

# ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های پانلی بتن مسلح نیمه پیش ساخته با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

بهروز حسنی<sup>۱</sup>، ابوذر جعفری<sup>۲</sup>

۱- دانشیار، دانشگاه صنعتی شاهرود، دانشکده عمران و معماری، شاهرود، ایران

b\_hassani@iust.ac.ir

۲- دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی شاهرود، دانشکده عمران و معماری، شاهرود، ایران

abouzar\_jafari@yahoo.com

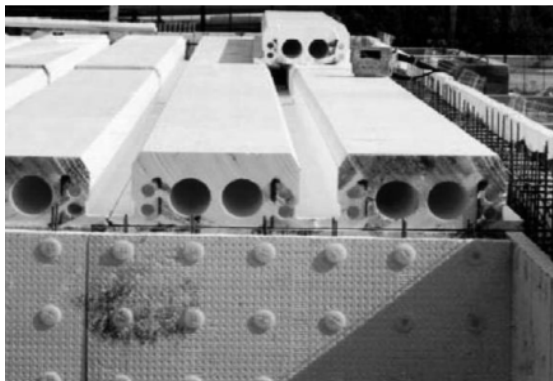
## چکیده

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمانهای پانلی نیمه پیش ساخته، ساخته شده با تکنولوژی قالب بندی درجا که روشی صنعتی برای ساخت سازه‌هایی سبک است، با مطالعه روی مدل‌هایی با ارتفاع‌های مختلف و آرایش یکسان دیوارها، موضوع این مقاله است. به این منظور با بکارگیری نرم افزار PERFORM-3D، رفتار غیر خطی نمونه‌ها توسط المانهای اجزای محدود پوسته‌ای چندلایه، با مقاطع الیافی، مدلسازی و سپس با انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی، عملکرد لرزه‌ای نمونه‌ها تعیین و نتایج بررسی شدند. نتایج نشان می‌دهد که عملکرد لرزه‌ای این سیستم سازه‌ای نوین در صورت طراحی آنها با ضوابط استانداردهای موجود، به صورت چشمگیری از عملکرد پیش فرض طراحی این استانداردها بالاتر است.

**واژه‌های کلیدی:** صنعت پیش ساختگی، سطح عملکرد، تحلیل استاتیکی غیر خطی، تحلیل دینامیکی غیر خطی، مدلسازی رفتار غیر خطی

## ۱. مقدمه

یکی از روشهای ساخت و ساز که در چند دهه اخیر رو به توسعه می‌باشد، ساختمان سازی با استفاده از روش قالب بندی درجا<sup>۱</sup> است. این روش یک روش نیمه پیش ساخته جهت ساخت سازه‌های بتن آرمه است. اساس این سیستم استفاده از سازه بتن آرمه باربر در سقف و دیوار ساختمان و پارتیشنهای پلی استایرن مسلح سبک، جهت تیغه‌های غیر باربر می‌باشد. در این سیستم دیوارها در داخل قالبی از پانلهای پلی استایرن مسلح با مش‌های میلگرد بتن ریزی شده و قالب سقفها نیز از پلی استایرن مسلح بصورت مجوف ساخته می‌شوند (شکل شماره ۱). کل پانلهای دیواری، سقفی و پارتیشن‌ها در کارخانه آماده و جهت نصب به محل اجرا حمل شده و پس از بتن ریزی در محل کارگاه، یک سازه بتن مسلح یکپارچه را تشکیل می‌دهد. در این سازه‌ها اعضای قابی باربر، نظیر تیر یا ستون، وجود ندارند و باربری ثقلی و جانبی تنها به وسیله دیوارها انجام می‌شود [۱].



شکل ۱: سیستم سازه‌ای قالب بندی درجا

۱. Permanent Shuttering System

از آنجا که در سقف‌های این سیستم بجای بلوک‌های متداول از بلوک‌های مجوف پلی‌استایرنی استفاده می‌شود، پایین بودن وزن بلوک‌ها و مجوف بودن آنها که امکان عبور لوله‌های تاسیساتی را از درون بلوک‌ها فراهم می‌کند از افزایش ضخامت دال سقف جلوگیری می‌کند، که این امر باعث کاهش قابل ملاحظه‌ای در بار ثقلی سازه می‌شود. عامل دیگری که در این نوع سازه‌ها باعث کاهش بار ثقلی و سبک‌سازی سازه می‌شود پارتیشن‌های پلی‌استایرنی است که بار پارتیشن بندی موجود در سازه را به حداقل ممکن تقلیل می‌دهد. عوامل مذکور باعث می‌شوند تا این سیستم سازه‌ای به عنوان سیستمی تلقی شود که در امر سبک‌سازی سازه نقش به‌سزایی را ایفا کند.

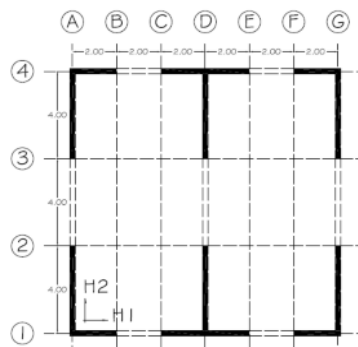
از جمله نقاط تمایز این سیستم می‌توان به یکپارچگی به مراتب بیشتر این سازه‌ها و ضخامت کم دیوارها و محدود شدن جزئیات بندی جهت تامین رفتار شکل‌پذیر، اندرکنش دال‌های سقف با دیوارها به واسطه‌ی ضخامت کم دالها در این سازه‌ها [۲] و رفتار سه‌بعدی دیوارها به دلیل تقاطع‌های متعدد بین دیوارهای عمود برهم اشاره کرد. از جمله مسائل مهم دیگر این سازه‌ها وجود بازشو در بسیاری از دیوارهای سازه‌ای به دلیل نیازهای عملکرد معماری است، که با توجه به ضخامت کم تیرهای همبند و در عین حال وجود برش قابل ملاحظه (به دلیل همبسته سازی عملکرد دیوارهای سه‌بعدی با نیروهای بزرگ) توجه ویژه به این قسمتها را ایجاب می‌نماید. سختی پیچشی این سازه‌ها نیز در برابر سختی جانبی آنها به مراتب کمتر بوده و مدهای پیچشی در بسیاری از موارد نسبت به مدهای انتقالی دارای تقدم خواهند بود [۳].

برای دستیابی به کارآمدترین طرح سازه‌ای، باید به نحوی اقدام گردد که سطح عملکرد مناسب و مورد انتظار تامین شود. به همین جهت همراه با افزایش و پیشرفت طراحی و ساخت سازه‌ها، رویکردهای طراحی مبتنی بر عملکرد نیز گسترش روزافزونی یافته‌اند اما روش‌های طراحی متداول در آیین‌نامه‌های موجود فاقد سازوکار لازم جهت کنترل ساختمانها در سطوح عملکرد متفاوت می‌باشند. به بیان دیگر هرگاه مالک ساختمان سطح رفتاری و عملکردی خاصی را از سازه برای سطح خطر ویژه‌ای در نظر داشته باشد، روشهای پیشنهادی این آیین‌نامه‌ها کارایی لازم را ندارند. با توجه به مطالب گفته شده، بررسی عملکرد سازه‌های طراحی شده با آیین‌نامه‌های متداول موضوعی است که از اهمیت بالایی برخوردار است و برآورده شدن سطح عملکرد پیش‌فرض و بررسی خسارات و معایب سازه‌ای که در هنگام زمینلرزه بوقوع می‌پیوندد، نیاز به انجام مطالعات بیشتر را به خوبی نشان می‌دهد.

در این مقاله برای بررسی دقیقتر عملکرد این سیستم از تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی غیرخطی به‌جای روشهای ساده‌تر و غیرواقعیتری که رفتار دیوار را تنها در حالت خطی در نظر می‌گیرند [۲ و ۳]، بهره گرفته شده‌است. برای این منظور بررسی روی ۳ مدل ساختمانی ۳ بعدی انجام شده‌است. پلان این مدلها در هر دو جهت متقارن بوده و ترکیبی از دیوارهای T شکل و L شکل هستند؛ دلیل انتخاب این اشکال تفاوت ظرفیت تغییرشکل آنها در جهت‌های مختلف می‌باشد. پس از مدلسازی و انجام تحلیلهای، سطح عملکرد نمونه‌ها برای سطح خطر - ۱ استاندارد ۲۸۰۰ [۴] تعیین شده‌است.

## ۲. مدل‌های مورد مطالعه

در این پژوهش همه مدلها به صورت متقارن با پلان مربع شکل به ابعاد ۱۲×۱۲ متر انتخاب شده‌اند، که از ترکیب دیوارهایی با اشکال T و L بوجود می‌آیند. در طراحی مدلها، این سیستم ساختمانی از نوع دیوارهای برابر قلمداد شده است و با توجه به ساختار پانلها، سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی آن از نوع دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی فرض می‌شود. با توجه به نوع سیستم باربر جانبی، حداکثر ارتفاع بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۴] ۳۰ متر می‌باشد که در آخرین مدل، برای بررسی لحاظ نکردن اثر این محدودیت آیین‌نامه‌ای، ارتفاع آن ۱۰ متر بیش از حد مجاز یعنی ۴۰ متر در نظر گرفته شده‌است. تیرهای کوبله کننده در تمامی مدلها در هر دو جهت از ارتفاعی برابر با ۱۲۰ سانتیمتر برخوردارند. در این مدلها عرض بازشوها در دو جهت یکسان نبوده و در جهت H2، ۲ برابر جهت H1 می‌باشد (شکل شماره ۲).



شکل ۲: پلان مدل‌های مورد مطالعه

وجود این اختلاف در پلان مدلها برای بررسی اثر رفتار تیرهای کوپله کننده دیوارها در هر یک از دو جهت است. طراحی سازه این مدلها با استفاده از نرم افزار ETABS 9.20 انجام شده است. سازه های مطالعه شده بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۴] و آیین نامه ACI 318-05 [۵] تحلیل و طراحی شده اند. ارتفاع هر یک از مدلها به صورت زیر است:

- 6S: مدل اول با ۶ طبقه و ارتفاعی معادل ۲۰ متر،
- 9S: مدل دوم با ۹ طبقه و ارتفاعی معادل ۳۰ متر، و
- 12S: مدل سوم با ۱۲ طبقه و ارتفاعی معادل ۴۰ متر.

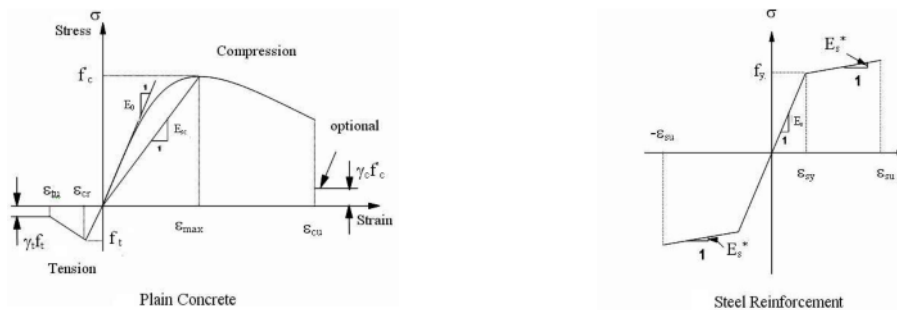
### ۳. مدلسازی رفتار غیر خطی

به منظور مدلسازی رفتار غیر خطی و محاسبه ظرفیت دورانی دیوارهای برشی برای مدلها، از ضوابط موجود در دستورالعمل FEMA 273 [۶] استفاده شده است. با توجه به این دستورالعمل دیوارها در هر دو جهت لاغر بوده و رفتار غیر خطی آنها کنترل شونده با خمش خواهد بود. برای مدلسازی رفتار دیوارها از مدل اجزای محدود با المانهای پوسته ای چند لایه استفاده می شود. در این پژوهش با استفاده از مقاطع موسوم به الیافی<sup>۱</sup>، که می تواند برای تعریف سطح مقطع عرضی هر المان استفاده شود، مدلسازی رفتار غیر خطی دیوارها انجام گرفته است. برای این کار با بکارگیری یک چیدمان صحیح از الیاف بتنی و فولادی که رفتار هر یک از آنها به صورت نمودارهای تنش - کرنش با دقت بالایی تعریف شده اند، می توان سطح مقطع هر المان را مدلسازی کرد. سپس با استفاده از این المانها در لایه های مختلف که هر یک بیانگر یکی از خواص مکانیکی و رفتاری بتن مسلح است، آنها را به صورت موازی به یکدیگر متصل کرده و رفتار کلی یک دیوار را مدلسازی می کنیم. پس از انجام تحلیلها، با استفاده از المانهای دوران سنج نسبتهای نیاز به ظرفیت<sup>۲</sup> سازه محاسبه و در نهایت سطح عملکرد هر یک از نمونه ها تعیین شده است.

برای مدلسازی رفتار دیوارهای لاغر، از المانهای Shear Wall Element [۷] نرم افزار PERFORM 3D Ver 4.01، استفاده می شود و در مورد رفتارهای خمشی و برشی در این دیوارها از المانی که ترکیبی از دو لایه خمشی - محوری و برشی است، استفاده شده است. این لایه ها در گره های المانها به یکدیگر متصل شده و به صورت لایه هایی موازی با هم عمل می کنند. در این پژوهش از ۳ نوع لایه برای مدلسازی رفتار دیوارها استفاده شده که شامل لایه خمشی - محوری بتنی، لایه خمشی - محوری فولادی و لایه برشی بتنی است. لایه های خمشی - محوری بتنی و فولادی هر دو برای مدلسازی رفتار خمشی و محوری بوده و لایه برشی بتن برای مدلسازی رفتار برشی در بتن است. الیاف لایه های خمشی - محوری بتنی و فولادی صرفاً در جهت ارتفاع دیوار هستند و در دو جهت دیگر، یعنی در طول دیوار و در امتداد عمود بر صفحه دیوار<sup>۴</sup> مقطع الاستیک فرض می شود.

#### ۱. خواص الیاف بتنی و فولادی

همانطوریکه در شکل شماره ۳ ملاحظه می شود، منحنی تنش - کرنش تک محوری بتن غیر محصور، از دو بخش تشکیل شده است. شاخه صعودی تا مقاومت فشاری حداکثر که به کمک معادله پیشنهادی ساینز [۸] به صورت رابطه (۱) تعریف می شود



شکل ۳: منحنی تنش - کرنش تک محوری الیاف فولادی و بتنی

۱. Fiber section  
۲. Demand Capacity Ratios  
۳. Out of plane

$$\sigma = \frac{E_0 \varepsilon}{1 + \left( \frac{E_0}{E_{sc}} - 2 \right) \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{max}} \right) + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{max}} \right)^2} \quad (1)$$

که در آن  $E_0$  مدول الاستیسیته اولیه بتن،  $E_{sc}$  مدول سکانت بتن در تنش حداکثر،  $\sigma$  تنش،  $\varepsilon$  کرنش و  $\varepsilon_{max}$  کرنش در تنش حداکثر می باشد. شاخه نزولی یا نرم شونده کرنش به کمک مدل اسمیت و یانگ [۹] به صورت رابطه (۲) تعریف می شود

$$\sigma = \sigma_c \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{max}} \right) e^{\left( 1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{max}} \right)} \quad (2)$$

نظر به اینکه ساختار پانلهای مسلح به گونه ای است که امکان اجرای خاموتهای شکل پذیری در لبه و محل تقاطع دیوارها وجود ندارد، بتن استفاده شده در این سیستم را باید از نوع بتن محصور نشده دانست. لازم به ذکر است که در این تحقیق از مقاومت کششی بتن به کلی صرف نظر شده است. برای مدلسازی پدیده ترک خوردگی در مقاطع دیوار، با در نظر گرفتن نقاطی که دارای پتانسیل ترک خوردگی بالایی هستند، مثل لبه ها، مساحت یاف در این نقاط را بسیار کوچکتر از سایر نقاط در نظر می گیریم. با این کار در حین افزایش نیرو، یافی که در این نقاط قرار دارند، به علت دارا بودن مساحت کمتر، به سرعت گسیخته شده و پدیده ترک خوردگی و انتقال محور خنثای مقطع بتنی دیوار در سیکلهای زمین لرزه با تقریب قابل قبولی مدلسازی خواهد شد. آرماتورهای فولادی نیز همانطوری که در شکل شماره ۳ نشان داده شده، مانند یک ماده الاستیک با سخت شوندهگی کرنش مدل می شوند. در لایه خمشی - محوری فولادی، توزیع یاف فولادی همانند توزیع آرماتورها در ساختار پانلهای دیواری به صورت یکنواخت است.

## ۲. لایه برشی بتن

لایه سوم استفاده شده برای مدلسازی المانهای دیوار لایه برشی بتن است، که فاقد یاف است. در این تحقیق رفتار برشی در دیوارها الاستیک فرض شده [۱۰] و برای ساخت این لایه از دو پارامتر مدول برشی (G) و تنش برشی مقاوم بتن استفاده می شود. در تعیین ظرفیت برشی لایه برشی با توجه به دستورالعمل FEMA 273 [۶] از روشهای موجود در آیین نامه ACI 318-05 [۵] استفاده کرده و مقدار تنش برشی مقاوم در این لایه  $25 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته شده است. برای تعیین مدول برشی، با فرض  $v=0.25$  مقدار مدول برشی  $G=0.4E$  می باشد، که این مقدار برای مصالح بتنی در حالت ترک خورده عدد بسیار بزرگی است. بنابراین مدول برشی (G) را برابر  $0.25$  مدول برشی حالت الاستیک فرض می کنیم [۱۱].

## ۳. ناحیه پلاستیک دیوارها

با توجه به دستورالعمل FEMA 273 [۶] از آنجا که رفتار غیرخطی خمشی در دیوارهای برشی حاکم است، میزان دوران بالای ناحیه خمیری، واقع در انتهای عضو، ملاک ارزیابی این رفتار است. در دستورالعمل FEMA 273، ارتفاع ناحیه پلاستیک را برابر نصف طول دیوار در جهت مورد نظر یا ارتفاع طبقه همکف، هر کدام که کمتر باشد، در نظر می گیرند. در تعیین طول ناحیه پلاستیک اگر سختی تیرهای کوبله کننده زیاد باشد، طول دیوار را می توان برابر مجموع طول دیوارهای کوبله شده در نظر گرفت. اما در اینجا، با توجه به اینکه در تمامی مدل های مورد بررسی، تیرهای کوبله از سختی بالایی برخوردار نیستند، طول هر دیوار در هر جهت به صورت مجزا در نظر گرفته می شود.

## ۴. تحلیل های عددی

پس از انجام مدلسازی غیرخطی برای ارزیابی سطح عملکرد، مدلها آنالیز می شوند. نوع آنالیزهای به کار رفته در این تحقیق از نوع آنالیز استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی است. پس از انجام تحلیل های استاتیکی غیرخطی، منحنی های برش پایه در برابر تغییر مکان نسبی نقطه ای از بام (که در این تحقیق مرکز جرم طبقه بام گرفته شده است) بدست می آید و با استفاده از این نمودارها ارزیابی و تعیین سطح عملکرد مدلها انجام می پذیرد. برای انتخاب الگوهای توزیع بار جانبی از ضوابط دستورالعمل FEMA 273 استفاده شده است که عبارتند از:

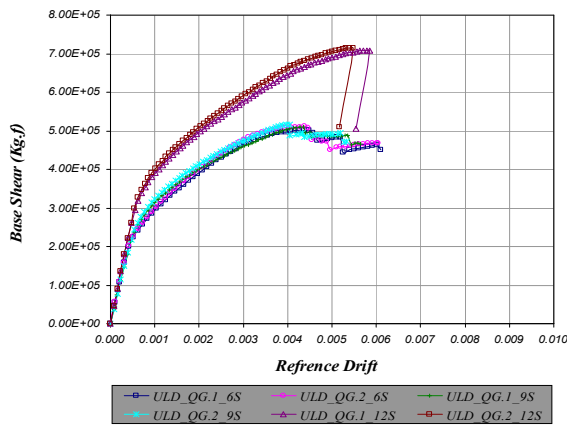
▪ بار معادل جانبی (Equivalent Lateral Force) ELF

▪ بار گسترده یکنواخت (Uniform Load Distribution) ULD

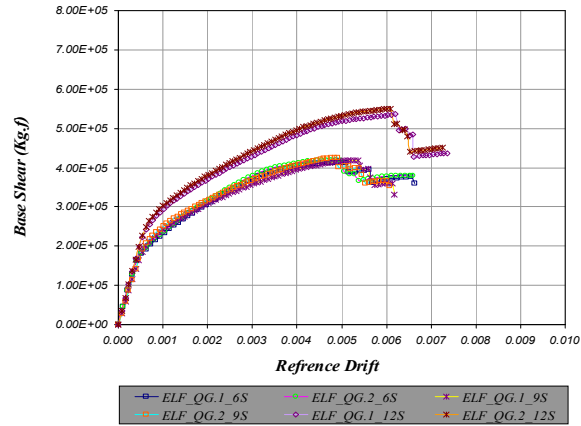
برای بارگذاری ثقلی نیز در هر تحلیل طبق دستورالعمل FEMA 273 بارهای ثقلی را به دو صورت کرانه پایین و کرانه بالای بارهای ثقلی بر مدلها اعمال می کنیم، که این ترکیبات به ترتیب با  $Q_{G1}$  و  $Q_{G2}$  نمایش داده می شوند و هر یک از این ترکیبات با استفاده از روابط زیر محاسبه می شود:

$$Q_{G1} = 0.9 Q_D \quad (۳)$$

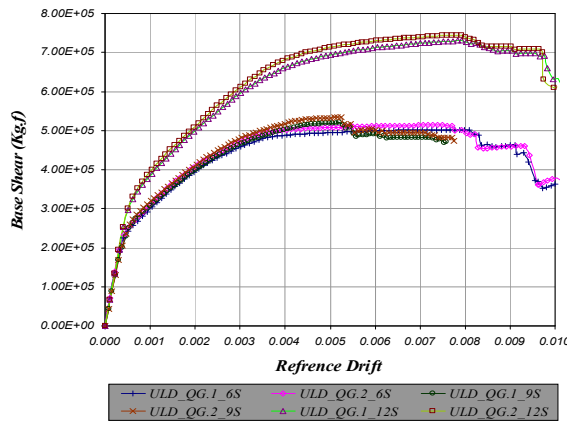
$$Q_{G2} = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (۴)$$



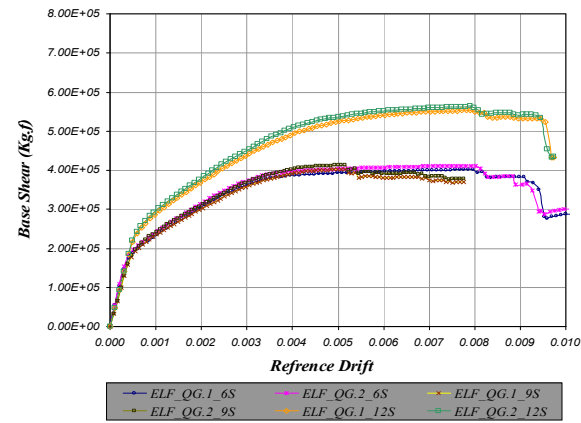
شکل ۵: منحنی پوش آور توزیع بار الگوی (ULD) جهت H1 مدلها



شکل ۴: منحنی پوش آور توزیع بار الگوی (ELF) جهت H1 مدلها



شکل ۷: منحنی پوش آور توزیع بار الگوی (ULD) جهت H2 مدلها



شکل ۶: منحنی پوش آور توزیع بار الگوی (ELF) جهت H2 مدلها

تحلیلهای انجام شده از نوع کنترل تغییر مکان است، بدین صورت که با افزایش بکنواخت تغییر مکان، میزان افزایش نیرو برای ایجاد آن تغییر مکان محاسبه شده و این مقدار نیرو به سازه اعمال می شود. برای تعیین عملکرد مدلها از روش خطی سازی معادل<sup>۵</sup>، ارائه شده در دستورالعمل FEMA 440 [۱۲] که از اصلاح روش طیف ظرفیت بدست آمده، استفاده شده است. با توجه به اینکه هدف از این پژوهش تعیین سطح عملکرد تحت زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ است، طیف استفاده شده در تعیین سطح عملکرد مدلها طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد (EPA=0.35g) و خاک نوع II ( $T_S = 0.5 S$ ) انتخاب شده است.

جدول ۲: تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل 6S تحت الگوی بارگذاری (ULD)

راستا	H1		H2	
	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$
بار ثقلی	۰.۵۵	۰.۷۰	۰.۲۸	۰.۳۴
Target Drift	۰.۰۰۵	۰.۰۱۰	۰.۰۰۵	۰.۰۱۰
D/C	۰.۵۵	۰.۷۰	۰.۲۸	۰.۳۴
P. Level	IO	IO	IO	IO

جدول ۱: تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل 6S تحت الگوی بارگذاری (ELF)

راستا	H1		H2	
	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$
بار ثقلی	۰.۶۰	۰.۸۰	۰.۳۵	۰.۴۵
Target Drift	۰.۰۰۵	۰.۰۱۰	۰.۰۰۵	۰.۰۱۰
D/C	۰.۶۰	۰.۸۰	۰.۳۵	۰.۴۵
P. Level	IO	IO	IO	IO

جدول ۴: تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل 9S تحت الگوی بارگذاری (ULD)

راستا	H1		H2	
	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$
بارثقلی				
Target Drift	$\frac{3}{1000}$	$\frac{16}{1000}$	$\frac{2}{1000}$	$\frac{7}{1000}$
D/C	۱/۰۴	۱/۲۳	۰/۷۰	۱/۰۶
P. Level	LS	LS	IO	LS

جدول ۳: تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل 9S تحت الگوی بارگذاری (ELF)

راستا	H1		H2	
	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$
بارثقلی				
Target Drift	$\frac{3}{1000}$	$\frac{25}{1000}$	$\frac{3}{1000}$	$\frac{3}{1000}$
D/C	۱/۰۲	۱/۳۹	۰/۹۴	۰/۹۳
P. Level	LS	LS	IO	IO

جدول ۶: تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل 12S تحت الگوی بارگذاری (ULD)

راستا	H1		H2	
	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$
بارثقلی				
Target Drift	$\frac{3}{1000}$	$\frac{7}{1000}$	$\frac{2}{1000}$	$\frac{16}{1000}$
D/C	۰/۶۵	۰/۸۷	۰/۴۷	۰/۶۱
P. Level	IO	IO	IO	IO

جدول ۵: تغییر مکان نسبی هدف، DCR و سطح عملکرد مدل 12S تحت الگوی بارگذاری (ELF)

راستا	H1		H2	
	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$
بارثقلی				
Target Drift	$\frac{2}{1000}$	$\frac{25}{1000}$	$\frac{2}{1000}$	$\frac{2}{1000}$
D/C	۰/۷۴	۰/۸۷	۰/۶۵	۰/۶۹
P. Level	IO	IO	IO	IO

هدف از انجام تحلیلهای دینامیکی غیرخطی، بررسی رفتار دقیق سازه به هنگام زلزله با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا، سطوح عملکرد مورد نظر و محتوای فرکانسی دقیق شتابنگاشتها می باشد. سه جفت شتابنگاشت مورد استفاده با توجه به مشخصات محل سازه، در گزارش ژئوتکنیک انتخاب شده و برای سطح خطر ۴۷۵ ساله بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۴] مقیاس شده اند. در جدول ۷ خصوصیات این شتابنگاشتها معرفی شده است [۱۳].

جدول ۷: مشخصات شتابنگاشتهای مورد استفاده

شماره شتابنگاشت	ایستگاه ثبت موقعیت / تاریخ	بیشینه شتاب (g)	
		قبل از مقیاس شدن	پس از مقیاس شدن
LCN275-AT2	24 Luceme	0.721	0.2919
LCN000-AT2	Landers - 1992	0.785	0.2919
IZT180-AT2	Izmit	0.152	0.2919
IZT090-AT2	Kocaeli - 1999	0.220	0.2919
SSF205-AT2	San Francisco	0.105	0.2919
SSF115-AT2	Loma Prieta - 1989	0.056	0.2919

شتابنگاشتها به صورت دو مولفه افقی همزمان بر سازه اثر داده شده اند. حداکثر پاسخهای به دست آمده از این تحلیلهای مبنای تعیین سطح عملکرد نمونه ها خواهد بود. این مقادیر و سطح عملکرد هر یک از مدلها در جدول ۸ ارائه شده است. نسبتهای نیاز به ظرفیت ارائه شده در جدول ۸ مربوط به المانهای دوران سنج ناحیه خمیری دیوارهاست.

جدول ۸: حداکثر DCR و سطح عملکرد نمونه ها تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی

مدل	6S		9S		12S	
	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$
بارثقلی						
Max D/C	۰/۵۵	۰/۶۵	۰/۸۱	۱/۲۲	۰/۷۶	۰/۸۳
P. Level	IO	IO	IO	LS	IO	IO

همانگونه که در قسمت مدلسازی نیز ذکر شد در این نمونه ها با توجه به لاغری دیوارها رفتار دیوارها به صورت کنترل شونده با خمش فرض شده و رفتار برشی دیوارها الاستیک فرض می شود. برای اطمینان از این فرض نسبت نیاز به ظرفیت مقاومت برشی دیوارها نیز بررسی شده و در جدول ۹ صفحه بعدی ارائه شده است.

جدول ۹: حداکثر DCR مربوط به مقاومت برشی دیوارها تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی

مدل	6S		9S		12S	
	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$	$Q_{G1}$	$Q_{G2}$
بار ثقلی						
Max D/C	۰/۴۵	۰/۵۰	۱/۱۵	۰/۹۹	۰/۵۱	۰/۵۵
صحت فرض الاستک ماندن دیوارها	OK	OK	N.G	OK	OK	OK

## ۵. نتایج تحلیل آسیب پذیری

با توجه به جداول ۱ تا ۶ می توان مشاهده کرد که در تمامی نمونه ها و الگوهای بارگذاری، نسبت های نیاز به ظرفیت (DCR) محاسبه شده برای الگوی کران بالای بارهای ثقلی که معادل با رابطه ۴ است، حاکم خواهد بود. در اشکال ۴ تا ۷ نیز می توان مشاهده کرد که منحنی های الگوی بار ثقلی کران بالا از مقاومت بیشتری نسبت به الگوی کران پایین برخوردارند.

با توجه به مقادیر DCR (جدول ۱ و ۲) می توان دید که مدل 6S تحت هر دو الگوی بار ثقلی و در هر دو جهت، تحت زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰، دارای سطح عملکرد (IO) است. نسبت های DCR این مدل در جهت H1 تقریباً دو برابر جهت H2 است. در اشکال ۴ تا ۷ نیز تفاوت زیادی در تغییر مکان های نسبی نقطه ناپایداری سازه در این دو جهت وجود دارد. این مطلب بیانگر تفاوت نسبتاً زیاد در نسبت شکل پذیری جهت های H1 و H2 است که می تواند دلیل اصلی DCR های بزرگتر در جهت H1 باشد. به علاوه همانگونه که مشاهده می شود، در این اشکال بیشینه مقاومت در جهت های H1 و H2، در تمامی الگوهای بارگذاری تقریباً یکسان است.

مدل 9S در اکثر الگوهای بارگذاری و در هر دو جهت نتوانسته است حائز شرایط مربوط به سطح عملکرد (IO) باشد و سطح عملکردی بین (IO) و (LS) از خود نشان می دهد که به خوبی ضوابط سطح عملکرد مفروض استاندارد ۲۸۰۰ را ارضاء می نماید. در این مدل برخلاف مدل 6S، نسبت های DCR در هر دو جهت به هم نزدیک هستند و با توجه به اشکال ۴ تا ۷ نیز مشاهده می شود که مقاومت بیشینه و تغییر مکان نسبی نقطه تسلیم در هر دو جهت دارای اختلاف ناچیزی است. دلیل کاهش سطح عملکرد این مدل نسبت به مدل 6S را می توان در همین اشکال مشاهده کرد، دو مدل 6S و 9S در جهت H2 تفاوت زیادی در تغییر مکان نسبی نظیر نقطه ناپایداری دارند، لذا کاهش شکل پذیری در این مدل اصلی ترین دلیل کاهش سطح عملکرد است. اگر چه در این دو نمونه مقاومت بیشینه و تغییر مکان نسبی نظیر نقطه ناپایداری در جهت H1 با هم یکسان است، ولی به علت استفاده از عناصر سازه ای یکسان (پانلهایی با ضخامت و توزیع آرماتور یکسان) در دو مدل و افزایش طبقات در مدل 9S، نیاز لرزه ای این مدل نیز افزایش می یابد که نتیجه آن می تواند کاهش سطح عملکرد این مدل باشد.

با توجه به مقادیر جداول ۵ و ۶ می توان دید که در تمامی موارد DCRها کمتر از یک هستند، بنابراین می توان سطح عملکرد مدل 12S با ارتفاعی معادل ۴۰ متر، که ارتفاعی بیش از حد مجاز استاندارد ۲۸۰۰ دارد، را (IO) دانست. دلیل عملکرد خوب مدل 12S در مقابل مدل 9S، با وجود افزایش ارتفاع، را می توان در منحنی های بارافزون این مدل مشاهده کرد. در این مدل با توجه به افزایش ارتفاع، نیاز مقاومت نیز افزایش می یابد که با افزایش ضخامت پانل و تغییر قطر آرماتورهای پانل این نیاز برآورده شده است. این تغییر در تمامی اشکال به وضوح قابل مشاهده است. همچنین با افزایش ارتفاع، می توان به بارزتر شدن رفتار خمشی این نمونه اشاره کرد که این رفتار نیز باعث ارتقاء عملکرد این مدل شده است. در این نمونه افزایش ظرفیت شکل پذیری و ظرفیت مقاومت به صورت توأم، باعث افزایش سطح عملکرد این مدل شده که افزایش مقاومت تاثیر نسبتاً بیشتری در افزایش سطح عملکرد این مدل نسبت به مدل 9S دارد.

تحلیل های دینامیکی غیر خطی مطابق فرضیات مطرح شده در قسمت های قبل برای دو ترکیب بار ثقلی کران بالا و پایین روی این ۳ مدل انجام گرفته است. با توجه به نتایج جدول ۸ می توان مشاهده کرد که در تمامی نمونه ها نسبت های نیاز به ظرفیت محاسبه شده برای الگوی کران بالای بارهای ثقلی حاکم بوده و ملاک تعیین سطح عملکرد مدلها است.

با توجه به دستورالعمل FEMA 273 حداکثر مقدار نسبت نیاز به ظرفیت مربوط به سه جفت شتابنگاشت در هر یک از مدلها ملاک تعیین عملکرد سازه خواهد بود. این مقادیر برای سطح عملکرد (IO) در جدول ۸ آمده است. بیشتر شدن این نسبت از عدد ۱ در هر حالت نشان دهنده جوابگو نبودن سازه برای این سطح عملکرد است. مقادیر موجود در این جدول نشان دهنده برآورده شدن سطح عملکرد (IO) در دو مدل 6S و 12S است. در مدل 9S نیز با توجه به بیشتر شدن نسبت نیاز به ظرفیت از عدد ۱ می توان گفت که این مدل نمی تواند حائز شرایط مربوط به سطح عملکرد (IO) باشد و سطح عملکردی بین (IO) و (LS) از خود نشان می دهد که به خوبی ضوابط سطح عملکرد مفروض استاندارد ۲۸۰۰ را ارضاء می نماید. با توجه به نتایج بدست آمده، دلیل کاهش سطح عملکرد این مدل نسبت به مدل های 6S و 12S را همانطور که گفته شد می توان کاهش ظرفیت شکل پذیری سازه آن

دانست. در این نمونه به علت استفاده از عناصر سازه‌ای یکسان (پانلهایی با ضخامت و توزیع آرماتور یکسان) با مدل 6S و ضعیفتر از مدل 12S و بالا رفتن نیاز لرزه‌ای، کاهش سطح عملکرد امری طبیعی به نظر می‌رسد.

بررسی نسبت‌های نیاز به ظرفیت حاصل از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی نشان دهنده وجود نتایج تقریباً مشابهی در این نسبتها و سطح عملکرد مدلهاست. در هر دو نوع آنالیز انجام شده سطح عملکرد مدلهای 6S و 12S حائز شرایط مربوط به سطح عملکرد (IO) بوده و مدل 9S سطح عملکردی بین (IO) و (LS) دارد. همچنین نسبت‌های نیاز به ظرفیت بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در هر دو الگوی بار ثقلی مقداری کمتر از آنچه از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بدست آمده دارد. با توجه به ماهیت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی می‌توان به این نتیجه رسید که انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای این نوع سیستم سازه‌ای به جوابهایی محافظه کارانه‌تر منجر خواهد شد.

بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی در تمامی موارد نشان‌دهنده شکل‌گیری ناحیه خمیری در پای دیوار بوده و در طبقات بالاتر تمامی دیوارها رفتاری الاستیک از خود نشان می‌دهند. همچنین با توجه به اعداد موجود در جدول ۹ می‌توان به این مطلب پی برد که فرض الاستیک بودن رفتار برشی دیوارها در طول انجام تحلیل صحیح نیست. بنابراین رفتار غیرخطی ناشی از برش این دیوارهای لاغر نیز در تعیین سطح عملکرد نمونه‌ها تاثیر گذار بوده و بهتر است در مدلسازی رفتار غیرخطی دیوارها، رفتار کنترل شونده با برش آنها نیز لحاظ شود.

## ۶. نتیجه گیری

- در ارزیابی عملکرد همه مدلها، الگوی بارگذاری ثقلی کران بالا حاکم است.
- سطح عملکرد تمامی مدلها بالاتر از پیش فرض استاندارد ۲۸۰۰ است.
- تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد، با افزایش ارتفاع، DCRهای به دست آمده در دو جهت به یکدیگر نزدیکتر شده و سطح عملکرد مدلها در هر دو جهت تقریباً یکسان می‌شود.
- مدل‌های 6S و 12S در سطح خطر یک استاندارد ۲۸۰۰ دارای عملکرد (IO) بوده و مدل 9S دارای سطح عملکردی مابین (IO) و (LS) است. کاهش سطح عملکرد این مدل را می‌توان به کاهش ظرفیت شکل‌پذیری و مقاومت آن نسبت به دو نمونه دیگر مربوط دانست. در سازه‌های پانلی با افزایش ارتفاع، سطح عملکرد سازه دچار افت می‌شود که میزان این کاهش، تابع شکل‌پذیری و مقاومت سازه است.
- با توجه به نادرست بودن فرض الاستیک ماندن دیوارها در برش، لازم است تا در مدلسازی رفتار غیرخطی دیوارها در این سیستم سازه‌ای هر دو رفتار کنترل شونده با برش و کنترل شونده با خمش لحاظ شوند.
- نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در این نوع از سازه‌ها نسبت به نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به جوابهای محافظه کارانه‌تری منجر می‌شود.
- با توجه به مقادیر بسیار اندک تغییر مکان‌های نسبی در نقطه وقوع مکانیزم در اشکال ۴ تا ۷ می‌توان به ماهیت ترد این سازه‌ها پی برد. بنابراین در صورتیکه این سازه‌ها بتوانند ضوابط طراحی بر مبنای مقاومت را ارضاء کنند می‌توان از عملکرد مطلوب این سازه‌ها اطمینان حاصل کرد و نیازی به کنترل تغییر مکان آنها یا طراحی بر مبنای تغییر شکل نخواهد بود.

## ۸. تقدیر و تشکر

این پژوهش با استفاده از اعتبارات پژوهشی دانشگاه صنعتی شاهرود انجام گردیده است.

## ۹. مراجع

[۱] حسینی، بهروز و جعفری، ا.، بررسی سطح عملکرد سازه‌های پانلی بتن مسلح، اولین کنفرانس ملی مهندسی و مدیریت زیرساختها، دانشگاه تهران، تهران، ایران، آبان ماه ۱۳۸۸

[2] Balkaya C, Kalkan E. Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures, *Engineering Structures*, 26, 2081–2099, 2004



- [3] Balkaya C, Kalkan E. Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**, 985–998, 2003
- [۴] آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰-۸۴ ایران)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ض-۲۵۳، ۱۳۸۴
- [5] ACI 318-05, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - ACI 318R-05, *American Concrete Institute*, Farming Hills, MI, USA, 2005
- [6] FEMA 273, NEHRP Guideline for the Seismic Rehabilitation of Building, *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*, Washington D.C, 1997
- [7] PERFORM Components and Elements for PERFORM-3D and PERFORM-COLLAPSE, *Computers & Structures, Inc*, 1995 University Ave. Berkeley, USA, 2006
- [8] Saenz, L. P. Equation for the stress-strain curve of concrete in uniaxial and biaxial compression of concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 61, No. 9, 1229-1235, 1965
- [9] Smith, G. M, Young, L. E. Ultimate theory in flexure by exponential function, *ACI Structural Journal*, Vol. 21, No. 3, 1229-1235, 1955
- [10] Zekioglu, A., Wilford, M., Jin, L., Melek, M. Case Study Using The Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council Guidelines: 40 Story Concrete Core Wall Building, *The Structural Design of Tall And Special Buildings*, **16**, 583–597, USA, 2007
- [۱۱] جعفری، ا.، بررسی لرزه‌ای سازه‌های پانلی، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران، تابستان ۱۳۸۷
- [12] FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*, Washington D.C, 2005
- [13] [www.peer.berkeley.edu/smcat/](http://www.peer.berkeley.edu/smcat/)