

روش پیشنهادی جدید برای ارزیابی ظرفیت باربری پایه پل‌های بتنی آسیب‌دیده پس از زلزله‌های حوزه نزدیک

فرهاد دانشجو^۱، مختار انصاری^{۲*}

۱. استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.

۲. استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه بزرگمهر قائنات.

* رایانامه نویسنده مسئول: ansari@buqaen.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۱۲/۱۳ - تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۳/۰۷

چکیده

هنگامی که پل‌ها دچار تغییر شکلهای غیرالاستیک در زلزله‌های نزدیک گسل می‌شوند عمدتاً به راستای قائم اولیه برنمی‌گردند و دچار تغییرشکلهای پس‌ماند قابل توجهی می‌شوند. این تغییر شکل پس‌ماند زیاد باعث می‌شود که پل‌ها با وجود عدم فروریزش، غیر قابل تعمیر باشند و امکان استفاده از آنها پس از زلزله مقدور نباشد. جابه‌جایی‌های ماندگار قابل توجه در پل‌های آسیب‌دیده در زلزله‌های نزدیک گسل باعث می‌شود بهره‌برداری از آنها پس از زلزله تحت اثر بارهای ثقلی به دلیل ممان‌های قابل توجه ناشی از آثار پی-دلتا به مخاطره بیفتد. بنابراین تخمین تقاضا و ظرفیت دینامیکی بر اساس جابه‌جایی پس‌ماند پل‌ها در زلزله‌های نزدیک‌گسل از موضوعات مهم ارزیابی سرویس‌پذیری پل‌ها پس از زلزله است. در این تحقیق برخلاف آئین‌نامه‌ها و تحقیقات قبلی، در پیشنهاد یک مقدار مشخص برای جابه‌جایی ماندگار مجاز، روشی تحلیلی برای محاسبه ظرفیت باربری پایه پل‌های آسیب‌دیده براساس جابه‌جایی ماندگار با توجه به نسبت‌های مختلف ابعادی پایه و شدت زلزله‌های وارد شده معرفی می‌شود. در این روش تغییرات سختی و مقاومت پایه‌های بتن مسلح، در سطوح مختلف زلزله، بر اساس میزان آسیب وارد شده در محاسبه ظرفیت دریافت ماندگار در نظر گرفته می‌شود.

کلمات کلیدی: جابه‌جایی ماندگار، زلزله نزدیک گسل، آثار پی-دلتا، سرویس‌پذیری پل، تغییرات سختی و مقاومت، سطوح زلزله.

۱- مقدمه

۱۹۹۹ Chi-Chi و ۱۹۹۵ Kobe تعداد زیادی از پایه‌های پل دچار تغییر شکل‌های جانبی پسماند قابل ملاحظه‌ای شدند. برای نمونه پس از زلزله سال ۱۹۹۵ کوبه ژاپن بیش از ۱۰۰ پل به دلیل جابه‌جایی نسبی پس‌ماند بیش از حد مجاز و عدم شرایط سرویس‌پذیری مناسب، تخریب شدند. این تغییر شکل‌های جانبی پسماند باعث می‌شود که سرویس‌پذیری پل پس از زلزله تحت بارهای ترافیکی دچار مشکل شود و این عوامل در نهایت منجر به تعمیر و جایگزینی پایه پل خواهد شد [4-6]. در بیشتر آئین‌نامه‌های طراحی لرزه ای پل ضابطه‌ای برای کنترل جابه‌جایی پس‌ماند وجود ندارد و این آئین‌نامه‌ها در مناطق نزدیک به گسل تنها به پیشنهاد افزایش برش پایه یا شتاب طیفی تا ۱/۲ برابر اکتفا نموده‌اند [7] و

زلزله‌های نزدیک به گسل دارای پالس‌های شدید در موج سرعت هستند که باعث آزاد شدن انرژی زیادی به صورت ناگهانی می‌شود. زلزله‌های نزدیک به گسل به دلیل رفتار خاص و اثر برای پیشرو، جابه‌جایی‌های ماندگار زیادی ایجاد می‌کنند. در سال‌های اخیر ستون‌های بتنی واقع در مناطق با لرزه خیزی زیاد با شکل‌پذیری بالا طراحی و اجرا می‌شوند تا در مقابل حرکت‌های شدید زمین‌لرزه 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 [1-3]. پس از تحریک‌های زلزله‌های نزدیک گسل مانند زلزله سال

واقعیت نزدیک باشد [17,18]. این موضوع خود باعث سخت‌تر شدن محاسبه ظرفیت جابه‌جایی پس‌ماند می‌شود. در این تحقیق با استفاده از نتایج تست آزمایشگاهی و توصیه آئین‌نامه‌های موجود، مشخصات مفصل پلاستیک سازه پس از زلزله اصلاح می‌شود تا ظرفیت جابه‌جایی ماندگار دارای دقت کافی باشد.

۲- کلیات روش پیشنهادی

ظرفیت جابه‌جایی ماندگار پایه پل، جابه‌جایی جانبی باقی مانده پس از زلزله است که در حضور آن با لحاظ آثار ثانوی ناشی از بارهای ثقلی موجود، پل به آستانه خرابی برسد. برای تشریح بیشتر این پارامتر شکل (۱) را در نظر بگیرید. شکل (۱) a، وضعیت عادی ستون پل را با طول L را نشان می‌دهد. شکل (۱) b، وضعیت ستون پل پس از زلزله را نشان می‌دهد، در این شکل Δ_r و $\theta_{residual}$ به ترتیب جابه‌جایی پس‌ماند و دوران پس‌ماند ایجاد شده پس از زلزله می‌باشند. شکل (۱) c، وضعیت ستون پس از زلزله و اعمال بار زنده جدید را نشان می‌دهد که در آن $\Delta\delta$ و $\theta\delta$ به ترتیب اضافه تقاضای جابه‌جایی پس‌ماند و دوران پس‌ماند ایجاد شده پس از زلزله و ناشی از بار زنده است که پایه را در آستانه خرابی قرار می‌دهد. بنابراین جابه‌جایی ماندگار نهایی پایه $(\Delta_r + \Delta\delta)$ جمع جابه‌جایی ماندگار اولیه Δ_r و جابه‌جایی ماندگار ایجاد شده جدید $\Delta\delta$ است.

شکل ۱. وضعیت ستون (a) حالت عادی، (b) پس از زلزله و (c) پس از اعمال بار زنده جدید

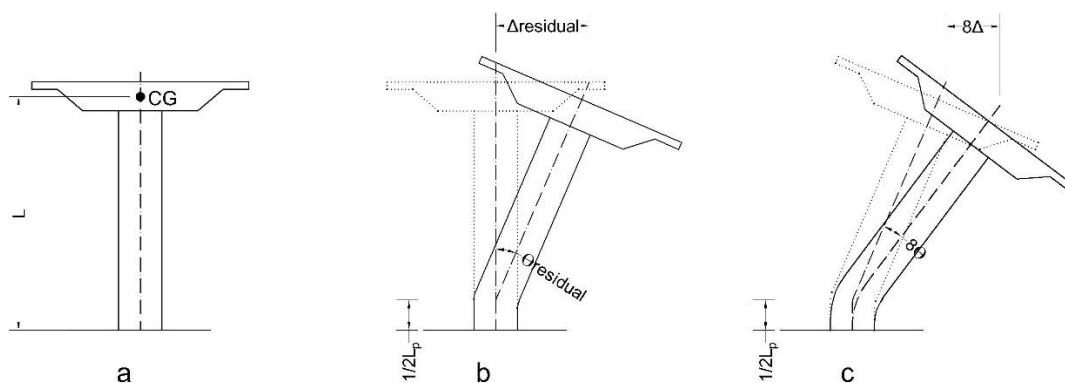


Fig. 1. The bridge pier status: (a) normal condition (b) after the ground shaking, and (c) after applying the live load.

تقاضا و دوران تقاضا در پایه پل است. در قسمت اول (کنترل لنگر خمشی تقاضا) در هر مرحله از تحلیل دینامیکی افزاینده بیشترین تقاضای لنگر خمشی در پایه‌های پل با ظرفیت ممان پلاستیک پایه بتنی مقایسه می‌شود. البته ظرفیت ممان پلاستیک در هر مرحله از

تنها آئین‌نامه ژاپن دریافت پس‌ماند را به مقدار ثابت ۱ درصد در سطوح مختلف زلزله محدود نموده است [8]. تحقیقات متنوعی در خصوص روش‌های کاهش جابه‌جایی پس‌ماند و عوامل موثر بر آن انجام شده است که عمده آنها بر اساس استفاده از تاندون‌های پیش تنیده چسبیده و نجسبیده استوار شده است [9-16]، لیکن به دلیل سختی‌های اجرایی و عملکرد نامشخص در مناطق لرزه‌خیز، کمتر اجرایی شده است. در این تحقیق روشی مبتنی بر دینامیک سازه، برای محاسبه ظرفیت جابه‌جایی پس‌ماند لرزه‌ای ارائه می‌شود. ظرفیت جابه‌جایی پس‌ماند، جابه‌جایی ماندگاری است که پس از زلزله، پایه پل در حضور آن و بارهای ثانوی ثقلی، شرایط سرویس بی‌وقفه اش به مخاطره می‌افتد و در آستانه خرابی قرار می‌گیرد. در صورتی که مقدار این جابه‌جایی قابل ملاحظه باشد، خدمات رسانی پس از زلزله دچار اختلال می‌شود، زیرا ممکن است پل با توجه به جابه‌جایی ماندگار قابل ملاحظه و اثر بارهای ثانوی ثقلی شامل بار عرشه پل و بار زنده وسایل خدمات‌رسان مانند ماشین‌آتش‌نشانی و آمبولانس و ... به ظرفیت نهایی خود برسد. بنابراین جابه‌جایی ماندگاری قابل قبول است که در حضور آن و بارهای ثقلی و ایجاد آثار ثانویه، پل به آستانه خرابی برسد. از طرفی با توجه به خرابی و آسیب‌های احتمالی پل در زلزله اصلی، برای آنالیز پل در بارهای ثقلی جدید نیاز است تا مشخصات مفصل پلاستیک اصلاح شود، تا ظرفیت برآورد شده دقیق و به

در این روش با استفاده از تحلیل دینامیکی افزاینده، روش دقیقی برای محاسبه حد مجاز دریافت پس‌ماند بر اساس ظرفیت بار محوری ستون‌های بتنی پل پس از آسیب‌های جدی در زلزله ارائه می‌شود. این چارچوب شامل ۲ ضابطه کنترل لنگر خمشی

$$M_{cap}^i = \lambda_q^i \cdot M_p \quad (2)$$

در فرمول فوق λ_q^i ضریب کاهش ظرفیت ممان در هر گام شتابی و M_{cap}^i ممان پلاستیک کاهش یافته پس از هر گام شتابی زلزله وارده است. برای تخمین ضریب کاهش ممان پلاستیک مقطع بتن مسلح λ_q^i از مفاهیم بند ۳، استفاده می‌شود.

۲-۲- محاسبه ظرفیت دررفت ماندگار بر اساس ظرفیت دوران باقی مانده

عبور بار زنده اضافی وسایط نقلیه اضطراری، در صورتی که ممان پلاستیک کاهش یافته پایه، M_{cap}^i از تقاضای ممان جدید ناشی از بار ثقلی در هر گام شتابی، M_{postEQ}^i بیشتر باشد، امکان پذیر است. تفاضل ظرفیت ممان پلاستیک کاهش یافته و تقاضای ممان جدید (ممان ناشی از آثار P-DELTA)، ظرفیت ممان باقیمانده است. در این روش برای طراحی بر اساس جابه‌جایی پس‌ماند، هر دو پارامتر ظرفیت ممان باقی‌مانده و ظرفیت دوران باقی‌مانده را کنترل می‌کند. ظرفیت ممان باقی‌مانده δM_i بر اساس رابطه ۳ محاسبه می‌شود.

$$\delta M_i = M_{cap}^i - M_{postEQ}^i \quad (3)$$

اگر ظرفیت ممان δM_i منفی باشد نشان‌دهنده رسیدن پل به ظرفیت نهایی است و مشخص می‌کند بار زنده اضافی نباید به پل اعمال شود. در این صورت پل، باید روی بارهای ترافیک و بارهای اضطراری عبوری، بسته شود. برای تعیین مقدار بار زنده مجاز اعمالی به پایه، باید پارامتر جابه‌جایی ماندگار جدید $\delta \Delta_i$ محاسبه شود.

$$\delta F_i = \frac{\delta M_i}{L} \quad (4)$$

$$\delta \Delta_i = \frac{\delta F_i}{\lambda_k^i k} \quad (5)$$

با استفاده از رابطه ۵، ظرفیت جابه‌جایی رزرو در هر گام شتابی محاسبه می‌شود. تبدیل ظرفیت نیرو رزرو به جابه‌جایی رزرو از طریق سختی انجام می‌شود. در رابطه بالا L ، طول پایه پل و λ_k^i ضریب کاهش سختی پایه است. با توجه به اینکه پایه در هر گام شتابی با توجه به زلزله اعمالی، دچار آسیب شده است، فرض می‌شود که سختی سازه از سختی الاستیک اولیه کمتر است. سختی سازه آسیب دیده در هر گام شتابی در تحلیل دینامیکی افزایش یافته

تحلیل دینامیکی با توجه به تقاضای شکل‌پذیری ماکزیمم و آسیب‌های وارد شده بر آن مرحله کاهش می‌یابد. با توجه به تقاضای لنگر خمشی، دررفت پس‌ماند در هر مرحله و ظرفیت ممان پلاستیک کاهش یافته، بیشترین بار عبوری مجاز از روی پل تعیین می‌شود. جزئیات این روش در قسمت ۲-۱ آورده شده است. در قسمت دوم (کنترل دوران تقاضا) دوران تقاضا شامل دوران پس‌ماند و دوران پایه با ظرفیت دورانی عضو که از منحنی لنگر و انحنا بدست می‌آید مقایسه می‌شود و بر اساس آن بیشترین بار عبوری و محدوده مجاز دررفت پس‌ماند محاسبه می‌شود. جزئیات کامل روش در قسمت ۲-۲ آورده شده است.

۲-۱- محاسبه ظرفیت دررفت ماندگار بر اساس ممان پلاستیک

در این روش برای محاسبه ظرفیت جابه‌جایی ماندگار پایه‌های پل، ابتدا پایه‌های انتخاب شده با زمان تناوب‌های متفاوت، تحت رکوردهای نزدیک گسل قرار می‌گیرند. برای محاسبه ظرفیت پس‌ماند از تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده می‌شود. در تحلیل دینامیکی افزایشی انجام شده، پارامتر اندازه شدت (IM) بیشینه شتاب زمین لرزه (PGA) انتخاب می‌شود و برای پارامتر اندازه خسارت (DM) ۲ پارامتر ماکزیمم دررفت پایه و دررفت ماندگار پایه، در نظر گرفته می‌شود. تحلیل دینامیکی افزایشی در گام‌های 0.1g انجام می‌شود و در هر گام با توجه به جابه‌جایی پس‌ماند Δr_i تحلیل، مقدار تقاضای ممان پس از زلزله M_{postEQ}^i ، ناشی از وزن روسازه و پایه پل محاسبه می‌شود و این تقاضای ممان جدید با ممان پلاستیک پایه آسیب دیده مقایسه می‌شود. رابطه ۱، تقاضای ممان پس از زلزله ناشی از بارهای ثقلی موجود، در حضور جابه‌جایی ماندگار ایجاد شده در هر گام شتابی را نشان می‌دهد.

$$M_{postEQ}^i = \Delta r_i \left(DL_{superst} + \frac{1}{2} DL_{column} \right) \quad (1)$$

در رابطه ۱، $DL_{superst}$ بار مرده سهم ستون حاصل از جرم عرشه و روسازه است. DL_{column} بار مرده ناشی از جرم پایه است. برای محاسبه ظرفیت جدید پایه پس از زلزله، مطابق بخش ۳، فرض می‌شود با توجه به شدت زلزله در هر گام شتابی و شدت خسارت متناظر با آن، ممان پلاستیک کاهش یافته (ممان پلاستیک مقطع آسیب دیده) نسبتی از ممان پلاستیک اولیه مقطع باشد (رابطه ۲).

با بار زنده معیار که برابر با بار دو ماشین آتش‌نشانی است که این بار از لحاظ مقدار با بار وسیله نقلیه HL-93 در آئین‌نامه آشتو برابر است مقایسه می‌شود. دلیل در نظر گرفتن این بار به عنوان بار زنده معیار به این دلیل است، که پس از زلزله و ایجاد خرابی در سازه‌های مختلف، پل به عنوان شریان اصلی برای خدمات‌رسانی بعد از زلزله استفاده می‌شود. با وجود آسیب‌های متعدد، باید پل پس از زلزله بتواند بارهای زنده وسایل خدمات‌رسان ضروری مانند آمبولانس و ماشین آتش‌نشانی را تحمل کند. در این مقاله برای اطمینان از کارکرد روش ارائه شده، بار ۲ ماشین آتش‌نشانی به عنوان بار معیار در نظر گرفته شده است. فرض این است که بار دو ماشین به صورت پشت‌سرهم و با فاصله خاصی از روی پل مفروض عبور می‌کنند. با توجه به اینکه دهانه باربر پل، از طول بار اعمالی وسایل نقلیه بیشتر است، لذا می‌توان برای سادگی، بار عبوری را به صورت یک بار متمرکز (W_{Truck}) مانند شکل (۳) در نظر گرفت. در حالت اول شکل (۳) بار اعمالی بدون خروج از مرکزیت اثر داده می‌شود، طوری که بار از مرکز جرم عرشه می‌گذرد و در حالت دوم شکل (۳) بار اعمالی با خروج از مرکزیت e ، اعمال می‌شود.

مشابه سختی وتری است و از تقسیم سختی الاستیک k بر تقاضای شکل‌پذیری μ_i در هر گام محاسبه می‌شود (شکل ۲). سختی اولیه سیستم از تحلیل بار افزون بدست می‌آید.

شکل ۲. سختی کاهش یافته معادل براساس تقاضای شکل‌پذیری

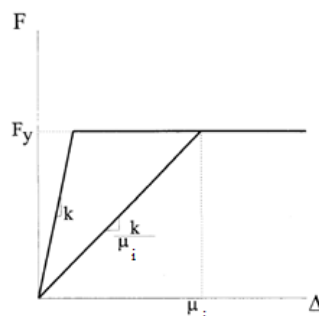


Fig. 2. The equivalent reduced stiffness based on ductility demand.

در این روش، از سختی معادل که نسبتی از سختی الاستیک است، استفاده می‌شود. سختی معادل مطابق رابطه ۶ از ضرب فاکتور کاهش سختی در سختی الاستیک بدست می‌آید. برای محاسبه فاکتور کاهش سختی عضو، مطابق مفاهیم بخش ۳ عمل می‌شود.

$$K_{eq}^i = \lambda_k^i k = \frac{1}{\mu_i} k \quad (6)$$

پس از محاسبه ظرفیت جابه‌جایی باقی مانده، بیشترین بار زنده ای که می‌تواند از روی پل عبور کند محاسبه می‌شود. این بار زنده

شکل ۳. شرایط بار زنده ناشی از عبور ماشین آتش‌نشانی با و بدون خروج از مرکزیت

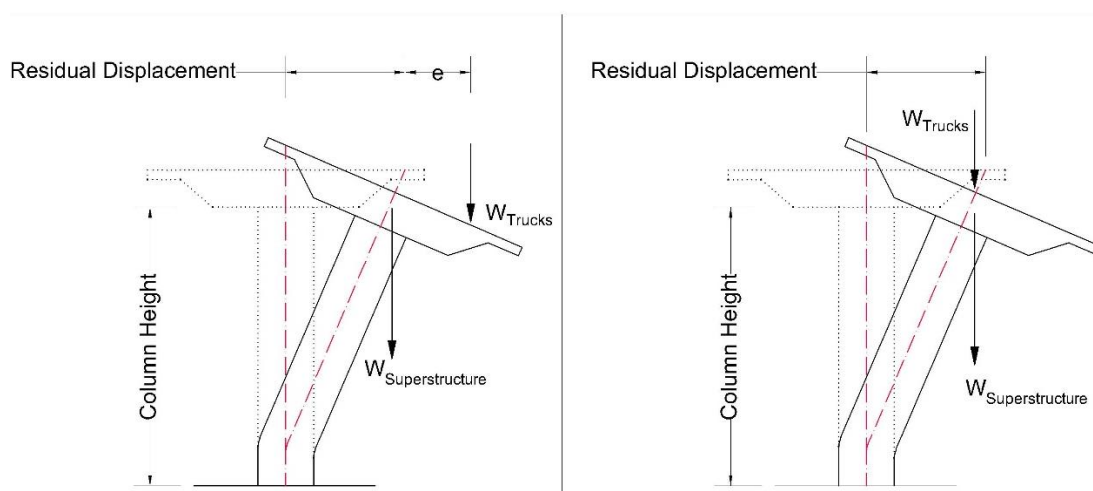


Fig. 3. The condition of the live load due to moving firefighting truck in presence and absence of the eccentricity.

ممان رزرو δM و ظرفیت جابه‌جایی رزرو $\delta \Delta$ بیان می‌کند. در رابطه بالا M_{postEq}^i لنگر خمشی اعمالی به پایه در هر گام شتابی و $\Delta_{residual}^i$ جابه‌جایی پس‌ماند حادث شده در هر گام است. با

$$LL_{allowable}^i = \frac{M_{postEq}^i + \delta M_i}{\Delta_{residual}^i + \delta \Delta_i} - (DL_{supstr} + \frac{1}{2} DL_{column}) \quad (7)$$

رابطه ۷ بار زنده مجاز عبوری از روی پل را بر اساس ظرفیت

المان‌های خمشی مفاصل پلاستیک ممان-دوران به وسیله ممان و دوران تسلیم (M_y, θ_y) و ممان و دوران نهایی (M_u, θ_u) تعریف می‌شوند. دوران تسلیم با استفاده از سختی موثر EI_{eff} که از مشخصات مقطع ترک نخورده است محاسبه می‌شود و دوران نهایی از جمع دوران تسلیم و دوران پلاستیک بدست می‌آید. برای ارزیابی سازه‌های آسیب دیده به دلیل ترک خوردگی بتن پوسته و انهدام قسمتهایی از بتن هسته، مقاومت و سختی المان‌های مختلف سازه کاهش می‌یابد. پس برای تحلیل غیرخطی باید سختی و مقاومت اعضا با توجه به میزان تقاضای شکل‌پذیری وارد شده اصلاح شود. برای نمونه در شکل (۴) کاهش سختی و مقاومت مفاصل پلاستیک و تأثیر آن در منحنی ظرفیت پل بتنی نمایش داده می‌شود. تغییر مشخصات اصلی سازه مانند مقاومت و سختی و به عبارتی تغییر مشخصات مفاصل پلاستیک سازه آسیب دیده، باعث تغییر و کاهش منحنی ظرفیت سازه آسیب‌دیده می‌شود [19 و 20]. در این تحقیق نیز پس از زلزله اصلی وارد شده به سازه، مقاومت و سختی سازه اصلی کاهش می‌یابد تا باعث شود، تحلیل ثانوی ثقلی با دقت بیشتری انجام شود.

توجه به شرح فوق می‌توان میزان بار زنده مجاز برای عبور از روی پل را در هر گام شتابی زلزله، بدست آورد و مقدار مزبور را با بار زنده معیار (بار ماشین آتش نشانی) مقایسه نمود. زمانی که بار زنده مجاز عبوری LL_{allow}^i در هر گام شتابی به بار زنده معیار ماشین آتش نشانی رسید، جابه‌جایی پس‌ماند متناظر با آن Δ_p^i ظرفیت جابه‌جایی ماندگار پل در نظر گرفته می‌شود. در ضوابط طرح لرزه‌ای در تعدادی از آئین نامه‌ها، در صورت عدم ارضا ضابطه جابه‌جایی پس‌ماند امکان استفاده و تردد از روی پل بعد از زلزله را نمی‌دهد اما در این تحقیق این ضابطه عددی به یک نمودار تبدیل شده و در سطوح مختلف شدت زلزله، این مقدار حدی محاسبه می‌شود.

۳- آثار نابودی مقاومت و کاهش سختی روی مشخصات مفاصل پلاستیک بتنی

هنگامی که سازه‌های بتنی در معرض زلزله‌های شدید قرار می‌گیرند به تناسب بار لرزه‌ای وارد شده در آنها مفاصل پلاستیک ایجاد می‌شود. تعریف مفاصل پلاستیک بتنی در اعضای بتن مسلح با استفاده از آئین‌نامه ASCE-SEI41-23 [۱۸] صورت می‌گیرد. در

شکل ۴. تغییر مشخصات مفاصل پلاستیک، کاهش سختی و مقاومت پایه بتنی پس از زلزله اولیه

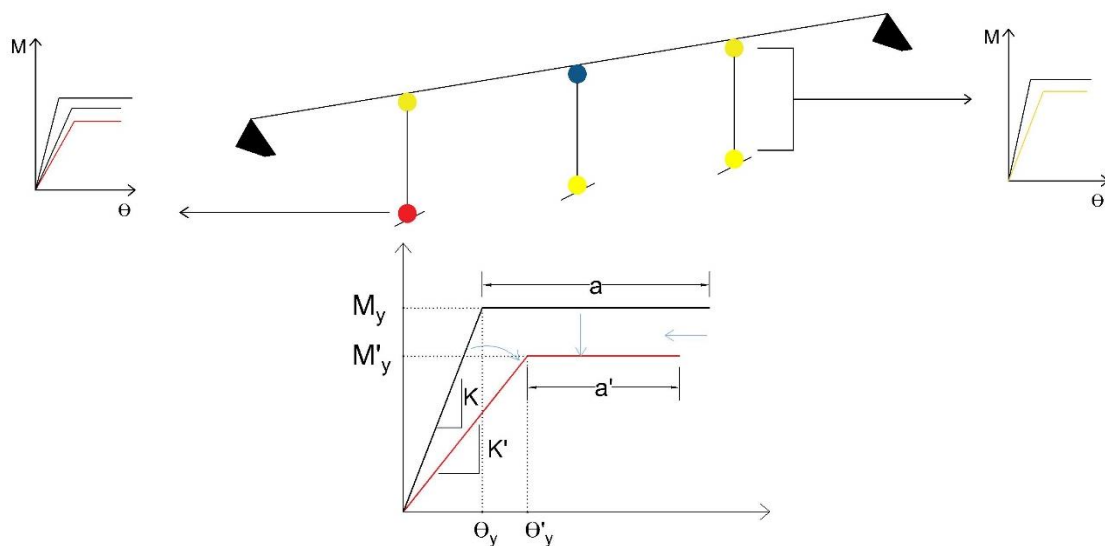


Fig. 4. Plastic hinge properties change including strength and stiffness reduction of the bridge pier after the primary ground shaking.

کاهش سختی و مقاومت دیوارهای بتنی در سطوح مختلف آسیب ناشی از زلزله با ضرایب کاهنده بیان می‌شود. سطوح آسیب کم، متوسط و سنگین تقسیم می‌شود. سطح آسیب قابل صرف‌نظر برای دیوارهای لاغر دارای عملکرد خمشی مربوط به زمانی است که

برای تغییر مشخصات سختی و مقاومت اعضا بتنی پل پس از آسیب اولیه آیین‌نامه خاصی وجود ندارد، تنها FEMA 306 و FEMA 307 برای دیوارهای بتنی و آجری آسیب دیده، توصیه‌هایی در این خصوص انجام داده است [22 و 21]. در این آیین‌نامه‌ها،

در این روابط λ_k ضریب کاهش سختی، λ_q ضریب کاهش مقاومت، θ_y دوران تسلیم و θ_u دوران نهایی و θ دوران تقاضا در پایه است.

شکل ۵. منحنی ضریب کاهش سختی و مقاومت بر اساس تقاضای شکل‌پذیری دوران [26-23]

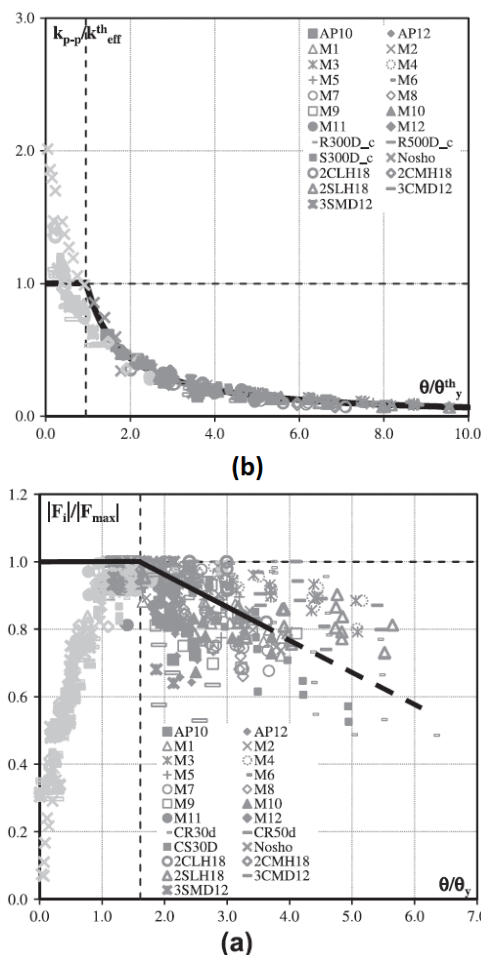


Fig. 5. The curve of the coefficient of strength and stiffness reduction according to the rotational ductility demand.

$$\lambda_k = 1.0 \quad \text{for} \quad \theta / \theta_y \leq 1.0 \quad (10)$$

$$\lambda_k = 1 - [1.01 - 0.96(\theta / \theta_y)^{-1.10}] \quad \text{for} \quad 1.0 \leq \theta / \theta_y \leq \theta / \theta_u \quad (11)$$

$$\lambda_q = 1.0 \quad \text{for} \quad \theta / \theta_y \leq 1.6 \quad (12)$$

$$\lambda_q = 1 - 0.10(\theta / \theta_y - 1.6) \quad \text{for} \quad 1.6 \leq \theta / \theta_y \leq \theta / \theta_u \quad (13)$$

نسبت‌های ابعادی مختلف و به دنبال آن دارای زمان تناوب‌های متفاوت هستند. پایه‌ها طوری انتخاب شده‌اند که دارای عملکرد خمشی بوده و در آنها از تغییر شکل‌های برشی صرف‌نظر می‌شود. در

تقاضای شکل‌پذیری زلزله μ_D زیر ۳ است. سطح آسیب کم، مربوط به زمانی است که تقاضای شکل‌پذیری بین ۴ تا ۸ است. سطح آسیب متوسط مربوط به زمانی است که تقاضای شکل‌پذیری بین ۳ تا ۱۰ است. در این دستورالعمل مقادیر فاکتورهای کاهش مقاومت λ_q ، سختی λ_k و جابه‌جایی ماندگار λ_D را در سطوح مختلف آسیب بر اساس تقاضای شکل‌پذیری برای ستون خمشی لاغر نشان داده شده است. برای اعضای بتنی پس از خرابی و آسیب، مشخصات مفصل، شامل سختی و مقاومت عضو کاهش می‌یابد. شکل (۴) مشخصات منحنی ممان-دوران تغییر یافته را نشان می‌دهد و با توجه به آن سختی k' ، مقاومت تسلیم M'_y و دوران پلاستیک سازه آسیب دیده با روابط ۸ و ۹ اصلاح می‌شود.

$$K' = \lambda_k K \quad (8)$$

$$M'_y = \lambda_q M_y \quad (9)$$

در این روابط K سختی اولیه، M_y ممان تسلیم یا مقاومت اولیه و a دوران پلاستیک اولیه و K' سختی سازه آسیب دیده، M'_y ممان تسلیم یا مقاومت سازه آسیب‌دیده و a' دوران پلاستیک سازه آسیب دیده است. در این تحقیق به جای استفاده از نتایج تقریبی آیین‌نامه FEMA برای اعمال کاهش سختی و مقاومت به پایه‌های پل آسیب دیده، از نتایج آزمایش ۲۳ نمونه ستون بتنی انتخاب در شکل (۵) استفاده شده است.

منحنی و پوش استخراج شده از نتایج آزمایش‌های سیکلی گردآوری شده در شکل (۵) برای محاسبه ضریب کاهش سختی و مقاومت بر اساس شکل‌پذیری مرتبط با هر گام در تحلیل دینامیکی افزاینده، استفاده می‌شود. در برنامه تحلیل دینامیکی افزاینده برای محاسبه ظرفیت جابه‌جایی ماندگار از روابط ۱۰ تا ۱۳ استفاده می‌شود.

۴- مدل‌سازی و نمونه عددی

پایه‌های انتخاب شده بر اساس آیین‌نامه AASHTO طراحی و بر اساس آیین‌نامه Caltrans کنترل لرزه‌ای شده‌اند. پایه‌های پل دارای

هرچه دقیق تر ویژگی شتاب‌نگاشت‌ها را منعکس کند شاخص بهتری است و همچنین یکی از معیارهای مهم انتخاب شاخص شدت مناسب، پراکندگی منحنی‌های IDA است به عبارت دیگر شاخص شدتی مناسب است که پراکندگی کمتری را نشان می‌دهد [28-30]. در این تحقیق از PGA به عنوان شاخص شدت استفاده می‌شود. برای نمونه تاریخچه دریافت پایه پل در گام‌های 0.5g و 1g زلزله Los Gatos در شکل (۶) نمایش داده شده است. با انجام تحلیل دینامیکی در هر گام زمانی نتایج تحلیل دینامیکی افزاینده را برای دریافت ماکزیمم و دریافت پس ماند می‌توان به صورت شکل (۷) رسم کرد و در هر گام دریافت مجاز پایه پل را محاسبه نمود.

شکل ۶. تاریخچه پاسخ جابه‌جایی پایه در شتاب 0.5g و 1g برای پایه با نسبت ابعادی ۸

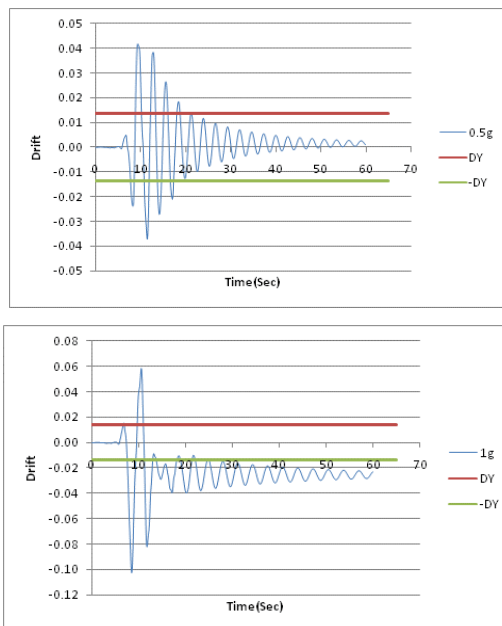


Fig. 6. The time history of the displacement bridge pier with an aspect ratio of 8 at 0.5g and 1.0g level of shaking.

شکل ۷. تغییرات دریافت ماکزیمم و پس ماند پایه پل با نسبت طول به قطر ۸

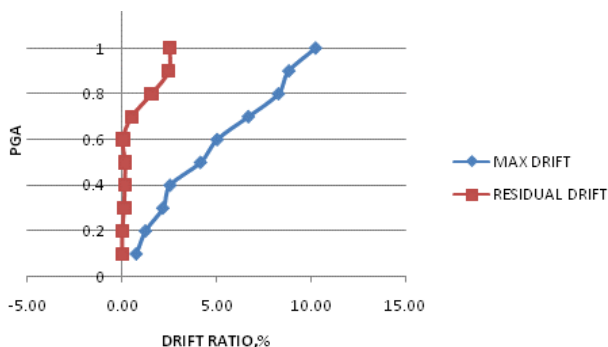


Fig. 7. Variation of the maximum drifts and residual drifts for the bridge pier with an aspect ratio of 8.

این راستا می‌توان پایه‌هایی با نسبت ابعادی مختلف انتخاب نمود. در این بخش ستونی با نسبت ابعادی ۸ با ارتفاع ۱۴/۶۳ متر و قطر دایره‌ای ۱/۸۳ متر و ۴۸ آرماتور ساینز ۳۲ میلی‌متر انتخاب شده است.

استفاده از المان‌های فایبر تیر-ستون مبتنی بر نیرو، به دلیل توانایی آن در مدلسازی پلاستیسیته گسترده در طول ستون با استفاده از تنها یک المان و تعدادی نقاط انتگرال‌گیری برای مدلسازی پایه پل مورد استفاده قرار گرفته است ولی حساسیت این روش 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. جزئیات مدلسازی پایه پل و پارامترهای مهم آن بصورت مبسوط در مرجع شماره [27] از نویسندگان همین مقاله آمده است اما در اینجا به اختصار نتایج آن ذکر می‌شود. برای مدلسازی پایه از ۱۵ المان تیر-ستون غیرخطی با پلاستیسیته گسترده و تعداد ۵ نقطه انتگرال‌گیری در هر المان در نرم افزار opensees استفاده شده است. برای شبیه‌سازی مقطع دایره‌ای از ۲۵۲ فایبر برای مدلسازی بتن پوسته، بتن هسته و میلگردهای طولی استفاده شده است. برای بتن پوسته از مدل Concrete02، برای بتن هسته از Concrete with Sitr و برای میلگردهای طولی از مدل Reinforcing Steel استفاده شده است. در مدلسازی بتن هسته انتخاب کرنش بارگذاری مجدد در مدل Concrete With Sitr که بر اساس مدل رفتاری Stanton-McNiven می‌باشد، بسیار مهم است که در این تحقیق پس از کالیبره کردن مدل ۰٫۳ در نظر گرفته می‌شود.

۴-۱- محاسبه ظرفیت دریافت پس ماند براساس ظرفیت ممان

پلاستیک پایه پل

همانطور که پیشتر گفته شد تحیل دینامیکی در هر گام زمانی با فواصل شتابی 0.1g انجام می‌شود. در این قسمت از زلزله Loma Prieta در سال ۱۹۸۹ در ایستگاه Los Gatos با بزرگی ۷ ریشتر با فاصله ۳٫۵ کیلومتر از رومرکز و مولفه عمود بر گسل با بیشینه شتاب ۰٫۴ متر بر مجزور ثانیه برای تحلیل دینامیکی استفاده می‌شود.

شاخصی که اثر یک زلزله را در یک مدل سازه‌ای به صورت کمی بیان می‌کند شاخص شدت نامیده می‌شود عملکرد یک شاخص شدت مناسب ایجاد ارتباط میان مراحل تحلیل خطر و تحلیل تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد معیار انتخاب شاخص شدت به نحوی است که آثار شتاب‌نگاشت‌های انتخابی را به شکل کامل‌تری منعکس کند یعنی

شده است و مقادیر محاسبه شده هنوز ظرفیت جابه‌جایی ماندگار نیستند و در ادامه شرط دوم که محاسبه ظرفیت جابه‌جایی ماندگار بر اساس دوران است باید کنترل شود. کمترین ظرفیت جابه‌جایی ماندگار، جابه‌جایی محاسبه شده در دو مرحله است. با توجه به اینکه در قسمت قبل، ظرفیت جابه‌جایی ماندگار برای پایه‌ای با نسبت ابعادی ۸ و در زلزله Los Gatos بدست آمد، برای تعمیم روش پیشنهادی، می‌توان محاسبات بالا را برای پایه‌هایی با نسبت ابعادی ۶، ۱۰ و ۱۲ در سایر زلزله‌های انتخاب شده نزدیک گسل تکرار کرد.

۴-۲- کنترل ظرفیت پس‌ماند بر اساس ظرفیت دوران رزرو یا

باقیمانده

در ۴-۱ به محاسبه ظرفیت دررفت پس‌ماند بر اساس ظرفیت ممان ذخیره پرداخته شد. در تعدادی از پایه‌ها این ضابطه کنترل می‌شود، لیکن برای محاسبه ظرفیت باید علاوه بر کنترل بار زنده اعمالی و محاسبه ظرفیت جابه‌جایی پس‌ماند بر اساس آن، ضابطه دوران نیز کنترل شود. تقاضای دوران پایه پل در سطوح مختلف زلزله بر اساس رابطه ۱۴ محاسبه می‌شود.

$$\theta_i = \theta_{residual}^i + \delta\theta_i \quad (14)$$

در رابطه فوق $\theta_{residual}^i$ دوران پس‌ماند لرزه‌ای در هر گام شتابی و $\delta\theta_i$ ظرفیت رزرو دوران برای بارهای زنده بعدی و θ_i تقاضای نهایی دوران پایه پل است. ظرفیت دوران رزرو $\delta\theta_i$ به طور مستقیم از روی $\delta\Delta_i$ (بدست آمده از رابطه ۵) محاسبه می‌شود در صورتی که پس از زلزله ستون به حالت تسلیم برسد این فرض برای سطوح بالای زلزله که عمدتاً دارای جابه‌جایی پس‌ماند هستند، فرض درستی است.

$$\delta\theta_i = \frac{\delta\Delta_i}{L_p - \frac{L_p}{2}} \quad (15)$$

در فرمول فوق L_p طول مفصل پلاستیک ستون است. معادله فوق فرض می‌کند هنگامی که ستون تسلیم می‌شود، طول مفصل پلاستیک ثابت می‌ماند و انحنا در طول مفصل پلاستیک تغییر نمی‌کند. اگر ظرفیت دورانی از تقاضای دورانی بیشتر باشد ($\theta_i \leq \theta_p$)، بار زنده محاسبه شده در قسمت قبل و دررفت پس‌ماند معادل آن ملاک کنترل خواهد بود، در غیر این صورت

پس از این مرحله می‌توان با استفاده از رابطه ۷ نمودار بار مجاز عبوری در برابر دررفت ماندگار را رسم نمود. شکل (۸) بار زنده مجاز عبوری از روی پل را با توجه به مقادیر دررفت پس‌ماند، در سطوح مختلف زلزله نشان می‌دهد محل تقاطع بار ماشین آتش‌نشانی با نمودار موجود، ظرفیت دررفت پایه مفروض را در زلزله مفروض نشان می‌دهد. شکل زیر برای محاسبه ظرفیت جابه‌جایی ماندگار، برای پایه با نسبت ابعادی ۸ و در زلزله Los Gatos رسم شده است.

شکل ۸ بار زنده مجاز عبوری از پل در دررفت های پس‌ماند مختلف در پایه با نسبت ابعادی ۸ و زلزله Los Gatos (بدون خروج از مرکزی و با خروج از مرکزی بار)

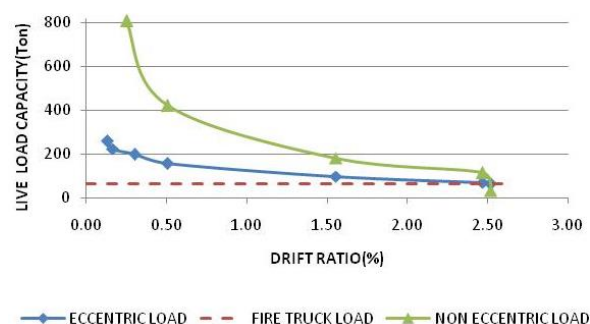


Fig. 8. The allowable moving load on the bridge for different residual displacements of the pier with an aspect ratio of 8 and exposed to Los Gatos ground motion (with and without the eccentricity of the load).

در صورت در نظر گرفتن خروج از مرکزیت (e) برای بار عبوری از روی پل، مطابق شکل (۸) بار زنده مجاز عبوری از روی پل کاهش می‌یابد. با توجه به مشخصات پل‌های طراحی شده و در نظر گرفتن خروج از مرکزیت تقریبی ۱۸ فوت (۵/۵ متر)، مطابق روش شرح داده شده در بالا برای محاسبه بار زنده مجاز عبوری، مجدداً محاسبات تکرار می‌شود. شکل (۸) بار زنده مجاز عبوری از روی پل را برای دو حالت، بدون در نظر گرفتن خروج از مرکزی و با در نظر گرفتن خروج از مرکزی نشان می‌دهد.

شکل (۸) نشان می‌دهد که در سطوح بالای زلزله، بار مجاز عبوری از روی پل، به بار معیار دو ماشین آتش‌نشانی رسیده است و به عبارتی پل به ظرفیت نهایی خود در دررفت ۲/۵ درصد رسیده است. در این شکل بار زنده مجاز عبوری از روی پل با در نظر گرفتن خروج از مرکزیت نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد در حالت لحاظ کردن خروج از مرکزیت، پل در دررفت حدود ۲ درصد به ظرفیت نهایی رسیده است. ذکر این نکته ضروری است که ظرفیت جابه‌جایی ماندگار پل تاکنون به صورت نیرویی محاسبه

نتایج برای پایه با نسبت ابعادی ۸ نشان می‌دهد در سطوح بالای زلزله میزان تقاضای نهایی دوران مقطع زیاد است و در سطح زلزله ۰.۸g، این تقاضا با ظرفیت دورانی مقطع برابری می‌کند. تغییرات نشان می‌دهد، در سطح زلزله مورد نظر جابه‌جایی پس‌ماند متناظر با ظرفیت دورانی مقطع همان ظرفیت جابه‌جایی ماندگار پایه پل خواهد بود. شکل (۱۱) تغییرات تقاضای دوران نهایی پایه پل را در برابر تغییرات جابه‌جایی پس‌ماند منتج از تحلیل دینامیکی افزایشنده در سطوح مختلف زلزله نشان می‌دهد. این شکل نشان می‌دهد ظرفیت پس‌ماند پایه پل مورد نظر با نسبت ابعادی ۸، در زلزله معرفی شده حدود ۱/۷ درصد است.

شکل ۱۱. تغییرات تقاضای دوران پایه با نسبت ابعادی ۸ در سطوح مختلف زلزله Los Gatos و مقایسه آن با ظرفیت دورانی مقطع

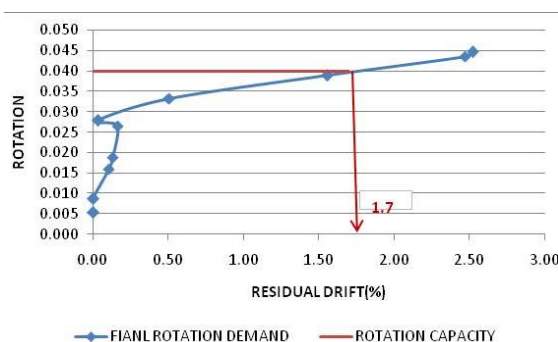


Fig. 11. Variation of rotational demand of the pier with an aspect ratio of 8 in different levels of Los Gatos ground motion and comparison with a rotational capacity of the section.

۵- نتیجه‌گیری

۱- برای محاسبه ظرفیت جابه‌جایی پس‌ماند (ظرفیت باربری ثقلی) پایه پل روش جدیدی بر مبنای تحلیل دینامیکی افزایشنده توسعه داده شده که با توجه به تقاضای شکل‌پذیری جابه‌جایی در هر گام شتابی با اصلاح خواص مفاصل و کاهش سختی و مقاومت قادر است تا ظرفیت باقیمانده پایه پل را بعد از آسیب زلزله اولیه تعیین نماید.

۲- در روش پیشنهادی اول با توجه به سطح زلزله اعمالی فاکتورهای کاهش ممان پلاستیک محاسبه می‌شود و بر اساس آن ظرفیت پس‌ماند پل تعیین می‌شود که برای کاربردهای مهندسی سریع و دارای دقت مناسبی است.

۳- در روش پیشنهادی دوم هر دو ضابطه کنترل ممان رزرو و دوران رزرو برای محاسبه ظرفیت دررفت پس‌ماند بکاربرده

ظرفیت دورانی ملاک محاسبه بار زنده مجاز و دررفت پس‌ماند خواهد بود. ظرفیت دورانی هر پایه θ_{cap} ، از جمع دوران تسلیم θ_y و دوران پلاستیک θ_p مطابق روابط ۱۶ تا ۱۸ قابل محاسبه است.

$$\theta_y = \frac{d_y}{h} = \frac{\phi_y h}{3} \quad (16)$$

$$\theta_p = L_p \times (\phi_u - \phi_y) \quad (17)$$

$$\theta_{cap} = \theta_y + \theta_p \quad (18)$$

اساس روابط محاسبه ظرفیت دورانی، مقادیر انحنا تسلیم و انحنا پلاستیک است که از آنالیز لنگر-انحنا مقطع با بار محوری مشخص بدست می‌آید. با توجه به بار محوری موجود با یک آنالیز لنگر-انحنا، دوران تسلیم و دوران نهایی قابل محاسبه است. شکل (۹) نتایج را برای پایه انتخابی نشان می‌دهد.

شکل ۹. نمودار ممان-انحنا مقاطع محصورشده بتن با نسبت‌های مختلف نیروی محوری

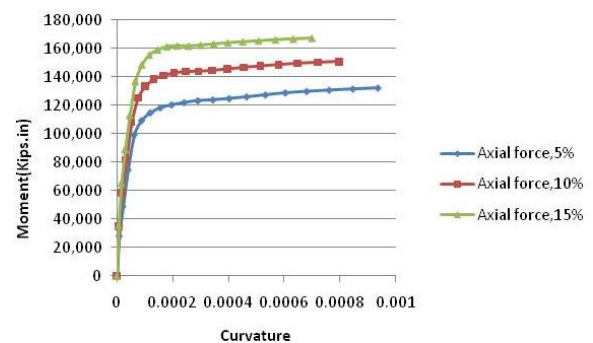


Fig. 9. The moment-curvature of the confined for different levels of loading

شکل (۱۰) تغییرات تقاضای دوران نهایی پایه پل در سطوح مختلف زلزله به همراه مقایسه آن با ظرفیت دوران مقطع پایه نشان داده شده است. ظرفیت دورانی مقطع بتنی بر اساس روابط ۱۶ تا ۱۸ محاسبه می‌شود.

شکل ۱۰. تغییرات تقاضای دوران نهایی پایه با نسبت ابعادی ۸ در سطوح مختلف زلزله Los Gatos و مقایسه آن با ظرفیت دورانی مقطع

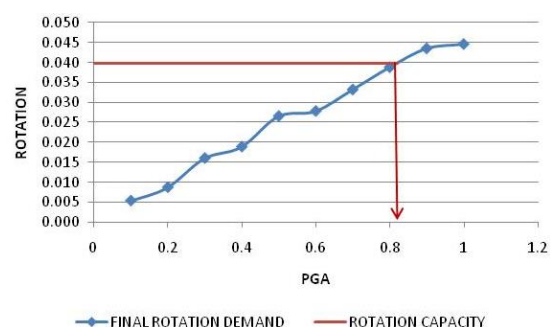


Fig. 10. Variation of the ultimate rotation demand of the bridge with an aspect ratio of 8 in different levels of Los Gatos ground shaking and comparison with the rotational capacity of the section.

- seismic design), 2017. Japan Road Association, Japan.
- [9] Rai, M., ElGawady, M.A. and Rodriguez-Marek, A., 2019. Probabilistic Seismic Demand Analysis of a Bridge with Unbonded, Post-Tensioned, Concrete-Filled, Fiber-Reinforced Polymer Tube Columns. *Fibers*, 7(3), p.23.
- [10] Li, X., Zhang, Z., Zhou, T., Xiao, Y. and Sun, Y., 2023. Hysteretic behavior of post-tensioned precast segmental CFT double-column piers. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 22(3), pp.747-762
- [11] Ahmadi, E., Kocakaplan, S. and Kashani, M.M., 2022. Nonlinear seismic fragility analysis of a resilient precast post-tensioned segmental bridge pier. *Sustainable and Resilient Infrastructure*, 7(6), pp.823-841.
- [12] Shen, Y., Freddi, F., Li, Y. and Li, J., 2022. Parametric experimental investigation of unbonded post-tensioned reinforced concrete bridge piers under cyclic loading. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 51(15), pp.3479-3504.
- [13] Tarfan, S., Banazadeh, M. and Esteghamati, M.Z., 2019. Probabilistic seismic assessment of non-ductile RC buildings retrofitted using pre-tensioned aramid fiber reinforced polymer belts. *Composite Structures*, 208, pp.865-878.
- [14] RavanshadNia, H., Shakib, H., Ansari, M. and Safiey, A., 2022. The use of cost-benefit analysis in performance-based earthquake engineering of steel structures. *Earthquakes and Structures*, 22(6), pp.561-570.
- [15] Yamashita, R. and Sanders, D.H., 2009. Seismic Performance of Precast Unbonded Prestressed Concrete Columns. *Structural Journal*, 106(6), pp.821-830.
- [16] Kwan, W.P. and Billington, S.L., 2003. Unbonded posttensioned concrete bridge piers. I: Monotonic and cyclic analyses. *Journal of Bridge Engineering*, 8(2), pp.92-101.
- [17] Sanada, Y., Maeda, M., Niousha, A. and Ghayamghamian, M.R., 2004. Reconnaissance Report on Building Damage Due to Bam Earthquake of 26 December 2003. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 5(4), pp.91-100
- [18] ASCE SEI 41-23. 2023. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, ASCE standard, published by the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [19] Das, P.K. and Dutta, S.C., 2002. Effect of strength and stiffness deterioration on seismic behaviour of R/C asymmetric buildings. *International Journal of Applied Mechanics and Engineering*, 7(2), pp.527-564.
- [20] Das, P.K. and Dutta, S.C., 2000. Controlling می‌شود. با توجه به اعمال کاهش سختی و مقاومت سازه آسیب دیده، این روش دقت بیشتری نسبت به روش اول دارد اما زمان تحلیل و محاسبه آن طولانی‌تر است.
- ۴- نتایج بررسی برای نمونه عددی نشان داد که دریافت مجاز ۱ درصد برای همه پل‌ها با ارتفاع و مقاطع مختلف نمی‌تواند دقیق باشد و نسبت به روش پیشنهادی دست‌بالا است. روش پیشنهادی بر اساس ظرفیت و دوران باقیمانده تخمین صحیح‌تری دارد و نشان داد که پایه پل گاهی می‌تواند دوران ۱/۷ درصد را تحمل کند بدون اینکه دچار فروریزش ثقلی شود.
- ۶- تشکر و قدردانی
- این مقاله با حمایت مالی دانشگاه بزرگمهر قانات و با شماره طرح ۳۹۲۶۸ تهیه و ارسال شده است.
- ۷- منابع
- [1] Ansari, M., Ansari, M. and Safiey, A., 2018. Evaluation of seismic performance of mid-rise reinforced concrete frames subjected to far-field and near-field ground motions. *Earthquakes and Structures*, 15(5), pp.453-462.
- [2] Ansari, M., Pour, H.G. and Safiey, A., 2019. Seismic performance of mid-rise code-conforming X-braced steel frames. *Journal of Materials and Engineering Structures «JMES»*, 6(2), pp.279-29.
- [3] Ansari, M., Safiey, A. and Abbasi, M., 2020. Fragility-based performance evaluation of mid-rise reinforced concrete frames in near field and far field earthquakes. *Structural Engineering and Mechanics*, 76(6), pp.751-763.
- [4] Kawashima, K., 2000. Seismic design and retrofit of bridges. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(3), pp.265-285.
- [5] MacRae, G.A. and Kawashima, K., 1997. Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 26(7), pp.701-716.
- [6] Ansari, M., Daneshjoo, F. and Mohammadi, M.S., 2017. On Estimation of Seismic Residual Displacements in Reinforced Concrete Single-Column Bridges Through Force-Displacement Method. *International Journal of Civil Engineering*, 15, pp.473-486.
- [7] Seismic Design Criteria V2.0, 2019. California Department of Transportation (Caltrans). Sacramento, CA, 116 pp.
- [8] Specification for Highway Bridges (Specification for

- reinforcement. Part II: Cyclic tests. *Engineering structures*, 30(9), pp.2289-2300.
- [26] Acun, B. and Sucuoglu, H., 2010. Performance of reinforced concrete columns designed for flexure under severe displacement cycles. *ACI Structural Journal*, 107(3), pp.364-371.
- [27] Ansari, M., Daneshjoo, F. and Mohammadi, M.S., 2017. On Estimation of Seismic Residual Displacements in Reinforced Concrete Single-Column Bridges Through Force-Displacement Method. *International Journal of Civil Engineering*, 15, pp.473-486.
- [28] Mahdavi, N., Ahmadi, H.R. and Mahdavi, H., 2012. A comparative study on conventional push-over analysis method and incremental dynamic analysis (IDA) approach. *Sci. Res. Essays*, 7(7), pp.751-773.
- [29] Ahmadi, H.R., Mahdavi, N. and Bayat, M., 2020. Applying adaptive pushover analysis to estimate incremental dynamic analysis curve. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 14(04), p.2050016.
- [30] Shafigh, A., Ahmadi, H.R. and Bayat, M., 2021. Seismic investigation of cyclic pushover method for regular reinforced concrete bridge. *Struct. Eng. Mech*, 78(1), pp.41-52.
- Deterioration of RC Asymmetric Buildings under Seismic Loadings. In: *Proceedings of ICI-Asian Conference on Ecstasy in Concrete, 20-22 November, 2000, Bangalore, India*, pp: 295-303.
- [21] FEMA 306. 1998. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings – basic procedures manual. *Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC.
- [22] FEMA 307. 1998. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings – technical resources. *Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC.
- [23] Di Ludovico, M., Verderame, G.M., Prota, A., Manfredi, G. and Cosenza, E., 2013. Experimental behavior of nonconforming RC columns with plain bars under constant axial load and biaxial bending. *Journal of Structural Engineering*, 139(6), pp.897-914.
- [24] Di Ludovico, M., Verderame, G.E.R.A.R.D.O., Prota, A., Manfredi, G. and Cosenza, E., 2009. Experimental investigation on non-conforming full scale RC columns. In *L'Ingegneria Sismica in Italia* (pp. ID-S02).
- [25] Verderame, G.M., Fabbrocino, G. and Manfredi, G., 2008. Seismic response of rc columns with smooth

A new approach to assessment of load carrying capacity of damage concrete bridge piers on near-fault earthquakes

F. Daneshjoo¹, M. Ansari^{2*}

1. Professor of Civil Eng., Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran
2. Assistant Professor of Civil Eng., Faculty of Engineering, Bozorghmehr University of Qaenat, Qaen, Iran

* Corresponding Author Email: ansari@buqaen.ac.ir

Received: 2024/03/03 - Accepted: 2024/05/27

Abstract

When bridges undergo inelastic deformations in near-fault earthquakes, they mostly do not return to the original vertical direction and undergo significant residual deformations. Even though these bridges have not collapsed, they are mostly not any more functional in the immediate aftermath of the ground shaking and generally deemed irreparable. These relatively large residual displacements observed in damaged bridges by near-fault strong ground motions jeopardize the operability of the bridge after the seismic event partly due to the introduction of the additional moments in the columns induced by the offset of vertical gravity loads. Therefore, it is of great significance to be able to accurately predict the demand and capacity of residual drifts for bridges exposed to near-field ground motions for decision-making about their serviceability upon a major seismic event. In this research, on the contrary to the design code requirements and the previous studies, an analytical model is proposed which can account for the bridge pier properties and the ground motion characteristics. The proposed model takes the variation in the stiffness and strength of the bridge pier which is proportional to the incurred damages in different earthquake shaking levels into account in order for the prediction of permanent drift capacity.

Keywords: residual drift, near-field earthquake, P-Delta effects, bridge serviceability, stiffness and strength variation, earthquake levels.