

# بررسی تقاضای لرزه‌ای جابه جایی پس ماند پل‌های تک ستونه بتنی با المانهای فایبر مبتنی بر روش نیرو

مختار انصاری، دانش آموخته دکتری، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران  
فرهاد دانشجو\*، استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران  
مسعود سلطانی محمدی، دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران  
پست الکترونیکی نویسنده مسئول: danesh\_fa@modares.ac.ir

دریافت: ۱۳۹۴/۱۰/۰۶ - پذیرش: ۱۳۹۵/۰۲/۲۵

## چکیده

استفاده از المان‌های فایبر تیر-ستون پایه نیرویی، به دلیل توانایی آن در مدل‌سازی پلاستیسیته گسترده در طول ستون با استفاده از تنها یک المان و تعدادی نقاط انتگرال‌گیری بسیار مورد توجه قرار گرفته است ولی حساسیت آن به پارامترهای مدل‌سازی و مدل‌های رفتاری مصالح باعث شده است تا برآورد تقاضای لرزه‌ای جابه‌جایی پس ماند در این روش مدل‌سازی از اهمیت خاصی برخوردار باشد. در این تحقیق تأثیر دو روش مدل‌سازی با تئوری پلاستیسیته گسترده و تئوری پلاستیسیته متمرکز در محل مفاصل در طول المان تیر-ستون برای پایه پل در تخمین جابه‌جایی پس ماند تحت تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل بررسی شد. در تخمین و برآورد جابه‌جایی پس ماند، اثر لغزش آرماتورهای طولی ستون، تأثیر پارامترهای هندسی و مشخصات مکانیکی مصالح ارزیابی شد. با توجه به اهمیت جابه‌جایی پس ماند به عنوان پارامتری مهم در ارزیابی کارایی سازه‌های آسیب دیده، تخمین میزان جابه‌جایی پس ماند لرزه‌ای از اهمیت خاصی برخوردار است. در این مطالعه اثر روش‌های مختلف مدل‌سازی و تأثیر مشخصات مصالح در برآورد جابه‌جایی پس ماند ارزیابی شد و در این راستا ۵ مدل مختلف بررسی گردید و حساسیت مدل بهینه به پارامترهای مختلف سنجیده شد. نتایج نشان می‌دهد برای تخمین جابه‌جایی پس ماند، تئوری مدل‌سازی پلاستیسیته گسترده برای پایه‌های بتنی پل دقت مناسبی دارد و همچنین پارامترهای کرنش بارگذاری مجدد مدل رفتاری بتن و پارامترهای مدل‌سازی المان فایبر اساس نیرویی تأثیر زیادی در تخمین جابه‌جایی پس ماند دارند.

واژه‌های کلیدی: جابه‌جایی پس ماند، تقاضای لرزه‌ای، المان فایبر پایه نیرویی، پلاستیسیته گسترده، پلاستیسیته متمرکز

## ۱- مقدمه

شکل پذیری بالا طراحی و اجرا می‌شوند تا در مقابل حرکت‌های شدید زمین لرزه دچار فروریزش نشوند. اما این ستونهای بتنی بدون اینکه دچار کاهش ظرفیت باربری جانبی و قائم شوند تغییر شکلهای غیر الاستیک زیادی را تحمل می‌کنند. پس از تحریک‌های زلزله‌های نزدیک به گسل مانند زلزله سال ۱۹۹۹ Chi-Chi

زلزله‌های نزدیک به گسل دارای پالس‌های شدید در موج سرعت هستند که باعث ایجاد انرژی زلزله زیادی به صورت ناگهانی می‌شود. زلزله‌های نزدیک به گسل به دلیل رفتار خاص و اثر جهت پیشرو، جابه‌جایی‌های پس ماند زیادی ایجاد می‌کنند. در سالهای اخیر ستونهای بتنی واقع در مناطق با لرزه خیزی زیاد با

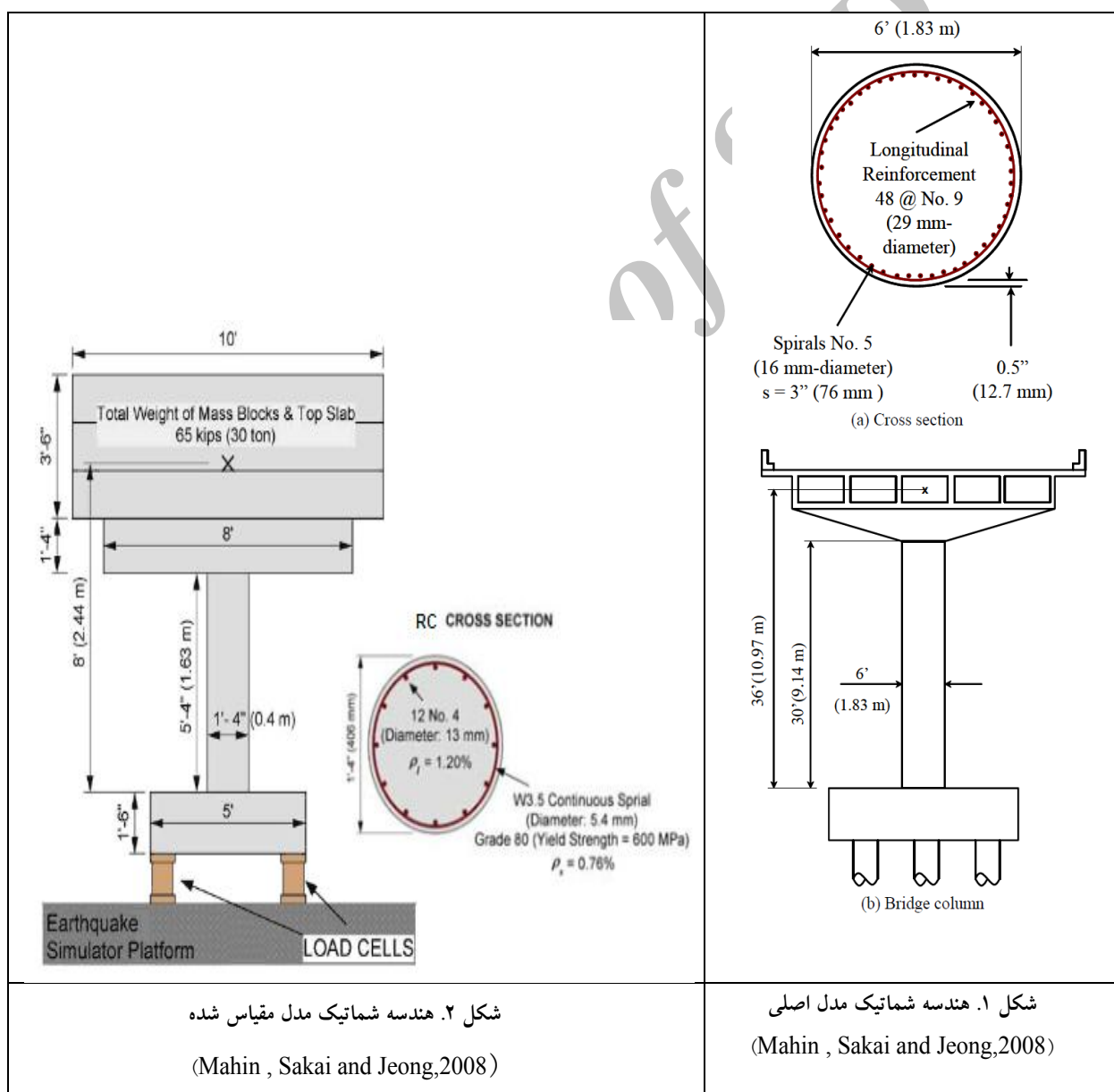
ابرهند (Berry and Eberhand, 2008) موفق به ارائه استراتژی‌های مختلف مدلسازی ستونهای بتنی تحت بار زلزله شده‌اند که قادر است تغییر شکل‌های دقیق سیستم به همراه گسترش خرابی را ارزیابی نماید. لی و بیلینگتون (Lee and Billington, 2010) با حذف پدیده پینچینگ در رفتار هیسترتیک مواد که باعث ایجاد خطا در تغییر شکل‌های پس ماند ستونهای بتنی پل گردید، موفق به اصلاح مدل ترکیبی برای بتن گردیدند که به طور قابل ملاحظه‌ای نتایج تغییر شکل پس ماند آن با نتایج تست میز لرزان هم خوانی داشت اما این مدل در نمونه‌های پیش تنیده دقت مناسبی نداشت. چویی و سعیدی (Choi and Saaidi, 2010) برای طراحی پل‌ها در مناطق نزدیک به گسل طیف طراحی جدیدی در مقابل طیف طراحی Caltrans در مناطق نزدیک به گسل ارائه دادند و در نهایت کفایت این دو روش را در تست میز لرزه این ستونها برای تحریک‌های نزدیک گسل بررسی نمودند و در انتها با استفاده از رابطه هیسترتیزس ساده، جابه‌جایی پس ماند پایه‌ها را بررسی نمودند. آگلید و کاتر و جرمیک (Ugalde, Kutter and Jeremic, 2010) تحقیقاتی روی پاسخ Rocking ستونهای متکی بر شالوده‌های سطحی انجام دادند و میزان تأثیر و سهم آن را در جابه‌جایی پس ماند ایجاد شده ستونهای پل بررسی نمودند. فهمی و همکاران (Fahmy et al., 2011) تحقیقاتی در میزان تأثیر عواملی مانند درجه محصورشدگی، قطر آرماتور، نیروی محوری و... در پاسخ جابه‌جایی پس ماند و سختی پس از تسلیم ستون‌های معمولی و ستون‌های با آرماتورهای روکش دار کامپوزیتی انجام دادند و نشان دادند که آرماتورهای روکش دار کامپوزیتی سهم بالایی در کاهش جابه‌جایی پس ماند دارند. وانگ و همکاران (Wang et al., 2011) جابه‌جایی پس ماند ستونهای معمولی با ستون‌های پیش تنیده درجا و پیش ساخته را تحت بارگذاری چرخه‌ای مقایسه نمودند و در انتها برای ستونهای پیش ساخته پیش تنیده مدلی برای تخمین جابه‌جایی پس ماند ارائه نمودند. روشی جدید برای کاهش جابه‌جایی پس ماند می‌هن و ساکای و جونگ (Mahin, Sakai and Jeong, 2008) ارائه شده‌است. در این تحقیقات مدل‌های عددی مختلفی برای تخمین جابه‌جایی‌های ماکزیمم و پس ماند ارائه شده که در اکثر آنها نتایج شبیه سازی و تست میز لرزان برای پاسخ‌های ماکزیمم تطابق خوبی داشته‌است ولی در خصوص جابه‌جایی پس ماند

و Kobe ۱۹۹۵ تعداد زیادی از پایه‌های پل دچار تغییر شکل‌های جانبی پسماند قابل ملاحظه‌ای شدند. برای مثال پس از زلزله سال ۱۹۹۵ کوبه ژاپن بیش از ۱۰۰ پل به دلیل جابه‌جایی نسبی پس ماند بیش از حد مجاز و عدم شرایط سرویس پذیری مناسب، تخریب شدند. این تغییر شکل‌های جانبی پسماند باعث می‌شود که سرویس پذیری پل پس از زلزله تحت بارهای ترافیکی دچار مشکل شود و این عوامل در نهایت منجر به تعمیر و جایگزینی پایه پل خواهد گردید (Kawashima, 2000). در اکثر آئین نامه‌های طراحی لرزه‌ای پل ضابطه‌ای برای کنترل جابه‌جایی پس ماند وجود ندارد و این آئین نامه‌ها در مناطق نزدیک به گسل تنها به پیشنهاد افزایش برش پایه یا شتاب طیفی تا ۱/۲ برابر اکتفا نموده‌اند (Caltrans, 2004) و تنها آئین نامه ژاپن جابه‌جایی پس ماند را به مقدار ثابت درصد در سطوح مختلف زلزله محدود نموده‌است (Jra, 2002). تحقیقات متنوعی در خصوص روشهای کاهش جابه‌جایی پس ماند، عوامل موثر بر آن و روشهای مدلسازی پایه‌های پل با توجه به جابه‌جایی پس ماند انجام شده‌است. ایومورا و تاکاهاشی (Iemura and Takahashi, 2002) استفاده از آرماتورهای مقاومت بالای نچسبیده<sup>۱</sup> در ستون‌های پل‌های بتنی را به منظور دستیابی به سختی پس از تسلیم<sup>۲</sup> و در نتیجه کاهش تغییر شکل‌های پسماند پیشنهاد دادند. آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ایالات متحده هنوز ضابطه‌ای را برای جابه‌جایی‌های پسماند ستون پل‌ها لحاظ نکرده‌اند. اگرچه انتظار بر این است که با بکارگیری ضوابط طراحی بر اساس جابه‌جایی<sup>۳</sup>، ستون‌ها دارای ظرفیت شکل‌پذیری بزرگی باشند (Caltrans, 2001). چگونگی کاهش جابه‌جایی پسماند ستون‌ها پس از زلزله‌های شدید یک نگرانی عمده محسوب می‌شود. مندر و چنگ (Mander and Cheng, 1997) یک طراحی بر اساس جلوگیری از خسارت<sup>۴</sup> با استفاده از تاندن‌های پس کشیدگی در ستون‌های بتنی پیش ساخته ارائه دادند که از رفتار چرخه‌ای دوخطی بدست آمده بود. سعیدی و فن (Saaidi et al., 2007) برای بررسی جابه‌جایی پس ماند ستونهای بتنی در زلزله‌های نزدیک به گسل، تعدادی ستون بتنی مقیاس شده را تحت تحریک زلزله‌های دور و نزدیک گسل آزمایش نمودند تا عملکرد و میزان جابه‌جایی پس ماند آنها را در این زلزله‌ها مقایسه کنند و در انتها مدل هیسترتیزس ساده‌ای برای تخمین تقریبی جابه‌جایی پس ماند ارائه دادند. بری و

## ۲- مدل پایه پل و روش صحت‌سنجی

برای برآورد جابه‌جایی پس ماند و تحقیق در خصوص دقت نتایج مدل‌های پیشنهادی، نتایج شبیه‌سازی پایه بتن مسلح پل با نتایج تست میز لرزه پایه بتنی یک پل موجود با مشخصات شکل ۱ که مطابق شکل شماره ۲ با مقیاس ۴،۵ کوچک شده است مقایسه می‌شود.

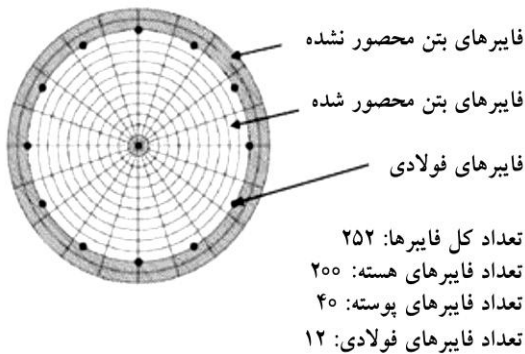
این تطابق وجود نداشته است. با توجه به اهمیت جابه‌جایی پس ماند به عنوان پارامتری مهم در ارزیابی کارایی پل‌های آسیب دیده، تخمین میزان جابه‌جایی پس ماند لرزه‌ای از اهمیت خاصی برخوردار است و در این مطالعه اثر ۵ روش مختلف مدلسازی در روش فایبر با در نظر گرفتن لغزش آرماتور و تأثیر مشخصات مصالح در برآورد جابه‌جایی پس ماند بررسی شده است و در نهایت برای پارامترهای مختلف مدلسازی و مدل رفتاری مصالح در تخمین جابه‌جایی پس ماند، آنالیز حساسیت انجام شده تا مدل و روش بهینه انتخاب گردد.



شکل ۲. هندسه شماتیک مدل مقیاس شده  
(Mahin , Sakai and Jeong,2008)

شکل ۱. هندسه شماتیک مدل اصلی  
(Mahin , Sakai and Jeong,2008)

فولادی برای مدلسازی آرماتورهای طولی و فایبرهای بتنی مجزا برای مدلسازی بتن پوسته و بتن هسته استفاده شد. برای رسیدن به نتایج دقیق برای مقطع ستون مورد نظر از ۲۵۲ فایبر استفاده گردید (۲۰۰ فایبر برای بتن هسته، ۴۰ فایبر برای بتن پوسته و ۱۲ فایبر برای فولاد مسلح کننده). شکل ۳ به صورت شماتیک مقطع فایبر فوق‌الذکر را نشان می‌دهد.



شکل ۳. مقطع فایبر ستون بتنی پل

### ۳- مدل رفتاری مصالح پایه پل

برای برآورد جابه‌جایی پس‌ماند از سه مدل مختلف شکل ۴ برای بتن پوسته و هسته استفاده می‌شود.

مدل بتن ۱ همان مدل تک محوری Kent-Scott-Park بتن است که در آن از روابط Karsan-Jirsa برای کاهش سختی باربرداری و بارگذاری مجدد استفاده می‌شود. در این مدل از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر شده است. مدل بتن ۲ همان اصلاح شده مدل بتن ۱ است که در آن مقاومت کششی همراه با نرم شوندگی خطی در ناحیه کششی در رفتار مصالح در نظر گرفته می‌شود. مدل بتن ۳ که در این شبیه‌سازی به آن بیشتر می‌پردازیم شبیه مدل بتن ۱ است اما در آن کرنش باربرداری و بارگذاری مجدد در رفتار هیستریزیس مدل بتن برابر نیست. این مدل، اصلاح شده مدل بتن Stanton-McNiven است. در این مدل به دو دلیل، اول اینکه در طول رفت و برگشت‌های بارگذاری و باربرداری مجدد، مصالح خرد شده (سنگدانه‌های شکسته شده و خمیر سیمان) حاصل از ترک، شکاف را پر می‌کنند و باعث می‌شوند تا ترک قبلاً از آن که به طول کامل بسته شود، بار را در

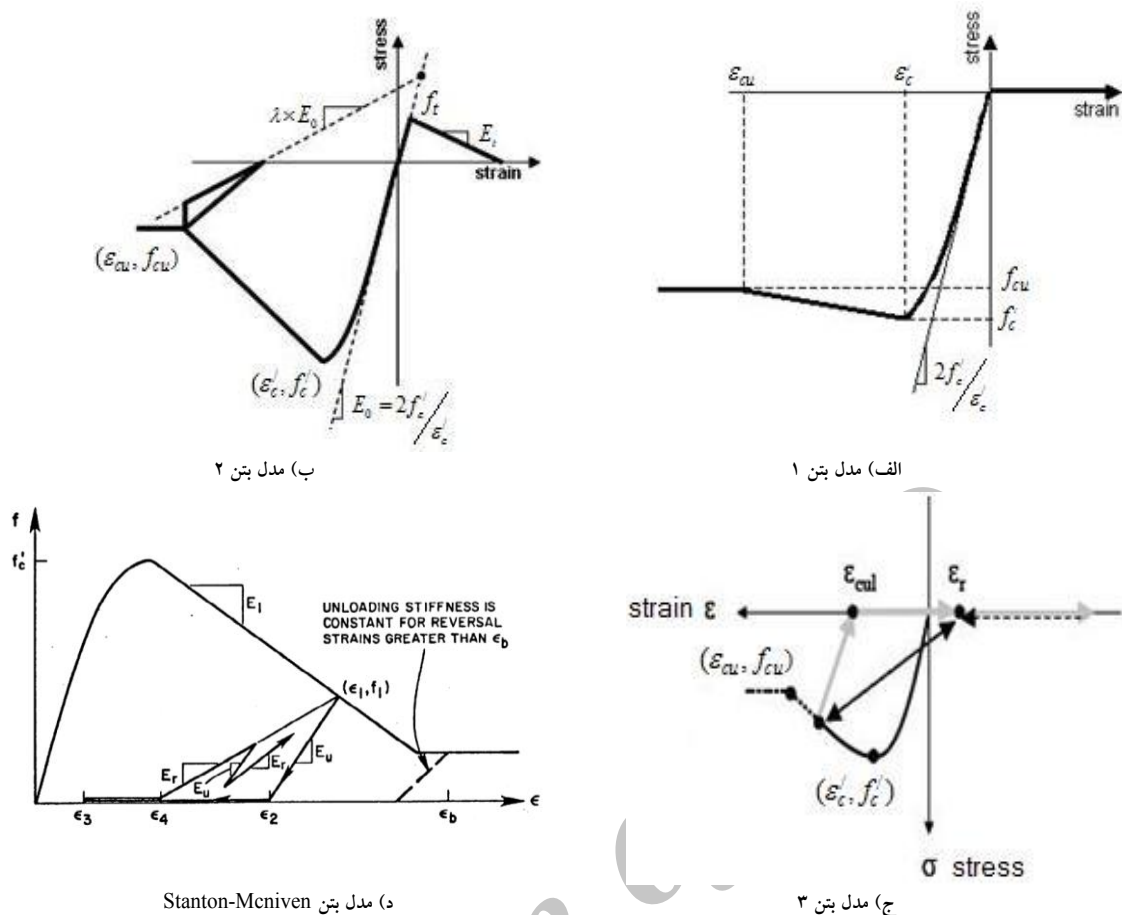
برای مقیاس کردن نمونه‌ها، در این شبیه‌سازی مقدار شتاب ثقل و مدول الاستیسیته مواد ثابت گرفته شد و سایر پارامترها با توجه به آن مقیاس شدند. خلاصه‌ای از نتایج مربوط به ضریب مقیاس سایر پارامترها در جدول شماره ۱ ارائه شده است.

جدول ۱. آنالیز ابعادی کمیت‌های مدل‌سازی نمونه‌های بتنی (Mahin, Sakai and Jeong, 2008)

فاکتور مقیاس	ابعاد	کمیت فیزیکی
۴.۵	$L$	طول
۱	$LT^{-2}$	شتاب
۱	$ML^{-1}T^{-2}$	مدول الاستیسیته
۲.۱۲	$T$	زمان
۰.۴۷۱	$T^{-1}$	فرکانس
۲.۱۲	$LT^{-1}$	سرعت
۴.۵	$L$	جا به جایی
۲۰.۲۵	$L^2$	مساحت
۲۰.۲۵	$M$	جرم
۴۱۰.۰۶	$ML^2$	جرم چرخشی
۲۰.۲۵	$MLT^{-2}$	نیرو
۴.۵	$MT^{-2}$	سختی
۹۱.۱۳	$ML^2T^{-2}$	ممان
۹۱.۱۳	$ML^2T^{-2}$	انرژی
۰.۲۲۲	$ML^{-3}T^{-3}$	چگالی وزنی
۱	$I$	کرنش
۱	$ML^{-1}T^{-2}$	تنش

برای مدلسازی غیر خطی از المان فایبر تیر-ستون پایه نیرویی با تئوری پلاستیسیته گسترده و متمرکز استفاده می‌شود. المانهای فایبر قابلیت زیادی در بررسی رفتار سیکلیک و دینامیکی ستونهای بتنی دارند. در مدلسازی با روش پلاستیسیته متمرکز، مفصل پلاستیک به صورت متمرکز در انتهای المان فرض می‌گردد و در بقیه طول المان، رفتار الاستیک خطی در نظر گرفته می‌گردد. طول مفصل پلاستیک و سختی موثر قسمت الاستیک از پارامترهای موثر در رفتار المان می‌باشند. در روش پلاستیسیته گسترده، برای مدلسازی رفتار هیستریزیس ستون‌های بتنی از روش انتگرال گیری Gauss-Lobatto برای تعیین پاسخ المان تیر-ستون استفاده می‌شود. در این روش تعداد نقاط انتگرال گیری از پارامترهای اصلی و موثر در پاسخ غیر خطی المان پایه نیرویی است.

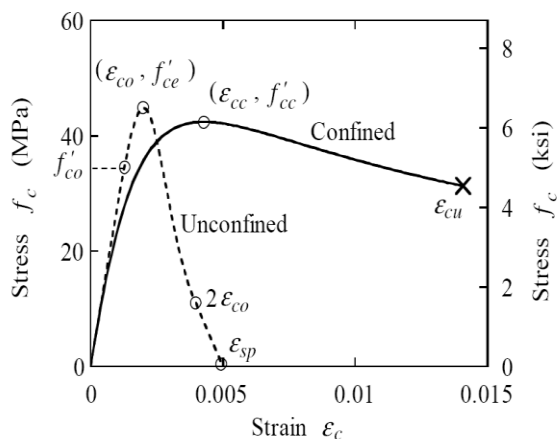
در این تحقیق برای مدلسازی مقاطع بتنی، از فایبرهای



شکل ۴. چند مدل برای بتن (الف) مدل بدون در نظر گرفتن کشش (ب) مدل با مقاومت کششی و نرم‌شدگی کششی خطی

(ج) مدل بتن ۳ با اثر مصالح خرد شده داخل ترک (د) مدل بتن [14] Stanton

محصور (هسته بتن) از روابط مندر (Mander and et al., 1983) به دلیل اثر محصورکنندگی خاموت دایره‌ای دور پیچ استفاده شده است. شکل ۵، منحنی تنش-کرنش پوسته و هسته را برای بتن مورد نظر با استفاده از روابط Mander نشان می‌دهد.

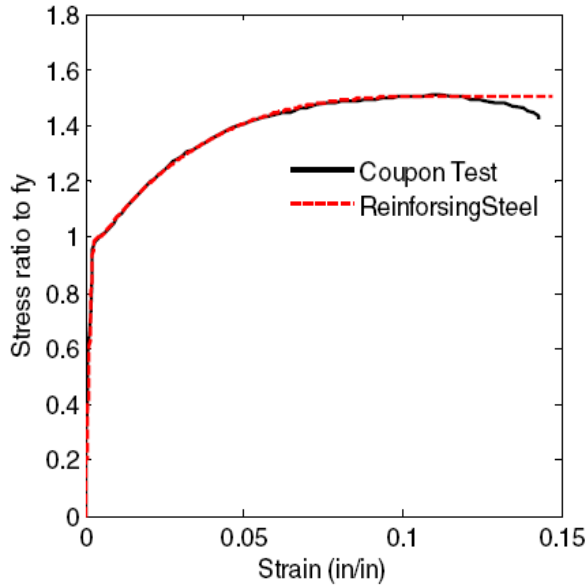


شکل ۵. منحنی تنش-کرنش بتن با استفاده از مدل مندر

(Mander and Cheng, 1997)

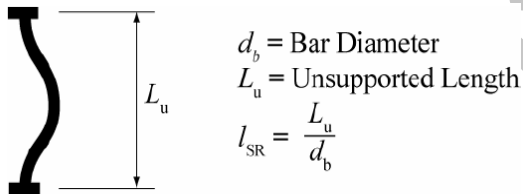
طول خود منتقل نماید و دوم اینکه، در سیکل‌های بارگذاری و بارگذاری مجدد، بسته شدن ترک طوری اتفاق می‌افتد که آن، دیگر شبیه یک ماده ترک نخورده اولیه نیست و بنابراین برای انتقال تنش مکانیزم متفاوتی با آنچه در مدل‌های بتن وجود دارد اتفاق می‌افتد، کرنش بارگذاری مجدد و باربرداری متفاوت است. برای در نظر گرفتن اثر فوق در مدل بتن شماره ۳، کرنش بارگذاری مجدد  $\epsilon_r$  قبل از کرنش باربرداری  $\epsilon_{cul}$  اتفاق می‌افتد. تفاوت این مدل با مدل بتن Stanton در مقدار کرنش بارگذاری مجدد است. در مدل Stanton (شکل ۴-د) کرنش بارگذاری مجدد تابعی از کرنش باربرداری اولیه و ماکزیمم کرنش در پروسه باربرداری است و در این مدل کرنش بارگذاری عدد ثابتی است که با نتایج تست کالیبره می‌شود.

از آنجا که مقاومت هسته مرکزی بتن (بتن محصور) بیشتر از بتن پوشش است، برای تخمین ماکزیمم تنش و کرنش فشاری بتن

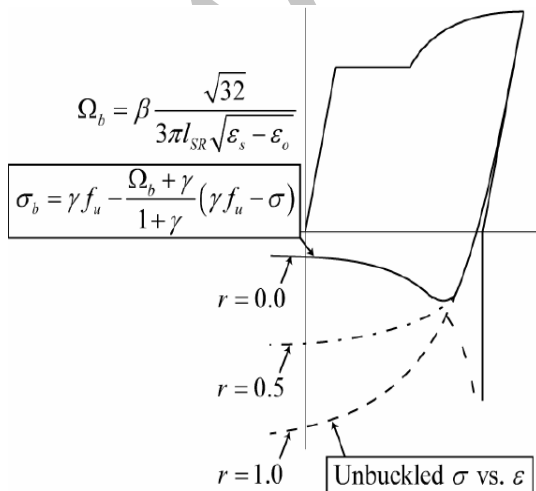


شکل ۷. منحنی تنش-کرنش مدل فولاد  
(OpenSees, 2008) Reinforcing Steel

مدل Reinforcing steel قادر است تا پارامترهای مربوط به کمانش آرماتورهای طولی ستون بتن مسلح را به صورت لاغری آرماتور در حد فاصل بین دو خاموت مطابق شکل ۸ و ۹ در نظر بگیرد.

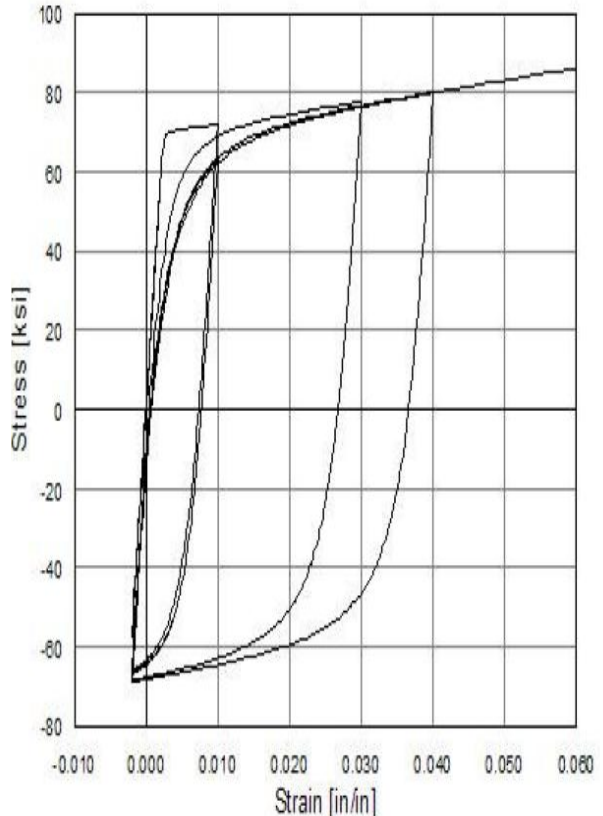


شکل ۸. پارامترهای کمانشی آرماتور (OpenSees, 2008)



شکل ۹. پارامترهای کمانشی آرماتور (OpenSees, 2008)

برای مدلسازی آرماتورهای طولی در مقطع ستون مسلح از دو مدل Steel02 و Reinforcing Steel استفاده می‌شود. مدل Steel02 همان مدل ترکیبی Giuffre-Menegotto-Pinto است. مدل شامل یک منحنی دوخطی است با سختی پس از تسلیم که به صورت درصدی از مدول الاستیسیته اولیه فولاد می‌باشد. این مدل اثر بوشینگ که تأثیر زیادی در زوال سختی اعضای بتن مسلح زیر بار سیکلیک دارد را در نظر می‌گیرد. این مدل سخت شوندهگی ایزوتروپیک برای کشش و فشار در منحنی هیستریزس را لحاظ می‌نماید. مدل Steel02 زوال مقاومت فولاد به دلیل کمانش و گسیختگی آرماتورهای طولی را در نظر نمی‌گیرد. شکل ۶ مدل رفتاری این فولاد با سختی پس از تسلیم ۰.۰۱ را نشان می‌دهد. مدل Reinforcing Steel از روابط غیر خطی Chang&Mander استفاده می‌کند و اثر سخت شوندهگی ایزوتروپیک را در نظر می‌گیرد. شکل ۷ این مدل رفتاری برای فولاد مسلح کننده را نشان می‌دهد.



شکل ۶. منحنی تنش-کرنش مدل فولاد  
(OpenSees, 2008) Steel02



$E_{sh}$  مدول سخت شوندگی کرنشی است. در مرز تسلیم طول گیرایی لازم برای تعادل  $l_e$  بر اساس تنش تسلیم آرماتور طولی با فرمول ۵ محاسبه می‌شود.

$$l_e = \frac{f_y d_b}{4u_e} \quad (5)$$

پس از تسلیم طول مهاری اضافی  $l_p$  برای ارضا تعادل از رابطه ۶ محاسبه می‌شود.

$$l_p = \frac{(f_s - f_y) d_b}{4u_p} \quad (6)$$

$u_p$  تنش پیوستگی پلاستیک است. طول مهاری کل  $l_d$  از جمع طول مهاری الاستیک  $l_e$  و پلاستیک  $l_p$  محاسبه می‌شود و تغییر طول آرماتور طولی ناشی از لغزش  $\delta(x)$  با فرمول ۸ محاسبه می‌گردد.

$$l_d = l_e + l_p \quad (7)$$

$$\delta(x) = \int_0^{l_d} \varepsilon_s(x) dx \quad (8)$$

تنش پیوستگی در محدوده الاستیک  $u_e = 8\sqrt{f'_c}$  و خارج از این محدوده  $u_p = 4\sqrt{f'_c}$  در نظر گرفته می‌شود. به طور کلی تغییر طول ناشی از لغزش آرماتورهای طولی قبل و بعد از تسلیم با روابط ۹ و ۱۰ محاسبه می‌شود.

$$\delta l_e = \frac{d_b f_s^2}{8E_s u} \quad (9)$$

$$\delta l_p = \frac{(\varepsilon_s + \varepsilon_y)}{2} l_e + \frac{\varepsilon_y}{2} l_p \quad (10)$$

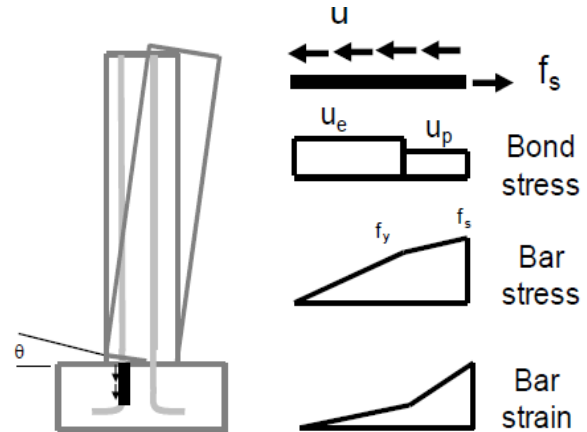
در فرمول فوق  $\delta l_e$  از دید طول آرماتورهای طولی قبل از تسلیم،  $\delta l_p$  از دید طول آرماتورهای تسلیم پس از تسلیم،  $\varepsilon_y$  کرنش تسلیم آرماتور،  $\varepsilon_p$  کرنش در آرماتورهای انتهایی مقطع و  $E_s$  مدول الاستیسیته آرماتور است. حال برای دوران صلب ناشی از لغزش از رابطه ۱۱ استفاده می‌شود.

$$\theta_{slip} = \frac{\delta l}{D - c} \quad (11)$$

در این فرمول  $\theta_{slip}$  دوران صلب ناشی از لغزش،  $D$  فاصله دورترین تار کششی تا فایبر تار فشاری و  $c$  فاصله تار فشاری تا محور خنثی است. با استفاده از روابط فوق منحنی ممان-دوران

#### ۴- مدل‌سازی لغزش آرماتورهای طولی

قسمتی از تغییر شکل ستون‌های بتنی ناشی از ازدیاد طول آرماتورهای طولی در محل اتصال تیر به ستون یا ستون به فونداسیون است. همانطور که در شکل ۱۰ دیده می‌شود، بر اساس فرضیات تحقیقات Lehman و Moehle، توزیع تنش پیوستگی در طول آرماتور طولی مهار شده در فونداسیون به صورت ۲ پله‌ای است.



شکل ۱۰. چرخش صلب انتهایی ناشی از لغزش آرماتور طولی در محل اتصال فونداسیون

همواره بین تنش آرماتور طولی و تنش پیوستگی در محیط آرماتور طولی رابطه تعادل برقرار است. قبل از تسلیم آرماتور، تنش در آرماتور طولی مطابق رابطه ۲ محاسبه می‌شود.

$$f_{se} = \frac{\pi d_b u_e l_d}{A_b} \quad (2)$$

$f_{se}$  تنش آرماتور طولی،  $d_b$  قطر آرماتور،  $u_e$  تنش پیوستگی الاستیک و  $l_d$  طول گیرایی است. بعد از تسلیم، شاخه سخت شوندگی کرنشی از منحنی پارابولیک Mander (Mander and Chang, 1994) مطابق رابطه ۳ تبعیت می‌کند.

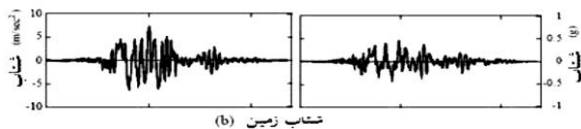
$$f_s = f_u + (f_y - f_u) \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^p}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \quad (3)$$

$f_u$  تنش نهایی،  $f_y$  تنش تسلیم،  $\varepsilon_s$  کرنش فولاد،  $\varepsilon_{sh}$  کرنش فولاد در شروع سخت شوندگی کرنشی و  $\varepsilon_{su}$  کرنش نهایی فولاد است. مولفه  $P$  از فرمول ۴ محاسبه می‌شود.

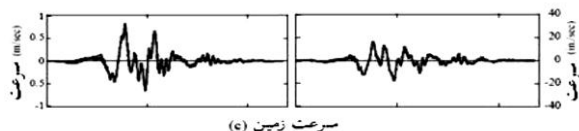
$$P = E_{sh} \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{f_u - f_y} \right) \quad (4)$$

جدول ۲. جدول مشخصات رکورد زلزله ورودی [14]

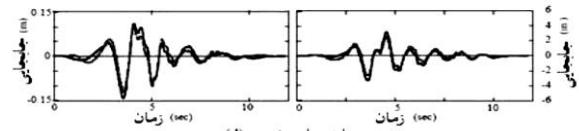
	فیلتر شده	اصلی	فیلتر شده	اصلی
	مولفه جهت Y	موازی گسل	مولفه جهت X	عمود بر گسل
شتاب	4.46 m/s <sup>2</sup> (0.45g)	4.49 m/s <sup>2</sup> (0.46g)	7.30 m/s <sup>2</sup> (0.74g)	7.04 m/s <sup>2</sup> (0.72g)
سرعت	0.422 m/s (16.6 ips)	0.429 m/s (16.9 ips)	0.739 m/s (29.1 ips)	0.815 m/s (32.1 ips)
جابه‌جایی	0.067 m (2.6 in.)	0.082 m (3.2 in.)	0.122 m (4.8 in.)	0.144 m (5.7 in.)



(b) شتاب زمین



(c) سرعت زمین



(d) جابه‌جایی زمین

مولفه موازی گسل (Y جهت) مولفه عمود بر گسل (X جهت)

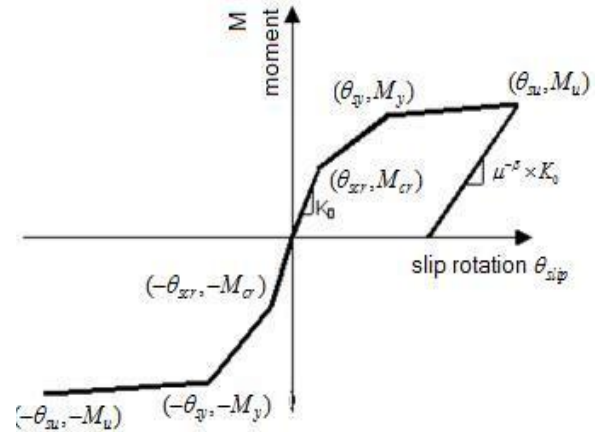
شکل ۱۲. رکورد زمین لرزه ورودی به ستون پل [14]

## ۶- تحلیل لرزهای و صحت‌سنجی مدل‌های مختلف پیشنهادی

برای تخمین تقاضای جابجایی پس ماند لرزهای، ۶ مدل مختلف پیشنهاد گردید و تحت تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل این مدلها تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی شدند. برای صحت‌سنجی مدل‌های مختلف در برآورد تقاضای جابه‌جایی پس ماند لرزهای، نتایج تحلیل دینامیکی مدل‌های مختلف ارایه شد و با نتایج تست میز لرزه مقایسه گردید تا در انتها مدل مناسب برای تخمین جابه‌جایی پس ماند به دست آمد. در تمامی مدلها از روش نیومارک  $\beta$  با فرض شتاب ثابت بین گامهای زمانی و مقادیر  $\beta = 0.25$ ,  $\gamma = 0.5$  برای تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده شد. نسبت میرایی بر اساس مطالعات (Mahin, Sakai and Jeong, 2008)  $\beta = 0.02$  درصد متناسب با سختی انتخاب گردید. برای مدلسازی از المانهای فایبر تیر- ستون پایه نیرویی استفاده شد.

مدل شماره یک مربوط به مدلسازی با تئوری پلاستیسیته

ناشی از لغزش آرماتورهای طولی به صورت رفتار هیستریزس المانی با طول صفر در مرز فونداسیون و ستون در ممانهای نظیر ترک خوردگی، تسلیم و نهایی مطابق شکل ۱۱ تعریف شده است.



شکل ۱۱. رفتار متریال هیستریک برای شبیه‌سازی المان لغزش در پای ستون بتنی

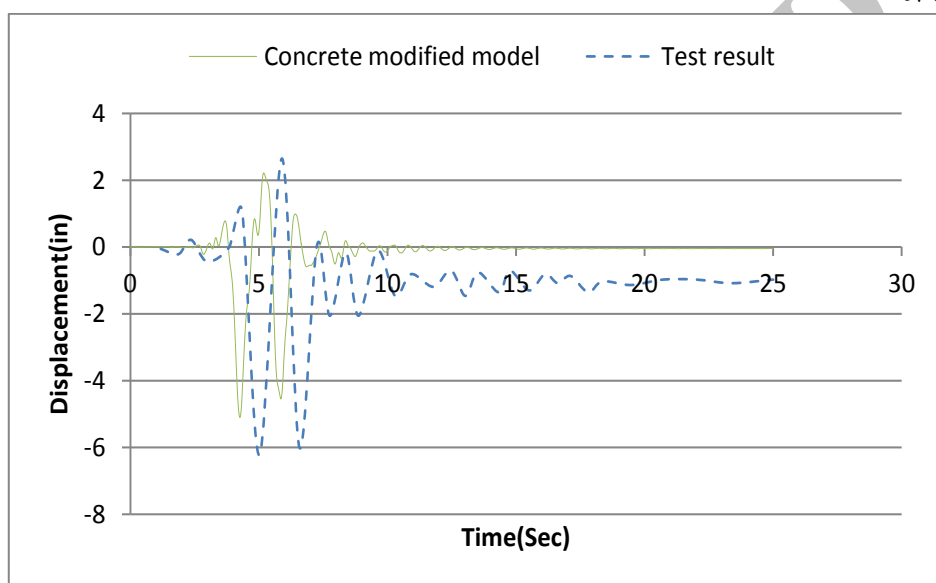
## ۵- تحریک ورودی مدل

با توجه به آنالیز ابعادی ارایه شده برای مدل‌های کوچک شده در جدول شماره ۱، در این شبیه‌سازی تاریخچه زمانی شتاب وارده به پایه باید اصلاح شود و در این راستا پارامتر زمان محور افقی تاریخچه زمانی شتاب باید با نسبت ۲/۱۲ کوچک شود. رکورد اصلاح شده ایستگاه Los Gatos زلزله Loma Prieta سال ۱۹۸۹ به عنوان زلزله نزدیک گسل ورودی برای تست و شبیه‌سازی لرزهای استفاده شده است. این رکورد شامل ۲۵۰۰ نقطه مربوط به شتاب زمین با فواصل ۰/۰۱ می‌باشد که مدت زمان زمین لرزه را ۲۵ ثانیه نشان می‌دهد. با توجه به آنالیز ابعادی انجام شده، زلزله ورودی به مدل تحلیلی زلزله‌ای با مدت زمان ۱۱/۸ ثانیه و شامل ۲۵۰۰ نقطه شتاب با فواصل زمانی ۰/۰۰۴۷۱ ثانیه است. زلزله به صورت دوطرفه و همزمان به پایه پل اثر داده می‌شود. جدول ۲ ماکزیمم شتاب، سرعت و جابه‌جایی مربوط به زلزله اصلی و فیلتر شده و شکل ۱۲ تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و تغییر مکان زلزله ورودی رانسان داده شده است. لازم به یاد آوری است که در تست میز لرزه و نتایج شبیه‌سازی پایه پل، زلزله فوق‌الذکر با ضریب ۰/۷ به پایه اثر داده شده است.

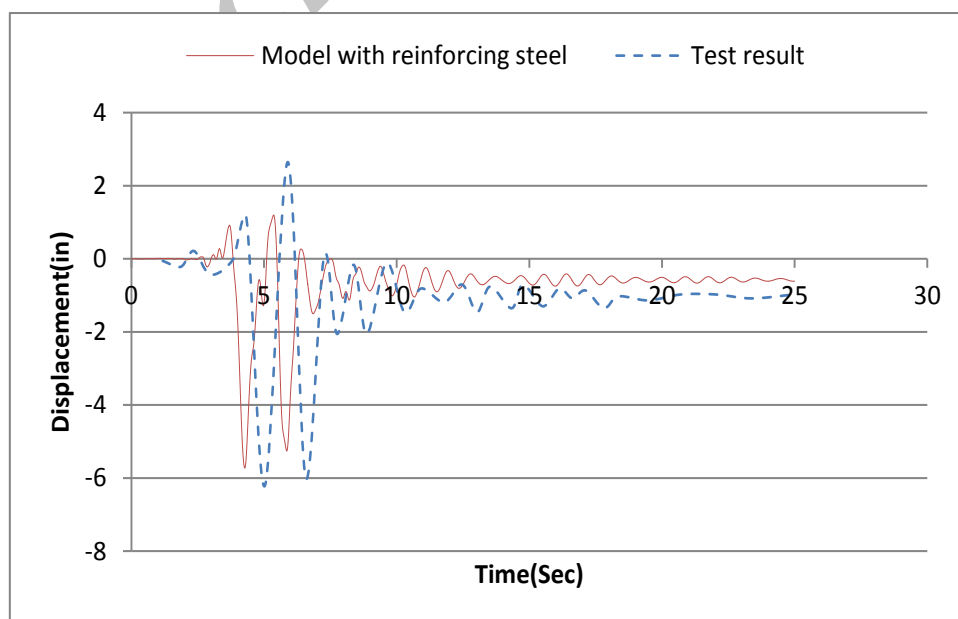


شد اما برای مدل‌سازی فولاد از مدل Reinforcing Steel استفاده شد که این مدل سخت‌شوندگی ایزوتروپیک فولاد را در نظر می‌گیرد و قادر است بر اساس روش Appelton و Gomes (1997) کماتش آرماتور را به صورت پارامتر لاغری آرماتور در حد فاصل دو خاموت متوالی را نیز لحاظ کند. نتایج شکل ۱۴ نشان داد این مدل جابه‌جایی پس ماند را تا حدودی برآورد می‌کند لیکن از مقادیر میز لرزان کمتر است و جابه‌جایی‌های ماکزیمم را نیز کمتر نشان می‌دهد و به نظر رسید مدل پیشنهادی دارای سختی بیشتری نسبت به واقعیت است.

گسترده است که در آن از یک المان با ۵ نقطه انتگرال‌گیری استفاده شد و برای مدل‌سازی بتن پوسته و هسته از مدل بتن ۱ استفاده شد و برای مدل‌سازی فولاد از مدل Giuffre-Menegotto-Pinto (G-P-M) استفاده گردید. نتایج شکل ۱۳ نشان داد این مدل جابه‌جایی پس ماند را برآورد نمی‌کند و جابه‌جایی‌های ماکزیمم را کمتر نشان می‌دهد و به نظر می‌رسد مدل پیشنهادی دارای سختی بیشتری نسبت به نتایج میز لرزه است. مدل شماره ۲ مربوط به مدل‌سازی با تئوری پلاستیسیته گسترده است که در آن از یک المان با ۵ نقطه انتگرال‌گیری استفاده شد و برای مدل‌سازی بتن پوسته و هسته از مدل Concrete02 استفاده



شکل ۱۳. مقایسه مدل شماره یک با نتایج تست میز لرزه

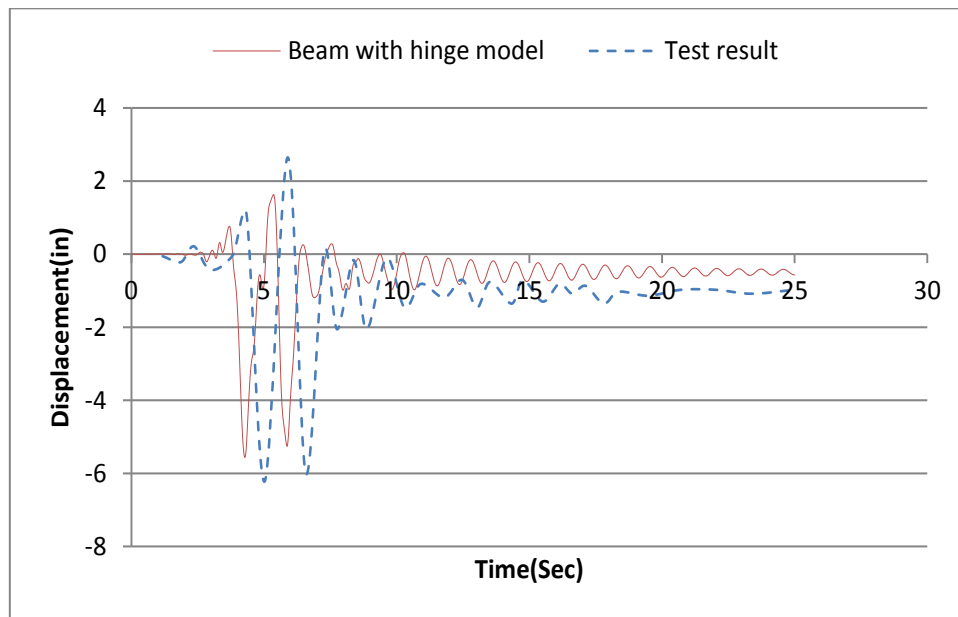


شکل ۱۴. مقایسه نتایج مدل شماره ۲ با نتایج تست میز لرزه

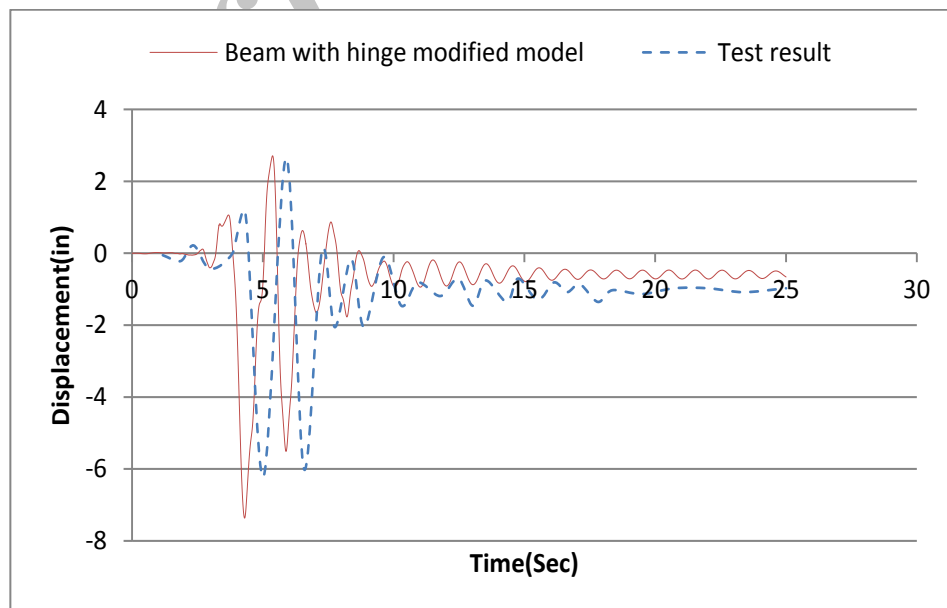
پلاستیسیته متمرکز استفاده شد، لیکن در این مدل کاهش سختی برای قسمت الاستیک در نظر گرفته شد و براساس روش آئین نامه Caltrans سختی موثر قسمت الاستیک ۰.۲ سختی مقطع ترک نخورده در نظر گرفته شد. نتایج شکل ۱۶ نشان داد جابه‌جایی پس ماند کماکان تغییری نسبت به قبل پیدا نکرده است. اما به دلیل کاهش سختی جابه‌جایی ماکزیمم نمونه شبیه سازی شده افزایش یافته و حتی در مواردی از نتایج تست میز لرزه بیشتر شده است.

مدل شماره ۳ همان مدل شماره ۲ است که در آن به جای استفاده از تئوری پلاستیسیته گسترده از تئوری پلاستیسیته متمرکز استفاده شد، لیکن در این مدل کاهش سختی برای قسمت الاستیک در نظر گرفته نشد. نتایج شکل ۱۵ نشان داد جابه‌جایی پس ماند و جابه‌جایی ماکزیمم مانند مدل شماره ۲ از مقادیر آزمایش میز لرزان کمتر است.

مدل شماره ۴ همان مدل شماره ۳ است که در آن از تئوری



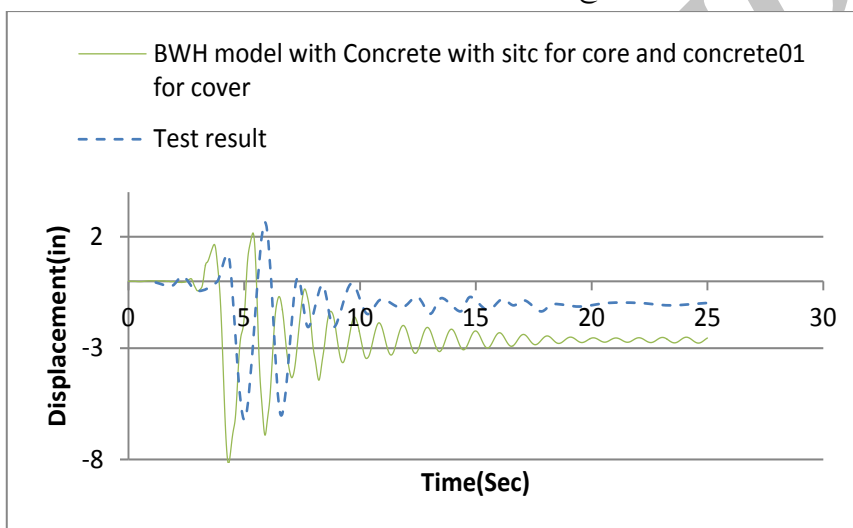
شکل ۱۵. مقایسه نتایج مدل شماره ۳ با نتایج تست میز لرزه



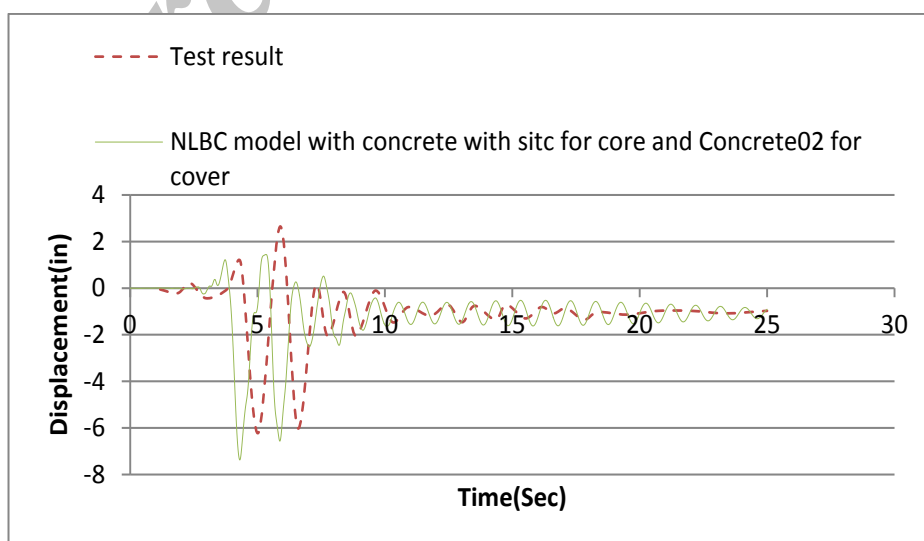
شکل ۱۶. مقایسه نتایج مدل شماره ۴ با نتایج تست میز لرزه

شامل سنگدانه‌ها و خمیر سفت شده پر می‌شود و در ضمن ماده ترک خورده در مسیر بسته شده ترک در سیکل بعدی رفتاری متفاوت دارد. با این مدل مصالح برای بتن به نوعی از پدیده Pinching در پاسخ سیکلیک نمونه نیز جلوگیری می‌شود. این مدل در مسیر باربرداری و بارگذاری مجدد مانند مدل بتن Mcniven-Stanton عمل می‌کند. نتایج شکل ۱۷ نشان می‌دهد جابه‌جایی پس ماند به مقدار قابل ملاحظه‌ای از نتایج آزمایش میز لرزان بیشتر شده است و از طرفی به دلیل کاهش سختی در المان تیر- ستون با پلاستیسیته متمرکز مقدار جابه‌جایی ماکزیمم نیز از مقادیر آزمایش میز لرزان بیشتر شده است.

مدل شماره ۵ همان مدل شماره ۴ است که در آن از تئوری پلاستیسیته متمرکز استفاده شد، و براساس روش آئین نامه Caltrans سختی موثر قسمت الاستیک ۰.۲ سختی مقطع ترک نخورده در نظر گرفته شد با این تفاوت که در آن برای مصالح بتن پوسته و هسته از مدل بتن ۳ یا Concrete with SITC (Concrete with substance in the crack) استفاده شد. این مدل همانند مدل بتن Kent-Park است با این تفاوت که در آن کرنش باربرداری و بارگذاری مجدد یکسان نیست و باربرداری و بارگذاری مجدد از یک مسیر انجام نمی‌شود و این به دلیل مکانیزم متفاوت انتقال نیرو در عرض ترک می‌باشد، زیرا در رفت و برگشت‌های زلزله ترک‌های ایجاد شده با مصالح خرد شده



شکل ۱۷. مقایسه نتایج مدل شماره ۵ با نتایج تست میز لرزه



شکل ۱۸. مقایسه نتایج مدل شماره ۶ با نتایج تست میز لرزه

که مدل شماره ۶ با المان تیر-ستون غیر خطی پایه نیرویی با مدل Concrete02 برای بتن پوسته، Concrete with SITC برای بتن هسته و Reinforcing Steel برای فولاد طولی دارای بهترین تطابق با نتایج تست میز لرزه است. برای آنالیز حساسیت مدل پیشنهادی با پارامترهای ورودی، نتایج جابه جایی پس ماند این نمونه‌ها با پارامترهای مختلف مدلسازی بررسی گردید تا حساسیت نتایج نسبت به پارامترهای مختلف سنجیده شود.

#### ۷-۱- اثر تعداد نقاط انتگرال گیری

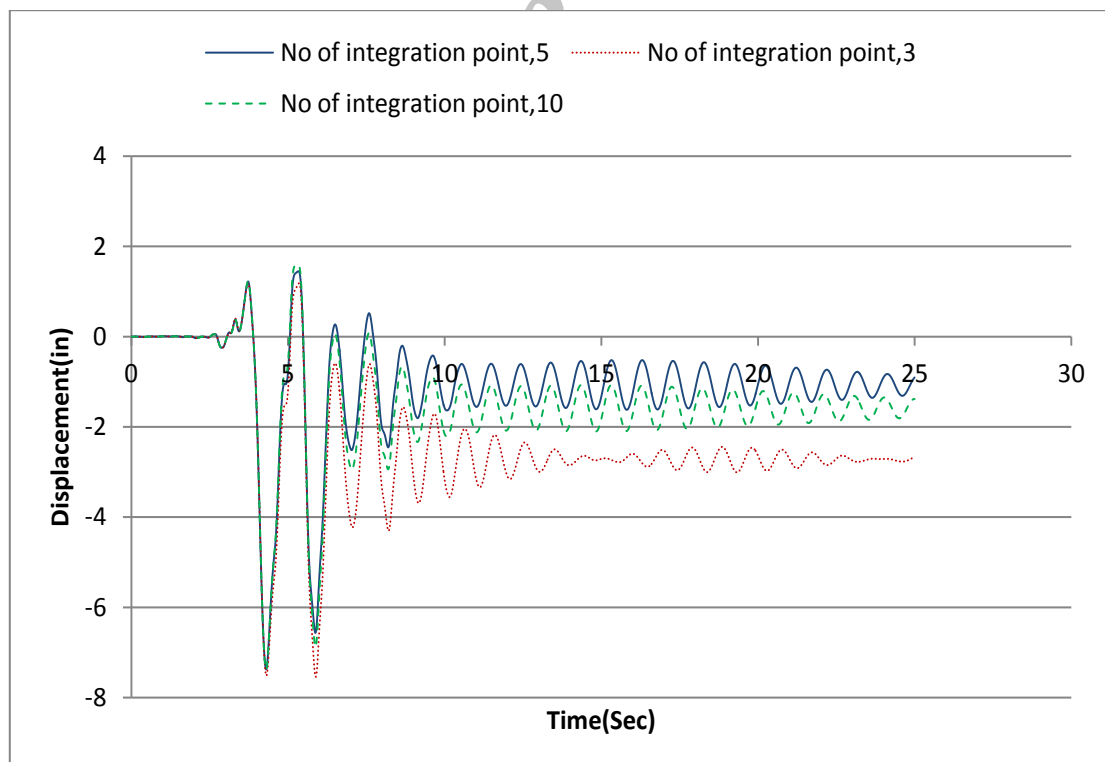
یکی از پارامترهای مهم در مدلسازی با المانهای فایبری تیر-ستون پایه نیرویی تعداد نقاط انتگرال گیری در طول المان است. شکل ۱۹ تغییرات جابه جایی ماکزیمم و پس ماند را نسبت به تعداد نقاط انتگرال گیری نشان می‌دهد. نتایج نشان داد که در صورتی که برای پاسخ المان تیر-ستون غیر خطی، تعداد نقاط انتگرال گیری کم در نظر گرفته شود، پاسخ جابه جایی پس ماند نسبت به واقعیت بیشتر خواهد شد.

مدل شماره ۶ مدل المان تیر-ستون با تئوری پلاستیسیته گسترده است که در آن برای مدلسازی بتن پوسته از مدل بتن Concrete02، برای بتن هسته از مدل بتن Concrete with SITC و برای فولاد طولی از مدل Reinforcing Steel استفاده شد. نتایج شکل ۱۸ نشان داد جابه جایی پس ماند نمونه شبیه سازی شده تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایش تست میز لرزه دارد و تنها مقادیر جابه جایی ماکزیمم است که از نتایج تست میز لرزه بیشتر شده و دارای خطای کمی است. لذا مدل شماره ۶ برای تخمین جابه جایی پس ماند برای المانهای پایه پل مناسب است و در مرحله بعد از آن برای آنالیز حساسیت مدل پیشنهادی یعنی مدل ۶ نسبت به پارامترهای هندسی و مکانیکی مدلسازی استفاده می‌شود.

#### ۷- آنالیز حساسیت مدل پیشنهادی نسبت

##### به پارامترهای هندسی و مکانیکی

مقایسه مدل‌های مختلف در برآورد جابه جایی پس ماند نشان داد



شکل ۱۹. تغییرات جابه جایی پس ماند پایه بتنی با تعداد نقاط انتگرال گیری

## ۲-۷- اثر کرنش بارگذاری مجدد

در مدل پیشنهادی برای تخمین درست جابه‌جایی پس ماند از مدل Concrete with SITC استفاده شد. این مدل در مسیر باربرداری و بارگذاری مجدد و کاهش سختی در سیکل‌های مختلف از مدل Stanton-Mcniven تبعیت می‌کند. در این مدل بتن کرنش باربرداری و کرنش بارگذاری مجدد متفاوت است. شکل ۲۰ نشان می‌دهد کرنش بارگذاری مجدد تأثیر مهمی در تخمین جابه‌جایی پس ماند دارد و با افزایش میزان کرنش بارگذاری مجدد این جابه‌جایی افزایش می‌یابد.

## ۴-۷- اثر نسبت میرایی

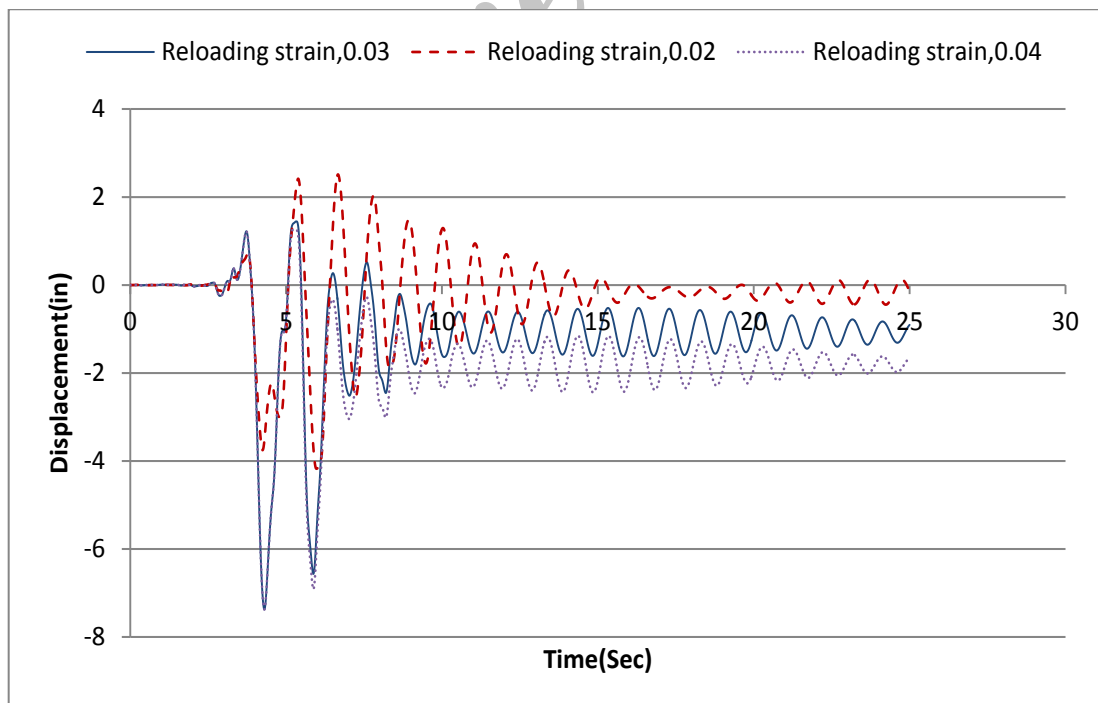
برای بررسی تأثیر نسبت میرایی ویسکوز در تخمین جابه‌جایی پس ماند لرزه‌ای، ۳ نسبت میرایی ۰/۰۲، ۰/۰۳ و ۰/۰۵ در نظر گرفته شد. نتایج شکل ۲۲ نشان داد مقدار میرایی متناسب با سختی به دلیل ماهیت پالس گونه زلزله نزدیک گسل در نتایج تأثیر زیادی ندارد.

## ۵-۷- اثر تعداد تقسیمات مقاطع فایبر

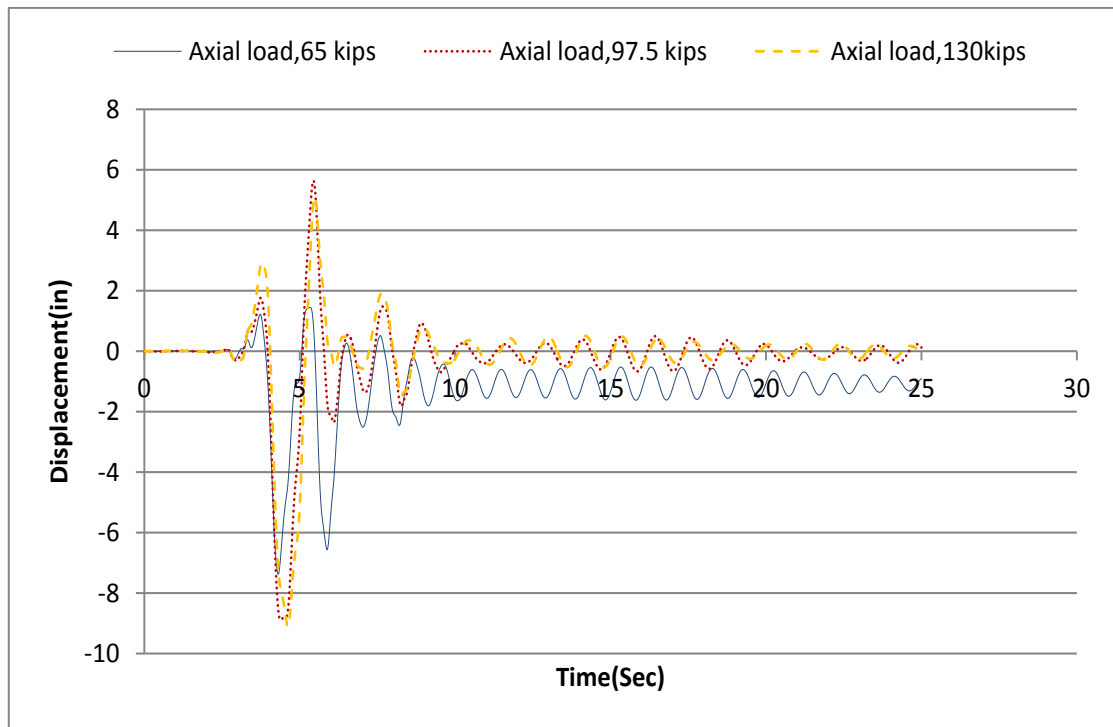
برای بررسی تأثیر تعداد تقسیمات مقاطع فایبر در تخمین جابه‌جایی پس ماند لرزه‌ای تعداد تقسیمات ۲۴۰، ۶۰ و ۹۶۰ در نظر گرفته شد. نتایج شکل ۲۳ نشان داد که تعداد تقسیمات مقاطع فایبر نیز تأثیر زیادی در پاسخ لرزه‌ای جابه‌جایی نداشته است اما ذکر این نکته ضروری است که تعداد تقسیمات در گسسته‌سازی مقاطع فایبر برای پاسخ‌های محلی مانند کرنش و انحنا در محل مفاصل پلاستیک مهم است که در این تحقیق به آن پرداخته نشده است.

## ۳-۷- اثر افزایش نیروی محوری

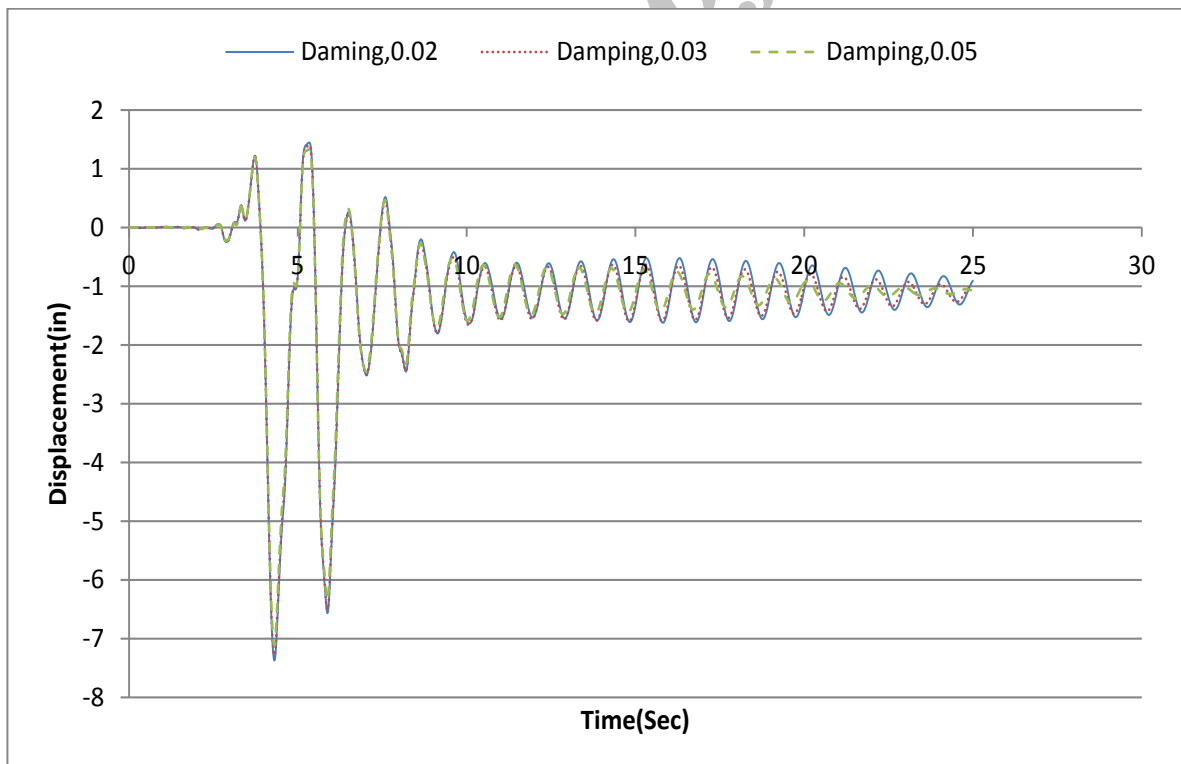
یکی از عوامل تأثیرگذار در جابه‌جایی پس ماند به خصوص در زلزله‌های نزدیک گسل که معمولاً در آنها مولفه قائم شتاب از مولفه افقی بیشتر است، میزان نیروی محوری اعمالی ناشی از وزن روسازه است که در زلزله‌های نزدیک گسل به دلیل شتاب قائم تشدید می‌شود. شکل ۲۱ نشان داد افزایش نیروی محوری باعث کاهش جابه‌جایی پس ماند می‌شود.



شکل ۲۰. تغییرات جابه‌جایی پس ماند پایه‌های بتنی با مقدار کرنش بارگذاری مجدد در مدل بتن

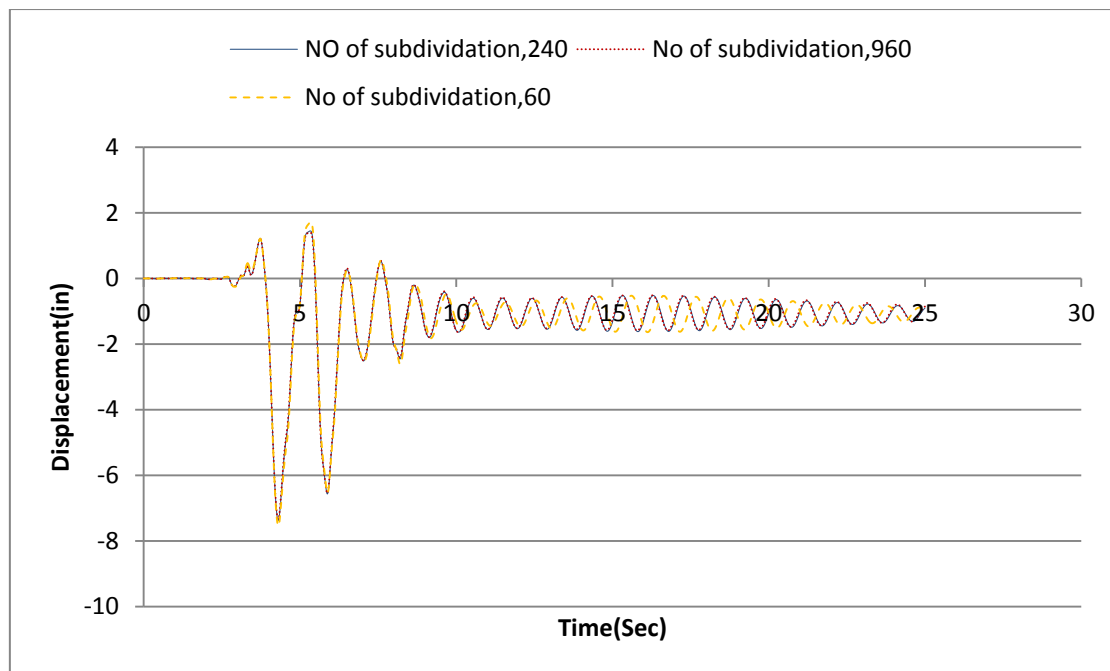


شکل ۲۱. تغییرات جابه جایی پس ماند پایه های بتنی با مقدار نیروی محوری اعمالی



شکل ۲۲. تغییرات جابه جایی پس ماند پایه های بتنی با نسبت میرایی متناسب با سختی





شکل ۲۳. تغییرات جابه‌جایی پس ماند پایه‌های بتنی با تعداد تقسیمات در مقاطع فایبر در گسسته سازی

#### ۸- نتیجه‌گیری

گرفتن سختی ایزوتروپیک و پارامترهای کمانش و خستگی تأثیر مناسبی در تخمین جابه‌جایی پس ماند در المان تیر-ستون غیر خطی دارد.

- در مدلسازی با روش پلاستیسیته متمرکز (BWH) پاسخ جابه‌جایی ماکزیمم به شدت به کاهش سختی المان ترک خورده وابسته است.

- در آنالیز حساسیت مشخص شد که کرنش بارگذاری مجدد از مشخصات مصالح، تعداد نقاط انتگرال‌گیری در المان تیر-ستون پایه نیرویی از مشخصات مدلسازی و میزان نیروی محوری در مناطق نزدیک گسل تأثیر قابل ملاحظه‌ای در تخمین جابه‌جایی پس ماند پایه‌های بتنی پل دارند.

- نتایج نشان داد ترکیب مدل پایه پل بر اساس مفصل متمرکز و مدل بتن Stanton برای هسته و پوسته مقادیر جابه‌جایی پس ماند را بسیار بیشتر از مقادیر آزمایش میز لرزه نشان می‌دهد و خطای قابل ملاحظه‌ای دارد.

#### ۹- مراجع

- Beery, p.M and Eberhand, O. M. (2007). "Performance Modeling Strategies for Modern

- در المانهای تیر-ستون غیر خطی پایه نیرویی، مدل پیشنهادی که در آن برای شبیه‌سازی بتن هسته از Concrete with SITC استفاده می‌کند و در آن کرنش باربرداری و بارگذاری مجدد متفاوت است، بهترین نتیجه را در تخمین جابه‌جایی پس ماند دارد. این مدل به دو دلیل، اول اینکه در طول رفت و برگشت‌های بارگذاری و باربرداری مجدد، مصالح خرد شده (سنگدانه‌های شکسته شده و خمیر سیمان) حاصل از ترک، شکاف را پر می‌کنند و باعث می‌شوند تا ترک قبل از آن که به طول کامل بسته شود، بار را در طول خود منتقل نماید و دوم اینکه، در سیکل‌های بارگذاری و بارگذاری مجدد، بسته شدن ترک طوری اتفاق می‌افتد که آن، دیگر شبیه یک ماده ترک نخورده اولیه نیست و بنابراین برای انتقال تنش مکانیزم متفاوتی با آنچه در مدل‌های بتن وجود دارد اتفاق می‌افتد، کرنش بارگذاری مجدد و باربرداری متفاوت دارد. البته انتخاب کرنش بارگذاری مجدد در شبیه‌سازی باید بر اساس نتایج تست میز لرزه انتخاب گردد.

- در مدل پیشنهادی، برای مدلسازی فولاد طولی از Reinforcing Steel استفاده شد این مدل به واسطه در نظر

- Kawashima, K. (2000). "Seismic Design And Retrofit Of Bridges." Proc. of 12th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM No. 2828, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- Lee, W.K. and Billington, S. (2010). "Modeling Residual Displacement of Concrete Bridge Columns Under Earthquake Loads Using Fiber Elements." J. Bridge. Engrg., ASCE, Vol. 15, No. 3, pp. 240-249.
- Mander, J.B., and Cheng, C.T. (1997). "Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design." Report NO.NCEER-97-0014, Department of civil and Environmental Engineering, State University of New York at Buffalo, NY.
- OpenSees (2008). "Open System for Earthquake Engineering Simulation." Available online: <http://opensees.berkeley.edu>.
- Phan, V., Saiidi, S., Anderson, J. and Ghasemi, H. (2007). "Near-fault Ground Motion Effects on Reinforced Concrete Bridge Columns." Journal of Structural Engineering, Vol. 133, No. 7, pp. 982-989.
- Uglade, M., Kutter, L.B. and Jeremic, B. (2010). "Rocking Response of Bridges on Shallow Foundation." PEER-2010/101, Pacific Earthq. Engrg. Res. Center, Univ. of California at Berkeley, California.
- Wang, Z., Song, W., Wang, Y. and Wei, H. (2011). "Numerical Analytical Model for Seismic Behavior of Prestressing Concrete Bridge Column Systems." Journal of Procedia Engineering, Vol. 14, No. 7, pp. 2333-2340.
- Reinforced Concrete Bridge Column." PEER-2007/07, Pacific Earthq. Engrg. Res. Center, Univ. of California at Berkeley, California.
- California Department of Transportation (Caltrans), 2004, "Seismic Design Criteria," Sacramento, CA, 116 pp.
- California Department of Transportation (Caltrans) (2001). Seismic Design Criteria Ver. 1.2., California.
- Choi, H., Saiidi, S., Somerville, P. and El-Azizy, S. (2010). "Experimental Study of Reinforced Concrete Bridge Columns Subjected to Near-Fault Ground Motions." ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 1, pp. 3-12.
- Fahmy, M., Wu, Z., Wu, G. and Sun, Z. (2010). "Post-Yield Stiffness and Residual Deformations of RC Bridge Columns Reinforced With Ordinary Rebars and Steel Fiber Composite Bars." J. Engineering Structures, Vol. 124, No. 32, pp. 2969-2983.
- Iemura, H., and Takahashi, Y. (2000). "Development of high seismic performance RC piers with unbounded bars." Proc. of 11th Symposium for the Enhancement of Earthquake Performance of Infrastructures Based on Investigation into Fracturing Process, Japan.
- Japan Road Association, (2002), Design specification of highway bridges: part V-seismic design, Japan (in Japanese).
- Jeong, H. I., Sakai, J. and Mahin, S. A. (2008). "Shaking Table Tests And Numerical Investigation Of Self-Centering Reinforced Concrete Bridge Columns." PEER-2008/06, Pacific Earthq. Engrg. Res. Center, Univ. of California at Berkeley, California.