

ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح در اثر برخورد با ساختمان‌های مجاور

مونا سپاسی^۱، مسعود سلطانی محمدی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲- دانشیار گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

msoltani@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۲/۱۲/۱۸

تاریخ دریافت: ۹۲/۰۳/۲۰

چکیده- در هنگام زلزله، ارتعاش غیرهم فاز ساختمان‌های مجاور باعث برخورد و ضربه بین آن‌ها می‌شود که شرایط بارگذاری بحرانی‌تری از حالت ارتعاش بدون ضربه ایجاد می‌کند. فراوانی نمونه‌هایی از عدم اجرای درز انقطاع در ساختمان‌های موجود، اهمیت پرداختن به این موضوع را افزایش می‌دهد. در پژوهش حاضر پس از توسعه و پیاده‌سازی مدل ویسکو الاستیک غیرخطی برای شبیه‌سازی برخورد سازه‌ها در نرم افزار مورد استفاده، با مدل‌سازی قاب‌های بتن مسلح مجاور هم در شرایط مختلف و بررسی رفتار آن‌ها تحت اثر مجموعه‌ای از رکوردهای واقعی زلزله و تحت شتاب افزاینده، اثر برخورد سازه‌ها مطالعه می‌شود. این قاب‌ها نخست به روش مستقیم طراحی بر اساس تغییرمکان برای اطمینان به دستیابی به یک تغییرمکان از پیش مشخص در سطح خطر مورد نظر، طراحی شده سپس با قرار دادن مدل‌های سازه‌ای با ارتفاع متفاوت در کنار یکدیگر و فاصله درز انقطاع مختلف، تحت مجموعه رکوردهای نمونه انتخابی مورد تحلیل دینامیکی افزاینده قرار گرفته و اثر برخورد سازه‌ها بر تغییرمکان نسبی طبقات و ظرفیت فروریزش بررسی می‌شوند. نتایج به دست آمده گویای این مطلب است که با در نظر گرفتن شکست برشی سازه‌های مجاور هم با تراز طبقات متفاوت، ظرفیت فروریزش سازه‌های مجاور پس از برخورد به شدت کاهش می‌یابد. بنابراین آثار موضعی برخورد در محل ضربه اهمیت بالایی دارد و لازم است در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مورد بررسی دقیق قرار گیرد.

واژگان کلیدی: برخورد سازه‌ها؛ قاب‌های بتن مسلح؛ عملکرد لرزه‌ای؛ طراحی بر اساس تغییرمکان

۱- مقدمه

دو ساختمان را تغییر داده و نیروهای اینرسی اضافی به هر دو ساختمان وارد می‌آورد. به منظور جلوگیری از وقوع این پدیده در هنگام زلزله، آیین‌نامه‌های لرزه‌ای رعایت کمینه فاصله لرزه‌ای را در ساختمان‌های مجاور الزامی کرده‌اند. با این وجود در تعداد زیادی از ساختمان‌های موجود که مطابق با ضوابط جدید لرزه‌ای طراحی نشده‌اند و یا در اجراء درز انقطاع منظور نشده و یا فاصله بین سازه‌ها با

زمین لرزه می‌تواند باعث برخورد ساختمان‌های مجاور با فاصله محدود که دارای خواص دینامیکی متفاوت هستند، شود. این پدیده که تحت عنوان برخورد لرزه‌ای بیان می‌شود، اغلب باعث خسارت و خرابی و در برخی موارد باعث فروریزش ساختمان‌ها می‌شود. ضربه‌ی متقابل ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، مشخصات دینامیکی هر

میرایی معادل غیرخطی توسعه یافت و به برنامه معرفی شد و صحت مدل‌سازی این المان در بین سیستم‌های یک درجه آزادی بررسی شد.

قاب‌های سازه‌ای مورد بررسی با استفاده از المان‌های فایبر، شبیه‌سازی شده‌اند که امکان شبیه‌سازی رفتار پلاستیک به صورت گسترده در طول المان را داراست؛ پس المان تماسی توسعه یافته یک المان گره به گره بوده و در محل‌های محتمل برخورد دو سازه مورد استفاده قرار گرفته است.

برای اطمینان به دستیابی به یک تغییر مکان از پیش مشخص در سطح خطر مورد نظر، ابتدا سازه‌ها به روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان طراحی شده‌اند. روش‌های طراحی لرزه‌ای بر مبنای تغییر مکان، به عنوان جدیدترین ابزار طراحی بر اساس عملکرد مطرح است. این روش‌ها با معرفی تغییر مکان هدف و شکل‌پذیری نظیر، آغاز شده و در پایان، سازه را به سختی و مقاومتی می‌رساند که تغییر مکان هدف و شکل‌پذیری متناظر با آن تامین شده باشد. پارامتر اساسی در این روش، نسبت تغییر مکان جانبی سازه است. پس بیشینه تغییر مکان تحمیل شده به سازه‌ای که بر این اساس طراحی شده، از پیش مشخص می‌باشد و این امر در بررسی برخورد سازه‌ها که تغییر مکان نسبی طبقات نقش کلیدی را دارد از اهمیت بالایی برخوردار است.

۲- مدل‌سازی در نرم‌افزار COM3

همان گونه که اشاره شد در این پژوهش برای مدل‌سازی قاب‌ها از نرم‌افزار COM3 استفاده شده است. این نرم‌افزار با استفاده از مجموعه‌ای از المان‌های مختلف با سطح مقطع فایبر، قابلیت مدل کردن رفتار غیر خطی سازه، تحت حالات مختلف بارگذاری را دارد. المان فایبر که در شکل ۱ نشان داده شده است، با ۷ گره معرفی می‌شود که گره‌های ۳،

مصالح نامناسب پر شده‌اند می‌توان برخورد سازه‌ای تحت زلزله را انتظار داشت. خسارت‌های ناشی از پدیده‌ی ضربه در زمین‌لرزه‌های گذشته از جمله مکزیکوسیتی در ۱۹۸۵، لوما پریتا در ۱۹۸۹، نورتریج در ۱۹۹۴، ترکیه در ۱۹۹۹ و ایتالیا در ۲۰۰۹ به فراوانی مشاهده شده است.

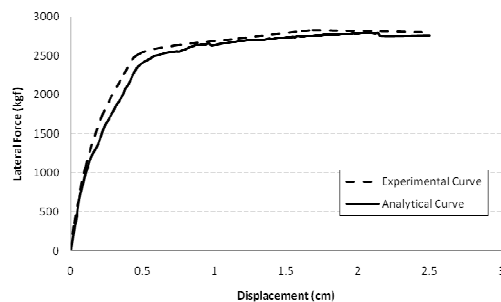
با توسعه روش‌های عددی و ابزارهای تحلیل غیرخطی سازه‌ها، شبیه‌سازی عددی برخورد سازه‌ها در دهه اخیر بیشتر از گذشته مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. AbdelRaheem با استفاده از مجموعه‌ای از ۳ رکورد زلزله، اثر برخورد لرزه‌ای ساختمان‌های مجاور هم را به صورت عددی مورد بررسی قرار داد [۱]. Dogan و Gunaydin به شبیه‌سازی عددی اثر فاصله بین سازه‌ها بر میزان نیروی تماسی دو سازه پرداختند [۲]. Shaky و همکاران اثر اندرکنش خاک و سازه را بر برخورد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح مجاور هم مورد مطالعه قرار دادند [۳]. در این پژوهش‌ها اثر برخورد با استفاده از مدل‌های ساده خطی، مدل هرتز با یا بدون میرایی شبیه‌سازی شده‌اند.

در این پژوهش سعی شده است با مدل‌سازی قاب‌های بتن مسلح مجاور هم، در شرایط مختلف و بررسی رفتار آنها تحت اثر مجموعه‌ای از رکوردهای واقعی زلزله و تحت شتاب افزاینده، اثر برخورد سازه‌ها مطالعه شود. برای انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی از نرم‌افزار COM3 استفاده شده است [۴]. این نرم افزار با مجموعه‌ای از المان‌های مختلف قادر به تحلیل انواع سیستم‌های سازه‌ای بتن مسلح و همچنین خاک بوده و در دانشگاه توکیو توسعه یافته است. با توجه به دسترسی مولفان به متن برنامه، امکان اصلاح و توسعه آن برای موضوع پژوهش فراهم بوده است. به منظور تحلیل برخورد سازه‌ها، ابتدا در راستای این پژوهش یک المان تماسی خاص با قابلیت شبیه‌سازی انتقال نیروی فشاری با رفتار غیرخطی پس از وقوع تماس و

استفاده از المان فیبری است. در تحلیل ستون آثار غیرخطی هندسی (اثرات $P-\Delta$) لحاظ شده و نتایج حاصل از نرم افزار با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است.

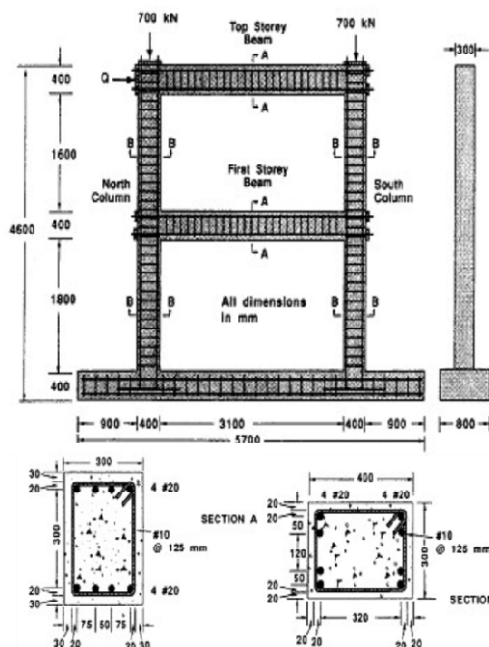
جدول ۱- مشخصات مصالح و ابعاد ستون آزمایش [۶]

مقاومت فشاری بتن	نیروی محوری ثابت	ارتفاع ستون
۳۶/۵ MPa	۴۴/۵ kN	۵۱۳ mm
مدول الاستیسیته فولاد	مقاومت تسلیم آرماتور طولی	قطر آرماتور طولی
۲۰۱×۱۰ ^۵ MPa	۴۴۰ MPa	۶/۳۵ و ۹/۵۲ mm



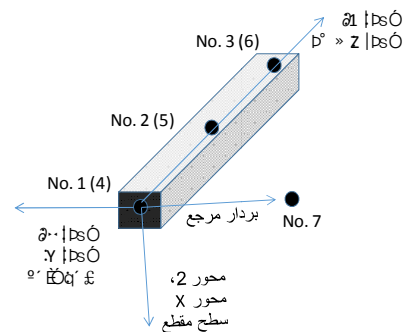
شکل ۳- صحت‌سنجی مدل ستون در COM3

همان‌گونه که از شکل ۳ برمی‌آید، مدل‌سازی ستون آزمایش Low و Moehle به درستی و با دقت مناسب صورت گرفته است.

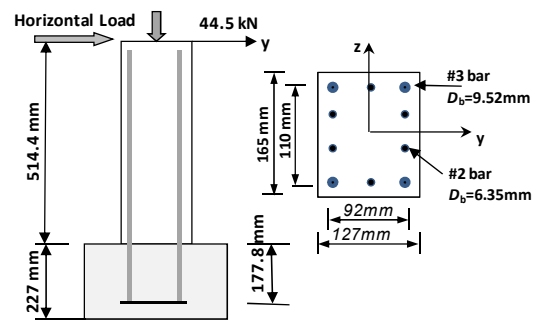


شکل ۴- ابعاد و جزئیات سطح مقطع، آرماتورگذاری و بارگذاری [۷]

۲ و ۱ دارای درجات آزادی انتقالی، گره‌های ۶، ۵ و ۴ دارای درجات آزادی دورانی و گره ۷ برای بیان محور محلی و جهت‌گیری المان، مورد استفاده قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است، گره‌های ۳، ۲ و ۱ با گره‌های ۶، ۵ و ۴ دارای مختصات یکسان است [۴]. در مدل سازه‌های یاد شده، هر ستون با ۴ المان فایبر و هر تیر با ۵ المان مدل شده است.



شکل ۱- المان فایبر [۴]



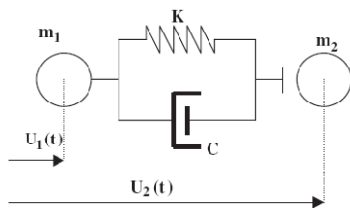
شکل ۲- ابعاد و جزئیات سطح مقطع، آرماتورگذاری و بارگذاری [۶]

۳- صحت‌سنجی مدل ستون و قاب ۲ طبقه بتن مسلح

در COM3

ویژگی‌های ستون انتخابی که به وسیله Low و Moehle آزمایش شده [۶]، در شکل ۲ و جدول ۱ نشان داده شده است. برای مدل‌سازی مقطع اعضا، سطح مقطع به تعدادی سلول تقسیم‌بندی شده و با توجه به موقعیت سلول‌ها، مقدار آرماتور طولی و مشخصات مصالح مصرفی تعیین می‌شود. شکل ۲ بیانگر جزئیات تعریف سطح مقطع با

ویسکوالاستیک غیرخطی ارائه شده به وسیله ی Jankowski است که بر اساس مدل تماسی هرتز، برای در نظر گرفتن اتلاف انرژی در طول برخورد ارائه شده است. مطابق شکل ۶ یک میراگر غیرخطی به موازات فنر غیرخطی، در این مدل تعبیه شده و در فاز برگشت از میرایی چشم پوشی شده است پس اتلاف انرژی در فاز برگشتی در نظر گرفته نمی شود [۸].



شکل ۶- مدل المان برخورد [۸]

نیروی ضربه طبق رابطه Jankowski برابر است با

$$F_C(t) = \begin{cases} k_h \delta(t)^{\frac{3}{2}} + c_h(t) \dot{\delta}(t) & \dot{\delta}(t) > 0 \\ k_h \delta(t)^{\frac{3}{2}} & \dot{\delta}(t) < 0 \end{cases} \quad (1)$$

و میرایی $c_h(t)$ برحسب k و $\delta(t)$ برابر است با

$$c_h(t) = 2\zeta_h \sqrt{km} \quad (2)$$

$$m = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$$

مقدار k در این رابطه به صورت زیر تعریف می شود:

$$k = k_h \sqrt{\delta(t)} \quad (3)$$

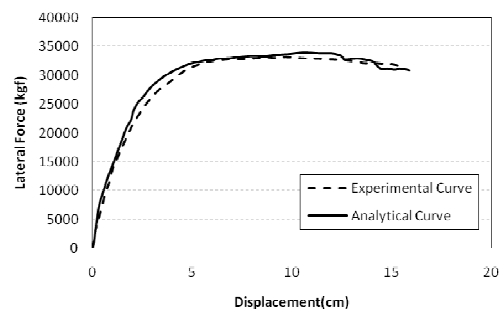
برای مدل سازی برخورد بین قاب های مورد مطالعه در COM3، از المان لینک در تراز هر طبقه ی دو قاب، استفاده شد. المان لینک یک المان بدون بعد است که مطابق شکل ۷، با ۴ گره که دو گره مربوط به درجات آزادی انتقالی و ۲ گره مربوط به درجات آزادی دورانی است تعریف می شود؛ برای گره های دو سمت این المان باید مختصات متفاوتی تعریف کرد تا راستای المان لینک مشخص شود. این المان

قاب شکل ۴ که به وسیله ی Vechio و Emara آزمایش شده [۷]، برای صحت سنجی مدل قاب در COM3 انتخاب شده است؛ که مشخصات مصالح به کار رفته در قاب در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۲- مشخصات مصالح و ابعاد قاب در آزمایشگاه [۷]

ارتفاع قاب از تراز پی	طول تیر	مقاومت بتن	فاصله خاموت ها
m ۶/۴	m ۵/۳	MPa ۳۰	mm ۱۲۵
مساحت میلگرد طولی	مقاومت	مساحت میلگرد عرضی	نیروی محوری ثابت
mm ² ۳۰۰	MPa ۴۱۸	mm ² ۱۰۰	kN ۷۰۰

در شکل ۵ مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج به دست آمده از مدل سازی برای حالتی که از المان تماسی استفاده شده، ارائه شده و در مدل سازی به وسیله ی نرم افزار، اثر غیرخطی هندسی لحاظ شده است.



شکل ۵- صحت سنجی مدل قاب در COM3

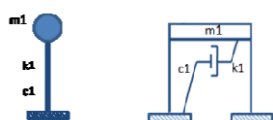
همان گونه که در شکل ۵ مشاهده می شود، در صورتی که از المان تماسی برای اتصال ستون ها به تکیه گاه ها استفاده شده باشد، نتایج نرم افزار با نتایج نمونه آزمایشگاهی هماهنگی خوبی دارد.

۴- مدل سازی برخورد

مدلی که برای برخورد در نظر گرفته شده، مدل

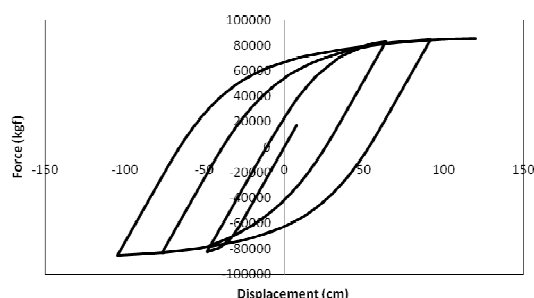
لینک در این پژوهش اصلاح و توسعه داده شد تا قابلیت مدل‌سازی تماس فشاری بر مبنای مدل ویسکو الاستی غیرخطی Jankowski را داشته باشد [۵].

لینک در این پژوهش اصلاح و توسعه داده شد تا قابلیت مدل‌سازی تماس فشاری بر مبنای مدل ویسکو الاستی غیرخطی Jankowski را داشته باشد [۵].



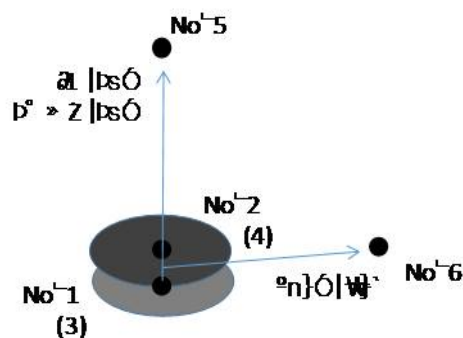
شکل ۹- مدل سیستم یک‌درجه آزادی [۵]

با توجه به این که هدف اصلی این پژوهش بررسی رفتار سازه‌های بتن مسلح تحت اثر برخورد است، منحنی رفتاری سیستم تحت بارهای چرخه‌ای به گونه‌ای تعریف شده است که آثار سخت‌شدگی پس از تسلیم و همچنین افت سختی در چرخه‌های بارگذاری مطابق با یک سازه بتن مسلح شکل‌پذیر با ظرفیت تسلیم از پیش تعیین شده باشد. به عنوان نمونه منحنی رفتاری یک سیستم یک‌درجه آزادی در شکل ۱۰ نشان داده شده است.



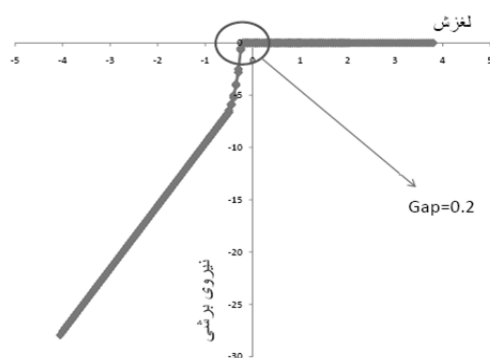
شکل ۱۰- منحنی رفتاری مدل یک‌درجه آزادی [۵]

به منظور صحت‌سنجی مدل برخورد بین سازه‌ها، از روش Runge Kutta 4 که روش تحلیل عددی است استفاده شده است. از آنجایی که مدل عددی دو سازه برخورد کرده باید به وسیله‌ی معادلات دیفرانسیلی وابسته به هم نوشته شود، در بیشتر تحلیل‌های عددی مربوط به بحث برخورد از همین روش برای مدل‌سازی استفاده شده است. معادلات



شکل ۷-المان لینک [۴]

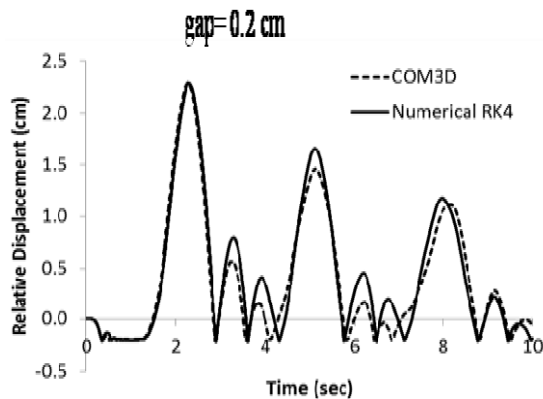
مدل رفتاری المان لینک توسعه یافته به صورت نمونه در شکل ۸ ارائه شده است. در این المان تا زمانی که فاصله (gap) موجود بین دو سازه پر نشده است، نیرویی ایجاد نمی‌شود و مقدار لغزش و میرایی صفر است. بعد از برخورد دو سازه و با ایجاد فشار در لینک، نیرو ایجاد می‌شود. پس از جدا شدن دو سازه نیرو به صفر برمی‌گردد و در کشش هیچ نیرویی منتقل نمی‌شود.



شکل ۸- مدل رفتاری المان برخورد در COM3 [۵]

۵- صحت‌سنجی برخورد بین دو سیستم یک‌درجه آزادی

به منظور مدل‌سازی سیستم‌های یک‌درجه آزادی از المان



شکل ۱۳- اختلاف پاسخ جابه‌جایی دو سیستم حاصل از تحلیل در COM3 و روش RK4 در حالت برخورد با درز انقطاع ۰/۲ سانتی‌متر

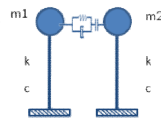
۶- مشخصات قاب‌های مورد مطالعه

قاب‌های بتن مسلح دو بعدی تک دهانه با تعداد طبقات مختلف برای مطالعه در نظر گرفته شد. ارتفاع طبقات ۴ متر، طول دهانه ۵ متر و شکل‌پذیری قاب‌ها متوسط است. مشخصات این قاب‌ها در جدول ۳ بیان شده است.

دیفرانسیل برای این مساله، درجه دو و غیرخطی است.

دو سیستم یک درجه آزادی با مشخصات ارائه شده در شکل ۱۱ و فواصل مختلف با استفاده از روش Runge Kutta 4 و برنامه COM3 مورد تحلیل به وسیله‌ی بار هارمونیک قرار گرفته‌اند، در هر دو تحلیل مدل استفاده شده برای تحلیل مدل ویسکوالاستیک غیرخطی پیشنهادی Jankowski است. نتایج در شکل ۱۲ و ۱۳ نشان داده شده است.

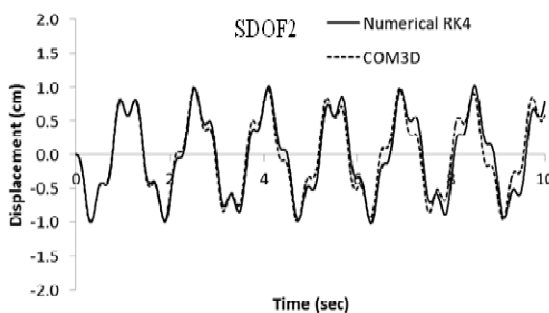
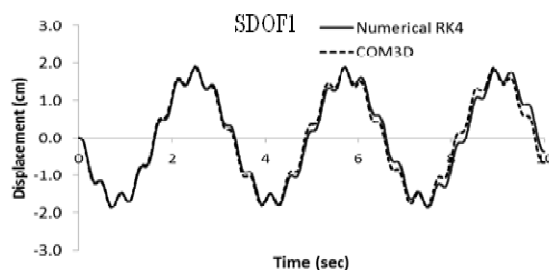
$$M_1 = 500\text{kg} \quad M_2 = 2500\text{kg} \quad K_1 = K_2 = 9079\text{N/m} \quad k_h = 1 \times 10^9 \text{ N/m}^{3/2} \quad \xi = 0.35$$



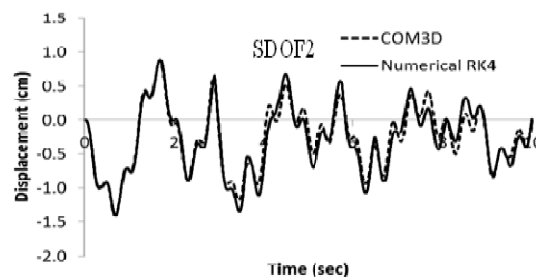
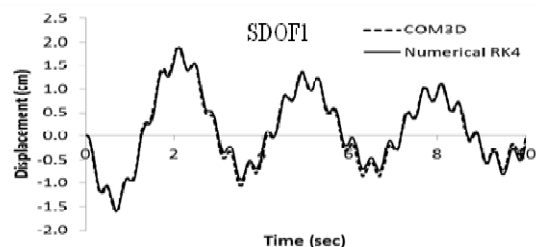
شکل ۱۱- مدل برخورد دو سیستم یک‌درجه آزادی [۵]

در شکل ۱۳ مقایسه پاسخ جابه‌جایی سیستم حاصل از COM3 و روش عددی RK4 در دو حالت بدون برخورد و برخورد نشان داده شده است و همان‌گونه که مشخص است دو مدل نتایج یکسانی ارائه می‌دهند.

a) No Pounding



b) Pounding with gap- 0.2 cm

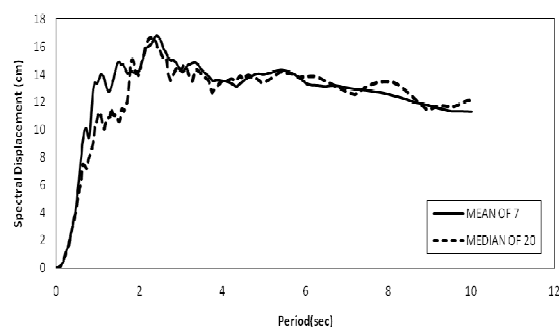


شکل ۱۲- مقایسه پاسخ جابه‌جایی سیستم حاصل از COM3 و روش عددی RK4 در دو حالت بدون برخورد و برخورد با فاصله ۰/۲ سانتی‌متر

جدول ۳- مشخصات طراحی قاب‌های بتنی مورد مطالعه

۱	ضریب اهمیت	۲۵۰ (kg/cm ²)	مقاومت فشاری بتن
۰.۲	ضریب بار زنده	۴۰۰۰ (kg/cm ²)	مقاومت تسلیم فولاد
۰.۳۵ (g)	شتاب طراحی	۲۰۰۰۰۰ (kg/cm ²)	مدول الاستیک فولاد
۴۰۰۰ (kg/m)	بار مرده طبقات	۱۰۰۰ (kg/m)	بار زنده طبقات

مدل‌سازی شده و تحت ۲۰ رکورد انتخابی مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی و نیز تحلیل دینامیکی غیرخطی افزاینده قرار گرفتند. این مجموعه رکوردها که بر اساس تقسیم‌بندی پیشنهادی Shome و Corniel با نام مخفف LMSR شناخته می‌شوند [۱۱]، با بزرگای بیشتر از ۶/۵ ریشتر، نزدیک‌ترین فاصله تا گسل مسبب بین ۱۵ تا ۳۰ کیلومتر و نوع خاک C در آیین‌نامه NEHRP (متناسب با خاک نوع ۲ در آیین‌نامه ۲۸۰۰) انتخاب شده‌اند. از بین این ۲۰ رکورد، ۷ رکورد به گونه‌ای انتخاب شدند که طیف میانگین این ۷ رکورد با طیف میانگین ۲۰ رکورد هماهنگی داشته باشد (شکل ۱۴). در جدول ۶ مشخصات رکوردها نشان داده شده است.



شکل ۱۴- مقایسه طیف تغییر مکان ۲۰ رکورد با Mean طیف تغییر مکان ۷ رکورد

این قاب‌ها در حالت‌های متفاوت از لحاظ درز انقطاع و ارتفاع طبقات در کنار یکدیگر مدل شدند تا اثر برخورد در جابه‌جایی کلی و نسبی طبقات مورد بررسی قرار گیرد. مشخصات المان برخورد، با توجه به مطالعات آزمایشگاهی Jankowski برای اعضای بتن مسلح، در این پژوهش $k_h = 2.2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^{3/2}$ و $\xi = 0.35$ در نظر گرفته شد. m_1 و m_2 جرم طبقات برخورد کرده است که برای هر دو قاب یکسان و برابر با $m_1 = m_2 = 21000 \text{ kg}$ است.

به عنوان نمونه در شکل‌های ۱۵ و ۱۶ مقادیر بیشینه جابه‌جایی نسبی قاب ۴ طبقه و همچنین قاب ۶ طبقه،

در طراحی این قاب‌ها از روش مستقیم طراحی بر اساس تغییر مکان که به وسیله‌ی Priestley توسعه یافته، به منظور دستیابی به جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ای ۲٪ برای شتاب با مقیاس ۰.۳۵ شتاب ثقل، استفاده شد [۹]. به عنوان نمونه پارامترهای روش Priestley و نیروهای طراحی برای قاب‌های ۴ و ۶ طبقه در جداول ۴ و ۵ بیان شده است. ابعاد مقاطع و آرماتورگذاری سازه‌های مورد نظر بر مبنای مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان [۱۰] تعیین شده است.

جدول ۴- پارامترهای محاسبه شده روش Priestley برای قاب بتنی ۴ طبقه

طبقه	Hi(m)	mi(ton)	δi	Δi(m)	Δi ²	ΔiHi	miΔi	miΔi ²	miΔiHi	Fi(ton)
۴	۱۶	۲۱	۱	۰.۳۲	۰.۱	۵.۱۲	۶.۲۲	۲.۱۵	۱۰۷.۵۲	۷.۸۷۱
۳	۱۲	۲۱	۰.۷۵	۰.۲۴	۰.۰۶	۲.۸۸	۵.۰۴	۱.۲۱	۶۰.۴۸	۵.۹۰۴
۲	۸	۲۱	۰.۵	۰.۱۶	۰.۰۳	۱.۲۸	۳.۳۶	۰.۵۴	۲۶.۸۸	۳.۹۳۶
۱	۴	۲۱	۰.۲۵	۰.۰۸	۰.۰۱	۰.۳۲	۱.۶۸	۰.۱۳	۶.۷۲	۱.۹۶۸
جمع	۱۶	۸۴	۲.۵	۰.۸	۰.۱۹	۹.۶	۱۶.۸	۴.۰۳	۲۰۱.۶	۱۹.۶۷۸
Ad (m)	He (m)	μ	ξeff (%)	meff (ton)	Teff (sec)	Vbase(ton)				
۰.۲۴	۱۲	۱.۶۸	۱۲.۲۸	۷۰	۱.۵۶	۱۹.۶۸				

جدول ۵- پارامترهای محاسبه شده روش Priestley برای قاب بتنی ۶ طبقه

طبقه	Hi(m)	mi(ton)	δi	Δi(m)	Δi ²	ΔiHi	miΔi	miΔi ²	miΔiHi	Fi(ton)
۶	۲۴	۲۱	۱	۰.۳۸	۰.۱۴	۹.۰۲	۷.۸۹	۲.۹۶	۱۸۹.۳۹	۸.۷۸۵
۵	۲۰	۲۱	۰.۸۸	۰.۳۳	۰.۱۱	۶.۶۱	۶.۹۴	۲.۲۹	۱۳۸.۷۸۳	۷.۷۲۷
۴	۱۶	۲۱	۰.۷۴	۰.۲۸	۰.۰۸	۴.۴۵	۵.۸۴	۱.۶۳	۹۳.۴۹۶	۶.۵۰۷
۳	۱۲	۲۱	۰.۵۸	۰.۲۲	۰.۰۵	۲.۶۳	۴.۶	۱.۰۱	۵۵.۲۲۱	۵.۱۲۴
۲	۸	۲۱	۰.۴۱	۰.۱۵	۰.۰۲	۱.۲۲	۳.۲۱	۰.۴۹	۲۵.۷۱۱	۳.۵۷۹
۱	۴	۲۱	۰.۲۱	۰.۰۸	۰.۰۱	۰.۳۲	۱.۶۸	۰.۱۳	۶.۷۲	۱.۸۷۱
جمع	۲۴	۱۲۶	۳.۸۲	۱.۴۴	۰.۴۱	۲۴.۲۵	۳۰.۱۷	۸.۵۲	۵۰۹.۲۵۹	۳۳.۵۹۴
Ad (m)	He (m)	μ	ξeff (%)	meff (ton)	Teff (sec)	Vbase(ton)				
۰.۲۸	۱۶.۸۸	۱.۴	۱۰.۱۸	۱۰۶.۸۵	۱.۶	۳۳.۵۹				

۷- نتیجه تحلیل‌های انجام شده

۷-۱- بررسی رفتار قاب‌های مورد مطالعه تحت رکوردهای مختلف

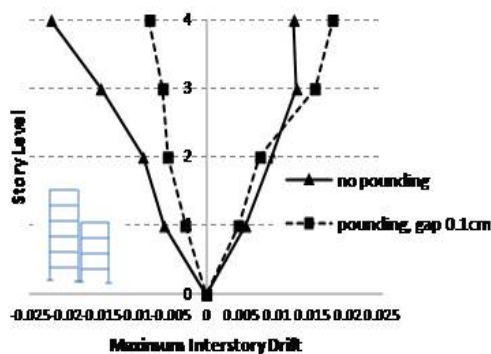
قاب‌های مورد مطالعه، بعد از طراحی، در نرم‌افزار COM3

شده‌اند؛ و همان‌گونه که دیده می‌شود، در هر دو سازه، برخورد سازه‌ها افزایش تغییر مکان نسبی طبقات را در حالتی که از سازه مجاور دور می‌شوند به همراه داشته است و در سمتی که به یکدیگر نزدیک می‌شوند کاهش تغییر مکان نسبی طبقات را شاهد هستیم.

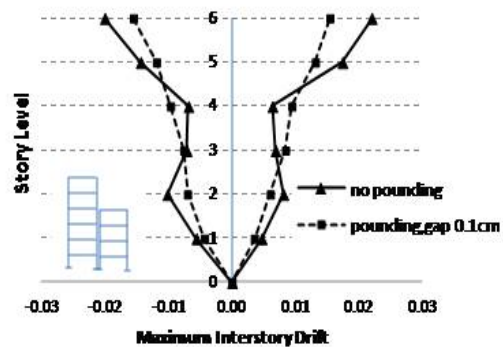
تحت رکورد FLE با مقیاس ۰.۳۵ شتاب ثقل، در حالت وقوع ضربه و نیز حالتی که به دلیل وجود فاصله کافی برخورد اتفاق نمی‌افتد نشان داده شده است. موقعیت قاب‌ها نسبت به هم، در این شکل‌ها نمایش داده شده است. در این بررسی کف طبقات در یک تراز فرض

جدول ۶- مشخصات رکوردهای انتخابی

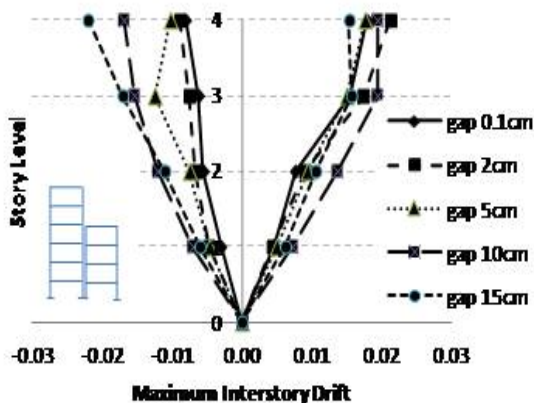
Record ID	Event	Year	M	R(km)	Station	Soil Type	PGA (g) Component X Y		Selected Component
FLE	Northridge	1994	6.7	29.5	Fletcher Dr	C	0.162	0.24	Y
AND	Loma Prieta	1989	6.9	21.4	Anderson Dam (Downst)	C	0.24	0.244	X
ADL	Loma Prieta	1989	6.9	21.4	Anderson Dam (Abut)	C	0.077	0.064	X
CCN	Northridge	1994	6.7	25.7	La - Century City CC North	C	0.222	0.256	X
GLE	Northridge	1994	6.7	17.7	Sunland - Mt Gleason Ave	C	0.157	0.127	X
HOW	Northridge	1994	6.7	20	Burbank - Howard Rd	C	0.163	0.12	Y
SORR	San Fernando	1971	6.6	24.9	Castaic - Old Ridge Route	C	0.268	0.324	X



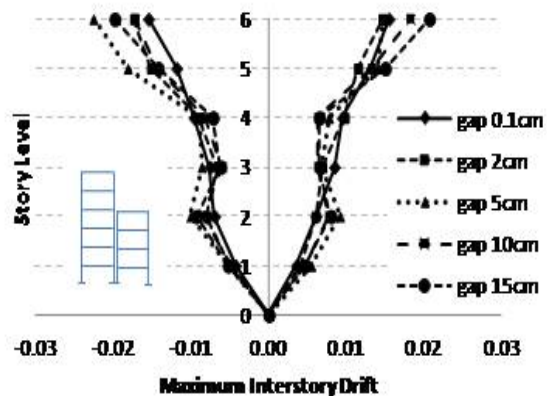
شکل ۱۶- مقایسه بیشینه دریفِت در قاب ۴ طبقه



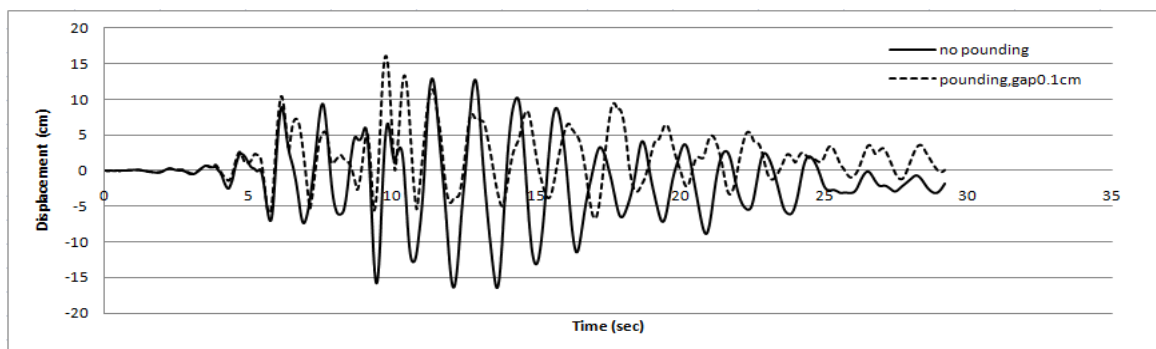
شکل ۱۵- مقایسه بیشینه دریفِت در قاب ۶ طبقه



شکل ۱۸- اثر تغییر gap بر بیشینه دریفِت قاب ۴ طبقه



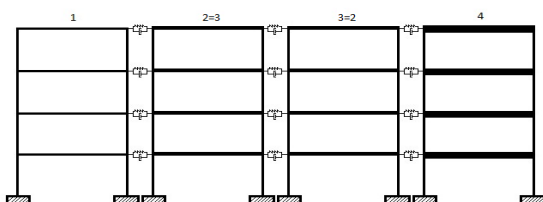
شکل ۱۷- اثر تغییر gap بر بیشینه دریفِت قاب ۶ طبقه



شکل ۱۹- تاریخچه زمانی پاسخ جابه‌جایی قاب ۴ طبقه با اعمال آثار برخورد

از چپ به راست افزایش یابد، البته دو قاب میانی ۲ و ۳، جرم‌های یکسان دارند (شکل ۲۰).

مقایسه‌ی پاسخ تاریخچه زمانی تغییر مکان هر قاب در دو حالت، تحت رکورد CCN با مقیاس $0.35g$ در شکل‌های ۲۱، ۲۲، ۲۳ و ۲۴ ارائه شده است. با توجه به شکل‌ها می‌توان گفت پاسخ سازه با جرم بیشتر، در اثر برخورد، تغییر چندانی نداشته و در سازه با جرم کمتر، به طور کلی جابه‌جایی کاهش یافته ولی جابه‌جایی بیشینه، تفاوت کمی داشته است.

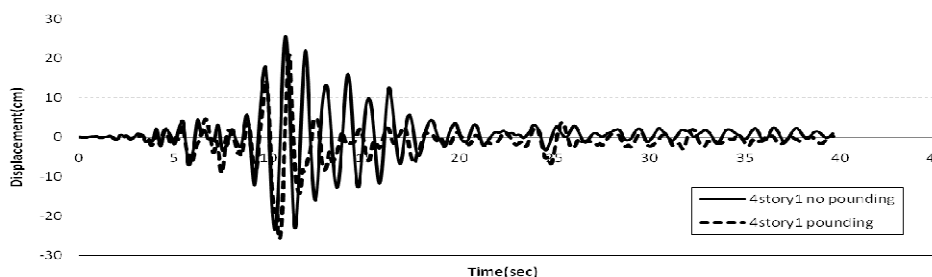


شکل ۲۰- شکل شماتیک مدل قاب‌ها در یک سری با مقاطع یکسان و جرم‌های متفاوت

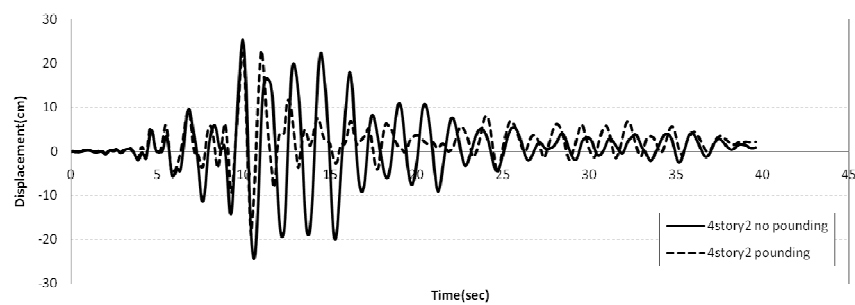
در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ با تغییر مقدار gap در المان لینک موجود بین طبقات قاب ۴ طبقه و ۶ طبقه، مقایسه‌ای بین بیشینه جابه‌جایی نسبی قاب‌ها صورت گرفته است. همان‌گونه که دیده می‌شود با کاهش فاصله دو ساختمان مقدار بیشینه تغییر مکان نسبی افزایش می‌یابد و در نمونه بررسی شده (برخورد کف ساختمان‌ها) بیشینه ۷۰ درصد افزایش در تغییر مکان نسبی سازه‌ها رخ می‌دهد. در شکل ۱۹ تاریخچه زمانی تغییر مکان بالاترین طبقه ساختمان ۴ طبقه تنها در مقایسه با تاریخچه زمانی همان طبقه در حالتی که در مجاورت ساختمان ۶ طبقه قرار دارد نمایش داده شده است.

۲-۷- مدل سازی قاب‌های با ارتفاع و مقاطع یکسان و جرم متفاوت در یک سری

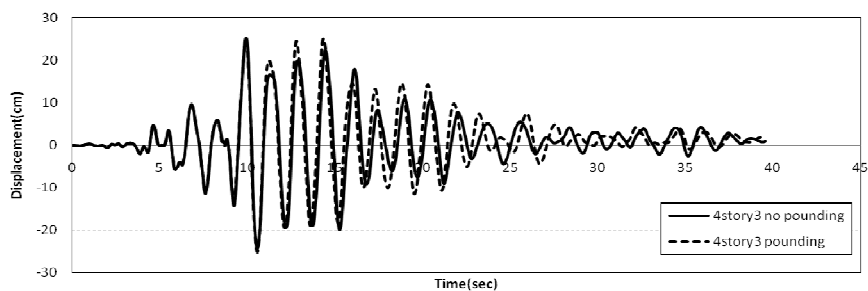
در مدلی دیگر، قاب‌ها در کنار یکدیگر به گونه‌ای قرار گرفتند که مقاطع همگی یکسان ولی جرم‌ها متفاوت باشد و



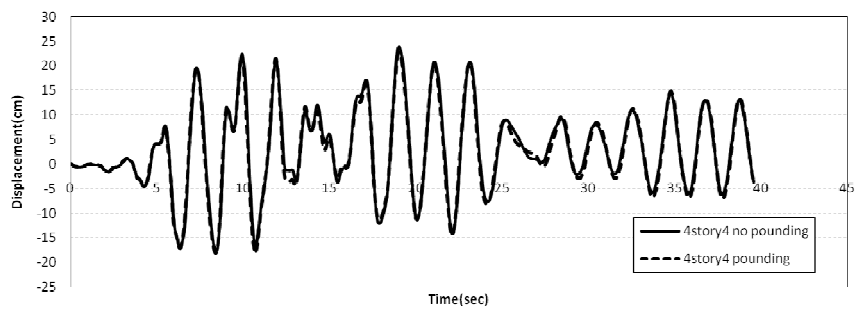
شکل ۲۱- تاریخچه زمانی پاسخ تغییر مکان قاب ۴ طبقه تحت رکورد CCN



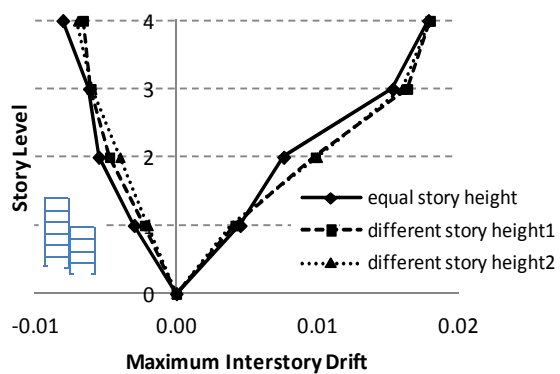
شکل ۲۲- تاریخچه زمانی پاسخ تغییرمکان قاب ۲ تحت رکورد CCN



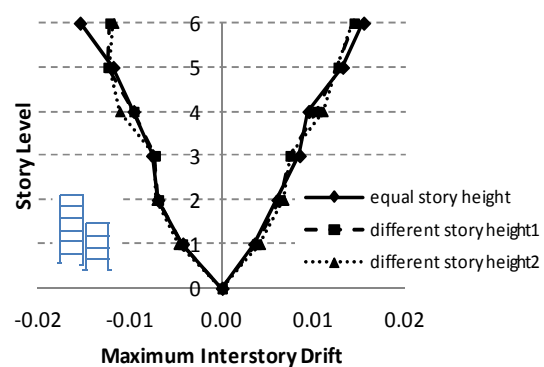
شکل ۲۳- تاریخچه زمانی پاسخ تغییرمکان قاب ۳ تحت رکورد CCN



شکل ۲۴- تاریخچه زمانی پاسخ تغییرمکان قاب ۴ تحت رکورد CCN



شکل ۲۵- اثر اختلاف ارتفاع در بیشینه دریفت قاب ۴ طبقه



شکل ۲۶- اثر اختلاف ارتفاع در بیشینه دریفت قاب ۶ طبقه

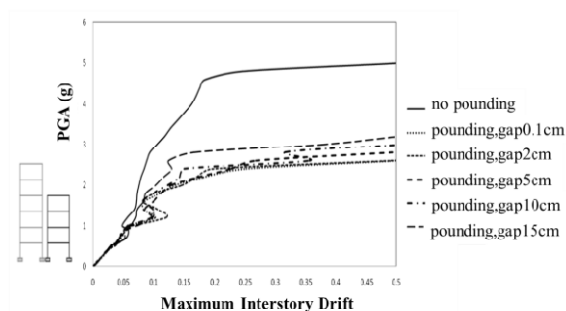
جدول ۷- ظرفیت برشی طبقات سازه‌های مورد بررسی برحسب کیلوگرم نیرو

قالب	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴	طبقه ۵	طبقه ۶
طبقه ۶	۲۹۷۰۰	۲۱۰۰۰	۲۱۰۰۰	۱۴۳۵۰	۱۱۸۰۰	۸۰۰۰
طبقه ۴	۱۹۸۰۰	۱۱۸۰۰	۹۰۰۰	۸۰۰۰	---	---

موضوع در بند بعد مورد توجه قرار گرفته است.

۷-۳- بررسی آثار کلی و موضعی برخورد سازه‌ها به روش تحلیل دینامیکی افزاینده

به منظور بررسی آثار کلی و موضعی برخورد بر افزایش تغییر مکان نسبی و ظرفیت فروریزش سازه‌ها، قاب‌های مورد مطالعه تحت مجموعه رکوردهای انتخابی مورد آنالیز دینامیکی افزاینده قرار گرفتند. در بررسی آثار کلی، جابه‌جایی نسبی بیشینه طبقات به عنوان شاخص خسارت در نظر گرفته شد و منحنی‌های IDA برای رکوردهای مختلف به دست آمد [۱۲]، در این منحنی‌ها، رفتار قاب‌ها تا مرحله فروریزش با چشم‌پوشی از آثار موضعی (خرابی برشی در محل برخورد) بررسی شده است. به عنوان نمونه در شکل ۲۷ منحنی IDA قاب ۴ طبقه برای رکورد CCN، با شرایط درز انقطاع مختلف، نمایش داده شده است.



شکل ۲۷- منحنی IDA قاب ۴ طبقه با در نظر گرفتن مقادیر متفاوت فاصله بین دو سازه برای رکورد CCN

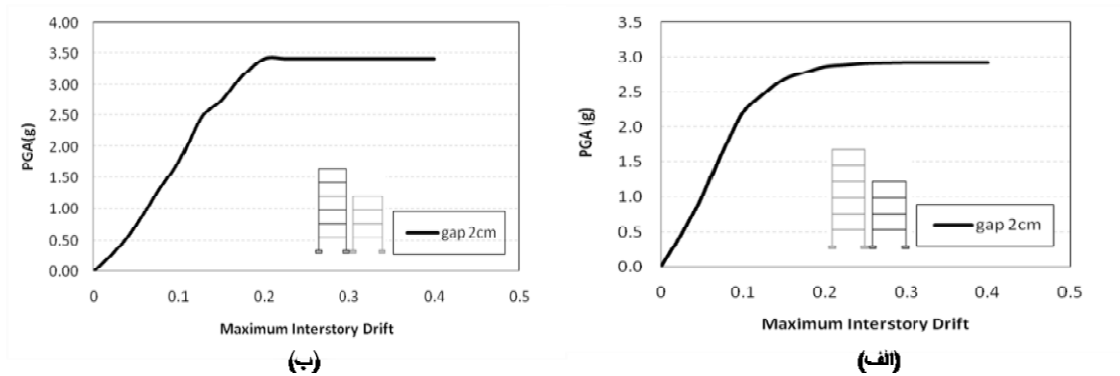
در اشکال ۲۸ و ۲۹، پاسخ میانگین سازه‌ها تحت مجموعه رکورد زلزله انتخابی به ازای فاصله ۲ سانتی متر بین سازه‌ها ارائه شده است. شکل ۲۸ مربوط به حالتی است که طبقات

در شکل‌های ۲۵ و ۲۶ اثر اختلاف ارتفاع طبقه در مدل‌سازی برخورد با المان فایبر بررسی شده است. مدل‌های سازه‌ای به گونه‌ای در کنار یکدیگر فرض شده است که اختلاف تراز بین طبقات دو سازه در حالت ۱ برابر ۱ متر و در حالت ۲ برابر ۲ متر باشد. در این حالت در صورت عدم کفایت فاصله بین دو سازه، برخورد کف طبقات با ستون سازه مجاور رخ می‌دهد. همان‌گونه که دیده می‌شود، اختلاف تراز بین دو طبقه باعث تغییر زیادی در میزان تغییر مکان نسبی طبقات در مقایسه با حالتی که تراز طبقات در یک تراز است، نمی‌شود.

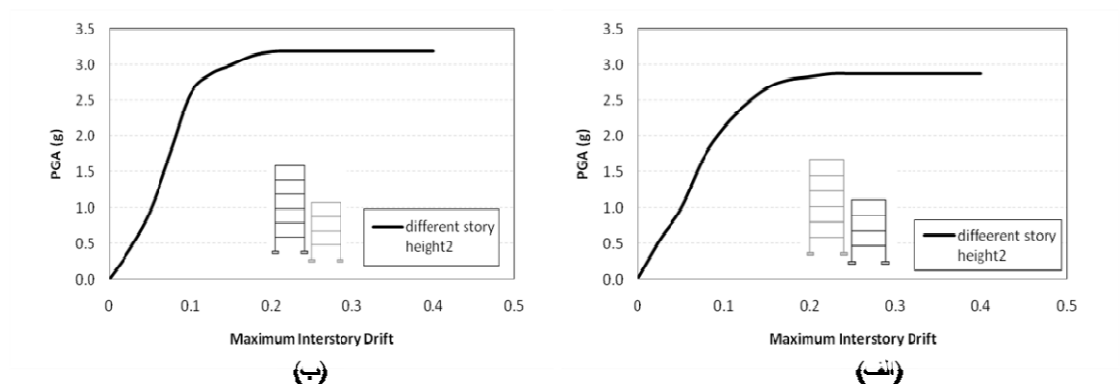
اما باید توجه کرد علاوه بر آثار کلی برخورد در افزایش جابه‌جایی سازه‌ها، باید آثار موضعی برخورد نیز بررسی شود. مطابق با دیدگاه جدید طرح لرزه‌ای اعضای بتن مسلح در برش، برای طراحی اعضای بتن مسلح باید بیشینه برش اعمالی به عضو را با فرض تشکیل مفصل پلاستیک در دو سر آن و در حالت حدی تعیین نمود. به این منظور کافی است ظرفیت خمشی اعضای را با در نظر گرفتن نیروی محوری اعمالی به عضو محاسبه کرد و با فرض تشکیل مفصل در دو انتهای عضو و نوشتن تعادل نیرویی، مقدار برش بیشینه اعمالی به عضو را تعیین کرد. با عنایت به این موضوع و با فرض آن که در طراحی هر دو سازه، اعضای در برش مطابق با این فلسفه طراحی شده باشند، ظرفیت برشی ستون‌های سازه مطابق با جدول ۷ خواهد بود. آثار موضعی برخورد از این نظر اهمیت پیدا می‌کند که رفتار برشی ستون‌های بتن مسلح کنترل شونده به وسیله نیرو بوده و در صورتی که نیروی وارده از ظرفیت فزونی یابد، حذف ستون و فروریزش سازه را در پی خواهد داشت. این

وجود داشته و برخورد کف یک سازه به ستون سازه مجاور رخ داده است.

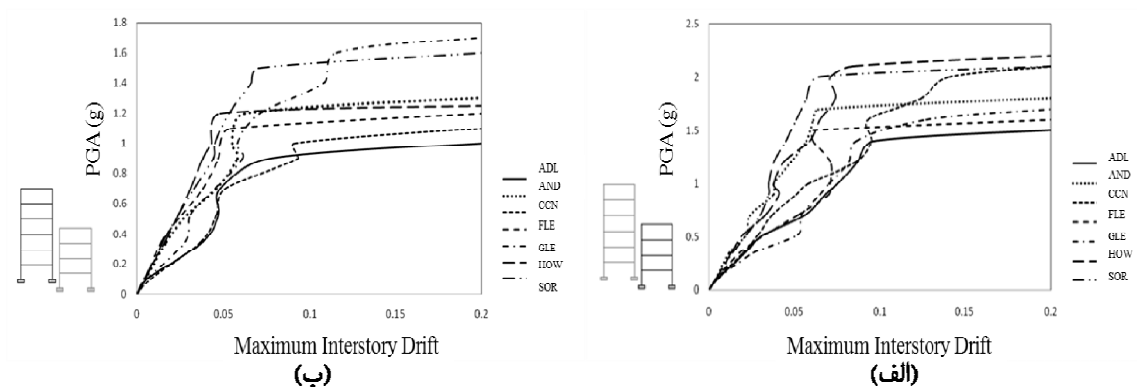
دو سازه مجاور هم، در یک تراز قرار دارند و شکل ۲۹ مربوط به حالتی است که اختلاف تراز بین طبقات دو سازه



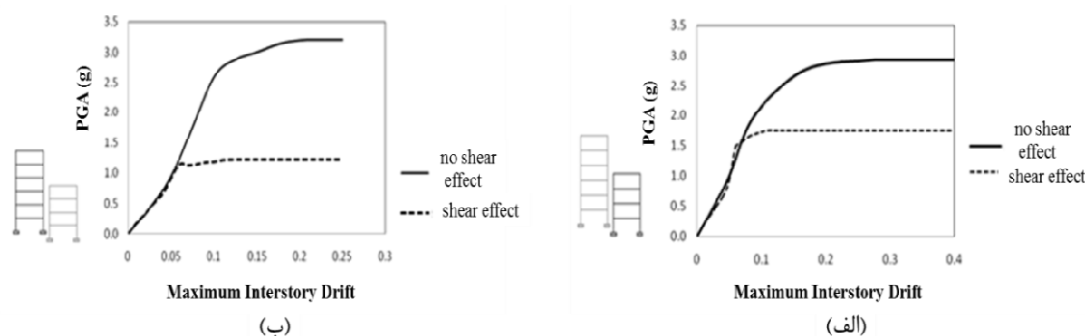
شکل ۲۸- میانگین بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات تحت مجموعه رکورد انتخابی به ازای فاصله ۲ سانتی متری با سازه مجاور در حالت برخورد کف به کف (الف) ساختمان ۴ طبقه (ب) ساختمان ۶ طبقه



شکل ۲۹- میانگین بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات تحت مجموعه رکورد انتخابی به ازای اختلاف ۲ متری ارتفاع طبقه در حالت برخورد کف به ستون (الف) ساختمان ۴ طبقه (ب) ساختمان ۶ طبقه



شکل ۳۰- پاسخ سازه‌ها تحت مجموعه رکورد انتخابی با شتاب افزایشده به ازای مقادیر مختلف فاصله با سازه مجاور در حالت اختلاف تراز ۱ متری بین طبقات دو سازه مجاور با در نظر گرفتن اثر برش (الف) ساختمان ۴ طبقه (ب) ساختمان ۶ طبقه



شکل ۳۱- اثر برش بر پاسخ متوسط (الف) سازه ۴ طبقه، (ب) سازه ۶ طبقه، تحت مجموعه رکورد انتخابی با شتاب افزایشده در حالت اختلاف تراز ۱ متری بین طبقات دو سازه مجاور

در این پژوهش با مدلسازی دو قاب بتن مسلح مجاور هم در شرایط مختلف و بررسی رفتار آنها تحت اثر مجموعه‌ای از رکوردهای واقعی زلزله و تحت شتاب افزایشده، اثر برخورد سازه‌ها مورد مطالعه قرار گرفت. به این منظور، ابتدا با اصلاح نرم افزار یک المان تماسی با قابلیت شبیه‌سازی انتقال نیروی فشاری با رفتار غیرخطی پس از وقوع تماس و میرایی معادل غیرخطی به برنامه معرفی شد. قاب‌های سازه‌ای بررسی شده با استفاده از المان‌های فایبر شبیه‌سازی شده و المان تماسی در محل‌های محتمل برخورد دو سازه استفاده شد؛ نتایج حاصل نشان می‌دهد:

- در مقیاس کلی، برخورد دو سازه باعث افزایش در تغییر مکان‌های نسبی طبقات و کاهش نسبی ظرفیت فروریزش می‌شود اما علاوه بر این باید به آثار موضعی برخورد در حالتی که بین دو سازه مجاور اختلاف تراز وجود دارد توجه کرد.

- در صورتی که مود فروریزش سازه، تشکیل سازوکار طبقه ناشی از تشکیل مفاصل پلاستیک باشد اثر برخورد تاثیر اندکی بر ظرفیت فروریزش سازه دارد. برای سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش بیشینه کاهش ظرفیت فروریزش در حالتی که از آثار موضعی خرابی چشم‌پوشی شود ۱۵ درصد بوده است.

- برخورد کف یک سازه با ستون سازه مجاور باعث وقوع

همان‌گونه که در اشکال یاد شده دیده می‌شود، اثر برخورد اگر چه در بعضی سطوح زلزله باعث تغییر در میزان تغییر مکان نسبی طبقات سازه‌ها می‌شود، اما تاثیر کمی بر ظرفیت فروریزش سازه دارد. البته این نتیجه‌گیری زمانی صحیح است که مود فروریزش سازه، تشکیل سازوکار طبقه ناشی از تشکیل مفاصل پلاستیک باشد. اما همان‌گونه که در بند قبل اشاره شد یکی از آثار مهم برخورد، ایجاد برش شدید در ستون‌ها، حذف ستون و فروریزش ناحیه‌ای از سازه یا کل سازه است. این موضوع در شکل ۳۰ بررسی شده است. در این شکل با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی و مقادیر برش ایجاد شده در ستون‌ها، منحنی‌های IDA اصلاح شده است. همان‌گونه که دیده می‌شود با اعمال اثر برش بر ظرفیت فروریزش سازه‌ها، شاهد کاهش شدید این ظرفیت به دلیل برخورد خواهیم بود.

در شکل ۳۱، پاسخ متوسط سازه ۴ طبقه و ۶ طبقه تحت مجموعه رکورد انتخابی با شتاب افزایشده در حالتی که اثر خرابی برشی ستون‌ها در نظر گرفته شده در مقایسه با حالتی که از خرابی برشی ستون‌ها چشم‌پوشی شده، ارائه شده است.

۸- نتیجه‌گیری

برش شدید در محل برخورد شده که در پایان حذف ستون از سیستم باربر ثقلی و جانبی سازه و فرویزش محلی یا کلی سازه را در پی خواهد داشت. این موضوع در سازه‌های مورد بررسی منجر به کاهش ۶۵ درصدی در ظرفیت فرویزش شده است.

۹- مراجع

- [7] Vechio, F.J., and Emara, M.B., Shear Deformations in Reinforced Concrete Frames, Structural Journal, vol.89, no.1, pp.46-56, (1992).
- [8] Jankowski, R., "comparison of numerical models of impact factor for simulation of earthquake-induced structural pounding". M. Bubak et al. (Eds.) : ICCS, Part I, LNCS 5101, pp.710-717, (2008).
- [9] Priestley, M. J. N., "Fundamentals of direct displacement-based seismic design and assessment", Advanced Earthquake Engineering Analysis, CISM International Centre for Mechanical Sciences, Volume 494, 133-154, (2007).
- [۱۰] "مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه"، انتشارات دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، (۱۳۸۴).
- [11] Shome N., Cornell C.A., "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures, reliability of marine structures." Program report no. RMS-35, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA, (1999).
- [12] Vamvatsikos, D., "Seismic performance , capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis," Ph.D. Dissertation, Department of civil and environmental engineering, University of California, Stanford, (2002).
- [1] S.E. AbdelRaheem, "Seismic pounding between adjacent building structures", Electronic Journal of Structural Engineering, Vo. 6, pp. 66-74, 2006.
- [2] Doğan, M., Günaydin, A., "Pounding of adjacent RC buildings during seismic loads" Journal of Engineering and Architecture Faculty of Eskişehir Osmangazi University, Vol: XXII, No:1, (2009).
- [3] Shakya, K., Wijeyewickrema, A., C., Ohmachi, T., " Mid-column seismic pounding of reinforced concrete buildings in a row considering effects of soil", The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, (2008), Beijing, China.
- [4] Maekawa, K., "General information for COM3 version 9.11 in multi-com", Department of Civil Engineering, University of Tokyo, Jul. (2010).
- [۵] سپاسی م. " بررسی اثرات کلی و موضعی برخورد قاب‌های بتن مسلح مجاور هم تحت اثر زلزله " پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۹۰).
- [6] Low, S.S., Moehle, J.P., Experimental Study of Reinforced Concrete Columns Subjected to Multi-Axial Cyclic Loading, EERC Report 87/14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, (1987).

Seismic Performance Evaluation of Adjacent Reinforced Concrete Frames Considering Pounding Effects

M. Sepasi¹, M. Soltani Mohammadi^{2*}

1-M. Sc., Civil & Environmental Eng. Faculty, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

2-Associate Prof., Civil & Environmental Eng. Faculty, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

msoltani@modares.ac.ir

Abstract:

It is well known that the interaction between adjacent buildings with limited separation distance or in the other words earthquake-induced structural pounding has considerable effect on seismic performance of buildings. Earthquake induced vibrations may cause impact between two adjacent buildings with inadequate separation distance. Pounding hazard is considerable particularly in populated residential regions because of the limited separation distance due to limitation of lands. This phenomenon may result in substantial damage or even contributes to total structural collapse of structures. Major seismic events during the past decade such as those that have occurred in Northridge, Imperial Valley (May 18, 1940), California (1994), Kobe, Japan (1995), Turkey (1999), Taiwan (1999) and Bhuj, Central Western India (2001) have continued to demonstrate the destructive power of earthquakes, with destruction of engineered buildings, bridges, industrial and port facilities as well as giving rise to great economic losses. Among the possible structural damages, seismic induced pounding has been commonly observed in several earthquakes. As the cost of land in cities increases, the need to build multistory buildings in close proximity to each other also increases. Sometimes, construction materials, other objects and any projections from a building may also decrease the spacing provided between the buildings. This leads to the problem of pounding of these closely placed buildings when responding to earthquake ground motion. The main purpose of this paper is the modeling of adjacent structures in order to study the effects of pounding. Among the existing models, nonlinear visco-elastic model has been selected for numerical simulation of pounding. To study the effect of pounding on seismic performance of reinforced concrete structures, two RC frames with 4 and 6 stories are selected and their seismic performance under pounding effects are numerically studied. The effect of storey and total height of structures, size of separation distance and mass of buildings in series on the impact has been investigated in adjacent RC frames. The selected frames have been designed according to direct displacement based design method in order to investigate the effect of impact on ductility demand and obtain a desired maximum induced displacement at a considered hazard level. Then by putting the structural models with different dynamic characteristics close together, the effects of altitude, size of gap, and story height on performance of two adjacent structures have been studied. The nonlinear time history analysis and incremental dynamic analysis (IDA) have been done to predict the seismic collapse capacity of systems. The results of analysis show that the effect of pounding severely depends on the phase difference of vibrations of adjacent structures. The phase difference itself, depends on mass, stiffness and seismic capacity of adjacent systems and the value of imposed plastic deformation as well. The effect of pounding in structural systems with the same height with little difference in initial periods is negligible, whereas the local effect of pounding especially in the case of floor to column impact is considerable.

Keywords: structural pounding, reinforced concrete frames, seismic performance, direct displacement-based design.