





دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

تخمین پارامترهای بهینه‌ی میراگرهای جرمی تنظیم شونده (TMDs) با در نظر
گرفتن رفتار غیرخطی هندسی اعضاء سازه توسط روش تشابه نیرویی و
الگوریتم فرا ابتکاری

نگارنده: میلاد یزدان

اساتید راهنما:

دکتر علی کیهانی

دکتر محمد شامخی امیری

استاد مشاور:

مهندس امید خادم حسینی

شهریور ماه - ۱۳۹۶

شماره ۴۱۸۷۷ / ۴
تاریخ ۱۳۹۶ / ۱۱ / ۲

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد **محمد / آقای** میلاد یزدان
با شماره دانشجویی: ۹۳۱۸۴۴۴ رشته: عمران گرایش: سازه
تحت عنوان: تخمین پارامترهای بهینه میراگرهای حرمی تنظیم شونده (TMDs) با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی
هندسی اعضاء سازه توسط روش تشابه نیرویی و الگوریتم فراابتکاری
که در تاریخ ۱۳۹۶/۶/۲۱ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به
شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با امتیاز ۱۸.۹۱ درجه **خیلی خوب**) مردود

نوع تحقیق: نظری عملی

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر علی گیپانی	دانشیار	
۲- استاد راهنمای دوم	دکتر محمد سامخی امیری	استادیار	
۳- استاد مشاور	مهندس امید خادم حسینی	مربی	
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر مسیح جلالی	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر فرتوش باسلویه	استادیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر حلیل شعانی	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر احمد احمدی
تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:

تیمبر: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر (در مدت مجاز تحصیل) می تواند از پایان نامه خود دفاع نماید (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

تقدیم نامہ

تقدیم بہ مادر عزیزم کہ زندگیم را دیون مہر و عطفوت اومی دانم.

سپاس‌گزاری

سپاس‌یکران ایندمنان راکه در پرتولایزالش توفیق آموختن میسر نمود تا منت پذیر آستان کبریایی اش باشم. امروز که به توفیق ایند
مهربان، مرحله دیگر از زندگی را با موفقیت سپری کردم، پیشانی شکر بر سجده گاه عبودیت می‌سایم.

تعهد نامه

اینجانب میلاد یزدان دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان‌نامه تخمین پارامترهای بهینه‌ی میراگرهای جرمی تنظیم شونده (TMDs) با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی اعضاء سازه توسط روش تشابه نیرویی و الگوریتم فرا ابتکاری تحت راهنمایی دکتر علی کیهانی و دکتر محمد شامخی امیری و مهندس امید خادم حسینی متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
 - در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
 - مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
 - کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
 - حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
 - در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
 - در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .
- تاریخ:

امضای دانشجو:

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

هدف از اجرای این پژوهش، ارائه رویکردی مناسب جهت در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی در فرآیند کنترل سازه‌ها با استفاده از میراگر جرمی تنظیم شونده (TMD) می‌باشد. روش تشابه نیرویی (FAM) ابزاری جهت تحلیل مسائل غیرخطی سازه‌ای است. این رویکرد به جای تغییر در ماتریس سختی که ناشی از اثرات غیرخطی می‌باشد، تغییرات را در بردار جابجایی و متعاقب آن، در بردار نیروها اعمال می‌کند. از طرف دیگر، انتخاب پارامترهای بهینه برای سیستم کنترلی، امری تأثیرگذار بر نحوه عملکرد TMD در کاهش پاسخ‌های دینامیکی سازه می‌باشد. پس از انجام تحلیل به کمک روش FAM و در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی، به منظور یافتن پارامترهای بهینه TMD از الگوریتم فرا ابتکاری گرگ خاکستری (GWO) استفاده شده است. برای آنالیز عددی، سازه ۲۰ طبقه در نرم افزار متلب مدل شده است. پاسخ‌های دینامیکی در سازه با رفتار خطی و رفتار غیرخطی هندسی تحت زمین لرزه ال-سنتر و محاسبه شده است. TMD بر روی بام قرار گرفته و برای یافتن پارامترهای بهینه، توابع هدف متفاوتی تعریف شده است. مقادیر پارامترهای بهینه بدست آمده متناسب با هر تابع هدف را با یکدیگر مقایسه و تابع هدفی که موجب افزایش عملکرد میراگر در کاهش پاسخ‌های دینامیکی سازه می‌گردد، انتخاب شده است. نتایج حاکی از آن است که در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی در سازه مورد بررسی، علاوه بر افزایش جابجایی طبقات، موجب افزایش انرژی پتانسیل و جنبشی سازه به مقدار ۳۳.۴۶ و ۱۲.۱۲ درصد می‌گردد، که نشان دهنده خطاهای موجود در صورت استفاده از تحلیل خطی می‌باشد. بهتر است رفتار غیرخطی هندسی را به منظور نزدیک شدن به رفتار واقعی تر سازه در نظر بگیریم. استفاده از TMD باعث کاهش جابجایی طبقات، کاهش تابع انتقال سازه و کاهش انرژی‌های پتانسیل و جنبشی جذب شده در سازه به مقدار ۵۷.۱۴ و ۴۲.۲۱ درصد می‌گردد. میراگر بهینه‌یابی شده با شتاب نگاشت زلزله ال-سنتر و تحت چند شتاب نگاشت دیگر بررسی گردید که مؤثر بودن این میراگر و عملکرد مناسب این سیستم کنترلی غیرفعال را نشان می‌دهد. همچنین روش بهینه‌یاب GWO به صورت موفق در این مطالعه به کار گرفته شده و نتایج حاصل از بهینه‌یابی پارامترهای TMD، موجب افزایش هرچه بهتر عملکرد میراگر شده است.

کلید واژه: رفتار غیرخطی هندسی، میراگر جرمی تنظیم شونده، روش تشابه نیرویی، الگوریتم فرا ابتکاری گرگ

خاکستری.

فهرست مطالب

۱	فصل اول: مقدمه
۱-۱	پیشگفتار
۲-۱	اهداف و ضرورت تحقیق
۳-۱	ابزار و روش تحقیق و مدل های مورد بررسی
۴-۱	ساختار پایان نامه
۵	فصل دوم: کنترل سازه و میراگر جرمی تنظیم شونده
۱-۲	کنترل سازه
۱-۱-۲	پیشگفتار
۲-۱-۲	روش های کنترل سازه
۱-۲-۱-۲	کنترل غیرفعال
۲-۲-۱-۲	کنترل فعال
۳-۲-۱-۲	کنترل نیمه فعال
۴-۲-۱-۲	کنترل ترکیبی یا مختلط
۲-۲	روش های کنترل غیرفعال
۱-۲-۲	کلیات عملکرد میراگر غیرفعال
۲-۲-۲	میراگرهای فلزی تسلیمی (جاری شونده)
۳-۲-۲	میراگرهای ویسکو الاستیک
۴-۲-۲	میراگرهای اصطکاکی
۵-۲-۲	میراگرهای مایع لزج (ویسکوز)
۶-۲-۲	جداساز پایه
۷-۲-۲	میراگر مایع تنظیم شونده
۸-۲-۲	میراگر جرمی تنظیم شونده

۲۱ ۱-۸-۲-۲. میراگر جرمی تنظیم شونده انتقالی
۲۲ ۲-۸-۲-۲. میراگر جرمی تنظیم شونده پاندولی
۲۴ ۳-۸-۲-۲. مزایای سیستم TMD
۲۴ ۴-۸-۲-۲. تاریخچه مختصر از میراگرهای جرمی
۲۹ فصل سوم: روش تشابه نیرویی
۳۰ ۱-۳. رفتار غیرخطی سازه
۳۰ ۲-۳. مقدمه‌ای بر روش تشابه نیرویی
۳۲ ۳-۳. فرمول بندی
۳۸ ۱-۳-۳. تئوری پایداری
۳۹ ۱-۱-۳-۳. ماتریس سختی $[K_i]$
۴۰ ۲-۱-۳-۳. ماتریس سختی $[K_i']$
۴۱ ۳-۱-۳-۳. ماتریس سختی $[K_i'']$
۴۲ ۴-۳. روش تشابه نیرویی در تحلیل دینامیکی غیرخطی
۴۴ ۵-۳. معادلات حرکت دینامیکی
۴۶ ۶-۳. فضای حالت
۴۹ فصل چهارم: بهینه‌یابی
۵۰ ۱-۴. بهینه‌یابی
۵۰ ۱-۴-۱. پیشگفتار
۵۰ ۲-۴-۱. تعریف بهینه‌یابی
۵۱ ۳-۴-۱. الگوریتم‌های فرا ابتکاری
۵۳ ۲-۴-۲. الگوریتم گرگ خاکستری (GWO)
۵۳ ۱-۴-۲. منبع الهام الگوریتم
۵۵ ۲-۴-۲. مدل ریاضی و الگوریتم

- ۵۵ ۱-۲-۲-۴. سلسله مراتب اجتماعی
- ۵۶ ۲-۲-۲-۴. محاصره طعمه
- ۵۸ ۳-۲-۲-۴. شکار
- ۵۹ ۴-۲-۲-۴. حمله به طعمه (بهره برداری)
- ۶۰ ۵-۲-۲-۴. جستجو برای طعمه (شناسایی)

۶۳ فصل پنجم: مطالعات موردی

- ۶۴ ۱-۵. مقدمه
- ۶۵ ۲-۵. مدل مورد بررسی
- ۶۷ ۳-۵. فلوجارت حل
- ۶۸ ۴-۵. تابع انتقال
- ۶۹ ۵-۵. تابع هدف برای بهینه‌یابی پارامترهای TMD
- ۶۹ ۱-۵-۵. ۱. تعریف توابع هدف مختلف
- ۷۰ ۱-۱-۵-۵. ۱. تابع هدف متناظر با حداکثر جابجایی طبقه اول
- ۷۱ ۲-۱-۵-۵. ۲. تابع هدف متناظر با حداکثر جابجایی طبقه آخر
- ۷۳ ۳-۱-۵-۵. ۳. تابع هدف متناظر با مجموع حداکثر جابجایی طبقات
- ۷۴ ۴-۱-۵-۵. ۴. تابع هدف متناظر با مجموع دیررفت طبقات
- ۷۶ ۲-۵-۵. ۲. انتخاب تابع هدف
- ۷۷ ۶-۵. ۶. بررسی سازه کنترل شده با TMD بهینه

۸۳ فصل ششم: نتایج و پیشنهادات

- ۸۴ ۱-۶. ۱. بحث و نتیجه‌گیری
- ۸۵ ۲-۶. ۲. پیشنهادات
- ۸۶ ۳-۶. ۳. منابع

فهرست اشکال

- شکل ۱-۲ - نمونه‌های از میراگر فلزی تسلیمی ۱۴
- شکل ۲-۲ - نمونه‌ای از میراگر اصطکاکی استفاده شده در سازه ۱۷
- شکل ۳-۲ - نمونه‌ای از میراگر ویسکوز استفاده شده در بادبندهای ساختمان ۱۸
- شکل ۴-۲ - نمونه‌ای از سیستم جدا ساز پایه ۱۹
- شکل ۵-۲ - طرح شماتیک یک میراگر جرمی تنظیم شونده انتقالی ۲۲
- شکل ۶-۲ - طرح شماتیک یک میراگر جرمی تنظیم شونده پاندولی ۲۳
- شکل ۷-۲ - برج تایپه ۱۰۱ و میراگر جرمی آن ۲۳
- شکل ۱-۳ - روش تشابه نیرویی ۳۴
- شکل ۲-۳ - الگوهای جابجایی و نیروهای انتهایی ۳۹
- شکل ۳-۳ - الگوهای جابجایی برای محاسبه لنگرها در مکانهای مفاصل پلاستیک ۴۱
- شکل ۴-۳ - الگوهای جابجایی برای محاسبه لنگرهای ناشی از دوران پلاستیک واحد ۴۲
- شکل ۵-۳ - مدل سازه ساختمانی چند طبقه با TMD ۴۵
- شکل ۱-۴ - سلسله مراتب گرگ‌های خاکستری ۵۴
- شکل ۲-۴ - بردارهای مکان دوبعدی و سه‌بعدی و موقعیت احتمالی بعدی آنها ۵۷
- شکل ۳-۴ - به‌روز رسانی موقعیت در الگوریتم GWO ۵۹
- شکل ۴-۴ - حمله به طعمه در مقابل جستجو برای طعمه ۶۰
- شکل ۱-۵ - طرح شماتیک قرار گرفتن TMD بر روی بام سازه ۶۵
- شکل ۲-۵ - تاریخچه زمانی زلزله السنترو ۶۷
- شکل ۳-۵ - حداکثر جابجایی طبقات در سازه ۲۰ طبقه با تابع هدف OF.1 ۷۰
- شکل ۴-۵ - تابع انتقال طبقه بیستم با تابع هدف OF.1 ۷۱
- شکل ۵-۵ - حداکثر جابجایی طبقات در سازه ۲۰ طبقه با تابع هدف OF.2 ۷۲
- شکل ۶-۵ - تابع انتقال طبقه بیستم با تابع هدف OF.2 ۷۲

- شکل ۵-۷- حداکثر جابجایی طبقات در سازه ۲۰ طبقه با تابع هدف OF.3 ۷۳
- شکل ۵-۸- تابع انتقال طبقه بیستم با تابع هدف OF.3 ۷۴
- شکل ۵-۹- حداکثر جابجایی طبقات در سازه ۲۰ طبقه با تابع هدف OF.4 ۷۵
- شکل ۵-۱۰- تابع انتقال طبقه بیستم با تابع هدف OF.4 ۷۵
- شکل ۵-۱۱- تاریخچه زمانی جابجایی طبقه آخر تحت زلزله ال-سنترال ۷۵
- شکل ۵-۱۲- تاریخچه زمانی جابجایی طبقه آخر تحت زلزله هاچینوهه ۷۸
- شکل ۵-۱۳- تاریخچه زمانی جابجایی طبقه آخر تحت زلزله کوبه ۷۹
- شکل ۵-۱۴- تاریخچه زمانی جابجایی طبقه آخر تحت زلزله نورتریج ۷۹
- شکل ۵-۱۵- تاریخچه زمانی جابجایی طبقه آخر تحت زلزله طیس ۸۰
- شکل ۵-۱۶- مقایسه انرژی جنبشی وارده بر سازه ۸۰
- شکل ۵-۱۷- مقایسه انرژی پتانسیل جذب شده در سازه ۸۱
- شکل ۵-۱۸- حداکثر جابجایی طبقات سازه ۸۱

فهرست جداول

جدول ۵-۱- مشخصات ساختمان بیست طبقه ۶۶

جدول ۵-۲ مقایسه درصد افزایش و کاهش جابجایی طبقات، متناسب با هر تابع هدف ۷۶

جدول ۵-۳ مقایسه عملکرد سیستم TMD متناسب با هر تابع هدف ۷۷

فصل یک:

مقدمه

۱-۱. پیشگفتار

زلزله یکی از حوادث طبیعی است که هر ساله باعث بوجود آمدن خسارات جانی و مالی بسیاری می‌شود و آسیب‌های فراوانی را به اماکن و شریان‌های حیاتی وارد می‌سازد، از این‌رو طراحی لرزه‌ای ایمن سازه‌ها و مقاوم‌سازی سازه‌های موجود یکی از دغدغه‌های اصلی مهندسين سازه می‌باشد. از سوی دیگر پیشرفت‌های انجام شده در صنعت ساختمان در قرن اخیر، گرایش روزافزون احداث ساختمان‌های بلند مرتبه در جهان را بوجود آورده است. میراگر جرمی تنظیم شوند^۱ (TMD) یکی از سیستم‌های کنترل سازه می‌باشد که با جذب و استهلاک درصدی از انرژی ورودی به سازه، شرایط ایمن و پایداری را نسبت به ساختمان‌های مشابه فراهم می‌کند. در این مطالعه سعی بر آن است که با ارائه رویکردی مناسب، رفتار غیرخطی هندسی اعضاء سازه را آنالیز و متناسب با شرایط سازه، پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شوند را با استفاده از الگوریتم فرا ابتکاری بهینه کنیم تا در کاهش پاسخ‌های دینامیکی سازه عملکرد بهتری داشته باشد.

۱-۲. اهداف و ضرورت تحقیق

هدف از اجرای این پژوهش، ارائه رویکردی مناسب جهت در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی در فرآیند کنترل سازه‌ها با استفاده از میراگر جرمی تنظیم شوند و بررسی عملکرد این میراگر می‌باشد. رفتار غیرخطی هندسی اعضاء سازه در تحلیل دینامیکی لحاظ می‌شود که مشخصاً رفتاری نزدیک‌تر به واقعیت خواهد داشت. مخصوصاً برای سازه‌های بلند مرتبه که اثرات $P - \Delta$ در آن‌ها قابل توجه است. روش تشابه نیرویی^۲ (FAM) ابزاری جهت تحلیل مسائل غیرخطی سازه‌ای است. در این روش به‌جای

^۱ Tuned Mass Damper

^۲ Force Analoge Method

تغییر در ماتریس سختی که ناشی از اثرات غیرخطی می‌باشد. تغییرات را در بردار جابجایی و به تبع آن در بردار نیروها اعمال می‌کند. به منظور بررسی عملکرد میراگر جرمی تنظیم شونده در سازه با رفتار غیرخطی هندسی، TMD بر روی بام سازه قرار داده می‌شود. با توجه به تأثیر بهینه بودن پارامترهای TMD در نحوه عملکرد میراگر، از الگوریتم فرا ابتکاری به این منظور استفاده می‌شود.

۳-۱. ابزار و روش تحقیق و مدل‌های مورد بررسی

به منظور معرفی و توسعه روش تشابه نیرویی در تحلیل مسائل غیرخطی سازه‌ای و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های کنترل شده، در این پایان‌نامه سازه ۲۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفته است. در سازه مذکور به منظور کنترل لرزه‌ای از سیستم میراگر جرمی تنظیم شونده بر روی بام سازه استفاده شده است. سازه تحت تحریک زمین لرزه در نرم افزار متلب مدل می‌شود. از اثر غیرخطی مصالح صرف نظر گردیده و رفتار مصالح در محدوده‌ی الاستیک فرض می‌گردد. پس از تحلیل سازه‌ها به کمک روش بیان شده از روش بهینه‌یاب گرگ خاکستری به منظور بهینه‌یابی پارامترهای TMD موجود استفاده می‌شود. برای یافتن TMD بهینه، توابع هدف متفاوتی تعریف شده است. مقادیر پارامترهای بهینه بدست آمده متناسب با هر تابع هدف را با یکدیگر مقایسه و تابع هدفی که موجب افزایش عملکرد میراگر در کاهش پاسخ‌های دینامیکی سازه می‌گردد، انتخاب و مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۴-۱. ساختار پایان‌نامه

تحقیق حاضر در شش فصل به شرح ذیل تدوین شده است:

در فصل اول اطلاعاتی کلی در خصوص اهداف و روش پژوهش بیان شده است. در فصل دوم مروری

بر کنترل سازه و میراگر جرمی تنظیم شونده صورت گرفته است.

در فصل سوم روش تشابه نیرویی بیان شده است. در فصل چهارم بهینه‌یابی و روش بهینه‌یاب گرگ خاکستری^۱ (GWO) برای بهینه‌یابی پارامترهای میراگر جرمی تنظیم شونده بیان شده است. در فصل پنجم کنترل یک قاب ۲۰ طبقه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی با روش‌های بیان شده در فصول قبل مورد بررسی قرار گرفته است. در فصل ششم نتیجه‌گیری و پیشنهادات جهت تحقیقات آتی ارائه شده است.

^۱ Gray Wolf Optimization

فصل دوم:

کنترل سازه و میراگر جرمی تنظیم شونده

۲-۱. کنترل سازه

۲-۱-۱. پیشگفتار

یکی از چالش‌های همیشگی در مهندسی عمران یافتن ابزاری متمرکز برای حفاظت سازه‌ها و تجهیزات در برابر اثرات مخرب نیروهای طبیعی می‌باشد. در این بین زلزله یکی از رخدادهایی است که با وجود تحقیقات زیادی که در مورد آن صورت گرفته است، هنوز امکان پیش بینی زمان، شدت و مکان دقیق آن وجود ندارد. بنابراین به نظر می‌رسد روش مقابله با زلزله، ایمن‌سازی سازه‌ها در برابر آن است. یکی از روش‌هایی که در چند دهه اخیر موضوع مطالعات بسیار بوده است، ایده کنترل سازه‌ها است که برای افزایش کارایی و ایمنی سازه‌ها در برابر خطرات طبیعی به کار می‌رود. به طور کلی این سیستم‌ها شامل وسایل و مصالحی می‌باشند که میرایی، سختی و مقاومت سازه را افزایش داده و می‌توانند به منظور کاهش خطرات طبیعی محتمل و نیز مقاوم‌سازی سازه‌های جدید یا ساخته شده، به کار روند. در سال‌های اخیر تلاش‌های بسیاری از سوی پژوهشگران و مهندسان سراسر دنیا صورت گرفته است که مفهوم جذب انرژی سازه یا ایجاد میرایی اضافی را به یک تکنولوژی قابل اجرا در صنعت ساختمان تبدیل نمایند. در سایه این کوشش‌ها ابزار آلات و وسایل مختلفی ساخته شده‌اند که ویژگی مشترک همه آن‌ها، افزایش میزان جذب انرژی وارد بر سازه است.

۲-۱-۲. روش‌های کنترل سازه

یکی از روش‌هایی که برای افزایش عملکرد سازه‌ها در دهه‌های اخیر مورد توجه قرار گرفته، کنترل سازه است. کنترل سازه، اصلاح خصوصیات سازه برای دست یافتن به پاسخ مطلوب سازه در برابر بارهای خارجی است. در این روش، بهبود پاسخ دینامیکی سازه با استفاده از تغییر در جرم، سختی، میرایی و یا با تأمین نیروهای فعال و یا غیرفعال در سازه صورت می‌گیرد. کارایی ابزارهای کنترل سازه برای بهبود پاسخ سازه‌ها در مقابل باد و زلزله تأیید شده است [۱].

ایده‌های متعددی در رابطه با کنترل سازه به صورت کنترل غیرفعال، فعال، نیمه فعال و دوگانه ابداع و برخی از آن‌ها نیز در عمل مورد استفاده قرار گرفته است. از میان سیستم‌های کنترلی نام برده شده، دسته اول به لحاظ هزینه اقتصادی پایین، قابلیت اعتماد بالا و اجرای آسان‌تر، در عمل بیشتر مورد استفاده قرار گرفته است. یکی از مزیت‌های سیستم‌های کنترل غیرفعال نسبت به سایر سیستم‌های کنترل، عدم نیاز آن‌ها به منبع انرژی خارجی جهت کنترل سازه است. در ادامه این فصل مرور مختصری به انواع سیستم‌های کنترل ذکر شده خواهد شد.

۱-۲-۱-۲. کنترل غیرفعال^۱

سیستم‌های کنترل لرزه‌ای غیرفعال به سیستم‌های اطلاق می‌شوند که جهت عمل کردن به هیچ منبع خارجی نیاز ندارند. در این گونه روش‌ها، عامل کنترل کننده ارتعاش در محل مناسبی از سازه قرار می‌گیرد و عملاً تا قبل از تحریک سازه، به صورت غیرفعال است. با شروع ارتعاش (مثلاً زلزله) سیستم کنترلی به کار افتاده و عملکرد کنترلی خود (اعم از تغییر سختی، پرپود، میرایی و یا جرم) را در حین تحریک انجام می‌دهد. پس از خاتمه تحریک مجدداً به حالت غیرفعال باز می‌گردد که به دلیل جذب بخشی از انرژی ورودی به سازه، احتمالاً شاهد خراب جزئی یا کلی در آن خواهیم بود. تکنیک‌های زیادی از جمله جداساز پایه، میراگرهای اصطحاک‌کافی، میراگرهای ویسکو الاستیک، میراگرهای فلزی، میراگر جرمی تنظیم شونده و میراگر مایع تنظیم شونده از جمله روش‌های کنترل غیرفعال محسوب می‌شوند.

مشخصه اصلی این گونه سیستم‌ها آن است که عملاً در زمان تحریک سازه، نوع عملکرد سیستم کنترل غیرفعال تقریباً عوض نشده و خواص آن خارج از سیستم قابل تغییر نمی‌باشد. مشاهده می‌شود که این گونه سیستم‌ها به دلیل ثابت بودن خواص دینامیکی از جمله سختی، میرایی، جرم و فرکانس،

^۱ Passive Control

به فرکانس و دامنه تحریک ورودی سازه حساس بوده که در کاهش بازده آن‌ها برای حالاتی مثل زلزله که تحریک ورودی به طور دقیق قابل پیش بینی نیست، تأثیر می‌گذارد. روش‌های از جمله استفاده از ترکیب این سیستم‌ها به منظور کاهش این حساسیت ابداع و به کار گرفته شده است و هم اکنون در بسیاری از کشورها سازه‌های زیادی به روش غیرفعال، کنترل ارتعاش می‌شوند.

این سیستم‌ها از این نظر که با قطع منبع انرژی که در هنگام زلزله متحمل هستند به کار خود ادامه می‌دهند، قابل اطمینان‌تر هستند. این سیستم‌ها هزینه نگهداری پایینی دارند. البته اکثر دستگاه‌های کنترل غیرفعال بعد از مرحله‌ای مانند تسلیم شدن فلز و تغییر شکل در اجسام یا مایعات ویسکو الاستیک به کار می‌افتند و به همین خاطر می‌توان آن‌ها را طوری طراحی کرد که بعد از سطح مشخصی به کار افتاده و در نیروهای جانبی کم فعالیت نکنند. کنترل غیرفعال هم در بهسازی سازه‌ها و هم در طراحی اولیه، سیستم‌های سازه‌ای مؤثر هستند. این سیستم‌ها با توجه به مشخصات فیزیکی خود، از طریق تغییر مشخصات دینامیکی سازه و یا از طریق اتلاف انرژی و یا هردو باعث کاهش پاسخ سازه در برابر نیروهای دینامیکی خارجی می‌گردند. از آنجا که این نوع کنترل نیازی به منبع نیروی خارجی نداشته و به حرکات موضعی سازه حساس است و پاسخ می‌دهد، استفاده از آن در طرح‌های مقاوم سازی لرزه‌ای روز به روز بیشتر می‌گردد.

در سال‌های اخیر در سازه‌های بلند، در بیشتر موارد برای غلبه بر ارتعاشات لرزه‌ای از سیستم‌های غیرفعال از جمله میراگرهای جرمی و مایع تنظیم شونده استفاده شده است. اساس کار این وسایل ایجاد اینرسی ثانویه در سازه می‌باشد.

از مکانیزم‌های کنترل غیرفعال می‌توان به موارد زیر اشاره کرد [۲].

- جداگرهای لرزه‌ای سازه از تکیه‌گاه
- میراگرهای اصطکاک
- میراگرهای جاری شونده

- میراگرهای ویسکو الاستیک
- جرم میراگر تنظیم شونده
- مایع میراگر تنظیم شونده

۲-۱-۲-۲. کنترل فعال^۱

در این گونه روش‌ها، پاسخ سازه توسط اعمال نیروهایی در نقاط مختلف آن به صورت همزمان و با توجه به شرایط لحظه‌ای سازه کنترل می‌شود. این سیستم‌ها همواره آماده برای شروع فعالیت و کنترل ارتعاشات می‌باشند، که اصطلاحاً کنترل فعال نامیده می‌شوند. سیستم‌های کنترل فعال بر پایه اطلاعات پاسخ بدست آمده از سازه و انرژی خارجی وارد شده به سازه استوار می‌باشد که باعث تولید نیروی مناسب جهت کاهش پاسخ ناخوشایند سازه می‌شوند.

سیستم‌های کنترل فعال را می‌توان به صورت عمده به دو بخش تعیین مکانیزم اعمال نیرو بر سازه و نیز الگوریتم‌های محاسبه نیروی کنترل تقسیم نمود. در این گونه سیستم‌ها ضمن تعیین پاسخ سازه که می‌تواند شامل شتاب، سرعت و یا تغییر مکان باشد، در هر لحظه و با استفاده از یک الگوریتم مشخص، نیروی کنترل مورد نیاز تعیین می‌گردد. سپس با استفاده از یک منبع انرژی خارجی نسبت به اعمال نیروهای محاسبه شده کنترلی بر سازه اقدام شده و این کار تا زمان کاهش پاسخ سازه به حد مورد نظر ادامه می‌یابد [۳].

نحوه کار در آن‌ها معمولاً به این صورت است که حسگرهای دریافت کننده پاسخ سازه و یا ارتعاشات زمین، در فاصله‌ی از سازه و در طبقاتی از سازه قرار گرفته و همگی به یک پردازنده مرکزی (CPU) متصل می‌باشند. ارتعاشات زمین و طبقات سازه در هر لحظه به CPU منتقل شده و بر روی آن‌ها پردازش صورت می‌گیرد. شروع فعالیت سیستم کنترلی، لحظه‌ی است که دامنه ارتعاشات ثبت شده

^۱ Active Control

سازه و یا ورود زلزله توسط حسگر، برابر و یا بیشتر از مقدار تعریف شده (که معمولاً آن سطح از ارتعاش است که عملاً سازه در آن نیاز به کنترل دارد) برای آن باشد. به این زمان، لحظه شروع می‌گویند. مثلاً چنانچه شتاب زمین بیش از مقدار مشخصی شده و یا تغییر مکان طبقات از حدود مشخصی خارج گردد، سیستم شروع به کار می‌کند. سپس پردازنده مرکزی با تجزیه و تحلیل اطلاعات و بر اساس برنامه‌ای که برای آن تعریف شده است، خواص بهینه را برای سیستم کنترل کننده ارتعاشی تعیین و فرمان‌هایی را به محرک‌ها^۱ می‌دهد که فعالیت خود را آغاز کنند. این محرک‌ها ممکن است جرمی را حرکت داده (مانند Active Mass damper) یا کابلی را به کشش وادارند (مانند Active Tendons).

یکی از معایب روش کنترل فعال، وجود تأخیر زمانی می‌باشد. این تأخیر زمانی ناشی از زمان لازم جهت دریافت اطلاعات از سنسورها، پردازش اطلاعات، ارسال پیام‌ها به محرک‌ها و شروع به کار محرک‌ها می‌باشد. از دیگر معایب این سیستم‌ها آن است که به دلیل آنکه به سازه انرژی تزریق می‌نمایند، پتانسیل ناپایدار کردن سیستم را دارا می‌باشند. مشکل عمده دیگر این گونه سیستم‌ها، هزینه زیاد اولیه مورد نیاز آن‌ها از یک سو و نیز عملیات تعمیر و نگهداری سنگین آن‌ها برای ایجاد امکان استفاده در هر لحظه می‌باشد.

در نهایت ارتعاشات سازه در حالت ایده آل باید به صفر برسد ولی عملاً دستیابی به چنین سیستم کنترلی به دلیل عواملی مانند تأخیر زمانی و یا اشکالات در تخمین صحیح نیروی کنترل کننده امکان پذیر نیست. از مکانیزم‌های کنترل فعال می‌توان به موارد زیر اشاره کرد [۴].

- سیستم بادبندی فعال^۲
- سیستم ضربه‌ایی فعال^۳
- جرم میراگر تنظیم شده فعال^۴

¹ Actuators

² Active Bracing System

³ Active Pulse System

⁴ Active Tuned Mass Damper

۲-۱-۲-۳. کنترل نیمه فعال^۱

سیستم‌های کنترل نیمه فعال، تقریباً همانند کنترل فعال عمل می‌کنند. اما اختلاف اساسی بین کنترل فعال و نیمه فعال در این است که، کنترل نیمه فعال ظرفیت اعمال انرژی قابل ملاحظه‌ای بر سازه را ندارند. در حالیکه سیستم‌های کنترل فعال این توانایی را دارند که حرکات سازه‌ای را متوقف سازند. به عبارت دیگر سیستم‌های کنترل نیمه فعال توانایی جذب را داشته اما توانایی تهیه انرژی را ندارند. در کنترل نیمه فعال ابزار مورد استفاده توانایی تغییر مشخصات دینامیکی خود را داشته و در نتیجه این نوع کنترل برای محدوده وسیع‌تری از بارگذاری‌ها کارایی دارد. این ابزار معمولاً به انرژی کمی نیاز دارند و بنابراین لزوم وجود یک منبع انرژی خارجی بزرگ را از بین می‌برند.

از مکانیزم‌های کنترل نیمه‌فعال می‌توان به موارد زیر اشاره کرد [۵].

- دریچه متغیر^۲
- میراگر با سختی متغیر^۳
- مایع میراگر قابل تنظیم^۴
- میراگرهای سیال قابل کنترل^۵

۲-۱-۲-۴. کنترل ترکیبی یا مختلط^۶

یکی از اشکالات کنترل فعال، پردازش اطلاعات و ارسال پیام‌ها به محرک‌ها و شروع به کار محرک‌ها می‌باشد. این اشکال به خصوص در ابتدای تحریک رخ می‌دهد و در این مرحله بازده سیستم کنترل

¹ Semi-Active Control

² Variable Orifice Dampers

³ Variable Stiffness Damper

⁴ Adjustable Tuned Liquid Damper

⁵ Controllable Fluid Damper

⁶ Hybrid Control

فعال کاهش می‌یابد. به‌منظور رفع این نقص از ترکیب سری یا موازی از یک سیستم کنترل فعال یا نیمه فعال همراه با یک سیستم کنترل غیرفعال استفاده می‌شود که سیستم مختلط نامیده می‌شود [۶]. در این سیستم‌ها، مستهلک کننده‌های غیرفعال عمده کار کاهش پاسخ‌ها را بر عهده داشته و سیستم کنترل فعال یا نیمه فعال همراه با آن عمل کنترل نهایی را بر عهده دارد. لذا چنین سیستمی قادر به حداقل نمودن شتاب و تغییر مکان‌ها به‌منظور حفاظت از تجهیزات حساس خواهد بود. در ابتدایی تحریک، کاهش ارتعاشات توسط سیستم غیرفعال صورت گرفته و پس از دفع تأخیر زمانی، سیستم فعال نیز وارد عمل می‌شود [۷].

هزینه اجرایی این سیستم‌ها بیش از سایر سیستم‌ها می‌باشد اما کنترل ترکیبی نسبت به سایر روش‌ها از عملکرد بهتری برخوردار می‌باشد.

۲-۲. روش‌های کنترل غیرفعال

۲-۲-۱. کلیات عملکرد میراگر غیرفعال

طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های بزرگ بر این اساس است که سازه بتواند با شکل‌پذیری خود انرژی زلزله را جذب و مستهلک نماید. شکل‌پذیری در مهندسی سازه، تغییر شکل غیرالاستیک مواد در ناحیه مورد نظر می‌باشد. در سازه‌های شکل‌پذیر، تغییر شکل‌های بزرگ غیرالاستیک ایجاد می‌گردد که ممکن است پس از زلزله از نقطه نظر هزینه و ایمنی، سازه مورد استفاده قرار نگیرد.

در سال‌های اخیر به توسعه وسایل مؤثر در استهلاک انرژی لرزه‌ای القاء شده در سازه، اهمیت بیشتری داده شده است که پاسخ سازه را در ناحیه الاستیک نگه دارد. به این منظور میراگرها برای کاهش اثر نیروی زلزله به سازه اضافه می‌شوند. میراگرها با تغییر فرکانس ارتعاشی سازه و با محدود ساختن شتاب انتقالی به سازه، مانع نفوذ انرژی زلزله به سازه می‌شوند. در حالی که در نوعی دیگر با

عنوان میراگرهای انرژی، انرژی زلزله پس از ورود به سازه جذب می‌شوند. در ادامه شرح مختصری از انواع میراگرهای غیرفعال بیان شده است.

۲-۲-۲. میراگرهای فلزی تسلیمی (جاری شونده)^۱

میراگرهای تسلیمی، وسایل فلزی هستند که می‌توانند انرژی زلزله را در اثر تغییرات غیرالاستیک فلزات تلف کنند. این میراگرها در حقیقت در حالات خمشی، پیچشی، محوری و یا برشی تسلیم می‌شوند. اولین ایده‌ی استفاده از میراگرهای تسلیمی به‌منظور مقاومت سازه‌ها در هنگام زلزله اولین بار توسط کار نظری [۵] در سال ۱۹۷۲ ارائه شد. این میراگرها در هنگام بارگذاری جاری شده و در نتیجه موجب مستهلک نمودن مقدار زیادی از انرژی ورودی به سازه می‌گردند. باید جنس و شکل و محل استفاده این دسته از میراگرها را طوری انتخاب کنیم که در طول عمر سازه خواص میرایی آن‌ها تحت عوامل مختلف تأثیر گذار، دچار اختلال نگردد. استفاده از این گونه میراگرها در سازه به عنوان تنها سیستم مهاربندی، دارای ریسک زیاد است، لذا به‌عنوان سیستم تکمیلی در تعامل با سیستم‌های مهاربندی معمول می‌تواند مفید باشد.

از مزایای این میراگرها می‌توان افزایش کارایی سازه در مقابل زلزله به سبب تمرکز خرابی به نقطه مشخصی از سازه اشاره کرد و این که بعد از زلزله به راحتی قابل تعویض هستند. از معایب این وسیله می‌توان به تغییر شکل دائمی بعد از زلزله اشاره کرد. یکی از کاربردهای میراگرهای تسلیمی استفاده از صفحات در بانکی در سانفرانسیسکو است، که برای بهسازی و افزایش توانایی آن در هنگام زلزله بود و همچنین در ژاپن نیز از سیستم‌های تسلیمی استفاده شده است [۸،۹].

^۱ Metallic Yield Damper



شکل ۲-۱- نمونه‌های از میراگر فلزی تسلیمی

۲-۲-۳. میراگرهای ویسکو الاستیک^۱

در چند دهه‌ی اخیر، میراگرهای ویسکو الاستیک به طور موفقیت آمیزی در ساختمان‌های بلند برای مقابله با باد به کار گرفته شده‌اند. نتایج بررسی‌های تحلیلی استفاده از میراگرهای ویسکو الاستیک نشان می‌دهد که پاسخ ساختمان‌ها در طول لرزه‌های قوی کاهش قابل توجه‌ای پیدا کرده است. میراگرهای ویسکو الاستیک عموماً از یک صفحه لاستیک مانند بین دو صفحه فولادی تشکیل شده‌اند و یا دو لایه لاستیک مانند که بین سه صفحه فولادی قرار گرفته است. زمانی که یک سازه تحریک می‌شود، صفحات در جهات مختلف حرکت کرده و لایه‌های لاستیکی متحمل تغییر شکل برشی می‌شوند. اینگونه میراگرها را عموماً طوری در سیستم نصب می‌کنند که تنش‌های وارد به آنها از نوع برشی باشند تا خاصیت میرایی خود را نشان دهند.

مزیت اصلی استفاده از میراگرهای ویسکو الاستیک آن است که اگر این میراگرها به صورت صحیح در سازه قرار داده شود، نیاز به جایگزینی نخواهند داشت، به دلیل اینکه تغییر شکل صفحات لاستیکی

^۱ Viscous-Elastic Damper

ماندگار نیست. دو عیب بزرگ برای میراگرهای ویسکو الاستیک وجود دارد، اول اینکه مدل کردن آنها پیچیده است، زیرا میراگرهای ویسکو الاستیک از موادی به نام همسپار تشکیل شده‌اند [۸]. مواد همسپار خواص سختی و میرایی خاصی دارند که با دمای محیط، فرکانس تحریک، تغییرات حرارت موضعی و سطوح کرنش برشی، تغییر می‌کنند. دومین عیب این میراگر ناپایداری آن است که بخاطر خاصیت ذاتی پلیمر مخصوص میراگرهای ویسکو الاستیک است.

اولین گام در استفاده از میراگرهای ویسکو الاستیک معمولاً پیدا کردن این خواص است. اکثر این میراگرها به دلیل تأثیرگذاری عوامل مختلف روی میزان میرایی از تاریخ مصرف برخوردارند و در پایان تاریخ مصرف، باید تعویض شوند و ممکن است در طول عمر یک سازه، چندین بار تعویض میراگرها صورت گیرد که بزرگترین نقطه ضعف اینگونه میراگرها می‌باشد. میراگرهای ویسکو الاستیک اولین بار در دهه ۱۹۷۰ به طور گسترده ای (۱۰۰۰۰ عدد) در برجهای دو قلوی مرکز تجارت جهانی استفاده شد [۸]. این میراگرها در این ساختمان‌ها برای کم کردن حرکات ناشی از نوسانات باد استفاده شد. میراگرهای به کار رفته در برج امپایر در آمریکا که برای خنثی کردن اثر حرکت طبقات ساختمان بود، نیز از همین نوع می‌باشد. همچنین در سال ۱۹۹۹ به تعداد ۲۳۴ عدد از این میراگرها در برج ژاپن استفاده شد [۸]. کاربرد عمومی این گونه میراگرها در سازه پل‌های بلند می‌باشد. این میراگرها باعث جلوگیری از ایجاد پدیده مخرب تشدید در ساختمان پل‌ها شده و مانع از تخریب پل‌ها در اثر بارهای باد می‌شود. عوامل محیطی از جمله دما بر روی مواد ویسکو الاستیک مؤثر بوده و باعث تغییر ویژگی‌های آن‌ها می‌شود. میراگرهای ویسکو الاستیک بر اساس ویژگی جذب انرژی در موارد ویسکو الاستیک عمل می‌کنند. این مواد هنگامی که دچار تغییر شکل می‌شوند، بعد از حذف عامل تغییر شکل مجدداً به حالت اولیه برگشته و در این مسیر مقداری انرژی به صورت حرارتی تلف می‌کنند. استفاده از میراگر ویسکو الاستیک در سازه‌ها دو تأثیر مهم را به دنبال دارد:

- افزایش انرژی استهلاکی

- افزایش سختی سازه

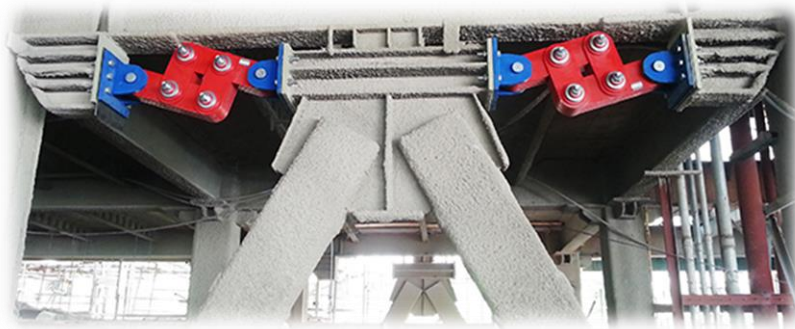
رفتار این میراگرها به صورت برشی بوده و برای فعال کردن آنها نیاز به تغییر مکان نسبی می‌باشد. به همین جهت، نصب آن‌ها در محل‌هایی با تغییر مکان نسبی کافی امکان پذیر است. یکی از مناسب‌ترین محل‌ها برای نصب میراگرهای ویسکو الاستیک بادبندها بوده که تغییر مکان نسبی طبقات، خود موجب فعال کردن آن‌ها می‌شود. نتایج حاصل از آزمایش‌ها نمایانگر هم‌خوانی رفتار میراگرهای ویسکو الاستیک با مدل میرایی لزج است، به همین علت رفتار این میراگرها با استفاده از میرایی معادل برای سختی مجموعه (سازه و میراگر) بیان می‌شود [۵].

۲-۲-۴. میراگرهای اصطکاکی^۱

این میراگرها بر اساس مکانیزم اصطحکاک بین اجسام صلب نسبت به یکدیگر عمل می‌کنند. در حقیقت اصطحکاک یک مکانیزم عالی اتلاف انرژی به صورت گسترده و موفقیت آمیزی در ترمزهای خودرو برای اتلاف انرژی جنبشی به کار می‌روند. وسایل اصطکاکی کارایی بسیار خوبی دارند و پاسخ آنها از دامنه فرکانس و تعداد سیکل‌های بارگذاری مستقل است. در تمام میراگرهای اصطکاکی یک قسمت به صورت ثابت قرار دارد و قسمت دیگر به صورت دینامیکی روی آن می‌لغزد. لغزش روی سطح مشخصی از نیرو اتفاق افتاده و بر اساس قانون اصطحکاک کولمب حرکت می‌کند. به این صورت تا مقدار معینی از نیرو هیچ حرکتی روی نمی‌دهد. اما بعد از این سطح، حرکت و لغزش شروع می‌شود. ترکیب بندی و نحوه‌ی قرار گرفتن این سطوح لغزش موجب ایجاد میراگرهای اصطحکاکی مختلف می‌شود که می‌توان به سیستم‌های میراگر اتصالات اصطحکاکی، میراگر اصطکاکی بادبندی، سیستم میراگر اصطکاکی سومیتو و میراگر اصطکاکی دورانی اشاره کرد.

^۱ Friction Damper

میراگرهای اصطکاکی برای مدل‌سازی نسبتاً ساده هستند. آن‌ها می‌توانند مانند فنر با سختی داخلی و نیروی تسلیمی مدل شوند. مدل‌ها معمولاً از منحنی‌های کاملاً الاستو پلاستیک بهره می‌برند. اصطحکاک منبع انرژی ارزان‌تری نسبت به سایر منابع است و این ساخت میراگرهای اصطکاکی را ارزان‌تر می‌سازد. اما از طرف دیگر میراگرهای اصطکاکی اغلب در معرض هوا هستند و ممکن است زنگ بزنند یا خیس شوند و خواص لغزشی آنها تغییر کند. همچنین به حرارت محیط نیز باید توجه شود. مهم‌ترین ویژگی میراگرهای اصطکاکی این است که می‌توانیم توسط آن‌ها انواع دیگر میراگر را شبیه‌سازی و مدل کنیم.



شکل ۲-۲- نمونه‌ای از میراگر اصطکاکی استفاده شده در سازه

۲-۲-۵. میراگرهای مایع لزج (ویسکوز)^۱

میراگرهای ویسکوز اولین بار در قرن ۱۹ برای خنثی‌سازی اثرات ضربه توپ‌ها در کشتی استفاده شدند. در اواخر دهه ۱۹۸۰ جهت استفاده این نوع میراگرها در صنعت ساختمان، آزمایش‌هایی در مرکز ملی مهندسی زلزله در دانشگاهی در نیویورک بر روی آن‌ها انجام شد [۸،۹]. یک میراگر ویسکوز تشکیل شده از یک پیستون که روزنه‌هایی در قسمت انتهایی دارد و با حرکت رفت و برگشت در داخل سیلندر، سیال لزج وارد روزنه‌ها شده و تولید نیرو می‌کند. نیروی تولید شده به اندازه و شکل روزنه‌ها و همچنین

^۱ Viscous fluid damper

سرعت حرکت وابسته می‌باشد. یک سیال لزج میرا ضمن تعدیل انرژی، از طریق هُل دادن سیال به درون منافذ، یک فشار مستهلک کننده ایجاد می‌کند که باعث تولید نیرو می‌شود. چند مزیت مهم برای استفاده از میراگرهای ویسکوز وجود دارد و این نیرو به طور ذاتی غیر هم فاز با ماکزیمم پاسخ سازه در طی رویداد لرزه‌ای است. میراگر ویسکوز یک وسیله بسته است و این باعث کاهش تأثیر شرایط جوی در کارکرد درست میراگر می‌شود. همچنین عملکرد میراگر ویسکوز تقریباً مستقل از حرارات است. از طرفی، مدل سازی میراگرهای ویسکوز پیچیده می‌باشد. یک نقص این نوع میراگر آن است که به علت فشردگی کم سیال ویسکوز، تنها با وارد شدن ضربه‌ای میراگر ویسکوز شروع به کار می‌کند.

اولین استفاده از میراگرهای ویسکوز در سال ۱۹۹۴ در مقاوم سازی لرزه‌ای مرکز پخش دارویی در کالیفرنیا بود. میراگرهای ویسکوز اضافه شده، به سیستم کمک کرد تا تغییر مکان‌ها زیر ۵۵ سانتی متر بماند و پریود سازه را از ۳ ثانیه بیشتر شود [۸،۹].



شکل ۲-۳- نمونه‌ای از میراگر ویسکوز استفاده شده در بادبندهای ساختمان

۲-۲-۶. جداساز پایه^۱

جداسازی لرزه‌ای عبارت است از جدا کردن کل یا بخشی از سازه از زمین یا قسمت‌های دیگر سازه به منظور کاهش لرزه‌ای آن بخش در زمان وقوع زمین لرزه. پریود طبیعی ارتعاش سازه با نصب جدا کننده‌ها افزایش یافته و انرژی کمتری به سازه فوقانی وارد شده و در نتیجه، سهم اندکی از نیروی زلزله به سازه منتقل می‌شود و خرابی متحمل در کل سازه به جذب و تمرکز خرابی موضعی در جدا کننده‌ها تبدیل می‌شود. خسارات سازه‌ای و غیر سازه‌ای به مقدار محسوس کاهش می‌یابد. از مشکلات معماری در طراحی ساختمان‌ها کاسته می‌شود. از معایب آن می‌توان به پیچیده بودن آنالیز و طراحی، ایجاد ممانعت‌های ثانویه در بالا و پایین جداسازها اشاره نمود. همچنین تغییر مکان‌های زیاد جدا کننده‌های سازه از تکیه‌گاه و نیز بلندشدگی سازه در ساختمان‌های بلند مرتبه باعث ایجاد گشتاورهای واژگونی قابل توجهی می‌گردد که کاربرد این گونه سیستم‌های غیرفعال را به سازه‌های کوتاه محدود می‌سازد.



شکل ۲-۴- نمونه‌ای از سیستم جدا ساز پایه

^۱ Base Isolation

۲-۲-۷. میراگر مایع تنظیم شونده^۱

در این روش برای کنترل ارتعاشات از نوسانات و تلاطم آب در یک مخزن استفاده می‌شود. با توجه به حالت سختی و رفتار مایع سیالات، اگر یک ظرف بزرگ محتوی یک سیال را روی سازه قرار دهیم، با ارتعاش سازه مقدار زیادی انرژی توسط رفتار لخت سیال و نیروهای هیدرو دینامیکی ناشی از آن تلف می‌شود. میراگرهای مایع تنظیم شونده برای اولین بار در اوایل قرن بیستم [۸] برای کنترل ارتعاشات ناشی از امواج دریا در کشتی‌های اقیانوس پیما استفاده شد و سپس، در نیمه دوم قرن بیستم برای کنترل نوسانات و جنبش‌های آزاد با دوره تناوب بالا در ماهواره‌ها به کار رفت. از اواسط دهه‌ی ۱۹۸۰ میراگر مایع تنظیم شونده برای کنترل ارتعاشات سازه‌های عمرانی به کار گرفته شد [۸]. نحوه‌ی کار میراگر بدین ترتیب است که تعدادی مخزن در قسمت بالای سازه نصب می‌شود و تلاطم مایع درون این مخازن انرژی ارتعاشی وارد به سازه را در هنگام زلزله یا باد مستهلک می‌کند. تلاطم مایع موجب ایجاد تفاوت در رقوم سطح آزاد مایع در جداره‌های مخزن شده و اختلاف فشار ناشی از تفاوت رقوم سطح آزاد مایع در جداره‌های انتهایی به صورت یک نیروی برشی در کف مخزن ظاهر می‌شود. نیروی کنترلی که در این روش برای کاهش ارتعاشات سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد، از فشار دینامیکی که بر روی سطح جداره‌های انتهایی ظرف اثر می‌کند، تولید می‌شود. در این سیستم‌ها برای طراحی بهینه، مشخصات میراگر نظیر ابعاد ظرف و عمق آب درون آن باید به گونه‌ای تنظیم شوند که فرکانس تلاطم مایع درون میراگر با فرکانس ارتعاش سازه هماهنگ شود.

۲-۲-۸. میراگر جرمی تنظیم شونده

در بخش قبل به تنوع سیستم‌های کنترل غیرفعال اشاره شد. یکی از مؤثرترین و کاربردی‌ترین این وسایل میراگر جرمی تنظیم شونده می‌باشد. ساده‌ترین شکل میراگر جرمی تنظیم شونده، سیستمی

^۱ Tuned Liquid Dapmer

شامل جرم، فنر و میراگر ویسکوز است که به سازه اصلی مهار می‌گردد. در حالت ایده‌آل این سیستم با ۹۰ درجه اختلاف فاز نسبت به نوسانات سازه اصلی ارتعاش نموده و موجب افزایش میرایی سازه و در نتیجه کاهش پاسخ‌های آن می‌گردد. عملکرد آن اساساً بر مبنای استهلاک انرژی ارتعاش سازه به صورت حرکت نوسانی یکی از موده‌های غالب سازه‌ای (معمولاً مود اول) تنظیم می‌گردد. بنابراین زمانی که این فرکانس تحریک می‌شود، حرکت TMD در فازی خارج از حرکت سازه تشدید می‌شود و انرژی از طریق نیروی اینرسی که میراگر به سازه وارد می‌کند، مستهلک می‌شود. اساس کار این وسایل ایجاد اینرسی ثانویه در سازه می‌باشد. میراگرهای جرمی تنظیم شونده به دلیل عدم نیاز به تعمیر و نگهداری ویژه و عدم نیاز به منبع انرژی خارجی و قابلیت بهره برداری دائمی، کاربرد وسیعی در کاهش پاسخ دینامیکی سازه در مقابل باد و زلزله، سکوه‌های دریایی در مقابل موج و باد، کاهش دامنه ارتعاشات پل‌های راه آهن تحت بارهای جانبی لوکوموتیو دارند. TMD عموماً در طبقه بام نصب می‌گردد تا با اثر گذاری روی مود اول لرزش سازه، سبب کاهش دامنه پاسخ‌ها گردد. TMD دامنه ارتعاشات وارد بر سازه را کاهش می‌دهد.

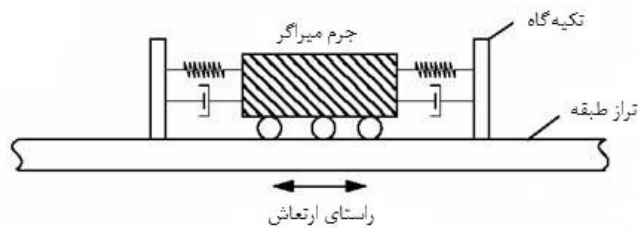
انواع میراگرهای جرمی تنظیم شونده عبارتند از:

- میراگر جرمی تنظیم شونده انتقالی
- میراگر جرمی تنظیم شونده پاندولی

۲-۲-۸-۱. میراگر جرمی تنظیم شونده انتقالی

در این نوع میراگر جرم بر روی بلبرینگ‌هایی که به مانند تکیه‌گاه‌های غلتکی عمل می‌کنند قرار می‌گیرد تا جرم اجازه جابجایی جانبی نسبت به طبقه را داشته باشد. فنرها و میراگرها بین جرم و تکیه‌گاه‌های ثابت عمودی قرار می‌گیرند که نیروی " فاز مخالف " میراگر را به تراز طبقه و در نتیجه به قاب سازه‌ای منتقل می‌کنند. همچنین میراگرهای جابجایی دو جهته از فنرها و میراگرهایی که به صورت

عمود بر دو جهت قرار می‌گیرند تشکیل می‌شوند و امکان کنترل حرکت سازه در دو جهت را تأمین می‌کند. برج بندر چیا اولین برج در ژاپن می‌باشد که به این میراگر مجهز گردید و هدف از نصب، افزایش میرائی مود اول بود. این میراگرهای جرمی اولیه دارای معایبی چون مکانیسم‌های پیچیده برای غلتک و اجزای میراگر، جرم زیاد، نیاز به فضای اشغال زیاد و هزینه زیاد بودند.

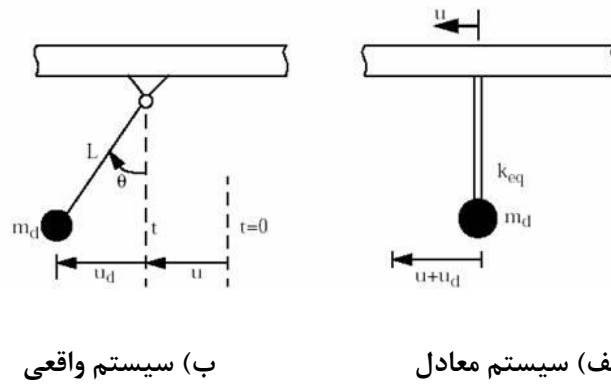


شکل ۲-۵- طرح شماتیک یک میراگر جرمی تنظیم شونده انتقالی

۲-۲-۸-۲. میراگر جرمی تنظیم شونده پاندولی

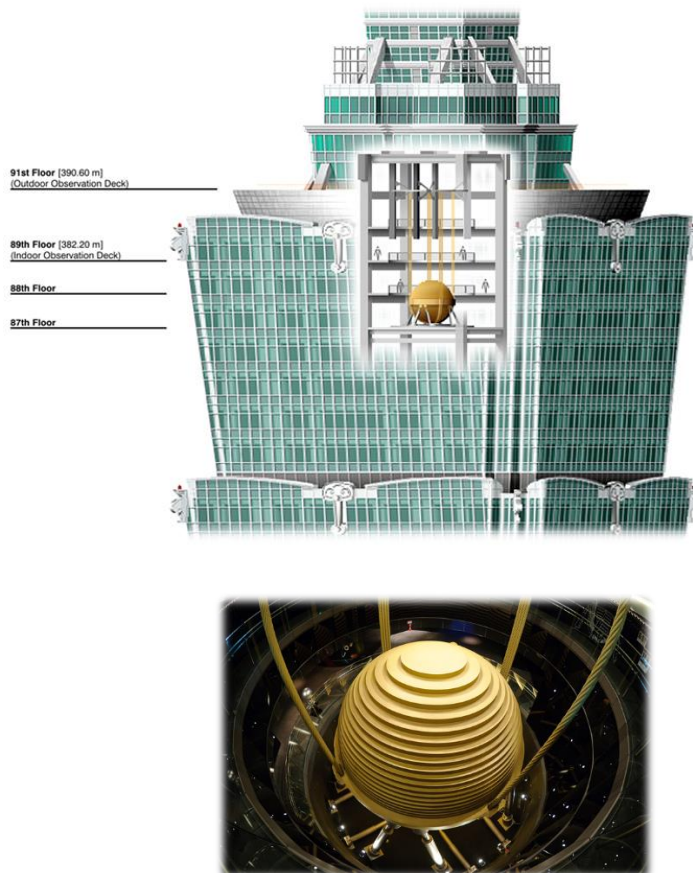
مسائل و مشکلات در ارتباط با غلتک‌ها به کمک تقویت کننده‌های کابلی جرم که به سیستم اجازه رفتار شبیه یک پاندول را می‌دهند، قابل حل است. شکل (۲-۲) یک پاندول ساده را که به سقف آویزان شده است را نشان می‌دهد. حرکت طبقه، پاندول را تحریک می‌کند. جابجایی نسبی پاندول یک نیروی افقی در جهت خلاف حرکت طبقه ایجاد می‌نماید. این مدل را می‌توان با استفاده از سیستم یک درجه آزادی معادل نشان داد.

در عمل این نوع میراگر دارای محدودیت‌هایی هستند. چون پریود بستگی به طول پاندول دارد و این طول ممکن است از ارتفاع طبقه بیشتر باشد. برای نمونه، طول مورد نیاز برای پریود ۵ ثانیه ۶,۲ متر است. در حالی که ارتفاع طبقه معمولاً بین ۴ الی ۵ متر می‌باشد. برای حل این مشکل از اتصال صلب داخلی استفاده می‌نمایند، اتصال صلب داخلی، حرکت تکیه‌گاه را برای پاندول بزرگ می‌کند.



شکل ۲-۶- طرح شماتیک یک میراگر جرمی تنظیم شونده پاندولی

در شکل (۲-۷) برج تایپه ۱۰۱ نشان داده شده است. ارتفاع سازه ۵۰۸ متر می‌باشد و از میراگر جرمی به وزن ۶۶۰ تن در بین طبقات ۸۷ الی ۹۲ استفاده شده است.



شکل ۲-۷- برج تایپه ۱۰۱ و میراگر جرمی آن

۲-۲-۸-۳. مزایای سیستم TMD

این سیستم را می‌توان به هر نقطه از سازه متصل کرد ولی چون اغلب با فرکانس مود اول تنظیم می‌شود، عموماً در طبقه بام نصب می‌گردد تا با اثر گذاری روی مود اول ارتعاش سازه سبب کاهش دامنه پاسخها گردد.

از نظر عملی مزایای زیر را برای سیستم TMD می‌توان در نظر گرفت [۱۰].

- سهولت در ساخت و نصب و نگهداری
- در مقاوم‌سازی ساختمان‌های ساخته شده با انتخاب پارامترهای صحیح می‌توان از آن استفاده کرد.
- به فرایندهای طراحی اساساً متفاوت نیاز ندارند.
- به منبع خارجی برای اعمال نیرو نیاز ندارند.
- از نظر اقتصادی مقرون به صرفه است.
- در سیستم باربری افقی و عمودی ساختمان تداخل ایجاد نمی‌کند.
- سیستم TMD را می‌توان با سیستم‌های کنترلی دیگر ترکیب نمود یا به عنوان پشتیبان سیستم‌های فعال در نظر گرفت.

۲-۲-۸-۴. تاریخچه مختصر از میراگرهای جرمی

سر آغاز طرح میراگرهای جرمی تنظیم شونده بر پایه مطالعاتی است که بر روی ضربه گیرهای ارتعاشات دینامیکی فراهم^۱ به منظور کاهش حرکت سالن کشتی انجام شد و نتایج آن در سال ۱۹۰۹ منتشر گردید [۱۱]. بعدها تئوری TMD بوسیله آرموندروید^۲ و دِن هارتوگ^۳ در مقاله‌ای در سال ۱۹۲۸

^۱ Frahm

^۲ Ormondroyd

^۳ Den Hartog

ارائه گردید [۱۲]. دین هارتوگ در کتاب خود با عنوان "ارتعاشات دینامیکی" که در سال ۱۹۵۶ منتشر شد تئوری مدون ضربه‌گیرها را در حالتیکه سازه اصلی بدون میرایی باشد در قالب معادلات تحلیلی ریاضی عرضه نمود [۱۳]. بیشاپ^۱ و ولبورن^۲ مسأله ضربه‌گیرهای ارتعاشی را با در نظر گرفتن وجود میرایی در سازه اصلی مورد بحث قرار دادند [۱۴]. در سال ۱۹۶۷ فالکن^۳ با پیروی از کارهای بیشاپ به طرح مسئله بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی پرداخت [۱۵].

بسیاری از محققین در زمینه عملکرد سیستم TMD در زمان زلزله مطالعه نمودند. گوپتا^۴ و چاندرسکاران^۵ تأثیر چندین سیستم TMD با خصوصیات الاستیک-پلاستیک را بر روی سازه‌ای یک درجه آزادی تحت تحریکات زلزله‌های تفت و گرن‌کانتی^۶ بررسی کردند. مطالعات آن‌ها نشان داد که تأثیر این سیستم در کاهش پاسخ سازه به تحریکات لرزه‌ای به خوبی عملکرد آن برای بارهای سینوسی نیست [۱۶]. کراندال^۷ و مارک^۸ از تئوری ارتعاشات تصادفی برای تحلیل سازه‌ها یک درجه آزادی که تحت ارتعاشات پایه‌ای نویز سفید قرار داشت، استفاده کردند. نتایج نشان داد که TMD به طور مؤثری ارتعاشات سازه را کاهش می‌دهد [۱۷].

ورشینگ^۹ و یائو^{۱۰} در سال ۱۹۷۳ تحلیل موفق آمیزی در رابطه با سیستم TMD برای بارگذاری لرزه‌ای ارائه کردند. آن‌ها پاسخ مود اول، دو ساختمان ۵ و ۱۰ طبقه با نسبت میرایی ۰.۲٪ را تحت تحریکات یک شتاب نگاشت غیر ایستا بدست آوردند. آن‌ها جرم سیستم TMD را برابر نصف جرم عادی یک طبقه و نسبت تنظیم فرکانس‌ها را برابر یک در نظر گرفتند. در طول تحقیق در نسبت میرایی ۰.۲٪، کاهش قابل ملاحظه‌ای در پاسخ‌ها بدست آوردند [۱۸].

¹ Bishop

² Welbourn

³ Falcon

⁴ Gupta

⁵ Chandrasekaran

⁶ Crane Katie

⁷ Crandall

⁸ Mark

⁹ Wirsching

¹⁰ Yao

اگرچه تا دهه هفتاد سیستم TMD در برابر نیروهای باد کار آمد فرض شده بود و به نظر می‌رسید در برابر تحریک‌های لرزه‌ای جواب خوبی را ارائه ندهد، ولی پس از آن در بعضی کاوش‌ها سیستم میراگر و جرم تنظیم شونده به عنوان یک کنترل کننده خوب جهت کاهش پاسخ سازه‌ها در برابر تحریک زلزله معرفی شد [۱۹]. ورشینگ و کمبل^۱ با استفاده از یک روش بهینه‌سازی، پارامترهای سیستم TMD را برای ساختمان‌های ۱، ۵ و ۱۰ طبقه تحت شتاب پایه‌ای نویز سفید تعیین کردند. آن‌ها مشاهده کردند که حتی TMDهایی با جرم کوچک، کاملاً در کاهش پاسخ‌های سازه‌ای مؤثر هستند [۲۰]. از جهت دیگر محققین از جمله کی‌نیا^۲ [۲۱] و گوپتا [۱۶] با بررسی‌های خود نشان دادند استفاده از TMD در کاهش پاسخ سازه تحت اثر نیروی زلزله کارایی لازم را ندارند.

پس از آن ویلاورد^۳ دلایلی را برای تفاوت این تحقیقات که نشان دهنده‌ی عدم کارایی سیستم TMD در زلزله بود را پیشنهاد کرد. مشاهده کرد دلیل عدم کارایی TMD در بعضی تحقیقات، بهینه نکردن درست پارامترهای TMD بوده است. ویلاورد پیشنهاد کرد که فرکانس میراگر باید در نزدیک فرکانس مود اصلی سازه تنظیم شود [۲۲].

لاف^۴ [۲۳]، آیورینده^۵ و واربرتون^۶ [۲۴] و راندال^۷ و همکارانش [۲۵] چارت‌های طراحی را جهت بهینه‌سازی پارامترهای سیستم TMD برای نسبت‌های جرمی مشخص و میرایی سیستم مختلف اولیه مرتب کرده و سازمان دادند. واربرتون از روش‌های دیگری جهت حل مسأله کنترل تحریکات و بدست آوردن پاسخ‌ها استفاده کرد. موارد کاربرد این روش‌ها موجب شد که بتوان از این فرمول‌ها برای مسائل چند درجه آزادی نیز استفاده کرد [۲۶].

¹ Campbell

² Kaynia

³ Vilaverde

⁴ Luft

⁵ Ayorinde

⁶ Warburton

⁷ Randall

سادک^۱ و همکارانش توانستند یک مدل یک درجه آزادی دارای TMD از مدلی که ویلاورد و همکارانش ارائه کرده بودند، تهیه کنند. آن‌ها یافتند که معمولاً نسبت میرایی TMD (بجزء جرم‌های کوچک)، نزدیک نسبت میرایی سازه است. همچنین این تحقیقات مبنای بر پژوهش‌های بعدی در این زمینه شد و تأثیر کلیه اجزاء TMD بر روی مقادیر ویژه ماتریس سازه مورد بررسی قرار گرفت. آن‌ها با تحقیق بر روی مقادیر متفاوت جرم، میرایی و سختی TMD، مقادیر بهینه‌ای برای نسبت جرم TMD که با فرکانس مود اصلی سازه تنظیم شده بود بدست آوردند. پس از آن، توسط منحنی‌هایی که از این مقادیر بدست آمد، فرمول‌های ساده‌ای برای محاسبه پارامترهای جرم و میرایی بدست آوردند [۲۷].

بسیاری از محققان از جمله ویلاورد و کویاما^۲ [۲۸]، تسای^۳ و لین [۲۹] و ونگ^۴ و همکارانش [۳۰] کاربرد TMD را برای سازه‌هایی که در کمر بند زلزله قرار دارند بررسی کرده‌اند. رانا^۵ و سانگ^۶ روش ساده شده‌ای را برای سازه‌های چند درجه آزادی با استفاده از ارتعاشات هارمونیک پایدار و تحلیل تاریخیچه زمانی جهت طراحی پیشنهاد دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند که اثرات مخرب تنظیم نبودن پارامتر-های TMD با افزایش میرایی سازه و یا نسبت جرم، کاهش می‌یابد. همچنین پیشنهاد کردند که پارامترهای بهینه TMD باید از مطالعات عددی بدست آیند [۳۱].

لین^۷ بر پایه کمینه کردن دامنه نوسانات سازه یک درجه آزادی اصلی، طی یک سری فرآیندهای عددی، جداولی را جهت محاسبه پارامترهای TMD منتشر نمودند [۳۲]. به کمک این جداول می‌توان بر اساس نسبت جرم میراگر به جرم سازه اولیه و همچنین استهلاک سازه اصلی، مقادیر مطلوب مولفه-های جرم تنظیم شونده را تعیین نمود. با توجه به این که مشارکت مود نخست ارتعاشی در ساختمان‌های

¹ Sadek

² Koyama

³ Tsai

⁴ Wang

⁵ Rana

⁶ Soong

⁷ Lin

نمونه بیش از سایر مودها است. پارامترهای TMD بر اساس جرم مودی اول ساختمان‌ها و میرایی کلی سازه تعیین گردیده است.

زوو^۱ و نایفه^۲ [۳۳]، وردیرام^۳ و نایفه [۳۴] در تحقیقات خود، سختی و میرایی سیستم اتصالی چند درجه آزادی بین یک جسم صلب و سازه اولیه را جهت کنترل ۶ مود سازه بهینه کردند. پینکهو^۴ و همکارانش کارایی میراگر جرمی تنظیم شده در کاهش خسارات وارد بر ساختمان‌ها را مورد مطالعه قرار دادند. در این مطالعه کاهش خسارت به صورت معیاری برای ارزیابی TMD در سازه‌های دارای رفتار غیرخطی در نظر گرفته شد و یک سازه بتن مسلح ۲۰ طبقه به صورت یک سازه یک درجه آزاد غیرخطی مدل شده است. TMD به صورت ابزاری برای محافظت از سازه در مقابل خسارت ناشی از زلزله تا یک شتاب حداکثر زمین، معرفی شده است. نتیجه استفاده از میراگر جرمی تنظیم شده معادل با افزایش ۴۵٪ مقاومت تسلیم سازه برای بار هامونیک و افزایش ۲۰٪ برای زمین لرزه بوده است [۳۵].

وونگ^۵ و چی^۶ در سال ۲۰۰۴، TMD را به عنوان یک سیستم اتلاف انرژی زلزله در سازه‌ها بررسی کردند و تأثیر TMD را در کاهش پاسخ سازه‌ها، مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد که TMD در کاهش پاسخ انرژی زلزله در سازه‌هایی با دوره تناوب متوسط تا بلند بسیار مؤثرتر از سازه‌هایی با دوره تناوب کوتاه می‌باشد. همچنین نشان دادند که TMD در کاهش حداکثر انرژی جنبشی و انرژی کرنشی بسیار مؤثر هستند [۳۶].

¹ Zuo

² Nayfeh

³ Verdirame

⁴ Pinkaew

⁵ Wong

⁶ Chee

فصل سوم:

روش تشابه نیرویی

۳-۱. رفتار غیرخطی سازه

رفتار غیرخطی سازه‌ها همواره مورد توجه محققین علوم مهندسی بوده است. در بسیاری از موارد سازه دارای رفتار غیرخطی می‌باشد، مخصوصاً زمانی که سازه تحت تأثیر نیروهای بزرگ قرار می‌گیرد. این گونه رفتار سازه‌ها می‌تواند علل گوناگون داشته باشد که از مهمترین آن‌ها خواص مکانیکی و شرایط هندسی سازه‌هاست. خواص مکانیکی سازه‌ها که مستقیماً به مشخصات مصالح مورد استفاده در آن مربوط می‌شود که در نهایت به تغییر مکان‌های خمیری سازه‌ها منجر می‌گردد. در این پژوهش این گونه رفتار غیرخطی و یا غیرارتجاعی مورد بحث قرار نگرفته است. موضوع مورد بررسی، رفتار غیرخطی هندسی سازه‌ها است که از وجود نیروی محوری اعضای سیستم ناشی شده است و به مقوله پایداری سازه‌ها مرتبط می‌گردد.

۳-۲. مقدمه‌ی بر روش تشابه نیرویی

روش تشابه نیرویی^۱ (FAM) ابزاری جهت تحلیل مسائل غیرخطی سازه‌ای (غیرخطی مصالح و هندسی) است. این رویکرد به جای تغییر در ماتریس سختی که ناشی از اثرات غیرخطی می‌باشد، تغییرات را در بردار جابجایی و به تبع آن در بردار نیروها اعمال می‌کند. مفهوم اصلی FAM برای اولین بار توسط لین^۲ [۳۷] ارائه گردید که پیشنهاد روش، در واقع از تنش و کرنش در مکانیک محیط‌های پیوسته با رفتار غیرارتجاعی استفاده شده که توسط کرنش پلاستیک تعریف شده است.

مرجع کلی این تحقیقات به همراه یک متن آموزشی مناسب در کتابی با عنوان "تئوری آنالیز غیرخطی سازه با روش تشابه نیرویی" توسط لی^۳ و ونگ^۴ گرد آمده است [۳۸].

¹ Force Analogy Method

² Lin

³ Li

⁴ Wong

متأسفانه این روش تا مدت‌ها مورد اقبال زیادی قرار نگرفت چرا که توسعه‌ی آن تقریباً با تمرکز سایر محققین بر روی مطالعه‌ی تغییر شکل مواد جامد با استفاده از روش‌های شبیه‌سازی عددی همانند روش المان محدود با رفتار غیرارتجاعی برای مشخص کردن سختی مواجه شد. اگرچه روش المان محدود یک ابزار قدرتمند و گسترده است، روش گام به گام انتگرال عددی برای طراحی، چه در سال‌های ۱۹۸۰ و حال حاضر، عملی وقت‌گیر، پیچیده و پرهزینه است.

با توجه به این مطلب که روش المان محدود غیرخطی یک فرایند زمان‌بر است، بسیاری از مهندسان سازه بدنبال یافتن یک رویکرد تحلیل دینامیکی ساده برای تجزیه و تحلیل سیستم‌های غیرخطی چند درجه آزادی^۱ (MDOF) به منظور طراحی هستند.

یک روش ساده، بیان کردن سیستم غیرخطی به عنوان یک سیستم الاستیک است که در آن می‌توان پاسخ سازه را بوسیله تجزیه و تحلیل طیف پاسخ با استفاده مناسب و کارآمد از روش جمع آثار قوا تخمین زد. نیومارک^۲ روشی شناخته شده و خوب برای گسترش تحلیل طیف پاسخ الاستیک به منظور طراحی مهندسی سیستم‌های غیرخطی از طریق استفاده از طیف پاسخ غیرارتجاعی است. با این حال برای سیستم‌های یک درجه آزادی روشی مؤثر است، اما برای تجزیه و تحلیل سیستم‌های چند درجه آزادی غیرخطی ناشی از تغییرات ماتریسی، سخت و ناکافی است [۳۹].

تغییرات ماتریس سختی در معادلات حرکت برای سیستم چند درجه آزادی غیرخطی یک اشکال است که اثر غیرخطی در هر مد همواره وجود دارد. بنابراین، جهت بسط جمع آثار قوا در تحلیل الاستیک به تجزیه و تحلیل غیرارتجاعی، تلاش قابل توجهی صرف خواهد شد. یک تلاش مشابه با روش FAM، آن است که ترم نیروی بازگرداننده در سیستم‌های چند درجه آزادی غیرخطی، توسط مجموع نیروهای بازگرداننده‌ی الاستیک و نیروهای خارجی اضافی بیان شوند که این موضوع توسط ویلاورد^۳ ارائه شده

¹ Multi Degree of Freedom

² Newmark

³ Villaverde

است [۴۰، ۴۱]. پس از حرکت ترم اضافی نیروهای خارجی به سمت راست معادله حرکت، سمت چپ معادله را می‌توان به عنوان یک سیستم خطی معادل تفسیر نمود.

وَنگ و یانگ^۱ به طور رسمی اولین کاربرد روش FAM برای سازه‌های عمرانی که در فضای نیرو-تغییر شکل برای تحلیل دینامیکی غیرارتجاعی فرمول بندی شده بود منتشر کردند. مفهوم اساسی FAM آن است که هر تغییر شکل غیرارتجاعی در سازه به صورت یک درجه آزادی فرمول بندی می‌شود به طوری که ماتریس سختی اولیه فقط یکبار در ابتدا محاسبه می‌شود و می‌تواند در طول تجزیه و تحلیل غیرارتجاعی استفاده شود [۴۲].

ادغام روش FAM با فرمول بندی فضای حالت برای تجزیه و تحلیل دینامیکی یک الگوریتم دقیق، کارآمد و پایدار فراهم می‌کند که می‌توان برای تجزیه و تحلیل سازه با خواص متفاوت مصالح نه فقط با رفتار الاستو-پلاستیک بلکه برای هر دو خواص سخت‌شدگی و نرم‌شدگی استفاده کرد. علاوه بر این، ترم نیروی خارجی به عنوان تشابه نیروی خارجی تفسیر می‌شود که باعث تغییر شکل غیرارتجاعی در مکان‌های خاص می‌شود.

روش FAM دارای دو ویژگی برجسته کارایی محاسبات و پایداری است که نسبت به سایر روش‌ها برای کاربردهای تجزیه و تحلیل دینامیکی و کنترل ارتعاشات سازه‌ای برتری دارد [۳۸].

۳-۳. فرمول بندی

سازه‌ای با n درجه آزادی را در نظر بگیرید. جابجایی آن را می‌توان به صورت بردارهای زیر تعریف

نماییم:

^۱ Yang

$$x(t) = x'(t) + x''(t) = \begin{Bmatrix} x'(t)_1 \\ x'(t)_2 \\ \vdots \\ x'(t)_n \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x''(t)_1 \\ x''(t)_2 \\ \vdots \\ x''(t)_n \end{Bmatrix} \quad (۱-۳)$$

$x(t)$ معرف بردار جابجایی کل سازه، $x'(t)$ بردار جابجایی الاستیک و $x''(t)$ بردار جابجایی غیر الاستیک است. در قاب خمشی، لنگرهای انتهایی دو سر عضو معمولاً نقاط بحرانی را برای تسلیم شدن در این نقاط سبب می‌شوند. نقاط تسلیم نشان دهنده محل‌های تشکیل مفاصل پلاستیک هستند. مجموع لنگرهای موجود بصورت زیر بیان می‌شود.

$$m(t) = m'(t) + m''(t) = \begin{Bmatrix} m'(t)_1 \\ m'(t)_2 \\ \vdots \\ m'(t)_q \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} m''(t)_1 \\ m''(t)_2 \\ \vdots \\ m''(t)_q \end{Bmatrix} \quad (۲-۳)$$

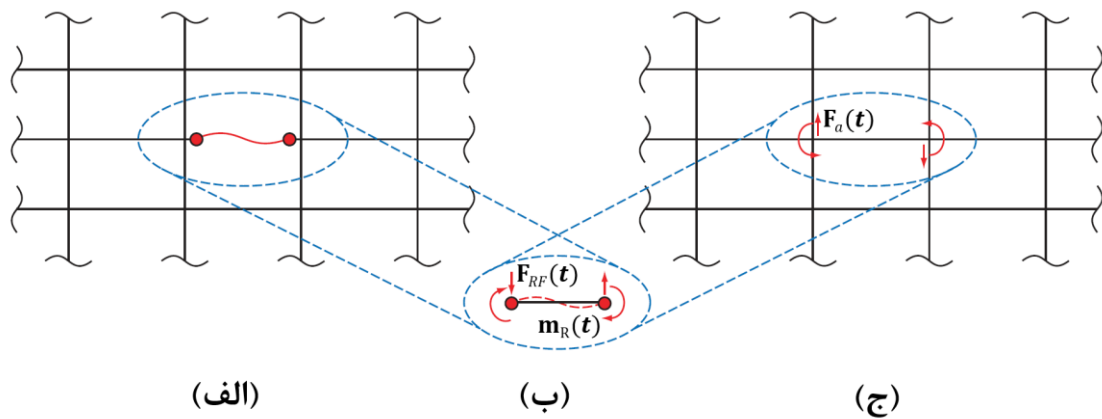
$m'(t)$ معرف بردار لنگر الاستیک ناشی از جابجایی الاستیک، $m''(t)$ نشان دهنده‌ی بردار لنگر غیرارتجاعی (لنگر پسماند) ناشی از جابجایی غیرارتجاعی $x''(t)$ است. q نشان دهنده تعداد محل‌های تشکیل مفاصل پلاستیک می‌باشد.

زمانی که دوران (چرخش) پلاستیک در مکان‌های مفاصل پلاستیک در سازه اتفاق می‌افتد، مجموعه‌ی از نیروهای فرضی در سازه جایگزین آن دوران‌های پلاستیک می‌شود. بردار دوران پلاستیک را به‌صورت زیر بیان می‌کنیم:

$$\Theta''(t) = \begin{Bmatrix} \theta''(t)_1 \\ \theta''(t)_2 \\ \vdots \\ \theta''(t)_q \end{Bmatrix} \quad (۳-۳)$$

به عنوان مثال، عضو سازه نشان داده شده در شکل (۱-۳) قسمت (الف)، دارای دو مفصل پلاستیک می‌باشد. این وضعیت در سازه هرگز نمی‌تواند وجود داشته باشد، زیرا شرط سازگاری تغییر شکل‌ها را نقض می‌کند. بدون آنکه نیروی به عضو وارد شده باشد این عضو می‌بایست در حالت مستقیم بوده و

دوران‌های پلاستیک نداشته باشد. برای اطمینان از برقراری شرط سازگاری تغییر شکل‌ها، عضو را به همراه دوران‌های پلاستیک، از سازه جدا می‌کنیم. نیروهای بازگرداننده F_{RF} را به عضو اعمال می‌کنیم تا به حالت اولیه و مستقیم خود بازگردد. این نیروها در نقاط انتهایی عضو اعمال می‌شوند. این نیروها یک بردار $n \times 1$ متناسب با تعداد درجات آزادی سیستم می‌باشند.



شکل ۳-۱- روش تشابه نیرویی [۳۸]

$$F_{RF}(t) = \begin{Bmatrix} F_{RF1}(t) \\ F_{RF2}(t) \\ \vdots \\ F_{RFn}(t) \end{Bmatrix} = -K' \Theta''(t) \quad (4-3)$$

در حالی که K' ماتریس سختی، وابسته به دوران‌های پلاستیک موجود در محل‌های مفاصل

پلاستیک به همراه نیروهای اعمال شده به درجات آزادی است.

$$F_{RF(i)}(t) = \begin{Bmatrix} V_{RF1}^{(i)} \\ M_{RF1}^{(i)} \\ V_{RF2}^{(i)} \\ M_{RF2}^{(i)} \end{Bmatrix} = -K_i' \Theta''(t) \quad (5-3)$$

¹ Restoring Forces

اندیس‌های '1' و '2' نشان دهنده‌ی قسمت‌های ابتدایی و انتهایی عضو، $V^{(i)}$ معرف نیروهای برشی و $M^{(i)}$ معرف لنگرها در قسمت‌های ابتدایی و انتهایی عضو (i) هستند.

مطابق شکل (۱-۳) قسمت (ب)، علاوه بر نیروهای بازگرداننده F_{RF} که به درجات آزادی اعمال می‌شوند، دوران‌های پلاستیک θ'' سبب ایجاد لنگرهای پسماند m_R در محل تشکیل مفاصل پلاستیک می‌شوند. لنگرهای پسماند یک بردار $q \times 1$ است.

$$m_R(t) = \begin{Bmatrix} m_{R,1}(t) \\ m_{R,2}(t) \\ \vdots \\ m_{R,q}(t) \end{Bmatrix} = -K''\Theta''(t) \quad (۶-۳)$$

در حالی که K'' ماتریس سختی، وابسته به دوران‌های پلاستیک موجود در محل‌های مفاصل پلاستیک به همراه لنگرها در محل مفاصل پلاستیک است.

$$m_{R(i)}(t) = \begin{Bmatrix} m_{R,1}^{(i)} \\ m_{R,2}^{(i)} \end{Bmatrix} = -K_i''\Theta_i''(t) \quad (۷-۳)$$

ماتریس‌های سختی K ، K' و K'' با استفاده از تئوری پایداری محاسبه می‌شوند. در ادامه فصل، روش تئوری پایداری و نحو محاسبه آن‌ها بیان خواهد شد.

علامت منفی موجود در روابط (۴-۳) الی (۷-۳) به منظور آن است که نیروهای بازگرداننده باید دوران‌های پلاستیک مثبت را به حالت اولیه و صفر خود بازگردانند. نتیجه آن منفی بودن نیروهای بازگرداننده و لنگرهای پسماند است.

حال عضو را که بدون تغییر می‌باشد و با سازگاری تغییر شکل‌های سازه همخوانی دارد، به سازه بر می‌گردانیم. در واقع نیروهای بازگرداننده F_{RF} در شکل (۱-۳) قسمت (الف)، حضور ندارند. در این حالت نیروهای F_a را به مقدار برابر و عکس نیروی F_{RF} به عضو در سازه اعمال می‌کنیم تا نیروهای بازگرداننده اعمال شده به عضو را خنثی کنند (برقراری شرط تعادل).

$$F_a(t) = -F_{RF}(t) = K'\Theta''(t) \quad (۸-۳)$$

استفاده از نیروهای معادل $F_a(t)$ ، منجر به تغییر شکل دائمی در سازه می‌شود، دقیقاً همانند x'' .

$$F_a(t) = Kx''(t) \quad (۹-۳)$$

با در نظر گرفتن روابط (۸-۳) و (۹-۳) جابجایی غیرارتجاعی برابر است با:

$$x''(t) = K^{-1}K'\Theta''(t) \quad (۱۰-۳)$$

نیروهای معادل $F_a(t)$ ، سبب می‌شود که در سازه جابجایی غیرارتجاعی x'' ایجاد شود و لنگرهای

اضافی m_p در محل‌های مفاصل پلاستیک ایجاد شود. با توجه به علت بردار لنگر m_p ، مقدار آن

طبق رابطه زیر به جابجایی غیرارتجاعی وابسته است.

$$m_p(t) = K'^T x''(t) \quad (۱۱-۳)$$

با قرار دادن رابطه‌ی (۱۰-۳) در رابطه‌ی فوق داریم:

$$m_p(t) = K'^T K^{-1}K'\Theta''(t) \quad (۱۲-۳)$$

ماتریس K'^T ، ترانهاده‌ی ماتریس K' است که در رابطه (۴-۳) استفاده شده است.

$$\begin{Bmatrix} m_{p,1} \\ m_{p,2} \\ \vdots \\ m_{p,q} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k'_{11} & k'_{21} & \cdots & k'_{n1} \\ k'_{12} & k'_{22} & \cdots & k'_{n2} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k'_{1q} & k'_{2q} & \cdots & k'_{nq} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x''_1 \\ x''_2 \\ \vdots \\ x''_n \end{Bmatrix} \quad (۱۳-۳)$$

$$\begin{Bmatrix} F_{a,1} \\ F_{a,2} \\ \vdots \\ F_{a,n} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k'_{11} & k'_{12} & \cdots & k'_{1q} \\ k'_{21} & k'_{22} & \cdots & k'_{2q} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k'_{n1} & k'_{n2} & \cdots & k'_{nq} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta''_1 \\ \theta''_2 \\ \vdots \\ \theta''_n \end{Bmatrix} \quad (۱۴-۳)$$

نهایتاً لنگر غیرارتجاعی $m''(t)$ در محل مفاصل پلاستیک که در شکل (۱-۳) قسمت (الف)، نمایش

داده شده است، از طریق جمع لنگر پسماند $m_R(t)$ در محل مفاصل پلاستیک نمایش داده شده در

شکل (۱-۳) قسمت (ب) و لنگر اضافی $m_p(t)$ بوجود آمده در شکل (۱-۳) قسمت (ج)، بدست می‌آید.

$$m''(t) = m_R(t) + m_p(t) \quad (۱۵-۳)$$

با استفاده از روابط (۶-۳) و (۱۲-۳) داریم:

$$m''(t) = - (K'' - K'^T K^{-1} K') \Theta''(t) \quad (۱۶-۳)$$

رابطه (۱۶-۳) نشان دهنده‌ی بردار لنگر غیرارتجاعی ناشی از دوران‌های پلاستیک در سازه بدون اعمال نیروی خارجی است. به عنوان مثال اگر یک زمین‌لرزه سبب ایجاد دوران‌های پلاستیک در سازه شود، پس از فروکش کردن زمین‌لرزه، لنگرهای غیرارتجاعی به نمایندگی از نیروها در اعضا باقی می‌مانند. مشابه رابطه (۱۱-۳) که در آن لنگر $m_p(t)$ وابسته به جابجایی غیرارتجاعی $x''(t)$ است، لنگر الاستیک $m'(t)$ وابسته به جابجایی الاستیک $x'(t)$ است که به صورت زیر بیان می‌گردد.

$$m'(t) = K'^T x'(t) \quad (۱۷-۳)$$

اگر در رابطه فوق، با استفاده از رابطه (۱-۳) مقدار جایگزین بردار الاستیک را قرار دهیم، داریم:

$$m'(t) = K'^T x'(t) = K'^T [x(t) - x''(t)] \quad (۱۸-۳)$$

با قرار دادن رابطه (۱۰-۳) در رابطه (۱۸-۳)، مقدار لنگر الاستیک برابر است با:

$$m'(t) = K'^T [x(t) - K^{-1} K' \Theta''(t)] \quad (۱۹-۳)$$

مقدار کل لنگر، از جاگذاری روابط (۱۶-۳) و (۱۹-۳) در رابطه (۲-۳) به صورت زیر بدست می‌آید:

$$m(t) = m'(t) + m''(t) = K'^T x(t) - K'' \Theta''(t) \quad (۲۰-۳)$$

اعمال نیروی خارجی $F(t)$ به درجات آزادی، به جابجایی الاستیک و سختی سازه وابسته است.

$$F(t) = Kx'(t) \quad (۲۱-۳)$$

با استفاده از رابطه (۱-۳) و جاگذاری مقدار جابجایی غیرارتجاعی بدست آمده از رابطه (۱۰-۳) در رابطه

فوق داریم:

$$F(t) = K[x(t) - x''(t)] = K[x(t) - K^{-1}K'\Theta''(t)] \quad (22-3)$$

$$F(t) = Kx(t) - K'\Theta''(t)$$

با استفاده از دو معادله مهم بدست آمده در روابط (۲۰-۳) و (۲۲-۳)، معادله‌ی حاکم بر روش تشابه نیرویی برای سازه‌ی قاب خمشی بصورت زیر می‌باشد:

$$\begin{Bmatrix} F(t) \\ m(t) \end{Bmatrix}_{n+q} = \begin{bmatrix} K & K' \\ K'^T & K'' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x(t) \\ -\Theta''(t) \end{Bmatrix}_{n+q} \quad (23-3)$$

۳-۳-۱. تئوری پایداری

تئوری پایداری با استفاده از توابع پایداری^۱ برای سازه‌های الاستیک در ۱۹۶۰ توسعه داده شد [۴۳،۴۴]. اما برنامه‌های کاربردی به دلیل پیچیدگی در راه حل محدود شد. حتی با پیشرفت در تکنولوژی محاسبات، تنها یک نشر پژوهشی در ادبیات اخیر در مورد تجزیه و تحلیل سازه قاب با استفاده از توابع پایداری قابل دسترسی است. این روند مایه تأسف است، به خصوص زمانی که تأکید تعداد قابل توجهی از تحقیقات حرکت به سمت مدل‌سازی و تجزیه و تحلیل عملکرد سازه‌های نزدیک به فروریختگی است [۴۵].

برای سازه‌های با انحراف جانبی قابل توجه، غیرخطی هندسی بزرگی انتظار می‌رود. رفتار خطی و یا مرتبه دوم تقریبی از سختی هندسی، ممکن است قادر به در نظر گرفتن رفتاری نزدیک به فروریختگی در سازه ارائه دهد. بنابراین، توابع پایداری در اینجا در ترکیب با روش تشابه نیرویی، برای تجزیه و تحلیل با هر دو غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح مورد استفاده قرار می‌گیرد.

با تشخیص آن که تنها اعضای ستون تحت فشار محوری خواهند بود در حالی که اعضای تیر نیروی محوری ناچیز را به دلیل حضور دال تجربه خواهند کرد و بارگذاری ناشی از گرانش در طول اعضای

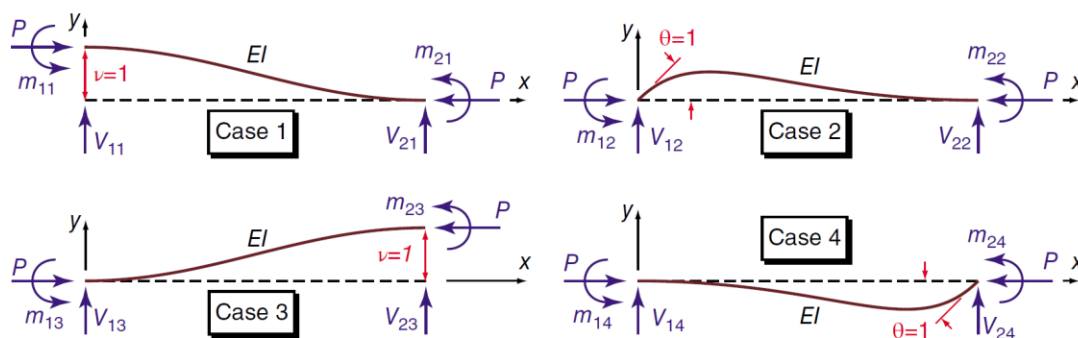
¹ Stability Functions

ستون می‌باشد، بنابراین در طی استخراج ماتریس سختی، از افت سختی ناشی از غیرخطی در اعضای تیر چشم پوشی خواهد شد.

برای استفاده از تئوری تیر کلاسیک با نیروی محوری فشاری، ستون‌ها ۹۰ درجه دوران خواهد کرد و در این قسمت از کلمه تیر به جای ستون استفاده می‌شود.

۳-۱-۱-۳-۱. ماتریس سختی $[K_i]$

بطور جداگانه چهار حالت تغییر شکل یافته، نشان داده شده در شکل (۲-۳) به منظور محاسبه‌ی ماتریس سختی در نظر گرفته شده است. در اینجا V_{li} ، m_{li} ، V_{2i} و m_{2i} معرف برش‌ها و لنگرها در دو سر تیر هستند. $i = 1, \dots, 4$ معرف چهار حالت برای الگوهای جابجایی واحد برای تغییر شکل تیر هستند.



شکل ۲-۳- الگوهای جابجایی و نیروهای انتهایی

با استفاده از تئوری کلاسیک تیر برنولی-اویلر^۱ «مقطع هر صفحه بعد از تغییر شکل صفحه باقی می‌ماند»، که در آن لنگر متناسب با انحناء است. معادله تعادل حاکم بر آن در تیر تغییر شکل یافته به صورت زیر توصیف می‌شود:

$$(EIv'')'' + Pv'' = 0 \quad (۲۴-۳)$$

^۱ Bernoulli_Euler

که در آن E مدول یانگ، I ممان اینرسی، v تغییر شکل جانبی و P نیروی فشاری محوری وارد بر عضو است. با فرض ثابت در نظر گرفتن EI در طول عضو، حل معادله دیفرانسیلی مرتبه چهار معمولی به صورت زیر است:

$$v = A \sin kx + B \cos kx + Cx + D \quad (25-3)$$

$$k = \sqrt{P/EI} \quad , \quad \lambda = kL \quad (26-3)$$

هرکدام از حالت‌ها، جداگانه با اعمال شرایط مرزیشان حل شده‌اند و ماتریس سختی $[K_i]$ به صورت زیر بدست آمده است:

$$K_i = \begin{bmatrix} s'EI/L^3 & \bar{s}EI/L^2 & -\bar{s}EI/L^3 & \bar{s}EI/L^2 \\ \bar{s}EI/L^2 & sEI/L & -\bar{s}EI/L^2 & scEI/L \\ -\bar{s}EI/L^3 & -\bar{s}EI/L^2 & s'EI/L^3 & -\bar{s}EI/L^2 \\ \bar{s}EI/L^2 & scEI/L & -\bar{s}EI/L^2 & sEI/L \end{bmatrix} \quad (27-3)$$

که در آن‌ها ضرایب پایداری استفاده شده برابر است با:

$$s = \frac{\lambda(\sin \lambda - \lambda \cos \lambda)}{2 - 2\cos \lambda - \lambda \sin \lambda} = 4 - \frac{2}{15}\lambda^2 + \dots \quad (28-3)$$

$$sc = \frac{\lambda(\lambda - \sin \lambda)}{2 - 2\cos \lambda - \lambda \sin \lambda} = 4 + \frac{1}{30}\lambda^2 + \dots \quad (29-3)$$

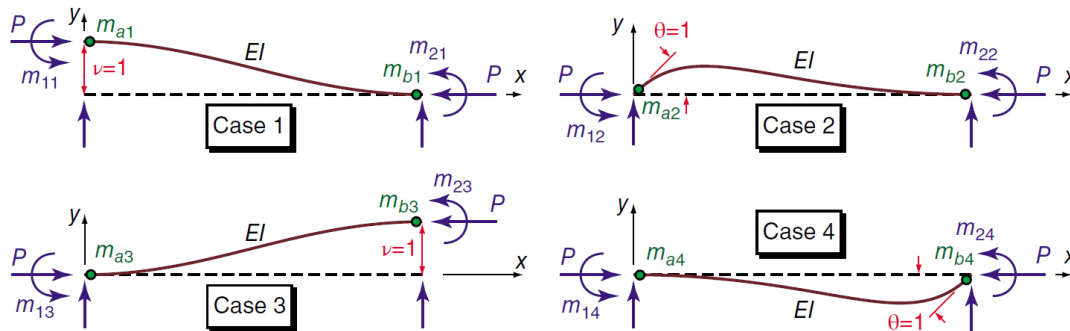
$$\bar{s} = \frac{\lambda^2(1 - \cos \lambda)}{2 - 2\cos \lambda - \lambda \sin \lambda} = 6 - \frac{1}{10}\lambda^2 + \dots \quad (30-3)$$

$$s' = \frac{\lambda^3 \sin \lambda}{2 - 2\cos \lambda - \lambda \sin \lambda} = 12 - \frac{6}{5}\lambda^2 + \dots \quad (31-3)$$

۳-۳-۱-۲. ماتریس سختی $[K_i']$

ماتریس سختی $[K_i']$ به دوران‌های پلاستیک در محل مفاصل پلاستیک با نیروهای بازگرداننده اعمال شده به درجات آزادی وابسته است. چهار حالت جایجایی واحد تیر، نشان داده شده در شکل (۳-۳)

را در نظر بگیرید. هر کدام از حالت‌ها، جداگانه با اعمال شرایط مرزیشان حل شده‌اند و ماتریس سختی $[K'_i]$ به صورت زیر بدست آمده است:



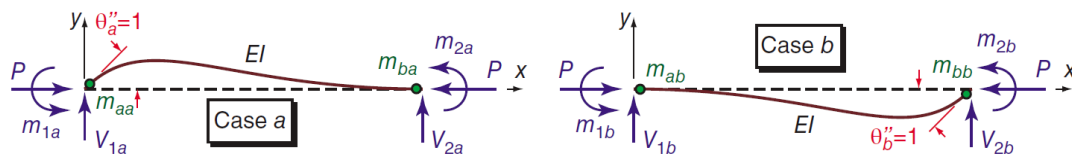
شکل ۳-۳- الگوهای جابجایی برای محاسبه لنگرها در مکان‌های مفاصل پلاستیک

$$K'_i = \begin{bmatrix} \overline{seI/L^2} & \overline{seI/L^2} \\ seI/L & scEI/L \\ -\overline{seI/L^2} & -\overline{seI/L^2} \\ scEI/L & seI/L \end{bmatrix} \quad (32-3)$$

۳-۱-۳-۳. ماتریس سختی $[K''_i]$

ماتریس سختی $[K''_i]$ به لنگرهای مفاصل پلاستیک، با یک واحد دوران پلاستیک مربوطه در مفاصل پلاستیک وابسته است. دو حالت دوران واحد تیر، نشان داده شده در شکل (۴-۳) را در نظر بگیرید. هر کدام از حالت‌ها، جداگانه با اعمال شرایط مرزیشان حل شده‌اند و ماتریس سختی $[K''_i]$ مطابق رابطه (۳۳-۳) بدست آمده است:

$$K''_i = \begin{bmatrix} seI/L & scEI/L \\ scEI/L & seI/L \end{bmatrix} \quad (33-3)$$



شکل ۳-۴- الگوهای جابجایی برای محاسبه لنگرهای ناشی از دوران پلاستیک واحد

۳-۴. روش تشابه نیرویی در تحلیل دینامیکی غیرخطی

زمانی که از روش FAM استفاده می‌کنیم، نیروی سختی از ضرب ماتریس سختی $K(t)$ در جابجایی الاستیک $x'(t)$ بدست می‌آید. معادله حرکت برای سیستم n درجه آزادی که تحت تحریک زمین‌لرزه قرار دارد به صورت زیر است.

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + K(t)x'(t) = -M\ddot{g}(t) - F_f(t) \quad (3-34)$$

M ماتریس جرم با ابعاد $n \times n$ ، C ماتریس میرایی با ابعاد $n \times n$ ، $\dot{x}(t)$ بردار سرعت به ابعاد $n \times 1$ ، $\ddot{x}(t)$ بردار شتاب به ابعاد $n \times 1$ و $\ddot{g}(t)$ بردار شتاب زمین‌لرزه به ابعاد $n \times 1$ متناظر با اثر زمین‌لرزه به هر درجه آزادی است.

$F_f(t)$ بردار نیروی اضافی متحمل شده به قاب سازه به ابعاد $n \times 1$ ، ناشی از غیرخطی هندسی

است. رابطه بین نیروی جانبی $F_f(t)$ و تغییر مکان جانبی برابر است با:

$$F_f(t) = K_f x(t) \quad (3-35)$$

$$K_f = \begin{bmatrix} -Q_1/h_1 - Q_2/h_2 & Q_2/h_2 & 0 & \dots & 0 \\ Q_2/h_2 & -Q_2/h_2 - Q_3/h_3 & \ddots & \ddots & \vdots \\ 0 & \ddots & \ddots & Q_{n-1}/h_{n-1} & 0 \\ \vdots & \ddots & Q_{n-1}/h_{n-1} & -Q_{n-1}/h_{n-1} - Q_{n-1}/h_{n-1} & Q_n/h_n \\ 0 & \dots & Q_n/h_n & Q_n/h_n & -Q_n/h_n \end{bmatrix} \quad (36-3)$$

K_f تابعی از بار گرانث وارد بر ستون‌ها (Q_i) و ارتفاع طبقات (h_i) است، در حالی که ماتریس K_f با توجه به رفتار غیرخطی هندسی بدست می‌آید.

ماتریس سختی $K(t)$ موجود در رابطه (34-3) می‌بایست هر دو اثر $P-\Delta$ بزرگ و $P-\delta$ کوچک را در خود لحاظ کند.

$$K(t) = K_0 + K_g(t) \quad (37-3)$$

K_0 سختی اولیه قاب که با استفاده از تئوری پایداری محاسبه می‌شود تا تأثیر حضور نیروی محوری وارده بر ستون طبقات را در بر داشته باشد. $K_g(t)$ تغییر در سختی ناشی از تغییر بار محوری اعضاء به علت بار دینامیکی است.

با جاگذاری روابط (1-3) و (37-3) در معادله حرکت (34-3)، داریم:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + K_0x(t) = -M\ddot{g}(t) - K_f x(t) - K_g(t)x(t) + K(t)x''(t) \quad (38-3)$$

K_e را تعریف می‌کنیم:

$$K_e = K_0 + K_f \quad (39-3)$$

با قرار دادن رابطه فوق در معادله حرکت (37-3)، داریم:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + K_e x(t) = -M\ddot{g}(t) - K_g(t)x(t) + K(t)x''(t) \quad (40-3)$$

نهایتاً با جایگذاری رابط (۳-۱۰) در رابطه‌ی (۳-۳۹)، معادله حرکت به صورت زیر بیان میگردد:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + K_e x(t) = -M\ddot{g}(t) - K_g(t)x(t) + K'(t)\Theta''(t) \quad (۳-۴۱)$$

که $K_g(t)x(t)$ معرف رفتار غیرخطی هندسی و $K'(t)\Theta''(t)$ معرف رفتار غیرخطی مصالح است.

۳-۵. معادلات حرکت دینامیکی

در معادله‌ی حرکت (۳-۴۱)، M ، C و K به ترتیب پارامترهای جرم، میرایی و سختی سازه هستند

که بصورت زیر تعریف می‌شوند:

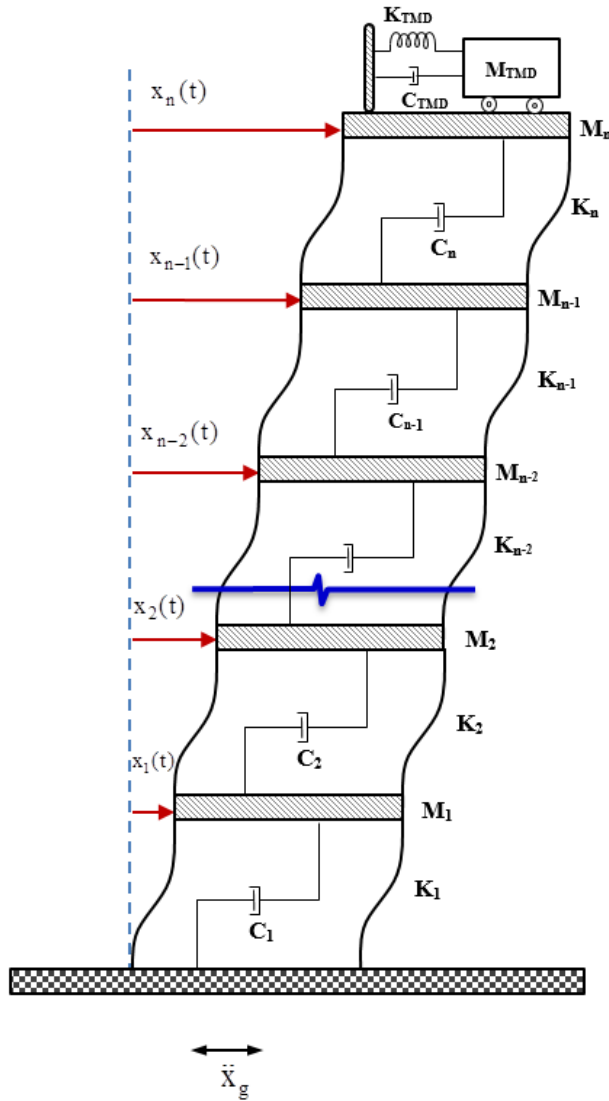
$$M = \text{diag}[M_1 \quad M_2 \quad \cdots \quad M_n \quad M_{\text{TMD}}] \quad (۳-۴۲)$$

$$C = \begin{bmatrix} (C_1 + C_2) & -C_2 & & & & & & & \\ -C_2 & (C_2 + C_3) & -C_3 & & & & & & \\ & & \cdot & \cdot & \cdot & & & & \\ & & & \cdot & \cdot & \cdot & & & \\ & & & & \cdot & \cdot & \cdot & & \\ & & & & & -C_n & (C_n + C_{\text{TMD}}) & -C_{\text{TMD}} & \\ & & & & & & -C_{\text{TMD}} & C_{\text{TMD}} & \end{bmatrix} \quad (۳-۴۳)$$

$$K_e = \begin{bmatrix} (K_1 + K_2) & -K_2 & & & & & & & \\ -K_2 & (K_2 + K_3) & -K_3 & & & & & & \\ & & \cdot & \cdot & \cdot & & & & \\ & & & \cdot & \cdot & \cdot & & & \\ & & & & \cdot & \cdot & \cdot & & \\ & & & & & -K_n & (K_n + K_{\text{TMD}}) & -K_{\text{TMD}} & \\ & & & & & & -K_{\text{TMD}} & K_{\text{TMD}} & \end{bmatrix} \quad (۳-۴۴)$$

$$\ddot{g}(t) = \text{ha}(t) = h \begin{Bmatrix} \ddot{g}_x(t) \\ \ddot{g}_y(t) \\ \ddot{g}_z(t) \end{Bmatrix} \quad (۳-۴۵)$$

جرم M_i ، C_i و K_i به ترتیب جرم، میرایی و سختی طبقه i ام است ($i = 1, 2, 3, \dots, n$). M_{TMD} جرم میراگر، C_{TMD} میرایی و K_{TMD} سختی میراگر جرمی تنظیم شونده است. ساختمان n طبقه‌ی کنترل شده با TMD، که بر روی بام نصب شده است در شکل (۵-۳) نشان داده شده است.



شکل ۵-۳ مدل سازه ساختمانی چند طبقه با TMD

۳-۶. فضای حالت

حل تحلیلی معادلات دیفرانسیل مرتبه بالا نسبت به معادلات دیفرانسیل مرتبه پایین بسیار مشکل و گاهی اوقات غیر ممکن است. از این رو، حل این نوع معادلات دیفرانسیل مرتبه بالا که در مسائل علمی بسیار وجود دارد، بسیار مهم است. یکی از روش‌های مدرن حل دستگاه‌های معادلات دیفرانسیل خطی مرتبه دو استفاده از روش فضای حالت است. معمولاً یک سیستم پیچیده می‌تواند چندین ورودی و چندین خروجی داشته باشد و این ورودی‌ها می‌توانند به نحو پیچیده اندرکنش داشته باشند. روش فضای حالت، معادلات دیفرانسیل مرتبه بالا را با استفاده از یک سری متغیرهای حالت به چندین معادله دیفرانسیل مرتبه پایین تبدیل می‌کند که حل تحلیلی آن‌ها بسیار ساده‌تر است. برای مثال روش فضای حالت یک معادله دیفرانسیل مرتبه دو را به دو معادله دیفرانسیل مرتبه یک که حل آن‌ها بسیار ساده‌تر و امکان پذیر است، تبدیل می‌کند.

معادلات بدست آمده را با استفاده از روش فضای حالت حل می‌کنیم.

$$z(t) = \begin{Bmatrix} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{Bmatrix} \quad (۴۶-۳)$$

$$\dot{z}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{\dot{x}}(t) \\ \ddot{x}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K_e & -M^{-1}C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1} \end{bmatrix} (-K_g(t)x(t) + K(t)x''(t)) \quad (۴۷-۳)$$

برای ساده سازی رابطه فوق، با معرفی روابط زیر داریم:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K_e & -M^{-1}C \end{bmatrix}, \quad H = \begin{bmatrix} 0 \\ -h \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ -M^{-1} \end{bmatrix} \quad (۴۸-۳)$$

$$f_g(t) = -K_g(t)x(t), \quad f_m(t) = K(t)x''(t) \quad (۴۹-۳)$$

که در آن A ماتریس انتقال، H ماتریس شتاب انتقالی زمین، B ماتریس انتقال غیرخطی هندسی، $f_g(t)$ بردار نیروی معادل ناشی از غیرخطی هندسی و $f_m(t)$ بردار نیروی معادل ناشی از غیرخطی مصالح است. که در نهایت، نتیجه می‌دهد:

$$\dot{z}(t) = Az(t) + Ha(t) + Bf_g(t) + Bf_m(t) \quad (۵۰-۳)$$

$$Y(t) = RZ(t) + QF(t) \quad (۵۱-۳)$$

I ماتریس واحد، $Y(t)$ بردار خروجی، R ماتریس خروجی سیستم و Q ماتریس انتقال مستقیم است. توجه داشته باشید که در معادله (۵۱-۳)، جابجایی، سرعت و شتاب را می‌توان به عنوان خروجی در نظر گرفت. در این پژوهش جابجایی و شتاب، خروجی می‌باشد.

زمانی که جابجایی و شتاب نسبی طبقات و TMD نسبت به زمین، تنظیم کننده‌ی خروجی است، مقادیر R و Q برای این سیستم دینامیکی عبارتند از:

$$R = \begin{bmatrix} [I]_{(n+1) \times (n+1)} & [0]_{(n+1) \times (n+1)} \end{bmatrix}, \quad Q = [0]_{(n+1) \times (n+1)} \quad (۵۲-۳)$$

اگر شتاب مطلق طبقات و TMD تنظیم کننده‌ی خروجی باشد، مقادیر R و Q عبارتند از:

$$R = \begin{bmatrix} -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}, \quad Q = [M^{-1}] \quad (۵۳-۳)$$

لازم به ذکر است اگر باگذاری خارجی بر اساس شتاب پایه (زلزله) باشد، حاصلضرب بردار B در بردار F به طریق زیر تعریف می‌شود:

$$BF = \begin{Bmatrix} \{0\}_{(N+1) \times 1} \\ -\{1\}_{(N+1) \times 1} \end{Bmatrix} \ddot{X}_g(t) \quad (۵۴-۳)$$

فصل چہارم:

ہینے مانی

۴-۱. بهینه‌یابی

۴-۱-۱. پیشگفتار

در بسیاری از مسائل مهندسی و علوم، معمولاً با تابع هزینه و یا سود، و یا به‌طور کلی‌تر با تابع هدف روبرو هستیم که می‌خواهیم با کمینه یا بیشینه کردن مقدار آن، عملکرد یک سامانه را بهینه نماییم. در زمینه مهندسی عمران به‌دنبال بوجود آوردن طرحی هستیم که در برابر نیازهای مورد نظر و شرایط اعمالی، بیشترین کارایی را داشته باشد. در روش بهینه‌یابی سازه‌ها، این عمل معادل تعیین گروهی از متغیرهای طراحی است که بر حسب بارهای اعمال شده، قیدها و پارامترهای از پیش تعیین شده، موجب کمینه یا بیشینه شدن تابع هدف می‌گردند. پارامترهای از پیش تعیین شده مقادیر ثابتی هستند که در خلال فرایند بهینه‌یابی تغییر نمی‌کنند. متغیرهای طراحی نیز مقادیری را شامل می‌شوند که در فرایند بهینه‌یابی تغییر می‌کنند و این تغییرات منجر به یافتن جواب بهینه می‌گردد.

رشته بهینه‌یابی سازه‌ها، هنوز هم رشته نسبتاً جدیدی است و پیوسته از نظر رویکردها دست‌خوش تغییرات سریع، قرار می‌گیرد. تاکنون بین تعداد زیاد نوشته‌ها، مقالات و تعداد کم کاربرد در مسائل طراحی عملی، عدم تعادل جدی وجود داشته است.

۴-۱-۲. تعریف بهینه‌یابی

در حالت کلی هدف از بهینه‌یابی، یافتن بهترین جواب قابل قبول با توجه به محدودیت‌ها و نیازهای مسئله است. برای یک مسئله، ممکن است جواب‌های مختلفی موجود باشد که برای مقایسه آن‌ها و انتخاب جواب بهینه، تابعی به نام تابع هدف تعریف می‌شود. انتخاب این تابع به طبیعت مسئله وابسته است. انتخاب تابع هدف مناسب، یکی از مهم‌ترین گام‌های بهینه‌یابی است.

گاهی در بهینه‌یابی چند هدف به‌طور همزمان مد نظر قرار می‌گیرد. این گونه مسائل بهینه‌یابی را که در برگزیده چند تابع هدف هستند، مسائل چند هدفی می‌نامند. ساده‌ترین راه در برخورد با این نوع مسائل، تشکیل یک تابع هدف جدید به‌صورت ترکیب خطی توابع هدف اصلی است که در این ترکیب میزان اثر گذاری هر تابع با وزن اختصاص یافته به آن مشخص می‌شود.

۴-۱-۳. الگوریتم‌های فرا ابتکاری^۱

الگوریتم فرا ابتکاری، یک چها چوب الگوریتمی است که می‌تواند با تغییرهای کم، برای مسائل بهینه‌یابی مختلف به کار رود. استفاده از الگوریتم‌های فرا ابتکاری، به‌طور قابل ملاحظه‌ای توانایی یافتن جواب‌های با کیفیت بالا را برای مسائل بهینه‌یابی ترکیبی افزایش می‌دهند. به عبارت دیگر، یک الگوریتم فرا ابتکاری یک روش ابتکاری است که قادر به جستجوی فضای جواب، برای یافتن جواب‌های با کیفیت بالاست. هدف مشترک تمامی الگوریتم‌های فرا ابتکاری، حل مسائل بهینه‌یابی سخت می‌باشد [۴۶].

الگوریتم‌های فرا ابتکاری به دو گروه کلی الگوریتم‌های مبتنی بر یک جواب و الگوریتم‌های مبتنی بر جمعیت تقسیم می‌شوند. الگوریتم‌های مبتنی بر یک جواب، در حین فرایند جستجو یک جواب را تغییر می‌دهند و بر روی مناطق محلی جستجو تمرکز دارند، در حالی که الگوریتم‌های مبتنی بر جمعیت، در حین جستجو، جمعیتی از جواب‌ها را در نظر می‌گیرد و می‌تواند جستجو را به‌طور همزمان در مناطق مختلفی از فضای جواب انجام دهد.

فرایند طراحی و پیاده‌سازی الگوریتم‌های فرا ابتکاری دارای ۳ مرحله متوالی است که هر کدام از آن‌ها دارای گام‌های مختلفی هستند.

^۱ Meta-heuristic

مرحله یک، مرحله آماده سازی است که در آن باید شناخت دقیقی از مسئله‌ی که می‌خواهیم حل کنیم بدست آوریم و اهداف طراحی الگوریتم فرا ابتکاری برای آن باید با توجه به روش‌های حل موجود برای این مسئله به طور واضح و شفاف مشخص شود. مرحله بعدی، ساخت نام دارد. مهم‌ترین اهداف این مرحله انتخاب استراتژی حل، تعریف معیارهای اندازه‌گیری عملکرد و طراحی الگوریتم برای روش حل انتخابی می‌باشد. آخرین مرحله پیاده سازی است که در آن پیاده سازی الگوریتم طراحی شده در مرحله‌ی قبل، شامل تنظیم پارامترها، تحلیل عملکرد و در نهایت تدوین و تهیه گزارش نتایج باید انجام شود.

در سال‌های اخیر یکی از مهم‌ترین و امید بخش‌ترین تحقیقات، روش‌های ابتکاری بر گرفته از طبیعت بوده است. این روش‌ها شباهت‌هایی با سیستم اجتماعی یا طبیعی دارند. کاربرد آن‌ها بر گرفته از روش‌های ابتکاری پیوسته می‌باشد که در حل مسائل مشکل ترکیبی، نتایج بسیار خوبی داشته است [۴۷].

روش‌های فرا ابتکاری، دارای ویژگی‌های زیر هستند [۴۸].

- این روش‌ها، همگی تا حدودی احتمالی هستند. چنین رویکردی این امکان را فراهم می‌سازد که از قرار گرفتن الگوریتم در دام بهینه‌ی محلی جلوگیری شود.
- این روش‌ها معمولاً برای حل مسائل گسسته ارائه شده‌اند، اما امکان کاربرد در مسائل پیوسته را نیز دارند.
- این روش‌ها معمولاً از مفاهیم زیست‌شناسی، رفتارشناسی جانوری و فیزیک الهام گرفته‌اند.

با توجه به پیچیدگی پارامترهای دخیل در سازه، استفاده از یک رویکرد عملی مانند روش بهینه‌یابی عددی ناگزیر می‌نماید. در دهه‌های گذشته روش‌های بهینه‌یابی فراابتکاری زیادی مانند: الگوریتم‌های

ژنتیک^۱ (GAs) [۴۹]، بهینه‌سازی ازدحام ذرات^۲ (PSO) [۵۰]، الگوریتم کلونی مورچگان^۳ (ACO) [۵۱]، جستجوی هارمونی^۴ (HS) [۵۲] و سیستم جستجوی ذرات باردار^۵ (CSS) [۵۳، ۵۴] و ... توسعه یافته‌اند. روش‌های فراابتکاری در مقایسه با روش‌های بهینه‌یابی مبتنی بر گرادیان، مسائل را به‌صورت تصادفی بهینه‌یابی می‌کنند. الگوریتم‌های فراابتکاری به صورت وسیعی برای بهینه‌یابی پارامترهای TMD بکار گرفته شده‌اند. برخی از روش‌های فراابتکاری که برای بهینه‌یابی مورد استفاده قرار گرفته‌اند عبارتند از الگوریتم ژنتیک [۵۵]، الگوریتم هارمونی [۵۶]، الگوریتم بایونیک^۶ [۵۷]، الگوریتم ازدحام ذرات [۵۸] و جستجوی ذرات باردار [۶۱-۵۹]. الگوریتم گرگ خاکستری، یکی از الگوریتم‌های فراابتکاری جدید جهت حل مسائل بهینه‌یابی می‌باشد که توسط میرجلیلی و همکارانش [۶۲] ارائه شده است. این الگوریتم مثل اکثر الگوریتم‌های فراابتکاری، مبتنی بر جمعیت است. مکانیزم جستجو در این الگوریتم از زندگی گروهی گرگ خاکستری و نحوه شکار آن‌ها در طبیعت الهام گرفته شده است.

۲-۴. الگوریتم گرگ خاکستری^۷ (GWO)

۱-۲-۴. منبع الهام الگوریتم

گرگ‌های خاکستری به‌عنوان بالاترین سطح شکارچیان در نظر گرفته می‌شوند، زیرا شکارچی طبیعی برای این نوع از حیوانات وجود ندارد. گرگ‌های خاکستری معمولاً به‌صورت گروهی و دسته‌های بین ۵ الی ۱۲ تایی زندگی می‌کنند [۶۲]. آن‌ها یک سلسله مراتب بسیار سخت غالب اجتماعی دارند که در شکل (۱-۴) نشان داده شده است.

¹ Genetic Algorithm

² Particle Swarm Optimization

³ Ant Colony Optimization

⁴ Harmony Search

⁵ Charged System Search

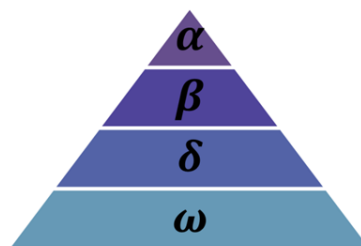
⁶ Bionic

⁷ Grey Wolf Optimization

رهبران که به‌عنوان آلفا شناخته می‌شوند در اولین گروه از سلسله مراتب اجتماعی قرار دارند که وظیفه‌ی تصمیم‌گیری در مورد شکار، محل استراحت، زمان ادامه حرکت و سایر مسائل را عهده‌دار می‌باشند. جالب توجه است که گرگ‌های آلفا لزوماً قوی‌ترین عضو گروه نیستند اما بهترین عضو از نظر مدیریت گروه هستند. این نشان می‌دهد که نظم و انضباط گروه از قدرت مهم‌تر است.

دومین گروه از سلسله مراتب گرگ‌های خاکستری، مربوط به دسته‌ی بتا می‌باشد. گرگ‌های بتا در تصمیم‌گیری و دیگر فعالیت‌های گروه به گرگ‌های آلفا کمک می‌کنند. گرگ‌های بتا باید به آلفا احترام بگذارند و در عین حال به گرگ‌های سطح پایین‌تر فرمان دهند. پایین‌ترین رتبه از سلسله مراتب گرگ‌های خاکستری، گرگ‌های امگا هستند. گرگ‌های امگا نقش قربانی را بازی می‌کنند و می‌بایست همیشه مطیع دیگر گرگ‌های غالب باشند. گرگ‌هایی که در هیچ یک از دسته‌های آلفا، بتا یا امگا نباشند جزو دسته دلتا هستند. گرگ‌های دلتا، از دسته‌ی آلفا و بتا پیروی می‌کنند، اما بر گرگ‌های امگا غالب هستند. عضوهای مهم گروه نظیر پیشاهنگان، نگهبانان، ارشدان، شکارچیان و مراقبان به این دسته تعلق دارند. پیشاهنگان مسئول مراقبت از مرزهای قلمرو و هشدار به گروه در صورت بروز هر گونه خطر هستند. نگهبانان وظیفه حفظ و تضمین امنیت گروه را بر عهده دارند. ارشدان، گرگ‌های با تجربه هستند که قبلاً عنوان آلفا یا بتا را داشته‌اند.

شکارچیان در هنگام شکار طعمه و تأمین مواد غذایی برای گروه به آلفا و بتا کمک می‌کنند. در نهایت، مراقبان مسئولیت مراقبت از گرگ‌های ضعیف، بیمار و زخمی را به عهده دارند.



شکل ۴-۱- سلسله مراتب گرگ‌های خاکستری (از بالا به پایین سلطه کاهش می‌یابد)

علاوه بر سلسله مراتب اجتماعی گرگ‌ها، شکار گروهی یکی دیگر از رفتار اجتماعی جالب گرگ‌های خاکستری است. با توجه به بررسی‌های مورو^۱ و همکارانش [۶۳]، مهم‌ترین فازهای شکار گروهی گرگ خاکستری به شرح زیر است:

- ردیابی، تعقیب و نزدیک شدن به طعمه.
- تعقیب، محاصره و آزار و اذیت کردن طعمه؛ تا زمانی که از حرکت متوقف شود.
- حمله به سمت طعمه.

۴-۲-۲. مدل ریاضی و الگوریتم

در این بخش مدل‌های ریاضی مربوط به سلسله مراتب اجتماعی، ردیابی، محاصره و حمله به طعمه ارائه شده است [۶۲].

۴-۲-۲-۱. سلسله مراتب اجتماعی

در هنگام طراحی GWO، به منظور مدل کردن ریاضی سلسله مراتب اجتماعی گرگ‌ها، بهترین راه حل را به عنوان آلفا (α) در نظر می‌گیریم. در نتیجه از بین بهترین راه حل‌ها، دومین و سومین آن‌ها را بتا (β) و دلتا (δ) در نظر می‌گیریم. مابقی راه حل‌های کاندید شده، امگا (ω) در نظر گرفته می‌شوند. در الگوریتم GWO، فرایند شکار (بهینه‌یابی)، توسط α ، β و δ هدایت می‌گردد. گرگ‌های ω از این سه گروه پیروی می‌کنند.

¹ Muro

۴-۲-۲-۲. محاصره طعمه

الگوریتم گرگ خاکستری از سه جواب α ، β و δ جهت هدایت شکار (بهینه‌یابی) استفاده می‌کند و جواب‌های ω از این سه پیروی می‌کنند. به منظور مدل‌سازی سه فاز اصلی شکار، نیاز است که ابتدا نقاط اطراف طعمه را مشخص، سپس به سمت طعمه حرکت و در نهایت به طعمه حمله کرد. به منظور مدل کردن این رفتار محاصره به صورت ریاضی، روابط زیر ارائه شده است.

$$\vec{D} = |\vec{C} \cdot \vec{X}_p(t) - \vec{X}(t)| \quad (۱-۴)$$

$$\vec{X}(t+1) = \vec{X}_p(t) - \vec{A} \cdot \vec{D} \quad (۲-۴)$$

که t نشان دهنده تعداد تکرار فعلی است. \vec{A} و \vec{C} بردارهای ضریب، \vec{X}_p بردار موقعیت طعمه و

\vec{X} نشان دهنده‌ی بردار موقعیت یک گرگ خاکستری است. بردارهای \vec{A} و \vec{C} با استفاده از معادلات

زیر محاسبه می‌شوند:

$$\vec{A} = 2\vec{a} \cdot \vec{r}_1 - \vec{a} \quad (۳-۴)$$

$$\vec{C} = 2\vec{r}_2 \quad (۴-۴)$$

که مؤلفه‌های \vec{a} در طول تکرار از ۲ تا صفر به صورت خطی کاهش پیدا می‌کنند و \vec{r}_1 و \vec{r}_2

بردارهای تصادفی در بازه $[0, 1]$ هستند.

برای دیدن نتایج معادلات، روابط (۱-۴) و (۲-۴) به همراه یک بردار مکان دو بعدی و تعدادی

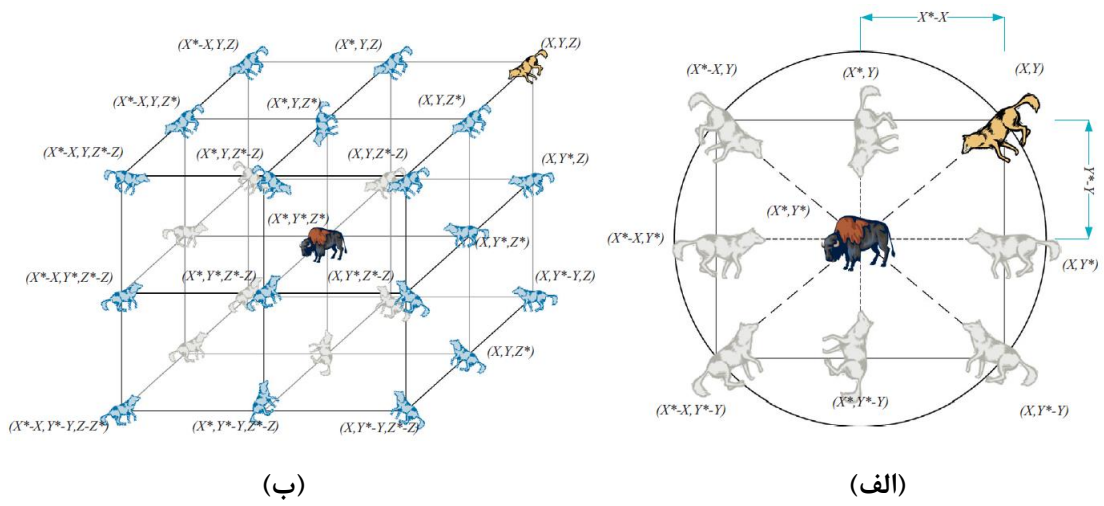
همسایگی احتمالی در شکل (۲-۴) قسمت (الف)، نشان داده شده‌اند. همان‌طور که در شکل مشاهده

می‌شود یک گرگ خاکستری که در مکان (X, Y) قرار دارد، می‌تواند موقعیت خود را با توجه به

موقعیت طعمه (X^*, Y^*) عوض کند. مکان‌های مختلف موجود در اطراف بهترین عامل را می‌توان با توجه

به موقعیت فعلی آن و تنظیم و تغییر مقدار بردارهای \vec{A} و \vec{C} بدست آورد. به عنوان مثال مکان $(X^* - X, Y^*)$ را می توان با مقدار دهی به صورت $\vec{A} = (1, 0)$ و $\vec{C} = (1, 1)$ محاسبه نمود.

مکان های احتمالی به روز شده مربوط به یک گرگ خاکستری در فضای سه بعدی در شکل (۲-۴) قسمت (ب)، نشان داده شده است. باید توجه داشت که بردارهای تصادفی \vec{r}_1 و \vec{r}_2 به گرگ ها اجازه دستیابی به هر موقعیتی ما بین نقاط نشان داده شده در شکل (۲-۴) را می دهند. بنابراین یک گرگ خاکستری می تواند موقعیت خود را در داخل فضایی که طعمه را در بر گرفته، به صورت تصادفی و با استفاده از معادلات (۱-۴) و (۲-۴) تغییر دهد. همین مفهوم را می توان به یک فضای جستجوی \mathbb{N} بعدی تعمیم داد. در این حالت گرگ های خاکستری پیرامون بهترین راه حل به دست آمده در ابعادی بیشتر از ابعادی بیشتر از ابعاد مکعب حرکت می کنند.



شکل ۲-۴- بردارهای مکان دوبعدی و سه بعدی و موقعیت احتمالی بعدی آن ها

۴-۲-۲-۳. شکار

گرگ خاکستری این توانایی را دارد که محل طعمه را تشخیص داده و آن را محاصره کند. روند شکار معمولاً توسط آلفا هدایت می‌شود. گرگ‌های بتا و دلتا نیز گاهی اوقات ممکن است در شکار شرکت کنند.

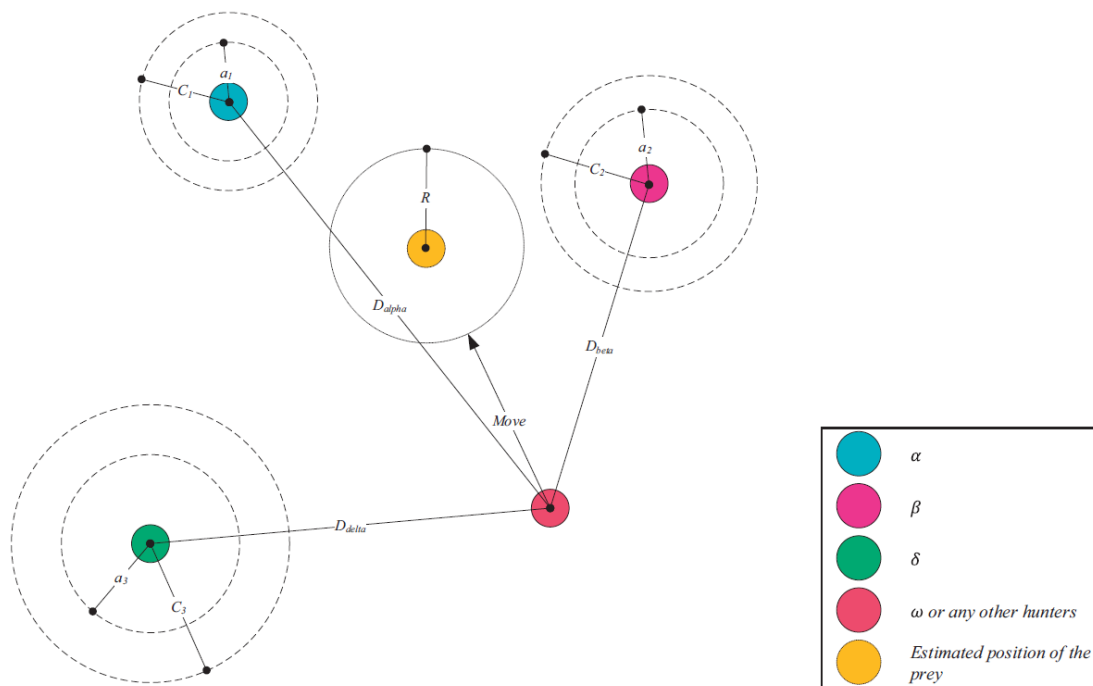
با توجه به این که در فضای جستجوی انتزاعی هیچ ایده‌ای در مورد موقعیت بهینه (طعمه) وجود ندارد، به منظور شبیه‌سازی ریاضی رفتار شکار گرگ‌های خاکستری فرض می‌کنیم که آلفا (بهترین راه حل موجود)، بتا و دلتا در مورد مکان بالقوه طعمه آگاهی بهتری دارند. بنابراین سه تا از بهترین جواب‌هایی را که تاکنون به دست آمده حفظ کرده و سایر عوامل جستجو (از جمله گرگ‌های امگا) را وادار می‌کنیم تا موقعیت خودشان را با توجه به موقعیت عامل جستجو به روز رسانی نمایند. روابط زیر به این منظور ارائه شده است.

$$\bar{D}_j = \left| \bar{C}_i \cdot \bar{X}_j - \bar{X} \right| \quad ; \quad (i, j) \in \{(1, \alpha), (2, \beta), (3, \delta)\} \quad (5-4)$$

$$\bar{X}_i = \bar{X}_j - \bar{A}_i \cdot (\bar{D}_j) \quad ; \quad (i, j) \in \{(1, \alpha), (2, \beta), (3, \delta)\} \quad (6-4)$$

$$\bar{X}(t+1) = \frac{\bar{X}_1 + \bar{X}_2 + \bar{X}_3}{3} \quad (7-4)$$

شکل (۳-۴) چگونگی به روز رسانی موقعیت یک عامل جستجو را در یک فضای جستجو دو بعدی، با توجه به موقعیت آلفا، بتا و دلتا نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که موقعیت نهایی حاصل شده در مکانی تصادفی و در داخل دایره‌ای قرار دارد که با توجه به موقعیت آلفا، بتا و دلتا موقعیت شکار را برآورد می‌کنند و دیگر گرگ‌ها موقعیت خود را به صورت تصادفی در ناحیه اطراف شکار به روز رسانی می‌نمایند.

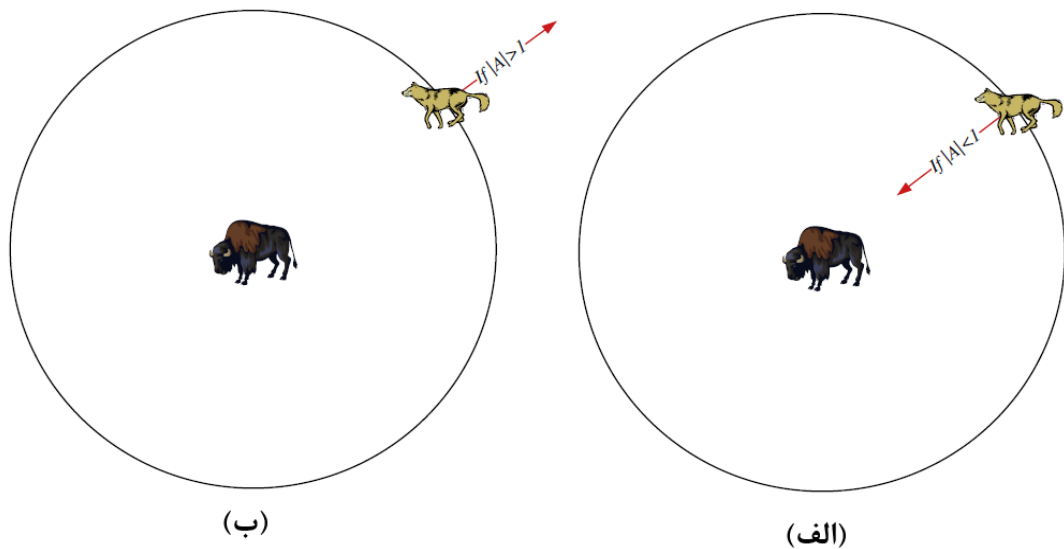


شکل ۴-۳- به روز رسانی موقعیت در الگوریتم GWO

۴-۲-۲-۴. حمله به طعمه (بهره برداری)

همان‌طور که در بالا ذکر شد، گرگ‌های خاکستری زمانی که شکار متوقف می‌شود به آن حمله کرده و شکار را به پایان می‌رسانند. برای این که نزدیک شدن به طعمه را به صورت ریاضی مدل کنیم، مقدار \vec{a} را کاهش می‌دهیم. باید توجه داشت که محدوده نوسان \vec{A} نیز توسط \vec{a} کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر \vec{A} مقداری تصادفی در بازه $[-2a, 2a]$ است، در حالی که a در طول تکرارها از مقدار ۲ تا صفر کاهش می‌یابد. زمانی که مقادیر تصادفی \vec{A} در بازه $[-1, 1]$ قرار دارند، موقعیت بعدی یک عامل جستجو می‌تواند در هر موقعیتی ما بین موقعیت فعلی آن و موقعیت طعمه باشد. شکل (۴-۴) قسمت (الف)، نشان می‌دهد مقدار $|A| < 1$ گرگ‌ها را مجبور به حمله به سمت طعمه می‌کند.

با توجه به عملگرهایی که تاکنون ارائه شد، الگوریتم GWO به عوامل جستجو خود اجازه می‌دهد موقعیت خود را بر اساس موقعیت آلفا، بتا و دلتا به روز رسانی کرده و به طعمه حمله کنند.



شکل ۴-۴ - حمله به طعمه در مقابل جستجو برای طعمه.

۴-۲-۲-۵. جستجو برای طعمه (شناسایی)

گرگ‌های خاکستری عمدتاً با توجه به موقعیت آلفا، بتا و دلتا به فرایند جستجو می‌پردازند. آن‌ها برای جستجوی شکار از یکدیگر فاصله گرفته و برای حمله به آن به یکدیگر نزدیک شده و همکاری می‌کنند. برای مدل کردن این واگرایی به صورت ریاضی از بردار \vec{A} با مقداری تصادفی بزرگ‌تر از ۱ یا کوچک‌تر از ۱ - استفاده می‌کنیم تا عامل جستجو را ملزم به واگرایی و فاصله از طعمه نماییم [۶۴]. این روال، فرایند شناسایی را نشان می‌دهد و به الگوریتم GWO اجازه می‌دهد عمل جستجو را به طور سراسری انجام دهد. شکل (۴-۴) قسمت (ب)، نشان می‌دهد مقدار $|A| > 1$ گرگ‌ها را وادار به واگرایی از طعمه و یافتن شکاری مناسب‌تر می‌کند.

یکی دیگر از اجزا GWO که بر فرایند شناسایی تأثیر می‌گذارد مقدار \vec{C} است. همان‌طور که در معادله (۴-۴) دیده می‌شود، بردار \vec{C} مقادیر تصادفی در بازه $[0, 2]$ دارد. این جزء برای شکار، وزن‌های تصادفی فراهم می‌کند تا تأثیر موقعیت طعمه را در تعیین فاصله در معادله (۴-۱)، شدت ($C > 1$) یا ضعف ($C < 1$) بخشد. این جزء همچنین GWO را در بیشتر نشان دادن رفتار تصادفی در طول بهینه‌یابی و به طبع آن اکتشاف بهتر و اجتناب از گیر افتادن در حداقل محلی کمک می‌کند.

به طور کلی موانعی طبیعی در مسیر شکار گرگ‌ها ظاهر می‌شود که از نزدیک شدن آن‌ها به طعمه با سرعت مناسب جلوگیری می‌نماید. این دقیقاً تأثیر بردار \vec{C} را بیان می‌کند. بسته به موقعیت یک گرگ، بردار \vec{C} می‌تواند وزنی تصادفی به طعمه بدهد تا دست‌یابی گرگ‌ها به آن سخت‌تر و یا آسان‌تر شود.

به طور خلاصه در الگوریتم GWO فرایند جستجو با ایجاد یک جمعیت تصادفی از گرگ‌های خاکستری (راه‌های کاندید) شروع می‌شود. در طول دوره تکرار گرگ‌های آلفا، بتا و دلتا موقعیت احتمالی شکار را برآورده می‌کنند. هر راه حل کاندید فاصله خود را از طعمه به روز رسانی می‌نماید. پارامتر a از مقدار ۲ به صفر کاهش پیدا می‌کند تا فرایند شناسایی و حمله به طعمه را تقویت نماید. زمانی که $|A| > 1$ باشد راه‌های کاندید واگرا می‌شوند و زمانی که $|A| < 1$ باشد به سمت طعمه همگرا می‌گردند.

فصل پنجم:

مطالعات موردی

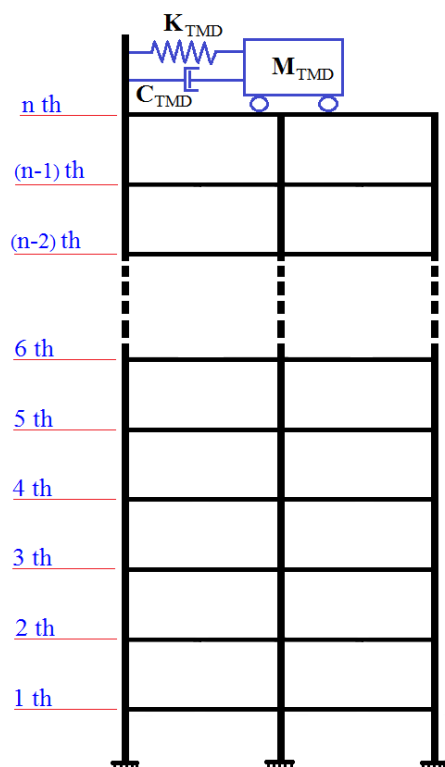
همان‌گونه که در فصل‌های قبل اشاره شد، یکی از شیوه‌های معمول و مؤثر کنترل غیرفعال سازه‌ها تحت زمین‌لرزه بهره‌گیری از سیستم میراگر جرمی تنظیم شونده است. در طراحی این نوع میراگر پارامترهای جرم، سختی و میرایی دخیل هستند که انتخاب مناسب آن‌ها تأثیر بسزایی بر روی پاسخ سازه دارد.

به منظور عملکرد هرچه بهتر TMD، سعی بر آن است که متناسب با مشخصات سازه از پارامترهای بهینه استفاده کرد. برای پیدا کردن TMD بهینه، پارامترهای میرایی و سختی میراگر در فرایند بهینه‌یابی حضور دارند. با توجه به نحوی تعریف تابع هدف، بهینه‌یابی با استفاده از الگوریتم GWO انجام می‌گیرد و عملکرد سازه کنترل شده بررسی می‌گردد.

ابتدا سازه مورد بررسی به‌همراه مشخصات مربوطه با رفتار خطی در نرم افزار متلب مدل می‌شود. سپس سازه مورد نظر تحت رکورد زمین‌لرزه ال-سنتر^۱ به کمک معادلات حرکت دینامیکی آنالیز می‌شود. سپس رفتار غیرخطی هندسی سازه را با استفاده از روش تشابه نیرویی در سازه لحاظ می‌گردد (رابطه‌ی ۳-۴۱، معادله حرکت دینامیکی سازه با رفتار غیرخطی هندسی را نشان می‌دهد). بعد از آن میراگر جرمی تنظیم شونده مطابق شکل (۵-۱) بر روی طبقه بام سازه تعبیه می‌گردد و با توجه به توابع هدف در سازه غیرخطی، بهینه‌یابی جهت یافتن پارامترهای بهینه TMD انجام می‌پذیرد.

سازه مورد بررسی با فرض صلب بودن کف قاب‌های ساختمان و عدم دوران گره‌های قاب بررسی می‌شود. تنها رفتار غیرخطی هندسی سازه مد نظر است، از اثر غیرخطی مصالح صرف نظر گردیده و رفتار مصالح در محدوده الاستیک فرض می‌گردد.

^۱ El Centro - 1940



شکل ۵-۱- طرح شماتیک قرار گرفتن TMD بر روی بام سازه

۵-۲. مدل مورد بررسی

در این بخش یک سازه‌ی قاب برشی ۲۰ طبقه، تحت زمین لرزه ال-سنترو مورد بررسی قرار گرفته است. این سازه، یکی از ساختمان‌های است که توسط براندو^۱ و جانسون^۲ در سال ۱۹۹۶ برای فاز ۲ پروژه SAC طراحی شده‌اند [۶۵]. خصوصیات جرم و سختی سازه مورد بررسی در جدول (۵-۱) ارائه شده است. این سازه در بسیاری از پژوهش‌های کنترلی سازه، به‌عنوان سازه شاخص در نظر گرفته شده است.

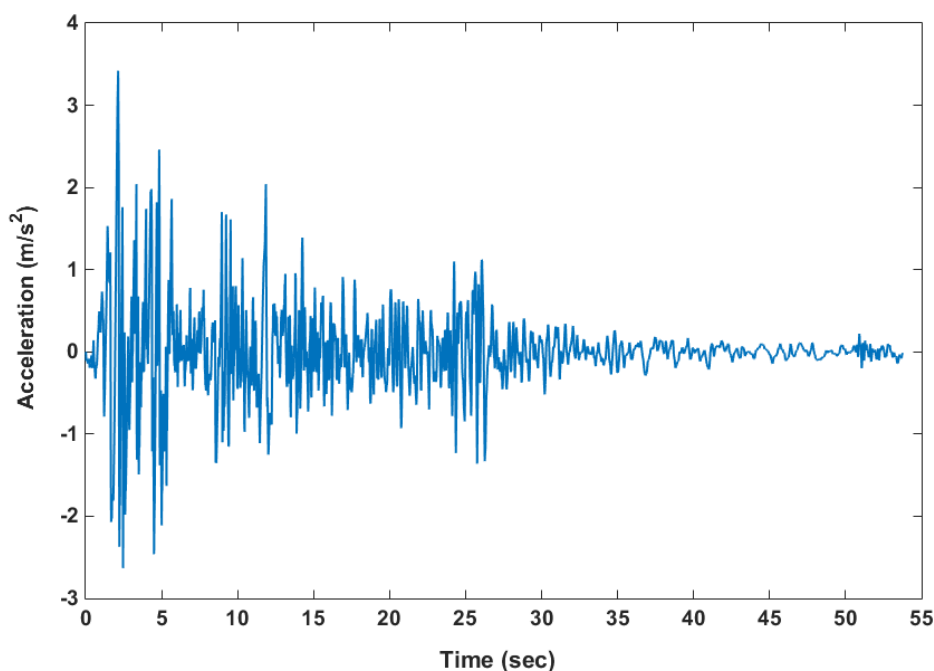
^۱ Brandow

^۲ Johnston

جدول ۵-۱- مشخصات ساختمان بیست طبقه

سختی طبقه (KN/m)	جرم (ton)	طبقه
430820.723	563	1
1147963.45	552	2
1147963.45	552	3
1147963.45	552	4
737959.9489	552	5
737959.9489	552	6
737959.9489	552	7
737959.9489	552	8
737959.9489	552	9
737959.9489	552	10
603996.1136	552	11
603996.1136	552	12
603996.1136	552	13
387753.4528	552	14
387753.4528	552	15
387753.4528	552	16
341399.1847	552	17
341399.1847	552	18
228642.4275	552	19
228642.4275	584	20

نسبت جرمی برای تعیین جرم TMD برابر ۳.۵٪ در نظر گرفته شده است که با توجه به وزن سازه، وزن میراگر برابر ۳۸۸ تن در نظر گرفته می‌شود. میرایی سازه از نوع میرایی رایلی و درصد میرایی مفروض برای مود اول و دوم سازه ۲٪ می‌باشد. ارتفاع طبقه اول برابر ۵.۴۹ متر و ارتفاع سایر طبقات برابر ۳.۹۶ متر است.



شکل ۵-۲- تاریخچه زمانی زلزله السنترو (مقیاس شده به 0.35g بر حسب متر بر مجذور ثانیه)

۵-۳. فلوجارت حل

مراحل حل مثال بیان شده را بصورت زیر بیان می‌کنیم:

- ۱- در سازه خطی با استفاده از روابط (۳-۴۲) الی (۳-۴۴) ماتریس‌های جرم، سختی و میرایی بدست می‌آید. با استفاده از کد نوشته شده در نرم افزار متلب، سازه تحت شتاب نگاشت زلزله السنترو تحلیل دینامیکی می‌شود. با بهره گیری از معادلات فضای حالت موجود در کد نوشته شده، معادلات دینامیکی حرکت سازه حل و پاسخ‌های سازه محاسبه می‌شود.
- ۲- برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی سازه به کمک روش تشابه نیرویی، ابتدا سختی سازه با استفاده از تئوری پایداری (روابط (۳-۲۵) الی (۳-۳۱)) محاسبه می‌شود. در تئوری

پایداری متناسب با نیروهای فشاری وارده به ستون‌های طبقات، سختی هر طبقه کاهش می‌یابد. سپس از روابط موجود در قسمت (۳-۴) با عنوان روش تشابه نیرویی در تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده می‌شود و اثرات غیرخطی هندسی در سازه اعمال می‌گردد.

۳- میراگر بر روی بام سازه قرار گرفته و پارامترهای جرم، میرایی و سختی آن در تشکیل ماتریس‌های جدید سازه وارد می‌شوند. جرم میراگر بصورت درصدی از جرم سازه در نظر گرفته می‌شود. جرم میراگر را در ماتریس جدید جرم سازه قرار داده و پارامترهای میرایی و سختی میراگر در ماتریس‌های مربوطه مجهول قرار می‌گیرد. به منظور عملکرد هرچه بهتر میراگر، این پارامترهای مجهول به کمک الگوریتم فرا ابتکاری گرگ خاکستری محاسبه می‌شوند.

۴- در الگوریتم بهینه‌یاب گرگ خاکستری متناسب با توابع هدف تعریف شده، طی پردازش معادلات حرکت دینامیکی سازه در هر گام، پارامترهای مجهول تعریف شده محاسبه می‌شوند. این روال تا زمانی که پاسخ‌ها همگرا شوند ادامه پیدا می‌کنند.

۴-۵. تابع انتقال^۱

به‌طور کلی، تابع انتقال معیاری است برای ارزیابی این‌که چه میزان از ورودی به خروجی سیستم منتقل می‌گردد. این پارامترها را می‌توان با گرفتن تبدیل لاپلاس از معادلات فضای حالت که در روابط (۳-۵۱) و (۳-۵۲) بیان شده است، بدست آورد:

$$Y(s) = (R(sI - A)^{-1}B + Q)F(s) \quad (۱-۵)$$

تابع انتقال به‌صورت نسبت تبدیل لاپلاس خروجی به تبدیل لاپلاس ورودی (نیروهای وارد بر سازه) تعریف شده است. یعنی:

$$T.F = \frac{Y(s)}{F(s)} = R(sI - A)^{-1}B + Q \quad (۲-۵)$$

^۱ Transfer Function

که در آن تابع T.F مخفف تابع انتقال و سایر پارامترها نیز قبلاً تعریف شده‌اند. زمانی که تابع انتقال شتاب مورد نظر باشد، پارامترهای R و Q مطابق رابطه (۳-۵۳) بیان می‌شود. لازم به ذکر است که تابع انتقال موجود در رابطه (۵-۲) مستقل از نوع خروجی و به‌عنوان خاصیت ذاتی سیستم است.

۵-۵. تابع هدف برای بهینه‌سازی پارامترهای TMD

هدف از بهینه‌یابی، یافتن بهترین جواب قابل قبول، با توجه به محدودیت‌ها و نیازهای مسئله است. برای یک مسأله، ممکن است جواب‌های مختلفی موجود باشد که برای مقایسه آن‌ها و انتخاب جواب بهینه، تابعی به نام تابع هدف^۱ تعریف می‌شود. انتخاب این تابع به طبیعت مسئله وابسته است. انتخاب تابع هدف مناسب، یکی از مهم‌ترین گام‌های بهینه‌یابی است.

با توجه به اینکه عملکرد سیستم TMD به پارامترهای آن و همچنین بار دینامیکی وارده بستگی دارد، لذا بایستی با توجه به اهداف مورد نظر از کاربرد سیستم TMD نظیر کاهش تغییر مکان جانبی طبقات، کاهش شتاب نسبی طبقات و افزایش میرایی سازه و ... مقادیر بهینه برای پارامترهای آن تعیین گردد.

۵-۵-۱. تعریف توابع هدف مختلف

به منظور یافتن تابع هدف مناسب، که به ازای آن TMD بهینه شده بهترین عملکرد را داشته باشد، توابع هدف زیر را تعریف می‌نماییم. در هر حالت متناسب با تابع هدف، پارامترهای بهینه میرایی و سختی سازه کنترل شده با رفتار غیرخطی هندسی محاسبه می‌شود. همچنین نمودار حداکثر جابجایی

^۱ Objective Function

طبقات و تابع انتقال طبقه بیستم در سه حالت: سازه خطی، سازه با رفتار غیرخطی هندسی و سازه کنترل شده با رفتار غیرخطی هندسی ترسیم می‌گردد.

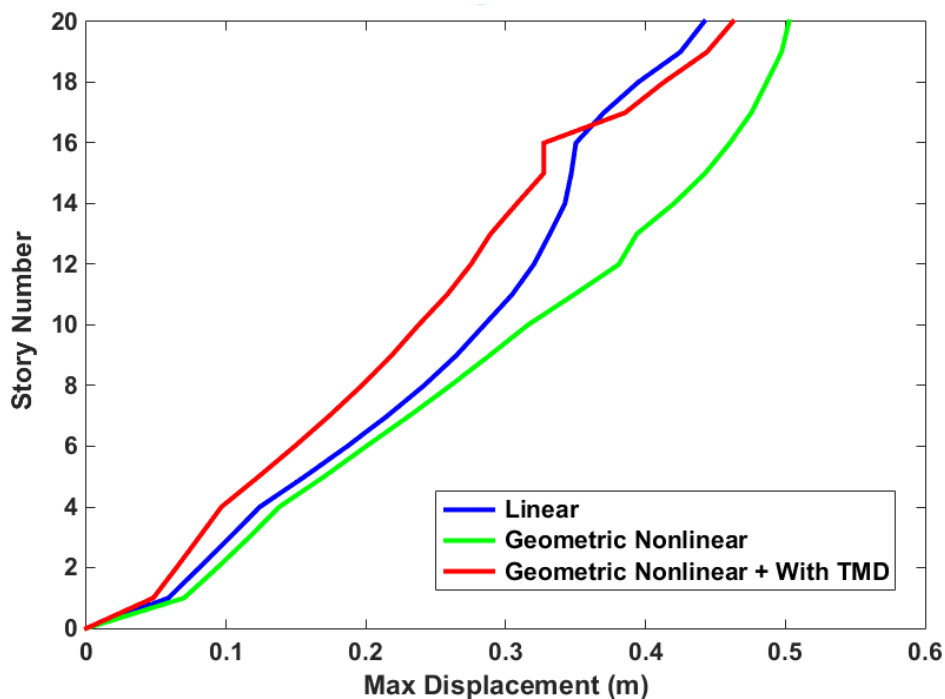
۵-۵-۱-۱. تابع هدف متناظر با حداکثر جابجایی طبقه اول

تابع هدف در این حالت به صورت زیر تعریف شده است.

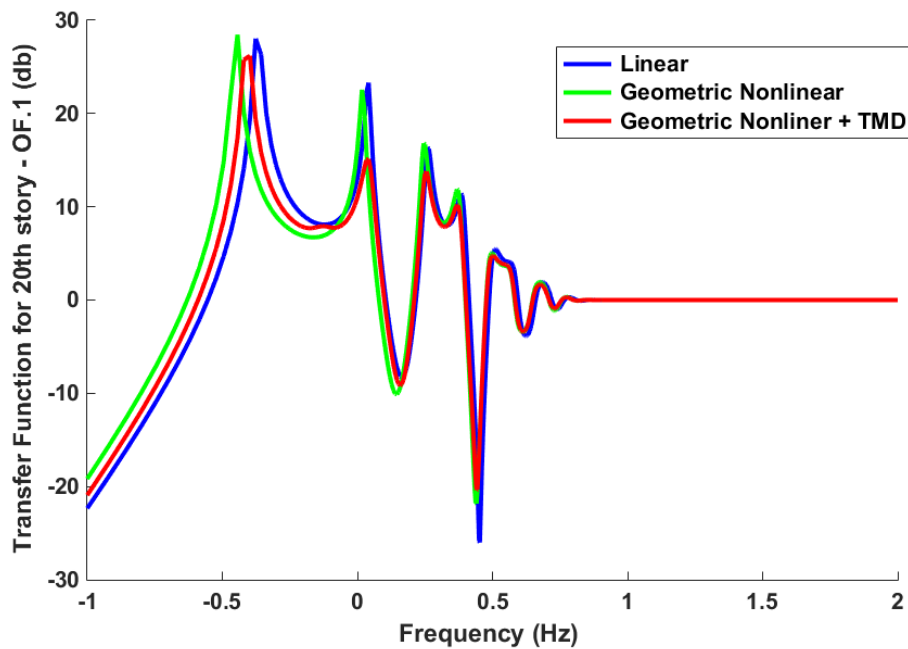
$$\text{Objective Function.1} = \frac{\text{Max}(\text{Dis}(x_1))_{\text{with TMD}}}{\text{Max}(\text{Dis}(x_1))_{\text{without TMD}}} \quad (۳-۵)$$

مقادیر بهینه پارامترهای میرایی و سختی بدست آمده برابر است با:

$$c_d = 500 (kN \cdot s / m), \quad k_d = 8630.508 (kN / m)$$



شکل ۵-۳- حداکثر جابجایی طبقات در سازه ۲۰ طبقه با تابع هدف OF.1



شکل ۵-۴- تابع انتقال طبقه بیستم با تابع هدف OF.1

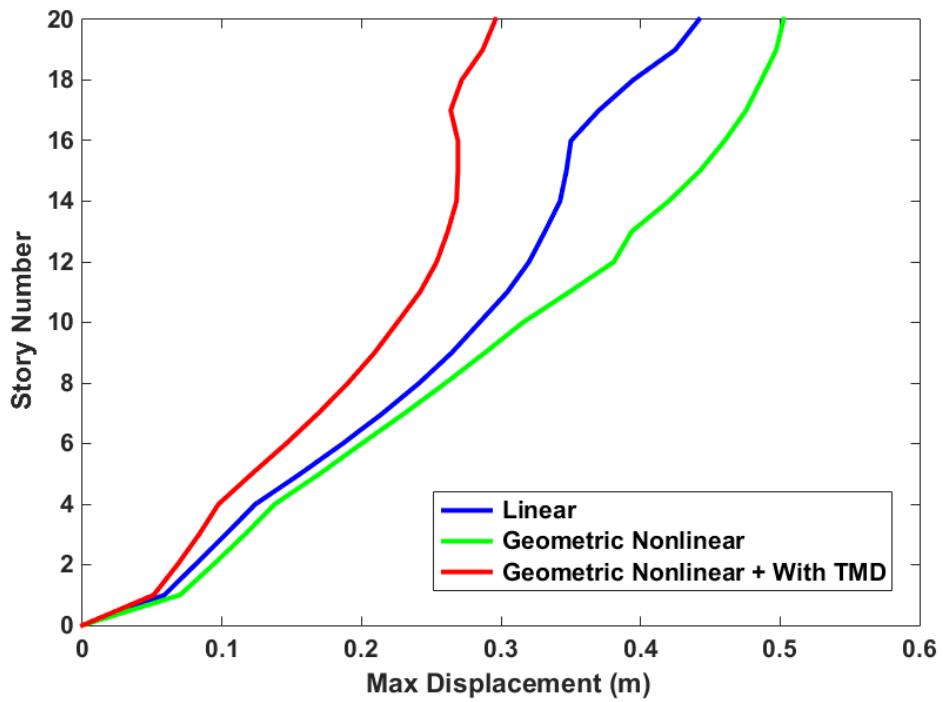
۵-۱-۲- تابع هدف متناظر با حداکثر جابجایی طبقه آخر

تابع هدف در این حالت به صورت زیر تعریف شده است.

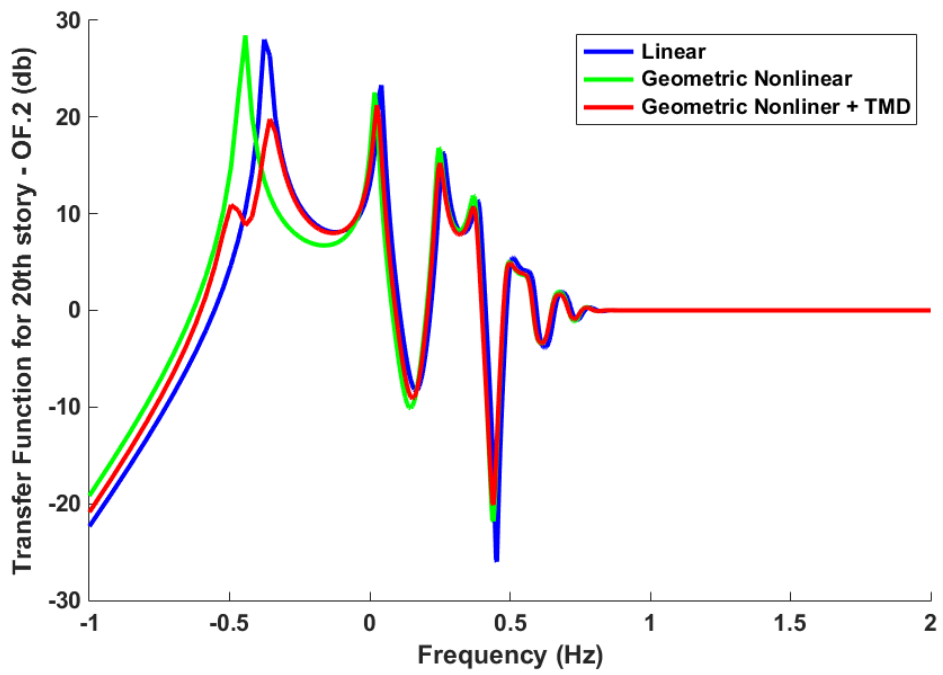
$$\text{Objective Function.2} = \frac{\text{Max}(\text{Dis}(x_{20}))_{\text{with TMD}}}{\text{Max}(\text{Dis}(x_{20}))_{\text{without TMD}}} \quad (۴-۵)$$

مقادیر بهینه پارامترهای میرایی و سختی بدست آمده برابر است با:

$$c_d = 200 (kN \cdot s / m), \quad k_d = 1895.505 (kN / m)$$



شکل ۵-۵- حداکثر جابجایی طبقات در سازه ۲۰ طبقه با تابع هدف OF.2



شکل ۵-۶- تابع انتقال طبقه بیستم با تابع هدف OF.2

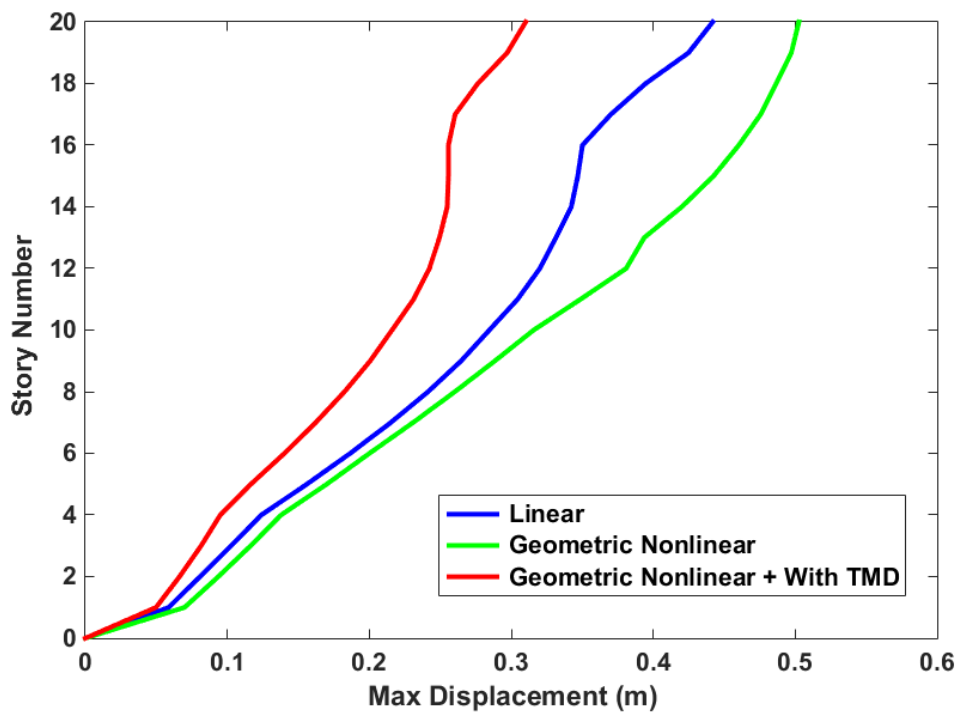
۵-۵-۱-۳. تابع هدف متناظر با مجموع حداکثر جابجایی طبقات

تابع هدف در این حالت به صورت زیر تعریف شده است.

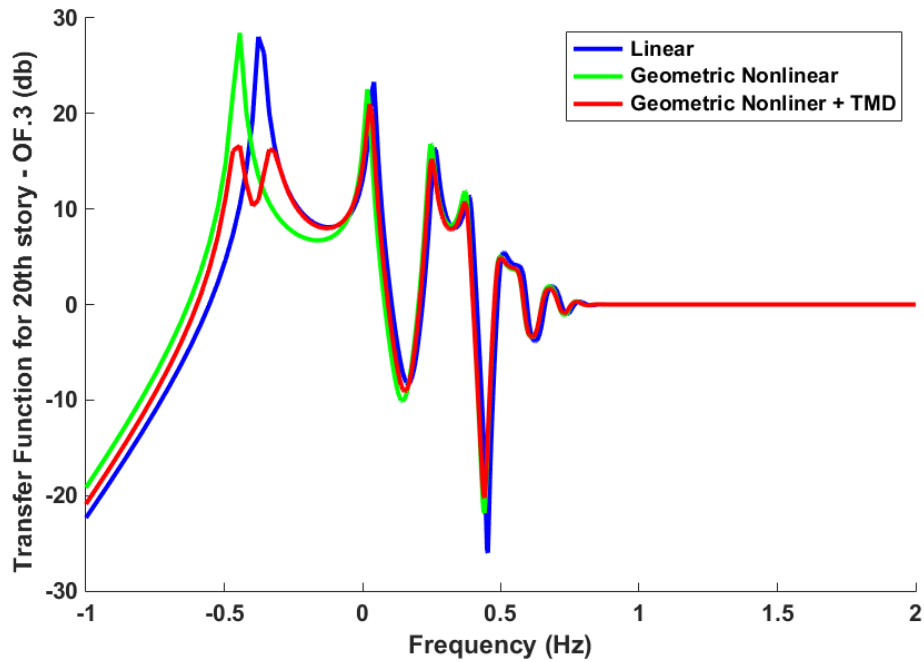
$$\text{Objective Function.3} = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Max}(\text{Dis}(x_i))_{\text{with TMD}})}{\sum_{i=1}^n (\text{Max}(\text{Dis}(x_i))_{\text{without TMD}})} \quad (5-5)$$

مقادیر بهینه پارامترهای میرایی و سختی بدست آمده برابر است با:

$$c_d = 200 (kN \cdot s / m) , \quad k_d = 2434.978 (kN / m)$$



شکل ۵-۷- حداکثر جابجایی طبقات در سازه ۲۰ طبقه با تابع هدف OF.3



شکل ۵-۸- تابع انتقال طبقه بیستم با تابع هدف OF.3

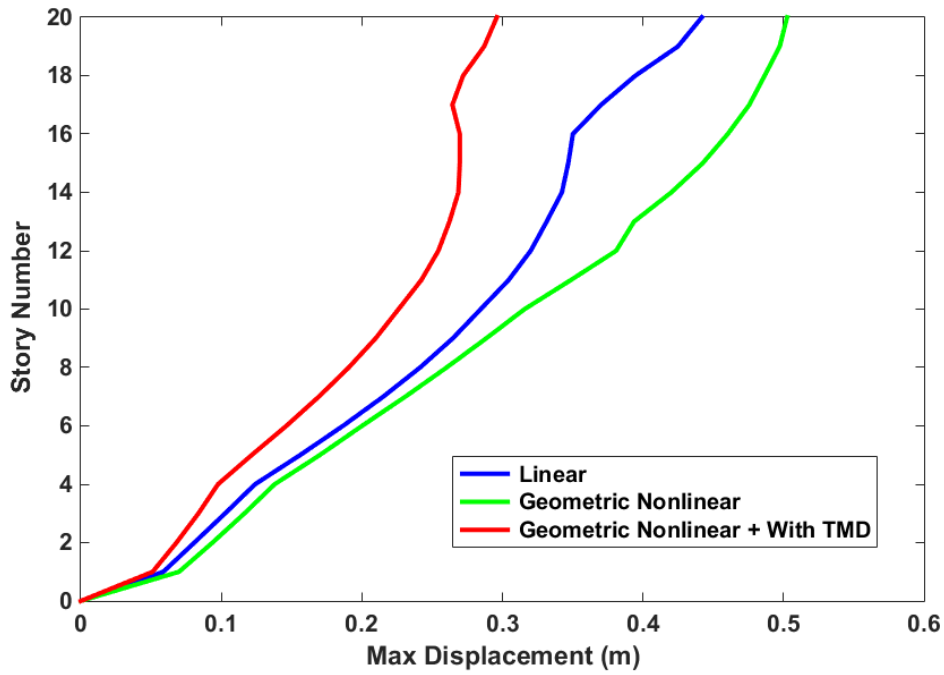
۵-۱-۴-۵. تابع هدف متناظر با مجموع دیریفیت طبقات

تابع هدف در این حالت به صورت زیر تعریف شده است.

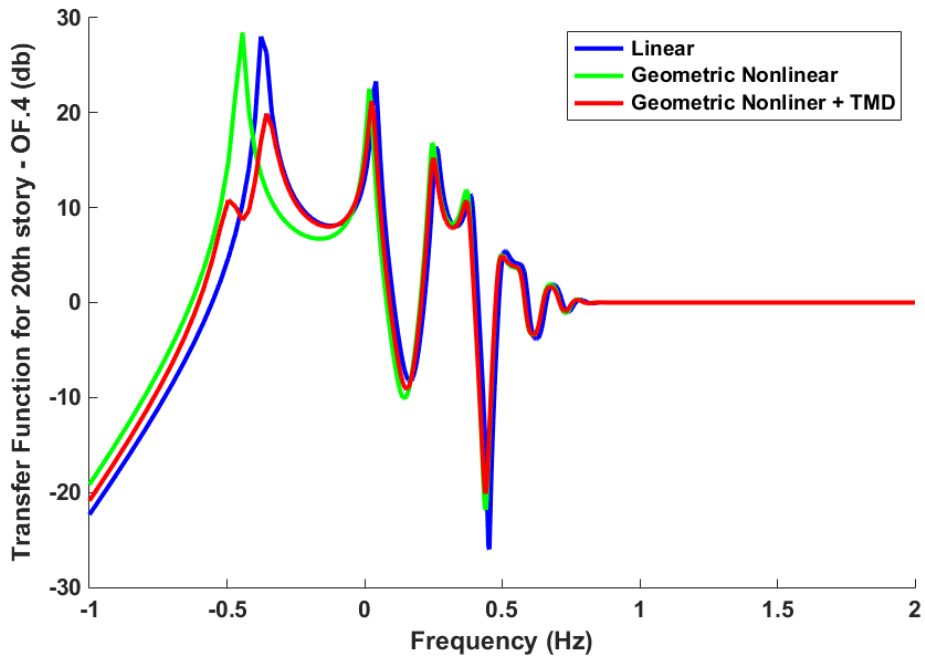
$$\text{Objective Function.4} = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{abs}(\text{Dirift}(x_i))_{\text{with TMD}})}{\sum_{i=1}^n (\text{abs}(\text{Dirift}(x_i))_{\text{without TMD}})} \quad (۶-۵)$$

مقادیر بهینه پارامترهای میرایی و سختی بدست آمده برابر است با:

$$c_d = 200 (kN \cdot s / m), \quad k_d = 1881.296 (kN / m)$$



شکل ۵-۹- حداکثر جابجایی طبقات در سازه ۲۰ طبقه با تابع هدف OF.4



شکل ۵-۱۰- تابع انتقال طبقه بیستم با تابع هدف OF.4

۵-۲-۵. انتخاب تابع هدف

عملکرد میراگر جرمی تنظیم شونده بهینه، متناسب با هر تابع هدف را با هم بررسی می‌نماییم. در جدول (۲-۵) میزان افزایش حداکثر جابجایی طبقات سازه با رفتار غیرخطی هندسی مشخص شده است. همچنین میزان کاهش حداکثر جابجایی طبقات سازه غیرخطی کنترل شده با توابع هدف متفاوت مشخص شده است.

جدول ۲-۵ مقایسه درصد افزایش و کاهش جابجایی طبقات، متناسب با هر تابع هدف

کاهش جابجایی از سازه غیرخطی به سازه کنترل شده غیرخطی (%)				افزایش جابجایی از سازه خطی به سازه غیرخطی (%)	طبقه
OF. 4	OF. 3	OF. 2	OF. 1		
26.9	28.8	27	31.6	19.05	1
27.3	29.2	27.4	31.3	16	2
28.2	30	28.2	30.8	13.5	3
29.2	31	29.3	30	11.2	4
28.5	31.4	28.6	27.6	9	5
27.9	29.9	27	25.6	7.3	6
26.6	29.7	26.8	24.8	7.3	7
26.8	29.9	26.9	24.4	7.8	8
27.3	30.4	27.4	24.3	9	9
28.4	31.6	28.51	24.8	11	10
30.5	33.7	30.6	26	14.6	11
33.2	36.4	33.3	27.8	19	12
33.4	36.6	33.5	26.6	18.8	13
36	39.3	36.2	26.7	22.7	14
39	42.2	39.2	26	27.6	15
41.4	44.4	41.5	28.9	31.4	16
44.4	45.2	44.5	19	28.5	17
44	43.2	44.1	15.1	23.3	18
42.3	40.3	42.3	10.7	17	19
41.1	38.3	41.1	8	13.8	20
662	702	664	490		مجموع

به منظور انتخاب تابع هدفی که موجب افزایش عملکرد سیستم TMD در سازه شده است، در جدول (۳-۵) رفتار سازه را از لحاظ درصد کاهش حداکثر جابجایی طبقات، کاهش تابع انتقال طبقه آخر، کاهش انرژی جنبشی وارده به سازه و کاهش انرژی پتانسیل جذب شده به سازه بررسی کردیم.

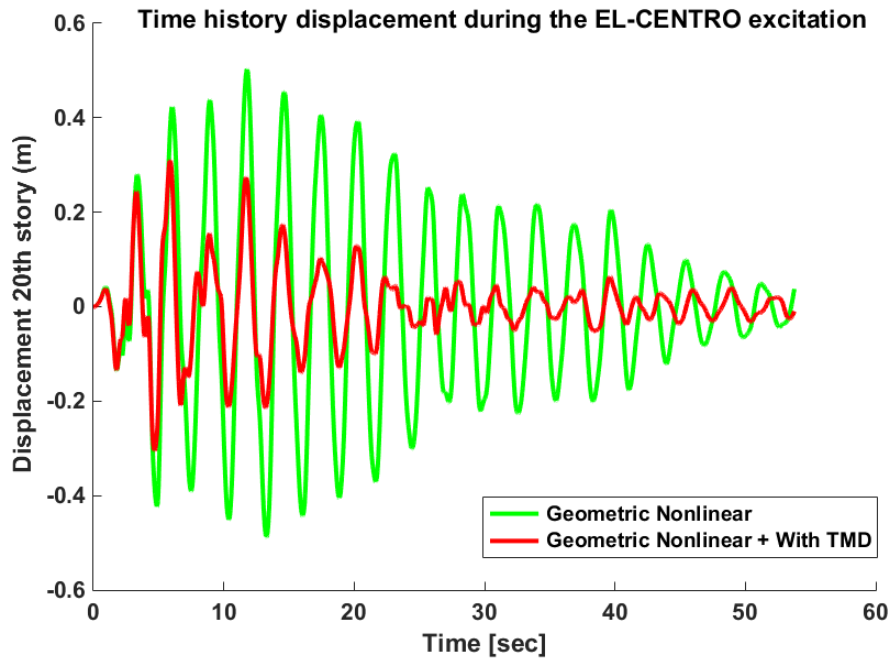
جدول ۳-۵ مقایسه عملکرد سیستم TMD متناسب با هر تابع هدف

	OF. 4	OF. 3	OF. 2	OF. 1
کاهش حداکثر جابجایی سازه (%)	662	702	664	490
کاهش تابع انتقال طبقه آخر (%)	30	41.56	30.4	8.6
کاهش انرژی پتانسیل (%)	30	57.1	52.92	36.9
کاهش انرژی جنبشی (%)	43.8	42.2	43.8	21.6

عملکرد سیستم TMD بهینه شده متناسب با تابع هدف OF. 3 (هدف: کاهش مجموع حداکثر جابجایی طبقات سازه) بهتر از سایرین بوده و این تابع را انتخاب می‌نماییم.

۵-۶. بررسی سازه کنترل شده با TMD بهینه

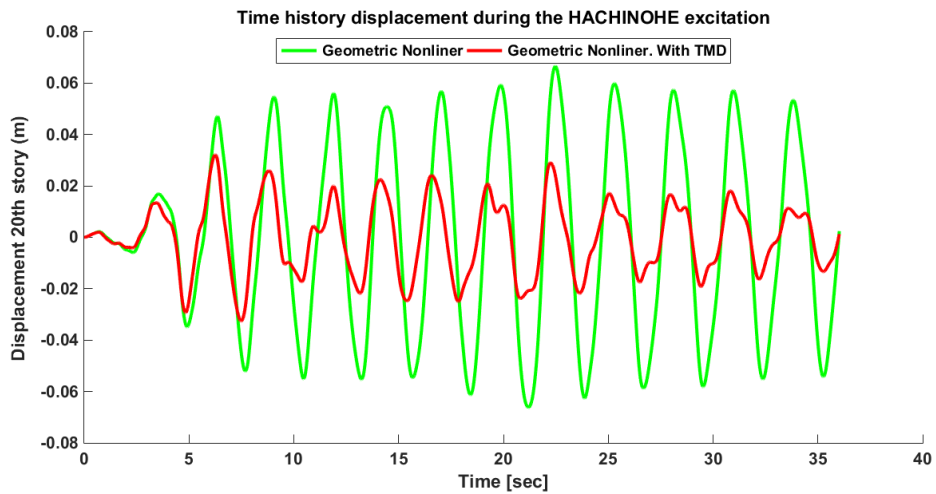
جزئیات بیشتر در مورد رفتار سازه را می‌توان با بررسی جابجایی طبقات حین تحریک زلزله بدست آورد. تاریخچه زمانی جابجایی طبقه بیستم سازه در شکل (۵-۱۰) نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۱- تاریخچه زمانی جابجایی طبقه آخر تحت زلزله ال-سنترو

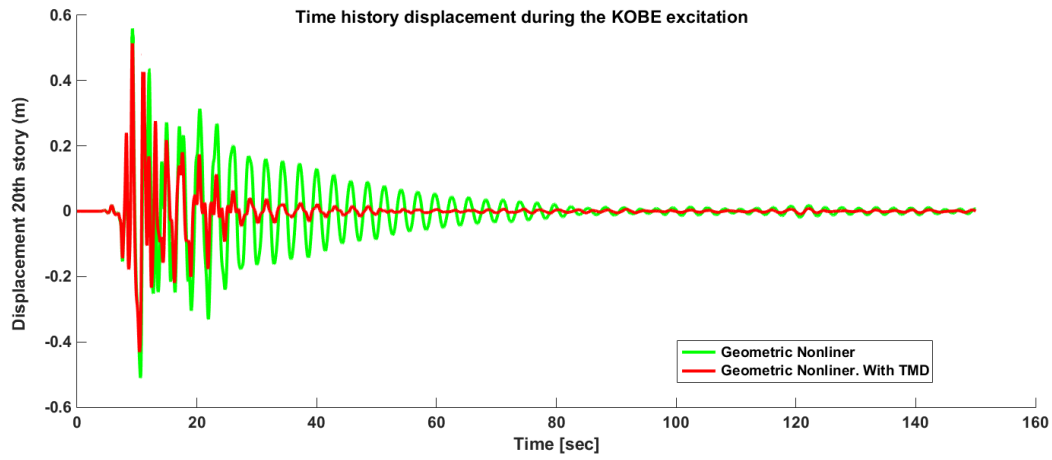
سازه کنترل شده را تحت شتاب نگاشت‌های مختلف بررسی می‌کنیم تا عملکرد میراگر بهینه، ارزیابی

شود.

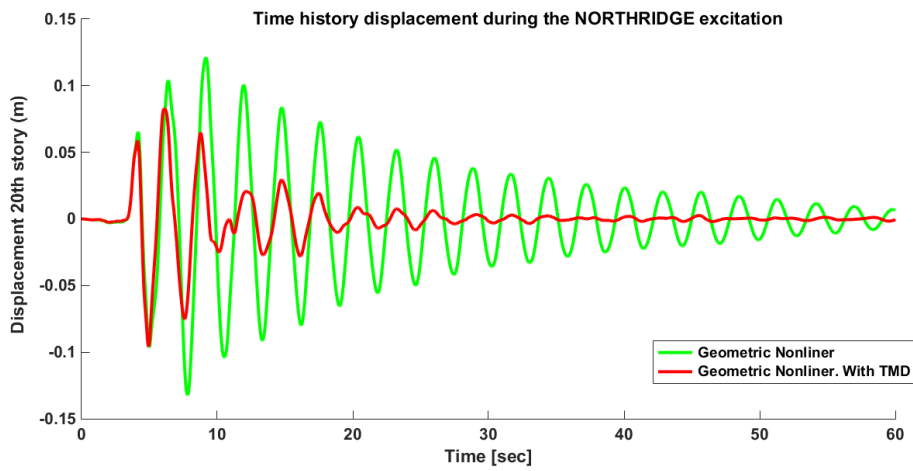


شکل ۵-۱۲- تاریخچه زمانی جابجایی طبقه آخر تحت زلزله هاجینوهه^۱

^۱ Hachinohe



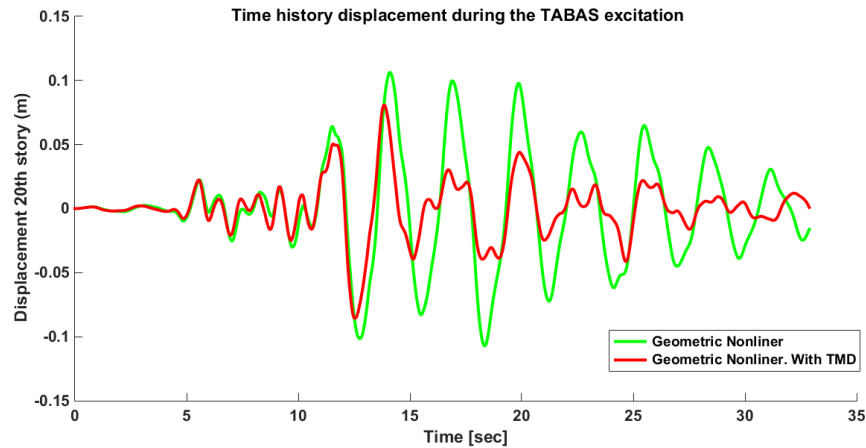
شکل ۵-۱۳- تاریخچه زمانی جابجایی طبقه آخر تحت زلزله کوبه^۱



شکل ۵-۱۴- تاریخچه زمانی جابجایی طبقه آخر تحت زلزله نورتریج^۲

¹ Kobe

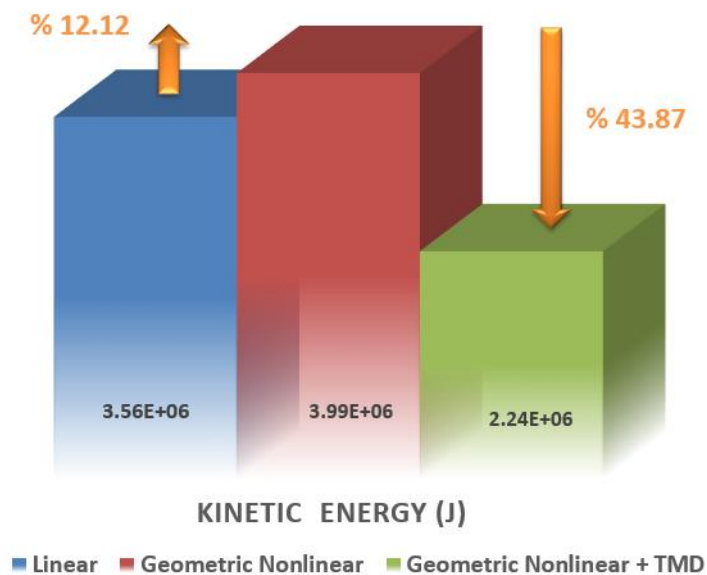
² Northridge



شکل ۵-۱۵- تاریخچه زمانی جابجایی طبقه آخر تحت زلزله طَبَس^۱

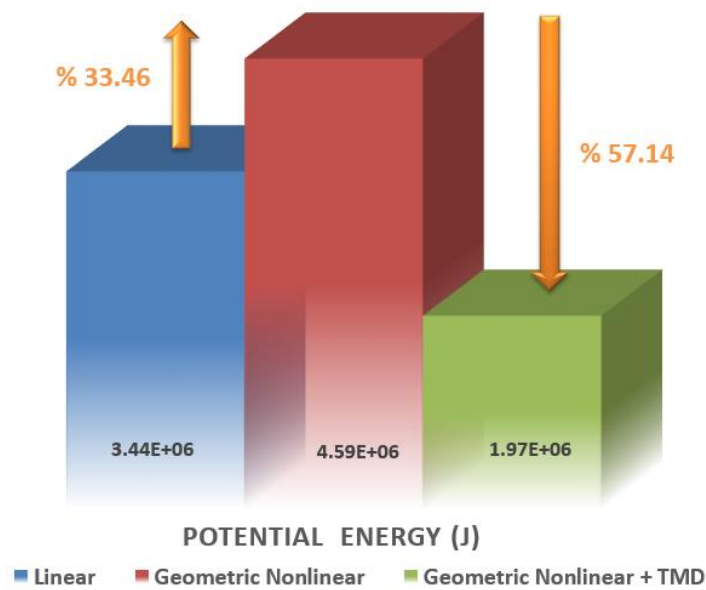
میراگر جرمی بهینه شده تحت زلزله ال-سنترو با توجه به کنترل غیرفعال بودنش، توانست تحت سایر رکوردهای زمین لرزه که در اشکال (۵-۱۱) الی (۵-۱۴) مشاهده شد عملکرد قابل قبولی داشته باشد.

تأثیر در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی سازه و همچنین کنترل سازه در میزان انرژی جنبشی وارده به سازه و انرژی پتانسیل جذب شده در سازه در اشکال (۵-۱۵) و (۵-۱۶) مشاهده می‌شود.



شکل ۵-۱۶- مقایسه انرژی جنبشی وارده بر سازه

^۱ Tabas

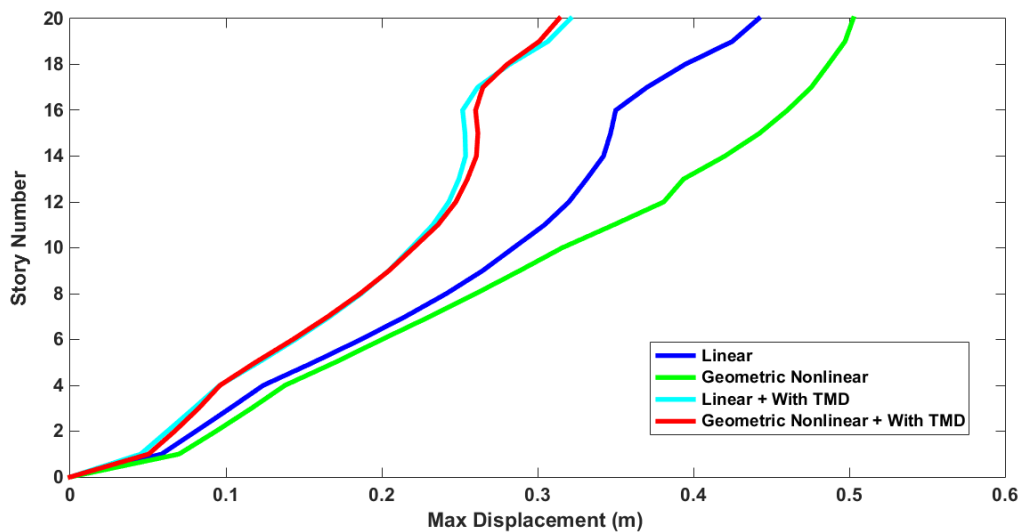


شکل ۵-۱۷- مقایسه انرژی پتانسیل جذب شده در سازه

با استفاده از تابع هدف انتخابی، سازه با رفتار خطی را با میراگر جرمی بهینه کنترل می‌نماییم. در شکل (۵-۱۷) چهار حالت سازه؛ سازه خطی، سازه غیرخطی هندسی، سازه خطی کنترل شده و سازه غیرخطی هندسی کنترل شده ترسیم شده است.

مقادیر بهینه پارامترهای میرایی و سختی میراگر در حالت رفتار خطی سازه بدست آمده برابر است با:

$$c_d = 200 (kN \cdot s / m) , \quad k_d = 2332.474 (kN / m)$$



شکل ۵-۱۸- حداکثر جابجایی طبقات سازه

فصل ششم:

نتایج و پیشنهادات

۶-۱. بحث و نتیجه‌گیری

در این پایان‌نامه، اثر غیرخطی هندسی اعضاء سازه در تحلیل دینامیکی یک سازه ۲۰ طبقه قاب برشی تحت زمین لرزه، با استفاده از رویکرد تشابه نیرویی (FAM) مورد بررسی قرار گرفته است. از اثر غیرخطی مصالح صرف نظر گردیده و رفتار مصالح در محدوده‌ی الاستیک فرض می‌گردد.

میراگر جرمی تنظیم شونده یکی از راهکارهای مؤثر سیستم‌های کنترل سازه می‌باشد که امروزه با بکارگیری آن در برج‌ها و آسمان خراش‌ها، باعث پایداری سازه در برابر نیروهای خارجی وارده بر سازه می‌شود. این سیستم با استهلاک نیروی وارده و کاهش اثر آن بر روی سازه موجب می‌شود که سازه حداقل نوسان و جابجایی ناشی از ارتعاش زلزله و باد را داشته باشد.

نتایج بررسی‌های انجام شده در این پژوهش به شرح زیر است:

۱. در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی در سازه علاوه بر افزایش جابجایی طبقات، موجب افزایش انرژی‌های پتانسیل و جنبشی سازه به ترتیب ۳۳.۴۶ و ۱۲.۱۲ درصد می‌گردد، که نشان دهنده خطاهای موجود در صورت استفاده از تحلیل خطی می‌باشد. پس بهتر است رفتار غیرخطی هندسی را در نظر بگیریم، که مشخصاً رفتاری نزدیک‌تر به واقعیت خواهد داشت. مخصوصاً برای سازه‌های بلند مرتبه که اثرات $P - \Delta$ در آن‌ها قابل توجه است.

۲. استفاده از میراگر جرمی تنظیم شونده طراحی شده با رفتار غیرخطی هندسی سازه موجب می‌شود که:

- جابجایی طبقات کاهش پیدا کند، به عنوان مثال جابجایی طبقه آخر به میزان ۳۸ درصد کاهش یافته است.
- تابع انتقال سازه کاهش می‌یابد.
- انرژی پتانسیل جذب شده در سازه به میزان ۵۷.۱۴٪ و انرژی جنبشی وارد بر سازه به مقدار ۴۲.۲۱٪ کاهش می‌یابد.

۳. TMD بهینه شده بر اساس زلزله ال-سنترو، با توجه به نوع کنترل غیرفعال بودن، تحت شتاب نگاشت‌های دیگر نیز مؤثر واقع شده است.
۴. برای یافتن پارامترهای بهینه میراگر، توابع هدف متفاوتی تعریف شده است. تابع هدفی که به منظور کاهش مجموع ماکزیمم جابجایی طبقات سازه بیان شده، موجب افزایش عملکرد میراگر در کاهش پاسخ‌های دینامیکی سازه شده است.
۵. روش FAM دارای دو ویژگی برجسته کارایی محاسبات و پایداری است که نسبت به سایر روش‌ها برای کاربردهای تجزیه و تحلیل دینامیکی و کنترل ارتعاشات سازه‌ای برتری دارد.
۶. الگوریتم فرا ابتکاری GWO برای اولین بار برای تخمین پارامترهای بهینه TMD در این پایان-نامه به کار گرفته شد و با توجه به مقادیر بهینه بدست آمده و تأثیر آن بر نحوه عملکرد هرچه بهتر TMD موفقیت آمیز بوده است.

۲-۶. پیشنهادات

۱. در این مطالعه فرمول‌بندی روش تشابه نیرویی به‌طور کامل معرفی و تنها رفتار غیرخطی هندسی در نظر گرفته شد. برای مطالعات بعدی می‌توان با استفاده از روش تشابه نیرویی، سازه‌های را که وارد محدود پلاستیک شده‌اند تحلیل و بررسی نماییم.
۲. پیشنهاد می‌شود در پژوهش‌های پیشرو با بهره‌گیری از توانمندی روش تشابه نیرویی، به منظور کنترل سازه از سایر روش‌ها کنترلی استفاده و نتایج بدست آمده با مطالعه حاضر مقایسه شود.
۳. اثرات اندرکنش خاک و سازه می‌تواند عکس‌العمل سازه‌ها را افزایش یا کاهش دهد که این امر به مشخصات و خواص سازه و خاک و حرکت زمین مورد نظر بستگی دارد. بنابراین در مطالعات بعدی می‌توان اندرکنش خاک و سازه را در تحلیل و روابط دینامیکی سازه وارد نماییم.

۴. در مطالعات بعدی می‌توان از توابع هدف متفاوتی برای یافتن پارامترهای بهینه میراگر جرمی تنظیم شونده استفاده کرد. ماکزیمم شتاب و یا ماکزیمم انرژی جذب شده و یا حالت‌های ترکیبی از ماکزیمم شتاب، تغییر مکان و ماکزیمم انرژی جذب شده به‌عنوان تابع هدف در نظر گرفته شود.

۵. برای مطالعات بعدی این امکان وجود دارد تا رفتار میراگر به‌صورت غیرخطی بررسی شود.

۳-۶. منابع

- [1] Housner G. W., Bergman L. A., Caughey T. K., Chassiakos A. G., Masri S. F., Skelton R. E., Soong T. T., Spencer B. F. and Yao J. T. P., (1997), "Structural Control: Past, Present and Future", *Journal of Engineering Mechanics*, 123(9), pp: 897-966.
- [2] Min-Ho. Chey., (2007), "Passive and semi-active tuned mass damper building systems". A Thesis, University of Canterbury, Christchurch. New Zealand.
- [3] Pall A. S., Marsh C., (1987), "Response of friction damped braced frame". *Journal Struct. ASCE*, 108(516), pp: 1313-1323.
- [4] Dyke S. J., and Yi. F., and Caicedo J.M., (1999), "Seismic response control using smart dampers". *Proceeding of the American Control Conference*, San Diego, California.
- [5] Ribakov Y., and Gluck J., (1999), "Optimal design of ADAS damped MDOF structures", *Earthquakes Spectra*, 15(2), pp: 317-330.
- [6] Yang J. N., and Luis A., (1991), "A seismic hybrid control systems for building structures". *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 117(4), pp: 836-853.
- [7] Doudoumis I. N., et al, (2005), "Analytical modeling of elastomeric lead-rubber bearings with the use finite element micro models", 5th International Congress of Computational Mechanics.
- [8] Kelly J. M., (1993), "Earthquake-resistant design with rubber", Springer.
- [9] Change K., et al., (1995), "Seismic behavior of steel frame with added viscoelastic dampers", *Journal of Structural Engineering*, 121(10), pp: 1418-1426.
- [10] Soong T. T., and Dargush G. F., (1997), "Passive energy dissipation systems in Structural engineering". John Wiley and Sons Ltd, Chichester, UK.
- [11] Frahm H., (1909), "Device for damping vibrations of bodies", US patent #989958, Oct. 30.

- [12] Ormondroyd J., and Den Hartog J. P., (1928), "The theory of dynamic vibration absorber", Trans. ASME, APM. 50(7), pp: 9-22.
- [13] Den Hartog J. P., (1956), "Mechanical Vibration", McGraw-Hill, New York.
- [14] Bishop R. E. D., and Welbourn, D. B., (1952), "The Problem of the Dynamic Vibration Absorber", Engineering, Lond., 174,769.
- [15] Falcon K. C., Stone B. J., Simcock W. D. and Andrew, C., (1967), "Optimization of vibration absorbers: a graphical method for use on idealized systems with restricted damping", J. Mech. Engng. Sci, 9, pp: 374-381.
- [16] Gupta Y. P., and Chandrasekaren A. R., (1969), "Absorber system for earthquake excitation". Proc. 4th World Conf. on earthquake engineering, Santiago, Chile, 2, pp: 139-148.
- [17] Crandall S. H., and Mark W. D. (1973), "Random Vibration in mechanical systems". NY: Academic Press.
- [18] Wirsching P. H., and Yao J. T. P., (1973), "safety design concepts for seismic structures". Comput Srtuct. 3, pp: 809-826.
- [19] Clark A. J., (1988), "Multi tuned mass damper for reducing earthquake induced building motion". Proc. 9th World Conf. of earthquake engineering, Tokyo-Kioto, Japan, 8, pp: 779-784.
- [20] Wirsching P. H., and Cambpell G. W. (1974), "Minimal structural response under random excitation using vibration absorber". Earthquake Eng. Struct. Dyn., 2, pp: 303-312.
- [21] Kaynia A. M., Venerziano D., Biggs, J. M., (1981) "Seismic effectiveness of tuned mass damper". J. of Struct. Dive. ASCE, 107, 8, 1465-1484.
- [22] Vilaverd R., (1994), "Seismic control of structures with damped resonant appendages". Proc. 1th World Conf. of structure control, 3-5 Agust, Los Angeles, California, USA, pp: WP4-113-119.
- [23] Luft R. W., (1979), "Tuned mass dampers for building". J. Struct. Div., ASCE, 105(12), pp: 2766-2772.
- [24] Ayorinde E. O., and Warburton G. B., (1980), "Minimizing structural vibration with absorbers". Earthquake Engng. and Struct. Dynamics, 8, pp: 219-236.
- [25] Randall S. E., Halsted D. M., and Taylor D. L., (1981), "Optimum Vibration Absorber for Linear Damped System". Journal of Mechanical Design, 103, pp: 908-913.
- [26] Warburton G. B., (1982), "Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10, pp: 381-401.
- [27] Sadek F., Mohraz B., Taylor F., and Chang R. M. A., (1997), "A method of estimating the parameters of tuned mass damper for seismic application". Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 26, pp: 617-635.

- [28] Villaverde R., and Koyama L. A., (1993) "Damped resonant appendages to increase inherent damping in building". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22(6): 491-507.
- [29] Tsai H. C., and Lin G. C., (1993), "Optimum tuned mass dampers for minimizing study state response of support excited and damped systems". *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*, 22, pp: 957-973.
- [30] Wang A. P., and Fung R. F., and Huang S. C., (2001), "Dynamic analysis of a tall building with a tuned mass damper device subjected to earthquake excitations". *Journal of Sound and Vibration*, 244(1), pp: 123-36.
- [31] Rana R., and Soong T., (1998), "Parametric study and simplified design of tuned mass dampers". *Engineering Structures*, 20(3), pp: 193-204.
- [32] Lin C. C., Ueng J. M., and Huang T. C., (2000), "Seismic response reduction of irregular buildings using passive tuned mass dampers". *Engineering Structures*, 22(5): 513-524.
- [33] Zuo L., and Nayfeh S. A., (2003) "Minimax optimization of multi degree of freedom tuned mass dampers". *Journal of Sound and Vibration*, 272: 893-908.
- [34] Verdirame J. M., and Nayfeh S. A., (2003), "Design of multi degree of freedom tuned mass dampers based on eigenvalue perturbation". In 44th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics and Materials Conference.
- [35] Pinkaew T., and Chatupote P., (2003), "Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structure". *Engineering Structures*, 25(1), pp: 39-46.
- [36] Wong K. K. F., and Chee Y. L., (2004) "Energy dissipation of tuned mass dampers during earthquake excitations". *Struct. Design Tall Spec.*, 13, pp: 105-121.
- [37] Lin T. H., (1968). "Theory of inelastic structures". Wiley, New York, USA.
- [38] Li G., and Wong K. K. F., (2014). "Theory of nonlinear structural analysis, the force analogy method". *Earthquake Engineering*, Wiley, Singapore Pte.
- [39] Newmark N. M., (1970). "Current trends in the seismic analysis and design of high-rise structures". Chapter 16 in *Earthquake Engineering*, Prentice-Hill, New Jersey.
- [40] Villaverde R., (1996). "Simplified response-spectrum seismic analysis of nonlinear structures". *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 122(3): 282-285
- [41] Villaverde R., (1998). "Modal superposition method for seismic design of non-linear multistory structures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16: 691-704.
- [42] Wong K. K. F., and Yang R., (1999). "Inelastic dynamic response of structures using force analogy method". *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 15(10): 1190-1200.
- [43] Horne M. Z., and Merchant W., (1965). "The stability of frames". Pergamon Press, New York.

- [44] Bazant Z. P., and Cedolin L., (2003). “Stability of structures”. Dover Publication, New York.
- [45] Park J. W., and Kim S. E., (2008). “Nonlinear inelastic analysis of steel-concrete composite beam-columns using the stability functions”, *Structural Engineering and Mechanics*, 30(6), pp: 763-785.
- [46] Dorigo M., and Stutzle T., (2004), “Ant colony optimization”. MIT Press, Cambridge, MA.
- [47] Elbeltagi E., and Hegazy T., and Grierson D., (2005). “Comparison among five evolutionary-based optimization algorithms”. *Advanced Engineering Informatics* 19, pp: 43-53.
- [48] Doreco J., Siarry E., Petrowski A., and Taillard E., (2006), “Metaheuristics for hard optimization”. Springer-Verlag, 12-30.
- [49] Kaveh A., & Kalatjari V., (2004). “Size/geometry optimization of trusses by the force method and genetic algorithm”. *Journal of Applied Mathematics and Mechanics*. Vol. 84, pp: 347–357.
- [50] Li L. J., Huang Z. B., Liu F., & Wu, Q. H., (2007). “A heuristic particle swarm optimizer for optimization of pin connected structures”. *Computers & Structures*. Vol. 85, pp: 340–349.
- [51] Kaveh A., & Shojaee S., (2007). “Optimal design of skeletal structures using ant colony optimization”. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. Vol. 70, pp: 563–581.
- [52] Lee K. S., & Geem Z. W., (2004). “A new structural optimization method based on the harmony search algorithm”. *Computers & Structures*. Vol. 82, pp: 781–798.
- [53] Kaveh A., & Talatahari S., (2010). “A novel heuristic optimization method: charged system search”. *Acta Mechanica*. Vol. 213, pp: 267-289.
- [54] Kaveh A. & Talatahari S., (2010). “Optimal design of skeletal structures via the charged system search algorithm”. *Structural and Multidisciplinary Optimization*. Vol. 41, pp: 893-911.
- [55] Singh M. P., Singh S., & Moreschi L.M., (2002). “Tuned mass dampers for response control of torsional buildings”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 31, pp: 749–769.
- [56] Marano G. C., Greco R., & Chiaia B., (2010). “A comparison between different optimization criteria for tuned mass dampers design”. *Journal of Sound and Vibration*. Vol. 329, pp: 4880–4890.
- [57] Steinbuch R., (2011). “Bionic optimization of the earthquake resistance of high buildings by tuned mass dampers”. *Journal of Bionic Engineering*. Vol. 8, pp: 335-344.

- [58] Leung A.Y.T., & Zhang H., (2009). "Particle swarm optimization of tuned mass dampers". *Engineering Structures*. Vol. 31, pp: 715–728.
- [59] Bekdaş G., & Nigdeli S. M., (2011). "Investigation of SDOF idealization for structures with optimum tuned mass dampers". *Proceedings of the Natural Cataclysms and Global Problems of the Modern Civilization Geocataclysms*, Istanbul, Turkey.
- [60] Bekdaş G., & Nigdeli S. M., (2011). "Optimization of tuned mass damper parameters for structures subjected to earthquakes with forward directivity". *Proceedings of the Natural Cataclysms and Global Problems of the Modern Civilization Geocataclysms*, Istanbul, Turkey.
- [61] Bekdaş G., & Nigdeli S.M., (2013). "Mass ratio factor for optimum tuned mass damper strategies". *International Journal of Mechanical Science*. Vol. 71, pp: 68–84.
- [62] Mirjalili S. A., Mirjalili S. M., and Lewis. A., (2014), "Grey wolf optimizer", *Advances in Engineering Software*, 69, pp: 46-61.
- [63] Muro C., Escobedo R., Spector L., and Coppinger R., (2011), "Wolf-pack (*Canis Lupus*) Hunting Strategies Emerge Form Simple Rules in Computational Simulations", *Behavioural Processes*, Vol. 88, NO.3, pp: 192-197.
- [64] Mech L. D., (1999), "Alpha Status, Dominance and Division of labor in wolf Packs", *Canadian Journal of Zoology*, Vol-77, NO.8, pp: 1196-1203.
- [65] Ohtori Y., Christenson R. E., Spencer B. F., and Dyke S. Y., (2004), "Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings", *Journal of Engineering Mechanics*, 130(4), pp: 366-385.

Abstract

The purpose of this research is to provide an appropriate approach for considering nonlinear geometrical behavior in the control of structures using a TMD. Force similarity method (FAM) is a tool for analyzing nonlinear structural problems. Instead of changing the hard matrix resulting from nonlinear effects, this approach applies changes to the displacement vector and, consequently, to the forces vector. On the other hand, selecting the optimal parameters for the control system has an impact on the performance of the TMD in reducing the dynamic responses of the structure. After analyzing by using the FAM method and considering geometric nonlinear behavior, GWO was used to find optimal TMD parameters. For numerical analysis, the 20-story structure is modeled in MATLAB software. Dynamic responses in the structure are calculated by linear behavior and geometric nonlinear behavior under the L-Centro earthquake. TMD is located on the roof and different target functions are defined to find optimal parameters. The values of the optimal parameters obtained are proportional to each objective function and the objective function that increases the damper performance in reducing the dynamic responses of the structure is selected.

The results indicate that consideration of geometric nonlinear behavior in the structure under consideration increases the potential energy and kinetic energy of the structure by 46.33% and 12.12%, in addition to increasing the area occupancy, which indicates the errors in the case of using linear analysis. It is better to consider non-linear geometric behavior in order to approach the structural behavior of the structure. The use of TMD reduces the displacement of floors, the structural transfer function, and reduces the potential and kinetic energy absorbed by the structure to 57.14 and 42.21 percent. The optimized damper with the accelerated mapping of the L-Centro earthquake was investigated under several other acceleration maps, which illustrates the effectiveness of this damper and the proper functioning of this inactive control system. Also, the GWO optimization method has been successfully applied in this study and the results of optimization of TMD parameters have led to a better depletion performance. Another important result is that a controlled structure with nonlinear geometric behavior with a suitable behavioral approximation is similar to a controlled linear structure.

Keyword: Geometric Nonlinear Behavior, Tuned Mass Detector, Force Similarity Method, Gray Wolf Over-Invention Algorithm.



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

**Estimating Optimum Parameters of Tuned Mass
Dampers(TMDs) by Considering Geometrical Nonlinear
Behavior of Structural Members Using Force Analogy
Method and Meta-heuristic Algorithms**

By: Milad Yazdan

Supervisors:

Dr. Ali Keyhani

Dr. Mohammad Shamekhi Amiri

Adviser:

En. Omid Khadem Hoseini

September 2017