

ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای سازه فولادی با مهاربند واگرا (طراحی شده بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان) بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود

امیر عباس کریمی، کارشناس ارشد عمران - سازه، دانشگاه علوم و فنون مازندران:

amirabas.karimi@yahoo.commobile:09183310803,

دکتر عبدالرضا سروقد مقدم، رئیس و استادیار پژوهشکده سازه؛ پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی

و مهندسی زلزله: moghadam@iies.ac.ir.

دکتر غلامرضا قدرتی امیری، استاد دانشکده عمران؛ دانشگاه علم و صنعت: ghodrati@iust.ac.ir

چکیده

در ایران تنها مرجعی که در آن برای طراحی قاب با مهاربند واگرا (EBF) ضوابطی وجود دارد، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان می باشد. در این مقاله یکی از سازه هایی که توسط ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم در شهرستان بیم طراحی و اجرا گردیده است، با ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود ویرایش سال ۱۳۸۵ مورد ارزیابی آسیب پذیری کمی قرار گرفته است. در ارزیابی مذکور از روش طیف ظرفیت ۴۰-ATC و تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ۳ بعدی، بکمک نرم افزار SAP ۲۰۰۰ استفاده شده است. نتایج ارزیابی بیانگر شکست تیرهای خارج از پیوند و مهاربندها قبل از تیرهای پیوند متصل به آنها می باشد، و این در حالی است که مقاومت نهائی تیر پیوند بایستی بدون ایجاد خرابی و شکست در تیر خارج از پیوند و مهاربند ایجاد گردد، و این به مفهوم کافی نبودن ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به منظور کنترل مقاومت خمشی تیرهای خارج از پیوند و کماتش مهاربندها می باشد.

کلمات کلیدی: سازه فولادی، قاب با مهاربند واگرا (EBF)، ارزیابی لرزه ای، تیر پیوند، تیر خارج از پیوند.

۱- مقدمه

کشور ایران از نظر لرزه خیزی در منطقه فعال جهان قرار دارد و به گواهی اطلاعات مستند علمی و مشاهدات قرن بیستم از خطرپذیرترین مناطق جهان در اثر زمین لرزه های پر قدرت محسوب می شود [۱]. در سال های اخیر به طور متوسط هر پنج سال یک زمین لرزه با صدمات جانی و مالی بسیار بالا در نقطه ای از کشور رخ داده است و در حال حاضر ایران در صدر کشورهای است که وقوع زلزله در آن با تلفات جانی بالا همراه است [۱]. به عنوان مثال در یکی از شهرهای ژاپن زلزله حدوداً ۷ ریشتری یک نفر کشته داشته است در حالی که در زلزله بم، ۳۰ هزار کشته داشتیم که این مثال خود گویای همه ناگفته ها در مورد ساخت و ساز غیر اصولی در کشورمان است [۲]. شرایط ذکر شده ونحوه احداث بناهای کشور ایجاب می کند مسئله مصون سازی جامعه از هر لحاظ در مقابل آثار زلزله به طور جدی در دستور کار قرار گیرد، گرچه جلوگیری کامل از خسارات ناشی از زلزله های شدید بسیار دشوار است لیکن با افزایش سطح اطلاعات در رابطه با لرزه خیزی کشور، آموزش همگانی و ترویج فرهنگ ایمنی، شناسایی و مطالعه

دقیق وضعیت آسیب پذیری مستحدمات (ساختمان ها، تاسیسات زیربنایی و شریان های حیاتی) و ایمن سازی و مقاوم سازی صحیح و اصولی آن ها، می توان تا حد مطلوب تلفات و خسارات ناشی از زلزله های آتی را کاهش داد. [۱]

در حال حاضر دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود ویرایش سال ۱۳۸۵ جدیدترین معتبرترین مرجع داخلی جهت انجام ارزیابی کمی و بهسازی ساختمان ها می باشد [۵].

در آئین نامه های ایران، اولین مرجعی است که در آن ضوابطی برای مهاربندهای خارج از مرکز وجود دارد ویرایش دوم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (سال ۱۳۸۴) می باشد، در این مقاله نیز سازه مدل براساس ضوابط مبحث مذکور و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم طراحی و اجرا گردیده است و براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود مورد ارزیابی آسیب پذیری کمی قرار گرفته است، عملاً با این کار ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان درباره مهاربندهای واگرا مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. فلسفه طراحی قاب EBF را می توان در دو ضابطه ذیل خلاصه کرد:

الف) ابعاد تیر پیوند باید طوری انتخاب شود که مقاومت لازم را ایجاد کند و جزئیات داخلی تیر پیوند باید طوری طراحی شود که شکل پذیری مناسب را ایجاد کند.

ب) طراحی دیگر اعضای قاب باید طوری باشد که قویتر از تیر پیوند باشد. بطوریکه تیر پیوند بتواند به حد تسلیم رسیده و نیز بتوان از کرنش سخت شدگی در آن سود برد.

در صورت رعایت این ضوابط می توان مطمئن شد که تسلیم قاب محدود به تیر پیوند می باشد. این موضوع شبیه به تحلیل یک قاب خمشی MRF است که در آن فرض می شود ستون قویتر از تیر بوده و تسلیم فقط محدود به انتهای تیرها می شود.

در بندهای آتی معرفی سازه مدل و نرم افزار مورد استفاده و کنترل ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و انجام آنالیزهای طیف ظرفیت و استاتیکی غیرخطی و استخراج نتایج را خواهیم داشت.

معرفی مدل و ابزارهای سنجش [۵]

سازه مورد مطالعه، ساختمانی مسکونی واقع در شهرستان بم می باشد که براساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و آئین نامه AISC-ASD89 در نرم افزار ETABS طراحی شده است، سازه مدل دارای دو طبقه با مساحت کل ۱۹۲ مترمربع و ارتفاع ۱۰/۱۵ متر از کف تا سقف خرپشته و جزئیات ذیل می باشد:

ارتفاع طبقه اول: ۳/۸۵ متر و ارتفاع طبقه دوم: ۳/۱۵ متر

تاریخ طراحی و ساخت: ۱۳۸۵

موقعیت ساختمان از نظر پهنه بندی خطر زلزله: پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد ($A = 0/35$)

کاربری ساختمان: مسکونی

درجه اهمیت ساختمان: سازه با اهمیت متوسط ($I=1$)

نوع زمین: تیپ ۳

نامنظمی در پلان: ندارد

فاصله مرکز جرم و مرکز سختی: متوسط فاصله در جهت X برابر ۱/۴۵ متر، و متوسط فاصله در جهت Y برابر ۱/۰۲ متر می باشد.

نامنظمی در ارتفاع: ندارد

اختلاف تراز طبقات و شالوده: ندارد

فاصله از ساختمان مجاور: مطابق آئین نامه ۲۸۰۰

بالکن و بخش طره ای: ندارد

سیستم لرزه بر جانبی: مهاربندی های خارج از محور (EBF)، در هر دو جهت

نوع سقف: کومپوزیت

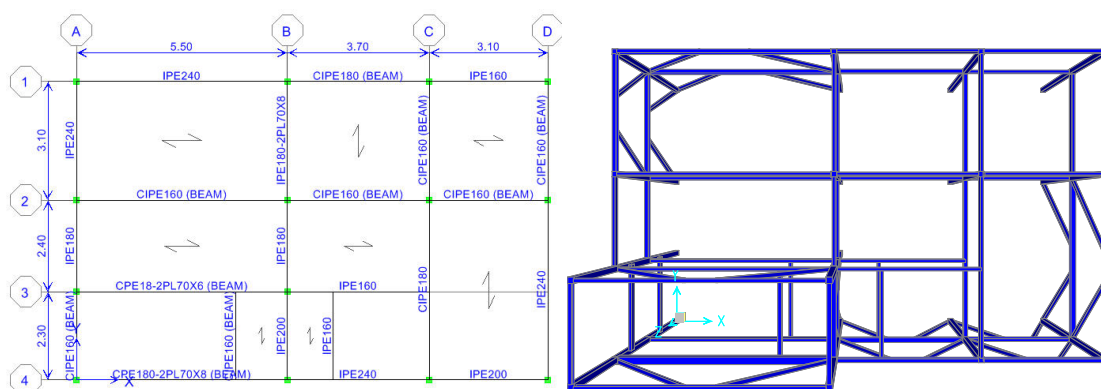
نوع اتصال تیرها و تیرهای خارج از پیوند به ستون: مفصلی

نوع اتصال مهاربند ها به تیر پیوند: مفصلی

نوع اتصال پای ستون: مفصلی

نوع پی: پی سطحی نواری

پلان پیکربندی سازه و محل قرار گیری مهاربندها در مدل در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱- پلان پیکربندی ساختمان و پلان طبقات / ۵

از نرم افزار SAP2000 و ویرایش ۱۱،۰،۴ برای آنالیز استاتیکی و دینامیکی غیرخطی سه بعدی مدل استفاده گردیده است. این نرم افزار جامع ترین نرم افزار شرکت CSI می باشد و ویرایش اخیر جزء آخرین ویرایش های سال ۲۰۰۷ میلادی می باشد، در این ویرایش امکان انجام آنالیز های غیرخطی بادقت مطلوب وجود دارد، همچنین امکان تعریف انواع مفاصل غیرخطی کنترل شونده توسط نیرو و تغییر شکل و انجام تحلیل طیف ظرفیت علاوه بر تحلیل های غیرخطی وجود دارد.

کنترل ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

در این قسمت ضوابط اصلی بند (۱۰-۳-۱۱) مبحث دهم (قابها با مهاربندی واگرا) کنترل می گردد [۵ و ۶]:
قطعه رابط: با توجه به اینکه حداقل یک قطعه رابط در انتهای هر عضو مهاربند وجود دارد، و کلیه ی مقاطع پیوند ها ضوابط مقاطع فشرده را ارضاء می کنند، این بند ارضاء می گردد. .
دوران قطعه رابط: دوران هر قسمت از قطعه رابط نسبت به باقی قسمت هاتحت اثر $\frac{2}{4} = \frac{0}{VR}$ ، برای تمام تیرهای پیوندسازه مدل (براساس آئین نامه ی ۲۸۰۰ ویرایش سوم) محاسبه گردید، بیشترین دورانی که ثبت شد، مربوط به تیر پیوند BA در طبقه ی اول می باشد که معادل $\frac{0}{0.12}$ رادیان می باشد، و این مقدار از $\frac{0}{0.3}$ رادیان کمتر بوده، لذا این بند ارضاء می گردد.
جان قطعه رابط: با توجه به اینکه جان قطعه رابط از ورق تک بدون ورق مضاعف و بدون هیچگونه بازشویی می باشد، و تحت تأثیر بارهای جانبی، برش جان کلیه پیوند ها، V_{link} ، به هشتاد درصد مقاومت برشی قطعه رابط، V_p ، (براساس مبحث دهم) محدود می گردد، لذا این بند ارضاء می گردد.
اتصالات و سخت کننده های تیرهای پیوند: اتصالات و سخت کننده های تیرهای پیوند ونحوه ی قرار گیری آنها مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی می باشد، لذا بندهای مرتبط ارضاء می گردند.
مدلسازی کامپیوتری مفاصل برشی تیرهای پیوند به گونه ای انجام گردیده است که این بندها در نظر گرفته شده باشند و ارضاء شوند.

مقاومت مهاربند: کنترل این بند دارای اهمیت زیادی می باشد، زیرا در صورتی که مهاربند متصل به تیر پیوند دارای مقاومت کافی باشد، تیر پیوند این فرصت را پیدا می کند که وارد مرحله غیر خطی شود و از خود شکل پذیری نشان دهد و قاب دچار شکست زود رس ناشی از تسلیم زود هنگام مهاربند نشود.
برای کنترل این بند ابتدا مقاومت فشاری مهاربند ها و مقاومت کنترل کننده تیر پیوند را بر اساس مبحث دهم محاسبه می کنیم، مقاومت فشاری مهاربند بایستی از $\frac{1}{5}$ برابر نیروی محوری نظیر مقاومت کنترل کننده تیر پیوند بیشتر باشد، نتایج بیانگر آنست که مهاربند ها دارای مقاومت کافی هستند.
در مبحث دهم مقررات ملی برای کنترل مقاومت تیرهای خارج از پیوند در بندهای اصلی ضوابطی ارائه نشده است (در قسمت توصیه های طراحی به این ضوابط اشاره شده است)، عدم کنترل مقاومت خمشی تیرهای خارج از پیوند می تواند عاملی برای تسلیم تیر خارج از پیوند باشد، و در نتیجه باعث شکست زود هنگام قاب با مهاربند واگرا گردد، زیرا در این حالت پس از تسلیم تیر خارج از پیوند، تیر پیوند نمی تواند وارد مرحله غیر ارتجاعی شود، و از خود شکل پذیری نشان دهد. [۴]

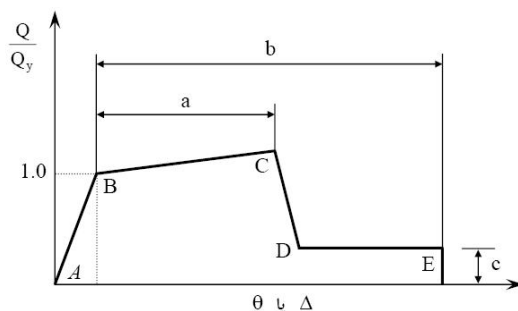
معرفی مفاصل غیر خطی

کلیه مفاصل تعریف شده در مدل اعم از کنترل شونده توسط تغییر شکل یا کنترل شونده توسط نیرو و بر اساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه ای تعریف گردیده است. از منحنی نیرو - تغییر شکل

۴ خطی دستورالعمل بهسازی لرزه ای که در شکل (۲) نشان داده شده است، برای تعریف رفتار غیرخطی اعضا بارفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل، در نرم افزار استفاده شده است، مقادیر a, b, c براساس ضوابط دستورالعمل با توجه به نوع مفصل محاسبه می شوند. اثرات سخت شدگی کرنشی با در نظر گرفتن شیب برابر ۳٪ شیب ارتجاعی در نظر گرفته شده است. مفصل غیرخطی تعریف شده در مدل عبارتند از:

- مفصل برشی V_2 کنترل شونده توسط تغییر شکل، بمنظور کنترل تلاش برشی در تیرهای پیوند
- مفصل اندرکنشی محوری-خمشی $P-M_2$ کنترل شونده توسط نیرو، بمنظور کنترل مقاومت خمشی در تیرهای خارج از پیوند

- مفصل محوری P کنترل شونده توسط نیرو، بمنظور کنترل نیروی محوری در پیوندها
- مفصل محوری P کنترل شونده توسط نیرو، بمنظور کنترل کمانش در مهاربندها
- مفصل محوری P کنترل شونده توسط نیرو، بمنظور کنترل کمانش در ستون ها
- مفصل اندرکنشی PM_2M_3 کنترل شونده توسط تغییر شکل در ستون ها



شکل ۲- منحنی نیرو- تغییر شکل استفاده شده در نرم افزار برای تلاش های کنترل شونده توسط تغییر شکل [۱]

آنالیز استاتیکی غیر خطی و طیف ظرفیت ۴۰-ATC

براساس ضوابط دستورالعمل، برای اعمال بار جانبی از دو توزیع بار جانبی استفاده شده است، وضعیت سازه ایجاب می کند که: از توزیع بار متناسب با توزیع بار جانبی در تحلیل دینامیکی طیفی، بعنوان توزیع نوع اول و از توزیع بار یکنواخت بعنوان توزیع نوع دوم در آنالیز استاتیکی غیر خطی استفاده گردد. از طیف نیاز استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم نیز بعنوان طیف نیاز روش طیف ظرفیت استفاده شده است. از روش طیف ظرفیت برای محاسبه تغییر مکان هدف و مقایسه ظرفیت سازه و نیاز منطقه استفاده شده است.

براساس ضوابط دستورالعمل، با توجه به ۲ ترکیب بار ثقلی (بعنوان شرایط اولیه تحلیل) و ۲ توزیع بار جانبی و نامتقارن بودن سازه، جمعاً ۱۶ حالت تحلیلی بار جانبی در ۲ جهت X و Y بر سازه مدل وارد شده است و آنالیز استاتیکی غیر خطی تحت اثر آنها بصورت ۳ بعدی انجام گردیده است.

نتایج بدست آمده از روش طیف ظرفیت برای محاسبه تغییر مکان هدف در جدول (۱) نشان داده شده است، در این جدول حداکثر تغییر مکان جانبی نقطه کنترل تحت هر حالت تحلیلی بار جانبی، تالحتظه شکست سازه آورده شده است، علاوه بر آن شماره گامی که در آن گام، سازه مورد ارزیابی بروش

استاتیکی غیرخطی قرار گرفته است نمایش داده شده است. این گام، گام نظیر تغییر مکان هدف در هر حالت تحلیلی بار جانبی می باشد.

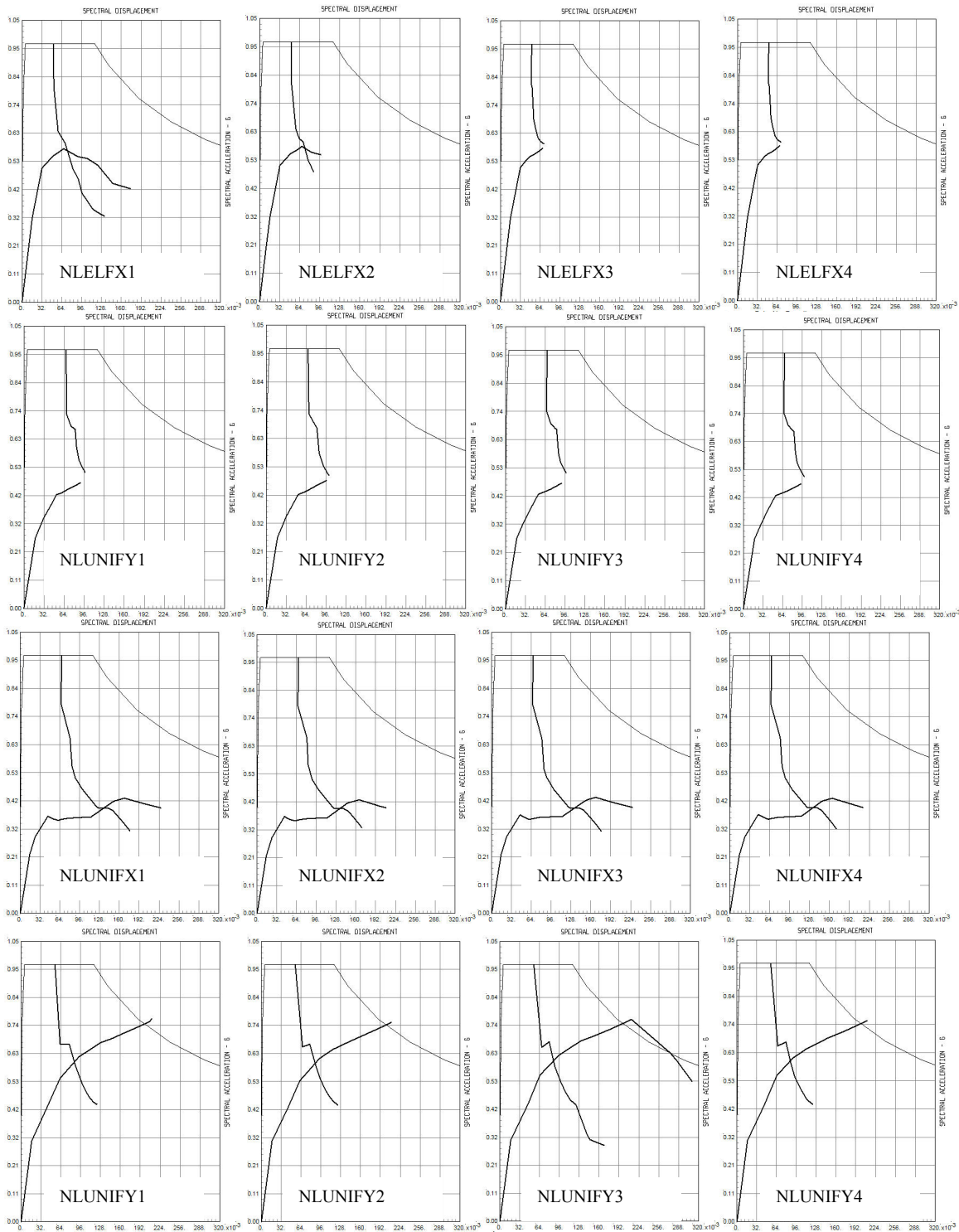
جدول ۱- نتایج روش طیف ظرفیت

ردیف	نام حالت تحلیلی بار جانبی	حداکثر تغییر مکان ممکن نقطه کنترل (شکست سازه) (cm)	مقدار تغییر مکان هدف در روش طیف ظرفیت (cm)	شماره استپ نظیر تغییر مکان هدف
۱	NLELFX1	۱۸	۷/۲	۵
۲	NLELFX2	۱۴/۵	۷/۱	۹
۳	NLELFX3	۶/۷	N . A	-
۴	NLELFX4	۶/۷	N . A	-
۵	NLELFY1	۸/۵	N . A	-
۶	NLELFY2	۹/۲	N . A	-
۷	NLELFY3	۸/۵	N . A	-
۸	NLELFY4	۸/۹	N . A	-
۹	NLUNIFX1	۲۴/۸	۱۴/۵	۱۱
۱۰	NLUNIFX2	۲۲/۸	۱۴/۵	۱۲
۱۱	NLUNIFX3	۲۴/۸	۱۴/۴	۱۲
۱۲	NLUNIFX4	۲۳/۳	۱۴/۴	۱۲
۱۳	NLUNIFY1	۱۹/۶	۷/۱	۴
۱۴	NLUNIFY2	۱۹/۸	۷/۳	۴
۱۵	NLUNIFY3	۲۲/۸	۷/۲	۴
۱۶	NLUNIFY4	۱۹/۸	۷/۲	۴

نتایج روش طیف ظرفیت بیانگر کافی نبودن ظرفیت سازه در مقایسه با نیاز تعریف شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم تحت اثر ۶ حالت تحلیلی بار جانبی می باشد، در شکل (۳) طیف ظرفیت و نیاز برای تمامی ۱۶ حالت تحلیلی بار جانبی در فرمتⁱ ADRS ترسیم شده است، همانطور که مشخص است ظرفیت سازه تحت اثر ۶ حالت تحلیلی NLELFX3 ، NLELFX4 ، NLELFY1 ، NLELFY2 ، NLELFY3 و NLELFY4 که همگی ناشی از توزیع بار جانبی نوع اول می باشند، نیاز منطقه را ارضاء نمی کنند و طیف ظرفیت، طیف نیاز را قطع نمی کند و سازه دچار شکست می گردد.

بررسی گام به گام حالت های تحلیلی بار جانبی در روش استاتیکی غیرخطی نشان دهنده شکست تیرهای خارج از پیوند و مهاربندها قبل از تیرهای پیوند می باشد. این نتایج را می توان از جدول (۲) نیز استنباط کرد، نتایج جدول مذکور در گام های نظیر تغییر مکان هدف می باشد، و از ترکیب بحرانی ترین تلاش ها برای اعضا بدست آمده است. همانطور که از جدول (۲) مشخص است ۸۶ درصد تیرهای خارج از

ⁱ - Acceleration Displacement Response Spectrum



شکل ۳- نتایج روش طیف ظرفیت برای کلیه حالات تحلیلی بار جانبی

پیوند ۱۴ درصد مهاربندها در حالی دچار شکست شده اند که تنها ۷ درصد از تیرهای پیوند دچار شکست گردیده اند و عملاً ۴ درصد شکست تیرهای خارج از پیوند و مهاربندها بیشتر از تیرهای پیوند می باشد. این نتیجه وضعیت بحرانی طراحی سازه را می رساند، زیرا نحوه طراحی تیرهای پیوند بایستی به گونه ای باشد

که تیرپیوند بدون ایجاد شکست و خرابی در تیرخارج از پیوند و مهاربند به مقاومت نهائی خود برسد، عملاً شکست زود هنگام در تیرخارج از پیوند یا مهاربند دلالت بر ناپایداری اولیه سازه دارد [۴]

جدول ۲- نتایج ارزیابی روش استاتیکی غیرخطی

تلاش اعضا	درصد پذیرش اعضا در روش استاتیکی غیرخطی		
	LS<%	LS<%<CP	CP<%
تلاش برشی پیوندها	۸۶	۷	۷
تلاش خمشی-محوری تیر خارج از پیوند	۱۴	۰	۸۶
تلاش محوری مهاربندها	۷۹	۷	۱۴
تلاش محوری پیوندها	۱۰۰	۰	۰
تلاش محوری ستونها	۱۰۰	۰	۰
تلاش خمشی، محوری ستون	۱۰۰	۰	۰

آنالیز دینامیکی غیر خطی

بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه ای ویرایش ۱۳۸۵ و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم بایستی حداقل ۳ زوج شتابنگاشت برمدل اعمال گردد. در مدل حاضر از شتابنگاشت های بم، طبس و منجیل برای انجام آنالیز دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی استفاده می کنیم و براساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم این شتابنگاشت ها را به مقیاس در می آوریم. [۱ و ۷ و ۸].

از بین رکورد های ثبت شده برای هر زلزله در ایستگاههای مختلف، بمنظور انتخاب شتابنگاشت هایی که بیشترین تأثیر را بر سازه ی مدل داشته باشند، از طیف فوریه رکورد ها استفاده شده است، بدین صورت که PGA زوج شتابنگاشت ها را به شتاب زمین می رسانیم، سپس بکمک نرم افزار SeismoSignal طیف فوریه را برای هر مولفه ی شتابنگاشت ترسیم می کنیم. [۹]، زوج شتابنگاشتی که دارای بیشترین مقدار دامنه ی طیف فوریه، به ازای فرکانس نظیر فرکانس سازه ی مدل باشد بیشترین حرکت زمین را بر سازه ی مدل منتقل می کند، و از نظر محتوای فرکانسی بیشترین تأثیر را بر مدل خواهد داشت، بعنوان نمونه برای زلزله منجیل از وب سایت دانشگاه برکلی کالیفرنیا رکوردهای ثبت شده زلزله منجیل، در ایستگاههای ابهر، رودسر، قزوین، دانشگاه تهران و دانشگاه صنعتی شریف دانلود گردید. [۱۰]، روند فوق بر رکوردها اعمال گردید، رکورد ثبت شده در ایستگاه رودسر دارای بیشترین مقدار دامنه ی طیف فوریه در فرکانس نظیر سازه ی مدل بوده و بعنوان زوج شتابنگاشت زلزله منجیل انتخاب گردید، این روند برای زلزله طبس نیز انجام گردید و رکورد زلزله طبس ثبت شده در ایستگاه طبس که دارای بیشترین تأثیر بود، انتخاب گردید. سپس زوج شتابنگاشتهای انتخاب شده بر اساس ضوابط آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم به مقیاس در آورده می شوند، ضریب مقیاس بدست آمده برابر $SF=1/35$ می باشد. با توجه به ۲ ترکیب بار ثقلی (بعنوان شرایط اولیه تحلیل) و ۳ زوج شتابنگاشت، جمعاً ۱۲ حالت تحلیلی جانبی برای تحلیل ۳ بعدی، بر سازه مدل وارد می گردد، ۶ حالت تحلیلی در جهت X و ۶ حالت تحلیلی در جهت Y.

در جدول (۳) نتایج بدست آمده از روش دینامیکی غیرخطی آورده شده است، نتایج مذکور در لحظه شکست سازه استخراج گردیده و از ترکیب بحرانی ترین تلاش ها برای اعضا بدست آمده است. همانطور که از نتایج مشخص است، ۵۰ درصد تیرهای پیوند درحالی دچار شکست گردیده اند که ۱۰۰ درصد تیرهای خارج از پیوند و ۳۹ درصد مهاربندها و ۶ درصد ستونها دچار شکست شده اند. و این وضعیت بحرانی طراحی تیرهای خارج از پیوند و مهاربندها را می رساند.

جدول ۳- نتایج ارزیابی روش دینامیکی غیرخطی

تلاش اعضا	درصد پذیرش اعضا در روش دینامیکی غیرخطی		
	LS<%	LS<%<CP	CP<%
تلاش برشی پیوندها	۵۰	۰	۵۰
تلاش خمشی-محوری تیر خارج از پیوند	۰	۰	۱۰۰
تلاش محوری مهاربندها	۲۹	۳۲	۳۹
تلاش محوری پیوندها	۷۱	۰	۲۹
تلاش محوری ستونها	۹۳	۰	۶
تلاش خمشی، محوری ستون	۱۰۰	۰	۰

همچنین بررسی تاریخچه زمانی شکست مفاصل در قاب های EBF نشان می دهد، در اکثر قاب ها ابتدا مفصل اندرکنشی P-M_۳ دوانتهای پیوند و سپس مفصل محوری نیروئی مهاربندها P و پس از آن مفصل برشی کنترل شونده توسط تغییر شکل پیوند ۷ دچار شکست می گردند، و این در حالی است که اصول طراحی براساس ظرفیت حکم می کند که مقاومت نهائی تیر پیوند بدون ایجاد خرابی در مهاربند و تیر خارج از پیوند ایجاد گردد و نبایستی مهاربند و تیر خارج از پیوند قبل از تیر پیوند دچار شکست گردند و این اساسی ترین نیاز برای طراحی تیر خارج از پیوند و مهاربند می باشد، البته تسلیم محدود شده در تیر خارج از پیوند یا مهاربندی بدون ناپایداری می تواند قابل قبول باشد ولی همانطور که مشخص است ۱۰۰ درصد تیرهای خارج از پیوند و ۳۹ درصد مهاربندها از لحظه تسلیم گذشته و دچار شکست شده اند [۴]. نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی نیز بیانگر آنست که شکست زود هنگام در تیر خارج از پیوند و مهاربند عامل شکست سازه می باشند.

نتیجه گیری

براساس نتایج آنالیز استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، سازه دچار شکست می گردد، شکست سازه از تیرهای خارج از پیوند شروع شده و پس از آن مهاربندها و تیرهای پیوند و ستون ها دچار شکست می گردند و این درحالی است که مقاومت نهائی تیر پیوند بدون ضعف مقاومتی در مهاربند و تیر خارج از پیوند بایستی ایجاد گردد، ولی بدلیل ضعف مقاومتی تیرهای خارج از پیوند و مهاربندها، شکست تیرهای خارج از پیوند و مهاربندها قبل از تیرهای پیوند رخ می دهد و همین امر باعث شکست سازه می شود.

علیرغم اینکه کفایت مقاومت مهاربندها براساس مبحث دهم مقررات ملی مورد تأیید قرار گرفت، نتایج آنالیزهای غیرخطی در مورد مدل بیانگر عدم مقاومت کافی مهاربندها و شکست مهاربندها قبل از تیرهای پیوندی باشد، پس مهاربندها مقاومت بیشتری را نسبت به حدود تعیین شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیاز دارند، و بر این اساس مهاربندهای بایست مقاومتی بیشتر از ۱/۵ برابر نیروی محوری نظیر مقاومت کنترل کننده تیر پیوند را دارا باشند.

با توجه به اینکه کنترل مقاومت خمشی تیر خارج از پیوند در مبحث دهم بعنوان توصیه طراحی مطرح گردیده است، در نظر نگرفتن این توصیه، عامل شکست تیرهای خارج از پیوند قبل از تیرهای پیوندی باشد و بهمین دلیل عملکرد سازه مختل شده و دچار شکست می شود.

مراجع

[۱] معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله. (۱۳۸۵). دستورالعمل بهسازی لرزه

ای ساختمان های موجود. تهران پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.

[۲] سایت همایش ملی مدیریت بحران در شهرهای دارای بافت تاریخی. <http://WWW.Zelzeleh.org>.

[۳] شکیب، حمزه، عظیمی، مهدی، برکچیان، مجید. ارزیابی آسیب پذیری ساختمان های متداول شهری (جلد سوم).

[۴] ناطقی الهی، فریبرز و اکبرزادگان، حسین. (۱۳۷۵). رفتار و طراحی لرزه ای قابهای خارج از مرکز (چاپ اول). تهران:

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.

[۵] کریمی، امیرعباس. (۱۳۸۶). ارزیابی لرزه ای سازه های فولادی با مهاربند EBF براساس دستورالعمل بهسازی لرزه ای

ساختمان های موجود. پایان نامه تحصیلی کارشناسی ارشد. دانشگاه علوم و فنون مازندران.

[۶] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان. (۱۳۸۴). طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، مبحث دهم. (چاپ

اول). تهران: نشر توسعه ایران.

[۷] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. (۱۳۸۴). آئین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش

سوم). تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

[۸] تابش پور، محمدرضا. (۱۳۸۵). تفسیر مفهومی کاربردی آئین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، ویرایش سوم

آئین نامه ۲۸۰۰. (چاپ اول). تهران: گنج هنر.

[۹] July 2007. <http://WWW.Seismosoft.com>.

[۱۰] Berkeley, California, USA. (September 2007). <http://WWW.Peer.berkeley.edu>.