

بررسی روش‌های تعیین سطوح عملکرد سازه‌های دوگانه بتن مسلح با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی لرزه‌ای

عباسعلی تسنیمی^۱ و حسین اعلائی^۲

۱- دانشیار دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران، Email: tasnimi@modares.ac.ir

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشکده ساختمان و مسکن، تهران، ایران

چکیده: تعیین سطوح عملکرد قاب‌های ساختمانی بتن مسلح دوگانه، ضمن وابسته بودن به روش‌های تحلیل غیرخطی، به عوامل مؤثر در هر یک از روش‌ها نیز بستگی دارد. این مقاله تأثیر عوامل مهمی مانند میزان چرخش پلاستیک اعضای سازه‌ای و طیف ظرفیت، تغییرمکان نسبی و میزان خسارت کل سیستم را از دو دیدگاه، یکی سطح عملکرد اعضای سازه‌ای و دیگری سطح عملکرد کل ساختمان بدون منظور داشتن اجزای غیرسازه‌ای، مورد بررسی و تحقیق قرار می‌دهد. برای دستیابی به نتایج مورد انتظار مجموعاً نود و دو تحلیل غیرخطی مشتمل بر شصت و چهار تحلیل استاتیکی غیرخطی و بیست و هشت تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی بر روی قاب‌های دو بعدی با تعداد طبقات ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ انجام شده است. قاب‌های دو بعدی اشاره شده، از ساختمان‌های مورد نظر که به صورت سه بعدی و با استناد به ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و آیین‌نامه بتن ایران (آبا) تحلیل و طراحی شده بودند، استخراج گردیده است. کلیه تحلیل‌های غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار IDARC-5.5 با توجه به معیارهای مختلف فوق انجام شده که نتایج به دست آمده حاکی از آن است که محدود کردن منحنی ظرفیت بر مبنای دامنه تغییرمکان کلی ساختمان و شکست یک عضو سازه‌ای محل تردید است.

کلیدواژه‌ها: سیستم‌های دوگانه بتن مسلح، تحلیل‌های غیرخطی، سطح عملکرد، شاخص خسارت، مقاوم‌سازی

An Investigation on the Prediction Methods of Performance Level Utilizing Nonlinear Seismic Analysis for Dual RC Structural Systems

Abstract: Prediction of performance level of the reinforced concrete dual structural systems are not only dependent on the method of nonlinear analysis, but are also related to some effective parameters used in each method. This article studies the effect of some important parameters such as plastic rotational capacity of the structural elements, capacity spectrum, drift and the overall damage of the building, from two viewpoints, one of which is the performance level of structural elements and also the performance level of the overall structure neglecting the non-structural elements. In order to achieve the expected results, 92 nonlinear analyses including 64 nonlinear static analyses and 28 nonlinear dynamic analyses have been carried out on two dimensional frames comprising 8, 12, 16 and 20 stories. The above mentioned two dimensional frames have been selected from three dimensional buildings which were analyzed and designed according to the 3rd edition of 2800 standard and the Iranian concrete code of practice. All of the nonlinear analyses were carried out on the bases of the above mentioned parameters as a main criteria utilizing IDARC-5.5 program. The obtained results show that the performance evaluation based on overall displacement of the whole structure and the failure of an element, is a restriction of capacity curve which has provoked some doubts.

۱- مقدمه

سیستم‌های دوگانه بتن مسلح که متشکل از قاب‌های خمشی و دیوار برشی هستند، معمولاً برای ساختمان‌های بلند به کار گرفته می‌شود. استفاده از دیوارهای برشی به طور چشم‌گیری موجب افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری سیستم‌های دوگانه می‌گردد. از طرفی در مناطقی که زلزله‌های شدید رخ می‌دهد، احداث قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری زیاد با محدودیت‌های

۲- مراحل تعیین سطوح عملکرد

سطوح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، در چهار مرحله به شرح ذیل تعیین می‌گردد. در مرحله اول از روش طیف ظرفیت که مبتنی بر نمودار نیرو- تغییر مکان استوار است استفاده شده و پس از تعیین منحنی ظرفیت و تلاقی دادن آن با طیف نیاز، نقطه هدف سازه به دست آمده و بر اساس آن سطح عملکرد سازه تعیین می‌شود. شرح مبسوط این روش در آیین‌نامه ATC40 آورده شده است [۷]. در مرحله دوم، بر اساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱۳]، سطوح عملکرد اعضاء مبتنی بر میزان چرخش پلاستیک لولاهای خمیری در هر یک از آنها تعیین می‌شود و سپس سطح عملکرد سازه مشخص می‌گردد. در مرحله سوم که بر مبنای تغییر مکان نسبی جانبی سازه (در واقع تغییر مکان ماندگار) پی‌ریزی شده است سطح عملکرد سازه تعیین می‌گردد. شرح این روش در فصل اول تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای آمده است [۱۴]. سرانجام در مرحله چهارم با بکارگیری شاخص خسارت اعضا و کل سازه، سطح عملکرد سازه تعیین می‌شود. برای تعیین میزان خسارت از شاخص خسارت پارک و همکاران [۱۵-۱۶] که پارامترهای مختلفی چون میزان جذب انرژی، تغییر مکان حد جاری شدن و تغییر مکان نهایی سازه دخالت دارد و همچنین از شاخص خسارت قبارا و همکاران [۱۷] که مبتنی بر سختی اولیه و نهایی سازه استوار است، استفاده می‌شود. بر اساس این شاخص‌ها که برای سیستم‌های یک درجه آزاد مناسب است، می‌توان سطح عملکرد کل سازه را تخمین زد.

۳- شاخص‌های آسیب

برای تعیین شاخص آسیب، روش‌های مختلفی بر مبنای درجه و نوع آسیب، توسط محققان ارائه شده است. برخی از این شاخص‌ها کیفی و برخی کمی هستند. آسیب در سازه‌های بتن مسلح ممکن است ناشی از تغییر شکل‌های زیاد و یا تجمع آن تحت اثر بارهای رفت و برگشتی (تکراری) باشد. ساده‌ترین شاخص آسیب کمی ارائه شده بر مبنای تغییر شکل است که اثر تجمعی چرخه‌های تغییر شکل را در نظر نمی‌گیرد. شاخص‌های آسیب دیگری نیز که اثرات تجمعی را با گنجاندن انرژی هیستریزس مستهلک شده در عضو در نظر می‌گیرد، ارائه شده است.

۳-۱- شاخص‌های موضعی

یکی از نخستین شاخص‌های آسیب، توسط بنان و همکارانش در سال ۱۹۸۱ پیشنهاد شد که نه بر اساس خسارت تمام عضو

قابل توجهی مواجه است. از این‌رو، یکی از راه‌حل‌های مناسب برای احداث ساختمان مقاوم در برابر زلزله استفاده از دیوارهای برشی در کنار این قبیل قاب‌ها است، زیرا در سیستم‌های دوگانه دیوارهای برشی قادرند بیشترین سهم را در تحمل نیروی برش پایه به عهده داشته باشند و این در حالی است که پس از ظهور ترک‌های قابل توجه در دیوارها یا ورود رفتار دیوارها به محدوده غیر ارتجاعی، قاب‌ها بعنوان سیستم ثانویه مقاوم در برابر زلزله رفتار می‌کنند [۱-۲]. در نتیجه عملکرد سیستم‌های دوگانه بتن مسلح با توجه به مراحل مختلف رفتاری و ورود به ناحیه غیرخطی، اهمیت قابل توجهی می‌یابد.

نکته مهم دیگر در رفتار لرزه‌ای توجه به عملکرد سازه‌ای بر اساس میزان استهلاک انرژی از طریق پذیرش تغییر مکان است؛ لذا روش ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای را می‌توان با توجه به عملکرد اعضاء سازه‌ای و یا کل سازه و نیز تحلیل خسارت انجام داد. تاکنون تحقیقات زیادی برای بررسی و بهبود رفتار لرزه‌ای اعضاء مختلف سازه‌ای از جمله دیوارهای برشی و سیستم‌های دوگانه در دو حوزه آزمایشگاهی و تحلیلی انجام گرفته است که نتایج آنها منجر به تکمیل آیین‌نامه‌های موجود و نیز تهیه و تولید آیین‌نامه‌های جدید برای ورود به قلمرو رفتار غیرخطی سازه‌ها و اجزای سازه‌ای به منظور طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد گردیده است [۲]. تحقیقات گسترده‌ای بر روی دیوارهای برشی و اجزای آنها و سیستم‌های دوگانه سازه‌ای مشتمل بر مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی به منظور تأمین شکل‌پذیری و رفتار مناسب لرزه‌ای انجام شده است [۳-۶].

ادامه این بررسی‌ها در دو دهه اخیر نشان می‌دهد که ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم‌های دوگانه از دیدگاه سطح عملکرد نیز در کانون توجه محققین قرار داشته است. مهمترین ضوابط مربوط به تعیین سطح عملکرد و نیز طراحی بر مبنای عملکرد سازه‌ها عبارتند از ATC40 [۷]، FEMA-273 [۸]، FEMA-274 [۹]، FEMA-356 [۱۰]، FEMA-306 [۱۱] و FEMA-307 [۱۲] که در تدوین آنها از تحقیقات محققین و از آن جمله مراجع [۲۷-۴۱] استفاده شده است. تحقیق و مطالعه بر روی سطح عملکرد دیوارهای سازه‌ای مستلزم بکارگیری روش‌های تحلیلی استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی است، که با در نظر گرفتن شرایط ویژه‌ای از آنها استفاده می‌شود. به همین منظور در این مقاله، به سطح عملکرد سیستم‌های دوگانه با در نظر گرفتن معیارهای مختلف که یکی از عوامل مهم روش طراحی بر اساس عملکرد می‌باشد، پرداخته شده است.

بر اساس استهلاک انرژی ارائه نمودند. شناخته شده ترین شاخص آسیب تجمعی که بسیار مورد استفاده واقع شده است شاخص پارک و انگ می باشد که یک شاخص ترکیبی است [۱۵]. این شاخص ترکیب ساده خطی از تغییر شکل نرمال شده و جذب انرژی است که در رابطه (۱) آمده است.

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u f_y} \int dE \quad (1)$$

که در آن δ_u تغییر شکل نهایی تحت بارگذاری یکنواخت، f_y مقاومت جاری شدن، δ_m حداکثر تغییر شکل ناشی از بارگذاری زلزله، $\int dE$ انرژی هیستریزس جذب شده و β مقدار ثابت ۰/۲۵ است. جمله اول رابطه (۱) معیاری ساده از تغییر مکان شبه استاتیکی است، در حالی که آسیب تجمعی در جمله دوم (جمله مربوط به انرژی) ظاهر شده است. مزیت این شاخص ساده بودن و کالیبره شدن آن توسط نمونه های بسیار زیاد و دارای آسیب لرزه ای از جمله شکست های برشی و چسبندگی می باشد. از این شاخص در نسخه اصلی برنامه IDARC استفاده شده است [۳۵]. در ویرایش جدیدتر این نرم افزار به جای نیرو و تغییر شکل ترتیب لنگر و چرخش در رابطه (۲) جایگزین شده است.

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} \int Eh \quad (2)$$

در این رابطه θ_m بیشترین چرخش به دست آمده در طول مدت زلزله، θ_u ظرفیت چرخش نهایی مقطع، θ_r چرخش بازیافتی (جبرانی)، M_y لنگر جاری شدن و Eh میزان جذب انرژی مقطع می باشد. مدل خسارت پارک و انگ بر پایه مشاهدات میزان خسارت در ۹ ساختمان بتن مسلح کالیبره شده است.

مسئله اصلی در استفاده از روابط (۱) و (۲) تعیین تغییر شکل نهایی (δ_u یا θ_u) و پارامتر زوال مقاومت β است. پارک و انگ بر حسب متغیرهای متعددی مانند نسبت برش به دهانه، بار محوری، نسبت آرماتورهای طولی و محصور کننده و مقاومت مصالح معادلاتی را با روش برازش پیشنهاد کردند. اما در این معادلات برای β سهم قابل توجهی منظور نشده و در نتیجه مشارکت استهلاک انرژی در تعیین شاخص کلی بسیار کوچک است. از این رو کانات و همکاران [۲] و استون و تیلور [۳۶] معادلات برازشی جدیدی پیشنهاد کردند که در اغلب موارد به نتایج واقعی تری منتج می شود.

لازم به یادآوری است که در نرم افزار IDARC مقدار ۰/۱ برای β به عنوان پیش فرض در نظر گرفته می شود که نباید از ۰/۵ تجاوز نماید. مقدار انتخاب شده باید به صورت قابل قبول نمایانگر زوال مقاومت در مدل هیستریزس بوده باشد.

بلکه بر مبنای انحنای مقاطعی از عضو که بیشترین آسیب را دیده اند ارائه شده است. در این شاخص عضوهایی که تحت لنگر پاد واقع می شوند در نظر گرفته شده و مقدار انحناء و سختی اولیه با این شرط محاسبه می شوند [۱۸]. از دیگر شاخص های اولیه که بر اساس تغییر مکان عضو پیشنهاد شده است می توان به شاخص پارک و همکاران [۱۵-۱۶]، ساردو و همکاران [۱۹] و پنزین [۲۰] اشاره کرد. شاخص آسیب دیگری که به دلیل سادگی و سهولت بطور گسترده مورد استفاده قرار دارد، شاخصی است که خسارت را هم به حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات و هم به تغییر مکان نسبی باقی مانده پس از زلزله مربوط می کند. این شاخص که هم توسط توسی و یائو [۲۱] و هم توسط استیفنز و یائو [۲۲] ارائه شده است، شکل پذیری و اثرات چرخه های تکراری را در نظر نمی گیرد. رافائل و می بر شکل تکامل یافته ای از نسبت آسیب خمشی را پیشنهاد کردند که مبتنی بر نسبت افزایش نرمی از حالت اولیه تا بیشترین تغییر شکل، به افزایش نرمی در حالت شکست می باشد [۲۳-۲۴].

برخی از محققان شاخص آسیب تجمعی را به رفتار چرخه ای عضوهای سازه ای که معمولاً متأثر از کاهش سختی، زوال مقاومت و باریک شدگی (*Pinching*) منحنی این رفتار است، نسبت می دهند. معمولاً این شاخص آسیب تجمعی را یا با استفاده از یک فرمولاسیون خستگی با چرخه کم که در آن آسیب به عنوان تابعی از تغییر شکل تجمعی پلاستیک تلقی می شود و یا با استفاده از یک تعریف برای انرژی هیستریزس جذب شده در طول بارگذاری، به دست می آورند. برای نمونه بنان و همکاران چرخش تجمعی نرمال شده ای را برای تعداد زیادی از نمونه های آزمایشگاهی و تحت بارهای تناوبی که در آنها یا خمش و یا خمش و نیروی محوری حاکم بود به کار برد. اگرچه همبستگی خوبی بین نتایج به دست آمده بود، ولی شاخص خسارت در مراحل شکست نمونه ها از پراکندگی قابل توجهی حکایت داشت [۱۸]. سایر شاخص های خسارت تجمعی توسط استیفنز و یائو [۲۲]، ونگ و شاه [۲۵]، ونگ و ونگ [۲۶]، جنونگ و ایوان [۲۷] و چانگ و همکاران [۲۸-۳۰] ارائه شده است که شرح همه آنها در این مقاله مقدور نیست.

از دیگر شاخص هایی که برای تعیین آسیب وارد به سازه های بتن مسلح می توان ذکر کرد، شاخصی است که بر مبنای جذب انرژی تعریف می شود. این شاخص اولین بار توسط گوزاین و همکاران [۳۱] و بعدها داروین و انمای [۳۲]، سپس المز و همکاران [۳۳] و کراتزیگ و همکاران [۳۴] نیز شاخص هایی را

۳-۲- شاخص‌های کلی

تناوب یا تغییرات سختی متمرکز شده است. اوتانی و سوزن [۳۷] در بررسی‌های آزمایشگاهی خود بر روی قاب‌های چند طبقه بتن مسلح، مشاهده کردند که رفتار قاب‌ها هنگامی که تحت اثر زلزله قوی قرار می‌گیرند وارد مرحله تسلیم شده و حداکثر تغییرشکل جانبی آنها، مساوی حداکثر تغییرشکل جانبی حالتی است که برای بار دوم با تحت اثر یک زلزله مشابه واقع شوند، ولی سختی سازه در آغاز مرحله دوم کمتر از سختی مرحله اول است. نتیجه این مطالعه بیانگر این واقعیت است که حداکثر تغییرشکل نسبی تابعی از خصوصیات اولیه سازه است و ربطی به سختی سازه در آغاز مرحله دوم ندارد؛ به همین دلیل تغییرشکل نسبی به تنهایی نمی‌تواند ارزیابی صحیحی از شاخص خسارت باشد بلکه باید شاخص خسارت را بر مبنای تغییرات سختی بیان کرد. ایده اولیه اندیس شاخص خسارت سختی توسط قبارا و همکاران [۱۷] ارائه گردید. در این شاخص کاهش سختی متوسط طبقات به صورت رابطه (۳) تعریف می‌شود.

$$DI = \left(1 - \frac{K_{final}}{K_{initial}} \right) \quad (3)$$

که در آن، DI شاخص خسارت سختی، $k_{initial}$ سختی اولیه منحنی ظرفیت و k_{final} سختی منحنی ظرفیت بعد از تأثیر زمین‌لرزه می‌باشد. مقدار DI از صفر (عدم خسارت) تا یک (خسارت شدید) متغیر است. در این مقاله از شاخص‌های کمی که به دو دسته مهم آسیب موضعی و کلی (غیرموضعی) تقسیم می‌شوند و برای سیستم‌های یک درجه آزاد مناسب هستند، استفاده شده است.

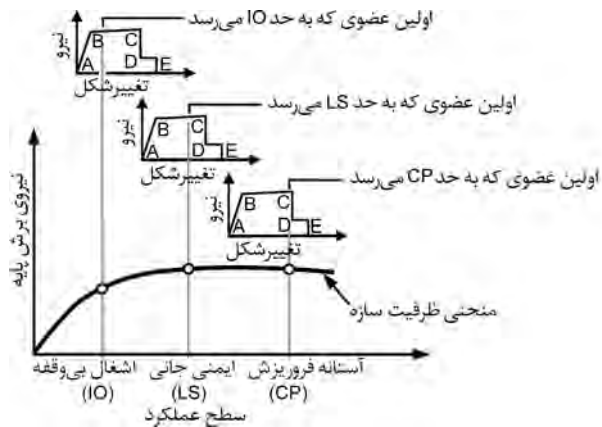
۴- ساختمان‌های مورد مطالعه

در این تحقیق چهار نمونه ساختمان بتن مسلح دارای سیستم سازه‌ای دوگانه متشکل از قاب‌های خمشی متوسط و دیوار برشی که در پلان متقارن هستند، بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۳۸] بارگذاری و تحلیل شده سپس بر طبق آیین‌نامه بتن ایران (آبا) طراحی شدند [۳۹]. این ساختمان‌ها با پلان ثابت و تعداد طبقات ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ و کاربری مسکونی و با اهمیت متوسط ($I=1$) در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد ($A=0.35g$) و خاک نوع II در نظر گرفته شدند. ارتفاع در طبقه اول ۲/۸ متر و در بقیه طبقات ۳/۱ متر و سقف‌ها در همه ترازها از نوع تیرچه بلوک فرض شده است. تحلیل مربوط به طراحی همه سازه‌ها در محیط نرم‌افزار ETABS2000 به صورت سه بعدی و استاتیکی خطی انجام گرفت. در بارگذاری ثقلی سازه‌ها که مطابق با استاندارد ۵۱۹

آسیب کلی سازه به توزیع و شدت آسیب‌های موضعی بستگی داشته که از ترکیب شاخص‌های موضعی یا بر اساس مشخصات کلی سازه (رفتار در مودهای مختلف) تعیین می‌شود. شاخص آسیب کلی معمولاً بوسیله سیستم وزن‌دهی که تأثیر آسیب‌های شدید موضعی را بر روی سرویس‌دهی کل سازه در نظر دارد، تعیین می‌شود. متداول‌ترین روش وزن‌دهی توسط پارک و همکاران [۱۶]، چانگ و ایوان [۲۷]، چانگ و همکاران [۲۸-۳۰] و کانات و همکاران [۲] ارائه شده است که بر پایه متوسط‌گیری شاخص‌های آسیب موضعی که با جذب موضعی انرژی وزن‌دهی شده باشند، قرار دارد. بنابراین به همین شیوه، شاخص آسیب کلی سازه‌ای می‌تواند از شاخص طبقات محاسبه شود. از آنجایی که مقاطع با آسیب زیاد، آنهایی هستند که مقدار بیشتری انرژی جذب کرده‌اند، این روش، وزن بالاتری برای اعضای با آسیب شدید در نظر می‌گیرد. لذا می‌توان نتیجه گرفت که در چنین شرایطی، شاخص آسیب کلی سازه‌ای، وضعیت اعضای را که شدیداً آسیب دیده‌اند را به دست می‌دهد. در اغلب موارد نتایج این روش قابل قبول است؛ زیرا احتمال اینکه سازه‌ای بتواند علیرغم پذیرش آسیب شدید در شرایط سرویس‌دهی باقی بماند بسیار اندک است. به هر حال، در بعضی حالات ممکن است چنین شاخصی نتواند وضعیت کلی سازه را تبیین کند.

تعریف دیگری از شاخص آسیب طبقه ارائه شده است که وابسته به نسبت بارهای ثقلی هر عضو به کل بارهای ثقلی سازه می‌باشد. بر اساس این تعریف، وزن‌دهی به آسیب طبقات پایین یک سازه بیشتر از وزن‌دهی به آسیب طبقات فوقانی خواهد شد، زیرا احتمال شکست کامل عضوهای طبقات پایین بیشتر خواهد بود. یکی دیگر از روش‌های ارزیابی سریع آسیب، بررسی تغییرات در عوامل مؤثر بر شکل مودی است که در خلال زلزله رخ می‌دهد. این روش ممکن است فقط برپایه زمان تناوب (فرکانس) طبیعی که عموماً منجر به اطلاعاتی درباره آسیب کلی می‌گردد، و یا بر اساس شکل‌های مودی موضع آسیب را مشخص کند. به وجود آمدن آسیب در هر عضو از سازه باعث تغییراتی در مشخصات دینامیکی سازه می‌شود که این تغییرات معمولاً موجب افزایش زمان تناوب طبیعی (کاهش فرکانس) که خود ناشی از کاهش سختی است و همچنین باعث افزایش میرایی و ملاً استهلاک بیشتر انرژی می‌شود. مطالعات نشان داده است که میرایی خاصیتی متغیر است و عوامل بسیاری بر آن تأثیر دارند. پس نمی‌تواند به عنوان یک شاخص آسیب سودمند به کار رود. از این رو مطالعات بسیاری بر روی تغییرات زمان

محل تلاقی طیف نیاز را با طیف ظرفیت که تغییر مکان هدف را به دست می‌دهد تعیین کرده با بازگشت به منحنی ظرفیت بر روی هر یک از آنها نقاط شاخصی که مربوط به اعضای اصلی سازه است، مشخص گردید. این نقاط عبارتند از اولین ترک-خوردگی در تیر (FBC)، ستون (FCC) و دیوار برشی (FWC)، اولین جاری شدن در تیر (FBY)، ستون (FCY) و دیوار برشی (FWY)، حد تغییر مکان (تغییر مکان هدف) بر اساس دستورالعمل بهسازی (DT)، یک و نیم برابر آن ($1/5DT$) و همچنین تغییر مکان غیرخطی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران ($D2800$). ضمناً به کمک روش A از آیین‌نامه ATC40، تغییر مکان متناظر با سطح عملکرد هر سازه محاسبه و بر روی منحنی ظرفیت نشان داده شده است (PP). هدف از بکارگیری پارامترهای اولین جاری شدن المان‌ها و مشخص کردن آنها روی منحنی ظرفیت، به دست آوردن سطح عملکرد ساختمان بر اساس روش FEMA273 می‌باشد که موقعیت آنها در شکل (۳) آمده است. در این دستورالعمل آمده است که اگر اولین المان جاری شده دارای سطح عملکرد (IO) باشد، عملکرد کل ساختمان به عنوان حد IO محسوب می‌شود،



شکل ۳. معیار سطوح عملکرد ساختمان بر اساس FEMA 273 [۸].

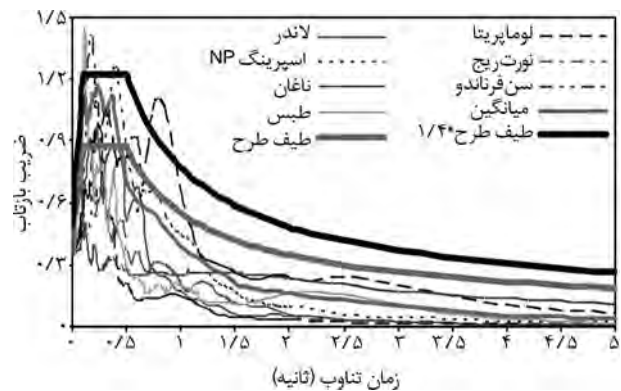
در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی (غیرخطی) از شتابنگاشت هفت زمین‌لرزه به شرح جدول (۲) استفاده گردید. خاک منطقه وقوع زلزله این شتاب‌ها همگی از نوع II بوده و بر پایه حداکثر شتاب زمین (معادل $0/35g$) و طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم همپایه شدند [۳۸]. در شکل (۲) نمودار شتاب‌های استفاده شده نشان داده شده است. برای تحلیل غیرخطی از نرم‌افزار IDARC 2D (ver5.5) استفاده شده است [۳۹].

۵- به دست آوردن سطح عملکرد

برای تعیین سطوح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه از چهار مرحله که ذکری از کلیات آنها گذشت، استفاده شده است. شرح نسبتاً مبسوط این مراحل با توجه به نحوه تحلیل نتایج به دست آمده به همراه مقایسه بین آنها ذیلاً ارائه می‌شود.

۵-۱- مرحله اول (طیف ظرفیت)

در این مرحله ابتدا با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی نمودار نیرو- تغییر مکان یا منحنی ظرفیت سازه‌ها به دست آمد. سپس



شکل ۲. نمودار شتاب و طیف زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی.

جدول ۲: مشخصات شتاب زمین‌لرزه‌های مورد استفاده.

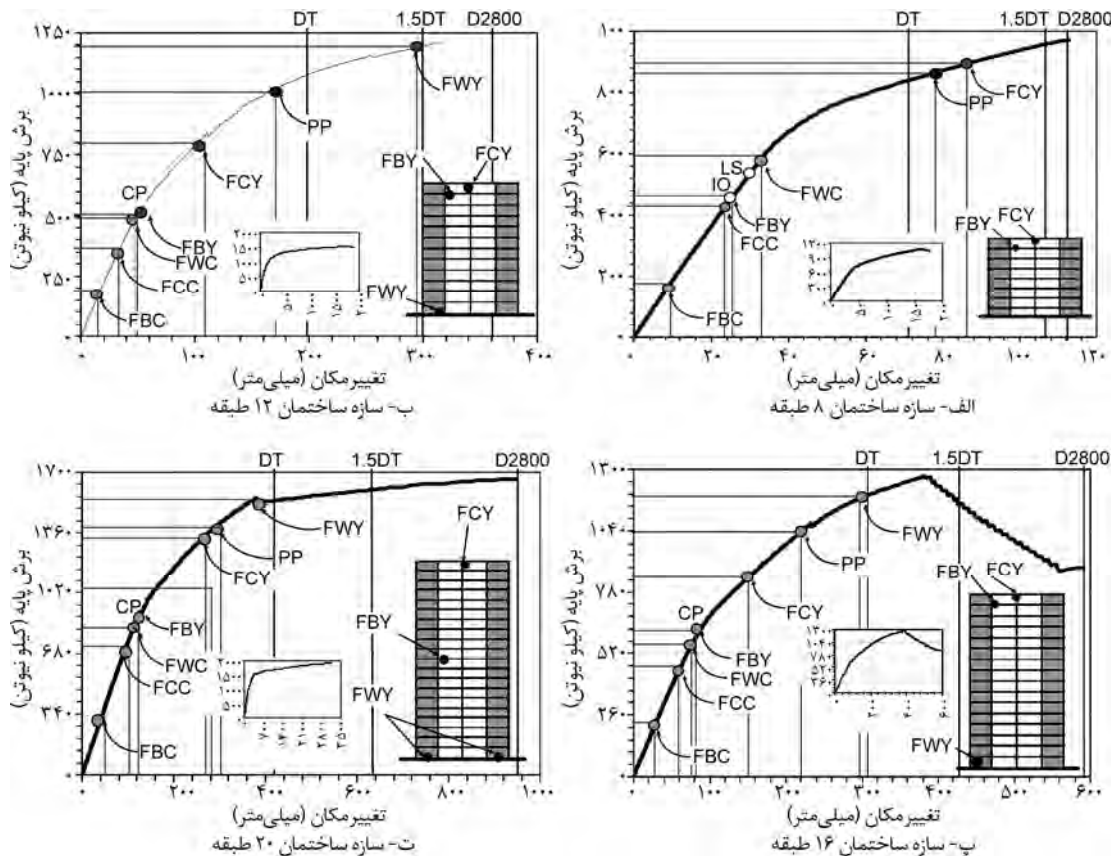
ردیف	زلزله	سال وقوع	حداکثر شتاب	خاک منطقه	ضریب همپایه برای هر یک از ساختمان‌ها
۱	لاندر (<i>Lander</i>)	۱۹۹۲ میلادی	۰/۲۷۴	منطقه شتاب زمین (g)	۲۰ ۱۶ ۱۲ ۸ طبقه طبقه
۲	لوما پریتا (<i>Loma Prieta</i>)	۱۹۸۹ میلادی	۰/۳۵۷	منطقه شتاب زمین (g)	۲۰ ۱۶ ۱۲ ۸ طبقه طبقه
۳	پالم اسپرینگ (<i>N-Palm Spring</i>)	۱۹۸۶ میلادی	۰/۲۵	منطقه شتاب زمین (g)	۲۰ ۱۶ ۱۲ ۸ طبقه طبقه
۴	نورتریج (<i>Northridge</i>)	۱۹۹۴ میلادی	۰/۲۵۶	منطقه شتاب زمین (g)	۲۰ ۱۶ ۱۲ ۸ طبقه طبقه
۵	سان فرناندو (<i>Sanferando</i>)	۱۹۷۱ میلادی	۰/۳۶۶	منطقه شتاب زمین (g)	۲۰ ۱۶ ۱۲ ۸ طبقه طبقه
۶	طیسی (<i>Tabass</i>)	۱۳۵۷ شمسی	۰/۸۳۳	منطقه شتاب زمین (g)	۲۰ ۱۶ ۱۲ ۸ طبقه طبقه
۷	ناغان (<i>Naghan</i>)	۱۳۵۶ شمسی	۰/۷۱۴	منطقه شتاب زمین (g)	۲۰ ۱۶ ۱۲ ۸ طبقه طبقه

فروریزش (CP) واقع است. از نتایج مهم دیگر اینکه با افزایش تعداد طبقات برآورد نقطه هدف سازه بر اساس روش دستورالعمل بهسازی بیشتر از روش ATC40 خواهد بود.

۲-۵- مرحله دوم (میزان چرخش پلاستیک اعضاء)

در این مرحله براساس فصل ششم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای میزان تغییرشکل پلاستیک هر یک از اعضا در نمونه‌های مختلف با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی و بکارگیری مدل ریاضی منحنی رفتاری، تعیین گردیده و با توجه به آنها سطوح عملکرد اعضاء تعیین شد. لازم به ذکر است که در نرم افزار IDARC تغییر شکل پلاستیک هر یک از اعضاء تیر و ستون مستقیماً در خروجی ارائه می‌شود ولی در مورد دیوارهای برشی خروجی این نرم‌افزار به صورت انحناء ارائه می‌گردد که در این تحقیق برای تبدیل انحناء به چرخش پلاستیک از رابطه ساده $\theta = \phi L_p$ استفاده شد و برای طول لولای خمیری (L_p) از رابطه $L_p = 0.08L + 0.022d_b f_y$ که توسط پائولی و پریستلی ارائه شده است استفاده گردید که در آن d_b قطر اسمی فولاد و f_y مقاومت جاری شدن فولاد بر حسب Mpa می‌باشد [۴۱]. بعد از تعیین سطح عملکرد اعضاء، عضو بحرانی در هر طبقه در نهایت کل سازه، مشخص شد. سپس بر روی منحنی ظرفیت

و اگر اولین المان جاری شده دارای دارای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) باشد، عملکرد کل ساختمان به عنوان حد LS در نظر گرفته می‌شود و چنانچه اولین المان جاری شده در ساختمان دارای سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP) باشد عملکرد کل ساختمان به عنوان حد CP منظور می‌گردد. این نتایج برای همه سازه‌های مورد مطالعه در شکل (۴) آورده شده است. در این شکل سعی شده است تا تمام قلمرو منحنی ظرفیت سازه‌ها با مقیاس کوچکتر آورده شود که دامنه رفتار غیرخطی آنها نمایان گردد. نتایج به دست آمده حاکی از آن است که اولین عضو ترک‌خورده پس از پذیرش تغییرشکل بیشتر به حد جاری شدن می‌رسد. بجز سازه مربوط به ساختمان ۸ طبقه، در بقیه سازه‌ها اولین عضو جاری شده در یکی از تیرها بوده و سطح عملکرد آن در حد آستانه فروریزش (CP) می‌باشد در حالی که سطح عملکرد سازه خیلی جلوتر از آن است، به عبارت دیگر عملکرد این سازه‌ها در تحلیل استاتیکی غیرخطی و برای سطح خطر یک، حد ایمنی جانی (LS) را تأمین نمی‌کنند. همچنین عملکرد کل سازه در حد فاصل بین اولین جاری شدن دیوار و اولین جاری شدن ستون قرار دارد. ترتیب تشکیل مفصل‌های پلاستیک در عضوهای اصلی که بر روی منحنی ظرفیت نشان داده شده است، حکایت از آن دارد که نقطه هدف سازه بین حد ایمنی جانی (LS) و حد آستانه

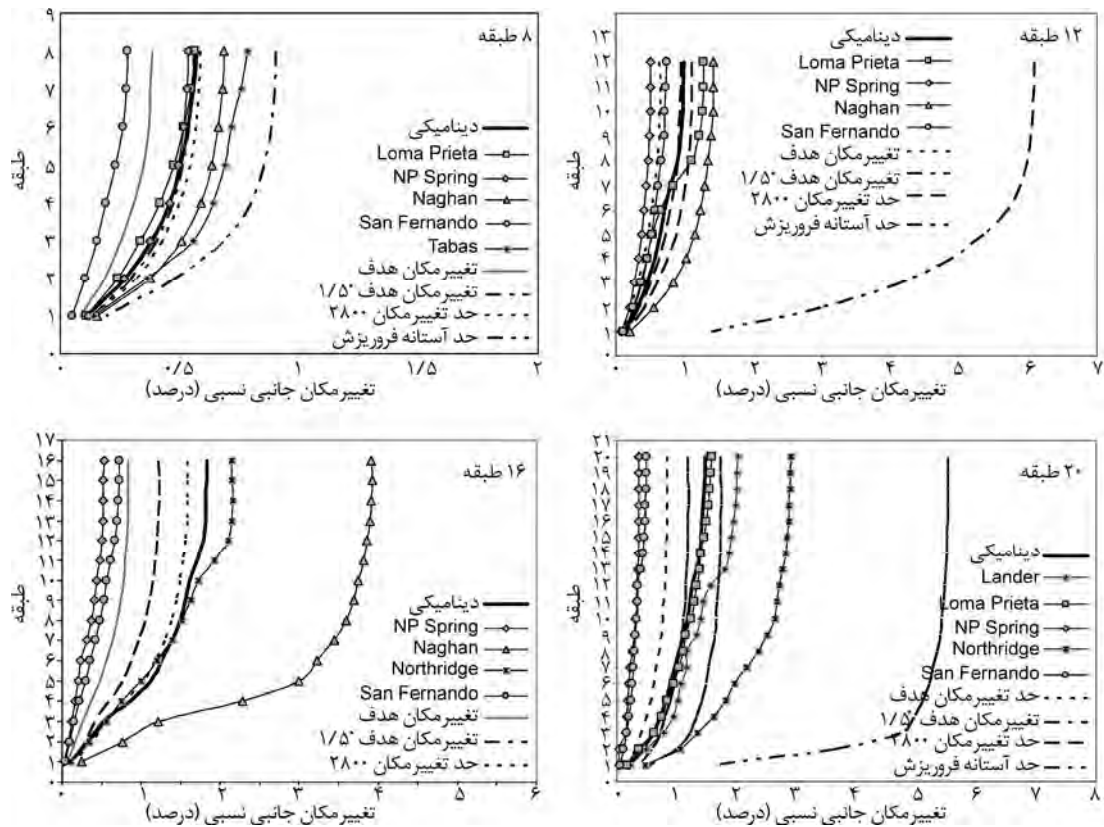


شکل ۴. منحنی ظرفیت و وضعیت رفتار لرزه‌ای در تحلیل استاتیکی غیرخطی (الگوی بارگذاری توزیع توانی).

یک و نیم برابر آن ($1/5DT$) و حد تغییرمکان استاندارد ۲۸۰۰ طبقات ترسیم شده که در این مقاله به منظور عدم تکرار فقط ایران ($D2800$) و در نهایت تغییرمکان متناظر با حد فروریزش نتایج تحلیل استاتیکی مربوط به بارگذاری توزیع توانی در شکل محاسبه شد و برای همه نمونه‌ها نمودار تغییرمکان نسبی در تراز (۵) نشان داده شده است.

جدول ۳: سطح عملکرد هر طبقه بر اساس چرخش پلاستیک در عضو سازه‌ای.

سازه ساختمان ۱۲ طبقه						سازه ساختمان ۸ طبقه						طبقه
سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس						سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس						
δ_t	$1/5 \delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی	دینامیکی*	δ_t	$1/5 \delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی	دینامیکی*	
LS	CP	>CP	CP	LS	LS	LS	LS	LS	LS	IO	IO	۱۲
CP	CP	>CP	CP	CP	CP	LS	LS	LS	LS	LS	LS	۱۱
CP	CP	>CP	CP	CP	CP	LS	LS	LS	LS	LS	LS	۱۰
CP	CP	>CP	CP	CP	CP	LS	LS	LS	LS	LS	LS	۹
CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	LS	LS	LS	LS	LS	LS	۸
CP	>CP	>CP	CP	CP	CP	LS	LS	LS	LS	LS	LS	۷
LS	>CP	>CP	CP	CP	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	۶
LS	>CP	>CP	CP	CP	LS	LS	LS	LS	LS	LS	IO	۵
LS	>CP	>CP	LS	LS	LS	LS	>CP	LS	LS	LS	IO	۴
LS	>CP	>CP	LS	LS	LS	IO	>CP	LS	LS	LS	IO	۳
IO	>CP	>CP	LS	LS	IO	IO	>CP	LS	IO	IO	IO	۲
IO	>CP	>CP	IO	IO	IO	IO	>CP	IO	IO	IO	IO	۱
سازه ساختمان ۲۰ طبقه						سازه ساختمان ۱۶ طبقه						طبقه
سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس						سطح عملکرد متناظر با تغییرمکان در تراز بام بر اساس						
δ_t	$1/5 \delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی	دینامیکی*	δ_t	$1/5 \delta_t$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی	دینامیکی*	
CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	>CP	CP	>CP	CP	LS	LS	۲۰
>CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۱۹
>CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۱۸
>CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۱۷
>CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	>CP	CP	>CP	CP	LS	LS	۱۶
>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۱۵
>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۱۴
>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۱۳
>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۱۲
>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۱۱
>CP	>CP	>CP	>CP	CP	LS	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۱۰
>CP	>CP	>CP	>CP	CP	LS	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۹
CP	>CP	>CP	>CP	CP	LS	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۸
CP	>CP	>CP	>CP	CP	LS	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	CP	۷
CP	>CP	>CP	>CP	CP	LS	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	LS	۶
CP	>CP	>CP	>CP	CP	LS	>CP	>CP	>CP	>CP	CP	LS	۵
LS	>CP	>CP	>CP	CP	LS	CP	>CP	>CP	>CP	CP	LS	۴
LS	>CP	>CP	CP	LS	LS	LS	>CP	>CP	>CP	LS	LS	۳
LS	>CP	>CP	CP	LS	IO	IO	>CP	>CP	>CP	LS	IO	۲
IO	>CP	>CP	LS	LS	IO	IO	>CP	>CP	>CP	IO	IO	۱



شکل ۵. منحنی تغییر مکان جانبی نسبی ناشی از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (الگوی بارگذاری توزیع توانی) و دینامیکی غیرخطی.

۲۰ طبقه، در طبقات پایین‌تر متناظر با $(1/5DT)$ و در طبقات بالاتر بین دو حد $(1/5DT)$ و تغییر مکان متناظر با فروریزش همخوانی مناسبی دارد. همچنین با استناد به میزان تغییر مکان نسبی جانبی محاسبه شده سطح عملکرد هر طبقه به دست آمد که در جدول‌های (۴) و (۵) آورده شده است.

برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، نقاط مشخصی از منحنی ظرفیت را با تغییرات تغییر مکان نسبی تطبیق داده که نتیجه‌گیری کلی حاکی از آن است که در ساختمان‌های ۸ و ۱۲ طبقه میانگین تغییر مکان نسبی طبقات متناظر با $(1/5DT)$ و در ساختمان ۱۶ طبقه متناظر با $(D2800)$ و در ساختمان

جدول ۴: سطح عملکرد هر طبقه بر اساس تغییر مکان جانبی پلاستیک در ساختمان ۸ و ۱۲ طبقه.

طبقه	سازه ساختمان ۸ طبقه					سازه ساختمان ۱۲ طبقه				
	δ_f	$1/5 \delta_f$	2800	تغییر مکان نسبی	سطح عملکرد	δ_f	$1/5 \delta_f$	2800	تغییر مکان نسبی	سطح عملکرد
۱۲	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۱	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۰	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۹	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۸	LS	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۷	LS	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۶	LS	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۵	LS	LS	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۴	LS	LS	LS	CP	CP	CP	LS	LS	LS	LS
۳	LS	LS	LS	LS	LS	CP	LS	LS	LS	LS
۲	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS
۱	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS

جدول ۵: سطح عملکرد هر طبقه بر اساس تغییرمکان جانبی پلاستیک در ساختمان ۱۶ و ۲۰ طبقه.

طبقه	سازه ساختمان ۱۶ طبقه				سازه ساختمان ۲۰ طبقه					
	δ_f	$1/5 \delta_f$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی*	δ_f	$1/5 \delta_f$	۲۸۰۰	آستانه فروریزش	دینامیکی*
۲۰	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۹	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۸	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۷	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۶	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۵	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۴	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۳	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۲	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۱	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۱۰	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۹	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۸	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۷	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۶	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
۵	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	LS	LS
۴	CP	CP	CP	LS	CP	CP	CP	CP	LS	LS
۳	CP	CP	CP	LS	CP	CP	LS	LS	LS	LS
۲	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS
۱	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS	LS

خلاصه این نتایج که استنباط مقایسه‌ای را آسان‌تر می‌کند، در جدول (۶) آورده شده است. مقایسه بین نتایج مندرج در جدول‌های (۲) و (۳) با جدول‌های (۴) و (۵) نشان می‌دهد که به دست آوردن سطح عملکرد در روش‌های استاتیکی غیرخطی بر اساس تغییرمکان جانبی نسبی محافظه‌کارانه‌تر از به دست آوردن سطح عملکرد بر اساس چرخش پلاستیک می‌باشد. البته روش مبتنی بر تغییرمکان نسبی جانبی روشی تقریبی است و غالباً برای برآورد کلی رفتار سازه‌ها کاربرد دارد و چندان قابل مقایسه با روش مبتنی بر چرخش پلاستیک اعضا نیست، لیکن این نتیجه گویای محافظه‌کارانه بودن نتایج حاصل از روش مبتنی بر تغییرمکان است.

۵-۴- مرحله چهارم (شاخص خسارت اعضا و کل سازه)

در این مرحله با بکارگیری شاخص خسارت اعضا و کل سازه، سطح عملکرد اعضا و سازه تعیین می‌شود. همانطور که قبلاً اشاره شد، برای تعیین میزان خسارت از دو شاخص که یکی توسط پارک و انگ [۱۵] که در آن پارامترهای مختلفی چون

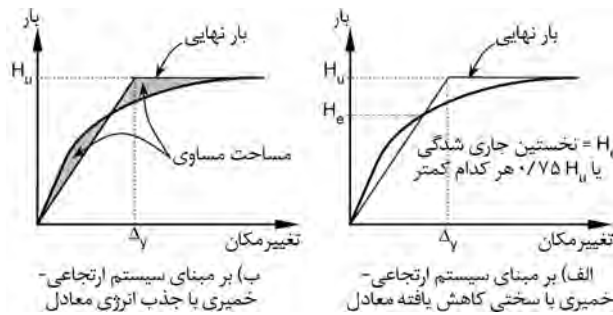
بنابراین سطوح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه بر اساس تغییرمکان نسبی جانبی در هر طبقه بدین ترتیب بود که برای سازه ۸ طبقه، عملکرد کل سازه متناظر با حد تغییرمکان هدف در سطح ایمنی جانی، و متناظر با یک و نیم برابر تغییرمکان هدف و حد تغییرمکان ۲۸۰۰ و نیز میانگین دینامیکی*، در سطح آستانه فروریزش تعیین گردید.

در مورد سازه ۱۲ طبقه، عملکرد کل سازه متناظر با تغییر-مکان هدف و یک و نیم برابر آن و تغییرمکان ۲۸۰۰ و نیز میانگین دینامیکی*، در سطح آستانه فروریزش و متناظر با تغییر مکان نظیر آستانه فروریزش، در سطح فروریزش تعیین شد. اما برای سازه ۱۶ طبقه، عملکرد کلی سازه متناظر با تغییر مکان هدف و یک و نیم برابر آن و تغییرمکان ۲۸۰۰ و نیز میانگین دینامیکی* در سطح آستانه فروریزش تعیین گردید. در مورد سازه ۲۰ طبقه، عملکرد کلی سازه متناظر با تغییرمکان هدف و یک و نیم برابر آن و تغییرمکان ۲۸۰۰ و نیز میانگین دینامیکی*، در سطح آستانه فروریزش و متناظر با تغییرمکان نظیر آستانه فروریزش، در سطح عملکرد فروریزش به دست آمد.

جدول ۶: سطح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه بر اساس چرخش پلاستیک، تغییرمکان نسبی جانبی و شاخص خسارت.

حد تعیین عملکرد سازه‌ها	ساختمان ۸ طبقه		ساختمان ۱۲ طبقه		ساختمان ۱۶ طبقه		ساختمان ۲۰ طبقه		
	چرخش پلاستیک	تغییرمکان نسبی جانبی	شاخص خسارت پلاستیک	تغییرمکان نسبی جانبی	شاخص خسارت پلاستیک	تغییرمکان نسبی جانبی	شاخص خسارت پلاستیک	تغییرمکان نسبی جانبی	
δ_i	LS	LS	M	CP	M	CP	M	CP	S
$1/5 \delta_i$	CP	LS	S	CP	>CP	CP	S	CP	S
۲۸۰۰	CP	LS	S	CP	>CP	CP	S	CP	S
آستانه فروریزش	CP	LS	S	---	---	---	S	>CP	S
میانگین دینامیکی*	CP	LS	S	CP	>CP	CP	S	CP	S
میانگین دینامیکی	---	CP	S	---	CP	CP	S	>CP	S

S=Severe M=Moderate



شکل ۶: روش ایده‌آل سازی برای منحنی‌های ظرفیت یا پاسخ کلی سازه‌ها [۴۱].

میزان خسارت که به روش پارک-انگ در نرم‌افزار IDARC به کار گرفته شده است، برای همه سازه‌های مورد مطالعه بسیار اندک به دست آمد، و این در حالی است که خسارت محاسبه شده بر اساس شاخص قبارا و استفاده از هر دو روش انرژی و کاهش سختی که برای تقریب دو خطی منحنی ظرفیت به کار برده شد در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، برای سازه ۸ طبقه تقریباً مساوی و برای سازه ۱۲ و ۱۶ طبقه در روش انرژی بیشتر از روش کاهش سختی به دست آمد. نتایج مربوط به سازه ۲۰ طبقه در تحلیل استاتیکی غیرخطی در روش انرژی بیشتر از روش کاهش سختی به دست آمد ولی در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای هر دو روش تقریب دو خطی تا حدودی مساوی بود. میانگین شاخص خسارت از تحلیل‌های دینامیکی در سازه ۸ طبقه با خسارت محاسبه شده بر مبنای حد تغییرمکان متناظر با آستانه فروریزش و در سازه‌های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه با حد تغییرمکان متناظر با استاندارد ۲۸۰۰ همخوانی مناسبی را نشان

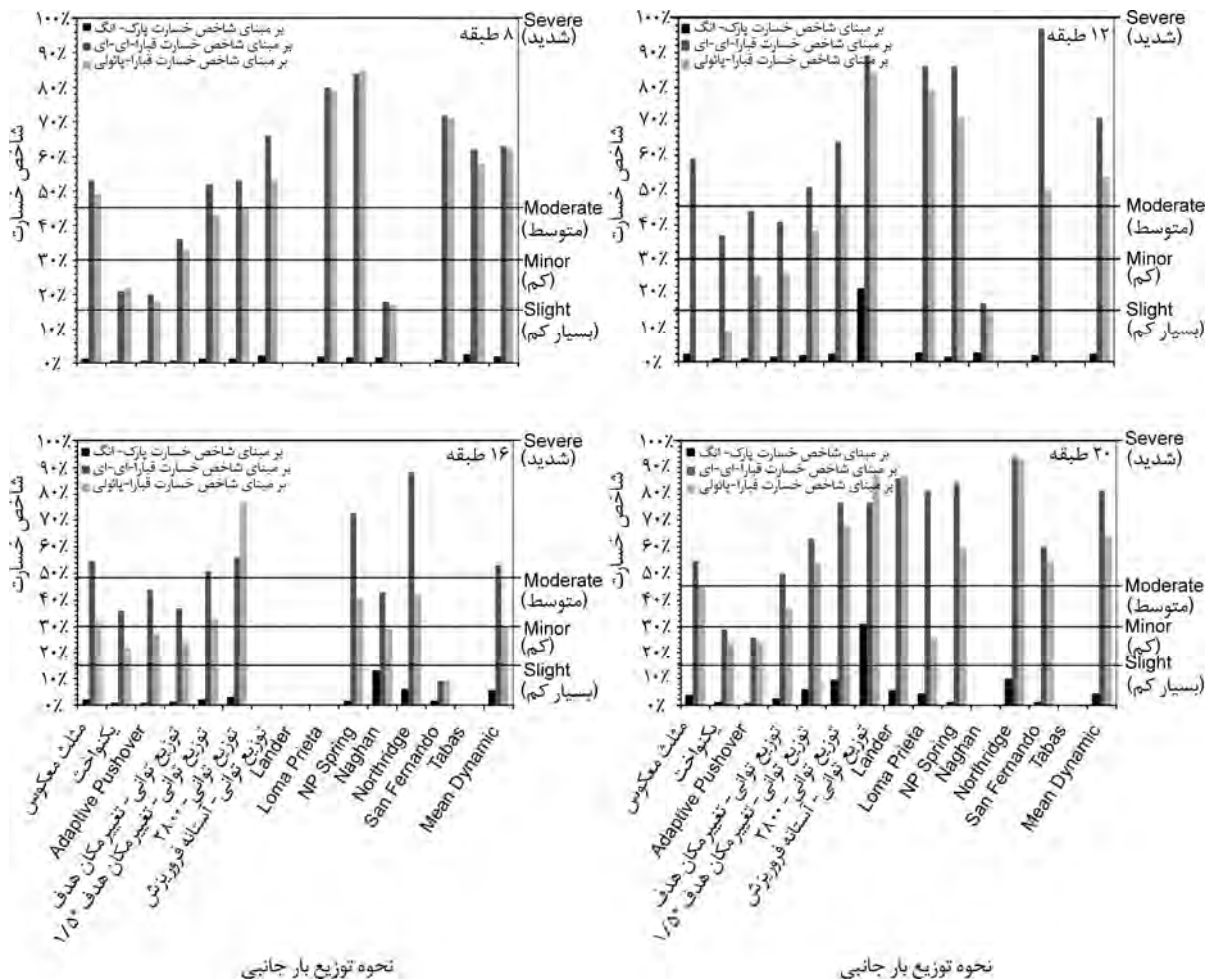
میزان جذب انرژی، تغییرمکان حد جاری شدن و تغییرمکان نهایی سازه دخالت دارند، و دیگری که توسط قبارا و همکاران [۱۷] ارائه شده و مبتنی بر تغییرات سختی است، استفاده شده است. برای به دست آوردن میزان خسارت بر اساس رابطه سختی نیاز به دوخطی کردن منحنی ظرفیت (نمودار نیرو-تغییرمکان) است که در این مقاله از دو تعریف ذیل برای تخمین تغییرمکان تسلیم یا به عبارتی ایده‌آل کردن منحنی پاسخ سازه‌ها استفاده شده است. این تعریف‌ها عبارتند از الف) تغییرمکان تسلیم در سیستم ارتجاعی-خمیری معادلی که جذب انرژی آن مشابه سیستم واقعی باشد، ب) تغییرمکان تسلیم در سیستم ارتجاعی-خمیری معادلی که در آن سختی کاهش یافته توسط سختی وتری به دست می‌آید. این سختی وتری از اولین تسلیم یا $0.75 H_{II}$ جانبی نهایی (H_{II})، هر کدام کمتر باشد، به دست می‌آید. در سازه‌های بتن مسلح رفتار ارتجاعی غیرخطی قبل از اولین تسلیم یا $0.75 H_{II}$ ناشی از ترک خوردگی می‌باشد. این دو تعریف در شکل (۶) نشان داده شده‌اند. مبنای استفاده از روش الف) به دلیل کاربرد آن در دستورالعمل بهسازی و مبنای استفاده از روش ب)، به این دلیل است که برای سازه‌های بتن مسلح جواب‌های بهتری به دست داده است.

بنابراین برای تمامی الگوهای بارگذاری استاتیکی غیرخطی و همچنین حد تغییرمکان مندرج در دستورالعمل بهسازی و یک و نیم برابر آن و استاندارد ۲۸۰۰ و حد تغییرمکان متناظر با سطح فروریزش و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، شاخص خسارت تعیین شد. با بررسی‌های انجام شده در مورد هر یک از سازه‌های انتخاب شده، نتایج نسبتاً متنوعی به دست آمده است.

یک و نیم برابر تغییرمکان هدف بر اساس روش کاهش سختی، خسارت متوسط و مبتنی بر روش تساوی انرژی، و نیز در حد تغییرمکان ۲۸۰۰، حد آستانه فروریزش و میانگین دینامیکی*، خسارت شدید می‌باشد. سطح عملکرد سازه ۱۶ طبقه، متناظر با تغییرمکان هدف بر اساس روش کاهش سختی، خسارت کم و بر اساس روش تساوی انرژی، خسارت متوسط و در یک و نیم برابر تغییرمکان هدف بر اساس روش کاهش سختی، خسارت متوسط و بر پایه روش تساوی انرژی، خسارت شدید و در میانگین تغییرمکان ۲۸۰۰، آستانه فروریزش و در میانگین دینامیکی* بر پایه روش کاهش سختی، خسارت متوسط و بر اساس روش تساوی انرژی، خسارت شدید تعیین گردید. به همین ترتیب سطح عملکرد سازه ۲۰ طبقه، در تراز تغییرمکان هدف بر اساس روش کاهش سختی، خسارت متوسط و بر اساس روش تساوی انرژی، خسارت شدید و در یک و نیم برابر تغییرمکان هدف، متناظر با تغییرمکان ۲۸۰۰، حد آستانه فروریزش و در میانگین دینامیکی* خسارت شدید تعیین شد که خلاصه‌ای از این نتایج در جدول (۶) آورده شده است.

می‌دهد. همچنین بیشترین خسارت به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی، برای سازه ۸ طبقه مربوط به زلزله *NPSpring* و برای سازه‌های ۱۶ و ۲۰ طبقه مربوط به زلزله نورتریج بوده است ولی برای سازه ۱۲ طبقه در روش تساوی انرژی مربوط به زلزله سن‌فرناندو و در روش کاهش سختی مربوط به زلزله لوماپریتا به دست آمده است.

سطوح عملکرد سازه‌های مورد مطالعه بر اساس شاخص خسارت هر عضو و طبقه و برای کلیه تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (همه الگوهای بار جانبی) و دینامیکی غیرخطی، در شکل (۷) ارائه شده است. همانطور که در این شکل ملاحظه می‌شود، سطح عملکرد کلی براساس خسارت پذیری، برای سازه ۸ طبقه در حد تغییرمکان هدف، خسارت متوسط (*Moderate*) و در حد یک و نیم برابر تغییرمکان هدف، حد تغییرمکان ۲۸۰۰، حد آستانه فروریزش و میانگین‌گیری دینامیکی*، خسارت شدید (*Severe*) می‌باشد. برای سازه ۱۲ طبقه، در تغییرمکان هدف بر اساس روش کاهش سختی، خسارت کم (*Minor*) و بر پایه روش تساوی انرژی خسارت متوسط و در



شکل ۷. میزان خسارت وارده بر سازه‌های مورد مطالعه براساس شاخص خسارت قبارا و پارک-انگ.

۶- نتیجه‌گیری

نتایج نهایی و فشرده این تحقیق برای سیستم‌های سازه‌ای و به ویژه برای سیستم‌های دوگانه که بکارگیری آنها رو به افزایش است، به قرار زیر است:

۱- میانگین تغییرمکان نسبی جانبی طبقات که از تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست آمده است، با حد ارائه شده در

استاندارد ۲۸۰۰ و به ویژه با حد متناظر با یک و نیم برابر تغییر مکان هدف، همخوانی مناسبی دارد و بهتر است در مواردی که

به دلیل پیچیدگی تفسیر نتایج از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی صرف نظر می‌شود، از حدود تغییرمکان نسبی ذکر شده برای تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی استفاده گردد.

۲- شاخص خسارت بر اساس مدل پارک-انگ در مقایسه با

مدل قبارا و بکارگیری هر دو روش تساوی انرژی و روش کاهش سختی که در تقریب منحنی ظرفیت به کار می‌رود، خیلی کم برآورد می‌شود و شاخص خسارت در روش تساوی انرژی بیشتر از روش کاهش سختی است.

۳- با توجه به اینکه سطح عملکرد متناظر با ایمنی جانی در

اکثر نمونه‌ها برآورده نشده و میزان خسارت توسط شاخص خسارت پارک و انگ بسیار پایین (در حد ترک‌های جزئی)

به دست آمده است، بهتر است از روش سختی برای محاسبه شاخص خسارت که تطبیق مناسبی با نتایج حاصل از روش دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (مبتنی بر چرخش پلاستیک اعضای سازه‌ای) دارد، استفاده شود.

۴- رابطه‌ای روشن و مشخص بین شاخص خسارت و سطح

عملکرد به دست آمده از روش دستورالعمل بهسازی (بر اساس چرخش پلاستیک اعضاء) به منظور تسریع در

مقاوم‌سازی سازه‌های دوگانه وجود ندارد. سطح عملکرد متناظر با شاخص خسارت که متوسط است، مترادف با

سطح عملکرد ایمنی جانی و سطح خسارت شدید و مترادف با آستانه فروریزش به دست آمده است.

۵- بر اساس روش دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای اگر یک عضو

سازه شرایط سطح عملکردی را نقض کند، آن سازه دارای آن سطح عملکرد نمی‌باشد، در حالی که در بسیاری از موارد

علیرغم اینکه تعدادی از تیرها و ستون‌ها سطح عملکرد را نقض کرده‌اند، سازه همچنان پایدار بوده و حد تغییرمکان

تراز بام آن به حد متناظر با استاندارد ۲۸۰۰ و یا حد فروریزش نرسیده است. از این رو لازم است تحقیقات

بیشتری برای تعیین حدود این اختلاف انجام شود تا ظرفیت و سطح عملکرد واقعی سازه‌ها، مبنای تصمیم در

مقاوم‌سازی این قبیل سازه‌ها قرار گیرد.

مراجع

1. Abrams, D.P. (1980). "Experimental Study of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures Subjected to Strong Earthquake Motions", *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, 191-198.
2. Kunnath, S.K. et al (1990). "Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of RC Structures", *Jour. Struc. Engg.* **116**(4).
3. Liao, Wen-I. et al (2004). "Experimental Studies of High Seismic Performance Shear Walls", *Proc. of 13th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C. Canada, Paper No. 501.
4. Maheshw, A. and Santhakumar, A.R. (2004). "Capacity Design for Tall Buildings with Mixed System", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2367.
5. Hong-Nan, L. and Bing, L. (2004). "Experimental Study on Seismic Restoring Performance of Reinforced Concrete Shear Walls", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1559.
6. Ranai, R.J.L. and Zekioglu, A. (2004). "Pushover Analysis of 19 Story Concrete Shear Wall Building," *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 133.
7. Applied Technology Council (1996). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Report ATC 40.
8. Federal Emergency Management Agency (1997). "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 273.
9. Federal Emergency Management Agency (1997). "Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 274.
10. Federal Emergency Management Agency (2000). "Prestandard and Vommentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356.
11. Federal Emergency Management Agency (2000). "Evaluation of Earthquake Damaged

- “Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of RC Frames”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **113**(3), 429-444.
24. Roufaeil, M.S.L. and Meyer, C. (1987b). “Reliability of Concrete Frames Damaged by Earthquakes”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **113**(3), 445-457.
25. Wang, M.L. and Shah, S.P. (1987). “Reinforced Concrete Hysteresis Model Based in the Damage Concept”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **15**(8), 993-1003.
26. Wang, M.L. and Wang, J. (1992). “Nonlinear Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Structures”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **11**(5), 255-268.
27. Jeong, G.D. and Iwan, W.D. (1988). “Effect of Earthquake Duration on the Damage of Structures”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**(8), 1201-1211.
28. Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M. (1989a). “Modeling on Concrete Damage”, *Struc. Jour. American Concrete Institute*, **86**(3), 259-271.
29. Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M. (1989b). “Automated Damage-Controlled Design of RC Buildings”, *Proc. 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89)*, San Francisco, CA, **1**, 383-390.
30. Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M. (1990). “Automated Seismic Design of Reinforced Concrete Building Frames”, *Structural Journal American Concrete Institute*, **87**(3), 326-340.
31. Gosain, N.K., Brown, R.H., and Jirsa, J.O. (1977). “Shear Requirements for Load Reversals on RC Members”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **103**(7), 1461-1476.
32. Darwin, D. and Nmai, C.K. (1986). “Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **112**(8), 1829-1846.
33. Elms, D., Paulay, T., and Ogawa, S. (1989). “Code-Implied Structural Safety for Earthquake Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Procedures Manual”, FEMA 306.
12. Federal Emergency Management Agency (2000). “Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Technical Resources”, FEMA 307.
۱۳. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (۱۳۸۱). سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، تهران.
۱۴. تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (۱۳۸۱). سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، تهران.
15. Park, Y.J. and Ang, A.H-S. (1985). “Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **11**(ST4), 722-739.
16. Park, Y.J., Ang, A.H-S., and Wen, Y.K. (1985). “Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **11**(ST4), 740-757.
17. Ghobarah, A., Abou-Elfath, H., and Biddah, A. (1999). “Response-Based Damage Assessment of Structures”, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, **28**, 79-104.
18. Banon, H. et al (1981). “Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **107**(ST9), 1713-1729.
19. Sordo, E., Teran, A., Geurrero, J.J., and Hglesias, J. (1989). “Ductility and Resistance Requirements Imposed on a Concrete Building”, *Earthquake Spectra*, **5**(1), 41-50.
20. Penzien, J. (1993). “Seismic Design Criteria for Transportation Structures”, *Structural Engineering in Natural Hazard Mitigation, Proc. ASCE Structures Congress, Irvine, CA*, **1**, 4-36.
21. Toussi, S. and Yao, J.T.P. (1982). “Hysteresis Identification of Existing Structures”, *Journal Engg. Mech. ASCE*, **109**(5), 1189-1203.
22. Stephens, J.E. and Yao, J.T.P. (1987). “Damage Assessment Using Response Measurements”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **113**(4), 787-801.
23. Roufaeil, M.S.L. and Meyer, C. (1987a).

- During Earthquakes”, Structural Research Series No. 392, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL.
۳۸. آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) (۱۳۸۳). مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش ۳، نشریه شماره ض-۲۵۳، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
۳۹. آیین‌نامه بتن ایران (آبا) (۱۳۸۰). سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، نشریه شماره ۱۲۰، تجدیدنظر اول، چاپ دوم.
۴۰. آیین‌نامه حداقل بارهای وارده بر ساختمان و ابنیه فنی، استاندارد شماره ۵۱۹ ایران (۱۳۵۴). مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، چاپ چهارم، تهران.
41. Paulay, T. and Priestley, M.I.N. (1992). “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”, John Willy & Sons, New York.
- Loading”, *Proc. 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89)*, San Francisco, CA, 3, 2003-2010.
34. Kratzig, W.B., Meyer, I.F., and Meskouris, K. (1989). “Damage Evolution in Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading”, *Proc. 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89)*, San Francisco, CA, 2, 759-802.
35. IDARC 2D Version 4.0 (1996). “A Program for the Inelastic Damage Analysis of RC Buildings”, Technical Report NCEER-96-0010.
36. Stone, W.C. and Taylor, A.W. (1993). “Seismic Performance of Circular Bridge Columns Designed in Accordance with AASHTO/CALTRANS Standards, NIST Building Science Series 170, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
37. Otani, S. and Sozen, M.A. (1972). “Behavior of Multi-Storey Reinforced Concrete Frames