

ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی سیستم های دال و دیوار بتنی

سیدهادی راشدی^۱

۱- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد عمران- زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

s.hadi@aut.ac.ir

چکیده

سیستم دال و دیوار بتنی درجا از سیستم های متداول در ایران و سایر نقاط جهان است که به علت عملکرد مناسب آن در زلزله های گذشته، کاربرد گسترده ای یافته است. بنابراین، تحلیل آسیب پذیری و بهسازی این سیستم سازه ای از اهمیت خاصی برخوردار است. در این نوشتار برای بررسی دقیق تر عملکرد سیستم، تحلیل استاتیکی غیر خطی با استفاده از نرم افزار PERFORM-3D بر روی مدل های با تعداد طبقات مختلف انجام شده است. ارزیابی آسیب پذیری در دو سطح خطر لرزه ای ۴۷۵ و ۲۴۷۵ ساله و برای سه سطح عملکردی، عملکرد بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش صورت گرفته و نیاز به مقاوم سازی با هدف بهسازی مطلوب بررسی گردیده است. نتایج بدست آمده نشان می دهد که ساختمان های مدل شده، هدف بهسازی مطلوب دستورالعمل بهسازی لرزه ای را تامین کرده اند.

کلمات کلیدی: سیستم دال و دیوار بتنی، تحلیل استاتیکی غیر خطی، المان رشته ای، ارزیابی آسیب پذیری

(Code A)

۱. مقدمه

سیستم دیوار باربر بتنی یکی از سیستم های سازه ای مناسب و قابل توجه برای مهندسان است که با توجه به تعداد دیوارها در پلان و کاهش سهم نیروی جانبی آنها، این سیستم علاوه بر مقاوم بودن در برابر زلزله، از نظر حجم مصالح مصرفی نیز اقتصادی است و می توان آن را با سرعت، دقت و کیفیت بالایی اجرا کرد. پیشرفت تکنولوژی جدید در استفاده از مصالح بنایی مهندسی ساخته شده و قطعات بتنی، مفهوم دیوار باربر را برای ساختمان های میان مرتبه اقتصادی ساخته است. کشورهای در معرض خطر زلزله مثل کانادا، رومانی، کلمبیا، ترکیه و... از این سیستم به صورت وسیع استفاده می کنند.

سیستم سازه ای دال و دیوار که در این تحقیق مورد بررسی قرار می گیرد، فقط دال ها و دیوارهای سازه ای را برای تحمل تمامی بارهای ثقلی و جانبی شامل می شود و در آن اعضای تیر و ستون حذف شده اند. عملکرد مطلوب این سازه ها در زلزله های گذشته نیازمند مطالعاتی دقیق تر در این رابطه است تا بتوان از این طریق و با شناخت سطح عملکردی سیستم، آن را به عنوان گزینه ای مناسب در ساخت و سازها مطرح کرد.

از این رو تحقیقات زیادی توسط محققان مختلف در مورد رفتار لرزه ای سازه های دیوار باربر بتن مسلح به صورت آزمایشات تجربی و مدل های تحلیلی صورت گرفته است.

در سال ۱۹۷۷ آنیکریشنا و پارتاسارافی [۱] بررسی هایی بر روی مقاومت نهایی و طراحی دیوارهای بتنی انجام داده اند. بدین منظور ۱۸ مدل دیوار باربر بتنی با مقیاس بزرگ در آزمایشگاه برای ۵ نسبت ارتفاع به ضخامت متمایز و ۳ درصد میلگردگذاری مختلف ساخته و تحت بارگذاری قرار گرفته اند. مقاومت نهایی دیوارها به صورت تئوریک با استفاده چهار روش مختلف که براساس تئوری ستون ها و فرمول های تجربی که منطبق بر آیین نامه ACI هستند و همچنین با استفاده از روش یوکل محاسبه شده اند. مقایسه نتایج تئوری و آزمایشگاهی نشان داد که برای دیوارهای باربر بتنی مسلح، ارائه روش های طراحی براساس تئوری ستون ها و فرمول های تجربی بسیار محافظه کارانه هستند و روابطی برای اصلاح این موارد ارائه شده است. همچنین نتایج نشان داد که در این نوع دیوارها درصد فولادگذاری تاثیر کمی بر روی مقاومت نهایی دیوار خواهد گذاشت.

در سال ۲۰۰۲ هان و همکاران [۲] بررسی هایی بر روی شکل پذیری، تغییر شکل و میزان مقاومت دیوارهای سازه ای انجام داده اند. به همین منظور سه تیپ دیوار در اندازه واقعی تحت آزمایش بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفتند. سپس پارامترهای لرزه ای این دیوارها با پارامترهای ارائه شده در آیین نامه های کشور کره، UBC و ATC مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج نشان داد که مقاومت نهایی به دست آمده از بارگذاری دیوارها با مقاومت محاسباتی از آیین نامه ACI-318 همخوانی مناسبی داشته است. هم چنین مقایسه برش پایه دیوارها با مقادیر محاسباتی آیین نامه ای نشان داده است ضریب رفتار ارائه شده در آیین نامه UBC همخوانی بیشتری با نتایج آزمایشگاهی دارد.

در سال ۲۰۰۴ چانگ هان و همکاران [۳] بررسی هایی بر روی پاسخ های لرزه ای سازه های دیوار باربر انجام داده اند. بدین صورت که سازه ای متشکل از دو سری دیوارهای بتن مسلح که (با مقیاس ۱ به ۳) در ۵ طبقه ساخته و به صورت موازی باهم قرار گرفته و توسط ۶ کف مربعی شکل به هم متصل شده اند، تحت زلزله های حوزه دور و نزدیک بر روی میز لرزه قرار گرفت. پاسخ های لرزه ای بدست آمده از مدل سازی این دیوارها در نرم افزارهای SAP2000 و RCAHEST، نظیر حداکثر جابه جایی نسبی طبقات و حداکثر نیروی برش پایه که با استفاده از دو روش طیف ظرفیت (ATC-40) و روش ضریب تغییرمکان (FEMA-356) بدست آمده اند، با نتایج بدست آمده از آزمایشگاه مقایسه شده اند. مقایسه نتایج نشان داده که پاسخ های لرزه ای بدست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی مدل ساخته شده در نرم افزار و کار آزمایشگاهی همخوانی مناسبی با هم دارند و اینکه روش طیف ظرفیت، رفتار سازه را در محدوده غیرخطی بصورت جزئی و ناچیز در نظر می گیرد در حالی که، روش ضریب تغییرمکان مقادیر مطلوبی را در بیشتر موارد بدست می دهد.

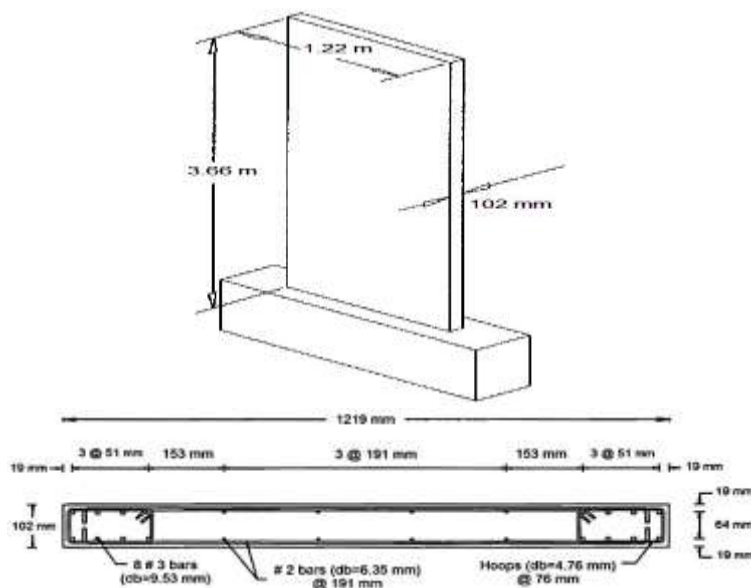
تحلیل استاتیکی غیر خطی را می توان برای هر سازه و هر هدف بهسازی به کار برد. در این تحلیل، بار جانبی ناشی از زلزله به صورت ایستا و افزایشی به سازه وارد می شود. اعمال بار جانبی به سازه تا زمانی که تغییر مکان هدف در نقطه کنترل (معمولاً مرکز جرم تراز بام) به یک مقدار مشخص (تغییر مکان هدف) برسد، ادامه می یابد. باید توجه داشت که امکان خرابی سازه قبل از رسیدن به تغییر مکان هدف نیز وجود دارد.

در این تحقیق، تحلیل استاتیکی غیر خطی بر روی سیستم های دال و دیوار بتنی مدل شده در تعداد طبقات مختلف با استفاده از نرم افزار PERFORM-3D [۴] و با هدف بهسازی مطلوب، برای دو سطح خطر لرزه ای DBE و MCE انجام شده است.

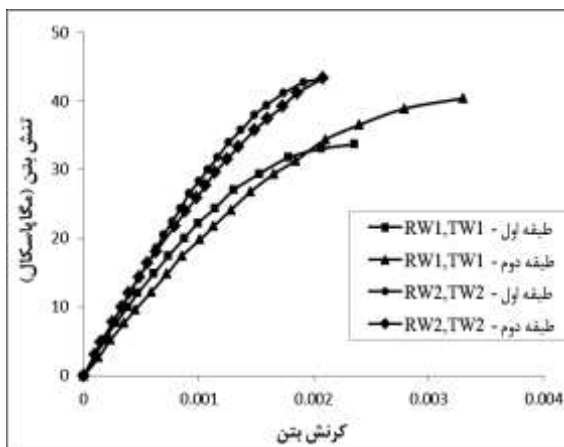
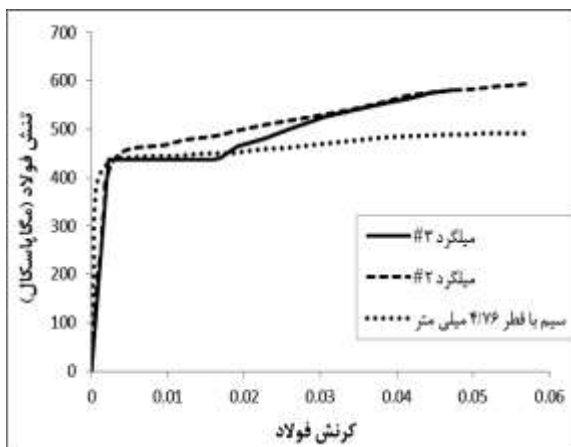
۲. مدل سازی دیوار باربر

برای اطمینان از صحت روش مدل سازی و تحلیل در نرم افزار PERFORM-3D، ابتدا مدل مجزایی از یک دیوار با استفاده از مدل فایبر ایجاد شده و نتایج تحلیل آن با نتایج مدل آزمایشگاهی که توسط تومسن و والاس در سال ۱۹۹۵ انجام شده [۵]، مقایسه گردیده است. این آزمایش برای بررسی رفتار دیوارهای لاغر بتن مسلح که به طور همزمان تحت بار ثقلی و جانبی قرار گرفته اند، انجام شده است.

دیوار مورد بررسی در مقیاس یک چهارم اندازه واقعی و با مقطع مستطیلی ساخته شده است و دارای طولی معادل ۱۲۲۰ میلی متر، ضخامت ۱۰۲ میلی متر و ارتفاع ۳۶۶۰ میلی متر می باشد. در شکل ۱ ابعاد مقطع دیوار، مشخصات میلگردهای طولی و عرضی و فاصله رعایت شده بین آرماتورها ارائه شده است. از سه نوع آرماتور متفاوت برای آرماتورگذاری مقطع دیوار استفاده شده است. برای آرماتورهای قائم و اصلی اعضای مرزی دیوار از میلگرد #۳ با قطر ۹/۵۳ میلی متر، برای آرماتورهای افقی و قائم جان دیوار از میلگرد #۲ با قطر ۶/۳۵ میلی متر و برای خاموت های اعضای مرزی از سیم صاف با قطر ۴/۷۶ میلی متر استفاده شده است. شکل های (۲ و ۳) به ترتیب بیانگر نتایج آزمایشگاهی منحنی تنش - کرنش نمونه های استوانه ای بتن تشکیل دهنده دیوار و منحنی تنش - کرنش مصالح فولادی در هنگام آزمایش می باشند. براساس نمونه های گرفته شده در زمان آزمایش مقاومت فشاری بتن در پایین ترین تراز دیوار به میزان ۴۲/۸ مگا پاسکال بوده است. حداکثر کرنش متناظر با تنش فشاری حداکثر بتن معادل ۰/۰۰۲ بوده است.



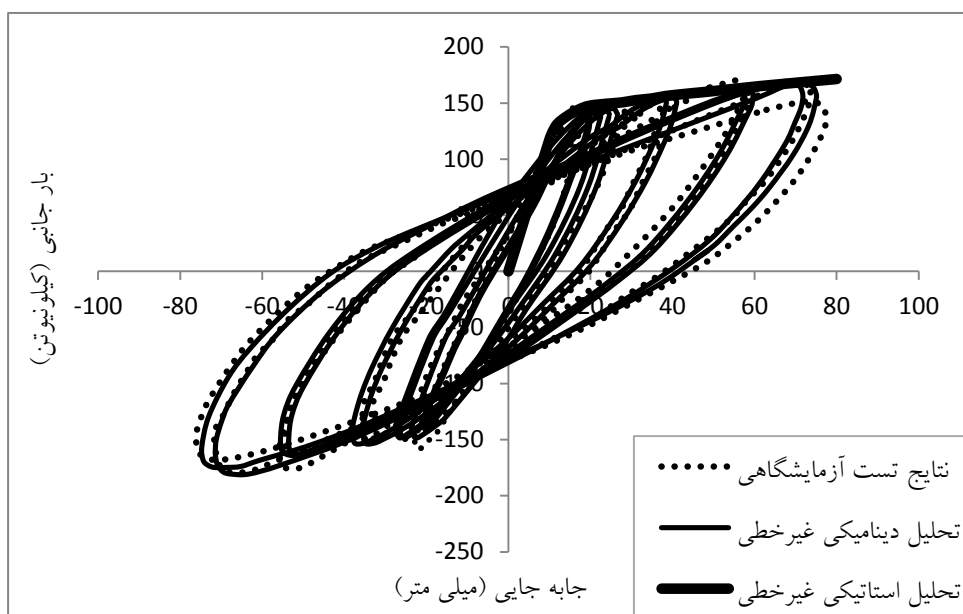
شکل ۱- ابعاد و جزئیات دیوار مورد آزمایش



شکل ۳ - منحنی تنش - کرنش مصالح فولادی

شکل ۲ - منحنی تنش - کرنش مصالح بتنی

تحلیل استاتیکی غیرخطی برای بدست آوردن منحنی ظرفیت دیوار و تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از رکورد جابه جایی جانبی اعمال شده به دیوار در آزمایشگاه، برای بدست آوردن رفتار چرخه ای و منحنی هیستریزس دیوار، انجام شده است. در شکل ۴ منحنی بار- جابه جایی مدل آزمایشگاهی و تحلیلی ترسیم و مقایسه شده است. براساس این اشکال نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی با خطای قابل قبولی رفتار واقعی دیوار را پیش بینی کرده اند. همچنین این مقایسه نشان می دهد که مدل سازی مقاطع دیوار باربر به روش فایبر از دقت بسیار بالایی برخوردار است.

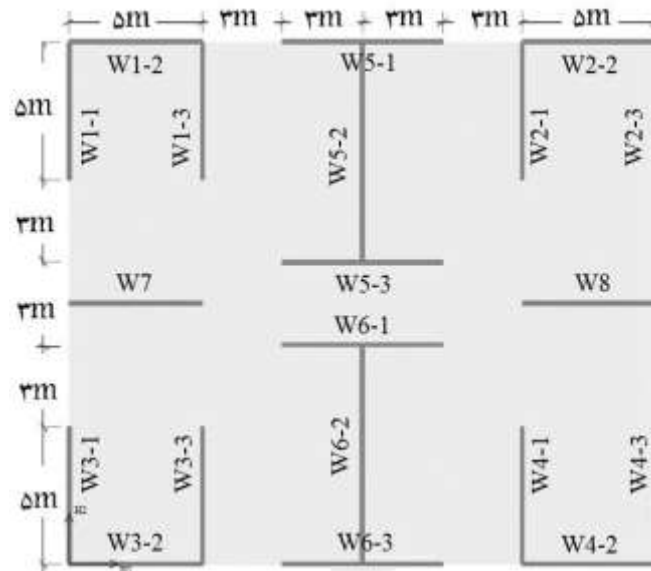


شکل ۴ - مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج تحلیلی بدست آمده از نرم افزار

۳. معرفی مدل های مطالعاتی

پلان پایه ای که برای مدل سازی سیستم دال و دیوار بتنی درجا با تعداد طبقات ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه استفاده شده، مربوط به ساختمانی واقعی با کاربری اداری است که طراحی آنها براساس آیین نامه سازه های بتنی آمریکا (ACI 318-11) [۶] و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان با استفاده از نرم افزار ETABS انجام شده است.

برای ساده سازی مدل، بازشوی دیوارها حذف شده است. ارتفاع طبقات برابر ۳ متر و زیربنای هر طبقه حدود ۴۱۸ مترمربع می باشد. سیستم مقاوم این ساختمان به صورت دیوار و دال دو طرفه بوده و شکل پذیری دیوارها در حد متوسط منظور شده است. تعداد ۲۴ دیوار سازه ای در پلان تعبیه شده است و ضخامت دال کف ۱۵۰ میلی متر و دیافراگم کف صلب در نظر گرفته شده است. برای مدل سازی از المان های دال و دیوار نرم افزار استفاده شده است. تکیه گاه های پای دیوارها به صورت گیردار مدل شده است. در شکل ۵ پلان عمومی طبقات و در جدول ۱ تیپ بندی دیوارهای پلان آورده شده اند.



شکل ۵ - پلان سازه ای و نحوه جاگذاری دیوارها

جدول ۱- تیپ بندی دیوارهای پلان

تیپ بندی	دیوارهای هر تیپ
Type I	W1-1 , W2-3 , W3-1 , W4-3
Type II	W1-2 , W2-2 , W3-2 , W4-2
Type III	W1-3 , W2-1 , W3-3 , W4-1
Type IV	W7 , W8
Type V	W5-1 , W6-3
Type VI	W5-2 , W6-2
Type VII	W5-3 , W6-1

همچنین مشخصات مصالح مصرفی و بارگذاری انجام شده در جداول (۲ و ۳) آورده شده اند.

جدول ۲ - مشخصات مصالح مصرفی

E_s (MPa)	F_y (MPa)	E_c (MPa)	f'_c (MPa)	المان سازه ای
$2/1 \times 10^5$	۴۰۰	$2/5 \times 10^4$	۲۸	دال و دیوار بتنی

جدول ۳ - بارگذاری موجود بر حسب کیلو نیوتن بر مترمربع

بار زنده	بار مرده (بدون احتساب مقاطع بتنی دال و دیوار)	تراز
۱/۵	۳	بام
۲/۵	۳/۵	طبقات

در ساخت مدل غیرخطی باید توجه شود که المان انتخاب شده رفتار غیرخطی عضو را تا حد امکان مشابه واقعیت شبیه سازی کند. در بیشتر نرم افزارهای کاربردی مانند SAP و ETABS، المان مجزایی برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی دیوارهای برشی وجود نداشته و از معادل سازی آن با المان های قابی استفاده می شود که این روش ها برای سیستم دال و دیوار، عمدتاً با مشکلات بسیاری همراه است و نتایج مناسبی در بر نخواهد داشت. بر این اساس، در این تحقیق برای مدل سازی و تحلیل غیرخطی دیوارهای برشی از المان های دیوار برشی نرم افزار PERFORM-3D [۴] استفاده شده است. این المان، مقطع دیوار را به صورت مجموعه ای از المان های رشته ای در نظر می گیرد و با این روش تحلیل غیرخطی دیوار را به صورت مستقیم ممکن می سازد.

رفتار غیر خطی مصالح در نرم افزار با استفاده از فایبربندی مقاطع و اختصاص دادن منحنی تنش - کرنش غیرخطی مصالح به فایبرها تعریف شده است. در این تحقیق برای تعریف منحنی تنش - کرنش غیرخطی فایبرهای بتنی در ناحیه فشاری و در حالت های محصور شده و محصور نشده از مدل ارائه شده توسط مندر و همکاران در سال ۱۹۸۸ استفاده شده است [۷ و ۸]. منحنی تنش - کرنش بتن محصور شده به فایبرهای بتنی اجزای مرزی دیوارهای سازه ای و منحنی تنش - کرنش بتن محصور نشده به فایبرهای بتنی ناحیه جان دیوارهای باربر اختصاص داده شده است.

برای مدل کردن رفتار غیرخطی فایبرهای مربوط به آرماتورها، از منحنی تنش - کرنش دو خطی استفاده شده است. مطابق با دستورالعمل بهسازی ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰) [۹]، حداکثر کرنش فشاری در آرماتورها به میزان ۰/۰۲ و حداکثر کرنش کششی به میزان ۰/۰۵ محدود شده است. بنابراین اجازه در نظر گرفتن کرنش های خارج از این محدوده که در واقعیت منجر به تغییر شکل های بزرگ و پارگی آرماتورها می گردد، داده نشده است.

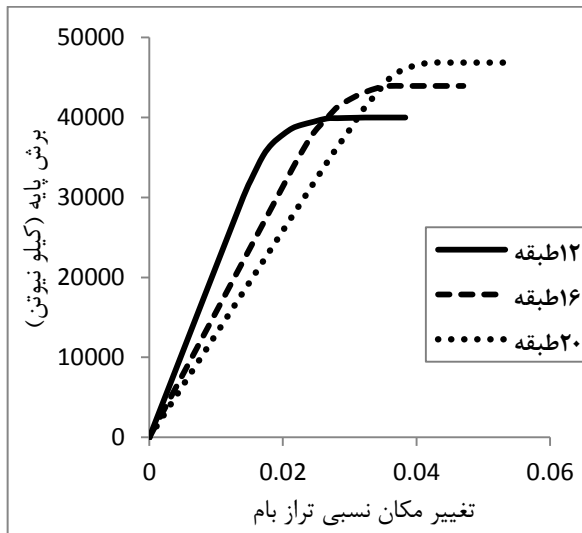
پس از طراحی و مدل سازی اولیه، براساس توصیه های موجود در دستورالعمل بهسازی لرزه ای، ساختمان های موجود تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی در نرم افزار مذکور قرار گرفته و سطوح عملکرد آنها بررسی شده و مطالعات مربوط به تحلیل آسیب پذیری، با توجه به دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰) [۹] و نیز دستورالعمل های FEMA-356 [۱۰] و ATC-40 [۱۱] انجام شده است.

در انجام تحلیل آسیب پذیری سه سطح عملکرد سازه ای مجزا به منظور مشخص کردن مقدار آسیب، خسارت اقتصادی و خرابی برای ساختمان تعریف شده است. معیارهای پذیرش سازه برای هر یک از این سطوح مشخص شده است. این معیارها براساس دستورالعمل بهسازی لرزه ای عبارتند از، سطح استفاده بی وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP).

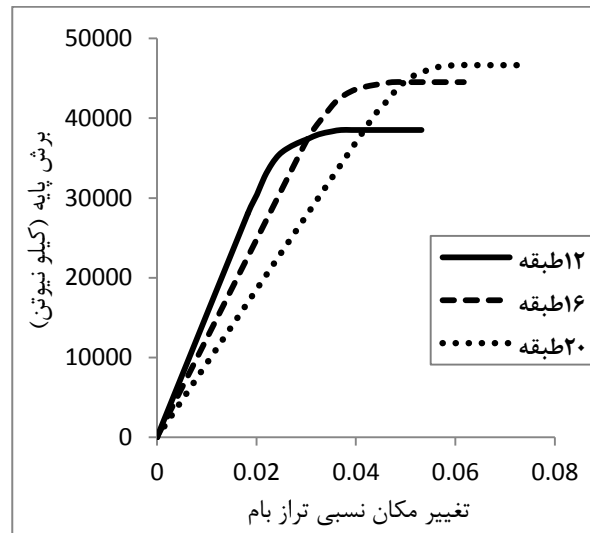
هدف بهسازی در نظر گرفته شده برای ساختمان های دال و دیوار مدل سازی شده بهسازی مطلوب است، که در این حالت انتظار می رود، هدف بهسازی مبنا تامین شده و تحت زلزله سطح خطر یک ایمنی جانی ساکنین تامین گردد و علاوه بر آن تحت زلزله سطح خطر دو ساختمان فرو نریزد. نتایج و بررسی های انجام شده بر این اساس، در ادامه ارائه خواهند شد.

۴. منحنی های ظرفیت

نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی به صورت منحنی جابه جایی نقطه کنترل سازه (تراز بام) به ازای مقادیر مختلف نیروی برشی پایه به دست می آید. این منحنی که به منحنی ظرفیت سازه معروف است، بیانگر قابلیت سازه در تحمل نیروهای جانبی ناشی از زلزله است. در شکل های (۶ و ۷) منحنی های ظرفیت در دو راستای افقی و برای مدل های مطالعاتی رسم شده اند.



شکل ۷- منحنی های ظرفیت در راستای H2



شکل ۶- منحنی های ظرفیت در راستای H1

۵. تعیین تغییر مکان هدف سازه

تغییر مکان هدف یا نقطه عملکرد سازه با توجه به محل برخورد منحنی تقاضا یعنی طیف آیین نامه ۲۸۰۰ [۱۲]، در دو سطح خطر DBE و MCE و منحنی ظرفیت سازه حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بدست می آید. مقادیر محاسبه شده تغییر مکان های جانبی نسبی هدف برای سطوح عملکردی مورد نظر، در جداول (۴ تا ۶) آورده شده اند.

جدول ۴- مقادیر مربوط به تغییر مکان هدف مدل های مورد مطالعه در سطح عملکرد IO

Target Displacement (cm)			جهت اعمال الگوی بار	سطح خطر
۲۰ طبقه	۱۶ طبقه	۱۲ طبقه		
۳۸/۰۶	۲۶/۰۲	۱۷/۸۴	H1	DBE
۳۰/۲۹	۲۰/۸۸	۱۳/۵۱	H2	
۵۷/۱	۳۹/۰۲	۲۶/۷۶	H1	MCE
۴۵/۴۳	۳۱/۳۲	۲۰/۲۷	H2	

جدول ۵- مقادیر مربوط به تغییر مکان هدف مدل های مورد مطالعه در سطح عملکرد LS

Target Displacement (cm)			جهت اعمال الگوی بار	سطح خطر
۲۰ طبقه	۱۶ طبقه	۱۲ طبقه		
۴۱/۸۷	۲۸/۶۲	۱۹/۶۲	H1	DBE
۳۳/۳۱	۲۲/۹۶	۱۵/۰۸	H2	
۶۲/۸۲	۴۲/۹۳	۲۹/۴۳	H1	MCE
۴۹/۹۷	۳۴/۴۴	۲۲/۶۳	H2	

جدول ۶- مقادیر مربوط به تغییر مکان هدف مدل های مورد مطالعه در سطح عملکرد CP

Target Displacement (cm)			جهت اعمال الگوی بار	سطح خطر
۲۰ طبقه	۱۶ طبقه	۱۲ طبقه		
۴۵/۶۷	۳۱/۲۲	۲۱/۴۱	H1	DBE
۳۶/۳۴	۲۵/۰۵	۱۶/۵۴	H2	
۶۸/۵۲	۴۶/۸۳	۳۲/۱۱	H1	MCE
۵۴/۵۲	۳۷/۵۷	۲۴/۸۱	H2	

۶. ارزیابی آسیب پذیری

در صورتی که حالات حدی کرنش های محوری و برشی و نیز معیارهای دورانی برای هر دیوار برشی و همچنین دریافت های مجاز آیین نامه ای برای عملکرد کلی سیستم در سطوح بهره برداری بی وقفه، ایمنی جانی و جلوگیری از فروریزش سازه (IO, LS, CP) دیوارهای برشی، روی منحنی ظرفیت سازه بعد از تغییر مکان هدف واقع شده باشند، به معنای آن است که نسبت تقاضا به ظرفیت (DCR) آنها کمتر از یک است و عملکرد سازه قابل پذیرش است [۱۳]. خلاصه نتایج مربوط به تحلیل استاتیکی غیرخطی برای هر سه مدل ۱۲ و ۱۶ و ۲۰ طبقه در دو سطح خطر DBE و MCE با توجه به تغییر مکان های

هدف، در جداول (۷ تا ۹) آورده شده اند. همان طور که در این جداول مشاهده می شود، در صورتی که عملکرد سازه در سطح مورد نظر قابل پذیرش باشد از علامت چک استفاده شده است و در صورتی که عملکرد سازه مورد قبول نباشد، به ترتیب تیپ دیوارهایی که از سطح عملکرد مورد نظر عبور می کنند، (طبق تیپ بندی انجام شده برای دیوارها در شکل ۵) در قسمت مربوطه آورده شده است و همچنین داخل پرانتز، میزان ادامه توزیع آن خرابی در طبقات ذکر شده است.

جدول ۷- بررسی سطوح عملکردی براساس نتایج حاصل شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل ۱۲ طبقه

سطوح عملکردی براساس ASCE 41-06			سطح خطر	جهت اعمال الگوی بار	۱۲ طبقه
CP	LS	IO			
✓	✓	✓	DBE	H1	
✓	✓	II,IV,V,VII (St.1)	MCE		
✓	✓	✓	DBE	H2	
✓	✓	I,III,VI (St.1)	MCE		

جدول ۸- بررسی سطوح عملکردی براساس نتایج حاصل شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل ۱۶ طبقه

سطوح عملکردی براساس ASCE 41-06			سطح خطر	جهت اعمال الگوی بار	۱۶ طبقه
CP	LS	IO			
✓	✓	IV,V,VII (St.1,2)	DBE	H1	
✓	✓	IV,V,VII (St.1-3), II (St.1,2)	MCE		
✓	✓	I,III (St.1)	DBE	H2	
✓	✓	I,III,VI (St.1,2)	MCE		

جدول ۹- بررسی سطوح عملکردی براساس نتایج حاصل شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل ۲۰ طبقه

سطوح عملکردی براساس ASCE 41-06			سطح خطر	جهت اعمال الگوی بار	۲۰ طبقه
CP	LS	IO			
✓	✓	IV,V,VII (St.1-4)	DBE	H1	
✓	IV,V,VII (St.1,2)	IV,V,VII (St.1-6), II (St.1-3)	MCE		
✓	✓	I,III (St.1,2)	DBE	H2	
✓	I,III,VI (St.1)	I,III (St.1-4), VI (St.1-3)	MCE		

همان طور که از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مشخص است، همه مدل ها در سطح عملکرد فروریزش سازه و همچنین در سطح عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر یک (DBE) قابل پذیرش هستند. بنابراین با نتایج بدست آمده از سطوح عملکردی بررسی شده، هر سه مدل مورد مطالعه هدف بهسازی مطلوب دستورالعمل بهسازی لرزه ای را تامین کرده اند.

۷. نتیجه‌گیری

از نتایج مهم تحلیل استاتیکی غیرخطی منحنی‌های ظرفیت و سختی اولیه سازه‌های مدل شده است. بررسی و مقایسه منحنی‌های ظرفیت به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، نشان دهنده ظرفیت باربری جانبی بیشتر و سختی اولیه بالاتر برای راستای H1 نسبت به H2 است. سختی اولیه بالاتر نشان دهنده پیوند ارتعاشی مود اصلی پایین تر است که این نکته با پیوند کمتر راستای H2 نسبت به H1 نیز مطابقت دارد. دلیل این امر، به قوی تر و سخت تر بودن سازه در راستای H2 نسبت به H1 برمی گردد. زیرا با وجود بلندتر بودن بعد H1 پلان از بعد H2، مساحت دیوارهای این راستا کمتر از راستای دیگر است. همچنین با افزایش تعداد طبقات سختی اولیه (شیب اولیه منحنی ظرفیت) کاهش یافته و ظرفیت باربری جانبی (مساحت زیر منحنی ظرفیت) افزایش می یابد. کاهش سختی اولیه در سازه‌های با تعداد طبقات بالاتر نشان دهنده افزایش پیوند اصلی مود اول ارتعاشی با افزایش ارتفاع برای این سازه‌ها است.

از نتایج نهایی تحلیل آسیب پذیری مدل‌ها مشخص است که همه مدل‌ها در سطح عملکرد فروریزش سازه، برای هر دو سطح خطر لرزه‌ای و همچنین در سطح عملکرد ایمنی جانی، برای سطح خطر لرزه‌ای یک (DBE) قابل پذیرش هستند. بنابراین با توجه به نتایج بدست آمده از سطوح عملکردی بررسی شده، هر سه مدل مورد مطالعه، هدف بهسازی مطلوب دستورات عمل بهسازی لرزه‌ای را که هدف بهسازی در نظر گرفته شده در این تحقیق بوده را تامین کرده‌اند. بنابراین این سیستم سازه‌ای، با توجه به عملکرد مطلوب و سایر مزایایی که دارد، می‌تواند گزینه مناسبی برای ساخت و سازه‌های مقاوم در برابر زلزله باشد.

۸. مراجع

- [1] Unnikrishna, P. and Parthasarathy, C.V. (1977). "Ultimate Strength and Design of Concrete Walls". Building and Environment, Pergamon Press, Britain, pp 25-29.
- [2] Han, S.W. and Oh, Y. H. and Lee, L. H. (2002). "Seismic Behaviour of Structural Walls with Specific Details". Magazine of Concrete Research, Vol. 54 (5), pp 333-345.
- [3] Hyun, C.H. and Choi, S. and Choi, K.R. and Shin, H.M. and Park, J.H. (2004). "Seismic Response Evaluation of an RC Bearing Wall by Displacement-Based Approach". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada, pp 26-49.
- [4] Computers and Structures, Inc. Perform 3D. (2011). "Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structure", Berkeley, CA.
- [5] Thomsen, J.H. and Wallace, J.W. (2004). "Displacement Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls – Experimental Verification". ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 130(4), pp 618-630.
- [6] American Concrete Institute (ACI). (2011). "Building Code Requirement for Structural Concrete", Advancing Concrete Knowledge, Farmington Hills.
- [7] Mander, J.B and Priestley M.J.N and Park R. (1998a). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 114 (8), pp 1804-1826.
- [8] Mander, J.B and Priestley M.J.N and Park R. (1988b). "Observed Stress-Strain Model of Confined Concrete". ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 114 (8), pp 1827-1849.

[۹] سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور. (۱۳۸۵). "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰)". معاونت

امور فنی دفتر امور فنی و تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله.



نهمین کنفرانس ملی بتن ایران
۱۵ و ۱۶ مهرماه ۱۳۹۶
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



[10] Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building", FEMA-356, Washington.

[11] Applied Technology Council (ATC). (1996). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40, Redwood City, California.

[۱۲] وزارت مسکن و شهرسازی. (۱۳۹۳). "آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)". ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

[13] American Society of Civil Engineers (ASCE). (2007). "Concrete Provisions", Update to ASCE/SEI 41-06.