

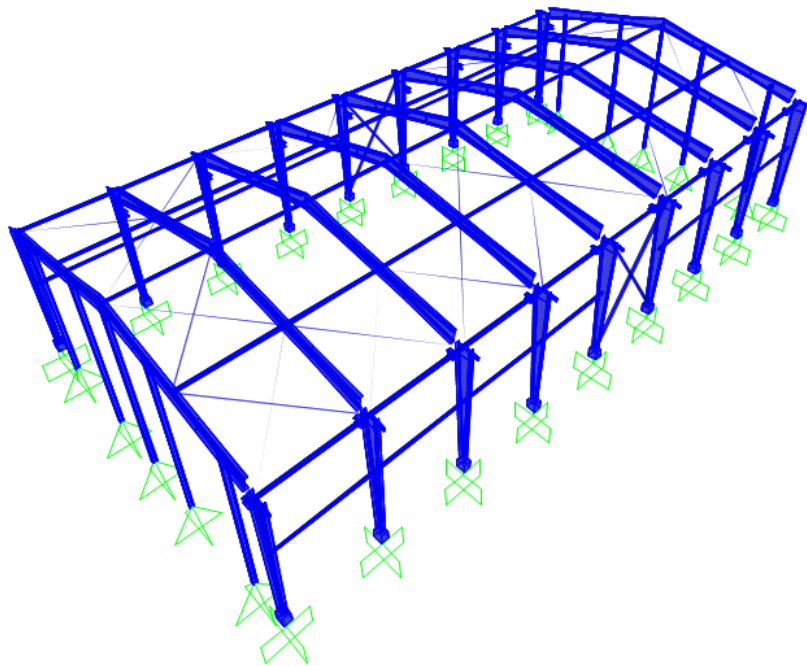
به نام یگانه معمار هستی



دانشکده‌ی مهندسی-گروه مهندسی عمران

گزارش کار مربوط به پروژه‌ی درس طراحی سازه‌های صنعتی

طراحی سوله‌ی صنعتی



زمستان ۱۳۹۷

فهرست

۱- مقدمه	۱
۱-۱- مشخصات پروژه	۱
۲-۱- مشخصات مصالح	۲
۳-۱- اهداف پروژه	۲
۴-۱- آیین‌نامه‌های مورد استفاده	۲
۵-۱- روند انجام پروژه	۲
۲- بارگذاری سوله	۳
۱-۲- بارهای ثقلی	۳
۱-۱-۲- بار مرده	۳
۲-۱-۲- بار زنده	۵
۳-۱-۲- بار برف	۵
۲-۲- بارگذاری جانبی	۸
۱-۲-۲- بارگذاری باد	۸
۲-۲-۲- بار زلزله	۱۳
۳-۲- بار حرارت و نشست تکیه‌گاهی	۱۵
۳- تحلیل تقریبی ساختمان	۱۶
۱-۳- بار مرده	۱۶
۲-۳- بار زنده	۱۸
۳-۳- بار برف	۱۹
۴-۳- بار زلزله	۱۹
۵-۳- خلاصه‌ی نتایج تحلیل	۲۱
۴- طراحی اولیه	۲۳
۱-۴- طراحی تیرهای شیب‌دار (Rafters)	۲۳
۲-۴- طراحی ستون	۲۸
۳-۴- طراحی مهاربندهای قائم	۳۱
۴-۴- طراحی استرات‌های دهانه‌ی مهاربندی	۳۱
۵-۴- طراحی مقطع پداستال بتنی	۳۲

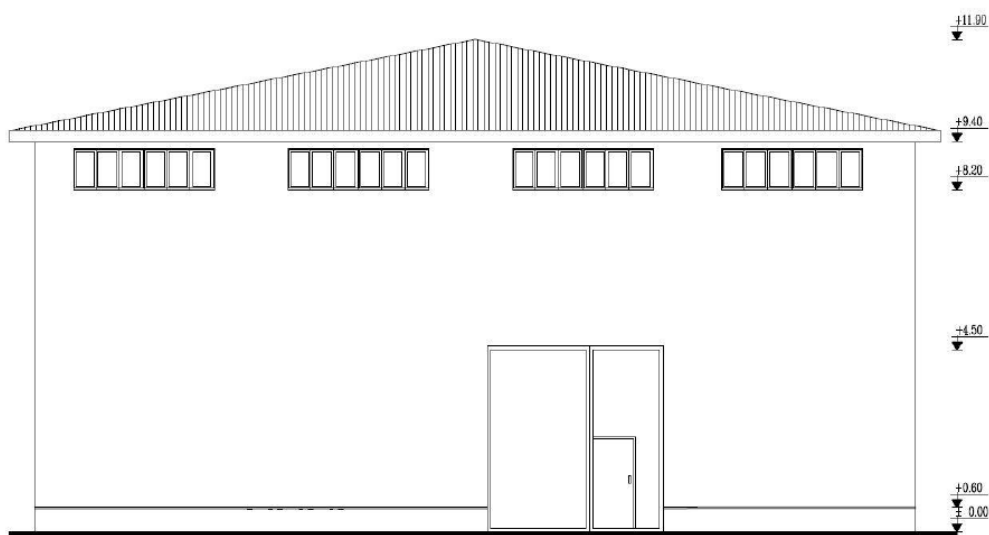
۳۳	۵- تحلیل و طراحی در نرم افزار SAP2000
۳۳	۵-۱- مدل سازی هندسه ی سوله
۳۵	۵-۲- تعریف بار و بارگذاری
۴۶	۵-۳- تحلیل
۴۸	۵-۴- طراحی
۵۷	۶- کنترل های سوله
۵۷	۶-۱- کنترل خیز ناشی از بارهای ثقلی
۵۸	۶-۲- کنترل تغییرشکل سازه تحت بار جانبی بار باد بهره برداری
۶۱	۶-۲- کنترل تغییر مکان جانبی در اثر زلزله
۶۴	۶-۳- کنترل ستون ها برای زلزله ی تشدید یافته
۶۵	۷- طراحی اتصالات
۶۵	۷-۱- طراحی اتصال ستون به تیر شیب دار در شانه
۶۵	۷-۱-۱- محدودیت فواصل پیچ ها
۶۵	۷-۱-۲- تعیین نیروهای طراحی اتصال
۶۶	۷-۱-۳- تعیین هندسه ی اولیه ی اتصال
۶۷	۷-۱-۴- کنترل تعداد پیچ ها
۶۹	۷-۱-۵- کنترل هندسه ی پیچ ها
۶۹	۷-۱-۶- کنترل ضخامت ورق انتهایی
۷۱	۷-۱-۷- کنترل چشمه ی اتصال و لزوم تعبیه ی ورق مضاعف جان
۷۳	۷-۱-۸- کنترل لزوم تعبیه ی ورق پیوستگی
۷۶	۷-۲- طراحی گیرتهای دیوار ساندویچ پنل
۷۸	۷-۳- اتصال واپست
۷۹	۷-۳-۱- کنترل فاصله ی بادخور و طول سوراخ لوبیایی
۸۰	۷-۳-۲- مقاومت برشی ورق اتصال
۸۰	۷-۳-۳- کنترل بعد جوش
۸۱	۷-۴- کنترل پایداری سازه
۸۱	۸- جرثقیل
۸۸	۹- طراحی پی

۱- مقدمه

۱-۱- مشخصات پروژه

پروژه‌ی انجام شده مربوط به یک سوله‌ی صنعتی در حومه‌ی شهر رشت است. سیستم سازه‌ای سوله در جهت عرضی، قاب خمشی معمولی و در جهت عرضی، قاب مهاربندی همگرای معمولی می‌باشد. سقف سوله از پنل‌های ساندویچی سبک تشکیل شده است. دیوارها تا ارتفاع ۴/۵ متری از تراز صفر، به صورت آجرکاری با آجر نسوز و بخش باقی‌مانده نیز به شکل پنل‌های ساندویچی می‌باشند. مشخصات هندسی سوله در جدول زیر ارائه شده است. در شکل زیر نیز نمایی از قاب انتهایی ساختمان صنعتی همراه با کدهای ارتفاعی آن نشان داده شده است.

عرض ساختمان صنعتی	۲۵ متر
طول ساختمان صنعتی	۴۸ متر
ارتفاع شانه‌ی ساختمان صنعتی از تراز پایه	۹/۴ متر
ارتفاع تاج ساختمان صنعتی از تراز پایه	۱۱/۹ متر
فاصله‌ی قاب‌های مجاور	۶ متر
تعداد قاب‌ها	۹
زاویه‌ی شیب بام	۱۱/۳ درجه
طول بخش غیر منشوری رفته	۰/۳ طول کل رفته با مقطع غیر منشوری



۲-۱- مشخصات مصالح

ساختمان صنعتی مورد نظر بر روی خاک تیپ III (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰) قرار گرفته است. فولاد مصرفی در این پروژه از نوع ST37 به ترتیب با مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی، ۲۴۰۰ و ۳۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد. برای پداسال‌ها و فونداسیون نیز از بتنی با مقاومت ۲۵ مگاپاسکال استفاده شده است. برای مسلح کردن بتن نیز از میگرده‌های AII و AIII به ترتیب با مقاومت ۴۰۰ و ۳۴۰ مگاپاسکال برای میلگردهای طولی و خاموت‌ها استفاده می‌شود. مقاومت خاک نیز ۰/۸ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است.

۳-۱- اهداف پروژه

- باز طراحی هر تیپ از سوله‌ها (قاب‌های انتهایی و میانی)
- کنترل اعضای طراحی شده
- طراحی سوله‌ها بر اساس بارگذاری باد مبحث ششم ۱۳۹۲ و کنترل آن با پیش‌نویس مبحث ششم ۱۳۹۶
- طراحی سوله‌ها بر اساس بارگذاری زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم
- طراحی یک نمونه از دیوارها (مشخصات دیوار، مهارهای دیوارها و اتصالات و مهارهای دیوارها)
- طراحی یک نمونه از اتصالات مربوط به قاب عرضی سوله (تاج سوله یا محل اتصال تیرهای مایل عرضی به ستون)
- طراحی و کنترل فونداسیون
- طراحی یک نمونه جرثقیل سقفی

۴-۱- آیین‌نامه‌های مورد استفاده

به منظور انجام این پروژه از آیین‌نامه‌ها و مقررات ملی ساختمان ایران استفاده شده است. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ و پیش‌نویس ویرایش ۹۶ به منظور بارگذاری و مبحث دهم این مقررات و آیین‌نامه‌ی AISC360-10 نیز برای طراحی اجزای فولادی سازه مورد استفاده قرار گرفته‌اند. برای طراحی پداسال‌های بتنی و پی سوله نیز از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه‌ی ACI380-11 استفاده شده است. در بحث بارهای لرزه‌ای نیز از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم مورد استفاده قرار گرفته است.

۵-۱- روند انجام پروژه

در این گزارش، روند انجام پروژه مربوط به یک سوله‌ی صنعتی بیان خواهد شد. در ابتدا بارهای ثقلی شامل بار مرده، بار زنده و نیز بار برف و پس از آن بارهای جانبی شامل بار باد و بار زلزله مطابق با شرایط سازه محاسبه خواهند شد. پس از تعیین این نیروها، تحلیل تقریبی قاب پرتال عرضی سازه انجام و بر اساس این تحلیل، سازه طراحی می‌گردد. پس از آن، به مدل‌سازی سوله در نرم‌افزار المان محدودی Sap2000 و تحلیل استاتیکی خطی در آن پرداخته می‌شود و در نهایت پس از مشخص شدن مقاطع نهایی قاب‌های اصلی، اتصالات و نیز فونداسیون به صورت دستی طراحی خواهد شد. علاوه بر این، دیوارهای راستای عرضی و اتصالات و مهارهای آن‌ها نیز مشخص می‌شوند.

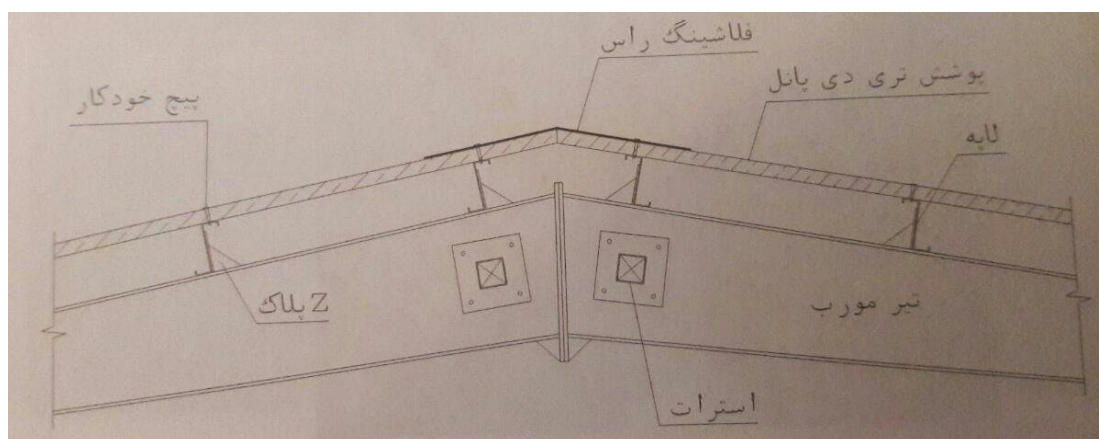
۲- بارگذاری سوله

۲-۱- بارهای ثقلی

بارهای ثقلی شامل بارهای مرده، زنده و برف می‌باشند. بار مرده نیز از بار مرده‌ی سقف و دیوارهای پیرامونی تشکیل می‌گردد که با توجه به جزئیات آن‌ها به دست می‌آید. بار زنده در این سازه شامل بار زنده‌ی بام و بار زنده‌ی کف سوله و نیز بار برف شامل بار متوازن و نامتوازن آن خواهد بود.

۲-۱-۱- بار مرده

بار مرده‌ی سقف با توجه به جزئیات نشان داده شده در شکل و فایل اکسل ضمیمه شده به دست می‌آید. وزن واحد سطح اجزای سقف نیز در جدول زیر ارائه شده است.

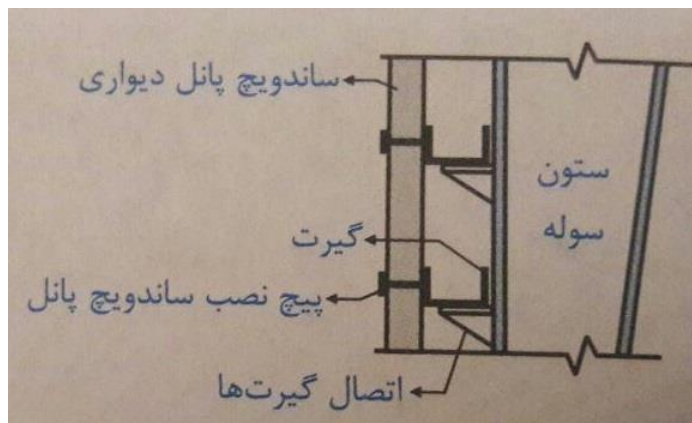


بار مرده اجزا (kg/m^2)	اجزا	
۴/۷۱	ورق فوقانی و تحتانی	ساندویچ پنل سقفی
۲	فوم میانی	
۱۰	فلاشینگ، آویزها و تاسیسات آویزی از سقف	
۱۰/۳۶	لاپه‌ها	
۲	اتصالات لاپه‌ها	
۰/۹۵	مهار عرضی	
۲	مهاربند سقفی و اتصالات	
۳۶/۷۳	مجموع	

با توجه به وزن واحد سطح به دست آمده برای بام و در جهت اطمینان آن‌را برابر با ۴۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر می‌گیریم.

برای دیوار با پنل ساندویچی سبک و دیوار آجری نیز وزن واحد سطح را با توجه به جزئیات آن‌ها مطابق جداول زیر تعیین می‌نماییم که بر اساس آن‌ها وزن واحد سطح دیوار با پنل ساندویچی سبک و دیوار آجری را به ترتیب برابر ۴۰ و ۶۷۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر خواهیم گرفت.

شکل زیر جزئیات اتصال دیوار ساندویچ پنل به ستون سوله را نشان می‌دهد.



دیوار سبک ساندویچی	
اجزا	بار مرده اجزا (kg/m ²)
وزن تاسیسات احتمالی	۱۰
وزن ساندویچ پنل	۱۱/۰۲
گیرت‌ها	۱۰/۳۶۲
اتصالات گیرت‌ها	۲
میل مهارها	۱
مجموع	۳۴/۳۸۲

دیوار آجری	
اجزا	بار مرده اجزا (kg/m ²)
آجرکاری	۶۴۷/۵
تاسیسات	۱۰
مجموع	۶۵۷/۵

۲-۱-۲- بار زنده

به منظور در نظر گرفتن بار زنده با توجه به مبحث ششم برای بام و کف سوله از جدول (۶-۵-۱) استفاده می‌شود. مطابق با این جدول، حداقل مقدار بار زنده‌ی گسترده‌ی یکنواخت برای بام با پوشش سبک برابر با 50 kgf/m^2 و برای کف کارگاه‌های صنعتی سنگین برابر با 1200 kgf/m^2 می‌باشد.

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_0 و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۱	بام‌ها		
۱-۱	بام‌های معمولی تخت، شیب‌دار و قوسی	$1.5^{(1)}$	۱٫۳
۲-۱	بام با پوشش سبک	۰٫۵	۱٫۳
۳-۸	کارگاه‌های صنعتی سنگین	$12^{(2)(3)(6)}$	۱۴

۲-۱-۳- بار برف

بار برف متوازن روی بام مطابق رابطه‌ی (۶-۷-۱) از مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۲، به صورت زیر محاسبه خواهد شد:

۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به شیب و دمای بام، برف‌گیری، و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۶-۷-۱ تعیین می‌شود:

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g \quad (1-7-6)$$

که در آن:

I_s - ضریب اهمیت طبق بخش ۶-۷-۲

C_e - ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_t - ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s - ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

*برای شهر رشت که با توجه به جدول (۶-۷-۱) در منطقه‌ی ۵ (برف سنگین) قرار می‌گیرد؛ بار برف روی زمین (P_g) برابر 200 kg/m^2 خواهد بود.

منطقه	شهر	ردیف
۵	رشت	۶۱

*ضریب برف‌گیری (C_e)، با در نظر گرفتن گروه ناهمواری زیاد (حومه‌ی شهر) و بام نیمه برف‌گیر (عدم اطلاع دقیق از وضعیت ساخت و ساز آینده و سازه‌های موجود) مطابق جدول (۶-۷-۲) برابر ۱ خواهد بود.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
زیاد	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۲
متوسط	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
کم	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰

*ضریب اهمیت ساختمان صنعتی در برابر برف (I_s) با توجه به قرار گرفتن آن در گروه خطرپذیری ۳ (مطابق جدول (۶-۱-۱)) با توجه به جدول (۶-۱-۲) برابر با ۱ خواهد بود.

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۶-۱-۱	ضریب اهمیت بار لرزه‌ای، I_e	ضریب اهمیت بار باد، I_w	ضریب اهمیت بار یخ، I_i	ضریب اهمیت بار برف، I_s
۱	۱٫۴	۱٫۲۵	۱٫۲۵	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲۵	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

*ضریب شرایط دمایی (C_t) با توجه به این که در سوله‌های صنعتی دمای داخل در بیش‌تر موارد بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگه داشته می‌شود، با توجه به جدول (۶-۷-۳) برابر ۱/۱ خواهد بود.

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، C_t

۱٫۰	تمام ساختمان‌های به‌جز موارد زیر
۱٫۱	سازه‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.
۱٫۲	سازه‌های با زیر بام باز و سازه‌های بدون گرمایش
۱٫۳	سازه‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگهداشته می‌شود

*با توجه به قرار گرفتن پوشش بام در حالت بام لغزنده و ضریب دمایی برابر با ۱/۱، مقدار α_0 برای محاسبه‌ی ضریب شیب (C_s) برابر با ۱۰ درجه خواهد بود؛ با در نظر گرفتن شیب ۱۱/۳ درجه برای سقف سوله، مقدار این ضریب با استفاده از حالت (ب) رابطه‌ی (۶-۷-۴) برابر ۰/۹۷۸ به دست می‌آید.

$$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{70 - \alpha_0} \quad \alpha_0 < \alpha < 70^\circ \quad (۶-۷-۴ - ب)$$

با توضیحات ارائه شده در بالا مقدار بار برف متوازن در این پروژه برابر با 151 kg/m^2 می‌باشد.

با توجه به شیب بام که برابر $\tan(11.3) = 0.2 = 20\%$ است، بین شیب‌های ۴ تا ۶۰ درجه است، مطابق با بند (۶-۷-۸-۱) نیاز به اعمال بار برف نامتوازن وجود دارد. برای مقادیر h_u بزرگ‌تر از ۶ متر که در این پروژه نیز ناین حالت برقرار است ($h_u = 12/5$), در وجه رو به باد، بار یکنواختی برابر با $0.3P_r$ و در وجه پشت به باد، یک بار یکنواخت برابر P_r و اضافی سرباری به مقدار برابر با $\gamma h_d \sqrt{i}$ در فاصله افقی $(3\sqrt{i})$ از تاج شیب به سمت پای شیب وارد می‌گردد.

مقدار h_d مطابق مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۲ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$h_d = 0.12 \sqrt[3]{l_u} \sqrt[4]{10 \cdot P_g + 50} - 0.5 \quad (6-7-5)$$

لذا داریم:

$$h_d = 0.12 \times \sqrt[3]{12.5} \times \sqrt[4]{100 \times 2 + 50} - 0.5 = 0.607 \text{ m}$$

$$i = \tan(11.3) = 0.2 = 20\%$$

وزن مخصوص برف نیز از رابطه (۶-۷-۳) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\gamma = 0.43 \times 2 + 2.2 = 3.06 \text{ KN/m}^3 = 306 \text{ kgf/m}^3$$

مقادیر بار نامتوازن برف به صورت زیر می‌باشند:

$$0.3 \times P_r = 0.3 \times 151 = 45.3 \text{ kgf/m}^2$$

$$\gamma h_d \sqrt{i} = 306 \times 0.607 \times \sqrt{0.2} = 83.1 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{8h_d}{3\sqrt{i}} = \frac{8 \times 0.607}{3 \times \sqrt{0.2}} = 3.62 \text{ m}$$

لذا می‌توان گفت که برای بار نامتوازن برف در وجه رو به باد، بار یکنواخت $45/3 \text{ kgf/m}^2$ و در وجه پشت به باد در فاصله $3/62$ متری از تاج شیب به سمت پای شیب، بار یکنواخت $234/1 \text{ kgf/m}^2$ و در قسمت باقی‌مانده 151 kgf/m^2 در نظر گرفته می‌شود.

۲-۲- بارگذاری جانبی

بارگذاری جانبی سوله شامل بار باد و بار زلزله خواهد بود. بار باد بر اساس مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۲ به دست آمده و با مقادیر به دست آمده با ویرایش ۱۳۹۶ مقایسه می‌گردد. برای محاسبه‌ی بار باد در دو راستای متعامد نیز از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ و تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده خواهیم کرد.

۱-۲-۲- بارگذاری باد

مطابق با بند (۶-۱۰-۲) از مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۲ مقدار فشار خارجی و داخلی ناشی از باد بر ساختمان‌ها و سازه‌ها به دست می‌آید. برای محاسبه‌ی این نیروها از برنامه‌ی نوشته شده تحت اکسل استفاده نموده‌ایم.

۶-۱۰-۲ فشار ناشی از باد بر ساختمان‌ها و سازه‌ها

فشار خارجی یا مکش تحت باد بر روی جز یا کل سطح یک ساختمان باید با استفاده از رابطه ذیل بدست آید.

$$p = I_w q C_e C_g C_p \quad (۶-۱۰-۱)$$

فشار خالص ناشی از باد بر یک جزء یا تمام سطح یک ساختمان از جمع جبری فشار و مکش بدست می‌آید. فشار یا مکش داخلی در اثر باد از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$p_i = I_w q C_e C_{gi} C_{pi} \quad (۶-۱۰-۲)$$

مقادیر مربوط به پارامترهای بالا را به ترتیب بررسی و مقادیر مربوط به آن‌ها را در ادامه مشخص خواهیم کرد.

محاسبه‌ی فشار باد خارجی سوله:

* ضریب اهمیت برای باد (I_w) مطابق با جدول (۶-۱-۲) و با توجه به قرار گرفتن ساختمان در گروه ۳، برابر با ۱ خواهد بود.

جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۱-۶	ضریب اهمیت بار لززه‌ای، I_e	ضریب اهمیت بار باد، I_w	ضریب اهمیت بار یخ I_i	ضریب اهمیت بار برف، I_s
۱	۱٫۴	۱٫۲۵	۱٫۲۵	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲۵	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸

* فشار مبنای باد (q) با توجه به قرار گرفتن سوله در شهر رشت مطابق جدول (۶-۱۰-۲) و با در نظر گرفتن ضریب ۰/۷۷۲ مطابق با اصلاحیه‌ی مبحث ششم برابر با $۳۸/۳ \text{ kgf/m}^2$ خواهد بود.

* با توجه به این که سوله‌ی مورد نظر در گروه ساختمان‌های کوتاه مرتبه قرار دارد، ارتفاع مبنای مورد نظر (h) مطابق بند (۶-۱۰-۵)، برابر بزرگ‌ترین مقدار ارتفاع متوسط یا ۶ متر خواهد بود. لذا داریم:

$$h = \max \left(\frac{9.4 + 11.9}{2} = 10.65, 6 \right) = 10.65 \text{ m}$$

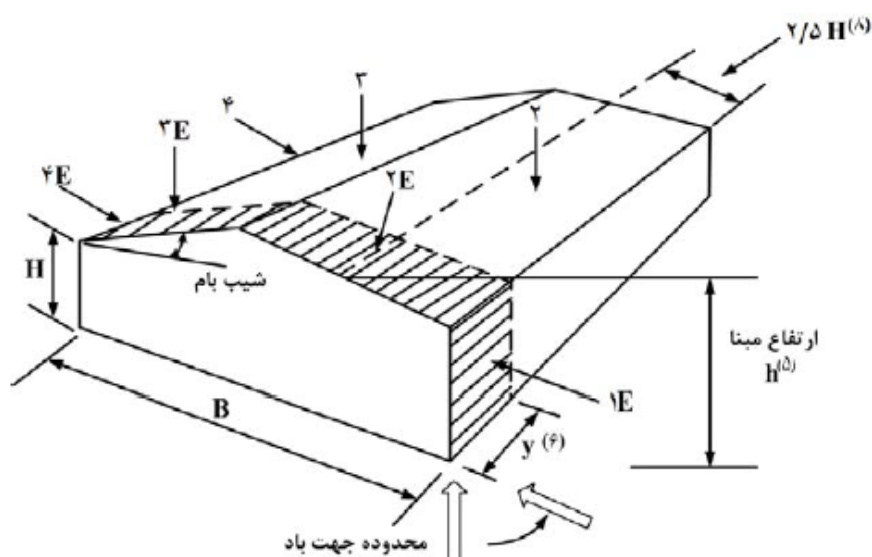
* پس از محاسبه‌ی ارتفاع مبنا و با توجه به قرار گرفتن سوله در زمین پرتراکم (حومه‌ی شهری)، ضریب بادگیری (C_e) به صورت زیر محاسبه خواهد شد.

$$C_e = \max \left(0.7, 0.7 \times \left(\frac{h}{12} \right)^{0.3} = 0.7 \times \left(\frac{10.65}{12} \right)^{0.3} = 0.675 \right) = 0.7$$

* ضرایب اثر جهشی باد (C_g) و فشار خارجی (C_p) در ساختمان‌های کوتاه مرتبه به صورت یک ضریب ترکیبی $C_p C_g$ مطابق با ضرایب ارائه شده در شکل (۶-۱۰-۲) برای دو جهت وزش باد (عمود بر خط الراس و موازی با خط الراس) در نواحی مختلف از سوله به دست می‌آیند.

در جهت عمود بر لبه:

بارگذاری الف: باد عموماً عمود بر لبه



شیب بام	سطوح ساختمان							
	۱	۱E	۲	۲E	۳	۳E	۴	۴E
۵° تا ۰°	۰٫۷۵	۱٫۱۵	-۱٫۳	-۲٫۰	-۰٫۷	-۰٫۳	-۰٫۵۵	-۰٫۸
۲۰°	۱	۱٫۵	-۱٫۳	-۲٫۰	-۰٫۹	-۱٫۳	-۰٫۸	-۱٫۲
۳۰° تا ۴۵°	۱٫۰۵	۱٫۳	۰٫۴	۰٫۵	-۰٫۸	-۱٫۰	-۰٫۷	-۰٫۹
۹۰°	۱٫۰۵	۱٫۳	۱٫۰۵	۱٫۳	-۰٫۷	-۰٫۹	-۰٫۷	-۰٫۹

با توجه به شیب بام سوله که برابر با ۱/۳ درجه می‌باشد، مقادیر به دست آمده برای این ضرایب که در برنامه‌ی اکسل به دست آمده‌اند، مطابق جدول ارائه شده در صفحه‌ی بعد می‌باشد.

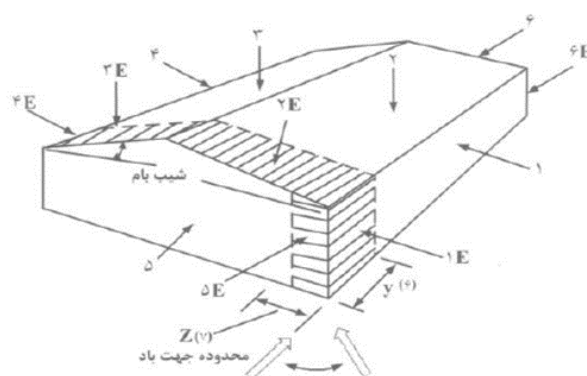
حالات مختلف وزش باد	حالت (الف) جهت باد عمود بر خط الراس							
	۱	۱E	۲	۲E	۳	۳E	۴	۴E
$C_p C_g$	۰/۸۵۵	۱/۲۹۷	-۱/۳	-۲	-۰/۷۸۴	-۱/۱۳	-۰/۶۵۵	-۰/۹۶۸

* بر اساس پیش‌نویس مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۶، ضریب ناهمواری (C_i) با توجه به قرار گرفتن سوله بر روی یک سطح بدون ناهمواری برابر ۱ و ضریب همراستایی (C_d) بر مبنای بند (۶-۱۰-۱۲) از این آیین‌نامه برابر با ۰/۸۵ خواهد بود. قابل ذکر است که سایر ضرایب در این پیش‌نویس نسبت به ویرایش ۱۳۹۲ از این مبحث یکسان خواهند بود.

با توجه به موارد بالا، مقادیر فشار خارجی وارد بر سوله براساس ویرایش‌های ۱۳۹۲ و پیش‌نویس ۱۳۹۶ در جدول زیر خلاصه می‌گردد.

فشار خارجی	۱	۱E	۲	۲E	۳	۳E	۴	۴E
$P \text{ (Kg/m}^2\text{)-92}$	۲۲/۹۳	۳۴/۷۸	-۳۴/۸۵	-۵۳/۶۲	-۲۱/۰۲	-۳۰/۲	-۱۷/۵۶	-۲۵/۹۶
$P \text{ (Kg/m}^2\text{)-96}$	۱۹/۴۹	۲۹/۵۶۲	-۲۹/۶۳	-۴۵/۵۸	-۱۷/۸۷	-۲۵/۷	-۱۴/۹۳	-۲۲/۰۷

در جهت موازی با لبه:



شیب بام	سطوح ساختمان											
	۱	۱E	۲	۲E	۳	۳E	۴	۴E	۵	۵E	۶	۶E
۹۰° تا ۰°	-۰/۸۵	-۰/۹	-۱/۳	-۲/۰	-۰/۷	-۱/۰	-۰/۸۵	-۰/۹	۰/۷۵	۱/۱۵	-۰/۵۵	-۰/۸

مقادیر ضرایب به دست آمده برای نواحی مختلف این سوله مطابق با آیین‌نامه به صورت زیر است:

حالات مختلف وزش باد	حالت (ب) جهت باد موازی با خط الراس											
	۱	۱E	۲	۲E	۳	۳E	۴	۴E	۵	۵E	۶	۶E
$C_p C_g$	-۰/۸۵	-۰/۹	-۱/۳	-۲	-۰/۷	-۱	-۰/۸۵	-۰/۹	۰/۷۵	۱/۱۵	-۰/۵۵	-۰/۸

با توجه به این ضرایب، مقادیر فشار خارجی در اثر وزش باد در جهت موازی با لبه به دست می‌آید.

محاسبه‌ی فشار باد داخلی سوله:

* ضریب فشار داخلی (C_{pi}) مطابق با بند (۶-۱۰-۶) و با توجه به قرار گرفتن سوله در شرایط گروه ۳ در حالت فشار داخلی برابر با $+0/7$ و در حالت مکش داخلی برابر با $-0/7$ می‌باشد.

* ضریب جهشی داخلی (C_{gi}) مطابق بند الف- (۶-۱۰-۴) قسمت (پ) برابر با ۲ در نظر گرفته خواهد شد.

* ارتفاع مبنا برای محاسبه‌ی فشار داخلی نصف ارتفاع پای شیب تا تراز زمین و برابر با $4/7$ متر است که با توجه به آن ضریب بادگیری داخلی (C_e) با استفاده از همان روند استفاده شده در فشار خارجی برابر با $+0/7$ خواهد شد.

با توجه به موارد بالا، فشار باد داخلی وارد بر سوله بر اساس ویرایش‌های ۱۳۹۲ و پیش‌نویس ۱۳۹۶ در جدول زیر خلاصه می‌گردد.

فشار داخلی	در حالت مکش داخلی	در حالت فشار داخلی
$P_i \text{ (Kg/m}^2\text{)}-92$	-۳۷/۵۳۴	۳۷/۵۳۴
$P_i \text{ (Kg/m}^2\text{)}-96$	-۳۱/۹	۳۱/۹

پس از محاسبه‌ی فشارهای خارجی و داخلی باد، برآیند آن‌ها در هر یک از حالت‌های وجود فشار داخلی یا مکش داخلی بررسی خواهد شد و حالت غالب به عنوان فشار خالص باد در ناحیه‌ی مورد نظر می‌باشد.

در جدول ارائه شده در ادامه، نتیجه‌ی نهایی فشار خالص باد در نواحی مختلف بر حسب kg/m^2 گزارش شده است.

مناطق مختلف	فشار خالص در حالت مکش داخل		فشار خالص در حالت فشار داخل	
	ویرایش ۹۲	ویرایش ۹۶	ویرایش ۹۲	ویرایش ۹۶
۱	۶۰/۴۶	۵۱/۳۹	-۱۴/۶۱	-۱۲/۴۱
۱E	۷۲/۳۱	۶۱/۴۶	-۲/۷۵	-۲/۳۴
۲	۲/۶۸۱	۲/۲۷۹	-۷۲/۳۸۷	-۶۱/۵۳
۲E	-۱۶/۱	-۱۳/۶۷	-۹۱/۱۵۴	-۷۷/۴۸
۳	۱۶/۵۱	۱۴/۰۳	-۵۸/۵۶	-۴۹/۷۷
۳E	۷/۳۴	۶/۲۴	-۶۷/۷۳	-۵۷/۵۷
۴	۱۹/۹۷	۱۶/۹۷	-۵۵/۱	-۴۶/۸۳
۴E	۱۱/۵۷	۹/۸۴	-۶۳/۵	-۵۳/۹۶

خلاصه‌ی بارهای بار در حالت وزش در جهت موازی با خط الراس به صورت زیر است:

مناطق مختلف	فشار خالص در حالت مکش داخل		فشار خالص در حالت فشار داخل	
	ویرایش ۹۲	ویرایش ۹۶	ویرایش ۹۲	ویرایش ۹۶
۱	۱۴/۷۴	۱۲/۵۳	-۶۰/۳۲	-۵۱/۳
۱E	۱۳/۴	۱۱/۳۹	-۶۱/۷	-۵۲/۴
۲	۲/۷	۲/۲۸	-۷۲/۴	-۶۱/۵۳
۲E	-۱۶/۱	-۱۳/۷	-۹۱/۱۵	-۷۷/۵
۳	۱۸/۸	۱۵/۹۵۲	-۵۶/۳	-۴۷/۹
۳E	۱۰/۷	۹/۱۱	-۶۴/۳۴	-۵۴/۷
۴	۱۴/۷۴	۱۲/۵۳	-۶۰/۳۲	-۵۱/۳
۴E	۱۳/۴	۱۱/۳۹	-۶۱/۷	-۵۲/۴
۵	۵۷/۶۴	۴۹	-۱۷/۴۳	-۱۴/۸
۵E	۶۸/۴	۵۸/۱۱	-۶/۷	-۵/۷
۶	۲۲/۸	۱۹/۳۷	-۵۲/۳	-۴۴/۴۴
۶E	۱۶/۱	۱۳/۷	-۵۹	-۵۴/۱۳

۲-۲-۲- بار زلزله

مطابق با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، بار زلزله را در دو جهت متعامد برای انجام تحلیل استاتیکی خطی به دست می‌آوریم. مطابق با بند (۳-۱-۳) از استاندارد ۲۸۰۰، مقدار برش پایه ضریبی از وزن مؤثر لرزه‌ای سازه خواهد بود که این ضریب، ضریب زلزله‌ی سازه نامیده می‌شود.

$$V_H = CW \quad (1-3)$$

در این رابطه:

V_H : نیروی برشی درحد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W : وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۱-۳). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۲) به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_H} \quad (2-3)$$

در این رابطه:

A : نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B : ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۲-۲)

I : ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۲-۳-۴)

R_H : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۲-۳-۵)

در ادامه به بررسی هریک از پارامترهای مربوط به ضریب زلزله‌ی سوله خواهیم پرداخت.

* نسبت شتاب مبنای طرح (A)، با توجه به پیوست ۱ این استاندارد و قرار گرفتن شهر رشت در منطقه با خطر نسبی زلزله‌ی زیاد برابر با ۰/۳ خواهد بود.

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
				گیلان	رشت	۲۵

* ارتفاع سازه از تراز پایه (H) با توجه به شیب‌دار بودن سقف سوله، برابر ارتفاع میانه‌ی تاج و مقدار آن ۱۰/۶۵ متر است.

* این سوله در دو راستا دارای دو سیستم لرزه‌بر مختلف است؛ به این صورت که در راستای عرضی (Y)، به صورت قاب خمشی معمولی و در راستای طولی (X) به صورت قاب مهاربندی همگرای معمولی می‌باشد.

* مقدار زمان تناوب تجربی سازه مطابق با بند (۳-۳-۳-۱) و با صرف نظر از اثر میانقاب به صورت زیر محاسبه می‌شود:

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۲-۵)، به‌غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۵-۳)$$

$$T_x = 0.05 \times 10.65^{0.75} = 0.295 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.08 \times 10.65^{0.75} = 0.472 \text{ sec}$$

لذا مقدار زمان تناوب تجربی در راستای طولی و عرضی به ترتیب ۰/۲۹۵ و ۰/۴۷۲ ثانیه می‌باشد.

با توجه به این سوله در ناحیه‌ای با خاک تیپ ۳ قرار دارد و مطابق جدول (۲-۲) استاندارد ۲۸۰۰:

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T _s	T ₀	نوع زمین
S ₀	S	S ₀	S			
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۱	۱/۷۵	۱/۳	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

در نتیجه بر اساس **رابطه‌ی (۲-۳)**، مقدار N برابر با ۱ و بر اساس **رابطه‌ی (۲-۲)**، مقدار B_1 برابر با $2/75$ خواهد شد؛ که در نهایت بر اساس **رابطه‌ی (۱-۲)**، مقدار ضریب بازتاب، B ، برابر با $2/75$ به دست می‌آید.

* ضریب اهمیت سوله، I ، با توجه به قرار گرفتن آن در گروه سوم ساختمان‌ها از لحاظ اهمیت، مطابق با **جدول (۳-۳)** برابر با ۱ خواهد بود.

* با توجه به سیستم‌های سازه‌ای در نظر گرفته شده برای سوله در دو رستا مقادیر ضریب رفتار، R_{II} ، برای این دو سیستم مهار جانبی مطابق با **جدول (۴-۳)** برابر $3/5$ می‌باشد.

لذا با توجه به مقادیر فوق، مقدار ضریب زلزله در راستای طولی (x) و عرضی (y) مطابق رابطه‌ی **(۳-۳)**، مطابق زیر به دست می‌آید:

$$C_x = C_y = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{3.5} = 0.236$$

با ضرب کردن این ضریب در وزن لرزه‌ای سوله، مقدار برش پایه مربوط به آن به دست خواهد آمد که در ادامه به منظور تحلیل تقریبی سازه تحت زلزله از آن استفاده خواهیم کرد.

۲-۳- بار حرارت و نشست تکیه‌گاهی

به منظور در نظر گرفتن اثرات تغییرات دمایی منطقه بر روی المان‌های سازه‌ای سوله، **۲۵ درجه سانتی‌گراد** اختلاف دمای افزایشی و نیز کاهش‌ی را به تمام المان‌ها وارد خواهیم کرد.

با توجه به فایل اکسل ارائه شده و محاسبات مربوط به درز انبساط می‌توان نتیجه گرفت که این سوله نیاز به اجرای درز انبساط ندارد.

به منظور بررسی اثرات مربوط به نشست نامتوازن خاک زیر سازه به دلایل مختلف، نشست‌ی برابر با **۲۰ میلی‌متر** را در یک طرف از طول سوله اعمال خواهیم کرد.

پس از تعیین بارها در ادامه با در نظر گرفتن آن‌ها به تحلیل تقریبی قاب پرتال خواهیم پرداخت و در نهایت با وارد کردن این بارها در نرم‌افزار، تحلیل و طراحی دقیق سوله را انجام می‌دهیم.

۳- تحلیل تقریبی ساختمان

در تحلیل تقریبی قاب‌های پرتال که دارای تیرهای شیب‌دار هستند، همانند قاب‌های پرتال بدون شیب عمل می‌نماییم؛ با این تفاوت که مقادیر لنگر به دست آمده از تحلیل برابر نسبتی از لنگرهای قاب‌های بدون شیب خواهند بود. هر چه شیب بام سوله کم‌تر باشد، مقادیر لنگر حاصل از قاب‌های شیب‌دار به مقادیر قاب‌های بدون شیب نزدیک‌تر خواهند بود.

در تحلیل تقریبی قاب‌های پرتال سوله تحت بارهای ثقلی، ابتدا با توجه به نسبت طول دهانه‌های سوله به ارتفاع آن، مطابق جدول زیر نسبت لنگر گوشه به لنگر وسط را به دست می‌آوریم.

$\frac{L}{h}$	۰/۵	۱	۲	۳	> ۳
$\frac{M'_s}{M'_{mid}}$	۰/۵	۰/۶۶	۱	۱/۲	۱/۴

در این جدول، M'_s و M'_{mid} به ترتیب لنگرهای گوشه و وسط دهانه در قاب پرتال بدون شیب هستند.

در سوله‌ی موجود در این پروژه داریم:

$$\frac{L}{h} = \frac{25}{9.4} = 2.66$$

در نتیجه با توجه به جدول بالا و انجام درون‌یابی خطی، نسبت این لنگرها برابر با ۱/۱۳۲ خواهد شد.

از طرفی با توجه به مفاهیم تحلیل قاب پرتال، لنگر گوشه و وسط دهانه‌ی قاب شیب‌دار، M_s و M_{mid} ، بر اساس لنگرهای بالا به صورت نسبت زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$M_s = M'_s$$

$$M_{mid} = (0.6 \text{ to } 1) M'_{mid}$$

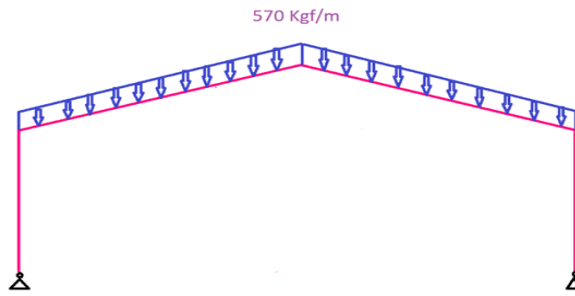
با توجه به شیب نسبتاً کم بام سوله، نسبت لنگر وسط در این دو حالت را برابر با ۰/۹ در نظر خواهیم گرفت.

۳-۱- بار مرده

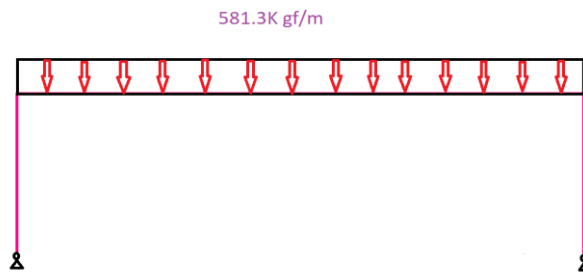
بارهای مرده‌ی وارد بر ساختمان شامل بار مرده‌ی ناشی از سقف به مقدار ۴۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار فرضی اسکلت سقف برابر با ۵۵ کیلوگرم بر متر مربع و بار مرده‌ی دیوار سبک ساندویچ پنل برابر با ۴۰ کیلوگرم بر متر مربع خواهد بود. لذا برای یک قاب میانی از سوله با سطح بارگیر برابر با ۶ متر، بار گسترده‌ی یکنواخت در قاب پرتال به صورت زیر خواهد بود:

$$q = (40+55) \times 6 = 570 \text{ kgf/m}$$

لذا بارگذاری مربوط به قاب و نحوه‌ی تبدیل نیرو برای قاب بدون شیب در صفحه‌ی بعد نشان داده شده است.



در حالت بدون شیب، این نیرو بر کسینوس زاویه‌ی بام ($11/3$ درجه) تقسیم می‌گردد:



لذا مقدار لنگرهای گوشه و انتها برای قاب پرتال بدون شیب به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$M'_s = 1.132M'_{mid} \quad (I)$$

$$M'_s + M'_{mid} = \frac{qL^2}{8} = \frac{581.3 \times 25^2}{8} \times 10^{-3} = 45.4 \text{ tonf.m} \quad (II)$$

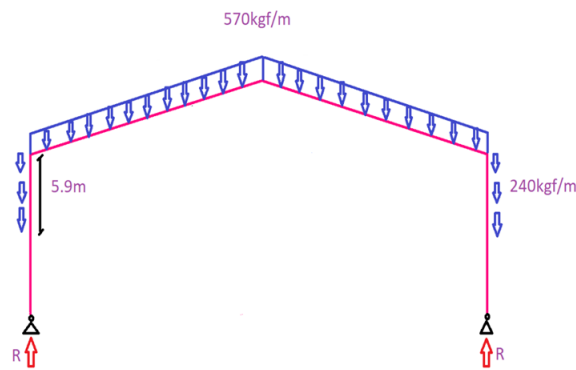
با جاگذاری رابطه‌ی (I) در رابطه‌ی (II) مقادیر لنگرها به شکل زیر محاسبه می‌شود:

$$M'_s = 21.3 \text{ tonf.m}, M'_{mid} = 24.11 \text{ tonf.m}$$

لذا با توجه به نسبت‌های لنگرهای قاب‌های شیب‌دار و بدون شیب داریم:

$$M_s = 21.3 \text{ tonf.m}, M_{mid} = 0.9 \times 24.11 \text{ tonf.m} = 19.17 \text{ tonf.m}$$

برای تعیین نیروی محوری ستون‌ها از نوشتن معادله‌ی تعادل قاب استفاده خواهیم کرد. برای این منظور بار گسترده‌ی یکنواخت بام و اسکلت و نیز بار گسترده‌ی یکنواخت دیوار سوله را در نظر می‌گیریم.



$$\sum Fy = 0$$

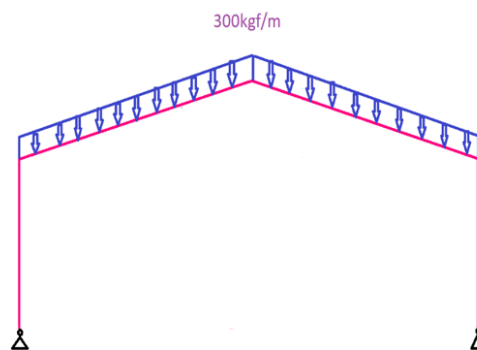
$$\frac{570}{\cos 11.3} \times 25 + 2 \times 240 \times 5.9 = 2R \quad \Rightarrow \quad R = 8.682 \text{ tonf}$$

لذا این نیروی محوری بر ستون‌های قاب پرتال وارد خواهد شد.

۳-۲- بار زنده

بار زنده‌ی بام برابر با ۵۰ کیلوگرم بر متر مربع است. روند تحلیل تقریبی قاب پرتال در این حالت نیز مانند بار مرده است و تنها می‌توان با ضرب کردن ضریب بار زنده به بار مرده، مقادیر لنگر مربوطه را به دست آورد.

بارگذاری به صورت زیر است:



مقادیر لنگرها در این حالت به صورت زیر است:

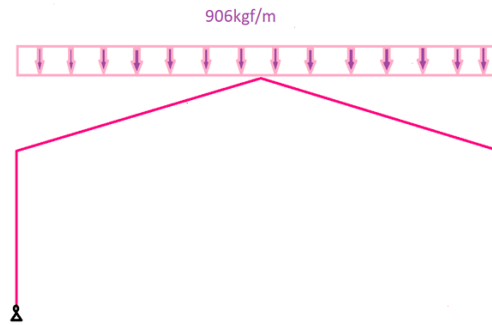
$$M_s = 12.7 \text{ tonf.m}, M_{\text{mid}} = 10.1 \text{ tonf.m}$$

در این حالت بار محوری برابر با ۳/۸۲۴ tonf در تمام طول ستون می‌باشد.

۳-۳- بار برف

بار برف متوازن مطابق محاسبات انجام شده در بخش بارگذاری، برابر با ۱۵۱ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد. لذا از طریق همان روند محاسباتی که برای بار مرده و زنده به کار برده شد، لنگرهای ناشی از بار برف متوازن نیز محاسبه خواهد شد.

بارگذاری بار برف به صورت زیر است:

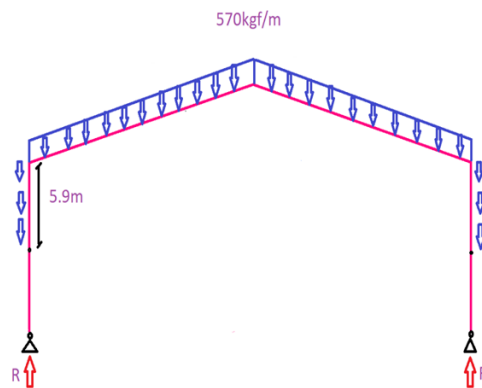


لنگرهای محاسبه شده به صورت زیر است:

$$M_s = 37.6 \text{ tonf.m}, M_{\text{mid}} = 29.88 \text{ tonf.m}$$

۳-۴- بار زلزله

برای تحلیل قاب پرتال تحت بار جانبی زلزله، ابتدا باید برش پایه را مشخص نماییم. برای تعیین برش پایه، وزن لرزه‌ای قاب را محاسبه می‌کنیم. برای این منظور مطابق استاندارد ۲۸۰۰، وزن لرزه‌ای موثر برابر با وزن مرده‌ی ثابت ساختمان شامل وزن مرده‌ی سقف و اسکلت و نیمی از دیوار پیرامونی متکی بر زمین و تمام وزن دیوار سبک به همراه ۲۰ درصد بیش‌ترین مقدار از بار زنده‌ی بام و بار برف می‌باشد. مطابق با شکل زیر، وزن موثر لرزه‌ای را محاسبه می‌نماییم:



$$W = DL + 0.2 (\max \{L_r, S\}) = DL + 0.2S$$

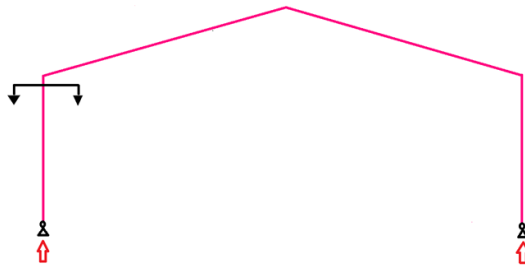
$$W = 6 \times 2 \times (95 \times \frac{12.5}{\cos 11.3} + 0.2 \times 12.5 \times 151) + 2 \times 5.9 \times 6 \times 40 + (\frac{1}{2} \times 670 \times 6 \times 3.5) \times 2 = 36 \text{ tonf}$$

لذا با توجه به ضریب زلزله‌ی محاسبه شده، برش پایه‌ی مربوط به سوله به دست می‌آید:

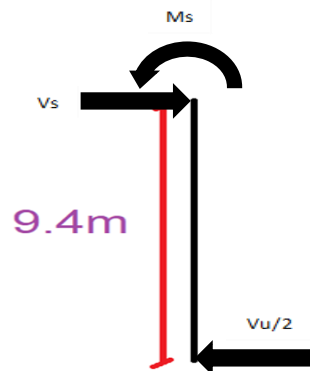
$$V_{uy} = V_{ux} = CW = 0.236 \times 36 = 8.496 \text{ tonf} \approx \mathbf{8.5 \text{ tonf}}$$

با توجه به تقارن سوله، فرض می‌کنیم که این برش پایه به صورت مساوی بین دو تکیه‌گاه تقسیم می‌شود؛ لذا با برش زدن در ناحیه‌ی شانه‌ی ستون و در نظر گرفتن معادلات تعادل، مقادیر نیروها و لنگرهای ناشی از زلزله به دست می‌آید:

مقطع زدن در محل شانه:



حل معادلات تعادل:



$$\sum F_x = 0 \quad \longrightarrow \quad V_s = V_u / 2$$

$$\sum M = 0 \quad \longrightarrow \quad M_s = (V_u / 2) \times 9.4 = 4.7 \times V_u$$

مقادیر عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی نیز به صورت زیر به دست می‌آید:

$$R_1 = R_2 = \frac{9.4 \times V_u}{25}$$

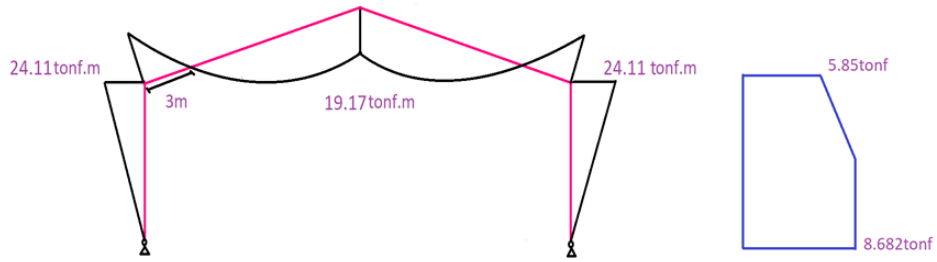
با توجه به مقادیر به دست آمده در بالا، با جاگذاری مقدار برش پایه داریم:

$$V_s = \mathbf{4.25 \text{ tonf}}, M_s = \mathbf{39.95 \text{ tonf.m}}, R = \mathbf{3.196 \text{ tonf}}$$

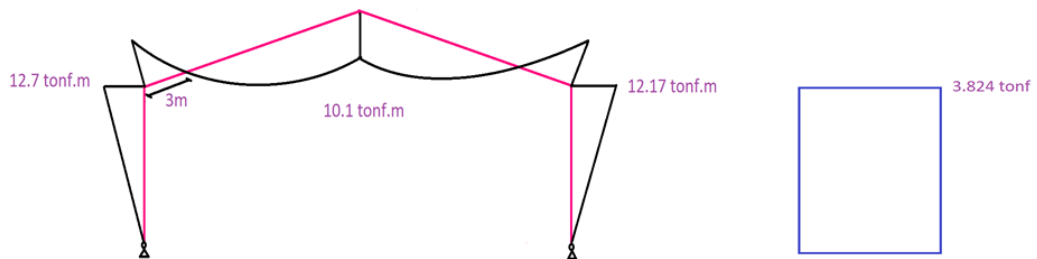
۳-۵- خلاصه‌ی نتایج تحلیل

خلاصه‌ی منحنی‌های لنگر خمشی و بار محوری برای بارهای مختلف به صورت زیر خواهد بود:

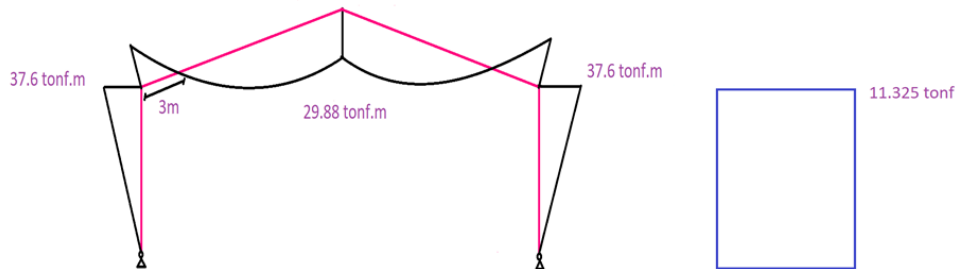
بار مرده



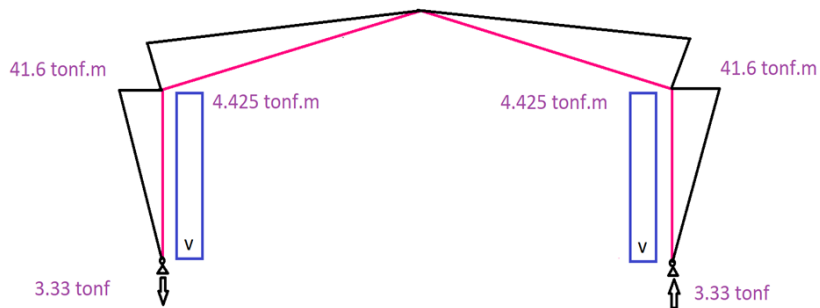
بار زنده



بار برف



بار زلزله:



خلاصه‌ی مقادیر لنگر، برش و نیروی محوری در قسمت‌های مختلف از سوله در جدول زیر آمده است.

محل نیرو	M (tonf.m)	P (tonf)	V (tonf)	نوع بار
شانه	۲۴/۱۱	-	۲/۵۶۵	مرده
	۱۲/۷	-	۱/۳۵	زنده‌ی بام
	۳۷/۶	-	۴	برف
	۳۹/۹۵	-	۴/۲۵	زلزله
تاج	۱۹/۱۷	-	-	مرده
	۱۰/۱	-	-	زنده‌ی بام
	۲۹/۸۸	-	-	برف
	۰	-	-	زلزله
پای ستون	۰	-۸/۶۸۲	۲/۵۶۵	مرده
	۰	-۳/۸۲۴	۱/۳۵	زنده‌ی بام
	۰	-۱۱/۳۲۵	۴	برف
	۰	±۳/۱۹۶	۴/۲۵	زلزله

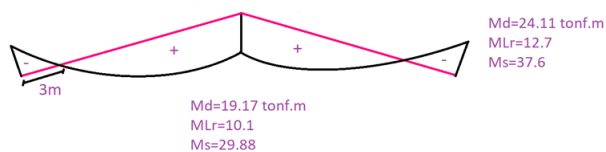
۴- طراحی اولیه

در این بخش با توجه به نتایج تحلیل تقریبی سوله، اعضای اصلی سازه شامل رفته، ستون، مهاربند قائم و استرات را به صورت دستی طراحی می‌نماییم و یک مقطع اولیه به منظور تعریف در نرم‌افزار به دست می‌آوریم.

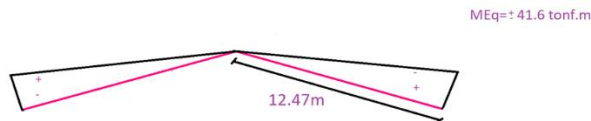
۴-۱- طراحی تیرهای شیب‌دار (Rafter)

خلاصه‌ی لنگرهای وارد بر تیر شیب‌دار به صورت زیر است:

لنگرهای ناشی از بارهای ثقلی:



لنگر ناشی از زلزله:

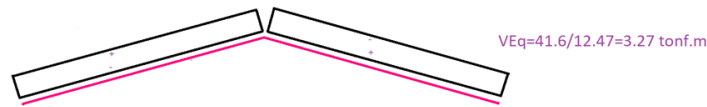


خلاصه‌ی نیروهای برشی وارد بر تیر شیب‌دار به صورت زیر است:

برش‌های ناشی از بارهای ثقلی:



برش ناشی از زلزله:



برای تیر شیب‌دار سوله‌ی مورد نظر همانطور که معمولاً در طراحی سوله‌ها رایج است، از مقطع غیرمنشوری استفاده می‌شود، این مقطع را در ۳ ایستگاه طراحی مورد بررسی قرار گرفته است. قابل ذکر است در تمام مقاطع ضخامت جان و بال مقاطع و نیز عرض بال ثابت است و تنها ارتفاع مقاطع را تغییر خواهیم داد. ایستگاه طراحی A در محل شانه، ایستگاه طراحی B در وسط تیر و ایستگاه طراحی C در راس سوله است. معیار طراحی در تیرهای شیب‌دار به صورت خمشی می‌باشد.

طراحی مقطع تیر شیب‌دار در ایستگاه طراحی A

ابتدا با توجه به لنگرهای موجود و با استفاده از ترکیبات بار موجود در مبحث ششم برای سازه‌های فولادی، مقدار لنگر طراحی (بحرانی) را به دست آورده می‌شود.

$$M_{u1} = 1.2DL + 1.6L_r = 1.2 \times 24.11 + 1.6 \times 12.7 = 49.252 \text{ tonf.m}$$

$$M_{u2} = 1.2DL + 1.6S = 1.2 \times 24.11 + 1.6 \times 37.6 = 89.1 \text{ tonf.m}$$

$$M_{u3} = 1.2DL + E + 0.2S = 1.2 \times 24.11 + 39.95 + 0.2 \times 37.6 = 76.402 \text{ tonf.m}$$

$$(M_u)_{Des.} = \max(49.252, 89.1, 76.402) = \mathbf{89.1 \text{ tonf.m}}$$

بررسی فشردگی جان

مطابق حالت (۱۵) جدول (۱۰-۲-۲-۴) مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، فشردگی جان مقطع را بررسی می‌نماییم.

جدول ۱۰-۲-۲-۴ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر خمش

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	حالت
	لاغر / غیر فشرده (λ_p)	غیر فشرده / فشرده (λ_p)			
	$5/70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3/76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	h/t_w	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	۱۵

لذا با در نظر گرفتن مشخصات اولیه‌ی بیان شده برای فولاد، نسبت‌های فشردگی جان مقطع را به دست می‌آوریم.

$$111 < \frac{h}{t_w} < 168$$

با فرض $t_w = 10 \text{ mm}$ داریم:

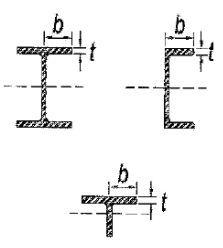
$$111 \text{ cm} < h < 168 \text{ cm}$$

لذا با انتخاب $h = 90 \text{ cm}$ جان مقطع از نوع فشرده خواهد بود.

بررسی فشردگی بال

مطابق حالت (۱۰) جدول (۳-۲-۲-۱۰) مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، فشردگی جان مقطع را بررسی می‌نماییم.

جدول ۳-۲-۲-۱۰ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر خمش

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	حالت
	(لاغر / غیر فشرده) λ_r	(غیر فشرده / فشرده) λ_p			
	$1/\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38/\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده، ناودانی‌ها و سپری‌ها	۱۰

لذا با در نظر گرفتن مشخصات اولیه‌ی بیان شده برای فولاد، نسبت‌های فشردگی بال مقطع را به دست می‌آوریم.

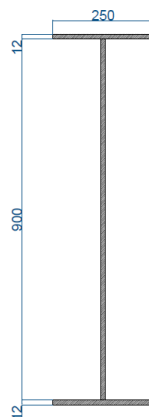
$$\frac{b_f}{2t_f} < 11.2$$

با فرض $t_f = 12 \text{ mm}$ داریم:

$$b_f < 27 \text{ cm}$$

لذا با انتخاب $b_f = 25 \text{ cm}$ بال مقطع نیز فشرده خواهد بود.

لذا مقطع پیشنهادی برای ایستگاه طراحی A، به صورت زیر است (واحدها بر حسب سانتی‌متر):



اساس مقطع پلاستیک مقطع به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$Z = [(25 \times 1.2 \times 45.6) + (45 \times 1 \times 22.5)] \times 2 = 4761 \text{ cm}^3$$

لذا مقدار مقاومت خمشی مقطع با بال و جان فشرده از رابطه‌ی زیر مطابق آیین‌نامه به دست می‌آید:

$$M_n = Zf_y = 4761 \times 2400 = 11426400 \text{ kgf.cm} = 114.264 \text{ tonf.m}$$

مقدار نسبت لنگر طراحی به لنگر ظرفیت کاهش یافته به صورت زیر می‌باشد:

$$\text{Ratio} = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{89.1}{0.9 \times 114.264} = 0.866 < 1.0 \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

لذا مقطع انتخاب شده برای این ایستگاه مناسب است.

طراحی مقطع تیر شیب‌دار در ایستگاه طراحی B

با توجه به این که مقادیر دقیق لنگر خمشی را در این ایستگاه نداریم، از نصف مقادیر لنگر بارهای ثقلی در تاج و نصف لنگر زلزله در شانه استفاده خواهیم کرد.

$$M_{u1} = 1.2DL + 1.6L_r = 1.2 \times 9.585 + 1.6 \times 5.05 = 19.582 \text{ tonf.m}$$

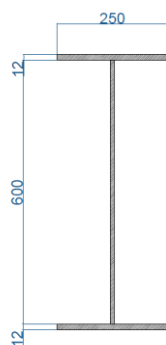
$$M_{u2} = 1.2DL + 1.6S = 1.2 \times 9.585 + 1.6 \times 14.94 = 35.406 \text{ tonf.m}$$

$$M_{u3} = 1.2DL + E + 0.2S = 1.2 \times 9.585 + 19.975 + 0.2 \times 14.94 = 34.456 \text{ tonf.m}$$

$$(M_u)_{Des.} = \max(19.582, 35.406, 34.456) = 35.406 \text{ tonf.m}$$

با توجه به ضوابط فشرده‌گی جان و بال گفته شده در قبل و با همان ضخامت‌های جان و بال، این بار با انتخاب $h = 60 \text{ cm}$ دارای جان فشرده و با انتخاب $b_f = 25 \text{ cm}$ دارای بال فشرده خواهیم بود.

لذا مقطع پیشنهادی در ایستگاه طراحی B، به صورت زیر است:



اساس مقطع پلاستیک به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$Z = [(25 \times 1.2 \times 30.6) + (30 \times 1 \times 15)] \times 2 = 2736 \text{ cm}^3$$

لذا مقدار مقاومت خمشی مقطع با بال و جان فشرده از رابطه‌ی زیر مطابق آیین‌نامه به دست می‌آید:

$$M_n = Zf_y = 2736 \times 2400 = 6566400 \text{ kgf.cm} = 65.7 \text{ tonf.m}$$

مقدار نسبت لنگر طراحی به لنگر ظرفیت کاهش یافته به صورت زیر می‌باشد:

$$\text{Ratio} = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{35.41}{0.9 \times 65.7} = 0.6 < 1.0 \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

لذا مقطع انتخاب شده برای این ایستگاه مناسب است.

طراحی مقطع تیر شیب‌دار در ایستگاه طراحی C

ابتدا با توجه به لنگرهای موجود و با استفاده از ترکیبات بار موجود در مبحث ششم برای سازه‌های فولادی، مقدار لنگر طراحی (بحرانی) را به دست آورده می‌شود.

$$M_{u1} = 1.2DL + 1.6L_r = 1.2 \times 19.17 + 1.6 \times 10.1 = 39.164 \text{ tonf.m}$$

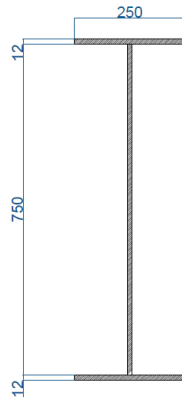
$$M_{u2} = 1.2DL + 1.6S = 1.2 \times 19.17 + 1.6 \times 29.88 = 70.182 \text{ tonf.m}$$

$$M_{u3} = 1.2DL + E + 0.2S = 1.2 \times 9.585 + 0 + 0.2 \times 29.88 = 28.98 \text{ tonf.m}$$

$$(M_u)_{Des.} = \max(39.164, 70.182, 29.98) = \mathbf{70.182 \text{ tonf.m}}$$

با توجه به ضوابط فشردگی جان و بال گفته شده در قبل و با همان ضخامت‌های جان و بال، این بار با انتخاب $h = 75 \text{ cm}$ دارای جان فشرده و با انتخاب $b_f = 25 \text{ cm}$ دارای بال فشرده خواهیم بود.

لذا مقطع پیشنهادی در ایستگاه طراحی C، به صورت زیر است:



اساس مقطع پلاستیک به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$Z = [(25 \times 1.2 \times 38) + (37.5 \times 1 \times 18.75)] \times 2 = \mathbf{3692.25 \text{ cm}^3}$$

لذا مقدار مقاومت خمشی مقطع با بال و جان فشرده از رابطه‌ی زیر مطابق آیین‌نامه به دست می‌آید:

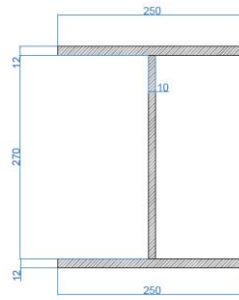
$$M_n = Z f_y = 3692.25 \times 2400 = 8861400 \text{ kgf.cm} = \mathbf{88.614 \text{ tonf.m}}$$

مقدار نسبت لنگر طراحی به لنگر ظرفیت کاهش یافته به صورت زیر می‌باشد:

$$\text{Ratio} = \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{70.182}{0.9 \times 88.614} = \mathbf{0.888} < 1.0 \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

لذا مقطع انتخاب شده برای این ایستگاه مناسب است.

مقطع انتخابی برای پای ستون به صورت زیر می باشد:



با توجه به این مقطع داریم:

$$d = 27 + 2 \times 1.2 = 29.4 \text{ cm}$$

$$A = (2 \times 25 \times 1.2) + (27 \times 1) = 87 \text{ cm}^2$$

$$A_w = d \times t_w = 29.4 \times 1 = 29.4 \text{ cm}^2$$

$$*f_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2, c_v = \phi_v = 1.0$$

لذا مقاومت برشی اسمی این مقطع به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times 29.4 \times 1.0 = \mathbf{42.336 \text{ tonf}}$$

با توجه به برش های موجود در محل پای ستون، مقدار برش طراحی محاسبه شده است.

برش طراحی ناشی از ترکیبات بار عادی (V_{u1}):

$$V_{uA} = 1.2DL + 1.6L_r = 1.2 \times 2.65 + 1.6 \times 1.35 = 5.34 \text{ tonf}$$

$$V_{uB} = 1.2DL + 1.6S = 1.2 \times 2.65 + 1.6 \times 4 = 9.58 \text{ tonf}$$

$$V_{uC} = 1.2DL + E + 0.2S = 1.2 \times 2.65 + 4.66 + 0.2 \times 4 = 8.64 \text{ tonf}$$

$$V_{u1} = \max(5.34, 9.58, 8.64) = \mathbf{9.58 \text{ tonf}}$$

برش طراحی ناشی از زلزله ی تشدید یافته (V_{u2}):

$$V_{u2} = 1.2 \times 2.65 + 3 \times 4.66 + 0.2 \times 4 = \mathbf{17.96 \text{ tonf}}$$

برش طراحی نهایی برابر بیشترین مقدار برش های طراحی ناشی از دو حالت بالاست.

$$V_u = \max(V_{u1}, V_{u2}) = \mathbf{17.96 \text{ tonf}} < \phi_v V_n = 42.336 \text{ tonf} \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

کنترل نیروی محوری:

نیروی محوری طراحی ناشی از ترکیبات بار عادی (V_{u1}):

$$P_{uA} = 1.2DL + 1.6L_r = 1.2 \times 8.44 + 1.6 \times 3.824 = 16.24 \text{ tonf}$$

$$P_{uB} = 1.2DL + 1.6S = 1.2 \times 8.44 + 1.6 \times 11.325 = 28.24 \text{ tonf}$$

$$P_{uC} = 1.2DL + E + 0.2S = 1.2 \times 8.44 + 3.505 + 0.2 \times 11.325 = 15.9 \text{ tonf}$$

$$P_{u1} = \max(16.24, 28.24, 15.9) = \mathbf{28.24 \text{ tonf}}$$

نیروی محوری طراحی ناشی از زلزله‌ی تشدید یافته (V_{u2}):

$$P_{u2} = 1.2 \times 8.44 + 3 \times 3.505 + 0.2 \times 11.325 = \mathbf{22.9 \text{ tonf}}$$

نیروی محوری طراحی نهایی برابر بیش‌ترین مقدار برش‌های طراحی ناشی از دو حالت بالاست.

$$P_u = \max (V_{u1}, V_{u2}) = \mathbf{28.24 \text{ tonf}}$$

با توجه به مقطع انتخابی برای پای ستون، ممان اینرسی و شعاع ژیراسیون مقطع را برای محاسبه‌ی ظرفیت نیروی محوری ستون به دست می‌آوریم.

$$I_x = 13576 \text{ cm}^4, I_y = 3127.25 \text{ cm}^4, r_x = 12.49 \text{ cm}, r_y = 6 \text{ cm}$$

طول مهارتی در راستای x برابر با ۹/۴ متر و در راستای y با توجه به وجود استرات‌ها، برابر با ۵/۴ متر خواهد بود. لذا لاغری در دو راستا به صورت زیر می‌باشد:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 880}{12.49} = \mathbf{70.46}, \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 540}{6} = \mathbf{90}$$

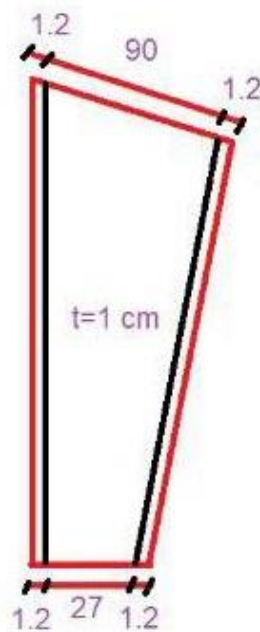
$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{max} = 90 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 139 \quad \longrightarrow \quad F_{cr} = (0.658^{\frac{f_y}{f_e}}) \times f_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \mathbf{2558.8 \text{ kgf/cm}^2}, F_{cr} = (0.658^{\frac{2400}{2558.8}}) \times 2400 = \mathbf{1620.75 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 1620.75 \times 87 = \mathbf{141 \text{ tonf}}$$

$$P_u = 28.24 \text{ tonf} < 0.9 \times 141 = 126.9 \text{ tonf} \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

لذا مقطع نهایی ستون پس از انجام طراحی اولیه به صورت زیر است:



۳-۴ - طراحی مهاربندهای قائم

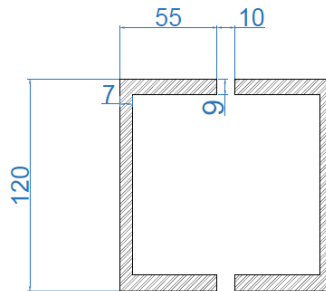
با توجه به هندسه‌ی سوله، از یک دهانه‌ی مهاربندی در هر راستای طولی استفاده شده است. لذا برای طراحی این مهاربند، تمام برش پایه‌ی ناشی از زلزله در نظر گرفته شده است.

$$V_{u \text{ total}} = 8 \times 8.5 = \mathbf{68 \text{ tonf}}, V_{u \text{ راستا}} = \mathbf{34 \text{ tonf}}, \alpha = \text{Arctan} \left(\frac{8.8}{6} \right) = \mathbf{55.71^\circ}$$

لذا نیروی کششی وارد بر مهاربند هر راستا به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$F \times \cos \alpha = V_u \quad \Rightarrow \quad F = \frac{34}{\cos 55.71} = \mathbf{61 \text{ tonf}}$$

لذا از مقطع ناودانی **2UNP 120** برای مهاربندی استفاده می‌نماییم.



مقاومت کششی مقطع برای طراحی در نظر گرفته می‌شود.

$$F_t = \phi A_g f_y = 0.9 \times (2 \times 17) \times 2400 = 73440 \text{ kgf} = \mathbf{73.44 \text{ tonf}} > F = 61 \text{ tonf} \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

با توجه به مشخصات مقطع ناودانی UNP120 در جدول اشتال، مشخصات این مقطع دوبل به دست می‌آید.

$$I_x = 2 \times 364 = 728 \text{ cm}^4, r_x = 4.63 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times (43.2 + 17 \times (5.5 - 1.6 - 0.7 + 0.5)^2) = 551.86, r_y = 4.03 \text{ cm}$$

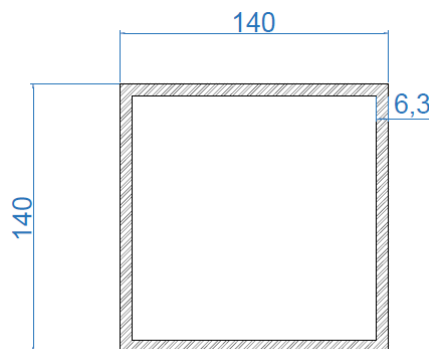
$$\frac{kl}{r} = \frac{1 \times 1134}{4.03} = \mathbf{281.4} < 300 \quad \checkmark \text{ O.K.}$$

۴-۴ - طراحی استرات‌های دهانه‌ی مهاربندی

ابتدا نیروی محوری فشاری وارد بر استرات‌های دهانه‌ی مهاربندی محاسبه می‌شود.

$$P_{\text{strut}} = \frac{68}{2} = \mathbf{34 \text{ tonf}}$$

از **Tube 140×140×6.3** استفاده می‌شود. (ضخامت به صورتی تعیین شده است که حداقل بعد برای جوش تامین گردد).



مشخصات این مقطع مطابق با جدول اشتال به صورت زیر است.

$$A = 33.3 \text{ cm}^2, r_x = r_y = 5.44 \text{ cm}, \frac{kl}{r} = \frac{600}{5.44} = 110.3$$

با استفاده از روند مشابه با طراحی ستون (طراحی برای نیروی محوری فشاری) داریم:

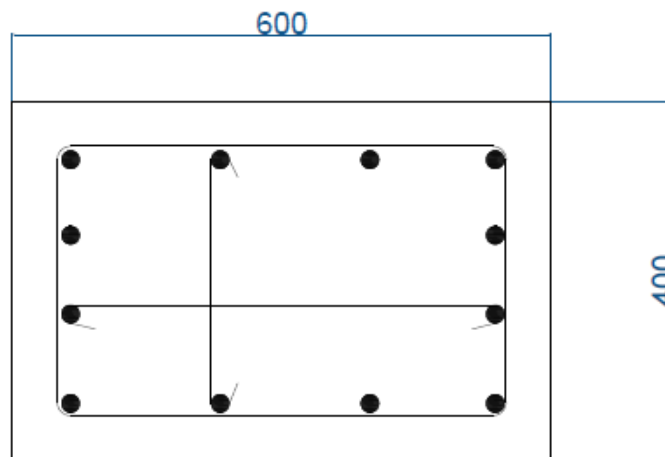
$$F_e = 1747.7 \text{ kgf/cm}^2, F_{cr} = 1350.8 \text{ kgf/cm}^2$$

لذا ظرفیت فشاری این مقطع استرات برابر است با:

$$P_u = 0.9 \times 1350.8 \times 33.3 \times 10^{-3} = 40.5 \text{ tonf} > 34 \text{ tonf} \checkmark \text{ O.K.}$$

۴-۵- طراحی مقطع پداستال بتنی

با توجه به نیروی محوری کم وارد بر پداستال‌ها، از حداقل میلگرد برای مقطع استفاده خواهد شد. برای این منظور از ۱۲ عدد میلگرد با قطر ۲۰ میلی‌متر برای مقطع بتنی مستطیلی با ابعاد ۶۰۰×۴۰۰ میلی‌متر استفاده شده است.

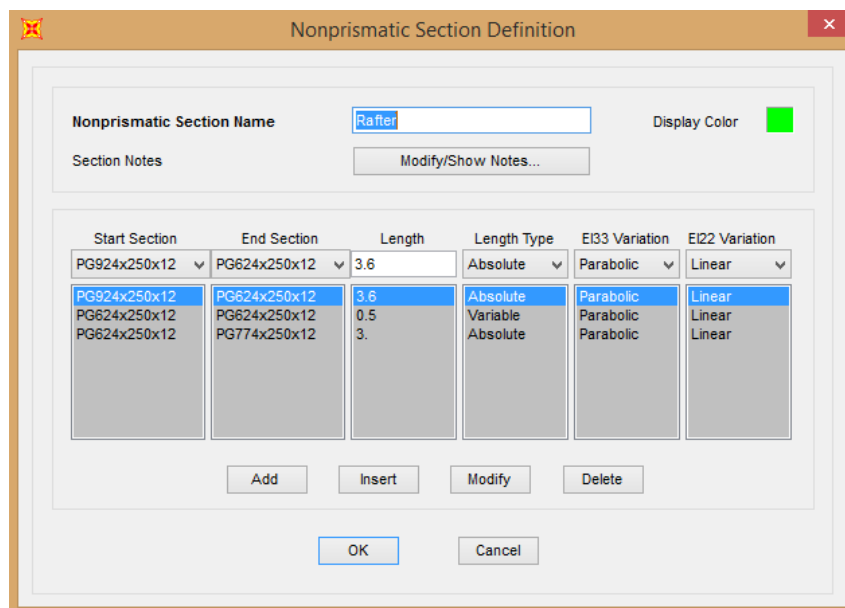
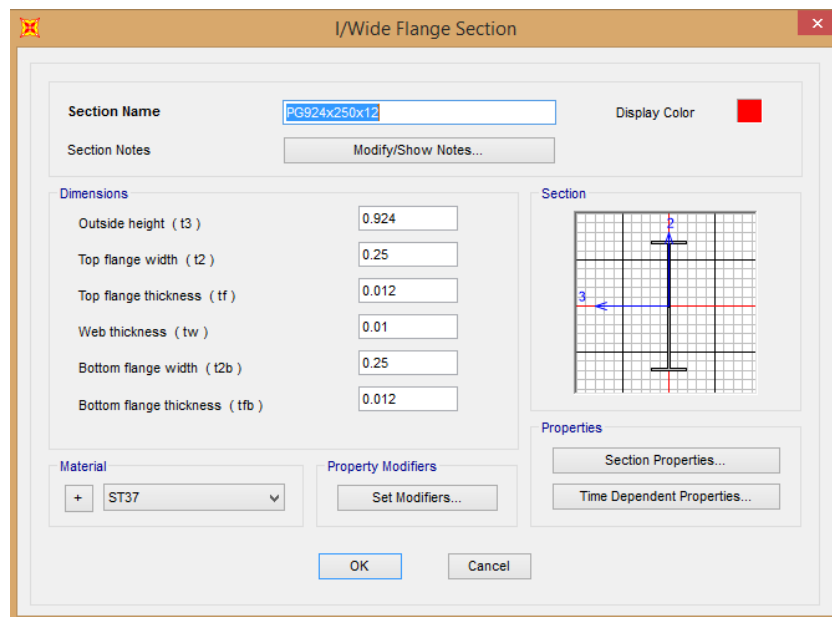


پس از مشخص شدن مقاطع حاصل از طراحی اولیه، سوله‌ی مورد نظر در نرم‌افزار المان محدودی SAP2000 مدل‌سازی و تحلیل و طراحی دقیق‌تر با استفاده از آن انجام خواهد شد. در ادامه روش مدل‌سازی این سوله در این نرم‌افزار را بررسی خواهیم نمود.

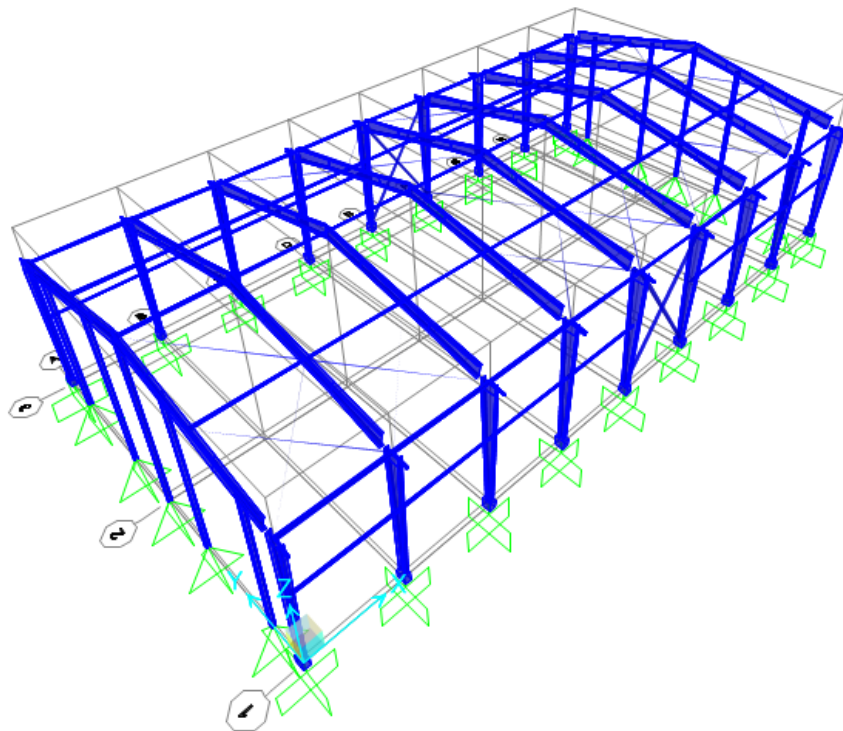
۵- تحلیل و طراحی در نرم افزار SAP2000

۵-۱- مدل سازی هندسه‌ی سوله

در ابتدا با مشخص کردن فواصل دهانه‌ها و آکس‌های سوله در نرم‌افزار، محورهای ترسیمی در آن ایجاد می‌شود. پس از ایجاد این محورها، اقدام به تعریف مصالح و مقاطع اولیه‌ی اعضای سازه‌ای خواهیم کرد. برای نمونه، نحوه‌ی تعریف مقطع تیر شیب‌دار در ایستگاه طراحی A و همچنین نحوه‌ی تعریف مقطع غیرمنشوری تیر شیب‌دار در ادامه آورده شده است (واحدها بر حسب متر است).



در نهایت پس از تعریف تمامی مقاطع مربوط به تیرشیب‌دار، ستون، استرات‌ها، مهاربندی قائم، مهاربندی سقف، وال‌پست‌های دیوارهای انتهایی و آبچکان، سوله‌ی موردنظر ترسیم می‌شود که نهایتاً به صورت زیر در می‌آید.



نکات مهم که در این سوله مورد توجه قرار گرفته است، به شرح زیر است:

- * اتصالات قاب عرضی (قاب اصلی) سوله از نوع **خمشی** است. سایر اتصالات سوله به صورت **مفصلی** تعریف خواهند شد.
- * مقطع آبچکان به طول یک متر، **IPE 160** می‌باشد.
- * نواحی **صلب انتهایی** با توجه به طول ناحیه‌ی اتصال تیر و ستون در شانه‌ها تعریف شده است.
- * طراحی جرثقیل از نوع خطی در مراحل بعدی به سوله اضافه می‌شود و از این رو مقاطع اولیه‌ی به دست آمده می‌تواند دست‌خوش تغییراتی گردد.
- * از میلگرد **T20** برای مهاربندی‌های سقفی با رفتار صرفاً کششی استفاده شده است.
- * اتصال پای ستون فلزی بر روی پداستال‌ها از نوع **مفصلی** و اتصال پداستال بتنی روی فونداسیون به صورت **گیردار** مدل می‌شود.

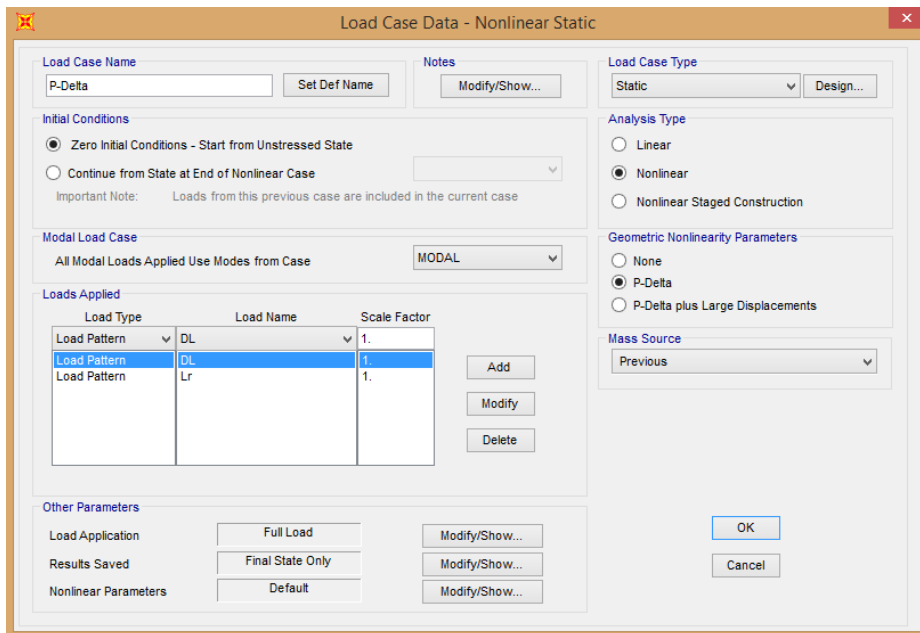
۵-۲- تعریف بار و بارگذاری

از قسمت Load Pattern از نرم افزار، بارهای مرده، زنده، برف متوازن، برف نامتوازن، باد (فشار و مکش خارجی و داخلی)، زلزله، حرارت، نشست تکیه‌گاهی و بار فرضی نقص هندسی سازه‌های فولادی تعریف می‌شوند.

نام بار	نام بار	نوع بار
DL	مرده	بار ثقلی
Lr	زنده‌ی بام	
LL	زنده‌ی کف	
S	برف متوازن	
SP	برف نامتوازن در جهت +Y	
SN	برف نامتوازن در جهت -Y	
WPX	بار باد خارجی جهت X (نقطه اثر گوشه شماره ۱)	بار جانبی
WPY	بار باد خارجی جهت X (نقطه اثر گوشه شماره ۳)	
WNX	بار باد خارجی جهت Y (نقطه اثر گوشه شماره ۱)	
WNY	بار باد خارجی جهت Y (نقطه اثر گوشه شماره ۳)	
WPi	بار باد داخلی فشاری	
WNi	بار باد داخلی مکشی	
EX	بار زلزله جهت X	
EY	بار زلزله جهت Y	
TP	بار حرارت افزایشی	بار حرارت
TN	بار حرارت کاهش	
NDX	بار جانبی فرضی در جهت X ناشی از بار مرده	بار جانبی فرضی
NLrX	بار جانبی فرضی در جهت X ناشی از بار زنده بام	
NSX	بار جانبی فرضی در جهت X ناشی از بار برف متقارن	
NDY	بار جانبی فرضی در جهت Y ناشی از بار مرده	
NLrY	بار جانبی فرضی در جهت Y ناشی از بار زنده بام	
NSY	بار جانبی فرضی در جهت Y ناشی از بار برف متقارن	
SET	بار نشست تکیه‌گاهی	نشست
Mass	بار جرم معادل دیوار سنگین سوله	جرم معادل

* در تعریف بار زلزله، ضریب زلزله که به صورت دستی محاسبه شده است، وارد می‌شود. بار باد نیز به صورت دستی محاسبه شده و به طور جداگانه در هر قسمت اعمال می‌گردد.

پس از تعریف این بارها، Load case های مربوط به هر بار به صورت اتوماتیک و از نوع خطی تعریف می‌شوند. برای در نظر گرفتن اثر پی دلتا در این نرم‌افزار، یک Load case با این نام و به صورت غیرخطی تعریف می‌شود تا سختی به دست آمده در انتهای تحلیل با آن به عنوان سختی اولیه برای سایر Load case ها در نظر گرفته شود.



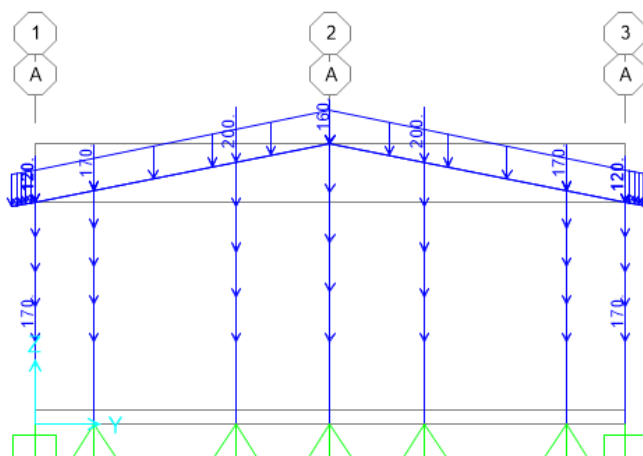
پس از انجام این مراحل، ترکیبات بار موردنظر مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای ساختمان‌های فلزی برای طراحی به روش LRFD به نرم‌افزار وارد می‌شود و پس از آن غیرخطی می‌گردند.

بعد از انجام مراحل تعریف بار و ترکیبات بار، بارهای موردنظر به قاب‌ها و المان‌های سوله اعمال می‌شود. در ادامه نمونه‌هایی از اعمال انواع مختلف بار در سوله نشان داده شده است. (واحدهای بارهای ثقلی و باد، کیلوگرم بر متر، بار حرارت، درجه سانتی‌گراد و بار نشست، متر است).

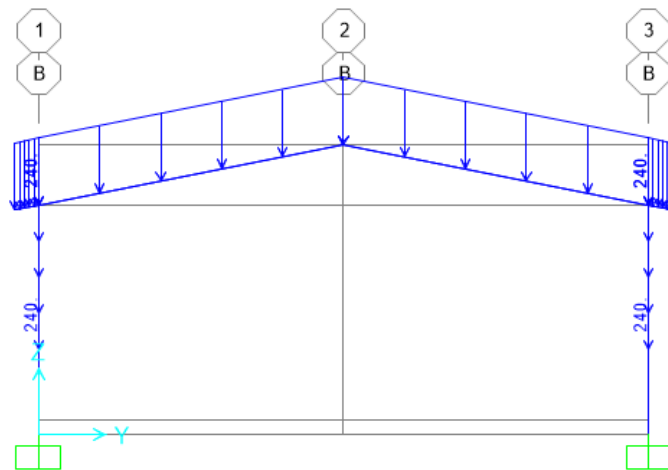
بار مرده (DL)

در قاب‌های انتهایی

Frame Distributed Loads (DL)



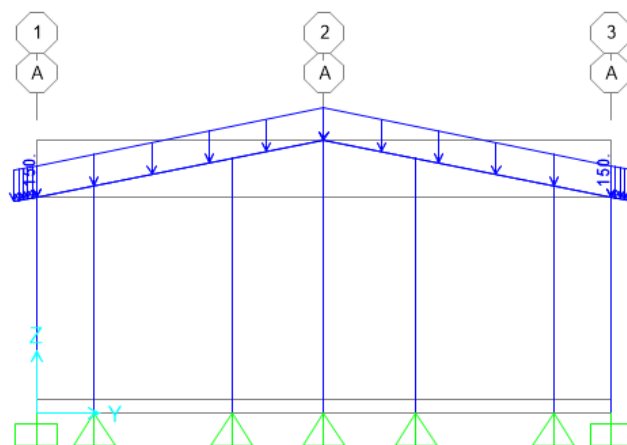
Frame Distributed Loads (DL)



بار زنده بام (Lr)

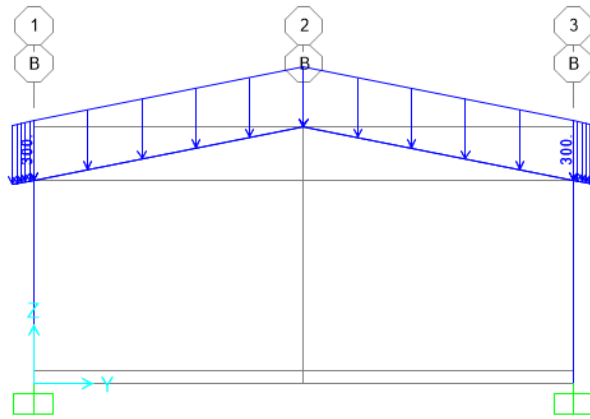
در قاب‌های انتهایی

Frame Distributed Loads (Lr)



در قاب های میانی

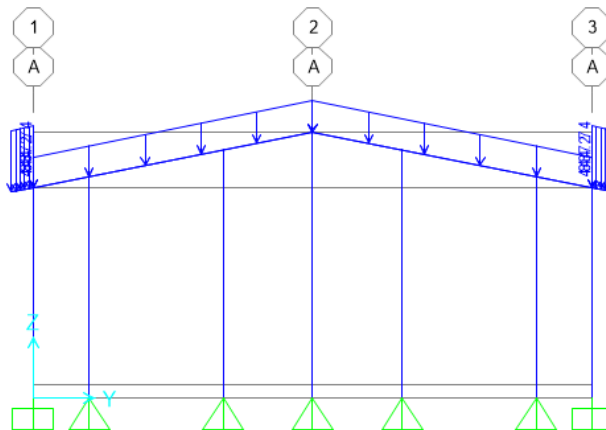
Frame Distributed Loads (Lr)



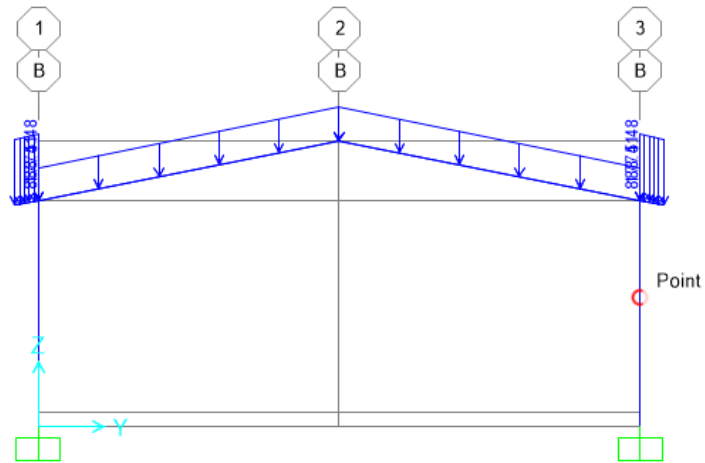
بار برف متوازن (S)

قاب های انتهایی

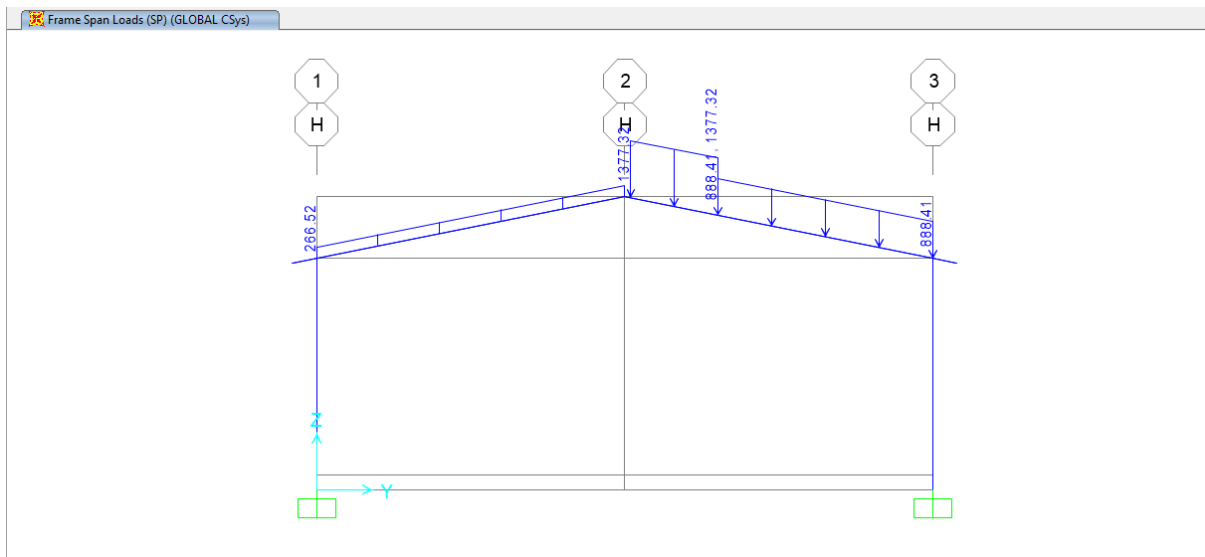
Frame Distributed Loads (S)



Frame Distributed Loads (S)



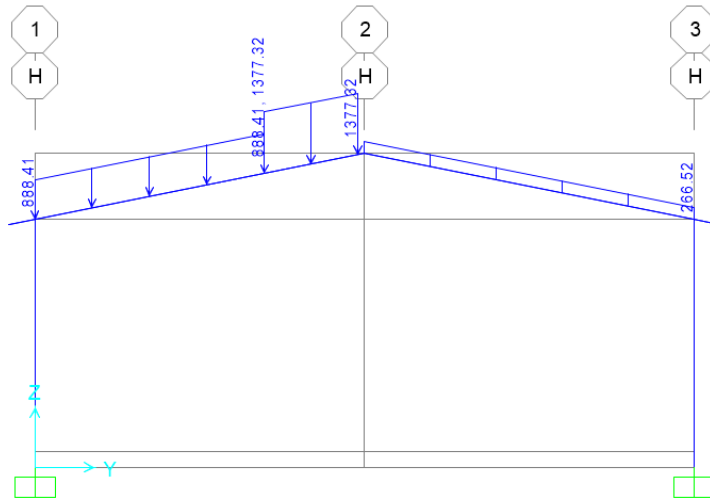
بار برف نامتوازن در جهت باد $(SP) + Y$



بار برف نامتوازن در جهت باد Y - (SN)

قاب‌های میانی

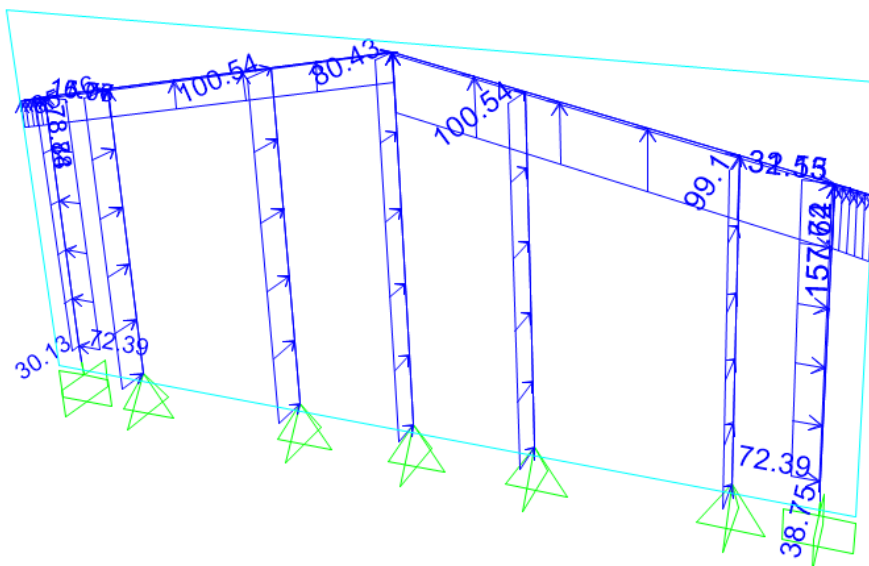
Frame Span Loads (SN) (GLOBAL CSys)



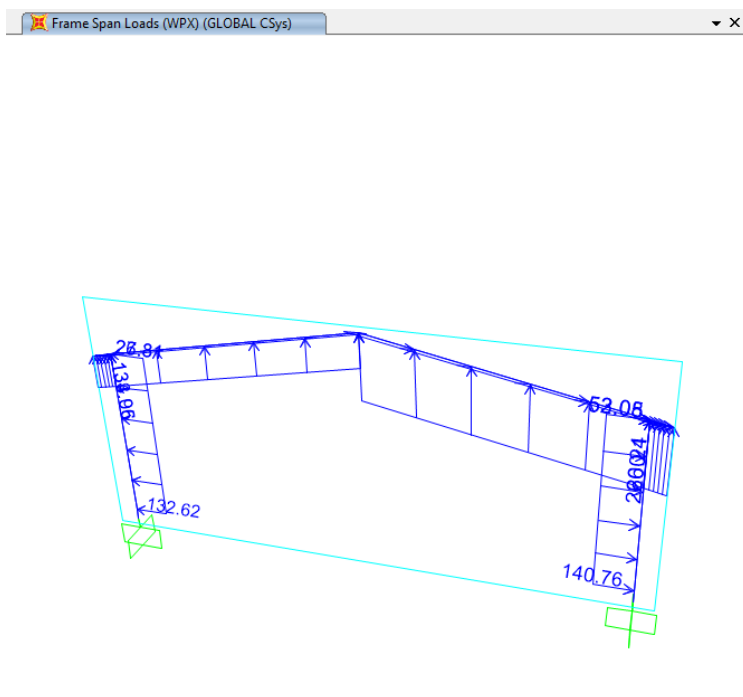
بار باد خارجی جهت X (نقطه اثر گوشه شماره 1) (WPX)

قاب A

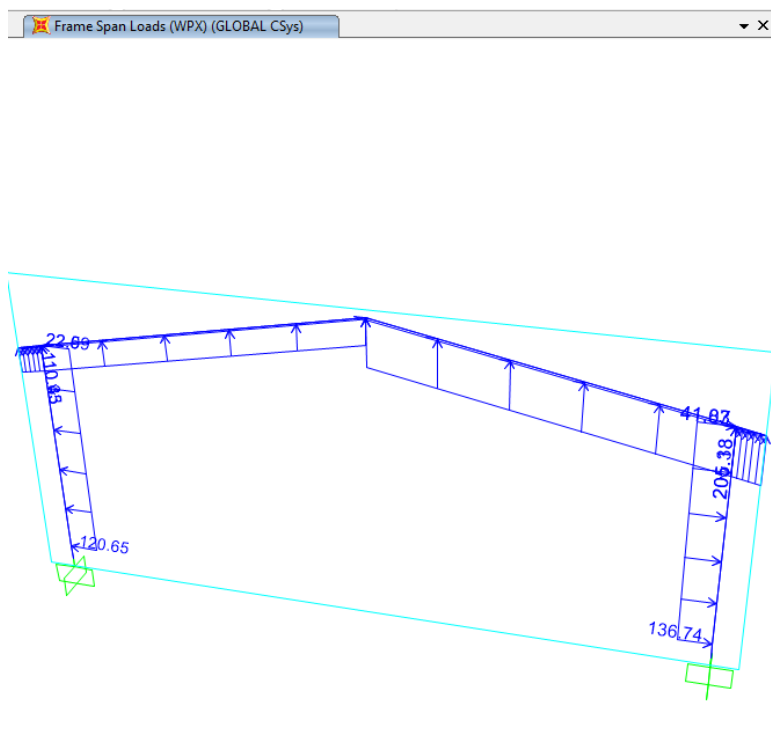
Frame Span Loads (WPX) (GLOBAL CSys)



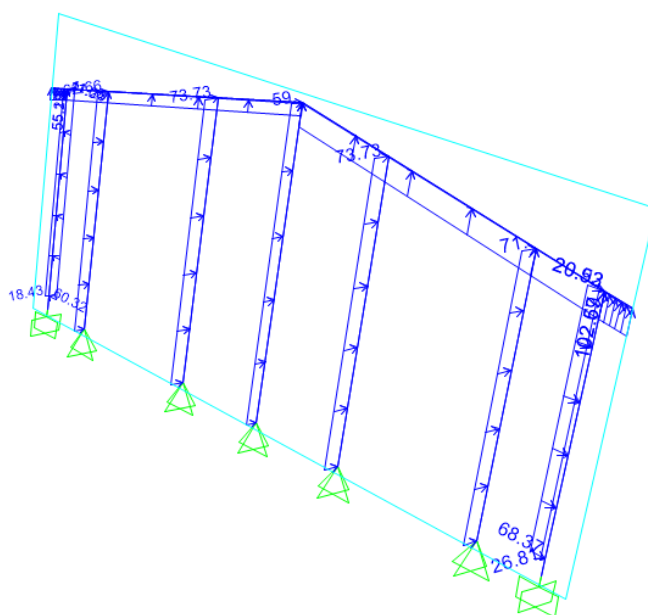
قالب B



قالب C

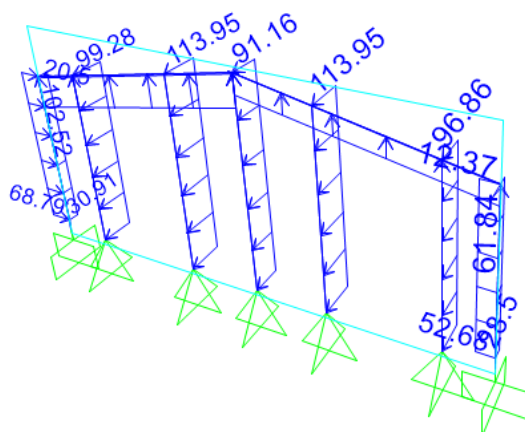


Frame Span Loads (WPX) (GLOBAL CSys)

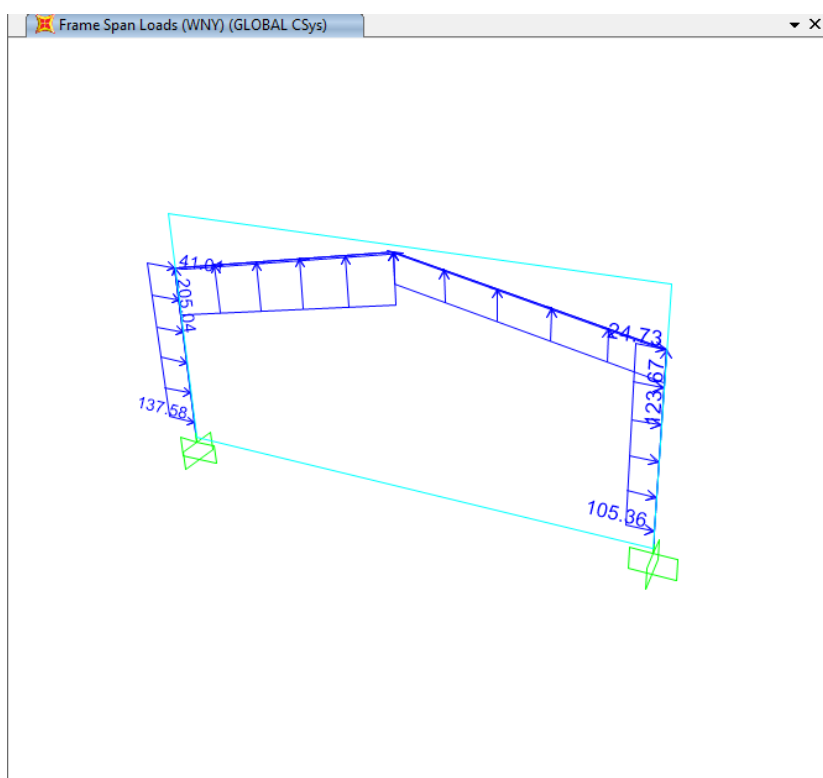


بار باد خارجی جهت Y (نقطه اثر گوشه شماره ۳) (WNY)

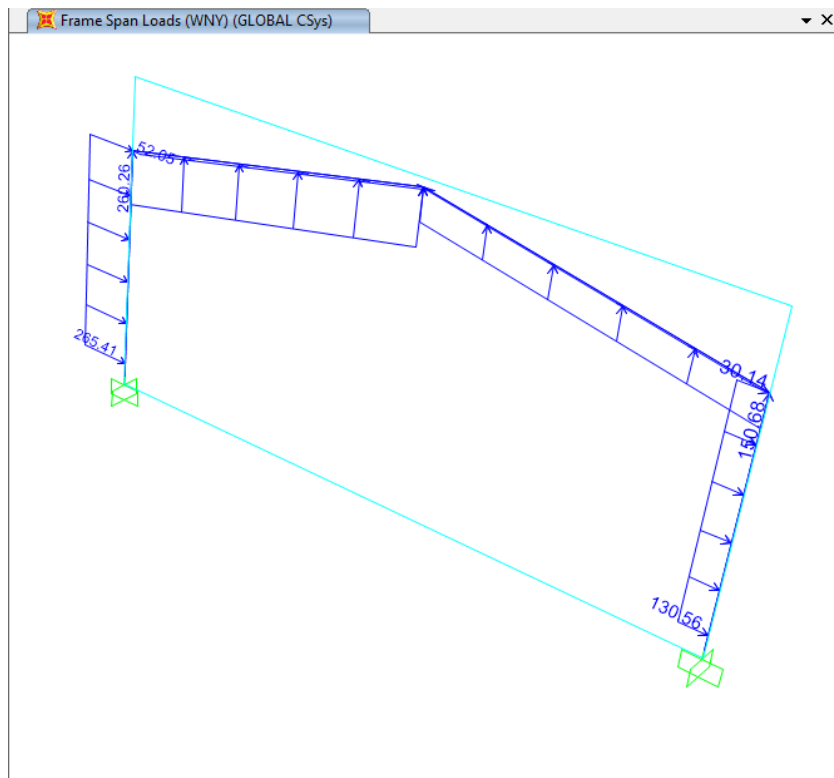
Frame Span Loads (WNY) (GLOBAL CSys)



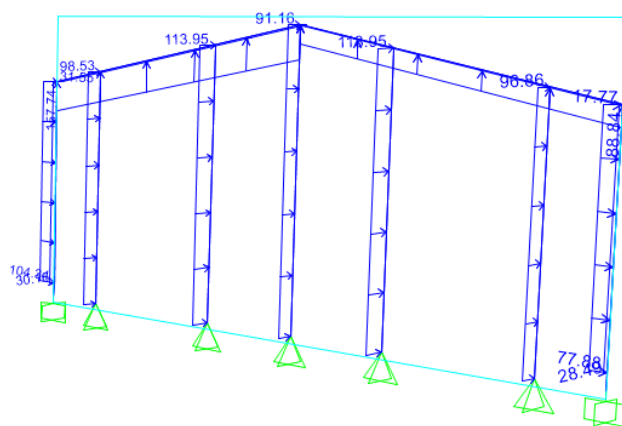
قالب C



قالب H



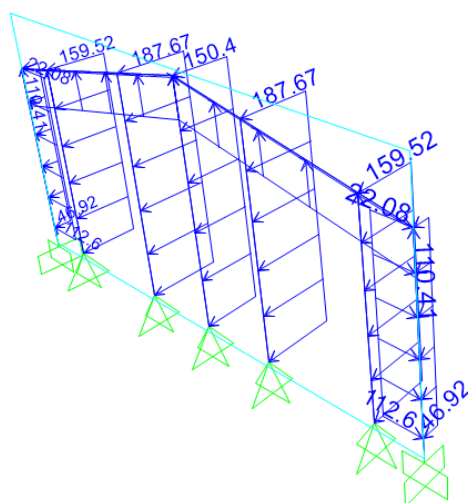
Frame Span Loads (WNV) (GLOBAL CSys)



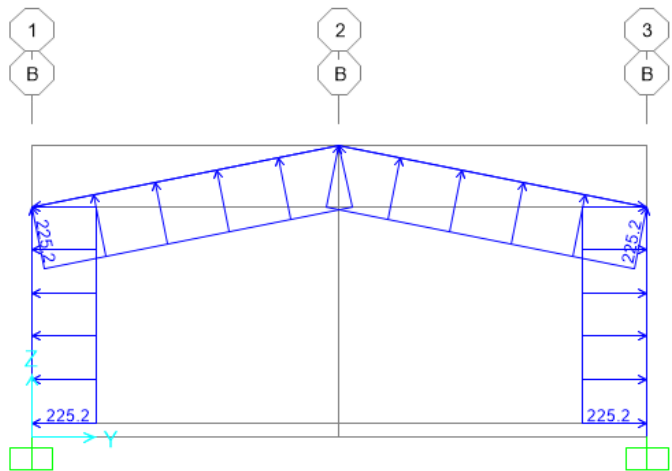
بار باد داخلی فشاری (WPI)

قالب A

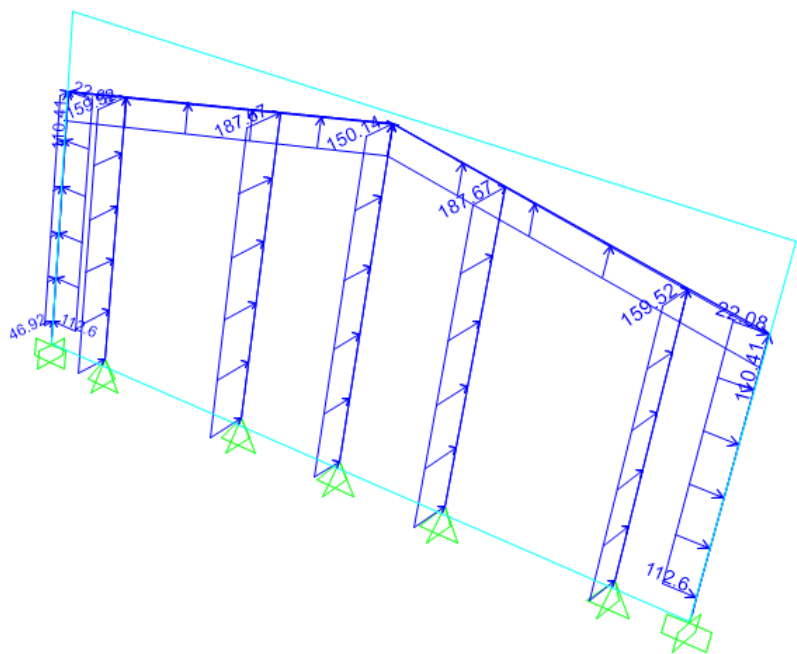
Frame Span Loads (WPI) (GLOBAL CSys)



Frame Distributed Loads (WPI)

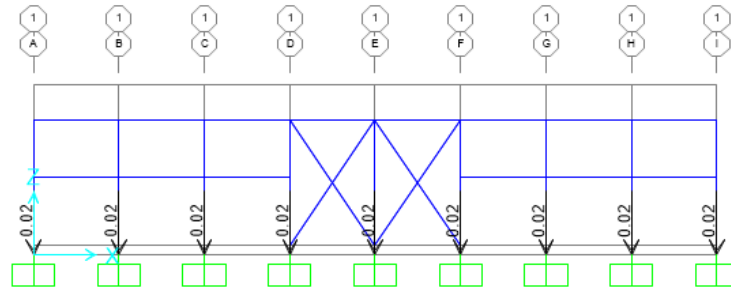


Frame Span Loads (WPI) (GLOBAL CSys)



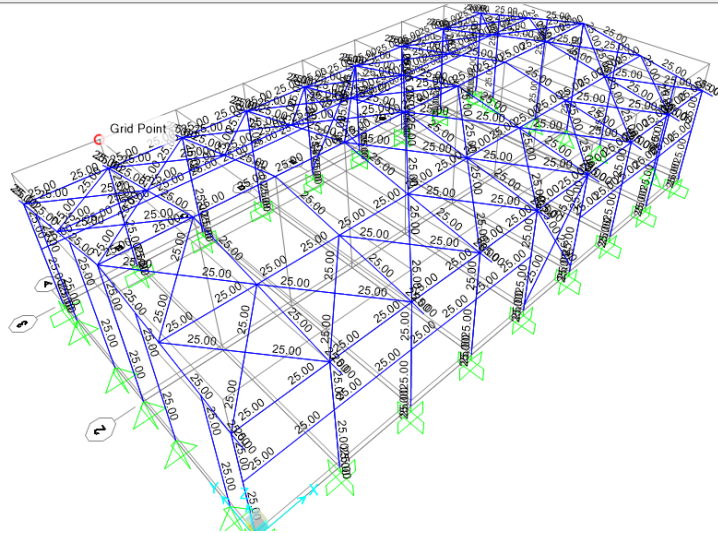
بار نشست تکیه‌گاهی (SET)

Joint Ground Displs (SET) >



بار حرارت (افزایش دما) (TP)

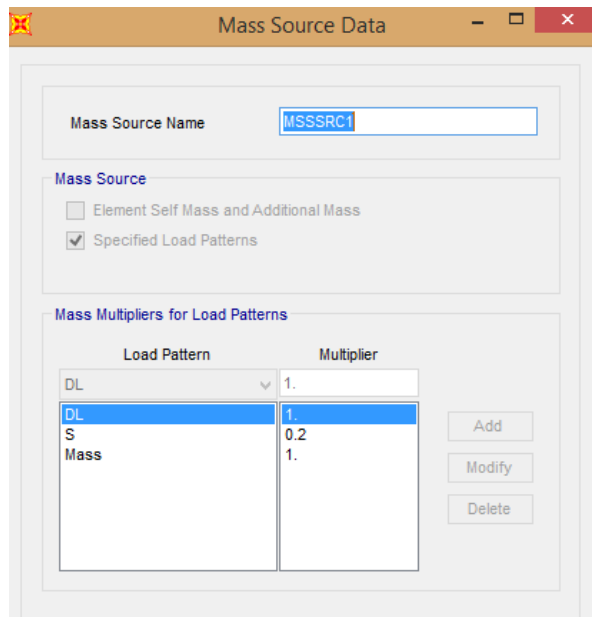
Frame Temperatures (TP)



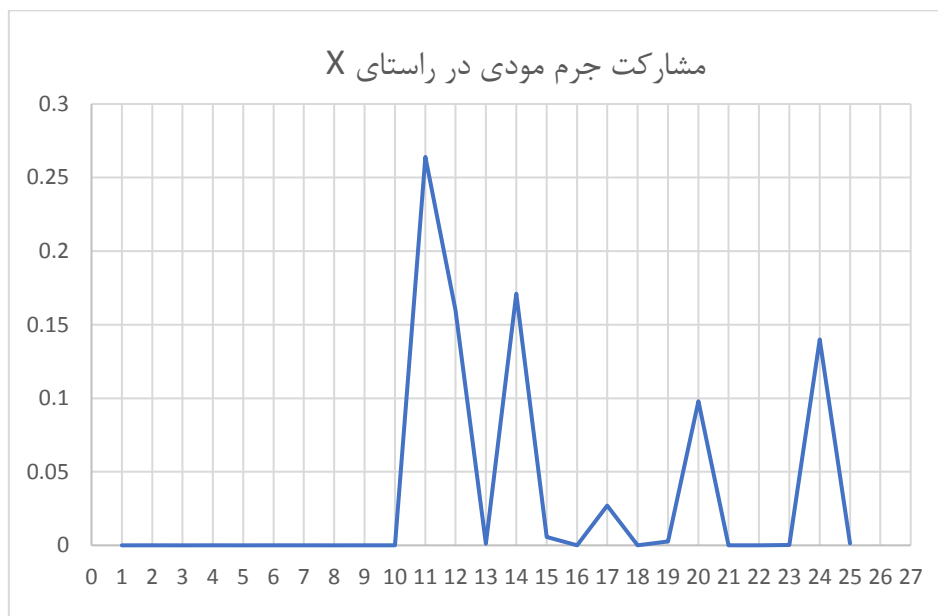
۵-۳- تحلیل

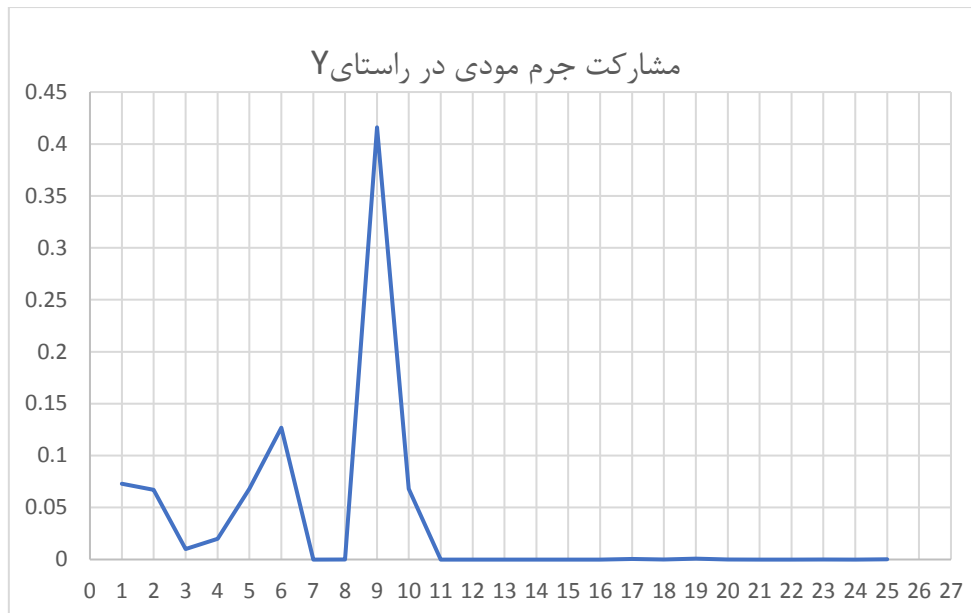
پس از اعمال تمامی بارها، سوله تحت فرآیند تحلیل استاتیکی خطی قرار خواهد گرفت تا مقادیر مورد نیاز برای طراحی المان‌های سازه‌ای ایجاد شود. قبل از انجام تحلیل، جرم لرزه‌ای به صورت Mass Source وارد خواهد شد. این جرم مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ برابر با بارهای DL و Mass با ضریب ۱ و بار S با ضریب ۰/۲ می‌باشد.

نحوه‌ی تعریف جرم موثر لرزه‌ای در شکل نشان داده شده است.



پس از انجام تحلیل، مقادیر زمان‌های تناوب و مود غالب در هر راستا تعیین می‌شود. لذا می‌توان گفت مود غالب مربوط به مودی است که اولین تغییر قابل توجه در درصد مشارکت جرمی در آن رخ می‌دهد. مطابق مقادیر به دست آمده از تحلیل مودال سازه و انتقال آن‌ها به نرم‌افزار اکسل، نمودارهای مقادیر مشارکت جرم مودی برای هر مود رسم شده است. با توجه به این نمودارهای می‌توان گفت در جهت x ، مود ۱۱ ام با زمان تناوب $0/9$ ثانیه و مشارکت جرمی $0/264$ و در جهت y ، مود ۹ ام با زمان تناوب $1/06$ ثانیه و مشارکت جرمی $0/416$ به عنوان مودهای غالب سوله می‌باشند.





۵-۴- طراحی

پس از تکمیل فرآیند تحلیل، در صورت عدم وجود هر گونه اخطار یا هشدار به مرحله‌ی طراحی المان‌ها پرداخته خواهد شد. برای این منظور، ضوابط طراحی با توجه به آیین‌نامه‌ی مورد استفاده مشخص می‌شود. این ضوابط به دو صورت عمومی و اختصاصی به نرم‌افزار معرفی می‌گردند. ضوابط عمومی شامل ضوابط مورد استفاده برای تمامی اعضا و المان‌ها و ضوابط اختصاصی مربوط به ویژگی‌های اختصاصی المان‌های مختلف می‌باشد. در این پروژه از ضوابط آیین‌نامه **AISC 360-10** با توجه به نزدیکی به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای المان‌های فولادی و از ضوابط **ACI 380-11** برای پداستال‌های بتن آرمه استفاده شده است. ضوابط اختصاصی نیز با توجه به مشخصات هر المان شامل ستون، رفترا، مهاربند قائم، مهاربندهای سقفی و قائم و استرات‌ها اعمال می‌شود.

در این ضوابط ضریب S_{ds} به منظور وارد کردن بار قائم زلزله به صورت زیر محاسبه می‌شود. در این سوله با توجه به این که طول دهانه بیش‌تر از ۱۵ متر است، بار قائم زلزله وارد خواهد شد که به صورت ضریبی از بار مرده در ترکیبات بار در نظر گرفته شده است.

$$F_v = 0.6AIW = 0.6AIW_D = (0.2S_{ds}) \times W_D$$

$$0.6AI = 0.6 \times 0.3 \times 1 = 0.18 = 0.2 \times S_{ds} \quad \Rightarrow \quad S_{ds} = 0.9$$

* C_d ضریب بزرگنمایی سیستم باربر در هر راستاست.

* **OMF** نمایانگر سیستم قاب خمشی معمولی (Ordinary Moment Frame) و **OCBF** نمایانگر سیستم قاب مهاربندی همگرای معمولی (Ordinary Concentric Braced Frame) می‌باشند.

* نوع تحلیل از نوع تحلیل مستقیم و ترکیبات بار به صورت LRFD انتخاب می‌شود.

ضوابط عمومی طراحی المان‌های فولادی

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10

Item	Value
1 Design Code	AISC 360-10
2 Multi-Response Case Design	Envelopes
3 Framing Type	OMF
4 Seismic Design Category	D
5 Importance Factor	1.
6 Design System Rho	1.
7 Design System Sds	0.9
8 Design System R	3.5
9 Design System Omega0	3.
10 Design System Cd	3.
11 Design Provision	LRFD
12 Analysis Method	Direct Analysis
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15 Phi(Bending)	0.9
16 Phi(Compression)	0.9
17 Phi(Tension-Yielding)	0.9
18 Phi(Tension-Fracture)	0.75
19 Phi(Shear)	0.9
20 Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1.
21 Phi(Torsion)	0.9
22 Ignore Seismic Code?	No
23 Ignore Special Seismic Load?	Yes

Item Description

Explanation of Color Coding for Values

- Blue: Default Value
- Black: Not a Default Value
- Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10

Item	Value
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15 Phi(Bending)	0.9
16 Phi(Compression)	0.9
17 Phi(Tension-Yielding)	0.9
18 Phi(Tension-Fracture)	0.75
19 Phi(Shear)	0.9
20 Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1.
21 Phi(Torsion)	0.9
22 Ignore Seismic Code?	No
23 Ignore Special Seismic Load?	Yes
24 Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
25 HSS Welding Type	ERW
26 Reduce HSS Thickness?	No
27 Consider Deflection?	No
28 DL Limit, L/	120.
29 Super DL+LL Limit, L/	120.
30 Live Load Limit, L/	360.
31 Total Limit, L/	240.
32 Total-Camber Limit, L/	240.
33 Pattern Live Load Factor	0.75
34 Demand/Capacity Ratio Limit	1.05

Item Description

Explanation of Color Coding for Values

- Blue: Default Value
- Black: Not a Default Value
- Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

ضوابط عمومی طراحی پداستال بتن آرمه

Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-11

Item	Value
1 Design Code	ACI 318-11
2 Multi-Response Case Design	Envelopes
3 Number of Interaction Curves	24
4 Number of Interaction Points	11
5 Consider Minimum Eccentricity?	Yes
6 Seismic Design Category	D
7 Design System Rho	1.
8 Design System Sds	0.9
9 Phi (Tension Controlled)	0.9
10 Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
11 Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
12 Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
13 Phi (Shear Seismic)	0.6
14 Phi (Joint Shear)	0.85
15 Pattern Live Load Factor	0.75
16 Utilization Factor Limit	1.05

Item Description

Explanation of Color Coding for Values

- Blue:** Default Value
- Black:** Not a Default Value
- Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

ضوابط اختصاصی طراحی تیر شیب‌دار

Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-10

Item	Value
1 Current DesignSection	Program Determined
2 Framing Type	OMF
3 Omega0	Program Determined
4 Consider Deflection?	No
5 Deflection Check Type	Program Determined
6 DL Limit, L /	Program Determined
7 Super DL+LL Limit, L /	Program Determined
8 Live Load Limit, L /	Program Determined
9 Total Limit, L /	Program Determined
10 Total--Camber Limit, L /	Program Determined
11 DL Limit, abs	Program Determined
12 Super DL+LL Limit, abs	Program Determined
13 Live Load Limit, abs	Program Determined
14 Total Limit, abs	Program Determined
15 Total--Camber Limit, abs	Program Determined
16 Specified Camber	Program Determined
17 Net Area to Total Area Ratio	Program Determined
18 Live Load Reduction Factor	Program Determined
19 Unbraced Length Ratio (Major)	Program Determined
20 Unbraced Length Ratio (Minor)	0.157
21 Unbraced Length Ratio (LTB)	0.157
22 Effective Length Factor (K1 Major)	1.
23 Effective Length Factor (K1 Minor)	1.

Item Description

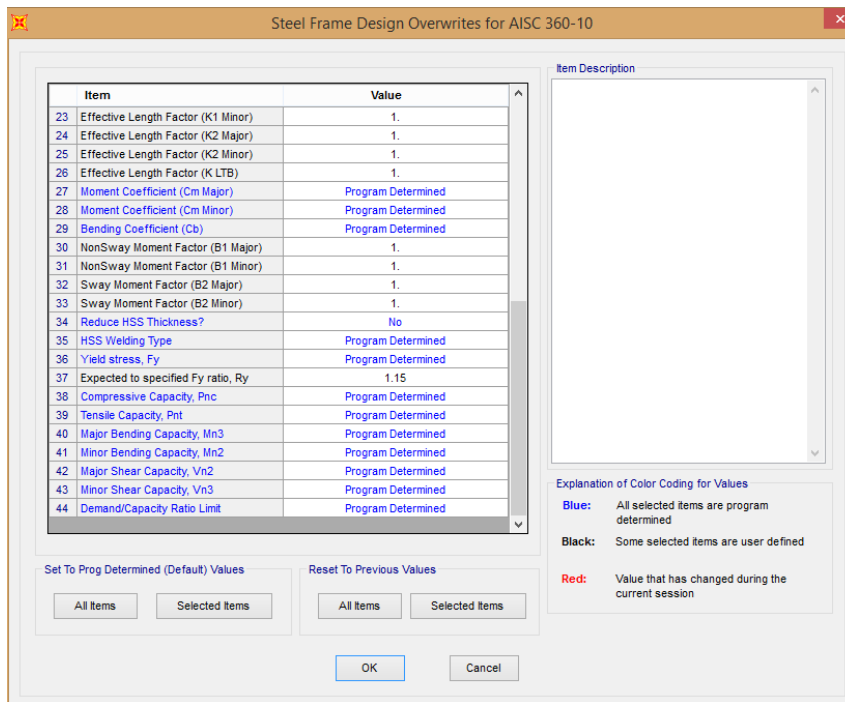
Explanation of Color Coding for Values

- Blue:** All selected items are program determined
- Black:** Some selected items are user defined
- Red:** Value that has changed during the current session

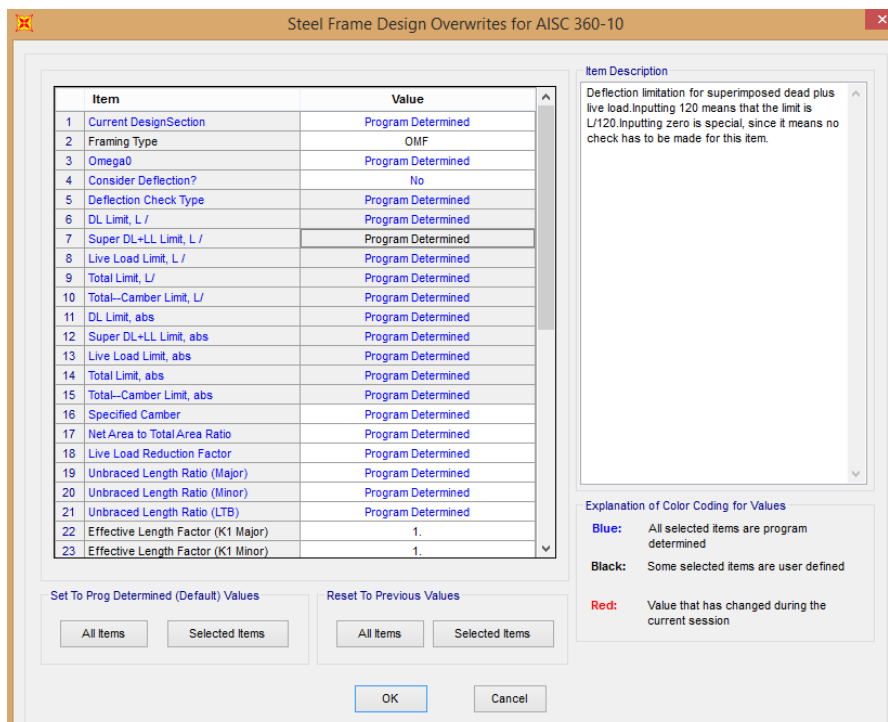
Set To Prog Determined (Default) Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel



ضوابط اختصاصی ستون‌های دهانه‌های غیرمهاربندی:



ضوابط اختصاصی ستون‌های دهانه‌ی مهاربندی

Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-10

Item	Value
1 Current DesignSection	Program Determined
2 Framing Type	OCBF
3 Omega0	Program Determined
4 Consider Deflection?	No
5 Deflection Check Type	Program Determined
6 DL Limit, L /	Program Determined
7 Super DL+LL Limit, L /	Program Determined
8 Live Load Limit, L /	Program Determined
9 Total Limit, L /	Program Determined
10 Total--Camber Limit, L /	Program Determined
11 DL Limit, abs	Program Determined
12 Super DL+LL Limit, abs	Program Determined
13 Live Load Limit, abs	Program Determined
14 Total Limit, abs	Program Determined
15 Total--Camber Limit, abs	Program Determined
16 Specified Camber	Program Determined
17 Net Area to Total Area Ratio	Program Determined
18 Live Load Reduction Factor	Program Determined
19 Unbraced Length Ratio (Major)	Program Determined
20 Unbraced Length Ratio (Minor)	Program Determined
21 Unbraced Length Ratio (LTB)	Program Determined
22 Effective Length Factor (K1 Major)	1.
23 Effective Length Factor (K1 Minor)	1.

Item Description

Explanation of Color Coding for Values

- Blue:** All selected items are program determined
- Black:** Some selected items are user defined
- Red:** Value that has changed during the current session

Set To Prog Determined (Default) Values

Reset To Previous Values

OK Cancel

ضوابط اختصاصی مهاربندهای قائم

Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-10

Item	Value
1 Current DesignSection	Program Determined
2 Framing Type	OCBF
3 Omega0	Program Determined
4 Consider Deflection?	No
5 Deflection Check Type	Program Determined
6 DL Limit, L /	Program Determined
7 Super DL+LL Limit, L /	Program Determined
8 Live Load Limit, L /	Program Determined
9 Total Limit, L /	Program Determined
10 Total--Camber Limit, L /	Program Determined
11 DL Limit, abs	Program Determined
12 Super DL+LL Limit, abs	Program Determined
13 Live Load Limit, abs	Program Determined
14 Total Limit, abs	Program Determined
15 Total--Camber Limit, abs	Program Determined
16 Specified Camber	Program Determined
17 Net Area to Total Area Ratio	Program Determined
18 Live Load Reduction Factor	Program Determined
19 Unbraced Length Ratio (Major)	0.5
20 Unbraced Length Ratio (Minor)	0.7
21 Unbraced Length Ratio (LTB)	0.7
22 Effective Length Factor (K1 Major)	1.
23 Effective Length Factor (K1 Minor)	1.

Item Description

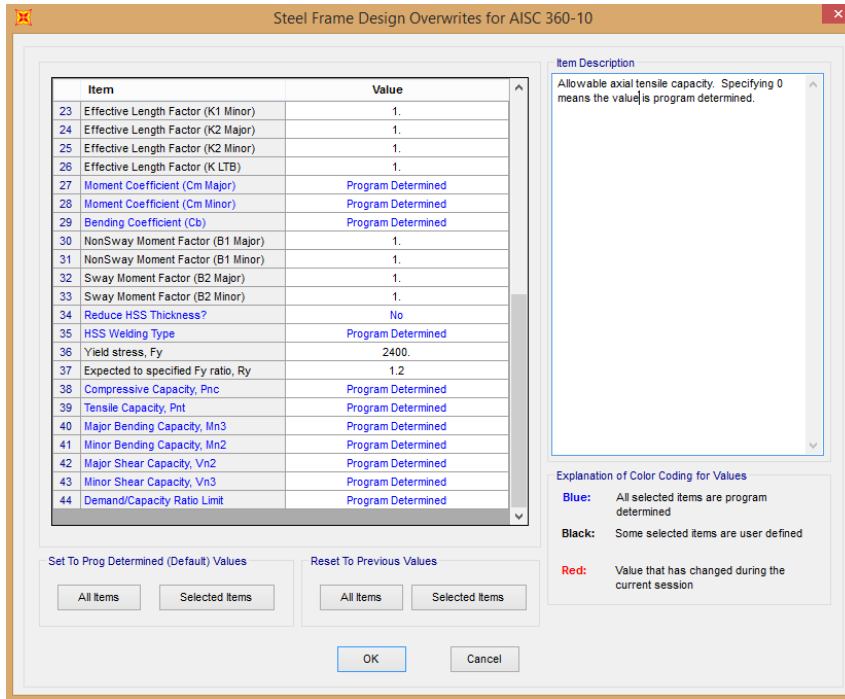
Explanation of Color Coding for Values

- Blue:** All selected items are program determined
- Black:** Some selected items are user defined
- Red:** Value that has changed during the current session

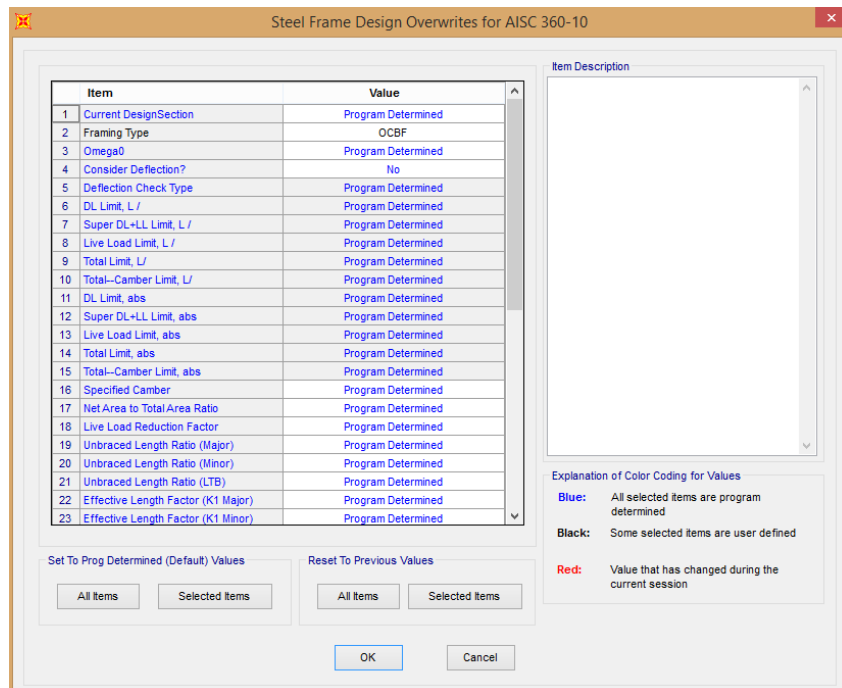
Set To Prog Determined (Default) Values

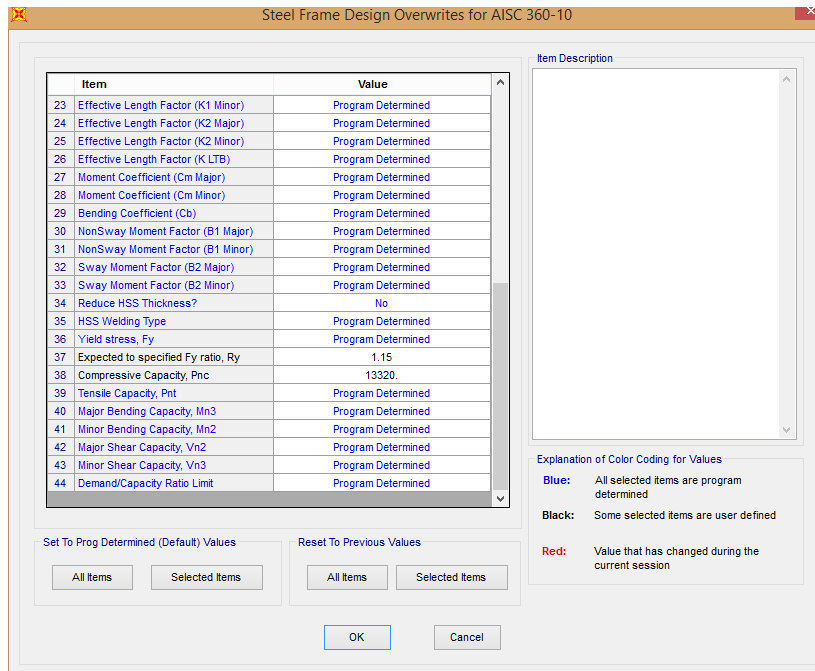
Reset To Previous Values

OK Cancel



ضوابط اختصاصی استرات‌های تاج سوله

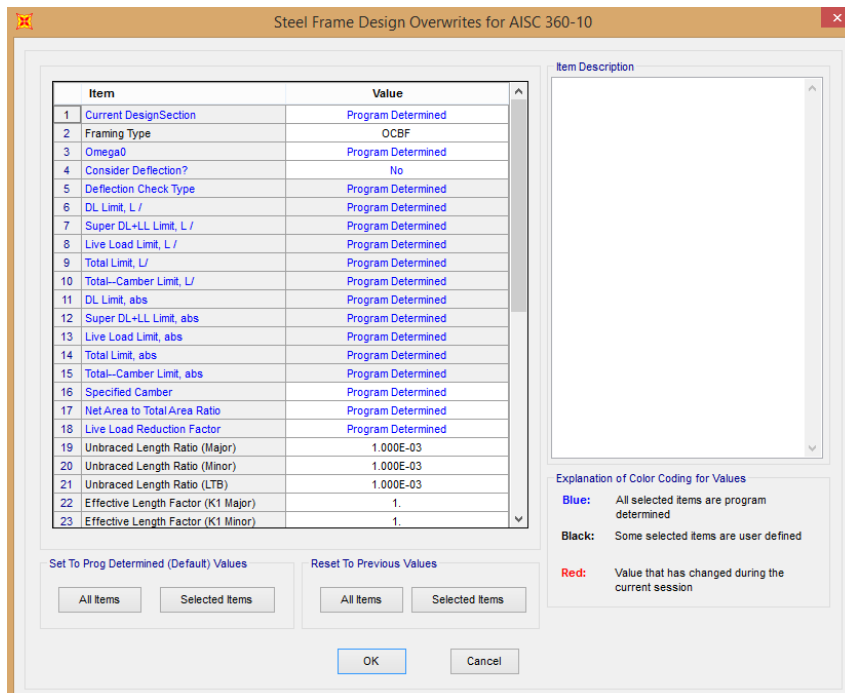


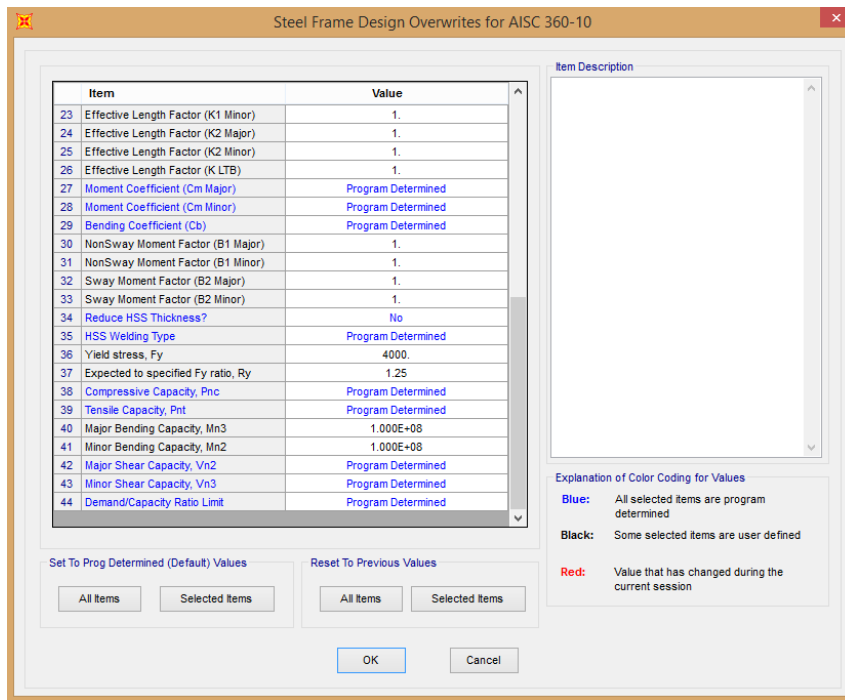


همانطور که مشاهده می‌شود، مقاومت فشاری این مقطع به دلیل وجود دو استرات در تاج در واقعیت و مدل کردن آن با یک استرات، به صورت دستی برای دو استرات محاسبه و وارد شده است (واحد کیلوگرم بر سانتی‌متر مکعب).

ضوابط اختصاصی مهاربندهای سقفی

با توجه به این که مهاربندهای سقفی از نوع میلگرد هستند و دارای رفتار صرفاً کششی می‌باشند، لنگر مقاوم خمشی آن‌ها یک عدد بزرگ وارد خواهد شد تا اثر لنگر خمشی تحت وزن از بین برود. از طرفی دیگر با توجه به پیش‌تنیده کردن آن‌ها با استفاده از بست قورباغه‌ای، نسبت طول مهارنشده را عددی بسیار کوچک وارد می‌نماییم.



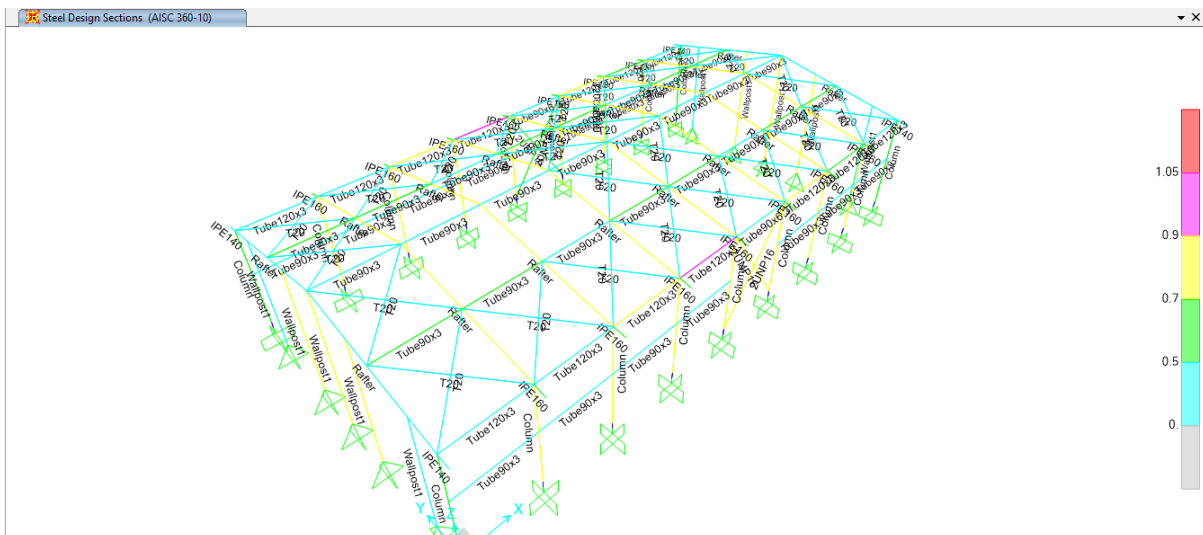


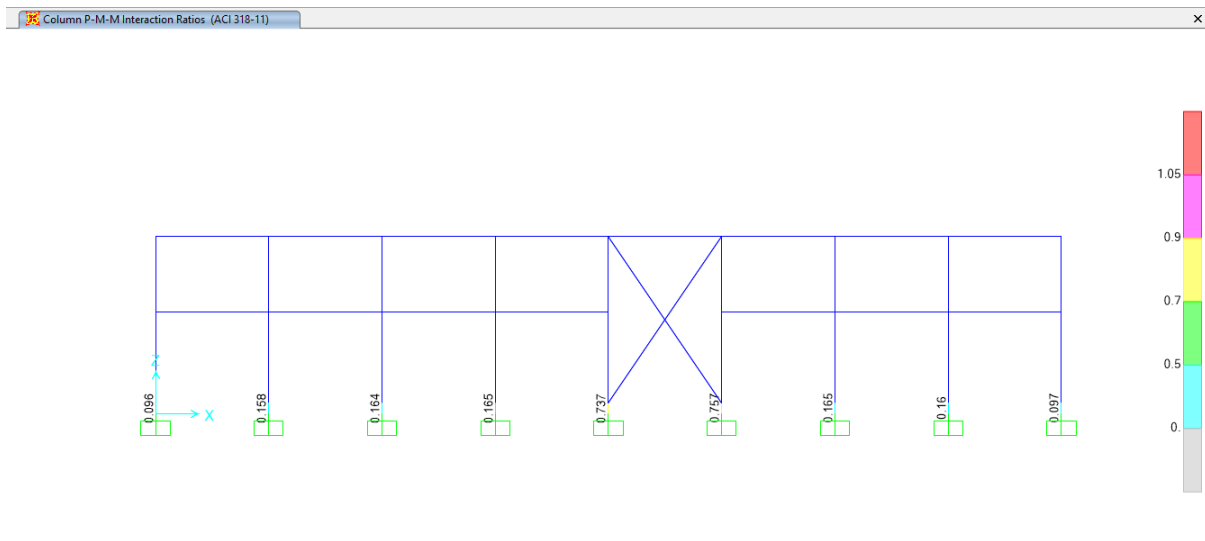
پس از اختصاص ضوابط طراحی عمومی و تخصصی، فرایند طراحی را انجام می‌دهیم. در هر مرحله در صورت جواب ندادن مقطع، با جایگزینی آن با مقطع مناسب و تکرار فرآیند تحلیل و طراحی، عملیات تکرار خواهد شد تا پاسخ مناسب به دست آید.

در این سوله به دلیل پاسخگو نبودن مهاربندهای قائم با ابعاد اولیه، از مقطع 2UNP 160 برای آن استفاده شد.

در نهایت نتیجه‌ی طراحی به صورت زیر است:

برای المان‌های فولادی:





لذا تمامی مقاطع پاسخ‌گوی نیروهای وارده هستند و طراحی سوله مناسب است. در مرحله‌ی بعد به سایر کنترل‌های مربوط به سوله خواهیم پرداخت.

با توجه به مقادیر میلگرد موردنیاز برای برش پداستال‌ها مطابق آن‌چه نرم‌افزار مشخص کرده است، مقدار خاموت‌ها به صورت زیر تعیین می‌شود.

مقدار آرماتور برشی حداکثر از نرم‌افزار برابر مقدار زیر است:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{max} = 0.123$$

با فرض $S = 10 \text{ cm}$:

$$A_v = 0.123 \times 10 = 1.23 \text{ cm}^2$$

با استفاده از سه شاخه خاموت در هر هر راستا، مساحت موردنیاز برای هر شاخه مطابق زیر به دست می‌آید:

$$A_v = \frac{1.23}{3} = 0.41 \text{ cm}^2$$

لذا از آرماتور از نوع **AI** با قطر ۱۰ میلی‌متر و در فواصل ۱۰ سانتی‌متر از هم استفاده می‌شود.

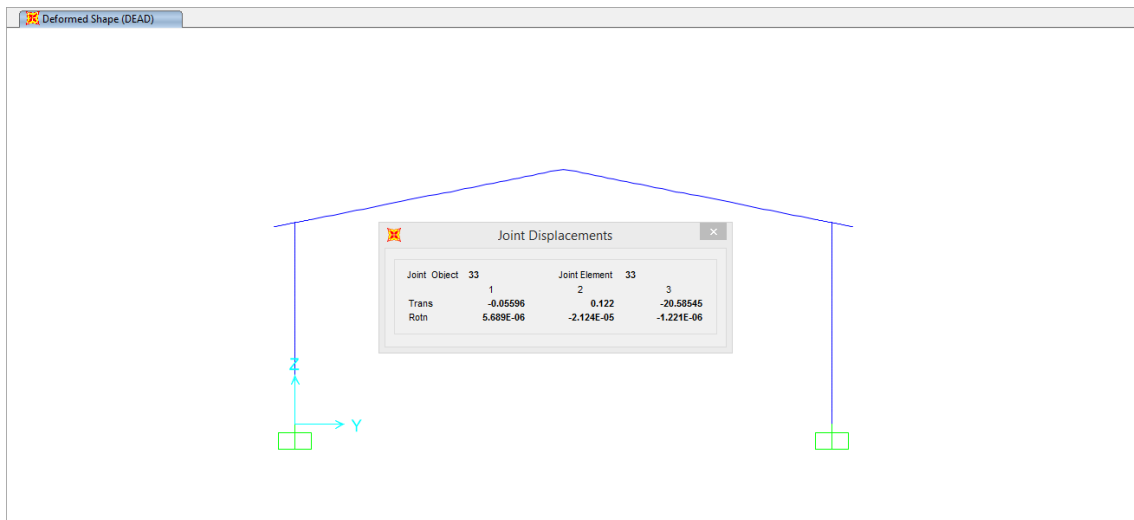
۶- کنترل‌های سوله

کنترل‌های مربوط به خیز در اثر بارهای ثقلی و کنترل تغییر مکان‌های جانبی در اثر باد در حالت بهره‌برداری و زلزله در یک فایل جداگانه انجام خواهد شد. در این حالت برای جلوگیری از اعمال ضرایب کاهش سختی که بر اساس AISC 360-10 به طور خودکار برابر با 0.8 در نظر گرفته می‌شود، از تنظیمات عمومی آیین‌نامه‌ای طراحی، آیین‌نامه‌ی طراحی منطبق بر AISC - ASD 89 قرار داده می‌شود تا اعمال این ضرایب در هنگام تحلیل حذف شود.

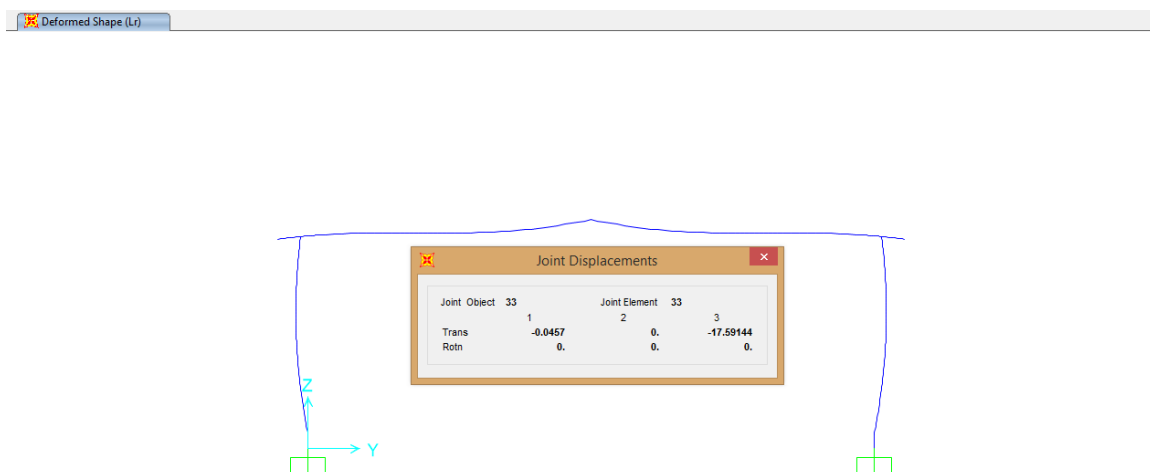
۶-۱- کنترل خیز ناشی از بارهای ثقلی

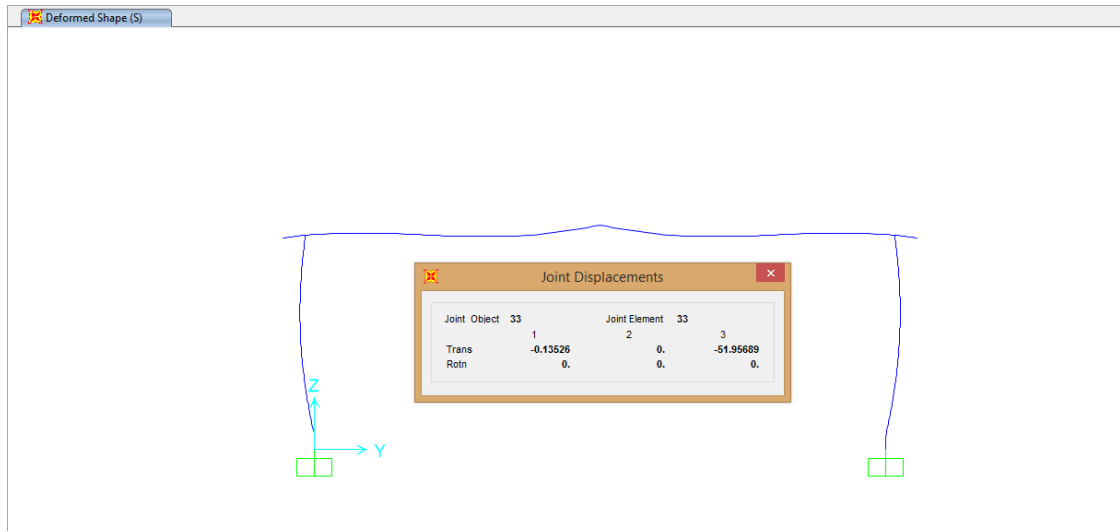
برای کنترل خیز ناشی از بارهای ثقلی، ابتدا مقادیر خیز ناشی از بار مرده، زنده‌ی بام و برف از نرم‌افزار استخراج می‌شود.

جابه‌جایی تاج سوله در اثر بار مرده در قاب میانی E



جابه‌جایی تاج سوله در اثر بار زنده‌ی بام در قاب میانی E





کنترل خیزها به صورت زیر انجام می‌شود.

$$\Delta_{DL} = 20.58 \text{ mm} , \Delta_{Lr} = 17.6 \text{ mm} , \Delta_s = 52 \text{ mm}$$

کنترل خیز بار زنده

$$\frac{L}{180} = \frac{25000}{180} = 138.88 > 17.6 \text{ mm} \checkmark \text{ O.K.}$$

کنترل خیز بار برف

$$\frac{L}{180} = \frac{25000}{180} = 138.88 > 52 \text{ mm} \checkmark \text{ O.K.}$$

کنترل خیز مجموع بار مرده و زنده‌ی بام

$$\frac{L}{120} = \frac{25000}{120} = 208.33 > 20.58 + 17.6 = 38.18 \text{ mm} \checkmark \text{ O.K.}$$

لذا همانطور که مشاهده می‌شود خیزهای ایجاد شده در حد مجاز قرار گرفته‌اند.

۶-۲- کنترل تغییرشکل سازه تحت بار جانبی بار باد بهره‌برداری

بر اساس بند ۱۰ مرجع AISC Design Guide No.7 میزان تغییرشکل جانبی سوله تحت اثر بار باد بهره‌برداری کنترل خواهد گردید. طبق تعریف، باد با دوره‌ی بازگشت ۱۰ ساله به عنوان بار باد بهره‌برداری و باد با دوره‌ی بازگشت ۵۰ ساله نیز به عنوان بار باد طراحی می‌باشد. (در مبحث ششم ویرایش ۹۲، تنها بار باد طراحی تعریف شده است و اثری از باد بهره‌برداری نیست اما در مبحث ششم ویرایش ۹۶ این بار باد نیز افزوده شده است.)

*به عنوان یک تقریب، می‌توان فشار باد بار بهره‌برداری را برابر با ۷۵٪ فشار بار باد طراحی در نظر گرفت.

بر اساس مرجع گفته شده، دریافت مجاز برای دیوارهای آجری و ساندویچ پنل مطابق شکل است.

۱- در صورتی که دیوار فلزی باشد (انواع ساندویچ پانل های فلزی):

- تغییر شکل قاب عمود بر دیوار به $\frac{h}{60} - \frac{h}{100}$ محدود می گردد (h ارتفاع دیوار).
- تغییر شکل نسبی مهارهای دیوار (Wallpost و Girts) به $\frac{L}{120}$ محدود می شود (L طول مهار).

۲- در صورتی که دیوار مصالح بنایی باشد:

- تغییر شکل جانبی قاب عمود بر دیوار به صورتی باشد که عمق ترک در پای دیوار غیرمسلح بنایی از $\frac{1}{16}$ اینچ یا $1/58$ میلی متر بیشتر نباشد.
- تغییر شکل نسبی مهارهای نگهدارنده دیوار (گیرت و وال پست ها) به $\frac{L}{240}$ محدود می گردد. در حالت مقدار کل تغییر شکل مهارهای دیوار نباید از $1/5$ اینچ بزرگتر باشد.

توجه: معیار کنترلی که تابع عرض ترک می باشد، می تواند در قالب یک تخمین مهندسی و به صورت زیر تقریب زده شود. (البته این مقدار صرفاً یک تقریب مهندسی می باشد و با اصول پخش ترک کاملاً متفاوت می باشد)

$$\Delta_{all} = 1/58 \times \frac{h_w}{t_w} \cdot Drift = \frac{\Delta_{all}}{h_w} \Rightarrow Drift \leq \frac{1/58}{t_w}$$

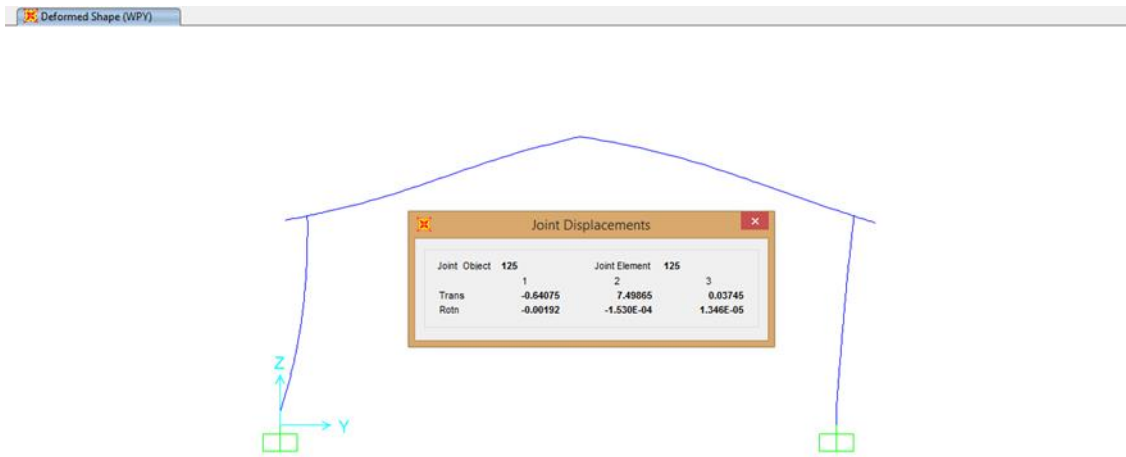
ضخامت دیوار بر حسب mm

نمکنه، با توجه به ضخامت معمول ۳۰۰-۴۰۰ میلی متری دیوارهای جانبی مصالح بنایی ($t_w = 300 - 400 \text{ mm}$)، لذا می توان استنباط نمود که برای دیوارهای رایج، مقدار حداکثر دریفت به مقادیر زیر محدود خواهد شد:

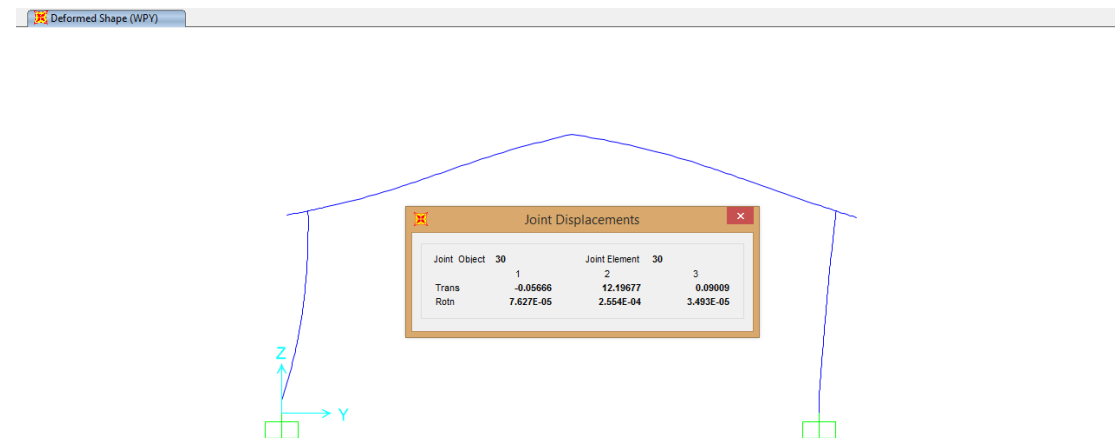
$$(Drift)_{all} = 0/004 - 0/0053$$

برای این منظور برای کنترل دریفت مجاز دیوار آجری و دیوار ساندویچ پنل، جابه جایی های هر کدام تحت اثر باد طراحی دو دو نقطه (نقطه ۱ در مرز دو دیوار در ارتفاع ۳/۵ متری و نقطه ۲ در محل شانه ی سوله) محاسبه می شود.

جابه جایی نقطه ۱ در اثر WPY

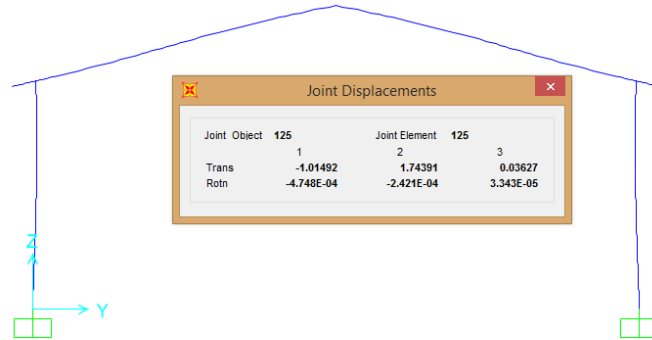


جابه جایی نقطه ۲ در WPY



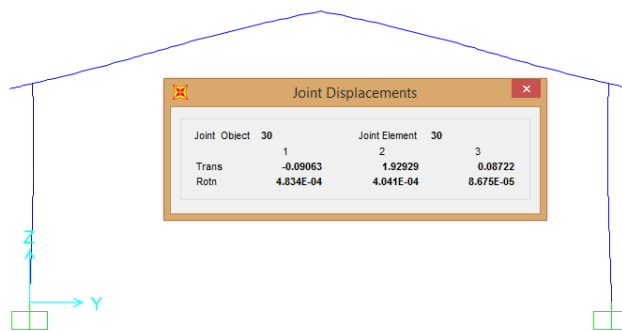
جابه‌جایی نقطه‌ی ۱ در اثر WPI

Deformed Shape (WPI)



جابه‌جایی نقطه‌ی ۲ در اثر WPI

Deformed Shape (WPI)



در نتیجه جابه‌جایی نهایی دو نقطه از مجموع جابه‌جایی‌های هر یک از حالات بالا به دست می‌آید:

$$\Delta_1 + \Delta'_1 = 7.5 + 1.7 = \mathbf{9.2 \text{ mm}}, \quad \Delta_2 + \Delta'_2 = 12.2 + 1.9 = \mathbf{14.1 \text{ mm}}$$

جابه‌جایی‌های دیوار آجری و دیوار ساندویچ پنل برای بار بهره‌برداری به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$\Delta_{\text{Sandwich Panel}} = 0.75 \times (14.1 - 9.2) = \mathbf{3.7 \text{ mm}}, \quad \Delta_{\text{masonry}} = 0.75 \times 9.2 = \mathbf{6.9 \text{ mm}}$$

کنترل دریافت مجاز

برای ساندویچ پنل:

$$\Delta_{\text{allow.}} = \frac{5900}{100} = 59 > 3.7 \text{ mm} \checkmark \text{ O.K.}$$

برای دیوار آجری:

$$\Delta_{allow.} = 0.0053 \times 3500 = 18.55 > 6.9 \text{ mm} \checkmark \text{ O.K.}$$

۲-۶- کنترل تغییر مکان جانبی در اثر زلزله

مطابق با بخش ۳-۵ از استاندارد ۲۸۰۰ مقدار جابه‌جایی نسبی باید در محدوده‌ی مشخصی قرار داشته باشد.

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \quad (۱۱-۳)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۲-۴)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۱-۳)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_g در بند (۲-۵-۲) مقایسه شود.

۲-۵-۲ مقدار Δ_{Rf} که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_{Rf} به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_g زیر تجاوز نماید.

$$\Delta_g = 0.025h \quad \text{- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه}$$

$$\Delta_g = 0.020h \quad \text{- در سایر ساختمان‌ها}$$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

مقادیر مجاز Δ_{eu} در دو راستا مطابق با این استاندارد به صورت زیر محاسبه می‌شود.

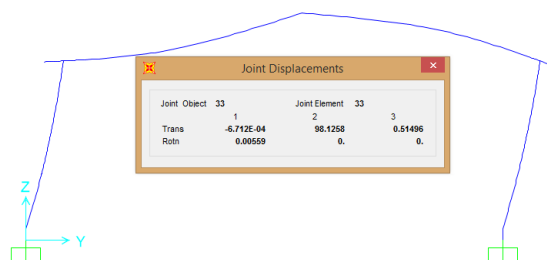
$$C_{dx} = 3.5, C_{dy} = 3.5, \Delta_{eu} < \frac{0.025 h}{C_d}$$

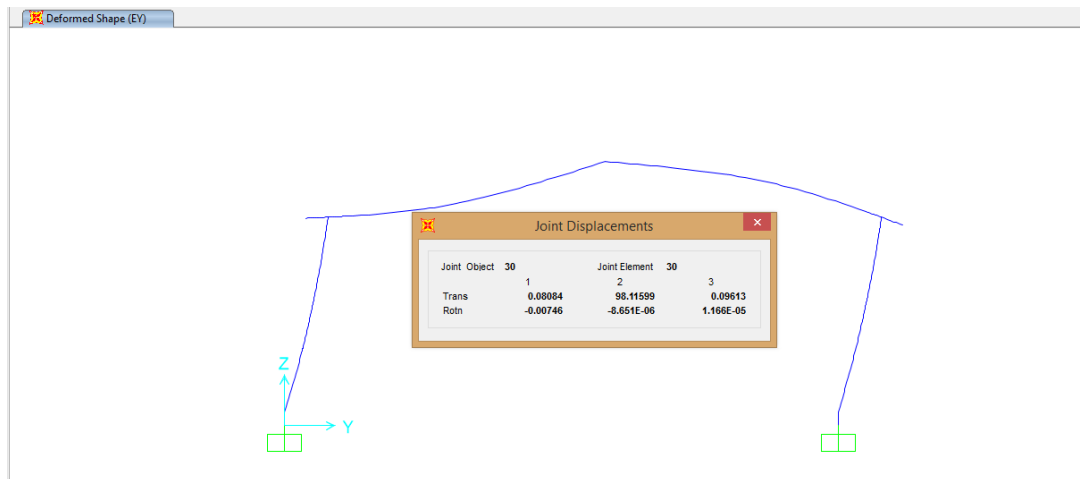
$$\Delta_{eu x} = \frac{0.025 \times 9.4}{3.5} = 0.067 \text{ m} = 67 \text{ mm}, \Delta_{eu y} = \frac{0.025 \times 10.65}{3.5} = 0.08875 \text{ m} = 88.75 \text{ mm}$$

لذا به منظور محاسبه‌ی جابه‌جایی نسبی سوله، میانگین جابه‌جایی‌های تاج (نقطه‌ی ۱) و شانه (نقطه‌ی ۲) در اثر EX و EY در نظر گرفته می‌شود.

جابه‌جایی تاج در اثر EY

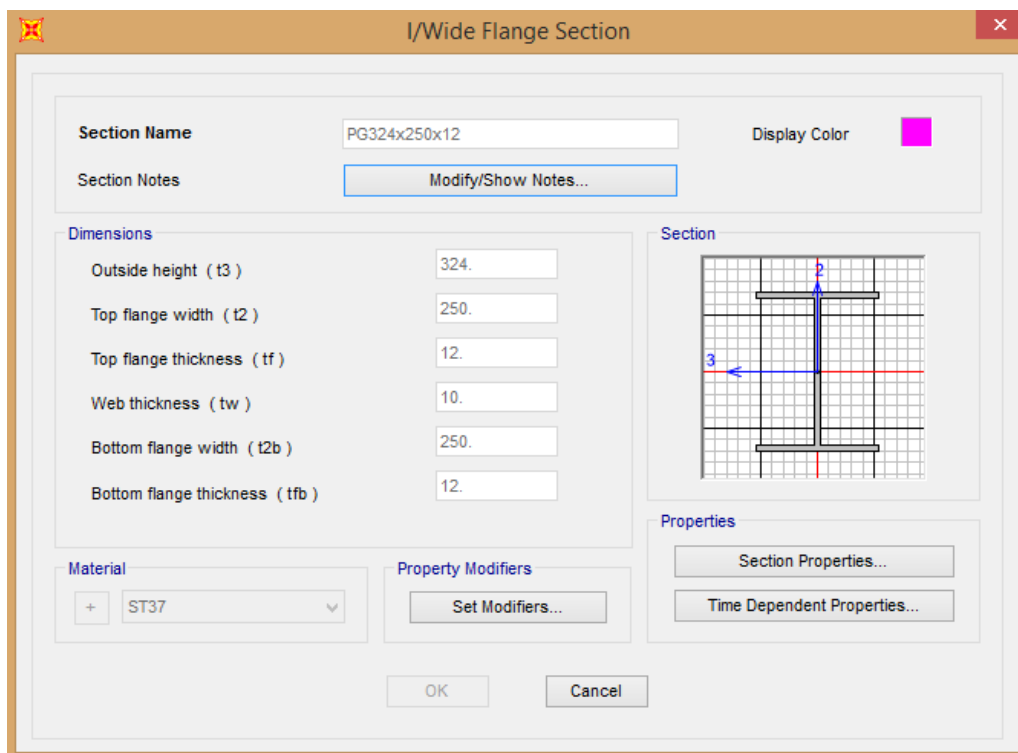
Deformed Shape (EY)





$$(\Delta_y)_{ave.} = \frac{98.126 + 98.12}{2} = 98.123 \text{ mm} > 88.75 \text{ N.G.}$$

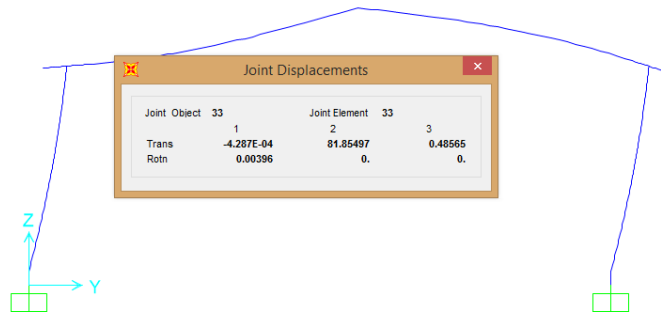
همانطور که مشاهده می‌شود جابه‌جایی نسبی جانبی از مقدار مجاز فراتر رفته است؛ لذا برای کنترل این موضوع مقطع پای ستون را به صورت زیر تعریف می‌نماییم.



پس از تغییر مقطع و تحلیل دوباره این حالت بررسی می‌شود.

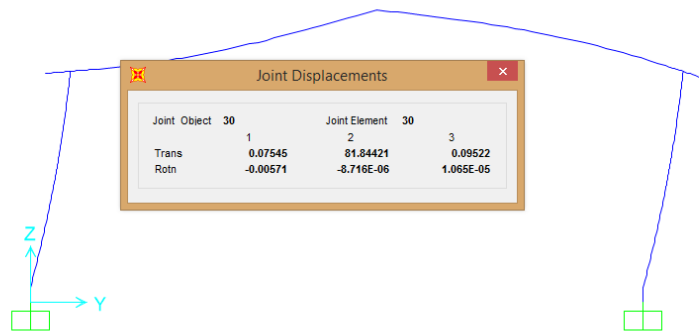
جابہ جایی راس در اثر EY

Deformed Shape (EY)

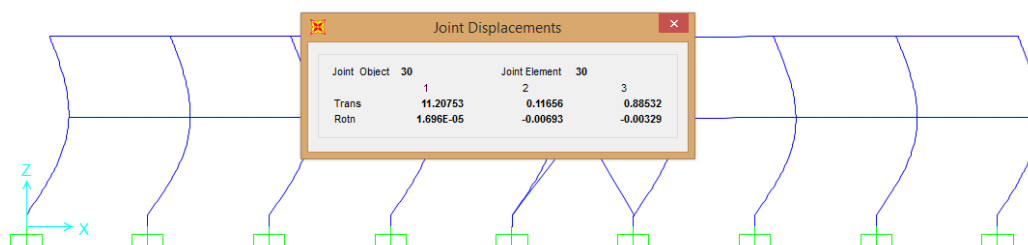


جابہ جایی شانه در اثر EY

Deformed Shape (EY)



$$(\Delta_y)_{ave.} = \frac{81.855 + 81.8442}{2} = 81.85 \text{ mm} < 88.75 \checkmark \text{ O.K.}$$



$$\Delta_x = 11.21 \text{ mm} < 67.143 \text{ mm} \checkmark \text{ O.K.}$$

۶-۳- کنترل ستون‌ها برای زلزله‌ی تشدید یافته

برای این منظور در یک فایل جداگانه‌ی دیگر، ضرایب زلزله در ضریب تشدید (برای قاب خمشی معمولی برابر با ۳) ضرب می‌شوند. از طرفی دیگر در ضوابط اختصاصی ستون‌ها، مقاومت‌های خمشی و برشی عدد بزرگی وارد می‌شود تا تنها حالت محوری ستون‌ها بدون در نظر گرفتن اندرکنش‌ها در نظر گرفته شود. با توجه به این‌که نیروی محوری در سوله‌ها معمولاً حاکم نیست، لذا این حالت معمولاً حاکم نخواهد شد.

پس از انجام تحلیل و طراحی مشاهده می‌شود که نسبت DCR ستون‌ها کوچک‌تر از ۱ هستند و لذا این کنترل را نیز ارضا می‌نمایند.

پس از پایان یافتن مراحل مدل‌سازی، تعریف بار و بارگذاری و در نهایت انجام کنترل‌های موردنیاز طراحی سوله در نرم‌افزار به پایان می‌رسد و در مراحل بعدی، اتصالات با استفاده از مقادیر به دست آمده از تحلیل نرم‌افزاری به صورت دستی طراحی می‌شوند و در نهایت یک جرثقیل سقفی خطی برای این سوله و فونداسیون منفرد سوله طراحی خواهد شد.

۷- طراحی اتصالات

در این بخش، اتصال ستون به رafter در محل شانه از نوع اتصال فلنجی و نیز گیرتهای دیوار ساندویچ پنل و اتصالات وال پستهای قابهای انتهایی طراحی می گردند.

۷-۱- طراحی اتصال ستون به تیر شیبدار در شانه

۷-۱-۱- محدودیت فواصل پیچها

بر اساس بند (۱۰-۲-۹-۳-۲) از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ضوابط هندسی مربوط به فواصل پیچها از لبه و مرکز تا مرکز پیچها با فرض استفاده از پیچ با $d=27\text{ mm}$ به صورت زیر تعیین می شوند.

$$\text{حداکثر فاصله ی پیچ تا لبه: } \min \{ 12t, 150\text{ mm} \} = \{ 12 \times 12, 150 \} = 144\text{ mm}$$

$$\text{حداقل فاصله ی پیچ تا لبه: } 2d = 2 \times 27 = 54\text{ mm}$$

$$\text{حداکثر فاصله ی مرکز تا مرکز پیچها: } \min \{ 24t, 300\text{ mm} \} = \{ 24 \times 12, 300 \} = 288\text{ mm}$$

$$\text{حداقل فاصله ی مرکز تا مرکز پیچها: } 3d = 3 \times 27 = 54\text{ mm}$$

$$\text{حداقل فاصله ی پیچ تا لبه ای که مانع بسته شدن پیچ باشد: } 1.5d = 1.5 \times 27 = 40.5\text{ mm}$$

۷-۱-۲- تعیین نیروهای طراحی اتصال

مقاومت خمشی

نیروی طراحی اتصال بر اساس **Chapter E, Part E1-6b** از **AISC 341-10** از کمترین مقادیر زیر محاسبه می گردد:

۱- لنگر خمشی حداکثر برابر $M_u = 1.1 R_y M_p$ و برش حداکثر ناشی از ترکیب بار شامل زلزله به صورتی که نیروی زلزله برابر $\frac{2 [1.1 R_y M_p]}{L_{cf}}$ می باشد.

۲- حداکثر نیروی تولید شده توسط سازه که تحت حالات حدی تسلیم ستونها، بلندشدگی پی و یا نیروی زلزله با $R_{uy} = 1.0$ کنترل می گردد.

۳- مقادیر فوق نباید از حداکثر مقدار تلاشهای ایجاد شده ناشی از ترکیبات بارگذاری عادی آیین نامهها کم تر باشد.

۴- مقدار لنگر طراحی نباید در هیچ حالتی از $0.5M_p$ کم تر شود.

لذا مقادیر مربوط به هر کدام از بندهای بالا به صورت زیر تعیین می شود:

-۱

$$z = 4761\text{ cm}^3, F_y = 2400\text{ kgf/cm}^2, M_{n1} = 1.1R_y(zf_y) = 1.1 \times 1.15 \times 4761 \times 2400 \times 10^{-5} = 144.54\text{ tonf.m}$$

۲- در این حالت لنگر به دست آمده از نرم افزار برای زلزله ی EY در $\frac{3}{5}$ ضرب می شود تا مقدار مربوط به $R_{uy} = 1.0$ به دست بیاید. لنگرهای به دست آمده از نرم افزار به صورت به دست می آید:

$$M_{DL} = 13.21\text{ tonf.m}, M_S = 33.8\text{ tonf.m}, M_{EY} = 29.41\text{ tonf.m}$$

$$M_{n2} = 1.41 \times (13.21) + 3.5 \times 29.41 + 0.2 \times 33.8 = 128.32\text{ tonf.m}$$

۳- بحرانی ترین مقدار لنگر برای تیر بر اساس نرم افزار مربوط به ComB28 می باشد.

$$M_{n3} = 74 \text{ tonf.m}$$

-۴

$$M_{Des.} > 0.5zfy = 0.5 \times 4761 \times 2400 \times 10^{-5} = 57.132 \text{ tonf.m}$$

با توجه به مقادیر فوق مقدار لنگر طراحی محاسبه می شود.

$$M_{Des.} = \max \{ \min \{ 144.54, 128.32 \}, 74 \} = 128.32 \text{ tonf.m} > 57.132 \text{ tonf.m} \checkmark \text{ O.K.}$$

مقاومت موردنیاز برشی

-۱

$$V_{UE} = \frac{2 \times 144.54}{25} = 11.6 \text{ tonf}, V_{DL} = 3.78 \text{ tonf}, V_S = 9.63 \text{ tonf}$$

$$V_{n1} = 1.41 \times 3.78 + 11.6 + 0.2 \times 9.63 = 19 \text{ tonf}$$

-۲

$$V_{DL} = 3.78 \text{ tonf}, V_S = 9.63 \text{ tonf}, V_{EY} = 2.28 \text{ tonf}$$

$$V_{n2} = 1.41 \times 3.78 + 3.5 \times 2.28 + 0.2 \times 9.63 = 15.24 \text{ tonf}$$

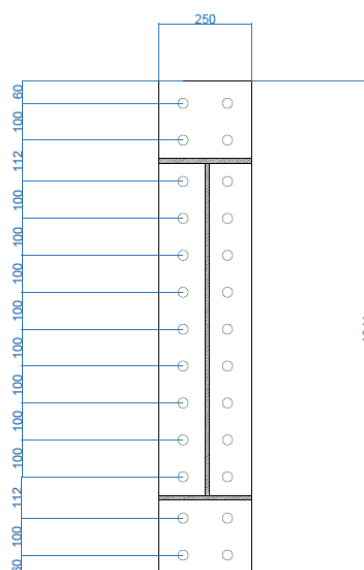
-۳

$$V_{n3} = 20.55 \text{ tonf}$$

$$V_{Des.} = \max \{ \min \{ 19, 15.24 \}, 20.55 \} = 20.55 \text{ tonf}$$

۳-۱-۷- تعیین هندسه ی اولیه ی اتصال

هندسه ی فرضی اولیه برای اتصال شانه به صورت زیر در نظر گرفته شده است:



۷-۱-۴- کنترل تعداد پیچ‌ها

کنترل جداشدگی صفحات

$$M_{Des.} = 130 \text{ tonf.m} , A_{Plate} = 250 \times 1344 \times 10^{-2} = 3360 \text{ cm}^2$$

از پیچ ۸،۸ با $F_u = 8000 \text{ kgf/cm}^2$ استفاده می‌نمایم. لذا مطابق با جدول (۷-۹-۲-۱۰) حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در اتصالات اصطکاکی به دست می‌آید.

جدول ۷-۹-۲-۱۰ حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در اتصالات اصطکاکی (T_b)

پیچ‌های نوع A۴۹۰	پیچ‌های نوع A۳۲۵	قطر اسمی پیچ (بر حسب میلی‌متر)
۱۱۴ kN	۹۱ kN	M۱۶
۱۷۹ kN	۱۴۲ kN	M۲۰
۲۲۱ kN	۱۷۶ kN	M۲۲
۲۵۷ kN	۲۰۵ kN	M۲۴
۳۳۴ kN	۲۶۷ kN	M۲۷
۴۰۸ kN	۳۲۶ kN	M۳۰
۵۹۵ kN	۴۷۵ kN	M۳۶

$$P_{pi} = 267 \text{ KN} = 26.7 \text{ tonf} , N = 26 , P_p = N \times P_{pi} = 26 \times 26.7 = \mathbf{694.2 \text{ tonf}}$$

$$f_{pi} = \frac{694.2 \times 10^3}{3360} = \mathbf{206.61 \text{ kgf/cm}^2} , f_{ti} = \frac{M_D C}{I} = \frac{130 \times 10^5 \times 67.2}{\frac{25 \times 134.4^3}{12}} = \mathbf{172.72 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$f_{pi} = 206.61 \text{ kgf/cm}^2 > f_{ti} = 172.72 \text{ kgf/cm}^2 \checkmark \text{ O.K.}$$

کنترل تنش محوری در پیچ‌ها

$$A_b = 5.72 \text{ cm}^2 , I_{bolts} = 4I_b = 4 \sum A_b d_i^2 = 4 \times 5.72 \times (10^2 + 20^2 + 30^2 + 40^2 + 51.2^2 + 61.2^2) = \mathbf{214314.2 \text{ cm}^4}$$

$$*f_{bt} = \frac{130 \times 10^5 \times 61.2}{214314.2} = \mathbf{3712.3 \text{ kgf/cm}^2}$$

تنش متناظر مقاومت نهایی طراحی بولت‌ها

مطابق با بخش (۷-۳-۹-۲-۱۰) مقاومت نهایی طراحی بولت‌ها از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$R_n = \phi A_{nb} F_{nt} , F_{nt} = 0.75 F_u$$

$$f_n = \frac{R_n}{A_{nb}} = \phi F_{nt} = 0.75 \times 0.75 \times 8000 = \mathbf{4500 \text{ kgf/cm}^2} > f_{bt} = 3712.3 \text{ kgf/cm}^2 \checkmark \text{ O.K.}$$

$$\text{Ratio} = 0.825 = \mathbf{82.5\%}$$

کنترل برش در بولتها

بر اساس ضوابط (۱۰-۲-۹-۳-۵) و (۱۰-۲-۹-۳-۶) از مبحث دهم، مقاومت کشش طراحی از روابط زیر تعیین می‌شود.

$$R_{nv} = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (10-9-2-10)$$

که در آن:

ϕ - ضریب کاهش مقاومت به شرح زیر:

- برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو $\phi = 1$
 - برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی یا راستای نیرو $\phi = 0.85$
 - برای سوراخ‌های لوبیایی بلند $\phi = 0.7$
- μ - ضریب اصطکاک به شرح زیر:
- برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلس‌دار تمیز و رنگ شده): $\mu = 0.3$
 - برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ‌نشده): $\mu = 0.5$
- D_u = نسبت پیش تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی $1/13$
- h_f - ضریب کاهش بخاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:
- در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1
 - در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1
 - در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 0.85

$$T_b = \text{حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق مقادیر جدول 10-2-9-7}$$

$$n_s = \text{تعداد صفحات لغزش}$$

۱۰-۲-۹-۳-۶ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اصطکاکی

در اتصالات اصطکاکی، در صورت وجود توأم نیروی کششی و برشی، مقاومت برشی اسمی بر اساس کنترل لغزش طبق رابطه ۱۰-۹-۲-۱۰ باید به شرح زیر در ضریب کاهش k_{sc} ضرب گردد.

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \quad (10-9-2-10)$$

مقادیر مربوط به این ضابطه در اتصال به صورت زیر می‌باشند:

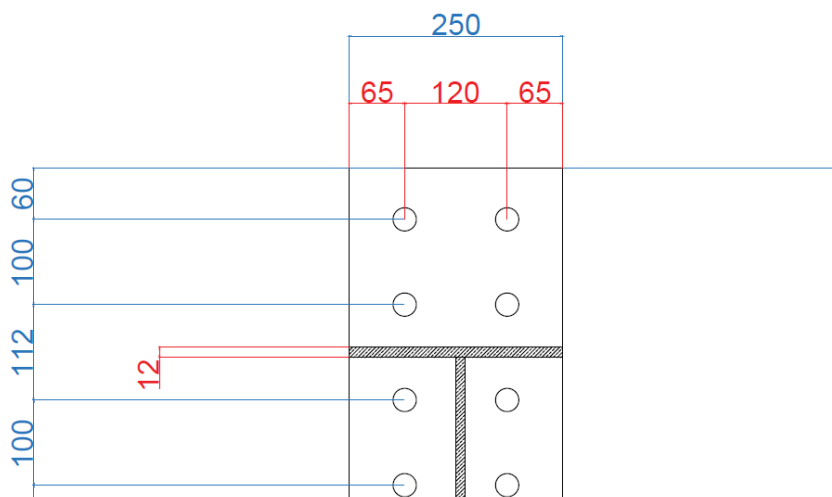
$$n_b = 1, \mu = 0.5, h_f = 1.0, n_s = 1.0, \phi = 1.0, D_u = 1.13, T_b = 26.7 \text{ tonf}$$

$$T_u = f_{bt} \times A_b = 4500 \times 5.72 = 25740 \text{ kgf} = \mathbf{25.74 \text{ tonf}}$$

$$*k_{sc} = 1 - \frac{25.74}{1.13 \times 26.7 \times 1} = 0.147$$

$$R_{nvi} = 0.147 \times 0.5 \times 1.13 \times 1 \times 26.7 \times 1 = 2.217 \text{ tonf /bolt}$$

$$R_{nv} = n \times R_{nvi} = 26 \times 2.217 = \mathbf{57.642 \text{ tonf}} > V_D = 20.55 \text{ tonf} \quad \checkmark \text{ O.K.}$$



$$b_p = 25 \text{ cm} , g = 12 \text{ cm} , s = 0.5 \times \sqrt{25 \times 12} = 8.66 \text{ cm} > d_e = 6 \text{ cm}$$

لذا حالت (۱) از شکل‌های موجود در آیین‌نامه برقرار است.

سایر پارامترها نیز به قرار زیر خواهند بود:

$$p_b = 10 \text{ cm} , p_{f0} = p_{fi} = 5 \text{ cm} , t_f = 1.2 \text{ cm} , h_1 = 106.8 \text{ cm} , h_2 = 96.8 \text{ cm} , h_3 = 85.6 \text{ cm} , h_4 = 75.6 \text{ cm}$$

با توجه به این مقادیر و فرمول ارائه شده در آیین‌نامه، مقدار Y_P برای حالت (۱) به دست خواهد آمد:

$$Y_P = 1958.616 \text{ cm}$$

حال مقدار لنگر تحمل شده توسط این ۸ پیچ را با توجه به نسبت ممان اینرسی آن‌ها به ممان اینرسی کلی به دست می‌آوریم.

$$I_{8b} = 4 \times 5.72 \times (30^2 + 40^2 + 51.2^2 + 61.2^2) = 202874.21 \text{ cm}^2$$

$$I_{total} = 214314.2 \text{ cm}^4 , M_{total} = 130 \text{ tonf.m} \quad \Rightarrow \quad M_{8b} = \frac{I_{8b}}{I_{total}} \times M_{total} = 123 \text{ tonf.m}$$

لذا ضخامت ورق انتهایی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$t_p = \sqrt{\frac{M_{8b}}{\phi F_y Y_p}} = \sqrt{\frac{123 \times 10^5}{0.9 \times 2400 \times 1958.616}} = 1.7 \text{ cm}$$

$$t_p = 20 \text{ mm}$$

لذا از ورقی با ضخامت ۲ سانتی‌متر استفاده خواهیم کرد.

کنترل ابعادی ورق سخت‌کننده

مطابق با جدول (۱۰-۳-۱۳-۲) از مبحث دهم، محدودیت‌های ابعادی برای اتصال گیردار فلنجی به صورت زیر است.

جدول ۱۰-۳-۱۰ محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

RSFP				BUEEP		پارامتر
هشت پیچی		چهار پیچی		حداکثر	حداقل	
حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	(mm)	(mm)	
۳۰	۱۵	۲۵	۱۰	۲۵	۱۰	t_{bf}
۲۵۰	۳۰۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	b_{bf}
۱۰۰۰	۴۴۰	۷۰۰	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	d
۷۰	۲۰	۵۰	۱۲	۶۰	۱۲	t_p
۴۰۰	۲۴۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	b_p
۲۰۰	۱۵۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	g
۵۰	۴۰	۱۵۰	۵۰	۱۲۰	۳۵	p_{fb}, p_{fo}
۱۰۰	۹۰	-	-	-	-	p_b

در جدول فوق:

b_{bf} = پهناى بال تیر

b_p = پهناى ورق انتهایی

d = عمق تیر متصل‌شونده به ورق انتهایی

g = فاصله افقی بین دو ردیف قائم پیچ

p_b = فاصله قائم بین دو ردیف پیچ در هر دو طرف بال تیر در اتصال فلنجی هشت پیچی

p_{fb} = فاصله قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر

p_{fo} = فاصله قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ بیرونی تا بر بال کششی تیر

t_w = ضخامت بال مقطع تیر

t_p = ضخامت ورق انتهایی

همانطور که مشاهده می‌گردد این محدودیت‌ها در مورد اتصال طراحی شده، رعایت شده است.

۷-۱-۷- کنترل چشمه‌ی اتصال و لزوم تعبیه‌ی ورق مضاعف جان

به طور کلی در یک اتصال گیردار تیر به ستون، برش قابل توجهی در مقایسه با برش تیر و ستون در محل اتصال آن‌ها ایجاد خواهد شد که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{up} = \frac{M_{Des.}}{d}$$

مقاومت برشی چشمه‌ی اتصال بر اساس ضوابط (۱۰-۲-۹-۱۰-۶) از مبحث دهم به دست می‌آید.

۱. در حالتی که تأثیر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

- برای حالتی که $P_u \leq 0.4P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \quad (32-9-2-10)$$

- برای حالتی که $P_u > 0.4P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1/4 - \frac{P_u}{P_c}\right) \quad (33-9-2-10)$$

۲. در حالتی که تأثیر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

- برای حالتی که $P_u \leq 0.75P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{r_b d_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \quad (34-9-2-10)$$

- برای حالتی که $P_u > 0.75P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{r_b d_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \left(1/9 - \frac{1/2 P_u}{P_c}\right) \quad (35-9-2-10)$$

در سوله‌ها، نیروی محوری کم است و لذا با صرف نظر از تأثیر تغییر شکل در چشمه‌ی اتصال، مقاومت برشی اسمی از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w$$

در روابط بالا:

d_c = ارتفاع کلی مقطع ستون

d_b = ارتفاع کلی مقطع تیر

t_w = ضخامت جان مقطع ستون

F_y = تنش تسلیم فولاد

لذا محاسبات مربوط به این بخش به صورت زیر می‌باشد:

$$V_{up} = \frac{130 \times 10^5}{91.2} = 142.54 \text{ tonf}$$

$$R_n = 0.6 \times 2400 \times 92.4 \times 1 = 133 \text{ tonf}$$

$$\phi R_n = 0.9 \times 133 = 119.7 < V_{up} = 142.54 \text{ N.G.} \quad \text{نیاز به سخت‌کننده‌ی قطری جان}$$

از ورق قطری جان در دو طرف ستون استفاده می‌نماییم:

$$V' = 142.54 - 119.7 = 22.84 \text{ tonf}$$

$$A_s = \frac{22.84 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 10.6 \text{ cm}^2, \frac{A_s}{2} = 5.3 \text{ cm}^2, b = 10 \text{ cm}$$

$$t > \frac{5.3}{10} = 0.53 \quad \Rightarrow \quad t = 8 \text{ mm}$$

لذا از ورق سخت‌کننده‌ی قطری با عرض ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۸ میلی‌متر در دو طرف ستون برای تقویت ناحیه‌ی برشی استفاده می‌کنیم.

۷-۱-۸- کنترل لزوم تعبیه‌ی ورق پیوستگی

ورق‌های پیوستگی باید برای ۴ حالت تسلیم موضعی جان، لهیدگی جان، کمانش فشاری جان و تسلیم خمشی بال مورد استفاده قرار گیرند. مقاومت مربوط به هر کدام از این حالت‌ها مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به دست می‌آیند.

محاسبه‌ی نیروی طراحی اتصال

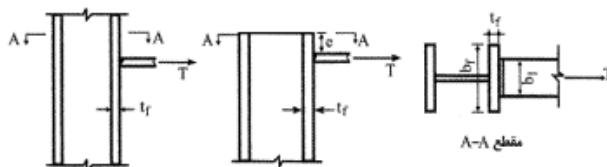
$$C = \frac{M_{Des.}}{d - t_f} = \frac{130 \times 10^5}{91.2} = 142.54 \text{ tonf}$$

$$F_d = \frac{C}{\cos \alpha} = \frac{142.54}{\cos 18} = 150 \text{ tonf}$$

تسلیم خمشی بال

۱۰-۲-۹-۱-۱- خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

الزامات این بند برای هر دو حالت نیروی کششی متمرکز تکی و مولفه‌ی کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۹-۱۶).



شکل ۱۰-۹-۱۶- خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

مقاومت طراحی خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی مساوی R_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و R_n مقاومت اسمی طبق رابطه‌ی زیر می‌باشد.

$$R_n = \phi / 25 F_{yf} t_f^2 \quad (23-9-2-10)$$

که در آن:

t_f = ضخامت بال تحت نیروی کششی

F_{yf} = تنش تسلیم بال

R_n = مقاومت اسمی با اعمال محدودیت‌های زیر:

$$R_{n1} = 6.25 \times 2400 \times 1.2^2 = 21600 \text{ kgf}$$

$$\phi R_{n1} = 0.9 \times 21600 = 19440 < F_d = 150000 \text{ kgf} \quad \text{N.G.}$$

تسلیم موضعی جان

۲-۱۰-۹-۲-۱۰ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری
 الزامات این بند برای نیروی کششی متمرکز تکی، نیروی فشاری متمرکز تکی و هر دو مولفه
 فشاری و کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۹-۲-۱۰).
 مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری مساوی ϕR_n
 می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت مساوی ۱ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که براساس
 حالت حدی تسلیم موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای بزرگتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = F_{yw} t_w (\Delta k + l_b) \quad (24-9-2-10)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا کوچکتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = F_{yw} t_w (\Delta k + l_b) \quad (25-9-2-10)$$

در روابط فوق:

F_{yw} - تنش تسلیم فولاد جان

t_w - ضخامت جان

d = ارتفاع کلی مقطع تیر

k - فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچه جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه
 بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته‌شده از ورق.
 l_b - طول اتکالی بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر
 گرفته شود)

$$R_{n2} = 2400 \times 1 \times (5 \times 1.8 + 1.2) = 24480 \text{ kgf}$$

$$\phi R_{n2} = 1 \times 24480 = 24480 < F_d = 150000 \text{ kgf N.G.}$$

مقاومت لهیدگی موضعی جان

۲-۱۰-۹-۲-۱۰ لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری
 الزامات این بند برای نیروی فشاری متمرکز تکی و مولفه فشاری زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد
 (شکل ۱۰-۹-۲-۱۰).

مقاومت طراحی لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ
 ضریب کاهش مقاومت مساوی ۰.۷۵ و R_n مقاومت اسمی می‌باشد که بر اساس حالت حدی
 لهیدگی موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا بزرگتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = 0.18 t_w^2 \left[1 + \sqrt{\left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5}} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (26-9-2-10)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کوچکتر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

- در صورتی که $l_b/d \leq 0.7$ ، باشد:

$$R_n = 0.7 t_w^2 \left[1 + \sqrt{\left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5}} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (27-9-2-10)$$

- در صورتی که $l_b/d > 0.7$ باشد:

$$R_n = 0.7 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{l_b}{d} - 0.7 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (28-9-2-10)$$

در روابط فوق:

d = ارتفاع کلی مقطع

t_w = ضخامت جان

t_f = ضخامت بال تحت بار

l_b = طول اتکالی بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر
 گرفته شود)

F_{yw} - تنش تسلیم فولاد جان

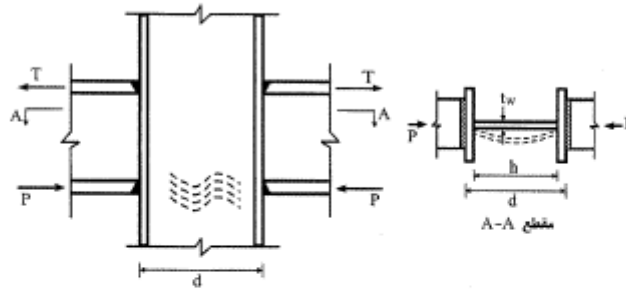
E - مدول الاستیسیته فولاد

$$R_{n3} = 0.8 \times 1^2 \times [1 + 3 \times (\frac{1.2}{92.4}) \times (\frac{1}{1.2})^{1.5}] \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \times 2400 \times 1.2}{1}} = 64 \text{ tonf}$$

$$\phi R_{n3} = 0.75 \times 64 = \mathbf{48 \text{ tonf}} < 150 \text{ tonf} \quad \text{N.G.}$$

کمانش فشاری جان

۵-۱۰-۹-۲-۱۰ کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری
الزامات این بند مربوط است به حالتی که یک جفت نیروی فشاری تنها یا یک جفت مولفه فشاری زوج نیرو در یک مقطع در جهت مخالف به بال‌های مقابل عضو اعمال می‌شوند (شکل ۲۰-۹-۲-۱۰).



شکل ۲۰-۹-۲-۱۰ کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری

مقاومت طراحی کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و R_n مقاومت اسمی است که بر اساس حالت حدی کمانش موضعی جان از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$R_n = \frac{24 t_w \sqrt{E F_y w}}{h} \quad (۳۱-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

t_w = ضخامت جان

h = ارتفاع آزاد جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچه جان و بال در روی جان در مقاطع نوردشده و فاصله بین دو بال در مقاطع ساخته‌شده از ورق)

$$R_{n4} = \frac{24 \times 1^3 \times \sqrt{2.1 \times 10^6 \times 2400}}{88.8} = 19187.3 \text{ kgf}$$

$$\phi R_{n4} = 0.9 \times 19187.3 = \mathbf{17268.56 \text{ kgf}} < 150000 \text{ kgf} \quad \text{N.G.}$$

لذا با توجه به این محاسبات، نیاز به ورق پیوستگی در تمام حالات وجود دارد.

تعیین ضخامت ورق پیوستگی

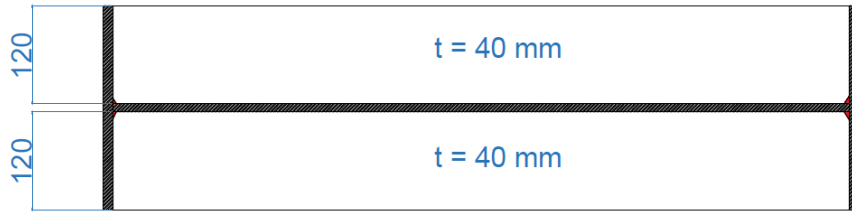
$$\phi R_n = \min (24480, 48000, 17268.56, 19440) = 17268.56 \text{ kgf} = 17.3 \text{ tonf}$$

$$A_{cp} = \frac{150000 - 17268.56}{0.9 \times 2400} = 61.45 \text{ cm}^2$$

از دو ورق پیوستگی در دو طرف ستون استفاده می‌نماییم. لذا ضخامت این ورق به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$\frac{A_{cp}}{2} = 30.725 \text{ cm}^2, \quad t_{cp} = \frac{30.725}{12} = 2.56 \text{ cm}$$

$$\mathbf{t_{cp} = 40 \text{ mm}}$$

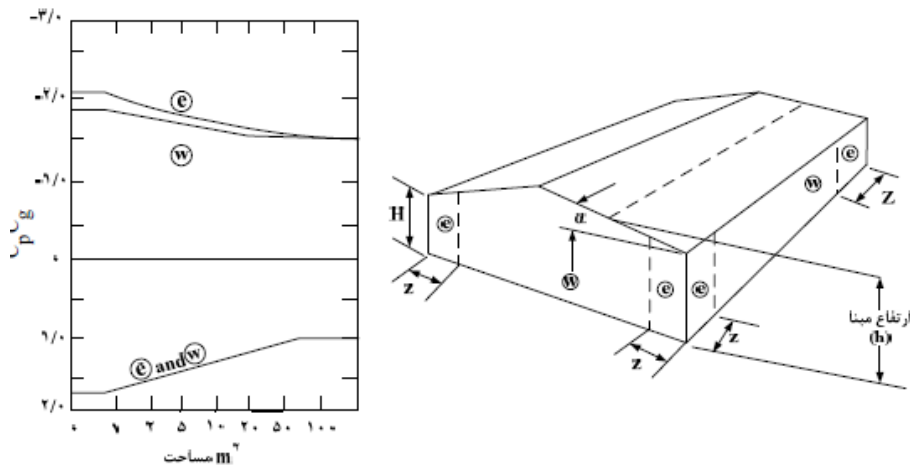


لذا مطابق با شکل از ۲ ورق پیوستگی با عرض ۱۲ سانتی‌متر و ضخامت ۴ سانتی‌متر استفاده خواهیم کرد.

۷-۲- طراحی گیرت‌های دیوار ساندویچ پنل

در این قسمت، گیرت‌های اتصال نمای سبک ساندویچ پنل به ستون تحت اثر باد طراحی می‌شوند.

مطابق با مبحث ششم، بار باد وارد بر دیوارها از طریق نمودار زیر با توجه به مساحت هر بخش به دست می‌آید.



شکل ۳-۱۰-۶ ضریب ترکیبی بیشینه فشار و باد جهشی خارجی، $C_p C_g$ ، روی دیوارهای منفرد

برای طراحی اجزاء سازه‌ای و پوسته خارجی ونما

لذا با توجه به فاصله ۱ متری گیرت‌ها از هم و نیز طول دهانه‌ی ۶ متری مساحت موردنظر برابر با ۶ متر مربع است. برای محاسبه‌ی ضریب $C_p C_g$ از مقدار ناحیه‌ی بحرانی (e) استفاده می‌نماییم. با توجه به نمودارها در حالت فشاری و کششی داریم:

$$c_p c_g = -1.75 \quad \text{مکش خارجی}$$

$$c_p c_g = 1.4 \quad \text{فشار خارجی}$$

مقدار بار باد بحرانی برابر با بزرگ‌ترین مقدار ناشی از مجموع بار فشار باد خارجی (q_{wop}) با بار مکش باد داخلی (q_{wis}) و مجموع بار مکش باد خارجی (q_{wos}) با بار فشار باد داخلی (q_{wip}) می‌باشد.

$$q_{w1} = q_{wis} + q_{wop}$$

$$q_w = \max(q_{w1}, q_{w2})$$

$$q_{w2} = q_{wip} + q_{wos}$$



لذا با محاسبه‌ی این مقادیر داریم:

$$q_{wis} = q_{wip} = 37.534 \text{ kgf/m}^2$$

$$h_e = 10.65 \text{ m} \quad c_e = 0.7$$

$$c_p c_g = 1.4$$

$$q = 38.3$$



$$q_{wop} = 1 \times 38.3 \times 1.4 \times 0.7 = 37.534 \text{ kgf/m}^2$$

$$I_w = 1$$

$$c_e = 0.7$$

$$c_p c_g = 1.75$$

$$q = 38.3$$

$$I_w = 1$$

$$q_{wos} = 1 \times 38.3 \times 1.75 \times 0.7 = 46.9175 \text{ kgf/m}^2$$

$$q_{w1} = 37.534 + 37.534 = 75.1 \text{ kgf/m}^2$$

$$q_w = 84.4515 \text{ kgf/m}^2$$

$$q_{w2} = 37.534 + 46.9175 = 84.4515 \text{ kgf/m}^2$$



$$M_{u3} = \frac{84.4515 \times 6^2}{8} = 380 \text{ kgf.m}$$

لنگرهای نهایی حول محورهای قوی به صورت زیر است:

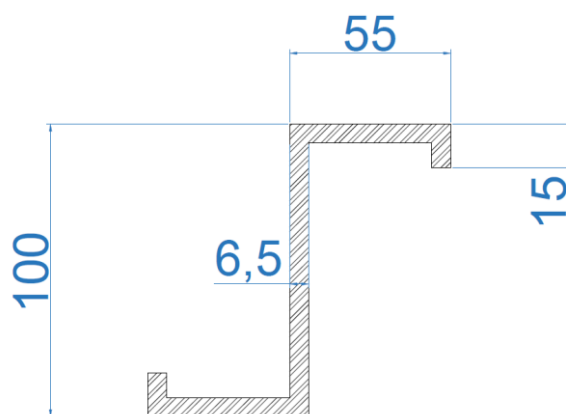
$$M_{u3(w)} = 380 \text{ kgf.m}, M_{u3(DL)} = 0$$

$$M_u = 1.2 \times 0 + 1.4 \times 380 = 532 \text{ kgf.m}$$

$$M_{u \text{ Des.}} = 53200 \text{ kgf.cm} < \phi M_n = 0.9 \times 2400 \times S_{\min} = 2160 \times S_{\min}$$

$$S_{\min} > 24.63 \text{ cm}^3$$

لذا از مقطع زیر استفاده می‌نماییم.



۷-۳- اتصال وال پست

در این قسمت اتصال وال پست‌های موجود در دیوارهای انتهایی در محل اتصال آن‌ها به رفته طراحی می‌شود. این اتصال از نوع اتکایی در نظر گرفته خواهد شد و از این رو از سوراخ لوبیایی بلند استفاده می‌گردد.

برای این اتصال از پیچ M27 لذا ابعاد سوراخ لوبیایی بلند از جدول (۱۰-۹-۲-۸) به دست می‌آید.

جدول ۱۰-۹-۲-۸ ابعاد اسمی سوراخ پیچ بر حسب میلی‌متر

ابعاد اسمی سوراخ (mm)				قطر پیچ (mm)
سوراخ لوبیایی بلند (طول×عرض)	سوراخ لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ بزرگ‌شده	سوراخ استاندارد	
۱۸×۴۰	۱۸×۲۲	۲۰	۱۸	M۱۶
۲۲×۵۰	۲۲×۲۶	۲۴	۲۲	M۲۰
۲۴×۵۵	۲۴×۳۰	۲۸	۲۴	M۲۲
۲۷×۶۰	۲۷×۳۲	۳۰	۲۷	M۲۴
۳۰×۶۷	۳۰×۳۷	۳۵	۳۰	M۲۷
۳۳×۷۵	۳۳×۴۰	۳۸	۳۳	M۳۰
$(d+۳) \times 2/5 d$	$(d+۳) \times (d+۱۰)$	$d+۸$	$d+۳$	$\geq M۳۶$

مقاومت اتصال اتکایی

$$\phi R_{nv} n = n \phi F_{nv} A_{nb}$$

با توجه به جدول (۱۰-۹-۲-۱۰):

$$F_{nv} = 0.45 F_u$$

لذا مقاومت برشی اسمی n پیچ برابر خواهد بود با:

$$n \times 0.75 \times 0.45 \times 8000 \times 5.72 = 15444n$$

مقدار برش حداکثر ناشی از باد خارجی و داخلی در محل اتصال وال پست به رفته از نرم افزار به دست می آید.

$$V_{WNi} = 1041.57 \text{ kgf}, V_{WPx} = 558 \text{ kgf}$$

$$V_u = 1.4 \times (1041.57 + 558) = \mathbf{2239.4 \text{ kgf}}$$

تعداد پیچ ها از برابر قرار دادن مقدار مقاومت اتصال اتکایی با برش حداکثر محاسبه می شود.

$$2239.4 = 15444n \quad \Rightarrow \quad n = 0.15$$

لذا از یک پیچ استفاده می نمایم.

۷-۳-۱- کنترل فاصله ی بادخور و طول سوراخ لوبیایی

در این گام کنترل می گردد که فاصله ی میان المان های اتصال، امکان تغییر شکل قائم رفته، بدون درگیر شدن وال پست ها (عدو مشارکت وال پست در باربری ثقلی) را تضمین نماید. لذا تغییر شکل قائم تیر شیب دار در محل وال پست باید از مقدار بادخور کوچک تر باشد. طول سوراخ لوبیایی نیز باید از این مقدار بزرگ تر باشد.

جابه جایی قائم رفته در محل اتصال به وال پست از نرم افزار به دست می آید.

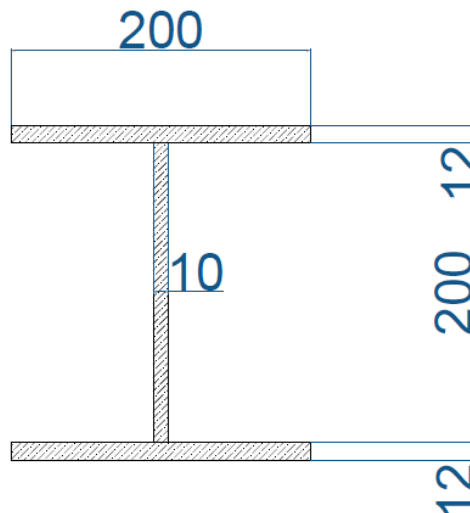
$$\Delta_{DL} = 12.1 \text{ mm}, \Delta_S = 25.54 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \Delta = 12.1 + 25.54 = 37.64 \text{ mm}$$

لذا فاصله ی بادخور برابر با ۵۰ میلی متر در نظر گرفته می شود.

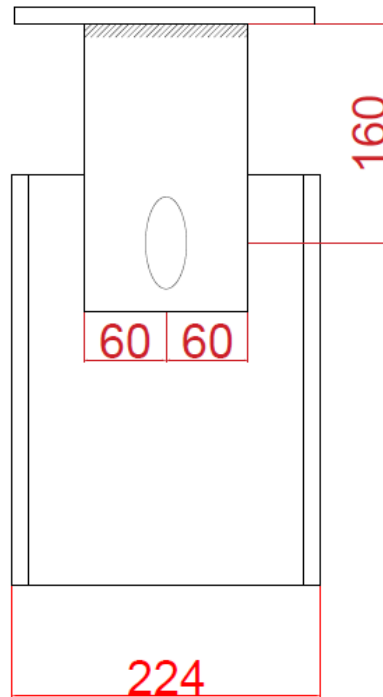
طول سوراخ لوبیایی باید بزرگ تر از تغییر شکل کل تیر شیب دار در نقطه ی اتصال به وال پست باشد.

$$67 - 27 = 40 \text{ mm} > 37.64 \text{ mm} \quad \checkmark \quad \text{O.K.}$$

مقطع مورد استفاده برای وال پست به صورت زیر است:



هندسه‌ی اتصال به صورت زیر خواهد بود:



لذا برش حداکثر وارد در محل سوراخ لوبیایی محاسبه می‌شود.

$$V_{\max} = \sqrt{V_u^2 + \left(\frac{V_u \times y}{m}\right)^2} = \sqrt{2239.4^2 + \left(\frac{2239.4 \times 16}{6}\right)^2} = 6377.8 \text{ kgf} < 15444 \text{ kgf} \checkmark \text{ O.K.}$$

۷-۳-۲- مقاومت برشی ورق اتصال

$$V_u = 2239.4 \text{ kgf}, A_v = 12t, \phi = 0.9, F_v = 0.6F_y$$

$$\phi R_{nv} = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 12t = 15552t$$

$$1552t = 2239.4 \text{ kgf} \Rightarrow t = 0.144 \text{ cm}$$

لذا از ورقی با ضخامت ۵ میلی‌متر (حداقل بعد جوش) استفاده خواهد شد.

۷-۳-۳- کنترل بعد جوش

$$D_w = 5 \text{ mm}, L_w = 2 \times 12 = 24 \text{ cm}, \beta = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi \beta F_{nv} A_{we} = 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 24 \times 0.707 \times 0.5 = 12 \text{ ton} \gg 2.24 \text{ tonf}$$

لذا از جوش E60 با ضخامت ۵ میلی‌متر استفاده می‌شود.

۷-۴- کنترل پایداری سازه

برای کنترل پایداری سازه، از سوله‌ی طراحی شده به اتوكد خروجی گرفت می‌شود. پس از محاسبه‌ی مساحت کلی جان ستون و رفتار در اتوكد، لنگر ناپایدار کننده محاسبه می‌شود.

برای ساده‌تر شدن فرآیند بارگذاری مربوطه، می‌توان با ضرب فشار باد طراحی دیوار رو به باد در ضریب ۰/۷۵، فشار باد کنترل بهره‌برداری را به صورت زیر محاسبه کرد:

$$P = 22.93 \text{ kgf/m}^2, P_{\text{service}} = 0.75 \times 22.93 = 17.2 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{مساحت جان رفتار} = 10.8226 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad F_1 = 17.2 \times 10.8226 = 186.156 \text{ kgf}$$

$$\text{مساحت جان ستون} = 1.4257 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad F_2 = 17.2 \times 1.426 = 24.53 \text{ kgf}$$

لنگرهای ناپایدار کننده در پای ستون مطابق زیر به دست می‌آیند.

$$M_1 = 186.156 \times 10.65 = 1982.5 \text{ kgf.m}, M_2 = 24.53 \times 0.65 \times 9.4 = 150 \text{ kgf.m}$$

$$M_u = 2 \times (1982.6 + 150) = 4265.2 \text{ kgf.m}$$

لنگر و نیروی کششی وارد بر هر بولت نیز محاسبه می‌گردد.

$$M' = \frac{4265.2}{2} = 2132.6 \text{ kgf.m} = 213260 \text{ kgf.cm}$$

$$T = \frac{M'}{d} = \frac{213260}{3 \times 19} = 3741.4 \text{ kgf} = 3.74 \text{ tonf}$$

ظرفیت کششی هر بولت به منظور کنترل ناپایداری سوله به دست می‌آید.

$$\phi T_n = 0.75 \times 0.75 \times 6000 \times 3.14 = 10.6 \text{ tonf} > 3.74 \text{ tonf} \quad \checkmark \quad \text{O.K.}$$

۸- جرثقیل

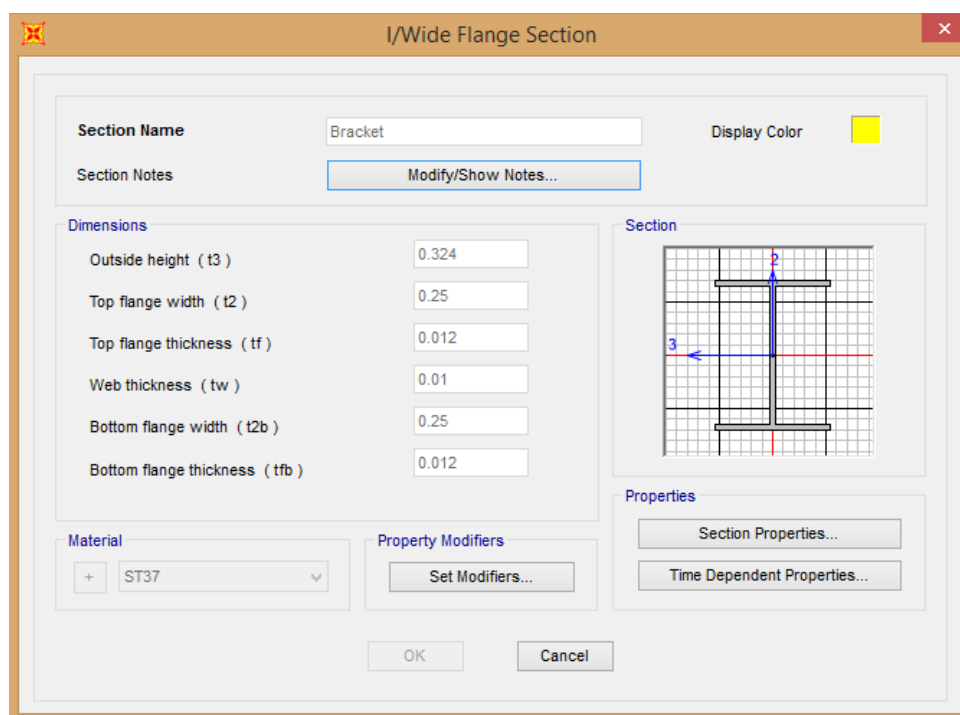
در این پروژه به منظور انتقال وسایل و تجهیزات مورد نیاز، از یک جرثقیل خطی در ارتفاع ۸/۲ متری از تراز زمین که قابلیت حرکت در دو راستا را دارد، استفاده خواهد شد. برای این منظور در سوله‌ی مورد نظر، تیرهای نشیمن ریل‌های جرثقیل طراحی می‌شوند. جرثقیل مورد استفاده در این پروژه دارای ویژگی‌های زیر است:

- ظرفیت اسمی جرثقیل (W_c): ۵ تن
- وزن اربه (W_{tr}): ۶۰۰ کیلوگرم
- وزن واحد تیر جرثقیل (W_{CB}): ۶۱۰ کیلوگرم بر متر
- دهانه‌ی عرضی جرثقیل (دهانه‌ی سوله) (L_T): ۲۵ متر
- دهانه‌ی تیرهای ریل (فاصله‌ی قاب‌های سوله) (L_L): ۶ متر
- وزن واحد طول ریل (W_{Rail}): ۵۰ کیلوگرم بر متر
- حداکثر پاسخ نیروی چرخ‌ها توسط شرکت سازنده به صورت $(R_1, R_2)_{\max} = (7, 5) \text{ tons}$ می‌باشد.

برای طراحی جرثقیل، بارهای مربوط به جرثقیل مشخص می‌شود و ترکیبات بار ناشی از جرثقیل در قسمت ترکیبات بار و load case ها وارد می‌شوند. بارهای تعریف شده در این قسمت مطابق زیر است.

نام بار	نام بار تعریف شده در نرم افزار
مردهی ریل و تیر ریل بر روی براکت	DL
سهم قائم بار جرثقیل به همراه ضریب ضربه قائم	CRV
سهم بار رانش جانبی (عرضی) جرثقیل	CRT
سهم بار رانش طولی جرثقیل بر روی براکت	CRL
سهم بار زلزله جرثقیل در جهت طول سوله	CREQX
سهم بار زلزله جرثقیل در جهت عرض سوله	CREQY
بار ضربه انتهایی	CRBI
وزن مشارکت کننده ی جرثقیل در زلزله	Ca

مقطع نشیمن ریل جرثقیل به صورت زیر در نرم افزار تعریف می شود.



وزن تیر ریل و ریل

$$(CR)_{DL} = 2 \times \frac{150 \times 6}{2} = 900 \text{ kgf}$$

بار رانش طولی و عرضی جرثقیل بر روی تیر

$$W_{GT} = (W_{tr} + W_C) \times k_v, \quad W_{GL} = [(W_{CB} \times L_T) + W_{tr} + W_C] \times k_v$$

بر اساس بند (۳-۹-۵-۶) مبحث ششم مقررات ملی از نوع موتوردار در نظر گرفته می‌شود. لذا $k_v = 1.25$ خواهد بود. می‌توان در جهت اطمینان $(W_{tr} + W_c)$ را همان واکنش چرخ (R) در نظر گرفت. بر اساس بند (۴-۹-۵-۶) از مبحث ششم، نیروی جانبی رانش باید برابر ۲۰٪ مجموع بار ضریب‌دار جرثقیل و وزن ارابه و بالابر در نظر گرفته شود. بر اساس بند (۵-۹-۵-۶) از این مبحث، نیروی طولی وارد بر تیر زیرسری جرثقیل باید برابر با ۱۰ درصد حداکثر بار جرثقیل محاسبه گردد. بار طولی باید به صورت افقی در امتداد محور تیر زیرسری و در هر یک از جهات در سطح تماس چرخ با تیر زیرسری اثر داده شود.

$$W_{GT} = W_{GL} = 1.25 \times (7+5) = 15 \text{ tonf}$$

$$F_T = 0.2 \times 15 = 3 \text{ tonf}, F_L = 0.1 \times 15 = 1.5 \text{ tonf}$$

نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی زلزله در جرثقیل بر اساس فصل چهارم استاندارد ۲۸۰۰ تعیین خواهد شد. نیروی جانبی زلزله از ضرب ضریب شتاب حاصل از زلزله (به دست آمده از فرمول ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰) در وزن لرزه‌ای محاسبه خواهد شد.

$$V_{pu} = \frac{0.4 a_p A (1+S) W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H} \right) \quad (1-4)$$

در این رابطه:

V_{pu} = نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش‌های مجاز باید این مقدار به ۱/۴ تقسیم شود.

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

$1+S$ = ضریب شتاب طیفی طبق بند (۱-۳-۲)

a_p = ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴)

I_p = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

W_p = وزن جزء سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

R_{pu} = ضریب رفتار جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴).

Z = ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه. مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود.

H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

ضریب شتاب به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$A = \frac{0.4 \times 2.5 \times 2.75 \times 1}{6} \times \left(1 + \frac{2 \times 8.2}{10.65} \right) = 1.164$$

$$W_P = W_{tr} + W_{CB} \times L_T = 600 + 610 \times 25 = 15.85 \text{ tonf}$$

$$F_{EQ} = F_{E,L} = F_{E,T} = W_E \times A = 15.85 \times 1.164 = 18.45 \text{ tonf}$$

لذا به هر براکت نیمی از این بار منتقل خواهد شد.

$$R_T = R_L = 9.225 \text{ tonf}$$

بار ضربه‌ی انتهایی

برای جلوگیری از برخورد مستقیم جرثقیل به انتهای ریل و آسیب رساندن به سازه در محل برخورد، معمولاً از فنرهایی برای کنترل ضربه‌ی انتهایی استفاده می‌شود. بنابراین یک حالت بحرانی جرثقیل حالتی است که جرثقیل در محل قاب انتهایی قرار داشته باشد و بر اثر حرکت جرثقیل و برخورد آن با stopper انتهایی، ضربه‌ای در جهت حرکت طولی به قاب انتهایی زده خواهد شد. به ضربه‌ی فوق Bumper Impact یا ضربه انتهایی اطلاق می‌شود.

$$F = \frac{WV^2}{ge_t}, \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2, \quad W = 600 + 610 \times 25 = 15850 \text{ kgf} = 155.5 \text{ KN}$$

با فرض سختی ۶ تن بر متر برای هر فنر و سرعت ۴۰ متر بر دقیقه برای جرثقیل، جابه‌جایی فنر در هنگام برخورد جرثقیل را به دست می‌آوریم:

$$V = 40 \text{ m/min} = 0.666 \text{ m/s}, \quad k = 2 \times 6 = 12 \text{ t/m} = 117.72 \text{ KN/m}$$

$$\frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2}ke_t^2$$

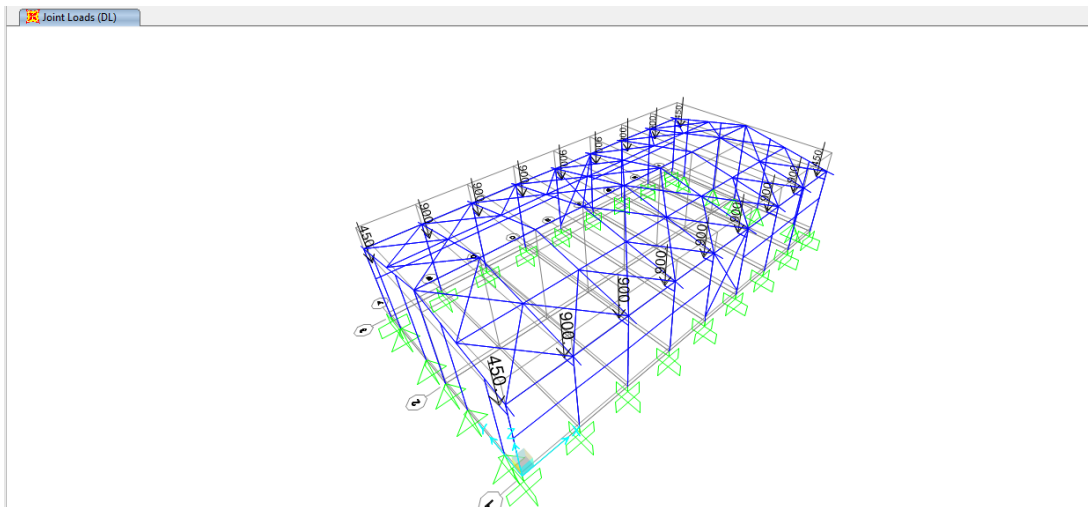
$$15.85 \times 0.666^2 = 117.72 \times e_t^2 \quad \Rightarrow \quad e_t = 24.4 \text{ cm}$$

$$F = \frac{155.6 \times 0.666^2}{9.81 \times 0.244} = 28.83 \text{ KN} = 2.9 \text{ ton}$$

سهم هر فنر از این بار برابر با ۱/۴۵ تن می‌باشد.

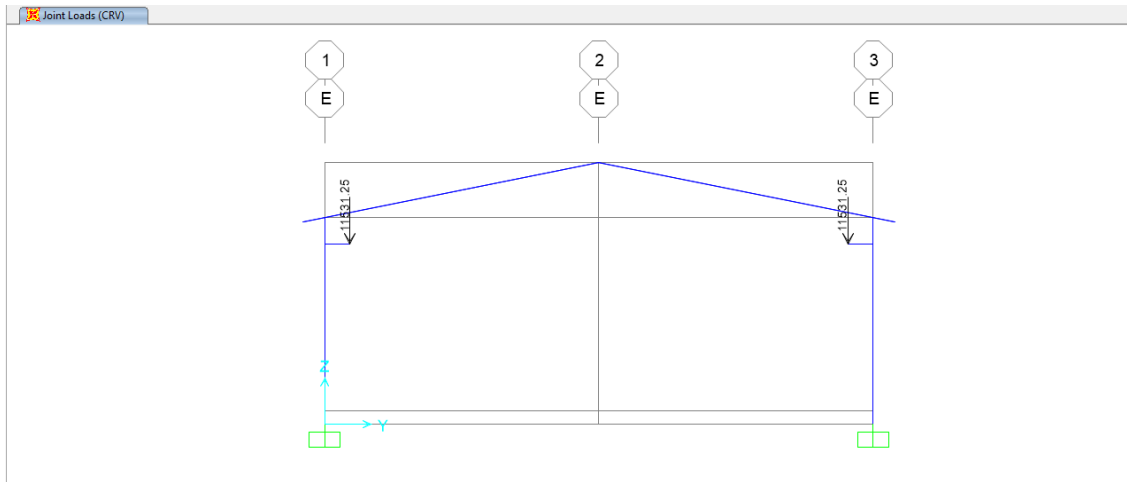
پس از تعریف این بارها در نرم‌افزار از نوع Other، مقادیر محاسبه شده را در یک قاب میانی و قاب انتهایی وارد خواهیم کرد و طراحی را تنها برای آن قاب انجام می‌دهیم. بدیهی است نتایج آن قاب در تمام قاب‌های دیگر نیز اتفاق خواهد افتاد.

اعمال بار DL در اثر وزن تیر ریل و ریل (واحد kgf)

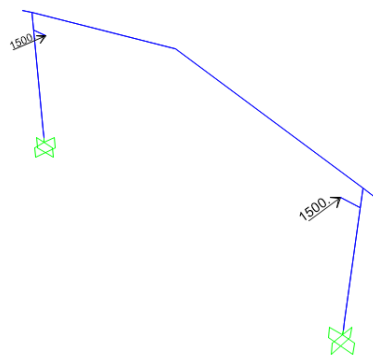
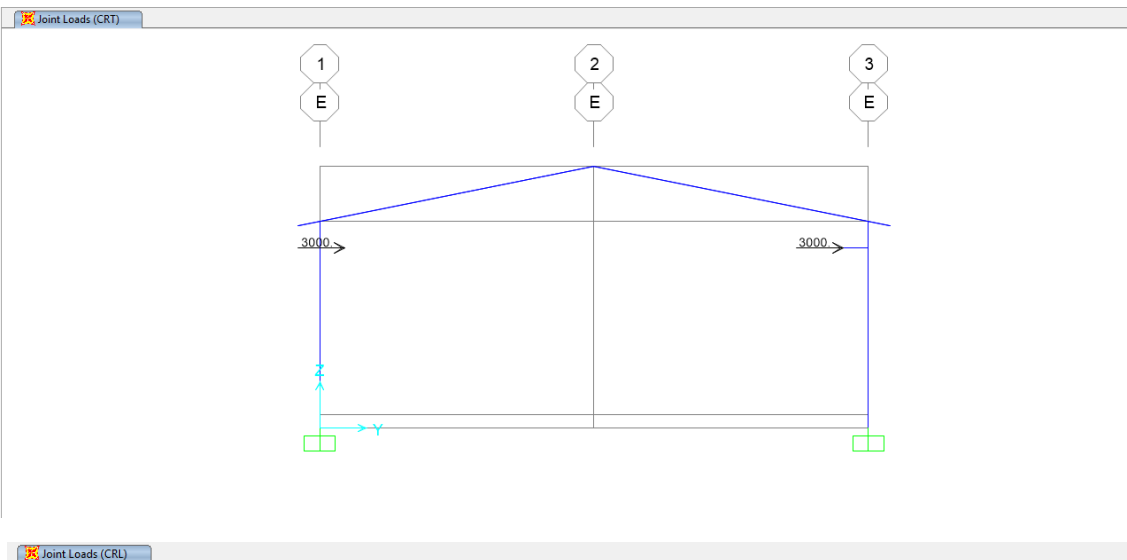


اعمال بار CRV در قاب میانی (بر حسب کیلوگرم)

$$CRV = 1.25 \times 9.225 = 11.53125 \text{ tonf}$$

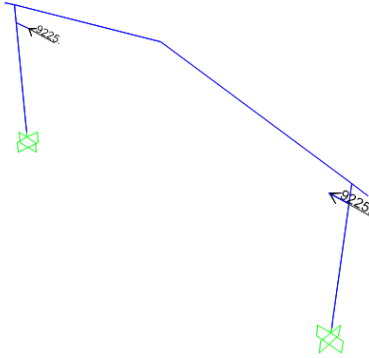


اعمال بار CRT و CRL

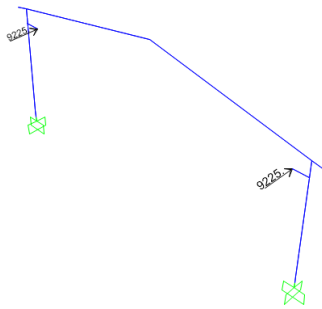


اعمال بار CREQY و CREQX

Joint Loads (CREQY)

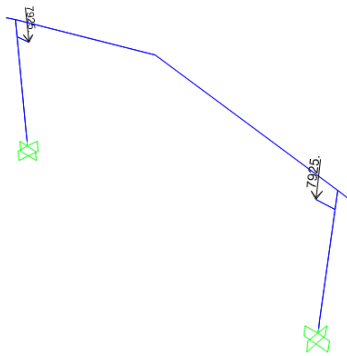


Joint Loads (CREQX) (As Defined)



اعمال بار Cd

Joint Loads (Cd)



لذا همانطور که مشاهده می‌شود قاب میانی که نیروهای جرثقیل بر آن‌ها وارد شده است، پاسخگوی نیروها می‌باشند و مقاطع استفاده در این حالت مناسب است و از حداکثر ظرفیت آن‌ها نیز استفاده شده است. پس از اتمام مراحل مدل‌سازی المان‌های سازه‌ای به طراحی فونداسیون منفرد برای سوله خواهیم پرداخت.

۹- طراحی پی

در این بخش یک نمونه از پی‌های منفرد سوله طراحی شده است. برای این منظور مقاومت خاک منطقه، 0.8 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و وزن مخصوص خاک 19 کیلونیوتن بر مترمکعب فرض شده است و پی در عمق $1/5$ متری زمین قرار می‌گیرد.

طراحی ابعادی پی

مطابق بخش (۹-۲۰-۴-۱-۲) از میحث نهم مقررات ملی ساختمان، برای طراحی ابعاد پی باید از بارهای بدون ضریب استفاده کنیم. بارهای محوری ناشی از بارگذاری ثقلی و جانبی در محل پای ستون از نرم‌افزار به دست می‌آید.

$$P_{DL} = 10.45 \text{ tonf}, P_{LL} = 4.14 \text{ tonf}, P_S = 13.14 \text{ tonf}, P_{EQ} = 3.33 \text{ tonf}$$

با توجه به مفصلی بودن پای ستون‌ها لنگر بسیار کوچکی در فونداسیون ایجاد می‌شود که از آن صرف‌نظر می‌کنیم. مقاومت خالص خاک محاسبه می‌شود:

$$*(q_a)_{net} = q_a - \gamma_{ave} \times D_f = \text{فشار ناشی از وزن پی و خاک روی پی}$$

$$(q_a)_{net} = 0.8 - 0.19 \times 1.5 = 0.515 \text{ kgf/cm}^2$$

ابعاد پی مربعی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{P}{A} < q_{a(net)} \Rightarrow \frac{(10.45+13.14) \times 10^3}{A} < 0.515 \Rightarrow A > 45805.8 \text{ cm}^2 = 4.6 \text{ m}^2$$

$$B = 2.2 \text{ m}$$

لذا از پی مربعی منفرد با ابعاد $2/2$ متری استفاده می‌نماییم.

تعیین ضخامت پی و مقدار آرماتور موردنیاز

به عنوان یک حدس، ضخامت پی برابر با یک چهارم بعد پی و برابر با 60 سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود. کفایت این ضخامت در ادامه بررسی خواهد شد.

در ادامه از بارهای ضریب‌دار در ترکیب بار بحرانی استفاده می‌شود.

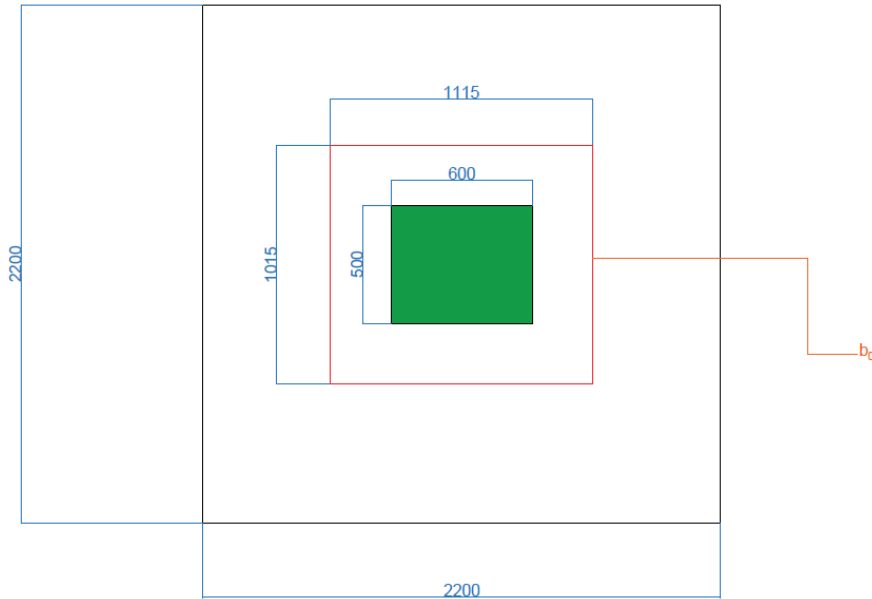
$$P_u = 1.25 \times DL + 1.5 \times S = 1.25 \times 10.45 + 1.5 \times 13.14 = 32.8 \text{ tonf} = 321.8 \text{ KN}$$

مطابق بخش (۹-۲۰-۴-۱) برش‌ها در پی کنترل می‌شوند.

کنترل برش پانچ

$$d = h - \text{cover} - \text{نصف قطر آرماتور} = 600 - 75 - \frac{20}{2} = 515 \text{ mm}$$

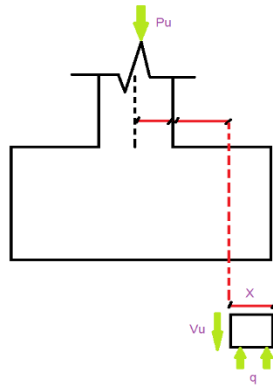
$$P_u < (0.2 K \phi_c \sqrt{f'c}) (b_0 d)$$



$$b_0 = 2 \times (515+600) + 2 \times (515+500) = 4260 \text{ mm}$$

$$P_u = 321.8 \text{ KN} < (0.4 \times 0.65 \times \sqrt{25}) \times 4260 \times 515 \times 10^{-3} = 3565 \text{ KN} \checkmark \text{ O.K.}$$

کنترل برش خمشی



$$x = \frac{2200}{2} - \frac{600}{2} - 515 = 285 \text{ mm} = 0.285 \text{ m}$$

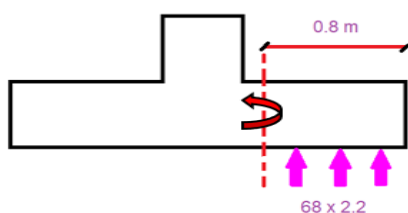
$$\sum f_y = 0 \quad \rightarrow \quad V_u = q_x \times 2.2 = 68 \times 0.285 \times 2.2 = 42.636 \text{ KN}$$

$$V_u = 42.636 < (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) (b \times d)$$

$$42.636 < (0.2 \times 0.65 \sqrt{25}) \times (515 \times 2200) \times 10^{-3} = 736.45 \text{ KN} \checkmark \text{ O.K.}$$

تعیین آرماتور

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{32.8 \times 10^3}{(2.2 \times 10^2)^2} = 0.68 \text{ kgf/cm}^2 = 68 \text{ kPa}$$



مطابق با بخش (۹-۲۰-۴-۳-۲) حالت الف

$$M_u = (68 \times 2.2) \times (0.8) \times \left(\frac{0.8}{2}\right) = 47.9 \text{ KN.m/b}$$

$$0.8\phi_c f_c ab = \phi_s f_y A_s \quad \text{(I)}, \quad M_u = \phi_s f_y A_s \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{(II)}$$

$$\text{(I)} \quad 0.8 \times 0.65 \times 25 \times a \times 2200 = 0.85 \times 400 \times A_s \quad \Rightarrow \quad A_s = 84.12a$$

$$\text{(II)} \quad 0.85 \times 400 \times A_s \times \left(515 - \frac{a}{2}\right) = 47.9 \times 10^6 \text{ N.mm/b}$$

$$\text{(I) \& (II)} \quad 14300.4 a^2 - 14729412a + 47.9 \times 10^6 = 0 \quad \Rightarrow \quad a = 3.3 \text{ mm}$$

$$A_s = 277.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0.002 \times 2200 \times 600 = 2640 \text{ mm}^2$$

$$S\phi 16 = 201 \text{ mm}^2$$

$$\text{تعداد آرماتور} = \frac{2640}{201} = 13.13 \quad \Rightarrow \quad \text{USE } \phi 16 @ 150 \text{ mm}$$

برای شناژها نیز مطابق با بند (۹-۲۰-۷-۴) از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، از ۴ عدد آرماتور با قطر ۱۴ که توسط میلگردهای عرضی به قطر حداقل ۸ میلی‌متر و با فاصله ۱۵۰ میلی‌متری از یکدیگر گرفته شده‌اند.

