

## بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی شده زانویی<sup>۱</sup> در مقابل بارهای جانبی

میثم جلالی<sup>۱</sup>، سید مهدی زهرائی<sup>۲\*</sup> و سید رسول میرقادری<sup>۳</sup>

<sup>۱</sup> دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

و مدرس دانشکده مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شاهرود

<sup>۲</sup> دانشیار قطب علمی مهندسی و مدیریت زیرساخت ها - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

<sup>۳</sup> استادیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۵/۶/۲۹، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۷/۹/۲۰، تاریخ تصویب ۸۸/۵/۱۴)

### چکیده

در قاب‌های مهاربندی شده زانویی یک انتهای مهاربند قطری به عضو مورب زانویی متصل شده و بخش عمده سختی جانبی توسط مهاربندی قطری تأمین می‌شود، درحالی که تسلیم برشی (یا خمشی) عضو زانویی، فراهم کننده شکل‌پذیری مورد نیاز برای قاب می‌باشد در واقع عضو مورب زانویی شکل به عنوان یک میراگر هیستریزیس<sup>۲</sup> عمل کرده و با پذیرش تغییرشکل‌های غیر الاستیک کنترل شده، ضمن استهلاک<sup>۳</sup> انرژی لرزه‌ای، مانع از ورود سایر اعضا و اتصالات به محدوده غیر ارتجاعی<sup>۴</sup> می‌شود. در این مقاله اثر پارامترهای مختلف سازه‌ای بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی زانویی با استفاده از روش تحلیل اجزای محدود<sup>۵</sup> غیرخطی بررسی می‌شود. به علاوه یک مدل ریاضی برای تخمین سختی غیر الاستیک قاب ارائه خواهد شد. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد، در حالی که میرایی سازه‌های بتنی و فلزی به طور معمول کمتر از پنج درصد است، حداکثر نسبت میرایی ویسکوز معادل قاب مهاربندی دارای المان زانویی به حدود ۳۰ درصد می‌رسد، همچنین این قاب‌ها رفتار چرخه‌ای مطلوبی بدون ایجاد لاغرشدگی<sup>۶</sup> در چرخه‌های هیستریزیس از خود نشان می‌دهند و قادر هستند بدون کاهش قابل ملاحظه سختی و مقاومت، بخش قابل توجهی از انرژی زلزله را مستهلک کنند.

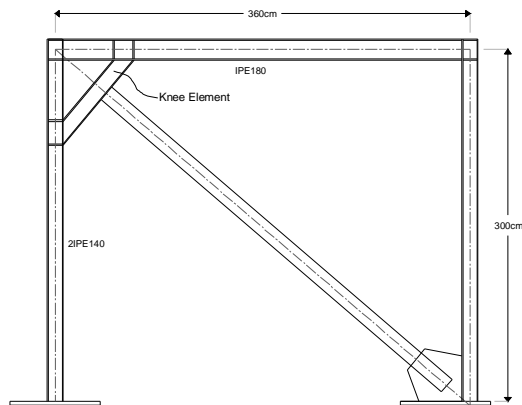
**واژه های کلیدی :** مهاربندی زانویی، نسبت میرایی ویسکوز معادل، رفتار چرخه‌ای<sup>۷</sup>، تحلیل غیر ارتجاعی، شکل‌پذیری<sup>۸</sup>

### مقدمه

بالا در ناحیه خطی، از شکل پذیری مناسبی نیز بهره مند است. در قاب های مهاربندی شده EBF به این دلیل که تیرهای پیوند به عنوان المان های شکل پذیر (کنترل شونده توسط تغییر مکان)، بخشی از اعضای اصلی سازه (تیرها) هستند، بنابراین امکان تعویض سریع و کم هزینه این اعضا بعد از وقوع یک زلزله شدید وجود ندارد. سیستم دیگری که علاوه بر داشتن محاسن سیستم بادبندی خارج از محور، مشکلات آن را ندارد، سیستم بادبندی زانویی KBF است. این سیستم که توسط Balendra و همکارانش معرفی شد [۳]، در واقع اصلاح شده سیستم دیگری با عنوان سیستم بادبندی زانویی تعویض پذیر است که قبلاً توسط Arisizabal-ochoa ارائه شده بود [۴]. در این نوع مهاربندی، حداقل یک انتهای مهاربند به جای اتصال به گره محل برخورد تیر و ستون، به المان زانویی متصل می‌شود. از مزایای قابل توجه این سیستم می‌توان به تعویض‌پذیری سریع عضو زانویی (عضو شکل پذیر یا

یکی از سیستم‌های باربر جانبی متداول در سازه‌های فولادی، سیستم قاب های مهاربندی شده است که در کشور ما نیز به طور گسترده‌ای از آن استفاده می‌شود. در سازه‌های مهاربندی شده هم محور از نوع ویژه<sup>۹</sup> عضو لرزه‌بر (عضو شکل‌پذیر یا کنترل شونده توسط تغییر مکان<sup>۱۰</sup>)، مهاربند است و سایر اعضا سازه کنترل شونده توسط نیرو<sup>۱۱</sup> بوده و انتظار رفتار غیر ارتجاعی در آنها نمی‌رود. بنابراین مهاربندها باید در همه مدهای رفتاری به طور کامل شناخته شده باشند و سازه بر اساس این مدهای رفتاری مهیا شود. باید توجه کرد که این عوامل حساسیت طرح را بالا برده و داشتن رفتار لرزه ای مناسب را منوط به کنترل‌های بسیار دقیق می‌کند، و چه بسا رعایت نکردن کوچک‌ترین نکات اجرایی باعث عملکرد نامناسب لرزه‌ای شود [۱]. سیستم بادبندی خارج از محور (EBF)<sup>۱۲</sup> که توسط Popov و همکارانش در دانشگاه برکلی کالیفرنیا معرفی شد [۲]، علاوه بر داشتن سختی

متمركز افقی در تراز طبقه، آن قدر افزایش داده شد تا نیروی موجود در عضو زانویی به مقدار محاسبه شده در قسمت قبل برسد. با این کار، نیروی جانبی افقی متناظر با تسلیم قطعه شکل پذیر به دست آمد که در گام بعدی، نیروهای سایر اعضا از تحلیل کامل قاب تحت اثر این نیرو محاسبه شدند. در مرحله آخر با ضرب نیروی اعضای تیر، ستون و مهاربند قطری، که اعضا کنترل شونده توسط تغییر مکان هستند، در ضرایب سخت‌شدگی کرنش<sup>۱۵</sup> متناظرشان، این اعضا طراحی شدند. شکل (۱) قاب مورد مطالعه را نشان می‌دهد.



شکل ۱: هندسه عمومی قاب‌ها.

مشخصات تکمیلی نمونه‌ها در جدول (۱) ارائه شده است. نمونه‌ها به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که بتوان تأثیر عواملی همچون نوع اتصالات و لاغری<sup>۱۶</sup> مهاربند را بررسی کرد، وضعیت های A و B برای سخت‌کننده‌ها در ادامه توضیح داده می‌شود.

جدول ۱: مشخصات نمونه‌ها برای مطالعه عددی.

نمونه	نوع اتصال	مهاربندها	سخت کننده‌ها
KBF1	صلب	2 UNP120	B
KBF2	صلب	2 UNP120	A
KBF3	مفصلی	2 UNP120	A
KBF4	صلب	2 UNP80	A

در وضعیت A علاوه بر سخت‌کننده‌های محل اتصال تیر- ستون، زانویی- ستون و زانویی- تیر، در طول قطعه زانویی سخت‌کننده‌هایی متناسب با ضوابط AISC- Seismic provisions قرار داده شد<sup>[۹]</sup>. در وضعیت B در قطعه بالایی و پایینی زانویی سخت‌کننده‌ای قرار ندارند. از آنجا که وجود نیروی محوری کششی در عضو زانویی،

کنترل شونده توسط تغییرمکان) بعد از زلزله اشاره کرد. همچنین این سیستم، هم برای طراحی در سازه‌های جدید و هم برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی موجود قابل استفاده است<sup>[۵و۳]</sup>. در این مقاله برخی از پارامترهای مؤثر در رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها بررسی می‌شوند که شامل این موارد می‌باشند: الف) بررسی اثر سخت‌کننده‌های جان<sup>۱۳</sup> و حضور قاب خمشی روی سختی و مقاومت قاب KBF، ب) محاسبه نسبت میرایی ویسکوز معادل<sup>۱۴</sup> برای حالت‌های مختلف. ج) پیشنهاد مدل ریاضی جهت تخمین سختی جانبی قاب KBF در ناحیه رفتار الاستیک و غیر الاستیک. د) مقایسه مدل ریاضی پیشنهادی با مدل تحلیلی. هر چند ابداع قاب‌های مهاربندی شده زانویی به سال‌های اخیر باز نمی‌گردد، اما مطالعات انجام شده در این تحقیق، گامی جدید در زمینه درک رفتار این نوع سازه‌ها است.

### مطالعه تحلیلی قاب‌های مورد بررسی

برای بررسی تأثیر مهاربندی زانویی در بهبود عمل کرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی، مطالعه عددی روی چند نمونه قاب یک طبقه یک دهانه با مشخصات کلی نشان داده شده در شکل (۱)، با استفاده از نرم‌افزار ANSYS انجام شده است<sup>[۶]</sup>. از آنجا که طراحی یک قاب یک طبقه یک دهانه بر اساس بارهای واقعی به طور معمول مقاطع کوچکی را برای اعضای سازه‌ای نتیجه می‌دهد، تصمیم گرفته شد که با پیش فرض کردن مشخصات مهاربندی زانویی (تیر پیوند)، سایر اعضا متناسب با ظرفیت برشی تیر پیوند طراحی شوند<sup>[۷]</sup>.

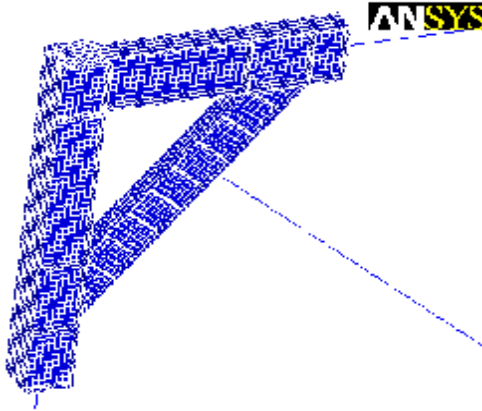
با این کار طراحی سایر اعضای قاب بر اساس ظرفیت عضو زانویی انجام خواهد شد (روش طراحی ظرفیتی). همچنین روند طراحی قاب‌های KBF مشابه با روند مقررات لرزه‌ای AISC Seismic provisions 1997 [۱] برای طراحی قاب‌های EBF انتخاب شده است.

### تحلیل و طراحی قاب‌های مورد بررسی

برای طراحی قاب مورد مطالعه، یک بار متمركز افقی در تراز طبقه (تراز تیر) به مدل تهیه شده در نرم افزار SAP2000 [۸] وارد شد. با پیش فرض کردن مقطع عضو شکل‌پذیر (عضو زانویی)، نیروی متناظر با تسلیم برشی این مقطع محاسبه شد. در مرحله بعد نیروی

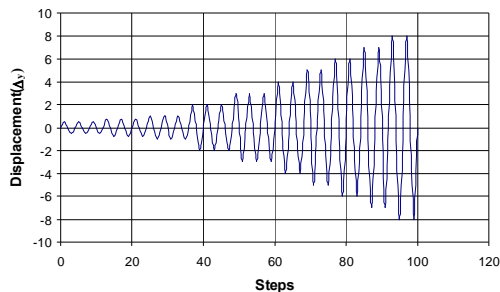
فرضیه‌های اصلی در ایده‌آل سازی مشخصات مصالح عبارتند از:

$$E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2, F_y=2500 \text{ kg/cm}^2, F_u=3700 \text{ kg/cm}^2,$$



شکل ۲: المان بندی عضو زانویی و نواحی اطراف آن برای مطالعه عددی.

برای بررسی پدیده کمانش در نرم افزار ANSYS باید قبل از اعمال بارگذاری، تغییر مکان بسیار کوچکی منطبق با مد کمانش واقعی، به سازه وارد کرد [۶]. بنابراین باید وضعیت تغییر شکلی مد کمانشی محتمل در دسترس باشد تا با اعمال آن بر سازه در واقع سازه با نقص اولیه مدل شود. با این کار، وقوع کمانش در المان‌ها قابل مشاهده خواهد بود. اما چنانچه مد کمانشی محتمل (که در واقع وضعیت واقعی سازه کمانش یافته را نشان می‌دهد) به درستی به سازه اعمال نشود، سازه در یک مد مجازی کمانش خواهد کرد.



شکل ۳: بارگذاری چرخه ای AISC-LRFD 1997.

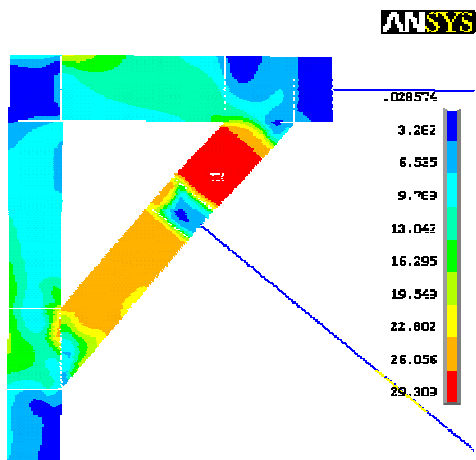
بهترین کار برای یافتن مد کمانشی واقعی، استفاده از نتایج آزمایشگاهی می‌باشد. در بررسی رفتار قاب‌های KBF در ANSYS صرفاً برای ملحوظ کردن کمانش احتمالی عضو مهاربندی بارگذاری های جانبی بسیار کوچکی عمود بر صفحه قاب وارد شد؛ چرا که مد کمانش احتمالی مهاربند نیز به طور تقریبی بر همین تغییر شکل

باعث کاهش ظرفیت برشی آن خواهد شد، بنابراین زاویه بین المان زانویی و مهاربندی قطری به صورت قائمه در نظر گرفته می‌شود. به این ترتیب مهاربندی قطری باعث تولید نیروی محوری در عضو زانویی نخواهد شد.

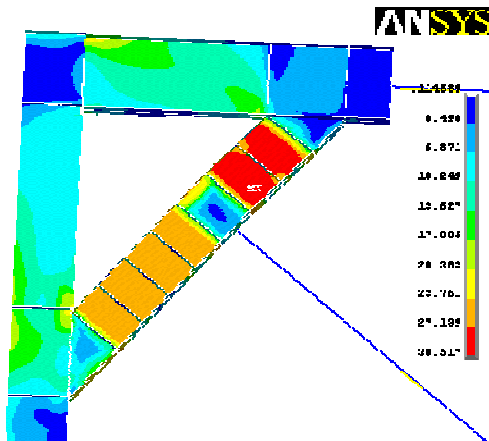
## تحلیل اجزای محدود

از المان SHELL43 برای مدل‌سازی المان زانویی و نواحی اطراف آن استفاده شده است. این المان برای مدل کردن سازه‌های پوسته‌ای نه چندان ضخیم مناسب است و در هر گره شش درجه آزادی دارد: سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی. به علاوه این المان قابلیت در نظر گرفتن پلاستیسیته، خزش، سخت شدگی تنش<sup>۱۷</sup>، تغییر شکل های بزرگ و کرنش های بزرگ را دارد. بخش‌های باقی‌مانده از سازه شامل ستون‌ها، بخشی از تیر و بادبند با استفاده از المان BEAM24 مدل شده‌اند. المان BEAM24 المانی تک محوره است که می‌تواند دارای هر شکل مقطعی (اعم از باز یا بسته) باشد. این المان توانایی تحمل فشار، کشش، خمش و پیچش را دارد. هر گره شش درجه آزادی دارد: سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی. همچنین توانایی مدل کردن پلاستیسیته، خزش و تورم<sup>۱۸</sup> (افزایش ابعاد) را در جهت محوری برای هر شکل مقطع دلخواه دارد. به علاوه اثرات سخت شدگی تنش، تغییر شکل‌های بزرگ و تغییر شکل‌های برشی برای این المان لحاظ می‌شوند. مقطع عرضی این المان توسط یک‌سری از قطعات مستطیلی شکل تعریف می‌شود و جهت تیر حول محور طولیش توسط گره سومی تعریف می‌شود [۶]. در محل اتصال المان‌های خطی به المان‌های صفحه‌ای صفحات انتهایی صلبی قرار داده شد و هر دو نوع المان به این صفحات صلب متصل شدند. با این کار درجات آزادی کلی سازه به طور چشمگیری نسبت به حالتی که کل قاب با المان های صفحه ای مدل شود، کاهش می‌یابد و در نتیجه با کاهش قابل ملاحظه زمان تحلیل غیرخطی، مشکلات همگرایی در زمان تحلیل نیز کمتر رخ خواهد داد [۹]. (شکل (۲)). برای کل مدل، رفتار مصالح به صورت غیرارتجاعی در نظر گرفته شده‌است، هر چند که وقوع تسلیم در نواحی دور از المان زانویی محتمل نیست. مدل پلاستیسیته بر اساس معیار تسلیم فون میسر و قانون سیلان مربوط به آن است.

به خوبی روشن می شود که سخت کننده های جان علاوه بر کمک در پایداری جان عضو زانویی [۱۰]، روی افزایش ظرفیت باربری مهاربندی زانویی و همچنین مقدار تغییر شکل های نهایی تأثیر گذار بوده اند. لازم به توضیح است که مدل تحلیلی توانایی بررسی ناپایداری جان عضو زانویی را ندارد. اشکال (۷) و (۸) کانتور نمونه تنش معادل فون میسز در سیکل آخر بارگذاری برای نمونه های KBF1 و KBF2 را نشان می دهند (واحدها  $\text{kg/mm}^2$ ).



شکل ۷: منحنی های هم تنش فون میسز KBF1.



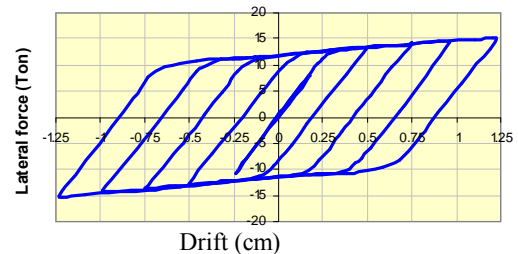
شکل ۸: منحنی های هم تنش فون میسز KBF2.

تأثیر نوع اتصال تیر به ستون از مقایسه اشکال (۵) و (۶) قابل استنتاج است. قاب KBF2 به ظرفیت باربری بیشتری نسبت به قاب KBF3 رسیده است، ضمن این که حلقه های چرخه ای مربوط به قاب KBF2 با شیب بیشتری رشد پیدا می کنند. این اختلاف به دلیل وجود اندرکنش قاب و زانویی در نمونه KBF2 است. در صورتی

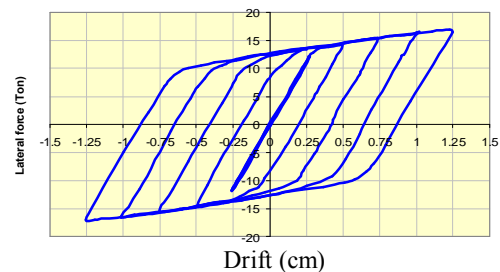
منطبق است. اما موضوع کمانش موضعی المان زانویی در مدل سازی دیده نشده است. نمونه ها تحت اثر بارگذاری چرخه ای در تراز طبقه به صورت جا به جایی جانبی قرار گرفته اند. بارگذاری چرخه ای شبه استاتیکی مطابق با پیشنهاد AISC Seismic provisions 1997 در نظر گرفته شده است (مطابق با شکل (۳)).

### پاسخ چرخه ای نمونه ها

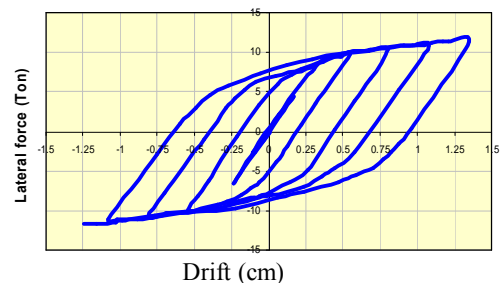
نمونه ها تا پنج برابر تغییر مکان تسلیم خود بارگذاری شدند. برای بررسی تأثیر سخت کننده های جان در عضو زانویی، نمونه KBF1 مشابه با نمونه KBF2 انتخاب شده است، با این تفاوت که جان مهاربندی زانویی در نمونه KBF1 فاقد سخت کننده می باشد. با مقایسه رفتار چرخه ای این دو قاب در اشکال (۴) و (۵) مشخص می شود که دو قاب عملکرد بسیار مشابهی داشته اند و در واقع ناپایداری چندانی در جان مهاربندی زانویی نمونه KBF1 اتفاق نیفتاده است.



شکل ۴: منحنی هیستریزیس قاب KBF 1.



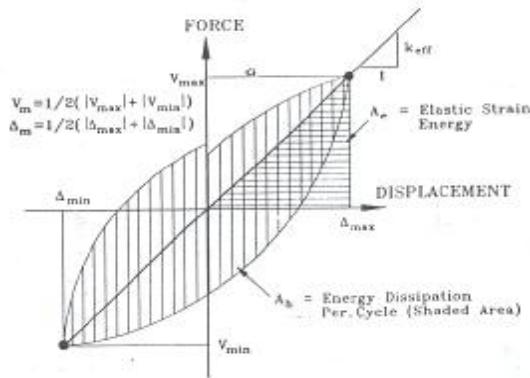
شکل ۵: منحنی هیستریزیس قاب KBF 2.



شکل ۶: منحنی هیستریزیس قاب KBF 3.

ماکزیمم (کششی و فشاری) است.  $A_e$ ، مساحت انرژی ذخیره شده در یک سیستم الاستیک خطی تحت شرایط استاتیکی و با سختی مؤثر  $k_{eff}$  است (شکل ۹). می‌توان نشان داد که بالاترین نسبت میرایی برابر است با [۹]:

$$\xi_{eq} = \frac{2}{\pi} = 0.64 \quad (۳)$$



شکل ۹: نمودار میرایی هیستریزس معادل [۱۲]

در عمل، رسیدن به این حد از میرایی معادل تقریباً غیرممکن است. برای سازه‌های فلزی مقدار میرایی بین ۲ تا ۵ در صد میرایی بحرانی تخمین زده می‌شود. در حالی که این رقم برای سازه‌های بتنی بین ۲ تا ۷ درصد می‌باشد. به نظر می‌رسد نسبت میرایی حداکثر ۵ درصد، بتواند به عنوان نماینده سازه‌های فلزی و بتنی لحاظ شود. در جدول (۲) مقادیر نسبت میرایی ویسکوز معادل برای نمونه‌های مورد بررسی در سیکل آخر بارگذاری نشان داده شده است. رسیدن به این حد از میرایی (جدول (۲))، نشان دهنده این است که سیستم میراگر طراحی شده، تا چه اندازه کار آمد است. در حالی که میرایی سازه‌های بتنی و فلزی به طور معمول کمتر از ۵ درصد است، حداکثر نسبت میرایی ویسکوز معادل قاب مهاربندی دارای المان زانویی، به حدود ۲۸ تا ۳۲ درصد می‌رسد.

در نمونه اول، حد اکثر نسبت میرایی ویسکوز معادل ۳۱/۸۳ درصد است. نمونه دوم مشابه نمونه اول است با این تفاوت که سخت‌کننده‌های جان اضافه شده است. در نمونه اول اگرچه با کاهش سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری سیستم کاهش پیدا می‌کند، ولی حداکثر نسبت میرایی ویسکوز معادل افزایش اندکی داشته است.

که طول عضو زانویی کوتاه‌تر انتخاب شود، می‌توان اثرات منفی وجود اتصال مفصلی بین تیر و ستون را کاهش داد.

این موضوع نشان می‌دهد که با انتخاب سنجیده طول تیر رابط، می‌توان تا حدی نیاز به اتصال‌های خمشی تیر به ستون را حداقل برای ساختمان‌های متعارف و کوتاه مرتبه کاهش داد. این نکته می‌تواند به عنوان یک مزیت برای قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندی زانویی محسوب شود. وجود مهاربند لاغر باعث وقوع ناپایداری می‌شود و این امر تحلیل عددی را بسیار زمان‌بر می‌کند. در قاب KBF4 که مهاربندهای لاغر دارند، به دلیل وقوع ناپایداری در مهاربندها و زمان‌بر شدن تحلیل، بارگذاری به طور کامل انجام نشده است.

### نسبت میرایی ویسکوز معادل

اگرچه میرایی ویسکوز تنها در باره ظروف تحت فشار پر از روغن به طور فیزیکی صدق می‌کند و استفاده از آن برای سایر صورت‌های میرایی منطقی به نظر نمی‌رسد، ولی برای مطابق کردن یک فرم ساده ریاضی از معادله حرکت، بهتر است سایر انواع میرایی به صورت ضریب میرایی ویسکوز معادل بیان شوند.  $C_{eq}$  ضریب میرایی ویسکوز معادل به طور معمول با نسبت میرایی معادل  $\xi_{eq}$  و ضریب میرایی بحرانی  $C_{cr}$  بیان می‌شود.  $C_{cr}$  یا میرایی بحرانی کوچکترین مقدار میرایی است که به ازای آن هیچ نوسانی در پاسخ آزاد دینامیکی سازه رخ نمی‌دهد. معادله (۱) رابطه بین ضریب میرایی و ویسکوز معادل با نسبت میرایی معادل و ضریب میرایی بحرانی را نشان می‌دهد.

$$C_{eq} = \xi_{eq} \cdot C_{cr} \quad (۱)$$

میرایی چرخه‌ای، یا انرژی مستهلک شده در هر سیکل، به وسیله مساحت  $A_h$  در شکل (۹) نشان داده شده است. نسبت میرایی ویسکوز معادل این مساحت، برابر است با [۱۱]:

$$\xi_{eq} = \frac{A_h}{2\pi V_m \Delta_m} = \frac{A_h}{4\pi A_e} \quad (۲)$$

در رابطه فوق،  $V_m$  بیانگر میانگین نیروهای ماکزیمم (کشش و فشاری) و  $\Delta_m$  میانگین تغییر مکان‌های

در این رابطه  $E$  و  $\phi$  به ترتیب نشان دهنده مدول یانگ مصالح فولاد و زاویه بین المان بادبند و تیر بوده،  $L_{dke}$  و  $L_{uke}$  به ترتیب برابر با فاصله محل تقاطع مهاربند-زانوبی از ستون و تیر هستند. در ناحیه غیر الاستیک، سختی عضو زانوبی تعیین کننده بخش عمده سختی جانبی می‌باشد، چرا که تغییر شکل‌ها در عضو زانوبی متمرکز می‌شوند (به دلیل رفتار غیر خطی). در نتیجه تغییر شکل‌های داخلی عضو مهار بندی قطری در مقایسه با عضو زانوبی بسیار کوچک خواهند بود. به این ترتیب، قاب را می‌توان مشابه شکل (۱۰) مدل کرد. پارامترهای  $K_{uke}$  و  $K_{dke}$  به ترتیب معرف سختی غیر الاستیک قطعه پایینی المان زانوبی هستند (در ناحیه سخت شدگی کرنش) و  $K_{mf}$  بیانگر سختی قاب خمشی است. مدل مزبور متشکل از دو فنر الاستوپلاستیک  $K_{uke}$  و  $K_{dke}$  است که با فنر  $K_{mf}$  به صورت موازی قرار دارند. لازم به توضیح است که در شکل (۱۰) برای اجتناب از ایجاد پیچیدگی در مدل ریاضی و در عین حال حفظ دقت لازم، از اختلاف بین  $\Delta_1$  و  $\Delta_3$  صرف نظر شده است که البته نتایج مقایسه با مدل تحلیلی که در جدول (۴) ارائه شده است نیز مؤید تأثیر ناچیز این تقریب است.

ماکزیمم سطح زیر منحنی هیستریزس در نمونه اول نسبت به نمونه دوم نیز حدود ۱۰ درصد کاهش نشان می‌دهد. بنابراین اگر چه با حذف سخت کننده، به این دلیل مقطع به راحتی جاری می‌شود و انرژی را مستهلک می‌کند، نسبت میرایی معادل اندکی افزایش می‌یابد، ولی به نظر می‌رسد با توجه به کاهش سختی و مقاومت، و در نتیجه کاهش ماکزیمم سطح زیر منحنی هیستریزس و مجموع انرژی مستهلک شده، استفاده از سخت کننده ضروری باشد. همچنین در صورت استفاده نکردن از سخت کننده از تمام ظرفیت مقطع برای استهلاک انرژی استفاده نمی‌شود [۱۰]. در نمونه سوم که از یک قاب مفصلی استفاده شده است، حداکثر نسبت میرایی ویسکوز معادل برابر ۲۸ درصد به دست می‌آید.

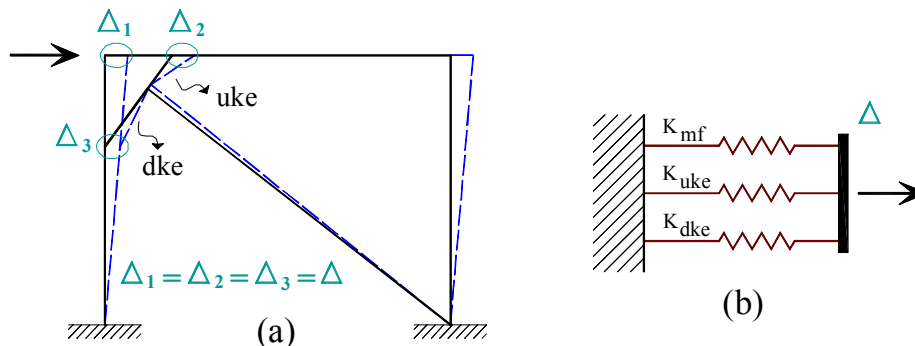
### مدل ریاضی برای تعیین سختی جانبی

چنانچه  $L_d$  و  $A_d$  طول و سطح مقطع مهاربند قطری،  $I_k$  و  $L_k$  طول کل و ممان اینرسی عضو زانوبی باشند، سختی جانبی الاستیک قاب،  $K_{ebf}$  را می‌توان از رابطه (۴) به دست آورد [۹].

$$K_{ebf} = \frac{\cos^2 \phi}{\frac{L_{dke}^3 L_{uke}^3}{3EI_k L_k^3} + \frac{L_d}{EA_d}} \quad (4)$$

جدول ۲: مقادیر نسبت میرایی ویسکوز معادل در سیکل آخر.

نام نمونه	$A_h$ (kg.mm)	$V_{max}$ (kg)	$V_{min}$ (kg)	$V_m$ (kg)	$\Delta_{max}$ (mm)	$\Delta_{min}$ (mm)	$\Delta_m$ (mm)	$\xi_{eq}$ (%)
KBF1	۸۰۰۷۵۹	۱۵۰۵۸	۱۵۰۵۵	۱۵۰۵۶	۳۶/۹	۳۶/۹	۳۶/۹	۳۱/۸۳
KBF2	۸۸۶۹۵۰	۱۶۱۴۲	۱۶۱۳۹	۱۶۱۴۰	۳۷/۵	۳۷/۵	۳۷/۵	۲۸/۶
KBF3	۸۴۹۳۸۴	۱۲۱۴۳	۱۲۱۴۰	۱۲۱۴۱	۳۹/۷۵	۳۹/۷۵	۳۹/۷۵	۲۸



شکل ۱۰: سختی غیر الاستیک قاب KBF (پس از تسلیم مصالح، در ناحیه سخت شدگی کرنش)  
(a) قاب مهار بندی شده زانوبی (b) مدل سختی غیر الاستیک قاب

در این روابط  $G_s$  مدول الاستیسیته برشی مماسی بوده و سایر پارامترها قبلاً توضیح داده شده‌اند.

لازم به توضیح است معادلات (۸) و (۹) برای سختی در راستای عمود بر عضو هستند که البته به سادگی ثابت می‌شود که برای جهت‌های مورد نظر (شکل (۱۰)) نیز بار دیگر همین روابط صادق هستند. [۹]. سرانجام با توجه به مدل سختی ارائه شده در شکل (۱۰)، سختی غیر الاستیک قاب KBF،  $k_{iebf}$ ، توسط رابطه زیر قابل بیان است:

$$k_{iebf} = k_{mf} + k_{uke} + k_{dke} \quad (10)$$

در این رابطه، سختی عضو مهاربند قطری و چشمه اتصال تیر و ستون، یعنی محل اتصال زانویی به تیر و زانویی به ستون، که بسیار بزرگ‌تر از سختی غیر الاستیک المان زانویی است، در نظر گرفته نشده است (در حقیقت در محاسبه سختی غیر الاستیک قاب، به دلیل سختی زیاد، این قسمت‌ها صلب فرض شده‌اند).

### مقایسه نتایج مدل ریاضی با مدل تحلیلی

به منظور بررسی صحت نتایج حاصل از مدل ریاضی ارائه شده، نتایج حاصل از تحلیل تحت بارگذاری یک‌طرفه (بارافزون)<sup>۲۱</sup> قاب KBF با مشخصات زیر توسط نرم افزار تحلیل اجزا محدود غیرخطی ANSYS با نتایج حاصل از مدل ریاضی مقایسه شد. شایان ذکر است به تازگی مطالعات آزمایشگاهی در طرح تحقیقاتی دیگری برای بررسی رفتار قاب‌های مجهز به المان شکل پذیر زانویی و تیر پیوند قائم برشی توسط مؤلفان انجام شده است [۱۴] و نتایج آن به همراه مقایسه با نتایج تحلیلی در مقاله دیگری ارائه خواهد شد. قاب استفاده شده در این قسمت، همان قابی است که در قسمت قبلی توضیح داده شد. رفتار مصالح به صورت دوخطی با مدول مماسی برشی معادل 1/100 برابر مدول برشی فرض شد. مقادیر طول‌های قطعات بالایی و پایینی المان زانویی مطابق شکل (۱۲) اندازه‌گیری می‌شوند. مقادیر پارامترهای مدل تحلیلی برای استفاده در مدل ریاضی در جدول (۳) نشان داده شده‌اند. همچنین نتایج مقایسه‌ای مدل ریاضی و مدل تحلیلی در جدول (۴) و شکل (۱۱) ارائه شده‌اند. لازم به توضیح است نیروی جانبی که باعث تسلیم در هر دو قطعه المان زانویی می‌شود، به عنوان نیروی تسلیم در مدل ریاضی انتخاب شده است. همان طور که از نتایج بر

از آن جا که قاب خمشی باید در حین بارگذاری الاستیک بماند سختی جانبی آن با تحلیل الاستیک قاب خمشی طبق رابطه (۵) بدست می‌آید [۹].

$$k_{mf} = \frac{12 EI_c}{L_c^3} \left[ \frac{I_c / L_c + 6 I_b / L_b}{2 I_c / L_c + 3 I_b / L_b} \right] \quad (5)$$

$I_c$  و  $I_b$  به ترتیب ممان اینرسی تیر و ستون، و  $L_c$  و  $L_b$  طول تیر و ستون هستند. سختی یک مقطع برشی (جاری شونده در برش) در راستای عمود بر عضو را می‌توان از روابط (۶) و (۷) به دست آورد [۱۳].

$$\text{for } 0 \leq \gamma \leq \gamma_y$$

$$k = (0.95 d_{ke} t_{ke} G) / L_{ke} \quad (6)$$

$$\text{for } \gamma_y \leq \gamma \leq 4\gamma_y$$

$$k = (1.095 b_{kef} t_{kef}^2 G / L_{ke}) / L_{ke} \quad (7)$$

که در آنها  $G, \gamma, \gamma_y$  به ترتیب تغییرشکل زاویه ای برشی حد تسلیم، تغییر شکل زاویه‌ای و مدول برشی المان مورد نظر (در اینجا همان المان زانویی) بوده و  $d_{ke}$ ،  $t_{ke}$ ،  $b_{kef}$ ،  $t_{kef}$  نیز به ترتیب عمق جان، ضخامت جان، پهنای بال و ضخامت بال عضو زانویی هستند.  $L_{ke}$  طول خالص عضو زانویی است. رابطه (۶) برای یک سختی ثابت صادق است، چنانچه رفتار مصالح به صورت دو خطی با سخت شدگی کرنش در نظر گرفته شود، سختی مربوط به ناحیه سخت شدگی کرنشی عدد ثابتی خواهد بود. بنابراین با جایگزینی مدول مماسی<sup>۱۹</sup> برشی به جای مدول برشی می‌توان از رابطه (۶) برای محاسبه سختی غیرالاستیک در تغییر شکل‌های زاویه‌ای بزرگ‌تر از  $4\gamma_y$  استفاده کرد (قطعه بالایی المان زانویی). زهرائی و مصلحی تبار [۵] نیز فرایند مشابهی را در مورد سیستم‌های پانل برشی<sup>۲۰</sup> استفاده کرده‌اند. همان‌طور که در تحلیل‌ها مشاهده شد، قسمت پایینی زانویی نیز وارد ناحیه غیر خطی می‌شود، ولی چون میزان غیر خطی شدن آن کمتر از قطعه بالایی است برای محاسبه سختی غیر الاستیک آن از رابطه (۷) استفاده می‌شود. در نتیجه، روابط (۸) و (۹) بیانگر سختی غیر الاستیک (در ناحیه سخت شدگی کرنش) قطعات بالایی  $k_{uke}$  و پایینی  $k_{dke}$  عضو زانویی هستند.

$$k_{uke} = 0.95 G_s A / L_{uke} \quad (8)$$

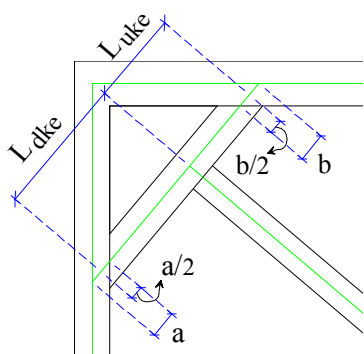
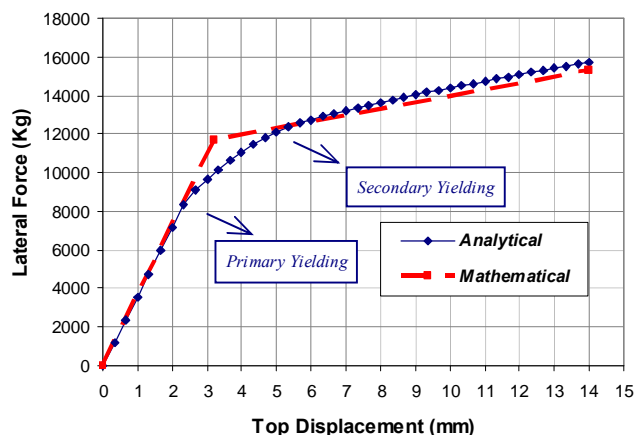
$$k_{dke} = (1.095 b_{kef} t_{kef}^2 G / L_{ke}) / L_{ke} \quad (9)$$

جدول ۳: مشخصات مدل تحلیلی.

$L_{dke}$	$L_{uke}$	$I_k$	$L_d$	$A_d$	$\theta$	$I_c$	$L_c$	$I_b$	$L_b$
53cm	36cm	318cm <sup>4</sup>	394.5cm	27cm <sup>2</sup>	39.8°	1082cm <sup>4</sup>	300cm	1320cm <sup>4</sup>	360cm

جدول ۴: مقایسه نتایج مدل تحلیلی و مدل ریاضی.

Analytical Model Results		Mathematical Model Results	
$K_{mf}$	1397Kg/cm	$K_{mf}$	1419Kg/cm
$K_{ebf}$	35700Kg/cm	$K_{ebf}$	36250Kg/cm
$K_{iebf}$	3550Kg/cm	$K_{iebf}$	3344Kg/cm
Primary Yielding Force	9111Kg	Yielding Force	11682 Kg
Secondary Yielding Force	12123Kg		

شکل ۱۲: انتخاب  $L_{uke}$  و  $L_{dke}$ .

شکل ۱۱: مقایسه نتایج تحلیلی و مدل ریاضی.

المان های سطحی و سایر اعضا را به کمک المان های قابی مدل سازی کرد.

۲- نتایج تحلیل ها نشان داد که قطعه پایینی المان زانویی علی رغم انتظار اولیه، در سیکل های بالاتر بارگذاری تسلیم می شود که این قطعه در نمونه KBF4 موجب افزایش بار محوری مهاربندی قطری و کماتش آن شد. با توجه به این نکته، احتمال تسلیم قطعه پایینی عضو زانویی می باید در تحلیل لرزه ای قاب های KBF لحاظ شود. در نتیجه برای ارائه یک روش طراحی لرزه ای بهینه با توجه به تسلیم نشدن همزمان دو قسمت المان زانویی، باید ضرایب مناسبی برای محاسبه نیروهای حاصل از تسلیم این قطعات در نظر گرفته شوند.

۳- نتایج تحلیل ها در باره استفاده از سخت کننده های جان نشان داد بر خلاف اینکه حداکثر نسبت میرایی ویسکوز معادل افزایش اندکی داشته است، اما استفاده نکردن از سخت کننده های جان در عضو زانویی باعث

می آید، رابطه در نظر گرفته شده برای سختی غیر الاستیک قاب KBF، با وجود فرضیه هایی در نظر گرفته شده، تخمین قابل قبولی از سختی واقعی ارائه می دهد.

## نتیجه گیری

در این مقاله برخی از پارامترهای موثر در رفتار لرزه ای قاب های مهاربندی شده زانویی مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار گرفت. به علاوه مطالعاتی روی نسبت میرایی ویسکوز معادل انجام شد و در خاتمه مدلی برای تخمین سختی قاب KBF ارائه شد. مهم ترین نتایج حاصل از این تحقیق عبارتند از:

۱- با استفاده از المان های تیر به جای المان های صفحه ای، با حفظ صحت نتایج، مدت زمان انجام تحلیل ها کاهش می یابد. لذا می توان در مدل سازی تحلیلی میراگرهای متالیک در نرم افزارهای تحلیل المان محدود (مانند ANSYS)، میراگر مورد نظر را با استفاده از



با توجه به نتایج رضایت‌بخش به دست آمده از مقایسه مدل تحلیلی و مدل ریاضی، می‌توان از این روش برای تخمین رفتار دوخطی این قبیل میراگرهای غیرفعال استفاده کرد.

کاهش انرژی کل مستهلک شده توسط عضو زانویی، می‌شود.  
۴- مدل ریاضی ارائه شده، سختی غیر الاستیک قاب را بر مبنای دو فرض صلبیت برای تغییر شکل‌های محوری مهاربندی قطری و نواحی چشمه اتصال ارائه می‌دهد و

## مراجع

- 1 - American Institute of Steel Construction (AISC) (1997). *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago.
- 2 - Kasai K, Popov EP.(1986). "A study of seismically resistant eccentrically braced steel frame systems." *Earthquake Engineering Research Center*, Report No. UCB/EERC- 86/01. Berkeley (CA): University of California.
- 3 - Balendra, T., Sam, M. T. and Liaw, C. Y. (1990). "Diagonal brace with ductile anchor for a seismic steel frame." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 19, PP. 847-58.
- 4 - Arisizabal-ochoa, J. D. (1986). "Disposable knee bracing: Improvement in seismic design of steel frames." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol 112, No.7, PP. 1544-52.
- 5 - Balendra, T, Sam M. T., Liaw, C. Y. and Lee, S. L. (1991). "Preliminary studies into the behavior of knee braced frames subject to seismic loading." *Engineering Structure*, Vol. 13, PP.67-74.
- 6 - Swanson Analysis Systems, ANSYS (Revision 5.4) (1992). User's Manual, Theory, Inc., Vol. IV.
- 7 - Zahrai, S. M. and Moslehi Tabar, A. (2005). "Cyclic behavior of steel braced frames using shear panel system." *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 7, No. 1.
- 8 - Computers and Structures Inc., SAP 2000 Software and User Guide, Ver. 8.3.1.
- 9- Jalali, M. (2006). *Improvement of Seismic Behavior of Steel Braced Frames Using Ductile Knee Elements*. MSc Thesis, Faculty of Engineering, University of Tehran.
- 10 - Bruneau, M., Uang, C. and Whittaker, A. (1998). *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill.
- 11 - Building Seismic Safety Council. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building. FEMA 273. Washington, DC: Building Seismic Safety Council; 1997, Vol. 9, 22, 24.
- 12 - Zahrai, S. M. (2004). "Analytical and empirical study of shear panel systems (SPS) for passive control of steel structures." *Research Report*, Building and Housing Research Center of Iran (BHRC).
- 13 - Krawinkler, H. (1978). "Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames." *Engng. J., AISC*, Vol. 3, No. 15, PP. 82-91
- 14 - Zahrai, S. M. (2008). *Behavior of Vertical Shear Panel System in Steel Structures*. Publication of Building and Housing Research Center of Iran (BHRC).

## واژه‌های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- |   |  |
|---|--|
| 1 - Knee Braced Frames                          | 2 - Hysteresis Dampers                 |
| 3 - Dissipation                                 | 4 - Nonlinear Region                   |
| 5 - Nonlinear Finite Element Analysis           | 6 - Pinching                           |
| 7 - Cyclic Behavior                             | 8 - Ductility                          |
| 9 - Special Concentrically Braced Frames (SCBF) | 10 - Displacement Controlled           |
| 11 - Force Controlled                           | 12 - Eccentrically Braced Frames (EBF) |
| 13 - Web Stiffeners                             | 14 - Equivalent Viscose Damping Ratio  |
| 15 - Strain Hardening                           | 16 - Slenderness                       |
| 17 - Stress Stiffening                          | 18 - Swelling                          |
| 19 - Tangent Modulus                            | 20 - Shear Panel System (SPS)          |
| 21 - Pushover                                   |  |