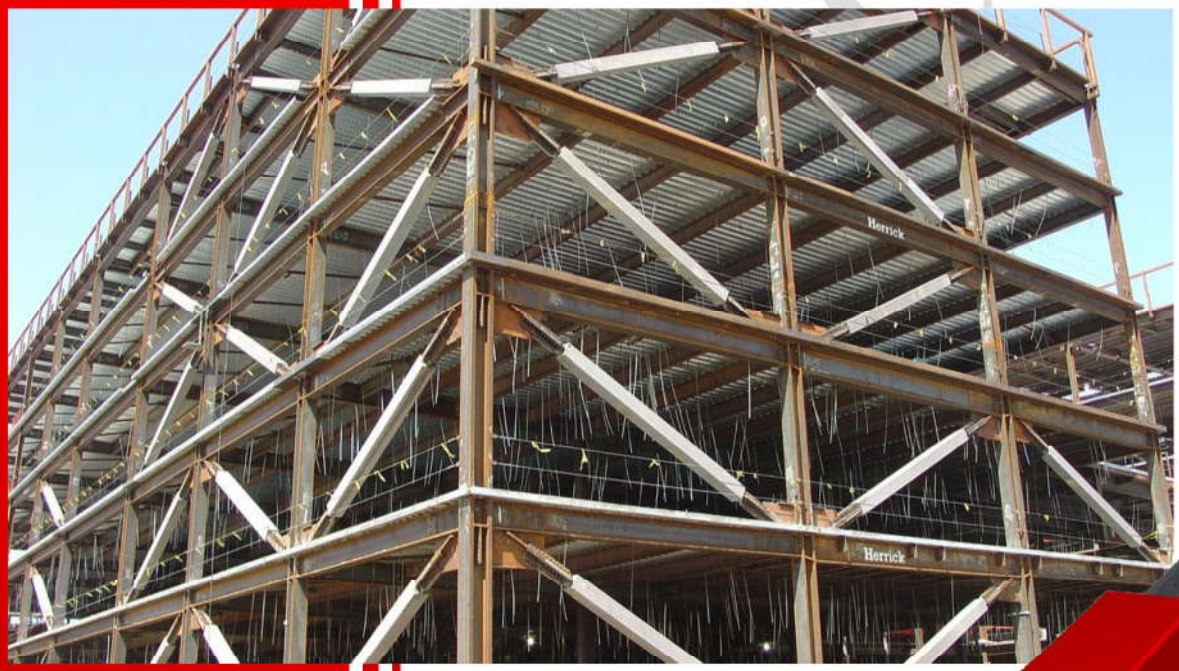
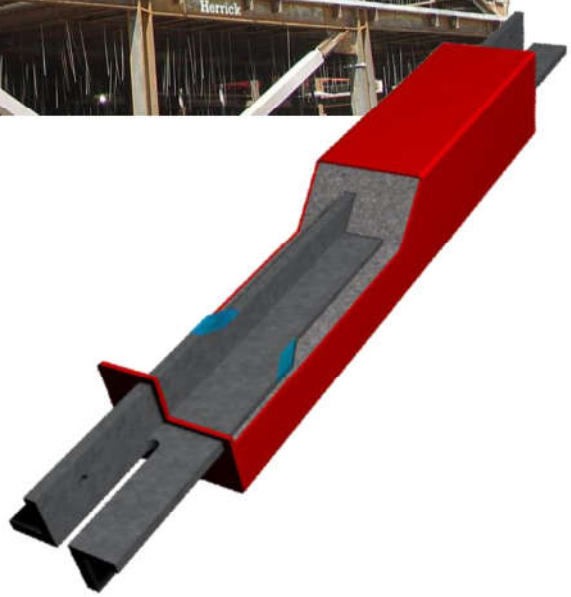
VIRA BRACE MANUFACTURER OF BRB

راهنمای طراحی سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش‌تاب (BRB) با استفاده از تحلیل‌های خطی در نرم‌افزار *ETABS V. 13~16*





ویرایش ۱/۰/۸

تابستان ۱۳۹۶

VIRABRACE

بسم الله الرحمن الرحیم

فهرست مطالب

مقدمه.....۱
۱- معرفی مهاربندهای کمانش‌تاب ۲
۲- اصول بنیادی طراحی قاب های مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب ۶
۲-۱- ظرفیت نیرویی عضو مهاربندی ۷
۲-۲- سختی واقعی و کنترل پایداری کرنشی هسته عضو مهاربندی ۷
۲-۳- الزامات و نیروی طراحی تیرها و ستون ها.....۱۰
۲-۴- نیروی طراحی اتصالات مهاربندها.....۱۳
۲-۵- ناحیه حفاظت شده ۱۳
۳- مراحل طراحی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب.....۱۴
۴- مثال طراحی ۱۵
۴-۱- مشخصات عمومی ساختمان.....۱۵
۴-۲- مشخصات لرزه ای سازه ۱۶
۴-۳- مشخصات بارگذاری ثقلی ۱۷
۴-۴- مدلسازی سازه محهز به مهاربند کمانش‌تاب در نرم افزار ETABS ۱۸
۴-۵- تعریف مشخصات مهاربندهای کمانش‌تاب در نرم افزار ETABS.....۱۹
۴-۵- ۱- تعریف مصالح فولادی هسته مهاربند کمانش‌تاب ۱۹
۴-۵- ۲- تعریف مشخصات مقطع مهاربند کمانش‌تاب ۲۱
۴-۶- اختصاص ضریب اصلاح سختی محوری مهاربندها ۲۴
۴-۷- تعریف پارامترهای طراحی ۲۵
۴-۸- طراحی اولیه سازه و کنترل نیرویی مهاربندهای کمانش‌تاب.....۲۸
۴-۹- کنترل نیرویی و تغییرشکلی مهاربندهای کمانش‌تاب.....۲۹
۴-۹- ۱- ایجاد فایل Access ورودی به برنامه و فراخوانی مدل در نرم افزار صفحه گسترده ۳۰

VIRABRACE

۴-۹- ۲- درج نیروی وارد بر مهاربندها در نرم افزار صفحه گسترده.....۳۲
۴-۹- ۳- درج تغییرشکل های سازه در نرم افزار صفحه گسترده ۳۵
۴-۹- ۴- کنترل نیرویی و تغییرشکلی مهاربندها در نرم افزار صفحه گسترده.....۳۹
۴-۹- ۵- کنترل ضریب اصلاح سختی محوری مهاربندها ۴۳
۴-۱۰- تعیین نیروهای نامتعادل و طراحی لرزه ای تیرها و ستون ها در قاب های مهاربندی شده ۴۴
۴-۱۰- ۱- کنترل تیرها و ستون ها.....۴۵
۴-۱۱- تعیین ابعاد تقریبی برای غلاف فولادی پیرامونی ۵۳
۴-۱۲- کنترل نهایی بر اساس المان مهاربند کمانش‌تاب برنامه ETABS ۵۴
۴-۱۳- ارسال اطلاعات طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب به شرکت پویا تدبیر ویرا.....۵۷
۴-۱۴- کنترل نهایی سازه پس از طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب.....۵۸
۵- منابع و مراجع ۵۹

VIRABRACE

مقدمه

هدف از تهیه این راهنما، ارائه گام‌های مورد نیاز جهت طراحی سازه مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب به مهندسین مشاور محترم کشور می‌باشد تا پس از طراحی سازه و طراحی اولیه مهاربندهای کمانش‌تاب، بتوانند جزئیات لازم جهت ساخت مهاربندها را در اختیار شرکت پویا تدبیر ویرا قرار دهند.

موارد ارائه شده در این راهنما با فرض استفاده از تحلیل‌های خطی (استاتیکی معادل و یا انواع دینامیکی) است. در صورتی که در طراحی سازه مورد نظر از انواع روش‌های غیرخطی استفاده می‌کنید، باید به راهنمای دیگری که با موضوع اصول مدلسازی غیرخطی این نوع از مهاربندها توسط شرکت پویا تدبیر ویرا تدوین شده است، مراجعه نمایید. همچنین مطالب ارائه شده در این راهنما بر مبنای استفاده از ویرایش‌های ۲۰۱۳، ۲۰۱۵ و ۲۰۱۶ نرم‌افزار ETABS است. در صورتی که از ویرایش ۹ این نرم‌افزار استفاده می‌کنید، بسیاری از کنترل‌ها را باید به صورت دستی انجام دهید و از دیگر راهنمای تدوین شده که منطبق بر ویرایش ۹ است، استفاده نمایید.

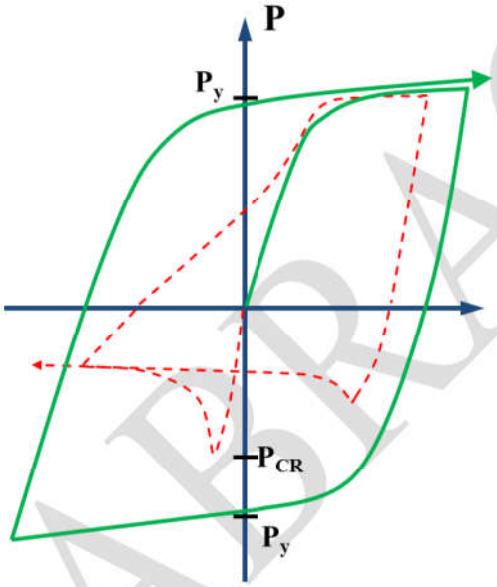
همچنین مبانی ارائه شده در این راهنما تنها به حیطه تولیدات این مجموعه و ضوابط ارائه شده در استانداردها و آیین‌نامه‌های رایج داخل کشور (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰) منوط شده و استفاده از آن جهت طراحی برای دیگر شرکت‌های تولید کننده، پیشنهاد نمی‌شود. توجه شود که به دلیل این که ضوابط قاب‌های مجهز به مهاربندهای همگرای کمانش‌تاب در داخل کشور وجود ندارد، لذا بنابر نظریه فنی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، از ویرایش ۲۰۱۶ استاندارد AISC-341 استفاده شده است.

در زمان نگارش این راهنما فرض شده است که خواننده در زمینه طراحی سازه‌های فولادی و بتنی مجهز به مهاربندهای فولادی متداول، تسلط کافی را دارد.

بدیهی است که نوشتار پیش‌رو خالی از اشکال نیست؛ لذا از خوانندگان گرامی خواهشمندیم تا نظرات و پیشنهادات اصلاحی خود را از طریق پست الکترونیکی virabrace@gmail.com به اطلاع رسانده تا در اسرع وقت و پس از بررسی نسبت به رفع نقایص اقدام شود.

۱– معرفی مهاربندهای کمانش‌تاب (BRB)

بسیاری از نقایص رفتاری مهاربندهای همگرای متعارف نتیجه اختلاف بین ظرفیت فشاری و کششی این مهاربندها و زوال در مقاومتشان تحت بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد. از این رو تحقیقات بسیاری برای بهبود این مهاربندها جهت رسیدن به یک رفتار الاستوپلاستیک ایده‌آل انجام شده است. برای رسیدن به این هدف لازم بود تا با استفاده از مکانیزم مناسبی از کمانش فشاری مهاربند جلوگیری شود تا امکان تسلیم فشاری فولاد فراهم شود. روشی که مدنظر قرار گرفت عبارت بود از محصورسازی یک هسته فلزی شکل‌پذیر در میان حجمی از بتن که خود توسط یک غلاف فولادی در بر گرفته شده است.

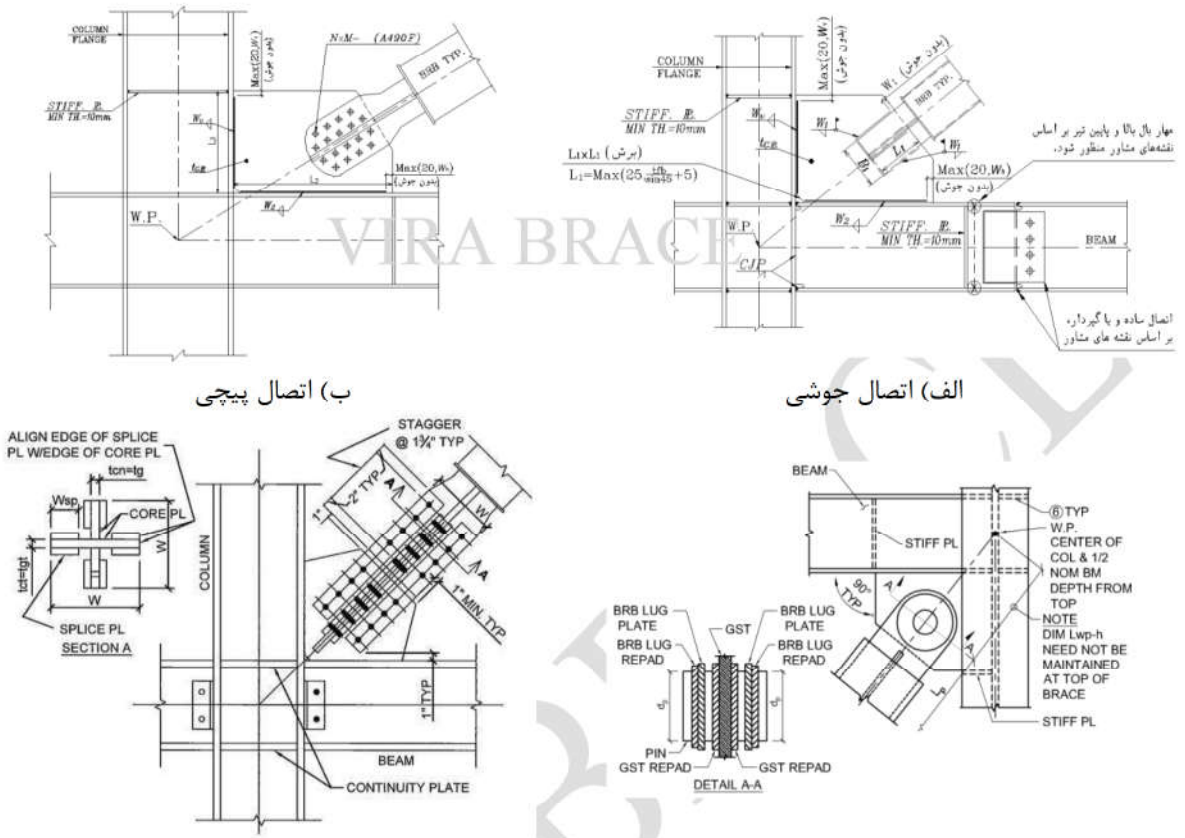


شکل ۱-۱. منحنی هیسترزیس مهاربند کمانش تاب (منحنی سبز) در برابر مهاربند فولادی معمولی (منحنی قرمز).

مبانی اصلی عملکرد مهاربند کمانش‌تاب (که در کشور ژاپن از آن به عنوان نوعی میراگر استفاده می‌شود)، جلوگیری از وقوع کمانش هسته فولادی به منظور امکان وقوع پدیده تسلیم فشاری در آن و در نتیجه امکان جذب انرژی در این عضو از سازه است. در نتیجه در این سیستم وظیفه جاری شدن و تأمین شکل‌پذیری بر عهده هسته فولادی مهاربند و وظیفه جلوگیری از کمانش بر عهده غلاف پیرامونی است. این در حالی است که در مهاربندهای متداول، هر دو این وظایف بر عهده خود مهاربند است.

مهاربند کمانش‌تاب را در کلیه سازه‌هایی که امکان نصب مهاربند در آن‌ها وجود دارد، می‌توان به کاربرد. با توجه به تنوعی که در نحوه اتصال این نوع مهاربندها وجود دارد (جوشی، پیچی، وصله‌ای و مفصلی)، امکان استفاده از این نوع مهاربندها در طراحی و یا مقاوم‌سازی کلیه سازه‌های صنعتی، پل‌ها و ساختمان‌ها وجود دارد.

جزئیات انواع مختلف اتصالات این نوع مهاربند در شکل (۱-۲) ارائه شده است.



ب) اتصال پیچی

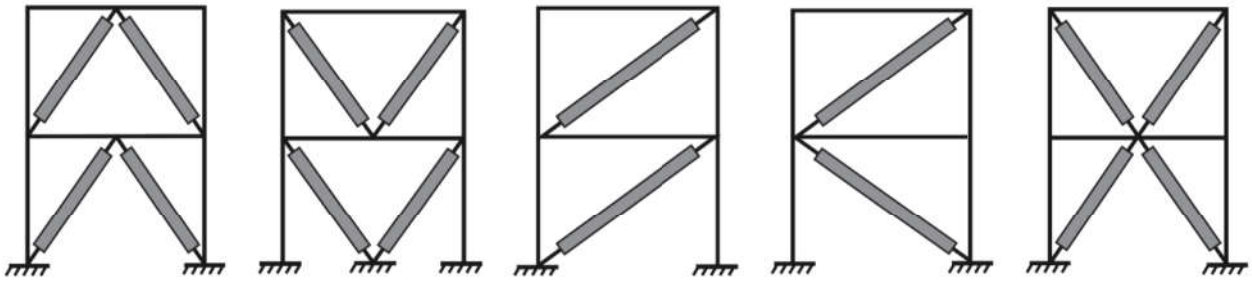
الف) اتصال جوشی

ت) اتصال وصله‌ای

پ) اتصال مفصلی ـ پینی

شکل ۱-۲. جزئیات کلی انواع اتصالات مهاربندهای کمانش‌تاب ویرا بریس.

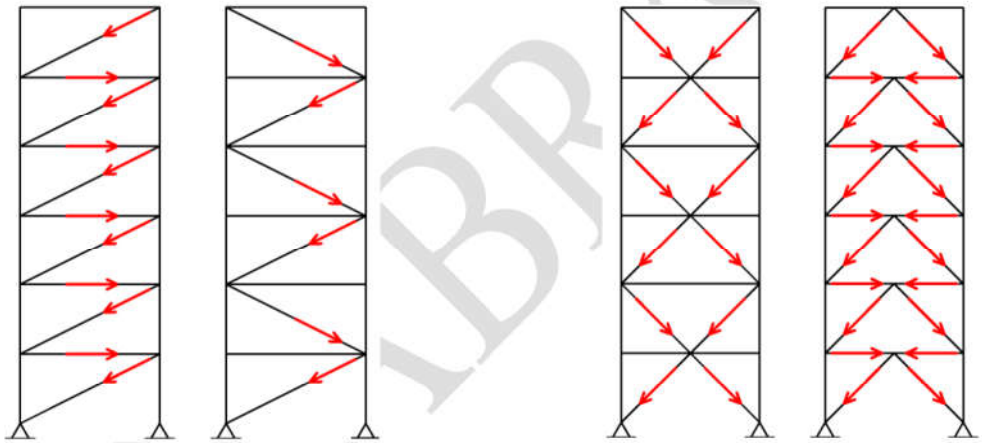
نکته مهم دیگر این است که چون ظرفیت نیرویی این مهاربند در کشش و فشار برابر است، در نتیجه دیگر نیازی به استفاده از مهاربندهای کششی و فشاری نیست. چیدمان‌های مختلفِ قابل استفاده برای این نوع از مهاربندها در شکل (۱-۳) ارائه شده است. هریک از این چیدمان‌ها دارای معایب و مزایای است، که باید در زمان طراحی اولیه هر پروژه بررسی شود. جهت تعیین بهترین چیدمان برای پروژه خود می‌توانید با بخش فنی شرکت پویا تدبیر ویرا تماس حاصل نمایید.



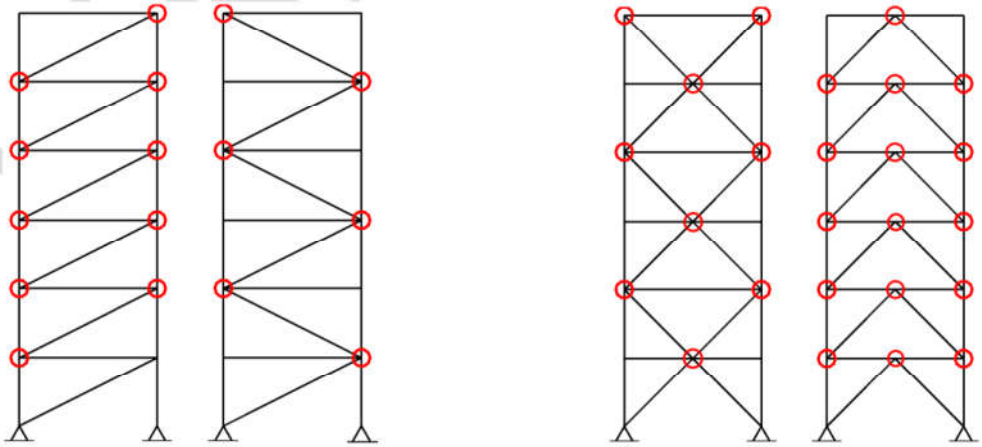
مهاربند X چند طبقه | مهاربند قطری (زیگ‌زاگ) | مهاربند قطری (تک جهته) | مهاربند ۷ | مهاربند ۸

شکل ۱-۳. چیدمان‌های مختلف برای مهاربندهای کمانش‌تاب.

به عنوان یک قاعده کلی، به دلیل اینکه مسیر انتقال نیروی جانبی و تعداد اتصالاتی که نیاز به طراحی ویژه دارند در مهاربند «X چند طبقه» نسبت به مهاربندهای ۷ و ۸ شکل، و در مهاربند قطری زیگ‌زاگی نسبت به مهاربند قطری تک جهته کمتر است؛ لذا این دو چیدمان (مهاربند X چند طبقه و مهاربند قطری زیگ‌زاگ) پیشنهاد می‌شود:



(الف) مسیر انتقال نیروی جانبی



(ب) تعداد اتصالات با طراحی ویژه

شکل ۱-۴. چیدمان‌های مختلف برای مهاربندهای کمانش‌تاب.

توجه شود که بر اساس ضوابط استاندارد AISC 341، این امکان وجود دارد که در محل اتصال مهاربند به تیرها در چیدمان ۷ و ۸ و یا «X چند طبقه» برون محوری باربر با ارتفاع تیر منظور شود. این مسأله می‌تواند کمک شایانی به جایگذاری درهای ورودی در این چیدمان‌ها داشته باشد.

VIRABRACE

۲- اصول بنیادی طراحی قاب‌های مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب

طراحی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب، همانند طراحی سازه مجهز به مهاربند همگرای ویژه است، البته با منظور نمودن برخی از اصلاحات که مهمترین آن‌ها به شرح ذیل خلاصه می‌شوند:

- بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت سیستم قاب ساختمانی (اتصال مفصلی تیرها و پای ستون‌ها) به اضافه مهاربند کمانش‌تاب به ترتیب برابر $R_u=7.0$ و $\Omega_0=2.5$ است، این مقادیر برای مهاربندی همگرای ویژه فولادی برابر $R_u=5.5$ و $\Omega_0=2.0$ است. ضریب بزرگنمایی تغییرشکل برای مهاربند کمانش‌تاب و همگرای ویژه فولادی برابر $C_d=5.0$ است. توجه شود که از ویرایش ۲۰۱۰ استاندارد بارگذاری امریکا (ASCE 7) ضریب رفتار سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب، فارغ از نوع اتصال قاب) برابر $R_u=8.0$ است.
- در حالتی که از قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری زیاد به اضافه مهاربند کمانش‌تاب استفاده می‌شود، ضریب رفتار را می‌توان بر اساس ضوابط استاندارد ASCE 7 برابر $R_u=8.0$ فرض نمود، این مقدار در حالت مهاربند همگرای ویژه فولادی برابر $R_u=7.0$ است. توجه شود که در این حالت قاب خمشی باید قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ نیروی جانبی زلزله اعمالی باشد.
- بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، تعیین زمان تناوب سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب عیناً مشابه سازه مجهز به مهاربند همگرای ویژه فولادی است. این در حالی است که بر اساس ضوابط استاندارد بارگذاری امریکا (ASCE 7)، زمان تناوب تجربی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب بر اساس ضرایب و ضوابط ارائه شده برای مهاربند واگرای ویژه فولادی تعیین می‌شود.
- ظرفیت طراحی مهاربندها تنها بر اساس ظرفیت جاری شدن هسته فولادی مهاربند تعیین می‌شود.
- بر اساس الزامات طراحی لرزه‌ای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، نیاز طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها در سازه مجهز به مهاربند همگرای ویژه فولادی، باید از دو تحلیلی حاصل شود که در یکی فرض می‌شود مهاربندهای کششی به ظرفیت جاری شدن ($R_yF_yA_g$) و مهاربندهای فشاری به ظرفیت کمانشی خود ($1.14F_{cre}A_g$) رسیده و در تحلیل دیگر فرض می‌شود مهاربندهای کششی به ظرفیت جاری شدن ($R_yF_yA_g$) و مهاربندهای فشاری به ظرفیت پساکمانشی خود ($0.3\times1.14F_{cre}A_g$) رسیده باشند. این در حالی است که با توجه ماهیت شکل‌پذیر مهاربند کمانش‌تاب، در تعیین نیاز طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها، سازه مجهز به این نوع مهاربند تنها یک تحلیل و با فرض رفتار غیرخطی مهاربندها ($T_{max}=\omega R_yF_yA_{sc}$ و $C_{max}=\omega\beta R_yF_yA_{sc}$) انجام می‌شود. الزامات تعیین این نیازها در بخش‌های بعدی ارائه شده است.

در ادامه الزامات عمومی طراحی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب ارائه شده است:

۲-۱- ظرفیت نیرویی عضو مهاربندی

عضو مهاربند کمانش‌تاب به عنوان یک عضو تغییرشکل کنترل باید وارد محدوده غیرارتجاعی شود. مقاومت محوری طراحی مهاربند در کشش و فشار از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\phi P_{ysc} = \phi F_{ysc} A_{sc} \qquad (۱)$$

که در این رابطه:

ϕ: ضریب کاهش مقاومت و برابر ۰٫۹ منظور می‌شود،

F_{ysc}: حداقل تنش تسلیم فولاد هسته، یا تنش تسلیم واقعی که از آزمایش به دست می‌آید،

A_{sc}: سطح مقطع هسته فولادی (قسمت جاری شونده).

۲-۲- سختی واقعی و کنترل پایداری کرنشی هسته عضو مهاربندی

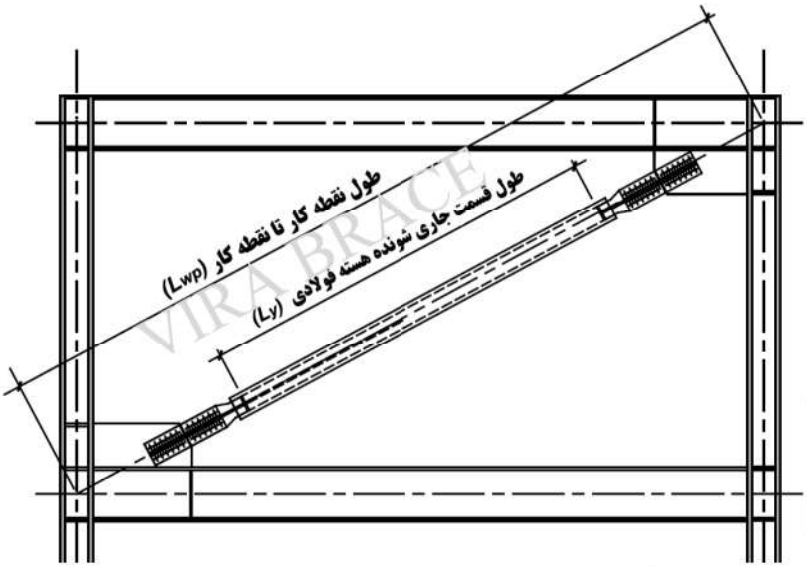
قسمت فولادی عضو مهاربند کمانش‌تاب که در سختی جانبی قاب تأثیرگذار می‌باشد، از چهار قسمت تشکیل شده است:

۱. قسمت صلب انتهایی در محل ورق اتصال به قاب
۲. قسمت الاستیک اتصالی مهاربند
۳. بخش تبدیلی از هسته جاری شونده به قسمت اتصالی
۴. هسته جاری شونده فولادی.

در برخی از منابع و کتب مهندسی بخش‌های ۱ و ۲ به صورت یک بخش واحد در نظر گرفته شده است.

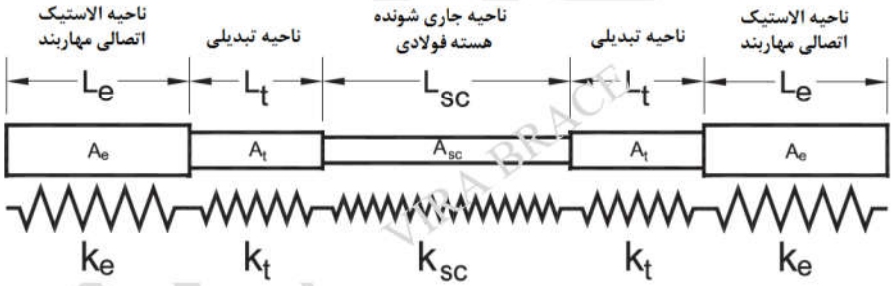
در زمان مدلسازی مهاربند کمانش‌تاب در نرم‌افزار ETABS، مساحت هسته جاری شونده در طولی مابین نقطه کار تا نقطه کار مدل می‌شود. به عبارت دیگر سختی منظور شده در نرم‌افزار به صورت زیر محاسبه و منظور می‌شود:

$$K_{sc_wp} = \frac{EA_{sc}}{L_{wp}} \qquad (۲)$$



شکل ۲-۱. مفهوم طول جاری شونده و طول «نقطه کار تا نقطه کار» در مهاربند کمانش‌تاب

این در حالی است که در واقعیت سختی عضو مهاربندی بیشتر از این مقدار است. با فرض اینکه سختی دو بخش صلب انتهایی در ورق اتصال مهاربند برابر با بی نهایت باشد، سختی مؤثر واقعی عضو مهاربندی به صورت زیر تعیین می‌شود:



$$K_{eff} = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{K_i}} \qquad (۳)$$

در نتیجه جهت مدلسازی صحیح عضو مهاربند کمانش‌تاب در نرم‌افزار ETABS، باید یک ضریب اصلاح سختی در مساحت هسته فولادی، فقط در زمان انجام تحلیل‌ها، اعمال شود. مقدار این ضریب اصلاح سختی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$KF = \frac{K_{eff}}{K_{sc_wp}} \qquad (۴)$$

مقدار دقیق ضریب اصلاح سختی (KF)، پس از طراحی سازه توسط مشاور پروژه و طراحی خود المان مهاربند کمانش‌تاب توسط سازنده این اعضاء تعیین می‌شود؛ اما جهت تخمینی دقیق از این ضریب می‌توان از نتایج برنامه صفحه گسترده تهیه شده توسط شرکت پویا تدبیر ویرا استفاده کرد.

همچنین بر اساس تجربیات این شرکت، با توجه به ضوابط استانداردهای طراحی داخلی و شرایط ساخت و ساز کشورمان، یک حدس اولیه مناسب برای این ضریب برابر است با KF=1.35.

همانطور که پیش از این نیز عنوان شد، عضو مهاربند کمانش‌تاب یک المان تغییرشکل کنترل است. بنابراین علاوه بر کنترل ظرفیت نیرویی این المان، کرنش پلاستیک تشکیل شده در قسمت جاری شونده هسته فولادی نیز باید کنترل شود تا هیچ گونه ناپایداری در سیستم انتقال رخ ندهد. سیستم مهاربند کمانش‌تاب باید قادر به تحمل بزرگترین دو مقدار تغییر مکان زیر باشد:

۱- دو برابر تغییرمکان نسبی واقعی طبقه تحت اثر زلزله طرح (زلزله استاندارد ۲۸۰۰):

$$\Delta_{X1} = 2\Delta_M = 2C_d\Delta_{eu} \qquad (۵)$$

که در این رابطه:

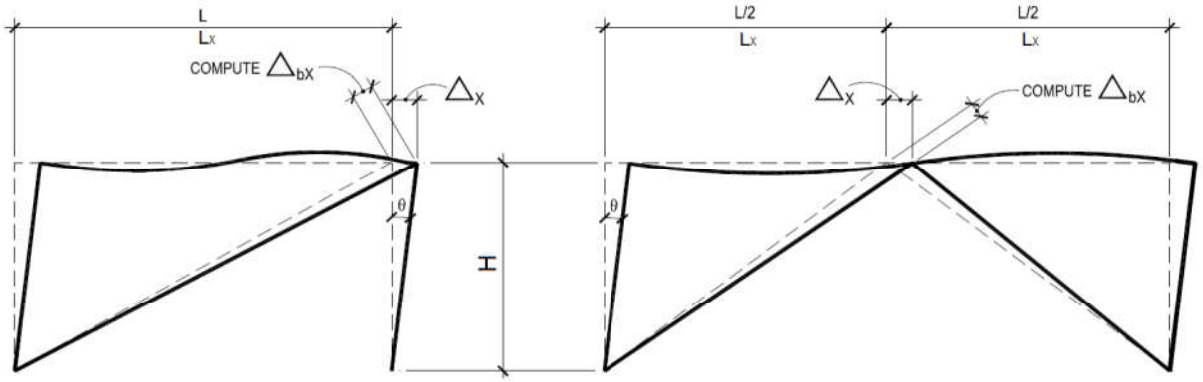
C_d: ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی،

Δ_{eu}: تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه تحت اثر زلزله طرح است.

۲- تغییر مکان متناظر با ۲ درصد تغییر مکان نسبی طبقه:

$$\Delta_{X2} = 0.02H_{Story} \qquad (۶)$$

تغییرمکان ایجاد شده در مهاربند باید از بر اساس بزرگترین مقدار حاصله از روابط ۵ و ۶ و بر اساس رابطه زیر تعیین شود:



$$\Delta_{bX} = Max\,(\Delta_{X1}, \Delta_{X2}) + \Delta_{Gravity} \qquad (۷)$$

$$\Delta_{bX} = \sqrt{H^2 + (L_X + \Delta_X)^2} - \sqrt{H^2 + L_X^2} \qquad (۸)$$

بر اساس ضوابط ارائه شده در استاندارد ASCE 41-13، حداکثر مقدار کرنش پلاستیک هسته فولادی باید برابر $\varepsilon_{b\,max}$=2.5% باشد. توجه شود که این معیار بر اساس ضوابط استانداردهای امریکا، که در زمینه کنترل تغییرمکان جانبی از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ بسیار سختیگرانه‌تر هستند، ارائه شده است. با توجه به شرایط فولاد تولیدی در ایران و همچنین ضوابط تغییرمکان جانبی استاندارد ۲۸۰۰، پیشنهاد این مجموعه محدود ساختن کرنش پلاستیک هسته فولادی به $\varepsilon_{b\,max}$=3.5% است. شایان ذکر است که در آزمایشات انجام شده بر روی تولیدات این شرکت، هسته مهاربند فولادی تا کرنش‌هایی تا حدود ۴ درصد را نیز بدون پاره شدن تحمل کرده است، اما در هر صورت پیشنهاد می‌شود که کرنش هسته از مقدار ۳٫۵ درصد فراتر نرود.

طول قسمت جاری شونده هسته فولادی (L_y)، تابعی از پارامترهای مختلف همچون چیدمان سیستم مهاربندی، زاویه قرارگیری مهاربند نسبت به افق، نوع اتصال مهاربند به سازه، ابعاد تیر و ستون و مشخصات ورق اتصال مهاربند است. با توجه به این پارامترها این طول در حدود 0.5 تا 0.75 طول نقطه کار تا نقطه کار (L_{wp})، و طول دقیق آن تنها پس از طراحی سازه توسط مشاور پروژه و طراحی خود المان مهاربند کمانش‌تاب توسط سازنده این اعضاء مشخص می‌شود. بر اساس تجربیات این شرکت، با توجه به ضوابط استانداردهای طراحی داخلی و شرایط ساخت و ساز کشورمان، یک حدس اولیه مناسب برای این طول برابر است با $L_y=0.63L_{wp}$.

نکته بسیار مهم این مطلب است که هرچقدر کرنش ایجاد شده در مهاربند بیشتر باشد، به همان نسبت نیز نیروی وارده بر اعضاء پیرامونی که ناشی از رفتار غیرخطی مهاربند است بیشتر خواهد شد؛ لذا جهت دستیابی به یک طرح بهینه باید تا حد امکان تغییرشکل ایجاد شده در مهاربند را محدود کرد. همچنین در صورتی که زاویه قرارگیری مهاربند نسبت به افق کمتر از ۳۰ درجه و یا بزرگتر از ۶۰ درجه باشد، تأمین طول جاری شونده کافی جهت کنترل پایداری هسته مهاربند بسیار دشوار خواهد بود.

۲-۳- الزامات و نیروی طراحی تیرها و ستون ها

مطابق اصول طراحی ظرفیتی، در قاب‌های مهاربند کمانش‌تاب عضو مهاربندی نقش فیوز را داشته و به عنوان ضعیف ترین عضو قاب طراحی شده تا هرچه سریعتر وارد رفتار غیرخطی شود. باقی اعضای قاب (تیر و ستون) تحت تأثیر رفتار عضو مهاربندی بوده و باید برای حداکثر نیروی قابل تولید توسط مهاربند طراحی شوند.

اعضاء مجاور مهاربند کمانش‌تاب (تیر، ستون) نیرو کنترل بوده و باید در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. نیروی طراحی این اعضاء از تعادل نیرویی و با اعمال ضرایب R_y، ω، β بر مقاومت عضو مهاربندی محاسبه می‌شود. در این صورت مقاومت اصلاح شده مهاربند در کشش و فشار به صورت زیر به دست می‌آید:

$$T_{\max} = \omega R_y P_{ysc} = \omega R_y F_{ysc} A_{sc} \qquad (۹)$$

$$C_{\max} = \beta \omega R_y P_{ysc} = \omega R_y F_{ysc} A_{sc} \qquad (۱۰)$$

که در این رابطه

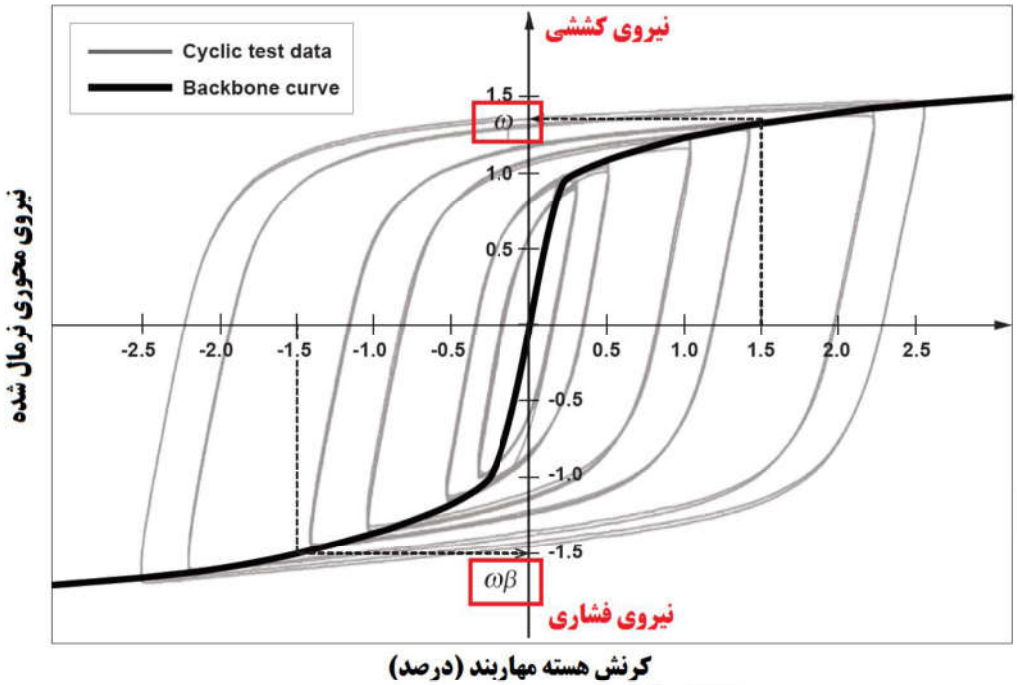
R_y: نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده برای ورق فولادی مورد استفاده در هسته مهاربند است. براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان این ضریب برای ورق‌های فولادی تولید داخل برابر ۱/۱۵ است و بر اساس ضوابط AISC 360-16 برای فولادی نوع A36 این ضریب برابر ۱/۵۰ است. همچنین در صورتی که تنش تسلیم مهاربند از آزمایش به دست آید این ضریب برابر واحد منظور می‌گردد.

ω: ضریب اثر سخت‌شدگی کرنشی در هسته فولادی مهاربند.

β: ضریب اثر مقاومت فشاری که برابر است با نسبت حداکثر نیروی فشاری به حداکثر نیروی کششی عضو مهاربندی، به دست آمده از آزمایشات انجام شده بر روی نمونه‌های واقعی.

توجه شود که به دلیل اثر پواسون و اصطکاک ایجاد شده میان هسته فولادی و غلاف بتنی پیرامونی، ظرفیت و نیروی فشاری مهاربند کمانش‌تاب در یک کرنش مشخص، از ظرفیت و نیروی کششی در آن کرنش بزرگتر است. این مسأله را به طور کامل می‌توان از منحنی هیسترزیس به دست آمده از نتایج آزمایشات انجام شده بر روی نمونه‌های واقعیِ مهاربندها، مشاهده کرد (شکل (۲-۲)):

VIRABRACE



شکل ۲-۲. منحنی هیسترزیس مهاربند کمانش‌تاب و ضرایب اصلاح نیرویی.

نکته بسیار مهم در تعیین ضرایب اصلاح نیروی مهاربندهای کمانش‌تاب، این مسأله است که ضرایب ω و β باید در کرنشی محاسبه شوند که از تقسیم تغییرمکان Δ_{bx} (بر اساس فرمول‌های ۷ و ۸، که برابر است با بیشترین مقدار به دست آمده از دو برابر تغییرمکان جانبی طبقه حاصل از زلزله طرح و ۰٫۰۲ ارتفاع طبقه) بر طول قسمت جاری شونده، محاسبه می‌شود.

همان‌طور که مشاهده می‌شود این ضرایب به کرنش هسته فولادی مهاربند وابسته بوده و باید از آزمایشات قبلی محاسبه شود. جهت دسترسی به نتایج آزمایشات انجام شده توسط این شرکت با ما تماس بگیرید. همچنین می‌توانید از مقادیر جدول ذیل، به عنوان مقادیر اولیه استفاده نمایید. نکته دیگر اینکه در طراحی اولیه به جای استفاده از مقادیر جدول ذیل، می‌توانید از مقادیر ω=1.6 و β=1.1 به عنوان یک حدس اولیه مناسب استفاده کنید.

β	ω	کرنش هسته مهاربند (٪)
1.05	1.2	$0 \le \varepsilon \le 0.5$
1.05	1.4	$0.5 < \varepsilon \le 1.0$
1.10	1.5	$1.0 < \varepsilon \le 1.5$
1.10	1.6	$1.5 < \varepsilon \le 2.0$
1.10	1.7	$2.0 < \varepsilon \le 2.5$
1.15	1.8	$2.5 < \varepsilon \le 3.0$
1.20	2.0	$3.0 < \varepsilon \le 4.0$

بر اساس ضوابط AISC 341-10، تیرها و ستون‌های واقع در دهانه مهاربندهای کمانش‌تاب باید از نوع اعضای با شکل‌پذیری زیاد، با محدودیت حداکثرِ نسبتِ پهنا به ضخامت برابر λ_{hd}، باشد. اما براساس ضوابط ویرایش جدید این استاندارد (AISC 341-16)، به دلیل اینکه این اعضاء تحت اثر نیروهای وارده الزاماً باید در محدود الاستیک باقی بمانند، تیرها و ستون‌های واقع در دهانه مهاربندهای کمانش‌تاب باید از نوع اعضای با شکل‌پذیری متوسط با محدودیت حداکثرِ نسبتِ پهنا به ضخامت برابر λ_{md}، باشد. پیشنهاد شرکت پویا تدبیر ویرا این است که الزامات طراحی قاب‌های مهاربندی شده بر اساس ضوابط مرتبط با استاندارد داخلی انتخاب شوند.

۲-۴- نیروی طراحی اتصالات مهاربندها

بر اساس ضوابط AISC 341-10، نیروی طراحی اتصالات مهاربند باید ۱۰٪ بیشتر از ظرفیت مهاربند در فشار(C_{max})، باشد؛ اما براساس ضوابط ویرایش جدید این استاندارد، (AISC 341-16)، نیازی به در نظر گرفتن این ۱۰٪ ضریب اطمینان نمی‌باشد. با توجه به اینکه این اعضاء دچار کمانش نمی‌شوند، نیازی به در نظر گرفتن مفصل در ورق اتصال مهاربند (رعایت ضابطه 2t جهت سازگاری با دوران غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در خارج از صفحه مهاربندی) نمی‌باشد.

نکته بسیار مهم این مطلب است که وظیفه طراحی اتصال اعضاء مهاربندی به قاب بر عهده شرکت سازنده مهاربندهای کمانش‌تاب است.

۲-۵- ناحیه حفاظت شده

ناحیه حفاظت شده در مهاربند کمانش‌تاب شامل هسته فولادی مهاربند و کلیه المان‌های اتصال دهنده هسته فولادی به تیرها و ستون‌ها می باشد.

در ادامه نحوه اعمال این ضوابط و همچنین نحوه ارسال اطلاعات برای این شرکت جهت ساخت مهاربندهای کمانش‌تاب در قالب یک مثال عملی ارائه می‌شود.

در صورتی که جهت طراحی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب از ویرایش‌های 13، 15 یا 16 نرم‌افزار ETABS استفاده می‌کنید، برای انجام خودکار بسیاری از گام‌ها می‌توانید از نرم‌افزار صفحه گسترده تهیه شده توسط این شرکت استفاده نمایید. مثال ذیل نیز با فرض این امر ارائه شده است. توجه شود که همواره پیش از آغاز هر طراحی، آخرین ویرایش این نرم‌افزار را از سایت ما دانلود کنید، تا در صورتی که تغییراتی در آن اعمال شده باشد، این تغییرات در طراحی شما نیز وارد شود.

۳- مراحل طراحی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب

تعیین برش پایه و روش طراحی سازه

↓

تعیین موقعیت و چیدمان مهاربندها
(نیازی به منظور نمودن ضابطه ۷۰/۳۰ مهاربندهای فشاری/کششی نمی‌باشد.
همچنین جهت دستیابی به طرح بهینه سعی کنید ρ =1 شود)

↓

مدلسازی سازه و مهاربندها
(جهت ارائه طرح بهینه از فایل مقاطع مهاربندهای کمانش تاب این شرکت برای مساحت هسته مهاربند استفاده نمایید،
همچنین پیشنهاد می‌شود فولاد مصرفی در هسته فولادی از نوع S235 که شکل‌پذیری مناسبی دارد، انتخاب شود)

↓

اصلاح ضریب سختی تحلیلی مهاربندها
(به عنوان یک فرض اولیه مناسب فرض کنید که KF=1.35 است)

↓

طراحی سازه و تیپ بندی نمودن مقاطع، تیرها، ستون‌ها و مهاربندها
(تغییرمکان جانبی نسبی طبقات نیز بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ کنترل شود)

↓

کنترل کرنش پلاستیک هسته مهاربند و تعیین ضرایب سخت‌شدگی کرنشی
(ω)، اصلاح ظرفیت فشاری (β)، و ضریب اصلاح سختی تحلیلی (KF).
(به عنوان یک فرض اولیه مناسب فرض کنید که ω=1.60 و β=1.10 است)

↓

کنترل تیرها و ستون‌های دهانه مهاربندی برای نیروی نامتعادل حاصل از
حداکثر نیروی فشاری، C_{max}، و کششی، T_{max}.
($T_{max}=\omega R_y F_{ysc} A_{sc}$ و $C_{max}=\beta\omega R_y F_{ysc} A_{sc}$)

↓

ارسال اطلاعات به تولیدکننده جهت طراحی اتصالات و المان مهاربند و
تعیین دقیق پارامترهای طراحی
(ترجیحاً اطلاعات ارسالی بر اساس نمونه نقشه پیوست باشد)

↓

کنترل مجدد سازه، تغییرمکان جانبی و قاب‌های پیرامونی مهاربندها تحت نیروهای نامتعادل
کششی و فشاری بر اساس پارامترهای دریافتی از طرف تولیدکننده مهاربندها

↓

ترسیم نقشه‌های اجرایی و تهیه دفترچه سفارش مهاربندها

۴- مثال طراحی

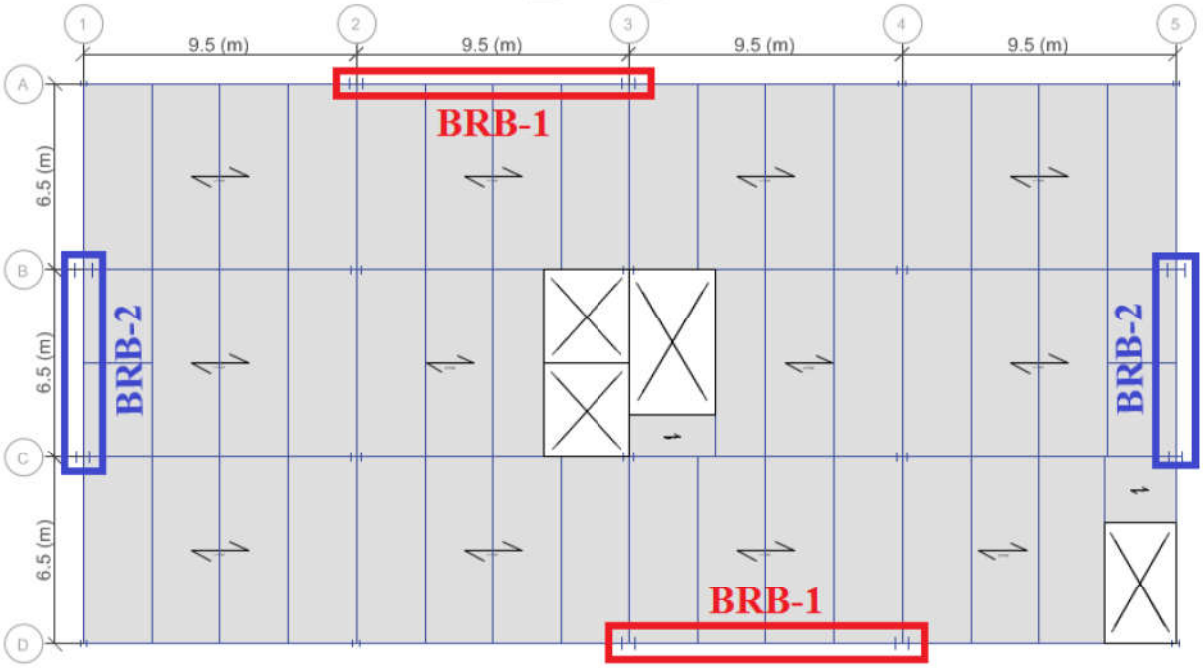
سازه‌ی نمونه طراحی شده، همانند سازه ارائه شده در راهنمای طراحی لرزه‌ای ویرایش ۲۰۱۰ استاندارد AISC است، با این تفاوت که سیستم باربر جانبی در هر دو جهت به صورت قاب ساختمانی به همراه مهاربندهای کمانش‌تاب است. همچنین برای امکان ایجاد اجرای مهاربندها به صورت قطری در جهت عرضی ساختمان، طول دهانه‌ها از ۷٫۵ متر به ۶٫۵ متر کاهش یافته است.

۴-۱- مشخصات عمومی ساختمان

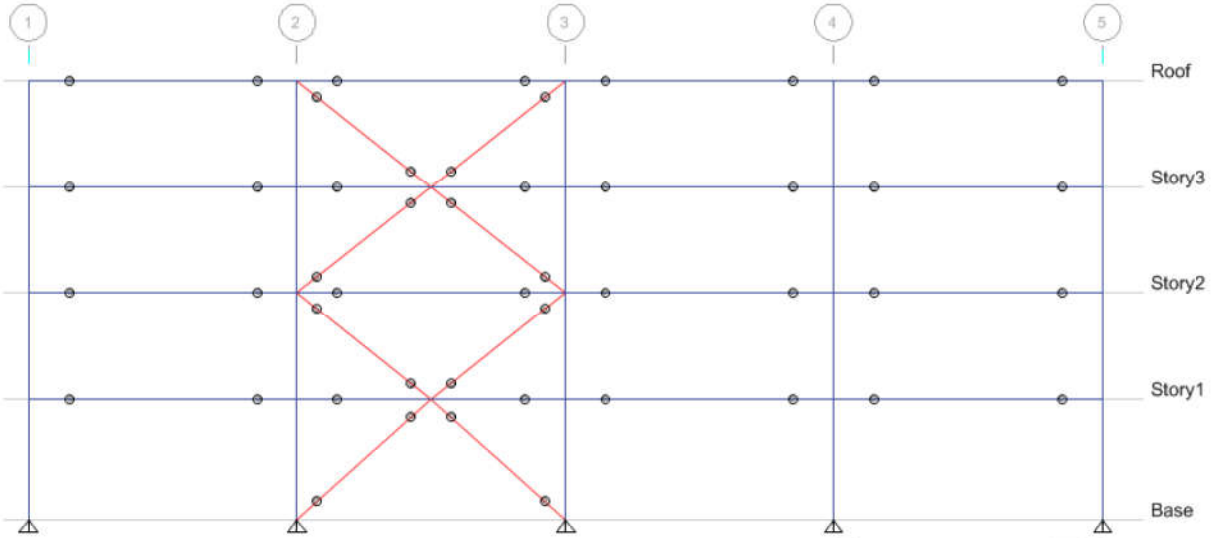
ساختمان مذکور یک ساختمان چهار طبقه با کاربری اداری است که در شهر تهران واقع شده است. ارتفاع طبقه همکف برابر ۴٫۲۵ متر و ارتفاع سایر طبقات ۳٫۷۵ متر است.

سیستم باربر جانبی در هر دو جهت به صورت سیستم قاب ساختمانی (اتصال مفصلی میان تیرها و ستون‌ها) به همراه مهاربند کمانش‌تاب منظور شده است. با توجه به دهانه‌های قاب‌ها و به منظور قابلیت تأمین بازشو جهت احداث پنجره، مهاربندهای کمانش‌تاب در جهت طولی به صورت ۷ و ۸ (مهاربند X دو طبقه) و در جهت عرضی به صورت قطری زیگ‌زاگی منظور شده است.

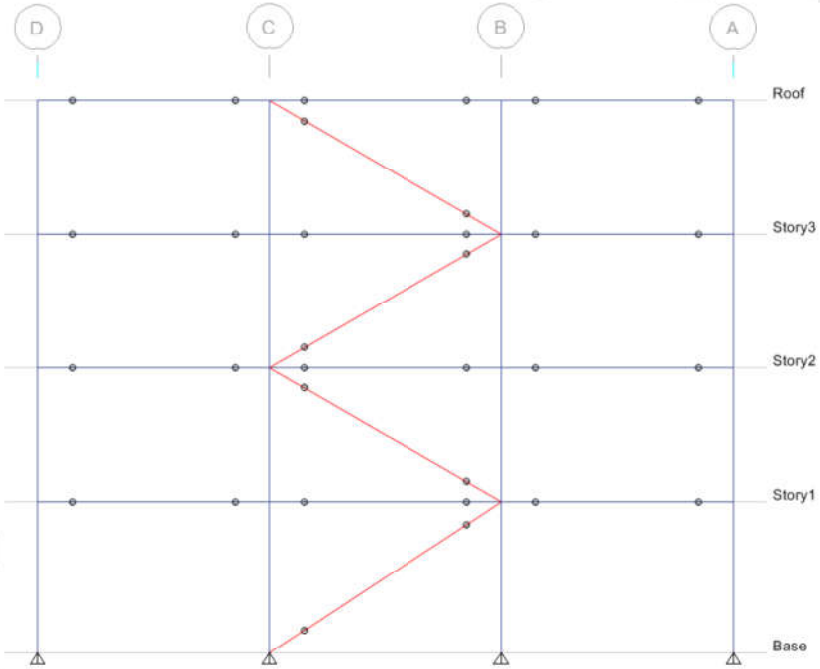
پلان تیپ طبقات و موقعیت و چیدمان مهاربندها در تصاویر (۴-۱) الی (۴-۳) ارائه شده است:



شکل ۴-۱. پلان تیپ طبقات ساختمان مورد بررسی.



شکل ۴-۲. نمای مهاربندهای کمانش‌تاب (BRB-1) واقع بر روی محورهای A و D.



شکل ۴-۳. نمای مهاربندهای کمانش‌تاب (BRB-2) واقع بر روی محورهای 1 و 5.

۴-۲- مشخصات لرزه ای سازه

نوع زمین محل پروژه بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، از نوع III، و شتاب مبنای طرح براساس همین استاندارد برابر A=0.35g منظور شده است. با توجه به کاربری ساختمان ضریب اهمیت لرزه‌ای برابر I_e=1.0 منظور می‌شود. همچنین با توجه تعداد دهانه‌های مهاربندی در هر جهت ضریب نامعینی سازه

در هر دو جهت برابر ρ=1.2 در نظر گرفته می‌شود. محاسبه ضریب زلزله طرح بر اساس ویرایش چهارم ۲۸۰۰ در جدول ذیل ارائه شده است:

مشخصات ارتفاعی ساختمان:			
ارتفاع ساختمان از روی تراز پایه (متر):	15.5	H (m) =	
کل تعداد طبقات ساختمان:	4	No. Story =	
زمان تناوب اصلی نوسان:			
نوع ساختمان از نظر توزیع جرم و سختی:	متعارف		
در جهت X ساختمان:			
نوع کلی سیستم باربر جانبی:	**سایر سیستم ها**		
زمان تناوب حاصل از روابط تجربی (ثانیه):	0.391	T(sec)=0.05H^0.75=	
زمان تناوب تجربی سازه با در نظر گرفتن تبصره ها (ثانیه):	0.488	T (sec) =	
زمان تناوب اصلی نوسان حاصل از تحلیل دینامیکی (ثانیه):	0.702	T_D (sec) =	
زمان تناوب مورد استفاده در تعیین ضریب زلزله (ثانیه):	0.488	T_X (sec) =	
در جهت Y ساختمان:			
نوع کلی سیستم باربر جانبی:	**سایر سیستم ها**		
زمان تناوب حاصل از روابط تجربی (ثانیه):	0.391	T(sec)=0.05H^0.75=	
زمان تناوب تجربی سازه با در نظر گرفتن تبصره ها (ثانیه):	0.488	T (sec) =	
زمان تناوب اصلی نوسان حاصل از تحلیل دینامیکی (ثانیه):	0.819	T_D (sec) =	
زمان تناوب مورد استفاده در تعیین ضریب زلزله (ثانیه):	0.488	T_Y (sec) =	
نسبت شتاب مبنای طرح:			
میزان لرزه خیزی محل پروژه:	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد		
نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل:	0.35	A (g) =	
ضریب بازتاب ساختمان:			
نوع زمین ساختگاه پروژه:	III	Soil Type =	
پارامترهای مربوط به ضریب بازتاب ساختمان			
T_S (sec) =	0.70	T_0 (sec) =	0.15
S_0 =	1.10	S =	1.75
ضریب شکل طیف			
B1x=S+1=	2.750	T0<Tx<Ts →	
B1y=S+1=	2.750	T0<Ty<Ts →	

ضریب اصلاح طیف بر اساس شرایط نزدیک از گسل			
Nx=	1.000	Tx<Ts →	
Ny=	1.000	Ty<Ts →	
ضریب بازتاب ساختمان			
$B_X = B_{1X}N_X$ =	2.750		
$B_Y = B_{1Y}N_Y$ =	2.750		
ضریب اهمیت ساختمان در برابر زلزله:			
گروه بندی ساختمان بر حسب اهمیت:	با اهمیت متوسط		
ضریب اهمیت ساختمان:	1.0	I =	
ضریب رفتار ساختمان:			
در جهت X ساختمان:			
سیستم سازه ساختمان در جهت X:	سیستم قاب ساختمانی		
سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی:	مهاربندی کمانش تاب		
ضریب رفتار ساختمان در جهت X:	7.0	R_{uX} =	
در جهت Y ساختمان:			
سیستم سازه ساختمان در جهت Y:	سیستم قاب ساختمانی		
سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی:	مهاربندی کمانش تاب		
ضریب رفتار ساختمان در جهت Y:	7.0	R_{uY} =	
ضریب نامعینی سازه:			
ضریب نامعینی سازه در جهت X:	1.2	ρ_X =	
ضریب نامعینی سازه در جهت Y:	1.2	ρ_Y =	
ضریب زلزله وارد بر و توزیع آن در ارتفاع ساختمان:			
روش طراحی سازه:	حالت حدی		
حداقل ضریب زلزله طراحی ساختمان:	0.042	C_{min}=0.12AI =	
ضریب زلزله وارد بر ساختمان در جهت X:	0.138	$C_X=AB_XI/R_{uX}$ =	
ضریب زلزله وارد بر ساختمان در جهت Y:	0.138	$C_Y=AB_YI/R_{uY}$ =	
ضریب توزیع نیروی زلزله در ارتفاع در جهت X:	1.00	Kx=	
ضریب توزیع نیروی زلزله در ارتفاع در جهت Y:	1.00	Ky=	
ضرایب زلزله مربوط به نیروی قائم زلزله ناشی از بار مرده ساختمان:			
S_{ds} =	1.05	$DL_{Multiplier}$ =	0.21

با توجه به شرایط سازه و به منظور طرح بهینه‌تر، روش تحلیل و طراحی سازه بر اساس شبه دینامیکی طیفی و مقدار برش پایه طراحی سازه در حالت دینامیکی شبه طیفی برابر ۹۰٪ مقدار حالت استاتیکی معادل منظور می‌شود.

۴-۳- مشخصات بارگذاری ثقلی

سیستم باربر ثقلی سازه به صورت تیرچه‌های فولادی همراه با سقف کامپوزیت با ورق موج‌دار انتخاب شده است. خلاصه بارگذاری ثقلی طبقات به شرح ذیل است:

- اضافه سربار مرده کف طبقات اداری: 245 kgf/m^2

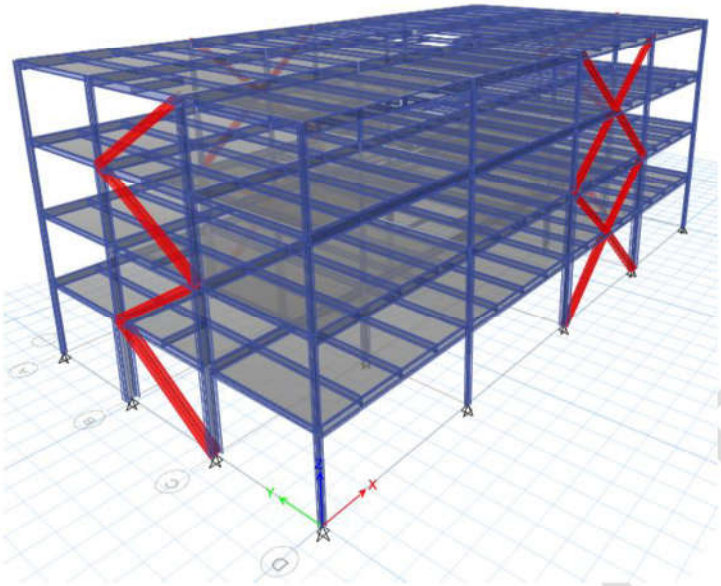
- اضافه سربار مرده کف بام: 390 kgf/m^2
- بار مرده واحد سطح پلکان: 675 kgf/m^2
- وزن واحد طول دیوارهای نمای دارای بازشو (واقع بر روی محورهای A و D): 1150 kgf/m
- وزن واحد طول دیوارهای نمای بدون بازشو (واقع بر روی محورهای 1 و 5): 805 kgf/m
- وزن واحد طول دیوارهای جان‌پناه: 370 kgf/m
- وزن واحد طول دیوارهای سنگین داخلی: 785 kgf/m
- بار زنده کف طبقات اداری (دفاتر کار معمولی): 2.5 kN/m^2
- وزن دیوارهای تقسیم‌کننده: 1.0 kN/m^2
- بار زنده کف بام: 1.5 kN/m^2
- راهرو و پلکان: 3.5 kN/m^2

۴-۴- مدلسازی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب در نرم افزار ETABS

مدلسازی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب همانند مدلسازی سازه‌های متداول بوده و در تحلیل‌های خطی مهاربندهای کمانش‌تاب نیز با استفاده از المان Frame همانند مهاربندهای متداول مدل می‌شوند. در این مرحله مهاربندهای کمانش‌تاب را با یک مقطع دلخواه ترسیم کنید. در گام‌های بعدی نحوه تعریف و تخصیص مصالح و مقاطع مناسب جهت طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب ارائه خواهد شد.

توجه شود که المان مهاربندهای کمانش‌تاب نیز باید همانند مهاربندهای متداول به صورت دو سر مفصلی (آزادسازی لنگر خمشی و پیچشی) مدل شوند. همچنین بر اساس بند F4.2 استاندارد AISC 341-16، در این نوع مهاربند تنها برون محوری حداکثر برابر با ارتفاع تیر قابل قبول است.

نمای سه بعدی سازه مدلسازی شده در شکل زیر نشان داده شده است:



شکل ۴-۴. نمای سه بعدی سازه مدلسازی شده

۴-۵- تعریف مشخصات مهاربندهای کمانش‌تاب در نرم افزار ETABS

نرم‌افزار ETABS از ویرایش ۲۰۱۳ به بعد، مقطع المان مهاربند کمانش‌تاب را به صورت پیش‌فرض جهت مدلسازی به صورت خودکار دارد. این مقطع را می‌توانید از طریق دستور اضافه کردن و یا وارد کردن مقطع به نرم‌افزار در بخش تعریف مقاطع و انتخاب Buckling Restrained Brace انجام دهید؛ اما اعمال پارامترهای آن، نیاز به دانش مهندسی بیشتری در زمینه مهاربندهای کمانش‌تاب دارد و لذا مطالبی که در ادامه ارائه شده است، با فرض استفاده از مقطع عادی مهاربندی است. توجه شود که این مسأله هیچ تغییری در نتایج ایجاد نمی‌کند و بسیاری از کنترل‌ها حتی در صورت استفاده از مقاطع پیش فرض برنامه نیز باید به صورت دستی انجام شود؛ اما در صورتی که قصد انجام تحلیل‌های غیرخطی را دارید، اکیداً توصیه می‌شود که از مقطع Buckling Restrained Brace استفاده نمایید. جهت تعیین و اعمال مقادیر مرتبط با این مقطع به راهنمای غیرخطی این مجموعه مراجعه کرده و یا با بخش فنی شرکت پویا تدبیر ویرا تماس حاصل فرمایید.

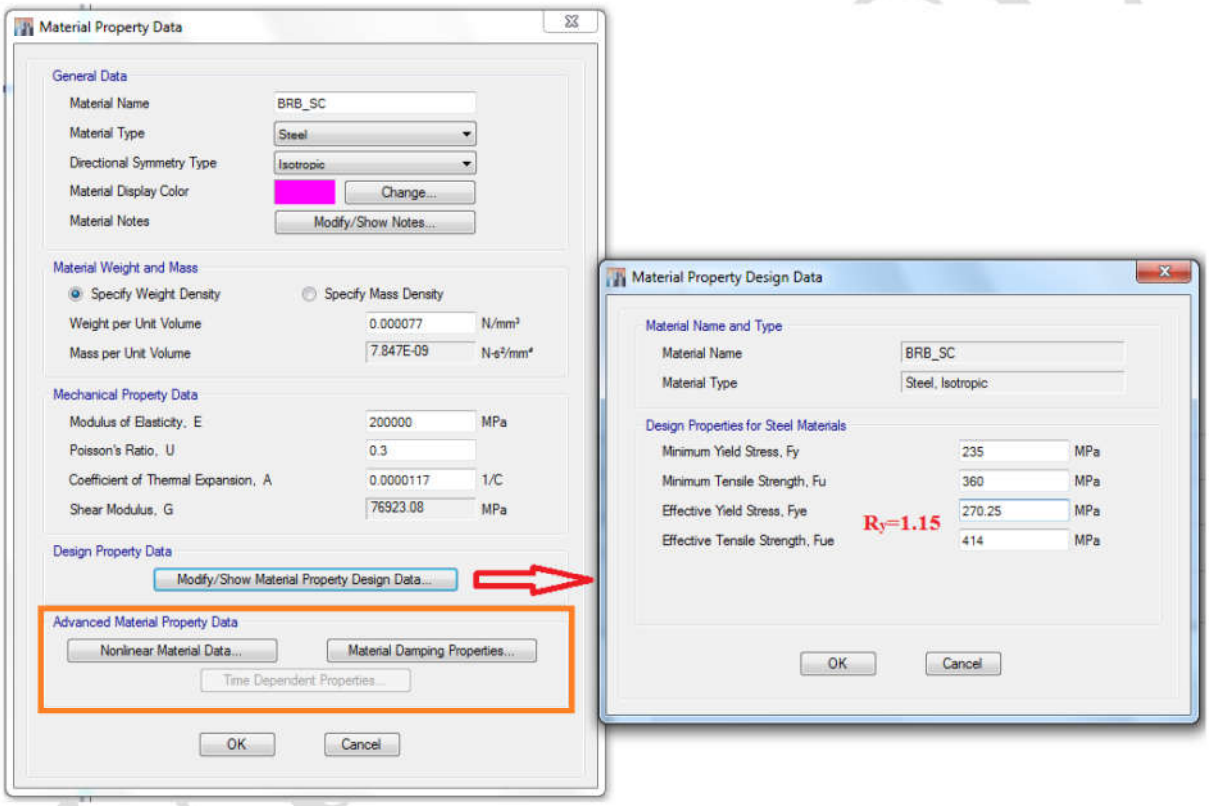
۴-۵-۱- تعریف مصالح فولادی هسته مهاربند کمانش‌تاب

فولاد مصرفی در هسته مهاربندهای کمانش‌تاب تولیدی در هر کشور بستگی به مشخصات فولاد تولیدی در آن کشور و شرایط طراحی و ساخت و ساز آن کشور دارد. به عنوان مثال فولاد مصرفی در مهاربندهای کمانش‌تاب تولید ایالات متحده اکثراً از نوع JIS G 3136 SN400 B, ASTM A36 و یا تولیدات کشور نیوزلند از نوع G300 می‌باشد. مشخصات فولاد ASTM A36 که در برخی از کارخانه‌های ایران نیز تولید می‌شود، بسیار به فولاد S235JR (ST-37) نزدیک بوده، ولی مقدار ازدیاد طول فولاد S235 قبل از پارگی بیشتر است.

همچنین قیمت فولاد S235 نیز در مقایسه با فولاد A36 تولید داخل و یا وارداتی کمتر است. با این حال تغییرات در تنش جاری شدن فولادهای داخلی با رده S235 و S355 از فولادهای تولیدی داخلی با رده A36 بیشتر است.

بنابراین این مجموعه بنابر مشخصات منظور شده در طراحی سازه از طرف مشاور محترم پروژه، اقدام به ساخت مهاربندهای کمانش‌تاب خواهد نمود.

مشخصات فولاد مصرفی در هسته مهاربندهای کمانش‌تاب پروژه مورد بررسی به صورت شکل (۴-۵) در نرم‌افزار ETABS اعمال شده است:



شکل ۴-۵. مشخصات فولاد مصرفی در هسته مهاربندهای کمانش‌تاب

توجه شود که به دلیل اینکه در زمان کنترل تیرها و ستون‌های دهانه مهاربندی، محاسبه و اعمال و نیروی نامتعادل کششی و فشاری به صورت دستی انجام می‌شود، نیازی به وارد کردن صحیح مقادیر مقاومت جاری شدن و نهایی قابل انتظار، با منظور کردن ضریب R_y=1.15، نمی‌باشد؛ اما به دلیل اینکه از این مقادیر در صورت انجام مقاوم‌سازی استفاده می‌شود، پیشنهاد می‌شود که از ابتدا آن‌ها درست وارد کنید. همچنین

کلیه فولادهای مصرفی در محصولات این شرکت بر اساس ضوابط ارائه شده در بند K3 استاندارد AISC 341-16 آزمایش می‌شوند و بنابراین R_y=1.00. در زمان طراحی سازه اکیداً توصیه می‌شود که R_y=1.15 منظور شود تا در زمان کنترل مجدد سازه پس از طراحی مهاربندها نیازی به تغییر مقاطع نباشد.

نکته مهم دیگر این مطلب است که با توجه به اینکه تحلیل‌های منظور شده در این راهنما، همگی خطی هستند، لذا نیازی به تعریف مشخصات غیرخطی و میزان میرایی مصالح نمی‌باشد. اما در صورت انجام تحلیل-های خطی باید این مقادیر به درستی تعریف شوند. این مسأله در راهنمای دیگر این مجموعه که مربوط به انجام تحلیل‌های غیرخطی است به تفصیل مورد بررسی قرار گرفته استو جهت تهیه راهنمای مدلسازی غیرخطی مهاربندهای کمانش‌تاب می‌توانید با بخش فنی این مجموعه تماس بگیرید.

۴-۵- ۲- تعریف مشخصات مقطع مهاربند کمانش‌تاب

در زمان مدلسازی و طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب باید سطح مقطع هسته فولادی مهاربند مدل شده و مقدار آن محاسبه شود. یکی از مزایای دیگر مهاربندهای کمانش‌تاب نسبت به مهاربندهای معمولی این است که امکان سفارشی‌سازی مساحت هسته مهاربند وجود دارد. به عبارت دیگر امکان ساخت مهاربند کمانش‌تاب برای هر مساحتی از هسته مهاربند که از طرف مشاور پروژه ارائه شود، وجود دارد؛ اما براساس کتب مهندسی طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب، مقادیر گام افزایشی در مساحت هسته مهاربند مطابق با جدول ذیل پیشنهاد می‌شود:

مقدار گام افزایشی در مساحت (cm^2)	محدود مساحت هسته (cm^2)
0.50	$7.0 \leq A_{sc} \leq 13.0$
1.50	$13.0 < A_{sc} \leq 40.0$
3.00	$40.0 < A_{sc} \leq 130.0$
6.00	$130.0 < A_{sc} \leq 340.0$
12.00	$340.0 < A_{sc}$

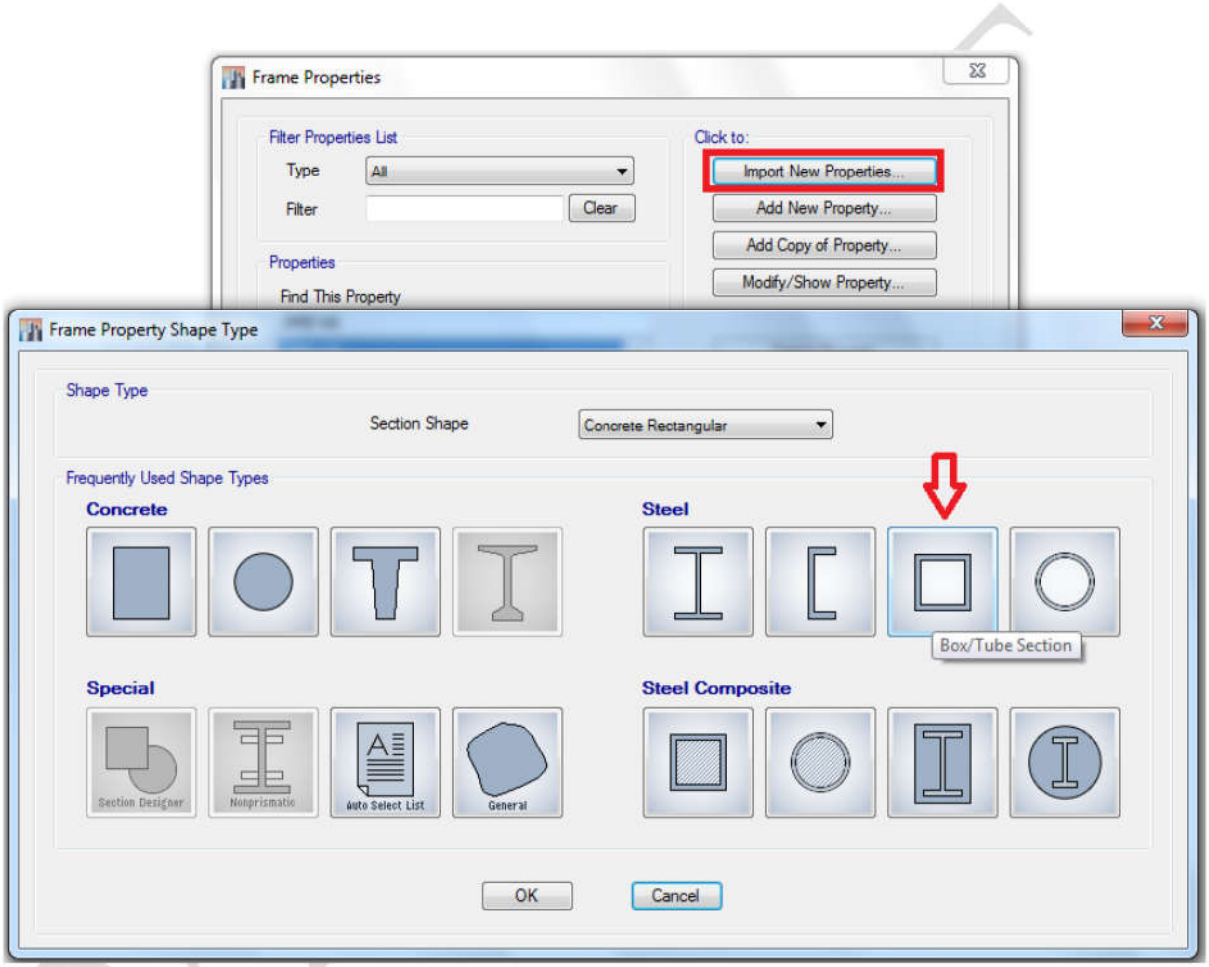
اما به منظور دستیابی به یک طرح بهینه، اکیداً توصیه می‌شود که از مقاطع پیشنهادی شرکت پویا تدبیر ویرا استفاده کنید. این مقاطع به صورت فایل xml از سایت این شرکت قابل دریافت است.

با توجه به اینکه مهاربند کمانش‌تاب باید هم در کشش و هم در فشار جاری شود، جهت نیل به این هدف در نرم‌افزار باید مقطعی تعریف کرد که مساحت آن برابر یا مساحت هسته مهاربند بوده و بقیه پارامترهای آن (مخصوصاً شعاع ژیراسیون در دو جهت) مقدار بزرگی باشد. همچنین توجه شود در صورتی که مقطع

تعریف شده از نوع Box یا Pipe باشد، باید ضخامت آن نسبت به عرضش مقدار بزرگی باشد تا نرم‌افزار به اشتباه آن را در زمره مقاطع غیرفشرده قرار نداده و ظرفیت محوری آن را کاهش ندهد.

جهت استفاده از مقاطع پیش فرض تولیدی شرکت پویا تدبیر ویرا، پس از دانلود فایل xml مقاطع، که بر اساس نوع اتصال انتهایی مهاربند بهینه شده است، مراحل زیر را دنبال کنید:

Define>Section Properties>Frame Sections>Import New Properties>Steel>Box/Tube Section



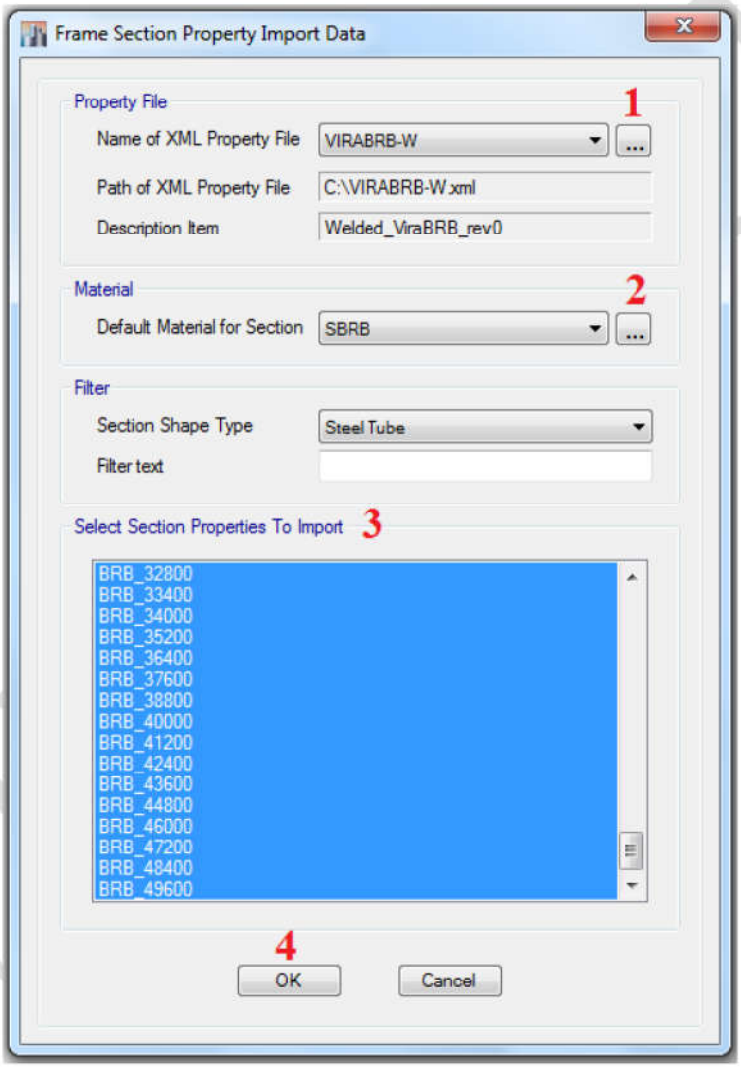
شکل ۴-۶. نحوه وارد کردن مقاطع مهاربند کمانش‌تاب در نرم‌افزار ETABS (۱).

در این مرحله فایل xml مقاطع را انتخاب کرده و اطمینان حاصل کنید مشخصات مصالح همانند مصالح تعریف شده در گام قبلی انتخاب شود. مقاطع مورد نیاز را از محل مشخص شده انتخاب نموده و بر روی دکمه تایید کلیک کنید. اعداد نشان داده شده در جلوی هر مقطع نشان دهنده مساحت هسته فولادی مهاربند در واحد میلیمتر مربع (mm^2) است. همچنین بعد خارجی مقطع Box نشان دهنده عرض غلاف

فولادی پیرامونی مورد نیاز برا یک مهاربند کمانش‌تاب به طول تقریبی ۷ متر است. جهت اطلاع از بعد غلاف برای طول‌های دیگر یا از برنامه صفحه گسترده این شرکت استفاده کنید و یا با ما تماس بگیرید.

توجه نمایید که در صورتی که تمایل دارید که از برنامه صفحه گسترده این شرکت استفاده نمایید، حتماً مقطع "BRB_1000" در برنامه ETABS وارد نموده و حتی در صورت عدم استفاده از این مقطع، آنرا پاک نکنید.

سپس یک مقطع Auto Select با نام دلخواه ساخته و مقاطع وارد شده را در داخل آن قرار دهید.



شکل ۴-۷. نحوه وارد کردن مقاطع مهاربند کمانش‌تاب در نرم‌افزار ETABS (۲).

پس از ساخت و وارد کردن مقاطع مورد نیاز، مهاربندهای کمانش‌تابی که باید طراحی شوند را انتخاب کنید و از طریق منوی زیر مقاطع تعریف شده را به آن‌ها اختصاص دهید:

Assign>Frame>Section Property…

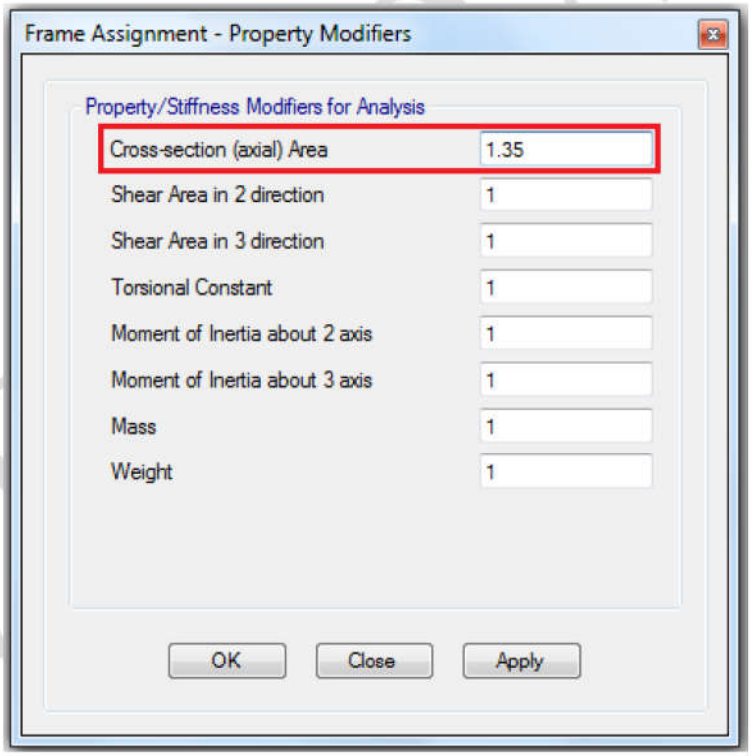
توجه داشته باشید که وزن مهاربند فقط به اندازه مساحت هسته فولادی در تحلیل‌ها وارد می‌شود که با وزن واقعی مهاربندها تفاوت دارد؛ ولی با توجه به اینکه وزن خود مهاربندها در مقایسه با وزن کل ساختمان ناچیز است، این اختلاف مشکلی ایجاد نمی‌کند.

۴-۶- اختصاص ضریب اصلاح سختی محوری مهاربندها

همانطور که در بخش‌های قبلی عنوان شد، سختی واقعی مهاربند کمانش‌تاب متفاوت از سختی مهاربند مدل شده در نرم‌افزار بوده و جهت مدلسازی صحیح می‌بایست ضریب اصلاح سختی براساس معادله شماره (۴) به مهاربندها اختصاص یابد.

جهت انجام این امر، پس از انتخاب مهاربندهای مورد نظر، از منوی زیر می‌توان ضریب اصلاح سختی محوری محاسبه شده را به هر مهاربند اختصاص داد:

Assign>Frame>Properties Modifiers…



شکل ۴-۸. اختصاص ضریب اصلاح سختی مهاربندهای کمانش‌تاب.

جهت تخمین ضریب اصلاح سختی، (KF) از نرم‌افزار صفحه گسترده شرکت پویا تدبیر ویرا استفاده کرده و یا با کارشناسان این مجموعه تماس حاصل فرمایید. همچنین به عنوان یک تخمین اولیه مناسب می‌توانید از مقدار (KF=1.35) استفاده نمایید.

توجه شود که ممکن است پس از طراحی نهایی مهاربندهای کمانش‌تاب توسط این مجموعه، ضریب اصلاح سختی منظور شده توسط مشاور با مقدار دقیق محاسبه شده تفاوت داشته باشد. بنابراین در زمان کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات و کرنش پلاستیک هسته مهاربند، باید درصدی تغییرات در سختی مهاربندها در نظر گرفته شود و به عبارت دیگر از سختی حد پایین مهاربندها استفاده نمایید.

همچنین پیشنهاد می‌شود که در زمان تعیین نیروهای وارد بر مهاربندها نیز درصدی تغییر در سختی مهاربندها در نظر گرفته و به عبارت دیگر از سختی حد بالای مهاربندها استفاده نمایید.

مقدار پیشنهادی جهت منظور کردن این تغییرات بر اساس راهنمای طراحی لرزه‌ای AISC برابر ±10% است. این مسأله در بخش‌های بعدی بیشتر توضیح داده می‌شود.

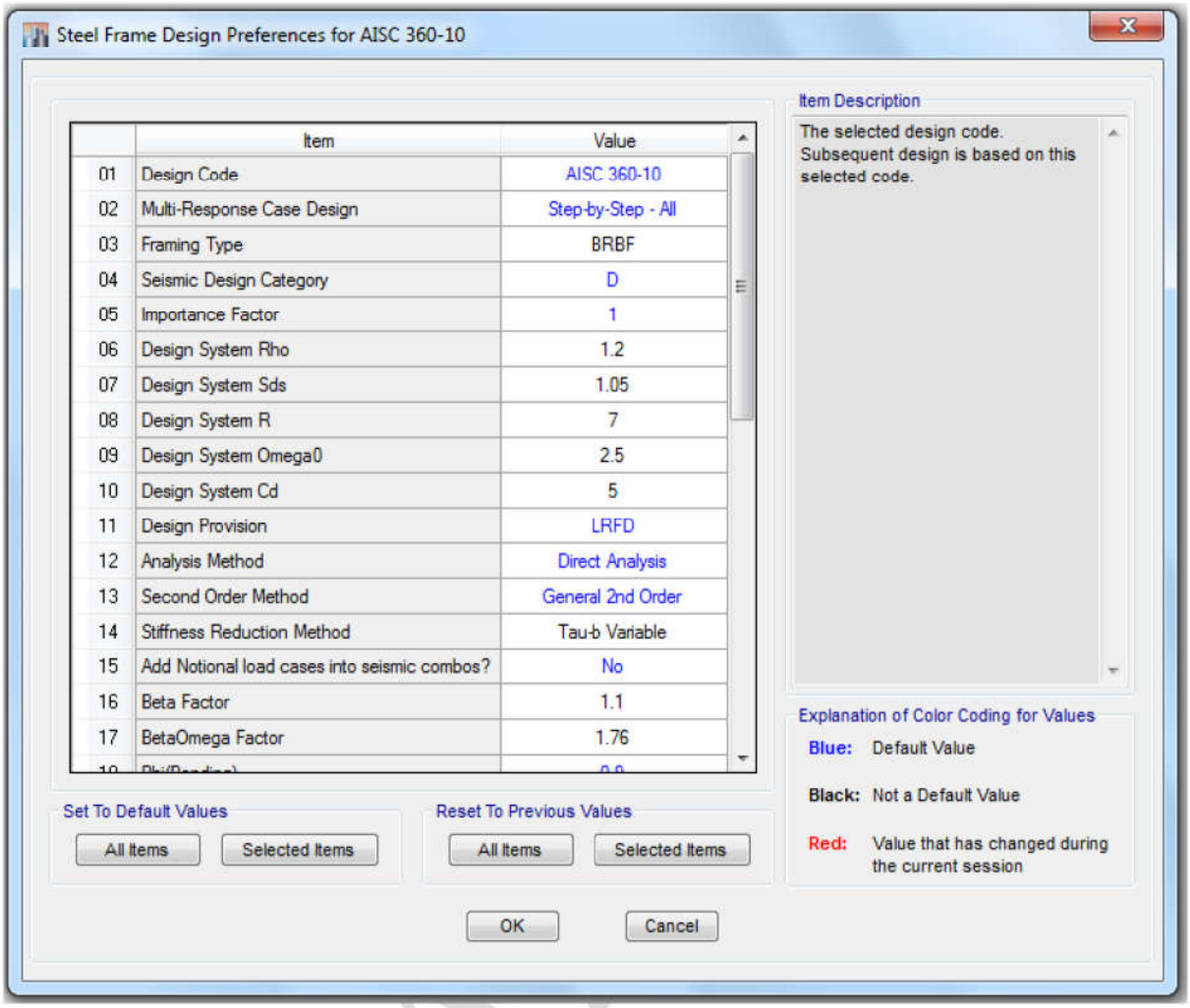
$$KF_{Drift-Core\,Strain} = 0.9 \times KF$$

$$KF_{BraceForce} = 1.1 \times KF$$

۴-۷- تعریف پارامترهای طراحی

آیین‌نامه مناسب جهت طراحی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب، استاندارد AISC 360 است. پارامترهای طراحی سازه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب باید بر اساس پارامترهای طراحی بقیه سازه‌ها و با اصلاحات زیر انجام شود. جهت تخصیص این پارامترها از منوی زیر استفاده نمایید:

Design>Steel Frame Design>View/Revise Preferences…



	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	BRBF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1.2
07	Design System Sds	1.05
08	Design System R	7
09	Design System Omega0	2.5
10	Design System Cd	5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Beta Factor	1.1
17	BetaOmega Factor	1.76

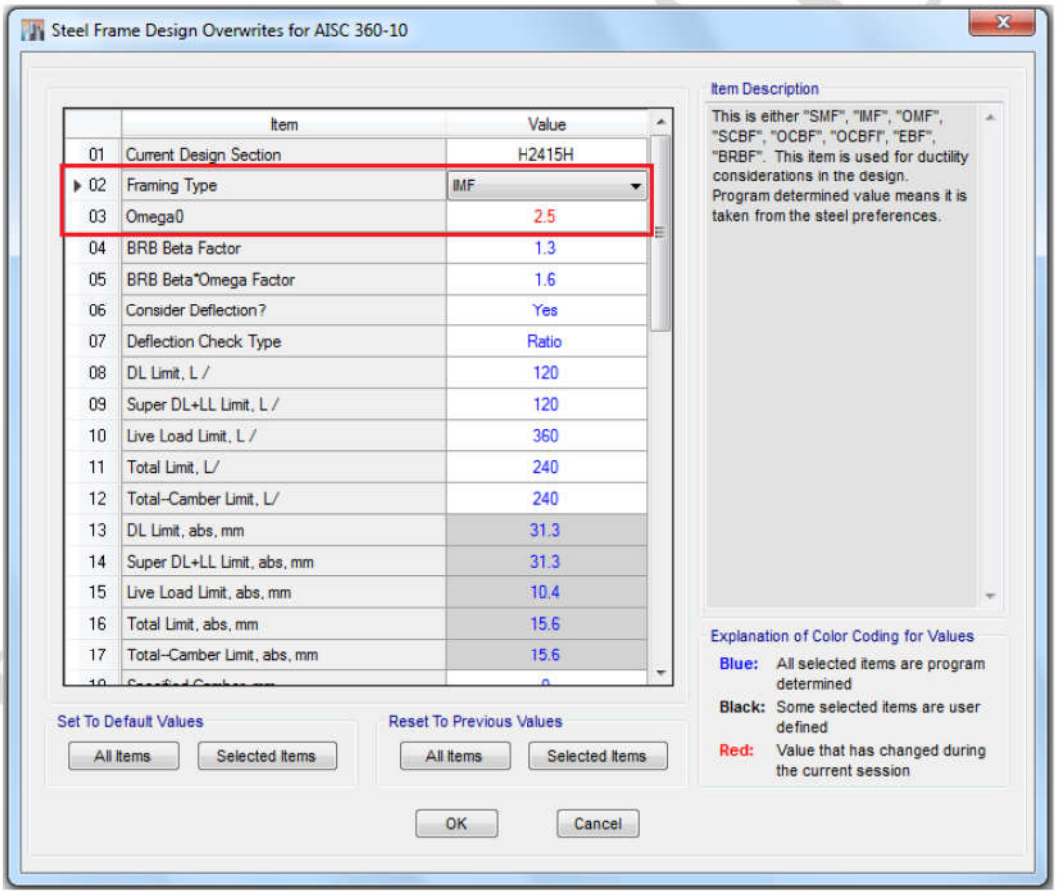
شکل ۴-۹. پارامترهای آیین‌نامه‌ایِ طراحی سازه مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب.

نوع استاندارد طراحی، AISC 360-10 و حالت طراحی بر اساس LRFD، منظور شود. نوع قاب بر روی BRBF قرار داده شده و کنترل گردد که ضریب اضافه مقاومت برابر (Ω_0=2.5) باشد. ضریب اهمیت، ضریب نامعینی، ضریب بار مرده در زلزله قائم، ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی تغییرشکل بر اساس مقادیر محاسبه شده، منظور شود. بقیه پارامترها همانند سازه‌های متداول می‌باشد.

توجه شود که نرم‌افزار ETABS دو پارامتر ضریب اضافه مقاومت فشاری (β) و ضریب اضافه مقاومت فشاری در ضریب سخت‌شدگی کرنشی ($\beta\omega$) را نیز از کاربر می‌خواهد؛ ولی هیچ کنترلی با استفاده از آن‌ها انجام نمی‌دهد. بنابراین از مقادیر پیش فرض مناسب برای ایران استفاده کنید: β=1.1 و $\beta\omega$=1.6×1.1=1.76.

توجه شود که در صورت استفاده از استاندارد AISC 360-10، مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با شکل‌پذیری بالا باشد؛ در غیر این صورت نرم‌افزار آن‌ها را به درستی طراحی نمی‌کند؛ اما همانطور که عنوان شد در ویرایش جدید استاندارد طراحی لرزه‌ای امریکا (AISC 341-16)، مقاطع تیرها و ستون‌ها می‌تواند از نوع فشرده لرزه‌ای با شکل‌پذیری متوسط باشد. با توجه به اینکه این استاندارد در حال حاضر وارد برنامه ETABS نشده است، لذا در صورتی که می‌خواهید از این استاندارد استفاده کنید، تیرها و ستون‌ها را انتخاب کرده و به صورت دستی و با استفاده از منوی زیر، نوع قاب را بر روی قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط (IMF) قرار دهید. همچنین اکیداً توصیه می‌شود که یک بار همه ستون‌ها را انتخاب کرده و با استفاده از منوی زیر ضریب اضافه مقاومت را به صورت دستی بر روی عدد ۲/۵ قرار دهید.

Design>Steel Frame Design>View/Revise Overwrites…



شکل ۴-۱۰. اصلاح پارامترهای طراحی تیرها و ستون‌های سازه مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب.

۴-۸- طراحی اولیه سازه و کنترل نیرویی مهاربندهای کمانش‌تاب

طراحی اعضای باربر ثقلی در سازه مجهز به کمانش‌تاب، همانند طراحی اعضای باربر ثقلی سازه‌های متداول است.

همچنین طراحی اولیه تیرها و ستون‌های لرزه‌بر و مهاربندهای کمانش‌تاب همانند یک سازه مجهز به مهاربند همگرای با شکل‌پذیری ویژه است. در صورت تعریف درست پارامترهای طراحی و مقاطع ستون‌ها، کنترل ستون‌ها تحت اثر زلزله تشدید یافته به صورت خودکار توسط نرم‌افزار انجام می‌شود.

توجه شود که در صورت مدلسازی درست و تعریف صحیح مقاطع مهاربندهای کمانش‌تاب ظرفیت کششی و فشاری مهاربندهای کمانش‌تاب باید برابر یکدیگر باشد. جهت کنترل این مطلب می‌توانید موارد ذیل را برای هر مهاربند از بخش جزئیات طراحی آن کنترل نمایید:

۱- مقطع از نوع شکل‌پذیری زیاد (Seismic HD) طبقه‌بندی شده باشد:

ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	D9	200	0	DSTLS46	Buckling-Restrained Braced Frame	BRB_{9720}	Seismic HD

۲- مساحت مقطع برابر مساحت هسته فولادی و بقیه مشخصات مقطع، مخصوصاً شعاع ژیراسیون در هر دو جهت، مقدار بزرگی داشته باشد:

Section Properties

A (mm²)	J (mm⁴)	I_{33} (mm⁴)	I_{22} (mm⁴)	A_{v3} (mm²)	A_{v2} (mm²)
9720	1E+25	1E+25	1E+25	22400	22400

Design Properties

S_{33} (mm³)	S_{22} (mm³)	Z_{33} (mm³)	Z_{22} (mm³)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (mm⁶)
1E+25	1E+25	1E+25	1E+25	1E+25	1E+25	

۳- طراحی بر اساس ظرفیت محوری در طراحی مهاربند حاکم باشد.

۴- ظرفیت محوری مهاربند در کشش و فشار با یکدیگر برابر بوده و مقدار آن‌ها باید تقریباً برابر با $\phi A_{sc}F_{ysc}$ باشد:

Axial Force and Capacities		
P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
1969.3467	2058.9258	2058.9258

$$\phi A_{sc}F_{ysc} = 0.9 \times 9720 \times 0.2354 = 2059.28\,kN$$

تغییرمکان جانبی سازه باید با منظور نمودن کلیه ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، مبحث دهم و نهم مقررات ملی ساختمان و همانند سازه‌های متداول کنترل شود. در صورت عدم پاسخگویی، به مساحت هسته فولادی افزوده شود تا تغییرمکان جانبی نسبی در محدود مجاز قرار گیرد.

۴-۹- کنترل نیرویی و تغییرشکلی مهاربندهای کمانش‌تاب

همانطور که گفته شد، علاوه بر کنترل ظرفیت نیرویی هسته مهاربند کمانش‌تاب، کرنش پلاستیک ایجاد شده در هسته نیز باید کنترل شود و با استفاده از این کرنش نیروی طراحی قاب مجهز به مهاربند کمانش‌تاب بر اساس نیروهای کششی و فشاری مهاربند تعیین شود.

جهت نیل به این هدف یا باید به صورت دستی و بر اساس ضوابط ارائه شده در بخش‌های قبلی اقدام کرد و یا باید از نرم‌افزار صفحه گسترده شرکت پویا تدبیر ویرا استفاده نمود. توجه شود که این نرم‌افزار کاملاً رایگان می‌باشد.

پس از دانلود برنامه، فرم درخواست کد فعالسازی را تکمیل و آن را برای ما ارسال نمایید تا کد فعالسازی برنامه برای شما ایجاد شود. هیچ محدودیتی در دریافت تعداد کد فعالسازی برای هر شخص یا شرکتی وجود ندارد. به منظور استفاده از آخرین نتایج طراحی این شرکت، همواره برای هر پروژه جدید و یا اصلاح پروژه‌های قبلی، آخرین ویرایش این برنامه را از سایت شرکت (www.virabrace.com) دریافت نمایید. کد فعالسازی ویرایش‌های قبلی نیز برای ویرایش‌های جدید قابل استفاده است.

این برنامه مدل نرم‌افزار ETABS ویرایش‌های ۲۰۱۳ به بعد را به صورت خودکار از روی فایل Access خوانده و تنها نیروها و تغییرشکل‌ها باید به صورت دستی وارد شود. همچنین فرض این برنامه بر استفاده از مقاطع پیش فرض تولیدی این شرکت است. در صورت استفاده از مقاطع دیگر و به منظور وارد نمودن این مقاطع به برنامه، با بخش فنی شرکت پویا تدبیر ویرا تماس حاصل فرمایید.

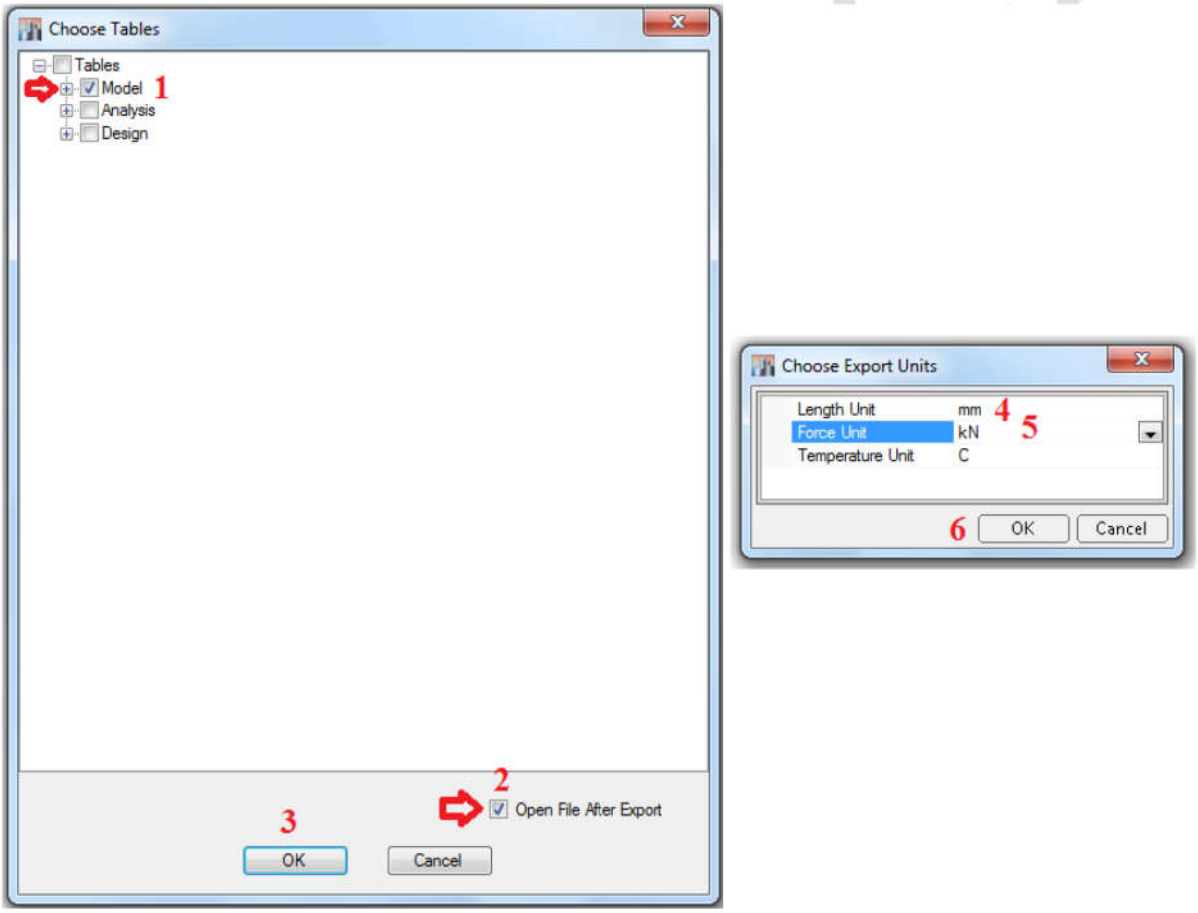
مراحل استفاده از برنامه فوق به شرح ذیل است:

۴-۹-۱- ایجاد فایل Access ورودی به برنامه و فراخوانی مدل در نرم افزار صفحه گسترده

مدل سازه توسط برنامه به صورت خودکار از روی فایل Access خوانده می‌شود. جهت ساخت فایل مذکور در محیط برنامه ETABS مراحل ذیل را طی کنید:

File>Export>ETABS Tables to Access...

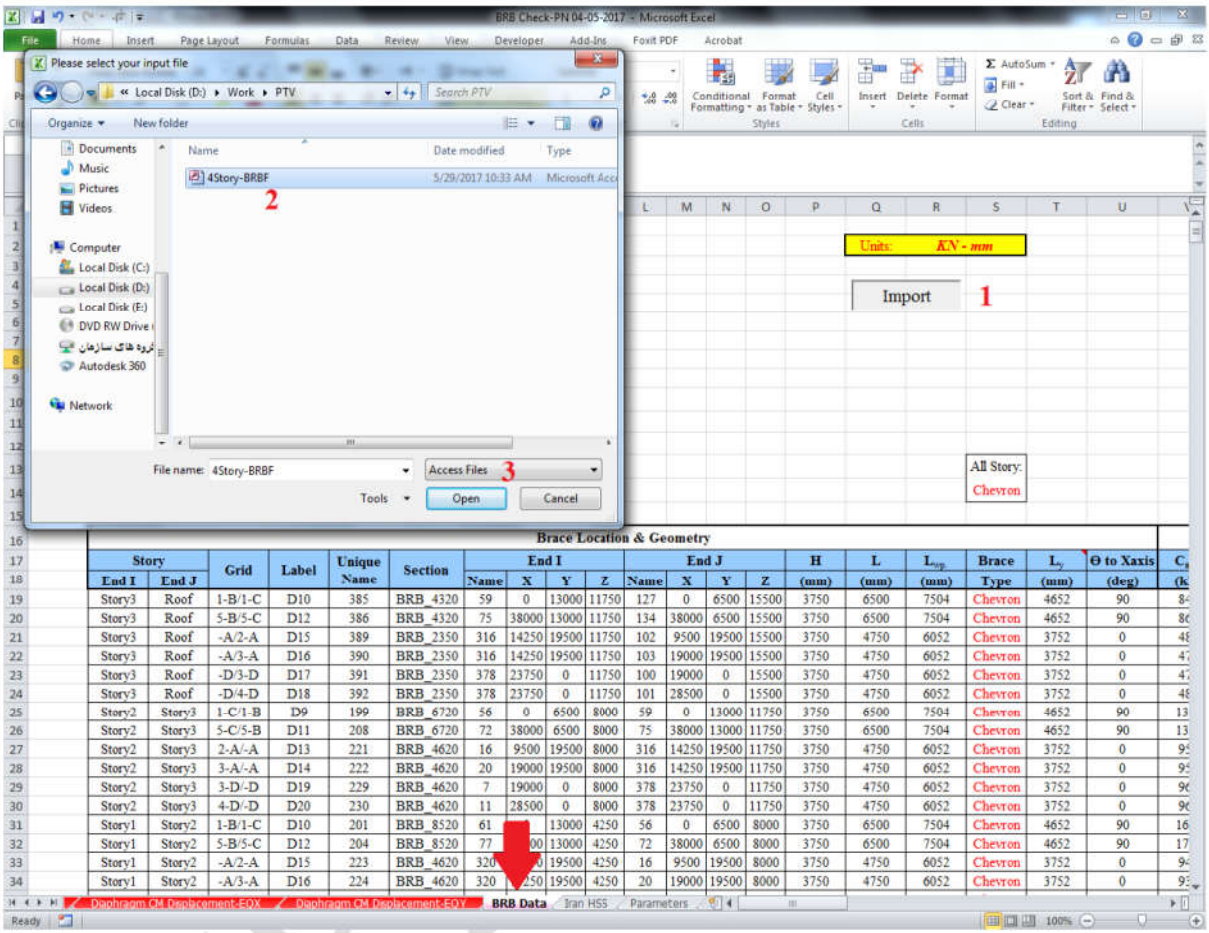
از منوی باز شده گزینه Model و Open File After Export را انتخاب نموده و در پنجره باز شده واحدهای kN و mm را انتخاب کنید:



شکل ۴-۱۱. مراحل ساخت فایل Access از برنامه ETABS.

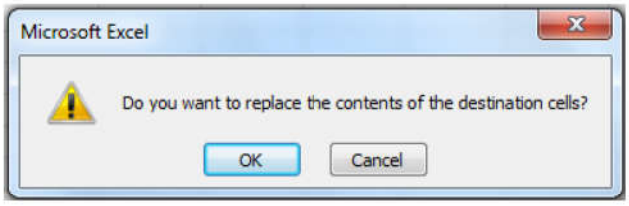
پس از این مرحله یک آدرس برای فایل خروجی انتخاب کنید (ترجیحاً در آدرس ارائه شده اسم فارسی نباشد) و منتظر شوید تا فایل مذکور در محیط برنامه Microsoft Access باز شود. پس از این مرحله برنامه Access را ببندید و وارد محیط برنامه صفحه گسترده طراحی مهاربندها شوید.

در محیط Excel پس از اطمینان از زدن دکمه Enable Content وارد صفحه BRB Data شوید. در این صفحه بر روی دکمه Import در بالای صفحه کلیک کنید و در پنجره باز شده، فایل Access ساخته شده را انتخاب نموده و بر روی دکمه Open کلیک نمایید:



شکل ۴-۱۲. نحوه وارد نمودن فایل Access به برنامه Excel.

در زمان وارد نمودن فایل با پیغام زیر روبرو می‌شوید، در این مرحله بر روی دکمه OK کلیک کنید تا شماره مهاربندهای مدل جدید جایگزین شماره مهاربندهای مدل قبلی شود:



سپس از صفحه BRB Data، استاندارد طراحی (Design Code)، منظمی و یا نامنظمی در پلان (Horizontal Irregularity)، منظمی و یا نامنظمی در ارتفاع (Vertical Irregularity)، و در صورت اینکه پروژه مورد نظر

مقاوم‌سازی باشد سطح عملکرد (Performance Level)، و سطح خطر (Level of Seismicity) مورد نظر را انتخاب نمایید.

در صورتی که پروژه مورد نظر طراحی یک سازه جدید بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ است، استاندارد طراحی را بر روی ASCE 7 قرار دهید و در صورتی که پروژه در حال انجام یک پروژه مقاوم‌سازی است، استاندارد طراحی را بر روی ASCE 41 قرار دهید.

نکته دیگر اینکه اگر سازه هم در پلان و هم در ارتفاع منظم (Regular) باشد، تغییرشکل هسته مهاربندها بر اساس تغییرمکان جانبی مرکز جرم طبقه محاسبه می‌شود. در غیر این صورت، اگر در پلان و یا در ارتفاع، نامنظم (Irregular) باشد، تغییرشکل هسته مهاربند براساس تغییرمکان گره‌های بالایی و پایینی مهاربند محاسبه می‌شود. همچنین در زمان تعیین تغییرشکل جانبی واقعی سازه از تقسیم تغییرشکل بر ضریب اهمیت لرزه‌ای صرفه نظر شده و بنابراین ضریب اهمیت برابر با واحد منظور می‌شود. در صورتی که تمایل به اعمال آن بر اساس ضوابط ASCE 7 دارید، مقدار ضریب اهمیت لرزه‌ای (I_e) مورد نظر را در سلول مربوطه وارد نمایید.

در صورتی که یک سمت مهاربندها در Reference Plane واقع شده است، باید تراز این نقاط را به صورت دستی در انتهای ستون C و اسم آن را در انتهای ستون G صفحه "Story Data" وارد نمایید.

۴-۹- ۲- درج نیروی وارد بر مهاربندها در نرم افزار صفحه گسترده

جهت کنترل نسبت نیاز به ظرفیت نیرویی وارد بر مهاربندها لازم است که نیروهای وارد بر این المان ها از برنامه ETABS در صفحات مربوطه کپی شود. در این راستا باید گام‌های زیر به ترتیب انجام شود:

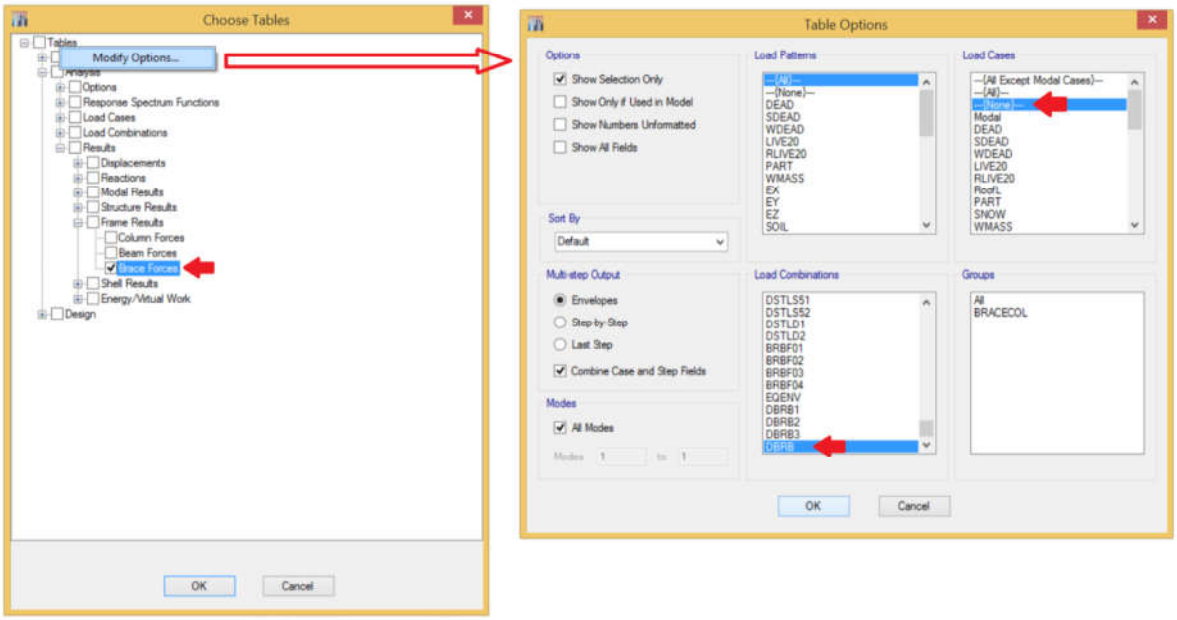
۱- با توجه به اینکه نیروهای وارد بر این اعضاء زمانی در بدترین حالت قرار دارد که سختی‌ها آنها در بیشترین حالت خود باشد، لذا ضریب اصلاح سختی محوری مهاربندها در زمان تعیین نیروهای وارده بر آن باید در مقدار حد بالایی خود باشد. در این راستا باید ضریب اصلاح سختی مهاربندها به میزان پیشنهادی منابع طراحی، حداقل به میزان ۱۰٪ افزایش داده ($KF_{BraceForce} = 1.1 \times KF$) و این ضریب سختی جدید را به مهاربندها اختصاص دهید. این مسأله در حالتیکه قاب‌های سازه با اتصال مفصلی است تأثیری در نتایج ندارد، ولی در صورت استفاده از قاب‌های خمشی با اتصالات گیردار، نیازهای وارد بر مهاربندها افزایش خواهد یافت.

۲- یک ترکیب بار جدید باید تعریف نموده که در بردارنده پوش (Envelope) ترکیبات بارگذاری بحرانی طراحی باشد (این ترکیب بار در اینجا تحت عنوان DBRB تعریف شده است).

۳- پس از تحلیل و انجام همپایه سازی برش پایه در صورت انجام تحلیل طیفی، کلیه المان‌های مهاربندهای کمانش‌تاب را انتخاب نموده و با انتخاب واحد kN برای نیرو از طریق منوی زیر جدول مربوط به نیروهای وارد بر مهاربندها را برای ترکیب بار تعریف شده بدست آورید:

Display>Show Tables…>Analysis>Results>Brace Forces

جهت انتخاب ترکیب بار مورد نظر در صفحه Choose Tables بر روی گزینه Tables کلیک راست کرده و از گزینه …Modify Options تنها ترکیب بار انتخاب شده را از زیر بخش Load Combinations انتخاب کنید.



شکل ۴-۱۳. نحوه ایجاد جدول نیروهای مهاربندها از نرم‌افزار ETABS.

پس از این انجام این مراحل جدول مربوط به نیروهای مهاربندها در پایین صفحه نمایش داده می‌شود. در اینجا لازم است که با استفاده از قابلیت فیلتر کردن جدول نتایج در محیط نرم‌افزار ETABS نیروهای حداکثر (Max) در ایستگاه (Station) 0 را در صفحه Brace Forces-MAX و نیروهای حداقل (Min) در ایستگاه (Station) 0 را در صفحه Brace Forces-MIN وارد نمایید. جهت حذف نیروهای موجود در این صفحات از مدل قبلی، می‌توانید بر روی دکمه Clear All کلیک نمایید.

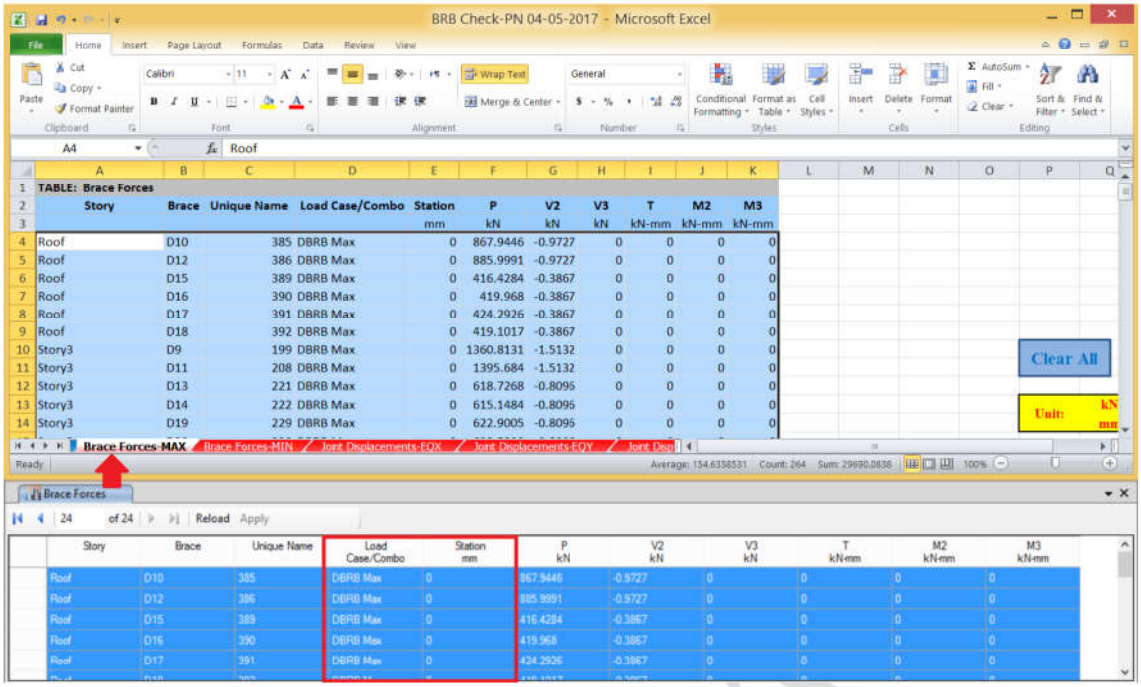


TABLE: Brace Forces										
Story	Brace	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				mm	kN	kN	kN	kN-mm	kN-mm	kN-mm
Roof	D10	385	DBRB Max	0	867.9446	-0.9727	0	0	0	0
Roof	D12	386	DBRB Max	0	885.9991	-0.9727	0	0	0	0
Roof	D15	389	DBRB Max	0	416.4284	-0.3867	0	0	0	0
Roof	D16	390	DBRB Max	0	419.968	-0.3867	0	0	0	0
Roof	D17	391	DBRB Max	0	424.2926	-0.3867	0	0	0	0
Roof	D18	392	DBRB Max	0	419.1017	-0.3867	0	0	0	0
Story3	D9	199	DBRB Max	0	1360.8131	-1.5132	0	0	0	0
Story3	D11	208	DBRB Max	0	1395.684	-1.5132	0	0	0	0
Story3	D13	221	DBRB Max	0	618.7268	-0.8095	0	0	0	0
Story3	D14	222	DBRB Max	0	615.1484	-0.8095	0	0	0	0
Story3	D19	229	DBRB Max	0	622.9005	-0.8095	0	0	0	0

شکل ۴-۱۴. وارد نمودن نیروهای حداکثری مهاربندها از نرم‌افزار ETABS به صفحه مربوطه.

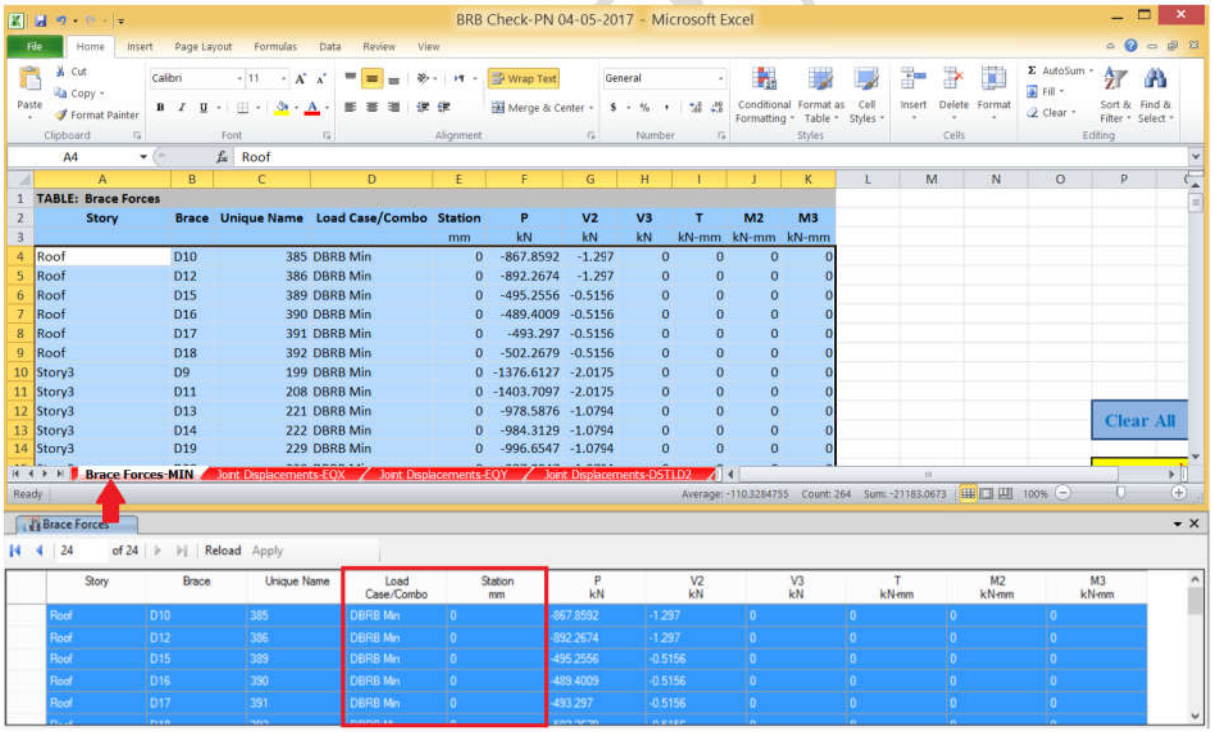


TABLE: Brace Forces										
Story	Brace	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				mm	kN	kN	kN	kN-mm	kN-mm	kN-mm
Roof	D10	385	DBRB Min	0	-867.8592	-1.297	0	0	0	0
Roof	D12	386	DBRB Min	0	-892.2674	-1.297	0	0	0	0
Roof	D15	389	DBRB Min	0	-495.2556	-0.5156	0	0	0	0
Roof	D16	390	DBRB Min	0	-489.4009	-0.5156	0	0	0	0
Roof	D17	391	DBRB Min	0	-493.297	-0.5156	0	0	0	0
Roof	D18	392	DBRB Min	0	-502.2679	-0.5156	0	0	0	0
Story3	D9	199	DBRB Min	0	-1376.6127	-2.0175	0	0	0	0
Story3	D11	208	DBRB Min	0	-1403.7097	-2.0175	0	0	0	0
Story3	D13	221	DBRB Min	0	-978.5876	-1.0794	0	0	0	0
Story3	D14	222	DBRB Min	0	-984.3129	-1.0794	0	0	0	0
Story3	D19	229	DBRB Min	0	-996.6547	-1.0794	0	0	0	0

شکل ۴-۱۵. وارد نمودن نیروهای حداقلی مهاربندها از نرم‌افزار ETABS به صفحه مربوطه.

۴-۹- ۳- درج تغییرشکل های سازه در نرم افزار صفحه گسترده

علاوه بر کنترل تغییرمکان جانبی سازه، جهت کنترل کرنش پلاستیک وارد بر هسته فولادی و در نتیجه تعیین نیروهای نامتعادل طراحی قاب‌های اطراف مهاربندهای کمانش‌تاب، نیاز به تعیین تغییرمکان جانبی و اعمال آن در نرم‌افزار صفحه گسترده است. در این راستا باید گام‌های زیر به ترتیب انجام شود:

۱- با توجه به اینکه تغییرمکان جانبی زمانی در بدترین حالت قرار دارد که سختی مهاربندها در کمترین حالت خود باشد، لذا ضریب اصلاح سختی محوری مهاربندها در زمان تعیین تغییرمکان جانبی وارده بر آن باید در مقدار حد پایینی خود باشد. در این راستا باید ضریب اصلاح سختی مهاربندها به میزان پیشنهادی منابع طراحی، حداقل به میزان ۱۰٪ کاهش داده ($KF_{BraceForce} = 0.9 \times KF$) و این ضریب سختی جدید را به مهاربندها اختصاص دهید.

۲- در صورت استفاده از روش تحلیل مستقیم در تعیین مقاومت اعضاء، براساس ضوابط استانداردهای طراحی (بند C2.3 استاندارد AISC 360-10&16 و تبصره بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ ویرایش ۹۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان)، کاربرد سختی کاهش یافته تنها در تعیین مقاومت اعضاء بوده و جهت تعیین تغییرمکان جانبی و تغییرشکل‌های اعضاء سازه‌ای نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده نمود. در نتیجه لازم است که از طریق منوی زیر، روش کاهش سختی را بر روی بدون تغییر (No Modification) قرار داده، سازه را ابتدا تحلیل نموده و بر روی دکمه طراحی اعضاء فولادی کلیک نمایید تا ضریب اصلاح سختی اعضاء به ۱٫۰ تبدیل شود، سپس سازه را مجدداً تحلیل نمایید تا سختی‌های اصلاح شده در تحلیل‌ها وارد شود.

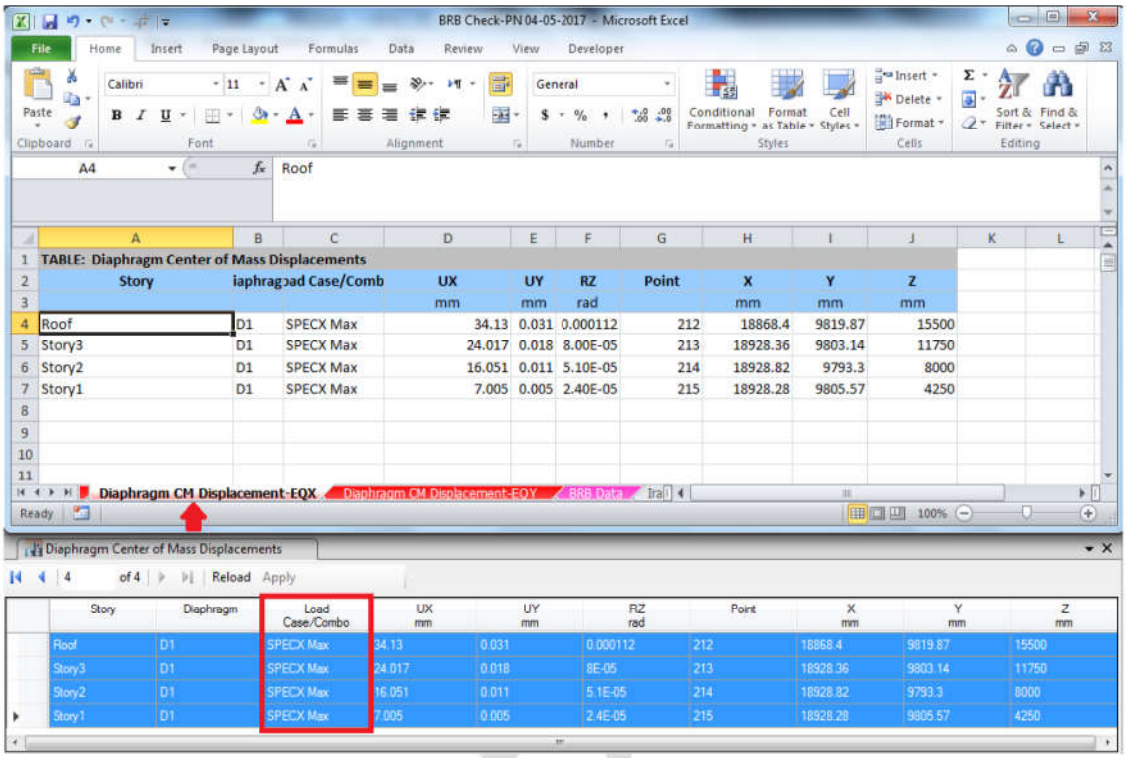
Design>Steel Frame Design>View/Revise Preferences…>

12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	No Modification

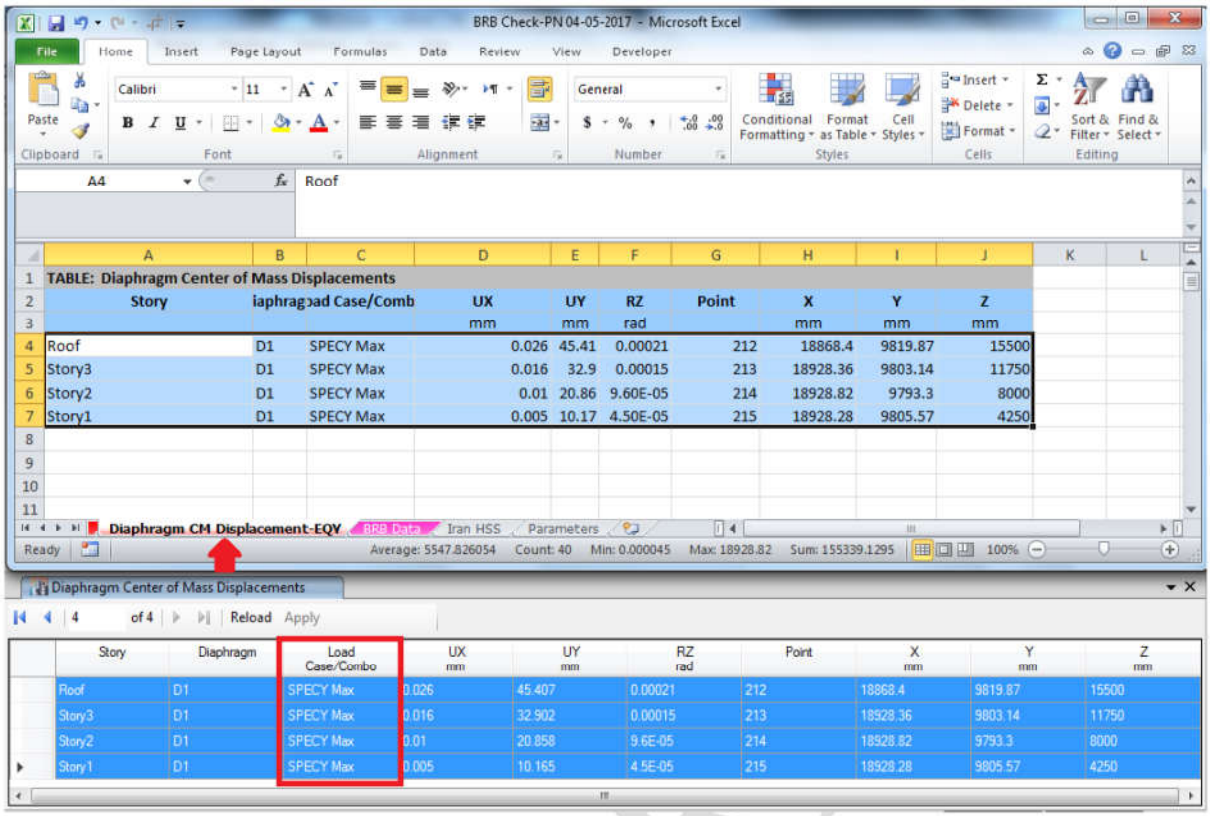
پس از این تحلیل در صورت انجام تحلیل‌های طیفی باید اقدام به همپایه‌سازی مقدرا برش پایه نمایید و در نهایت امکان استخراج تغییرمکان‌های جانبی فراهم می‌شود. شایان ذکر است که همانند دیگر سیستم‌های سازه‌ای باید دیگر الزامات ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، همچون بندهای ۳-۳-۲-۳-ث، ۳-۳-۳-۳، ۳-۵-۴ و ۳-۵-۵، نیز در تعیین تغییرمکان جانبی رعایت گردد.

۳- در صورتی که سازه مورد نظر هم در پلان و هم در ارتفاع منظم باشد، این امکان وجود دارد که کرنش هسته فولادی مهاربندها بر اساس تغییرمکان جانبی مرکز جرم طبقات محاسبه شود. جهت اعمال این مسأله باید تغییرمکان جانبی الاستیک مرکز جرم طبقات را در جهت X و Y (جهات اصلی

ساختمان) به ترتیب در صفحات "Diaphragm CM Displacement-EQX" و "Diaphragm CM Displacement-EQY" وارد نمایید. جهت حذف داده‌های موجود در این صفحات از مدل قبلی، می‌توانید بر روی دکمه Clear All کلیک نمایید.



شکل ۴-۱۶. وارد نمودن تغییرمکان جانبی مرکز جرم طبقات در جهت X از نرم‌افزار ETABS به صفحه مربوطه.



Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	UY mm	RZ rad	Point	X mm	Y mm	Z mm
Roof	D1	SPECY Max	0.026	45.407	0.00021	212	18868.4	9819.87	15500
Story3	D1	SPECY Max	0.016	32.902	0.00015	213	18928.36	9803.14	11750
Story2	D1	SPECY Max	0.01	20.858	9.6E-05	214	18928.82	9793.3	8000
Story1	D1	SPECY Max	0.005	10.165	4.5E-05	215	18928.28	9805.57	4250

شکل ۴-۱۷. وارد نمودن تغییرمکان جانبی مرکز جرم طبقات در جهت Y از نرم‌افزار ETABS به صفحه مربوطه.

۴- در صورتی که سازه مورد نظر در پلان و یا در ارتفاع نامنظم باشد، کرنش هسته فولادی مهاربندها باید بر اساس تغییرمکان جانبی گره‌های دو انتهای مهاربندها محاسبه شود. جهت اعمال این مسأله باید تغییرشکل الاستیک کلیه گره‌های سازه را در جهت X و Y (جهات اصلی ساختمان) به ترتیب در صفحات "Joint Displacements-EQX" و "Joint Displacements-EQY" وارد نمایید. با توجه به ابعاد سازه ممکن است این مسأله کمی وقت گیر باشد، در نتیجه جهت کاهش زمان قرائت و اعمال تغییرشکل‌ها، می‌توانید تنها کلیه‌ی نقاط اطراف مهاربندها را (هم در بالا و هم در پایین) انتخاب نموده و سپس از نرم‌افزار ETABS درخواست تغییرشکل نمایید. جهت حذف داده‌های موجود در این صفحات از مدل قبلی، می‌توانید بر روی دکمه Clear All کلیک نمایید.

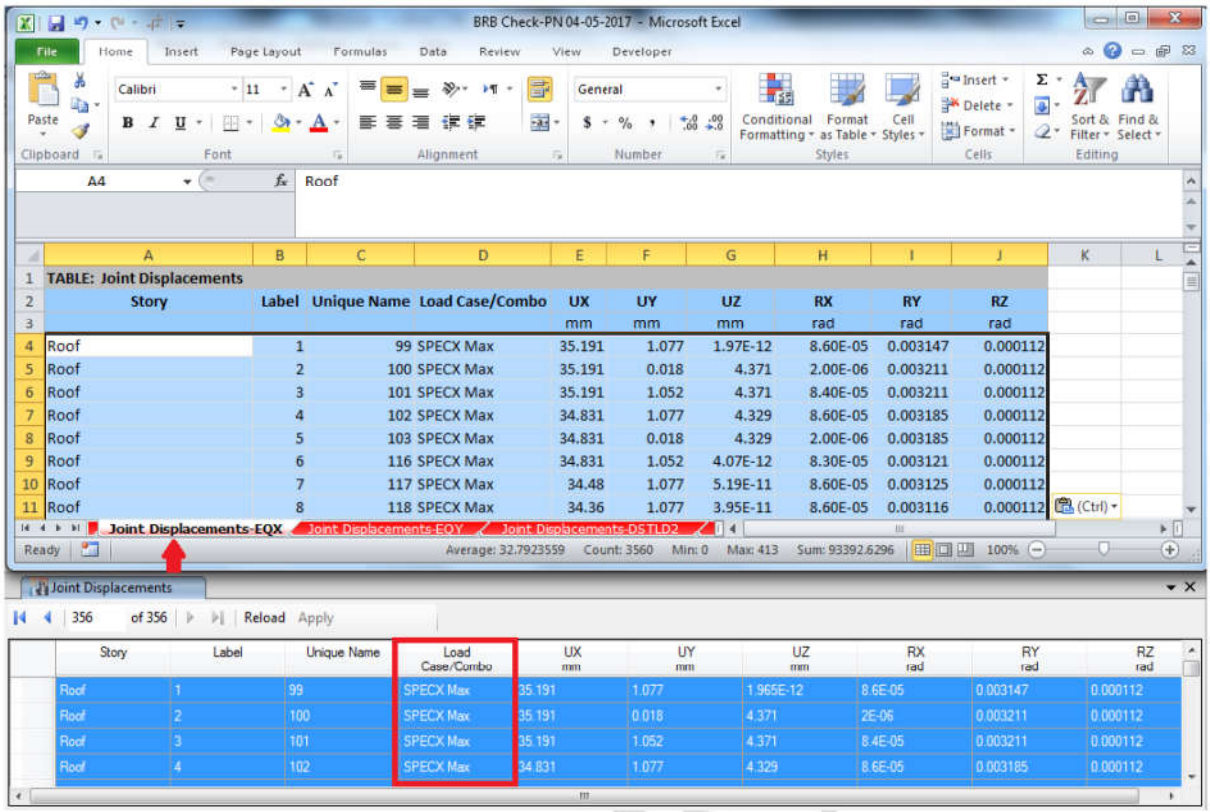


TABLE: Joint Displacements

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX mm	UY mm	UZ mm	RX rad	RY rad	RZ rad
Roof	1	99	SPECX Max	35.191	1.077	1.97E-12	8.60E-05	0.003147	0.000112
Roof	2	100	SPECX Max	35.191	0.018	4.371	2.00E-06	0.003211	0.000112
Roof	3	101	SPECX Max	35.191	1.052	4.371	8.40E-05	0.003211	0.000112
Roof	4	102	SPECX Max	34.831	1.077	4.329	8.60E-05	0.003185	0.000112
Roof	5	103	SPECX Max	34.831	0.018	4.329	2.00E-06	0.003185	0.000112
Roof	6	116	SPECX Max	34.831	1.052	4.07E-12	8.30E-05	0.003121	0.000112
Roof	7	117	SPECX Max	34.48	1.077	5.19E-11	8.60E-05	0.003125	0.000112
Roof	8	118	SPECX Max	34.36	1.077	3.95E-11	8.60E-05	0.003116	0.000112

شکل ۴-۱۸: درج تغییرشکل گره‌های سازه در جهت X از نرم‌افزار ETABS به صفحه مربوطه.

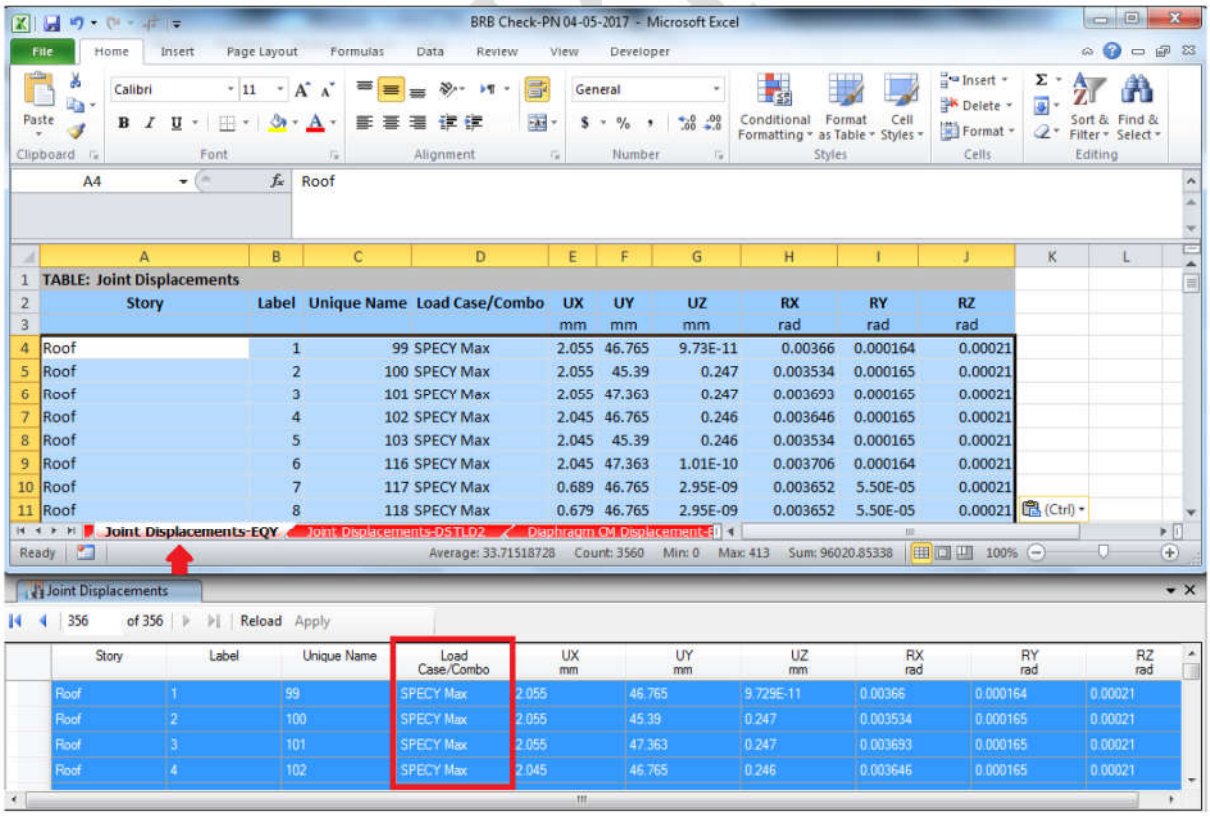
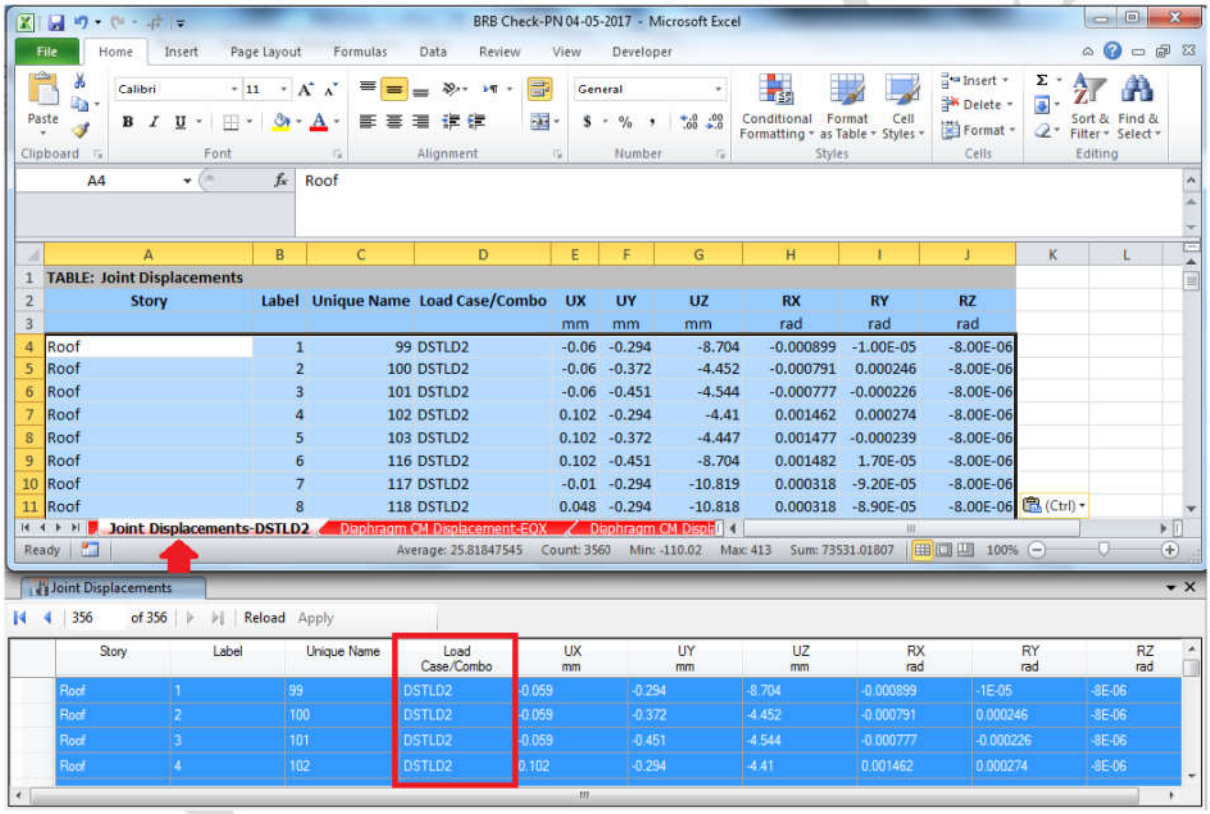


TABLE: Joint Displacements

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX mm	UY mm	UZ mm	RX rad	RY rad	RZ rad
Roof	1	99	SPECY Max	2.055	46.765	9.73E-11	0.00366	0.000164	0.00021
Roof	2	100	SPECY Max	2.055	45.39	0.247	0.003534	0.000165	0.00021
Roof	3	101	SPECY Max	2.055	47.363	0.247	0.003693	0.000165	0.00021
Roof	4	102	SPECY Max	2.045	46.765	0.246	0.003646	0.000165	0.00021
Roof	5	103	SPECY Max	2.045	45.39	0.246	0.003534	0.000165	0.00021
Roof	6	116	SPECY Max	2.045	47.363	1.01E-10	0.003706	0.000164	0.00021
Roof	7	117	SPECY Max	0.689	46.765	2.95E-09	0.003652	5.50E-05	0.00021
Roof	8	118	SPECY Max	0.679	46.765	2.95E-09	0.003652	5.50E-05	0.00021

شکل ۴-۱۹. وارد نمودن تغییرشکل گره‌های سازه در جهت Y از نرم‌افزار ETABS به صفحه مربوطه.

۵- بر اساس ضوابط طراحی، در تعیین کرنش پلاستیک هسته مهاربندها، علاوه بر تغییرمکان‌های ناشی از بارهای جانبی باید تغییرشکل‌های ناشی از بارهای ثقلی نیز منظور شود. این مسأله در مورد مهاربندهای قطری تأثیری ندارد؛ اما در مورد مهاربندهای واقع در حالات ۷ یا ۸ تأثیرگذار است. جهت اعمال این مسأله باید تغییرشکل کلیه گره‌های سازه را تحت اثر ترکیب بار ثقلی شامل بارهای مرده و زنده بدون ضریب در صفحه "Joint Displacements-DSTLD2" وارد نمایید. با توجه به ابعاد سازه ممکن است این مسأله کمی وقتگیر باشد، در نتیجه جهت کاهش زمان قرائت و اعمال تغییرشکل‌ها، می‌توانید تنها کلیه نقاط اطراف مهاربندها (هم در بالا و هم در پایین) انتخاب نموده و سپس از نرم‌افزار ETABS درخواست تغییرشکل نمایید. جهت حذف داده‌های موجود در این صفحات از مدل قبلی، می‌توانید بر روی دکمه Clear All کلیک کنید.



Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX mm	UY mm	UZ mm	RX rad	RY rad	RZ rad
Roof	1	99	DSTLD2	-0.06	-0.294	-8.704	-0.000899	-1.00E-05	-8.00E-06
Roof	2	100	DSTLD2	-0.06	-0.372	-4.452	-0.000791	0.000246	-8.00E-06
Roof	3	101	DSTLD2	-0.06	-0.451	-4.544	-0.000777	-0.000226	-8.00E-06
Roof	4	102	DSTLD2	0.102	-0.294	-4.41	0.001462	0.000274	-8.00E-06
Roof	5	103	DSTLD2	0.102	-0.372	-4.447	0.001477	-0.000239	-8.00E-06
Roof	6	116	DSTLD2	0.102	-0.451	-8.704	0.001482	1.70E-05	-8.00E-06
Roof	7	117	DSTLD2	-0.01	-0.294	-10.819	0.000318	-9.20E-05	-8.00E-06
Roof	8	118	DSTLD2	0.048	-0.294	-10.818	0.000318	-8.90E-05	-8.00E-06

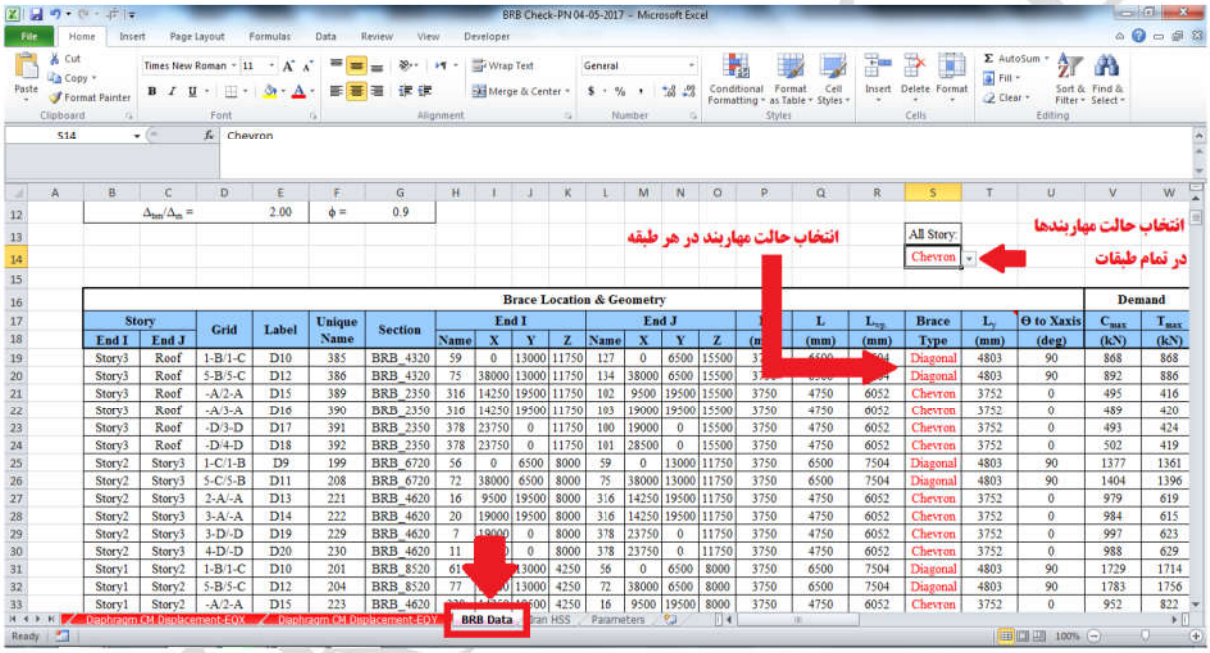
شکل ۴-۲۰. وارد نمودن تغییرشکل گره‌های سازه تحت ترکیب بار ثقلی از نرم‌افزار ETABS به صفحه مربوطه.

۴-۹- ۴- کنترل نیرویی و تغییرشکلی مهاربندها در نرم افزار صفحه گسترده

پس وارد نمودن مشخصات سازه و مدل رایانه‌ای، نیروها و تغییرشکل‌های وارد بر مهاربندها، می‌توان با استفاده از امکانات صفحه «BRB Data» نیازهای نیرویی و تغییرشکلی وارد بر مهاربند را کنترل کرد. توجه

شود این برنامه مدل‌هایی که دارای ۱۰۰۰ عدد مهاربند کمانش‌تاب و یا کمتر باشند را پوشش می‌دهد. در صورتی که مدلی با تعداد مهاربند بیشتری دارید، با بخش فنی ما تماس بگیرید.

در قسمت «Brace Location & Geometry» مشخصات هر مهاربند، شامل مشخصات هندسی و ابعادی، طول نقطه کار تا نقطه کار، طول تقریبی بخش جاری شونده و زاویه پلانی مهاربند با محور X سازه ارائه شده است. در این قسمت لازم است که حالت قرارگیری هر مهاربند را مشخص کنید. برای مهاربندهای قطری باید از گزینهپ«Diagonal» و برای کلیه حالات شورون (۷ یا ۸) از گزینه «Chevron» استفاده نمایید. اگر حالات قرارگیری کلیه مهاربندها در همه طبقات یکسان باشد، با انتخاب حالت آن در سلول به صورت «All Story»، به صورت خودکار کلیه مهاربندها به این حالت قرار می‌گیرند.

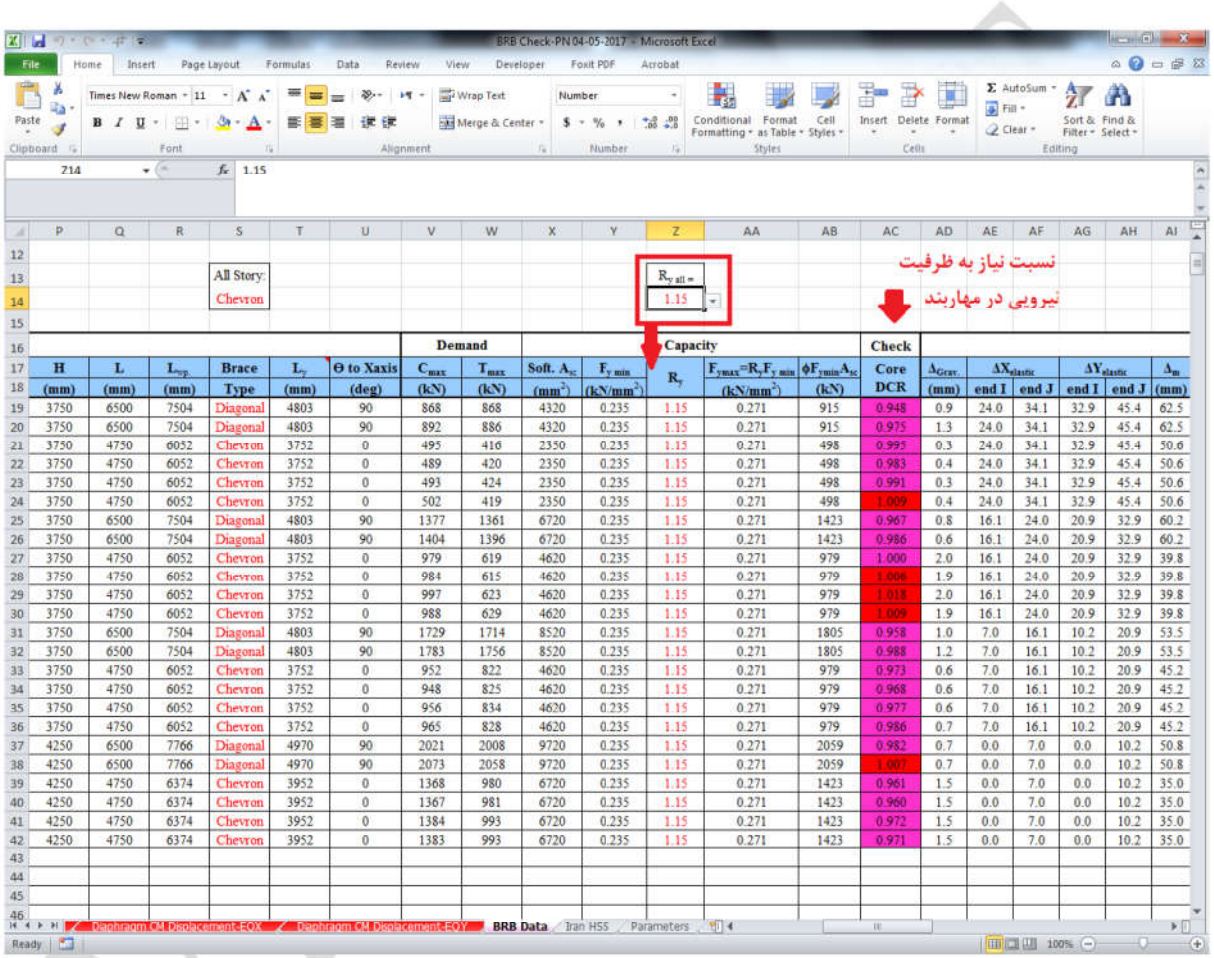


شکل ۴-۲۱. انتخاب حالت قرار گیری مهاربندها در صفحه مربوطه.

در بخش «Demand» نیاز نیرویی وارد بر مهاربندها در حالت کششی و فشاری حاصل از تحلیل‌های رایانه‌ای انجام شده، در واحد کیلونیوتن ارائه شده است.

در قسمت «Capacity» ظرفیت نیرویی مهاربند بر اساس سطح مقطع بخش جاری شونده هسته فولادی و سطح پایین تنش جاری شدن فولاد هسته تعیین شده و در بخش «Core DCR» نسبت نیاز به ظرفیت نیرویی مهاربندها ارائه شده است که باید کمتر از ۱٫۰ باشد.

در این بخش لازم است که ضریب R_y فولاد هسته مهاربند را مشخص نمایید تا نیاز طراحی اتصالات و نیروهای نامتعادل وارد بر قاب اطراف مهاربندها تعیین شود. فولاد مصرفی در کلیه مهاربندهای کمانش‌تاب تولیدی شرکت پویا تدبیر ویرا، بر اساس ضوابط استاندارد AISC 341-16 آزمایش می‌شود و بنابراین این مقدار برابر واحد است؛ اما به منظور جلوگیری از دوباره کاری در طراحی اعضاء پیشنهاد می‌شود که مقدار R_y=1.15 منظور شود.



						Demand				Capacity			Check						
H (mm)	L (mm)	L_{up} (mm)	Brace Type	L_y (mm)	Θ to Xaxis (deg)	C_{max} (kN)	T_{max} (kN)	Soft. A_{sc} (mm^2)	$F_{y\ min}$ (kN/mm^2)	R_y	$F_{ymax}=R_yF_{y\ min}$ (kN/mm^2)	$\phi F_{ymin}A_{sc}$ (kN)	Core DCR	$\Delta_{Grav.}$ (mm)	$\Delta X_{elastic}$ end I	$\Delta X_{elastic}$ end J	$\Delta Y_{elastic}$ end I	$\Delta Y_{elastic}$ end J	Δ_m (mm)
3750	6500	7504	Diagonal	4803	90	868	868	4320	0.235	1.15	0.271	915	0.948	0.9	24.0	34.1	32.9	45.4	62.5
3750	6500	7504	Diagonal	4803	90	892	886	4320	0.235	1.15	0.271	915	0.975	1.3	24.0	34.1	32.9	45.4	62.5
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	495	416	2350	0.235	1.15	0.271	498	0.995	0.3	24.0	34.1	32.9	45.4	50.6
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	489	420	2350	0.235	1.15	0.271	498	0.983	0.4	24.0	34.1	32.9	45.4	50.6
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	493	424	2350	0.235	1.15	0.271	498	0.991	0.3	24.0	34.1	32.9	45.4	50.6
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	502	419	2350	0.235	1.15	0.271	498	1.009	0.4	24.0	34.1	32.9	45.4	50.6
3750	6500	7504	Diagonal	4803	90	1377	1361	6720	0.235	1.15	0.271	1423	0.967	0.8	16.1	24.0	20.9	32.9	60.2
3750	6500	7504	Diagonal	4803	90	1404	1396	6720	0.235	1.15	0.271	1423	0.986	0.6	16.1	24.0	20.9	32.9	60.2
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	979	619	4620	0.235	1.15	0.271	979	1.000	2.0	16.1	24.0	20.9	32.9	39.8
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	984	615	4620	0.235	1.15	0.271	979	1.006	1.9	16.1	24.0	20.9	32.9	39.8
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	997	623	4620	0.235	1.15	0.271	979	1.018	2.0	16.1	24.0	20.9	32.9	39.8
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	988	629	4620	0.235	1.15	0.271	979	1.009	1.9	16.1	24.0	20.9	32.9	39.8
3750	6500	7504	Diagonal	4803	90	1729	1714	8520	0.235	1.15	0.271	1805	0.958	1.0	7.0	16.1	10.2	20.9	53.5
3750	6500	7504	Diagonal	4803	90	1783	1756	8520	0.235	1.15	0.271	1805	0.988	1.2	7.0	16.1	10.2	20.9	53.5
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	952	822	4620	0.235	1.15	0.271	979	0.973	0.6	7.0	16.1	10.2	20.9	45.2
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	948	825	4620	0.235	1.15	0.271	979	0.968	0.6	7.0	16.1	10.2	20.9	45.2
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	956	834	4620	0.235	1.15	0.271	979	0.977	0.6	7.0	16.1	10.2	20.9	45.2
3750	4750	6052	Chevron	3752	0	965	828	4620	0.235	1.15	0.271	979	0.986	0.7	7.0	16.1	10.2	20.9	45.2
4250	6500	7766	Diagonal	4970	90	2021	2008	9720	0.235	1.15	0.271	2059	0.982	0.7	0.0	7.0	0.0	10.2	50.8
4250	6500	7766	Diagonal	4970	90	2073	2058	9720	0.235	1.15	0.271	2059	1.007	0.7	0.0	7.0	0.0	10.2	50.8
4250	4750	6374	Chevron	3952	0	1368	980	6720	0.235	1.15	0.271	1423	0.961	1.5	0.0	7.0	0.0	10.2	35.0
4250	4750	6374	Chevron	3952	0	1367	981	6720	0.235	1.15	0.271	1423	0.960	1.5	0.0	7.0	0.0	10.2	35.0
4250	4750	6374	Chevron	3952	0	1384	993	6720	0.235	1.15	0.271	1423	0.972	1.5	0.0	7.0	0.0	10.2	35.0
4250	4750	6374	Chevron	3952	0	1383	993	6720	0.235	1.15	0.271	1423	0.971	1.5	0.0	7.0	0.0	10.2	35.0

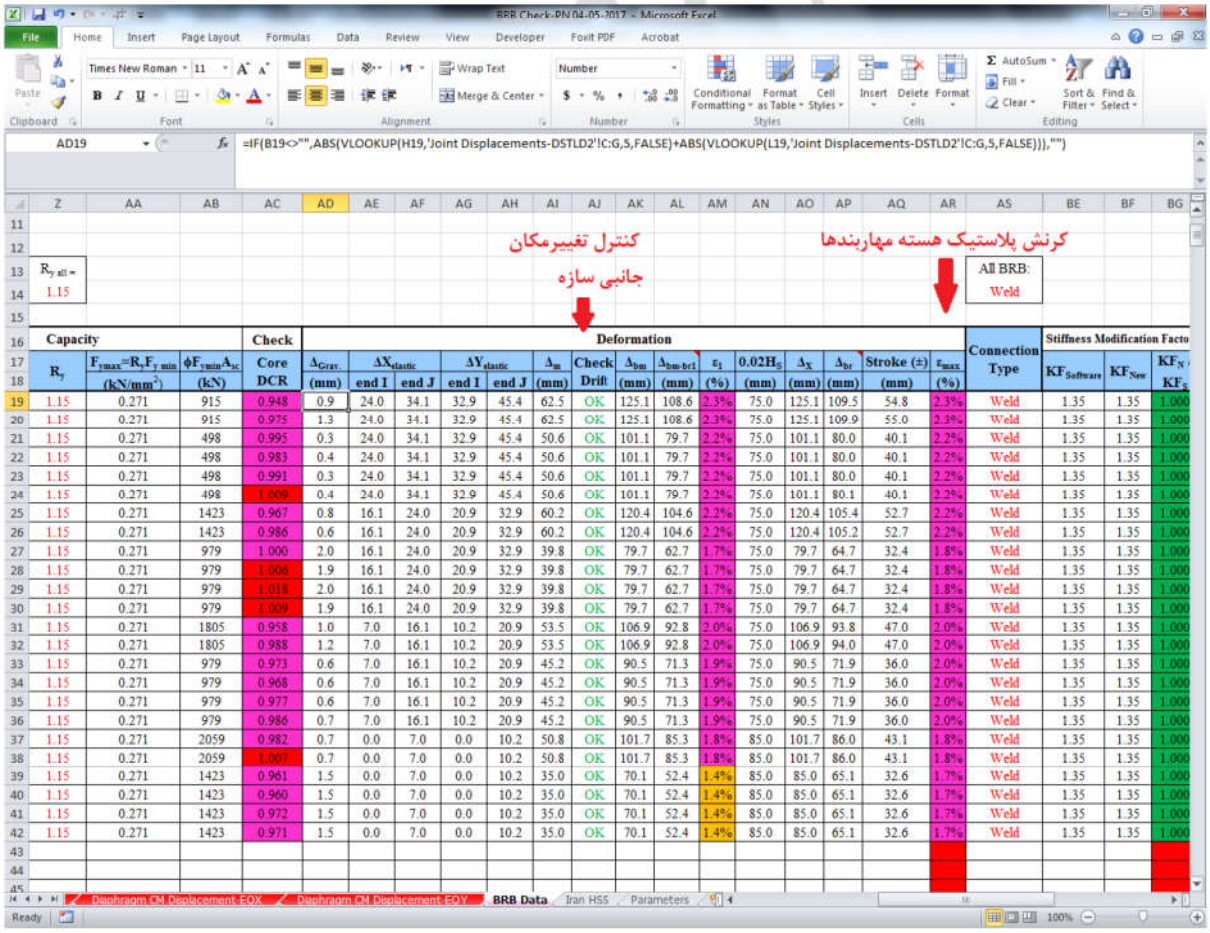
شکل ۴-۲۲. کنترل نیاز نیرویی وارد بر هسته مهاربندهای کمانش‌تاب.

در بخش «Deformation» نیاز تغییرشکل مهاربندهای کمانش‌تاب محاسبه و کنترل می‌گردد. تغییرمکان واقعی (پلاستیک) دو انتهای مهاربند با توجه به زاویه قرارگیری آن‌ها در پلان محاسبه شد و ابتدا کنترل می‌شود که تغییرمکان جانبی طبقات کمتر از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰۰ (۰٫۰۲ ارتفاع طبقه) باشد. سپس دو برابر این مقدار با حد پایینی ۲٪ ارتفاع طبقه مقایسه شده و بر اساس بزرگترین مقدار حاصله

تغییرشکل ایجاد شده در راستای مهاربند محاسبه و با تغییرشکل ثقلی جمع می‌گردد. در انتها کرنش پلاستیک حاصله از تغییرشکل، براساس طول جاری شونده تقریبی ارائه شده در بخش « Brace Location & Geometry»، محاسبه می‌شود که باید کمتر از مقادیر مجاز باشد.

همانطور که پیش از این نیز بیان شد براساس ضوابط ارائه شده در استاندارد ASCE 41-13، حداکثر مقدار کرنش پلاستیک هسته فولادی باید برابر $\varepsilon_{b\,max}$=2.5% باشد. با توجه به شرایط فولاد تولیدی در ایران و همچنین ضوابط تغییرمکان جانبی استاندارد ۲۸۰۰، پیشنهاد این مجموعه محدود ساختن کرنش پلاستیک هسته فولادی به $\varepsilon_{b\,max}$=3.5% است. شایان ذکر است که در آزمایشات انجام شده بر روی تولیدات شرکت پویا تدبیر ویرا، هسته مهاربند فولادی تا کرنش‌هایی تا حدود ۴ درصد را نیز بدون پاره شدن تحمل کرده است؛ اما در هر صورت پیشنهاد می‌شود که کرنش هسته از مقدار ۳٫۵ درصد فراتر نرود.

همچنین ظرفیت جابجایی مورد نیاز مهاربند جهت سفارش مهاربند در ستون «Stroke» ارائه شده است. این ظرفیت جابجایی باید در هر دو سمت مهاربندهای کمانش‌تاب و به صورت رفت و برگشتی وجود داشته باشد.



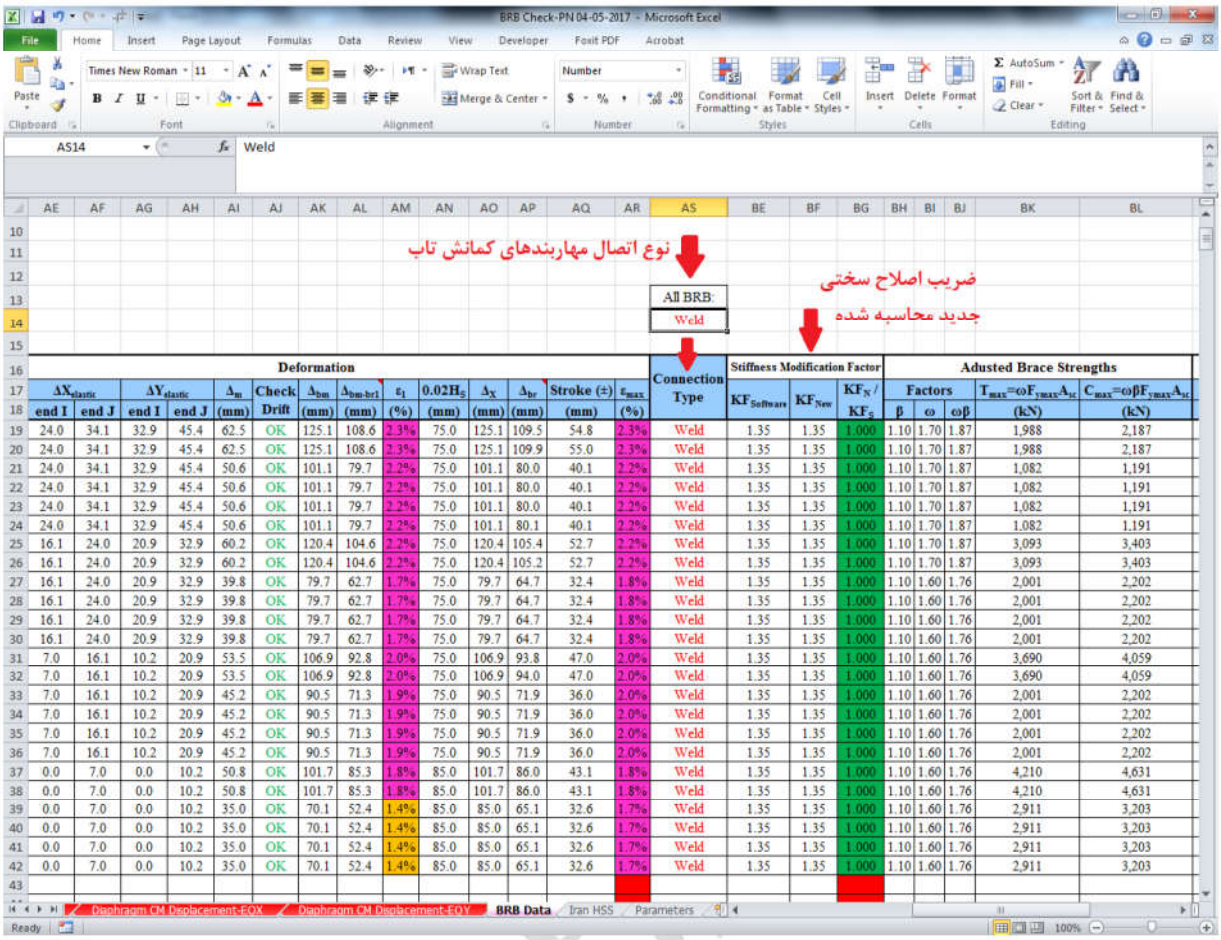
شکل ۴-۲۳. کنترل نیاز تغییرشکلی وارد بر هسته مهاربندهای کمانش‌تاب.

۴-۹- ۵- کنترل ضریب اصلاح سختی محوری مهاربندها

پس از کنترل نیرویی و تغییرشکلی مهاربندهای کمانش‌تاب، در صورتی که از مقاطع پیش فرض شرکت پویا تدبیر ویرا استفاده کرده باشید، با انتخاب نوع اتصال انتهایی مهاربند کمانش‌تاب به تیر و ستون، ضریب اصلاح سختی محوری مهاربندها براساس مساحت هسته فولادی، فولاد مصرفی در اتصالات، طول قسمت جاری شونده، اتصالات و بخش صلب انتهایی محاسبه شده (KF_{New}) و با ضریب اصلاح سختی تعریف شده در نرم‌افزار ($KF_{Software}$) مقایسه خواهد شد. در صورتی که اختلاف این دو مقدار کمتر از ۵ تا ۱۰ درصد باشد، دیگر نیازی به اصلاح این ضریب در نرم‌افزار و تکرار تحلیل‌ها نمی‌باشد. در غیر این صورت باید ضریب اصلاح سختی جدید را در نرم‌افزار به مهاربندها اعمال کرده و مراحل بالا را از ابتدا تکرار کرد تا همگرایی حاصل شود.

در بخش انتخاب نوع اتصالات، اتصال جوشی با عنوان «Weld»، اتصال پیچی با عنوان «Bolt»، اتصال مفصلی (پینی) با عنوان «Pin» و اتصال وصله‌ای با عنوان «Splice» تعریف شده است. همچنین این امکان وجود دارد که جهت تعریف سریعتر، برای همه مهاربندها یک نوع اتصال تعریف کرده و برای برخی نوع اتصال را به صورت درستی تغییر دهید.

توجه شود که به منظور افزایش سرعت و کاهش تعداد تکرارها، ضریب اصلاح سختی محاسبه شده توسط برنامه صفحه گسترده به نزدیک‌ترین ضریب از 0.05 تقریب شده و در ستون KF_{New} نشان داده می‌شود؛ لذا ممکن است که در صورت استفاده از مقطاع مهاربند کمانش‌تابِ تعریف شده در نرم‌افزار ETABS، ضریب محاسبه شده توسط نرم‌افزار با ضریب محاسبه شده توسط برنامه صفحه گسترده قدری تفاوت داشته باشد که تأثیرگذار نخواهد بود. همچنین مساحت فولاد مصرفی در اتصالات بر مبنای مساحت هسته‌های فولادی پیشنهادی این مجموعه است. در صورتی که از مساحت‌های دیگری برای هسته فولادی استفاده می‌کنید با بخش فنی شرکت پویا تدبیر ویرا تماس حاصل فرمایید.



$\Delta X_{elastic}$ end I	$\Delta X_{elastic}$ end J	$\Delta Y_{elastic}$ end I	$\Delta Y_{elastic}$ end J	Δ_m (mm)	Check Drift	Δ_{bm} (mm)	Δ_{bm-br1} (mm)	ε_1 (%)	$0.02H_S$ (mm)	Δ_X (mm)	Δ_{br} (mm)	Stroke (±) (mm)	ε_{max} (%)	Connection Type	$KF_{Software}$	KF_{New}	KF_N / KF_S	Factors β	Factors ω	Factors ωβ	$T_{max}=\omega F_{ymax}A_{sc}$ (kN)	$C_{max}=\omega\beta F_{ymax}A_{sc}$ (kN)
24.0	34.1	32.9	45.4	62.5	OK	125.1	108.6	2.3%	75.0	125.1	109.5	54.8	2.3%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,988	2,187
24.0	34.1	32.9	45.4	62.5	OK	125.1	108.6	2.3%	75.0	125.1	109.9	55.0	2.3%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,988	2,187
24.0	34.1	32.9	45.4	50.6	OK	101.1	79.7	2.2%	75.0	101.1	80.0	40.1	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191
24.0	34.1	32.9	45.4	50.6	OK	101.1	79.7	2.2%	75.0	101.1	80.0	40.1	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191
24.0	34.1	32.9	45.4	50.6	OK	101.1	79.7	2.2%	75.0	101.1	80.0	40.1	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191
24.0	34.1	32.9	45.4	50.6	OK	101.1	79.7	2.2%	75.0	101.1	80.1	40.1	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191
16.1	24.0	20.9	32.9	60.2	OK	120.4	104.6	2.2%	75.0	120.4	105.4	52.7	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	3,093	3,403
16.1	24.0	20.9	32.9	60.2	OK	120.4	104.6	2.2%	75.0	120.4	105.2	52.7	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	3,093	3,403
16.1	24.0	20.9	32.9	39.8	OK	79.7	62.7	1.7%	75.0	79.7	64.7	32.4	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202
16.1	24.0	20.9	32.9	39.8	OK	79.7	62.7	1.7%	75.0	79.7	64.7	32.4	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202
16.1	24.0	20.9	32.9	39.8	OK	79.7	62.7	1.7%	75.0	79.7	64.7	32.4	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202
7.0	16.1	10.2	20.9	53.5	OK	106.9	92.8	2.0%	75.0	106.9	93.8	47.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	3,690	4,059
7.0	16.1	10.2	20.9	53.5	OK	106.9	92.8	2.0%	75.0	106.9	94.0	47.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	3,690	4,059
7.0	16.1	10.2	20.9	45.2	OK	90.5	71.3	1.9%	75.0	90.5	71.9	36.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202
7.0	16.1	10.2	20.9	45.2	OK	90.5	71.3	1.9%	75.0	90.5	71.9	36.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202
7.0	16.1	10.2	20.9	45.2	OK	90.5	71.3	1.9%	75.0	90.5	71.9	36.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202
7.0	16.1	10.2	20.9	45.2	OK	90.5	71.3	1.9%	75.0	90.5	71.9	36.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202
0.0	7.0	0.0	10.2	50.8	OK	101.7	85.3	1.8%	85.0	101.7	86.0	43.1	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	4,210	4,631
0.0	7.0	0.0	10.2	50.8	OK	101.7	85.3	1.8%	85.0	101.7	86.0	43.1	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	4,210	4,631
0.0	7.0	0.0	10.2	35.0	OK	70.1	52.4	1.4%	85.0	85.0	65.1	32.6	1.7%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203
0.0	7.0	0.0	10.2	35.0	OK	70.1	52.4	1.4%	85.0	85.0	65.1	32.6	1.7%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203
0.0	7.0	0.0	10.2	35.0	OK	70.1	52.4	1.4%	85.0	85.0	65.1	32.6	1.7%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203

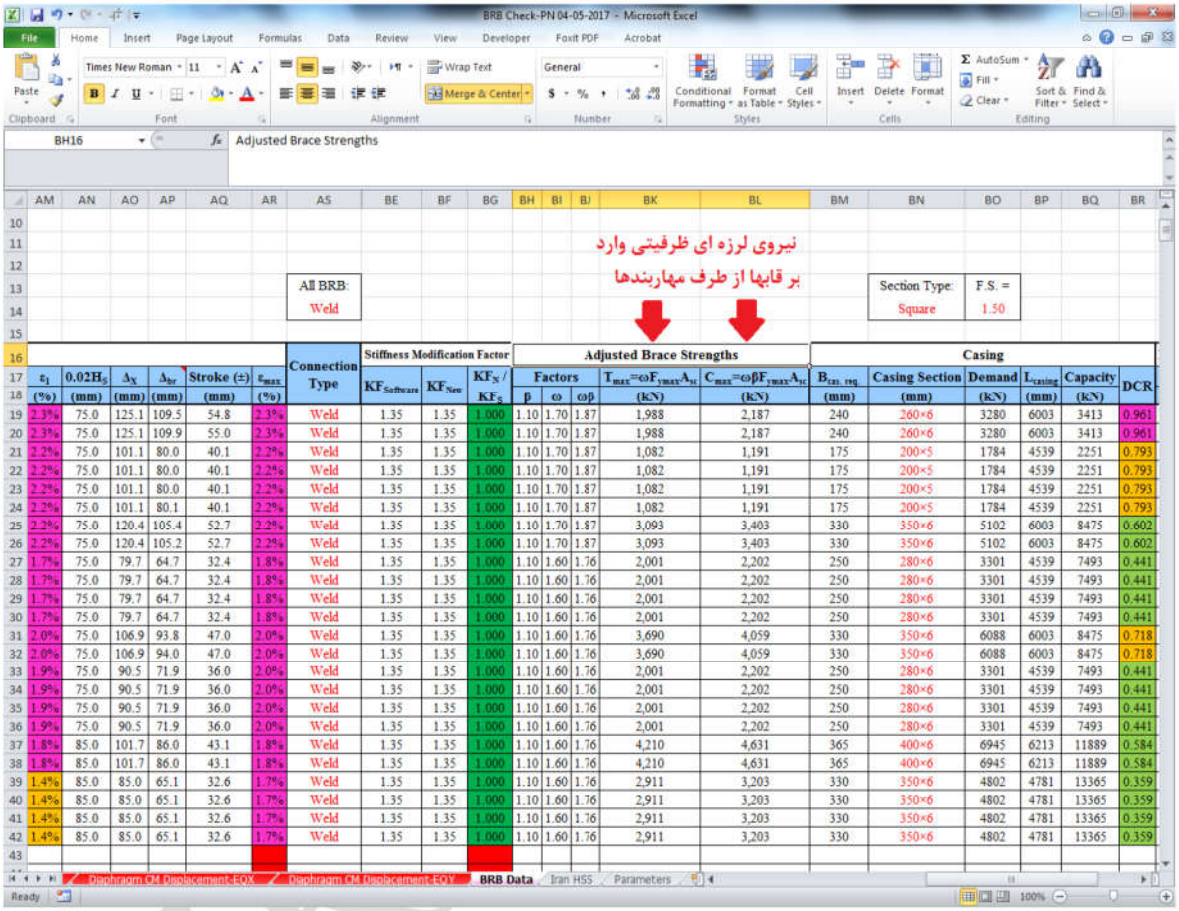
شکل ۴-۲۴. ضریب اصلاح سختی محوری مهاربندهای کمانش‌تاب.

۴-۱۰- تعیین نیروهای نامتعادل و طراحی لرزه ای تیرها و ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده

پس از طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب و ایجاد همگرایی در فرضیات تحلیل و طراحی، باید نیروهای طراحی ستون‌ها و تیرهای واقع در قاب‌های مهاربندی را بر مبنای اثر نیروی لرزه‌ایِ ظرفیتی، تعیین کرد. اثر نیروی لرزه‌ای افقی ظرفیتی (E_{cl}) باید برابر نیروهای ایجاد شده در اعضاء با فرض اینکه همه مهاربندها به مقاومت اصلاح شده خود در فشار و کشش رسیده باشند، تعیین شود. این تحلیل باید در هر دو جهت و با فرض نیروی زلزله افقی رفت و برگشتی انجام شود. همچنین در زمان کنترل ظرفیت باربری تیرها تحت اثر این نیروها، باید به طور کامل از اثر مهاربندها در باربری ثقلی صرفه نظر شود.

جزئیات محاسبه نیروهای طراحی قاب‌ها در بند (۲-۳) این راهنما به تفضیل ارائه شده است. این نیروها باید برای تغییرشکل قابل انتظار در مهاربندها (Δ_{br}) محاسبه شوند. نیروی ظرفیتی مهاربندها در فشار (C_{max}) و در کشش (T_{max})، براساس تغییرشکل حاصله محاسبه شده و در بخش «Adjusted Brace Strengths»

نرم‌افزار صفحه گسترده قابل برداشت است. توجه شود که ضریب اثر سخت شدگی (ω) و ضریب اضافه مقاومت فشاری (β) براساس آزمایشات انجام شده بر روی تولیدات شرکت پویا تدبیر ویرا و شرکت‌های معتبر امریکایی بوده و برای دیگر تولیدکنندگان قابل استفاده نمی‌باشد.



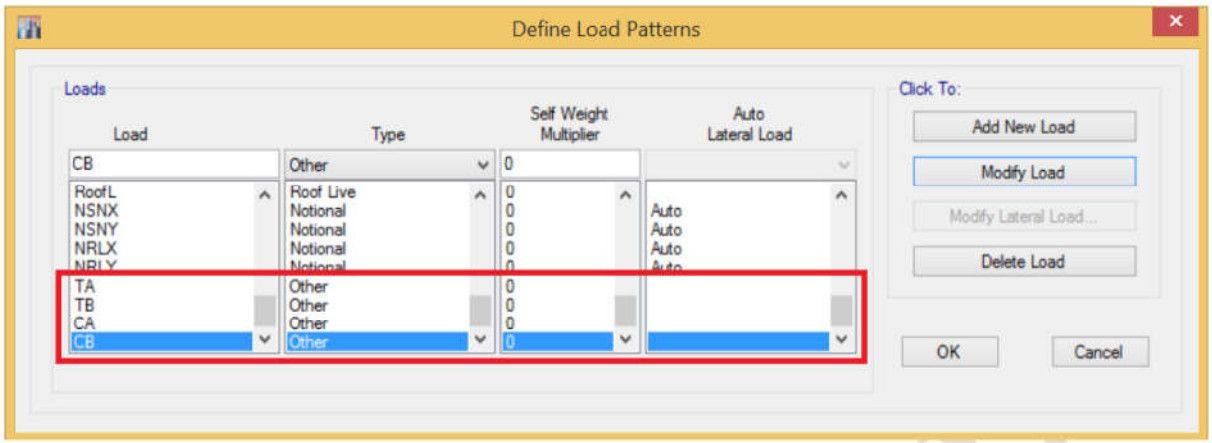
ε_1 (%)	$0.02H_S$ (mm)	Δ_X (mm)	Δ_{br} (mm)	Stroke (±) (mm)	ε_{max} (%)	Connection Type	$KF_{Software}$	KF_{New}	KF_X / KF_S	β	ω	ωβ	$T_{max}=\omega F_{ymax}A_{tc}$ (kN)	$C_{max}=\omega\beta F_{ymax}A_{tc}$ (kN)	$B_{cas.\ req.}$ (mm)	Casing Section (mm)	Demand (kN)	L_{casing} (mm)	Capacity (kN)	DCR
2.3%	75.0	125.1	109.5	54.8	2.3%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,988	2,187	240	260×6	3280	6003	3413	0.961
2.3%	75.0	125.1	109.9	55.0	2.3%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,988	2,187	240	260×6	3280	6003	3413	0.961
2.2%	75.0	101.1	80.0	40.1	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191	175	200×5	1784	4539	2251	0.793
2.2%	75.0	101.1	80.0	40.1	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191	175	200×5	1784	4539	2251	0.793
2.2%	75.0	101.1	80.0	40.1	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191	175	200×5	1784	4539	2251	0.793
2.2%	75.0	101.1	80.1	40.1	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191	175	200×5	1784	4539	2251	0.793
2.2%	75.0	120.4	105.4	52.7	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	3,093	3,403	330	350×6	5102	6003	8475	0.602
2.2%	75.0	120.4	105.2	52.7	2.2%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	3,093	3,403	330	350×6	5102	6003	8475	0.602
1.7%	75.0	79.7	64.7	32.4	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441
1.7%	75.0	79.7	64.7	32.4	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441
1.7%	75.0	79.7	64.7	32.4	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441
1.7%	75.0	79.7	64.7	32.4	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441
2.0%	75.0	106.9	93.8	47.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	3,690	4,059	330	350×6	6088	6003	8475	0.718
2.0%	75.0	106.9	94.0	47.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	3,690	4,059	330	350×6	6088	6003	8475	0.718
1.9%	75.0	90.5	71.9	36.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441
1.9%	75.0	90.5	71.9	36.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441
1.9%	75.0	90.5	71.9	36.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441
1.9%	75.0	90.5	71.9	36.0	2.0%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441
1.8%	85.0	101.7	86.0	43.1	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	4,210	4,631	365	400×6	6945	6213	11889	0.584
1.8%	85.0	101.7	86.0	43.1	1.8%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	4,210	4,631	365	400×6	6945	6213	11889	0.584
1.4%	85.0	85.0	65.1	32.6	1.7%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203	330	350×6	4802	4781	13365	0.359
1.4%	85.0	85.0	65.1	32.6	1.7%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203	330	350×6	4802	4781	13365	0.359
1.4%	85.0	85.0	65.1	32.6	1.7%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203	330	350×6	4802	4781	13365	0.359
1.4%	85.0	85.0	65.1	32.6	1.7%	Weld	1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203	330	350×6	4802	4781	13365	0.359

شکل ۴-۲۵. نیروی لرزه‌ای ظرفیتی وارد بر قاب‌ها از طرف مهاربندهای کمانش‌تاب.

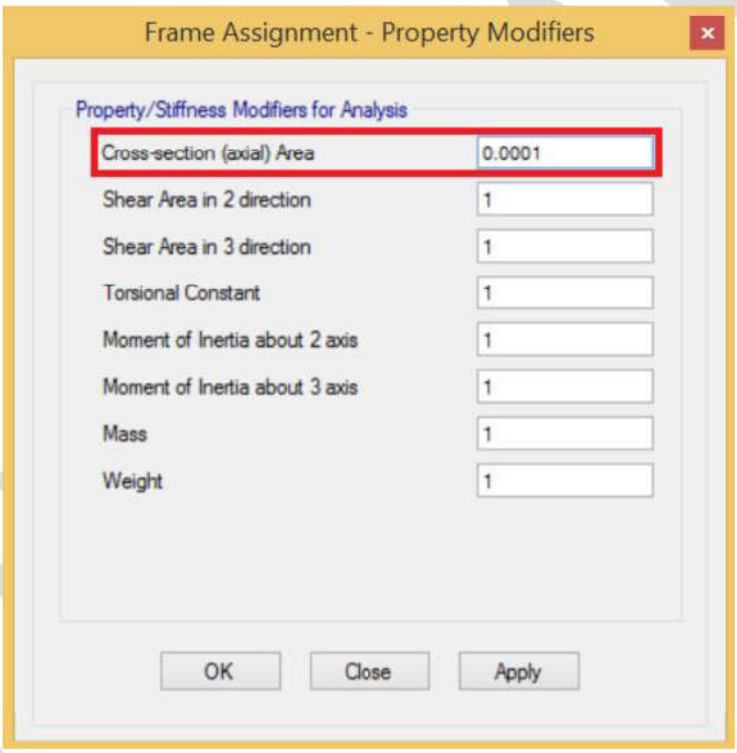
۴-۱۰-۱- کنترل تیرها و ستون ها

جهت کنترل تیرها و ستون‌های قاب‌های مهاربندی شده، پس از تعیین نیروهای نامتعادل، باید از روی مدل رایانه‌ایِ خود یک کپی تهیه کرده و مراحل زیر را به ترتیب طی نمایید:

۱- چهار حالت الگوی بارگذاری جدید تحت عنوان TA و CA، TB و CB از نوع Other در فایل مذکور تعریف کنید. الگوهای بار TA و CA مربوط به مهاربندهای گروه A، و الگوهای بار TB و CB مربوط به مهاربندهای گروه B می‌باشد.

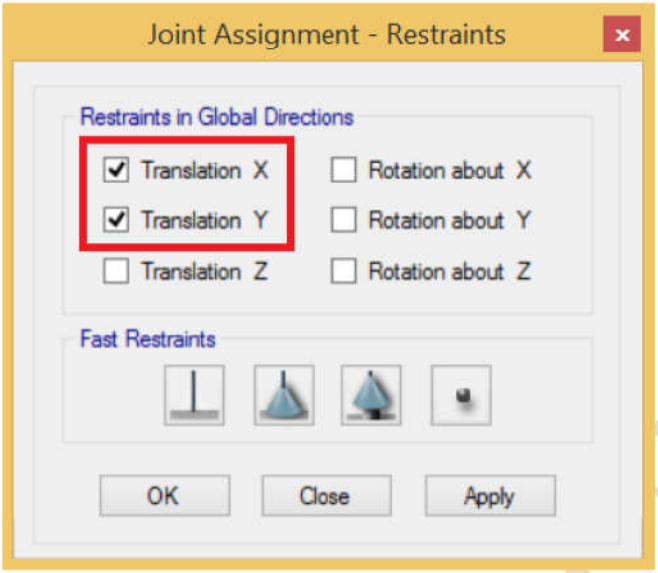


۲- کلیه مهاربندهای کمانش‌تاب انتخاب شده و ضریب اصلاح سختی محوری آن‌ها برابر 0.0001 منظور می‌گردد:



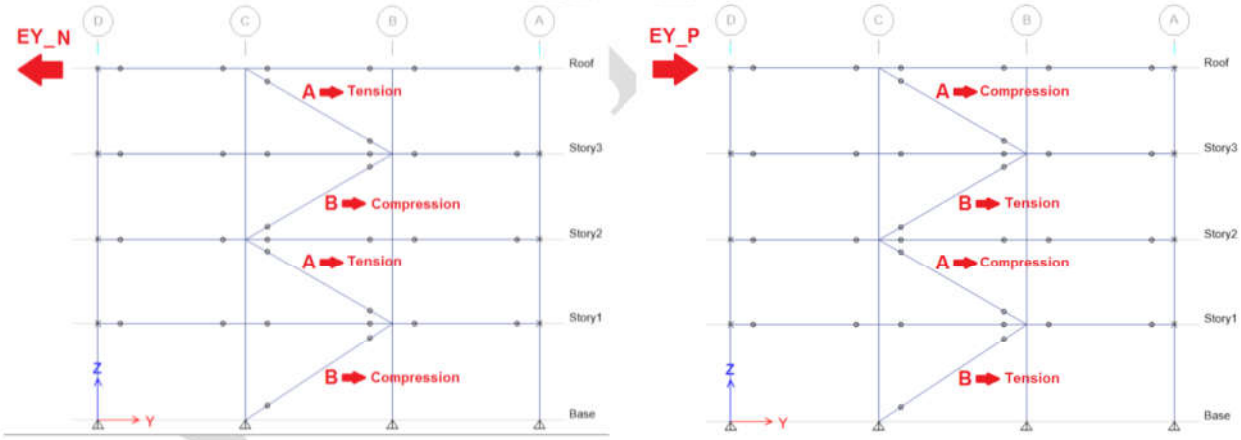
۳- جهت جلوگیری از ناپایداری در هنگام تحلیل باید تعدادی از نقاط مدل در هر طبقه را (به غیر از گره‌های قاب‌های مهاربندی شده) با استفاده از دستور زیر، صرفاً در جهات جانبی (و نه ثقلی و دورانی)، مقید نمایید:

Assign>Joint>Restrains …

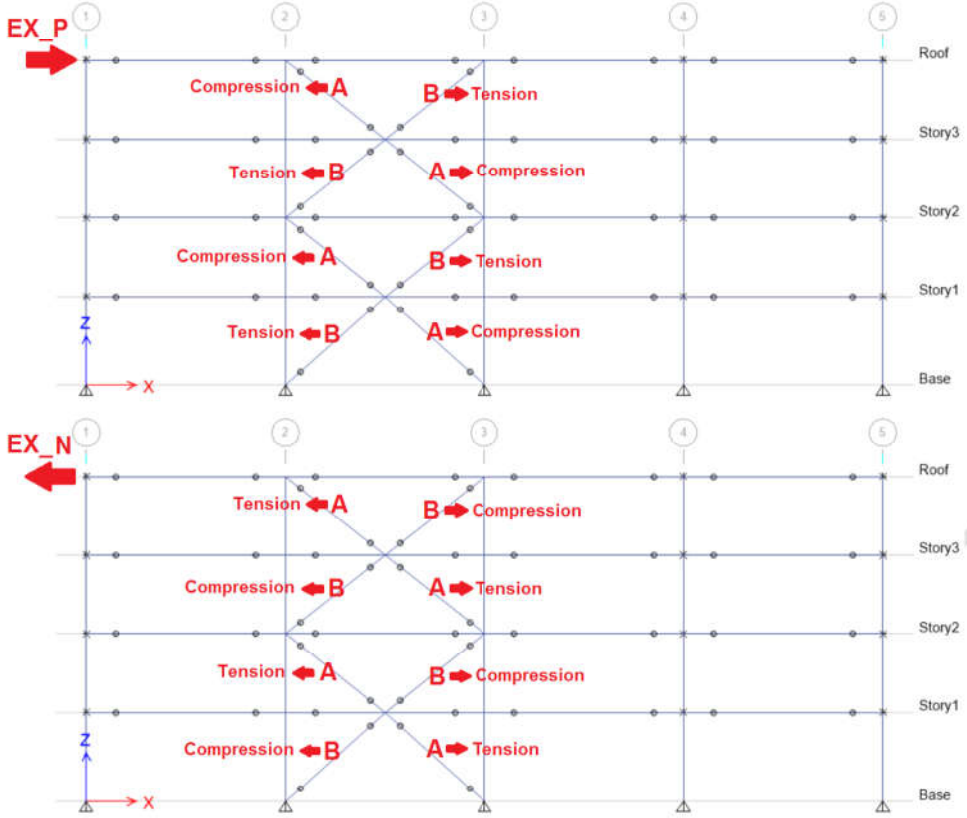


۴- کلیه سقف‌ها را از حالت دیافراگم صلب خارج نمایید تا در تیرها نیز نیروی محوری ایجاد شود.

۵- مهاربندهای کمانش‌تابِ هر راستا به صورتی که در اشکال زیر نشان داده شده است به دو گروه A و B تقسیم می‌شوند (در ادامه با انجام مراحل ذیل، هریک از گروه‌ها یک بار به صورت کششی و یک بار به صورت فشاری منظور خواهند شد):



شکل ۴-۲۶. نحوه تقسیم‌بندی مهاربندهای کمانش‌تاب به گروه‌های کششی و فشاری در چیدمان قطری.

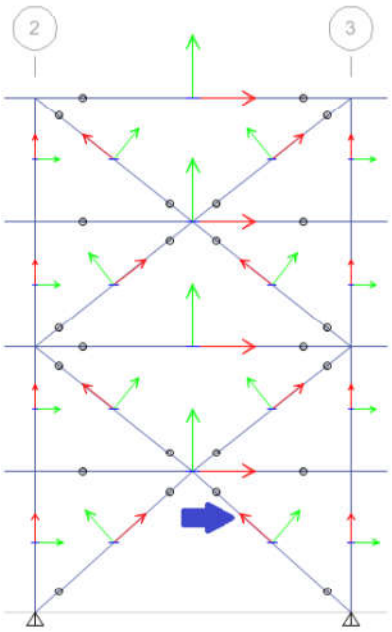


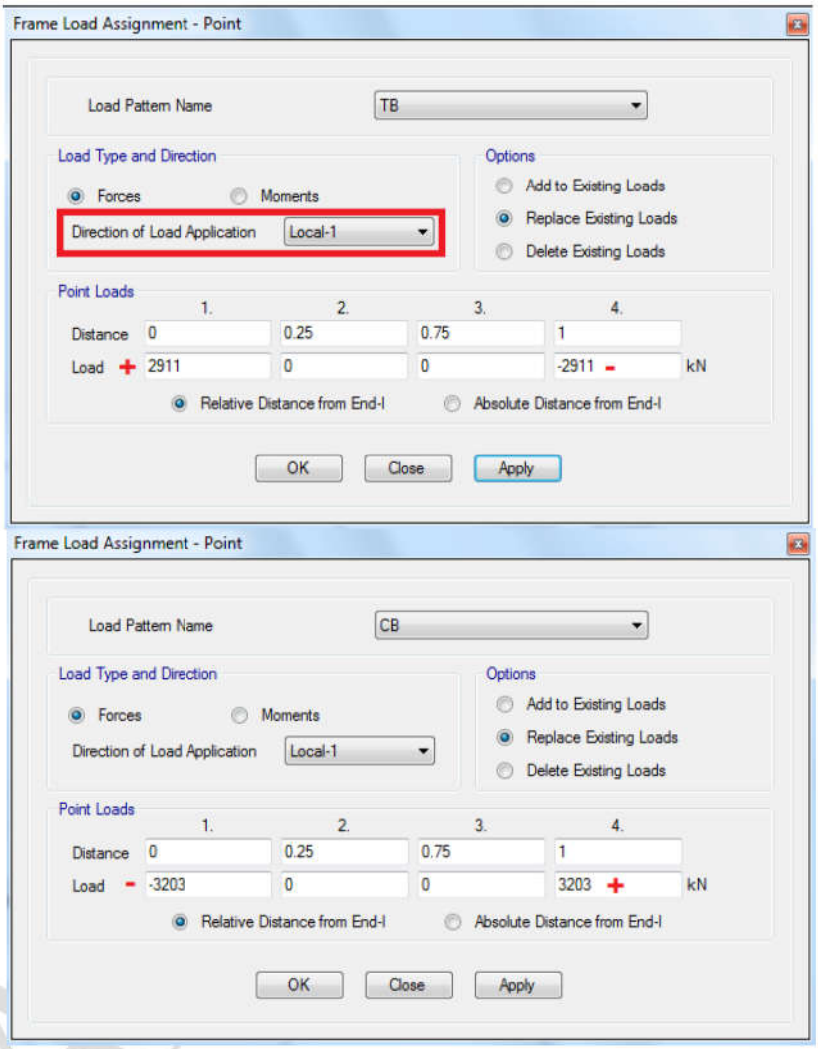
شکل ۴-۲۷. نحوه تقسیم‌بندی مهاربندهای کمانش‌تاب به گروه‌های کششی و فشاری در چیدمان ۷ و ۸.

۶- به کلیه مهاربندهای گروه A، نیروهایی برابر با T_{max} و C_{max} تحت حالت‌های بار TA و CA و به کلیه مهاربندهای گروه B، نیروهایی برابر با T_{max} و C_{max} تحت حالت‌های بار TB و CB بر اساس محاسبات مربوطه که در ستون‌های مورد نظر از برنامه صفحه گسترده محاسبه شده، اعمال کنید.

این بارها توسط دستور زیر و در راستای محور طولی مهاربندها (Local-1) در دو سمت انتهایی آن اعمال می‌گردند. همچنین توجه شود که علامت نیروهای کششی و فشاری در دو انتها متضاد یکدیگر است.

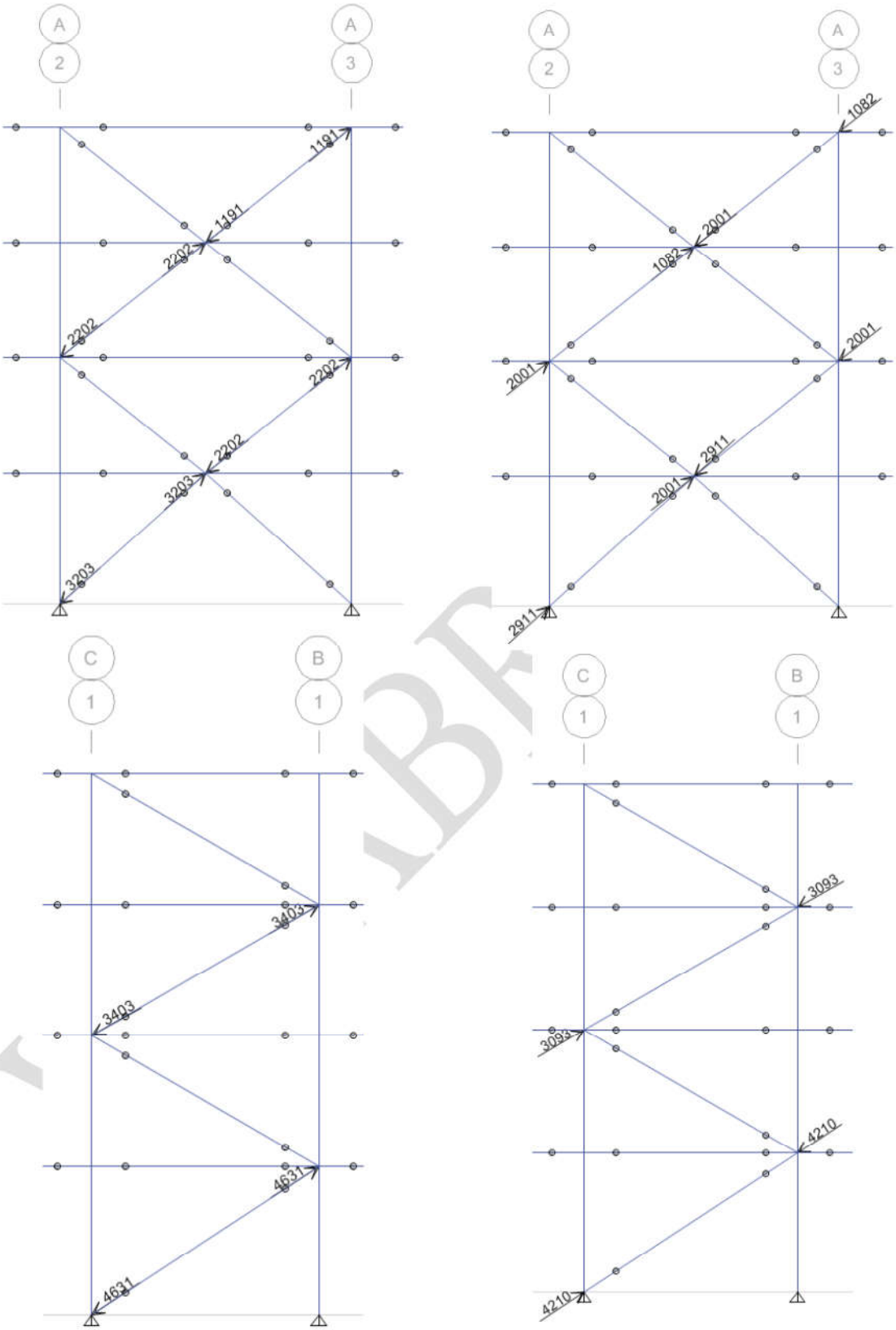
Assign>Frame Loads>Point…





شکل ۴-۲۸. نحوه اعمال بارهای کششی و فشاری ظرفیت مهاربندها (به جهت محور ۱ مهاربند توجه شود).

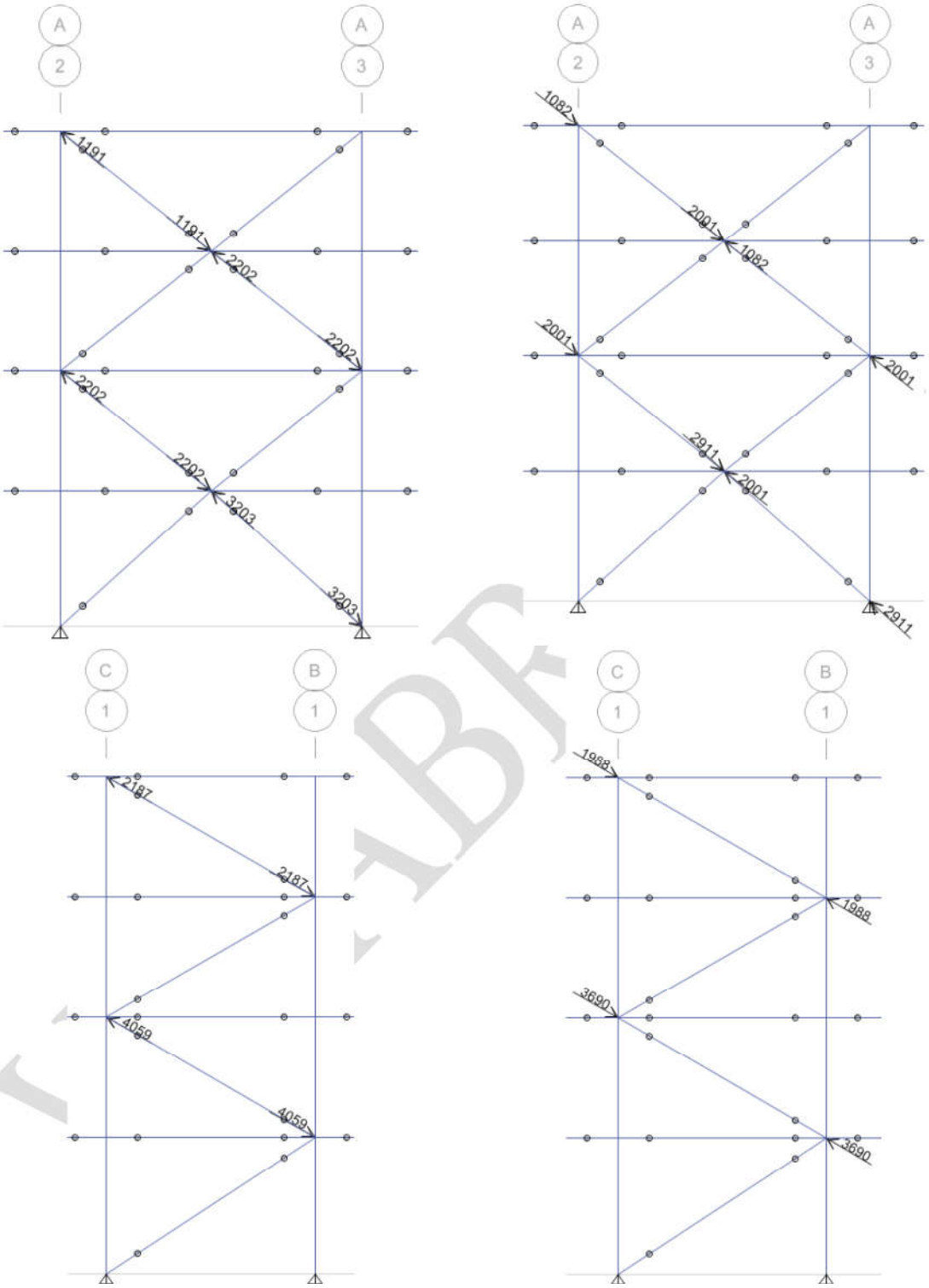
بر این اساس نیروهای اعمالی به قاب‌های مهاربندی شده را در شکل (۴-۲۹) مشاهده می‌کنید:



فشاری

کششی

شکل ۴-۲۹. نیروهای نامتعادل وارد بر مهاربندهای کمانش‌تاب گروه A.



فشاری

کششی

شکل ۴-۳۰. نیروهای نامتعادل وارد بر مهاربندهای کمانش‌تاب گروه B.

۷- ترکیبات بارگذاری ذیل بر اساس حالت‌های بار مرده، زنده و نیروهای نامتعادل معرفی شده در مدل رایانه‌ای، با فرض طراحی در حالت حدی ساخته شوند (اثر زلزله قائم بر روی کل سازه منظور شود):

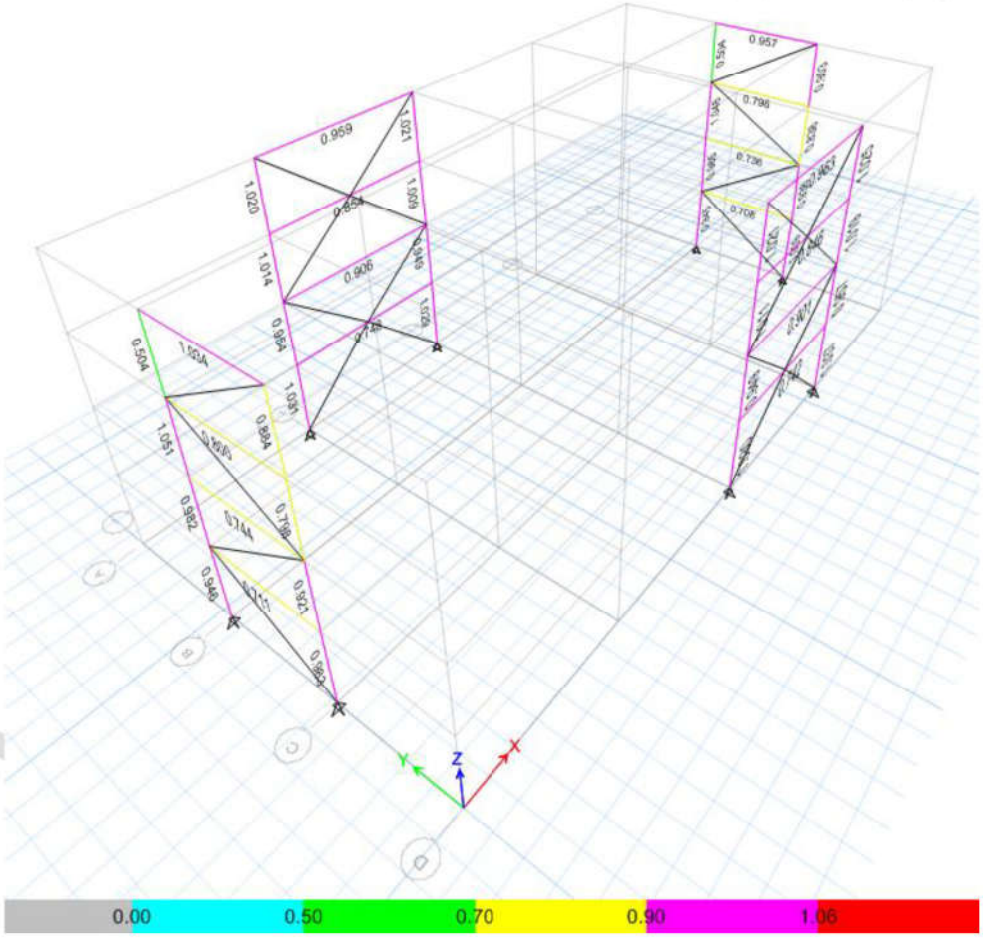
BRBF1=1.2DEAD+1.0LIVE+TA+CB

BRBF2=1.2DEAD+1.0LIVE+CA+TB

BRBF3=0.9DEAD+TA+CB

BRBF4=0.9DEAD+CA+TB

۸- سازه را مجدداً تحلیل کرده و نسبت نیاز به ظرفیت را در تیرها و ستون‌های دهانه‌های مهاربندی شده (اطراف مهاربندهای کمانش‌تاب) کنترل نمایید. به این صورت که تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی، باید مقاومت کافی در برابر نیروهای محوری و خمشی، و ستون‌های واقع در دهانه‌های مهاربندی، مقاومت کافی در برابر نیروهای محوری ناشی از ترکیبات بار فوق را داشته باشند:



شکل ۴-۳۱. کنترل مقاومت قاب‌های مهاربندی شده برای نیروهای نامتعادل ظرفیتی مهاربندها.

۹- با توجه به حضور نیروی محوری قابل ملاحظه در تیرهای واقع در دهانه مهاربندی، برای طراحی اتصال آن به ستون، توجه ویژه منظور شود (در صورت مفصلی بودن اتصالات تیر به ستون در دهانه مهاربندی، الزاماً از ورق جان و با منظور کردن نیروهای محوری و برشی در طراحی آن، استفاده شود).

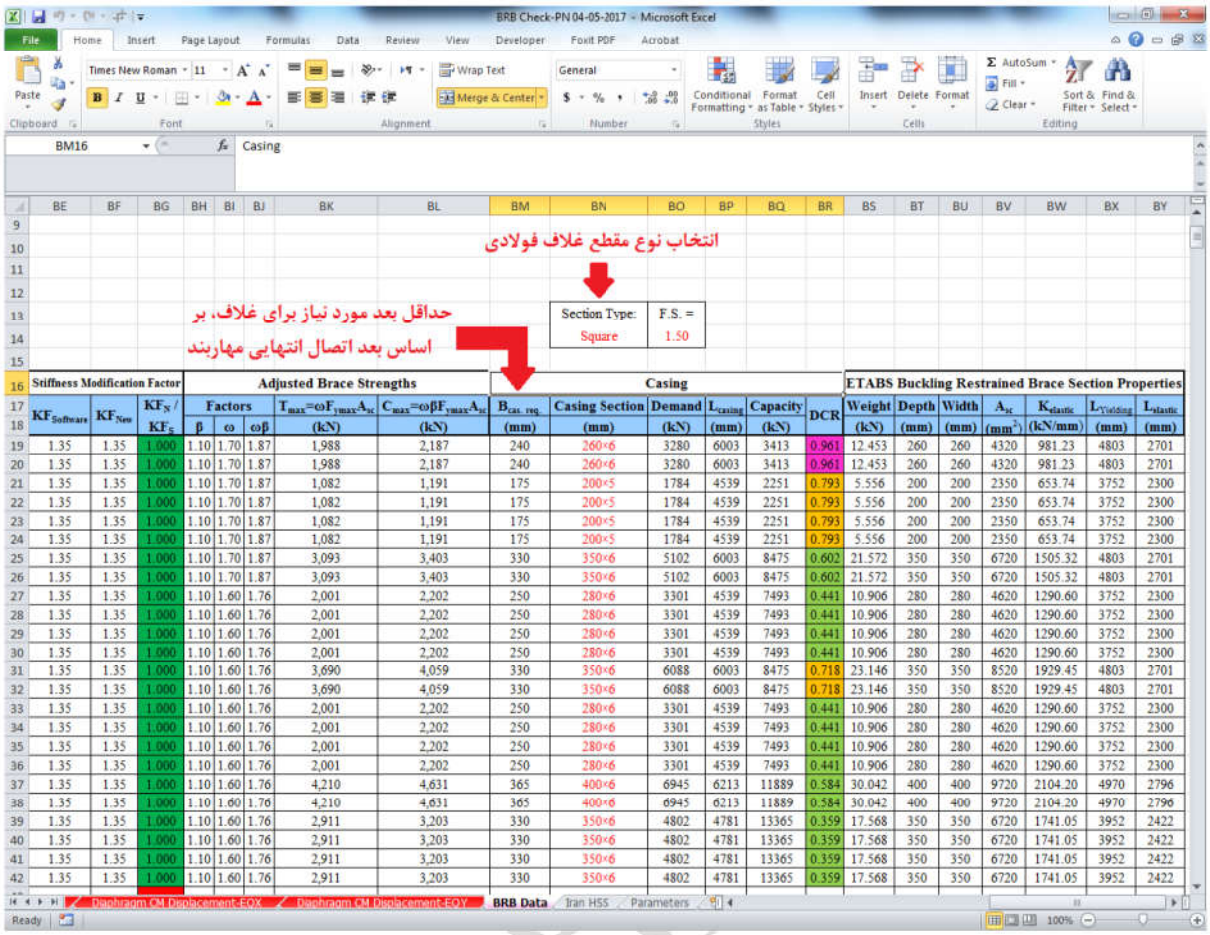
توجه شود که این کنترل در مهاربندهای همگرای ویژه، بر اساس بند (۱۰-۳-۱۱-۲) مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیز باید انجام شود؛ با این تفاوت که در سازه‌های مجهز به مهاربند همگرای ویژه، قاب مهاربندی شده باید برای دو حالت مجزا یعنی یک، اعمال ظرفیت کششی و ظرفیت فشاری مهاربندها و دو اعمال ظرفیت کششی و ظرفیت پس از کمانش مهاربندها، کنترل شود. این در حالی است که در قاب مجهز به مهاربند کمانش‌تاب به دلیل عدم وجود پدیده کمانش در مهاربندها، قاب‌ها را باید تنها برای ظرفیت‌های کششی و فشاری مهاربندها کنترل کرد.

همچنین اصول روش فوق برگرفته از ویرایش دوم «دفترچه راهنمای نکات حائز اهمیت در محاسبات و نقشه‌های سازه» تدوین شده در واحد کنترل نقشه‌های سازه سازمان نظام مهندسی ساختمان استان تهران است.

۴-۱۱- تعیین ابعاد تقریبی برای غلاف فولادی پیرامونی

پس از طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب و اعضاء قاب‌های مهاربندی شده و ایجاد همگرایی در فرضیات تحلیل و طراحی، با استفاده از نرم‌افزار صفحه گسترده امکان طراحی اولیه و تعیین ابعاد تقریبی غلاف فولادی پیرامونی جهت تکمیل فاز اول معماری وجود دارد. بر اساس روابط پیشنهادی ارائه شده، غلاف پیرامونی باید دارای ضریب اطمینانی حداقل برابر با ۱٫۵ در برابر ظرفیت فشاری مهاربند، $1.5\times C_{max}$، باشد. پس از انتخاب نوع مقطع این غلاف، مربعی (Square) و یا دایره‌ای (Circular) شکل، با توجه به حداقل بعد مورد نیاز غلاف ($B_{cas.\ req}$) که بر اساس ابعاد بخش اتصالی مهاربند تعیین می‌شود، مقطع غلاف را بگونه‌ای انتخاب نمایید که نیبت نیاز به ظرفیت وارد بر آن کمتر از واحد شود.

توجه شود که این بعد، یک مقدار اولیه بوده و بعد نهایی غلاف پیرامونی پس از طرح نهایی مهاربند توسط تیم فنی شرکت پویا تدبیر ویرا مشخص خواهد شد. همچنین این امکان وجود دارد که در صورتی که این بعد غلاف الزامات معماری پروژه را ارضاء نمی‌کند، با توجه به مشخصات ساختاری مهاربندهای کمانش‌تاب تولیدی این شرکت، در طرح نهایی از غلاف‌های فولادی به صورت مستطیلی شکل (که بعد کوچکتر در جهت عرضی قرار می‌گیرد) استفاده شود تا الزامات معماری پروژه نیز ارضاء شود.



$KF_{Software}$	KF_{New}	KF_N / KF_S	Factors β	Factors ω	Factors ωβ	$T_{max}=\omega F_{ymax}A_{sc}$ (kN)	$C_{max}=\omega\beta F_{ymax}A_{sc}$ (kN)	$B_{cas.\ req.}$ (mm)	Casing Section (mm)	Demand (kN)	L_{casing} (mm)	Capacity (kN)	DCR	Weight (kN)	Depth (mm)	Width (mm)	A_{sc} (mm^2)	$K_{elastic}$ (kN/mm)	$L_{Yielding}$ (mm)	$L_{elastic}$ (mm)
1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,988	2,187	240	260×6	3280	6003	3413	0.961	12.453	260	260	4320	981.23	4803	2701
1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,988	2,187	240	260×6	3280	6003	3413	0.961	12.453	260	260	4320	981.23	4803	2701
1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191	175	200×5	1784	4539	2251	0.793	5.556	200	200	2350	653.74	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191	175	200×5	1784	4539	2251	0.793	5.556	200	200	2350	653.74	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191	175	200×5	1784	4539	2251	0.793	5.556	200	200	2350	653.74	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	1,082	1,191	175	200×5	1784	4539	2251	0.793	5.556	200	200	2350	653.74	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	3,093	3,403	330	350×6	5102	6003	8475	0.602	21.572	350	350	6720	1505.32	4803	2701
1.35	1.35	1.000	1.10	1.70	1.87	3,093	3,403	330	350×6	5102	6003	8475	0.602	21.572	350	350	6720	1505.32	4803	2701
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441	10.906	280	280	4620	1290.60	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441	10.906	280	280	4620	1290.60	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441	10.906	280	280	4620	1290.60	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441	10.906	280	280	4620	1290.60	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	3,690	4,059	330	350×6	6088	6003	8475	0.718	23.146	350	350	8520	1929.45	4803	2701
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	3,690	4,059	330	350×6	6088	6003	8475	0.718	23.146	350	350	8520	1929.45	4803	2701
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441	10.906	280	280	4620	1290.60	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441	10.906	280	280	4620	1290.60	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441	10.906	280	280	4620	1290.60	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,001	2,202	250	280×6	3301	4539	7493	0.441	10.906	280	280	4620	1290.60	3752	2300
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	4,210	4,631	365	400×6	6945	6213	11889	0.584	30.042	400	400	9720	2104.20	4970	2796
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	4,210	4,631	365	400×6	6945	6213	11889	0.584	30.042	400	400	9720	2104.20	4970	2796
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203	330	350×6	4802	4781	13365	0.359	17.568	350	350	6720	1741.05	3952	2422
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203	330	350×6	4802	4781	13365	0.359	17.568	350	350	6720	1741.05	3952	2422
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203	330	350×6	4802	4781	13365	0.359	17.568	350	350	6720	1741.05	3952	2422
1.35	1.35	1.000	1.10	1.60	1.76	2,911	3,203	330	350×6	4802	4781	13365	0.359	17.568	350	350	6720	1741.05	3952	2422

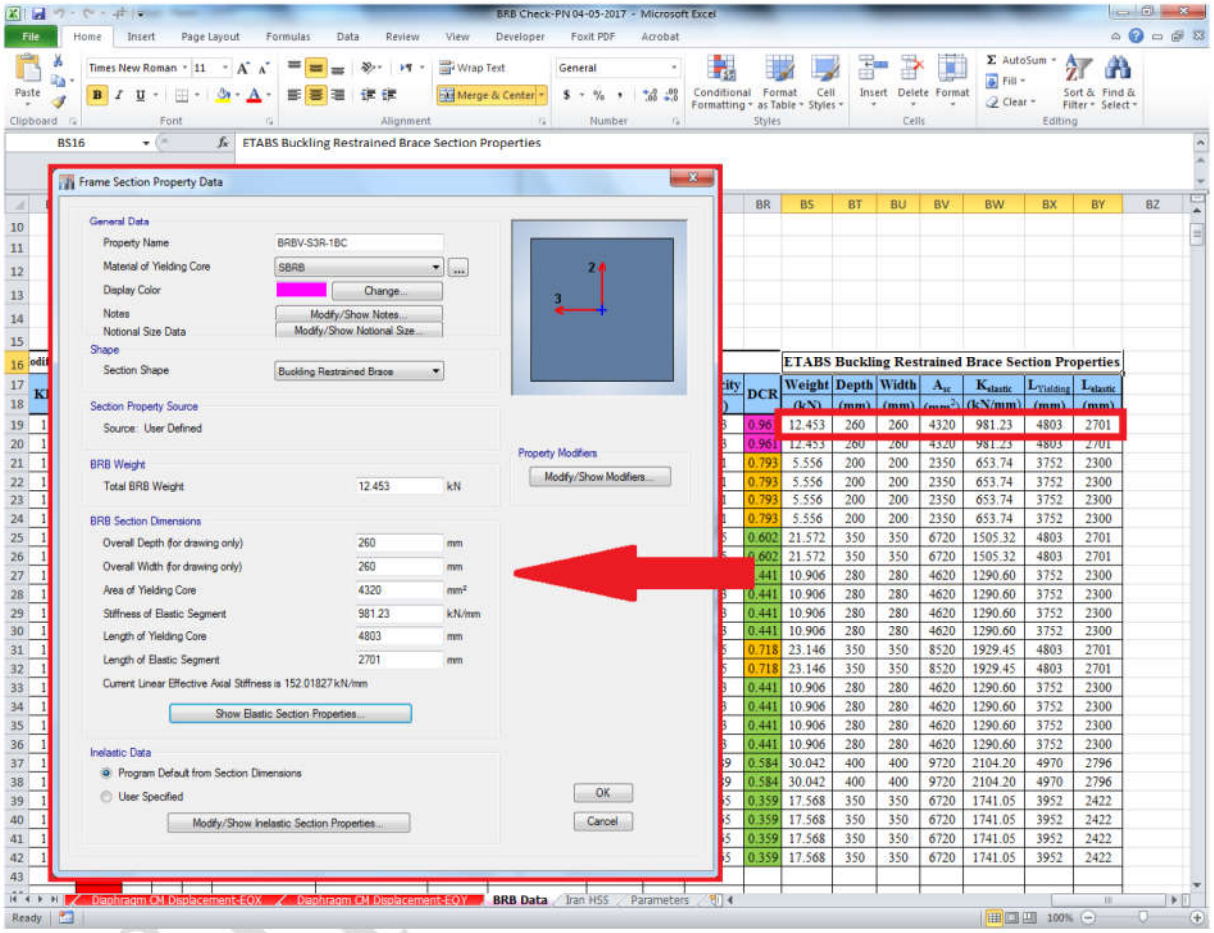
شکل ۴-۳۲. تعیین بعد تقریبی غلاف فولادی پیرامونی.

۴-۱۲- کنترل نهایی بر اساس المان مهاربند کمانش‌تاب برنامه ETABS

پس از انجام کلیه کنترل‌ها این امکان وجود دارد که کنترل نهایی سازه را با استفاده از مقطع مهاربند کمانش‌تاب پیش فرض برنامه خود ETABS انجام دهید. همانطور که قبلاً نیز عنوان شد، تعریف و اعمال پارامترهای این مقطع نیازمند دانش بیشتر در زمینه مهاربندهای کمانش‌تاب و همچنین طراحی خود المان مهاربند می‌باشد. جهت در اختیار داشتن مقادیر مورد نظر در فاز ۱، می‌توانید از مقادیر محاسبه شده توسط برنامه صفحه گسترده این مجموعه استفاده نمایید. بر این اساس لازم است که برای مهاربندهای کمانش‌تاب با طول نقطه کار تا نقطه کار و سطح مقطع متفاوت، یک مقطع جداگانه تعریف شده و به آنها اختصاص یابد. توجه شود که مقادیر ارائه شده در این برنامه صفحه گسترده بر اساس محاسبات تقریبی طول و سطح مقطع بخش‌های صلب، الاستیک و جاری شونده مهاربند بوده و ممکن است با مقادیر نهایی که پس از طراحی خود

مهاربند کمانش‌تاب توسط تیم فنی این شرکت انجام می‌شود، کمی متفاوت باشد. جهت تعریف مقاطع مراحل زیر را طی کنید و مقادیر مورد نظر را از فایل صفحه گسترده استخراج نمایید:

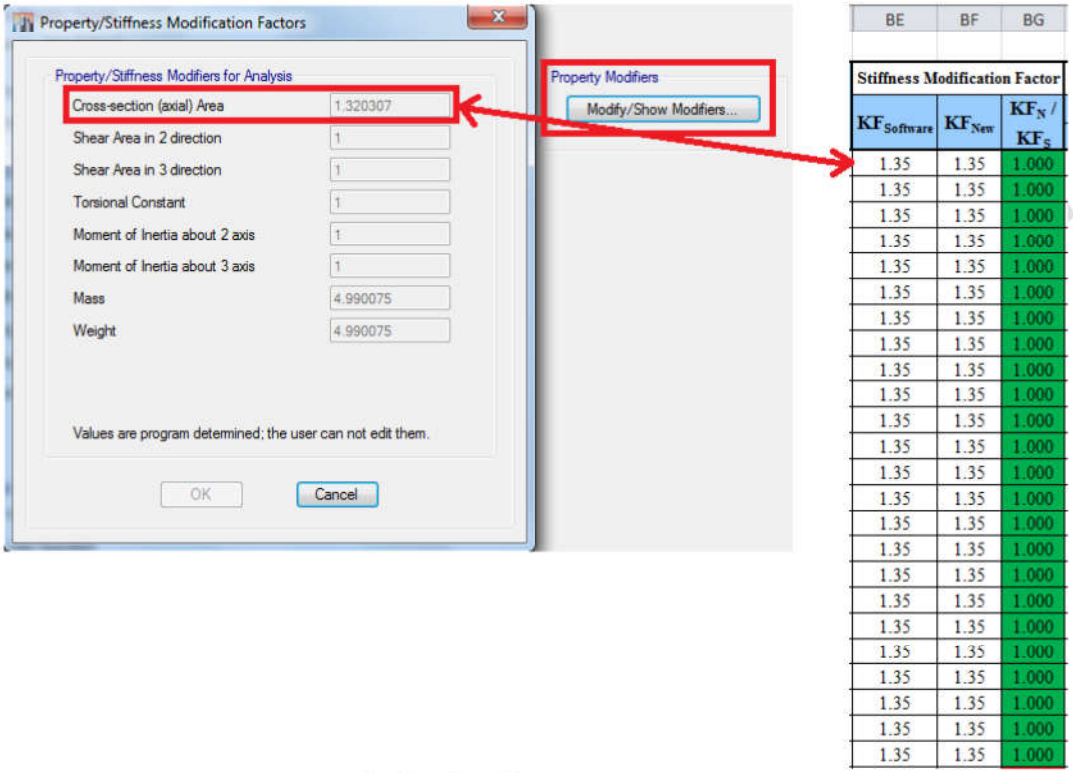
Define>Section Properties>Frame Sections>Add New Properties>Section Shape>Buckling Restrained Brace



شکل ۴-۳۳. اعمال مقادیر مورد نیاز جهت تعریف مقاطع پیش فرض مهاربند کمانش‌تاب برنامه ETABS.

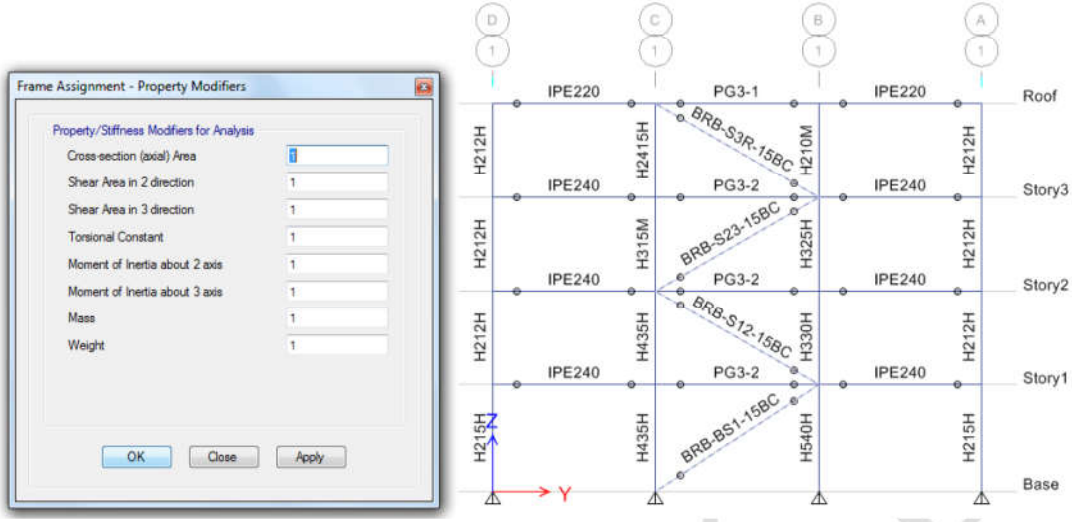
می‌توانید جهت کنترل این که آیا ضرایب مربوطه درست محاسبه و تعریف شده‌اند، ضریب اصلاح سختی محوری محاسبه شده توسط برنامه ETABS را با مقدار محاسبه شده توسط برنامه صفحه گسترده مقایسه نمایید. برای این منظور پس از تعریف مشخصات مقطع بر بروی دکمه ... ***Modify/Show Modifiers*** از قسمت ***Property Modifiers*** کلیک نمایید و ضریب اصلاح سختی محوری محاسبه شده را با ضریب اصلاح سختی اعمالی KFSoftware مقایسه نمایید.

همانطور که قبلاً نیز عنوان شد، به منظور افزایش سرعت همگرایی در محاسبات، ضریب اصلاح سختی محاسبه شده توسط برنامه صفحه گسترده به نزدیک‌ترین ضریب 0.05 گِرد می‌شود؛ بنابراین مقدار محاسبه شده توسط برنامه ETABS با مقدار محاسبه شده توسط نرم‌افزار صفحه گسترده قدری تفاوت خواهد داشت.



شکل ۴-۳۴. مقایسه ضریب اصلاح سختی محوری محاسبه شده توسط ETABS و برنامه صفحه گسترده.

نکته بسیار مهم این است که پس از تعریف مقاطع و اختصاص آن‌ها به مهاربندها، لازم است که کلیه مهاربندهای کمانش‌تاب انتخاب شده، و ضریب اصلاح سختی محوری آن‌ها برابر ۱/۰ اعمال شود تا ضریب اصلاح سختی محوری محاسبه شده توسط خود نرم‌افزار در تحلیل‌ها منظور شود.



شکل ۴-۳۵. اصلاح ضریب اصلاح سختی محوری مهاربندها.

۴-۱۳- ارسال اطلاعات طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب به شرکت پویا تدبیر ویرا

با توجه به اینکه روش طراحی ارائه شده در این راهنما، روش طراحی بر مبنای مساحت هسته مهاربند است، لذا به منظور طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب توسط بخش فنی شرکت پویا تدبیر ویرا، اطلاعات ذیل باید از جانب مشاور محترم پروژه برای این شرکت ارسال شود:

۱- اطلاعات مربوط به مهاربندها شامل:

- تنش جاری شدن و حداکثر تنش قابل انتظار در فولاد مصرفی در هسته مهاربند
- چیدمان، موقعیت و تعداد مهاربندها
- مساحت بخش جاری شونده هسته فولادی هر مهاربند
- ضریب تعدیل مقاومت فشاری (β) و سخت‌شدگی کرنشی (ω) منظور شده در طراحی قاب پیرامونی برای هر مهاربند
- ضریب اصلاح سختی و حداکثر میزان تغییر مجاز در این ضریب
- ظرفیت تغییرشکلی مهاربند در هر انتها
- شکل و محدودیت ابعادی غلاف فولادی پیرامونی
- نوع اتصال هر مهاربند

۲- اطلاعات مربوط به قاب‌های پیرامونی:

- ترازهای ارتفاعی طبقات (از روی کف ستون) و همچنین طول دهانه تیرها

- مقطع تیرها و ستونهای پیرامونی و جهت قرارگیری ستون‌های H شکل
- ضخامت دال بتنی طبقات
- نوع اتصال تیر به ستون

۳- نرم‌افزار مورد استفاده در تحلیل و طراحی و ویرایش نسخه آن.

به عنوان یک نمونه مناسب به نقشه پیوست این گزارش توجه نمایید.

به دلیل اینکه در طراحی المان مهاربند کمانش‌تاب، طول بخش جاری شونده هسته فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخودار است، لذا کلیه پارامترهای تأثیرگذار در تغییر این طول از جمله ابعاد ورق اتصال مهاربند به سازه (Gusset Plate) نیز باید توسط سازنده مهاربندهای کمانش‌تاب انجام شده و نتایج آن به تأیید مشاور محترم پروژه برسد.

۴-۱۴- کنترل نهایی سازه پس از طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب

پس از طراحی مهاربندهای کمانش‌تاب توسط بخش فنی شرکت پویا تدبیر ویرا، اطلاعات ذیل به مشاور محترم پروژه ارسال می‌گردد، تا کنترل نهایی سازه توسط ایشان انجام شود:

۱- مقدرا دقیق تنش جاری شدن فولاد مصرفی در هسته مهاربند

۲- ضریب اصلاح سختی محوری مهاربند با دقت 0.001

۳- ضریب تعدیل مقاومت فشاری (β) و سخت‌شدگی کرنشی (ω) هر مهاربند

۴- جزئیات اتصالات مهاربندها شامل: ابعاد دقیق ورق اتصال و مشخصات جوش‌ها و دیگر وسایل اتصالی آن به سازه و پی، نوع اتصال مهاربند و جزئیات هندسی آن

۵- بعد غلاف فولادی پیرامونی

۶- مشخصات مدلسازی دقیق مهاربندها در نرم‌افزار مربوطه

پس از اعمال موارد فوق و کنترل نهایی نیرویی مهاربندها و قاب‌های مهاربندی شده، در صورتی که تغییری در فرضیات طراحی ایجاد نمی‌شود، اقدام به ارائه جزئیات اجرایی پروژه نمایید، در غیر این صورت تغییرات را به اطلاع بخش فنی شرکت پویا تدبیر ویرا برسانید.

۵- منابع و مراجع

- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ویرایش ۱۳۹۲.
- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش چهارم، استاندارد ۹۳-۲۸۰۰.
- نظریه فنی سال ۱۳۹۴ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- دفترچه راهنمای نکات حائز اهمیت در محاسبات و نقشه های سازه، ویرایش دوم، سازمان نظام مهندسی ساختمان استان تهران، اسفند ماه ۱۳۹۴.
- ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2016.
- ANSI/AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 2016.
- ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 2016.
- ANSI/AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 2010.
- López W.A., and Sabelli R. (2004). "Seismic design of buckling-restrained braced frames", Steel TIPS Report, Structural Steel Education Council, Chicago, IL.
- Bruneau M., Uang C., and Sabelli R. (2011). "Ductile design of steel structures", McGraw-Hill, New York, NY.
- Kersting R.A., Fahnestock L.A., and López W.A. (2015). "NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 11: Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames A Guide for Practicing Engineers", Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Robinson K. (2017). "Buckling Restrained Brace Frames", SE University.
- Unbonded Brace Basic Design Information (2006), Nippon Steel Engineering Co., Ltd.
- CoreBrace Quick Reference Connection (2016), West Jordan, UT.
- Tsai K.-C., Wu A.-C., Wei C.-Y., Lin P.-C., Chuang M.-C. and Yu Y.-J. (2014), Welded end-slot connection and debonding layers for buckling-restrained braces, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 43, pages 1785–1807, doi: 10.1002/eqe.2423

VIRABRACE