



## مدلسازی مهاربندهای کمانش ناپذیر به کمک برنامه اجزاء محدود

هاشم شریعتمدار<sup>1</sup>، حسین عباس زاده<sup>2</sup>

1- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد  
2- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه فردوسی مشهد

⋮

shariatmadar@um.ac.ir  
hosseinaba\_2003@yahoo.com

⋮

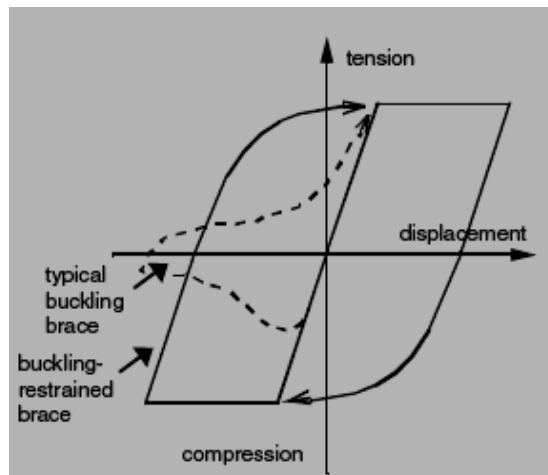
### خلاصه

در این مقاله، روشی برای تهیه یک مدل ساده از مهاربندهای کمانش ناپذیر ارائه می‌گردد. بعد از معرفی اجزاء مهاربندهای کمانش ناپذیر، یک نمونه از این نوع مهاربند در نرم افزار اجزاء محدود ANSYS با در نظر گرفتن تمامی مواد مورد استفاده مدلسازی می‌شود. بعد از تأیید مدل نمونه واقعی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی در دسترس که توسط تحلیل غیر خطی دینامیکی صورت می‌پذیرد، مدل ساده مورد نظر ساخته می‌شود. این مدل شامل فولاد هسته و فنر می‌باشد. در ادامه روشی برای یافتن سختی فنر ارائه می‌گردد. در نهایت مشخص شد که وجود فنر مانع از کمانش هسته می‌شود و به علاوه هر اندازه مش بندی ریزتر باشد مقدار ثابت فنر کوچکتری به دست می‌آید. همچنین اختلاف نتایج نرم افزاری با نتایج آزمایشگاهی کمتر از 5 درصد می‌باشد.

کلمات کلیدی: مهاربند کمانش ناپذیر، مدلسازی، فنر، تحلیل دینامیکی غیر خطی، مش بندی

### 1. مقدمه

رفتار نامطلوب عمده ای که در مهاربندها مشاهده می‌شود کمانش مهاربند فشاری می‌باشد، که این امر باعث کاهش شکل پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی در سازه به دلیل اثر ثانوی تغییر شکل های غیرخطی هندسی می‌گردد. این موضوع در بارگذاری های تناوبی مانند زلزله با توجه به ماهیت کاهش بیشتر سختی تحت بارهای دینامیکی لرزه‌ای، از اهمیت ویژه ای برخوردار می‌باشد. استفاده از مهاربندی که در فشار و کشش رفتار یکسانی داشته باشد و کمانش نکند، همیشه مطلوب طراحان سازه بوده است [1]. رفتار مهاربندهای متعارف و کمانش ناپذیر در شکل 1 ارائه شده است.



شکل 1- مقایسه رفتار مهاربندهای متعارف و مهاربندهای مقید در برابر کمانش [1]

در حقیقت این بهسازی، رفتارهای نامناسب زیر را اصلاح می‌کند:



- 1- کاهش مقاومت
- 2- کاهش سختی
- 3- کاهش شکل پذیری

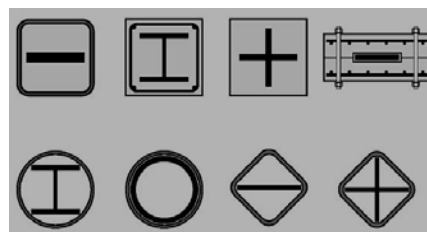
ایده استفاده از عضو فولادی تسلیم شونده برای جذب انرژی بیش از 30 سال پیش مطرح شد [2,3]. رویکرد جدید این بود که عضو فشاری قبل از کمانش جاری شود. نکته مهم این است که تسلیم به شکل موضعی رخ ندهد و توزیع آن در سراسر عضو مناسب و یکنواخت باشد به طوری که انرژی مستهلک شده طی یک بارگذاری رفت و برگشتی مانند زلزله به حداکثر خود برسد. تحقیقاتی که در این باره صورت گرفت بر مبنای جلوگیری از کمانش مهاربند فشاری با استفاده از پوشش بتن در اطراف آن بود. در این نوع مهاربندها تحمل بار فشاری توسط هسته فولادی بوده و پوشش بتنی فقط از کمانش هسته فولادی که باعث توزیع جانبی فشار داخلی در پوشش بتنی می گردد، جلوگیری می کند. برای اینکه نیروی فشاری محوری از جانب هسته فولادی به پوشش بتنی انتقال پیدا نکند، لایه ای نازک از ماده ای مخصوص در سطح مشترک فولاد و بتن قرار داده می شود. این لایه با جلوگیری از اصطکاک بین هسته و بتن، نیروی فشاری ناشی از تغییر شکل جانبی فولاد هسته را به صورت یک بار گسترده عرضی به بتن منتقل می کند. این نحوه انتقال نیرو باعث شده است که این نوع مهاربند مقید در برابر کمانش (Buckling Restrained Brace) را مهاربند نجسییده (Unbonded Brace) بنامند. استفاده از این نوع مهاربندها در دهه 1980 میلادی در ژاپن شروع شد. در دهه 1990 محققان ایالات متحده آمریکا روی مهاربند نجسییده تحقیقات گسترده ای را شروع کردند که منجر به استفاده از این نوع مهاربند در ساختمان های مختلفی جهت بهسازی لرزه ای شد. این تحقیقات در کشورهای دیگر دنیا از جمله هند و تایوان نیز در حال پیگیری است.

## 2. مبنای پایه ای

همان گونه که در مقدمه ذکر شد مهاربند نجسییده مطابق شکل از چندین قسمت مختلف به شرح زیر تشکیل می شود:

1.1. هسته فلزی محصور شده :

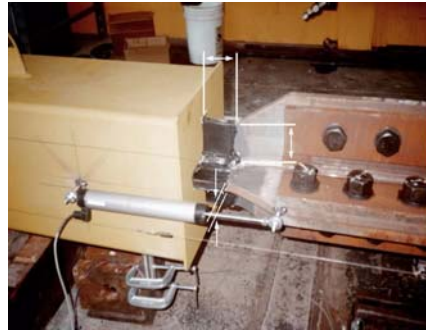
این قسمت عضو اصلی مهاربند محسوب می شود که بار محوری را تحمل می کند. از آنجایی که ایده اساسی مهاربندهای BRB، تسلیم در فشار می باشد؛ بهتر است نوع فولاد هسته از جنس فولاد نرمه و با مقاومت پایین تر باشد تا در بارگذاری های رفت و برگشتی تسلیم در فولاد اتفاق بیفتد و عمل استهلاک انرژی به خوبی صورت گیرد. اشکال مختلف مقطع هسته فولادی در شکل 2 نمایش داده شده است [4].



شکل 2- اشکال مختلف هسته فولادی و محفظه محصورکننده [4]

2.2. هسته فلزی محصور نشده :

به منظور اتصال مهاربند به اسکلت ساختمان، به ناچار باید قسمتی از مهاربند محصور نشده باشد. برای این که کمانش در قسمت محصورنشده اتفاق نیفتد باید سطح مقطع بیشتری نسبت به قسمت محصورشده داشته باشد. تغییر مقطع نباید به شکل ناگهانی باشد. زیرا این کار موجب تمرکز تنش در ناحیه تغییر مقطع خواهد شد. به این منظور از یک ناحیه انتقالی استفاده می شود. در طول ناحیه انتقالی مطابق شکل سطح مقطع به صورت ملایم بزرگ می شود. این قسمت در شکل 3 به وضوح نمایان است.



شکل 3- نمایش قسمت محصور نشده هسته فولادی [5]

### 3.2. ماده نجسب :

مکانیزم نجسبیده بودن BRB به وسیله این ماده فراهم می گردد. ماده نجسب ، اصطکاک بین فولاد هسته و بتن محصور کننده را از بین می برد و یا به حداقل می رساند. با توجه به این نکته ماده نجسب فقط تغییر شکل جانبی فولاد هسته را به بتن محصور کننده انتقال می دهد و مانع از انتقال نیروی محوری به بتن محصور کننده می شود. محققان مختلف ماده های نجسب متفاوتی را در آزمایشات خود به کار برده اند. ماده لاستیک مانند [6,7]، پلی اتیلن [8]، روغن سیلیکون [9] و ماستیک [10,11] از جمله ماده هایی هستند که به عنوان ماده نجسب مورد استفاده قرار گرفته اند. بین فولاد هسته و بتن محصور کننده باید یک فاصله مناسب وجود داشته باشد. این فاصله نباید آنقدر زیاد باشد که به فولاد هسته اجازه کماتش در مودهای بالاتر را بدهد. به عبارت دیگر فاصله بین هسته و بتن باید از دامنه برآمدگی ناشی از کماتش کوچکتر باشد. از سوی دیگر این فاصله نباید آن قدر کوچک باشد که فولاد هسته بر اثر انبساط ناشی از اثر پواسون به بتن محصور کننده بچسبد و بین هسته و بتن اصطکاک به وجود بیاید که این امر موجب انتقال نیروی محوری از هسته به بتن محصور کننده خواهد شد و به تبع آن مکانیزم پیش بینی شده از بین خواهد رفت.

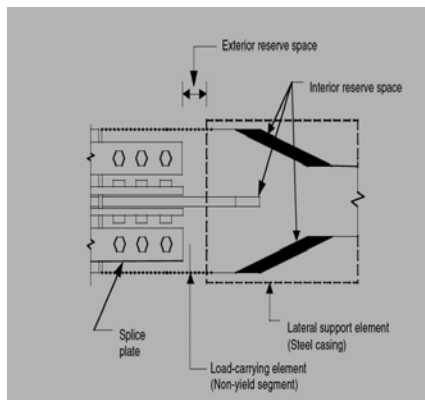
اگر مقطع انتقالی در BRB وجود داشته باشد مطابق شکل 4 یک فضای خالی داخلی به منظور انبساط و انقباض هسته باید در نظر گرفته شود [9]. اگر این فضای خالی کوچک باشد و یا وجود نداشته باشد در هنگام کشیدگی هسته باعث برخورد فولاد هسته به بتن می شود و از ظرفیت باربری و تغییر شکل BRB در حالت کشش می کاهد که این مسئله در طراحی بر مبنای ظرفیت امر نامطلوبی می باشد. این حالت همچنین می تواند باعث ایجاد نیروی نامتعادل کننده در مهاربندهای Chevron شود در حالی که یکی از مزیت های BRB حذف این نیروی نامتعادل کننده می باشد.

### 4.2. ناحیه اتصال:

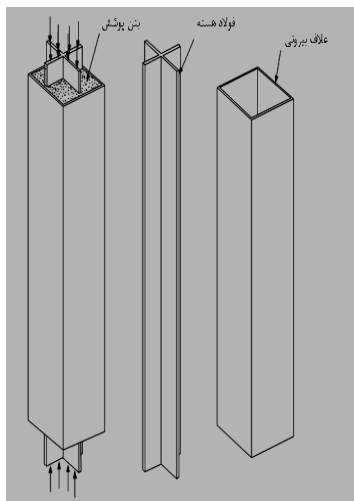
معمولاً اتصال BRB به وسیله اتصال پیچی صورت می پذیرد، ولی می توان از اتصالات جوشی و پرچی نیز استفاده نمود. مزیت استفاده از اتصال پیچی این است که نصب و تعویض BRB راحت تر صورت می گیرد [9].

### 5.2. غلاف محصور کننده :

همانگونه که در شکل 2 دیده می شود، اشکال مختلفی از غلاف محصور کننده مورد استفاده قرار گرفته اند [4]. گونه رایج غلاف محصور کننده مطابق شکل 5، شامل یک غلاف فولادی مربع شکل - که داخل آن از بتن پر شده است - می باشد [5]. بر طبق گزارش پژوهشگاه بین المللی زلزله به غیر از بتن مواد دیگری همچون چوب و ماسه نیز به عنوان ماده پر کننده استفاده شده اند [12].



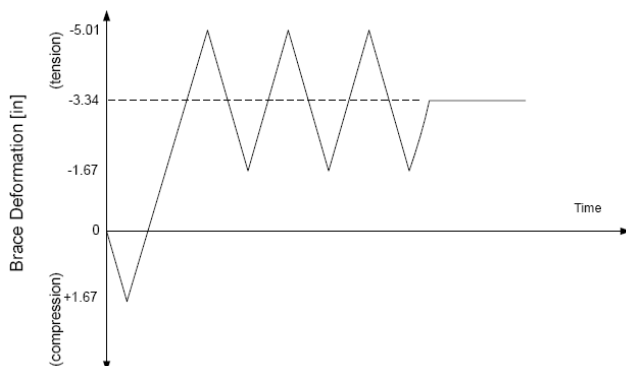
شکل 4- نمایش فضای خالی داخلی به منظور رفتار مطلوب مهاربند در کشیدگی و فشردگی فولاد هسته [9]



شکل 5- گونه رایج مهاربند نجسبیده [5]

### 3. ساخت مدل نمونه واقعی در نرم افزار Ansys و بررسی صحت مدل سازی

در پاییز 1999 یک سری آزمایش های محوری تحت بارگذاری های متفاوت بر روی مهاربندهای کماتش ناپذیر با مشخصات متفاوت در دانشگاه برکلی انجام پذیرفت. برای بررسی صحت مدل سازی نمونه واقعی از یکی از این نمونه ها استفاده می شود. در شکل 6 تاریخچه بارگذاری اعمالی بر اساس بارگذاری near-field در آیین نامه SAC ارائه شده است. مهاربند مورد آزمایش دارای هسته با مقطع مستطیلی است. همچنین مقدار تنش تسلیم در فولاد هسته برابر  $4185 \frac{kg}{cm^2}$  و در فولاد محصورکننده برابر  $3172 \frac{kg}{cm^2}$  می باشد. مقطع هسته برابر  $15.3 \times 1.9 \text{ cm}$  و مقطع فولاد محصورکننده به شکل قوطی با ابعاد  $25 \times 25 \times 0.6 \text{ cm}$  ساخته شده اند. بتن محصورکننده نیز با تنش فشاری نهایی  $210 \frac{kg}{cm^2}$  می باشد. [5]



شکل 6- تاریخچه بارگذاری near-field آیین نامه SAC [5]

### 1.3 شرح المان‌ها و عملیات مدل‌سازی

برای مدل‌سازی این نمونه از نرم افزار ANSYS9.0 استفاده شده است. در این نرم افزار از 3 نوع المان برای مدل کردن 3 نوع ماده به کار رفته در مهاربند کمانش ناپذیر استفاده شده است. توضیحات تئوریک مربوط به هر المان در بخش معرفی نرم افزار آمده است. در اینجا به جزئیات مدل‌سازی پرداخته می‌شود. گفتنی است، واحدهای مدل‌سازی بر حسب کیلوگرم و سانتیمتر می‌باشند.

برای مدل‌سازی فولاد از المان SHELL 181 که المانی دو بعدی می‌باشد، استفاده شده است. این المان توانایی مدل‌سازی کرنش‌های غیرخطی بزرگ و دوران‌های بزرگ و خواص غیرخطی مواد و خزش را دارا می‌باشد. مقدار مدول الاستیسیته فولاد برابر  $2 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$  و مقدار تنش تسلیم برای هسته برابر  $4185 \frac{kg}{cm^2}$  و

برای فولاد محصور کننده  $3172 \frac{kg}{cm^2}$  می‌باشد. برای مدل‌سازی حالت الاستوپلاستیک فولاد از مدل دوخطی استفاده شده است. از آنجایی که اطلاعاتی از مقدار شیب ناحیه پلاستیک دو الاستوپلاستیک در دسترس نیست، برابر 0.5 درصد مدول الاستیسیته در نظر گرفته می‌شود.

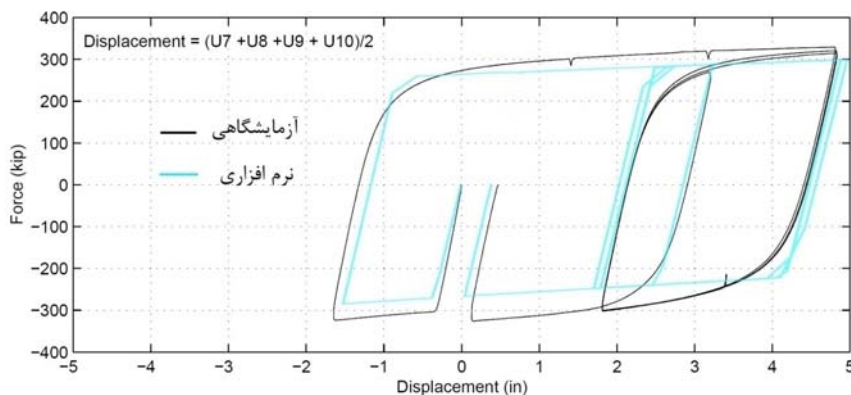
جهت مدل‌سازی بتن از المان 3 بعدی SOLID 65 استفاده می‌شود. این المان خاصیت مدل‌سازی ترک و خردشدگی در بتن و همچنین قرار دادن فولاد در بتن را دارا می‌باشد. اما در این نمونه از بتن غیر مسلح استفاده شده است. همچنین مقدار مدول الاستیسیته بتن برابر  $2.5 \times 10^5 \frac{kg}{cm^2}$  در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است

که در مدل‌سازی بتن فقط مقدار مدول الاستیسیته وارد می‌شود و از تعریف حالات غیرخطی بتن صرف‌نظر می‌شود. به عبارت دیگر بتن در حالت الاستیک مدل می‌شود. این فرض تا قبل از ترک خوردگی بتن معتبر است. بنابراین بعد از انجام تحلیل مقادیر تنش‌ها در بتن محاسبه می‌گردد، تا صحت فرض مذکور بررسی گردد.

برای مدل‌سازی ماده نجسب از المان CONTA178 استفاده شده است. این المان تماس و اصطکاک بین دو گره از المان‌های روبروی هم را برقرار می‌سازد. این المان قابلیت مدل‌سازی در فضای سه بعدی را نیز داراست. با تعریف سختی عمودی و همچنین سختی لغزشی می‌توان خواص تماسی دو سطح را نسبت به یکدیگر تعریف نمود. با توجه به اینکه در مهاربندهای کمانش ناپذیر مقدار اصطکاک تقریباً برابر صفر در نظر گرفته می‌شود (0.001)، مقدار سختی لغزشی عدد بسیار کوچکی لحاظ می‌شود.

همچنین مقدار سختی عمودی عدد بزرگ  $1000 \frac{kg}{cm}$  وارد می‌شود تا نیروی جانبی به طور کامل به بتن پیرامونی انتقال یابد.

در شکل 7 منحنی‌های حاصل از کار آزمایشگاهی و نرم افزار ANSYS با هم نشان داده شده اند.



شکل 7- مقایسه نتایج نیرو-تغییر مکان محوری مهاربند در دو حالت آزمایشگاهی و نرم‌افزاری

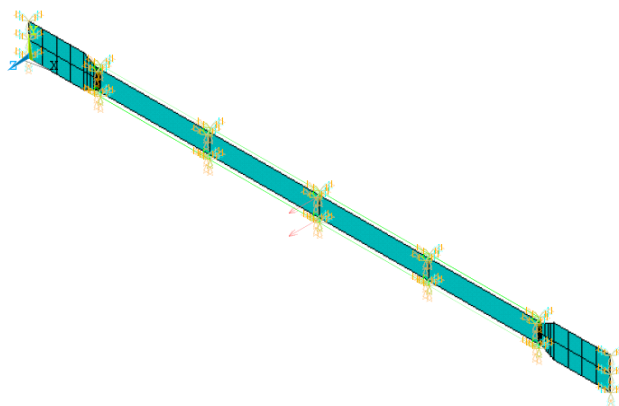


همان گونه که در شکل مشاهده می شود حلقه های منحنی هیستریزس در دو حالت نرم افزاری و آزمایشگاهی بسیار به هم شباهت دارند. انحنای بیشتر حلقه های حاصل از کار آزمایشگاهی در ناحیه شروع تسلیم ناشی از سرعت کم بارگذاری در حالت واقعی نسبت به حالت نرم افزاری می باشد. نکته جالب توجه این است که سختی مهاربند کمانش ناپذیر در هر دو حالت آزمایشگاهی و نرم افزاری در سیکل های گوناگون بسیار به هم نزدیک و تقریباً با هم برابرند. آنچه که واضح است در حالت کششی مقاومت مهاربندها با هم تفاوت چندانی ندارند. مقاومت حداکثر کششی در نمونه آزمایشگاهی حدوداً 4.5 درصد بیشتر از مدل نرم افزاری است. اما مقاومت فشاری حداکثر نمونه آزمایشگاهی حدود 11 درصد از مقاومت فشاری حداکثر مدل نرم افزاری بیشتر است. این تفاوت ناشی از در نظر نگرفتن اصطکاک بین فولاد هسته و بتن مجاور آن می باشد. در نمونه واقعی اثر اصطکاک ماده نجسب - هر چند کوچک - وجود دارد. این اصطکاک باعث اندر کشش بین فولاد هسته و بتن محصورکننده در حالت فشاری می شود و در نهایت افزایش مقاومت فشاری را در پی خواهد داشت که این امر در نمودارها مشخص است. همچنین نتایج تغییر مکان های حاصل از نرم افزار اختلاف حدود 3 درصدی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

#### 4. ارائه مدل ساده شده

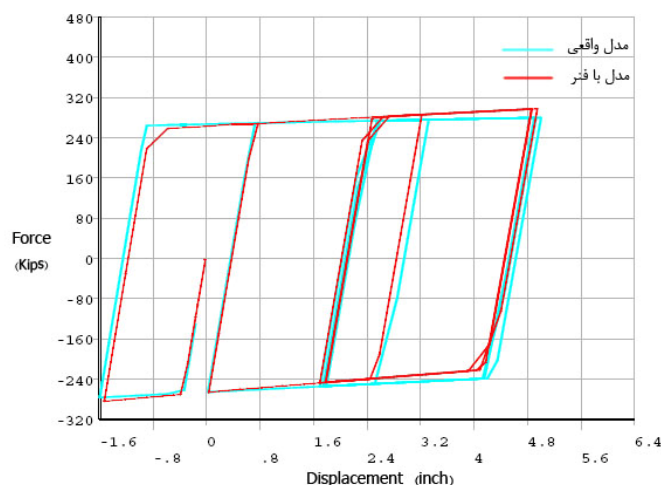
با توجه به این که مدل سازی واقعی یک مهاربند کمانش ناپذیر کمی مشکل و زمان بر می باشد و تحلیل قاب هایی با مهاربندهای کمانش ناپذیر با استفاده از مدل شرح داده شده در بخش قبلی، به دلیل تعداد زیاد المان ها و وجود المان های 3 بعدی، از نظر اقتصادی و صرف زمان زیاد، توجه پذیر نمی باشد؛ از این رو از یک مدل ساده تر برای مدل سازی مهاربندهای کمانش ناپذیر استفاده می شود که در زیر شرح داده می شود. مدل مورد استفاده در این بخش که در ادامه این پژوهش از آن استفاده می شود برای هسته مستطیلی ساخته می شود. واضح است که انجام مراحل زیر برای دیگر اشکال متفاوت مقطع هسته قابل تسری می باشد. در این مدل ساده، هسته فولادی با استفاده از المان SHELL181 ساخته می شود. در ادامه به جای مدل سازی ماده نجسب و بتن و فولاد محصورکننده از المان فنر غیر خطی COMBIN39 استفاده می شود. این المان قابلیت پذیرش تغییر شکل های بزرگ را داراست؛ در نتیجه امکان بررسی کمانش هسته فولادی را برقرار می سازد. لازم به ذکر است که در این مورد فنر با خاصیت خطی مدل می شود. در این نوع از مدل سازی در هر گره از هسته فولادی محصور شده یک فنر در جهت خارج از صفحه قرار داده می شود. همچنین در گره های موجود بر روی اضلاع بالایی و پایینی هسته مستطیلی یک فنر در جهت عرضی صفحه مستطیلی قرار داده می شود. مدل ساخته شده با تقسیم المان هسته به 4 بخش در راستای طولی و 1 بخش در راستای عرضی در شکل 8 نشان داده شده است. این المان شامل 20 فنر در دو جهت می باشد.

30 mm



شکل 8- مدل اجزاء محدود هسته فولادی و فنرهای جانبی

باید به این نکته اشاره کرد که تعداد قطعات مش بندی شده و به تبع آن تعداد فنرهای مورد استفاده، تأثیر مستقیم در یافتن مقدار سختی فنر دارد. برای یافتن مقدار سختی فنر، مدل ساخته شده با فنر تحت بارگذاری near-field آیین نامه SAC قرار داده می شود. با تغییر مقدار سختی فنر می توان به یک سختی حداقل دست یافت که بدون وقوع کمانش، منحنی های هیستریزس مشابه مدل واقعی حاصل شود. لیکن هرچه مقدار سختی از این عدد بیشتر هم باشد، باز همان منحنی های هیستریزس مشاهده می شود. در شکل 9 نمودار نیرو-تغییر مکان محوری حاصل از مدل ساده شده به همراه مدل نمونه واقعی نشان شده است. انطباق بسیار خوب و قابل قبولی در سختی اولیه و ثانویه و همچنین سطح مقاومت در دو مدل دیده می شود. همچنین مقدار تغییر مکان های نهایی نیز بسیار نزدیک به هم می باشند.



شکل 9- مقایسه نتایج نیرو- تغییر مکان محوری مهاربند در دو حالت مدل نمونه واقعی و مدل با فنر

اگر مقدار تقسیمات فولاد هسته آتفدر ریز باشد که بار کماتشی هسته بزرگتر از نیروی تسلیم هسته باشد، می توان در بعضی گره ها از قرار دادن فنر صرف نظر کرد. نیروی کماتش یک هسته با مقطع مستطیل شکل در جهت ضعیف آن به صورت زیر نوشته می شود:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_i b t^3}{12 L^2} \quad (1)$$

که در این رابطه  $E_i$ ،  $t$ ،  $b$  و  $L$  به ترتیب مدول الاستیسیته فولاد هسته، ارتفاع مقطع، عرض مقطع و طول یک المان می باشند. مقدار نیروی تسلیم هسته فولادی نیز با تنش تسلیم  $\sigma_y$  از رابطه زیر به دست می آید:

$$F_y = b t \sigma_y \quad (2)$$

با بزرگتر قرار دادن رابطه 1 نسبت به رابطه 2 می توان حداقل طول مش بندی را که تمام گره های آن نیاز به فنر دارد را محاسبه کرد:

$$L \leq \frac{\pi t}{\sqrt{\frac{12 \sigma_y}{E_i}}} \quad (3)$$

واضح است که فاصله اگر در هسته فولادی فاصله مش بندی کوچکتر از  $L$  به دست آمده از رابطه 3 باشد، فنرها باید به گونه ای در گره ها قرار داده شوند که فاصله آنها از یکدیگر از  $L$  بیشتر نشود.

برای یافتن عدد یگانه برای سختی فنرها، یک بارگذاری عرضی در جهت ضعیف مهاربند بر روی آن انجام می شود. در آزمایش های گوناگون در دسترس کماتش در ناحیه محصور شده گزارش نشده است و خرابی ها در صورت وجود در نواحی اتصال با دوران های خیلی زیاد رخ داده است. از آنجایی که کماتش عضو محوری مهاربند به صورت یک تغییر مکان خارج از صفحه بروز می نماید، لذا یک بارگذاری عرضی در جهتی که احتمال کماتش می رود بر روی هسته فولادی انجام می شود. تغییر مکان عرضی ناشی از این بارگذاری در هر دو حالت مدل واقعی و مدل با فنر باید یکسان باشد تا انرژی لازم برای کماتش در هر دو حالت یکسان شود. با این

اوصاف؛ برای مدل ساخته شده با 4 قسمت مش بندی که دارای 20 فنر می باشد، مقدار سختی محوری فنرها  $\frac{kg}{cm}$  10000 به دست می آید

برای یافتن سختی معادل دیگر مدل ها با انواع مختلف مش بندی نیز می توان از روش بالا استفاده نمود. برای مدلی با تقسیم بندی طول هسته به 8 قسمت و ارتفاع هسته به 1

قسمت که دارای 36 فنر می باشد، سختی محوری فنرها برابر  $\frac{kg}{cm}$  5000 به دست آمد. همچنین برای هسته فولادی با تقسیم بندی هسته به 16 قسمت در طول و 1

قسمت در ارتفاع هسته، مقدار سختی محوری فنرها  $\frac{kg}{cm}$  2500 حاصل شده است. با توجه به روند اعداد فوق می توان نتیجه گرفت که مقدار ثابت فنر ضربدر تعداد

فنرها - با توجه به سری و موازی بودن فنرها - برای یک مقطع مشخص از مهاربند کماتش ناپذیر عدد ثابتی می باشد.



## 5. نتیجه گیری

مدلسازی مهارندهای کمانش ناپذیر به صورت واقعی علاوه بر وقت گیر بودن، زمان تحلیل و حجم اطلاعات خروجی را زیاد می کند. به منظور جلوگیری از معایب فوق مدل ساده فولاد هسته-فنر ارائه شده است. با توجه به انجام تحلیل غیرخطی دینامیکی بر روی مدل واقعی و مدل ساده شده می توان نتیجه گرفت:

- 1- ایجاد فنر در هر دو جهت عرضی مقطع مانع از کمانش فولاد هسته می شود و تسلیم فشاری در هسته فولادی همانند نمونه واقعی رخ می دهد.
- 2- در طول فولاد هسته در تمام نقاط مش بندی باید از فنر در هر دو جهت استفاده نمود. عدم به کارگیری فنر در فقط 1 گره نیز موجب کمانش هسته فولادی خواهد شد. در صورتی که هسته آتقدر ریز مش بندی شود که بار کمانشی متناسب با طول هر المان بیشتر از نیروی تسلیم فشاری هسته شود، در آن صورت می توان در بعضی گره ها از فنر استفاده نکرد.
- 3- عدد ثابت فنر با اندازه مش بندی هسته فولادی نسبت عکس دارد. یعنی اگر مقدار تقسیمات هسته 2 برابر شود، مقدار ثابت فنر نصف می شود.

## 6. مراجع

1. Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ko, E. and Kimura, I., (1999), "Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices", Proc. 69<sup>th</sup> Annual Convention of SEAOC, Sacramento, CA.
2. Kelly, J. M., Skinner, R. I., and Heine, A. J., (1972), "Mechanism of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures", Bull. N.Z. Nat. Soc. Earthquake Eng. 5(3):63-88
3. Skinner, R. I., Kelly, M. J., and Heine A. J., (1975), "Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures", Earthquake Engng and Struct. Dyn. 3:287-96.
4. Kimura, K., Takeda, Y., Yoshida, K., Furuya, N., and Takemoto, Y., (1976), "An experimental study on braces encased in steel tube and mortar", Annual Meeting of the Architectural Institute of Japan (in Japanese).
5. Black, C. J., Markis, N., and Aiken, I., (2002), "Component testing, stability analysis and characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces", Technical Rep. No. PEER Report 2002/8, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, Calif.
6. Uang, C., M., and Nakashima, M., (2003), "Steel buckling-restrained braced frames", In Earthquake Engineering: Recent Advances and Applications, Chapter 16, Y.Bozorgnia and V.V. Bertero, eds, CRC Press, Publication Pending.
7. Iwata, M., Kato, T., Wada, A., (2000), "Buckling-restrained braces as hysteretic dampers", In Proceedings of Third International Conference on Behavior Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2000), Montreal, Canada, 33-38. Rotterdam; and Brookfield, Vt.: A.A. Balkema.
8. Staker, R., and Reaveley, L.D., (2002), "Selected study on unbonded braces", Proceedings, Seminar on Response Modification Technologies for Performance-Based Seismic Design, ATC-17-2, ATC and MCEER, pp.339-349.
9. Tremblay, R., Degrange, G., and Blouin, J., (1999), "Seismic rehabilitation of a four-story building with a stiffened bracing system", Proc. 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, pp.549-554.
10. Chen, C.C., Chen, S.Y., and Liaw, J.J., (2001a), "Application of low yield strength steel on controlled plastification ductile concentrically braced frames", Canadian Journal of Civil Engineering, 28, 823-836.
11. Watanabe, A., Hitomoi, Y., Saeki, E., Wada, A., Fujimoto, M., (1988), "Properties of braced encased in buckling-restraining concrete and steel tube", In Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. IV, 719-24. Tokyo: 9WCEE Organizing Committee, Japan Association for Earthquake Disaster Prevention.
12. Chen, C.C., "Recent Advances of seismic Design of Steel Building in Taiwan", International Training Programs for Seismic Design of Building Structures Hosted by National Center for Research on Earthquake Engineering Sponsored by Department of International Programs, National Science Council.