف تقاضا و نقطه هدف

قاب F۸۳A.B

نوع سازه	B
K	۰/۷۷
β	۲۲/۲۹
β_{eff}	۲۲/۲۸
SR_A	۰/۵۲
SR_v	۰/۶۰
δ_t (A.D.R.S.)(cm)	۸/۵۴۵
δ_t (cm)	۱۳/۱۱
تغییر مکان نسبی بام %	۰/۴۵۲۷

ذکر این نکته ضروری است که از آنجاکه مصالح بنایی به قاب موجود اضافه می شود، اثر بار محوری بر تأمین مقاومت چسبندگی برشی زیاد نبوده و مطابق تفسیر دستورالعمل بهسازی، از این اثر صرف نظر شده و فقط اثر مقاومت چسبندگی برشی مصالح بنایی در نظر گرفته شده است.

جدول ۱۱ مشخصات مصالح مصرف شده در پرکننده های

مصالح بنایی

مدول ارتجاعی (Mpa)	نوع مقاومت		ملاط
	برشی (Mpa)	فشاری (Mpa)	نسبت سیمان به ماسه
۱۷۲۳	۰/۲۱۳	۹/۵۹	۳ به ۱

با این توضیحات مشخصات دستک فشاری - که باید در مدلسازی در نظر بگیریم و روند به دست آوردن این مشخصات در [۱۶] توضیح داده شده - در جدول ۱۲ آورده شده است.

جدول ۱۲ مشخصات دستک فشاری مدل سازی در طبقات

طبقه	t_{inf} (cm)	a (عرض دستک) cm	Q_{CE} (kN)
۸	۲۰	۷۶/۶۷	۲۰/۱۹۳
۷	۲۰	۷۶/۶۷	۲۰/۱۹۳
۶	۲۰	۷۹/۷۲	۱۹/۹۷۶
۵	۲۰	۷۹/۷۲	۱۹/۹۷۶
۴	۲۵	۸۰/۵۳	۲۴/۶۹۸
۳	۲۵	۸۰/۵۳	۲۴/۶۹۸
۲	۳۰	۸۰/۱۸	۲۹/۳۱۲
۱	۳۰	۸۰/۱۸	۲۹/۳۱۲

که در آن t_{inf} ضخامت پانل میانقاب و دستک فشاری

در این مدل روند خرابیها چنان است که نخست بادبندها بر اثر فشار کماتش کردند، سپس در برخی تیرها و بادبندهای کششی، مفاصل تشکیل شد و در نهایت خرابی به ستونها منتقل شد. در نهایت خرابی سیستم به علت کماتش بادبندها و خرابی ستونها به علت بار محوری زیاد است. به دلیل نیروی جانبی زیاد، بادبندهای فشاری خیلی زود کماتش کردند. پس از به دست آوردن سطوح عملکرد اجزای سازه ای ملاحظه شد که در این حالت، بادبند اضافه شده توانست سطح عملکرد قاب را بهبود بخشیده و سطح عملکرد ایمنی جانی را برای قاب تأمین کند.

۴-۵-۳- مقوامسازی با استفاده از پرکننده های مصالح بنایی

۴-۵-۳-۱- مدلسازی

برای استفاده از پرکننده های مصالح بنایی، با توجه به گستردگی در اجرای این نوع مصالح و مشخصات متفاوت این مصالح، از نتایج آزمایشگاهی [۱۸] استفاده شد. که این مشخصات در جدول ۱۱ آورده شده است.

نداشته است. به‌ویژه در مراحل اولیه تحلیل، بار افزون دو منحنی کاملاً منطبق بر هم هستند و در ادامه تحلیل و از آنجاکه در ستونها مفاصل پلاستیک اولیه تشکیل می‌شود، قاب با مدلسازی ستونها به‌صورت میله‌های کششی و فشاری اندکی ظرفیت بیشتری از خود نشان می‌دهد. در نهایت می‌توان نتیجه گرفت که از آنجاکه خرابی به ستونها منتقل نشده، دو روش مدلسازی با هم تفاوت زیادی ندارد. با توجه به توضیحات بالا، در ادامه برای محاسبات از روش ارائه شده در دستورالعمل بهسازی استفاده و قاب به‌صورت F83A.IN نامگذاری می‌شود. در جدول ۱۳ ضرایب مربوط به کاهش طیف تقاضا و نقطه هدف آورده شده است.

جدول ۱۳ ضرایب مربوط به کاهش طیف تقاضا و نقطه هدف

قاب F83A.IN

نوع سازه	B
K	۰/۷۳
β_0	۳۵
β_{eff}	۳۰/۷۳
SR_A	۰/۴۴
SR_v	۰/۵۶
δ_t (A.D.R.S.)(cm)	۲۲/۱
δ_t (cm)	۲۸/۴۱
تغییر مکان نسبی بام %	۱/۱۱

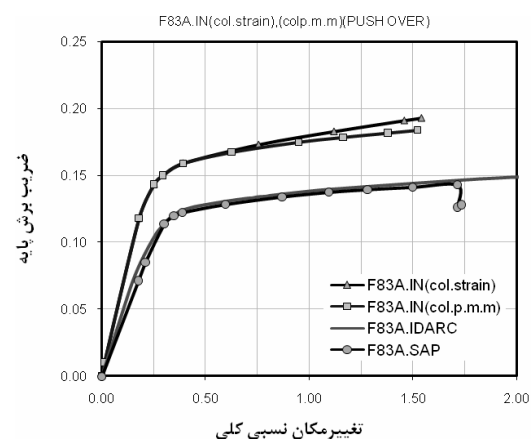
در این قسمت تقریباً در همه تیرها و دستک‌های فشاری مفاصل پلاستیک تشکیل شد، از آنجاکه نیروی برشی، به‌خصوص در تیرها افزایش پیدا می‌کند و پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش اجازه جابه‌جایی کمتری می‌دهد، روند خرابی، همزمان با

معادل، a عرض دستک فشاری معادل و Q_{CE} مقاومت برشی مورد انتظار میانقاب است.

برای مدلسازی ستونهای اطراف پرکننده مصالح بنایی دو روش وجود دارد، الف) مدلسازی ستونهای مجاور میانقاب براساس میله‌های کششی و فشاری. نامگذاری این قاب به‌صورت F83A.IN (col.strain) است. البته برای اینکه ستونها رفتار کششی و فشاری داشته باشند، باید ستون و اجزای قاب به‌طور کامل به هم درگیر شوند که فرض می‌شود در اضافه کردن این دیوارها به قاب، این انسجام به‌وسیله آرماتورهایی انجام شده باشد. ب) مدلسازی ستونهای مجاور میانقاب مطابق با رفتار اندرکنشی بار محوری و لنگر خمشی نامگذاری قاب، به‌صورت F83A.IN (col.p.m.m) است.

۴-۵-۳- تحلیل

در شکل ۸ منحنی بار افزون دو روش مدلسازی فوق مقایسه شده است.



شکل ۸ مقایسه دو روش مدلسازی در مقاومتی با میانقابهای بنایی با قاب اصلی

با مقایسه دو روش فوق ملاحظه شد که دو روش مدلسازی ستونهای مجاور میانقاب با هم اختلاف زیادی

به دلیل کاهش کمتر از ۰/۲۵ درصد در وزن سازه و کاهش ارتفاع ساختمان، این افزایش را برای قاب داریم. در جدول ۱۴ ضرایب مربوط به کاهش طیف تقاضا و نقطه هدف قاب آورده شده است.

جدول ۱۴ ضرایب مربوط به کاهش طیف تقاضا و نقطه هدف

قاب F۸۳A.IN

نوع سازه	B
K	۰/۸۳
β	۳۵/۵۲
β_{eff}	۳۲/۳۱
SR_A	۰/۴۴
SR_v	۰/۵۶
δ_t (A.D.R.S.)(cm)	۱۹/۶۸۹
δ_t (cm)	۲۸/۴۱
تغییر مکان نسبی بام %	۱/۰۴

ملاحظه شد که بجز دو عضو - که تیرهای ۴ متری طبقه دوم به علت برش زیاد است - بقیه اعضا در محدوده قابلیت استفاده بی‌وقفه تا ایمنی جانی قرار دارند. این دو عضو نیز، زیاد از محدوده ایمنی جانی خارج نشده و می‌توان سطح عملکرد کلی سازه را براساس سطح عملکرد اجزای سازه‌ای، ایمنی جانی در نظر گرفت. لذا روند مقاومسازی در این مرحله نیز موفقیت‌آمیز بوده و سطح عملکرد کلی قاب و اجزای سازه‌ای به بازه مطلوب یعنی قابلیت استفاده بی‌وقفه تا ایمنی جانی (IO-LS) رسید.

۴-۵-۵- مقایسه روشهای مختلف مقاومسازی

برای مقایسه روشهای مختلف مقاومسازی، نخست منحنیهای مربوط به بار افزون روشهای مختلف در شکل ۹

دستک‌های فشاری در تیرها نیز رخ می‌دهد. در نقطه هدف فقط دو تیر در دهانه‌های ۴ متری در طبقه دوم از محدوده ایمنی جانی خارج شد اما با دقت در میزان دوران این اعضا می‌توان متوجه شد که این اعضا، زیاد از این محدوده خارج نشده‌اند و می‌توان از این دو عضو صرف‌نظر کرد و سطح عملکرد کلی ساختمان را ایمنی جانی می‌توان در نظر گرفت. ملاحظه می‌شود که با قرار دادن دیوار مصالح بنایی در ساختمان یا با در نظر گرفتن دیوارهای مصالح بنایی موجود، مقاومت جانبی سیستم افزایش پیدا کرده و سطح عملکرد کلی ساختمان و اجزای سازه‌ای قاب بهبود می‌یابند. نکته دیگری که باید به آن اشاره کرد این است که بعد از حد مشخصی، با اضافه کردن دیوارهای مصالح بنایی غیرمسلح نمی‌توان سطح عملکرد سازه را بهبود بخشید که دلیل آن، مقاومت برشی محدود این مصالح است.

۴-۵-۴- مقاومسازی با استفاده از کاهش وزن قاب

به‌علت کاهش طبقات

در این قسمت فرض شد که اجزای جدید سازه‌ای به سیستم اضافه نشد و در عوض، با کاهش تعداد طبقات ساختمان، وزن سازه را کاهش دادیم تا به سطح عملکرد مطلوب برسیم. با انجام تحلیلها مشخص شد که با کاهش دو طبقه از قاب، تقریباً به سطح عملکرد مطلوب - برای اجزای سازه‌ای که همان ایمنی جانی است - می‌توان رسید. نامگذاری قاب به صورت F۸۳A.۶ انجام شد که به معنای کاهش تعداد طبقات قاب به ۶ است. برای محاسبات این قسمت از نرم‌افزار IDARC انجام شده است که در شکل ۹ منحنی بار افزون این قاب در مقایسه با قاب اصلی آورده شده است. ملاحظه می‌شود که ضریب برش پایه بیشینه تقریباً ۱/۶۶ برابر شده است و

قرار داده و باعث توزیع خرابی در تیرها و ستونها می شوند. در استفاده از این گونه روشها برای مقاومسازی، برای عملکرد مناسبتر سیستم بهتر است تمهیداتی برای مقابله با افزایش این نیروها در اعضا در نظر گرفته شود که از آن میان، تقویت همزمان تیرها و ستونها را برای مقابله با این افزایش نیروها می توان نام برد.

۵- نتیجه گیری

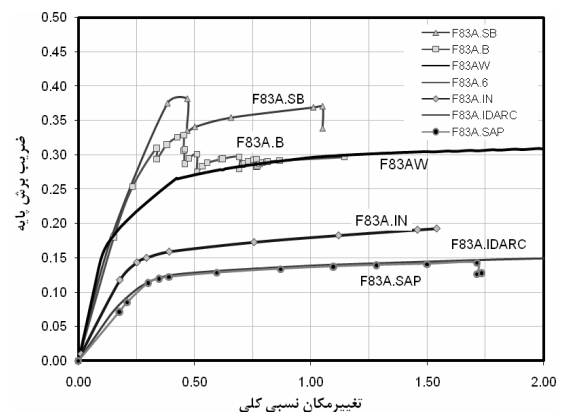
با توجه به مطالب این مقاله و با توجه به مدل‌های ارائه شده و فرضیات مدلسازی، برای مدل‌های در نظر گرفته شده نتایج زیر به دست آمد:

۱- نقاط هدف به دست آمده از دو روش مندرج در دستورالعمل بهسازی و تفسیر آن (روش ضرایب و روش طیف ظرفیت) نزدیک به هم بوده و تفاوت زیادی ندارند و روش طیف ظرفیت، معمولاً جابه‌جایی نسبی بیشتری را برای بام در نقطه هدف به دست می‌دهد.

۲- روند کنترل تغییر مکان نسبی در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم به گونه‌ای است که روند طراحی قابهای خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط در منطقه با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد را (به‌خصوص در ساختمانهای با تعداد زیاد طبقات) تحت تأثیر قرار می‌دهد و طراحی براساس کنترل تغییر مکان نسبی انجام می‌شود؛ یعنی مقاطع تیر و ستونها به گونه‌ای می‌شود که طراحی به سمت میلگرد حداقل پیش می‌رود و طراحی دست بالا می‌شود. در نتیجه جابه‌جایی نسبی به دست آمده در نقاط هدف، با افزایش تعداد طبقات، روند نزولی دارند.

۳- با به دست آوردن سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای (تیر و ستونها) مشخص شد که در قابهای طراحی شده، معمولاً در تیرها و بعضاً در ستونها ضعف عملکرد وجود داشته و عملکرد این اجزا از محدوده سطح عملکرد ایمنی

آورده شده است. با مقایسه منحنیهای بار افزون، ملاحظه می‌شود که اضافه کردن بادبندهای فولادی، بیشترین افزایش را در مقاومت جانبی سیستم و پس از آن، به ترتیب دیوار برشی، کاهش وزن قاب و افزودن میانقابهای مصالح بنایی، افزایش در مقاومت جانبی سیستم را ایجاد کرده‌اند.



شکل ۹ منحنیهای بار افزون قاب F83A قبل و بعد از مقاومسازی

اما همانچه در قسمتهای قبل اشاره شد با مقایسه سطوح عملکرد قابهای مقاومسازی شده ملاحظه شد که افزودن دیوار برشی، بهترین عملکرد را در سیستم ایجاد کرده و سطح عملکرد سیستم را در محدوده قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) قرار داده است. می‌توان نتیجه گرفت که افزودن دیوار برشی به سیستم قاب - به علت توزیع بهتر بارهای افزایش یافته در نتیجه افزایش مقاومت جانبی سیستم در بین اجزای سازه‌ای و توزیع خرابی در اجزای سازه‌ای - بهترین روش مقاومسازی این نوع قابها است. سایر روشهای مقاومسازی از آنجاکه باعث افزایش نیروی برشی در تیرها و ستونها و همچنین افزایش بار محوری در ستونها می‌شوند، معیارهای مدلسازی و معیارهای پذیرش سطوح عملکردی اجزای سازه‌ای را تحت تأثیر

۹- در مقاومسازی با پرکننده‌های مصالح بنایی غیرمسلح مشاهده شد که تا حدی می‌توان مقاومت جانبی سیستم را افزایش داد و عملکرد کلی قاب را بهبود بخشید.
۱۰- با کاهش دو طبقه از طبقات قاب، سطح عملکرد مطلوب سازه‌ای - که همان ایمنی جانبی است - به دست آمد.

۶- منابع

- [1] Yunfei, H., Yufeng, C., Chang, S., and Bainian, H ; "The Experimental Study of a Tow-Bay Three Story Reinforced Concrete Frame Under Cyclic Loading"; Proceeding of the Eighth Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, India, 1986.
- [2] Moehle, J. P.; "State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in US"; Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California Berkeley, 2000.
- [3] T. Bush, E. Jones, and J. Jirsa, "Behavior of RC Frame Strengthening Using Structural Steel Bracing, Journal of Structural Engineering, ASCE, April 1991.
- [4] Sugano, S.; "Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Building in Japan"; International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Building Research Institute Ministry of construction, 1992.
- [5] Negro P., and Verzeletti G., "Effect of infills on the global behavior of R/C frames: energy considerations pseudo-

جانی براساس معیارهای پذیرش برای این سطح عملکرد مندرج در دستورالعمل بهسازی خارج شده است.
۴- عملکرد قابهای چهاردهانه، به مراتب بهتر از قابهای سه دهانه به دلیل سختی بیشتر است.
۵- با مقایسه روشهای مختلف مقاومسازی ملاحظه شد که بیشترین افزایش در مقاومت جانبی، به ترتیب مربوط به استفاده از سیستمهای بادبند فولادی، دیوار برشی، کاهش وزن طبقات و پرکننده‌های مصالح بنایی است.
۶- همچنین از نظر سطح عملکردی، بهترین سیستم مقاومسازی به ترتیب عبارتند از: دیوار برشی، بادبند فولادی و پرکننده‌های مصالح بنایی.
۷- با قرار دادن دیوار برشی برای مقاومسازی در قاب خمشی بتن مسلح، به دلیل افزایش مقاومت جانبی سیستم و توزیع مناسب نیروهای افزایش یافته در نتیجه افزایش مقاومت جانبی، عملکرد قاب به طور قابل ملاحظه‌ای بهبود پیدا کرد و سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و کل سازه به محدوده قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) رسید و جابه‌جایی نسبی متناظر با نقطه هدف به شدت کاهش پیدا کرد.
۸- در مقاومسازی با بادبندهای فولادی، بادبندهای فشاری به سرعت کماتش کرده است که اگر برای جلوگیری از کماتش بادبندها از بادبندهای قویتری استفاده می‌شد، به علت بار محوری افزایش یافته در ستونها و همچنین افزایش نیروی برشی در تیرها و ستونها و تغییر معیارهای مدلسازی و پذیرش، روند خرابی به ستونها و تیرها منتقل می‌شد. در نتیجه مقاومسازی با بادبند فولادی برای افزایش سطح عملکرد تا مرحله قابلیت استفاده بی‌وقفه، افزودن فقط بادبند کافی نبوده و برای افزایش نیروهای محوری و برشی در ستونها و نیروی برشی در تیرها تمهیداتی باید در نظر گرفته شود که برای مثال می‌توان به مقاوم کردن این اجزای سازه‌ای همزمان با افزودن بادبند فولادی اشاره کرد.

- [12] NCEER-96-0010, "IDARC2D Version 4.0; A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings." 1996.
- [13] Applied Technology Council, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC40, 1996.
- [۱۴] تفسیر «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود»، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۱.
- [15] FEMA-273; "Seismic Rehabilitation Guidelines", Federal Emergency Management Agency, September 1996.
- [۱۶] دفتر امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود»، ۱۳۸۱.
- [۱۷] تسنیمی، عباسعلی، «رفتار و طرح لرزه‌ای ساختمانهای بتن مسلح (آبا + ۲۸۰۰)»؛ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ک-۳۴۴، ۱۳۸۰.
- [۱۸] تسنیمی، عباسعلی، «رفتار دیوار آجری مندرج در استاندارد ۲۸۰۰»؛ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ک-۴۰۴، ۱۳۸۳.
- dynamic tests" Earth Eng. Structural Dynamic, 1996; pp. 25, 753-773.
- [6] Masri, S. Goel, "Seismic Design and Testing of an RC Slab-Column Frame Strengthened with Steel Bracing," Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 4, November 1996; pp. 645-666.
- [7] Mehrabi A. B. and Shing P. B., Schuller M. P., and Noland J. L., "Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames." Journal of Structural Engineering, 1996; pp. 122(3), 228-237.
- [۸] تسنیمی، عباسعلی، «مقاومسازی قابهای بتن مسلح به کمک بادبندهای فولادی»، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، گ-۳۳۱، پاییز ۱۳۷۹.
- [9] Ghobarah, A., Abou Elfath, H.; "Rehabilitation of a Reinforced Concrete Frame Using Eccentric Steel Bracing"; Department of Civil Engineering, Mac Master University, Hamilton Ontario, Canada. Department of Engineering Alexandria University, Alexandria, Egypt, 2000.
- [۱۰] دفتر امور فنی و تدوین معیارها، «آیین‌نامه بتن ایران»، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی، نشریه ۱۲۰، ۱۳۷۸.
- [۱۱] آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ۱۳۷۶.