

## ارزیابی پاسخ طیفی طبقه به منظور بررسی نیازهای لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای در قاب‌های فولادی خمشی

محسن گرامی<sup>۱\*</sup>، الهه‌السادات هاشمی<sup>۲</sup>

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: ۱۳۹۳/۰۷/۱۵	<p>همواره خسارات ناشی از خرابی‌های اجزای غیرسازه‌ای، سهم قابل توجهی از هزینه خسارات کل ناشی از زلزله را شامل می‌شوند. یکی از روش‌های ساده در تحلیل پاسخ اعضای غیرسازه‌ای، استفاده از طیف پاسخ طبقه است. در این روش ابتدا رفتار سازه اصلی در نقاط اتصال عضو غیرسازه‌ای با صرف‌نظر از اندرکنش آنها تعیین می‌شود. سپس این پاسخ به عنوان ورودی برای تحلیل عضو غیرسازه‌ای استفاده می‌شود. در این مطالعه شش قاب فولادی خمشی دو بعدی؛ سه، شش و دوازده طبقه مدل شده، که به منظور بررسی اثر تغییر پریود سازه در نیروی وارد بر اجزای غیرسازه‌ای، از هر کدام دو مدل یکی با پریود بیشتر (انعطاف‌پذیر) و یکی با پریود کمتر (صلب) ایجاد شده است. ۷ رکورد حرکت زمین، ثبت شده در انواع خاک‌ها، که به روش آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) مقیاس شده است؛ جهت انجام آنالیز تاریخیچه زمانی مورد استفاده قرار گرفته است. نتایج به دست آمده با مقادیر پیشنهادی توسط آیین‌نامه‌های متداول مقایسه شده است. از این مطالعه نتیجه گردید که تمرکز جذب انرژی سازه مربوط به مود اول و دوم می‌باشد و هرچه ارتفاع سازه بیشتر شود، تمایل به جذب انرژی بیشتر خواهد شد. توزیع ضریب بزرگنمایی پاسخ لرزه‌ای در ارتفاع، (نسبت بیشترین پاسخ شتاب طبقه به بیشترین شتاب حرکت زمین) برای قاب‌های مورد مطالعه نشان داد که ضریب بزرگنمایی پیشنهادی توسط آیین‌نامه Eurocode8 از دیگر آیین‌نامه‌ها به مقادیر به دست آمده نزدیک‌تر می‌باشد. زمانی که پریود جز غیرسازه‌ای به پریود مود اول سازه نزدیک شود، پدیده تشدید رخ می‌دهد و هرچه پریود سازه بیشتر می‌شود اثر مودهای بالاتر بیشتر خواهد بود، بدین معنا که تشدید در پریود مربوط به مود دوم و یا سوم رخ خواهد داد.</p>
پذیرش مقاله: ۱۳۹۷/۰۳/۰۲	
<p><b>واژگان کلیدی:</b> اجزای غیرسازه‌ای، طیف پاسخ طبقه، ارزیابی نیازهای لرزه‌ای، قاب فولادی خمشی.</p>	

### ۱- مقدمه

ساختمان خوب ساخته شده، ایمنی جانی ساکنین آن می‌باشد، لذا گذشته از خسارات مالی، خسارات ناشی از اجزای غیرسازه‌ای به طور جدی می‌تواند جان ساکنین ساختمان را نیز به خطر بیندازد. تا حدود سال‌های ۱۹۶۰ میلادی، تلاش‌های عمده‌ای در جهت کاهش خطرات زمین لرزه انجام شده ولی تمرکز مهندسين فقط معطوف به طراحی لرزه‌ای ساختمان بوده که جهت کاهش تهدید، اولین هدف آنها جلوگیری از فروپاشی ساختمان و دوم جلوگیری از

در بیشتر ساختمان‌ها، اجزای غیر سازه‌ای همیشه یک سهم قابل توجهی از هزینه کل را شامل می‌شوند، لذا زیان اقتصادی ناشی از خسارات وارده به اجزای غیرسازه‌ای، کاملاً می‌تواند قابل توجه باشد. همانا در رویداد زمین لرزه‌های اخیر، خسارات مالی قابل استناد به اجزای غیرسازه‌ای، معمولاً بیشتر از خسارات وارده به اجزای سازه‌ای گزارش می‌شود [۱]. همان طور که پایین‌ترین سطح از ارزیابی یک

\*. پست الکترونیک نویسنده مسئول: m.gerami@semnan.ac.ir

۱. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۲. دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

و اتصالات آنها تشدید نیروی جانبی به هنگام افزایش ارتفاع می‌باشد؛ این موضوع برای اولین بار تحت عنوان ضریب تشدید در AIC-3-06 برای تجهیزات مکانیکی الکتریکی و تجهیزات آنها مطرح شد. در سال ۱۹۹۴ ضریب تشدید مذکور در ضوابط آیین‌نامه‌های NEHRP و UBC1997 و Eurocode8 و IBC2000 نیز ارائه گردید. در همه آیین‌نامه‌های مذکور توزیع ذوزنقه‌ای شتاب از زمین نسبت به بام در نظر گرفته شده است. در سال ۱۹۹۷ آیین‌نامه UBC مفاهیم جدیدی را درباره‌ی گسل نزدیک، استفاده از مقاومت طراحی و ضریب تشدید سازه در بحث طراحی اجزای غیر سازه‌ای مطرح نمود [۲].

معمولاً اجزای غیر سازه‌ای را به دو گروه حساس به تغییر مکان و حساس به شتاب، تقسیم می‌کنند. بسیاری عناصر غیر سازه‌ای هم نسبت به تغییر شکل سازه و هم شتاب وارده حساس می‌باشند. اگر تغییر شکل سازه اصلی (مثل تغییر مکان نسبی طبقات) کنترل‌کننده عملکرد عنصر غیر سازه‌ای باشد، آن عنصر، حساس به تغییر مکان تلقی می‌شود. چنانکه این عنصر در برابر تغییر شکل سازه آسیب‌پذیر نباشد، مثل یک دستگاه مکانیکی که به کف سازه مهار شده است، عنصر حساس به شتاب تلقی می‌گردد. این گونه عناصر چنانچه مهار کافی نداشته باشند، نسبت به لغزش یا واژگونی آسیب‌پذیر خواهند بود [۳]. از آن جایی که اکثراً اجزای غیر سازه‌ای در گروه حساس به شتاب قرار می‌گیرند، تعیین شتاب مناسب طبقه در سازه زمانی که تحت زلزله قرار می‌گیرد، یکی از مهم‌ترین پارامترها در تخمین آسیب‌پذیری اجزای غیر سازه‌ای می‌باشد.

الزامات آیین‌نامه‌های ساختمانی عموماً برای تعیین نیروهای طراحی لازم برای جلوگیری از لغزش، واژگونی و یا تخریب عناصر غیر سازه‌ای حساس به شتاب واقع در طبقات سازه اصلی است [۴-۷]. بیشتر آیین‌نامه‌ها، از روش‌های نیروی جانبی معادل برای تعیین نیروی وارد بر عناصر غیر سازه‌ای استفاده می‌کنند. در این روش‌ها، عنصر مربوطه برای تحمل نیروی لرزهای معین که به صورت کسری از وزن آن است، طراحی می‌شود. مقدار نیروی مزبور به عواملی نظیر موارد زیر بستگی دارد: وزن عنصر غیر سازه‌ای، سختی این عنصر و یا تکیه‌گاه آن، شتاب ورودی در نقطه اتصال آن به سازه اصلی، ضریب اهمیتی که به ملاحظات کاربری یا مخاطرات ناشی از تخریب آن بستگی دارد و نیز شکل‌پذیری، قیود اضافی و قابلیت جذب انرژی سازه، عنصر غیر سازه‌ای و

خسارت شدید سازه‌ای بود. در طی این مدت، دقت و تمرکز کمتری بر روی عملکرد المان‌ها و اجزای غیر سازه‌ای یک ساختمان نسبت به طراحی سیستم سازه‌ای مقاوم لرزهای آن، صورت گرفته است [۱]. ضوابط طراحی و بهسازی لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های اخیر، از گزارشات و مشاهدات مربوط به شکست و گسیختگی المان‌ها تجهیزات و اجزای غیر سازه‌ای عمدتاً در زمین لرزه‌های رخ داده در ایالات متحده به خصوص بعد از زمین لرزه Alaska 1964 حاصل شده است [۱].

در سال‌های اخیر کوشش زیادی در بحث ارائه روش‌های ساده جهت آنالیز اجزای غیر سازه‌ای انجام شده است. با این حال اکثر تحقیقات اخیر در زمینه ایمن نگه داشتن تجهیزات مهم همانند خط لوله‌ها و سیستم‌های کنترل در سازه‌های مهم همچون نیروگاه‌های هسته‌ای بوده است. تجربه‌های زلزله San Francisco در سال ۱۹۰۶ و Santa Barbara در سال ۱۹۲۵ و همچنین Long Beach در سال ۱۹۲۷ آسیب‌پذیری شدید تیغه‌های آجری دیوارهای پیرامونی را نشان داد [۲]. در سال ۱۹۲۷ در پیوست آیین‌نامه UBC94 ضوابطی جهت طراحی اجزای غیر سازه‌ای تدوین شد. از این رو مشخص شد که همانند اجزای سازه‌ای، اجزای غیر سازه‌ای نیز می‌بایست برای نیروی جانبی که این نیرو نیز متناسب با وزن اجزای غیر سازه‌ای می‌باشد، طراحی شود. بدین ترتیب در سال ۱۹۳۵ در آیین‌نامه UBC نیروی طراحی برای اجزای غیر سازه‌ای برابر  $F=CW$  ارائه شد که این رابطه تا سال ۱۹۹۷ در این آیین‌نامه بدون تغییر بود. زلزله‌های Alaska در سال ۱۹۶۴ و San Fernando در سال ۱۹۷۱ نقش المان‌های غیر سازه‌ای را برجسته‌تر نمود. در زلزله San Fernando در سال ۱۹۷۱ سقف‌های کاذب، قفسه‌های فلزی کتابخانه‌ها و تجهیزات مکانیکی شکسته شدند، همین امر موجب شد تا در ویرایش بعدی (UBC) در سال ۱۹۷۳ بندهایی مربوط به قفسه‌های ذخیره و سقف‌های کاذب اضافه شد [۲]. در ویرایش UBC در سال ۱۹۷۶ ضوابطی برای تجهیزات مکانیکی در مضمون طراحی تجهیزات و ماشین‌آلات و مهارهای آن‌ها ارائه شد. در این ویرایش همچنین برای اولین بار ضریب اهمیت اجزای غیر سازه‌ای ارائه گردید. در ویرایش بعدی آیین‌نامه UBC در سال ۱۹۹۱ الزامات جابجایی‌های نسبی اتصالات تجهیزات متذکر شده است. یکی از مهم‌ترین مسائل در طراحی المان‌های غیر سازه‌ای

مختلف بررسی شد. ویلاورد و چادهیری [۲۵] نیز اثر رفتار غیر خطی سازه را بر اجزای غیر سازه‌ای غیر خطی بررسی و علاوه بر آن اثر پارامترهای نظیر سختی سازه، تشدید، ارتفاع محل نصب عضو غیر سازه‌ای و میرایی آن را بر پاسخ شتاب بررسی نمودند.

در تحقیق حاضر توزیع بیشترین شتاب طبقه در ارتفاع سازه تحت ۷ رکورد حرکت زمین ثبت شده در انواع خاک‌ها بررسی شده است. برای این منظور، ۳ قاب خمشی فولادی که هر یک از قاب‌ها به دو دسته صلب و انعطاف‌پذیر تقسیم‌بندی شده‌اند؛ آنالیز تاریخیچه زمانی شده‌اند. نتایج نشان دادند که ضریب بزرگنمایی شتاب در ارتفاع، با افزایش ارتفاع سازه در اکثر مدل‌ها بیشتر خواهد شد. پدیده تشدید زمانی رخ خواهد داد که پیوند اصلی جز غیر سازه‌ای با پیوند اصلی سازه یکسان شود. لازم به ذکر است که زمانی که ارتفاع سازه بیشتر می‌شود و در سازه‌های انعطاف‌پذیرتر اثر مودهای بالاتر مشهود است بدین معنا که تشدید در پیوند مربوط به مود دوم و یا سوم رخ خواهد داد.

جدول ۱: نتایج آنالیز مودال

پرید	مود ۱	مود ۲	مود ۳
B3Ta	۰/۴۶۷۹۲	۰/۱۶۳۴	۰/۰۹۱۴
B3Tb	۰/۸۸۴۴۲۷	۰/۳۰۵۹۳۶	۰/۱۶۶۵۵۲
B6Ta	۰/۸۹۶۷۵۸	۰/۳۱۹۷۶۳	۰/۱۸۰۶۴۶
B6Tb	۱/۶۲۰۸۰۷	۰/۵۷۲۸۳۸	۰/۳۲۲۵۷۴
B12Ta	۰/۹۲۹۶۴۵	۰/۳۶۲۵۵۹	۰/۳۰۸۵۰۳
B12Tb	۱/۶۷۸۲۸۳	۰/۶۵۳۷۰۵	۰/۵۵۶۵۱

## ۲- فرضیات مدل‌سازی

در این قسمت فرضیات مدل‌سازی سازه‌ای و مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخابی برای این مطالعه آورده شده است.

### ۲-۱- مدل‌سازی سازه‌ای

در این تحقیق سه قاب خمشی فولادی دو بعدی، سه، شش و دوازده طبقه، با یک دهانه ۴/۳ متری در نظر گرفته شده است. ارتفاع هر طبقه در هر یک از سازه‌های مذکور برابر ۲/۸ متر فرض شده است. به منظور بررسی سازه‌های صلب و انعطاف‌پذیر، با تغییر جرم، هر یک از قاب‌های مذکور به دو دسته صلب و انعطاف‌پذیر تقسیم شده‌اند. بنابراین در این مطالعه شش مدل قاب خمشی فولادی بررسی شده است. توزیع بارجابی این قاب‌ها بر اساس آیین‌نامه طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها (استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ویرایش سوم)

اتصالات آن به سازه [۷-۱۵]. محققان برای محاسبه پاسخ اعضای غیر سازه‌ای از روش‌های مختلفی استفاده کرده‌اند. از جمله این روش‌ها می‌توان به روش ترکیبی و روش طیف پاسخ اشاره کرد. در روش ترکیبی تحلیل سازه اصلی و اجزای غیر سازه‌ای با مدل‌سازی هم‌زمان آنها صورت می‌گیرد [۱۶ و ۱۷]. در صورتی که وزن عضو غیر سازه‌ای از ۱۰٪ وزن کل سازه و ۲۰٪ وزن طبقه کمتر باشد می‌توان از اثر عضو غیر سازه‌ای بر سازه صرف‌نظر کرد [۱۶]. در این صورت می‌توان به جای روش ترکیبی از روش‌های ساده‌تری استفاده کرد [۱۱ و ۱۸]. صرف‌نظر کردن از اثر متقابل عضو غیر سازه‌ای بر سازه در این موارد به نتایج محافظه کارانه منجر می‌شود [۱۹].

روش ساده‌تر در تحلیل پاسخ اعضای غیر سازه‌ای، استفاده از طیف پاسخ طبقه است [۹-۱۵، ۲۰، ۲۱]. در این روش ابتدا رفتار سازه اصلی در نقطه یا نقاط اتصال عضو غیر سازه‌ای با صرف‌نظر از اندرکنش آنها تعیین می‌شود. سپس این پاسخ به عنوان ورودی برای تحلیل عضو غیرسازه‌ای استفاده می‌شود در بسیاری از آیین‌نامه‌های طراحی از این روش برای تعیین نیروی طراحی اعضای غیر سازه‌ای استفاده شده است [۱، ۱۱-۸ و ۲۲].

از جمله کارهای تحقیقی در زمینه محاسبه شتاب وارد بر طبقات، تحقیقات تقوی و میراندا [۲۳ و ۲۴] می‌باشد که در آن روابطی برای تخمین ماکزیمم شتاب طبقه سازه‌های چند درجه آزادی ارائه شده است. البته روابط ارائه در آن تحقیق بسیار پیچیده و کاربرد آن دشوار است. یکی دیگر از تحقیقات انجام گرفته در این زمینه، تحقیق مدینا و همکاران [۹] است. در این تحقیق با مطالعه قاب‌های خمشی ۹ و ۱۸ طبقه تحت اثر ۴۰ رکورد حوزه دور، ۶ پیوند سازه اصلی، ۳ مکان عضو در سازه، اثر توزیع سختی سازه، مقاومت سازه اولیه و نسبت میرایی عضو غیر سازه‌ای بر پاسخ آنها بررسی شده است. همچنین اورویزا و همکاران [۸] نیز با در نظر گرفتن عضو غیر سازه‌ای به صورت یک عنصر یک درجه آزادی که به سازه اصلی (یک درجه آزادی) متصل است، مطالعات پارامتری را در خصوص پاسخ اعضای غیر سازه‌ای برای پیوندهای مختلف سازه و عضو غیر سازه‌ای با اعمال ۱۶۴ رکورد زلزله ثبت شده در مرکز داده‌های حرکت قوی اروپا انجام دادند. در تحقیقات ایشان، اثر رفتار غیرخطی سازه بر شتاب وارد بر عناصر غیر سازه‌ای با در نظر گرفتن ضرایب کاهش مقاومت و مدل‌های هیستریتیک

valley و Tabas آورده شده است. محتوای فرکانسی و نحوه جذب انرژی سازه در مودها و طبقات مختلف بررسی شده است.

ضریب بزرگنمایی شتاب در ارتفاع (نسبت بیشترین پاسخ شتاب طبقه به بیشترین شتاب حرکت زمین) برای مدل-های مختلف به دست آمده است. بیشترین پاسخ طیفی طبقه برای مدل های مختلف بررسی شده است.

### ۳-۱- تاریخچه زمانی طبقات

نمونه تاریخچه زمانی طبقات ۱ و ۲ و ۳، از قاب سه طبقه صلب تحت زلزله‌های Imperial valley و Tabas در شکل (۲) نشان داده شده است. در این شکل تشدید حرکت در ارتفاع و تغییر محتوای فرکانسی در پاسخ طبقات به وضوح دیده می‌شود.

با توجه به پاسخ تاریخچه زمانی شتاب به دست آمده برای زلزله‌های مورد بررسی، هرچه بزرگای زلزله‌ی وارد بر سازه بیشتر باشد، پاسخ شتاب آن سازه نیز در طبقات مختلف بیشتر خواهد بود. به طور مثال پاسخ سازه صلب سه طبقه تحت زلزله Tabas، در طبقه سوم ۴/۴۳ برابر پاسخ همان طبقه در زلزله Imperial valley می‌باشد.

### ۳-۲- محتوای فرکانسی

نمونه دامنه طیف فوریه تاریخچه زمانی حرکت زمین، با دامنه طیف فوریه طبقه متناظر برای قاب B12Ta در شکل (۳) با هم مقایسه شده‌اند.

محتوای فرکانسی حرکت طبقه به طور مشخص متفاوت از محتوای فرکانسی حرکت زمین است. مقادیر ماکزیمم حرکت در مود اول و دوم قاب می‌باشد و سازه تمایل به جذب انرژی در این مودها را دارد. هر چه ارتفاع طبقه بیشتر می‌شود، تمرکز انرژی در مودهای مذکور بیشتر خواهد شد.

### ۳-۳- ضریب بزرگنمایی در ارتفاع

مقدار ماکزیمم تاریخچه زمانی حرکت زمین، ماکزیمم شتاب حرکت زمین (PGA) و مقدار ماکزیمم متناظر تاریخچه زمانی شتاب طبقه، ماکزیمم شتاب طبقه (PFA) تعریف می‌شود.

نسبت  $\frac{PFA}{PGA}$  ضریب بزرگنمایی حرکت زمین را در ارتفاع نشان می‌دهد. برای هر یک از شش قاب مورد در این مطالعه، مقدار ماکزیمم شتاب طبقه به مقدار ماکزیمم شتاب حرکت زمین نرمال شده و این روند برای هر طبقه

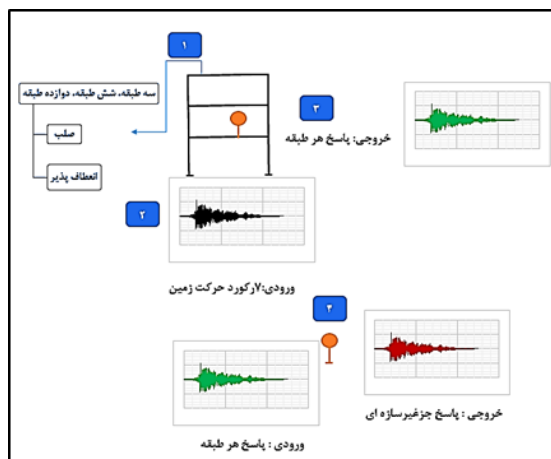
انجام شده است. در آنالیز تاریخچه زمانی این مدل‌ها ضرایب میرایی برای مود اول و دوم سازه ۵٪ در نظر گرفته شده است. نتایج آنالیز مودال این قاب‌ها در جدول ۱ آورده شده است. لازم به ذکر است هر قاب با یک علامت اختصاری نشان داده شده است که منظور از B، سازه؛ عدد اول، تعداد طبقه سازه؛ Ta، سازه صلب و Tb، سازه انعطاف‌پذیر می‌باشد.

### ۲-۲- مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها

در این تحقیق از ۷ زوج رکورد زلزله واقع بر انواع خاک‌ها استفاده شده است. این رکوردها با استفاده از نرم‌افزار SeismoSignal و بر اساس روش استاندارد ۲۸۰۰ ایران مقیاس شده‌اند. مشخصات رکوردهای انتخابی در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲: مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها

زلزله	ایستگاه	نوع خاک	PGA (g)
Landers	Twentytime Palms	2	۰/۰۸
Imperial Valley(23:16)	Calipatria Fire Sta 1	3	۰/۱۲۸
Lomapieta	Halls Valley	3	۰/۱۳۴
Lomapieta	Gilroy Array 6	2	۰/۱۷
Northridge	La-Wonderland Ave	1	۰/۱۷۲
Kobe	Kakogawa	3	۰/۳۴۵
Northridge	Moor Park-Fire Sta	2	۰/۲۹۲
Tabas	Dayhook	2	۰/۴۰۶



شکل ۱: دیاگرام روش انجام تحقیق

### ۳- پاسخ طبقه

در این قسمت پاسخ تاریخچه زمانی طبقات به عنوان نمونه برای مدل قاب سه طبقه صلب تحت زلزله‌های Imperial

به شرح زیر است [۵]:

$$F_a = \frac{S_a \gamma_a}{q_a} W_a \quad (1)$$

و

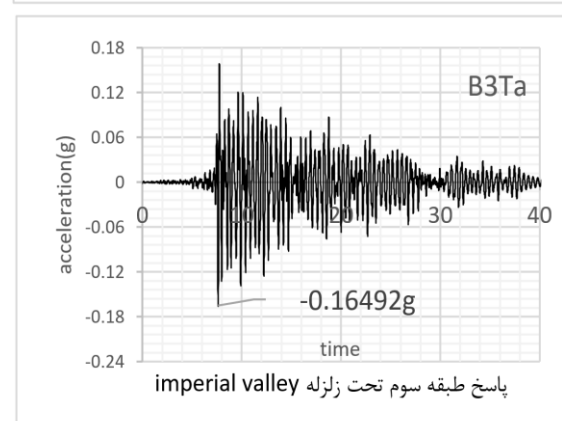
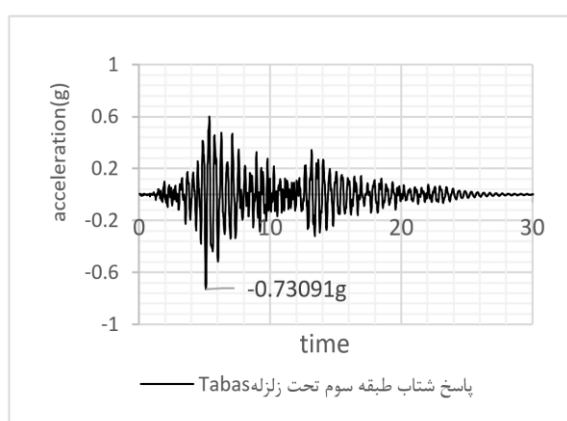
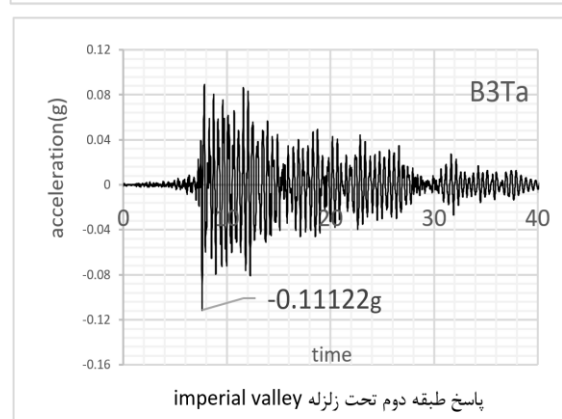
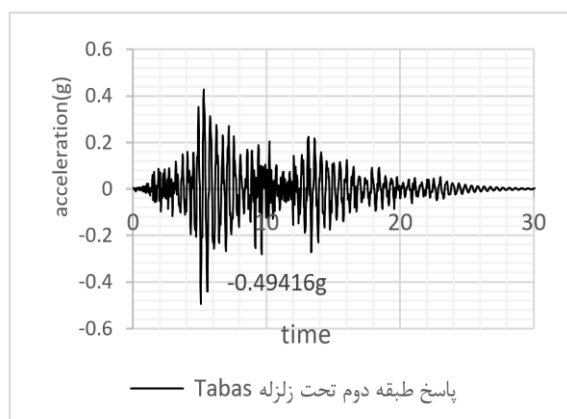
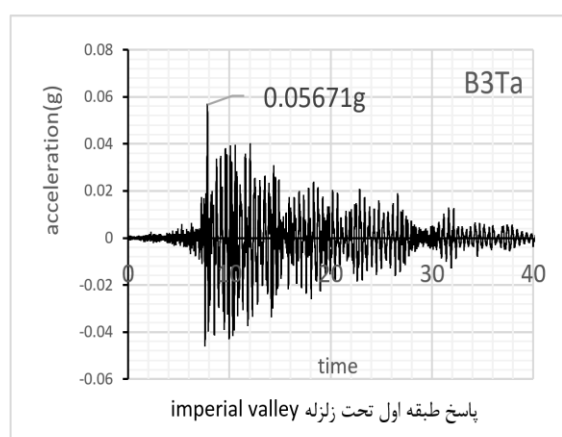
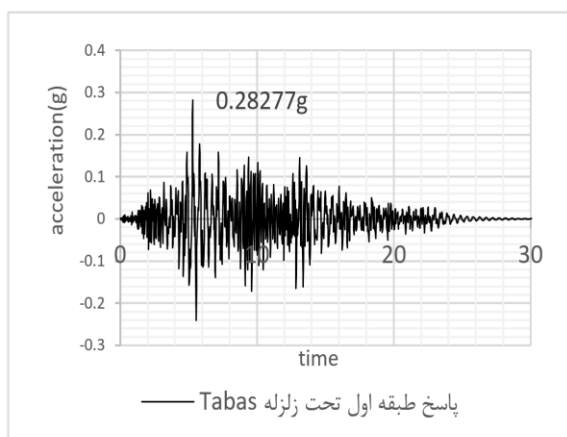
$$S_a = \frac{a_g}{g} S \left[ \frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)} - 0.5 \right]$$

بنابراین ضریب تشدید بر اساس این آیین‌نامه برابر  $1 + \frac{x}{h}$  می‌باشد.

در هر قاب و برای هر یک از هفت رکورد انجام شده است. میانگین مقادیر  $\frac{PFA}{PGA}$  هفت رکورد برای هر طبقه محاسبه و در مقابل نسبت ارتفاع طبقه به ارتفاع کل قاب مورد بررسی رسم شده است (شکل (۴)).

با افزایش ارتفاع مقادیر  $\frac{PFA}{PGA}$  در قاب‌های سه و شش طبقه افزایش دارد. در قاب ۱۲ طبقه تا نسبت ارتفاع ۰/۶ افزایش سپس کاهش و دوباره افزایش خواهد داشت که این موضوع به دلیل اثر مودهای بالاتر در سازه‌های بلند می‌باشد.

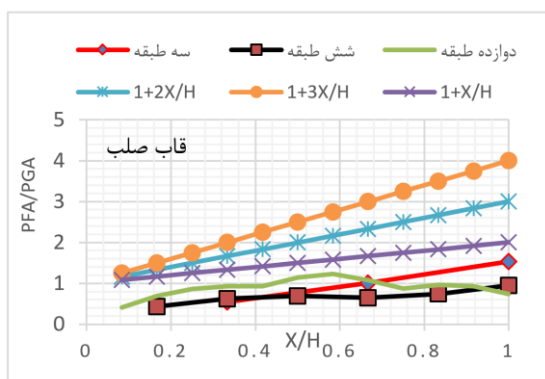
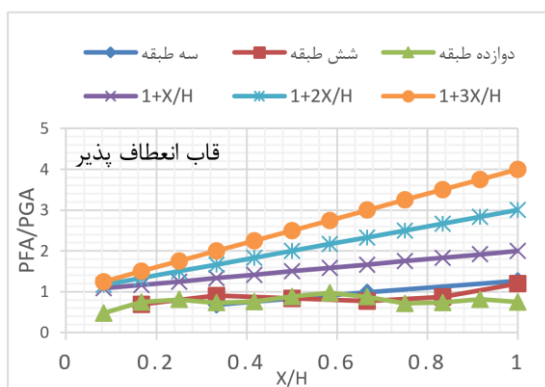
نیروی وارد بر اجزای غیر سازه‌ای بر اساس EuroCode8



شکل ۲: تاریخچه زمانی طبقات در قاب سه طبقه صلب

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{D_s} W_p}{R_p I_p} \left(1 + 2 \frac{x}{h}\right) \quad (3)$$

بنابر این ضریب بزرگنمایی بر اساس این آیین‌نامه برابر  $1 + 2 \frac{x}{h}$  می‌باشد.

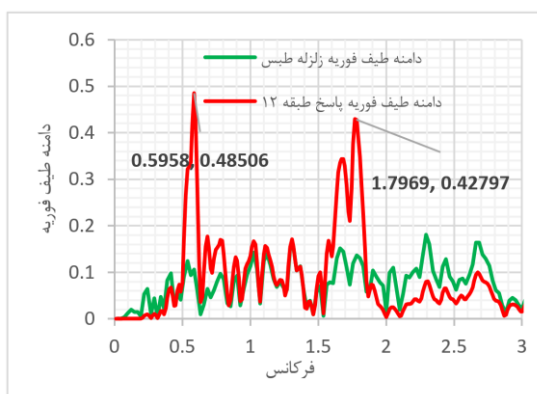
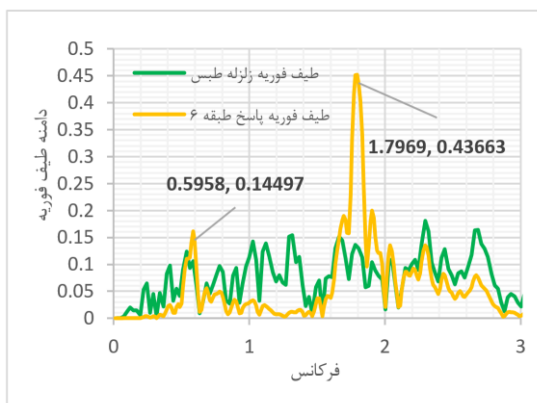
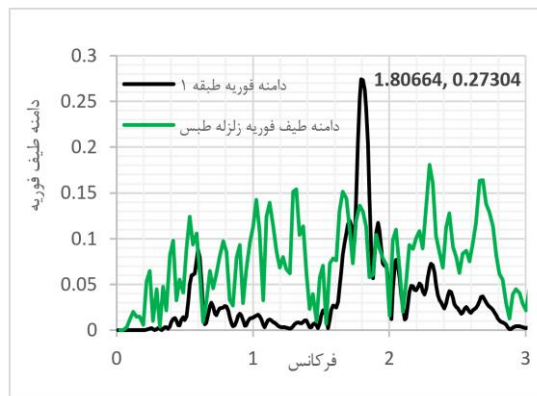


شکل ۴: نسبت  $\frac{PFA}{PGA}$  در نسبت ارتفاع‌های مختلف در مقایسه با آیین‌نامه‌های مختلف

در شکل (۴) ضریب بزرگنمایی در ارتفاع برای قاب‌های مورد بررسی با مقادیر آیین‌نامه‌ای مقایسه گشته است. همه نمودارهای به دست آمده زیر خط  $1 + \frac{x}{h}$  قرار گرفته‌اند. در نتیجه برای مدل‌های مورد بررسی در این مطالعه روابط آیین‌نامه‌ی EuroCode8 مناسب می‌باشد.

### ۳-۴- بیشترین پاسخ طیفی طبقه

میانگین پاسخ طیف طبقه برای هفت رکورد انتخاب شده، با احتساب میرایی ۵٪ در هر طبقه در شکل (۵) نشان داده شده است. در محور قائم پاسخ طیفی طبقه به مقدار PFA نرمال شده و پریود در محور افقی نیز به مقدار پریود اصلی سازه نرمال شده است تا اثر تشدید بهتر ارزیابی گردد. این طیف‌ها جهت تخمین ماکزیمم شتاب اجزای غیر سازه‌ای و همچنین ارزیابی مشخصات دینامیکی آنها به کار می‌رود. در مدل B3Ta مقادیر اوج طیف در طبقات مختلف در نمودار



شکل ۳: دامنه طیف فوریه قاب دوازده طبقه صلب

نیروی وارد بر اجزای غیر سازه‌ای بر اساس Uniform Building Code (UBC97) به شرح زیر است:

$$F_p = 4 \cdot C_a I_p W_p \quad (2)$$

یا:

$$F_p = \frac{a_p C_a I_p}{R_p} \left(1 + 3 \times \frac{h_x}{h_r}\right) W_p$$

بنابر این ضریب تشدید بر اساس این آیین‌نامه برابر  $1 + 3 \frac{x}{h}$  می‌باشد.

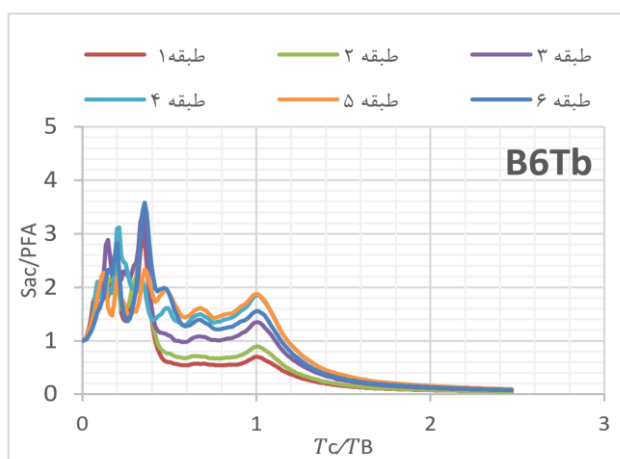
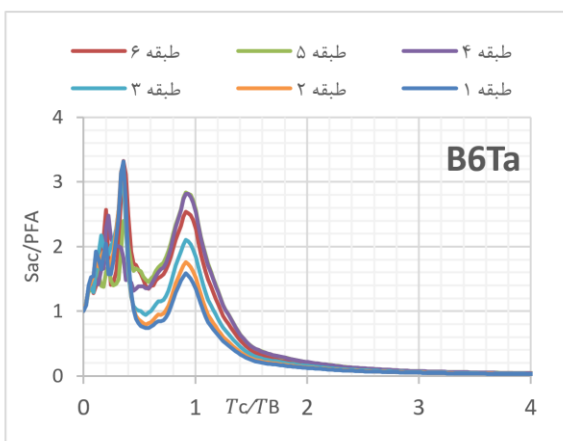
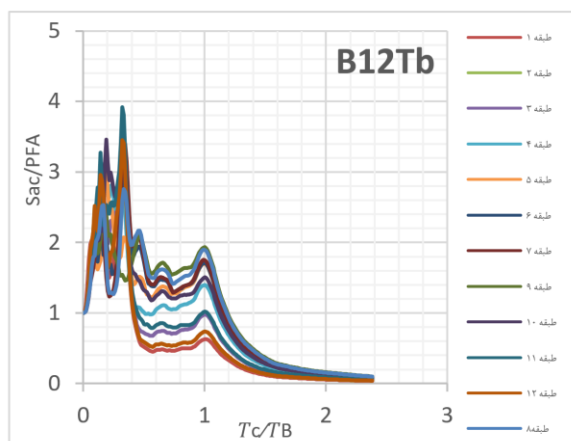
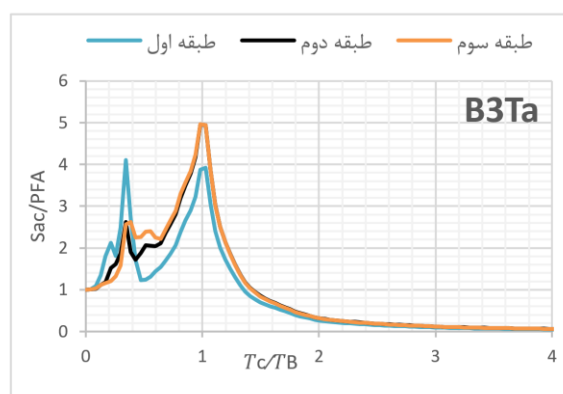
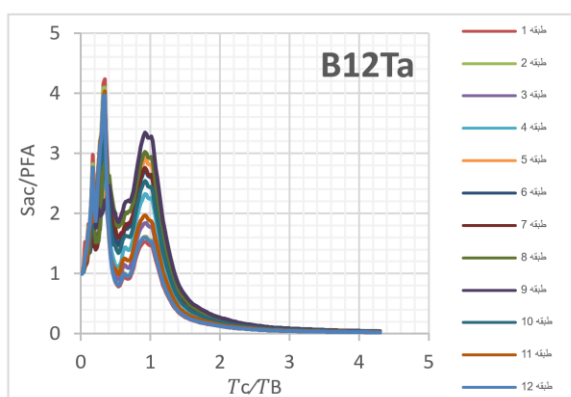
نیروی وارد بر اجزای غیر سازه‌ای بر اساس IBC2012 به شرح زیر است [۲۶]:

غیر سازه‌ای به پریود مود دوم سازه نزدیک می‌شود پدیده تشدید رخ خواهد داد.

در مدل B12Ta, B6Ta, B6Tb و B12Tb سه مقدار اوج طیف شتاب در مود اول، دوم و سوم سازه دیده می‌شود که بیشترین مقدار مربوط به مود دوم سازه می‌باشد. در همه قاب‌ها زمانی که پریود اجزای غیر سازه‌ای از نصف پریود اصلی سازه بیشتر می‌شود با افزایش ارتفاع شتاب وارده به اجزای غیر سازه‌ای نیز بیشتر خواهد شد.

اول و دوم دیده می‌شود که بیشترین مقدار مربوط به مود اول سازه است، بدین معنا که اگر پریود اجزای غیر سازه‌ای در این قاب به پریود اصلی سازه نزدیک شود پدیده تشدید رخ می‌دهد.

در مدل B3Ta نیز مقادیر اوج طیف در مود اول و دوم رخ می‌دهد ولی این بار به دلیل داشتن پریود اصلی بیشتر و یا به عبارت دیگر انعطاف‌پذیری بیشتر سازه بیشترین مقدار طیف در مود دوم سازه رخ می‌دهد و زمانی که پریود جز



شکل ۵: میانگین پاسخ طیفی طبقات

#### ۴- خلاصه و نتیجه‌گیری

در این مطالعه به منظور بررسی شتاب وارد بر اجزای غیر سازه‌ای، توزیع بیشترین شتاب طبقه در ارتفاع سازه، تحت ۷ رکورد حرکت زمین ثبت شده در انواع خاک‌ها بررسی شده است. برای این منظور، ۳ قاب خمشی فولادی که هر یک از قاب‌ها به دو دسته صلب و انعطاف‌پذیر تقسیم‌بندی شده‌اند، آنالیز دینامیکی غیر خطی (تاریخچه زمانی) شده‌اند. براساس مطالعات انجام شده و با مفروضات پارامترهای تحقیق نتایج به صورت زیر خلاصه شده است:

با توجه به پاسخ تاریخچه زمانی شتاب به دست آمده برای زلزله‌های مورد بررسی، هرچه بزرگای زلزله‌ی وارد بر سازه بیشتر باشد، پاسخ شتاب آن سازه نیز در طبقات مختلف بیشتر خواهد بود. به طور مثال پاسخ سازه صلب سه طبقه تحت زلزله Tabas، در طبقه سوم ۴/۴۳ برابر پاسخ همان طبقه در زلزله Imperial valley می‌باشد.

ساختمان‌ها تمایل به جذب انرژی در محدوده فرکانس‌های نزدیک به فرکانس اول ارتعاش خود دارند و هرچه ارتفاع بیشتر می‌شود، تمایل به جذب انرژی نیز بیشتر خواهد شد، به نحوی که جذب انرژی در مود اول سازه دوازده طبقه صلب در طبقه ششم، ۵۷٪ بیشتر از جذب انرژی در طبقه اول می‌باشد. از طرف دیگر هر چه ارتفاع بیشتر می‌شود

مشارکت مودهای بالاتر در جذب انرژی نیز بیشتر می‌شود، به طور مثال در سازه دوازده طبقه صلب جذب انرژی در طبقه اول، در مود اول ۴/۵ برابر مود دوم می‌باشد؛ ولی جذب انرژی در طبقه دوازدهم در مود دوم سازه ۱/۱۳ برابر مود اول می‌باشد.

مقدار میانگین  $\frac{PFA}{PGA}$  برای هفت رکورد مورد بررسی، در طبقات بالا (نسبت به طبقات پایین) افزایش می‌یابد البته این روند در سازه‌های بلندتر دچار تغییر می‌گردد. به طور مثال در سازه سه طبقه صلب، این مقدار در طبقه سوم ۲/۳ برابر مقدار متناظر در طبقه اول می‌باشد، اما این مقدار در سازه دوازده طبقه صلب تا طبقه هفتم افزایش، سپس کاهش و دوباره از طبقه نه تا دوازده روند افزایشی خواهد داشت.

مقدار میانگین  $\frac{PFA}{PGA}$  برای قاب‌های مورد بررسی با روابط ارائه شده در آیین‌نامه‌های EuroCode8، IBC2012 و UBC97 مقایسه شده است و برای کلیه قاب‌های مذکور این مقدار به رابطه ارائه شده توسط EuroCode8 نزدیک‌تر است.

مقادیر اوج طیف شتاب طبقه در پیوندهای مودهای اولیه سازه اصلی رخ می‌دهد. هرچه ارتفاع سازه بیشتر می‌شود، مشارکت مودهای بالاتر نیز بیشتر خواهد بود.

#### ۵- مراجع

- [۱] م. حسینی، س. منتظرالقائم، ع.ر. امینایی چترودی، راهنمای کاربردی کاهش خسارات اجزای غیر سازه‌ای ساختمان‌ها در اثر زلزله، تهران: سازمان پیشگیری و مدیریت بحران شهر تهران، ۱۳۸۷.
- [2] G. Mondal, S.K. Jain, "Design of Nonstructural Elements for Buildings: A Review of Codal Provisions", the Indian Concrete Journal, Vol. 79, 2005, pp. 22–28.
- [3] F. Naeim, The Seismic Design Handbook, 2001.
- [4] American Society of Civil Engineers Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE7, 2010.
- [5] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2003.
- [6] Uniform Building Code, Volume 2; Structural Engineering Design Provisions, 1997.
- [7] M. Sadeghzadeh-Nazari, M. Ghafory-Ashtiany, "Seismic Design Force Requirements for Secondary Systems in Buildings", 6th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, 2011.
- [8] M. Oropeza, P. Favez, P. Lestuzzi, "Seismic Response of Nonstructural Components in case of Nonlinear Structures Based on Floor Response Spectra Method", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 2, 2010, pp. 387–400.
- [9] R.A. Medina, R. Sankaranarayanan, K.M. Kingston, "Floor Response Spectra for Light Components Mounted on Regular Moment-Resisting Frame Structures", Engineering Structures, Vol. 28, Issue 14, 2006, pp. 1927–1940.



- [10] F. Braga, V. Manfredi, A. Masi, A. Salvatori, M. Vona, "Performance of Non-structural Elements in RC Buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 9, Issue 1, 2011, pp. 307–324.
- [11] M. Shooshtari, M. Saatcioglu, N. Naumoski, S. Foo, "Floor Response Spectra for Seismic Design of Operational and Functional Components of Concrete Buildings in Canada", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 37, No. 12, 2010, pp. 1590–1599.
- [12] J. Blackman, Defense Nuclear Facilities Safety Board, 2009.
- [13] K.V. Subramanian, P. SpidharGopal, R.P. Sudarsan, "A Practical Approach for Floor Response Spectra Generation in Nuclear Power Plants", *Transactions of the 15th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-15)*, Seoul, Korea, 1999.
- [14] P. Varpasuo, "The Development of the Floor Response Spectra using large 3D Model", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 192, Issues 2–3, 1999, pp. 229–241.
- [15] Y. Kitada, K. Hattori, M. Ogata, J. Kanda, "Stochastic Seismic Floor Response Analysis Method for Various Damping Systems", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 128, Issue 2, 1991, pp. 247–257.
- [۱۶] ع.ر. فیوض، م. غفوری آشتیانی، "روش ساده تحلیل سیستم‌های ثانویه"، چهارمین کنفرانس بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله. تهران. پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۲.
- [17] Y. Chen, T.T. Soong, "STATE-OF-THE-ART-REVIEW Seismic Response of Secondary Systems", *Engineering Structures*, Vol. 10, Issue 4, 1998, pp. 218–228.
- [18] M.P. Singh, L.E. Suarez, E.E. Matheau, G.O. Maldonado, *Simplified Procedures for Seismic Design of Nonstructural Components and Assessment of Current Code Provisions*, Technical Report NCEER 93-0013, 1993.
- [19] R. Villaverde, *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance Based Engineering* CRC Press, Ch19, 2004.
- [20] G. Viti, M. Olivieri, S. Travi, "Development of Non-Linear Floor Response Spectra", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 64, Issue 1, 1981, pp. 33–38.
- [21] K.A. Peters, D. Schmitz, U. Wanger, "Determination of Floor Response Spectra on The Basis of the Response Spectrum Method", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 44, Issue 2, 1977, pp. 255–262.
- [22] S. Uma, J. Zhao, A. King, "Floor Response Spectra for Frame Buildings under Ultimate and Serviceability Limit States", *Don't Mess with Structural Engineers ASCE*, 2009.
- [23] E. Miranda, SH. Taghavi, "Approximate Floor Acceleration Demands in Multistory Buildings. I: Formulation", *Journal of Structural Engineering*, Volume 131, Issue 2, 2005.
- [24] E. Miranda, SH. Taghavi, "Approximate Floor Acceleration Demands in Multistory Buildings. II: Applications", *Journal of Structural Engineering*, Volume 131, Issue 2, 2005.
- [25] S.R. Chaudhuri, R. Villaverde, "Effect of Building Nonlinearity on Seismic Response of Nonstructural Components: A Parametric Study", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 134, Issue 4, 2008.
- [26] International Building Code (IBC), International Code Council, 2012.