



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امیدی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر علی اکبر آقا کوچک
دانشگاه صنعتی اصفهان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجتبی ازهری
دانشگاه ماینز آلمان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حسین باقرنژاد
دانشگاه علم و صنعت ایران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر ابراهیم ثنائی
دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرهاد دانشجو
دانشگاه فنی شیراز	(استاد مهندسی عمران)	دکتر رضا رازانی
دانشگاه تهران	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر مجید صادق آذر
دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انستیتیوی تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
استادبازنشسته دانشگاه امیرکبیر	(استاد مهندسی عمران)	پروفسور آرک مگردیچیان
دانشگاه علم و صنعت	(استاد مهندسی مواد)	دکتر شمس‌الدین میردامادی
دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرزاد نعیم
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی مکانیک)	دکتر سید احمد نور بخش
دانشگاه ساری انگلیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر هشیار نوشین

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

تهران، بزرگراه رسالت، خیابان شهید
کابلی، پلاک ۱۰، واحد ۱۰

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

www.issr.ir

پست الکترونیکی:

info@issr.ir

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید.

سال نهم - شماره‌ی سیزدهم

بهار و تابستان ۱۳۹۲

فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ۲

اثر جداگرهای پایه‌ای الاستومریک بر رفتار مدل‌های سه بعدی سازه‌های فولادی با سیستم مهاربندی هم محور..... ۵
The Effect of the Properties of Seismic Base Isolator Systems of LRB Type on the Seismic Response of Three-Dimensional Steel Structural Models with Concentrically Braced Frame System

غلامرضا عبدالله زاده، هادی ابراهیمی خواه

بررسی تغییرات سختی خمشی اتصالات عرشه سکوه‌های نفتی در آتش سوزی ۱۹
Study of Stiffness Variation of Oil Platform Decks Connections in Fire

مصطفی زین الدینی، سید احمد حسینی، محمد رضا بهاری

بررسی جابه‌جایی نسبی طبقات در قاب‌های فولادی با تغییر نوع مهاربندی همگرا در ارتفاع ۳۱
Stories Drift Consideration in Steel Frames with Changing CBF Brace kinds in Height

روزبه صدری، محسن گرامی، فرهاد دانشجو

بررسی رفتار لرزه‌ای میراگرهای جاری شونده U شکل در قاب‌های خمشی فولادی ۴۱
Seismic Behavior of U-Shaped Metallic-Yielding Dampers in Steel Moment Resisting Frames

سامان باقری، مجید برقیان، فرهاد سایبری

تأثیر شتابنگاشت‌های مصنوعی تولید شده بر پایه روش موجک بر قاب‌های فولادی مهاربندی شده ۵۵
The Effect of Wavelet based Artificial Earthquake in Concentrically Braces Frame

مه‌رسا میرزا حسینی، محمدعلی کافی، رضا وهدانی

رفتار لرزه‌ای قاب فولادی خمشی دارای دال مرکب با ورق فولادی عرشه با استفاده از مدل‌سازی اجزا محدود ۶۵
Seismic Behavior of Moment Resisting Steel Frame with Steel Deck Composite Slab using Finite Element Modeling

مجتبی فتحی، چیا سهراب نژاد

یادداشت فنی

بررسی کارایی میراگر جرمی تنظیم شده در بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌های فلزی غیرخطی ۷۳
Assessment of Tuned Mass Damper (TMD) Effectiveness in Improving the Seismic Response of Nonlinear Steel Structures

محتشم محبی، سولماز مرادپور، کاظم شاکری

شیوه نگارش ۹۱

فرم عضویت ۹۲

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفاتی که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود مراد در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



اثر جداگرهای پایه‌ای الاستومریک بر رفتار مدل‌های سه بعدی سازه‌های فولادی با سیستم مهاربندی هم محور

غلامرضا عبدالله زاده^۱، هادی ابراهیمی خواه^۲
(تاریخ دریافت: ۸۹/۱۰/۱۸، تاریخ پذیرش: ۹۰/۰۶/۳۰)

چکیده

به طور کلی برای مقابله با نیروی زلزله دو روش وجود دارد، روش اول افزایش ظرفیت لرزه‌ای سازه مانند استفاده از سیستم‌های مقاوم جانبی نظیر قاب‌های خمشی، دیوارهای برشی و بادبندها می‌باشد و روش دوم کاهش نیاز لرزه‌ای سازه با استفاده از جداگرهای لرزه‌ای پایه است. در این مقاله اثر افزایش زمان تناوب (در نتیجه کاهش سختی موثر جداگر لرزه‌ای) جداگرهای الاستومریک با میراگرهای سربی بر رفتار سازه‌های فولادی با سیستم مهاربندی هم محور مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور سازه‌هایی با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۰ برای دو حالت پایه ثابت و پایه جداسازی شده همراه با سختی‌های متفاوت جداگرها، در نرم افزار SAP 2000 مدل سازی شده و تحت تحلیل دینامیکی طیفی با فرض طیف آیین نامه UBC بر اساس $CAD=0.36$ و $CVD=0.54$ قرار گرفته‌اند. ساختمان‌های مورد مطالعه در Zone 3 (ضریب ناحیه لرزه‌ای برابر $Z=0.3$) و در "B" Seismic Source Type و واقع بر نوع خاک SD می‌باشند. نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام شده بر روی سازه‌های مورد نظر که شامل زمان تناوب، ضریب شراکت جرم مدی، برش طبقات و برش پایه می‌باشد، مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است.

کلمات کلیدی

جداسازی پایه، جداگر الاستومریک، هسته سربی، تحلیل دینامیکی طیفی، ضریب شراکت جرم مدی

The Effect of the Properties of Seismic Base Isolator Systems of LRB Type on the Seismic Response of Three-Dimensional Steel Structural Models with Centrally Braced Frame System

G. Abdollahzadeh, H. Ebrahimikhah

ABSTRACT

Generally, there are two methods for confrontation with earthquake force. The first method is to increase the seismic capacity of structure, for example, using lateral resistant systems such as moment frames, braced frames, shear walls and etc. The second method is to reduce the seismic requirement of structure using seismic base isolator systems. This paper, studies the effect of increase of period (as a result of reduction of the effective stiffness of seismic isolator) of seismic base isolator system of LRB type on the seismic response of three-dimensional steel structural models with concentrically braced frame system. For this purpose, three, six and ten story buildings have been modeled in both states with fixed base and isolated base, along with different period and effective stiffness of isolator system in SAP2000 Software and have been investigated under dynamic spectral analysis (supposing that UBC97 code spectrum based on CAD and CVD). These buildings located in Zone 3 (seismic zone coefficient equal to $Z=0.3$) and on Seismic Source Type "B" and SD soil type. The results of analysis, including period, modal participating mass coefficient, stories shear and base share, have been investigated and compared.

KEYWORDS

Base isolation, Rubber isolator, Lead core, Dynamic spectral analysis, Modal participating mass coefficient

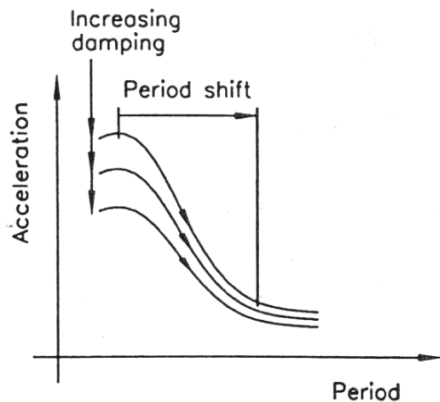
۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، abdollahzadeh@nit.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشگاه شمال، hadi_brahimih2002@yahoo.com



با وجود انواع مختلفی از جداگرهای لرزه‌ای از لحاظ جزئیات و ساختار به طور کلی تکنیک جداگرها مسیر پایه ای با رعایت یکسری معیارهای مشخص را دنبال می‌کنند. اولین دستاورد این است که یک لایه با سختی جانبی کم بین سازه و فونداسیون ایجاد می‌کنند. همانطور که در شکل (۱) قابل رویت است، افزایش پریود از حالت کم به میزان قابل توجهی باعث خواهد شد که سازه از ناحیه حساس به شتاب خارج شده شتاب پاسخ سازه کاهش یابد و در نتیجه نیروی القایی زلزله به سازه کاهش خواهد یافت.

اما همین امر، همانطور که در شکل (۲) مشاهده می‌شود، سبب افزایش جابجایی نسبی سازه خواهد شد، که البته این تغییر شکل‌ها در جداگرهای لرزه‌ای تجمع یافته و در نتیجه جابجایی القاء شده به ساختمان سازه‌ای بسیار کم خواهد شد. باید توجه داشت میرایی برای ساختمان آن سودمند بوده و نیروی وارد بر سازه و تغییر شکل جداگرهای لرزه‌ای را کاهش خواهد داد [۲ و ۸-۶].



شکل (۱): افزایش پریود و میرایی سیستم جداساز و کاهش شتاب پاسخ [۲]

۳- مشخصات جداگرهای لاستیکی با هسته سربی

(LRB)

جداگرهای لاستیکی با هسته سربی در سال ۱۹۷۵ در نیوزیلند اختراع شده و به طور گسترده‌ای در نیوزیلند، ژاپن و ایالات متحده مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

با پیشرفت علم و تکنولوژی در سال‌های اخیر، افزایش ایمنی و عملکرد ساختمان‌ها، در هنگام وقوع یک زلزله بزرگ اهمیت فزاینده‌ای یافته است. در سیستم‌های معمولی با پایه ثابت کل حرکات لرزه‌ای زمین به سازه فوقانی منتقل می‌شود و برای تامین ظرفیت تحمل بار جانبی از رفتار الاستو پلاستیک (شکل پذیری) عناصر سازه‌ای استفاده می‌شود. به طور کلی در طراحی لرزه‌ای این سیستم‌ها دو مشکل اساسی وجود دارد. زمین لرزه در ساختمان‌های سخت باعث ایجاد شتاب‌های بزرگ طبقات و در ساختمان‌های نرم باعث ایجاد تغییر مکان‌های نسبی بزرگ بین طبقات می‌گردد.

در سیستم‌های جداسازی شده، سازه فوقانی تقریباً به صورت یک جسم صلب روی جداگرهای لرزه‌ای نرم تغییر مکان می‌دهد. قسمت عمده حرکات لرزه‌ای زمین در تراز جداگرهای لرزه‌ای جذب شده و در نتیجه حرکات لرزه‌ای منتقل شده به سازه فوقانی به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد. جداسازی لرزه‌ای یک روش نوین برای طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله است که مبنای آن کاهش نیروهای وارده به سازه در اثر زمین لرزه به جای افزایش ظرفیت سازه برای تحمل بارهای جانبی می‌باشد. اساس این روش کاهش پاسخ‌ها بوسیله افزایش زمان تناوب و میرایی سازه می‌باشد. با استفاده از این روش می‌توان تغییر شکل‌های سازه را در محدوده الاستیک نگاه داشت که این مساله به سطح ایمنی سازه خواهد افزود [۵-۱].

۲- تکنیک و عملکرد جداگرهای لرزه‌ای پایه

به طور کلی جداگرهای لرزه‌ای به کار رفته در جهان از سه عنصر اصلی زیر تشکیل شده‌اند:

الف) تکیه گاه نرم برای افزایش پریود ارتعاشی کل سیستم و کاهش پاسخ نیرو.

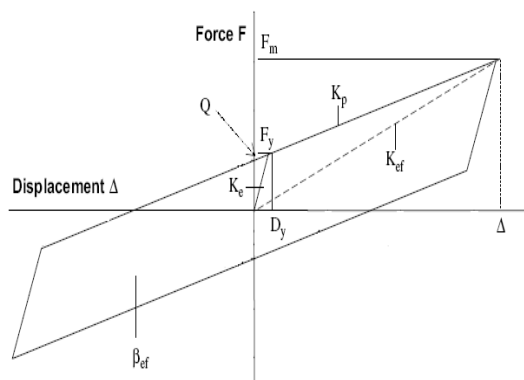
ب) میراکننده یا جذب کننده انرژی برای کنترل تغییر مکان نسبی بین ساختمان و زمین در حد طراحی عملی.

ج) وسیله‌ای برای تامین صلبيت در مقابل نیروهای جانبی کوچک نظیر باد یا زلزله‌های خفیف.



۴- مدل سازی دو خطی جداگرهای لرزه ای

در عمل، تمام جداگرهای لرزه ای به صورت یک مدل دو خطی و بر اساس سه پارامتر K_1 (سختی الاستیک)، K_2 (سختی پس از تسلیم) و Q (مقاومت مشخصه) که در شکل (۴) نشان داده شده‌اند، مدل می‌شوند. سختی الاستیک را می‌توان از روی حلقه‌های پس ماند موجود جداگرهای الاستومریک آزمایش شده به دست آورد و یا برای جداگرهای الاستومریک با هسته سربی، به صورت ضریبی از K_2 (سختی پس از تسلیم) تعریف کرد. مقدار K_2 را می‌توان با دقت مناسبی از روی مدول برشی لاستیک و طرح نشیمن به دست آورد. مقاومت مشخصه برای جداگرهای الاستومریک از روی حلقه های پس ماند، و برای جداگرهای الاستومریک با هسته سربی بر مبنای تنش تسلیم سرب و مساحت هسته سربی به دقت تعیین می‌شود. سختی موثر به صورت سکانت شیب مقادیر حداکثر تا حداکثر (حداکثر) در جهت مثبت تا حداکثر در جهت منفی) تعریف می‌شود [۱-۳].

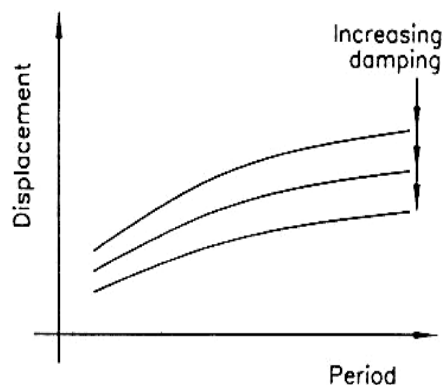


شکل (۴): عملکرد هیسترتیک جداگرهای لرزه ای پایه

با مدل دو خطی [۱]

۵- مشخصات سازه‌های مورد مطالعه

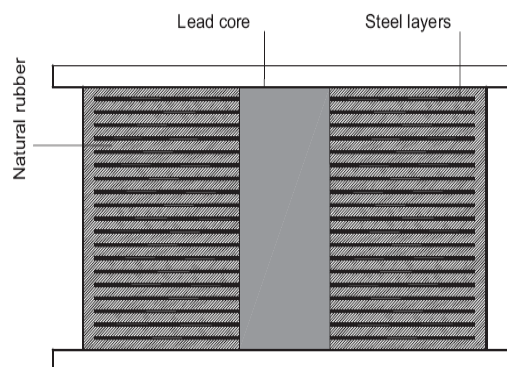
سازه‌های مورد مطالعه عبارتند از سه سازه ۳، ۶ و ۱۰ طبقه فولادی که سیستم مقاوم آنها در برابر نیروی زلزله، سیستم مهاربندی هم محور می‌باشد. این سه سازه در جهت X دارای ۵ دهانه ۵ متری و در جهت Y دارای ۳ دهانه ۵ متری می‌باشند و ارتفاع تمام طبقات یکسان و برابر ۳ متر می‌باشد (شکل (۵)، شکل (۶) و شکل (۷)). مقادیر بارهای



شکل (۲): افزایش پریود و میرایی سیستم جداساز و

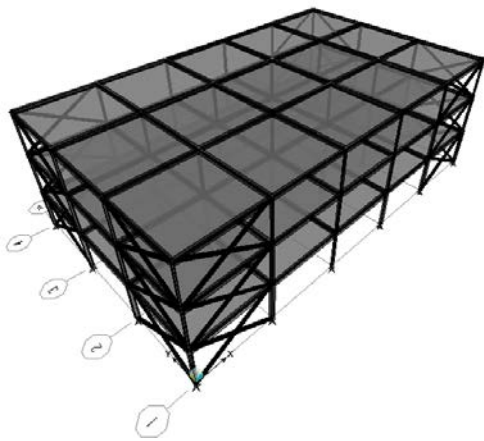
افزایش تغییر مکان سیستم جداساز [۲]

این جداگرها، مشابه جداگرهای لاستیکی با میرایی پایین بوده (S-RB) اما دارای یک یا چند هسته سربی هستند که مطابق شکل (۳) در سوراخ‌هایی قرار گرفته‌اند. صفحات فولادی به کار رفته در این سیستم سبب تغییر شکل هسته سربی در برش، کاهش انبساط جانبی و افزایش سختی قائم می‌شوند. این هسته‌های سربی در جریان برشی در حدود ۱۰ مگاپاسکال تغییر شکل فیزیکی داده و سبب ایجاد یک پاسخ دو خطی در جداگر لرزه‌ای می‌شوند. هسته سربی باید کاملاً در جداگر الاستومریک محکم شده باشد که برای این منظور، قطر هسته سربی را اندکی بیش از قطر سوراخ در نظر گرفته و هسته را با فشار به داخل سوراخ می‌رانند. از آنجایی که، سختی و میرایی موثر جداگرهای الاستومریک با هسته سربی وابسته به مقدار جابجایی آن است، بنابراین باید تغییر مکان متناظر با مقدار میرایی لازم، مشخص شود [۱-۳].

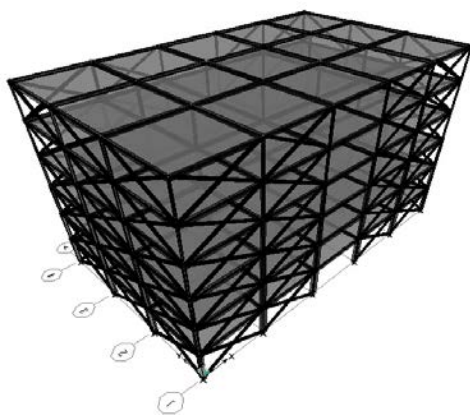


شکل (۳): مشخصات مقطع یک جداگر لاستیکی

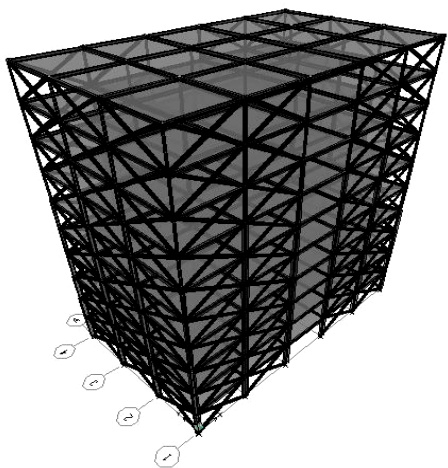
با هسته سربی [۱]



شکل (۵): نمای سه بعدی ساختمان سه طبقه فولادی با سیستم مهاربندی هم محور



شکل (۶): نمای سه بعدی ساختمان شش طبقه فولادی با سیستم مهاربندی هم محور



شکل (۷): نمای سه بعدی ساختمان ده طبقه فولادی با سیستم مهاربندی هم محور

مرده و زنده ثقلی، به ترتیب 650 kg/m^2 و 350 kg/m^2 برای طبقات و درصد مشارکت بار زنده در زلزله برابر با 40% در نظر گرفته شده است. مطابق با ضوابط آیین نامه UBC97، سازه‌ها در Zone3 (ضریب ناحیه لرزه‌ای برابر $Z=0.3$) و در "B" Seismic Source Type واقع بر نوع خاک SD می‌باشد، بنابراین از جداول آیین نامه $0.36/0.54$ $CAD=$ و $CVD=$ نتیجه شده است [۹].

طیف طرح آیین نامه UBC97 بر اساس $CAD=0.36$ و $CVD=0.54$ در شکل (۸) نشان داده شده است. ضریب رفتار سازه‌های جداسازی شده مطابق با ضوابط آیین نامه UBC97 برای سیستم مهاربندی هم محور برابر $R_f=1/6$ منظور شده است [۹].

در سازه‌های جداسازی شده از ۲۴ جداگر الاستومریک استفاده شده است و با توجه به اینکه هشت جداگر میانی سنگین‌ترین بارگذاری را دارند در آنها از هسته سربی استفاده شده و سایر جداگرهای الاستومریک بدون هسته سربی طراحی شده‌اند.

بنابراین هشت جداگر میانی از نوع LRB و شانزده جداگر دیگر از نوع S-RB می‌باشند. سه نوع مدل برای سیستم جداگر لرزه‌ای انتخاب گردیده است. این سه نوع مدل به گونه‌ای انتخاب گردیده‌اند که بتوان اثرات تغییر زمان تناوب سیستم جداگر، بر رفتار سازه را نشان داد.

سازه‌های مورد مطالعه در نرم افزار SAP 2000 مدل سازی شده و تحت تحلیل دینامیکی طیفی (با فرض طیف آیین نامه UBC بر اساس $CAD=0.36$ و $CVD=0.54$) قرار گرفته‌اند. برای مدل سازی جداگرهای لرزه‌ای پایه در نرم افزار SAP 2000 از المان Link از نوع Rubber Isolator استفاده شده است [۷]. شایان ذکر است که در روش تحلیل دینامیکی طیفی همانند روش استاتیکی المان‌های جداگر به صورت خطی رفتار می‌کنند و از سختی و میرایی موثر این المان‌ها تحت جابجایی طرح استفاده می‌شود.

۷- طراحی سیستم‌های جداگر لرزه‌ای پایه

در طراحی جداگرهای لرزه‌ای در قدم اول به‌ازای پی‌ریود هدف (T_D) و میرایی مؤثر (β_{eff}) در نظر گرفته شده برای سیستم جداگر، مقدار سختی مؤثر (K_{eff}) و تغییر مکان طرح (D_D) مطابق ضوابط آیین‌نامه UBC97 از روابط زیر به‌دست می‌آیند:

$$K_{eff} = W + \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2, \quad (1)$$

$$W = \text{Dead Load} + 0.4 \text{ Live Load}$$

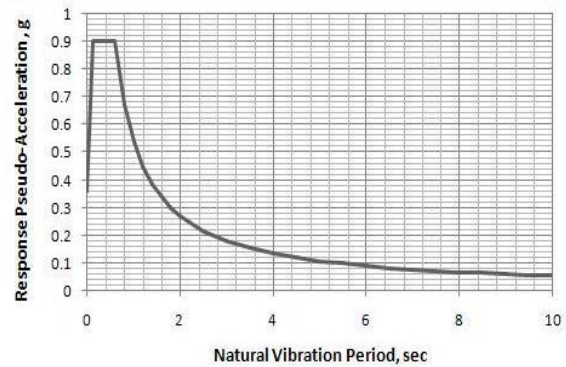
$$D_D = \frac{g}{4\pi^2} \frac{C_{VD} T_D}{B_D} \quad (2)$$

مقدار مقاومت مشخصه Q و سختی جانبی الاستومر K_r با انجام روش سعی و خطا با استفاده از روابط زیر محاسبه شده و نهایتاً مقدار ضخامت الاستومر t_r و مساحت هسته سربی A_{pb} نیز به‌دست می‌آیند:

$$K_r = \frac{GA}{t_r}, \quad Q = A_{pb} \sigma_{pb}, \quad K_{eff} = K_r + \frac{Q}{D} \quad (3)$$

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}, \quad \beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (4)$$

در روابط فوق G مدول برشی الاستومر، A کل مساحت سطح مقطع (که می‌تواند با مساحت ورقه‌های فولادی تقویت‌کننده متفاوت باشد) و D_y تغییر مکان حد تسلیم می‌باشند. در این تحقیق، مقدار تنش تسلیم سرب $\sigma_{spb} = 10 \text{ MPa}$ ، مدول برشی الاستومر $G = 0.7 \text{ MPa}$ نسبت سختی ارتجاعی به سختی پس از تسلیم (K_1/K_2) برای تمام جداسازها برابر با ۱۰ در نظر گرفته شده است. مشخصات و جزئیات طراحی هر نوع از سیستم‌های جداگر لرزه‌ای پایه در جدول (۲) ارائه شده است.



شکل (۸): طیف طرح استاندارد آیین‌نامه UBC97 [۹]

۶- مشخصات سیستم‌های جداگر لرزه‌ای پایه

در این مقاله سه نوع مدل برای سیستم جداگر لرزه‌ای پایه انتخاب گردیده است. این سه نوع مدل به گونه‌ای انتخاب گردیده‌اند که بتوان اثرات تغییر زمان تناوب سیستم جداگر، بر رفتار سازه را نشان داد. جهت طرح اولیه جداگرهای لرزه‌ای پایه از ضوابط آیین‌نامه UBC97 استفاده شده است. معمولاً جداگرهای الاستومریک با هسته سربی از لاستیکی با میرایی پایین و مقاومت بالا ساخته می‌شوند که مدول برشی آنها در کرنش برشی ۱۰۰٪ بین ۰/۴ تا ۰/۷ مگاپاسکال تغییر می‌کند [۱ و ۷].

فرض‌های اساسی در طراحی تمام جداگرهای لرزه‌ای پایه به شرح زیر می‌باشد:

- ۱) میرایی معادل ویسکوز (معادل سطح داخلی چرخه نیرو-تغییر مکان) برابر ۱۵٪ فرض می‌شود.
- ۲) زمان تناوب مدل‌ها با فرض روسازه صلب برابر ۲ و ۲/۵ و ۳ ثانیه فرض می‌شود (با توجه به طیف طرح).
- ۳) کرنش برشی حداکثر (γ_{max}) برابر با ۱۰۰٪ و مدول برشی (G) برابر با ۰/۴ مگاپاسکال فرض می‌شود.
- ۴) از زوال سختی جداگر صرفه نظر می‌شود، بنابراین:

$$K_{D, \min} = K_{eff}$$

- ۵) نسبت سختی ارتجاعی به سختی پس از تسلیم (K_1/K_2) برای تمام جداسازها برابر با ۱۰ در نظر گرفته شده است.
- ۶) ضریب میرایی (BD) با توجه به جدول (۱)، برابر با ۱/۳۵ در نظر گرفته شده است [۹].
- ۷) مقدار تنش تسلیم سرب (σ_{spb}) برابر با ۱۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است [۱ و ۲].



جدول (۱): ضریب میرایی بر حسب درصد میرایی موثر سیستم جداگر مطابق با آئین نامه UBC97 [۹]

۵۰	۴۰	۳۰	۲۰	۱۰	۵	≤۲	β_{eff} %
۲/۰	۱/۹	۱/۷	۱/۵	۱/۲	۱/۰	۰/۸	B_D

جدول (۲): مشخصات طراحی سیستم های جداگر لرزه ای پایه مطابق با آئین نامه UBC97

Properties of Design for S-RB and LRB Systems Based on UBC97-A(3 Story)									
۸	Number of LRB Systems				۱۶	Number of S-RB Systems			
K_{eff} for LRB (KN/m)	Q/D _D for LRB (KN/m)	K_r for S-RB (KN/m)	Lead Core Diameter (mm)	D _{TM} (mm)	D _{TD} (mm)	B _D	β_{eff}	T _D (sec)	Name
۵۴۳/۸۱۳۸	۲۶۷/۴۹۵۰	۲۷۶/۳۱۸۸	۸۲/۳	۲۵۹/۳	۲۴۲/۷	۱/۳۵	٪۱۵	۲/۰	S-RB&LRB (A-1)
۳۴۸/۰۴۰۸	۱۷۱/۱۹۶۸	۱۷۶/۸۴۴۰	۷۳/۶	۳۲۴/۱	۳۰۳/۳	۱/۳۵	٪۱۵	۲/۵	S-RB&LRB (A-2)
۲۴۱/۶۹۵۰	۱۱۸/۸۸۶۷	۱۲۲/۸۰۸۳	۶۷/۲	۳۸۸/۹	۳۶۴/۰	۱/۳۵	٪۱۵	۳/۰	S-RB&LRB (A-3)
Properties of Design for S-RB and LRB Systems Based on UBC97-B(6 Story)									
۸	Number of LRB Systems				۱۶	Number of S-RB Systems			
K_{eff} for LRB (KN/m)	Q/D _D for LRB (KN/m)	K_r for S-RB (KN/m)	Lead Core Diameter (mm)	D _{TM} (mm)	D _{TD} (mm)	B _D	β_{eff}	T _D (sec)	Name
۱۰۸۷/۶۲۷۵	۵۳۴/۹۸۹۹	۵۵۲/۶۳۷۶	۱۱۶/۴	۲۵۹/۳	۲۴۲/۷	۱/۳۵	٪۱۵	۲/۰	S-RB&LRB (B-1)
۶۹۶/۰۸۱۷	۳۴۲/۳۹۳۶	۳۵۳/۶۸۸۱	۱۰۴/۱	۳۲۴/۱	۳۰۳/۳	۱/۳۵	٪۱۵	۲/۵	S-RB&LRB (B-2)
۴۸۳/۳۹۰۰	۲۳۷/۷۷۳۳	۲۴۵/۶۱۶۷	۹۵/۰	۳۸۸/۹	۳۶۴/۰	۱/۳۵	٪۱۵	۳/۰	S-RB&LRB (B-3)
Properties of Design for S-RB and LRB Systems Based on UBC97-C(10 Story)									
۸	Number of LRB Systems				۱۶	Number of S-RB Systems			
K_{eff} for LRB (KN/m)	Q/D _D for LRB (KN/m)	K_r for S-RB (KN/m)	Lead Core Diameter (mm)	D _{TM} (mm)	D _{TD} (mm)	B _D	β_{eff}	T _D (sec)	Name
۱۸۱۲/۷۱۲۶	۸۹۱/۶۴۹۹	۹۲۱/۰۶۲۷	۱۵۰/۲	۲۵۹/۳	۲۴۲/۷	۱/۳۵	٪۱۵	۲/۰	S-RB&LRB (C-1)
۱۱۶۰/۱۳۶۱	۵۷۰/۶۵۶۰	۵۸۹/۴۸۰۱	۱۳۴/۴	۳۲۴/۱	۳۰۳/۳	۱/۳۵	٪۱۵	۲/۵	S-RB&LRB (C-2)
۸۰۵/۶۵۰۱	۳۹۶/۲۸۸۹	۴۰۹/۳۶۱۲	۱۲۲/۷	۳۸۸/۹	۳۶۴/۰	۱/۳۵	٪۱۵	۳/۰	S-RB&LRB (C-3)

نشان می‌دهد. بررسی‌های انجام شده بر روی سازه‌های مورد مطالعه نشان می‌دهد که رفتار سازه‌ها با پایه ثابت در تمامی مدها همراه با تغییر شکل‌های سازه‌ای قابل توجه است. اما رفتار سازه‌های جداسازی شده در مد اول، همانند جسم صلب است و تنها در مدهای بعدی نشان دهنده تغییر شکل‌های سازه‌ای می‌باشد.

۸- بررسی تغییر شکل‌های سازه‌ای، زمان تناوب و ضریب شراکت جرم مدی سازه‌ها با پایه ثابت و پایه جداسازی شده

شکل (۹) به عنوان نمونه ای از بررسی‌های انجام شده بر روی تغییر شکل‌های سازه‌ای، اشکال مدی سازه ده طبقه فولادی در دو حالت پایه ثابت و پایه جداسازی شده را



از سوی دیگر، همانطور که در جداول (۳) تا (۵) مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهد که ضریب شراکت جرم مدی سازه‌های جداسازی شده در مد اول تقریباً برابر با یک و در مدهای بعدی تقریباً برابر با صفر است. یعنی تمامی انرژی زمین لرزه، در مد اول ارتعاش که تغییر شکل‌های سازه‌ای در آن ناچیز است جذب می‌شود. همانطور که در جداول (۳) تا (۵) مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهند که زمان تناوب سازه‌های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه در مد اول ارتعاش، برای حالت جداسازی شده به ترتیب حداکثر تا ۹، ۶ و ۳ برابر مقدار مشابه در سازه‌ها با پایه ثابت افزایش یافته است. با توجه به منطقه قرارگیری سازه و طیف پاسخ شتاب، سازه‌ها از ناحیه حساس به شتاب خارج شده و شتاب پاسخ سازه کاهش خواهد یافت. بنابراین جهت طراحی سازه با جداگرهای لرزه‌ای پایه یکی از مهمترین عواملی که باید مورد بررسی قرار گیرد منطقه قرارگیری سازه و طیف طرح منطقه می‌باشد.

۹- بررسی برش طبقات سازه‌ها با پایه ثابت و پایه جداسازی شده

همانطور که در جداول (۶) تا (۸) و شکل (۱۰) مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهد که با افزایش زمان تناوب (در افزایش زمان تناوب) (در نتیجه کاهش سختی موثر) سیستم جداگر لرزه‌ای پایه، برش طبقات کاهش می‌یابد. بنابراین برای کاهش بیشتر نیروی زلزله و بهبود رفتار لرزه‌ای سازه، افزایش زمان تناوب جداگر لرزه‌ای توصیه می‌شود.

از سوی دیگر، برای افزایش زمان تناوب جداگرهای لرزه‌ای پایه مهم ترین محدودیت موجود، افزایش جابجایی روسازه صلب می‌باشد. با افزایش زمان تناوب و افزایش جابجایی تراز بالای جداگر، اثر $P-\Delta$ در جداگرها افزایش

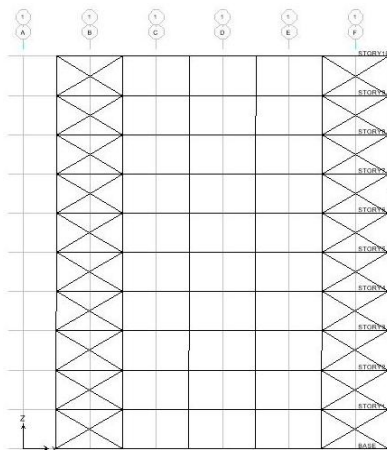
می‌یابد و یکی از عوامل خرابی جداگرها اثر $P-\Delta$ در آنها می‌باشد. به همین دلیل با توجه به محل قرارگیری سازه و کاربری آن با استفاده از معیارهای کنترلی در آیین نامه می‌توان سختی کمتری برای عملکرد بهتر جداگرها در نظر گرفت.

همانطور که از جداول (۶) تا (۸) و شکل (۱۰) مشخص است، در سازه‌ها با بالا رفتن تعداد طبقات از ۶ به ۱۰، برش طبقات سازه‌های جداسازی شده، نسبت به سازه مشابه با پایه ثابت کاهش کمتری یافته است. دلیل آن این است که با بالا رفتن تعداد طبقات در شرایط یکسان، سختی سازه کاهش می‌یابد. در نتیجه پریود طبیعی سازه افزایش یافته و فرض ایده آل روسازه صلب سیستم جداگر دیگر صادق نمی‌باشد. در نتیجه رفتار سازه جداسازی شده به رفتار سازه با پایه ثابت نزدیک تر می‌شود.

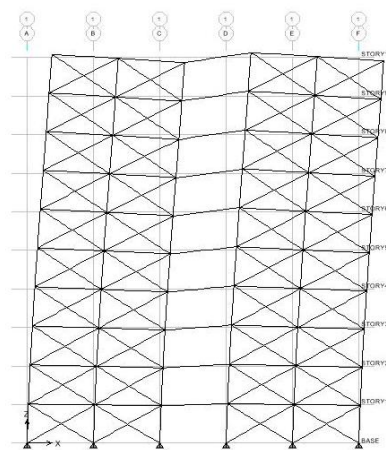
۱۰- بررسی برش پایه سازه‌ها با پایه ثابت و پایه جداسازی شده

همانطور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهد که با افزایش زمان تناوب (در نتیجه کاهش سختی موثر جداگر لرزه‌ای) پاسخ برش پایه کاهش می‌یابد. بنابراین برای بهبود رفتار لرزه‌ای سازه و کاهش پاسخ برش پایه، افزایش زمان تناوب جداگر لرزه‌ای توصیه می‌شود.

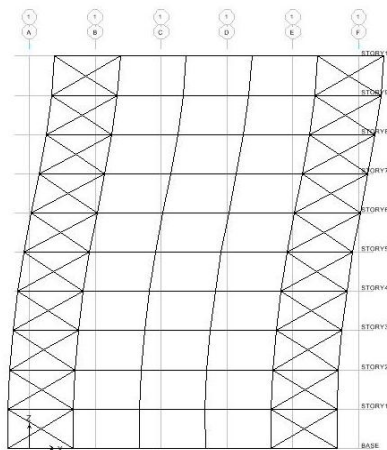
بررسی‌های انجام شده نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات سازه از ۳ تا ۶ در درصد کاهش برش پایه تغییری مشاهده نمی‌شود، که دلیل آن این است که سختی سازه با بالا رفتن تعداد طبقات از ۳ به ۶، به دلیل سختی زیاد سیستم‌های مهاربندی هم محور کاهش قابل توجهی نداشته است و فرض ایده‌آل روسازه صلب همچنان صادق است.



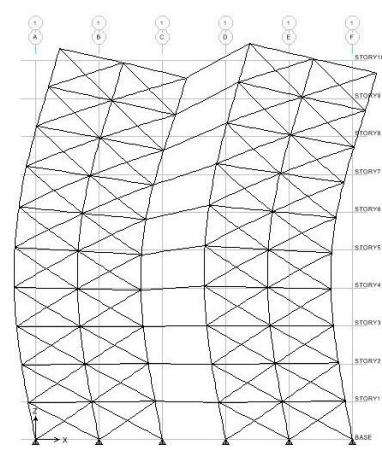
T1= 3.024sec, L1= 99.9957 % (Isolated Base) - MODE 1



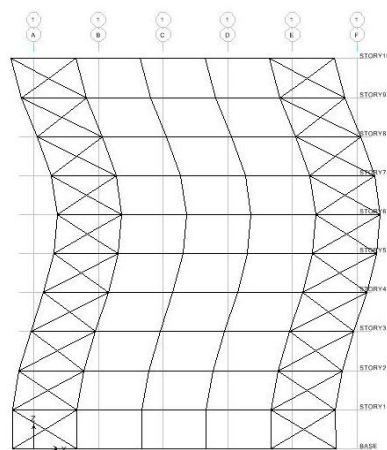
T1= 0.952sec, L1= 68.681 % (Fixed Base) - MODE 1



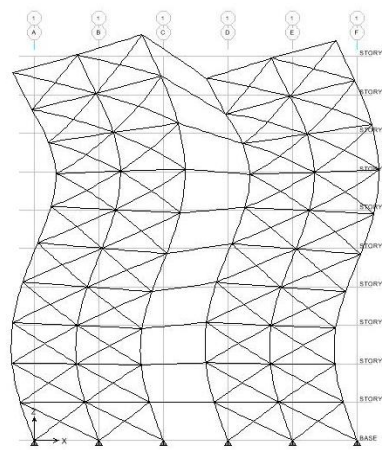
T2= 0.209sec, L2= 0.004 % (Isolated Base) - MODE 2



T2= 0.247sec, L2= 20.655 % (Fixed Base) - MODE 2



T3= 0.106sec, L3= 0.0003 % (Isolated Base) - MODE 3



T3= 0.122sec, L3= 6.058 % (Fixed Base) - MODE 3

شکل (۹): اشکال مدی سازه ده طبقه با پایه ثابت و پایه جداسازی شده در جهت X

جدول (۳): زمان تناوب و ضریب شراکت جرم مدی در مد اول ارتعاش برای سازه سه طبقه در جهت های X و Y

Period and modal participating mass coefficient in Y direction and in the first mode. A(3 Story)			Period and modal participating mass coefficient in X direction and in the first mode. A(3 Story)		
Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$			Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$		
Modal Participating Mass Coefficient (%)	Period(sec) Model1	Type of Structure	Modal Participating Mass Coefficient (%)	Period(sec) Model1	Type of Structure
۸۴/۱۴۵۴	۰/۳۳۶۰۷۹	Fixed Base	۸۴/۱۶۹۸	۰/۳۳۶۰۵۶	Fixed Base
۹۹/۹۹۸۲	۲/۰۱۵۷۴۲	S-RB&LRB(A-1)	۹۹/۹۹۸۳	۲/۰۱۴۸۴۸	S-RB&LRB(A-1)
۹۹/۹۹۹۳	۲/۰۱۲۶۰۶	S-RB&LRB(A-2)	۹۹/۹۹۹۳	۲/۰۱۱۸۸۹	S-RB&LRB(A-2)
۹۹/۹۹۹۶	۳/۰۱۰۵۱۱	S-RB&LRB(A-3)	۹۹/۹۹۹۷	۳/۰۰۹۹۱۳	S-RB&LRB(A-3)

جدول (۴): زمان تناوب و ضریب شراکت جرم مدی در مد اول ارتعاش برای سازه شش طبقه در جهت های X و Y

Period and modal participating mass coefficient in Y direction and in the first mode. B(6 Story)			Period and modal participating mass coefficient in X direction and in the first mode. B(6 Story)		
Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$			Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$		
Modal Participating Mass Coefficient (%)	Period(sec) Model1	Type of Structure	Modal Participating Mass Coefficient (%)	Period(sec) Model1	Type of Structure
۷۳/۷۲۷۸	۰/۴۹۵۵۶۶	Fixed Base	۷۳/۸۵۷۵	۰/۴۹۴۶۰۳	Fixed Base
۹۹/۹۹۴۶	۲/۰۲۱۰۹۸	S-RB&LRB(B-1)	۹۹/۹۹۵	۲/۰۱۸۹۰۹	S-RB&LRB(B-1)
۹۹/۹۹۷۷	۲/۰۱۶۸۹۵	S-RB&LRB(B-2)	۹۹/۹۹۷۹	۲/۰۱۵۱۳۸	S-RB&LRB(B-2)
۹۹/۹۹۸۹	۳/۰۱۴۰۸۶	S-RB&LRB(B-3)	۹۹/۹۹۹	۳/۰۱۲۶۲	S-RB&LRB(B-3)

جدول (۵): زمان تناوب و ضریب شراکت جرم مدی در مد اول ارتعاش برای سازه ده طبقه در جهت های X و Y

Period and modal participating mass coefficient in Y direction and in the first mode. C(10 Story)			Period and modal participating mass coefficient in X direction and in the first mode. C(10 Story)		
Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$			Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$		
Modal Participating Mass Coefficient (%)	Period(sec) Model1	Type of Structure	Modal Participating Mass Coefficient (%)	Period(sec) Model1	Type of Structure
۶۸/۶۳۸۳	۰/۹۵۲۸۸	Fixed Base	۶۸/۶۸۰۶	۰/۹۵۲۰۲۵	Fixed Base
۹۹/۹۷۱۳	۲/۰۴۴۶۸۲	S-RB&LRB(C-1)	۹۹/۹۷۹۱	۲/۰۳۶۱۲۱	S-RB&LRB(C-1)
۹۹/۹۸۸۰	۲/۰۳۵۸۰۵	S-RB&LRB(C-2)	۹۹/۹۹۱۳	۲/۰۲۸۹۳	S-RB&LRB(C-2)
۹۹/۹۹۴۱	۳/۰۲۹۸۶۴	S-RB&LRB(C-3)	۹۹/۹۹۵۷	۳/۰۲۴۱۲۳	S-RB&LRB(C-3)

جدول (۶): برش طبقات بر حسب (ton) در جهت های X و Y برای سازه سه طبقه با پایه ثابت و پایه جداسازی شده

Story shear force (ton) in Y direction determined from spectrum dynamic analyses for different base isolation systems. A(3 Story)					Story shear force (ton) in X direction determined from spectrum dynamic analyses for different base isolation systems. A(3 Story)				
Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$					Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$				
Type of Structure				Story	Type of Structure				Story
S-RB&LRB (A-3)	S-RB&LRB (A-2)	S-RB&LRB (A-1)	Fixed Base		S-RB&LRB (A-3)	S-RB&LRB (A-2)	S-RB&LRB (A-1)	Fixed Base	
۴۸/۵۰	۵۸/۱۹	۷۲/۵۰	۱۵۴/۲۴	STORY1	۴۸/۵۰	۵۸/۲۰	۷۲/۵۲	۱۵۴/۲۶	STORY1
۳۲/۳۷	۳۸/۸۶	۴۸/۴۷	۱۲۸/۹۰	STORY2	۳۲/۳۸	۳۸/۸۷	۴۸/۴۸	۱۲۸/۹۱	STORY2
۱۶/۲۰	۱۹/۴۵	۲۴/۲۸	۷۹/۹۳	STORY3	۱۶/۲۰	۱۹/۴۶	۲۴/۲۹	۷۹/۹۳	STORY3

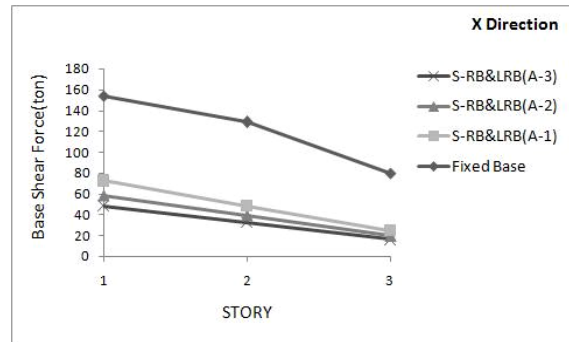
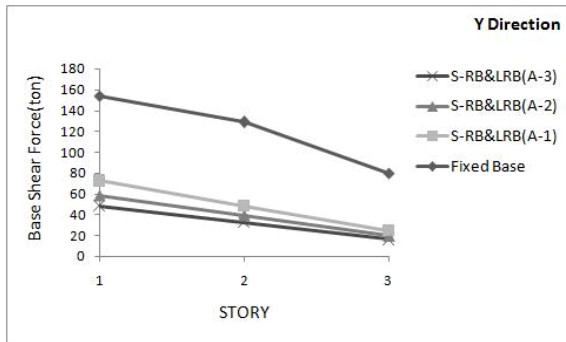
جدول (۷): برش طبقات بر حسب (ton) در جهت های X و Y برای سازه شش طبقه با پایه ثابت و پایه جداسازی شده

Story shear force (ton) in Y direction determined from spectrum dynamic analyses for different base isolation systems. B(6 Story)					Story shear force (ton) in X direction determined from spectrum dynamic analyses for different base isolation systems. B(6 Story)				
Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$					Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$				
Type of Structure				Story	Type of Structure				Story
S-RB&LRB (B-3)	S-RB&LRB (B-2)	S-RB&LRB (B-1)	Fixed Base		S-RB&LRB (B-3)	S-RB&LRB (B-2)	S-RB&LRB (B-1)	Fixed Base	
۹۷/۰۳	۱۱۶/۴۴	۱۴۵/۵۲	۳۰۸/۵۱	STORY1	۹۷/۰۲	۱۱۶/۴۱	۱۴۵/۵۱	۳۰۸/۵۳	STORY1
۸۰/۹۵	۹۷/۱۹	۱۲۱/۵۸	۲۹۴/۲۰	STORY2	۸۰/۹۴	۹۷/۱۶	۱۲۱/۵۵	۲۹۴/۱۹	STORY2
۶۴/۸۲	۷۷/۸۶	۹۷/۴۸	۲۶۷/۲۱	STORY3	۶۴/۸۱	۷۷/۸۳	۹۷/۴۵	۲۶۷/۱۶	STORY3
۴۸/۶۶	۵۸/۴۶	۷۳/۲۴	۲۲۸/۵۶	STORY4	۴۸/۶۵	۵۸/۴۴	۷۳/۲۲	۲۲۸/۴۴	STORY4
۳۲/۴۶	۳۹/۰۱	۴۸/۸۹	۱۷۵/۸۹	STORY5	۳۲/۴۵	۳۸/۹۹	۴۸/۸۸	۱۷۵/۷۵	STORY5
۱۶/۲۴	۱۹/۵۲	۲۴/۴۷	۱۰۲/۵۰	STORY6	۱۶/۲۳	۱۹/۵۱	۲۴/۴۶	۱۰۲/۳۹	STORY6

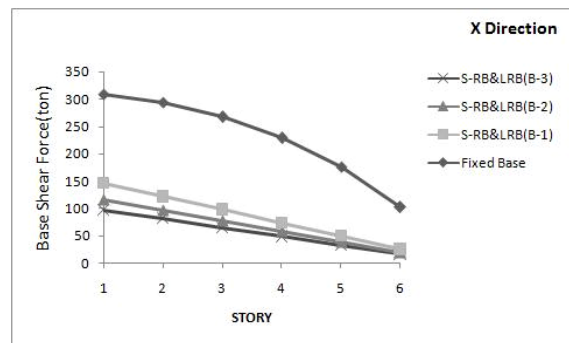
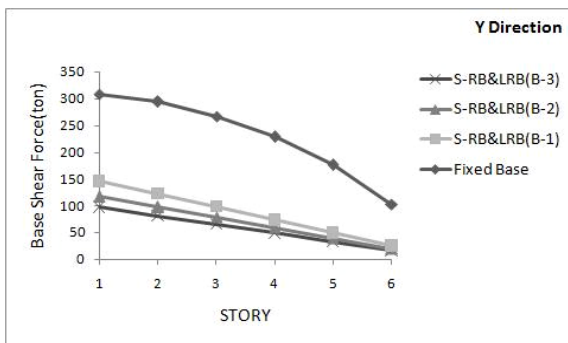
جدول (۸): برش طبقات بر حسب (ton) در جهت های X و Y برای سازه ده طبقه با پایه ثابت و پایه جداسازی شده

Story shear force (ton) in Y direction determined from spectrum dynamic analyses for different base isolation systems. C(10 Story)					Story shear force (ton) in X direction determined from spectrum dynamic analyses for different base isolation systems. C(10 Story)				
Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$					Effective Damping: $\beta_{eff} = 15\%$				
Type of Structure				Story	Type of Structure				Story
S-RB&LRB (C-3)	S-RB&LRB (C-2)	S-RB&LRB (C-1)	Fixed Base		S-RB&LRB (C-3)	S-RB&LRB (C-2)	S-RB&LRB (C-1)	Fixed Base	
۱۶۱/۶۸	۱۹۴/۰۶	۲۴۲/۵۳	۳۲۳/۷۹	STORY1	۱۶۱/۷۱	۱۹۴/۰۳	۲۴۲/۵۲	۳۲۴/۰۹	STORY1
۱۴۵/۷۵	۱۷۵/۰۶	۲۱۹/۰۷	۳۱۵/۱۴	STORY2	۱۴۵/۷۳	۱۷۴/۹۶	۲۱۸/۹۱	۳۱۵/۴۱	STORY2
۱۲۹/۷۵	۱۵۵/۹۴	۱۹۵/۳۷	۲۹۹/۶۴	STORY3	۱۲۹/۷۰	۱۵۵/۸۰	۱۹۵/۱۳	۲۹۹/۹۲	STORY3
۱۱۳/۶۹	۱۳۶/۷۳	۱۷۱/۴۸	۲۷۹/۸۰	STORY4	۱۱۳/۶۲	۱۳۶/۵۶	۱۷۱/۱۹	۲۸۰/۱۱	STORY4
۹۷/۵۸	۱۱۷/۴۱	۱۴۷/۴۰	۲۵۷/۳۶	STORY5	۹۷/۵۰	۱۱۷/۲۴	۱۴۷/۱۰	۲۵۷/۶۸	STORY5
۸۱/۴۱	۹۸/۰۱	۱۲۳/۱۵	۲۳۲/۹۳	STORY6	۸۱/۳۴	۹۷/۸۵	۱۲۲/۸۸	۲۳۳/۲۳	STORY6
۶۵/۲۰	۷۸/۵۲	۹۸/۷۵	۲۰۶/۲۰	STORY7	۶۵/۱۴	۷۸/۳۹	۹۸/۵۱	۲۰۶/۴۵	STORY7
۴۸/۹۴	۵۸/۹۷	۷۴/۲۱	۱۷۵/۴۰	STORY8	۴۸/۸۹	۵۸/۸۶	۷۴/۰۲	۱۷۵/۶۱	STORY8
۳۲/۶۵	۳۹/۳۵	۴۹/۵۵	۱۳۶/۱۰	STORY9	۳۲/۶۲	۳۹/۲۸	۴۹/۴۲	۱۳۶/۲۷	STORY9
۱۶/۳۳	۱۹/۶۹	۲۴/۸۰	۸۰/۴۹	STORY10	۱۶/۳۲	۱۹/۶۵	۲۴/۷۳	۸۰/۶۱	STORY10

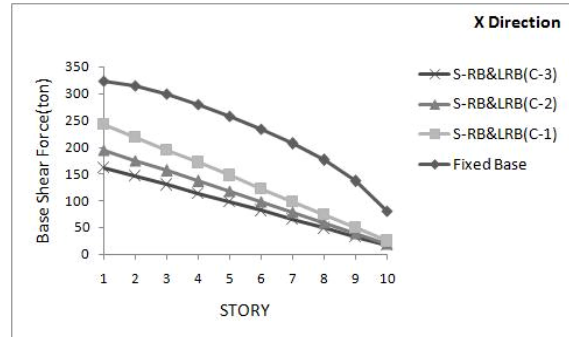
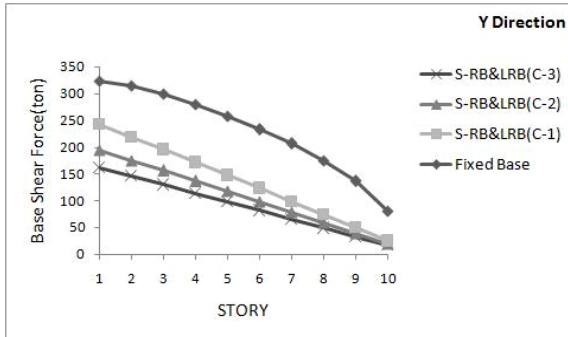




الف) سه طبقه

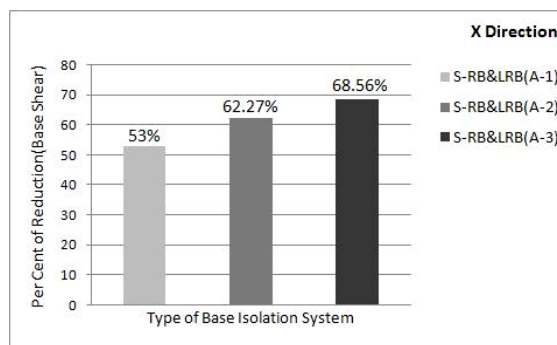
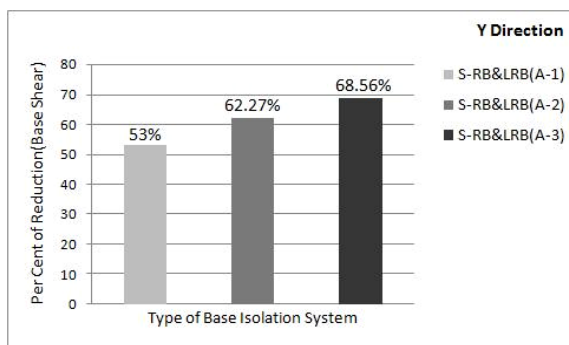


ب) شش طبقه

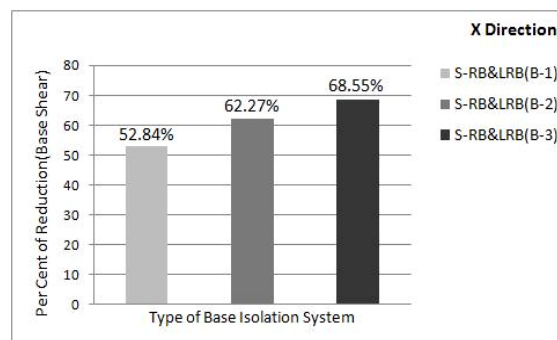
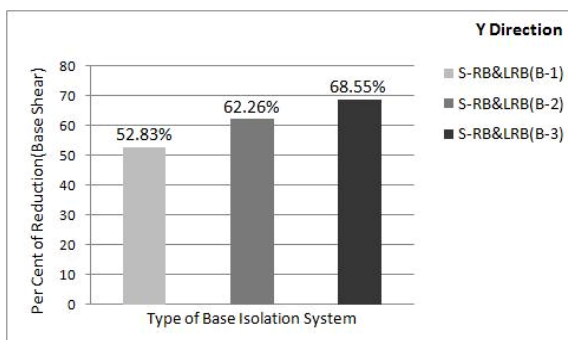


ج) ده طبقه

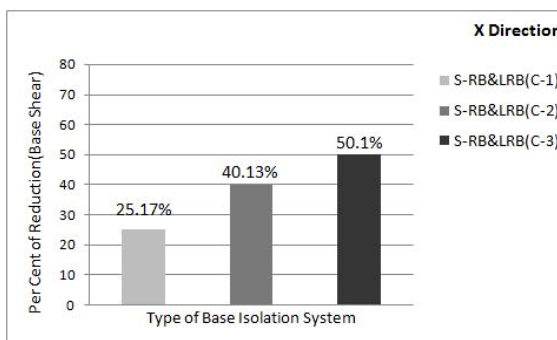
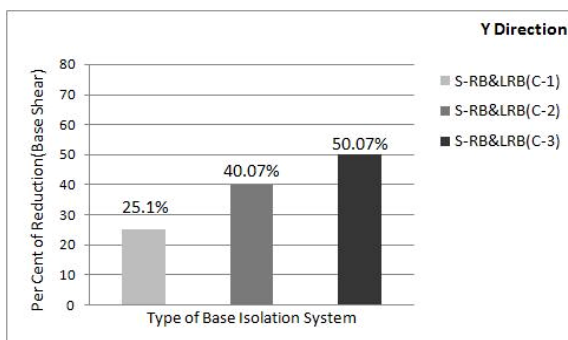
شکل (۱۰): کاهش برش طبقات در جهت‌های X و Y برای سازه‌های جداسازی شده با افزایش زمان تناوب سیستم جداساز (الف) سه طبقه (ب) شش طبقه (ج) ده طبقه



الف) سه طبقه



ب) شش طبقه



ج) ده طبقه

شکل (۱۱): درصد کاهش برش پ در جهت های X و Y برای سازه های جداسازی شده با افزایش زمان تناوب سیستم جداساز (الف) سه طبقه (ب) شش طبقه (ج) ده طبقه

۱۰- نتیجه گیری

۲- ضریب شراکت جرم مدی سازه های جداسازی شده در مد اول تقریباً برابر با یک و در مدهای بعدی تقریباً برابر با صفر است. یعنی تمامی انرژی زمین لرزه، در مد اول ارتعاش که تغییر شکل های سازه ای در آن ناچیز است جذب می شود.

۱- رفتار سازه ها با پایه ثابت در تمامی مدها همراه با تغییر شکل های سازه ای قابل توجه است. اما رفتار سازه های جداسازی شده در مد اول، همانند جسم صلب است و تنها در مدهای بعدی نشان دهنده تغییر شکل های سازه ای می باشد.



۳- برش پایه و برش طبقات سازه با افزایش زمان تناوب جداگرهای لرزه‌ای، در نتیجه کاهش سختی موثر جداگرهای لرزه‌ای، کاهش می‌یابد.

۴- با بالا رفتن تعداد طبقات یا کاهش سختی روسازه، برش پایه و برش طبقات سازه‌های جداسازی شده نسبت به سازه مشابه گیردار کاهش کمتری یافته است. بطوریکه اثر جداگرهای لرزه‌ای در کاهش برش پایه و برش طبقات سازه، کم تر می‌شود. بنابراین جداگرها در سازه‌های سخت‌تر (سازه‌های کوتاه)، تاثیر بیشتری دارند.

۵- در سازه‌های بلند، افزایش زمان تناوب جداگر لرزه‌ای، در نتیجه کاهش سختی موثر جداگر لرزه‌ای، تاثیر بیشتری در کاهش برش پایه اعمال شده به سازه خواهد داشت.

۶- با توجه به نحوه عملکرد جداگرهای لرزه‌ای، بکارگیری این سیستم‌ها در بهبود رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بلند که به خودی خود دارای زمان تناوب بالایی بوده، مناسب نبوده و غیر قابل توجیه است.

فهرست علائم

B_D : ضریب میرایی سیستم در سطح پاسخ DBE

C_{VD} : ناحیه سرعت ثابت طیف DBE

C_{AD} : ناحیه شتاب ثابت طیف DBE

D_D : تغییر مکان سیستم جداساز در سطح پاسخ DBE

D_{TD} : کل تغییر مکان با در نظر گرفتن اثرات پیچش در سطح پاسخ DBE

D_{TM} : کل تغییر مکان با در نظر گرفتن اثرات پیچش در سطح پاسخ MCE

D_y : تغییر مکان حد تسلیم سیستم جداساز

DBE: زلزله مبنای طرح (زمین لرزه ای با دوره بازگشت ۴۷۵ سال)

G: مدول برشی

K_e و K_1 : سختی الاستیک

K_p و K_2 : سختی پس از تسلیم

K_r : سختی الاستومر

K_{eff} : سختی موثر

$K_{D, min}$: حداقل سختی موثر سیستم جداگر به ازای تغییر مکان متناظر با زلزله سطح DBE

L1: ضریب شراکت جرم مدی در مد اول

MCE: بیشینه زلزله ممکن (زمین لرزه ای با دوره بازگشت ۱۰۰۰ سال)

Q: مقاومت مشخصه

R_f : ضریب رفتار سازه جداسازی شده

T_D : دوره تناوب هدف متناظر با سطح پاسخ DBE

T_1 : زمان تناوب در مد اول

γ_{max} : کرنش برشی حداکثر

β_{eff} : میرایی موثر سیستم در سطح پاسخ DBE

σ_{ypb} : تنش تسلیم سرب

۸- مراجع

- [1] Naeim, F. and Kelly, J.M. (1999), "Design of Seismic Isolated Structures from Theory to Practice", John Wiley & Sons, Inc. 2nd Edition.
- [2] Skinner, R.I., Robinson, W.H. and Mcverry, G.H. (1999), "An Introduction to Seismic Isolation", John Wiley & Sons, Inc.
- [3] Dusi, A. and Mezzi, M. (2007), "Increasing Safety of Structures in Seismic Area: The Base Isolation Challenge", Proceedings of the 5th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran.
- [4] Seki, M., Nishikawa, T. and Kani, N. (2007), "State-of-the Art on Seismically Isolated Buildings in Japan", Proceedings of the 5th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran.
- [5] Jamali, N., Zahlten, W. and Neuhaus, C. (2007), "Modal Analysis of Friction Based-Isolated Structures", Proceedings of the 5th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran.
- [6] Mateo Alay, A., Hori, N. and Inoue, N. (2009), "Base-Isolated Structure Response using Friction Dampers with a Coupling Mechanism", In B.H.V. Topping, L.F. Costa Neves, R.C. Barros, (Editors), Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing", Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, doi:10.4203/ccp.91.181.
- [7] Mavronicola, E. and Komodromos, P. (2009), "Assessing the Suitability of Equivalent Linear Elastic Analysis of Seismically Isolated Multi-Storey Buildings", In B.H.V. Topping, L.F. Costa Neves, R.C. Barros, (Editors), Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, doi:10.4203/ccp.91.182.



[8] Bahar, A., Pozo, F., Acho, L., Rodellar, J. and Barbat, A. (2009), "Semi-Active Control of Base-Isolated Structures using a new Inverse Model of Magneto rheological Dampers", In B.H.V. Topping, L.F. Costa Neves, R.C. Barros, (Editors), "Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing", Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, doi:10.4203/ccp.91.160.

[9] Uniform Building Code, UBC97.





بررسی تغییرات سختی خمشی اتصالات عرشه سکوها

نفتی در آتش سوزی

مصطفی زین الدینی^۱، سید احمد حسینی^۲، محمد رضا بهاری^۳

(تاریخ دریافت: ۹۱/۰۵/۰۹، تاریخ پذیرش: ۹۲/۰۴/۰۹)

چکیده

اتصالات تیر-ستون تاثیر قابل توجهی بر رفتار سازه‌ها در دمای معمولی و در دماهای بالا دارند. وقتی سازه‌های فولادی در معرض آتش قرار می‌گیرند قابلیت تحمل آنها به شدت کاهش پیدا می‌کند و عملکرد اتصال در این مورد اهمیت خاص می‌یابد. بررسی‌های صورت گرفته بر روی آتش‌سوزی‌های واقعی و همچنین آزمایش‌هایی که صورت گرفته‌اند، مشخص می‌کنند که اتصالات بر زمان دوام اعضای سازه‌ای در آتش نیز تاثیر قابل توجهی دارند. ولی با این وجود به دلیل هزینه بالایی که آزمایش‌های در دمای بالا دارند در مورد طیف گسترده‌ای از اتصالات، اطلاعات آزمایشگاهی کافی موجود نیست. از جمله اتصالاتی که کمتر مورد توجه قرار گرفته اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای در عرشه سکوها نفتی می‌باشد. به دلیل احتمال بالای خطر آتش‌سوزی در سکوها نفتی، بررسی و رفتارسنجی این اتصالات در حرارت‌های بالا و تاثیر حرارت روی سختی اتصالات از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. با توجه به این مهم در این تحقیق، تعدادی آزمایش در دمای بالا بر روی این نوع اتصالات انجام شده است. تغییرات سختی خمشی اتصال در نمونه‌ها مورد بررسی قرار گرفته و نتایج حاصل در قالب نمودارهای دما-سختی ارائه شده‌اند.

کلمات کلیدی

اتصالات تیر به ستون لوله‌ای، سکوها نفتی، رفتار در دمای بالا، آتش، مطالعه آزمایشگاهی، سختی

Study of Stiffness Variation of Oil Platform Decks Connections in Fire

M. Zeinoddini, S. A. Hosseini, M. R. Bahaari

ABSTRACT

Beam-to-column connections have been found to be of great significance in influencing structural behavior at ambient and elevated temperatures. When steel-framed structures are subjected to fire, the load bearing capacity is decreased and the behavior of the joints is of particular concern. Observations from full-scale fire tests and damaged structures confirm that connections have a considerable effect on the stability time of structural components in fire. Due to the high cost of elevated temperature tests, adequate experimental data about a broad range of connections is not available. One type of such connections is the connections between I-shape beam and pipe shape columns in oil platform decks. Considering the high probability of fire in oil platforms, study of the behavior of these connections at elevated temperatures is of great importance. In the current study, a number of experimental tests have been conducted on this connection type to investigate their flexural behaviour and in particular the bending stiffness of the connection in fire. Effects of the temperature rise on the rotational response of the specimens are studied and the results are presented as temperature-stiffness curves.

KEYWORDS

Beam-to-pipe column connection, Oil platforms, Elevated-temperature behavior, Rotation-stiffness curve, Fire, Experimental study, Stiffness

۱- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر طوسی، Zeinoddini@kntu.ac.ir

۲- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر طوسی، hosseini@dena.kntu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۳- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران، bahaari@ut.ac.ir



قاب‌های فولادی از تیر و ستون‌هایی تشکیل شده‌اند که توسط اتصالات به هم متصل می‌شوند. عملکرد قاب از رفتار اتصالات تاثیر می‌پذیرد که در تحلیل کلی سازه باید در نظر گرفته شود. برای ساده‌سازی در طراحی و تحلیل قاب‌های فولادی و مرکب، فرض می‌شود که اتصالات تیر-ستون یا کاملاً مفصلی و یا کاملاً گیردار هستند [۱]. فرض کردن اتصالات به صورت مفصلی و یا گیردار طراحی و تحلیل را به طور قابل ملاحظه‌ای ساده می‌کند ولی در عمل رفتار واقعی اتصال در طیف گسترده‌ای بین این دو حد است. اکثر اتصالاتی که مفصلی در نظر گرفته شده‌اند دارای مقداری سختی دورانی هستند و اتصالاتی که صلب در نظر گرفته شده‌اند نیز مقداری انعطاف‌پذیری نشان می‌دهند. طراحان می‌توانند در تحلیل از رفتار دقیق‌تر اتصالات استفاده کنند ولی اکثر طراحان از این کار احتراز دارند؛ زیرا روش‌های ساده‌سازی شده باعث صرفه جویی در وقت و هزینه‌ها می‌شوند و در ضمن نتایج حاصل به اندازه کافی قابل اعتماد هستند. اگر چه این روش‌های ساده‌سازی شده برای طراحی در دمای معمولی کفایت می‌کنند ولی وقتی سازه‌های فولادی در معرض آتش قرار می‌گیرند رفتار اتصالات تاثیر بیشتری بر پاسخ کلی سازه می‌گذارند و در صورتی که رفتار اتصال به درستی بررسی نشود نتایج حاصل از اعتبار کافی برخوردار نخواهند بود.

با توجه به اهمیت رفتار اتصالات در سازه‌های فولادی در حین آتش‌سوزی تحقیقات متعددی به صورت آزمایشگاهی و عددی بر روی رفتار اتصالات فولادی انجام شده است [۶-۲]. با این وجود، روی رفتار اتصالات سکوه‌های نفتی در برابر آتش‌سوزی مطالعات بسیار کمی صورت گرفته است.

Evertt و Nehring در سال ۱۹۷۶، روشی را برای مقابله با حریق‌های ایجاد شده در سکوه‌های عظیم مناطق دورافتاده دریای شمال، ارائه دادند. در این تحقیق، که نتایج تجربه چندین ساله کمیته بهره‌برداران از سازه‌های فراساحلی انگلستان می‌باشد، بعد از ارائه پارامترهای طراحی، پیشنهادهایی برای جایابی کشتی‌های اطفای حریق و

حالات اجرایی برای مناطق با تمرکز فعالیت بیشتر در دریای شمال، داده شده است [۷].

Eberg و همکارانش در سال ۱۹۹۲، به توسعه روشی برای تحلیل خرابی سکوه‌های دریایی قرار گرفته در معرض آتش پرداختند. در این روش که توافق خوبی با نتایج آزمایش‌های انجام شده روی تیر-ستون‌ها و قاب‌ها و همچنین با پیش‌بینی‌های عددی در سازه‌های واقع بر خشکی دارد، نشان داده شده است که ارائه مدل ساده شده‌ای از نیمرخ دمایی مقطع قابل پذیرش می‌باشد و دما در خرابی نهایی، بطور عمده بزرگتر از دما در خرابی اولین عضو می‌باشد [۸].

در سال ۱۹۹۸، Shetty و همکارانش، یک روش احتمالاتی برای بررسی ایمنی در برابر آتش و طراحی بهینه سیستم حفاظت در برابر آتش برای عرشه سازه‌های دریایی ارائه دادند. تحلیل قابلیت اعتماد، هم برای خواص مکانیکی و حرارتی فولاد، عایق کاری سازه‌های روکش دار و سازه‌های قابی عرشه، که جز عدم قطعیت‌ها در بارگذاری آتش و انفجار می‌باشند، ارائه شده است. بهینه‌سازی سیستم حفاظت در برابر آتش به نحوی انجام شده است که مجموع هزینه‌های مورد انتظار سیستم‌های حفاظتی حداقل شده باشد [۹].

اهمیت طراحی دقیق اتصالات در طراحی سازه‌ها با افزایش سطح اهمیت سازه مورد نظر افزایش مضاعف می‌یابد. بدان معنا که در سازه‌هایی که کاربردهای خاص و با اهمیت ویژه دارند طراحی دقیق و واقع‌گرایانه با کمترین فرضیات ساده‌کننده لازم و ضروری است. لذا با توجه به این مساله طراحی دقیق اتصالات در سازه‌هایی مانند سکوه‌های نفتی که از نظر سیاسی، اقتصادی و استراتژیک از جایگاه ویژه‌ای برخوردارند و علاوه بر این احتمال بروز آتش‌سوزی نیز در آنها بسیار بالاست، بسیار مهم و ضروری است.

با توجه به موارد ذکر شده هدف اصلی در این تحقیق بررسی رفتار اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای در عرشه سکوه‌های نفتی در آتش‌سوزی و تاثیرات حرارت بر سختی اتصال می‌باشد. در شکل (۱) نمایی از عرشه یک



سکوی نفتی نشان داده شده است. اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای در این نما به خوبی مشاهده می‌شود.



شکل (۱): نمایی از کاربرد وسیع اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای در عرشه سکوهای نفتی

"World wide offshore accident data bank" نیز نشان می‌دهد که هر ساله وقوع آتش‌سوزی یکی از عواملی است که بیشترین خرابی را در سکوهای فلزی نفتی ایجاد می‌کند [۱۱].

۳- تئوری تحقیق

همانطور که گفته شد هدف اصلی در این تحقیق تعیین خصوصیات رفتاری اصلی اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای در حرارت بالاست. از جمله مهمترین خصوصیات یک اتصال که در طراحی آن از اهمیت بالایی برخوردار است میزان دوران اتصال و همچنین میزان سختی اتصال می‌باشد. اطلاع از این مقادیر و نحوه تغییرات آنها تحت حرارت به منظور یک طراحی ایمن در برابر آتش لازم می‌باشد. در این تحقیق این دو پارامتر به صورت زیر مورد محاسبه قرار گرفته‌اند:

$$K_{\varphi} = M_b / \varphi \quad (1)$$

که در این رابطه M_b لنگر سطح مشترک تیر-ستون، و φ چرخش اتصال و K_{φ} سختی خمشی اتصال می‌باشد. در آزمایش‌هایی که گزارش خواهند شد، برای اندازه‌گیری چرخش اتصال، از شیب سنج و تغییر مکان سنج (LVDT) استفاده شده است. تغییر مکان‌سنج‌ها برای اندازه‌گیری خیز عمودی در نقاط مختلف تیر بکار برده شده‌اند. با این وجود می‌توان از آنها به طرز غیر مستقیم برای اندازه‌گیری دوران اتصال استفاده کرد. دوران اتصال φ را براساس مقدار قرائت شده از تغییر مکان‌سنج‌ها می‌توان از معادله‌ی زیر بدست آورد:

$$\varphi = \tan^{-1}(u/L) \quad (2)$$

که در معادله بالا u خیز نقطه مورد نظر از تیر و L فاصله بین مرکز اتصال و نقطه اندازه‌گیری خیز بر روی تیر است. در آزمایش‌ها، بین اعداد ثبت شده توسط شیب سنج‌ها و مقادیر محاسبه شده از تغییر مکان‌سنج‌ها، اختلاف ناچیزی وجود داشت. با توجه به این موضوع دوران‌های محاسبه

۲- سکوهای فراساحل نفتی

نفت یکی از مهمترین منابع تامین انرژی در سطح جهان می‌باشد و افزایش و یا کاهش استخراج نفت در کشورهای نفت خیز تاثیرات اقتصادی و سیاسی متعددی را در سطح بین‌المللی ایجاد می‌کند. این مساله موجب شده که استخراج نفت از میدان نفتی یکی از مسائل مهم کشورهای نفت خیز باشد. با توجه به وجود میدان نفتی متعدد در اعماق دریاها، ساخت و استفاده از سکوهای نفتی همواره مورد توجه بوده است.

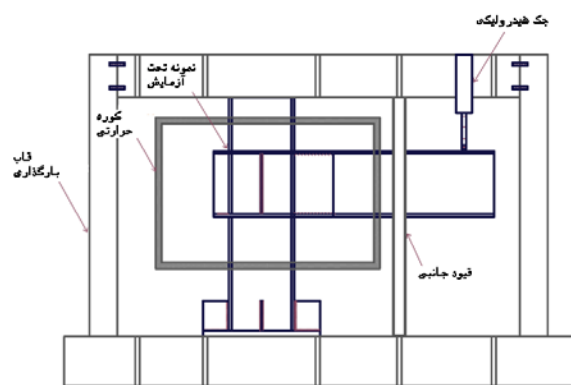
با توجه به کاربرد فراوان سکوهای نفتی فلزی و وجود منابع سوختی دائمی در آنها، خطر آتش‌سوزی یکی از مهمترین خطراتی است که سکوهای فلزی نفتی را تهدید می‌نماید. علاوه بر آتش‌سوزی‌هایی که بر اساس بروز حوادث در حین کار در این سازه‌ها بروز می‌نماید، به دلیل اهمیت بالای این سازه‌ها از نظر استراتژیک و نظامی در حین بروز جنگ‌ها نیز سکوهای نفتی جزو مهمترین اهداف نظامی می‌باشند که در بسیاری موارد، مورد هدف تسلیحات نظامی قرار گرفته و علاوه بر بروز انفجار، دچار آتش‌سوزی نیز می‌شوند. انفجار و آتش‌سوزی سکوهای نفتی در جنگ بین ایران و عراق از جمله شواهد این مساله می‌باشد [۱۰]. آمار ارائه شده در مجموعه

شده براساس تغییر مکان سنج‌ها در مواقعی که شیب‌سنج‌ها در برخی آزمایش‌ها دچار مشکل شده‌اند، مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

۴- مطالعات تجربی

۴-۱- تنظیمات و ابزار آزمایش

آزمایش‌ها در داخل یک کوره گازی که به منظور انجام مطالعه تجربی اتصال در آتش طراحی شده بود انجام گردید. شکل (۲) تنظیمات آزمایش‌ها را نشان می‌دهد.



شکل (۲): چیدمان آزمایش

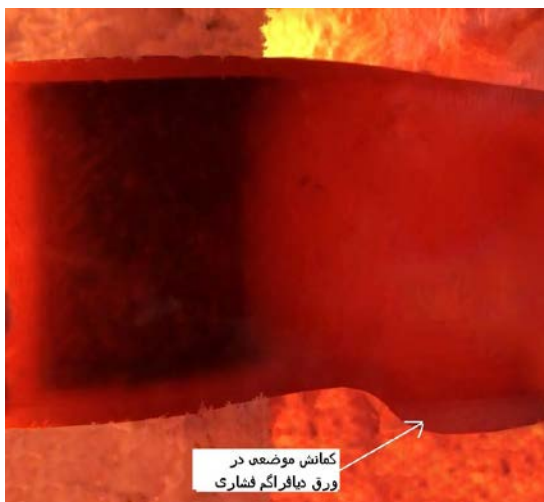
از آنجایی که در این تحقیق هدف بررسی رفتار اتصالات تحت شرایط کوره استاندارد بوده است لذا دمای کوره متناسب با منحنی‌های ISO834, ASTM E119 [۱۲ و ۱۳] افزایش یافته است.

ابزار آزمایش شامل شیب‌سنج برای اندازه‌گیری دوران، تغییر مکان‌سنج‌ها و سلول‌های اندازه‌گیری بار و ترموکوپل بوده است. هم ابزارهای آنالوگ و هم ابزارهای دیجیتال توسط یک سیستم جمع‌آوری داده مدل TDS-303 ساخت کمپانی TML ژاپن ثبت شده‌اند. توضیح کامل در مورد ابزارهای استفاده شده در آزمایش‌ها، قبلاً منتشر شده است [۱۴].

فرآیند آزمایش شامل سه مرحله است. در ابتدا نمونه‌ها در دمای معمولی تا رسیدن به تراز خمش از پیش تعیین شده بارگذاری شده‌اند. سپس کوره روشن شده در حالیکه بار اعمال شده بر روی نمونه‌ها ثابت نگه داشته شده است و دمای کوره بر اساس منحنی‌های ISO834 افزایش می‌یابد.

وقتی که گسیختگی در اتصال رخ داد، کوره خاموش می‌شود. هم‌چنین لازم به توضیح است که در طول هر آزمایش در دماهای مختلف عکسبرداری انجام شده است. تیر و ستون نمونه‌ها که در داخل کوره قرار گرفته است با روکش فیبرسرامیک به ضخامت ۲/۵ cm پوشانده شده‌اند. تنها ناحیه اتصال در معرض آتش قرار داده شده است.

در شکل (۳) نمایی از یکی از نمونه‌ها در داخل کوره در حین آزمایش نشان داده شده است. در این تصویر فیبرهای سرامیکی در بالا و پایین محدوده چشمه اتصال روی ستون به خوبی مشاهده می‌شوند. همانطور که ذکر شد با استفاده از این فیبرهای سرامیکی سعی شده تا صرفاً محل چشمه اتصال حرارت داده شود و سایر نقاط مستقیماً گرم نشوند.



شکل (۳): نمایی از یکی از نمونه‌ها در حین حرارت دهی

۴-۲- جزئیات نمونه‌ها

تمام موارد نمونه‌های آزمایشگاهی، شامل یک ستون استوانه فولادی تکی به ارتفاع ۸۰ سانتیمتر به قطر ۲۱۹/۱ mm و ضخامت ۱۲/۷ mm و یک تیر فولادی IPE220 به طول ۷۵ cm بودند. این نمونه‌ها، یک اتصال با مقیاس حدوداً ۰/۱۵ را از یکی از سکوها موجود در پارس جنوبی را نمایندگی می‌کنند. بار نیز به صورت متمرکز در فاصله ۹۰ سانتیمتری از محور ستون وارد می‌شده است. جزئیات دقیق اتصال تیر I شکل به ستون

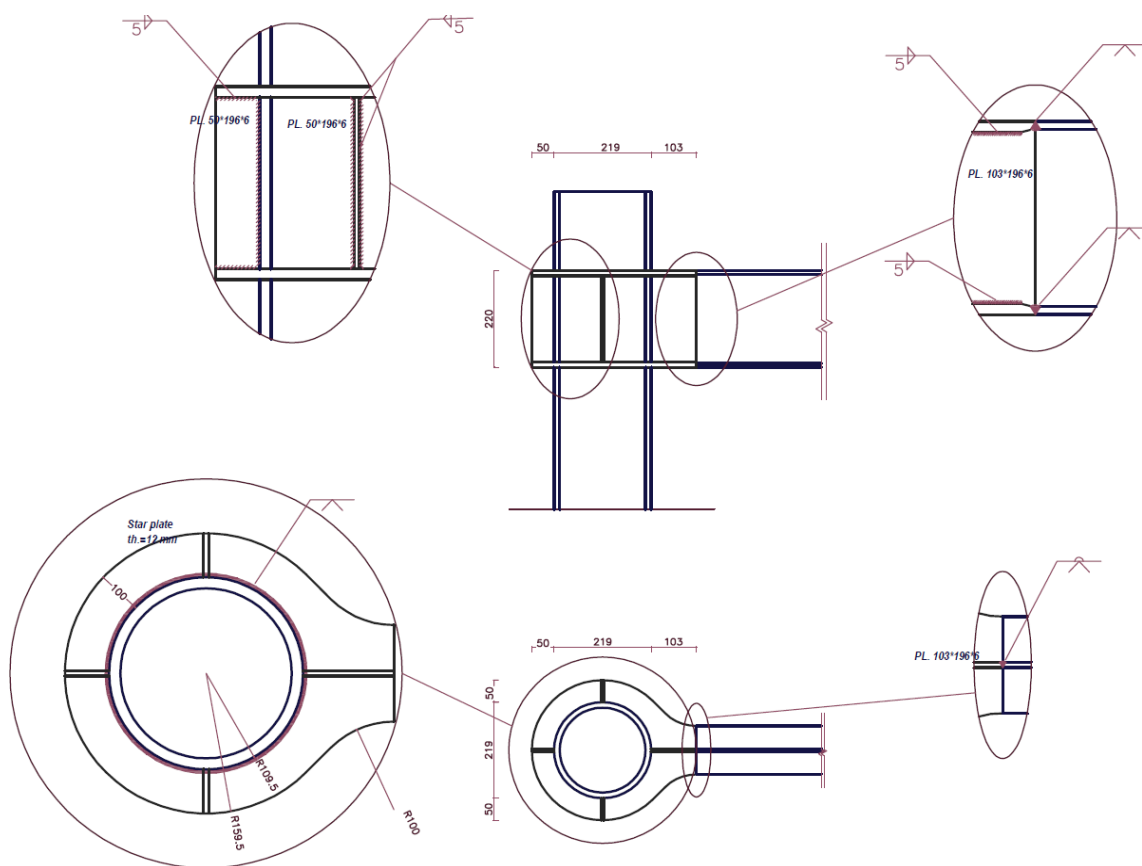
جدول (۱): مشخصات اتصالات به کار رفته در هر آزمایش

شماره آزمایش	ضخامت ورق جان (mm)	ضخامت ورق دیافراگم (mm)
۱	۶	۱۲
۲	۶	۱۲
۳	۶	۱۲
۴	۶	۱۲
۵	۶	۱۵
۶	۶	۱۲
۷	۸	۱۲
۸	۶	۱۲
۹	۶	۱۲

لوله‌ای در نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۴) ارائه شده است.

به منظور جلوگیری از پیچش احتمالی تیر در طی انجام آزمایش، در طول تیر مهارهای جانبی تعبیه شده بود؛ این مهارها با توجه به حداکثر ظرفیت پیچشی تیر طراحی شده بودند. در شکل (۲) نوع مهارهای استفاده شده و جهت قرار گیری آنها نشان داده شده است.

در مجموع ۹ آزمایش بر روی اتصالات فوق انجام شده است. در جدول (۱) مشخصات اتصال در هر آزمایش ارائه شده است. با توجه به حساسیت و اهمیت بالای آزمایش‌های حرارتی، نمونه HS1 دو بار آزمایش شد (جدول (۴) را ببینید) تا صحت و دقت نتایج حاصل از آزمایش‌ها کاملاً روشن شود. نتایج حاصل از دو بار آزمایش انجام شده بر این نمونه با تقریب بسیار کم مشابه هم بود.



شکل (۴): جزییات نمونه‌های آزمایش

۴-۳- بارگذاری نمونه‌ها

جدول (۲): تراز بار وارده بر اتصالات آزمایش شده

شماره نمونه	درصد لنگر خمشی	مقدار اسمی لنگر خمشی (kN.m)	مقدار لنگر خمشی ثبت شده در حین آزمایش (kN.m)
HS1	۰/۴ Mcc	۴۴/۸	۴۴/۷۸
HS2	۰/۴ Mcc	۴۴/۸	۴۴/۸۵
HS3	۰/۴ Mcc	۳۳/۶	۳۳/۶۵
HS4	۰/۴ Mcc	۲۲/۴	۲۲/۴۲
HS5	۰/۴ Mcc	۱۱/۲	۱۱/۲۸
HS6	۰/۴ Mcc	۳۳/۶	۳۳/۶۶
HS7	۰/۴ Mcc	۳۳/۶	۳۳/۶۴
HS8	۰/۴ Mcc	۳۳/۶	۳۳/۵۵
HS9	۰/۴ Mcc	۳۳/۶	۳۳/۵۵
HS1	۰/۴ Mcc	۴۴/۸	۴۴/۷۸
HS2	۰/۴ Mcc	۴۴/۸	۴۴/۸۵
HS3	۰/۴ Mcc	۳۳/۶	۳۳/۶۵

Mcc: ظرفیت خمشی خمیری اتصال می‌باشد.

با توجه به اینکه نیروی وارده بر اتصالات در این آزمایش‌ها ترکیبی از لنگر ناشی از بار وارده توسط جک‌ها و نیروهای حرارتی ناشی از افزایش درجه حرارت می‌باشد در نتیجه مسلماً هرچه لنگر وارده بیشتر باشد اتصالات در درجه حرارت پایین تری گسیخته می‌شوند.

با توجه به این موضوع و از آنجا که هدف از این تحقیق بررسی رفتار اتصالات در حرارت‌های بالا می‌باشد سعی شده تا لنگر وارده به نحوی انتخاب شود که گسیختگی زودهنگام در اتصالات رخ نداده و اتصال توانایی تحمل درجه حرارت بالاتری را داشته باشد تا بدین وسیله امکان بررسی رفتار اتصال در حرارت‌های بالا میسر شود. لذا ابتدا میزان ظرفیت خمشی هر اتصال به صورت نظری و با استفاده از روابط ارائه شده در مرجع [۱۶]، محاسبه شد و سپس لنگر وارده به صورت ضریبی از این ظرفیت خمشی به هر نمونه اعمال شد. نحوه بارگذاری نمونه‌ها و ظرفیت خمشی اتصالات در جدول (۲) ارایه شده است.

۴-۴- نحوه جوشکاری اتصالات و خصوصیات مصالح

ناحیه جوش از جمله مهمترین بخش‌های یک اتصال جوشی می‌باشند. استفاده از الکتروود مناسب، سیستم جوشکاری مناسب و نحوه صحیح جوشکاری در اتصالات به کار رفته در سکوها، دریایی، که سازه‌هایی با اهمیت بالا تلقی می‌شوند از جایگاه ویژه‌ای برخوردار می‌باشند.

مطابق دستورالعمل جوشکاری تایید شده برای این اتصال، برای ساخت کلیه نمونه‌ها از جوشکاری به روش SMAW (shield metal arc welding) استفاده شده است. جزئیات دستورالعمل فرآیند جوشکاری در مرجع [۱۴] آورده شده است. ابزار جوشکاری از نوع Dialarc® بوده که توسط شرکت Miller Weld ساخته شده است. الکتروود مورد استفاده برای این آزمایش‌ها، الکتروود E7018 بود که در فرآیند جوش کاری به روش SMAW استفاده می‌شود و نسبت به الکتروودهای معمول رفتار شکل‌پذیرتری را ارایه می‌دهد.

مطابق دستورالعمل جوشکاری تایید شده برای این اتصال، از دو نوع جوش گوشه و شیاری با نفوذ کامل در ساخت نمونه‌ها استفاده شده است. محل جوش کاری‌ها در شکل (۴) مشخص شده است.

با توجه به اهمیت عملکرد جوش‌ها در رفتار اتصالات، جوش‌ها به طور کامل بر اساس مشخصات ارائه شده در دستورالعمل جوشکاری مربوطه و توسط جوشکارهای حرفه‌ای انجام شده‌اند. در نهایت بعد از اتمام ساخت نمونه‌ها به منظور اطمینان از صحت جوشکاری‌های انجام شده، بازرسی و کنترل کامل جوش‌ها نیز به کمک تست غیرمخرب (با استفاده از اولتراسونیک) بر روی جوشکاری نمونه‌ها انجام شده است. لازم به ذکر است که ساخت اتصالات در کارگاه شرکت مهندسی و ساخت تاسیسات دریایی ایران انجام شد و کنترل کیفی هم، توسط آن شرکت انجام یافت.

علاوه بر آن، برای تمامی نمونه‌ها خصوصیات مصالح در دمای معمولی با استفاده از آزمایش‌های کوپن کششی استاندارد اندازه‌گیری شده و ابعاد، سطح مقطع و... قبل از



انجام آزمایش در کوره، یادداشت شده‌اند. نتایج گزارش آزمایش میل برای این نوع فولاد (mill test report) در جدول (۳) آمده است.

۴-۵- توزیع دما

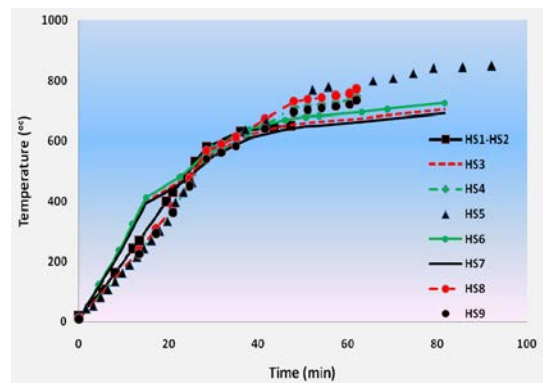
برای تمامی نمونه‌ها ۷ ترموکوپل بر روی اتصالات نصب شده بود تا تغییرات دما در طول آزمایش را اندازه‌گیری نمایند.

بررسی مقادیر دمای ثبت شده توسط ترموکوپل‌های مختلف نصب شده بر روی اتصالات نشان می‌دهد که در توزیع حرارت در اطراف اتصال اختلافاتی وجود دارد اما تفاوت دماها در اطراف اتصالات خیلی بزرگ نیست.

از آنجا که استفاده از توزیع حرارت غیر یکنواخت در طول اتصال در تحلیل‌ها با دشواری‌های زیادی همراه است در تحلیل فرض شده که اتصالات به طور یکنواخت گرم شده‌اند که برای این کار از متوسط دمایی که توسط ترموکوپل‌ها ثبت شده استفاده شده است که در شکل (۵) نشان داده شده است.

جدول (۳): مشخصات مصالح

مصالح	تنش تسلیم (N/mm ²)	تنش نهایی (N/mm ²)	مدول ارتجاعی (10 ⁵ N/mm ²)	CVN (J)
تیر، ستون و ورق‌ها	۳۵۵	۴۹	۲/۰۵	---
مصالح جوش	۴۸۵/۵	۵۵۵	۲/۰۵	۱۸۵



شکل (۵): متوسط دمای هر نمونه

۵- نتایج آزمایش‌ها و بررسی آنها

مجموعاً ۹ آزمایش بر روی اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای صورت گرفته است و نتایج به صورت خانواده‌ای از منحنی‌های دما-سختی برای این اتصالات استخراج گردیده است. این نتایج علاوه بر آنکه رفتار این دسته از اتصالات را در حرارت‌های بالا مشخص می‌کند می‌تواند معیار مناسبی جهت مدل‌های قدرتمند عددی در زمینه رفتار سنجی این نوع اتصالات باشد. همانطور که در ابتدا اشاره شد در این بررسی تنظیمات آزمایش‌ها به گونه‌ای انجام شده است که بتوان تاثیر یا عدم تاثیر برخی از پارامترهای موثر بر رفتار اتصالات را در حرارت‌های بالا بررسی کرد. ارتباط میان این آزمایش‌ها، در جدول (۴) ارایه شده است. البته لازم به ذکر است که نتایج این تحقیق بر تعداد محدودی آزمایش استوار هستند و برای نتیجه‌گیری‌های جامع‌تر، نیاز به بررسی‌های بیشتری خواهد بود.

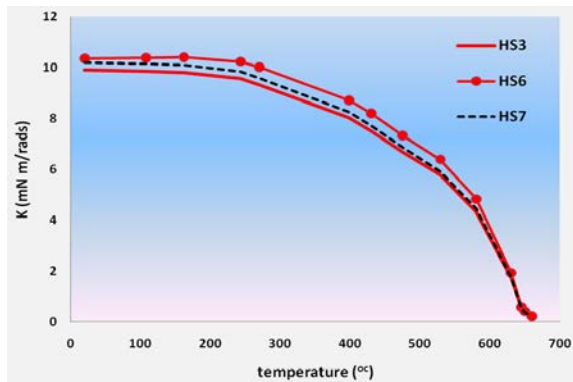
جدول (۴): نحوه ارتباط آزمایش‌های مختلف

شماره آزمایش	ارتباط بین آزمایش‌ها
۲، ۳، ۴ و ۵	تاثیر میزان لنگر روی سختی اتصال
۳، ۶ و ۷	تاثیر تقویت اتصال
۳، ۸ و ۹	تاثیر استفاده از عایق
۱ و ۲	تکرار آزمایش

۵-۱- بررسی اثر میزان لنگر اعمال شده به اتصال بر سختی خمشی آن

یک اتصال مشخص در یک سازه با قرارگیری در موقعیت‌های مختلف و در شرایط متفاوت تحت تاثیر لنگرهای مختلفی قرار می‌گیرد. به عنوان مثال در یک سکوی نفتی بارهای زنده و مرده وارده در شرایط مختلف کاری ممکن است متغیر باشد و در نتیجه، لنگرهای متفاوتی در زمان‌های مختلف بر اتصال وارد می‌شود. با توجه به این مهم در این تحقیق تاثیر میزان لنگر وارد شده بر اتصالات مورد بررسی قرار گرفته است. همانطور که در جدول (۴) نیز ذکر شده است تنها تفاوت بین نمونه‌های HS2، HS3، HS4 و HS5 در میزان لنگر وارده بر اتصال

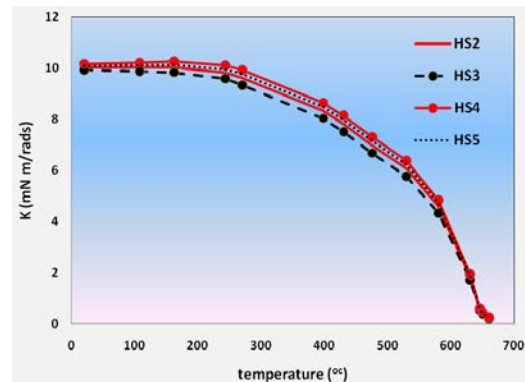
تقویت شده و در نمونه HS7 ورق جان در محدوده چشمه اتصال تقویت شده است. در شکل (۷) نمودار دما-سختی برای این سه نمونه ارائه شده است.



شکل (۷): تاثیر تقویت اتصال بر نمودار دما-سختی

همانطور که از نتایج حاصل مشاهده می شود تقویت چشمه اتصال موجب تغییراتی نه چندان فاحش در سختی اتصال در دمای معمولی می شود. با افزایش ضخامت ورق جان در محدوده اتصال و یا ورق بال در محدوده اتصال، سختی این اعضا و در پی آن سختی اتصال افزایش می یابد. اتصال تقویت شده، در حرارت های بالا، با افت سختی کمتری نسبت به نمونه بدون تقویت مواجه می شود. لازم به یادآوری است که سختی و مقاومت یک اتصال به صورت مستقیم به میزان سختی و مقاومت اعضای آن اتصال وابسته می باشد و سختی و مقاومت اعضای اتصال وابسته به میزان مدول الاستیسیته و مقاومت فولاد به کار رفته در آنها دارد. با افزایش درجه حرارت، مدول الاستیسیته و مقاومت فولاد بر طبق جدول (۵) دچار زوال می شود و لیکن اتصالی که سختی بالاتری دارد در دمای بالاتری دچار زوال کامل سختی و مقاومت می شود و نتیجتاً نسبت به همان اتصال با ورق های نازک تر حرارت های بالاتری را تحمل می کند. همانطور که مشاهده می شود تاثیر افزایش ضخامت ورق دیافراگم، اندکی بیشتر از تاثیر افزایش ضخامت ورق جان می باشد. این رویداد به این علت می باشد که گسیختگی نهایی اتصال عمدتاً در ورق دیافراگم می باشد. بنابراین افزایش این موضع، گسیختگی را به تاخیر انداخته و موثرتر از افزایش ضخامت ورق جان می باشد.

می باشد. به نمونه HS2، بالاترین میزان لنگر و به نمونه HS5، پایین ترین میزان لنگر وارد شده است. در شکل (۶) نمودار دما-سختی این نمونه ها ارائه شده است.



شکل (۶): تاثیر لنگر اعمالی بر اتصال بر نمودار دما-سختی

همانطور که از نتایج این نمونه ها مشخص است و از ابتدا نیز امکان پیش بینی بود، با ثابت ماندن هندسه و تغییر میزان بار وارده، میزان سختی دورانی اتصال تغییر چندانی پیدا نمی کند و و با تقریب خوبی می توان گفت که ثابت می ماند. علت این رویداد، این است که با توجه به اینکه، هندسه اتصال ثابت مانده است و فقط میزان بار عوض شده است؛ و از طرفی، سختی اتصال مستقل از بارگذاری بیرونی می باشد و تابعی از خصوصیات هندسی عضو می باشد، پس در نتیجه تغییر میزان لنگر وارده، بر سختی اتصال تاثیر چندانی نمی گذارد. مختصر اختلافی هم که بین منحنی ها وجود دارد را هم، می توان به خطای وسایل اندازه گیری، خطای آزمایش و خطای حین ساخت نمونه ها ارتباط داد.

۲-۵- اثر تقویت اتصال بر سختی خمشی آن

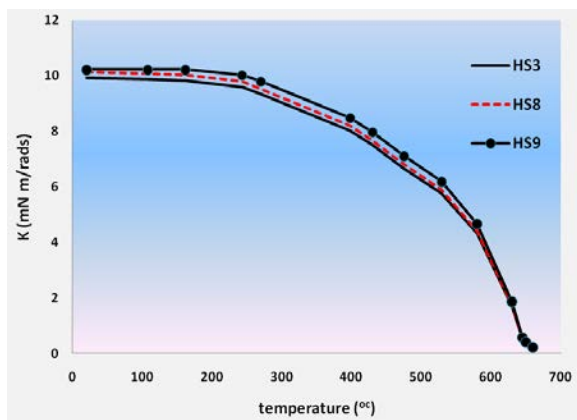
همانطور که در جدول (۴) نیز اشاره شده است اثر تقویت اتصال بر رفتار دورانی اتصالات تیر I شکل به ستون لوله ای با مقایسه نتیجه حاصل از آزمایش نمونه HS3 با نمونه های HS6 و HS7 قابل بررسی است. همانطور که در جدول (۱) نیز قابل مشاهده است تنها تفاوت نمونه HS3 با دو نمونه دیگر در آن است که در نمونه HS6 ورق دیافراگم در محدوده چشمه اتصال



جدول (۵): ضرایب کاهش خصوصیات فولاد در دمای بالا

[۱۵]

ضریب کاهش تنش تسلیم f_y	ضریب کاهش مدول ارتجاعی E_s	دمای فولاد
۱	۱	۲۰
۱	۱	۱۰۰
۱	۰/۹	۲۰۰
۱	۰/۸	۳۰۰
۱	۰/۷	۴۰۰
۰/۷۸	۰/۶	۵۰۰
۰/۴۷	۰/۳۱	۶۰۰
۰/۲۳	۰/۱۳	۷۰۰
۰/۱۱	۰/۰۹	۸۰۰
۰/۰۶	۰/۰۶۷۵	۹۰۰



شکل (۸): تاثیر استفاده از عایق بر نمودار دما-سختی نمونه‌ها

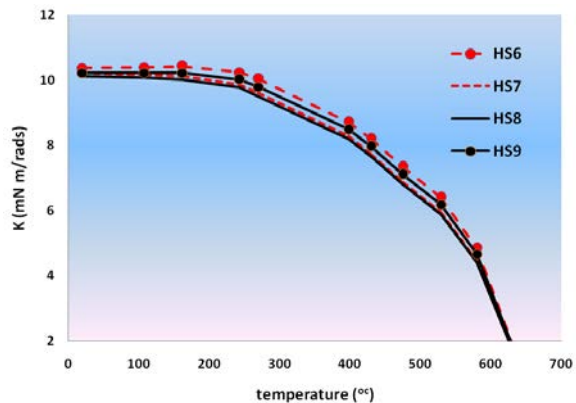
نتایج ارائه شده در نمودارهای شکل (۸) نشان می‌دهند همانطور که انتظار می‌رفت استفاده از عایق‌ها باعث می‌شود که سختی اتصال افزایش یابد.

مقایسه نتایج ارائه شده در بخش ۲-۵ و ۳-۵ نشان می‌دهد که اگرچه هر دو روش مقاوم سازی اتصال با استفاده از افزایش ضخامت اعضا و همچنین استفاده از عایق، باعث افزایش سختی اتصال شده است ولیکن در این سری آزمایش‌ها افزایش ضخامت اعضا موثرتر بوده است. در مورد علت این مساله، می‌توان اینطور نتیجه‌گیری نمود که احتمالاً به دلیل آنکه عایق صرفاً در بخش کوچکی از محدوده چشمه اتصال استفاده شده است (مثلاً ورق دیافراگم) موجب شده که آن بخش نسبت به سایر بخش‌های چشمه اتصال اختلاف گرمایی بسیار زیادی داشته باشد. وجود این مساله باعث شده که نسبت دوران و تغییر شکل‌های رخ داده در این بخش نسبت به بخش‌های مجاور در محدوده چشمه اتصال بسیار کمتر شده و پیوستگی بین اعضای چشمه اتصال و رفتار اندرکنشی بین آنها از بین رود و کلیه تغییر مکان‌ها و دوران‌ها به سایر بخش‌های چشمه منتقل شده و موجب شود آن بخش‌ها زودتر دچار گسیختگی شوند. در حالیکه در حالتی که عایق وجود نداشته دوران‌ها و تغییر شکل‌ها همزمان با افزایش حرارت ایجاد شده و بین بخش‌های مختلف اتصال توزیع شده و هر یک سهم مشخصی در پذیرش آنها دارند. با توجه به این نتیجه‌گیری، به نظر می‌رسد در صورت تمایل به استفاده از عایق، بایستی که کل محدوده چشمه

۳-۵- اثر استفاده از عایق بر سختی خمشی اتصال

یکی از موارد متداول در مقاوم سازی اعضای فولادی در برابر آتش استفاده از عایق‌ها می‌باشد. استفاده از عایق‌ها بالاخص در سازه‌های با درجه اهمیت بالا مانند سکوه‌های نفتی بسیار متداول می‌باشد. اگرچه پر واضح است که استفاده از عایق میزان حرارت موثری را که بر اتصال وارد می‌شود کاهش داده و نتیجتاً اتصال می‌تواند ترازهای حرارتی بالاتری را تحمل نماید؛ اما با توجه به قیمت بالای پوشش‌های حرارتی و همچنین دشواری‌های خاصی که در استفاده از آنها وجود دارد استفاده بهینه و حداقلی از عایق‌ها بسیار حائز اهمیت می‌باشد. با توجه به این مساله در این تحقیق نمونه‌های HS8 و HS9 به منظور بررسی چینه عایق و همچنین میزان تاثیر عایق انتخاب شده‌اند. این دو نمونه کاملاً مشابه نمونه HS3 هستند با این تفاوت که در نمونه HS8 ورق جان در محدوده چشمه اتصال عایق شده است و در نمونه HS9، ورق دیافراگم در محدوده چشمه اتصال عایق شده است. در شکل (۸) نمودار دما-سختی برای این سه نمونه ارائه شده است.

اتصال عایق شود تا اعضا چشمه اتصال هم زمان درجه حرارت یکسانی داشته و امکان عملکرد یکپارچه و اندرکنشی بین آنها فراهم شده و هر یک سهم مشخصی از تغییر شکل‌ها و اثرات حرارتی داشته باشند. مقایسه بین نتایج مقاوم کردن و عایق کردن اتصال در شکل (۹) نشان داده شده است.



شکل (۹): مقایسه بین نتایج مقاوم کردن و عایق کردن اتصال روی سختی دورانی اتصال

۶- نتیجه گیری

با توجه به نقش مهم نفت در عرصه‌های سیاسی و اقتصادی و همچنین اهمیت سکوه‌های نفتی در استخراج نفت، حفظ و افزایش عمر مفید این سازه‌ها از اهمیت به سزایی برخوردار است. با توجه به این مساله از یک سو و احتمال بالای وقوع آتش‌سوزی از سوی دیگر، در این تحقیق رفتار اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای به عنوان یکی از انواع رایج اتصالات به کار رفته در این سازه‌ها در برابر آتش مطالعه شده است. به منظور انجام این تحقیق ۹ آزمایش مختلف بر روی این نوع اتصالات انجام شده است.

از نتایج تجربی، خانواده ای از منحنی دما-سختی برای این اتصالات استخراج گردید. انتظار می‌رود که این نتایج برای سایر تحقیقات در مورد رفتار اتصالات در آتش نیز مفید باشد؛ بالاخص از نتایج این آزمایش‌ها برای ایجاد مدل‌های عددی متناسب برای این نوع اتصالات می‌توان سود برد. زیرا چنین داده‌هایی به دلیل کمبود داده‌های تجربی در این

زمینه در دسترس نیستند. تاثیر یا عدم تاثیر پارامترهای متعددی بر رفتار این دو دسته از اتصالات بررسی شده که با توجه به نتایج حاصله می‌توان گفت استفاده از عایق‌های حرارتی، افزایش ضخامت اعضای اتصال (ورق دیافراگم، استیفر و ...)، از جمله مواردی هستند که به کمک آنها می‌توان سختی اتصال را در برابر حرارت افزایش داد.

در بحث افزایش مقاومت اعضای اتصال باید توجه نمود که در صورت وجود محدودیت، موثرترین گزینه برای افزایش ضخامت ورق دیافراگم می‌باشد؛ چرا که مد اصلی گسیختگی این اتصالات جاری شدن و گسیختگی ورق دیافراگم از محل جوش آن بود با افزایش ضخامت ورق دیافراگم و پیرو آن افزایش عمق جوش شیار ان مد گسیختگی به تعویق افتاده و ظرفیت افزایش می‌یابد.

ولیکن این نکته قابل توجه است که همانطور که نتایج این آزمایش‌ها نیز نشان می‌دهد در صورت استفاده از فولاد معمولی ساختمانی امکان آنکه اتصال دمایی بالاتر از ۷۵۰ درجه سانتیگراد را تحمل کند وجود ندارد و در این دما سختی اتصال به صفر می‌رسد.

۷- تشکر و قدردانی

مولفین مقاله لازم می‌دانند از شرکت IOEC بدلیل تامین مصالح، ساخت نمونه‌ها، از آقای چنگیزی از شرکت تنش الکتریک آسیا برای ساخت کوره حرارتی و تامین تجهیزات آزمایش و از آقای مهندس رهبری از شرکت IOEC و آقای دکتر دقیق از شرکت POGC بدلیل مشاوره‌های مفیدشان تشکر نمایند.

۸- مراجع

- [1] Jones, S.W., Kirby, P.A. and Nethercot, D.A. (1981), "The Analysis of Frames with Semi-Rigid Joints: A State-of-the-Art Report", Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield.
- [2] Liu, T.C.H. (1999), "Moment-Rotation-Temperature Characteristics of Steel/Composite Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 10, pp. 1188-1197.
- [3] Mao, C.J., Chiou, Y.J, Hsiao, P.A. and Ho, M.C. (2009), "Fire Response of Steel Semi-Rigid Beam Column Moment Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 1290-1303.



[4] Rahman, R., Hawileh, R. and Mahamid, M. (2004), "The Effect of Fire Loading on a Steel Frame and Connection", In: Brebbia CA, de Wilde WP, editors. High-performance structures and materials II. WIT Press; pp. 307-316.

[5] El-Housseiny, O.M., Abdel Salam, S., Attia, G.A.M. and Saad, A.M. (1998), "Behavior of Extended End Plate Connections at High Temperature", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 46, No. 1-3, pp. 299.

[7] Wald, F., Simões da Silva, L., Moore, D.B., Lennon, T., Chaldua, M. and Santiago M. (2006), "Experimental Behavior of a Steel Structure under Natural Fire," Fire Safety Journal, Vol. 41, No. 5, pp. 509-522.

[8] Shetty, N.K., Soares, C., Thoft-Christensen, P. and Jensen, F.M. (1998), "Fire Safety Assessment and Optimal Design of Passive Fire Protection for Offshore Structures", Reliability Engineering & System Safety, Vol. 61, No. 1-2, pp. 139-149.

[9] Eberg, E., Amdahl, J., Homlas, H. and Hekkelstrand, B. (1992), "Integrated Analysis of Offshore Structures Subjected to Fire", Conference on Structural Design against Accidental Loads-London, UK, 23-24.

[10] Everett, E.G. and Nehring, G. (1976), "An Approach to Fire Control in Offshore Operations in the North Sea", Eighth Annual Offshore Technology Conference Proceedings. Publ. by: Offshore Technology Conference; Dallas, TX (USA), Vol. 2, pp. 405-416 OTC-2558.

[11] Research Institute of Petroleum Industry (RIPI), Tehran, Iran, www.ripi.ir, 2010.

[12] WOAD, "Worldwide Offshore Accident Databank", Det Norske Veritas, Oslo, published biannually.

[13] ISO 834. (2002), "Fire Resistance Tests-Elements of Building Construction".

[14] ASTM-E 119-05a. (2003), "Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials".

[۱۵] حسینی، س.ا. (۱۳۹۱)، "بررسی رفتار اتصالات تیر به ستون عرشه سکوهاى نفتى در آتش سوزى"، رساله دکتری، مصطفی زین الدینی، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران.

[16] European Committee for Standardisation (CEN). (2003), Eurocode 3; Design of steel structures, Part 1.2: General rules structural fire design, prEN-1993-1-2.

[۱۷] زین الدینی، م. (۱۳۸۴)، طراحی و اجرای سکوهاى ثابت نفتی، ESDEP پروژه اروپایی آموزش دانشگاهی طرح فولاد، چاپ مرکز ملی اقیانوس شناسی، چاپ اول ۱۳۸۴.



بررسی جابه‌جایی نسبی طبقات در قاب‌های فولادی با تغییر نوع مهاربندی همگرا در ارتفاع

روزبه صدری^۱، محسن گرامی^۲، فرهاد دانشجو^۳
(تاریخ دریافت: ۹۰/۰۶/۰۴، تاریخ پذیرش: ۹۲/۰۶/۰۴)

چکیده

امروزه مهمترین هدف در طراحی سازه‌ها، کنترل نیاز لرزه‌ای سازه در برابر نیروهای جانبی در سطح کلی (Global) و در سطح موضعی (Local) می‌باشد. دستورالعمل‌های FEMA 273 حداکثر نیازهای تغییر شکل را به سطوح عملکرد مرتبط می‌سازد در صورتی که چنین ضوابطی در مورد نیازهای تغییر شکل تجمعی موضعی اعضا وجود ندارد. از طرفی پارامتر نیاز تغییر شکل تجمعی معیاری را برای میزان خسارت ارایه کرده و می‌تواند تصویر متفاوتی را از پاسخ سازه نسبت به پاسخ‌های حاصل از حداکثر نیازهای تغییر شکل ارایه نماید. در این مطالعه، قاب‌های خمشی فولادی مهاربندی شده مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفت و با تغییر نوع مهاربندی در ارتفاع این قاب‌ها، تراز مناسب جهت تغییر نوع مهاربندی (از مهار x به مهار v) پیشنهاد گردیده است. در انتها مشخص گردید که تغییر نوع مهاربندی در تراز مشخصی از سازه می‌تواند به کاهش نیازهای لرزه‌ای موضعی سازه‌ها منجر گردد به طوری که تغییر نوع مهاربندی در ارتفاع باعث جابه‌جا شدن محل ماکزیمم بیشینه نیاز دررفت طبقات و کاهش مقدار آن (حداکثر تا ۹۰٪) بوده است.

کلمات کلیدی

سازه‌های فولادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی، تغییر نوع مهاربندی در ارتفاع، نیاز موضعی دررفت

Stories Drift Consideration in Steel Frames with Changing CBF Brace kinds in Height

R. Sadry, M. Gerami, F. Daneshjo

ABSTRACT

Today's the most important purpose in structural designing is to control structural seismic demand against lateral forces in global surface and local surface. FEMA273 attributes the majority of deformation demands to behaviors surfaces whether there is no rule about local cumulative deformation demands of elements. On the other side cumulative deformation demands parameters have suggested criteria for damaging rate so it can exhibit a different vision of structures reflex about acquired reflex of maximum deformation demands. Comprehensive behavior of structures system depends on answer and manner of structural surfaces elements and influence of elements reflexes. Because of neglecting of scientist about brace changing in structures height so there is a consideration about steel structure seismic behavior with brace changing in height in the article. A number of moment steel frames braced by different bays, time history non-linear dynamic are analyzed by the 3 earthquake and consideration of max drift story demand in structures suitable height for chagrining the kind of braces was suggested. Changing the kind of braces in certain height of structures can reduce the structural local seismic demand.

KEYWORDS

Steel structures, Time history non-linear dynamic analyses, Changing the kind of brace in height, Drift local demand

۱- کارشناس ارشد سازه، مدرس گروه عمران موسسه آموزش عالی خاوران، Erosadra@gmail.com (نویسنده مسئول)

۲- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، Mgerai@semnan.ac.ir

۳- استاد گروه مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، Danesh_f@modares.ac.ir



یکی از سیستم‌های متداول سازه‌ای جهت تامین مقاومت جانبی سازه‌های فولادی، ترکیب سیستم قاب خمشی به همراه مهاربند فلزی است. هر یک از انواع گوناگون سیستم‌های مهاربندی، دارای رفتار متفاوت در برابر زلزله می‌باشند که به همین سبب هر یک از این سیستم‌ها دارای مزایا و معایبی می‌باشند. طراحی اینگونه سازه‌ها و درک درست از رفتار مهاربندی‌ها جهت اطمینان حاصل کردن از رفتار و عملکرد مناسب دوگانه، به ویژه در هنگام زلزله، از اهمیتی خاص برخوردار است. به همین جهت می‌بایست در گزینش نوع سیستم مهاربندی و نیز چیدمان آن در سازه جهت برآوردن ملزومات آیین نامه‌ای و همچنین سرویس دهی، دقتی خاص نمود.

معمولاً نیاز لرزه‌ای به پارامترهای پاسخی اطلاق می‌شود که برای تصمیم‌گیری در مورد طرح بررسی فنی مفیدند مثل رانش سقف‌ها، رانش طبقات ساختمان، یا تغییر شکل‌های محلی مانند چرخش مفصل پلاستیک. در واقع اساس طراحی بر اساس عملکرد شناسایی و تخمین پارامترهای نیاز طراحی برای سطوح عملکرد مورد نظر می‌باشد. آیین نامه‌های اخیر طراحی مانند FEMA273 [۱] و SEAOC 2000 محدودیت‌هایی برای مقادیر قابل قبول پارامترهای پاسخ قرار داده‌اند و عنوان می‌کنند که فراتر رفتن از این مقادیر قابل قبول موجب نقص هدف عملکرد می‌شود که باید با یک احتمال لرزه‌ای مشخص به آن دست یافت، تعیین عملکرد گام مهمی به سوی مهندسی زلزله با اساس عملکرد است و انگیزه عمده‌ای برای ارزیابی دقیق نیازهای لرزه‌ای می‌باشد.

اگر بتوان با تغییر نوع مهاربندی در ارتفاع، رفتار لرزه‌ای سازه را بهبود بخشید می‌توان نسبت به عملکرد لرزه‌ای آن اطمینان بیشتری حاصل کرد و همچنین می‌توان نسبت به بهینه نمودن مصرف مصالح فولادی در ساختمان‌های فلزی اقدامی جدی نمود.

اخیراً Mehri و همکاران در سال ۲۰۰۷ مطالعاتی در رابطه با مکان‌یابی محل مهاربندها در قاب‌های فولادی و بهینه‌یابی محل مهاربندها انجام داده‌اند [۲] که در آن با

جابه‌جا نمودن محل مهاربندها در ترازهای مختلف و بررسی رفتارهای قاب‌های متفاوت به نتایجی دست یافته‌اند. آنها مقدار تنش در المان‌ها، مقدار جابجایی طبقات، در کشش نیفتادن پی‌ها، تعداد مهاربند در هر طبقه و نیز از لحاظ معماری، وجود یا عدم وجود مهاربند در دهانه خاص را در نظر گرفتند. برای کنترل اثرات P- Δ و کنترل جابجایی نسبی در زلزله سطح بهره‌برداری، جابجایی نسبی هر طبقه را به ۰/۱۵ متر محدود کردند.

ریاحی و همکاران نیز مطالعاتی راجع به بهینه‌سازی موقعیت مهاربندها در قاب‌های فولادی دو بعدی داشته‌اند در مطالعه صورت گرفته هدف، تاثیر بهره‌گیری از تئوری گراف‌ها در تعیین موقعیت مهاربندها در رفتار سازه‌ای قاب (مانند تغییر شکل جانبی و یا وزن) نسبت به حالت‌های مهاربندی متداول است [۳]. پارامترهای مورد بررسی آنها وزن، تغییر مکان طبقات و نیروی بر کنش یا Uplift، بوده است.

تغییر در شکل مهاربندی قاب‌های خمشی فولادی در ارتفاع سازه کمتر مورد بررسی محققین بوده است لذا ارزیابی نیازهای لرزه‌ای و امکان کاهش این نیازها در سطح کلی در تحقیق حاضر مورد بررسی قرار گرفته است.

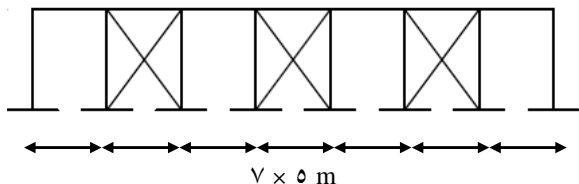
۲- روند انجام پژوهش

گرچه نحوه آرایش و چیدمان مهاربندها در قاب‌های فولادی در کاهش نیازهای لرزه‌ای مهم است لکن در این تحقیق تغییر نوع مهاربند در ارتفاع سازه جهت بهبود رفتار سازه، مورد مطالعه قرار می‌گیرد. بدین ترتیب با تغییر نوع مهار از ضربداری به هفتی در ارتفاع سازه تراز مناسب جهت تغییر مهار پیشنهاد گردیده است.

در این مطالعه تعدادی قاب ۴، ۷، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه با تعداد دهانه‌های ۳ و ۷ انتخاب گردید. در ابتدا این قاب‌ها مورد تحلیل استاتیکی خطی قرار گرفته‌اند که این تحلیل و طراحی طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) و همچنین آیین نامه فولاد ایران صورت گرفت. برای این منظور از نرم افزار SAP 2000 کمک گرفته شده است. سپس این قاب‌ها تحت ۳ شتاب نگاشت رودسر، ناغان و



جایگزینی مهارها، مجدداً قاب‌ها مورد تحلیل و طراحی قرار گرفتند. در تحلیل غیرخطی سازه‌ها از ۳ شتاب‌نگاشت طبس با بیشینه شتاب زمین $0.93g$ ، ناغان با بیشینه شتاب زمین $0.72g$ و رودسر با بیشینه شتاب زمین $0.78g$ استفاده شده است.



شکل (۲): مشخصات هندسی تپ قاب‌های ۷ دهانه

۴- نیاز لرزه‌ای دریافت طبقات

نیاز دریافت طبقه یکی از شاخص‌های اصلی ارزیابی خسارت لرزه‌ای است و دریافت طبقه‌ای در طراحی لرزه‌ای قاب‌ها به دلایل مختلف حائز اهمیت می‌باشد. تخمین دریافت برای تعیین حداقل فاصله با ساختمان‌های مجاور (درز انقطاع) به منظور ممانعت از ضربه به یکدیگر، لازم می‌باشد. دریافت‌های طبقات سهم قابل توجهی در ایجاد صدمه به اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای دارند. توجه روز افزون به هزینه‌های ناشی از خسارت لرزه‌ای و مشکلات ناشی از آن (در حوزه ورود سازه به رفتار غیرخطی) به ضرورت کنترل میزان خسارات و قابلیت تعمیر سازه در مرحله طراحی تاکید می‌کند [۴].

Kumar و Kumar در سال ۲۰۰۶ جهت بررسی قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز و همچنین ظرفیت اتلاف انرژی این نوع قاب‌ها، پارامتر دریافت را جهت مقایسه قاب‌های متفاوت مورد مطالعه قرار داده‌اند [۵]. اما تغییر نوع مهاربندی در ارتفاع را نیازمند تحقیقات جداگانه‌ای دانسته‌اند.

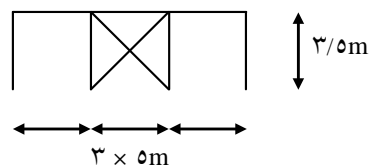
Piluso و Mastrandrea در سال ۲۰۰۹ ضمن بررسی اثرات شکل‌پذیری در سیستم‌های مهاربندی ضربدری به موضوع بررسی طراحی پلاستیک قاب‌های مهاربندی شده اشاره نموده‌اند [۶]. اما تغییر نوع سیستم مهاربندی در ارتفاع سازه را در حوصله آن تحقیق ندانستند.

طبس مورد تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی قرار گرفتند. برای این منظور از نرم افزار DRAIN-2DX کمک گرفته شده است.

نامگذاری قاب‌ها با توجه به تغییر در مهاربندی در ارتفاع بدین گونه است که عدد اول از سمت چپ بیان کننده تعداد طبقات و اولین رقم پس از حرف S بیان کننده تعداد دهانه می‌باشد. به عنوان مثال قاب 7S3 قابی است ۷ طبقه که دارای ۳ دهانه می‌باشد که از این ۳ دهانه، دهانه میانی آن مهاربندی شده است. همچنین عدد بعد از bas بیان کننده تعداد مهارهای هفتی در قاب‌ها می‌باشد به عنوان مثال قاب 4s3bas3 قابی است ۴ طبقه با ۳ دهانه که ۳ طبقه از آن دارای مهار ۷ است.

۳- مشخصات سازه‌های مورد مطالعه

در مطالعه صورت گرفته جهت بارگذاری ثقلی از مبحث ۶ مقررات ملی و جهت بارگذاری لرزه‌ای از استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) کمک گرفته شد. طول دهانه‌ها ثابت و برابر ۵ متر، ارتفاع طبقات ثابت و برابر $3/5$ متر و عرض بارگیر قاب‌ها $4/5$ متر در نظر گرفته شده است. همچنین فرض گردید که قاب‌ها بر روی خاک نوع ۲ قرار گرفته و از نظر اهمیت در رده متوسط قرار دارند. کلیه قاب‌ها دارای خطر نسبی زیاد هستند و از سیستم دو گانه خمشی فولادی ویژه همراه با مهاربند هم محور با $(R=9)$ بکار گرفته شده است. همچنین در قاب‌های ۳ دهانه، دهانه میانی و در قاب‌های ۷ دهانه، دهانه‌های دوم، چهارم و ششم مهاربندی شده‌اند (شکل (۱) و (۲)).



شکل (۱): مشخصات هندسی تپ قاب‌های ۳ دهانه

پس از تحلیل و طراحی قاب‌ها، مهارهای هفتی به ترتیب جایگزین مهارهای ضربدری در ارتفاع سازه شدند (جایگزینی از بالا به پایین صورت گرفت) و پس از

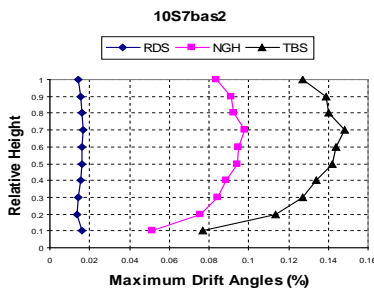
۵- ارزیابی زاویه دررفت طبقات سازه های مورد بررسی با تحلیل دینامیکی غیرخطی

در یک سازه چنانچه توزیع سختی و مقاومت طوری تنظیم شود که تحت یک الگوی بار طراحی، حالت تغییر شکل ارتجاعی یک خط مستقیم باشد، تمامی طبقات همزمان دچار تسلیم می گردند و نتایج حاصل از چنین تحلیلی، دررفت بین طبقه های را در کلیه طبقات یکسان و برابر ضریب دررفت سراسری پیش بینی می کند در حالی که مقادیر دررفت بین طبقه ای حاصل از تحلیل های دینامیکی در ارتفاع سازه، تغییرات عمده ای می یابند.

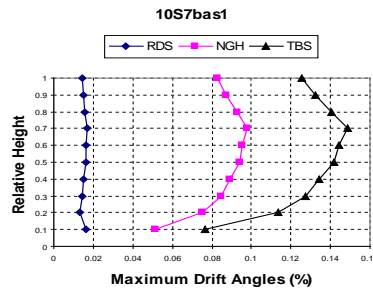
ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه به صورت ایده آل بایستی بر اساس تحلیل های تاریخچه زمانی غیر خطی سیستم سازه ای با منظور نمودن اثرات واقعی پی و با استفاده از مجموعه زمین لرزه های محتمل انجام گیرد. بدین منظور پس از تحلیل و طراحی قاب ها، تمامی قاب ها به کمک نرم افزار DRAIN-2DX مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفت. با تحلیل قاب ها و ثبت نتایج

مقدار جابجایی طبقات در گام های زمانی، مقدار دررفت در هر طبقه محاسبه گردید و با تقسیم مقدار بدست آمده بر ارتفاع هر طبقه، زاویه دررفت طبقات محاسبه شد. اما چون این مقدار در گام های متفاوت زمانی محاسبه گردیده است، بیشینه مقدار آن در طول تاریخچه بارگذاری مورد استفاده قرار گرفته است.

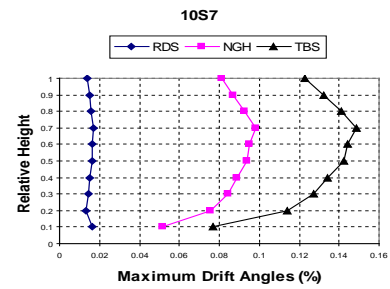
نمودارهای مربوط به نیاز زاویه دررفت طبقات به عنوان نمونه و برای قاب ۱۰ طبقه و ۷ دهانه، ۱۵ طبقه و ۳ دهانه تحت ۳ رکورد در ادامه نمایش داده شده است (شکل ۳) و (۴)). در این نمودار ستون عمودی مربوط به ارتفاع نسبی و ستون افقی مربوط به بیشینه نیاز زاویه دررفت به درصد می باشد. منحنی های مختلف مربوط به تغییر در تراز تغییر نوع مهار از ضربدری به هفتی بوده و در هر شکل نتایج برای ۳ زمین لرزه مورد بررسی به تفکیک ارائه شده است.



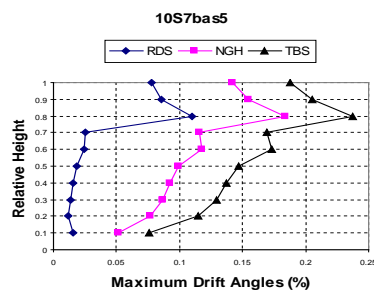
ج) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی X در ۸ طبقه



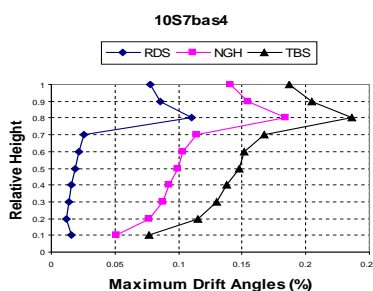
ب) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی X در ۹ طبقه



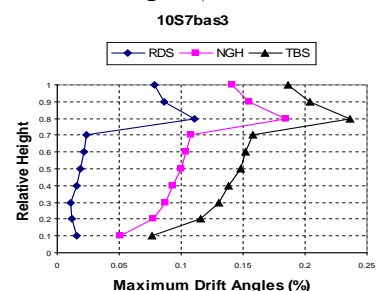
الف) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی X در تمام ارتفاع



و) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی X در ۵ طبقه

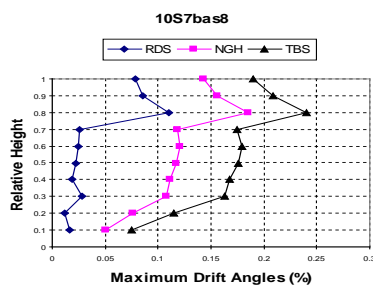


ه) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی X در ۶ طبقه

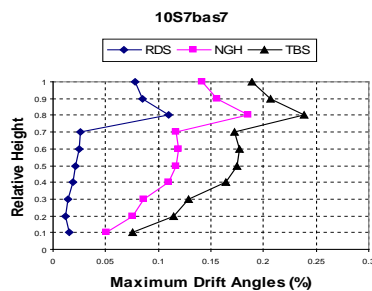


د) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی X در ۷ طبقه

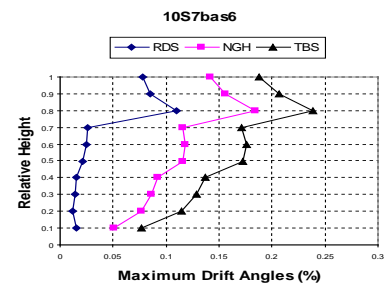




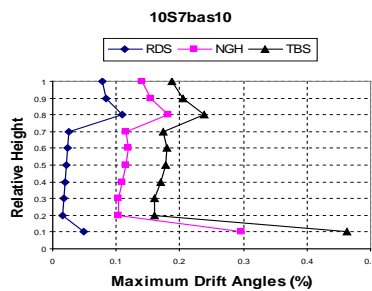
ط) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی X در ۲ طبقه



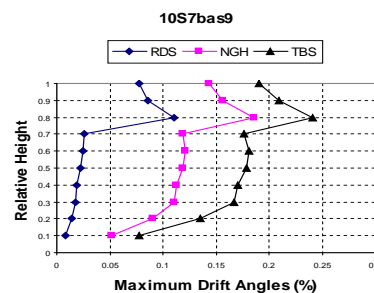
ح) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی X در ۳ طبقه



ز) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی X در ۴ طبقه



ک) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی ۷ در تمام طبقات



ی) بررسی در قاب ۱۰ طبقه با مهاربندی X در ۱ طبقه

شکل (۳): حداکثر نیاز دریفت طبقات تحت زمین لرزه‌های مختلف در قاب ۱۰ طبقه

با ۷ دهانه با تغییر در تراز تغییر نوع مهاربندی در ارتفاع

بوده است (تا ۱۰٪). این روند در هر ۳ رکورد مشاهده شد. از بررسی نمودارهای شکل (۳-و) که در آن درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت هر طبقه نسبت به ارتفاع نسبی آن (برای قاب 10S7bas5) ترسیم گردیده است، نتایج زیر حاصل می‌گردد:

الف- کمترین مقدار درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت تحت دو رکورد طبس و ناغان در طبقه اول و تحت رکورد رودسر در طبقه دوم رخ داده است.

ب- درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت تا طبقه هشتم آهنگی رو به رشد داشته (تا ۴۰٪) اما پس از آن این آهنگ کاهش یافته است (تا ۹٪). این روند در هر ۳ رکورد مشاهده شد. با بررسی نمودارهای شکل (۳) که مربوط به سازه ۱۰ طبقه با ۷ دهانه می‌باشد نتایج زیر حاصل می‌گردد:

الف- با افزایش جایگزینی مهار هفتی به جای مهار ضربدری در ارتفاع سازه (از بالا به پایین) تغییرات در درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت همواره در طبقات بالایی دیده می‌شود. اما علاوه بر این مقدار تغییرات در درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت با افزایش جایگزینی مهار هفتی

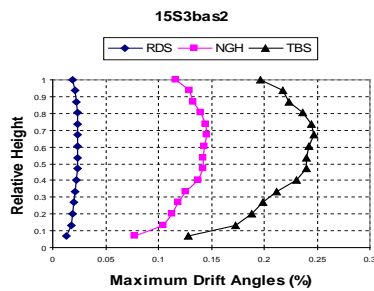
از بررسی تغییرات نیاز در ارتفاع سازه‌های مورد بررسی مشاهده می‌گردد که غالباً نرخ تغییرات نیاز در $\frac{1}{3}$ تراز بالای سازه دچار تغییر اساسی گردیده است. این موضوع که نیازهای لرزه‌ای در محدوده طبقات بالا دچار تغییر اساسی می‌گردد در سایر تحقیقات همانند تحقیق مراجع [۴] و [۷] در قاب‌های خمشی نیز مشاهده گردیده است. لکن، چنین رفتاری در سازه‌های مهاربندی شده مورد تحقیق حاضر نیز مشاهده گردید که این موضوع به اثر مودهای بالاتر در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مربوط می‌گردد. از بررسی نمودارهای شکل (۳-الف) که در آن درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت هر طبقه نسبت به ارتفاع نسبی آن (برای قاب 10S7) ترسیم گردیده است، نتایج زیر حاصل می‌گردد:

الف- کمترین مقدار درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت تحت دو رکورد طبس و ناغان در طبقه اول و تحت رکورد رودسر در طبقه دوم رخ داده است.

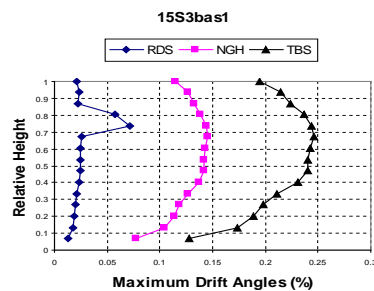
ب- درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت تا طبقه هفتم آهنگی رو به رشد داشته (تا ۴۵٪) اما پس از آن این آهنگ کاهش

ب- بیشترین مقدار درصد بیشینه نیاز زاویه دریافت هنگامی رخ می‌دهد که تمامی مهارهای هفتی جایگزین مهار ضربدری شود. این روند در هر ۳ رکورد مشاهده شد.

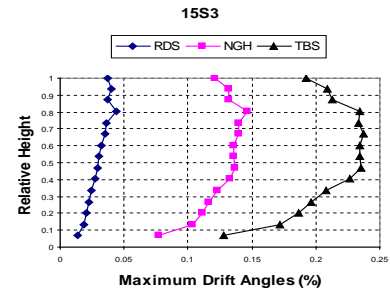
به جای مهار ضربدری در ارتفاع سازه (از بالا به پایین) از طبقات بالایی به طبقات پایین نیز منتقل می‌شود. این روند در هر ۳ رکورد مشاهده شد.



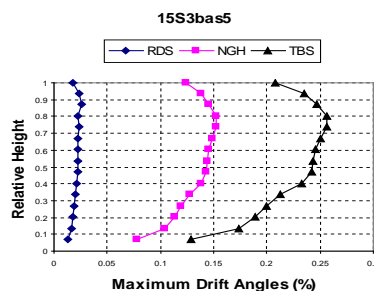
الف) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در تمام ارتفاع



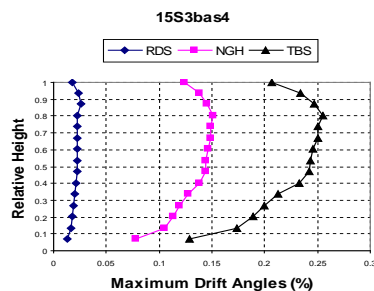
ب) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۱۴ طبقه



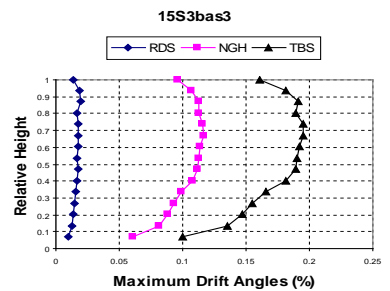
ج) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۱۳ طبقه



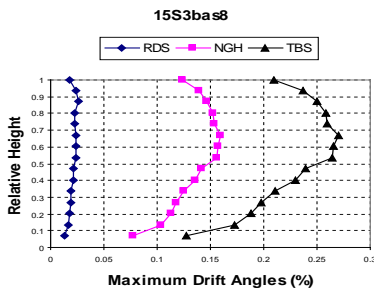
د) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۱۲ طبقه



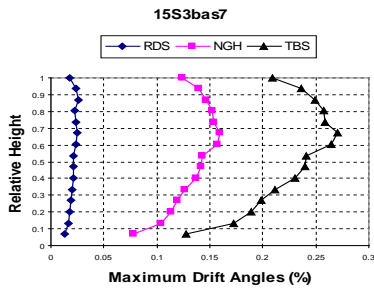
ه) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۱۱ طبقه



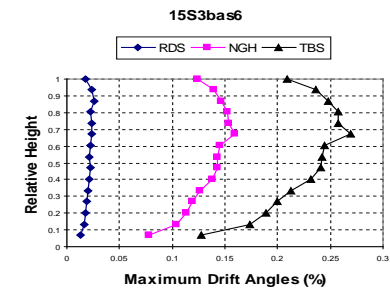
و) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۱۰ طبقه



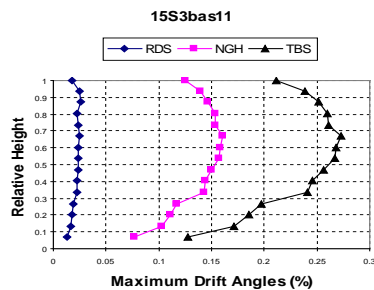
ز) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۹ طبقه



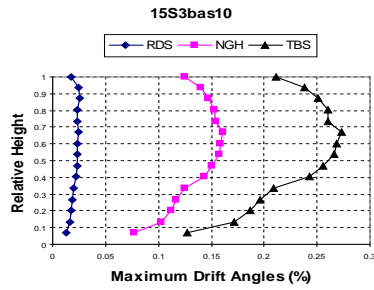
ح) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۸ طبقه



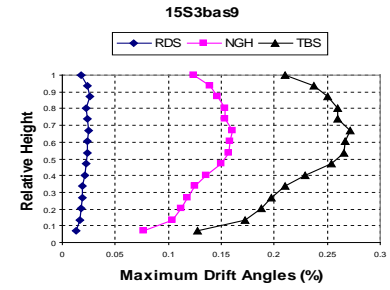
ط) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۷ طبقه



ی) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۶ طبقه

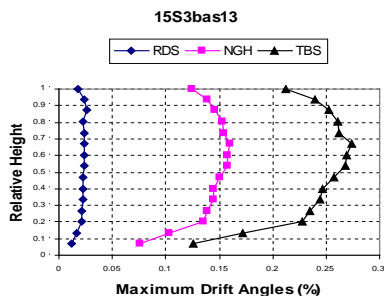


ک) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۵ طبقه

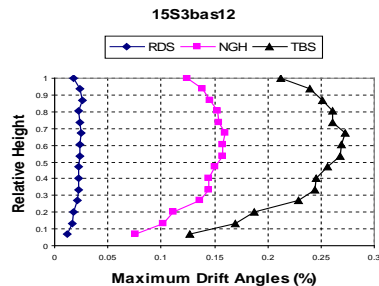


ل) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۴ طبقه

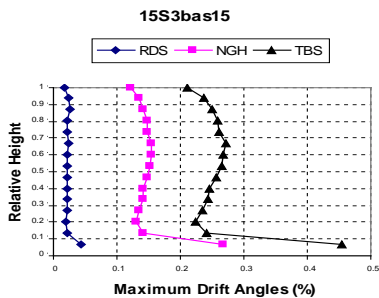




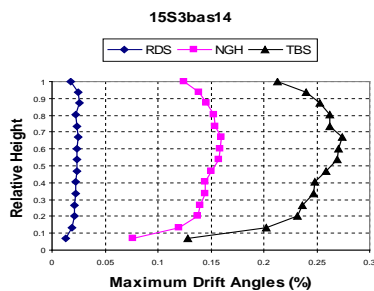
ن) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۲ طبقه



م) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۳ طبقه



ع) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی ۷ در تمام طبقات



س) بررسی در قاب ۱۵ طبقه با مهاربندی X در ۱ طبقه

شکل (۴): حداکثر نیاز دریفت طبقات تحت زمینلرزه های مختلف در قاب ۱۵ طبقه

با ۳ دهانه با تغییر در تراز تغییر نوع مهاربندی در ارتفاع

با بررسی نمودارهای شکل (۴) که مربوط به سازه ۱۵ طبقه با ۳ دهانه می باشد نتایج زیر حاصل می گردد:

الف- با افزایش جایگزینی مهار هفتی به جای مهار ضربدری در ارتفاع سازه (از بالا به پایین) تغییرات در درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت از طبقات بالایی به طبقات پایینی منتقل می شود. این روند در هر ۳ رکورد مشاهده شد.

ب- کمترین مقدار درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت هنگامی رخ می دهد که سیزدهمین مهار هفتی جایگزین مهار ضربدری شود.

۶- ارزیابی تحلیل نتایج

هدف از این تحقیق یافتن تراز مناسب جهت تغییر نوع مهاربند در ارتفاع سازه به منظور توزیع مناسب تر بیشینه دریفت طبقات تحت زمین لرزه می باشد. بدین منظور سازه های دو بعدی ۴، ۷، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه توسط نرم افزار DRAIN-2DX تحت ۳ رکورد رودسر، ناغان و طبرس مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفت.

از بررسی نمودارهای شکل (۴-الف) که در آن درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت هر طبقه نسبت به ارتفاع نسبی آن (برای قاب 15S3) ترسیم گردیده است، نتایج زیر حاصل می گردد:

الف- کمترین مقدار درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت در طبقه اول رخ داده است.

ب- درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت تا طبقه هفتم آهنگی رو به رشد داشته (تا ۳۵٪) اما پس از آن این آهنگ کاهش یافته است (تا ۱۰٪).

از بررسی نمودارهای شکل (۴-ح) که در آن درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت هر طبقه نسبت به ارتفاع نسبی آن (برای قاب 15S3bas7) ترسیم گردیده است، نتایج زیر حاصل می گردد:

الف- کمترین مقدار درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت در طبقه اول رخ داده است.

ب- درصد بیشینه نیاز زاویه دریفت تا طبقه دهم آهنگی رو به رشد داشته (تا ۳۵٪) اما پس از آن این آهنگ کاهش یافته است (تا ۱۱/۵٪).

با بررسی بیشینه نیاز زاویه دریافت طبقات به عنوان یکی از معیارهای ارزیابی لرزه‌ای سازه در حوزه غیر ارتجاعی در این سازه‌های کوتاه مرتبه (۴ و ۷ طبقه) مورد مطالعه در این تحقیق نتایج زیر حاصل گردید:

الف- در سازه ۴ طبقه و ۳ دهانه ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوم رخ داده است (تحت هر ۳ رکورد). در رکورد رودسر با جایگزینی اولین مهار هفتی به جای مهار ضربدری مقدار بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوم ۲٪ کاهش داشته است و در دو رکورد ناغان و طبس با جایگزینی دومین مهار هفتی به جای مهار ضربدری مقدار بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوم ۱٪ کاهش یافته است.

ب- در سازه ۴ طبقه و ۷ دهانه تحت رکورد رودسر ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه اول رخ داده است که با جایگزینی سومین مهار هفتی به جای مهار ضربدری مقدار آن در طبقه اول ۶۲٪ کاهش داشته است. در رکوردهای طبس و ناغان ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوم روی داده است که کمترین مقدار آن در طبقه دوم در حالتی که تمام مهارها ضربدری بوده‌اند، بدست آمده است.

ج- در سازه ۷ طبقه و ۳ دهانه کمترین مقدار ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت زمانی که اولین مهار هفتی جایگزین مهار ضربدری می‌شود، رخ می‌دهد (تحت هر ۳ رکورد).

د- در سازه ۷ طبقه و ۷ دهانه کمترین مقدار ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در دو رکورد طبس و ناغان زمانی که دومین مهار هفتی جایگزین مهار ضربدری می‌شود، رخ می‌دهد و در رکورد رودسر کمترین مقدار ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در دو حالت تمام ضربدری و همچنین زمانی که اولین مهار هفتی جایگزین مهار ضربدری می‌شود، رخ می‌دهد.

ه- در سازه ۷ طبقه و ۳ دهانه ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه پنجم رخ داده است (تحت هر ۳ رکورد). تحت هر ۳ رکورد با جایگزینی دومین مهار هفتی به جای

مهار ضربدری مقدار بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه پنجم ۱٪ کاهش یافته است.

و- در سازه ۷ طبقه و ۷ دهانه تحت رکورد رودسر ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه اول روی داده است. با جایگزینی ششمین مهار هفتی به جای مهار ضربدری مقدار بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه اول ۵۵٪ کاهش یافته است. در رکورد ناغان و طبس ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه چهارم رخ داده است و با جایگزینی دومین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت ۱۱٪ کاهش یافته است.

با بررسی بیشینه نیاز زاویه دریافت طبقات به عنوان یکی از معیارهای ارزیابی لرزه‌ای سازه در حوزه غیر ارتجاعی در این سازه‌های میان مرتبه (۱۰ و ۱۵ طبقه) مورد مطالعه در این تحقیق نتایج زیر حاصل گردید:

الف- در سازه ۱۰ طبقه (۳ و ۷ دهانه) کمترین مقدار ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت زمانی که دومین مهار هفتی جایگزین مهار ضربدری می‌شود، رخ می‌دهد (تحت هر ۳ رکورد).

ب- در سازه ۱۰ طبقه و ۳ دهانه ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه ششم رخ داده است (تحت هر ۳ رکورد). با جایگزینی چهارمین مهار هفتی به جای مهار ضربدری تحت هر ۳ رکورد بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه ششم ۱٪ کاهش یافته است.

ج- در سازه ۱۵ طبقه و ۳ دهانه تحت دو رکورد رودسر و ناغان ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوازدهم و تحت رکورد طبس در طبقه دهم رخ داده است. در رکورد رودسر با جایگزینی سومین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوازدهم ۵۰٪ کاهش یافته است. در رکورد ناغان با جایگزینی اولین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت ۲٪ کاهش یافته است. اما در رکورد طبس کمترین بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دهم زمانی که تمام مهارها ضربدری بودند، رخ داده است.

د- در سازه ۱۵ طبقه و ۷ دهانه ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه هفتم رخ داده است (تحت هر ۳ رکورد).



در رکورد رودسر با جایگزینی تمامی مهارهای هفتی به جای مهارهای ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه هفتم ۱۰٪ کاهش یافته است. در رکورد ناغان با جایگزینی ششمین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه هفتم ۳٪ کاهش یافته است و در رکورد طبس با جایگزینی هشتمین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه هفتم ۵٪ کاهش یافته است.

با بررسی بیشینه نیاز زاویه دریافت طبقات به عنوان یکی از معیارهای ارزیابی لرزه‌ای سازه در حوزه غیر ارتجاعی در سازه‌های بلند مرتبه (۲۰ و ۲۵ طبقه) مورد مطالعه در این تحقیق نتایج زیر حاصل گردید:

الف- در سازه ۲۰ طبقه و ۷ دهانه کمترین مقدار ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت تحت دو رکورد طبس و ناغان زمانی که یازدهمین مهار هفتی جایگزین مهار ضربدری می‌شود، رخ می‌دهد و در رکورد رودسر کمترین مقدار ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت زمانی که نهمین مهار هفتی جایگزین مهار ضربدری می‌شود، رخ می‌دهد.

ب- در سازه ۲۰ طبقه و ۳ دهانه ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوازدهم رخ داده است (تحت ۳ رکورد). در رکورد رودسر با جایگزینی هشتمین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوازدهم ۳۴٪ کاهش یافته است. در رکورد ناغان با جایگزینی اولین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوازدهم ۴٪ کاهش یافته است و در رکورد طبس با جایگزینی هفتمین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوازدهم ۱۳٪ کاهش یافته است.

ج- در سازه ۲۰ طبقه و ۷ دهانه ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه هفدهم رخ داده است (تحت ۳ رکورد). با جایگزینی سومین مهار هفتی به جای مهار ضربدری مقدار بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه هفدهم تحت رکورد رودسر ۹۰٪ و تحت رکورد ناغان ۷۰٪ و در رکورد طبس ۵۷٪ کاهش یافته است.

د- در سازه ۲۵ طبقه و ۳ دهانه ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت تحت دو رکورد رودسر و طبس در طبقه دوازدهم و در رکورد ناغان در طبقه یازدهم رخ داده است. تحت رکورد رودسر با جایگزینی بیستمین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوازدهم ۲۲٪ کاهش یافته است و در دو رکورد ناغان و طبس با جایگزینی دوازدهمین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه یازدهم و دوازدهم کاهش یافت (ناغان ۴٪ و طبس ۱۳٪).

ه- در سازه ۲۵ طبقه و ۷ دهانه ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوازدهم رخ داده است (تحت هر ۳ رکورد). در رکورد رودسر با جایگزینی آخرین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوازدهم ۱۴٪ کاهش یافته است و در دو رکورد ناغان و طبس با جایگزینی دوازدهمین مهار هفتی به جای مهار ضربدری بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه دوازدهم کاهش یافته است (ناغان ۱۰٪ و طبس ۱۱٪).

۷- نتیجه گیری

از پژوهش انجام شده در این مقاله نتیجه گردید که با تغییر تراز مهاربند در ارتفاع سازه (از ضربدری به هفتی) رفتار لرزه‌ای سازه در شاخص $Max. story drift angle demand$ بهبود یافته و نیاز لرزه‌ای دریافت طبقات کاهش پیدا نموده است به نحوی که:

- تغییر نوع مهاربندی در ارتفاع سازه باعث جابه‌جا شدن محل ماکزیمم بیشینه نیاز دریافت طبقات در بیشتر سازه‌های مورد مطالعه شده است.
- ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت در طبقه کاهش پیدا کرده است (در سازه‌های کوتاه مرتبه تا ۶۰ درصد، میان مرتبه تا ۵۰ درصد و بلند مرتبه تا ۹۰ درصد).
- ماکزیمم بیشینه نیاز زاویه دریافت سازه (در مقایسه با زمانی که سازه تمام ضربدری بوده است) تغییر قابل توجهی داشته است (در سازه‌های کوتاه مرتبه تا ۳۵

درصد، میان مرتبه تا ۴۵ درصد و بلند مرتبه تا ۹۳ درصد کاهش یافته است).

بنابراین می‌توان با انتخاب مناسب در تراز تغییر نوع مهاربندی رفتار لرزه‌ای سازه را بهبود داد و حداکثر نیاز زاویه دریفت طبقات سازه را نیز کاهش داد.

۸- مراجع

[1] FEMA-273. (1997), "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency.

[2] Mehri, M. and Safari, D. (2007), "Topology Optimization of Bracing in Steel Structures by Genetic Algorithm", Proceeding of 4th International Conference on Advances in Steel Structures, Shanghai, China, Vol. I, pp. 277-282.

[۳] ریاحی، ح. و عبدلی، ن. (۱۳۸۵)، "بهینه سازی موقعیت بادبندها در قاب‌های فولادی دو بعدی با استفاده از نظریه گراف‌ها".

[4] Seneviratna, G.D.P.K. (1995), "Evaluation of Inelastic MDOF Effects for Seismic Design", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, Stanford University.

[5] Kumar, G. and Kumar, S. (2007), "Behavior of Frames with Non-Buckling bracings under Earthquake Loading", Journal of Constructional Steel Research, vol. 63, No. 2, pp. 254-262.

[6] Mastrandrea, L. and Piluso, V. (2009), "Plastic Design of Eccentrically Braced Frames, II: Failure Mode Control", Journal of Constructional Steel Research, vol. 65, No. 5, pp. 1015-1028.

[7] Gerami, M. (2003), "The Effect of Higher Modes on Seismic Demand of Flexural Steel Frame", PhD Thesis of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University (in persian).





بررسی رفتار لرزه‌ای میراگرهای جاری شونده U شکل در قاب‌های خمشی فولادی

سامان باقری^۱، مجید برقیان^۲، فرهاد سایی^۳
(تاریخ دریافت: ۹۰/۱۰/۰۲، تاریخ پذیرش: ۹۲/۰۶/۰۴)

چکیده

در این مقاله عملکرد میراگرهای فلزی جاری‌شونده U شکل در قاب‌های فولادی با استفاده از روش اجزای محدود مورد مطالعه قرار می‌گیرد. برای این منظور مدل‌های سه، پنج و ده طبقه قاب‌های ساختمانی فولادی در نظر گرفته شده، میراگرهای مذکور از طریق بادبندهای ۸ شکل به آنها افزوده شد. این مدل‌های سازه‌ای تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از رکوردهای شتاب چهار زلزله مختلف قرار گرفتند. رفتار و پاسخ غیرخطی در تحلیل‌های انجام یافته با اعمال خصوصیات غیرخطی برای میراگرها در قاب و نیز از طریق اختصاص مفاصل پلاستیک به اعضای سازه‌ای همچون تیرها و ستون‌ها در نظر گرفته شد تا شاهد رفتار لرزه‌ای واقعی‌تر مدل‌ها باشیم. نتایج نشان می‌دهد با قرار دادن میراگرهای فولادی جاری شونده U شکل در قاب‌های خمشی، رفتار غیرخطی از اعضای سازه‌ای به قطعات میراگر منتقل می‌شود؛ بنابراین خرابی احتمالی کاهش یافته و یا از بین می‌رود. بر اساس نتایج عددی بدست آمده، افزودن این میراگرها به قاب‌ها، باعث کاهش متغیرهای پاسخ مختلف از جمله حداکثر برش پایه و تغییر مکان نسبی طبقات می‌گردد، به گونه‌ای که در متغیرهای مذکور به طور متوسط به ترتیب، حدود ۲۸٪ و ۴۸٪ کاهش مشاهده می‌شود.

کلمات کلیدی

زلزله، تحلیل لرزه‌ای، تحلیل غیرخطی، میراگر، قاب فولادی

Seismic Behavior of U-Shaped Metallic-Yielding Dampers in Steel Moment Resisting Frames

S. Bagheri, M. Barghian, F. Saieri

ABSTRACT

Performance of U-shaped metallic-yielding dampers has been studied using finite element method in steel frames. Dampers were added to the 3, 5 and 10 story building frames together with inverted V-braces. Nonlinear time history analyses were applied to models under four different earthquake ground motions. Models were used considering not only dampers nonlinear properties but also steel frames components nonlinear properties such as beams and columns through assigning plastic hinges. The results show that by adding the U-shaped dampers to moment resisting frames, nonlinear behavior is transferred from frame members to the damper system. Therefore, structural damages are reduced or removed. According to numerical results obtained from analyses of the frame models, adding the U-shaped dampers decreases maximum base shear of structure and the stories maximum story drifts by cutting down about 28 percent and 48 percent respectively.

KEYWORDS

Earthquake, Seismic analysis, Nonlinear analysis, Damper, Steel frame

۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، s_bagheri@tabrizu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، barghian@tabrizu.ac.ir

۳- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه تبریز، saieri87@ms.tabrizu.ac.ir



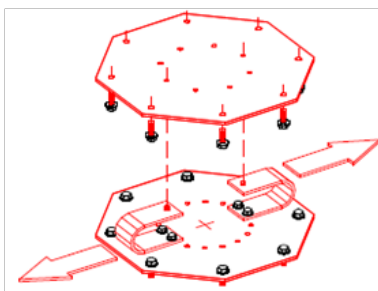
در سازه‌های ساختمانی متداول، طراحی مقاوم در برابر زلزله بر شکل‌پذیری بعد از تسلیم اعضای سازه‌ای جهت فراهم آوردن اتلاف انرژی ورودی زلزله استوار است؛ در حالیکه با استفاده از وسایل مستهلک‌کننده انرژی و یا همان میراگرها می‌توان اتلاف انرژی ورودی را در نقاط از پیش تعیین شده متمرکز نموده، از رفتار غیرخطی اعضای اصلی که در مسیر باربری ثقلی نیز قرار دارند، جلوگیری نمود. بنابراین احتمال بروز خرابی در اعضای اصلی به حداقل می‌رسد و این میراگرها هستند که انرژی ورودی را مستهلک کرده و در صورت خرابی احتمالی به سادگی قابل تعویض می‌باشند.

از جمله موثرترین مستهلک‌کننده‌های انرژی، میراگرهای فلزی جاری شونده هستند. این نوع میراگرها از اوایل دهه ۱۹۷۰ به منظور جذب انرژی ورودی به سازه‌ها مورد توجه قرار گرفته‌اند. اصول کار آنها معمولاً بر مبنای تسلیم شکل‌پذیر فولاد نرمه می‌باشد. ایده به کارگیری جداگانه میراگرهای هیستریزس فلزی در داخل سازه به منظور جذب انرژی لرزه‌ای، با کارهای آزمایشگاهی و مفهومی Kelly و همکارانش در سال ۱۹۷۲ [۱] و Skinner و همکارانش در سال ۱۹۷۵ [۲] شروع شد. آنها چند نوع ابزار فولادی ساده را به عنوان وسایل مستهلک‌کننده انرژی معرفی و مورد آزمایش قرار دادند. از جمله این ابزارها، ورق‌های باریک فولادی U شکل بود. نتایج آزمایش‌های رفت و برگشتی آنها نشان داد که ورق‌های فولادی U شکل می‌توانند جابجایی‌های بسیار زیادی را در حوضه غیرالاستیک تحمل نموده و از طریق تغییرشکل‌های پلاستیک فولاد نرمه باعث استهلاک انرژی شوند. سایر ابزار معرفی شده توسط آنها به عنوان میراگر فلزی جاری شونده، تیر پیچشی و تیر خمشی بود. در سال‌های بعد اشکال دیگری نیز توسط سایر محققین به عنوان میراگر فلزی معرفی شد که معروفترین آنها المان‌های X شکل افزایش‌دهنده میرایی و سختی (ADAS) می‌باشد که بر پایه تسلیم خمشی ورق‌های فولاد نرمه طراحی شده‌اند [۳].

بعد از وقفه‌ای چند ساله در سال ۱۹۹۲ خواص جذب و استهلاک انرژی المان‌های فولادی U شکل توسط گروهی دیگر بوسیله آزمایش‌های سیکلی مورد بررسی و تایید قرار گرفت [۴]. مطالعات تکمیلی در مورد این میراگر برای کاربرد عملی آن مربوط به کارهای ارزشمند Dolce و همکارانش می‌باشد که در سال ۱۹۹۶ این میراگر را در حالت تک محوره و دو محوره با چیدمان دایره‌ای تحت آزمایش و تحلیل‌های عددی قرار دادند [۵]. آنها همچنین پیشنهادهایی به منظور کاربرد این میراگر بر روی پایه‌های پل‌ها بیان نموده، گزارشی از کاربرد این ابزار در سال ۱۹۹۵ در حالت تک محوره بر روی یک پل در کشور ایتالیا ارائه نمودند. نتایج حاصل از مطالعات انجام گرفته بر روی این میراگر حاکی از رفتار مناسب آن می‌باشد؛ همچنین، از ویژگی‌های مهم این ابزار مستهلک‌کننده انرژی امکان استفاده از آن به صورت تک محوره، دو محوره و حتی به عنوان جداساز لرزه‌ای می‌باشد [۴، ۵ و ۶].

همچنان که اشاره شد، در مورد رفتار خود ابزار میراگر U شکل مطالعات آزمایشگاهی و شبیه‌سازی به طور جامع صورت گرفته است. همچنین کاربرد آن در مورد پل‌ها و عموماً به جای بالشتک الاستومری تکیه‌گاهی تیرها و یا به عنوان دستگاه جداساز لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. ولی از آنجا که کاربرد المان‌های ADAS نسبت به سایر میراگرهای فلزی جاری شونده، اخیراً در ساختمان‌های فولادی بسیار متداولتر گشته است، حجم مطالعات و گزارشات از سایر انواع میراگرهای فلزی جاری شونده مخصوصاً میراگر U شکل در قاب‌های ساختمانی بسیار محدود می‌باشد [۷ و ۸]. البته از ابزار U شکل فولادی برای مقاصد دیگری استفاده گردیده است؛ مثلاً در یک دیتیل اتصال ستون بتن‌آرمه به تیر فولادی از ابزار U شکل فولادی استفاده شده و رفتار غیرخطی اتصال مورد ارزیابی قرار گرفته است [۹]. همچنین اخیراً یک مکانیسم با استفاده از ورق‌های U شکل در انتهای مهاربندهای ضربداری پیشنهاد گردیده است که ضمن اینکه سیستم مهاربندی فقط به کشش کار می‌کند، استهلاک انرژی از طریق خمش پلاستیک در ورق‌های U شکل در اثر حرکت





شکل (۱): میراگر جاری شونده U شکل مورد استفاده در حالت تک محوره [۵]



شکل (۲): میراگر جاری شونده U شکل با چیدمان دایره‌ای شکل [۵]

در این پژوهش، از میراگرهای جاری شونده U شکل استفاده شده است که هر ابزار از دو قطعه U شکل قرار گرفته در مقابل هم تشکیل یافته است (شکل (۱)). بر حسب نیاز و با سعی و خطا، در قاب‌های مختلف از میراگر با مشخصات متفاوت استفاده گردید. میراگر مینا 1U نام‌گذاری می‌شود که متشکل از دو قطعه خمیده می‌باشد و هر قطعه از ورق فلزی از جنس فولاد نرمه به ابعاد مقطع عرضی 10×10 mm و شعاع انحنای 50 mm ساخته شده است [۵]. در میراگرهای مختلف به کار برده شده، کلیه مشخصات میراگر ثابت بوده و تنها با افزایش یا کاهش تعداد واحدهای میراگر، مثل این است که عرض دستگاه معادل مورد استفاده تغییر پیدا می‌کند و در نتیجه، فقط سختی و نیروی تسلیم به صورت خطی تغییر می‌یابد. به عنوان مثال، مقاومت تسلیم و سختی ابزار 2U، دو برابر مقادیر مربوط به ابزار 1U می‌باشد.

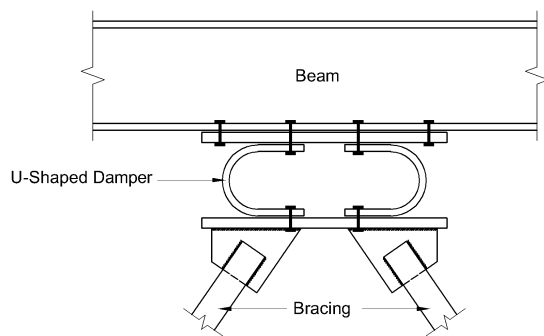
رفتار نیرو-جابجایی میراگر به صورت دو خطی مدل شده است. برای میراگر 1U با مشخصات ابعادی ذکر شده، سختی اولیه برابر 20000 kg/cm و نیروی تسلیم 9247 kg

جانبی قاب می‌تواند صورت گیرد [۱۰]. در تحقیق اخیر مکانیسم رفتار پلاستیک خمشی در ورق‌های U شکل از طریق فشار و کشش دو صفحه موازی ورق خمیده صورت می‌گیرد، در حالیکه در میراگر U شکل مورد نظر در مقاله حاضر، این مکانیسم از طریق حرکت برشی نسبی دو صفحه موازی ورق خمیده شکل می‌گیرد.

هدف از این مقاله بررسی رفتار این دستگاه به عنوان میراگر فولادی جاری شونده در ساختمان‌های فولادی می‌باشد. برای این منظور، رفتار قاب‌های خمشی فولادی ساختمانی در حالت بدون میراگر و با میراگر U شکل تحلیل و مورد مقایسه قرار می‌گیرد. علاوه بر رفتار غیرخطی ناشی از وجود میراگرها، در هر دو حالت امکان بروز رفتار غیرخطی اعضای قاب نیز از طریق اختصاص مفاصل پلاستیک برقرار می‌شود تا رفتار واقعی تری از مدل‌ها را شاهد باشیم.

۲- میراگر فولادی جاری شونده U شکل

عملکرد این ابزار بر اساس استفاده از قطعات باریک فلزی است که به صورت سرد خم شده‌اند تا اعضای U شکل ایجاد کنند. در حالت تک محوره، معمولاً تغییر شکل ایجاد شده به موازات قطعات U شکل می‌باشد (شکل (۱)). به علت حرکت طولی نسبی دو انتهای قطعات U شکل، تغییر شکل پلاستیک از طریق یک حرکت خمشی، از قسمت‌های خمیده به قسمت‌های مستقیم قطعات U شکل منتقل می‌شود و کل دستگاه می‌تواند در راستای برشی موازی با بالها فعال شود. همچنین برای استفاده از این ابزار در حالت دو محوره می‌توان از چیدمان دایره‌ای شکل قطعات مطابق شکل (۲) استفاده نمود. چیدمان دایره‌ای این امکان را ایجاد می‌کند که حداکثر ظرفیت استهلاک انرژی هر عضو به کار گرفته شود. مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی، رفتار مناسبی را از این وسیله در حالت تک محوره و دو محوره نشان می‌دهد که ظرفیت استهلاک انرژی بالا و تحمل تغییر شکل‌های بزرگ از آن جمله می‌باشد [۴ و ۵].



شکل (۳): جزئیات و نحوه نصب میراگر U شکل مورد استفاده

شکل ۸ و قسمت تحتانی تیر در قاب‌ها قرار داده شده‌اند. ارتفاع طبقات نیز سه متر می‌باشد و تکیه‌گاه‌ها با اتصال صلب فرض شده‌اند. مقاطع مورد استفاده در مدل‌ها برای ستون‌ها HE، تیرها IPE و بادبندی‌ها، مقطع قوطی می‌باشند. در شکل‌های (۴) تا (۶) هندسه قاب‌های مورد استفاده به همراه مقاطع اعضای آنها نشان داده شده است. در طراحی قاب‌ها بار مرده و زنده سطحی قاب‌ها به ترتیب 700 kg/m^2 و 200 kg/m^2 و عرض بارگیر هر تیر ۵ متر منظور شده است. بارگذاری لرزه‌ای برای تحلیل و طراحی اولیه، بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۳] انجام گرفته است. نسبت میرایی بحرانی در سازه ۵٪، خاک منطقه، خاک نوع III و ناحیه احداث سازه، منطقه با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد در نظر گرفته شده است. در سازه‌های دارای میراگرهای فلزی جاری‌شونده و اصطکاکی معمولاً طراحی اعضای قاب به نحوی است که به صورت الاستیک باقی بمانند و فقط میراگر وارد حوضه غیرخطی گردد [۱۱]. ولی با توجه به اینکه در زلزله‌های شدید حتی با رعایت این فلسفه طراحی ممکن است اعضای قاب نیز تا حدودی رفتار غیرخطی را تجربه نمایند و همچنین برای آزمودن رفتار واقعی اعضای سازه در زلزله‌های مختلف، در هر دو حالت قاب بدون میراگر و قاب مجهز به میراگر، برای اعضای اصلی قاب نیز پتانسیل رفتار غیرخطی در نظر گرفته شده است؛ بدین ترتیب که برای تیرها و ستون‌ها مفاصل پلاستیک تعریف و اختصاص داده شد.

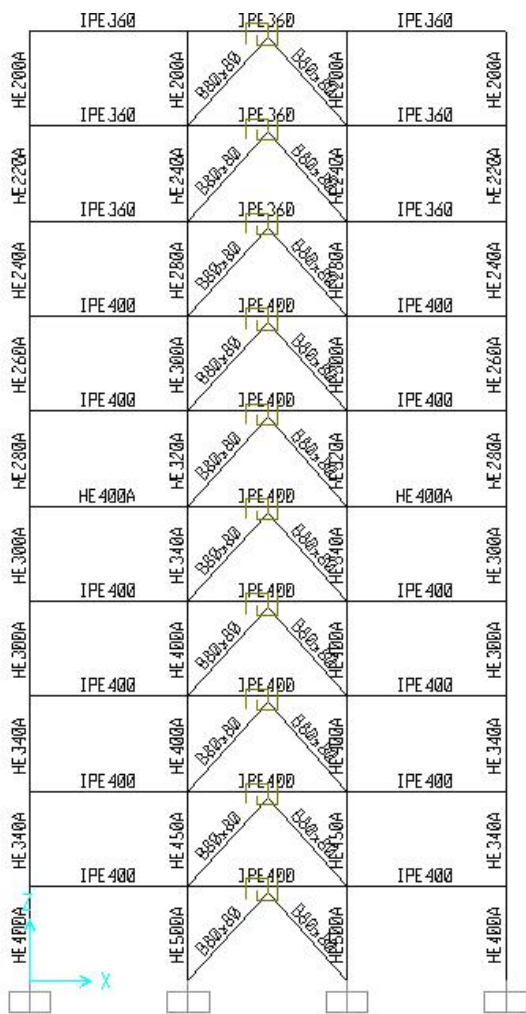
می‌باشد که تا نقطه تسلیم به صورت الاستیک عمل کرده و پس از آن با سختی برابر با ۰/۰۱ برابر سختی ناحیه الاستیک به کار خود ادامه می‌دهد [۵]. به این ترتیب، جابجایی تسلیم (Δy) این میراگر حدود 0.46 cm می‌باشد. جابجایی نهایی میراگر که عملکرد آن به طور کامل از بین می‌رود، همانند اکثر میراگرهای جاری‌شونده فلزی $10 \Delta y$ فرض شده است.

برای نصب این میراگر در قاب‌های خمشی فولادی مشابه برخی میراگرهای دیگر فولادی جاری‌شونده و یا اصطکاکی عمل گردید. همانطور که قبلاً اشاره شد، یکی از معروفترین و پرکاربردترین میراگرهای فولادی جاری‌شونده، المان‌های افزاینده میرایی و سختی (ADAS) می‌باشد که معمولاً در دهانه‌های مهاربندی شده ۸ شکل بین بال پایین تیر و انتهای مهاربند ۸ شکل نصب می‌شود [۸ و ۱۱]. برخی میراگرهای اصطکاکی نظیر میراگر اصطکاکی دورانی نیز به همین ترتیب در قاب‌های فولادی نصب می‌شود [۱۱ و ۱۲]. در اینجا نیز محل نصب میراگر U شکل مورد مطالعه مطابق شکل (۳) بین انتهای مهاربندی ۸ شکل و بال تحتانی تیر پیشنهاد می‌شود. اتصالات صفحات بالا و پایین دستگاه میراگر به تیر و مهاربند می‌تواند به صورت اتصال پیچی یا جوشی باشد که اتصال پیچی از مزیت تعویض آسانتر دستگاه پس از زلزله‌های شدید برخوردار است. در اثر تحریک جانبی قاب، تغییرمکان افقی نسبی بین دو قسمت مستقیم بالا و پایین قطعه U شکل ایجاد می‌شود که می‌تواند منجر به تغییر شکل‌های پلاستیک در قسمت خمیده گردد و بدین ترتیب انرژی ورودی از طریق رفتار شکل‌پذیر هدایت‌شده جذب و مستهلک گردد.

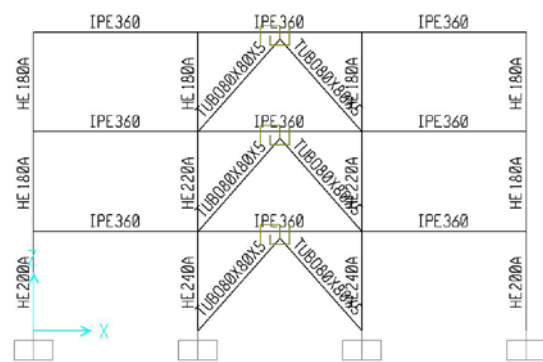
۳- فرضیات مدلسازی و تحلیل

مدل‌های سازه‌ای مورد استفاده در این تحقیق، از نوع قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط و به صورت دو بعدی در نظر گرفته شده‌اند. تعداد طبقات سه، پنج و ده انتخاب شده است که هر کدام دارای سه دهانه پنج متری می‌باشند و میراگرها بین انتهای فوقانی بادبندی‌های

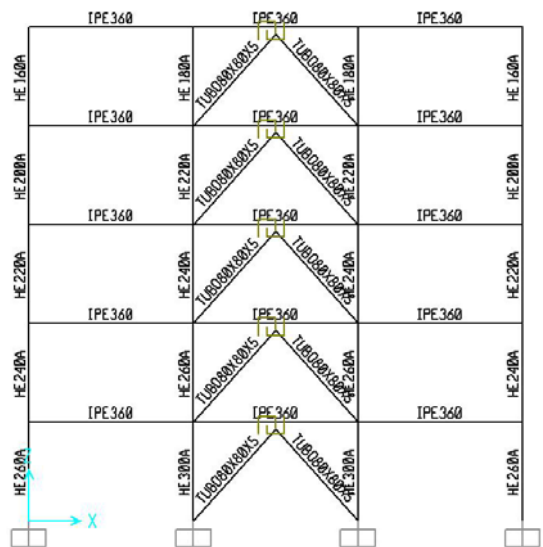




شکل (۶): مدل قاب ده طبقه مجهز به میراگر به همراه مقاطع مورد استفاده



شکل (۴): مدل قاب سه طبقه مجهز به میراگر به همراه مقاطع مورد استفاده



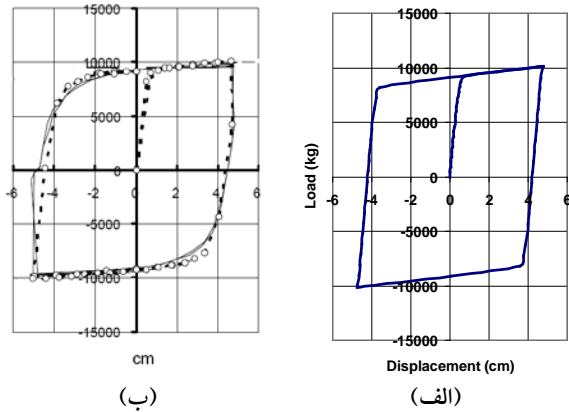
شکل (۵): مدل قاب پنج طبقه مجهز به میراگر به همراه مقاطع مورد استفاده

تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی به صورت انتگرال‌گیری مستقیم و میرایی سازه (غیر از میراگر الحاقی) به صورت میرایی متناسب با جرم و سختی (فرض رایلی) و با نسبت میرایی ۵٪ در نظر گرفته شده است. برای مدلسازی میراگر از المان فنر غیرخطی پلاستیک ون با مشخصات عددی ذکر شده در بند ۲ استفاده گردید. به منظور اطمینان از صحت مدلسازی، یک نمونه از نتایج چرخه‌ای آزمایشگاهی و مدلسازی اجزای محدود سه‌بعدی میراگر از مرجع [۵] استخراج و با نتایج مدل فنر غیرخطی مورد استفاده در مقاله حاضر مقایسه و صحت‌سنجی گردید. در شکل (۹) رفتار چرخه‌ای حاصل مقایسه شده است. همانطور که در این شکل ملاحظه می‌شود، مدلسازی

بعد از طراحی اولیه قاب‌ها با بارگذاری یاد شده، برای بررسی چگونگی رفتار قاب‌های بدون میراگر و مجهز به میراگر حین زمین‌لرزه، تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 [۱۴] انجام شده است. برای این کار از چهار شتاب‌نگاشت در دو سطح استفاده شد که دو شتاب‌نگاشت کوبه و طبس دارای حداکثر شتاب زمین در حدود ۰/۴ برابر شتاب ثقل (سطح زلزله متوسط و طراحی) و دو شتاب‌نگاشت نورتریج و لوماپریتا نیز دارای حداکثر شتاب در حدود ۰/۶ برابر شتاب ثقل (سطح زلزله شدید) می‌باشند. رکورد شتاب این زلزله‌ها در شکل (۷) و طیف شبه شتاب آنها در شکل (۸) مشاهده می‌شود.

میراگر در این مقاله در عین سادگی تطابق قابل قبولی با رفتار آزمایشگاهی آن دارد.

برای مدل‌های سازه‌ای بر اساس تحلیل‌های اولیه و با سعی و خطا میراگرهای مناسب برای قاب‌های پنج و ده طبقه به صورت 1U در تمامی طبقات انتخاب گردید. در قاب سه طبقه نیز برای زلزله سطح متوسط میراگرهای 0.5U و برای زلزله‌های شدید میراگرهای 2U نتیجه گردید.

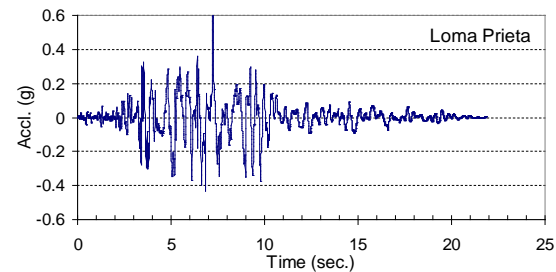
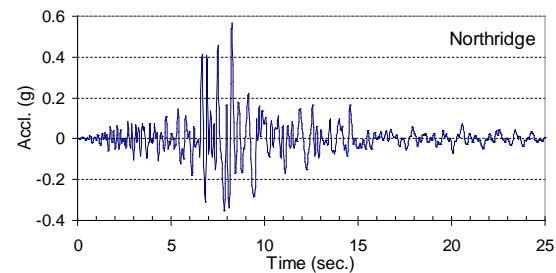
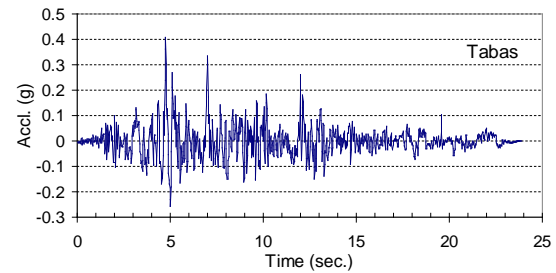
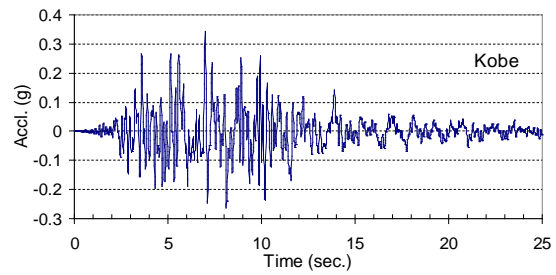


شکل (۹): رفتار چرخه‌ای میراگر: الف) مدل فنر غیر خطی مورد استفاده در این مقاله، ب) نتایج آزمایشگاهی و مدلسازی اجزای محدود سه‌بعدی [۵]

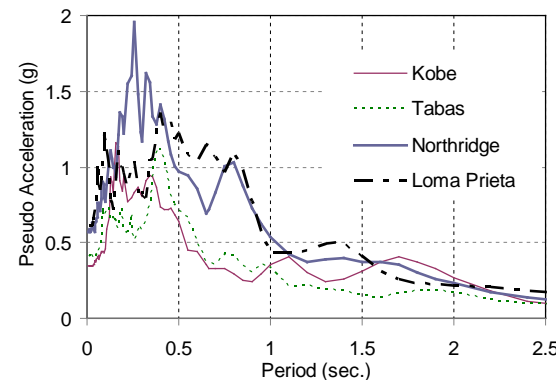
۴- بررسی نتایج و بحث

۴-۱- برش پایه و برش طبقات

نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که قاب‌ها تحت زلزله‌های کوبه و طبرس که دارای حداکثر شتاب زمین حدود $0.4g$ برابر شتاب ثقل می‌باشند، در حالت بدون میراگر می‌توانند با وارد شدن به حوزه غیرالاستیک و ایجاد مفاصل پلاستیک، زلزله را تحمل کنند ولی در مورد زلزله‌های نورتریج و لوماپریتا که شتاب اوج آنها حدود $0.6g$ می‌باشد، قاب‌ها به خرابی می‌رسند. با اضافه کردن میراگر به این قاب‌ها، هر چهار زلزله تحمل شده و جذب انرژی از اجزای سازه‌ای به قطعات میراگر منتقل می‌گردد. در جدول (۱)، مقادیر حداکثر برش پایه در قاب‌های مختلف و زلزله‌های گوناگون در دو حالت بدون میراگر و با میراگر آورده شده است. در مواردی که قاب‌ها در حالت بدون میراگر نمی‌توانند زلزله را بطور کامل پشت سر گذارند و به خرابی می‌رسند، اعدادی برای برش پایه در جدول ذکر نشده است. ملاحظه می‌شود در تمامی قاب‌ها



شکل (۷): رکورد شتاب زلزله‌های مورد استفاده



شکل (۸): طیف شبه‌شتاب زلزله‌های مورد استفاده

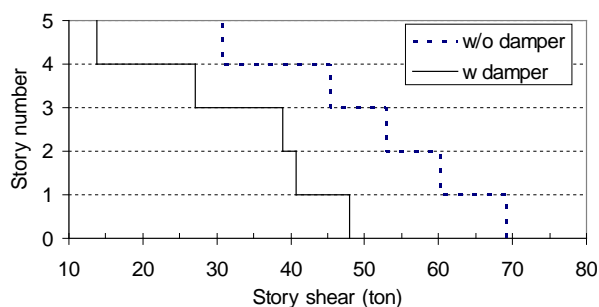


همانگونه که در شکل آشکار است، حداکثر برش موجود در طبقات نیز در حالت با میراگر نسبت به حالت بدون میراگر کاهش یافته است و میراگر عملکرد مناسبی در کاهش برش پایه و طبقات از خود نشان داده است.

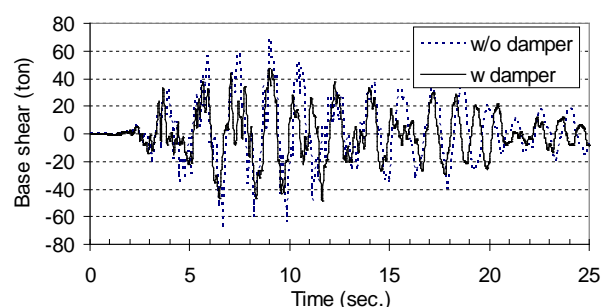
و زلزله‌ها با افزودن میراگر برش پایه کاسته می‌شود؛ به طوری که بین ۱۵٪ الی ۴۰٪ کاهش در برش پایه با افزودن میراگر رخ می‌دهد. در شکل (۱۰) به عنوان نمونه، تاریخچه زمانی برش پایه قاب پنج طبقه تحت زلزله کوبه نشان داده شده است. در شکل (۱۱) نیز، نمودار برش طبقات قاب پنج طبقه تحت زلزله کوبه مشاهده می‌شود.

جدول (۱): مقادیر حداکثر برش پایه در قاب‌ها

زلزله	قاب سه طبقه		قاب پنج طبقه		قاب ده طبقه	
	بدون میراگر (ton)	با میراگر (ton)	بدون میراگر (ton)	با میراگر (ton)	بدون میراگر (ton)	با میراگر (ton)
کوبه	۵۹,۳۱	۳۵,۴۱	۶۹,۰۸	۴۷,۹۷	۱۳۱,۲	۱۱۲,۱
طیس	۴۳,۷۷	۳۳,۸۵	۵۵,۰۴	۴۱,۶۷	۱۰۸,۱	۶۶,۴۲
نورث‌ریج	-	۶۴,۹۲	-	۸۶,۶۱	-	۱۱۸,۲
لوماپرینتا	-	۷۱,۸۹	-	۶۹,۶۳	-	۱۰۳,۴



شکل (۱۱): برش طبقات قاب پنج طبقه در زلزله کوبه



شکل (۱۰): برش پایه قاب پنج طبقه در زلزله کوبه

از تحلیل‌ها مشاهده شد علاوه بر اینکه با به کارگیری میراگر جابجایی بام کاسته می‌شود، جابجایی حداکثر کلیه طبقات و به تبع آن جابجایی نسبی طبقات نیز کاهش می‌یابد. این کاهش تقریباً در تمامی قاب‌ها و تحت تمامی زلزله‌ها مشاهده گردید. به عنوان مثال، در شکل (۱۳) توزیع حداکثر جابجایی جانبی طبقات قاب سه طبقه تحت زلزله کوبه در حالت بدون میراگر و با میراگر نشان داده شده است.

در جدول (۳)، مقادیر حداکثر جابجایی نسبی طبقات در قاب‌های مختلف و زلزله‌های گوناگون در دو حالت بدون میراگر و با میراگر آورده شده است. مقادیر ذکر شده در هر

۴-۲- حداکثر تغییر مکان بام و طبقات

یکی از متغیرهای مهم در بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها، جابجایی طبقه بام می‌باشد. این میراگر عملکرد خوبی در کاهش تغییر مکان جانبی قاب‌ها از خود نشان می‌دهد و در اثر افزودن این میراگر به قاب‌های مورد بررسی، طبق جدول ۲ در تمامی قاب‌ها و تحت تمامی زلزله‌ها، جابجایی حداکثر بام کاسته شده است؛ به طوری که بین ۳۰٪ الی ۵۷٪ کاهش در جابجایی بام با افزودن میراگر رخ می‌دهد. در شکل (۱۲) به عنوان نمونه، پاسخ تاریخچه زمانی بام قاب سه طبقه تحت زلزله کوبه در حالت بدون میراگر و با میراگر آورده شده است. از بررسی نتایج حاصل

در نمودارهای شکل‌های (۱۴) و (۱۵) میزان کاهش پاسخ سازه دارای میراگر و بدون میراگر بر حسب برش پایه و جابجایی نسبی طبقات آمده است. ملاحظه می‌شود که عملکرد میراگرها در کاهش جابجایی اندکی بهتر از برش پایه است.

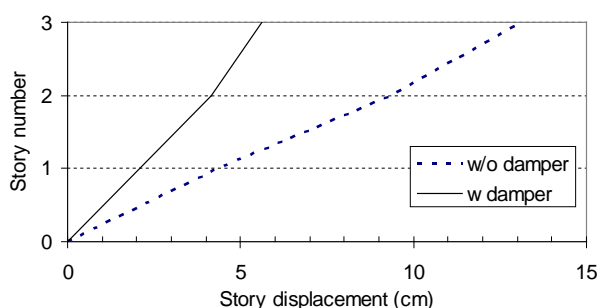
مدل مربوط به طبقه‌ای است که جابجایی نسبی بیشتری نسبت به سایر طبقات آن مدل دارد. این پارامتر در برآورد خرابی از اهمیت بیشتری برخوردار است. ملاحظه می‌شود در تمامی قاب‌ها و زلزله‌ها با افزودن میراگر حداکثر جابجایی نسبی طبقات کاسته می‌شود؛ به طوری که بین ۳۰٪ الی ۵۸٪ کاهش در این پارامتر با افزودن میراگر رخ می‌دهد.

جدول (۲): مقادیر حداکثر جابجایی افقی طبقه بام در قاب‌ها

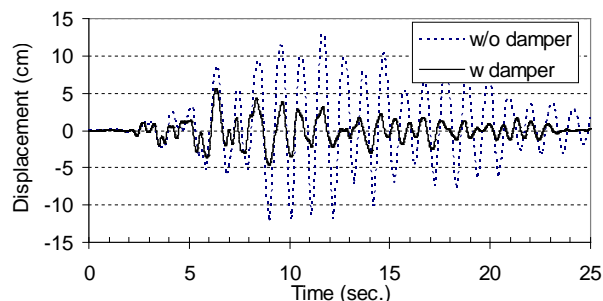
زلزله	قاب سه طبقه			قاب پنج طبقه			قاب ده طبقه		
	بدون میراگر (cm)	با میراگر (cm)	درصد کاهش	بدون میراگر (cm)	با میراگر (cm)	درصد کاهش	بدون میراگر (cm)	با میراگر (cm)	درصد کاهش
کوبه	۱۳,۱۱	۵,۵۹	۵۷٪	۱۸,۵۷	۹,۰۸	۵۱٪	۳۹,۷۳	۲۶,۰۶	۳۴٪
طیس	۱۱,۱۲	۵,۸۳	۴۸٪	۱۳,۰۸	۹,۱۷	۳۰٪	۲۶,۹۱	۱۲,۳۱	۵۴٪
نورث‌ریچ	-	۹,۵۱	-	-	۱۵,۱۴	-	-	۲۷,۸۵	-
لوماپریتا	-	۸,۷۶	-	-	۱۵,۵	-	-	۲۲,۴۶	-

جدول (۳): مقادیر حداکثر جابجایی نسبی طبقات در قاب‌ها

زلزله	قاب سه طبقه			قاب پنج طبقه			قاب ده طبقه		
	بدون میراگر (cm)	با میراگر (cm)	درصد کاهش	بدون میراگر (cm)	با میراگر (cm)	درصد کاهش	بدون میراگر (cm)	با میراگر (cm)	درصد کاهش
کوبه	۵,۰۰	۲,۱۰	۵۸٪	۵,۳۴	۲,۲۷	۵۷٪	۵,۳۰	۳,۲۷	۳۸٪
طیس	۵,۰۶	۲,۱۵	۵۸٪	۳,۱۱	۲,۱۸	۳۰٪	۳,۷۰	۱,۹۳	۴۸٪
نورث‌ریچ	-	۴,۱۸	-	-	۴,۳۲	-	-	۳,۶۸	-
لوماپریتا	-	۳,۵۷	-	-	۳,۷۰	-	-	۲,۸۶	-

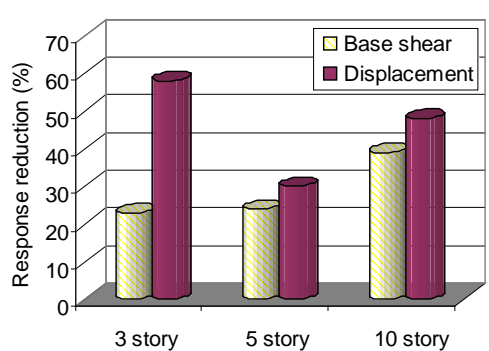


شکل (۱۳): جابجایی طبقات قاب سه طبقه در زلزله کوبه

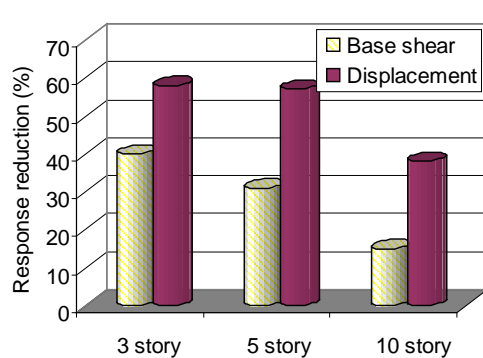


شکل (۱۴): جابجایی بام قاب سه طبقه در زلزله کوبه



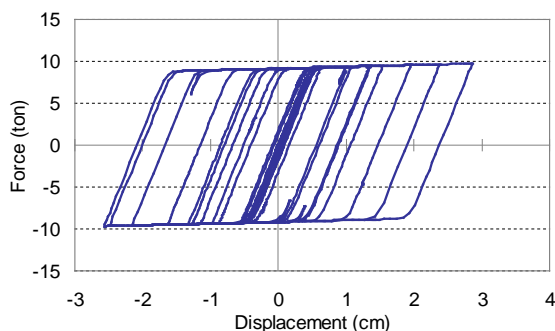


شکل (۱۵): کاهش پاسخ قاب‌های با میراگر در زلزله طبری

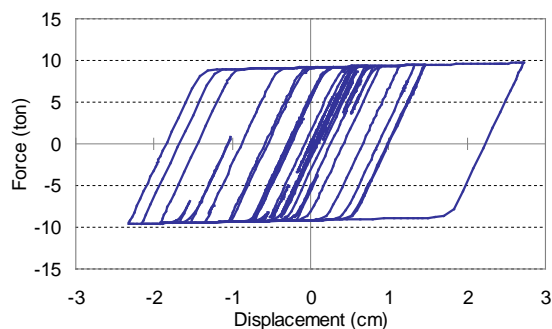


شکل (۱۴): کاهش پاسخ قاب‌های با میراگر در زلزله کوبه

بنابراین، یکی از اهداف قرار دادن میراگر در سازه، محدود کردن رفتار اعضای سازه‌ای به محدوده الاستیک می‌باشد تا بدین صورت، از تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای مهم و سازه‌ای جلوگیری شود.



شکل (۱۶): منحنی هیستریزیس میراگر طبقه دوم قاب ده طبقه تحت زلزله کوبه



شکل (۱۷): منحنی هیستریزیس میراگر طبقه هشتم قاب ده طبقه تحت زلزله کوبه

نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که تحت زمین‌لرزه‌های نورتریج و لوماپریتا با گسترش مفاصل پلاستیک در اعضای قاب‌ها هر سه قاب به ناپایداری و خرابی می‌رسند ولی با

۴-۳- منحنی هیستریزیس ابزار میراگر

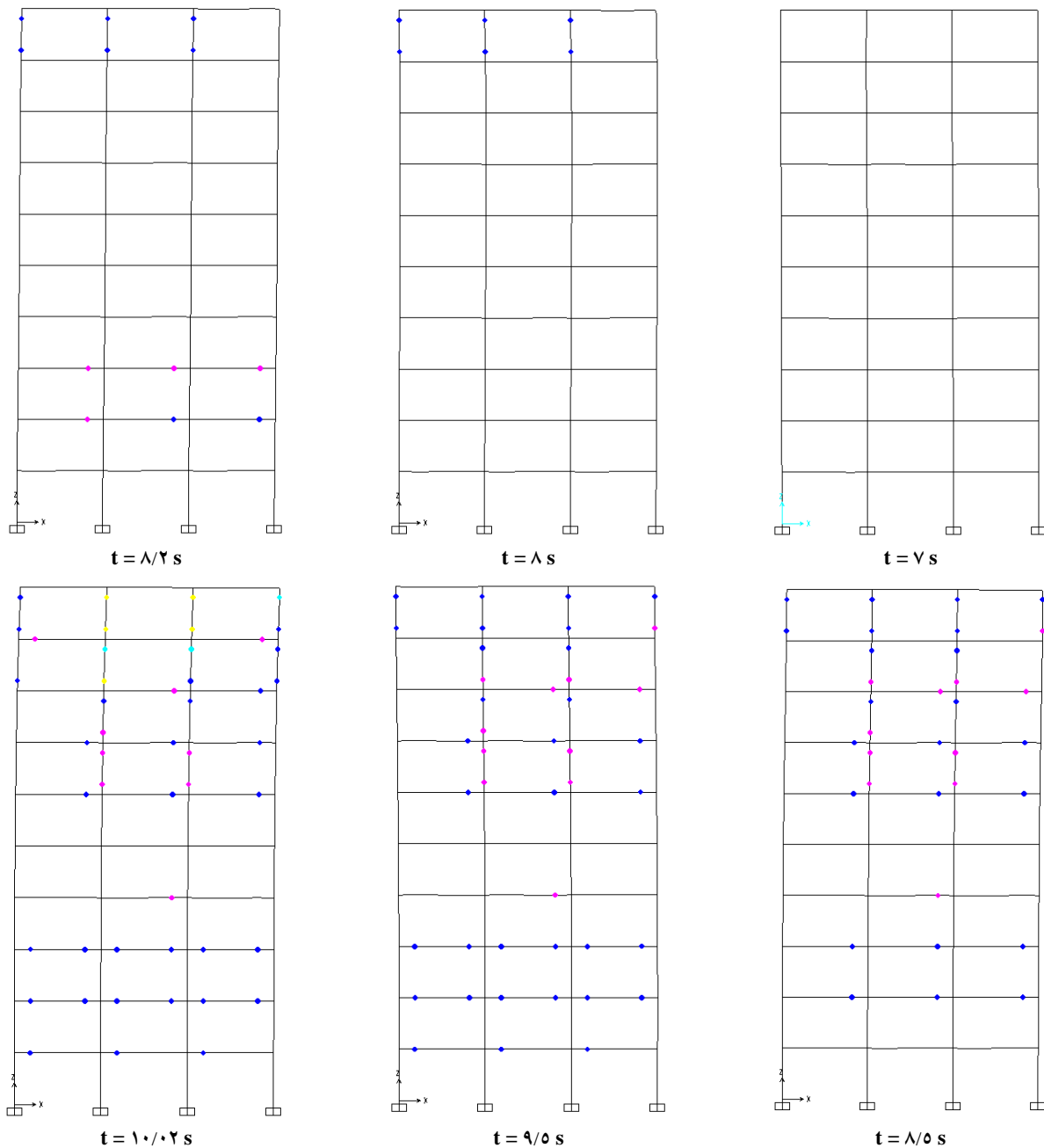
برای اینکه از خاصیت جذب و استهلاک انرژی میراگرها به خوبی استفاده شود، بایستی این میراگرها طی زلزله‌های قوی تسلیم شده ولی جابجایی پلاستیک آنها به اندازه‌ای زیاد نباشد که بلافاصله به خرابی کامل میراگر منجر شود. این حد همچنان که قبلاً ذکر شد، برای این نوع میراگر Δy است که $10 \Delta y$ تغییر مکان تسلیم قطعه میراگر است. به عنوان نمونه، در شکل‌های (۱۶) و (۱۷) منحنی‌های هیستریزیس قطعات میراگر در طبقات دوم و هشتم قاب ده طبقه تحت زلزله کوبه نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که در هر دو طبقه میراگرها تسلیم شده ولی تغییر مکان حداکثر آنها از $10 \Delta y = 4/6 \text{ cm}$ کمتر است. سطوح محصور چاق داخل منحنی‌های هیستریزیس نشان از عملکرد مناسب قطعات میراگر در جذب و استهلاک انرژی زلزله از طریق تغییر شکل‌های پلاستیک قطعات U شکل دارد. مشابه همین رفتار در سایر قاب‌ها و تحت زلزله‌های دیگر نیز دیده می‌شود. با توجه به چرخه‌های هیستریزیس نشان داده شده در این اشکال، چنین به نظر می‌رسد که میراگرهای به کار گرفته شده در طبقات مختلف قاب، عملکرد تقریباً یکسانی در جذب انرژی زلزله دارند.

۴-۴- چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک

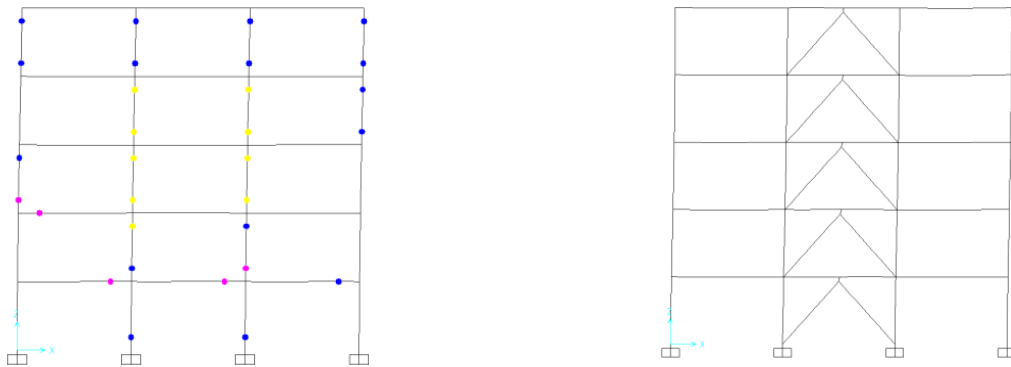
یکی از نکات مهم در بررسی رفتار سازه‌ها، مشخص کردن محل تشکیل مفاصل پلاستیک می‌باشد. زیرا این نقاط، محل بروز خرابی احتمالی در حین زمین‌لرزه بوده و ممکن است باعث گسترش یافتن روند خرابی در سازه شوند.

افزوده شدن میراگر، رفتار اعضای سازه‌ای عمدتاً به ناحیه خطی محدود شده و فقط تغییر شکل‌های پلاستیک در مقاطع U شکل متمرکز می‌شود. در شکل (۱۸) روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب ده طبقه بدون میراگر تحت زلزله نورث‌ریچ تا مرحله خرابی نمایش داده شده است. در مورد زلزله‌های کوبه و طبس در هر کدام از قاب‌های بدون میراگر خرابی و ناپایداری کلی روی نمی‌دهد ولی مفاصل پلاستیک متعددی در تیرها و ستون‌ها پدیدار

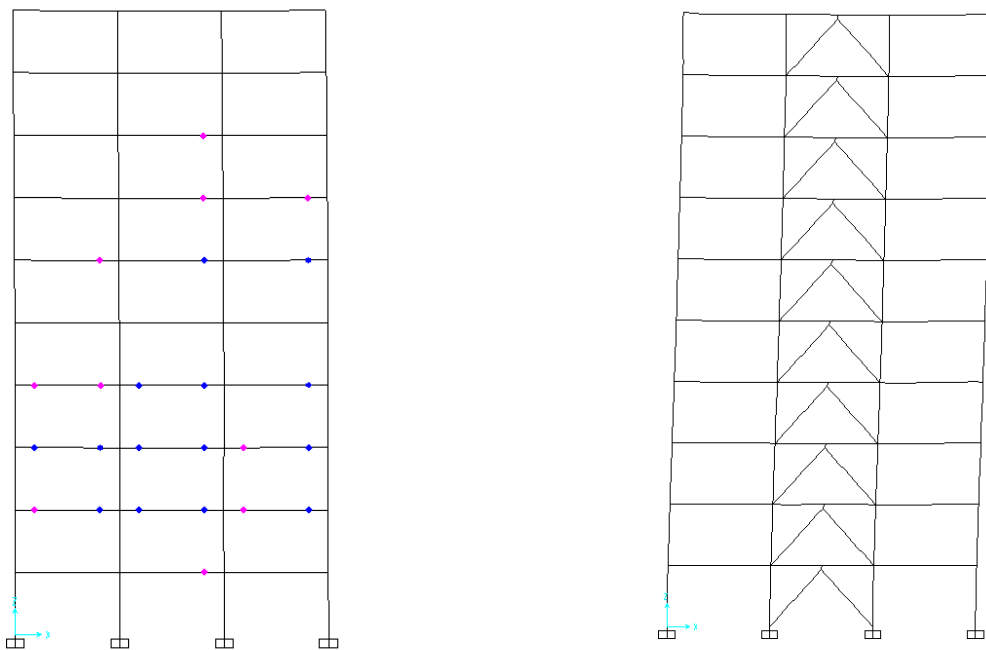
می‌گردد. با افزودن میراگر به این قاب‌ها، باز رفتار غیرخطی در میراگر متمرکز شده و اعضای سازه‌ای رفتار پلاستیک نشان نمی‌دهند. به عنوان نمونه در شکل‌های (۱۹) و (۲۰) تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب پنج طبقه تحت زلزله نورث‌ریچ و در قاب ده طبقه تحت زلزله کوبه در حالت بدون میراگر و با میراگر در انتهای تحلیل باهم مقایسه شده است.



شکل (۱۸): روند تشکیل مفاصل پلاستیک قاب ده طبقه بدون میراگر تحت زلزله نورث‌ریچ تا خرابی



شکل (۱۹): مفاصل پلاستیک قاب پنج طبقه با و بدون میراگر تحت زلزله نورث ریج



شکل (۲۰): مفاصل پلاستیک قاب ده طبقه با و بدون میراگر تحت زلزله کوبه

می شود. این کاهش بین $0/45$ تا $0/82$ می باشد. همچنین ملاحظه می شود که در مورد روند کاهش بر اساس طبقه و یا ستون کناری و میانی نمی توان قضاوت خاصی انجام داد. نتایج حاصل برای قابهای با تعداد طبقات متفاوت نیز مشابه همین جدول می باشد و در کل می توان گفت که کاربرد این نوع میراگر باعث کاهش نیاز لرزه ای ستون ها به میزان قابل توجهی می شود.

۴-۵- نیاز لرزه ای ستون ها

با اعمال میراگر احتمالاً تغییراتی در نیاز لرزه ای ستون ها ایجاد می شود که مقایسه آن در قاب با میراگر با قاب بدون میراگر در ارزیابی عملکرد میراگرها موثر خواهد بود. فاکتور موثر در طراحی ستون ها تنش محوری ناشی از خمش و نیروی محوری می باشد. لذا نسبت تنش های ستون با اعمال ضرایب تعدیل و تشدید در حالت با میراگر به حالت بدون میراگر تحت زلزله های مختلف برای قاب پنج طبقه در جدول ۴ آورده شده است. ملاحظه می شود تمامی مقادیر این جدول کوچکتر از یک هستند و در نتیجه افزودن میراگر باعث کاهش نیاز لرزه ای ستون ها در طبقات مختلف

جدول (۴): نسبت تنش ستون‌ها در حالت با میراگر به حالت

بدون میراگر در قاب پنج طبقه

طبقه	زلزله کوبه		زلزله طبس	
	ستون کناری	ستون میانی	ستون کناری	ستون میانی
۵	۰/۶۵	۰/۷۲	۰/۷۴	۰/۷۹
۴	۰/۷۳	۰/۷۵	۰/۷۹	۰/۸۲
۳	۰/۷۲	۰/۷۱	۰/۷۷	۰/۸۱
۲	۰/۶۲	۰/۵۸	۰/۷۵	۰/۷۶
۱	۰/۵۶	۰/۴۵	۰/۵۷	۰/۴۶

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله، رفتار قاب‌های خمشی فولادی سه، پنج و ده طبقه تحت زلزله‌های مختلف در حالت بدون میراگر و با میراگرهای فلزی جاری شونده U شکل مورد تحلیل و مقایسه قرار گرفت. علاوه بر رفتار غیر خطی ناشی از مدل الاستوپلاستیک قطعات میراگر، پتانسیل بروز رفتار غیرخطی اعضای قاب نیز با تعریف مفاصل پلاستیک اعمال گردید. نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان داد که تحت زلزله‌های شدید در حالت بدون میراگر، با تشکیل و توسعه مفاصل پلاستیک، قاب‌ها به ناپایداری و خرابی کلی می‌رسیدند ولی با افزودن میراگرهای U شکل، رفتار غیرخطی عمدتاً در قطعات میراگر متمرکز گردید. در زلزله‌های متوسط نیز، با افزودن میراگر کلیه مفاصل پلاستیک موجود در اعضای قاب از بین می‌روند. در تمامی مدل‌ها و تحت تمامی زلزله‌های انتخاب شده، حداکثر برش پایه، جابجایی بام و جابجایی نسبی طبقات با افزودن میراگر کاهش یافت. بطوریکه ۱۵٪ الی ۴۰٪ کاهش در برش پایه، ۳۰٪ الی ۵۷٪ کاهش در جابجایی بام و ۳۰٪ الی ۵۸٪ کاهش در جابجایی نسبی طبقات ملاحظه گردید. علاوه بر این، نیاز لرزه‌ای ستون‌ها در تمامی طبقات قاب‌های مختلف در اثر افزودن میراگر کاهش چشمگیری از خود نشان داد؛ به طوریکه نسبت تنش طراحی ستون‌ها در حالت با میراگر به حالت بدون میراگر به طور متوسط برابر ۰/۶۸ حاصل شد که بیانگر کاهش متوسط ۳۲٪ می‌باشد.

بررسی چرخه‌های هیستریزس قطعات میراگر نشان داد که عملکرد ابزار U شکل در کلیه طبقات مناسب بوده و با تسلیم و تحمل تغییر شکل‌های پلاستیک مجاز باعث جذب و استهلاک مقادیر زیادی از انرژی ورودی به سازه می‌شوند؛ لذا می‌توان از این ابزار به عنوان یک میراگر مناسب در طراحی یا مقاوم‌سازی قاب‌های فولادی در مناطق زلزله‌خیز استفاده نمود.

۶- مراجع

- [1] Kelly, J.M., Skinner, R.I. and Heine, A.J. (1972), "Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake-resistant Structures", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 3, pp. 63-88.
- [2] Skinner, R.I., Kelly, J.M. and Heine, A.J. (1974), "Hysteretic Dampers for Earthquake-resistant Structures", Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol. 3, No. 3, pp. 287-296.
- [3] Whittaker, A.S., Bertero, V.V., Alonso, L.J. and Thompson, C.L. (1989), "Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements", Report No. UCB/EERC-89/02. Berkeley: University of California.
- [4] Aguirre, M. and Sanchez, A.R. (1992), "Structural Seismic Damper", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 5, pp. 1158-1171.
- [5] Dolce, M., Filardi, B., Marnetto, R. and Nigro, D. (1996), "Experimental Tests and Applications of a New Biaxial Elasto-plastic Device for the Passive Control of Structures", Fourth world congress on joint sealants and bearing systems for concrete structures, ACI SP-164, Sacramento, California.
- [6] Suzuki, K., Watanabe, A. and Saeki, E. (2005), "Development of U-shaped Steel Damper for Seismic Isolation System", Nippon Steel Technical Report, No. 92.
- [7] Martinez-Rueda, J.E. (2002), "On the Evolution of Energy Dissipation Devices for Seismic Design", Earthquake Spectra, Vol. 18, No. 2, pp. 309-346.
- [8] Soong, T.T. and Spencer, B.F. (2002), "Supplemental Energy Dissipation: State-of-the-art and State-of-the-practice", Engineering Structures, Vol. 24, pp. 243-259.
- [9] Parra-Montesinos, G. and Wight, J.K. (2000), "Seismic Response of Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 10, pp. 1113-1121.
- [10] Tagawa, H. and Gao, J. (2012), "Evaluation of Vibration Control System with U-dampers Based on Quasi-linear Motion Mechanism", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 70, pp. 213-225.
- [11] Moreschi, L.M. and Singh, M.P. (2003), "Design of Yielding Metallic and Friction Dampers for Optimal



Seismic Performance”, Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol. 32, pp. 1291-1311.

[۱۲] واسقی امیری، ج. و جلالی، س. ق. (۱۳۸۸)، ”عملکرد قابهای خمشی فولادی مجهز به میراگرهای اصطکاکی دورانی (RFD)“، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال پنجم، شماره ششم، ۹۳-۱۰۵.

[۱۳] کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله. (۱۳۸۴)، ”آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰“، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

[14] SAP2000. (2008), “Integrated Structural Analysis and Design Software”, Version 12, Computers and Structures Inc., Berkeley (CA).



تأثیر شتابنگاشت‌های مصنوعی تولید شده بر پایه روش موجک بر قاب‌های فولادی مهاربندی شده

مهرسا میرزا حسینی^۱، محمدعلی کافی^۲، رضا وهدانی^۳
(تاریخ دریافت: ۹۱/۱۰/۱۳، تاریخ پذیرش: ۹۲/۱۰/۱۴)

چکیده

امروزه استفاده از رکوردهای زلزله در تحلیل و طراحی سازه‌ها بسیار مرسوم گردیده است، با این وجود رکوردهای ثبت شده زمین لرزه برای هر منطقه با شرایط مورد نظر وجود ندارد. به جز تعداد خاصی از نواحی جهان که شتاب نگاشت‌های ثبت شده‌ی مناسب دارند، در سایر مناطق می‌توان برای انجام تحلیل از شتاب نگاشت‌های مصنوعی استفاده نمود. تبدیلات موجک یکی از روش‌های قدرتمندی است که جهت تولید شتابنگاشت‌های مصنوعی منطبق بر طیف هدف مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مقاله حاضر به منظور بررسی روش مذکور، تعدادی از رکوردهای ثبت شده در نواحی مختلف، مربوط به زلزله‌های دور از گسل، با استفاده از روش تبدیل موجک تجزیه و با طیف پاسخ هدف انطباق داده شده است، جهت انطباق طیفی از طیف طرح لرزه‌ای موجود در استاندارد ۲۸۰۰ ایران مربوط به زمین نوع III و منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد استفاده شده است. در ادامه جهت بررسی اثر رکوردهای اولیه و نگاشت‌های مصنوعی تولید شده، ساختمان فولادی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج نشان دهنده‌ی کارایی مطلوب روش موجک در فرآیند انطباق طیفی بوده و میزان خطای عدم انطباق را تا حدود ۵ درصد کاهش می‌دهد و شتابنگاشت‌هایی با خواصی متمایز نسبت به رکوردهای اولیه تولید خواهد شد. همچنین کاربرد شتابنگاشت‌های حاصل، نتایج تحلیل سازه را تا حد زیادی تغییر خواهد داد.

کلمات کلیدی

زلزله مصنوعی، طیف پاسخ هدف، تبدیل موجک، قاب فولادی

The Effect of Wavelet based Artificial Earthquake in Concentrically Braces Frame

M. Mirzahassemi, M.A. Kafi, R. Vahdani

ABSTRACT

Nowadays, the earthquakes records have been severally used in order to analysis and design of structures. Nevertheless, there are no registered earthquake records for each region regarding its conditions except some regions which have appropriate recorded accelerograms. In other regions, the artificial accelerograms can be used in order to analysis. Transform wavelet is one of the powerful methods which has been used to production of artificial accelerograms according to target spectrum. In the present study, in order to investigate the mentioned method, some of the registered records in different areas, related to far filled earthquakes, has been coincident to target responded spectrum. Iran's designing spectrum based on the 2800 constitution related to the ground of type III, has been used for spectrum adaptation. In order to investigate the effect of initial records and synthetic generated records, steel frames containing 5, 10 and 15 floors have been evaluated. The results indicate that the wavelet method has a good performance for spectrum adaptation, and mismatch error reduces to about 5% and it produces accelerograms with different characteristics compared with the primary records. Also, the amounts of constituent response in the produced artificial records have been increased considerably compared to primary records.

KEYWORDS

Artificial earthquake, Target responded spectrum, Wavelet, Concentrically brace, Steel frame

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه سمنان، mirzahassemi@semnan.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، mkafi@semnan.ac.ir

۳- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان



قطعیت‌های بسیاری بوده و دارای پارامترهای ناشناخته بسیار زیادی می‌باشند. پارامترهای این مدل‌ها معمولاً برای هر زلزله منحصر به فرد است بنابراین مدل‌های ژئوفیزیکی برای پیش بینی حرکات زمین در رخداد‌های آینده مناسب نمی‌باشد.

مدل‌های تصادفی به طور صریح مکانیزم‌های فیزیکی را در طول حرکات زمین مدل نمی‌کنند بلکه از خصوصیات و ویژگی‌های حرکات ثبت شده زمین و یا معیارهای مورد انتظار حرکات زمین (مانند طیف پاسخ طرح) برای بدست آوردن حرکات زمین استفاده می‌کنند. از مدل‌های تصادفی اولیه می‌توان الگوریتم (Gasparini و همکاران در سال ۱۹۷۶) [۴] را نام برد که براساس طیف تکاملی Priestely (سال ۱۹۶۵) [۵] بنا شده است. در روش‌های طیفی مذکور، شبیه‌سازی‌ها به گونه‌ای انجام می‌شود که نتیجه حاصل دارای تابع چگالی طیفی توان و یا طیف پاسخ مورد نظر باشد. این روند با تولید فرآیندهای نوفه سفید فیلتر شده به همراه مدولاسیون برای مدل کردن غیر ایستایی انجام می‌پذیرد.

ابزار آنالیز توابع زمانی مانند تکنیک Autoregressive-moving-average (ARMA) نیز برای شبیه‌سازی حرکات زمین مورد استفاده قرار گرفته‌اند (Box و همکارانش در سال ۱۹۹۴ [۶]) که در آن غیر ایستایی سیگنال زلزله در فضاها فرکانس و زمان مورد نظر قرار می‌گیرند. مدل‌های ARMA مقدار یک فرآیند تصادفی ایستا را در یک زمان مشخص به صورت ترکیب خطی مقادیر پیشین فرآیند به اضافه ترکیب خطی مقادیر پیشین و حال فرآیند ایستای گوسی با واریانس معلوم در نظر می‌گیرد. محققان زیادی از روش ARMA برای شبیه‌سازی حرکات زمین استفاده کرده‌اند (Chang و همکارانش [۷] در سال ۱۹۸۲، Mobarakeh و همکارانش [۸] در سال ۲۰۰۲). این امر با محاسبه پارامترهای ARMA مربوط به سیگنال هدف، به عنوان کمیت‌های متغیر زمانی امکان پذیر می‌باشد. کاربر باید طول پنجره‌ای را که پارامترها در آن محاسبه می‌شوند و نیز مرتبه را که پنجره‌های مجاور روی هم قرار می‌گیرند، محاسبه کند. برای انتخاب طول پنجره

جهت تعیین نیروی ناشی از زلزله در سازه‌ها، آیین نامه‌ها عموماً سه روش متفاوت با درجات دقت مختلف پیشنهاد می‌کنند: روش معادل استاتیکی، روش تحلیل مودی و روش تحلیل تاریخیچه زمانی. با توجه به محدودیت روش‌های معادل استاتیکی و مودال به ویژه در تحلیل سازه‌های خاص (که دارای مودهای نزدیک به هم یا درصد مشارکت مودی پایین هستند) عموماً روش سوم پیشنهاد می‌شود [۱]. از طرفی در کلیه آیین نامه‌های لرزه‌ای، نیاز به تحلیل دینامیکی در موارد خاص مانند نامنظمی در پلان و یا توزیع غیر یکنواخت جرم و سختی در ارتفاع ساختمان وجود دارد. انجام این گونه تحلیل‌ها نیازمند شتاب نگاشت‌های حرکت زمین در ساختگاه سازه می‌باشد.

با توجه به کمبود شتابنگاشت‌های ثبت شده زلزله و همچنین محدودیت و اشکالات موجود در آنها از یک سو و استفاده روز افزون از آنالیز دینامیکی تاریخیچه زمانی از سوی دیگر، تولید شتابنگاشت‌های مصنوعی امری ضروری به نظر می‌رسد. تاکنون روش‌های مختلفی جهت تولید شتابنگاشت‌های مصنوعی ارائه شده است که هر یک برگرفته از الگویی خاص می‌باشد. مدل‌های موجود برای شبیه‌سازی حرکات زمین عموماً به دو دسته تقسیم می‌شوند: مدل‌های ژئوفیزیکی (فیزیکی) و مدل‌های تصادفی. در مدل‌های ژئوفیزیکی، حرکت زمین در یک محل، از مجموع یک فرآیند چشمه لرزه‌زا و توابعی که انتشار امواج رادر لایه‌های زمین توصیف می‌کنند بدست می‌آید. مدل‌های ژئوفیزیکی به دو دسته تقسیم می‌شوند: مدل‌های دینامیک و مدل‌های کینماتیک.

مدل‌های دینامیکی نیازمند اطلاعات و جزئیات بسیار زیاد و محاسبات پیچیده می‌باشد، در اکثر موارد این مدل‌ها برای بدست آوردن دید مناسب بر روی فرآیند زلزله و یا گذاشتن قیود لازم روی مدل‌های کینماتیکی بکار می‌روند. مدل‌های کینماتیکی اولیه توسط Aki [۲] در سال ۱۹۶۸ و Haskell [۳] در سال ۱۹۶۹ ارائه شدند. مدل‌های ژئوفیزیکی، اعم از مدل‌های دینامیکی و کینماتیکی، دارای عدم



باید توجه خاصی مدنظر قرار گیرد. به هر حال روش ARMA به صورت موفقیت آمیزی در شبیه‌سازی حرکات زمین مورد استفاده قرار گرفته است.

از روش‌های دیگری که اخیراً مورد استفاده قرار گرفته است استفاده از شبکه‌های عصبی می‌باشد. استفاده از هر یک از الگوها در مطالعات مهندسی زلزله منوط به تعیین پارامترهای الگو به نحو مطلوب و در نظر داشتن نقاط ضعف آن بگونه ای شایسته می‌باشد. در بیشتر الگوهای ارائه شده یک مجموعه نگاشت مصنوعی براساس تئوری ارتعاشات تصادفی تولید شده و در نهایت به گونه‌ای اصلاح می‌شود که طیف پاسخ آن شبیه به طیف هدف گردد. به دلیل کارایی تبدیلات موجک جهت تولید شتابنگاشت‌های مصنوعی منطبق بر طیف هدف، روش‌های گوناگونی مبتنی بر تئوری موجک شکل گرفته است که از آن جمله می‌توان به تحقیقات Mukherjee و همکارانش [9] در سال ۲۰۰۲ اشاره نمود. همچنین Legrue و همکارانش [۱۰] در سال ۲۰۰۴ با استفاده از تجزیه موجک گسسته بر روی شتابنگاشت‌های موجود، جداسازی ترازهای موجک و مقیاس نمودن ضرایب هر تراز موجک با یک متغیر تصادفی رایلی به تولید شتابنگاشت‌های مصنوعی اقدام نموده و روش مذکور را در شتابنگاشت‌های حوزه نزدیک مورد مطالعه قرار دادند. همچنین Fadavi Amiri و همکارانش [۱۱] تحقیقات متعددی در این زمینه انجام داده‌اند، آنها با بهره‌گیری از روش شبکه عصبی و تبدیلات موجک گسسته به تولید رکوردهای سازگار با طیف طرح پرداخته‌اند.

در مقاله حاضر به منظور بررسی روش مذکور، تعدادی از رکوردهای ثبت شده در نواحی مختلف، مربوط به زلزله‌های دور از گسل، با استفاده از روش تبدیل موجک تجزیه و باطیف پاسخ هدف انطباق داده شده است. در ادامه جهت بررسی اثر رکوردهای اولیه و نگاشت‌های مصنوعی تولید شده، ساختمان فولادی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه مورد ارزیابی قرار گرفته، جزئیات روش مورد استفاده در ادامه مطرح شده است.

۲- روش مورد استفاده جهت انطباق شتابنگاشت با طیف پاسخ

انطباق شتابنگاشت‌های موجود با طیف پاسخ آیین نامه‌ای برپایه تحقیقات انجام شده توسط Suarez و همکارانش [۱۲]، صورت گرفته شده است. در این روش با بهره‌گیری از موجک پیوسته، شتابنگاشت ثبت شده به تعدادی تاریخچه‌های زمانی مناسب، بدون همپوشانی در بازه فرکانسی تجزیه شده است، سپس هر یک از تاریخچه‌های زمانی جهت انطباق طیف پاسخ شتاب نگاشت اصلاح شده با طیف طراحی معین بطور مناسب مقیاس شده‌اند. روش پیشنهادی با اصلاح ۴ شتابنگاشت معرفی شده با مشخصه‌های متفاوت نشان داده شده است به گونه ای که همگی آنها با طیف طراحی ایران موجود در استاندارد ۲۸۰۰ [۱۳] ویرایش سوم مطابقت داشته باشند.

تابع موجک کاربردی بصورت یک موجک جدید، بر پایه‌ی پاسخ ضربه‌ای یک نوسانگر با میرایی زیر بحرانی، پیشنهاد شده و موجک مادر در رابطه (۱) ارائه شده است.

$$\psi(t) = e^{-\xi|\Omega t|} \sin \Omega t \quad (1)$$

پارامترهای ξ و Ω به ترتیب کاهش دامنه و تغییرات زمان موجک را تعیین می‌کنند. آن‌ها را می‌توان به صورت ضرایب میرایی و فرکانس طبیعی یک نوسانگر یک درجه آزادی تعریف نمود. در مقاله حاضر مقادیر پارامترها بصورت $\xi=0.05$ و $\Omega=\pi$ استفاده شده است.

با در نظر گرفتن تبدیل موجک پیوسته می‌توان یک سیگنال زمانی را به صورت مجموع همه زمان‌های سیگنال ضرب در مدل موجک مادر (اصلی) مقیاس شده و انتقال یافته تعریف نمود. روابط (۲) و (۳) به ترتیب تبدیل موجک و تبدیل معکوس جهت بازسازی سیگنال اولیه را نشان می‌دهد.

$$C(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) \psi_{a,b}(t) dt \quad (2)$$

$$f(t) = \frac{1}{k_{\Theta\psi}} \int_{a=0}^{+\infty} \int_{b=-\infty}^{+\infty} C(a,b) \psi_{a,b}(t) db \frac{da}{a^2} \quad (3)$$

$$k_{\psi} = \int_0^{+\infty} \frac{|\psi(\omega)|^2}{\omega} d\omega < \infty \quad (4)$$

در این روابط a و b به ترتیب پارامتر مقیاس و انتقال موجک، C تبدیل موجک، f سیگنال اولیه، ψ موجک مادر، t پارامتر زمان و ω فرکانس تابع موجک می باشد. اگر به جای سیگنال زمانی اولیه شتاب زمین $\ddot{X}_g(t)$ ناشی از زلزله قرار گیرد رابطه (۳) به صورت رابطه (۵) تغییر خواهد کرد.

$$\ddot{X}_g(t) = \frac{1}{k_{\psi}} \int_{a=0}^{+\infty} \left(\int_{b=-\infty}^{+\infty} \frac{1}{a^2} C(a,b) \psi_{a,b}(t) db \right) da = \int_0^{+\infty} D(a,t) da \quad (5)$$

تابع $D(a,t)$ "تابع جزئیات" می باشد. با محاسبه توابع جزئیات برای رکورد مورد نظر، کار تولید شتابنگاشت منطبق با طیف خاص بسیار راحت و مستقیم خواهد بود. در عمل، به جای پارامترهای پیوسته‌ی مقیاس a ، از مجموعه ای متشکل از N مقدار گسسته a_j استفاده شده است. انتخاب مقادیر مقیاس گسسته‌ی a_j به گونه‌ای انجام شده است که پربردهای غالب توابع جزئیات در معادله (۶)، نسبتاً در محدوده‌ی پربردهای طیف پاسخ لرزه‌ای که به عنوان طیف هدف استفاده شده، قرار گیرد.

$$T_j = \frac{2\pi}{\Omega} a_j \quad (6)$$

با محاسبه توابع جزئیات شتابنگاشت اولیه و بازسازی رکورد جدید براساس رابطه (۵)، طیف پاسخ شتابنگاشت اصلاح شده محاسبه و تقریباً معادل یک طیف طرح معین قرار داده می شود. سپس مطابق رابطه (۷) نسبت γ_j بین مقادیر طیف های هدف و طیف محاسبه شده، بدست می آید. اکنون کافی است که هر تابع جزئیات D_j در نسبت γ_j مربوط به آن ضرب شده و شتاب نگاشت جدیدی با استفاده از معادله‌ی (۵) محاسبه شود. سپس طیف پاسخ این شتاب نگاشت های جدید که تطابق بهتری با طیف هدف دارند محاسبه می شود، مجموعه‌ای جدید از ضرایب

γ_j محاسبه شده و توابع جزئیات قبلی تصحیح می شوند. این روند تا زمانی که تمام ضرایب γ_j به اندازه‌ی کافی به یک نزدیک شوند یا این که به تعداد حداکثری از تکرار از پیش تعیین شده دست یابند، ادامه می یابد.

$$\gamma_j = \frac{[S_a(T_j)]_{target}}{[S_a(T_j)]_{reconstructed}} \quad (7)$$

در رابطه (۷) $[S_a(T_j)]_{target}$ و $[S_a(T_j)]_{reconstructed}$ به ترتیب مقادیر طیف هدف و طیف شتاب بازسازی شده را نشان می دهد [۱۲]. محاسبه میزان خطا در هر مرحله تکرار، براساس درصد جذر میانگین مربعات در هر یک از n مقدار پربرود انجام می گیرد رابطه (۸) نحوه محاسبه آن را نمایش می دهد.

$$Err(\%) = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \left(\frac{[S_a(T_j)]_{target} - [S_a(T_j)]_{reconstructed}}{[S_a(T_j)]_{target}} \right)^2} \times 100 \quad (8)$$

۳- مشخصات زمین لرزه های مورد استفاده

در مقاله حاضر جهت بررسی روش مذکور با استفاده از نرم افزار Matlab [۱۴]، ۴ رکورد ثبت شده (دور از گسل) با مشخصات مختلف مطابق جدول (۱) مورد ارزیابی قرار گرفته است، با توجه به محل قرار گیری سازه‌های مورد نظر در زمین نوع III و با خطر نسبی خیلی زیاد، از طیف مربوط به این منطقه جهت انطباق استفاده شده است.

شکل (۱) نمودار طیف هدف و طیف اصلی رکوردهای مورد نظر را نمایش می دهد. ملاحظه می شود طیف رکوردهای مذکور در پربردهای مختلف، دارای مقادیر متفاوتی نسبت به طیف هدف می باشند. در زمین لرزه‌های دور از گسل به جز زمین لرزه ChiChi این مقادیر طیفی در تمامی پربردها کمتر از طیف هدف می باشد که نتایج حاصل از اصلاح شتابنگاشت های مذکور پس از ۱۱ بار تکرار استخراج شده است. تقریباً در تمامی رکوردها میزان خطای محاسبه شده در معادله (۸) تا مرحله ۶ به مقدار زیاد کاهش یافته و از آن پس روند نزولی با سرعت کمتر

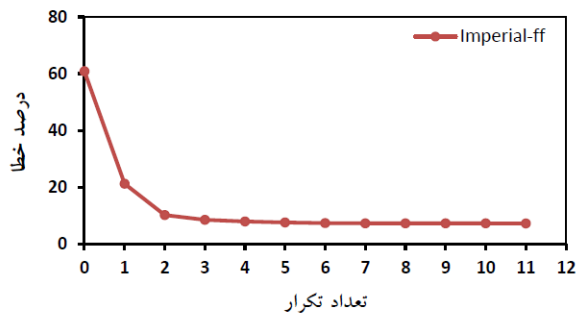


تاریخچه زمانی شتاب، برای زلزله Imperial، در شکل های (۲) تا (۴) ارائه شده است.

ادامه یافته است. به عنوان نمونه نمودار انطباق طیف اصلی و اصلاح شده با طیف هدف، میزان خطای هر مرحله و

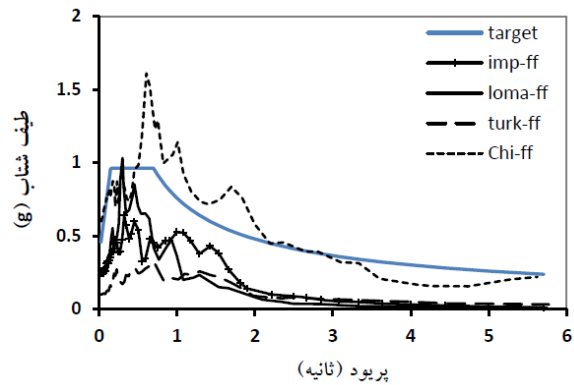
جدول (۱): مشخصات زمین لرزه های به کار رفته

نام زمین لرزه	سال و منطقه وقوع	مختصات رومرکزی (درجه)	بزرگا M_w (ریشدر)	شتاب حداکثر (g)	پریود غالب (s)	مدت تداوم (s)
Imperial	۱۵ اکتبر ۱۹۷۹ کالیفرنای آمریکا	۲۳/۳۷ شمالی ۱۱۵/۱۹ غربی	۶/۴	۰/۲۴	۰/۳۲	۳۹/۹۴۵
Lomaperieta	۱۷ اکتبر ۱۹۸۹ منقطه خلیج سانفرانسیسکو	۳۷/۴ شمالی ۱۲۱/۸۷ غربی	۶/۹	۰/۲۳	۰/۲۳	۳۹/۹۴۵
Chichi	۲۰ سپتامبر ۱۹۹۹ تایوان Taichung county	۲۳/۸۷ شمالی ۱۲۰/۷۵ شرقی	۷/۳	۰/۶	۰/۶۲	۸۹/۹۹۵
Turkey	۲۸ فوریه ۱۸۵۵ بورسای ترکیه	۴/۲ شرقی ۲۹/۱ غربی	۶/۷	۰/۱	۰/۶۸	۱۳۸/۵۵



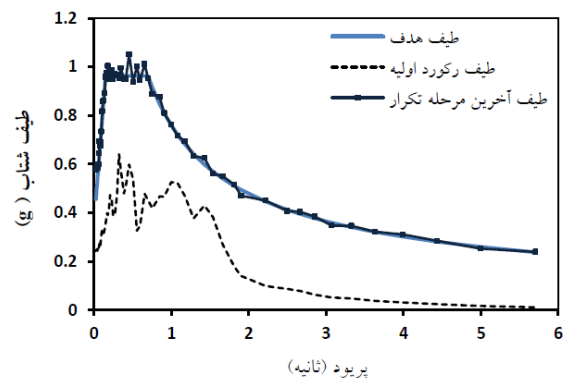
شکل (۳): درصد خطای محاسبه شده در هر مرحله تکرار

مربوط به زلزله Imperial



شکل (۱): طیف هدف و طیف رکوردهای اصلی

همانطور که ملاحظه می شود نمودار تاریخچه زمانی رکورد اولیه و اصلاح شده نمایانگر تغییرات در محتوای فرکانسی، مقادیر ماکزیمم شتاب و زمان وقوع آن بوده است. همچنین میزان درصد خطای عدم انطباق طیفی شتابنگاشت اصلی و اصلاح شده نسبت به طیف آیین نامه، در شکل (۵) آورده شده است، مشاهده شده است روند انطباق طیفی به صورت مطلوب انجام و میزان خطا بطور متوسط تا حدود ۰.۵٪ کاهش یافته است.



شکل (۲): انطباق طیف رکورد اولیه و اصلاح شده پس

از آخرین روند تکرار مربوط به زمین لرزه Imperial vally

مساحت زیر قدرمطلق شتاب می‌باشد که این پارامتر ارتباط مستقیم با پتانسیل خرابی سازه دارد و در تمامی زمین لرزه‌ها با افزایش ۶۰ تا ۸۰ درصدی همراه بوده است. تنها در زمین لرزه Chichi با توجه به انطباق طیفی نزدیکتر، درصد افزایش CAV حدود ۱۴ درصد بوده است.

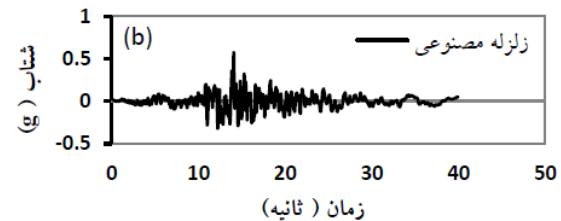
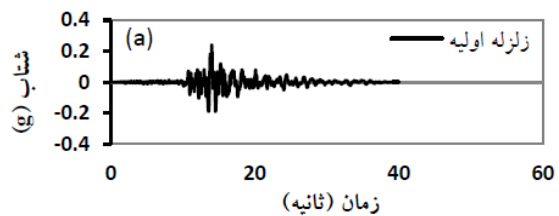
جهت مقایسه پارامترهای انرژی در دو حالت پارامترهای شدت آریاس و چگالی ویژه انرژی مورد بررسی قرار گرفته است، شدت آریاس وابسته به متوسط ریشه دوم شتاب و برای تعیین محتوای فرکانسی و چگالی طیفی توان شتابنگاشت مورد استفاده قرار می‌گیرد. رابطه (۹) نحوه محاسبه آن را نمایش می‌دهد. در این رابطه g شتاب جاذبه زمین و T_d طول مدت رکورد را نمایش می‌دهد همچنین چگالی ویژه انرژی جهت ارائه اطلاعات مفیدی پیرامون پتانسیل خرابی حرکت زمین وابسته به اثرات ترکیبی مورد استفاده قرار می‌گیرد و با توجه به رابطه (۱۰) معرفی می‌گردد در این رابطه نیز T_d طول مدت رکورد و \dot{v}_g سرعت حرکت زمین می‌باشد ملاحظه می‌شود مقادیر هر دو پارامتر در شتابنگاشت‌های مصنوعی تولید شده با افزایش همراه بوده است که این امر ناشی از انطباق طیفی رکوردها بوده است [۱۵]. مقایسه نتایج در دو حالت نشان می‌دهد شتابنگاشت‌های مصنوعی تولید شده با حفظ ساختار کلی رکورد اولیه دارای پارامترهایی متفاوتی نسبت به آن خواهند بود این امر در آنالیز سازه بسیار موثر می‌باشند.

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_d} [a_g(t)]^2 dt \quad (9)$$

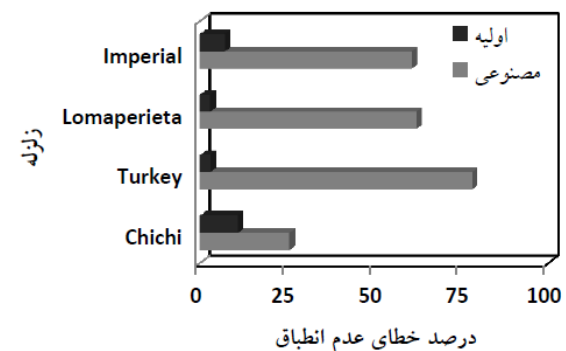
$$SED = \int_0^{T_d} [\dot{v}_g(t)]^2 dt \quad (10)$$

۴- آنالیز سازه تحت زلزله های مورد نظر

به منظور بررسی اثر زلزله های اصلاح شده در مقایسه با رکورد اولیه سه قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه (قاب فولادی ۴ دهانه با یک دهانه مهاربندی شده) با ارتفاع طبقات ثابت معادل ۳/۵ متر و طول دهانه ۵ متر با استفاده از نرم افزار ETABS [۱۶] مدل سازی شده است. کاربری قاب‌های



شکل (۴): (a) تاریخچه زمانی شتابنگاشت اصلی زلزله Imperial (b) تاریخچه زمانی شتابنگاشت اصلاح شده مربوط به زلزله Imperial



شکل (۵): درصد خطای عدم انطباق شتابنگاشت اصلی و اصلاح شده نسبت به طیف آیین نامه

به منظور بررسی تفاوت رکوردهای تولید شده و رکوردهای اولیه در جدول (۲) برخی مشخصه‌های آنها در دو حالت آورده شده است. از جمله پریود غالب شتابنگاشت، که در واقع پریود متناظر با ماکزیمم دامنه طیف فوریه می‌باشد و از اهمیت بالایی برخوردار است. ملاحظه شده است با انطباق طیفی، مقدار شتاب ماکزیمم در تمامی زمین لرزه‌ها به جز زلزله Chichi با افزایش همراه بوده است. با توجه به نمودار شکل (۱) تنها مقادیر طیفی زلزله Chichi در برخی پریودها بیش از مقادیر طیف هدف می‌باشد که خود این امر را قابل توجیه می‌سازد. با اینحال مقدار PGA بطور متوسط در تمامی زمین لرزه‌ها به حدود ۰/۵ رسیده است. سرعت مطلق تجمعی (CAV)



در فرآیند انطباق طیفی با استفاده از روش شرح داده شده، مقادیر قابل ملاحظه‌ای سرعت و جابه‌جایی در انتهای دامنه زمانی رکوردهای تولید شده ایجاد می‌گردد. جهت حل این مشکل از قابلیت تصحیح خط مبنا در نرم افزار SeismoSignal [۱۹] استفاده شده است. پس از تصحیح، مقادیر طیفی تا حدودی تغییر خواهد کرد که البته قابل اغماض می‌باشند. سپس هر یک از شتابنگاشت‌های تصحیح شده جهت انجام تحلیل تاریخچه زمانی به کار برده شده‌اند. همچنین رکوردهای اولیه به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی با توجه به محل قرارگیری سازه همگی به شتاب ۰/۳۵ مقیاس شده‌اند.

مذکور مسکونی در نظر گرفته شده است، لذا براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۷]، مقدار بار زنده در تمامی طبقات برای مدل‌های مذکور معادل 200 kg/m^2 بار مرده کف طبقات برابر 600 kg/m^2 لحاظ شده است. جنس زمین محل ساخت از نوع III و در ناحیه با خطر نسبی خیلی زیاد منظور گردیده است، لذا براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۳]، شتاب مبنای طرح برابر ۰/۳۵ می‌باشد. طراحی قاب بر اساس آیین نامه معتبر طراحی سازه‌های فولادی AISC-ASD89 [۱۸] صورت گرفته است. در طراحی از مقاطع تیوروق برای تیرها، از مقاطع قوطی برای ستون‌ها و همچنین از زوج ناودانی برای مهاربندها استفاده شده است.

پس از تحلیل و مدلسازی، قاب مورد نظر تحت آنالیز تاریخچه زمانی قرار گرفته است.

جدول (۲): پارامترهای مربوط به زمین لرزه‌های اصلی و مصنوعی

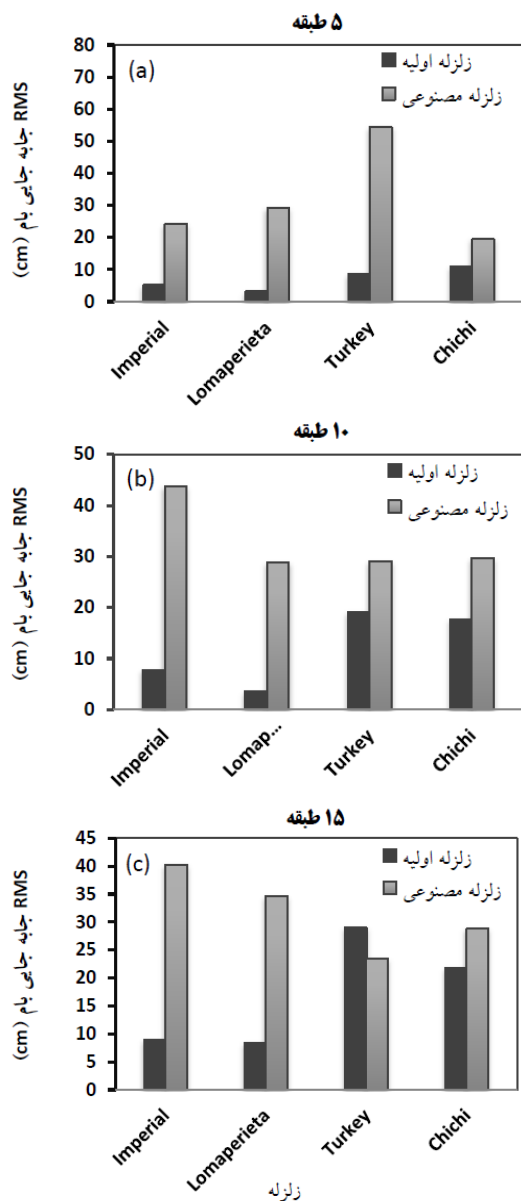
SED (cm ² /s)	I _a (m/s)	CAV (cm/s)	V _{max} /A _{max} (g)	پریود غالب (s)	PGA (g)	زلزله اعمال شده		
۱۰۸۳/۵۵	۰/۶۲۸	۶۶۴/۵	۰/۱۵۱	۰/۳۲	۰/۲۴	EQ	Imperial	دور از گسل
۲۳۸۸۹/۳۴	۳/۷۱۳	۱۹۷۷/۹	۰/۱۳۶	۰/۶۴	۰/۵۵	A-EQ		
۵۳۷/۷۶	۰/۸۱	۷۶۵/۱	۰/۱۸	۰/۳	۰/۲۳	EQ	Lomaperieta	
۲۲۹۰۲/۵۷	۴/۰۵۳	۲۱۴۹/۱	۰/۲	۰/۳	۰/۴۷	A-EQ		
۲۷۱۶۲/۰۵	۷/۱۲۱	۳۳۳۳/۱	۰/۱۳۳	۰/۶۲	۰/۶	EQ	Chichi	
۳۲۶۶۵/۷۶	۷/۱۹۰	۳۷۸۰/۱	۰/۱۶۲	۰/۴۸	۰/۵۵	A-EQ		
۱۱۳۹/۵۷	۰/۴۲۲	۱۰۰۹	۰/۲۱۰	۰/۶۸	۰/۱	EQ	Turkey	
۴۴۹۱۱/۵۹	۸/۱۱۳	۵۰۹۰/۸	۰/۱۸۷	۰/۴۸	۰/۴۸	A-EQ		

$$Y_{RMS} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n y_i^2}{n}} \quad (11)$$

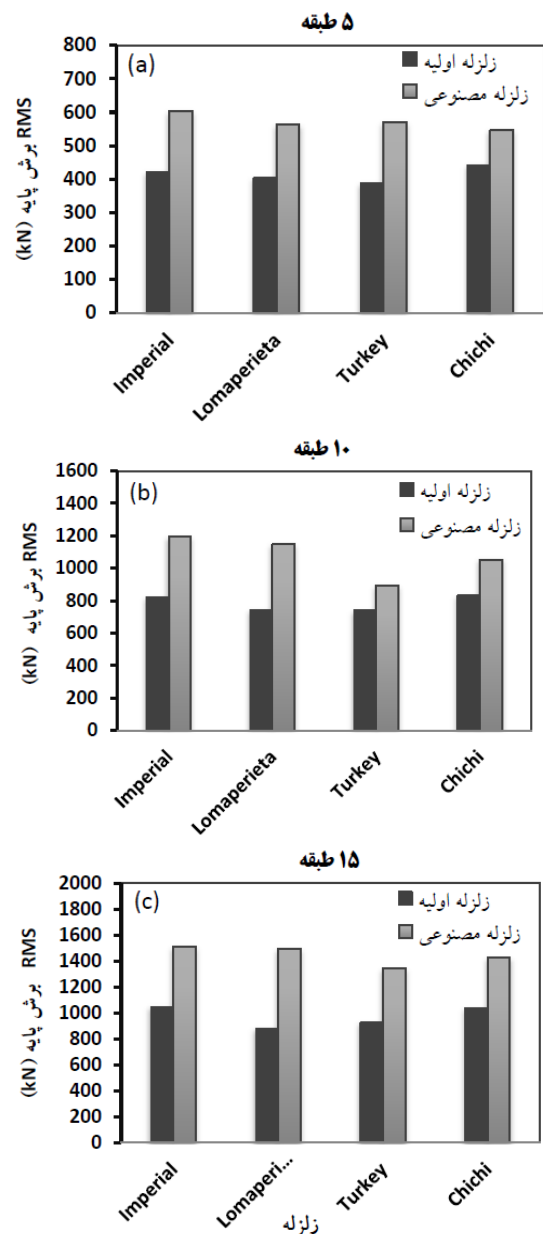
شکل (۶) به ترتیب میزان RMS برش پایه قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه را در دو حالت نمایش می‌دهد. میزان RMS برش پایه قاب در تمامی قاب‌ها، تحت زلزله‌های مصنوعی تولید شده افزایش داشته است. درصد افزایش برش پایه در قاب ۵ طبقه در زلزله‌های متفاوت از ۱۹ تا ۳۲ درصد متغیر بوده است. این میزان در قاب ۱۰ طبقه بین ۱۷ تا ۳۵ درصد و در قاب ۱۵ طبقه بین ۲۷ تا ۴۱ درصد می‌باشد.

جهت بررسی چگونگی عملکرد قاب‌ها در طول زمان بهتر است معیاری غیر از بیشینه پاسخ مورد مطالعه قرار گیرد، چراکه بیشینه پاسخ تنها در یک لحظه اتفاق می‌افتد. لذا پیشنهاد می‌شود معیار جذر میانگین مربعات یا RMS (Root Mean Square) پاسخ سازه در طول مدت تحلیل مورد بررسی قرار گیرد. رابطه (۱۱) نحوه محاسبه آن را نشان می‌دهد [۲۰]. در این رابطه Y_i نمایانگر پاسخ سازه اعم از تغییر مکان طبقه بام و یا برش پایه در زمان t_i می‌باشد و n بیانگر تعداد گام‌های زمانی که پاسخ سازه در آن محدوده سنجیده خواهد شد.

شکل (۸) میزان تغییر مکان نسبی طبقات قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه راتحت زلزله‌های اولیه و مصنوعی تولید شده نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود با کاربرد نگاشت‌های مصنوعی میزان تغییر مکان نسبی طبقات به ویژه در طبقات پایین تا حد زیادی نسبت به نگاشت‌های اولیه افزایش یافته است.



شکل (۷): جابجایی بام قاب (a) ۵ طبقه، (b) ۱۰ طبقه، (c) ۱۵ طبقه تحت زلزله‌های اولیه و رکوردهای مصنوعی تولید شده با معیار RMS



شکل (۶): برش پایه قاب (a) ۵ طبقه، (b) ۱۰ طبقه، (c) ۱۵ طبقه تحت زلزله‌های اولیه و رکوردهای مصنوعی تولید شده با معیار RMS

شکل (۷) RMS ماکزیمم تغییر مکان قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه را در دو حالت نمایش می‌دهد. این مقدار تحت زلزله‌های مصنوعی تولید شده تقریباً در تمامی قاب‌ها افزایش داشته است. درصد افزایش تغییر مکان بام در قاب ۵ طبقه در زلزله‌های متفاوت بطور متوسط ۷۴ و در قاب ۱۰ طبقه بطور متوسط ۶۱ درصد می‌باشد و همچنین درصد تغییرات قاب ۱۵ طبقه ۲۹ درصد می‌باشد.

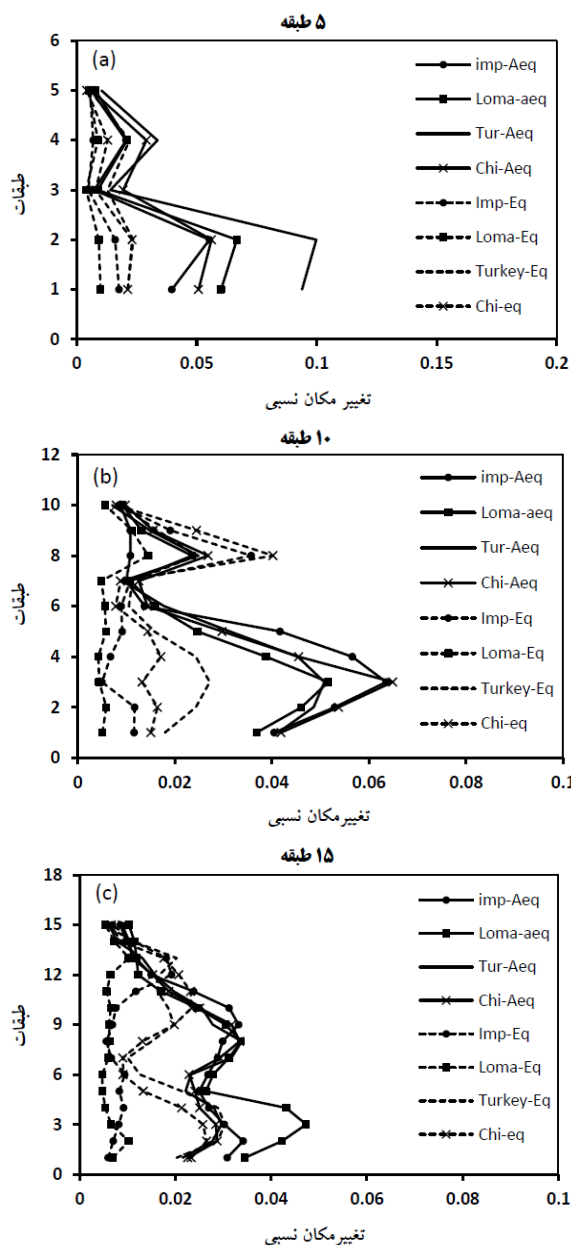


ترتیب سبب افزایش و کاهش فرکانس غالب خواهد شد و به نوعی مانند یک فیلتر عمل می‌کند.

- یکی از مزایای روش کاربردی عدم تغییر در زمان دوام شتابنگاشت اصلاح شده نسبت به شتابنگاشت اصلی در حرکت تولیدی می‌باشد. همچنین روش مورد نظر دارای سرعت و دقت مناسب در همگرایی می‌باشد.

- رکوردهای تولید شده در این روش دارای مشخصات متفاوتی نسبت به رکورد اولیه می‌باشند، تاریخچه زمانی رکورد اولیه و اصلاح شده نمایانگر تغییرات در محتوای فرکانسی، مقادیر ماکزیمم شتاب و زمان وقوع آن بوده است. ضمن انجام فرآیند انطباق با طیف تعیین شده مقدار PGA بطور متوسط در تمامی زمین لرزه‌ها به حدود ۰/۵ رسیده است. سرعت مطلق تجمعی که ارتباط مستقیم با پتانسیل خرابی سازه دارد و در تمامی زمین لرزه‌ها با افزایش ۶۰ تا ۸۰ درصدی همراه بوده است تنها در زمین لرزه Chichi با توجه به انطباق طیفی نزدیک‌تر درصد افزایش CVA حدود ۱۴ درصد بوده است. مقایسه نتایج در دو حالت نشان می‌دهد شتابنگاشت‌های مصنوعی تولید شده با حفظ ساختار کلی رکورد اولیه دارای پارامترهایی متفاوتی نسبت به آن خواهند بود این امر به نوبه‌ی خود در تحلیل سازه و میزان خرابی آن موثر خواهد بود.

- نتایج آنالیز تاریخچه زمانی قاب تحت رکوردهای اصلی و مصنوعی نشان می‌دهد تحت رکوردهای مصنوعی تولید شده از رکوردهای دور از گسل نتایج مربوط به پاسخ سازه تقریباً در تمامی رکوردها افزایش داشته است. لذا انطباق طیفی و شتابنگاشت‌های مصنوعی در آنالیز سازه با تغییرات قابل ملاحظه در پاسخ همراه بوده است و نتایج RMS مربوط به تحلیل قاب، نشان می‌دهد متوسط درصد تغییرات در برش پایه قاب ۵ طبقه حدود ۲۷ درصد، در قاب ۱۰ طبقه ۲۶ درصد و در قاب ۱۵ طبقه ۳۳ درصد بوده است. همچنین با کاربرد شتابنگاشت‌های مصنوعی منطبق بر طیف طرح مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات به ویژه در طبقات تحتانی افزایش داشته است. این امر بیانگر اهمیت کاربرد زمین لرزه‌های مصنوعی، متناسب با ساختگاه سازه در تحلیل و طراحی می‌باشد.



شکل (۸): میزان تغییر مکان نسبی (Drift) طبقات قاب (a) ۵ طبقه، (b) ۱۰ طبقه، (c) ۱۵ طبقه تحت زلزله های اولیه و مصنوعی تولید شده

۵- نتایج

- روش تبدیل موجک ابزاری مناسب و قدرتمند برای تولید شتاب نگاشت‌های مصنوعی می‌باشد، در این روش اصلاح از طریق همساز نمودن طیف پاسخ شتاب نگاشت‌های واقعی با طیف هدف صورت می‌گیرد.

- روش انطباق طیفی با استفاده از تابع موجک پایه پاسخ ضربه، با افزایش اثر مؤلفه‌های با فرکانس بالا و پائین به

- [15] Campbell, K. and Bozorgnia, Y. (2010), "A Ground Motion Prediction Equation for the Horizontal Component of Cumulative Absolute Velocity (CAV) Based on the PEER-NGA Strong Motion Database", *Earthquake Spectra*, Vol. 26- 3, p. 635-650.
- [16] CSI, Computers and Structures Inc. (2009), ETABS V9.2.0 Analysis Reference Manual. CSI, Berkeley.
- [17] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان. (۱۳۸۰). "مبحث ششم بارهای وارد بر ساختمان".
- [18] American Institute of steel construction, (AISC). (2005), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", Standard ANSI/AISC, 341-05, Chicago (IL,USA): AISC.
- [19] Seismosoft. (2009), "Software Applications for Analysis of Structures subjected to Seismic Actions", SeismoSignal V4.3.0, Italy.
- [20] Bakun, W.H. and Wentworth, C.M. (1997), "Estimating Earthquake Location and Magnitude from Seismic Intensity Data", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 87-6, pp. 1502-1521.
- [1] زعفرانی، ح.، نورزاد، ا. و برگگی، خ. (۱۳۸۴)، "تولید شتابنگاشت هاس مصنوعی سازگار با طیف طرح با استفاده از تبدیل موجک".
- [2] Aki, K. (1968), "Seismic Displacements Near a Fault", *Journal of Geophysical Research*, Vol. 73, pp. 5359-5376.
- [3] Haskell, N.A. (1969), "Elastic Displacements in the Near-field of a Propagating Fault", *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol. 59, pp. 865-908.
- [4] Gasparini, D.A. and Vanmarcke, E.H. (1976), "Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra", *Massachusetts Institute of Technology*, 76-4, 65, 1976.
- [5] Priestley, M.B. (1965), "Evolutionary Spectral Analysis and Non-stationary Process", *Journal of Royal Statistical Society, Series B (Methodological)*, Vol. 27, No. 2, pp. 204-237.
- [6] Box, G.E.P., Jenkins, G.M. and Reinsel G.C. (1994), "Time Series Analysis Forecasting and Control", prentice Hall.
- [7] Chang, M.K., Kwiatkowski. J.W., Nau, R.F., Oliver, R.M. and pister, K.K. (1982), "ARMA Model for Earthquake Ground Motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 651-662.
- [8] Mobarakeh, A.A., Rofooei, F.R. and Ahmadi, G. (2002), "Simulation of Earthquake Records using Time-varying ARMA (2,1) Model", *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 17, pp. 15-34.
- [9] Mukherjee, S. and Gupta, V.K. (2002), "Wavelet-Based Generation of Spectrum-compatible Time-histories", *Soil Dynamic Earthquake Engineering*, Vol. 22, pp. 799-804.
- [10] Legrue, J. and Menun, C. (2004), "Simulation of Non-stationary Ground Motions using Wavelets", 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C, Canada, pp. 296.
- [11] Fadavi Amiri, M., Ghodrati Amiri, G. and Akbari, A. (2008), "New Method for Generation of Artificial Earthquake Record," The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [12] Suarez, L.E. and Montejo, L.A. (2005), "Generation of Artificial Earthquakes via the Wavelet Transform", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. ????, pp. 5905-5919.
- [۱۳] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. (۱۳۸۴)، "آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله " استاندارد ۲۸۰۰"، ویرایش سوم.
- [14] The MathWorks, Inc. (2009), mathematical computing software for engineers and scientists, MATLAB V7.8.0 (R2009a).





رفتار لرزه‌ای قاب فولادی خمشی دارای دال مرکب با ورق فولادی عرشه با استفاده از مدل‌سازی اجزا محدود

مجتبی فتحی^۱، چیا سهراب نژاد^۲

(تاریخ دریافت: ۹۱/۰۶/۰۳، تاریخ پذیرش: ۹۲/۰۲/۱۶)

چکیده

دال‌های مرکب دارای ورق فولادی تحتانی، یکی از بهترین روش‌های علمی و اجرایی سقف‌های تیر مرکب است. در این تحقیق، دو قاب فولادی خمشی دارای سقف مرکب با و بدون ورق فولادی عرشه به کمک نرم افزار المان محدود ABAQUS مدل‌سازی و تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی شتاب نگاشت زلزله قرار گرفتند و عملکرد لرزه‌ای آنها با هم مقایسه شد. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که با استفاده از ورق فولادی، زمان تناوب ارتعاش و بیشینه تغییر مکان جانبی قاب کاهش اما نیروی برش پایه و ظرفیت استهلاک انرژی قاب افزایش یافت. همچنین روند تشکیل مفاصل پلاستیک در هر دو قاب یکسان اما در قاب با ورق فولادی، این مفاصل در گام زمانی دیرتری تشکیل شدند. علاوه بر این در قاب بدون ورق عرشه، ترک در دال بتنی در گام زمانی زودتری نسبت به قاب دارای ورق عرشه تشکیل شد.

کلمات کلیدی

رفتار لرزه‌ای، قاب فولادی خمشی، دال مرکب، ورق فولادی تحتانی عرشه

Seismic Behavior of Moment Resisting Steel Frame with Steel Deck Composite Slab using Finite Element Modeling

M. Fathi, Ch. Sohrab Nejad

ABSTRACT

Steel deck composite slabs are widely used for composite floor systems. In this slab, steel deck remains permanently in place as an integral part of the floor system, and the hardened concrete slab acts compositely with the profiled steel deck. Composite slabs lead to a notable reduction in the structure weight, the construction cost, time and have enough strength. Steel decks perform two functions: they act as formwork while concreting is done and as tension reinforcement bars. The concrete, distributes loads and protect the steel deck from fire. In this study, two composite frames with and without steel deck were modeled using the finite element software, ABAQUS and nonlinear dynamic analysis was done and their seismic behavior such as period, lateral displacement, base shear, plastic energy dissipation of the frames and crack formation procedure in concrete slab were investigated. Results showed that using steel deck in composite slab, reduced period and maximum lateral displacement of the frame but base shear and plastic energy dissipation of frames increased. Also plastic hinge formation procedure of two frames was the same.

KEYWORDS

Seismic behavior, Moment resisting steel frame, Composite beam, Steel deck

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی کرمانشاه، Fathim@razi.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- کارشناس ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشگاه رازی کرمانشاه، Chia64_SD@yahoo.com



در سقف‌های تیرمرکب دارای ورق فولادی عرشه، ورق در فضای ما بین تیرهای مرکب قرار گرفته و در زمان بتن ریزی نقش قالب و در زمان بهره برداری نقش آرماتورکشی را بر عهده دارد و بتن پوشاننده‌ی آن، علاوه بر مرکب نمودن تیر فولادی و ایجاد سقف مرکب، عاملی برای حفاظت از ورق در مقابل آتش سوزی و توزیع کننده‌ی بار است. دال‌های مرکب دارای ورق عرشه، به دلیل سبک بودن، منجر به کاهش قابل توجه در وزن سازه، هزینه و زمان ساخت شده و همچنین از مقاومت کافی نیز برخوردار هستند [۴-۱]. در دال‌های فاقد عرشه فولادی، باید از دو ردیف شبکه میلگرد تحتانی و فوقانی استفاده شود که تعبیه دقیق فواصل میلگردها و پوشش بتن دقت خاصی را می‌طلبد.

۲- مدل‌سازی قاب‌های مورد مطالعه

در این مطالعه، دو قاب خمشی فولادی یک طبقه ی دو دهانه دارای سقف مرکب با و بدون ورق عرشه، به کمک نرم افزار المان محدود ABAQUS مدل‌سازی و تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی شتاب نگاشت زلزله‌های منجیل، طیس و کوبه قرار گرفتند و عملکرد لرزه‌ای آنها با هم مقایسه شد. مدل‌های مورد بررسی در این مطالعه به صورت زیر نام گذاری شدند:

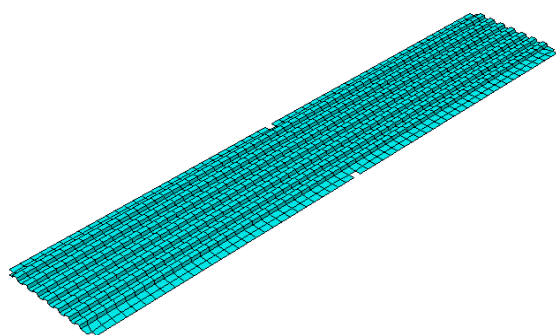
▪ قاب فولادی خمشی با دال مرکب بدون ورق

عرشه CF-WSD

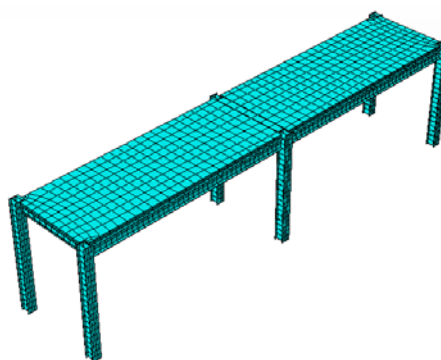
▪ قاب فولادی خمشی با دال مرکب دارای ورق

عرشه CF-SD

قاب‌های مذکور براساس ضوابط مقررات ملی ساختمان ایران تحت بارمرده از نوع Gravity، زنده 200 kg/m^2 و جانی بر اساس خاک نوع II و شتاب زمین $A=0.35g$ و در نظر گرفتن قاب خمشی فولادی ویژه با ضریب رفتار $R=10$ و ضریب اهمیت $I=1/4$ برای ساختمان‌های با اهمیت بسیار بالا طراحی شد. تیرهای طولی از نوع IPE270، تیرهای عرضی از IPE160 و ستون‌ها از IPE240 انتخاب شدند. قاب‌ها در امتداد محور طولی دارای دو دهانه به طول ۶ متر و در امتداد عرضی دارای یک دهانه به طول ۲ متر با ارتفاع طبقه ۳ متر بودند. ضخامت دال‌های سقف ۱۵۰ میلی متر در نظر گرفته شد. دال بدون عرشه فولادی دارای دو شبکه میلگرد $\Phi 8@15$ در قسمت فوقانی و تحتانی و دال دارای عرشه فولادی دارای یک شبکه میلگرد فوقانی $\Phi 8@15$ بود. بعد از طراحی اولیه، قاب‌های مورد نظر در نرم افزار ABAQUS مدل شدند (شکل (۱)). بتن تیرها و ستون‌ها با المان Shell به صورت S4R و آرماتورهای فولادی درون بتن با استفاده از المان T3D2N از نوع Truss مدل شدند [۷-۵].



ب) مدل المان محدود ورق عرشه

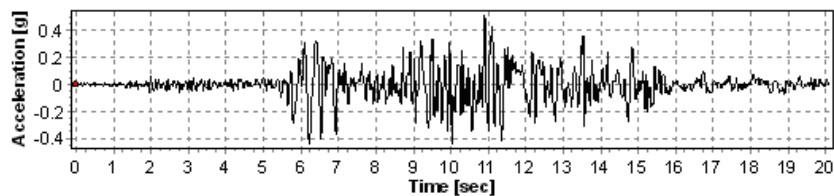


الف) مدل المان محدود قاب‌ها

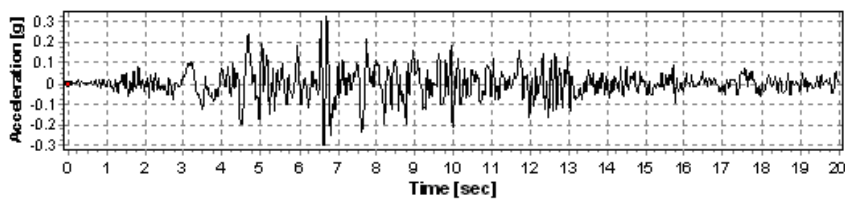
شکل (۱): مدل المان محدود در نرم افزار ABAQUS

در شکل (۲) سه شتاب نگاشت استفاده شده و طیف بازتاب آنها آورده شدند. بارهای جانبی زلزله با استفاده از تابع Amplitude به صورت شتابنگاشت به تراز پایه اعمال شدند.

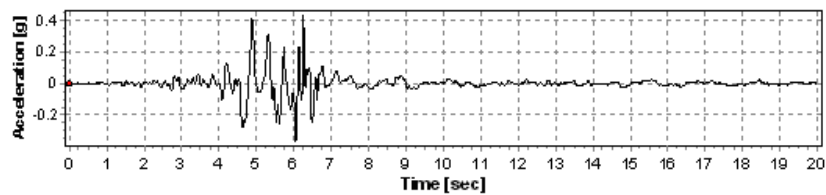
بارگذاری مدل‌ها در دو مرحله انجام شد. مرحله اول اعمال بار مرده و زنده و در مرحله دوم بار زلزله نیز اعمال شد. برای این مطالعه از شتاب نگاشت زلزله‌های منجیل، طبرس و کوبه استفاده شد. شتاب نگاشت‌ها همگی در خاک نوع II انتخاب و مطابق با آیین نامه ایران همپایه شدند.



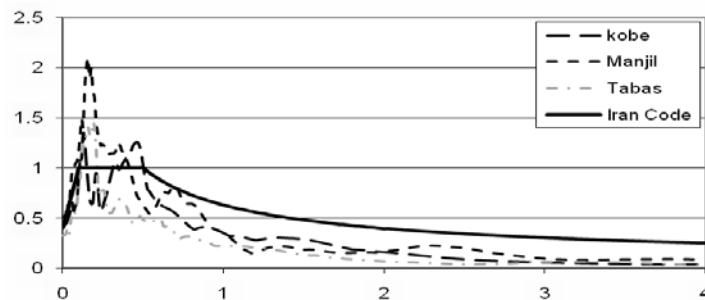
الف) منجیل



ب) طبرس



ج) کوبه



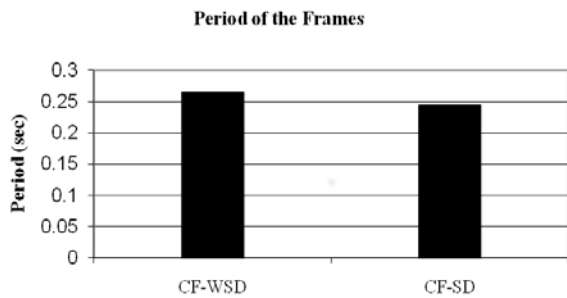
د) طیف بازتاب

شکل (۲): شتابنگاشت‌های مورد استفاده و طیف بازتاب آنها

۳-۱- زمان تناوب ارتعاش و منحنی ظرفیت قاب‌ها
شکل (۳) زمان تناوب ارتعاش قاب‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد. مشاهده شد که استفاده از ورق عرشه در سقف مرکب، زمان تناوب ارتعاش قاب را کاهش داد.

۳- تحلیل قاب‌ها

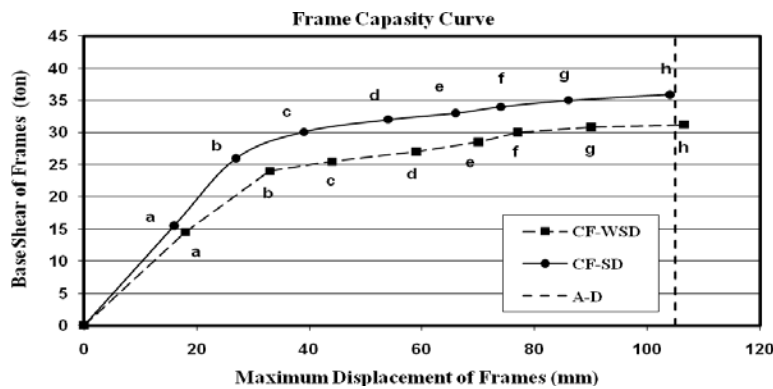
قاب‌ها تحت هر سه شتاب نگاشت زلزله همپایه شده با آیین نامه ۲۸۰۰ تحلیل شدند و در ذیل بیشینه مقدار آنها تحت هر سه شتاب نگاشت ملاک عمل قرار گرفت و به عنوان پاسخ قاب آورده شد.



شکل (۳): زمان تناوب اصلی ارتعاش قاب‌ها

به صورتی که زمان تناوب قاب CF-SD، ۸ درصد نسبت به قاب CF-WSD کاهش داشت.

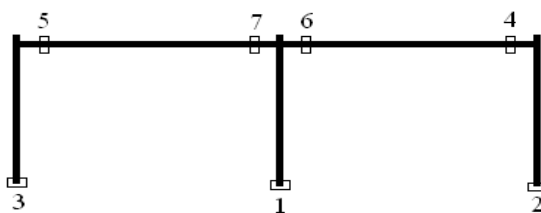
منحنی‌های ظرفیت قاب‌ها در شکل (۴) به صورت رابطه‌ی بیشینه نیروی برشی پایه و بیشینه تغییر مکان تراز سقف آورده شدند. تغییر مکان مجاز قاب‌های مورد مطالعه مطابق با آیین نامه ساختمان‌ها در برابر زلزله به مقدار ۱۰۵ mm محاسبه شد و به صورت خط A-D در شکل (۴) نشان داده شد. این نمودار بیانگر ظرفیت بالاتر قاب دارای عرشه فولادی نسبت به قاب بدون عرشه فولادی است.



Number	PGA	Acceleration
a	0.35g	Tabas
b	0.65g	Tabas
c	0.66g	Manjil
d	0.69g	Tabas
e	0.70g	Manjil
f	1.05g	Tabas
g	1.4g	Manjil
h	1.75g	Manjil

شکل (۴): مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه

با توجه به روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب‌های مورد مطالعه نتیجه گرفته شد که تشکیل اولین مفصل پلاستیک و همچنین مکانیسم خرابی در قاب بدون ورق عرشه، زودتر از قاب دارای ورق عرشه ایجاد شد.



شکل (۵): توزیع مفصل پلاستیک در قاب‌های مورد مطالعه

۳-۲- مکانیسم تشکیل مفاصل پلاستیک

با اعمال شتاب نگاشت زلزله به قاب‌ها و افزایش تدریجی آن، روند تشکیل مفصل پلاستیک در اعضای آنها تا مرحله مکانیسم قاب مورد بررسی قرار گرفت. هیچ یک از اعضای قاب‌ها تا $PGA=0.765g$ شتاب نگاشت‌های مورد مطالعه وارد فاز پلاستیک نشدند. شکل (۵) محل تشکیل مفاصل پلاستیک و نحوه توزیع آنها را برای قاب‌های مذکور نشان می‌دهد. در این شکل شماره‌های ۱، ۲ و ... نشان دهنده ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک است. به گونه‌ای که شماره ۱ تا ۳ تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون و شماره ۴ تا ۷ تشکیل مفاصل پلاستیک در تیر را نشان می‌دهد.

ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای قاب‌های مورد مطالعه بر حسب مبنای PGA در جدول (۱) نشان داده شده است.

۳-۳- استهلاک انرژی قاب‌ها

انرژی پلاستیک مستهلک شده قاب‌های مدل‌سازی شده تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی در شکل (۶) آورده شد.



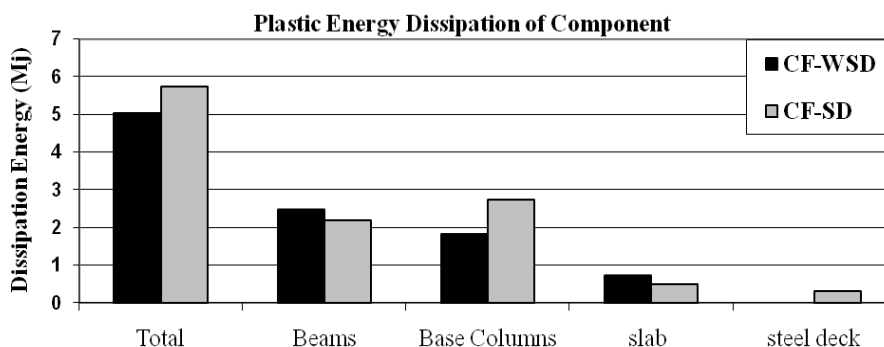
قاب‌ها در استهلاک انرژی ناشی از شتاب نگاشت بیشینه بر روی ستون مربوطه آورده شده است.

مشاهده شد که استفاده از ورق فولادی در سقف مرکب، موجب افزایش ۱۴ درصدی استهلاک انرژی غیرارتجاعی کل مدل شد. همچنین همچنین در شکل (۶) سهم اجزای

جدول (۱): روند تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب‌های مورد مطالعه بر مبنای محدوده PGA

۱/۷۵g	۱/۴۰g	۱/۰۵g	۰/۷۰g	۰/۶۹g	۰/۶۶g	۰/۶۵g	۰/۳۵g	
۷	۶ (*)	۵ و ۴	۳ و ۲	-	۱	-	-	CF-WSD
۷ و ۶ (*) و ۵	۵ و ۴	۳ و ۲	۱	-	-	-	-	CF-SD

در جدول "*" بیانگر تشکیل مفصل پلاستیک در دال بتنی و "O" بیانگر تشکیل مفصل پلاستیک در عرشه فولادی می‌باشد.



شکل (۶): مقایسه میزان استهلاک انرژی

سیستم تیرها و سقف نسبت به ستون‌های قاب‌های بدون عرشه فولادی است.

۳-۴- نحوه گسترش ترک در دال‌های سقف

در شکل (۷) نحوه توزیع تنش فون میز، بیشینه تنش کششی و فشاری و تغییر شکل در دال قاب CF-WSD و CF-SD مربوط به پایان بارگذاری ثقلی مرده و زنده نشان داده شده است.

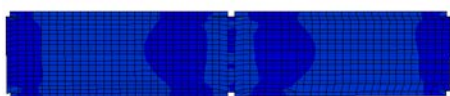
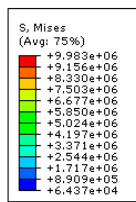
در ادامه‌ی تحلیل، شتابنگاشت‌های همپایه شده به قاب‌ها اعمال شد. در این حالت در اثر افزایش شدت شتاب نگاشت، تنش‌های اعمالی افزایش و نهایتاً منجر به ایجاد گسترش ترک در دال بتنی شد. در شکل (۸) نحوه‌ی تشکیل و گسترش ترک در دال بتنی در ۴ مرحله نشان داده شده است. بررسی نتایج نشان دادند که در دال‌های بدون ورق عرشه، ترک‌ها زودتر از دال دارای ورق عرشه ایجاد شده است. در شکل (۹) شمای تقریبی خطوط تسلیم در لحظه انهدام قاب‌ها نیز نشان داده شده است.

در جدول (۲) سهم اجزای قاب از جمله تیرها، پای ستون‌ها، دال بتنی و ورق فولادی در استهلاک انرژی آمده است.

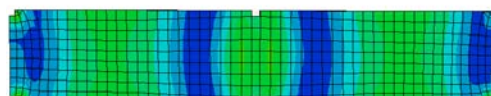
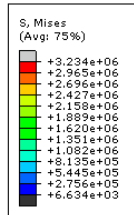
جدول (۲): مقایسه درصد سهم اجزای قاب‌ها در استهلاک انرژی

درصد استهلاک انرژی	قاب CF-WSD	قاب CF-SD
پای ستون	۳۷٪	۴۸٪
تیر	۴۸٪	۳۸٪
دال بتنی	۱۵٪	۹٪
ورق فولادی	۰	۴٪

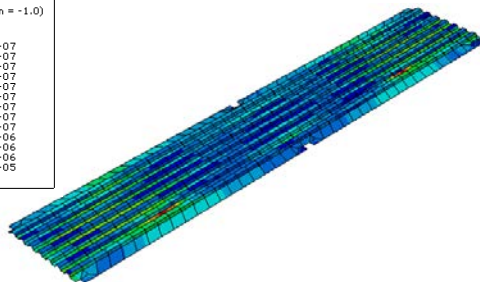
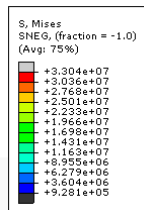
در قاب‌های دارای ورق عرشه فولادی نسبت به قاب‌های بدون ورق عرشه، این سهم در پای ستون‌ها بیشتر و در تیرها و دال‌ها کمتر است. این بیانگر جذب انرژی بهتر در



ب) دال بتنی قاب CF-SD

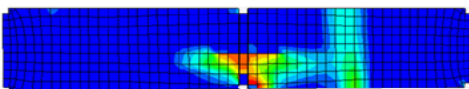
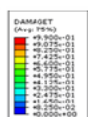


الف) دال بتنی قاب CF-WSD

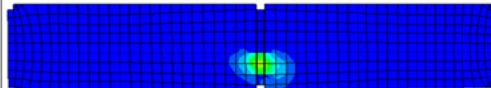
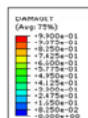


ج) توزیع تنش در ورق عرشه قاب CF-SD

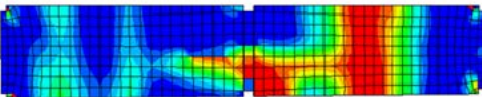
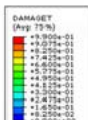
شکل (۷): نحوه توزیع تنش ناشی از بارهای ثقلی



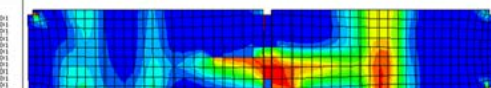
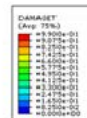
مرحله دوم



مرحله اول

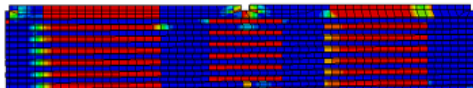
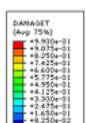


مرحله چهارم

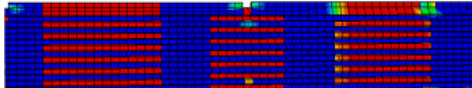
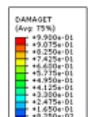


مرحله سوم

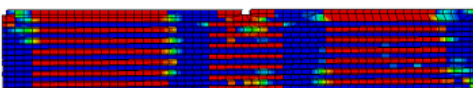
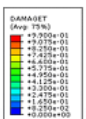
الف) قاب CF-WSD



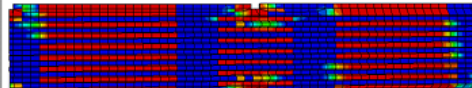
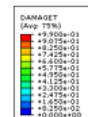
مرحله دوم



مرحله اول



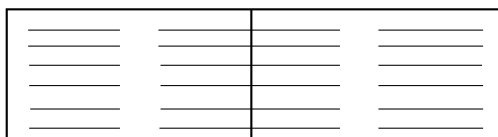
مرحله چهارم



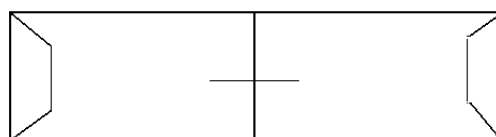
مرحله سوم

ب) قاب CF-SD

شکل (۸): روند شکل گیری ترک در دالها تحت شتاب نگاشت پیشینه



ب) دال CF-SD



الف) دال CF-WSD

شکل (۹): شمای تقریبی خطوط تسلیم دال تحت شتاب نگاشت زلزله

۴- نتیجه گیری

با مطالعه تاثیر وجود ورق فولادی عرشه بر عملکرد لرزه‌ای قاب فولادی خمشی دارای سقف مرکب نتیجه گرفته شد که استفاده از ورق فولادی در سقف تیرمرکب موجب بهبود رفتار سازه شده است. در این قاب‌ها، زمان تناوب ارتعاش قاب، بیشینه تغییرمکان جانبی قاب کاهش یافته و نیروی برش پایه و ظرفیت استهلاک انرژی قاب نسبت به قاب بدون عرشه‌ی فولادی افزایش یافته است. همچنین روند تشکیل مفاصل پلاستیک در هر دو قاب یکسان اما در قاب با ورق فولادی این مفاصل در گام زمانی دیرتری تشکیل شدند. علاوه بر این در قاب بدون ورق عرشه، ترک در دال بتنی در گام زمانی زودتری نسبت به قاب دارای ورق عرشه تشکیل شد. این در حالی است که نحوه توزیع جذب انرژی در قاب‌های بدون عرشه فولادی بیشتر در تیرها و سقف (نسبت به پای ستون) صورت می‌گیرد و بیانگر رفتار مطلوب‌تری از این قاب‌ها است.

۵- مراجع

- [1] Marimuthu, V., Seetharaman, S., Arul Jayachandran, S., Chellappan, A., Bandyopadhyay, T.K. and Dutta, D. (2007), "Experimental Studies on Composite Deck Slabs to Determine the Shear-Bond Characteristic (m-k) Values of the Embossed Profiled Sheet", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, No. 6, pp. 791-803.
- [2] Lam, D. and Qureshi, J. (2008), "Prediction of Longitudinal Shear Resistance of Composite Slabs with Profile Sheeting to Eurocode4," School of Civil Engineering, University of Leeds, Leeds, LS2 9JT, UK.
- [3] Jeong, Y.-J. (2008), "Simplified Model to Predict Partial-Interactive Structural Performance of Steel-Concrete Composite Slabs," Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, No. 2, pp. 238-246.



بررسی کارایی میراگر جرمی تنظیم شده در بهبود رفتار

لرزه‌های سازه‌های فلزی غیرخطی

محتشم محبی^۱، سولماز مرادپور^۲، کاظم شاکری^۳
(تاریخ دریافت: ۸۹/۰۶/۳۰، تاریخ پذیرش: ۹۰/۰۶/۳۰)

چکیده

در چند دهه‌ی اخیر تحقیقات زیادی در مورد کاربرد میراگر جرمی تنظیم شده (Tuned mass damper-MD) بر روی سازه‌های خطی انجام گرفته است، لیکن در مورد کاربرد TMD بر روی سازه‌های غیرخطی مطالعات محدود و به همراه تعدادی فرضیات ساده کننده در خصوص رفتار واقعی سازه و همچنین طراحی TMD بوده است. در این مقاله، هدف بررسی نحوه‌ی مدل‌سازی TMD بر روی سازه‌های فلزی غیرخطی با رفتار واقعی و ارزیابی تاثیر آن در بهبود رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها می‌باشد. بدین منظور سازه‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه‌ی دو بعدی مجهز شده به TMD که تحت اثر زلزله‌های نزدیک‌گسل و دورگسل قرار گرفته‌اند، با استفاده از نرم افزار OpenSees مدل‌سازی شده و به ازای درصد جرم‌های مختلف TMD، میزان کاهش در پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فلزی غیرخطی نظیر حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی، جذر میانگین مربعات تغییر مکان جانبی نسبی و انرژی هیستریسیس تعیین گردیده است. نتایج نشان دهنده‌ی قابلیت نرم‌افزار OpenSees برای مدل‌سازی سازه‌های کنترل شده با TMD می‌باشد. همچنین نتایج حاکی از آن است که کارایی TMD در کاهش خرابی سازه‌های فلزی غیرخطی وابستگی زیادی به نوع زلزله‌ی ورودی، حداکثر شتاب زلزله و جرم میراگر دارد، بطوریکه با افزایش جرم میراگر عموماً کارایی این مکانیزم افزایش می‌یابد. هم چنین در این مقاله روشی مبتنی بر آنالیز حساسیت برای تعیین پارامترهای TMD به جهت افزایش کارایی این سیستم بر روی سازه‌های با رفتار غیر خطی ارائه گردیده است.

کلمات کلیدی

کنترل سازه، میراگر جرمی تنظیم شده، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی، انرژی هیستریسیس، سازه‌ی غیرخطی

Assessment of Tuned Mass Damper (TMD) Effectiveness in Improving the Seismic Response of Nonlinear Steel Structures

M. Mohebbi, S. Moradpoor, K. Shakeri

ABSTRACT

About application of Tuned mass dampers (TMDs) on linear structures extensive researches have been done, while studies about TMD application on nonlinear structures are limited and have been based on some simplified assumptions on structure behavior or TMD design procedure. Hence, in this paper it has been decided to study the modeling of TMD on nonlinear structures using the real behavior for structure, and also to assess its effectiveness in improving the seismic behavior of structures. To this end, 3, 9 and 20 stories two dimensional steel frames equipped with TMD have been analyzed using OpenSees software under both near-field and far-field earthquakes. For different values of TMD mass ratio, the reduction in controlled structures response such as maximum drift, root-mean-square (RMS) of drift and hysteretic energy has been determined. Results show OpenSees software high ability in modeling the nonlinear structure-TMD system. Based on numerical simulations, it has been found that the effectiveness of TMD in reducing the damage of nonlinear steel frames depends on earthquake characteristics such as frequency content and peak ground acceleration (PGA) as well as TMD mass ratio. Also in this paper a method based on sensitivity analysis has been proposed to determine the parameters of TMD to achieve the better performance in utilizing TMDs on nonlinear structures.

KEYWORDS

Structural control, Tuned mass damper (TMD), Nonlinear dynamic analysis, Hysteretic energy, Nonlinear structure

۱- استادیار دانشکده فنی، دانشگاه محقق اردبیلی، mohebbi@uma.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه محقق اردبیلی، solmaz_moradpoor@yahoo.com

۳- استادیار دانشکده فنی، دانشگاه محقق اردبیلی، shakeri@uma.ac.ir



علیرغم تحقیقات زیاد در زمینه‌ی پدیده‌ی زلزله، هنوز امکان پیش بینی دقیق زمان و مکان وقوع آن وجود ندارد و از طرف دیگر خسارت اقتصادی-اجتماعی یک زلزله بسیار زیان بار می‌باشد. بنابراین یافتن ابزاری برای مقابله با خرابی‌های ناشی از آن از مهمترین چالش‌های مهندسان سازه و زلزله در چند دهه‌ی اخیر بوده است. یک ایده برای طراحی سازه‌های مقاوم در مقابل زلزله، روش‌هایی نظیر افزایش سختی، مقاومت و شکل‌پذیری سازه‌ها می‌باشد تا بر توانایی سازه‌ها در برابر ارتعاش‌های دینامیکی ناشی از زلزله افزوده شود. ایده‌ی دیگر برای مقابله با نیروهای زلزله کاربرد سیستم‌های کنترل سازه‌ها جهت بالا بردن ایمنی سازه می‌باشد. این سیستم‌ها که یکی از فن‌آوری‌های نسبتاً جدید در زمینه‌ی طراحی مقاوم سازه‌ها در برابر زلزله می‌باشند به چهار دسته‌ی عمده‌ی سیستم کنترل غیر فعال، کنترل فعال، کنترل نیمه فعال و کنترل دوگان تقسیم می‌شوند. از بین سیستم‌های مذکور، مکانیزم‌های کنترل غیرفعال بدلیل عدم نیاز به منبع انرژی خارجی، سهولت نصب و نگهداری و همچنین ساده بودن مکانیزم آن، نسبت به سایر روش‌های کنترل از کاربرد بیشتری برخوردار می‌باشند. در بین ابزارهای کنترل غیرفعال می‌توان به میراگر جرمی تنظیم شده TMD اشاره کرد. این سیستم از قدیمی‌ترین سیستم‌های کنترل ارتعاش سازه می‌باشد [۱] که به عنوان مکانیزمی برای کاهش پاسخ دینامیکی سازه‌ها در برابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله و عموماً باد استفاده گردیده است. تاثیر TMD در کاهش پاسخ سازه‌ها در برابر بارهای دینامیکی، وابسته به مشخصات آن (جرم، سختی و میرایی) بوده و روش‌های مختلفی برای طراحی بهینه‌ی TMD بر روی سازه‌های خطی ارائه شده است. این روش‌ها بر اساس مینیمم سازی یک تابع هدف نظیر جذر میانگین مربعات تغییر مکان سازه اصلی تحت اغتشاش سفید [۲]، اختلاف بین میرایی دو مد اولیه سیستم سازه-TMD [۳] و نرم H_2 پاسخ سازه با استفاده از الگوریتم ژنتیک [۴] یا افزایش میرایی موثر سیستم سازه-TMD [۵] می‌باشد. کاربرد مکانیزم میراگر جرمی در کاهش پاسخ

سازه‌های دریایی در مقابل امواج دریا [۶]، تاثیر TMD در کنترل تغییر مکان سازه‌های خمشی تحت اثر زلزله و تاثیر تغییر پارامترهای میراگر جرمی و زلزله‌ی ورودی در عملکرد این سیستم [۷]، مقایسه عملکرد سیستم کنترلی TMD با مکانیزم‌های دیگر نظیر میراگر ویسکوزالاستیک و جداگر سازه‌ای [۸] و ارائه چهار چوب کلی برای طراحی مقاوم مکانیزم میراگر جرمی در سازه‌های با پارامترهای غیر قطعی [۹] مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به این نکته مهم که احتمال ورود سازه‌ها در مقابل تکان‌های شدید زمین لرزه به ناحیه غیر خطی زیاد است، ضرورت طراحی میراگر جرمی تنظیم شده با فرض رفتار غیر خطی سازه و ارزیابی عملکرد آن در این سازه‌ها مطرح می‌شود. زمانی که سازه وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌گردد مشخصات دینامیکی سازه دچار تغییر شده و همین امر باعث خارج شدن TMD از حالت تنظیم و در نتیجه تغییر در کارایی آن می‌گردد. به همین دلیل سودمندی میراگر جرمی در کنترل حرکت سازه زمانی که تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی تحت اثر ارتعاش زلزله اتفاق می‌افتد تاکنون مورد تایید قرار نگرفته است. علیرغم مطالعات زیاد در رابطه با طراحی TMD بر روی سازه‌های خطی، بررسی‌ها در مورد کاربرد این مکانیزم در سازه‌های غیر خطی محدود می‌باشد. در سال ۱۹۸۱ کی‌نیا و همکارانش [۱۰] یک بررسی مقدماتی بر روی تاثیر لرزه‌ای TMD در سازه‌های یک درجه آزادی با رفتار الاستو-پلاستیک تحت یک مجموعه از زلزله‌های ثبت شده در ناحیه‌ی غربی ایالات متحده انجام دادند که نتایج بدست آمده نشان دهنده‌ی کاهش اندکی در ماکزیمم جابجایی جانبی سازه می‌باشد. برنال در سال ۱۹۹۶ [۱۱] رفتار سازه‌های یک درجه آزادی غیر ارتجاعی مجهز به جرم میراگر هماهنگ شده را تحت زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی که از نوع زلزله‌های باند باریک با طول مدت بلند است، مورد بررسی قرار داده و به این نتیجه رسید که کاهش در جابجایی ماکزیمم سازه با افزایش شدت زلزله و در نتیجه افزایش رفتار غیر ارتجاعی سازه کاهش می‌یابد. ساتو-بریتو و رویز [۱۲] تاثیر TMD در یک ساختمان ۲۲ طبقه بتنی تحت حرکت‌های شدید و متوسط زمین را مورد



بررسی قراردادند. این بررسی نشان داد که TMD می‌تواند در کاهش تغییر مکان‌های جانبی نسبی سازه‌ی تحت زلزله‌های متوسط مؤثر باشد اما عملکرد آن در زلزله‌های شدید به مقدار زیادی کاهش می‌یابد. ونگ به بررسی عملکرد TMD در کاهش پاسخ‌های انرژی سازه برای سطوح مختلف تسلیم با استفاده از طیف انرژی پلاستیک پرداخت. نتایج بررسی‌ها نشان داد که با کاربرد TMD مقداری از انرژی وارد به سازه توسط TMD جذب و سپس به صورت انرژی میرایی در زمانی که پاسخ سازه از حالت بحرانی خارج می‌شود رها می‌گردد. بدین ترتیب با افزایش اتلاف انرژی میرایی، اتلاف انرژی به صورت انرژی پلاستیک کاهش می‌یابد که همین امر باعث کاهش خرابی سازه می‌گردد [۱۳]. در مطالعات فوق عموماً کارایی TMD با انتخاب مقادیر مشخص برای پارامترهای TMD بررسی شده و مقدار بهینه‌ای برای آن در نظر گرفته نشده است. جغتایی و مجیبی [۱۴] عملکرد TMD را در بهبود رفتار لرزه‌ای دیوارهای آجری محصور شده با رفتار غیر خطی و قابهای برشی غیرخطی هیسترسیس [۱۵] مورد بررسی قرار دادند. با طراحی بهینه‌ی TMD با استفاده از الگوریتم ژنتیک جهت حداقل سازی ماکزیمم پاسخ‌های سازه، اثر محتوای فرکانسی زلزله و شدت آن بر عملکرد TMD و همچنین میزان تاثیر نسبت جرمی که یکی از پارامترهای مهم در عملکرد TMD محسوب می‌شود، در بهبود پاسخ دیوار آجری محصور شده و قابهای برشی مورد بررسی قرار گرفت. در اکثر تحقیقات انجام شده در مورد کاربرد TMD بر روی سازه‌های غیرخطی مطالعات بصورت موردی به همراه تعدادی فرضیات ساده کننده در خصوص رفتار واقعی سازه و همچنین طراحی TMD بوده است. لذا نتایج حاصل از پژوهش‌های قبلی در محدوده فرضیات پژوهش قابل استناد می‌باشد. در این مقاله هدف آن است که به بررسی قابلیت استفاده از TMD بر روی سازه‌های فلزی غیرخطی که با رفتار واقعی مدل‌سازی می‌شوند، پرداخته شده و پارامترهای تاثیرگذار در عملکرد TMD روی سازه‌های غیرخطی شناسایی شود. نوآوری این مقاله نسبت به پژوهش‌های قبلی شامل موارد زیر می‌باشد.

(۱) استفاده از TMD بر روی سازه‌های فلزی غیرخطی که این سازه‌ها با رفتار واقعی و بدون فرضیات ساده کننده در مورد رفتار آن مدل‌سازی می‌شوند بنابراین از نتایج پژوهش می‌توان در کاربردهای عملی این سیستم در سازه‌های فلزی و بهسازی این سازه‌ها استفاده کرد. (۲) ارائه روشی برای طراحی بهینه‌ی TMD برای سازه‌های غیرخطی نظیر سازه‌های فلزی با استفاده از آنالیز حساسیت. در پژوهش‌های قبلی بر روی سازه‌های غیر خطی اکثراً بهینه‌سازی صورت نگرفته است و روش‌های طراحی مبتنی بر بهینه‌سازی برای سازه‌های با رفتار خطی بوده است. (۳) امکان سنجی مدل‌سازی سازه‌های کنترل شده با TMD در نرم افزارهای تحلیلی نظیر OpenSees که در پژوهش‌های تکمیلی و همچنین بهسازی لرزه‌ای سازه‌های فلزی غیرخطی می‌توان از نتایج بدست آمده استفاده نمود. برای آنالیز عددی جهت بررسی موضوع مقاله، سازه‌های فلزی غیرخطی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه بصورت قاب خمشی دو بعدی در نرم افزار OpenSees مدل‌سازی شده و به طراحی TMD و آنالیز حساسیت نسبت به پارامترهای موثر در عملکرد آن تحت اثر زلزله‌های مختلف پرداخته می‌شود.

۲- مشخصه‌های جرم میراگر

در سازه‌های با رفتار غیرخطی با ورود سازه به ناحیه‌ی غیرخطی و تغییرسختی سازه در گام‌های زمانی، TMD بهینه‌ی طراحی شده طبق روش‌های ارائه شده برای سازه‌های خطی بر اساس یک فرکانس مشخص سازه، از حالت تنظیم و در نتیجه حالت بهینگی خارج می‌شود. همچنین برای طراحی میراگر جرمی تنظیم شده‌ی بهینه بر روی سازه‌های با رفتار غیرخطی که بصورت واقعی مدل‌سازی شوند روش مشخصی ارائه نشده است. بنابراین در این مقاله در بخش اول برای ارزیابی عملکرد TMD بر روی سازه‌های غیرخطی فلزی، جهت تعیین پارامترهای TMD از روش سادک و همکارانش [۳] که برای سازه‌های با چند درجه آزادی خطی ارائه شده، به عنوان مقادیر اولیه و نمونه استفاده می‌گردد. در این روش، درصد میرایی بهینه (ب) و نسبت فرکانس بهینه (f) برای مقادیر مختلف درصد

پاسخ نیز استفاده شود که طبق رابطه (۷) می توان مقدار آن را برای هر پاسخ اختیاری نظیر y_i بدست آورد.

$$RMS(y) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} y_i^2}{n}} \quad (۷)$$

که y_i نمایانگر پاسخ سازه در زمان t_i بوده و n بیانگر تعداد گام های زمانی که پاسخ سازه در آن محدوده سنجیده خواهد شد.

(ج) کاهش در میزان انرژی هیستریسیس جذب شده: در بررسی اثر TMD بر سازه هایی غیر خطی، قضاوت تنها بر مبنای ماکزیمم و RMS تغییر مکان جانبی نسبی نمی تواند در ارزیابی میزان خسارتی که تحت بارگذاری سیکلی رخ می دهد، موثر باشد. بنابراین علاوه بر آنها، میزان انرژی هیستریسیس انباشته شده که به عنوان شاخصی جهت خرابی سازه پیشنهاد می شود نیز استفاده شده است [۱۶ و ۱۷]. طبق این معیار هر چه تعداد حلقه های منحنی هیستریسیس کاهش یابد انرژی هیستریسیس انباشته شده و در نتیجه خرابی در سازه کاهش می یابد.

۴- مثال عددی

برای بررسی اثر TMD بر پاسخ لرزه ای سازه های فلزی غیرخطی از قاب های دو بعدی پیرامونی ساختمان های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه که در سال ۱۹۹۶ برای فاز ۲ پروژه ی SAC طراحی شده اند، استفاده می گردد. مشخصات کلی نظیر دوره ی تناوب مطابق جدول (۱) بوده و مشخصات کامل قاب ها را می توان در مرجع [۱۸] ملاحظه کرد.

جدول (۱): دوره تناوب قاب های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه

سازه	دوره تناوب مد اول (ثانیه)
۳ طبقه	۰/۹۹
۹ طبقه	۲/۱۶
۲۰ طبقه	۳/۸۱

جرمی TMD بر اساس سختی اولیه سازه غیرخطی فلزی محاسبه می شود. برای یک درصد جرم مشخص TMD، مقادیر بهینه ی ξ و f از معادلات زیر تعیین می شود.

$$f = \frac{1}{1 + \mu \Phi} \left[1 - \beta \sqrt{\frac{\mu \Phi}{1 + \mu \Phi}} \right] \quad (۱)$$

$$\xi = \Phi \left[\frac{\beta}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right] \quad (۲)$$

$$M_n = \frac{\left(\sum_i^n m_i \phi_{i,n} \right)^2}{\sum_i^n m_i \phi_{i,n}^2} \quad (۳)$$

$$m_{TMD} = \mu \times M_n \quad (۴)$$

$$k_{TMD} = \omega_0^2 f^2 m_{TMD} \quad (۵)$$

$$c_{TMD} = 2\xi \omega_0 f m_{TMD} \quad (۶)$$

جائیکه:

μ : نسبت جرم TMD

Φ : دامنه شکل مود در مکان قرار گیری TMD بطوریکه ضریب سهم مدی برابر واحد باشد.

M_n : جرم موثر مود اول یا هر مودی که میراگر برای کنترل آن تنظیم شده است.

c_{TMD} , k_{TMD} و m_{TMD} : جرم، سختی و میرایی TMD

۳- معرفی معیارهای ارزیابی کارایی جرم میراگر

در این تحقیق معیارهای زیر جهت بررسی کارایی TMD بر روی سازه های غیرخطی فلزی در نظر گرفته شده است: (الف) کاهش ماکزیمم تغییرمکان جانبی نسبی طبقات سازه (ب) کاهش جذر میانگین مربعات (RMS) تغییرمکان جانبی نسبی طبقات سازه:

با توجه به اینکه ماکزیمم پاسخ تنها در یک لحظه اتفاق می افتد و بررسی اثر TMD صرفاً از دیدگاه میزان تاثیر آن در کاهش ماکزیمم پاسخ کافی نیست، پیشنهاد می شود علاوه بر ماکزیمم تغییرمکان جانبی نسبی سازه برای بررسی چگونگی عملکرد میراگر در طول زمان از RMS



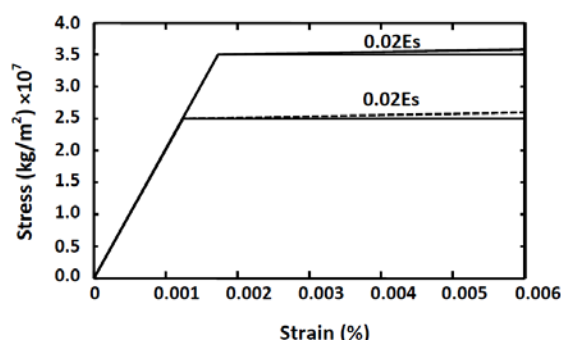
تعریف مصالح

در این پژوهش مصالح مورد استفاده برای سازه‌ی فلزی به صورت تک‌محوری تعریف شده‌اند. جهت مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد از مدل دوخطی با شیب ثانویه‌ی ۰/۲٪ شیب اولیه برای نمودار تنش- کرنش مطابق شکل (۱) استفاده شده است که:

$$E_s = 2/0 \times 10^4 \text{ kg/m}^2 \quad \text{مدول الاستیسیته فولاد}$$

$$F_{yc} = 2/4 \text{ eV kg/m}^2 \quad \text{تنش تسلیم فولادستون}$$

$$F_{yb} = 3/5 \text{ eV kg/m}^2 \quad \text{تنش تسلیم فولادتیر}$$



شکل (۱): مدل غیرخطی فولاد مورد استفاده

هر یک از قاب‌های مذکور تحت اثر رکوردهای مقیاس شده زلزله‌های دورگسل السنترو و هاچینوهه و نزدیک گسل طبس و کوبه که مشخصات آنها در جدول (۲) آورده است قرار گرفته و تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی آنها انجام شده است.

جدول (۲): مشخصات زلزله‌های ورودی

زلزله	سال	PGA (g)	PGV(cm/sec)
السنترو	۱۹۴۰	۰/۳۴۸	۳۸/۸
هاچینوهه	۱۹۶۸	۰/۲۲۹	۳۹/۱۵
کوبه	۱۹۹۵	۰/۸۲۱	۸۱/۳
طبس	۱۹۷۸	۰/۸۵۱	۹۷/۸

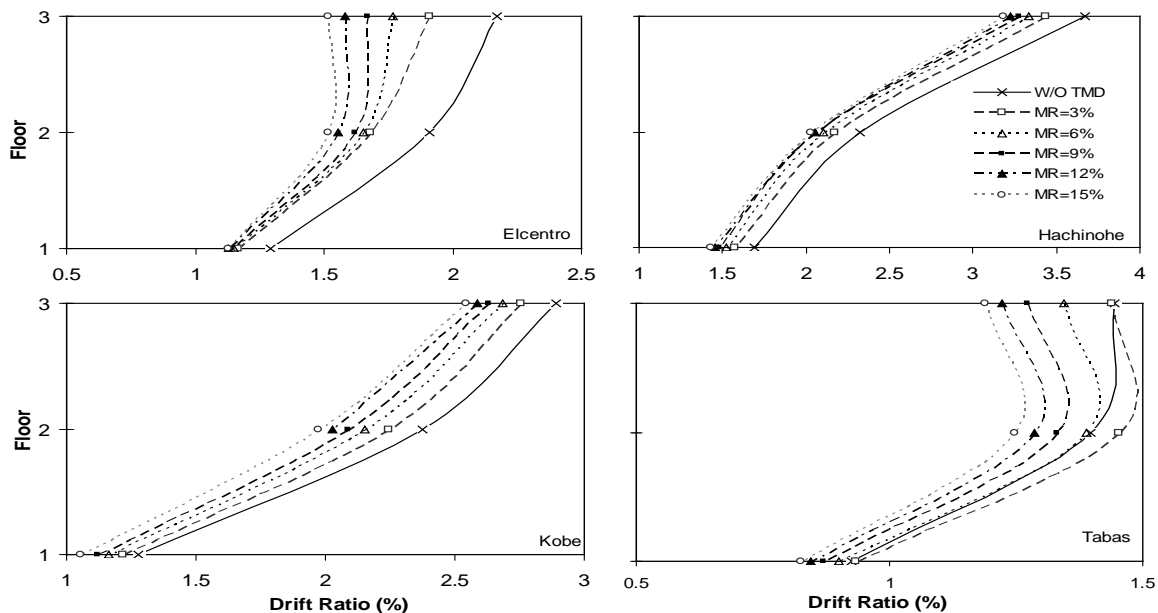
۴-۱- طراحی TMD تحت زلزله‌های مختلف

جهت تمرکز بر روی بررسی اثر محتوای فرکانسی زلزله‌ها، در طراحی و عملکرد TMD، کلیه زلزله‌ها به حداکثر شتاب زمین (PGA) برابر ۰/۶g مقیاس شده‌اند. انتخاب

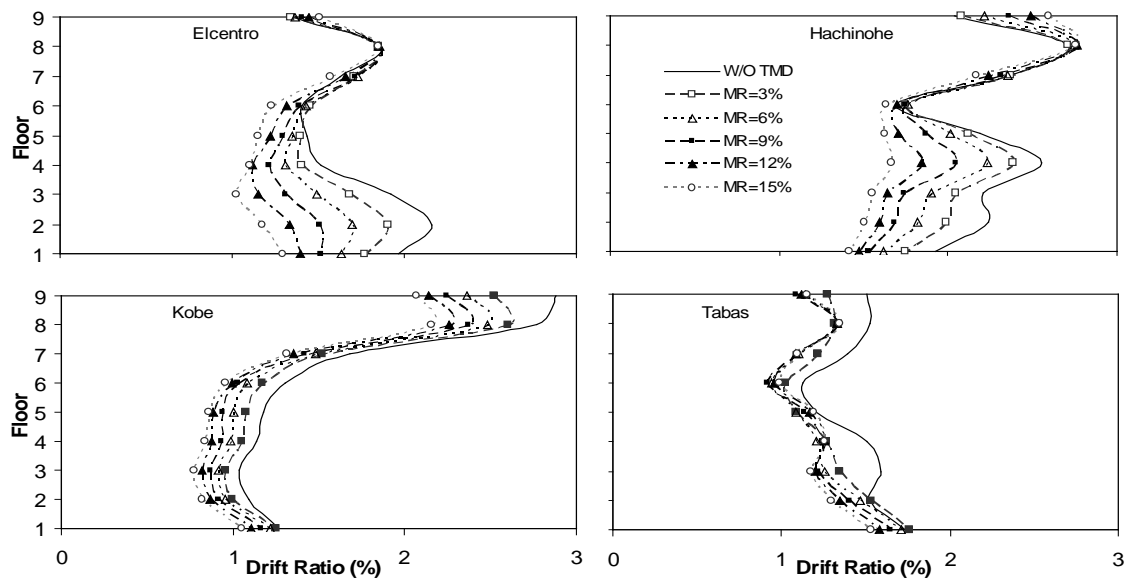
به عنوان نمونه برای مطالعات عددی انتخاب شده است که سازه‌های مورد مطالعه تحت این PGA وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند. برای زلزله‌های مقیاس نشده مطابق جدول (۲) هم مطالعات صورت گرفته است که روند نتیجه‌گیری مشابهی همین قسمت می‌باشد. به علت حجم مقاله نتایج حاصل از آنالیز عددی آورده نشده است. برای درصدهای جرمی مختلف TMD با استفاده از روابط (۱) و (۲) مقادیر سختی و میرایی بر اساس سختی اولیه سازه تعیین گردیده است. سازه‌های کنترل نشده و کنترل شده با TMD در حالیکه TMD در طبقه آخر قرار گرفته است، تحت اثر رکوردهای مقیاس شده تحلیل تاریخیچه زمانی گردیده‌اند. شکل‌های (۲) تا (۴) ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (برابر است با حاصل تقسیم تغییر مکان جانبی نسبی به ارتفاع طبقه) را نشان می‌دهد. همچنین درصد کاهش RMS نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی کنترل شده تحت اثر زلزله‌های مذکور به ازای مقادیر مختلف درصد جرمی در شکل‌های (۵) تا (۷) آورده شده است. از شکل‌های فوق می‌توان نتیجه گرفت که (۱): به ازای مقادیر مختلف درصد جرمی عموماً با افزایش درصد جرم TMD، کارایی این مکانیزم در کاهش پاسخ سازه تحت اثر هر چهار زلزله افزایش می‌یابد. لذا برای طراحی TMD جهت دستیابی به حداکثر کارایی بایستی با لحاظ محدودیت‌های کاربرد عملی تا حد امکان درصد جرم مناسبتری را انتخاب نمود. (۲): هم چنین نتایج حاصله از شکل (۲) تا (۴) نشان می‌دهد که توانایی TMD در کاهش تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه وابسته به مشخصات زلزله ورودی و هم چنین سازه مورد مطالعه می‌باشد. به عنوان مثال در سازه‌ی ۳ طبقه بهترین و بدترین عملکرد به لحاظ کاهش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی به ترتیب تحت اثر زلزله السنترو و طبس اتفاق می‌افتد. بنابراین نتیجه‌گیری می‌شود که برای طراحی TMD در سازه‌های غیرخطی فلزی، جهت دستیابی به بهترین عملکرد در هر منطقه بایستی رکورد زلزله مناسبی بر اساس مشخصات زلزله‌های منطقه یا ترکیبی از چندین زلزله را استفاده نمود. (۳): بررسی میزان کاهش در نسبت ماکزیمم

TMD در کاهش پاسخ در طول زمان تحلیل بیشتر از کاهش در ماکزیمم پاسخ می‌باشد.

تغییر مکان جانبی نسبی و RMS نسبت تغییر مکان جانبی نسبی نشان می‌دهد که درصد کاهش RMS تغییر مکان جانبی نسبی تحت هر زلزله بیشتر از ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی می‌باشد. لذا در مثال‌های مورد بررسی، توانایی

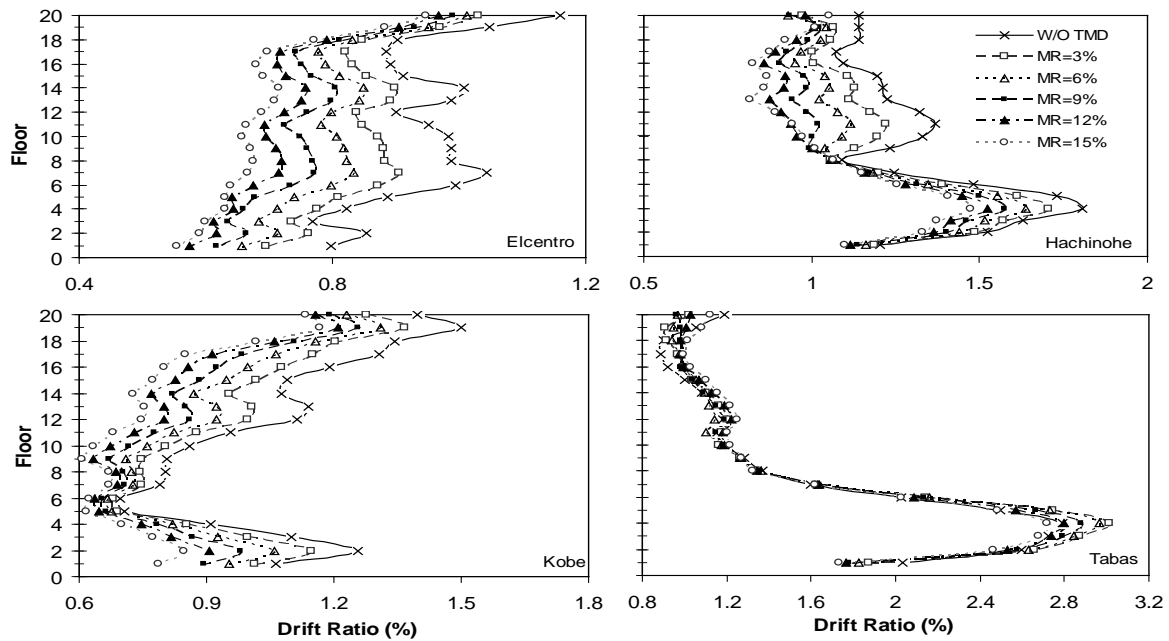


شکل (۲): ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی ۳ طبقه‌ی کنترل نشده و کنترل شده تحت اثر زلزله‌های مختلف با یکسان PGA

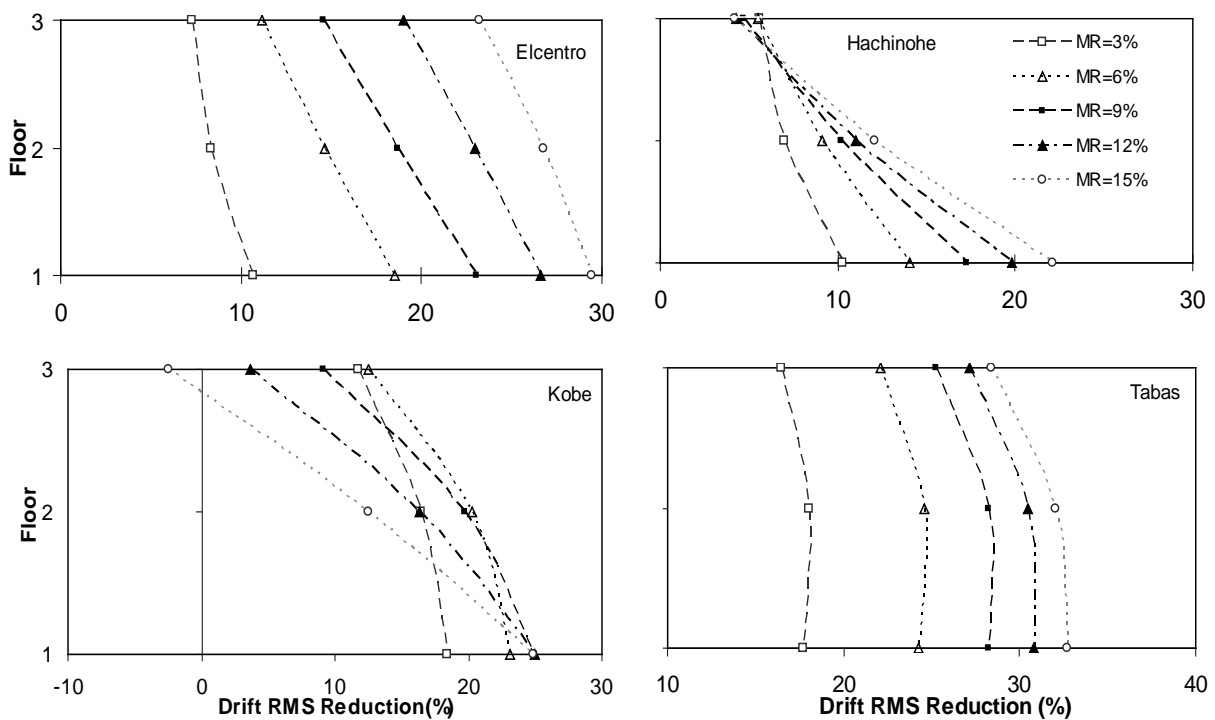


شکل (۳): ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی ۹ طبقه‌ی کنترل نشده و کنترل شده تحت اثر زلزله‌های مختلف با یکسان PGA

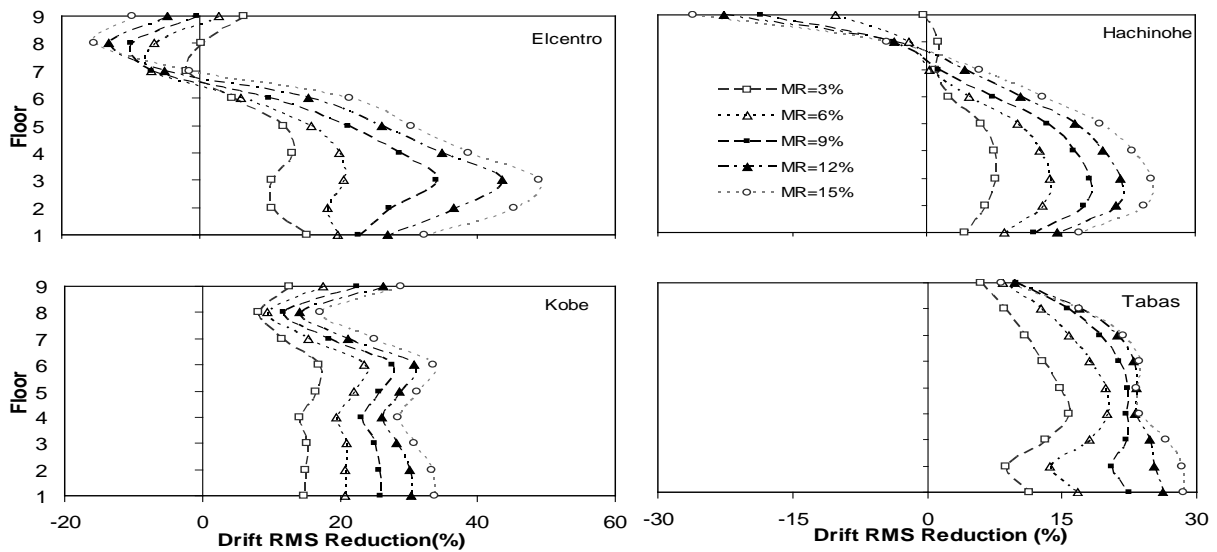




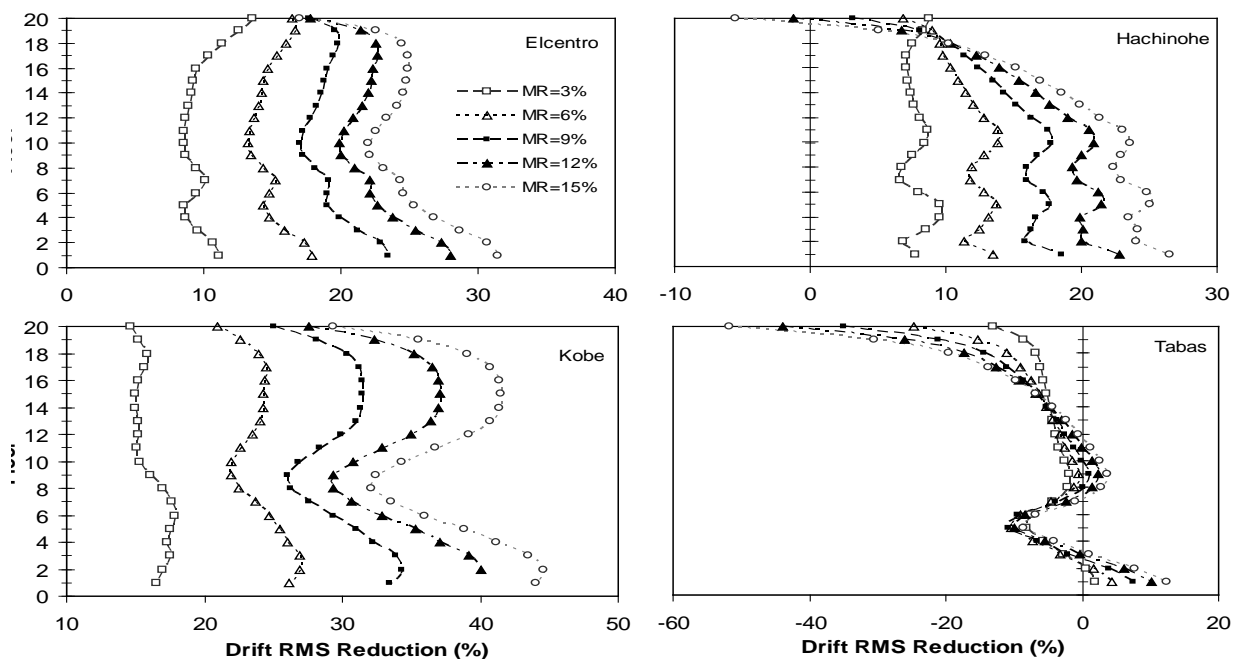
شکل (۴): ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی ۲۰ طبقه‌ی کنترل نشده و کنترل شده تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان



شکل (۵): درصد کاهش RMS نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی ۳ طبقه‌ی کنترل شده تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان



شکل (۶): درصد کاهش RMS نسبت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی ۹ طبقه‌ی کنترل شده تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان



شکل (۷): درصد کاهش RMS نسبت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی ۲۰ طبقه‌ی کنترل شده تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان

تنش-کرنش) یکی از ستون‌های طبقه‌ی اول را به ازای درصد جرمی ۱۲٪ برای TMD نشان می‌دهد. همان طوریکه از شکل‌های فوق معلوم می‌شود منحنی تنش-کرنش ستون‌ها از همان مدلی تبعیت می‌کند که برای

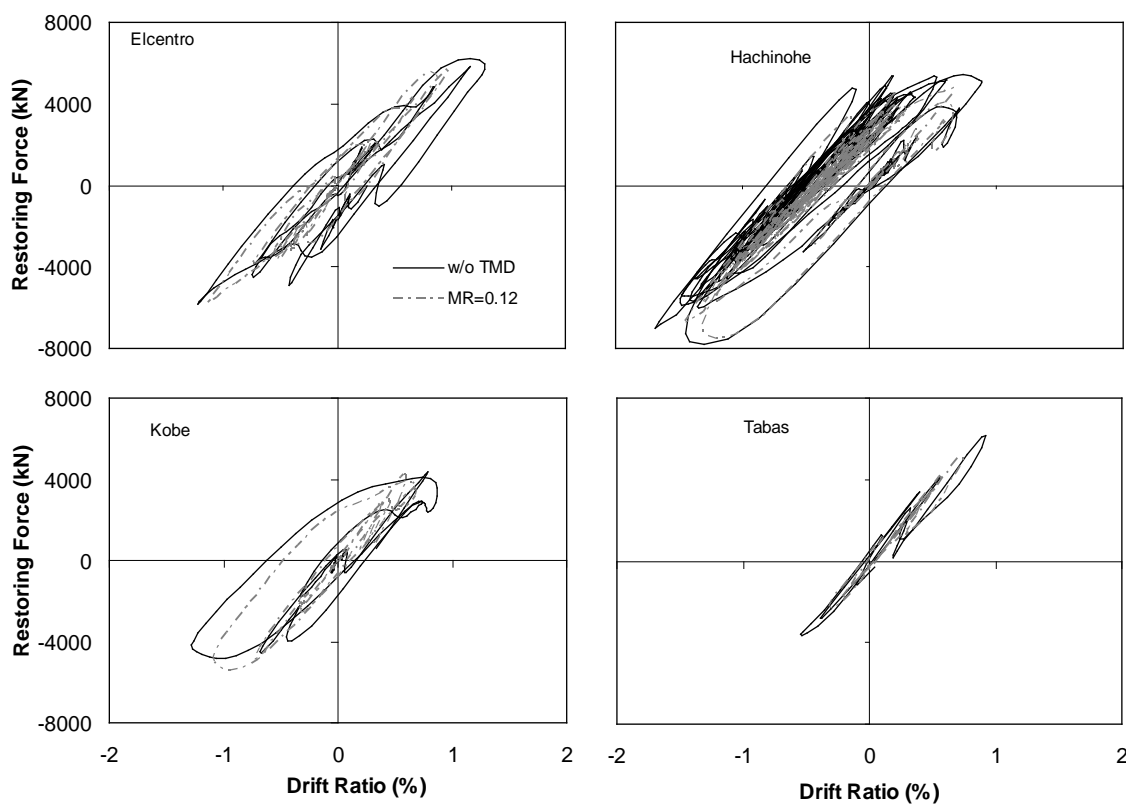
شکل‌های (۸) تا (۱۰) منحنی هیستریسیس (منحنی نیرو- تغییرمکان جانبی نسبی) طبقه‌ی اول سازه‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه و شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) منحنی هیستریسیس (منحنی



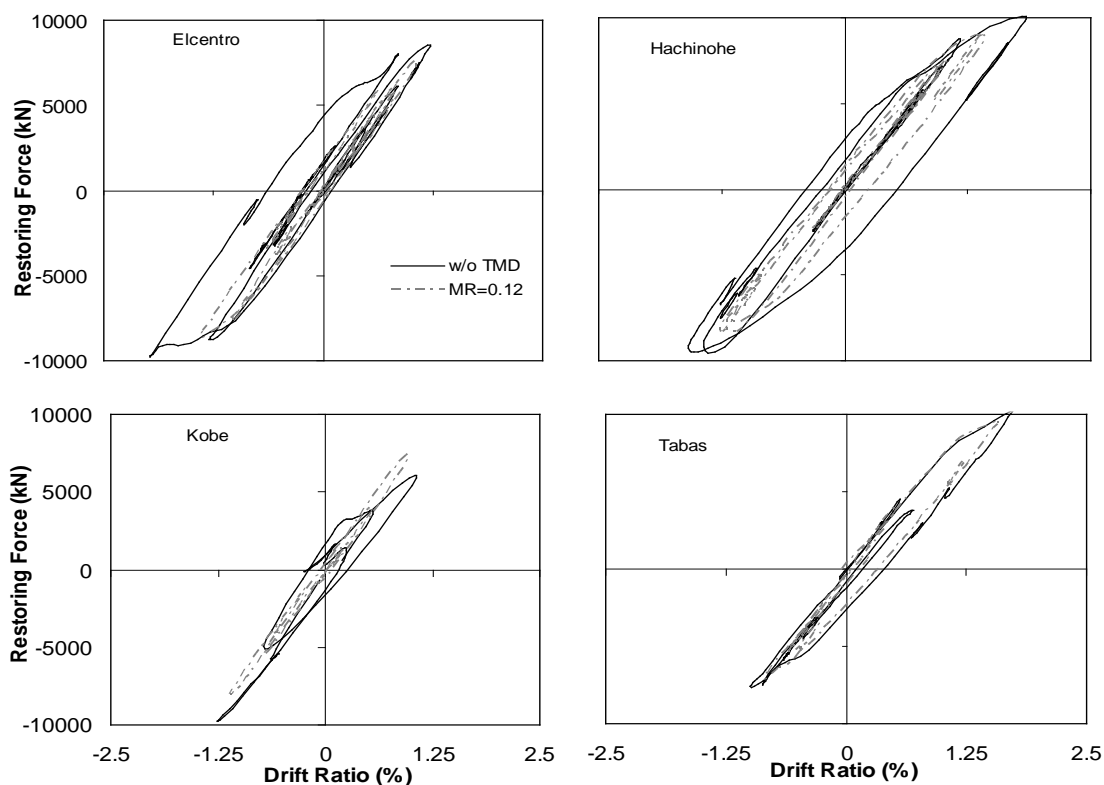
تنش- کرنش مصالح غیرخطی فولاد در مدل‌سازی نظر گرفته شده بود.

از شکل‌های فوق مشخص است که میزان کاهش در تعداد حلقه‌های منحنی هیسترسیس تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان متفاوت می‌باشد. با این حال با کاربرد TMD تعدادی از حلقه‌های هیسترسیس سازه‌ها و برش طبقه تحت هر چهار رکورد مورد بررسی کاهش یافته است که کاهش تعداد حلقه‌های هیسترسیس و میزان غیرخطی شدن رفتار سازه منجر به کاهش میزان انرژی هیسترسیس انباشته شده و در نتیجه خرابی سازه می‌گردد.

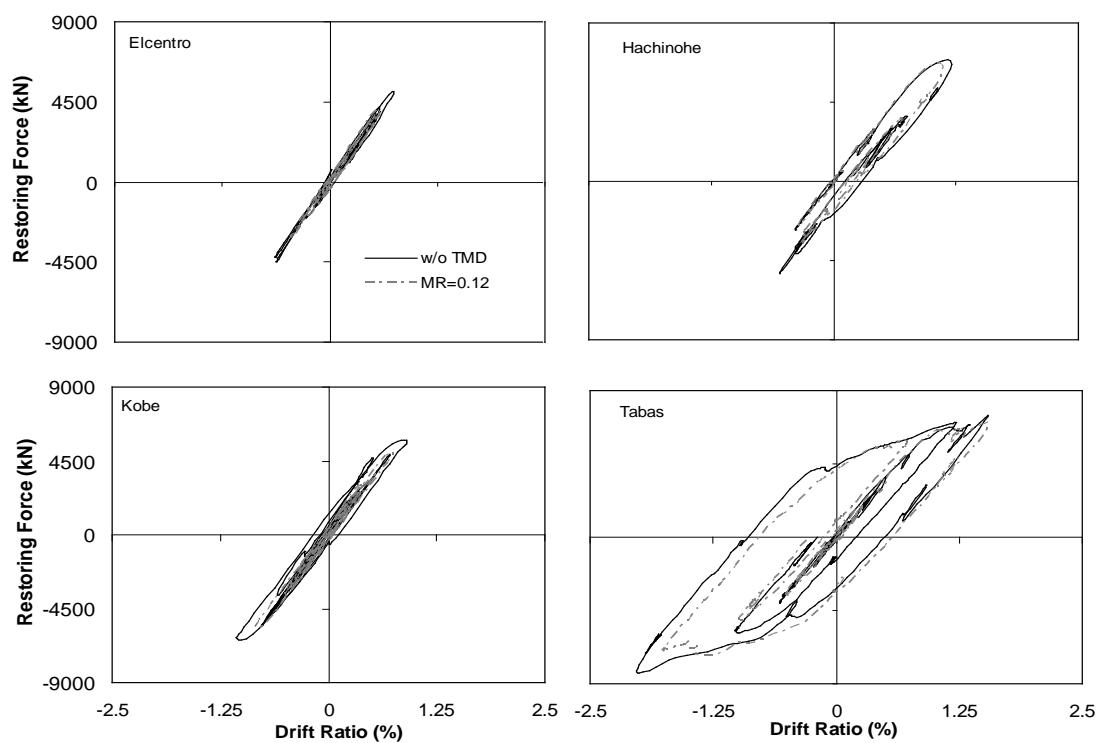
در شکل (۱۳) که نمایانگر منحنی هیسترسیس سازه ۲۰ طبقه تحت زلزله‌های مختلف می‌باشد، ستون مورد بررسی در دو زلزله دورگسل دارای رفتار خطی بوده اما در دو زلزله نزدیک گسل بخصوص زلزله طبس تغییرشکل‌های پلاستیک زیادی را متحمل شده است. بررسی‌های عددی به ازای سایر مقادیر جرمی نشان می‌دهد که با افزایش جرم میراگر، میزان کارایی آن در کاهش حلقه‌های هیسترسیس و میزان انرژی هیسترسیس انباشته شده افزایش می‌یابد که به خاطر حجم مقاله در این قسمت آورده نشده است.



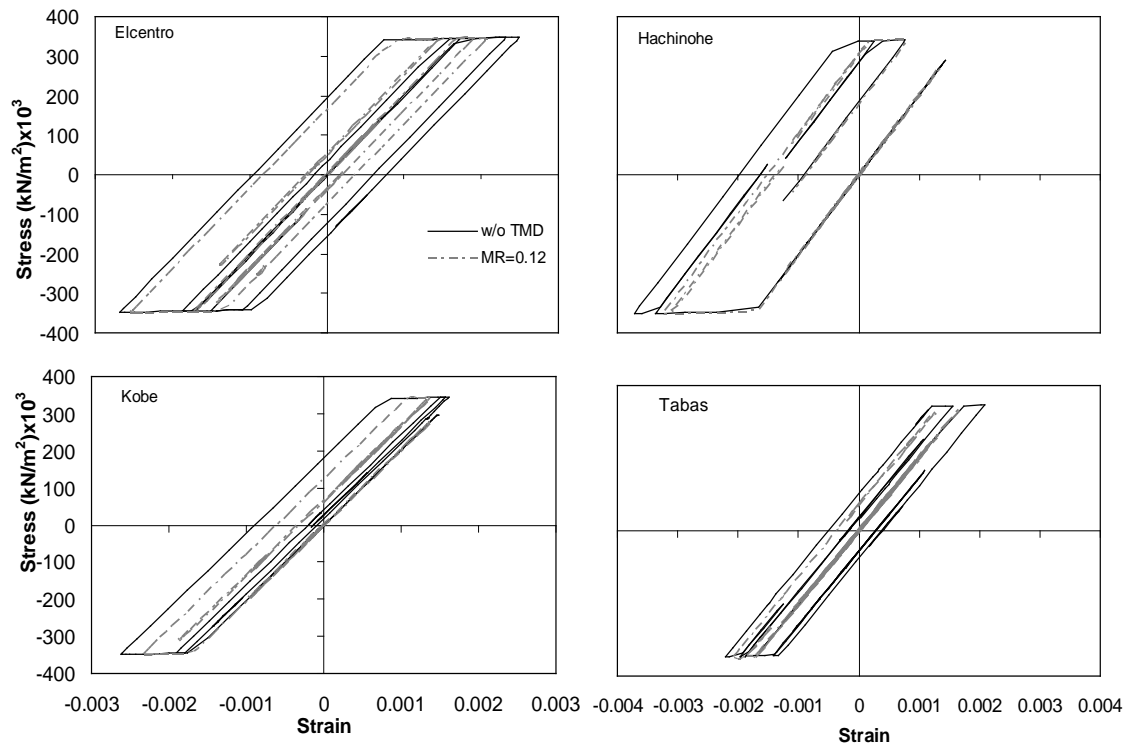
شکل (۸): منحنی هیسترسیس طبقه اول سازه‌ی ۳ طبقه تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان به ازای نسبت جرم ۱۲ درصد برای TMD



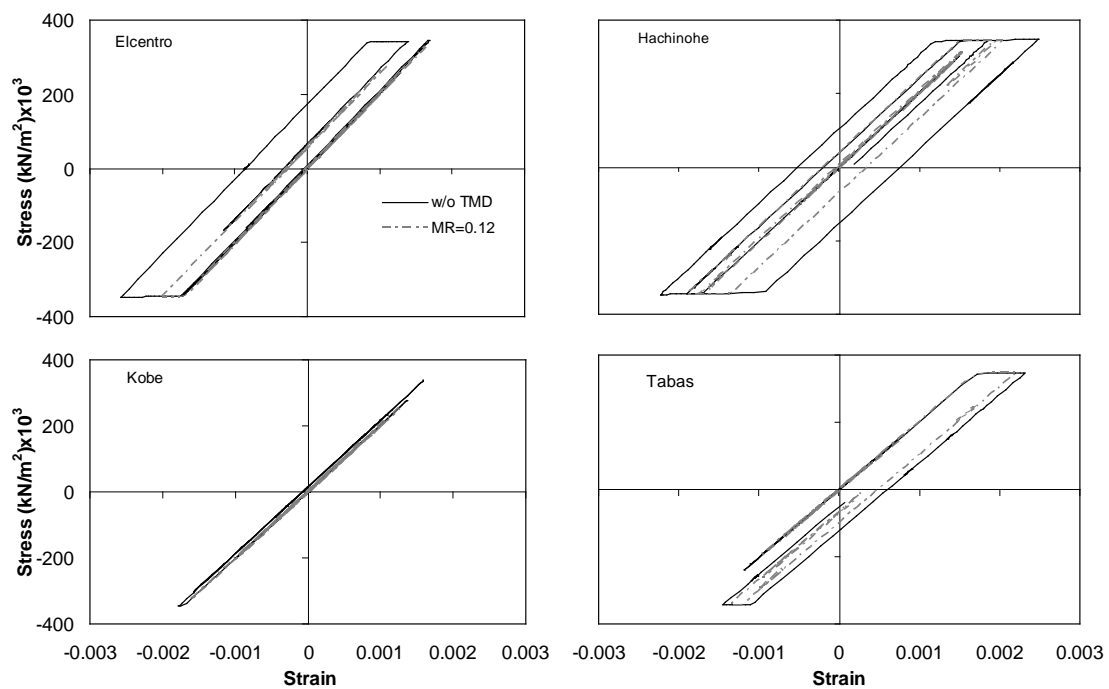
شکل (۹): منحنی هیسترسیس طبقه اول سازه‌ی ۹ طبقه تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان به ازای نسبت جرم ۱۲ درصد برای TMD



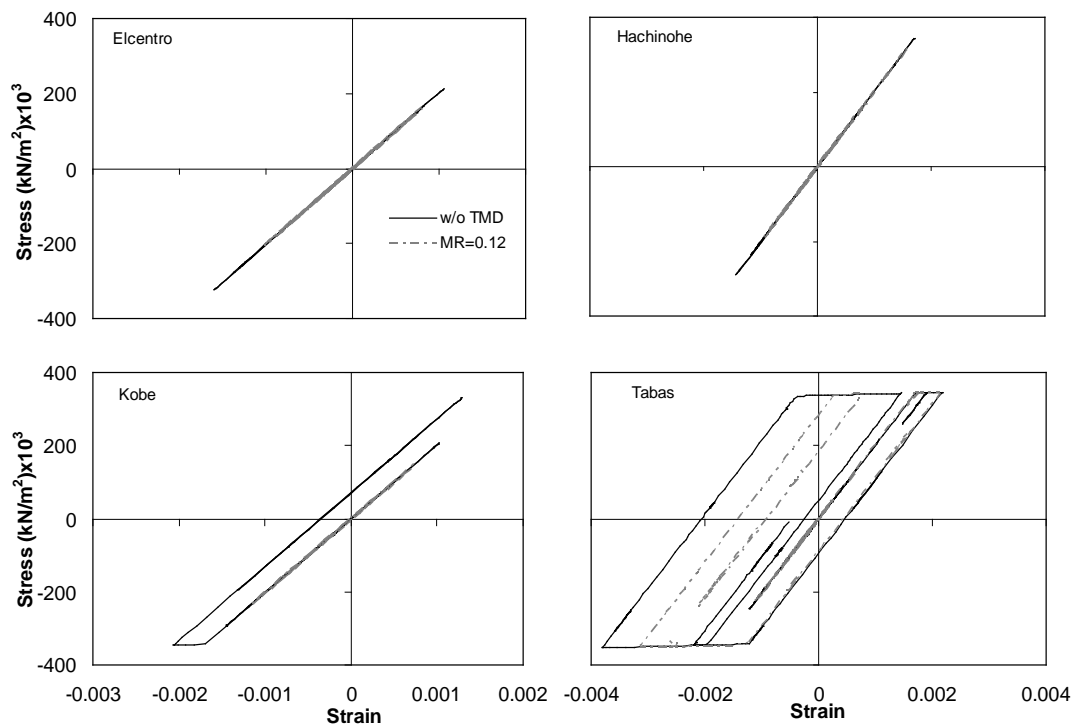
شکل (۱۰): منحنی هیسترسیس طبقه اول سازه‌ی ۲۰ طبقه تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان به ازای نسبت جرم ۱۲ درصد برای TMD



شکل (۱۱): منحنی هیسترسیس یکی از ستون‌های طبقه اول سازه‌ی ۳ طبقه تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان



شکل (۱۲): منحنی هیسترسیس یکی از ستون‌های طبقه اول سازه‌ی ۹ طبقه تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان



شکل (۱۳): منحنی هیسترسیس یکی از ستونهای طبقه اول سازه‌ی ۲۰ طبقه تحت اثر زلزله‌های مختلف با PGA یکسان

۴-۲- بررسی اثر شدت زلزله در عملکرد TMD:

در سازه‌های با رفتار خطی در صورتیکه TMD برای یک زلزله مشخص بصورت بهینه طراحی شود افزایش یا کاهش شتاب ماکزیمم زلزله تاثیری در مقدار پارامترهای بهینه‌ی آن نخواهد داشت. به عنوان مثال در صورت استفاده از روش سادک و همکاران، با دقت در معادلات (۱) و (۲) که مقدار پارامترهای بهینه‌ی TMD را نتیجه می‌دهند معلوم می‌شود که مقدار شتاب ماکزیمم زلزله در معادلات فوق وارد نمی‌شود. این نتیجه گیری برای سایر روشها نظیر روش هادی و ارفیادی [۴] هم صادق است که با آنالیز عددی می‌توان به این نتیجه رسید که به خاطر حجم مقاله نتایج مثال عددی آورده نشده است. جهت بررسی اثر حداکثر شتاب زلزله در طراحی TMD روی سازه‌های با رفتار غیرخطی، در این بخش کارایی TMD بر روی سازه‌های غیرخطی فلزی تحت اثر یک زلزله مشخص با شتاب‌های ماکزیمم مختلف مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور سازه‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه تحت اثر زلزله‌ی السترو با ضرایب مقیاس متفاوت (Ω) قرار گرفته است بطوریکه برای زلزله السترو با شتاب ماکزیمم

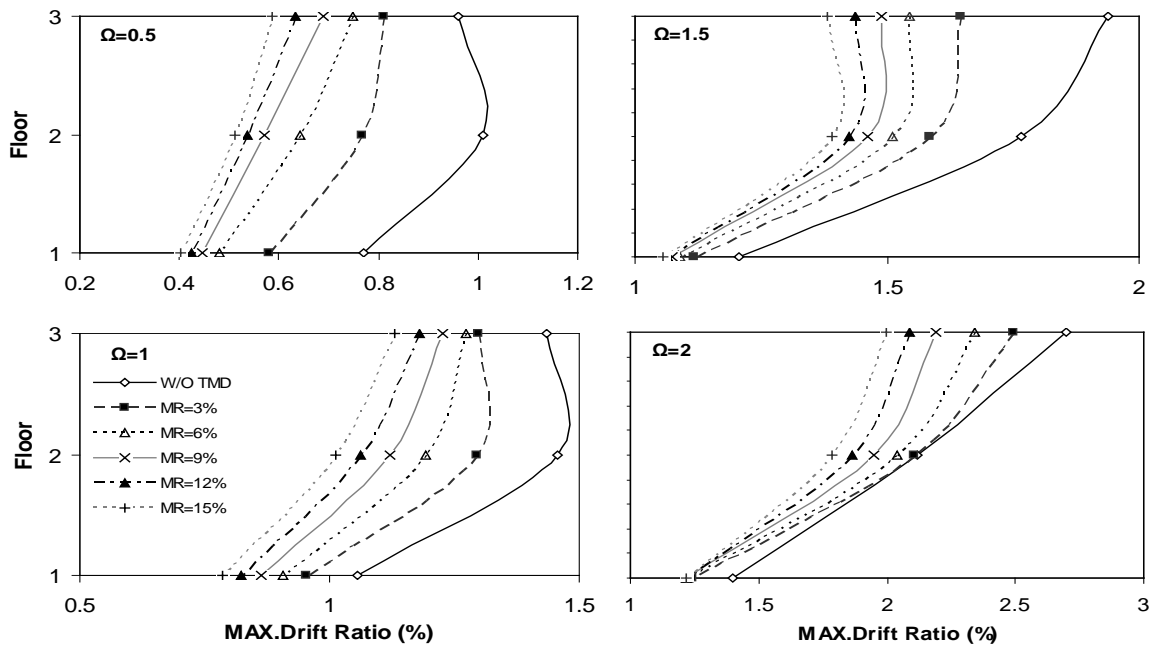
$PGA = 0.348g$ ، شتاب ماکزیمم (PGA_{max}) زلزله مقیاس شده برابر است با:

$$PGA_{max} = \Omega PGA \quad (۸)$$

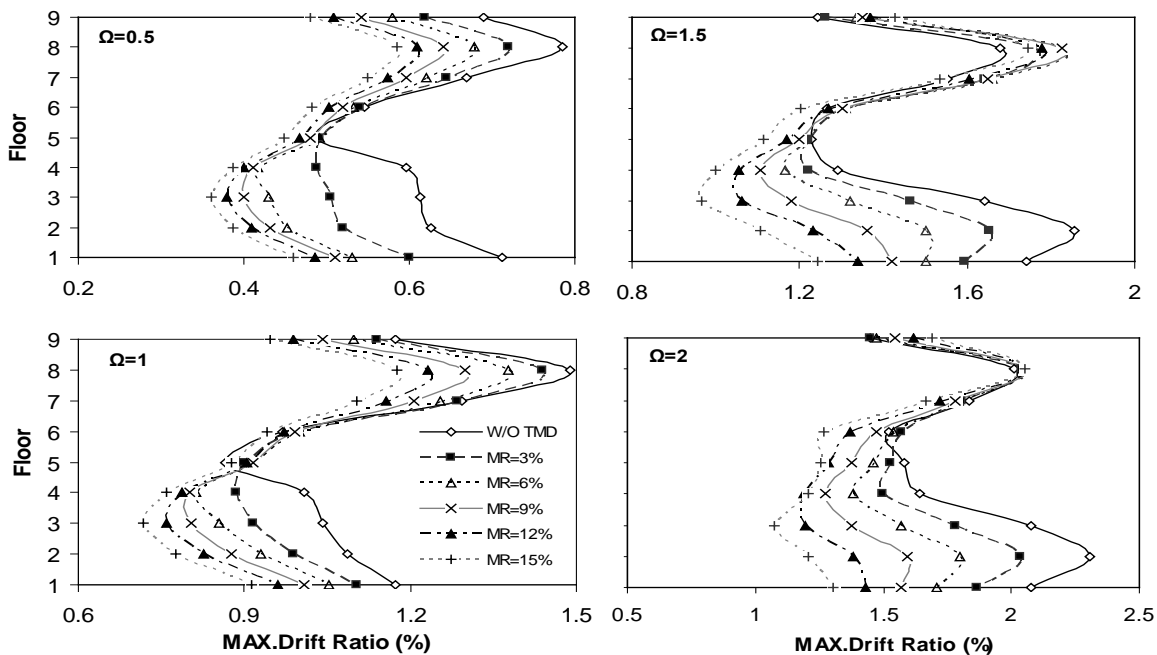
به ازای درصد جرمی و ضرایب مقیاس مختلف، ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌های کنترل شده و کنترل نشده تحت اثر زلزله‌ی السترو در شکل‌های (۱۴) تا (۱۶) و میزان کاهش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی در شکل (۱۷) آورده شده است.

نتایج بررسی فوق نشان می‌دهد که برای یک درصد جرم مشخص، کارایی TMD وابسته به حداکثر شتاب زلزله ورودی می‌باشد که این نتیجه گیری در سازه‌های با رفتار خطی اتفاق نمی‌افتد. بطوریکه در مثال مورد بررسی برای سازه‌ی ۳ طبقه تحت اثر زلزله‌ی السترو با افزایش حداکثر شتاب زلزله عملکرد آن بدتر شده است. در حالیکه در سازه ۲۰ طبقه برعکس آن اتفاق می‌افتد. بنابراین در طراحی مکانیزم TMD در کاربردهای عملی در یک منطقه، بایستی شتاب ماکزیمم مناسبی برای زلزله‌ی طراحی بر اساس مشخصات زلزله‌های آن منطقه انتخاب نمود.

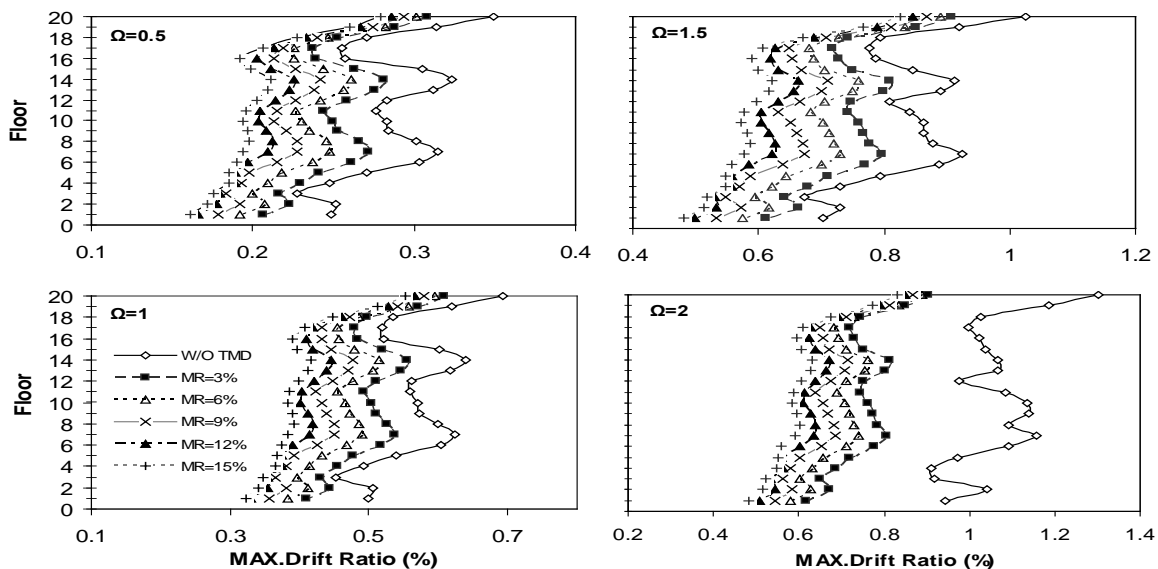




شکل (۱۴): ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی ۳ طبقه تحت اثر شتاب‌های ماکزیمم مختلف زلزله‌ی السسترو



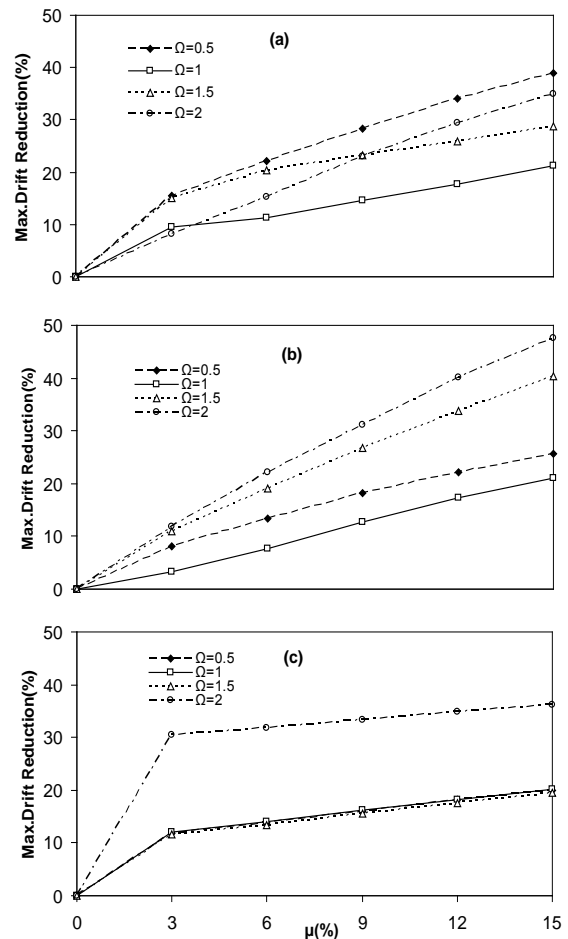
شکل (۱۵): ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی ۹ طبقه تحت اثر شتاب‌های ماکزیمم مختلف زلزله‌ی السسترو



شکل (۱۶): ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی ۲۰ طبقه تحت اثر شتاب‌های ماکزیمم مختلف زلزله‌ی السترو

۳-۴- طراحی بهینه‌ی سیستم TMD

همانطوریکه اشاره گردید در مطالعات مربوط به کاربرد TMD در سازه‌های غیرخطی با رفتار واقعی، روش مشخصی برای تعیین پارامترهای بهینه‌ی میراگر جرمی تنظیم شده ارائه نگردیده است. بطوریکه در پژوهش‌های قبلی در بررسی عملکرد TMD روی سازه‌های غیرخطی، TMD بر اساس روابط ارائه شده برای سازه‌های با رفتار خطی طراحی شده است [۱۶]. در صورتیکه سازه‌ها تحت اثر زلزله وارد ناحیه‌ی غیرخطی شوند TMD از حالت تنظیم خارج شده و کارایی آن کاهش می‌یابد. هم چنین نتایج بدست آمده از قسمت‌های قبلی بیانگر وابسته بودن عملکرد TMD به زلزله ورودی و مشخصات سازه مورد مطالعه می‌باشد. بنابراین در این بخش به طراحی بهینه‌ی مکانیزم TMD بر روی سازه‌های فلزی غیرخطی بر مبنای آنالیز حساسیت انجام می‌شود. برای این منظور به ازای جرم مشخصی برای TMD، با انجام آنالیز حساسیت به بررسی اثر تغییرات سختی و میرایی TMD در عملکرد این مکانیزم تحت اثر یک زلزله‌ی مشخص پرداخته می‌شود. برای این منظور سازه‌ی ۲۰ طبقه تحت زلزله‌ی السترو قرار گرفته و برای TMD با نسبت جرم ۶ درصد مقادیر سختی و میرایی مطابق با روش سادک و همکارانش [۳] تعیین



شکل (۱۷): درصد کاهش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه‌ی (a) ۳ طبقه (b) ۹ طبقه (c) ۲۰ طبقه تحت اثر شتاب‌های ماکزیمم مختلف زلزله‌ی السترو

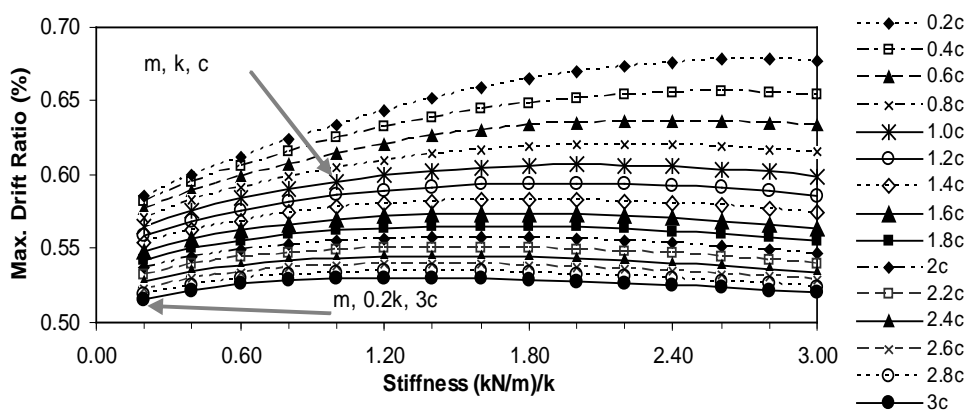


بر سازه‌ی ۲۰ طبقه‌ی غیرخطی تحت زلزله‌ی السترو انتخاب می‌گردد.

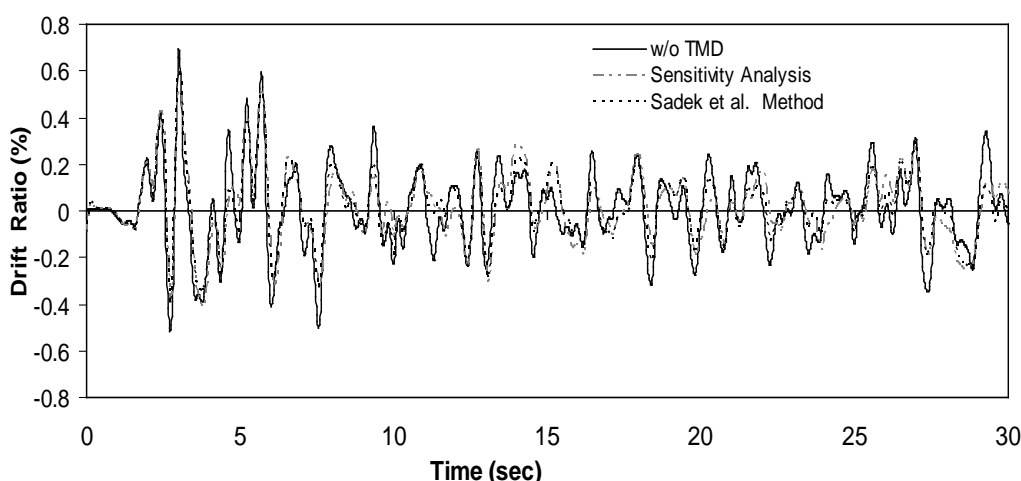
در دامنه در نظر گرفته شده برای تغییرات k و c ، مقدار بهینه‌ی پارامترهای TMD بصورت $(m, 0.2k, 3c)$ تعیین می‌گردد که با مقدار اولیه (m, k, c) بدست آمده با روش سادک و همکارانش که برای سازه با رفتار خطی ارائه شده است متفاوت می‌باشد. شکل (۱۹) تغییرات نسبت ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی سازه کنترل نشده و کنترل شده را با روش آنالیز حساسیت و روش سادک و همکارانش نشان می‌دهد. همچنین در شکل (۲۰) ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای سازه‌های کنترل نشده و کنترل شده آورده شده است.

می‌شود که مقادیر بدست آمده برای c_{TMD} ، k_{TMD} و m_{TMD} به عنوان مقدار اولیه جهت انجام ترکیبات مختلف از پارامترهای TMD استفاده می‌شود. بازه‌ی تغییرات دو پارامتر سختی و میرایی به ترتیب بین $(0.2k$ و $3k)$ و $(0.2c$ و $3c)$ و گام تغییرات 0.2 بوده است. برای مقادیر مختلف پارامترهای میرایی و سختی میراگر جرمی تنظیم شده، مقدار ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی سازه ۲۰ طبقه‌ی کنترل شده با TMD محاسبه و در شکل (۱۸) آورده شده است.

پارامترهای میراگر جرمی که بهترین کارایی را در کاهش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی سازه داشته به عنوان پارامترهای بهینه‌ی TMD در نسبت جرم ۶ درصد



شکل (۱۸): ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی سازه‌ی ۲۰ طبقه تحت زلزله‌ی السترو به ازای پارامترهای مختلف میرایی و سختی TMD



شکل (۱۹): تاریخچه زمانی نسبت تغییر مکان جانبی نسبی ماکزیمم سازه‌ی ۲۰ طبقه‌ی کنترل نشده و کنترل شده با TMD

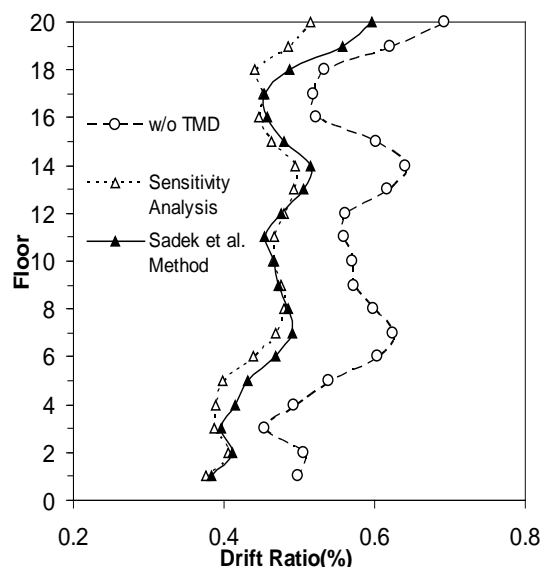
نرم افزار OpenSees مدل سازی شده و به ازای درصد جرم های مختلف TMD، کارایی این مکانیزم بررسی شده است. بر اساس نتایج حاصل از آنالیز عددی می توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱- برای مدل سازی رفتار واقعی سازه های فلزی غیرخطی مجهز شده به میراگر جرمی تنظیم شده، نرم افزار OpenSees قابلیت خوبی به لحاظ دقت و امکانات مدل سازی دارا می باشد.

۲- به ازای افزایش درصد جرمی از ۳ تا ۱۵ درصد، افزایش جرم میراگر عموماً باعث افزایش کارایی این مکانیزم تحت اثر زلزله های نزدیک گسل و دور گسل می گردد (مگر در موارد خاصی که با افزایش جرم کارایی آن کاهش یابد). بررسی انجام گرفته روی تاثیر محتوای فرکانسی زلزله ها بر عملکرد TMD نشان می دهد که به ازای مقادیر مختلف درصد جرمی، عملکرد TMD در سازه های با رفتار غیرخطی وابسته به محتوای فرکانسی زلزله های ورودی می باشد. بطوریکه در مثال مورد بررسی بهترین کارایی تحت اثر زلزله ی السنترو در سازه ی ۳ طبقه بوده است.

۳- بر اساس نتایج حاصله از مطالعه اثر حداکثر شتاب یک زلزله مشخص در کارائی TMD می توان گفت که در یک زلزله با محتوای فرکانسی مشخص، عملکرد TMD وابسته به حداکثر شتاب زمین می باشد. بطوریکه در مثال های مورد بررسی برای سازه ۳ طبقه تحت اثر زلزله ی السنترو با افزایش حداکثر شتاب زلزله عملکرد آن بدتر شده است. در حالیکه در سازه ی ۲۰ طبقه برعکس آن اتفاق می افتد. بنابراین ضروری است که در طراحی TMD برای سازه های غیرخطی در یک منطقه مشخص، از رکورد زلزله ی مناسب که بر اساس اطلاعات زلزله ی منطقه انتخاب می شود، با حداکثر شتاب زمین مناسب استفاده شود.

۴- بر اساس نتایج حاصله که نشان می دهد عملکرد TMD بر روی یک سازه غیرخطی فلزی وابسته به مشخصات سازه و هم چنین زلزله ورودی می باشد، استفاده از روش های ارائه شده برای طراحی TMD در سازه های با رفتار خطی که مستقل از زلزله ی ورودی می باشند،



شکل (۲۰): ماکزیمم نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سازه ی ۲۰ طبقه ی کنترل نشده و کنترل شده با TMD

نتایج بدست آمده نشان می دهد که برای مطالعه موردی حاضر، استفاده از روش آنالیز حساسیت برای طراحی TMD باعث کاهش حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی در حدود ۲۵/۵٪ می گردد در حالیکه در روش سادک و همکارانش درصد کاهش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی در حدود ۱۴٪ بوده است. بنابراین می توان گفت که برای طراحی TMD در سازه های با رفتار غیر خطی استفاده از روش های ارائه شده برای سازه های خطی کارایی زیادی نداشته و در این سازه ها جهت بالا بردن کارایی TMD بایستی مقادیر پارامترهای آن به نحو مناسبی نظیر روش آنالیز حساسیت یا روش های بهینه سازی جهت پایین آوردن حجم محاسبات تعیین شود که مقادیر بهینه ی بدست آمده وابسته به مشخصات رکورد زلزله و سازه ی مورد نظر خواهد بود.

۵- نتیجه گیری

در این مقاله به ارزیابی تاثیر میراگر جرمی تنظیم شده (TMD) در بهبود رفتار لرزه ای سازه های فلزی غیرخطی که با رفتار خمشی مدل سازی می شوند، پرداخته می شود. بدین منظور سازه های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه دو بعدی مجهز شده به TMD تحت اثر زلزله های نزدیک گسل و دورگسل در



[10] Kaynia, N.M., Veneziano, D. and Biggs, J.M. (1981), "Seismic effectiveness of tuned mass dampers", Journal of Structural Division, Vol. 107, No. 8, pp. 1465-1484.

[11] Bernal, R. (1996), "Influence of Ground Motion Characteristics on the Effectiveness of Tuned Mass Dampers", Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No.1455.

[12] Soto-Brito, R. and Ruiz, S.E. (1999), "Influence of Ground Motion Intensity on the Effectiveness of Tuned Mass Dampers", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 28, pp.1255-1271.

[13] Wong, K.K.F. (2008), "Seismic Energy Dissipation of Inelastic Structures with Tuned Mass Dampers", ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 134, No. 2, pp.163-172.

[14] Joghataie, A. and Mohebbi, M. (2010), "Confined Masonry Walls Seismic Response Mitigation using TMDs", 5th Word Conference on Structural Control and Monitoring (5WCSCM), 12-15July, Tokyo, Japan, No. 245.

[15] Mohebbi, M. and Joghataie, A. (2012), "Designing Optimal Tuned Mass Dampers for Nonlinear Frames by Distributed Genetic Algorithms", Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 21, pp. 57-76.

[16] Lukkunaprasit, P. and Wanitkorkul, A. (2001), "Inelastic Buildings with Tuned Mass Dampers under Moderate Ground Motions from Distant Earthquakes", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 30, pp. 537-551.

[17] Pinkaew, T., Lukkunaprasit, P. and Chatupote, P. (2003), "Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures", Engineering Structures, Vol. 25, pp. 39-46.

[18] Gupta, A. and Krawinkler, H. (2000), "Estimation of Seismic Drift Demands for Frame Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, No. 9, pp. 1287-1305.

نمی‌تواند روش مناسبی برای طراحی TMD در سازه‌های غیر خطی باشد. بطوریکه در مثال ۲۰ طبقه‌ی مورد بررسی مقایسه‌ی نتایج نشان می‌دهد که استفاده از روش سادک و همکارانش که روش موثری برای سازه‌های خطی می‌باشد در سازه‌های غیرخطی زیاد موثر نبوده است.

۵- برای افزایش کارایی TMD بر روی سازه‌های فلزی غیر خطی تحت اثر یک زلزله مشخص، مقادیر بهینه‌ی سختی و میرایی TMD بایستی برای سازه و زلزله‌ی مورد نظر تعیین شود که می‌توان از روش آنالیز حساسیت جهت بالا بردن کارایی TMD یا روش‌های بهینه سازی استفاده نمود.

۶- مراجع

[1] Frahm, H. (1909), "Device for Damping Vibrations of Bodies", US patent #989958.

[2] Warburton, G.B. (1982), "Optimal Absorber Parameters for various Combinations of Response and Excitation Parameters", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 8, pp. 197-217.

[3] Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A.W. and Chung, R.M. (1997), "A Method of Estimating the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications", Earthquake Engineering & Structural Dynamic, Vol. 26, pp. 617-635.

[4] Hadi, N. S. and Arfiadi, Y. (1998), "Optimum Design of Absorber for MDOF Structures", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 11, pp. 1272-1280.

[5] Luft, R.W. (1979), "Optimal Tuned Mass Dampers for Buildings", Journal of Structural Division, ASCE Vol. 105, No. 12, pp. 2766-2772.

[6] Golafshani, A.A. and Gholozad A. (2009), "Passive Devices for Wave Induced Vibration Control in Offshore Platforms", Scientica Iranica, Vol. 16, No. 6, pp. 443-456.

[7] Zahrai, S.M. and Ghannadi-Asl, A. (2008), "Seismic Performance of TMDs in Improving the Response of MRF Buildings", Scientica Iranica, Vol. 15, No. 1, pp. 21-33.

[۸] زهرایی، س.م.، صادق آذر ح. و زینالی، ر. (۱۳۹۰)، "بررسی عملکرد سه روش کنترل غیرفعال در بهبود پاسخ لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی"، نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری دانشکده فنی، دوره ۴۵، شماره ۴، صفحات ۴۳۶-۴۲۹.

[9] Mohtat, A. and Dehghan-Niri, E. (2011), "Generalized Frame Work for Robust Design of Tuned Mass Damper System", Journal of Sound and Vibration, Vol. 330, No. 5, pp. 902-922.

شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

- مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲ - ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	لوتوس Bold	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	لوتوس Bold	۱۴
نام مولفان	نازنین Bold	۱۱
عناوین بخش ها	لوتوس Bold	۱۲
عنوان مقاله	تیترا Bold	۱۶

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت:

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۵۰۷۰۴۳۳ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .	در این بخش چیزی ننویسید
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	
کمیته پذیرش	
هیأت مدیره	

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران، ارسال فرمایید:

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی www.iss.ir مراجعه نمایید.