قبل از هر چیز لازم است ابتدا در مورد اینکه اصلاً ساختمان چیست و اطلاعاتی از قبیل هدف از اجرای آن ، چگونگی اجرای آن و انواع آن از نظر اسکلت و نوع کاربری ، اصول و شیوه تحلیل و طراحی ساختمان را بدانیم.

۱-۱- آشنایی اولیه با ساختمان :

۱-۱-۱- تعریف ساختمان :

ساختمان عبارت است از بنائی که بوسیله دیوار ، از دیگر بناهای همجوار خود یک بنای مستقل و مجزا و استواری را تشکیل می دهد و شامل یک یا چند اطاق و یا هر نوع فضای مسقف دیگر می باشد که بمنظور سکونت ، کسب و یا استفاده توأم و یا دیگر مقاصد ساخته شده باشد . منظور از مستقل بودن ، داشتن درب ورودی و خروجی مستقل به گذرگاه عمومی و منظور از جدا بودن ، داشتن دیوارهای خارجی مشترک یا مستقل است.

۱-۱-۲- هدف از اجرای ساختمان :

ایجاد یک سرپناه دائم و مقاوم برای انجام فعالیت هایی از قبیل سکونت (استراحت و خوابیدن) ، رسیدگی به مشکلات مردم در قالب کارها و امور اداری ، ورزش ، تفریح ، سرگرمی ، خوردن ، آشامیدن و ... می باشد.

۱-۱-۳- انواع ساختمان از نظر نوع کاربری :

۱-۱-۳-۱- ساختمان مسکونی : عبارت است از یک ساختمان و یا قسمت مستقلی از یک ساختمان که در آن یک یا چند خانوار سکونت دارند و در آن به تفریح و استراحت می پردازند.

۱-۱-۳-۲- ساختمان تجاری : ساختمانی که در آن افراد به فعالیت و کسب و کار مشغول هستند.

۱-۱-۳-۳- ساختمان اداری : ساختمانی که در آن افراد به انجام فعالیت هایی مربوط به امور اداری از قبیل کارهای بانکی و ثبت مدارک و اسناد می پردازند.

۱-۱-۳-٤- ساختمان بازرگانی : ساختمان هایی هستند که مورد استفاده موسسات تجاری قرار دارند ، مانند : تجارتخانه ، بیمه و غیره .

۱-۱-۳-۵- ساختمان صنعتی : ساختمان یا قسمتی از ساختمان می باشد که برای انجام فعالیتهای صنعتی مانند تولید مواد لبنی اختصاص یافته است

۱-۱-۳-٦- ساختمان آموزشی و بهداشتی : ساختمان هایی که جهت انجام فعالیتهای آموزشی و بهداشتی به منظور ارائه یک یا چند خدمت برای عموم بکار گرفته می شود مانند : ساختمان دانشگاهها ، مدارس و بیمارستان ها

۱-۱-٤- انواع ساختمان از نظر نوع اسکلت :

۱-۱-٤-۱- اسکلت بتنی : مصالح مورد استفاده برای ساختن این نوع ساختمان ، بتن (مخلوط شن و سیمان و سنگدانه و آب) و میلگرد می باشد. عموماً در مناطق دارای رطوبت که باعث زنگ زدگی می شوند ساخته می شوند.

۱-۱-٤-۲- اسکلت فلزی : مصالح مورد استفاده برای ساختن این نوع ساختمان ، بتن برای احداث پی و فولاد برای احداث تیر و ستون می باشد. عموماً در مناطق خشک و بدون رطوبت ساخته می شوند.

۱-۱-٤-۳- اسکلت چوبی : مصالح مورد استفاده برای ساختن این نوع ساختمان ، بتن برای احداث پی و چوب برای احداث تیر و ستون و دیوار و سقف می باشد.عموماً در مناطق جنگلی یا مناطقی که چوب به وفور یافت می شود ساخته می شوند.

۱-۱-٤-٤- اسکلت پیش ساخته : مصالح مورد استفاده برای ساختن این نوع ساختمان ، بتن برای احداث پی ، بتن یا فولاد برای تیر و ستون و مصالح گچی پیش ساخته برای دیوارها می باشد. عموماً در پروژه های بزرگ مانند شهرک ها و برج ها که امکان استفاده از آجر برای ساخت دیوار هم به دلیل هزینه و هم به دلیل زمان مقرون به صرفه نمی باشد استفاده می شود.

۱-۱-٤-۵- اسکلت با مصالح بنایی : مصالح مورد استفاده برای ساختن این نوع ساختمان ، بتن برای احداث پی ، بتن یا فولاد برای ساخت تیرها و ستون های به اصطلاح لادیواری و آجر یا بلوک برای ساخت دیوار می باشد. عموماً در مناطق مانند روستاها و ییلاق ها که ارسال بتن و میلگرد با هزینه های هنگفتی روبرو می شود کاربرد دارد.

۱-۱-۵- بررسی و مقایسه ساختمان ها از نظر نوع اسکلت :

در این بند مزایا و معایب ساختمان های عنوان شده در بند ۱-۱-۴ از نظر اسکلت بطور خلاصه و مفید مورد بررسی و ارزیابی قرار می گیرد. امّا با توجه به اینکه هدف اصلی محتوای این کتاب چگونگی روند تهیه دفترچه محاسبات می باشد و بدلیل کمبود وقت و صرف هزینه ، فقط به بررسی و ارزیابی مزایا و معایب ساختمان های اسکلت بتنی و فولادی پرداخته شده است.

۱-۱-۵-۱- ساختمان اسکلت بتنی :

۱-۱-۵-۱-۱- مزایا :

الف- مقاومت فشاری :

بتن مقاومت فشاری قابل قبولی در مقایسه با بسیاری از مصالح ساختمانی دیگر دارد.

ب- پائین بودن نرخ مصالح :

تمامی اجزای تشکیل دهنده بتن (به جز سیمان که البته آن هم در عصر حاضر به فراوانی یافت شده و در همه جا تولید می شود) به عنوان مصالح محلی و ارزان قیمت محسوب می شوند.

پ- در دسترس بودن مصالح :

تقریباً در همه جا می توان آب، ماسه و شن را از فواصل نزدیک به محل بتن ریزی حمل نمود و یا به راحتی بتن آماده را با هر کیفیت و مشخصات مورد نظر خریداری کرد ؛ که این مسئله منجر به سهولت و رغبت بیشتر به بتن و ارزان تر تمام شدن آن خواهد شد.

ت- شکل هندسی :

بتن را می توان به سهولت به هر شکل دلخواه درآورد. با ساختن قالب مناسب ، تقریباً هرگونه مقطع سازه ای و شکل معماری را می توان از بتن آرمه تولید نمود. در مقابل ، مقاطع فولادی در ابعاد مشخص و در کارخانه تولید می شوند و تولید مقاطع خاص از مصالح فولادی گاه مشکل و پر هزینه و یا غیر ممکن خواهد بود.

ث- مقاومت در برابر آتش :

بتن مقاومت بسیار خوبی در مقابل آتش دارد. یک ساختمان بتن آرمه می تواند ساعت ها در مقابل آتش سوزی مهیب مقاومت کند؛ بدون آن که فرو ریزد. این مسئله فرصت کافی برای مهار آتش و نیز تخلیه ساختمان از نفرات و اموال را فراهم می کند. در مقابل یک ساختمان فولادی در برابر آتش سوزی کاملاً ضعیف خواهد بود.

ج- مقاوم در برابر رطوبت :

بتن همچنین مقاومت خوبی در مقابل رطوبت و آب دارد. اگر آب در تماس با بتن، حاوی بعضی از یون ها از قبیل یون سولفات و یا یون کلرور نباشد، برای بتن و حتی میلگرد های موجود در بتن، مشکلی ایجاد نمی کند.

چ- صلبیت بالا :

اجزای بتن آرمه از صلبیت بالایی برخوردار هستند. به همین دلیل معمولاً ساکنان یک ساختمان بتن آرمه در هنگام وزش شدید باد و یا تحرک زیاد همسایگان، لرزه ای را احساس نمی کنند و آرامش آن ها حفظ می شود.

ح- مواظبت و مراقبت :

اجزای بتنی در مقایسه با سازه ی فولادی به صورت ذاتی به محافظت و نگه داری کمتری نیاز دارند. به خصوص اگر بتن ریزی به صورت متراکم انجام گرفته باشد و در قسمت های در تماس با هوا از بتن هوادار استفاده شده باشد، پس از شروع بهره برداری از سازه ی بتن آرمه تقریباً نیاز به مراقبت ویژه ای نیست.

خ- عمر طولانی :

بتن در مقایسه با سایر مصالح ساختمانی، عمر بهره دهی بسیار طولانی دارد. تحت شرایط مشخص، یک سازه ی بتن آرمه می تواند برای همیشه بدون کاهش در ظرفیت باربری مورد استفاده قرار گیرد. این مسئله مبتنی بر این واقعیت است که بتن در طول زمان نه تنها کاهش مقاومت ندارد، بلکه با گذشت طولانی زمان با تحکیم بیشتر سیمان هیدراته شده، افزایش مقاومت نیز خواهد داشت. با این وجود، تاثیر عوامل مخرب محیطی و یون های مهاجم ممکن است دوام بتن را در طول زمان به مخاطره بیندازد.

د- صرفه اقتصادی :

بتن در بعضی از اجزای سازه ای نظیر پی ها، دیوارهای زیرزمین و شمع ها، به عنوان تنها گزینه اقتصادی محسوب می شود.

ذ- نیروی کار :

اجرای بتن و سازه ی بتن آرمه در مقایسه با سایر مصالح نظیر فولاد و یا حتی چوب، نیاز به نیروهای اجرایی و کارگران با مهارت بالا ندارد.

ر- سرمایه :

شاید از مهمترین مزایای اسکلت های بتن آرمه می توان به نیاز تدریجی آن به سرمایه جهت ساخت اشاره کرد که باعث شده است در بین عامه سازندگان ساختمان بازخورد قابل قبولی داشته باشد.

۱-۲- تحلیل ، طراحی و نحوه اجرای ساختمان:

برای احداث ساختمان بطور قانونی طبق ضوابط و مصوبات ساختمان سازی در کشور ایران باید یک سند و مجوز رسمی و معتبر تحت عنوان پروانه ساختمان از سازمان شهرداری محل احداث ساختمان اخذ شود و مراحل اداری زیادی دارد که باید طی شود و در درجه اول باید یک نقشه مطابق زمین محل احداث تهیه شود که این نقشه نیز خود بر چهار نوع شامل پلان معماری ، پلان سازه ای یا دفترچه محاسبات (موضوع مورد بحث این کتاب) ، پلان تاسیسات برقی ، پلان تاسیسات مکانیکی می باشد.

۱-۲-۱- اصول اولیه تحلیل و طراحی :

هر کدام از چهار نوع نقشه ذکر شده در ابتدای بند ۱-۲ در زمان تحلیل و طراحی ، دارای ضوابط خاص خود هستند که در مورد ضوابط هر کدام در زیر به طور مفصل شرح خواهم داد.

قبل از هر چیز ذکر این نکته ضروری است که رعایت اصول اولیه تحلیل و انتخاب بهترین گزینه برای طراحی به اطلاعات ، تخصص و تجربه کاری و اجرایی مهندسین بستگی دارد.

بطور کلی هر ساختمان به سه بخش معماری ، اسکلت و تاسیسات تقسیم می شود.

۱-۲-۱-۱- پلان معماری :

ابتدا لازم است تعریف اجمالی از اینکه پلان معماری چه می باشد ، داشته باشیم. در واقع در پلان معماری ، جانمایی اتاق ها ، فضاهای خصوصی (اتاق خواب ، حمام) ، فضاهای عمومی (هال و پذیرایی ، آشپزخانه ، سرویس بهداشتی) ؛ محل نصب درب ورودی اصلی ساختمان و درب ورودی هر کدام از اتاق ها ، حمام و سروریس بهداشتی ؛ محل نصب پنجره برای هر کدام از فضاهای ذکر شده ؛ راه پله و در صورت نیاز احداث تراس و داکت (برای عبور لوله های تاسیساتی) و همچنین نمای روبروی ساختمان که رو به خیابان یا کوچه یا معبر اصلی (که صاحب ساختمان از طریق آن وارد فضای محوطه یا به اصطلاح حیاط خلوت می شود) می باشد ، مشخص می شود. جانمایی کلیه موارد ذکر شده تماماً به ابعاد و هندسه زمین و اینکه در کدام جهت جغرافیایی مشرف به خیابان و در کدام جهت جغرافیایی مشرف به ساختمان همسایه می باشد بستگی دارد.

برای تهیه پلان معماری مطابق با هندسه و شرایط زمین ، ابتدا باید ابعاد و هندسه زمین توسط مهندس نقشه بردار بوسیله متر برای زمین با ابعاد کوچک و یا بوسیله دوربین برای زمین با ابعاد بزرگ متراژ شده و با مقیاس مناسب ترسیم شود. پس از ترسیم و تائید نهایی نقشه رسم شده زمین توسط مهندس نقشه بردار ، نقشه ترسیم شده زمین برای تهیه پلان معماری در اختیار مهندس معمار قرار می گیرد و مهندس معمار با توجه به ضوابط شهرسازی ارائه شده توسط سازمان شهرداری محل احداث ساختمان و همچنین اطلاعات و تجربیات خود و خواسته های کارفرما ، یک پلان معماری مناسب و ایده آل برای زمین موردنظر تهیه و به کارفرما جهت تائید نهایی وی ارائه می دهد. در زیر اهم مواردی را که مهندس معمار برای طراحی یک ساختمان ایده آل مطابق ضوابط و مقررات شهرسازی و معماری (بخش صدور پروانه) که توسط حوزه معاونت شهرسازی و معماری تهیه ، تدوین و تصویب شده است ، باید بداند و رعایت کند آمده است :

۱-۲-۱-۲- دفترچه محاسبات :

مواردی که در تهیه دفترچه محاسبات انجام می شود ، طراحی اسکلت ساختمان است که مهمترین بخش ساختمان بوده و در پایداری ساختمان بسیار موثر است. بنابراین باید با مهارت و دقت کافی طراحی آن انجام شود و طراحی آن توسط مهندس عمران انجام می شود و شامل قسمت های زیر می باشد :

- فونداسیون
- ستون
- دیوار برشی
- تیر
- سقف

۱-۲-۱-۲-۱ فونداسیون :

در تعریفی که از فونداسیون در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان آمده است ، فونداسیون(Foundation) به مجموعه بخش هایی از سازه و خاک در تماس با آن گفته می شود که انتقال بار بین اسکلت سازه و زمین از طریق آن صورت می گیرد. وظیفه پی یا فونداسیون انتقال بارهای بخش های فوقانی به خاک زیر آن می باشد بطوری که تنش های بیش از حد و همچنین نشست های اضافی ایجاد نگردد. فونداسیون انواع و اقسام مختلفی دارد که در زیر به تفصیل به آنها اشاره خواهد شد.

۱-۲-۲- اخذ پروانه ساختمانی :

برای اخذ پروانه ساختمانی ابتدا صاحب ملک یا کارفرما با در دست داشتن سند مالکیت زمین به سازمان شهرداری محل احداث ساختمان ، واحد دایره ساختمانی مراجعه نموده و درخواست صدور مجوز دستور تهیه نقشه را می نماید. واحد مربوطه مطابق درخواست کارفرما یک کارشناس عمران دارای پروانه اشتغال به کار مهندسی پایه ۱ که هم دارای صلاحیت طراحی و هم دارای صلاحیت نظارت باشد را به محل احداث ساختمان فرستاده تا مواردی از قبیل در طرح بودن یا نبودن برای احداث خیابان ، تعریض و عقب نشینی داشتن یا نداشتن ، در اختیار نهادهای دولتی بودن یا نبودن (مانند اداره محیط زیست ، اداره منابع طبیعی ، سازمان اوقاف ، اداره فرهنگ و ارشاد اسلامی و ....) ، مشخص نمودن نوع کاربری فعلی (در صورتی که کاربری غیر از مسکونی داشته باشد باید از قبل از نهاد مربوطه حکم تغییر کاربری داشته باشد) را بررسی نموده و در صورت عدم وجود مشکل مراتب را به دایره ساختمانی اطلاع داده و دایره ساختمانی با توجه به اظهارات

کارشناس اعزامی مجوز دستور تهیه نقشه را صادر می کند.

پس از صدور مجوز دستور تهیه نقشه ، کارفرما برای تهیه پلان معماری مطابق خواسته ها و سلیقه های خود به یکی از دفاتر مهندسی سطح شهر مراجعه نموده و از مهندس معمار عضو آن دفتر مهندسی درخواست تهیه پلان معماری را می نماید.

پس از تهیه پلان معماری توسط مهندس معمار مطابق خواسته های کارفرما و با رعایت ضوابط مقررات ملی ساختمان (مطابق توضیحات ارائه شده در بند ۱-۲-۱-۱) و تائید کارفرما ، پلان معماری مربوطه جهت تهیه پلان سازه ای یا دفترچه محاسبات (موضوع بند ۱-۲-۱-۲ و مورد بحث این کتاب) ، پلان تاسیسات مکانیکی (موضوع بند ۱-۲-۱-۳) ، پلان تاسیسات الکتریکی (موضوع بند ۱-۲-۱-۴) به مهندسین رشته های مربوطه ارسال می شود.

پس از تهیه هر چهار پلان گفته شده ، در هر رشته عنوان شده یک مهندس به عنوان طراح نقشه ها را مهر و امضا می کند. پس از مهر و امضا شدن نقشه ها ، کارفرما جهت واریز حق الزحمه مهندسین طراح به سازمان نظام مهندسی ساختمان مراجعه کرده و پس از پرداخت حق الزحمه ، نقشه ها در سازمان نظام مهندسی ثبت موقت می شوند. پس از ثبت موقت نقشه ها ، مهندسین ناظر هر چهار رشته و یک نفر به عنوان مهندس مجری توسط سازمان نظام مهندسی انتخاب خواهند شد. پس از انتخاب مهندسین ناظر و مهندس مجری ، کارفرما جهت مهر و امضای مهندسین مربوطه بر روی نقشه ها به آنها مراجعه کرده و پس از درج مهر و امضای آنها ، مجدداً به سازمان نظام مهندسی جهت پرداخت حق الزحمه مهندسین ناظر و مهندس مجری و در نهایت ثبت نهایی و گرفتن برگه تائید نهایی خروجی مراجعه می کند.

پس از گرفتن تائیدیه نهایی خروجی از سازمان نظام مهندسی ، کارفرما جهت صدور مجوز ساخت (پروانه ساخت) به دایره ساختمانی شهرداری مراجعه می کند. در این مرحله کارفرما باید از اداره های آب و فاضلاب ، برق ، گاز و مخابرات جهت استعلام و صدور مجوز برای گرفتن انشعاب های مربوطه اقدام کند. پس از گرفتن استعلام ها و صدور مجوزهای مربوطه از اداره های ذکر شده ، استعلام های مربوطه را به دایره ساختمانی شهرداری ارائه می دهد.

کارهای دیگری نیز از قبیل واریز عوارض شهرداری ، مالیات و بیمه کارگان ساختمانی که بعداً در ساختمان مشغول به کار خواهند شد نیز باید توسط کارفرما انجام شود و سند واریزی مربوطه به دایره ساختمانی تحویل داده شود.

پس از انجام تمام کارهای گفته شده در بالا و صدور تائیدیه توسط دایره ساختمانی شهرداری ، مجوز پروانه ساخت صادر و به کارفرما تحویل داده می شود.

۱-۲-۳- اجرای ساختمان :

کارفرما پس از گرفتن مجوز پروانه ساخت ، برای شروع ساخت ساختمان باید مطابق بند ۲-۵-۳ از مبحث دوم مقررات ملی ، مراحل اصلی کار اجرای ساختمان به شرح زیر را به انجام برساند :

الف – پی سازی

ب – اجرای اسکلت

پ – سفت کاری

ت – نازک کاری

ث – پایان کار

کارفرما برای شروع ، ابتدا باید با مهندس ناظر سازه خود هماهنگ کرده و پس از گرفتن تائید از طرف مهندس ناظر سازه اقدام به ساخت اسکلت ساختمان که همان اعضای فونداسیون ، ستون ، تیر و سقف می باشد بنماید.(عناوین بند الف و ب)

پس از اتمام اسکلت ساختمان نوبت به اجرای دیوارچینی و کف سازی (مضمون بندهای پ و ت) می رسد. کارفرما برای شروع اجرای این مراحل باید با مهندس ناظر معماری هماهنگ کند.

اجرای تاسیسات مکانیکی و برقی در مرحله قبل از کف سازی صورت می گیرد که برای اجرای آنها نیز باید با مهندسین ناظر مربوطه هماهنگ شود.

کارفرما باید پس از اجرای کامل هر چهار مرحله اسکلت ، دیوار چینی و کف سازی ، تاسیسات مکانیکی و برقی از مهندسین ناظر مربوطه در صورت اجرای صحیح کلیه مراحل اجرا ، گواهی پایان کار (مضمون بند ث) را دریافت کند.

کارفرما پس از دریافت گواهی های پایان کار ، مجدداً به شهرداری مراجعه کرده و با ارائه گواهی های پایان کار به واحد ساختمانی شهرداری ، در خواست صدور سند مالکیت ساختمان احداث شده را می نماید که شهرداری محل نیز با توجه به مدارک ارائه شده ، کارفرما را همراه با مدارک یاد شده و دریافت سایر مدارک دیگر در صورت لزوم ، به اداره ثبت اسناد جهت صدور سند معرفی کرده و کارفرما نیز بعد از مراجعه به اداره مربوطه و تهیه و ارائه مدارک مورد نیاز ، سند ساختمان احداثی خود را دریافت می کند.

۲-۱- مشخصات ساختمان :

ساختمان مورد نظر در شهر محمودآباد واقع شده و اسکلت آن از نوع بتنی با سیستم قاب خمشی متوسط و سقف آن از نوع تیرچه و یونولیت می باشد. زیربنای آن ۱۸۰ مترمربع و تعداد طبقات این سازه ۴ طبقه روی پیلوت بوده ، دارای آسانسور و پلّه آن نیز بصورت بازوی دوطرفه می باشد. ارتفاع پیلوت ۲/۴۰ متر ، ارتفاع طبقات ۲/۹۰ متر ، ارتفاع خرپشته ۲/۲۰ متر و ضخامت تمامی سقف ها ۳۰ سانتی متر می باشد. این سازه از سمت شمال و غرب به کوچه ، از سمت جنوب به حیاط خلوت ، از سمت شرق مشرف به ساختمان همسایه و از طبقه دوم به بعد در جهت های شمال و غرب دارای کنسول و در طبقه چهارم از سمت های شمال و جنوب دارای تراس می باشد. تراس ها سرباز بوده و بدون سقف می باشند. دوستان پس از اتمام این کتاب قادر خواهند بود مدل کردن آسانسور ، پَخی و کنسول یا طرّه را بخوبی فرا گرفته و آنها را برای پروژه های دیگر نیز انجام دهند.

۲-۲- ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در ملاحظات معماری و سازه ای :

لازم است دوستان قبل از اقدام به طراحی سازه و تهیه دفترچه محاسبات ، ضوابطی را که در استاندارد ۲۸۰۰ عنوان شده رعایت کنند و یا اینکه پلان های معماری طراحی شده توسط مهندسین معمار را جهت مطابقت با ضوابط این استاندارد مورد بازبینی و کنترل قرار دهند. ضوابطی را که دوستان باید رعایت کرده و مورد بازبینی و کنترل قرار دهند ، بندهای مربوط به ملاحظات معماری و سازه ای موجود در استاندارد ۲۸۰۰ می باشد که در زیر به تفصیل آمده است.

۲-۲-۱- ملاحظات معماری (بند ۱-٤ استاندارد ۲۸۰۰) :

۲-۲-۱-۱- برای حذف یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان های مجاور به یکدیگر ، ساختمان ها باید با پیش بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله ای حداقل از مشترک با زمین های مجاور ساخته شوند. برای تامین این منظور ، در ساختمان های با هشت طبقه و کمتر ، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه ، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند ۳-۵-۶ استاندارد ۲۸۰۰ تعیین شود.

۲-۲-۱-۲- پلان ساختمان باید تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش رفتگی و پس رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز حتی المقدور احتراز شود.

۲-۲-۱-۳- از احداث طرّه های بزرگتر از ۱/۵۰ متر حتی المقدور احتراز شود.

۲-۲-۱-۴- از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم های کف ها خودداری شود.

۲-۲-۱-۵- با بکارگیری مصالح غیرسازه ای سبک برای مواردی از قبیل کف سازی ، سقف کاذب ، تیغه بندی ، نما و ..... وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

۲-۲-۱-۶ از ایجاد اختلاف سطح در کف ها تا حد امکان خودداری شود.

۲-۲-۱-۷- از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع ، بطوری که تغییرات قابل ملاحظه ای در جرم طبقات ایجاد شود ، پرهیز گردد.

۲-۲-۲- ملاحظات کلی سازه ای (بند ۱-۵ استاندارد ۲۸۰۰) :

۲-۲-۲-۱- کلیه عناصر باربر ساختمان بیاد به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمان زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان بطور یکپارچه عمل کند. در این مورد کف ها باید به عناصر قائم باربر ، قاب ها و یا دیوارها به نحو مناسبی متصل باشند ، بطوریکه بتوانند بصورت یک دیافراگم عمل نموده و نیروهای زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل نمایند.

۲-۲-۲-۲- ساختمان باید در هر دو امتداد افقی عمود بر هم و قائم قادر به تحمل نیروهای زلزله باشد و در هر یک از این امتدادها انتقال نیروها به شالوده بطور مناسبی صورت گیرد.

۲-۲-۲-۳- عناصری که در طبقات مختلف بارهای قائم را تحمل می نمایند ، تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.

۲-۲-۲-۴- عناصری که نیروهای افقی زلزله را تحمل می کنند بصورتی درنظر گفته شوند که انتقال نیروها به سمت شالوده بطور مستقیم انجام شوند و عناصری که با هم کار می کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

۲-۲-۲-۵- عناصر افقی مقاوم در برابر نیروهای افقی زلزله بصورتی درنظر گرفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در هر طبقه در هر امتداد ، کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن امتدا باشد.

۲-۲-۲-۶- ساختمان ها و اجزای آنها به نحوی طراحی گردند که شکل پذیری و مقاومت مناسب در آنها تامین شده باشد.

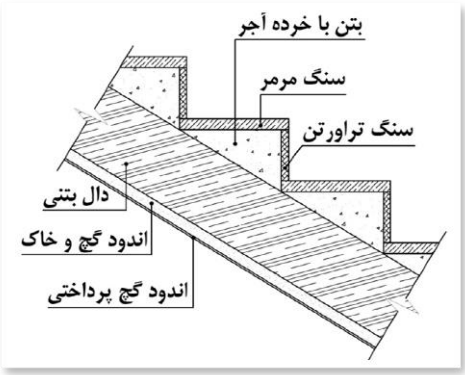
۲-۲-۲-۷- در ساختمان هایی که در آنها از سیستم قاب خمشی برای مقابله با بار جانبی زلزله استفاده می شود ، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستون ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.

۲-۲-۲-۸- از ایجاد ستون های کوتاه ، بخصوص در نورگیرهای زیرزمین ها حتی الامکان خودداری شود.

۲-۲-۲-۹- از بکارگیری سیستم های مختلف سازه ای در امتدادهای مختلف در پلان و در ارتفاع حتی المقدور خودداری شود.

۲-٤-۲-٤- وزن واحد سطح پله:

۲-٤-۲-٤-۱- وزن واحد سطح شمشیری پله :



سنگ مرمر : $۲۷۰۰ \times ۰/۰۲ = ۵۴ \ kg/m^۲$

سنگ تراورتن : $۲۵۰۰ \times ۰/۰۲ = ۵۰ \ kg/m^۲$

بتن با خرده آجر : $۱۷۰۰ \times (\frac{۰/۱۸ \times ۰/۳}{۲}) = ۴۵/۹۰ \ kg/m^۲$

دال بتنی : $۰/۲۰ \times ۲۵۰۰ \times (\frac{۱}{\cos ۳۴/۰۲^{\circ}}) = ۶۰۳/۲۵ \ kg/m^۲$

اندود گچ و خاک : ۰/۰۳ × ۱۶۰۰ × $\left(\frac{۱}{\cos ۳۴/۰۲^{\circ}}\right)$ = ۵۷/۹۱ kg/m^{۲}

اندود گچ پرداختی : ۰/۰۰۵ × ۱۳۰۰ × $\left(\frac{۱}{\cos ۳۴/۰۲^{\circ}}\right)$ = ۷/۸۴ kg/m^{۲}

جمع کل = ۸۱۸/۹۰ kg/m^{۲}

- محاسبه زاویه تمایل پله :

ارتفاع تک پله = $\frac{۳/۲۰}{۱۸}$ = ۰/۱۸ m

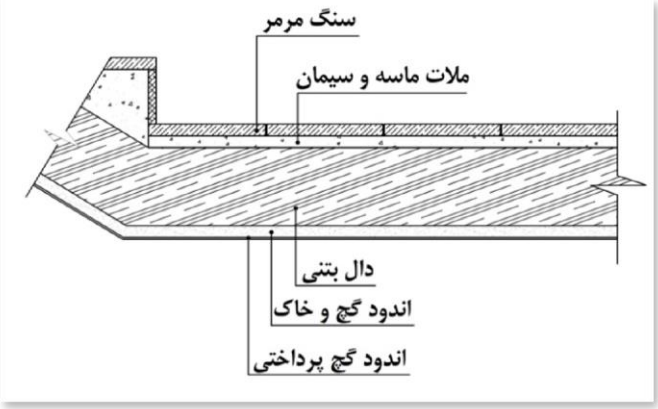
ارتفاع یک بازوی پله = ۰/۱۸ × ۹ = ۱/۶۲ m

طول یک بازوی پله = ۸ × ۰/۳ = ۲/۴۰ m

$\tan^{-۱}\left(\frac{۱/۶۲}{۲/۴}\right) = ۳۴/۰۲^{\circ}$

تذکر ۲-۱- زاویه پله محاسبه شده در بالا برای پله های با بازوی دوطرفه با همین طول و ارتفاع یکی می باشد. درصورت وجود پله با ابعاد ، ارتفاع و طول دیگر غیر از این باید طبق روش بالا زاویه تمایل آن حساب شده و طبق زاویه تمایل پله ، بار مرده آن حساب شود.

۲-٤-۲-٤-۲- وزن واحد سطح پاگرد :



سنگ مرمر : ۰/۰۲ × ۲۷۰۰ = ۵۴ kg/m^{۲}

ملات ماسه و سیمان : ۰/۰۳ × ۲۱۰۰ = ۶۳ kg/m^{۲}

دال بتنی : ۰/۲۰ × ۲۵۰۰ = ۵۰۰ kg/m^{۲}

اندود گچ و خاک : ۰/۰۳ × ۱۶۰۰ = ۴۸ kg/m^{۲}

اندود گچ پرداختی : ۰/۰۰۵ × ۱۳۰۰ = ۶/۵۰ kg/m^{۲}

جمع کل = ۶۷۱/۵۰ kg/m^{۲}

۲-٤-۲-٤-۳- محاسبه بار کل مرده و زنده پله و بار گسترده مرده و زنده متحمله تیر :

کل بار مرده پله = (۸۱۸/۹۰×۱/۲۰×۲/۴۰×۲) + (۶۷۱/۵۰×۲/۵۰×۱/۲۰) + (۶۷۱/۵۰×۲/۵۰×۱/۴۰) = ۹۰۸۱/۶۱ kg

بار مرده گسترده تیر = $\left(\frac{۹۰۸۱/۶۱}{۲}\right) \times \left(\frac{۱}{۴/۶۰}\right)$ = ۹۸۷/۱۳ kg/m , (دهانه پله = ۴/۶۰ m)

تذکر ۲-۲- با توجه به اینکه به غیر از پاگرد نیم طبقه قرار گرفته در همکف ، مابقی پاگردهای نیم طبقه و پاگردهای قرار گرفته در کف تمام شده سقف ها در طبقات قرار دارند و با توجه به اطلاعات درج شده در جدول ۶-۵-۱ در ردیف ۳-۲ که بار زنده راهرو **در** معرض تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات مطابق بار زنده اتاق های مجاور می باشد ، می بایست بار زنده پاگردهای نیم طبقه و پاگردهای قرار گرفته در کف تمام شده سقف ها در طبقات برابر ۲۰۰ kg/m^{۲} درنظر گرفته شود ، ولی به جهت اطمینان بار زنده موردنظر را برای کلیه طبقات برابر ۵۰۰kg/m^{۲} درنظر می گیریم.

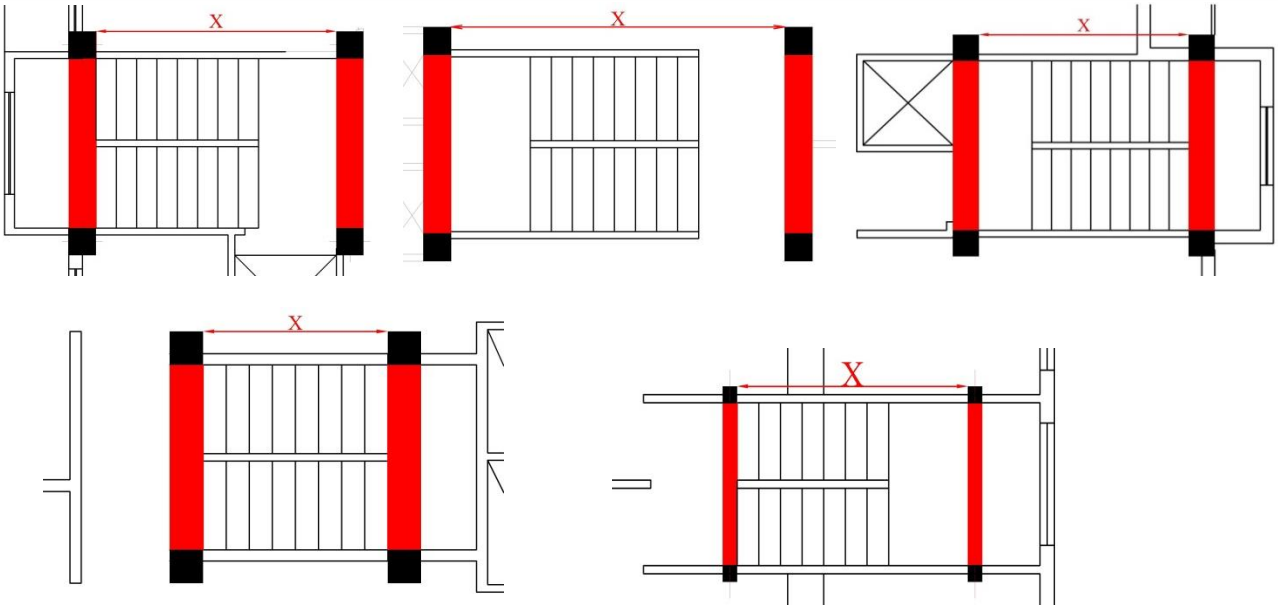
کل بار زنده پله در طبقه همکف و سایر طبقات = (۵۰۰×۱/۲۰×۲/۴۰×۲) + (۵۰۰×۲/۵۰×۱/۲۰) + (۵۰۰×۲/۵۰×۱/۴۰) = ۶۱۳۰kg

بار زنده گسترده تیر = $\left(\frac{۶۱۳۰}{۲}\right) \times \left(\frac{۱}{۴/۶۰}\right)$ = ۶۶۶/۳۰ kg/m , (دهانه پله = ۴/۶۰ m)

تذکر ۲-۳- بار کل مرده و زنده و بار مرده و زنده گسترده تیر محاسبه شده در بالا مختص این پروژه بوده و برای پروژه های دیگر مناسب نمی باشد. به همین منظور دوستان باید طبق فرمولی که در بالا استفاده شده این مقدار بارها را برای پروژه های دیگری که مورد استفاده قرار می دهند بدست آورده سپس بر تیرهای حامل وزن پله اعمال کنند.

نکته ۲-۱- انواع دهانه پله :

این نکته از آن جهت که دوستان در محاسبه دهانه پله چه طولی را باید درنظر بگیرند ذکر شده است. خط اندازه نشان داده شده با حرف X در اشکال صفحه بعد همان طول دهانه های موردنظر است که باید درنظر گرفته شود. دوستان دقت داشته باشند که تیرهای حامل وزن پله در اشکال صفحه بعد ، تیرهایی هستند که پررنگ شده اند و بار پله باید بر این تیرها وارد شود.



۳-۲- تعریف و ترسیم المان های سازه :

در این بخش به آموزش نحوه تعریف و ترسیم مقاطع ، المان ها و عناصر موجود در یک سازه بتنی خواهیم پرداخت. این کار به دو طریق صورت می گیرد. روش اول ابتدا تعریف مقاطع بعد ترسیم ، روش دوم ابتدا ترسیم مقاطع بعد تعریف آنها. این دو روش هیچ تفاوتی با هم ندارند و هیچ مشکلی در روند کار بوجود نمی آید و برای کاربر کاملاً اختیاری است که با کدام روش راحت تر است تا کار کند. من در اینجا هر دو روش را به تفصیل خواهم گفت. قبل از شروع کار لازم است تعدادی Toolbar به جهت راحتی در روند انجام محاسبات فرا خوانده شوند. برای این منظور به منوی Options رفته و بر روی گزینه Customise Toolbars کلیک کنید. در پنجره باز شده تیک تولبارهای نام برده شده در زیر را فعال کرده و OK کنید.

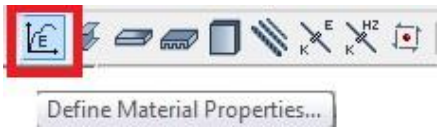
Assign Joint – Assign Frame – Assign Shell – Define

۳-۲-۱- روش اول تعریف و ترسیم المان های سازه :

۳-۲-۱-۱- معرفی مشخصات مصالح بتن و میلگرد :

قبل از شروع هر کاری شما باید یک سری اطلاعات و مشخصات را به نرم افزار معرفی کنید تا نرم افزار بتواند از طریق دریافت داده هایی که به آن می دهید سازه موردنظر شما را تحلیل و طراحی کند. این مشخصات شامل معرفی مشخصات مصالح مصرفی بتن و فولاد می باشد که هرکدام به تفصیل بیان خواهد شد.

برای معرفی موارد مذکور از منوی Define گزینه Material Properties را انتخاب و یا مطابق شکل ۳-۱۲ از نوار ابزار بالای برنامه بر روی آیکون Define Material Properties کلیک کنید..

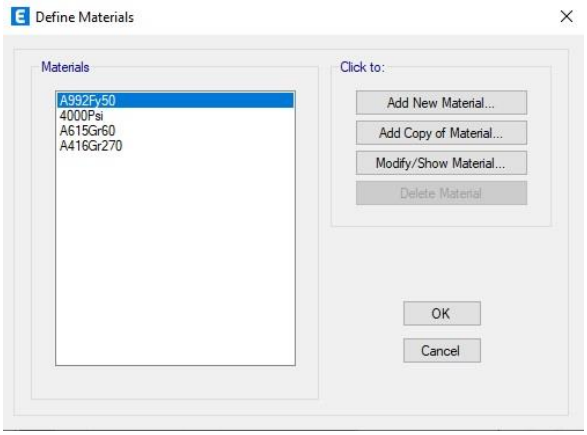


شکل ۳-۱۲

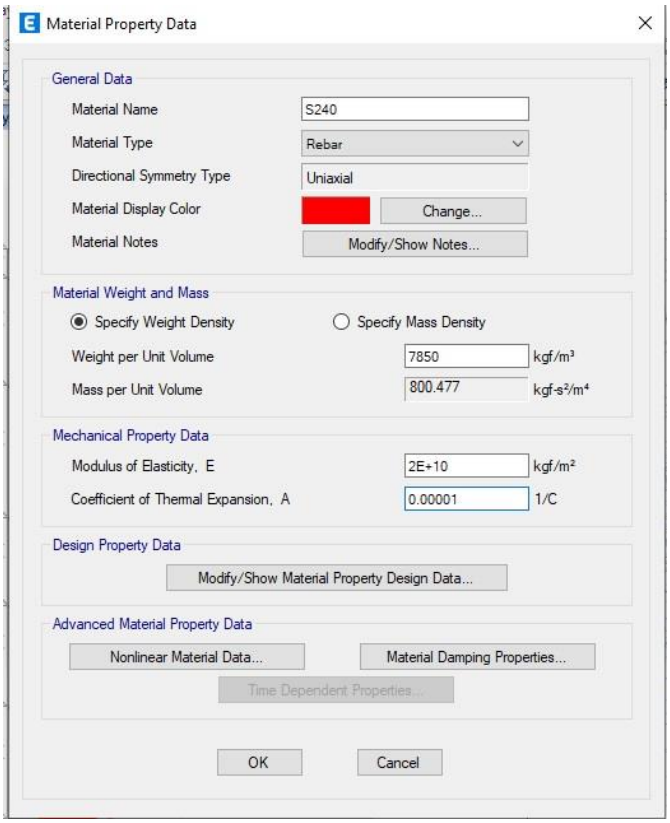
پنجره Define Materials مطابق شکل ۳-۱۳ در صفحه بعد باز خواهد شد. همانطور که در پنجره Define Materials مشاهده می کنید ، سه نوع مصالح با نام های A۹۹۲Fy۵۰ ، ۴۰۰۰ Psi و A۶۱۵Gr۶۰ وجود دارد.

این مصالح بطور پیش فرض به ترتیب برای میلگردهای عرضی ، بتن و آرماتورهای طولی تعریف شدند و ما نیز برای راحتی کار از همین پیش فرض های برنامه استفاده کرده و مصالح خود را مطابق با آئین نامه های ایران تعریف می کنیم.

ابتدا مصالح A۹۹۲Fy۵۰ را انتخاب کنید تا از طریق پیش فرض های این مورد ، آرماتورهای عرضی را تعریف کنیم. پس از انتخاب ، بر روی دکمه Modify/Show Material کلیک کنید تا پیش فرض های تعریف شده برای این مصالح را مطابق آئین نامه های ایران برای آرماتورهای عرضی تغییر دهیم. پس از کلیک بر روی این دکمه پنجره Material Property Data مطابق شکل ۳-۱۴ باز خواهد شد.



شکل ۳-۱۳



شکل ۳-۱۴

تنظیماتی را که باید برای پنجره شکل ۳-۱۴ انجام دهید به شرح زیر می باشد :

- Material Name (نام مصالح) : S۲۴۰

- Material Type (نوع مصالح) : Rebar (میلگرد)

- Directional Symmetry Type (نوع مسیر تقارن) : با انتخاب مصالح Rebar ، این گزینه بطور خودکار غیرفعال شده و در حالت Unixial به معنی تک محوره قرار می گیرد.

- Weight per Unit Volume (وزن واحد حجم میلگرد) : ۷۸۵۰ kg/m^3 ، مطابق جدول شماره پ ۶-۲-۱ از پیوست ۶-۲ مبحث ششم.

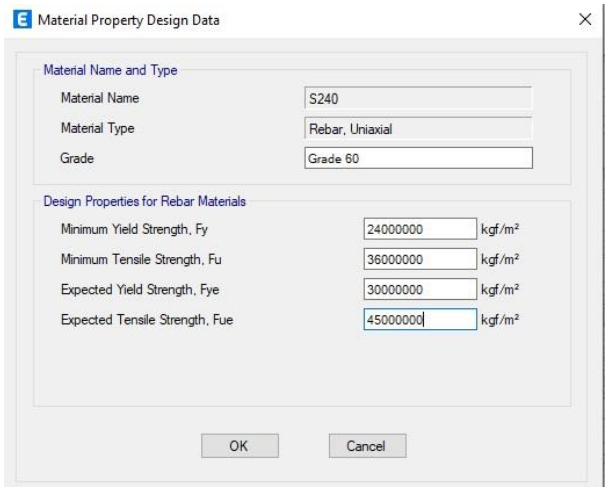
- Mass per Unit Volume (جرم واحد حجم) : ۸۰۰/۴۷۷ $kg-s^2/m^4$ ، این جعبه ویرایش زمانی که گزینه Specify Weight Density انتخاب شده باشد ، غیرفعال خواهد بود که بعد از درج مقدار وزن واحد حجم نرم افزار بطور خودکار مقدار آن را محاسبه خواهد کرد.

- Modulus of Elasticity, E (ضریب ارتجاعی فولاد) : ۲×۱۰e۵ یا ۲×۱۰^{۵} یا ۲۰۰۰۰۰ ، طبق بند ۹-۴-۸-۴ مبحث نهم در تحلیل خطی مقدار $E_s = ۲ \times ۱۰^{۵}$ بر حسب مگاپاسکال منظور می شود. قبل از وارد کردن مقدار به تذکر ۳-۴ رجوع شود.

تذکر ۳-٤- ما واحد طول را برحسب m و واحد نیرو را برحسب kg درنظر گرفتیم. ولی واحد ضریب ارتجاعی و تنش ها برحسب Mpa بوده که برابر n/mm^2 می باشد. در حالی که واحدهایی که در جعبه ویرایش ضریب ارتجاعی درج شده برحسب kgf/m^2 می باشد. پس چه عددی را باید وارد کنیم تا واحد kgf/m^2 با واحد $Mpa = n/mm^2$ برابر باشد؟ همانطور که می دانید ۱kN برابر ۱۰۰kg است. اگر از سیستم تبدیل واحدها و نسبت تناسب استفاده کنیم ، ۱ n/mm^2 برابر خواهد شد با ۱۰۰۰۰۰ kg/m^2. پس برای وارد کردن مقادیر ضریب ارتجاعی و همچنین تنش های تسلیم و نهایی ، مقادیر مربوطه را در عدد ۱۰۰۰۰۰ ضرب کرده و در جعبه های ویرایش مربوطه وارد کنید.

- Coefficient of Thermal Expansion, A (ضریب انبساط حرارتی بتن) : ۱۰e-۵ یا $۱۰^{-۵}$ یا ۰/۰۰۰۰۱ ، طبق بند ۹-۳-۸-۱ ضریب انبساط حرارتی بتن معادل $۱۰^{-۵}$ در نظر گرفته می شود. دقت کنید در صورت درج این ضریب توسط حرف e باید با بعد از حرف e عدد ۶- قرار گیرد. چون ضریب انبساط بصورت کسری می باشد ، هر عددی را که شما بعد از حرف e وارد می کنید نرم افزار به اندازه یک رقم بعد از اعشار از آن کسر می کند.

باید تنش تسلیم و تنش نهایی میلگرد را نیز به نرم افزار معرفی کنیم. برای این منظور در همان پنجره Material Property Data بر روی دکمه Modify/Show Material Property Design Data... کلیک کنید تا پنجره مربوط به آن مطابق شکل ۳-۱۵ باز شود.



شکل ۳-۱۵

تنظیمات مربوط به پنجره شکل ۳-۱۵ به شرح زیر می باشد :

- Minimum Yield Stress, Fy (حداقل تنش تسلیم) : ۲۴۰ Mpa ، مطابق جدول ۹-۴-۲ مبحث نهم. به تذکر ۳-۴ رجوع شود.
- Minimum Tensile Strength, Fu (حداقل تنش نهایی) : در جدول ۹-۴-۲ ویرایش جدید مبحث نهم مقررات ملی ، رابطه Fu تحت عنوان مقاومت کششی حداقل نامگذاری شده که مقدار عددی آن برابر ۳۶۰ Mpa می باشد. به تذکر ۳-۴ رجوع شود.

در ویرایش جدید مبحث نهم مقررات ملی هیچگونه ضوابط خاصی مطابق بند ۹-۲۰-۲-۵-۲ بطور جداگانه در خصوص تنش تسلیم و نهایی در مورد ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله عنوان نشده است. امّا به جهت اطمینان در روند محاسبات ، در اینجا ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله را درنظر گرفته و از مفاد ویرایش قدیم مبحث استفاده خواهیم کرد. طبق مفاد ویرایش قدیم مبحث نهم ، لنگر مقاوم خمشی محتمل از ضرب عدد ۱/۲۵ در تنش های تسلیم و گسیختگی محاسبه خواهد شد که از طریق پارامترهای زیر قابل اعمال بر سازه هستند.

- Expected Yield Stress, Fye (حداقل تنش تسلیم انتظار) : ۱/۲۵ Fy = ۳۰۰ Mpa. به تذکر ۳-۴ رجوع شود.
- Expected Tensile Strength, Fue (حداکثر تنش نهایی انتظار) : ۱/۲۵ Fu = ۴۵۰ Mpa. به تذکر ۳-۴ رجوع شود.

حال باید نوع بتن مورد استفاده در این سازه را به نرم افزار معرفی کنیم. دقت کنید که ما در اینجا دو نوع بتن تعریف خواهیم کرد. یکی برای استفاده در مقاطع تیر و ستون و دیگری برای استفاده در سقف.

برای تعریف بتن تیرها و ستون ها ، مصالح با نام ۴۰۰۰ Psi در پنجره Define Materials را انتخاب کرده و سپس بر روی دکمه Modify/Show Material کلیک کنید تا پنجره Material Property Data مجددا باز شود. تنظیماتی که باید برای این نوع بتن انجام دهید به شرح زیر می باشد :

- Material Name (نام مصالح) : C۲۵ ، مطابق مبحث نهم برای بتن معمولی نام بتن را از رده C۲۵ انتخاب می کنیم.
- Material Type (نوع مصالح) : concrete ، همانطور که از نام این قسمت مشخص است باید نوع مصالح را که بتن است انتخاب کنیم.
- Directional Symmetry Type (نوع مسیر تقارن) : Isotropic (همگن)
- Weight per Unit Volume (وزن واحد حجم) : ۲۵۰۰ kg/m^3 ؛ مطابق مبحث ششم ، پیوست ۶-۲ ، جدول شماره پ ۶-۲-۲ ، قسمت ۳ ، بتن آرمه و بتن پیش تنیده با شن و ماسه معمولی.
- Mass per Unit Volume (جرم واحد حجم) : ۲۵۴/۹۲۹ $\mathrm{kg-s}^2/\mathrm{m}^4$ ، این جعبه ویرایش زمانی که گزینه Specify Weight Density انتخاب شده باشد ، غیرفعال خواهد بود که بعد از درج مقدار وزن واحد حجم نرم افزار بطور خودکار مقدار آن را محاسبه خواهد کرد.
- Modulus of Elasticity, E (مقدار ضریب ارتجاعی بتن) : طبق بند ۹-۳-۶-۱ مبحث نهم ، مقدار ضریب ارتجاعی بتن با وزن مخصوص (w_c) بین ۱۴۴۰ تا ۲۵۶۰ kg/m^3 از رابطه ۹-۳-۳-الف تعیین می گردد :

$$E_c = ۰/۰۴۳ \times {w_c}^{۱/۵} \times \sqrt{f_c} \xrightarrow{f_c=۲۵\ mpa\ ,w_c=۲۵۰۰\ kg/m^3} E_c = ۲۶۸۷۵\ Mpa$$

- Poisson's Ratio, U (نسبت پواسون) : ۰/۲ ، طبق بند ۹-۳-۷-۱ از مبحث نهم ، ضریب پواسون برای بتن معمولی برابر ۰/۲ می باشد.

– Coefficient of Thermal Expansion, A (ضریب انبساط حرارتی بتن) : ۱۰e–۵ یا $۱۰^{-۵}$ یا ۰/۰۰۰۰۱ ، طبق بند ۹–۳–۸–۱ ضریب انبساط حرارتی برای بتن معمولی را می توان با توجه به نوع سنگدانه ها و با تقریب ۲۰ درصد معادل $۱۰^{-۵}$ در نظر گرفته می شود.

– Shear Modulus , G (ضریب برشی) : ۱۱۱۹۷۹۱۶۶۷ $kg/m^۲$. این ضریب پس از وارد کردن مقدار مدول الاستیسیته یا ضریب ارتجاعی و نسبت پواسون بطور خودکار توسط نرم افزار محاسبه می شود.

حال باید مقدار مقاومت فشاری بتن را وارد کنیم. برای این منظور در همان پنجره Material Property Data بر روی دکمه Modify/Show Material Property Design Data… کلیک کنید تا پنجره مربوط به آن باز شود. در پنجره مربوطه مقدار عددی ۲۵۰۰۰۰۰ (طبق تذکر ۳–۴) را در جعبه ویرایش Specified Concrete Compressive Strength,fc وارد کرده و پنجره را با کلیک کردن بر روی ok ببندید. پنجره Material Property Data را نیز ok کرده تا تنظیمات اعمال شود.

برای تعریف مشخصات میلگرد آجدار برای آرماتورهای اصلی مصالح پیش فرض A۶۱۵Gr۶۰ را انتخاب کرده و مشخصات این مصالح را به شرح زیر تغییر دهید:

– Material Name (نام مصالح) : S۴۰۰

– Material Type (نوع مصالح) : Rebar (میلگرد)

– Directional Symmetry Type (نوع مسیر تقارن) : با انتخاب مصالح Rebar ، این گزینه بطور خودکار غیرفعال شده و در حالت Unixial به معنی تک محوره قرار می گیرد.

– Weight per Unit Volume (وزن واحد حجم میلگرد) : ۷۸۵۰ $kg/m^۳$ ، مطابق جدول شماره پ ۶–۲۱–۱ از پیوست ۶–۲ مبحث ششم.

– Mass per Unit Volume (جرم واحد حجم) : ۸۰۰/۴۷۷ $kg-s^۲/m^۴$ ، این جعبه ویرایش زمانی که گزینه Specify Weight Density انتخاب شده باشد ، غیرفعال خواهد بود که بعد از درج مقدار وزن واحد حجم نرم افزار بطور خودکار مقدار آن را محاسبه خواهد کرد.

– Modulus of Elasticity, E (ضریب ارتجاعی فولاد) : ۲×۱۰e۵ یا ۲×۱۰^{۵} یا ۲۰۰۰۰۰ ، طبق بند ۹–۴–۸–۴ مبحث نهم در تحلیل خطی مقدار $E_s = ۲ \times ۱۰^{۵}$ بر حسب مگاپاسکال منظور می شود.

– Coefficient of Thermal Expansion, A (ضریب انبساط حرارتی بتن) : ۱۰e–۵ یا $۱۰^{-۵}$ یا ۰/۰۰۰۰۱ ، طبق بند ۹–۳–۸–۱ ضریب انبساط حرارتی بتن معادل $۱۰^{-۵}$ در نظر گرفته می شود. دقت کنید در صورت درج این ضریب توسط حرف e باید با بعد از حرف e عدد ۶– قرار گیرد. چون ضریب انبساط بصورت کسری می باشد ، هر عددی را که شما بعد از حرف e وارد می کنید نرم افزار به اندازه یک رقم بعد از اعشار از آن کسر می کند.

باید تنش تسلیم و تنش نهایی میلگرد را نیز به نرم افزار معرفی کنیم. برای این منظور در همان پنجره Material Property Data بر روی دکمه Modify/Show Material Property Design Data… کلیک کنید تا پنجره مربوط به آن مطابق شکل ۳–۱۵ باز شود.

– Minimum Yield Stress, Fy (حداقل تنش تسلیم) : ۴۰۰ Mpa ، مطابق جدول ۹–۴–۲ مبحث نهم. به تذکر ۳–۴ رجوع شود.

– Minimum Tensile Strength, Fu (حداقل تنش نهایی) : در جدول ۹–۴–۲ ویرایش جدید مبحث نهم مقررات ملی ، رابطه Fu تحت عنوان مقاومت کششی حداقل نامگذاری شده که مقدار عددی آن برابر ۶۰۰ Mpa می باشد.. به تذکر ۳–۴ رجوع شود.

در ویرایش جدید مبحث نهم مقررات ملی هیچگونه ضوابط خاصی در خصوص تنش تسلیم و نهایی در مورد ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله عنوان نشده است. امّا به جهت اطمینان در روند محاسبات ، ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله را درنظر گرفته و از مفاد ویرایش قدیم مبحث استفاده خواهیم کرد. طبق مفاد ویرایش قدیم مبحث نهم ، لنگر مقاوم خمشی محتمل از ضرب عدد ۱/۲۵ در تنش های تسلیم و گسیختگی محاسبه خواهد شد که از طریق پارامترهای زیر قابل اعمال بر سازه هستند.

– Expected Yield Stress, Fye (حداقل تنش تسلیم انتظار) : ۱/۲۵ Fy = ۵۰۰ Mpa. به تذکر ۳–۴ رجوع شود.

– Expected Tensile Strength, Fue (حداکثر تنش نهایی انتظار) : ۱/۲۵ Fu = ۷۵۰ Mpa. به تذکر ۳–۴ رجوع شود.

یک مصالح دیگر به نام C۰ به عنوان بتن با وزن مخصوص صفر نیز باید تعریف شود. برای این کار بر روی مصالح C۲۵ که از قبل تعریف شده کلیک کرده و سپس بر روی دکمه Add Copy of Material کلیک کنید. پنجره Material Property Data (مضمون شکل ۳–۱۴) باز خواهد شد. در قسمت Material Name عنوان C۰ و در قسمت Weight per Unit Volume مقدار عددی صفر را وارد کرده و پنجره را ببندید.

پس از اعمال تنظیمات کلیه پنجره ها را بسته تا به تعریف مشخصات مصالح خاتمه داده و به محیط اصلی برنامه بازگردید.

۳–۲–۱–۲–۱– ضوابط طراحی مقاطع در مورد محدودیت های هندسی و آرماتورها و کنترل آنها :

طبق مبحث نهم مقررات ملی ، ساختمان باید بتواند در دو شرایط زیر ایستایی خود را کاملا حفظ نموده و پایدار بماند.

– در زمان بدون وقوع زلزله و فقط تحت اثر بارهای بهره برداری عادی.

– در زمان وقوع زلزله که علاوه بر وجود بارهای بهره برداری عادی ، نیروهای جانبی زلزله نیز بر آن وارد می شود.

۳-۲-۱-۲-۱-۱- ضوابط طراحی :

لازم است مقاطع طوری طراحی شوند که سازه بتواند در دو حالت فوق ایستایی خود را کاملا حفظ نماید. ضوابط مربوط به طراحی مقاطع سازه در هر دو حالت فوق به شرح زیر است :

- ضوابط طراحی در زمان بدون وقوع زلزله :
  - ✓ضوابط مربوط به طراحی ستون ها :
    - ○محدودیت های هندسی : مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ضوابطی در این خصوص ارائه نکرده است.
  - ✓محدودیت آرماتور ها : طبق بند ۹-۱۲-۵-۱ مبحث نهم سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۸ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله های پوششی میلگردها نیز رعایت شود.

  ✓ ضوابط مربوط به طراحی تیر ها :

  ○محدودیت های هندسی :

  مطابق بند ۹-۱۱-۲-۶-۱ و جدول ۹-۱۱-۱ ، حداقل ارتفاع تیر نباید از مقادیر مندرج در جدول ۳-۲ در ذیل کمتر باشد.

تکیه گاه های ساده	تکیه گاه های پیوسته از یک طرف	تکیه گاه های پیوسته از دو طرف	کنسول
$\frac{L}{16}$	$\frac{L}{۱۸/۵}$	$\frac{L}{۲۱}$	$\frac{L}{۸}$

جدول ۳-۲

○ محدودیت آرماتور ها : آرماتورهای تیر توسط نرم افزار محاسبه و طراحی می شوند. ضوابط این قسمت در زمان بعد از طراحی عنوان خواهد شد.

- ضوابط طراحی در زمان وقوع زلزله :
  - ✓ضوابط مربوط به طراحی تیرها (مطابق بند ۹-۲۰-۵-۲) :
    - ○محدودیت های هندسی : طبق بند ۹-۲۰-۵-۲-۱-۱ محدودیت های هندسی زیر باید رعایت شوند :
      - ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.
      - عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلیمتر باشد.
      - عرض مقطع نباید بیشتر از دو مقدار زیر باشد :

        – عرض عضو تکیه گاهی ، در صفحه عمود بر محور طولی تیر ، به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه گاهی

        – عرض عضو تکیه گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه گاهی ، در هر طرف عضو تکیه گاهی اختیار شود.

○ محدودیت آرماتور ها : آرماتورهای تیر توسط نرم افزار محاسبه و طراحی می شوند. ضوابط این قسمت در زمان بعد از طراحی عنوان خواهد شد.

✓ ضوابط مربوط به طراحی ستون ها (مطابق بند ۹-۲۰-۵-۳) :

○ محدودیت های هندسی : طبق بند ۹-۲۰-۵-۳-۱ محدودیت های هندسی زیر باید رعایت شوند :

- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و کمتر از ۲۵۰ میلیمتر باشد.
- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کمتر باشد.

○محدودیت آرماتور ها : طبق بند ۹-۲۰-۵-۳-۲-۱ نسبت آرماتور طولی به کل سطح مقطع ستون نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از هشت درصد در نظر گرفته شود.

مقطع ستون ها		مقطع تیرها
C۴۵-۲۰T۲۰	C۵۵-۲۲T۲۲	B۵۵×۶۰
C۴۵-۲۰T۱۸	C۵۵-۲۰T۲۲	B۵۰×۵۵
C۴۵-۱۸T۲۰	C۵۵-۲۲T۲۰	B۴۵×۵۰
C۴۵-۱۸T۱۸	C۵۵-۲۰T۲۰	B۴۰×۴۵
C۴۰-۱۶T۱۶	C۵۰-۲۲T۲۲	B۳۵×۴۰
C۴۰-۱۴T۱۶	C۵۰-۲۰T۲۲	B۲۰×۳۰
C۴۰-۱۲T۱۶	C۵۰-۲۲T۲۰	
C۳۵-۸T۱۶	C۵۰-۲۰T۲۰	

جدول ۳-۳

مقاطع مناسب و مورد قبول که می توان برای استفاده در این پروژه بکار برد به شرح جدول ۳-۳ می باشند. در جدول مذکور مقاطع ستون ها با حرف C و مقاطع تیرها با حرف B مشخص و نشان داده شدند. مقاطع انتخابی درج شده در جدول فوق باید قبل از تعریف و ترسیم مطابق ضوابط گفته شده کنترل شوند.

دلیل وجود تعدد مقاطع این است که بعد از طراحی سازه چنانچه مقاطعی بخاطر قوی بودن بیش از حد تنش آنها مناسب باشد ، باید با مقاطع مناسب جایگزین شده تا سازه تا حد امکان سبک شود. همچنین دلیل انتخاب ابعاد بزرگ برای مقاطع ستون بابت یک ساختمان ۴ طبقه این است که در ویرایش جدید مباحث مقرات ملی ، شرایط و ضوابط سختگیرانه ای در محاسبات و طراحی اعمال شده که این شرایط سختگیرانه سبب سنگین شده سازه می شود.

۳-۲-۱-۲-۱-۲- کنترل مقاطع مطابق با ضوابط طراحی :

در اینجا به جهت آشنایی دوستان با نحوه کنترل ، فقط کنترل یکی از مقاطع ستون ها و تیرها را انجام داده و کنترل بقیه مقاطع به عهده خود دوستان واگذار می شود. چرا که بیان و آموزش نحوه کنترل همه مقاطع به دلیل صرف زمان و هزینه در این معقوله نمی گنجد.

➢ کنترل ستون با مقطع C۵۵-۲۲T۲۲ :

✓ ضوابط طراحی در زمان بدون وقوع زلزله :

○ محدودیت هندسی : همانطور که قبلا ذکر شد ، مبحث نهم محدودیتی در این خصوص ارائه نکرده است.

○ محدودیت آرماتورها : طبق بند ۹-۱۲-۵-۱ مبحث نهم سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۸ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله های پوششی میلگردها نیز رعایت شود.

$A_g = ۵۵ \times ۵۵ = ۳۰۲۵\ cm^۲$

$۰/۰۱A_g = ۳۰/۲۵\ cm^۲$

$۰/۰۸A_g = ۲۴۲/۰۰\ cm^۲$

مساحت میله گرد نمره ۲۲ = $۳/۸۰\ cm^۲$

$A_s = ۲۲ \times ۳/۸۰ = ۸۳/۵۹\ cm^۲ \Longrightarrow ۰/۰۱A_g \leq A_s \leq ۰/۰۸A_g \Longrightarrow OK$

✓ ضوابط طراحی در زمان وقوع زلزله :

○ محدودیت های هندسی : طبق بند ۹-۲۰-۵-۳-۱ محدودیت های هندسی زیر باید رعایت شوند :

- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و کمتر از ۲۵۰ میلیمتر باشد.

$B = ۵۵\ cm$

$L = ۵۵\ cm$

$۰/۳۰L = ۱۶/۵۰\ cm$

$B \geq ۰/۳۰L\ ,\ ۲۵\ cm \Longrightarrow OK$

- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کمتر باشد.

$B = ۵۵\ cm$

$H = ۲/۴۰\ m$ (ارتفاع آزاد پارکینگ)

$\frac{B}{H} = \frac{۰/۵۵}{۲/۴۰} > \frac{۱}{۲۵} \Longrightarrow OK$

○- محدودیت آرماتور ها : طبق بند ۹-۲۰-۵-۳-۲-۱ نسبت آرماتور طولی به کل سطح مقطع ستون نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از هشت درصد در نظر گرفته شود.

$A_g = ۵۵ \times ۵۵ = ۳۰۲۵\ cm^۲$

$۰/۰۱A_g = ۳۰/۲۵\ cm^۲$

$۰/۰۸A_g = ۲۴۲/۰۰\ cm^۲$

مساحت میله گرد نمره ۲۲ = $۳/۸۰\ cm^۲$

$A_s = ۲۲ \times ۳/۸۰ = ۸۳/۵۹\ cm^۲ \Longrightarrow ۰/۰۱A_g \leq A_s \leq ۰/۰۸A_g \Longrightarrow OK$

➢ کنترل تیر با مقطع B۵۵×۶۰ :

✓ ضوابط طراحی در زمان بدون وقوع زلزله :

- محدودیت هندسی : همانطور که قبلا ذکر شد ، مبحث نهم محدودیتی در این خصوص ارائه نکرده است.

- محدودیت آرماتور ها : همانطور که قبلا ذکر شد آرماتورهای تیر توسط نرم افزار محاسبه و طراحی می شوند. ضوابط این قسمت باید بعد از طراحی کنترل شوند.

✓ ضوابط طراحی در زمان وقوع زلزله :

○- محدودیت های هندسی : طبق بند ۹-۲۰-۵-۲-۱-۱ محدودیت های هندسی زیر باید رعایت شوند :

- ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ارتفاع موثر(d) = $h - ۵\ cm = ۵۵\ cm$

با توجه به اینکه چندین دهانه با طول های مختلف وجود دارد ، برای راحتی کار و به جهت اطمینان اینکه آیا تیر با این مقطع در تمام دهانه ها ضوابط این بند را رعایت می کند یا خیر ، فقط کوتاهترین و بلندترین دهانه را در نظر می گیریم. با توجه به پلان های نشان داده شده در فصل اول در بند ۱-۳ ، کوتاهترین دهانه و بلندترین دهانه در طبقه پارکینگ به ترتیب برابر ۲/۴۰ متر و ۵/۸۳ متر می باشد.

$\frac{۱}{۴} \times ۲/۴۰ = ۰/۶۰ > d \Longrightarrow OK$

$\frac{۱}{۴} \times ۵/۸۳ = ۱/۴۶ > d \Longrightarrow OK$

- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلیمتر باشد.

$B = ۵۵\ cm$

$h = ۶۰\ cm$

$\frac{۱}{۴} \times h = ۱۲/۵۰ < B \Longrightarrow OK$

$B > ۲۵۰\ mm \Longrightarrow OK$

نکته ۳-۵- این نکته به جهت یادآوری درمورد تعریف تیرچه جفت بیان شده است. مفهوم تیرچه جفت این است که در اجرای سقف های تیرچه و یونولیت ، بین یونولیت ها به جای گذاشتن یک تیرچه ، دو عدد تیرچه در کنار هم قرار می دهند. حالا اینکه چه زمانی این کار را انجام می دهند و دلیل اجرای آن چیست خود جای بحث دارد. اجرای تیرچه جفت زمانی انجام می گیرد که دهانه تیر بیش از ۷ متر باشد. همانطور که می دانید هر چه طول تیر بیشتر باشد ، مقدار لنگر خمشی تیر و در نتیجه کمانش آن تحت بارگذاری گسترده طبق رابطه $\frac{wl^۲}{۸}$ بیشتر خواهد شد. بالطبع آن سقف نیز که از تیرچه و یونولیت تشکیل می شود ، دچار کمانش شده و در نهایت تحت بارهای بهره برداری فرو خواهد ریخت. لذا برای جلوگیری از کمانش و فرو ریختن سقف نیاز به تقویت سقف داریم که این تقویت از طریق اضافه کردن یک تیرچه به تیرچه های موجود در بین یونولیت ها می باشد. پس لازم است در مواقعی که سازه دارای دهانه بیش از هفت متر است ، غیر از تیرچه تک تیرچه جفت نیز تعریف شود. تنظیمات تعریف تیرچه جفت تقریبا مشابه تیرچه تک است. با این تفاوت که فاصله مرکز تا مرکز تیرچه را باید برابر ۶۰ سانتیمتر در نظر بگیرید. البته ما در این سازه تیر با دهانه ۷ متر نداریم پس لزومی به تعریف تیرچه جفت نیست و فقط همان تیرچه تک کفایت می کند.

نکته ۳-۶- مفهوم رفتار دال چیست و اساساً چه کاربردی در تحلیل و طراحی سقف دارد؟ همانطور که می بینید در منوی Modeling Type سه نوع حالت Shell ، Membrane و Layered وجود دارد. با استفاده از این موارد شما حالت رفتار سقف در سازه را مشخص می کنید. حالا اینکه اینها چه نوع رفتاری را در سقف ایجاد می کنند در زیر به تفصیل شرح داده شده است. البته گزینه Layered به معنی لایه لایه شده یا لایه بندی شده می باشد که در اینجا و در کل در سازه هایی که در ایران ساخته می شوند هیچ کاربردی ندارد و از توضیح آن در اینجا صرفنظر می کنیم.

- Shell در معنی لغوی یعنی پوسته ولی معنی و مفهوم آن در تحلیل و طراحی سازه به معنی سقف های خمشی می باشد. رفتاری که این نوع المان به سازه یا مقطع موردنظر می دهد ، بصورت سختی برشی و خمشی می باشد. بدین معنی که قادر به انتقال هر دو نیروی برشی و لنگر خمشی می باشد. اگر از درس های تحلیل سازه ، طراحی سازه های بتنی و انجام پروژه پایان دوره بتن به یاد داشته باشید ، سقف هایی که در قسمت طرّه یا کنسول قرار می گیرد بصورت دو طرف تحلیل و طراحی شده و با علامت در نقشه ها و پلان های معماری و جزئیات ترسیم می شوند. دلیل اینگونه درنظر گرفتن رفتار سقف های کنسول یا طرّه این است که بار روی این سقف ها کاملاً به چهار جهت پخش شده تا از سنگینی وزن کنسول کاسته شود. حالت Shell نیز از همین خاصیت استفاده می کند.
- Membrane در معنی لغوی یعنی غشاء ولی معنی و مفهوم آن در تحلیل و طراحی سازه به معنی سقف های برشی می باشد. رفتاری این که نوع المان به سازه یا مقطع موردنظر می دهد ، بصورت سختی برشی می باشد. بدین معنی که فقط قادر به انتقال برش هستند و به هیچ عنوان قادر به تحمل لنگر خمشی نمی باشد. اگر خاطر ذهن داشته باشید در زمان تعریف سقف طبقات مضمون بند ۲-۲-۱-۱-۳ مدل رفتار این نوع سقف ها را membrane تعریف کردیم. همچنین اگر حضور ذهن داشته باشید ما سقف طبقات را از نوع تیرچه و یونولیت تعریف کردیم و از طرفی چون سقف های با حالت membrane فقط برش را تحمل می کنند ، تیرچه هایی که در این نوع سقف ها بکار رفته است تحمل لنگر خمشی توزیع شده در این سقف ها را بر عهده خواهند داشت.

- Type (نوع سقف) : Slab ، همانطور که از معنی آن پیدا است ، یعنی دال که باید این گزینه را از منوی کشویی انتخاب کنیم.
- Thickness (ضخامت) : ۰/۲۰ متر ، ضخامت سقف های دال طرّه ها معمولا بین ۱۵ الی ۲۰ سانتیمتر می باشد که در اجرا به ۲۰ سانتیمتر نزدیک تر است.

پس از اعمال تنظیمات مربوطه ، هر دو پنجره مربوط به تعریف دال را بسته تا کلاً به تعریف مقاطع خاتمه دهیم.

۳-۳- اصلاح مشخصات هندسی (ضریب اصلاح وزن و جرم) و ترک خوردگی :

کاربرد این قسمت از برنامه دو مورد است :

۱- طبق مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان ، در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک خوردگی باید با توجه به تغییر شکل های محوری و خمشی و آثار دراز مدت محاسبه شود. ضریب ترک خوردگی ، سطح مقطع برشی را کاهش می دهد. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک خوردگی می توان :

– در قاب های مهارنشده سختی خمشی تیرها و ستون ها را به ترتیب معادل ۰/۳۵ و ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

– در قاب های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون ها را به ترتیب معادل ۰/۵ و ۱ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

از آنجایی که مهار بودن و یا نبودن سازه مشخص نیست ، به جهت اطمینان مبنای محاسبات را سازه های با قاب های مهار نشده درنظر می گیریم و سختی خمشی مقاطع این نوع قاب ها را منظور خواهیم کرد.

۲- حذف وزن قسمتی از سقف که به مرکز تیر می رسد. اصلاح مشخصات هندسی یا ضریب کاهش وزن تیر در حقیقت همان گزینه برای حذف وزن سقف از تیر می باشد.

اعمال ضریب سختی خمشی و ضریب اصلاح وزن و جرم باعث می شود ممان اینرسی مقاطع کم شده و به تبع آن وزن کل سازه نیز کم شود که طبق تحقیقات به عمل آمده توسط مهندسین ژاپنی هر چه وزن سازه کمتر باشد ، مقاومت آن در برابر نیروی جانبی زلزله نیز بیشتر خواهد شد. همچنین باعث می شود تا ساختمان هایی که مشکل دریفت دارند ، سختی اعضا تقویت شده و جابه جایی سازه کاهش یابد.

لازم به ذکر است مباحث مقررات ملّی رابطه ای برای اصلاح مشخصات هندسی این وزن ارائه نکردند. رابطه ای که برای این امر وجود دارد بصورت تجربی است که در بین مهندسین محاسب وجود دارد که به شرح زیر می باشد :

$$\text{ضریب اصلاح وزن و جرم} = \frac{\text{پوشش بتن}-\text{ارتفاع تیر}}{\text{ارتفاع تیر}}$$

دقت داشته باشید که اعداد و ارقامی که در این رابطه بکار می روند بر مبنای متر و ضخامت دال هم مطابق بند ۳-۲-۱-۲-۲-۳ برابر ۳۰ سانتی متر می باشد. برای راحتی کار دوستان این ضریب برای مقاطع با ارتفاع های مختلف حساب شده و در زیر آورده شده است.

تیر با ارتفاع با cm ۶۰ : ۰/۹۲

تیر با ارتفاع با cm ۵۵ : ۰/۹۱

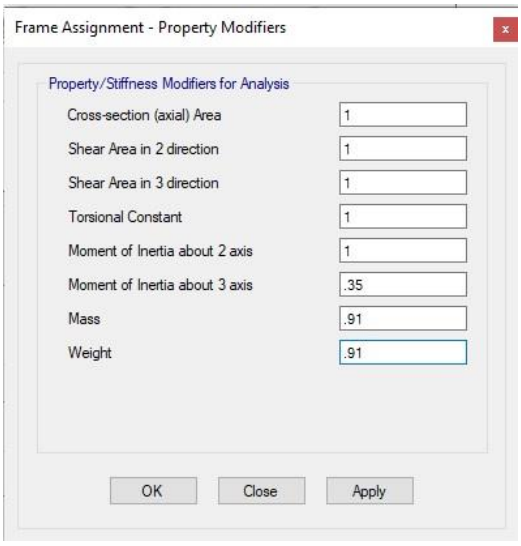
تیر با ارتفاع با cm ۵۰ : ۰/۹۰

تیر با ارتفاع با cm ۴۵ : ۰/۸۹

تیر با ارتفاع با cm ۴۰ : ۰/۸۸

تیر با ارتفاع با cm ۳۵ : ۰/۸۶

تیر با ارتفاع با cm ۳۰ : ۰/۸۳



شکل ۳-۴۷

حال باید این ضرایب را به مقاطع سازه اختصاص دهیم. برای این کار ابتدا باید مقاطع را انتخاب کرده و سپس ضرایب مربوط به هر مقطع را به آن اختصاص دهیم. ابتدا ضرایب مربوط به مقاطع تیرها و سپس ستون ها را اختصاص خواهیم داد. برای انتخاب مقاطع تیرها به منوی Select رفته و از زیرشاخه Select به زیرشاخه Propertis رفته و در این زیرشاخه بر روی گزینه Frame Section کلیک کنید. در پنجره باز شده بر روی مقطع B۵۰×۵۵ کلیک کرده و سپس دکمه Select و بعد از آن Close را بزنید. حال از منوی Assign و از زیرشاخه Frame بر روی گزینه Property Modifiers کلیک کنید. پنجره Frame Assignment – Property Modifiers همانند شکل ۳-۴۷ باز خواهد شد.

مطابق مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان ویرایش جدید ، از پیچش تیرها صرفنظر شده و فقط تحت خمش محض قرار دارند و این خمش فقط در محور ۳-axis اتفاق می افتد. پس بنابراین مطابق آنچه که در مبحث نهم مقررات ملّی آمده است و مطابق فرضی که سازه را مهار نشده در نظر گرفتیم ، باید مقدار عددی ۰/۳۵ برای سختی خمشی تیرهای سازه های با قاب های مهار نشده را در جعبه ویرایش Moment of Inertia about ۳ axis وارد کنیم. ضریب اصلاح وزن و جرم نیز در همین پنجره در جعبه های ویرایش Mass و Weight وارد می شود. پس مقدار عددی این ضریب مربوط به تیر انتخابی را که برابر ۰/۹۰ می باشد از صفحه قبل برداشت کرده و در جعبه های عنوان شده تایپ کنید. پنجره را ببندید و درمورد بقیه مقاطع تیرها نیز به همین منوال انجام دهید. دقت داشته باشید که سختی خمشی تیرها ثابت بوده و فقط ضریب اصلاح وزن و جرم تغییر می کند.

در مورد ستون ها قضیه کمی فرق می کند. ستون ها به دلیل موقعیتشان در سازه در هر دور محور ۲-axis و ۳-axis دارای خمش می باشند. همچنین با توجه مقدار ارتفاعی که برای طبقات در بند ۳-۱-۱ از طریق پنجره New Model Quick Templates شکل ۳-۴ درنظر گرفتید ، ارتفاع ستون ها برابر همان مقدار درج شده خواهد بود که با توجه به این مقدار ارتفاع مشخص شده و با توجه به حالتی که ستون در اجرا ساخته خواهد شد – پای ستون بر روی کف تمام شده سقف زیرین و بالای ستون در زیر وجه پائینی تیر سقف بعدی خواهد بود – وزن ستون همانند سقف به وزن تیر سقف زیرین خود و نیز وزن تیر سقف بالایی به وزن ستون طبقه پائینی اضافه نخواهد شد. پس بنابراین نیازی به اعمال ضریب اصلاح وزن و جرم برای ستون نیست که با توجه به توضیحات داده شده این ضریب برای هر دو گزینه Mass و Weight برابر ۱ می باشد. مطلب دیگری که نیز باید درنظر داشته باشید این است که مقدار سختی خمشی و ضریب اصلاح وزن و جرم ستون ها برای ابعاد مختلف یکی بوده و ثابت می باشد. پس طبق آخرین مطلب گفته شده همه ستون ها باید با هم انتخاب شوند و ضرایب گفته شده بطور یکسان برای همه ستون های تمام طبقات اعمال شود. برای انتخاب ستون ها به منوی Select رفته و از زیرشاخه Select بر روی گزینه Objects Type کلیک کنید. در پنجره باز شده بر روی Columns کلیک کرده و سپس دکمه Select و بعد Close را بزنید. مجدداً پنجره Frame Assignment – Property Modifiers شکل ۳-۶۴ را باز کنید. در جعبه های ویرایش Moment of Inertia about ۳ axis و Moment of Inertia about ۲ axis مقدار عددی ۰/۷ و در جعبه های ویرایش Mass و Weight مقدار عددی پیش فرض ۱ مناسب است به آن دست نزنید. پنجره را بندید.

نکته ۳-۹- گیردار کردن پای ستون اشتباه است. چون همانطور که از درس تحلیل سازه به یاد دارید ، چنانچه تکیه گاهی گیردار شود ، از حرکت آن در برابر لنگر خمشی و جابه جایی در سه جهت X , Y , Z جلوگیری خواهد شد. اگر خوب دقت کنید و به یاد داشته باشید در زمان اعمال نیرو به عضو چون تکیه گاه آن گیردار است جای هیچگونه فراری برای آن وجود ندارد و باید در برابر نیروهای وارده مقاومت کند تا پایدار بماند. در نتیجه چنانچه نیروی های وارده بیشتر از مقاومت عضو باشد ، عضو پایداری و تحمل خود را از دست داده و تخریب می شود. بنابراین نتیجه می گیریم که اگر پای ستون بصورت غلطکی یا مفصلی اجرا شود در زمان اعمال کوچکترین نیرو ، سازه در جهت های X یا Y آزادانه جابه جا شده و اسکلت آن تخریب نمی شود. با توجه به این موضوع در سال های اخیر سیستمی به عنوان میراگر یا جداگر لرزه ای مخصوصا در ساختمان های بلند مرتبه و ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد در حال اجرا است که تا حد قابل توجهی از خرابی اسکلت سازه جلوگیری می کند.

۳-۹- معرفی حالت های بار استاتیکی و دینامیکی :

در این قسمت نوع بارهایی که باید بر سازه اعمال شوند تعریف خواهد شد. این بارها شامل بار مرده ، بار زنده ، بار جرم و نیروی جانبی زلزله می باشند که مطابق ویرایش جدید مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به شرح زیر می باشد :

Dead : بار مرده

Live : بار زنده طبقات به جز بار زنده بام

Live roof : بار زنده بام

Live part : بار زنده تیغه ها

Mass : بار جرم یا بار اصلاح وزن طبقات

Earth : بار زلزله

۳-۹-۱- محاسبه ضریب زلزله استاتیکی طبق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) :

(طبق بند ۲-۴-۲ $\Longrightarrow$ A= %۳۰ زیاد پهنه با خطر نسبی : خطر نسبی زلزله

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

جدول ۳-۶

(طبق بند ۱-۶ و بند ۳-۳-۴) I=۱ $\Longrightarrow$ گروه ۳ : طبقه بندی ساختمان

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

جدول ۳-۷

(طبق بند ۲-۳) $B = B_1N$: ضریب بازتاب ساختمان

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S	$S_.$	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

جدول ۳-۸

$$B_۱ = \begin{cases} S_. + \left(S - S_. + ۱\right)(T/T_.) & ۰ < T < T_. \\ S + ۱ & T_. < T < T_S \\ \left(S + ۱\right)(T_S/T) & T > T_S \end{cases}$$

ضریب N مطابق بند ۲-۳-۲ و رابطه ۲-۳ برای پهنه های با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد :

$$N = \begin{cases} ۱ & T < T_S \\ \frac{۰/۷}{۴ - T_S}(T - T_S) + ۱ & T_S < T < ۴sec \\ ۱/۷ & T > ۴sec \end{cases}$$

ضریب N برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم مطابق بند ۲-۳-۲ و رابطه ۲-۴ ، به شرح روابط زیر یا ۸۰ درصد رابطه فوق تعیین می شود.

$$N = \begin{cases} ۱ & T < T_S \\ \frac{۰/۴}{۴ - T_S}(T - T_S) + ۱ & T_S < T < ۴sec \\ ۱/۴ & T > ۴sec \end{cases}$$

$T = ۰/۰۵H^{۰/۹} \Longrightarrow T = ۰/۰۵ \times ۱۵/۵۰^{۰/۹} \Longrightarrow T = ۰/۵۹$(طبق بند ۳-۳-۳)

تذکر ۳-۱۱- ارتفاعی که در محاسبه زمان تناوب T لحاظ شده است بدون ارتفاع خرپشته است. چون مطابق بند ۳-۳-۳ استاندارد ۲۸۰۰ وزن خرپشته کمتر از ۲۵٪ وزن پشت بام است. همچنین معمولاً این ضریب در اکثر سازه ها با شرایط مشابه یکسان می باشد. ولی بهتر است به جهت اطمینان از درستی نتیجه محاسبات ، این ضریب برای هر سازه ای که قرار است طراحی شود جداگانه محاسبه گردد.

نکته ۳-۱۱- مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ برای اقتصادی شدن طرح ، زمان تناوب بدست آمده از رابطه فوق را می توان در عدد ۱/۲۵ ضرب کرد. پس بنابراین نکته زمان تناوب موردنظر برای این پروژه برابر ۰/۷۴ خواهد بود.

نوع زمین : $IV \Longrightarrow \begin{cases} T_s = ۱/۰ \\ T_. = ۰/۱۵ \\ S_. = ۱/۱ \\ S = ۱/۷۵ \end{cases}$

$T < T_S \Longrightarrow N = ۱$

$T_. < T < T_S \Longrightarrow B_۱ = S + ۱ \Longrightarrow B_۱ = ۲/۷۵$

$B = B_۱ N \Longrightarrow B = ۲/۷۵$

قاب خمشی بتن مسلح متوسط : سیستم باربری ساختمان $\Longrightarrow R_u$(طبق بند ۳-۳-۵) ۵ = (ضریب رفتار ساختمان)

$C = \frac{ABI}{R_u} \Longrightarrow C = \frac{۰/۳۰ \times ۲/۷۵ \times ۱}{۵} \Longrightarrow C = ۰/۱۶۵$ (طبق بند۳-۳-۱)

طبق بند ۳-۳-۶ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ، نیروی زلزله بدست آمده از طریق رابطه V=CW که تحت عنوان نیروی برشی پایه می باشد باید مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع گردد. این توزیع در ارتفاع ساختمان توسط نرم افزار بطور خودکار انجام می گیرد. منتها باید ضریب K درج شده در رابطه زیر محاسبه شده و به نرم افزار معرفی شود تا نرم افزار طبق رابطه مذکور توزیع نیروی زلزله را انجام دهد.

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=۱}^{n} w_j h_j^k} V$$

$$K=\begin{cases}۱ & T<۰/۵\sec\\ ۰/۵T+۰/۷۵ & ۰/۵\le T\le ۲/۵\sec\end{cases}\Longrightarrow ۰/۵<T<۲/۵\sec\Longrightarrow K=۰/۵T+۰/۷۵\Longrightarrow K=۱/۰۴۵$$
$$۲ \qquad T>۲/۵\sec$$

۳-۹-۲- محاسبه نیروی قائم زلزله استاتیکی :

مطابق بند ۳-۳-۹ استاندارد ۲۸۰۰ چنانچه ساختمان دارای شرایط زیر باشد باید برای نیروی قائم ناشی زلزله طراحی شوند.

- کل سازه ساختمان هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شدند.
- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از ۱۵ متر می باشد ، همراه با ستون ها و دیوارهای تکیه گاهی به آنها.
- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می کنند ، همراه با ستون ها و دیوارهای تکیه گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد ، آن بار قابل توجه تلقی می شود.
- بالکن ها و پیش آمدگی هایی که بصورت طرّه ساخته می شوند.

مقدار این نیرو مطابق بند ۳-۳-۹-۲ از رابطه زیر بدست می آید. همچنین طبق این بند مقدار این نیرو برای طرّه ها دو برابر رابطه زیر است.

$F_V = ۰/۶AIW_P$

W_P : بار مرده به اضافه کل سربار آن

I : ضریب اهمیت ساختمان

A : نسبت شتاب مبنای طرح

مطابق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان (بارهای وارد بر ساختمان) ، در ردیف ۳-۶ از جدول ۶-۵-۱ از فصل ۶-۵ ، بار زنده گسترده کف بالکن ها باید حداقل برابر ۱/۵ برابر کف اتاق متصل به آنها و حداکثر برابر $۵\ kn/m^۲ = ۵۰۰kg/m^۲$ باشد. با توجه به متفاوت بودن بار زنده طبقات و بام ، بار زنده کف بالکن های متصل به طبقات و بام نیز متفاوت خواهد بود. پس بنابراین برای کف بالکن ها دو نوع بارگذاری گسترده مختلف مطابق محاسبات زیر داریم.

$۲\ kn/m^۲ = ۲۰۰kg/m^۲ \Longrightarrow$ بار زنده کف بالکن $= ۱/۵ \times ۲۰۰ = ۳۰۰\ kg/m^۲ \le ۵۰۰\ kg/m^۲$ = باز زنده کف اتاق ها و فضاهای خصوصی

$۱/۵\ kn/m^۲ = ۱۵۰kg/m^۲ \Longrightarrow$ بار زنده کف بالکن $= ۱/۵ \times ۱۵۰ = ۲۲۵\ kg/m^۲ \le ۵۰۰\ kg/m^۲$ =باز زنده کف بام

A= %۳۰ (طبق بند ۲-۲)

I=۱ (طبق بند ۱-۶)

$W_P = ۳۰۰kg/m^۲ + ۲۱۲/۴۰\ kg/m^۲ = ۵۱۲/۴۰\ kg/m^۲ \Longrightarrow$ کف بالکن های متصل به اتاق ها و فضاهای خصوصی

$W_P = ۲۲۵kg/m^۲ + ۱۶۴/۵۵\ kg/m^۲ = ۳۸۹/۲۵\ kg/m^۲ \Longrightarrow$ کف بالکن های متصل به بام

$F_{V_۱} = ۲ \times ۰/۶AIW_P \Longrightarrow F_{V_۱} = ۱۸۴/۴۶\ kg/m^۲ \Longrightarrow$ کف بالکن های متصل به اتاق ها و فضاهای خصوصی

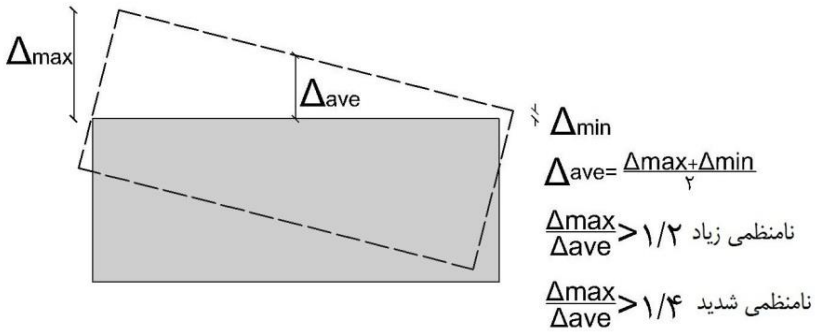
$F_{V_۲} = ۲ \times ۰/۶AIW_P \Longrightarrow F_{V_۲} = ۱۴۰/۱۳\ kg/m^۲ \Longrightarrow$ کف بالکن های متصل به بام

۳-۹-۳- محاسبه و تعریف زلزله دینامیکی :

مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در ساختمان هایی که دارای نامنظمی هستند باید زلزله دینامیکی برای این نوع ساختمان ها تعریف و در برابر وقوع این نوع زلزله محاسبه و طراحی شوند. قبل از تعریف و محاسبه زلزله دینامیکی ابتدا لازم است شرایط منظمی و نامنظمی سازه مشخص شود که آیا این سازه شرایط نامنظمی برای طرح و محاسبه در برابر زلزله دینامیکی را دارد یا خیر؟

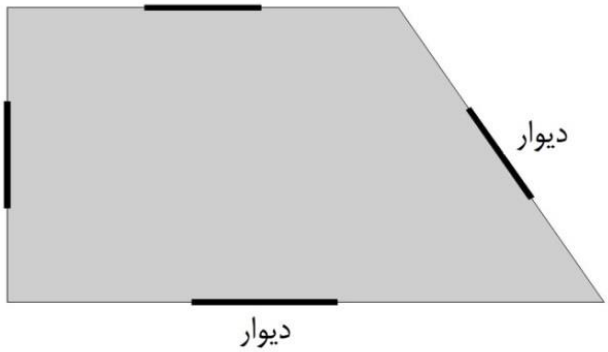
شرایط منظمی و نامنظمی سازه بر اساس بند ۱-۷ استاندارد ۲۸۰۰ بررسی می شود. طبق این بند دو نوع نامنظمی در پلان و نامنظمی در ارتفاع داریم. سازه در ارتفاع دارای نامنظمی نمی باشد ولی در پلان دارای دو نوع نامنظمی شامل نامنظمی پیچشی و نامنظمی سیستم های غیرموازی می باشد.

- مطابق بند ۱-۷-۱-ب استاندارد ۲۸۰۰ در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه ، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = ۱$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد ، در این موارد نامنظمی زیاد و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد ، نامنمظی شدید پیچشی توصیف می شود. شکل ۳-۶۱ توضیحات این بند را به تصویر کشده است. در مورد این بند بعد از تحلیل و طراحی در زمان کنترل های سازه به تفصیل توضیح داده خواهد شد.



شکل ۳-۶۱

- مطابق بند ۱-۷-۱-ث استاندارد ۲۸۰۰ در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد شامل نامنظمی سیستم های غیرموازی می شود. اجزای قائم باربر در یک سازه شامل دیوار برشی و ستون ها می باشند که در این پروژه با توجه به نوع سیستم سازه (قاب خمشی) اجزای قائم باربر ستون ها می باشند. شکل ۳-۶۲ توضیحات این بند را به تصویر کشیده است.



۳-۱۰- ترکیب بارهای مورد نیاز طراحی :

همانطور که از درس طراحی سازه های بتنی به یاد دارید ، باید بارهایی را که تحت عنوان بار زنده ، بار مرده ، نیروی جانبی زلزله و بعضاً نیروی قائم ناشی از زلزله موجود می باشند ، با هم ترکیب شوند تا بتوان سازه را طراحی کرد. بارهای مذکور در بند ۳-۹ به نرم افزار معرفی شدند. حال باید این بارها طبق آئین نامه با هم ترکیب شوند. با توجه به اینکه اکثر مطالب ویرایش جدید مباحث مقررات ملی مطابق با آئین نامه بتن آمریکا (ACI) می باشد و همچنین طبق تحقیق به عمل آمده از دوستان و همکاران محاسب ، ترکیب بارهای فایل های محاسباتی پروژه های اجرایی جهت ارائه به سازمان نظام مهندسی ساختمان مطابق با ACI بوده که این ترکیب بارها بر مبنای روش ضرایب بار و مقاومت می باشند. همچنین مطابق مفاد مبحث ششم ضرایب ترکیب بار برای سازه های بتنی و فولادی یکسان می باشد. بنابراین با توجه به توضیحات داده شده می توان از ترکیب بارهای درج شده در بند ۶-۲-۳-۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به نحوی که مورد تائید مفاد مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مضمون بند ۹-۷-۳ و جدول ۹-۷-۱ نیز باشد به شرح زیر استفاده کرد.

۱) ۱/۴D
۲) ۱/۲D + ۱/۶L + ۰/۵(L_r یا S یا R)
۳) ۱/۲D + ۱/۶(L_r یا S یا R) + [L یا ۰/۵(۱/۶W)]
۴) ۱/۲D + L + ۱/۶W + ۰/۵(L_r یا S یا R)
۵) ۱/۲D + E + L + ۰/۲S
۶) ۰/۹D +۱/۶ W
۷) ۰/۹D + E

مفهوم علائم بکار رفته در روابط فوق با توجه به بند ۶-۲-۲ از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان :

D : بار مرده
E : بار زلزله طرح
F : بار ناشی از سیال با فشار و ارتفاع حداکثر مشخص
H : بار ناشی از فشار جانبی خاک ، فشار آب زیرزمینی و یا فشار مواد انباشته شده
L : بار زنده طبقات به جز بام
L_r : بار زنده بام
R : بار باران
S : بار برف

T : بار خودکرنشی از قبیل اثرات تغییرات دما ، نشست پایه ها و وارفتگی

W : بار باد

با توجه به مفاد مشترک مباحث ششم و نهم مقررات ملی ساختمان ، در ترکیب بار فوق موارد زیر باید در صورت لزوم رعایت گردد :

– مطابق توضیحات ارائه شده در مبحث ششم در ذیل ترکیبات بار مورد الف و همچنین بند ۹–۷–۳–۲–۲ در مبحث نهم ، ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳ ، ۴ و ۵ را برای کاربری هایی که بار .L (طبق جدول ۶–۵–۱) انها کمتر از ۵ کیلو نیوتن بر مترمربع است ، به استثناء کف پارکینگ ها یا محل های اجتماع عمومی می توان برابر ۰/۵ منظور نمود.

– مطابق بند ۹–۷–۳–۱–۴ مبحث نهم ، در مواردی که نیاز به اثر نمودن مولفه قائم زلزله علاوه بر اثرات مولفه های افقی آن باشد ، ترکیب بارهای ۵ و ۷ به صورت زیر اصلاح می شوند :

$(۱/۲+۰/۶AI)D + \rho E_h+L+۰/۲S$

$(۰/۹-۰/۶AI)D + \rho E_h$

A : نسبت شتاب مبنای طرح

ρ: ضریب نامعینی سازه که برای ساختمان های با نامعینی کافی برابر ۱ درنظر گرفته می شود.

E_h : نیروی افقی زلزله

دقت داشته باشید زمانی ترکیب بارهای ۵ و ۷ به شرح فوق اصلاح می شوند که بارگذاری قائم زلزله مضمون بند ۳–۱۲–۲–۳ بصورت دستی بر سازه اعمال نشده باشد. حال چنانچه اگر بارگذاری قائم زلزله بصورت دستی بر سازه اعمال شود ، ترکیب بارهای ۵ و ۷ بدون اصلاح و به همان حالت عادی خود اعمال خواهند شد.

بنابراین با توجه به توضیحات فوق ، ما دو نوع ترکیبات بارگذاری به شرح زیر خواهیم داشت.

۱– ترکیبات بارگذاری زمانی که بارگذاری قائم زلزله بصورت دستی بر سازه اعمال شده است.

۱) ۱/۴D

۲) $۱/۲D + ۱/۶L + ۰/۵L_r$

۳) $۱/۲D + ۱/۶L_r + ۰/۵ L$

۴) $۱/۲D + ۰/۵L + ۰/۵L_r$

۵) $۱/۲D + E +L$

۶) ۰/۹D

۷) $۰/۹D + E$

۲– ترکیبات بارگذاری زمانی که بارگذاری زلزله قائم زلزله بصورت دستی بر سازه اعمال نشده باشد.

۱) ۱/۴D

۲) $۱/۲D + ۱/۶L + ۰/۵L_r$

۳) $۱/۲D + ۱/۶L_r + ۰/۵ L$

۴) $۱/۲D + ۰/۵L + ۰/۵L_r$

۵) $(۱/۲+۰/۶AI)D + \rho E_h+L$

۶) ۰/۹D

۷) $(۰/۹-۰/۶AI)D + \rho E_h$

نکته ۳–۱۵ : در بعضی موارد اعمال بار دیوار بر روی دهانه تیر یکسان نبوده و غیریکنواخت می باشد. بدین معنی که کل تیر بار تحمل نمی کند بلکه فقط بخشی از آن بار تحمل می کند. البته بیان این نکته در آموزش های این کتاب هیچ کاربردی ندارد. چون همچین تیری در سازه مورد آموزش وجود ندارد. با این حال در اینگونه موارد چگونه باید عمل کرد؟ برای اینکه عزیزان با این روش کاملاً آشنا شوند ، یک پلان مطابق شکل ۳–۷۷ به عنوان نمونه انتخاب کردم. ولی قصد مدل کردن آن را نداشته و فقط بصورت تئوری توضیح خواهم داد. قبل از شروع آموزش این قسمت ، دوستان دقت داشته باشند که مبنای شروع اندازه گیری نرم افزار Etabs برای یک طول در جهت محور X از سمت چپ و در جهت محور Y از پایین می باشد.

تیرهایی که مشمول این نکته می شوند دو تیری است که در سمت شرق ساختمان قرار دارد و نصف آنها نیز هاشور زده شده است. قبل از شروع بارگذاری می بایستی گزینه Similar Stories فعال باشد. از تیر پایینی شروع می کنیم. تیر را انتخاب کرده و پنجره شکل ۳–۷۶ را باز کنید. تنظیماتی که باید در رابطه با این پنجره مطابق شکل ۳–۷۸ انجام گیرد :

در قسمت Trapezoidal Loads گزینه Absolute Distance from End-l را فعال کنید. در قسمت Trapezoidal Loads در جعبه های ویرایش Didstance از چپ به راست به ترتیب فواصل ۰ ، ۳/۳۰ ، ۳/۳۰ ، ۶/۲۰ و در جعبه های ویرایش Load به ترتیب مقدار بارهای ۶۰۰/۳۰ ، ۶۰۰/۳۰ ، ۰ ، ۰ را وارد کنید. مفهوم این اعداد و ارقام این است که از ۰ تا ۳/۳۰ متر مقدار بار برابر ۶۰۰/۳۰ kg/m متر و از ۳/۳۰ متر تا ۶/۲۰ متر مقدار بار برابر صفر می باشد. در قسمت Uniform Load در جعبه ویرایش Load مقدار بار را صفر وارد کنید. چون اگر در این جعبه مقداری وارد شود ، این مقدار بار با مقدار باری که در بالا وارد نمودید جمع شده و همزمان با آن بار بر تیر اعمال خواهد شد. پنجره را ببندید و تیر بالایی را انتخاب کنید. مجدداً این پنجره را باز کرده و همان تنظیماتی که در بالا توضیح داده

شد انجام دهید. این بار مقادیر جعبه های ویرایش Distance به ترتیب برابر ۰ ، ۲/۹۰ ، ۲/۹۰ ، ۶/۲۰ و جعبه های ویرایش Load به ترتیب برابر ۰ ، ۰ ، ۶۰۰/۳۰ ، ۶۰۰/۳۰ خواهد بود. صفر کردن مقدار بار در جعبه ویرایش Load در قسمت Uniform Load فراموش نشود.

نکته ۳-۱۶- در بعضی از ساختمان ها ممکن است در طبقه همکف فضای تجاری وجود داشته باشد که بسته به طراحی معماری بخشی یا تمام فضای طبقه همکف را اشغال می کند. همانطور که می دانید ارتفاع فضای تجاری با ارتفاع طبقات مسکونی متفاوت بوده و بیشتر می باشد. بنابراین باید با توجه به ضوابط مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان ، یک بار جرم MASS (بار اصلاح جرم) بر کف طبقه بالای طبقه همکف وارد شود. دلیل اعمال کردن این بار جرم ، یکسان نبودن ارتفاع یک طبقه با طبقه زیرین خود می باشد. برای اعمال بار جرم MASS باید بار معادل تیغه بندی طبقه موردنظر به انضمام طبقه زیرین آن را بدست آورده و پس از محاسبه مقدار بار جرم MASS از طریق رابطه زیر ، بر کف طبقه موردنظر (کف طبقه بالای طبقه همکف) اعمال شود.

$$\text{بار معادل تیغه بندی} = \frac{\text{ارتفاع تیغه} \times \text{مجموع طول تیغه ها در کل طبقه}}{\text{مساحت طبقه}} \times \text{وزن یک مترمربع سطح تیغه}$$

$$\text{MASS} = \frac{\text{بار معادل تیغه بندی طبقه موردنظر} - \text{بار معادل تیغه بندی طبقه زیرین}}{۲}$$

رابطه دیگر و راحت تر برای بار اصلاح جرم وجود دارد :

$$\text{MASS} = \frac{\text{ارتفاع طبقه موردنظر} - \text{ارتفاع طبقه زیرین}}{۲} \times \text{وزن یک مترمربع سطح تیغه}$$

این نکته فقط درمورد طبقاتی که دارای فضای تجاری هستند صدق نمی کند. بلکه درمورد هر طبقه ای که ارتفاع آن با طبقه بالای خود یکی نمی باشد کاربرد دارد. پس دقت لازم را در این زمینه داشته باشید.

۳-۱۳-۸- همپایه سازی برش استاتیکی و دینامیکی :

مقادیر حاصل از اعمال زلزله های استاتیکی و دینامیکی بر سازه باید تا حد امکان با هم یکی شده و نسبت این دو زلزله با هم برابر ۱ و یا نزدیک ۱ باشد. این عمل باید قبل از طراحی و مطابق بند ۳-۴-۱-۴ استاندارد ۲۸۰۰ صورت گیرد.

مطابق بند ۳-۴-۱-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ، در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل باشد ، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف های زیر ، مقدار برش پایه براساس رابطه $V_u=CW$ و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

الف-در سازه های نامنظم که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد ، مقادیر بازتاب ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه های نامنطمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق الذکر باشد ، مقادیر بازتاب ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش بدست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.

ب- در سازه های منظم ، مقادیر بازتاب ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.

تبصره : مقادیر برش پایه تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی کمتر درنظر گرفته شود.

با توجه به اینکه سازه ما دارای نامنظمی پیچشی از نوع شدید می باشد و با توجه به موارد گفته شده فوق ، مقادیر بازتاب ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش بدست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. برای همپایه سازی و محاسبه ضریب اصلاح باید برش حاصل از آنالیز دینامیکی برای هر حالت بار دینامیکی محاسبه شود.

مقادیر نیروهای برشی حاصل از اعمال بارهای زلزله دینامیکی درج شده در جدول فوق باید با توجه به فرمول های زیر نسبت به برش استاتیکی موجود همپایه شده و ضریب بدست آمده از فرمول های مذکور در ضریب زلزله دینامیکی ضرب شود.

$$\text{Scale}_{SX} = \frac{V_{X_{EX}}}{\sqrt{V_{X_{SX}}^2 + V_{Y_{SX}}^2}} \qquad \text{Scale}_{SY} = \frac{V_{X_{EY}}}{\sqrt{V_{X_{SY}}^2 + V_{Y_{SY}}^2}}$$

$$\text{Scale}_{SPX} = \frac{V_{X_{EPX}}}{\sqrt{V_{X_{SPX}}^2 + V_{Y_{SPX}}^2}} \qquad \text{Scale}_{SPY} = \frac{V_{X_{EPY}}}{\sqrt{V_{X_{SPY}}^2 + V_{Y_{SPY}}^2}}$$

مقادیر حاصل از روابط صفحه قبل با توجه به اعداد درج شده در جدول ۳-۱۱ به شرح زیر خواهد بود :

$$\text{Scale}_{SX} = \frac{۱۹۷۶۱۰/۰۴}{\sqrt{۴۵۰۴۲/۳۹^2 + ۴۰۵۱/۸۹^2}} \Rightarrow \text{Scale}_{SX} = ۴/۳۷ \qquad \text{Scale}_{SY} = \frac{۰}{\sqrt{۴۰۵۱/۸۹^2 + ۴۲۸۵۵/۰۳^2}} \Rightarrow \text{Scale}_{SY} = ۰$$

$$\text{Scale}_{SPX} = \frac{۱۹۷۶۱۰/۰۴}{\sqrt{۴۵۰۴۲/۳۹^2 + ۴۰۵۱/۸۹^2}} \Rightarrow \text{Scale}_{SX} = ۴/۳۷ \qquad \text{Scale}_{SPY} = \frac{۰}{\sqrt{۳۹۸۴۶/۳۸^2 + ۳۸۵۲۷/۸۴^2}} \Rightarrow \text{Scale}_{SX} = ۰$$

۳-۱۳-۱۲-۱-۲- محاسبه مقدار خاموت برشی :

برای شروع کار ابتدا با استفاده از شکل های ۳-۱۰ و ۳-۱۱ واحد طول را به mm و واحد نیرو را به N تغییر دهید. برای طراحی خاموت برشی به مقدار نیروی برشی که در دو جهت ۲-dir و ۳-dir بر مقطع وارد می شود نیاز داریم. آموزش طریقه محاسبه و بدست آوردن نیروی برشی را در درس سازه های بتنی و مخصوصاً زمان انجام پروژه پایان دوره بتن فرا گرفتید. ستون C۶ طبقه دوم (Story ۳) به عنوان نمونه جهت آموزش انتخاب شده است. بر روی این ستون کلیک راست کرده تا پنجره شکل ۳-۱۰۸ باز شود. در این پنجره بر روی دکمه Shear کلیک کنید تا فایل متنی Design Details همانند شکل ۳-۱۱۱ ظاهر شود. نیروی برشی مورد نظر این مقطع در دو جهت مذکور ، در شکل با کادر مشخص شده است.

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
500	500	70	37.3

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
26875	25	1	400	240

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	3

Shear Design for V_{u2}, V_{u3}

	Rebar A_v/s mm²/mm	Design V_u N	Design P_u N	Design M_u N-mm	ΦV_c N	ΦV_s N	ΦV_n N
Major Shear(V2)	0.72	208870.16	1158735.03	258446568.39	178898.54	55589.23	234487.77
Minor Shear(V3)	0.72	173196.56	1158735.03	175773810.6	178898.54	55589.23	234487.77

شکل ۳-۱۱۱

همانطور که در شکل مشاهده می کنید ، نیروی برشی در محور ۲-dir برابر ۲۰۸۸۷۰/۱۶ N و در محور ۳-dir برابر ۱۷۳۱۹۶/۵۶ N می باشد. نیروی برشی موجود در محور ۲-dir عمود بر عرض مقطع می باشد. بدین معنی که این نیروی محوری می خواهد در جهت محور ۳-dir (عرض مقطع) کمانش ایجاد کند. به همین دلیل اگر به نکته ۳-۱ دقت کنید ، گفته شده که تعداد میلگرد در جهت امتداد با محور ۳-dir (بعد عرض) باید بیشتر باشد. چون کمانش همیشه در این جهت می باشد. وجود مقدار نیروی برشی بالا در محور ۲-dir بر نوشته های درج شده در نکته ۳-۱ صحّه می گذارد.

برای شروع محاسبه مقدار آرماتور برشی ، ابتدا باید مشخص کنیم که مقطع موردنظر به آرماتور برشی نیاز دارد یا خیر. مطابق بند ۹-۱۲-۵-۲ مبحث نهم ، چنانچه رابطه زیر برقرار باشد ، لازم است حداقل فولاد برشی در آن ناحیه فراهم شود.

$$V_u > ۰/۵ \emptyset V_c$$

ضریب $\emptyset$ در رابطه فوق مطابق جدول ۹-۷-۲ در بند ۹-۷-۴-۱ از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان با توجه به اینکه طراحی برای برش انجام می شود ، برابر ۰/۷۵ می باشد.

برای محاسبه رابطه فوق به حداکثر نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن نیاز داریم. این مقدار با استفاده از بند ۹-۸-۴-۴-۱ و رابطه ۹-۸-۱۲-الف در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان قابل محاسبه خواهد بود.

$$V_u = ۲۰۸۸۷۰/۱۶ \text{ N}$$

$$V_c = (۰/۱۷ \times \lambda \times \sqrt{f_c} + \frac{N_u}{۶ \times A_g}) b_w d \implies V_c = (۰/۱۷ \times ۱ \times \sqrt{۲۵} + \frac{۲۰۸۸۷۰/۱۶}{۶ \times ۵۰۰ \times ۵۰۰}) \times ۵۰۰ \times ۴۵۰ \implies V_c = ۲۲۲۵۸۰/۵۲ \text{ N}$$

نتایج محاسبات دستی نشان می دهد به آرماتور برشی نیاز است. پس باید سازه برای آرماتور برشی طراحی شود. مطابق بند ۹-۱۲-۵-۲ مبحث نهم مقدار آرماتور برشی حداقل برای ستون ، بزرگترین مقدار روابط زیر خواهد بود :

الف- $A_{vs\,min} = ۰/۰۶۲ \times \sqrt{f_c} \times \frac{b_w S}{f_{yt}}$

ب- $A_{vs\,min} = ۰/۳۵ \times \frac{b_w S}{f_{yt}}$

نکته ۳-۱۷- در بعضی مواقع پیش می آید که نیروی برشی ستون (Shear Reinforcing) صفر خواهد بود. دلیل صفر بودن نیروی برشی ستون این است که در صورتی که مقدار نیروی برشی موجود کمتر از نصف مقدار مقاومت برشی ستون باشد ، مقدار آرماتور برشی صفر اعلام می شود. صفر بودن نیروی برشی دلیل بر عدم استفاده از خاموت برشی نیست. طبق آئین نامه و علم به دانستن اینکه در زمان بهره برداری نیروهای برشی وجود دارند ، استفاده از خاموت برشی در مقطع الزامی است و باید حداقل مقادیر آئین نامه ای رعایت شود. چون خاموت ها علاوه بر تحمل برش ، مانع از کمانش آرماتورهای می شوند. علاوه بر این خاموت ها بتن را محصور را کرده و شکل پذیری آن را افزایش می دهند.

برای محاسبه مقدار آمارتور برشی حداقل باید حداکثر فاصله بین ارماتورهای برشی S را داشته باشیم. این فاصله حداکثر از طریق بند ۹-۱۲-۶-۷-۲ قابل محاسبه خواهد بود. مطابق این بند :

- اگر $V_s \leq ۰/۳۳\sqrt{f_c}b_w d$ باشد ، S برابر کوچکترین دو مقدار $\frac{d}{۲}$ و ۶۰۰ میلی متر.

- اگر $V_s \geq ۰/۳۳\sqrt{f_c}b_w d$ باشد ، S برابر کوچکترین دو مقدار $\frac{d}{۴}$ و ۳۰۰ میلی متر.

برای برقراری و عدم برقراری دو رابطه فوق به مقدار V_s نیاز است. مقدار V_s از طریق بند ۹-۸-۴-۵-۳ و رابطه ۹-۸-۱۶ به شرح زیر قابل محاسبه خواهد بود :

$$V_s = \frac{A_v . f_{yt} . d}{s}$$

در رابطه فوق A_v مساحت آرماتور برشی می باشد. با توجه به اینکه مساحت آرماتور برشی محاسبه نشده و معلوم نمی باشد ، لذا نمی توان از رابطه فوق برای محاسبه V_s استفاده کرد. بنابراین بهترین رابطه برای محاسبه V_s رابطه ۹-۸-۱۵ در بند ۹-۸-۴-۵-۱ به شرح زیر می باشد :

$$V_s \geq \frac{V_u}{\emptyset} - V_c \Longrightarrow V_s = \frac{۲۰۸۸۷۰/۱۶}{۰/۷۵} - ۲۲۲۵۸۰/۵۲ \Longrightarrow V_s = ۵۵۹۱۳/۰۳ \text{ N}$$

حال چنانچه در روابط مربوط به حداکثر فاصله بین آرماتور برشی S را محاسبه نمائید ، خواهید دید که رابطه $۰/۳۳\sqrt{f_c}b_w d$ از مقدار عددی بدست آمده برای V_s بزرگتر می باشد. بنابراین S باید برابر کوچکترین دو مقدار $\frac{d}{۲}$ و ۶۰۰ میلی متر انتخاب گردد و از محاسبه این دو مقدار ، رابطه $\frac{d}{۲}$ که برابر ۲۲/۵۰ سانتیمتر بدست می آید مورد تائید خواهد بود.

اکنون می توان مقدار آرماتور برشی حداقل را محاسبه نمود :

الف- $A_{vs\,min} = ۰/۰۶۲ \times \sqrt{f_c} \times \frac{b_w S}{f_{yt}} \Longrightarrow A_{vs\,min} = ۰/۰۶۲ \times \sqrt{۲۵} \times \frac{۴۵۰ \times ۲۲۵}{۲۴۰} \Longrightarrow A_{vs\,min} = ۱۳۰/۷۸ \text{ mm}^۲$

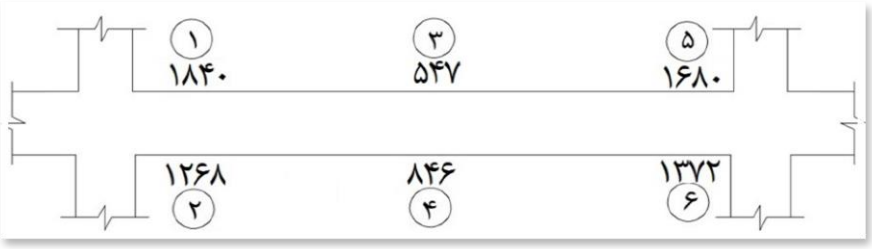
ب- $A_{vs\,min} = ۰/۳۵ \times \frac{b_w S}{f_{yt}} \Longrightarrow A_{vs\,min} = ۰/۳۵ \times \frac{۴۵۰ \times ۲۲۵}{۲۴۰} \Longrightarrow A_{vs\,min} = ۱۴۷/۶۶ \text{ mm}^۲ \Longrightarrow \text{USE} : ۲\Phi ۱۰$

از مقایسه مقدار عددی محاسبه شده در روابط فوق نتیجه می گیریم که رابطه ب را می توان به عنوان مقدار آرماتور برشی حداقل پذیرفت. چنانچه قطر آرماتور برشی را برابر ۱۰ میلیمتر درنظر بگیریم ، با توجه به مساحت آرماتور نمره ۱۰ می توان نتیجه گرفت که در هر ۲۲/۵۰ سانتیمتر باید دو خاموت نمره ۱۰ بکار برد.

۳-۱۳-۱۲-۲-۱- محاسبه آرماتورهای طولی :

- روش اول : در پنجره Display Design Result (مضمون شکل ۳-۱۰۵) ، از جعبه کشویی Design Output گزینه Longitudinal Reinforcement را انتخاب کنید تا مقدار آرماتورهای طولی مقاطع را بر حسب $\text{mm}^۲$ نشان دهد یا می توانید طبق آنچه که از قبل آموختید ، واحد برنامه را در حالت m یا cm هرطور که خودتان راحت هستید ، قرار دهید تا مقدار مساحت آرماتورهای طولی مقطع را بر حسب $\text{cm}^۲$ یا $\text{m}^۲$ نشان دهید. بنده برای آموزش مقدار آرماتورهای طولی مقاطع را بر حسب $\text{mm}^۲$ در حالت نمایش قرار داده و تیر محور ۴ سقف طبقه اول (Story۲) حدفاصل بین محورهای D و E به عنوان نمونه انتخاب شده است.

همانطور که مشاهده می کنید ، در هر تیر شش عدد متفاوت نشان داده شده است. اعدادی که در بالای تیر نوشته شده است ، مقدار مساحت میلگردهای مورد نیاز در بالای تیر و اعدادی که در پائین تیر نوشته شده است ، مقدار مساحت میلگردهای مورد نیاز در پائین تیر را نشان می دهند. دو عدد سمت چپ نشان دهنده مقدار میلگردهای مورد نیاز در سمت چپ تیر و به ترتیب عددهای وسط مربوط به مقدار میلگردهای مورد نیاز در وسط دهانه تیر و عددهای سمت راست مربوط به مقدار میلگردهای مورد نیاز در سمت راست تیر می باشند. همانطور که مشاهده می کنید عددهایی که در سمت چپ و راست تیر یا به اصطلاح در نزدیکی تکیه گاه نوشته شدند بیشتر از عددهای نشان داده شده در وسط دهانه می باشد. همانطور که از درس تحلیل سازه به یاد دارید همیشه تکیه گاه ها فشار بیشتری تحمل می کنند. در نتیجه بخاطر وجود نیرو و فشار زیاد ، برش در تکیه گاه ها بیشتر است. به همین دلیل همیشه مقدار میلگردهای مورد نیاز در نزدیکی تکیه گاه بیشتر است. مقادیر موجود در تیر انتخابی به قرار شکل ۳-۱۱۲ است.



شکل ۳-۱۱۲

چنانچه به مانند ستون های این طبقه میلگرد نمره ۲۰ را برای تیر درنظر بگیریم ، مقادیر آرماتورها برای شش قسمت نشان داده شده در شکل ۳-۱۱۲ به قرار زیرخواهد بود :

مساحت میلگرد نمره ۲۰ ، mm^2 ۳۱۴ است.

قسمت ۱ : ۱۸۴۰÷۳۱۴ = ۵/۸۶ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۶Φ۲۰

قسمت ۲ : ۱۲۶۸÷۳۱۴ = ۴/۰۴ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۴Φ۲۰

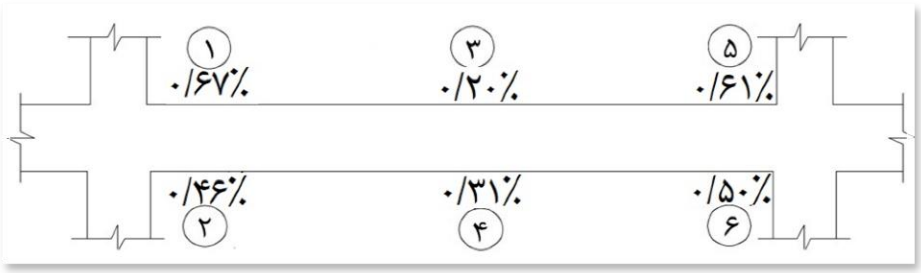
قسمت ۳ : ۵۴۷ ÷۳۱۴ = ۱/۷۴ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۲Φ۲۰

قسمت ۴ : ۸۴۶÷۳۱۴ = ۲/۷۰ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۳Φ۲۰

قسمت ۵ : ۱۶۸۰÷ ۳۱۴ = ۵/۳۵ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۵Φ۲۰

قسمت ۶ : ۱۳۷۲ ÷۳۱۴ = ۴/۳۷ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۴Φ۲۰

- روش دوم : روش دیگر محاسبه مقدار آرماتورهای طولی ، تعیین مقدار آنها از طریق درصد فولاد مقطع $\rho = \frac{A_s}{b.d}$ است. برای نمایش درصد فولاد مقطع در پنجره Display Design Result (مضمون شکل ۳-۱۰۵) ، از جعبه کشویی Design Output گزینه Rebar Percentage را انتخاب کنید. مقادیر درصد فولاد برای تیر انتخابی در ۶ قسمت تیر به قرار شکل ۳-۱۱۳ است. دقت داشته باشید که این مقادیر بصورت درصد بیان شده است و برای رسیدن به مقدار واقعی درصد فولاد ، این مقادیر باید بر ۱۰۰ تقسیم شوند.



شکل ۳-۱۱۳

قسمت ۱ : A_s=۰/۰۰۶۱ ×۵۰۰×۵۰۰ = ۱۵۲۵ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۵Φ۲۰

قسمت ۲ : A_s=۰/۰۰۴۶ ×۵۰۰×۵۰۰ = ۱۱۵۰ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۴Φ۲۰

قسمت ۳ : A_s=۰/۰۰۲۰ ×۵۰۰×۵۰۰ = ۵۰۰ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۲Φ۲۰

قسمت ۴ : A_s=۰/۰۰۳۱ ×۵۰۰×۵۰۰ =۷۷۵ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۳Φ۲۰

قسمت ۵ : A_s=۰/۰۰۶۱ ×۵۰۰×۵۰۰ = ۱۵۲۵ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۵Φ۲۰

قسمت ۶ : A_s=۰/۰۰۵۰ ×۵۰۰×۵۰۰ =۱۲۵۰ mm^2 $\Longrightarrow$ USE : ۴Φ۲۰

۳-۱-۱۴-۳- کنترل آرماتورهای طولی تیرها :

در اینجا باید آرماتورهای محاسبه شده برای تیر که توسط نرم افزار طراحی شده است را کنترل کنیم. قبل از کنترل ذکر این نکته ضروری است همانطور که در بند ۳-۱۲-۲-۱۳- عنوان شده است ، در تیر نیروی محوری وجود ندارد و معمولاً تحت خمش محض قرار می گیرد. با توجه به این نکته مطابق بند ۹-۱۱-۵-۱- ۲ مبحث نهم مقررّات ملی ساختمان ، در هر مقطع از قطعات میله ای تحت خمش ، مقدار آرماتور بکار رفته در مقطع (A_s) باید به گونه ای باشد که رابطه زیر برقرار باشد :

$$\rho \geq \max\left(\frac{۱/۴}{f_y} b_w d \, , \frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d\right)$$

طبق رابطه فوق ، درصد فولاد مقطع $\rho = \frac{A_s}{b.d}$ ، باید از بزرگترین مقدار روابط $\frac{۱/۴}{f_y} b_w d$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d$ بزرگتر باشد.

$$\frac{۱/۴}{f_y} b_w d = \frac{۱/۴}{۴۰۰} \times ۵۰۰ \times ۵۰۰ = ۸۷۵ \, mm^۲$$

$$\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d = \frac{۰/۲۵\sqrt{۲۵}}{۴۰۰} \times ۵۰۰ \times ۵۰۰ = ۷۸۱/۲۵ \, mm^۲$$

همانطور که ملاحظه می کنید بزرگترین مقادیر بدست آمده از روابط $\frac{۱/۴}{f_y} b_w d$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d$ از درصد فولاد موجود مقطع (به غیر از وسط دهانه) بزرگتر بوده و مقدار آرماتورهایی را که در بند ۳-۱۳-۱۲-۲-۱ محاسبه شده و بدست آمده است ، مورد تائید می باشند.

۳-۱٤-۲- کنترل فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی :

مطابق استاندارد ۲۸۰۰ یک محدودیت فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر طبقه وجود دارد که در صورت تجاوز از این محدودیت ، طبقه موردنظر دارای پیچش خواهد شد و باید این محدودیت کنترل شود. قبل از کنترل لازم است تعریف اجمالی از مرکز جرم و مرکز سختی داشته باشیم.

- مرکز جرم : نقطه ای است که وابسته به نحوه توزیع جرم در طبقات است. چنانچه توزیع جرم در طبقات به طور یکنواخت باشد ، مرکز جرم همان مرکز سطح طبقه خواهد بود.

- مرکز سختی : نقطه ای است که وابسته به نحوه توزیع عناصر مقاوم در برابر زلزله در طبقات است. به عبارت دیگر می توان گفت که مرکز سختی نقطه ای از سازه می باشد که در اثر اعمال نیروی زلزله بر سازه ، آن نقطه از سازه دچار چرخش نمی شود.

نکته ۳-۱۸- مرکز جرم ، مرکز سختی و نسبت متوسط تغییر مکان نسبی بعد از اعمال ضریب بزرگنمایی تغییر نمی کند. دلیل این است که مرکز جرم و مرکز سختی به جانمایی تیر و ستون در پلان بستگی دارد و اعمال ضریب A_j فقط برای اصلاح حالات بار زلزله های دارای خروج از مرکزیت در محاسبات می باشد.

۳-۱٤-۳- کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات :

در این قسمت همانطور که از اسم عنوان مشخص است ، باید کنترل کنیم و ببینیم که جابه جایی سازه در صورت اعمال نیروی جانبی چقدر خواهد بود و آیا این جابه جایی مجاز است یا خیر؟ برای این کار ابتدا باید طبق بند ۳-۵-۲ استاندارد ۲۸۰۰ و از طریق رابطه زیر تغییر مکان جانبی مجاز نسبی غیر خطی طرح در هر طبقه را با توجه به بار مرده و زنده ، وزن و ارتفاع آن مشخص گردد و سپس مقدار جابه جایی موجود با جابه جایی مجاز مقایسه شود.

$$\Delta_M = C_d \Delta_e$$

طبق بند ۳-۵-۳ مقدار حاصل از رابطه $\Delta_M = C_d \Delta_e$ نباید از مقادیر درج شده در زیر بیشتر باشد.

$\Delta_a = ۰/۰۲۵ \, h$ برای ساختمان های تا ۵ طبقه

$\Delta_a = ۰/۰۲ \, h$ برای سایر ساختمان ها

در نتیجه طبق روابط فوق تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه از رابطه $\Delta_e = \frac{\Delta_a}{C_d}$ بدست خواهد آمد. با توجه به رابطه بدست آمده و مطابق بند ۳-۵-۵ استاندارد ۲۸۰۰ ، در سازه های بتن آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح ، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می توان مطابق توصیه آئین نامه آبا برای تیرها $۰/۳۵ \, Ig$ ، برای ستون ها $۰/۷ \, Ig$ و برای دیوارها $۰/۳۵ \, Ig$ یا $۰/۷ \, Ig$ نسبت به میزان ترک خوردگی آنها منظور کرد. برای زلزله بهره برداری مقادیر این ممان اینرسی ها را می توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر P- Δ نیز صرفنظر کرد. دقت داشته باشید که مبنای کار ما زلزله بهره برداری است. بنابراین مقادیر مذکور باید ۱/۵ برابر شوند.

نکته ۳-۱۹- مطابق بند ۳-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ در ساختمان های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی ، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه (Δ_e) ، به جای تفاوت بین تغییرمکان های جانبی مراکز جرم کف ها ، باید تفاوت بین تغییرمکان های جانبی کف های بالا و پائین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مدنظر قرار گیرد. بنابراین با توجه به بند فوق آئین نامه مذکور و با توجه به اینکه در بند ۲-۱۱-۲ در زمان کنترل تغییر مکان بین مرکز جرم و سختی نامنظم بودن سازه از نوع شدید پیچشی برای ما محرز شد می بایست گزینه Story Drifts انتخاب شود.

جابه جایی نسبی در Roof $\Delta_e = \frac{U_{x_{roof}} - U_{x_{story۴}}}{Z_{roof} - Z_{Story۴}} = \frac{۰/۰۴۸۲۴ - ۰/۰۳۸۹۶۷}{۱۵/۵۰ - ۱۲/۳۰} = ۰/۳۸۷$

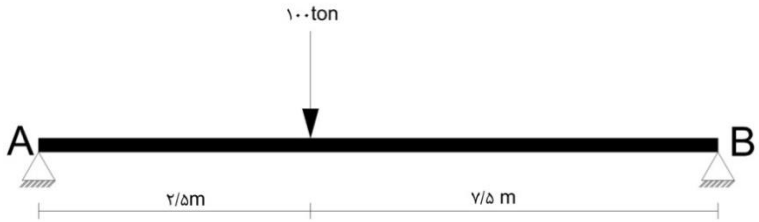
جابه جایی نسبی در Story۴ $\Delta_e = \frac{U_{x_{story۴}} - U_{x_{story۳}}}{Z_{story۴} - Z_{Story۳}} = \frac{۰/۰۳۸۹۶۷ - ۰/۰۲۸۳۲۸}{۱۲/۳۰ - ۹/۱۰} = ۰/۰۰۳۳$

جابه جایی نسبی در Story۳ $\Delta_e = \frac{U_{x_{story۳}} - U_{x_{story۲}}}{Z_{story۳} - Z_{Story۲}} = \frac{۰/۰۲۸۳۲۸ - ۰/۰۱۶۹۵۹}{۹/۱۰ - ۵/۹۰} = ۰/۰۰۳۵۵$

جابه جایی نسبی در Story۲ $\Delta_e = \frac{U_{x_{story۲}} - U_{x_{story۱}}}{Z_{story۲} - Z_{Story۱}} = \frac{۰/۰۱۶۹۵۹ - ۰/۰۰۵۳۵۱}{۵/۹۰ - ۲/۷۰} = ۰/۰۰۳۶۲۸$

۳-۱۴-٤- کنترل واژگونی :

طبق بند ۳-۳-۸ استاندارد ۲۸۰۰ ، سازه ساختمان و پی آن باید به گونه ای طراحی شوند که تحمل اثرات لنگر واژگونی را داشته باشند. بنابراین همانطور که از اسم عنوان مشخص است ، باید کنترل کنیم که آیا سازه موردنظر در برابر بارهای وارده مرده و زنده و بار جانبی پایدار خواهد ماند یا واژگون خواهد شد. همانطور که از درس بارگذاری به یاد دارید ، برای محاسبه ضریب اطمینان در برابر واژگونی ؛ به لنگرمقاوم ، لنگر محرک ، وزن سازه ، جرم سازه و نیروی برشی نیاز است و باید همه این مقادیر بصورت دستی محاسبه گردد.. از منوی Display گزینه Show Tables را انتخاب کنید. به مسیر Analysis>Results>Structure Results رفته و گزینه های Centers of Mass and Rigidity و Story Forces را انتخاب کرده و OK کنید. ابتدا باید جرم سازه را مشخص کنیم. جرم سازه در جدول Centers of Mass and Rigidity در ستون های Cumulative X و Cumulative Y درج شده است. به پائین جدول بیایید و مقدار درج شده این پارامتر برای story۱ را در جایی یادداشت کنید. چرا که همیشه بیشترین فشار بر روی طبقه اول می باشد. ما به مختصات مرکز جرم تجمعی سازه در دو جهت X و Y نیز احتیاج داریم. مختصات مرکز جرم تجمعی سازه برابر مختصات محل اثر نیروی وزن سازه می باشد که باید کوتاه ترین فاصله این مختصات نسبت به لبه سازه درنظر گرفته شود. چنانچه از درس استاتیک به یاد داشته باشید ، همیشه بیشترین اثر عکس العمل ناشی از نیرو در سمتی از عضو اتفاق می افتد که کوتاه ترین طول را دارد. پس بنابراین باید کوتاه ترین فاصله محل اثر نیرو تا لبه سازه را درنظر بگیریم. به جهت یادآوری و اثبات این موضوع که بیشترین اثر عکس العمل ناشی از نیرو در کوتاه ترین قسمت عضو اتفاق می افتد ، به شکل ۳-۱۱۵ و محاسبات مربوط به این شکل دقت کنید. همانطور که مشاهده می کنید ، بیشترین عکس العمل تکیه گاه مربوط به تکیه گاهی است که کمترین فاصله را با محل اثر نیرو دارد.



شکل ۳-۱۱۵

$\Sigma M_A = ۰ \Longrightarrow (۱۰۰\times۲/۵) - (R_B \times ۱۰) = ۰ \Longrightarrow R_B = ۲۵\ ton$

$\Sigma F_y = ۰ \Longrightarrow -۱۰۰ + ۲۵ + R_A = ۰ \Longrightarrow R_A = ۷۵\ ton$

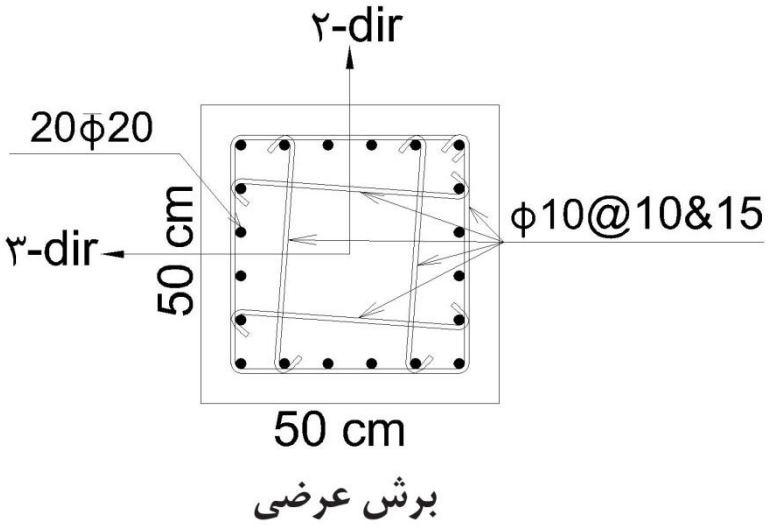
مختصات مرکز جرم تجمعی سازه در ستون های XCCM و YCCM درج شده است. با توجه به پلان های معماری ، طبقه دوم و سوم در جهت طول دارای کنسول می باشند که وجود کنسول ، ازدیاد طول ساختمان و در نتیجه تغییر مختصات مرکز جرم تجمعی سازه در این طبقات را به دنبال خواهند داشت. همانطور که می دانید وجود کنسول بخاطر شکل هندسی و نوع سیستم سازه ای که دارد ، در اجرا و در زمان بهره برداری یک نیروی شلاقی به سازه وارد کرده که احتمال وقوع لنگر و ایجاد نامنظمی پیچشی بیشتر خواهد بود. بنابراین به جهت اطمینان در محاسبات کنترل واژگونی در جهت طول ساختمان ، مبنای کار را طبقات دوم و سوم و در جهت عرض ساختمان نیز طبقات دوم ، سوم و چهارم را به دلیل وجود کنسول درنظر می گیریم.

۳-۱٦- جزئیات آرماتوربندی مقاطع :

در این مرحله باید جزئیات آرماتوربندی کلیه مقاطع سازه را با توجه به خروجی های Etabs ، در نرم افزار اتوکد ترسیم کنید. در اینجا به عنوان مثال و آموزش نحوه چگونگی استخراج داده های خروجی Etabs ، از همان مقاطع ستون و تیر انتخابی در بند ۳-۱۳-۱۲ استفاده خواهیم کرد.

۳-۱٦-۱- جزئیات آرماتوربندی مقطع ستون :

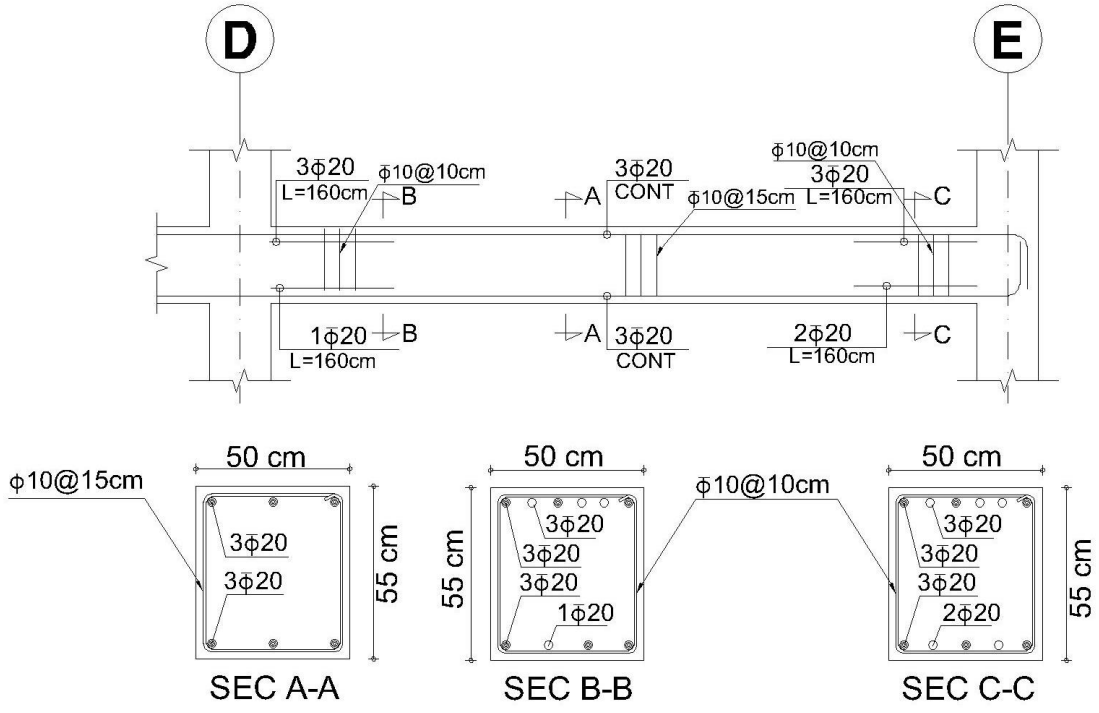
برای ترسیم جزئیات مقطع ستون ، شما باید دو نوع برش از مقطع داشته باشید. یک برش عرضی و یک برش طولی. در برش عرضی یک هندسه به شکل مربع مطابق ابعاد مقطع و با مقیاس موردنظر ترسیم خواهد شد که در آن تعداد آرماتور اصلی و نحوه آرایش آنها در هر ضلع از مقطع ، تعداد خاموت های برشی و شکل آنها و در صورت نیاز به وجود سنجاقی ، تعداد و شکل آنها نمایش داده خواهد شد. در برش طولی ، ارتفاع ستون برش خواهد خورد که از طریق آن مشخصات جزئیاتی از قبیل ارتفاع آزاد طبقه ، ارتفاع کف تا کف طبقات ، نحوه قرارگیری آرماتور طولی ستون در ارتفاع ، چگونگی اتصال آرماتور طولی هر طبقه با طبقات پائین و بالای آن طبقه ، نحوه چیدمان و تعداد خاموت های برشی در نزدیکی تکیه گاه ها و وسط دهانه نمایش داده خواهد شد. ستون انتخابی ما برای آموزش در بند ۳-۱۳-۱۲ ، ستون C۶ طبقه دوم (Story۳) بوده است. مقطع انتخابی این ستون که با توجه به نتایج طراحی ، تنش موردنظر آن مورد تایید بوده است ، C۴۰-۱۸T۱۸ می باشد. برای ترسیم جزئیات ستون مربوطه ، ابتدا جزئیات مقطع ستون طبقه دوم را بصورت مجزا و از یک نمای نزدیک ترسیم نموده تا دوستان با آنچه که در توضیحات مربوط به نحوه ترسیم جزئیات گفته شده بطور کامل آشنا شده و به یک درک درستی از ارائه جزئیات رسیده و به آن اشراف پیدا کنند و سپس جزئیات کامل ستون C۶ در هر چهار طبقه در یک شیت جداگانه ترسیم خواهد شد.



شکل ۳-۱۱۷- جزئیات آرماتوربندی در برش عرضی ستون

۳-۱۶-۲- جزئیات آرماتوربندی مقطع تیر :

در مورد جزئیات آرماتوربندی مقطع تیر نیز همانند ستون عمل خواهد شد و هیچ تفاوتی در نحوه ترسیم جزئیات با ارائه جزئیات مقطع ستون ندارد. تنها تفاوت در ترسیم و ارائه جزئیات مقطع تیر این است که در هر دهانه از تیر ، بر خلاف ستون ، سه برش عرضی وجود دارد. در اینجا نیز ابتدا مقطع دهانه انتخابی از قبل را بصورت مجزا و از نمای نزدیک ترسیم کرده تا دوستان با آنچه که در توضیحات مربوط به نحوه ترسیم جزئیات گفته شده بطور کامل آشنا شده و به یک درک درستی از ارائه جزئیات رسیده و به آن اشراف پیدا کنند و سپس جزئیات کامل تیر در کل دهانه ها بصورت یکسره در یک شیت جداگانه ترسیم خواهد شد.



شکل ۳-۱۲۰- جزئیات آرماتوربندی تیر محور ۴ سقف طبقه اول حدفاصل محورهای D و E

توضیحات مربوط به شکل ۳-۱۲۰ :

- کلمه CONT که در وسط دهانه نوشته شده ، مخفف کلمه Contniue به معنی لغوی "بطور مداوم" می باشد. بدین معنی که ۳ میلگرد هم در بالا و هم در پائین بصورت سرتاسری ادامه پیدا کرده و وجود دارد.

- با توجه به توضیحاتی که در بند ۳-۱۳-۱۲-۲-۱ مربوط به محاسبه آرماتورهای طولی تیر داده شده است ، مقدار آرماتورهای طولی تیر در گوشه ها و نزدیکی تکیه گاه ، بیشتر از ۳ عدد به شرح آنچه که در شکل ۳-۱۱۲ و صفحه ۱۵۸ گفته شده می باشد. پس باید تعداد آرماتورهای اضافه مازاد بر ۳ عدد در گوشه ها و نزدیکی تکیه گاه و مقدار طول آنها قید شود. همانطور که ملاحضه می کنید ، نتایج خروجی محاسبه های انجام شده در گوشه ها و نزدیکی تکیه گاه ها برای خط برش B-B ، ۲۰ Φ ۳ در بالا و ۲۰ Φ ۱ در پائین و برای خط برش C-C ، ۲۰ Φ ۳ در بالا و ۲۰ Φ ۲ در پائین و همگی به طول ۱۶۰ سانتیمتر (یک سوم طول دهانه) نیاز است.

۳-۱۶-۳- جزییات آرماتوربندی راه پله :

در ابتدا این را به یاد داشته باشید که سیستم راه پله با توجه به نوع آرماتورگذاری آن به عنوان دال و با توجه به اینکه نسبت طول به عرض آن از ۲ بیشتر بوده و از دو طرف دارای تکیه گاه می باشد ، دال یک طرفه محسوب می شود. برای شروع محاسبات ابتدا باید ضخامت دال شمشیری و پاگرد راه پله را بدست بیاوریم.

- ضخامت دال راه پله :

مطابق بند ۹-۹-۳-۱-۱ مبحث نهم مقررات ملی ، برای دال های توپر که به جداکننده ها (تیغه ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند ، متصل نیستند ؛ ضخامت کل دال نباید از مقادیر مندرج در جدول ۹-۹-۱ (جدول ۳-۲۴ این کتاب) که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم ۴۲۰Mpa تنظیم شده است ، کمتر باشد.

۳-۱۷- چاپ اطلاعات خروجی ETABS :

کار محاسبات اسکلت سازه تمام شد. حال باید اطلاعات موجود از قبیل بارهای مرده و زنده وارده ، تنش های موجود ، مقدار آرماتور طولی ، مقدار خاموت برشی و نتایج کنترل واژگونی و جابه جایی را چاپ کنیم که به مجموعه این اطلاعات چاپ گرفته شده به انضمام اطلاعات مربوط به تحلیل و طراحی پی (فصل سوم) اصطلاحاً دفترچه محاسبات گفته می شود. بطور کلی مواردی (اطلاعات مربوط به اسکلت سازه) که در زیر بیان شده است ، باید چاپ گرفته شود :

۱- بارهای زنده – مضمون بند ۳-۴-۱

۲- بارگذاری ثقلی و ارائه تمام نقشه های جزئیات مربوط به واحد سطح – مضمون بند ۳-۴-۲

۳- ضریب زلزله محاسبه شده برای سازه موردنظر – مضمون بند ۳-۲-۱-۳-۱

۴- کنترل فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی – مضمون بند ۳-۱۱-۲

۵- کنترل جابه جایی – مضمون بند ۳-۱۱-۳

۶- کنترل واژگونی – مضمون بند ۳-۱۱-۴

۷- تنش موجود اعضاء در تمام نماها همانند آنچه در شکل ۳-۱۰۷ نشان داده شده است.

۸- مقدار آرماتورهای طولی موجود در اعضاء – تمام تیرها و ستون ها در همه نماها

۹- مقدار خاموت برشی موجود در اعضاء – تمام تیرها و ستون ها در همه نماها

۱۰- ارائه تمام نقشه های جزئیات سازه ای برای تمام اعضاء (تیرها ، ستون ها و فونداسیون) همانند اشکال ۳-۱۱۹ ، ۳-۱۲۱ ، ۳-۱۲۳. فراموش نکنید در هر نقشه جزئیاتی که چاپ می گیرید ، نام مقطع موردنظر را در زیر آن جزئیات قید کنید.

– نحوه چاپ اطلاعات : اطلاعات باید در کاغذ A۴ و یا A۳ چاپ گرفته شود.

- ✓ موارد ۱ و ۲ که شامل بارهای زنده و ثقلی می باشند برای تمام پروژه ها یکسان می باشد.
- ✓ مورد ۳ که مربوط به محاسبه ضریب زلزله می باشد ، باید برای هر سازه ای که طراحی می گردد بطور جداگانه محاسبه شده و چاپ گرفته شود.
- ✓ کنترل های مربوط به فاصله بین مرکز جرم و سختی ، واژگونی و جابه جایی نیز باید به مانند محاسبه ضریب زلزله برای هر سازه بطور جداگانه محاسبه شده و چاپ گرفته شود. بدین صورت که کلیه محاسباتی که برای این سه کنترل انجام می گیرد ، باید چاپ گرفته شود. لازم به ذکر است که برای کنترل فاصله بین مرکز جرم و سختی جداول ۳-۱۵ ، ۳-۱۶ ، ۳-۱۷ و ۳-۱۸(در صورتی که کنترل فاصله بین مرکز و مرکز سختی جوابگو نباشد جدول ۳-۱۸ برای محاسبات مربوط به ضریب A_j باید چاپ گرفته شود) ؛ برای کنترل جابه جایی جداول ۳-۱۹ و ۳-۲۰ ؛ برای کنترل واژگونی جداول ۳-۲۲ و ۳-۲۳ باید چاپ گرفته شود و هر کدام از این جداول در قسمت محاسبات مربوطه قرار گیرد.
- ✓ برای چاپ تنش های موجود اعضاء به مانند آنچه که در شکل ۳-۱۰۷ نمای ۱ را نمایش دادید ، همه نماها را بطور جداگانه انتخاب کرده و هرکدام باید بطور جداگانه چاپ گرفته شود. پس از اینکه تنش ستون های نمای ۱ را در معرض نمایش قرار دادید ، به منوی File رفته و بر روی گزینه Print Graphics کلیک کنید.
- ✓ نقشه های جزئیات سازه ای را برای تمام اعضاء سازه همانند آنچه که در اشکال ۳-۱۱۹ ، ۳-۱۲۱ و ۳-۱۲۳ آورده شده است ، بطور دقیق با استفاده از اتوکد و با مقیاس مناسب ترسیم نموده و چاپ بگیرید. یکی از قابلیت هایی که از نسخه Etabs ۲۰۱۳ به بعد نسبت به نسخه های قبلی به ان اضافه شده است ، طراحی و ترسیم نقشه های جزئیات توسط خود نرم افزار می باشد. امّا از آنجا که طراحی و ترسیم نقشه های جزئیات توسط نرم افزار با نقشه های جزئیاتی که در ایران ارائه می شود متفاوت است ، بهتر است که این کار بصورت دستی توسط خود کاربر و با استفاده از اتوکد انجام شود.
- ✓ فراموش نکنید که هندسه سه بعدی سازه (مضمون شکل ۳-۱۰۶) نیز باید بدون وجود هیچ نوشته ای بر روی اعضاء سازه ، چاپ گرفته شده و در ابتدای دفترچه محاسبات قرار داده شود.

** در ادامه خاطرنشان می گردد چنانچه دوستان در ترسیم و تهیه نقشه های جزئیات مشکل دارند ، از طریق راه های ارتباطی درج شده در اول کتاب با اینجانب تماس گرفته تا یک فایل نمونه اتوکد آماده شامل کلیه نقشه های جزئیات به آنها ارائه شود.

٤-٣- تعریف مصالح و مقاطع :

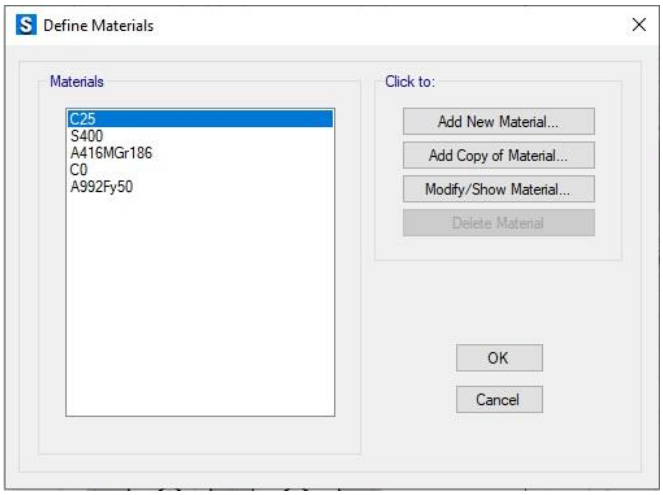
٤-٣-١- معرفی مشخصات مصالح :

قبل از معرفی مشخصات مصالح لازم است واحد برنامه را تغییر دهیم. برای این منظور به مانند Etabs در نوار ابزار پائین برنامه بر روی گزینه Units که در سمت راست نوار ابزار قرار دارد کلیک کنید. در پنجره باز شده بر روی دکمه Consistent Units کلیک کنید. در پنجره باز شده جدید منوی Select Units را باز کرده و واحد Kgf,m,c را انتخاب کنید. هر دو پنجره را بسته تا به محیط برنامه بازگردید.

در اینجا باید به مانند Etabs مصالح مصرفی در سازه فونداسیون را که شامل بتن و میله گرد می باشد تعریف نمود که با توجه به نوع سازه موردنظر سه نوع مصالح به شرح بتن از رده C۲۵ ، بتن از رده C۰ و میلگرد آجدار برای آرماتورهای اصلی داریم. برای معرفی مشخصات مصالح از منوی Define بر روی گزینه Materials یا مطابق شکل ۴-۴ از نوار ابزار بالای برنامه بر روی دکمه Define Material Properties کلیک کنید.

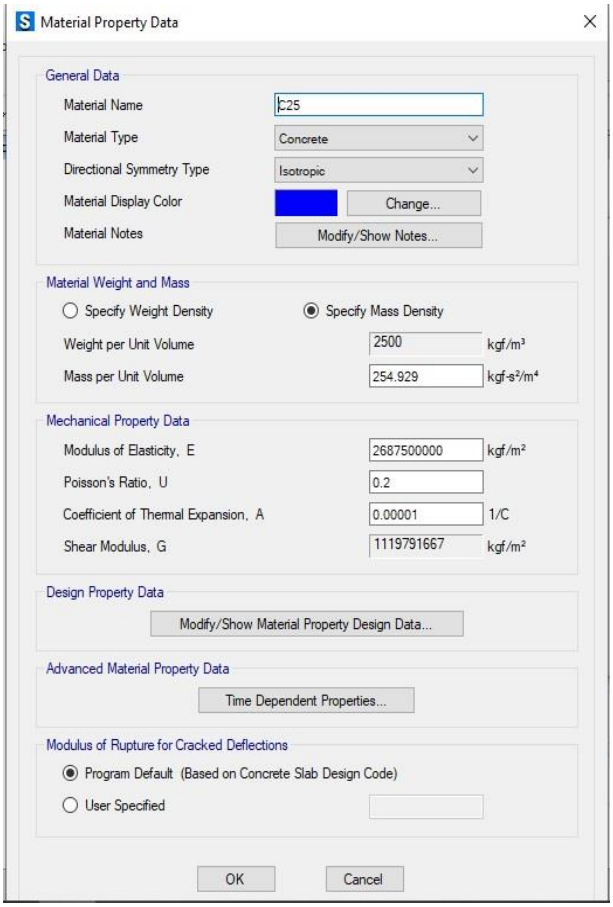
شکل ۴-۴

پنجره Define Materials مطابق شکل ۴-۵ باز خواهد شد. مصالح را به ترتیبی که گفته شده تعریف می کنیم.



شکل ۴-۵

مشخصات بتن از رده C۲۵ : این بتن برای تعریف مقطع پی بکار می رود. مصالح پیش فرض CSAC۳۰ را که در لیست وجود دارد انتخاب کرده و بر روی دکمه Modify/Show Material کلیک کنید. پنجره Material Property Data مطابق شکل ۴-۶ باز خواهد شد.



شکل ۴-۶

تنظیماتی که باید برای این نوع بتن انجام دهید به شرح زیر می باشد :

- Material Name (نام مصالح) : C۲۵ ، مطابق مبحث نهم برای بتن معمولی نام بتن را از رده C۲۵ انتخاب می کنیم.
- Material Type (نوع مصالح) : concrete ، همانطور که از نام این قسمت مشخص است باید نوع مصالح را که بتن است انتخاب کنیم.
- Weight per Unit Volume (وزن واحد حجم) : ۲۵۰۰ kg/m^3 ؛ مطابق مبحث ششم ، پیوست ۶-۲ ، جدول شماره پ ۶-۲-۲ ، قسمت ۳ ، بتن آرمه و بتن پیش تنیده با شن و ماسه معمولی.
- Modulus of Elasticity, E (مقدار ضریب ارتجاعی بتن) : طبق بند ۹-۳-۶ مبحث نهم ، مقدار ضریب ارتجاعی بتن با وزن مخصوص (w_c) بین ۱۴۴۰ تا ۲۵۶۰ kg/m^3 از رابطه ۹-۳-۳-الف تعیین می گردد :

$$E_c = ۰/۰۴۳ \times w_c^{۱.۵} \times \sqrt{f_c} \xrightarrow{f_c=۲۵\ mpa\ ,w_c=۲۵۰۰\ kg/m^3} E_c = ۲۶۸۷۵\ Mpa$$

– Poisson's Ratio, U (نسبت پواسون) : ۰/۲ ، طبق بند ۹–۳–۷–۱ از مبحث نهم ، ضریب پواسون برای بتن معمولی برابر ۰/۲ می باشد.

– Coefficient of Thermal Expansion, A (ضریب انبساط حرارتی بتن) : ۵–۱۰e یا $۱۰^{-۵}$ یا ۰/۰۰۰۰۱ ، طبق بند ۹–۳–۸–۱ ضریب انبساط حرارتی برای بتن معمولی را می توان با توجه به نوع سنگدانه ها و با تقریب ۲۰ درصد معادل $۱۰^{-۵}$ در نظر گرفته می شود.

– Shear Modulus , G (ضریب برشی) : ۱۱۱۹۷۹۱۶۶۷ $\text{kg}/\text{m}^۲$. این ضریب پس از وارد کردن مقدار مدول الاستیسیته یا ضریب ارتجاعی و نسبت پواسون بطور خودکار توسط نرم افزار محاسبه می شود.

– Specified Concrete Compressive Strenght.fc (مقاومت فشاری بتن) : ۲۵۰۰۰۰۰ $kg/m^۲$ = ۲۵ Mpa.

✓ مشخصات بتن از رده C۰ :

این بتن برای تعریف مقطع ستون بکار می رود. برای تعریف این بتن در پنجره Materials مضمون شکل ۴–۴ بر روی دکمه Add New Material کلیک کنید تا پنجره Material Property Data مضمون شکل ۴–۵ باز شود. همه اطلاعات مربوط به این بتن مشابه بتن از رده C۲۵ بوده با این تفاوت که مقدار وزن مخصوص این بتن در پنجره ویرایش Weight per Unit Volume باید برابر صفر وارد شود.

✓ مشخصات میلگرد آجدار برای آرماتورهای اصلی :

در پنجره Materials مضمون شکل ۴–۴ مصالح پیش فرض CSA-G۳۰.۱۸gR۴۰۰ درج شده در لیست Materials را انتخاب کرده و بر روی دکمه Modify/Show Material کلیک کنید تا اطلاعات مربوط به این مصالح را وارد کنیم.تنظیماتی که باید برای این مصالح انجام گیرد به شرح زیر می باشد:

– Material Name (نام مصالح) : S۴۰۰

– Material Type (نوع مصالح) : Rebar (میلگرد)

– Weight per Unit Volume (وزن واحد حجم میلگرد) : ۷۸۵۰ $kg/m^۳$ ، مطابق جدول شماره پ ۶–۱–۱ از پیوست ۶–۱ مبحث ششم.

– Modulus of Elasticity, E ضریب ارتجاعی فولاد) : ۲×۱۰e۵ یا ۲×۱۰^{۵} یا ۲۰۰۰۰۰ ، طبق بند ۹–۴–۸–۴ مبحث نهم در تحلیل خطی مقدار $E_s = ۲ \times ۱۰^{۵}$ بر حسب مگاپاسکال منظور می شود.

– Minimum Yield Stress, Fy (حداقل تنش تسلیم) : ۴۰۰ Mpa ، مطابق جدول ۹–۴–۲ مبحث نهم.

– Minimum Tensile Strength, Fu (حداقل تنش نهایی) : در جدول ۹–۴–۲ ویرایش جدید مبحث نهم مقررات ملی ، رابطه Fu تحت عنوان مقاومت کششی حداقل نامگذاری شده که مقدار عددی آن برابر ۶۰۰ Mpa می باشد..

٤–٤–۳– معرفی ترکیبات بارگذاری :

در طراحی پی ها دو نوع ترکیبات بارگذاری خواهیم داشت : ۱– ترکیبات بارگذاری طراحی پی. ۲– ترکیبات بارگذاری کنترل تنش زیر پی.

۱– ترکیبات بارگذاری طراحی پی : این ترکیبات بار همان ترکیبات بار درج شده در بند ۶–۲–۳–۲ مبحث ششم است که در طراحی اسکلت سازه استفاده شده و در زمان گرفتن خروجی Safe به نرم افزار منتقل شده است و نیازی به تعریف مجدد آنها نیست. برای کنترل این ترکیبات بارها به منوی Define رفته و بر روی گزینه Load Combination کلیک کنید. همانطور که می بینید کل ۳۹ ترکیب بار ساخته شده در Etabs به Safe منتقل شدند و شما می توانید با انتخاب هر کدام از آنها و از طریق دکمه Modify/Show Material الگوهای بارهایی که در این ترکیب بارها شرکت کردند را نیز کنترل کنید.

۲– ترکیبات بارگذاری کنترل تنش زیر پی : این ترکیبات بار مطابق ترکیبات بارگذاری درج شده در بند ۶–۲–۳–۳ از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می باشد. جهت تشخیص این بارگذاری ها از ترکیبات بارگذاری طراحی ، آنها را تحت عنوان TES به نرم افزار معرفی می کنیم. ترکیبات بارگذاری این بند به شرح صفحه بعد می باشد :

۱) D
۲) D + L
۳) D +(L_rیاSیاR)
۴) D + ۰/۷۵L + ۰/۷۵(L_rیاSیاR)
۵) D +W
۶) D + ۰/۷۵L + ۰/۷۵W+۰/۷۵(L_rیاSیاR)]
۷) D + ۰/۷E
۸) D + ۰/۷۵L + ۰/۷۵(۰/۷E) + ۰/۷۵S
۹) ۰/۶D + ۰W
۱۰) ۰/۶D + ۰/۷E

مفهوم علائم بکار رفته در روابط فوق با توجه به بند ۶-۲-۲ از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان :

D : بار مرده

E : بار زلزله طرح

L : بار زنده طبقات به جز بام

L_r : بار زنده بام

R : بار باران

S : بار برف

T : بار خودکرنشی از قبیل اثرات تغییرات دما ، نشست پایه ها و وارفتگی

W : بار باد

ترکیب بارهای فوق با توجه به نوع کاربری و موقعیت جغرافیایی سازه به شرح زیر اصلاح خواهد شد.

۱) D

۲) D + L

۳) D + L_r

۴) D + ۰/۷۵L + ۰/۷۵L_r

۵) D + ۰/۷E

۶) D + ۰/۷۵L + ۰/۵۲۵E

۷) ۰/۶D

۸) ۰/۶D + ۰/۷E

قبل از انتقال مختصات گوشه های پی به موقعیت اصلی خودشان لازم است ابتدا عرض هر مسیر از نوار پی محاسبه گردد. فرمول محاسبه عرض پی نواری بصورت تجربی به قرار زیر است :

۴۰ سانتیمتر+ (تعداد طبقات × ۲۰ سانتیمتر)

با توجه به رابطه فوق ، عرض پی برابر ۱۲۰ سانتیمتر خواهد شد که با توجه به ساحلی بودن مکان اجرای پروژه ، به جهت اطمینان این رقم را برابر ۱۵۰ سانتیمتر درنظر می گیریم. با توجه به عرض بدست آمده برای پی ، موقعیت پنج گوشه پی به قرار زیر خواهد بود :

مختصات نقطه ۱
$$\begin{cases} X = ۱۱۹ - ۱۰ - ۲۰(\text{نصف بعد ستون}) = ۸۹ \\ Y = ۰ - ۷۵ = -۷۵ \end{cases}$$

مختصات نقطه ۲
$$\begin{cases} X = ۱۱۹ - ۱۰ - ۲۰(\text{نصف بعد ستون}) = ۸۹ \\ Y = ۱۵۳۱ + ۲۰\left(\text{نصف بعد ستون}\right) = ۱۵۵۱ \end{cases}$$

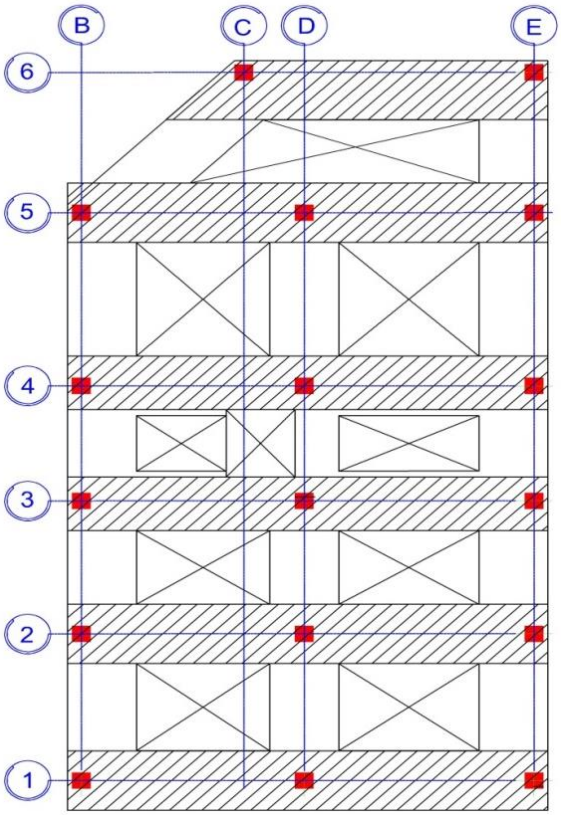
مختصات نقطه ۳
$$\begin{cases} X = ۴۷۴ - ۱۰ - ۲۰(\text{نصف بعد ستون}) = ۴۴۴ \\ Y = ۱۸۸۵ + ۱۰ + ۲۰(\text{نصف بعد ستون}) = ۱۹۱۵ \end{cases}$$

مختصات نقطه ۴
$$\begin{cases} X = ۱۱۰۴ + ۱۰ + ۲۰(\text{نصف بعد ستون}) = ۱۱۳۴ \\ Y = ۱۸۸۵ + ۱۰ + ۲۰(\text{نصف بعد ستون}) = ۱۹۱۵ \end{cases}$$

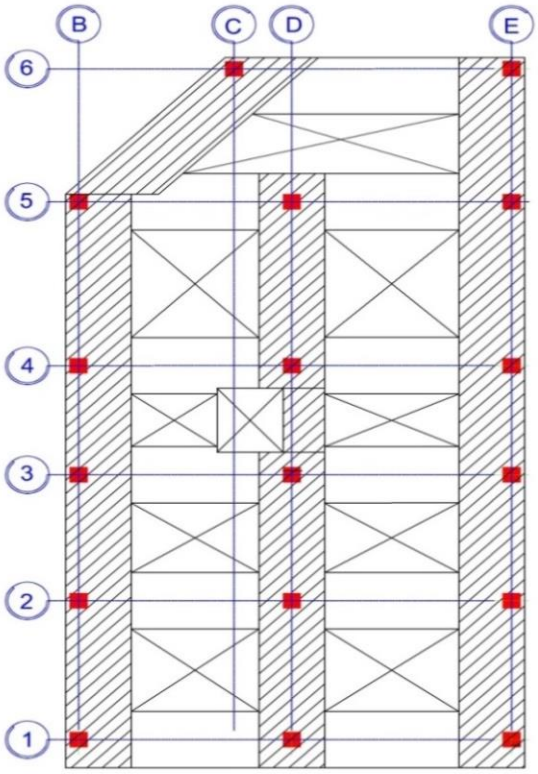
مختصات نقطه ۵
$$\begin{cases} X = ۱۱۰۴ + ۱۰ + ۲۰(\text{نصف بعد ستون}) = ۱۱۳۴ \\ Y = ۰ - ۷۵ = -۷۵ \end{cases}$$

٤-۷- ترسیم نوارهای طراحی :

نوار طراحی دیگر چیست؟ شما که به عنوان یک کاربر با کامپیوتر و نرم افزار کار می کنید خودتان می دانید که در اجرا چه قسمت هایی از پی بتن ریزی خواهد شد و نیروهای وارده از طرف سازه را تحمل خواهد کرد. ولی نرم افزار این درک را ندارد که تشخیص دهد کدام قسمت از پی نیروهای مذکور را تحمل می کند. پس باید این قسمت ها را به عنوان یک مسیر مشخص و قابل درک برای نرم افزار تعریف کرد تا پی سازه را به درستی تحلیل و طراحی کند. نوار طراحی در حقیقت همان قابلیت برنامه است که این کار را انجام می دهد. نکته قابل توجه اینکه در نسخه قبلی نرم افزار Safe امکان ترسیم نوارهای طراحی مورب وجود نداشت. امّا در نسخه فعلی این نرم افزار این مشکل رفع شده و امکان ترسیم نوارهای طراحی برای هر نوع هندسه منظم و نامنظم وجود دارد. نوار طراحی به مانند ترسیم هندسه پی که در بند ۴-۵-۱ و ۴-۵-۲ آموزش داده شد قابل رسم است. مسیرهایی که نوارهای طراحی باید رسم شوند ، برای جهت X مطابق شکل ۴-۳۵ و برای جهت Y مطابق شکل ۴-۳۶ می باشد.



شکل ۴-۳۵



شکل ۴-۳۶

٤-۹-۵- تنظیمات کنترل برش دو طرفه (برش پانچ) :

از موارد مهمی که در زمان طراحی فونداسیون مدنظر بوده و از اهمیت بسیار بالایی برخوردار است و باید انجام گیرد ، کنترل برش دوطرفه است. چرا که این کنترل در طراحی مقطع و تعیین ضخامت فونداسیون ، تعیین موقعیت قرارگیری ستون ها (میانی ، کناری و گوشه) و تعیین آرماتورهای مصرفی مورد نیاز نقش تعیین کننده و بسزایی دارد. در مورد کنترل برش دو طرفه و اصول و شیوه عملکرد این برش در خاک و نحوه کنترل آن بصورت دستی اطلاعات کافی و لازم را از طریق آزمایشگاه خاک بطور کامل فرا گرفتید. امّا لازم است بنده نیز توضیحاتی را در اینجا برای تکمیل شدن اطلاعات دوستان متذکر شوم.

- مفهوم برش پانچ :

برش پانچ یک مکانیسم شکست است که در اعضای سازه ای مانند دال ها و پی، تحت برش و در اثر بارهای متمرکز اتفاق می افتد. علت این امر آن است که بارهای متمرکز روی مساحت کمتری از اعضای سازه ای اثر می گذارند. در بیشتر موارد، این پدیده در اثر بار وارده از سوی ستون به دال، بروز می کند. لازم به توضیح است مکانیسم برش پانچ در دال های کف، دالهای تخت و در دالهای پی که زیر ستونها واقع شده اند، مشاهده می شود.

- برش پانچ در دالهای بتنی مسلح :

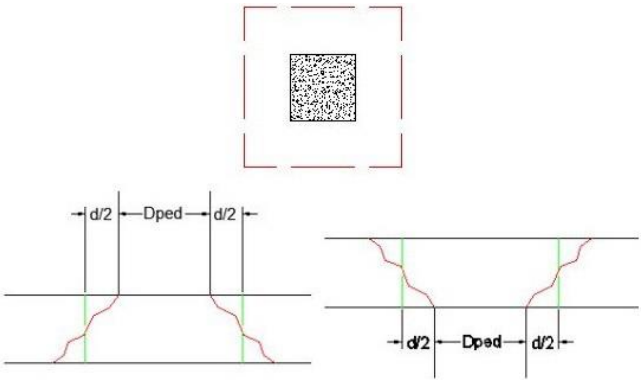
برش پانچ در دالهای بتنی مسلح می تواند به مانند یک حالت دو بعدی از بروز برش در تیرها، در نظر گرفته شود. این نوع از شکست به صورت گسیختگی آنی اتفاق می افتد. نکته ای که باید به آن اشاره شود این است که آرماتورهای اصلی سازه کمکی به محدود کردن این گسیختگی نخواهند کرد. بنابراین ظرفیت باربری سازه می بایست با در نظر گرفتن ظرفیت خمشی آن و همچنین اثر برش بر سازه در نظر گرفته شود. لیکن برش پانچ در قیاس با برش تیر، کمتر بحرانی می باشد.

برش پانچ زمانی در دالها اتفاق می افتد که در معرض مقادیر بالای بارهای متمرکز قرار داشته باشند. این نوع بارها شامل بار وارده از چرخ وسایط نقلیه روی دال پلها یا بارهای وارده بر کف دال ساختمانها است. تکیه گاه این دالها ستون های زیر آنها می باشد.

- محاسبات برش پانچ :

محاسبات برش پانچ با تنش برشی ایجاد شده در ضخامت دال یا پی (در محل ستونها) سر و کار دارد و در زمان طراحی می بایست مد نظر طراح قرار گیرد. پدیده برش پانچ با الگویی که در اثر شکست در محل پانچ تشکیل می شود، زمانی اتفاق می افتد که برش به تنهایی در آن نقطه وجود داشته باشد، لذا اگرهر نوع ممان در پدستال یا ستون وجود داشته باشد، پدیده مذکور با الگویی که مربوط به برش پانچ است بروز نخواهد کرد.

حد ماکزیمم تنش برشی در این پدیده بر اساس مخروط یا هرم ناقص شکست در اثر برش پانچ و مقادیر بارهای وارده که در سیستم وجود دارند تخمین زده می شود.



شکل ۴-۴۹ : مقطع بحرانی برش پانچ (مقطع منگنه) برای دالهای واقع شده در بالا و پایین ستون

در شکل ۴-۴۹ پارامترd ، عمق موثر دال می باشد. محیط مقطع بحرانی (کنترل) برش پانچ در فاصله $d/2$ از بَر ستون یا پدستال تشکیل می شود. در شکل فوق Dped بُعد پدستال می باشد.

نکته ٤-۳ : در صورت اجرای کتیبه (پهنه) در محل ستون ها، دو مقطع بحرانی برای برش پانچ (برش منگنه ای) در نظر گرفته می شود. یک مقطع به فاصله نصف ارتفاع موثر کف در محل کتیبه از ستون یا سر ستون و دیگری به فاصله نصف ارتفاع موثر دال از محیط کتیبه در خارج آن.

- ملاحظات طراحی برای برش پانچ در دال ها :

با کنترل های ذیل می توان از شکست پانچ در سازه جلوگیری کرد:

۱- حصول اطمینان از مقاومت بتن سازه

۲- اگر بتن مقاومت کافی را ندارد، مقدار آرماتورهای تامین شده در مقطع می بایست مناسب باشد.

۳- اگر میزان آرماتورها نیز کافی نباشد می بایست در طراحی مقطع تجدید نظر گردد.

- روش های مورد نظر برای تجدید نظر در طراحی :

۱- افزایش عمق (ضخامت) دال

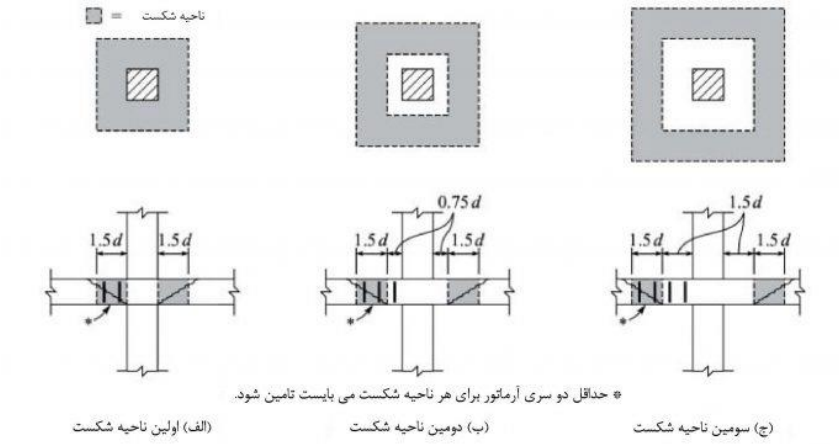
۲- افزایش ابعاد ستون

۳- اجرای کتیبه

۴- اجرای سر ستون

۵- رجوع به دیگر آیین نامه ها ممکن است روش های دیگری را برای طراحی، مد نظر قرار دهد.

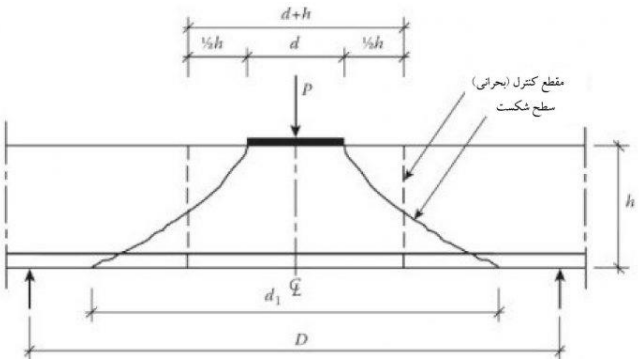
نواحی شکست در شکل ۴-۵۰ ، با توجه به سطحی که می بایست در آنجا آرماتورها تامین شوند نمایش داده شده اند. معمولاً نحوه قرار گیری آرماتورهایی که برای مهار گسیختگی در این نواحی به کار برده می شوند به صورت قائم است تا خطوط احتمالی شکست را قطع کرده و مقاومت مقطع را افزایش دهند. لازم به توضیح است محل دقیق شکست در دال مشخص نمی باشد بنابراین هر سطح شکستی می بایست مقاومت کافی را داشته و مسلح شود.



شکل ۴-۵۰

- بر اساس آیین نامه ها، دالها به صورت زیر برای برش پانچ طراحی می شوند:

۱- یک سطح کنترل دور محدوده بارگذاری یا محل ستون، با فاصله مشخص در نظر گرفته می شود. فاصله مذکور متناسب با عمق دال می باشد. این مطلب در شکل ۴-۵۱ نمایش داده شده است :



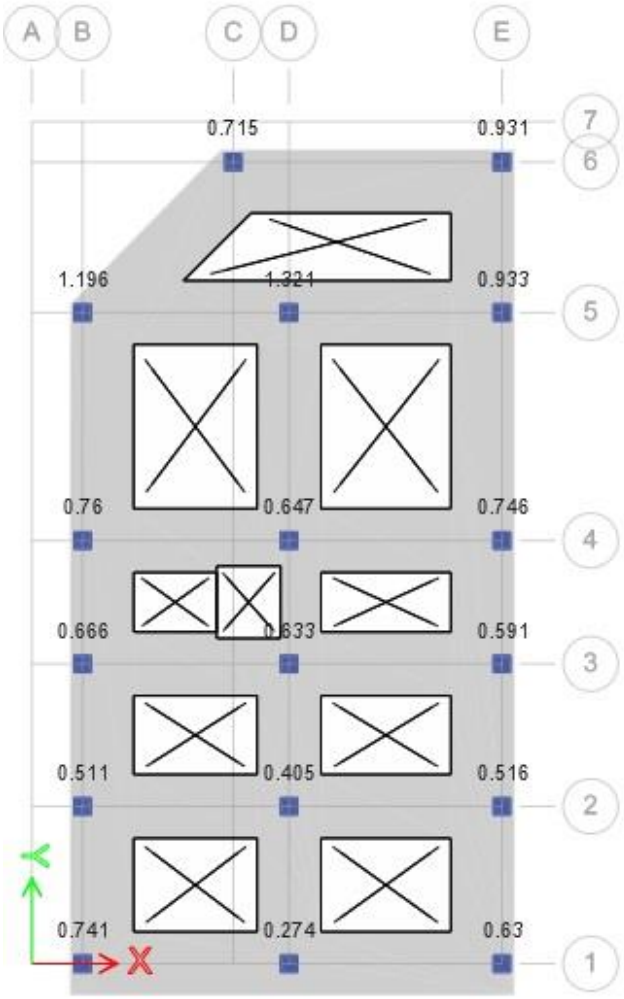
شکل ۴-۵۱

۲- میزان متوسط تنش برشی روی سطح کنترل نباید از میزان مقاومت طراحی آن بالاتر تجاوز کند. این مقاومت اغلب با مقاومت کششی متناسب است. اثرات انتقال ممان در محل اتصال ستون و دال با طراحی مناسب برای برش پانچ مهار می شود. بررسی برش پانچ بر اساس سطوحی است که با فاصله مشخص از بَر ستون در نظر گرفته می شوند. در بین مقاطع مختلف، مهمترین ها در بَر ستون و در فاصله d/۲ از هر وجه ستون قرار دارند. اگر تنش برشی در این مقاطع از میزان تنش مجاز فراتر رود، سازه در معرض برش پانچ قرار می گیرد.

در پایان لازم به توضیح است فرمولهای طراحی و فاصله سطوح بحرانی ممکن است از آیین نامه ای به آیین نامه دیگر متفاوت باشد. اما شکست بر اثر برش پانچ در آنها مفهوم یکسانی دارد.

٤-۱۰-۲- کنترل برش پانچ :

همانطور که در بند ۴-۹-۵ عنوان شد ، یکی از موارد مهم در طراحی فونداسیون کنترل برش پانچ می باشد. برای انجام کنترل برش پانچ از منوی Display گزینه Show Punching Shear Design را انتخاب کنید. پس از انتخاب این گزینه ، نرم افزار پس از طی چند ثانیه ، نسبت برش پانچ را مطابق ۴-۵۸ برای ستون ها نشان می دهد.



شکل ۴-۵۸

همانطور که مشاهده می کنید این نسبت برای به جز دو ستون ، کمتر از یک می باشد که طبق آئین نامه این نسبت باید کمتر از یک باشد. این ضعف باید با افزایش ارتفاع فونداسیون و یا با استفاده از آرماتور برشی برطرف شود. چون برای اکثر ستون ها این نسبت کمتر از یک می باشد ، بنابراین نتیجه می گیریم که ارتفاع انتخابی برای فونداسیون این ساختمان مناسب بوده و نیازی به افزایش ارتفاع فونداسیون نمی باشد و فقط برای دو ستون عنوان شده استفاده از آرماتور برشی اضافه مقرون کفایت خواهد نمود. برای استفاده از آرماتور برشی و تعیین مقدار مورد نیاز این آرماتور مراحل زیر باید انجام شود.

- مطابق توضیحات ارائه شده در بند ۹-۸-۵-۱-۲ از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ، مقاومت برشی اسمی در اعضای دو طرفه با فولاد برشی براساس رابطه زیر تعیین می شود :

$$\upsilon_n = \upsilon_c + \upsilon_s$$

- مطابق بند ۹-۸-۵-۳-۲-الف برای اعضای دوطرفه با فولادگذاری برشی ، مقدار υ_c براساس رابطه زیر تعیین می شود :

$$\upsilon_c \le ۰/۱۷\lambda\sqrt{f_c} \implies \upsilon_c = ۰/۱۷ \times ۱ \times \sqrt{۲۵} \implies \upsilon_c = ۰/۸۵ \text{ N}$$

در رابطه فوق :

- مقدار λ مطابق بند ۹-۳-۲-۲ و جدول ۹-۳-۱ برای بتن معمولی برابر ۱ می باشد.

- مطابق بند ۹-۸-۵-۴-۱ مقدار υ_s براساس رابطه زیر تعیین می شود :

$$\upsilon_s = \frac{A_v . f_{yt}}{b_o . s}$$

در رابطه فوق :

- مقدار b_o (محیط مقطع بحرانی) از رابطه [محیط خاموت پی $+ ۴\sqrt{۲}x$] بدست می آید. x مقدار طول مورد نیاز ادامه یافتن آرماتورهای برشی می باشد که این مقدار باید طوری تعیین شود تا رابطه $\upsilon_n = \upsilon_c + \upsilon_s$ برقرار شود. برای محاسبه محیط خاموت پی باید ابعاد خاموت پی را محاسبه کنیم. ابعاد فونداسیون برابر ۱/۵۰×۰/۸۰ می باشد و چنانچه نمره خاموت را برابر ۱۰ درنظر بگیریم ، ابعاد خاموت پی برابر مقادیر زیر خواهد بود :

طول خاموت = ۱۵۰−(۷/۵-۱) ×۲ = ۱۳۷ cm

عرض خاموت = ۸۰-(۷/۵-۱) ×۲ = ۶۷ cm

$$b_o = ۴\sqrt{۲}x + \text{محیط خاموت پی} \implies b_o = ۴\sqrt{۲}x + (۶۷۰+۱۳۷۰) \times ۲ \implies b_o = ۴\sqrt{۲}x + ۴۰۸۰ \text{ mm}$$

- مقدار A_v طبق بند ۹-۱۱-۵-۲-۳ از رابطه زیر بدست می آید :

$$A_v = ۰/۰۶۲.\sqrt{f_c}.\frac{b_w S}{f_{yt}} \implies A_v = ۰/۰۶۲ \times \sqrt{۲۵} \times \frac{۱۵۰۰\times۱۰۰}{۲۴۰} \implies A_v = ۱۹۳/۷۵ \, mm^۲$$

حاصل رابطه υ_s با استفاده از مقادیر بدست آمده b_o و A_v به شرح زیر خواهد بود :

$$\upsilon_s = \frac{A_v . f_{yt}}{b_o . s} \implies \upsilon_s = \frac{۱۹۳.۷۵\times۲۴۰}{(۴\sqrt{۲}x + ۴۰۸۰)\times۱۰۰} \implies \upsilon_s = \frac{۸۲.۲۰}{x+۷۲۱.۲۴} \text{ N}$$

حال می توان مقدار υ_n را با توجه به مقادیر بدست آمده υ_c و υ_s بدست آورد.

$$\upsilon_n = \upsilon_c + \upsilon_s \implies \upsilon_n = ۰/۸۵ + \frac{۸۲.۲۰}{x+۷۲۱.۲۴} \implies \upsilon_n = \frac{۰.۸۵x+۶۹۵.۲۵}{x+۷۲۱.۲۴} \text{N}$$

- با توجه به اینکه υ_n (نیروی برشی نهایی موجود) در همه حال باید کمتر از υ_u (نیروی برشی نهایی مقاوم قابل تحمل) باشد ، به جهت اطمینان در محاسبات ، مبنای محاسبات در بدست آوردن طول x را υ_u درنظر می گیریم. مقدار υ_u طبق بند ۹-۸-۵-۳-۴ برای اعضا دارای خاموت براساس رابطه زیر خواهد بود :

$$\upsilon_u \le ۰/۵ \, . \, \emptyset . \sqrt{f_c} \implies \upsilon_u = ۰/۵ \times ۰/۷۵ \times \sqrt{۲۵} \implies \upsilon_u = ۱/۸۷۵ \text{ N}$$

در رابطه فوق ضریب $\emptyset$ مطابق بند ۹-۷-۴-۱ و جدول ۹-۷-۲ برای وضعیت برش در طراحی مقطع ، برابر ۰/۷۵ می باشد.

از تساوی رابطه υ_u با رابطه $\upsilon_c + \upsilon_s$ طول x بدست خواهد آمد.

$$۰/۵ \, . \, \emptyset . \sqrt{f_c} = \upsilon_c + \upsilon_s \implies ۱/۸۷۵ = \frac{۰.۸۵x+۶۹۵.۲۵}{x+۷۲۱.۲۴} \implies x = ۶۴۱/۰۵ \text{ mm} \cong ۶۵۰ \text{ mm}$$

مقدار طول بدست آمده در بالا طول پیشروی خاموت برشی اضافه برای از بین بردن برش پانچ می باشد که شروع آن از بر تکیه گاه بوده و به سمت داخل نوار پی ادامه می یابد. بدین معنی که از بر تکیه گاه تا فاصله ۶۵۰ میلیمتر به داخل نوار پی ، علاوه بر خاموت های برشی که برای مهار آرماتور طولی طراحی می شوند ، یک خاموت برشی اضافه نیز باید تعبیه گردد. همچنین می توان به جهت اطمینان این فاصله را برابر ۱ متر درنظر گرفت.

٤-۱۲- نقشه های جزئیات :

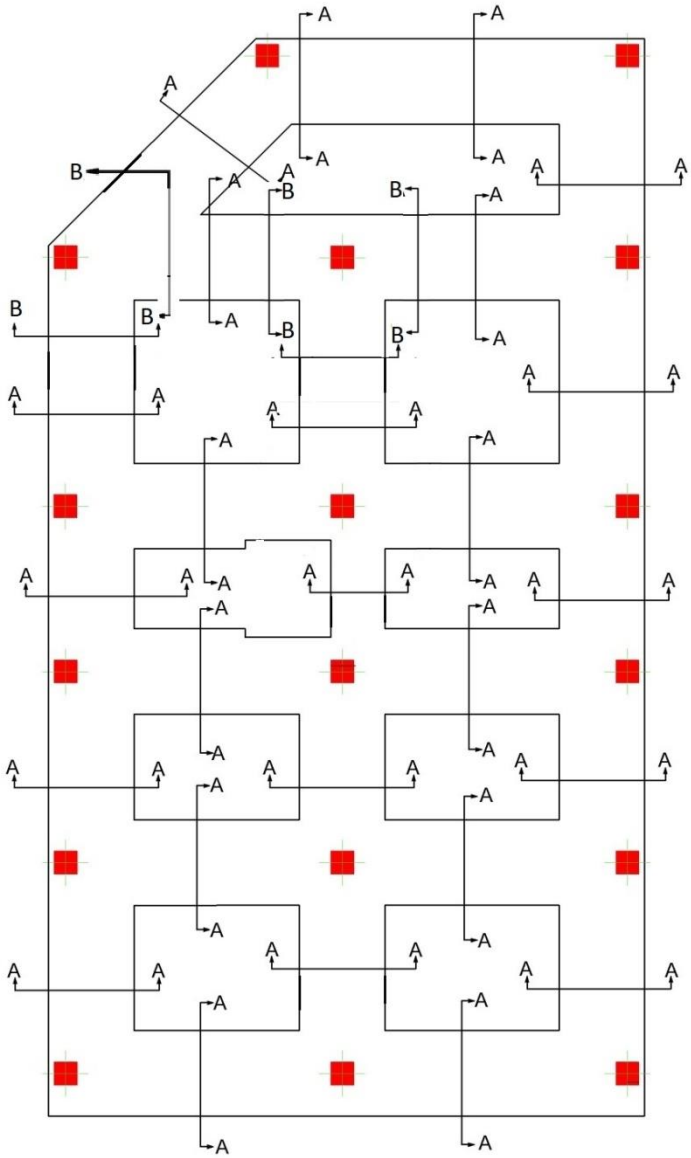
در اینجا باید نقشه های جزئیات مربوط به فونداسیون با توجه به خروجی داده های نرم افزار ترسیم گردد. این نقشه ها شامل پلان مقطع فونداسیون و برش از قسمت های مختلف آن که باید جزئیات آرماتورگذاری در محل برش خورده و محدوده محل برش را نشان دهد. چنانچه از مرحله طراحی مضمون بند ۴-۱۱-۱ به یاد داشته باشید ، ما میلگردهای مورد نیاز برای فونداسیون را نمره ۱۸ به فاصله (مرکز تا مرکز) هر ۱۵ سانتیمتر درنظر گرفتیم. همچنین اگر به یاد داشته باشید ، پوشش بتن را برابر ۷/۵ سانتیمتر و قطر آرماتور برشی را نیز برابر ۱۰ درنظر گرفتیم.

پس برای محاسبه اینکه چه تعداد میلگرد برای شبکه بالایی و پائینی فونداسیون در هر مسیر نوار نیاز است باید به طریق زیر عمل کنیم :

۲×۹Ø۱۸ : مورد استفاده $\Longrightarrow$ ۹/۱۳ = ۱۵÷ ((۲×۱)-(۲ × ۷/۵) - ۱۵۰)

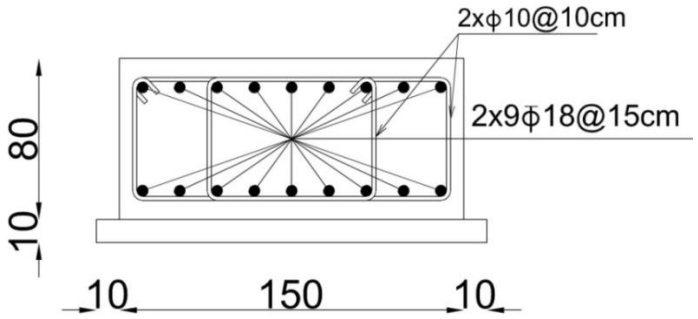
پس با توجه به تعداد بدست آمده فاصله میلگردها از همدیگر کمتر از ۱۵ سانتیمتر خواهد شد. این امر در اجرا کاملاً طبیعی است و به دفعات اتفاق می افتد.

برای ترسیم نقشه های جزئیات لازم است ابتدا پلان فونداسیون مطابق شکل ۴-۶۲ با مقیاس مناسب ترسیم شده و بسته به نیاز اینکه در کدام قسمت های مقطع آرماتور طولی یا برشی تقویت مورد نیاز است مسیر برش مشخص شده و جزئیات مربوط به مسیر برش ترسیم شود.

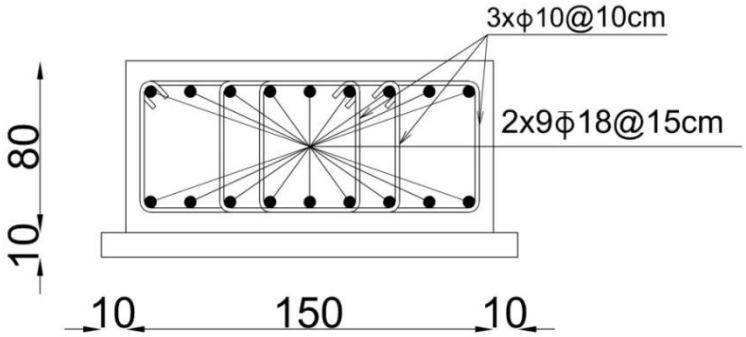


شکل ۴-۶۲ پلان فونداسیون

همانطور که در شکل ۴-۶۲ مشاهده می کنید ، دو نوع مسیر برش A-A و B-B داریم که با توجه به طراحی از قبل انجام شده آرماتورگذاری در مسیر برش B- B با توجه به کنترل برش پانچ از قبل انجام شده به فاصله یک متر از بر تکیه گاه باید خاموت های برشی بصورت سوبل بکار برده شود. جزئیات مسیرهای برش گفته شده مطابق شکل های ۴-۶۳ و ۴-۶۴ می باشد.



شکل ۴-۶۳ ، برش A-A



شکل ۴-۶۴ ، برش B-B

در مورد مسیر نوار محدوده بین ستون های D۳ و D۴ همانطور که ملاحظه می کنید ، عرض نوار پی بدلیل قرارگیری چاله آسانسور کمتر از بقیه قسمت های دیگر است. بنابراین می بایست بدلیل متفاوت بودن این قسمت با بقیه قسمت های دیگر ، یک مسیر خط برش جداگانه برای آن درنظر گرفته می شد. اما بدلیل کمبود فضای نقشه امکان نمایش مسیر خط برش جداگانه برای این قسمت وجود نداشت. ولی چنانچه دقت کنید ، خواهید دید که نحوه آرماتورگذاری طولی و عرضی همانند بقیه قسمت های دیگر پی می باشد با این تفاوت که عرض پی در این قسمت کمتر از بقیه قسمت های دیگر می باشد.

٤-۱۳- چاپ اطلاعات خروجی SAFE و نحوه تهیه و آماده سازی دفترچه محاسبات :

٤-۱۳-۱- چاپ اطلاعات خروجی SAFE :

در اینجا نیز همانند Etabs باید یکسری اطلاعات را چاپ گرفته شود تا دفترچه محاسباتی که قبلاً درموردش صحبت شد تکمیل گردد. این اطلاعات شامل موارد زیر می باشد :

- ✓ نتایج کنترل تنش خاک
- ✓ نتیجه کنترل برش پانچ
- ✓ نقشه های جزئیات

– نحوه چاپ اطلاعات : اطلاعات باید در کاغذ A۴ و یا A۳ و یا هر کاغذ دیگر متناسب با مقیاس نقشه چاپ گرفته شود.

- ✓ نتیجه کنترل تنش خاک را به همان صورت که تحت عنوان ترکیب بار Envelope مشاهده کردید ، مجدداً در حالت نمایش قرار داده و با استفاده از گزینه Print Graphics از منوی File آنها را به ترتیب چاپ بگیرید.
- ✓ نتیجه کنترل برش پانچ جهت چاپ مضمون شکل ۴-۵۸ می باشد که همانند کنترل تنش خاک چاپ گرفته خواهد شد. همچنین باید محاسبات مربوط به حذف برش پانچ مربوط به استفاده از میلگرد برشی اضافه که در صفحه های ۲۳۸ و ۲۳۹ این کتاب انجام شده است ، در فایل دفترچه محاسبات قرار داده شود.

- ✓ چاپ نقشه های جزئیات هم که دیگر نیاز به توضیح ندارند و باید همانند آنچه که در اشکال ۴-۶۲ ، ۴-۶۳ و ۴-۶۴ نشان داده شده است با ذکر نام آن نقشه و مقیاس مناسب چاپ گرفته شود.

٤-۱۳-۲- نحوه تهیه و آماده سازی دفترچه محاسبات :

پس از چاپ خروجی اطلاعات هر دو نرم افزار Etabs و Safe باید آنها را مرتب و دسته بندی کرد تا دفترچه محاسبات موردنظر آماده گردد. ترتیب قرارگیری اطلاعات چاپ گرفته شده به شرح زیر می باشد :

۱- مشخصات پروژه شامل نام پروژه و آدرس آن ، نوع کاربری ، نام کارفرما ، نام مهندس طراح و نام مهندس محاسب

۲- نمای سه بعدی اسکلت سازه

۳- اطلاعات و مشخصات معماری و سازه ای پروژه مضمون بند ۲-۱ فصل دوم

۴- اطلاعات مربوط به بارگذاری زنده مضمون بند ۲-۴-۱ فصل دوم

۵- نقشه های جزئیات بارگذاری عمومی سازه مضمون بند ۲-۴-۲ فصل دوم

۶- محاسبه بارگذاری زلزله مضمون بند ۳-۳-۱-۳-۱ فصل سوم

۷- Elevation از تمام محورها جهت نمایش ابعاد مقاطع تیرها و ستون ها

۸- Elevation از تمام محورها جهت نمایش تنش ستون ها

۹- نتیجه کنترل جابه جایی مضمون بند ۳-۱۱-۳ فصل سوم

۱۰- نتیجه کنترل واژگونی مضمون بند ۳-۱۱-۴ فصل سوم

۱۱- نتایج کنترل تنش خاک تحت همه ترکیب بارهای موردنظر

۱۲- نتایج کنترل برش پانچ (ابتدا شکل ۴-۵۸ و بعد محاسبات مربوط به حذف برش پانچ مربوط به استفاده از میلگرد برشی اضافه)

۱۳- نقشه های جزئیات به ترتیب زیر :

- پلان موقعیت ، پلان معماری پارکینگ و طبقات ، حداقل یک نما و یک برش از پلان
- جزئیات تمام ستون ها
- جزئیات تمام تیرها
- پلان فونداسیون که میلگردهای تقویتی در جهت های X و Y را نشان دهد. (شکل ۴-۶۲)
- جزئیات فونداسیون (اشکال ۴-۶۳ و ۴-۶۴)