



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد
گرایش ژئوتکنیک

عنوان

بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ غیرخطی لرزه‌ای سازه‌ها
تحت اثر زمین لرزه‌های با محتوی فرکانسی گسترده و طولانی مدت

نگارنده

علی حسن نژاد

اساتید راهنما:

دکتر امیر بذرافشان مقدم

دکتر جلیل شفائی

شهریور ۱۳۹۵

تقدیم‌نامه

تقدیم به فدایی که آفرید

جهان را، انسان را، عقل را، علم را، معرفت را، عشق را ...

تقدیم به مادر جان عزیزه که همیشه با مهربانی برایم زحمت کشید، رومش

شاد

تقدیم به پدر و مادر بزرگوارم که همیشه همراه و یاورم بودند و هستند

تقدیم به برادر و خواهر دوست داشتنی‌ام که همیشه حامی ام بودند

سپاس‌گزاری

نخستین سپاس و ستایش از آن خداوندی است که بنده کوچکش را در دریای بیکران اندیشه، قطره‌ای ساخت تا وسعت آن را از دریچه اندیشه‌های ناب آموزگاران بزرگ به تماشا نشیند. لذا اکنون که در سایه سار بنده‌نوازی‌هایش پایان‌نامه حاضر به انجام رسیده است، بر خود لازم می‌دانم تا مراتب سپاس را از بزرگوارانی به جا آورم که اگر دست یاریگرشان نبود، هرگز این پایان‌نامه به انجام نمی‌رسید.

به مصداق «من لم یشکر المخلوق لم یشکر الخالق» بسی شایسته است از اساتید فرهیخته و فرزانه آقایان، دکتر بذرافشان‌مقدم و دکتر شفائی که کمال سعه‌صدر، با حسن خلق و فروتنی، از هیچ کمکی در این عرصه بر من دریغ نمودند و زحمت راهنمایی این پایان‌نامه را بر عهده گرفتند، تقدیر و تشکر نمایم.

با تقدیر و درود فراوان از اساتید بزرگوار جناب آقای دکتر کرامتی و جناب آقای دکتر گلپان که زحمت داوری این پایان‌نامه را متقبل شدند.

از آقایان، دکتر عاطفت‌دوست، دکتر خطیبی‌نیا و مهندس جاوید شریفی بابت مشاوره‌هایی که در زمینه مدلسازی با نرم‌افزار به اینجانب دادند.

و با تشکر خالصانه خدمت همه کسانی که به نوعی مرا در به انجام رساندن این مهم یاری نموده‌اند؛

باشد که این خردترین، بخشی از زحمات آنان را سپاس گوید.

چکیده

اثرات اندرکنش خاک و سازه می‌تواند سبب افزایش و یا کاهش پاسخ سازه تحت اثر نیروی زلزله شود. این امر به عواملی نظیر مشخصات زلزله در سطح خاک، مشخصات دینامیکی خاک، مشخصات دینامیکی سازه و مشخصات زلزله سنگ بستر نظیر محتوی فرکانسی، مدت زمان وابسته است.

هدف از این پایان نامه بررسی اثر محتوی فرکانسی و مدت زمان زلزله بر سازه‌های ساختمانی با و بدون در نظرگیری اثر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌هاست. زلزله باعث ایجاد حرکت و بارگذاری پیچیده‌ی دینامیکی، در محدوده‌ی وسیعی از فرکانسها می‌شود. محتوی فرکانسی نحوه‌ی توزیع دامنه‌ی حرکات زمین را تشریح می‌نماید. پاسخ دینامیکی سازه‌ها با تاثیرپذیری از محتوی فرکانسی زلزله احتمال وقوع پدیده تشدید در سازه را بالا می‌برد. ضمن اینکه وجود بستر نرم در زیر سازه بخصوص زمانی که فرکانس طبیعی پروفیل خاک و فرکانسهای غالب زلزله نزدیک به هم باشند باعث تشدید پاسخ شود. مدت حرکت نیرومند زمین تاثیر بسزایی در خرابیهای ناشی از زلزله دارد. بسیاری از فرآیندهای فیزیکی مانند کاهش سختی و مقاومت انواع سازه‌ها و افزایش فشار آب حفره‌ای بوجود آمده در ماسه سست اشباع، به تعداد سیکل‌های بارگذاری یا تنشی که در حین زلزله بوجود می‌آید بستگی دارد. یک حرکت با مدت کوتاه حتی اگر دامنه‌ی بزرگی داشته باشد، ممکن است تعداد کافی سیکل بار جهت رسیدن سازه به گسیختگی را ایجاد ننماید، از طرف دیگر یک حرکت طولانی مدت و با دامنه متوسط احتمالاً میتواند جهت ایجاد خرابی در سازه تعداد سیکل کافی را تولید کند.

در این پایان نامه با استفاده از نرم افزار Opensees دو تیپ سازه با قاب خمشی ویژه بتنی با و بدون در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه تحت اثر رکوردهای سنگ بستر تحلیل شدند. نتایج بدست آمده از تحلیل‌ها مبین این هستند که نزدیکی فرکانس طبیعی سیستم مورد بررسی با فرکانس غالب زلزله باعث افزایش پاسخها می‌شوند. همچنین نتایج نشان می‌دهند که به خاطر این اثر زلزله‌های با محتوی فرکانسی گسترده به علت تعدد فرکانسهای با شدت نزدیک به شدت فرکانس غالب در طیف فوریه، در مقایسه با سایر زلزله‌ها گروه بزرگتری از سازه‌ها را تحت تاثیر قرار میدهند.

واژگان کلیدی: اندرکنش خاک و سازه، محتوی فرکانسی، مدت زمان، پاسخ لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی

فهرست عنوان‌ها

فصل ۱ کلیات..... ۱

- ۱-۱- مقدمه..... ۲
- ۱-۲- ضرورت انجام تحقیق..... ۳
- ۱-۳- اهداف پژوهش..... ۴
- ۱-۴- سازمان‌بندی پایان‌نامه..... ۴

فصل ۲ مطالعات پیشین..... ۷

- ۱-۱- مروری بر مدلسازی اندرکنش خاک و سازه..... ۸
- ۱-۱-۲- مقدمه..... ۸
- ۱-۲-۱- اندرکنش سینماتیک..... ۸
- ۱-۲-۳- اندرکنش اینرسی..... ۱۰
- ۱-۲-۴- روشهای عددی برای شبیه‌سازی اندرکنش خاک و سازه..... ۱۰
- ۱-۲-۵- بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ لرزه‌ای سازهها..... ۱۵
- ۱-۲-۶- اندرکنش خاک و سازه در آیین‌نامه ۲۸۰۰..... ۱۷
- ۱-۲-۷- مقررات آیین‌نامه برای در نظر‌گیری اندرکنش خاک و سازه..... ۱۸
- ۲-۲- بررسی پارامترهای مهندسی زمین لرزهها..... ۲۳
- ۱-۲-۲- مقدمه..... ۲۳
- ۲-۲-۲- پارامترهای حرکات دامنه..... ۲۴
- ۲-۲-۳- پارامترهای محتوی فرکانسی..... ۲۵
- ۲-۲-۴- مدت زمان حرکت..... ۲۶

فصل ۳ روش تحقیق..... ۲۹

- ۱-۳- مقدمه..... ۳۰
- ۲-۳- نرم‌افزار استفاده در این پژوهش..... ۳۰
- ۳-۳- طراحی سازه و مدلسازی آن در Opensees..... ۳۰
- ۴-۳- مدلسازی محیط خاک در Opensees..... ۳۵
- ۵-۳- انتخاب و مقیاس‌سازی شتابنگاشتها..... ۳۶
- ۶-۳- معیار پیشنهادی برای در نظر‌گیری اثر محتوی فرکانسی و مدت زمان..... ۳۷
- ۳-۷-۳- نتایج صحت‌سنجی مدل خاک با مدل نوشته شده Openseeswiki..... ۳۸

فصل ۴ نتایج و بحث..... ۳۹

۴-۱- مقدمه ۴۰

فصل ۵ نتیجه‌گیری و پیشنهادات ۸۹

۵-۱ مقدمه ۹۰

۵-۲ نتیجه‌گیری ۹۰

۵-۳ پیشنهادات برای مطالعات آتی ۹۲

فصل ۶ منابع ۹۴

فهرست شکل‌ها

- شکل ۱-۲- ممانعت فنداسیون از تغییر شکل‌های میدان آزاد (Kramer, 1996) ۹
- شکل ۲-۲- فنداسیون مدفون تحت انتشار قائم موج S با طول موجهای مختلف (Kramer, 1996) ۹
- شکل ۳-۲- مراحل آنالیز به روش زیر سازه (Kramer and Stewart, 2004) ۱۲
- شکل ۴-۲- مدل شماتیک از روش مستقیم (خطیبی نیا، ۱۳۹۱) ۱۳
- شکل ۵-۲- تصویری شماتیک از مدل تولید شده برای اندرکنش خاک و سازه همراه با مرزهای انتقالی ۱۴
- شکل ۶-۲- تغییر در طیف پاسخ با در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه (Mylonakis and Gazetas, 2000) ۱۸
- شکل ۷-۲- نسبت میرایی پی (آییننامه ۲۸۰۰) ۲۱
- شکل ۱-۳- مشخصات هندسی سازه‌های ۳ و ۹ طبقه ۳۱
- شکل ۲-۳- المان forceBeamColumn (Openseeswiki) ۳۲
- شکل ۳-۳- تصویر شماتیک مدل اجزای محدود سیستم خاک و سازه ۳۳
- شکل ۴-۳- نمودار ایده‌آل شده تنش کرنش Steel01 (Openseeswiki) ۳۳
- شکل ۵-۳- نمودار تنش کرنش Concrete01 (Openseeswiki) ۳۴
- شکل ۶-۳- مقایسه نتایج بدست آمده با نتایج مدل Openseeswiki ۳۸
- شکل ۱-۴- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Campanio) ۴۱
- شکل ۲-۴- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Campanio) ۴۱
- شکل ۳-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۴۲
- شکل ۴-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۴۲
- شکل ۵-۴- بیشینه برش طبقات ۴۳
- شکل ۶-۴- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۴۳

- شکل ۴-۷- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۴۴
- شکل ۴-۸- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۴۴
- شکل ۴-۹- بیشینه برش طبقات ۴۴
- شکل ۴-۱۰- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۴۴
- شکل ۴-۱۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (ChiChi) ۴۵
- شکل ۴-۱۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (ChiChi) ۴۵
- شکل ۴-۱۳- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۴۶
- شکل ۴-۱۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۴۶
- شکل ۴-۱۵- بیشینه برش طبقات ۴۷
- شکل ۴-۱۶- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۴۷
- شکل ۴-۱۷- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۴۸
- شکل ۴-۱۸- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۴۸
- شکل ۴-۱۹- بیشینه برش طبقات ۴۸
- شکل ۴-۲۰- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۴۸
- شکل ۴-۲۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Duzce) ۴۹
- شکل ۴-۲۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Duzce) ۴۹
- شکل ۴-۲۳- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۵۰
- شکل ۴-۲۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۵۰
- شکل ۴-۲۵- بیشینه برش طبقات ۵۱
- شکل ۴-۲۶- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۵۱
- شکل ۴-۲۷- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۵۲
- شکل ۴-۲۸- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۵۲

- شکل ۴-۲۹- بیشینه برش طبقات ۵۲
- شکل ۴-۳۰- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۵۲
- شکل ۴-۳۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Hectormine) ۵۳
- شکل ۴-۳۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Hectormine) ۵۳
- شکل ۴-۳۳- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۵۴
- شکل ۴-۳۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۵۴
- شکل ۴-۳۵- بیشینه برش طبقات ۵۵
- شکل ۴-۳۶- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۵۵
- شکل ۴-۳۷- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۵۶
- شکل ۴-۳۸- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۵۶
- شکل ۴-۳۹- بیشینه برش طبقات ۵۶
- شکل ۴-۴۰- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۵۶
- شکل ۴-۴۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Iwate) ۵۷
- شکل ۴-۴۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Iwate) ۵۷
- شکل ۴-۴۳- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۵۸
- شکل ۴-۴۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۵۸
- شکل ۴-۴۵- بیشینه برش طبقات ۵۹
- شکل ۴-۴۶- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۵۹
- شکل ۴-۴۷- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Kajoor) ۶۰
- شکل ۴-۴۸- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Kajoor) ۶۰
- شکل ۴-۴۹- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۶۱
- شکل ۴-۵۰- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۶۱

- شکل ۴-۵۱- بیشینه برش طبقات ۶۲
- شکل ۴-۵۲- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۶۲
- شکل ۴-۵۳- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۶۳
- شکل ۴-۵۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۶۳
- شکل ۴-۵۵- بیشینه برش طبقات ۶۳
- شکل ۴-۵۶- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۶۳
- شکل ۴-۵۷- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Kocaeli) ۶۴
- شکل ۴-۵۸- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Kocaeli) ۶۴
- شکل ۴-۵۹- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۶۵
- شکل ۴-۶۰- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۶۵
- شکل ۴-۶۱- بیشینه برش طبقات ۶۶
- شکل ۴-۶۲- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۶۶
- شکل ۴-۶۳- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Lquila) ۶۷
- شکل ۴-۶۴- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Lquila) ۶۷
- شکل ۴-۶۵- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۶۸
- شکل ۴-۶۶- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۶۸
- شکل ۴-۶۷- بیشینه برش طبقات ۶۹
- شکل ۴-۶۸- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۶۹
- شکل ۴-۶۹- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Martinique) ۷۰
- شکل ۴-۷۰- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Martinique) ۷۰
- شکل ۴-۷۱- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۷۱
- شکل ۴-۷۲- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۷۱

- شکل ۴-۷۳- بیشینه برش طبقات ۷۲
- شکل ۴-۷۴- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۷۲
- شکل ۴-۷۵- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Sanfernando) ۷۳
- شکل ۴-۷۶- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Sanfernando) ۷۳
- شکل ۴-۷۷- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۷۴
- شکل ۴-۷۸- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۷۴
- شکل ۴-۷۹- بیشینه برش طبقات ۷۵
- شکل ۴-۸۰- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۷۵
- شکل ۴-۸۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Sansimone) ۷۶
- شکل ۴-۸۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Sansimone) ۷۶
- شکل ۴-۸۳- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۷۷
- شکل ۴-۸۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۷۷
- شکل ۴-۸۵- بیشینه برش طبقات ۷۸
- شکل ۴-۸۶- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۷۸
- شکل ۴-۸۷- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Tabas) ۷۹
- شکل ۴-۸۸- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Tabas) ۷۹
- شکل ۴-۸۹- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۸۰
- شکل ۴-۹۰- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۸۰
- شکل ۴-۹۱- بیشینه برش طبقات ۸۱
- شکل ۴-۹۲- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۸۱
- شکل ۴-۹۳- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Tottori) ۸۲
- شکل ۴-۹۴- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Tottori) ۸۲

- شکل ۴-۹۵- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۸۳
- شکل ۴-۹۶- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۸۳
- شکل ۴-۹۷- بیشینه برش طبقات ۸۴
- شکل ۴-۹۸- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۸۴
- شکل ۴-۹۹- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Zarand) ۸۵
- شکل ۴-۱۰۰- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Zarand) ۸۵
- شکل ۴-۱۰۱- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۸۶
- شکل ۴-۱۰۲- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۸۶
- شکل ۴-۱۰۳- بیشینه برش طبقات ۸۷
- شکل ۴-۱۰۴- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۸۷
- شکل ۴-۱۰۵- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۸۸
- شکل ۴-۱۰۶- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۸۸
- شکل ۴-۱۰۷- بیشینه برش طبقات ۸۸
- شکل ۴-۱۰۸- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۸۸

فهرست جدول‌ها

- جدول ۱-۲- نسبت $GG0$ ۱۹
- جدول ۱-۳- مشخصات ستونها ۳۲
- جدول ۲-۳- مشخصات تیرها ۳۲
- جدول ۳-۳- مشخصات خاک (Karapetrou, Fotopoulou, & Pitilakis, 2015) ۳۵
- جدول ۴-۳- مدت زمان و بزرگای دامنه طیف فوریه ۳۷
- جدول ۵-۳- مقادیر f_{10} ، f_{50} و f_{90} ۳۸
- جدول ۱-۴- پریود خاک بر اساس مدل و روابط تحلیل ۴۰
- جدول ۲-۴- پریود سازه ۳ طبقه ۴۰
- جدول ۳-۴- پریود سازه ۹ طبقه ۴۰
- جدول ۴-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۴۲
- جدول ۵-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۴۲
- جدول ۶-۴- بیشینه برش طبقات ۴۳
- جدول ۷-۴- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۴۳
- جدول ۸-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۴۴
- جدول ۹-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۴۴
- جدول ۱۰-۴- بیشینه برش طبقات ۴۴
- جدول ۱۱-۴- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۴۴
- جدول ۱۲-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۴۶
- جدول ۱۳-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۴۶
- جدول ۱۴-۴- بیشینه برش طبقات ۴۷
- جدول ۱۵-۴- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۴۷

- جدول ۴-۱۶- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۴۸
- جدول ۴-۱۷- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۴۸
- جدول ۴-۱۸- بیشینه برش طبقات ۴۸
- جدول ۴-۱۹- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۴۸
- جدول ۴-۲۰- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۵۰
- جدول ۴-۲۱- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۵۰
- جدول ۴-۲۲- بیشینه برش طبقات ۵۱
- جدول ۴-۲۳- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۵۱
- جدول ۴-۲۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۵۲
- جدول ۴-۲۵- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۵۲
- جدول ۴-۲۶- بیشینه برش طبقات ۵۲
- جدول ۴-۲۷- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۵۲
- جدول ۴-۲۸- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۵۴
- جدول ۴-۲۹- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۵۴
- جدول ۴-۳۰- بیشینه برش طبقات ۵۵
- جدول ۴-۳۱- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۵۵
- جدول ۴-۳۲- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۵۶
- جدول ۴-۳۳- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۵۶
- جدول ۴-۳۴- بیشینه برش طبقات ۵۶
- جدول ۴-۳۵- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۵۶
- جدول ۴-۳۶- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۵۸
- جدول ۴-۳۷- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۵۸

- جدول ۴-۳۸- بیشینه برش طبقات ۵۹
- جدول ۴-۳۹- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۵۹
- جدول ۴-۴۰- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۶۱
- جدول ۴-۴۱- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۶۱
- جدول ۴-۴۲- بیشینه برش طبقات ۶۲
- جدول ۴-۴۳- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۶۲
- جدول ۴-۴۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۶۳
- جدول ۴-۴۵- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۶۳
- جدول ۴-۴۶- بیشینه برش طبقات ۶۳
- جدول ۴-۴۷- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۶۳
- جدول ۴-۴۸- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۶۵
- جدول ۴-۴۹- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۶۵
- جدول ۴-۵۰- بیشینه برش طبقات ۶۶
- جدول ۴-۵۱- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۶۶
- جدول ۴-۵۲- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۶۸
- جدول ۴-۵۳- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۶۸
- جدول ۴-۵۴- بیشینه برش طبقات ۶۹
- جدول ۴-۵۵- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۶۹
- جدول ۴-۵۶- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۷۱
- جدول ۴-۵۷- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۷۱
- جدول ۴-۵۸- بیشینه برش طبقات ۷۲
- جدول ۴-۵۹- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۷۲

- جدول ۴-۶۰- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۷۴
- جدول ۴-۶۱- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۷۴
- جدول ۴-۶۲- بیشینه برش طبقات ۷۵
- جدول ۴-۶۳- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۷۵
- جدول ۴-۶۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۷۷
- جدول ۴-۶۵- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۷۷
- جدول ۴-۶۶- بیشینه برش طبقات ۷۸
- جدول ۴-۶۷- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۷۸
- جدول ۴-۶۸- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۸۰
- جدول ۴-۶۹- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۸۰
- جدول ۴-۷۰- بیشینه برش طبقات ۸۱
- جدول ۴-۷۱- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۸۱
- جدول ۴-۷۲- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۸۳
- جدول ۴-۷۳- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۸۳
- جدول ۴-۷۴- بیشینه برش طبقات ۸۴
- جدول ۴-۷۵- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۸۴
- جدول ۴-۷۶- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۸۶
- جدول ۴-۷۷- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۸۶
- جدول ۴-۷۸- بیشینه برش طبقات ۸۷
- جدول ۴-۷۹- بیشینه نیروی لرزهای طبقات ۸۷
- جدول ۴-۸۰- بیشینه جابجایی افقی طبقات ۸۸
- جدول ۴-۸۱- بیشینه جابجایی نسبی طبقات ۸۸

جدول ۴-۸۲- پیشینه برش طبقات ۸۸

جدول ۴-۸۳- پیشینه نیروی لرزهای طبقات ۸۸

فصل ۱ کلیات

۱-۱- مقدمه

تا کنون تلفات جانی و خسارت‌های مالی بسیاری در اثر وقوع زمین لرزه‌ها گزارش شده است. ممکن است گاهی این تصور پیش آید که زلزله قاتل جان انسان هاست اما در واقع نمی‌توان گفت که زلزله جان انسان‌ها را می‌گیرد این سازه‌های غیرایمن هستند که می‌توانند جان ساکنین را به خطر بیندازند. علاوه بر ایرادات اجرایی در مرحله ساخت یکی دیگر از عوامل ایمن نبودن سازه‌ها در برابر زلزله عدم شناخت کافی از ماهیت این پدیده و به دنبال آن برآورد اشتباه از رفتار سازه تحت اثر زلزله است. بنابراین باید رفتار سازه‌ها را در زلزله بیشتر شناخت و آیین‌نامه‌ها و روش‌های اجرا را بهبود بخشید.

یکی از عوامل تاثیرگذار بر رفتار سازه‌ها در حین وقوع زلزله به گواه بسیاری از کارهای تحقیقاتی، بستری است که سازه بروی آن بنا شده است. در یک تقسیم‌بندی کلی کارهایی که برای در نظرگیری اثر خاک بر پاسخ سازه‌ها انجام شده‌اند به دو دسته قابل تقسیم هستند. دسته ای از کارها تحقیقاتی با بررسی اثر ساختگاه^۱ این عامل را در نظر گرفته‌اند و دسته دیگری از کارهای صورت گرفته اثر اندرکنش خاک و سازه^۲ را بررسی کرده‌اند (محصولی، ۱۳۸۵)

وجود خاک محتوی فرکانسی^۳ زلزله را تغییر می‌دهد. گسیختگی گسل باعث آزاد شدن انرژی در محیط سنگی بسیار سخت با فرکانس طبیعی بالا میشود که در نهایت منجر به یک حرکت با فرکانس بالا^۴ میگردد. این حرکت با فرکانس بالا هنگام عبور از لایه‌های خاک که نسبت به سنگ نرم‌تر بوده و دارای فرکانس طبیعی پایین‌تری هستند فیلتر میشوند، چرا که همانند یک سیستم یک درجه آزادی به فرکانس طبیعی خودشان حساس بوده و سایر فرکانس‌ها تحریک به مراتب کمتری در آنها ایجاد میکند در نتیجه فرکانسهای پایین را عبور میدهند ولی فرکانسهای بالا را منتقل نمی‌کنند. این حرکت از هر لایه به لایه دیگر ادامه پیدا کرده و در نهایت فرکانس‌های بالای حرکت زمین فیلتر می‌شود و

^۱ Site effects

^۲ Soil structure interaction

^۳ Frequency content

^۴ High Frequency

فرکانسهای پایین تر زلزله به سازه میرسد. در بعضی از موارد لایه‌های خاک میتواند باعث بزرگ‌نمایی^۱ شود در حالی که لایه خاک میتواند باعث کوچک‌نمایی^۲ نیز بشود.

اگر محتوی فرکانسی زلزله ورودی، نزدیک به فرکانس‌های طبیعی ساختگاه باشد، خاک زیر پی باعث تشدید امواج زلزله می‌شود. در صورتیکه محدوده فرکانس طبیعی سازه و خاک زیر پی یکی باشد یا بهم خیلی نزدیک باشند امواج زلزله که وارد سازه میشوند یکبار دیگر توسط خود سازه تشدید شده که به این پدیده تشدید مضاعف می‌گویند.

اعمال رکورد زلزله به پای سازه با فرض قرارگیری آن بر بستر صلب روشی است که معمولا برای ارزیابی پاسخ سازه و بررسی عملکرد آن بکار میرود، اگرچه فرض صلبیت خاک تغییر عمده‌ای در رفتار سازه واقع بر بستر سنگی ایجاد نمی‌کند ولی با افزایش انعطاف پذیری خاک، تغییرات غیرقابل چشم‌پوشی بر رفتار سازه دارد که در اثر اندرکنش خاک و سازه ایجاد می‌گردد.

۱-۲- ضرورت انجام تحقیق

اهمیت طبیعت خاک زیر سازه در پاسخ سازه‌ها در بسیاری از زلزله‌ها اثبات شده است برای مثال، از مطالعه زلزله‌ها به روشنی معلوم میشود که رابطه بین پریودهای ارتعاش سازه‌ها و پریود خاک تکیه گاه برای در نظر گرفتن پاسخ زلزله مهم است، بطوری که پریودهای ارتعاش خاک با عمق خاک آبرفتی متناسب است. در زلزله ۱۹۷۰ گدیز ترکیه بخشی از یک کارخانه در فاصله ۱۳۵ کیلومتری از مرکز زلزله دچار تخریب گردید در حالیکه ساختمانهای دیگر شهر آسیب خاصی ندیده و سالم ماندند. پس از بررسی لازم، نتایج تحقیقات نشان داد که پریود اصلی سازه با پریود خاک زیر آن یکسان بوده است و به این دلیل پدیده تشدید رخ داده و باعث تخریب سازه شده است. سازه با خاک اطراف خود اندرکنش خواهد داشت، بنابراین تحلیل سازه فوقانی به تنهایی و به صورت مجزاء منطقی نمی‌باشد. علاوه بر این در مواقعی مانند وقوع زلزله، نیروی ناشی از این پدیده در حوزه خاک اطراف سازه اعمال میشود. این بدان مفهوم است که ضرورت

^۱ Amplification

^۲ Deamplification

دارد که خاک اطراف سازه نیز همانند سازه فوقانی به صورت یک مدل ریاضی در نظر گرفته شود و اثرات آن در تحلیل سازه منظور گردد.

محتوی فرکانسی تاثیر بسزایی بر پاسخ سازه‌ها می‌گذارد. ممکن زمین لرزه‌ای با شتاب بالا و مدت زمان کافی برای ایجاد سیکل‌های کافی به منظور تخریب اعضا سازه رخ دهد ولی به علت اینکه فرکانس‌های غالب آن متفاوت با فرکانس طبیعی سازه‌های ساختگاه باشند سبب تخریب شدید نشود ولی با نزدیک شدن فرکانس‌های زلزله با فرکانس طبیعی سازه‌ها پاسخ‌ها تشدید می‌شوند. بنا به موارد ذکر شده بررسی همزمان اثر اندرکنش و محتوی فرکانسی ضروری می‌نماید.

۱-۳- اهداف پژوهش

هدف اصلی این پایان‌نامه بررسی اثر محتوی فرکانسی زلزله‌ها بر اساس شکل طیف فوریه آنها با در نظرگیری اثر اندرکنش خاک و سازه است. برای این منظور دو تیپ سازه قاب خمشی بتنی با ۳ و ۹ طبقه یک‌بار بروی بستر سخت و یکبار دیگر بروی بستری از خاک نرم با سرعت موج برشی ۳۰۰ متر بر ثانیه، با اعمال مجموعه‌ای از ۱۴ رکورد سنگ بستر به عنوان تحریک پایه و استفاده از روش اجزاء محدود و نرم‌افزار Opensees مورد آنالیز قرار گرفته‌اند. پاسخ‌های سازه در قالب جابجایی کلی طبقات، جابجایی نسبی طبقات، برش طبقات و نیروی لرزه‌ای وارد به طبقات رکورد شده‌اند. نتایج مدلسازی با استفاده از مثالهای حل شده وب‌گاه (Openseeswiki, بدون تاریخ) صحت‌سنجی شده‌اند.

۱-۴- سازمان‌بندی پایان‌نامه

این پایان‌نامه شامل پنج فصل می‌باشد که در فصل یکم به بیان کلیات پژوهش پرداخته شده است. در قسمت اول فصل دوم به بررسی و بیان پیشینه پژوهش، شامل مفاهیم اولیه پدیده اندرکنش خاک و سازه، کارهای اولیه در این زمینه روش‌های مدلسازی آن پرداخته شده است و در بخش دوم آن پارامترهای مهندسی زمین لرزه‌ها اشاره شده است. در فصل سوم با عنوان روش تحقیق، توضیحاتی در مورد نحوه مدلسازی هر قسمت از مدل بیان شده است و در انتها نتایج صحت‌سنجی مدل آورده شده است. در فصل چهارم نتایج بدست آمده در حالت‌های مختلف ارائه و توضیحات لازم ارائه شده است. در

فصل پنجم بررسی نتایج بدست آمده از پژوهش پرداخته شده است. نتیجه گیری با توجه به نتایج بدست آمده ارائه و پیشنهادهایی برای کارهای آتی بیان شده است.

فصل ۲ مطالعات پیشین

۲-۱- مروری بر مدلسازی اندرکنش خاک و سازه

۲-۱-۱ مقدمه

امواج زلزله از شکست گسل سرچشمه میگیرند و در پوسته زمین منتشر میشوند. در تحلیل لرزه‌ای سازه مستقر بر بستر سنگی، حرکتی که توسط پی تجربه میشود مشابه همان حرکتی است که در آن نقطه و قبل از احداث سازه اتفاق می‌افتد اما در خاک‌های نرم و در نبود سازه در ساختگاه مورد نظر حرکت ایجاد شده در سطح زمین ناشی از امواج زمین لرزه - حرکت آزاد میدان زمین - نسبت به حالتی که سازه بروی آن احداث شده باشد بسیار متفاوت خواهد بود. یک فرض رایج در تعیین پاسخ سازه به ارتعاش زمین بدون، فرض پایه‌گیردار^۱ بودن است لیکن در واقعیت خاک معمولاً انعطاف پذیر بوده و عملاً سیستم دینامیکی خاک سازه دیگر پایه‌گیردار نخواهد بود. پاسخ دینامیکی خاک، پاسخ دینامیکی سازه را تحت تاثیر قرار میدهد و همچنین پاسخ دینامیکی سازه میتواند بر پاسخ دینامیکی خاک اثر بگذارد. این اثر متقابل بین خاک و سازه به اندرکنش خاک و سازه موسوم است (Boliseti, 2014).

لحاظ کردن نرمی خاک زیر سازه سبب دو اثر عمده در پاسخ سازه نسبت به حالت گیردار میشود. اولین اثر آن تغییر حرکت میدان آزاد زمین - به علت وجود فنداسیون سخت‌تر از خاک روی آن - و در زیر فنداسیون است. دومین اثر تغییر در برش و لنگر پای سازه - به علت تغییر نیروهای اینرسی ارتعاش سازه روی بستر نرم - نسبت به حالت پایه‌گیردار است. اثر اول اندرکنش سینماتیک و دومین آن اندرکنش اینرسی نامیده میشوند (Kramer S. L., 1996).

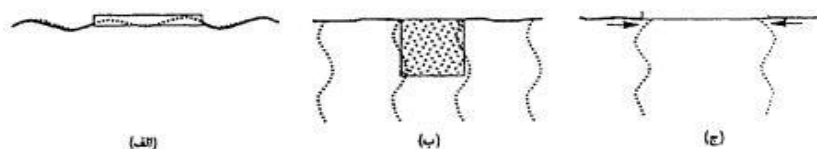
۲-۱-۲ اندرکنش سینماتیک^۲

حرکت میدان آزاد زمین سبب جابجایی خاک در دو جهت افقی و قائم می‌گردد. حال اگر یک فنداسیون صلب روی سطح خاک و یا داخل آن باشد - حتی اگر جرمی نداشته باشد - مانع از ایجاد تغییر شکل‌های خاک مساوی با تغییر شکل‌های حرکت میدان آزاد میشود. این یک تعریف کلی از اندرکنش سینماتیک بین خاک و سازه است (Kramer S. L., 1996).

^۱ Fixed base

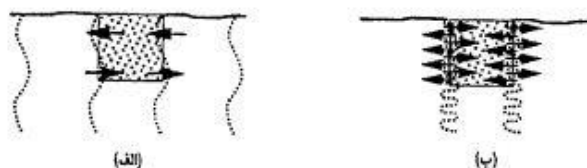
^۲ Kinematic interaction

به عنوان مثال، سختی خمشی پی گسترده بدون جرم، شکل (۲-۱الف) مانع از تغییرات افقی مولفه قائم حرکت میدان آزاد شده و صلبیت پی مدفون بدون جرم، شکل (۲-۱ب) مانع از تغییرات افقی حرکت میدان آزاد میشود. سختی محوری دال، شکل (۲-۱ج) باعث جلوگیری از گسترش حرکت ناپیوسته میدان آزاد می‌شود. در تمام این حالات، حرکت پی متاثر از اندرکنش سینماتیک بین خاک و سازه است. اندرکنش سینماتیک در تمام مسائل وجود ندارد. اگر پی سطحی انتشار قائم امواج S (تنها حرکت افقی ذرات خاک) قرار بگیرد تغییر شکل خاک محدود نشده و اندرکنش سینماتیک به وجود نمی‌آید. اندرکنش سینماتیک زمانی بوجود می‌آید که سختی پی مانع از گسترش حرکات میدان آزاد شود (Kramer S. L., 1996).



شکل ۲-۱- ممانعت فنداسیون از تغییر شکلهای میدان آزاد (Kramer S. L., 1996)

همچنین اندرکنش جرمی باعث ایجاد موده‌های مختلف ارتعاش در یک سازه میشود. فنداسیون مدفون مانند شکل (۲-۲) زمانی که تحت تاثیر انتشار قائم امواج S با طول موجی معادل عمق مدفون شدگی قرار می‌گیرد، حتی اگر حرکت آزاد میدان زمین بصورت انتقالی خالص باشد یک لنگر واژگونی خالص به پی اعمال شده و سبب دوران آن علاوه بر انتقال، خواهد شد. در یک فرکانس مشخص، طول موج ممکن است طوری تغییر کند که از دوران پی جلوگیری نماید. بطور مشابه انتشار افقی امواج میتواند موجب ارتعاش پیچشی فنداسیون گردد. تغییر مکانهای ناشی از اندرکنش سینماتیکی را میتوان به تنهایی و با فرض اینکه فنداسیون داری سختی بوده و بدون جرم است تعیین نمود (Kramer S. L., 1996).



شکل ۲-۲- فنداسیون مدفون تحت انتشار قائم موج S با طول موجهای مختلف (Kramer S. L., 1996)

۳-۱-۲ اندرکنش اینرسی^۱

از آنجاییکه در واقع سازه و پی، دارای جرم هستند، این جرم سبب پاسخ دینامیکی آنها می‌گردد. اگر خاک بستر انعطاف پذیر باشد، نیروهای منتقل شده از آن باعث جابجایی پی می‌گردند، البته این مساله در سازه با تکیه‌گاه گیردار اتفاق نمی‌افتد. اثرات انعطاف‌پذیری خاک بر پاسخ منتج شده، ناشی از اندرکنش اینرسی است (Kramer S. L., 1996).

۴-۱-۲ روشهای عددی برای شبیه سازی اندرکنش خاک و سازه

آنالیزهای ابتدائی اندرکنش خاک و سازه، شامل محاسبه تحلیلی پاسخ یک فنداسیون که بروی یک نیم فضای نیمه بینهایت می‌شده است. (Veletsos & wei (1971), Veletsos & Verbic (1973) و (Luco & Westman (1971) از این نمونه اند. این تحقیقات عمدتاً تابع امیدانس وابسته به فرکانس برای یک فنداسیون صلب که به شکل مستطیلی یا دایره‌ای و بروی یک نیم فضای الاستیک یا ویسکوالاستیک قرار داشت را محاسبه می‌کردند. در این بین برخی از تحقیقات شامل آنالیز لرزه‌ای سازه‌ها می‌شدند. تحقیق انجام شده توسط (Jennings & Bielak (1973) نشان داد که پاسخ سازه با در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه با n فرکانس تشدید میتواند بوسیله $n+2$ ارتعاش سنج خطی میرا که در معرض تحریک قرار میگیرند پیدا شود. (Veletsos & Meek (1974) از این نتیجه استفاده کردند تا مشخصات یک سازه یک درجه آزادی معادل که پیرو و نسبت میرایی برابر با یک سازه چند درجه آزادی را داشت و بروی یک خاک الاستیک خطی قرار گرفته بود را به دست آورند. برای اولین بار و بر اساس نتایج حاصل از مجموعه این تحقیقات در آیین نامه FEMA 274 در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه در طراحی سازه را پیشنهاد کرد (FEMA, 1997).

پیشرفت روشهای عددی نظیر روش اجزاء محدود و روش اجزاء مرزی در دهه ۷۰ میلادی محققین را قادر ساخت تا فنداسیونهای با هندسه پیچیده‌تر را در نظر بگیرند و برای آنها به محاسبه تابع امیدانس بپردازند به عنوان نمونه (Kausel & Roesset (1977, 1975) را میتوان نام برد.

^۱ Inertial interaction

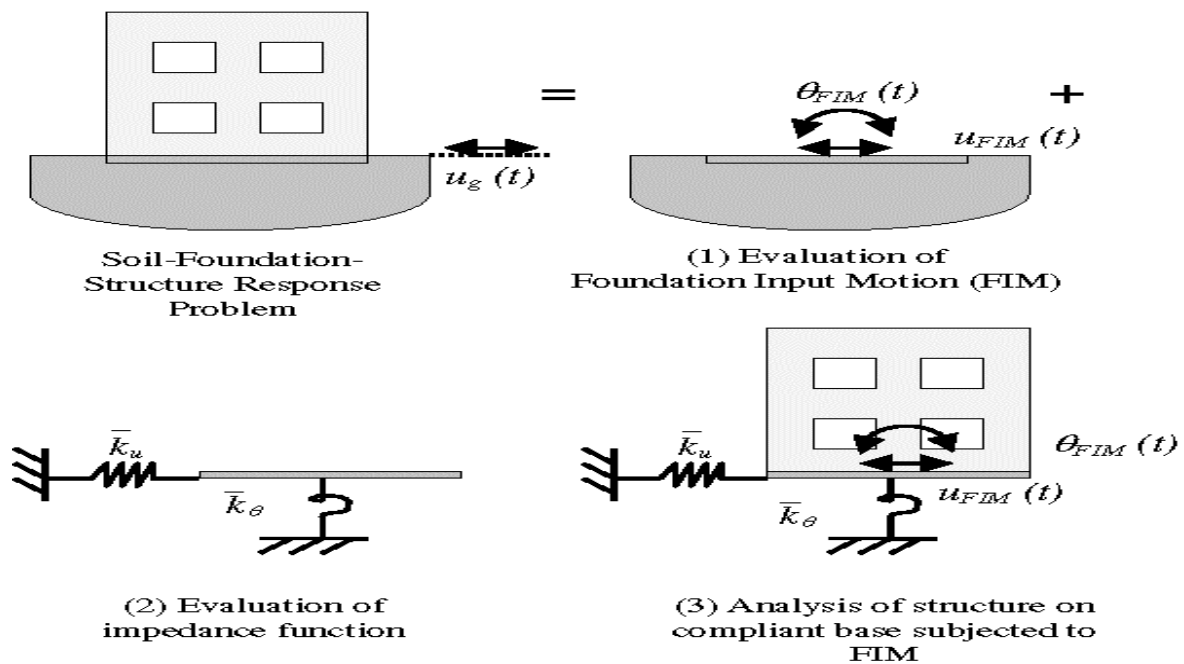
با تکمیل کارهای قبلی مجموعه‌ای از توابع امیدانس وابسته به فرکانس را برای فنداسیونها با هندسه و عمق مدفون متفاوت ارائه شد که سالهاست برای کارهای تحقیقاتی و همچنین در آیین نامه‌های طراحی مورد استفاده قرار میگیرند (Gazetas, 1991).

آنالیزهای ابتدایی اندرکنش خاک و سازه بوسیله در نظرگیری انعطاف پذیری خاک زیر فنداسیون با مجموعه‌ای از فنرها و میراگرهای معادل، - با توابع امیدانس از پیش تعیین شده - صورت میگیرد. این روش محدودیتهایی دارد: (۱) توابع سختی و میرایی فنداسیونها در تحقیقات قبلا ذکر شده محاسبه شده بودند. آنها تماما وابسته به فرکانس و تنها برای فرکانسهای محدودی مناسب بودند (Roesset, 1998). (۲) به علاوه در مسائل عملی هندسه فنداسیونها بسیار پیچیده بوده و در عمق خاک دفن شده‌اند. همچنین پروفیل خاک دارای مشخصات متفاوتی نسبت به عمق است. در نتیجه این مسائل نیازمند روشهای حل پیچیده تری بوده که به مرور توسط سایرین تکمیل شد (Kausel E., 2010) و (Roesset, 1998). به دنبال پیچیده‌تر شدن مسائل اندرکنش خاک و سازه دو روش مهم برای تحلیل این گونه مسائل ارائه گردید:

روش زیر سازه^۱

در روش زیر سازه سیستم خاک و سازه به دو جزء تقسیم و پاسخ هر قسمت مستقلا محاسبه میشود. هر یک از اجزاء سیستم بوسیله یک نیروی برهم کنش مساوی و مثبت به هم ارتباط پیدا میکنند و در نهایت با استفاده از اصل جمع آثار قوا پاسخ تمامی قسمتها توسط با هم جمع شده و به عنوان پاسخ مجموعه در نظر گرفته می شود. اگرچه اصل جمع آثار قوا امکان محاسبه پاسخ درست را تا حد زیادی فراهم کرد ولی استفاده از این اصل تنها به پاسخهای خطی هر قسمت محدود میشود. از نرم افزارهایی که با استفاده از این روش زیر سازه اقدام به محاسبه پاسخ سازه می کنند میتوان SASSI و CLASSI را نام برد. هر دوی این نرم افزارها در دامنه فرکانسی پاسخها را محاسبه میکنند.

^۱ Substructure method



شکل ۲-۳- مراحل آنالیز به روش زیر سازه (Kramer & Stewart, 2004)

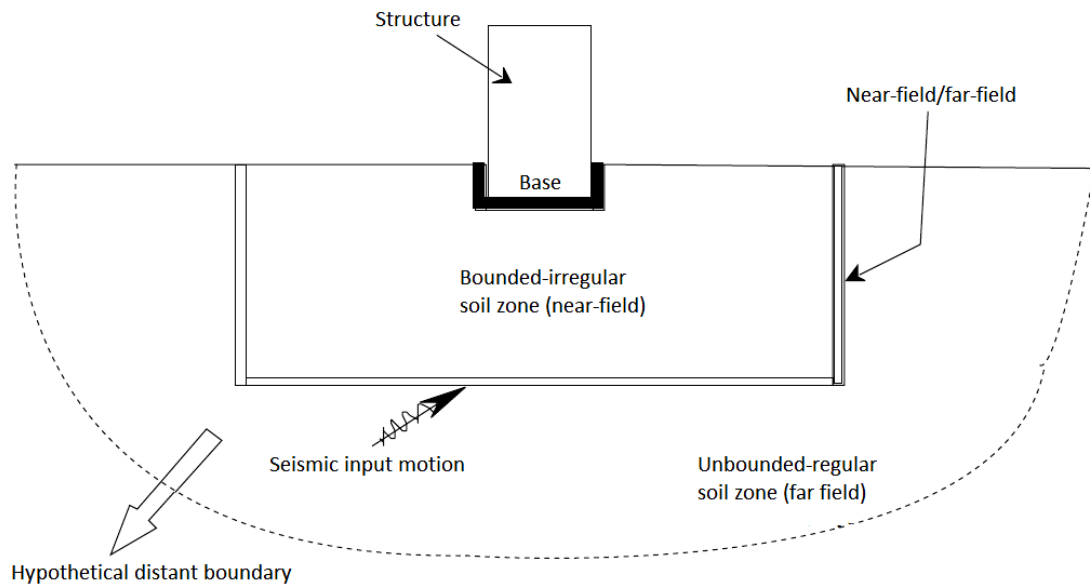
همانگونه که شکل (۲-۳) نشان می‌دهد در روش زیر سازه سیستم خاک و سازه به محیط خاک و سازه تقسیم می‌شود. در این حالت حرکت ورودی به پای سازه همان حرکت میدان آزاد زمین است. با توجه به مشخص بودن حرکت ورودی و قابل محاسبه بودن توابع امپدانس تحلیل سازه با استفاده از روش اجزاء محدود قابل انجام است.

روش مستقیم^۱

روش زیر سازه یک پیشرفت بسیار بزرگ برای پاسخ به نیازهای محاسباتی در هندسه‌های پیچیده‌تر بود ولی مشکل بزرگ آن محدود شدن آنالیزها به تحلیل‌های خطی است. انجام تحلیل‌های نزدیک به واقعیت با در نظرگیری رفتار غیرخطی خاک و سازه با استفاده از روش مستقیم امکان‌پذیر شد. در این روش کل محیط خاک و سازه در یک مرحله مدل‌سازی و آنالیز می‌شوند. روش مستقیم با استفاده از نرم افزارهای اجزاء محدود تجاری موجود در بازار قابل انجام است. این روش در مقایسه با روش زیر سازه به پردازنده‌های بسیار قوی‌تری نیاز دارد و به همین علت بیشتر در کارهای پژوهشی مورد استفاده قرار می‌گیرد و به منظور مقاصد طراحی از روش زیر سازه استفاده می‌کنند. Abaqus

^۱ Directmethod

از Opensees (Mazzoni et al, 2009) و Ansys (AnsysInc, 2013) ، (Dassault Systemes, 2005) جمله نرم افزارهایی هستند که قابلیت مدل سازی اندرکنش خاک و سازه به روش مستقیم را دارند.

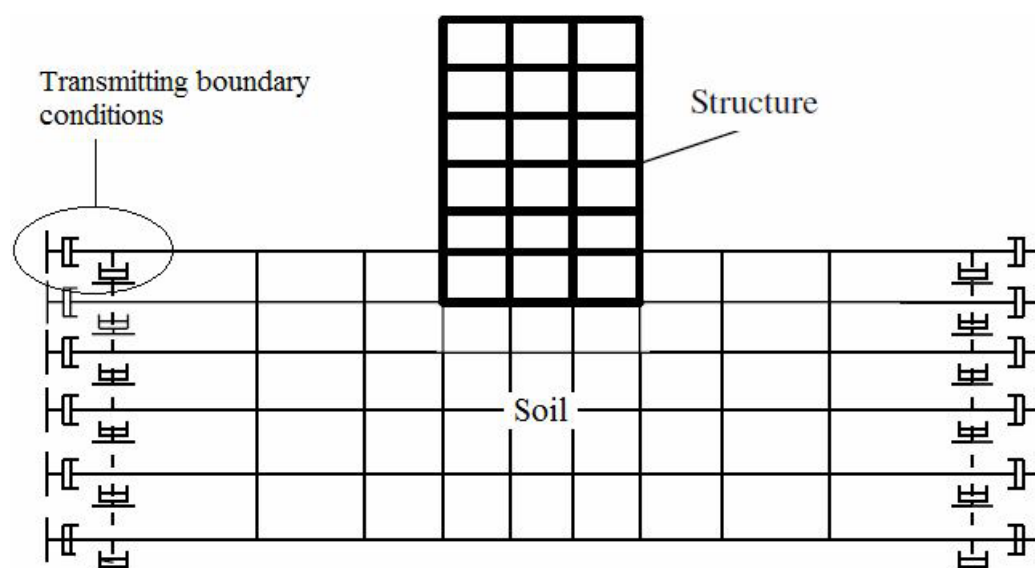


شکل ۲-۴- مدل شماتیک از روش مستقیم (خطی نی، ۱۳۹۱)

در این پایان نامه، برای مدل سازی سیستم اندرکنش خاک سازه از نرم افزار Opensees استفاده شده است. این نرم افزار توسط زبان برنامه نویسی TCL/TK تولید شده و قابلیت گسترش و تولید انواع مقاطع سازه‌های را داراست. این نرم افزار، محصول دانشگاه برکلی کالیفرنیا بوده و هدف از تهیه آن، پیشبرد هر چه بیشتر تحقیقات در زمینه مهندسی زلزله است و در حال حاضر بسیاری از دانشگاه‌های معتبر جهان روزانه با آن درگیر هستند (Mazzoni et al, 2009). در این نرم افزار کاربر می تواند توسط نوشتار، به تعریف هندسه مدل، بارگذاری، ساختار کمی، مواد استفاده شده و روش تحلیل پردازد. زبان برنامه نویسی TCL از یک سری رشته‌ها تشکیل شده است که ویژگیهای زیر را میتوان در آن تعریف کرد:

- متغیرها و جایگزینی مقادیر آنها
- انجام محاسبات و نمایش آنها
- استفاده از روابط شرطی
- ساختن دستی فایل به صورت نوشتن آن

نرم افزار Opensees قادر به تحلیل انواع مدل های خطی و غیرخطی سازه ای و ژئوتکنیکی است. تحلیل ها نیز به صورت تحلیل های استاتیکی و دینامیکی در حالت خطی و غیرخطی انجام می شود (Mazzoni et al, 2009). تصویر زیر شکل شماتیک مدل اجزاء محدود برای انجام آنالیز اندرکنش خاک و سازه بوسیله نرم افزار Opensees نشان میدهد.



شکل ۲-۵- تصویری شماتیک از مدل تولید شده برای اندرکنش خاک و سازه همراه با مرزهای انتقالی

با وجود تمامی کارهای صورت گرفته روش مستقیم تحلیل اندرکنش خاک و سازه به طور کامل بسط داده نشده و در حال حاضر در آن مسائلی از قبیل (۱) تعیین حرکت ورودی به مدل (۲) شبیه سازی محیط نیمه بی نهایت خاک (۳) ارائه مدل سه بعدی صحیح از بهینه از مسائل، هنوز مجهول باقی مانده است. (Bolisetti, 2014)

روش مستقیم فعلا برای انتشار امواج زلزله تنها در جهت قائم قابل استفاده است. حرکت ورودی زلزله نیز باید بصورت تاریخچه زمانی نیرو در حالت سنگ بستر الاستیک و تاریخچه زمانی شتاب در حالت سنگ بستر صلب به گره های زیرین مدل اعمال شود.

شبیه سازی محیط نیمه بی نهایت یکی از مسائل مهم اندرکنش غیرخطی خاک سازه به روش مستقیم است که حل آن ناتمام باقی مانده است. محیط نیمه بینهایت خاک را میتوان با دامنه ای محدود شبیه سازی کرد بشرطی که در آن شرایط زیر ارضاء شود: (۱) میرایی موثر بگونه ای باشد که امواج بازتاب شده از سازه به سمت خارج از دامنه محدود انتخاب شده در برخورد با مرزها به سمت

داخل محیط برنگردند (۲) تعادل تنشها در مرزهای کناری بگونه‌ای باشد تا اثر باقی مانده محیط خاک که در مدل نیامده در آن لحاظ شود. این خواسته‌ها با استفاده از مدل مرزهای انتقالی^۱ بدست می‌آید. روش مرزهای انتقالی (Lysmer & Kuhlemeyer (1969) در بسیاری از نرم‌افزارهای اجزاء محدود بکار رفته است (Bolisetti, 2014). مدل‌های ساخته شده برای این پایان‌نامه براساس مدل مرزهای جاذب در نرم افزار Opensees نوشته شده‌اند. شایان ذکر است که این روش محدود به انتشار امواج در مواد الاستیک خطی می‌شوند. بر اساس اطلاعات نگارنده این متن تا کنون مرزهای جاذبی در مواد با رفتار غیرخطی بدست نیامده است.

روش دیگری که برای مدل سازی محیط نیمه بی‌نهایت میتوان استفاده کرد این است که میرایی شعاعی امواج بوسیله انتخاب ابعاد نسبتا بزرگ برای محیط خاک بدست آید. با این کار اثرات انتشار امواج در محیط قبل از برخورد موج با مرزها ناپدید می‌شود. در این روش انرژی امواج بوسیله میرایی هیستریزیس و ویسکوز خاک جذب می‌شود اما باید مقدار مناسبی برای میرایی ویسکوز خاک در نظر گرفته شود. انتخاب ابعاد محیط خاک با سعی و خطا و اطمینان از اینکه شتاب در مرزها با شتاب رکورد شده در حرکت میدان آزاد برابر است بدست می‌آید. تعادل تنش در مرزهای کناری با استفاده از المانهایی که اجازه عبور امواج را در تنها در یک جهت می‌دهند می‌تواند انجام گیرد.

۲-۱-۵ بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ لرزه ای سازه‌ها

همانطور که پیشتر اشاره شد پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تحت تاثیر محیطی است که سازه بروی آن بنا شده است. با احداث سازه روی محیط نسبتا سخت نظیر سنگ یا خاک سفت می‌توان فرض کرد که سازه بصورت پایه‌گیردار بنا شده است و در هنگام وقوع زلزله در معرض پاسخ میدان آزاد زمین قرار می‌گیرد. ولی در خاکهای شکل‌پذیر، مساله تا حد زیادی فرق دارد. در این دسته از خاکها سازه نسبت جابجایی خاک از خود پاسخ منتشر میکند و بطور متقابل خاک مجموعه ای از پاسخها را نسبت به ارتعاش سازه منتشر میکند. در نتیجه پاسخ سیستم خاک و سازه بوسیله ویژگیهای دینامیکی خاک، سازه و حرکت ورودی کنترل میشود. مقایسه بین حالت پایه انعطاف پذیر و حالت پایه گیردار چهار اثر ویژه مشهود میشود. (۱) افزایش زمان تناوب سیستم (۲) افزایش میرایی سیستم (۳) افزایش جابجایی

^۱ Transmitting boundary

جانبی سازه در مقایسه با حالت پایه گیردار (۴) تغییر در میزان برش پایه بسته محتوی فرکانسی حرکت ورودی و ویژگیهای دینامیکی خاک و سازه. (Wolf & Deeks, 2004)

کارهای مهمی در زمینه بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها نظیر El Ramadan, Mahmoud, & Khalaf (2001) و Preisig (2005)، Naggar & Halabian (2001) و (2009) سایر سازه‌های بزرگ مقیاس نظیر پلها Tongaonkar & Jangid (2003) و (2000) Sadeghvaziri, Yazdani, & Rashidi سدها Dakoulas, & Abouseeda (1998) مخازن هوایی آب oLivaoglu, & Dogangun (2007) و سیلوها Azadi, Emami, (2010) Soltani & صورت پذیرفته است.

(Ramadan & Sanad, 2012) به بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سازه‌های بتنی پرداختند. آنها بوسیله Opensees و استفاده از رویکرد مستقیم مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه، سازه‌های طبقاتی ۷،۱۰ و ۱۴ همراه با محیط خاک مدل‌سازی کردند. آنها اینطور نتیجه گرفتند که در نظرگیری اندرکنش در کوتاه‌ترین سازه و بالاترین PGA بیشترین تغییر در عملکرد سازه ایجاد میشود.

(Sáez & Lopez, 2013) به بررسی اثر اندرکنش دینامیکی غیر خطی بر روی قابهای خمشی فولادی پرداختند. آنها با استفاده از کد اجزاء محدود GEFDyn و رویکرد مستقیم مدل‌سازی سیستم خاک و سازه برای مدل خود را برای سازه‌های ۲ و ۷ طبقه تولید کردند. آنها محیط خاک را در دو حالت خشک و اشباع کامل بررسی کردند. نتیجه حاصل از تحقیق آنها این بود که پا سخها با در نظرگیری اندرکنش در حالت خاک خشک بسیار غیر قابل پیش‌بینی است لیکن برای سازه‌های بررسی شده شرایط هیدرولیکی اشباع اثر اندرکنشی را قابل چشم‌پوشی میکند. همچنین آنها نتیجه‌گیری کردند برای حرکات با پی‌یود غالب نزدیک به پی‌یود اول لایه خاک اثر اندرکنش دینامیکی بسیار مهم میشود.

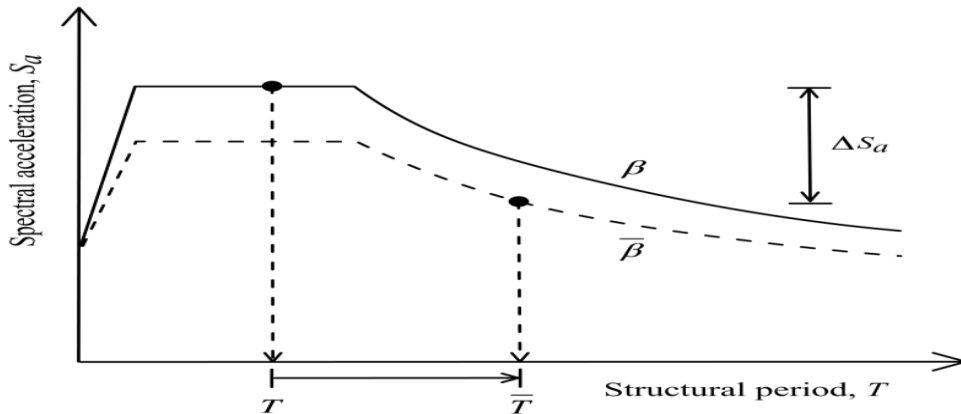
(Tabatabaiefar & Fatahi, 2014) به بررسی اثر اندرکنش دینامیکی بر پاسخ غیرخطی لرزه‌ای در سازه‌های میان مرتبه پرداختند. آنها با استفاده از برنامه تفاضل محدود FLAC2D و رویکرد مستقیم مدل‌سازی سیستم خاک و سازه، مدل خود را بر اساس سازه‌های ۵،۱۰ و ۱۵ طبقه تولید کردند. جنس

محیط خاک در مدل آنها طوری انتخاب شد که سرعت موج برشی آن کمتر از ۶۰۰ متر بر ثانیه و منطبق بر خاکهای تیپ D، C و E آیین نامه استرالیا باشد. با مقایسه رکورهای نظیر جابجایی و جابجایی نسبی طبقات سازه‌ها در دو حالت پایه‌گیردار و پایه انعطاف‌پذیر اینطور نتیجه‌گیری کردند که اندرکنش دینامیکی تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر نتایج طراحی سازه‌های بنا شده بر خاکهای تیپ D و E دارد.

(Karapetrou, Fotopoulou, & Pitilakis, 2015) به بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های بتنی غیرلرزه‌ای با در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه پرداختند. آنها در این پژوهش از نرم افزار Opensees و رویکرد مستقیم مدل‌سازی سیستم خاک و سازه بهره جستند. مدل استفاده شده توسط آنها یک قاب نه طبقه بتنی غیر لرزه‌ای بود. آنها با بررسی سازه در سه حالت پایه‌گیردار با اعمال حرکت سنگ بستر، پایه‌گیردار با اعمال پاسخ میدان آزاد زمین و پایه انعطاف‌پذیر یا همان در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه و تغییر عمق خاک از ۳۰ متر به ۶۰ متر اینطور نتیجه‌گیری کردند که در تمامی حالات اندرکنش خاک و سازه تاثیر بسزایی بر تغییر شکل منحنی شکنندگی سازه دارد.

۲-۱-۶ اندرکنش خاک و سازه در آیین نامه ۲۸۰۰

در طراحی برخی سازه‌ها از اندرکنش خاک و سازه صرف‌نظر می‌شود. معمولترین دلیل برای این موضوع این است که در نظرگیری آن ممکن است تغییر چندانی در پاسخ سازه‌ها ایجاد نکند. در واقع اثرات اندرکنش خاک و سازه برای سازه‌های سبک و انعطاف‌پذیر که بروی خاک سخت بنا شده‌اند قابل چشم‌پوشی است. در این موارد پاسخ سازه به پاسخ سازه در حالت پاسخ با پایه‌گیردار بسیار نزدیک است. دلیل دیگر برای صرف‌نظر کردن از اندرکنش خاک و سازه این تصور غلط است که اثرات آن در جهت منافع اقتصادی و کاهش نیاز لرزه‌ای سازه است (Bolisetti, 2014). مقررات برای در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک و سازه در طراحی سازه‌ها در آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰ و ASCE2010، شامل کاهش نیروی برش پایه طراحی می‌شود. این کاهش در واقع همان نیاز لرزه‌ای سازه است که در شکل زیر نشان داده شده است. در این شکل تغییر در منحنی طیف طراحی به خاطر اثرات اندرکنش خاک و سازه وقتی پریود سازه از T به \bar{T} و میرایی سازه از β به $\tilde{\beta}$ افزایش می‌یابد نمایش داده شده است.



شکل ۲-۶- تغییر در طیف پاسخ با در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه (Mylonakis and Gazetas, 2000)

هرچند این کاهش به علت ایده‌آسازی شکل طیف پاسخ طراحی ست، که در آن شتاب طیفی در برابر پریود سازه در مقادیر پریود متوسط و بلند کاهش میابد. در واقعیت ممکن است شتاب طیفی محاسبه شده براساس رکوردهای حرکات ثبت شده، با پریود سازه در پریودهای بالا افزایش پیدا کنند.

۲-۱-۷ مقررات آیین نامه برای در نظر گیری اندرکنش خاک و سازه

با توجه به این موضوع که در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه با استفاده از روشهای ذکر شده در قبل به منظور مقاصد طراحی نسبتاً مشکل است به همین جهت روشهای تقریبی توسط برخی از آیین نامه‌ها پیشنهاد شده است. در این میان آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم نیز با استفاده از آیین نامه NEHRP 2000 دستورالعملی ارائه داده است. مطالب این قسمت خلاصه‌ای از روابط آیین نامه در این زمینه است. با استفاده از این روابط برش پایه، نیروهای جانبی و لنگرواژگونی کاهش خواهد یافت ولی تغییر مکانهای جانبی محاسبه شده و نیروهای ثانویه حاصل از اثر $P-\Delta$ افزایش می‌یابند. در زیر گام‌هایی با توجه بندهای آیین نامه برای در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه ارائه شده است:

گام اول) محاسبه مدول‌های برشی خاک

به منظور تعیین سختی خاک در برابر حرکت شالوده، باید مدول برشی خاک تعیین شود. در این رابطه دو پارامتر زیر تعیین کننده هستند:

- ۱- مدول برشی نظیر کرنشهای کوچک خاک (G_0): این پارامتر بر اساس سرعت موج برشی (v_s) و وزن واحد حجم خاک (γ_s) از طریق رابطه زیر به دست می‌آید:

$$G_0 = \frac{\gamma_s v_s^2}{g} \quad (1-2)$$

۲- مدول برشی نظیر کرنشهای بزرگ خاک (G): مقدار نسبت G/G_0 از طریق جدول زیر به دست می‌آید که با داشتن آن میتوان پارامتر G را محاسبه کرد:

جدول ۱-۲- نسبت G/G_0

نوع زمین	$0.4(S+1) \geq 0.8$	$0.4(S+1) = 0.4$	$0.4(S+1) \leq 0.1$
I	0.9	0.95	1
II	0.6	0.75	0.95
III	0.1	0.5	0.9
IV	مطالعه ویژه ساختگاه	0.05	0.6

- این دو مرحله به صورت صریح در آیین نامه ۲۸۰۰ ذکر نشده ولی در نشریه ۳۶۰ ذکر شده است.
- در جدول فوق A شتاب نسبی زمین و S پارامتری مرتبط با نوع خاک است که بر از آیین نامه تعیین میشوند.
- سرعت موج برشی خاک در لایه ای به ضخامت دو برابر عرض پی از کف پی میان‌گیری میشود.
- برای مقادیر بین 0.1 تا 0.4 و 0.4 تا 0.8 از درون‌یابی خطی استفاده میشود.

گام دوم) محاسبه سختی خاک

همانطور که قبلاً ذکر شد، یکی از تاثیرات در نظرگیری خاک زیر سازه ایجاد انعطاف‌پذیری در ارتعاشات سازه است. به همین منظور لازم است تا سختی خاک با استفاده از روابط تحلیلی و بر اساس ویژگی‌های خاک و هندسه شالوده به دست آید. تحت اثر زلزله به سازه حرکت گهواره‌ای و حرکت انتقالی وارد میشود، در زیر روابطی برای محاسبه سختی خاک برای شالوده‌ای به عرض B و طول L در جهت‌های مختلف ارائه شده است. (نشریه ۳۶۰)

$$K_x = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] \quad (2-2)$$

$$K_y = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right] \quad (3-2)$$

$$\bullet K_z = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right] \quad (۴-۲)$$

$$\bullet K_{\theta x} = \frac{GB^3}{(1-\nu)} \left[0.4 \frac{L}{B} + 0.1 \right] \quad (۵-۲)$$

$$\bullet K_{\theta y} = \frac{GB^3}{(1-\nu)} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right] \quad (۶-۲)$$

$$\bullet K_{\theta z} = \frac{GB^3}{(1-\nu)} \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right] \quad (۷-۲)$$

روابط ارائه شده مربوط به شالوده‌های سطحی هستند. در صورتی که شالوده ای به ضخامت d در عمق D باشد ضرائب اصلاحی بایستی در این مقادیر سختی ضرب شوند.

$$\bullet \beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right] \quad (۸-۲)$$

$$\bullet \beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right] \quad (۹-۲)$$

$$\bullet \beta_z = \left(1 + 0.21 \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{D}{L} \right) \right) \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2.3} \right] \quad (۱۰-۲)$$

$$\bullet \beta_{\theta x} = \left(1 + 2.5 \frac{d}{B} \right) \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \quad (۱۱-۲)$$

$$\bullet \beta_{\theta y} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right] \quad (۱۲-۲)$$

$$\bullet \beta_{\theta z} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9} \quad (۱۳-۲)$$

گام سوم) محاسبه زمان تناوب موثر سازه

همانطور که قبلاً ذکر شد با در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه مقدار دوره تناوب ساختمان افزایش می‌یابد که به آن زمان تناوب موثر می‌گویند. بر اساس ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ در سازه‌های ساختمانی که در آنها اثرات اندرکنش خاک و سازه در نظر گرفته می‌شود زمان تناوب موثر سازه از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T_e = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{k_t} \left(1 + \frac{k_t \bar{h}^2}{k_\theta} \right)} \quad (۱۴-۲)$$

پارامترهای مورد استفاده در این رابطه عبارتند از :

T = زمان تناوب اصلی سازه در حالت پایه ثابت.

\bar{k} = سختی سازه در حالت تکیه‌گاه ثابت که از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\bar{K} = 4\pi^2 \left(\frac{\bar{W}}{gT^2} \right) \quad (15-2)$$

\bar{W} = وزن موثر لرزه‌ای در محاسبات اندرکنش که برابر $0.7W$ در نظر گرفته می‌شود. (W وزن لرزه‌ای سازه)

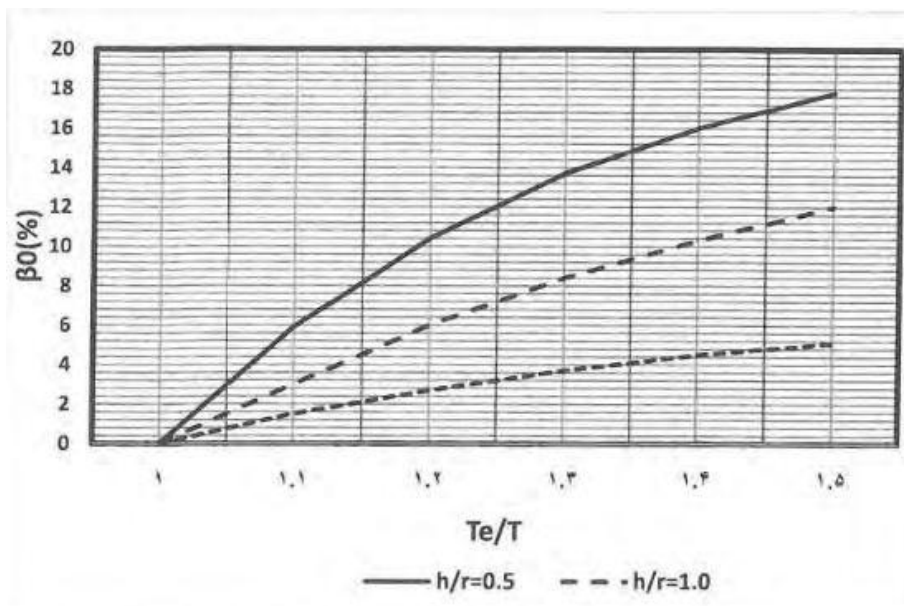
\bar{h} = ارتفاع موثر سازه در محاسبات اندرکنش خاک و سازه که برابر $0.7H$ در نظر گرفته می‌شود. (H ارتفاع سازه)

گام چهارم) محاسبه نسبت میرایی موثر سازه

به دلیل وجود خاک زیر سازه و اثرات اینرسی ناشی از جرم سازه، مقداری از انرژی زلزله می‌تواند مستهلک شود. این موضوع نشان دهنده وجود نوعی از میرایی در سیستم است که می‌تواند باعث کاهش نیروهای جانبی وارد بر سازه شود. برای در نظر گرفتن میرایی سیستم سازه و خاک پارامتری به نام میرایی موثر تعریف می‌شود که از رابطه زیر بدست می‌آید :

$$\beta_e = \beta_0 + \frac{0.05}{\left(\frac{T_e}{T}\right)^3} \beta_e \quad (16-2)$$

در رابطه فوق β_0 نسبت میرایی پی گفته می‌شود که مقدار آن از نمودار مقابل بدست می‌آید.



شکل ۲-۷- نسبت میرایی پی (آیین‌نامه ۲۸۰۰)

برای تعیین r مطابق توصیه آیین نامه از رابطه زیر استفاده میشود.

$$r = \begin{cases} r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} & \frac{\bar{h}}{L_0} \leq 0.5 \\ r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} & \frac{\bar{h}}{L_0} \geq 1 \end{cases} \quad (17-2)$$

- r_a و r_m ابعاد مشخصه پی هستند که در بالا تعریف شده اند.
- L_0 طول شالوده است در امتدادی که سازه تحلیل میشود.
- I_0 ممان اینرسی سطح برابر پی حول محور افقی .
- برای \bar{h}/L_0 بین 0.5 و 1، r با درونیابی بین r_a و r_m تعیین میشود.

گام پنجم) محاسبه برش پایه کاهش یافته

در روش استاتیکی معادل به مقدار برش پایه ساختمان به پارامتر B (ضریب بازتاب) وابسته است که مقدار آن با افزایش زمان تناوب در - بعضی از سازه‌ها - کاهش می‌یابد، میتوان اینطور برداشت کرد که با در نظرگیری اندرکنش ضریب بازتاب و متناظر با آن برش پایه کاهش می‌یابد. بر اساس ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ مقدار برش کاهش یافته از رابطه زیر بدست می‌آید :

$$V_{eu} = V_u - \Delta V_u \quad (18-2)$$

$$\Delta V_u = \left[C - \bar{C} \left(\frac{0.05}{\beta_e} \right)^{0.4} \right] \bar{W} \leq 0.15 V_u \quad (19-2)$$

• C = ضریب زلزله با فرض زمان تناوب T

• \bar{C} = ضریب زلزله با فرض زمان تناوب T_e

گام ششم) تکمیل روند تحلیل استاتیکی معادل و محاسبه تغییر مکان جانبی

پس از تعیین برش پایه کاهش یافته در روش تحلیل استاتیکی معادل بایستی ابتدا برش پایه کاهش یافته در ارتفاع توزیع شده و سپس به توزیع آن بین عناصر برابر جانبی پرداخته میشود و در نهایت طراحی اعضا صورت میگیرد. لازم به ذکر است که روند انجام این مراحل در سازه‌های باندرکنش کاملاً مشابه سازه‌های بدون اندرکنش است.

به دلیل افزایش انعطاف پذیری پی و کاهش نیروی جانبی وارد بر سازه تغییر مکانهای جانبی دستخوش تغییر میشوند. آیین نامه ۲۸۰۰ برای این مساله رابطه زیر را پیشنهاد کرده است :

$$\bar{\delta}_x = \frac{V_{eu}}{V_u} \left[\frac{M_{0u} h_x}{K_{\theta}} + \delta_x \right] \quad (2-20)$$

- M_{0u} = لنگر واژگونی در پای ساختمان در حالت پایه گیردار.
- h_x = ارتفاع تراز طبقه مورد نظر از تراز پایه.
- δ_x = تغییر مکان جانبی ساختمان که با اعمال نیروی برشی کاهش نیافته و در حالت تکیه‌گاه ثابت بدست می‌آید.

تغییر مکان جانبی طبقات بر اساس $\bar{\delta}_x$ بدست می‌آید.

۲-۲- بررسی پارامترهای مهندسی زمین لرزه‌ها

۲-۲-۱ مقدمه

زمین لرزه ایجاد شده در سطح زمین و در یک نقطه مشخص باعث ایجاد سه مولفه حرکت انتقالی و سه مولفه حرکت دورانی میشود اما از سه مولفه دورانی صرف نظر شده و تنها سه مولفه عمود بر هم تغییر مکان ثبت میشوند. اطلاعات ثبت شده عموماً بصورت شتابنگاشت و در فواصل زمانی معین رکورد شده و حجم زیادی از اطلاعات را در اختیار قرار میدهند. به منظور کاربردهای مهندسی احتیاج به پیش‌پردازش اطلاعات ثبت شده می‌باشد. (Kramer S. L., 1996)

مهمترین اطلاعات مهندسی از اطلاعات رکورد شده که پس از پیش‌پردازش شتابنگاشتها در اختیار قرار می‌گیرد عبارتند از:

- دامنه حرکت که بیانگر بیشینه شتاب، سرعت یا جابجایی رخ داده در طول یک حرکت است.
- محتوی فرکانسی که بیانگر نحوه توزیع دامنه حرکات در فرکانسهای مختلف زمین لرزه است.
- مدت زمان حرکت که به مدت لازم برای آزاد شدن انرژی کرنشی جمع شده در امتداد گسل بستگی دارد. با افزایش مدت زمان برای آزاد شدن انرژی یا افزایش سطح گسیختگی گسل مدت زمان حرکت افزایش می‌یابد.

پارامترهایی برای توصیف هر کدام از ویژگیهای زمین لرزه بصورت کیفی توصیف شده اند که هر کدام از آنها میتواند یک یا چند خصوصیت را تشریح کند ولی به علت پیچیدگی ماهیت حرکات زمین عملاً توصیف تمام ویژگیها در یک پارامتر غیر ممکن است. (Kramer S. L., 1996)

۲-۲-۲ پارامترهای حرکات دامنه

متداولترین روش تشریح حرکات زمین استفاده از تاریخچه زمانی است که در آن معمولاً یکی از سه پارامتر شتاب، سرعت و جابجایی رکورد شده - که معمولاً شتاب است - و بقیه پارامترها با انتگرال گیری یا دیفرانسیل گیری بدست می آید.

شتاب ماکزیمم^۱ : رایج ترین معیار تشریح دامنه در یک حرکت شتاب ماکزیمم افقی^۲ PHA است. PHA برای یک مولفه حرکت، بزرگترین مقدار قدر مطلق شتاب آن در شتابنگاشت آن مولفه است. با جمع برداری دو مولفه عمود بر هم ماکزیمم PHA بدست می آید. معمولاً به علت رابطه شتابهای افقی با نیروی اینرسی، از آنها جهت توصیف حرکات زمین استفاده میشود و مقادیر حداکثری نیروی دینامیکی رابطه نریکی با PHA دارد. PHA با شدت زلزله رابطه دارد (Kramer S. L., 1996).

حرکت زمین با شتاب بالا معمولاً و نه همیشه میتواند مخرب تر از حرکت با شتاب ماکزیمم پایین هستند. شتابهای ماکزیمم پایین تر می باشند. تا کنون زمین لرزه های با شتاب ماکزیمم بیش از 0.5g بوقوع پیوسته، اما خرابی مهمی در سازه ها بوجود نیاورده زیرا شتاب ماکزیمم در فرکانس بسیار بزرگ رخ داده است و مدت زمان زلزله طولانی نبوده است. اگرچه شتاب ماکزیمم پارامتر مفیدی است اما هیچ اطلاعاتی در خصوص محتوی فرکانسی یا مدت زمان حرکت بدست نمی دهد. (Kramer S. L., 1996).

سرعت ماکزیمم^۳ : سرعت افقی ماکزیمم^۴ PHV یکی دیگر از پارامترهای مهم در تشریح حرکات زمین است. از آنجایی که سرعت حساسیت کمتری نسبت به فرکانسهای بالاتر حرکات زمین دارد، لذا PHV در فرکانسهای متوسط جهت تشریح حرکات زمین مناسب تر از PHA می باشد. برای سازه

^۱ Maximum Acceleration

^۲ Peak of Horizontal Acceleration

^۳ Maximum Velocity

^۴ Peak of Horizontal Velocity

یا تاسیساتی که به بارگذاری در محدوده فرکانس‌های متوسط حساس هستند PHV مشخصات دقیق‌تری جهت ارزیابی خرابی نسبت به PHA بدست می‌دهد. PHV نیز با شدت زلزله رابطه دارد (Kramer S. L., 1996).

جابجایی ماکزیمم^۱: جابجایی ماکزیمم با حرکات زمین در فرکانس‌های پایین‌تر همراه می‌شود. در اثر فیلتر شدن فرکانس‌های پایین در دستگاهها تعیین دقیق مقدار آنها بوسیله دستگاه کار مشکلی است. لذا رکورد جابجایی در حرکات زمین کمتر مرسوم است. (Kramer S. L., 1996)

۳-۲-۲ پارامترهای محتوی فرکانسی

پاسخ دینامیکی سازه نسبت به فرکانسی که در آن بارگذاری شده‌اند حساس هستند. زلزله‌ها، بارگذاری‌هایی با محدوده‌ای وسیع از فرکانسها ایجاد میکنند لذا تعیین خصوصیتی که بتواند محتوی فرکانسی زلزله را توصیف کند ضروری می‌نماید.

طیف فوریه^۲: بارگذاری پیچیده دینامیکی مثل زلزله را می‌توان بصورت مجموعه‌ای از توابع هارمونیک ساده بین کرد. از طرفی هر حرکت هارمونیک ساده با استفاده از سری فویه بصورت

$$x(t) = c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (2-21)$$

که در آن c_n دامنه و φ_n زاویه فاز است، قابل بیان می‌باشد.

طیف فوریه رسم تغییرات دامنه بر حسب ω_n است و محتوی فرکانسی زمین لرزه را بصورت واضح بیان میکند. طیف فوریه ممکن است باریک^۳ یا گسترده^۴ باشد. یک طیف باریک نشان دهنده این است که حرکت دارای یک فرکانس غالب است که میتواند تاریخچه زمانی نسبتاً هموار ایجاد نماید. ولی یک طیف پهن متناظر با حرکتی است که شامل رنج وسیعی از فرکانس‌هاست و تاریخچه زمانی نامنظم و

^۱ Maximum Displacement

^۲ Fourier Spectrum

^۳ Narrow

^۴ Extended

ناهموارتری ایجاد میکند. با استفاده از تبدیل سریع فوریه^۱ FFT میتوان طیف فوریه را بدست آورد (Kramer S. L., 1996).

طیف دان سیتته قدرت^۲: محتوی فرکانسی حرکت زمین را میتوان میتوان بر حسب طیف دان سیتته طیفی نیز بیان کرد. طیف دان سیتته قدرت اندازه میزان انرژی بر حسب فرکانس را بیان میکند، به معنی که این طیف نشان میدهد که میزان انرژی هر فرکانس چقدر است. تابع دان سیتته طیفی قدرت را می توان جهت تعیین خصوصیات آماری حرکت زمین و محاسبه احتمالی پاسخ با بهره گیری از روش های ارتعاش تصادفی نیز بکار برد. طیف دان سیتته قدرت PSD با استفاده از FFT قابل محاسبه است (Kramer S. L., 1996).

طیف پاسخ^۳: طیف پاسخ، پاسخ ماکزیمم سیستمی با یک درجه آزادی SDOF در مقابل یک حرکت وروی خاص بصورت تابعی از فرکانس طبیعی یا پریرود طبیعی و ضریب میرایی سیستم یک درجه آزادی است. با دقت در شکل طیفهای پاسخ میتوان به این نکته پی برد که مقادیر ماکزیمم شتاب، سرعت و جابجایی به پریرودهای مختلف وابسته هستند. در فرکانسهای بالا متوسط شتاب طیفی نسبتا ثابت است (ناحیه شتاب ثابت طیف)، در فرکانسهای پایین متوسط جابجایی طیفی تقریبا ثابت است (ناحیه جابجایی ثابت طیف) و در فرکانسهای بین این دو محدوده سرعت طیفی تقریبا ثابت است (ناحیه سرعت ثابت). طیفهای پاسخ خصوصیات زمین لرزه را بصورت غیر مستقیم بیان می کنند زیرا این خصوصیات بوسیله پاسخهای یک سیستم یک درجه آزادی فیلتر میشوند (Kramer S. L., 1996).

۲-۲-۴ مدت زمان حرکت

مدت زمان زمین لرزه می تواند اثر بسزایی بر خرابیهای ناشی از آن داشته باشد. با افزایش مدت زمان امکان بوجود آمدن تعداد سیکلهای بار که می تواند موجب خرابی شود وجود دارد. معمولا یک شتاب نگاشت شامل تمامی شتابها از لحظه شروع زمین لرزه تا زمانی که سطح زمین به حالت اولیه خود

^۱ Fast Fourier Transform

^۲ Power Density Spectrum

^۳ Response Spectrum

بازمیگردد می شود ولی از دیدگاه مهندسی تنها بخشی از کل مدت زمان حرکت یک شتاب نگاشت مورد توجه قرار میگیرد. روش های مختلفی جهت ارزیابی مدت زمان زمین لرزه وجود دارد. مدت پایه^۱ (Bolt, 1969) مدت زمان بین اولین و آخرین عبور از یک مقدار شتاب آستانه در نظر گرفته میشود. در تعریف دیگری مدت زمان بین ۵ تا ۹۵ درصد انرژی کل^۲ به عنوان مدت زمان گزارش میگردد که در آن شدت کل مساحت زیر نمودار مربع شتاب است (Trifunac & Brady, 1975). همچنین از مفاهیم طیف دانسیته قدرت جهت تعریف مدت زمان زمین لرزه میتوان بهره برد. (Kramer S. L., 1996).

^۱ Bracketed duration

^۲ Total energy

فصل ۳ روش تحقیق

۳-۱- مقدمه

جهت بررسی دقیق تر جزئیات مطرح شده در یک پژوهش، نیاز است که روش تحقیق به کاررفته، دلایل استفاده از این روش و همچنین روش های نظریه ای استفاده شده در پژوهش به تفصیل بیان شود. از این رو در این فصل با بیان روش پژوهش، اطلاعات مورد نیاز برای بررسی و درک دقیق تر نتایج به دست آمده ارائه شده است.

در این بخش پس از تشریح مواد به کاررفته، به بررسی مدلسازی های این پژوهش پرداخته شده است. در ابتدا توضیحات لازم درباره نحوه طراحی سازه و مدلسازی آن در Opensees داده شده و در بخش بعد توضیحاتی در مورد مدلسازی خاک و مرزهای جاذب بیان شده است. در انتها نحوه انتخاب و مقایسه سازی شتابنگاشت ها تشریح شده است.

۳-۲- نرم افزار استفاده در این پژوهش

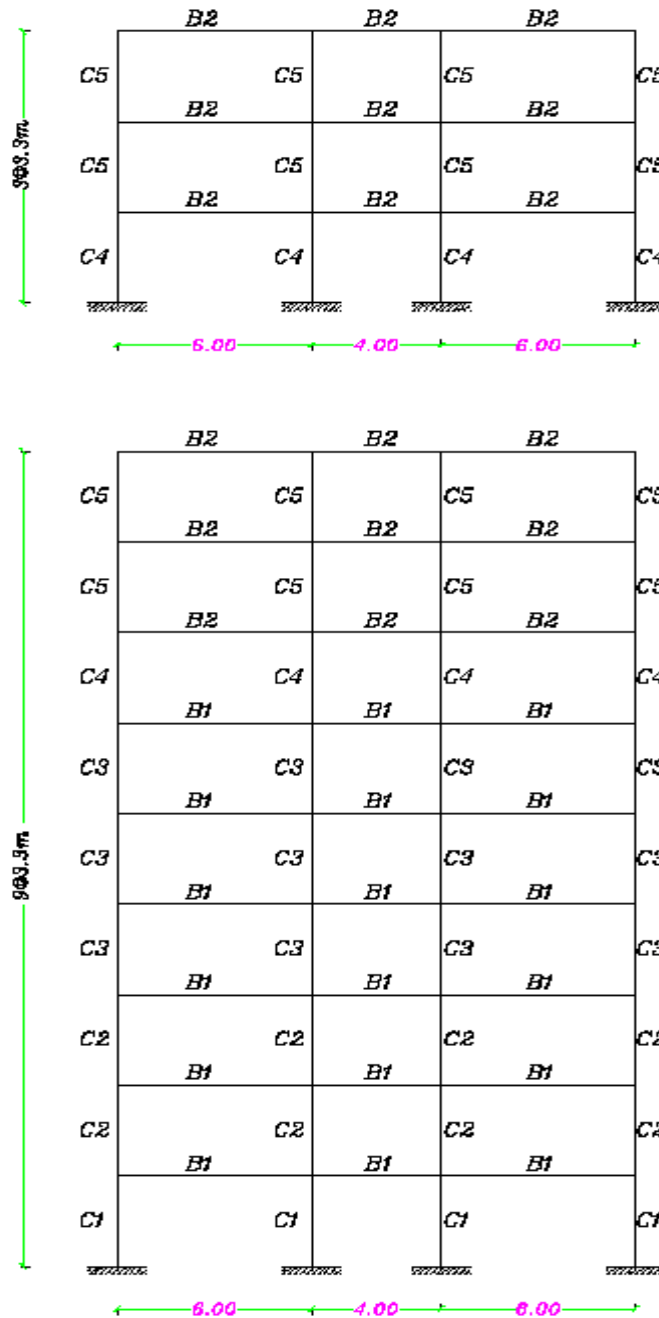
همان طور که در فصل اول اشاره شد جهت مدلسازی سیستم اندرکنش خاک و سازه و انجام تحلیل های دینامیکی غیر خطی از برنامه رایانه ای متن باز^۱ Opensees استفاده شده است. The Open System for Earthquake Engineering Simulation یا همان Opensees یک چهارچوب نرم افزاری شی گرا برای انجام آنالیزهای المان محدود ماکرو و یکی از قوی ترین نرم افزارهای تحلیل های غیر خطی ماکرو در مهندسی عمران است. این نرم افزار با استفاده از زبان برنامه نویسی TCL دستورات لازم برای آنالیز را تولید می کند. روند تولید مدل در این نرم افزار مشابه کدنویسی است ولی در واقع Opensees یک زبان برنامه نویسی نیست.

۳-۳- طراحی سازه و مدلسازی آن در Opensees

سازه های مورد بررسی در این پایان نامه دو قاب خمشی ویژه بتنی به ترتیب با ۳ و ۹ طبقه هستند. قاب استفاده شده در مدل، قاب میانی از یک سازه با پلان مربعی است که در دو جهت اصلی ساختمان متقارن می باشد. ارتفاع طبقات ۳/۳ متر در نظر گرفته شده است. بارهای ثقلی سازه بر مبنای مبحث ششم ملی ساختمان به ترتیب ۶۵۰ kg/m² برای بار مرده و ۲۰۰

^۱Open source

kg/m² برای بار زنده برآورد شده است. بر مبنای آیین نامه ۲۸۰۰ تمام بار مرده و ۲۰٪ از بار زنده وزن موثر لرزه‌ای سازه را تشکیل می‌دهند. طراحی سازه بر مبنای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ صورت گرفته و ضوابط ویژه طرح لرزه‌ای سازه با قاب خمشی ویژه برای آن رعایت شده است.



شکل ۳-۱- مشخصات هندسی سازه‌های ۳ و ۹ طبقه

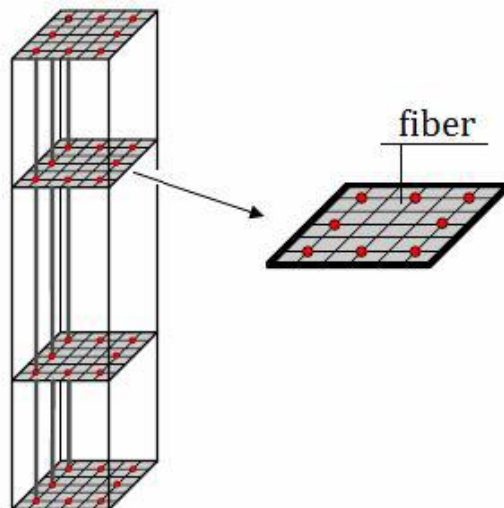
جدول ۱-۳- مشخصات ستونها

Section	Width(cm)	Height(cm)	Rebar
C1	70	70	12 ϕ 28
C2	65	65	12 ϕ 22
C3	60	60	12 ϕ 20
C4	55	55	12 ϕ 18
C5	50	50	12 ϕ 18

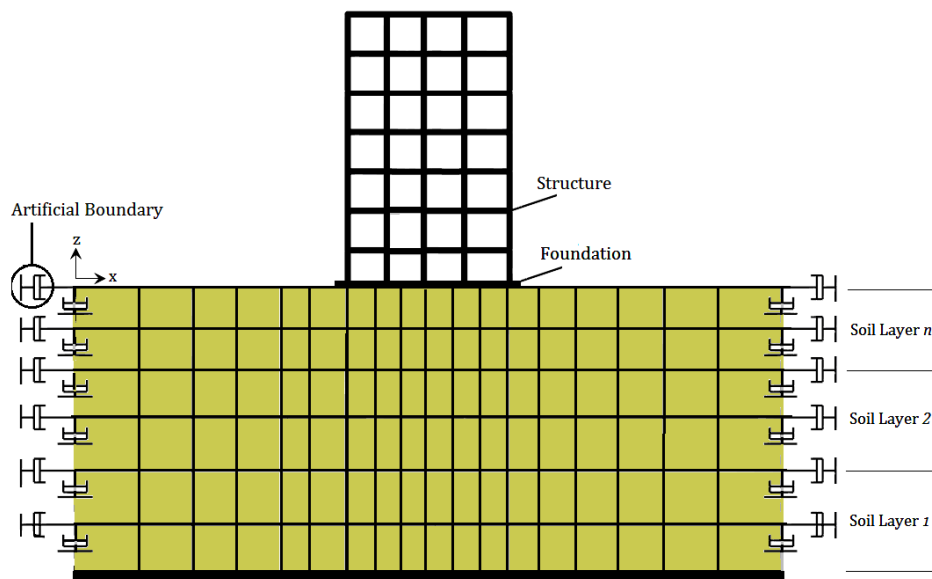
جدول ۲-۳- مشخصات تیرها

Section	Width(cm)	Height(cm)	Rebar(Middle)	Rebar(End)
B1	40	75	(4 ϕ 18) top & bot	(6 ϕ 18) top & (4 ϕ 18) bot
B2	30	60	(4 ϕ 16) top & bot	(6 ϕ 16) top & (4 ϕ 16) bot

برای مدلسازی المانهای تیر و ستون قاب دوبعدی بتنی در مدل Opensees از المانهای forceBeamColumn که یک المان با خاصیت غیر خطی گسترده در طول المان است استفاده شده است. تغییر شکلها و نیروها در این المان بر اساس انتگرال گیری گوس در طول المان، در نظرگیری ۵ نقطه گوسی و نظریه فایبری بدست می آید. (Openseeswiki, n.d.)

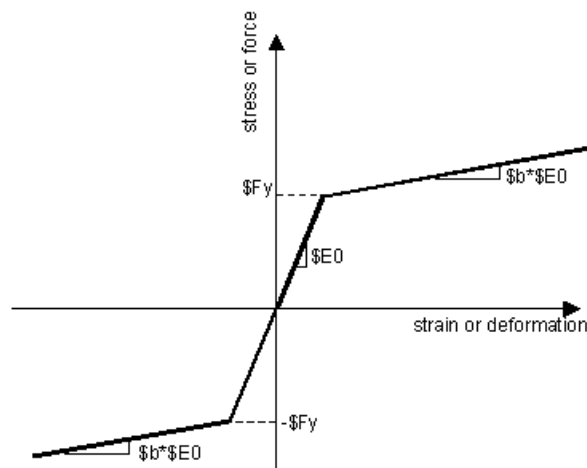


شکل ۲-۳- المان forceBeamColumn (Openseeswiki, n.d.)



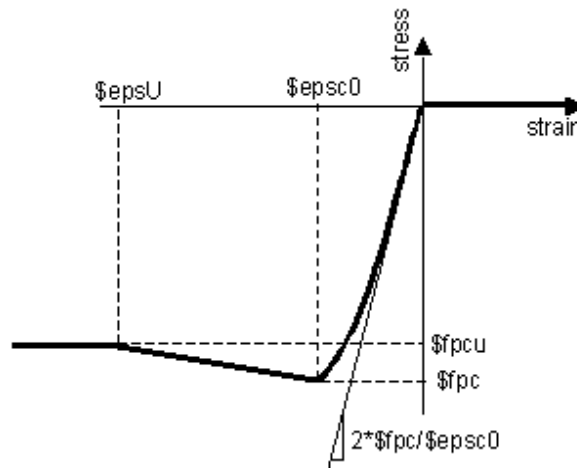
شکل ۳-۳- تصویر شماتیک مدل اجزای محدود سیستم خاک و سازه

مدلسازی خواص فولاد مصرفی میلگردها در مقطع تیر و ستون با استفاده از ماده Steel01 استفاده شده است. پارامترهای مورد نیاز برای تولید این ماده در نرم افزار مدول الاستیسیته E ، تنش تسلیم F_y و سخت شوندگی فولاد هستند. تنش تسلیم فولادها 4000 kg/m^2 در نظر گرفته شده است.



شکل ۳-۴- نمودار ایده آل شده تنش کرنش Steel01 (Openseeswiki, n.d.)

مدلسازی خواص بتن بدون محصور شدگی با استفاده از ماده Concrete01 بدون کشش انجام شده است. پارامترهای معرفی شده به مدل شامل مقاومت مشخصه نمونه استاندارد بتن f_c ، مقاومت نهایی بتن f_u ، کرنش نظیر مقاومت فشاری حداکثر بتن ϵ_0 و کرنش نهایی بتن ϵ_u می باشد. مقاومت فشاری نمونه استاندارد ۲۸ روزه 250 kg/m^2 در نظر گرفته شده است.



شکل ۳-۵- نمودار تنش کرنش Concrete01 (Openseeswiki, n.d.)

برای تعریف پارامترهای موثر هسته مقطع در نظر گرفتن محصور شوندگی ناشی از وجود خاموتها ضروری است. اثر محصور شوندگی با استفاده از روش (Saatcioglu & Razvi, 1992) توسط روابط بعدی پیشنهاد شده است :

$$f_{cc} = f_{c0} + k_1 f_{le} \quad (۱-۳)$$

$$f_{uc} = 0.2 f_{cc} \quad (۲-۳)$$

$$f_{le} = k_2 f_l \quad (۳-۳)$$

$$f_l = \frac{\sum A_s F_{yt} \sin \alpha}{s b_c} \quad (۴-۳)$$

$$k_2 = 6.7 (f_{le})^{-0.17} \quad (۵-۳)$$

که در روابط فوق f_{c0} ، f_{cc} و f_{uc} به ترتیب معرف مقاومت فشاری حداکثر بتن بدون محصور شدگی، مقاومت فشاری حداکثر بتن محصور شده و مقاومت نهایی فشاری بتن محصور شده می باشد. همچنین b_c ، A_s و S به ترتیب بعد مقطع، سطح مقطع میلگردهای مقطع، فاصله خاموتها در طول المان و تنش تسلیم میلگردهای طولی را نشان می دهند. کرنش نظیر مقاومت فشاری حداکثر بتن محصور شده از رابطه زیر بدست می آید:

$$\epsilon_{0c} = \epsilon_0 (1 + 5k) \quad (۶-۳)$$

$$K = \frac{k_1 f_{le}}{f_{c0}} \quad (۷-۳)$$

همچنین کرنش نهایی مقطع در حالت محصور شده از طریق رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\varepsilon_{uc} = \varepsilon_u + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \varepsilon_{us}}{f_{cc}} \quad (۸-۳)$$

در رابطه فوق ρ_v ، f_{yh} و ε_{us} به ترتیب درصد فولادهای عرضی، تنش تسلیم میلگردهای عرضی و کرنش نهایی میلگردهای عرضی را نشان می‌دهند.

۴-۳- مدلسازی محیط خاک در Opensees

لایه خاک زیر سازه شامل یک لایه خاک رسی به ارتفاع ۳۰ متر، طول ۲۲۰ متر و ضخامت واحد می‌باشد. سنگ بستر در مدلسازی صلب فرض شده (Tabatabaiefar & Fatahi, 2014) و مدلسازی خاک با المانهای quad، چهار گرهی Plain strain با سایز ۱×۱ انجام شده است. برای اتصال سازه به فندا سیون المانهای ElasticBeamColumn با سختی بینهایت که در گرهها با نقاط خاک equal شده‌اند استفاده شده است (Karapetrou, Fotopoulou, & Ptilakis, 2015).

مصالح خاکی با ماده Pressure Independ MultiYield مدلسازی شده که مناسبترین گزینه برای شبیه سازی رفتار خاکهای رسی در شرایط فعلی نرم افزار است. لازم به ذکر است که نرم افزار توانایی در نظر منحنی کاهش مدول برشی بر حسب کرنش برشی هم بر اساس پیش فرض خود نرم افزار و هم بر اساس منحنی تعریف شده توسط کاربر را دارد. منحنی کاهش مدول برشی نسبت به کرنش برشی مناسب برای ماده استفاده شده توسط Darendeli (2001) پیشنهاد شده است (Karapetrou, Fotopoulou, & Ptilakis, 2015).

جدول ۳-۳- مشخصات خاک (Karapetrou, Fotopoulou, & Ptilakis, 2015)

Vs (m/s)	(Low-strain shear wave velocity)	300
γ (KN/m ³)	(Weight density)	17.658
P'r (atm)	(Reference pressure)	1.0
d	(Pressure dependent coefficient)	0.0
Gr (kPa)	(Shear Modulus at P'r)	162,000
nu	(Poisson's ratio of soil)	0.3
E (kPa)	(Soil Elasticity Modulus)	421,200
Br (kPa)	(Bulk Modulus at P'r)	351,000
ϕ	(Friction angle)	0.0
Cu (kPa)	(Undrained shear strength)	110.0

G/Gmax (Modulus reduction curve) Darendeli (2001) for clay soil with PI=30 and P'r 1 atm

مرزهای جانبی مدل برای شبیه سازی محیط نیمه بینهایت خاک هستند. شبیه سازی مرزها بر اساس روش (Lysmer & Kuhlemeyer, 1969) و کمک پایان نامه (خطیبی نیا, ۱۳۹۱) صورت گرفته است.

۳-۵- انتخاب و مقیاس سازی شتابنگاشت‌ها

برای انجام آنالیزها و به منظور کاهش عدم قطعیت ناشی از عبور امواج زلزله از درون خاک مجموعه‌ای از چند رکورد طبیعی ثبت شده در ایستگاههای با سرعت موج برشی بالای ۸۰۰ متر بر ثانیه (رضایی تبریزی, ۱۳۸۱) (Peer strong motion database, European Strong motion Database) بزرگی 5.8 تا 7.4 ریشتر و فاصله کمتر از 45 کیلومتر از گسل انتخاب و با استفاده از نرم افزار SiesmoSignal تصحیح و ویژگیهای آنها نظیر مدت زمان و محتوی فرکانسی بررسی شد. با توجه به معیارهای مدنظر نویسنده و زیر نظر اساتید راهنما 14 رکورد برای انجام آنالیزهای نهایی انتخاب گردید. به منظور بررسی اثر محتوی فرکانسی مقدار حداکثری طیف فوریه تمامی شتابنگاشت‌ها به یک مقدار مشخص مقیاس شد و تا ضریب مقیاس برای هر شتابنگاشت بدست آید. با ضرب ضریب مقیاس هر شتابنگاشت در تاریخچه زمانی شتاب تصحیح شده آن، شتاب نگاشت مدنظر بدست آمد. نمودارهای تاریخچه زمانی شتاب و طیف فوریه هر زمین لرزه در قسمت نتایج آورده شده است.

برای تعیین ضریب مقیاس زمین لرزه‌ها، مولفه افقی شتاب زمین لرزه‌ها به 0.3g مقیاس و سپس طیف دامنه فوریه شتابنگاشت‌ها با استفاده از نرم افزار Matlab2012 تعیین شد. بر اساس نتایج بدست آمده در حالتی که زمین لرزه‌ها PGA یکسانی داشته باشند مقدار حداکثر طیف دامنه فوریه آنها یکسان نخواهد بود. این موضوع در مواردی که بررسی اثر محتوی فرکانسی مدنظر است باعث به نتیجه نرسیدن پژوهش میشود. با بررسی مقادیر حداکثر طیف دامنه فوریه تمامی رکوردها، مقدار میانگین آنها تعیین شد. نسبت مقدار میانگین تعیین شده به حداکثر مقدار طیف فوریه به عنوان ضریب مقیاس انتخاب شد. استفاده از ضریب مقیاس باعث یکسان شدن مقادیر حداکثری طیف فوریه

و تفاوت در میزان PGA میشود. با وجود این امر بر اصلا نتایج اصلا نمیتوان اینطور نتیجه گرفت که کاهش PGA سبب کاهش پاسخها میشود. مشخصات زمین لرزهها در **جدول ۳-۲** آورده شد است.

۳-۶- معیار پیشنهادی برای در نظرگیری اثر محتوی فرکانسی و مدت زمان

برای زمان موثر حرکت زمین از معیار انرژی کل استفاده شده است. فاصله زمانی بین ۵ تا ۹۵ درصد انرژی کل مبنای محاسبه بوه است (Trifunac & Brady, 1975). این مدت توسط نرم افزار SiesmoSignal محاسبه می شود. مدت زمان موثر تمامی رکوردها بالای ۱۱ ثانیه انتخاب شده است. برای مقایسه اثر گسترده بودن محتوی فرکانسی زلزلهها بعد از مقیاس سازی، ابتدا طیف دانسیته قدرت (PSD) بدست آمد. با توجه به پژوهش (Craifaleanu, 2012) مقادیر f90, f50, f10 تعیین شد. مشاهده می شود که در زمین لرزهها که از طیف فوریه آنها از نظر شکل گسترده است تفاوت بین f10 و f90 در زمین لرزهها که شکل طیف فوریه آنها گسترده است بیشتر از زلزلههایی است که شکل ظاهری آنها باریک است. این امر میتواند بیانگر این مورد باشد که انرژی کل زمین لرزه در گستره وسیع تری از فرکانسها پخش شده است ولی در زلزله با شکل ظاهری باریک انرژی در گستره کوچکی از فرکانسها جمع شده است. طیف PSD زمین لرزهها و مقادیر f50, f10 و f90 هر زمین لرزه در **جدول ۳-۳** آورده شده است.

جدول ۳-۴- مدت زمان و بزرگای دامنه طیف فوریه

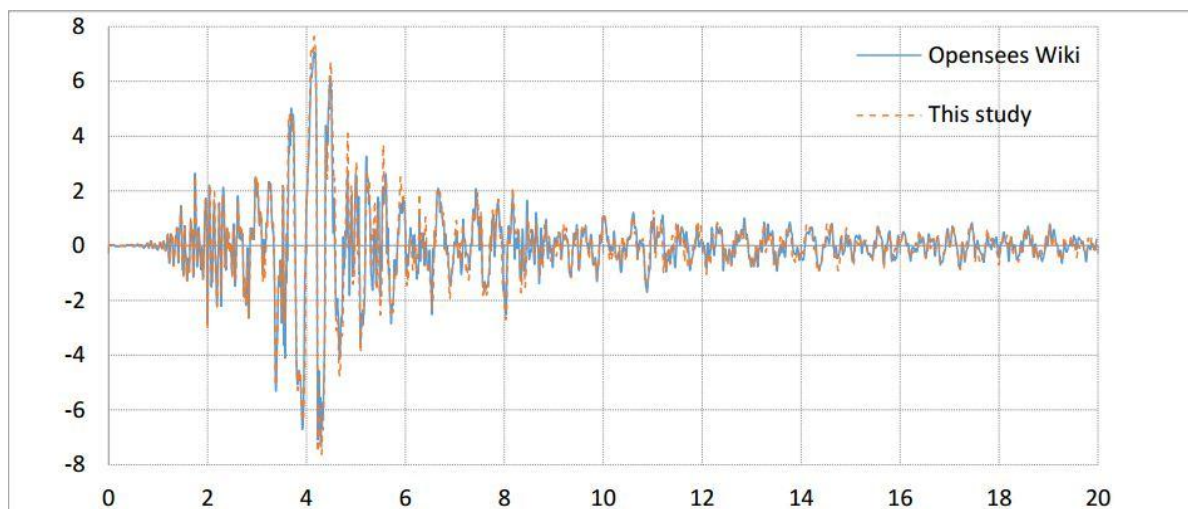
Event name	Duration	Forior Ampilitude	Scale Factor
Campanio	47.96	1127.8	0.38
Chi Chi	14.5	828.31	0.52
Duzce	18.05	196.94	2.17
Hectormine	11.63	212.86	2.01
Iwate	25.54	315.61	1.36
Kajoor	17.38	565.51	0.76
Kocaeli	13.35	368.28	1.16
Lquila	11.66	365.55	1.17
Martinique	31.55	527.91	0.81
Sanfernando	14.39	197.4	2.17
Sansimone	14.51	470.23	0.91
Tabas	32.41	170.54	2.51
Tottori	16.78	339.02	1.26
Zarand	12.79	307.2	1.39
		428.08	

جدول ۳-۵- مقادیر f_{90} ، f_{50} و f_{90}

Event name	F10	F90	F90-f10	F50
Campanio	0.3906	3.0151	2.6245	0.9888
Chi Chi	0.3052	1.8311	1.5259	0.7568
Duzce	0.8667	6.9949	6.1282	4.2114
Hectormine	0.7813	6.4575	5.6762	2.6123
Iwate	5.8716	13.0615	7.1899	8.6548
Kajoor	0.6348	4.1016	3.4668	1.6235
Kocaeli	0.6592	5.1025	4.4433	3.0273
Lquila	0.7568	6.7871	6.0303	2.2217
Martinique	0.9094	12.9395	12.0301	4.5898
Sanfernando	2.2383	8.252	6.0137	4.7791
Sansimone	0.3052	1.8311	1.5259	1.4161
Tabas	1.4641	10.9375	9.4734	4.6875
Tottori	4.9316	17.2363	12.3047	13.6963
Zarand	1.0376	9.4238	8.3862	2.5757

۳-۷- نتایج صحت سنجی مدل خاک با مدل نوشته شده Openseeswiki

برای صحت سنجی، نتایج مدل دو بعدی نوشته شده برای شبیه سازی اثر خاک با نتایج حاصل از مدل یک بعدی آنالیز پاسخ زمین در خاکهای چسبنده در سایت Openseeswiki مقایسه شد. به این منظور پس از آنالیز یک بعدی زمین و بدون در نظرگیری سازه بروی خاک، همان شتابنگاشت مورد استفاده در مدل یک بعدی آنالیز پاسخ زمین به عنوان حرکت ورودی به مدل دو بعدی نوشته شده اعمال و تاریخچه زمانی شتاب روی سطح خاک رکورد شد. نمودار زیر نتایج رکورد شده از آنالیز هر دو مدل است.



شکل ۳-۶- مقایسه نتایج بدست آمده با نتایج مدل Openseeswiki

فصل ۴ نتایج و بحث

۴-۱- مقدمه

در قدم اول پریودهای رکورد شده برای هر دو سازه ۳ و ۹ طبقه در دو حالت بدون و با در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه بیان شده است. برای هر رکورد تاریخچه زمانی شتاب مورد استفاده در تحلیل، طیف دامنه فوریه، طیف دانسیته قدرت و نمودار نرمال شده تجمعی طیف دانسیته قدرت آن نمایش داده شده و در گام بعدی پاسخهای حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی هر دوسازه تحت اثر همان رکورد و در دو حالت بدون و با در نظرگیری اندرکنش به ترتیب در قالب بیشینه جابجایی افقی طبقات، بیشینه جابجایی نسبی طبقات، بیشینه برش طبقات و بیشینه نیروی لرزه‌ای وارد به طبقات با استفاده از جدول و نمودار نشان داده شده است.

جدول ۴-۱- پریود خاک بر اساس مدل و روابط تحلیل

	Soil Period (Sec)
From model	0.42
Analytical ($4h/v_s$)	0.4

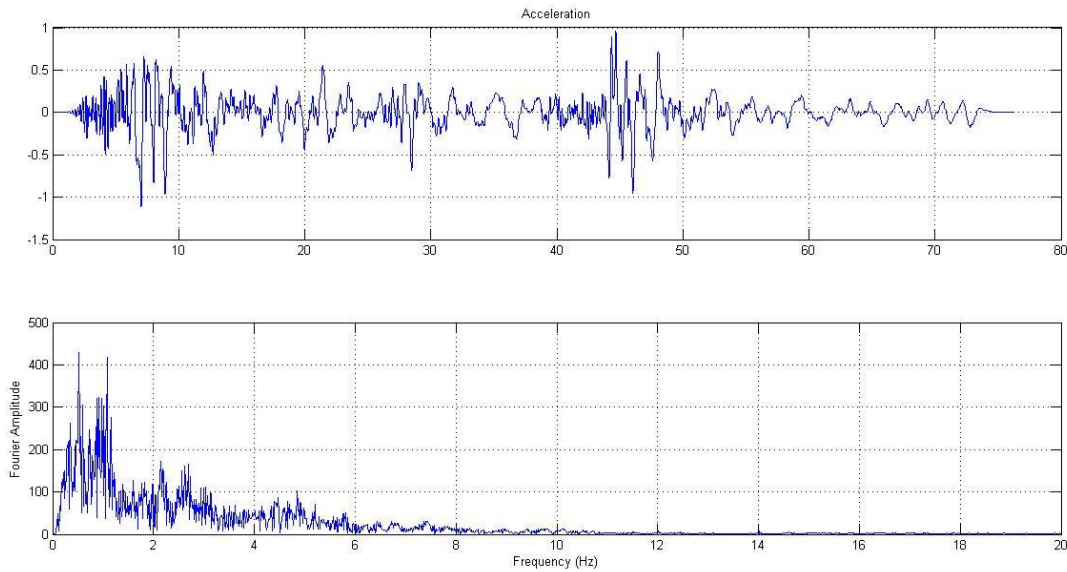
جدول ۴-۲- پریود سازه ۳ طبقه

	3 Story Structure Periods(Sec)		
	Mode 1	Mode 2	Mode 3
No-SSI	0.3716	0.1155	0.0670
SSI	0.4317	0.3912	0.3905

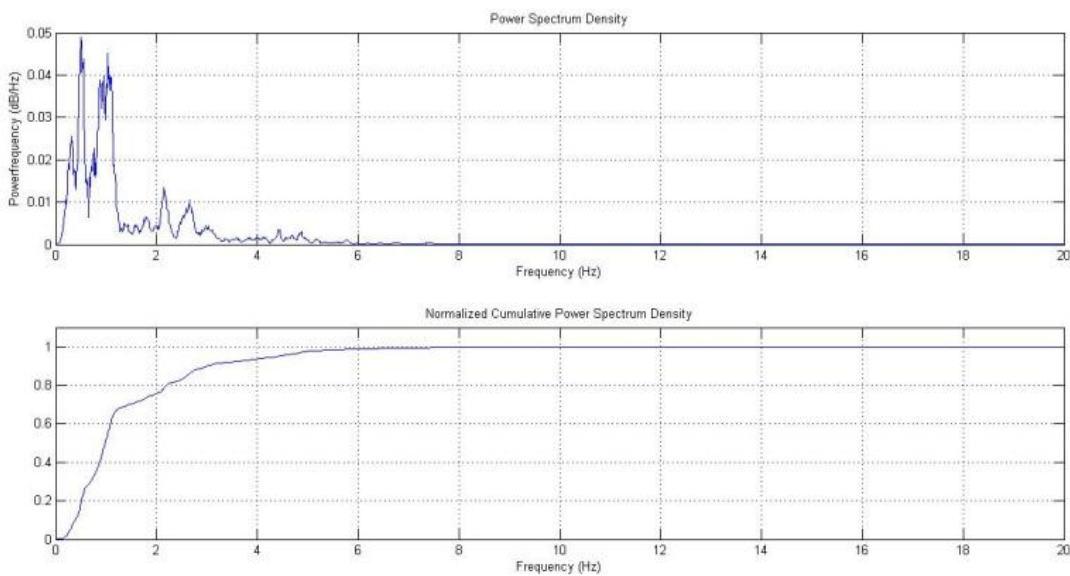
جدول ۴-۳- پریود سازه ۹ طبقه

	9 Story Structure Periods(Sec)		
	Mode 1	Mode 2	Mode 3
No-SSI	0.9060	0.3305	0.1767
SSI	0.9999	0.4323	0.3906

Campanio



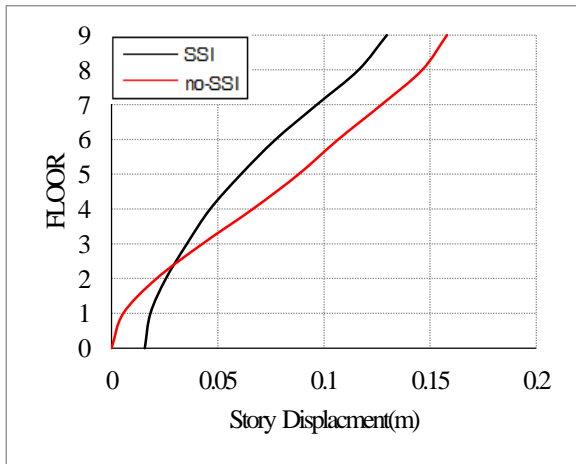
شکل ۴-۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Campanio)



شکل ۴-۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Campanio)

زمین لرزه Campanio دارای شتاب مقیاس شده 1.18 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 48 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 1 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده 0.4 تا 3 Hz است. این زمین لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده نیست.

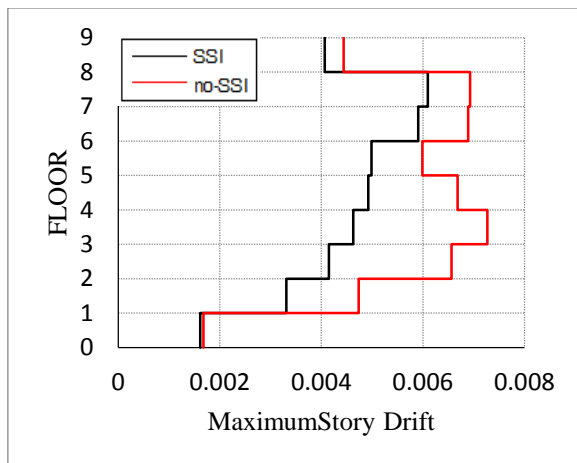
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین‌لرزه **Campanio** سازه ۹ طبقه



شکل ۳-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0157
1	0.0055	0.0183
2	0.0212	0.0256
3	0.0428	0.0355
4	0.0665	0.0464
5	0.0880	0.0610
6	0.1067	0.0773
7	0.1270	0.0967
8	0.1462	0.1163
9	0.1579	0.1296

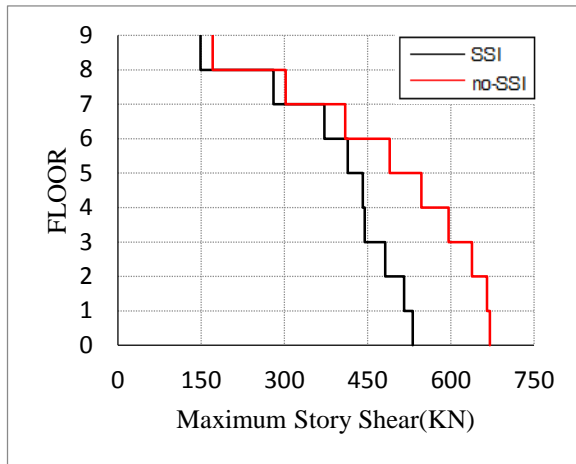


شکل ۴-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۵-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0017	0.0016
2	0.0047	0.0033
3	0.0066	0.0042
4	0.0073	0.0046
5	0.0067	0.0049
6	0.0060	0.0050
7	0.0069	0.0059
8	0.0069	0.0061
9	0.0044	0.0041

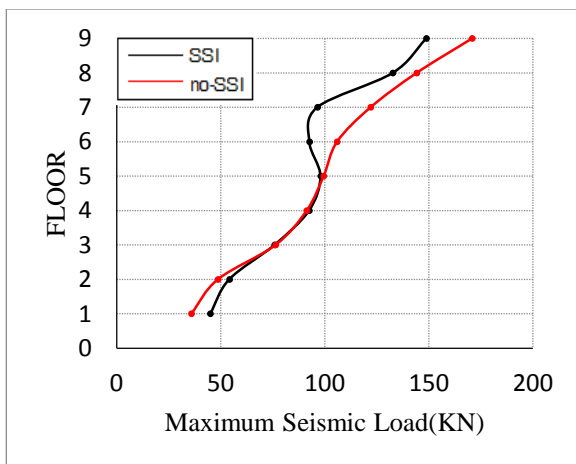
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین‌لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 15.79cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف‌پذیر) 12.96cm رکورد شده است. انتظار می‌رود با در نظرگیری اندرکنش جابجایی کلی سازه بیشتر از حالت پایه گیردار باشد که در این مورد نتایج این مساله را نشان نمی‌دهند. با در نظرگیری اثر تست ست قائم و چرخش ایجاد شده (حرکت گهواره‌ای) این مورد توجیح شود. همچنین جابجایی نسبی طبقات در حالت پایه گیردار بیشتر از حالت پایه انعطاف‌پذیر است. این مساله می‌تواند اینطور توجیح شود که برش بیشتر طبقات باعث این مساله شده است. کاهش برش پایه نزدیک به 140 KN در موارد مشخص است.



شکل ۴-۵- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۶- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	670.252	531.353
2	665.276	515.785
3	638.085	481.483
4	595.689	444.599
5	547.105	441.211
6	489.963	414.034
7	409.644	372.372
8	302.487	280.115
9	170.696	148.819



شکل ۴-۶- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

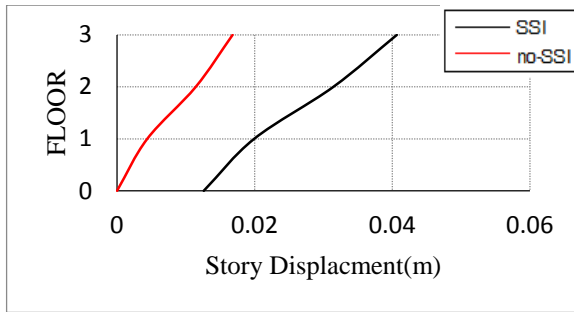
جدول ۴-۷- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	35.925	45.022
2	48.673	54.160
3	76.357	75.906
4	91.305	92.515
5	99.441	97.949
6	105.894	92.603
7	121.986	96.432
8	144.112	132.691
9	170.696	148.819

بیشینه نیروی لرزه‌ای وارد به طبقات بر اساس ماکزیمم مقدار حاصل از تفاضل تاریخچه برش دو طبقه متوالی بدست آمده است. توزیع نیرو نشان می‌دهد که در طبقات پایین سازه میزان حداکثر نیروی وارد به طبقات تفاوت چندانی با هم نمی‌کنند.

نتایج سازه ۳ طبقه نشان می‌دهد جابجایی افقی کلی طبقات با در نظرگیری اندرکنش افزایش یافته است. این مساله با آثار مورد انتظار ناشی از در نظرگیری اندرکنش همخوانی دارد. در این سازه در نظرگیری اثر اندرکنش باعث افزایش برش پایه شده است، که احتمالاً همین مورد دلیل افزایش جابجایی‌های نسبی رکورد شده است.

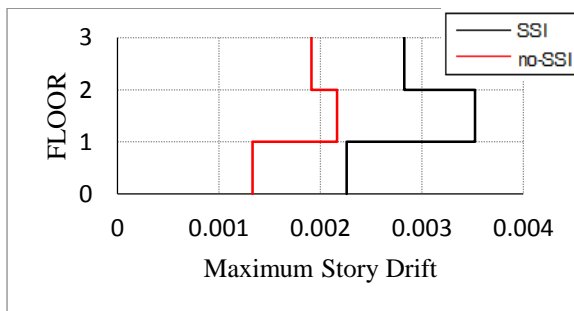
سازه ۳ طبقه



شکل ۷-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۸-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

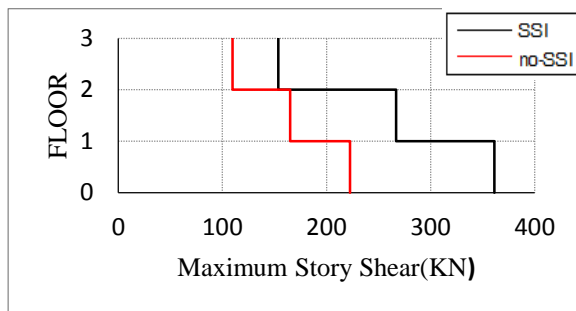
Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0126
1	0.0044	0.0199
2	0.0115	0.0314
3	0.0168	0.0407



شکل ۸-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۹-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

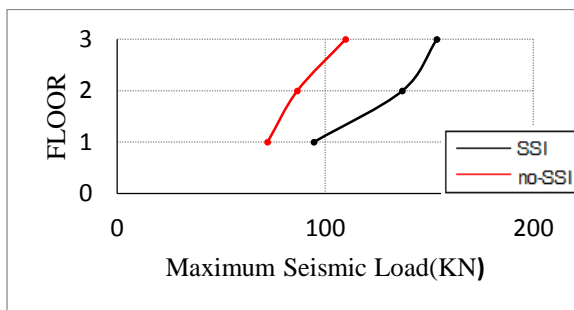
Story	no-SSI	SSI
1	0.0013	0.0023
2	0.0022	0.0035
3	0.0019	0.0028



شکل ۹-۴- بیشینه برش طبقات

جدول ۱۰-۴- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	222.710	361.347
2	165.050	266.835
3	109.859	153.570

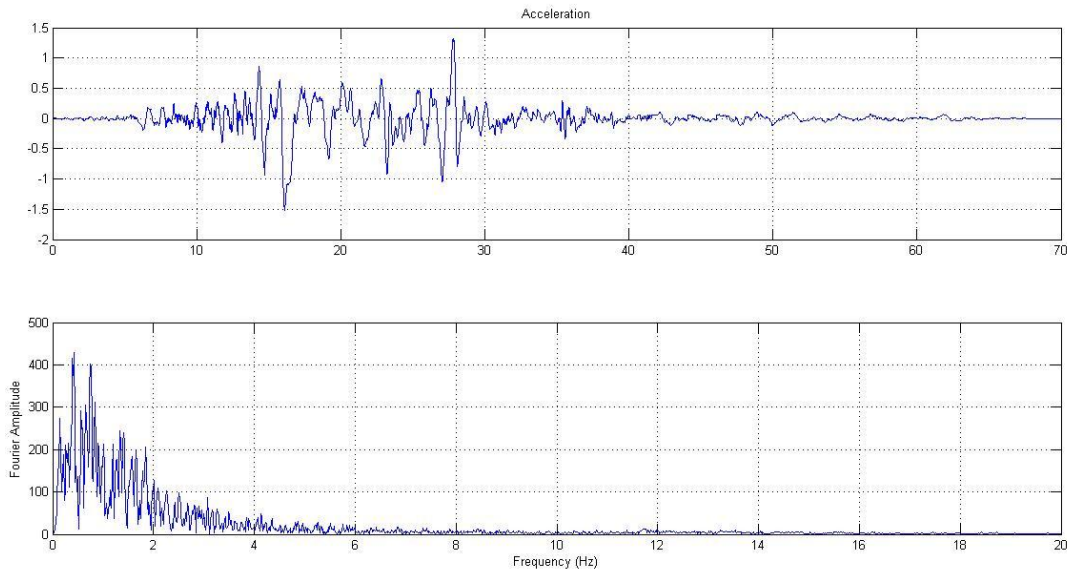


شکل ۱۰-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

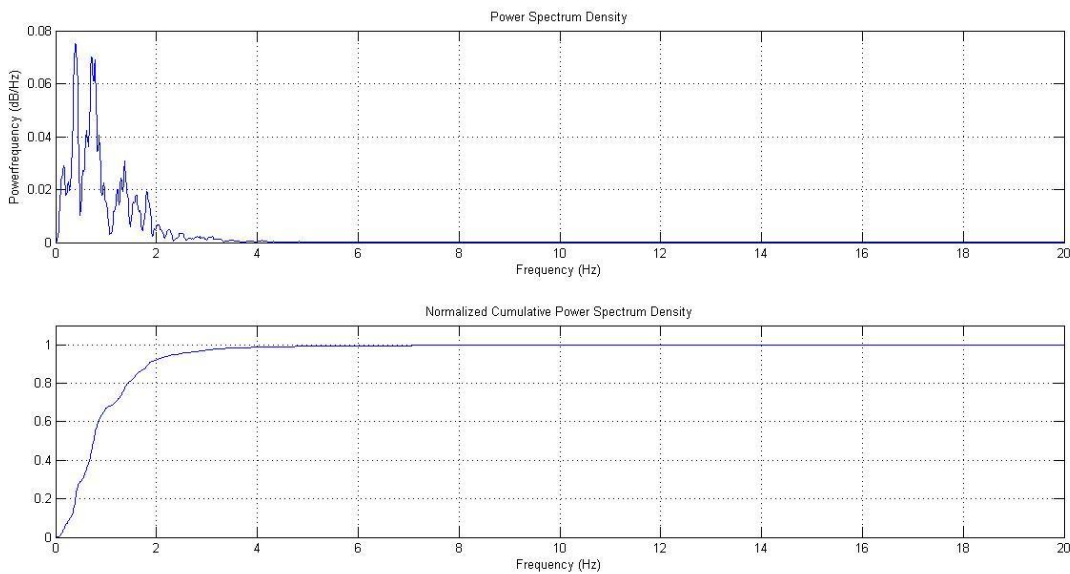
جدول ۱۱-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	72.254	94.512
2	86.637	137.061
3	109.859	153.570

ChiChi



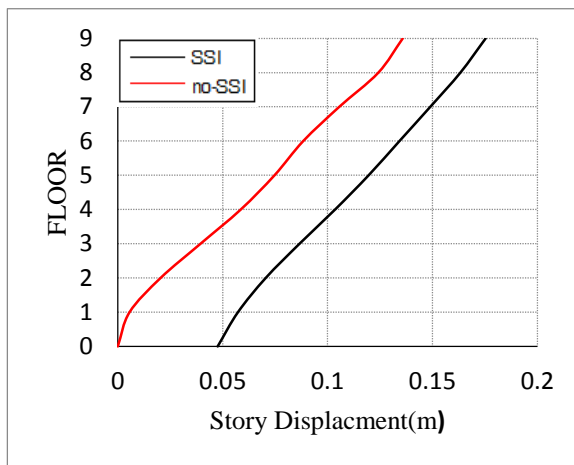
شکل ۴-۱۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (ChiChi)



شکل ۴-۱۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (ChiChi)

زمین لرزه Chihi دارای شتاب مقیاس شده 1.53 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 14.5 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 1Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده (0.3 تا 1.8) Hz است. این زمین لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده نیست.

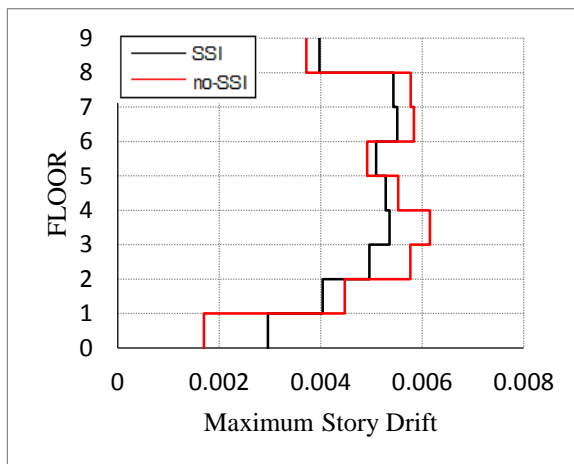
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه ChiChi سازه ۹ طبقه



شکل ۱۳-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۱۲-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0476
1	0.0056	0.0573
2	0.0204	0.0705
3	0.0394	0.0866
4	0.0586	0.1036
5	0.0747	0.1195
6	0.0883	0.1342
7	0.1055	0.1489
8	0.1241	0.1633
9	0.1358	0.1753

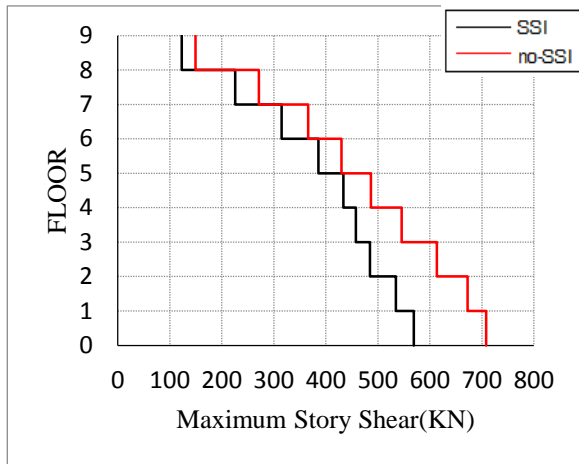


شکل ۱۴-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۱۳-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0017	0.0030
2	0.0045	0.0040
3	0.0058	0.0050
4	0.0062	0.0054
5	0.0055	0.0053
6	0.0049	0.0051
7	0.0058	0.0055
8	0.0058	0.0054
9	0.0037	0.0040

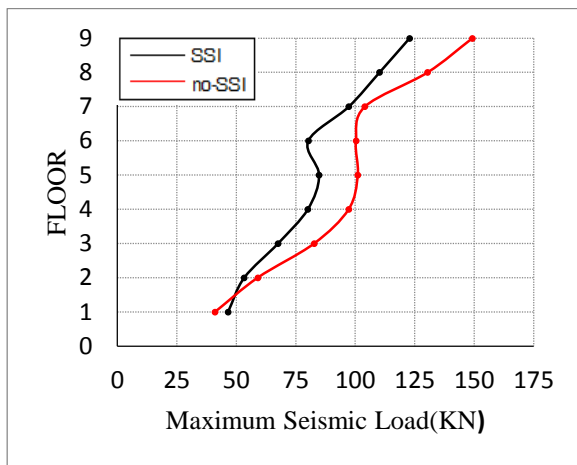
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 13.58cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 17.53cm رکورد شده است که بیشتر از مقدار حالت پایه گیردار است. نتایج کاهش حدود 140 KN در برش پایه را نشان می‌دهند. در این مورد نیز جابجایی نسبی طبقات در حالت پایه گیردار بیشتر از حالت پایه انعطاف پذیر است. توزیع نیروی لرزه در ارتفاع در دو حالت با هم تفاوت دارد.



شکل ۴-۱۵- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۱۴- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	708.185	569.007
2	672.143	534.433
3	613.270	484.710
4	545.854	457.663
5	486.626	433.660
6	430.284	385.840
7	366.152	314.753
8	271.268	225.792
9	149.215	122.784



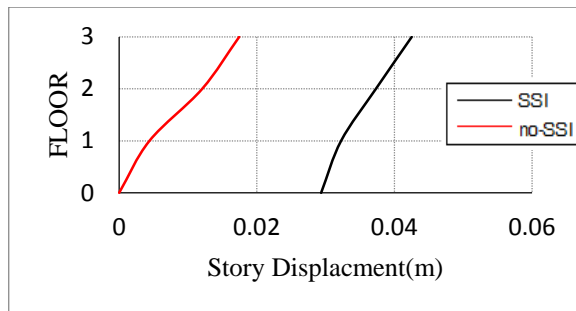
شکل ۴-۱۶- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

جدول ۴-۱۵- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	41.041	46.510
2	58.959	53.299
3	82.688	67.492
4	97.224	80.027
5	101.069	84.779
6	100.290	80.239
7	104.033	97.245
8	130.350	110.152
9	149.215	122.784

در این مورد نیز نتایج سازه ۳ طبقه نشان می‌دهد جابجایی افقی کلی طبقات با در نظرگیری اندرکنش افزایش یافته است. در این سازه در نظرگیری اثر اندرکنش باعث افزایش برش پایه شده است، که دلیل آن می‌تواند افزایش ضریب بازتاب ساختمان باشد. در واقع با در نظرگیری ضریب بازتاب ممکن است که ضریب بازتاب افزایش یا کاهش یابد.

سازه ۳ طبقه



شکل ۱۶-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۱۶-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

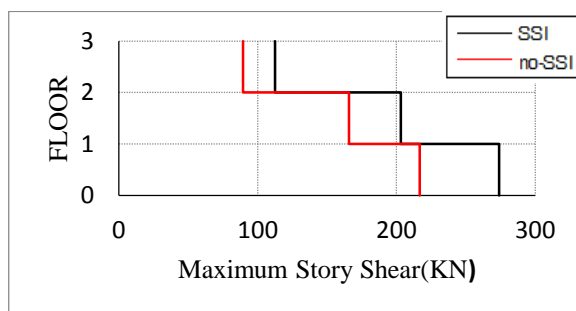
Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0294
1	0.0044	0.0323
2	0.0121	0.0373
3	0.0175	0.0425



شکل ۱۷-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۱۷-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

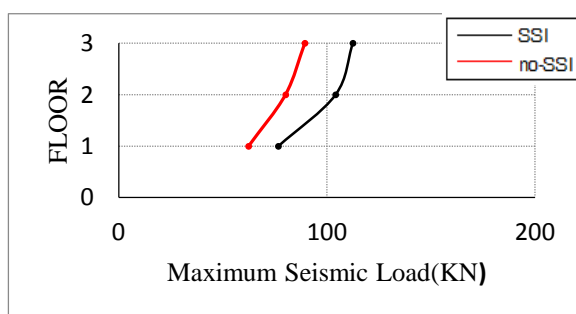
Story	no-SSI	SSI
1	0.0013	0.0016
2	0.0021	0.0025
3	0.0017	0.0023



شکل ۱۸-۴- بیشینه برش طبقات

جدول ۱۸-۴- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	216.855	273.977
2	165.684	203.138
3	89.458	112.530

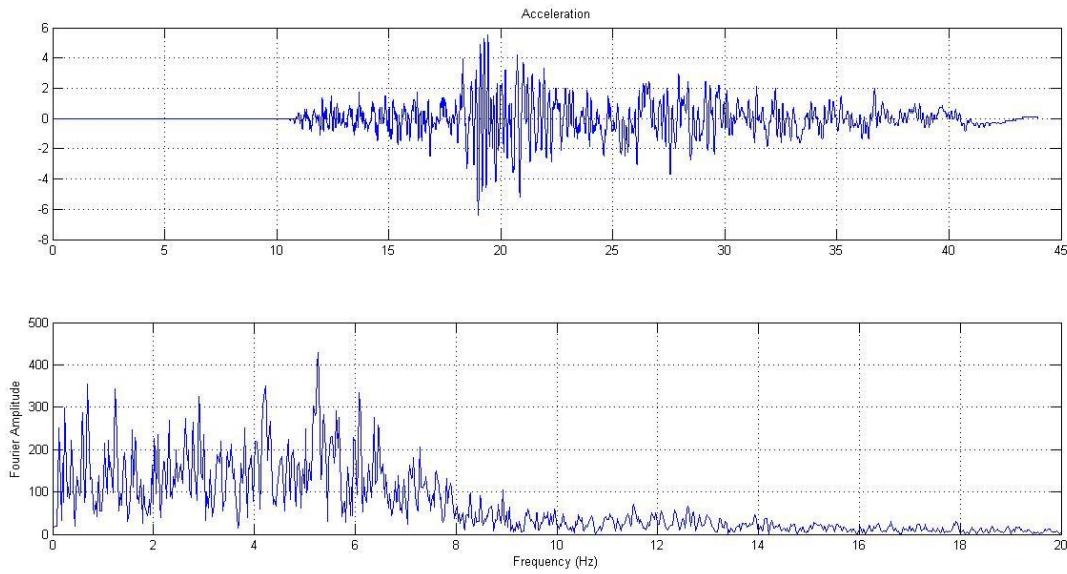


شکل ۱۹-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

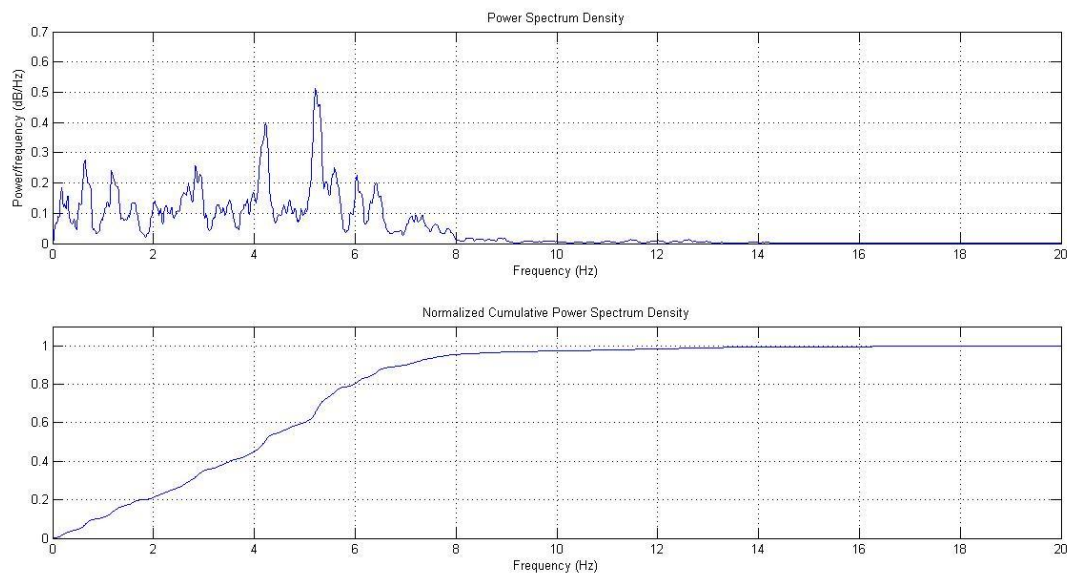
جدول ۱۹-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	62.322	76.705
2	80.148	104.244
3	89.458	112.530

Duzce



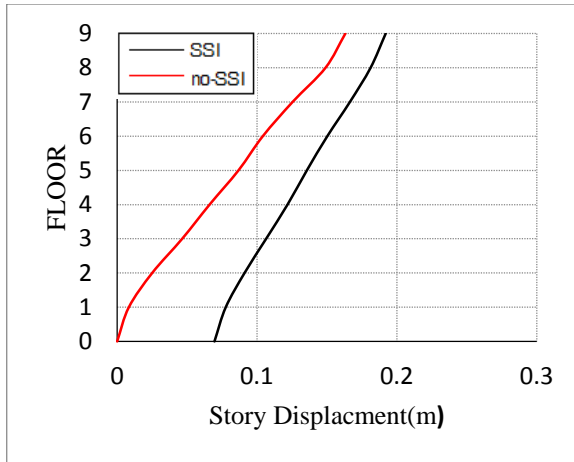
شکل ۴-۲۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Duzce)



شکل ۴-۲۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Duzce)

زمین لرزه Duzce دارای شتاب مقیاس شده 7.95 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 18.05 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 5 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده (0.9 تا 7) Hz است. این زمین لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده قرار می‌گیرد.

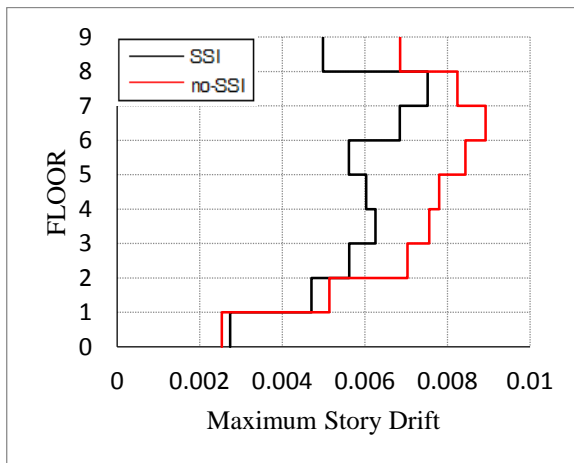
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه Duzce
سازه ۹ طبقه



شکل ۲۳-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۲۰-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0696
1	0.0084	0.0777
2	0.0250	0.0911
3	0.0465	0.1066
4	0.0661	0.1219
5	0.0867	0.1357
6	0.1042	0.1504
7	0.1254	0.1665
8	0.1490	0.1813
9	0.1632	0.1921

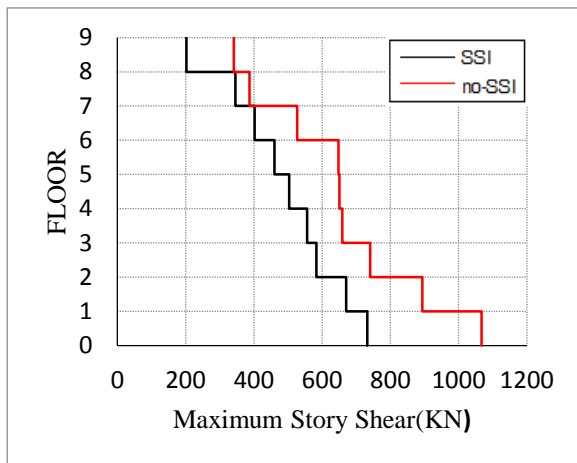


شکل ۲۴-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۲۱-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0025	0.0027
2	0.0051	0.0047
3	0.0070	0.0056
4	0.0076	0.0063
5	0.0078	0.0060
6	0.0084	0.0056
7	0.0089	0.0069
8	0.0082	0.0075
9	0.0069	0.0050

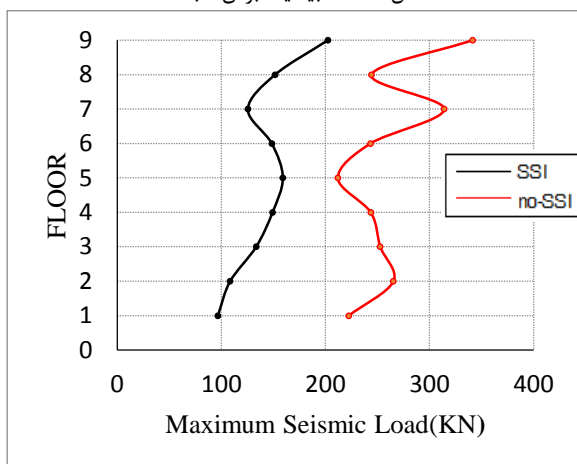
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 16.32cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 19.21cm رکورد شده است که بیشتر از مقدار حالت پایه گیردار است. نتایج کاهش حدود 336 KN در برش پایه را نشان می‌دهند که حدود 2.5 برابر حالت‌های قبلی است در این مورد نیز جابجایی نسبی طبقات در حالت پایه گیردار بیشتر از حالت پایه انعطاف پذیر است. تفاوت توزیع نیروی لرزه در ارتفاع در دو حالت باهم زیاد است.



شکل ۲۴-۴- بیشینه برش طبقات

جدول ۲۲-۴- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	1067.182	731.835
2	893.143	670.286
3	740.738	583.515
4	647.532	555.984
5	650.287	503.602
6	659.125	460.618
7	526.595	401.878
8	386.762	345.472
9	341.246	202.492



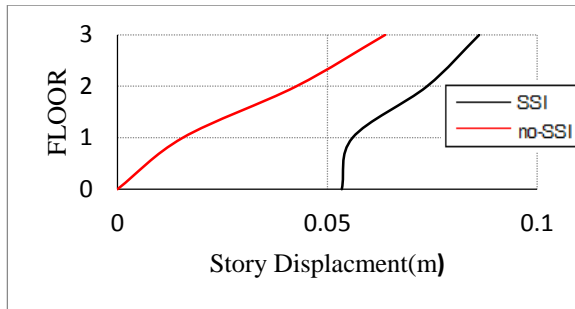
شکل ۲۶-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

جدول ۲۳-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	222.187	96.457
2	265.205	108.330
3	252.619	133.356
4	243.485	149.174
5	211.917	159.071
6	243.161	148.470
7	313.973	125.400
8	244.202	151.721
9	341.246	202.492

در این مورد نیز نتایج سازه ۳ طبقه نشان می‌دهد جابجایی افقی کلی طبقات با در نظرگیری اندرکنش افزایش یافته است. در این سازه در نظرگیری اثر اندرکنش باعث کاهش برش پایه شده است. تغییر در برش پایه می‌تواند به محتوی فرکانسی زمین لرزه وابسته باشد. تفاوت در توزیع نیروی لرزه‌ای بیشینه طبقات نیز در این مورد محسوس است.

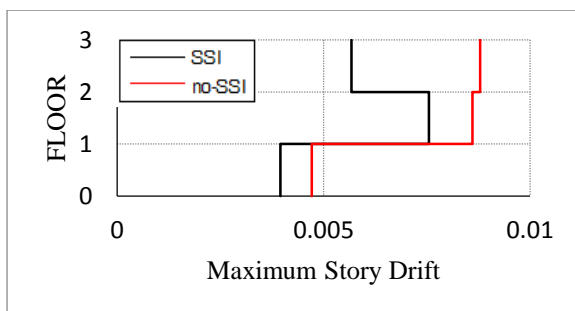
سازه ۳ طبقه



شکل ۲۷-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۲۴-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

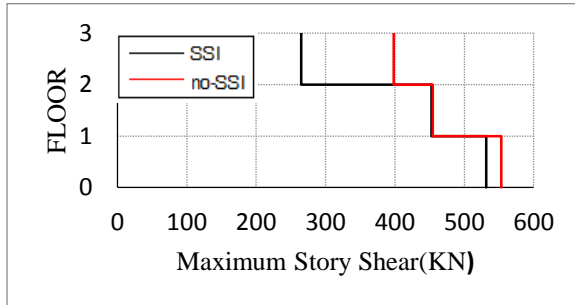
Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0534
1	0.0155	0.0560
2	0.0426	0.0737
3	0.0638	0.0862



شکل ۲۸-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۲۵-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

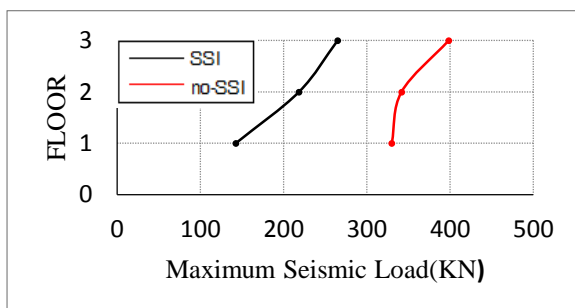
Story	no-SSI	SSI
1	0.0047	0.0040
2	0.0086	0.0075
3	0.0088	0.0057



شکل ۲۹-۴- بیشینه برش طبقات

جدول ۲۶-۴- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	533.110	531.433
2	454.317	452.745
3	398.370	264.732

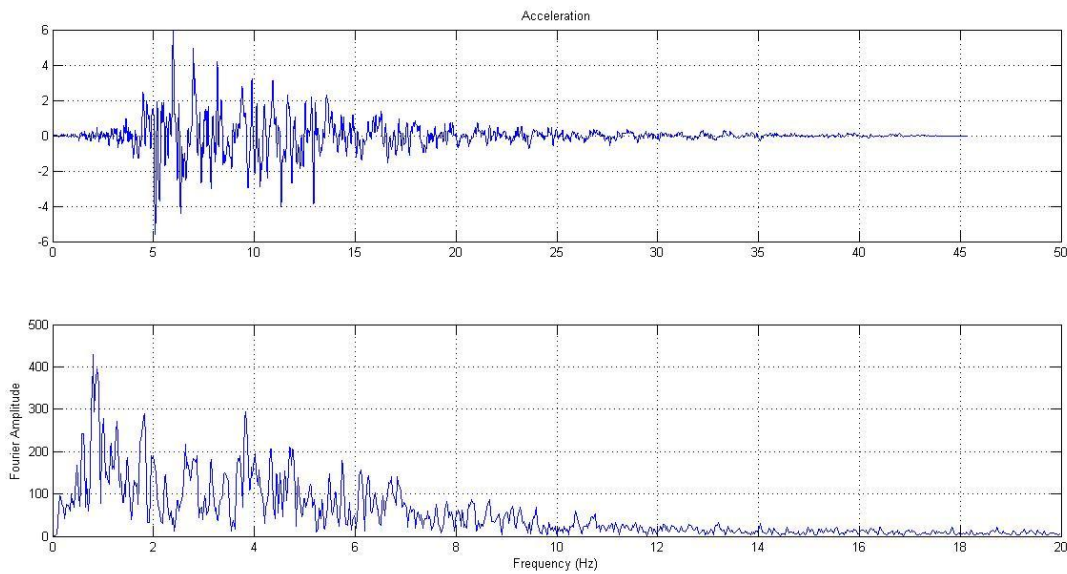


شکل ۳۰-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

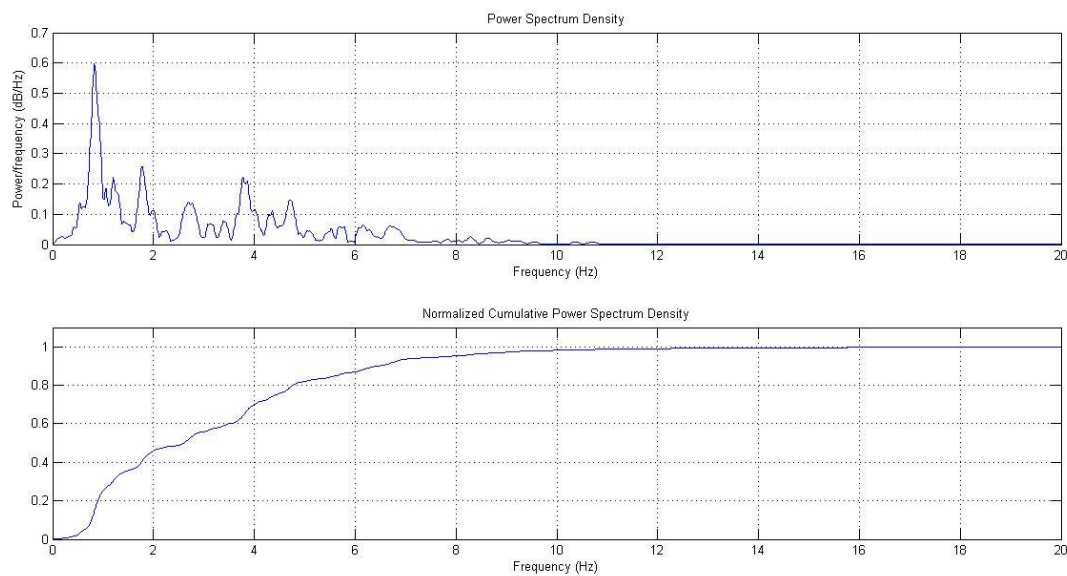
جدول ۲۷-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	329.834	142.492
2	341.604	218.343
3	398.370	264.732

Hectormine



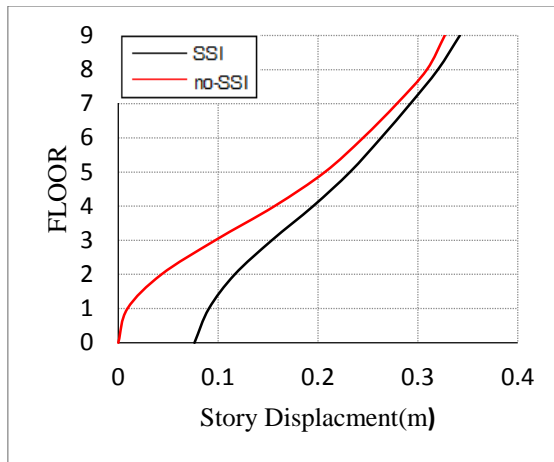
شکل ۴-۳۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Hectormine)



شکل ۴-۳۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Hectormine)

زمین لرزه Hectormine دارای شتاب مقیاس شده 5.91 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 11.63 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 1 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده (0.8 تا 6.5) Hz است. این زمین لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده قرار می‌گیرد.

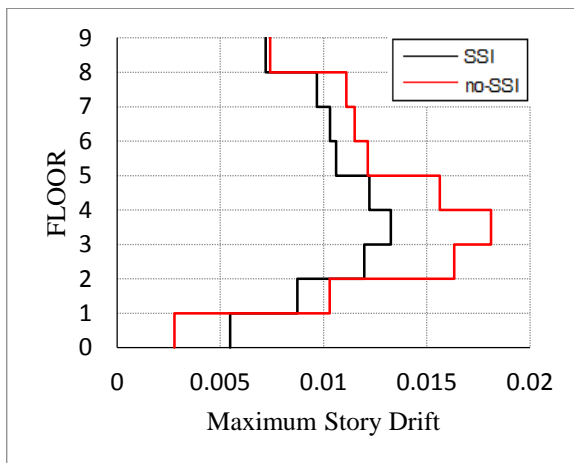
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه Hectormine سازه ۹ طبقه



شکل ۴-۳۳- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۲۸- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0763
1	0.0092	0.0907
2	0.0431	0.1166
3	0.0970	0.1537
4	0.1563	0.1951
5	0.2068	0.2321
6	0.2450	0.2631
7	0.2788	0.2925
8	0.3089	0.3201
9	0.3268	0.3421

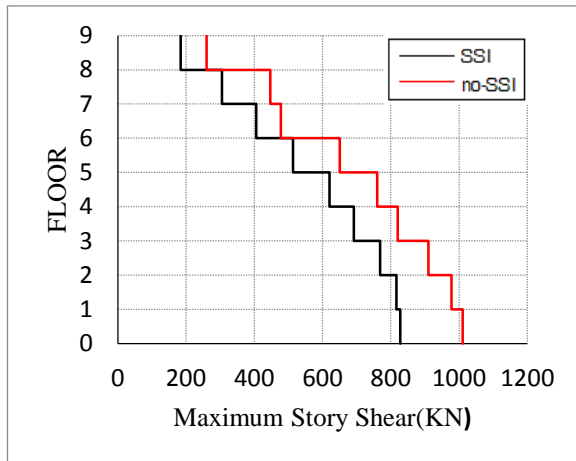


شکل ۴-۳۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۲۹- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0028	0.0055
2	0.0103	0.0087
3	0.0163	0.0120
4	0.0181	0.0133
5	0.0156	0.0122
6	0.0121	0.0106
7	0.0115	0.0103
8	0.0111	0.0097
9	0.0074	0.0072

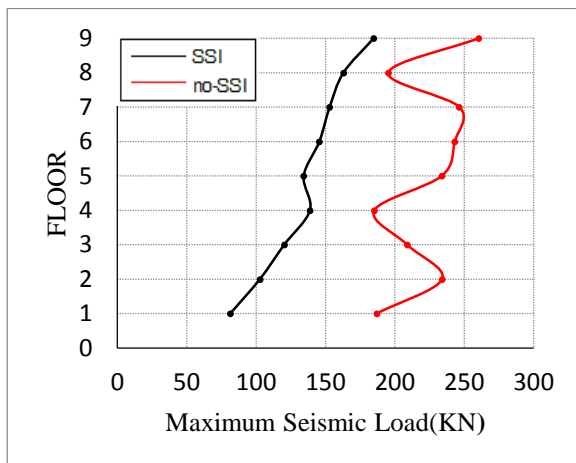
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 32.68cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 34.21cm رکورد شده است. بیشینه جابجایی نسبی تحت اثر این رکورد اتفاق افتاده است. نتایج کاهش حدود 183 KN در برش پایه را نشان می‌دهند. در این مورد نیز جابجایی نسبی طبقات در حالت پایه گیردار بیشتر از حالت پایه انعطاف پذیر است. تفاوت توزیع نیروی لرزه در ارتفاع در دو حالت باهم زیاد است.



شکل ۳۵-۴- بیشینه برش طبقات

جدول ۳۰-۴- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	1010.362	827.936
2	977.668	816.629
3	909.839	768.718
4	819.765	691.554
5	759.760	620.087
6	650.288	513.504
7	477.602	405.978
8	446.470	304.905
9	260.255	184.632



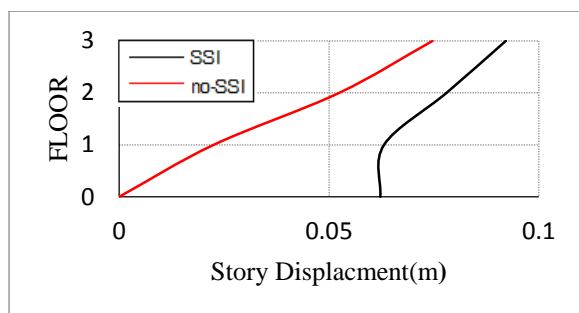
شکل ۳۶-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

جدول ۳۱-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	186.927	81.433
2	233.972	102.766
3	208.827	120.254
4	185.250	138.774
5	233.747	134.278
6	243.047	145.548
7	246.387	152.943
8	195.265	162.906
9	260.255	184.632

نتایج سازه ۳ طبقه نشان می‌دهند جابجایی افقی کلی طبقات با در نظرگیری اندرکنش افزایش یافته است. در این سازه در نظرگیری اثر اندرکنش باعث کاهش برش پایه شده است..

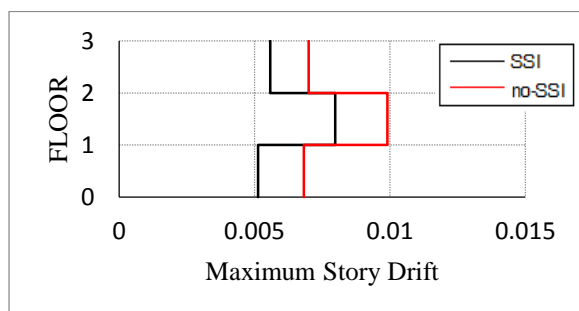
سازه ۳ طبقه



شکل ۳۷-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۳۲-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

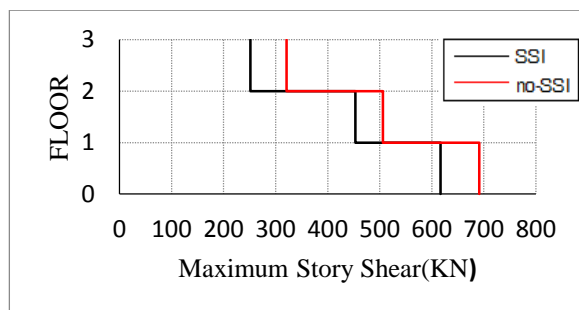
Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0622
1	0.0225	0.0631
2	0.0524	0.0780
3	0.0746	0.0922



شکل ۳۸-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۳۳-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

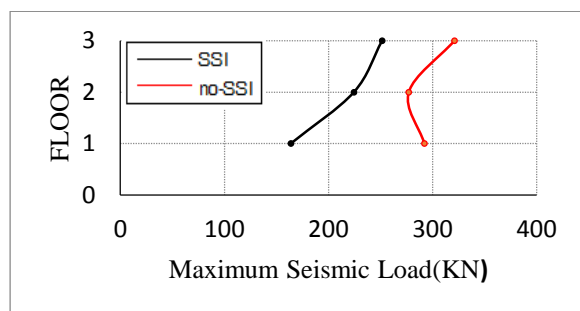
Story	no-SSI	SSI
1	0.0068	0.0051
2	0.0099	0.0080
3	0.0070	0.0056



شکل ۳۹-۴- بیشینه برش طبقات

جدول ۳۴-۴- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	691.153	616.600
2	506.218	453.005
3	320.858	251.567

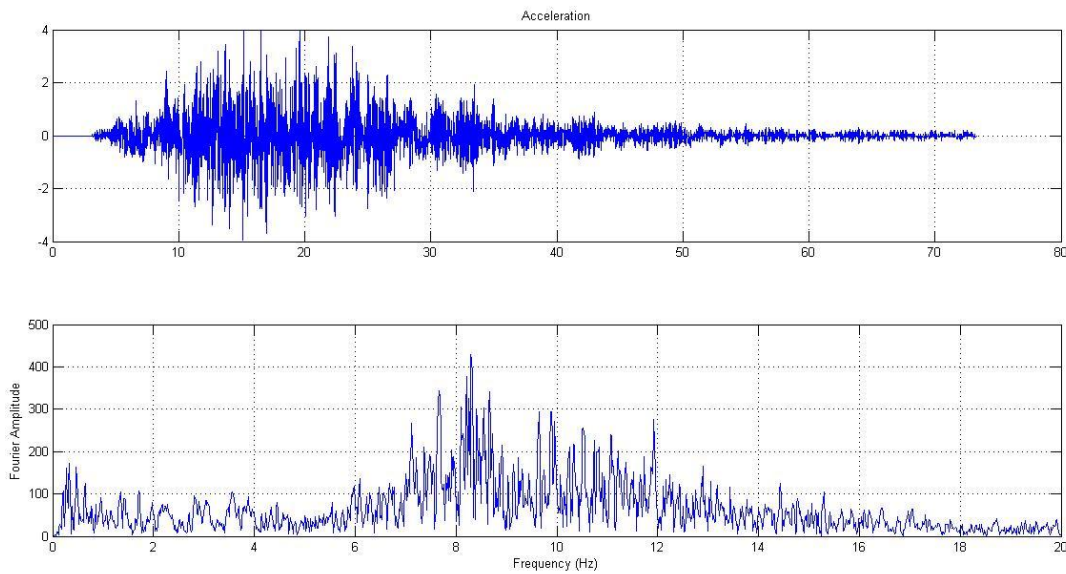


شکل ۴۰-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

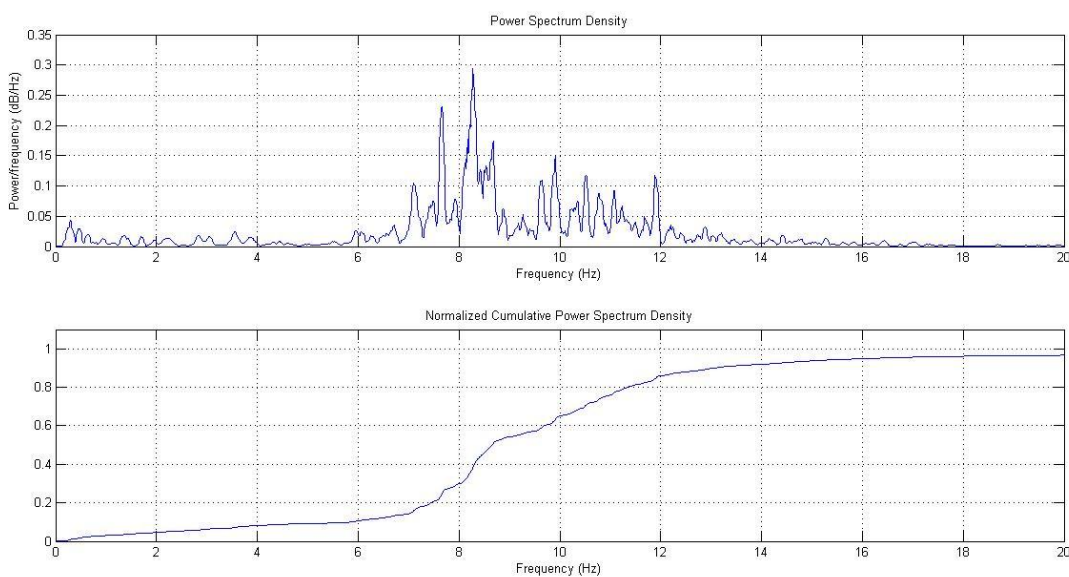
جدول ۳۵-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	292.026	163.947
2	277.067	224.488
3	320.858	251.567

Iwate



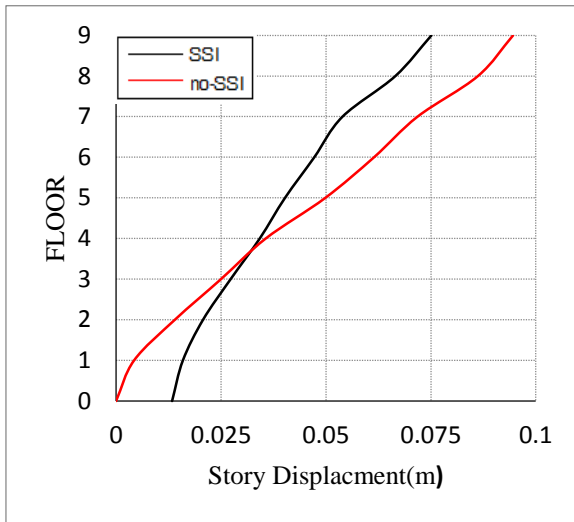
شکل ۴-۴۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Iwate)



شکل ۴-۴۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Iwate)

زمین لرزه Iwate دارای شتاب مقیاس شده 5.91 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 25.54 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 8.2 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده (5.8 تا 13) Hz است. هرچند زمین لرزه PGA نسبتاً بالایی دارد ولی به دلیل تجمع انرژی در فرکانسهای بالاتر از فرکانس طبیعی سیستم مورد بررسی پاسخهای ناشی از این زمین لرزه در مقایسه با زمین لرزههای قبلی چندان شدید نیستند.

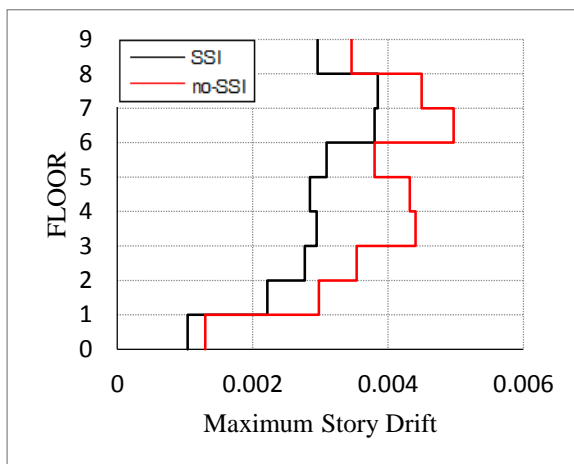
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه Iwate
سازه ۹ طبقه



شکل ۴-۳۳- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۳۶- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0133
1	0.0043	0.0159
2	0.0140	0.0207
3	0.0250	0.0272
4	0.0356	0.0342
5	0.0498	0.0402
6	0.0614	0.0472
7	0.0718	0.0539
8	0.0862	0.0665
9	0.0945	0.0751

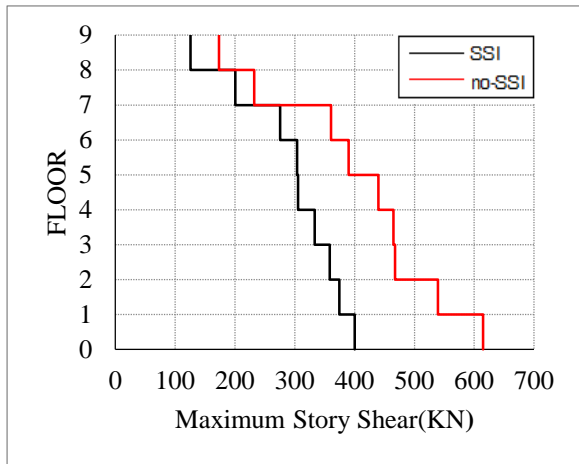


شکل ۴-۳۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۳۷- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0013	0.0010
2	0.0030	0.0022
3	0.0035	0.0028
4	0.0044	0.0029
5	0.0043	0.0029
6	0.0038	0.0031
7	0.0050	0.0038
8	0.0045	0.0039
9	0.0035	0.0030

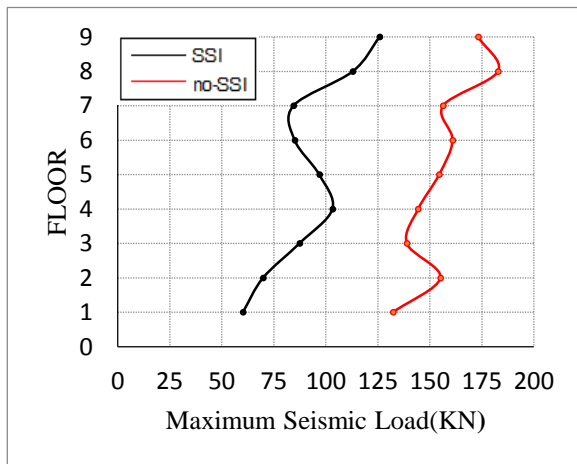
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 9.45cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 7.51cm رکورد شده است. جابجایی حالت پایه گیردار بیشتر از پایه انعطاف پذیر رکورد شده است. نتایج کاهش حدود 214 KN در برش پایه را نشان می‌دهند. در این مورد نیز جابجایی نسبی طبقات در حالت پایه گیردار بیشتر از حالت پایه انعطاف پذیر است.



شکل ۴-۴۵- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۳۸- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	614.570	400.287
2	539.563	374.271
3	464.794	358.620
4	467.526	333.437
5	439.776	303.746
6	390.091	305.750
7	360.718	275.255
8	232.326	200.601
9	173.161	125.818

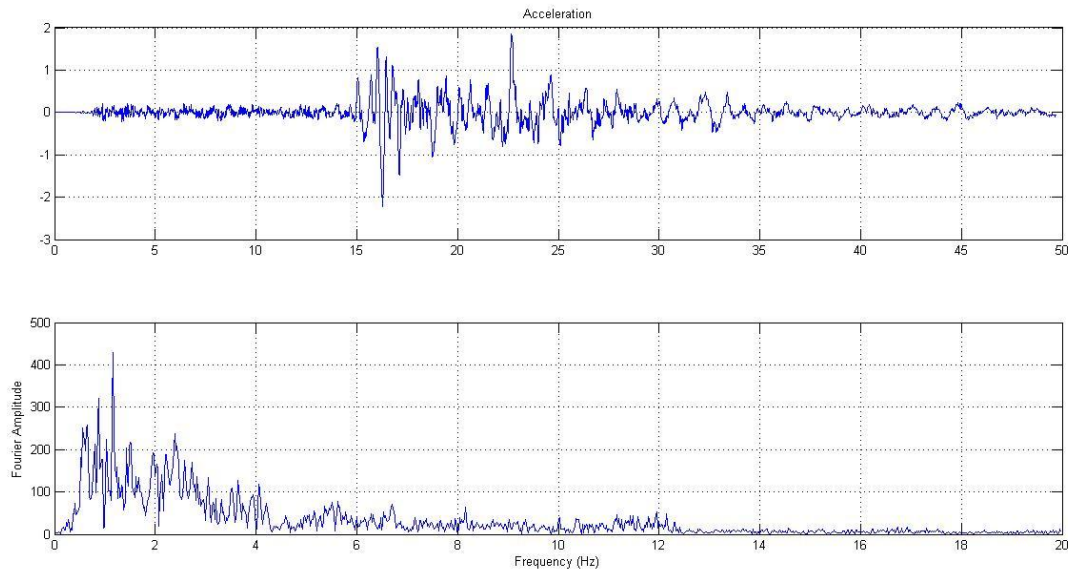


شکل ۴-۴۶- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

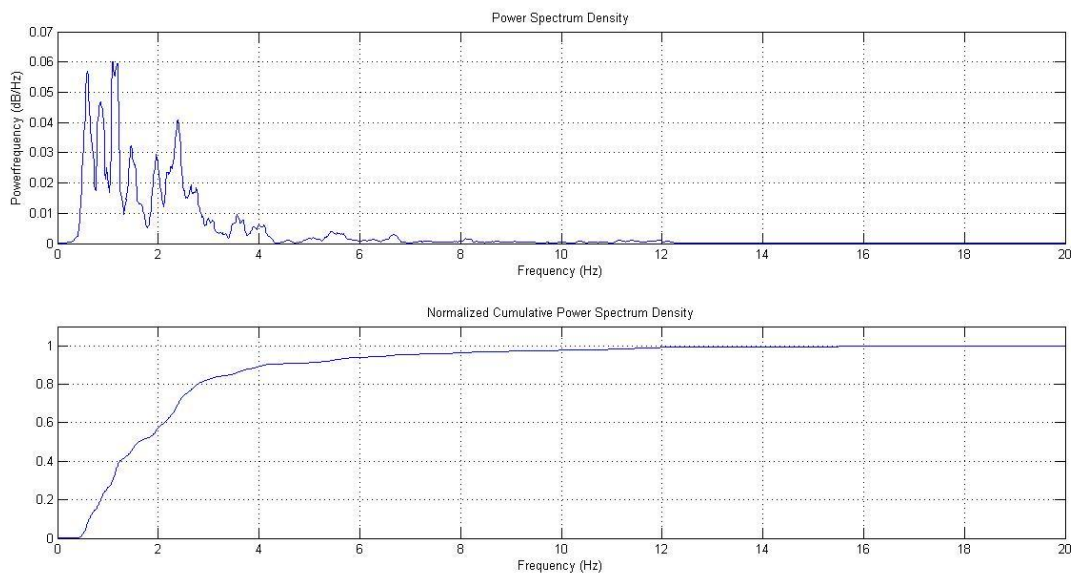
جدول ۴-۳۹- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	132.191	60.188
2	154.956	69.890
3	138.832	87.342
4	144.292	103.194
5	154.385	96.831
6	160.855	85.039
7	156.273	84.436
8	182.668	112.951
9	173.161	125.818

Kajoor



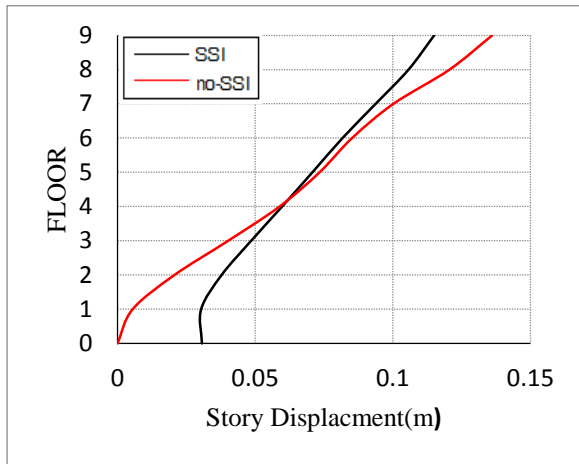
شکل ۴-۴۷- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Kajoor)



شکل ۴-۴۸- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Kajoor)

زمین لرزه Kajoor دارای شتاب مقیاس شده 2.23 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 17.38 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 1 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده 0.6 تا 4.1 Hz است. این زمین لرزه جزء زلزله‌های با محتوی فرکانسی گسترده قرار نمیگیرد.

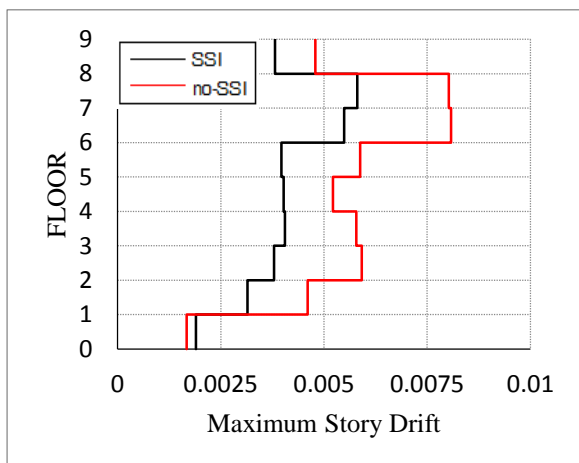
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه Kajoor
سازه ۹ طبقه



شکل ۴-۹- بی‌شینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۴- بی‌شینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0307
1	0.0055	0.0304
2	0.0207	0.0378
3	0.0402	0.0486
4	0.0589	0.0598
5	0.0734	0.0708
6	0.0852	0.0817
7	0.1002	0.0937
8	0.1206	0.1057
9	0.1361	0.1150

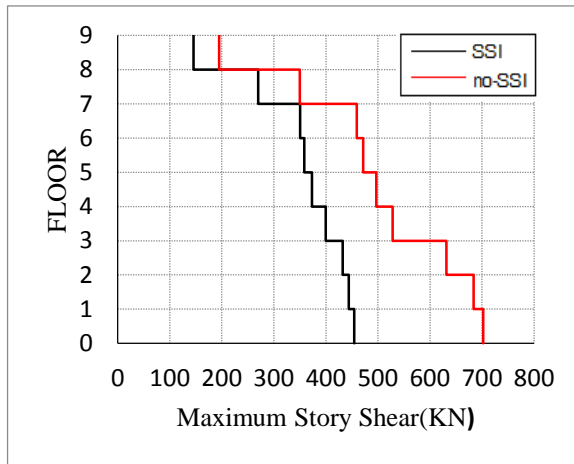


شکل ۴-۵- بی‌شینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۴- بی‌شینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0017	0.0019
2	0.0046	0.0031
3	0.0059	0.0038
4	0.0058	0.0041
5	0.0052	0.0040
6	0.0059	0.0040
7	0.0081	0.0055
8	0.0080	0.0058
9	0.0048	0.0038

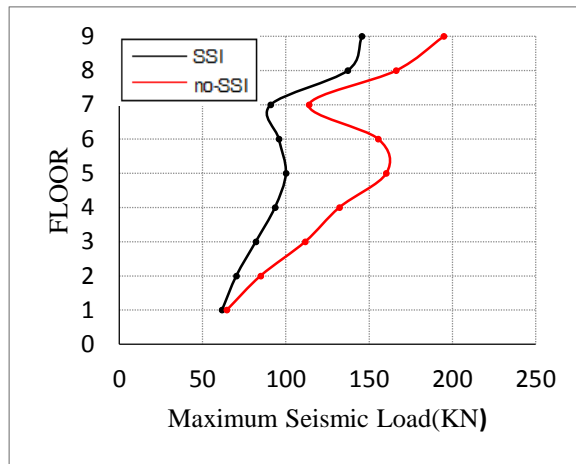
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 13.61cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 11.50cm رکورد شده است. جابجایی حالت پایه گیردار بیشتر از پایه انعطاف پذیر رکورد شده است. نتایج کاهش حدود 248 KN در برش پایه را نشان می‌دهند. کاهش 35 درصدی برش پایه میتواند دلیل کاهش جابجایی کلی بام با در نظر-گیری اندرکنش در این مورد باشد.



شکل ۴-۵۱- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۴۲- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	702.496	454.412
2	684.070	444.063
3	631.722	432.351
4	528.379	399.456
5	471.487	373.486
6	496.960	358.467
7	459.565	350.635
8	349.749	269.641
9	194.805	145.714



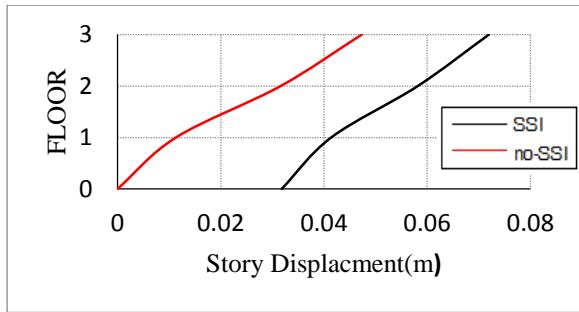
شکل ۴-۵۲- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

جدول ۴-۴۳- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	64.574	61.724
2	84.833	70.306
3	111.668	82.010
4	132.147	93.498
5	160.352	100.043
6	155.419	95.791
7	113.863	90.938
8	166.229	137.180
9	194.805	145.714

نتایج سازه ۳ طبقه نشان میدهد جابجایی افقی کلی طبقات با در نظرگیری اندرکنش از 4.73cm به 7.19cm افزایش یافته است اما برش پایه حدود 11 درصد افزایش داشته است که باعث افزایش جابجایی نسبی در طبقات اول و دوم شده است در این مورد طبقات با برش بیشتر جابجایی نسبی بیشتری نیز مشاهده میشود.

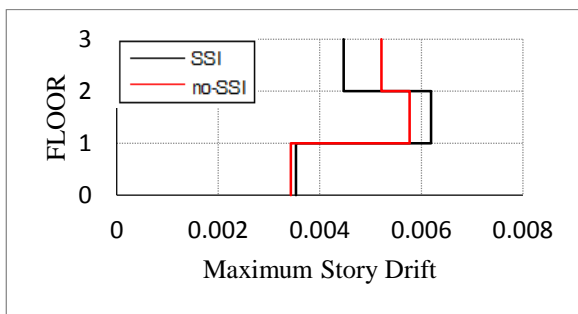
سازه ۳ طبقه



شکل ۴-۵۳- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۴۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

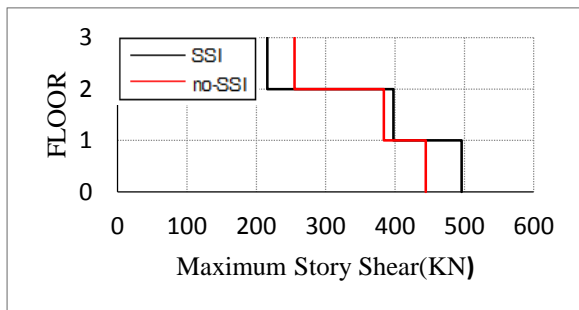
Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0318
1	0.0113	0.0414
2	0.0316	0.0582
3	0.0473	0.0719



شکل ۴-۵۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۴۵- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

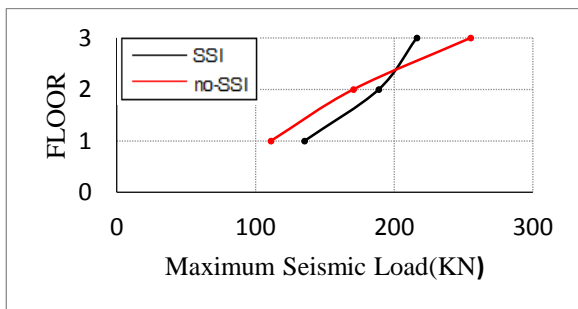
Story	no-SSI	SSI
1	0.0034	0.0035
2	0.0058	0.0062
3	0.0052	0.0045



شکل ۴-۵۵- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۴۶- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	444.442	495.998
2	383.711	397.721
3	255.017	216.077

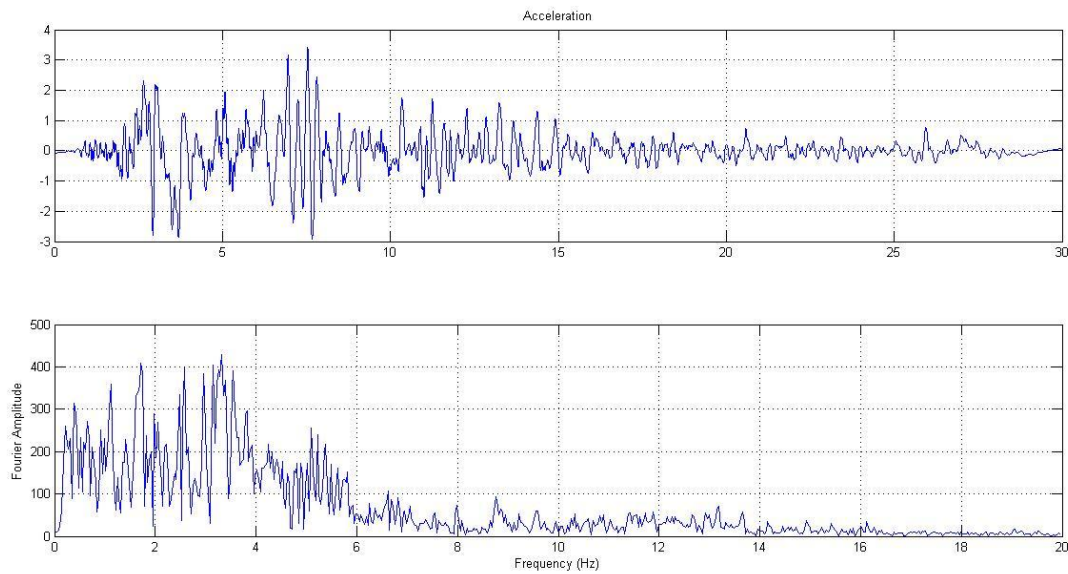


شکل ۴-۵۶- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

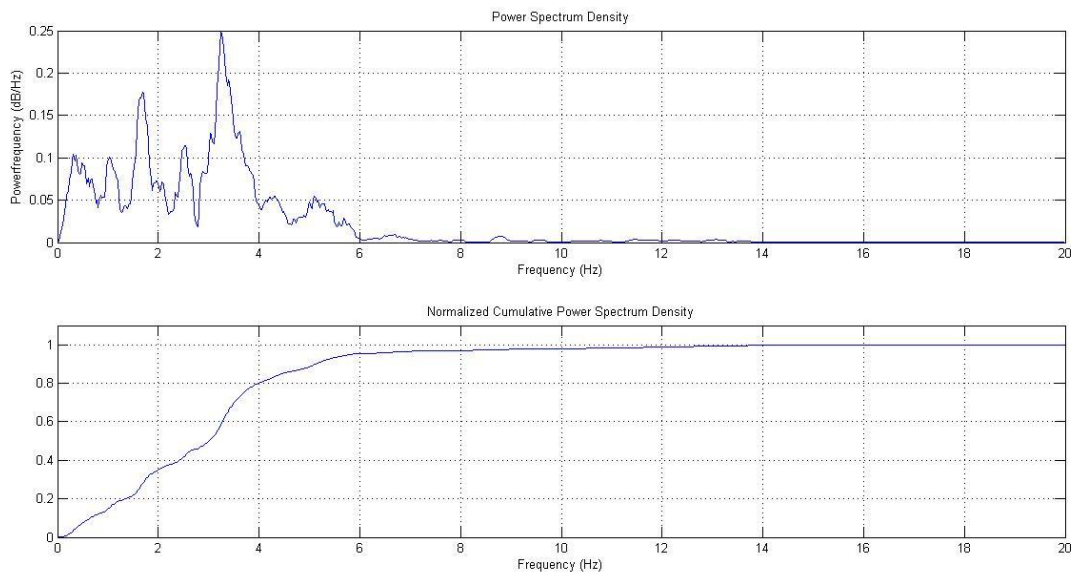
جدول ۴-۴۷- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	111.032	135.178
2	170.497	188.694
3	255.017	216.077

Kocaeli



شکل ۴-۵۷- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Kocaeli)

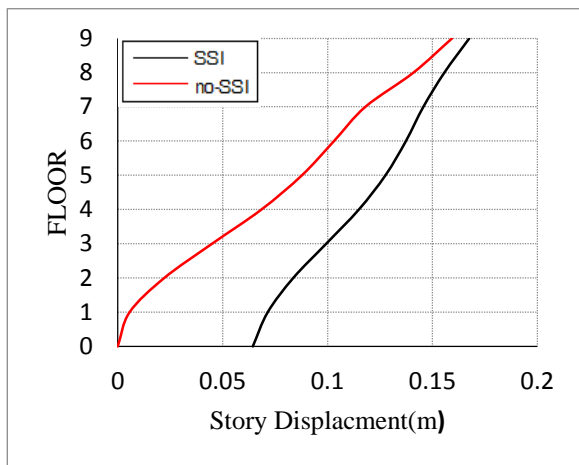


شکل ۴-۵۸- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Kocaeli)

زمین لرزه Kocaeli دارای شتاب مقیاس شده 3.41 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 13.35 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 3 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده 0.6 تا 5.1 Hz است. هر چند این زمین لرزه بر اساس معیار انتخابی جزء زلزله‌های با محتوی فرکانسی گسترده قرار نمی‌گیرد و انرژی آن در مقایسه با زمین لرزه‌هایی نظیر ChiChi و Campanio در گستره وسیع‌تری پخش شده است.

پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه Kocaeli

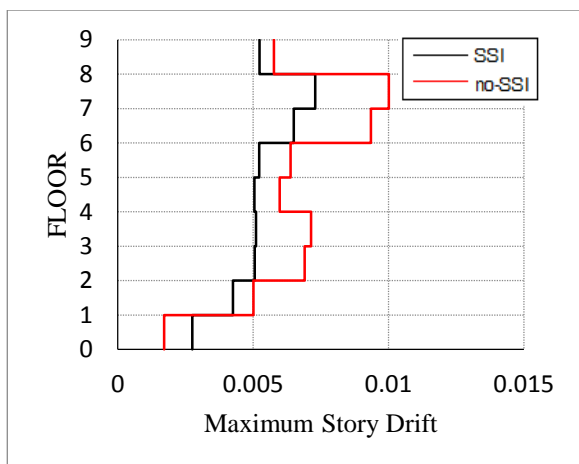
سازه ۹ طبقه



شکل ۴-۵۹- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۴۸- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0644
1	0.0057	0.0715
2	0.0222	0.0837
3	0.0449	0.0993
4	0.0685	0.1149
5	0.0878	0.1275
6	0.1031	0.1373
7	0.1180	0.1456
8	0.1409	0.1556
9	0.1593	0.1674

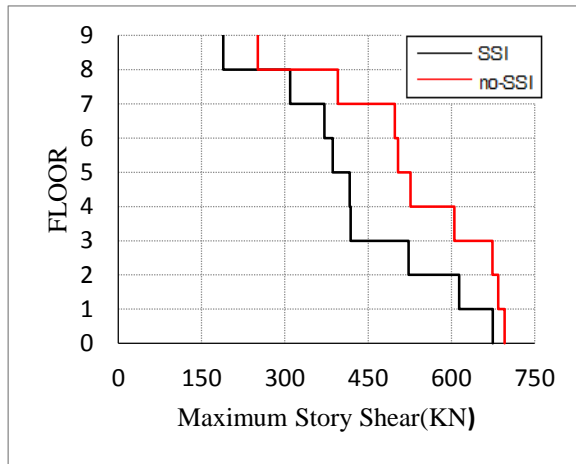


شکل ۴-۶۰- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۴۹- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0017	0.0028
2	0.0050	0.0043
3	0.0069	0.0051
4	0.0071	0.0051
5	0.0060	0.0050
6	0.0064	0.0052
7	0.0094	0.0065
8	0.0100	0.0073
9	0.0058	0.0052

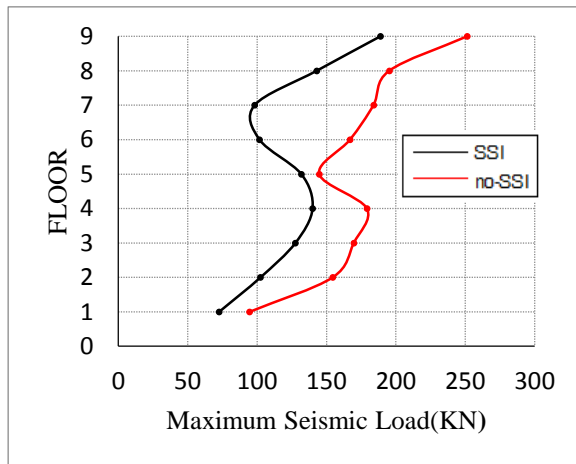
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 15.93cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 16.74cm رکورد شده است. نتایج کاهش حدود 10 KN در برش پایه را نشان می‌دهند. در این مورد در نظرگیری اثرات اندرکنشی تغییر چندانی در برش پایه ایجاد نمی‌کند. نیروهای لرزه‌ای تحت اثر اکثر رکوردها توزیع S شکل دارند که نشان می‌دهد فرض توزیع خطی برای سازه‌های بلند چندان درست نیست و در نظرگیری اندرکنش تغییر زیادی در توزیع ایجاد می‌کند.



شکل ۴-۶۱- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۵۰- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	684.456	674.415
2	696.215	613.911
3	673.921	522.711
4	605.244	418.418
5	526.553	416.723
6	503.986	386.146
7	498.390	371.045
8	395.538	309.315
9	251.483	188.960

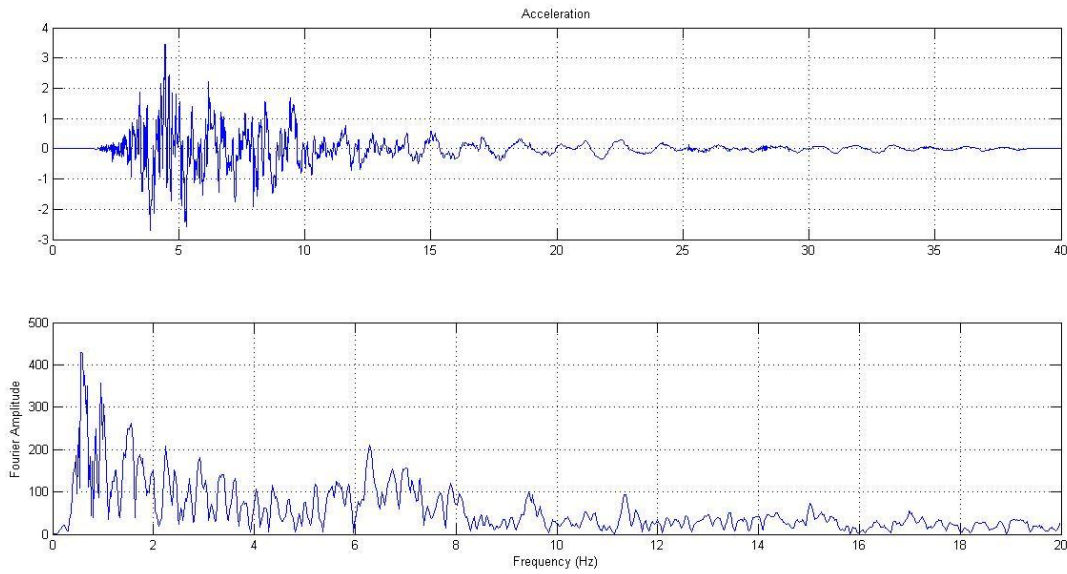


شکل ۴-۶۲- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

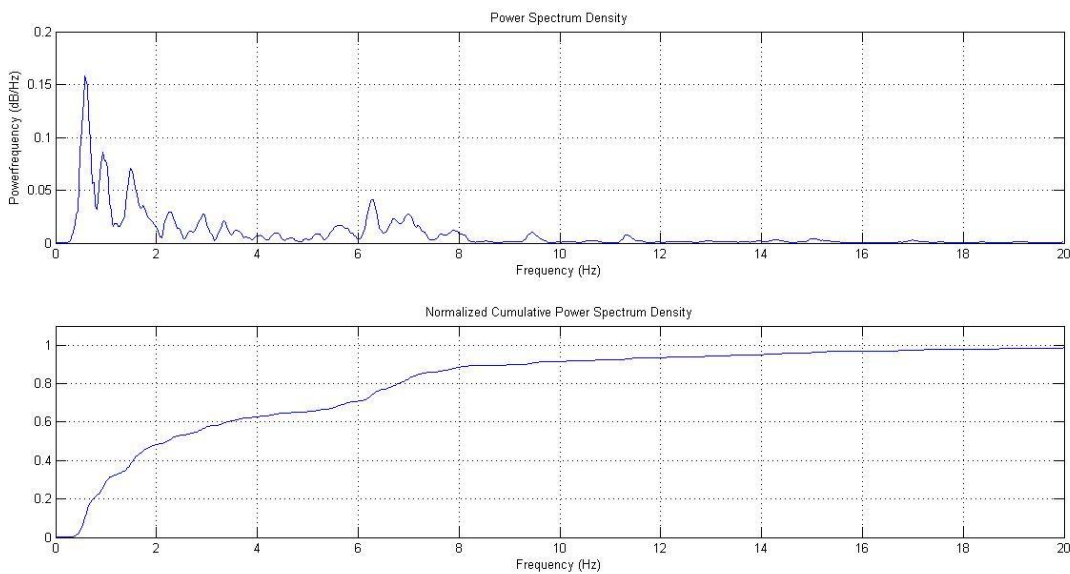
جدول ۴-۵۱- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	94.616	72.503
2	154.467	102.356
3	169.768	127.584
4	179.207	139.981
5	144.894	131.855
6	167.046	101.667
7	183.916	98.122
8	195.327	142.951
9	251.483	188.960

Lquila



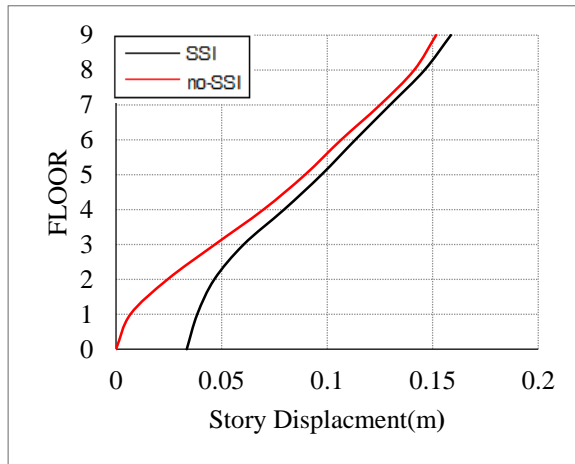
شکل ۴-۶۳- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Lquila)



شکل ۴-۶۴- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Lquila)

زمین‌لرزه Lquila دارای شتاب مقیاس شده 3.44 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 11.66 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 0.9 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده (0.8 تا 6.5) Hz است. این زمین‌لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده قرار می‌گیرد.

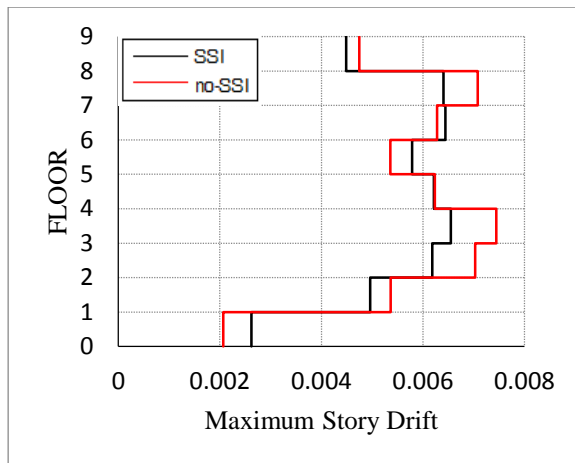
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه **Lquila** سازه ۹ طبقه



شکل ۴-۶۵- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۵۲- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0334
1	0.0068	0.0384
2	0.0244	0.0465
3	0.0468	0.0604
4	0.0698	0.0795
5	0.0895	0.0973
6	0.1066	0.1133
7	0.1250	0.1298
8	0.1412	0.1462
9	0.1516	0.1586

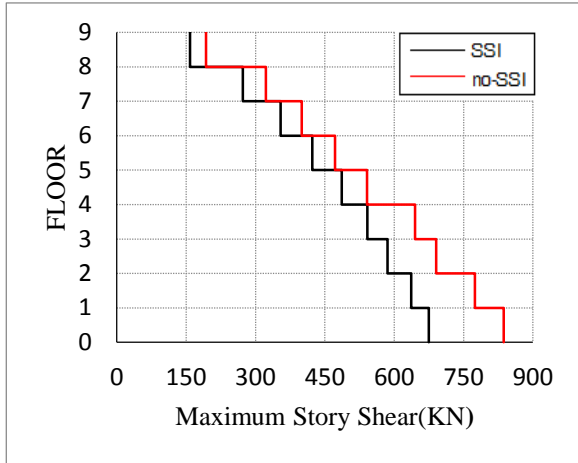


شکل ۴-۶۶- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۵۳- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0021	0.0026
2	0.0054	0.0050
3	0.0070	0.0062
4	0.0074	0.0065
5	0.0062	0.0062
6	0.0054	0.0058
7	0.0063	0.0064
8	0.0071	0.0064
9	0.0047	0.0045

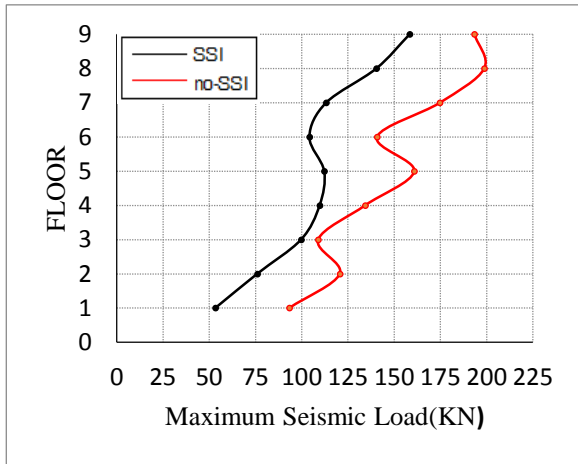
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 15.16cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 15.86cm رکورد شده است. نتایج کاهش حدود 162 KN در برش پایه را نشان می‌دهند. در اکثر طبقات جابجایی نسبی حالت پایه گیردار از حالت پایه انعطاف پذیر بیشتر است. در نظرگیری اثر اندرکنش باعث تغییر توزیع نیروهای لرزه‌ای میشود.



شکل ۴-۶۷- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۵۴- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	836.842	674.988
2	774.665	636.384
3	691.007	585.680
4	644.780	542.163
5	541.392	486.246
6	471.743	423.048
7	399.841	354.241
8	322.322	272.606
9	193.316	158.345

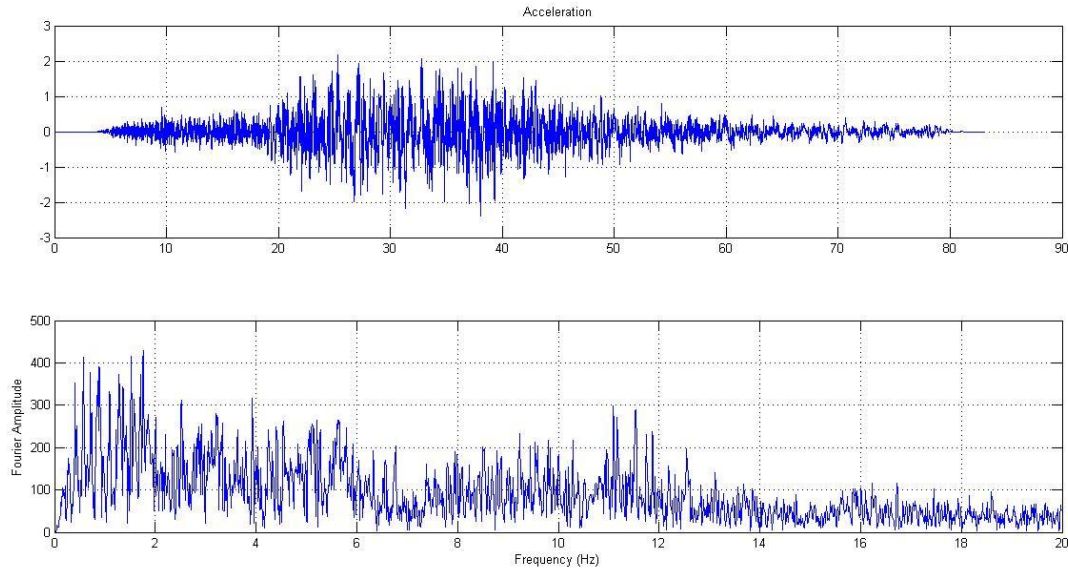


شکل ۴-۶۸- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

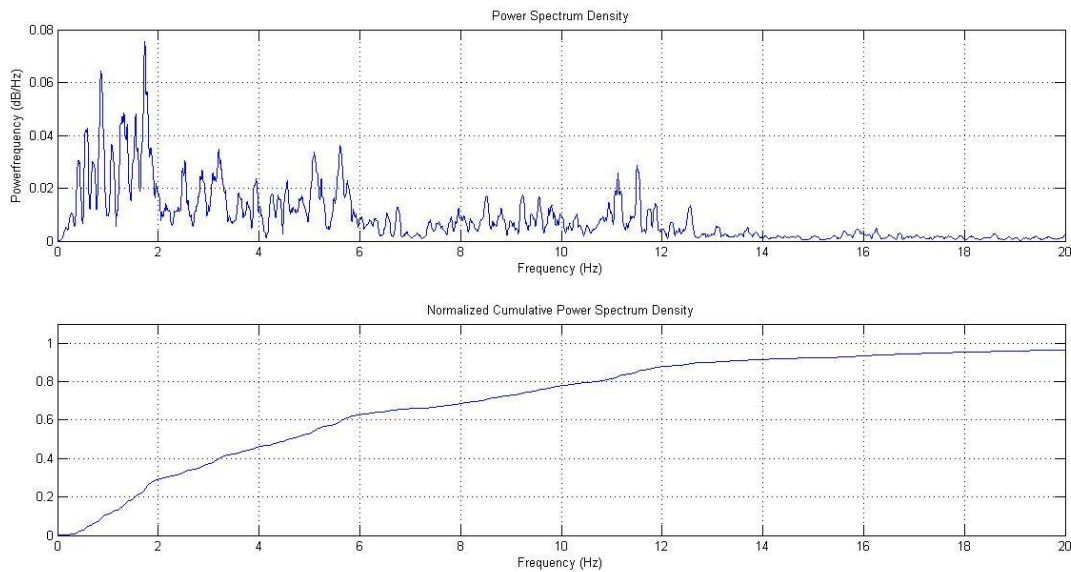
جدول ۴-۵۵- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	93.260	53.317
2	120.532	75.978
3	108.888	99.669
4	134.263	109.695
5	160.751	112.174
6	140.676	104.167
7	174.614	113.197
8	198.566	140.318
9	193.316	158.345

Martinique



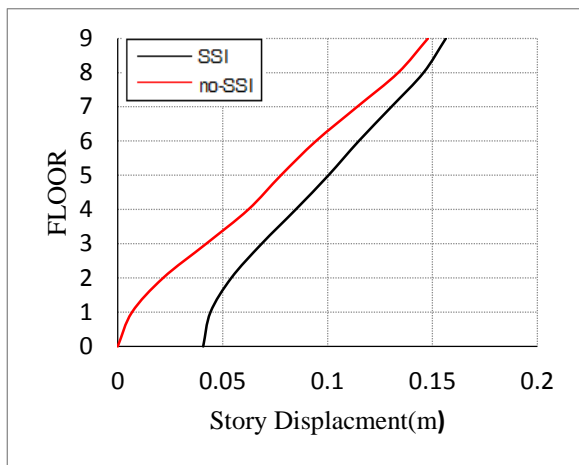
شکل ۴-۶۹- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Martinique)



شکل ۴-۷۰- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Martinique)

زمین لرزه Martinique دارای شتاب مقیاس شده 2.38 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 31.55 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 1.8 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده (0.9 تا 13) Hz است. این زمین لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده قرار می‌گیرد.

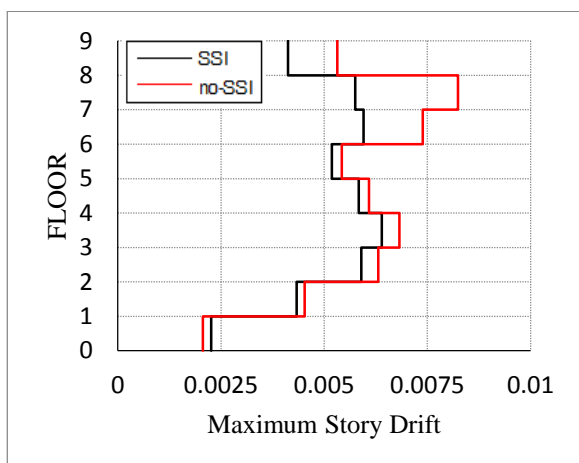
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه **Martinique** سازه ۹ طبقه



شکل ۴-۷۱- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۵۶- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0407
1	0.0068	0.0442
2	0.0216	0.0541
3	0.0422	0.0686
4	0.0622	0.0848
5	0.0777	0.1004
6	0.0944	0.1149
7	0.1140	0.1304
8	0.1336	0.1458
9	0.1478	0.1564

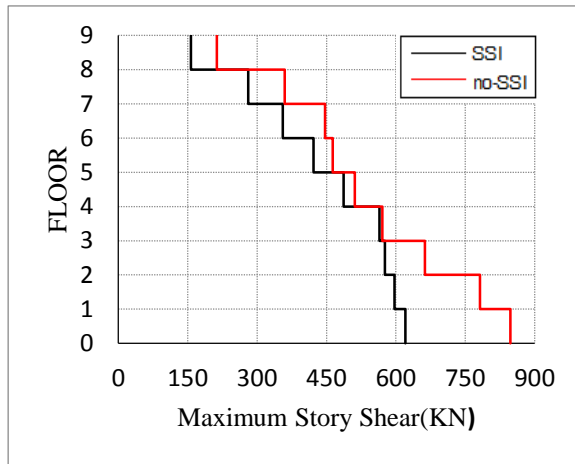


شکل ۴-۷۲- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۵۷- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0021	0.0023
2	0.0045	0.0043
3	0.0063	0.0059
4	0.0068	0.0064
5	0.0061	0.0058
6	0.0054	0.0052
7	0.0074	0.0060
8	0.0082	0.0058
9	0.0053	0.0041

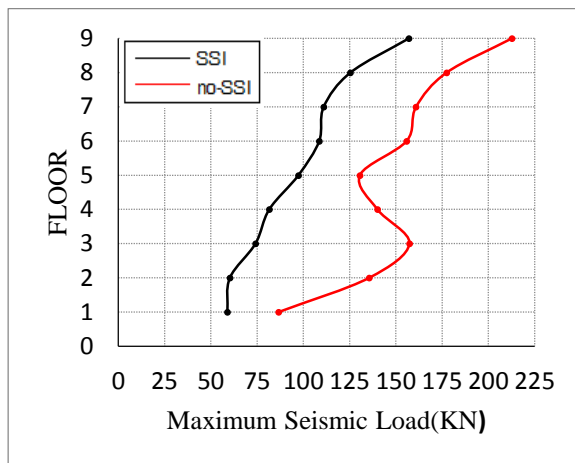
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 14.78cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 15.64cm رکورد شده است. نتایج کاهش حدود 227 KN در برش پایه را نشان می‌دهند. کاهش برش پایه با کاهش جابجایی نسبی طبقات همراه است.



شکل ۴-۷۳- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۵۸- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	847.594	620.492
2	781.663	596.943
3	662.931	576.088
4	571.059	564.337
5	510.968	487.148
6	463.768	421.631
7	446.817	355.433
8	359.605	280.702
9	212.742	156.986

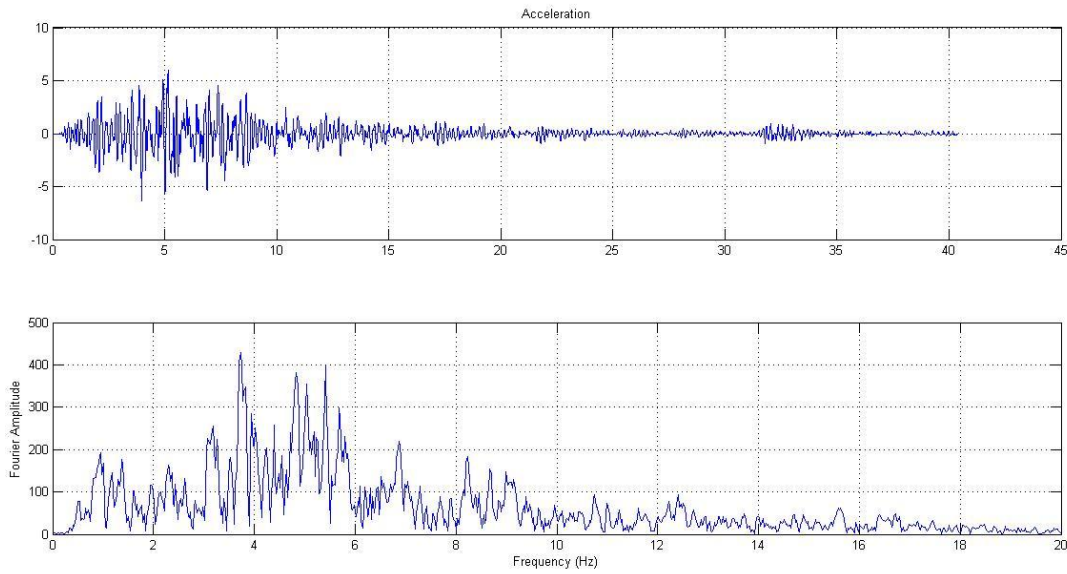


شکل ۴-۷۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

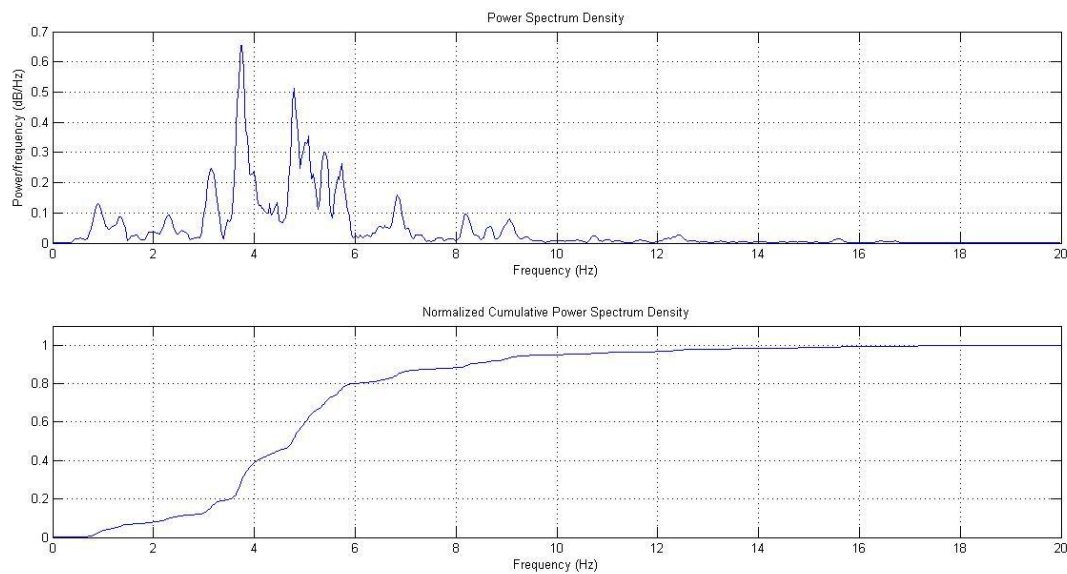
جدول ۴-۵۹- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	86.684	58.925
2	135.608	60.267
3	157.323	74.108
4	140.010	81.540
5	130.596	97.316
6	155.847	108.543
7	160.932	110.970
8	177.460	125.432
9	212.742	156.986

Sanfernando



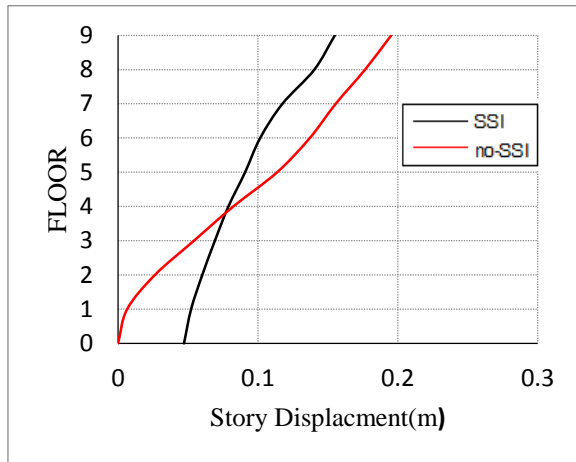
شکل ۴-۷۵- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Sanfernando)



شکل ۴-۷۶- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Sanfernando)

زمین لرزه Sanfernando دارای شتاب مقیاس شده 6.38 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 14.39 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 3.8 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده (2.2 تا 8.2) Hz است. این زمین لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده قرار می‌گیرد.

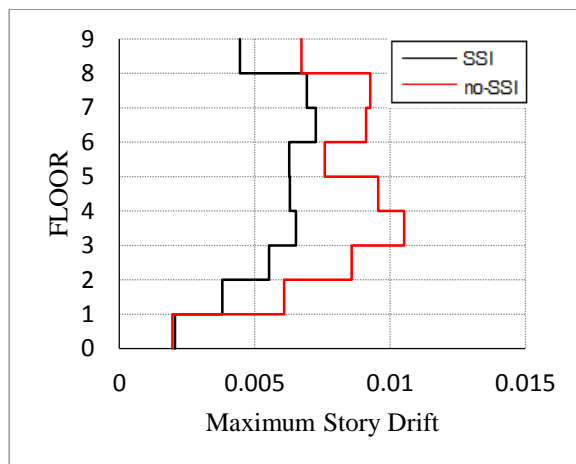
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه Sanfernando سازه ۹ طبقه



شکل ۴-۷۷- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۶۰- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0471
1	0.0065	0.0522
2	0.0263	0.0601
3	0.0542	0.0691
4	0.0823	0.0788
5	0.1136	0.0907
6	0.1369	0.1015
7	0.1554	0.1173
8	0.1764	0.1402
9	0.1951	0.1548

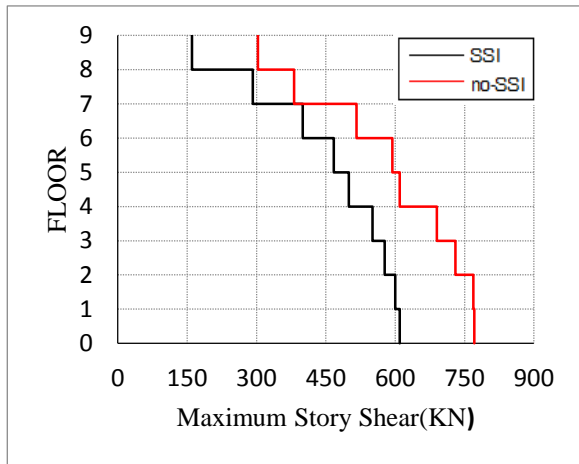


شکل ۴-۷۸- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۶۱- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0020	0.0021
2	0.0061	0.0038
3	0.0086	0.0055
4	0.0105	0.0065
5	0.0096	0.0063
6	0.0076	0.0063
7	0.0091	0.0073
8	0.0093	0.0069
9	0.0067	0.0045

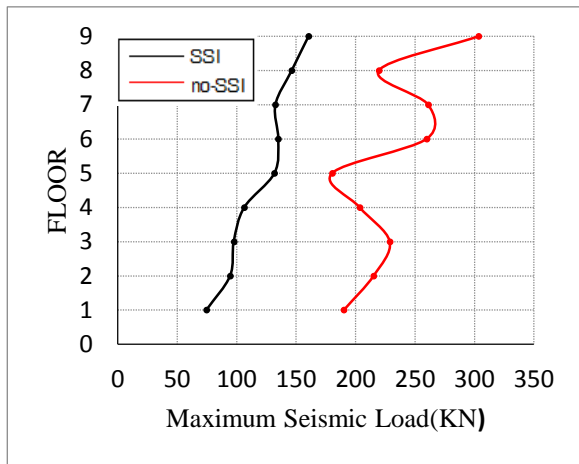
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 19.51cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 15.48cm رکورد شده است. نتایج کاهش حدود 160 KN در برش پایه را نشان می دهند. کاهش برش پایه با کاهش جابجایی نسبی طبقات همراه است. در توجیه تغییر جابجایی کلی بام میتوان گفت نشست قائم ناشی از زمین لرزه و حرکت گهواره‌ای ناشی از آن میتواند سبب کاهش یا افزایش جابجایی کلی در راستای افقی شود. در نتیجه تغییر در راستای افقی با در نظرگیری اندرکنش می تواند بیشتر یا کمتر از تغییر در راستای افقی بدون در نظرگیری اندرکنش شود.



شکل ۴-۷۹- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۶۲- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	770.861	610.007
2	768.983	599.891
3	730.112	577.239
4	689.991	550.616
5	609.369	499.943
6	593.537	467.271
7	516.421	399.898
8	381.416	291.996
9	303.371	160.292

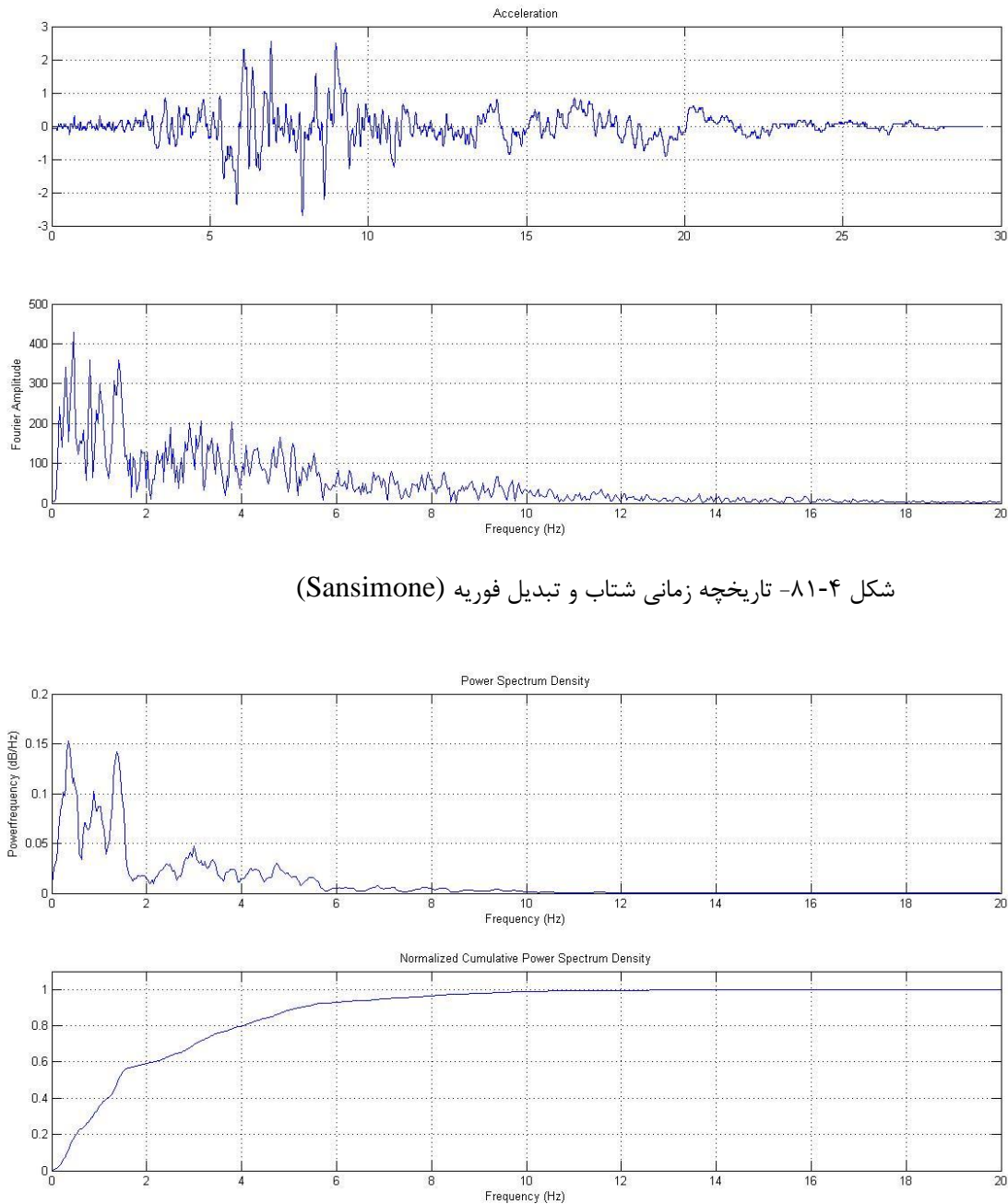


شکل ۴-۸۰- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

جدول ۴-۶۳- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	190.098	74.620
2	215.143	94.509
3	228.670	97.563
4	203.328	106.366
5	180.214	131.718
6	259.672	134.903
7	261.021	132.489
8	219.499	146.183
9	303.371	160.292

Sansimone

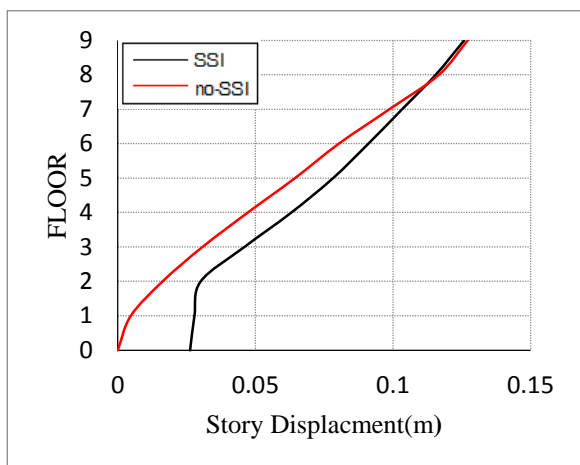


شکل ۴-۸۱- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Sansimone)

شکل ۴-۸۲- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Sansimone)

زمین لرزه Sansimone دارای شتاب مقیاس شده 2.67 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 14.51 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 0.5 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده 0.3 تا 1.85 Hz است. این زمین لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده قرار نمی‌گیرد.

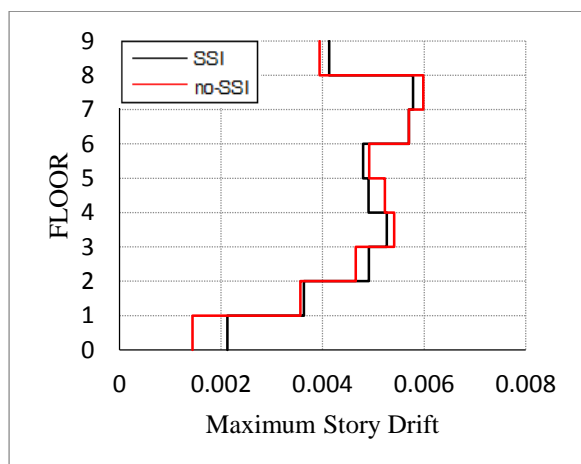
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه Sansimone سازه ۹ طبقه



شکل ۴-۸۳- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۶۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0263
1	0.0047	0.0279
2	0.0163	0.0301
3	0.0307	0.0460
4	0.0472	0.0630
5	0.0644	0.0782
6	0.0803	0.0910
7	0.0986	0.1033
8	0.1166	0.1155
9	0.1271	0.1258

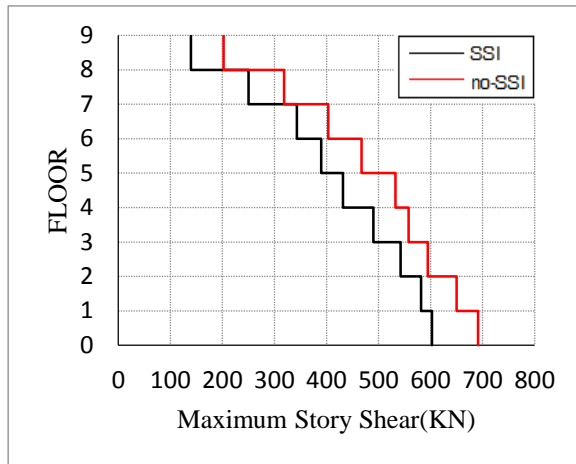


شکل ۴-۸۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۶۵- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0014	0.0021
2	0.0036	0.0036
3	0.0047	0.0049
4	0.0054	0.0053
5	0.0052	0.0049
6	0.0049	0.0048
7	0.0057	0.0057
8	0.0060	0.0058
9	0.0039	0.0041

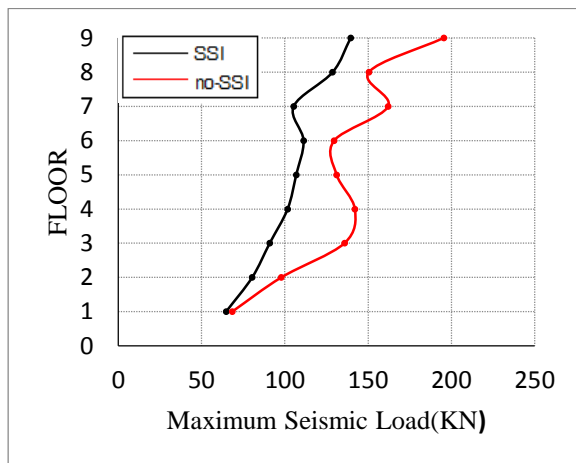
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 12.71cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 12.58cm رکورد شده است. نتایج کاهش حدود 91 KN در برش پایه را نشان می‌دهند. تفاوت در توزیع نیروی لرزه‌ای در ارتفاع با در نظرگیری اندرکنش در نمودار ۴-۸۶ مشاهده میشود.



شکل ۴-۸۵- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۶۶- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	691.579	602.513
2	649.915	581.975
3	594.424	542.572
4	557.698	489.860
5	532.286	431.909
6	467.289	390.047
7	403.229	343.272
8	318.243	250.195
9	202.286	139.452

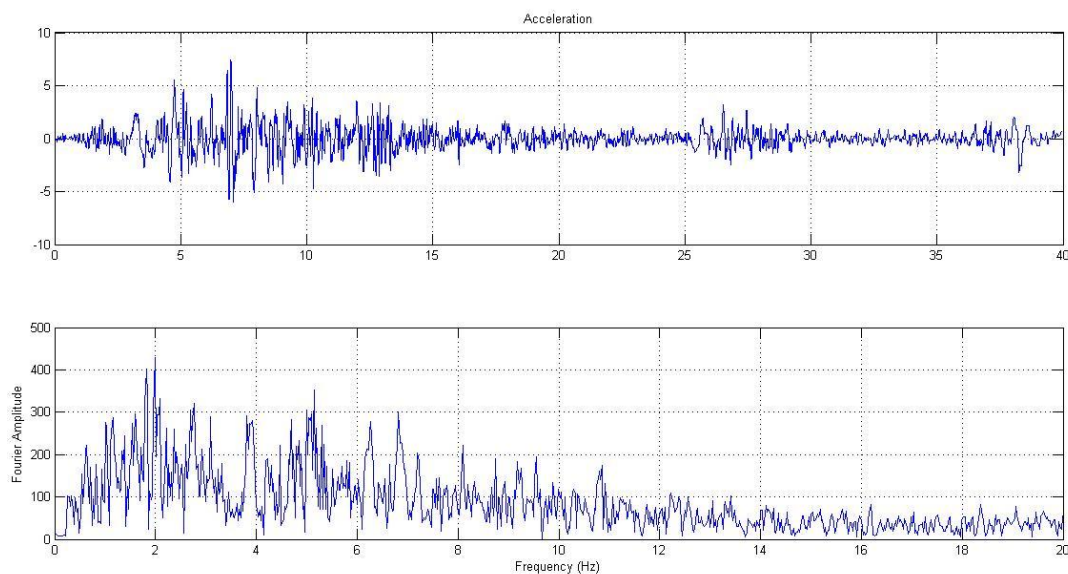


شکل ۴-۸۶- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

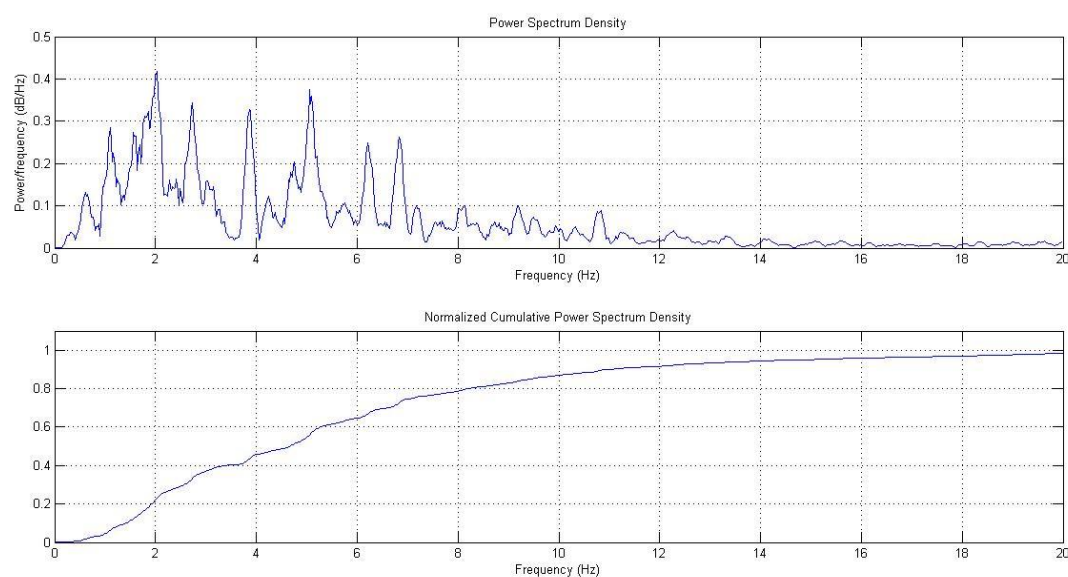
جدول ۴-۶۷- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	68.294	64.663
2	97.828	80.311
3	135.774	90.839
4	142.005	101.595
5	131.039	106.756
6	129.575	111.181
7	162.021	105.221
8	150.421	128.639
9	195.460	139.452

Tabas



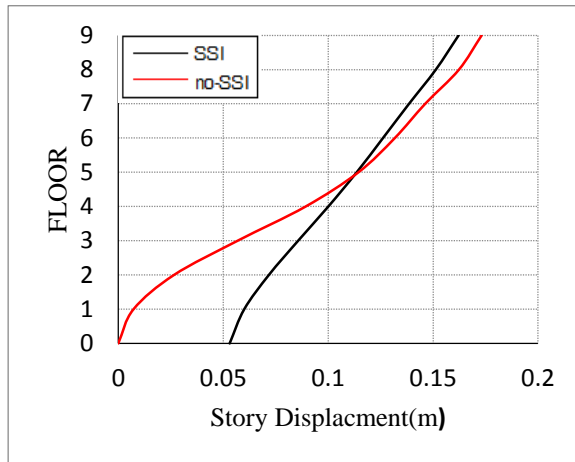
شکل ۴-۸۷- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Tabas)



شکل ۴-۸۸- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Tabas)

زمین لرزه Tabas دارای شتاب مقیاس شده 7.38 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 32.41 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 2 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده (1.4 تا 11) Hz است. این زمین لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده قرار می‌گیرد.

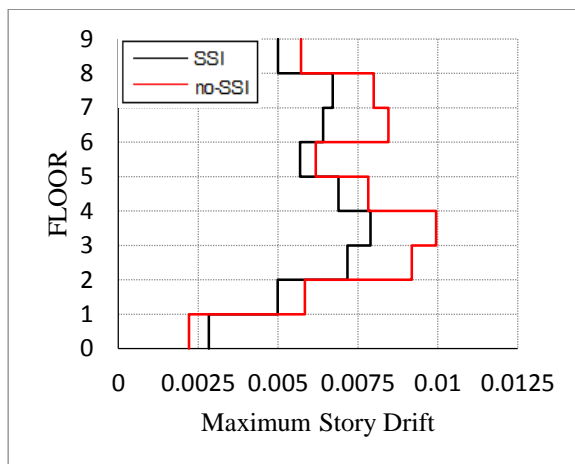
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه Tabas
سازه ۹ طبقه



شکل ۸۹-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۶۸-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0531
1	0.0073	0.0600
2	0.0265	0.0717
3	0.0568	0.0857
4	0.0893	0.1001
5	0.1144	0.1136
6	0.1317	0.1261
7	0.1462	0.1385
8	0.1623	0.1512
9	0.1731	0.1621

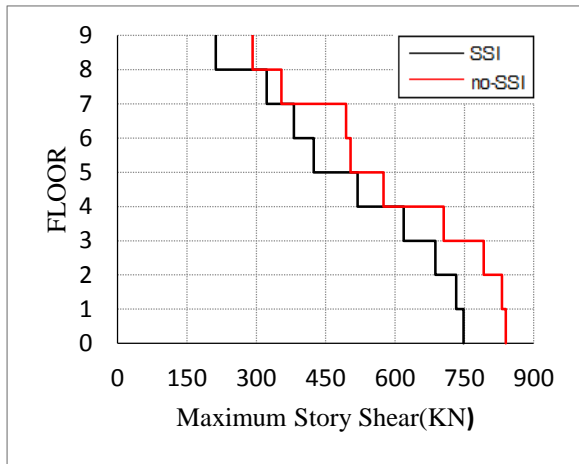


شکل ۹۰-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۶۹-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0022	0.0028
2	0.0058	0.0050
3	0.0092	0.0072
4	0.0099	0.0079
5	0.0078	0.0069
6	0.0062	0.0057
7	0.0085	0.0064
8	0.0080	0.0067
9	0.0057	0.0050

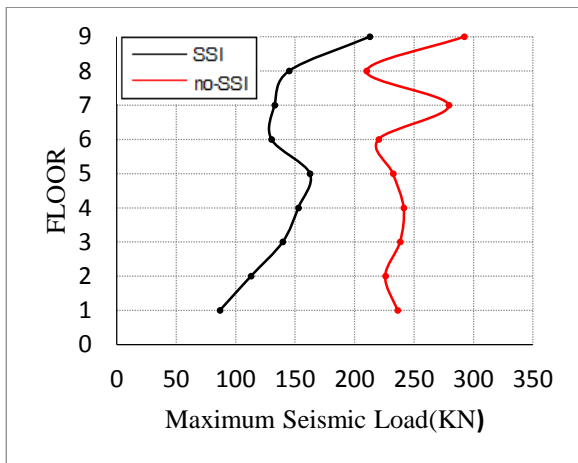
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 17.31cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 16.21cm رکورد شده است. نتایج کاهش حدود 87 KN در برش پایه را نشان می‌دهند.



شکل ۴-۹۱- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۷۰- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	831.462	747.891
2	839.509	732.376
3	791.793	687.554
4	705.257	618.907
5	575.133	518.728
6	503.759	424.062
7	493.912	381.520
8	354.396	322.188
9	292.029	212.508

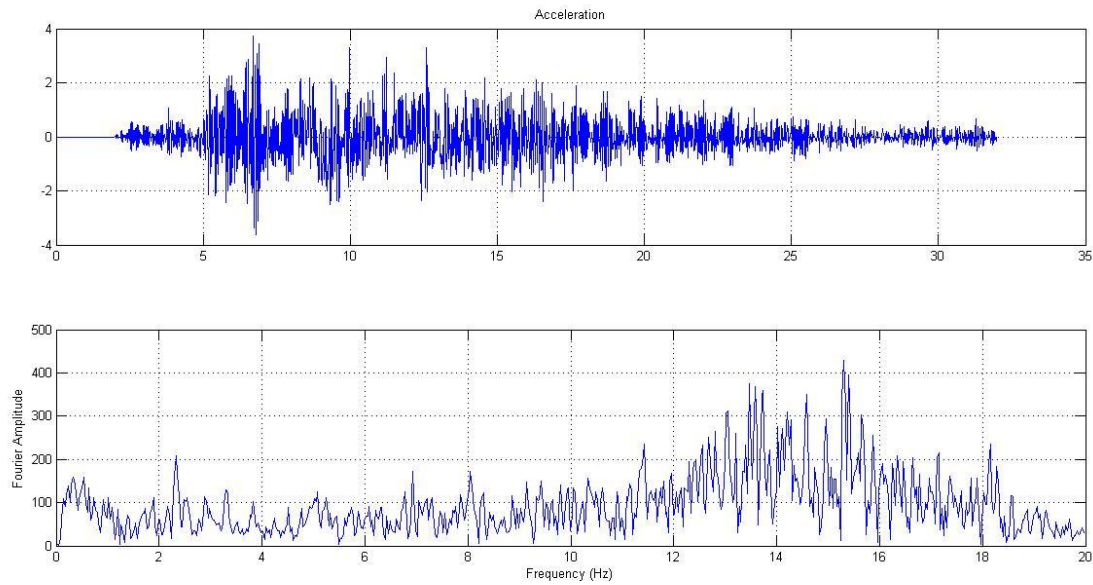


شکل ۴-۹۲- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

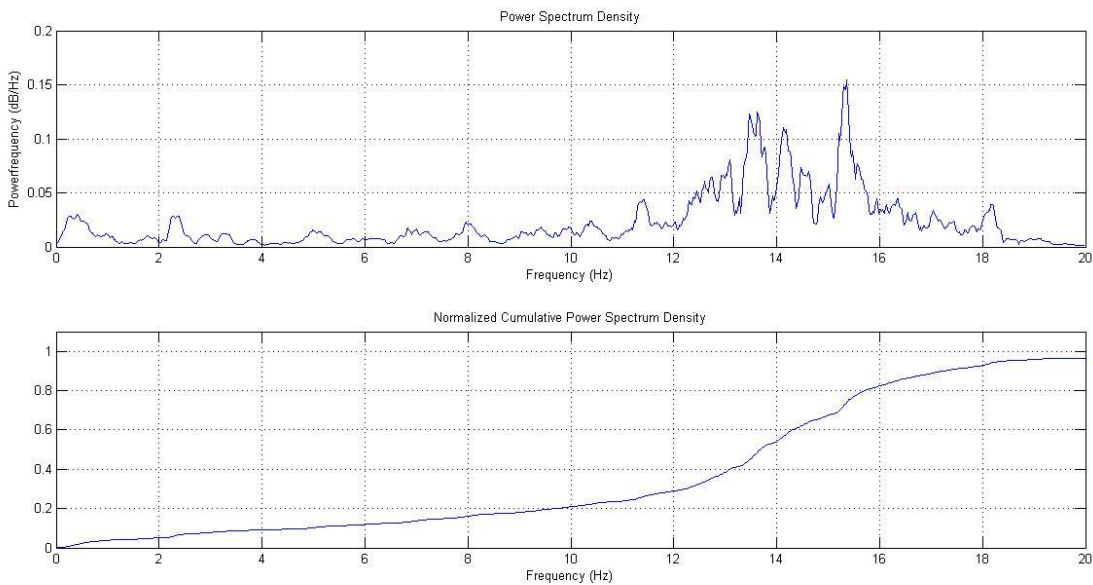
جدول ۴-۷۱- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	236.092	86.729
2	225.731	112.821
3	238.195	139.497
4	241.258	152.643
5	232.223	162.410
6	220.048	130.114
7	279.198	132.653
8	209.966	144.868
9	292.029	212.509

Tottori



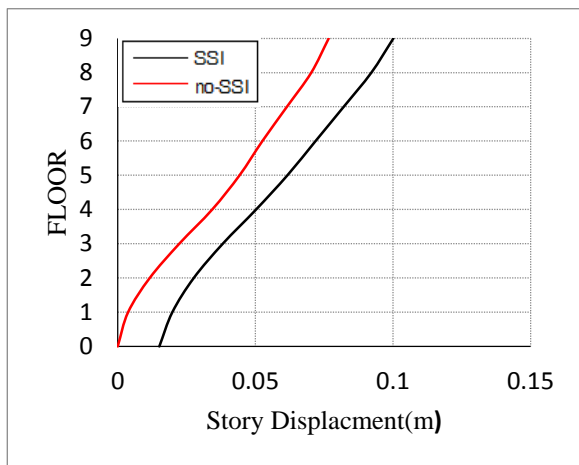
شکل ۴-۹۳- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Tottori)



شکل ۴-۹۴- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Tottori)

زمین لرزه Tottori دارای شتاب مقیاس شده 3.70 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 16.78 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 15 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده 4.9 تا 17 Hz است. این زمین لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده قرار می‌گیرد.

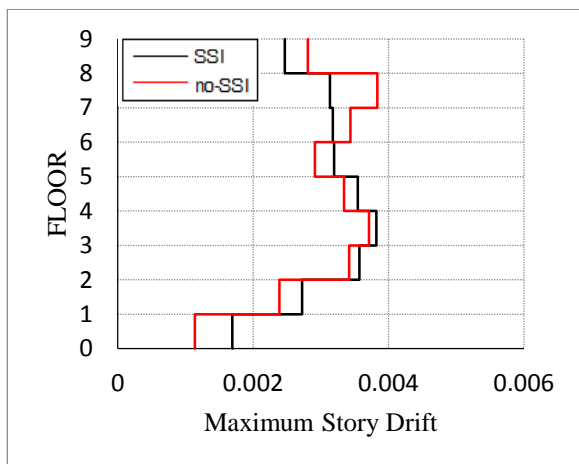
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه Tottori
سازه ۹ طبقه



شکل ۹۵-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۷۲- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0151
1	0.0038	0.0198
2	0.0116	0.0276
3	0.0223	0.0381
4	0.0343	0.0502
5	0.0442	0.0616
6	0.0525	0.0718
7	0.0614	0.0821
8	0.0703	0.0921
9	0.0766	0.1002

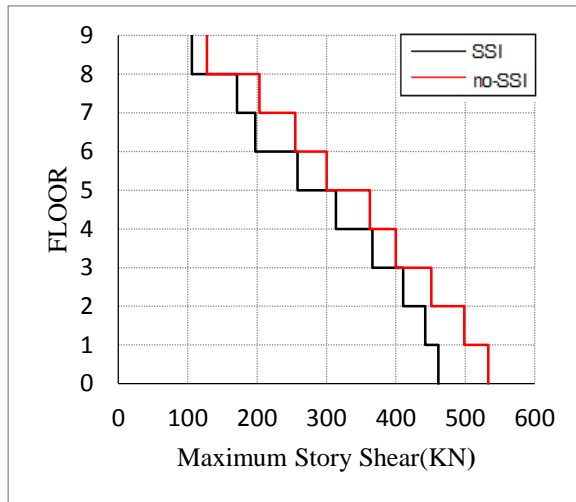


شکل ۹۶-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۷۳- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0011	0.0017
2	0.0024	0.0027
3	0.0034	0.0036
4	0.0037	0.0038
5	0.0033	0.0035
6	0.0029	0.0032
7	0.0034	0.0032
8	0.0038	0.0031
9	0.0028	0.0025

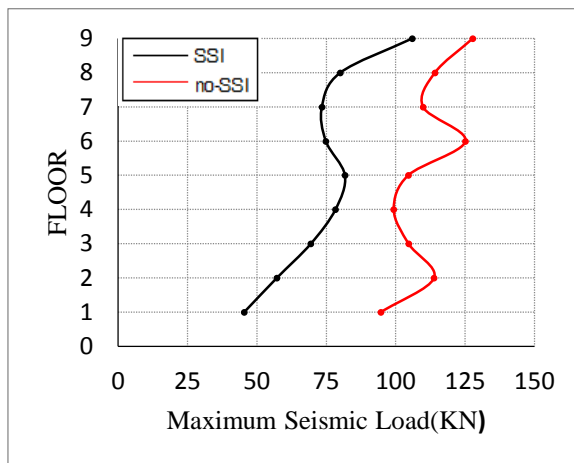
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 7.66cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 10.02cm رکورد شده است. نتایج کاهش حدود 72 KN در برش پایه را نشان می‌دهند.



شکل ۹۷-۴- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۷۴- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	533.461	461.398
2	498.845	442.567
3	450.933	410.581
4	399.779	366.406
5	362.383	313.704
6	300.128	258.206
7	254.813	197.141
8	203.373	171.082
9	127.768	105.954

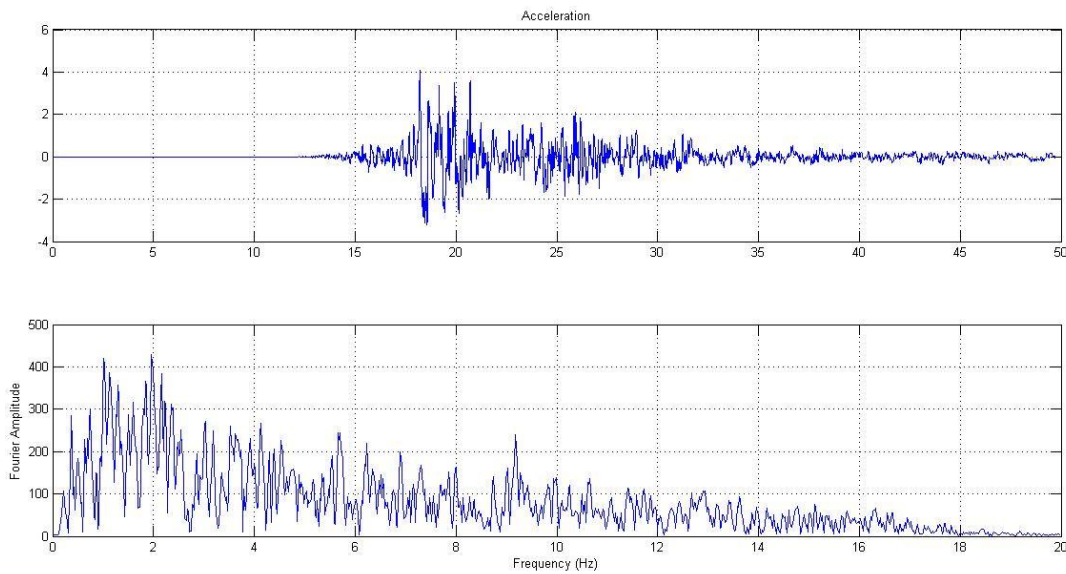


شکل ۹۸-۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

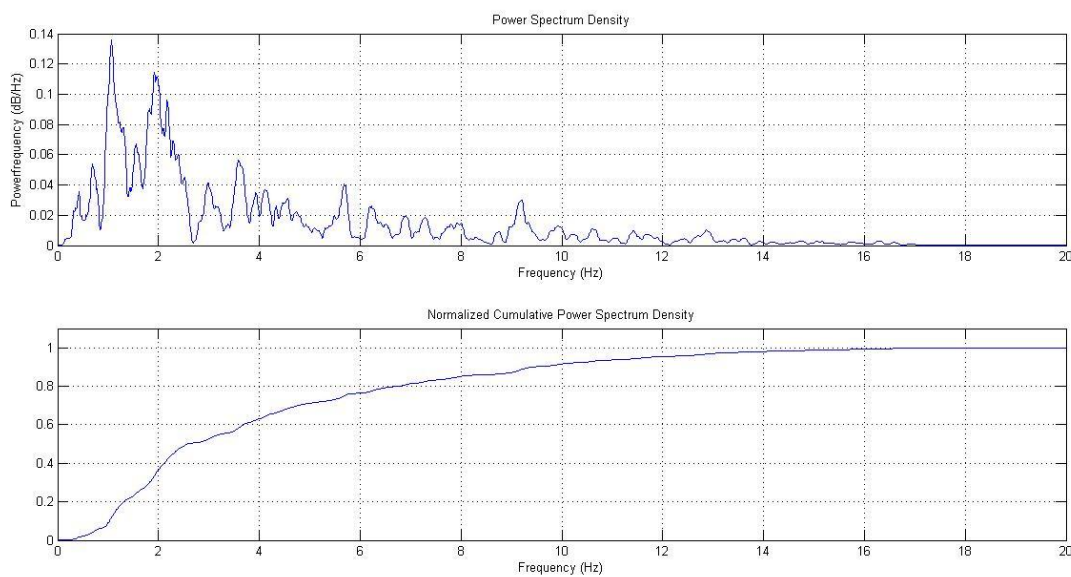
جدول ۴-۷۵- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	94.680	45.414
2	113.830	57.189
3	104.645	69.440
4	99.334	78.303
5	104.539	81.706
6	125.151	74.8209
7	109.858	73.399
8	114.142	80.050
9	127.768	105.954

Zarand



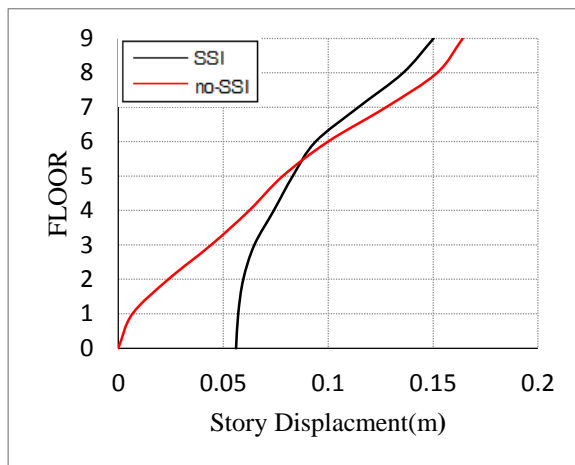
شکل ۴-۹۹- تاریخچه زمانی شتاب و تبدیل فوریه (Zarand)



شکل ۴-۱۰۰- طیف PSD و نمودار تجمعی نرمال شده (Zarand)

زمین لرزه Zarand دارای شتاب مقیاس شده 4.08 متر بر مجذور ثانیه و زمان موثر نزدیک به 12.79 ثانیه است. فرکانسهای غالب این زمین لرزه در محدوده 1 Hz است. آنالیز PSD آن نشان میدهد که قسمت عمده انرژی آن در محدوده (9.4 تا 1) Hz است. این زمین لرزه جزء زمین لرزه‌ها با محتوی فرکانسی گسترده قرار می‌گیرد.

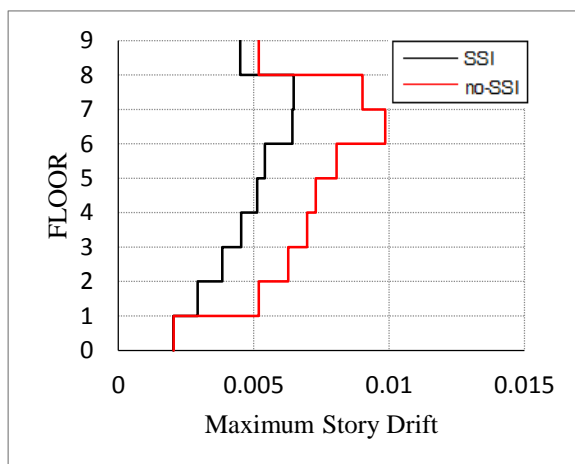
پاسخ‌های رکورد شده تحت اثر زمین لرزه Zarand
سازه ۹ طبقه



شکل ۱۰-۴-۱- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۷۶-۴- بیشینه جابجایی افقی طبقات

Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0561
1	0.0067	0.0571
2	0.0238	0.0595
3	0.0442	0.0648
4	0.0624	0.0740
5	0.0783	0.0831
6	0.0999	0.0939
7	0.1275	0.1143
8	0.1519	0.1356
9	0.1641	0.1502

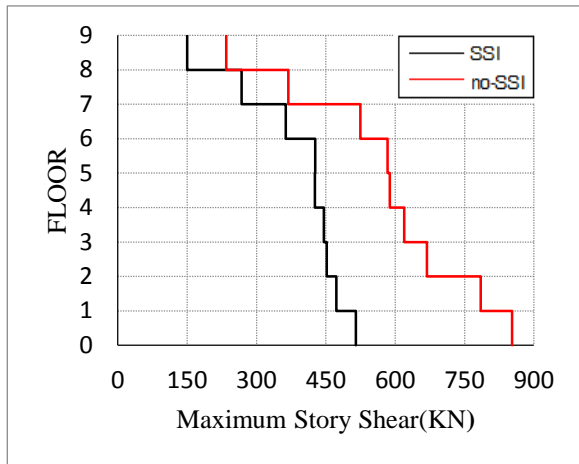


شکل ۱۰-۴-۲- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۷۷-۴- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	0.0020	0.0020
2	0.0052	0.0029
3	0.0063	0.0038
4	0.0070	0.0045
5	0.0073	0.0051
6	0.0081	0.0054
7	0.0099	0.0064
8	0.0090	0.0065
9	0.0052	0.0045

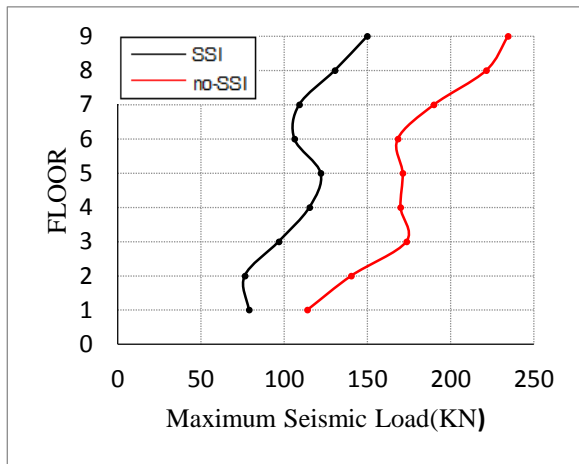
جابجایی کلی مرکز جرم بام ناشی از این زمین لرزه بدون در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه گیردار) 16.41cm و با در نظرگیری اندرکنش (حالت پایه انعطاف پذیر) 15.02cm رکورد شده است. نتایج کاهش حدود 338 KN در برش پایه را نشان می‌دهند.



شکل ۴-۱۰۳- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۷۸- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	852.587	514.648
2	784.670	472.972
3	668.564	451.846
4	583.225	426.031
5	588.180	445.834
6	619.258	426.961
7	524.673	363.310
8	368.725	267.847
9	234.306	149.825

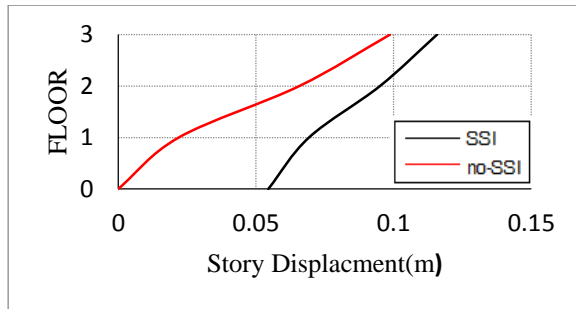


شکل ۴-۱۰۴- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

جدول ۴-۷۹- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	113.811	78.744
2	140.223	76.252
3	173.305	96.631
4	169.828	115.141
5	171.098	121.935
6	168.127	106.138
7	189.818	108.978
8	221.187	130.288
9	234.306	149.825

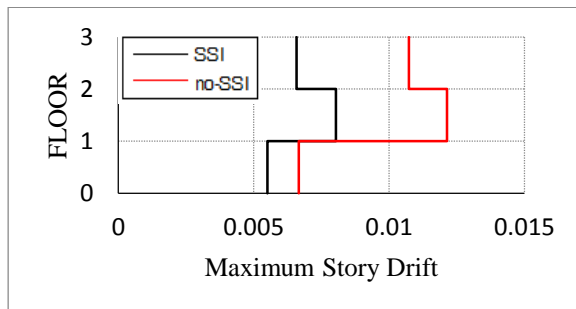
سازه ۳ طبقه



شکل ۴-۱۰۵- بیشینه جابجایی افقی طبقات

جدول ۴-۸۰- بیشینه جابجایی افقی طبقات

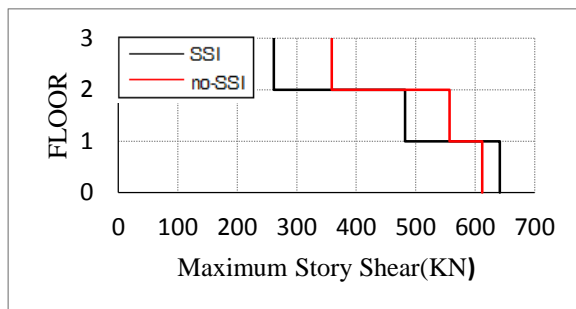
Floor	no-SSI	SSI
0	0.0000	0.0545
1	0.0220	0.0693
2	0.0658	0.0950
3	0.0987	0.1158



شکل ۴-۱۰۶- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

جدول ۴-۸۱- بیشینه جابجایی نسبی طبقات

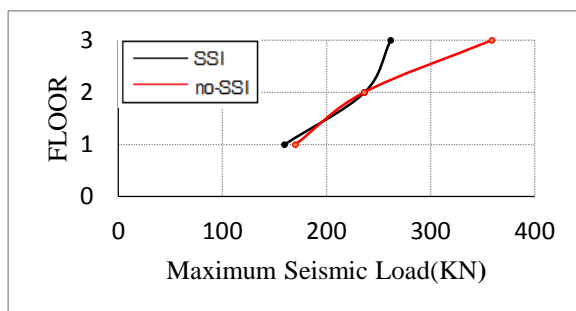
Story	no-SSI	SSI
1	0.0067	0.0055
2	0.0121	0.0080
3	0.0107	0.0066



شکل ۴-۱۰۷- بیشینه برش طبقات

جدول ۴-۸۲- بیشینه برش طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	611.862	641.718
2	556.949	482.293
3	359.025	261.542



شکل ۴-۱۰۸- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

جدول ۴-۸۳- بیشینه نیروی لرزه‌ای طبقات

Story	no-SSI	SSI
1	170.053	159.425
2	236.107	236.443
3	359.025	261.542

فصل ۵ نتیجه‌گیری و پیشنهادها

۵-۱- مقدمه

در این فصل با توجه به نتایج ارائه‌شده در فصل قبل، به بیان نتایج به دست آمده از این پژوهش جهت بهبود و پیشرفت بخش کوچکی از مسائل مربوط به ژئوتکنیک لرزه‌ای پرداخته می‌شود. همانطور که قبلاً گفته شد هدف از این پژوهش بررسی اثر محتوی فرکانسی و مدت زمان زلزله است. در این قسمت به نتیجه‌گیری از نتایج بدست آمده پرداخته می‌شود.

۵-۲- نتیجه‌گیری

با بررسی طیف فوریه، طیف دانسیته قدرت و استفاده از معیار پیشنهادی زلزله‌های با f90-f10 بیشتر از 5Hz به عنوان زلزله‌های با محتوی فرکانسی گسترده انتخاب شدند. با مقایسه بین نتایج حاصل از تحلیل آنها موارد زیر نتیجه‌گیری شدند:

- بررسی نتایج نشان می‌دهد که بیشترین برش پایه ایجاد شده بدون در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه (حالت پایه‌گیردار) در سازه ۹ طبقه تحت اثر زمین لرزه Duzce ایجاد شده است. نتایج نشان می‌دهند که زمین لرزه‌های با محتوی فرکانسی گسترده برش پایه بزرگتری نسبت به دسته دیگر زلزله‌ها بدون در نظرگیری اندرکنش ایجاد می‌کنند. مرتب شده مقادیر برش پایه در سازه ۹ طبقه بر حسب حرکت زمین در جدول زیر بیان شده است.
- در مورد برش پایه حاصل از زمین لرزه‌های Iwate و Tottori میتوان اینطور استدلال کرد که انرژی زمین لرزه در فرکانس‌های بالا تمرکز دارد، که آن فرکانس‌ها بسیار بیشتر از فرکانس طبیعی سازه مورد بررسی است و اعمال این زمین لرزه‌ها موجب تحریک بسیار کمتری در مقایسه با زمین لرزه‌هایی که فرکانس‌های نزدیک به فرکانس طبیعی سازه دارند میشوند.
- نتایج نشان می‌دهند که مواردی هستند که شتاب حداکثری بالاتر الزاما سبب برش پایه بالاتر نمیشود. به عنوان نمونه زمین لرزه Zarand با شتاب حداکثر 4.08 متر بر مجذور ثانیه برشی معادل 852.6 کیلونیوتن و زمین لرزه Sanfernando با شتاب حداکثر 6.38 متر بر مجذور ثانیه برشی برابر 770 کیلونیوتن ایجاد میکند.
- با در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه ترتیب برش پایه زمین لرزه‌ها نسبت به حالت پایه گیردار در سازه ۹ طبقه جابجا می‌شود. اگرچه در بعضی موارد زلزله زمین لرزه‌های با محتوی

فرکانسی گسترده مقادیر برش پایه کمتری نسبت به سایر زمین لرزه‌ها ایجاد میکنند ولی در بازهم بیشترین مقادیر مربوط به این دسته میشوند.

- در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه در سازه ۹ طبقه در تمامی موارد سبب کاهش برش پایه نسبت به حالت گیردار میشوند. بیشترین کاهش مربوط به زمین لرزه Zarand با کاهش نزدیک به ۴۰ درصد و کمترین مقدار آن مربوط به زمین لرزه Kocaeli با کاهش ۳ درصدی است.
- سازه سه طبقه تحت اثر 6 رکورد آنالیز شد. نتایج در حالت پایه‌گیردار نشان می‌دهند که بیشترین برش‌های پایه مربوط به زمین لرزه‌های با محتوی فرکانسی گسترده می‌شود. با در نظرگیری اثر اندرکنش خاک و سازه بازهم همین دسته از زمین لرزه‌ها برش‌های پایه بالاتری را نتیجه می‌دهند. مقادیر برش پایه در جدول زیر آورده شده است.
- در سازه‌های سه طبقه در نظرگیری اثر اندرکنش در بعضی موارد سبب افزایش برش پایه می‌شود. توجیح این باشد که در نظرگیری اثر خاک در پاره‌ای از سازه‌های کوتاه مرتبه بسته به محتوی فرکانسی زمین لرزه میتواند سبب افزایش ضریب بازتاب سازه شود.
- جابجایی کلی مرکز جرم بام سازه ۳ طبقه با در نظرگیری اثر اندرکنش خاک و سازه افزایش می‌یابد. زمین لرزه‌های با محتوی فرکانسی گسترده جابجایی کلی بیشتری ایجاد میکنند.
- علت اینکه در بعضی موارد جابجایی کلی مرکز بام در حالت در نظرگیری با اندرکنش نسبت به حالت پایه گیردار کاهش یافته میتواند مقدار کمتری رکورد شده میتواند لحاظ نشدن اثرات نشست قائم و حرکت گهواره‌ای در پاسخ‌های رکورد شده باشد.
- از نتایج بدست آمده نمیتوان اینطور نتیجه گرفت که زلزله‌های با محتوی فرکانسی گسترده موجب جابجایی نسبی بیشتری نسبت به سایر زمین لرزه‌ها میشوند ولی بیشترین مقدار رکورد شده برای دریافت مربوط به آنهاست.

- توزیع نیروهای لرزه‌ای در ارتفاع ساختمان برای سازه 3 طبقه در اکثر موارد با و بدون در نظرگیری اثرات اندرکنشی خطی است هر چند در سازه 9 طبقه این توزیع خطی نیست ولی در اکثر موارد مشابه هم است ولی تفاوت میان شکل توزیع با در نظرگیری اندرکنش و بدون آن تفاوت‌های زیادی دارند. میتوان اینطور نتیجه‌گیری کرد که این پاسخ مستقل از محتوی فرکانسی زلزله است.
- در توجیه تغییر جابجایی کلی بام میتوان گفت نشست قائم ناشی از زمین‌لرزه و حرکت گهواره‌های ناشی از آن میتواند سبب کاهش یا افزایش جابجایی کلی در راستای افقی شود. در نتیجه تغییر در راستای افقی با در نظرگیری اندرکنش می‌تواند بیشتر یا کمتر از تغییر در راستای افقی بدون در نظرگیری اندرکنش شود.

۵-۳- پیشنهادات برای مطالعات آتی

- ارائه روش برای مدل‌سازی سنگ بستر الاستیک و تاثیر مدل‌سازی آن بر اندرکنش خاک و سازه.
- بررسی اثر مدل‌سازی سه بعدی بر مسائل اندرکنش خاک و سازه و مقایسه با نتایج مدل‌سازی دو بعدی.
- بررسی محتوی فرکانسی زمین لرزه‌های ثبت شده در یک منطقه و تاثیر آن بر طیف‌های طراحی در منطقه.
- بررسی ارتباط بین محتوی فرکانسی زمین لرزه‌ها و تغییرات برش پایه .
- ارائه روابط و ضوابط دقیق‌تر برای در نظرگیری اثرات اندرکنش در خاک‌های نرم
- بررسی اثر محتوی فرکانسی زمین لرزه‌ها بر نشست قائم ناشی از زمین لرزه‌ها

فصل ٦ منابع

- Abouseeda, H., & Dakoulas, P. (1998). "Non-linear dynamic earth dam-foundation interaction using a BE-FE method". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(9), 917-936.
- Azadi, M., Emami, R., & Soltani, A. (2010). "The Effects of Soil-Foundation-Structure Interaction on the Dynamic Response of Delijan Cement-Storage Silo under Earthquake Loading". *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, EJGE*, 15.
- Bolisetti, C. (2014). "Site response, soil structure interaction and structure soil structure interaction for performance assessment of building and nuclear structure". *Phd thesis*. Department of Civil Structural and Environmental Engineering, State University of New York.
- Bolt, B. (1969). Duration of strong motions. *4th world conference of earthquake engineering*, (pp. 1304-1315). Santiago, Chile.
- Craifaleanu, G. (2012). An Assessment of the Relevance of Parameters Used for Ground Motion Frequency Content Characterization with Application to Vrancea Subcrustal Earthquakes. *WCEE*. Lisbon, Portugal.
- El Naggar, M. H., & Halabian, A. M. (2001). "Effects of foundation flexibility on seismic response of reinforced concrete TV-tower". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28, 465-481.
- FEMA. (1997). "NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings.". Washington, District of Columbia.
- Gazetas, G. (1991). "Foundation Engineering Handbook". Kluwer Academic Publishers, Massachusetts.
- Jennings, P. C., & Bielak, J. (1973). "Dynamics of Building-Soil Interaction.". *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(1), 9-48.
- Karapetrou, Fotopoulou, & Pitilakis. (2015). "Seismic vulnerability assessment of high-risenon-ductile RC buildings considering soil-structure interaction effects". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 73, 42-57.
- Kausel, E. ..., & Roesset, J. M. (1977). "Dynamic Stiffness of Embedded Foundations.". *Second Annual Engineering Mechanics Division Specialty Conference*, (pp. 40-43). North Carolina, USA.
- Kausel, E. (2010). "Early History of Soil-Structure Interaction.". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 822-832.
- Kausel, E., & Roesset, J. M. (1975). "Dynamic Stiffness of Circular Foundations.". *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 101, EM6, 748-771.
- Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. New Jersey: Prentice Hall.
- Kramer, S. L., & Stewart, J. P. (2004). "Geotechnical Aspects of Seismic Hazards.". In Y. Bozorgnia, & V. V. Bertero, *Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. CRC Press, Washington DC.
- Livaoğlu, R., & Doğançün, A. (2007). "Effects of foundation embedment on seismic behaviour of the elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 855-863.
- Luco, J. E., & Westman, R. A. (1971). "Dynamic Response of Circular Footings.". *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 97, EM5, 1381-1395.
- Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. (1969). "Finite dynamic model for infinite media". *Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. ASCE*, 95, EM4, 859 - 876.
- Meek, J. W., & Veletsos, A. S. (1974). "Dynamic Behavior of Building Foundation Systems.". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3(2), 121-138.

- Openseeswiki. (n.d.). http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page.
- Preisig, M. (2005). "Nonlinear finite element analysis of dynamic soil foundation-structure interaction." *M. Sc. Thesis*. Faculty of Engineering, Univ. of Calif. Davis, U.S.A.
- Ramadan, O. M., & Sanad, A. M. (2012). Effects of Soil-Structure Interaction on Nonlinear Seismic Response of Buildings. *WCEE*. Lisbon: Portugal.
- Ramadan, O., Mahmoud, B., & Khalaf, A. (2009). "Soil-Structure interaction effects on seismic response of buildings with multiple basement floors". *Thirteenth International conference on Structural and Geotechnical Engineering*, (pp. 918-930).
- Roesset, J. M. (1998). "Seismic Design of Nuclear Power Plants - Where Are We Now?". *Nuclear Engineering and Design*, 182, 3-15.
- Saadeghvaziri, M., Yazdani, A., & Rashidi, S. (2000). "Effect of Soil-Structure Interaction on Longitudinal Seismic Response of MSSS Bridges". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20, 231-242.
- Saatcioglu, M., & Razvi, S. R. (1992). "Strength and ductility of confined concrete". *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118, 1590-15607.
- Sáez, E., & Lopez, F. (2013). Inelastic dynamic soil-structure interaction effects on moment-resisting frame buildings. *Engineering Structures*, 51, 166-177.
- Tabatabaiefar, H. R., & Fatahi, B. (2014). Idealisation of soil-structure system to determine inelastic seismic response of mid-rise building frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*(66), 339-351.
- Tongaonkar, N., & Jangid, R. (2003). "Seismic response of isolated bridges with soil-structure interaction". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(4), 287-302.
- Trifunac, M., & Brady, A. (1975). A study of the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of seismological society of America*, 65, 581-626.
- Veletsos, A. S., & Verbic, B. (1973). "Vibration of Viscoelastic Foundations". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2(1), 87-105.
- Veletsos, A. S., & Wei, Y. T. (1971). "Lateral and Rocking Vibration of Footings". *Journal of the ASCE Soil Mechanics and Foundations Division*, 97, SM9, 1227-1248.
- Wolf, J. P., & Deeks, A. J. (2004). *Foundation vibration analysis: A strength of materials approach*. Butterworth-Heinemann, London.
- آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰. ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (۱۳۹۲). (بدون تاریخ).
- خطیبی نیا، م. (۱۳۹۱). "طرح بهینه سازه های بتنی براساس قابلیت اعتماد با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه". رساله دکتری. دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان.
- رضایی تبریزی، ع. (۱۳۸۱). مطالعه اثر اندرکنش سازه خاک سازه بر پاسخ لرزه ای غیر خطی سازه ها. پایان نامه کارشناسی ارشد. پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بارهای وارده بر ساختمان. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان. (۱۳۹۲).

محصولی, م. (۱۳۸۵). اثر اندرکنش خاک و سازه بر رفتار غیرارتجاعی سازه های دارای پی مدفون.
پایان نامه کارشناسی ارشد. دانشکده مهندسی عمران, دانشگاه صنعتی شریف.

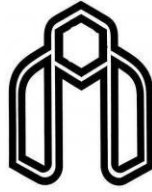
Abstract

Effects of soil structure interaction may decrease or increase structure response under earthquake loading. It depends on many factors such as earthquake properties on earth surface, dynamic properties of soil, dynamic properties of structures and bedrock earthquake properties such as frequency content and duration.

The aim of this thesis is assessment of frequency content and duration of earthquake on seismic response of structures including and not including soil structure interaction. Earthquakes cause complicated motions and loading in extended range of frequencies. Frequency content shows manner of ground surface motions. Affecting by frequency content may increase possibility of resonant phenomena in structures in addition soft soil under the structure especially when natural frequency of soil profile and predominant frequency of earthquake are close to each other. Ground strong motion duration has sufficient effect on failure because of earthquakes. Most of physical phenomena such as stiffness reduction and pore water pressure increase in saturated sands depends on cyclic loading is made due to earthquakes.

In this thesis two types of special moment frame are modeled using OpenSees finite element frame work under loading because of bedrock earthquakes. Results show that by closing the natural frequency of structures and predominant frequency of earthquake responses are increased.

Key words: Soil Structure interaction, frequency content, duration, seismic response, nonlinear time history analysis



Shahrood University of Technology
Department of Civil Engineering

Thesis for Master of Science in Geotechnic Engineering

**Effecet of soil structure interaction on nonlinear seismic response of structures
during extended frequency content and long duration earthquakes**

Written by
Ali Hassannejad

Supervisors
Amir Bazrafshan Moghadam
Jalil Shafaei

September 2016