ارزیابی لرزه ای و بهسازی یک ساختمان بتنی نامنظم با سیستم قاب خمشی - دیوار برشی با بادبندهای فولادی بروش تحلیل غیرخطی پوش آور

محمد علی لطف اللهی یقین

استادیار دانشکده عمران، دانشگاه تبریز **lotfollahi@tabrizu.ac.ir**

رامین تقی نژاد

کارشناس ارشد سازه: **ramin_taghinezhad@yahoo.com**

چکیده

با توجه به اینکه بسیاری از ساختمان های قدیمی بر اساس معیارهای آیین نامه های قدیمی و یا بدون در نظر گرفتن ضوابط لرزه ای طراحی شده اند، در سالهای اخیر ارزیابی لرزه ای و قابلیت آسیب پذیری این ساختمان ها اهمیت دوچندانی یافته است. در این مقاله ارزیابی لرزه ای و قابلیت آسیب پذیری ساختمان های بتنی با تکیه بر یک ساختمان پنج طبقه با دیوار برشی مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این ساختمان ابتدا یک مدل سه بعدی کامل برای شبیه سازی رفتار غیرخطی تحت تاثیر نیروهای زلزله ایجاد گردید، سپس برای ارزیابی ظرفیت لرزه ای این ساختمان براساس معیارهای *FEMA-356* از تحلیل استاتیکی پوش آور با استفاده از نرم افزار *SAP2000* استفاده شد. ساختمان مذکور تحت الگوی بار یکنواخت و الگوی مود اول در راستای شمال به جنوب و شرق به غرب تحت تحلیل پوش آور قرار گرفت و مشاهده شد که این ساختمان قادر نیست سطح عملکرد مورد انتظار را بر آورده نماید. همچنین براساس منحنی های ظرفیت سازه مشاهده گردید که ساختمان مورد نظر قادر نمی باشد به تغییر مکان هدف برسد و در بسیاری از تیرها دوران ها انتهایی و نیروهای برشی و در ستون ها دوران های انتهایی و نیروهای محوری بیش از مقادیر توصیه شده توسط *FEAM-356* می باشد. بعد از بررسی های بعمل آمده بادبندهائی قطری در دو جهت برای بهسازی سازه به آن اضافه گردید. در انتها منحنی های پوش آور و عملکرد سازه در قبل و بعد از اضافه کردن بادبندها در سطح زلزله مورد انتظار با یکدیگر مقایسه شده و مورد بحث قرار گرفت.

کلید واژه ها: تحلیل استاتیکی غیر خطی پوش آور، ساختمان بتنی، ارزیابی لرزه ای، تغییر مکان هدف، منحنی پوش آور، الگوی بار یکنواخت، الگوی مود اول، مهاربندی همگرا.

۱- مقدمه

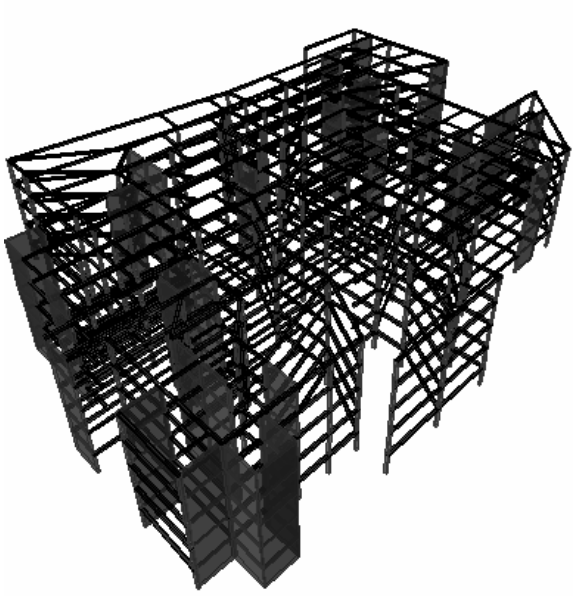
هم اکنون ساختمان های بتنی بسیاری در کشور وجود دارند که مدت زیادی از زمان ساخت آنها گذشته است. بعضی از این ساختمان ها در مناطق با لرزه خیزی بالا قرار داشته و جزء ساختمان های با اهمیتی می باشند که بعد از زلزله بایستی قابلیت بهره برداری خود را حفظ نمایند. آیین نامه ATC-40 [۱] ضوابط بهسازی ساختمان های بتنی را برای اولین بار در سال *1996* وضع نمود. بعد از آن دستورالعمل های FEMA-273 و FEMA-356 این ضوابط و معیارها را کامل تر نمودند [۲ و ۳].

دراین تحقیق به بررسی و ارزیابی سطح عملکرد یک ساختمان بتنی همراه با دیوار برشی در قبل و بعد از اضافه کردن بادبندهای فلزی با استفاده از ضوابط FEMA-356 پرداخته می شود. برای این منظور آسیب پذیری و عملکرد لرزه ای یک ساختمان بتنی که در حدود سال ۱۳۵۵ طراحی شده است مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای ارزیابی لرزه ای از منحنی های ظرفیت سازه که از یک تحلیل استاتیکی غیر خطی بدست آمده، استفاده شده است.

۲- معرفی ساختمان مورد ارزیابی

ساختمان مورد نظر یک سازه بتن مسلح می باشد که در حدود سال ۱۳۵۵ هجری شمسی ساخته شده است. سازه این ساختمان قاب بتنی همراه با دیوار برشی می باشد. ساختمان مورد نظر در پلان نامنظم بوده و با توجه به بازرسی های بعمل آمده در بعضی از قسمتهای ساختمان دیوار برشی بطور کامل به فونداسیون متصل نشده است. ساختمان بر روی یک زمین شیب دار ساخته شده و قسمت هایی از طبقات در زیر سطح زمین قرار دارند. اکثر دیوارهای برشی در اطراف آسانسورها و راه پله ها قرار گرفته است. سیستم سقف ساختمان دال بتنی با متوسط ضخامت *30cm* می باشد.

سازه در کل دارای پنج تراز طبقاتی می‌باشد. دال ها، تیرها و تیرهای فرعی بوسیله ستون های بتن مسلح با تنگ و خاموت های دورپیچ و دیوار های بتنی تحمل می‌شوند. فونداسیون زیر ستون ها از نوع پی گسترده می‌باشد. در این ساختمان سیستم مقاوم باربر جانبی شامل کف های بتنی و دیوار های برشی است. دال های سقف همانند دیافراگم های صلب عمل می‌کنند و در مدل سازی کامپیوتری ساختمان سقف ساختمان صلب در نظر گرفته شده است. مدل خطی ساختمان در شکل ۱ نشان داده شده است.

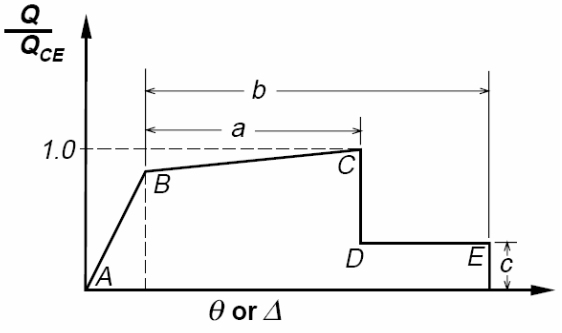


شکل ۱ - مدل خطی سه بعدی ساختمان

۳- مدل سازی کامپیوتری جهت ارزیابی لرزه ای

نرم افزار بکار رفته جهت مدل سازی و انجام تحلیل های غیر خطی برای ارزیابی لرزه ای، نرم افزار *SAP2000* بوده که نحوه مدل سازی در آن منطبق با روش های طراحی بر اساس عملکرد می باشد [۴]. برای مدل سازی

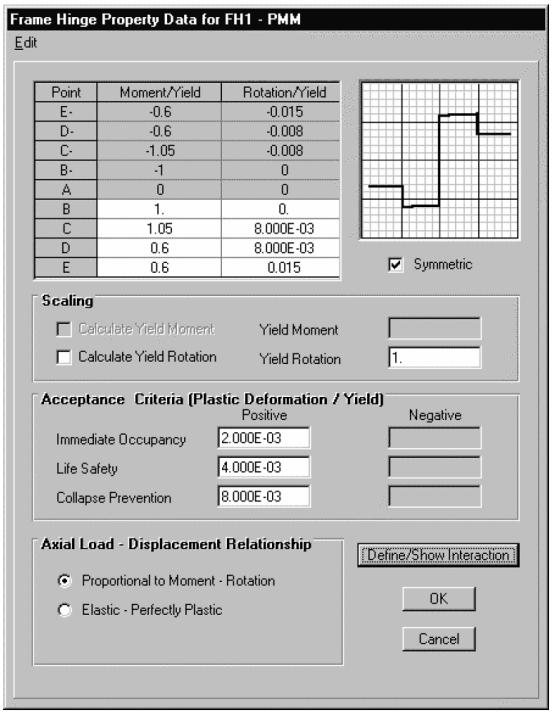
ساختمان جهت ارزیابی با معیارهای *FEMA-356* لازم است ابتدا منحنی رفتاری تمام اعضای سازه ای در نرم افزار تعریف گردد. در *FEMA-356* رفتار هر عضو در مقابل تلاش های اعمال شده بر آن، مطابق منحنی شکل ۲ می باشد.



شکل ۲ - مدل رفتار غیرخطی المان های بتنی مطابق *FEMA-356*

همانطور که در شکل ۲ دیده می شود جهت ترسیم و تعریف منحنی رفتاری المان ها علاوه بر ظرفیت مقطع نیاز به پارامترهای مدلسازی a ، b و c بوده که این پارامترها از جداول مربوطه در دستور العمل بهسازی قابل استخراج می باشند. در *SAP2000* با معرفی این نقاط و معیارهای

پذیرش مدل رفتار غیر خطی برای اعضای سازه بطور اتوماتیک ایجاد می شود. در شکل ۳ معرفی مشخصات یک مفصل اندرکنشی در *SAP2000* نشان داده شده است. برای مدل‌سازی دیوارهای برشی بتنی از المان های ستون استفاده شده، بدین ترتیب دیاگرام های اندرکنشی P-M برای هر المان ستون تولید می‌شود. قاب هایی که بار ثقلی را تحمل می‌کنند بعنوان المان های فرعی درنظر گرفته شده اند. این قاب ها نیز بطور کامل مدل شدند تا تقاضا های سیستم باربر ثقلی را کنترل کنند. دیافراگم‌ها بصورت صلب فرض شده‌اند. مقادیر سختی مؤثر المان های سازه برای تحلیل اولیه از FEMA 356 برداشت شده است.



شکل ۳ - منحنی عمومی نیرو تغییر شکل برای اعضای کنترل شونده توسط خمش و نیروی محوری

جدول ۱- مقادیر تغییر مکان برای راستای شمال به جنوب و شرق به غرب برای الگوی توزیع بار یکنواخت و الگوی مود اول

تغییر مکان هدف		
راستای شمال به جنوب	راستای شرق به غرب	الگوی توزیع بار
14.76cm	*11.31cm*	**مود اول**
13.63cm	*10.44cm*	**یکنواخت**

با در نظر گرفتن اثرات ترک‌خوردگی برای سختی دیوارها از صلبیت خمشی $0.5E_cI_g$ استفاده شده و فرض شده است که ستون ها تحت فشار قرار داشته و سختی خمشی آنها برابر $0.7E_cI_g$ درنظر گرفته شده است. تیرها پیش تنیده نبوده و سختی اولیه‌ای برابر $0.5E_cI_g$ دارند. سختی برشی برای ستون ها، تیرها و دیوارها برابر $0.4E_cA_w$ درنظر گرفته شده است. سپس مدل ریاضی این ساختمان تحت اثر نیروهای جانبی که مرحله به مرحله افزایش می یابد قرار داده شد تا ساختمان به تغییرمکان هدف برسد و یا اینکه مدل ناپایدار شود.

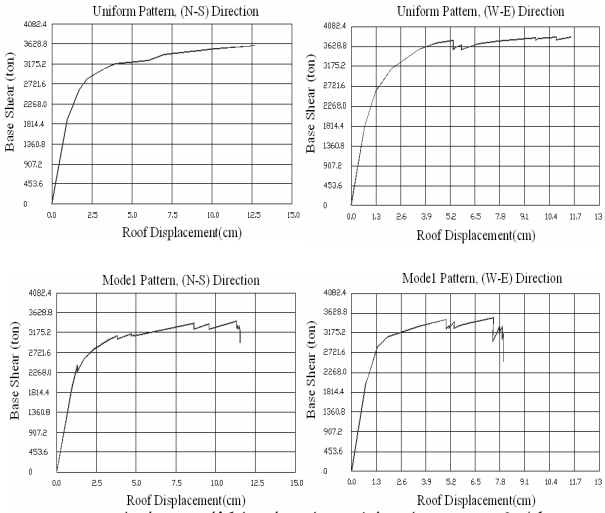
۴- سطح عملکرد و تغییرمکان هدف سازه مورد ارزیابی

در طراحی بر اساس عملکرد، سازه برای سطوح مختلف عملکرد مورد انتظار، مرتبط با سطوح مختلف خطر زلزله طراحی می گردد. برای رسیدن به این هدف ناگزیر باید از تحلیل های غیر خطی استفاده شود. در حال حاضر این روش در آیین نامه ها و پیش استانداردهای متعددی توصیه شده است. معمولا طراحی و بهسازی بر اساس عملکرد همراه با یک آنالیز خطر انجام می شود [۵ و ۶]. براساس نیازهای این پروژه، تحلیل غیرخطی و طراحی بهسازی برای سطح Basic Safety بکار برده شد. در آنالیز استاتیکی غیرخطی، ساختمان آنقدر هل داده می‌شود تا به تغییر مکان هدف برای سطوح لرزه‌ای BSE-1 و BSE-2 برسد. بعلت نامتقارن بودن ساختمان، بارهای جانبی در هر دو راستای مثبت و منفی به ساختمان اعمال شدند. منحنی بین برش پایه و نیروی جانبی برای جابجایی بین 0 و 150% مقدار تغییر مکان هدف (δ_t) برای زلزله BSE-1 رسم شده است. دو الگوی بار جانبی به سازه اعمال شده که عبارتند از: توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه توزیع می شود و توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش. در جدول ۱ مقدار تغییر مکان هدف تحت دو الگوی معرفی شده برای راستاهای شمال به جنوب و شرق به غرب آورده شده است.

۵- منحنی ظرفیت و نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی در سازه مورد ارزیابی

برای این ساختمان تحلیل پوش‌آور در راستاهای مثبت و منفی "شمال به جنوب" و "شرق به غرب" انجام شد. منحنی های پوش آور سازه برای راستای شمال به جنوب (N-S) و شرق به غرب (W-E) تحت الگوهای (Uniform & Mode1) در شکل ۴ نشان داده شده است. با توجه به منحنی های پوش آور بدست آمده مشاهده می شود که

منحنی های ظرفیت سازه نتوانستند برای معیارهای پذیرش در سطح عملکرد ایمنی جانی برای BSE-1 در راستاهای شمال به جنوب و شرق به غرب تحت الگوهای مورد نظر به تغییرمکان هدف برسند. برای تحلیل های پوش‌آور انجام شده ماکزیمم جابجایی حاصل شده، نوع و تعداد مفاصل تشکیل شده مورد بررسی قرار داده شد. از نتایج تحلیل پوش‌آور، دیده می‌شود که الگوی مودال در مقایسه با الگوی یکنواخت منجر به تشکیل تعداد بیشتری مفاصل برای تراز



شکل ۴- منحنی های ظرفیت سازه برای بارگذاری در راستای شرق به غرب و شمال به جنوب تحت الگوهای بار یکنواخت و مود اول

در طی آنالیز دیده می‌شود که تعدادی از ستون هایی که دیوارهای بالایی را تحمل می‌کنند دارای دوران هایی فراتر از حد انهدام (collapse) می‌باشند. تعداد زیادی از دیوارها و تیرها دارای دوران های پلاستیک فراتر از معیارهای سطح عملکرد ایمنی جانبی در تغییرمکان هدف می‌باشند. بعضی از ستون ها در بال مرکزی دارای شکست های برشی تحت الگوی بار یکنواخت برای تحلیل پوش‌آور در راستای شرق به غرب می‌باشند. بطور وضوح دیده می‌شود که این ساختمان نمی‌تواند معیارهای پذیرش سطح عملکرد ایمنی جانبی را برآورده نماید و بنابراین احتیاج به بهسازی دارد.

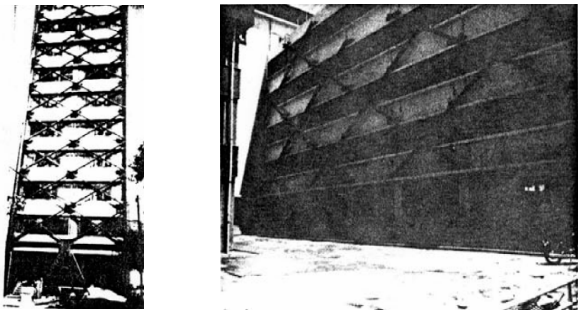
۶- سیستم مهاربندی فولادی جهت مقاوم سازی ساختمان های بتنی

استفاده از بادبند فلزی در سازه های بتن آرمه به دلیل اجرای آسان، مسایل اقتصادی و امکان مقاوم سازی ساختمان های بتنی ضعیف موجود در برابر زلزله و غیره، نسبت به دیوار برشی در چند دهه اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته و تحقیقاتی نیز در این زمینه انجام شده است. مطالعات تحقیقات گذشته نشان می دهد که استفاده از این جابجایی داده شده برای این ساختمان می‌شود. همچنین دیده می‌شود که کف های پایین‌تر این ساختمان نسبت به کف های بالاتر نسبتاً قوی‌تر می‌باشند. بهرحال این ساختمان با ترکیب موجود توانایی رسیدن به تغییرمکان هدف را ندارد. این ساختمان تنها توانایی رسیدن به جابجایی *7.11cm* در راستای منفی شرق به غرب و *11.02cm* در راستای منفی شمال به جنوب را دارا می‌باشد.

سیستم در مقایسه با دیگر سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی از قبیل دیوار برشی بتنی یا مصالح بنایی، روش مناسبی برای مقاوم سازی و سخت نمودن ساختمان ها در برابر نیرو های جانبی است و به واسطه این روش به اهداف متنوعی از جمله کنترل تغییر مکان جابجایی، افزایش شکل پذیری و جلوگیری از فروریزش می توان دست یافت. در چند سال گذشته تحقیقات متفاوتی در مورد استفاده از بادبند فولادی در قاب بتن آرمه انجام شده است.

به عنوان نمونه می توان به کارهای تجربی ماهری، کوثری و رزازان [۷] اشاره کرد. در این تحقیقات ضمن در نظر داشتن نحوه اتصال بادبند به قاب، مسئله شکل پذیری قاب نیز مد نظر بوده است. همچنین تحقیقات متفاوتی بصورت موردی و پراکنده در مورد ضریب رفتار این سیستم انجام شده است. نهایتا در آخرین کارهای انجام شده در این زمینه می توان به کارهای *Ghobarah* و *Abou Elfath* [۸] اشاره کرد که با انجام آنالیز غیر ارتجاعی و دینامیکی تحت زلزله های متفاوت، رفتار بادبندهای هم مرکز و خارج از مرکز را در قاب بتن آرمه مورد بررسی قرار دادند. مهاربندی قطری روش بسیار مناسبی برای مقاوم نمودن و سخت کردن ساختمان های موجود در برابر نیروهای جانبی می باشد، ضمن اینکه طراح می تواند مسیر نیرو را در سازه تعیین کرده و مقاومت و رانش را بصورت یک نیاز تطبیق دهد. کمانش غیرالاستیک مهاربندها بطور مشخص رفتار سیکل غیر الاستیک قاب مهاربندی شده (منحنی هیسترزیس نیرو و تغییرمکان) را تحت تاثیر قرار می دهد. به عنوان نمونه در شکل ۵ سمت راست مهاربندی ساختمان یک مدرسه ژاپنی بعد از اینکه ساختمان در زلزله Miyagi-Ken-oki(1978) خسارت سنگینی را با چندین ستون کوتاه متحمل شد نشان می دهد. در این ساختمان سیستم مهار بندی کمبود مقاومت و سختی جانبی مربوط به ستون خسارت دیده را جبران می کند. به عنوان یک نمونه دیگر در شکل ۵ سمت چپ یک ساختمان بتن مسلح ۱۲ طبقه در شهر مکزیکو نشان داده شده است که در سال ۱۹۸۰ بعد از

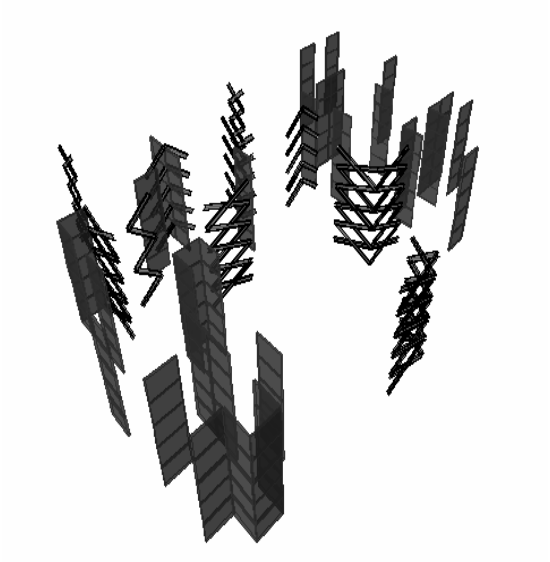
زلزله با استفاده از مهاربندهای محیطی در جهت ضعیف تقویت گردید. در این ساختمان مهاربندها به نحوی طراحی شدند که هیچگونه مزاحمتی برای پارکینگ و نمای ساختمان نداشته باشند. همچنین دالها برای انتقال برش به قابهای جدید که در محیط ساختمان قرار گرفته اند تقویت شدند. هزینه تقویت ساختمان *20%* هزینه جایگزینی ساختمان را در بر گرفت و با کمترین مزاحمت برای استفاده کنندگان همراه بود. سازه تقویت شده در زلزله ۱۹۸۵ بسیار عالی نقش خود را ایفا نمود.



شکل ۵- شکل سمت راست: ساختمان مدرسه در sandal ژاپن، شکل سمت چپ: ساختمانی در شهر مکزیکو که قبل از زلزله ۱۹۸۵ مهاربندی شده است،

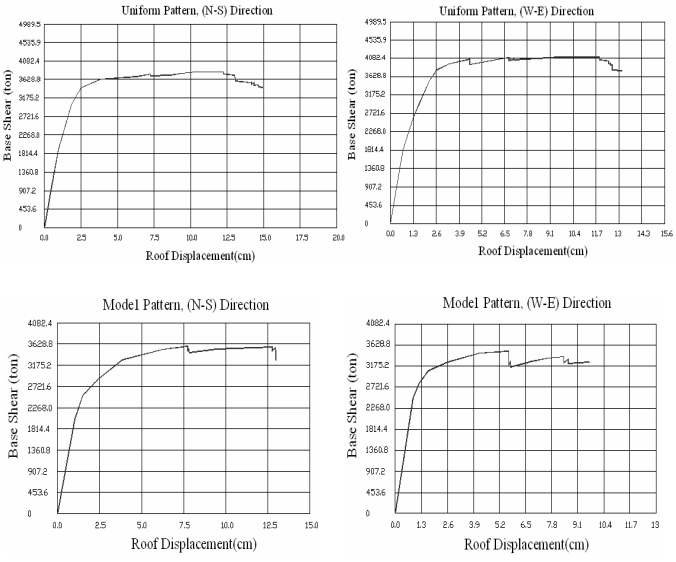
۷- منحنی پوش آور سازه بعد از اضافه کردن بادبندهای فلزی

با توجه به اینکه مفصل ها و دوران های ایجاد شده در اعضا و همچنین حداکثر ظرفیت تغییر مکان جانبی سازه قادر نبود سطح عملکرد مورد انتظار را برآورده نماید گزینه اضافه کردن بادبندهای فلزی به عنوان بهترین راه حل ممکن برای این ساختمان مورد ارزیابی قرار گرفت. در شکل ۶ مدل کامپیوتری سازه بعد از اضافه کردن بادبندهای فلزی نشان داده شده است.



شکل ۶- مدل غیر خطی سه بعدی ساختمان بعد از مهاربندی

برای این منظور در دهانه هایی از ساختمان که امکان اضافه کردن بادبند وجود داشت در دو راستا بادبندهایی به ساختمان اضافه شد. بعد از اضافه کردن این بادبندها دوباره تحلیل استاتیکی غیر خطی انجام شده و منحنی های پوش آور سازه بدست آمد. در شکل ۷ منحنی های پوش آور سازه بعد از اضافه کردن بادبندهای فلزی آورده شده است.



شکل ۷- منحنی های ظرفیت سازه برای بارگذاری در راستای شرق به غرب و شمال به جنوب
تحت الگوهای بار یکنواخت و مود اول بعد از اضافه کردن مهاربند فلزی

۸- نتیجه گیری

در صورت افزایش شکل پذیری سازه به منظور تقویت ساختمان، ضمن کاهش نیروی جانبی طراحی زلزله قدرت تحمل باربری المانهای سازه افزایش می یابد. لذا توصیه می شود جهت تقویت اسکلت ساختمان با افزایش شکل پذیری المانهای مقاوم در برابر نیروی جانبی نسبت به افزایش مقاومت سازه نیز اقدام گردد. به منظور افزایش قدرت باربری سازه پیش بینی بادبندهای برون محور و یا هم محور در سطح نمای خارجی ساختمان با در نظر گرفتن نحوه پیکربندی آن در سطح قاب برای جلوگیری از بلند شدگی تکیه گاهها نه تنها افزایش مقاومت پیچشی سازه را در بر دارد بلکه باعث تقارن سازه نیز می شود. در این ساختمان نیز همانطوریکه از منحنی های ظرفیت سازه در شکل های ۴ و ۷ مشاهده می شود بعد از اضافه کردن بادبندها، سازه تغییر شکل های غیر ارتجاعی بیشتری را تحمل نموده و به سطح عملکردی مورد نظر نزدیک تر شده است. همچنین با توجه به مفصل های تشکیل شده در سازه و منحنی های ظرفیت بدست آمده در این ساختمان مشاهده گردید که افزایش نیروهای جانبی تحت الگوی مودال نسبت به الگوی یکنواخت حالت بحرانی تری را ایجاد می کند.

۹- مراجع

1- Applied Technology Council, ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1-2, Redwood City, California.

2- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356.

3- FEMA (2000b). “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Report FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, U.S.A.

4- Computers and Structures Inc. (CSI), SAP2000 Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures V7.40N, Berkeley, California.

5- Tabeshpour, M.R., Bakhshi, A., and Golafshani, A.A., , 2004. "Seismic vulnerability, performance and damage analysis of special structures," 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada.

6- Tabeshpour, M.R., Bakhshi, A., and Golafshani, A.A., 2004. , "Vulnerability and damage analysis of existing buildings," 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada,

7- Maheri, M.R., 2003 and Kousari, R., and Razazan, M, “Pushover Tests on Concentric and Eccentric Steel Braced RC Frames,” Journal of Engineering Structures.

8- Ghobarah. A., 2000 Abou-Elfath, H., ”Behaviour of Reinforced Concrete frames Rehabilitated with Concentric Steel Bracing”, Can. J. Civil eng ,Vol. 27, pp. 433-444.

Seismic Evaluation and Retrofitting Of a RFC Structure With Flexural Frame and Shear Wall Using Steel Braces by Nonlinear Pushover Analsis

M.A. LOTFOLLAHI-YAGHIN
Civil Engineering Faculty, Tabriz University

lotfollahi@tabrizu.ac.ir

R. TAGHINEZHAD
Msc in Structural Engineering
ramin_taghinezhad@yahoo.com

Abstract

In recent years, seismic evaluation and vulnerability of the existing buildings, that have been designed based on an earlier seismic design code or designed without seismic design criteria, has been very important. In this paper, the seismic evaluation and vulnerability of concrete buildings, using an old 5-story building with shear walls as an example has been discussed. For this building, firstly a three-dimensional fully model has been created to simulate the actual nonlinear response of the building due to seismic forces. Then to evaluate the seismic capacity of this building, pushover nonlinear analysis using SAP 2000 as the software has been carried out, based on those given in FEMA-356. This structure has been evaluated under uniform load and pattern of the first mode in N-S and E-W directions and there has been clarified that there is no capacity of suffering of the predicted performance. Also, based on capacity curves of the structure, it was found that the structural displacement is not enough to carry out the target displacement, and end rotations and shear forces of a lot of beams also the same rotations and axial loads of columns exceed the allowed capacity noted by FEMA-356. For retrofitting this building, diagonal bracing elements in two directions have been used. Finally the pushover curves after addition of CBF bracing are then compared with pushover curves before addition of bracing from the expected earthquake ground motions and the assessed performances are discussed.

KeyWords: pushover nonlinear static analysis, concrete building, seismic evaluation, target displacement, pushover curve, uniform pattern, first mode pattern, CBF brace.