

## عنوان: رفتار و طراحی قاب‌های EBF

### مقدمه:

فولاد به عنوان یکی از ایده آل‌ترین مصالح طراحی، سازه‌های مقاوم در برابر زلزله بشمار می‌آید. فولاد دارای قابلیت انعطاف پذیری بالایی بوده و همچنین دارای قابلیت جذب انرژی زیادی نیز می‌باشد. به همین خاطر عموماً سازه‌های فولادی در زمین لرزه‌ها بسیار خوب عمل می‌نمایند و قابلیت‌های بسیار خوبی را از خود در مقابل حرکات شدید زمین نشان می‌دهند ولیکن باید توجه داشت که برای استفاده کامل از انعطاف پذیری این مصالح رعایت روابط و ضوابط طراحی و بخصوص توجه به امر اجرای صحیح جزئیات الزامی است.

در این رابطه پدیده جدیدی نیز در فلسفه طراحی مقاوم سازه‌های فولادی در چند دهه اخیر توسط آقای پوپوف معرفی شده است که بنام بادبندهای خارج از مرکز (EBF) معرفی شده است.

این پدیده با زیرکی و هوشیاری فردی همچون دکتر پوپوف پس از بررسی رفتار هیسترتیک قابهای خمشی و یا ممان بر و بادبندهای هم مرکز و مقایسه آنها با هم و نهایتاً با تعریف سیستم سازه‌ای که از قابلیت هر دوی قابهای لنگر بر و بادبندهای هم مرکز بهره جسته باشد پدید آمده است.

سیستم یادشده هم دارای قابلیت انعطاف پذیری خوبی می‌باشد و هم تغییر مکان زیادی را در صورت طراحی صحیح ارائه نمی‌نماید، لذا به عنوان سیستم کاملاً مناسب در طراحی سازه‌های مقاوم می‌توان مطرح باشد.

این سیستم که بوسیله پوپوف و همکارانش در دانشگاه کالیفرنیا ابداع شده، بین اتصال مهار و تیر تمعماً خروج از مرکزیت ایجاد می‌گردد. طول این جزء کوچک تیر (قسمتی از تیر که بین مهار و ستون و یا بین دو مهار قرار می‌گیرد) با کلمه (e) نشان داده شده و دارای این مزیت می‌باشد که می‌تواند نیروهای بادبندی را از طریق خود به ستون یا بادبندهای دیگر انتقال دهد. نهایتاً نیروهای متعادلی را به بادبند وارد سازد. در این سیستم جزء کوچک تیر مانند فیوز شکل پذیری عمل می‌کند و در حالیکه از کمانش مهار جلوگیری می‌نماید مقدار زیادی انرژی وارده از زلزله را نیز جذب می‌کند.

### مقایسه بین قابهای مختلف:

۱- قابهای MRF (یا ممان بر یا خمشی): قابهایی هستند که اتصالات آنها در مقابل لنگر مقاوم می‌باشد و دارای خاصیت جذب انرژی فوق العاده خوبی هستند ولی نسبتاً انعطاف‌پذیر بوده و چنانچه سختی زیادی لازم باشد دیگر اقتصادی نخواهند بود. تغییر مکان جانبی زیاد در قابهای خمشی باعث می‌شود که اثر  $\lambda P$ - بطور قابل ملاحظه‌ای ایجاد شود و در نتیجه مقدار زیادی از مقاومت و سختی قاب صرف مقابله با لنگرهای ناشی از آن گردد. در طراحی این قابها در مناطق زلزله خیز فلسفه طراحی تیر ضعیف و ستون قوی باید اعمال گردد یعنی تناسب بین سختی‌های تیر و ستون به حدی باشد که تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی مفاصل خمیری در تیرها تشکیل شود نه در ستونها. به همین منظور ستونها باید طوری طراحی شوند که در حد ارتجاعی باقی بمانند و تیرها برای جذب و استهلاک انرژی باید به حداکثر شکل پذیری خود برسند.

۲- قاب CBF: در بادبندهایی که اعضای قطری به محل اتصال تیرو ستون متصل می‌شوند یابه عبارت دیگر محور بادبندها از محل تقاطع محورهای تیرو ستون عبور می‌کند به این گونه قابها CBF می‌گویند یا قابهای هم مرکز گفته می‌شود. قاب با بادبند هم مرکز عموماً برای مقاومت در برابر بار باد استفاده می‌شود و برای بارهای متناوب از شکل پذیری کم برخوردار می‌باشد اگر چه مقاومت و سختی قابل ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهند ولی به علت کمانش

مهارها قدرت جذب انرژی و رفتار غیر ارتجاعی آنها ضعیف است و چونه همیشه یک عضو مورب از جفت باد بندها در کشش قرار می‌گیرد، امکان شکست ترد وجود دارد. یک اشکال دیگر که در استفاده از بادبندهای X شکل یا ضربدری وجود دارد امکان تعبیه بازشو می‌باشد و این یک محدودیت بزرگ در معماری ساختمان ایجاد می‌نماید.

۳- قاب EBF (Ecentric Braced Frames): چنانچه اعضای قطری از یک طرف به اتصال تیر و ستون و از طرف دیگر به بال تیر افقی متصل شوند بادبندهای خارج از مرکز یا EBF گفته می‌شود. مهاربندی خارج از مرکز یا EBF مقاومت و سختی قاب مهاربندی شده هم مرکز CBF را با رفتار غیر ارتجاعی و قدرت جذب انرژی قاب خمشی MRF ترکیب نموده و نهایتاً رفتار بسیار مناسبی از خود ارائه می‌نماید. نخستین فایده قابهای EBF این است که اساساً امکان شکل پذیری بیشتری را به قاب می‌دهند و دومین مزیت آنها امکان تعبیه آنها در داخل ساختمان بدلائیل معماری می‌باشد یکی از اشکالات اساسی این قابها امکان خسارت در کف ساختمان و در مجاورت تیر پیوند در حین زمین لرزه‌های بزرگ می‌باشد. البته در مقایسه با حدود خساراتی که معمولاً به ساختمان در اثر این مسأله وارد می‌شود، خیلی جدی نیست. در بادبندهای EBF اعضای قطری به تیرهای افقی مرتبط می‌شوند و در محل اتصال، نیروی برشی و لنگر خمشی به تیر وارد می‌شود. بادبندهای از نوع زانویی و از نوع k به ستونها لنگر خمشی وارد نموده و در سازه‌های مرتفع از آنها استفاده می‌شود. از طرفی در سازه‌های کوتاه مرتبه از بادبندهای چورون (CHEVRON) استفاده می‌شود. در این نوع بادبندها مقداری لنگر خمشی به تیر وارد می‌شود که اثر آن بر تیرها می‌بایست منظور گردد.

## رفتار ارتجاعی

برای ساختمانهای سه طبقه یا بیشتر که بر مصالح سخت قرار دارند، تغییر مکان لرزه‌ای به صورت تقریب در رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\max X f(m)k \cdot ۰,۷۵$$

که در آن  $X_{\max}$  ، حداکثر تغییر مکان،  $m$  جرم و  $k$  سختی می‌باشد. بدینوسیله مشاهده می‌شود که با کنترل سختی، طراح از ابزار مناسبی برای طراحی مناسب می‌تواند بهره جوید.

برای یک سیستم ساده، پارامترهای طراحی ارتجاعی یک قاب EBF در شکل A نمایش داده شده است.

طولی که به عنوان تیر پیوند یا تیر پیوند فعالی نامیده می‌شود بر اساس طول آزاد دهانه محاسبه می‌شود. حدود سختی برای قابهای پیچیده‌تر تغییر می‌کند. با استفاده از پارامتر  $e/L$  به عنوان مبنای سختی قاب می‌توان این تغییرات را کنترل کرد. حدود  $e/L$  از مقدار  $e/L=1$  برای قابهای خمشی تا  $e/L=0$  برای قابهای با بادبندهای هم مرکز تغییر می‌کند.

اشکال A,B بیانگر اثرات تغییر طول پیوند ( $e$ ) بر سختی جانبی قاب EBF می‌باشد. با توجه به اشکال ملاحظه می‌شود وقتی که  $e=L$  ، قاب EBF بصورت قاب MRF خواهد بود که سختی جانبی آن حداقل می‌باشد. همچنین برای  $e/L>0.5$  سختی ایجاد شده ناشی از مهاربندها اثر کمی دارد و برای  $e/L<0.5$  برای سختی سازه بمقدار قابل توجهی اضافه خواهد شد. حداکثر سختی سازه به ازاء  $e/L=0$  یا  $e=0$  حاصل خواهد شد که همان سختی قاب CBF می‌باشد.

بنابراین در محاسبه طول پیوند به منظور بهره برداری از حداکثر سختی، سعی می‌شود که طول پیوند کوچک باشد. در قاب EBF با دهانه بزرگ نیاز به بادبند از نوع  $k$  می‌باشد. سختی جانبی این نوع قاب به ازاء تغییرات طول پیوند در اشکال یاد شده رسم شده است، در مقادیر  $e/L>0.5$  در مقایسه با قاب EBF تک قطری تغییرات سختی جانبی حساس‌تر است.

شکل A تغییرات هندسی قاب را با خواص ثابت مقطع بیان می‌دارد. شکل B در ارتباط با نسبت بزرگتر عرض به ارتفاع قاب، جایی که امکان اجرای یک بادبند منفرد نیست، می‌باشد. شکل C تغییرات خواص مقطع را به یک هندسه ثابت قاب نشان می‌دهد. هر منحنی تغییرات قابل ملاحظه‌ای را در سختی که امکان آن وجود دارد را نشان می‌دهد. این حساسیت، خصوصاً در اشکال عملی  $e/L$  بین ۰/۰۵ تا ۰/۲۵ بیشتر است.

در شکل D اثر اندازه مقطع ستون در سختی جانبی سازه‌ها نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود وقتی مقاطع تیر و ستون دارای اندازه‌های یکسانی باشند، حداکثر سختی سازه حاصل خواهد شد. در شکل E اثرات تغییر شکل برشی تیر بر سختی جانبی سازه نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود هرچه سختی برشی بیشتر باشد سختی نسبی قاب برای حالت  $e/L < 0.5$  نیز بیشتر می‌باشد.

### رفتار غیر ارتجاعی :

رفتار غیر ارتجاعی یک قاب تحت زلزله شدید بستگی به توانایی آن در جذب و استهلاک انرژی بدون از دست دادن مقاومت دارد. در قاب EBF مکانیزم استهلاک انرژی بیشتر شباهت به رفتار قاب MRF دارد که تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی در تیرها روی می‌دهد تا شبیه به رفتار قاب CBF که تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی در آن بصورت کمانش بادبندها صورت می‌گیرد.

رفتار در محدوده غیر ارتجاعی تحت تأثیر عضو پیوند است که شکل پذیری زیادی نیاز دارد. محققان (Hjelmstad, Popov - ۱۹۸۴) مقادیری را که برای قاب EBF سه طبقه برآورد کردند و عدد ۷۲ را برای شکل پذیری عضو پیوند که مترادف با ۷/۴ برای شکل پذیری سیستم بود، بدست آوردند. البته این یک مقدار بزرگ می‌باشد.

این محققان (Hjelmstad, Popov - ۱۹۸۴) همچنین دریافتند توزیع نیروهای  
اعضاء در سازه در حالت نهایی، شباهت کمی به آنچه که از بارگذاری ارتجاعی بدست می‌آید، دارد.  
محل نقاط عطف خمشی کاملاً متفاوت می‌باشد، بعنوان مثال ستونها تحت خمش ساده قرار  
گرفتند در صورتیکه هیچگونه تغییرات ممانی در جهت آن پدید نیامده بود.

تخمین شرایط شکل پذیری با تحلیل دینامیکی الاستو-پلاستیک ممکن می‌باشد. ولی  
برای سازه‌های بزرگ این کار غیر اقتصادی و وقت گیر است. برآوردهای اولیه توسط (Hjelmstad, Popov - ۱۹۸۴)  
با فرض تغییر شکل صلب - پلاستیک قاب تحت بار جانبی بمنظور  
بدست آوردن رابطه بین شکل پذیری عضو و قاب انجام شده است. شکل پذیری مورد نیاز برای  
قاب از طیف غیر خطی یا فرضهای دیگر دینامیکی برآورد می‌شود.

## تحلیل و طراحی

مقاومت و شکل پذیری دو موضوع اساسی در طراحی ساختمانهای مناطق زلزله خیز  
می‌باشد. در یک طراحی خوب مقاومت و شکل پذیری قاب EBF منحصر به مقاومت و شکل  
پذیری تیر پیوند می‌شوند، بنابراین فلسفه طراحی قاب EBF را می‌توان در دو ضابطه ذیل  
خلاصه کرد.

الف - ابعاد تیر پیوند باید طوری انتخاب شود که مقاومت لازم را ایجاد کند و جزئیات  
داخلی تیر پیوند باید طوری طرح شود که شکل‌پذیری مناسب را ایجاد کند.

ب - طراحی دیگر اعضاء قاب باید طوری باشد که قوی‌تر از تیر پیوند باشند. بطوریکه تیر  
پینند بتواند به حد تسلیم رسیده و نیز بتوان از کرنش سخت شدگی در آن سود برد. در صورت  
رعایت این ضوابط می‌توان مطمئن شد که تسلیم قاب محدود به تیر می‌باشد. این موضوع شبیه به

تحلیل یک قاب MRF است که در آن فرض می‌شود ستون قوی‌تر از تیر بوده و تسلیم فقط محدود به انتهای تیرها می‌شود.

برای قابهای EBF مفاهیم طراحی بر اساس ظرفیت در مورد مهاربندیها، ستونها و قطعات تیر خارج از پیوندها بکار برده شده است تا اطمینان دهد که تسلیم فقط در پیوندهای شکل‌پذیر بدون در نظر گرفتن بزرگی یا توزیع بارهای جانبی روی می‌دهد.

### هندسه قابهای EBF:

در مراحل اولیه طراحی، طراح می‌بایست هندسه کلی قاب، آرایش مهاربندی‌ها و طول پیوند را حدس زند. حدسهای ضعیف در این مرحله از طراحی، می‌تواند به مسائلی منجر شود که غلبه بر آنها بعداً مشکل باشد. انواع قاب EBF که عموماً در عمل مورد استفاده قرار می‌گیرد در شکل F نشان داده شده است.

طرحهای اولیه قاب EBF که در سالهای ۱۹۷۷ توسط Roeder, POPOV به اجرا درآمده است، نشان می‌دهد که اغلب یک تیر پیوند در هر دو انتهای مهاربندی وجود داشته و تحقیقات بعدی که توسط (۱۹۸۶) POPOV, KASAI و (۱۹۸۲) Manheim صورت گرفته این طراحی را که غیر لازم شناخته است.

به دلایل اقتصادی تیرهای پیون اکنون فقط در یک انتهای مهاربند قرار دارند و انتهای دیگر بطور هم مرکز به تیر و ستون اتصال داده شده‌اند. مهاربندی تک قطری که در شکل G-a نشان داده شده برای دهانه‌های باریک مورد استفاده قرار می‌گیرد. در صورت امکان بهتر است این نوع قاب EBF بصورت جفت‌هایی که مخالف هم بادبندی شده‌اند بکار رود تا بارهای رفت و برگشتی زلزله را براحتی تحمل کند. برای دهانه‌های پهن‌تر، انواعی از قابهای EBF که در شکل G-c و G-d نشان داده شده‌اند. ترجیح داده می‌شود مخصوصاً قاب EBF نوع k شکل

بسیار باصرفه می‌باشد زیرا شکل آن متقارن بوده و تیر پیوند به ستون متصل نمی‌باشد و با این شکل از مهاربندی هر مسئله احتمالی که در ارتباط با اتصال تیر پیوند با ستون وجود دارد صرف نظر شده است. شناخت این مسئله مهم می‌باشد که برای اکثر قابهای EBF، مؤلفه افقی نیروهای مهاربندی، توسط قطعه تیر خارج از پیوند تحمل شده است. برای پرهیز از نیروی محوری زیاد در این قطعات تیر بهتر می‌باشد که از زوایای خیلی کوچک مهاربندی با تیر اجتناب نماید. به عنوان یک راهنمایی کلی لازم است زاویه بین مهاربندی و تیر بیشتر از ۳۵ درجه انتخاب شود زیرا در غیر اینصورت باعث اعمال نیروی محوری زیادی به قطعه تیر مجاور پیوند می‌گردد و این امر سبب کاهش مقاومت و پایداری تیر می‌شود که اصلاح آن در مراحل بعدی طراحی گران و یا مشکل باشد. در قدم اول طراحی بایستی طول تیر پیوند انتخاب شود. در یک طراحی مقدماتی می‌توان طول تیر پیوند را در حدود ۱/۵ تا ۲ برابر ارتفاع کل تیر حدس زد.

### تعیین طول تیر پیوند:

طراح می‌بایست در مراحل اولیه یک طول مناسب برای تیر پیوند حدس بزند. تیرهای پیوند با طول بلند دارای محاسن معماری از جمله بازچه‌های بزرگ برای درب و پنجره و... در قاب می‌باشند، لکن رفتار پیوندهایی با طول زیاد تحت بارگذاری تناوبی شدید، عموماً در مقایسه با پیوندهایی با طول کوتاه ضعیف بوده و نتیجه آن سختی، مقاومت و ظرفیت استهلاک انرژی کم می‌باشد. بنابراین برای رفتار صحیح قاب EBF استفاده از پیوندهای کوتاه با تسلیم برشی توصیه شده است. در قاب EBF صحیح طراحی شده، تیر پیوند می‌بایست بتواند فعالیت غیر ارتجاعی قاب را که در لرزه‌ای شدید تولید شده، تحمل نماید. تیر پیوند یک مکانیزم استهلاک انرژی پایدار را فراهم ساخته و باقی قاب را با محدود کردن حداکثر بار انتقال یافته به مهاربندها، تیرها و ستونهای قاب محافظت نماید.



برای طراحی قابهای EBF، درک صحیح از رفتار تیر پیوند در محدوده غیر ارتجاعی مورد نیاز عامل مهم و بحرانی که بر روی این رفتار تأثیر می‌گذارد طول تیر پیوند می‌باشد. مکانیسم تسلیم، ظرفیت استهلاک انرژی و مکانیزمهای نهایی شکست همگی به طول تیر پیوند بستگی دارند. برای پیوندهای خیلی کوتاه، برش تعیین کننده رفتار غیر ارتجاعی تیر پیوند بوده در صورتیکه برای پیوندهای طویل‌تر خمش تعیین کننده می‌باشد.

### طراحی تیر و مهاربندی در قاب EBF

بر اساس روش طراحی ظرفیت، لازم است مقاومت نهایی تیر پیوند بدون ایجاد خرابی و شکست در تیر و یا مهاربندی بطور کامل ایجاد شود. و این اساسی‌ترین نیاز برای طراحی تیر و مهاربندی می‌باشد. شکست تیر و مهاربندی بر ناپایداری اولیه اشاره دارد. تسلیم محدود شده در تیر و یا مهاربندی بدون ناپایداری می‌تواند قابل قبول باشد. بهر حال بعلاوه نیروی محوری زیاد که توسط مهاربند و تیر تحمل شده، ایجاد چرخش‌های بزرگ غیر ارتجاعی بدو کمانش عضو مشکل می‌باشد. بطوریکه می‌بایست تیر و مهاربندی مثل تیر - ستون طراحی شوند. در محاسبات پایداری و مقاومت می‌بایست هم نیروی محوری و هم لنگر خمشی مورد توجه قرار گرفته باشد. همانطور که قبلاً ذکر شد می‌بایست بار توزیع غیر ارتجاعی لنگر از تیر به مهاربندی را در طراحی در نظر گرفت. برای تیر مهم‌ترین توجه طراح، پیش‌بینی مهاربندی جانبی کافی برای حفظ پایداری تحت نیروهای نهایی تولید شده توسط تیر پیوند می‌باشد. بهر حال می‌بایست ترکیب مقاومت خمش تیر و مهاربندی مساوی با مقاومت در برابر لنگر نهایی انتهایی تیر پیوند باشد یعنی

$$M_{Pbeam} + M_{Pbrace} \leq M_{ult} \quad (1)$$

### ستونها در قاب EBF

هنگامی که تغییر شکل و مقاومت نهایی در تیر پیوند ایجاد می‌شود می‌بایست پایداری قاب حفظ شود و این مبنایی برای طراحی ستون در قابهای EBF می‌باشد. بر اساس اصول طراحی ظرفیت، ستونها می‌بایست برای حداکثر نیروی محوری و لنگرهای خمشی ایجاد شده در ستونها توسط تسلیم کامل و کرنش سخت شدگی تیر رابط و بعلاوه سهم مناسبی از بارهای ثقلی طراحی شده‌باشد.

نیروهای ظرفیت طراحی در تیرها و مهاربندها توسط تیر پیوند واحدی تولید شده است. در صورتیکه نیروهای ظرفیت طراحی ستونها بستگی به نیروهایی که توسط همه پیوندهای موجود در بالای تراز مورد نظر تولید شده‌اند، دارد. از آنجا که غیر محتمل می‌باشد که همه پیوندهای قاب EBF در یک زمان به مقاومت نهایی خود برسند پیش بینی حداکثر نیروها در ستونها نیاز به توجه زیادی دارد. ضمناً توصیه شده است که از اتصال تیر پیوند به جان ستون می‌بایست پرهیز کرد و آزمایشات نشان داده‌اند که اعتباری برای این نوع اتصالات نمی‌باشد.