

مدلسازی آسیب در قابهای خمشی بتن مسلح ناشی از زلزله و روند ترمیم آن با مهاربند ضربداری

اصغر وطنی اسکویی* و محمد حسین رفیعی**
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شهید رجایی

(دریافت مقاله: ۸۷/۱/۱۱ - دریافت نسخه نهایی: ۸۷/۸/۲۵)

چکیده - ساختمانهای بتن مسلح برای سه حد سرویس دهی، ایمنی جانی و آستانه فروریزش طراحی می‌شوند. لذا با توجه به سطح و شدت زلزله اعمالی، در اعضای تشکیل دهنده سیستم، امکان عملکرد در محدوده غیر الاستیک و اجازه ایجاد ترک و تغییر شکل‌های زیاد همراه با تشکیل مفاصل پلاستیک داده می‌شود. در این مقاله ۸ عدد قاب بتن مسلح با ارتفاع کوتاه تا متوسط (یک تا هشت طبقه) که دارای شکل پذیری متوسط‌اند انتخاب و طراحی شده‌اند. سپس با انجام تحلیلهای غیر خطی، مقدار آسیبهای ایجاد شده در نقطه عملکرد (ایمنی جانی)، سختی، مقاومت کاهش یافته قاب و همچنین تغییر شکل‌های ماندگار سیستم مورد مطالعه قرار گرفته است. بر مبنای آسیبهای ایجاد شده در سطح عملکرد ایمنی جانی، قابهای آسیب دیده مجدداً مدلسازی شدند. در قابهای مورد مطالعه سختی قاب آسیب دیده حدود ۳۰ درصد، مقاومت حدود ۱۰ درصد و تغییر مکان قاب آسیب دیده در حدود ۵۰ درصد تغییر مکان قاب در قبل از آسیب دیدگی شده است. در انتها برای ترمیم سازه و بازگرداندن ظرفیت سازه به منظور عملکرد مناسب در زلزله‌های آتی، از مهاربندهای هم مرکز ضربداری، حداقل سختی مورد نیاز برای ترمیم با توجه زمان تناوب و سختی اولیه ارائه شده است.

واژگان کلیدی: زلزله، مفصل پلاستیک، آسیب، ترمیم، قاب بتن مسلح، شکل پذیری متوسط، مهاربند ضربداری

Repairing Seismic Damaged Concrete Frames of Intermediate Moment Resistant by X Bracing

A. Vatani Oskouei, and M.H. Rafiee

Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaei University, Lavizan, Tehran, IRAN

Abstract: *In the new generation of RC buildings, three performance levels, namely serviceability, life safety, and collapse*

** - کارشناس ارشد

* - استادیار

prevention, are accepted for designing the concrete structure. Depending on the magnitude of the earthquake, cracking and plastic deformations are permitted. In this study, 8 low- to mid-rise (one to eight stories) intermediate moment-resistant RC frames were chosen. The frames were analyzed and designed based on the current seismic design code. Using the nonlinear pushover analysis, strength/stiffness degradation and residual strain and deformation of the damaged frame at the performance point of the frames were studied. In this study, the damaged frames were modeled with respect to the damage level. The damage levels of the frames depended on height and the period of the frames. The stiffness of the damaged frame degraded by about 30% compared to the original but strength deteriorated by about 10%. The ultimate displacements of the damaged frames reduced by about 50% compared to the original. X bracing system was used for repairing and rehabilitating the damaged frames for suitable performance during future earthquake events. The bracing increased stiffness and strength but decreased period and displacement of frames.

Keywords: Earthquake, Concrete, Damage, Repair, Performance Level, Brace, Plastic hinge.

۱- مقدمه

آیین‌نامه مدون برای ترمیم سازه‌های بتن مسلح آسیب دیده از زلزله کاملاً احساس می‌شود [۶ و ۷]. این مورد به پیچیدگیهای رخداد آسیب و همچنین مدلسازی سختی و مقاومت به جا مانده در ساختمانهای بتن مسلح آسیب دیده برمی‌گردد. در سال ۱۹۹۸ کار ارزشمندی توسط موسسه مدیریت بحران بلایای طبیعی ایالات متحده در زمینه مدلسازی و ترمیم سازه‌های آسیب دیده بر مبنای آزمایشات، برای سازه‌های یک درجه آزادی انتشار یافته است [۸-۱۰]. همچنین کارهایی توسط مایدا و همکارانش [۱۱ و ۱۲] برای تعیین ظرفیت ساختمانهای بتن مسلح بر مبنای استاندارد ژاپن برای سازه یک درجه آزادی صورت گرفته است. برای تحلیل آسیب دیدگی با قرار دادن دو شتاب‌نگاشت پشت سر هم که بین دو شتاب‌نگاشت از ارقام صفر استفاده شده است و تعداد صفرها به اندازه‌ای است که سازه در بعد از زلزله اولیه کاملاً به حالت سکون در بیاید. شتاب‌نگاشت اول که باعث ترک خوردگی و آسیب در سیستم می‌شود را تحت شتاب‌نگاشت دوم مورد مطالعه قرار داده‌اند.

مطالعات انجام شده بر استفاده از مهاربند در ترمیم سازه‌های بتن مسلح آسیب دیده از زلزله محدود است. در سال ۱۹۹۱ رودری گیوز و پارک [۱۳] در مقاله‌ای تحت عنوان ترمیم و مقاوم سازی ساختمانهای بتن مسلح، روشهای ترمیم و مقاوم سازی را برای قابهای بتن مسلح بررسی و پس از مقایسه روشهای مختلف بهسازی، نشان داده‌اند که استفاده از مهاربند فولادی یکی از روشهای کار آمد برای بهسازی قابهای بتن مسلح است. در سال ۱۹۹۲ کانالز و وگا [۱۴] روش استفاده از قاب با مهار بند برای ترمیم ساختمان مخابرات مکزیکوسیتهی که در بعد از زلزله آسیب دیده بود را ارائه کرده‌اند. قابهای فولادی

کشور ما هر از چند سالی بر اثر وقوع زلزله‌های شدید دچار مشکلاتی می‌شود. با توجه به اینکه بعد از زلزله نیاز به سرپناه در منطقه زلزله زده زیاد است تخریب سازه‌هایی که آسیب کمی دیده‌اند از لحاظ اقتصادی و علم مهندسی و نیازهای مدیریت بحران در بعد از زلزله مقرون به صرفه نیست. از طرف دیگر آوار ساختمانهای آسیب دیده از زلزله می‌تواند باعث مشکلات زیست محیطی را نیز به همراه داشته باشد.

استفاده از قاب خمشی بتن مسلح به علت مزیت‌های آن از جمله امکان ایجاد فضاهای بزرگ مورد استقبال معماران و طراحان ساختمان است. با توجه به آسیبهای ایجاد شده در این‌گونه سیستمها در زلزله‌های گذشته، تاکنون آیین‌نامه و دستور العملی برای ترمیم این‌گونه سازه‌ها با توجه به مقدار آسیب دیدگی آن ارائه نشده است و ترمیمهای صورت گرفته در سازه‌های بتن مسلح آسیب دیده بیشتر بر مبنای قضاوت مهندسی و یا آزمایشات صورت گرفته است.

ترمیم ساختمانهای بتن مسلح آسیب دیده به دو صورت الف- ترمیمهای موضعی ب- ترمیم کل سیستم می‌تواند انجام گیرد [۱]. برای ترمیم موضعی می‌توان از روشهای همچون تزریق اپوکسی در ترک، تعویض عضو آسیب دیده، استفاده از زره پوش فولادی و بتنی و یا استفاده از الیاف پلیمری و... است. برای ترمیم کلی، روشهایی همچون افزودن دیوار برشی، میانقاب، مهار بند، قاب جدید، پشت بند و... است [۱]. با توجه به کمبود اطلاعات در زمینه مدلسازی سازه‌های بتن مسلح آسیب دیده، ترمیم سازه‌های آسیب دیده بر مبنای نتایج آزمایشگاهی انجام شده است [۲-۵]. کمبود دستور العمل و

با استفاده از برش گیرها به قاب بتن مسلح متصل شده اند. در سال ۱۹۹۲، سوگانو [۱۵] روشهای به کار رفته برای ترمیم و مقاوم سازی ساختمانهای بتن مسلح را که آسیب شدیدی از زلزله های مخرب را تجربه کرده اند، تشریح کرده است. در این مقاله با مروری بر اطلاعات حاصل از تحقیقات موجود، تکنیکها و روشهای بهسازی و رفتار سازه های مقاوم شده بررسی شده است. در این مقاله مقایسه ای بین روشهای مختلف بهسازی صورت گرفته که نشان دهنده رفتار مناسب قابهای بتن مسلح بهسازی شده با بادبندی را ارائه کرده است. از این مقایسه چنین بر می آید که مهاربند ضربردری بیشتر از سایر روشها باعث افزایش مقاومت سیستم سازه ای می شود.

هدف

روشهای مختلفی برای ترمیم و مقاوم سازی یک ساختمان بتن مسلح وجود دارد که انتخاب روش بستگی به مقدار آسیب و تغییر مکانهای ایجاد شده، لرزه خیزی منطقه و اهداف کاربردی دارد که از ترمیم سازه آسیب دیده انتظار می رود. برای ترمیم سازه آسیب دیده تنها یک راه حل وجود نداشته و طرحهای مختلف برای رسیدن به عملکرد مناسب می تواند مورد استفاده قرار گیرد. در این مقاله ابتدا روند مدلسازی ساختمانهای بتن مسلح با ارتفاع کوتاه تا متوسط آسیب دیده از زلزله ارائه شده است سپس با توجه به آسیب ایجاد شده در سطح عملکرد ایمنی جانی با استفاده از مهاربند هم مرکز ضربردری ترمیم انجام شده است. هدف از ترمیم، رسیدن به سطح عملکرد مناسب سیستم به قبل از زلزله است.

۱- مراحل مدلسازی سازه آسیب دیده

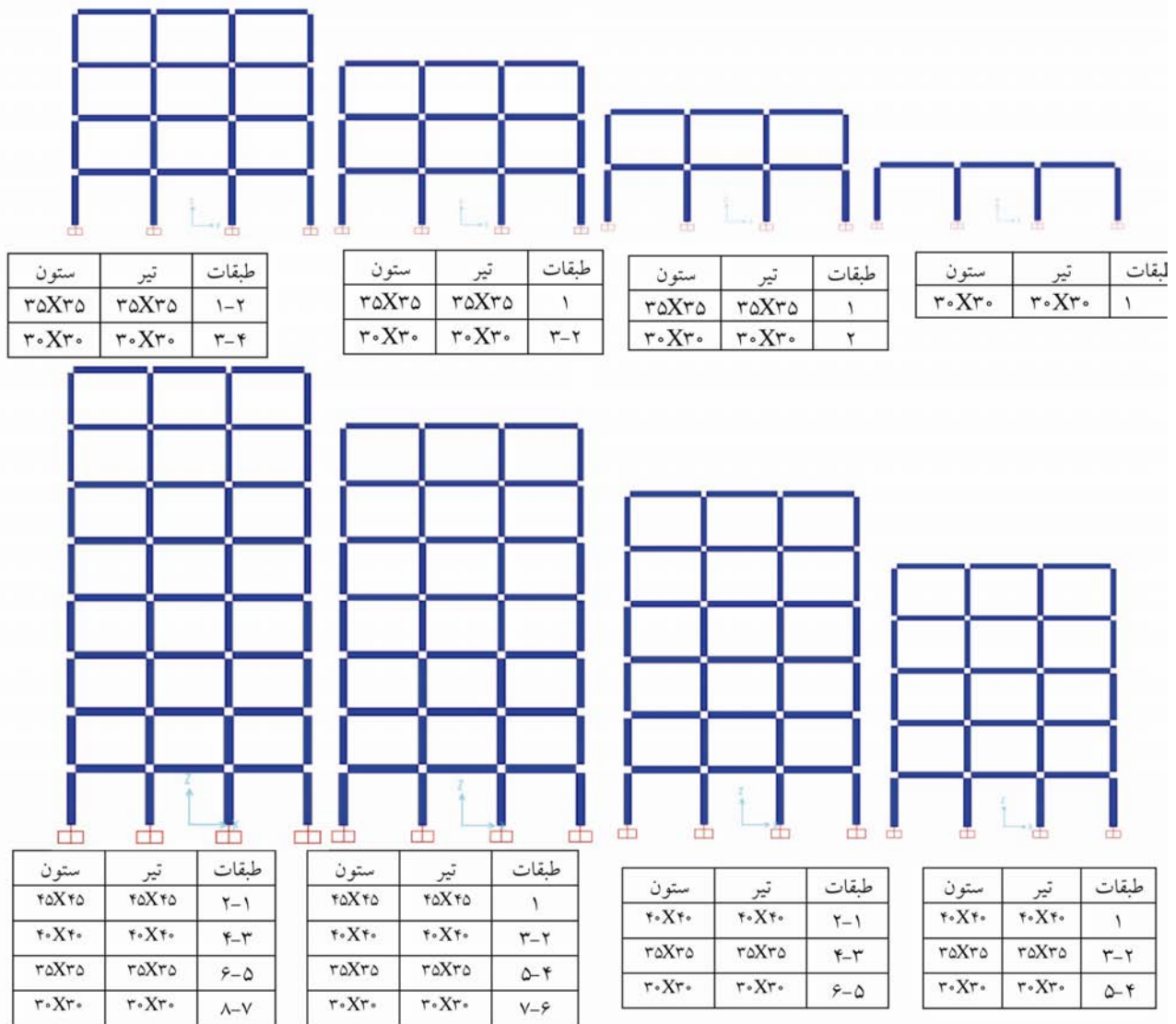
۱-۱- معرفی مدلها

در این مقاله هشت عدد قاب بتن مسلح سه دهانه با طول دهانه های ۴ متری با تعداد طبقات ۱۱ الی ۸ مورد بررسی قرار گرفته است. قابهای انتخاب شده در محدوده سازه های کوتاه و متوسط اند، شکل (۱).

به منظور محاسبه بار طبقات از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (استاندارد ۵۱۹) [۱۵] استفاده شده است. شدت بار مرده کف به دلیل اجرای سقف تیرچه بلوک همراه با وزن کف سازی و سربار مجموعاً برابر $W_D = 24 \text{ kN/m}$ و شدت بارزنده در طبقات برابر $W_L = 8 \text{ kN/m}$ در نظر گرفته شده است. شایان ذکر است که قاب وزن ۴ متر از سقف را تحمل می کند. برای طراحی اولیه و ترمیم قابهای انتخاب شده، مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن برابر $f_c' = 25 \text{ MPa}$ و مقاومت تسلیم فولاد خمشی و برشی (آرماتورها و خاموتها) برابر $f_y = 400 \text{ MPa}$ و مدول الاستیسیته فولاد برابر $E_s = 200000 \text{ MPa}$ و مدول الاستیسیته بتن برابر $E_c = 24000 \text{ MPa}$ انتخاب شده است. معیار طراحی لرزه ای، استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش سوم است [۱۶]. سیستم مقاوم سازه ای در برابر تلاشهای جانبی، قاب خمشی با شکل پذیری متوسط ($R=7$) فرض شده است. در طراحی اولیه قابها نوع خاک را II [۱۶]، ضریب اهمیت سازه نیز برابر یک فرض شده است. در تحلیل قابها از طیف استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶] متعلق به پهنه خطر پذیری نسبی خیلی زیاد استفاده شده است.

۱-۲- تعیین مشخصات طراحی سازه

در طراحی اولیه ابعاد عناصر تشکیل دهنده سیستم طوری انتخاب شده اند که نسبت تنشهای ایجاد شده به عدد یک نزدیک شده و تغییر مکان نسبی طبقات سازه نیز با استفاده از معیارهای استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶] کنترل شده است. سپس با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی، نقطه عملکرد سازه و وضعیت مفاصل پلاستیک در نقطه عملکرد تعیین شده است. برای تعیین نقطه عملکرد از روش طیف ظرفیت پیشنهادی ATC 40 [۱۷] و تفسیر دستور العمل بهسازی لرزه ای [۱۸] استفاده شده است. برای رسیدن به جوابهای مناسب در طیف ظرفیت لازم است بین تغییر مکان وارد شده در داده های نرم افزاری و تغییر مکان به دست آمده همخوانی مناسبی



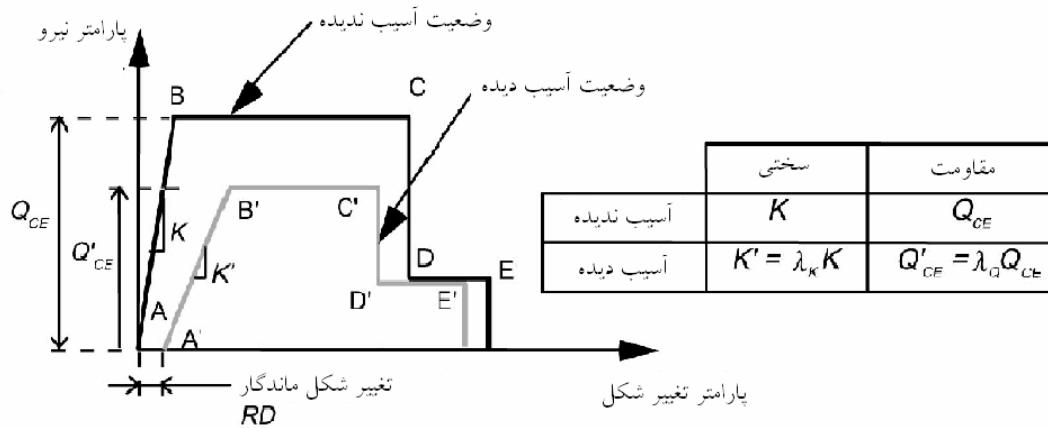
شکل ۱- قابهای خمشی دو بعدی (طول دهانه چهار متر و ارتفاع سه متر) انتخاب شده برای مطالعه (ابعاد تیر و ستون در زیر هر قاب داده شده است)

ظرفیت الاستیک عضو افزون شود آن ناحیه به عنوان طول مفصل پلاستیک در نظر گرفته می‌شود [۱۹]. در این مقاله با توجه به ابعاد اعضا از نمودار لنگر خمشی در نقطه عملکرد در مقایسه با ظرفیت خمشی عضو، برای تعیین طول مفصل پلاستیک استفاده شده است.

مقدار چرخش و خیز اعضا را نیز می‌توان با انتگرال گیری از انحنا در طول عضو به دست آورد. فرض است که چرخش در واحد طول یک عضو مقدار انحنا را ارائه می‌دهد این

برقرار شود و گرنه جوابهای به دست آمده از طیف ظرفیت دارای اطمینان مناسبی در مقایسه با دیگر روشهای غیر خطی نخواهد داشت.

به منظور مدل کردن قاب بتن مسلح آسیب دیده شکل (۲)، در اعضایی که مفصل پلاستیک رخ داده برای تعیین و معرفی طول پلاستیک و یا طولی از عضو که در آن گسیختگی ایجاد شده است لازم است از نمودار لنگر خمشی و برش استفاده شود. اگر در قسمتی از عضو تلاشهای ایجاد شده از مقدار



شکل ۲- مدلسازی یک عضو آسیب دیده [۹]

می‌دهد، شکل (۲)، و باتوجه به مقدار آسیب ممکن است باعث تغییر در مقدار پارامترهای فوق می‌شود [۹].

۳-۱- اعمال کاهش سختی

در صورت ایجاد مفصل پلاستیک در اعضا، سختی سازه نسبت به سختی اولیه آن کاهش پیدا می‌کند. برای تعیین کاهش سختی روشهای مختلفی ارائه شده است که از آن جمله می‌توان به مدل کاهش تاکیلا [۲۰ و ۲۱] اشاره کرد که با استفاده از معادله (۳) می‌توان سختی باربرداری سیستم را تعیین کرد:

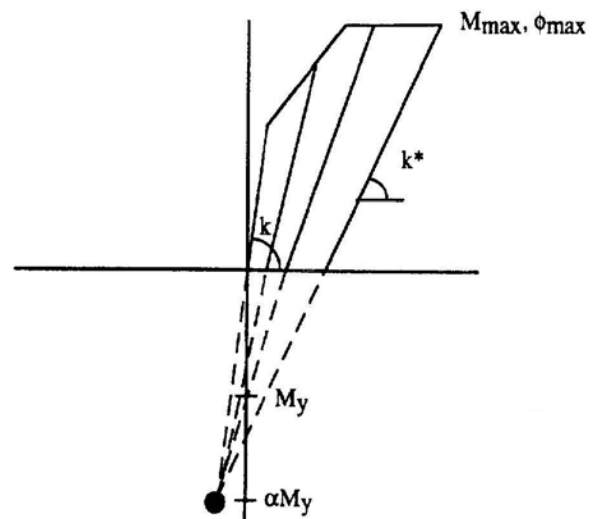
$$K_r = \frac{F_c + F_y}{D_c + D_y} \left| \frac{D_m}{D_y} \right|^{-\alpha} \quad (3)$$

در این معادله فوق K_r سختی باربرداری، K_y سختی الاستیک، α پارامتر کاهش سختی در باربرداری ($0 \leq \alpha \leq 1.0$), D_m تغییر مکان حداکثر سازه، D_y تغییر مکان الاستیک سازه، F_c و F_y مقاومت و تغییر اولیه سازه‌اند.

مدل رفتاری پارک [۲۲] که در نرم افزارهایی چون Idarc و ... مورد استفاده قرار گرفته است، شکل (۳)، دارای کاهش سختی به صورت زیر است:

$$K^* = \frac{(M_{max} - \alpha M_y)}{(\phi_{max} - \alpha M_y / K)} \quad (4)$$

کاهش سختی در این روش با انتخاب یک نقطه روی امتداد شاخه اول منحنی بارگذاری معرفی می‌شود که دارای مقاومت



شکل ۳- مدل رفتاری پارک (Park) [۲۲]

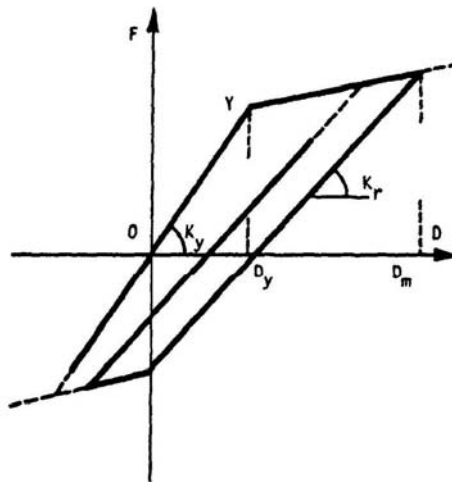
خاصیت در معادلات (۱) و (۲) بیان شده است.

$$\theta_{AB} = \theta_y + \theta_p = \int_A^B \phi \cdot dx \quad (1)$$

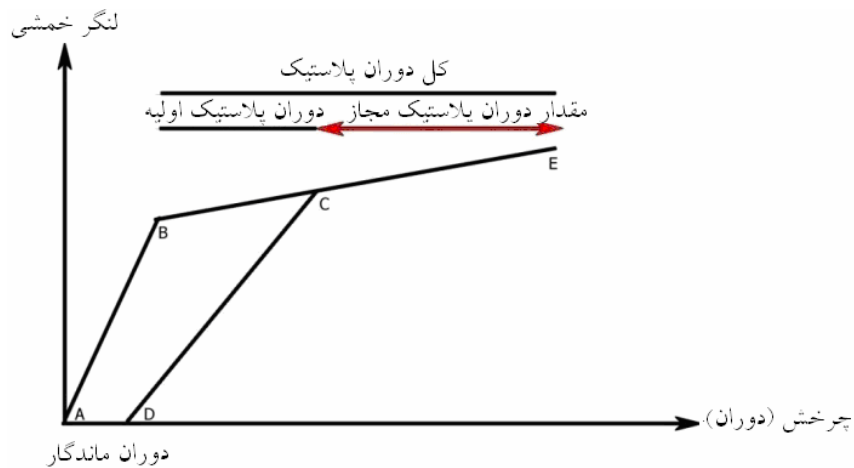
$$\Delta_{AB} = \int_B^A x \phi \cdot dx \quad (2)$$

A تا B محدوده‌ای از عضو به طول x است که در آن امکان رخداد مفصل پلاستیک وجود دارد. θ_y : دوران جاری شدن میلگرد و θ_p : حد دوران پلاستیک عضو می‌باشد.

در صورتی که رفتار عضو در محدوده الاستیک باشد با بار برداری وضعیت عضو به شرایط ابتدایی بر خواهد گشت. در صورتی که عضو وارد بازه پلاستیک می‌شود پارامترهایی چون سختی، شکل پذیری و مقاومت اعضا را تحت تاثیر قرار



شکل ۴- مدل کاهش سختی دوخطی نلسون- امبیالت [۲۳]



شکل ۵- مقدار چرخش پلاستیک مجاز برای مفصل آسیب دیده

(چرخش) ایجاد شده است و مقدار $\alpha \approx 0.5$ است [۲۳]. در این مقاله برای کاهش سختی در بعد از ترک خوردگی از روش نلسون- امبیالت [۲۳] استفاده شده است.

۴-۱- اعمال کاهش جابه‌جایی (چرخش و دوران)

زمانی که عضو تحت بارگذاری قرار می‌گیرد در قسمت اول بارگذاری که محدوده الاستیک (AB) است، شکل (۵)، نقطه B نقطه تسلیم عضو است، از نقطه B به بعد عضو وارد محدوده پلاستیک می‌شود در این بازه مسیر (BC) را طی می‌کند در صورتی که در این نقطه نیرو قطع شود در عضو باربرداری

خمشی αM_y است به طوری که ادامه خطوط باربرداری در این نقطه به هم‌دیگر می‌رسند. M_y لنگر خمشی جاری شدن را نشان می‌دهد. M_{max} ، ϕ_{max} مقدار حداکثر لنگر و دوران خمشی و α درجه کاهش سختی را مشخص می‌کند. این روش در شکل (۳) قابل مشاهده است.

برای تعیین کاهش سختی روش نلسون و امبیالت [۲۳] است، شکل (۴) که از معادله (۵) استفاده می‌شود.

$$K_r = K_y \left| \frac{D_m}{D_y} \right|^{-\alpha} \quad (5)$$

که در این معادله K_y سختی الاستیک اولیه، D_y جابه‌جایی (چرخش) الاستیک و D_m حداکثر جابه‌جایی

صورت گرفته و عضو با سختی متفاوت تر از سختی الاستیک به نقطه D بر می‌گردد. در نتیجه تغییر شکل ماندگار در عضو به اندازه AD به وجود خواهد آمد.

بنابراین برای تعیین مقدار چرخش (دوران) و تغییر مکان پلاستیک در تحلیل دوم (تحلیل قاب آسیب دیده) می‌بایست مقدار چرخش (دوران) و تغییر مکان پلاستیک رخ داده در اثر تحلیل اول (انتهای تحلیل سازه طراحی شده و بدون آسیب) را از چرخش (دوران) کل پلاستیک ایجاد شده کم کنیم [۲۴].

۱-۵- اعمال کاهش مقاومت

تحت اثر نیروهایی نظیر زلزله ممکن است ظرفیت مقاومتی اعضای تشکیل دهنده سیستم کاهش پیدا کند. این کاهش بستگی به شدت زلزله و آسیبهای ایجاد شده دارد.

کاهش مقاومت در اعضا و سیستم را می‌توان بر مبنای اتلاف انرژی در سیکلهای رفت و برگشت تحت بارگذاری ناشی از زلزله تعیین کرد [۲۵] با توجه به این نکته که جمله دوم اندیس خسارت پارک و انگ، معادله (۶)، نیز نشان دهنده همین مطلب است در این مقاله از اندیس خسارت پارک و انگ برای تعیین کاهش مقاومت ناشی از زلزله استفاده شده است.

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (6)$$

در معادله فوق δ_m بیشترین تغییر شکل ایجاد شده در المان، δ_u تغییر شکل نهایی (در حد گسیختگی) المان، P_y مقاومت تسلیم المان، $\int dE_h$ انرژی هیستریزس المان در خلال یک تاریخچه زمانی پاسخ و $\beta = 0/1$ است [۲۲].

برای تعیین اندیس خسارت از تحلیل تاریخچه زمانی نرم افزار IDARC ویرایش ۱.۶ [۲۵] استفاده شده است بدین ترتیب که از ۳ شتاب نگاشت طبس، ناغان و منجیل استفاده شده است. این شتاب نگاشتها با توجه به ضوابط مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۱۶] با طیف طرح ارائه شده در استاندارد مقیاس شدند.

در اعضای تشکیل دهنده قاب، مقدار کاهش مقاومت به مقدار آسیب بستگی دارد در اعضایی از قاب که در آن مفصل

پلاستیک اتفاق نیفتاده کاهش مقاومتی هم نخواهد داشت.

۱-۶- مدلسازی سازه آسیب دیده (کاهش سختی، چرخش و مقاومت)

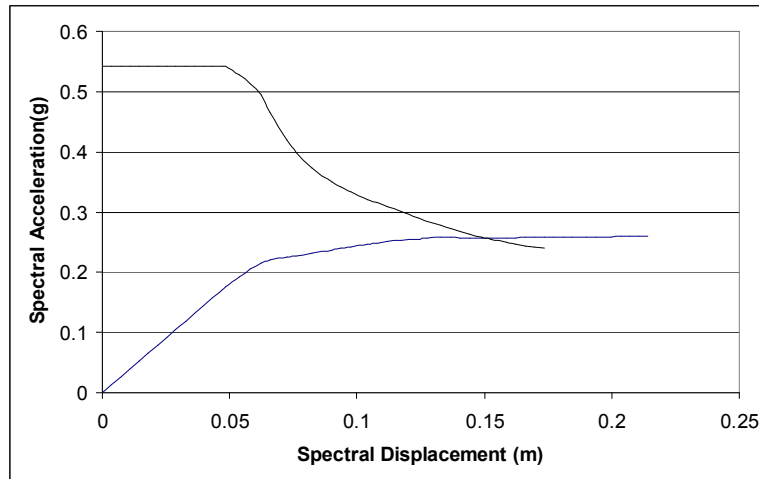
با توجه به مباحث فوق الذکر (با اعمال کاهش سختی، جابه‌جایی (چرخش و مقاومت) سازه آسیب دیده مجدداً مدلسازی شده و تحت بارهای ثقلی مورد مطالعه قرار گرفته است. همچنین سعی در تعیین نقطه عملکرد سازه آسیب دیده شده است. از آنجایی که در قسمتی از عضو که آسیب ایجاد شده، کاهشها اعمال شده است وضعیت مفاصل پلاستیک رخ داده در نقطه عملکرد مدل تهیه شده از سازه آسیب دیده تعیین شد.

۱-۷- کنترل سازه آسیب دیده در برابر بارهای ثقلی

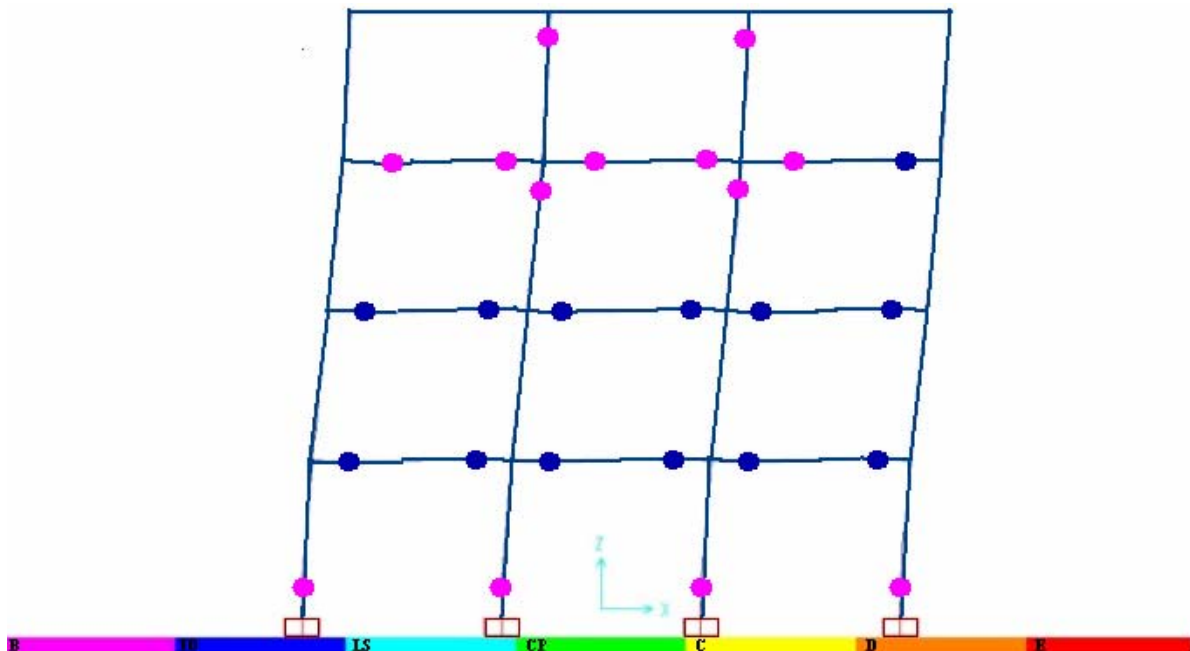
رخداد مفاصل پلاستیک در تیرها باعث تغییر در مقادیر سختی اولیه در قسمتهای آسیب دیده عضو شده که باز، باعث توزیع لنگر خمشی تحت بارهای ثقلی می‌شود. به طوری که در عضو آسیب دیده مقدار لنگر خمشی در وسط دهانه تحت اثر بارهای ثقلی بیشتر از همان عضو ولی بدون آسیب می‌شود بنابراین میلگردهای خمشی موجود در وسط دهانه، لازم است لنگر اضافه ایجاد شده ناشی از رخداد آسیب در ابتدا و انتهای تیر را تحمل بکند. برای تعیین این مسئله، سازه آسیب دیده را تحت طراحی بارهای ثقلی با همان ضرایب اطمینان قرار می‌دهیم در صورتی که ظرفیت سازه برای بارهای ثقلی نتواند نیازها را برآورده کند لازم است بعد از ترمیم موضعی در بازه عضو، ترمیم کلی سیستم سازه‌ای صورت گیرد.

۱-۸- ترمیم قاب آسیب دیده با استفاده از مهاربندهای ضربدری

با توجه به اینکه مقدار آسیبهای ایجاد شده در قابهای بتن مسلح انتخاب شده در حدی است که قابهای آسیب دیده تحمل بارهای ثقلی را دارند. برای ترمیم سازه و بازگرداندن ظرفیت سازه به منظور عملکرد مناسب در زلزله‌های آتی، از مهاربندهای هم مرکز ضربدری استفاده شده است. در انتخاب معیار جهت مساحت



شکل ۶-نقطه عملکرد قاب چهار طبقه



شکل ۷-مفاصل پلاستیک قاب چهار طبقه رخداده در نقطه عملکرد

و وضعیت مفاصل پلاستیک ایجاد شده در قابهای انتخابی، شکل (۷) تعیین می‌شود [۱۵ و ۲۳-۲۵]. در جدول (۱) مشخصات نقطه عملکرد، تعداد مفاصل معرفی شده در تیر و ستونها، وضعیت مفاصل پلاستیک رخداد در نقطه عملکرد ارائه شده است. در قابهای انتخاب شده مشخص می‌شود که با افزایش تعداد طبقات امکان رخداد مفاصل پلاستیک در ستونها کمتر می‌شود به طوری که در قابهای با تعداد طبقه بیش از سه،

مهاربند برای قابهای آسیب دیده محدوده ایمنی جانی ساکنین ملاک بوده است. اضافه کردن مهاربند هم مرکز، باعث افزایش سختی، مقاومت و کاهش پرورد و تغییر مکان سازه خواهد شد.

۲- بررسی تحلیلهای انجام گرفته

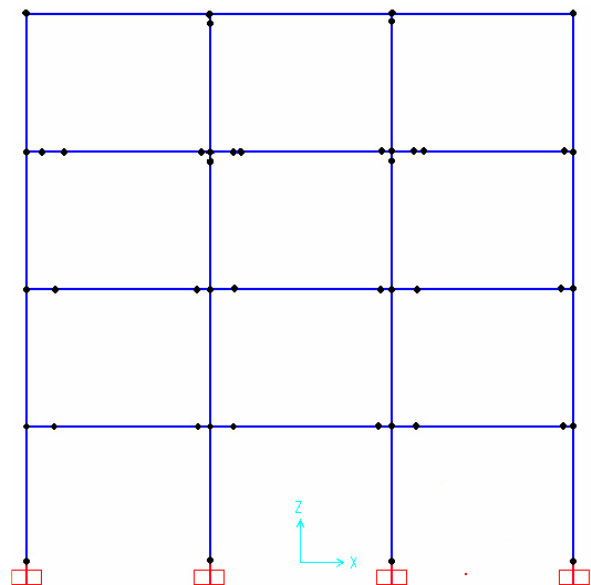
۲-۱- بررسی سازه طراحی شده با روش استاتیکی غیر خطی
با انجام تحلیل غیرخطی استاتیکی نقطه عملکرد، شکل (۶)

جدول ۱- مشخصات نقطه عملکرد، تعداد و وضعیت مفاصل پلاستیک رخ داده در تیر و ستونها

Number of Story	مشخصات نقطه عملکرد		نوع عضو	تعداد مفصل پلاستیک	نوع مفصل پلاستیک رخ داده	
	برش پایه V(kN)	تغییر مکان D(m)			استفاده بی وقفه (IO)	ایمنی جانی (LS)
۱	۱۵۴/۱۷۵	۰/۰۴۳	beam	۳	۱	۲
			column	۶	۰	۶
۲	۲۲۲/۹۳۱	۰/۰۸۷	beam	۹	۳	۶
			column	۶	۰	۶
۳	۲۲۷/۷۵۲	۰/۱۳۴	beam	۱۵	۵	۱۰
			column	۸	۴	۴
۴	۳۱۱/۸۰۳	۰/۱۹۲	beam	۱۸	۵	۱۳
			column	۸	۸	۰
۵	۳۶۱/۲۶۲	۰/۲۲	beam	۲۶	۱۵	۱۱
			column	۷	۷	۰
۶	۳۷۱/۳۷۵	۰/۲۷	beam	۳۱	۱۴	۱۷
			column	۳	۳	۰
۷	۳۹۹/۷۱۶	۰/۳۱۲	beam	۳۶	۱۵	۲۱
			column	۷	۷	۰
۸	۴۲۷/۷۱۶	۰/۳۳۹	beam	۳۹	۱۵	۲۴
			column	۳	۳	۰

طور نمونه وضعیت مفاصل پلاستیک رخ داده در نقطه عملکرد قاب چهار طبقه را نشان می دهد، شکل (۷).

۲-۲- تعیین طولی از عضو که در آن مفصل پلاستیک رخ می دهد
از مطالعه نمودار لنگر خمشی، طولی از عضو که ممکن است وارد محدوده پلاستیک شود، شکل (۸) را می توان تعیین کرد. این طول محل جاری شدن میلگردهای طولی عضو که مترادف با لنگر تسلیم عضو است در نظر گرفته شده است. به عنوان نمونه مقدار لنگر تسلیم مثبت در تیر شماره (۱) قاب چهار طبقه برابر $64/09 \text{ KN-m}$ است. لنگر حداکثر مثبت ایجاد شده در سمت چپ این عضو برابر $67/99 \text{ KN-m}$ است. در صورتی که نمودار لنگر در فاصله $0/420 \text{ m}$ از تکیه گاه به عدد $64/09 \text{ KN-m}$ می رسد که معادل مقدار لنگر تسلیم است بنابراین طول $0/420 \text{ m}$ طول پلاستیک نظیر چرخش پلاستیک در نقطه عملکرد در مفصل پلاستیک سمت چپ این عضو است.



شکل ۸- طول پلاستیک ایجاد شده ناشی از تحلیل استاتیکی غیر خطی

مفاصل پلاستیک رخ داده در ستونها کاهش یافته و عملکرد مفاصل رخ داده در ستونها در محدوده استفاده بی وقفه است. به

جدول ۲- مقادیر کاهش سختی در قسمتهای مختلف تیر و ستونهای قاب یک طبقه

تیر	شماره دهانه							
	۱		۲		۳			
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست		
طبقه ۱	۰/۴۴	۰/۶۹	-	-	-	۰/۱۳		
ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۰/۲۷	-	۰/۲۸	۰/۲۱	۰/۲۱	۰/۲۱	۰/۲۵	-

جدول ۳- مقادیر کاهش سختی در قسمتهای مختلف تیر و ستونهای قاب دو طبقه

تیر	شماره دهانه							
	۱		۲		۳			
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست		
طبقه ۱	۰/۴۰	۰/۱۶	۰/۴۲	۰/۱۵	۰/۴۱	۰/۱۵		
طبقه ۲	۰/۴۳	۰/۲۰	-	-	-	۰/۱۹		
ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۰/۲۵	-	۰/۲۸	-	۰/۲۵	-	۰/۲۵	-
طبقه ۲	-	-	-	۰/۲۸	-	۰/۲۵	-	-

نه تنها در نظر گرفتن مشخصات هندسی عضو، مقدار میلگرد بلکه در نظر گرفتن تلاشهای ایجاد شده در عضو (تعیین ظرفیت با در نظر گرفتن تمامی شرایط) نیز هست

۲-۳- تعیین مقادیر کاهش سختی

با استفاده از روش نلسون- امیالت [۲۳] مقادیر کاهش سختی اعضاء در مفاصل پلاستیک ایجاد شده تعیین شد و برای ارائه کاهش سختی در قاب از روش متوسط گیری استفاده شده است که مقادیر کاهش سختی در جداول (۲) الی (۹) زیر ارائه شده است:

$$\lambda_K = \frac{K_{Postevent}}{K_{Preevent}} \quad (7)$$

همان گونه که در شکل (۸) مشاهده می شود محل تشکیل مفاصل پلاستیک به طور غالب نزدیک تکیه گاه رخ می دهد. لیکن در بعضی موارد، مخصوصاً در طبقات بالای ساختمان، محل تشکیل مفصل پلاستیک تحت تاثیر بارهای ثقلی، دقیقاً بر تکیه گاه اتفاق نمی افتد این نکته در طبقه سوم این قاب اتفاق افتاده است [۳ و ۶].

مقادیر به دست آمده با مقادیر ارائه شده در ATC40 [۱۷] که مقدار $D/5$ است (D: بعد عضو) و همچنین با مقدار پیشنهادی توسط لو و همکارانش [۲۶] که $L/8$ است (L طول عضو) تفاوتی دارد. همان گونه که مشخص شده است جوابهای به دست آمده برای طول مفصل پلاستیک در مراجع [۱۷ و ۲۶] نیز با هم تفاوت دارند. علت تفاوت در این مقاله با موارد فوق

جدول ۴- مقادیر کاهش سختی در قسمتهای مختلف تیر و ستونهای قاب سه طبقه

تیر	شماره دهانه							
	۱		۲		۳			
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست		
طبقه ۱	۰/۳۵	۰/۱۹	۰/۳۵	۰/۱۹	۰/۳۶	۰/۱۸		
طبقه ۲	۰/۳۶	۰/۲۳	۰/۴۱	۰/۲۰	۰/۳۲	۰/۲۰		
طبقه ۳	۰/۴۶	۰/۱۹	-	-	-	۰/۱۸		
ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۰/۳۸	-	۰/۳۱	-	۰/۳۰	-	۰/۳۰	-
طبقه ۲	-	-	-	۰/۳۲	-	۰/۲۹	-	-
طبقه ۳	-	-	-	۰/۲۵	-	۰/۳۳	-	-

جدول ۵- مقادیر کاهش سختی در قسمتهای مختلف تیر و ستونهای قاب چهار طبقه

تیر	شماره دهانه							
	۱		۲		۳			
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست		
طبقه ۱	۰/۳۲	۰/۲۱	۰/۳۳	۰/۲۱	۰/۳۲	۰/۲۱		
طبقه ۲	۰/۳۲	۰/۲۱	۰/۳۲	۰/۲۱	۰/۳۲	۰/۲۱		
طبقه ۳	۰/۵۴	۰/۲۲	۰/۵۴	۰/۲۳	۰/۵۵	۰/۲۴		
طبقه ۴	-	-	-	-	-	-		
ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۰/۳۷	-	۰/۳۳	-	۰/۳۹	-	۰/۳۹	-
طبقه ۲	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۳	-	-	-	۰/۲۸	-	۰/۲۷	-	-
طبقه ۴	-	-	-	۰/۲۸	-	۰/۲۹	-	-

جدول ۶- مقادیر کاهش سختی در قسمتهای مختلف تیر و ستونهای قاب پنج طبقه

تیر	شماره دهانه							
	۱		۲		۳			
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست		
طبقه ۱	۰/۲۴	۰/۱۷	۰/۲۴	۰/۱۷	۰/۲۴	۰/۱۸		
طبقه ۲	۰/۳۰	۰/۲۲	۰/۳۰	۰/۲۲	۰/۳۰	۰/۲۲		
طبقه ۳	۰/۳۱	۰/۲۲	۰/۳۱	۰/۲۲	۰/۳۰	۰/۲۲		
طبقه ۴	۰/۴۳	۰/۲۲	۰/۴۳	۰/۲۲	۰/۴۳	۰/۲۶		
طبقه ۵	-	۰/۱۹	-	۰/۱۹	-	-		
ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۰/۵۹	-	۰/۵۵	-	۰/۵۲	-	-	-
طبقه ۲	-	-	۰/۴۲	-	۰/۳۴	-	-	-
طبقه ۳	-	-	-	-	-	۰/۸۳	-	-
طبقه ۴	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۵	-	-	-	-	-	-	-	-

جدول ۷- مقادیر کاهش سختی در قسمتهای مختلف تیر و ستونهای قاب شش طبقه

تیر	شماره دهانه							
	۱		۲		۳			
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست		
طبقه ۱	۰/۲۳	۰/۱۷	۰/۲۴	۰/۱۷	۰/۲۴	۰/۱۷		
طبقه ۲	۰/۲۱	۰/۱۹	۰/۲۲	۰/۱۹	۰/۲۰	۰/۱۹		
طبقه ۳	۰/۳۰	۰/۲۲	۰/۳۰	۰/۲۲	۰/۲۹	۰/۲۲		
طبقه ۴	۰/۳۴	۰/۲۰	۰/۳۴	۰/۲۰	۰/۳۴	۰/۲۰		
طبقه ۵	۰/۴۳	۰/۲۷	۰/۴۴	۰/۲۸	۰/۴۴	۰/۲۷		
طبقه ۶	-	۰/۵۹	-	-	-	-		
ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۰/۳۶	-	۰/۴۹	-	۰/۴۷	-	-	-
طبقه ۲	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۳	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۴	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۵	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۶	-	-	-	-	-	-	-	-

جدول ۸- مقادیر کاهش سختی در قسمت‌های مختلف تیر و ستونهای قاب هفت طبقه

تیر	شماره دهانه					
	۱		۲		۳	
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست
طبقه ۱	۰/۲۰	۰/۱۴	۰/۲۰	۰/۱۴	۰/۲۰	۰/۱۴
طبقه ۲	۰/۲۱	۰/۱۹	۰/۲۱	۰/۱۹	۰/۲۱	۰/۱۹
طبقه ۳	۰/۲۱	۰/۱۹	۰/۲۱	۰/۱۹	۰/۲۱	۰/۱۹
طبقه ۴	۰/۳۰	۰/۲۲	۰/۲۹	۰/۲۲	۰/۳۰	۰/۲۲
طبقه ۵	۰/۳۴	۰/۲۱	۰/۳۴	۰/۲۰	۰/۳۴	۰/۲۰
طبقه ۶	۰/۴۵	۰/۲۷	۰/۴۵	۰/۲۴	۰/۴۳	۰/۲۱
طبقه ۷	-	-	-	-	-	-

ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۰/۳۶	-	۰/۵۴	-	۰/۴۶	-	-	-
طبقه ۲	-	-	۰/۲۹	-	۰/۲۶	-	-	-
طبقه ۳	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۴	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۵	-	-	-	۰/۳۵	-	۰/۳۱	-	-
طبقه ۶	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۷	-	-	-	-	-	-	-	-

جدول ۹- مقادیر کاهش سختی در قسمت‌های مختلف تیر و ستونهای قاب هشت طبقه

تیر	شماره دهانه					
	۱		۲		۳	
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست
طبقه ۱	۰/۱۸	۰/۱۵	۰/۱۹	۰/۱۵	۰/۱۹	۰/۱۵
طبقه ۲	۰/۱۸	۰/۱۶	۰/۱۸	۰/۱۶	۰/۱۸	۰/۱۶
طبقه ۳	۰/۲۳	۰/۱۹	۰/۲۳	۰/۱۸	۰/۲۲	۰/۱۸
طبقه ۴	۰/۲۲	۰/۱۹	۰/۲۳	۰/۱۸	۰/۲۳	۰/۱۹
طبقه ۵	۰/۳۰	۰/۲۳	۰/۳۱	۰/۲۲	۰/۳۰	۰/۲۳
طبقه ۶	۰/۳۲	۰/۲۲	۰/۳۲	۰/۲۳	۰/۳۲	۰/۲۲
طبقه ۷	۰/۶۳	-	۰/۷۷	-	۰/۶۰	-
طبقه ۸	-	-	-	-	-	-

ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۰/۳۳	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۲	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۳	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۴	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۵	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۶	-	-	-	۰/۳۱	-	۰/۳۱	-	-
طبقه ۷	-	-	-	-	-	-	-	-
طبقه ۸	-	-	-	-	-	-	-	-

جدول ۱۰- مقادیر کاهش سختی در قابهای انتخابی

تعداد طبقه قاب	کاهش سختی
۱	۰/۳۴
۲	۰/۲۹
۳	۰/۳
۴	۰/۳۳
۵	۰/۳۴
۶	۰/۳
۷	۰/۲۸
۸	۰/۲۸
MEAN	۰/۳۱

جدول ۱۱- مقدار درصد کاهش دوران در قسمت‌های مختلف تیر و ستونهای قاب یک طبقه

تیر	شماره دهانه					
	۱		۲		۳	
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست
طبقه ۱	۲۴/۸	۷/۲	۰	۰	۰	۲۵/۸

ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۲۸/۵	۰	۳۸/۹	۳۴/۰	۳۸/۹	۳۷/۹	۳۱/۵	۰

جابه‌جایی (چرخش) ناشی از ایجاد مفاصل پلاستیک در جداول (۱۱) الی (۲۰) زیر برای قابهای مورد بررسی ارائه شده است:

$$\lambda_D = \frac{D_{\text{Postevent}}}{D_{\text{preevent}}} \quad (۸)$$

در نتیجه مقادیر کاهش چرخش در بحرانی ترین مفاصل در قابهای مذکور در جدول (۱۱) الی (۱۸) ارائه شده است. در نتیجه با میانگین گیری جدول (۱۹)، در اثر زلزله سطح طراحی مقدار کاهش جابه‌جایی (چرخش) در اعضایی که در آنها مفصل پلاستیک ایجاد شده است در بحرانی ترین وضعیت به حدود ۳۵ درصد می‌رسد.

با مطالعه قابها مشخص می‌شود که با افزایش تعداد طبقات، ستونهایی که در آنها آسیب ایجاد می‌شود و وارد محدوده غیر خطی می‌شود کاهش می‌یابد. با افزایش ارتفاع طبقات با توجه به طراحی بر حسب آیین نامه‌های جدید مقدار آسیب کاهش یافته، جدول (۱۰) و میانگین مقدار کاهش سختی قابهای انتخاب شده حدود ۳۰ درصد به دست آمد.

۲-۴- مقادیر کاهش جابه‌جایی (چرخش)

با توجه به تعریف مقدار کاهش در جابه‌جایی (چرخش) از معادله (۸) استفاده می‌شود مقادیر کاهش در

جدول ۱۲- مقدار درصد کاهش دوران در قسمتهای مختلف تیر و ستونهای قاب دو طبقه

تیر	شماره دهانه							
	۱		۲		۳			
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست		
طبقه ۱	۲۷/۴	۲۹/۹	۲۱/۲	۲۸/۷	۲۳/۴	۳۲/۷		
طبقه ۲	۱۷/۱	۶/۹	۰	۰	۰	۱۲/۶		
ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۳۱/۶	۰	۳۲/۴	۰	۳۳/۰	۰	۲۸/۱	۰
طبقه ۲	۰	۰	۰	۲۹/۰	۰	۲۸/۴	۰	۰

جدول ۱۳- مقدار درصد کاهش دوران در قسمتهای مختلف تیر و ستونهای قاب سه طبقه

تیر	شماره دهانه							
	۱		۲		۳			
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست		
طبقه ۱	۳۴/۴	۳۴/۱	۲۹/۲	۳۳/۲	۲۹/۲	۳۵/۶		
طبقه ۲	۲۸/۰	۳۲/۷	۱۸/۵	۱۱/۱	۱۹/۰	۲۸/۴		
طبقه ۳	۸/۳	۵/۰	۰	۰	۰	۵/۳		
ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۲۳/۶	۰	۱۹/۷	۰	۱۹/۷	۰	۱۹/۳	۰
طبقه ۲	۰	۰	۰	۱۰/۲	۰	۱۰/۷	۰	۰
طبقه ۳	۰	۰	۰	۱۶/۳	۰	۱۶/۲	۰	۰

جدول ۱۴- مقدار درصد کاهش دوران در قسمتهای مختلف تیر و ستونهای قاب چهار طبقه

تیر	شماره دهانه							
	۱		۲		۳			
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست		
طبقه ۱	۳۰/۴	۲۹/۳	۲۵/۲	۲۹/۲	۲۵/۴	۳۳		
طبقه ۲	۳۴/۲	۳۲/۴	۲۸/۰	۳۲/۵	۲۸/۲	۳۵/۷		
طبقه ۳	۱۴/۸	۱۶/۹	۴/۹	۱۵/۰	۵/۱	۲۴/۱		
طبقه ۴	۰	۰	۰	۰	۰	۰		
ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۱۳/۴	۰	۱۳/۷	۰	۱۳/۹	۰	۷/۳	۰
طبقه ۲	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۳	۰	۰	۰	۱۱/۶	۰	۱۲/۵	۰	۰
طبقه ۴	۰	۰	۰	۴/۴	۰	۱/۷	۰	۰

جدول ۱۵- مقدار درصد کاهش دوران در قسمت‌های مختلف تیر و ستونهای قاب پنج طبقه

تیر	شماره دهانه					
	۱		۲		۳	
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست
طبقه ۱	۱۹/۳	۱۵/۳	۱۲/۹	۱۵/۰	۱۳/۲	۲۰/۶
طبقه ۲	۲۸/۹	۲۹/۷	۲۴/۹	۲۹/۹	۲۵/۰	۳۲/۵
طبقه ۳	۲۵/۶	۲۳/۱	۱۹/۲	۲۳/۳	۱۹/۴	۲۸/۱
طبقه ۴	۱۹/۷	۱۵/۰	۱۳/۳	۱۴/۵	۱۳/۶	۱۷/۴
طبقه ۵	۰	۲/۶	۰	۰/۲	۰	۰

ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۳/۹۸	۰	۵/۹۵	۰	۶/۱۴	۰	۰	۰
طبقه ۲	۰	۰	۴/۰۰	۰	۴/۳۳	۰	۰	۰
طبقه ۳	۰	۰	۰	۰	۰	۰/۲۹	۰	۰
طبقه ۴	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۵	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰

جدول ۱۶- مقدار درصد کاهش دوران در قسمت‌های مختلف تیر و ستونهای قاب شش طبقه

تیر	شماره دهانه					
	۱		۲		۳	
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست
طبقه ۱	۱۹/۷۴	۱۸/۹۵	۱۶/۵۷	۱۹/۰۲	۱۶/۶۱	۲۱/۶۳
طبقه ۲	۳۰/۲۲	۱۷/۳۳	۱۶/۰۲	۱۷/۶۲	۱۶/۲۳	۳۰/۲۴
طبقه ۳	۲۱/۳۴	۳۲/۲۵	۲۷/۳۴	۳۲/۸۰	۱۷/۵۲	۱۵/۶۱
طبقه ۴	۲۳/۹۰	۲۴/۹۱	۱۸/۷۴	۲۵/۵۹	۱۹/۰۸	۲۹/۹۹
طبقه ۵	۱۵/۸۲	۹/۳۰	۹/۵۱	۹/۰۱	۹/۵۷	۱۲/۰۵
طبقه ۶	۰	۰/۱۹	۰	۰	۰	۰

ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۳/۱۹	۰	۱/۰۸	۰	۱/۲۰	۰	۰	۰
طبقه ۲	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۳	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۴	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۵	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۶	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰

جدول ۱۷- مقدار درصد کاهش دوران در قسمت‌های مختلف تیر و ستونهای قاب هفت طبقه

تیر	شماره دهانه					
	۱		۲		۳	
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست
طبقه ۱	۱۶/۷۸	۱۵/۱۱	۱۳/۱۲	۱۵/۰۷	۱۳/۲۸	۱۸/۵۸
طبقه ۲	۳۱/۷۷	۳۰/۱۷	۲۸/۶۷	۳۰/۵۵	۲۸/۸۰	۳۲/۶۶
طبقه ۳	۲۶/۴۶	۳۴/۳۰	۳۲/۵۵	۳۴/۸۹	۳۲/۷۴	۲۷/۷۹
طبقه ۴	۳۱/۳۰	۳۲/۰۱	۲۷/۴۲	۳۲/۸۷	۲۷/۵۹	۳۵/۷۶
طبقه ۵	۱۹/۷۰	۱۹/۳۷	۱۳/۹۷	۲۰/۱۵	۱۴/۲۶	۲۵/۶۵
طبقه ۶	۹/۵۷	۰/۹۶	۳/۸۳	۱/۱۷	۳/۹۲	۴/۰۱
طبقه ۷	۰	۰	۰	۰	۰	۰

ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۳/۵۶	۰	۱/۳۵	۰	۱/۴۶	۰	۰	۰
طبقه ۲	۰	۰	۴/۲۱	۰	۴/۴۲	۰	۰	۰
طبقه ۳	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۴	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۵	۰	۰	۰	۲/۵۶	۰	۲/۸۹	۰	۰
طبقه ۶	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۷	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰

جدول ۱۸- مقدار درصد کاهش دوران در قسمت‌های مختلف تیر و ستونهای قاب هشت طبقه

تیر	شماره دهانه					
	۱		۲		۳	
شماره طبقه	چپ	راست	چپ	راست	چپ	راست
طبقه ۱	۱۶/۷۵	۰/۱۶	۴/۸۲	۰/۱۶	۴/۹۱	۰/۱۷
طبقه ۲	۲۶/۹۶	۰/۲۴	۲۳/۱۱	۰/۲۴	۲۳/۲۲	۰/۲۶
طبقه ۳	۳۲/۲۴	۰/۳۲	۲۹/۸۹	۰/۳۲	۲۹/۹۸	۰/۳۵
طبقه ۴	۳۳/۲۹	۰/۳۲	۲۹/۵۷	۰/۳۳	۲۹/۷۵	۰/۳۶
طبقه ۵	۱۶/۵۷	۰/۲۷	۲۴/۲۲	۰/۲۸	۲۳/۳۵	۰/۳۱
طبقه ۶	۱۳/۸۳	۰/۰۷	۵/۸۰	۰/۰۸	۶/۲۹	۰/۱۶
طبقه ۷	۳/۸۴	۰	۰/۴۵	۰	۰/۵۹	۰
طبقه ۸	۰	۰	۰	۰	۰	۰

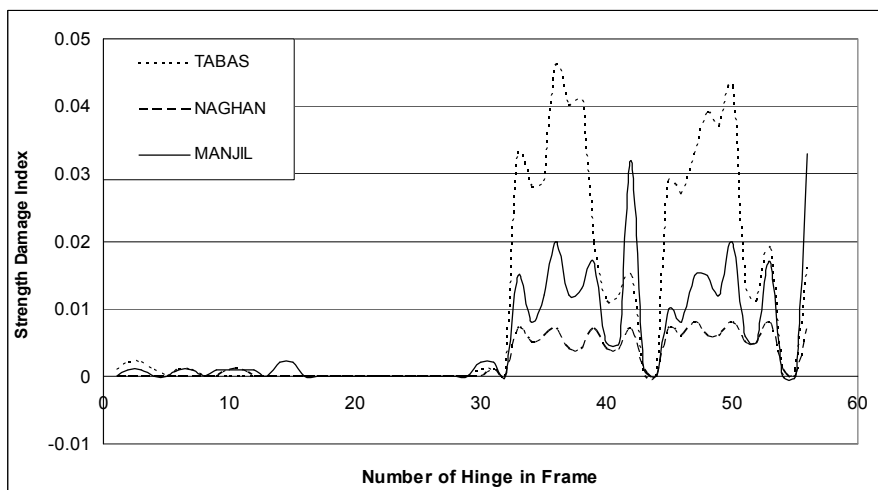
ستون	شماره ردیف ستونها							
	۱		۲		۳		۴	
شماره طبقه	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
طبقه ۱	۳/۸۹	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۲	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۳	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۴	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۵	۰	۰	۰	۱۷/۳۸	۰۰	۷/۵۲	۰	۰
طبقه ۶	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۷	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰
طبقه ۸	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰

جدول ۱۹- مقادیر درصد کاهش جابه‌جایی

تعداد طبقه	کاهش دوران (درصد)
۱	۳۸/۹
۲	۳۳
۳	۲۵/۶
۴	۳۵/۷
۵	۳۲/۵
۶	۳۵/۶۱
۷	۲۷/۷۹
۸	۳۳/۳۹
MEAN	۳۵/۳۰

جدول ۲۰- مقادیر کاهش در مقاومت

تعداد طبقه	کاهش مقاومت
۱	۰
۲	۰/۰۲
۳	۰/۰۵۴
۴	۰/۰۴۶
۵	۰/۰۷۴
۶	۰/۱۲
۷	۰/۰۹۴
۸	۰/۰۶۹
MEAN	۰/۰۶



شکل ۹- اندیس خسارت (کاهش) مقاومت قاب چهار طبقه

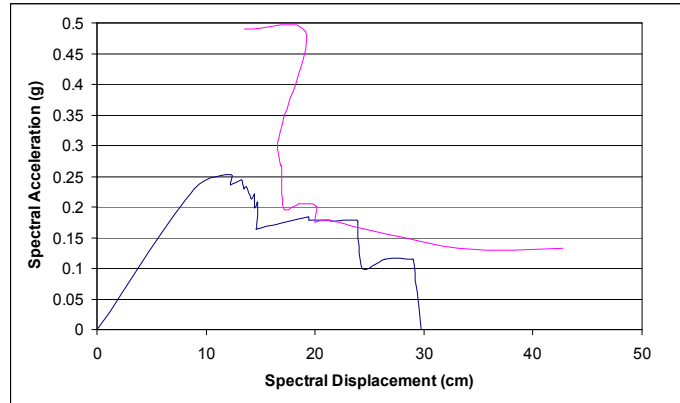
۲-۵- مقادیر کاهش مقاومت

در اعضای قابهای انتخاب شده، تحت تحلیل مقادیر کاهش مقاومت متفاوت است. در اعضای از قاب که وارد محدوده پلاستیک نشده و در نتیجه مفصل پلاستیک اتفاق نیفتاده باشد، کاهش مقاومتی نیز پدید نخواهد آمد. در مفاصل پلاستیک با توجه به مقدار انرژی تلف شده در هر مفصل مقادیر متنوعی از کاهش مقاومت مشاهده می‌شود، شکل (۹). بحرانی‌ترین مقادیر کاهش در مقاومت در قابهای مورد بررسی تحت زلزله‌های طبس، ناغان و منجیل در جدول (۲۰) ارائه شده است.

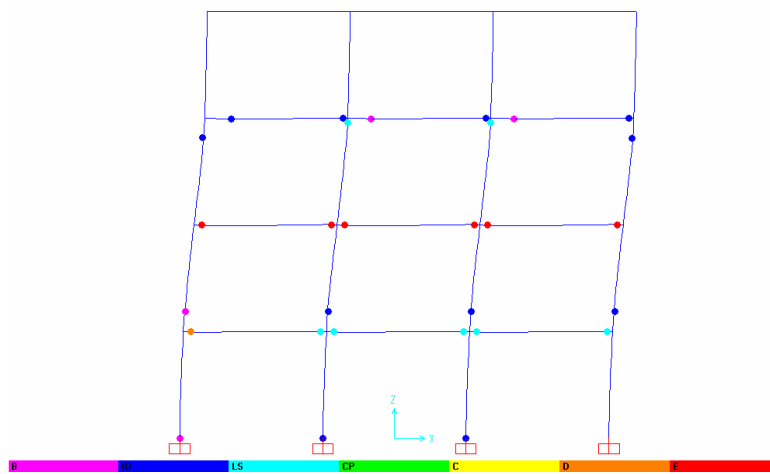
با توجه به تحلیل قابها و مقادیر حاصله از اندیس خسارت در مقاومت می‌توان نتیجه گرفت کاهش مقاومت برای قابهای انتخاب شده که با توجه به ضوابط آیین نامه طرح و اجرا شده‌اند به طور میانگین حدود شش در صد جدول (۲۰) رسیده است.

۲-۶- مدل کردن قابهای آسیب دیده

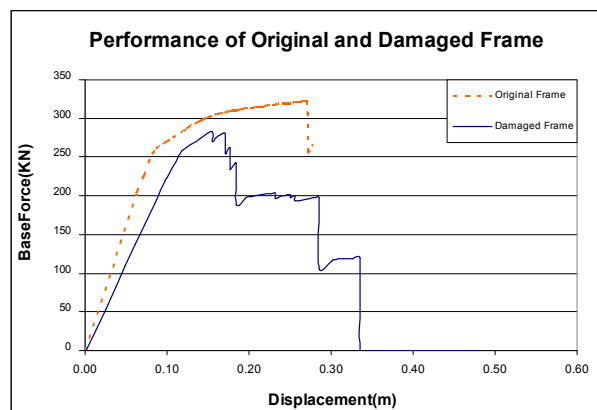
با اعمال مقادیر کاهش سختی، مقاومت و چرخش، قاب آسیب دیده مدلسازی شده و وضعیت مفاصل پلاستیک و نقطه عملکرد قاب آسیب دیده تعیین شده است، شکل‌های (۱۰) و (۱۱).



شکل ۱۰- نقطه عملکرد قاب چهار طبقه آسیب دیده



شکل ۱۱- موقعیت مفاصل پلاستیک رخ داده در قاب چهار طبقه آسیب دیده



شکل ۱۲- مقایسه منحنی ظرفیت قاب چهار طبقه اولیه و بعد از آسیب دیدگی

مشاهده می شود سختی، شکل پذیری و مقاومت کل سازه نیز کاهش پیدا کرده است.

از مقایسه منحنیهای پوش آورقابهای تحلیل شده نتایج زیر

منحنی ظرفیت قاب چهار طبقه قبل از آسیب و بعد از آسیب قاب در شکل (۱۲) ارائه شده است.

همان طور که از مقایسه دو نمودار قاب سالم و آسیب دیده

جدول ۲۱- مقادیر کاهش در سختی، مقاومت و شکل پذیری

تعداد طبقه	λ_K	λ_Q	λ_D
۱	۰/۶۶	۰/۹۳	۰/۵۱
۲	۰/۶۷	۰/۹۲	۰/۵۴
۳	۰/۶۵	۰/۸۹	۰/۴۲
۴	۰/۷	۰/۸۷	۰/۴۲
۵	۰/۷	۰/۸۷	۰/۵۲
۶	۰/۶۷	۰/۸۴	۰/۴۹۶
۷	۰/۶۴	۰/۸۱	۰/۳۷
۸	۰/۶۵	۰/۸۵	۰/۴۴
میانگین	۰/۶۶۷۸	۰/۸۷۳۳	۰/۴۶۷۹

به دست می آید:

با توجه به نتایج حاصله از سه زلزله طیس، ناغان و منجیل که مقیاس شده اند در جدول (۲۱) می توان بیان کرد که برای قابهای بتن مسلح کوتاه تا ارتفاع متوسط با شکل پذیری متوسط که بر مبنای آیین نامه های نسل جدید طراحی شده اند، سختی اولیه کل قاب آسیب دیده به حدود ۷۰ در صد، مقاومت به حدود ۹۰ در صد و شکل پذیری به حدود ۵۰ در صد مقادیر قاب سالم برای عملکرد ایمنی جانی می رسد. برای سازه های با اهمیت متوسط که بر مبنای معیارهای استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶]، تحلیل و طراحی شده اند در اثر وقوع زلزله به سطح طراحی، آسیب هایی می رسد و سطح عملکرد برای این سازه ها حد ایمنی جانی است.

عملکرد قاب، سختی، شکل پذیری و... از حالتی که در دهانه کناری قاب از مهاربند استفاده می شود بیشتر است [۲۷]. در این تحقیق نیز برای ترمیم قاب آسیب دیده، مهاربند در دهانه وسط استفاده شده است.

در این مقاله با انجام تحلیل غیر خطی برای رسیدن به سطح مقطع مورد نظر با سعی و خطاهای فراوان، سطح مقاطع نبشی برای بادبندها به منظور ترمیم قاب آسیب دیده تعیین شد و در انتخاب مهاربند هدف ایمنی جانی ساختمان دنبال شده است. گرچه می توان به جای بکارگیری از روش سعی و خطای فراوان از روشهای بهینه نمودن سطح مقاطع که فلسفه آنها نیز بر سعی و خطا استوار است استفاده کرد. در جدول (۲۲) مقاطع لازم برای ۸ عدد قاب بتن مسلح آسیب دیده با در نظر گرفتن طبقات ارائه شده است.

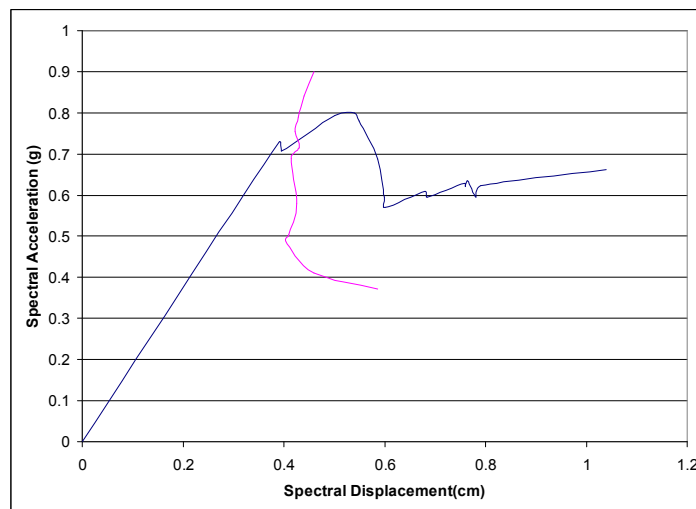
با توجه به مقاطع انتخاب شده برای مهار بند، سازه ترمیم شده مجدداً تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی برای به دست آوردن نقطه عملکرد سازه ترمیم یافته قرار گرفت، شکل (۱۳). با تحلیل استاتیکی غیر خطی، سازه ترمیم شده با مهاربند، در قابهای تا چهار طبقه مفاصل پلاستیک در مهاربندها و در قابهای بالاتر از چهار طبقه علاوه بر مهاربندها، در تیر و ستونها (مخصوصاً ستونهای اطراف مهاربند) نیز مفاصل پلاستیک ایجاد می شود، شکل (۱۴). علت آن نیز انتقال نیرو از مهاربند به عضو

۷-۲- ترمیم قابهای آسیب دیده با استفاده از مهاربند ضربدری

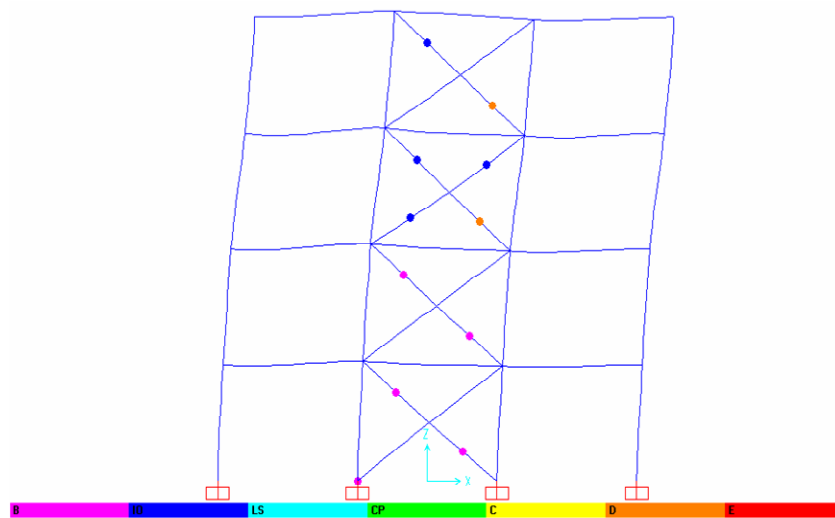
با توجه به آنکه هدف از ترمیم، رساندن قاب آسیب دیده به وضعیت اولیه یعنی برگرداندن شرایط به قبل از رخداد زلزله است. ایمنی جانی به عنوان سطح عملکرد برای ترمیم منظور می شود. معیار پذیرش برای صحت ترمیم صورت گرفته، عملکرد قاب ترمیم شده دارای سطحی در محدوده ایمنی جانی تمامی اعضای قاب بتنی و بادبندهای فولادی است. در صورتی که مهاربند در دهانه های میانی قاب استفاده شود تاثیر آن بر

جدول ۲۲- پروفیل‌های نبشی به کار رفته برای ترمیم قابهای آسیب دیده

story	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
۱	۲L۵۵x۵۵x۵							
۲	۲LV۰x۷۰x۷	۲L۶۰x ۶۰x۶						
۳	۲LV۰x۷۰x۷	۲LV۰x۷۰x۷	۲L۶۰x ۶۰x۶					
۴	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲LV۵x ۷۵x۷	۲L۶۰x۶۰x۶				
۵	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲LV۵x ۷۵x۷	۲LV۵x ۷۵x۷	۲L۵۵x۵۵x۵			
۶	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲LV۵x ۷۵x۷	۲LV۰x۷۰x۷	۲L۵۵x۵۵x۵		
۷	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲LV۰x۷۰x۷	۲L۶۵x۶۵x۶	۲L۵۵x۵۵x۵	
۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲L۸۰x ۸۰x۸	۲LV۵x ۷۵x۷	۲LV۰x۷۰x۷	۲L۶۵x۶۵x۶	۲L۵۵x۵۵x۵



شکل ۱۳- نقطه عملکرد قاب چهار طبقه ترمیم شده با مهاربند هم مرکز ضربدری



شکل ۱۴- موقعیت مفاصل پلاستیک در نقطه عملکرد قاب ترمیم شده با استفاده از مهاربند ضربدری

جدول ۲۳- مقادیر سختی در قابهای سالم، آسیب دیده و ترمیم شده

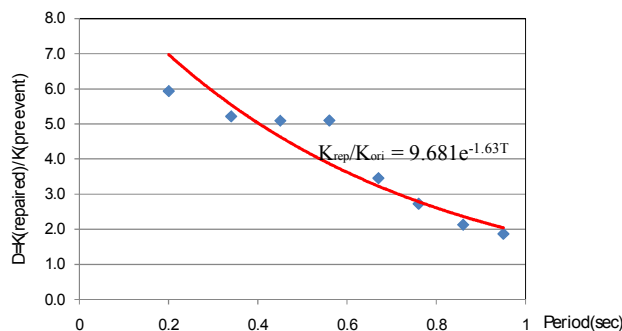
STORY	سختی اولیه قاب $K_1(kN/m)$	سختی موثر در نقطه عملکرد $K_{eff}(kN/m)$	سختی قاب آسیب دیده $K_2(kN/m)$	سختی قاب ترمیم شده $K_3(kN/m)$
۱	۱۰۸۶۵	۳۵۱۵	۷۱۷۰	۶۴۴۵۳
۲	۷۱۱۶	۲۵۶۲	۴۷۶۷	۳۷۱۰۰
۳	۵۰۵۶	۲۰۷۳	۳۲۸۶	۲۵۷۳۵
۴	۳۳۱۴	۱۶۲۴	۲۳۲۰	۱۶۸۸۸
۵	۳۰۹۸	۱۶۴۲	۲۱۶۸	۱۰۷۱۰
۶	۲۹۲۷	۱۳۷۵/۵	۱۹۶۰	۷۹۹۰
۷	۲۹۷۹	۱۲۸۱	۱۹۰۷	۶۳۵۴
۸	۳۰۰۲	۱۲۶۱	۱۹۵۱	۵۶۲۹

جدول ۲۴- زمان تناوب، میرایی قابهای سالم، آسیب دیده (نقطه عملکرد) و ترمیم شده

تعداد طبقه- تعداد دهانه	پریود اولیه (Sec)	پریود در نقطه عملکرد (Sec)	پریود سازه ترمیم شده (Sec)	میرایی اولیه (%)	میرایی نقطه عملکرد (%)	میرایی سازه ترمیم شده (%)	پریود سازه آسیب دیده (Sec) در نقطه عملکرد	میرایی سازه آسیب دیده (%) در نقطه عملکرد
۱-۳	۰/۲۸	۰/۶۲۸	۰/۱۹۷	۵	۲۷/۴	۱۳/۵		
۲-۳	۰/۴۲	۰/۹۱۳	۰/۲۵۲	۵	۲۷/۳	۹/۵		
۳-۳	۰/۵۹	۱/۲۰۱	۰/۳۳۷	۵	۲۵/۸	۶/۱		
۴-۳	۰/۷۹	۱/۵۲۲	۰/۴۵۶	۵	۲۳/۷	۶	۲/۱۰۲	۳۲/۷
۵-۳	۰/۹	۱/۶۲۳	۰/۶۲۸	۵	۲۲/۶	۸	۲/۱۹۵	۳۷/۲
۶-۳	۰/۹۹	۱/۹۳۷	۰/۷۹۱	۵	۲۳/۷	۶/۸	-	-
۷-۳	۱/۰۷	۲/۱۶۵	۰/۹۸۱	۵	۲۴/۸	۸/۲	-	-
۸-۳	۱/۱۵	۲/۳۳۴	۱/۱۴۶	۵	۲۵/۱	۹		

مقایسه تغییرات زمان تناوب سازه در حالت‌های مختلف با همدیگر در جدول (۲۴) ارائه شده است. با افزایش تعداد طبقات ساختمان زمان تناوب سازه ترمیم یافته به سازه اولیه نزدیک می‌شود. زمان تناوب قاب در نقطه عملکرد حدود دو برابر قاب اولیه است. شایان ذکر است که مقدار تغییر زمان تناوب به اندازه تغییرات در مقدار سختی نیست. با توجه به اینکه هدف از انتخاب مهاربند، کنترل معیار ایمنی جانی برای ساکنین ساختمان ترمیم شده است استفاده از مهاربند باعث شده است که علاوه بر افزایش مقاومت سازه، تغییر مکان سازه نیز کاهش یابد.

آسیب دیده است، جدول (۲۳). در جدول (۲۳) مقادیر سختی قاب اولیه بدون آسیب (K_1)، سختی موثر در نقطه عملکرد (K_{eff})، سختی قاب آسیب دیده (K_2) و سختی قاب ترمیم شده (K_3) ارائه و با همدیگر مقایسه شده است. سختی اولیه قاب آسیب دیده از سختی اولیه قاب سالم کمتر لیکن از سختی موثر در نقطه عملکرد بیشتر است. مشاهده می‌شود که افزایش مهاربند در قاب باعث افزایش سختی در سیستم می‌شود. قابل ذکر است که مقدار افزایش سختی در قابهای آسیب دیده یکسان نیست.



شکل ۱۵- تخمین سختی مورد نیاز برای ترمیم با استفاده از مهاربند با توجه به زمان تناوب

مورد مطالعه قرار داده و سپس سعی در ارائه نحوه مدلسازی سازه‌های آسیب دیده از زلزله شده است. بدین منظور هشت قاب سه دهانه که دارای طبقات یک تا هشت‌اند انتخاب شده و سعی شده است روندی برای مدلسازی و ترمیم سازه آسیب دیده با مهاربند ضربداری در اثر زلزله ارائه شود.

- در قاب یک طبقه مفاصل پلاستیک رخ داده در ستونها بیشتر از تعداد مفاصل تیرها است. با افزایش تعداد طبقات تعداد مفاصل پلاستیک ستونهای قابهایی که برحسب معیارهای آیین نامه‌های جدید طراحی شده‌اند سیر نزولی داشته است.
- در قابهای طراحی شده در تمامی تیرها به جز تیرهای طبقه فوقانی مفاصل پلاستیک رخ داده است.
- قابهایی که مدل آسیب دیده آن تهیه شده تحت زلزله قرار داده شده است به جز قابهای چهار و پنج طبقه دیگر قابهای آسیب دیده دارای نقطه عملکردی نیستند.
- در نقطه عملکرد سختی اعضا در طولی از عضو که وارد محدوده پلاستیک شده ما بین ۲۸ الی ۳۴ درصد سختی اولیه رسیده است. در مدل‌های تهیه شده در این مقاله مقدار کاهش سختی برای قابهای با زمان تناوب متفاوت تقریباً ثابت است.
- بیشتر آسیبها و مفاصل پلاستیک در نزدیکی اتصال تیر به ستون ایجاد شده‌اند. این مورد باعث تغییر در توزیع لنگر خمشی ناشی از بارهای ثقلی خواهد شد. بدین صورت که لنگر وسط دهانه قاب آسیب دیده ممکن است تحمل

مشاهده می‌شود با وجود کاهش سختی، کاهش چرخش و کاهش مقاومت قاب مذکور، ترکیب قاب بتنی و بادبند فلزی عملکرد مناسبی از خود نشان می‌دهند. همچنین با توجه به سختی کم قاب بتن مسلح آسیب دیده، مقدار زیادی از نیروی جانبی در این سازه توسط بادبندها تحمل می‌شود. استفاده از مهاربند باعث افزایش برش پایه قاب ترمیم شده در حدود ۲/۲ برابر سازه اولیه می‌شود.

با مقایسه حداکثر جابه‌جاییهای اتفاق افتاده در نقاط عملکرد این واقعیت را می‌توان بیان کرد که استفاده از مهاربند باعث کاهش تغییر مکان مطلق و نسبی طبقات می‌شوند.

با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته تخمین سختی مورد نیاز برای ترمیم سازه بتن مسلح آسیب دیده با استفاده از مهاربند را می‌توان برای سازه‌های کوتاه تا متوسط ارائه کرد. نسبت سختی لازم برای ترمیم به سختی اولیه با افزایش ارتفاع ساختمان کمتر می‌شود. با توجه به زمان تناوب اصلی قابهای کوتاه تا متوسط با شکل پذیری متوسط می‌توان از نتایج تحلیلها مناسبترین منحنی را برای سختی مورد نیاز قاب آسیب دیده به شکل (۱۵) و معادله (۹) ارائه داد.

$$\frac{K_{\text{Repair}}}{K_{\text{Initial}}} = 9.681e^{-1.63T} \quad (9)$$

۳- نتیجه گیری

در این مقاله ابتدا عملکرد ساختمانهای بتن مسلح با ارتفاع کوتاه تا متوسط که دارای شکل پذیری متوسط‌اند را تحت زلزله

- بارهای ثقلی را نداشته باشد. بیشترین افزایش لنگر وسط دهانه متعلق به قابهای هفت و هشت طبقه بود که مقدار افزایش ۵۰ درصد بوده است.
- طولی از عضو که وارد محدوده پلاستیک می شود متنوع است و در شرایط مساوی می توان گفت هرچه چرخش پلاستیک بیشتر شود طول پلاستیک ایجاد شده نیز بیشتر می شود. وجود بارهای ثقلی می تواند باعث افزایش طولی از عضو شود که وارد محدوده پلاستیک ناشی از لنگر مثبت می شود.
- در اثر زلزله طرح در مفاصل پلاستیک مقاومت اعضا به حدود ۹۵ درصد مقاومت اولیه می رسد.
- برای قاب آسیب دیده در اثر زلزله های در سطح طراحی مقدار متوسط حداکثر چرخش پلاستیک برای قابها با زمان تناوب متفاوت به ۶۵ درصد مقدار اولیه اش می رسد.
- با مقایسه منحنی پوش آور قاب سالم و آسیب دیده در محدوده ایمنی جانی موارد زیر نتیجه می شود: (مقادیر زیر از میانگین گیری نتایج قابهای تحلیل شده به دست آمده است)
- سختی کل قاب آسیب دیده به حدود ۷۰ درصد سختی قاب سالم می رسد
- مقاومت کل قاب آسیب دیده به حدود ۹۰ درصد سختی قاب سالم می رسد
- شکل پذیری کل قاب آسیب دیده به حدود ۵۰ درصد سختی قاب سالم می رسد
- نسبت سختی نقطه عملکرد به سختی اولیه به طور میانگین ۱/۵۳ ولی زمان تناوب سازه نقطه عملکرد به زمان تناوب اولیه ۲/۰۲ برابر سیستم شده است. با توجه به اینکه جرم سازه تغییری نداشته است این مورد بیانگر این نکته است

مراجع

- مسئله آسیب دیده از زلزله" مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۵.
3. Fukuyama, K., Higashibata, Y., Miyauchi, Y." Studies on Repair and Strengthening Methods of Damaged Reinforced Concrete Columns", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 22, No. 1, pp. 81-88, 2000.

- که بعد از مرحله الاستیک، میرایی نقش عمده ای در زمان تناوب مؤثر سازه دارد.
- در سازه اولیه تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی، اولین مفاصل پلاستیک در محل اتصال ستونها به شالوده ایجاد می شود. ولی در سازه ترمیم شده با مهار بند، به علت اینکه قاب بتن مسلح نرم تر شده، مفاصل پلاستیک در قابهای کوتاه مرتبه در مهاربندها و در قابهای بتن مسلح بلندتر علاوه بر مهاربند در تیرها و ستونهای اطراف مهاربند نیز مفاصل پلاستیک ایجاد می شود. با افزایش طبقات ساختمان تعداد مفصل پلاستیک نیز افزایش پیدا می کند.
 - سازه ترمیم شده برش پایه ای معادل دوبرابر برش پایه سازه اصلی را تحمل می کند که نشان از افزایش مقاومت قاب مهاربندی شده است.
 - تغییر مکان قابهای ترمیم شده حدود یک سوم سازه اصلی است. با افزایش تعداد طبقات این نسبت افزایش پیدا می کند. این مورد نشان از تاثیر مهار بند در افزایش سختی قاب کوتاه مرتبه دارد.
 - با افزایش تعداد طبقات قابهای (افزایش پریود قاب) آسیب دیده، به مهاربندهای با سطح مقاطع بزرگتر نیاز است.

تقدیر و تشکر

بدین وسیله از حمایت های مالی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن تشکر نموده، همچنین از جناب آقای دکتر تسنیمی و سرکار خانم دکتر پرهیزگار که با حمایتها و نظرات ارزشمندشان باعث پربارتر شدن مقاله شده تشکر می شود.

1. Fukuyama, H., and Sugano, S. "Japanese Seismic Rehabilitation of Concrete Buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 22, No. 1, pp. 59-79, 2000.
۲. وطنی اسکویی، ا. "راه کارهایی برای ترمیم ساختمانهای بتن

4. Fardis, M. N., "Seismic Assessment And Retrofitting Of Existing Buildings According To Eurocode 8" Fifth National Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey. May 26-30. 2003.
5. Wasti, S. T., Sucuoglu, H. and Utku, M., "Structural Rehabilitation of Damaged RC Buildings After The 1 October 1995 Dinar Earthquake", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 2, pp. 131-151, 2001.
6. Bing Jun SI, Zhi Guo Sun, Qing Hua AI, Qing Xiang, WANG" Rapid Repair of Severely Earthquake-Damaged Bridge Piers" FRPRCS-8, Patras, Greece, July 16-18, 2007.
7. Ho, N., Kawase, H., "Evaluation of Dynamic Property and Seismic Performance of Low-And Mid-Rise RC Buildings Based On Microtremor Measurement" 13th WCEE, Canada, 2004.
8. Federal Emergency Management Agency: FEMA 306, "Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings", Basic Procedures Manual, Washington D.C., USA, 1998.
9. Federal Emergency Management Agency: FEMA 307, "Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Technical Resources", The Partnership for Response and Recovery, Washington, DC. 1998.
10. Federal Emergency Management Agency: FEMA 308, "Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Building", 1998.
11. Kang, D., Maeda, M. and Waon-Ho Yi, "Post-Earthquake Capacity Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Based on Seismic Response Analysis" 13th World Conference on Earthquake Engineering (13th WCEE), Canada, 2004.
12. Maeda, M., Nakano, Y. and Lee, K., "Post-Earthquake Damage Evaluation for R/C Buildings Based on Residual Seismic Capacity", 13th WCEE, Canada, 2004.
13. Rodriguze, M. and Park, R. "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings for Seismic Resistance", *Earthquake Spectra*, Vol. 7, No.3, pp. 439-459, 1991.
14. Canales, M.D. and Briseno de laVega, R. "Retrofitting Techniques Used in Telephone Buildings in Mexico", Proceedings of the 10WCEE, Vol. 9, Madrid, Spain, 1992.
۱۵. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان "بارهای وارد بر ساختمان-مبحث ششم مقررات ملی"، ۱۳۸۵.
۱۶. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن "آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰" ویرایش سوم ، ۱۳۸۴.
17. ATC-40. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Vol. 1 (ATC-40), Report No. SSC 96-01, Redwood City, CA: Applied Technology Council; 1996.
۱۸. سازمان مدیریت و برنامه ریزی "تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود"، ۱۳۸۱.
19. Park, R. and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", Wiley New York, 1975.
20. Otani, S., "Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis", *Journal of Faculty of Engineering, the University of Tokyo*, Vol. 36, No.2, 1981.
21. Takeda, T., M. A. Sozen, and N. N. Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", *Journal, Structural Division, ASCE*, Vol. 96, No. 12, pp. 2557 - 2573, 1970.
22. Park, Y. J., Reinhorn, A. M., and Kunnath, S. K., "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear-Wall Structures", Technical Report NCEER-87-0008, State University of New York at Buffalo. 1987.
23. Nielsen, N.N. and Imbeault, F.A. "Validity of Various Hysteretic Systems", Proceeding, Third Japan National Conference on Earthquake Engineering, PP. 67-94, 1971,.
24. G. A. Macrae, G.A. AND K. Kawashima, K. "Post-Earthquake Residual Displacements of Bilinear Oscillators" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 701-716, 1997.
25. Park, Y.J., Reinhorn, A.M., and Kunnath, S.K., "IDARC 2D Version 6.1, USER'S GUIDE, <http://civil.eng.buffalo.edu/>. 2006.
26. Lu Y, Gu X, Guan J. "Probabilistic Drift Limits and Performance Evaluation of Reinforced Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 131, No. 6, pp. 966-978, 2005.
27. Maheri, M. R. and Akbari, R. "Seismic Behaviour Factor, R, for Steel X-Braced and Knee-Braced RC Buildings", *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 12, pp. 1505-1513, 2003.