

# رفتار سازه‌های فولادی خمشی آئین‌نامه‌ی ایران تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک و ارائه‌ی تغییرمکان نسبی طراحی اصلاح‌شده

فرهاد بهنام‌فر\* (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

علیرضا بهمن‌زاد (کارشناس ارشد)

دفتر فنی استانداری اصفهان

مهندسی عمران شریف (زمستان ۱۳۹۲)  
دوری ۲ - ۲۹، شماره ۳، ص. ۱۵-۳

در این پژوهش، به منظور بررسی ایمنی فراهم‌شده‌ی آئین‌نامه‌ی برای سازه‌های فولادی خمشی ابتدا ساختمان‌های ۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه طبق استاندارد ۲۸۰° ایران و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی و سپس همین ساختمان‌ها تحت اثر شتاب‌نگاشت زلزله‌های طیس، بم و نورث‌ریج مورد تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی واقع و عملکرد آنها ارزیابی شده‌اند. و نیز به منظور مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت‌های این زلزله‌ها از روشی کارآمد، موسوم به روش توازن طیفی در ۲ سطح خطر مختلف استفاده شده است. نتایج این بررسی نشان‌دهنده‌ی عملکرد ضعیف ساختمان‌های مذکور است، به طوری که خسارات بیش از حد مجاز و گاه فروریزش سازه‌ی طراحی‌شده طبق آئین‌نامه مشاهده می‌شود. برای اصلاح رفتار و ارتقای ایمنی لرزه‌ی، روش کاهش تغییرمکان نسبی طبقه‌ی مجاز پیشنهاد می‌شود. نتایج بررسی مجدد نشان‌گر بهبود رفتار و کفایت لرزه‌ی ساختمان‌های اصلاح‌شده است.

واژگان کلیدی: رفتار لرزه‌ی، سازه‌ی فولادی خمشی، آئین‌نامه‌ی ایران، حوزه‌ی نزدیک، زلزله‌های طیس، بم و نورث‌ریج.

farhad@cc.iut.ac.ir  
ali.bahmanzad@hotmail.com

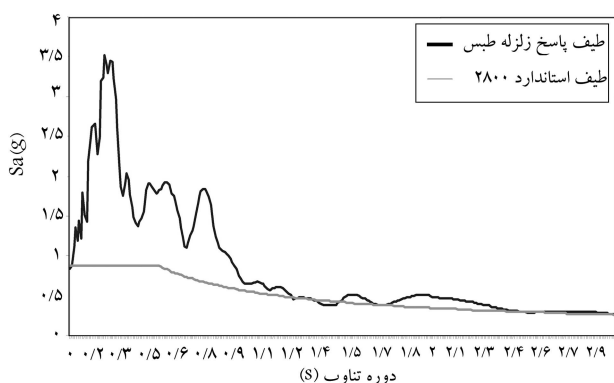
## ۱. مقدمه

در آید؛ که در این حالت واکنش سازه ناشی از جمع اثرات امواج گذرنده است.<sup>[۱]</sup> متداول‌ترین مقدار مورد استفاده برای نسبت مؤلفه‌ی قائم طیف پاسخ به مؤلفه‌ی افقی آن عدد ۰.۵ است که این ضریب در حوزه‌ی نزدیک در زمان تناوب‌های کوتاه از مقدار مزبور بسیار بیشتر و در زمان تناوب‌های بلند از ۰.۵ کمتر است.<sup>[۱]</sup> به دنبال شناخت این‌گونه زلزله‌ها مطالعات زیادی بر روی رفتار لرزه‌ی سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک انجام شده است، به طوری که هر کدام از یک منظر به موضوع پرداخته و اثرات حوزه‌ی نزدیک را مورد مطالعه قرار داده‌اند. برای نمونه به برخی از آنها می‌توان اشاره کرد که به‌طور کلی یا سعی در ساده‌سازی حرکت ورودی زمین به سازه در حوزه‌ی نزدیک از طریق ساده‌سازی با یک پالس معادل شده، یا سعی در ساده‌سازی مدل سازه و جایگزینی آن با یک تیر خمشی -برشی شده و از این طریق به شناسایی رفتار لرزه‌ی سازه‌ها در حوزه‌ی نزدیک پرداخته شده است.<sup>[۱-۱۴]</sup> در این بررسی‌ها مشخص شده است که پاسخ سازه در حوزه‌ی نزدیک شدیدتر بوده است و همچنین در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیکی که پالس‌های موجود در آنها شدت بیشتری دارند یا مدت زمان دوام آنها بزرگ‌تر باشد، پاسخ سازه افزایش بیشتری می‌یابد. لذا سازه‌هایی که به منبع لرزه‌زا نزدیک‌تر هستند، شکل‌پذیری

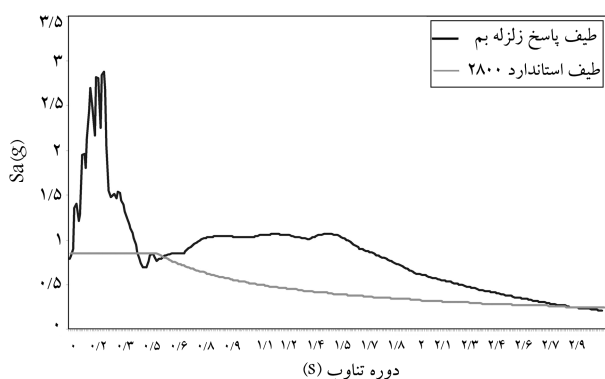
حوزه‌ی نزدیک گسل به نواحی گفته می‌شود که فاصله‌ی کمی (کمتر از ۱۵ Km) نسبت به کانون زلزله داشته باشند. در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک شتاب بیشینه‌ی زمین (PGA) اغلب از  $g$  و بیشینه‌ی سرعت زمین (PGV) از  $0.5 \text{ m/s}$  و بیشینه‌ی تغییرمکان زمین (PGD) از ۱ متر تجاوز می‌کند.<sup>[۱۵]</sup> از دیگر خصوصیات این گونه زلزله‌ها اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده<sup>۱</sup> است (جهت‌پذیری پیش‌رونده زمانی اتفاق می‌افتد که زاویه‌ی بین بردار صفحه‌ی شکست گسل و بردار واصل بین مرکز زلزله و سایت موردنظر در حد صفر باشد). در این حالت امواج به سمت سایت موردنظر با سرعتی نزدیک به سرعت انتشار امواج زلزله منتشر می‌شوند و این موضوع باعث می‌شود که عمده‌ی انرژی لرزه‌ی ناشی از شکست، به‌صورت یک پالس قوی با دوره‌ی تناوب بلند در نگاشت‌های این‌گونه زلزله‌ها ظاهر شود.<sup>[۱]</sup> وجود چنین خصوصیات در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک باعث می‌شود رفتار سازه از حالت مدگونه<sup>۲</sup> که در آن یک یا چند مد از سازه، تعیین‌کننده‌ی رفتار سازه‌اند، خارج شود و به‌صورت موج‌گونه<sup>۳</sup>

\* نویسنده مسئول

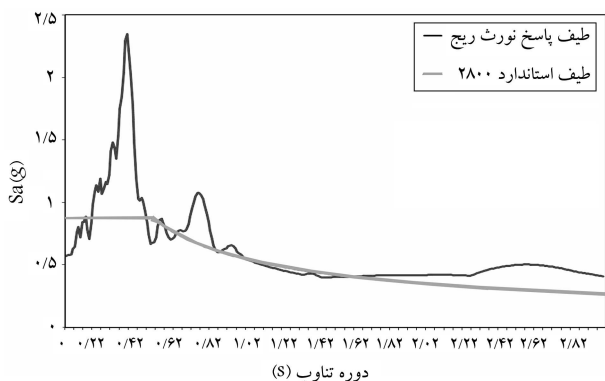
تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۶/۶، اصلاحیه ۱۳۹۱/۱/۲۱، پذیرش ۱۳۹۱/۴/۳۱



شکل ۱. مقایسه‌ی طیف پاسخ زلزله‌ی طیس با طیف طرح آئین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران برای خاک نوع II.



شکل ۲. مقایسه‌ی طیف پاسخ زلزله‌ی بم با طیف طرح آئین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران برای خاک نوع III.



شکل ۳. مقایسه‌ی طیف پاسخ زلزله‌ی نورث ریج با طیف طرح آئین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران برای خاک نوع II.

شتاب‌نگاشت ثبت شده به دست می‌آید. از این شتاب‌نگاشت اصلاح شده برای تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های مورد بررسی و ارزیابی لرزه‌ی آنها استفاده می‌شود.

### ۳. سازه‌های مورد بررسی

در ساختمان‌های مسکونی تهران که در این نوشتار مورد بررسی قرار گرفته‌اند، سیستم باربر کف طبقات تیرچه بلوک و سیستم باربر جانبی ساختمان‌ها، قاب خمشی

بیشتری نیاز دارند.<sup>[۲]</sup> همچنین به دلیل سرعت زیاد بارگذاری در این‌گونه زلزله‌ها، رفتار فولاد از نرم به ترد تغییر کرده و سبب شکست ترد اتصالات جوشی در قاب‌های خمشی می‌شود. این موضوع خصوصاً در زلزله‌ی نورث ریج مشاهده شده و با توسعه‌ی روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی نیز به ثبت رسیده است.<sup>[۸-۶]</sup> بررسی آئین‌نامه‌های طراحی موجود نشان می‌دهد که به غیر از آئین‌نامه‌ی IBC ۲۰۰۶<sup>[۱۵]</sup> بیشتر آئین‌نامه‌های کنونی به نحو مقتضی اثرات این نوع زلزله‌ها را در طراحی سازه وارد نکرده‌اند؛ اگرچه آئین‌نامه‌ی مزبور نیز راهکاری در حد اصلاح نسبی طیف طراحی ارائه داده است. بدین علت در این تحقیق به منظور بررسی کفایت ضوابط طراحی لرزه‌ی برای ساختمان‌های فولادی، ساختمان‌های ۴ تا ۱۰ طبقه که توسط آئین‌نامه‌های ایران طراحی شده‌اند؛ تحت ۳ زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک طیس، بم و نورث ریج مورد بررسی قرار گرفته و رفتار غیرخطی آنها مورد مقایسه واقع شده است. همچنین پیشنهادهایی برای بهبود رفتار لرزه‌ی ارائه شده است.

### ۲. زلزله‌های مورد استفاده و اصلاح طیف‌های شتاب

زلزله‌های طیس و بم از جمله زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حادث در ایران هستند که سبب تخریب بسیاری از سازه‌ها شده‌اند. همچنین زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک نورث ریج به علت خرابی‌های خاص خود معروفیت دارد. به علت وجود پالس‌های مشخص و قوی در رکورد‌های این زلزله‌ها (خصوصاً زلزله‌ی بم)، قسمت اعظم پاسخ سازه ناشی از چنین پالس‌هایی است. مشخصات این زلزله‌ها در پیوست ذکر شده است. در شکل‌های ۱ الی ۳، طیف پاسخ زلزله‌های طیس، بم و نورث ریج براساس شتاب‌نگاشت‌هایی که روی خاک نوع II ثبت شده با طیف طرح آئین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران برای خاک نوع II مقایسه شده است.<sup>[۱۶]</sup> همان‌طور که ملاحظه می‌شود، اختلاف این طیف‌های پاسخ با طیف طرح آئین‌نامه زیاد است، به گونه‌ی که در زمان تناوب حدود ۰٫۲ ثانیه طیف طیس به حدود ۴ برابر، طیف بم به حدود ۳٫۳ برابر و طیف نورث ریج به حدود ۲٫۷ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ می‌رسد. اختلاف بین دو طیف در زلزله‌ی طیس و نورث ریج تا زمان تناوب یک ثانیه و در زلزله‌ی بم تا زمان تناوب ۲٫۵ ثانیه بارز است، در حالی که در زلزله‌های میدان دور در زمان تناوب‌های بسیار کوچک‌تری، طیف پاسخ زلزله به مقادیری کمتر از طیف طرح آئین‌نامه نزول می‌کند.

در چنین مقایسه‌ی باید دوره‌ی بازگشت موردنظر برای طیف‌های پاسخ و طیف طرح آئین‌نامه‌ی یکسان باشد. به عبارت دیگر، برای بررسی میزان اثرگذاری هر زلزله در سازه و ارزیابی لرزه‌ی ساختمان‌ها لازم است که طیف‌های پاسخ با طیف‌های طرح مربوط به دوره‌ی بازگشت مشخص سازگار یا مقیاس شوند. یکی از روش‌های کارآمد مقیاس‌کردن طیف‌ها، روش توازن طیفی است که قبلاً ارائه شده است.<sup>[۱۷]</sup> در روش توازن طیفی، برای اصلاح شتاب‌نگاشت‌ها از میانگین‌گیری غیرخطی نسبت شتاب‌های طیفی استفاده می‌شود. بدین منظور، ابتدا مجموع مربعات نسبت شتاب طیفی شتاب‌نگاشت زلزله به ۱٫۴ برابر شتاب طیفی متناظر در طیف طرح در محدوده‌ی پرودی T ۰٫۲ تا T ۱٫۵ (دوره‌ی تناوب اصلی ساختمان) تعیین و سپس ضریب اصلاح شتاب‌نگاشت زلزله (MF)، از رابطه‌ی ۱ محاسبه می‌شود:

$$MF = 1 / \sqrt{\frac{S}{n}} \quad (1)$$

در رابطه‌ی ۱، n تعداد نقاط شتاب‌نگاشت زلزله و S مجموع مربعات نسبت‌های طیفی است. به این ترتیب شتاب اصلاح شده از ضرب MF در کلیه‌ی مقادیر

ناشی از ترکیب‌های باربری مطابق رابطه ۳ در نظر گرفته شده است:

$$P_{DL} + 0.8P_{LL} + (0.4R)P_E \leq P_{SC} \quad (الف)$$

$$0.85P_{DL} + (0.4R)P_E \leq P_{ST} \quad (ب)$$

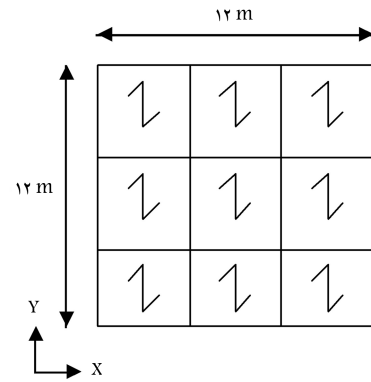
در این روابط،  $P_{DL}$  نیروی محوری ناشی از بار مرده،  $P_{LL}$  نیروی محوری ناشی از بار زنده،  $P_E$  نیروی محوری ناشی از زلزله،  $P_{SC}$  مقاومت فشاری عضو و  $P_{ST}$  مقاومت محوری کششی عضو هستند.

۷. بارگذاری مرده و زنده برای به‌دست‌آوردن نیروهای اعضاء در کلیه‌ی ساختمان‌ها یکسان فرض شده و به‌این صورت است:

بار زنده‌ی طبقات به جز بام  $2.0 \text{ daN/m}^2$ ، بار زنده‌ی بام  $1.5 \text{ daN/m}^2$ ، بار مرده‌ی بام و طبقات  $7.0 \text{ daN/m}^2$ ، شامل  $5.3 \text{ daN/m}^2$  وزن کف، وزن دیوارها  $12.0 \text{ daN/m}^2$  و وزن تیر و ستون‌ها  $5.0 \text{ daN/m}^2$ .

همچنین نسبت بار زنده که در محاسبه‌ی نیروی جانبی زلزله در نظر گرفته شده است، برابر  $20\%$  است.

۸. تعداد طبقات ساختمان‌های مورد بررسی، ۴ تا ۱۰ طبقه در نظر گرفته شده است.



شکل ۴. اندازه‌ی دهانه‌ها در جهات  $x$  و  $y$  و جهت تیرریزی کف طبقات.

فولادی متوسط است که براساس ویرایش ۳ آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران طرح شده است. ساختمان‌های مسکونی مورد بررسی در پلان مشترک هستند و فقط در تعداد طبقات تفاوت دارند. مشخصات پلان ساختمان‌ها در شکل ۴ نشان داده شده و سایر فرضیات در ادامه ذکر شده است.

### ۱.۳. فرضیات اولیه

فرضیات طراحی ساختمان‌های مورد بررسی به این شرح است:

۱. این ساختمان‌ها، منظم و از نوع سازه‌های با اهمیت متوسط هستند. محل قرارگیری آنها در تهران و سیستم باربر جانبی‌شان، قاب خمشی فولادی متوسط است. بنابراین طبق ویرایش ۳ استاندارد  $2800$ :

۱. ضریب اهمیت،  $I=0.75$  و نسبت شتاب مبنا و  $R=7$  ضریب رفتار.

۲. محاسبات با فرض خاک محل احداث از نوع II (سنگ بستر متورق یا شن و ماسه‌ی مترامک با ضخامت کمتر از  $30$  متر روی بستر سنگی) انجام شده است. بنابراین:

$$T_s = 0.5 \text{ sec} \quad \text{عدد نوع زمین.}$$

۳. برای طراحی کلیه‌ی ساختمان‌ها از ستون قوطی‌شکل (BOX) و در مورد تیرها از نیم‌ج IPE استفاده شده است.

۴. در طراحی سازه‌ها، تنش مجاز طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران (۱۳۸۷) است.<sup>[۱۸]</sup>

۵. ترکیبات بارگذاری مطابق مبحث ششم مقررات ملی ایران (رابطه‌ی ۲) انجام شده است:

$$DL + LL \quad (الف)$$

$$0.75(DL + LL \pm E_x \pm 0.3E_y) \quad (ب)$$

$$0.75(DL + LL \pm E_y \pm 0.3E_x) \quad (پ)$$

در این روابط:  $DL$ ،  $LL$  و  $E$  به ترتیب نیروهای داخلی هر عضو ناشی از بارهای مرده، زنده و زلزله هستند و اندیس  $x$  و  $y$  راستای اثر زلزله را نشان می‌دهند.

۶. در طراحی ستون‌های قاب‌ها، وجود مقاومت کافی برای تحمل نیروهای محوری

### ۲.۳. نتایج طراحی

پس از انجام فرضیات اولیه، سازه‌های مورد مطالعه به‌صورت سه‌بعدی مدل‌سازی و تحلیل و بر این اساس اعضای هر سازه طراحی شده‌اند. ابعاد تیرها و ستون‌های سازه‌ها به شرح جدول‌های ۱ و ۲ است.

### ۴. تحلیل دینامیکی غیرخطی و ارزیابی لرزه‌ی

تحلیل دینامیکی غیرخطی به کمک شتاب‌نگاشت‌های زمین‌لرزه به‌منزله‌ی دقیق‌ترین روش برای بررسی رفتار لرزه‌ی و عملکرد ساختمان‌ها توسعه داده شده است. در این قسمت ساختمان‌هایی که طبق آیین‌نامه‌ی طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران و به شرح قسمت ۳ طراحی شده‌اند،<sup>[۱۶، ۱۸]</sup> تحت شتاب‌نگاشت زمین لرزه‌های مورد بحث در دو سطح خطر مختلف مورد تحلیل غیرخطی قرار داده شده‌اند.

### ۱.۴. اصلاح شتاب‌نگاشت‌ها

روش‌های متعددی برای به مقیاس در آوردن شتاب‌نگاشت‌ها وجود دارد. در این تحقیق از روش توازن طیفی (مطابق بند ۲) استفاده شده است. برای استفاده از این روش لازم است زمان تناوب اصلی ساختمان معلوم باشد. زمان تناوب اصلی را می‌توان به روش تجربی،<sup>[۱۶]</sup> یا به روش تحلیلی به‌دست آورد. در این پژوهش از زمان تناوب اصلی تحلیلی استفاده شده است. مشخصات دینامیکی هر ساختمان در جدول‌های ۳ و ۴ ذکر شده است.

در ارزیابی لرزه‌ی ساختمان‌های مورد بررسی، چنان‌که متداول است،<sup>[۱۹]</sup> از ۲ سطح خطر مختلف، سطح خطر ۱ متناظر با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال ( $10\%$  احتمال فراگذشت در  $50$  سال) و سطح خطر ۲ متناظر با دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال ( $2\%$  احتمال فراگذشت در  $50$  سال) استفاده شده است. طیف طرح مربوط به سطح خطر ۲ در آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران موجود نیست، به همین دلیل در هر ۲ سطح

جدول ۱. مقاطع تیرها و ستون‌های سازه‌های ۴ و ۶ طبقه.

سازه‌ی ۶ طبقه		طبقه	سازه‌ی ۴ طبقه		طبقه
مقاطع ستون‌ها	مقاطع تیرها		مقاطع ستون‌ها	مقاطع تیرها	
BOX $200 \times 20$	IPE $270$	۱-۳	BOX $200 \times 20$	IPE $300$	۱-۲
BOX $220 \times 20$	IPE $300$		BOX $220 \times 20$	IPE $330$	
BOX $260 \times 20$	IPE $330$				
BOX $180 \times 20$	IPE $200$	۴-۶	BOX $180 \times 20$	IPE $200$	۳-۴
BOX $200 \times 20$	IPE $240$		BOX $200 \times 20$	IPE $260$	
BOX $220 \times 20$	IPE $260$				

جدول ۲. مقاطع تیرها و ستون‌های سازه‌های ۸ و ۱۰ طبقه.

سازه‌ی ۱۰ طبقه		طبقه	سازه‌ی ۸ طبقه		طبقه
مقاطع ستون‌ها	مقاطع تیرها		مقاطع ستون‌ها	مقاطع تیرها	
BOX $240 \times 20$	IPE $330$	۱-۴	BOX $240 \times 20$	IPE $300$	۱-۳
BOX $280 \times 20$	IPE $400$		BOX $260 \times 20$	IPE $330$	
BOX $320 \times 20$					
BOX $200 \times 20$	IPE $300$	۵-۷	BOX $180 \times 20$	IPE $300$	۴-۶
BOX $240 \times 20$	IPE $330$		BOX $200 \times 20$	IPE $330$	
BOX $300 \times 20$			BOX $220 \times 20$		
BOX $160 \times 20$	IPE $200$	۸-۱۰	BOX $160 \times 20$	IPE $240$	۷-۸
BOX $180 \times 20$	IPE $270$		BOX $180 \times 20$	IPE $270$	
BOX $220 \times 20$					

جدول ۳. زمان تناوب و جرم مودی تجمعی (Sum Uy و Sum Ux) ۸ مود اولیه‌ی سازه‌های ۴ و ۶ طبقه.

مود	سازه‌ی ۶ طبقه			سازه‌ی ۴ طبقه		
	SumUy	SumUx	زمان تناوب (sec)	SumUy	SumUx	زمان تناوب (sec)
۱	۰٫۷۵۵	۰٫۰۱۸	۱٫۲۱۰	۰٫۷۸۱	۰٫۰۰۹	۰٫۹۴۸
۲	۰٫۷۷۳	۰٫۷۷۹	۱٫۱۵۸	۰٫۷۸۹	۰٫۸۰۵	۰٫۹۱۳
۳	۰٫۸۹۴	۰٫۷۸۰	۰٫۵۱۲	۰٫۹۲۸	۰٫۸۰۵	۰٫۳۵۲
۴	۰٫۸۹۵	۰٫۹۰۰	۰٫۴۸۵	۰٫۹۲۸	۰٫۹۳۸	۰٫۳۲۰
۵	۰٫۸۹۶	۰٫۹۴۸	۰٫۲۵۷	۰٫۹۶	۰٫۹۳۹	۰٫۲۰۱
۶	۰٫۹۲۴	۰٫۹۵۰	۰٫۲۵۸	۰٫۹۶۱	۰٫۹۷۷	۰٫۱۹۰
۷	۰٫۹۲۵	۰٫۹۸۱	۰٫۱۷۲	۰٫۹۶۲	۱	۰٫۱۲۱
۸	۰٫۹۲۵	۱	۰٫۱۰۶	۱	۱	۰٫۰۷۰

جدول ۴. زمان تناوب و جرم مودی تجمعی (Sum Uy و Sum Ux) ۸ مود اولیه‌ی سازه‌های ۸ و ۱۰ طبقه.

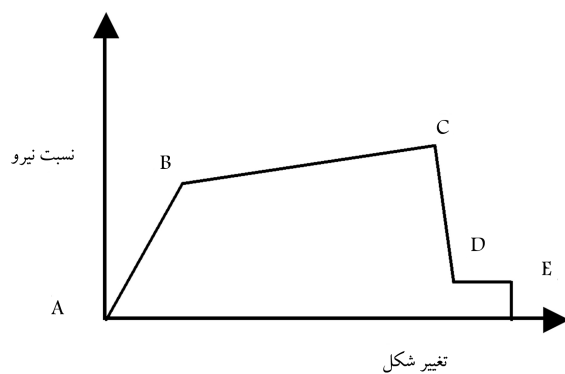
مود	سازه‌ی ۱۰ طبقه			سازه‌ی ۸ طبقه		
	SumUy	SumUx	زمان تناوب (sec)	SumUy	SumUx	زمان تناوب (sec)
۱	۰٫۷۶۸	۰٫۰۰۰۵	۱٫۷۸۰	۰٫۷۷۳	۰٫۰۰۶	۱٫۴۹۰۲
۲	۰٫۷۶۸	۰٫۷۶۲	۱٫۴۷۰	۰٫۷۸۰	۰٫۷۷۹	۱٫۳۹۰
۳	۰٫۸۷۷	۰٫۷۶۲	۰٫۷۲۸	۰٫۸۸۵	۰٫۷۸۱	۰٫۶۲۵
۴	۰٫۸۷۸	۰٫۸۸۲	۰٫۶۰۴	۰٫۸۸۷	۰٫۸۸۹	۰٫۶۰۴
۵	۰٫۸۷۹	۰٫۸۸۴	۰٫۴۵۵	۰٫۸۸۷	۰٫۹۳۳	۰٫۳۵۰
۶	۰٫۸۷۹	۰٫۹۲۹	۰٫۳۶۱	۰٫۸۹۴	۰٫۹۳۹	۰٫۲۷۵
۷	۰٫۹۰۰	۰٫۹۶۱	۰٫۲۲۸	۰٫۸۹۵	۰٫۹۷۱	۰٫۲۲۳
۸	۰٫۹۲۰	۰٫۹۹۶	۰٫۱۱۵	۰٫۸۹۶	۰٫۹۹۹	۰٫۱۰۴

جدول ۵. ضرایب اصلاح طیفی رکوردهای زلزله‌ی بم، طبس و نورث‌ریج برای ساختمان‌های ۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه در سطح خطر ۱.

زلزله	ساختمان			
	طبقه ۴	طبقه ۶	طبقه ۸	طبقه ۱۰
طبس	۱٫۴۳	۱٫۴۹	۱٫۵۱	۱٫۵۸
بم	۱٫۲۹	۱٫۱۷	۱٫۱۳	۱٫۲۱
نورث‌ریج	۱٫۲۱	۱٫۲۸	۱٫۳۰	۱٫۳۴

جدول ۶. ضرایب اصلاح طیفی رکوردهای زلزله‌ی بم، طبس و نورث‌ریج برای ساختمان‌های ۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه در سطح خطر ۲.

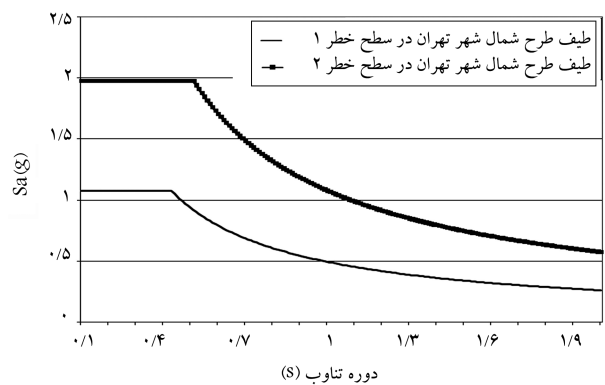
زلزله	ساختمان			
	طبقه ۴	طبقه ۶	طبقه ۸	طبقه ۱۰
طبس	۲٫۰۸	۲٫۱۹	۲٫۲۱	۲٫۲۹
بم	۱٫۹۱	۱٫۷۸	۱٫۷۲	۱٫۷۵
نورث‌ریج	۲٫۴۶	۲٫۲۸	۲٫۱۳	۲٫۰۴



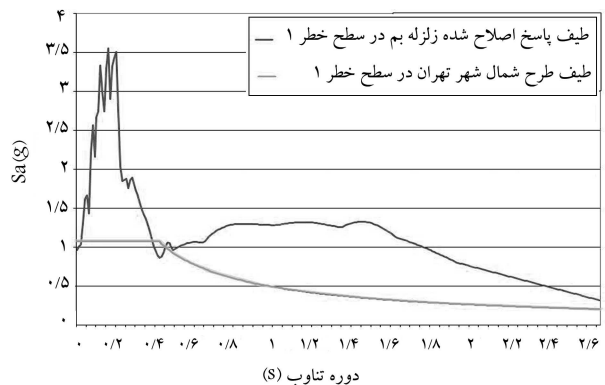
شکل ۸. منحنی رفتار غیرخطی اعضای سازه.

با توجه به صلب بودن اتصالات سازه، طبق بند ۵-۴-۲ دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی<sup>[۱۹]</sup> از مدل‌سازی آنها صرف‌نظر می‌شود. همچنین از بررسی چشمه‌ی اتصال، طبق بند ۵-۳-۱ دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی و به روش زیرسازه‌ی ذکرشده در بند ۲-۳-۳-۶<sup>[۲۲]</sup> مشخص می‌شود که اثر چشمه‌ی اتصال بر تغییر مکان‌های جانبی سازه مساوی ۸٪ و کمتر از ۱۰٪ است، در نتیجه می‌توان از مدل‌سازی آنها نیز صرف‌نظر کرد.

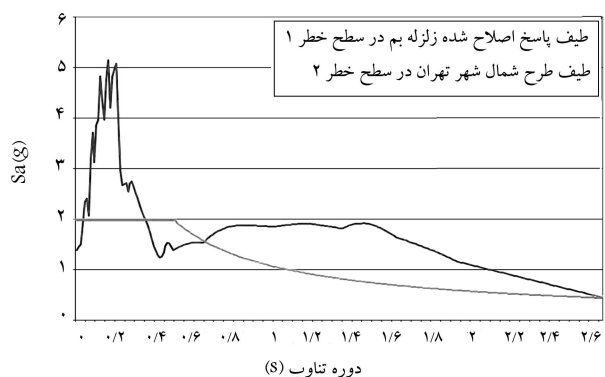
تحلیل دینامیکی غیرخطی هر سازه تحت اثر هم‌زمان هر دو مؤلفه‌ی افقی هر زلزله که به روش توازن طیفی و با استفاده از ضرایب ذکرشده در جدول‌های ۵ و ۶ اصلاح شده‌اند، در دو سطح خطر ۱ و ۲ انجام شده است. در صورتی که لنگر انتهایی هر عضو به ظرفیت خمشی آن عضو برسد، نرم‌افزار در آن محل یک مفصل خمیری قرار می‌دهد و از آن پس واکنش عضو در این محل به صورت چرخش خمیری تحت لنگر ثابت خواهد بود. برای ارزیابی لرزه‌یی اعضای سازه، بیشینه‌ی میزان چرخش خمیری در زلزله با مقادیر مجاز ذکرشده در جدول ۷ مقایسه شده‌اند. این مقادیر مجاز برای سطح خطر بزرگتر (سطح خطر ۲)، بیشتر بوده و متناظر با رسیدن سازه به نزدیکی مقاومت جانبی خود (آستانه‌ی فروریزش) در نظر گرفته شده‌اند. به این ترتیب مقادیر مجاز برای سطح خطر ۱ مربوط به تأمین ایمنی جانی در سازه خواهند بود. مقادیر مجاز چرخش خمیری برای تیرها و ستون‌ها



شکل ۵. طیف طرح شمال شهر تهران در سطوح خطر ۱ و ۲.



شکل ۶. طیف پاسخ اصلاح‌شده‌ی زلزله‌ی بم نسبت به طیف طرح شمال شهر تهران در سطح خطر ۱ برای ساختمان ۱۰ طبقه.



شکل ۷. طیف پاسخ اصلاح‌شده‌ی زلزله‌ی بم نسبت به طیف طرح شمال شهر تهران در سطح خطر ۲ برای ساختمان ۱۰ طبقه.

خطر از طیف طرح محاسبه شده برای شمال شهر تهران استفاده شده است.<sup>[۲۰]</sup> در شکل ۵، طیف شمال شهر تهران در سطح خطر نشان داده شده است. همچنین در جدول‌های ۵ و ۶ ضرایب اصلاح طیفی محاسبه شده و در شکل‌های ۶ و ۷ برای نمونه، طیف اصلاح‌شده‌ی زلزله‌ی بم برای ساختمان ۱۰ طبقه نمایش داده شده است.

#### ۲.۴. تحلیل دینامیکی غیرخطی

برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار SAP2000<sup>[۲۱]</sup> استفاده شده است. در این نرم‌افزار، مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضا به صورت شکل ۸ انجام می‌شود. مشخصات رفتار غیرخطی اعضا به شرح جدول ۷ است.<sup>[۱۹]</sup>

جدول ۷. مشخصات رفتار غیرخطی و مقادیر مجاز چرخش خمیری برای تیرها و ستون‌های فولادی.

مقادیر قابل قبول			پارامترهای مدل‌سازی			جزء/ تلاش
زاویه‌ی چرخش خمیری (رادیان)			نسبت تنش چرخش خمیری (رادیان)			
اعضاء اصلی	کلیه‌ی اعضا		پس ماند			
CP	LS	IO	c	b	a	
تیرها						
$8\theta_y$	$6\theta_y$	$\theta_y$	$0.6$	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف- $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{yc}}}, \frac{b_f}{t_f} \leq \frac{220}{\sqrt{F_{yc}}}$
$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب- $\frac{h}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_{yc}}}, \frac{b_f}{t_f} \leq \frac{525}{\sqrt{F_{yc}}}$
پ- مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{t_f}$ برای مقادیر داده شده در ردیف‌های الف و ب، از درونیابی خطی استفاده شود.						
ستون‌ها						
برای $P/P_{CL} \leq 0.15$						
$8\theta_y$	$6\theta_y$	$\theta_y$	$0.6$	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف- $\frac{b}{t} \leq \frac{920}{\sqrt{F_{yc}}}$
$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب- $\frac{b}{t} \leq \frac{1590}{\sqrt{F_{yc}}}$
برای $0.15 < P/P_{CL} \leq 0.50$						
(۱)	(۳)	$0.25$	$0.2$	(۲)	(۱)	الف- $\frac{b}{t} \leq \frac{920}{\sqrt{F_{yc}}}$
$0.18\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$1.5\theta_y$	$\theta_y$	ب- $\frac{b}{t} \leq \frac{1590}{\sqrt{F_{yc}}}$

$$\text{چرخش خمیری} = 10(1 - 1.7\sqrt{\frac{P_{UF}}{P_{CL}}})\theta_y \quad (۱)$$

$$\text{چرخش خمیری} = 15(1 - 1.7\sqrt{\frac{P_{UF}}{P_{CL}}})\theta_y \quad (۲)$$

$$\text{چرخش خمیری} = 7(1 - 1.7\sqrt{\frac{P_{UF}}{P_{CL}}})\theta_y \quad (۳)$$

مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود،<sup>[۱۹]</sup> در جدول ۷ ذکر شده است.  $M_{CL} = \frac{5}{6}F_bS$  و با جایگزینی  $F_{YLB}$  (کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم) به جای  $F_{ye}$  محاسبه می‌شود.

با توجه به اینکه در هر عضو در حالت کلی مفصل خمیری بیشینه در دو نقطه (دو انتهای عضو) می‌تواند تشکیل شود، طبق شکل ۴ در هر طبقه در تیرها ۴۸ نقطه و در ستون‌ها ۳۲ نقطه برای تشکیل مفصل خمیری وجود دارد. در جداول ۸ تا ۱۳ نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی سازه‌های مورد بررسی خلاصه شده است. در جدول ۱۴، زمان فروریزش سازه‌ها در ۳ زلزله‌ی مذکور آورده شده است که همگی آنها کمی پس از زمان وقوع بیشینه‌ی شتاب رکوردها رخ داده‌اند و در این زمان، ادامه‌ی تحلیل به علت ناپایداری سازه امکان‌پذیر نبوده است.

## ۵. بررسی نتایج

همانطور که در جدول‌های ۸ تا ۱۳ مشاهده می‌شود، ساختمان‌های فولادی، که طبق ضوابط آئین‌نامه‌ی ایران طراحی می‌شوند، در مقابل زلزله‌های میدان نزدیک ایمن نیستند؛ به طوری که در موارد زیادی نه فقط ضوابط ایمنی جانی را برآورد نمی‌کنند، بلکه دچار فروریزش نیز می‌شوند. با توجه به اینکه میزان رفتار غیرخطی سازه مستقیماً متناسب با تغییرمکان نسبی طبقات (دریفت) آن است، به نظر می‌رسد برای رفع این مشکل باید تغییرمکان نسبی مجاز در هر طبقه کاهش داده شود.

در صورتی که نسبت نیروی محوری ستون به ظرفیت محوری خالص آن از ۰/۵ بیشتر باشد، به جای کنترل چرخش خمیری باید ظرفیت نیروی آن با استفاده از روابط اندرکنش، کنترل شود. (معادله‌ی ۴)

در این روابط،  $P_{UF}$  نیروی محوری ستون،  $P_{CL}$  کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون ( $P_{CL} = 1.7F_aA$ )،  $M_{CEX,Y}$  مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محورهای  $x$  و  $y$  عضو،  $P_e$  بار بحرانی اولر ( $P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \times A$ ) که در آن  $E = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} \times \frac{11}{13}$ ،  $F'_e = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} \times \frac{11}{13}$ ،  $M_{PCE}$  ظرفیت خمشی خمیری مورد انتظار مقطع ( $M_{PCE} = ZF_{ye}$ )،  $M_{UF}$  لنگر خمشی حول محور  $x$  یا  $y$ ،  $M_{CL}$  کرانه‌ی پائین مقاومت خمشی عضو حول محور  $x$  یا  $y$  که براساس معادله‌ی  $M_{CL} = ZF_{ye}$

$$\frac{P_{UF}}{kP_{CL}} + \frac{C_{MX}M_{UFx}}{k \left[ 1 - \frac{P_{UF}}{kP_{ex}} \right] M_{CLx}} + \frac{C_{MY}M_{UFy}}{k \left[ 1 - \frac{P_{UF}}{kP_{ey}} \right] M_{CLy}} \leq 1 \quad (۴الف)$$

$$\begin{cases} \frac{P_{UF}}{kAF_{yc}} + 0.185 \left[ \frac{M_{UFx}}{kMP_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{kMP_{CLy}} \right] \leq 10 \\ M_{UFx} \leq kMP_{CLx}, \quad M_{UFy} \leq kMP_{CLy} \end{cases} \quad (۴ب)$$

در این روابط،  $P_{UF}$  نیروی محوری ستون،  $P_{CL}$  کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون ( $P_{CL} = 1.7F_aA$ )،  $M_{CEX,Y}$  مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محورهای  $x$  و  $y$  عضو،  $P_e$  بار بحرانی اولر ( $P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \times A$ ) که در آن  $E = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} \times \frac{11}{13}$ ،  $F'_e = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} \times \frac{11}{13}$ ،  $M_{PCE}$  ظرفیت خمشی خمیری مورد انتظار مقطع ( $M_{PCE} = ZF_{ye}$ )،  $M_{UF}$  لنگر خمشی حول محور  $x$  یا  $y$ ،  $M_{CL}$  کرانه‌ی پائین مقاومت خمشی عضو حول محور  $x$  یا  $y$  که براساس معادله‌ی  $M_{CL} = ZF_{ye}$

جدول ۸. نتایج واکنش غیرخطی تیرها، زلزله‌ی طبس.

ساختمان (%)								سطح خطر	طبقه
طبقه ۱۰		طبقه ۸		طبقه ۶		طبقه ۴			
مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)		
۳۸	۲۲	۴۴	۱۹	۴۲	۱۰	۴۰	۱۱	۱	۱
۵۲	۲۴	۵۴	۲۳	۴۸	۱۷	۴۶	۱۸	۲	۱
۴۲	۲۰	۵۰	۸	۳۸	۱۱	۱۶	۰	۱	۲
۵۰	۲۹	۵۲	۱۶	۴۸	۱۳	۴۴	۱۴	۲	۲
۴۲	۱۵	۴۲	۰	۳۳	۰	۱۰	۰	۱	۳
۵۴	۱۱	۴۲	۱۶	۴۲	۱۰	۱۹	۰	۲	۳
۳۰	۰	۳۴	۰	۳۴	۰	۰	۰	۱	۴
۳۸	۱۶	۴۴	۱۹	۲۱	۱۰	۸	۰	۲	۴
۳۳	۰	۳۳	۰	۴۴	۰	-	-	۱	۵
۴۲	۱۰	۳۸	۱۶	۲۷	۰	-	-	۲	۵
۳۸	۰	۲۷	۰	۱۰	۰	-	-	۱	۶
۵۲	۱۶	۳۳	۰	۱۲	۰	-	-	۲	۶
۴۶	۹	۱۹	۰	-	-	-	-	۱	۷
۵۲	۱۶	۲۱	۰	-	-	-	-	۲	۷
۳۴	۶	۶	۰	-	-	-	-	۱	۸
۴۲	۱۵	۱۵	۰	-	-	-	-	۲	۸
۳۰	۰	-	-	-	-	-	-	۱	۹
۳۳	۱۳	-	-	-	-	-	-	۲	۹
۱۰	۰	-	-	-	-	-	-	۱	۱۰
۲۱	۰	-	-	-	-	-	-	۲	۱۰

(۱) تعداد مفاصل تقسیم بر ۴۸ ضرب در ۱۰۰. (۲) درصد مفاصل با چرخش بیش از مقدار مجاز.

جدول ۹. نتایج واکنش غیرخطی ستون‌ها، زلزله‌ی طبس.

ساختمان (%)								سطح خطر	طبقه
طبقه ۱۰		طبقه ۸		طبقه ۶		طبقه ۴			
مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)		
۳۸	۴۲	۴۴	۲۱	۵۰	۱۳	۴۱	۷	۱	۱
۵۴	۴۱	۶۰	۲۶	۶۹	۲۳	۶۰	۱۶	۲	۱
۴۴	۳۶	۵۴	۱۸	۴۱	۰	۱۶	۰	۱	۲
۶۵	۳۳	۶۵	۲۹	۶۳	۱۵	۶۵	۱۴	۲	۲
۳۸	۸	۴۴	۱۳	۳۸	۸	۲۵	۰	۱	۳
۷۳	۲۲	۶۳	۲۵	۵۶	۱۷	۵۰	۰	۲	۳
۳۸	۱۶	۳۱	۱۰	۱۶	۰	۱۳	۰	۱	۴
۶۰	۲۶	۶۹	۱۴	۵۴	۱۹	۳۸	۰	۲	۴
۳۱	۱۰	۲۵	۰	۶	۰	-	-	۱	۵
۶۰	۱۶	۵۶	۲۲	۵۰	۶	-	-	۲	۵
۴۴	۰	۱۳	۰	۰	۰	-	-	۱	۶
۶۳	۲۰	۵۶	۱۷	۲۲	۰	-	-	۲	۶
۴۱	۸	۴۲	۷	-	-	-	-	۱	۷
۶۹	۲۳	۶۶	۱۴	-	-	-	-	۲	۷
۴۷	۲۰	۵۹	۰	-	-	-	-	۱	۸
۵۴	۲۳	۱۹	۰	-	-	-	-	۲	۸
۶۶	۰	-	-	-	-	-	-	۱	۹
۴۴	۱۴	-	-	-	-	-	-	۲	۹
۵۹	۰	-	-	-	-	-	-	۱	۱۰
۳۱	۰	-	-	-	-	-	-	۲	۱۰

(۱) تعداد مفاصل تقسیم بر ۳۲ ضرب در ۱۰۰. (۲) درصد مفاصل با چرخش بیش از مقدار مجاز.

جدول ۱۰. نتایج واکنش غیرخطی تیرها، زلزله‌ی بم.

طبقه	سطح خطر	ساختمان (%)							
		طبقه ۱۰		طبقه ۸		طبقه ۶		طبقه ۴	
		مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)
۱	۱	۵۲	۱۲	۵۰	۰	۴۱	۱۰	۳۱	۶
۱	۲	۵۸	۱۸	۵۶	۱۹	۵۶	۲۲	۴۱	۱۰
۲	۱	۶۰	۱۷	۴۸	۰	۴۱	۲۰	۱۵	۰
۲	۲	۶۵	۲۹	۶۳	۱۰	۵۰	۱۶	۴۴	۱۰
۳	۱	۵۴	۱۲	۴۲	۵	۳۰	۰	۱۰	۰
۳	۲	۷۱	۲۱	۵۸	۱۸	۵۰	۸	۲۱	۰
۴	۱	۵۲	۱۲	۳۸	۱۱	۴۲	۰	۰	۰
۴	۲	۵۸	۱۰	۶۳	۱۷	۴۸	۱۳	۰	۰
۵	۱	۳۸	۶	۴۲	۰	۴۲	۰	-	-
۵	۲	۵۶	۱۹	۵۰	۲۱	۵۶	۰	-	-
۶	۱	۵۰	۸	۴۲	۰	۶	۰	-	-
۶	۲	۶۳	۲۰	۴۸	۱۳	۱۲	۰	-	-
۷	۱	۵۸	۱۰	۳۰	۰	-	-	-	-
۷	۲	۶۳	۱۳	۴۲	۱۰	-	-	-	-
۸	۱	۴۸	۲۱	۱۵	۰	-	-	-	-
۸	۲	۵۴	۲۹	۱۹	۰	-	-	-	-
۹	۱	۳۰	۰	-	-	-	-	-	-
۹	۲	۴۴	۱۰	-	-	-	-	-	-
۱۰	۱	۲۱	۰	-	-	-	-	-	-
۱۰	۲	۳۱	۰	-	-	-	-	-	-

(۱) تعداد مفاصل تقسیم بر ۴۸ ضرب در ۱۰۰. (۲) درصد مفاصل با چرخش بیش از مقدار مجاز.

جدول ۱۱. نتایج واکنش غیرخطی ستون‌ها، زلزله‌ی بم.

طبقه	سطح خطر	ساختمان (%)							
		طبقه ۱۰		طبقه ۸		طبقه ۶		طبقه ۴	
		مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)
۱	۱	۴۱	۲۳	۵۳	۱۲	۳۴	۱۸	۴۴	۱۴
۱	۲	۵۹	۴۲	۶۶	۲۹	۵۳	۲۹	۵۳	۲۴
۲	۱	۵۳	۱۸	۴۴	۱۴	۲۲	۰	۱۹	۰
۲	۲	۷۲	۲۲	۶۳	۲۰	۵۹	۱۱	۳۱	۰
۳	۱	۳۸	۱۷	۴۴	۱۴	۴۴	۷	۲۵	۰
۳	۲	۶۳	۲۰	۶۶	۱۹	۵۰	۱۹	۴۷	۰
۴	۱	۳۴	۱۸	۳۱	۰	۵۳	۰	۹	۰
۴	۲	۵۹	۱۶	۵۶	۱۱	۶۳	۲۰	۲۲	۰
۵	۱	۳۱	۱۰	۳۴	۹	۲۲	۰	-	-
۵	۲	۵۰	۱۹	۵۶	۱۷	۵۶	۰	-	-
۶	۱	۴۴	۰	۲۵	۰	۶	۰	-	-
۶	۲	۶۳	۲۰	۵۰	۱۳	۲۲	۰	-	-
۷	۱	۳۴	۹	۲۸	۰	-	-	-	-
۷	۲	۶۹	۲۳	۶۳	۱۰	-	-	-	-
۸	۱	۵۰	۱۳	۲۲	۰	-	-	-	-
۸	۲	۵۳	۲۹	۳۴	۰	-	-	-	-
۹	۱	۳۱	۰	-	-	-	-	-	-
۹	۲	۶۳	۱۵	-	-	-	-	-	-
۱۰	۱	۲۲	۰	-	-	-	-	-	-
۱۰	۲	۳۸	۰	-	-	-	-	-	-

(۱) تعداد مفاصل تقسیم بر ۳۲ ضرب در ۱۰۰. (۲) درصد مفاصل با چرخش بیش از مقدار مجاز.



جدول ۱۲. نتایج واکنش غیرخطی تیرها، زلزله‌ی نورث ریج.

طبقه	سطح خطر	ساختمان (%)							
		طبقه ۱۰		طبقه ۸		طبقه ۶		طبقه ۴	
		مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)
۱	۱	۶۰	۱۷	۵۴	۸	۳۵	۲۹	۱۰	۲۰
۱	۲	۶۳	۲۰	۵۶	۳۰	۴۶	۳۲	۱۵	۲۹
۲	۱	۵۸	۲۹	۴۶	۱۸	۴۰	۳۷	۶	۰
۲	۲	۶۳	۳۷	۶۰	۳۴	۵۴	۱۵	۱۷	۰
۳	۱	۴۸	۳۵	۵۰	۱۰	۲۱	۰	۰	۰
۳	۲	۶۷	۲۵	۵۴	۱۵	۵۰	۴	۰	۰
۴	۱	۵۰	۲۱	۳۳	۱۳	۳۱	۰	۰	۰
۴	۲	۵۶	۳۰	۴۲	۳۰	۴۴	۱۹	۰	۰
۵	۱	۴۲	۲۰	۳۱	۲۰	۳۸	۰	-	-
۵	۲	۵۶	۲۶	۵۲	۱۵	۴۸	۰	-	-
۶	۱	۴۸	۳۵	۴۸	۰	۸	۰	-	-
۶	۲	۶۰	۳۴	۵۶	۲۶	۱۹	۰	-	-
۷	۱	۵۸	۳۲	۱۹	۰	-	-	-	-
۷	۲	۶۹	۳۰	۳۸	۱۱	-	-	-	-
۸	۱	۴۴	۱۹	۱۷	۰	-	-	-	-
۸	۲	۵۷	۲۲	۱۹	۳۳	-	-	-	-
۹	۱	۲۱	۱۰	-	-	-	-	-	-
۹	۲	۳۵	۲۴	-	-	-	-	-	-
۱۰	۱	۲۹	۱۴	-	-	-	-	-	-
۱۰	۲	۲۳	۳۶	-	-	-	-	-	-

(۱) تعداد مفاصل تقسیم بر ۴۸ ضرب در ۱۰۰. (۲) درصد مفاصل با چرخش بیش از مقدار مجاز.

جدول ۱۳. نتایج واکنش غیرخطی ستون‌ها، زلزله‌ی نورث ریج.

طبقه	سطح خطر	ساختمان (%)							
		طبقه ۱۰		طبقه ۸		طبقه ۶		طبقه ۴	
		مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)	مفاصل (۱)	غیرمجاز (۲)
۱	۱	۵۳	۲۹	۴۴	۳۶	۳۱	۲۰	۲۵	۱۳
۱	۲	۶۵	۳۳	۵۳	۴۱	۴۴	۲۹	۳۸	۱۷
۲	۱	۴۴	۳۶	۳۴	۱۸	۱۹	۰	۲۲	۰
۲	۲	۶۹	۳۶	۵۳	۳۵	۴۴	۱۴	۳۸	۸
۳	۱	۵۶	۲۲	۳۸	۸	۲۵	۱۳	۲۵	۰
۳	۲	۷۲	۳۹	۵۶	۳۹	۴۴	۲۹	۴۷	۰
۴	۱	۵۶	۴۴	۲۸	۱۱	۳۴	۱۸	۹	۰
۴	۲	۶۳	۳۵	۴۷	۱۳	۴۱	۳۱	۲۲	۰
۵	۱	۴۴	۱۴	۱۹	۰	۱۹	۰	-	-
۵	۲	۵۳	۴۱	۳۸	۱۷	۴۷	۰	-	-
۶	۱	۳۸	۸	۱۶	۰	۱۳	۰	-	-
۶	۲	۴۷	۲۰	۵۳	۲۴	۲۸	۰	-	-
۷	۱	۴۴	۹	۲۵	۰	-	-	-	-
۷	۲	۵۶	۲۲	۴۴	۲۱	-	-	-	-
۸	۱	۴۱	۱۵	۱۶	۰	-	-	-	-
۸	۲	۵۹	۲۱	۲۸	۰	-	-	-	-
۹	۱	۳۱	۱۰	-	-	-	-	-	-
۹	۲	۵۰	۳۱	-	-	-	-	-	-
۱۰	۱	۲۸	۱۱	-	-	-	-	-	-
۱۰	۲	۴۴	۱۴	-	-	-	-	-	-

(۱) تعداد مفاصل تقسیم بر ۳۲ ضرب در ۱۰۰. (۲) درصد مفاصل با چرخش بیش از مقدار مجاز.

جدول ۱۴. زمان فروریزش ساختمان‌ها تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده.

زمان فروریزش سازه‌ها (S)	سطح خطر	ساختمان			
		طبقه ۱۰ طبقه	طبقه ۸ طبقه	طبقه ۶ طبقه	طبقه ۴ طبقه
زلزله‌ی طیس	۱	۱۲٫۲۷	۱۲٫۹۲	۱۴٫۹۷	-
	۲	۱۱٫۶۰	۱۲٫۰۶	۱۲٫۹۳	۱۳٫۴۸
زلزله‌ی بم	۱	۲۳٫۲۵	۲۲٫۷۵	۲۱٫۵۴	-
	۲	۱۷٫۵۲	۱۸٫۳۲	۱۸٫۸۴	۱۹٫۲۵
زلزله‌ی نورث‌ریچ	۱	۸٫۳۱	۶٫۹۰	۷٫۳۴	-
	۲	۷٫۷۸	۶٫۲۲	۶٫۳۹	۶٫۴۵

زمان زلزله‌های بم ۶۶٫۵۴، طیس ۴۸٫۹۷ و نورث‌ریچ ۲۸٫۵ ثانیه است.

که در این رابطه،  $RF$  ضریب کاهش است و به منزله‌ی ضریبی برای تعیین کوچک‌ترین تغییرمکان نسبی مجاز، که باعث رفتار مناسب ساختمان در زلزله‌ی میدان نزدیک می‌شود، تعریف می‌شود و عدد ثابت  $c$  یک ضریب کالیبراسیون است. در همین رابطه، شتاب طیفی نسبی، نسبت شتاب طیفی زلزله به شتاب طیفی طرح در زمان تناوب یکسان در سطح خطر ۱ است. علت استفاده از سطح خطر ۱ در این رابطه آن است که طراحی ساختمان‌ها نیز در سطح خطر ۱ انجام می‌شود.<sup>[۱۶]</sup> تغییرمکان نسبی مجاز آئین‌نامه‌ی در این رابطه مقدار مربوطه طبق آئین‌نامه‌ی طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله است،<sup>[۱۶]</sup> و تغییرمکان نسبی مجاز اصلاح شده مقادیری است که اگر طراحی سازه‌های مورد بررسی طبق آن انجام شود، در هیچ موردی چرخش خمیری یا نیروهای داخلی عضو از مقادیر مجاز طبق بند ۴ فراتر نخواهد رفت. آشکار است که این ضریب باید با حدس و خطا به دست آید.

## ۶. ارائه‌ی ضریب کاهش تغییرمکان نسبی

بحث ارائه‌شده در بند ۵ قبل از رابطه‌ی ۵ و بررسی عددی در سازه‌های مورد مطالعه، چنان که در ادامه روشن می‌شود، نشان‌دهنده‌ی همبستگی بسیار خوب ضریب کاهش تغییرمکان طراحی ( $RF$ ) با تعداد طبقات ساختمان تحت شرایط طیف طرح آئین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران است. به همین دلیل و برای مقاصد عملی، رابطه‌ی ۷ برای محاسبه‌ی  $RF$  پیشنهاد می‌شود:

$$RF = aN + b \quad (7)$$

برای محاسبه‌ی  $a$  و  $b$  از تحلیل رگرسیون استفاده می‌شود. در جدول ۱۵ مقادیر عددی  $RF$  برای ساختمان‌های مورد بررسی ارائه شده

است. این مقادیر با حدس و خطا به دست آمده‌اند، به این ترتیب که هر ساختمان برای یک تغییرمکان نسبی حدسی که از مرحله‌ی به مرحله‌ی دیگر با گام ۰٫۵٪ کاهش داده شده است، طراحی شده است. سپس همین ساختمان تحت زلزله‌های مقیاس شده به شرح بند ۱۰۴، قرار گرفته و به صورت غیرخطی طبق بند ۲۰۴، ارزیابی شده است. در مقیاس کردن زلزله‌ها از مشخصات دینامیکی هر سازه در همان مرحله استفاده شده است. مقادیر  $RF$  ارائه شده در جدول ۱۵ بزرگ‌ترین مقادیری است که به ازای آنها رفتار کلیه‌ی اعضا تحت همه‌ی زلزله‌های مورد بررسی در محدوده‌ی مجاز باقی می‌ماند. در شکل ۹ خط برازش شده به داده‌ها نیز مشاهده می‌شود. همان‌گونه که پیش‌بینی می‌شد، دقت این برازش بسیار خوب و پراکندگی داده‌ها نسبت به آن کم بوده است. معادله‌ی این خط عبارت است از:

$$RF = -0.0485N + 1.017 \approx 1 - 0.05N \quad (8)$$

با توجه به اینکه مقیاس کردن زلزله‌ها پراکندگی واکنش غیرخطی سازه را به شدت کاهش می‌دهد، می‌توان پیش‌بینی کرد که استفاده از زلزله‌های بیشتر و نیز استفاده از میانگین نتایج به جای بیشینه‌ی آنها، به ضرایب  $RF$  بزرگتر (نزدیک تر به ۱) منجر خواهد شد. بنابراین مقادیر پیشنهادی  $RF$ ، دست بالا و در جهت اطمینان هستند. بدین ترتیب مقادیر  $RF$  برای ساختمان‌های مورد نظر از رابطه‌ی ۸ محاسبه و در جدول ۱۵ ارائه شده است. همچنین مقاطع نهایی به دست آمده برای اعضا در جدول‌های ۱۶ و ۱۷ ذکر شده است.

میزان این کاهش متناسب با میزان انحراف بارگذاری مورد استفاده (طیف پاسخ زلزله) نسبت به طیف طرح است، به طوری که در حالت ایده‌ال، که طیف پاسخ کاملاً منطبق بر طیف طرح فرض شود، نیازی به کاهش تغییرمکان نسبی مجاز نیست. به منزله‌ی معیاری ساده و کاربردی برای تعیین میزان انحراف و پراکندگی طیف پاسخ زلزله نسبت به طیف طرح، می‌توان در محدوده‌ی زمان تناوب‌های مهم، بیشینه‌ی نسبت طیف پاسخ زلزله‌ی مقیاس شده به طیف طرح (در زمان‌های تناوب یکسان) را با کمینه‌ی آن مقایسه کرد. محدوده‌ی زمان تناوب‌های مهم، طبق بند ۲، از  $T = 0.2$  تا  $T = 1.5$  است. به این منظور مجدداً به طیف مقیاس شده‌ی زلزله‌های مورد استفاده به همراه طیف‌های طرح که نمونه‌ی از آن در شکل‌های ۶ و ۷ نشان داده شده مراجعه می‌شود. با بررسی عددی مشخص می‌شود که بیشینه‌ی نسبت شتاب طیفی زلزله‌ی طیس به مقدار طیف طرح در زمان تناوب یکسان در محدوده‌ی مورد نظر در سطح خطر ۱ برابر با ۲٫۵۶ و کمینه‌ی آن ۰٫۸۵ است. در سطح خطر ۲ این مقادیر به ترتیب برابر با ۳٫۰۳ و ۰٫۹۲ هستند. برای زلزله‌ی بم این مقادیر در سطح خطر ۱، ۱٫۹۰ و ۰٫۴۶ و در سطح خطر ۲، ۱٫۴۹ و ۰٫۳۷ و برای زلزله‌ی نورث‌ریچ به ترتیب برابر ۲٫۶۳، ۰٫۸۴، ۲٫۹۱ و ۰٫۸۲ خواهد بود.

در مرحله‌ی بعد، لازم است ضریب کاهش تغییرمکان نسبی طراحی طبقه به گونه‌ی تعیین شود که هم میزان پراکندگی طیف پاسخ (پراکندگی بارگذاری) و هم پراکندگی واکنش غیرخطی سازه در آن لحاظ شده باشد. در شرایطی که نوع خاک تکیه‌گاهی، نوع و مقاومت مصالح سازه، مدل رفتار غیرخطی اعضا و سیستم باربر سازه ثابت باشد، میزان پراکندگی واکنش غیرخطی در چنین سازه‌های کوتاه و متوسط منظمی، عمدتاً تابع زمان تناوب اصلی یا تعداد طبقات سازه خواهد بود.

به این ترتیب به کارگیری رابطه‌ی ۵ برای اصلاح روند طراحی ساختمان‌های واقع در حوزه‌ی نزدیک گسل‌های فعال پیشنهاد می‌شود:

$$= \text{تغییرمکان نسبی مجاز اصلاح شده طبقه} \\ (\text{تغییرمکان نسبی مجاز آئین‌نامه‌ی } RF \times) \quad (5)$$

که در آن:

$$RF = c \left( \frac{\text{کمینه‌ی شتاب طیفی نسبی}}{\text{بیشینه‌ی شتاب طیفی نسبی}} \right) \quad (6)$$

جدول ۱۵. تغییرمکان نسبی مجاز طبق آئین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران و تغییرمکان نسبی مجاز پیشنهادی (cm).

ساختمان			
طبقه ۱۰	طبقه ۸	طبقه ۶	طبقه ۴
۱٫۲۲	۱٫۲۲	۱٫۵۳	۱٫۵۳
تغییر مکان نسبی مجاز آیین‌نامه‌ی [۱۳]			
۰٫۵۲۲ ≈ ۰٫۵	۰٫۶۲۹ ≈ ۰٫۶	۰٫۷۲۶ ≈ ۰٫۷	۰٫۸۲۳ ≈ ۰٫۸
مقادیر RF از رابطه ۸			
۰٫۶۴	۰٫۷۵	۱٫۱۴	۱٫۲۳
تغییر مکان نسبی مجاز پیشنهادی			

جدول ۱۶. مقاطع نهایی تیرها و ستون‌های سازه‌های ۴ و ۶ طبقه.

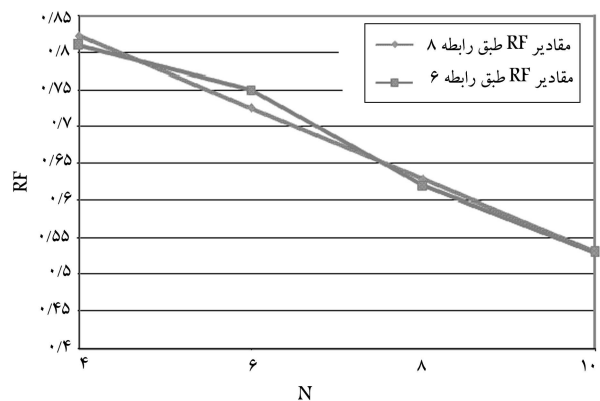
طبقه	سازه‌ی ۴ طبقه		طبقه	سازه‌ی ۶ طبقه	
	مقاطع تیرها	مقاطع ستون‌ها		مقاطع تیرها	مقاطع ستون‌ها
۱-۲	IPE۳۳۰	BOX۲۴۰×۲۰	۱-۳	IPE۳۰۰	BOX۲۶۰×۲۰
	IPE۳۳۰	BOX۲۶۰×۲۰		IPE۳۳۰	BOX۳۰۰×۲۰
	IPE۳۳۰	BOX۲۶۰×۲۰		IPE۴۰۰	BOX۳۰۰×۲۰
۳-۴	IPE۲۷۰	BOX۲۰۰×۲۰	۴-۶	IPE۲۷۰	BOX۲۴۰×۲۰
	IPE۳۰۰	BOX۲۲۰×۲۰		IPE۳۰۰	BOX۲۶۰×۲۰
	IPE۳۰۰	BOX۲۲۰×۲۰		IPE۳۰۰	BOX۲۶۰×۲۰

جدول ۱۷. مقاطع نهایی تیرها و ستون‌های سازه‌های ۸ و ۱۰ طبقه.

طبقه	سازه‌ی ۸ طبقه		طبقه	سازه‌ی ۱۰ طبقه	
	مقاطع تیرها	مقاطع ستون‌ها		مقاطع تیرها	مقاطع ستون‌ها
۱-۳	IPE۳۳۰	BOX۳۰۰×۲۰	۱-۴	IPE۴۰۰	BOX۳۰۰×۲۰
	IPE۴۰۰	BOX۳۲۰×۲۰		IPE۴۵۰	BOX۳۲۰×۲۰
	IPE۴۰۰	BOX۳۲۰×۲۰		IPE۴۵۰	BOX۳۴۰×۲۸
۴-۶	IPE۳۳۰	BOX۲۴۰×۲۰	۵-۷	IPE۳۳۰	BOX۲۴۰×۲۰
	IPE۴۰۰	BOX۲۶۰×۲۰		IPE۴۰۰	BOX۲۶۰×۲۰
	IPE۴۰۰	BOX۲۶۰×۲۰		IPE۴۰۰	BOX۳۰۰×۲۰
۷-۸	IPE۳۰۰	BOX۲۰۰×۲۰	۸-۱۰	IPE۳۰۰	BOX۲۲۰×۲۰
	IPE۳۰۰	BOX۲۲۰×۲۰		IPE۳۰۰	BOX۲۲۰×۲۰
	IPE۳۰۰	BOX۲۲۰×۲۰		IPE۳۰۰	BOX۲۴۰×۲۰

## ۷. نتیجه‌گیری

مطالعات انجام شده بر روی ساختمان‌های فولادی ۴ تا ۱۰ طبقه در این نوشتار تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک که به روش توازن طیفی مقیاس شده‌اند، نشان می‌دهد که این‌گونه زلزله‌ها اثرات مهمی در سازه‌ها دارند. نتایج حاصله حاکی از مقادیر بزرگ برش پایه و تغییرمکان نسبی در طبقات و شکل‌گیری مفاصل غیرمجاز در تیرها و ستون‌های ساختمان‌های مورد بررسی است. شکل‌گیری این مفاصل به‌گونه‌ی است که در سطح خطر ۱ از حد ایمنی جانی و در سطح خطر ۲ از حد آستانه‌ی فروریزش گذشته است و سطح عملکرد مورد انتظار آئین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران تأمین نمی‌شود. در این تحقیق نشان داده شد که می‌توان با کاهش تغییرمکان نسبی مجاز با رابطه‌ی پیشنهادی، ساختمان‌های مذکور را به‌گونه‌ی طراحی کرد که تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی نزدیک در آنها تغییرشکل‌های خمیری غیرمجاز ایجاد نشود.



شکل ۹. خط برازش شده براساس مقادیر RF به‌دست‌آمده از رابطه‌ی ۶ برای تعداد طبقات مختلف.

## پانوشتها

1. forward directivity
2. mode-like
3. wave-like

## منابع (References)

1. Iwan, W.D. "Near field considerations in specification of seismic design motions for structures", *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna: A.A. Balkema, Rotterdam, **1**, pp. 257-267 (1994).
2. Decanini, L., Mollaioli, F. and Saragoni, R. "Energy and displacement demand imposed by near-source ground motion", 12WCEE, Newzealand, Paper No.1136 (2000).
3. U.S.-Japan Workshop on Mitigation of Near-Field Earthquake Damage in Urban Areas-Comparative Studies of the Northridge and Kobe Experience, Hawaii (1998).
4. Iwan, W.D. "Drift spectrum measure of demand for earthquake ground motion", *Journal of Structural Engineering*, **123**(4), pp. 397-404 (April 1997).
5. Malhotra, P.K. "Response of building to near-field pulse-like ground motion", *Earthq. Eng. Str. Dyn.*, **28**(11), pp. 1309-1326 (1999).
6. Saunders, C.M. "Design guidelines for steel moment frames for new buildings", *Earthquake Spectra*, **19**(2), pp. 269-290 (2003).
7. Roeder, C.W. "Prequalification of steel moment-frame connection performance", *Earthquake Spectra*, **19**(2), pp. 291-308 (2003).
8. Bonowitz, D. and Maison, F. "Northridge welded steel moment-frame damage data and its use for rapid loss estimation", *Earthquake Spectra*, **19**(2), pp. 335-364 (2003).
9. Alavi, B. and Krawinkler, H. "Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design", 12WCEE, paper No.2665, (2000).
10. Sharif, V. "Study of the effects of near-field earthquakes on dynamic behavior of structures," M.Sc. Seminar, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, 80-1-02, (In Persain) (2001).
11. Sharif, V. "Study of the effects of near-field earthquakes on distribution of shear forces and bending moments of structures," M.Sc. Thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, 80-2-07, (In Persain) (2001).
12. Pavlou, E.A. and Constantinou, M.C. "Response of elastic and inelastic structures with damping systems to near-field and soft-soil ground motions", *Engineering Structures*, **26**(9), pp. 1217-1230 (July 2004).
13. Ghahari, S.F., Jahankhah, H. and Ghannad, M.A. "Study on elastic response of structures to near-fault ground motions through record decomposition", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**(7), pp. 536-546 (July 2010).
14. Shahnazari, H. and Negahdar, H. "Study of the effects of near-fault earthquakes on engineered structures," 4th National Congress on Civil Engineering, University of Tehran, (In Persain) (May 1998).
15. International Building Code, International Code Council (2006).
16. Code for Seismic Design of Structures, Building and Housing Research Center, 3rd Ed., (In Persain) (Oct. 2005).
17. Behnamfar, F. and Nafarih, A. "A method for scaling of strong ground motion for performance-based design," 1st National Congress on Civil Engineering, Sharif University of Technology, (In Persain) (May 2004).
18. Tenth Clause of National Building Regulations of Iran; "Design and Construction of Steel Buildings," Ministry of Housing and Urban Planning, 2nd Ed., (In Persain) (2008).
19. Instructions for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Technical and Criteria Development Office, Management and Planning Organization, 2nd Ed., (In Persain)(2007).
20. Zare, M. "Spectral acceleration maps for Tehran area," 21st Gathering of Earth Sciences, Tehran, (In Persain) (2002).
21. Computers & Structures Inc, Sap 2000, V. 11.0.4.
22. Practical Guide for the Instructions for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings: Steel Structures; Office for Technical and Implementation Tasks, Deputy of Strategic Inspection, (In Persain) (2008).

## مشخصات زلزله‌های طبس، بم، و نورث ریج.

ردیف	زلزله	ایستگاه	نگاشت / مؤلفه	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	HP (Hz)	LP (Hz)
۱	طبس، ایران، ۱۶/۹/۱۹۸۷	۹۱۰۱Tabas	TABAS/TAB-UP	۰٫۶۸۸	۴۵٫۶	۱۷٫۰۴	۰٫۰۵	-
۲	طبس، ایران، ۱۶/۹/۱۹۸۷	۹۱۰۱Tabas	TABAS/TAB-LN	۰٫۸۳۶	۹۷٫۸	۳۶٫۹۲	۰٫۰۵	-
۳	طبس، ایران، ۱۶/۹/۱۹۸۷	۹۱۰۱Tabas	TABAS/TAB-TR	۰٫۸۵۲	۱۲۱٫۴	۹۴٫۵۸	۰٫۰۵	-
۴	نورث ریج، امریکا، ۱۷/۱/۱۹۹۴	۲۴۰۸۷Arleta - Nordhoff Fire Sta	NORTHTR/ARL-UP	۰٫۵۵۲	۱۸٫۴	۸٫۸۳	۰٫۱۲	۲۳٫۰
۵	نورث ریج، امریکا، ۱۷/۱/۱۹۹۴	۲۴۰۸۷Arleta - Nordhoff Fire Sta	NORTHTR/ARL-۹۰	۰٫۳۴۴	۴۰٫۶	۱۵٫۰۴	۰٫۱۲	۲۳٫۰
۶	نورث ریج، امریکا، ۱۷/۱/۱۹۹۴	۲۴۰۸۷Arleta - Nordhoff Fire Sta	NORTHTR/ARL۳۶۰	۰٫۳۰۸	۲۳٫۲	۱۰٫۷۵	۰٫۱۲	۲۳٫۰
۷	بم، ایران، ۲۶/۱۲/۲۰۰۳	DSA-۱ ۲۲۵	Bam/H۱	۰٫۸۱۵	۳۸٫۸	۸٫۴۴	-	-
۸	بم، ایران، ۲۶/۱۲/۲۰۰۳	DSA-۱ ۲۲۵	Bam/T۲	۰٫۶۴۹	۱۲۱	۳۳٫۸	-	-
۹	بم، ایران، ۲۶/۱۲/۲۰۰۳	DSA-۱ ۲۲۵	Bam/V	۱٫۰۰۸	۴۱٫۷	۵۴٫۶	-	-



## BEHAVIOR OF IRANIAN CODE -BASED MOMENT RESISTING STEEL STRUCTURES UNDER NEAR-FIELD EARTHQUAKES: PROPOSING A MODIFIED DESIGN DRIFT

**F. Behnamfar**(corresponding author)

farhad@cc.iut.ac.ir

**Dept. of Civil Engineering  
Isfahan University of Technology**

**A. Bahmanzad**

ali\_bahmanzad@hotmail.com

**Technical Office, Governor-General of Esfahan**

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 4, Page 3-15, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 28 August 2010; received in revised form 9 April 2012; accepted 21 July 2012.

### Abstract

Iran, as a vast country, has frequently witnessed destruction of many of its cities due to earthquake. Many times the occurrence of a short-duration ground motion has affected a society, economically, socially, politically, and culturally, and essentially changed the destiny of generations. The near-field earthquakes of a Tabas, Bam and Northridge, which displayed destructive effects, differed from other seismic events, and acted as an incentive for many researchers to focus on such kinds of earthquakes. Due to the proximity of active faults to populous regions, the possibility of occurrence of near-field earthquakes is high in Iran, justifying special consideration of this type of earthquake in the design or retrofit of structures. In this research, to assess the safety provided through a code-based design for moment resisting steel structures, first, structures 4, 6, 8, and 10 stories tall are designed for Standard 2800 and Chapter 10 of National Building Regulations. Second, the same buildings are nonlinearly analyzed and evaluated under Tabas, Bam and Northridge earthquakes, for hazard levels with 475 and 2475 return periods. The method of Spectral Balancing is used to scale the time histories of the ground motion for the two levels of seismic risk. In this method, the response spectrum is displaced vertically to a position where the area between the design and 1.4 times the response spectra are the same between periods  $0.2T$  and  $1.5T$ , with  $T$  being the natural period of the building under study. Tables of beam and column responses are

provided, in which the number of plastic hinges in each member and the number of hinges with rotations over the code limit are shown. As a result, the buildings investigated are evaluated as weak under these earthquakes, meaning that damage is beyond allowable limits and that even collapse is observed in certain cases. To modify the behavior and enhance seismic safety, it is proposed to decrease the allowable story drift for structures subjected to near-field earthquakes. An equation for calculating the modified drift limit is proposed based on regression analysis. The suggested equation gives the value of a reduction factor, as a function of number of stories, to be multiplied to the code-based drift limit. Evaluating the structures designed, according to the reduced drifts, shows a satisfactory seismic behavior, to the extent that rotations of plastic hinges remain below acceptable limits for each performance level. In addition, where nonlinear behavior may not occur, the section forces do not exceed the member capacities.

**Key Words:** Seismic behavior, moment-resisting steel structure, Iranian building codes, near field, Tabas, Bam, and Northridge earthquakes.