

## بررسی آسیب پذیری قابهای بتن آرمه طراحی شده برای بارهای ثقلی\*

محسنعلی شایانفر<sup>(۱)</sup> محمد انگوتی<sup>(۲)</sup>

چکیده ساختمانهای بتن آرمه‌ای که قبل از سالهای دهه ۱۹۷۰ طراحی شده‌اند اکثراً برای بارهای ثقلی طراحی شده و دارای مقاومت لرزه‌ای لازم نیستند و باید با توجه به لرزه‌خیزی محل ساخت بررسی شده و تقویت شوند. این قابها افزون بر مقاومت لرزه‌ای کم، دارای جزئیات اجرایی ضعیف هستند مثلاً: ۱) آرماتور طولی کم در ستونها، ۲) پیوسته نبودن آرماتورهای طولی مثبت در اتصال، ۳) دورگیری کم یا بدون دورگیری در اتصالات، ۴) قطع فولادها و پوشش آنها بلافاصله در بالای کف طبقات و ... از ویژگیهای بارز طراحی‌های انجام شده در آن دوران می‌باشند. 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 زلزله‌های طبس، ناغان و منجیل آنالیز و بررسی شده‌اند. نتایج بررسی نشان می‌دهد که این سازه‌ها دارای ضعف شدید در برابر زلزله بوده، تغییر مکان جانبی زیاد و آسیب‌دیدگی شدید ستونها در همه آنها مشاهده می‌شود و احتمالاً قادر به تحمل زلزله‌های محتمل در بسیاری از شهرهای ایران نخواهند بود.

واژه‌های کلیدی آسیب‌پذیری، بتن آرمه، مقاومت لرزه‌ای، قاب.

### The Study of Seismic Vulnerability of Gravity Load Designed Reinforced Concrete Frame

M. A. Shayanfar

M. Angouti

**Abstract** Reinforced concrete frame buildings designed before 1970, often have inadequate lateral resistance and must be assessed and upgraded. These frames in addition to low lateral resistance were poorly detailed. Their common characteristics are: 1- low reinforcement ratio in the columns, 2-discontinuous positive moment reinforcement in the beam-column joints, 3- little or no confinement in joint core, 4- lap splices in columns are typically located in the potential hinge region near by floor levels. Six reinforced concrete frames by three bays (three frames at three stories and other three frames at five stories) with overall span length 13.0 m designed and analyzed under Tabas, Naghan and Manjil earthquakes. Results show high lateral displacement and sever damage in columns. therefore these frames are not able to resist the expected probable earthquakes in most cities of Iran.

**Key Words** Damage, Reinforced Concrete, Earthquake Resistant, Frames.

\* نسخه اولیه مقاله در تاریخ ۱۳/۳/۸۰ و نسخه نهایی آن در تاریخ ۸۰/۸/۷ به دفتر نشریه رسیده است.

۱ - استادیار دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۲ - دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

## مقدمه

ایران بر روی کمربند زلزله‌آلپ- هیمالیا قرار دارد و شواهد تاریخی نشان می‌دهد که بسیاری از شهرهای ایران زلزله‌های قوی را تجربه کرده‌اند. وقوع زلزله‌های مخرب (طیس- ناغان- منجیل) در سالهای اخیر دلیل این مدعاست. در اکثر شهرهای ایران، بویژه در تهران که وقوع زلزله شدید در آن در آینده نزدیک دور از انتظار نیست، هزاران ساختمان بتن آرمه وجود دارد که از نظر مقاومت لرزه‌ای قابل اعتماد نیستند. بیشتر این ساختمانها قبل از سال ۱۹۷۰ و براساس آئین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده‌اند. در آن زمان بیشتر بارهای قائم مورد توجه بوده است. طراحی برای بارهای جانبی یا اصلاً مورد توجه نبوده و یا به شکل بسیار ضعیفی (در مراحل تحلیل و طراحی) در نظر گرفته می‌شده است. بنابراین، مقاومت لرزه‌ای جانبی ساختمانها کم بوده و الزامات آئین‌نامه‌های جدید را برآورده نمی‌کنند. از طرفی تصمیم‌گیری در مورد تقویت آنها قبل از زلزله یا تعمیر و تقویت آنها بعد از زلزله، بسیار مشکل می‌باشد و نیازمند بررسی دقیق زلزله محتمل، مقاومت و مشخصات لرزه‌ای ساختمانها، وضعیت اقتصادی جامعه و ایجاد حالت تعادل بین ایمنی مورد نظر و هزینه‌های لازم می‌باشد. با توجه به اینکه هزینه تقویت یک ساختمان آسیب‌پذیر در حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد هزینه بازسازی مجدد ساختمان می‌باشد و با توجه با سایر پارامترهای موثر در تصمیم‌گیری که قبلاً به آنها اشاره شد، سؤال آن است که در ایران چه ساختمانهایی را تقویت کنیم و چه ساختمانهایی را بعد از وقوع زلزله تعمیر کنیم. پاسخ به این سوال به تحقیقات گسترده‌ای نیاز دارد. در تحقیق حاضر با ارائه میزان آسیب‌پذیری قابهای بتن آرمه تحت اثر زلزله‌های طیس، ناغان و منجیل به بخشی از این سوال پاسخ داده خواهد شد.

برای این منظور چند نوع تابع آسیب‌پذیری معرفی شده و به کمک آنها میزان آسیب‌پذیری محاسبه خواهد شد.

## مشخصات عمومی قابهای بتن آرمه طراحی شده برای بارهای ثقلی

با مروری بر آیین‌نامه‌های قبلی ACI-318 و سایر راهنماهای جزئیات اجرایی ACI و مطالعات انجام شده توسط ساشی و همکاران [1]، قابهای طراحی شده برای بارهای ثقلی (که از این به بعد آنها را GLD می‌نامیم) دارای مشخصات زیر می‌باشند. [1,2]:

۱- فولاد طولی در اتصالات داخلی تیر به ستون پیوسته نیست و در اتصالات خارجی این فولادها بدون خم‌شدگی و به صورت ساده رها شده‌اند.

۲- خاموت یا هر نوع آرماتور برشی در اتصالات وجود ندارد یا بسیار اندک است در نتیجه مقاومت برشی اتصالات بسیار کم می‌باشد.

۳- طبق آئین‌نامه، در صورتی که برش ضریب‌دار در مقطع، بیشتر از نصف ظرفیت برشی بتن مقطع باشد حداکثر فاصله خاموتها به نصف بعد مقطع عرضی عضو محدود می‌شود. اما در ساختمانهای GLD مقدار نیروی برشی اعضا کم بوده و نیاز رعایت این فاصله نمی‌باشد. بنابراین دورگیری بتن هسته ستونها بسیار ضعیف بوده و به علت فاصله زیاد خاموتها، کماتش آرماتورهای طولی نیز مشاهده شده است.

۴- وصله 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.

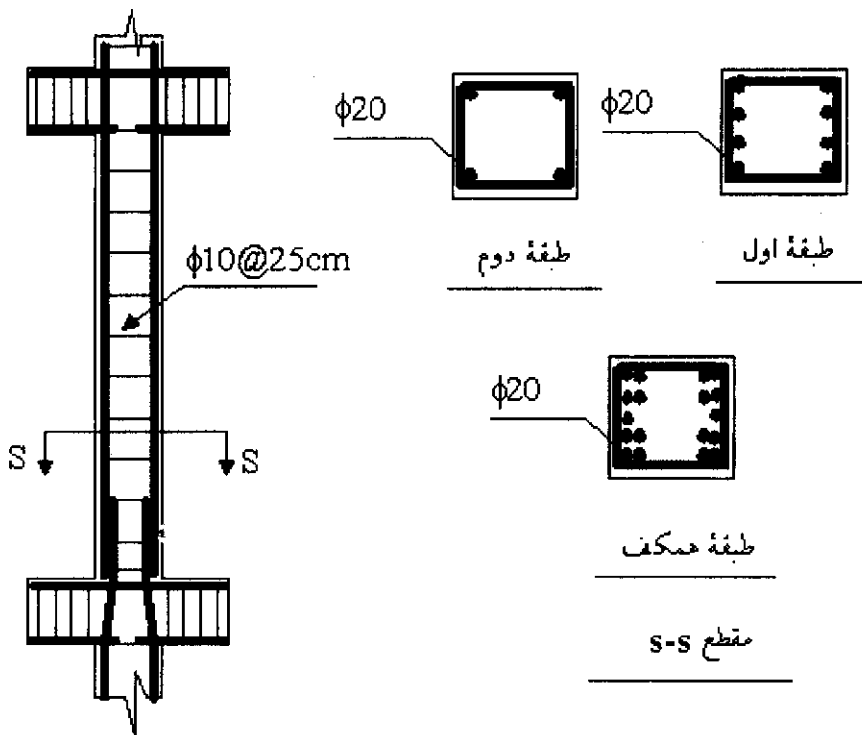
۶- قابهای GLD دارای ستونهای ضعیف و تیرهای قوی هستند و نسبت مقاومت ستونها به تیرهای داخلی در

شاخصهای آسیب پذیری که تابعی از شکل پذیری سازه، انرژی مستهلک شده در سازه، دامنه، تعداد دورهای بارگذاری و ... می باشند، بیان کرد. در توابع پیشنهادی توسط پژوهشگران مختلف، مقدار عددی حاصل از این توابع با حالت مشخصی از خسارت متناظر می باشد. مثلاً شاخص خسارت دو دویی به صورت (۰/۰) برای عدم فروریختگی و (۱/۰) برای فروریختگی و شاخص

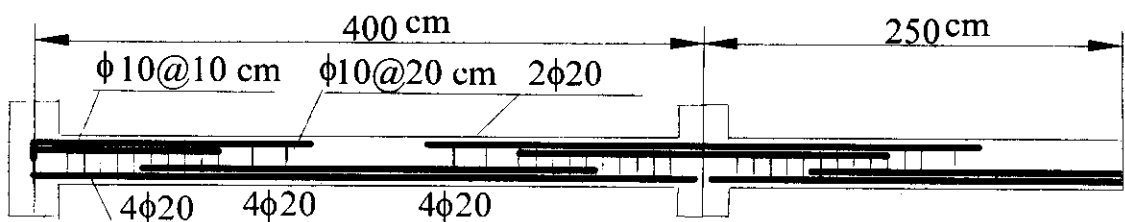
حدود ۰/۶۰ می باشد. مقاومت و شکل پذیری کم ستونها منجر به مکانیزم طبقه نرم در زلزله های قوی می شود [3]. در شکل های (۲ و ۱) نمونه ای از آرماتورگذاری تیرها و ستونهای ساختمانهای GLD نشان داده شده است.

### توابع آسیب پذیری

خسارت وارده به سازه را می توان با استفاده از



شکل ۱ نمونه ای از آرماتورگذاری ستونهای GLD



شکل ۲ نمونه ای از آرماتورگذاری تیرهای GLD

$\theta_r$  دوران قابل برگشت و  $M_y$  ممان تسلیم و  $E_h$  انرژی مستهلک شده در مقطع می‌باشد. شاخص خسارت در طبقات و کل سازه با استفاده از ضرائب وزنی و شاخص خسارت اعضا، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$(DI)_{story} = \sum (\lambda_i)_{component} (DI_i)_{component}$$

$$(\lambda_i)_{component} = \left( \frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{component}$$

$$(DI)_{overall} = \sum (\lambda_i)_{story} (DI_i)_{story}$$

$$(\lambda_i)_{story} = \left( \frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{story} \quad (۳)$$

شاخص خسارت محاسبه شده توسط روابط فوق براساس طبقه‌بندی جدول شماره (۱) به خسارت وارده بر عضو یا کل ساختمان ارتباط پیدا می‌کند [6]. ضرائب وزنی ممکن است به صورت «نسبت انرژی مستهلک شده در عضو به انرژی مستهلک 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.

ج) در سال ۱۹۸۸ آقای Cakmak تابع آسیب‌پذیری دیگری به صورت رابطه (۴) ارائه کرده است که کاهش سختی ناشی از بارگذاری و تغییر شکل‌های پلاستیک را با استفاده از تغییرات پریرود پایه سازه بیان می‌کند. این کاهش سختی بنام نرم‌شدگی سازه معروف است [7]. ایشان در سال ۱۹۸۹ بر پایه مطالعات احتمالاتی منحنیهایی را برای بیان خسارت ساختمان بر پایه ماکزیمم نرم‌شدگی ارائه داد که در شکل (۳) نشان داده شده است.

$$Dm = 1 - \frac{T_{und}}{T_m} \quad (۴)$$

خسارت گسسته کمی به صورت (۰/۰) بدون خسارت، ۰/۲ خسارت کم، ۰/۴ خسارت قابل تعمیر، ۰/۶ خسارت شدید و ۱/۰ فروریختگی می‌باشد. اغلب توابع آسیب‌پذیری که ممکن است به صورت محلی (فقط برای یک عضو) یا کلی (برای کل سازه) تعریف شوند طبیعتاً تجمعی می‌باشند که وابستگی خسارت به دامنه و تعداد نوسانهای بارگذاری را منعکس می‌کنند. از معایب اصلی بیشتر توابع محلی خسارت نیاز آنها به هماهنگ کردن ضرائب برای انواع سازه‌ها و فقدان مقیاس مناسب برای درجات مختلف خسارت می‌باشد [4,5]. در ادامه به معرفی سه نوع تابع آسیب‌پذیری که بر مبنای تغییر مکان نسبی، تغییر سختی، تغییر مکان ماکزیمم و انرژی مستهلک شده قرار دارند می‌پردازیم.

الف) رابطه‌ای برای شاخص آسیب‌پذیری توسط سوزن (Sozen 1981) ارائه شده که به صورت رابطه (۱) می‌باشد [5]:

$$PD = 25 \left( 2 \times \frac{\delta}{H} - 1 \right); ID = \frac{\delta}{H} \quad (۱)$$

در رابطه فوق PD درصد خسارت، H ارتفاع طبقه،  $\delta$  تغییر مکان نسبی طبقه و ID نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقه به ارتفاع آن می‌باشد. ID کمتر از ۰/۱ خسارت غیر سازه‌ای، ID بزرگتر از ۰/۴ خسارت غیر قابل تعمیر یا فروریختگی و ID بزرگتر از ۰/۶ فروریختگی سازه را نشان می‌دهد [5].

ب) تابع آسیب‌پذیری (DI) استفاده شده در برنامه IDARC تابعی است که در سال ۱۹۸۷ توسط پارک وانگ ارائه شده است و با اصلاحاتی برای اعضای سازه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شود [6]:

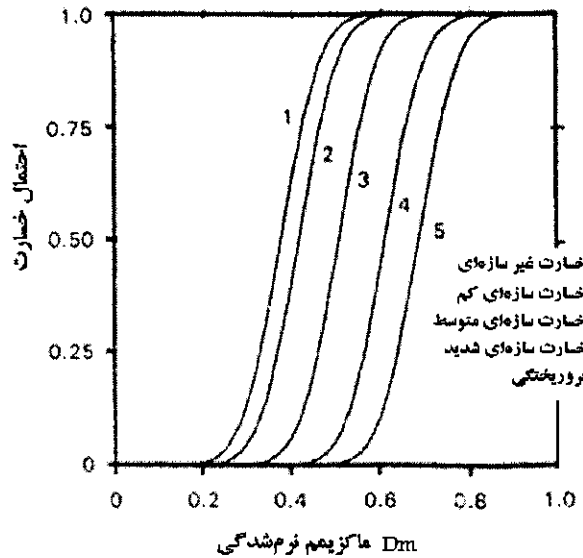
$$DI = \frac{\theta_m \theta_r}{\theta_u \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \cdot \theta_u} E_h \quad (۲)$$

$\theta_m$  ماکزیمم دوران موجود،  $\theta_u$  ظرفیت دوران نهایی،

صورت (۱) بدون خسارت یا خسارت اندک، (۲) قابل تعمیر، (۳) غیر قابل تعمیر و (۴) فروریختگی، طبقه بندی می شود.

### ساختمانهای نمونه

با توجه به اینکه هیچ ساختمان موجودی نمی تواند از نظر سازه ای و رفتار دینامیکی نماینده دیگر ساختمانهایی که همزمان و طبق یک آئین نامه مشخص ولی در مناطق و شرایط مختلف ساخته شده اند باشد نمی توان ساختمانهای الگویی بر مبنای آیین نامه های دلخواه طراحی کرده و به عنوان نماینده دیگر ساختمانهای طراحی شده بر مبنای این آئین نامه ها به تحلیل و نتیجه گیری از آنها پرداخت. بنابراین در تحقیق حاضر ساختمانها در دو گروه سه طبقه و پنج طبقه و هر گروه شامل سه حالت برای طول دهانه ها (۴،۵/۴، ۴،۵/۴ و ۴،۵/۴ متر) و سه نوع قاب پنج طبقه (FR۶,FR۵,FR۴) دسته بندی شد. ارتفاع طبقه همکف ۴/۰ متر و بقیه طبقات ۳/۱ متر و فاصله قابها ۴/۰ متر فرض شده است. شکل (۴) پلان و نمای ساختمان سه طبقه را نشان می دهد.

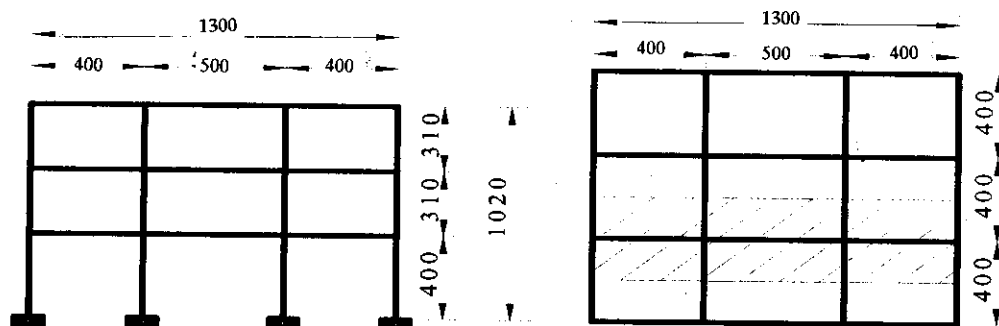


شکل ۳ منحنی آسیب پذیری ارائه شده توسط Cakmak [7]

بعد از محاسبه شاخص خسارت (مقدار عددی معمولاً بین صفر تا یک)، با استفاده از جداول یا منحنی های تابع استفاده شده، شاخص خسارت به خسارت ساختمان ارتباط می یابد. خسارت ساختمان نیز با توجه به الگوی ترکها و طول آنها، عرض ترک، تعداد و محل آنها، گسیختگی های احتمالی و ... به

جدول ۱ طبقه بندی خسارت بر اساس شاخص خسارت محاسبه شده در برنامه IDARC

علامت ظاهری	قابلیت استفاده	امکان تعمیر و سرویس	شدت خسارت	محدوده شاخص خسارت
بدون ترک و تغییر شکل	قابل استفاده	بدون خسارت	بدون خسارت	۰/۰۰
ترکهای متوسط تا بزرگ	موقتاً غیر قابل استفاده	قابل سرویس	اندک کم	۰/۲۰ - ۰/۳۰
جدا شدن بتن پوشش	غیر قابل استفاده	قابل تعمیر	متوسط شدید	۰/۵۰ - ۰/۶۰
کمانش فولاد و آشکار شدن هسته کاهش ظرفیت برش و نیروی محوری	غیر قابل استفاده	غیر قابل تعمیر فروریختگی	فروریختگی	> ۱/۰۰



شکل ۴. پلان و نمای ساختمان سه طبقه

از مدل کردن ظرفیت برشی اتصالات به دلیل آنکه تیرها و ستونها بسیار ضعیف‌تر از آنها بوده و قبل از گسیختگی اتصال به گسیختگی می‌رسند، چشم‌پوشی شده است.

دورگیری در تیرها و ستونها در برنامه IDARC به صورت اتوماتیک براساس فاصله، قطر خاموتها و نوع خاموت‌گذاری مدل می‌شود.

از مدل کردن سایر معایب قابهای GLD به دلیل تاثیر کم آنها و نبودن امکان مدل در برنامه IDARC چشم‌پوشی شده است.

### روش محاسبات

برای تحلیل غیرخطی ساختمانهای نمونه از برنامه IDARC 4/0 [6] استفاده شده است. اولین نسخه این برنامه در سال ۱۹۸۷ توسط پارک و همکاران ارائه شد و جدیدترین نسخه آن در سال ۲۰۰۰ با اصلاحات و اضافات بسیاری نسبت به نسخه‌های قبلی توسط رینهرن از دانشگاه برکلی ارائه شده است. این برنامه براساس رفتار اعضای سازه (Macromodel)، قادر به تحلیل دینامیکی غیرخطی قابهای بتنی و فولادی با لحاظ اثر P-Delta است و به راحتی می‌تواند علاوه بر المانهای تیر، ستون و دیوار

بارگذاری ساختمانها براساس آیین‌نامه ۵۱۹ ایران انجام شده (بار زنده طبقات  $2000 \text{ Kg/m}^2$  و بار زنده بام  $2000 \text{ Kg/m}^2$ ) و طراحی اعضا فقط برای بارهای ثقلی (D+L) و با استفاده از بتن با مقاومت فشاری  $20 \text{ Kg/cm}^2$  و فولاد ( $F_y = 30000 \text{ Kg/cm}^2$ ) انجام شده است.

### مدل کردن جزئیات قابهای GLD

از مشخصات قابهای GLD به چند مورد در بخشهای قبلی اشاره شد. در تحقیق حاضر موارد زیر لحاظ شده‌اند: 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 و فرض شده است فولادهای مثبت تا وسط ستون امتداد داشته باشند. بنابراین ضریب کاهش مساحت فولاد مثبت به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$A_{\text{new}} = R_f A_{\text{old}} \quad (5)$$

$$d_b = 20 \text{ mm}$$

$$L_{\text{db}} = \frac{d_b \cdot F_y}{4 \cdot f_b} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow L_{\text{db}} = 50 \text{ cm}$$

(برای یک ستون  $40 \times 40 \text{ cm}^2$ )

$$\Rightarrow R_f \frac{40/2}{50} = 0/4$$

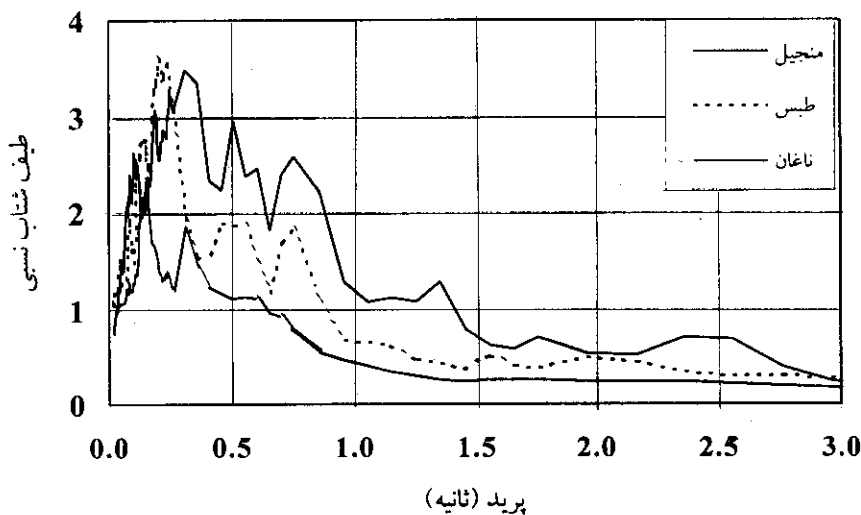
اعضا، متفاوت است میراثی ۵٪ برای سازه‌ها در نظر گرفته شد [11]. گام زمانی تحلیل (dt) که برای همگرایی محاسبات از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است با توجه به پیروی سازه‌ها، گام زمانی بارگذاری و مشخصات دینامیکی سازه‌ها معمولاً کمتر از ۰/۰۰۱ در نظر گرفته شده است.

زلزله‌های طیس، ناغان و منجیل برای بررسی رفتار قابها با حداکثر شتابهای ۰/۵۰، ۰/۳۵ و ۰/۲۰ مورد استفاده قرار گرفتند که طیف پاسخ شتاب آنها در شکل (۵) نشان داده شده است. پیروی اولیه سازه‌ها برای مد اول از ۰/۸ تا ۱/۱۷ ثانیه متغیر است که با توجه به شکل (۵)، شتاب طیفی نسبی از ۲/۴ تجاوز نخواهد کرد.

شاخص خسارت با استفاده از روشهای سوزان [5]، پارک-انگ [6] و Cakmak [7] محاسبه شده است. این سه روش پارامترهای مهم رفتار دینامیکی ساختمانها را در برداشته و از جنبه‌های تغییر مکان ماکزیمم، تغییر سختی سازه، میزان استهلاک انرژی و تغییر مکان نسبی آسیب‌پذیری را بررسی می‌کنند.

برشی، اعضای چون دیوارهای میانقاب، بادبندهای ویسکوالاستیک، بادبندهای اصطکاکی و بادبندهای هیستریزس یا اثر دورگیری در بتن، لغزش فولاد طولی، کاهش سختی، کاهش مقاومت و ... را مدل کند و در آنها مدل‌های مختلف رفتار هیستریزس اعضا قابل استفاده است. برنامه IDARC مشخصات اعضا را به دو صورت، داده‌های منحنی بار - تغییر شکل یا ابعاد اعضا و خواص مصالح آنها می‌پذیرد و پس از تحلیل در هر لحظه دلخواه وضعیت تنشها، نیروها، خسارت وارده به اعضا و کل سازه و ... قابل ارائه است. اطلاعات بیشتر در مرجع [6] آمده است.

از پارامترهای مهم در تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های بتن آرمه انتخاب پارامترهای مدل هیستریزس، میرایی سازه و گام زمانی می‌باشد. در این تحلیلها، پارامترهای هیستریزس اعضای بتن آرمه (کاهش مقاومت، کاهش سختی و لغزش فولاد) براساس نتایج حاصل از آزمایشهای مختلف [6,8,9,10] انتخاب شده‌اند. از آنجا که میراثی سازه‌های بتن آرمه معمولاً بین ۲٪ تا ۱۰٪، با توجه به تغییر شکلها و کرنش تحمیل شده به



شکل ۵ منحنی طیف پاسخ زلزله‌های منجیل، طیس و ناغان

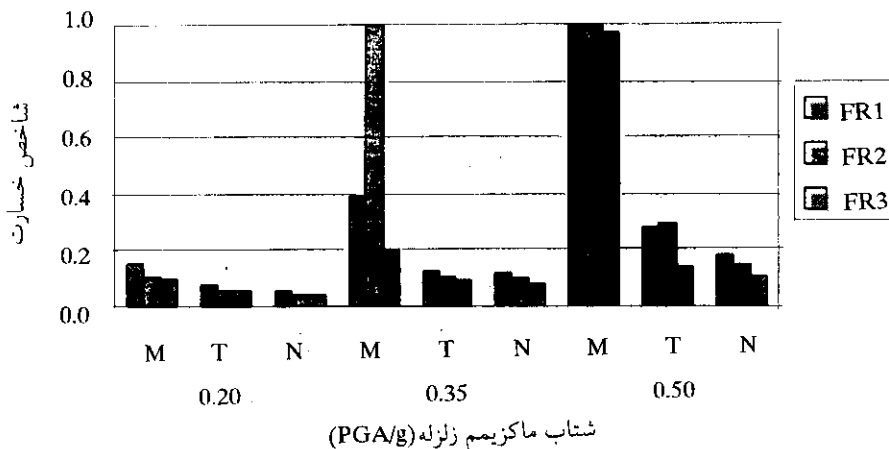
نسبی ۰/۲۰ خسارتی به قابها وارد نمی‌کنند و فقط قاب RF۳ به احتمال ۰/۵۰، خسارت سازه‌ای کم متحمل می‌شود شکل‌های (۸ و ۳)، زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۲۰ و زلزله‌های طیس و ناغان با شتاب نسبی ۰/۳۵ به احتمال ۰/۵۰، خسارت سازه‌ای کمی به قابها وارد می‌کنند. زلزله ناغان با شتاب نسبی ۰/۵۰ به احتمال ۰/۶۰ خسارت سازه‌ای متوسط به قابها وارد می‌کند و زلزله طیس با شتاب نسبی ۰/۵۰ به احتمال ۰/۵۰ خسارت سازه‌ای شدید به قابها وارد می‌کند. زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۵۰ به احتمال زیاد باعث فروریختگی قابها می‌شود (شکل‌های ۸ و ۳).

شاخص خسارت یادشده، نشان می‌دهد که در مورد قابهای پنج طبقه، زلزله‌های طیس و ناغان با شتاب نسبی ۰/۲۰ به احتمال ۰/۵۰ خسارت سازه‌ای کمی به قابها وارد می‌کنند (شکل‌های ۹ و ۳)، زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۲۰، زلزله ناغان با شتاب نسبی ۰/۵۰ و زلزله طیس با شتاب نسبی ۰/۳۵، به احتمال ۰/۵۰ خسارت سازه‌ای شدیدی به قابها وارد می‌کنند. زلزله طیس با شتاب نسبی ۰/۵۰ و زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۵۰ احتمال زیاد باعث فروریختگی قابها می‌شود. (شکل‌های ۹ و ۳)

روش پارک-انگ نشان می‌دهد که قابهای سه طبقه تحت اثر زلزله‌های طیس 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 می‌شوند. زلزله‌های ناغان و طیس 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 فروریختگی می‌شود، از طرف دیگر با افزایش طول دهانه وسط خسارت شدیدتر می‌شود. (شکل ۶)

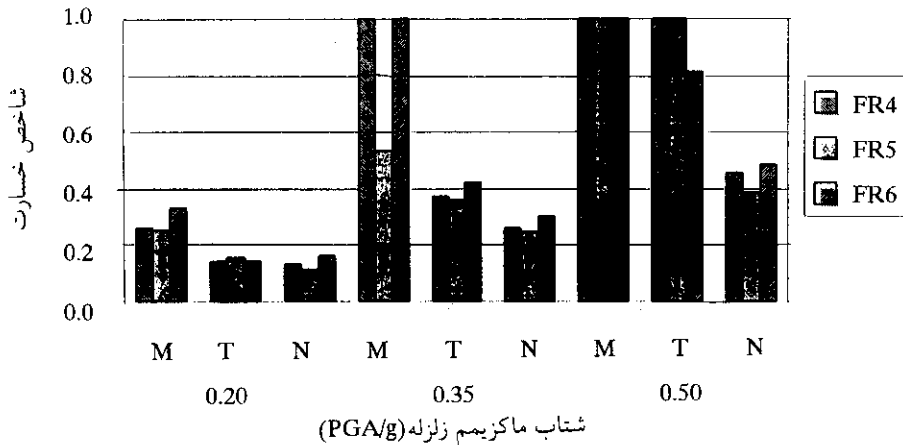
رابطه پارک-انگ نشان می‌دهد که قابهای پنج طبقه تحت اثر زلزله‌های طیس و ناغان با شتاب نسبی ۰/۲۰ خسارت قابل تعمیر و کمی را متحمل می‌شوند. زلزله‌های ناغان و طیس با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۵۰ و زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۲۰ باعث می‌شوند ساختمان خسارت متوسطی را متحمل شده و موقتاً بلااستفاده بماند. زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۵۰ باعث ایجاد خسارت بسیار شدید و فروریختگی می‌شود. (شکل ۷)

شاخص خسارت Cakmak، نشان می‌دهد که در مورد قابهای سه طبقه، زلزله‌های طیس و ناغان با شتاب

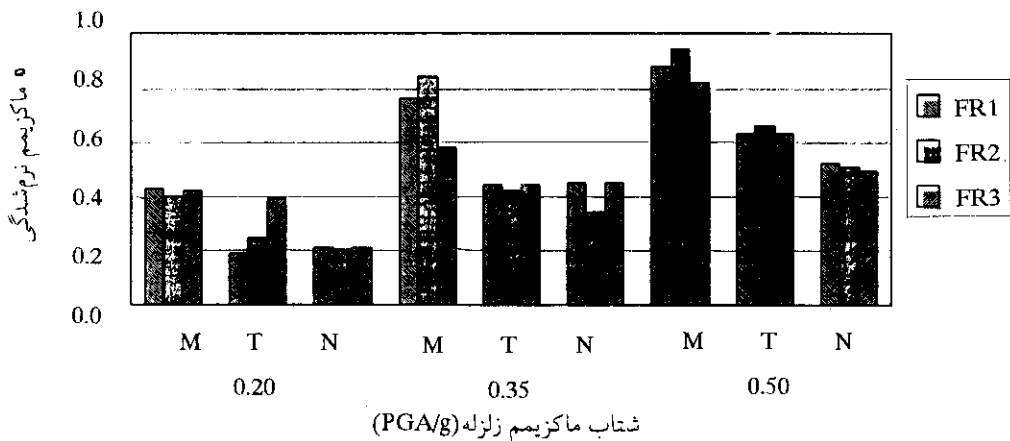


شکل ۶ شاخص آسیب‌پذیری محاسبه شده برای قابهای سه طبقه از روش پارک-انگ





شکل ۷ شاخص آسیب‌پذیری محاسبه شده برای قابهای پنج طبقه از روش پارک-انگ

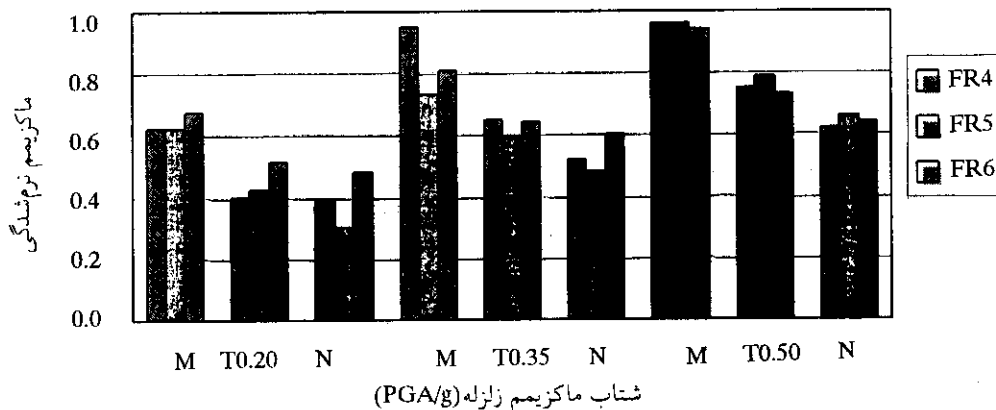


شکل ۸ ماکزیمم نرم‌شدگی محاسبه شده برای قابهای سه طبقه در اثر زلزله‌های ناغان، طیس و منجیل

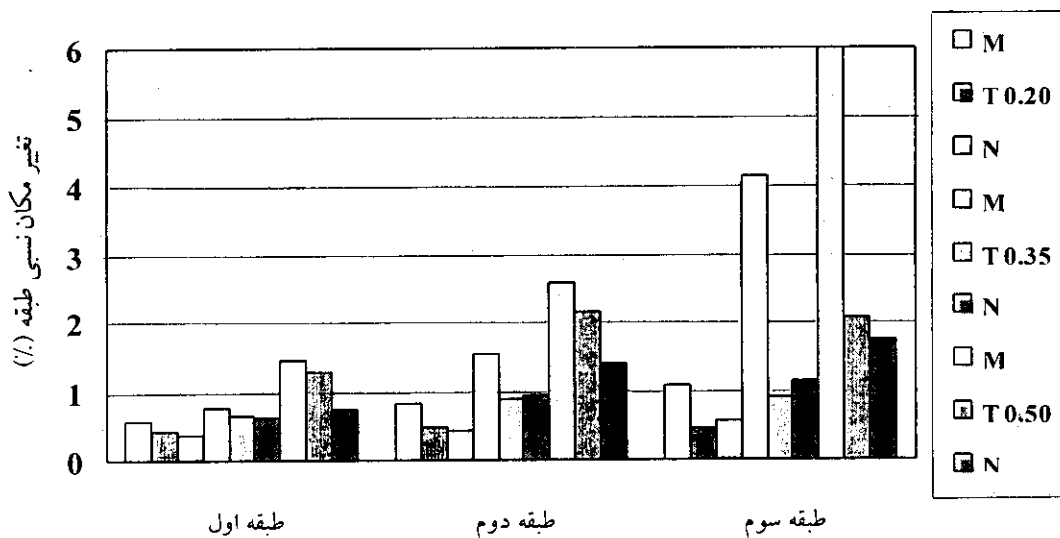
موارد خسارت غیرسازه‌ای پیش‌بینی می‌کند. شکل (۱۱) نتایج حاصل از این روش را برای قاب FR۴ نشان می‌دهد.

ضریب برش پایه قابهای سه طبقه برای شتابهای نسبی مختلف از ۰/۱۵ تا ۰/۲۵ متغیر است. در شتاب نسبی ۰/۵۰ بعلت نرم‌شدگی شدید طبقه سوم در اثر زلزله منجیل، ضریب برش پایه مربوطه کمتر از ضرایب حاصل از زلزله‌های طیس و ناغان می‌باشد. شکل (۱۲) ضریب برش پایه قاب FR۳ را برای زلزله‌های مختلف نشان می‌دهد.

شاخص خسارت (Sozen (۱۹۸۱)، خسارت وارده به طبقه اول و دوم قابهای سه طبقه را غیرسازه‌ای یا سازه‌ای کم، و خسارت وارد به طبقه سوم را برای زلزله منجیل با شتاب نسبی ۰/۳۵ و ۰/۵۰، غیرقابل تعمیر یا فروریختگی پیش‌بینی می‌کند. شکل (۱۰) نتایج حاصل از روش Sozen را برای قاب FRI نشان می‌دهد. روش مزبور خسارت وارده به قابهای پنج طبقه را برای زلزله منجیل با شتاب ۰/۳۵ و ۰/۵۰، فروریختگی تمام طبقات، برای زلزله طیس با شتاب نسبی ۰/۵۰، خسارت سازه‌ای متوسط در اغلب طبقات و برای سایر



شکل ۹. مکزیسم نرم‌شدگی محاسبه شده برای قابهای پنج طبقه در اثر زلزله‌های ناغان، طبس و منجیل



شکل ۱۰. شاخص خسارت Sozen برای قاب FR1

خسارت شدید می‌شوند که این مساله باعث ایجاد طبقه نرم در سازه می‌شود. معمولاً آسیب‌شدگی در تیرها زودتر از ستونها شروع می‌شود ولی با افزایش شتاب زلزله، خسارت ستونها افزایش می‌یابد، شکل (۱۴) تغییرات شاخص خسارت تیر و ستونهای طبقه آخر قاب FR4 را تحت اثر زلزله ناغان نشان می‌دهد که نتایج آن مویب این مطلب است.

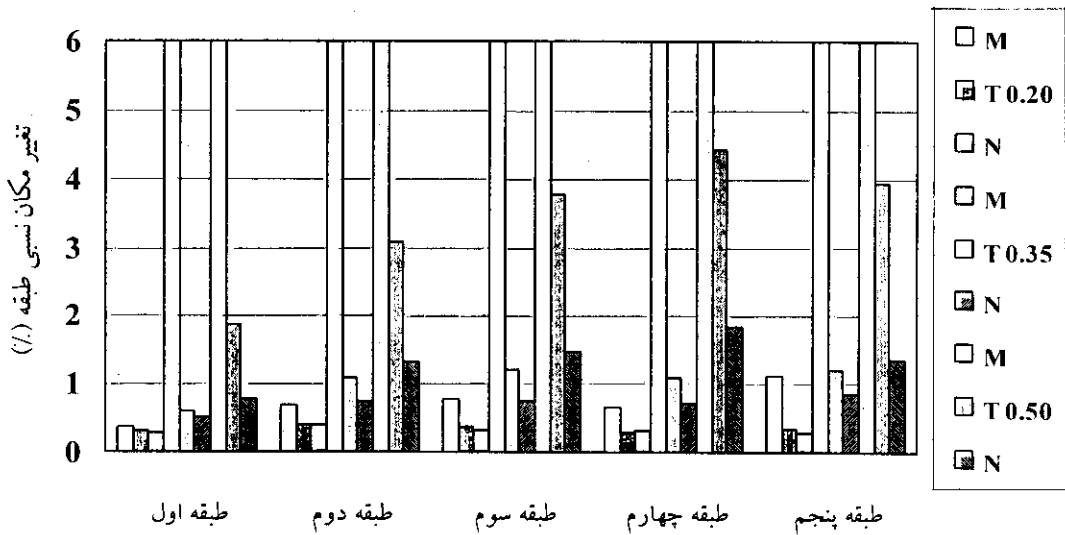
پریود سازه‌ها در اثر تغییر شکلهای پلاستیک

ضریب برش پایه قابهای پنج طبقه برای شتابهای نسبی مختلف از ۰/۰۷ تا ۰/۱۷ تغییر می‌کند. در شتاب نسبی ۰/۵۰ بعلت نرم‌شدگی شدید طبقه سوم در اثر زلزله منجیل و طبس، ضریب برش پایه مربوطه کمتر از ضرایب حاصل از زلزله ناغان می‌باشد. شکل (۱۳) ضریب برش پایه قاب FR6 را برای زلزله‌های مختلف نشان می‌دهد.

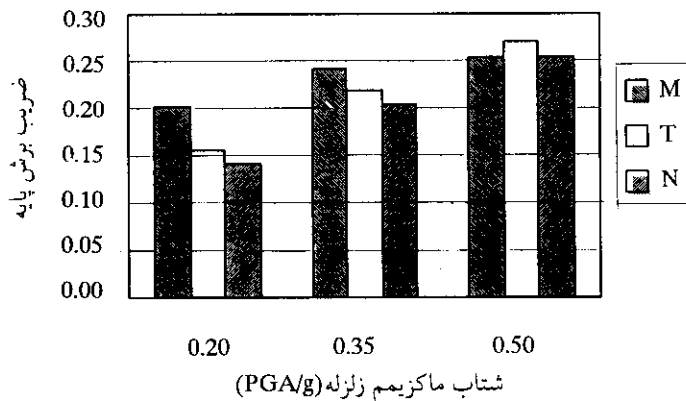
ستونها اغلب در طبقه همکف و طبقه آخر دچار

کاهش سختی سازه می‌شود، بنابراین از روی تغییرات پریود سازه می‌توان به تاریخچه تغییر شکل سازه پی برد. شکل (۱۵) تغییرات پریود قاب FR۴ تحت اثر زلزله ناغان نشان می‌دهد، نقاط اوج موجود در انتهای نمودار مربوط به تسلیم تیرها می‌باشد.

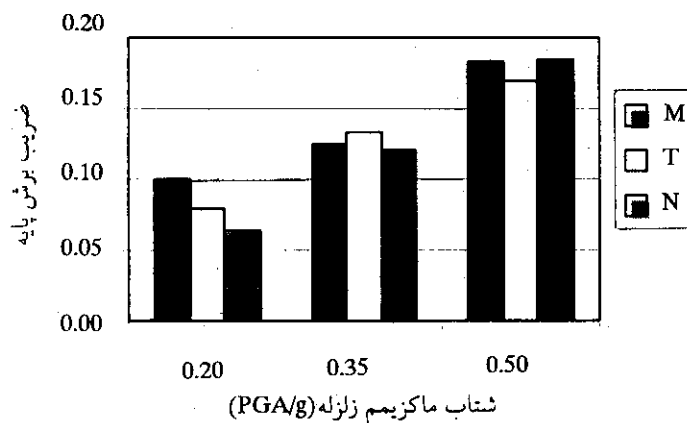
افزایش یافته و باعث کاهش پاسخ سازه در برابر زلزله می‌شود اما این مساله گاهی ناشی از تسلیم یا گسیختگی مقطع ستون می‌باشد که منجر به کاهش شدید مقاومت و سختی سازه می‌شود. تسلیم مقطع تیر نیز باعث افزایش امکان تغییر شکل ستونها و



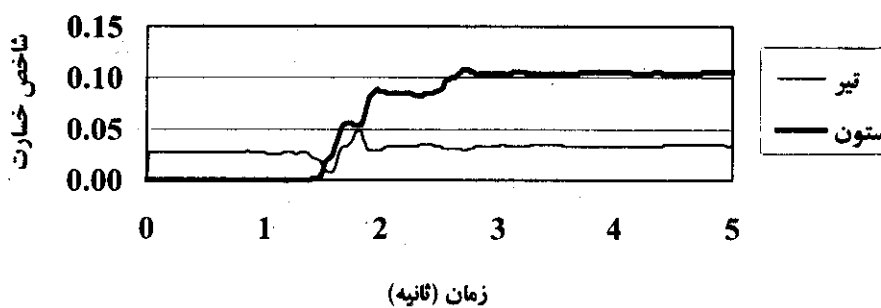
شکل ۱۱ شاخص خسارت Sozen برای قاب FR۴



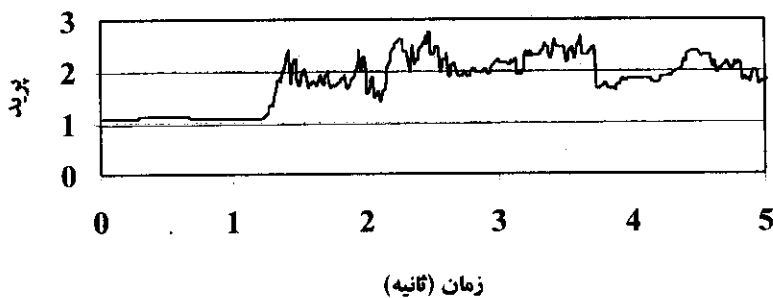
شکل ۱۲ ضریب برش پایه قاب FR۳ تحت اثر زلزله‌های طیس، منجیل و ناغان



شکل ۱۳ ضریب برش پایه قاب FR۶ تحت اثر زلزله‌های طیس، منجیل و ناغان



شکل ۱۴ شاخص خسارت تیرها و ستونهای طبقه آخر قاب FR۴ در اثر زلزله ناغان (۰/۵۰g)



شکل ۱۵ تغییرات پی‌رود قاب FR۴ در اثر زلزله ناغان با شتاب نسبی ۰/۵۰

	نتیجه گیری
$d_b$	قطر فولاد طولی
DI	شاخص خسارت
Dm	ماکزیم نرم شدگی سازه
Eh	انرژی مستهلک شده در مقطع عضو
$(Ei)_{com}$	انرژی مستهلک شده در مقطع عضو i
$(E_i)_{sto}$	انرژی مستهلک شده در طبقه i
$f_b$	مقاومت پیوستگی بتن
$F_y$	تنش تسلیم فولاد
FR1	قاب سه طبقه با دهانه های ۴، ۴ و ۵ متری
FR2	قاب سه طبقه با دهانه های ۴/۵، ۴ و ۴/۵ متری
FR3	قاب سه طبقه با دهانه های ۳، ۳ و ۵ متری
FR4	قاب پنج طبقه با دهانه های ۴، ۴ و ۵ متری
FR5	قاب پنج طبقه با دهانه های ۴/۵، ۴ و ۴/۵ متری
FR6	قاب پنج طبقه با دهانه های ۵، ۵ و ۳ متری
GLD	ساختمانهای طراحی شده برای بارهای ثقلی
H	ارتفاع طبقه
ID	نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه
$L_{db}$	طول گیرایی مبنا
My	ممان تسلیم مقطع عضو
PD	درصد خسارت
$R_f$	ضریب کاهش سطح مقطع فولاد
$T_{und}$	پریود اولیه سازه
$T_m$	پریود ماکزیمم سازه در طول تحلیل
$\beta$	ضریب ثابت کاهش مقاومت
$\delta$	تغییر مکان نسبی طبقه
$\lambda$	ضریب اهمیت عضو یا طبقه
$\theta_m$	ماکزیمم دوران در مقطع عضو
$\theta_r$	دوران الاستیک
$\theta_u$	ظرفیت دوران نهایی

### فهرست علائم

Anew	سطح مقطع اولیه فولاد
Aold	سطح مقطع فولاد بعد از اعمال ضریب کاهش

1. S. K. Kunnath, G. Hoffmann, A. M. Reinhorn, J. B. Mander, "Gravity load designed reinforced concrete buildings, part I: seismic evaluation of existing construction", *ACI Structural Journal/May-June*, pp. 343-354, (1995).
2. A. G. El-Attar, R. N. White, P. Gergely, "Behavior of gravity load designed reinforced concrete buildings subjected to earthquakes", *ACI Structural Journal/March-april*, pp. 133-145, (1997).
3. J. M. Bracci, A. M. Reinhorn, J. B. Mander, "Seismic retrofit of reinforced concrete buildings designed for gravity loads: performance of structural model", *ACI Structural Journal, November - December*, pp. 711-723, (1995).
4. M. S. Williams, I. Villemure, R. G. Sexsmith, "Evaluation of seismic damage indices for concrete elements loaded in combined shear and flexure", *ACI Structural Journal/May-June*, pp. 315-322, (1997).
5. A. Ghobarah, H. Abou-Elfath, A. Biddah, "Response-based damage assessment of structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, pp. 76-104, (1999).
6. A. M. Reinhorn, et al, IDARC 4.0: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures, Technical Report NCEER - 96-0010, SUNY/Buffalo, (1996).
7. M. S. Williams, R. G. Sexsmith, "Seismic Damage Indices for Concrete Structures", A State of the Art Review, *Earthquake Spectra*, vol. 11, No. 2, May, pp. 319-347, (1995).
8. G. G. Penelis and A. J. Kappos, "*Earthquake Resistant Concrete Structures*", E&FN SPON, (1997).
9. L. T. Phan and H. S. Lew, "Strengthening methodology for lightly reinforced concrete frames", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, MEXICO, (1996).
10. M. S. Williams, R. G. Sexsmith, "Seismic assessment of concrete bridges using inelastic damage analysis", *Engineering Structures*, Vol. 19, No. 3, pp. 208-216, (1997).
11. Y. R. Li, J. O. Jirsa, "Nonlinear analyses of an instrumented structure damaged in the 1994 northridge earthquake", *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 2, (1998).