

## بررسی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی در سازه‌های بلند در حوزه نزدیک به گسل

محسن تهرانی‌زاده<sup>۱\*</sup> و حامد موحد<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup>استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

<sup>۲</sup>دانش آموخته کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

(تاریخ دریافت ۸۵/۱۱/۲۱، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۹/۸/۲۷، تاریخ تصویب ۸۹/۹/۷)

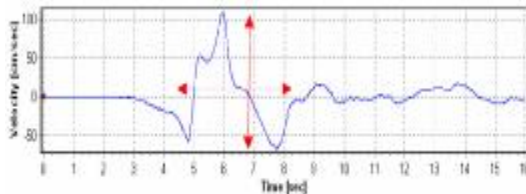
### چکیده

در این مقاله عملکرد قاب‌های خمشی فولادی در سازه‌های بلند در حوزه نزدیک به گسل مورد ارزیابی قرار گرفته است. بدین منظور قاب‌های خمشی ۱۵ و ۲۰ طبقه فولادی با شکل‌پذیری‌های معمولی، متوسط و ویژه توسط ضوابط لرزه‌ای موجود در آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰-۳ و طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی (مبحث دهم) طراحی شده است. تحلیل استاتیکی غیرخطی<sup>۱</sup> برای تعیین پارامترهای عملکردی و ظرفیت دورانی اتصالات، و تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی به جهت تعیین سطوح عملکرد و میزان تغییرشکل اعضای سازه‌ای، تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک، بر روی مدل‌های طرح شده انجام شده است. ماکزیمم‌های تغییرمکان طبقات، دررفت طبقات، تغییرمکان بام و برش پایه به نمایش درآمده‌اند. همچنین رفتار قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری‌های مختلف با یکدیگر مقایسه شده و مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج تحلیل‌ها حاکی از آن است که تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت، با افزایش ظرفیت مقاطع و اتصالات به‌منظور کاهش تغییرشکل‌های اعضا و اتصالات، عملکرد بهتری در رفتار قاب‌های خمشی فولادی بلند مشاهده می‌شود.

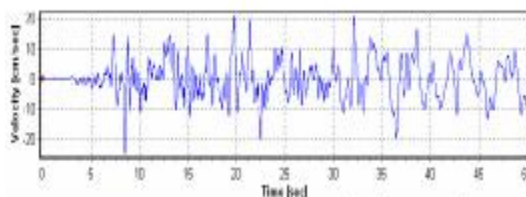
**واژه‌های کلیدی:** قاب خمشی فولادی، شکل‌پذیری، حوزه نزدیک گسل، پالس سرعت، سطح عملکرد، نقطه عملکرد

### مقدمه

است بر تاثیر حرکات در حوزه نزدیک بر رفتار سازه‌های بلند. در مورد این پالس‌های با پریودهای بلند باید گفت که بدلیل نزدیکی پریود این حرکات با پریود نوسانی طبیعی سازه‌های بلند، رفتار سازه به سمت پدیده تشدید سوق پیدا می‌کند. این امر باعث ایجاد تغییرمکان‌های بزرگ در سازه می‌شود. نتیجه این امر افزایش اثر  $P-\Delta$  در رفتار نوسانی سازه‌های بلند است [۳].



الف) ال‌سنتر، حوزه نزدیک، فاصله از گسل ۰/۶ کیلومتر



ب) ال‌سنتر (دلنا)، حوزه دور، فاصله از گسل ۴۳/۶ کیلومتر

شکل ۱: نگاهت سرعت زلزله ال‌سنتر برای دو ایستگاه نزدیک به گسل و دور از گسل.

زلزله‌های حوزه نزدیک دارای ویژگی‌های مشخصی هستند که آنها را از زمین‌لرزه‌های حوزه دور متمایز می‌کند. زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک دارای شتاب بالاتر و محتوی فرکانسی محدودتری در مقادیر فرکانسی بالاتر نسبت به زمین‌لرزه‌های حوزه دور می‌باشند. نگاهت‌های این زلزله‌ها، خصوصاً زمانی که تحت اثر جهت‌پذیری پیش رونده<sup>۲</sup> قرار می‌گیرند، دارای پالس‌های پریود بلند با دامنه‌های قوی می‌باشند که اکثراً در ابتدای رکورد زلزله دیده می‌شود، شکل (۱) [۱].

در طیف فوریه نگاهت زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک به جای آنکه دامنه طیفی در یک محدوده بزرگ پریودی دارای حداکثر مقدار باشد در یک محدوده کوچک یا به نوعی در یک پریود خاص دارای حداکثر خود می‌باشد. وجود چنین خصوصیتی در زلزله‌های حوزه نزدیک باعث می‌شود رفتار سازه از حالت مدگونه که در آن یک یا چند مد از سازه تعیین کننده رفتار سازه‌اند، خارج شده و بصورت موج گونه در آید که در این حالت، رفتار سازه ناشی از جمع اثرات امواج گذرنده از سازه می‌باشد [۲]. آنچه در فوق از آن به‌عنوان اثرات موج‌گونه نام برده شد دلیلی

روش کنونی طراحی سازه‌ها، بر مبنای طراحی به روش مقاومت است که شامل تخمین برش پایه در سازه و توزیع آن در ارتفاع و تعیین مقاومت مورد نیاز اجزای سازه‌ای در برابر این بار می‌باشد. صرف‌نظر از کاستی‌هایی که در این روش وجود دارد، بیان رفتار اجزای سازه‌ای از طریق توصیف تنها یک پارامتر مقاومت، در بسیاری از موارد طرح سازه‌ای مناسبی را ارائه نمی‌دهد [۸ و ۹].

هدف از طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد این است که طراحان را قادر سازد تا سازه‌هایی را طراحی کنند که عملکردشان قابل پیش‌بینی باشد. روش‌های متعدد طراحی بر پایه مفاهیم مختلف، برای استفاده در روش‌های طراحی بر اساس عملکرد بکار می‌رود که یکی از آنها طراحی بر پایه مفهوم تغییرمکان است. در یک زمین‌لرزه، اگر میزان جابجایی بام یا طبقات از حد معینی فراتر رود، سازه فروریخته تلقی می‌شود، زیرا در موارد بسیاری جابجایی بزرگ معادل با خسارت وسیع در طبقات سازه است. به دلیل آنکه تغییرشکل‌های بزرگ در اعضا و سازه‌ها تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک مشاهده می‌شود، رفتار اعضا در محدوده غیرخطی پیشروی زیادی دارد. شایان ذکر است که در این محدوده تغییرات نیرو در اعضا و اتصالات اندک است در حالی که تغییرشکل‌های بزرگ در اعضا و اتصالات مشاهده می‌شود. از این رو معیار مناسب که بتواند رفتار اعضا را به صورت صحیح‌تر بیان کند کنترل تغییرمکان‌ها و دوران‌های اعضا می‌باشد [۱۰ و ۱۱ و ۱۲]. در این مقاله مدل‌های ۱۵ و ۲۰ طبقه قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری‌های معمولی، متوسط و ویژه، با استفاده از آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم) و طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی (مبحث دهم) ایران طرح شده‌اند. پارامترهای عملکردی این قاب‌ها شامل نقطه عملکرد و برش پایه در نقطه عملکرد و میزان ظرفیت دورانی اتصالات با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی محاسبه شده و تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک برای مدل‌های انتخابی انجام شده است. سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای ارزیابی شده و مقادیر حداکثر تغییرمکان‌های بام، دریافت طبقات و برش‌های پایه نمایش داده شده و با مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای مقایسه شده است. کلیه مراحل تحلیل و طراحی توسط نرم افزار *SAP2000 Ver.10.0.7* انجام شده است [۱۳].

بروز پالس در ابتدای رکورد نشانگر آزاد شدن یک انرژی جنبشی قابل توجه در مدت زمان کوتاه، ناشی از شکست گسل می‌باشد. در یک دامنه زمانی کوتاه، انرژی جنبشی بزرگی به سازه القا می‌گردد. این مساله یکی از مهمترین ویژگی‌های رکوردهای جنبش زمین در حوزه نزدیک گسل به حساب می‌آید. این امر علاوه بر اینکه باعث بوجود آمدن پدیده تشدید در سازه‌های با پریودهای بلند می‌گردد، مصالح مصرفی در ساخت سازه‌ها را نیز بدلیل اعمال نیرو به صورت ضربه تحت تاثیر قرار داده و سازه رفتار تردتری از خود نشان می‌دهد [۴].

از طرف دیگر از آنجایی که این حرکات پالس‌گونه در مدت زمان کوتاهی به سازه وارد می‌شوند، سازه زمان کافی برای نشان دادن پاسخ به نیروهای وارده را نخواهد داشت. بدلیل بروز پدیده تشدید در پاسخ سازه‌ها با پریودهای بلند و پل‌ها با دهانه‌های بزرگ، استفاده از طیف پاسخ به تنهایی کفایت لازم برای بیان رفتار واقعی این سازه‌ها را ندارند. بنابراین در مناطق نزدیک گسل استفاده از طیف پاسخ سازه به تنهایی برای سازه‌ها خصوصاً سازه‌های بلند تحت اثر نیروهای وارده ناشی از زمین‌لرزه کافی نبوده و نمی‌تواند بیان کننده رفتار واقعی سازه تحت اثر نیروهای وارده در شرایط فوق باشد [۵].

در مورد پارامترهای ثبت شده در نزدیک گسل، ملاحظه شده است که مقادیر ماکزیمم شتاب (PGA)، ماکزیمم سرعت (PGV) و ماکزیمم تغییرمکان (PGD) در نزدیک گسل، بیشتر از مقادیر ثبت شده در نواحی دور از گسل است. هر اندازه که به مرکز زلزله نزدیک‌تر می‌شویم این مقادیر افزایش می‌یابند. پارامترهای PGA، PGV و PGD در نواحی نزدیک به گسل، بویژه برای رکورد ثبت شده در امتداد عمود بر امتداد گسیختگی، مقادیر بزرگی را دارا می‌باشند.

طبق تحقیقات و پژوهش‌های انجام شده مشخص شده است که در انتخاب یک زلزله طرح برای ساختمان‌ها، خصوصاً ساختمان‌ها و سازه‌های با پریود نوسانی بالا، ماکزیمم سرعت (PGV) معیار مناسب‌تری از حداکثر شتاب (PGA) می‌باشد. بدین لحاظ رکوردهای دارای پالس‌های بزرگ سرعت مربوط به ایستگاه‌های لرزه‌نگاری نزدیک به گسل‌ها، قابلیت بهتری جهت انتخاب به‌عنوان زلزله طرح را دارا هستند [۶ و ۷].

## ملاحظات طراحی قاب‌های خمشی فولادی

در آیین‌نامه‌های ایران شامل آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ (ویرایش سوم) و طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی (مبحث دهم ۱۳۸۴)، پارامترهای طراحی برای قاب‌های خمشی فولادی ارائه گردیده است. در این آیین‌نامه‌ها قاب‌های خمشی فولادی به سه دسته قاب‌های خمشی معمولی، متوسط و ویژه دسته‌بندی شده‌اند. ملاحظات طراحی در این آیین‌نامه‌ها شامل نیروهای جانبی محاسباتی زلزله، ضریب شکل‌پذیری (R)، محدودیت‌های دررفت طبقات، اثر  $P-\Delta$ ، حدود ظرفیت دورانی اتصالات، طراحی چشمه اتصال، نسبت مقاومت اعضا در محل اتصال (اصل ستون قوی - تیر ضعیف) می‌باشد [۱۴ و ۱۵].

در طرح مقاطع و اعضای سازه‌ای، کلیه پارامترهای فوق، به شرح موارد زیر در محاسبات منظور و کنترل گردید.

### نیروی جانبی زلزله

در آیین‌نامه ۳-۲۸۰۰ نیروهای جانبی زلزله توسط روابط زیر محاسبه می‌شود [۱۴].

$$V = CW \quad (1)$$

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (2)$$

$$B = 1 + S\left(\frac{T}{T_0}\right) \quad 0 \leq T \leq T_0$$

$$B = S + 1 \quad T_0 \leq T \leq T_s \quad (3)$$

$$B = (S + 1)\left(\frac{T_s}{T}\right)^3 \quad T \geq T_s$$

در روابط (۱) تا (۳):

$V$ : نیروی برشی در تراز پایه  
 $W$ : وزن کل ساختمان، تمام بار مرده و درصدی از بار زنده  
 $C$ : ضریب زلزله  
 $A$ : نسبت شتاب مبنای طرح  
 $B$ : ضریب بازتاب ساختمان، محاسبه از طیف بازتاب طرح  
 $I$ : ضریب اهمیت ساختمان  
 $R$ : ضریب رفتار ساختمان  
 $T$ : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان بر حسب ثانیه  
 $T_0, T_s, S$ : پارامترهای وابسته به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه

دو پارامتر  $T$  (زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان) و  $R$  (ضریب رفتار ساختمان) برای سیستم‌های مختلف سازه‌ای متفاوت می‌باشند و سایر پارامترها به نوع سیستم سازه‌ای مرتبط نمی‌باشند. مقدار زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان برای قاب‌های خمشی فولادی طبق رابطه زیر

می‌باشد.

$$T = 0.08H^{\frac{3}{4}} \quad (4)$$

که در رابطه (۴):

$H$ : ارتفاع ساختمان بر حسب متر.

### تغییرمکان جانبی نسبی (دررفت) طبقات

تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح  $\Delta_M$  (تغییرمکان جانبی نسبی غیرارتجاعی طرح)، در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود. در رعایت این محدودیت آثار ناشی از اثر  $P-\Delta$  باید در محاسبه تغییرمکان‌ها منظور شود [۱۴].

$$T \leq 0.7_{sec} \quad \Delta_M \leq 0.25 \text{ برابر ارتفاع طبقه} \quad (5)$$

$$T \geq 0.7_{sec} \quad \Delta_M \leq 0.20 \text{ برابر ارتفاع طبقه} \quad (6)$$

در مرحله طراحی تغییرمکان جانبی نسبی طرح در طبقه  $\Delta_w$  (با فرض رفتار خطی سازه) توسط رابطه زیر محدود می‌شود:

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_w \quad (7)$$

در محاسبه تغییرمکان نسبی هر طبقه  $\Delta_w$ ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان  $T$  تعیین کرد.

### اثر $P-\Delta$

تغییرمکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه  $\overline{\Delta_{wi}}$  با منظور کردن اثر  $P-\Delta$  را می‌توان از روابط زیر محاسبه کرد [۱۴].

$$\overline{\Delta_{wi}} = \frac{\Delta_{wi}}{1 - \theta_i} \quad (8)$$

$$\theta_i = \left[ \frac{P\Delta_w}{Vh} \right]_i \leq \theta_{max} = \frac{1.25}{R} \leq 0.25 \quad (9)$$

که در روابط (۸) و (۹):

$\theta_i$ : شاخص پایداری  
 $P_i$ : مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه  $i$  تا  $n$   
 $\Delta_{wi}$ : تغییرمکان جانبی نسبی اولیه در طبقه  $i$   
 $V_i$ : مجموع نیروی برشی وارد در طبقه  $i$   
 $h_i$ : ارتفاع طبقه  $i$

همچنین تغییرمکان نسبی واقعی طبقه با منظور کردن اثر  $P-\Delta$  از رابطه زیر حاصل می‌آید.

$$\overline{\Delta_{Mi}} = 0.7R\overline{\Delta_{wi}} \quad (10)$$

### حدود شکل‌پذیری سازه

در آیین‌نامه طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی

$$\frac{\sum Z_c(F_{yc} - f_a)}{\sum Z_b F_{yb}} > 1.0 \quad (12)$$

$$\frac{\sum Z_c(f_{yc} - f_a)}{1.25 \sum M_{PZ}} > 1.0$$

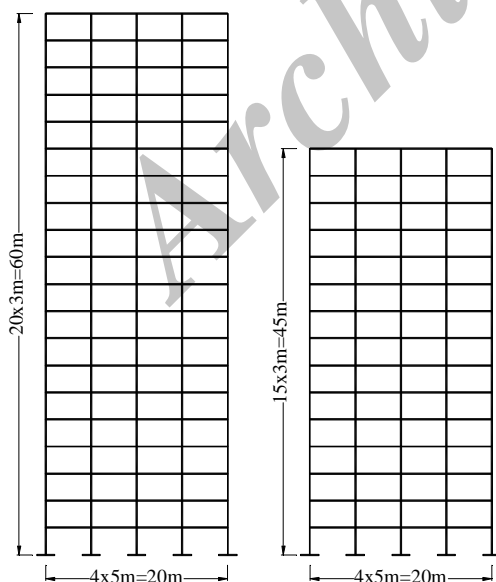
که در رابطه (۱۲):

$F_{yc}, F_{yb}$ : تنش تسلیم مصالح تیر و ستون  
 $Z_c, Z_b$ : اساس پلاستیک مقاطع تیر و ستون  
 $\sum M_{PZ}$ : مجموع لنگرهای تیرها که که متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال، رابطه (۱۱)، محاسبه می‌شود.

این رابطه باعث می‌شود ستون‌ها به نسبت قوی‌تر از تیرها باشند و در رفتار غیرارتجاعی اعضا، مفاصل غیرخطی به سمت تیرها سوق داده شوند. بنابراین از تخریب ستون‌ها و در نتیجه فروریزش سازه جلوگیری شده و شکل پذیری بیشتری در رفتار سازه مشاهده می‌شود.

### مدل‌های انتخابی، تحلیل و طراحی سازه‌ها

سازه‌ها به صورت قاب‌های دو بعدی در دو مدل ۱۵ و ۲۰ طبقه با شکل پذیری‌های معمولی، متوسط و ویژه انتخاب شده‌اند. در مجموع شش مدل دو بعدی قاب خمشی فولادی طرح شده‌اند. تعداد دهانه‌ها: ۴ عدد، ارتفاع طبقات: ۳ متر، طول دهانه‌ها ۵ متر، بار مرده طبقات و بام: ۳ تن بر متر طول تیر، بار زنده طبقات: ۱ تن بر متر طول تیر و بار زنده بام: ۰/۷۵ تن بر متر طول تیر در نظر گرفته شد. در شکل (۲) نمای مدل‌های انتخابی آورده شده است.



شکل ۲: نمای قاب‌های خمشی فولادی ۱۵ و ۲۰ طبقه.

روش محاسبه نیروهای جانبی و سایر ملاحظات

(مبحث دهم ۱۳۸۴) و آیین‌نامه ۳-۲۸۰۰، سه حد شکل‌پذیری برای قاب‌های خمشی فولادی ارائه شده است؛ شکل‌پذیری معمولی، شکل‌پذیری متوسط و شکل‌پذیری زیاد (ویژه). به منظور تامین حدود شکل‌پذیری‌های نام برده شده آیین‌نامه حد پایینی برای ظرفیت دورانی اتصالات صلب سازه در نظر می‌گیرد که عبارتند از [۱۵و۱۴]:

اتصالات صلب قاب خمشی فولادی معمولی؛ ۰/۰۱ رادیان  
 اتصالات صلب قاب خمشی فولادی متوسط؛ ۰/۰۲ رادیان  
 اتصالات صلب قاب خمشی فولادی ویژه؛ ۰/۰۳ رادیان  
 علاوه بر موارد نام برده شده که در طراحی قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری‌های معمولی، متوسط و ویژه کاربرد دارد، آیین‌نامه‌ها به جهت طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های خمشی فولادی ویژه ضوابط خاصی را مد نظر قرار می‌دهند. این ضوابط به جهت تامین مقاومت کافی در چشمه اتصال و کنترل اصل ستون قوی - تیر ضعیف کاربرد دارند.

### مقاومت چشمه اتصال

مقاومت چشمه اتصال در رفتار قاب‌های خمشی ویژه فولادی بسیار حائز اهمیت است. چشمه اتصال تیر به ستون باید مقاومت کافی برای مقابله با برش ناشی از لنگر خمشی تیر به علت بارهای ثقلی به علاوه ۱/۸۵ برابر نیروهای زلزله را دارا باشد. مقاومت برشی چشمه اتصال لازم نیست از برشی برابر  $\frac{0.8 \sum M_{Pb}}{d_b}$  تیرهای متصل به بال‌های ستون در محل اتصال بیشتر باشد. ( $\sum M_{Pb}$  مجموع لنگرهای خمیری تیرهای متصل به ستون در یک صفحه می‌باشد). مقاومت برشی چشمه اتصال از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۱۵و۱۴]:

$$V_Z = 0.55 F_y d_c t_z \left[ 1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_z} \right] \quad (11)$$

که در رابطه (۱۱):

$F_y$ : تنش تسلیم مصالح  
 $t_z$ : ضخامت جان ستون به علاوه ضخامت ورق مضاعف  
 $d_c, d_b$ : ارتفاع مقطع تیر و ستون  
 $b_c$ : عرض بال ستون  
 $t_{cf}$ : ضخامت بال ستون

### کنترل اصل ستون قوی - تیر ضعیف

به‌منظور کنترل اصل ستون قوی - تیر ضعیف لازم است

در طراحی برای ستون‌ها از مقاطع Box (مربع شکل) و برای تیرها از مقاطع I شکل با ورق‌های جوش شده استفاده شده است.

### تحلیل استاتیکی غیرخطی

با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای مدل‌های طرح شده مقادیر تغییر مکان بام و برش پایه در نقطه عملکرد محاسبه شد. همچنین میزان ظرفیت دورانی اتصالات صلب قاب‌های خمشی فولادی طرح شده نیز مورد ارزیابی قرار گرفته است.

برای تعیین نقطه عملکرد از روش طیف ظرفیت استفاده گردید. برای تعیین منحنی ظرفیت، روش افزایش بار، متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی می‌باشد و با افزایش مقدار نیروی جانبی سازه، در هر مرحله مقدار برش پایه سازه بر اساس تغییر مکان بام محاسبه شده و منحنی ظرفیت سازه تا مرحله فروریزش رسم شده است. از برخورد منحنی ظرفیت با طیف نیروی ورودی به سازه در منحنی‌های ADRS نقطه عملکرد سازه محاسبه می‌شود. در رسم طیف نیروی ورودی به سازه از طیف‌های آیین‌نامه ۳-۲۸۰۰ استفاده شده است.

در جدول (۳) مقادیر نقطه عملکرد و برش پایه در نقطه عملکرد برای قاب‌های طرح شده آورده شده است.

جدول ۳: نقطه عملکرد و برش پایه در نقطه عملکرد برای قاب‌های طرح شده.

تعداد طبقات	نوع قاب خمشی	نقطه عملکرد (cm)	برش پایه در نقطه عملکرد (ton)
15	OMRF	42.1	193.64
	IMRF	44.5	149.6
	SMRF	50.1	120.34
20	OMRF	53.2	205.88
	IMRF	56.7	167.42
	SMRF	61.5	132.38

پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی و ایجاد گسیختگی در اتصالات میزان ظرفیت دورانی اتصالات مورد ارزیابی قرار گرفت. در شکل (۳) میزان ظرفیت دورانی اتصالات برای تعدادی از اتصالات به نمایش درآمده است. ظرفیت دورانی اتصالات در منحنی‌های  $M-\theta$  رسم شده برای اتصالات در قاب خمشی ویژه حدود  $0.04$  رادیان می‌باشد در حالی‌که برای اتصالات قاب‌های خمشی معمولی کمتر از  $0.03$  و حدود  $0.025$  رادیان و بیشتر، برای اتصالات قاب-

طراحی در بخش قبلی این مقاله بیان شد. مقدار شتاب مبنای طرح  $A = 0.35$ ، ضریب رفتار ساختمان برای قاب‌های خمشی فولادی معمولی؛  $R = 5$ ، متوسط؛  $R = 7$  و ویژه  $R = 10$ ، ضریب اهمیت ساختمان  $I = 1$  و نوع زمین تیپ II می‌باشد. بنابراین مقدار پارامترهای وابسته به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه،  $T_0 = 0.1$ ،  $T_g = 0.5$  و  $S = 1/5$  محاسبه شده‌اند. در جدول (۱) ضرائب مربوط به محاسبه نیروهای جانبی زلزله برای مدل‌های انتخابی آورده شده است.

جدول ۱: ضرائب مربوط به محاسبه نیروهای جانبی زلزله.

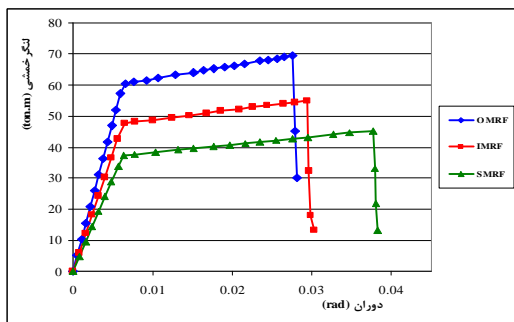
تعداد طبقات	نوع قاب خمشی [۱۴]	C	V (ton)
15	OMRF	0.088	96.33
	IMRF	0.063	67.59
	SMRF	0.044	46.81
20	OMRF	0.077	113.98
	IMRF	0.055	80.18
	SMRF	0.0385	55.43

پس از پایان فرایند طراحی قاب‌ها، مقدار پریدهای نوسانی مربوط به تعداد مدهایی که مجموع جرم‌های موثر آنها بیشتر از  $90\%$  باشد، در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۲: پرید نوسانی برای تعداد مدهایی با مجموع جرم‌های موثر بیشتر از  $90\%$ .

تعداد طبقات	نوع قاب خمشی	T1 (sec)	T2 (sec)	T3 (sec)	T4 (sec)
15	OMRF	2.132	0.826	0.491	-
	IMRF	2.386	0.926	0.555	-
	SMRF	2.743	1.074	0.629	-
20	OMRF	2.689	1.017	0.611	-
	IMRF	2.978	1.129	0.686	-
	SMRF	3.338	1.279	0.782	0.551

ارتفاع قاب  $20$  طبقه بیش از حد مجازی است که آیین‌نامه به منظور تحلیل استاتیکی خطی مجاز می‌داند. بنابراین در طراحی و توزیع نیروهای جانبی برای قاب  $20$  طبقه روش تحلیل دینامیکی طیفی مورد استفاده قرار گرفته است. برای این امر از طیف طرح استاندارد آیین‌نامه  $3-2800$  استفاده شده و برش پایه در روش تحلیل طیفی با برش پایه تحلیل استاتیکی خطی هم‌پایه شد.



د) نمونه اتصالات میانی طبقات ۷ تا ۹ در قاب ۲۰ طبقه  
شکل ۳: منحنی‌های ظرفیت دورانی ( $M - \theta$ ) اتصالات.

در تعیین پارامترهای مدل‌سازی مفاصل، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مورد استفاده قرار گرفته است. در ستون‌ها از مفصل PMM (اندر کنش نیروی محوری و لنگر خمشی) و در تیرها از مفصل M (خمشی) استفاده شده است [۱۶].

### زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در تحقیق

در این تحقیق سه گروه مختلف زمین‌لرزه‌های ثبت شده ایران و جهان مورد استفاده قرار گرفته است. زلزله‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت، زلزله‌های حوزه نزدیک بدون پالس سرعت و زلزله‌های حوزه دور. دسته‌بندی زلزله‌های حوزه نزدیک بر مبنای پالس سرعت به جهت نشان دادن اثرات پالس‌های مذکور در رفتار سازه‌ها با پریدهای نوسانی مختلف است. تفاوت میان زلزله‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت و بدون پالس سرعت نیز در مقدار سرعت ماکزیمم و تغییرمکان ماکزیمم می‌باشد [۱۷ و ۱۸ و ۱۹].

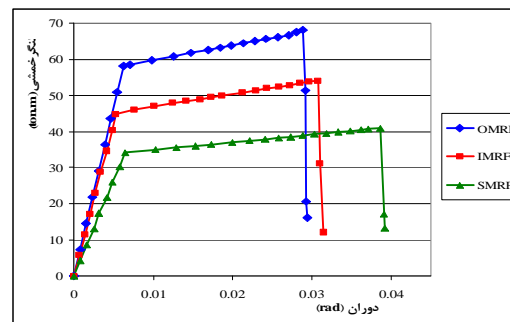
### زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت

در انتخاب این رکوردها دو معیار مدنظر بوده است. معیار اول فاصله از صفحه شکست می‌باشد. همانگونه که از جدول (۴) مشخص است فاصله انتخابی برای رکوردها از حدود ۰/۶ کیلومتر تا ۶/۴ کیلومتر است. این نزدیکی به صفحه شکست باعث می‌شود تا اثرات شکست و حرکات پرتابی زمین که در زمین‌لرزه‌های شدید رخ می‌دهد به وضوح دیده شوند و در واقع معیار دوم انتخاب رکوردهای حوزه نزدیک که پالس‌های شدید سرعت و تغییرمکان می‌باشد نمایان شوند.

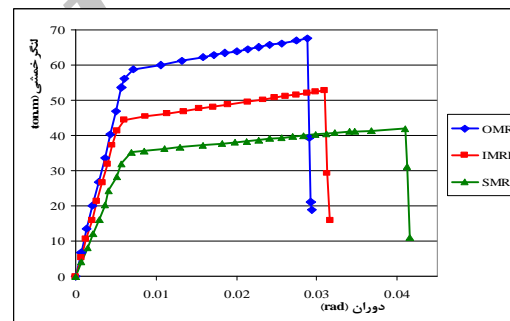
### زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک بدون پالس سرعت

به منظور انجام مقایسه در رفتار نوسانی سازه‌ها تحت اثر زمین‌لرزه‌های مختلف و بیان این نکته که تنها معیار

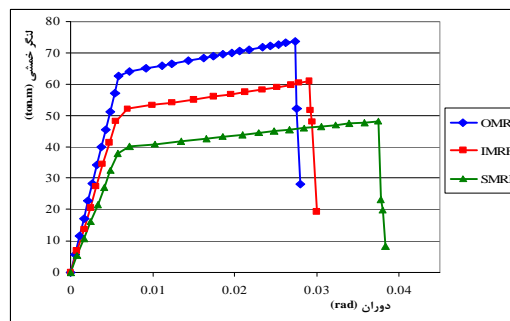
های خمشی متوسط ظرفیت دورانی حدود ۰/۰۳ و کمتر می‌باشد. بنابراین برای اتصالات قاب‌های ویژه حدود ۰/۰۱ رادین و بیشتر، ظرفیت دورانی افزایش می‌یابد که امکان استهلاک بیشتر انرژی و شکل‌پذیری بالاتر در رفتار اعضا و سازه را به دنبال دارد. این افزایش ظرفیت دورانی به دلیل در نظر گرفتن ضوابط خاص طراحی در قاب‌های خمشی ویژه می‌باشد. همچنین ظرفیت دورانی در محدوده خطی مصالح نیز کمتر از ۰/۰۱ رادین مشاهده گردید.



الف) نمونه اتصالات میانی طبقات ۱ تا ۳ در قاب ۱۵ طبقه



ب) نمونه اتصالات میانی طبقات ۴ تا ۶ در قاب ۱۵ طبقه



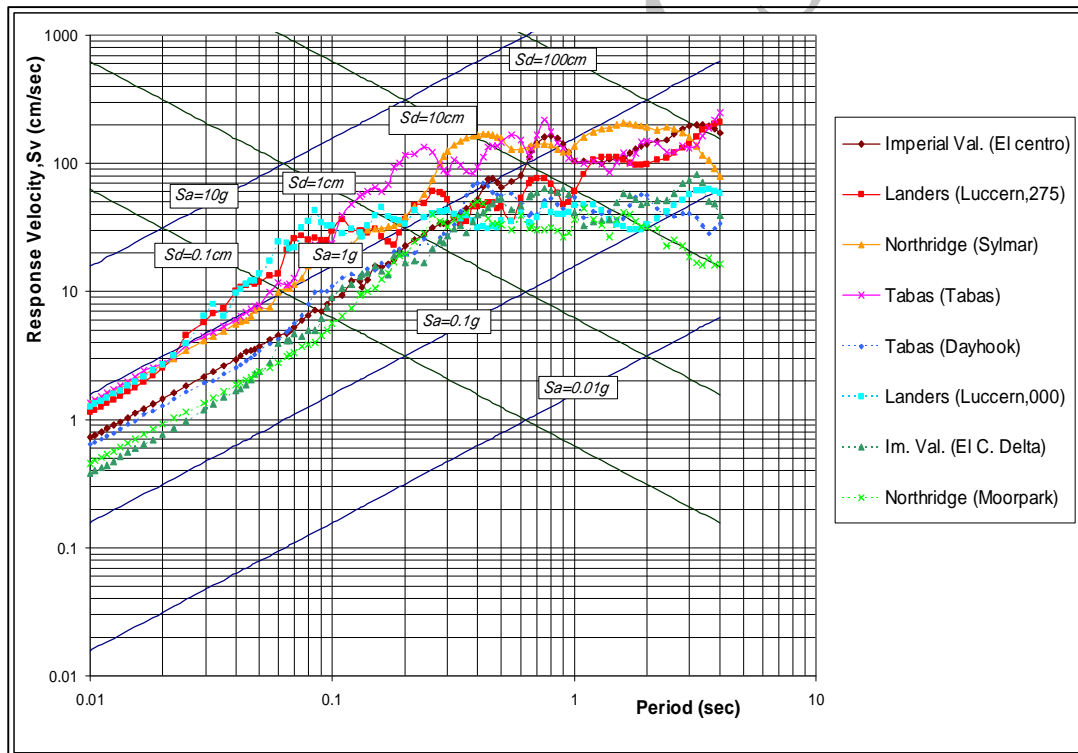
ج) نمونه اتصالات میانی طبقات ۴ تا ۶ در قاب ۲۰ طبقه

شتاب این رکوردها مقادیر بالایی را شامل می‌شود. اما در این رکوردها پالس‌های شدید سرعت و تغییرمکان دیده نمی‌شود.

نزدیکی به صفحه شکست، نمی‌تواند ملاک انتخاب زمین- لرزه‌های قوی با اثرات شدید روی سازه‌ها باشد، از دو رکورد حوزه نزدیک (فاصله نزدیک به صفحه شکست) نیز استفاده شده است. این رکوردها دارای فاصله ۱/۱ کیلومتر و ۱۷ کیلومتر از صفحه شکست می‌باشند و همچنین حداکثر

جدول ۴: مشخصات زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در تحقیق.

نزدیکی به گسل	نام زلزله	سال رویداد و بزرگی زلزله (Mw)	Dis. (km)	PGA (g)	PGV (cm/sec)	PGD (cm)	PGV/PGA	PGD/PGV
حوزه نزدیک با پالس سرعت	ال سنترو	1979, 6.5	0.6	0.463	109.3	44.74	0.236	0.409
	لندرز (لوسرن ۲۷۵)	1992, 7.3	1.1	0.721	97.6	70.31	0.135	0.720
	نورت ریج (سیلمار)	1994, 6.7	6.4	0.843	129.6	32.68	0.154	0.252
	طیس	1978, 7.4	3	0.852	121.4	94.58	0.142	0.779
حوزه نزدیک بدون پالس سرعت	طیس (دایهوک)	1978, 7.4	17	0.406	26.5	8.75	0.065	0.330
	لندرز (لوسرن ۰۰۰)	1992, 7.3	1.1	0.785	31.9	16.42	0.041	0.515
حوزه دور	ال سنترو (دلتا ۲۶۲)	1979, 6.5	43.6	0.238	26	12.06	0.109	0.464
	نورت ریج (مورپارک)	1994, 6.7	28	0.292	20.7	4.24	0.071	0.205



شکل ۴: طیف‌های پاسخ سه جانبه شتاب - سرعت - تغییرمکان زلزله‌های انتخابی.

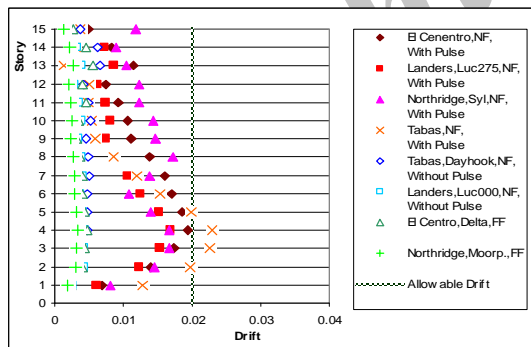
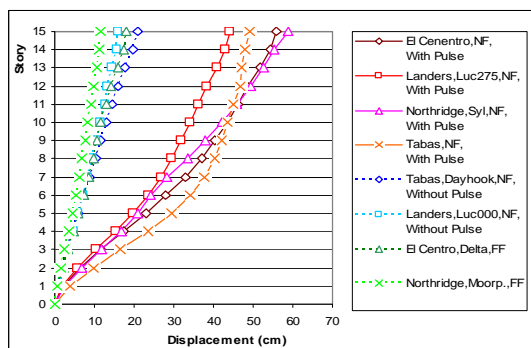
نسبت رکوردهای انتخابی حوزه نزدیک با پالس سرعت و بدون پالس سرعت مشاهده می‌کنیم و همچنین پالس‌های شدید سرعت و تغییرمکان هم در تاریخچه زمانی این رکوردها دیده نمی‌شود.

### زمین‌لرزه‌های حوزه دور

زلزله‌های حوزه دور که معیار انتخاب آن فاصله از صفحه شکست می‌باشد نیز انتخاب شدند که فاصله آنها از صفحه شکست گسل، ۲۸ کیلومتر و ۴۳/۶ کیلومتر می‌باشد. در رفتار این زمین‌لرزه‌ها حداکثر شتاب کمتری به

محوری و لنگر خمشی) و در تیرها از مفصل M (خمشی) استفاده شده است که کلیه پارامترهای لحاظ شده مطابق با مفصل تعریف شده در تحلیل استاتیکی غیر خطی می‌باشد [۱۴].

از نتایج تحلیل‌ها و پاسخ‌های حاصله مشخص می‌گردد که تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت در تمامی قاب‌ها مکانیزم تشکیل مفصل مشاهده می‌شود. این مفصل در تعداد زیادی از اعضا اتفاق افتاده‌اند. تعداد مفصل و همچنین سطوح عملکرد آنها با مقدار شکل‌پذیری قاب‌ها مرتبط می‌باشد. با افزایش شکل‌پذیری تعداد مفصل افزایش می‌یابد و همچنین سطوح عملکرد اعضا نیز از قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) به سمت ایمنی جانی (LS) پیشروی می‌کنند. در حالی‌که تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک بدون پالس سرعت و حوزه دور مکانیزم تشکیل مفصل مشاهده نشده است.



مقادیر طیف پاسخ شتاب و سرعت برای زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل که پالس‌های سرعت و تغییرمکان در نکاشت آنها مشاهده می‌شود، بسیار بالاتر از مقادیر طیف پاسخ زمین‌لرزه‌های حوزه دور از گسل و یا حتی زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل بدون پالس سرعت و تغییرمکان می‌باشد. این اختلاف در مقادیر پاسخ را می‌توان در منحنی‌های هم‌زمان طیف پاسخ سه جانبه شتاب - سرعت - تغییرمکان مشاهده کرد، شکل (۴). این امر بیانگر اثرات مهم و شدیدی است که زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت و تغییرمکان بر روی سازه‌ها دارند.

### تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی

با استفاده از زلزله‌های انتخابی، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی بر روی مدل‌های طرح شده انجام شد. در تعیین نوع پاسخ و نمایش آن، هدف نشان دادن پارامترهای عملکردی سازه می‌باشد.

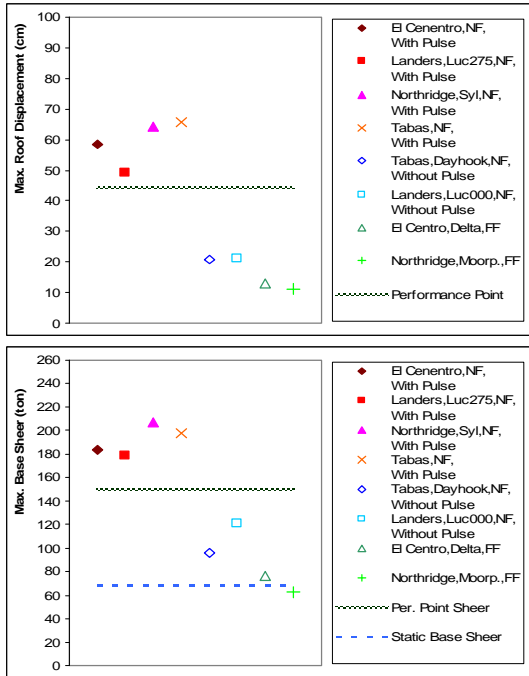
پاسخ سازه‌ها شامل سطوح عملکرد، منحنی‌های تغییرمکان ماکزیمم طبقات، دریفت ماکزیمم طبقات، برش‌های پایه ماکزیمم و تغییرمکان‌های ماکزیمم بام تحت اثر زلزله‌های انتخابی می‌باشد.

تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، با استفاده از انتگرال‌گیری عددی شتاب‌نگاشت زلزله‌های انتخابی، و به روش شتاب میانگین (نیومارک با  $\beta = \frac{1}{4}$  و  $\gamma = \frac{1}{2}$ ) انجام شده است.

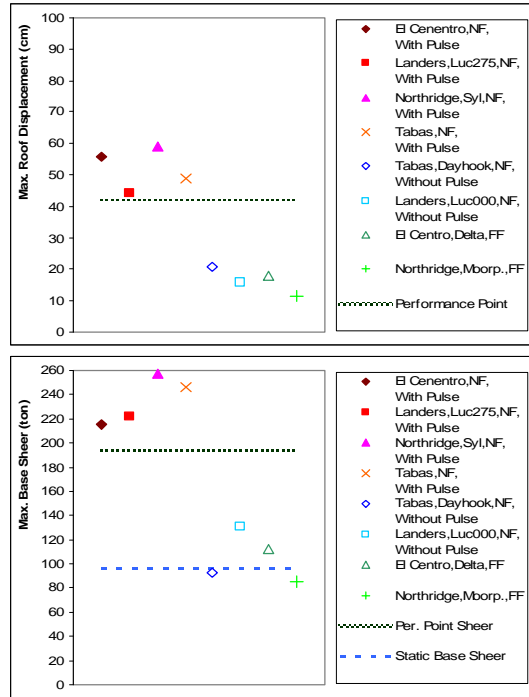
شتاب‌نگاشت‌ها بدون اعمال ضرابی جهت مقیاس به طیف طرح استاندارد، و با مقادیر واقعی خود به سازه‌ها اعمال شده‌اند. علت این امر آن است که شتاب‌نگاشت زمین-لرزه‌های حوزه نزدیک در فواصل نزدیک به صفحه شکست زمین ثبت شده و بیانگر رفتار واقعی زمین در لحظه شکست گسل می‌باشند. این رفتارها شامل حرکت پرتابی زمین با شتاب و سرعت بالا می‌باشد. بنابراین برای مشاهده رفتار واقعی سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک از مقادیر واقعی شتاب‌نگاشت‌ها و بدون اعمال ضرابی جهت مقیاس به طیف طرح استاندارد، استفاده شده است.

در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌ها از مفصل‌های غیرخطی سه خطی استفاده شده است. مشخصات این مفصل بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌باشد. در ستون‌ها از مفصل PMM (اندرکنش نیروی



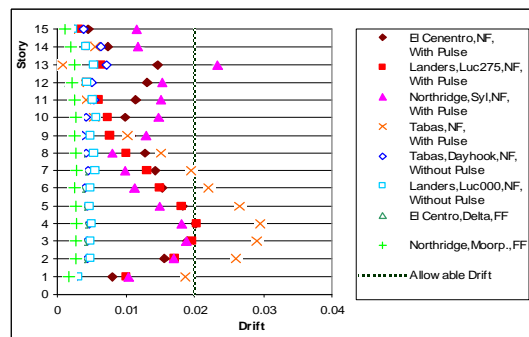
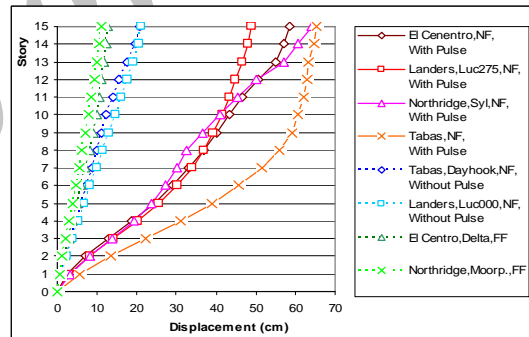


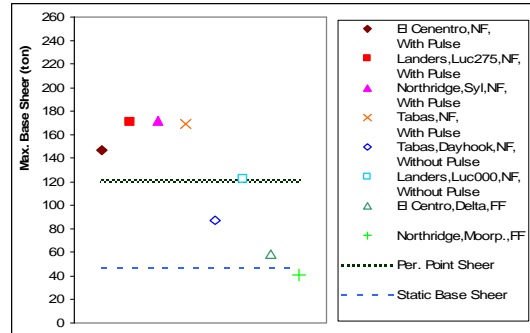
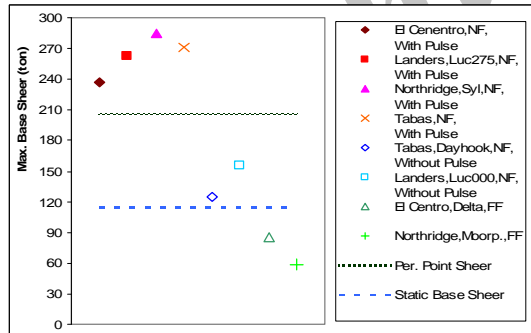
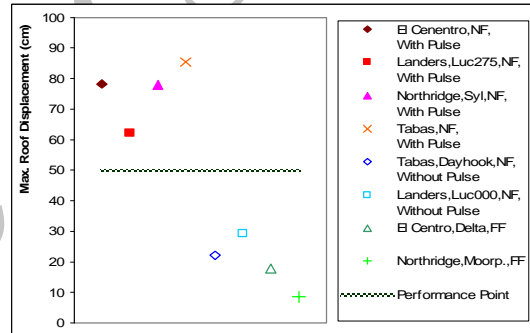
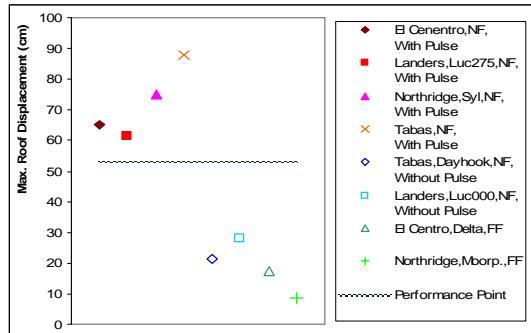
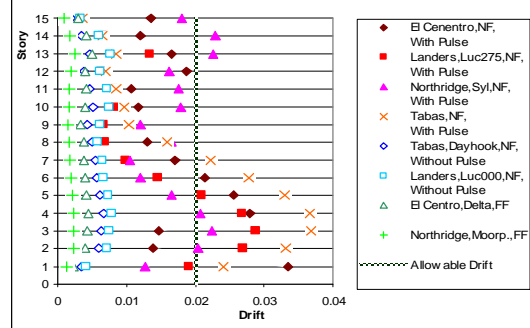
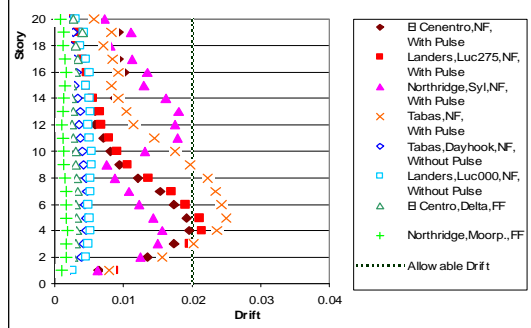
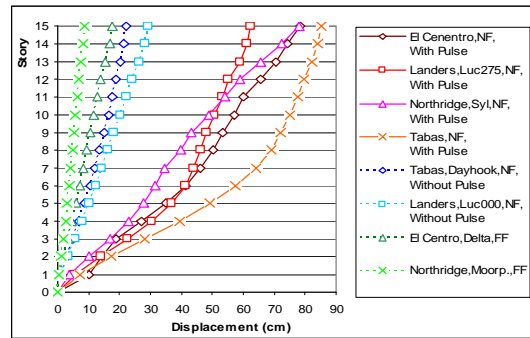
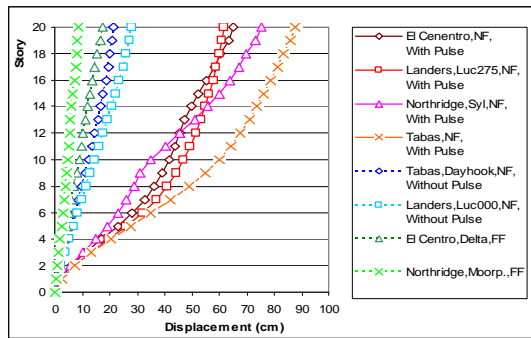
شکل ۶: پاسخ قاب خمشی متوسط فولادی ۱۵ طبقه.



شکل ۵: پاسخ قاب خمشی معمولی فولادی ۱۵ طبقه.

هر چند که این زمین لرزه‌ها نیز شتاب بالایی را دارا هستند. قاب خمشی ۱۵ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه و قاب خمشی ۲۰ طبقه با شکل‌پذیری ویژه تحت اثر زمین- لرزه طبرس (حوزه نزدیک با پالس سرعت) سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) را رد کردند. این امر بیانگر آن است که تأمین شکل‌پذیری زیاد در قاب‌های ویژه موجب افزایش در تعداد مفاصل و پیشروی سطوح عملکرد اعضاء می‌شود. از این‌رو در انتخاب حدود شکل‌پذیری لازم است تأمل و مطالعه بیشتری انجام شود.





شکل ۸: پاسخ قاب خمشی معمولی فولادی ۲۰ طبقه.

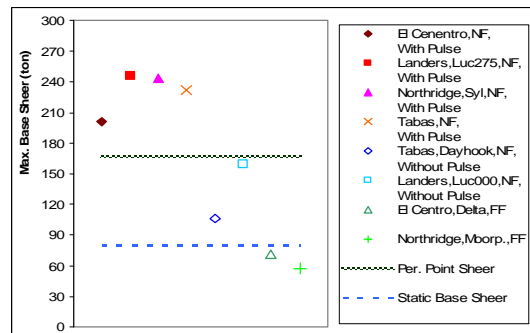
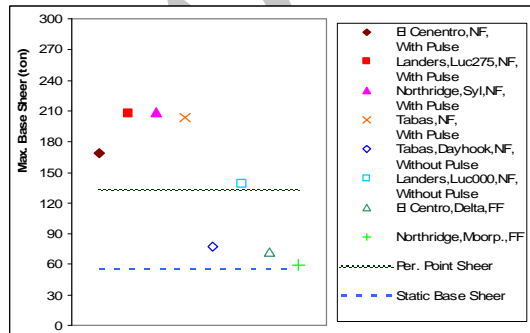
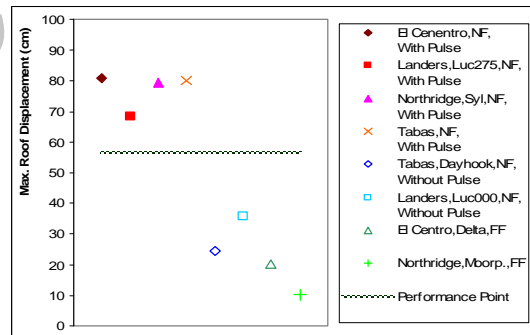
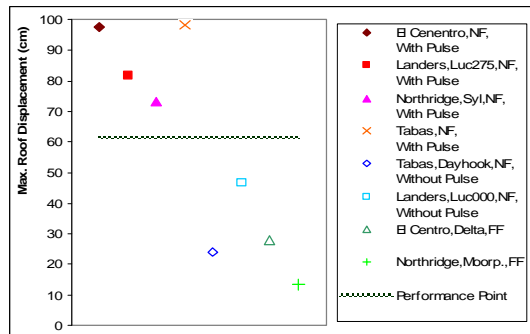
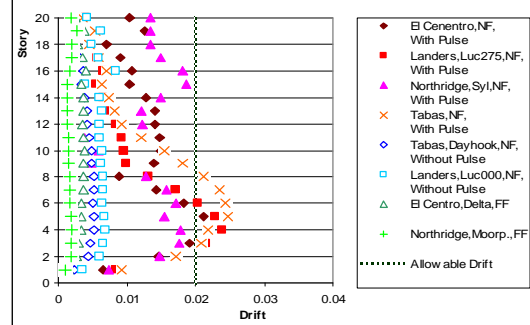
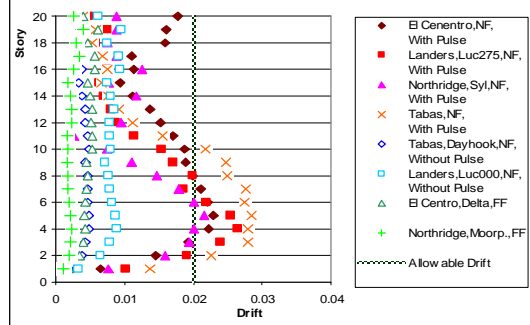
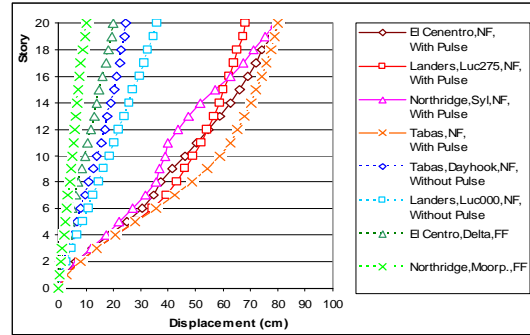
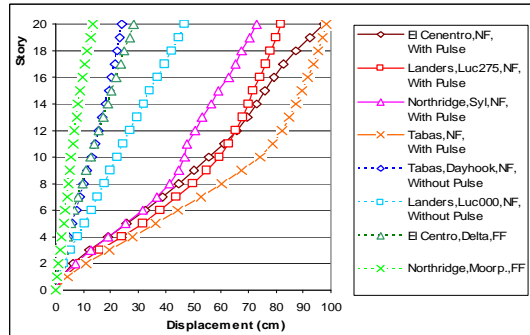
شکل ۷: پاسخ قاب خمشی ویژه فولادی ۱۵ طبقه.

معمولی مقادیری در حدود مجاز آیین‌نامه (۰/۰۲) را شامل می‌شوند. اما با افزایش شکل‌پذیری از معمولی به متوسط و ویژه مقادیر دررفت افزایش قابل ملاحظه‌ای پیدا کرده و برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه این مقادیر تقریباً برای تمامی زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت از حد مجاز خارج شده است در حالی‌که در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری معمولی برای اکثر

با افزایش شکل‌پذیری مقدار تغییر مکان‌ها و دررفت طبقات تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت، افزایش قابل ملاحظه‌ای پیدا می‌کند. حداکثر دررفت طبقات برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری

نقطه عملکرد و کمی بیشتر را دارا می‌باشند. هر چند با افزایش تعداد طبقات از ۱۵ به ۲۰ این اختلاف زیادت‌ر می‌شود.

زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت مقادیر دریافت درحد مجاز آیین‌نامه‌ای بوده است. برای زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک بدون پالس سرعت در تمامی موارد مقدار دریافت مجاز آیین‌نامه‌ای تأمین شده است.



شکل ۱۰: پاسخ قاب خمشی ویژه فولادی ۲۰ طبقه.

شکل ۹: پاسخ قاب خمشی متوسط فولادی ۲۰ طبقه.

با افزایش شکل‌پذیری مقدار تغییر مکان‌های بام افزایش قابل ملاحظه‌ای پیدا می‌کنند و برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه مقادیر آن نسبت به نقطه

برای قاب‌های خمشی معمولی مقدار تغییر مکان ماکزیمم بام تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک مقادیری در حدود

حوزه دور و نزدیک، بر روی مدل‌های طرح شده انجام شده است. ماکزیمم‌های تغییرمکان طبقات، دریافت طبقات، تغییرمکان بام و برش پایه به نمایش درآمده است. همچنین رفتار قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری‌های مختلف نیز با یکدیگر مقایسه شده و مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج تحلیل‌ها حاکی از آن است که با افزایش شکل‌پذیری در طرح قاب‌های خمشی فولادی، تحت اثر زمین‌لرزه‌های نیرومند امکان استهلاک انرژی بیشتر در اتصالات و اعضای سازه و انتقال رفتار اعضا به محدوده غیرالاستیک فراهم می‌شود. شایان ذکر است که با ایجاد این قابلیت در سازه‌هایی که تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس‌های قوی سرعت و تغییرمکان قرار می‌گیرند، هر چند موجب استهلاک بیشتر انرژی در سازه شده و برش‌های پایه را کاهش می‌دهد اما باعث پیشروی زیاد و بیش از حد مجاز اعضای سازه در محدوده غیرارتجاعی می‌شود. وقوع این روند به گونه‌ای است که تغییرشکل‌ها از حد مجاز خارج شده و اعضای سازه‌ای ممکن است سطوح عملکرد مورد نظر را تأمین نکنند. بدین‌منظور و جهت جلوگیری از ایجاد تغییرشکل‌های بزرگ و کنترل دریافت طبقات، افزایش ظرفیت مقاطع و اتصالات در قاب‌های خمشی ویژه فولادی بلند در حوزه نزدیک گسل پیشنهاد می‌گردد.

عملکرد سازه پیشروی زیادی را نشان می‌دهد. در حالی‌که تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه دور و حوزه نزدیک بدون پالس سرعت مقدار تغییرمکان‌های بام در تمامی موارد کمتر از نقطه عملکرد سازه می‌باشد.

تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت، مقدار برش پایه محاسباتی برای قاب‌های خمشی به نسبت زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک بدون پالس سرعت و حوزه دور، افزایش قابل ملاحظه‌ای دارد. زمین‌لرزه‌های حوزه دور و حوزه نزدیک بدون پالس سرعت، برش‌های پایه‌ای در حد برش پایه استاتیکی در قاب‌ها ایجاد می‌کنند. اما مقدار برش پایه محاسباتی تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک با پالس سرعت، بسیار فراتر از برش پایه استاتیکی بوده و حتی از برش پایه محاسباتی در نقطه عملکرد قاب‌ها نیز فراتر می‌رود. این تشدید در رفتار با افزایش طبقات و همین‌طور افزایش شکل‌پذیری بیشتر می‌شود.

### نتیجه‌گیری

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی در سازه‌های بلند در حوزه نزدیک به گسل، مورد ارزیابی قرار گرفته است. بدین منظور قاب‌های خمشی ۱۵ و ۲۰ طبقه فولادی با شکل‌پذیری‌های معمولی، متوسط و ویژه طراحی شده و تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی غیرخطی تحت اثر زمین‌لرزه‌های

### مراجع

- 1 - Housner, G. W. and Trifunak, M. D. (1967). "Analysis of accelerograms - Parkfield earthquake." *Bull. Of the Seismo. Society of America*, Vol. 57, PP. 1193-1220.
- 2 - Mollaioli, F. and Decanini, L. D. (2006). "Characterization of the dynamic response of structures to damaging pulse-type near-fault ground motions." *Meccanica*, Vol.41, PP. 23-46.
- 3 - Moehle, J.P. (2006). "Seismic analysis, design and review for tall buildings." *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 15, PP. 495-513.
- 4 - Kalkan, E. and Kunnath, S. K. (2006). "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings." *Earthquake Spectra*, Vol. 22, PP. 367-390.
- 5 - Miranda, E. and Akkar, S. (2006). "Generalized interstory drift spectrum." *J. of Structural Div., ASCE*, Vol. 132, No. 6, PP. 840-852.
- 6 - Makris, N. and Black, C. J. (2004). "Evaluation of peak ground velocity as a good intensity measure for near source ground motions." *J. of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 130, No. 9, pp: 1032-1044.
- 7 - Bertero, V. V., Mahin, S. A. and Herrera, R. A. (1978). "Aseismic design implications of near fault San Fernando earthquake records." *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 6, PP. 31-42.

- 8 - Lee, K. and Foutch D. A. (2006). "Seismic evaluation of steel moment frame buildings designed using different R-values." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 9.
- 9 - Osman, A., Ghobarah, A. and Korol, R. M. (1995). "Implications of design philosophies for seismic response of steel moment frames." *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 24, PP. 127-143.
- 10 - Roeder, Ch.W. (2002). "Connection performance for seismic design of steel moment frames." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 4.
- 11 - El-Tawil, Sh., Vidarsson, E., Mikesell T. and Kunnath S. K. (1999). "Inelastic behavior and design of steel panel zones." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 2.
- 12 - Krawinkler, H. and Gupta, A. (1998). "Modeling issues in evaluating nonlinear response for steel moment frame structures." 11<sup>th</sup> *European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam.
- 13 - Wilson, E. L. (2004). "Dynamic analysis by numerical integration." *SAP2000 Technical Paper, Computer and Structures, Inc.* Berkeley, California.
- 14 - Standard No. 2800-84 (2005). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*. 3<sup>th</sup> Edition, Tehran, Iran.
- 15 - Steel structures-Part 10 (2005). *Iranian national building code*. Tehran, Iran.
- 16 - FEMA 356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, American Society of Civil Engineering for Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- 17 - Malhotra, P. K. (1999). "Response of buildings to near-field pulse like ground motion." *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 28, PP. 1309-1326.
- 18 - Tehranizadeh, M. and Meshkatodini, A. (2008). "Torsional response of tall buildings subjected to near-field earthquake records and use of neural networks." *PhD Dissertation*, Amir-Kabir University of Technology, Tehran, Iran.
- 19 - Jafari, A. and Jalali, A. (2009). "Assessment of performance based parameters in near fault tall buildings." *J. of Applied Sciences*, Vol. 9, No. 22, PP. 4044-4049.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Pushover
- 2 - Forward Directivity