

بررسی تقاضای لرزه‌ای جابه‌جایی پس‌ماند پل‌های تک‌ستونه بتنی با المانهای

فایبر مبتنی بر روش نیرو

مختار انصاری، دانش‌آموخته 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: 1394/10/06 – پذیرش: 1395/02/25

چکیده

استفاده از المان‌های فایبر-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 پس‌ماند 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 پس‌ماند تحت تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل بررسی شد. در تخمین و برآورد جابه‌جایی پس‌ماند، اثر لغزش آرماتورهای طولی ستون، تأثیر پارامترهای هندسی و مشخصات مکانیکی مصالح ارزیابی شد. با توجه به اهمیت جابه‌جایی پس‌ماند به عنوان پارامتری مهم در ارزیابی کارایی سازه‌های آسیب دیده، تخمین میزان جابه‌جایی پس‌ماند لرزه‌ای از اهمیت خاصی برخوردار است. در این مطالعه اثر روش‌های مختلف مدل‌سازی و تأثیر مشخصات مصالح در برآورد جابه‌جایی پس‌ماند ارزیابی شد و در این راستا 5 مدل مختلف بررسی گردید و حساسیت مدل بهینه به پارامترهای مختلف سنجیده شد. نتایج نشان می‌دهد برای تخمین جابه‌جایی پس‌ماند، 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 پس‌ماند دارند.

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

1- مقدمه

شکل‌پذیری 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 1999 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 پس‌ماند زیادی ایجاد می‌کنند. در سالهای اخیر ستون‌های بتنی واقع در مناطق با لرزه خیزی زیاد با

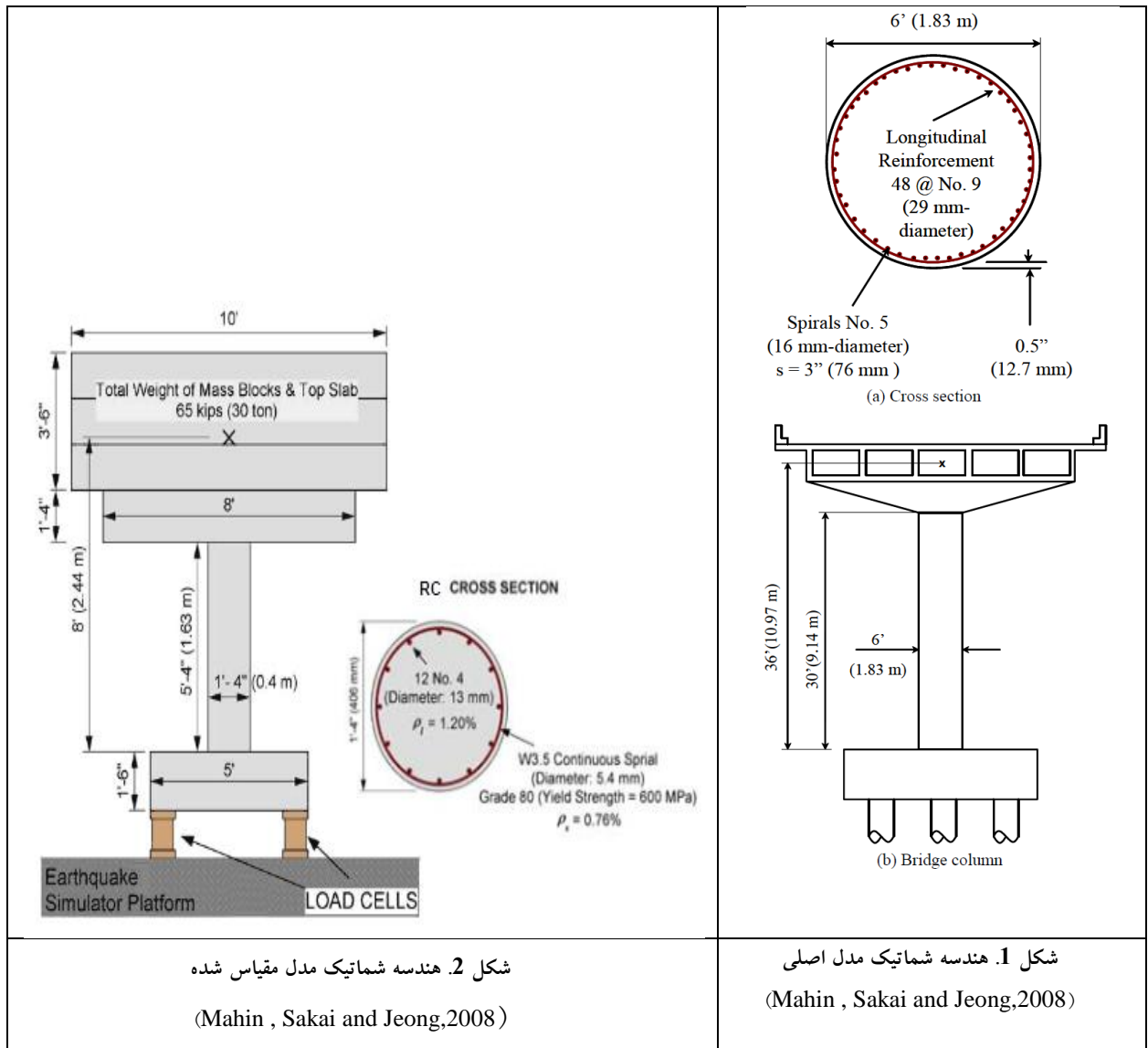
و Kobe 1995 تعداد زیادی از پایه‌های پل دچار تغییر شکلهای جانبی پسماند قابل ملاحظه‌ای شدند. برای مثال پس از زلزله سال 1995 کوبه ژاپن بیش از 100 پل به دلیل جابه جایی نسبی پس ماند بیش از حد مجاز و عدم شرایط سرویس پذیری مناسب، تخریب شدند. این تغییر شکلهای جانبی پسماند باعث می‌شود که سرویس پذیری پل پس از 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 جابه جایی پس ماند وجود ندارد و این آئین نامه‌ها در مناطق نزدیک به گسل تنها به پیشنهاد افزایش برش پایه یا شتاب طیفی تا $1/2$ برابر اکتفا نموده‌اند (Caltrans, 2004) و تنها آئین نامه ژاپن جابه جایی پس ماند را به مقدار ثابت 1 درصد در سطوح مختلف زلزله محدود نموده است (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 شده است. ایومورا و تاکاهاشی (Iemura and Takahashi, 2002) استفاده از آرماتورهای مقاومت بالای نچسبیده^۱ در ستون‌های پل‌های بتنی را به منظور دستیابی به سختی پس از تسلیم^۲ و در نتیجه کاهش تغییرشکل‌های پسماند پیشنهاد دادند. آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ایالات متحده هنور ضابطه‌ای را برای جابجایی‌های پسماند ستون پل‌ها لحاظ نکرده‌اند. اگرچه انتظار بر این است که با بکارگیری ضوابط طراحی بر اساس جابجایی^۳، ستون‌ها دارای ظرفیت شکل‌پذیری بزرگی باشند (Caltrans, 2001). چگونگی کاهش جابجایی 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^۴ با استفاده از تاندن‌های پس‌کشیدگی در ستون‌های بتنی پیش‌ساخته ارائه دادند که از رفتار چرخه‌ای دوخطی بدست آمده بود. سعیدی و فن (Saiidi (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 جابه جایی پس ماند آنها را در این زلزله‌ها مقایسه کنند و در انتها مدل هیستریزس ساده‌ای برای تخمین تقریبی جابه جایی پس ماند ارائه دادند. بری و

ابره‌ند (Berry and Eberhand, 2008) موفق به ارائه استراتژی‌های مختلف مدلسازی ستونهای بتنی تحت بار زلزله شده اند 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 هیستریک 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 هیستریزس ساده، جابه جایی پس ماند پایه‌ها را بررسی نمودند. آکلید 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 جابه جایی 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 جابه جایی 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 جابه جایی پس ماند دارند. وانگ و همکاران (Wang (et al.), 2011) جابه جایی 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 جابه جایی پس ماند ارائه نمودند. روشی جدید برای کاهش جابجایی پسماند توسط می‌هن و ساکای و جونگ (Mahin, Sakai and Jeong, 2008) ارائه شده‌است. در این تحقیقات مدل‌های عددی مختلفی برای تخمین جابه جایی‌های ماکزیمم و پس ماند ارائه شده که در اکثر آنها نتایج شبیه سازی و تست میز لرزان برای پاسخ‌های ماکزیمم تطابق خوبی داشته است ولی در خصوص جابه جایی پس ماند

این تطابق وجود نداشته است. با توجه به اهمیت جابه جایی پس ماند به عنوان پارامتری مهم در ارزیابی کارایی پل‌های آسیب دیده، تخمین میزان جابه جایی پس ماند لرزه‌ای از اهمیت خاصی برخوردار است و در این مطالعه اثر 5 روش مختلف مدلسازی در روش فایبر با در نظر گرفتن لغزش آرماتور و تأثیر مشخصات مصالح در برآورد جابه جایی پس ماند بررسی شده است و در نهایت برای پارامترهای مختلف مدلسازی و مدل رفتاری مصالح در تخمین جابه جایی پس ماند، آنالیز حساسیت انجام شده تا مدل و روش بهینه انتخاب گردد.

2- مدل پایه پل و روش صحت‌سنجی

برای برآورد جابه جایی پس ماند و تحقیق در خصوص دقت نتایج مدل‌های پیشنهادی، نتایج شبیه سازی پایه بتن مسلح پل با نتایج تست میز لرزه پایه بتنی یک پل موجود با مشخصات شکل 1 که مطابق شکل شماره 2 با مقیاس 4.5 کوچک شده است مقایسه می‌شود.

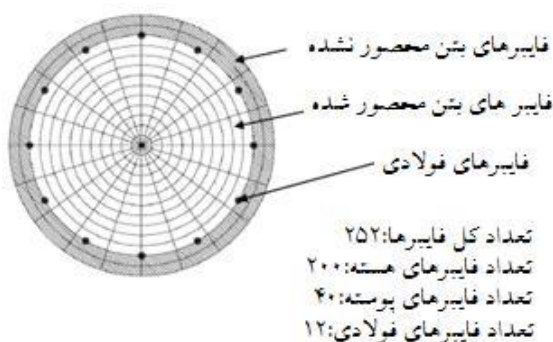


شکل 2. هندسه شماتیک مدل مقیاس شده (Mahin , Sakai and Jeong,2008)

شکل 1. هندسه شماتیک مدل اصلی (Mahin , Sakai and Jeong,2008)

قسمت الاستیک از پارامترهای موثر در رفتار المان می‌باشند. در روش پلاستیسیته گسترده، برای مدل‌سازی رفتار هیستریزیس ستون‌های بتنی از روش انتگرال‌گیری Gauss-Lobatto برای تعیین پاسخ المان تیر-ستون استفاده می‌شود. در این روش تعداد نقاط انتگرال‌گیری از پارامترهای اصلی و موثر در پاسخ غیر خطی المان پایه نیرویی است.

در این تحقیق برای مدل‌سازی مقاطع بتنی، از فایبرهای 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 252 فایبر استفاده گردید (200 فایبر برای بتن هسته، 40 فایبر برای بتن پوسته و 12 فایبر برای فولاد مسلح کننده). شکل 3 به صورت شماتیک مقطع فایبر فوق‌الذکر را نشان می‌دهد.



شکل 3. مقطع فایبر ستون بتنی پل

3- مدل رفتاری مصالح پایه پل

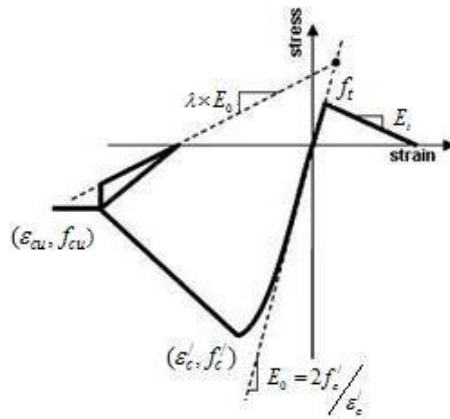
برای برآورد جابه‌جایی پس‌ماند از سه مدل مختلف شکل 4 برای بتن پوسته و هسته استفاده می‌شود.

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 1 ارائه شده است.

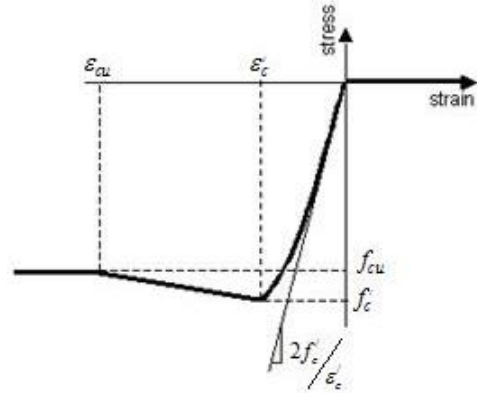
جدول 1. آنالیز ابعادی کمیت‌های مدل‌سازی نمونه‌های بتنی (Mahin, Sakai and Jeong, 2008)

| فاکتور مقیاس | ابعاد | کمیت فیزیکی |
|--------------|-----------------|-----------------|
| 4.5 | L | طول |
| 1 | LT^{-2} | شتاب |
| 1 | $ML^{-1}T^{-2}$ | مدول الاستیسیته |
| 2.12 | T | زمان |
| 0.471 | T^{-1} | فرکانس |
| 2.12 | LT^{-1} | سرعت |
| 4.5 | L | جابه‌جایی |
| 20.25 | L^2 | مساحت |
| 20.25 | M | جرم |
| 410.06 | ML^2 | جرم چرخشی |
| 20.25 | MLT^{-2} | نیرو |
| 4.5 | MT^{-2} | سختی |
| 91.13 | ML^2T^{-2} | ممان |
| 91.13 | ML^2T^{-2} | انرژی |
| 0.222 | $ML^{-2}T^{-2}$ | چگالی وزنی |
| 1 | 1 | گرنش |
| 1 | $ML^{-1}T^{-2}$ | تنش |

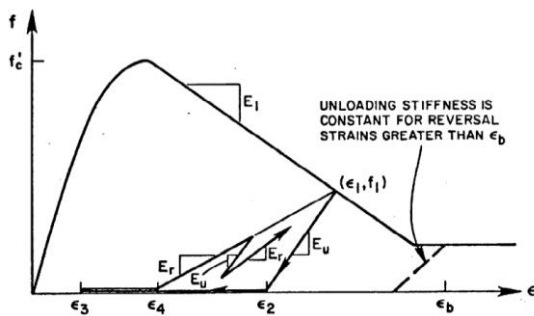
برای مدل‌سازی غیر خطی از المان فایبر تیر-ستون پایه نیرویی با تئوری پلاستیسیته گسترده و متمرکز استفاده می‌شود. المانهای فایبر قابلیت زیادی در بررسی رفتار سیکلیک و دینامیکی ستونهای بتنی دارند. در مدل‌سازی با روش پلاستیسیته متمرکز، مفصل پلاستیک به صورت متمرکز در انتهای المان فرض می‌گردد و در بقیه طول المان، رفتار الاستیک خطی در نظر گرفته می‌گردد. طول مفصل پلاستیک و سختی موثر



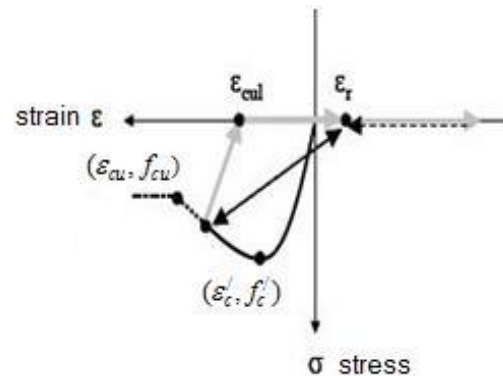
ب) مدل بتن 2



الف) مدل بتن 1



د) مدل بتن Stanton-McNiven



ج) مدل بتن 3

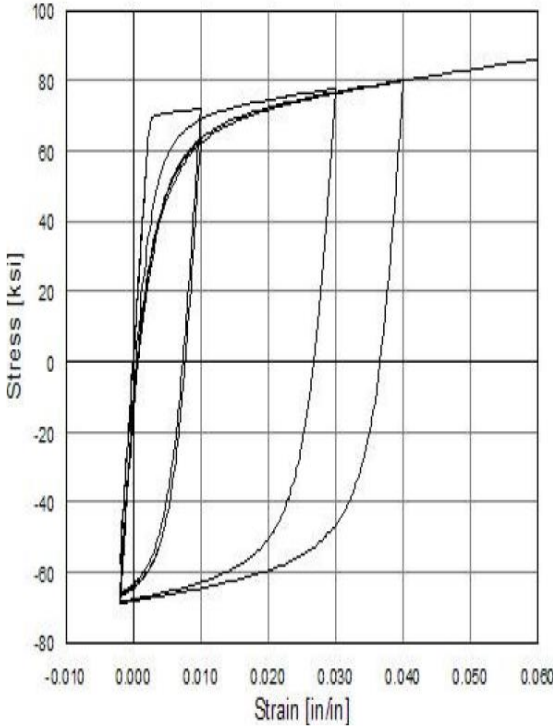
شکل 4. چند مدل برای بتن الف) مدل بدون در نظر گرفتن کشش ب) مدل با مقاومت کششی و نرم‌شدگی کششی خطی

ج) مدل بتن 3 با اثر مصالح خرد شده داخل ترک د) مدل بتن [14] Stanton

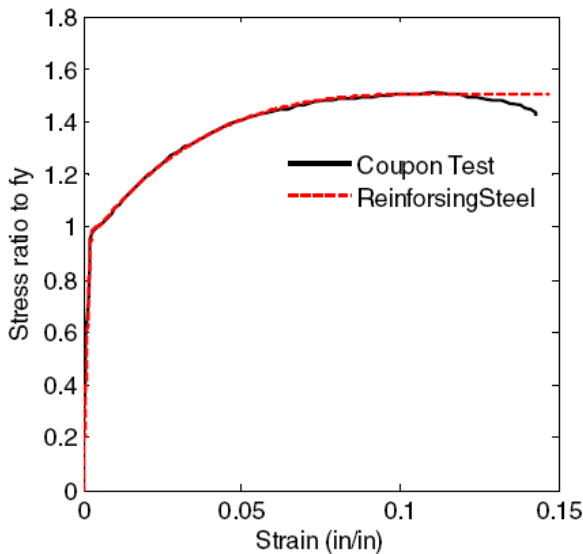
شود، بار را در طول خود منتقل نماید و دوم اینکه، در سیکل‌های بارگذاری و بارگذاری مجدد، بسته شدن ترک طوری اتفاق می‌افتد که آن، دیگر شبیه یک ماده ترک نخورده اولیه نیست و بنابراین برای انتقال تنش مکانیزم متفاوتی با آنچه در مدل‌های بتن وجود دارد اتفاق می‌افتد، کرنش بارگذاری مجدد و باربرداری متفاوت است. برای در نظر گرفتن اثر فوق در مدل بتن شماره 3، کرنش بارگذاری مجدد ϵ_r قبل از کرنش باربرداری ϵ_{cul} اتفاق می‌افتد. تفاوت این مدل با مدل بتن Stanton در مقدار کرنش بارگذاری مجدد است. در مدل Stanton (شکل 4-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)

مدل بتن 1 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 2 همان اصلاح شده مدل بتن 1 است که در آن مقاومت کششی همراه با نرم‌شدگی خطی در ناحیه کششی در رفتار مصالح در نظر گرفته می‌شود. مدل بتن 3 که در این شبیه‌سازی به آن بیشتر می‌پردازیم شبیه مدل بتن 1 است اما در آن کرنش باربرداری و بارگذاری مجدد در رفتار هیستریزس 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 قبل از آن که به طول کامل بسته



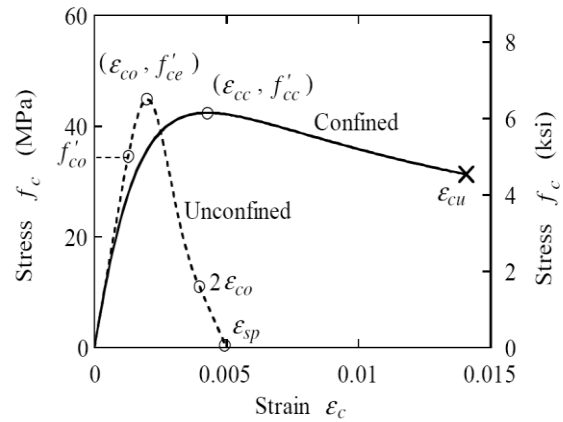
شکل 6. منحنی تنش-کرنش مدل فولاد
(Opensees, 2008) Steel02



شکل 7. 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 8 و 9

بیشتر از بتن پوشش است، برای تخمین ماکزیمم تنش و کرنش فشاری بتن محصور (هسته بتن) از روابط مندر (Mander and et al., 1983) به دلیل اثر محصورکنندگی خاموت دایره‌ای دور پیچ استفاده شده است. شکل 5، منحنی تنش-کرنش پوسته و هسته را برای بتن مورد نظر با استفاده از روابط Mander نشان می‌دهد.



شکل 5. منحنی تنش-کرنش بتن با استفاده از مدل مندر
(Mander and Cheng, 1997)

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 بوشینگر 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 6 مدل رفتاری این فولاد با سختی پس از تسلیم 0.01 را نشان می‌دهد.

مدل Reinforcing Steel از روابط غیر خطی Chang&Mander استفاده می‌کند و اثر سخت شوندهگی ایزوتروپیک را در نظر می‌گیرد. شکل 7 این مدل رفتاری برای فولاد مسلح کننده را نشان می‌دهد.

در نظر بگیرد.

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 2 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 شونده کرنشی از منحنی پارابولیک Mander (Chang and Mander, 1994) مطابق رابطه 3 تبعیت می‌کند.

$$f_s = f_u + (f_y - f_u) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^p \quad (3)$$

f_u تنش نهایی، f_y تنش تسلیم، ϵ_s کرنش فولاد، ϵ_{sh} کرنش فولاد در شروع سخت شونده کرنشی و ϵ_{su} کرنش نهایی فولاد است. مولفه P از فرمول 4 محاسبه می‌شود.

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

E_{sh} مدول سخت شونده کرنشی است. در مرز تسلیم طول گیرایی لازم برای تعادل l_e بر اساس تنش تسلیم آرماتور طولی با فرمول 5 محاسبه می‌شود.

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

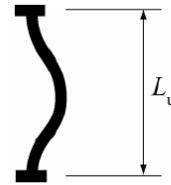
پس از تسلیم طول مهاریه اضافی l_p برای ارضا تعادل از رابطه 6 محاسبه می‌شود.

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

u_p تنش پیوستگی پلاستیک است. طول مهاریه کل l_d از جمع طول مهاریه الاستیک l_e و پلاستیک l_p محاسبه می‌شود و تغییر طول آرماتور طولی ناشی از لغزش $\delta(x)$ با فرمول 8 محاسبه می‌گردد.

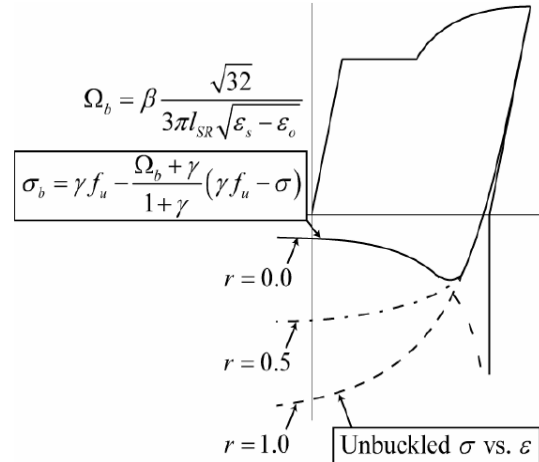
$$l_d = l_e + l_p \quad (7)$$

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



d_b = Bar Diameter
 L_u = Unsupported Length
 $l_{SR} = \frac{L_u}{d_b}$

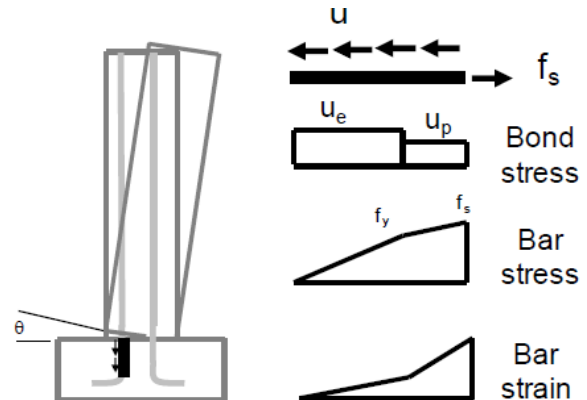
شکل 8. پارامترهای کمانشی آرماتور (OpenSees, 2008)



شکل 9. پارامترهای کمانشی آرماتور (OpenSees, 2008)

4- 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 10 دیده می‌شود، بر اساس فرضیات تحقیقات Lehman و Moehle، توزیع تنش پیوستگی در طول آرماتور طولی مهار شده در فونداسیون به صورت 2 پله‌ای است.



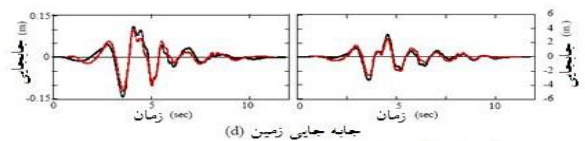
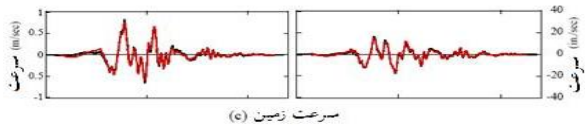
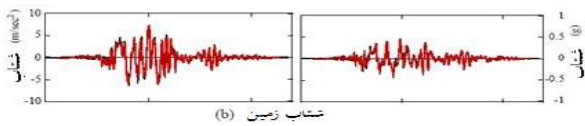
شکل 10. چرخش صلب انتهایی ناشی از لغزش آرماتور طولی در

5- تحریک ورودی مدل

با توجه به آنالیز ابعادی ارائه شده برای مدل‌های کوچک شده در جدول شماره 1، در این شبیه سازی تاریخچه زمانی شتاب وارده به پایه باید اصلاح شود و در این راستا پارامتر زمان محور افقی تاریخچه زمانی شتاب باید با نسبت 2/12 کوچک شود. رکورد اصلاح شده ایستگاه Los Gatos زلزله Loma Prieta سال 1989 به عنوان زلزله نزدیک گسل ورودی برای تست و شبیه سازی لرزه‌ای استفاده شده است. این رکورد شامل 2500 نقطه مربوط به شتاب زمین با فواصل 0/01 می‌باشد که مدت زمان زمین لرزه را 25 ثانیه نشان می‌دهد. با توجه به آنالیز ابعادی انجام شده، زلزله ورودی به مدل تحلیلی زلزله‌ای با مدت زمان 11/8 ثانیه و شامل 2500 نقطه شتاب با فواصل زمانی 0/00471 ثانیه است. زلزله به صورت دوطرفه و همزمان به پایه پل اثر داده می‌شود. جدول 2 ماکزیمم شتاب، سرعت و جابه جایی مربوط به زلزله اصلی و فیلتر شده و شکل 12 تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و تغییر مکان زلزله ورودی رانشان داده شده است. لازم به یاد آوری است که در تست میز لرزه و نتایج شبیه سازی پایه پل، زلزله فوق‌الذکر با ضریب 0/7 به پایه اثر داده شده است.

جدول 2. جدول مشخصات رکورد زلزله ورودی [14]

| | فیلتر شده | اصلی | فیلتر شده | اصلی |
|-----------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| | مولفه جهت V | موازی گسل NF04 | مولفه جهت X | عمود بر گسل NF03 |
| شتاب | 4.46 m/s ² (0.45g) | 4.49 m/s ² (0.46g) | 7.30 m/s ² (0.74g) | 7.04 m/s ² (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) |
| جابه جایی | 0.067 m (2.6 in.) | 0.082 m (3.2 in.) | 0.122 m (4.8 in.) | 0.144 m (5.7 in.) |



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

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 9 و 10 محاسبه می‌شود.

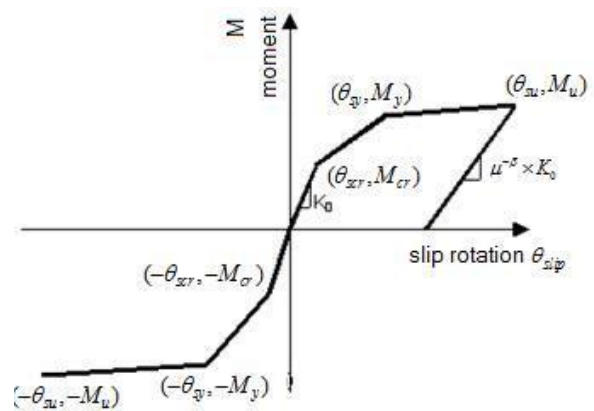
$$\delta l_e = \frac{d_b f_s^2}{8E_s u} \quad (9)$$

$$\delta l_p = \frac{(\epsilon_s + \epsilon_y)}{2} I_e + \frac{\epsilon_y}{2} I_p \quad (10)$$

در فرمول فوق δl_e ازدیاد طول آرماتورهای طولی قبل از تسلیم، δl_p ازدیاد طول آرماتورهای تسلیم پس از تسلیم، ϵ_y کرنش تسلیم آرماتور، ϵ_p کرنش در آرماتورهای انتهایی مقطع و E_s مدول الاستیسیته آرماتور است. حال برای دوران صلب ناشی از لغزش از رابطه 11 استفاده می‌شود.

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

در این فرمول θ_{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 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 11 تعریف شده است.



شکل 11. رفتار متریال هیستریک برای شبیه سازی المان لغزش در پای ستون بتنی

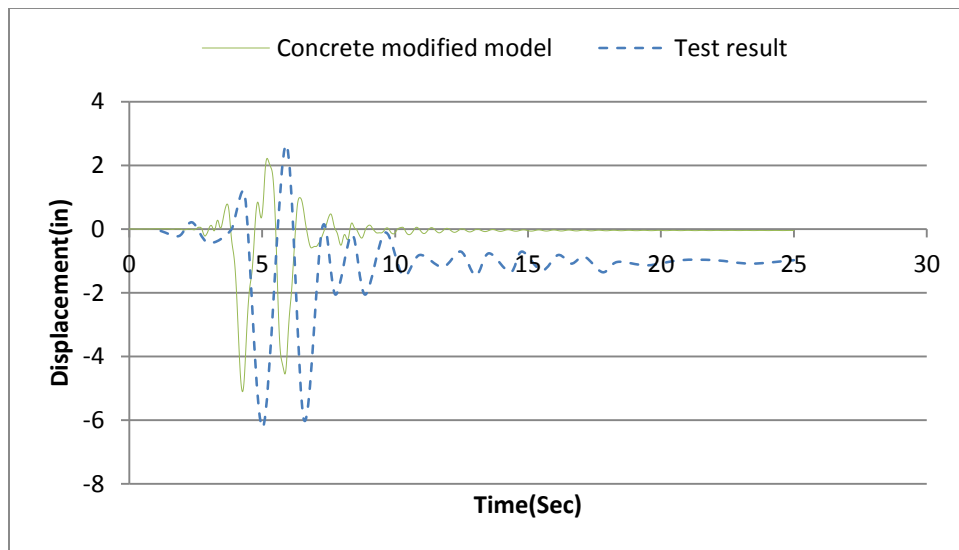
شکل 12. رکورد زمین لرزه ورودی به ستون پل [14]

6- تحلیل لرزه‌ای و صحت‌سنجی مدل‌های مختلف پیشنهادی

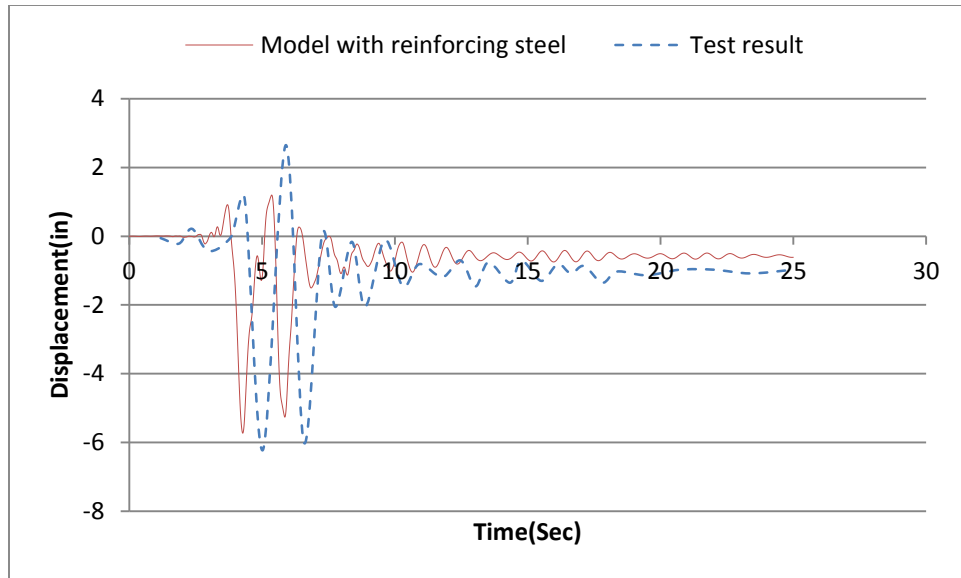
برای تخمین تقاضای جابجایی پس ماند لرزه‌ای، 6 مدل مختلف پیشنهاد گردید و تحت تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل این مدل‌ها تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی شدند. برای صحت‌سنجی مدل‌های مختلف در برآورد تقاضای جابجایی پس ماند لرزه‌ای، نتایج تحلیل دینامیکی مدل‌های مختلف ارایه شد و با نتایج تست میز لرزه مقایسه گردید تا در انتها مدل مناسب برای تخمین جابه‌جایی پس ماند به دست آمد. در تمامی مدل‌ها از روش نیومارک β با فرض شتاب ثابت بین گام‌های زمانی و مقادیر $\gamma = 0.25, \beta = 0.5$ برای تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده شد. نسبت میرایی بر اساس مطالعات (Mahin, Sakai and Jeong, 2008) 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 گسترده است که در آن از یک المان با 5 نقطه انتگرال‌گیری

استفاده شد و برای مدلسازی بتن پوسته و هسته از مدل بتن 1 استفاده شد و برای مدلسازی فولاد از مدل Giuffre-Menegotto-Pinto (G-P-M) استفاده گردید. نتایج شکل 13 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 2 مربوط به مدلسازی با تئوری پلاستیسیته گسترده است که در آن از یک المان با 5 نقطه انتگرال‌گیری استفاده شد و برای مدلسازی بتن پوسته و هسته از مدل Concrete02 استفاده 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 Gomes و Appellton (1997) کماتور را به صورت پارامتر لاغری آرماتور در حد فاصل دو خاموت متوالی را نیز لحاظ کند. نتایج شکل 14 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.



شکل 13. مقایسه مدل شماره یک با نتایج تست میز لرزه

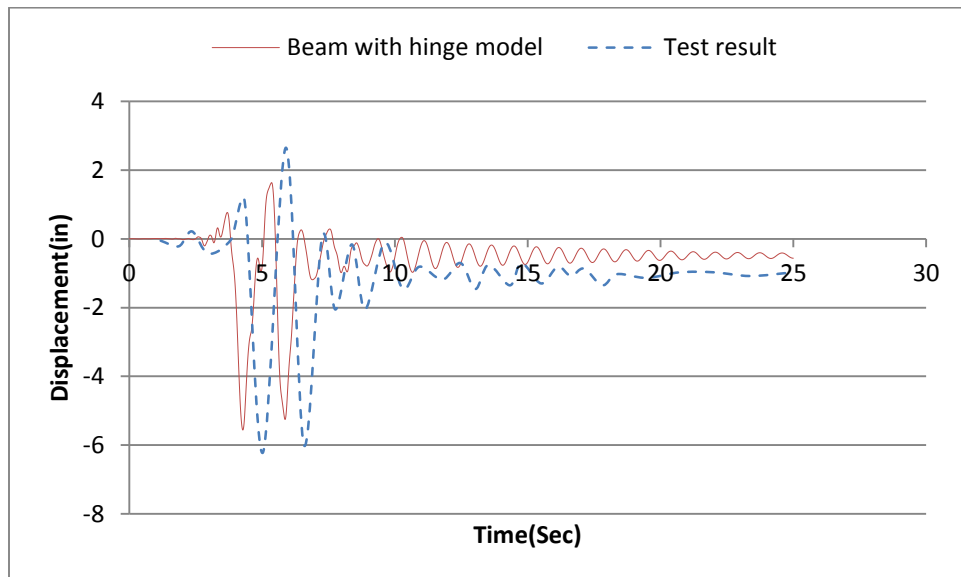


شکل 14. مقایسه نتایج مدل شماره 2 با نتایج تست میز لرزه

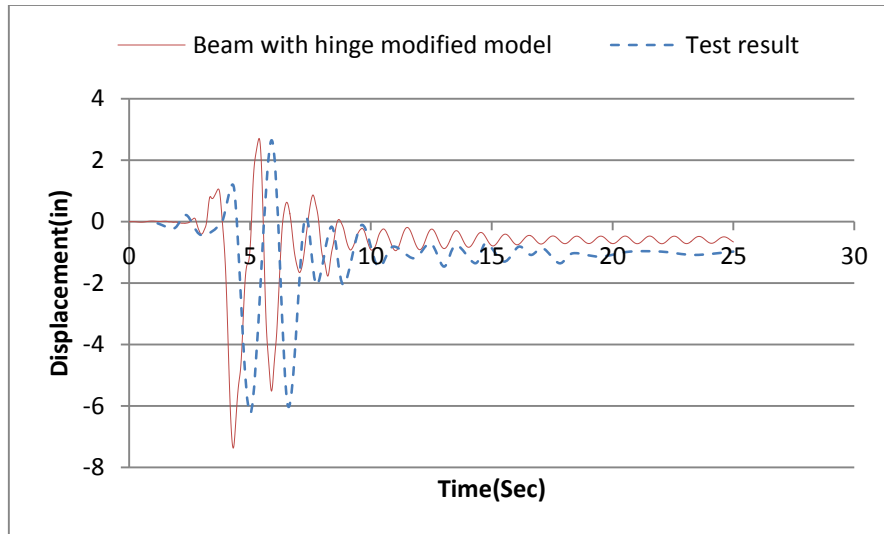
پلاستیسیته متمرکز استفاده شد، لیکن در این مدل کاهش سختی برای قسمت الاستیک در نظر گرفته شد و براساس روش آئین نامه Caltrans سختی موثر قسمت الاستیک 0.2 سختی مقطع ترک نخورده در نظر گرفته شد. نتایج شکل 16 نشان داد جابه‌جایی پس ماند کماکان تغییری نسبت به قبل پیدا نکرده است. اما به دلیل کاهش سختی جابه‌جایی ماکزیمم نمونه شبیه سازی شده افزایش یافته و حتی در مواردی از نتایج تست میز لرزه بیشتر شده است.

مدل شماره 3 همان مدل شماره 2 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 15 نشان داد جابه‌جایی پس ماند و جابه‌جایی ماکزیمم مانند مدل شماره 2 از مقادیر آزمایش میز لرزان کمتر است.

مدل شماره 4 همان مدل شماره 3 است که در آن از تئوری



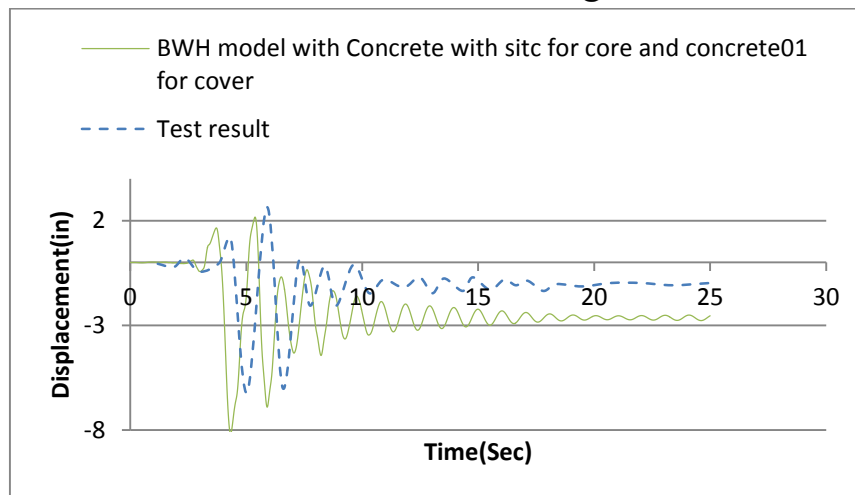
شکل 15. مقایسه نتایج مدل شماره 3 با نتایج تست میز لرزه



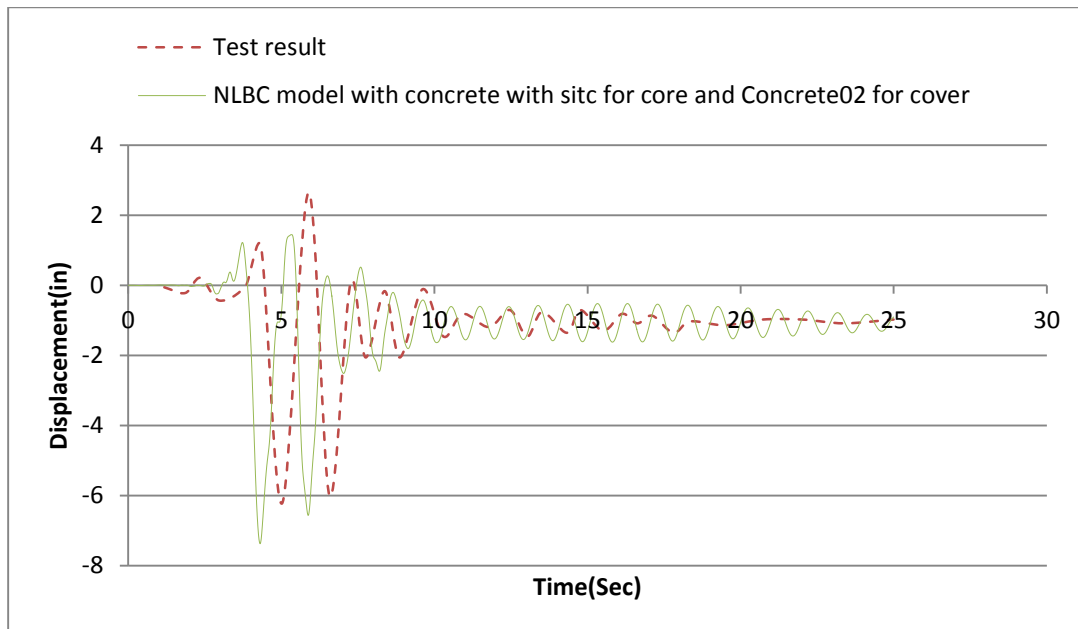
شکل 16. مقایسه نتایج مدل شماره 4 با نتایج تست میز لرزه

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 17 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 5 همان مدل شماره 4 است که در آن از تنوری پلاستیسیته متمرکز استفاده شد، و براساس روش آئین نامه Caltrans سختی موثر قسمت الاستیک 0.2 سختی مقطع ترک نخورده در نظر گرفته شد با این تفاوت که در آن برای مصالح بتن پوسته و هسته از مدل بتن 3 یا SITC یا 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 17. مقایسه نتایج مدل شماره 5 با نتایج تست میز لرزه



شکل 18. مقایسه نتایج مدل شماره 6 با نتایج تست میز لرزه

که مدل شماره 6 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.

7-1- اثر تعداد نقاط انتگرال گیری

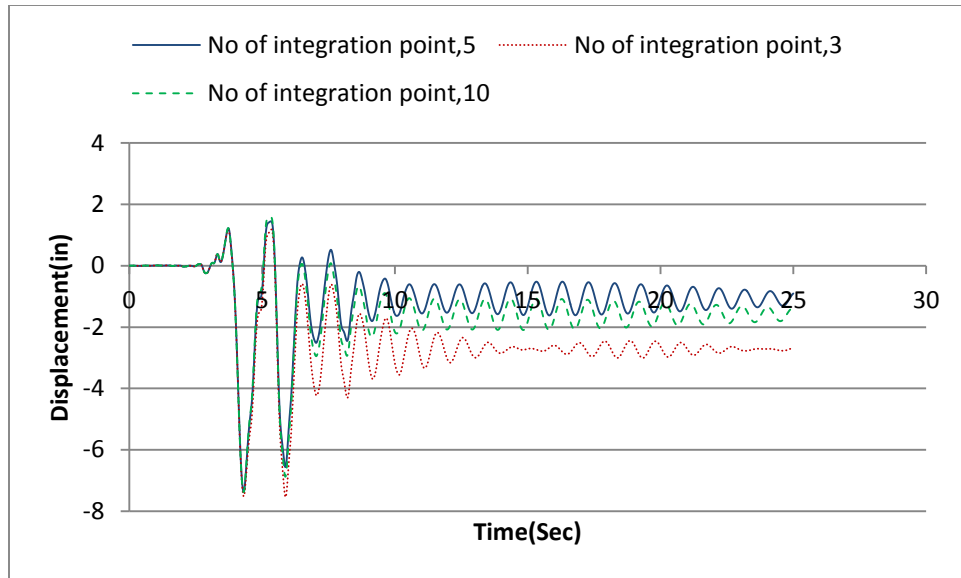
یکی از پارامترهای مهم در مدلسازی با المانهای فایبری تیر-ستون پایه نیرویی تعداد نقاط انتگرال گیری در طول المان است. شکل 19 تغییرات جابه‌جایی ماکزیمم و پس ماند را نسبت به تعداد نقاط انتگرال گیری نشان می‌دهد. نتایج نشان داد که در صورتی که برای پاسخ المان تیر-ستون غیر خطی، تعداد نقاط انتگرال گیری کم در نظر گرفته شود، پاسخ جابه جایی پس ماند نسبت به واقعیت بیشتر خواهد شد.

مدل شماره 6 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 18 نشان داد جابه جایی پس ماند نمونه شبیه سازی شده تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایش 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 6 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 6 نسبت به پارامترهای هندسی و مکانیکی مدلسازی استفاده می‌شود.

7- آنالیز حساسیت مدل پیشنهادی نسبت

به پارامترهای هندسی و مکانیکی

مقایسه مدل‌های مختلف در برآورد جابه جایی پس ماند نشان داد

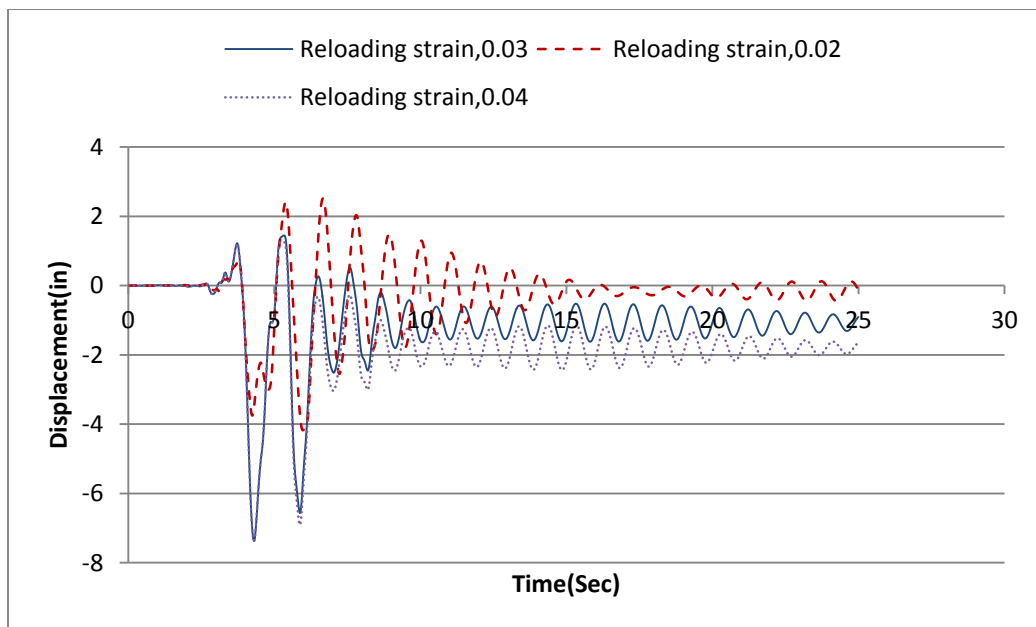


شکل 19. تغییرات جابه جایی پس ماند پایه بتنی با تعداد نقاط انتگرال گیری

2-7- اثر کرنش بارگذاری مجدد

بتن کرنش باربرداری و کرنش بارگذاری مجدد متفاوت است. شکل 20 نشان می‌دهد کرنش بارگذاری مجدد تأثیر مهمی در تخمین جابه‌جایی پس ماند دارد و با افزایش میزان کرنش بارگذاری مجدد این جابه جایی افزایش می‌یابد.

در مدل پیشنهادی برای تخمین درست جابه جایی 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



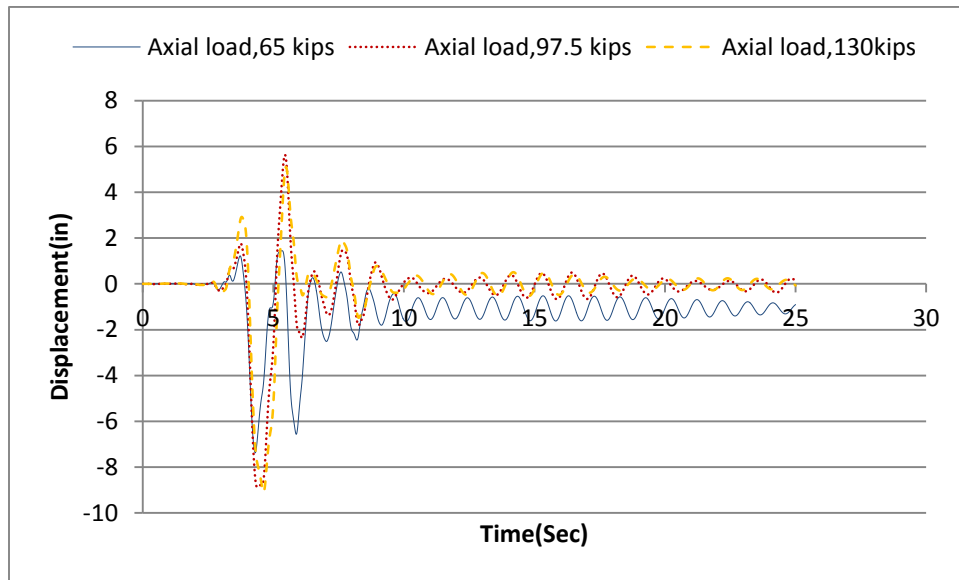
شکل 20. تغییرات جابه جایی پس ماند پایه‌های بتنی با مقدار کرنش بارگذاری مجدد در مدل بتن

3-7- اثر افزایش نیروی محوری

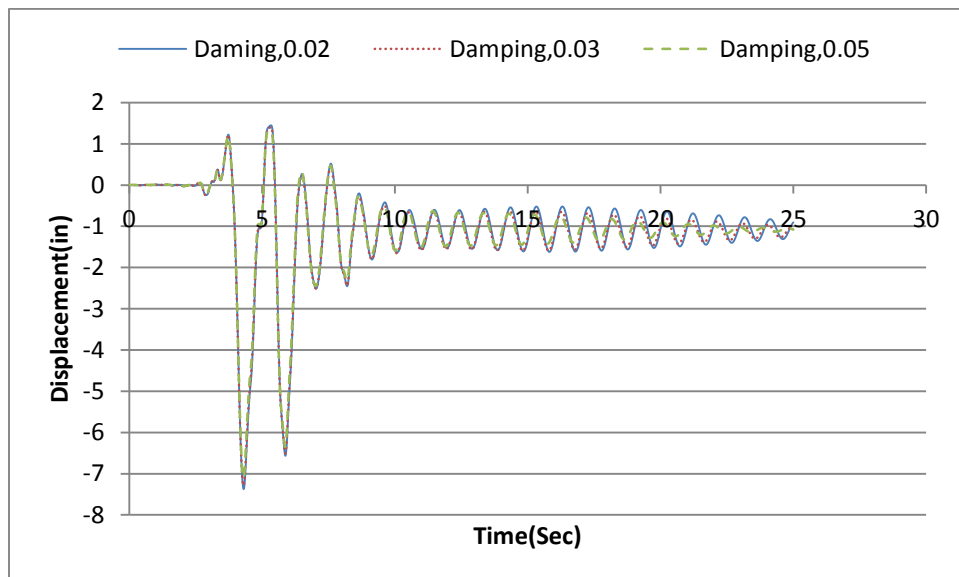
یکی از عوامل تأثیر گذار در جابه جایی پس ماند به خصوص در زلزله‌های نزدیک گسل که معمولاً در آنها مولفه قائم شتاب از مولفه افقی بیشتر است، میزان نیروی محوری اعمالی ناشی از وزن روسازه است که در زلزله‌های نزدیک گسل به دلیل شتاب قائم تشدید می‌شود. شکل 21 نشان داد افزایش نیروی محوری باعث کاهش جابه جایی پس ماند می‌شود.

4-7- اثر نسبت میرایی

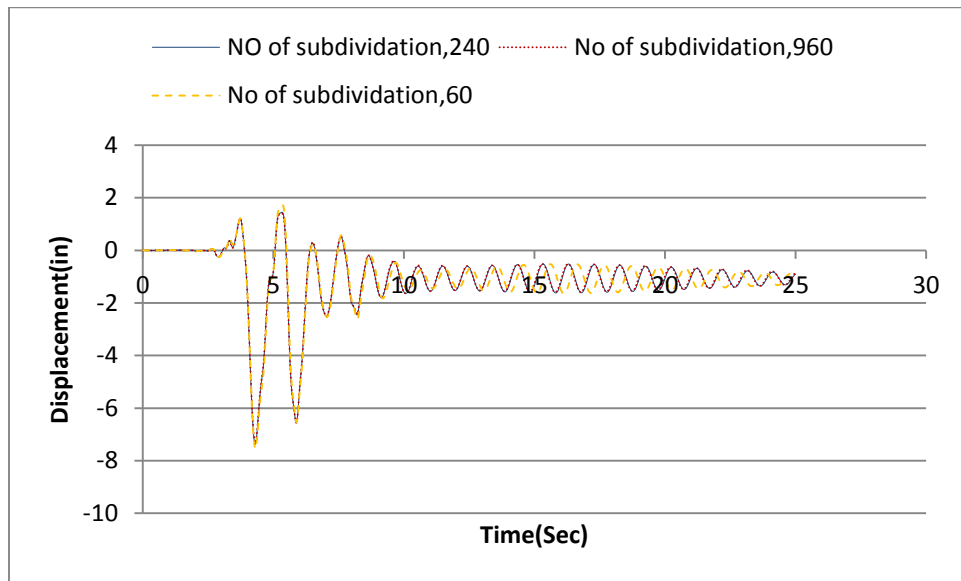
برای بررسی تأثیر نسبت میرایی ویسکوز در تخمین جابه‌جایی پس ماند لرزه ای، 3 نسبت میرایی 0/02، 0/03 و 0/05 در نظر گرفته شد. نتایج شکل 22 نشان داد مقدار میرایی متناسب با سختی به دلیل ماهیت پالس گونه زلزله نزدیک گسل در نتایج تأثیر زیادی ندارد.



شکل 21. تغییرات جابه جایی پس ماند پایه‌های بتنی با مقدار نیروی محوری اعمالی



شکل 22. تغییرات جابه جایی پس ماند پایه‌های بتنی با نسبت میرایی متناسب با سختی



شکل 23. تغییرات جابه جایی پس ماند پایه‌های بتنی با تعداد تقسیمات در مقاطع فایبر در گسسته سازی

7-5- اثر تعداد تقسیمات مقاطع فایبر

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 شبیه سازی 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 گرفتن سختی ایزوتروپیک و پارامترهای کماتش 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 انگرال‌گیری در المان تیر-ستون پایه نیرویی از مشخصات مدلسازی و میزان نیروی

برای بررسی تأثیر تعداد تقسیمات مقاطع فایبر در تخمین جابه‌جایی پس ماند لرزه‌ای تعداد 240،60 و 960 تقسیم در نظر گرفته شد. نتایج شکل 23 نشان داد که تعداد تقسیمات مقاطع فایبر نیز تأثیر زیادی در پاسخ لرزه‌ای جابه جایی نداشته است اما ذکر این نکته ضروری است که تعداد تقسیمات در گسسته سازی مقاطع فایبر برای پاسخ‌های محلی مانند کرنش و انحنا در محل مفاصل پلاستیک مهم است که در این تحقیق به آن پرداخته نشده است.

8- نتیجه‌گیری

- 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

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.
- 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.

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.

9- مراجع

- Beery, p.M and Eberhand, O. M. (2007). "Performance Modeling Strategies for Modern 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 1th 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

The Assessment of Seismic Residual Displacement of Concrete One Column Bent Bridges with Forced-Based Fiber Elements

*M. Ansari, Ph.D Student, Department of Civil and Environmental Engineering,
Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.*

*F. Daneshjoo, Professor, Department of Civil and Environmental Engineering,
Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.*

*M. Soltani, Associate Professor, Department of Civil and Environmental Engineering,
Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.*

E-mail: danesh_fa@modares.ac.ir

ABSTRACT

The force-based formulation is attractive because it can model the spread of plasticity along the length of column using only one element and a number of integration points; however, their sensitivity to modeling parameters and models of material behavior has resulted in the estimation of residual displacement seismic demand to be important in this modeling method. In this research, the effects of two theories of lumped plasticity and distributed plasticity on modeling the concrete bridge column for estimating the residual displacement in near field zones were investigated. For estimation of residual displacement, the effects of reinforcing slide, geometrical parameters, and material behavior parameters were studied. Due to the importance of residual displacement in the performance evaluation of damaged structures, estimation of residual displacement is very crucial. In this study, the effects of different modeling methods as well as material behavior parameters on estimation of residual displacement were investigated. For this purpose, five different models were studied and the sensitivity of optimum model to various parameters was evaluated. The results showed that the theory of distributed plasticity for bridge concrete column has a good accuracy for estimating the residual displacement. Reloading strain parameters of concrete behavior and forced-based beam-column fiber element modeling parameters have an important role in estimation of residual displacement.

Keywords: Residual Displacement, Seismic Demand, Forced-Based Fiber Element, Distribute Plasticity, Lumped Plasticity

¹ Unbonded High-Strength Bars

² Post-Yield Stiffness

³ Displacement-Base Design

⁴ Damage-Avoidance Design