

ارزیابی شاخص آسیب‌پذیری قاب‌های خمشی فولادی قبل و بعد از بهسازی لرزه‌ای با مهاربندهای فولادی و دیوار برشی

محمود نادری^۱، علیرضا رضائیان^۲، مریم تنورساز^۳

(دریافت: ۸۹/۶/۲۴، پذیرش: ۸۹/۱۲/۲۵)

چکیده

برای بررسی عملکرد سازه مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی توصیه می‌شود. علاوه بر آن برای ارزیابی دقیق‌تر سازه و مشخص کردن مقدار خرابی برای انتخاب گزینه مناسب برای تصمیم‌گیری، استفاده از شاخص‌های خرابی که طی چند دهه اخیر بسیار به آن‌ها پرداخته شده است می‌تواند راهکار مناسبی باشد. مزیت کاربرد شاخص‌های خرابی این است که علاوه بر مقدار خرابی، وضعیت سازه را نیز معلوم می‌کنند. در این مقاله یک سازه فولادی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (نشریه شماره ۳۶۰) مورد بررسی قرار گرفت و با استفاده از دو شاخص خرابی قبارا و کراوینکلر و زهره‌ای که به ترتیب بر اساس سختی و تغییرشکل تجمعی است، میزان خرابی سازه و وضعیت آن ارزیابی شدند، سپس با استفاده از مهاربندهای همگر، واگرا و دیوار برشی بتنی، سازه بهسازی گردید و دوباره وضعیت و شاخص خرابی برای مشخص کردن تأثیر روش‌های بهسازی بر عملکرد سازه، تعیین شد. نتایج نشان می‌دهند که مهاربندهای واگرا، عملکرد لرزه‌ای بهتری داشته‌اند.

کلمات کلیدی

قاب خمشی فولادی، مهاربندهای فولادی، دیواربرشی، بهسازی لرزه‌ای، شاخص آسیب‌پذیری

Evaluation of Damage Index of Steel Moment Resistance frames Before and After Seismic Rehabilitation by Steel Braces and Shear Wall

M. Naderi, A. Rezaeian, M. Tanoorsaz

ABSTRACT

For investigating of structure, performance according to Instruction of seismic rehabilitation is suggested using of linear and nonlinear static and dynamic analysis. Moreover, for accurate evaluation of structure and to specify damage quantity, using of damage indexes that practiced them in some recent decades can be suitable approach. Advance of application of damage indexes is this that in addition to damage quantity specifies state of structure. In this paper, A steel structure investigated according to Instruction of seismic rehabilitation of existing buildings (publication No.360) and with using of two damage indexes of «Ghobara» and «Krawinkler and Zohrei» that are respectively based on stiffness and cumulative deformation were determined, the damage and state of structure then with using of concentric and eccentric braces and shear wall, the structure was rehabilitated and for specifying effect of approach rehabilitation on structure performance determined state and damage index again. Results shown that the eccentric braces had better seismic performance.

Keywords

Steel Moment Frame, Steel Braces, Shear Wall, Seismic Rehabilitation, Damage Index

۱. دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی قزوین، Naderi-m@ikiu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج، Alireza.rezaeian@kiau.ac.ir

۳. کارشناس ارشد سازه، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی قزوین، maryamtanoorsaz@yahoo.com

۱. مقدمه

توجه به هدف بهسازی انتخاب شده، مقایسه‌ای نیز از نظر میزان تأثیر آنها بر بهبود عملکرد لرزمای و کارایی آنها بر اساس شاخص خرابی به عمل آمده است.

۳. بررسی شاخص‌های خرابی

شاخص‌های خرابی به دو گروه عمده براساس بازتاب و مقاومت طبقه‌بندی می‌شوند. شاخص‌های خرابی براساس مقاومت، به مشخصات المان‌های سازه‌ای نظیر مساحت تیر، ستون و دیوار و خواص عمومی مصالح بستگی دارند. این شاخص‌ها اولین بار توسط Shiga et al. [۲] در سال ۱۹۶۸ و بعدها توسط Y. Yang and L. Yang [۳] به کار گرفته شدند. اما شاخص‌های خرابی بر اساس بازتاب، نیاز به تحلیل داشته و از دقت بالاتری برخوردارند. این شاخص‌ها به پارامترهای زیادی مانند تغییرشکل پلاستیک، انرژی هیسترزیس، سختی، تعداد چرخه‌های با دامنه پلاستیک معین و... بستگی دارند [۴]. از جمله این شاخص‌ها می‌تواند به شاخص Ang Park [& Zohrei [۵] که یک شاخص تجمعی است و اثر انرژی و تغییرشکل را تواند در نظر می‌گیرد، شاخص تغییرشکل Krawinkler & Zohrei [۶] که بر اساس تغییرشکل تجمعی است، شاخص Ghobara [۷] که اثرات سختی سازه را قبل و بعد از اعمال زلزله در نظر می‌گیرد، اشاره گردد. اما تعداد زیادی از شاخص‌های ارائه شده جزء ساخته شده اند. این شاخص‌ها با استفاده از شاخص‌های دیگری که به شاخص‌های کلی موسومند، برای کل سازه تعديل گردند تا خرابی کلی سازه مشخص شود. از جمله این موارد می‌تواند به شاخص Bracci et.al [۸] و شاخص Park and Ang [۹] که در آن‌ها شاخص‌های موضعی با استفاده از انرژی جذب شده نرمالیزه می‌شوند، اشاره گردد.

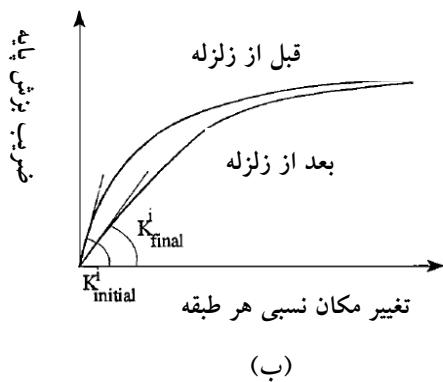
عملکرد لرزمای یک ساختمان در طول زلزله بستگی به پارامترهای متعددی مانند پیکربندی سازه، مصالح و سیستم سازه‌ای و ... دارد، بنابراین پیش بینی عملکرد لرزمای برای ساختمان یا طراحی و ارزیابی باید صریحاً تمام این پارامترها را دربرگیرد [۱].

پیشگویی عملکرد ساختمان در هنگام وقوع زلزله به علت تعداد زیاد پارامترهای تأثیرگذار بر عملکرد سازه و عدم دقت در مدل سازی دقیق رفتار سازه، پیچیده می‌باشد. اما تعیین عملکرد سازه با استفاده از روش‌های متفاوت تحلیلی که در آینه‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های ارزیابی لرزمای به آن‌ها اشاره شده است، امکان‌پذیر است. علاوه بر کنترل عملکرد سازه، تشخیص مقدار خرابی در اثر زمین‌لرزه می‌تواند در تصمیم سازی در ارتباط با آن سازه تأثیرگذار باشد. بدینصورت که می‌تواند که در انتخاب گزینه‌های مورد قبول دستورالعمل‌های بهسازی به عنوان نقش اساسی داشته باشد.

۲. هدف

هدف اصلی این مقاله ارزیابی لرزمای قاب‌های خمشی فولادی قبل و بعد از بهسازی لرزمای و بررسی تأثیر بهسازی بر عملکرد لرزمای این سازه‌ها بر اساس شاخص‌های خرابی می‌باشد. برای این منظور یک سازه طراحی شده بر اساس اولین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان انتخاب گردید. از آنجاییکه سازه موردنظر جوابگوی مفاد آینه‌ای لرزمای جدید نمی‌باشد، و نمی‌تواند معیارهای پذیرش نشریه ۳۶۰ را تامین نماید با استفاده از سه روش بهسازی، شامل مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش، مهاربندهای واگرا با پیوند افقی و دیواربرشی بتی، بهسازی شده است. در این مقاله ضمن بررسی روش‌های بهسازی ذکر شده برای دست‌یابی به شرایط پذیرش نشریه ۳۶۰ با





شکل (۱): تغییر سختی بعد از آنالیزهای پوش آور قبل و بعد از زلزله؛ (الف)- کل سازه؛ (ب)- یک طبقه [۷]

در این رابطه، $K^i_{initial}$ و K^i_{final} به ترتیب شیب‌های اولیه منحنی ضریب برش پایه- تغییر مکان نسبی هر طبقه بدست آمده از تحلیل پوش آور قاب قبل و بعد از اعمال زلزله می‌باشند. مقدار این شاخص بسته به مقدار خرابی بین ۰ و ۱ است. ضمناً این شاخص به توزیع بار اعمالی در تحلیل پوش آور حساس نیست و اثر پیچش و بی-نظمی نیز بوسیله تحلیل پوش آور سه بعدی لحاظ می‌شود. همچنین این شاخص اثرات افت سختی و مقاومت واقعی هر طبقه و کل ساختمان را ارائه می‌کند و از آنجائیکه این شاخص قادر است مقدار خرابی کل سازه را بدون نیاز به استفاده از روش‌های میانگین‌گیری وزنی بیان کند، درصد خطای آن کم است [۱۰]. از جمله محدودیت‌های این شاخص این است که محاسبه این شاخص نیاز به تحلیل‌های بیشتری نسبت به سایر شاخص‌ها دارد و بعلاوه کارآیی و واقعیت این شاخص با محدودیت‌های تکنیک تحلیل پوش آور متأثر می‌شود [۷].

طبق طبقه‌بندی قبارا، حالت‌های خرابی بر اساس شاخص محاسبه شده، طبق جدول (۱) می‌باشند.

در این مقاله دو شاخص قبارا و کراوینکلر و زهره‌ای مورد بررسی قرار گرفته است که در ادامه به تفصیل به آن‌ها پرداخته شده است.

۱.۳. شاخص قبارا (Ghobara)

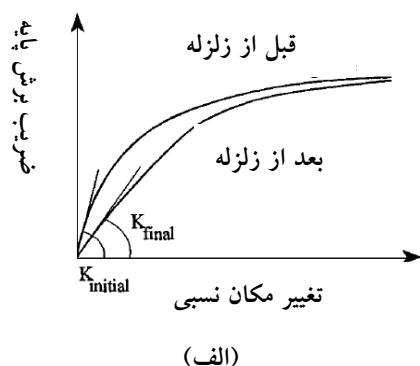
این شاخص بر اساس پارامتر سختی تنظیم و با انجام دو تحلیل پوش آور محاسبه می‌شود. آنالیز پوش آور اول قبل از اعمال زلزله و آنالیز دوم بعد از اعمال زلزله به سازه انجام می‌شود. قبل از انجام دومین تحلیل پوش آور سازه به حالت استاتیکی بدون بار برگردانده می‌شود. این شاخص براساس سختی سازه قبل و بعد از اعمال زلزله با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می‌گردد [۷].

$$(DI)_k = 1 - (K_{final} / K_{initial}) \quad (1)$$

در این رابطه، $K_{initial}$ شیب اولیه منحنی ظرفیت بدست آمده از تحلیل پوش آور قاب قبل از اعمال زلزله و K_{final} شیب اولیه همان منحنی، بعد از اعمال زلزله می‌باشد. شاخص هر طبقه نیز از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$(DI)^i_k = 1 - (K^i_{final} / K^i_{initial}) \quad (2)$$

نمودار تغییر سختی در کل سازه و در هر طبقه در شکل (۱) دیده می‌شود.



- برای لحاظ کردن اثر تجمعی زلزله از رابطه Miner [۱۳] استفاده شده است که در آن خرابی‌های عضو مطابق رابطه (۵) بصورت خطی با یکدیگر جمع می‌شوند.

$$D = \sum_{i=1}^n (1/N_{fi}) \quad (5)$$

- از تغییر شکل‌های کوچک صرف نظر شده است، زیرا وارد شدن تغییرشکل‌های کوچک از طریق تئوری خستگی پرچرخه ممکن است با توجه به چرخه‌های نسبتاً کم زلزله تأثیر ناچیزی داشته باشند. در این شاخص دو حالت کمانش و انتشار ترک در عضوهای سازه‌های فولادی بررسی شده است که برای این منظور تعداد زیادی آزمایش بر روی دو گروه اصلی که در هر گروه ۱۰ نمونه وجود داشت، صورت گرفت. این نمونه‌ها تحت بارگذاری یکنواخت و بارگذاری چرخه‌ای با خیز ثابت و بارگذاری چرخه‌ای با خیز متغیر قرار گرفتند.

دسته اول نمونه‌ها به منظور مطالعه افت در پروفیل‌های I شکل بدون اثر کمانش موضعی بررسی گردیده‌اند و دسته دوم نمونه‌ها تنها به منظور مطالعه تأثیر کمانش موضعی در افت پروفیل‌های I شکل است.

همانطور که مشخص است رابطه اصلی شاخص کراوینکلر و زهرهای بصورت رابطه (۶) می‌باشد و تأثیر نوع افت اعم از مقاومت، سختی و یا انرژی و همچنین مد خرابی تنها در ضربه‌های رابطه نشان داده شده است.

$$\Delta d = A(\Delta \delta_p)^a \quad (6)$$

در این رابطه A پارامترهایی هستند که بستگی به خواص سازه‌ای دارند. این شاخص افت را با دقت خوبی تا ۱۰ درصد مشخص می‌کند، اما در افتهای بیشتر، میزان خطا بسیار زیاد می‌شود [۶].

جدول (۱): وضعیت خرابی براساس شاخص قبارا [۷]

مقدار شاخص	حالت خرابی
۰.۰-۰.۱۵	جزئی
۰.۱۵-۰.۳	متوسط
۰.۳-۰.۸	شدید
>۰.۸	فروریختن

۲.۳. شاخص کراوینکلر و زهرهای (Krawinkler and Zohrei)

این شاخص بیشترین میزان استفاده را در سازه‌های فولادی دارد [۶]، زیرا تمام آزمایش‌های انجام شده برای کالیبره کردن رابطه آن بر روی پروفیل‌های فولادی I شکل بوده است. براساس این شاخص برای ارزیابی سازه‌ها تحت اثر زلزله، لازم است تا میزان خرابی سازه تحت اثر افت مقاومت، سختی و انرژی محاسبه گردد. برای این منظور در این شاخص از مفهوم خستگی کم چرخه استفاده شده است که بطور ساده احتمال تخریب عضو را بصورت رابطه (۳) بیان می‌کند.

$$P_f = \{D > \gamma\} = P\{C \sum_{i=1}^n (\Delta \delta_{pi})^c > \gamma\} \quad (3)$$

در این رابطه γ مقدار حدی قابل پذیرش خرابی، n تعداد سیکل‌های خرابی و C پارامترهای خرابی سازه‌ای و $\Delta \delta_{pi}$ تغییر شکل پلاستیک در i امین سیکل خرابی می‌باشد. در محاسبه این شاخص فرض‌های زیر صورت گرفته است:

- رابطه بین تعداد چرخه‌های تا مرحله خرابی یک عضو با یک دامنه نوسان پلاستیک معین براساس تحقیقات Monson Coffin [۱۱ و ۱۲] طبق رابطه (۴) محاسبه می‌گردد.

$$N_f = C^{-1}(\Delta \delta_p)^a \quad (4)$$



۵. روش‌های تحلیل و مدلسازی

در نشریه ۳۶۰، برای ارزیابی عملکرد سازه (تعیین نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها در اجزای سازه در سطح خطر انتخابی) با توجه به خصوصیات سازه، استفاده از روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی توصیه شده است. در این تحقیق، سازه انتخابی با روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، که در ادامه به اختصار به آنها پرداخته شده، ارزیابی شده است.

۱.۵. تحلیل استاتیکی غیرخطی (Push over)

تحلیل پوش‌آور معمولاً با اعمال دو نوع توزیع نیرو و جابجایی در سازه انجام می‌شود. در روش توزیع نیرو، سازه تحت یک سری نیروهای جانبی کشیده می‌شود. با افزایش جابجایی جانبی، نیروهای موجود در اعضای سازه نیز افزایش می‌یابند تا حدی که در بعضی از نقاط سازه نیروهای موجود از مقدار نیروهای حد تسليم فراتر می‌روند و مفاصل پلاستیک در سازه ایجاد می‌شوند. اما در روش توزیع جابجایی، سازه در معرض یک توزیع جابجایی قرار می‌گیرد و نیروهای جانبی که در نتیجه این تغییرشکل اعمالی بوجود می‌آیند، محاسبه می‌شوند. اما از آنجاییکه نحوه توزیع جابجایی کاملاً مشخص نیست، این روش کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۲.۵. تحلیل دینامیکی غیرخطی

تحلیل دینامیکی غیرخطی، بازتاب سازه را دقیق‌تر از تحلیل استاتیکی غیرخطی بیان می‌کند. در این روش پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه محاسبه می‌شود و فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی در طول تحلیل که به صورت گام به گام انجام می‌شود، می‌توانند تغییر کنند. اما این ماتریس‌ها در طول هر گام زمانی ثابت است و

برای تبدیل شاخص موضعی کراوینکلر و زهره‌ای به شاخص خرابی کلی طبقه و سازه از شاخص کلی پارک و آنگ که در آن میزان اهمیت هر عضو همان میزان انرژی جذب شده توسط عضو است، استفاده شده است [۹]. به این ترتیب رابطه‌های (۷) و (۸) ارائه شده‌اند.

$$(DI)_{storey} = \sum(D_i E_i) / \sum E_i \quad (7)$$

$$(DI)_{structure} = \sum(D_{storey} E_{storey}) / \sum E_{storey} \quad (8)$$

که در این رابطه‌ها، E_i انرژی هیسترزیس المان و D_i مقدار خرابی المان محاسبه شده از رابطه (۶) است.

۴. سطوح عملکرد و ارتباط آن‌ها با شاخص‌های خرابی

سطح عملکرد یک سازه با محاسبه دو متغیر خرابی تغییر مکان نسبی و تغییرشکل‌های پلاستیک ارزیابی می‌شود که در طبقه‌بندی ارائه شده در جدول (۱) فقط اثرات تغییرشکل‌های پلاستیک در نظر گرفته شده است. برای مقایسه کردن سطوح عملکرد با شاخص‌های خرابی، هر سطح عملکرد بطور تجربی با یک مقدار عددی بین صفر و یک، مشخص می‌شود که این مقادیر در جدول (۲) آمده است [۱۴].

جدول (۲): ارتباط سطوح عملکرد با شاخص‌های خرابی [۱۴]

سطح عملکرد	A-B	IO	DC	LS	LSR	CP	C
شاخص خرابی	۰.۰	۰.۱۷	۰.۳۳	۰.۵	۰.۶۷	۰.۸۳	۱.۰۰

در این جدول A-B محدوده خطی، IO قابلیت استفاده بی‌وقفه، DC خرابی محدود، LS اینمی جانی، LSR اینمی جانی محدود، CP آستانه فروریزش و C فروپاشی را نشان می‌دهد.



بصورت کلی دو روش برای رسیدن به ظرفیت لرزه‌ای مورد نیاز سازه وجود دارد. اولین روش، مقاوم‌سازی کل سازه می‌باشد. این روش، تغییر یا بهبود سیستم مقاوم جانبی مانند اضافه کردن دیوارهای سازه‌ای، مهاربندهای فولادی و یا جدالکننده‌های لرزه‌ای مدد نظر می‌باشند. دومین روش، مقاوم‌سازی در سطح عضو است. در این شیوه، شکل‌پذیری یا مقاومت عضوها با روش‌های مناسب افزایش داده می‌شود تا معیارهای مشخص شده، تأمین شود. مقاوم‌سازی در سطح عضو، شامل روش‌هایی نظیر اضافه کردن بتن، فولاد یا پلیمرهای مسلح شده با الیاف به اجزای سازه‌ای می‌باشد [۱۷ و ۱۸].

در این مقاله سه روش بهسازی کلی، شامل مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش، مهاربندهای واگرا و دیوارهای برشی بتی استفاده شده است. در ادامه به اختصار نحوه مدلسازی هر کدام عضو مهاری مقاوم در برابر کمانش (BRB)^۲ از روش‌های بهسازی به کار گرفته شده توضیح داده شده است.

۱.۷. مهاربند مقاوم در برابر کمانش

در این نرم افزار، برای مدل سازی عضو مهاری مقاوم در برابر کمانش (BRB)، یک المان با همین نام پیش‌بینی شده است. المان BRB از سه قسمت، بخش تسلیم شونده، بخش الاستیک و ناحیه صلب انتهایی تشکیل شده است. رفتار بخش تسلیم شونده به صورت دو خطی و بدون افت مقاومت می‌باشد. بخش الاستیک و ناحیه صلب توسط Elastic Bar مدل می‌شود. سطح مقطع ناحیه صلب انتهایی چند برابر بخش الاستیک معرفی می‌گردد. این ناحیه‌ها برای لحاظ صفحه اتصال و درنظر گرفته می‌شوند.

فرض می‌شود که در المان BRB فقط نیروی محوری وجود دارد و سختی خمشی و پیچشی آن برابر صفر است [۱۵].

2 - Buckling Resistant Braced Frame

پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود.

در این مطالعه برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از میرایی رایلی با میرایی ویسکوز ۰.۵٪ و در گام‌های زمانی ۰.۰۲ ثانیه استفاده شده است [۱۵]. زلزله‌های مورد بررسی نیز زلزله‌های سن فرناندو (San Fernando)، الستترو (El Centro)، منجیل، نورث‌ریچ (Northridge) و طبس می‌باشند [۱۶].

برای تحلیل سازه از نرم‌افزار PERFORM-3D [۱۵] استفاده شده است. این نرم‌افزار با هدف تعیین عملکرد سازه‌ها براساس ضوابط و دستورالعمل‌های ATC-40 و FEMA-356 ایجاد شده است.

۶. مدلسازی المان‌های سازه‌ای در قاب خمشی

۶.۱. تیرها

برای مدل سازی رفتار غیرخطی تیرها از مدل مفصل پلاستیک با طول صفر^۱ استفاده شده است که در آن رفتار غیرالاستیک بوسیله قرارگیری مفصل در محل‌های مشخصی از تیر که قابلیت تشکیل مفصل در آنجا محتمل است، محدود می‌گردد.

۶.۲. ستون‌ها

برای مدل سازی ستون‌ها، از المان FEMA Column استفاده شده است. این المان منطبق بر محدودیت‌ها و شرایط بیان شده در FEMA-356 (که تطابق مناسبی با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای دارد) است. در این نوع المان، نیازی به معرفی مفاصل پلاستیک نیست و نرم‌افزار به صورت خودکار رفتار غیرخطی را در ستون گسترش می‌دهد.

۷. روش‌های بهسازی استفاده شده

۱ Zero length Plastic Hing

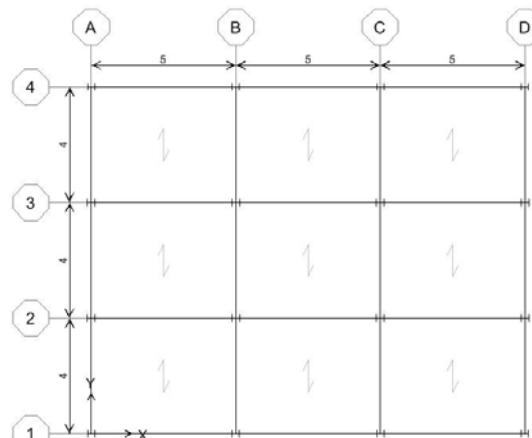


دیوار و h_e برابر ارتفاع مؤثر مقطع است که به صورت ارتفاع دیوار طرهای تعریف می‌شود که دارای یک بار مت مرکز در بالای خود می‌باشد و خمس و برش برابری در مفصل خمیری یا دیوار واقعی دارد.

FEMA-356 و ATC-40 نیز برای سادگی طول دیوار را به صورت حداقل هر یک از دو مقدار نصف عمق مقطع دیوار و نصف ارتفاع دیوار تعریف می‌کنند. همچنین این طول نباید از ارتفاع طبقه تجاوز کند [۱۵].

۸. مطالعه انجام شده

مطالعه انجام شده بر روی یک ساختمان با قاب خمی می‌باشد. برای طراحی، بار مرده تمام طبقه‌ها 700 kg/m^2 و بار زنده طبقه‌ها و با m به ترتیب 300 kg/m^2 و 150 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. بار دیوارهای پیرامونی در طبقه‌ها معادل 700 kg/m و در بام 400 kg/m می‌باشد که بر تیرهای پیرامونی وارد می‌شود. مقاطع تیرها و ستون‌ها در قاب‌های A، B، C و D می‌باشند، بنابراین از هر کدام از قاب‌ها، مقاطع یکسان می‌باشند، بنابراین از هر کدام از قاب‌ها، مقاطع یکی معرفی می‌گردد. این مقاطع طبق جدول‌های (۳) و (۴) می‌باشند.



شکل (۲): پلان مورد بررسی

۲.۷. مهاربند واگرا

برای مدلسازی پیوند، طبق ضابطه‌های نشریه ۳۶۰، از دو مفصل خمی می‌باشد که در دو انتهای آن قرار می‌گیرند، استفاده شده است. عضوهای مهاری نیز به صورت الاستیک و با استفاده از المان تیر مدلسازی شدنند.

۳.۷. دیوار برشی بتني

برای المان دیوار برشی، خصوصیات برشی و خمی جداگانه به دیوار اختصاص داده می‌شوند که هر کدام از این موارد می‌توانند، خطی یا غیرخطی باشند. همچنین مصالح بتني و فولادی و رفتار آن‌ها جداگانه باید برای برنامه تعریف گردد. در صورتی که مقطع به صورت غیرخطی در نظر گرفته شود، اثرات ترک‌خوردگی در دیوار و تغییر محل تار خنثی بواسطه آن در رفتار دیوار منظور می‌گردد.

خصوصیات این المان به این ترتیب است که هر المان دارای ۴ گره و ۲۴ درجه آزادی می‌باشد. رفتار داخل صفحه طولی، برای این المان، مهمترین رفتار است. در این راستا، اصولاً المان یک تیر عمیق است که می‌تواند در خمی و یا برش غیرخطی باشد. سایر رفتارهای داخل صفحه و خارج از صفحه رفتارهای ثانویه و بصورت الاستیک فرض می‌گردند. کرنش محوری، کرنش برشی و انحناء در طول المان ثابت فرض می‌گردد.

نکته دیگری که در مورد دیوار برشی وجود دارد، طول مفصل پلاستیک در انتهای دیوار می‌باشد. کرنش محاسبه شده در المان به این طول حساس می‌باشد. بنابراین انتخاب مناسب طول مفصل خمیری دیوار در آنالیز غیرخطی اهمیت دارد.

Priestly و Paulay [۱۹] پیشنهاد می‌کنند که طول مفصل خمیری طبق رابطه (۹) برای دیوار بتني محاسبه گردد:

$$L_p = 0.2D_W + 0.044h_e \quad (9)$$

در این رابطه L_p طول مفصل خمیری، D_W عمق مقطع

در این رابطه F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i , W_i وزن طبقه i و V نیروی برش پایه است.

از آنجاییکه هدف بهسازی ویژه برای این سازه در نظر گرفته شده، بنابراین انتظار می‌رود که این سازه نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری را نشان دهد. برای این منظور تأمین اینمی جانی در سطح خطر ۲ در نظر گرفته شده است.

تحلیل پوش آور در دو راستای متعامد x و y انجام می‌شود. مقادیر تغییرمکان‌های هدف بر حسب سانتی‌متر در دو راستا طبق جدول (۶) می‌باشد، که برای محاسبه آن از رابطه (۱۱) استفاده شده است.

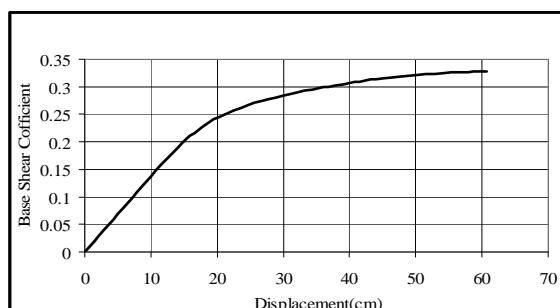
$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a (T_e^2 / 4\pi^2) g \quad (11)$$

به صورت کلی، در این رابطه C_0, C_1, C_2, C_3 و S_a ضرایبی هستند که توسط جدول‌های دستورالعمل بهسازی و یا از نرم‌افزار بدست آورده می‌شوند. T_e ، زمان تناوب اصلی مؤثر و S_a شتاب طیفی است. در این تحقیق تمامی پارامترها با استفاده از دستورالعمل بهسازی بدست آمده‌اند. مقادیر این پارامترها برای سازه اولیه در جدول (۶) آمده است.

جدول (۶): ضرایب و مقدار تغییرمکان هدف در دو راستا

ضرایب	C_0	C_1	C_2	C_3	S_a	T_e	δ_t
x	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۰.۶۳	۱.۵۰	۴۶.۵
y	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۰.۰۵۸	۱.۶۸	۵۳.۸

منحنی پوش آور سازه در دو راستا به صورت شکل‌های (۳) و (۴) است.



شکل (۳): منحنی پوش آور سازه در راستای x

جدول (۳): مقاطع تیرها

طبقه	1A-1B 1B-1C 1C-1D	2A-2B 2B-2C 2C-2D	A1-A2 A2-A3 A3-A4	B1-B2 B2-B3 B3-B4
۱	IPE330	IPE360	IPE360	IPE270
۲	IPE330	IPE360	IPE360	IPE270
۳	IPE330	IPE360	IPE360	IPE270
۴	IPE300	IPE360	IPE360	IPE270
۵	IPE300	IPE360	IPE360	IPE240
۶	IPE300	IPE360	IPE360	IPE240
۷	IPE300	IPE300	IPE300	IPE200
۸	IPE300	IPE300	IPE270	IPE180
۹	IPE270	IPE300	IPE240	IPE160

جدول (۴): مقاطع ستون‌ها

طبقه	A1,B1,C1,D1	A2,B2,C2,D2
۱	HE700	HE800
۲	HE300	HE800
۳	HE280	HE700
۴	HE280	HE600
۵	HE240	HE300
۶	HE240	HE300
۷	HE240	HE300
۸	HE200	HE240
۹	HE200	HE240

برای ارزیابی خرابی از پنج شتابنگاشت طبق جدول (۵)

استفاده شده است.

جدول (۵): شتابنگاشت‌های استفاده شده

شتاب نگاشت	San Fernando	El Centro	Manjil	Northridge	Tabas
PGA	۰.۱۴۴۵	۰.۳۴۹	۰.۵۱۴۶	۰.۷۴۹۱	۰.۹۳۲۷

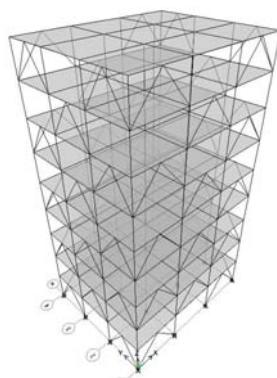
برای ارزیابی عملکرد سازه از توزیع یکنواخت بار استفاده شده است. در توزیع یکنواخت، بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه طبق رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$F_i = (W_i / \sum_{j=1}^n W_j) V \quad (10)$$

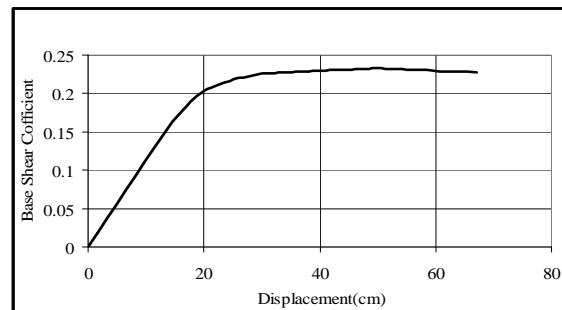


۱.۸. بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کمانش

برای بهسازی با مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش از پیکربندی شورون V-معکوس استفاده شده که برای طراحی آنها، آین نامه AISC-2005 [۲۰] بکارگرفته شده است. عضوهای مهاری از نوع Unbonded BraceTM محصول شرکت Nippon Steel ژاپن انتخاب شده و فولادی که در هسته این مهاربندها بکار رفته از نوع JIS G3136 SN400B مطابق با استاندارد ژاپن بوده و دارای حد تسلیم 2672 kg/cm^2 می‌باشند. در طراحی سازه مورد تحقیق، فرض شده است که نتایج آزمایش، تنش تسلیم فولاد هسته (F_{ysc}) را 2911 kg/cm^2 نشان داده است. بر اساس طراحی انجام شده، سطح مقطع مهاربند در قاب های او، در پنج طبقه اول ۵۰ و در چهار طبقه آخر ۳۰ سانتی‌مترمربع و در قاب‌های A,D، در پنج طبقه اول ۷۰ و در چهار طبقه آخر ۳۰ سانتی‌مترمربع در نظر گرفته شده است و سطح مقطع قسمت الاستیک سه برابر قسمت تسلیم شونده در نظر گرفته شده، طول قسمت جاری-شونده نیز نصف طول کلی مهاربند است. تصویر این نوع بهسازی در شکل (۷) نشان داده شده است. همچنین منحنی پوش آور سازه بعد از بهسازی با مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش طبق شکل‌های (۸) و (۹) می‌باشد. در این حالت مقادیر تغییر مکان هدف در دو راستای x و y، طبق جدول (۷) می‌باشد.

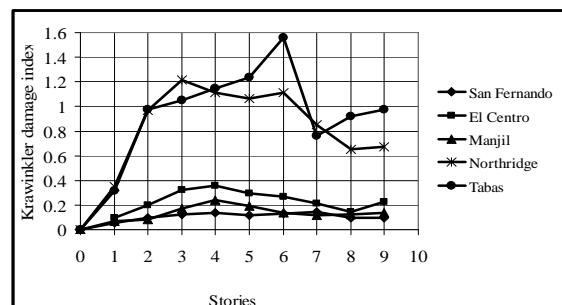


شکل (۷): نحوه بهسازی سازه با مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش

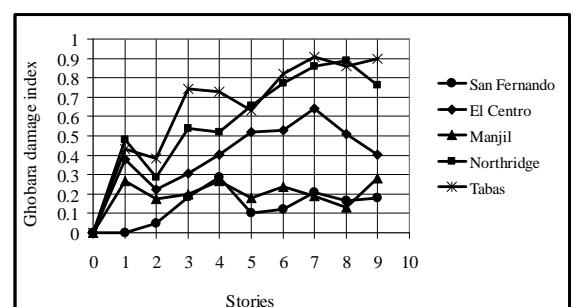


شکل (۴): منحنی پوش آور سازه در راستای y

مقدار خرابی با استفاده از شاخص‌های خرابی قبارا و کراوینکلر طبق شکل‌های (۵) و (۶) می‌باشد.



شکل (۵): مقدار خرابی طبقه‌ها بر اساس شاخص کراوینکلر و زهره‌ای



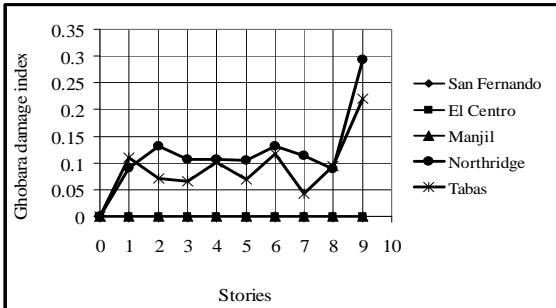
شکل (۶): مقدار خرابی طبقه‌ها بر اساس شاخص قبارا

منحنی‌های پوش آور بیانگر این مطلب هستند که تعدادی از تیرها و ستون‌های سازه پاسخگوی سطح عملکرد مورد نظر نیستند و این مطلب با مقادیر خرابی که از طریق شاخص‌های خرابی محاسبه شده، کاملاً هماهنگ است.

جدول (۷): ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو

راستا

ضرایب	C_0	C_1	C_2	C_3	S_a	T_e	δ_t
x	1.2	1	1.1	1	1.21	0.56	12.64
y	1.2	1	1.1	1	1.17	0.59	13.36



شکل (۱۱): مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص قبارا بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کمانش

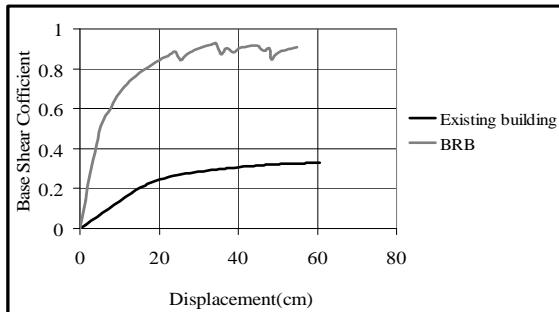
در شکل‌های (۷) و (۸) تأثیر مثبت بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کمانش در سازه با تحلیل پوش آور دیده می‌شود. همچنین کاهش مقادیر خرابی بعد از این نوع بهسازی نیز نشان دهنده بهبود وضعیت سازه است.

۲.۸. بهسازی با مهاربند واگرا

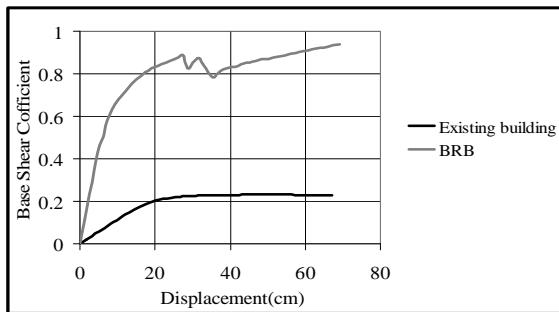
روش دوم بهسازی اتخاذ شده در این تحقیق ، مهاربند واگرا می‌باشد. در این نوع مهاربند طول پیوند افقی در راستای قاب‌های ۱۱ cm، ۷۵ cm و در راستای قاب‌های ۴۰ cm، A,D قاب‌های ۱۰ از مقطع قوطی شکل HSS8×8×0.500 و HSS6×6×0.500 در طبقه‌های ۶ و ۵ از HSS6×6×0.500 و در دو طبقه آخر در طبقه‌های ۱۰ و ۹ از HSS5×5×0.500 استفاده شده، همچنین در قاب‌های A,D در دو طبقه اول ۱۰×0.500، در طبقه‌های سوم و چهارم HSS8×8×0.500، در طبقه‌های پنجم و ششم HSS6×6×0.500، و در سه طبقه آخر HSS5×5×0.500 به کاربرده شده است. در شکل (۱۲)

نحوه قرارگیری مهاربندها دیده می‌شود.

منحنی‌های پوش آور در دو راستا در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) دیده می‌شود. تغییر مکان‌های هدف در دو راستای x و y در جدول (۸) آورده شده است.

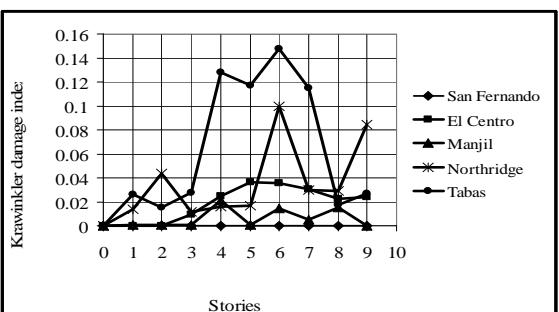


شکل (۸): منحنی‌های پوش آور سازه در راستای x قبل و بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کمانش



شکل (۹): منحنی‌های پوش آور سازه در راستای y قبل و بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کمانش

مقدار خرابی طبقه‌ها بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کمانش طبق شکل‌های (۱۰) و (۱۱) می‌باشد.



شکل (۱۰): مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص کراوینکلر بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کمانش

مقدار خرابی با استفاده از دو شاخص مورد بررسی در این تحقیق برای طبقه‌ها طبق شکل‌های (۱۵) و (۱۶) می‌باشد.



شکل (۱۵): مقدار خرابی با استفاده از شاخص کراوینکلر و زهره‌ای بعد از بهسازی با مهاربند و اگرا

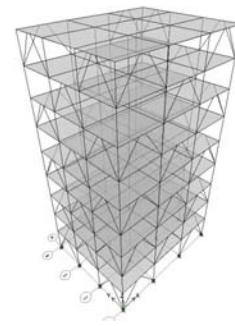


شکل (۱۶): مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص قبارا بعد از بهسازی با مهاربند و اگرا

چنانچه از منحنی‌های پوش آور مشاهده می‌شود بعد از بهسازی با مهاربند و اگرا، عملکرد سازه بهبود یافته و مقادیر خرابی نیز کاهش یافته است.

۳.۸: بهسازی با دیوار برشی پتنی

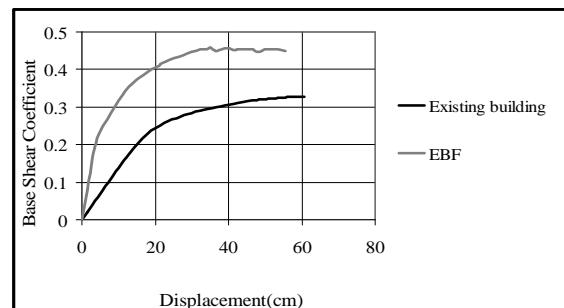
آخرین روش بهسازی استفاده شده در این مقاله دیوار برشی پتنی می‌باشد. برای دیوار برشی از میلگردهای به قطر ۲۰ میلیمتر و در فاصله‌های ۲۰ سانتیمتر استفاده شده و ضخامت دیوار نیز ۲۵ سانتیمتر است. در این روش، بهسازی سازه طبق شکل (۱۷) صورت گرفته است. منحنی پوش آور سازه بعد از بهسازی با دیوار برشی طبق شکل‌های (۱۸) و (۱۹) می‌باشد. در این حالت مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا طبق جدول (۹) می‌باشد.



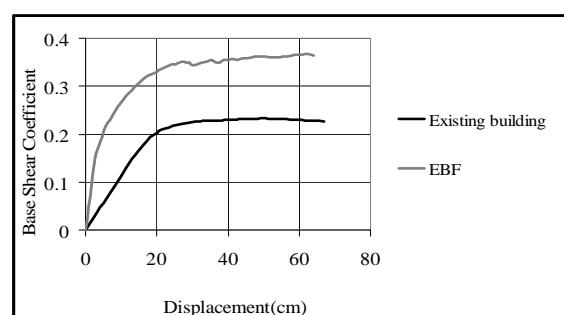
شکل (۱۲): نحوه بهسازی سازه با مهاربند و اگرا

جدول (۸): ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا

ضرایب	C_0	C_1	C_2	C_3	S_a	T_e	δ_t
x	1.2	1	1.1	1	1	0.751	18.5
y	1.2	1	1.1	1	1.02	0.7304	17.84

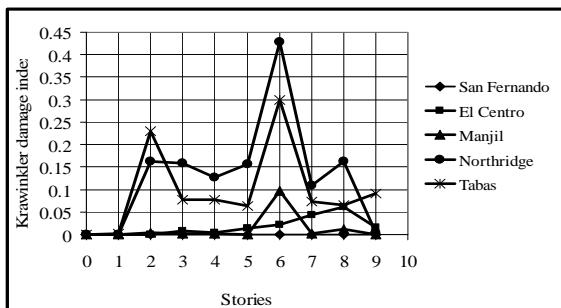


شکل (۱۳): منحنی‌های پوش آور در راستای x قبل و بعد از بهسازی با مهاربند و اگرا

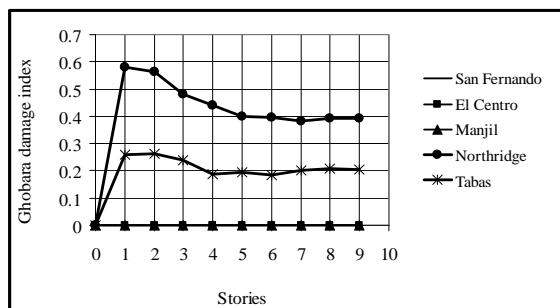


شکل (۱۴): منحنی‌های پوش آور در راستای y قبل و بعد از بهسازی با مهاربند و اگرا

شکل (۲۰)- مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص کراوینکلر و زهره‌ای بعد از بهسازی از دیوار برشی



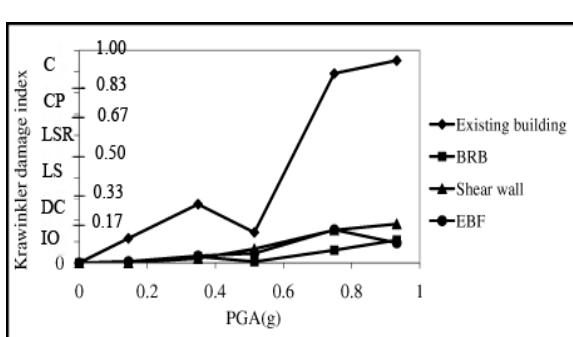
کراوینکلر و زهره‌ای بعد از بهسازی با دیوار برشی



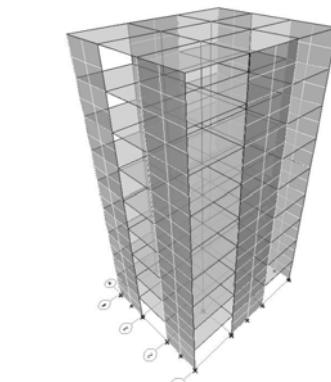
شکل (۲۱): مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص قبارا بعد از بهسازی با دیوار برشی

بعد از بهسازی با دیوار برشی

منحنی‌های پوش آور بعد از بهسازی با دیوار برشی، نشان می‌دهند که عملکرد سازه بهبود قابل ملاحظه‌ای داشته و مقادیر خرابی نیز گواه این مطلب است. مقدار خرابی کلی طبقه‌ها در زلزله‌های مختلف قبل و بعد از بهسازی با مهاربندها و دیوارهای برشی طبق شکل‌های (۲۲) و (۲۳) می‌باشد.



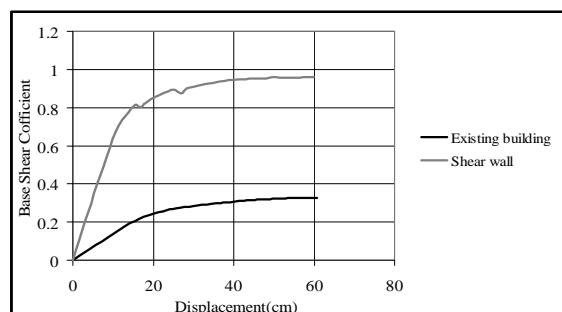
شکل (۲۲): مقدار خرابی کلی طبق شاخص کراوینکلر قبل و بعد از بهسازی در زلزله‌های مختلف



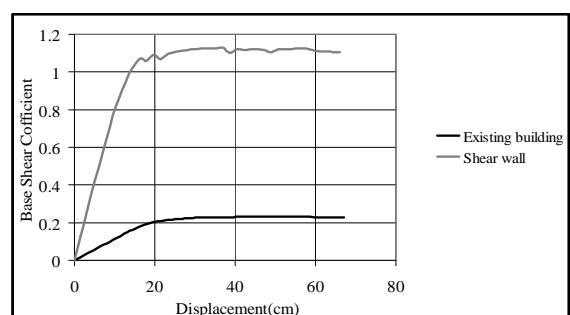
شکل (۱۷): نحوه بهسازی سازه با دیوار برشی

جدول (۹): ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا

ضرایب	C_0	C_1	C_2	C_3	S_a	T_e	δ_t
x	1.2	1	1.1	1	1.12	0.623	14.7
y	1.2	1	1.1	1	0.93	0.005	9.4



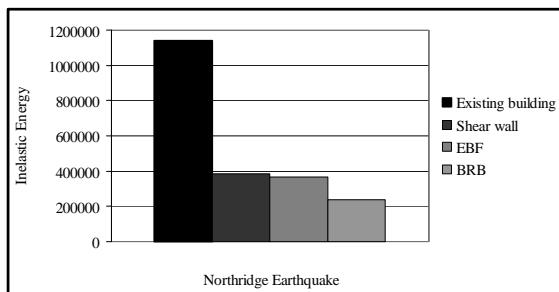
شکل (۱۸): منحنی‌های پوش آور در راستای x قبل و بعد از بهسازی با دیوار برشی



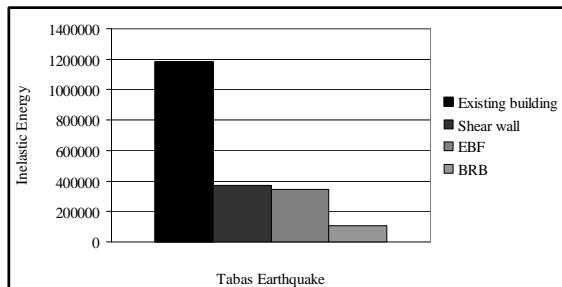
شکل (۱۹): منحنی‌های پوش آور در راستای y قبل و بعد از بهسازی با دیوار برشی

مقدار خرابی با استفاده از دو شاخص خرابی طبق شکل‌های (۲۰) و (۲۱) می‌باشد.



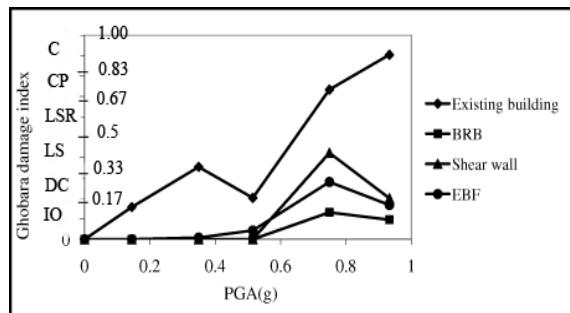


(ت)



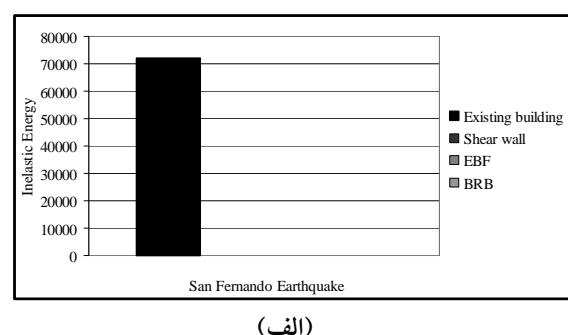
(ث)

شکل (۲۴): مقدار انرژی غیرارتجاعی در روش‌های متفاوت بهسازی؛ (الف) زلزله سن فرناندو، (ب) زلزله السترو، (پ) زلزله منجیل، (ت) زلزله نورث‌ریچ، (ث) طبس



شکل (۲۳): مقدار خرابی کلی طبق شاخص قبارا قبل و

بعد از بهسازی در زلزله‌های مختلف
مقدار انرژی غیرارتجاعی در روش‌های متفاوت بهسازی،
تحت زلزله‌های متفاوت طبق شکل (۲۴) می‌باشد.



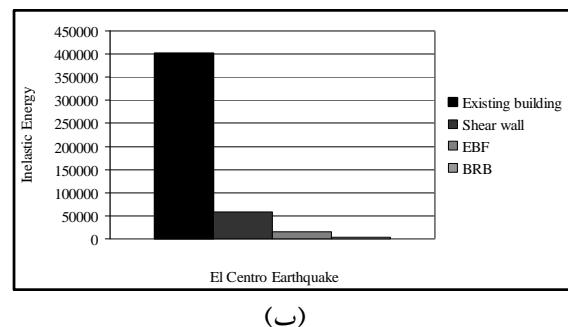
(الف)

۹. نتایج

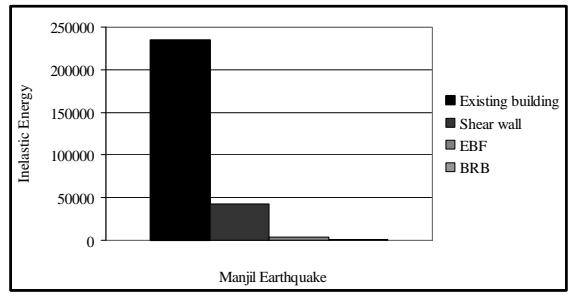
۱- اگر چه استفاده از تحلیل‌های پوشآور و دینامیکی غیرخطی راهکاری مناسب برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها است ولی با این روش‌ها امکان تشخیص مقدار خرابی و وضعیت سازه وجود ندارد، بنابراین استفاده از شاخص‌های خرابی روشی مناسب برای برآورد دقیق سازه‌ها می‌باشد.

۲- در حالت بهسازی با دیوار برشی، سختی سازه از مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش کمتر و از مهاربندی‌های واگرا بیشتر است. این حالت بهسازی با توجه به مقادیر خرابی بدست آمده از سایر روش‌های بهسازی خرابی بیشتری داشته است. در این روش بهسازی با توجه به منحنی‌های پوشآور ظرفیت تحمل بار نسبت به سایر حالت‌ها بیشتر است.

۳- با توجه به شکل‌های (۲۴) مقادیر انرژی غیرارتجاعی بعد از بهسازی بخصوص در حالت استفاده از



(ب)



(پ)

5. Park Y-J, Reinhorn A M, Kunnath S K.IDARC Inelastic Damage Analysis of RC frame-shear wall structures. Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo NY;1987.
6. Krawinkler H., Zohrei M. Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake, Ground Motions. Computers and Structures, 1983. Vol. 16, pp. 531-541.
7. Ghobara, H. Abou-Elfath, H Shrif Biddah, Response-Based Damage Assessment Of Structures, Earthquake Engineering Structure Dynamics, 1999, vol 28, pp. 79-104.
8. Bracci J M, Reinhorn A M, Mander J B, Kunnath S K. Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of RC Structures. Technical Report NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo N Y;1989.
9. Park Y-J, Ang A H-S. Seismic Damage Analysis of RC Buildings. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985. Vol. 111, pp. 740-757.
10. Ghobara A. Seismic Rehabilitation of RC Frames Using Steel Brace Systems, Department of Civil Engineering, McMaster University, Hamilton, L8S 4L7 Canada, 2001.
11. Manson S S, Hirschberg M H. Fatigue Behavior in Strain Cycling in the Low and Intermediate Cycle Range. Fatigue: Fatigue: An Inter Disciplinary Approach; Proceeding of the 10th Sagmore Army Material Research Conference, j.j. Burke, et al., eds., Syracuse University Press, Sagamore, N. Y., 1964, pp. 133-178.
12. Coffin, L.F: A Note on Low Cycle Fatigue Laws, j .Mater., 1971, Vol. 6, pp. 388-402.
13. Miner, M., Cumulative Damage in Fatigue, j. Applied Mechanics, September 1945, Vol. 67, pp. A159-A164.
- 14.K. Arjomandi, H. Estekanchi and A. Vafai, Correlation Between Structural Performance Levels and Damage Indexes in Steel Frames Subjected to Earthquake; Scientia Iranica, 2009, Vol. 16, No. 2, pp. 147-155.

مهرابندهای مقاوم در برابر کمانش کاهش یافته و این نشان می دهد که المان های کمتری بعد از بهسازی وارد محدوده غیرارتجاعی می شوند.

۴- شاخص قبارا بر اساس سختی است و با توجه به مقادیر خرابی در شکل (۲۳) مشاهده می شود که کاهش سختی بعد از اعمال زلزله در مهاربند مقاوم در برابر کمانش نسبت به سایر روش های بهسازی کمتر می باشد. نتایج شاخص کراوینکلر و زهره ای که در شکل (۲۲) نشان داده شده اند، نیز نشان می دهند که مهاربند مقاوم در برابر کمانش عملکرد بهتری داشته است.

۵- شاخص کراوینکلر و زهره ای که بطور خاص برای سازه های فولادی به کار می رود، از آنجایی که جزء شاخص های موضعی است و برای تبدیل آن از شاخص کلی پارک و انگ استفاده شده، منجر به ایجاد خطای مقادیر خرابی می شود، بطوریکه در بعضی از طبقات با اینکه المان ها خرابی بیشتری داشتند ولی خرابی کلی طبقه کمتر از سایر طبقات بدست آمد.

۱۰. مراجع

1. Seung-Yul Yun, M.ASCE; Ronald O. Hamburger, M.ASCE; C.Allin Cornell, M.ASCE and Douglas A.Foutch, M.ASCE, Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames, Journal of Structural Engineering, April 2002, pp.534-545.
2. T.Shiga, A. Shibata and T. Takabashi, Earthquake Damage And Wall Index Of Reinforced Concrete Building, Proc. Tohoku Dirict Symp.,Architectural Institute Of Japan, 1968, pp. 29-32.
3. Y.Yang, L.Yang, Empirical Relationship Between Damage To Multistory Brick Buildings And Strength Of Walls During The Tangshan Earthquake, Proc. 7th World Conf. On Earthquake Engineering, Vol. 6, Istanbul, 1980, pp 501-508.
4. Estekanchi H, Arjomandi K. Comparison of Damage Indexes in Nonlinear Time History Analysis of Steel Moment Frames. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 2007. Vol. 8, No. 6, pp. 629-646.



15. Component And Element For Perform -3D And Perform -Collapse, Version 4, August 2006.
16. <http://Peer.berkeley.edu/nga/search.html>.
17. Ghobara A.and Abou-Elfath Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Using Eccentric Steel Bracing, Engineering Structures, 2001, Vol. 23, pp. 745-755.
18. Jong-Wha Bat, Seismic Retrofit Reinforced Concrete Building Structures, Mid-America Earthquake Center, August 2003.
19. Priestly and Paulay, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Building, Wiley 1992.
20. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Approved by the AISC Committee on specifications, 2005.