

بررسی حاشیه‌ی اطمینان در طراحی لرزه‌ی شالوده‌ها بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ASCE ۴۱-۰۶

آنا آتانوئی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

علیرضا آذربخت* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه اراک

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۴ (ص. ۱۰۰-۹۱)
دوری ۲ - ۳۱، شماره ۱/۲، ص. ۱۰۰-۹۱

در طراحی‌های لرزه‌ی مبتنی بر نیرو، جهت تخمین تقاضا متداول است که پاسخ خطی سازه توسط ضریب کاهش نیرو تقابل داده شود. با توجه به استقبال فراوان طراحان از این روش، کالیبره کردن مقادیر ضریب کاهش نیرو از اهداف اصلی مهندسان در سال‌های اخیر بوده است. از طرفی با توجه به روند رو به رشد مقاوم‌سازی ساختمان‌ها، محافظه‌کارانه شدن نتایج بهسازی شالوده‌ها نسبت به طراحی آن‌ها از دیگر مسائلی است که مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. عمده‌ترین دلیل اختلاف نتایج دو روش را می‌توان تفاوت در نیروهای لرزه‌ی مورد استفاده برشمرد. بر این اساس در این نوشتار، جهت بررسی مقادیر پیشنهادی ضریب کاهش نیرو در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی، قاب‌های بتنی همراه با دیوار برشی متفاوت در تعداد طبقات در دو حالت پایه‌ی صلب و انعطاف‌پذیر، توسط روش‌های استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی مورد تحلیل قرار گرفته است. مقایسه‌ی نتایج طراحی و بهسازی شالوده‌ها منجر به پیشنهاد رابطه‌ی جدیدی جهت تعیین ضریب کاهش نیرو شده است.

واژگان کلیدی: طراحی و بهسازی شالوده‌ها، ضریب کاهش نیرو، روش استاتیکی خطی، روش دینامیکی غیرخطی، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ASCE ۴۱-۰۶.

۱. مقدمه

براساس نسل جدید آیین‌نامه‌های طراحی، چنانچه سازه و المان‌های تشکیل دهنده آن در اثر بارهای زلزله از حد کشسان خارج و وارد محدوده‌ی غیرخطی شوند، مقدار زیادی انرژی در این راستا از بین خواهد رفت. لذا برای محاسبه‌ی بارهای طراحی در روش مبتنی بر مقاومت، طراح مجاز به کاهش تقاضای لرزه‌ی کشسان توسط اعمال ضریب کاهش نیرو^(J) است. ضرایب کاهش، که در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی با عناوین مختلف ضریب کاهش نیرو، ضریب کاهش مقاومت، ضریب رفتار یا ضریب اصلاح پاسخ معرفی شده‌اند، اعمال‌کننده‌ی فلسفه‌ی طراحی لرزه‌ی در روش موردنظر هستند. در آیین‌نامه‌های کنونی، این ضریب بیشتر براساس قضاوت مهندسی، تحلیل و مشاهده‌ی عملکرد ساختمان‌هایی با مشخصات متفاوت تحریک‌شده توسط زلزله‌های مختلف تعیین شده است و لزوم تبیین دقیق‌تر این ضریب احساس می‌شود.^[۱] علاوه بر این، مقدار متفاوت این ضریب در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های مختلف سراسر دنیا باعث ایجاد عدم اطمینان به نتایج در بین طراحان شده است. از این رو محاسبه‌ی دقیق این ضریب و بررسی پارامترهای تأثیرگذار آن

۲. کاربرد ضریب کاهش نیرو (J) در دستورالعمل

مطابق بند ۱۰-۲-۳ دستورالعمل، اعضاء قائم سیستم باربر جانبی ساختمان در هر طبقه باید با در نظر گرفتن اثرات لنگر واژگونی ناشی از بارهای لرزه‌ی طراحی شوند. جهت کنترل خسارت و افزایش ضرایب اطمینان، در روش‌های خطی ارائه‌شده در دستورالعمل، از نیروهای جانبی کاهش نیافته -- بدون اعمال ضریب اصلاح پاسخ^۲ (R) -- استفاده می‌شود. این امر جهت دستیابی به سطح عملکردی بالاتر از

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۱۱/۱۱، اصلاحیه ۱۳۹۲/۵/۱۴، پذیرش ۱۳۹۲/۵/۲۸.

غیرخطی و مصالح کشسان به بخش میانی تیر است. تعریف نحوه‌ی رفتار تیر در محل تشکیل مفصل خمیری در مدل‌سازی تیرها نقش بسزایی دارد. بدین منظور از مدل سه‌خطی با پوش رفتاری مونوتونیک (شکل ۲)، که بر مبنای روابطی جهت تعیین مشخصات رفتاری لنگر - چرخش تیر - ستون‌های مختلف براساس نتایج آزمایش‌های متفاوت بر روی تسلیم و شکست تیر - ستون‌های بتنی با خصوصیات متفاوت است، استفاده شده است.^[۴] این مدل دارای ۴ مد اصلی زوال چرخه‌یی است: ۱. زوال مقاومت ناحیه‌ی سخت‌شدگی کرنش غیرخطی^۶، ۲. زوال مقاومت ناحیه‌ی نرم‌شدگی کرنش پس از اوج^۷، ۳. زوال شتاب‌دار سختی بارگذاری مجدد^۸، ۴. زوال سختی باربرداری^۹.^[۵]

جهت مدل‌سازی ستون‌ها از مدل فایبر استفاده شده است. این مدل برخلاف روش استفاده‌شده در تیرها، علاوه بر توانایی در نظر گرفتن تغییرات ایجادشده در نیروی محوری در حین تحلیل، قابلیت لحاظ کردن خمش و نیروی محوری را که در طراحی ستون‌ها عاملی مؤثر است، را دارد. به علاوه جهت دستیابی به عملکرد دقیق مدل، ستون‌ها در ارتفاع به ۴ قسمت مساوی تقسیم شده‌اند.^[۴]

مدل‌سازی قاب‌های دیوار برشی شامل: مدل دیوار برشی، قاب، و ارتباط این دو سیستم سازه‌یی به یکدیگر است. جهت مدل‌سازی دیوار برشی که بخشی از سازه‌های مسطح هستند، از چندین المان خطی به جای صفحه استفاده شده است. مدل تیر - ستون تغییرمکان - محور با قابلیت لحاظ کردن اندرکنش خمش - برش، که اخیراً در محیط OpenSees بسط داده شده است، جهت مدل‌سازی دیوار برشی استفاده شده است.^[۶] این مدل دارای مزایایی شامل لحاظ کردن اندرکنش خمش و برش در تعیین پاسخ، تعریف ساده‌تر مدل با اختصاص یک مقطع فایبر به المان مرکزی دیوار برشی بدون نیاز به تعریف چندین ستون به صورت مجزا است. در حقیقت، این

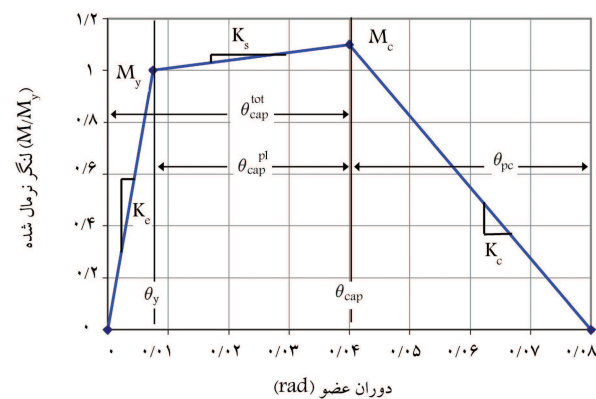
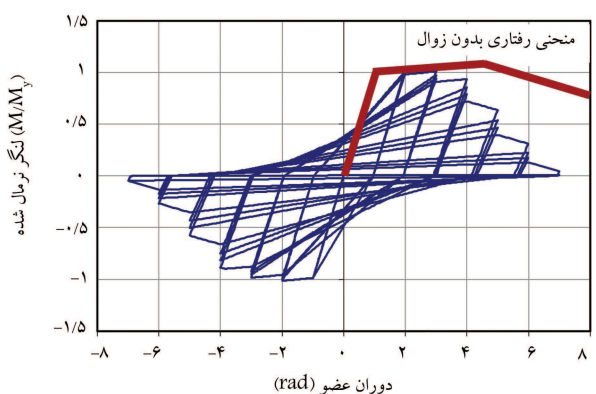
سطح ایمنی جانی صورت می‌گیرد و به همین علت لنگر واژگونی محاسبه شده طبق دستورالعمل، مقدار بیشتری نسبت به مقدار متناظر محاسبه شده طبق آیین‌نامه‌های طراحی دارد. از دیگر کاربردهای ضریب کاهش نیرو در دستورالعمل، می‌توان به رابطه‌ی محاسبه‌ی تلاش‌های طراحی المان‌های با رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو اشاره کرد. این تلاش‌ها شامل ترکیبی از نیروی ثقلی و لرزه‌یی کاهش یافته هستند.^[۴]

با توجه به بند ۲-۱-۲-۳ دستورالعمل، مقدار این ضریب همواره عددی بزرگ‌تر یا مساوی ۱ و در بحرانی‌ترین شرایط، یعنی منطقه با لرزه‌خیزی زیاد، مساوی ۲ است. سطح عملکرد انتخابی در این مطالعه، استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)^۳ است و ضریب J در این سطح مقدار ۱ را به خود اختصاص می‌دهد.^[۴] این بدان معناست که بارهای لرزه‌یی طراحی المان‌های کنترل‌شونده توسط نیرو، مانند شالوده‌ها، برخلاف آیین‌نامه‌های طراحی به مقدار کمی کاهش می‌یابند و نیروهای طراحی زیاد حاصل، منجر به ارائه‌ی نتایجی محافظه‌کارانه خواهد شد. بدین منظور در قسمت بعد مدل‌های ریاضی انتخاب‌شده معرفی و در ادامه، به تحلیل‌های لازم پرداخته شده است.

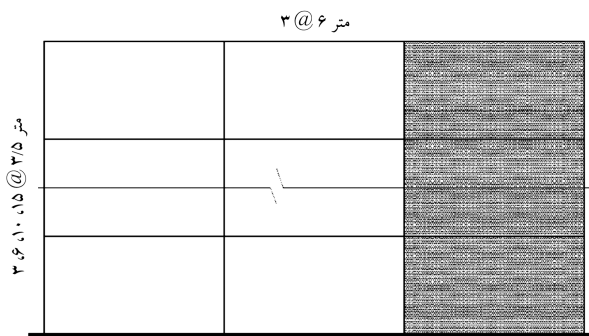
۳. مشخصات مدل‌های تحلیلی

سازه‌های مورد مطالعه در این مطالعه، مجموعه‌یی از قاب‌های بتنی دوبعدی ۳، ۶، ۱۰ و ۱۵ طبقه هستند که بر ۳ گروه خاک: سنگ (گروه B)، خاک شنی (گروه C) و خاک ماسه‌یی متوسط (گروه D) استقرار یافته و در دو حالت پایه‌ی صلب و انعطاف‌پذیر مورد بررسی قرار گرفته‌اند. به منظور دستیابی به طیف وسیعی از سختی کم تا زیاد، طول دهانه‌ها و ارتفاع طبقات به ترتیب برابر ۶ و ۳/۵ متر و تعداد طبقات متفاوت در نظر گرفته شده است.^[۴] ضخامت دیوار برشی در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه برابر ۲۵ سانتی‌متر و در قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه ۳۰ سانتی‌متر است. جهت انجام تحلیل استاتیکی خطی قاب‌های دیوار برشی در حالت پایه‌ی صلب و بر مبنای دستورالعمل، از نرم‌افزار ETABS^۴ استفاده شده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی نیز در دو حالت پایه‌ی صلب و انعطاف‌پذیر بر مبنای دستورالعمل توسط نرم‌افزار OpenSees^۵ صورت پذیرفته است. در شکل ۱، نمای از قاب‌های مورد مطالعه نمایش داده شده است.^[۴]

با توجه به اینکه در مقابل بارهای لرزه‌یی رفتار سازه وابسته به رفتار المان‌های تشکیل‌دهنده‌ی آن است، لذا مدل‌سازی صحیح عملکرد غیرخطی اعضاء دارای اهمیت بسزایی است. جهت مدل‌سازی تیرها، از مدل تیر - ستون با مفصل خمیری متمرکز استفاده شده است. این مدل قادر به لحاظ کردن کاهش مقاومت و سختی است، که این مسئله در مدل‌سازی فروریزش حائز اهمیت است. از ویژگی‌های این المان، اختصاص طول معینی در دو انتهای تیر به مفصل خمیری با رفتار



شکل ۲. رفتار مونوتونیک و چرخه‌یی مدل پیشنهادی Ibarra.^[۴]



شکل ۱. نمای از قاب‌های مورد مطالعه.

جدول ۱. بارگذاری ثقیل قاب ۳ طبقه.

طبقه	بار مرده (kg/m)	بار پارتیشن (kg/m)	تعداد دهانه‌ها	طول دهانه‌ها (m)	بار ثقیل (kg)
۳	۳۶۰۰	۰	۳	۵٫۵۵	۵۳۹۴۶
۲ و ۱	۳۹۰۰	۶۰۰	۳	۵٫۵۵	۶۷۴۳۲٫۵

جدول ۲. بارگذاری ثقیل قاب ۶ طبقه.

طبقه	بار مرده (kg/m)	بار پارتیشن (kg/m)	تعداد دهانه‌ها	طول دهانه‌ها (m)	بار ثقیل (kg)
۶	۳۶۰۰	۰	۳	۵٫۵۵	۵۳۹۴۶
سایر	۳۹۰۰	۶۰۰	۳	۵٫۵۵	۶۷۴۳۲٫۵

جدول ۳. بارگذاری ثقیل قاب ۱۰ طبقه.

طبقه	بار مرده (kg/m)	بار پارتیشن (kg/m)	تعداد دهانه‌ها	طول دهانه‌ها (m)	بار ثقیل (kg)
۱۰	۲۷۰۰	۰	۳	۵٫۵۵	۴۰۴۵۹٫۵
۹ تا ۴	۳۰۰۰	۶۰۰	۳	۵٫۵۵	۵۳۹۴۶
۳ تا ۱	۳۰۰۰	۶۰۰	۳	۵٫۵۵	۵۲۹۷۴

جدول ۴. بارگذاری ثقیل قاب ۱۵ طبقه.

طبقه	بار مرده (kg/m)	بار پارتیشن (kg/m)	تعداد دهانه‌ها	طول دهانه‌ها (m)	بار ثقیل (kg)
۱۵	۲۷۰۰	۰	۳	۵٫۵۵	۴۰۴۵۹٫۵
۱۴ تا ۹	۳۰۰۰	۶۰۰	۳	۵٫۵۵	۵۳۹۴۶
۸ تا ۵	۳۰۰۰	۶۰۰	۳	۵٫۴	۵۲۴۸۸
۴ تا ۱	۳۰۰۰	۶۰۰	۳	۵٫۳	۵۱۵۱۶

بارگذاری ثقیل معرفی شده در قالب ترکیبات افزایشدهنده^{۱۰} و یا کاهشدهنده^{۱۱} اثرات بارهای لرزه‌یی هستند و با توجه به تأثیر قابل توجه بارهای ثقیل در بلندشدگی، ترکیبات بارگذاری کاهشدهنده (رابطه‌ی ۱) حالت بحرانی را به خود اختصاص می‌دهند، از این رو محاسبات برای این ترکیب انجام می‌شوند.

$$Q_D = 0.9Q_D \quad (1)$$

در این رابطه، Q_D معرف بارهای مرده (شامل بار مرده‌ی کف و بار پارتیشن) است. بارگذاری ثقیل تیرها در قاب‌های مورد مطالعه، در جدول‌های ۱ الی ۴ ارائه شده است.

محاسبه‌ی زمان تناوب ساختمان، اولین گام در تعیین نیروی طراحی به شمار می‌آید. یکی از روش‌های پیشنهادی جهت تعیین زمان تناوب در دستورالعمل، روش تحلیلی است. برخلاف آیین‌نامه‌های طراحی که جهت ترغیب مهندسان به استفاده از روش‌های تحلیل پیشرفته، زمان تناوب محاسبه‌شده از طریق روش تحلیلی را دارای محدودیت می‌دانند، دستورالعمل با ارائه‌ی کنترل‌های مناسب و کافی بر روش‌های تحلیلی و معیارهای پذیرش، استفاده از این روش را پیشنهاد می‌دهد.^[۱۲] بر این اساس در این مطالعه، زمان تناوب قاب‌های مورد مطالعه براساس تحلیل‌های انجام‌شده در نرم‌افزار ETABS به‌دست آمده است. در جدول ۵، مقادیر برش پایه نشان داده شده است.

بر مبنای بند ۱-۳-۱-۳-۳ دستورالعمل، در روش استاتیکی بارهای ناشی از

روش براساس ایده‌ی فایبر طرح‌ریزی شده است و در آن مقطع دیوار برشی به‌صورت ترکیبی از سطح مقطع چندین ستون در فواصل مختلف از تار خنثی تعریف شده است.^[۱۳]

جهت پیوستگی المان دیوار برشی و قاب متصل به آن، مقطع دیوار برشی به دو بخش پانل میانی و المان مرزی تقسیم شده‌اند. پانل میانی، عمده‌ی مقاومت برشی دیوار و بخشی از مقاومت خمشی را تأمین می‌کند و المان‌های مرزی در قالب ستون‌هایی با مقطع فایبر تعریف شده‌اند. در این مدل سعی شده است با بستن المان‌های مرزی و ستون درگره‌های انتهایی خود به کمک تیرهای صلب رفتار یک پارچه در مجموعه‌ی مقطع دیوار برشی ایجاد شود.^[۱۴]

بررسی دقیق مسئله‌ی اندرکنش خاک - سازه بر رفتار سازه نیازمند بررسی گسترده‌ی وسیعی از خاک‌ها به‌عنوان بستری برای پی سازه است. در این مطالعه سعی شده است دسته‌بندی خاک تا حد زیادی مشابه آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران باشد. برای این منظور و مطابق دستورالعمل از دسته‌ی B سنگ، دسته‌ی C خاک بسیار فشرده و دسته‌ی D خاک سخت، که در آیین‌نامه‌ی ایران به ترتیب با عناوین سنگ متوسط تا خوب، خاک‌های شنی سنگ‌های نرم و در نهایت خاک‌های رسی سخت و خاک‌های ماسه‌یی نام‌گذاری شده‌اند، استفاده شده است.^[۱۵]

جهت مدل‌سازی اندرکنش از مدل غیرخطی تیر وینکلر استفاده شده است. این مدل شامل فنرهای قائم مستقل، غیرخطی، و غیرکشسان گسترده در طول پی هستند. مدل وینکلر تنها مدلی است که برای استفاده از آن فقط نیاز به تعیین یک پارامتر (ضریب عکس‌العمل بستر) است، که می‌توان آن را به سادگی از آزمایش بارگذاری صفحه محاسبه کرد و به طیف وسیعی از انواع پی‌ها از نظر شکل، اندازه و... اختصاص داد. برتری این روش در امکان اعمال تغییر سختی در طول پی، قابلیت شبیه‌سازی بلندشدگی پی و رفتار غیرخطی خاک، قابلیت لحاظ کردن استهلاک انرژی هیسترتیک و میرایی تشعشعی است.^[۱۶] جهت تعیین ظرفیت باربری پی از رابطه‌ی Meyerhof استفاده شده است. اما مهم‌ترین مرحله در مدل‌سازی سیستم خاک - سازه تعیین سختی فنرهاست. سختی کل با استفاده از رابطه‌ی Gazetas، که در دستورالعمل ارائه شده‌اند، قابل محاسبه است. یکی از پارامترهای کلیدی در تعیین سختی Gazetas مدول برشی خاک است، که مقدار دقیق آن را می‌توان از نتایج آزمایشگاهی بارگذاری صفحه به‌دست آورد.^[۱۷] نتایج این آزمایش به‌صورت نمودار نیرو - تغییرمکان بیان می‌شوند، که در آن‌ها ۳ نوع سختی اولیه، سکانتی و باربرداری - بارگذاری مجدد جهت پی قابل تشخیص است. استفاده از سختی باربرداری - بارگذاری مجدد باعث افزایش کارایی مدل وینکلر در تخمین دقیق تر رفتار پی می‌شود. در این مطالعه نیز از همین سختی جهت محاسبه‌ی مدول برشی خاک استفاده شده است. در بسیاری از مطالعات انجام‌شده، از المان‌های خطی جهت تعریف پی استفاده شده است. در این مطالعه، مقطع فایبر به المان پی اختصاص یافته و از المان تیر - ستون غیرخطی جهت مدل‌سازی تیر شکل‌دهنده‌ی پی استفاده شده است.^[۱۸]

۴. تحلیل استاتیکی خطی

چنانچه جهت تحلیل یک سازه از روش استاتیکی خطی استفاده شود، نیروهای لرزه‌یی طراحی، توزیع آن‌ها در ارتفاع، نیروهای منظر داخلی و میزان جابجایی اعضاء باید از روش کشسان خطی محاسبه شوند. در این روش، المان‌ها باید با مشخصه‌هایی چون سختی کشسان خطی و میرایی لزوج معادل سازگار با عکس‌العمل‌های موجود در محدوده‌ی تسلیم مدل‌سازی شوند. مطابق بند ۸-۲-۳ دستورالعمل، انواع ترکیبات

جدول ۵. مقادیر برش پایه در روش استاتیکی خطی.

تعداد طبقات	نوع خاک	وزن (کیلوگرم)	زمان تناوب (ثانیه)	برش پایه (کیلوگرم)
	B			۲۹۶۸۰۹
۳	C	۲۶۷۱۰۰	۰٫۱۲۴	۳۱۵۳۷۰
	D			۳۴۷۹۰۰
	B			۶۱۹۲۴۲
۶	C	۵۴۳۱۰۷	۰٫۳۶۹	۶۴۵۴۱۸
	D			۶۸۷۹۵۴
	B			۴۱۱۲۴۷
۱۰	C	۷۹۰۸۰۷	۰٫۷۹	۵۴۶۹۴۵
	D			۶۴۶۵۹۱
	B			۳۷۱۸۷۳
۱۵	C	۱۲۹۲۰۸۸	۱٫۳۹۷	۴۸۵۷۰۱
	D			۵۶۴۸۱۳

جدول ۶. مقادیر ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در روش استاتیکی خطی.

تعداد طبقات	نوع خاک	ضریب اطمینان در مقابل واژگونی
	B	۱۰٫۷۵۴
۳	C	۱۰٫۱۲۱
	D	۰٫۹۱۷۵
	B	۰٫۶۴۴۹
۶	C	۰٫۶۲۴۷
	D	۰٫۵۹۴۷
	B	۰٫۶۷۳۴
۱۰	C	۰٫۵۸۰۵
	D	۰٫۵۲۴۶
	B	۰٫۶۸۰۲
۱۵	C	۰٫۵۴۷۸
	D	۰٫۴۸۲۸

مقادیر ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در جدول ۶ ارائه شده است. با توجه به نتایج می‌توان به غیراقتصادی بودن مقدار ضریب J پی برد. چرا که نتایج حاصل شده بر مبنای ضریب J ، نشان‌دهنده‌ی ناتوان بودن شالوده در مقابل لنگر واژگونی است. در حالی که ضرایب اطمینان به دست آمده بر اساس رابطه‌ی ۴، نتیجه‌ی متفاوت را نشان می‌دهد.

در مدل‌سازی خاک - پی، فرض بر عدم وقوع لغزش (تغییر مکان افقی) در پی است. در این قسمت با محاسبه‌ی ضرایب اطمینان در برابر لغزش، درستی این فرض مورد بررسی قرار داده می‌شود. مبنای محاسبه‌ی این ضرایب، ضوابط موجود در دستورالعمل است. در این دستورالعمل از ۹۰٪ نیروی مقاوم، که شامل چسبندگی و اصطکاک میان سطح تماس است (رابطه‌ی ۵)، استفاده شده است. در طرف مقابل نیروی محرک، که همان برش پایه است، با تقسیم بر $C_1 C_2 R_{OT}$ کاهش یافته است.

$$V_{ST} = CA + f_s \quad (5)$$

که در آن، C چسبندگی، A مساحت سطح تماس پی با خاک و f_s نیروی اصطکاک میان سطح تماس است، که برابر حاصل ضرب وزن سیستم (w) در ضریب اصطکاک ($\mu = \tan \phi$) است. با توجه به اینکه میزان چسبندگی خاک‌های مورد مطالعه صفر است، نیروی مقاوم در برابر لغزش فقط به نیروی اصطکاک محدود می‌شود. در نهایت، ضریب اطمینان در برابر لغزش بر اساس ضرایب R_{OT} و J به ترتیب از رابطه‌های ۶ و ۷ محاسبه می‌شود:

$$SF_{sliding} = \frac{V_{base}}{C_1 C_2 R_{OT}} = \frac{0.9(w \tan \phi)}{C_1 C_2 R_{OT}} \quad (6)$$

$$SF_{sliding} = \frac{V_{base}}{C_1 C_2 J} = \frac{0.9(w \tan \phi)}{C_1 C_2 J} \quad (7)$$

زلزله به صورت استاتیکی رفت و برگشتی به سازه اعمال می‌شوند و نیروی زلزله از حاصل ضرب ضریب زلزله در وزن کل، که شامل وزن اسکلت ساختمان، بار مرده، و درصدی از بار زنده است، به دست می‌آید (رابطه‌ی ۲):

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (2)$$

که در آن، C_1 ضریب تصحیح برای اعمال بیشترین تغییر مکان غیرارتجاعی سیستم، C_2 واردکننده‌ی اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ی بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار چرخشی آن‌ها، C_m جهت اعمال اثر مودهای بالاتر در سازه، و S_a شتاب طیفی به ازاء زمان تناوب اصلی سازه و میرایی مورد نظر است.

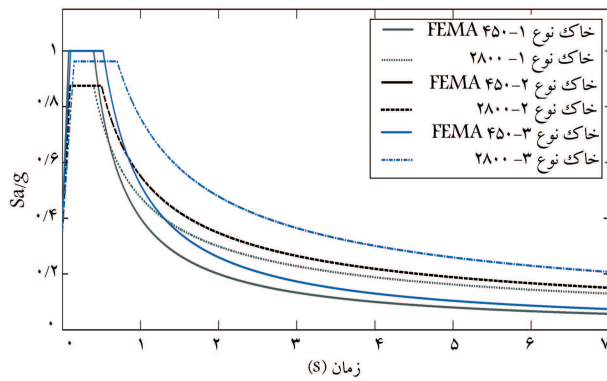
در اثر حرکت رفت و برگشتی زمین در حین زلزله، تمایل به واژگون شدن در ساختمان‌ها به وجود می‌آید. چنانچه در محاسبه‌ی لنگر واژگونی فقط بارهای مرده در محاسبه‌ی لنگر مقاوم مدنظر قرار گرفته شوند، رابطه‌ی ۳ برقرار است.

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 J} \quad (3)$$

در صورتی که برای تأمین پایداری در برابر واژگونی علاوه بر بارهای مرده، کشش در اعضای سازه نیز در نظر گرفته شود، آنگاه برای ارزیابی سازه در مقابل واژگونی باید رابطه‌ی ۴ جایگزین رابطه‌ی ۳ شود.^[۴]

$$0.9 M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 R_{OT}} \quad (4)$$

در روابط ۳ و ۴، M_{OT} لنگر واژگونی در طبقه‌ی مورد نظر و M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده است R_{OT} . ضریب اصلاح لنگر واژگونی است و مطابق بند ۱۰-۲-۳ دستورالعمل، با توجه به سطوح عملکرد مورد انتظار ساختمان مقدار متفاوتی برای آن تعریف می‌شود. سطح عملکرد در این مطالعه، قابلیت استفاده‌ی بی وقفه است، لذا محاسبات برای $R_{OT} = 4$ انجام می‌شود.



شکل ۳. طیف‌های پاسخ براساس آیین‌نامه‌ی FEMA۴۵۰ و آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ برای خاک‌های B، C و D.

جدول ۸. بهینه‌ترین حرکت قوی زمین برای محدوده‌های مختلف زمان تناوب. [۱۱]

شناسه حرکت قوی زمین	زمان تناوب (ثانیه)	زیر مجموعه‌ی حرکت زمین
۲۸-۲۷-۲۴-۲۱-۲۰-۱۴-۸-۳	۰٫۳-۰٫۱	۱
۳۰-۲۳-۲۱-۲۰-۱۲-۱۰-۴-۲	۰٫۵-۰٫۳	۲
۲۳-۱۷-۱۵-۱۲-۱۰-۶-۴-۱	۰٫۷-۰٫۵	۳
۲۶-۲۵-۲۴-۲۳-۲۲-۱۲-۴-۱	۰٫۹-۰٫۷	۴
۲۹-۲۳-۲۲-۱۶-۱۵-۱۲-۹-۸	۱٫۲۵-۰٫۹	۵
۳۱-۲۸-۲۳-۱۹-۱۵-۱۳-۷-۵	۲-۱٫۲۵	۶

تفکیک اثرات افقی و قائم زلزله و جمع این آثار در قالب اثر بار لرزه‌یی است. با توجه به بند ۱-۲-۴ برای قاب‌های مورد مطالعه، در حالتی که بارهای ثقلی افزایشی اثرات بارهای لرزه‌یی باشند، از ترکیب بار $0.7S + 0.5DL + 1.0QE + D(0.7 + 0.2)$ و در صورتی که بارهای ثقلی اثر کاهندگی را در بارهای لرزه‌یی داشته باشند، باید از ترکیب بارگذاری $1.0QE + D(0.7 - 0.9)$ استفاده کرد. [۱۰] در روابط مذکور، D اثر بار مرده، L اثر بار زنده، QE اثر بار لرزه‌یی افقی ناشی از برش پایه‌ی طرح V و S اثر بار برف هستند. لازم به توضیح است در این نوشتار فقط به اثر بارهای کاهنده‌ی اثر بارهای لرزه‌یی پرداخته شده است. اهمیت ترکیبات بارگذاری در مسائل اندرکنش خاک و سازه به دلیل نقش قابل توجه بارهای ثقلی در بلندشدگی سازه است.

با توجه به فراوانی زلزله‌های ثبت شده و مشخصه‌های متفاوت آن‌ها از یک سو و افزایش روش‌های تولید شتاب‌نگاشت‌های ترکیبی و مصنوعی از سوی دیگر، انتخاب رکورد مناسب برای انجام تحلیل دینامیکی، اهمیت فراوانی دارد. در این نوشتار، جهت انتخاب رکورد از پژوهشی در سال ۲۰۱۰ استفاده شده است، که هدف اصلی آن، ارائه‌ی مجموعه‌ی مناسبی با تعداد اندکی رکورد از تعداد زیادی رکورد زمین‌لرزه‌های قوی (SGMRS) ^{۱۲} موجود برای تحلیل گسترده‌ی وسیعی از ساختمان‌ها بوده است. [۱۱] نتیجه‌ی مطالعه در این نوشتار، پیشنهاد ۲۹ رکورد در قالب ۶ گروه است (جدول ۸)، و مشخصه‌ی اصلی انتخاب رکوردها، زمان تناوب مورد غالب سیستم است. پس از مشخص کردن رکوردهای مناسب برای تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی قاب‌های مورد مطالعه، درگام بعد نیاز است که رکوردهای موجود برای بررسی و مقایسه‌ی نتایج تحلیل، هم‌مقیاس شوند. ضریبی که در این

جدول ۷. مقادیر ضریب اطمینان در مقابل لغزش در روش استاتیکی خطی.

تعداد طبقات	نوع خاک	ضریب اطمینان در مقابل لغزش
		R_{OT}
B		۰٫۸۹۵۴
۳	C	۰٫۷۰۸۲
D		۰٫۵۳۸۷
B		۰٫۹۸۹۴
۶	C	۰٫۸۰۹۳
D		۰٫۶۵۱۱
B		۱٫۳۲۷
۱۰	C	۱۰٫۴۰۷
D		۰٫۸۲۵۶
B		۱۷٫۹۲۳
۱۵	C	۱۲٫۸۱۷
D		۰٫۹۷۵۸

مقادیر محاسبه شده بر مبنای روابط بالا، در جدول ۷ نشان داده شده است. نتایج این بخش مشابه قسمت واژگونی بیانگر ضعیف بودن شالوده در مقابل لغزش است. بر این اساس نیاز به تقویت المان‌های پی احساس می‌شود. اما با توجه به مقادیر حاصل شده براساس ضریب R_{OT} ، تناقض بین نتایج مشاهده می‌شود. در این راستا در قسمت آتی، با انجام تحلیل‌های غیرخطی و در نظر گرفتن نتایج آن به عنوان شاخصی برای مقایسه، مقادیر منطقی مشخص خواهد شد.

۵. تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی

در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه محاسبه می‌شود. در این روش فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می‌توانند تغییر کنند، اما در طول هر گام زمانی ثابت هستند و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی و دست‌کم برای ۳ شتاب‌نگاشت محاسبه می‌شود. در این روش، پیش از اعمال بار جانبی، بارگذاری ثقلی بر هر یک از قاب‌ها اعمال می‌شود. در این نوشتار، نیروهای لرزه‌یی طراحی بر مبنای آیین‌نامه‌ی FEMA۴۵۰ تعیین شده‌اند. [۱۰] باید توجه کرد که طیف طرح این آیین‌نامه برخلاف طیف طرح آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران، اساس احتمالاتی - قطعی (Probabilistic-Deterministic) دارد. در این راستا، نخست با فرض پارامتر S_s (شتاب طیفی بیشینه‌ی زلزله در دوره‌ی تناوب‌های کوتاه) و S_1 (پارامتر شتاب طیفی بیشینه‌ی زلزله در دوره‌ی تناوب یک ثانیه)، به ترتیب برابر با ۲ و ۰٫۷۶ طیف طرح FEMA۴۵۰ ترسیم و با طیف طرح ۲۸۰۰ ایران و برای شهر تهران مقایسه شدند. این مقایسه‌ها برای انواع خاک نوع B، C و D در شکل ۳ به نمایش گذاشته شده است.

در گام بعد با مشخص شدن نیروهای لرزه‌یی جهت آغاز فرآیند طراحی، تعیین ترکیب‌های بارگذاری، که نحوه‌ی اثر بارهای ثقلی و لرزه‌یی را بر سازه مشخص می‌کند، در اولویت قرار می‌گیرد. در آیین‌نامه‌ی FEMA۴۵۰ ترکیب بارهای معرفی شده به

نوشتار برای هم‌مقیاس کردن رکوردها از آن استفاده شده است، به صورت رابطه‌ی ۸ است:

$$AccX - Factor = \frac{S_a \times g}{S_{a_{original}}} \quad (8)$$

که در آن، S_a مقدار شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب غالب سیستم، از طیف پاسخ مطابق دستورالعمل FEMA۴۵۰ تعیین می‌شود. g شتاب گرانش زمین و $S_{a_{original}}$ بیشینه‌ی مقدار شتاب است که از طیف‌های پاسخ مطابق شکل ۴ به دست می‌آید. در تعیین مقدار $S_{a_{original}}$ پارامترهای شتاب زمین‌لرزه، درصد میرایی، گام زمانی و زمان تناوب مود غالب سیستم تأثیرگذار هستند. یکی از مسائل مهم در تحلیل‌های غیرخطی، رعایت ترتیب و توالی در مراحل حل و دستیابی به هم‌گرایی است. به‌گونه‌ی که نیاز به تعریف الگوریتم در مراحل تحلیل احساس می‌شود. در این نوشتار، از الگوریتم نیوتن - رافسون جهت تعیین توالی مراحل حل غیرخطی استفاده شده است. از مزیت‌های این الگوریتم، تغییر شیب در هر مرحله از تکرار است.^[۹] از نکات قابل توجه در استفاده از الگوریتم انتخابی در مراحل تحلیل، به خصوص الگوریتم نیوتن، امکان بررسی دستیابی به هم‌گرایی در پایان هر مرحله از تکرار است. در این راستا از دستور test در حالت NormDispIncr^{۱۳} با تولرانس ۰٫۰۰۱ و بیشینه‌ی تعداد تکرار ۱۰۰ تا قبل از عدم هم‌گرایی استفاده شده است. از مزیت‌های این دستور، اعلام عدم هم‌گرایی در صورت وقوع بدون ایجاد وقفه در ادامه‌ی تحلیل است. در این نوشتار، برای رسیدن به هم‌گرایی از این الگوریتم‌ها کمک گرفته شده است:^[۱]

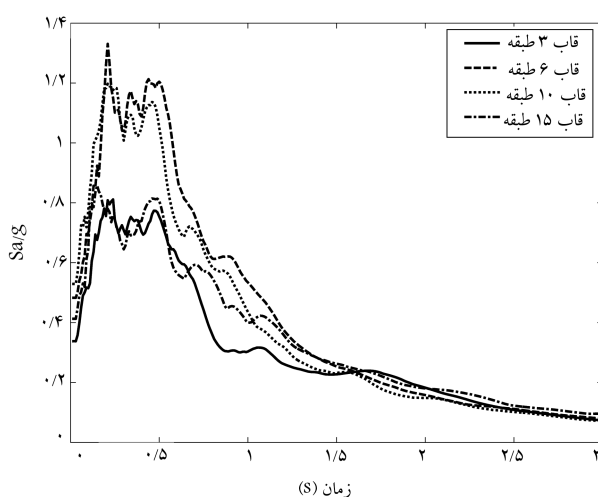
• Newton Algorithm

• Newton Algorithm-Initial

• Newton with Line Search Algorithm

• Modified Newton Algorithm with Initial Tangent

تفاوت الگوریتم‌های مذکور با یکدیگر در چگونگی استفاده از شیب و تغییرات آن است. برای مثال در Newton Algorithm with Initial Tangent Modified برخلاف Newton Algorithm شیب در هر مرحله از تکرار تغییر



شکل ۴. طیف رکوردهای انتخابی در تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه.

نمی‌یابد. به این ترتیب با دنبال کردن مراحل فوق، امکان تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی برای کلیه‌ی قاب‌های دیوار برشی فراهم می‌شود.

۶. مقایسه‌ی نتایج

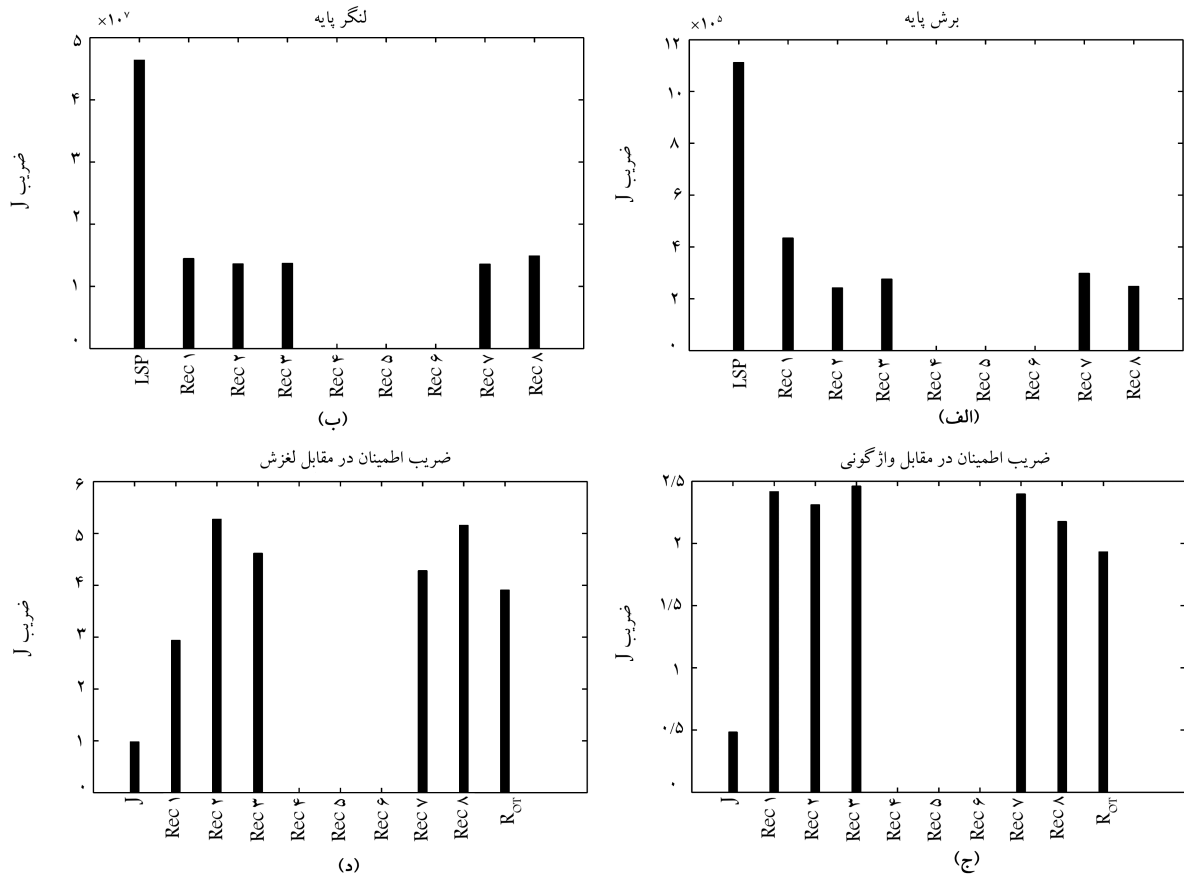
تحلیل سازه و اجزاء آن با استفاده از روش‌های خطی و غیرخطی به نتایج متفاوتی ختم خواهد شد. دلیل این امر مدل‌سازی المان‌های سازه با رفتار و مصالح غیرخطی در تحلیل دینامیکی است. علاوه بر آن، افزایش جذب انرژی توسط اعضاء سازه در محدوده‌ی غیرخطی، یکی از مسائلی است که در تحلیل‌های خطی لحاظ نمی‌شود. این عوامل همواره باعث می‌شوند که نتایج تحلیل‌های دینامیکی نسبت به تحلیلی‌های استاتیکی مناسب و اقتصادی‌تر باشند و به آنچه که در واقعیت رخ می‌دهد، شباهت بیشتری داشته باشند. از این رو و برای رفع این نقص، آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها ضرایب کاهش نیرو را برای انجام تحلیل‌های خطی پیشنهاد کردند. با مقایسه‌ی نتایج حاصل از هر دو روش تحلیلی و همچنین نتایج حاصل از بهسازی ساختمان‌ها، محافظه‌کارانه و غیراقتصادی بودن نتایج روش خطی در آیین‌نامه‌های طراحی و بهسازی کاملاً مشهود بوده است. مطابق دستورالعمل، از ضریب J در ترکیب بارگذاری المان‌های کنترل‌شونده توسط نیرو (مانند فونداسیون‌ها) و ضریب کاهش نیروی محرک در محاسبه‌ی ضرایب اطمینان واژگونی و لغزش استفاده شده است. از این رو در ادامه، به مقایسه‌ی نیروهای طراحی فونداسیون شامل برش پایه و لنگر طراحی و ضرایب اطمینان واژگونی و لغزش به دو روش تحلیلی استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی پرداخته شده است.

نمودارهای میله‌یی ارائه‌شده در شکل‌های ۵الف و ۵ب به ترتیب میزان برش و لنگر پایه را برای بحرانی‌ترین حالت، یعنی قاب ۱۵ طبقه‌ی مستقر بر خاک نوع D و حالت پایه‌ی انعطاف‌پذیر نشان می‌دهند. پارامتر LSP^{۱۴}، نشان‌دهنده‌ی نتیجه‌ی تحلیل استاتیکی خطی است و پارامترهای Rec۱ تا Rec۸ مقادیر محاسبه‌شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی براساس ۸ رکورد انتخاب‌شده با توجه به زمان تناوب قاب موردنظر هستند. در برخی موارد مانند شکل ۵الف مقدار ضریب J به دست آمده برای رکورد شماره‌ی ۴، صفر است. این حالتی است که قاب موردنظر برای آن رکورد تحت تحلیل دینامیکی هم‌گرا نشده است.

نمودارهای میله‌یی ارائه‌شده در شکل‌های ۵ج و ۵د به ترتیب مقادیر ضرایب اطمینان در مقابل واژگونی و لغزش را نشان می‌دهند. پارامترهای J و ROT معرف ضرایب اطمینانی هستند، که مقدار نیروی محرک آن با این ضرایب کاهش یافته است (روابط ۶ و ۷).

با مشاهده‌ی نمودارها می‌توان نتیجه گرفت که مقدار ضریب J در دستورالعمل، در مقایسه با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی محافظه‌کارانه است، که این امر منجر به نتایج غیراقتصادی در تحلیل و طراحی پی ساختمان می‌شود.

با توجه به مطالب مندرج در بند ۱۰-۲-۳ دستورالعمل، مبنای محاسبه‌ی ضریب کاهش نیرو براساس قضاوت مهندسی، مشاهده و بررسی عملکرد ساختمان‌های موجود در هنگام وقوع زمین‌لرزه‌هایی با مشخصات متفاوت است. نتایج تبادل نظرات با میشل مهرآیین^[۱] و اندرو ویتاکر^[۱۲] در سال ۲۰۱۲ نیز مؤید این نکته است. ویتاکر این‌گونه اظهار داشت که مقدار مطرح‌شده‌ی ضریب J در دستورالعمل، براساس بحث و تبادل اطلاعات میان اعضاء شورای تدوین این فصل دستورالعمل به دست آمده است و هیچ نوشتاری و یا نوشته‌ی مستندی از نحوه‌ی محاسبه‌ی آن ارائه نشده است. همچنین مهرآیین نیز مقدار ارائه‌شده‌ی ضریب J را نتیجه‌ی تجربه و قضاوت



شکل ۵. مقایسه‌ی مقدار برش پایه، لنگر پایه، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی و لغزش برای قاب ۱۵ طبقه‌ی مستقر بر خاک D و در حالت پایه‌ی انعطاف‌پذیر.

تاریخچه‌ی زمانی، MOT لنگر محرک، و MST لنگر مقاوم در روش استاتیکی خطی هستند.

ضریب J مقدار موردنیاز برای کاهش لنگر محرک جهت طراحی شالوده‌ی پایدار در برابر واژگونی و لغزش است. به همین ترتیب مقادیر J برای نیروهای طراحی پی نیز به صورت رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود:

$$J = \frac{F_S}{F_D \times C_1 \times C_2} \quad (10)$$

از آنجایی که تلاش‌های موردنیاز طراحی برای شالوده‌ها، کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شود، با توجه به تحقیق حاضر، رابطه‌ی ۱۰ برای تعیین ضریب J در محاسبه نیروی شالوده‌ها پیشنهاد شده است، که در آن، F_S مقدار نیروی طراحی در روش استاتیکی خطی و F_D مقدار نیروی متناظر محاسبه‌شده در روش دینامیکی غیرخطی هستند. پارامترهای C_1 و C_2 نیز در بخش‌های پیشین معرفی شده‌اند. بر این اساس لازم است در روش خطی جهت محاسبه‌ی مقادیر برش و لنگر طراحی فونداسیون‌ها از ضریب کاهنده‌ی J مطابق با رابطه‌ی ۱۰ استفاده کرد.

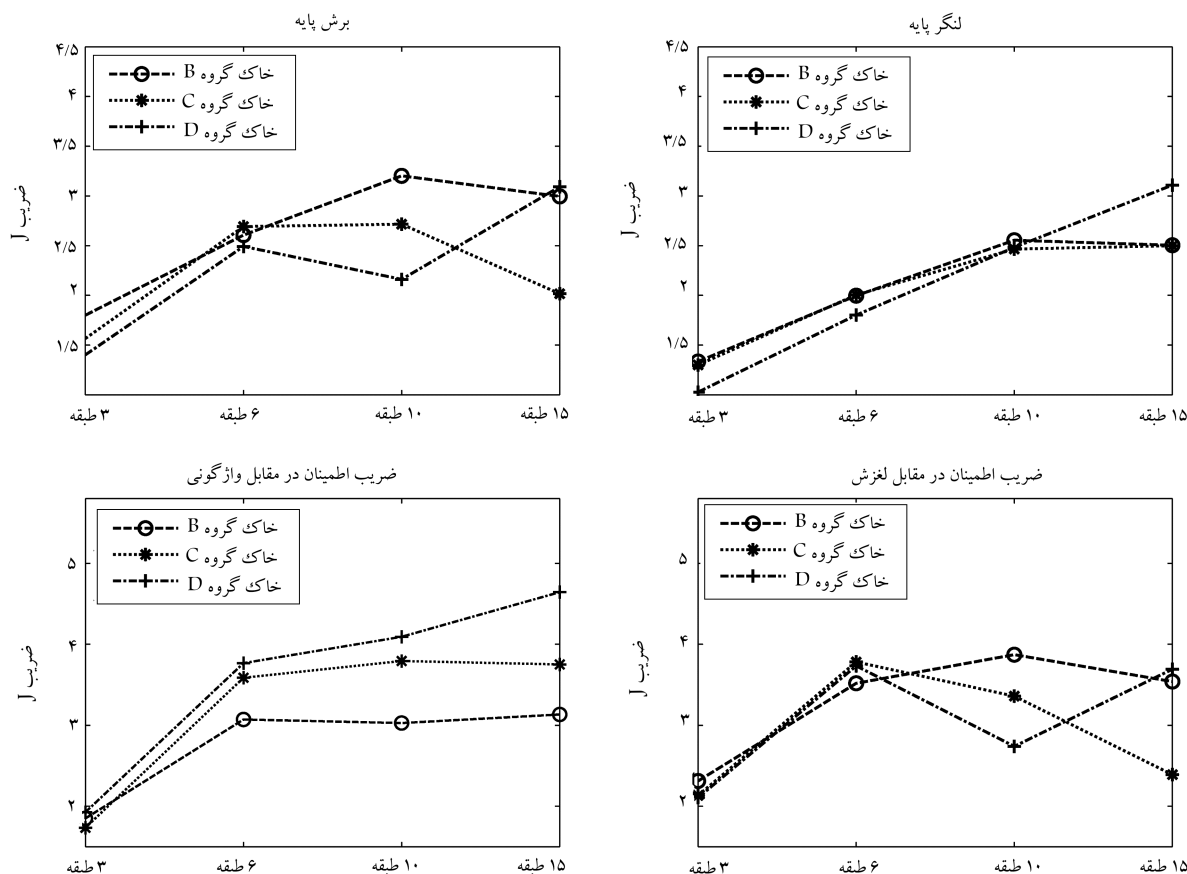
مقادیر ضریب کاهنده‌ی پیشنهادی به تفکیک نوع خاک و تعداد طبقات در حالت پایه‌ی انعطاف‌پذیر در شکل ۶ نشان داده شده است. به جهت سهولت در استفاده، رابطه‌ی ۱۱ نیز مطابق با شکل ۶ پیشنهاد شده است. با توجه به اینکه مدل‌های به‌کاررفته در این پژوهش از لحاظ تعداد طبقات محدود بوده‌اند، برای سایر

مهندسی دانسته و مقدار کم ضریب J را از دلایل محافظه‌کارانه بودن نتایج بهسازی شالوده‌ها عنوان کرده است. علاوه بر آن مهرآین اظهار داشته است، که کاهش لنگر محرک توسط ضریب R_{OT} ، مطلب جدیدی است که در این راستا به دستورالعمل اضافه شده است.

بر این اساس و به جهت بررسی مقادیر پیشنهادشده‌ی ضریب J در دستورالعمل، تحلیل‌های استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی برای قاب‌هایی با تعداد طبقات ۳، ۶، ۱۰ و ۱۵ مستقر بر ۳ نوع خاک با خصوصیات متفاوت در دو حالت پایه‌ی صلب و انعطاف‌پذیر انجام و نتایج تحلیل دینامیکی به‌عنوان شاخصی برای ارزیابی نتایج تحلیل خطی در نظر گرفته شده است. پس از انجام تحلیل‌های موردنظر، مقادیر ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش، و نیروهای طراحی پی شامل برش پایه و لنگر طراحی مطابق با هر دو روش محاسبه شده است. بررسی‌های صورت‌گرفته، نشان‌دهنده‌ی اختلاف زیاد بین نتایج است. از این رو به جهت کاهش عدم تطابق بین نتایج دو روش، مقادیر جدیدی برای ضریب کاهنده‌ی J معرفی شده است. به این صورت که مقادیر به‌دست‌آمده در روش غیرخطی مبنایی جهت محاسبه‌ی ضریب کاهش نیرو در روش خطی قرار گرفته است. مقدار ضریب J در رابطه‌ی ضریب اطمینان در مقابل واژگونی و لغزش از رابطه‌ی ۹ به‌دست می‌آید:

$$J = \frac{S.F. \times MOT}{MST} \quad (9)$$

که در آن، $S.F.$ مقدار ضریب اطمینان محاسبه‌شده در روش دینامیکی غیرخطی



شکل ۶. مقادیر اصلاح‌شده‌ی ضریب J با توجه به نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی.

جدول ۱۰. مقادیر پارامترهای α و β برای ضریب J پیشنهادی در محاسبه‌ی ضرایب اطمینان لغزش شالوده‌ها در حالت پایه‌ی انعطاف‌پذیر.

نوع خاک	تعداد طبقات		
	$N \geq 10$	$6 \leq N < 10$	$N < 6$
B	۰٫۰۶۶-	۰٫۰۸۸	۰٫۴۰۲
C	۰٫۱۹۴-	۰٫۱۰۶-	۰٫۵۵۰
D	۰٫۱۹۱	۰٫۲۴۹-	۰٫۵۴۲
B	۴٫۵۳۷	۲٫۹۹۰	۱٫۱۰۵
C	۵٫۲۹۷	۴٫۴۱۸	۰٫۴۸۳
D	۰٫۸۳۱	۵٫۲۲۵	۰٫۴۸۱

جدول ۱۱. مقادیر پارامترهای α و β برای ضریب J پیشنهادی در محاسبه‌ی نیروی برش پایه‌ی شالوده‌ها در حالت پایه‌ی انعطاف‌پذیر.

نوع خاک	تعداد طبقات		
	$N \geq 10$	$6 \leq N < 10$	$N < 6$
B	۰٫۰۴۱-	۰٫۱۴۹	۰٫۲۶۸
C	۰٫۱۴۰-	۰٫۰۰۶	۰٫۳۷۵
D	۰٫۱۸۶	۰٫۰۸۳-	۰٫۳۶۳
B	۳٫۶۱۵	۱٫۷۱۲	۰٫۹۹۶
C	۴٫۱۱۴	۲٫۶۵۵	۰٫۴۴۱
D	۰٫۳۰۰	۲٫۹۸۸	۰٫۳۱۳

ساختمان‌ها می‌توان از درون‌بایی خطی استفاده کرد.

$$J = \alpha N + \beta \quad (11)$$

در رابطه‌ی ۱۲، J ضریب اصلاح‌شده و N تعداد طبقات است. ضرایب α و β پارامترهای ثابتی هستند و مقدار آن‌ها به تعداد طبقات و نوع خاک ساختگاه (در دو حالت محاسبه‌ی ضریب اطمینان در مقابل واژگونی و تعیین لنگر طراحی پی) وابسته است. مقادیر پارامترهای α و β برای محاسبه‌ی ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، ضریب اطمینان در مقابل لغزش، نیروی برش پایه و لنگر پایه‌ی طراحی شالوده به ترتیب در جدول‌های ۹ الی ۱۲ ارائه شده‌اند.

جدول ۹. مقادیر پارامترهای α و β برای ضریب J پیشنهادی در محاسبه‌ی ضرایب اطمینان واژگونی شالوده‌ها در حالت پایه‌ی انعطاف‌پذیر.

نوع خاک	تعداد طبقات		
	$N \geq 10$	$6 \leq N < 10$	$N < 6$
B	۰٫۰۲۱	۰٫۰۱۱-	۰٫۴۰۲
C	۰٫۰۰۹-	۰٫۰۵۲	۰٫۶۱۷
D	۰٫۱۱۰	۰٫۰۸۲	۰٫۶۱۳
B	۲٫۸۱۵	۳٫۱۳۷	۰٫۶۳۰
C	۳٫۸۸۱	۳٫۲۷۶	۰٫۱۱۶-
D	۲٫۹۹۲	۳٫۲۷۸	۰٫۰۸۷

در فرآیند تحلیل و طراحی چنین سازه‌هایی مشکلات جدی را در زمینه‌ی تشخیص صحیح توزیع نیروها و هم‌چنین تغییرشکل‌های واقعی ایجاد می‌کند. این موضوع می‌تواند منجر به قضاوت‌های نادرست در زمینه‌ی تخمین رفتار سازه‌ها شود.

در کلیه‌ی قاب‌های دیوار برشی ۳، ۶، ۱۰ و ۱۵ طبقه‌ی مستقر بر خاک‌های B، C و D مقادیر نیروی برش پایه در روش تحلیل استاتیکی خطی از مقادیر محاسبه‌شده در روش دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی بیشتر است. کاهش کم نیروهای طراحی و به بیانی دیگر افزایش زیاد ظرفیت اجزاء سازه منجر به نتایج غیراقتصادی در روش خطی می‌شود. این در حالی است که در تحلیل‌های غیرخطی با توجه به در نظر گرفتن تأثیر پراکنندگی انرژی بین اعضاء، رفتار غیرخطی المان‌ها و هم‌چنین تغییرات سختی آن‌ها در حین زمین‌لرزه در مدل‌سازی، نتایج دقیق و منطقی‌تری را می‌توان انتظار داشت.

مقایسه‌ی نتایج حاصل از لنگر پایه‌ی قاب‌های مورد مطالعه نیز بیانگر محافظه‌کارانه‌بودن روش خطی در مقایسه با روش غیرخطی است. براساس دستورالعمل، بر حسب اینکه در محاسبه‌ی نیروی مقاوم فقط از بارهای مرده استفاده شود یا اثرات کشش نیز مد نظر باشد، مقدار نیروی محرک در محاسبه ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، به ترتیب توسط ضرایب J و R_{OT} کاهش داده می‌شود. مقایسه‌ی نتایج حاصل از این پارامتر بر مبنای روش‌های تحلیل خطی و غیرخطی نشان‌دهنده‌ی محافظه‌کارانه‌بودن ضریب J است. در صورتی که اگر فقط بر مبنای این ضریب محاسبات صورت گیرد، طراحی منجر به افزایش مقاطع و غیراقتصادی شدن نتایج می‌شود. با افزایش در تعداد طبقات و نرم‌تر شدن خاک مورد استفاده در ساختگاه، محافظه‌کار بودن مقدار ضریب J مشخص می‌شود.

این تذکر لازم است که نتایج حاصل در این مطالعه، محدود به فرضیات انجام‌شده از قبیل منظم بودن سازه‌های مورد مطالعه هستند. بررسی این موضوع در سازه‌های نامنظم برای مطالعات آتی پیشنهاد می‌شود.

جدول ۱۲. مقادیر پارامترهای α و β برای ضریب J پیشنهادی در محاسبه‌ی لنگر پایه‌ی شالوده‌ها در حالت پایه‌ی انعطاف‌پذیر.

نوع خاک	تعداد طبقات		
	$N \geq 10$	$6 \leq N < 10$	$N < 6$
α	B	۰٫۲۲۱	۰٫۱۳۹
	C	۰٫۲۳۵	۰٫۱۱۵
	D	۰٫۲۵۸	۰٫۱۲۵
β	B	۰٫۶۷۱	۱٫۱۶۰
	C	۰٫۵۹۵	۱٫۳۱۴
	D	۰٫۲۵۱	۰٫۷۸۲

۷. نتیجه‌گیری

مطابق دستورالعمل، در تحلیل خطی نیروهای طراحی (مخصوصاً نیروی ثقلی) اعضاء کنترل‌شونده توسط نیرو باید بر ضریب کاهش نیرو (J) تقسیم شوند. این بدان معناست که ضریب J به جای کاهش نیرو وارد بر المان‌ها، مقدار ظرفیت آن‌ها را افزایش می‌دهد. اعمال این ضریب می‌تواند منجر به نتایج متفاوتی شود. با توجه به تأثیر قابل توجه نیروی ثقل در پایداری سازه در مقابل واژگونی و لغزش، بررسی تأثیر اعمال ضریب J در ظرفیت المان‌های کنترل‌شونده توسط نیرو و نیروهای وارد بر آن‌ها، اهمیت دو چندان پیدا می‌کند.

در یک نگاه کلی می‌توان این‌گونه ادعا کرد که اثرات پدیده‌ی اندرکنش خاک - پی - سازه در رفتار قاب‌های دیوار برشی موضوعی فراتر از افزایش زمان تناوب سیستم اندرکنشی است. به گونه‌یی که در بسیاری از موارد عدم لحاظ کردن این پدیده

پانویس‌ها

1. force reduction factor
2. response modification factor
3. immediate occupancy
4. extended 3D analysis of building systems
5. open system for earthquake engineering simulation
6. basic strength deterioration
7. post-capping strength deterioration
8. acceleration reloading stiffness deterioration
9. unloading stiffness deterioration
10. additive load combination
11. counteractive load combination
12. strong ground motion records
13. norm displacement increment
14. linear static procedur

منابع (References)

1. Mehraïn, M., Personal Communication (6 July 2012).
2. ASCE/SEI 4106, *Seismic Rehabilitation of Existing*

Buildings, American Society of Civil Engineers, 1801 Alexander Bell Drive, Reston, Virginia 20191 (2007).

3. Marzban, S., Banazadeh, M. and Azarbakht, A. "Seismic performance of reinforced concrete shear wall frames considering soil-foundation-structure interaction", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, DOI: 10.1002/tal.1048 (2012).
4. Haselton, C.B., Lang, S.T., Liel, A.B. and Deierlein, G.G. "Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings", Report NO. PEER Report 2007/03. Berkeley Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California (2007).
5. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(2), pp. 1489-1511 (2005).
6. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. "OpenSees, command language manual", Open System for Earthquake Engineering Simulation. Available at <http://opensees.berkeley.edu/> (2006).

7. 2800-05 Standard, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings*, Standard No. 2800-05 (3rd Edition). Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2005).
8. Rajabi, E. "Effect of the soil-foundation-structure interaction on the component demand modifier factor based on the Iranian instruction for seismic rehabilitation of existing buildings", Master Degree Thesis, Arak University, Iran (2011) (in Persian).
9. Gazetas, G. "Foundation vibrations", *Foundation Engineering Handbook*, **2**, pp. 553-593 (1991).
10. FEMA, *Nehrp Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)*, 2003 Edition, part 1: Program on Improved Seismic Safety Provisions. BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL NATIONAL INSTITUTE OF BUILDING SCIENCES Washington, D.C. (2003).
11. Ghafory Ashtiany, M., Mousavi, M. and azarbakht, A. "Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **40**(6), pp. 691-708 (2010).
12. Whittaker, A., Personal Communication (6 July 2012).