

بسم الله الرحمن الرحيم

... وَأَنْزَلْنَا الْحَدِيدَ فِيهِ بَأْسٌ شَدِيدٌ وَمَنْفَعٌ لِلنَّاسِ ...

... فولاد و آهن را که در آن هم سختی و هم کارزار و هم منافع بسیار برای مردم است آفریدیم...

سوره الحديد، آیه ۲۵



مجله علمی - پژوهشی

صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر اردشیر دیلمی

سر دبیر: دکتر تقی کاظمی

ویراستار: مهندس علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: مهندس علیرضا آبی

سازه و فولاد

اعضای هیأت تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

دکتر مجتبی ازهری	(استاد مهندسی عمران)
دکتر حسین باقرنژاد	(استاد مهندسی عمران)
دکتر ابراهیم ثنایی	(استاد مهندسی عمران)
دکتر فرهاد دانشجو	(دانشیار مهندسی عمران)
دکتر رضا رازانی	(استاد مهندسی عمران)
دکتر مجید صادق آذر	(دانشیار مهندسی عمران)
دکتر سعید صبوری	(استاد مهندسی عمران)
مهندس آرک مگردیچیان	(استاد مهندسی عمران)
دکتر شمس الدین میردامادی	(استاد مهندسی مواد)
دکتر سید احمد نوربخش	(استاد مهندسی مکانیک)

صفحه‌آرایی: فاطمه رحیمی

لیتوگرافی، چاپ: اسکویی

نشانی:

تهران، خ ظفر، خ فرید افشار،
خ دولت‌شاد شرقی، خ جام، کوچه
تایباد، پلاک ۱۲

تلفن:

۲۲۰۰۳۹۴۳-۲۲۰۰۳۸۴۱

شاپا : ISSN 1735-515X

پایگاه اینترنتی :

www.iransss.org

انجمن سازه‌های فولادی ایران

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود.

سال اول - شماره اول

زمستان ۱۳۸۴

۱..... P انجمن سازه های فولادی

۲..... P توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمانهای ایزوله شده
Current Seismic Codes Assume A triangular Distribution of Base Shear

فرامرز خوشنودیان : استادیار گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر
بهنام مهرپرور : دانشجوی دوره دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

۱۳..... P اتصال گیردار تیر به ستون دویل فولادی با استفاده از صفحات کناری
Moment Connection of Steel Double-I Built-Up Column Using Side Plates

اردشیر دیلمی : استادیار گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر
محمود رضا شیراوند : دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر

P ارزیابی پارامتریک عملکرد لرزه ای قابهای فولادی خمشی بلند مرتبه بادبواربرشی بتنی برپایه روش طراحی
۲۸..... P براساس عملکرد
Parametric Seismic Performance Evaluation of Tall Steel Moment Resisting
Frames With Shear Walls

فرهاد دانشجو : دانشیار بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
محمد رضا جهانشاهی : دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه
تربیت مدرس

۴۰..... P شکل پذیری قابهای مهاربندی شده هم مرکز با مکانیزم المان پیچشی
Ductility of Con centrically Bared Frames by Torsion Element Mechanism

محمد قاسم وتر: استادیار گروه دینامیک سازه، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
وحید ملصقی : کارشناس ارشد مهندسی عمران زلزله، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

۴۷..... P شیوه نگارش مقالات

۴۸..... P فرم عضویت در انجمن

انجمن سازه های فولادی

به نام خالق هستی

در سال ۱۳۸۵ خورشیدی که روزهای آخر آن در حال سپری شدن است، اتفاق های زیادی در زمینه آئین نامه ها، دستورالعمل و مقررات جاری کشور در ارتباط با ساختمان روی داد. مهمترین آن در زمینه سازه های فولادی بود که ویرایش دوم مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان چاپ و منتشر گردید. تغییر اساسی مبحث ۱۰، ویرایش دوم نسبت به ویرایش قبلی آن اضافه شدن فصل طرح لرزه ای سازه های فولادی می باشد. در گذشته به علت عدم وجود ضوابطی در این خصوص در پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰، ضابطه هایی برای طرح لرزه ای سازه های فولادی قرار گرفته بود. تغییرات دیگر مبحث ۱۰ مقررات ملی نسبت به ویرایش قبلی آن اندک بودن و بیشتر در حد اطلاعات ویرایشی، اضافه نمودن تصویر به متن اصی آئین نامه (که کار معمولی نمی باشد) و می باشد.

ضوابط ارائه شده برای طرح لرزه ای سازه های در مبحث ۱۰ ویرایش جدید در بعضی موارد هم؟؟ لازم با ضابطه های پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰ را ندارد و این متأسفانه می تواند باعث سردرگمی طراحان برای طراحی و کارفرمایان برای کنترل طرح های ارائه شده گردد.

انجمن سازه های فولادی خود را لازم می داند که در بحث آموزش عمومی مبحث ۱۰، ویرایش علمی و ادبی، یکسان سازی ضوابط این مقررات ملی با دیگر نشریات و آیین نامه های مرتبط با سازه های فولادی، تیر راهنما و ... وارد شده و گام های هدفمندی بردارد.

در این زمینه از تمامی دست اندرکاران، اساتید دانشگاه، متخصصین راهی، اجرا و نظارت سازه های فولاد دعوت به عمل می آید تا در این راه خطیر همراه انجمن باشند.

مجید صادق آذر

رئیس هیأت مدیره انجمن سازه های فولادی ایران

توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان های ایزوله شده

فرامرز خوشنودیان^۱، بهنام مهرپرور^۲

چکیده

در آئین نامه های معتبر فعلی از جمله UBC 97 و IBC 2000 توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان های ایزوله شده مشابه ساختمان های معمول، بصورت یک توزیع مثلثی پیشنهاد شده است. در این مقاله توزیع برش پایه در ساختمان های ایزوله شده توسط جداگرهای الاستومریک مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور مدل های مختلفی از سیستم های ایزولاسیون به نحوی که مقادیر مختلف معمول برای سختی و میرایی سیستم را شامل شوند در نظر گرفته شده است. نتایج تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی بر روی مدل ها نشان دهنده محافظه کارانه بودن روابط موجود در آئین نامه در مقایسه با توزیع برش محاسبه شده تحت رکوردهای مختلف زلزله می باشد. همچنین رابطه جدیدی به منظور تخمین بهتر برش طبقات پیشنهاد گردیده است که مقادیر نزدیکتری به توزیع واقعی برش نتیجه می دهد.

کلمات کلیدی:

جداسازی لرزه ای، سازه های ایزوله شده، توزیع برش پایه در ارتفاع، IBC2000، روش استاتیکی معادل.

Current Seismic Codes Assume A triangular Distribution of Base Shear

Abstract

Current seismic codes assume a triangular distribution of base shear for isolated buildings similar to their fixed-base counterparts. In this paper the validity of such distribution is investigated for isolated structures having electrometric isolators. So different models of isolation systems are selected that cover a wide range of electrometric isolators with low to high stiffness and damping. The results of non-linear time-history analysis on these models show some conservatism in code-specified distribution compared with the observed distribution of story forces. Also a new formula is proposed instead of the triangular distribution to make a better estimation of real behavior of seismic isolated buildings.

۱- استادیار گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

۲- دانشجوی دوره دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

IBC2000 شده و رابطه جدیدی برای محاسبه برش طبقه بر مبنای نتایج تحلیل های غیرخطی انجام گرفته تحت رکورد زمین لرزه های مختلف پیشنهاد گردیده است.

۲- روش تحلیل استاتیکی معادل

نسخه های اولیه UBC تاکید بر یک روش ساده معادل استاتیکی برای طراحی داشتند که بر این واقعیت که در یک سازه ایزوله شده تغییر مکانها در سطح ایزولاسیون متمرکز بوده و لذا سازه فوقانی به مانند یک جسم صلب حرکت می کند، استوار است. طراحی تنها بر اساس یک مود ارتعاش انجام می گرفته و نیروهای طراحی برای المانهای سازه با استفاده از نیروهای موجود در ایزولاتورها تحت تغییر مکان طرح محاسبه می شد. در نتیجه یک روش بسیار ساده طراحی ایجاد شده بود. در نسخه های بعدی این آیین نامه مواردی که تحت آن آنالیز دینامیکی لازم شمرده می شد، افزایش یافت.

در طراحی کلیه سازه های ایزوله شده لازم است که یک آنالیز استاتیکی انجام شود. با استفاده از آنالیز استاتیکی مقادیر حداقلی برای جابجایی ها و نیروها به دست خواهد آمد. همچنین آنالیز استاتیکی برای طراحی اولیه سیستم ایزولاسیون و سازه، زمانی که طراحی بر اساس آنالیز دینامیکی انجام می شود نیز لازم است.

تنها در شرایط خاصی آنالیز استاتیکی به تنهایی کافی خواهد بود. این شرایط بر طبق IBC عبارتند از:

۱- سازه در ساختمانی با S_1 کوچکتر از 0.6g قرار داشته باشد.

۲- سازه بر روی خاک نوع A، B، C و یا D (بر طبق بخش 1615.1.1 آیین نامه IBC) قرار داشته باشد.

۳- ارتفاع سازه بالاتر از سطح ایزولاسیون بیشتر از ۴ طبقه یا ۶۵ فوت (حدود ۲۰ متر) نباشد.

۴- زمان تناوب سازه ایزوله شده تحت جابجایی ماکزیمم (T_M) کمتر از ۳ ثانیه باشد.

۵- زمان تناوب سازه ایزوله شده تحت جابجایی طرح (T_D) بیشتر از ۳ برابر زمان تناوب سازه ایزوله نشده باشد.

جداسازی لرزه ای (seismic isolation) روشی جدید برای طراحی ساختمان های مقاوم در برابر زلزله است. اساس این روش کاهش نیروهای وارده به سازه به جای افزایش مقاومت سازه برای تحمل بارهای زلزله می باشد. بنابراین جداسازی لرزه ای منجر به طراحی سازه هایی برای نیروهای کمتر و با سطح ایمنی بالاتر در مقایسه با سازه های معمول (پای فیکس) می گردد. فواید بالقوه ایزولاسیون لرزه ای و پیشرفتهای اخیر در سیستمهای ایزولاسیون لرزه ای، تاکنون منجر به طراحی و ساخت تعداد قابل توجهی ساختمان و پل ایزوله، در کشورهای پیشرفته شده است. در دو دهه گذشته تحقیقات زیادی در این زمینه انجام شده است و پیشرفتهای زیادی در کاربرد این تکنولوژی بدست آمده است.

در اواسط دهه ۱۹۸۰ کاربردهای اولیه ایزولاسیون لرزه ای در برخی سازه ها نیاز اساسی به یک آیین نامه مدون در این مورد خاص را به روشنی آشکار کرد. کار بر روی چنین آیین نامه ای از اواخر دهه ۱۹۸۰ آغاز شد.

در اواخر سال ۱۹۸۹، انجمن مهندسين سازه كاليفرنيا (SEAOC) در آیین نامه خود ضمیمه ای تحت عنوان "ضوابط کلی برای طراحی و ساخت سازه های ایزوله شده" ارائه کرد. این ضوابط مورد پذیرش ICBO قرار گرفت و برای اولین بار در ضمیمه آیین نامه UBC91 منتشر شد. از آن زمان در ویرایشهای 94 و 97 آیین نامه UBC ضمیمه ای برای سازه های ایزوله شده اختصاص داده شده است [7,8]. از سال 2000 به بعد با ادغام ICBO با دو مؤسسه دیگر انتشار آیین نامه ای با عنوان UBC متوقف شده و آیین نامه IBC - که ویرایش اول آن در سال 2000 منتشر گردید - جایگزین آن شد. در آیین نامه IBC2000 طراحی سازه های ایزوله شده به یکی از بخشهای اصلی آیین نامه تبدیل شد. آیین نامه IBC2000 بیشتر بر اساس ضوابط آیین نامه NEHRP-97 تهیه شده است.

در این مقاله بررسی دقیقی بر روی توزیع برش پیشنهادی در آیین نامه های UBC91 و UBC97 و بنابراین

۶- سازه بالای سیستم ایزولاسیون باید ویژگیهای ساختمان منظم را بر طبق آیین نامه داشته باشد.

۷- سیستم ایزولاسیون دارای شرایط زیر باشد:

۷-۱- سختی مؤثر سیستم ایزولاسیون تحت جابجایی طرح بزرگتر از یک سوم سختی مؤثر آن به ازای ۲۰٪ جابجایی طرح باشد.

۷-۲- سیستم ایزولاسیون قادر به تامین نیروی بازگرداننده باشد.

۷-۳- خواص نیرو-تغییر مکان سیستم ایزولاسیون مستقل از سرعت بارگذاری باشد.

۷-۴- خواص نیرو-تغییر مکان سیستم ایزولاسیون وابسته به بار قائم و بارگذاری دو مولفه ای نباشد.

۷-۵- جابجایی تحت زلزله ماگزیم D_M ، توسط سیستم ایزولاسیون به کمتر از S_{MI}/S_{DI} محدود نشود.

سه سطح جابجایی برای طراحی سازه ایزوله شده و سیستم ایزولاسیون باید مورد ملاحظه قرار گیرد.

جابجایی طرح (Design Displacement (D_D)): تغییر مکان جانبی در اثر زلزله طرح در مرکز سختی سیستم ایزولاسیون (بدون در نظر گرفتن اثرات پیچش) که برای طراحی سیستم ایزولاسیون لازم است.

جابجایی کلی طرح (Total Design Displacement (D_{TD})): تغییر مکان جانبی یک ایزولاتور گوشه ای ساختمان و با در نظر گرفتن اثر پیچش واقعی و پیچش تصادفی در سازه. این پارامتر نیز در طراحی سیستم ایزولاسیون استفاده می شود.

جابجایی کلی ماگزیم (Total Maximum Displacement (D_{TM})): تغییر مکان جانبی در اثر زلزله ماگزیم با در نظر گرفتن پیچش واقعی و تصادفی؛ که در بررسی پایداری ایزولاتورها، طراحی درزهای انقطاع و آزمایش ایزولاتورها تحت بار قائم استفاده می شود.

اگرچه در حال حاضر تقریباً تمامی پروژه های ایزوله شده با استفاده از روش تحلیل دینامیکی (بر مبنای شتابنگاشتهای مختلف) طراحی می شوند و برنامه های کامپیوتری زیادی برای این کار در دسترس است، لیکن هنوز انجام یک آنالیز استاتیکی برای اطمینان از اینکه مقادیر

طراحی کمتر از حداقل هایی - که از تحلیل استاتیکی بدست آمده است - در نظر گرفته نشود، لازم است.

برطبق IBC 2000 دو تغییر مکان D_D ، جابجایی زلزله طرح و D_M ، جابجایی زلزله ماگزیم در مرکز سختی سیستم ایزولاسیون با استفاده از روابط ۱ و ۲ محاسبه می شوند.

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{DI} T_D}{B_D} \quad (1)$$

$$D_M = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{MI} T_M}{B_M} \quad (2)$$

در این روابط g شتاب ثقل زمین، S_{DI} و S_{MI} عبارت از شتاب طیفی در پریمود ۱ ثانیه و میرایی ۵٪ تحت زلزله طرح و ماگزیم هستند که از روی طیف طرح IBC بدست می آیند. B_D و B_M ضرایب میرایی می باشند که با توجه به مقدار نسبت میرایی بحرانی از روی جدول ۱ بدست می آیند. همچنین T_D و T_M به ترتیب زمان تناوب سازه ایزوله شده تحت زلزله های طرح و ماگزیم هستند که از روابط ۳ و ۴ محاسبه می شوند.

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W_I}{k_{Dmin} g}} \quad (3)$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W_I}{k_{Mmin} g}} \quad (4)$$

در این روابط W_I وزن سازه ایزوله شده و k_{Dmin} و k_{Mmin} ، مینیمم سختی مؤثر سیستم ایزولاسیون در جهت افقی تحت تغییرمکانهای طرح و ماگزیم هستند. مقادیر k_{Dmin} و k_{Mmin} باید مطابق با بخش 1623.8 آئین نامه IBC و از طریق تستهای آزمایشگاهی بر روی ایزولاتورها به دست آیند.

میرایی موثر	B
2%	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
>50%	2.0

جدول (۱): مقادیر ضریب میرایی B

غیرخطی تاریخچه زمانی استفاده شده است. تحلیل های تاریخچه زمانی توسط چند شتابنگاشت با محتوای فرکانسی متفاوت انجام گرفته است. بدین منظور از برنامه ETABS برای آنالیز مدل های سازه ایزوله استفاده گردیده است.

در این روش سازه با المان های خطی معمولی مدل سازی شده است. این مدل خطی از سازه بر روی المان های غیرخطی جداگرها قرار گرفته است. طراحی سازه با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل انجام می گیرد. در این روش نیروهای وارده بر سازه با استفاده از روش استاتیکی معادل آئین نامه IBC محاسبه شده و نیروهای طبقات به مدل فوق الذکر اعمال می شود. شایان ذکر است که در تحلیل استاتیکی معادل سازه، المان های جداگر بصورت خطی رفتار می کنند. لذا در آنالیز استاتیکی سازه از سختی موثر جداگرها در تغییر مکانی به مقدار D_D استفاده می شود. پس از انجام تحلیل سازه، نیروهای داخلی المان های مختلف بدست آمده و سازه تحت ضوابط آئین نامه AISC-ASD طراحی شده است. رفتار مدل های سازه ای طراحی شده با این روش با روش تحلیل دینامیکی تاریخچه-زمانی ارزیابی شده است. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شده تا حدود زیادی می تواند نشان دهنده رفتار واقعی سازه تحت شتابنگاشت اعمال شده باشد، چرا که در این نوع تحلیل رفتار غیرخطی جداگرها به شکل واقعی آن مدل شده و اثر اندرکنش دو مولفه افقی زمین لرزه بر روی رفتار جداگرها نیز در نظر گرفته شده است.

۳-۱- مدل های سیستم روسازه

پلان مدل های مورد بررسی در شکل (۱) نشان داده شده است. کلیه مدل های مورد استفاده دارای پلان مشابه بوده ولی تعداد طبقات و نوع سیستم ایزولاسیون بکار رفته در آنها متفاوت می باشد.

عناصر واقع در سطح ایزولاسیون و پایین تر از آن باید برای مقاومت در برابر نیروی V_b بر طبق معادله ۵ طراحی شوند.

$$V_b = k_{Dmax} D_D \quad (5)$$

که در این رابطه K_{Dmax} ماکزیمم سختی مؤثر سیستم ایزولاسیون در جابجایی طرح در جهت افقی می باشد. اجزای بالاتر از سطح ایزولاسیون باید برای مقاومت در برابر برش پایه V_s مطابق معادله ۶ طراحی شوند.

$$V_s = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_I} \quad (6)$$

در این رابطه R_I ضریب رفتار سازه ایزوله شده است که باید به اندازه $\frac{3}{8}$ مقدار R برای سازه های معمولی و بین 1.0 و 2.0 در نظر گرفته شود. بر طبق آئین نامه IBC برش پایه V_s مطابق رابطه زیر بایستی در ارتفاع سازه توزیع گردد.

$$F_x = V_s \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (7)$$

این رابطه منجر به یک توزیع مثلثی شکل همانند سازه های پای فیکس خواهد گردید. توزیع مثلثی برش برای سازه های ایزوله شده در حقیقت جایگزین توزیع یکنواخت برش می باشد که در نسخه های اولیه ضوابط سازه های ایزوله شده (از جمله UBC 91) پیشنهاد گردیده بود. در توزیع یکنواخت، برش پایه در ارتفاع با توجه به رابطه زیر توزیع می شود.

$$F_x = V_s \frac{w_x}{\sum_{i=1}^n w_i} \quad (8)$$

این رابطه که در آئین نامه های قدیمی مانند UBC 91 و SEAOC 1986 مطرح گردیده است، بر اساس شکل مود اول به دست آمده است که به دلیل برخی نگرانی ها در مورد امکان مشارکت مودهای بالاتر در پاسخ نهایی سازه ایزوله توسط یک توزیع مثلثی جایگزین گردید.

۳- ارزیابی توزیع برش مثلثی آئین نامه

در این تحقیق برای ارزیابی توزیع برش مثلثی پیشنهاد شده در آئین نامه ها برای سازه های ایزوله شده از تحلیل

مقادیر موثر سختی و میرایی محاسبه شده در جابجایی طرح D_D با استفاده از مدل دوخطی ایده آل نشان داده شده در شکل (۲) مدل سازی شده اند.

با توجه به شکل مدل ایده آل دوخطی جداگرها (شکل ۲) می توان نشان داد که مقادیر سختی و میرایی موثر در جابجائی های بزرگتر از D_y با استفاده از روابط (۹) و (۱۰) قابل محاسبه است. [1]

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (9)$$

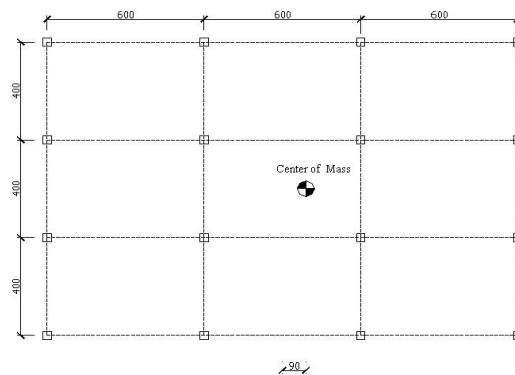
$$\beta_{eff} = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (10)$$

که در این روابط Q محل تلاقی حلقه هیستریزس با محور نیرو و W_D عبارت از مقدار انرژی تلف شده در هر سیکل بارگذاری می باشد که با استفاده از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$W_D = 4Q(D - D_y) \quad (11)$$

بنابراین مقدار میرایی موثر با استفاده از پارامترهای اصلی مدل دو خطی از رابطه (۱۲) محاسبه می شود.

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi(K_2 D + Q)D} \quad (12)$$



شکل (۱): پلان مدل های سازه ای استفاده شده در بررسی در این مطالعه مدل های یک طبقه الی چهار طبقه به منظور بررسی توزیع برش پیشنهادی آئین نامه در محدوده کاربرد روش استاتیکی معادل مورد بررسی قرار گرفته اند. همچنین به منظور بررسی این توزیع برش در خارج از حیطه کاربرد روش استاتیکی، مدل های شش و هشت طبقه نیز آنالیز شده اند.

پلان مدل های سازه ای منظم و متقارن بوده و یک خروج از مرکزیت تصادفی برای مرکز جرم به میزان ۵٪ در راستای بعد طولانی تر پلان در نظر گرفته شده است. کلیه کف ها صلب منظور شده اند و لذا درجات آزادی در هر طبقه به سه درجه آزادی (دو درجه آزادی انتقالی و یک درجه آزادی دورانی در مرکز جرم طبقه) تقلیل یافته است. مدل های مورد بررسی دارای سیستم سازه ای قاب خمشی فولادی معمولی بوده و برای ستونها از مقاطع BOX و برای تیرها از مقاطع IPE استفاده شده است.

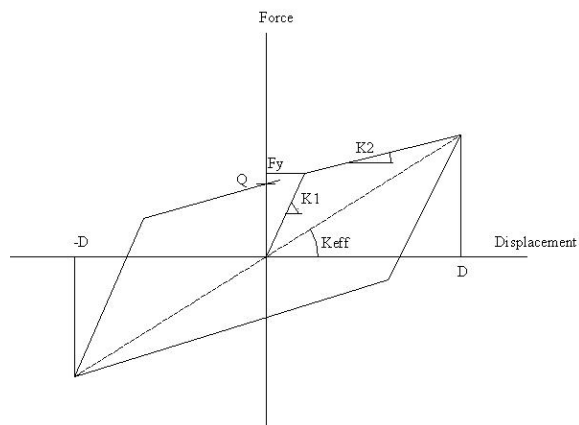
۳-۲- مدل های سیستم ایزولاسیون

سیستم ایزولاسیون برای هر مدل از شانزده عدد جداگر الاستومریک مشابه که در زیر شانزده ستون ساختمان قرار گرفته اند تشکیل شده است. هشت تپ سیستم ایزولاسیون مورد مطالعه قرار گرفته اند؛ به گونه ای که هر تپ در ترکیب با هر شش تپ سازه فوقانی مورد بررسی (یک طبقه الی هشت طبقه) آنالیز شده اند. مشخصات سیستم های جداگر مورد بررسی در جدول ۲ آمده است. شایان ذکر است که سیستم های ایزولاسیون به دو صورت مدلسازی شده اند. در ابتدا و به منظور طراحی مدل های سازه ای ایزوله، جداگرها به صورت فنرهای خطی و با استفاده از

ISOLATION SYSTEM TYPE	T (s)	Effective Damping	Q	D_D (cm)	K_1	K_1/K_2	F_y	$K_{eff}@D_D$
1	2.0	6%	0.02W	20.5	0.065W	7.2	0.0235W	0.0100W
2	2.5	8%	0.02W	23.9	0.040W	7.2	0.0235W	0.0064W
3	3.0	11%	0.02W	26.1	0.025W	6.8	0.0235W	0.0044W
4	2.0	16%	0.04W	15.5	0.065W	8.8	0.0480W	0.0100W
5	2.5	21%	0.04W	17.5	0.040W	10.0	0.0480W	0.0064W
6	3.0	26%	0.04W	19.8	0.025W	10.4	0.0480W	0.0044W
7	2.0	27%	0.06W	13.0	0.065W	11.8	0.0650W	0.0100W
8	2.5	36%	0.06W	14.7	0.040W	18.2	0.0650W	0.0064W

جدول (۲): مشخصات مدل های سیستم های ایزولاسیون مورد بررسی

در نوعی از این المان که برای مدلسازی جداگرهای الاستومریک بکار می رود، المان دارای رفتار پلاستیک وابسته در دو درجه آزادی برشی و رفتار خطی در چهار درجه آزادی دیگر می باشد. مدل پلاستیک مورد استفاده در این المان بر مبنای مدل رفتاری پیشنهادی توسط ون، پارک و انگ (۱۹۸۶) می باشد که برای آنالیز سیستمهای جداسازی لرزه ای توصیه شده است. (شکل ۳) [2]

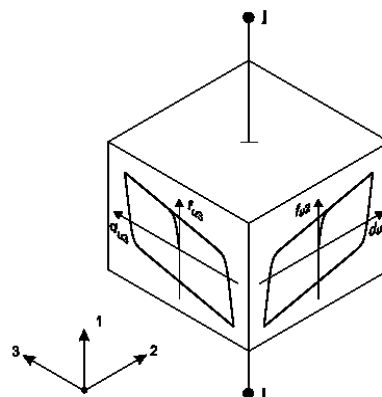


شکل (۲): مدل دوخطی و تعریف پارامترهای جداگرها

همانطور که در جدول (۲) مشاهده می شود مدل‌های انتخابی برای سیستم ایزولاسیون دارای زمان تناوب ۲ الی ۳ ثانیه و مقدار میرایی موثر ۶٪ تا ۳۶٪ میرایی بحرانی می باشند که مقادیر رایج در سیستم های الاستومریک غیرخطی را شامل می شوند.

برای تحلیل غیرخطی تاریخچه-زمانی از این مقادیر موثر استفاده نشده است بلکه جداگرها با رفتار واقعی خود مدلسازی گردیده اند. بدین منظور از المان های Nlink در برنامه ETABS - که برای مدلسازی سیستم های سازه ای دارای رفتار غیرخطی متمرکز در نقاط خاص بسیار مناسب است - استفاده شده است.

هر المان Nlink دارای دو گره می باشد که یکی از دو گره به زمین و گره دیگر به سازه متصل می باشد. هر المان از شش فنر مجزا به ازای شش درجه آزادی موجود در المان (محوری، برشی، در دو جهت، پیچشی و خنثی در دو جهت) تشکیل می شود.



شکل (۳): خصوصیات المان Nlink در دو درجه آزادی برشی

۳-۳- تحلیل و طراحی مدلها توسط روش معادل استاتیکی

تحلیل و طراحی مدلها مطابق با آئین نامه IBC 2000 صورت پذیرفته است. گام اول در طراحی یک سازه تعیین مشخصات لرزه خیزی سایت می باشد. لذا منطقه ای با مشخصات زیر در نظر گرفته شده است.

شتاب طیفی در پریود ۰/۲ ثانیه $S_S = 1.25 g$

شتاب طیفی در پریود ۱ ثانیه $S_1 = 0.4 g$

این مشخصات نشان دهنده سایتی با لرزه خیزی بالا می باشد که منطقه مناسبی برای کاربرد سیستم های جداسازی لرزه ای محسوب می شود. همچنین شرایط خاک سخت (Site Class D) مطابق با آئین نامه IBC برای محل در نظر گرفته شده است. با توجه به این موارد مقادیر شتاب طیف طرح به صورت زیر محاسبه می شوند.

$$F_a = 1.00$$

$$F_v = 1.60$$

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S = 1.25g \quad S_{DS} = 2/3 \quad S_{MS} = 0.833 g$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 0.64g \quad S_{D1} = 2/3 \quad S_{M1} = 0.427 g$$

برای محاسبه برش پایه در سازه ایزوله لازم است که مقادیر موثر پارامترهای طراحی برای هر تیپ سیستم ایزولاسیون محاسبه شوند. محاسبه این مقادیر نیاز به یک پروسه تکراری دارد چرا که مقدار جابجائی طرح D_D تابعی از سختی و میرایی موثر بوده و از طرف دیگر مقادیر سختی و میرایی موثر نیز بستگی به مقدار جابجایی دارند که تحت آن محاسبه می شوند. مقادیر نهایی سختی و میرایی موثر و نیز D_D در جدول (۲) آمده است. همانگونه که در جدول (۲) مشاهده می شود مقادیر سختی موثر بر حسب وزن سازه ایزوله بیان شده است. لذا این مقادیر

برای تمام انواع سیستم های روسازه مورد بررسی قابل کاربرد است. بر مبنای این مقادیر، جابجائی طرح و برش پایه برای هر مدل محاسبه گردیده و پس از انجام آنالیز استاتیکی، سازه ها طراحی شده اند.

۳-۴- آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی

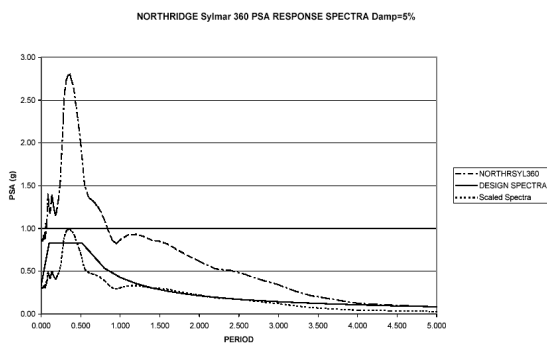
برای تعیین رفتار واقعی مدلها تحت زمین لرزه، مدلها برای شتابنگاشت های مختلف تحلیل شده اند. در این آنالیز، سازه فوقانی بصورت خطی رفتار کرده اما جداگرها می توانند پاسخ های غیر خطی داشته باشند. لذا بدین ترتیب رفتار مدلها شبیه به رفتار واقعی ساختمانهای ایزوله خواهد گردید.

بزرگترین مشکل این روش نامعلوم بودن شکل نوسانات زمین می باشد. بنابراین هر مدل برای سه رکورد زمین لرزه مختلف آنالیز شده و پاسخهای سازه تحت هر رکورد مورد بررسی قرار گرفته است. شتابنگاشتهای انتخابی در ساختمانی با شرایط یکسان با مدلهای طراحی به ثبت رسیده اند. واضح است که مقایسه نتایج آنالیز تاریخچه زمانی با مقادیر طراحی بدون هیچ گونه مقیاس سازی رکوردها منطقی نمی باشد. لذا شتابنگاشتها بایستی به گونه ای مقیاس گردند که سطح زمین لرزه ای معادل با زلزله طرح ایجاد نمایند. محققین گذشته از روشهایی مانند مقیاس کردن بر مبنای PGA و PGV استفاده کرده اند و به مقایسه این دو روش پرداخته اند. [3,4] در این مطالعه مقیاس کردن بر اساس مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب سیستم ایزولاسیون استوار است. لذا شتابنگاشتها به نحوی مقیاس گردیده اند که مقدار شتاب طیفی آنها در پرپود سیستم ایزولاسیون برابر با مقدار متناظر آن در طیف طرح شود. در شکلهای (۴)، (۵) و (۶) طیف مقیاس شده برای یکی از مولفه های هر یک از سه رکورد انتخابی که در پرپود 2.5 ثانیه مقیاس شده است نشان داده شده است.

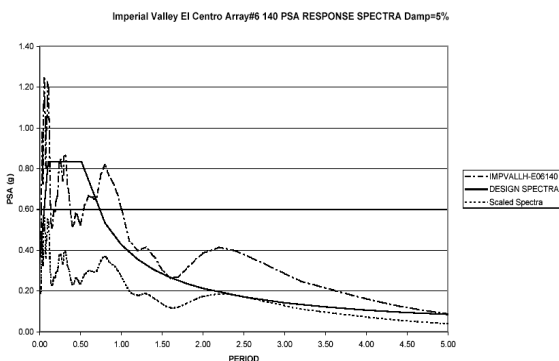
با توجه به این اشکال مشاهده می شود که نتیجه مقیاس کردن به میزان زیادی وابسته به محتوای فرکانسی شتابنگاشت مورد استفاده می باشد. به عنوان مثال در شتابنگاشت زلزله LomaPrieta که دارای مقادیر طیفی

کوچک در پرپودهای بزرگ می باشد، مقیاس سازی منجر به شتابهای طیفی بسیار بالا در پرپودهای کوتاه می گردد که وقوع آن محتمل به نظر نمی رسد. از سوی دیگر مقیاس سازی شتابنگاشت زمین لرزه Imperial Valley که دارای محتوای قابل توجه در پرپودهای بلند است منجر به شتابهای طیفی بسیار کوچک در پرپودهای کوتاه در مقایسه با طیف طرح می شود. اما طیف شتابنگاشت مقیاس شده زمین لرزه Northridge بسیار شبیه به طیف طرح بوده و لذا انتظار بر این است که نزدیکترین نتایج به مقادیر طرح را نتیجه دهد.

تحلیلهای تاریخچه- زمانی توسط اعمال همزمان دو مولفه هر یک از شتابنگاشتها انجام پذیرفته است. مدلهای خطی و غیرخطی به ترتیب برای روسازه و سیستم ایزولاسیون مطابق آنچه در قسمتهای ۳-۱ و ۳-۲ شرح داده شد، بکار رفته است.



شکل (۴): طیف شتابنگاشت Northridge Sylmar مقیاس شده در پرپود ۲/۵ ثانیه



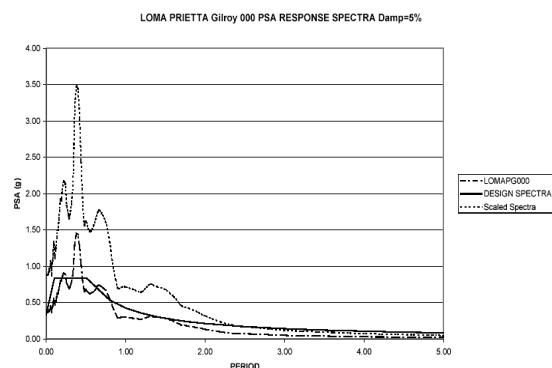
شکل (۵): طیف شتابنگاشت Imperial Valley Elcentro مقیاس شده در پرپود ۲/۵ ثانیه

توزیع برش در ارتفاع سازه ایزوله محاسبه گردیده است. در اشکال (۷)، (۸) و (۹) این توزیع برش در کنار توزیع برش آیین نامه برای یکی از مدلها و تحت سه شتابنگاشت مورد استفاده، نشان داده شده است. همانطور که پیشتر گفته شد، آیین نامه های فعلی یک توزیع مثلثی را برای برش پایه همانگونه که در این اشکال نیز نشان داده شده است پیشنهاد می کنند؛ هر چند که شکل مود اصلی یک سازه ایزوله به گونه ای است که بیشترین تغییر مکانها در تراز Base متمرکز بوده و سازه فوقانی به مانند یک جسم صلب حرکت می کند. اما نتایج بررسی ما نشان داد که توزیع واقعی برش در بین این دو حد بالا و پائین می باشد.

در شکل (۷) ملاحظه می شود که توزیع برش برای شتابنگاشت زلزله Imperial Valley نزدیک به توزیع یکنواخت می باشد. به نظر می رسد که این مساله ناشی از محتوای قوی این شتابنگاشت در پریودهای بالا باشد که همانطور که ذکر شد در اثر مقیاس سازی این شتابنگاشت مقادیر شتاب طیفی کوچک در پریودهای کوتاه خواهیم داشت. لذا این مساله منجر به کاهش اثر مودهای بالاتر در پاسخ نهایی سیستم خواهد شد، لذا می توان انتظار داشت که توزیع برش عمدتاً متاثر از مود اول باشد که این مساله به یک توزیع تقریباً یکنواخت منجر می شود.

شکل (۸) توزیع برش مربوط به شتابنگاشت زمین لرزه Northridge را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود توزیع برش در این مورد - که طیف مقیاس شده آن نزدیک به طیف طرح قرار داشت - یک توزیع دوزنقه ای شکل را نشان می دهد.

در شکل (۹) ملاحظه می گردد که توزیع برش برای شتابنگاشت Loma Prieta حتی بحرانی تر از توزیع برش مثلثی می باشد. علت این مساله با توجه به طیف مقیاس شده این شتابنگاشت مشخص می گردد. با توجه به شکل (۶) مشخص می شود که طیف مقیاس شده این شتابنگاشت شامل شتابهای طیفی بالا (تا 3.5g) در محدوده پریودهای کوتاه بوده که این مساله ناشی از ضعیف بودن طیف این شتابنگاشت در پریود سیستم ایزولاسیون می باشد. لذا استفاده از چنین شتابنگاشتهایی



شکل (۶): طیف شتابنگاشت Loma Prieta Gilroy مقیاس

شده در پریود ۲/۵ ثانیه

مقدار میرایی ویسکوز برای دو مود اول سازه ایزوله ۲٪، و به مقدار ۵٪ برای سایر مودها فرض شده است. نکته مهم دیگر نحوه اعمال ضریب رفتار سازه ایزوله، R_I در محاسبات می باشد. از آنجا که مدل‌های روسازه به صورت خطی مدل‌سازی شده اند، ضروری است که ضریب R_I در محاسبات اعمال شود. اما به دلیل مدل‌سازی غیرخطی سیستم ایزولاسیون این ضریب به شتابنگاشتها اعمال نشده است بلکه نتایج نهایی بر ضریب R_I تقسیم شده اند تا مقادیر طراحی بدست آیند.

۴- مقایسه نتایج

در این قسمت نتایج آنالیزهای غیر خطی تاریخچه زمانی با مقادیر بدست آمده از روش تحلیل معادل استاتیکی مقایسه شده اند. در ابتدا خوب است که مروری بر شرایط آیین نامه IBC برای استفاده از روش معادل داشته باشیم. بر طبق آیین نامه IBC2000 برای انجام این نوع تحلیل سازه فوقانی باید کمتر از چهار طبقه باشد. لذا مدل‌های شش و هشت طبقه در این مطالعه چنانچه پیش از این نیز ذکر شد، دارای شرایط لازم نمی باشند. همچنین در قسمت 1623.1.3.1، آیین نامه IBC شرایط سیستم ایزولاسیون را برای انجام تحلیل استاتیکی بیان کرده است. بر طبق این شرایط سیستم های تپ ۳ و ۶ و ۸ حائز شرایط نبوده و نمی توان از روش معادل برای تحلیل مدل‌هایی که از این سیستمها استفاده کرده اند، سود برد.

۵- پیشنهاد یک رابطه جدید برای توزیع برش در سازه های ایزوله

نتایج آنالیز تاریخیچه زمانی غیرخطی بر روی مدل‌های انتخابی نشان دهنده نامناسب بودن توزیع برش مثلثی در مقایسه با توزیع برش مشاهده شده تحت شتابنگاشت‌های اعمالی می باشد. در اکثر موارد مشاهده گردید که توزیع برش در ارتفاع سازه ایزوله ما بین دو توزیع مثلثی و یکنواخت - که در آئین نامه های گذشته پیشنهاد شده بود - می باشد.

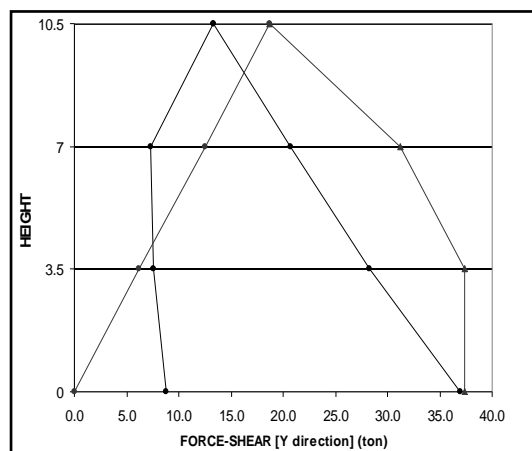
مشکل دیگر توزیع برش مثلثی آئین نامه در صرفنظر از جرم طبقه Base در محاسبات می باشد. چرا که در یک توزیع مثلثی نیروی برشی تخصیص داده شده به این تراز برابر صفر است. اما همانطور که در شکل‌های توزیع برش مشاهده می گردد، از آنجا که در این نوع سازه ها تراز Base نیز مانند سایر طبقات دارای جرم می باشد. لذا قسمتی از برش پایه نیز به این طبقه اختصاص می یابد. بنابراین صرفنظر کردن از این نیروی برشی و اختصاص آن به سایر طبقات که در تراز بالاتری قرار دارند باعث محافظه کارانه شدن مقدار لنگر واژگونی سازه خواهد گردید.

با توجه به این دو موضوع، یک توزیع دوزنقه ای مطابق رابطه زیر برای توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمانهای ایزوله شده پیشنهاد می گردد.

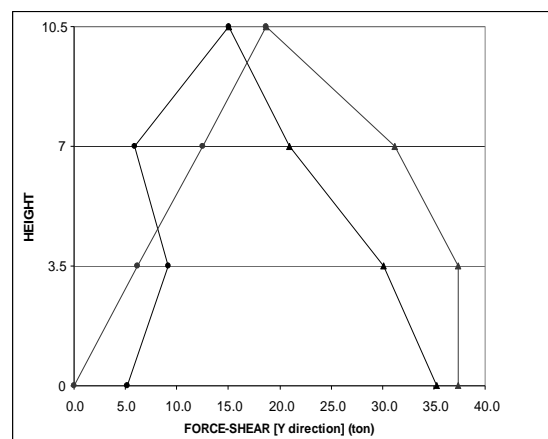
$$F_x = \alpha \frac{w_x}{\sum_{i=1}^n w_i} V_s + (1-\alpha) \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} V_s \quad (13)$$

بر طبق این رابطه بخشی از برش پایه بصورت مثلثی و بخشی دیگر بصورت یکنواخت توزیع می گردد. ضریب α برابر با بخشی از برش پایه است که بصورت یکنواخت توزیع می شود. در نتیجه این رابطه منجر به یک توزیع دوزنقه ای شکل خواهد گردید و مشکلات موجود در توزیع مثلثی را مرتفع خواهد ساخت. از آنجا که نتایج این مطالعه محدود به سیستم ایزولاسیون الاستومریک و سیستم سازه ای قاب خمشی فولادی می گردد نمی توان مقدار جامعی برای α پیشنهاد کرد. اما مقدار $\alpha = 0.5$

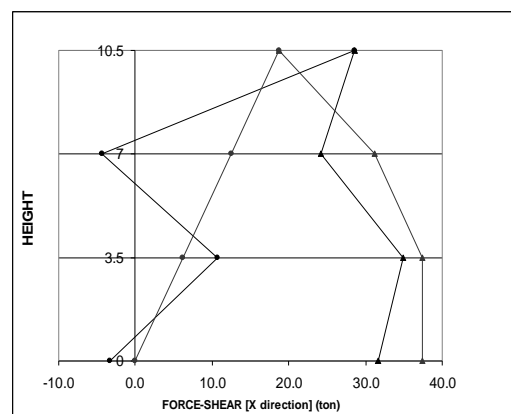
منجر به شتابهای بالای طیفی مانند مورد فوق خواهد گردید که وقوع آن محتمل به نظر نمی رسد. بنابراین در این بررسی از نتایج بدست آمده تحت این شتابنگاشت در نتیجه گیری های نهایی صرفنظر گردیده است.



شکل (۷): توزیع نیروی طبقه و برش طبقه برای شتابنگاشت زلزله Imperial Valley



شکل (۸): توزیع نیروی طبقه و برش طبقه برای شتابنگاشت زلزله Northridge



شکل (۹): توزیع نیروی طبقه و برش طبقه برای شتابنگاشت زلزله Loma Prieta

تطابق خوبی با نتایج بدست آمده در این تحقیق دارد و لذا رابطه پیشنهادی به شکل زیر در می آید.

$$F_x = \frac{1}{2} \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} V_S + \frac{1}{2} \frac{w_x}{\sum_{i=1}^n w_i} V_S \quad (14)$$

3. B. Lashkari, C.A. Kircher, "Evaluation of SEAOC/UBC analysis procedures, Part 1: Stiff superstructure", Proceedings of a Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, ATC Report 17-1, Redwood City, California, 1993.
4. M.C. Constantinou, C.W. Winters, D. Theodossiou, "Evaluation of SEAOC and UBC analysis procedures, Part 2: Flexible superstructure, Proceedings of a Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control, ATC Report 17-1, Redwood City, California, 1993.
5. Y.J. Park, Y.K. Wen, A.H. Ang, "Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, 1986.
6. International Conference of Building Officials, Uniform Building Code, Chapter 23, Whittier, CA, 1991.
7. International Conference of Building Officials, Uniform Building Code, Appendix Chapter 16, Whittier, CA, 1994.
8. International Conference of Building Officials, Uniform Building Code, Appendix Chapter 16, Whittier, CA, 1997.
9. International Code Council, International Building Code, Country Club Hills, Illinois, 2000.
10. PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) Strong Motion Database, University of California, Berkeley, <http://peer.berkeley.edu/>.

۶- نتیجه گیری

در این مقاله توزیع برش پیشنهادی آئین نامه در روش تحلیل استاتیکی معادل برای سازه های ایزوله شده، مورد بررسی قرار گرفت. مقایسه این توزیع برش با نتایج بدست آمده از تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی نشان دهنده نکات زیر می باشد. شایان ذکر است که این نتایج تنها در مورد سازه های با سیستم قاب خمشی و سیستم های ایزولاسیون الاستومریک غیر خطی معتبر می باشد.

- ۱- توزیع مثلثی برش پایه با توزیع مشاهده شده در مدلها هماهنگی نداشته و در اکثر موارد محافظه کارانه می باشد. در عین حال توزیع یکنواختی که در آئین نامه های پیشین توصیه شده بود همواره حد پائین پاسخ را مشخص می کند.
- ۲- صرفنظر کردن از نیروی برشی تراز Base در توزیع مثلثی و توزیع آن در طبقات بالاتر باعث دست بالا شدن طراحی سازه بدلیل افزایش ممان واژگونی سازه خواهد گردید.
- ۳- روش پیشنهادی برای توزیع نیروی برشی در عین ساده بودن روش، باعث کاهش محافظه کاری موجود در توزیع مثلثی گردیده و دو مشکل فوق الاشاره را برطرف می نماید.

مراجع :

1. F. Naeim, J.M. Kelly, "Design of Seismic Isolated Structures, From Theory to Practice", John Wiley & Sons, New York, USA, 1999.
2. Computers and Structures Inc., ETABS User's Manual, Berkeley, California, USA, 1999.

اتصال گیردار تیر به ستون دابل فولادی با استفاده از صفحات کناری

اردشیر دیلمی^۱، محمودرضا شیراوند^۲

چکیده

استفاده از تیرهای I شکل و ستونهای دابل در سازه‌های فولادی در ایران بسیار متداول است. نقطه ضعف اساسی این سازه‌ها اتصالات آنها می‌باشد. برای اصلاح و بهینه‌سازی اتصالات گیردار تیرهای I شکل به ستونهای دابل استفاده از روش اتصال با صفحه کناری (Side Plate) توصیه می‌شود. با استفاده از این هندسه جدید، اتصال مستقیم انتهای تیر به ستون حذف می‌شود و دیگر نگرانی از بابت تردشکنی جوش نفوذی اتصال بال تیر به ستون و ضعف چشمه اتصال که در اتصالات گیردار رایج بوجود می‌آید، وجود ندارد. علاوه بر این، با حذف اتصال مستقیم بال تیر به ورق اتصال (پوشش) ستون دابل، مشکل تغییر شکل، پیچیدگی و یا کمانش ورق پوششی ستون تحت اثر نیروهای وارده خود به خود مرتفع می‌شود. در این مقاله، به منظور بررسی رفتار غیرخطی سیستم اتصال تیر به ستون دابل با استفاده از صفحات کناری، پنج مدل سه بعدی به روش اجزا محدود تحت اثر بارگذاری سیکلی مورد تحلیل قرار گرفته است. نتایج بدست آمده از تحلیل‌های انجام شده نشان می‌دهند که اتصال تیر به ستون دابل با استفاده از صفحات کناری دارای مقاومت و شکل‌پذیری مناسبی می‌باشد و میتوان از آن در قابهای خمشی ویژه برای مناطق با لرزه خیزی زیاد استفاده نمود.

کلمات کلیدی:

سازه فولادی، اتصال گیردار، صفحه کناری، ستون ترکیبی، ستون دابل I، سازه مقاوم در مقابل زلزله، رفتار سیکلی.

Moment Connection of Steel Double-I Built-Up Column Using Side Plates

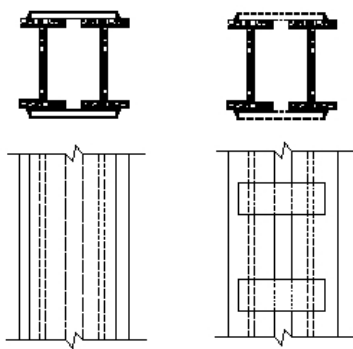
ABSTRACT

This paper proposes a new geometry for the moment connection between I-beams and double-I built-up columns. The beam flanges are usually connected directly to the column cover plate by T-joint full penetration groove weld. The column cover plate will be quite flexible. The groove weld will also become a weak point and lead the connection to premature failure. We have studied the possibility of using full-depth side plates to modify the connection geometry. This new geometry eliminates brittle behavior and all other uncertainties that are intrinsic with the use of complete penetration groove weld. Using the side plates also eliminates all uncertainties about the deformation and buckling of double-I column cover plate. A series of five non-linear, three dimensional finite element models were developed to study the behavior of moment connection of I-beams to double-I built-up column under cyclic loadings. The results obtained from our numerical analysis indicate that this new connection geometry has sufficient strength and ductility to be classified as a SMF connection.

۱- استادیار گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر deylamia@aut.ac.ir

۲- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر

تیر I شکل به ستون های بال پهن و ستونهای با مقطع قوطی بوده است. رفتار اتصالات خمشی تیرهای I شکل به انواع ستونهای ترکیبی کمتر مورد بررسی قرار گرفته است، بطوریکه تا حد اطلاع نویسندگان، هیچ مطالعه مدونی درباره رفتار لرزه ای و عملکرد اتصالات خمشی تیرهای I شکل به ستونهای دوپل تحت بارهای سیکلیک انجام نشده است. همچنین هیچ استاندارد و دستورالعملی برای طراحی این ستونها تدوین نشده، درحالیکه شاهد استفاده گسترده از این نوع ستون در کشور هستیم. بنابراین لزوم انجام تحقیقات بر روی رفتار اتصالات تیرهای I شکل به ستونهای دوپل و ارایه روشهای اصلاحی جدید عمیقاً احساس می شود.



شکل (۱): ستونهای دوپل IPE جان پر

بطور کلی در عملکرد اتصال خمشی تیر I شکل به ستون های قوطی شکل و ترکیبی، با دو مساله مهم روبرو هستیم. این دو مساله عبارتند از:

- مشکلات خاص اتصال خمشی بال تیرهای I شکل به دیواره ستونهای قوطی یا ورق پوشش ستونهای دوپل.
- مشکلات عمومی مربوط به عملکرد شکل پذیر و رفتار لرزه ای اتصالات خمشی بال تیر به ستون بطور کلی.

۲- مشکلات خاص در اتصال خمشی تیر I شکل به دیواره

ستونها با مقطع قوطی یا ورق پوشش ستونهای دوپل مودهای گسیختگی یک اتصال خمشی تیر به ستون قوطی شکل متأثر از فاکتورهایی نظیر عرض بال تیر و ستون، ضخامت جان یا بال تیر و ستون و هندسه اتصال مورد استفاده می باشد. با توجه به ابعاد تیر و یا ستون مورد استفاده، اتصال

مقاطع نورد شده بال پهن و قوطی شکل (نورد شده یا ساخته شده) معمولاً بعنوان ستون در سازه های فولادی کاربرد گسترده ای دارند. با توجه به هندسه مناسب ستونهای با مقطع قوطی که باعث افزایش میزان باربری فشاری، خمشی و پیچشی ستون در تمامی جهات می شود، استفاده از این نوع ستونها در قابهای فولادی مقاوم خمشی، در سالهای اخیر مقبولیت بسیاری پیدا کرده است. بطوریکه در طراحی و ساخت ساختمانهای بلند مرتبه که از سیستم قابهای خمشی مقاوم در برابر زلزله استفاده می کنند از ترکیب ستونهای قوطی و تیرهای I شکل بطور گسترده ای استفاده می شود.

مقاطع قوطی شکل در کارخانه با روشهای نورد سرد یا گرم تولید می شوند و یا از جوش دو یا چند مقطع نورد شده و یا ورق ساخته می شوند. "ستونهای ترکیبی با مقطع قوطی" در ساختمانهای فولادی به شکلهای مختلفی بکار می روند. عدم وجود نیمرخ مناسب، چه به علت بزرگ بودن نیروهای طراحی و چه به علت عدم تولید نیمرخهای متنوع توسط کارخانه های فولادسازی، طراحان را مجبور به استفاده از نیمرخهای قوطی ساخته شده (ترکیبی) می نماید. ستونهای ترکیبی ممکن است بصورت جان پر و یا بصورت مشبک باشند.

یکی از انواع اینگونه ستون ها که خصوصاً در ایران بطور گسترده ای مورد استفاده قرار می گیرد، "ستونهای دوپل" می باشد. ستونهای دوپل معمولاً از ترکیب دو نیمرخ I شکل (و یا ناودانی) که توسط ورق (ستون جان پر) و یا بست (ستون مشبک) به یکدیگر متصل شده اند، ساخته می شوند (شکل ۱). بر اساس ضوابط آیین نامه در ستونهای مشبک، در تراز اتصال تیر به ستون نیز بایست از یک ورق پیوسته پوششی برای اتصال دو ستون استفاده نمود.

اگرچه در سالهای اخیر (به خصوص پس از زلزله نورتریج) مطالعات زیادی بر روی رفتار اتصالات خمشی در مقابل زلزله صورت گرفته است، اما بیشتر این تحقیقات درباره اتصالات

ممکن است بر اثر جاری شدن و یا بروز کماتش ظرفیت

باربری خود را از دست بدهد. در یک اتصال خمشی خصوصاً زمانی که عرض بال تیر کمتر از عرض بال ستون قوطی می باشد، گیرداری اتصال به نحو قابل ملاحظه ای در اثر تغییر شکل بال ستون کاهش می یابد. White و Fang (۱۹۶۶) [1] نشان دادند که دیواره ستونهای قوطی بسیار شکل پذیر می باشد بطوریکه در اثر انتقال نیرو از تیر به ستون دچار تغییر شکل قابل ملاحظه ای خواهند شد. همچنین Dube (۱۹۷۲) [۲] نشان داد که تغییر شکل دیواره های ستون قوطی شکل باعث کاهش چشمگیر ظرفیت باربری محوری ستون خواهد شد.

با توجه به اعمال نیروهای جانبی، اتصال خمشی تیر I شکل به ستون های قوطی در سازه هایی که تحت اثر نیروهای باد یا زلزله هستند می بایست تقویت شوند. تا به امروز روشهای مختلفی برای جلوگیری از تغییر شکل موضعی دیواره ستون پیشنهاد شده است اما استفاده از سخت کننده های درونی^۱ بیشتر از سایر روشها متداول است [۳]، هر چند که نصب سخت کننده در درون ستونهای قوطی بسیار پیچیده و هزینه بر می باشد. یکی دیگر از روشها استفاده از سخت کننده های خارجی (دیافراگم خارجی) می باشد [۴].

مشکل مشابهی در اتصال تیر به ستونهای دوبل نیز وجود دارد. در اینگونه ستونها ورق اتصال دو نیمرخ تنها در دو لبه طولی خود با استفاده از جوش گوشه به بال دو نیمرخ متصل می شود. بنابراین این ورق اتصال از گیرداری مناسبی برخوردار نیست و تحت اثر نیروی وارد از بال تیر دچار تغییر شکل، پیچیدگی و یا کماتش خواهد شد.

مزروعی و همکاران [۵] (۱۹۹۹) در تحقیقی که بر روی چند نمونه از اتصالات تیر به ستون دوبل تحت اثر بارهای تک جهتی انجام دادند نشان دادند که اتصالات جوشی متداول به علت ضعف ورق اتصال کاملاً گیردار نبوده و بایست به صورت نیمه گیردار در نظر گرفته شوند مگر اینکه با بکار بردن روشهای خاصی ورق اتصال بصورت یکپارچه با دو نیمرخ

متصل به خود عمل کند و نقش واسط آن در انتقال نیرو به نحوی حذف شود.

در ستونهایی که از دو نیمرخ I شکل تشکیل شده اند، برخلاف ستونهای قوطی نمی توان از سخت کننده های داخلی در تراز بالهای تیر برای مقید کردن ورق اتصال دو نیمرخ استفاده کرد. در حال حاضر، راه حل موجود برای چنین ستونهایی استفاده از جوشهای انگشتانه^۲ یا کام^۳ می باشد تا بدین وسیله ورق اتصال دو نیمرخ در تراز طبقات، بطور مناسبی به بالهای دو نیمرخ دوخته شود. بدین منظور لازم است در صفحه پوشش در تراز طبقات، سوراخها و شکافهای لازم برای جوش تعبیه شود. اجرای این روش با توجه به پیچیدگی عملیاتی که داراست بسیار هزینه بر و مشکل خواهد بود.

۳- مشکلات عمومی در اتصال بال تیر I شکل به ستونها

قابهای خمشی بطور گسترده ای بعنوان سیستم های شکل پذیر و مقاوم در برابر زلزله مورد استفاده قرار می گیرند. رفتار شکل پذیر قابل قبول از یک اتصال قاب مقاوم خمشی تحت اثر بار لرزه ای رفتاری است که در آن تیرها به تسلیم خمشی خود برسند یا اینکه در چشمه اتصال ستونها تسلیم برشی پدید آید بدون اینکه هیچگونه شکست تردی در اتصال واقع شود.

وقوع زلزله های نورتریج (۱۹۹۴) در آمریکا و کوبه (۱۹۹۵) در ژاپن، نشان داد که علی رغم آنچه انتظار می رفت طیف وسیعی از اتصالات تیرهای I شکل به ستونهای بال پهن و یا قوطی دچار شکست ترد شدند [۶] و [۷]. این در حالی بود که این اتصالات توسط اکثر آیین نامه های رایج بعنوان اتصالات شکل پذیر و گیردار معرفی شده بودند.

تحقیقات بسیاری که پس از زلزله های نورتریج و کوبه انجام شده اند نشان می دهند که شایعترین نوع گسیختگی در اتصالات خمشی تیر به ستونها، جاری شدن چشمه اتصال و شکست های ترد زود هنگام در ناحیه اتصال مستقیم بال تیر (یا صفحه انتقال نیرو) بوسیله جوش نفوذی به بال ستون بال پهن و یا دیواره ستون قوطی بوده است.

اتصال مستقیم بال تیر (یا صفحه انتقال نیرو) به بال ستون (یا به ورق اتصال در ستونهای ترکیبی دوبل) سبب تمرکز شدید تنش سه محوره در ناحیه اتصال شده و عملاً محل

۴- هندسه جدید برای اتصال تیر I شکل به ستون دویل با

استفاده از صفحات کناری

بررسی مشکلات "عمومی" اتصالات خمشی تیر به ستون و مشکلات "خاص" اتصال تیرهای I شکل به ستونهای دویل I به خوبی نشان می دهد که عمده ترین مشکل این اتصالات ناشی از وجود جوش لب نفوذی کامل بین بال تیر (یا صفحه انتقال ممان) و ستون می باشد. این جوش خود در عمل علاوه بر مشکلات ذاتی و اجرایی موجب ایجاد کاستی های دیگری مانند تردشکنی و ایجاد ترک در ریشه جوش و در بخشهای مجاور ناحیه اتصال (HAZ) می شود. اتصال جوشی T شکل بال تیر به ستون همچنین باعث ایجاد تمرکز تنش، تنش سه محوره و ایجاد ترک در جان و بال ستون در محل اتصال میگردد. همانطور که گفته شد اتصال بال تیر به ورق پوشش روی ستونهای دویل نیز باعث تغییر شکل زیاد در ورق پوشش و یا کمانش آن شده، اتصال را به حالت نیمه گیردار درمی آورد.

هیچ یک از روشهایی که تاکنون برای اصلاح اتصالات گیردار خمشی فولادی پیشنهاد شده اند قابلیت کاربرد برای اتصال تیرهای I شکل به ستونهای دویل را ندارند. اکثر این روشها سعی در تقویت محل اتصال بال تیر به ستون، اصلاح کیفیت جوش و یا کاهش و تنظیم توزیع تنش در محل اتصال را دارند که در نهایت به رفع مشکلات "عمومی" اتصالات خمشی کمک می نماید. برخی دیگر از اصلاحات پیشنهادی نیز تنها متوجه ایجاد اتصال صلب تر بین ورق پوشش و ستون دویل می گردد.

در سیستمی که برای اتصال تیرهای I شکل به ستونهای دویل I در این تحقیق پیشنهاد می شود، اتصال جوش نفوذی انتهای تیر به ستون بطور کامل حذف شده و بجای آن از صفحات کناری^۱ تمام عمق برای انتقال ممان و نیروی برشی از انتهای تیر به ستون استفاده می گردد. منظور از صفحات کناری، صفحاتی است که بصورت موازی با جان تیر در دو طرف بالهای تیر قرار گرفته اند و از طرفی به بالهای تیر و از طرف دیگر به ستون جوش می شوند (شکل ۲). در سیستم پیشنهاد شده انتهای بالهای تیر برخلاف روشهای متعارف

تشکیل مفصل پلاستیک را از تیر به درون ستون انتقال می دهد. این وضعیت باعث کاهش بسیار زیاد ظرفیت شکل پذیری اتصال می شود. همچنین تمرکز تنشها در جوش نفوذی بال تیر به بال ستون و یا ورق اتصال در ستونهای ترکیبی باعث تردشکنی دراتصال خواهد شد. بنابراین استفاده از اتصالات قبل از نورتریج چه برای ستونهای بال پهن و چه برای ستونهای دویل تحت بارگذاری دینامیکی (مانند زلزله) که شکل پذیری و رفتارغیرخطی در آن نقش مؤثرتری دارد، مناسب نمی باشد.

با توجه به مشکلات دیده شده در اتصالات رایج خمشی در زلزله های مزبور، روشهای اصلاحی متنوعی برای اتصالات خمشی توسط محققین پیشنهاد شده است. اصلاحات ارایه شده بیشتر بر دو اصل: ۱- افزایش سختی اتصال در انتهای تیر و یا ۲- افزایش نرمی تیر در نزدیکی محل اتصال استوار است.

هدف اصلی هر دو روش دستیابی به عملکرد شکل پذیر مناسب با توجه به جنبه های اجرایی و اقتصادی طرح می باشد. برخی روشهای اصلاحی باعث ایجاد پیشرفتهای مهمی در طراحی اتصالات و بهبود فرایند جوشکاری شده است. مشخصات برخی از این اتصالات خمشی جدید که به اتصالات خمشی پس از نورتریج معروفند در FEMA350 [۸] و روشهای اصلاح اتصالات موجود در FEMA351 [۹] به تفصیل آورده شده است.

متأسفانه در مطالعات انجام شده رفتار لرزه ای اتصالات تیرهای I شکل به ستونهای ترکیبی دویل I مورد توجه قرار نگرفته اند و راهنمایی برای اصلاح آنها پیشنهاد نشده است. با توجه به زلزله خیزی ایران و استفاده وسیع از ستونهای ترکیبی دویل در سازه های فولادی در ایران، نیاز مبرم به تحقیق در زمینه اتصال تیر به این نوع ستون، به خوبی مشهود است. لذا در اینجا سعی شده است بخشی از نتایج بررسی های انجام شده در سالهای اخیر به منظور رفع نقاط ضعف موجود و اصلاح این نوع اتصال ارایه شود و راهکار مناسب و قابل اجرا پیشنهاد گردد. همانطور که گفته شد اتصال تیر I شکل به ستونهای دویل نیز دارای دو دسته مشکلات "عمومی" و "خاص" می باشند، بنابراین در هر پیشنهاد اصلاحی باید ضمن در نظر گرفتن امکانات اجرایی و مسایل اقتصادی، رفع هر دو دسته مشکل فوق الذکر مورد توجه قرار گیرد.

(خصوصاً به ورق پوشش روی ستون دابل I) کلیه مسایل ناشی از جوش نفوذی بال تیر به بال ستون، تردشکنی، اثر تنش سه محوره و تمرکز تنشها، همچنین تغییر شکل زیاد یا کمناش ورق پوششی ستون بطور کامل حذف می شود.

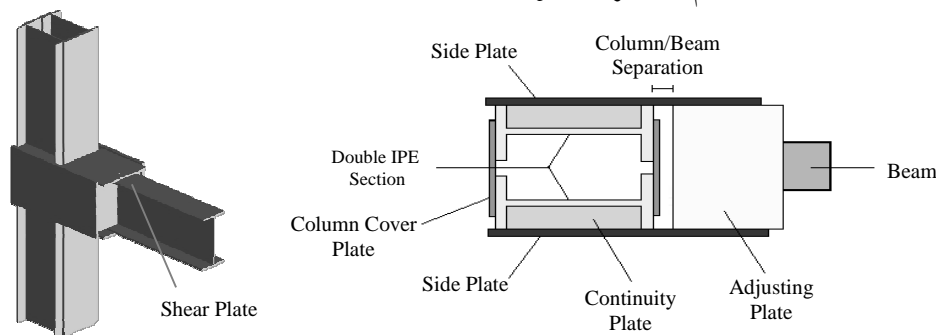
فلسفه بکار رفته در این روش ابداعی انتقال ممان از انتهای تیر به ستون در سال ۱۹۷۴ توسط Blais [۱۰] و سپس در سال ۱۹۷۶ توسط Giroux و Picard [۱۱] برای ستونهای قوطی بکار گرفته شد. در مدل Giroux و Picard انتقال نیروی برشی از جان تیر به بال ستون به روش متعارف و توسط صفحه برش^۴ انجام می گردید. استفاده از صفحات کناری در سال ۱۹۹۶ توسط Atsuo و همکارانش [۱۲] و Sabol و همکارانش [۱۳] مورد بررسی قرار گرفت. گرچه نتایج کارهای فوق هر کدام موجب اصلاحاتی در رفتار اتصال تیر I شکل به ستونهای قوطی و بال پهن گردید ولی مشکلات رفتاری بوجود آمده دیگری مانع از موفقیت این روشها گردید. در تمام اتصالات فوق الذکر اتصال هر بال تیر به ستون توسط یک صفحه کناری جداگانه انجام می گردید.

در سال ۱۹۹۴ Houghton [۱۴] برای اولین بار بجای استفاده از یک صفحه کناری مجزا و باریک برای هر بال تیر، هر دو بال هر طرف تیر را توسط یک صفحه تمام عمق به بالهای ستون متصل کرد. استفاده از این روش مشکلات قبلی استفاده از صفحات کناری را مرتفع نمود. او از این روش با موفقیت برای اتصال تیرهای I شکل به ستونهای قوطی و بال پهن (اتصال یک محوره و دو محوره) و قابهای دارای بادبند استفاده نمود. استفاده از صفحات کناری برای اتصال تیرهای I شکل به ستونهای بال

اصولاً با ستون در تماس نبوده و از آن بطور کامل جدا می باشد به عبارت دیگر مکانیزم انتقال ممان در اتصال پیشنهاد شده کاملاً از روشهای متداول در اتصالات خمشی تیر به ستون متمایز می باشد.

در این سیستم انتقال ممان خمشی از تیر به ستون بجای استفاده از مسیر اتصال مستقیم بال تیر به بال ستون از طریق صفحات کناری انجام می شود. ممان انتهای تیر به صورت یک زوج نیرو در دو بال فوقانی و تحتانی تیر اثر می کند. این زوج نیرو از طریق جوشهای گوشه به ورقهای پوششی^۱ (ورقهای تنظیم فاصله بین بال تیر و بال ستون) فوقانی و تحتانی منتقل شده و سپس از طریق این دو صفحه و جوشهای گوشه به صفحه های کناری انتقال می یابد و در آخر نیز توسط جوشهای گوشه و ورقهای پیوستگی^۲ به ستون منتقل می شود. انتقال نیروی برشی نیز گرچه ممکن است مانند روشهای متعارف از طریق جان تیر به ستون انجام پذیرد ولی در سیستم پیشنهاد شده در این تحقیق نیروی برشی از طریق دو صفحه برشی^۳ مستطیل شکل که در دو طرف جان تعبیه شده اند و از سه لبه به بالها و جان تیر و از یک لبه به صفحات کناری جوش شده اند، انتقال می یابد. جزئیات هندسی اتصال تیر به ستون دابل با استفاده از صفحه کناری در شکل (۲) نشان داده شده است.

جدا بودن انتهای تیر از ستون کلیه نگرانی ها از بابت مشکلات "عمومی" و "خاص" مربوط به اتصال تیر I شکل به ستونهای دابل را بطور کامل مرتفع (ونه تنها تعدیل یا اصلاح) می نماید. با حذف اتصال مستقیم بال تیر به ستون



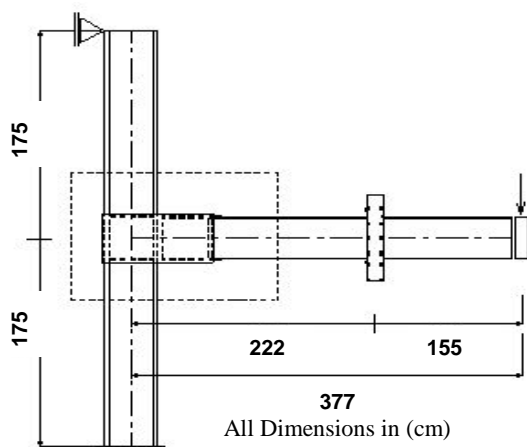
شکل (۲): اتصال تیر به ستون دابل با استفاده از صفحات

4- Shear Tab

1- Adjusting Plates
2- Continuity Plates
3- Shear Plates

۶- تعیین هندسه کلی مدل

با توجه به دستورالعمل‌های موجود در SAC97 [۱۸] و همچنین آیین نامه لرزه ای سازه های فولادی AISC [۱۷] برای بررسی رفتار اتصال تیر به ستون دویل با استفاده از صفحات کناری، از مدل میانقاب یکطرفه در مقیاس واقعی استفاده شده است. سعی شده حتی المقدور ابعاد مدل‌های اجزا محدود انتخاب شده با ابعاد واقعی سازه ها و مدل‌های آزمایشگاهی هماهنگ باشند. بدین منظور با استفاده از مدل بکار برده شده توسط Uang که بر روی اتصال صفحه کناری در سال ۱۹۹۴ آزمایشاتی انجام داده است و در آرشیو مدل‌های آزمایشگاهی SAC موجود می باشد [۱۹]، ابعاد کلی مدل را بصورت شکل (۳) در نظر گرفته ایم.



شکل (۳): هندسه کلی مدل اتصال تیر به ستون دویل با استفاده از صفحات کناری

همانطور که در شکل (۳) نشان داده شده، طول ستون از محور تا محور تکیه گاه ها برابر ۳۵۰ سانتیمتر و طول تیر از محور بارگذاری تا مرکز ستون برابر ۳۷۷ سانتیمتر در نظر گرفته شده است. همچنین فاصله محور تکیه گاه جانبی که دارای عرض ۲۵ سانتیمتر می باشد، از محور بارگذاری برابر ۱۵۵ سانتیمتر می باشد. این فاصله با توجه به ضوابط آیین نامه AISC-LRFD [۲۰] طوری انتخاب شده است تا در محدوده تیرهای مورد مطالعه (ارتفاع ۳۰ تا ۵۰ سانتیمتر) هیچگونه کماتش جانبی-پیششی اتفاق نیفتد و تیر بتواند به تمام ظرفیت پلاستیک خود برسد.

پهن تحت اثر بارهای تک جهتی و سیکلی توسط دیلمی و اشرف [۱۵] بررسی شد. کاربرد این روش در سال ۲۰۰۴ توسط دیلمی و شیراوند [۱۶] برای ستونهای دویل با روش اجزا محدود مورد بررسی قرار گرفت و نتایج خوبی بدست آمد.

ذکر این نکته قابل توجه است که نوع دیگری از اتصالات خمشی اصلاح شده وجود دارند که برای آنها نیز واژه اتصال خمشی با "صفحه کناری" بکار می رود. اما این اتصالات از نظر هندسه و مکانیزم تحمل و انتقال ممان هیچگونه شباهتی با اتصالات خمشی با صفحه کناری مذکور در فوق را ندارند. در اینگونه اتصالات از صفحات کناری تنها به صورت نوعی تقویت کننده اتصال متعارف خمشی تیر به ستون، جهت کاهش میزان تنش و تعدیل تمرکز تنش در محل اتصال و جوش بالهای تیر به ستون استفاده می شود. وجه تمایز اتصال با صفحه کناری تعریف شده در این مقاله جدا بودن انتهای تیر از ستون و انتقال تمامی ممان خمشی تیر از طریق همین صفحات کناری (نه اتصال مستقیم تیر به ستون) می باشد.

با توجه به مطالب ذکر شده، در این تحقیق سعی خواهد شد رفتار این هندسه جدید برای اتصال تیر به ستون دویل بررسی شده و تعیین شود که آیا این نوع اتصال، حداقل معیارهای شکل پذیری، مقاومت و میزان ظرفیت چرخش پلاستیک پیش بینی شده برای کاربرد در یک قاب مقاوم خمشی ویژه (SMF) را مطابق ضوابط آیین نامه های رایج از قبیل FEMA350 [۸] و ضوابط لرزه ای سازه های فولادی AISC [۱۷] ارضا خواهد کرد یا نه.

۵- مدلسازی برای بررسی رفتار اتصال

استفاده از روش اجزا محدود

روش اجزا محدود به دلیل دقت قابل قبول در پیش بینی رفتار اتصال یک ابزار قوی برای حل عددی بوده، امکانات تحلیل محدوده وسیعی از مسایل مهندسی را در اختیار ما قرار می دهد. در این تحقیق نیز از روش اجزا محدود جهت مطالعه رفتار اتصال تیر به ستون دویل بوسیله صفحات کناری، استفاده شده است. بدین منظور با توجه به قابلیت تحلیل های غیرخطی و تغییرشکل‌های بزرگ موجود در نرم افزار ANSYS، این نرم افزار برای مطالعه بکار گرفته شده است.

۷- انتخاب ابعاد تیر و ستون و اجزای اتصال

در تحلیل‌های انجام شده، مقاطع IPE طبق جدول اشتال، برای تیرها و ستونهای دویل در نظر گرفته شده است. ستونهای دویل مورد مطالعه از مقاطع IPE که توسط ورق پوششی در تمام طول خود به یکدیگر متصل شده اند، در نظر گرفته شده است. فاصله مرکز به مرکز دو نیمرخ در ستون دویل، طوری انتخاب شده تا ممان اینرسی حول محور قوی و ضعیف اختلاف زیادی با هم نداشته باشند. همچنین عرض و ضخامت ورق پوشش با توجه به فاصله و ضخامت بال دو نیمرخ در نظر گرفته شده است. اندازه پروفیل‌های مورد استفاده در مدل‌ها و همچنین مشخصات ورق اتصال ستون دویل در جدول (۱) نمایش داده شده است.

در انتخاب تیر و ستون برای مطالعه رفتار یک اتصال بایست شرط "ستون قوی-تیر ضعیف" حتماً رعایت شود زیرا در صورت ضعیف بودن ستون نسبت به تیر، مفصل پلاستیک بجای تیر در ستون تشکیل می شود که باعث ایجاد ضعف در رفتار غیر خطی سازه خواهد شد [۱۵]. بنابراین قبل از انجام هرگونه تحلیل بایست از برقراری این شرط در ترکیب تیر و ستون انتخابی برای مدل‌های مورد نظر اطمینان حاصل نمود. برای تعیین ضخامت و ابعاد صفحات کناری و سایر اجزای اتصال، ابتدا محاسبات اولیه‌ای جهت برآورد تقریبی ظرفیت اجزای مختلف اتصال بر اساس طراحی به روش مقاومت نهایی انجام شد. پس از آن ضخامت و ابعاد مقتضی با توجه به ظرفیت بدست آمده و نتایج مطالعات قبلی توسط دیلمی و اشرف [۲۱] بر روی هندسه صفحات کناری، انتخاب گردید. ابعاد هندسی اجزای اتصالات در جدول (۲) آورده شده اند. در این جدول پارامترهای t_{sp} ، L_{sp} و h_{sp} به ترتیب برابر ضخامت، طول و ارتفاع صفحات کناری، t_{cov} ، L_{cov} و b_{cov} به ترتیب برابر ضخامت، طول و عرض ورقهای پوششی (ورقهای تنظیم فاصله بین بال تیر و بال ستون) و t_{con} ، t_{sh} به ترتیب برابر ضخامت ورقهای پیوستگی و صفحات برشی می باشد.

۸- تعیین رفتار مصالح

فولاد ساختمانی که در ایران برای تولید نیم رخ های IPE و ورقها مورد استفاده قرار می گیرد معمولاً از نوع فولاد ST-37 در استاندارد اروپایی می باشد لذا مصالح فولادی مدل‌های

تحت مطالعه را از نوع فولاد ST-37 در نظر گرفته شده اند. با توجه به اینکه این نوع فولاد دارای رفتاری الاستوپلاستیک همراه با سخت شوندگی کرنشی است برای مدل کردن

نام مدل	پروفیل تیر	پروفیل ستون	ابعاد مرکز به مرکز		عرض ورق پوششی ستون	ضخامت بال تیر	ضخامت جان تیر
			پروفیل	پروفیل			
SP-A-01	IPE300	2 IPE240	180	250*10	150	10.7	7.1
SP-A-02	IPE300	2 IPE300	200	300*15	150	10.7	7.1
SP-A-03	IPE400	2 IPE240	180	250*10	180	13.5	8.6
SP-A-04	IPE400	2 IPE300	200	300*15	180	13.5	8.6
SP-A-05	IPE500	2 IPE300	200	300*15	200	16.0	10.2

✳ تمامی ابعاد بر حسب میلیمتر می باشد.

جدول (۱): ابعاد تیر و ستون دویل مدل‌های در نظر گرفته شده

Model	t_{sp}	L_{sp}	h_{sp}	t_{cov}	L_{cov}	b_{cov}	t_{con}	t_{sh}
SP-A-01	15	550	350	10	300	300	10	10
SP-A-02	15	600	350	10	300	350	10	10
SP-A-03	20	600	450	12	350	300	12	12
SP-A-04	20	650	450	12	350	350	12	12
SP-A-05	20	700	550	15	400	350	15	15

✳ تمامی ابعاد بر حسب میلیمتر می باشد.

جدول (۲): ابعاد جزئیات اتصالات مدل‌های تیر به ستون دویل با استفاده از صفحات کناری

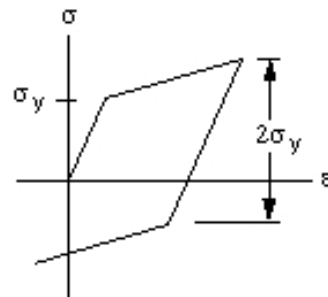
رفتار آن از یک مدل دوخطی مطابق شکل (۴) استفاده می شود. در این مدل ناحیه الاستیک با یک خط و ناحیه سخت شوندگی کرنشی نیز با خط دیگری مدل می شود. همچنین برای سادگی، از ناحیه تسلیم بعلت کوچک بودن آن در مقایسه با ناحیه سخت شوندگی کرنشی صرف نظر می شود. در این مدل ضریب الاستیسیته فولاد که برابر با شیب خط اول مدل رفتار مصالح است، برابر 210 GPa می باشد. تنش تسلیم σ_y فولاد برابر 240 MPa و شیب خط دوم مدل رفتار مصالح نیز برابر 0.75 GPa در نظر گرفته شده است. با توجه به جابجایی سطح تسلیم بدون تغییر حجم در اثر افزایش کرنش پلاستیک در فولاد (اثر بوشینگر)، قانون سخت شوندگی در نظر گرفته شده از نوع سخت شوندگی جنبشی^۱ می باشد. همچنین معیار تسلیم فون میسز^۲ برای فولاد در نظر گرفته شده است.

1- Kinematic Hardening

2- Von Mises

۹- انتخاب نوع المان

نوع المانی که در ساخت یک مدل اجزا محدود بکار می رود، بایست متناسب با رفتار واقعی سازه و پارامترهای مورد مطالعه باشد و بتواند رفتار سازه را با دقت مناسبی مدلسازی کند. بدین منظور با توجه به رفتار غیر خطی مصالح و امکان بروز کمانش در هنگام بارگذاری که منجر به رفتار غیرخطی هندسی و تغییرشکل‌های بزرگ نیز می شود، از المان SOLID45 در نرم افزار ANSYS برای مدلسازی استفاده شده است. المان SOLID45 برای مدلسازی سه بعدی و حجمی سازه ها بکار می رود. این المان دارای ۸ گره می باشد، که در هر گره سه درجه آزادی انتقالی در جهت های Z, Y, X وجود دارد. این المان قابلیت مدل کردن رفتار پلاستیک، خزش، افزایش مقاومت صفحه پس از کمانش و تغییر شکلها و کرنشهای بزرگ را دارا می باشد.



شکل (۴): منحنی رفتار غیرخطی مصالح

۱۰- مش بندی

مش بندی برای مدل SP-A-01 بطور نمونه در شکل (۵) نشان داده شده است. لازم است ابعاد شبکه ها متناسب با دقت مورد نیاز تعیین گردد. در مدل‌هایی مثل اتصال مورد مطالعه، تغییرات تنش در ناحیه اتصال خیلی بیش‌تر از نواحی دورتر در تیر و ستون است. بنابراین در ناحیه اتصال از مش ریزتری استفاده شده است.

۱۱- شرایط مرزی

شرایط مرزی برای همه مدلها یکسان میباشد. درجات آزادی گره‌های پای ستون به طور کامل در سه جهت مقید شده‌اند و گره‌های بالای ستون نیز در دو جهت عمود بر محور ستون مقید شده‌اند، اما در جهت محور ستون آزادند. بدین ترتیب در بالای ستون، به ستون اجازه داده می‌شود که در جهت قائم

آزادانه حرکت کند. همچنین برای مدل کردن شرایط تکیه گاه جانبی، از حرکت جانبی گره های بال بالایی و پایینی تیر که در فاصله ۱۴۲/۵ تا ۱۶۷/۵ سانتیمتری از انتهای آزاد تیر قرار گرفته اند (مطابق با شکل ۳) جلوگیری شده است.

۱۲- بارگذاری و تحلیل

اعمال بار به صورت اعمال جابجایی بر نوک تیر، در وسط صفحه بارگذاری و در جهت قائم صورت گرفته است. به بیان دیگر تحلیل به صورت کنترل جابجایی انجام شده است. بارگذاری بر روی نمونه‌ها بصورت "بارگذاری تناوبی (سیکلی)" و بر طبق ضوابط SAC97 [۱۸] انجام گرفته است. این روش بارگذاری سیکلی توسط FEMA350 [۸] و آیین نامه لرزه ای سازه های فولادی AISC [۱۷] پیشنهاد شده است.

با توجه به اینکه بارگذاری به صورت تغییر مکان به نوک تیر اعمال می شود، لازم است منحنی سیکلیک بارگذاری بر حسب تغییر مکان برای مدل های مورد مطالعه بدست آید. فاصله مرکز ستون تا مرکز نقطه اعمال بار برابر ۳۷۷ سانتیمتر می باشد (شکل ۳). بنابراین منحنی بارگذاری سیکلی بر حسب تغییر مکانی که بر مدلها اعمال شده است، مطابق شکل (۶) خواهد بود. تغییر مکان اعمال شده بصورت سیکلی تا زاویه چرخشی برابر ۰/۰۶ رادیان در نظر گرفته شده است که مطابق با FEMA350 [۸] کمترین حد مورد نیاز برای حفظ پایداری یک اتصال در قابهای خمشی ویژه (SMF) می باشد. با توجه به الگوی بارگذاری انجام شده بر روی مدل‌های مورد مطالعه، بعلت وارد شدن تیر به ناحیه پلاستیک تحت بارگذاری سیکلی و همچنین تسریع کمانش محلی بال و جان تیر در اثر ورود به ناحیه غیرخطی و اثرات ناشی از بارگذاری و باربرداری متوالی، تحلیل غیر خطی لازم به نظر می رسد. لذا برای مطالعه رفتار اتصال پیشنهادی و انطباق هر چه بیشتر نتایج با واقعیت، تمامی تحلیلها بصورت غیرخطی و با در نظر گرفتن اثرات ناشی از رفتار غیرخطی "مادی" و "هندسی" انجام شده است.

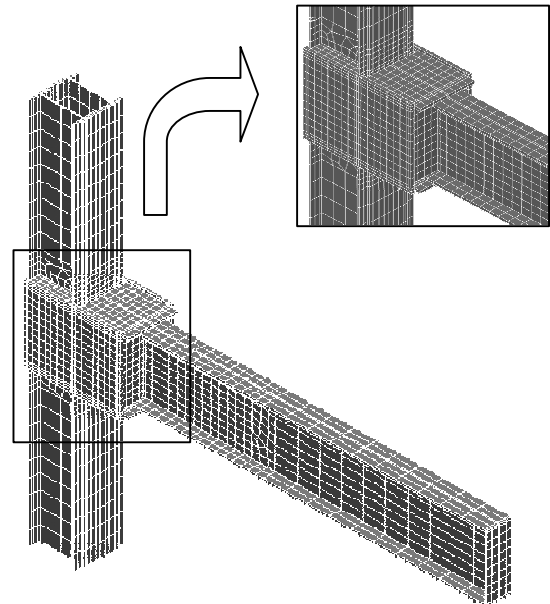
۱۳- بررسی نتایج

توزیع تنش و کرنش

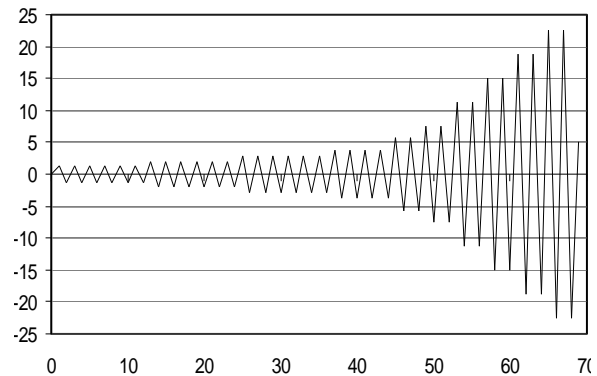
چگونگی توزیع تنش فون میسرز در سیستم اتصال تیر به ستون دوپل با استفاده از صفحات کناری برای سیکل آخر بارگذاری برای مدل‌های مورد بررسی در شکل (۷-الف) نمایش داده شده است. در شکل (۷-ب) برای نشان دادن چگونگی توزیع تنش در چشمه اتصال، صفحه کناری جلویی بطور فرضی برداشته شده است.

با توجه به کانتورهای تنش، مشاهده می‌شود که محل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به درون تیر منتقل شده است و این بدان معناست که در این نوع اتصال دیگر از بابت شکست ترد ناگهانی، نگرانی وجود ندارد. یادآوری می‌شود که در اتصالات موسوم به اتصالات خمشی قبل از نورتریج، به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه اتصال، اتصالات در اثر زلزله دچار آسیب شدند.

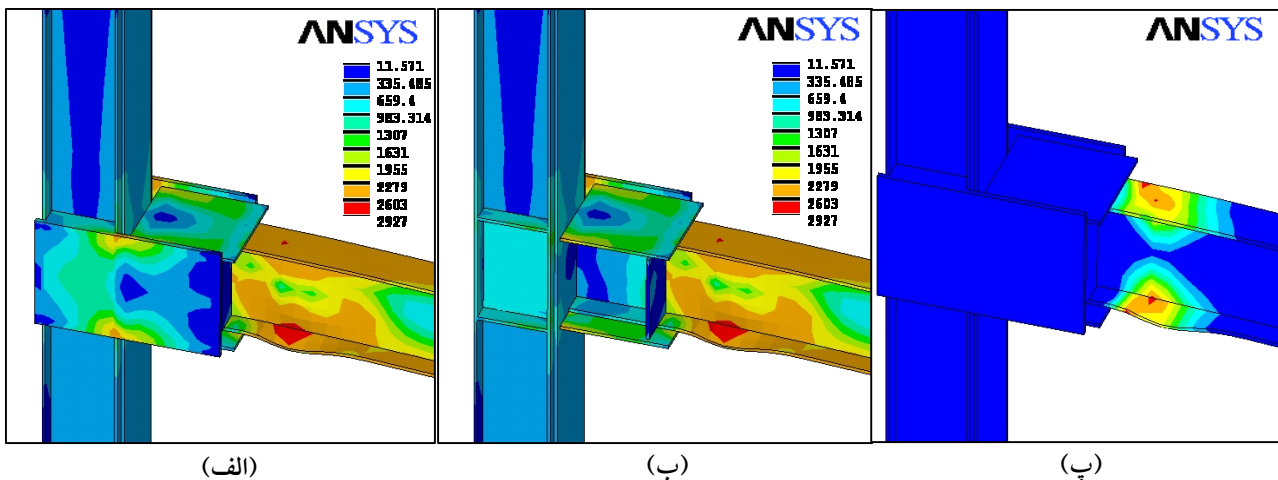
کرنش پلاستیک معادل نیز در شکل (۷-پ) برای مدل‌های مورد بررسی نشان داده شده است، دقت در این شکل‌ها به خوبی بیان می‌کند که تمام تغییر شکل پلاستیک در تیر اتفاق افتاده و هیچ مشکلی در اتصال بوجود نیامده است. بنابراین می‌توان اینگونه نتیجه‌گیری کرد که اتصال مورد استفاده دارای پتانسیل شکل‌پذیری مناسبی می‌باشد و قابلیت خوبی برای جذب انرژی دارد.



شکل (۵): نمونه مش‌بندی مدل‌های مورد مطالعه

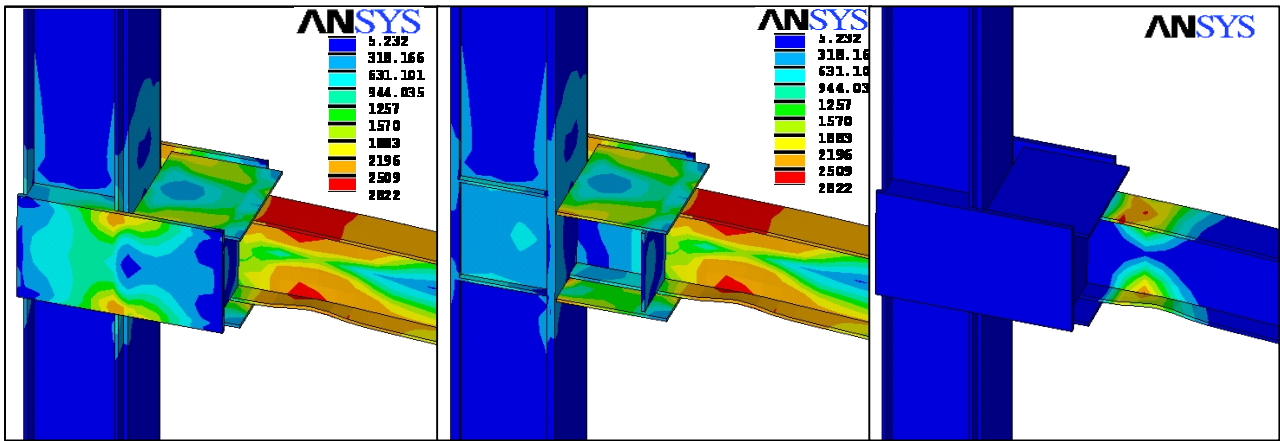


شکل (۶): بارگذاری سیکلی اعمال شده



SP-A-01

شکل (۷): توزیع تنش و کرنش در اتصال تیر به ستون دوپل با استفاده از صفحات کناری تحت بار سیکلی
 (الف) توزیع تنش فون میسرز (ب) توزیع تنش فون میسرز در چشمه اتصال (صفحه جلویی بطور فرضی برداشته شده است)
 (پ) توزیع کرنش پلاستیک معادل

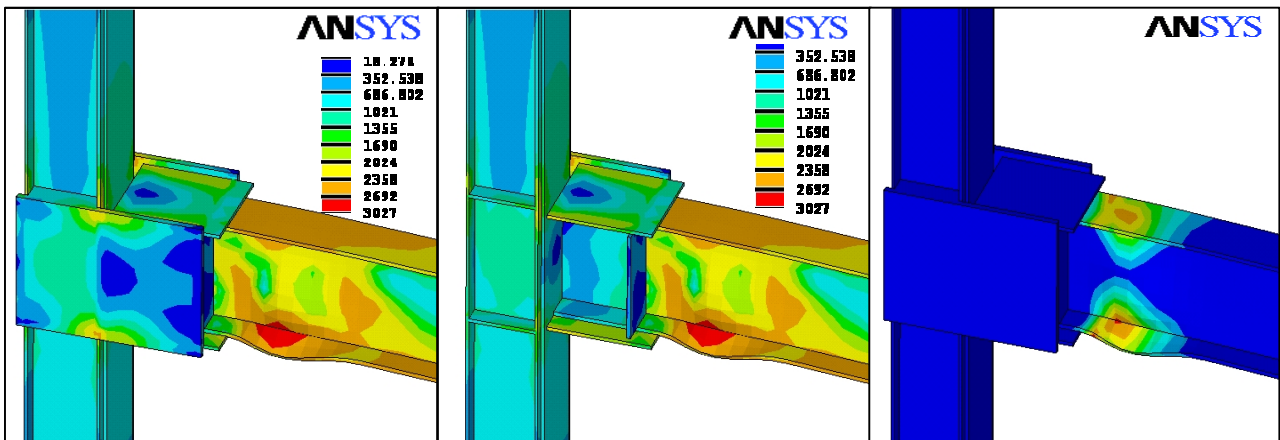


(الف)

(ب)

(پ)

SP-A-02

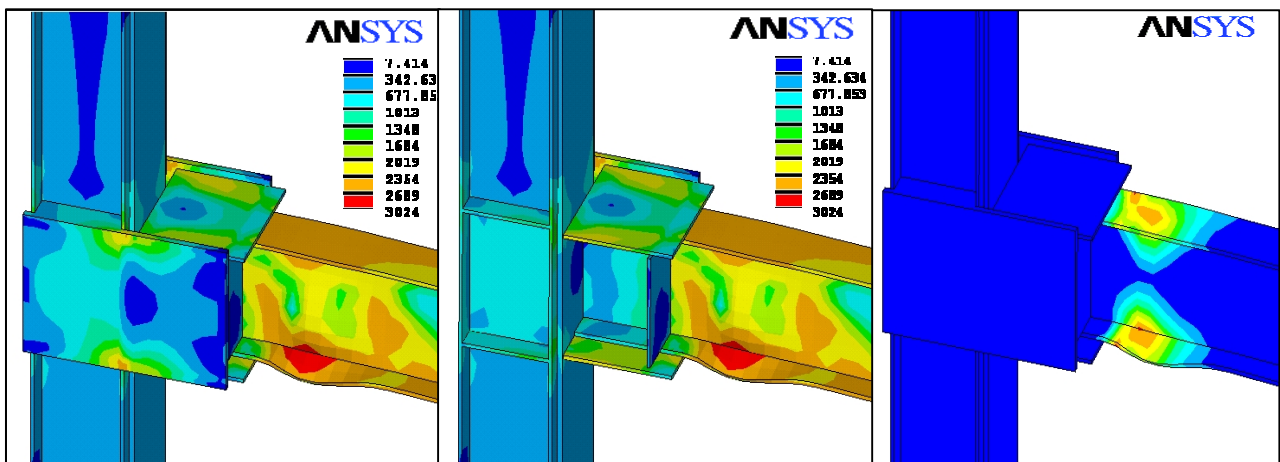


(الف)

(ب)

(پ)

SP-A-03



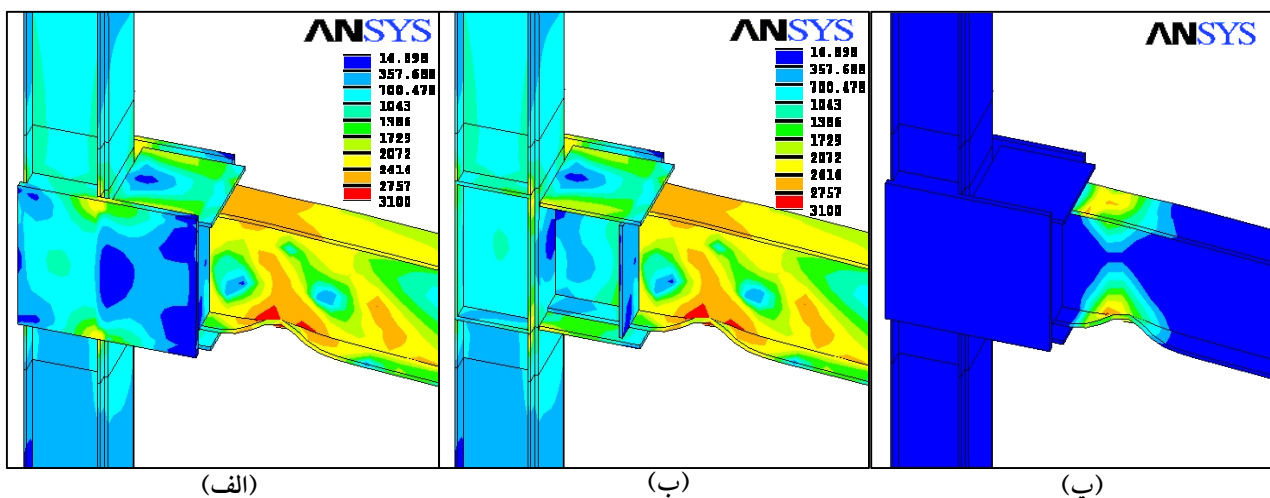
(الف)

(ب)

(پ)

SP-A-04

ادامه شکل (۷): توزیع تنش و کرنش در اتصال تیر به ستون دوپل با استفاده از صفحات کناری تحت بار سیکلی
 (الف) توزیع تنش فون میسر (ب) توزیع تنش فون میسر در چشمه اتصال (صفحه جلویی بطور فرضی برداشته شده است)
 (پ) توزیع کرنش پلاستیک معادل



SP-A-05

ادامه شکل (۷) : توزیع تنش و کرنش در اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری تحت بار سیکلی (الف) توزیع تنش فون میسر (ب) توزیع تنش فون میسر در چشمه اتصال (صفحه جلویی بطور فرضی برداشته شده است) (پ) توزیع کرنش پلاستیک معادل

به خود می گیرد. اما در قسمتهای بعد نشان خواهیم داد که با توجه به وقوع چنین کمانشی، افت قابل ملاحظه ای در میزان ظرفیت شکل پذیری و مقاومت اتصال بوجود نخواهد آمد.

۱۴- منحنی های هیستریزیس ممان- دوران

منحنی های نیرو-تغییرمکان و ممان-دوران، منحنی هایی هستند که می توان از آنها اطلاعات خوبی درباره عملکرد اتصال به دست آورد و با توجه به آنها انواع مختلف اتصالات را طبقه بندی نمود. منحنی های هیستریزیس ممان-دوران تحت بارگذاری سیکلی اعمال شده، برای مدلهای مورد مطالعه در شکل (۸) نشان داده شده اند. مقادیر در نظر گرفته شده در ترسیم این نمودارها بر اساس دستورالعمل SAC97 [۱۸] می باشد. با توجه به این دستورالعمل، در منحنی های نیرو-تغییر مکان، نیروی وارد شده بر انتهای تیر در مقابل تغییرمکان انتهای تیر ترسیم شده است. همچنین در منحنی های ممان-دوران، ممان در محور ستون ناشی از نیروی وارد بر انتهای تیر در مقابل زاویه دوران که برابر مقدار تغییرمکان انتهای تیر تقسیم بر طول تیر می باشد، ترسیم شده است.

با توجه به منحنی های ممان-دوران رسم شده می توان دید که تیر به خوبی وارد ناحیه غیرخطی می شود و مجموعه بارگذاری شده، رفتار سیکلی مناسبی را از خود نشان می دهد. در

نکته دیگر اینکه با وجود دو صفحه کناری تمام عمق، دیگر مشکلی در ناحیه چشمه اتصال وجود نداشته و چهار ورق (دو صفحه کناری به همراه دو جان ستون)، تمام ظرفیت خمشی تیر را، بدون تسلیم شدن انتقال می دهند. در شکل (۷-ب) به خوبی دیده می شود که تنشها در چشمه اتصال در حدود پایین الاستیک باقی مانده اند.

همچنین با توجه به نتایج نشان داده شده در شکل (۷)، مشاهده می شود که تنش بر روی ورق اتصال دو ستون (ورق پوشش) در حدود بسیار پایینی قرار دارد. جدایی بین انتهای تیر و ستون سبب شده که هیچگونه باری بصورت مستقیم به صفحه پوشش وارد نشود. بنابراین مشکل ضعف این ورق در مقابل تغییرشکل، کشش و کمانش که در اتصال مستقیم بال تیر به آن بوجود می آید در اینجا وجود ندارد.

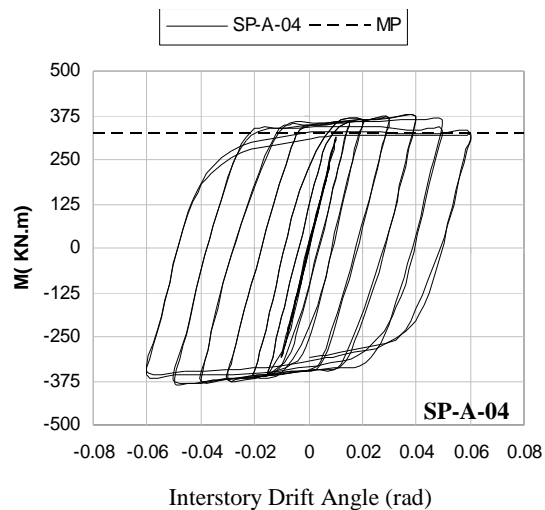
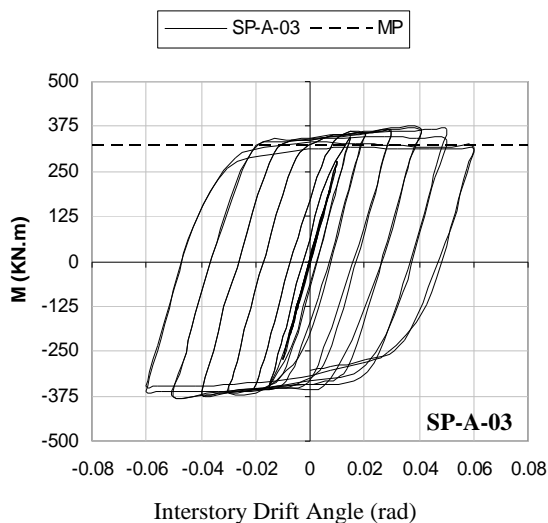
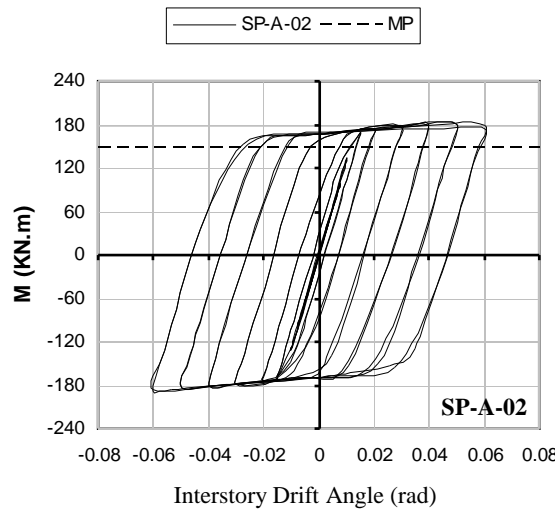
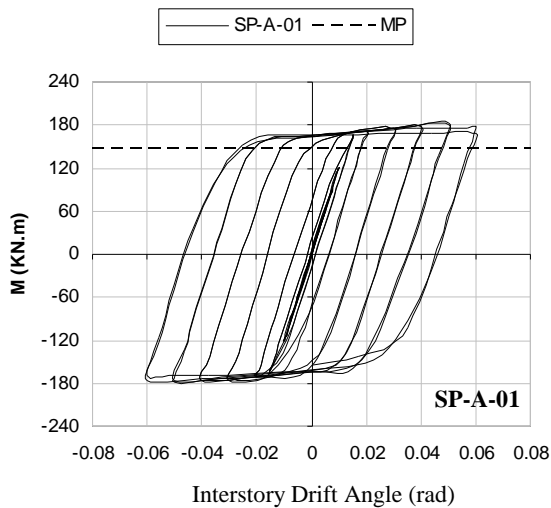
با دقت در شکل (۷) می توان دید که تیر در ناحیه بعد از انتهای اتصال در اثر بارگذاری سیکلی، دچار کمانش موضعی می شود. کمانش موضعی پدید آمده شامل کمانش موضعی در بال و جان تیر می باشد. میزان کمانش ایجاد شده متناسب با ارتفاع تیر بوده و با افزایش ارتفاع مقطع تیر، در زاویه دوران کمتری به وقوع می پیوندد. همچنین توزیع تنش در ناحیه مفصل پلاستیک با افزایش میزان کمانش حالت نامتقارن تری

تاثیر ناچیزی بر میزان مقاومت اتصال می گذارد. اما هر چه ارتفاع تیر در مدل‌های بعدی افزایش پیدا می کند، شروع کمزش در سیکل‌های جلوتری بوجود اتفاق می افتد و تاثیر آن بر کاهش مقاومت اتصال بیشتر می شود.

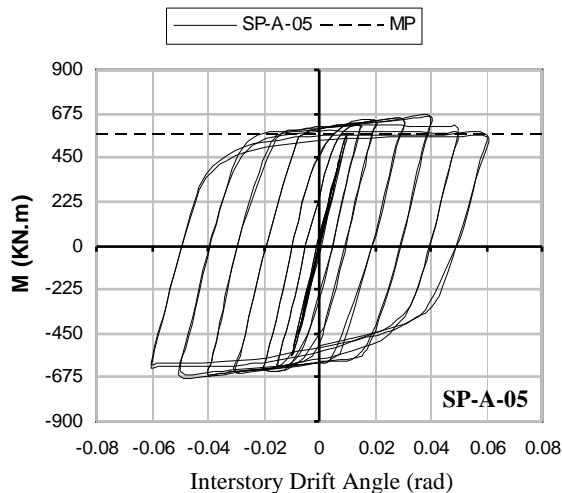
باید توجه داشت که این کاهش مقاومت، به حدی نیست که برای اتصال مشکل ساز شود، زیرا همانطور که در منحنی های ممان- دوران همه مدل‌ها دیده می شود، مقاومت خمشی بدست آمده تا مراحل آخر بارگذاری، از میزان ظرفیت خمشی پلاستیک تیر (Mp) که با خط چین نشان داده شده است، بیشتر است. در تمامی مدل‌ها تارسیدن به زاویه چرخش ۰/۰۴ رادیان، افت قابل ملاحظه ای بوجود نمی آید و مقاومت اتصال بیشتر از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر می باشد. بنابراین می توان گفت که اتصال مورد مطالعه از ظرفیت مقاومت خمشی مناسبی برخوردار می باشد.

هنگام بارگذاری، در اتصالات مورد مطالعه هیچگونه شکستی مشاهده نشد و همانطور که از منحنی های ممان- دوران و اشکال توزیع تنش و کرنش پیداست (شکل ۸)، این اتصال رفتار شکل پذیری را از خود نشان می دهد. همچنین با توجه به نتایج بدست آمده دیده می شود که اتصال مورد مطالعه در تمامی مدل‌ها به ظرفیت چرخشی بیشتر از ۰/۰۴ رادیان (حداقل معیار شکل پذیری برای قاب‌های مقاوم خمشی ویژه) می رسد که نشان از شکل پذیری بسیار خوب این اتصال می باشد.

در منحنی های هیستریزس رسم شده می توان دید که پس از روند افزایشی مقاومت اتصال، یک افت مقاومتی بوجود می آید. این کاهش مقاومت در اثر بروز کمزش در بال و جان تیر گسترش پیدا می کند. البته شروع کمزش برای تیر IPE300 (مدل‌های SP-A-01 و SP-A-02) در سیکل‌های آخر بارگذاری بوجود می آید و همانطور که دیده می شود عملاً



شکل (۸) : منحنی‌های هیستریزس ممان- دوران

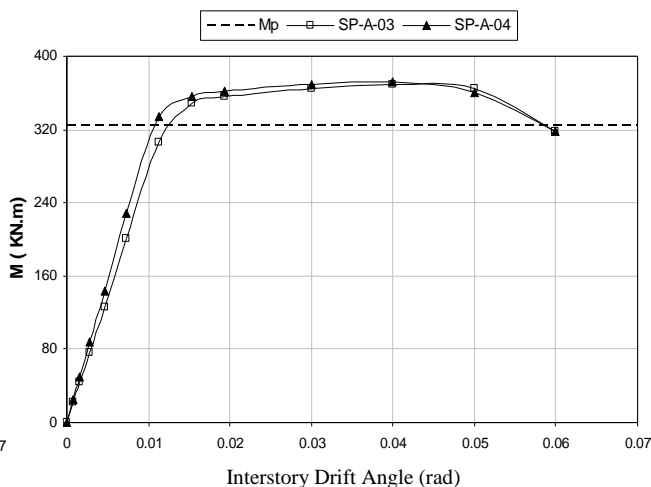
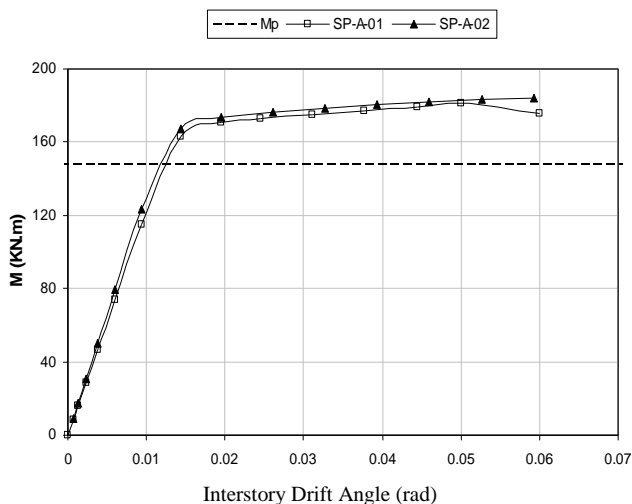


ادامه شکل (۸): منحنیهای هیستریزس ممان-دوران

اتصال استفاده شده از مقاومت بسیار خوبی برخوردار است و باعث تشکیل مفصل پلاستیک در تیر متصل به خود می شود.

ب) نوع مقطع ستون، تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر رفتار پلاستیک اتصال ندارد و تنها باعث افزایش سختی اتصال در ناحیه الاستیک می شود. این امر نیز به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در مقطع تیر است که با تشکیل این مفصل از انتقال تغییر شکل‌ها به ستون جلوگیری می‌شود.

پ) هرچه مقطع تیر و یا ستون استفاده شده بزرگتر شود، مقاومت خمشی اتصال بیشتر می شود اما در عوض شروع افت در مقاومت اتصال زودتر و در زوایای چرخش کوچکتری اتفاق خواهد افتاد. زیرا هرچه ارتفاع تیر بیشتر شود، امکان وقوع کمانش در تیر و خصوصاً کمانش در جان تیر افزایش می یابد. با بروز کمانش، مقاومت اتصال به تدریج افت خواهد کرد.

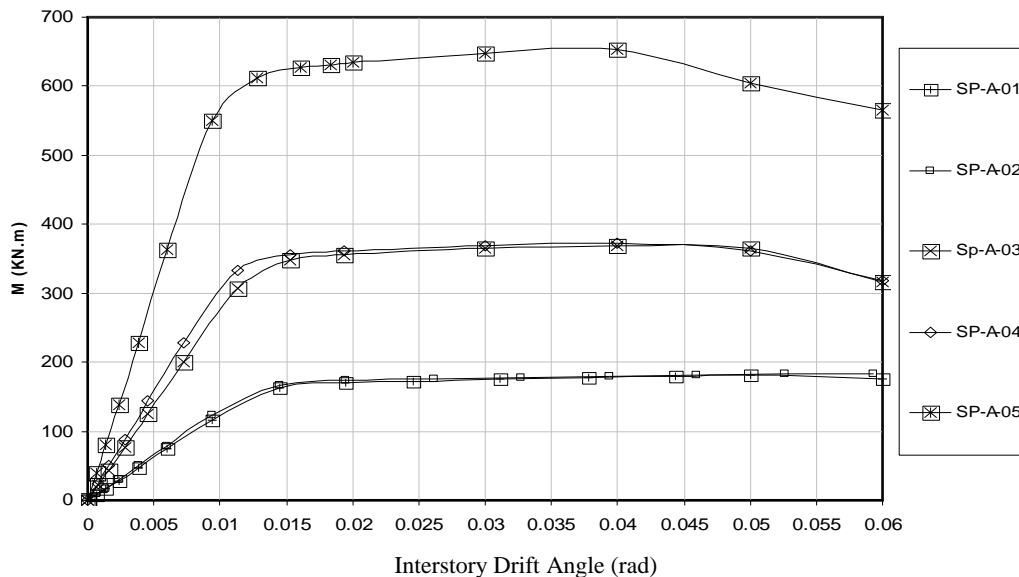


شکل (۹): پوش منحنیهای هیستریزس ممان-دوران برای مدل SP-A-01 تا SP-A-05

۱۵- پوش منحنی های هیستریزس ممان-دوران

با استفاده از منحنی های هیستریزس بدست آمده تحت بار گذاری سیکلی، پوش منحنی هیستریزس ممان-دوران بدست می آید. پوش منحنی هیستریزس ممان-دوران بعنوان نمودار ممان- دوران اتصال بکار می رود. منحنی پوش اتصالات مدل‌های SP-A-01 تا SP-A-04 در شکل (۹) آورده شده است. در این شکل پوش مدل‌های دارای تیر یکسان برای مقایسه بهتر در کنار هم رسم شده اند و ظرفیت خمشی پلاستیک تیر (M_p) با خط چین نشان داده شده، همچنین نمودار مقایسه ای ممان- دوران اتصالات مدل‌های مورد مطالعه از SP-A-01 تا SP-A-05 در شکل (۱۰) آورده شده است. با استفاده از نمودارهای بدست آمده می توان به موارد زیر اشاره نمود:

الف) مقاومت خمشی بدست آمده برای مدل‌های مورد مطالعه بالاتر از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر می باشد، بنابراین



شکل (۱۰): مقایسه پوش منحنیهای هیستریسیس ممان-دوران برای مدل SP-A-05 تا SP-A-01

به همراه دو جان ستون، در واقع چهار چشمه اتصال ایجاد می‌کند که به راحتی ظرفیت خمشی تیر را انتقال می‌دهد.

۴- با توجه به مسیر نیروی کششی بال که بوسیله ورق پوششی متصل به آن، به صفحات کناری و از آنجا به بال های ستون منتقل می‌شود. عملاً نیروی کششی بال تیر به ورق پوشش ستون دابل وارد نمی‌شود و لذا ضعف تغییرشکل زیاد و کماتش ورق پوشش ستون دابل بر اثر کشش مستقیم، خود به خود از بین می‌رود.

۱۶- نتیجه گیری

نتایجی که از این تحلیل‌ها به دست آمده‌اند، بطور خلاصه عبارتند از:

۱- سیستم اتصال تیر به ستون دابل با استفاده از صفحات کناری قادر است تمام ظرفیت خمشی پلاستیک تیر را به ستون انتقال دهد و باعث تشکیل مفصل پلاستیک در درون تیر شود. لذا این سیستم اتصال در طبقه اتصالات کاملاً مقاوم قرار می‌گیرد.

۲- با توجه به تشکیل مفصل پلاستیک در درون تیر، اتصال تیر به ستون دابل با استفاده از صفحات کناری، ظرفیت چرخشی مناسبی را از خود نشان می‌دهد، به طوری که بدون کاهش شدید مقاومت به زاویه های چرخش ۰/۰۴ رادیان و بالاتر می‌رسد. بنابراین این اتصال، یک اتصال کاملاً شکل پذیر بوده و قابلیت استفاده در قابهای مقاوم خمشی ویژه (SMF) را دارا می‌باشد.

۳- در هیچکدام از نمونه‌های مورد تحلیل، تنش‌های قابل ملاحظه‌ای در چشمه اتصال و ستون مشاهده نشد. این امر یکی از نقاط قوت این سیستم اتصال برای ستونهای دابل است که با فراهم نمودن دو صفحه کناری تمام عمق

مراجع:

- [۱] White, R.N. and Fang, P.J., "Farming Connection for Square Structural Tubing", *ASCE Proceedings, Journal of Structural Div.92 (ST2)*, 1966, PP. 175-194.
- [۲] Dube, A., "Influence des Déformation Locales sur la Stabilité Elastique de Poteaux Tubulaires" *MSc. Thesis*, Civil Engineering Department, Laval University, Quebec, 1972.
- [۳] Tsai, K.C. and Popov, E.P., "Seismic Design of Steel Beam-to-Box Column Connections",

Earthquake Engineering, paper No. 186
Acapulco, Mexico, 1996, Elsevier.

Sabol, T.A., Engelhardt, M.D., Aboutaha R.S. and Frank K.H., "Overview of the AISC Northridge Moment Connection Test Program," *11th World Conference on Earthquake Engineering*, paper No.857 Acapulco, Mexico, 1996, Elsevier. [۱۳]

Houghton, D.L., "The Sideplate Moment Connection: A Design Breakthrough Eliminating Recognized Vulnerabilities in Steel Moment Frame Connections", *Proceedings of the 2nd World Conference on Steel Construction*, San Sebastian, Spain, 1998. [۱۴]

Deylami, A. and Ashraf, R., "Moment Resisting Connection with Sideplate" *9th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, 2003, Bali. [۱۵]

Deylami, A. and Shiravand, M.R., "Moment Connection of Steel Built-up Column Using Side Plates", *4th International Conference on Steel Structure*, Shanghai, China, 2005. [۱۶]

AISC, American Institute of Steel Construction, "*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*", Chicago, 2002. [۱۷]

Clark P., *Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Test and other Experimental Specimen*, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 1997. [۱۸]

SAC Steel Project, "SAC Connection Library", <http://www.sacsteel.org>, 2004 SAC Joint Venture, Sacramento, California. [۱۹]

AISC, American Institute of Steel Construction, "*Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*", Chicago, 1999. [۲۰]

Deylami, A., and Ashraf, H., "Moment Resisting Connection with Sideplate (Geometric Aspect)", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, (13WCEE), paper No194, 2004, Vancouver, Canada. [۲۱]

Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation, *Proceedings of Structures Congress*, ASCE, 1993, USA.

Ting, L.C., Shanmugam, N.E. and Lee, S.L., "Design of I-Beam to Box Column Connections Stiffened Externally", *Engineering Journal, AISC*, 4th Quarter, 1993, PP. 141-149. [۴]

مزروعی، ع.، سیمونیان، و. و نیکخواه عشقی، م.،
ارزیابی اتصالات صلب جوشی متداول در ایران،
مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه ک-۳۵۵،
۱۳۷۸ (۱۹۹۹ م). [۵]

Engelhardt, M.D., Sabol T.A., Aboutaha R.S., and Frank K.H., "Overview of the AISC Northridge Moment Connection Test Program," *Proceedings of National Steel Construction Conference*, 1995, Texas. [۶]

Kurobane, Y., Ogawa, K. and Ueda, C., "Kobe Earthquake Damage to High-Rise Ashiyahama Apartment Buildings: Brittle Tensile Failure of Box Section Columns", *Proceedings of 7th Tubular Structures*, Balkema, Rotterdam, 1996. [۷]

Federal Emergency Management Agency, FEMA-350: *Recommended Seismic Design Criteria for New Welded Steel Moment Frame Buildings*, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000. [۸]

Federal Emergency Management Agency, FEMA-351: *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment Frame Buildings*, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000. [۹]

Blais, R., "Joints Soudes Pour Profiles Tubulaires", *MSc Thesis*, Civil Engineering Department, Laval University, Quebec, 1974. [۱۰]

Picard, A. and Giroux, Y.M., "Moment Connection between Wide Flange Beams and Square Tubular Columns", *Canadian Journal of Civil engineering*, Vol.03, 174-185, 1976. [۱۱]

Atsuo, T., Hiroshi, M., and Akiyoshi, I., "Statical Characteristics of WF Beam to RHS Column Connections Using Vertical Stiffeners", *11th World Conference on* [۱۲]

شکل پذیری قابهای مهاربندی شده هم مرکز با مکانیزم المان پیچشی

محمد قاسم وتر^۱، وحید ملصقی^۲

چکیده

در این مقاله، نوع جدیدی از مستهلک کننده های انرژی که جهت شکل پذیر کردن سیستم قابهای با مهاربندی هم مرکز (CBF) بکار می رود، معرفی می شود. اساس کارکرد این المانهای پیچشی شکل پذیر، جلوگیری از کماتش مهاربندها در زمان وقوع زلزله می باشد. بدین منظور المانهای پیچشی شکل پذیر، باید به نحوی طراحی گردند که قبل از آنکه مهاربند به بار بحرانی کماتش خود برسد، به تسلیم رسیده و انرژی ورودی زلزله به سازه را، جذب نموده و آن را مستهلک نماید. هنگام وقوع زلزله، عضو مستهلک کننده قسمت قابل توجهی از انرژی ورودی به سازه را با ورود به مرحله غیرخطی و تشکیل مفاصل پلاستیک مستهلک می نماید. با این روش از ورود دیگر اعضای سازه به مرحله غیرخطی و همچنین کماتش اعضای مهاربندی جلوگیری شده یا به تعویق می افتد. از مهمترین اهداف این مطالعات شکل پذیر کردن هر چه بیشتر قابهای CBF، بوسیله کاربرد المانهای پیچشی شکل پذیر با هزینه های اقتصادی ارزان، در مقاوم سازی لرزه ای اینگونه از سازه ها می باشد. هدف از این تحقیق مشخص کردن مقدار جذب و استهلاک کل انرژی ورودی به سازه و تعیین میزان شکل پذیری و ضریب رفتار سازه قابهای مهاربندی شده هم مرکز با المان پیچشی می باشد.

کلمات کلیدی:

مهاربند، شکل پذیری، مستهلک کننده انرژی تسلیمی، CBF، ضریب رفتار، هیسترتیک

Ductility of Concentrically Braced Frames by Torsional Element Mechanism

Abstract

In this paper a new type of earthquake energy dissipation element has been introduced. The element is supposed to be used as a supplementary element in concentrically braced frames to improve the ductility of the whole system. Such elements usually yields before critically (instability) load of the braced systems. Using this approach, during a strong earthquake cause only this element yields and other frame elements (beams, columns, braces, connections) should be remain in the elastic range of behaviors. The current studies have theoretically and experimentally investigated the application of this special link element.

The importance of such mechanism is the ability of this device in dissipation of the input earthquake energy by using torsional behaviors.

This member could be used as a fuse element in seismic design and rehabilitation of the concentrically braced frames

۱- استادیار گروه دینامیک سازه، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، Vetr@iiees.ac.ir

۲- کارشناس ارشد مهندسی عمران زلزله، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، vmolsaghi@yahoo.com

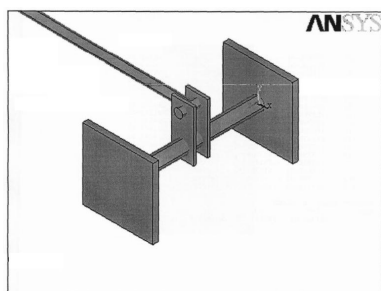
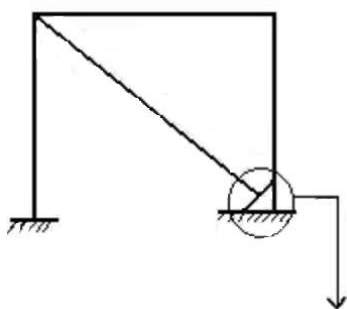
مرکزیت انتهای مهاربند نسبت به صفحه قاب، قرار دارد. با وارد شدن فشار و کشش متوالی در عضو مهاربند، المان پیچشی وارد مرحله پلاستیک شده شروع به جذب انرژی می‌کند. با توجه به اینکه حداکثر نیروی ورودی به مهاربند، برابر حداکثر ظرفیت باربری عضو ضعیف تر است؛ می‌توان مهاربند و المان مذکور را طوری طراحی کرد که نیروی (P_{y-te}) که باعث تسلیم لوله و ورود آن به مرحله پلاستیک می‌شود و از نیروی کماتشی مهاربند که از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$P_{cr} = \pi^2 EI / L^2$$

کمتر باشد. در صورت برقراری شرط ذیل:

$$P_{y-te} < 3/4 P_{cr}$$

بدیهی است جهت نیل به اهداف فوق خود لوله می‌بایست در کلیه مراحل بارگذاری پایدار باقی بماند و دچار هیچ گونه ای از کماتش نشود.



شکل (۱): طرح پیشنهادی برای استفاده از لوله در قابهای بادبندی هم مرکز

۳- تحلیل مقاومت المان پیچشی (لوله) تحت لنگرهای پیچشی ناشی از بارهای جانبی مهاربند
این المان در صفحه بادبند قرار می‌گیرد و از یک انتها به ستون و از انتهای دیگر به تیر متصل می‌گردد. جهت ایجاد لنگر پیچشی در المان مذکور، به انتهای بادبند نسبت به صفحه قاب

قابهای ساختمانی با مهاربندهای هم مرکز و اتصالات ساده از متداولترین قابهای مورد استفاده در ساخت و ساز در ایران می‌باشد. مزایایی همچون سادگی طراحی و اجرا و هزینه های اقتصادی پائین در ساخت، کاربرد آنرا روز افزون ساخته است، از طرفی مطالعات چند سال اخیر و بازدیدهای پس از زلزله ها بزرگ ثابت کرده است که این گونه قابها از شکل پذیری مناسبی برخوردار نیستند[۱]. در این مقاله با ارائه یک راه حل نسبتاً مناسب و ارزان قیمت به کمک المان پیچشی، ضمن فراهم آوردن شکل پذیری مناسب در سختی، به شکل پذیر کردن این نوع از قابها پرداخته شده است. مطالعات مقدماتی بیانگر آن است که کاربرد المان پیچشی در شکل پذیر کردن مهاربندها خصوصاً در مقاوم سازی سازه های موجود می‌تواند کارایی خوبی داشته باشند. عضو مستهلک کننده با جذب قسمت عمده انرژی زلزله، از ورود اعضا مهاربندی به مرحله پلاستیک و کماتش جلوگیری می‌کند.

۲- معرفی المان پیچشی به عنوان مستهلک کننده انرژی و کاربرد آن در مهاربند

پیشنهاد استفاده از المان پیچشی شکل پذیر در قابهای بادبندی هم مرکز در درجه اول بخاطر فراهم آوردن شکل پذیری هر چه بهتر این سیستم و در مراحل بعد بخاطر فراوانی (برشهای عرضی از یک لوله) جزئیات نصب و اجرای ساده در انتهای بادبند امکان تشکیل مفاصل پلاستیک و باز توزیع آن می‌باشد. شکل (۱) پیشنهادهایی برای مکان مناسب نصب مستهلک کننده پیچشی در سازه های بادبندی را نشان می‌دهد. المان پیچشی استفاده شده در این تحقیق از لوله های مانسمان که بدون درز است، می‌باشد. ارزانی و قابل دسترس بودن لوله های مانسمان، جزئیات ساده اجرایی برای قرارگیری لوله در انتهای بادبند، قابلیت مناسب آن در تحمل کرنشهای پلاستیک و شکل پذیری خوب قطعه است از مزایای المان پیچشی مستهلک کننده انرژی می‌باشد. در حالت مورد بررسی فرض براین است که لوله در انتهای بادبند قرار گرفته و تحت یک لنگر پیچشی، ناشی از نیروی محوری بادبند و خروج از

$$dT = \gamma.G.dA.\rho \quad (3)$$

$$r.d\theta = \gamma.dX \Rightarrow \gamma = \rho.\frac{d\theta}{dX} \quad (4)$$

$$dT = \rho.\frac{d\theta}{dX}.G.dA.\rho \quad (5)$$

$$T = \int_A \rho^2.\frac{d\theta}{dX}.G.dA \quad (6)$$

$$T = G.\frac{d\theta}{dX}.\int_A \rho^2.dA = G.\frac{d\theta}{dX}.J \Rightarrow \frac{d\theta}{dX} = \frac{T}{G.J} \quad (7)$$

$$\tau = \gamma.G = \rho.\frac{d\theta}{dX}.G = \rho.\frac{T}{G.J}.G = \frac{T.\rho}{J} \quad (8)$$

$$\Rightarrow \tau_{max} = \frac{T.r}{J} \quad (9)$$

رابطه (9)، برای طراحی و تعیین مقطع المان پیچشی استفاده می‌شود. در این رابطه J لنگر مانند قطبی می‌باشد که برای یک مقطع دایره تو خالی از رابطه زیر محاسبه می‌گردد [4]:

$$\left(J = \frac{\pi.(d_o^4 - d_i^4)}{32} \right) \quad (10)$$

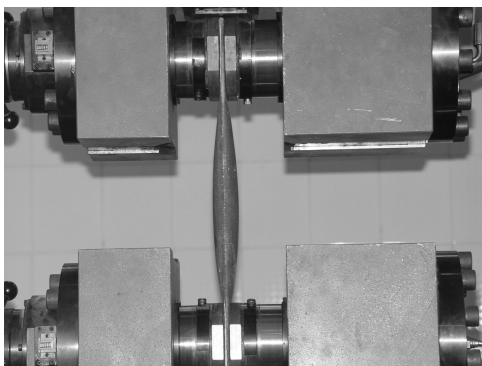
و T لنگر پیچشی، برابر است با:

$$T = P.e \quad (11)$$

که P نیروی داخلی مهاربند و e طول دستک می‌باشد.

۴- آزمایش خواص ماده

بدلیل عدم شناخت مقاومت مصالحی و تنشهای تسلیم و نهایی لوله های مانیسمان مورد استفاده نمونه هایی جهت انجام آزمایش کششی براساس استاندارد آزمایش مواد آمریکا ASTM از طول لوله تست شده اند.



شکل (۳): آزمایش تنش - کرنش جهت تعیین خواص لوله

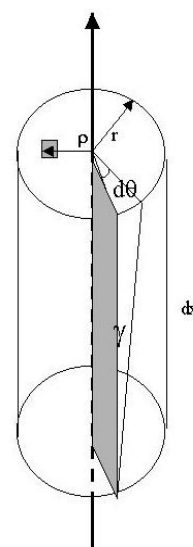
کمی خروج از مرکزیت داده می‌شود و بوسیله یک دستک، انتهای بادبند به وسط المان پیچشی متصل می‌گردد تا به این وسیله بتوان نیروی محوری داخل مهاربند را بصورت لنگر پیچشی به این المان منتقل نمود.

آنچه که در طراحی این المانها مهم می‌باشد این است که طول المان پیچشی طوری انتخاب گردد که اجازه تغییر شکلهای پلاستیک را به المان بدهد و قبل از هر گونه تسلیم دیگری دچار تسلیم پیچشی گردد. این عمل باعث می‌شود که این المان بتواند در ناحیه پلاستیک با ترکیبی از سخت شدگیهای کینماتیک و ایزوتروپیک (Kinematic&Isotropic Hardening) در پیچش به حداکثر ظرفیت باربری خود برسد.

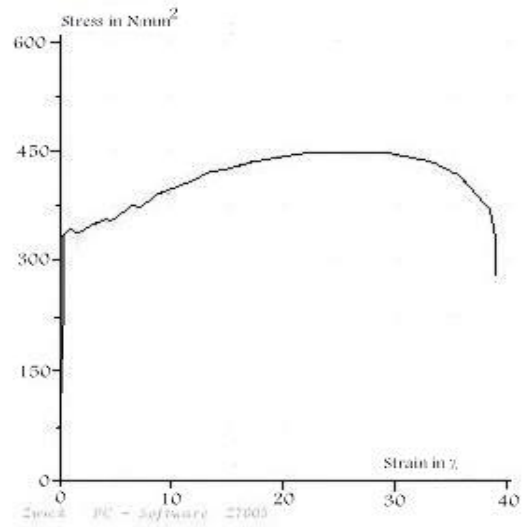
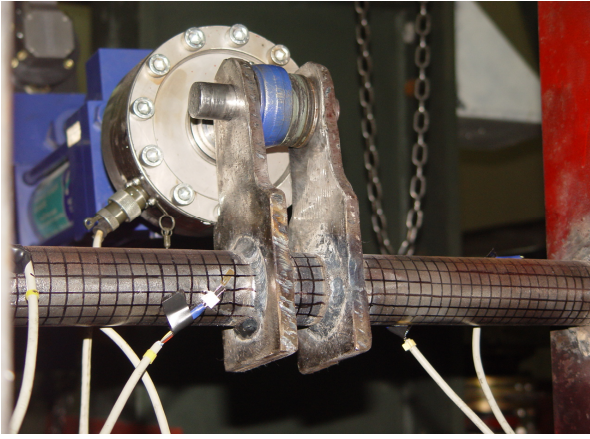
جهت تعیین ابعاد مناسب و طول قابل اجرا برای المان پیچشی، باید مقطع این عضو قبل از رسیدن نیروهای داخلی مهاربند به نیروی کمانش، به مرز پلاستیک و خمیری برسد تا با تغییر شکلهای پلاستیک مانع از کمانش مهاربند شود و از طرف دیگر طول آن به اندازه ای باشد که سختی لازم را فراهم نماید. بنابراین براساس روابط مقاومت مصالح [4]:

$$dT = (\tau.dA .\rho \quad (1)$$

$$\tau = \gamma.G \quad (2)$$



شکل (۲): تغییرات کرنش در یک میله استوانه ای تحت تأثیر لنگر پیچشی



ادامه شکل (۳): آزمایش تنش - کرنش جهت تعیین خواص لوله



مشخصات مکانیکی ماده لوله بعد از انجام آزمایش از یک لوله به قطر خارجی ۴۸mm و ضخامت ۳/۳ mm به قرار زیر می باشد:

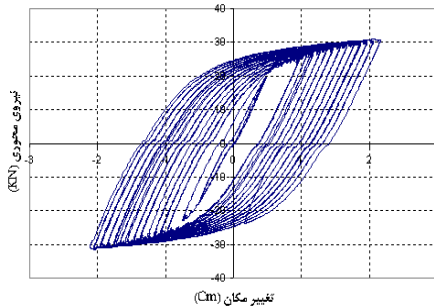
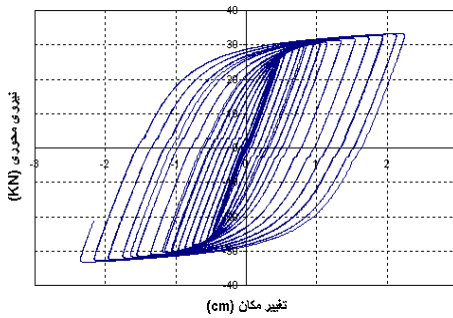
$$F_y = 3366 \text{ kg/cm}^2 \quad E = 2.19 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4485 \text{ kg/cm}^2$$

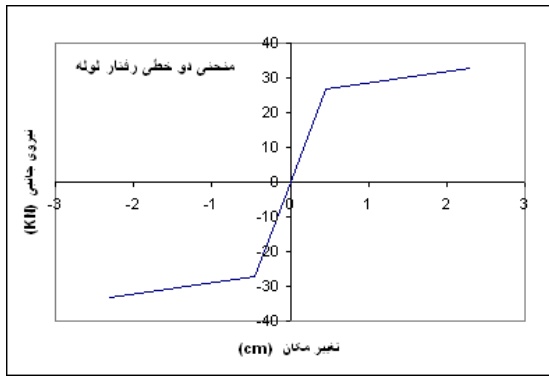
شکل (۴): لوله تحت پیچش در اثر بار محوری بصورت کششی و فشاری

۵- آزمایش بارگذاری چرخه ای المانهای پیچشی مستهلک کننده انرژی

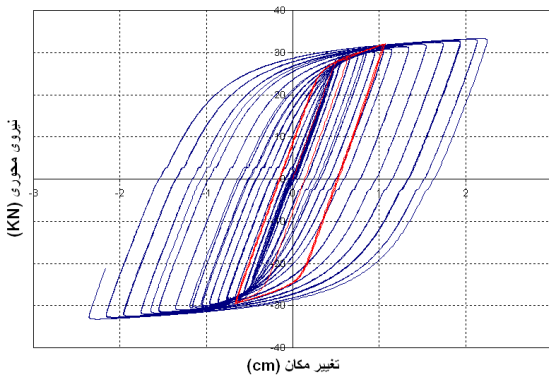
۴ آزمایش بر روی ۴ نمونه لوله به قطر خارجی ۴۸ میلیمتر، ضخامت ۳/۳ میلیمتر و طول ۴۸ سانتی متر و از جنس لوله های مانسمان انجام شد. بارگذاری بصورت چرخه ای و افزایشی تا شکست کامل عضو ادامه پیدا کرده و اطلاعات مربوط به نیرو و جابجایی آن توسط دستگاه ضبط شده است. شکل (۴) تصاویری از تغییر شکل نمونه زیر بار هنگام کشش، فشار و زمان شکست و شکل (۵) نمودار نیرو - تغییر مکان بدست آمده از آزمایش نمونه ها را نشان می دهد.



شکل (۵): نمودار هیستریزس حاصل از آزمایشها



شکل (۶): مدل پیشنهادی



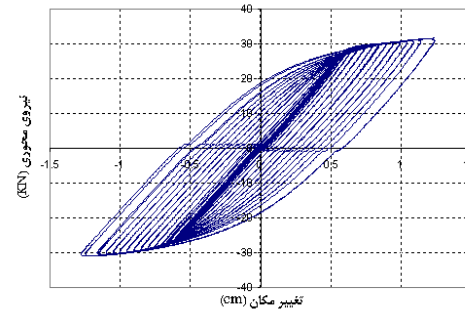
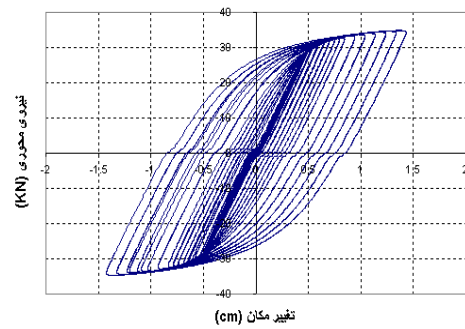
شکل (۷): همپوشانی مدل پیشنهادی با آزمایش

۷- محاسبه شکل پذیری و ضریب رفتار (R_w) براساس نتایج آزمایشگاهی

با توجه به منحنی‌های هیستریزس بدست آمده از آزمایشها و استفاده از طیفهای ظرفیت می‌توان میزان شکل پذیری عضو مورد مطالعه (المان پیچشی) و ضریب رفتار سازه ای آنرا بدست آورد. طیف ظرفیت یک سازه را معمولاً به کمک منحنی ظرفیتی که به صورت برش پایه سازه در برابر جابجایی بام است ارائه می‌نمایند. برخی از نرم افزارهای کامپیوتری غیرخطی نظیر ANSYS، DRAIN، ETABS2000، SAP2000 قادر به انجام مستقیم آنالیز پوش آور هستند. این نرم افزارها قادرند افزایش بار و اصلاح سختی و مقاومت را به صورت خودکار انجام دهند.

میزان شکل پذیری عضو (μ) براساس اختلاف یا تفاضل تغییر مکان نهایی از تغییر مکان تسلیم بر تغییر مکان تسلیم عضو بدست می‌آید [۲]:

$$\mu = \frac{\Delta_U - \Delta_Y}{\Delta_Y}$$



ادامه شکل (۵): نمودار هیستریزس حاصل از آزمایشها

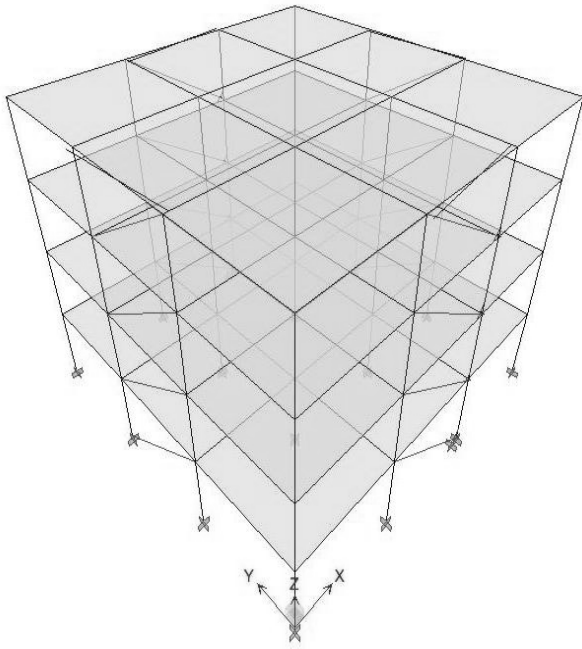
همانطور که از تست مواد و نمودارهای هیستریزس پیدا است تسلیم المان پیچشی (لوله) دربار حدود $P=2.7$ ton بوده است که کاملاً به بار مورد انتظار از روابط تحلیلی ناحیه پلاستیک نزدیک است. بار نهایی مورد تحمل حدود $3/3$ تن بوده است.

۶- شبیه سازی رفتار لوله با مدل دو خطی

از آنجا که مدلسازی دقیق رفتار غیرخطی المانها در برنامه های کامپیوتری مشکل می‌باشد سعی برآنست که از مدل‌های دو یا چند خطی استفاده شود. در مورد رفتار المان پیچشی بدلیل یکسان بودن رفتار آن در کشش و فشار از مدل رفتاری دو خطی برای این دو ناحیه می‌توان بهره جست. بدین منظور ابتدا با استفاده از نتایج تست مواد و شکل‌های منحنیهای هیستریزس، دو شیب یکسان برای سختی ناحیه پلاستیک (K_p) در کشش (۵٪ سختی اولیه) و در حالت فشار نیز (۵٪ سختی اولیه) فرض می‌شود (اشکال ۵ و ۶).

با استفاده از روابط ارائه شده در ناحیه پلاستیک سختی ها بصورت زیر تعیین می‌گردد:

$$K_p = 0.05 K_e$$



شکل (۸): سازه انتخاب شده برای محاسبات ضریب رفتار

۸- بارگذاری

بارهای مرده و زنده در جدول (۱) و (۲) آمده است:

توضیحات	بار مرده
طبقه	۶۰۰ Kg/m ²
بام	۵۵۰ Kg/m ²
دیوار خارجی	۷۰۰ Kg/m ²
دیوار جان پناه	۲۵۰ Kg/m ²

جدول (۱): خلاصه بارهای مرده

توضیحات	بار زنده
طبقه	۲۰۰ Kg/m ²
بام	۱۵۰ Kg/m ²

جدول (۲): خلاصه بارهای زنده

۹- بارگذاری زلزله

اطلاعات کلی فرض شده جهت محاسبه ضریب زلزله:

$$T_0 = 0.5 \quad A = 0.35 \quad I = 1 \quad R_1 = 6$$

بر این اساس با توجه به تست مواد (شکل ۱- و منحنیهای هیستریزس بدست آمده (شکلهای ۲، ۳، ۴ و ۵) متوسط میزان شکل پذیری عضو برای یک لوله فولادی حدود $\mu=6$ بدست می آید.

ضریب رفتار (R_W) سیستم سازه های مهاربندی هم مرکز با مکانیسم المان پیچشی شکل پذیر را می توان از آیین نامه های معتبری نظیر ATC-40 بدست آورد. براساس ATC-40 ضریب رفتار (R_W) یک سیستم لرزه بر برابر خواهد بود با:

$$R_W = R_S R_{\mu} R_d$$

در رابطه فوق R_S ، R_{μ} و R_d بترتیب ضریب مقاومت، ضریب کاهش و ضریب تفاوت نیروهای حدی و مجاز می باشند. برابر توصیه ATC-40 مقدار $R_d=1.4$ اختیار می شود.

برای نیل به ضریب رفتار می بایست نمودارهای طیفهای شتاب - جابجایی (S_a-S_d) همزمان با اعمال ضریب میرایی در یک صفحه ترسیم می گردند.

برای محاسبه شکل پذیری نیاز، منحنی ظرفیت (منحنی پوش آور) سازه همراه با طیف پاسخ الاستیک ۰.۵٪ میرایی آئین نامه روی نمودار واحدی که به صورت جابجایی طیفی در برابر شتاب طیفی (فرمت ADRS) است، رسم شده سپس نقطه عملکرد سازه برای طیف پاسخ نیاز مشخص شده بدست می آید. جابجایی این نقطه ماکزیمم جابجایی مورد انتظار سازه تحت اثر زلزله ای است، که طیف پاسخ آن توسط آئین نامه مشخص شده است [۲].

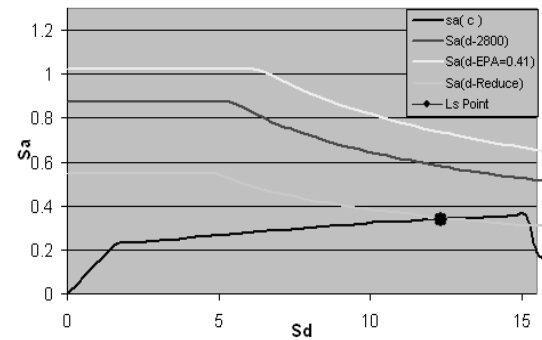
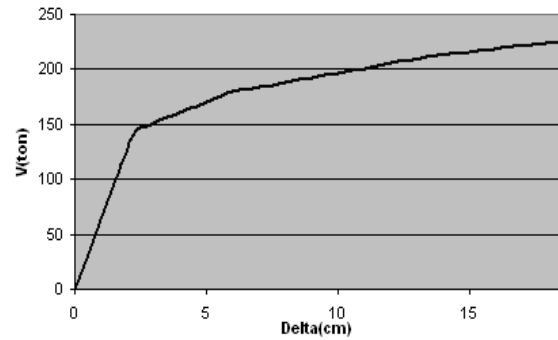
برای محاسبه ضریب رفتار سیستم بادبندهای هم مرکز شکل پذیر، یک سازه مطابق شکل (۸) که مقارن می باشد انتخاب شده است. محاسبات در راستای x برای پلان انتخاب شده، انجام گردیده است. در طراحی ساختمان برای ستون ها از مقاطع جفت IPE، برای تیرها از IPE و برای بادبندها از جفت ناودانی استفاده شده است.

۱۰- محاسبه ضریب رفتار

در این مدل محدودیت شکل پذیری رسیدن مفصل محوری در بادبند طبقه دوم به مرز CP می‌باشند.

$$\Delta_{LS} = 12.01 \text{ cm}$$

منحنی پوش آور و منحنی های طیف ظرفیت و نیاز و محاسبات مربوطه در شکل های (۹-a,b) ترسیم شده است.



اشکال (۹-a,b): به ترتیب منحنی پوش آور و منحنیهای طیف

ظرفیت و نیاز را ارائه می‌دهند.

$$V_e = A \times B \times W = 0.41 \times 2.5 \times 702.75 = 719.55 \text{ ton}$$

$$V_y = 145.3 \text{ ton}$$

$$R_u = \frac{V_e}{V_y} = \frac{719.55}{145.3} = 4.9$$

$$R_w = 1.4 \times R_u = 1.4 \times 4.9 = 6.93$$

در مرحله بعدی گام های ۲ و ۱۰ با ضریب رفتار محاسبه شده در بالا (۶/۹۳) مجدداً انجام می‌شود و ضریب جدید محاسبه می‌گردد و تا زمانی که ضریب رفتار قبلی با ضریب رفتار جدید برابر شود مراحل بالا تکرار می‌گردد. در این حالت برای مثال مذکور ضریب رفتار ۷/۲۸ بدست می‌آید.

۱۱- نتیجه گیری

اهم نتایج این پژوهش عبارتند از:

- ۱- برای طرح سازه های مقاوم در برابر زلزله، یکی از راه حلها استفاده از خاصیت شکل پذیری و جذب انرژی ناشی از زلزله بصورت تغییر شکلهای خمیری می‌باشد.
- ۲- با توجه به نتایج حاصل از آزمایش، بهبودی رفتار، شکل پذیری و جذب انرژی ناشی از زلزله بصورت تغییر شکلهای خمیری پیچشی توسط المان مذکور کاملاً مشهود است.
- ۳- این عضو می‌تواند با رفتار شکل پذیر خود، زمان کماتش مهاربند را به تعویق بیندازد تا مهاربند بتواند بدون کماتش مقدار زیادی از انرژی ورودی زلزله را مستهلک نماید.
- ۴- استفاده از مفصل پیچشی یک روش و ایده در طراحی قابهای مهاربندی شده می‌باشد و همچنین می‌تواند یک روش آسان، کارا و مقرون به صرفه جهت مقاوم سازی سازه های موجود باشد.
- ۵- تعویض مفصل پیچشی در سازه هایی که با این سیستم اجرا شوند، پس از تجربه یک زلزله نسبتاً شدید در مقایسه با سایر سیستمهای مهاربندی مرسوم آسانتر می‌باشد.

مراجع :

- ۱- ملکی، علی اصغر، ۱۳۸۱، بهبود رفتار لرزه ای سازه ها به کمک مهاربندهایی با مکانیسم پیچشی، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر محمد قاسم وتر
- ۲- رضائیان، علیرضا، ۱۳۸۳، بهبود رفتار لرزه ای قابهای مهار بندی شده هم مرکز از طریق شکل پذیر نمودن آنها، پایان نامه کارشناسی ارشد (دانشگاه علم و صنعت) مهندسی سازه به راهنمایی دکتر محمد قاسم وتر.

- 3- Skinner, R. I., Kelly, J. M., Heine, A. J., "Hysteretic Dampers for Earthquake-Resistant Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, 1975. pp. 287-296
- 4- Gere & Timoshenko, "Mechanics of Material", MC GRAW HILL, 1983.
- 5- Farzad Naeim, "The Seismic Design Hand book ", Van Nostrand Rein hold, 2005.

ارزیابی پارامتریک عملکرد لرزه ای قابهای فولادی خمشی بلند مرتبه با دیوار برشی بتنی بر پایه روش طراحی بر اساس عملکرد

فرهاد دانشجو^۱، محمدرضا جهانشاهی^۲

چکیده

روش طراحی بر اساس عملکرد، یک روش نوین طرح لرزه ای می باشد و در این زمینه تحقیقات گسترده ای در حال انجام است که اکثر تحقیقات صورت گرفته، در محدوده مفاهیم اولیه این روش خلاصه می شود. حال آنکه لزوم انجام تحقیقاتی مناسب که منجر به شناخت معیارهای تاثیرگذار بر عملکرد سازه و نحوه تاثیرگذاری هریک از این معیارها می گردد، کاملاً به چشم می خورد. به طور خاص در حیطه ساختمانهای بلندمرتبه فولادی با دیوار برشی بتنی مجال مناسبی برای تحقیقات زیادی در زمینه روش طراحی بر اساس عملکرد وجود دارد.

در این راستا در تحقیق حاضر، یکسری قابهای سه دهانه و پنج دهانه فولادی منظم با اتصالات صلب مورد ارزیابی پارامتریک عملکردی قرار گرفته اند. بدین منظور از روش طیف ظرفیت و تقاضا و منحنی های بار افزون هر یک از این قاب ها برای یافتن نقطه هدف عملکردی سازه استفاده شده است. تعداد طبقات این قابها، که در سرتاسر دهانه میانی آنها برای مقابله با نیروهای جانبی از دیوار برشی بتنی استفاده شده است، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ می باشد. در نهایت تأثیر پارامترهایی همچون نسبت سختی دیوار برشی به سختی قاب خمشی، نسبت سختی کل سازه به سختی قاب خمشی، نسبت عرض دیوار برشی به ارتفاع کل سازه، ارتفاع طبقات، تعداد طبقات، طول دهانه ها و تعداد دهانه ها بر عملکرد لرزه ای این قاب های دوبعدی با توجه به شرایط مفروض به دست آمده است. با بررسی مدلها بیشتر و تغییر پارامترهای متنوع تر می توان امیدوار بود که بتوان به دستورالعمل چگونگی تغییر پارامترهای مختلف برای دست یابی به هدف عملکردی مورد نظر دست یافت.

کلمات کلیدی :

طرح لرزه ای بر اساس عملکرد، اندر کنش قاب خمشی فولادی و دیوار برشی بتنی، سازه های بلند مرتبه، طیف ظرفیت، طیف تقاضا، تحلیل فرآینده استاتیکی غیر خطی

Parametric Seismic Performance Evaluation of Tall Steel Moment Resisting Frames With Shear Walls

Abstract

In this paper, parametric seismic performance evaluation of tall steel moment resisting frames with shear walls is presented. The performance point of each frame is determined by principals of capacity and demand curves. The evaluated frames are of 15, 20 and 25 storey. Effective damping of each frame is calculated using ATC-40 method. Effect of parameters such as shear to wall stiffness ratio, total structure stiffness to frame stiffness ratio, wall width to structure height, number and width of bays, and height of the frames to seismic performance are considered and results are evaluated for immediate occupancy performance level.

۱- دانشیار بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس danesh_f@modares.ac.ir

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

۱- مقدمه

مفاهیم طراحی بر اساس عملکرد^۱ (PBD) به صورت مطلوبی در ایالات متحده گسترش پیدا کرده و به صورت گسترده‌ای پایه و اساس پروژه‌های آینده را شکل می‌دهد، بخصوص به صورتی که در دستورالعمل FEMA 273 [۵] جمع‌آوری شده است. این مفاهیم از این جهت با روشهای آئین نامه‌ای تفاوت دارند که به جای در نظر گرفتن جزئیات بخصوص قوانین طراحی، معیارهایی را برای رسیدن به عملکردهای مشخص سازه، ارائه می‌دهند. ترازهای عملکردی سازه می‌توانند شامل جلوگیری از تخریب کامل^۲، مصونیت جانبی^۳، استقرار فوری^۴ و قابل کاربری بودن پس از زلزله^۵ می‌باشند [۱].

با روش طراحی بر اساس عملکرد، آسیب دیدگی واقعی ساختمان در سطوح خاصی از لرزش زمین و میزان آسیب وارده بر سازه، در مقایسه با معیارهای مقرر شده قابل قبول، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. این روش، اطلاعات همراه با جزئیات لازم را برای مالک سازه در مورد خسارتهای مورد انتظار در سطوح بخصوصی از زمین لرزه فراهم می‌آورد. آنگاه این اطلاعات یک پایه و اساس منطقی جهت تصمیم‌گیری بر پایه بهینه هزینه‌ها خواهند بود [۲۲، ۱، ۲۴].

۲- روشهای تحلیل [۱ و ۵]

چهار سطح تحلیل برای انجام تحلیل سازه‌ای مناسب، برای ارزیابی ساختمانهای موجود وجود دارند. هر روش سطح بالاتر، یک مدل دقیقتر از عملکرد واقعی ساختمان را در برابر بارهای زلزله فراهم می‌آورد، اما در این صورت تلاش بیشتری از جهت وقت گذاشتن برای فراهم آوری داده‌های اولیه و انجام محاسبات مربوط لازم خواهد بود.

۱- روش الاستیکی خطی^۱ (LSP) که فقط برای ساختمانهای معمولی که پاسخها در قسمت الاستیک قرار می‌گیرند، مناسب است.

۲- روش دینامیکی خطی^۲ (LDP) که می‌تواند ساختمانهای غیر عادی را مدل نماید، اما دوباره برای ساختمانهایی مناسب است که پاسخهای اولیه آنها در قسمت الاستیک قرار دارند.

۳- روش استاتیکی غیر خطی^۳ (NSP) که می‌تواند ساختمانهایی را که در حد پس از الاستیک بارگذاری شده‌اند را مورد ارزیابی قرار می‌دهد، اما نمی‌تواند به طور کامل پاسخهای دینامیکی را در بر بگیرد (بخصوص در مورد اثر مودهای بالاتر).

۴- روش دینامیکی غیر خطی^۴ (NDP) که کاملترین صورت آنالیز و تحلیل می‌باشد و هم اثرات دینامیکی و هم پاسخهای غیر الاستیک را مدل می‌کند. با این وجود، این روش نسبت به فرضیات مربوط به نحوه مدل کردن و حرکت زمین حساس می‌باشد.

پیشرفته‌ترین روش تحلیل "NDP" در بین چهار روش ذکر شده از این لحاظ که مشاهدات حقیقی در مورد تقاضا برای هر عضو بارگذاری شده خصوصاً در قسمت غیر الاستیک را فراهم می‌آورد، یکتا و بی‌همتا است. به علت این توانایی، در مورد نتایج، اصلاحات کمتری نسبت به روشهای ساده‌تر دیگر در این روش لازم است. آنچه باید صرف سوده‌های ناشی از این روش گردد، افزایش پیچیدگی مربوط به تحلیل و ارزیابی این روش می‌باشد که برای مطمئن شدن از صحت نتایج لازم است.

همچنانکه در بالا ذکر گردید، راهکارهای مربوط به طراحی بر اساس عملکرد بر پایه یکی از چهار سطح آنالیز گفته شده، استوار گردیده‌اند. با این وجود، تنها دو انتخاب غیر خطی فوق به طور واضح و روشن عملکرد اجزاء مختلف را تحت سطوح مختلف آسیب دیدگی، ناشی از زمین لرزه، مدل می‌کنند. از این دو روش، تنها روش دینامیکی غیر خطی است که خواص دینامیکی سازه را به طور کامل توجیه می‌کند. با توجه به اینکه زلزله‌ها پدیده‌های دینامیکی هستند، این خصوصیات دینامیکی تأثیر بسزایی در بزرگی و چگونگی پخش آسیب دیدگی‌ها دارند.

روشن است که روش بهینه هر دو اثر غیر خطی

BSE-2 معرفی گردیده است [۱ و ۵].

Probability of Exceedance	Mean Return Period Years	FEMA 273	Codes
50% in 50 years	72		
20% in 50 years	225		
10% in 50 years	474	BSE-1	Design basis earthquake (DBE)
2% in 50 years	2.475	BSE-2	Maximum Capable Earthquake (MCE) Or Maximum Credible Earthquake Or Maximum Considered Earthquake

جدول (۱): سطوح خطرپذیری لرزه ای FEMA [۵ و ۱]

در جدول ۲ سطوح زلزله طراحی براساس دستورالعمل SEAOC Vision 2000 [۲ و ۳] آورده شده است. در ATC-40 [۴] دو زلزله مدنظر قرار گرفته است. یکی زلزله طرح که زلزله ای است با احتمال وقوع ۱۰٪ در طی ۵۰ سال عمر طراحی سازه و دیگری زلزله ای است با احتمال وقوع ۵٪ در طی ۵۰ سال عمر طراحی سازه.

EARTHQUAKE DESIGN LEVELS (SEAOC VISION 2000, 1995)

Earthquake Design Level	Recurrence Interval	Probability of Expectance
Frequent	43 years	50% in 30 years
Occasional	72 years	50% in 50 years
Rare	475 years	10% in 50 years
Very Rare	970 years ^{1,2}	10% in 100 years

جدول (۲): سطوح خطر پذیری لرزه ای SEAOC [۲ و ۳]

۳-۲- سطوح عملکرد

اولین تراز عملکرد، استقرار فوری (IO)، مستلزم آن است که ساختمان لزوماً در طی وقوع زمین لرزه و فوراً پس از پایان زمین لرزه، قابل کاربری باشد. آخرین تراز عملکرد، ممانعت از تخریب (CP)، در جایی مشاهده می شود که ساختمان در سرحد تخریب قرار می گیرد و از لحاظ اقتصادی ترمیم آن مقرون به صرفه نباشد. تراز مصونیت جانبی (LS)، تراز است که در آئین نامه ها به صورت روشنی تعریف شده است و ممکن است در مورد ساختمانی اتفاق بیفتد که برای ترمیم غیراقتصادی باشد.

بودن و اثرات دینامیکی را در بر دارد و در نتیجه روش NDP بر روشهای دیگر ارجح است. این روش تحلیل طبیعتاً دارای اشکالاتی نیز هست که استفاده از آن را محدود کرده است که از آن جمله می توان موارد زیر را نام برد.

- حجم بالای محاسبات
 - حجم بالای داده های ورودی
 - مشکل بودن تشریح نتایج
 - دشوار بودن انتخاب تاریخچه های زمانی مناسب
 - مشکل بودن تشخیص رفتار پسماند اعضا
- از این دو روش NSP به عنوان روش استاندارد بین مهندسیین سازه مورد قبول واقع شده است.

۳- اهداف عملکرد^۱

یک سطح عملکرد، همچون ممانعت از ویرانی، به خودی خودش با معنا نخواهد بود، مگر آنکه یک تراز لرزه ای که در طی آن، سازه به این سطح از عملکرد برسد، مشخص شده باشد. بهترین راه برای تشریح اهداف عملکردی، بهره گرفتن از اصطلاحات FEMA 273 [۵] است. این راهبردها، یک هدف نوساخت به عنوان رسیدن به یک سطح عملکرد مشخص سازه، در برابر یک سطح خاص خطرپذیری لرزه ای را تعریف می کنند [۱، ۲۲، ۵، ۲۴].

۳-۱- خطر پذیری لرزه ای (سطح زلزله طرح)

بیشتر آئین نامه ها (NZS 4203) بارهای طراحی را با احتمال وقوع ۱۰٪ در طی ۵۰ سال عمر طراحی سازه مشخص و تعریف می کنند. این تعریف به عنوان (زمین لرزه پایه مصونیت) BSE-1 در FEMA معرفی شده است. برخی دیگر از آئین نامه ها، یک تراز بالاتر لرزه ای را با احتمال وقوع کمتر در مدت ۵۰ سال، معمولاً با احتمال ۲٪ مشخص می کنند. این مفهوم در FEMA با عبارت

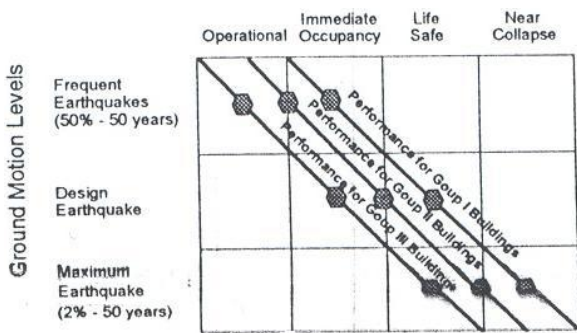
2- Immediate Occupancy
3- Collapse Prevention
4- Life Safety

1- Performance Objectives

۳-۳- تلفیق خطرپذیری لرزه‌ای و سطوح عملکردی

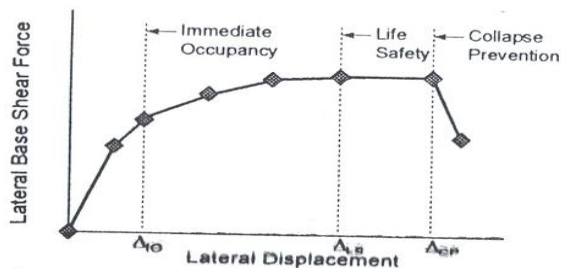
اهداف بازسازی، به صورت ترکیبی از خطرپذیری لرزه‌ای و عملکرد ساختمان می‌باشند. به کارگیری همزمان مفاهیم ارائه شده در مورد اهداف عملکردی سازه با مراجعه به شکل (۱) که توسط SEAOC Vision 2000-1995 [۲] ارائه گردیده است، قابل فهم‌تر خواهد بود. به این صورت که در تراز افقی این جدول، خطرپذیری لرزه‌ای (نوع زلزله طرح) و در تراز قائم سطوح عملکردی نشان داده شده‌اند. آنچه در این نمودار حائز اهمیت است آن است که اسم ظاهری سطوح عملکردی ارائه شده توسط SEAOC Vision 2000 در این نمودار با آنچه FEMA 273 [۵] معرفی می‌کند فرق دارد، اما مفاهیم سطوح عملکردی در هر دو یکسان است.

تلفیق سطح عملکردی و سطح زمین لرزه‌ای مورد نظر است در دو شکل قابل مشاهده می‌باشد.

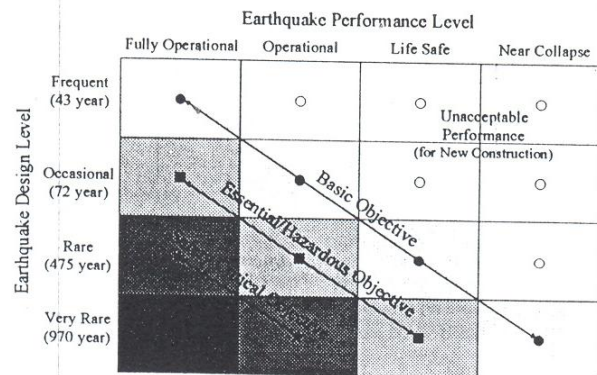


شکل (۲): اهداف عملکرد لرزه ای NEHRP [۱۰]

اگر شکل (۳) رفتار کلی سازه (جابجایی سقف در برابر برش پایه وارد بر سازه) را نشان دهد، سطوح عملکردی به صورت کیفی روی نمودار برای سازه مورد نظر نشان داده شده‌اند.



شکل (۳): سطوح عملکردی ارائه شده در FEMA 273 [۵]



شکل (۱) اهداف عملکرد لرزه ای SEAOC [۲]

از تقابل هر سطح عملکردی و سطح زلزله طرح مورد نظر، هدف عملکردی تعریف می‌شود. سه خط مورب موجود در شکل هر کدام معرف اهداف عملکردی پایه^۱، ضروری^۲ و بحرانی^۳ می‌باشند.

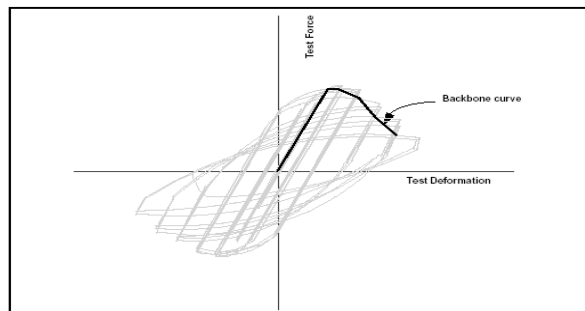
یک نمودار مشابه دیگر نیز در دستورالعمل NEHRP 1997 [۱۰] آورده شده است که شکل (۲) مربوط به آن است. از مقایسه دو شکل (۱) و (۲) چنین نتیجه‌گیری می‌توان نمود که ممکن است سطوح عملکردی و سطوح زمین لرزه‌های طرح (جابجایی‌های زمین) در دو نمودار فرق کند، اما مفهوم هدف عملکردی که همانا

۴- روش طیف ظرفیت و تقاضا

برای بررسی جزء جزء اعضا که در FEMA 273 [۵] به آن پرداخته شده است، مفهوم نمودار Backbone مورد استفاده قرار گرفته است. شکل (۴)، نشان دهنده یک نمودار Backbone است که به صورت پوش بر رفتار هیستریزس^۴ مورد انتظار عضو، تحت یک بار رفت و برگشتی به دست آمده است. در FEMA 273 [۵]، نمودار Backbone هر عضو به صورت یکی از حالت‌های سه‌گانه استاندارد آورده شده در شکل (۵) ایده‌آل سازی می‌شود [۱۳، ۵، ۱۴].

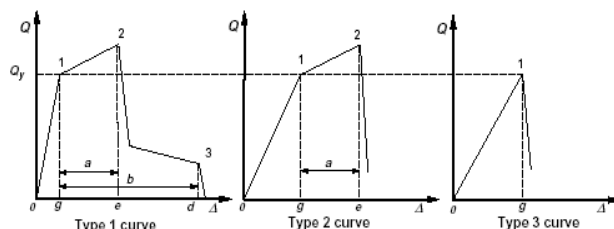
- 1- Basic Objective
- 2- Essential Hazardous Objective
- 3- Safety Critical Objective

عنوان روش طیف ظرفیت و تقاضا در ادامه به آن خواهیم پرداخت، دارای روش ساده شده معادلی است که هم در FEMA 273 [۵] و هم در ATC-40 [۴] به آن اشاره شده است. در زیر مراحل کلی روش طیف ظرفیت و تقاضا به اختصار آورده شده است که در ادامه هر مرحله را، با یک مثال انجام شده بصورت مبسوط مورد بحث قرار خواهیم داد.



شکل (۴): نمودار Backbone نمونه برای یک عضو [۱۳،۵ و ۱۴]

۱- تشکیل طیف زلزله مورد نظر (طیف تقاضا)^۳: لازم به ذکر است که ما از تعریف زلزله طرح مطرح شده توسط ATC-40 [۴] استفاده کرده ایم. زلزله طرح در ATC-40 [۴] به عنوان زلزله ای با احتمال وقوع ۱۰٪ در مدت ۵۰ سال تعریف می شود. دیگر زلزله معرفی شده توسط ATC-40 [۴]، ماکزیمم زلزله محتمل می باشد که زلزله ای است که با احتمال وقوع ۵٪ در مدت ۵۰ سال عمر مفید سازه ممکن است به وقوع بپیوندد. تعاریف متنظاری در FEMA 273 [۵] وجود دارند که چندان تفاوتی با زلزله های فوق ندارند.



شکل (۵): منحنی های Backbone ایده آل (ساده) شده [۱۳،۵ و ۱۴]

آنچه در دستورالعمل ATC-40 [۴] به عنوان طیف تقاضا معرفی می گردد، برای میرایی ۵٪ می باشد. با انجام محاسباتی که در ادامه بحث به آنها خواهیم پرداخت باید اثرات میرایی های دیگر را نیز در طیف لحاظ کنیم.

۲- تشکیل طیف ظرفیت^۴: با استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی (Pushover) طی محاسباتی طیف ظرفیت به دست می آید.

۳- ترسیم منحنی طیف ظرفیت و منحنی طیف تقاضا در یک دستگا مختصات مشترک و یافتن محل برخورد دو طیف (طیف ظرفیت و منحنی تقاضا یافته طیف تقاضا که در اثر لحاظ کردن میرایی های هیستریزس و ... نسبت به طیف ۵٪ تقلیل پیدا کرده است). این نقطه، نقطه هدف^۵ نامیده می شود که بیانگر جابجایی مورد انتظار سازه در اثر وقوع زلزله طرح یا ماکزیمم زلزله محتمل می باشد.

بزرگترین محدودیت بهره گیری از دستورالعمل FEMA 273 [۵] آن است که علیرغم اینکه سطوح عملکرد به صورت کلی (Global) تعریف می شوند، روش بررسی سازه بر اساس بررسی جزء به جزء اعضای سازه به صورت منفرد و بدون در نظر گرفتن رفتار اعضای مختلف سازه همزمان با هم می باشد. به این معنا که در FEMA 273 [۵] تکیه بر رفتار جزء به جزء اعضای سازه می باشد (نه رفتار کلی سازه). خصوصاً روش ارائه شده در FEMA 273 [۵]، رفتار محتمل سازه را به صورت محافظه کارانه ای پایین تر از حد واقعی تخمین می زند، به دلیل آنکه اثرات برهمکنش کل سازه را در نظر نمی گیرد. (به جز در مرحله تحلیل)

سازه های واقعی، ترکیبی از سیستمهایی هستند که توسط یکسری اعضا با هم در ارتباطند. اعضای مختلف ممکن است به صورت موازی یا سری به هم متصل شده باشند. در مورد اجزایی که به صورت موازی به هم متصلند، روش بررسی جزء جزء برای ارزیابی رفتار سازه، تخمین پائین تری نسبت به واقعیت را به دست می دهد.

در ATC-40 [۴]^۲، رفتار سازه به صورت کلی مد نظر می باشد، هر چند که بررسی جزء جزء اعضا را در کنار روش رفتار کلی سازه، مد نظر قرار می دهد. البته آنچه به

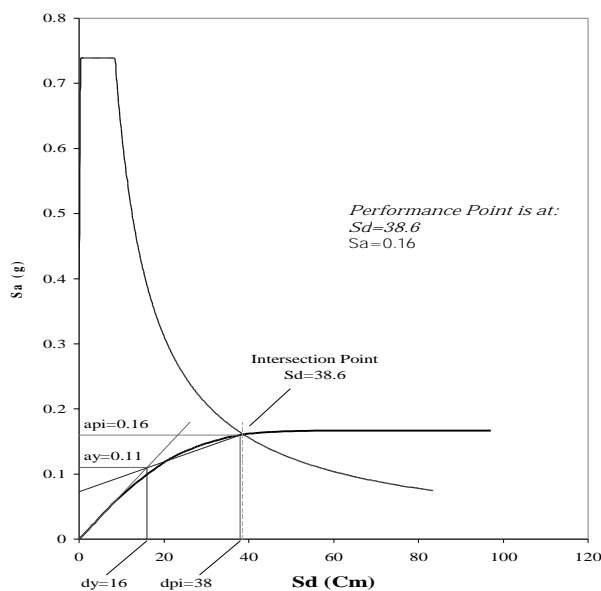
3-Demand Curve
4-Capacity Curve
5- Performance Point

1-Federal Emergency Management Agency
2- Applied Technology Council

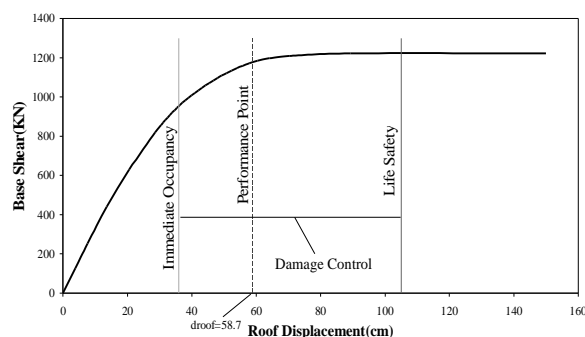
دیوارهای برشی نیز براساس ACI 318-95 [۱۶] صورت پذیرفته است. در مورد دیوارهای برشی به علت محدودیت موجود در نرم افزار SAP 2000 از یکسری ستونهای معادل بهره گرفته شده است. در قسمت تحلیل Pushover نرم افزار SAP2000، عملیات مربوط به طیف ظرفیت و تقاضا و پیدا کردن نقطه هدف، دارای ایراداتی است که به این منظور از این قابلیت نرم افزار استفاده نشده و با نوشتن برنامه‌ای با بهره‌گیری از فایل ورودی نتیجه تحلیل Pushover و سایر خصوصیات سازه، نقطه هدف هر مدل تحت زلزله طرح محاسبه شده است. ۳۰ مدل رایانه‌ای برای انجام این تحقیق، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نیمی از این قابها، سه دهانه‌ای و نیمی پنج دهانه‌ای می‌باشند. در هر مدل ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها ثابت می‌باشد. در همه مدلها دیوار برشی در سرتاسر دهانه وسطی تعبیه شده است. اتصالات قابها همگی خمشی می‌باشند و تکیه‌گاهها نیز گیردار در نظر گرفته شده‌اند. یک سوم از قابها ۲۵ طبقه‌ای، یک سوم از قابها ۲۰ طبقه‌ای و بقیه قابها ۱۵ طبقه‌ای هستند. برای طراحی هر یک از مدلها از آئین نامه ۲۸۰۰ [۱۷] ایران بهره گرفته شده است. بدین منظور برای هر یک از مدلها تحلیل طیفی مربوط به خاک نوع دوم، مندرج در آئین نامه ۲۸۰۰ [۱۷] صورت گرفته است. از نظر گروه‌بندی قابها برحسب اهمیت، همگی قابهای مورد بررسی سازه‌های با اهمیت متوسط با $I=1/0$ در نظر گرفته شده‌اند. ضریب رفتار مربوط به هر یک از قابها با مراجعه به جدول شماره (۳) فصل دوم آئین نامه ۲۸۰۰ [۱۷]، $R=11$ در نظر گرفته شده است. در مدل رایانه‌ای برای تراز هر طبقه یک دیافراگم تعریف شده است.

به علت محدودیت نرم افزار SAP2000 مبنی بر اینکه مفاصل پلاستیک تنها برای اعضای قابی قابل تعریف هستند، مجبوریم که از یکسری ستونهای معادل برای مدل کردن دیوارهای برشی استفاده کنیم. اگر برای یک دیوار برشی به عرض ۴ متر از یک ستون معادل استفاده شود رفتار دیوار برشی

نمونه این نمودارها در شکل (۶) آورده شده است. در نهایت مطابق شکل (۷) عملکرد سازه در برابر زلزله مورد نظریه دست می‌آید



شکل (۶): رسم طیف ظرفیت و تقاضا



شکل (۷): سطح عملکرد سازه در برابر زلزله طرح

۵- نحوه مدل کردن و مفروضات مربوط به هر قاب

همچنانکه قبلاً اشاره شد، برای ارزیابی عملکرد مدلهاى مختلف در این تحقیق، از روش طیف ظرفیت و تقاضا استفاده شده است. بدین منظور یکسری تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی مناسب (تحلیل Pushover) بر روی مدلها صورت پذیرفته است. برای نیل به این مقصود از نرم افزار SAP 2000 استفاده گردیده است. طراحی قابهای خمشی فولادی با بهره‌گیری از قابلیت‌های این نرم افزار و به روش آئین نامه 93 AISC-LRFD [۱۵] صورت گرفته است. طراحی

سازه به عنوان این معیار معرفی می شود. اگر نسبت جابجایی هدف سقف به ارتفاع کل سازه کمتر از ۰/۶ باشد سطح عملکرد، استقرار فوری (IO) خواهد بود و در صورتیکه این نسبت بین ۰/۶ تا ۱/۷۵ باشد، سطح عملکرد مصونیت جانی (LS) خواهد بود و چنانچه این مقدار بین ۱/۷۵ تا ۳/۵ باشد سطح عملکردی ممانعت از تخریب (CP) خواهد بود. در مورد تمامی قابهای مورد بررسی این نسبت در محدوده ۰/۶ تا ۱/۷۵ قرار دارد که محدوده مصونیت جانی (LS) است و این دقیقاً با فلسفه آئین نامه های موجود مطابقت دارد.

پس از تحلیل و طراحی نهایی هر یک از قابهای خمشی (بدون دیوار برشی)، در تراز سقف یک نیروی ۱۰۰۰ نیوتنی افقی به سازه اعمال گردیده و جابجایی حاصل از اثر این نیرو با بهره گیری از روش تحلیل استاتیکی خطی به دست آمده است. از تقسیم این نیرویی ۱۰۰۰ نیوتنی به جابجایی که بر حسب سانتیمتر است، یک سختی کلی برای قاب خمشی به دست می آوریم. ما برای بررسی هایی که مربوط به سختی جانبی قاب خمشی، است از این تعریف استفاده کرده ایم.

برای به دست آوردن سختی کل مربوط به دیوار برشی بتنی تنها، بدون قاب خمشی، ما از فرمول زیر مربوط به سختی دیوارهای برشی استفاده کرده ایم.

$$R = \frac{3EI}{\beta H^3}$$

$$\beta = 1 + 0.75 \left(\frac{h}{H} \right)^2$$

$$I = \frac{1}{12} bh^3$$

E = مدول الاستیسته بتن

H = ارتفاع دیوار برشی

h = عرض دیوار برشی

b = ضخامت دیوار برشی

R = سختی دیوار برشی

در این صورت خواهیم داشت :

$$R = \frac{E \left(\frac{h}{H} \right)^3 b}{4 \left(1 + 0.75 \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right)}$$

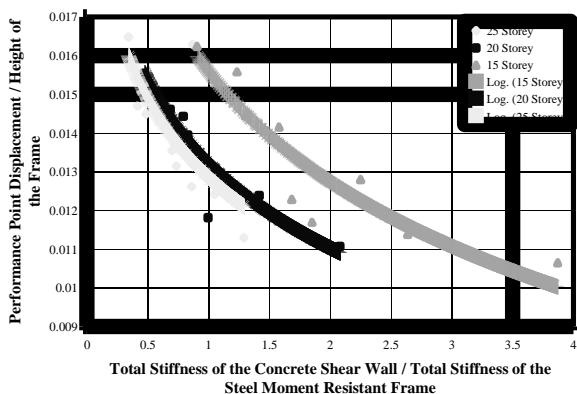
خیلی خیلی تقریبی خواهد بود، زیرا در مورد سازه های بتنی ترکها به تدریج گسترش می یابند و در نتیجه مفصل پلاستیک به یکباره در سرتاسر عرض دیوار برشی بتنی واقع نخواهد شد. به همین دلیل برای مدل کردن دیوار برشی با عرض ۴ متر، از ۸ ستون ۰/۵ متری با ضخامتی برابر با ضخامت دیوار برشی استفاده شده است.

۶- تعریف هریک از معیارهای مورد بررسی

با بهره گیری از نتایج به دست آمده می توان گفت با توجه به شرایط مختلف مدل های مورد بررسی، با در نظر گرفتن مسائلی همچون میزان بارگذاری، کدام یک از پارامترهای که در ادامه به آنها خواهیم پرداخت، در عملکرد سازه تأثیر دارند. در حقیقت تأثیر این پارامترها در عملکرد سازه به دست می آید. با بررسی تأثیر پارامترهایی همچون نسبت سختی قاب و دیوار به سختی قاب خمشی، نسبت سختی دیوار برشی به قاب خمشی، اثر تعداد دهانه ها، اثر تعداد طبقات، اثر افزایش طول دهانه ها، اثر افزایش ارتفاع طبقات و اثر نسبت عرض دیوار برشی به ارتفاع کل آن، می توان در صورت وجود نظم معین نمود که افزایش یا کاهش هر کدام از پارامترهای مزبور، باعث افزایش و یا کاهش نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه می گردد. بدین ترتیب، برای طراحان یک دید اولیه مناسب در مورد نحوه تأثیر هر یک از پارامترهای مزبور بر نقطه هدف سازه و در نهایت هدف عملکردی آن به دست می آید که به آنها کمک خواهد کرد در طراحی سازه های قاب خمشی بلند فولادی با دیوار برشی بتنی، تأثیر پارامترهای مختلف را برای رسیدن به سطح عملکردی مطلوب، هر چه سریعتر مد نظر قرار دهند. برای آنکه بتوان جابجایی های هدف هر یک از قابها را با قابهای دیگر، که ممکن است به جهت ارتفاع فرق کنند، مورد بررسی قرار داد، باید پارامتری برای همگون ساختن جابجایی های هدف هر یک از سازه معرفی کرد که با آن بتوان وضعیت عملکردی قابها را حتی در صورت وجود اختلاف در تعداد طبقات و ارتفاع کل سازه، مورد مقایسه قرار داد. با بهره گیری از آنچه FEMA 273 [۵] و ATC-40 [۴] به آن اشاره شده است، نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل

همچنانکه در شکل (۹) مشاهده می‌شود، روند خط برازش شده بر داده‌های مربوط به قابهای ۲۵، ۲۰ و ۱۵ طبقه نیز با افزایش نسبت سختی دیوار برشی به سختی قاب خمشی، کاهش نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه را خواهیم داشت. بنابراین، با افزایش نسبت سختی دیوار برشی به سختی قاب خمشی، رفتار سازه به سمت استقرار فوری (IO) میل می‌کند و برعکس با کاهش این پارامتر عملکرد سازه‌های مورد بررسی به سمت مصونیت‌جانی (LS) میل می‌کند. نکته‌ای که در مورد شکل (۹) جلب توجه می‌کند، آن است که با افزایش تعداد طبقات سازه رفتار سازه به سمت استقرار فوری (IO) میل کرده است. در نظر اول این نتیجه‌گیری عجیب به نظر می‌رسد، اما توجه این نتایج آن است که هر چند که با افزایش تعداد طبقات وزن قابها افزایش و سختی آنها کاهش پیدا می‌کند و در نتیجه جابجایی هدف کلاً افزایش می‌یابد، ولی نرخ رشد جابجایی هدف برای سازه‌های مورد بررسی ما از نرخ افزایش ارتفاع کل سازه کمتر است و در نتیجه نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه با افزایش تعداد طبقات، کاهش می‌یابد.

در شکل (۱۰) عامل تعداد دهانه‌ها حذف شده است. دوباره مشاهده می‌شود برای قابهای با طبقات مختلف، ارتفاعات مختلف، عرض دهانه‌های مختلف ولی تعداد دهانه‌های مساوی نیز خطوط برازش، کاهش نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه در اثر افزایش نسبت سختی دیوار برشی به سختی قاب خمشی را به دست می‌دهند. آنچه در این شکل جالب توجه است آن است که با افزایش تعداد دهانه‌ها عملکرد سازه به سمت مصونیت‌جانی (LS)، میل کرده است.



شکل (۹): اثر نسبت سختی دیوار برشی بتنی به سختی قاب خمشی فولادی برای قابهای همگون از نظر تعداد طبقات

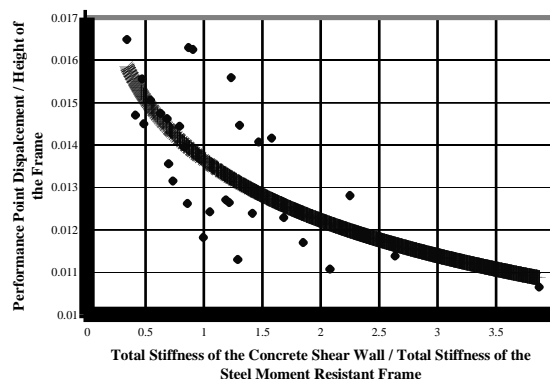
پس از طراحی کل سازه و با در نظر گرفتن دیوار برشی، در تراز سقف یک نیروی ۱۰۰۰ نیوتنی افقی به سازه اعمال گردیده و جابجایی به دست آمده در اثر این نیرو با بهره‌گیری از روش تحلیل استاتیکی خطی، برای تعریف سختی کل سازه به کار رفته است. به این ترتیب که نسبت نیروی ۱۰۰۰ نیوتنی به جابجایی سقف، حاصل از اعمال آن، به عنوان سختی کل سازه تعریف شده است.

۷- بررسی تاثیر پارامترهای مختلف بر عملکرد سازه

۷-۱- اثر نسبت سختی دیوار برشی بتنی به سختی قاب خمشی فولادی

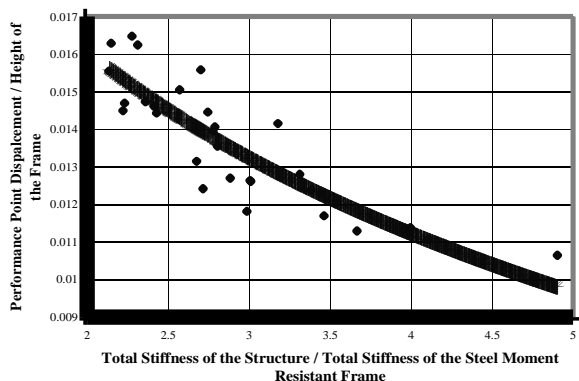
این پارامتر از تقسیم سختی دیوار برشی بتنی بر سختی قاب خمشی فولادی معرفی شده در قسمتهای قبل به دست می‌آید. در شکل (۸) محور افقی نمایشگر نسبت سختی دیوار برشی به قاب خمشی است، حال آنکه محور قائم نشانگر جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه می‌باشد. در شکل (۸) نتایج همه مدل‌های مورد بررسی با هم آورده شده‌اند. خطی که به عنوان برازش داده‌ها رسم شده است این واقعیت را نشان می‌دهد که با افزایش نسبت سختی دیوار برشی به سختی قاب خمشی، عملکرد سازه به سمت استقرار فوری (IO) میل می‌کند و برعکس با کاهش این نسبت تمایل عملکرد سازه در جهت مصونیت‌جانی (LS) خواهد بود.

برای بررسی دقیقتر این پارامتر در دو شکل (۹) و (۱۰) به ترتیب یکبار تعداد طبقات و یکبار تعدد دهانه‌ها تفکیک شده‌اند که در این صورت می‌توان نتایج دقیقتری به دست آورد. در شکل (۹) عامل تعداد طبقات حذف شده است.

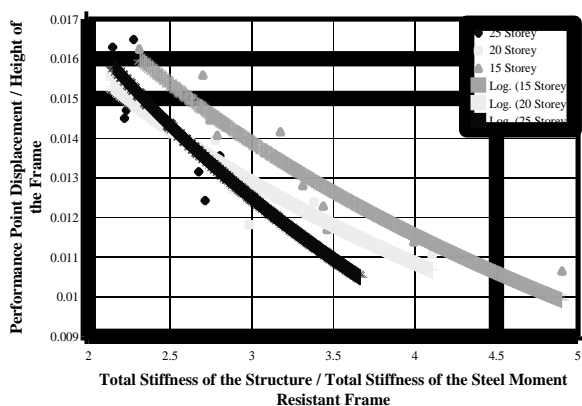


شکل (۸): اثر نسبت سختی دیوار برشی بتنی به سختی قاب خمشی فولادی

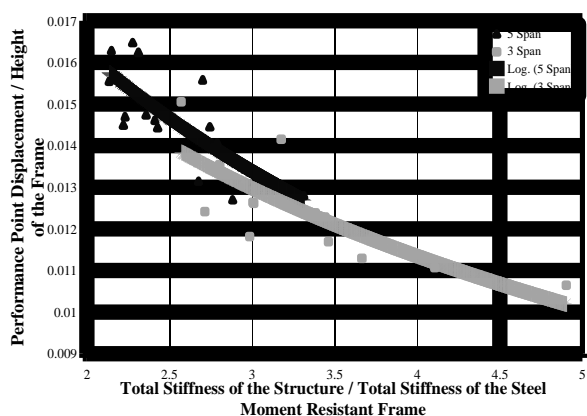
تقریباً مطابق روند خط برازش شکل ۱۱ است. بنابراین نتایج به دست آمده در فوق معتبر خواهند بود. در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) می‌توان نتایج مشابهی که برای شکل‌های (۹) و (۱۰) بیان کرد، دوباره بیان نمود.



شکل (۱۱): اثر نسبت سختی کل سازه به سختی قاب خمشی فولادی



شکل (۱۲): اثر نسبت سختی کل سازه به سختی قاب خمشی فولادی برای قاب‌های همگون از نظر تعداد طبقات

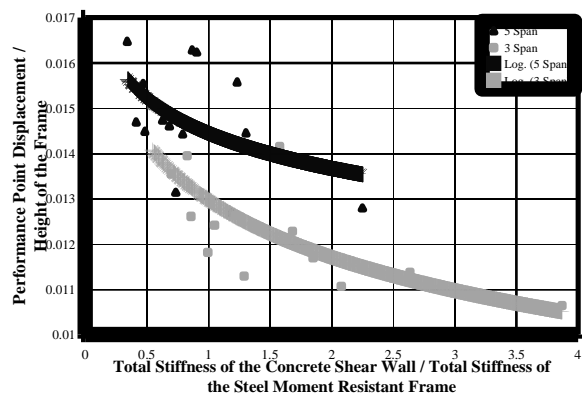


شکل ۱۳ اثر نسبت سختی کل سازه به سختی قاب خمشی فولادی برای قاب‌های همگون از نظر تعداد دهانه‌ها

توجیه این رفتار این است که هر چند با افزایش تعداد دهانه‌ها، سختی قاب افزایش می‌یابد، ولی نرخ افزایش وزن سازه‌های ۵ دهانه نسبت به وزن سازه‌های ۳ دهانه بیشتر از نرخ افزایش سختی قاب‌های ۵ دهانه نسبت به قاب‌های ۳ دهانه است و در نتیجه نقطه هدف در مورد قاب‌های ۵ دهانه بیشتر از قاب‌های ۳ دهانه خواهد بود. به هر حال باید این نکته را مد نظر داشت که این نتیجه‌گیری در صورت منظور کردن مقادیر دیگری از بارهای ثقلی ممکن است برعکس شوند.

۷-۲- اثر نسبت سختی کل سازه به سختی قاب خمشی فولادی

در شکل ۱۱ محور افقی نمایانگر نسبت سختی کل سازه به سختی قاب خمشی فولادی است و محور قائم نمایانگر نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه است. همچنانکه مشاهده می‌شود، با افزایش نسبت سختی کل سازه به سختی قاب خمشی، شاهد کاهش نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه می‌شویم، که نشان می‌دهد عملکرد سازه به سمت سطح عملکرد استقرار فوری (IO) میل می‌کند.

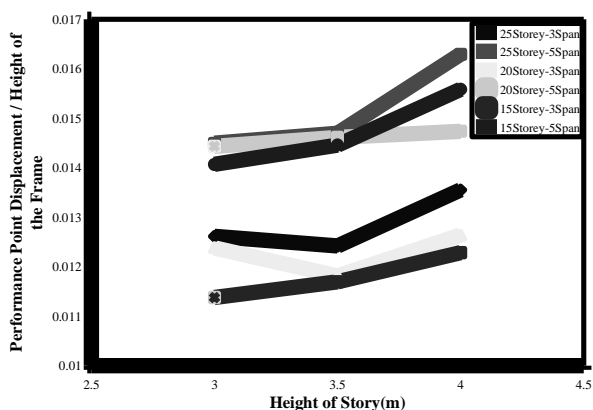


شکل (۱۰): اثر نسبت سختی دیواربرشی بتنی به سختی قاب خمشی فولادی برای قاب‌های همگون از نظر تعداد دهانه‌ها

شکل‌های (۱۲) و (۱۳) اثر افزایش نسبت کل سازه به سختی قاب خمشی بر نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه را در حالی که دست می‌دهند که در شکل (۱۲) اثر تعداد طبقات و در شکل (۱۳) اثر تعداد دهانه‌ها، از نتایج حذف شده است. چون روند خط برازش شکل‌های (۱۲) و (۱۳)

که با افزایش تعداد دهانه‌ها، عملکرد سازه به سمت مصونیت‌جانی (LS) میل کرده است. توجیه این پدیده همان است که در مورد شکل (۱۰) به آن اشاره شد.

مهمترین نتیجه‌ای که از شکل (۱۵) می‌توان گرفت آن است که در مورد یکسری قابها مشابه از نظر تعداد طبقات و تعداد دهانه، با افزایش ارتفاع طبقات نمی‌توان افزایش یا کاهش نسبت جابجایی اهداف به ارتفاع سازه را حدس زد. دلیل این موضوع آن است در بعضی مواقع نرخ افزایش بجایی هدف نسبت به نرخ افزایش ارتفاع کل سازه، گاهی بیشتر و گاهی کمتر است. بنابراین با افزایش ارتفاع طبقات سازه نمی‌توان نتیجه‌گیری کرد که نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه، الزاماً به چه سمتی میل خواهد کرد.



شکل (۱۵): اثر افزایش ارتفاع طبقات

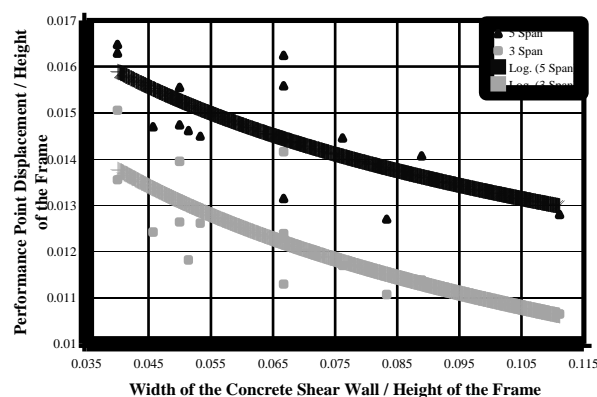
۵-۷- اثر افزایش طول دهانه‌های قاب

شکل (۱۶)، نمایشگر اثر افزایش طول دهانه در مورد یکسری قاب یکسان از لحاظ تعداد طبقه، ارتفاع کل و تعداد دهانه می‌باشد. با مراجعه به شکل (۱۶) نتیجه می‌گیریم که در مورد یکسری قاب یکسان از لحاظ تعداد طبقه، ارتفاع کل و تعداد دهانه، با افزایش طول دهانه‌ها نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه کاهش می‌یابد که این موضوع بیانگر آن است که در مورد چنین قابهایی با افزایش دهانه عملکرد سازه به سمت استقرار فوری IO میل می‌کند.

علت آن امر این است که هر چند با افزایش طول دهانه‌ها وزن سازه افزایش می‌یابد ولی با افزایش طول دهانه‌ها، عرض دیوار برشی نیز افزایش می‌یابد و با توجه به بارگذاری ثقیل

۳-۷- اثر نسبت عرض دیوار برشی به ارتفاع کل سازه

در این قسمت اثر نسبت عرض دیوار برشی به ارتفاع کل سازه برای سازه‌های ۳ دهانه و ۵ دهانه به طور مجزا برآزش شده است (شکل ۱۴). در مورد هر دو سری قابها، با افزایش نسبت عرض دیوار به ارتفاع کل، با کاهش نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه روبرو هستیم، که مفهوم آن اینست که با افزایش نسبت عرض دیوار به ارتفاع کل آن، در مورد قابهای ۳ دهانه و ۵ دهانه، عملکرد سازه به سمت استقرار فوری (IO) میل می‌کند و با کاهش این پارامتر سطح عملکردی سازه به سمت سطح عملکردی مصونیت‌جانی (LS) میل می‌کند.



شکل (۱۴): اثر نسبت عرض دیوار برشی به ارتفاع کل قاب برای قابهای همگون از نظر تعداد دهانه‌ها

در شکل (۱۴) دوباره مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد دهانه‌ها عملکرد سازه به سطح عملکردی مصونیت‌جانی (LS) میل می‌کند. مشاهده می‌شود که با افزایش نسبت $\frac{h}{H}$ ، سختی دیوار برشی افزایش می‌یابد و با افزایش سختی دیوار برشی انتظار می‌رود که عملکرد سازه به سمت سطح عملکردی استقرار فوری (IO) میل کند و این دقیقاً با نتایج به دست آمده از تحلیل مطابقت دارد.

۴-۷- اثر افزایش ارتفاع طبقات

شکل (۱۵)، حاوی نمودارهایی است که اثر افزایش ارتفاع طبقات مدلهای را بر نسبت جابجایی هدف به ارتفاع کل سازه، به دست می‌دهد. آنچه در این شکل مشخص است آن است

۸- نتیجه گیری

خلاصه نتایج حاصل از انجام این تحقیق در زیر آورده شده است:

۱- با افزایش نسبت سختی دیوار برشی به سختی قاب خمشی فولادی عملکرد سازه به سمت استقرار فوری (IO) میل می‌کند.

۲- با افزایش نسبت سختی کل سازه به سختی قاب خمشی فولادی عملکرد سازه به سمت استقرار فوری (IO) میل می‌کند.

۳- با افزایش نسبت عرض دیوار برشی به ارتفاع کل سازه عملکرد سازه به سمت استقرار فوری (IO) میل می‌کند.

۴- با افزایش تعداد دهانه‌ها، عملکرد سازه به سمت مصونیت جانی (LS) میل می‌کند.

۵- با افزایش ارتفاع طبقات نمی‌توان گفت که عملکرد سازه به چه سمتی میل می‌کند.

۶- در مورد قابهای یکسان با افزایش طول دهانه‌های قاب می‌توان گفت که عملکرد سازه به سمت مصونیت جانی (LS) میل می‌کند.

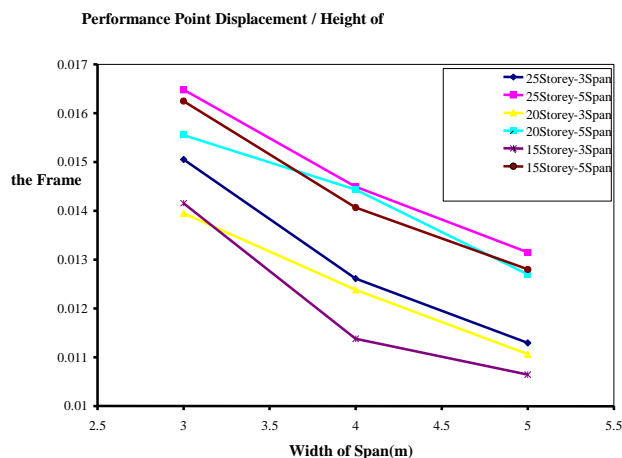
۷- برای عرض کل ثابت، هرچه تعداد دهانه‌های کمتر باشد (طول دهانه‌های بیشتر باشد)، عملکرد سازه به سمت استقرار فوری (IO) میل می‌کند.

مراجع :

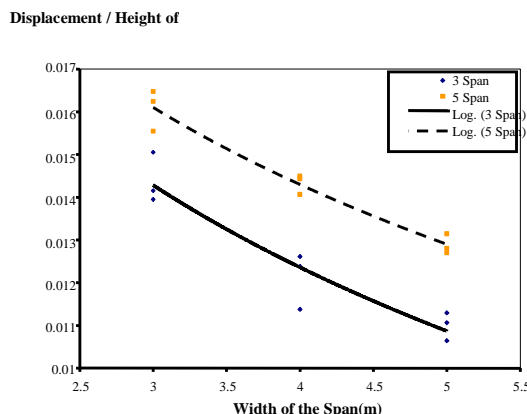
- Holmes Consulting Group Ltd., October 2001, "Performance Based Evaluation of Buildings. Nonlinear Pushover and Time History Analysis", Reference Manual, Wellington, New Zealand.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1995, Vision 2000, "Performance Based Seismic Engineering of Buildings", Sacramento, USA.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1994, Vision 2000, "A Framework for Performance Based Engineering", Sacramento, California, USA.
- ATC-40, Recommended Methodology for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Building", Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.
- FEMA 273, 1996, "NEHRP Guideline for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C., USA.

انجام شده، نرخ افزایش سختی کل سازه به نرخ افزایش وزن آن بسیار بیشتر است.

و در نتیجه رفتار سازه با افزایش طول دهانه‌ها به سمت سطح عملکرد کاربری فوری IO و برعکس با کاهش طول دهانه‌ها به سمت سطح عملکرد مصونیت جانی LS میل می‌کند. با توجه به شکل (۱۶) نمی‌توان گفت که در مورد یکسری قاب یکسان که فقط در مورد تعداد طبقات اختلاف دارند، عملکرد قابهای با تعداد طبقات مختلف نسبت به هم در چه سطحی قرار می‌گیرد. اما می‌توان گفت که با افزایش تعداد دهانه‌ها رفتار سازه به سمت مصونیت جانی LS میل می‌کند. با مراجعه به شکل (۱۷) این موضوع با حذف کردن پارامتر تعداد دهانه‌ها ارائه گردیده است. خطوط برازش شده از دقت خوبی برخوردارند و نشان می‌دهد که در مورد دهانه‌های یکسان قابهای طبقات گوناگون با افزایش طول دهانه عملکرد به سمت کاربری فوری IO میل می‌کند.



شکل (۱۶): اثر افزایش طول دهانه‌ها



شکل (۱۷) اثر افزایش طول دهانه‌ها برای قابهای همگون از نظر طول دهانه (تعداد دهانه‌ها)

21. Khan, F.R. and Sbarounis, J.A., June 1994, "Interaction of Shear Walls and Frames", Proceedings A.S.C.E., V. 90, ST3.
22. James O. Jirsa, "Opportunities and Challenges-Development of Performance-Sensitive Engineering", Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas at Austin, Texas, USA.
23. Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1996, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Sacramento, California, USA.
24. A. Ghobarah, N. M. Aly & M. El-Attar, "Performance Level Criteria and Evaluation", Department of Civil engineering, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada.
6. Applied Technology Council (ATC), 1996, "Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings Ballot Version", FEMA-273, Building Seismic Safety Council, Washington D.C., USA.
7. Applied Technology Council (ATC), 1996, "Commentary to the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings Ballot Version", FEMA-274, Building Seismic Safety Council, Washington D.C., USA.
8. Building Seismic Safety Council (BSSC), 1994, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings", (Report No. FEMA-222), Washington D.C., USA.
9. Building Seismic Safety Council (BSSC), 1992, FEMA-178, "NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings", Washington D.C., USA.
10. Building Seismic Safety Council (BSSC), 1997, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Commentary, Ballot Version", Washington D.C., USA.
11. UBC, "Uniform Building Code", 1991 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA.
12. SAP2000 Manual, University of California at Berkeley, CSI, USA.
13. R.O. Hamburger, "Defining Performance Objectives", EQE International, Inc., San Francisco, California, USA.
14. P. Fajfar and H. Krawinkler, 1997, "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes".
15. LRFD Manual, 1993, "Load & Resistant Factored Design", Provisions for the Design of steel structures, USA.
16. American Concrete Institute Committee, 318 1995, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", (ACI 318-95), Farmington Hills, Michigan, USA.

۱۷. آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد

۲۸۰۰، ویرایش دوم، آذر ۱۳۷۸.

۱۸. آیین نامه بارگذاری ایران، استاندارد ۵۱۹.

۱۹. تحلیل غیرخطی ساختمان های فولادی به روش بار

افزون، سید محمد مجید قوامی ماسوله، دکتر فرهاد

دانشجو، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۰.

۲۰. طراحی سازه های بتن مسلح به روش ACI، تالیف

مهندس شاپور طاحونی.

شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

نام و نام خانوادگی مؤلف اول^۱ نام و نام خانوادگی مؤلف دوم^۲؛

- اندازه صفحات باید برابر A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲، ۲، ۲/۵ و ۲/۵ سانتی متر انتخاب شود.
- مقالات به صورت دو ستونی، هریک با عرض ۷/۴ سانتی متر تهیه می شود.
- اندازه و نوع فانت های فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در **(Error! Reference source not found.)** آمده است.
- برای فانت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه ی آن درهرموقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فانت فارسی خواهد بود.
- فاصله سطرها در عنوان ، چکیده و در متن مقاله ، معمولی (Single) است.
- عنوان مقاله که در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فانت « تیتیر » به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
- عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- __ فانت عنوان چکیده انگلیسی Soutane 11 - Bold
- __ فانت متن چکیده انگلیسی Regular- 10 Times New Roman

موقعیت استفاده	فانت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	لوتوس Bold	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	لوتوس Bold	۱۴
نام مؤلفان	نازین Bold	۱۱
عناوین بخش ها	لوتوس Bold	۱۲
عنوان مقاله	تیتیر Bold	۱۶

جدول (۱) : اندازه و نوع فونت ها

به نام خدا



انجمن سازه‌های فولادی ایران
برگه درخواست عضویت

محل الصاق عکس

شماره عضویت.....

تاریخ عضویت.....

در این بخش چیزی ننویسید

• مشخصات فردی

- اشخاص حقیقی:

نام خانوادگی نام پدر شماره شناسنامه تاریخ تولد محل تولد

- اشخاص حقوقی:

نام شرکت شماره ثبت تاریخ ثبت محل ثبت

• سوابق تحصیلی

نوع مدرک	رشته تحصیلی	تاریخ اخذ	دانشگاه	کشور - شهر

• سوابق حرفه‌ای

محل خدمت	سمت	از تاریخ	تا تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			

• نشانی

منزل:	کد پستی
تلفن	تلفن همراه
فاکس	پست الکترونیکی

محل کار:	کد پستی
تلفن	تلفن همراه
فاکس	پست الکترونیکی

مکاتبات انجمن با کدام نشانی انجام گیرد:

محل کار ™

منزل ™

• **معرفها**

نام و نام خانوادگی	نوع عضویت	شماره عضویت	تاریخ عضویت	امضا

• **کتاب و مقالات**

ردیف	عنوان	موضوع	محل انتشار	تاریخ

در صورت نیاز به پیوست ارائه شود.

• **عضویت در سایر انجمن های عملی**

ردیف	نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت

• **مدارک لازم**

تصویر شناسنامه | تصویر آخرین مدارک تحصیلی | فیش بانکی پرداخت حق عضویت | ۳ قطعه عکس ۴ × ۳

• **حق عضویت برای سال ۱۳۸۵**

عضویت حقیقی | هفتاد هزار ریال | عضویت حقوقی | هفتصد هزار ریال
 عضویت دانشجویی | ده هزار ریال

اینجانب.....صحت مندرجات این برگه را تأیید نموده و با آگاهی نسبت به اساسنامه انجمن سازه های فولادی ایران درخواست عضویت حقوقی TM عضویت حقیقی TM عضویت دانشجویی TM در این انجمن را دارم.

امضاء

درخواست عضویت مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت به عمل آمد.	در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران
در جلسه هیأت مدیره مورخ و مورد تأیید قرار گرفت.	کمیته پذیرش
هیأت مدیره	

۲
این
رشته
پذیری
نویسید

این برگه را به نشانی دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران، ارسال فرمایید:

ایران، تهران، خ ظفر، خ فرید افشار، خ دولت شاد شرقی، خ جام، کوچه تایباد، پلاک ۱۲ تلفن: ۲۲۶۱۷۱۵۹