

# کاربرد روش زمان دوام در طراحی بر اساس عملکرد : قاب مهاربندی کمانش تاب

امیرعلی بزمونه<sup>i</sup>، همایون استکانچی<sup>ii</sup>

## چکیده

این مطالعه بمنظور پاسخ به نیاز مقوله طراحی بر اساس عملکرد (PBD) به روش تحلیل لرزه‌ای کارآمد و سریع، کاربرد روش تحلیل لرزه‌ای زمان دوام (ET) و مزیت‌های آنرا در PBD نشان میدهد. بعنوان هدفی جنبی کارایی این روش در حوزه‌های غیر خطی پیچیده‌تر ارزیابی شد. کاربرد ET و مزیت‌های آن در PBD، با مثالی از ساختمان قاب مهاربندی کمانش تاب (پس از مدلسازی رفتار غیرخطی اندرکنشی تیرها و ستونها و همچنین رفتار سخت‌شونده ایزوتروپیک مهاربندهای کمانش‌تاب و تطبیق آن با نتایج آزمایشگاهی) نشان داده، و دقت نتایج حاصله توسط تحلیل دینامیکی غیر خطی با ۷ شتابنگاشت در ۳ سطح خطر تأیید شد. برای این منظور تقریباً تمام پارامترهای مهم پاسخ و نیاز سازه اعم از گریز تمام طبقات، برش طبقات، اندرکنش نیروی محوری و خمشی در ستون، کرنش مهاربندها و توازن انرژی مستهلک شده توسط بخشهای مختلف سازه در دو تحلیل مقایسه شد. همچنین اعتبار نتایج روش استاتیکی غیر خطی بعنوان روش مرسوم آیین نامه‌ها نیز بررسی شد.

**کلمات کلیدی:** زلزله، ارزیابی لرزه‌ای، طراحی بر اساس عملکرد، روش زمان دوام، قاب مهاربندی کمانش تاب، مدلسازی رفتار پسماند، تحلیل دینامیکی غیر خطی.

// :

// :

<sup>i</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد دانشگاه صنعتی شریف، دانشکده مهندسی عمران: amirgimt@yahoo.com

<sup>ii</sup> دانشیار دانشگاه صنعتی شریف، دانشکده مهندسی عمران: stkanchi@sharif.edu

## ۱- مقدمه

مهمترین نیاز به مقوله طراحی بر اساس عملکرد این حقیقت باشد که روشهای طراحی در آیین نامه‌های کنونی (مربوط به ساختمانهای جدید ساخت) با ضوابط ابتدایی خود برای پاسخ به (الف) نیاز طراحان برای درک منطقی ماهیت تقاضای زلزله از سازه و رفتار سازه، (ب) نیاز کارفرمایان برای قضاوت کردن در مورد منافع و توجیه اقتصادی ایمن سازی لرزه ای و (ج) نیازهای جامعه برای آگاهی از معیارهای تصمیم‌گیری در مواجهه با تقاضای رندم (و اغلب با عدم قطعیت بالای) زلزله و اطلاع از

در حالیکه طراحی حدی لرزه ای مرسوم نوعاً یک روش طراحی در دو سطح است و به حالات حدی بهره برداری (۱) و مقاومت نهایی میپردازد، طراحی براساس عملکرد (PBD) میتواند بعنوان یک روش طراحی چند سطحی محسوب شود که بطور مشخصی عملکرد (اعم از نیرویی و تغییر مکانی) ساختمان را در حالات حدی نهایی و میانی تحت سطوح خطر مختلف زلزله بررسی میکند. شاید

## ۲- سیستم سازه ای، مدل سازی، شتاب نگاشتها و توابع شتاب

### ۲-۱- سیستم سازه و مدل تحلیلی

سازه مورد بررسی برای نشان دادن اهداف مقاله در یک مثال کاربردی، ساختمان ۱۲ طبقه مهاربندی فولادی است که در بخشهای بعدی جزئیات طراحی آن آمده است. ساختمان در شهر تهران، زمین نوع C و با پارمترهای شتاب پاسخ منطقه،  $S_1=0.6$ ,  $SS=1.5$  (معادل  $g$ )  $PGA=0.4$  برای زلزله ۴۷۵ ساله (۱۱) میباشد. بار مرده کفها  $700 \text{ kg/m}^2$ ، بار زنده کفها  $200 \text{ kg/m}^2$ ، بار جانپناه بام  $200 \text{ kg/m}$  و بار دیوار طبقات  $800 \text{ kg/m}$  میباشد. در تحلیل غیر خطی طبق تحقیق Ellingwood و همکارانش (۱۹۸۰) که برای ASCE 7 انجام شد (12) تحلیل ها با ترکیب بار  $1.05D + 0.25L$  برای بارهای ثقلی انجام شده است. نما و پلان سازه در شکل (۱) نشان داده شده است. محل اتصال مهاربند ها به دلیل سختی ایجاد شده توسط ورق گاست گیردار مدل شده است. برای تیر ها و ستونها از مقاطع W استفاده شده است. در ایران بطور معمول برای ستونها از مقاطع دویل با ورق تقویتی استفاده میشود که ضخامت ورق روی بال را در ارتفاع ساختمان کاهش میدهند که با ثابت بودن ارتفاع جان ضخامت کلی بال افزایش میابد که مشابه مقاطع W خواهد بود و برای افزایش سطح، ممان اینرسی و اساس پلاستیک مقطع میتوان دو ورق به موازات جان به آن اضافه کرده و آن را شبیه قوطی کرد. در سازه حاضر مقاطع BW از این نوعند که ورقهای اضافه شده به ضخامت جان میباشند بجز مقطع ستون طبقه اول که ضخامت ورقهای اضافه شده برابر ضخامت بال در نظر گرفته شده است. مقاومت تسلیم کران پابین اعضا برابر  $2400 \text{ kg/cm}^2$  و مقاومت تسلیم مورد انتظار اعضا برابر  $2640 \text{ kg/cm}^2 = 1.1 \times 2400 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته شده است.

### ۲-۲- مدل تحلیلی اعضا

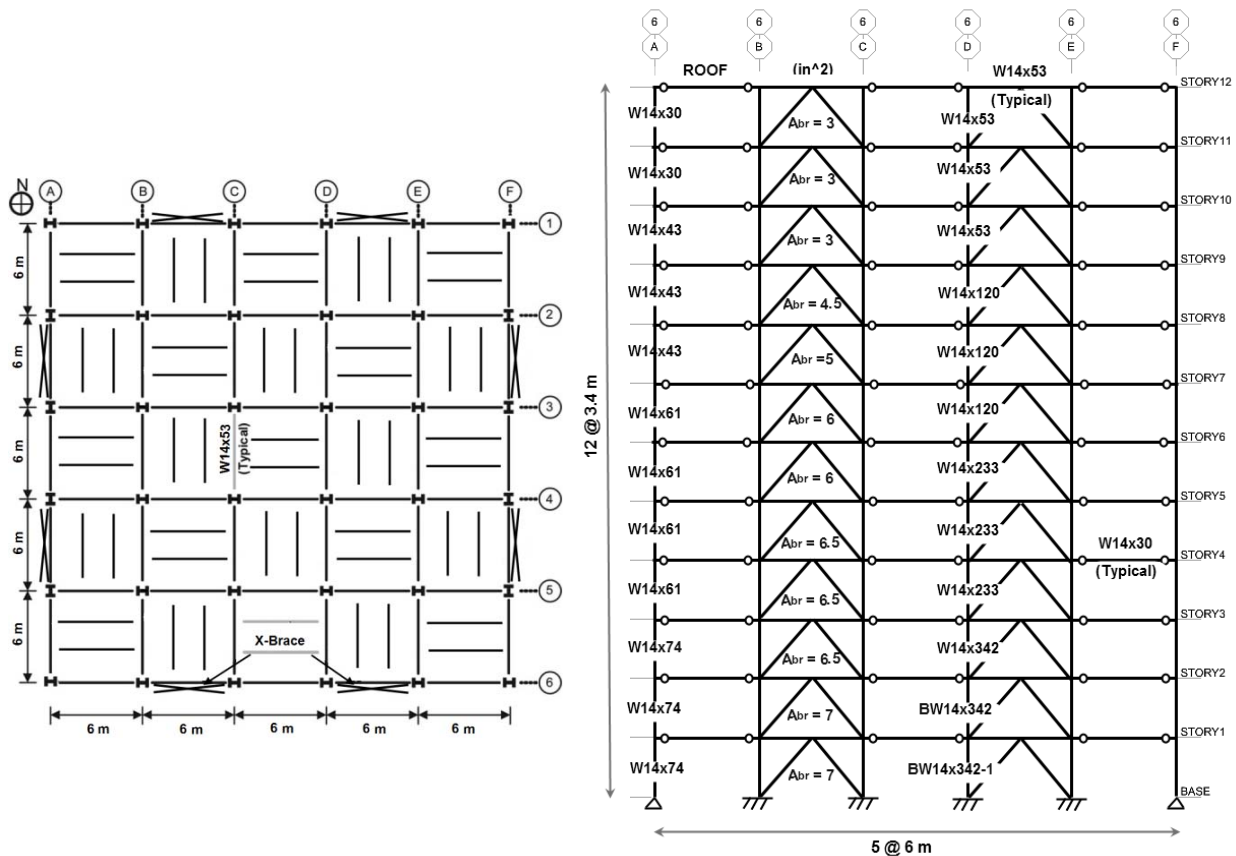
تیرها: همانطور که گفته شد اتصال تیرهای مربوط به دهانه های مهاربندی شده گیردار مدل شده اند در نتیجه

ظرفیت های لرزه ای سازه های موجود و جدید ساخت، نمیتواند کافی باشد (برداشت با تغییر از). با توجه به اهمیت PBD باید ابزارهای مورد نیاز آن تامین شود. در بخش نیاز تحلیل لرزه ای، استفاده از روش استاتیکی غیرخطی (NSP) بعنوان روشی آسان در جوامع مهندسی مرسوم است و برای افزایش دقت آن در پیش بینی تقاضای لرزه ای فعالیتهای زیادی صورت گرفته است (۲)، (۳) و (۴). و در آیین نامه ها و دستورالعملهای ارزیابی و بهسازی لرزه ای (ATC-40) (۵)، FEMA 273، FEMA 440، (۶) و (۷) و بالآخره ASCE 41-06 (۸) تغییراتی در نحوه اعمال و بکارگیری آن بوجود آمده است. اما بدلیل عدم مطلوبیت برآورد لرزه ای این روش، در برخی سازه ها نظیر ساختمانهای بلند، ساختمانهای نامنظم در پلان و ارتفاع و ساختمانهای دارای حساسیت به شتاب قائم زلزله از طرفی، و محدودیت این روش در ورود به برخی از حوزه های رفتار دینامیکی مانند سیستمهای استهلاک انرژی فعال و غیر فعال از طرف دیگر، استفاده از تحلیلهای دینامیکی غیر خطی را امری اجتناب ناپذیر کرده است. از سوی دیگر استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بر اساس شتابنگاشتهای زلزله (NTH) در PBD، تحت عنوان تحلیل افزاینده دینامیکی (۹) بدلیل وقتگیر و غیرمهندسی بودن آن (انتخاب شتابنگاشتها، مقیاس سازی شتابنگاشتها برای هر سطح خطر و برای هر بار تغییر در سختی و پیوند سازه در حین انتخاب مقاطع، انحراف معیار بالای نتایج و مشکل در طراحی اعضای کنترل شونده توسط نیرو (که در ادامه مقاله توضیح داده خواهد شد) و تفسیر نتایج) لزوم ارائه روشهای دیگر را ثابت میکند.

هدف اصلی این مقاله استفاده از روش تحلیل غیر خطی دینامیکی زمان دوام (ET) (۱۰) برای پاسخ به این نیاز PBD و نشان دادن مزیت های ذاتی این روش در ارزیابی لرزه ای سازه ها و PBD میباشد. هدف جنبی دیگر این مقاله، در ادامه روند ورود روش زمان دوام به حوزه های غیر خطی و کاربردی تحلیل لرزه ای، ارزیابی این روش در تحلیل لرزه ای ساختمانهای با رفتار غیر خطی با سخت شوندهای ایزوتروپیک موجود در رفتار مهاربندهای کمانش تاب می باشد.

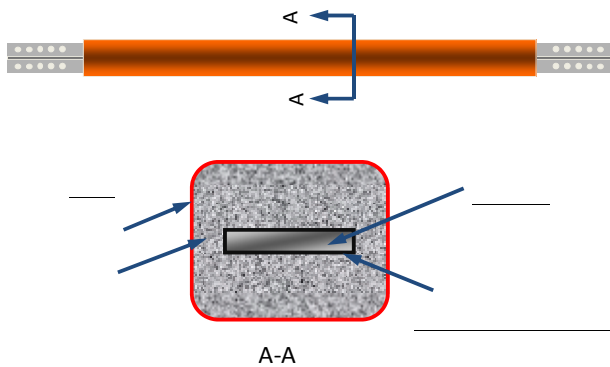
در دو انتهای آنها خمش ایجاد میشود. از طرفی به دلیل احتمال وجود نیروی محوری در این تیرها گره‌های بین

در دو انتهای آنها خمش ایجاد میشود. از طرفی به دلیل احتمال وجود نیروی محوری در این تیرها گره‌های بین



شکل (۱): نما و پلان سیستم سازه ای

دیگری باشند ( برای مثال نگاه کنید به (۱۵) و (۱۶) و (۱۷) و (۱۸) و (۱۹)).



شکل (۲): ترکیب کلی بادبندهای کمانش‌تاب

رفتار غیرخطی پسماند چندین نوع از BRB ها گزارش شده است ( برای مثال نگاه کنید به (۲۰) و (۲۱) و (۲۲) و (۲۳) و (۱۸)). این آزمایشات نوعا منجر می شود به حلقه های پسماند که نزدیک به رفتار دو خطی و سه خطی همراه با سینماتیک متوسط و سخت شدگی ایزوتروپیک است. سخت‌شدگی ایزوتروپیک به معنی رشد تدریجی چرخه‌های پسماند میباشد. یک نکته جالب اینکه آزمایشات

ستونها: برای کنترل اندر کنش نیروی محوری و خمشی در ستونها از روابط پلاستیسیتیته ارائه شده توسط El-Tawil و Deierlin (۱۳) بعد از کالیبره کردن پارامترهای این روش با معیارهای پذیرش آیین‌نامه ASCE 41-06 (۸) استفاده شد.

ناحیه اتصال: برای مدل سازی ناحیه تقریبا صلب از مرکز ستون تا بر ستون، از خاصیت End Zone for a Beam or Column با فرض سختی ۱۰ برابر سختی اعضای متصل به آن استفاده شده است. برای مدل سازی چشمه اتصال یک المان از نوع المان Connection Panel Zone با سختی سخت شونده 0.02 که کمتر از مقدار مجاز آیین نامه ASCE 41-06 (0.06) می باشد، تعریف شده است. این المان از نوع المان ۱۲ گرهی راوینکلر (۱۴) می باشد.

مهاربند کمانش‌تاب: ترکیب کلی این بادبندها در **Error!** **Reference source not found.** نشان داده شده است. هسته مرکزی و اجزای دیگر میتوانند به اشکال

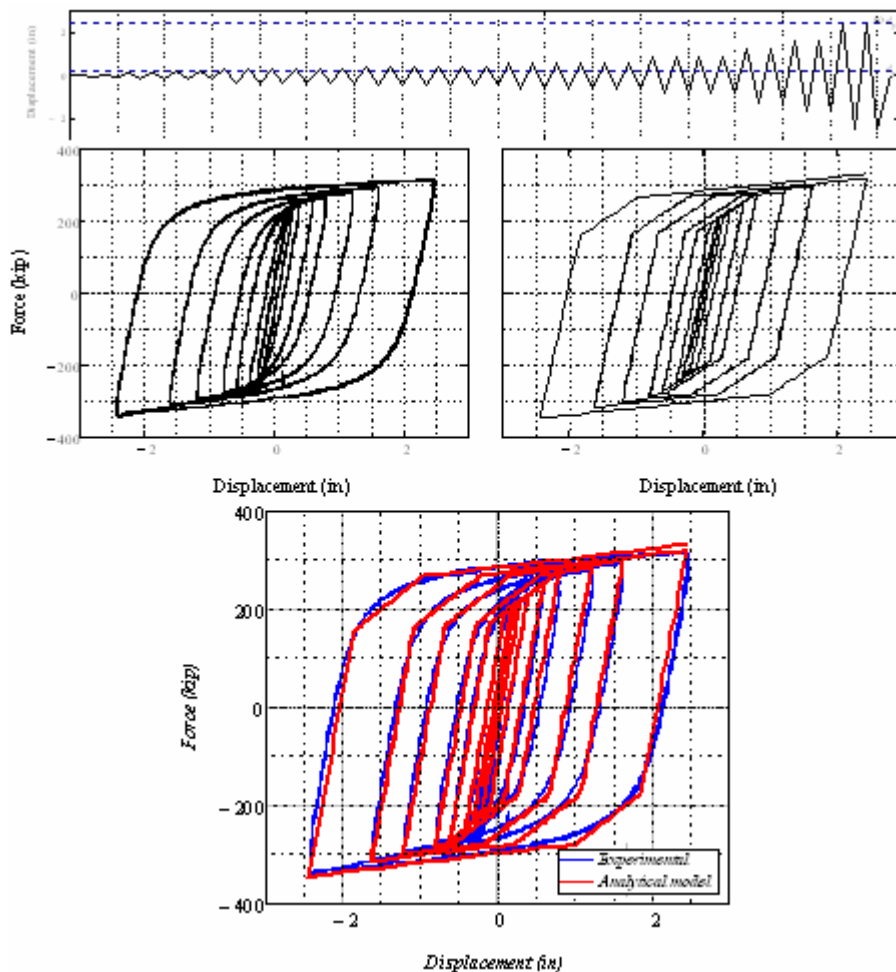
مقیاس کامل بررسی شده‌اند ( برای مثال نگاه کنید به (۲۷) و (۲۸) و (۲۹)). مطالعات تحلیل المان محدود نشان‌دهنده مطابقت عالی با نتایج آزمایشگاهی است. بطور مثال رجوع کنید به (۳۰) که از نرم‌افزار OpenSees (۳۱) در مدلسازی استفاده شده است. در این مطالعه فعالیت مجزایی در مدل سازی رفتار مهاربندهای کمانش‌تاب صورت گرفته است. برای مدلسازی رفتار مهاربند از المان BRB نرم افزار Perform (۳۲) و (۳۳) استفاده شده است. برای مدلسازی احتیاج به تعیین بیش از ۲۵ پارمتر میباشد. این پارمترها از تطبیق نتایج آزمایشگاهی و مدل تحلیلی بدست آمده است. برای این منظور نمونه‌های آزمایشگاهی از دو مرجع (۱۸) و (۲۸) انتخاب و کالیبراسیون انجام شد. شکل (۴) مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایش را برای یکی از نمونه‌ها نشان میدهد.

نشان می دهد که مقاومت فشاری در این مهاربندها نسبت به مقاومت کششی بیشتر است (۲۴). این می‌تواند به دلیل درگیری جزئی غلاف در تحمل نیروی محوری باشد. که خود می‌تواند به دلیل جداسازی ناقص هسته فولادی، گسترش عرضی هسته (اثر پواسون) و کمانش هسته در مدهای بالاتر (شکل (۳)) موجب اعمال فشار از طرف غلاف و در نتیجه بروز افزایش مقاومت فشاری مهاربند شود.



شکل (۳): تغییر شکل نمونه پس از آزمایش (۲۵)

این افزایش در حدود ۳ تا ۱۰ درصد گزارش شده است. که باید در طراحی اتصال و تیر بالای مهاربند های ۸ شکل مورد توجه قرار گیرد ( ضوابط در (۲۶) آمده است). رفتار کلی سازه‌های مهاربندی کمانش‌تاب نیز در آزمایشات با



شکل (۴): مقایسه حلقه پسماند رفتار بادبند کمانش‌تاب تحت پروتکل بارگذاری تغییر مکانی، حاصله از مدل تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی در تعیین معیار پذیرش برای مهاربندهای کمانش‌تاب آیین‌نامه های بر اساس عملکرد ضوابطی را در بر ندارند.

### ۲-۳- شتابنگاشتها و توابع شتاب زمان دوام

در تحلیل تاریخچه زمانی بر اساس شتابنگاشتهای واقعی، از شتابنگاشتهای استفاده شده در تحقیق FEMA440 برای زمین نوع C (۷) (معادل خاک نوع ۲ استاندارد ۲۸۰۰(۳۵))، ۷ شتابنگاشتی که در تولید توابع شتاب زمان دوام سری e بکار رفته (۱۰)، استفاده شده است (جدول (۱)).

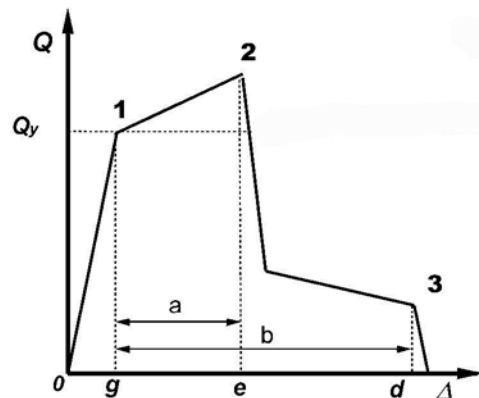
و برای تولید شتابنگاشتهای مربوط به سطح خطر های مختلف زلزله، به روش متوسط گیری (برای جزئیات رجوع کنید به مرجع (۱۱)) بین دو بازه پریودی 0.2 تا 1.5 برابر پریود سازه به طیف آیین نامه ASCE 41-06 (۸) در ۳ سطح خطر با دوره بازگشت ۲۴۷۵، ۴۷۵ و ۷۲ ساله مقیاس سازی انجام شده است. این مقیاس کردن، به دلیل بهینه سازی مقاطع و طرح سازه توسط تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی و با توجه به تغییر تناوب سازه به دلیل تغییر سختی سازه در حین تعویض مقاطع چندین بار انجام شد. برای تحلیل زمان دوام از ۳ تابع شتاب سری e استفاده شده است (شکل (۷)-الف).

### ۳- روش تحلیل زمان دوام

روش زمان دوام یک روش رانشی دینامیکی در تحلیل لرزه ای سازه است که عملکرد لرزه ای سازه را تحت توابع شتاب افزایشده از پیش طراحی شده (شکل (۷)-الف). در بررسی میکند (۳۶) و (۳۷) و (۳۸). آستانه زمانی که سازه از حالات حدی دلخواه (مثلا دریافت مجاز و یا چرخش مجاز تیر ها) فرا تر رود، "زمان دوام" آن سازه میباشد. توابع شتاب زمان دوام طوری طراحی شده اند که طیف پاسخ آنها تا زمان هدف مبنا مشابه طیف هدف مبنا (طیف مبنای تولید توابع شتاب زمان دوام) و تا زمان دیگری "a" برابر زمان هدف مبنا مشابه "a" برابر طیف هدف میباشد (شکل (۷)-ب) در نتیجه از نگاه دیگر به این روش، پاسخ سازه تا زمانهای مختلف این توابع شتاب معرف تقاضای زلزله در سطوح خطر متفاوت میباشد. شکل (۷)-الف سه تابع شتاب زمان دوام بکار رفته در تحلیل را نشان میدهد. **Error! Reference source not found.** رابطه هر زمان هدف با دوره بازگشت و احتمال فراگذشت زلزله، با توجه به پریود

البته آیین نامه ASCE 41-06 بطور کلی روشی برای تعیین معیار پذیرش برای اجزائی که معیار پذیرش آنها بطور صریح در این آیین نامه بیان نشده، از گزارشات آزمایشگاهی استاندارد، ارائه می دهد. بر این مبنا در این مطالعه برای ارزیابی و طراحی سازه براساس عملکرد معیار پذیرش بشرح زیر تعیین شده است. ابتدا حلقه های پسماند عضو را بر شکل (۵) (برازش می کنیم سپس حدود بصورت زیر میباشد:

- آستانه فروریزش: تغییر مکان معادل نقطه ۲ که البته نباید از ۰,۷۵ تغییر مکان نقطه ۳ بیشتر شود. ظرفیت های تغییر شکل غیرخطی (شکلپذیری) برای مهاربندهای کمانش تاب عموماً خیلی بزرگ هستند که با حساب تغییر شکلهای غیر خطی چرخه‌ای تجمعی اغلب از ۳۰۰ برابر میزان تسلیم اولیه، قبل از شکست تجاوز می کنند (۲۴). اما بدلیل در دسترس بودن نتایج آزمایشگاهی تا حدود تغییرمکان حدود ۲ برابر تغییر مکان تسلیم و همچنین با توجه به حدود شکلپذیری اتصالات، حد تغییرمکان برای معیار پذیرش همین مقدار در نظر گرفته شده است.
- ایمنی جانی: ۰,۷۵ برابر تغییرمکان حد آستانه فروریزش، که ۱,۵ برابر حد تسلیم می شود.
- استفاده بی‌وقفه: تغییر مکانی که در آن اولین خرابی دائمی دیده می شود، و نباید کمتر از ۰,۶۷ حد تغییر مکان ایمنی جانی باشد. که همان تسلیم اولیه در نظر گرفته شده است.

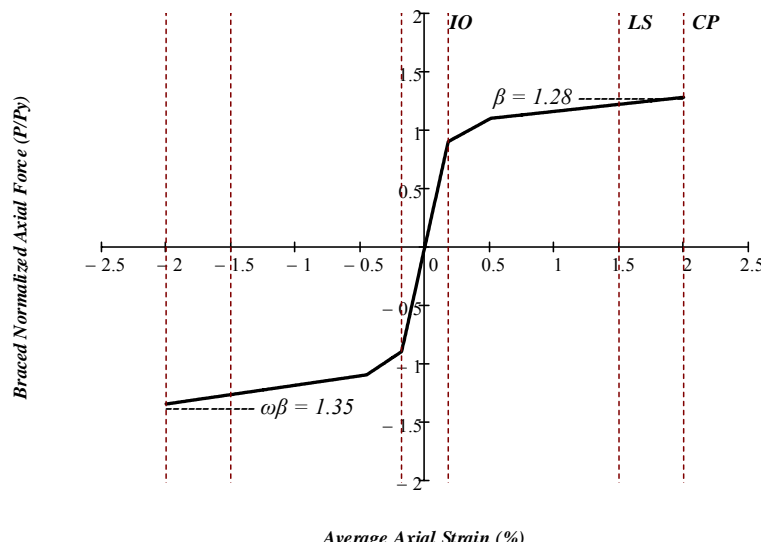


شکل (۵): نمودار نیرو- تغییر مکان برای اعضا (۳۴)

شکل کلی نیرو- تغییرمکان و معیار های پذیرش برای مهاربند های کمانش تاب در شکل (۶) نشان داده شده است.

بازگشت ۰.۷۲، ۰.۲۲۵ و ۰.۴۷۵ و ۰.۲۴۷۵ ساله برای زمین نوع C و  $S_S=1.5$ ,  $S_1=0.6$ ، برای پارمترهای شتاب پاسخ منطقه، میباشد. (برای جزئیات روش محاسبه رجوع شود به (۱۱)).

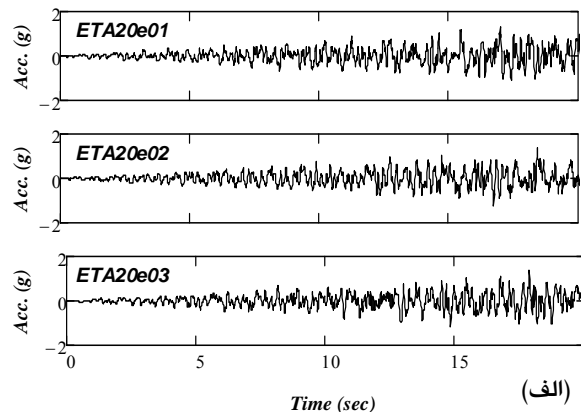
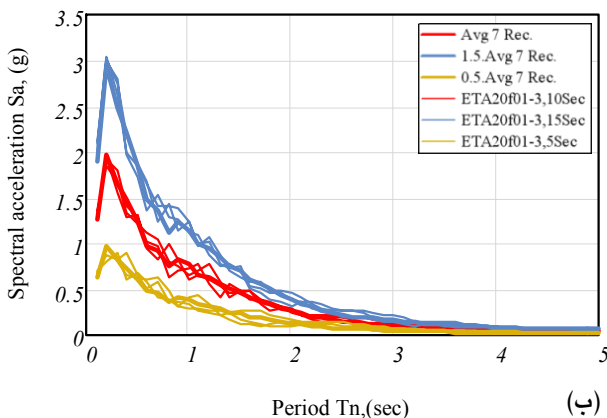
سازه نهایی، محاسبه و آورده شده است. و **Error!** (Reference source not found. در مقابل تغییرات تناوب طبیعی سازه، محاسبه شده توسط تعریف مرجع (۱۱)، برای سطوح خطر با دوره



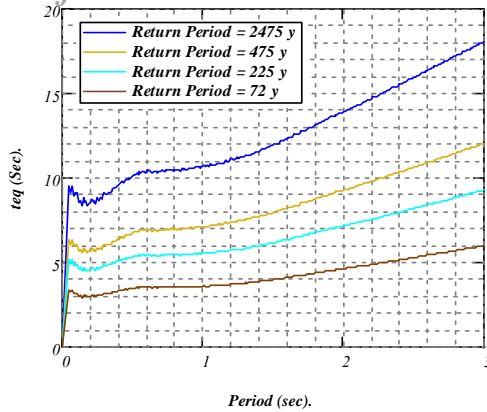
شکل (۶): شکل کلی نیرو- تغییر مکان و معیارهای پذیرش برای مهاربند های کامناش تاب

جدول (۱): رکوردهای حرکت زمین در زمین خاک نوع ۲

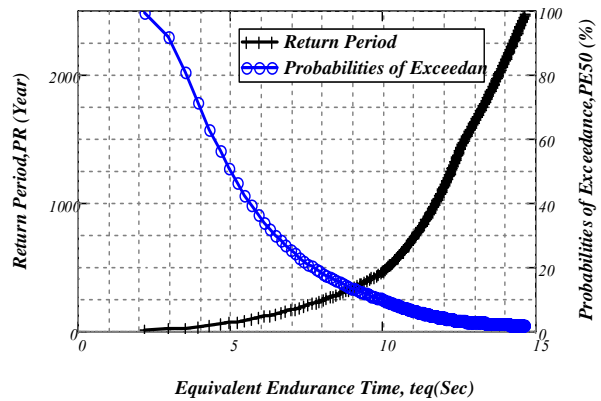
No	Date	Earthquake name	Record name	Magnitude (Ms)	Station number	PGA (g)	Scale factor
1	10/17/89	Loma Prieta	LPAND270	7.1	1652	0.244	2.6092
2	06/28/92	Landers	LADSP000	7.5	12149	0.171	3.6378
3	04/24/84	Morgan Hill	MHG06090	6.1	57383	0.292	1.8362
4	10/17/89	Loma Prieta	LPGIL067	7.1	47006	0.36	2.2035
5	10/17/89	Loma Prieta	LPLOB000	7.1	58135	0.45	2.2886
6	01/17/94	Northridge	NRORR360	6.8	24278	0.514	1.0731
7	10/17/89	Loma Prieta	LPSTG000	7.1	58065	0.512	1.437



شکل (۷): (الف) سه تابع شتاب زمان دوام بکار رفته در تحلیل، (ب) میانگین طیف ۷ شتابنگاشت با سه ضریب مقیاس همراه طیف توابع شتاب زمان دوام



شکل (۹): رابطه زمان هدف و پریود تناوب طبیعی سازه



شکل (۸): رابطه زمان هدف، دوره بازگشت و احتمال فراگذشت معادل

با توجه به **Error! Reference source not found.** رابطه نیرو- تغییرشکل برای دومهاربند مقابل هم در یک دهانه در طبقات مختلف- میتوان به میزان وارد شدن طبقات مختلف در ناحیه غیر خطی پی برد.

با افزایش مقطع مهاربند سازه سختتر میشود و در نتیجه پریود سازه به سمت چپ طیف حرکت کرده و به تاج طیف نزدیک میشود که در نتیجه شتاب ورودی به سازه و برش پایه را افزایش داده سهم مقاومتی مهاربندها بیشتر شده و نیروی محوری ستون زیاد میشود. از طرفی بدلیل محدود کردن جابجایی ها خمش درون ستونها کم میشود.

با ثابت نگاه داشتن مقطع مهاربند و افزایش مقطع ستون سختی از حالت قبلی کمتر است و پریود بیشتر میشود در نتیجه با توجه به نمودار زمان دوام معادل

هر سطح خطر در مقابل پریود سازه **Error! Reference source not found.**، زمان دوام

معادل بزرگتر و در نتیجه تقاضای بزرگتری از سازه میشود (برش پایه افزایش میآید اما نسبت به حالت قبل افزایش کمتری دارد). و همچنین سهم برشی و خمشی ستونها از حالت قبل به دلیل سختی نسبی بیشتر و جابجایی بیشتر، بیشتر میشود.

نکته قابل توجه در نگاه به تغییر شکل سازه (نگاه کنید به شکل (۱۱) و شکل (۱۲))، رفتار طره ای سازه در سطح خطر ۷۲ ساله است که با توجه به کوچک بودن تغییر مکانها رفتار خمشی وارد عمل نشده است. و در سطوح خطر بالاتر به دلیل افزایش

نحوه استخراج منحنی های پاسخ - زمان در روش زمان دوام بدین صورت است: پس از انجام تحلیل مقدار پاسخ مورد نظر مثلا کرنش مهاربند ها برای هر مهاربند در طول زمان بدست می آید. سپس در هر زمان ماکزیمم قدر مطلق پاسخ در هر زمان، تا آن زمان بدست میآید. سپس ماکزیمم عدد بدست آمده برای همه اعضا به عنوان پاسخ کلی در هر زمان معرفی میشود که در نتیجه منحنی پاسخ کلی ماکزیمم برای تمام اعضا، در طول زمان برای هر تابع شتاب رسم میشود.

سپس بین سه نمودار مربوط به تحلیل ۳ تابع شتاب میانگین گیری میشود. بعد از هموار کردن نمودار بدست آمده به روش حرکت متوسط (Moving Average) نمودار نهایی رسم میشود (در مورد گریز بین طبقه ای این کار برای گریز طبقات انجام میشود). مقدار پاسخ یا شاخص خرابی در هر زمان در این نمودار بیانگر تقاضای زلزله با دوره بازگشت معادل هر زمان دوام، از سازه میباشد.

## ۴- طراحی سازه بر اساس تحلیل دینامیکی غیر

### خطی و تعیین مقاطع

طراحی ابتدا در نرم افزار Sap2000 (۴۰) و بصورت خطی انجام گرفته (۴۱) و سپس طرح توسط تحلیل دینامیکی غیر خطی بهینه سازی شده است. در طراحی بر اساس عملکرد سازه توسط تحلیل دینامیکی غیر خطی بر اساس شتاببناگشت و روش زمان دوام، برای سطوح خطر متفاوت نکات کنترلی و سازه ای زیر قابل مشاهده و استفاده است:

میتواند مستهلک کند وابسته باشد. در تحلیل سازه های الاستیک معمولا فرض میشود که انرژی توسط میرایی ویسکوز ( که یک تخمین مدلسازی است مگر در سازه های با میراگر ویسکوز مکانیکی) مستهلک میشود. در تحلیل سازه های غیر الاستیک همچنان فرض میشود که میرایی ویسکوز وجود دارد و علاوه بر آن انرژی توسط اثرات غیر الاستیک ( نظیر تسلیم و اصطکاک و...) مستهلک میشود. برای یک تحلیل دینامیکی غیر خطی بدون وجود میراگرهای مکانیکی شش نوع انرژی را میتوان نام برد:

ا- انرژی جنبشی در جرمها،

ب- انرژی کرنشی برگشت پذیر در المانها،

ت- انرژی غیر الاستیک و برگشت ناپذیر مستهلک شده درون المانها،

ث- انرژی ویسکوز مستهلک شده توسط میرایی  $\alpha M$  (در روش رایلی)،

ج- انرژی ویسکوز مستهلک شده توسط میرایی  $\beta M$  (در روش رایلی) و

ح- انرژی ویسکوز مستهلک شده توسط میرایی مودال [۱۱]. توازن انرژی زلزله در سازه در سطوح خطر متفاوت، پیش بینی شده توسط روشهای تحلیل ET و NTH در شکل ۸ نمایش داده شده است.

## ۶- ارزیابی لرزه‌های سازه براساس عملکرد

پس از آگاهی از صحت نتایج روش تحلیل زمان دوام در بخش قبل، و تهیه منحنی‌های پاسخ - زمان در روش زمان در این بخش توسط این نمودارها به بررسی عملکرد طرح نهایی پس از بهینه سازی طرح در سطوح مختلف خطر می پردازیم. برای این منظور حدود پذیرش پاسخهای سازه ای از آیین نامه ASCE 41-06 برای قاب مهاربندی هم محور فولادی در قالب منحنی‌های زمان دوام کشیده میشوند. پله های ایجاد شده در خط پذیرش نشان دهنده پذیرش سطح عملکرد استفاده بی وقفه در سطح خطر با دوره بازگشت ۷۲ ساله (معادل زمان هدف ۵ ثانیه)، سطح عملکرد ایمنی جان در سطح خطر با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله (معادل زمان هدف ۱۰ ثانیه) و سطح عملکرد آستانه فروریزش در سطح خطر با دوره بازگشت

جابجایی ها رفتار خمشی هم وارد عمل شده و تغییر شکل ترکیب شکل برشی و طره ای یا دوگانه بخود گرفته است.

در طبقات بالا بدلیل اینکه مهاربند ها کمتر وارد عمل میشوند افزایش مقطع مهاربند در کاهش پاسخها تاثیر چندانی ندارد و بهتر است از رفتار خمشی در طبقات بالا بهره ببریم. که با افزایش مقطع تیر و ستون میتوانیم به این هدف برسیم.

با توجه به نکات فوق و موارد سازه ای دیگر و انجام سعی و خطا مقاطع بگونه ای تعیین شدند که پاسخهای سازه ای در حد مجاز باشند. البته این طراحی بر اساس کنترل بر روی منحنی های روش زمان دوام انجام گرفته است (نگاه کنید به شکل ۹).

## ۵- بررسی صحت نتایج روش زمان دوام و

### NSP توسط NTH

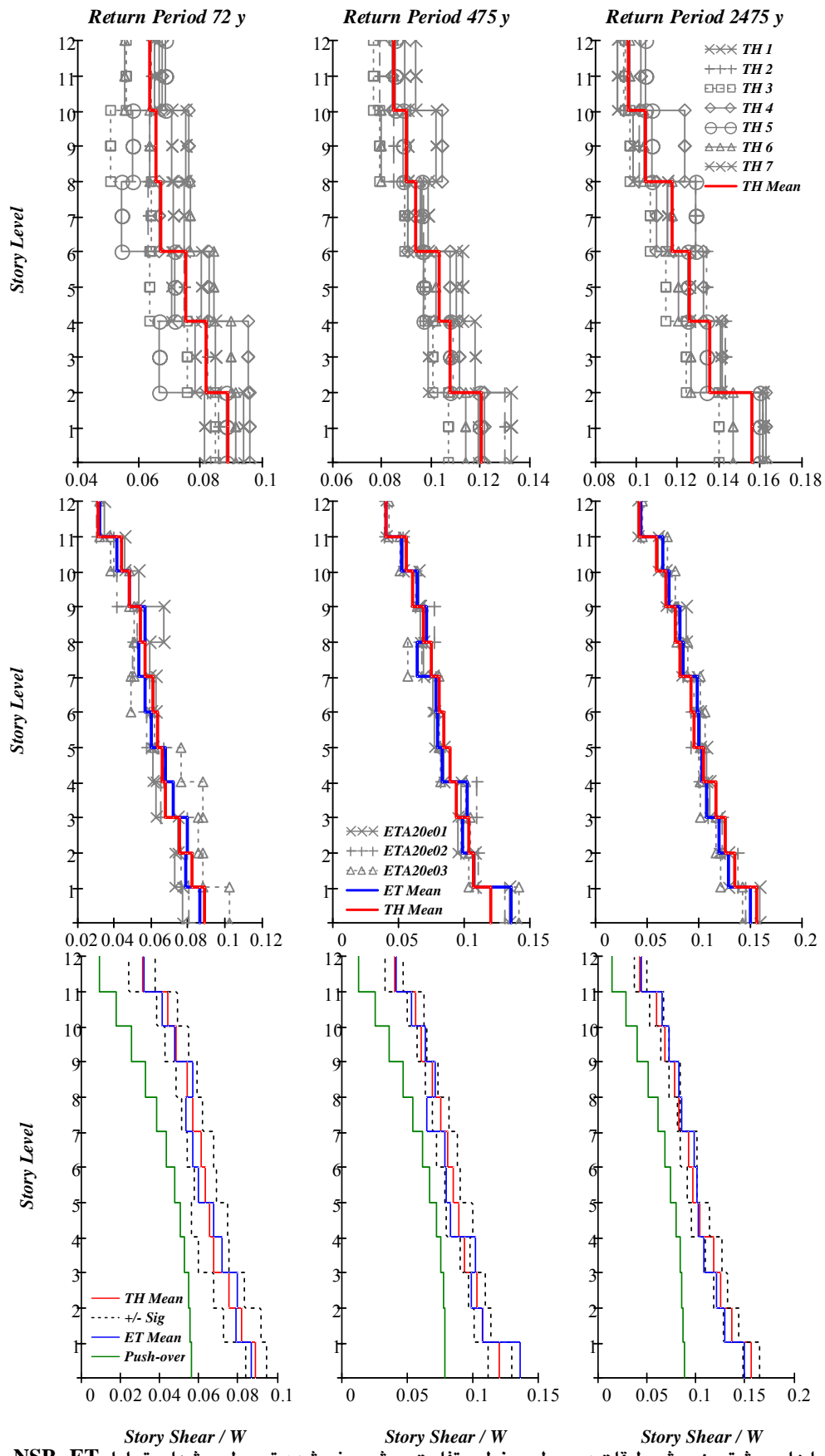
برای بررسی صحت منحنی های تقاضای زمان دوام، تقریبا تمام پارامتر های مهم پاسخ و نیاز سازه اعم از گریز تمام طبقات، برش طبقات، اندرکنش نیروی محوری و خمشی در ستون، کرنش مهاربندها و توازن انرژی مستهلک شده توسط بخشهای مختلف، در سه سطح خطر توسط تحلیل تاریخچه زمانی توسط ۷ شتابنگاشت زلزله معرفی شده بررسی شده است. برای این منظور میانگین شتابنگاشتها با مقیاس اولیه، به طیف آیین نامه در سطح خطر مربوطه مقیاس شده و به سازه اعمال میگردد. که در مجموع ۲۱ تحلیل NTH برای ارزیابی نتایج زمان دوام در سه سطح خطر انجام گرفته است. میانگین پاسخ تحت ۷ شتابنگاشت و انحراف معیار آنها (برای بررسی پراکندگی نتایج) در شکلهای ۵ تا ۹ در کنار منحنی های تقاضای زمان دوام آورده شده است. همانطور که مشاهده میشود نتایج روش زمان دوام از دقت خوبی برخوردار است.

لازم بذکر است که تحلیل NSP بر اساس روش آیین نامه ASCE 41-06 با الگوی بار مطابق مد اول سازه و با تخمین جابجایی هدف از روش ضرایب صورت گرفته است.

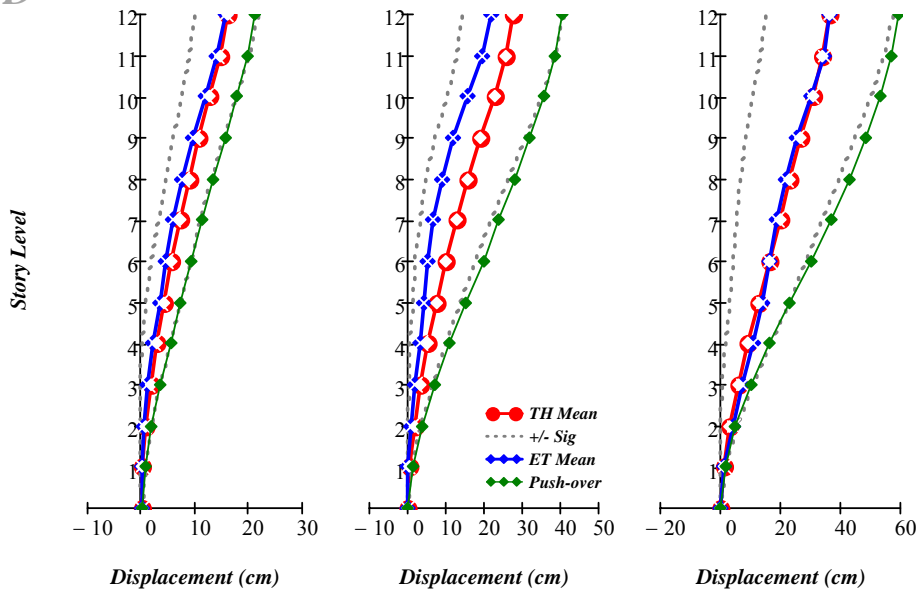
پاسخ سازه به یک زلزله میتواند وابسته به انرژی ای که



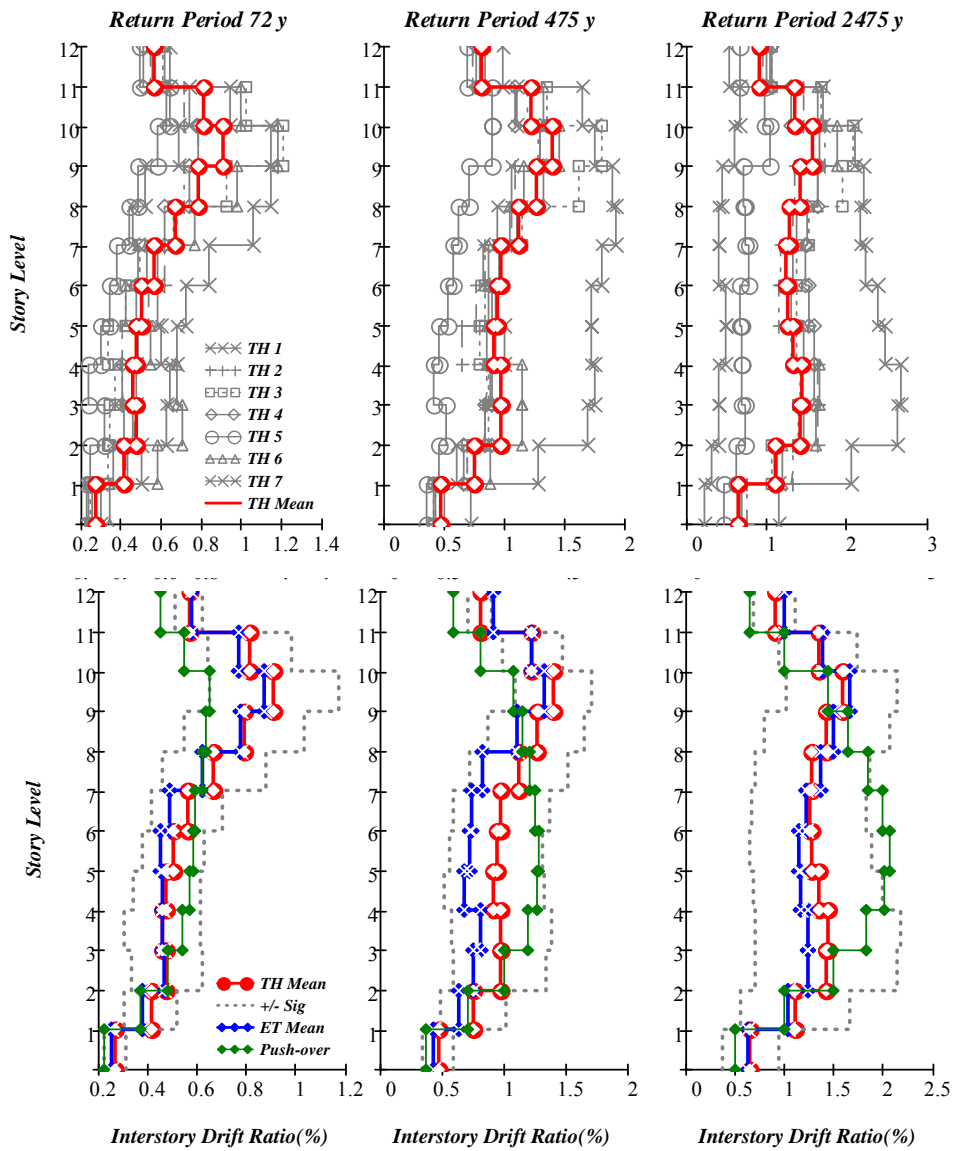
۲۴۷۵ ساله (معادل زمان هدف ۱۵ ثانیه) میباشد. شکلهای  
 شکل(۱۶)، شکل(۱۷) و شکل(۱۸) نشاندهنده نتایج طراحی مناسب و اقتصادی می باشد.  
 برای شاخصهای مختلف خرابی است که بازگو کننده طرح



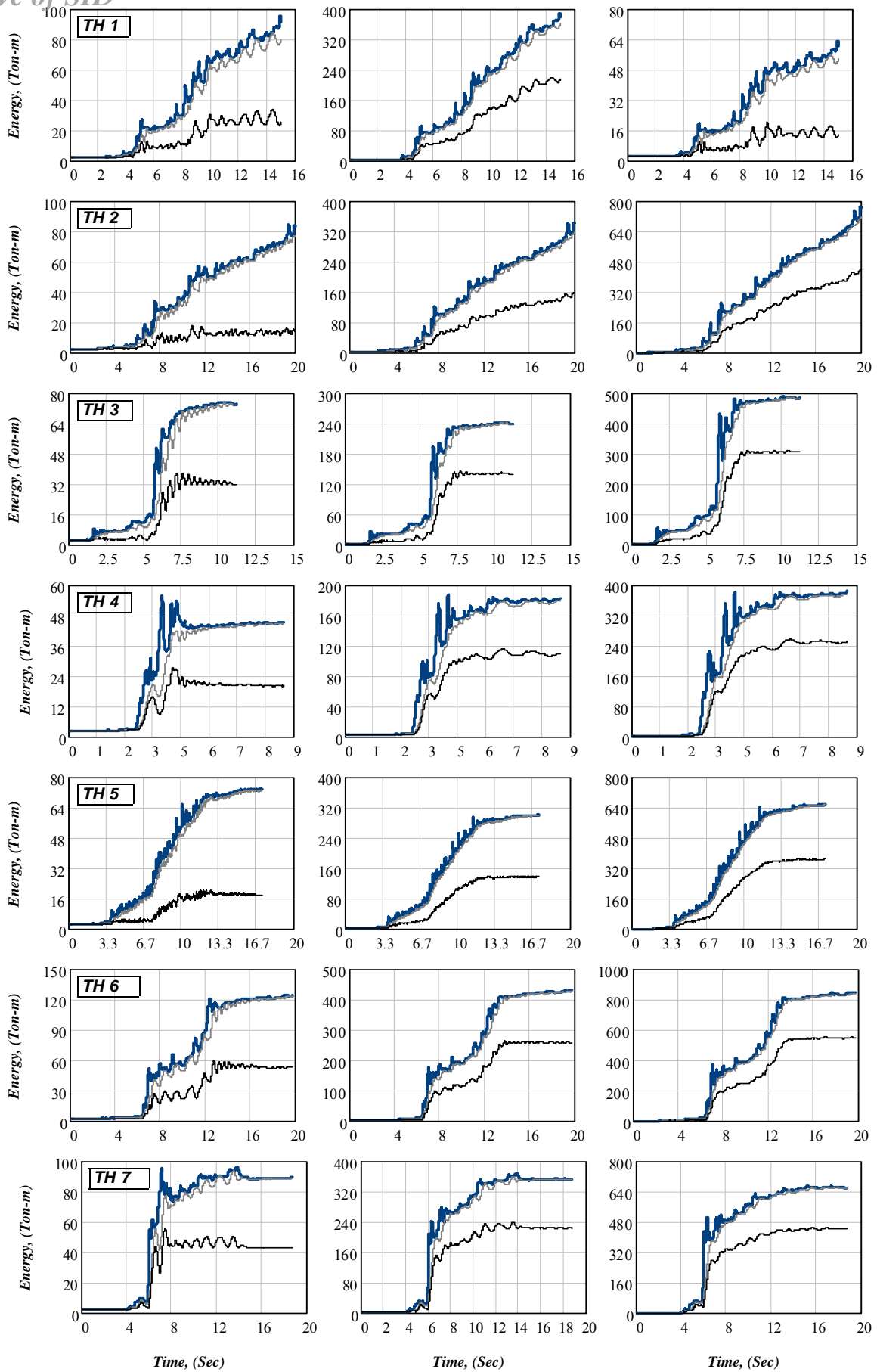
شکل (۱۰): پوش تقاضای بیشترین برش طبقات در سطوح خطر متفاوت، پیش بینی شده توسط روشهای تحلیل ET، NTH و NSP



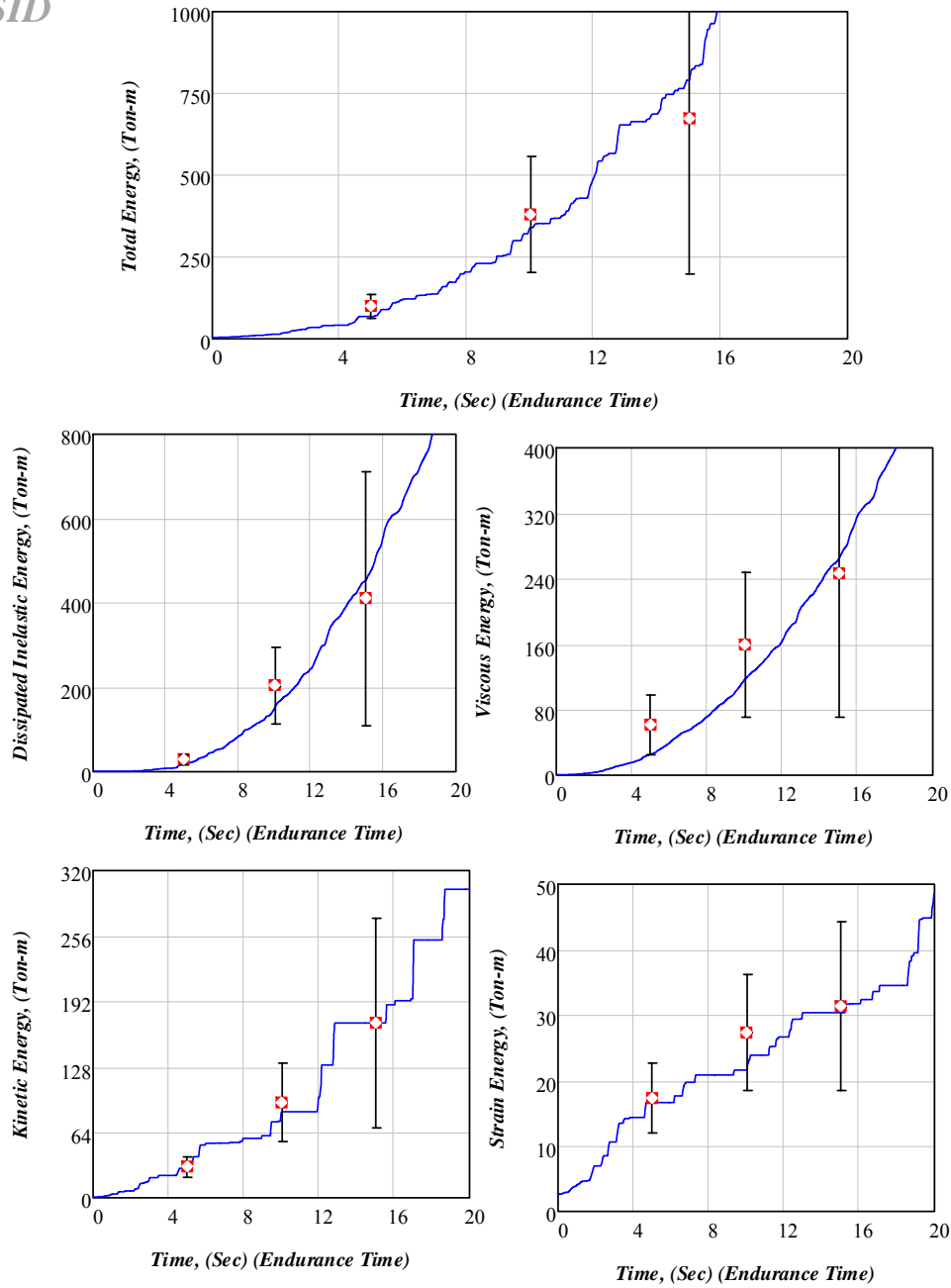
شکل ( ۱۱ ): تقاضا های بیشترین جابجایی سقف در سطوح خطر متفاوت، پیش بینی شده توسط روشهای تحلیل ET, NSP و NTH.



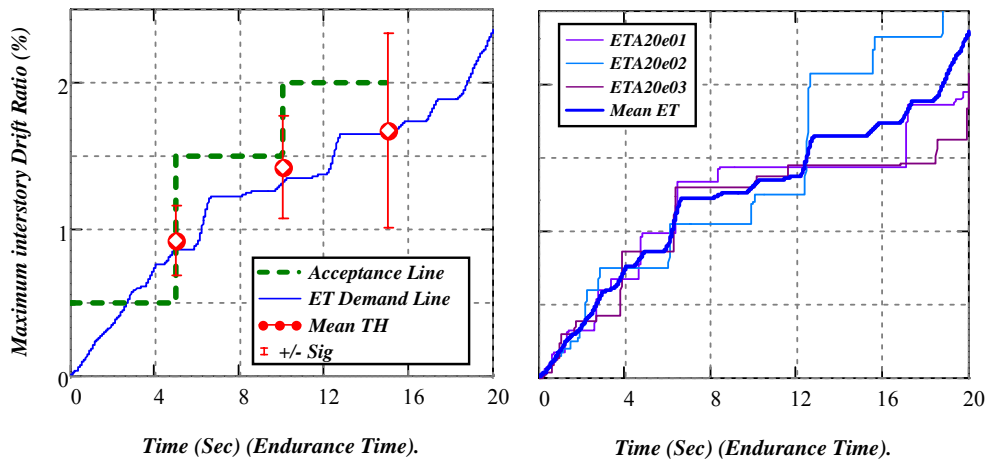
شکل ( ۱۲ ): پوش تقاضاهای بیشترین گریز طبقات در سطوح خطر متفاوت، پیش بینی شده توسط روشهای تحلیل ET, NSP و NTH.



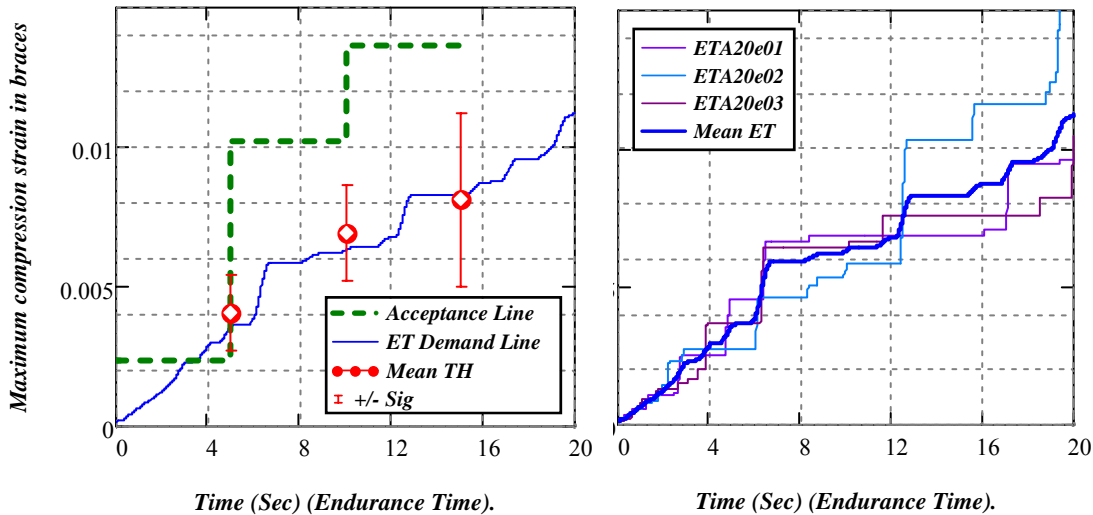
شکل (۱۳): توازن انرژی زلزله در سازه در سطوح خطر متفاوت، پیش بینی شده توسط تحلیل NTH برای ۷ شتابنگاشت.



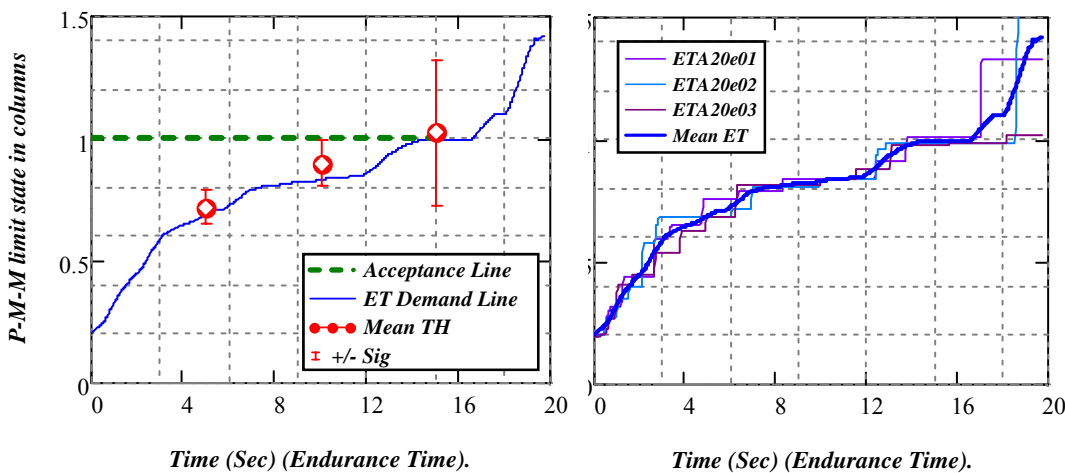
شکل (۱۴): توازن انرژی زلزله در سازه در سطوح خطر متفاوت، پیش بینی شده توسط روشهای تحلیل ET و NTH



شکل (۱۵): منحنی تقاضای زمان دوام و معیارهای پذیرش برای بیشترین دررفت بین طبقه ای و مقایسه نتایج با تحلیل تاریخیچه زمانی در سطوح خطر متفاوت.



شکل ( ۱۶ ): منحنی تقاضای زمان دوام و معیار های پذیرش برای بیشترین کرنش بادیها و مقایسه نتایج با تحلیل تاریخچه زمانی در سطوح خطر متفاوت.



شکل ( ۱۷ ): منحنی تقاضای زمان دوام و معیار های پذیرش برای اندرکنش P-M-M در ستونها و مقایسه نتایج با تحلیل تاریخچه زمانی در سطوح خطر متفاوت.

مربوطه به برخی از شتابنگاشتها بالای میزان مجاز میباشد و این بمعنای کماتش ستونها تحت آن شتابنگاشتهاست. از سویی بندی در آیین نامه ها نیست که در تحلیل NTH در تمام ۷ تحلیل، اعضای کنترل شونده توسط نیرو باید در حد مجاز باشند. بلکه طبق آیین نامه های موجود اگر میانگین نیروها در حد مجاز باشند کافیتست. اما در NTH خواسته شده که رفتار کامل چرخه ای اعضا شامل انواع کاهش سختی، مقاومت و انرژی مطابق نتایج آزمایشگاهی صحیح مدل شوند(۸). حال اگر مدل تحلیلی سازه قادر به مدل کردن رفتار کماتشی ستونها نباشد، سایر پاسخها (نظیر گریز، کرنش مهاربند ها و ...) دیگر بعد از کماتش ستونها اعتبار

## ۷- مزیت های نسبی روش زمان دوام در PBD

بجز مزیت اصلی روش ET یعنی بدست آوردن تقاضای زلزله های با سطوح خطر متفاوت از سازه، تنها با صرف تلاش محاسباتی برای ۳ تحلیل تاریخچه زمانی به نکات زیر نیز میتوان اشاره کرد:

- اگر سازه را برای کنترل کماتش ستونها طراحی کنیم و ستونها به دلیل نیروی محوری درون آنها کنترل شونده توسط نیرو باشند، اگر توسط تحلیل NTH (تحلیل تاریخچه زمانی بر اساس شتابنگاشتها) طراحی را انجام دهیم و بخواهیم میانگین نیروهای حاصله از ۷ تحلیل NTH کمتر از میزان بحرانی باشد، با توجه به انحراف معیار زیاد پاسخها نیروی

و رفتار غیر خطی با رفتار سخت‌شدگی ایزوتروپیک مهاربندها و تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها، بعد از مقایسه نتایج حاصل از روش زمان دوام و تحلیل تاریخیچه زمانی بر اساس شتابنگاشتهای واقعی، (مقایسه تقریباً تمام پارامترهای مهم پاسخ و نیاز سازه اعم از گریز تمام طبقات، برش طبقات، اندرکنش نیروی محوری و خمشی در ستون، کرنش مهاربندها و توازن انرژی مستهلک شده توسط بخشهای مختلف) میتوان گفت که منحنی‌های تولید شده توسط روش زمان دوام به صورت قابل قبولی در تمام بازه گریز سازه از دقت کافی برخوردارند. که این به معنای داشتن تقاضای زلزله‌های با سطوح خطر متفاوت از سازه تنها با صرف تلاش محاسباتی برای ۳ تحلیل تاریخیچه زمانی است.

■ مزیت‌های ذاتی روش زمان در طراحی سازه‌ای بر اساس عملکرد در طراحی اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو و انعطاف‌پذیری این روش در ایجاد تغییرات سختی در سازه در مقایسه با مشکلات موجود در هنگام استفاده از تحلیل NTH نشان داده شد.

در سازه ۱۲ طبقه مثال ضعف روش موجود آیین‌نامه یعنی روش استاتیکی غیرخطی بر اساس الگوی بار مطابق مد اول، در پیشبینی نیاز لرزه‌ای نشان داده شد.

## ۹- مراجع

Push-over analysis for performance-based seismic. Hasan, R., Xu, L. and Grierson, D.E. s.l.: Computers and Structures, 2002. PII: S0045-7949(02)00212-2.

A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. Chopra, A.K, Goel, R.K. s.l.: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002. 31:561-82.

Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures. Kalkan E, Kunnath SK. s.l.: ASCE Journal of Structural Engineering, 2006. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:11(1721).

Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings. Kalkan, E., Kunnath, S.K. s.l.: Engineering Structures, 2007. doi:10.1016/j.

- در پایان این تحقیق که بمنظور نمایش کاربرد روش زمان دوام و مزیت‌های آن در طراحی بر اساس عملکرد و ورود این روش به حوزه‌های غیر خطی پیچیده‌تر انجام شده است، خلاصه و نتایج زیر قابل بیان است:
- در بخش مدل‌سازی با استفاده از تطبیق نتایج آزمایشگاهی و مدل تحلیلی پارامترهای لازم برای مدلسازی رفتار با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک مهاربندهای کمانش‌تاب در نرم افزار Perform برای بدست آمدن منحنی پسماند دلخواه را بخوبی مدل میکند.
  - با وجود مدل‌سازی رفتار دینامیکی غیر خطی پیچیده سازه ۱۲ طبقه با مشارکت اساسی چندین مد

ندارد، زیرا که در واقعیت کمانش ستونها تاثیر بسیار زیادی در سایر پاسخهای سازه دارد و در حقیقت بمعنای انهدام سازه است. در نتیجه یا باید کمانش ستونها مدل شوند (که با وجود امکانات نرم افزاری موجود هنوز کار آسانی برای مهندسان نیست) و یا باید در تمام تحلیلها نسبت P-M-M (اندرکنش نیروی محوری و خمشی) را در حد مجاز نگاه داشت. که باعث دست بالا شدن طراحی میشود و میانگین پاسخها تقریباً به اندازه انحراف معیار پاسخها باید پایین حد مجاز باشد. در روش تحلیل زمان دوام (ET) بدلیل انحراف معیار کم پاسخهای حاصله از سه تابع شتاب میتوان پاسخ هر سه تحلیل ET را در حد مجاز نگاه داشت و دیگر احتیاجی به مدلسازی رفتار کمانشی ستون نمیشود (شکل ۱۷)

■ با توجه به اینکه در طراحی سازه بر اساس عملکرد مقاطع در طول بهینه‌سازی طرح تغییر میکند پیرو سازه تغییر میکند و در نتیجه در روش NTH ضریب مقیاس شتابنگاشتها که بر اساس پیرو سازه است تغییر میکند و ضریب مقیاس برای هر شتابنگاشت باید از نوع محاسبه شود. که در روش ET کفایت پاسخ سازه را در زمان دیگری با توجه به نمودار زمان دوام معادل هر سطح خطر در مقابل پیرو سازه (شکل ۴) بررسی کنیم.

## ۸- نتیجه گیری

Engineering Research Center, University of California, 2002. Report No. PEER-2002/08.

Merritt, S., Uang, C-M., Benzoni, G. SUBASSEMBLAGE TESTING OF STAR SEISMIC BUCKLING-RESTRAINED BRACES. San Diego : Department of Structural Engineering University of California, 2003. Report No. TR-2003/04.

Energy dissipation characteristics of hysteretic dampers with low yield strength steel. Kamura H, Katayama T, Shimokawa H, Okamoto H. Tokyo : Building Research Institute, 2000.

Properties of brace encased in buckling restraining. Watanabe A, et al. Japan Assn. for Earthquake Disaster Prevention : Ninth World Conference on Earthquake Engineering, 1989. 9WCEE Organizing. Vol. Vol. IV. p.719-724, Paper 6-7-4.

Evaluation of design methodologies for structures incorporating steel unbonded braces for energy dissipation. Clark, P., et al. New Zealand Society for Earthquake Engineering : 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000. p. Paper No. 2240.

Buckling-restrained braces as hysteretic dampers. Iwata M, Kato T, Wada A. Balkema, 2000 : s.n., 2000. Behaviour of steel structures in seismic areas: STESSA 2000. pp. 33-38.

Seismic demands on steel braced-frame buildings with buckling-restrained braces. Sabelli, R., Mahin, S.A. and Chang, C. s.l. : Engineering Structures, 2003. 25, 655-666.

A seismic upgrading method for steel arch bridges using buckling-restrained braces. Usami, T., Zhihao, U., Hanbin, Ge. s.l. : John Wiley & Sons, Ltd, 2005, EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS. 34:471-496.

AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois : ANSI/AISC 341-05, American Institute for Steel Construction, 2005.

Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame. Part 1: specimen design, experiment and analysis. Tsai K-C, Hsiao P-C, Wang K-J, Weng Y-T, Lin M-L, Lin K-C, Chen C-H, Lai J-W, Lin SL. s.l. : Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008. DOI: 10.1002/eqe.804.

Fahnestock, L.A. Analytical and Large-Scale Experimental Studies of Earthquake-Resistant Buckling-Restrained Braced Frame Systems. Bethlehem, PA : A Dissertation Presented to the Graduate Research Committee of Lehigh University in Candidacy for the Degree of Doctor of Philosophy III Civil Engineering, 2006.

Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame. Fahnestock, L.A., Ricles, J.M., Sause, R. s.l. : ASCE, 2007, Journal of Structural Eng.

ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report ATC-40. Redwood City, California : Applied Technology, 1996.

FEMA-273 and 274. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, D.C. : Federal Emergency Management Agency, 1997.

FEMA-440. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington DC : Federal Emergency Management Agency, 2005.

ASCE/SEI 41-06, ASCE standard. Seismic rehabilitation of existing buildings. s.l. : American Society of Civil Engineers, 2007.

Incremental dynamic analysis. Vamvatsikos, D and Cornell, C.A. s.l. : Earthq. Engng Struct. Dyn., 2002, Vols. 31(3), 491-514.

Endurance Time Method: Exercise Test as Applied to Structures. Estekanchi, H.E, Riahi, H.T and Vafai, A. 2008, CJCE, pp. 40-50.

اع. بزمونه، ه، استکانچی. " زمان هدف معادل سطوح خطر زلزله در روش زمان دوام " دانشگاه شیراز، شیراز ، ایران، ۲۱-۲۳ اردیبهشت : مجموعه مقالات هشتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، ۱۳۸۸.

FEMA-P695. Quantification of building seismic performance factors. Washington, D.C. : Federal Emergency Management Agency, 2008.

"Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames, Parts I and II. El-Tawil, S., Deierlein, G. s.l. : Journal of Structural Engineering, 2001, Vols. Vol. 126, No. 6.

FEMA-355-F. State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Structures. Washington, DC. : Federal Emergency Management Agency, 2000. Vols. 9. FEMA 355-F. (2000)

"State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Structures", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Buckling-restrained brace using steel mortar planks; performance evaluation as a hysteretic damper. Iwata, M., Murai, M. s.l. : EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, 2006. DOI: 10.1002/eqe.608.

Bozorgnia, Yousef and Bertero, Vitelmo V. EARTHQUAKE ENGINEERING: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. USA : CRC Press, 2004.

Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame—Part II: Seismic performance of buckling-restrained braces and connections. Tsai K-C, Hsiao P-C, Wang K-J. s.l. : EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, 2008. DOI: 10.1002/eqe.803.

Black, C., Makris, N. and Aiken, I. Component testing, stability analysis and characterization of buckling-restrained braces. Berkeley, CA. : Pacific Earthquake

Vafai, A. 2008, Bulletin of Earthquake Engineering, pp. 10-20.

Application of Endurance Time Method in Seismic Assessment of Steel Frames. Riahi, H.T and Estekanchi, H.E. 2008, JCST, pp. 10-30.

س.ر. مادرشاهیان، ه. استکانچی، "ارزیابی روشهای غیرخطی زمان دوام و بارافزاینده استاتیکی درتخمین عملکرد قابهای فولادی خمشی". تهران: پنجمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۵.

SAP2000. Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design Of Three-Dimensional Structures. Version 11.0.8 Berkeley, California: Computers and Structures Inc, 2007.

López, W.A, Sabelli, R. Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames. www.steeltips.org : steeltips, 2004.

[۳۰] ف. سلمان پور، ام. اربابی، "قابلیت اعتماد لرزه‌ای

سازه های مهاربندی شده کمانش‌ناپذیر."، تهران: دانشگاه تهران، ۱۳۸۷. چهارمین کنگره ملی عمران.

[۳۱] OpenSees. Open system for earthquake engineering simulation. s.l. : Available online: <http://opensees.berkeley.edu>, 2005.

[۳۲] PERFORM-3D. Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures. Berkeley, California: Computers and Structures, Inc, 2007. Vol. Version 4.03.

[۳۳] Analytical and Experimental Studies on Buckling Restrained Braced. Fahnestock, L. A., Sause, R., Ricles, J. M. Taiwan: s.n., 2003. IWSCCC.

[۳۴] FEMA-356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.

[۳۵] ۲۸۰۰، استاندارد. آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله. ویرایش سوم. ۱۳۸۴.

[۳۶] Endurance Time Method for Seismic Analysis and Design of Structures. Estekanchi, H.E, Vafai, A and Sadeghazar, M. 2004, Scientia Iranica, pp. Vol. 11, No. 4, 361-370.

[۳۷] Endurance Time Method - Application in Nonlinear Seismic Analysis of SDOF Systems. Riahi, H.T, Estekanchi, H.E and

[۳۸]

[۳۹]

[۴۰]