

بررسی مقاوم سازی سازه های فولادی در برابر زلزله به روش الگوی بهینه بادبندها

مجتبی عبدالهیان دهکردی،

مریی گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد شهرکرد

تلفن: ۰۳۸۱-۲۲۲۴۷۸۱، شماره: ۰۳۸۱-۲۲۲۷۷۵۷

m-abdollahian@yahoo.com

چکیده

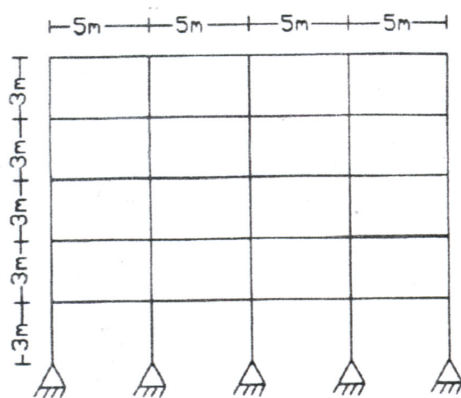
با افزایش تجارب حاصل از زمین لرزه های گذشته و بازنگری ضوابط آئین نامه های طراحی، امروزه پیش از پیش مبحث مقاوم سازی ساختمانهای موجود مورد توجه قرار گرفته است. پروژه حاضر به بررسی کاربرد سیستمهای لرزه بر بادبندی به عنوان یکی از مؤثرترین روشهای ارتقاء لرزه ای ساختمانهای فولادی کوتاه می پردازد.

از جمله مسائل مهم در مطالعه کاربرد این سیستمها، تعیین آرایش مناسب و ارتباط متقابل بادبندها در قاب می باشد. در این مقاله مفهوم ابر بادبندها به عنوان نگرشی نو به طرحهای بادبندی ارائه و خواص آنها در کنار الگوهای متعارف بررسی شده است.

این روش با قابلیت در نظر گرفتن هم زمان اثر پارامترهای معیار، برای تعیین اولویت های گزینه های بهسازی لرزه ای بسط یافته که نتایج آن کارایی ابر بادبندها در تقویت ساختمان مورد مطالعه با کمترین نیاز به تقویت شالوده آشکار می سازد.

تعیین آرایش و طرح بهینه بادبندها برای ارتقاء سازه تحت بار جانبی، صورت گرفته است. بر مبنای این روش چندین پارامتر از جمله: گریز طبقات، برش پایه دینامیکی و نیروهای وارد بر پی، نخستین مقدار ویژه و کمترین وابستگی مدهای ارتعاشی، گسترش یافته و به کمک آنها اثر نامنظم بودن قاب، تغییر اتصالات آنها و تغییر نوع با آرایش بادبندها در طرح بهینه تقویت لرزه ای مطالعه شده است. کارایی بالا و برتری چشمگیر روش حاضر بر روش های موجود بهینه یابی الگوی پیوسته با مقایسه نتایج آنها در باز توزیع تنشها، قابلیت تغییر برای طراحی عملی و کاهش وزن بادبندها در کنار اهمیت کاربرد بادبندها در طرحهای بهینه ارتقاء آشکار گشته است.

کلید واژه ها: باد بندهای بزرگ مقیاس، بهینه یابی بادبندها، تغییر مکان بیشینه طبقات، برش پایه دینامیکی، پدید ارتعاشی مد اول سازه.



شکل ۱: مدل دو بعدی مورد تقویت

از آنجا که سازه‌ها در پلان متقارن و منظم است شکل ۱، تقویت آن در جهت طولی با مطالعه یک قاب مستوی نمونه صورت گرفته است مراحل بارگذاری استاتیکی معادل و محاسبات جرم مورد نیاز در تحلیل دینامیکی به شرح جدول ۱ است:

۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع = (D) بار مرده طبقات

۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع = (L) بار زنده طبقات

طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، ۲۰٪ از بار زنده در محاسبه جرم طبقات این ساختمان مسکونی در نظر گرفته می‌شود.

سقف‌ها از نوع تیرچه بلوک و دارای صلیب کافی برای توزیع نیروی جانبی بین عناصر قائم می‌باشد. در جهت طولی ۴ قاب برای تقویت با ایجاد سیستم لرزه بر بادبندی، انتخاب شده‌اند.

۳- روش تحلیل استاتیکی معادل

از آنجائیکه سیستم بادبندی مانعی در برابر حرکت جانبی به شمار می‌آید، محاسبات مربوط به تحلیل استاتیکی معادل برای قاب شکل ۱ در جدول ۱ ارائه می‌گردد.

۱- مقدمه

بسیاری از ساختمانهای دارای اسکلت فلزی (فولادی) در ایران به علت نامطلوب بودن کیفیت مصالح، کیفیت بد جوش‌های کارگاهی، نداشتن سیستم باربر جانبی مناسب و بدی کیفیت اجرا، مقاومت کافی در مقابل تکنهای زلزله را ندارد. به همین جهت خطر بروز خسارات جانی و مالی مخصوصاً در زلزله‌های بزرگ بسیار زیاد است. اگر در یک زلزله درصد زیادی از ساختمانهای موجود خراب شوند نتایج اقتصادی مرتب بر آن نیز ممکن است بسیار شدید باشد. با برنامه ریزی دقیق و کار مهندسی خوی می‌توان عملکرد ساختمانهای معمولی ایران را در مقابل زلزله به مقدار قابل توجهی بهبود بخشید، این کار با تقویت ساختمانها امکان پذیر است. حتی یک اقدام نسبتاً ساده مانند اصلاح جوش‌ها و افزایش ابعاد آن در اتصالات ممکن است باعث تقویت قابل ملاحظه ساختمان گردد. هدف از مقاوم سازی ساختمانها در درجه اول افزایش مقاومت جانبی آنهاست. این کار باعث تغییر شکل‌ها و در نتیجه کاهش احتمال خرابی می‌شود. هدف دوم تبدیل ساختمان به یک سازه شکل پذیر است که به روش کنترل شده ای وارد مرحله تسلیم گردد. مقاله حاضر به بررسی شیوه‌های بهینه سازی ساختمانهای فولادی کوتاه مرتبه در مقابل اثرات زلزله میپردازد.

۲- مشخصات ساختمان های مورد مطالعه

ساختمان های مورد مطالعه طبق ضوابط استاندارد [۱] ۲۸۰۰ دارای تقارن در پلان و ارتفاع می باشند شکل ۱ این ساختمان مسکونی شامل ۵ طبقه با ارتفاع برابر 3m و ۴ دهانه با طول مساوی 5m در جهت طولی و $L=4m$ در جهت عرضی می باشد. مقاطع ستونها، دوبل IPE240 با ضخامت تقویتی $10mm \times$ ۳۰۰PL در طول جان و کلیه تیرها دارای مقاطع دوبل IPE180 هستند. اتصالات تیر به ستون در قابهای عرضی مفصلی و در قابهای طولی، گیردار است و اتصالات ستونها به پی مفصل میباشند.

۵- بررسی آرایش های مختلف بادبندی برای قاب ساختمان مورد نظر

در آرایشهای خانواده a از بادبندی تک همگرا شکل ۲ برای مهاربندی چشمه های قاب استفاده شده است. در برخی از این الگوها به منظور در نظر گرفتن اثر محدودیت‌های معماری، بادبندها در تمام طبقات به صورت متقارن تعبیه نشده اند. این آرایش ها در نگاه کلی، الگوی بادبند تک الگوی بادبند ضربدری بزرگ مقیاس را در کل قاب تداعی می کنند به طوری که گره های کنج آن از روی پی تا کف طبقه چهارم قرار دارند. در خانواده b شکل ۲ برای ایجاد الگوی یک بادبند بزرگ مقیاس در کل قاب، استفاده از بادبندهای تک واگرا نیز مجاز شمرده شده است. در آرایش های مختلف این گروه، کنج های بادبند بزرگ مقیاس در گره های گوشه قاب ثابت مانده و گره محل تلاقی دو قطر آن، ابتدا بین تراز طبقات و سپس بین ستونهای یک طبقه جایجا شده است. در طرحهای تقویت خانواده c و d شکل ۳ چشمه های قاب به صورت متقارن با قطرهای تک، مهار شده اند و تغییر خروج از مرکز یکسان آنها الگوی مختلف این خانواده را با انتقال از سیستم بادبندی همگرا (با خروج از مرکزیت صفر) به سیستم واگرا ایجاد می کند. در گروه c فقط دو نوار کناری و در خانواده d تمامی دهانه ها به این روش بادبندی شده اند. آرایشهای گروه e و f شکل ۴ به ترتیب نیز مانند c و d می باشد، با این تفاوت که الگوی بادبند بزرگ مقیاس واگرایی زانویی (k)، را در هر دهانه مهار شده (از تراز پی تا بام) ایجاد نموده اند. طرح این گروه ها به گونه ای است که برای خروج از مرکز صفر، با تلاقی هر دو الگوی زانویی، یک الگویی بادبند ضربدری بزرگ مقیاس پدید می آید. در خانواده g شکل ۵ دهانه های کاری قاب با بادبندهای واگرایی زانویی مهار شده اند به طوری که با تغییر خروج از محور تا مقدار صفر به بادبندهای همگرایی زانویی ۷ تبدیل می شوند. آرایش بادبندی گروههای i و h شکل ۴- از الگوهای بادبند تک واگرا تشکیل می شوند که برای خروج از مرکز e=0 بادبندهای برگ مقیاس همگرایی جناقی را ایجاد می کنند. در هر یک از مدل‌های فوق، مقطع بادبندها به شکل لوله با قطر متوسط ۲۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده و ضخامت جداره ان برای هر مدل از روش تعیین کمترین وزن تقویت محاسبه می شود. در کلیه موارد، اتصال دو سر هر بادبندی به تیر یا ستو، مفصلی فرض شده است.

جدول ۱: محاسبات مربوط به روش تحلیل استاتیکی معادل برای قاب ساختمان شکل ۱

وزن S دیوارهای کناری قاب	$m_i = D + 0.2.L$ محاسبات جرم طبقات	H ارتفاع قاب ساختمانی	D بعد ساختمان در جهت طولی
83/25Kg/m ²	۵۷۸۶۰ Kg	۱۵m	/۴۵Sec ۰
$T = 0.09 \times \frac{H}{D^2}$ پریود ارتعاش طبیعی	$B = 2 \times \left(\frac{r}{r_0}\right)^3$ ضریب بازتاب	$C = \frac{ABI}{R}$ ضریب زلزله	$V = C.W$ برش پایه
۲	۷	۰/۸	/۹۳Ton ۲۸

توزیع نیرو در طبقات مطابق آئین نامه، به شرح زیر است:

$$F_1 = (V - F_t) \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

$$\begin{cases} F_1 = 1.93 \text{ ton} \\ F_2 = 3.86 \text{ ton} \\ F_3 = 5.79 \text{ ton} \\ F_4 = 7.7 \text{ ton} \\ F_5 = 9.64 \text{ ton} \end{cases}$$

۴- روش تحلیل دینامیکی

با توجه به تقارن و منظم بودن پلان سازه، می توان از روش تحلیل طیفی بهره گرفت. برنامه SAP2000 [۲] نسبت تنش ها را فقط در آنالیز مودی نمایش می دهد. بنابراین برای بدست آوردن طیف زمین لرزه های مورد استفاده یک مدل تک درجه آزادی پایداری مورد نظر تحت شتاب نگاشت آنها به روش تاریخچه زمانی آنالیز و طیف طرح به کمک نرم افزار SAP2000 از نتایج آن استخراج شده است. طیف حاصل از مراحل بعدی برای تحلیل مدالب و محاسبه خودکار نسبت تنش ها توسط این نرم افزار، به کار رفته است. به منظور ایجاد طیف پیشنهادی UBC-97 [۲] نیز استفاده می شود.

۶- پارامترهای مورد مطالعه

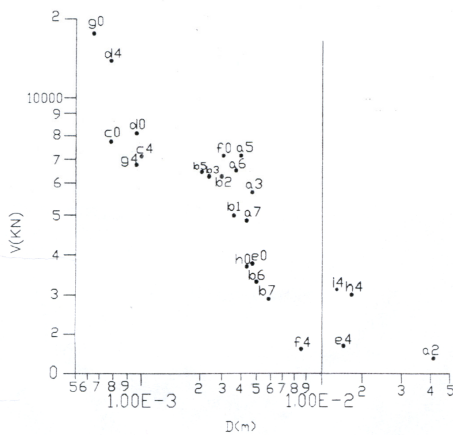
برای بررسی رفتار خطی سازه تقویت شده با الگوهای مختلف بادبندی، پارامترهای گوناگون مشخص کننده ویژگی های دینامیکی یا اولویت در طرح ارتقاء لرزه ای به شرح زیر مورد استفاده قرار گرفته است :

- ۱- بیشینه تغییر مکان طبقات بدست آمده از تحلیل استاتیکی معادل
- ۲- برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی سازه
- ۳- پیروید ارتعاشی مدل سازه

۷- مقایسه و ارائه نتایج

۷-۱ نمودار برش پایه دینامیکی در برابر تغییر مکان بیشینه طبقات

دقت در شکل ۶ آشکار می سازد که مدل های خانواده e و f بطور کلی برش پایه کمتری نسبت به سایر مدلها دارند و با کاربرد ضریب رفتار یکسان، نیاز به تقویت پی سازه را کاهش می دهند. از طرفی با توجه به تغییر مکان بیشینه آنها اگرچه در ناحیه تغییر مکان مجاز قرار دارند، بیش از مقدار متناظر خانواده c، d و g است. کمترین برش پایه مربوط به مدل f_4 می باشد، بنابراین انتخاب گزینه بهینه میان f_4, g_0 به هزینه و امکانات موجود برای تقویت شالوده و نیز اهمیت گریز کمتر، به عنوان یک معیار کنترل پاسخ سازه تحت زمین لرزه، بستگی دارد. این نمودار همچنین نشان می دهد که حساسیت و پراکندگی برش پایه مدل های گروه c و d نسبت به تغییرات خروج از مرکز، کمتر از سایر مدلهاست.



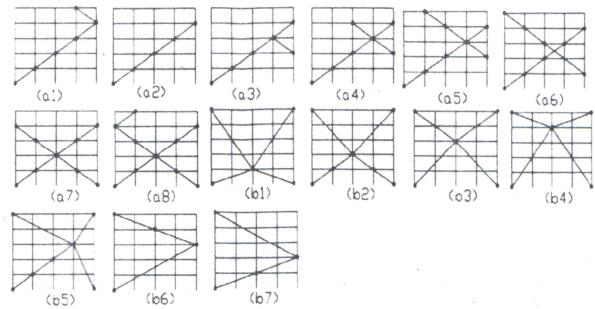
شکل ۶: برش پایه دینامیکی (V) در برابر تغییر مکان بیشینه طبقات (D)

۷-۲ نمودار برش پایه دینامیکی در برابر پیروید

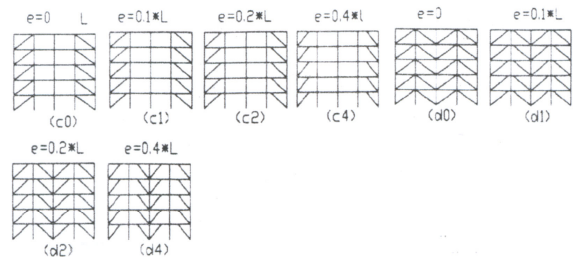
مد اول

شکل ۷ رابطه میان پیروید طبیعی نمودارهای تقویت شده را با پاسخ آنها تحت زمین لرزه طرح نمایش می دهد. در طیف طرح زلزله طیس با ۲٪ میرایی، شتاب بیشینه، متناظر پیروید ۲٪ ثانیه می باشد. از طرفی بیشترین برش پایه دینامیکی مدلها در همین تناوب بدست می آید که معرف حالت تشدید در پیوندهای نزدیک به پیروید طیف طرح می باشد.

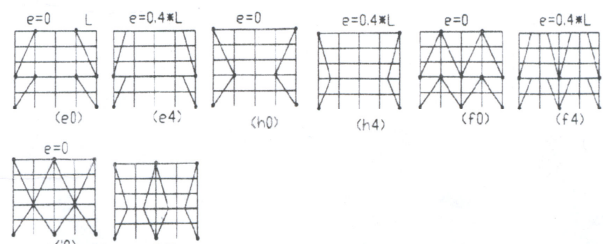
شبهات الگوی پاسخ برش پایه با طیف شتاب در نمودارهای اخیر، مرید نتایج قبلی می باشد به طوریکه سازه اولیه با داشتن تناوب



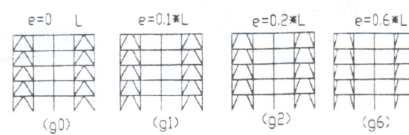
شکل ۷-۲ آرایشهای خانواده b, a برای تقویت لرزه ای قاب مورد بررسی



شکل ۸-۳ طرح های خانواده c و d، و خروج از مرکز متناظر اضلاع آنها



شکل ۹-۴ نمایش ابربادبندی همگرا و واگرا در طرحهای تقویت نظیر گروههای e, f, h, i

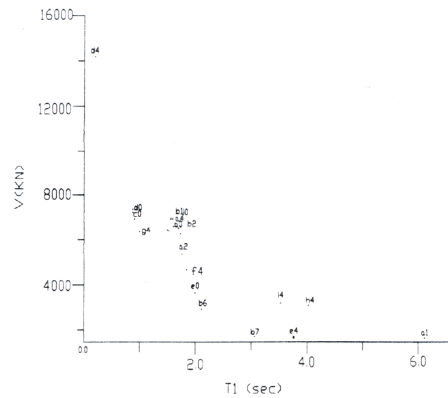


شکل ۱۰-۵ گروه g با بادبندی همگرا و واگرای متداول برای تقویت لرزه ای قاب مورد بررسی

۳- در بررسی اولیوت میان چند گزینه تقویت، معیارهای مختلفی نظیر محدودیت تغییر مکان بیشینه، کمترین برش پایه در حیطة تحلیل های خطی، مورد مطالعه قرار گرفت. بررسی نمودارهای متناظر نشان داد که در نظر گرفتن اثر یک پارامتر به تنهایی کافی نیست و اولیوت گزینه باید با استفاده از نمودارهای ترکیبی معیارهای مورد نظر، تعیین گردد.

۴- نتایج نمودارهای ترکیبی تغییر مکان طبقات و برش پایه دینامیکی به عنوان معرفی از نیروهای اعمالی بر شالوده، نشان می دهد که در حیطة تحلیل های خطی، ابر بادبندهای همگرا با رفتار بهتر در ارضای هم زمان توابع هدف و محدودیت های تقویت لرزه ای از اولیوت بالاتری در ارتقاء سازه های فولادی برخوردارند.

طولانی در ناحیه سمت راست پرید تشدید، کمترین شتاب را از تحریک زلزله دریافت می کند و به همین دلیل طرحهای تقویتی e_4 و t_4 با اعمال کمترین افزایش سختی لازم (کمترین کاهش تناوب) برای ارضاء ضوابط گریز بیشینه مطلوب می باشد.



شکل ۷: برش پایه دینامیکی (V) - پرید مد اول (T1)

۸- نتیجه گیری

در مقاله حاضر، با مطالعه مقاوم سازی ساختمانهای فولادی در برابر بارگذاری جانبی و اثر زمین لرزه نتایج متعددی بدست آمد که مهمترین آنها به شرح زیر می باشد:

۱- در بررسی اجمالی شیوه های مرسوم تقویت ساختمانهای فولادی مشاهده شد روشهای مقاوم سازی با استفاده از بادبندها از امتیازات ویژه ای برخوردار است که مهمترین آنها کارایی و سهولت اجرای تقویت، (مقاوم سازی)، کمترین تغییرات در ویژگیهای سازه ای و معماری بنا، امکان تأمین اتصال مناسب با اعضای قاب، قابلیت انطباق بالا با سیستم سازه ای بنای موجود، افزایش چشمگیر سختی و مقاومت و توزیع مناسب نیروهای قاب به ویژه کمترین افزایش در نیروهای اعمال شده به شالوده می باشند.

۲- در مطالعه سیستمهای بادبندی نمی توان به بررسی جداگانه رفتار واحدهای بادبندی اکتفا نمود و باید اثر توالی آنها را در آرایش بادبندهای کل سیستم و تأثیر متقابل آن بر قاب مهاربندی شده نیز بررسی شود. در این راستا مفهوم ابر بادبندها یا بادبندهای بزرگ مقیاس به عنوان نگرشی نو به آرایش های بادبندی تعریف و ویژگیهای آن در طرح ارتقاء سازه ها تحت بارگذاری جانبی مطالعه شد.

۹- مراجع

- ۱- استاندارد ۲۸۰۰ "آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله"، ویرایش دوم، آذر ۱۳۷۸
- ۲- ویلسون، ادوارد، حبیب الله، اشرف، چاپ اول، بهمن ۱۳۸۰ "برنامه عمومی تحلیل و طراحی SAP2000"، ترجمه داوود نبی، سید مهدی لاجوردی، سید مهیار، احمدی بید گلی، حسین.
- ۳- واکابایاشی، مینور، ۱۳۷۴. "طراحی ساختمانهای مقاوم در برابر زمین لرزه"، ترجمه معماری، علی محمد و ناطق الهی، فریبرز، انتشارات مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله،
- ۴- ناطق الهی، فریبرز، شماره اول، بهار ۱۳۷۶. "آسیب پذیری لرزه ای سازه های فولادی موجود با اتصالات خرچینی"، نشریه دانشکده مهندسی دانشگاه مشهد، سال نهم،
- 5- "A methodology for the seismic evaluation of existing buildings." 1987, ACT - 14, Applied Technology concil.

Investigation of Reinforcing Steel Components opposing Earthquake With the Help of optimal Wind- Occlusions Design.

Mojtaba abdolahian dekordi

Department of civil Engineer, islamic Azad university Sharkord

Abstrae:.

According to the experiences gathered from pre-earthquakes & revising the rules of design bylaws the subject of reinforcing the present buildings is important nowadays. This project investigates the usage of quake system on wind- occlusion as one of the most efficient ways of shaking development in small, steel buildings.

Including important matters in studying the usage of these systems is suitable arrangement determination & wind- occlusion's mutual relation in frame. This essay reveals the concept of super wind- occlusions as a contemporary outlook to wind- occlusion designs & discusses their uses after standard models .

This method with the capacity of contemporaneous including of the effect of standard parameters, for determining the primacy of the shaking betterment choices, that its results reveals the efficiency of super wind- occlusions in reinforcing the studing building with the least need to foundation reinforcement.

Arrangement deterrmination & optimal design of wind- occlusions have been accomplished for the advancement of the under – pressure side- component. On the basis of this method, some parameters including, flat escape, slicing of the dynamic pillar & forces vertical to foundation, primary amount & the least dependence of vibrational tides, have been expanded & for their help, the frame's unstability effect, change of their joints & of the type with wind- occlusions arrangement in the optimal design of shaking reinforcement have been investigated . High efficiency & great superiority of the present method on existing methods of optimizing the continuous model with comparing their conclusions in need of roles distribution, the changing capability for practical design & decreasing the wind- occlusions weight along with the importance of super wind- occlusions application have been described in optimal designs of advancement.

Keyword: steed camonents, Earthquake, optimal design win occlusions