



مشخصات لرزه‌ای سازه‌های بتنی قالب تونلی با پلان نامنظم

سید بهرام بهشتی اول^{۱*}، وحید محسنیان^۲ و نفیسه نیک‌پور^۳

^۱ دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

^۲ کارشناس ارشد زلزله، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۱۲/۱۵؛ تاریخ بازنگری: ۱۳۹۴/۰۳/۰۷؛ تاریخ پذیرش: ۱۳۹۴/۰۴/۲۰

چکیده

ضرورت منظم بودن سازه‌های بتنی قالب تونلی در پلان و ارتفاع، علی‌رغم تسریع روند ساخت و تضمین کیفیت بالاتر، محدودیت‌های زیادی از نظر طراحی معماری بدنبال داشته، در عرصه‌هایی که امکان ساخت به صورت متقارن وجود نداشته باشد، کاربرد این سیستم را محدود می‌سازد. فقدان مقدار مشخصی برای ضریب رفتار در آیین‌نامه‌های فعلی زلزله نیز، از چالش‌های مهم در طراحی این سازه‌ها به روش نیرویی است. در این مطالعه، به بررسی رفتار لرزه‌ای دو سازه قالب تونلی ۵ و ۱۰ طبقه با پلان نامنظم پرداخته شده، ضرایب رفتار طلب و ظرفیت، به ترتیب بر اساس میزان تقاضای زلزله و ظرفیت سازه محاسبه شده‌اند. ارائه منحنی‌های شکنندگی به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی و برآورد نسبت فرکانس‌های غیر همبسته برای مدل‌های مورد بررسی نیز، از دیگر دستاوردهای این پژوهش است. نتایج حاکی از ظرفیت و مقاومت بالای سیستم و نیز رفتار نرم پیچشی این سازه‌ها به علت وجود نامنظمی در آنهاست. با توجه به اینکه هر دو سازه در زلزله طرح، در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار گرفتند، به نظر می‌رسد ضابطه ضرورت منظم بودن سازه‌های قالب تونلی در پلان، حداقل برای مدل‌های مورد مطالعه سختگیرانه و محتاطانه است.

کلمات کلیدی: سیستم قالب تونلی؛ پلان نامنظم؛ ضریب رفتار؛ منحنی‌های شکنندگی؛ نسبت فرکانس‌های غیر همبسته.

Seismic characteristics of tunnel form concrete buildings with irregular plan

S.B. Beheshti Aval^{1,*}, V. Mohsenian² and N. Nikpour³

¹ Assoc. Prof., Dept. of Civil Engineering, Khaj-e-Nasir University of Technology, Tehran, Iran

^{2,3} M. s. Earthquake Engineering, University of Science and Culture, Tehran, Iran

Abstract

The necessity of being regular in plan and elevation of concrete tunnel form buildings in spite of accelerating the manufacturing process and high quality assurance, following several limitations in architectural design and puts limits on the application of this system in areas where there is no possibility of symmetrical construction. Loss of exact amount for R-factor in the current earthquake regulations is a major challenge in design of these structures by force. In this study, the seismic behavior of two-tunnel form structures with 5 and 10 stories with irregular floor plans is investigated and the coefficients of demand and capacity, respectively, based on seismic demand and capacity of structure have been calculated. Also, uncoupled frequency ratios and fragility curves are determined for studied models by incremental dynamic analysis (IDA). The results show high capacity of the system and flexible torsional behavior of the structures due to their irregularity. Since both structures are placed in the immediate occupancy performance level in design earthquake, it seems that criteria which necessitate tunnel form structures to be regular in plan, are strict and prudent for the studied structures.

Keywords: Tunnel Form System; Irregular Plan; Response Modification Factor; Fragility Curves; Uncoupled Frequencies Ratio.

۱- مقدمه

سیستم نوظهور دال-دیوار بتن‌آرمه قالب تونلی، مانند دیگر روش‌های ساخت صنعتی، در چهار معیار کاهش زمان، کاهش هزینه، ارتقاء کیفیت و امنیت کارکنان توجیه‌پذیر است. در این سیستم سازه‌ای، تنها از المان‌های دال و دیوار به عنوان عناصر باربر قائم و جانبی استفاده می‌شود که به صورت همزمان بتن‌ریزی می‌شوند. این نحوه اجرا، ضمن بالا بردن سرعت و کیفیت ساخت، رفتار لرزه‌ای، مجموعه سازه را از نظر یکپارچگی اعضا و اتصالات آنها نیز، به نحو چشمگیری بهبود می‌بخشد. علت نامگذاری «قالب تونلی»، تنها به جهت نحوه اجرای این نوع سیستم است که مطابق شکل ۱، قالب‌های فلزی دیوارها و سقف ضمن اجرا، به صورت جعبه‌های تو خالی است و از این جهت آن را سیستم جعبه‌ای نیز می‌نامند [۱].

طی دو زلزله کوچالی ($M_w=7.4$) و دوزجه ($M_w=7.2$) در سال ۱۹۹۹ در ترکیه، بار دیگر مقاومت و کارایی بالای سازه‌های بتن‌آرمه نشان داده شد که با تکنیک قالب تونلی ساخته شده بودند و بررسی‌ها معلوم کرد، عملکرد لرزه‌ای این سیستم سازه‌ای در مقایسه با سیستم‌های قاب خمشی بتنی و یا قاب خمشی همراه دیوار برشی بهتر بوده است [۲].



شکل ۱- قالب بندی سازه بتنی قالب تونلی

متأسفانه در آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی فعلی، این سیستم به عنوان یک سیستم مستقل سازه‌ای مد نظر قرار نگرفته است. تحقیقات انجام شده روی سازه‌های قالب تونلی اگرچه ارزشمند، ولی محدود است.

لی^۱ و همکاران، مطالعاتی را به منظور اندازه‌گیری زمان تناوب سازه‌های پانلی انجام دادند [۳]. طی این مطالعات،

پریود ساختمان‌های مختلف از لحاظ، ارتفاع، شکل و نسبت ابعاد پلان، در دو جهت اصلی به روش ارتعاشات محیطی اندازه‌گیری شد. ضمن بررسی معادلات پریود در آیین‌نامه‌های کره جنوبی، ژاپن، استرالیا و UBC مشخص شد که معادلات تجربی پریود، در تمامی این آیین‌نامه‌ها نامناسب بوده، مقدار پریود سازه‌ها را، بسیار کمتر یا بیشتر از مقدار واقعی برآورد می‌کند.

مطالعاتی توسط بالکایا و کالکان^۲، روی ۸۰ ساختمان قالب تونلی با تعداد طبقات و پلان‌های مختلف انجام شد [۴]. در این مطالعه در بسیاری از موارد، مدهای پیچشی بر مدهای انتقالی مقدم بود. در نهایت، رابطه‌ای برای محاسبه پریود سازه‌های قالب تونلی در شرایطی که تعداد طبقات کمتر از ۱۵ باشد، پیشنهاد شد. با توجه به پیچیدگی و محدودیت کاربرد این رابطه، بالکایا و کالکان در سال ۲۰۰۴ طی مطالعات دیگری، معادله جدیدی مستقل از جهت، برای تخمین پریود اصلی این سازه‌ها ارائه کردند [۵]. شایان ذکر است که در این مطالعه نیز، در بسیاری از مدل‌های مورد بررسی، مد پیچشی مد غالب بود.

در سال ۲۰۰۲، بالکایا و کالکان دو سازه نمونه ۵ و ۲ طبقه با پلان مشترک را مورد بررسی و مطالعه قرار دادند. این سازه‌ها به صورت دو بعدی و سه بعدی، مدل‌سازی شدند و تحت تحلیل بار افزون قرار گرفتند. هر دو سازه در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، به سطح خطر طراحی آیین‌نامه ترکیه پاسخ دادند. در این مطالعه، مشخص شد که رفتار حاکم در این سیستم سازه‌ای، به صورت غشایی بوده، عملکرد کششی-فشاری همبسته دیوارها در سه بعد، نقشی مهم در برابری سازه‌های ساخته شده با این تکنیک ایفا می‌کند. در پایان برای سازه کوتاه‌تر، ضریب رفتار ۵ و برای سازه بلندتر، ضریب رفتار ۴ پیشنهاد شد [۶ و ۲].

به منظور بررسی رفتار سه بعدی سیستم دیوارهای متقاطع، آزمایش‌هایی توسط کالکان و یوکسل^۳ روی نمونه‌هایی با حداقل آرماتورهای مسلح کننده انجام شد [۷ و ۸]. در این مطالعات تجربی، نمونه‌ها در هر دو جهت اصلی، تحت بارگذاری جانبی شبه استاتیکی چرخه‌ای قرار

² Balkaya, Kalkan

³ Yuksel

¹ Lee

بدست آمده نشان می‌دهد که سیستم بکار رفته در دو سازه با توجه به جزئیات‌بندی خاص مورد استفاده، دارای اضافه مقاومت قابل توجه و در عین حال، شکل‌پذیری مناسبی بوده، روند بکار رفته در طراحی این دو سازه، قابلیت عملکردی مناسبی را در آنها ایجاد کرده است.

ایشان، جهت نتیجه‌گیری عمومی در خصوص ضریب رفتار، بررسی‌های انجام شده را کافی ندانسته، به لزوم تحقیقات بیشتر در این زمینه تاکید کردند.

به علت متقاطع بودن دیوارهای سازه‌ای این سیستم، نتایج تحلیل مقدار ویژه، مبین مستولی مد پیچشی بر مد انتقالی است. بر این اساس، کاربرد این سیستم سازه‌ای با پلان نامنظم توسط متولیان تهیه استانداردها چون، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ایران غیرمجاز اعلام شده است، (بند پنجم الزامات طراحی سازه‌های قالب تونلی) [۱۱].

مرور ادبیات فنی و تحقیقات پیشین، حاکی از آن است که تاکنون مطالعات تجربی و عددی به منظور بررسی تاثیر ایجاد نامنظمی در پلان بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های ساخته شده با تکنیک قالب تونلی صورت نپذیرفته است؛ لذا این تحقیق، در چارچوب مطالعه رفتار غیرخطی و قابلیت اعتماد لرزه‌ای سازه‌های قالب تونلی نامنظم در پلان انجام یافته است و طی آن، به روش تحلیل دینامیکی افزایشی، ابتدا سطح عملکرد مدل‌های مورد مطالعه تحت سطح خطر طراحی آیین‌نامه ایران تعیین و سپس ضریب رفتار هر یک، با رویکردی متفاوت و با توجه به میزان تقاضای زلزله و نیز میزان آسیب قابل قبول به عنوان سطح عملکردی مورد انتظار در طراحی سازه، استخراج شد. منحنی‌های شکنندگی و نسبت فرکانس‌های غیرهمبسته نیز، از دیگر مواردی است که در مطالعه حاضر بدان پرداخته شده است.

۲- مشخصات مدل‌های مورد مطالعه

برای این مطالعه، از پلان نامنظم و نامتقارن با سیستم قالب تونلی مطابق شکل ۲ استفاده شد. پلان حاضر، حاصل حذف بخش‌هایی از یک پلان منظم و متقارن است [۱۲]. به منظور بررسی اثر ارتفاع بر رفتار، سازه‌هایی با این پلان و تعداد طبقات ۵ و ۱۰ مدل شد. کاربری این سازه‌ها مسکونی و موقعیتشان در پهنه لرزه‌خیزی تهران فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر، ارتفاع تیرهای رابط دیوارها در بالای بازشوها

گرفتند. با توجه به درصد کم آرماتورهای طولی، مود خرابی نمونه‌ها، به صورت ترد گزارش شد. با استناد به نتایج آزمایش انجام شده، این محققان با کمک نرم افزار روی نمونه‌هایی با درصد آرماتور طولی مختلف، تحلیل‌هایی را در دو جهت اصلی انجام دادند. در ادامه، مشخص شد که افزودن آرماتورهای طولی متمرکز در گوشه دیوارها اثر مثبتی بر رفتار آنها داشته، می‌تواند مد خرابی آن‌ها را در درصد آرماتور کم نیز از حالت ترد خارج کند.

توافقی و عشقی^۱، مطالعاتی را روی چندین سازه قالب تونلی با پلان‌ها و ارتفاع‌های مختلف انجام دادند [۹]. در این مطالعات، معلوم شد که پیروید اصلی در هر جهت مستقیما به ارتفاع کلی سازه وابسته است و نسبت ابعاد سازه و درصد دیوارها، تاثیر زیادی بر آن ندارد. به علاوه، ترتیب سه مد اول ساختمان‌ها، مستقل از ارتفاع کلی و درصد دیوارها در پلان بود. این محققان، به منظور درک بهتر رفتار لرزه‌ای سازه‌های تونلی در محدوده غیرخطی، مطالعاتی تجربی روی دو نمونه ساخته شده با مقیاس یک به پنج انجام دادند [۱۰].

نتایج آزمایش‌های بارگذاری رفت و برگشتی^۲ روی نمونه‌ها، حاکی از رفتار ترد آنها داشت و طی آن، خرابی‌هایی در دال‌ها به صورت برش منگنه‌ای و در اتصال‌های دال به دیوار و دیوار به فنداسیون مشاهده شد. بعد از انجام آزمایش ارتعاش اجباری روی نمونه‌ها، معلوم گردید که ترک خوردگی دال‌ها، نقش موثری در تغییر زمان تناوب مد ارتعاشی اول نوسانی سازه دارد و ضرایب ترک خوردگی موجود در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، تقریب مناسبی برای برآورد زمان تناوب نمونه‌ها نتیجه می‌دهد. در ادامه نتایج مدل‌سازی عددی و تحلیل رایانه‌ای نمونه‌ها با نتایج بدست آمده از آزمایش‌ها مقایسه شد. در این قسمت نیز نتایج، مشابهت مناسبی با یکدیگر داشتند. ایشان جهت استخراج ضریب رفتار، برآورد زمان تناوب مد اول نوسان و مکانیزم‌های خرابی و شکست قالب تونلی‌ها، مطالعات عددی و تجربی بیشتری را لازم دانستند.

میرقادی و همکاران، مطالعاتی روی دو سازه قالب تونلی ۵ و ۱۰ طبقه اجرا شده در ایران انجام دادند [۱]. نتایج

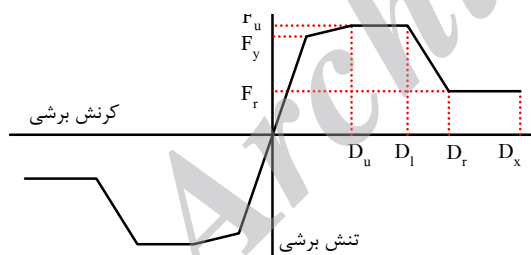
^۱ Tavafoghi, Eshghi

^۲ Experimental results of cyclic loading

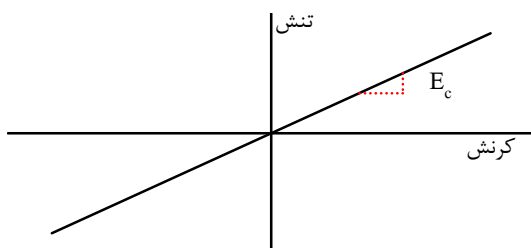
برش به عنوان پارامتر کنترل شونده توسط تغییر شکل در دیوارها و تیرهای رابط بینشان لحاظ گردید. بدین ترتیب، مطابق شکل‌های ۳ و ۴ برای دیوارها و تیرهای رابط، رفتار برشی غیرخطی و رفتار خمشی خطی تعریف شد.

معیارهایی که برای بیان شکل‌پذیری المان‌های سازه به کار می‌روند، بسته به رفتار آنها متفاوت است. برای دیوارها و تیرهای برش_کنترل که شکل‌پذیری از طریق گسیختگی برشی ایجاد می‌شود، به ترتیب، تغییرمکان جانبی نسبی و چرخش و تری به عنوان معیار انتخاب می‌شود [۱۸]. در این مطالعه، برای مدل‌سازی رفتار برشی غیرخطی المان‌ها، مطابق توصیه‌های ASCE41-06 [۱۹]، مقاومت برشی اسمی مقطع المان را به عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته‌ایم. لازم به ذکر است که جهت برآورد مقاومت برشی اسمی تیرهای رابط بین دیوارها، از روابط مربوط به تیرهای عمیق استفاده شده است. سایر پارامترهای لازم برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی، از رابطه کلی بار-تغییرمکان مطابق شکل ۵ و جدول ۲ برداشت شده است.

مدل‌سازی دیوارها و تیرهای رابط بینشان در نرم افزار، با کمک المان دیوار برشی انجام شد. رفتار برون صفحه الاستیک برای دیوارها، دیافراگم صلب برای سقف‌ها، اتصالات گیردار پای دیوارها، عدم بلند شدگی پی و صرف نظر از لغزش آرماتورها در بتن، از دیگر فرضیات این تحقیق هستند.

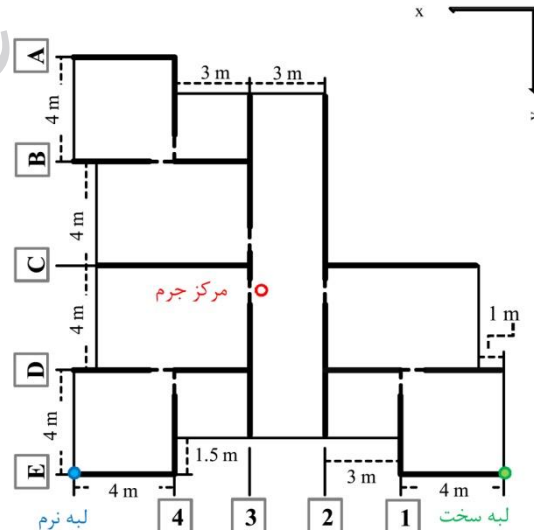


شکل ۳- رفتار برشی غیرخطی تعریف شده در نرم افزار



شکل ۴- رفتار خمشی خطی تعریف شده در نرم افزار

۰/۷ متر و خاک منطقه بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۳]، تیپ ۲ در نظر گرفته شده است. سازه‌های مورد مطالعه در ابتدا براساس آیین‌نامه بتن آمریکا [۱۴] و با استفاده از نرم افزار ETABS v9.5.0 [۱۵] طراحی شده، تمامی الزامات طراحی ارائه شده توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در خصوص قالب‌تولنی‌ها [۱۱] (بجز بند پنجم که بر منظم بودن سازه در پلان و ارتفاع تاکید دارد) نیز رعایت شده است. در نهایت، ضخامت کلیه دیوارها ۲۰ سانتی‌متر لحاظ گردید و جهت تسلیحشان، از میلگرد آجدار نمره ۸ به فاصله هر ۲۰ سانتی‌متر در دو راستای قائم و طولی دیوار به صورت دو لایه، استفاده شد (تنها میلگردهای قائم دیوارها در چهار طبقه اول از ساختمان بلندتر، نمره ۱۲ هستند). برای تیرهای رابط بین دیوارها، به منظور تامین شکل‌پذیری و افزایش مقاومت برشی، آرماتورهای قطری نیز طراحی شد [۱۶]. ضخامت دال‌ها، ۱۵ سانتی‌متر است و در طراحی اعضای سازه‌ای، مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی ۲۵ مگا پاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۴۰۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شد.



شکل ۲- پلان سازه‌های قالب‌تولنی مورد مطالعه

۳- مدل‌سازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای مقاومتی و تغییرشکلی المان‌ها

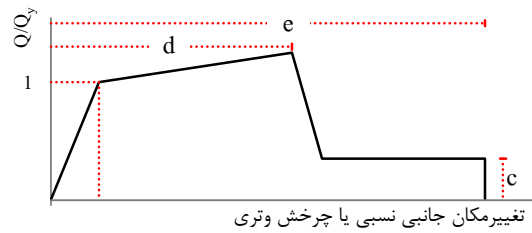
برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌های مورد مطالعه، از نرم افزار Perform_3D (version 4.0.3) [۱۷] استفاده شد و

مرده و زنده اعمال شده در مدل‌سازی این مرحله، عینا همان مقادیر در نظر گرفته شده برای مرحله طراحی اولیه سازه‌ها بوده، در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی نیز، مطابق رابطه ۱، حد بالای اثرات بار ثقلی لحاظ گردیده است.

در این رابطه، Q_D بار مرده و Q_L ، بار زنده موثر است.

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (1)$$

در تحلیل دینامیکی افزایشی، از مفهوم دیرینه مقیاس کردن نگاشت‌های حرکت زمین و توسعه آن به روشی که بتوان با دقت مناسب مقدار طلب و ظرفیت سازه را در محدوده وسیعی از رفتار ارتجاعی تا انهدام سازه پوشش داد، بهره گرفته شده است. در واقع نبود اطلاعات کافی از زلزله با شدت‌های مختلف منطبق با شرایط محل، جهت بررسی رفتار لرزه‌ای سازه، محققان را بر آن داشت که با اعمال ضریب ثابت بر مقادیر شتاب‌نگاشت‌های موجود، فاصله خالی نگاشت‌ها با شدت غایب را پر کنند [۲۱ و ۲۲]. در تحقیق حاضر، از همان ضریب مقیاس مولفه بزرگتر برای مقیاس مولفه راستای عمود استفاده شده است. شدت نگاشت‌های اعمالی بر سازه که در طول تحلیل‌ها اضافه می‌شود با پارامتر IM و خروجی تحلیل‌ها که پاسخ سازه به تهییج است، با پارامتر DM نمایش داده می‌شود. منحنی‌های IDA در واقع رسم رابطه بین پاسخ سازه (DM)، نسبت به تغییر شدت (IM) نگاشت‌هاست. در این مطالعه، بیشینه شتاب زمین (PGA)، جهت تعریف پارامتر IM و حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش و تری ایجاد شده در دیوارها و تیرهای رابط واقع در طبقات به عنوان پارامترهای DM انتخاب گردید. برای سازه‌های مورد بررسی، منحنی‌های حاصل از این تحلیل، مطابق اشکال ۶ و ۷ و صدک‌های آماری^۲ مربوط به این منحنی‌ها، جهت انجام مقایسه، مطابق شکل ۸ رسم شده است.



شکل ۵- رابطه کلی بار- تغییر شکل (تعمیم یافته) برای اعضا و اجزای بتنی

۴- تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)^۱

در این تحقیق، جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، هفت زوج شتاب‌نگاشت که جزو زلزله‌های دور از گسل بشمار می‌روند از پایگاه داده‌های سایت PEER برداشت شد [۲۰]. نگاشت‌های انتخابی از گسل‌های دارای مکانیسم معکوس و بزرگای بین ۶ تا ۷/۵ ریشتر بوده، با شرایط خاک محل (نوع B از طبقه بندی USGS) همخوانی دارند (جدول ۱).

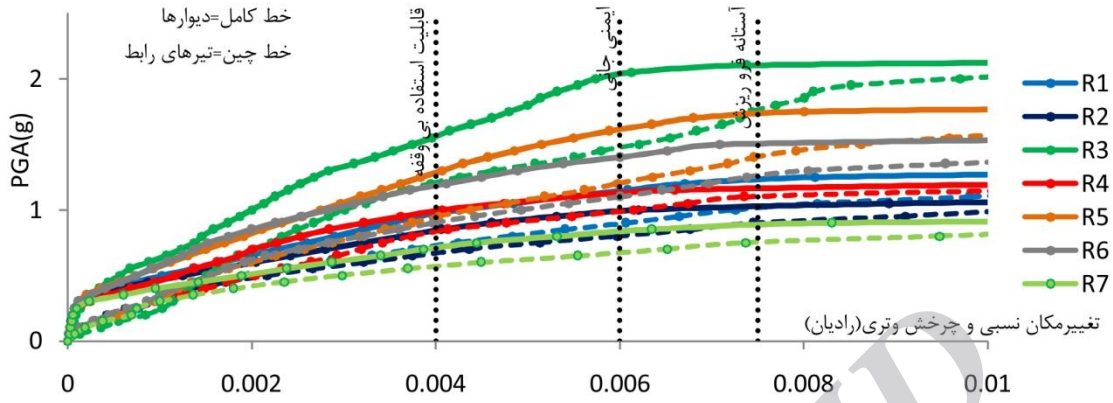
جدول ۱- نگاشت‌های انتخابی جهت انجام تحلیل IDA

نام زلزله	M_s	$PGA(g)$
Cape Mendocino	۷/۱	۰/۱۷۸۲
Northridge	۶/۷	۰/۲۴۵۵
Northridge	۶/۷	۰/۰۶۲۹
Cape Mendocino	۷/۱	۰/۱۱۶۱
Northridge	۶/۷	۰/۲۴۵۱
Landers	۷/۴	۰/۱۳۵۲
San Fernando	۶/۶	۰/۱۱۰۳

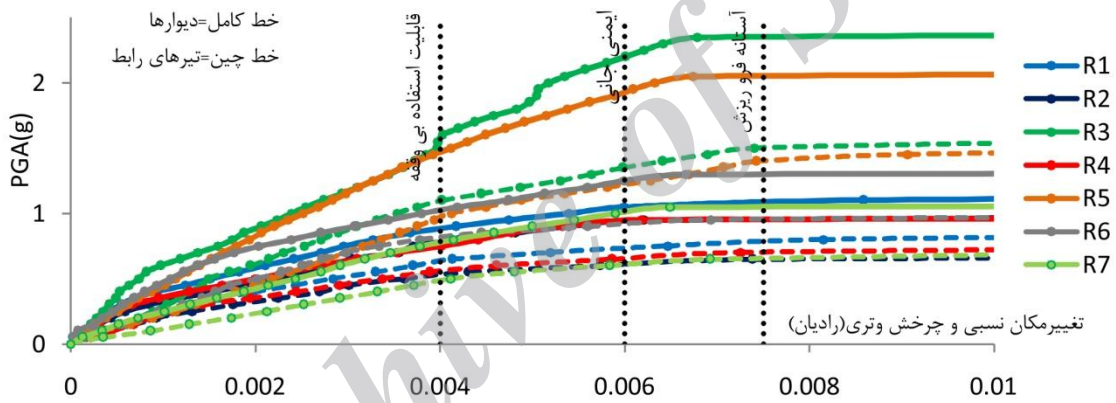
با مقایسه مراکز جرم و سختی طبقات و بررسی درصد دیوارها در پلان، مشخص می‌شود که سختی و سطح مقاومت سازه‌ها و نیز میزان خروج از مرکزیت، در جهت x پلان بیشتر از جهت y آن است. بر این اساس راستای y، راستای اصلی پلان بوده، بعد از رسم پاسخ طیفی هر زوج شتاب‌نگاشت و مقایسه آنها، مولفه رکورد اصلی بر اساس مقادیر طیفی بزرگتر در محدوده فرکانسی ارتعاشی سازه انتخاب و در این راستا بر سازه وارد شد. مولفه ضعیف‌تر نیز، به طور همزمان در راستای عمود (جهت x)، اعمال شده است. مقادیر بارهای

² Statistical Percentiles

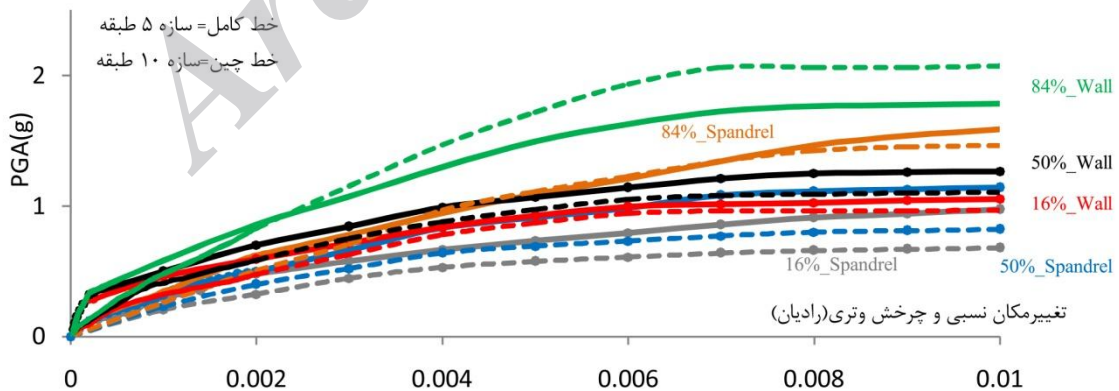
¹ Incremental Dynamic Analysis



شکل ۶- منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و حالات حدی (سازه ۵ طبقه)



شکل ۷- منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و حالات حدی (سازه ۱۰ طبقه)



شکل ۸- مقایسه صدک‌های ۱۶، ۵۰، و ۸۴ منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی

منحنی‌های شکنندگی، می‌توان جهت بیان پارامترها و اطلاعات آسیب‌پذیری برای هر دو سیستم سازه‌ای و غیرسازه‌ای در ساختمان استفاده کرد. مقایسه عملکرد لرزه‌ای قبل و بعد از مقاوم‌سازی و مقایسه روش‌های مختلف مقاوم‌سازی نیز، از دیگر کاربردهای این منحنی‌هاست. در سال‌های اخیر از تحلیل‌های شکنندگی بعنوان وسیله‌ای برای تعیین آسیب‌پذیری لرزه‌ای سدهای بتنی، پایه پل‌ها، شمع‌ها و میانقاب‌ها در سازه‌های اسکلت بتنی و فولادی استفاده شده است [۲۵ و ۲۶]. همانگونه که بیان شد، تهیه منحنی‌های شکنندگی، نیازمند یک تحلیل احتمالاتی است و از روش‌های مختلفی نیز می‌توان به این منحنی‌ها رسید [۲۷]. این روش‌ها عبارتند از: روش مبتنی بر قضاوت کارشناسان، روش تجربی آماری، روش آزمایشگاهی، روش تحلیلی و روش ترکیبی. در این مطالعه، منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی و با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی تهیه شده‌اند.

برای سازه‌های مورد مطالعه، با در نظر گرفتن میزان تغییرمکان جانبی نسبی و چرخش وتری در دیوارها و تیرهای رابط بینشان به عنوان پاسخ، سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه ای ایران (نشریه ۳۶۰) [۱۸] را به عنوان معیار خرابی در سازه لحاظ کرده و به این حالات حدی، مقادیر کمی مطابق با آنچه در دستورالعمل تعریف شده است (جدول ۲)، نسبت داده شد (شکل‌های ۶ و ۷). جهت رسم منحنی‌های شکنندگی، مطابق شکل شماتیک ۹، برای هر حالت حدی (سطح عملکردی)، مقادیر بیشینه شتاب زمین از روی منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی برداشت می‌شود. در گامی دیگر، با فرض اینکه لگاریتم طبیعی مقادیر حاصل دارای توزیع نرمال باشد، برای هر حالت حدی یک تابع چگالی احتمال $(F(x))$ استخراج می‌شود. با جایگزینی مقداری برای x_0 به عنوان یک سطح از شدت، سطح زیر منحنی تابع چگالی احتمال از $-\infty$ تا x_0 ، احتمال گذشتن سازه از حالت حدی مورد نظر در این سطح از شدت را نشان می‌دهد. تکرار این رویه و استخراج مقادیر احتمال برای شدت‌های مختلف، منجر به استخراج منحنی شکنندگی برای سطح عملکردی مورد نظر خواهد شد. برای سازه‌های مورد مطالعه، این منحنی‌ها مطابق شکل ۱۰، برای سطوح مختلف عملکردی در المان‌های سازه‌ها تعریف گردید.

با استناد به نتایج این تحلیل، معلوم می‌شود که در هر سازه، PGA مورد نیاز برای رسیدن دیوارها و تیرهای رابط به سطوح عملکردی مختلف، چندین برابر بیشتر از PGA زلزله طرح است، بنابراین انتظار رفتار ارتجاعی از این سازه‌ها، در خلال حرکات نسبتاً قوی زلزله، انتظاری دور از واقعیت به نظر نمی‌رسد. تیرهای رابط نسبت به دیوارها، در PGAهای کمتری به سطوح عملکردی می‌رسند. این مورد را می‌توان به ابعاد کوچکتر و درصد آرماتورهای برشی کمتر تیرهای رابط، نسبت به دیوارهای برشی نسبت داد که منجر به مقاومت برشی کمتر این المان‌ها نسبت به دیوارها می‌شود. از طرفی، PGA متناظر با یک سطح عملکردی مشخص، در سازه بلندتر، کمتر است. ضمناً مشخص شد، در سازه‌های مورد مطالعه، خرابی دیوارهای واقع در محور ۴ پلان (شکل ۲)، زودتر از سایر دیوارها آغاز می‌شود. علت این امر، پیچش ناشی از نامنظمی موجود در پلان است که سبب تشدید تغییرمکان‌ها در قسمت‌های محیطی سازه می‌شود.

۵- استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش

تحلیل دینامیکی افزایشی

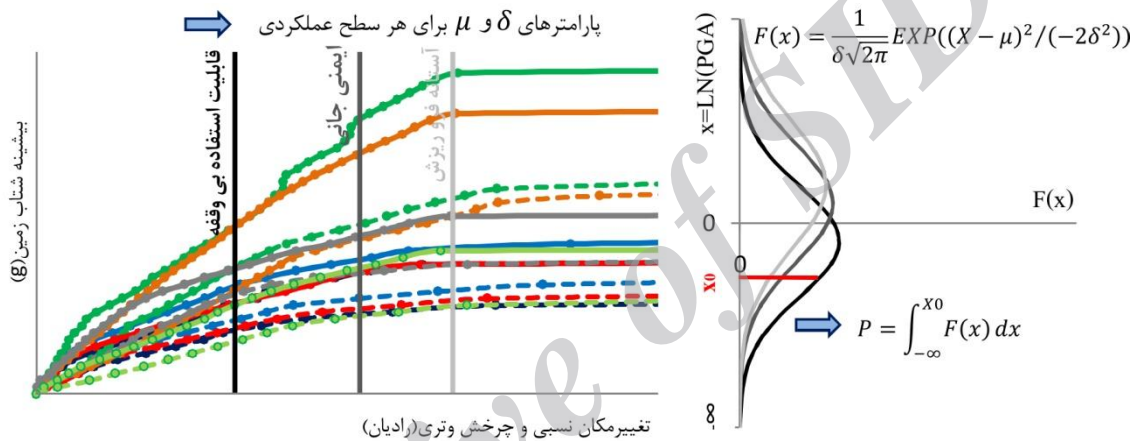
در تعیین اینکه در یک منطقه خاص، زلزله‌ای با شدت مشخص، یک سازه را به چه سطحی از عملکرد می‌رساند، با عدم قطعیت‌های زیادی مواجه می‌شویم. این عدم قطعیت‌ها را می‌توان به دو دسته کلی تقسیم کرد: دسته اول، عدم قطعیت‌هایی هستند که به صورت ذاتی در طبیعت موجودند، مانند تفاوت‌های موجود در خواص و مقاومت مواد، اثرات محیطی و ... دسته دوم عدم قطعیت‌ها، منابع خطا را شامل می‌شوند، مانند خطاهای موجود در روش‌های محاسباتی، مدل‌سازی و ... [۲۳]. بنابراین بیان عملکرد سازه به فرم احتمالاتی، منطقی‌ترین راهی است که بنظر می‌رسد. اگر پارامتر R بیانگر پاسخ سازه و L, S_i ، سطح عملکرد یا حالت حدی مرتبط با پارامتر R باشد، IM نیز، یکی از پارامترهای بیانگر شدت زلزله و S ، مقدار شدت مورد نظر، آنگاه تابع شکنندگی به فرم ریاضی ارائه شده در رابطه ۲ تعریف می‌شود:

$$Fragility = P[R > LS_i | IM = S] \quad (2)$$

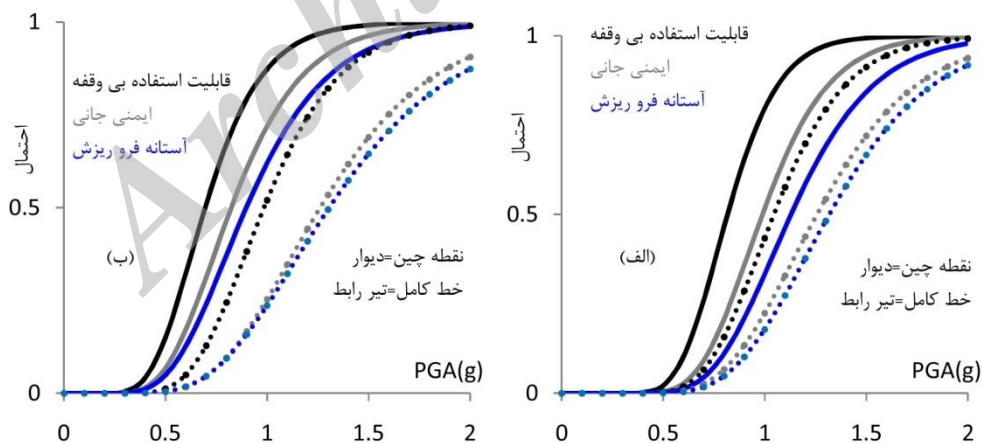
در واقع منحنی‌های شکنندگی، توزیع احتمال تجمعی از خسارت را بیان می‌کنند [۲۴]. در این روش، می‌توان توزیع پاسخ سازه را در شدت‌های مختلف زلزله نشان داد. از

جدول ۲- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی_اعضای کنترل شونده با برش [۱۸]

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدلسازی			شرایط
زاویه دوران خمیری، رادیان(°)				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه دوران خمیری رادیان(°)		
سطح عملکرد					IO	e	
نوع عضو		اصلی					
غیر اصلی	اصلی	CP	LS	C		e	d
CP	LS	CP	LS	۰/۴۰	۰/۴۰	۲/۰	۰/۷۵
الف- دیوارهای برشی یا قطعات دیوار							
۱/۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۶۰	۰/۴۰	۰/۴۰	۲/۰	۰/۷۵
همه دیوارهای برشی یا قطعات دیوار							



شکل ۹- محاسبه احتمال گذشتن سازه از یک سطح عملکردی ثابت در سطح خطر مورد نظر (شماتیک)



شکل ۱۰- منحنی‌های شکنندگی (الف): سازه ۵ طبقه (ب): سازه ۱۰ طبقه

قسمت‌های آسیب‌پذیر سازه هستند؛ زیرا که احتمال رسیدنشان به سطوح عملکردی، همواره بیشتر از دیوارهاست.

بررسی منحنی‌ها و مقادیر کمی ارائه شده در جدول ۳، مشخص می‌سازد که تیرهای رابط بین دیوارها، اولین

۶- برآورد ضریب رفتار

با جستجو در ادبیات فنی برآورد ضریب رفتار، با سه مفهوم این ضریب بر پایه طراحی (نیروی یا آیین‌نامه‌ای)، طلب (جابجایی/شکل‌پذیری) و موجود (ظرفیت) برخورد می‌نماییم [۲۲]. جهت ممانعت از اشتباه در کاربرد آنها لازم است، این سه مفهوم به صورت مجزا تبیین و معرفی شوند.

۶-۱- ضریب R_{Code} بر پایه طراحی (مقدار نیروی یا آیین‌نامه‌ای)

ضریب رفتار توصیف شده در آیین‌نامه‌ها اساساً بر پایه مشاهدات عملکرد سیستم‌های ساختمانی مختلف در برابر زلزله‌های قدرتمند گذشته ارائه شده، مبتنی بر قضاوت‌های مهندسی است. محققان بسیاری در ارتباط با عدم مستدل بودن R_{Code} مطالعات فراوانی انجام داده‌اند و معتقدند که تخمین دقیق‌تر ضریب فوق، می‌تواند سبب قابلیت اطمینان بیشتر روش‌ها و ضوابط آیین‌نامه‌ای گردد [۲۸]. علت اصلی انتخاب نام روش نیروی جهت معرفی R_{Code} در آیین‌نامه‌ها این است که میزان نیاز شکل‌پذیری، در تعیین آن دخالت داده نشده است. در آیین‌نامه ایران، مقادیر R_{Code} به صورت مستقل از پیوند و تنها براساس سیستم سازه‌ای و نوع مصالح ارائه می‌شود. سیستم قالب تونلی، یک سیستم نوین است، لذا اطلاعات زیادی در ارتباط با عملکردش در مقابل زلزله‌های گذشته موجود نیست. در آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی فعلی، برای این سیستم، به عنوان یک سیستم مستقل سازه‌ای، ضریب رفتار مستدل مشخصی موجود نیست و در حال حاضر، به عنوان زیرمجموعه‌ای از «سیستم دیوارهای باربر بتن مسلح» فرض شده [۱۱] و جهت طراحی به روش نیروی، ضریب رفتار بسته به میزان شکل‌پذیری ۵، ۶ و ۷ انتخاب می‌شود. در این مطالعه، برای طراحی اولیه سازه‌ها، از مقدار ضریب رفتار ۵ استفاده شده است که برگرفته از مقدار معمول برای سیستم دیوار بابر ثقلی بتنی شکل‌پذیر براساس آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰-۲ ویرایش چهارم) است.

۶-۲- ضریب R_{Demand} بر پایه طلب (جابجایی / شکل‌پذیری)

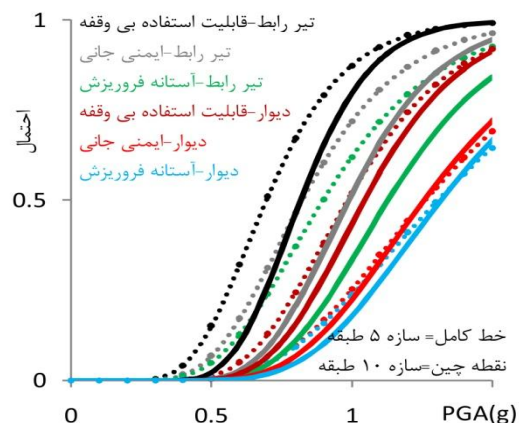
مقدار ضریب رفتار طلب یک سازه، به سطح خطر لرزه‌خیزی منطقه و مشخصات فیزیکی و هندسی سازه وابسته است.

در هر دو مدل، احتمال رسیدن تیرهای رابط به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه در سطح خطر یک (دوره بازگشت ۴۷۵ سال)، کمتر از ۲ درصد و در سطح خطر دو (دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال)، کمتر از ۱۹ درصد است. برای دیوارها این احتمال در سطح خطر یک، تقریباً صفر درصد و در سطح خطر دو، کمتر از ۲ درصد است؛ بنابراین می‌توان گفت سازه‌های مورد مطالعه در سطوح خطر نامبرده، در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار می‌گیرند.

جدول ۳- احتمال رسیدن المان‌ها به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) در زلزله‌های با دوره‌های بازگشت ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال (%)

سازه پنج طبقه	IO	LS	CP
	تیر رابط	۰	۰
سطح خطر ۱	۰	۰	۰
سطح خطر ۲	۳/۴۳	۰/۷۵	۰/۳۳
دیوار	۰	۰	۰
سطح خطر ۱	۰	۰	۰
سطح خطر ۲	۰/۵	۰/۲	۰/۱
سازه ده طبقه			
تیر رابط	۱/۵	۰/۵	۰/۳
سطح خطر ۱	۱/۵	۰/۵	۰/۳
سطح خطر ۲	۱۸/۹	۸/۸	۶/۴
دیوار	۰	۰	۰
سطح خطر ۱	۰	۰	۰
سطح خطر ۲	۱/۸۳	۰/۶	۰/۵۸

مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها در شکل ۱۱ مشخص می‌سازد، با افزایش ارتفاع سازه، احتمال رسیدن المان‌ها به سطوح عملکردی مختلف نیز، افزایش می‌یابد. این مورد بخصوص در مورد تیرهای رابط بین دیوارها، مشهودتر است.



شکل ۱۱-مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها

هفت نگاهت محققان نشان می‌دهد که بزرگای زلزله و عمق کانونی تاثیر زیادی بر ضریب R_{Demand} ندارند و پارامترهایی چون، شکل پذیری، میزان جذب انرژی، پریود سازه، اضافه مقاومت، نامعینی سازه، تعدد درجات آزادی و جنس خاک محل، تاثیر بیشتری بر محاسبه آن دارند [۳۰، ۳۱ و ۳۲]. ضریب رفتار طلب در این مطالعه، مستقیماً از سازه واقعی چند درجه آزادی بر اساس رابطه ۳ استخراج شده است.

نتایج مطالعات محققان نشان می‌دهد که بزرگای زلزله و عمق کانونی تاثیر زیادی بر ضریب R_{Demand} ندارند و پارامترهایی چون، شکل پذیری، میزان جذب انرژی، پریود سازه، اضافه مقاومت، نامعینی سازه، تعدد درجات آزادی و جنس خاک محل، تاثیر بیشتری بر محاسبه آن دارند [۳۰، ۳۱ و ۳۲]. ضریب رفتار طلب در این مطالعه، مستقیماً از سازه واقعی چند درجه آزادی بر اساس رابطه ۳ استخراج شده است.

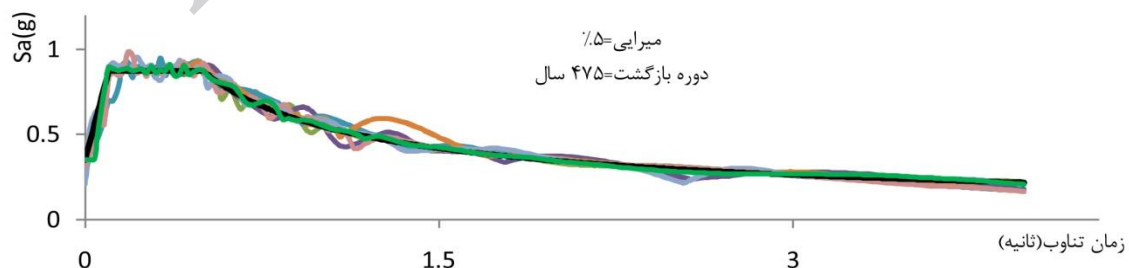
$$R_{Demand} = R_{\mu}^{MDOF} \cdot \Omega_s \cdot R_d \quad (3)$$

در این رابطه، R_{μ}^{MDOF} ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری سازه و انرژی مستهلک شده ناشی از رفتار پسماند است. Ω_s ضریب ناشی از اضافه مقاومت در سازه است که اثر بازپخش کنش‌ها به علت نامعینی سازه را نیز به صورت ضمنی در نظر می‌گیرد. R_d ضریب ناشی از تنش مجاز نامیده می‌شود. از آنجایی که در سطح طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت نهایی، بارها و مقاومت مصالح در جهت اطمینان در ضرابی ضرب می‌شوند، لازم است جهت کاهش نیروها به سطح مقاومت طراحی از این ضریب کاهش استفاده شود. سلسله مراتب استخراج ضریب رفتار طلب، بدین شرح است:

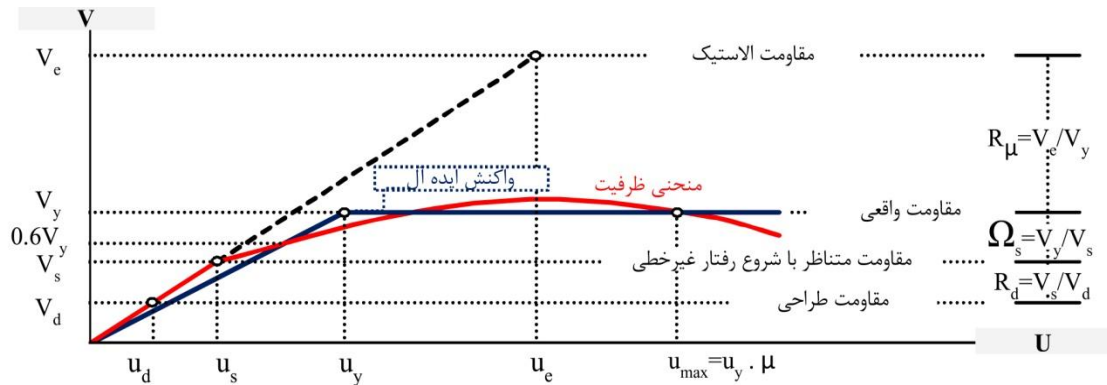
برش پایه طراحی (V_d) نیز از تقسیم حاصل ضرب شتاب طیفی بدست آمده از طیف خطی سازه در وزن کلی سازه بر ضریب رفتار آیین‌نامه حاصل می‌شود. استخراج ضریب رفتار طلب سازه مطابق رابطه ۳، با محاسبه پارامترهای نامبرده بر اساس آنچه در شکل ۱۳ ارائه شده، پایان می‌پذیرد.

برای یک سطح خطر مشخص، طیف طلب منطقه تهیه شده و نگاهت‌های سازگار با این طیف انتخاب می‌شوند. نگاهت‌های انتخابی که زلزله طلب نامیده می‌شوند، بر سازه با فرض رفتار خطی اعمال شده، برش پایه حاصل برداشت می‌شود. میانگین مقادیر، برش پایه الاستیک (V_e) نامیده می‌شود. در این مطالعه، جهت انطباق هرچه بیشتر زلزله‌های بکاربرده با خطر سایت، تصمیم گرفته شد که از نگاهت‌های مصنوعی متناظر بر طیف طرح استفاده گردد. بدین ترتیب،

۳-۶- ضریب R_{Supply} بر پایه مقاومت موجود (ظرفیت) ضریب R_{Supply} ، به میزان ظرفیت سازه در تحمل تغییر شکل‌های غیرخطی و سطوح عملکردی تعریف شده وابسته است. طراحی ساختمان‌ها می‌تواند براساس همان روش نیرویی و انتخاب ضریب کاهش مقاومت با فرض خرابی مشخصی تحت سطح زلزله طراحی پیش‌فرض باشد و این همان ایده عملکردی است که فعلاً جهت بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های موجود در مدارک آسیب‌پذیری لرزه‌ای استفاده می‌شود [۳۲]. الگوریتم مورد استفاده برای استخراج ضریب رفتار ظرفیت سازه، از روش آمریکایی [۳۳] و بر اساس مقاومت جانبی سازه، بدین شرح است:



شکل ۱۲- مقایسه طیف شتاب نگاهت‌های مصنوعی با طیف طلب منطقه



شکل ۱۳- دو خطی سازی منحنی ظرفیت سازه و تعاریف مربوط به ضریب رفتار [۲۲]

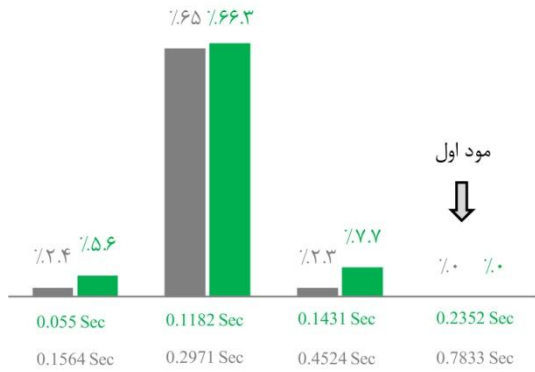
از این گام به بعد، مراحل و روابط محاسبه ضریب مذکور همان است که برای محاسبه ضریب رفتار طلب استفاده شد، لذا از تکرار آنها خودداری می‌شود. در جدول ۴، مراحل و پارامترهای نامبرده برای محاسبه ضرایب رفتار طلب و ظرفیت سازه‌های قالب تونلی مورد مطالعه ارائه شده است. همان‌گونه که مشخص است، مقادیر ضریب رفتار ظرفیت سازه‌های مورد مطالعه و سطوح خطر متناظر با آنها، از مقادیر ضریب رفتار طلب و سطح خطر طراحی بالاتر برآورد شده است. این مورد، مبین مقاومت بالا و ایمنی کافی این سازه‌ها برای سطح خطر شدید در ایران است. ملاحظه می‌شود که شدت لازم برای حصول به سطح عملکردی ایمنی جانی در المان‌های مقاوم دیوار برشی، عملاً بسیار بالا بوده، تا کنون در زلزله‌ای گزارش نشده است.

برای نگاهت‌های متناسب به سایت، تحلیل دینامیکی افزایشی روی سازه با رفتار واقعی انجام شده، ضرایب PGA خرابی مورد نظر (در این تحقیق رسیدن دیوارهای سازه به سطح عملکردی ایمنی جانی) برداشت می‌شود. در ادامه، سازه را تحت PGAهای خرابی گام قبل، تحلیل دینامیکی خطی نموده، میانگین مقادیر برش پایه حاصله را محاسبه می‌کنیم (V_e).

در گام دیگر، سازه را تحت بار جانبی مد اول جایجایی جانبی، تحت آنالیز بار افزون قرار داده، توسط تغییر مکان هدف متناظر به سطح خرابی ناشی از قدم اول، بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای دوخطی می‌نماییم و در نهایت، برش تسلیم معادل سازه (V_y)، استخراج می‌شود.

جدول ۴- ضریب رفتار طلب و ظرفیت

مقادیر برش بر حسب تن می‌باشد	طلب		ظرفیت (دیوار-ایمنی جانی)	
	سازه ۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه	سازه ۵ طبقه	سازه ۱۰ طبقه
میانگین بیشینه شتاب زمین (g)	۰/۳۵	۰/۳۵	۱/۲۹۹	۱/۵۶۶
مقاومت الاستیک (V_e)	۸۷۸/۴۷	۱۵۵۹/۳	۲۱۲۶/۲	۳۵۹۹/۶
مقاومت واقعی (V_y)	۴۶۵	۵۰۰	۶۳۰	۵۰۰
مقاومت متناظر با رفتار غیرخطی (V_s)	۲۲۰	۴۰۰	۲۲۰	۴۰۰
مقاومت طراحی (V_d)	۲۲۸/۶۹	۴۶۸/۲۴	۲۲۸/۶۹	۴۶۸/۲۴
ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری (R_μ)	۱/۸۸۹۲	۳/۱۱۸۶	۳/۳۷۵	۷/۱۹۹
ضریب رفتار ناشی از اضافه مقاومت (Ω_s)	۲/۱۱۳۶	۱/۲۵	۲/۸۶۴	۱/۲۵
ضریب رفتار ناشی از تنش مجاز (R_d)	۱	۱	۱	۱
ضریب رفتار ($R=R_\mu \cdot \Omega_s \cdot R_d$)	۳/۹۹۳	۳/۸۹۸۲	۹/۶۶۵	۹



شکل ۱۶- زمان تناوب و ضریب جرم موثر انتقالی برای هر مد (جهت x)

پارامتر Ω ، کمیت مناسبی برای اندازه‌گیری سختی پیچشی در سازه است و از تقسیم فرکانس پیچشی سازه بر فرکانس انتقالی آن استخراج می‌شود. در این مطالعه، پارامتر نامبرده برای سازه‌ها با پلان نامنظم، بر اساس رابطه ۴ برآورد شد.

$$\Omega = \sqrt{\frac{K_{\theta}}{K} \times \frac{M}{I_M}} \quad (4)$$

در این رابطه K_{θ} سختی پیچشی، I_M ممان اینرسی جرمی، K سختی جانبی و M جرم سیستم است. سختی پیچشی در مرکز سختی و ممان اینرسی جرمی، در مرکز جرم محاسبه شده‌اند [۳۴].

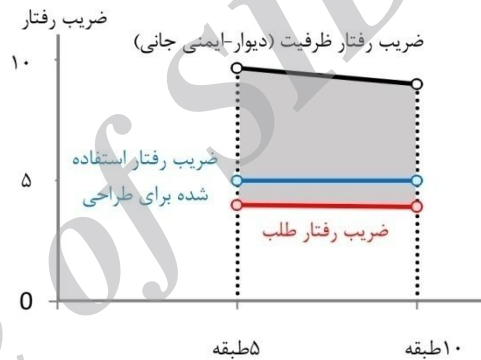
$$\Omega^2 = \frac{K_{\theta,CS} \times M}{I_{M,CM} \times K} = \frac{\rho_K^2}{\rho_M^2} \quad (5)$$

در رابطه اخیر، ρ_K همپایه شده شعاع ژیراسیون سختی، حول مرکز سختی و ρ_M همپایه شده شعاع ژیراسیون جرم، حول مرکز جرم هستند و از روابط ۶ و ۷ محاسبه می‌شوند. در این روابط b، عرض پلان است.

$$\rho_K = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{K_{\theta,CS}}{K}}, \quad \rho_M = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{I_{M,CS}}{M}} \quad (6), (7)$$

برای سازه‌های چند طبقه، محاسبه پارامتر ρ_K کار دشواری است و با استفاده از رابطه فوق، به سادگی امکان‌پذیر نیست. برای غلبه بر این مشکل، از شاخص پیچشی Δ استفاده شد. این شاخص به صورت نسبت جابجایی‌های لبه‌های چپ و راست دیافراگم طبقات در حالتی

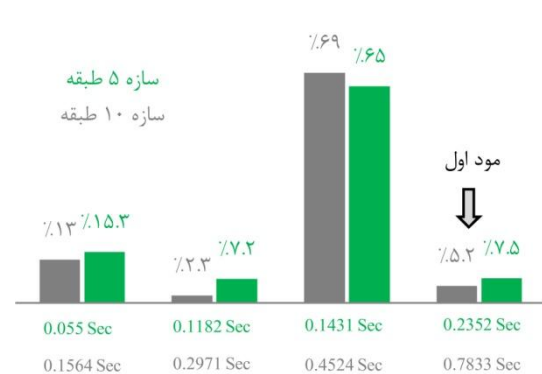
انتخاب ضریب رفتار در محدوده بین طلب و مقادیر مربوط به ظرفیت برای سطح خرابی مشخص، باقی ماندن سازه در سطح عملکرد مورد نظر به ازای شدت لازم برای رسیدن به این سطح عملکردی یا شدت‌های پایین‌تر از آن را تضمین خواهد کرد. به عنوان مثال، به ازای هر مقدار ضریب رفتار در محدوده خاکستری رنگ مشخص شده در شکل ۱۴، در سطح خطر طراحی، تمامی دیوارهای سازه، قطعا به سطح عملکرد ایمنی جانی پاسخ خواهند داد. بدین ترتیب، انتخاب ضریب رفتار ۵ جهت طراحی اولیه، بخوبی متضمن ایمنی سازه‌های مورد مطالعه و باقی ماندن دیوارها در سطح عملکردی ایمنی جانی به ازای زلزله طرح بوده است.



شکل ۱۴- مقایسه ضرایب رفتار طلب و ظرفیت

۷- بررسی فرکانس‌های طبیعی سازه‌ها

بررسی ضریب جرم موثر انتقالی مدها در جهت طولی و عرضی پلان در اشکال ۱۵ و ۱۶، نشان‌دهنده همبسته بودن جابجایی‌های انتقالی (در جهت عرضی پلان (۷)) و پیچشی در مود اول سازه‌هاست.



شکل ۱۵- زمان تناوب و ضریب جرم موثر انتقالی برای هر مد (جهت y)

مرکز جرم، معیار مناسبی برای توزیع خرابی حداکثر در طبقات نباشد.

برای سازه بلندتر، مقادیر کمتری برای Ω محاسبه شده است که گویای پیچش بیشتر در آن است.

۸- نتیجه گیری

در محدوده مدل‌های مورد بررسی، نتایج بیانگر عملکرد لرزه‌ای قابل قبول، علی‌رغم وجود نامنظمی در پلان است.

با بررسی فرکانس‌های طبیعی مدل‌ها مشخص شد:

۱- سازه‌ها دارای رفتار نرم پیچشی هستند و پاسخ پیچشی سازه با افزایش ارتفاع، افزایش می‌یابد. ضمن اینکه در هر مدل، از پایین به بالا بر میزان چرخش دیافراگم و پیچش طبقه افزوده می‌شود.

۲- در طبقات انتهایی هر مدل، پیچش نسبت به انتقال بیشتر است. به نظر می‌رسد که برای ضوابط تغییر مکانی، مرکز جرم بام نقطه کنترل مناسبی نبوده، استفاده از شاخص خرابی (DM) گریز طبقه برای این گونه از سازه‌ها مطلوب نیست و بهتر است از شاخص‌های خرابی دیگری چون، شاخص سنونگ استفاده شود [۳۶] که می‌تواند زمینه تحقیقات آتی باشد.

در بخش ضریب رفتار، نتایج نشان داد:

۱- ضریب رفتار طلب سازه‌های مورد مطالعه و سطح خطر طراحی، بسیار کمتر از مقادیر ضریب رفتار ظرفیت و شدت برآورد شده برای زمانی است که دیوارهای سازه به سطح عملکردی ایمنی جانی می‌رسند.

۲- استفاده از ضریب رفتار ۵ برای طراحی اولیه، خوبی متضمن ایمنی سازه‌ها بوده است و به ازای حداکثر سطح شدت زلزله طراحی، استفاده از مقادیر ۶ و ۷ نیز باقی ماندن المان‌های مقاوم دیوار برشی در سطح عملکردی ایمنی جانی را تضمین خواهد کرد.

۳- در بررسی پارامتری ضرایب رفتار ظرفیت و طلب مشخص می‌شود که با افزایش ارتفاع سازه، ضرایب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و اضافه مقاومت به ترتیب، افزایش و کاهش می‌یابند. این مورد را می‌توان با تغییر ماهیت رفتار سازه، از حالت برشی به حالت غشائی و خمشی، توجیه کرد. ضمن تحلیل‌های شکنندگی و دینامیکی افزایشی مشخص شد:

تعریف می‌شود که سازه در محدوده الاستیک است و تحت تحلیل بار افزون با شمای بارگذاری به صورت مثلثی در مرکز جرم طبقاتش قرار گرفته است. با استفاده از رابطه ۸ می‌توان به ρ_k رسید [۳۵].

$$\Delta = \frac{\delta_{\min}}{\delta_{\max}} = 1 - \left(\frac{e}{\rho_k^2} \right) \left(1 + \left(\frac{e}{\rho_k^2} \right) (0.5 + \eta) \right)^{-1} \quad (8)$$

در تساوی فوق، پارامترها بدین شرح هستند:

δ_{\min} حداقل جابجایی لبه با بارگذاری در مرکز جرم

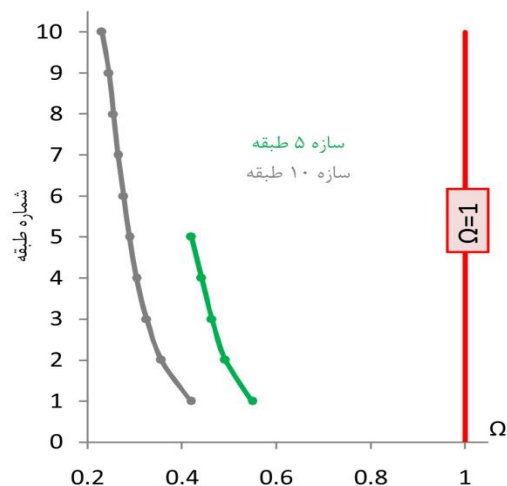
δ_{\max} حداکثر جابجایی لبه با بارگذاری در مرکز جرم

Δ نسبت جابجایی‌ها با بارگذاری در مرکز جرم

e فاصله بین مراکز جرم و سختی در طبقه (همپایه شده به عرض پلان)

η فاصله بین مرکز هندسی و مرکز سختی در طبقه (همپایه شده به عرض پلان).

در این تحقیق، ρ_k برای هر طبقه از رابطه اخیر محاسبه شده است. شکل ۱۷، پارامتر Ω محاسبه شده در هر طبقه از مدل‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد.



شکل ۱۷- نسبت فرکانس‌های غیرهمبسته

با توجه به شکل، برای هر دو سازه، Ω همواره کمتر از یک است و سازه‌ها دارای رفتار پیچشی از نوع نرم هستند. در هر سازه با افزایش شماره طبقه، مقدار این پارامتر کاهش می‌یابد که نشان دهنده پیچش بیشتر در طبقات بالاتر است. بر اساس این مشاهدات، به نظر می‌رسد که استفاده از گریز

[4] Balkaya C, Kalkan E (2003) Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures, *Earthquake Engineering and structural dynamics*, Vol.32, No. 7, PP. 985-998.

[5] Balkaya C, Kalkan E (2004) Relevance of R-Factor and Fundamental Period for Seismic Design of Tunnel-Form Building, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

[6] Balkaya C; Kalkan E, "Seismic Design Parameters for Shear-Wall Dominant Building Structures", 14th national congress on Earthquake Engineering, Mexico, 2003.

[7] Yuksel S.B, Kalkan E (2007) Behavior of Tunnel form Buildings under quasi-static cyclic lateral loading, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol.27, No.1.

[8] Kalkan E, Yuksel S.B (2007) Pros and Cons of Multi Story RC Tunnel-Form (Box-Type) Buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 17, No.3, PP.601-617.

[9] Tavafoghi A; Eshghi S (2008) Seismic Behavior of Tunnel Form Concrete Building Structures, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 12-17 October, Beijing, China.

[۱۰] عشقی س، توافقی جهرمی ع (۱۳۹۱) بررسی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی با سیستم تونلی، نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر، مهندسی عمران، سال ۴۴، شماره ۱، صفحات ۳۱-۴۲.

[۱۱] فناوری‌های تایید شده در راستای جزء ۲-۶ بند "د"، تبصره ۶ (۱۳۸۶) گامی در صنعتی‌سازی ساختمان، ویرایش اول، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، صفحات ۲۱ و ۲۲.

[۱۲] محسنیان و (۱۳۹۱) تعیین ضریب رفتار برای سازه‌های بتنی قالب تونلی، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران، گرایش زلزله، دانشگاه علم و فرهنگ تهران.

[13] Permanent Committee for Revising the Standard 2800 (2014) Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran.

[14] ACI Committee 318 (2007) Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary, American Concrete Institute.

[15] Computers and Structures Inc. (CSI)(2008) Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear Version 9.5.0, Berkeley, CA, USA.

[16] Paulay T, Binney JR (1974) Diagonally reinforced coupling beams of shear-walls, ACI Special Publications, SP-42.

[17] Computers and Structures Inc. (CSI)(2007) Structural and Earthquake Engineering Software,

۱- سطح شدت لازم برای رسیدن دیوارها و تیرهای رابط بینشان به سطوح عملکردی مختلف، چندین برابر بیشتر از سطح شدت زلزله طرحی استاندارد ۲۸۰۰ است.

۲- تیرهای رابط به خاطر مقاومت برشی کمتر که نسبت به دیوارها دارند، اولین قسمت‌های آسیب‌پذیر در سازه‌اند و نسبت به دیوارها، در شدت‌های پایین‌تری به سطوح عملکردی می‌رسند.

۳- برای یک سطح شدت، با افزایش ارتفاع سازه، احتمال رسیدن المان‌های سازه به سطوح عملکردی نیز افزایش می‌یابد. این مورد بخصوص در مورد تیرهای رابط بین دیوارها، بارزتر است.

۴- در هر دو سازه، احتمال رسیدن تیرهای رابط به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، در سطح خطر یک (دوره بازگشت ۴۷۵ سال)، کمتر از ۲ درصد و در سطح خطر دو (دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال)، کمتر از ۱۹ درصد است. برای دیوارها این احتمال در سطح خطر یک، تقریباً صفر درصد و در سطح خطر دو، کمتر از ۲ درصد است. می‌توان گفت، سازه‌های مورد مطالعه در سطوح خطر نامبرده در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار می‌گیرند و در واقع، انتظار رفتار ارتجاعی از این سازه‌ها، در خلال حرکات نسبتاً قوی زلزله، انتظاری دور از واقعیت نیست. بدین ترتیب، بند پنجم از گزارش ارائه شده از سوی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ایران که بر منظم بودن سازه‌های قالب‌تونلی در پلان تاکید می‌کند، حداقل برای سازه‌های مورد مطالعه، محتاطانه به نظر می‌رسد.

۹- مراجع

[۱] میرقادی سر، سروقدمقدم ع، یوسف‌پور ح، پهلوان ح (۲۰۰۹) ارزیابی رفتار لرزه‌ای غیرخطی ساختمان‌های بتنی ساخته شده با کاربرد قالب‌تونلی، اولین کنفرانس بین‌المللی تکنولوژی بتن، ایران، تبریز، ۶ و ۷ نوامبر.

[2] Balkaya C, Kalkan E (2004) Seismic Vulnerability, Behavior and Design of Tunnel Form Building Structures, *Engineering Structures*, Vol. 26, No. 14, PP.2081-2099.

[3] Lee L, Chang K, Chun Y (2000) Experimental Formula for the Fundamental Period of RC Building with Shear Wall Dominant Systems, *Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 9, No. 4, PP. 295-307.

- [32] Fajfar P (2000) A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, Earthquake Spectra, Vo.116, No.3, August, PP.573-592.
- [33] ATC (1996) Seismic Evaluation of Concrete Buildings, Vol.1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood, CA.
- [34] Annigeri S, Mittal A.K (1996) Uncoupled Frequency Ratio in Asymmetric Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics; VOL. 25, PP.871-881.
- [35] Tso W.K, Wong C.M (1995) Eurocode8 seismic torsional provision evaluation, European Earthquake Engineering, IX, Vol.9, No.1, pp.23-33.
- [36] Jeong S.-H, S.Elnashai A (2006) New Three-Dimensional Damage Index for RC Buildings with Planar Irregularities, Journal of Structural Engineering © ASCE; PP. 1482-1490.
- PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures, Version 4.0.3, Berkeley, CA, USA.
- [18] Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau (2007) Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings, No. 360, Management and Planning Organization, Iran.
- [19] ASCE(2007) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI41-06, American Society of Civil Engineers.
- [20] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Web Site: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database.
- [21] Vamvatsikos D, Cornell C.A (2002) Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering Structural Dynamics, 31(3), PP.491-514.
- [۲۲] بهشتی اول س ب (۱۳۹۱) بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، جلد اول، چاپ اول، انتشارات دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، صفحات ۷۲۵-۷۵۶ و ۲۱۱-۲۴۲.
- [23] Berahman F, Behnamfar F (2007) Seismic Fragility Curves for Un Anchored on-Grade Steel Storage Tanks: Bayesian Approach, Journal of Earthquake Engineering, Vol.11, PP.166-192.
- [24] Cimellaro G.P, Reinhorn A.M, Bruneau M, Rutenberg A (2006) Multi-Dimensional Fragility of Structures: Formulation and Evaluation, Technical Report MCEER-06-0002.
- [25] Nielson BG (2005) Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones, A Ph.D Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology.
- [26] Kinali K (2007) Seismic Fragility Assessment of Steel Frames in the Central and Eastern United States, A Ph.D Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology.
- [27] Khalvati A.H, Hosseini M (2008) A New Methodology to Evaluate The Seismic Risk of Electrical Power Substations, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12-17 October.
- [28] Bertro V.V (1989) Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC, Proc.3rd U.S.Nat1 Conf. on Earthquake Engineering, South Carolina , PP.1663-1670.
- [29] ATC (1995a) Structural Response Modification Factors, ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [30] Miranda E (1991) Seismic Evaluation & Upgrading of Existing buildings, A P.hd Thesis, University of California @ Berkeley.
- [31] Lia S.P, Biggs J.M (1980) Inelastic Response Spectra for seismic Building Design, J.Struct.Div, ASCE, Vol.106, No.ST6, PP.1295-1310.