بهسازی لرزه‌ای یک ساختمان هفت طبقه بتن مسلح موجود به کمک بادبندهای فولادی هم محور

علی خیرالدین، دانشیار دانشکده مهندسی دانشگاه سمنان/علی همتی، عضو هیأت علمی گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان

۱- چکیده

برای مقاوم‌سازی ساختمانهای بتن مسلح با سیستم قاب خمشی، اضافه نمودن بادبندهای هم محور فولادی یک روش نسبتاً ساده و مناسب به‌نظر می‌رسد؛ زیرا استفاده از سایر روشهای مقاوم‌سازی همانند اجرای دیوارهای برشی و یا استفاده از الیاف پلاستیکی پلی مری (FRP) غیرممکن و یا بسیار پرهزینه است. از طرف دیگر، بادبندهای فلزی هم‌محور، علی‌رغم سختی زیاد، شکل‌پذیری مناسبی نداشته و گاهی نیز سبب ایجاد اشکالات معماری در سازه می‌شوند. با توجه به این مسأله، باید بر روی چیدمان و محل قرارگیری بادبندها ملاحظات و مطالعات دقیقی به عمل آید تا یک طرح تقویت بهینه ارائه شود.

این مقاله شرح مطالعات آسیب‌پذیری و مقاوم‌سازی یک ساختمان بتن مسلح هفت طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط در شهر سمنان می‌باشد، که به علت ارتفاع کم تیرهای آن، مطابق آیین‌نامه زلزله ایران و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، سیستم دال تخت محسوب و مقاوم‌سازی شد. مقاوم‌سازی لرزه‌ای، با افزودن چیدمانهای گوناگون و قابل اجرای مهاربندهای فولادی به ساختمان انجام شد. به عبارت دیگر، با افزودن بادبندها تا ترازهای مختلف ساختمان و با توجه به سطوح عملکرد سازه‌ای، طرح بهینه انتخاب شده است. کفایت این طرح با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و ارضای شرایط پذیرش دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود و دستورالعملهای FEMA-356 و ATC-40 به انجام رسیده است. جزئیات اجزای تقویت شده با استفاده از ورق نیز ارائه شده است.

کلید واژه‌ها: مقاوم‌سازی لرزه‌ای، دستورالعمل بهسازی، بادبندهای فولادی، تحلیل استاتیکی غیرخطی.

۲- مقدمه

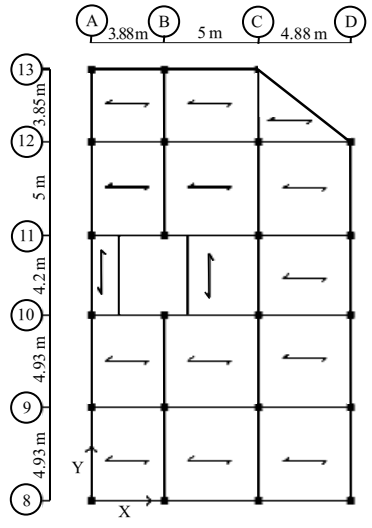
تقویت ساختمانهای بتن مسلح موجود به کمک بادبندهای فلزی، یک روش مناسب و اجرایی می‌باشد؛ زیرا اجرای چنین بادبندهایی نسبتاً سریع و اقتصادی است و مقاومت و سختی سازه را نیز افزایش می‌دهد. در صورتی که استفاده از سایر روشهای مقاوم‌سازی همانند اجرای دیوارهای برشی، استفاده از FRP و ... عملاً غیرممکن و یا بسیار پرهزینه است [۱]. این بادبندها علی‌رغم سختی زیاد، شکل‌پذیری مناسبی ندارند و گاهی مشکلات زیادی را در معماری ساختمان به وجود می‌آورند؛ اما می‌توان با تغییر جای آنها در پلان و ارتفاع

ساختمان به یک طرح بهینه دست یافت که هر دو عامل مقاومت و شکل‌پذیری تأمین گردد.

در این مقاله، نحوه مقاوم‌سازی یک سازه بتن مسلح هفت طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط ارائه شده‌است. نحوه اتصال بادبندهای فولادی به ستونهای بتن مسلح، نحوه تقویت تیرها و ستونهای ضعیف و سایر جزئیات اجرایی نیز ارائه گردیده‌است [۲]. این ساختمان به علت ارتفاع کم تیرهای آن، مطابق آیین‌نامه زلزله ایران و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۳] سیستم دال تخت محسوب شده و وجود یک سیستم مهاربندی جانبی برای آن ضروری بود. مقاوم‌سازی لرزه‌ای با افزودن مهاربندهای فولادی هم محور به ساختمان انجام شد. در واقع با افزودن بادبندها تا ترازهای مختلف ساختمان و با توجه به سطوح عملکرد سازه‌ای، طرح بهینه انتخاب گردید. کفایت این طرح با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، ارضای شرایط پذیرش دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود و دستورالعملهای FEMA-356 و ATC-40 صورت گرفت [۴، ۵ و ۶].

۳ - وضعیت سازه قبل از مقاوم‌سازی و مطالعات آسیب‌پذیری

ساختمان مورد مطالعه، ساختمانی مسکونی واقع در شهر سمنان می‌باشد. ساختمان از هفت طبقه و دو واحد کاملاً مستقل تشکیل شده که دو طبقه زیرزمین و همکف به‌صورت پارکینگ و پنج طبقه روی آن مسکونی است. زیربنای هر طبقه در حدود ۳۲۰ متر مربع و زیر بنای کل سازه در حدود ۲۲۵۰ مترمربع می‌باشد. در شکل (۱) پلان یکی از این واحدها نشان داده شده‌است و کلیه مباحث طراحی و مقاوم‌سازی اشاره شده در متن مقاله در مورد همین سازه می‌باشد. پلان واحد دیگر نیز دقیقاً مشابه شکل (۱) است. سیستم مقاوم ساختمان، در هر دو جهت قاب خمشی بتن مسلح متوسط است. برای به دست آوردن مشخصات مصالح بکار رفته در طبقات مختلف این ساختمان، آزمایشهای متعددی به‌عمل آمد. مقاومت فشاری بتن مصرفی با توجه به نتایج حاصل از هفت نمونه مغزه‌گیری شده، ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تعیین شد. نمونه میلگردهای برداشت شده نیز برای تعیین نوع و مقاومت تحت آزمایش قرار گرفت که از نوع آجدار AII با مقاومت تسلیم ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع ارزیابی گردید.



شکل (۱): پلان ساختمان

ستونهای این سازه در سه طبقه اول به ابعاد ۴۵×۴۵ سانتیمتر و در سایر طبقات به ابعاد ۴۰×۴۰ سانتیمتر می‌باشند. سیستم سقف از نوع تیرچه بلوک به ضخامت ۲۸ سانتیمتر است که در سقف اول از بلوک‌های یونولیتی و در سایر سقفها از بلوک‌های سفالی استفاده شده‌است. جهت تیرچه‌ها عمدتاً در جهت شرقی ـ غربی است. کیفیت اجرای سقفها بویژه در تراز اول، که بلوک‌های یونولیتی نیز دارد، بسیار ضعیف است. به گونه‌ای که بخشی از ستونها و تیرهای اصلی سقف یونولیت و تخته‌های چوب دارد. تیرچه‌های لبه کنسول‌ها، تک اجرا شده‌است. شالوده‌های ساختمان از نوع منفرد می‌باشد که با

شناژ به یکدیگر متصل شده‌اند. تیرهای سازه، ارتفاعی برابر با ضخامت سقف تیرچه بلوک(بدون آویز) دارند. عرض این تیرها در طبقه اول ۳۰ سانتیمتر و در سایر طبقات ۳۵ سانتیمتر است. بعضی از تیرهای طبقه اول که در مسیر ترددی سازه نیز قرار دارند، به لحاظ اجرایی و کیفیت بتن بسیار ضعیف هستند. نحوه اجرای خاموتها در تیر و ستونها به گونه‌ای است که ضوابط قاب خمشی بتن مسلح متوسط را ارضا می‌نماید.

با توجه به کاربری تجاری ـ مسکونی سازه مورد نظر، ترازهای عملکرد و سطوح خطر به شرح ذیل تعیین گردیدند:

ـ در زلزله سطح خطر ۱ (با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۲۵ سال یا دوره بازگشت ۲۰۰ ساله) امکان استفاده بی وقفه (IO) از ساختمان وجود داشته باشد.

ـ در زلزله سطح خطر ۲ (با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال یا دوره بازگشت ۴۷۵ ساله) ایمنی جانی ساکنان (LS) با تهدید جدی مواجه نگردد[۷].

۴ ـ دیدگاه آیین‌نامه زلزله ایران

ویرایش سوم آیین‌نامه زلزله ایران[۳] در مورد سیستم‌هایی که سقف تیرچه بلوک و تیرهای بدون آویز دارند، ضوابطی را به شرح ذیل ارائه می‌نماید:

▪ بند ۲-۳-۸-۵، استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمانهای سه طبقه و یا کوتاهتر از ده متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه‌ای مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده تأمین گردد.

بند ۲-۳-۸-۶ در ساختمانهای بتن مسلح، که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقفها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می‌شود، در صورتی که ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول بند ۲-۳-۸-۵ می‌شود.▪

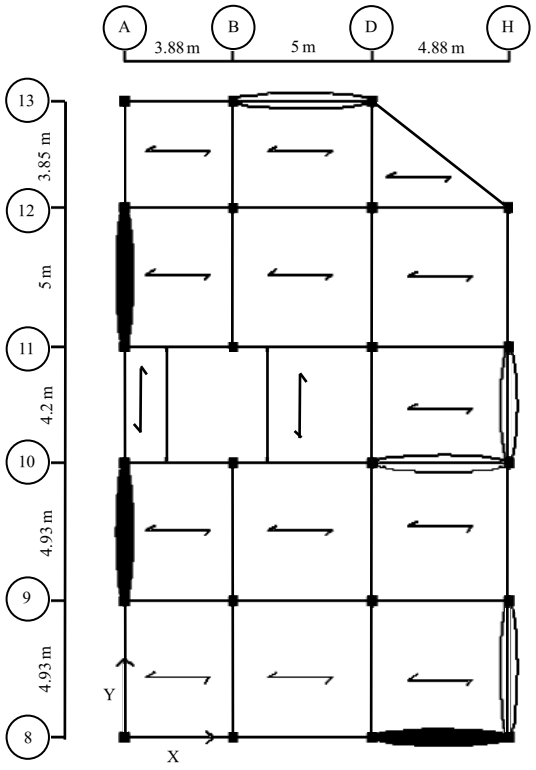
ملاحظه می‌شود که ساختمان مذکور با توجه به نداشتن دیوار برشی و حذف آویز تیرهای بتنی مشمول این دو بند می‌گردد و نیاز به تقویت دارد.

۵ ـ مدل‌های مورد بررسی و تحلیلهای انجام شده

با توجه به محدودیتهای معماری سازه، محلهایی برای بادبندی در نظر گرفته شد که این محلها در شکل (۲) نشان داده شده‌اند. در بعضی از این دهانه‌ها امکان بادبندی فقط در دو یا سه طبقه وجود دارد (دهانه‌های H8-9، H10-11 و 13B-D با امکان بادبندی تنها در دو طبقه اول و دهانه 10D-H با امکان بادبندی تنها در سه طبقه اول). در سایر دهانه‌های مشخص شده در شکل (۲) محدودیتی از این لحاظ نیست و می‌توان در صورت نیاز، تا هر هفت طبقه را مهاربندی نمود. محدودیتهای مورد اشاره در این بخش را معماری طرح به سازه تحمیل کرده بود.

با توجه به این مورد، مدل‌هایی با ترازهای متفاوت مهاربندی شده، ایجاد شد. در تمام این مدل‌ها، تعداد بادبندها در دهانه‌های با محدودیت، ثابت و مطابق شکل (۲) می‌باشد؛ اما در دهانه‌های بدون محدودیت، این مهاربندی از بادبندی در هر هفت طبقه شروع شده و با کم شدن تدریجی به بادبندی در سه تراز اوّل می‌رسد تا محدودیت اعمال شده در استاندارد ۲۸۰۰ نیز تأمین گردد. نامگذاری مدل‌ها و شرح مختصری از آنها در جدول (۱) ارائه گردیده‌است. به‌عنوان نمونه، نحوه قرارگیری بادبندها در ارتفاع ساختمان STR.BR4 در شکلهای (۳) و (۴) نشان داده شده‌است. در شکل (۳)

قاب A نشان داده شده‌است که دهانه‌های بدون محدودیت آن تا چهار تراز مهاربندی شده‌اند. قاب H نیز که در شکل (۴) نشان داده‌شده، دارای دو دهانه است که به علت محدودیتهای معماری، تنها در دو تراز اوّل، امکان بادبندی دارد.

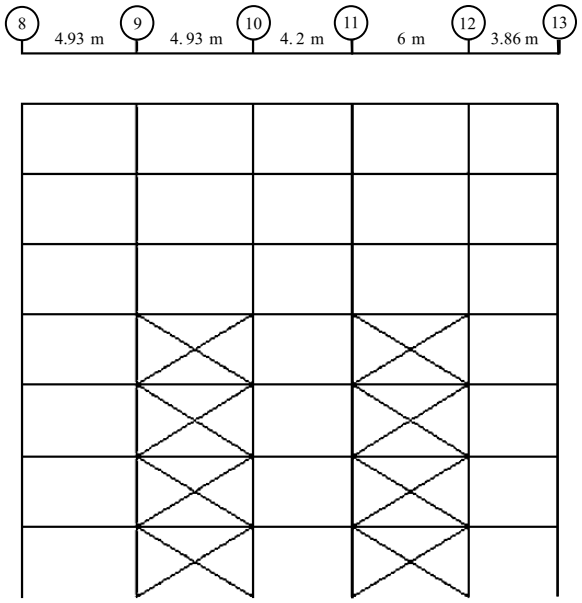


شکل (۲): پلان ساختمان و موقعیت دهانه‌های بادبندی شده

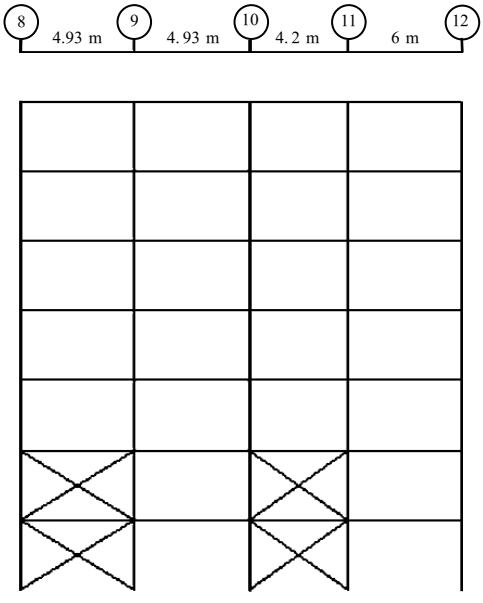
جدول (۱): نامگذاری و شرح مدل‌ها

نام مدل	شرح مدل
STR	سازه اصلی
STR.BR3	ساختمان تقویت شده با بادبندی تا تراز سوم (دهانه‌های بدون محدودیت)
STR.BR4	ساختمان تقویت شده با بادبندی تا تراز چهارم (دهانه‌های بدون محدودیت)
STR.BR5	ساختمان تقویت شده با بادبندی تا تراز پنجم (دهانه‌های بدون محدودیت)
STR.BR6	ساختمان تقویت شده با بادبندی تا تراز ششم (دهانه‌های بدون محدودیت)
STR.BR7	ساختمان تقویت شده با بادبندی تا تراز هفتم (دهانه‌های بدون محدودیت)

این پنج مدل با استفاده از نرم‌افزار ETABS 2000 تحلیل و طراحی [۸، ۹ و ۱۰] و سپس تحلیل استاتیکی غیرخطی شده‌اند تا تأثیر روشهای متفاوت مقاوم‌سازی بر روی آنها مشخص گردد. در نهایت، با استفاده از روش طراحی بر اساس عملکرد سازه‌ها، نقاط عملکردی (Performance Point) هر مدل سازه‌ای در هر دو جهت X و Y به‌دست آمده و در پایان از بین این مدل‌ها، روش مقاوم‌سازی بهینه انتخاب گردیده‌است.



شکل (۳): بادبندها در ارتفاع مدل STR.BR4 در قاب A



شکل (۴): بادبندها در ارتفاع مدل STR.BR4 در قاب H

برای بررسی رفتار غیرخطی این سازه‌ها سه نوع مفصل تعریف شد:

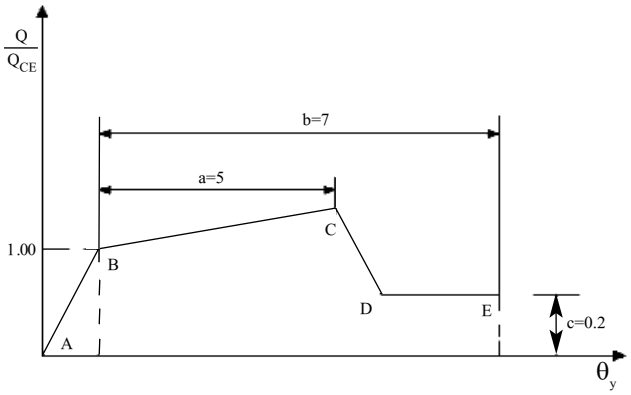
۱- مفاصل ستونها که به تعداد انواع ستونهای مختلف با توجه به نسبت P/P_{CL} در هر نوع ستون و منحنی رفتاری ستونها،

تعریف و تعداد مفاصل PMM به‌دست آمد.

۲- مفصل تیرهاکه با توجه به منحنی رفتاری تیرها (M-θ)، تعداد مفاصل M3 مشخص گردید.

۳- مفصل بادبندهاکه از نوع نیروی محوری می‌باشد و با P نشان داده شده‌است.

منحنی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی [۴] که در این تحقیق نیز برای تیرها مورداستفاده قرار گرفته است در شکل (۵) نشان داده شده‌است.



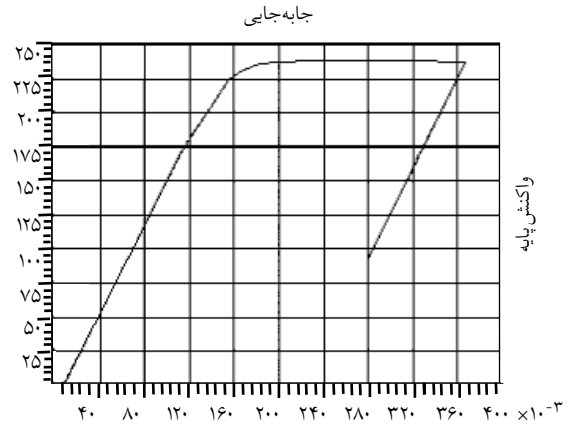
پارامترهای منحنی رفتاری	M/My	θ / θ y
A	۰	۰
B	۱	۱
C	۱/۲۵	۶
D	۰/۲	۶
E	۰/۲	۸

شکل (۵): منحنی ظرفیت سازه STR.BR 5

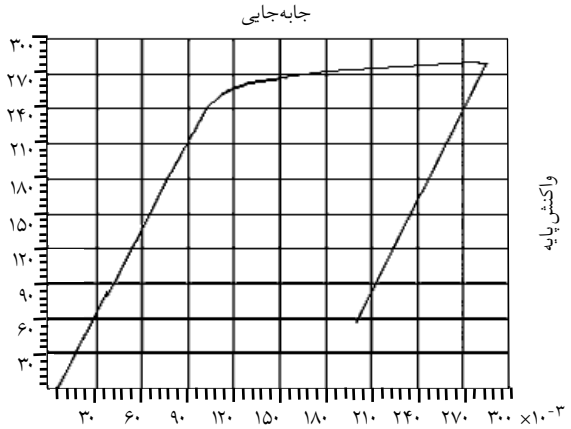
۶- نتایج و نمودارها

تحلیل غیرخطی Pushover رفتار غیرخطی سازه را تحت اثر زلزله برآورد می‌کند. در این روش، نیروهای پوش به مدل اعمال می‌شوند و نمودار نیرو (مثلاً نیروی برشی پایه) نسبت به تغییرمکان نقطه کنترل (مثلاً بام) ترسیم می‌گردد. مراحل ترسیم یک منحنی Pushover به تعداد زیادی مراحل بارگذاری مرحله به مرحله نیاز دارد. در هر مرحله با افزایش نیروی پوش، تعداد تسلیم اعضا افزایش می‌یابد [۱۱].

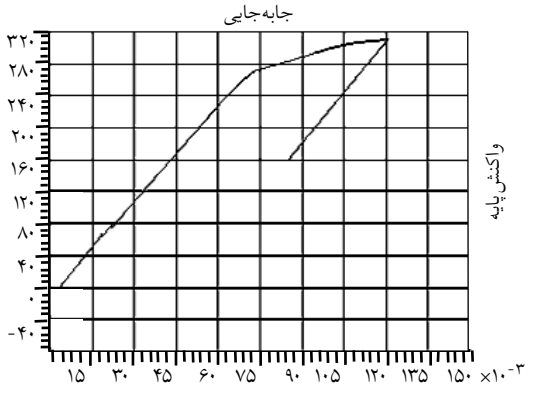
در شکلهای (۶)، (۷) و (۸) منحنی ظرفیت سازه‌های STR، STR.BR3 و STR.BR5 که از تحلیل استاتیکی غیرخطی به‌دست آمده است (برش پایه بر حسب تن در برابر تغییرمکان جانبی در تراز بام ساختمان بر حسب متر) در راستای X نشان داده‌شده‌است. مدل STR.BR5 بیشترین مقاومت و مدل STR.BR3 بیشترین تغییرمکان جانبی را دارد. تغییرمکان جانبی مجاز طبق استاندارد ۲۸۰۰ برابر با ۸/۰۲۵ سانتیمتر است. با افزایش بادبندها سختی سازه زیاد می‌شود؛ لذا مقاومت نهایی آن افزایش یافته و تغییرمکان جانبی آن کاهش می‌یابد. تغییرمکانهای جانبی زیاد عامل مهمی در انهدام



شکل (۶): منحنی ظرفیت سازه STR



شکل (۷): منحنی ظرفیت سازه STR.BR3



شکل (۸): منحنی ظرفیت سازه STR.BR5

سازه‌ها می‌باشدکه با افزایش مهاربندیهاکاهش یافته و در مدل بهینه به حدود مجاز استاندارد ۲۸۰۰ می‌رسد.

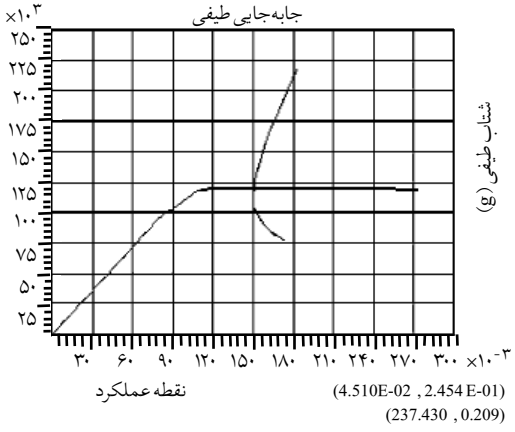
اولین مرحله برای ساختن منحنی‌های ظرفیت و نیاز، برگردان منحنی Pushover از دستگاه مختصات برش پایه در برابر تغییرمکان به یک منحنی معادل ظرفیت در دستگاه مختصات طیف شتاب در مقابل طیف تغییرمکان است. دومین مرحله ساختن منحنی‌های ظرفیت و نیاز، به‌دست آوردن طیف نیاز از طیف طراحی با ۵٪ میرایی می‌باشد [۱۱]. میرایی مؤثر، وابسته به دامنه است. قبل از رسیدن به حدتسلیم، میرایی مؤثر معمولاً ۵٪ مقدار میرایی بحرانی درنظر گرفته می‌شود [۱۲].

درشکلهای (۹)، (۱۰) و (۱۱) منحنی ظرفیت و نیاز این سازه‌ها (سازه‌های تقویت‌شده) در راستای X نشان داده‌شده‌است. نقطه برخورد این دو منحنی همان نقطه عملکرد سازه است که در شکلها نشان داده‌شده‌است. در جدول (۲) نیز نقاط عملکردی

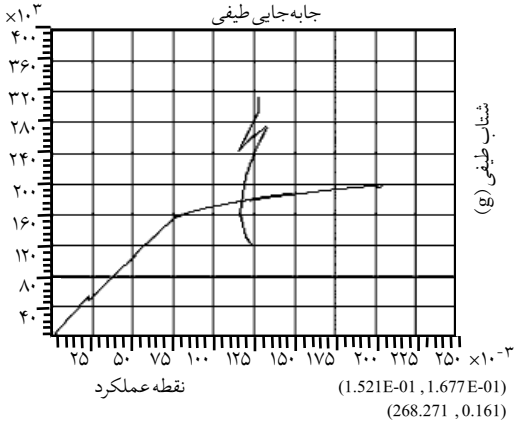
جدول (۲): نقاط عملکردی سازه ها

نام مدل	نقطه عملکرد در راستای X (تن، متر)	نقطه عملکرد در راستای Y (تن، متر)
STR	(۲۳۷/۴۳ و ۰/۲۰۹)	به نقطه عملکردی نمی‌رسد
STR.BR3	(۲۶۸/۲۷۱ و ۰/۱۶۱)	(۳۰۵/۹۴ و ۰/۱۴۷)
STR.BR4	(۲۳۷/۰۹ و ۰/۱۲۵)	(۳۲۵/۸ و ۰/۱۱۳)
STR.BR5	(۲۹۱/۶۶ و ۰/۰۹۳)	(۳۷۶/۸ و ۰/۸۷)
STR.BR6	به نقطه عملکردی نمی‌رسد	(۳۸۲/۴ و ۰/۰۷۹)
STR.BR7	به نقطه عملکردی نمی‌رسد	به نقطه عملکردی نمی‌رسد

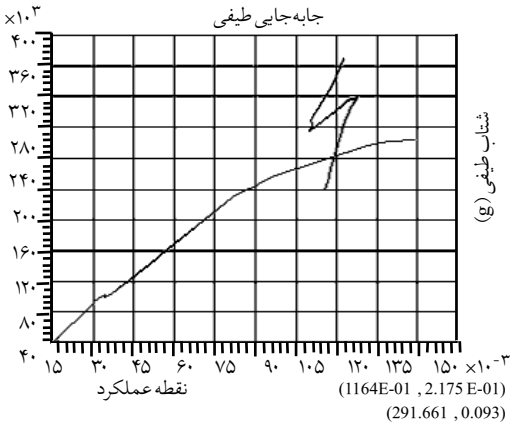
کلیه سازه‌ها در دو جهت X و Y نشان داده شده‌است و می‌توان از روی آن برای تعیین میزان افزایش مورد نیاز سختی و مقاومت سازه موردنظر استفاده نمود. این نقاط از برخورد منحنی‌های نیاز و ظرفیت سازه‌ها مطابق با ضوابط دستورالعمل ATC-40 به‌دست آمده‌است [۶].



شکل (۹): منحنی ظرفیت و نیاز سازه STR



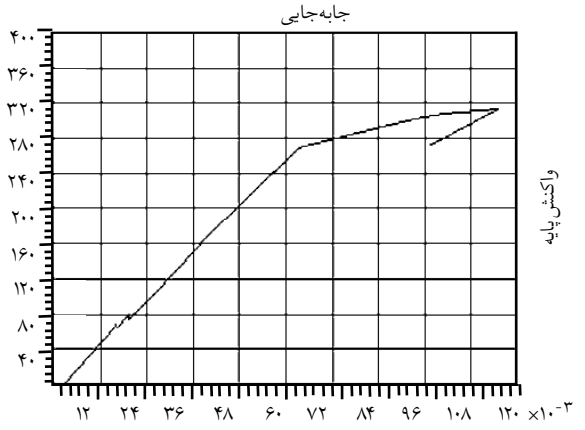
شکل (۱۰): منحنی ظرفیت و نیاز سازه STR.BR3



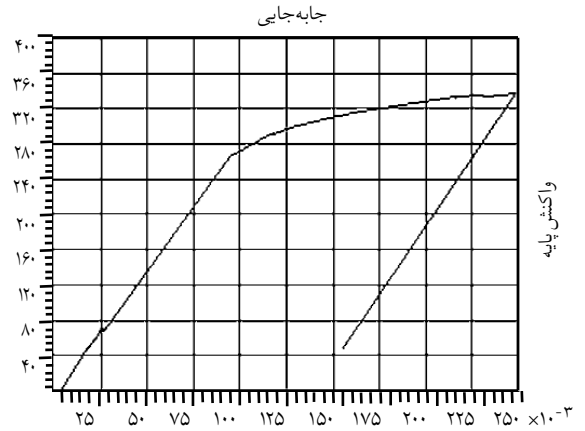
شکل (۱۱): منحنی ظرفیت و نیاز سازه STR.BR5

هـدف، محـدود نمـودن تغییـرمکـان بـه حـدود ۸/۰۲۵ سانتیمتر است؛ لذا با توجه به جدول (۲) و تغییر مکان مجاز استاندارد ۲۸۰۰، سازه‌ای به‌عنوان طرح نهایی انتخاب می‌شود که دارای بادبندی تا تراز پنجم در راستای X (STR.BR5) و بادبندی تا تراز سوم در راستای Y (STR.BR3) می‌باشد؛ زیرا با بادبندی در بیش از پنج تراز در راستای X، منحنی‌های نیاز و ظرفیت سازه تقـویت شده یکدیگـر را قطع نمی‌کننـد و نقطـه عملکـردی به‌دست نمی‌آید. به‌عبارت دیگر، زلزله هدف از ظرفیت نهایی ساختمان بیشتر می‌شود.

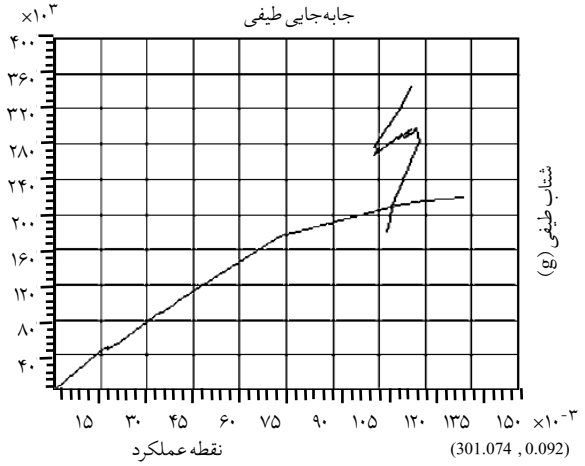
با ایـن شیوه بادبنـدی، تغییرمکان جانبـی در راستای X با مقدار مجاز، تنها حدود ۱۵٪ اختلاف دارد. در راستای Y نیز شرایـط به‌همین گونـه است؛ اما با بادبنـدی تا تـراز سوم در ایـن راستا مقـاومت نهایـی سازه در حـدود ۵ ٪ از مقـدار برش پایـه سازه STR.BR5 در راستای X بیشتـر می‌شود. اگـرچه می‌تـوان با بادبندی بیشتـر در راستای Y به مقاومت نهایـی بالاتـری دست یافت، اما حـالت بهینـه هنگامی رخ می‌دهـد که رفتـار سازه در دو راستا تا حدامکان نزدیک به یکدیگر باشد. با توجه به موارد مذکور، مدل بهینه با مهاربندی تا تراز پنجم در راستای X و بادبنـدی تا تـراز سوم در راسـتـای Y انتخـاب و به‌طور مجـزا مورد بـررسی قـرار گرفت. ایـن سازه کـه FINAL نامگـذاری شده همانند مدل‌های قبلی مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. در شکلهـای (۱۲) و (۱۳) منحنـی‌های ظرفیت و در شکلهای (۱۴) و (۱۵) نقـاط عملکـردی ایـن طرح در دو جـهت X و Y نشان داده شده‌است. علاوه بـر آن، در مـدل FINAL در کلیـه ستونها (بجز ستون D8 در طبقات اول و دوم و ستـون D10 در طبقـه اول) مقـدار $P/P_{CL} < 0.5$ می‌باشد؛ بنابـراین رفتـار ایـن ستـونها تـوسط تغییـرشکل کنترل می‌شود. کلیـه تیـرهای ایـن سازه (بـجـز تیـرهای محـورهای B و D در طبقـه اول) نیـز همانـنـد ستونهای مذکـور در محـدوده رفتاری مطلـوب بـرای سطـح خـطـر ۱ و ۲ قـرار دارنـد. ایـن تیـرها و ستـونهـای ضعیـف با مقـاوم‌سازی کـه بـر روی آنها انجـام شد بـه سطح مطلوب رسید.



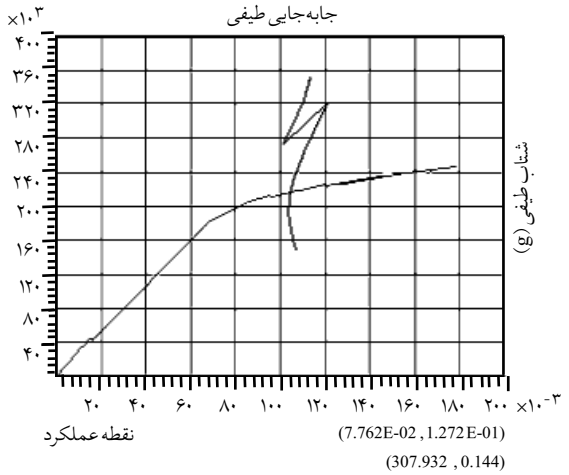
شکل (۱۲): منحنی ظرفیت مدل FINAL در جهت X



شکل (۱۳): منحنی ظرفیت مدل FINAL در جهت Y



شکل (۱۴): منحنی ظرفیت و نیاز مدل FINAL در جهت X



شکل (۱۵): منحنی ظرفیت و نیاز مدل FINAL در جهت Y

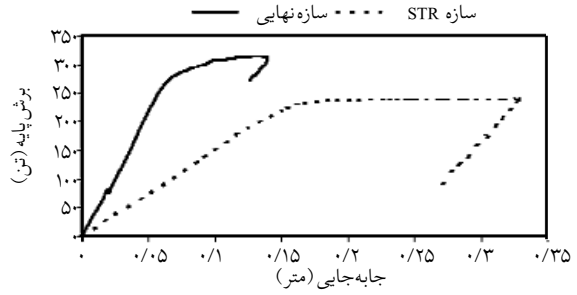
در جدول (۳) نقاط عملکردی سازه FINAL نشان داده شده‌است. اختلاف این نقاط با نقاطی که از مدل‌های STR.BR3 و STR.BR5 به‌دست آمده، کمتر از ۱ درصد می‌باشد. راستای بحرانی سازه راستای X می‌باشد و بادبندیهای راستای Y طوری انتخاب شده که عملکرد سازه FINAL در دو جهت مشابه باشد.

جدول (۳): نقاط عملکردی سازه FINAL

نقطه عملکرد در راستای Y (تن، متر)	نقطه عملکرد در راستای X (تن، متر)
(۳۰۷/۹۳ و ۰/۱۴۴)	(۳۰۱/۰۷۴ و ۰/۰۹۲)

در شکل (۱۶) منحنی‌های ظرفیت سازه‌های STR و FINAL نشان داده شده‌است. سازه FINAL بر اثر مقاوم‌سازی شرح داده شده در متن مقاله، افزایش مقاومتی در حدود ۳۰ درصد داشته و تغییر شکل نهایی آن نیز در تراز بام نیز حدود ۵۰ درصد، کاهش یافته است و به حدود مجاز استاندارد ۲۸۰۰ رسیده است.

سازه STR که بر اثر تغییرمکان جانبی زیاد (و تغییرمکان نسبی زیاد در هر طبقه) بر اثر زلزله هدف، خسارات زیادی را متحمل می‌شد، با این شیوه مقاوم‌سازی و کنترل تغییرمکان جانبی آن در حدود مجاز بهسازی گردید.

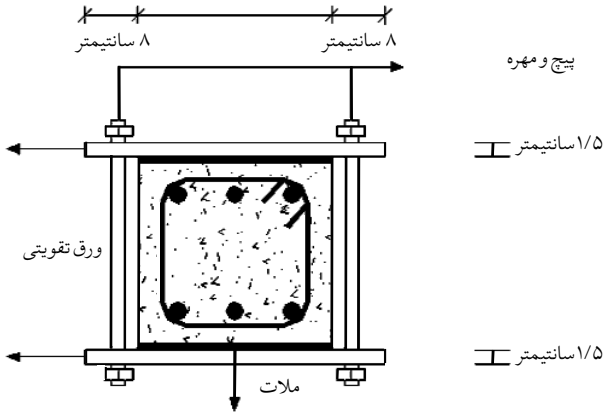


شکل (۱۶): مقایسه منحنی‌های ظرفیت سازه‌های STR و FINAL

۷- جزئیات اجرایی

محاسبات و فرضیات اعمال شده در مدل‌های کامپیوتری باید به شکل صحیحی اجرا شود تا سازه به رفتار مورد نظر برسد [۱۳]؛ بنابراین، نکات ذیل مورد تأکید قرار گرفته و ارائه گردیدند:

- تیرهای محور ترددی اصلی میانی B و D در سقف زیرزمین (کف پارکینگ) با ورق تقویتی بالا و پایین تقویت گردد. نحوه تقویت این تیرها با اتصالات پیچی و جوشی در شکلهای (۱۷) و (۱۸) نشان داده شده‌است.
- کلیه ستونهایی که در مجاورت بادبندها قرار می‌گیرند، باید مطابق جزئیات شکل (۱۹) با طوقه‌ای فلزی به طول ۴۰ سانتیمتر و به همراه ملات، تقویت گردند [۱۴].
- ستون D8 باید با چهار نبشی L12 در دو طبقه، تقویت شود. ستون D10 نیز باید با چهار نبشی L12 در یک طبقه، تقویت گردد (شکل ۲۰).



شکل (۱۷): تقویت تیرها با اتصال پیچی

۸ـ نتیجه گیری

با افزایش میزان بادبندها در سازه، مقاومت نهایی آن افزایش و تغییرمکان جانبی آن کاهش می یافت؛ به گونه‌ای که با بادبندی در بیش از پنج تراز در راستای X، دیگر منحنی های نیاز و ظرفیت سازه یکدیگر را قطع نمی‌کردند و نقطه عملکردی به دست نمی آمد؛ اما با بادبندی تا تراز پنجم در راستای X و تا تراز سوم در راستای Y نقاط عملکردی بسیار به هم نزدیک می‌شدند (حدود دو درصد اختلاف) و تغییرمکان راستای X نیز با مقدار مجاز آیین‌نامه زلزله ایران تنها حدود ۱۱٪ اختلاف داشت. با تقویت تعدادی از تیرها و ستونها سازه به سطح عملکرد استفاده بی وقفه در زلزله سطح خطر ۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی در زلزله سطح خطر ۲ رسانده می‌شود.

جزئیات دقیق اجرایی و اتصال مناسب بادبندها به تیرها و ستونهای بتن مسلح بسیار مهم است تا سازه بتواند به رفتار موردنظر و نقاط عملکرد محاسباتی برسد.

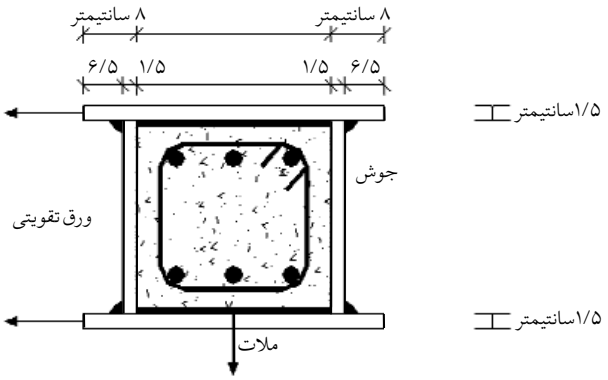
۹ـ مراجع

۱. خیرالدین، علی. (۱۳۸۰). بررسی رفتار غیرخطی قابهای بتن آرمه تقویت شده با بادبند فلزی. مجموعه مقالات اولین کنفرانس بین المللی بتن و توسعه. تهران: ۸۹-۹۸.

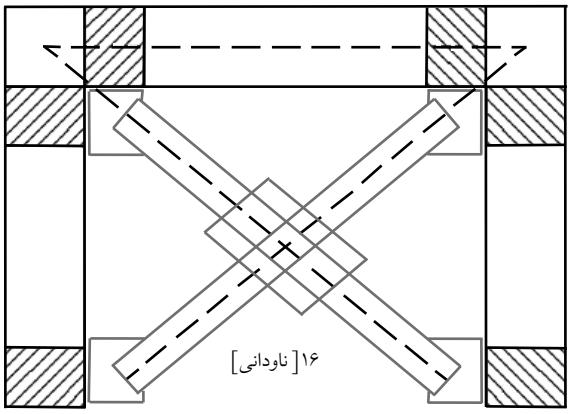
۲. همتی، علی. (۱۳۸۰). بررسی ترکیب سیستم‌های سازه‌ای در پلان و ارتفاع. سمینار کارشناسی ارشد. سمنان: دانشکده مهندسی دانشگاه سمنان.

۳. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. (۱۳۸۴). آیین نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله (ویرایش سوم). تهران: مؤلف.

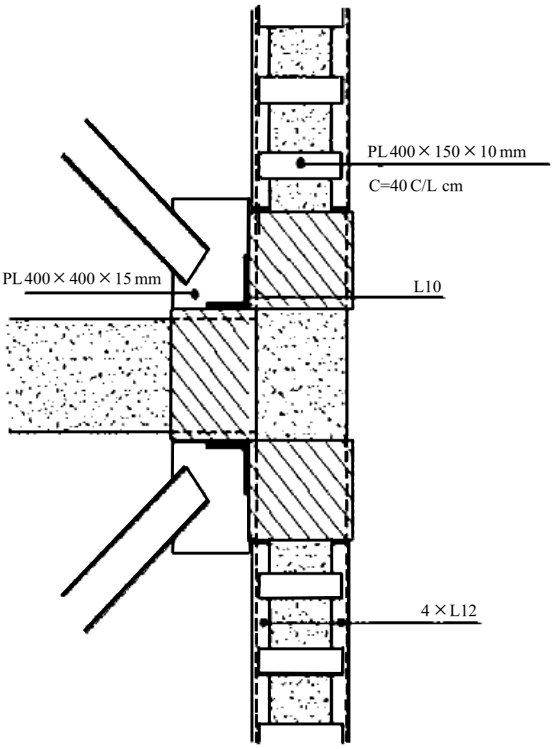
۴. پژوهشگاه بین المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله. (۱۳۸۱). دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود. تهران: مؤلف.



شکل (۱۸): تقویت تیرها با اتصال جوشی



شکل (۱۹): تقویت ستونهای مجاور بادبندها با طوقه‌های فولادی



شکل (۲۰): جزئیات تقویت ستونها یا نبشی

5.FEMA- 356. (2000). *Prestandard & commentary for rehabilitation of buildings.* ASCE. Washington.

6.ATC- 40. (1997). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.* Applied Technology Council. Redwood.

۷. غریب‌زاده، سیدامیر. (۱۳۸۳). بررسی عملکرد سازه‌های فولادی قاب خمشی با دستورالعملهای *FEMA-356* و *FEMA-351*. پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

۸. برخورداری، محمدعلی. باجی، حسن. هاشمی، جواد. (۱۳۸۰). تحلیل و طراحی سه‌بعدی سازه‌های ساختمانی مرجع نرم‌افزار *ETABS2000*. دانشگاه هرمزگان.

9.Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83). Detroit.

۱۰. میرقادری، رسول. (۱۳۸۰). ترجمه آیین‌نامه سازه‌های فولادی *AISC*. اصفهان: جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان.

۱۱. حق‌اللهی، عباس؛ سروقدمقدم، عبدالرضا. (بهار ۱۳۸۰). روش طیف ظرفیت برای تحلیل غیرخطی سازه‌ها. پژوهشنامه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، شماره اول، ۱۰-۱۸.

12.Newmark, N. M, Hall, W. H. (1982). *Earthquake spectra and design.* California: Earthquake Engineering Research Institute.

13.Nateghi, A, F. (1995). Seismic strengthening of eight – story R. C. apartment using steel braces. *Engineering Structures, 17,* No. 6, 455-461.

۱۴. همتی، سیف‌الله. (۱۳۷۶). بررسی آزمایشگاهی اتصالات تقویت‌شده در ساختمانهای بتن مسلح در مقابل نیروهای جانبی. پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس.◀