



بررسی آسیب پذیری قابهای بتن آرمه در ایران

محسنعلی شایانفر، استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

محمد انگوتی، دانشجوی کارشناسی ارشد گرایش زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

چکیده

ساختمانهای بتن آرمه که قبل از سالهای دهه ۱۹۷۰ طراحی شده‌اند اکثرآ برای بارهای ثقلی طراحی شده و دارای مقاومت لرزه‌ای لازم نیستند، این قابها علاوه بر مقاومت لرزه‌ای کم، دارای جزئیات اجرایی ضعیف هستند. بنابراین هر نوع طرح تقویت باید با در نظر گرفتن ضعفهای موجود در سازه انجام شود.

تعداد شش قاب بتن آرمه (سه قاب ۵ طبقه و سه قاب ۳ طبقه) با سه دهانه به طول مجموع ۱۳ متر در نظر گرفته شده و تحت اثر زلزله طبس، ناغان و منجبل با استفاده از برنامه IDARC آنالیز و بررسی شده‌اند. سپس با استفاده از بادیند ضربدری یک نمونه از قابهای سه طبقه و یک نمونه از قابهای پنج طبقه تقویت شده‌است. نتایج بررسی نشان می‌دهد که این سازه‌ها دارای ضعف شدید در برابر زلزله بوده و تغییر مکان جانبی زیاد و آسیب دیدگی شدید ستونها در همه آنها مشاهده می‌شود؛ احتمالاً قادر به تحمل زلزله‌های محتمل در بسیاری از شهرهای ایران نیستند، اما استفاده از بادیند ضربدری بدلیل سختی جانبی زیاد مانع از بروز ضعفهای این سازه‌ها می‌شود.

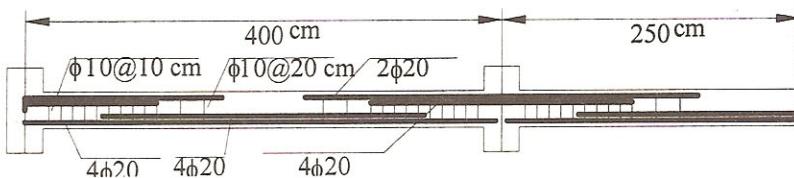
کلید واژه‌ها: آسیب پذیری، بتن آرمه، مقاومت لرزه‌ای، قاب.

در اکثر شهرهای ایران ساختمانهای بتن آرمه زیادی وجود دارد که در طراحی آنها نیروهای جانبی بوزیره نیروی زلزله در نظر گرفته نشده است. در بعضی موارد نیروی جانبی باد در نظر گرفته شده، ولی ممکن است تحت تأثیر بار زلزله و ترکیب مودها این ساختمانها نیز آسیب‌پذیر باشند، بنابراین چنین ساختمانهایی از نظر مقاومت لرزه‌ای قابل اعتماد نیستند. با وجود نرم افزارهای قادر تمند در تحلیل غیرخطی آسیب‌پذیری سازه‌ها و با توجه به اینکه هزینه تقویت یک ساختمان آسیب‌پذیر در حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد هزینه بازسازی مجدد ساختمان می‌باشد می‌توان با مطالعه و بررسی رفتار این نوع ساختمانها و زلزله‌های محتمل در ایران، روشی کم هزینه برای مقاوم سازی آنها پیشنهاد کرد.

مشخصات عمومی قابهای بتن آرمه طراحی شده برای بارهای ثقلی

با مروری بر آین نامه‌های قبلی ACI-318 و سایر راهنمایی جزئیات اجرایی ACI و مطالعات انجام شده توسط ساشی و همکاران [۱]، قابهای طراحی شده برای بارهای ثقلی (که از این به بعد آنها را GLD می‌نامیم) دارای مشخصات زیر می‌باشند [۲،۱]:

۱) فولاد طولی در اتصالات داخلی تیر به ستون پیوسته نیست و در اتصالات خارجی این فولادها بدون خم شدنگی و به صورت ساده رها شده‌اند. ۲) خاموت یا هر نوع آرماتور برتری در اتصالات وجود ندارد یا بسیار اندک است در نتیجه مقاومت برتری اتصالات بسیار کم می‌باشد. ۳) طبق آئین‌نامه، در صورتیکه برش ضریبدار در مقطع، بیشتر از نصف ظرفیت برتری بتن مقطع باشد حداقل فاصله خاموتها به نصف بعد مقطع عرضی عضو محدود می‌شود. اما در ساختمانهای GLD مقدار نیروی برتری اضافه کم بوده و نیاز به رعایت این فاصله نمی‌باشد. بنابراین دورگیری بتن هسته ستونها بسیار ضعیف بوده و به علت فاصله زیاد خاموتها، کمانش آرماتورهای طولی نیز مشاهده شده است. ۴) وصلة آرماتورهای طولی ستونها، در مناطق مستعد مفصل شدن یعنی درست در بالای کف طبقات قرار دارند. از طرف دیگر طول پوشش آرماتورها برای فشار طراحی شده و برای بارهای کششی کافی نخواهد بود. ۵) آرماتور عرضی تیرها کم می‌باشد. ۶) قابهای GLD دارای ستونهای ضعیف و تیرهای قوی هستند و نسبت مقاومت ستونها به تیرهای داخلی در حدود ۰/۶۰ می‌باشد. مقاومت و شکل‌پذیری کم ستونها منجر به مکانیزم طبقه نرم در زلزله‌های قوی می‌شود [۳]. در نتیجه این مشخصات ساختمانهای GLD دارای شکل‌پذیری، مقاومت جانبی و سختی کم هستند. در شکل (۱) نمونه‌ای از آرماتورگذاری تیرهای ساختمانهای GLD نشان داده شده است.



شکل (۱)- نمونه‌ای از آرماتورگذاری تیرهای ساختمانهای GLD.

توابع آسیب‌پذیری

شاخص‌های آسیب‌پذیری و سیله‌ای برای بیان عددی خسارت واردہ به سازه بر اثر بار زلزله می‌باشند و ممکن است به صورت محلی (فقط برای یک عضو) یا کلی (برای کل سازه) تعریف شوند. اکثر شاخص‌های محلی آسیب‌پذیری، طبعتاً تجمعی می‌باشند که وابستگی خسارت به دامنه و تعداد نوسانهای بارگذاری را منعکس می‌کنند.^[۴]

بعد از محاسبه شاخص خسارت، آن را به خسارت ساختمان ارتباط می‌دهند که خسارت ساختمان معمولاً به صورت زیر طبقه‌بندی می‌شود: ۱) بدون خسارت یا خسارت اندک، ۲) قابل تعمیر، ۳) غیر قابل تعمیر، ۴) فرو ریختگی. شاخص خسارت (DI) استفاده شده در برنامه DARC I تابعی است که در سال ۱۹۸۷ توسط پارک و انگ ارائه شده است و با اصلاحاتی برای اعضای سازه‌ای بصورت زیر تعریف می‌شود^[۵]:

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \cdot \theta_u} \cdot Eh \quad (1)$$

θ_m حداکثر دوران موجود، θ_r ظرفیت دوران نهایی، θ_u دوران قابل برگشت و M_y ممان تسلیم، Eh انرژی مستهلك شده در مقطع و β ضریب کاهش مقاومت می‌باشد. شاخص خسارت در طبقات و کل سازه با استفاده از ضرائب وزنی و شاخص خسارت اعضا، از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

شاخص خسارت محاسبه شده توسط رابطه (۲) بر اساس طبقه‌بندی جدول شماره (۱) به خسارت واردہ بر عضو یا کل ساختمان ارتباط پیدا می‌کند^[۵].

$$\begin{aligned} (DI)_{story} &= \sum (\lambda_i)_{component} \cdot (DI)_i \cdot component \\ (\lambda_i)_{component} &= \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{component} \\ (DI)_{overall} &= \sum (\lambda_i)_{story} \cdot (DI)_i \cdot story \\ (\lambda_i)_{story} &= \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{story} \end{aligned} \quad (2)$$

ضرایب وزنی λ_i ممکن است به صورت "نسبت انرژی مستهلك شده در عضو (Ei) به انرژی مستهلك شده در کل اعضا" یا به صورت "نسبت وزنی از ساختمان که توسط عضو تحمل می‌شود به وزن کل ساختمان" تعریف شود. علاوه بر اینها ممکن است روش‌های دیگری برای تعریف ضریب اهمیت اعضا به کار رود.

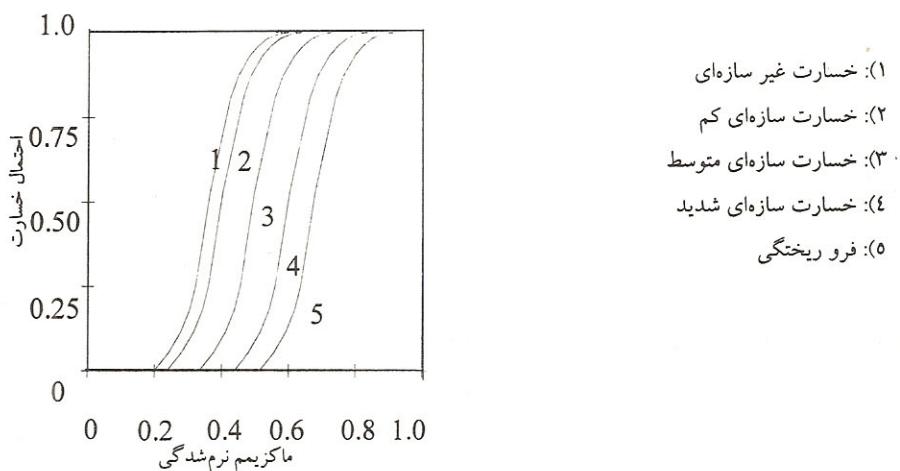
شاخص خسارت دیگری توسط Cakmak (۱۹۸۸) ارائه شده است که کاهش سختی ناشی از بارگذاری و تغییر شکل‌های پلاستیک را با استفاده از تغییرات پرید پایه سازه بیان می‌کند. این کاهش سختی بنام نرم شدگی سازه معروف است.^[۶]

$$Dm = 1 - \frac{T_{und}}{T_m} \quad (3)$$

جدول (۱)- طبقه بندی خسارت براساس شاخص خسارت محاسبه شده در برنامه IDARC.

شاخص خسارت محدوده	شدت خسارت	امکان تعمیر و سرویس	قابلیت استفاده	علامت ظاهری
۰/۰۰	بدون خسارت	قابل استفاده	بدون ترک و تغییر شکل	
	اندک	قابل سرویس	قابل استفاده	ترکهای متوسط تا بزرگ
	کم	موقتاً غیر قابل استفاده		جدا شدن بتن پوشش
	متوسط	قابل تعمیر	غير قابل استفاده	کمانش فولاد و آشکار شدن هسته کاهش ظرفیت برش و نیروی محوری
	شدید	غير قابل تعمیر	فرو ریختگی	
>۱/۰۰				

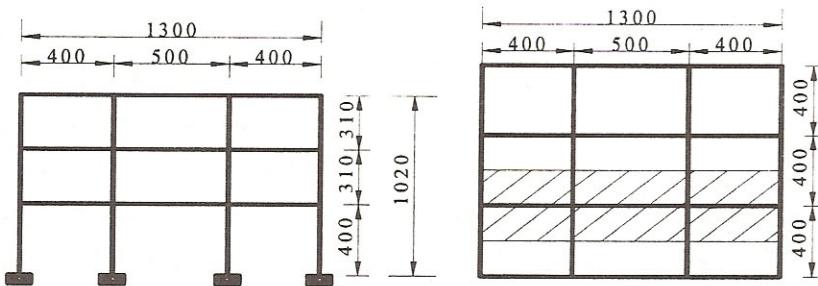
پریود اولیه سازه و T_m حداکثر پریود سازه در طول زلزله است. Cakmak در سال ۱۹۸۹ بر پایه مطالعات احتمالاتی منحنی هایی را برای بیان خسارت ساختمان بر پایه حداکثر نرم شدگی ارائه داد [شکل (۲)].



معرفی ساختمانهای نمونه

ساختمانها در دو گروه سه طبقه و پنج طبقه و هر گروه شامل سه حالت برای طول دهانه‌ها (۴، ۵، ۴/۵، ۴، ۳، ۵ متر) در نظر گرفته شدند. که یک قاب میانی برای بررسی انتخاب شد، بدین ترتیب سه نوع قاب سه طبقه (FR3,FR2,FR1) و سه نوع قاب پنج طبقه (FR6,FR5,FR4) حاصل شد. ارتفاع طبقه اول ۴/۰ متر و بقیه طبقات ۲/۱ متر و فاصله قابها ۴/۰ متر فرض شده است. شکل (۳) پلان و نمای ساختمان سه طبقه را نشان میدهد.

بارگذاری ساختمان بر اساس آیین نامه ۵۱۹ ایران (بار زنده طبقات 200 Kg/m^2 و بار زنده بام 200 Kg/m^2) و طراحی اعضا برای بارهای ثقلی (D+L) و با استفاده از بتون با مقاومت فشاری 210 Kg/cm^2 و فولاد $S300$ ($F_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$) انجام شده است.



شکل(۳)-پلان و نمای ساختمان سه طبقه.

مدل کردن جزئیات قابهای GLD

از مشخصات قابهای GLD به چند مورد در بخش‌های قبلی اشاره شد که در تحقیق حاضر موارد زیر لحاظ شده‌اند:

- (۱) اثر عدم پیوستگی فولاد مثبت در اتصال به صورت کاهش در مقدار فولاد موجود به نسبت "طول گیرایی موجود به طول گیرایی مینا" در نظر گرفته شده است. و فرض شده است فولادهای مثبت تا وسط ستون امتداد داشته باشند، ۲) از مدل کردن ظرفیت پرشی اتصالات بدليل آنکه تیرها و ستونها بسیار ضعیف‌تر از آنها بوده و قبل از گسیختگی اتصال به گسیختگی می‌رسند، صرفنظر شده است، ۳) دورگیری در تیرها و ستونها در برنامه IDARC بصورت اتوماتیک بر اساس فاصله، قطر خاموتها و نوع خاموت گذاری مدل می‌شود، ۴) از مدل کردن سایر معایب قابهای GLD بدليل تاثیر کم آنها و نبودن امکان مدل در برنامه IDARC صرفنظر شده است.

روش محاسبات

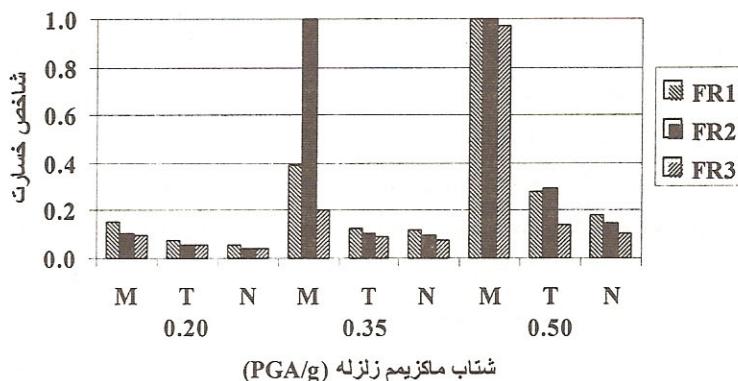
دو گروه ساختمان مزبور بوسیله برنامه IDARC [۵] مدل شدند. برنامه IDARC قادر به تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه‌ها است و مشخصات اعضا را به دو صورت، منحنی بار-تغییر شکل یا ابعاد اعضا و خواص آنها می‌پذیرد. سه پارامتر هیسترزیس اعضا بتن آرمه (کاهش مقاومت، کاهش سختی و لغزش فولاد) بر اساس نتایج حاصل از آزمایش‌های مختلف

[۷،۵] انتخاب شدند. میرانی سازه‌های بتن آرمه بین ۱۰٪ تا ۲٪ است که با توجه به تغییر شکلها و کرنش تحمل شده به اعضا، متفاوت است. میرانی ۵٪ برای سازه‌ها در نظر گرفته شد.

زلزله‌های طبس، ناغان و منجیل برای بررسی رفتار قابها با حداکثر شتابهای ۰/۳۵، ۰/۵۰ و ۰/۲۰، مورد استفاده قرار گرفتند. و شاخص خسارت به دو روش Cakmak [۶] و پارک - انگ [۵] محاسبه شده است. روش پارک - انگ نشان میدهد که قابهای سه طبقه تحت اثر زلزله‌های طبس و ناغان با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۲۰ و زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۲ خسارت قابل تعمیر و کمی را متحمل شده اند. زلزله‌های ناغان و طبس با شتاب نسبی ۰/۵۰ باعث ایجاد خسارت متوسط و زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۵۰ باعث ایجاد خسارت شدید و احتمالاً فرو ریختگی گردیده از طرف دیگر با افزایش طول دهانه وسط خسارت شدیدتر شده است [شکل (۴)].

رابطه پارک - انگ نشان می‌دهد که قابهای پنج طبقه تحت اثر زلزله‌های طبس و ناغان با شتاب نسبی ۰/۲۰ خسارت قابل تعمیر و کمی را متحمل شده اند. زلزله‌های ناغان و طبس با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۵۰ و زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۲۰ باعث خسارت متوسطی شده و ساختمانی و موقتاً بلااستفاده مانندند. زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۵۰ باعث ایجاد خسارت بسیار شدید و فرو ریختگی گردید.

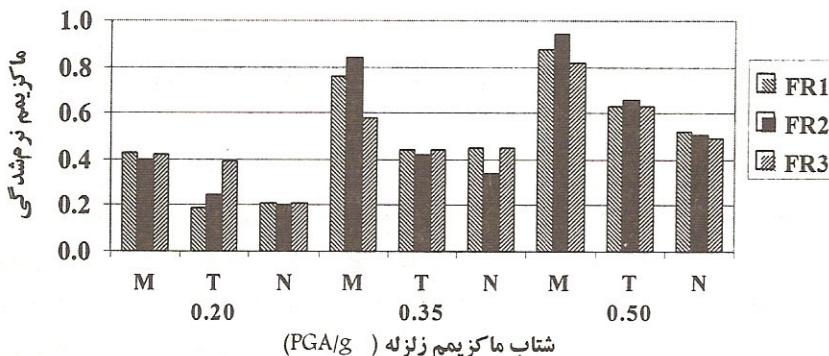
شاخص خسارت Cakmak، نشان می‌دهد که در مورد قابهای سه طبقه، زلزله‌های طبس و ناغان با شتاب نسبی ۰/۲۰ خسارتی به قابها وارد نکره اند و فقط قاب FR3 به احتمال ۰/۵۰، خسارت سازه‌ای کمی را متحمل کرده است [شکل (۵ و ۶)]. زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۲۰ و زلزله‌های طبس و ناغان با شتاب نسبی ۰/۳۵ به احتمال ۰/۵۰، خسارت سازه‌ای کمی به قابها وارد کرددند. زلزله ناغان با شتاب نسبی ۰/۵۰ به احتمال ۶۰٪ خسارت سازه‌ای متوسط به قابها وارد کرده و زلزله طبس با شتاب نسبی ۰/۵۰ به احتمال ۵٪ باعث خسارت سازه‌ای شدید به قابها شده است. زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۵۰ به احتمال زیاد باعث فرو ریختگی قابها شده است [شکل (۵ و ۶)].



شکل (۴)- شاخص آسیب‌پذیری محاسبه شده برای قابهای سه طبقه از روش پارک - انگ.

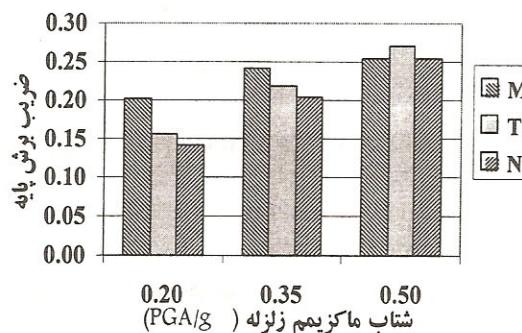
شاخص خسارت مزبور، نشان می‌دهد که در مورد قابهای پنج طبقه، زلزله‌های طبس و ناغان با شتاب نسبی ۰/۲۰ به احتمال ۵٪ خسارت سازه‌ای کمی به قابها وارد کرده اند، زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۲۰، زلزله ناغان با شتاب نسبی ۰/۵۰ و زلزله

طبس با شتاب نسبی ۰/۳۵، به احتمال ۵۰٪ خسارت سازه‌ای شدیدی به قابها وارد کرده‌اند. زلزله طبس با شتاب نسبی ۰/۵۰ و زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۵۰ به احتمال زیاد باعث فروریختگی قابها گردیده است. ضربیت برش پایه قابهای سه طبقه برای شتابهای نسبی مختلف از ۰/۱۵ تا ۰/۲۵ متغیر است. در شتاب نسبی ۰/۵۰ بعلت نرم شدگی شدید طبقه سوم در اثر زلزله منجیل، ضربیت برش پایه مربوطه کمتر از ضربایب حاصل از زلزله‌های طبس و ناغان می‌باشد. شکل (۶) ضربیت برش پایه قاب FR3 را برای زلزله‌های مختلف نشان می‌دهد.



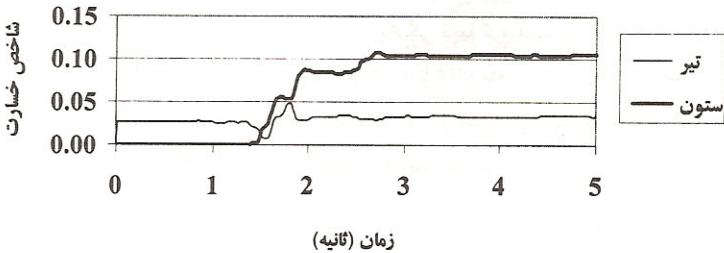
شکل (۵)- ماکریتم نرم شدگی محاسبه شده برای قابهای سه طبقه در اثر زلزله‌های ناغان، طبس و منجیل.

ضریب برش پایه قابهای پنج طبقه برای شتابهای نسبی مختلف از ۰/۱۷ تا ۰/۰۷ متغیر است. در شتاب نسبی ۰/۵۰ بعلت نرم شدگی شدید طبقه سوم در اثر زلزله منجیل و طبس، ضربیت برش پایه مربوطه کمتر از ضربایب حاصل از زلزله ناغان می‌باشد.



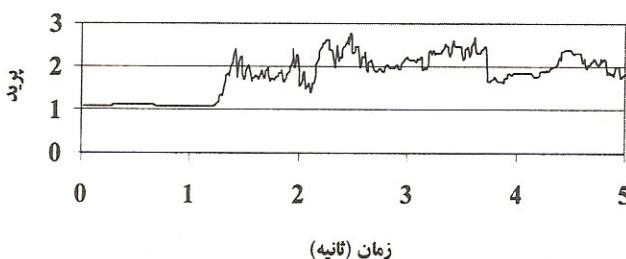
شکل (۶)- ضربیت برش پایه قاب FR3 تحت اثر زلزله‌های طبس، منجیل و ناغان.

ستونها اغلب در طبقه همکف و آخر دچار خسارت شدید می‌شوند که این مساله باعث ایجاد طبقه نرم در سازه می‌شود. معمولاً آسیب‌دیدگی در تیرها زودتر از ستونها شروع می‌شود ولی با افزایش شتاب زلزله، خسارت ستونها افزایش می‌یابد. شکل (۷) تغییرات شاخص خسارت تیر و ستونهای طبقه آخر قاب FR4 را تحت اثر زلزله ناغان نشان می‌دهد که نتایج آن موید این مطلب است.



شکل (۷)- شاخص خسارت تیرها و ستونهای طبقه آخر قاب FR4 در اثر زلزله ناغان(۰/۵۰g).

پرید سازه ها در اثر تغییر شکلهای پلاستیک افزایش یافته و باعث کاهش پاسخ سازه در برابر زلزله می شود اما این مساله گاهی ناشی از تسلیم یا گسیختگی مقطع ستون می باشد که منجر به کاهش شدید مقاومت و سختی سازه می شود. تسلیم مقطع تیر نیز باعث افزایش امکان تغییر شکل ستونها و کاهش سختی سازه می شود، بنابراین از روی تغییرات پرید سازه می توان به تاریخچه تغییر شکل سازه پی برد. شکل (۸) تغییرات پرید قاب FR4 را تحت اثر زلزله ناغان نشان می دهد، نقاط اوج موجود در انتهای گراف مربوط به تسلیم تیرها می باشد.



شکل (۸)- تغییرات پرید قاب FR4 در اثر زلزله ناغان با شتاب نسبی ۰/۵۰.

تقویت ساختمانها

برای تقویت ساختمانها با توجه به شکل پذیری بسیار کم آنها، استفاده از میراگرها بدلیل آنکه نیاز به تغییر شکل بزرگ دارد ممکن نیست. استفاده از جکتها به علت مسائل معماري و هزینه زیاد و استفاده از دیوار برشی بدلیل نیاز به تقویت پی ها یا استفاده از شمع در ساختمانهای بلند کنار گذاشته شد. بادیندیها بدلیل سختی جانبی زیاد و هزینه نسبتا کم و امکان استفاده از بازشوها انتخاب شدند ولی با توجه به اینکه استفاده از بادیندی در قابهای مجاور باعث محدود شدن فضای مفید ساختمان و مسدود شدن دسترسیها می شود، فرض می شود هر قاب تقویت شده بار جانبی قاب مجاور را نیز تحمل کند.

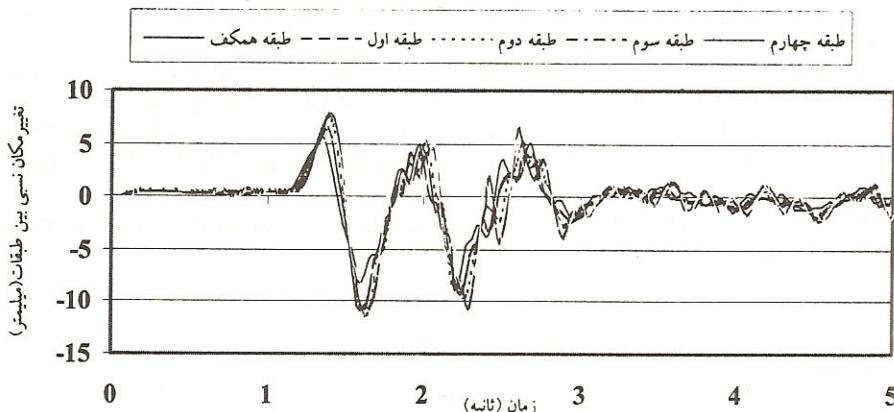
قاب سه طبقه FR1 برای بار زلزله مقرر در آئین نامه ۲۸۰۰ و با اضافه کردن بادیندی ضربدری در دهانه وسط تقویت شد و با استفاده از برنامه DRAIN-2D به صورت دینامیکی غیر خطی آنالیز شد (انتخاب برنامه DRAIN-2D برای تحلیل دینامیکی غیر خطی، به خاطر توانایی این برنامه در شبیه سازی کمانش بادیند ضربدری می باشد)، اما ستونهای طبقه آخر در اثر

زلزله طبس با شتاب نسبی $0.05g$ همچنان دچار تسليم در دو انتهای بودند. بنابراین تصمیم گرفته شد بادینیهای طبقه آخر برای $0.3g$ اضافه بار طراحی شود که این عمل نتیجه مثبت داشته و همه مفصلهای پلاستیک به تیرها منتقل شدند. شکل (۹) تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی بین طبقات در قاب FR1 را نشان میدهد. بدلیل سختی جانبی زیاد تغییر مکان نسبی طبقات کم بوده و حداقل تغییر مکان نسبی $0.05g$ و در طبقه اول می‌باشد.



شکل (۹)- تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی بین طبقات در قاب FR1 در اثر زلزله ناغان با شتاب حداقل $0.05g$.

طرح تعویت قاب FR4 با طرح بادینیهای تقویتی و استفاده از جکت فولادی در ستونهای طبقه آخر و تقویت تیرهای دهانه‌های کناری در بالای تیر و نزدیک تکیه‌گاهها، و تقویت اتصالات برای افزایش طول گیرایی فولادهای طولی انجام شد و سپس بصورت دینامیکی غیرخطی آنالیز شد. نتیجه آنالیز نشان می‌دهد که مفصلهای پلاستیک به تیرها منتقل شده و تغییر مکان نسبی بین طبقات در حدود $0.06g$ می‌باشد، شکل (۱۰) تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی بین طبقات در قاب FR4 را نشان می‌دهد. بدلیل سختی جانبی زیاد بادینهای اول مود اول ارتعاش حاکم بوده و بعد از آن اثر مودهای بالاتر زیاد می‌شود که این مساله در شکل (۱۰) نشان داده شده است.



شکل (۱۰)- تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی بین طبقات در قاب FR4 در اثر زلزله ناغان با شتاب حداقل $0.05g$.

بررسی نتایج تحلیل نشان می‌دهد که تغییر مکان نسبی بین طبقات بطور متوسط در حدود ۵۰ الی ۶۰ درصد کاهش یافته و احتمال فروریختن طبقات بعلت انتقال محل مفصل پلاستیک از ستون به تیر، از میان رفته است.

نتیجه گیری

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل قابها می‌توان گفت که زلزله‌های با شدت متوسط لزوماً منجر به فروریختگی قابهای GLD ساخته شده در ایران نخواهد شد، اما با توجه به معیارهای طراحی برای زلزله که عبارتند از: ۱) جلوگیری از خسارات غیرسازه‌ای در اثر زلزله‌های خفیف که در طول عمر سازه به دفعات زیادی اتفاق می‌افتد. ۲) جلوگیری از خسارات سازه‌ای و کاهش خسارات غیرسازه‌ای در زلزله‌های متوسط، که گاه گاهی اتفاق می‌افتد. ۳) جلوگیری از خسارات شدید و فروریختن سازه در اثر زلزله‌های شدید که به ندرت رخ می‌دهند، این ساختمانها قادر به ارضای شرط سوم نخواهند بود، اما در صورتی که دوره بازگشت زلزله شدید نسبتاً زیاد باشد احتمالاً تقویت سازه مقرر به صرفه نخواهد بود.

از طرف دیگر تقویت این نوع ساختمانها با استفاده از بدبند ضربدری به دلیل توزیع مناسب بار، سهولت اجرا، هزینه کم و سختی جانبی نسبتاً زیاد باعث کاهش شدید تغییر مکان نسبی بین طبقات و افزایش اینمی سازه خواهد شد. بنابراین هر سه شرط مذکور در استفاده از بدبند ضربدری برای تقویت برآورده خواهد شد.

مراجع

- [1] Kunnath, S. K. Garret Hoffmann, Andrei M. Reinhorn, and John B. Mander, Gravity Load Designed Reinforced Concrete Buildings, Part I: Seismic Evaluation of Existing Construction, ACI Structural Journal/May-June 1995, pp. 343-354.
- [2] El-Attar, Adel G. Richard N. White, and Peter Gergely, Behavior of Gravity Load Designed Reinforced Concrete Buildings Subjected to Earthquakes, ACI Structural Journal /March-April 1997, pp. 133-145.
- [3] Bracci, Joseph M. Reinhorn, Andrei M. And John Mander, B. Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Buildings Designed for Gravity Loads: Performance of Structural Model, ACI Structural Journal/November – December 1995, pp. 711-723.
- [4] Martin S. Williams, Isabelle Villemure, and Robert G. Sexsmith , Evaluation of Seismic Damage Indices for Concrete Elements Loaded in Combined Shear and Flexure, ACI Structural Journal /May- June 1997, pp. 315-322.
- [5] Reinhorn,A. M. et al, IDARC 4.0: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures, Technical Report NCEER-96-0010, SUNY/Buffalo, 1996, pp. 183.
- [6] Williams, Martin S. and Sexsmith, Robert G. Seismic Damage Indices for Concrete Structures, A STATE OF THE ART Review. Earthquake Spectra, Vol. 11, No. 2, May 1995, pp. 319-347.
- [7] Penelis George G. and Kappos, Andreas J.Earthquake Resistant Concrete Structures, E&FN SPON, 1997.