



mranDL.ir

مرکز تخصصی دانش و مهندسی عمران

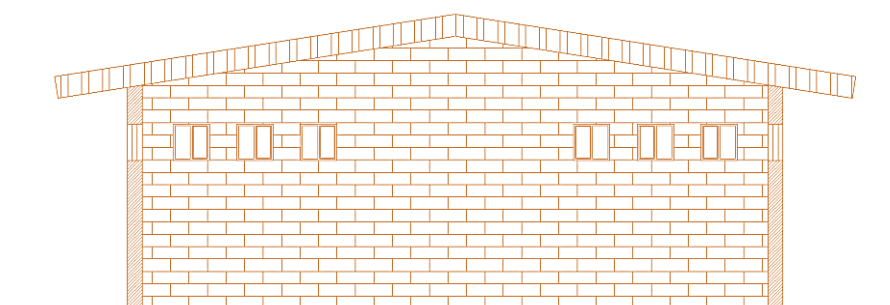


دفترچه محاسبات

سوله

محل پروژه : ناحیه صنعتی شهر کنگان

کارفرما : فولاد ساختمان سیراف



طراحی و محاسبه از سید صادق علوی

بر اساس ویرایش ۹۲ مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان

مؤلف کتاب : مرجع کاربردی مدلسازی، تحلیل و طراحی سوله در SAP

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

در دفترچه محاسبات حاضر این موارد مورد بررسی قرار خواهد گرفت

- ✓ طراحی کلیه اتصالات سازه به صورت دستی
- ✓ طراحی تیر حمال و نشمین جرثقیل در نرم افزار
- ✓ طراحی دستی لایه ها بر اساس نشریه ۶۱۲ معاونت نظارت راهبردی رییس جمهور
- ✓ محاسبه دستی و اصلاح ضریب طول موثر ستونها
- ✓ کنترل جابجایی جانبی و قائم
- ✓ کنترل پدیده آپلیفت
- ✓ طراحی فونداسیون در نرم افزار
- ✓ طراحی دستی کلاف رابط
- ✓ برآورد وزن و قیمت آهن آلات مورد نیاز
- ✓ کنترل کفایت تکیه گاه جانبی جهت جانمایی سینه بندها
- ✓ کنترل کفایت موضعی اعضا
- ✓ کنترل واژگونی سازه
- ✓ طراحی دستی میل مهارها

دفترچه محاسبات حاضر مربوط به طراحی یک سوله با کاربری کارگاه تیرچه بلوک و واقع در ناحیه صنعتی شهر کنگان می باشد. در ادامه برخی از مشخصات پروژه آورده شده می باشد.

آیین نامه ها و نرم افزارهای مورد استفاده

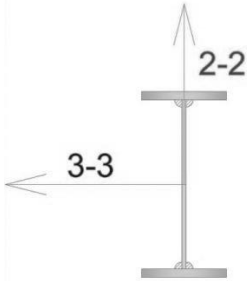
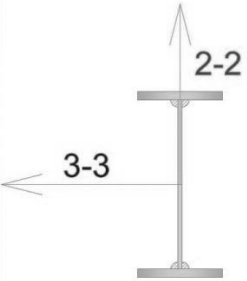
آیین نامه بارگذاری بار مرده، باد و برف	مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۹۲)
آیین نامه بارگذاری زلزله	آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم)
آیین نامه طراحی سازه	مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۹۲)
آیین نامه طراحی پی	مبحث نهم مقررات ملی ساختمان
آیین نامه طراحی لاپه	نشریه ۶۱۲
نرم افزار طراحی سازه	SAP2000 V14.2.2
نرم افزار طراحی فونداسیون	SAFE 12.2.3
کنترل جابجایی	EC0-EUROCODES

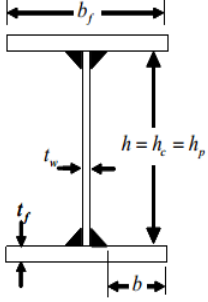
مشخصات طرح

محل پروژه	حومه شهر کنگان
کاربری	کارگاه تیرچه بلوک
تنش مجاز فولاد اسکلت	۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
تنش مجاز بتن فونداسیون	۲۱۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
تنش مجاز خاک زیر فونداسیون	۱/۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
نوع پیچ مورد استفاده جهت اتصالات	8.8

مشخصات هندسی پروژه

عرض سوله (معماری)	۱۸ متر
طول سوله	۳۹/۶۰ متر
ارتفاع شانه سوله از تراز پایه	۸ متر
ارتفاع تاج سوله از تراز پایه	۱۰ متر
فاصله قابهای مجاور	۶/۵ متر
تعداد قابها	۷

		
مقطع رfter و ستون محل در شانه	مقطع پای ستون و عمومی رfter	
73 cm	43 cm	ارتفاع کلی مقطع
25 cm	25 cm	عرض بال
1.5 cm	1.5 cm	ضخامت بال
0.8 cm	0.8 cm	ضخامت جان

	نسبت عرض به ضخامت موجود	حد مجاز
	موقعیت عضو	
جان مقاطع I شکل تحت خمش	$\frac{h}{t_w}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
بال مقاطع I شکل ساخته شده از ورق که به صورت همزمان تحت فشار و خمش هستند	$\frac{b}{t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

به عنوان مثال فشردگی مقطع در محل شانه با فرض استفاده از فولاد نرمه را کنترل خواهیم کرد. جهت کنترل فشردگی جان به این روش عمل خواهیم کرد.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{0.8} = 87.5 < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 111$$

بنابراین جان مقطع شرایط فشردگی را برآورده می کند. برای بال مقطع با فرض ساق جوش ۵ میلی متر جهت اتصال بال به جان خواهیم داشت.

$$\frac{b}{t_f} = \frac{12.5 - 1.3}{1.5} = 7.5 < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 11.2$$

بنابراین بال مقطع نیز شرایط فشردگی را برآورده می کند.

بنابراین در صورت پیوسته بودن جوش جان به بال اعضاء می توان مقاطع را فشرده به حساب آورد.

با توجه به فشردگی مقاطع استفاده یا عدم استفاده از سخت کننده در طول اعضاء تأثیری در نتیجه نهایی ایجاد نخواهد کرد. لزوم استفاده از سخت کننده در نقاط بحرانی کنترل و در صورت نیاز مقدار آن برآورد خواهد شد.

نام بار	نوع بار	توضیحات
DEAD	DEAD	بار مرده ناشی از اسکلت و سایر اجزاء
SNOW	SNOW	بار برف
WALL	OTHER	بار دیوارهای پیرامونی شرکت کننده در وزن موثر سازه
WIND-X	WIND	بار باد در راستای عرضی سازه
WIND-Y	WIND	بار باد در راستای طولی سازه
EX	QUAKE	زلزله در راستای عرضی سازه
EY	QUAKE	زلزله در راستای طولی سازه
TEMP-POS	TEMPRATURE	گرادیان حرارتی مثبت
TEMP-NEG	TEMPRATURE	گرادیان حرارتی منفی
Q1	LIVE	بارهای ناشی از جرثقیل در دهانه اول
Q2	LIVE	بارهای ناشی از جرثقیل در دهانه دوم
Q3	LIVE	بارهای ناشی از جرثقیل در دهانه سوم



ترکیبات بارگذاری
$1.4(D)$
$1.2(D) + 1.6(S) + 0.7(W)$
$1.2(D) + 1.4(W) + 0.5(S)$
$1.2(D) + E + L + 0.2(S)$
$0.9(D) + 1.4(W)$
$0.9(D) + E$
$1.2(D) + 0.5(S) + 1.2(T)$
$1.2(D) + 1.6(S) + T$

بارگذاری

بار مرده

جزئیات تشکیل دهنده سقف

14 Kg/m^2	ورق موجدار از جنس گالوانیزه
11 Kg/m^2	تور مرغی و پشم شیشه
25 Kg/m^2	وزن لایه ها
50 Kg/m^2	مجموع

بار مرده وارد بر قابهای میانی

$$W_{ROOF} = 50 \times 6.5 = 325 \text{ Kg/m}$$

بار مرده وارد بر قابهای انتهایی

$$W_{ROOF} = 50 \times 3.25 = 162.5 \text{ Kg/m}$$

جزئیات تشکیل دهنده دیوارهای پیرامونی



42 Kg/m^2	ملات ماسه سیمان به ضخامت ۲ سانتیمتر
407 Kg/m^2	آجر فشاری با ملات ماسه سیمان به ضخامت ۲۲ سانتیمتر
28 Kg/m^2	اندود گچ و خاک + سفیدکاری به ضخامت ۲ سانتیمتر
477 Kg/m^2	مجموع

چون دیوارهای سوله متکی بر زمین هستند، بنابراین در حالت عادی باری به سازه اعمال نمی کنند. اما به دلیل پیوستگی قاب و دیوار هنگام زلزله، جرم دیوارها در تعیین نیروی زلزله موثر خواهد بود. البته با توجه به شیبدار بودن قاب، سهم ستونهای قابهای ابتدا و انتهای سالن، قدری بیشتر است که در جهت ساده سازی از آن صرف نظر می کنیم. جهت محاسبه بار واحد طول دیوار کافی است طول بارگیری هر ستون را در وزن واحد سطح دیوار ضرب کنیم. با توجه به طول بارگیری، ۳ تیپ ستون خواهیم داشت، ۴ ستون گوشه سالن، ۴ ستون کله و راسته، ۸ ستون میانی. بنابراین میزان بار وارده بر هر ستون عبارت خواهد بود از :

برای ۸ ستون میانی

$$W_{wall} = 477 \times 6.5 = 3100 \text{ Kg/m}$$

برای ۴ ستون گوشه

$$W_{wall} = 477 \times (0.5 \times 6.5 + 0.5 \times 4.4) = 2600 \text{ Kg/m}$$

برای ۴ ستون کله و راسته (وال پست)

$$W_{wall} = 477 \times (0.5 \times 4.4 + 0.5 \times 4.4) \approx 2100 \text{ Kg/m}$$

بار برف

۶-۲ بار برف

۶-۲-۱ بار برف زمین

بار برف زمین، P_g ، وزن لایه برف بر روی سطح افقی زمین است که بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال تجاوز از آن در سال ۲٪ باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال). بار برف زمین در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم بندی مشخص شده در جدول ۴-۵، حداقل برابر با این مقادیر در نظر گرفت :

جدول ۴-۵- بار برف زمین

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵۰ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱/۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵۰ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۵- برف سنگین	۲/۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳/۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع

۶-۷-۲- بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به شیب بام و دمای بام، برف گیری و اهمیت سازه برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه زیر تعیین می شود:

$$P_r = 0.7 C_s \times C_t \times C_e \times I_s \times P_g$$

C_e ضریب برف گیری

C_s ضریب شیب

C_t ضریب شرایط دمایی

I_s ضریب اهمیت

P_g بار برف زمین (از جدول ۴-۵)

بار برف P_r بیانگر بار برف متوازن است که به عنوان یک امکان بارگذاری برف در نظر گرفته می شود.

جدول ۴-۶- تقسیم بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه
۱	آستارا	۵
۲	اردبیل	۵

۳	بندرعباس	۱
۴	بوشهر	۱
۵	تهران	۴
۶	سردشت	۶
۷	شیراز	۳

۶-۷-۱- بار برف حداقل برای بام های با شیب کم

برای بام های شیب دار با شیب کمتر از ۱۵ درجه و برای بام های قوسی با زاویه قائم بین تاج و پای قوس کمتر از ۱۰ درجه باید بار حداقل، P_m طبق روابط زیر نیز بطور جداگانه در نظر گرفته شود.

$$P_m = I_s \times P_g \quad P_g \leq 1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{برای}$$

$$P_m = 100 \times I_s \quad P_g > 1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{برای}$$

بار برف حداقل، یک امکان بار برف یکنواخت جداگانه محسوب می شود. در تعیین و ترکیب با حالت های بار برف متوازن، برف انباشتگی، برف لغزنده، برف نامتوازن و برف جزئی، بار برف حداقل در نظر گرفته نمی شود. جهت محاسبه بار برف می بایستی با توجه به کاربری ساختمان و گروه خطر پذیری ضریب اهمیت مناسب انتخاب شود. برای مثال ساختمان بیمارستان باید قابلیت استفاده بی وقفه در مواقع بحران را داشته باشد، بنابراین بدیهی است که ضریب اهمیت بالاتری نیز خواهد داشت.

۶-۷-۶- ضریب برف گیری

اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف گیری بام ساختمان به کمک ضریب برف گیری، (C_e) حاصل از جدول ۶-۷-۲ در نظر گرفته می شود. در حالت برف ریز بام بالاتر از محیط اطراف می باشد و محافظتی از اطراف وجود ندارد. اگر بر روی بام، واحدهای تاسیساتی بزرگ مستقر بوده و یا ارتفاع دست انداز بام و سایر برجستگی ها از روی بام بیشتر از ارتفاع برف متوازن باشد، آن بام نمی تواند در گروه برف ریز قرار گیرد. بام های غیر برف گیر و غیر برف ریز، نیمه برف گیر محسوب می شوند.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف گیری، G_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف ریز	بام نیمه برف گیر	بام برف گیر
زیاد	۰/۹	۱/۰	۱/۲
متوسط	۰/۹	۱/۰	۱/۱
کم	۰/۸	۰/۹	۱/۰

۶-۷-۴-۱- گروه ناهمواری محیط

برای هر جهت باد، گروه ناهمواری محیط بر اساس مشخصات هر یک از دو قطاع ۴۵ درجه در دو طرف جهت باد مورد نظر باد تعیین و هرکدام که بیشترین اثر را دارد انتخاب می شود. سه گروه ناهمواری محیط به صورت زیر تعریف می شوند:

- گروه ناهمواری زیاد، شامل محیط شهری و حومه شهری، محیط باغ و جنگل و سایر محیط های شامل ناهمواری و موانع متعدد و متراکم با ارتفاع ۹ متر یا بیشتر
- گروه ناهمواری متوسط، شامل محیط با موانع پراکنده با ارتفاع عموماً کمتر از ۹ متر
- گروه ناهمواری کم، شامل محیط مستوی بدون موانع از قبیل دریا و دریاچه، باتلاق و نمکزار

۶-۷-۵- ضریب شرایط دمایی

ضریب شرایط دمایی (G_t) از جدول ۶-۷-۳ با توجه به شرایط مورد انتظار ساختمان در سال های عمر مفید، تعیین می شود.

جدول ۶-۷-۳ ضریب شرایط دمایی، G_t

۱/۰	تمام ساختمان های بجز موارد زیر
۱/۱	سازه هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی گراد نگهداری می شوند.
۱/۲	سازه هایی با زیر بام باز و سازه های بدون گرمایش
۱/۳	سازه هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگه داشته می شود.

۶-۷-۶- ضریب شیب

برای بام های مسطح، ضریب شیب C_s برابر واحد می باشد. برای بام های شیب دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب (α) بصورت زیر تعیین می شود:

$C_s = 1$	$\alpha \leq \alpha_0$	۶-۷-۴-الف
$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{60}$	$\alpha_0 \leq \alpha \leq 70^\circ$	۶-۷-۴-ب
$C_s = 0$	$\alpha \leq 70^\circ$	۶-۷-۴-پ

زاویه α_0 با توجه به شرایط سطح شیب دار مشخص می شود.

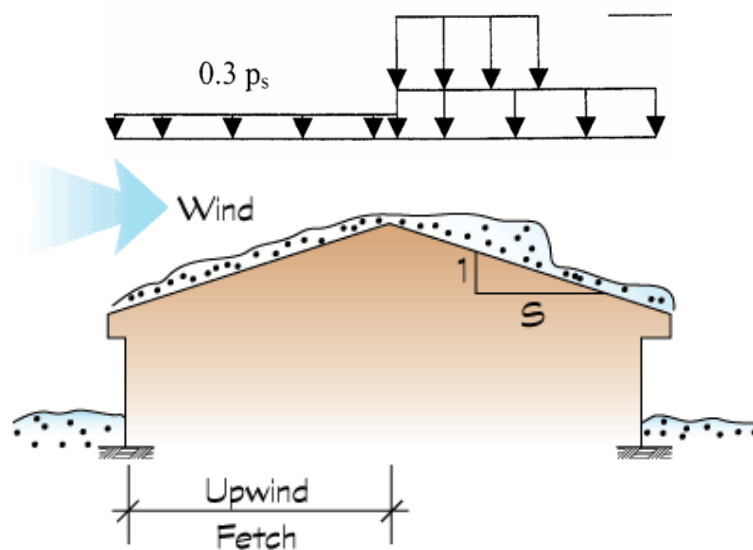
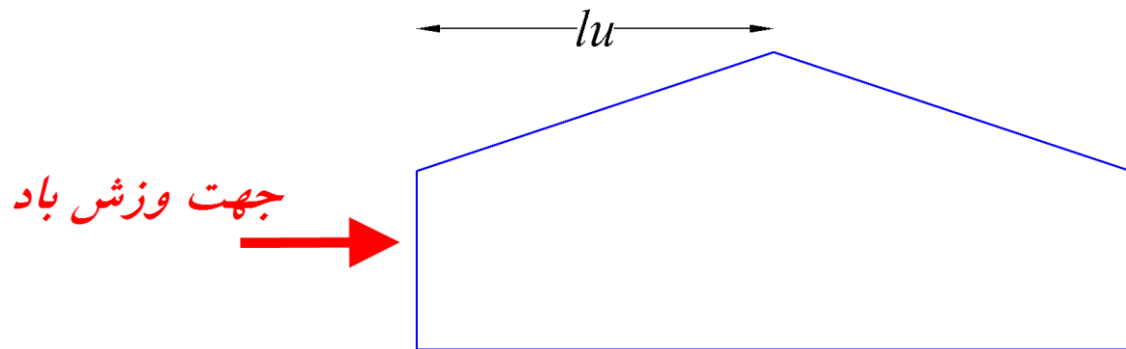
۶-۷-۴-۱- اگر سطح بام لغزنده بوده و لغزش برف بر روی سطح شیب دار بدون مانع باشد و همچنین فضای کافی پایین تر از لبه بام برای پذیرش برف موجود باشد، مقدار α_0 برای $C_t = 1$ برابر پنج درجه، برای $C_t = 1.2$ برابر ده درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر پانزده درجه خواهد بود. بام های لغزنده شامل پوشش های فلزی، سنگ برگ، شیشه ای و پوشش لاستیکی، پلاستیکی و قیراندود با سطوح صاف و هموار می باشد. غشاهای دارای سطوح آجدار را نمی توان صاف دانست. ورقه های پوشش آسفالتی و چوبی لغزنده محسوب نمی شوند. در صورت عدم وجود شرایط لغزنده بودن و مانع دار بودن بام، مقدار α_0 برای $C_t = 1$ برابر ۳۰ درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر ۴۵ درجه می باشد.

۶-۷-۸- بار نامتوازن برف برای بام های با شیب دو و یا چند طرفه

در نظر گرفتن بار نامتوازن برف برای بام های با شیب کمتر از ۴٪ و شیب بیشتر از ۶۰٪ درصد لازم نیست. برای بام های با فاصله افقی کمتر از ۶ متر بین تاج و پای شیب با تیرهای با تکیه گاه ساده بین تاج و پای شیب، بار نامتوازن یکنواخت برف در حالت پشت به باد با شدت $I_s P_g$ در نظر گرفته شده و قسمت رو به باد بدون برف در نظر گرفته شود. برای سایر بام ها، بار نامتوازن شامل بار گسترده $0.3 P_r$ در سمت بادگیر و در سمت پشت به باد P_r به اضافه سربار به شدت بر واحد سطح افقی برابر $h_d \sqrt{i}$ و در فاصله افقی $\frac{8h_d}{3\sqrt{i}}$ از تاج شیب به سمت پای شیب خواهد بود. i ، بیانگر شیب سقف (تانژانت زاویه شیب) می باشد. ارتفاع انباشت برف h_d بر حسب متر از رابطه زیر بدست می آید:

$$h_d = 0.12 \times \sqrt[3]{l_u} \times \sqrt[4]{100P_g + 50} - 0.5$$

در رابطه فوق، l_u فاصله افقی تاج تا پای شیب در قسمت رو به باد بر حسب متر می باشد. برای طول افقی ناحیه افقی ناحیه پشت به باد کمتر از ۶ متر، از مقدار ۶ متر برای l_u استفاده شود.



با توجه به اینکه شهر کنگان در منطقه با برف نادر است، از طرفی با توجه به اینکه شیب بام کمتر از ۱۵ درجه است خواهیم داشت:

$$P_m = I_s \times P_g = 1 \times 0.25 = 0.25 \frac{KN}{m^2}$$

بار باد

۶-۱۰- بار باد

۶-۱۰-۱ کلیات

ساختمان ها و سازه ها و کلیه اجزا آنها باید برای اثر ناشی از باد، بر اساس ضوابط این فصل طراحی و ساخته شوند. این اثر باید با توجه به میانگین سرعت باد در منطقه، ارتفاع و شکل هندسی ساختمان ها و میزان پوشش و گرفتگی که موانع مجاور برای آنها در مقابل باد ایجاد می کنند، محاسبه شوند.

برای تعیین اثر ناشی از باد طراحی باید فرض شود که باد بصورت افقی و در هر یک از امتدادها، ترجیحاً در امتداد محوره‌های اصلی ساختمان و "به طور غیر همزمان" بر ساختمان اثر نماید. اثر باد باید در امتداد مشخص شده در جهت مورد نظر نیز بررسی شود.

در طراحی اعضاء سازه اثر ناشی از بار باد با بار زلزله جمع نمی گردد. کلیه اعضاء سازه باید برای اثر هر یک از این دو که بیشتر باشد، طراحی شوند.

۶-۱۰-۲ فشار ناشی از باد بر ساختمان ها و سازه ها

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

$$P = I_w \times q \times C_e \times C_g \times C_p \quad (6-10-1)$$

که در این رابطه :

P فشار خارجی باد

I_w ضریب اهمیت برای بار باد

q فشار سرعتی مرجع

C_e ضریب بادگیری

C_g ضریب اثر جهشی باد

C_p ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین گیری شده باشد.

بار خالص باد برای کل ساختمان از جمع جبری بارهای وارده بر سطوح رو و پشت به باد (فشار یا مکش) بدست می آید. در برخی موارد این بار را می توان از جمع حاصل ضرب فشار یا مکش در مساحت سطوح که فشار یا مکش میان گیری شده باشد، محاسبه شود.

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

$$P_i = I_w \times q \times C_e \times C_{gi} \times C_{pi} \quad (2-10-6)$$

که در این رابطه :

P_i فشار داخلی که بصورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح به شکل فشار وارد بر سطح با مکش به سمت خارج از سطح عمل می کند.

I_w ضریب اهمیت برای بار باد

C_e ضریب بادگیری طبق بند ۶-۱۰-۶

C_{gi} ضریب اثر جهشی باد داخلی که طبق بند ۶-۱۰-۶ بیان شده است.

C_{pi} ضریب فشار داخلی

جدول ۴-۱۲- ضریب اهمیت برای بار باد با توجه به کاربری ساختمان

ضریب اهمیت برای بار باد	گروه اهمیت
۰/۸	کم
۱	متوسط
۱/۱۵	زیاد
۱/۲۵	قابلیت بهره برداری پس از بحران

۶-۱۰-۵- ارتفاع مبنا

برای محاسبه فشار خارجی، ارتفاع مبنا (h) برای محاسبه C_e به صورت زیر تعریف می شود:

الف- برای ساختمان های کوتاه مرتبه، h ارتفاع متوسط بام یا ۶ متر، هرکدام که بزرگتر باشد.

ب- برای ساختمان های بلندتر

h برای وجه رو به باد، ارتفاع واقعی آن نقطه در بالای زمین می باشد.

h برای وجه پشت به باد، نصف ارتفاع ساختمان است.

h برای بام و دیوارهای جانبی، ارتفاع ساختمان در نظر گرفته می گردد.

۶-۱-۶-۱- ضریب بادگیری. C_e

ضریب بادگیری، C_e تغییرات سرعت باد با ارتفاع و نیز اثرات ناشی از تغییرات در زمین اطراف و توپوگرافی را لحاظ می کند. این مقدار بر اساس توزیع جهشی باد در ارتفاع روی دو نوع زمین اطراف، باز و یا متراکم به شرح ذیل تعیین می شود :

الف- برای زمین باز از رابطه زیر تعیین می شود. زمین باز زمینی است که در آن ساختمان ها، درختان و موانع دیگر بصورت پراکنده بوده و/ یا به مناطق مشرف به دریاچه، دریا و یا کنار ساحل باز اطلاق می گردد.

$$C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0.2} \geq 0.9$$

ب- برای زمین متراکم از رابطه زیر تعیین می شود. زمین متراکم به زمین حومه شهری، شهری، جنگل متراکم که تا یک کیلومتر و یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان در بالا دست هر کدام بیشتر باشد، امتداد پیدا کند اطلاق می شود.

$$C_e = 0.7 \left(\frac{h}{12}\right)^{0.3} \geq 0.7$$

با توجه به اینکه سوله در حومه شهر کنگان واقع شده خواهیم داشت :

برای وجه رو به باد

$$C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0.2} = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.2} = \left(\frac{9}{10}\right)^{0.2} \rightarrow C_e = 0.9$$

برای وجه پشت باد نیز به همین صورت با توجه به ارتفاع کم سازه خواهیم داشت :

$$C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0.2} = \left(\frac{9}{10}\right)^{0.2} \rightarrow C_e = 0.9$$

۶-۱-۶-۴- ضریب اثر جهشی باد، C_g

ضریب اثر باد جهشی، C_g باید مطابق با یکی از موارد ذیل اختیار شود.

الف- برای کل ساختمان و اعضاء اصلی سازه

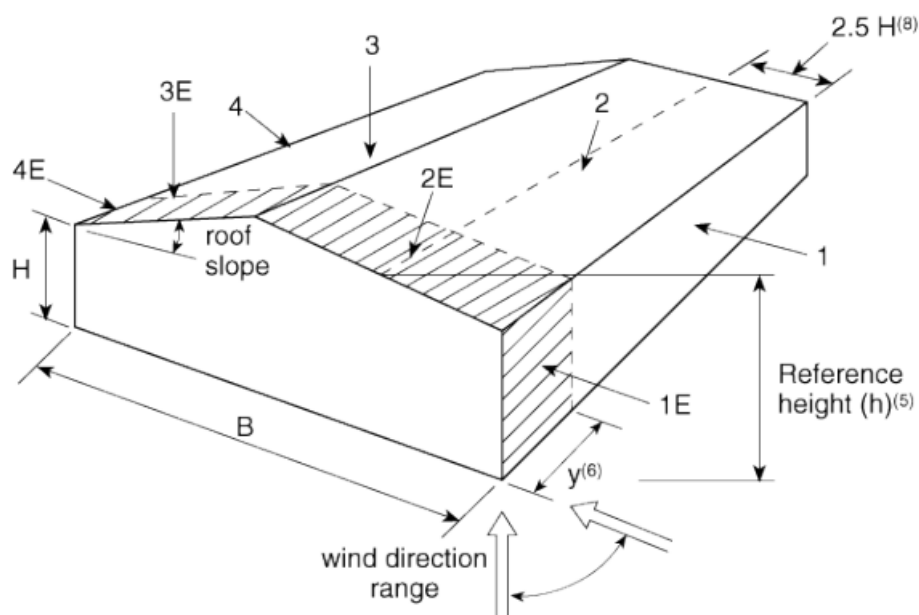
$$C_g = 2$$

ب- برای فشار خارجی و مکش در اعضاء کوچک از جمله نما یا پوسته خارجی

$$C_g = 2.5$$

پ- برای فشارهای داخلی $C_{gi} = 2$ و یا محاسبات دقیق تری که اندازه های بازشوها را در ساختمان، فشار حجم داخلی و انعطاف پذیری ساختمان را نظر گرفته باشد.

عرض ناحیه انتهایی Z برابر ۱۰٪ کمترین بعد افقی یا ۴۰٪ ارتفاع H هرکدام کمتر باشد است. این عرض نمی بایستی از ۴۰٪ بعد افقی کوچکتر یا ۱ متر کمتر اختیار گردد.



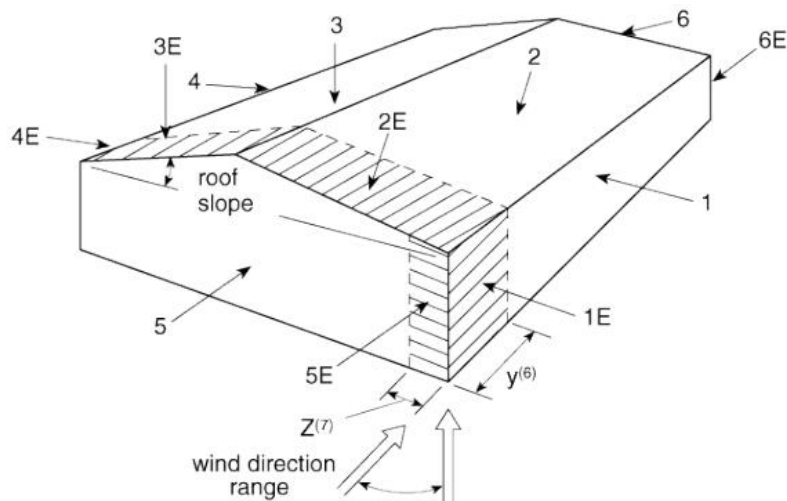
Roof slope	Building surfaces							
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E
0° to 5°	0.75	1.15	-1.3	-2.0	-0.7	-1.0	-0.55	-0.8
20°	1.0	1.5	-1.3	-2.0	-0.9	-1.3	-0.8	-1.2
30° to 45°	1.05	1.3	0.4	0.5	-0.8	-1.0	-0.7	-0.9
90°	1.05	1.3	1.05	1.3	-0.7	-0.9	-0.7	-0.9

برای نواحی مختلف با توجه به جدول فوق خواهیم داشت :

با توجه به شیب بام از میانمایی جهت استخراج ضریب مربوط استفاده می کنیم.

فشار خالص محاسبه شده بر حسب کیلونیوتن بر متر مربع می باشد.

ناحیه	$C_g \times C_p$	P	P_i	$P_{net} = P + P_i$
1	۰/۹	۰/۴۰۵	+۰/۲۷	۰/۶۷۵
			-/۴۰۵	
1E	۱/۳۵	۰/۶۰۸	+۰/۲۷	۰/۸۷۸
			-/۴۰۵	
2	-۱/۳	-۰/۵۸۵	+۰/۲۷	-۰/۹۹
			-/۴۰۵	
2E	-۲	-۰/۹	+۰/۲۷	-۱/۳۰۵
			-/۴۰۵	
3	-۰/۸	-۰/۳۶	+۰/۲۷	-۰/۷۶۵
			-/۴۰۵	
3E	-۱/۱۵	-۰/۵۱۸	+۰/۲۷	-۰/۹۲۳
			-/۴۰۵	
4	-۰/۷	-۰/۳۱۵	+۰/۲۷	-۰/۷۲
			-/۴۰۵	
4E	-۱	-۰/۴۵	+۰/۲۷	-۰/۸۵۵
			-/۴۰۵	

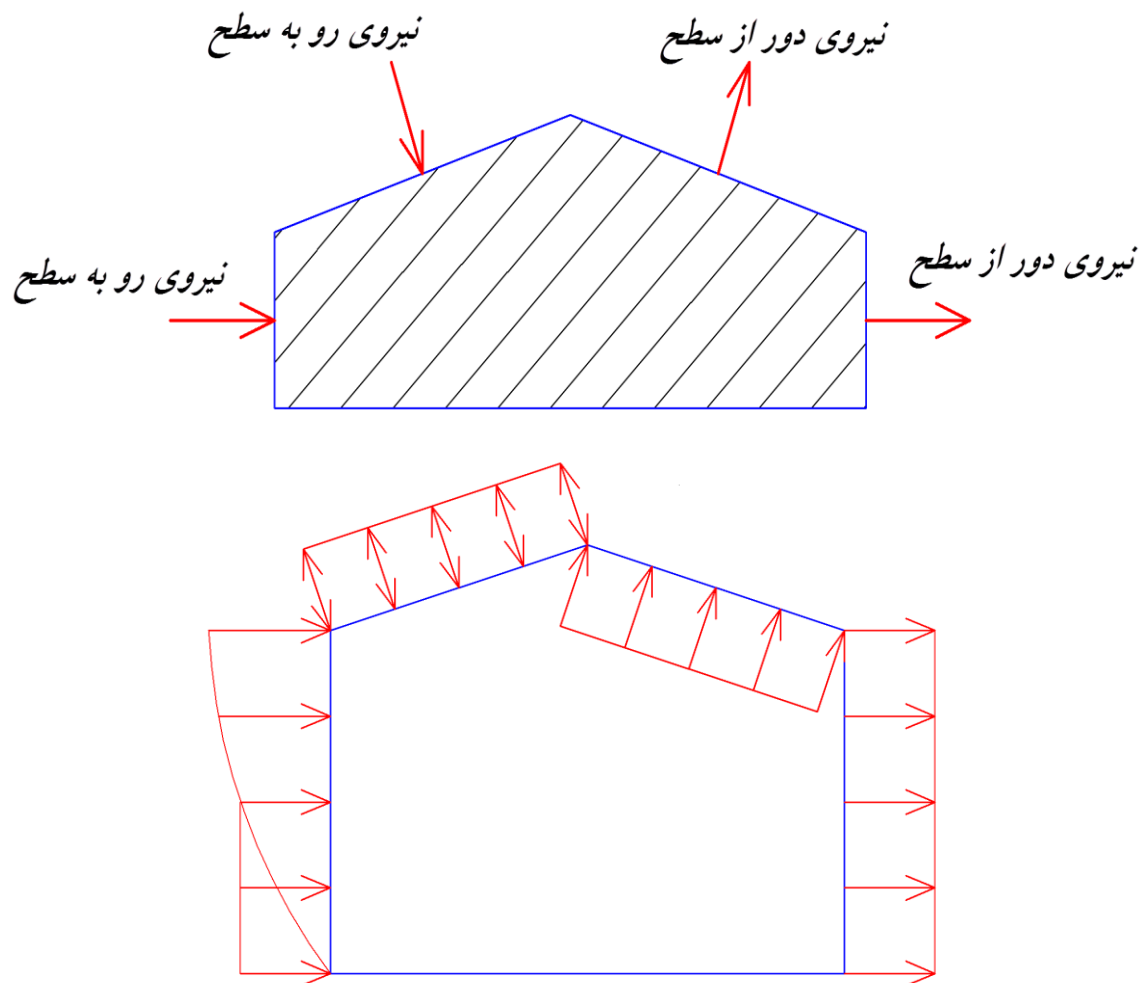


Roof slope	Building surfaces											
	1	1E	2	2E	3	3E	4	4E	5	5E	6	6E
0° to 90°	-0.85	-0.9	-1.3	-2.0	-0.7	-1.0	-0.85	-0.9	0.75	1.15	-0.55	-0.8

۹-۶-۱۰-۶ ضریب فشار داخلی، C_{pi}

ضریب فشار داخلی (C_{pi}) اثر باد روی فشار هوای درون ساختمان را تعریف می کند و هم در طراحی المان های پوسته خارجی و هم سازه اصلی اهمیت دارد. بزرگی این ضریب بستگی به توزیع و اندازه منافذ نشت هوا و بازشوها دارد که در واقع هوای داخلی را به بیرون انتقال می دهند. با ترک ها و منفذهای بسیار کوچک که یکنواخت شده باشند، خروج هوا آهسته صورت می گیرد. اگرچه فشار داخلی تقریباً با فشار خارجی متوسط روی سطح در معرض باد به تعادل خواهد رسید، اما اثر جهش باد تقلیل خواهد یافت. اگر بازشوها بزرگتر و قابل ملاحظه تر باشند (در مقیاس در و پنجره ها) فشار داخلی به فشار خارجی در بزرگترین بازشوی حاکم نزدیک خواهد شد و فشارهای جهشی در داخل احساس خواهد شد.

میزان و پراکندگی بازشوها	C_{pi}
ساختمان فاقد هرگونه بازشو بزرگ و قابل ملاحظه.	0 ~ + 0.15
ساختمان دارای بازشوهای بزرگ که در مواقع طوفان می توان اطمینان حاصل کرد که بسته شوند.	-0.45 ~ + 0.3
ساختمان دارای بازشوهای بزرگ دائمی مثل پناهگاه های یک سمت باز و یا سالن های صنعتی با درب های حمل و نقل بزرگ.	-0.7 ~ + 0.7



بار زلزله

بارگذاری زلزله را بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ برای سازه انجام می دهیم. بنابراین ابتدا مطالبی را عیناً از این آیین نامه نقل کرده و در نهایت نحوه بکار گیری ضوابط مربوط به طرح لرزه ای را مورد بررسی قرار خواهیم داد.

۳-۲ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین می گردد و به صورت استاتیکی رفت و برگشت به سازه اعمال می شود.

۳-۲-۱ نیروی برشی پایه، V

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V = C.W \geq \frac{AIW}{10}$$

در این رابطه

V نیروی برشی در تراز پایه

W وزن کل ساختمان، شامل تمام بار مرده و وزن تاسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و برف که در جدول ۲-۱۵ مشخص شده است.

C ضریب زلزله که از رابطه زیر به دست می آید :

$$C = \frac{ABI}{R}$$

A نسبت شتاب مبنای طرح که از روی نقشه پهنه بندی خطر نسبی زمین لرزه یا از طریق جداول ۲-۱۶ و ۲-۱۷ به صورت کسری از شتاب ثقل زمین تعیین می شود.

B ضریب بازتاب ساختمان که با استفاده از طیف بازتاب طرح به دست می آید.

I ضریب اهمیت ساختمان

R ضریب رفتار ساختمان

درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

درصد میزان بار زنده	محل بار زنده
۰	بامهای شیبدار با شیب ۲۰ درصد و بیشتر*
۲۰	بامهای مسطح یا با شیب کمتر از ۲۰ درصد
۲۰	ساختمانهای مسکونی، اداری، هتل ها و پارکینگ ها

*در صورتی که احتمال ماندگار شدن برف بر روی این بام ها زیاد باشد، درصد مشارکت، مانند بام های مسطح در نظر گرفته می شود.

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

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

درجه خطر نسبی زلزله شهرها و مهم ایران

شهرستان	استان	خیلی زیاد	زیاد	متوسط	کم
خرم آباد	لرستان		*		
کنگان	بوشهر		*		
تهران	تهران	*			
زاهدان	سیستان و بلوچستان		*		
کرمان	کرمان		*		
مشهد	خراسان رضوی		*		

۲-۳-۶ زمان تناوب اصلی نوسان، T

زمان تناوب اصلی نوسان بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه و با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین می گردد:

الف- برای ساختمان های با سیستم قاب خمشی فولادی (قاب خمشی در راستای عرضی مشمول این بند می باشد)

چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند

$$T = 0.08H^{0.75}$$

$$T = 0.8 \times 0.08H^{0.75} \quad \text{چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند}$$

ب- برای ساختمانهای با سایر سیستم ها، در تمام موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقابی (قاب مهاربندی شده در راستای طولی مشمول این بند می باشد)

$$T = 0.05H^{0.75}$$

H ارتفاع ساختمان از تراز پایه می باشد

بنابراین با توجه به اینکه ارتفاع راس سوله ۸ متر از سطح زمین می باشد خواهیم داشت :

زمان تناوب سازه در راستای طول و عرضی

راستا	محور	زمان تناوب اصلی نوسان بر حسب ثانیه
عرضی	X	$T = 0.08H^{0.75} = 0.08 \times 9^{0.75} = 0.41 \text{ sec}$
طولی	Y	$T = 0.05H^{0.75} = 0.05 \times 9^{0.75} = 0.26 \text{ sec}$

۲-۳-۴ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است، روابط لازم جهت محاسبه این پارامتر در ادامه آورده شده است.

پارامترهای لازم جهت محاسبه ضریب B

نوع زمین	T_0	T_S	S
I	0.1	0.4	1.5
II	0.1	0.5	1.5
III	$0.15 \checkmark$	$0.7 \checkmark$	$1.75 \checkmark$
IV	0.15	1	1.75

$$B = 1 + S(T/T_0)$$

$$0 \leq T \leq T_0$$

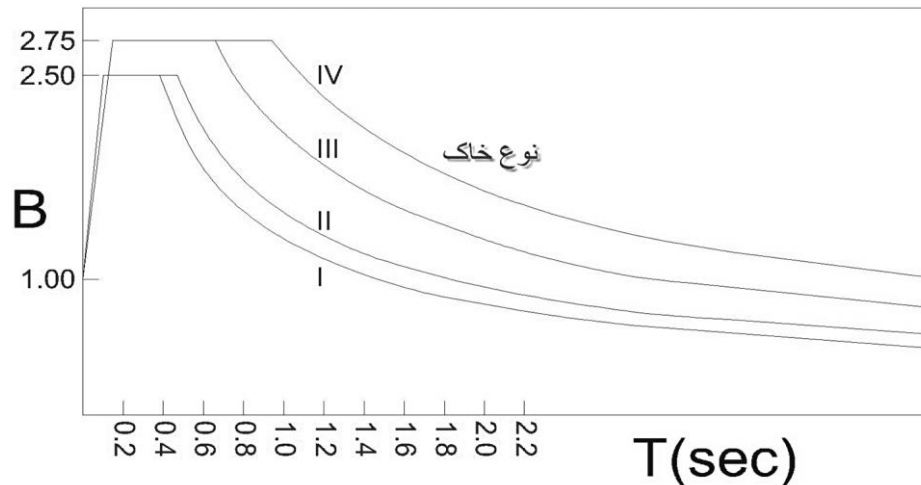
$$B = 1 + S$$

$$T_0 \leq T \leq T_s$$

$$B = (1 + S) \times \left(\frac{T_s}{T}\right)^{2/3}$$

$$T \geq T_s$$

$$\rightarrow B = 1 + 1.75 = 2.75$$



ضریب بازتاب ساختمان در مناطق با خطر نسبی زلزله زیاد و خیلی زیاد

مقادیر ضریب رفتار ساختمان (R) همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان

H_{max}	R	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
50	6	قاب فولادی ساده به اضافه مهاربند همگرای معمولی	ب-سیستم قاب ساده ساختمانی
50	7	قاب خمشی فولادی متوسط	پ-سیستم قاب خمشی

بنابراین ضرایب برش پایه برای دو راستا برابر خواهد بود با :

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{7} = 0.1178$$

راستای عرضی

$$\rightarrow C_u = 1.4 \times C = 0.165$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{6} = 0.1375$$

راستای طولی

$$\rightarrow C_u = 1.4 \times C = 0.1925$$

کنترل شاخص پایداری

$$\theta_{\square} = \frac{P \times (\Delta_e)}{V \times h} = \frac{496475 \times (12)}{58485 \times 900} = 0.113 > 0.1$$

با توجه به اینکه شاخص پایداری سازه بیش از ۰/۱ است می بایست اثرات تحلیل مرتبه دوم نیز لحاظ شود. اما با توجه به مقدار این پارامتر اثر آن در نتیجه نهایی قابل ملاحظه نبوده و می توان از اثر آن صرف نظر نمود.

اصلاح ضریب طول موثر ستونها

در طرح این پروژه جهت آنالیز پایداری از روش آنالیز مستقیم استفاده خواهیم کرد، بنابراین نیازی به محاسبه و اصلاح ضریب طول موثر ستونها نخواهیم داشت. به هر حال این ضریب محاسبه شده اما در تحلیل و طراحی مدل نهایی اعمال نخواهد شد.

ضریب طول موثر ستون در راستای عرضی را با توجه به گراف های ارائه شده در نشریه ۳۲۵ معاونت نظارت راهبردی رییس جمهور اصلاح می کنیم.

I_T میانگین وزنی ممان اینرسی تیر با مقطع غیر منشوری حول محور ۳-۳

I_O ممان اینرسی مقطع تحتانی ستون حول محور ۳-۳

G_B ضریب اصلاح گیرداری پای ستون (برای پای ستون مفصلی برابر با ۱۰)

G_T ضریب اصلاح گیرداری برای اتصال تیر به ستون که باید محاسبه شود

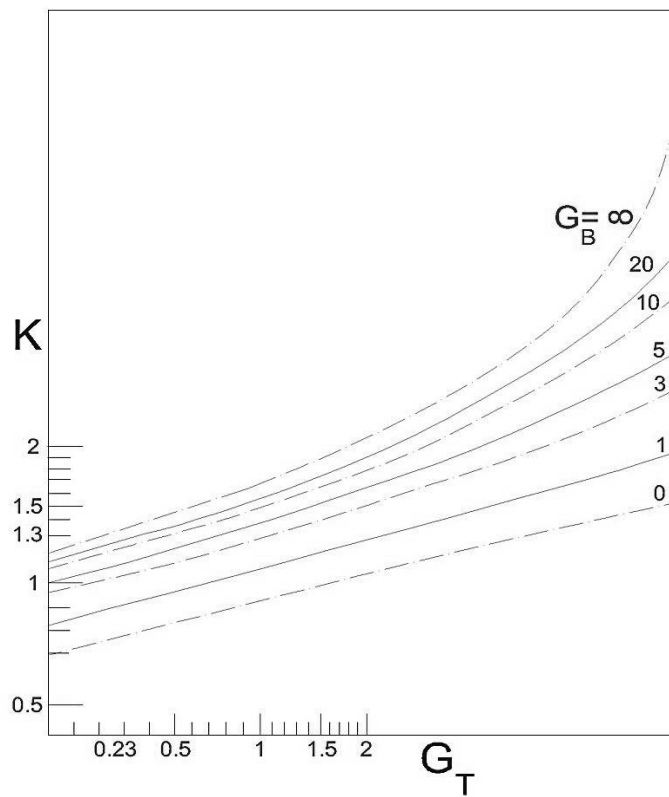
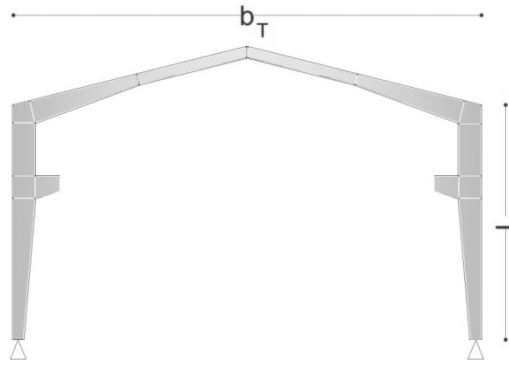
γ نرخ تغییر ارتفاع مقطع ستون غیر منشوری که بایستی محاسبه شود

d_{top} ارتفاع مقطع ستون در محل اتصال به رfter

d_{bot} ارتفاع مقطع ستون در محل پای ستون

$$\gamma = \frac{d_{top} - d_{bot}}{d_{bot}}$$

$$G_T = \frac{b_T \times I_O}{l \times I_T}$$



$$\gamma = 1$$

نمودار تعیین ضریب طول موثر ستون

بنابراین با توجه به توضیحات ارائه شده طول موثر ستون برابر خواهد بود با :

$$\gamma = \frac{d_{top} - d_{bot}}{d_{bot}} = \frac{73 - 43}{43} = 0.7 \approx 1$$

$$I_{TOP} = 118735 \text{ cm}^4$$

$$I_O = 36573 \text{ cm}^4$$

$$I_T = \frac{I_{TOP} + I_O}{2} = \frac{118735 + 36573}{2} = 77654 \text{ cm}^4$$

$$G_T = \frac{17.5 \times 36573}{8 \times 77654} = 1.03$$

$$G_T = 1.03, G_B = 10 \rightarrow K \approx 1.5$$

در نهایت ضریب طول موثر ستون در راستای عرضی به ۱/۵ اصلاح خواهد شد.

۱۰-۲-۱- الزامات عمومی

تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن از الزامات تحلیل و طراحی است. مطابق الزامات این بخش، پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن در صورتی تأمین می شود که آثار ذکر شده در زیر به نحو موثری در تحلیل و طراحی آنها لحاظ شده باشد.

۱) تغییر شکل های محوری، خمشی و برشی اعضای سازه و تغییر شکل های سایر اجزا (نظیر اتصالات) که در جابجایی سازه موثرند.

۲) آثار مرتبه دوم (شامل آثار $P - \delta$ و $P - \Delta$)

۳) نواقص هندسی (شامل کجی و ناشاقولی)

۴) کاهش سختی اعضاء ناشی از رفتار غیر الاستیک عمدتاً در اثر تنش های پسماند

۵) عدم اطمینان در برآورد سختی و مقاومت

۱۰-۲-۱-۲ آثار مرتبه دوم $P - \delta$ و $P - \Delta$

الف) آثار مرتبه دوم $P - \delta$: به آثار اضافی بارها به علت وجود انحناء در عضو مربوط می شود. این آثار سبب ایجاد لنگرهای خمشی اضافی می شوند که به علت عدم انطباق مرکز سطح مقطع بر خطی که دو انتهای بخشی از طول عضو را به هم وصل می کند، به وجود می آیند.

ب) آثار مرتبه دوم $P - \Delta$: به آثار اضافی بارها به علت تغییر مکان جانبی نسبی اعضاء مربوط می شود و سبب ایجاد نیروهای اضافی داخلی می شوند که در مقاطع اعضاء به علت برون محوری

ناشی از تغییر مکان جانبی یک انتهای عضو نسبت به انتهای دیگر آن به وجود می آیند. تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای عضو ممکن است به علت بارهای قائم یا بارهای جانبی یا ترکیبی از آنها باشد.

۱۰-۲-۱-۵-۱ محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مستقیم

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء و طراحی آنها و تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

الف- محدودیت‌ها

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم هیچگونه محدودیتی وجود ندارد.

ب- الزامات

- (۱) تحلیل سازه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.
- (۲) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۲ تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد.

(۴) مقاومت طراحی کلیه اعضاء محوری فشاری (مطابق بخش ۱۰-۲-۴) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شده ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۳ با فرض عدم انتقال جانبی ($K=1$) تعیین شود.

۱۰-۲-۱-۵-۱ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبه دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقیلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود.

$$N_i = 0.002Y_i \quad (10-2-1-4)$$

که در آن:

N_i = بار جانبی فرضی در طبقه i

Y_i = بار ثقیلی ضریب‌دار در طبقه i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

۱۰-۲-۱-۵-۲ تنظیمات سختی اعضا

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم باید به شرح زیر از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

(۱) ضریب کاهش 0.8 برای کلیه سختی‌هایی که در پایداری سازه موثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیه سختی‌های تمامی اعضا (حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند) نیز مجاز است.

(۲) علاوه بر ضریب کاهش 0.8 یک ضریب کاهش اضافی τ_b نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثر هستند.

$$(EI)^* = 0.8 \tau_b EI \quad (4-1-2-10)$$

که در آن:

$(EI)^*$ = صلبیت خمشی کاهش یافته عضو

E = مدول الاستیسیته فولاد

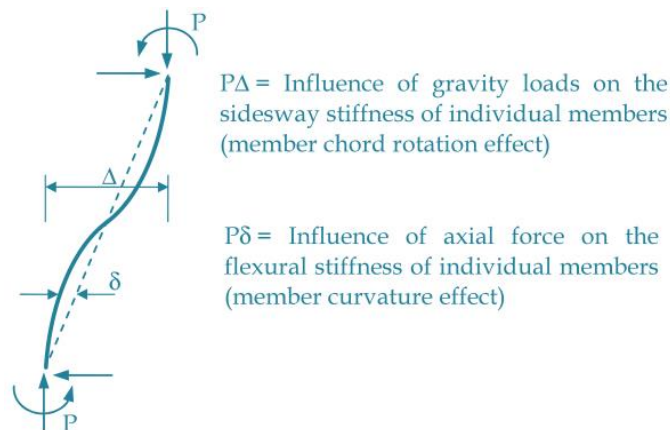
I = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خم

τ_b = ضریب کاهش اضافی سختی خمشی طبق رابطه ۶-۱-۲-۱۰

$$\tau_b = \begin{cases} 1/0 & \frac{P_u}{P_y} \leq 0.5 \\ 4 \frac{P_u}{P_y} \left(1 - \frac{P_u}{P_y} \right) & \frac{P_u}{P_y} > 0.5 \end{cases} \quad (6-1-2-10)$$

تبصره: در روش تحلیل مستقیم کاربرد سختی کاهش یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضا محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

یکی از روشهای لحاظ اثرات تحلیل مرتبه دوم استفاده از ضرایب تشدید تحلیل مرتبه اول می باشد. ضریب $B1$ جهت لحاظ اثر پی دلتای کوچک و ضریب $B2$ جهت لحاظ اثر پی دلتای بزرگ می باشد.



به منظور تعیین این ضرایب، لازم است سازه ۲ بار تحلیل شود. بار اول تحت بارهای ثقلی و بار دوم تحت بارهای جانبی. بنابراین ترکیب بار بحرانی را انتخاب نموده و بخش مربوط به بارهای ثقلی و جانبی را از یکدیگر تفکیک می کنیم.

$$1.2(D) + EX + L + 0.2(S)$$

طبق آنچه گفته شد خواهیم داشت :

$$\text{Gravity part} \rightarrow 1.2(D) + L + 0.2(S)$$

$$\text{Lateral part} \rightarrow EX$$

$$M_r = B_1(M_{nt}) + B_2(M_{lt})$$

$$P_r = P_{nt} + B_2(P_{lt})$$

در روابط فوق

M_r مقاومت خمشی مورد نیاز ستون

M_{nt} لنگر فقط ناشی از بارهای ثقلی ضریبدار

M_{lt} لنگر فقط ناشی از بار جانبی ضریبدار

P_r مقاومت فشاری مورد نیاز ستون

P_{nt} نیروی محوری فقط ناشی از بارهای ثقلی ضریبدار

P_{lt} نیروی محوری فقط ناشی از بار جانبی

تحلیل سازه در مقطع بحرانی ستون (تراز فوقانی) نتایج زیر را به دنبال خواهد داشت :

$$M_{nt} = 8310 \text{ Kg.m } \cup$$

$$M_{lt} = 45085 \text{ Kg.m} \quad \cup$$

$$P_{nt} = 3987 \text{ Kg} \quad \downarrow$$

$$P_{lt} = 5531 \text{ Kg} \quad \downarrow$$

حالا نوبت به محاسبه ضرایب $B1$ و $B2$ می رسد.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

به دلیل اینکه ستون در طول خود تحت بار جانبی قرار ندارد و از طرفی پای ستون مفصلی است ضریب C_m برابر با ۰/۶ خواهد شد.

با فرض اولیه مقدار یک برای ضریب $B1$ خواهیم داشت :

$$P_r = P_{nt} + P_{lt} \rightarrow P_r = 3987 + 5531 = 9518 \text{ Kg} \quad \downarrow$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2(EI)^*}{(K_1L)^2}$$

P_{e1} مقاومت کماتش بحرانی الاستیک عضو در صفحه خمش با فرض عدم انتقال جانبی

K_1 برای تمام حالات مقدار آن برابر یک در نظر گرفته می شود.

$(EI)^*$ در روش تحلیل مستقیم به ترتیبی که گفته خواهد شد محاسبه می شود.

L طول ستون

در روش تحلیل مستقیم ضریب طول موثر ستون برابر واحد در نظر گرفته شده در عوض سختی خمشی عضو با ضرایبی کاهش داده می شود.

$$(EI)^* = 0.8\tau_b(EI)$$

به دلیل اینکه در قابهای پرتال نیروهای محوری قابل توجه نمی باشد، رابطه فوق به صورت زیر ساده خواهد شد.

$$(EI)^* = 0.8(EI) = 0.8 \times (2 \times 10^6 \times 118735) \approx 19 \times 10^{10} \text{ Kg.cm}^2$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times (19 \times 10^{10})}{(1 \times 800)^2} = 2996700 \text{ Kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_r}{P_{e1}}} = \frac{1}{1 - \frac{9518}{2996700}} \approx 1.003 > 1 \text{ OK}$$

نرم افزار ضریب BI را با دقت قابل قبولی محاسبه نموده اما توانایی محاسبه ضریب BI را نداشته و مقدار آن را در تمامی حالات برابر با یک در نظر می گیرد. البته این پارامتر توسط کاربر قابل محاسبه و معرفی می باشد.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_{nt}}{P_{e \text{ story}}}} \geq 1$$

$$P_{e \text{ story}} = 0.85 \times V_{\text{Quake}} \times \frac{1}{\Delta_{all}}$$

$$P_{e \text{ story}} = 0.85 \times 58485 \times \frac{1}{0.005} = 9942450 \text{ Kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{120903}{9942450}} = 1.012$$

بنابراین ضرایب فوق را به صورت دستی به نرم افزار معرفی می کنیم.

همانطور که ملاحظه می کنید ضرایب تشدید تحلیل مرتبه اول و مقدار شاخص پایداری نشان می دهد تحلیل مرتبه دوم ضروری است اما تاثیر قابل ملاحظه ای در نتیجه نهایی نخواهد داشت.

بار جرثقیل

۹-۵-۶ بارهای جرثقیل

۱-۹-۵-۶ کلیات

بار زنده جرثقیل به بار بهره برداری آن بستگی دارد. در جرثقیل های پل دار و تک ریلی بارهای طراحی تیرهای زیر سری به همراه اتصالات و نشیمن گاه های آنها باید در بر گیرنده حداکثر بار چرخ پل جرثقیل، ضربه قائم و بارهای جانبی و طولی ناشی از حرکت جرثقیل باشند.

۲-۹-۵-۶ حداکثر بار چرخ جرثقیل

حداکثر بار چرخ در جرثقیل های پل دار شامل، بار ناشی از وزن پل به علاوه مجموع بار بهره برداری جرثقیل و وزن ارباب در موقعیتی از قرار گیری ارباب بر روی زیر سری، که بیشترین اثر را در آن ایجاد نماید.

۳-۹-۵-۶ نیروی ضربه قائم



برای در نظر گیری اثر ضربه قائم یا نیروی ارتعاشی ایجاد شده، حداکثر بار چرخ جرثقیل باید مطابق با درصدهای زیر افزایش یابد.

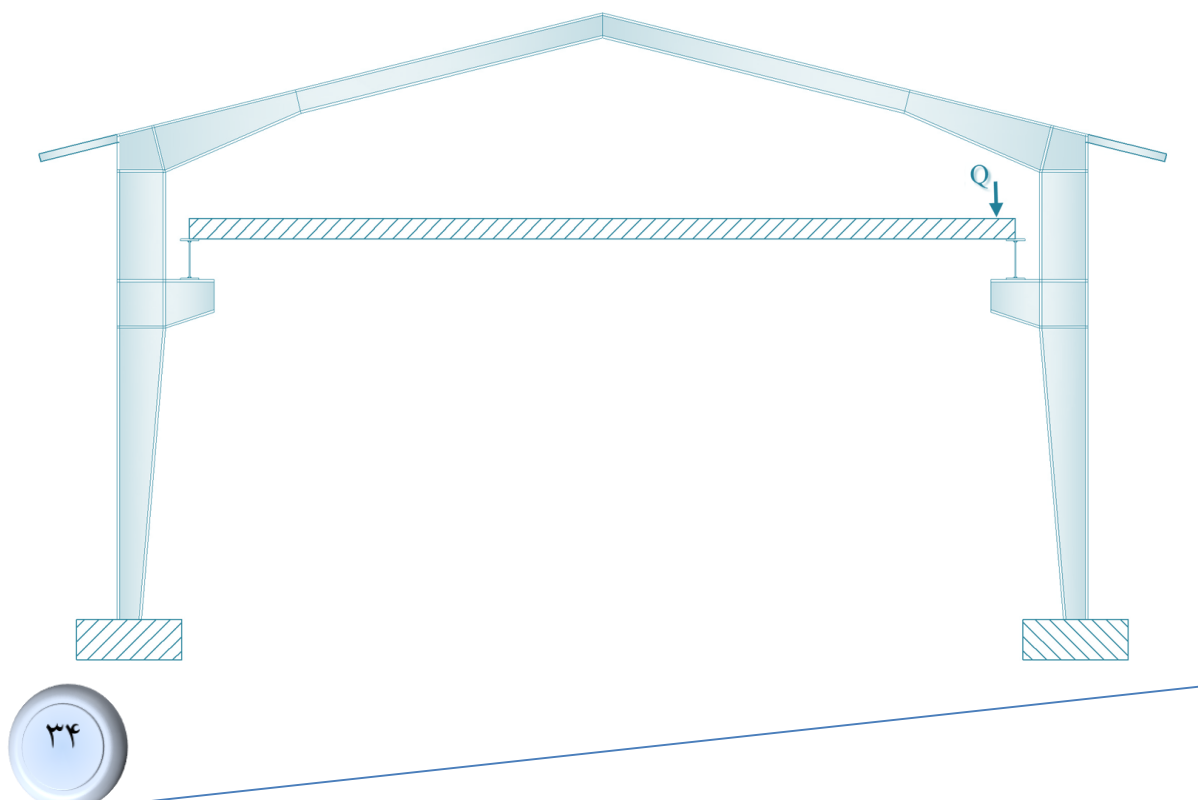
جرثقیل تک ریلی موتور دار	٪۲۵
جرثقیل های دارای پل موتوری کابین دار یا دارای کنترل از راه دور	٪۲۵
جرثقیل های دارای پل دارای موتور با کنترل آویزی	٪۱۰
جرثقیل های دارای پل یا تک ریلی بدون موتور با ارا به و بالابر دستی	۰

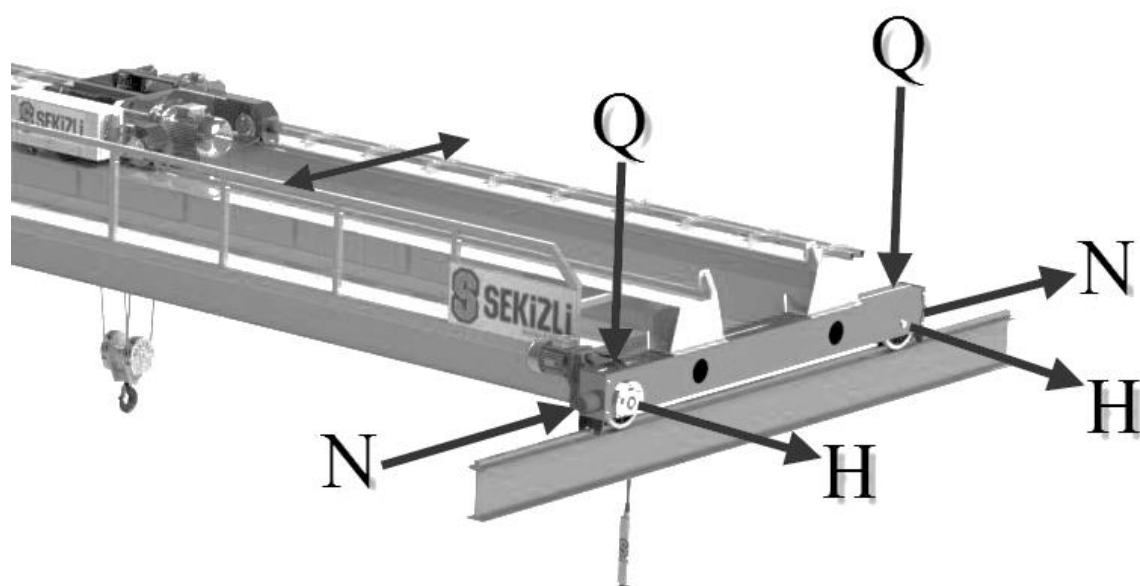
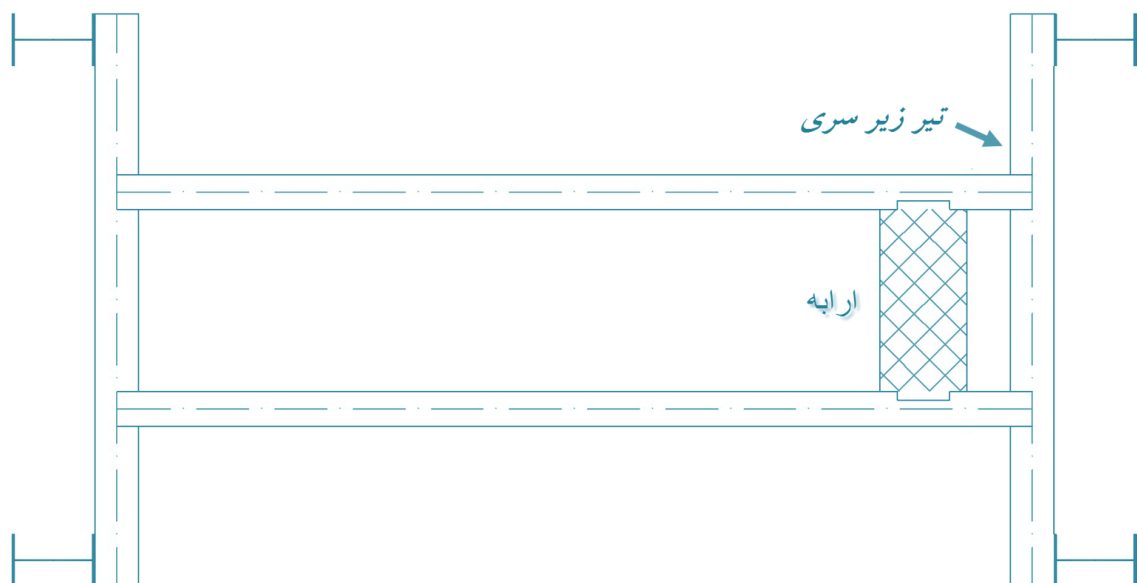
۶-۹-۵-۶ بار جانبی

بار جانبی تیر زیر سری جرثقیل دارای ارا به های برقی باید برابر ۲۰ درصد مجموع بار ضریب دار جرثقیل و وزن ارا به و بالابر در نظر گرفته شود. این بار به صورت افقی و در امتداد عمود بر محور تیر زیر سری (به سمت تیر زیر سری و یا در خلاف آن) و در سطح تماس چرخ با تیر زیر سری در نظر گرفته شده و به نسبت سختی جانبی تیرهای زیر سری در نظر گرفته شده طرفین و سازه نگهدارنده آنها توزیع می شود.

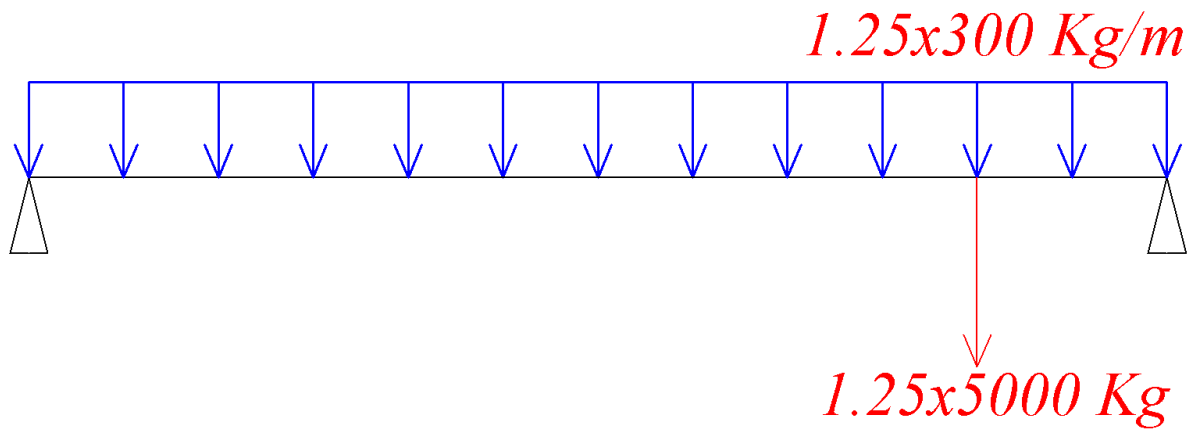
۶-۹-۵-۶ نیروی طولی

نیروی طولی وارد بر تیر زیر سری جرثقیل به جز جرثقیل پلی با چرخ دنده دستی باید برابر ۱۰ درصد حداکثر بار چرخ جرثقیل محاسبه شود. بار طولی باید به صورت افقی در امتداد محور تیر زیر سری و در هر یک از جهات در سطح تماس چرخ با تیر زیر سری اثر داده شود.





در شکل زیر دیاگرام آزاد پل را ملاحظه می کنید. حداکثر عکس العمل تکیه گاهی تحت بارگذاری نشان داده شده در واقع برابر با مولفه قائم نیروی جرنقیل خواهد بود.



$$R_1 + R_2 = 1.25 \times \{(300 \times 18) + (5000)\} = 13000 \text{ Kg}$$

$$\sum M_1 = 0 \rightarrow 18 \times R_2 = 1.25 \times \{(5000 \times 2) + (300 \times 18 \times 9)\}$$

$$\rightarrow R_2 = 4070 \text{ Kg}$$

$$\rightarrow R_1 = 8930 \text{ Kg}$$

معمولاً پل از هر سمت به وسیله دو چرخ راهبر بر روی تیر زیرسری قرار می گیرد. بنابراین می توان نصف این مقدار را به هر چرخ داد. همانطور که اشاره گردید ، مولفه جانبی نیروی ناشی از حرکت ارابه بر روی پل که به تیر زیرسری وارد می شود برابر با ۲۰ درصد ظرفیت اسمی جرثقیل به اضافه وزن ارابه و ملحقات آن می باشد. بنابراین خواهیم داشت :

$$H = \pm 0.2 \times 5000 = \pm 1000 \text{ Kg}$$

علامت مثبت و منفی به منظور لحاظ اثر رفت و برگشت ارابه بر روی پل بوده که در نهایت اثر هرکدام که بحرانی باشد، باید در نظر گرفته شود. جهت محاسبه نیروی طولی ناشی از حرکت پل بر روی تیر زیر سری به این ترتیب عمل خواهیم کرد :

$$N = \pm 0.1 \times 9375 = \pm 893 \text{ Kg}$$

در صورتی که پل به کمک دو چرخ راهبر بر روی تیر زیر سری قرار گیرد، بدیهی است که نصف این مقدار به هر یک از چرخها اختصاص می یابد.

بارگذاری حرارتی

بارگذاری حرارتی سازه را بر اساس نشریه ۳۲۵ مدیریت راهبردی رییس جمهور، انجام می دهیم، بنابراین متن زیر از فصل یازدهم این نشریه عیناً نقل می شود.

۱-۱۱ کلیات

طول و عرض یک ساختمان صنعتی به وسیله شرایط کاربری ساختمان تعیین می شوند. وقتی ابعاد بزرگتر می شوند، درزهای انبساط سقف و ساختمان لازم می گردد. برای تعیین طولی از ساختمان که بین دو درز انبساط می تواند به صورت پیوسته امتداد داشته باشد و همچنین برای تعیین میزان حرکت لبه های درز انبساط از روابط پایه فلزات استفاده می شود. مقدار تغییر طول حاصل از تغییر درجه حرارت (Δt) برابر است با :

$$\Delta L = \alpha \times L \times \Delta t$$

در این رابطه

α ضریب انبساط حرارتی که برای فولاد برابر با 0.00012 می باشد.

L بعد ساختمان

Δt تغییرات درجه حرارت نسبت به دمای مرجع

در صورتی که سازه آنالیز و طرح حرارتی شود، از این لحاظ هیچ محدودیتی در ابعاد نخواهیم داشت، اما چنانچه بخواهیم از آنالیز حرارتی صرف نظر کنیم، سازه باید ضوابط جدول ۲-۲۳ را برآورده کند.

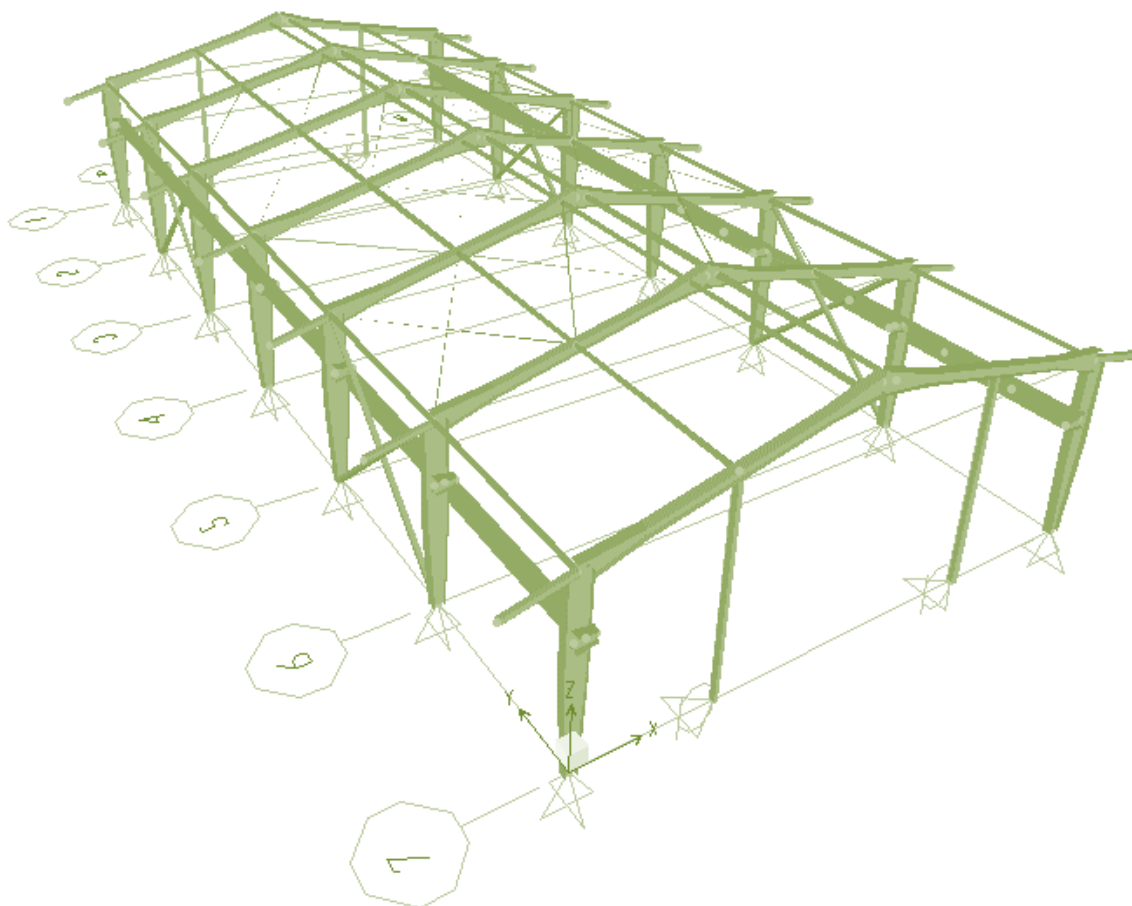
حداکثر ابعاد ساختمان بدون درز انبساط

حداکثر عرض ساختمان بر حسب متر	حداکثر طول ساختمان بر حسب متر	حداکثر فاصله انتهای سازه تا مرکز نزدیکترین مهاربند قائم بر حسب متر	طبقه بندی ساختمان
۱۵۰	۲۳۰	۹۰	ساختمانهای گرم
۱۲۰ ✓	۲۰۰ ✓	۷۵ ✓	ساختمانهای گرم نشده و کارگاه های گرم
-	۱۳۰	۵۰	سالنهای رو باز

همانطور که از جدول فوق پیداست، پروژه حاضر نیازی به آنالیز حرارتی ندارد، اما به جهت اطمینان و کامل شدن طرح، آنالیز حرارتی را نیز انجام می دهیم. میزان Δt مورد استفاده در این تحلیل بستگی به حداکثر تغییرات سالیانه دما در منطقه و نیز دمای محیط در هنگام نصب و اجرای ساختمان دارد. در صورتی که اطلاعات موثقی در رابطه با میزان تغییرات دمای سالیانه در اختیار نباشد، این تغییرات را برابر ۳۰ تا ۴۰ درجه سانتیگراد در نظر می گیریم. به هر حال در نهایت این مقدار را برابر با ۵۰ درجه سانتیگراد در نظر گرفتیم.

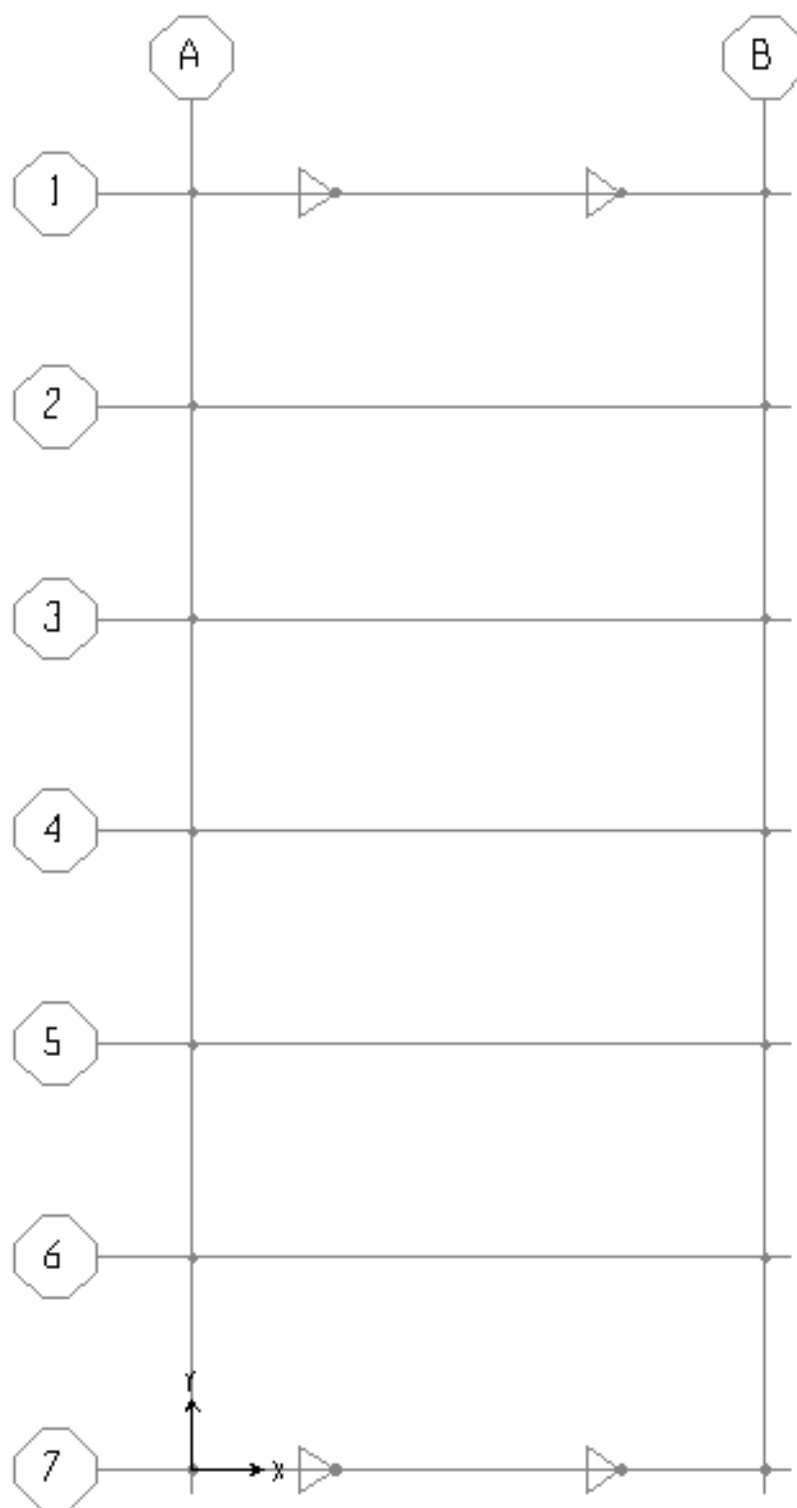
نرم افزار این قابلیت را دارد که بارگذاری حرارتی را به صورت کلی برای یک عضو در نظر گیرد یا اینکه در جهت محوره‌های محلی ۲ و ۳ آنرا اعمال کند. در صورتی که بارگذاری به صورت کلی به یک عضو اعمال شود، موجب به وجود آمدن تغییر فرمهای غشایی خواهد شد و در صورتی که این بارگذاری تحت محوره‌های محلی انجام شود، سبب بوجود آمدن تغییر فرمهای خمشی در طول عضو خواهد شد.

طراحی سازه

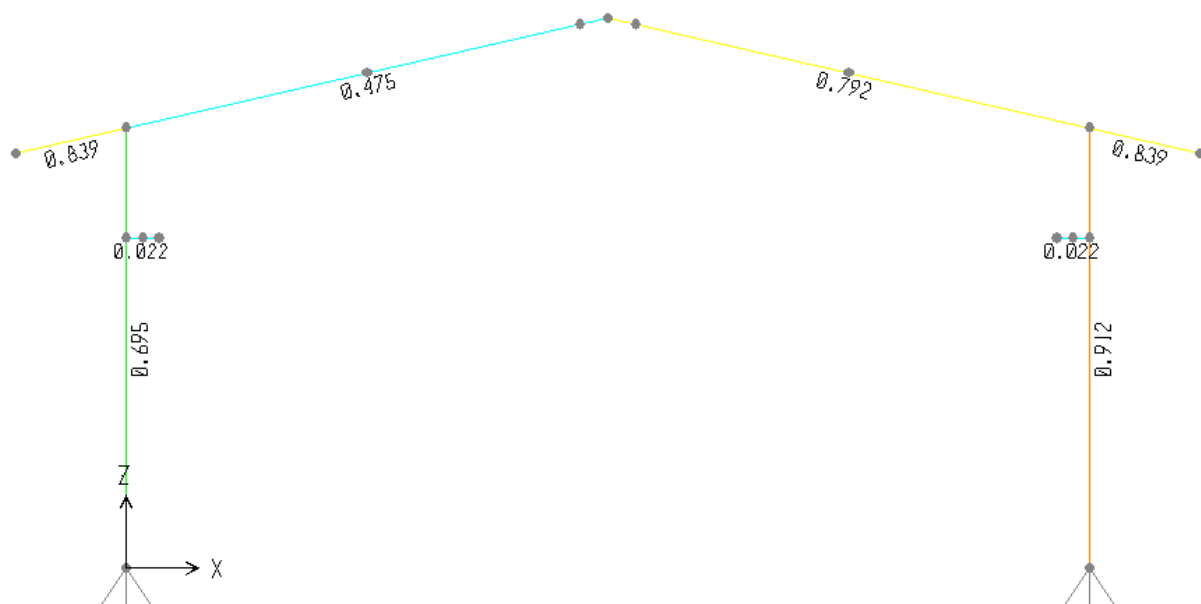


مدل ۳ بعدی سوله

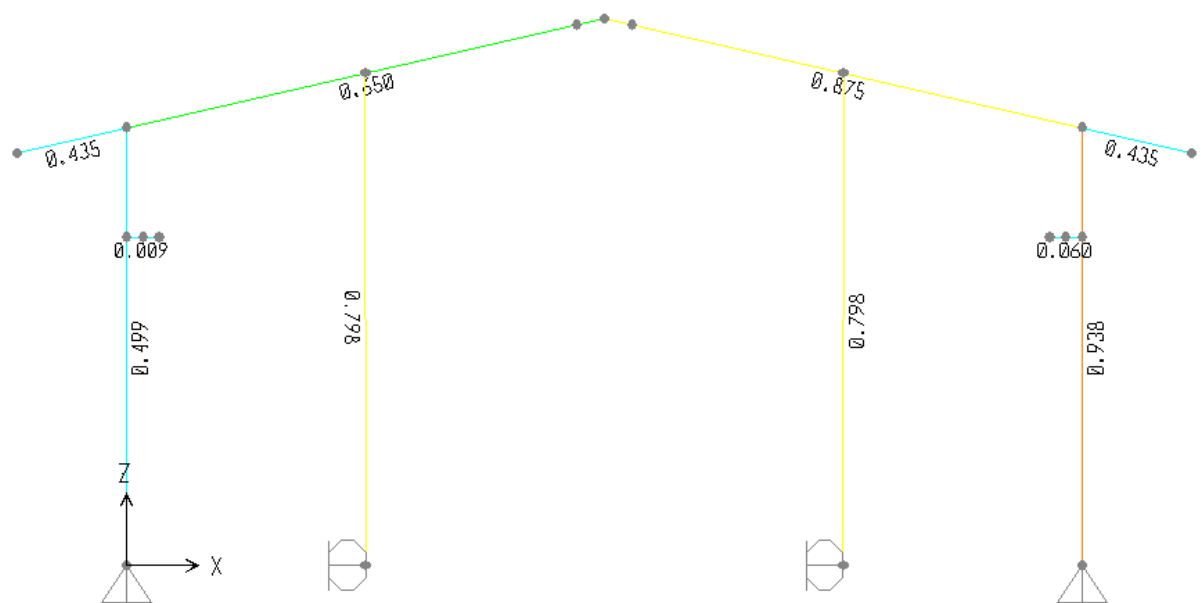
نکته قابل ذکر راجع به مدلسازی اینکه، به دلیل اینکه اتصال وال پست به دفتر به وسیله اتصال پیچی با سوراخ لوبیایی بزرگ انجام می شود، در جهت جلوگیری از وارد شدن نیروی محوری در اثر خیز قاب اصلی، انتقال در راستای قائم جهت این ستونها را آزاد سازی کردیم. این موضوع در شکل فوق قابل مشاهده است.



پلان آکس بندی

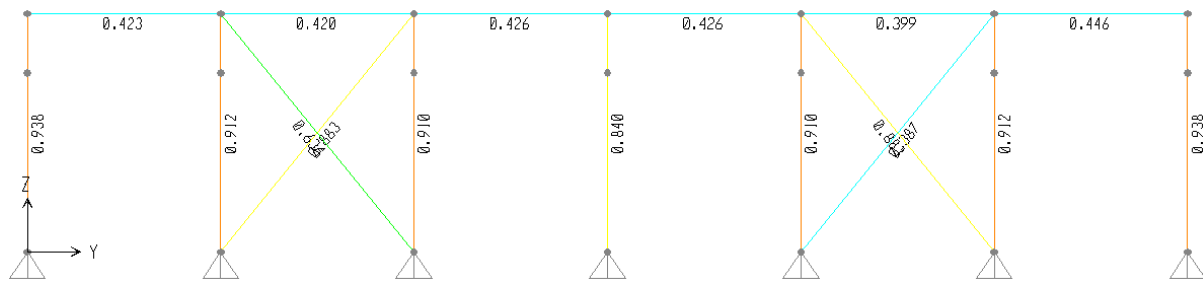


نمایش نسبت تلاشها به ظرفیت مقاطع در قابهای میانی

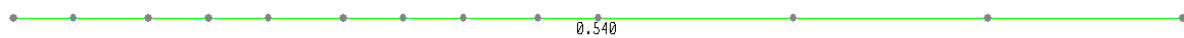


نمایش نسبت تلاشها به ظرفیت مقاطع در قابهای انتهایی





نمایش نسبت تلاشها به ظرفیت مقاطع در راستای طولی



نمایش نسبت تلاشها به ظرفیت تیر حمال جرثقیل

کنترل تغییر مکان

با توجه به اینکه جابجایی را در حد سرویس کنترل خواهیم کرد و از طرفی آیین نامه های داخلی جهت قابهای شیبدار دستور العمل مناسبی ارائه نداده اند، جابجایی را بر اساس آیین نامه اروپا کنترل می کنیم. آیین نامه اروپا مقرر می دارد جابجایی قائم تاج سوله تحت بارهای ثقلی و جابجایی جانبی شانه تحت بار باد در حالت سرویس کنترل شود.

حد مجاز جابجایی تحت بارهای سرویس طبق آیین نامه اروپا

حد مجاز	کنترل جابجایی در برابر	محل کنترل	جابجایی
$\frac{H}{150}$	بارهای ثقلی در حالت سرویس	شانه سوله	قائم
$\frac{B}{200}$	بار باد در حالت سرویس	تاج سوله	جانبی

H ارتفاع شانه سوله از روی فونداسیون

B عرض سوله

در صورتی که در پوشش سقف از مصالح ترد استفاده شده باشد حد مجاز خیز قائم به عدد $\frac{1}{250}$ محدود می شود.

$$\text{For wind} \rightarrow \Delta \leq \frac{H}{150} \rightarrow \Delta = 6 \text{ cm} \approx \frac{800}{150} = 5.3 \text{ OK}$$

$$\text{For gravity loads} \rightarrow \Delta \leq \frac{B}{200} \rightarrow \Delta = 1.75 \downarrow \text{ cm} < \frac{1750}{200} = 8.75 \text{ OK}$$

با توجه به روش اجرای سوله در ایران مقدار واقعی جابجایی در راستای عرضی قدری کمتر از مقدار گزارش شده توسط نرم افزار می باشد، به دلیل وجود میانقاب آجری در دو انتهای سوله.

کنترل واژگونی

در صورتی که وزن موثر در لنگر مقاوم واژگونی را تنها ناشی از بار مرده در نظر بگیریم و از وزن دیوارهای جانبی و فونداسیون نیز صرف نظر کنیم، خواهیم داشت :

$$M_R = 84593 \times 0.5 \times (18 + 2.5) \times 10^{-3} = 867 \text{ T.m}$$

$$M_o^{wind} = 339 \text{ T.m}$$

$$\text{for wind} \rightarrow F.s = \frac{867}{339} = 2.55 > 1.75 \text{ OK}$$

$$M_o^{quake} = 409 \text{ T.m}$$

$$\text{for quake} \rightarrow F.s = \frac{867}{409} = 2.12 > 1.75 \text{ OK}$$



بیس پلیت

در صورتی که جهت بیس پلیت از ورقی به ابعاد $40 \times 60 \text{ cm}$ استفاده کنیم و همچنین مقاومت فشاری بتن فونداسیون را 210 Kg/cm^2 فرض کنیم خواهیم داشت:

۱۰-۲-۹-۸ کفستونها و فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی

مقاومت اتکایی طراحی برای مصالح مختلف تکیه‌گاهی مساوی $\phi_c P_p$ می‌باشد که در آن ϕ_c ضریب کاهش مقاومت برابر 0.65 و P_p مقاومت اتکایی است که براساس حالت حدی خردشدگی مصالح تکیه‌گاهی به شرح زیر تعیین می‌گردد.

(پ) فشار مستقیم بر روی تکیه گاه بتنی:

$$P_p = 0.85 f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f_c A_1 \quad (10-2-9-22)$$

که در آن:

f_c = مقاومت مشخصه فشاری بتن بر روی نمونه استوانه‌ای استاندارد.

A_1 = سطح ورق کفستون در تماس با شالوده

A_2 = حداکثر سطحی از شالوده هم‌مرکز و متشابه با ورق کفستون که در پلان و عمق شالوده مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۵ محدود می‌شود.

۱۰-۳-۵-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای کفستونها

کفستون کلیه ستون‌های باربر و غیرباربر جانبی و اتصالات آنها به ستون و شالوده علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ این مبحث باید به طور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروی محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدید یافته و با در نظر گرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

با توجه به اینکه پای ستون مفصلی است، بنابراین بند ۲ حاکم خواهد شد. در صورت تحلیل سازه تحت ترکیب بار زلزله تشدید یافته خواهیم داشت :

$$\begin{aligned} & \{1.2(D) + \Omega_0 E + L + 0.2(S)\} \\ & \rightarrow \{1.2(D) + 2E + L + 0.2(S)\} \\ & \rightarrow P_u = 63000 \text{ Kg} \uparrow \\ & \rightarrow T_u = 43000 \text{ Kg} \downarrow \end{aligned}$$

به عنوان یک فرض اولیه از یک ورق به طول ۶۰ و عرض ۴۰ سانتیمتر جهت کف ستون استفاده می کنیم. همچنین فرض می کنیم کف ستون بر روی یک پی مربعی به طول و عرض یک متر قرار گرفته است. بنابراین خواهیم داشت :

$$P_p = 0.85 \times 210 \times 30^2 \times \sqrt{\frac{(100)^2}{60 \times 40}} = 327925 \text{ Kg}$$

$$1.7 \times f_c \times A_1 = 1.7 \times 210 \times 2400 = 856800 \text{ Kg}$$

طبق راهنمای AISC در صورتی که نسبت مساحت پی زیر کف ستون به خود کف ستون بیش از ۴ باشد، مساحت مورد نیاز جهت کف ستون برابر خواهد شد با :

$$A_1 = \frac{P_u}{2 \times \phi \times 0.85 f_c} = \frac{63000}{2 \times 0.65 \times 0.85 \times 210} = 271 \text{ cm}^2$$

همانطور که ملاحظه می کنید ابعاد موجود با کفایت می باشد.

بنابراین مقاومت اتکایی طرح برابر خواهد شد با :

$$\phi_c \cdot P_p = 0.6 \times 327925 = 196755 \text{ Kg} > 63000 \text{ OK}$$

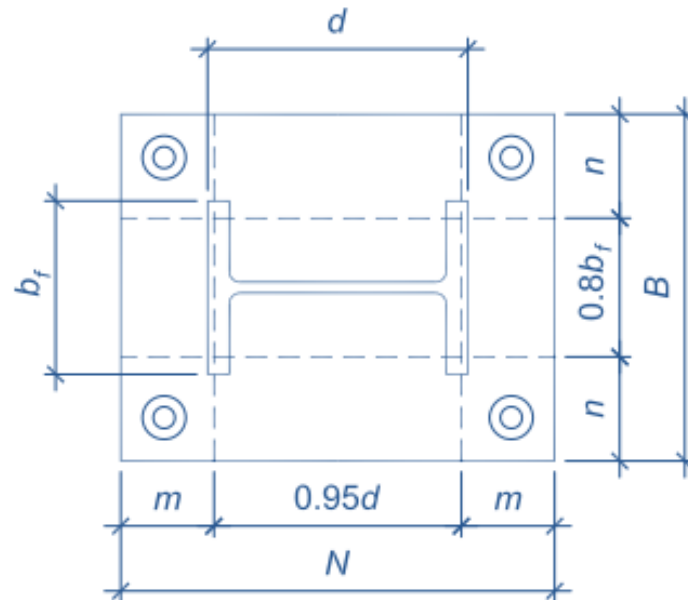
همچنین ضخامت مورد نیاز جهت کف ستون برابر خواهد شد با :

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{40 - (0.95 \times 43)}{2} = 9.6 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.85b_f}{2} = \frac{40 - (0.85 \times 25)}{2} = 9.4 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n) = 9.6 \text{ cm}$$

$$t_{req} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 9.6 \times \sqrt{\frac{2 \times 63000}{0.9 \times 2400 \times 40 \times 60}} \approx 1.5 \text{ cm}$$



جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندانه شده)

تنش کششی اسمی	تنش برشی اسمی در اتصالات اتکایی	نوع وسیله اتصال
F_{nt}	F_{nv}	
$0.75F_u$	$0.45F_u$	پیچ های معمولی
$0.75F_u$	$0.45F_u$	پیچهای پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می گذرد
$0.75F_u$	$0.55F_u$	پیچهای پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی گذرد
$0.75F_u$	$0.45F_u$	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می گذرد
$0.75F_u$	$0.55F_u$	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می گذرد

$$\varphi \times R_{nt} = \varphi \times F_{nt} \times A_{nb}$$

در صورت استفاده از ۴ بولت خواهیم داشت :

$$A_{nb} = \frac{43000}{4 \times 0.75 \times 4000} = 3.58 \text{ cm}^2$$

در نهایت از ۴ بولت نمره ۲۲ استفاده می کنیم.

در ادامه کفایت بولتها را برای بیشترین برش پای ستونها به تنهایی مورد بررسی قرار می دهیم. بنابراین خواهیم داشت :

$$V_u = 12742 \text{ Kg}$$

$$\varphi \cdot R_n = \varphi \times F_{nv} \times A_b = 4 \times 3.8 \times 0.75 \times 0.45 \times 4000 = 20520 \text{ Kg} > 12742 \text{ OK}$$



بنابراین مجموعه بولتها در برابر بیشترین برش حاصل از ترکیبات بارگذاری نیز دارای کفایت می باشد.

طول لازم جهت بولتها عبارتست از طول روزه به اضافه طول مهاری، که طول روزه را تقریباً برابر با ۱۰ سانتیمتر در نظر می گیریم. بنابراین بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طول مهاری برابر خواهد بود با :

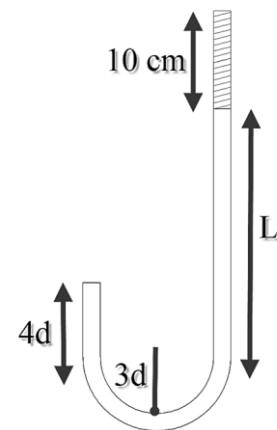
$$l_{dh} = 0.175 \times \frac{F_y}{\sqrt{f_c}} \times d_b$$

$$l_{dh} = 0.175 \times \frac{4000}{\sqrt{210}} \times 2.2 = 105 \text{ cm}$$

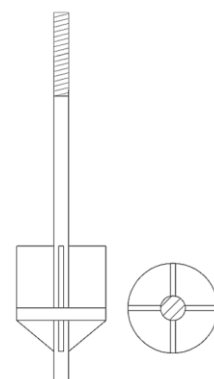
طول مهاری خود برابر است با مجموع طول مستقیم قسمت ما بین بخش روزه شده و ابتدای قلاب به اضافه شعاع خم به اضافه قطر بولت.

$$L = l_{dh} - 3d_b - d_b \rightarrow$$

$$L = 105 - 3 \times 2.2 - 2.2 = 96 \text{ cm}$$



به هر حال توصیه می شود، پیمانکار محترم در صورت امکان جهت تامین طول مهاری لازم از بولت با صفحه انتهایی استفاده کند.



طراحی اتصال وال پست به رفته

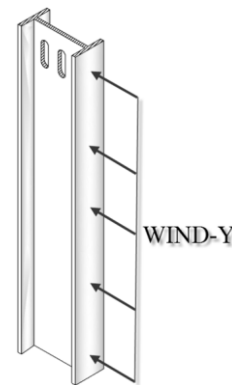
نحوه اتصال به این شکل است که یک ورق به زیر بال تحتانی رفته جوش می شود و وال پست به وسیله دو عدد پیچ به این ورق متصل می شود. جهت اتصال وال پست به رفته از اتصال پیچی با سوراخ لوبیایی بلند استفاده می کنیم. در صورتی که قطر پیچ را با d_b بشناسیم، طول و عرض این سوراخ برابر خواهد بود با :

$$b = d_b + 2 \text{ mm}$$

$$l = 2.5 \times d_b$$



نمای جانبی وال پست



راستای اعمال بار باد

در اینجا به دلیل آنکه از سوراخ لوبیایی استفاده شده، تنش مجاز برشی مقدار کمتری نسبت به سوراخ استاندارد خواهد داشت. به هر حال قطر پیچ لازم برابر خواهد بود با :

$$\rightarrow \text{we use} \rightarrow 2 \text{ M14 that } A_{M14} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\varphi \cdot R_n = \varphi \times F_{nv} \times A_b$$

$$\rightarrow A_b = \frac{5000}{2 \times 0.75 \times 0.45 \times 4000} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} \rightarrow d = 1.07 \text{ cm} \rightarrow \text{use } 2 \text{ M14}$$

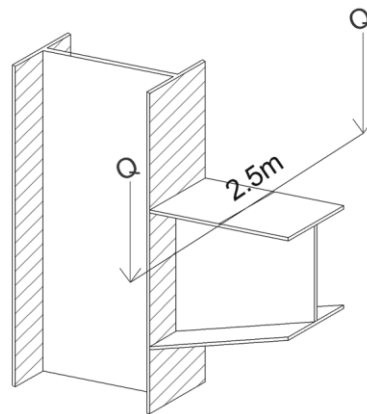
ابعاد سوراخ لوبیایی جهت این اتصال برابر خواهد بود با :

$$b = d_b + 2 \text{ mm} = 14 + 2 = 16 \text{ mm}$$

$$l = 2.5 \times d_b = 2.5 \times 14 = 35 \text{ mm}$$

طراحی اتصال براکت به ستون

فرض می کنیم ارابه در نزدیکی براکت به نحوی قرار گرفته که محل برآیند نیروهای وارده از چرخ های راهبر دقیقاً در میانه براکت واقع می شود. بنابراین اتصال براکت بایستی برای نیروی برشی معادل $2Q$ شود. و لنگری معادل با ظرفیت خمشی مقطع طراحی شود.



موقعیت نیروی حاصل از چرخهای راهبر نسبت به براکت

$$P_u = 2Q = 2 \times 4890 = 9870 \text{ Kg}$$

تنش برشی ناشی از برش مستقیم با فرض ارتفاع خالص جان براکت برابر با ۴۵ سانتیمتر :

$$f_y = \frac{P_u}{2 \times l} = \frac{9870}{90} = 107 \text{ Kg/cm}^2$$

همچنین تنش برشی ناشی از لنگر پیچشی با توجه به طول ۶۰ سانتیمتری براکت نیز برابر خواهد بود با :

$$M_u = 0.5 \times 60 \times 9870 = 296100 \text{ Kg.cm}$$

$$C = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$I = 2 \times \frac{bh^3}{12} = 2 \times \frac{45^3}{12} = 15188 \text{ cm}^4$$

$$f_x = \frac{M_u \times C}{I} = \frac{296100 \times 22.5}{15188} = 439 \text{ Kg/cm}^2$$

در نهایت برآیند تنش ها برابر خواهد شد با :

$$f_r = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{439^2 + 107^2} = 452 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R_u \leq \varphi \cdot R_n$$

$$\beta = 0.75$$

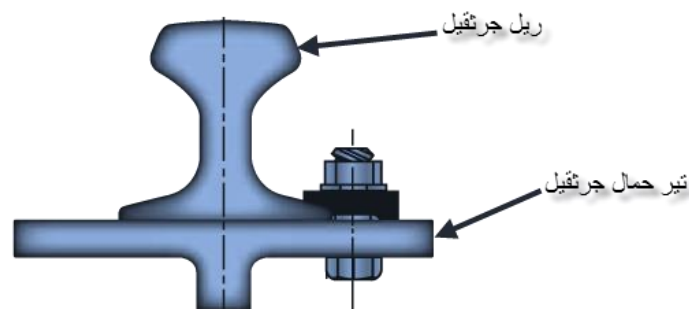
برای هر سانتی متر جوش خواهیم داشت :

$$R_u = \varphi \times \beta \times 0.707 \times w \times 0.6 F_{ue}$$

$$R_u = 0.75 \times 0.75 \times 0.707 \times w \times 0.6 \times 4200$$

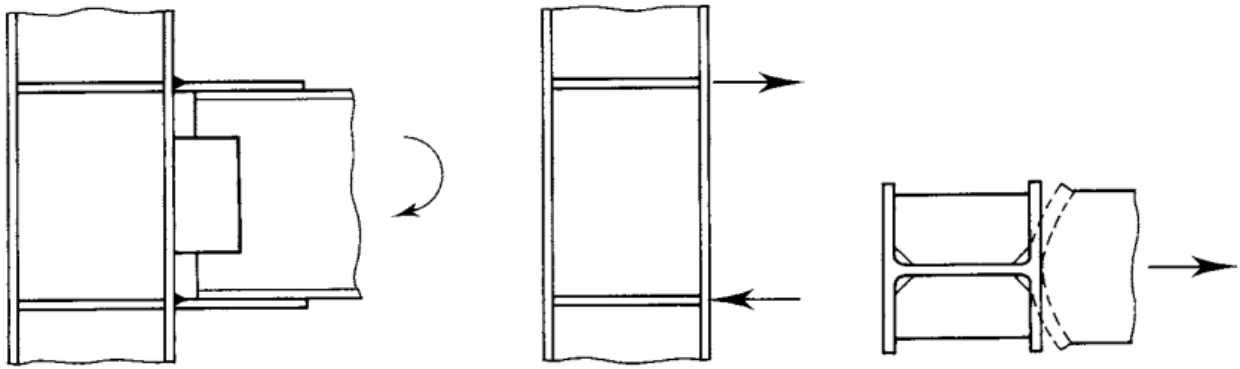
$$\rightarrow w = \frac{452}{0.75 \times 0.75 \times 0.707 \times 0.6 \times 4200} = 0.45 \text{ cm} \rightarrow \text{use } w = 6 \text{ mm}$$

همچنین جهت اتصال ریل به تیر حامل جهت استقرار چرخ راهبر از گیره پیچ دار مانند شکل زیر استفاده می کنیم.



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

الزامات این بند برای هر دو حالت نیروی کششی متمرکز تکی و مولفه کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۶).



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

$$R_n = 6/25 F_{yf} t_f^2 \quad (23-9-2-10)$$

که در آن:

t_f = ضخامت بال تحت نیروی کششی

F_{yf} = تنش تسلیم بال

$$\phi \times R_n = 0.9 \times 6.25 \times F_{yf} \times t_f^2 = 0.9 \times 6.25 \times 2400 \times (1.5)^2 = 30375 \text{ Kg}$$

$$F_{fu} = \frac{M_u}{d_b} = \frac{592200}{48} = 12338 \text{ Kg}$$

$$30375 > 12338 \text{ OK}$$

بنابراین به سخت کننده در برابر بال کششی برکت نیاز نخواهیم داشت.

طراحی اتصال مهاربند قائم

۲-۱۰-۲-۱۰ اتصالات مهاربندی ها

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی ها در قاب های مهاربندی شده همگرای معمولی نباید از یکی از دو مقدار الف و ب این بند کمتر در نظر گرفته شود.

الف) مقاومت کششی مورد انتظار اعضای مهاربندی برابر $R_y \times F_y \times A_g$ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند، F_y تنش تسلیم فولاد مهاربند و A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربند است.

ب) بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته در مهاربندی ها.

جدول ۱۰-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله ای و قوطی شکل نورد شده
۱/۲	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع H ، I ، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق ها و تسمه ها

جدول ۱۰-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم های باربر جانبی لرزه ای

Ω_0	نوع سیستم باربر جانبی لرزه ای
۳	کلیه قاب های خمشی فولادی
۲	کلیه قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم محور و برون محور فولادی
۲/۵	کلیه سیستم های دوگانه یا ترکیبی

طبق بند الف خواهیم داشت :

$$P_u = R_y \times F_y \times A_g = 1.2 \times 2400 \times (2 \times 17) = 97920 \text{ Kg}$$

طبق بند ب خواهیم داشت :

$$\{1.2D + L + \Omega_0 \times E\} \rightarrow \{1.2D + L + 2E\}$$

در صورت تحلیل سازه تحت ترکیب بار فوق نیروی مهاربند کششی برابر خواهد شد با :

$$P_u = 34000 \text{ Kg}$$

$$P_u = \min(34000, 97920) = 34000 \text{ Kg}$$

در صورت استفاده از دو خط جوش در دو سمت هر ناودانی و با فرض ساق جوش برابر با ۶ میلی متر خواهیم داشت :

$$l = \frac{P_u}{4 \times (\varphi \times \beta \times 0.6F_u \times 0.707D)}$$

$$l = \frac{34000}{4 \times 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times 0.6} \approx 15 \text{ cm}$$

بنابراین با توجه به زاویه میل مهاربند طول جوش های افقی و عمودی اتصال ورق گاست به قاب با فرض ساق جوش ۸ میلی متر خواهیم داشت :

$$l_x = 2 \times 0.6l \times \frac{6}{8} = 2 \times 0.6 \times 15 \times \frac{6}{8} = 13.5 \text{ cm} \rightarrow \text{use } 15 \text{ cm}$$

$$l_y = 2 \times 0.8l \times \frac{6}{8} = 2 \times 0.8 \times 15 \times \frac{6}{8} = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{use } 20 \text{ cm}$$

بنابراین حداکثر عرض موثر ورق گاست برابر خواهد شد با :

$$B = \sqrt{(15)^2 + (20)^2} = 25 \text{ cm}$$

بنابراین ضخامت مورد نیاز جهت ورق گاست برابر خواهد شد با :

$$t = \frac{P_u}{\phi \times F_y \times B} = \frac{34000}{0.9 \times 2400 \times 25} \approx 0.6 \text{ cm}$$

به هر ترتیب از یک ورق به ضخامت ۸ میلی متر استفاده می کنیم.

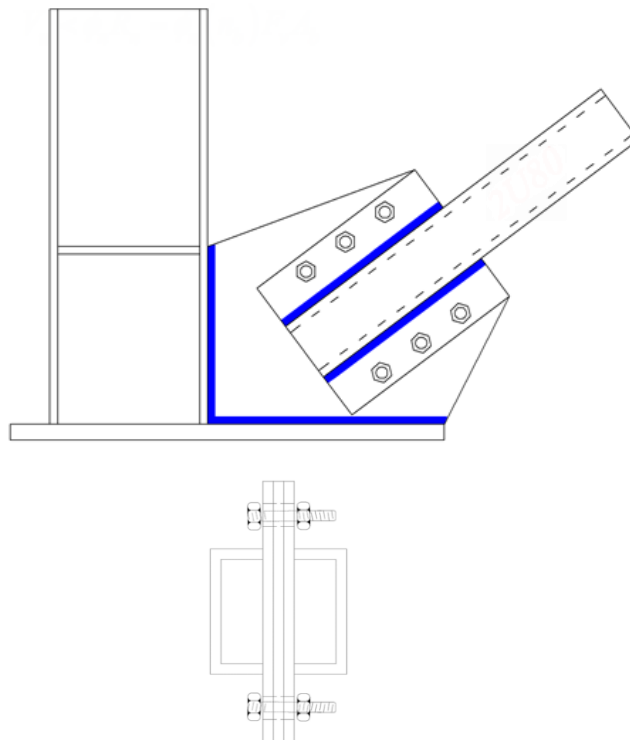
در صورتی که اتصال از نوع پیچی با عملکرد اصطکاکی باشد و از پیچ هایی به قطر ۱۶ میلی متر استفاده شود، خواهیم داشت :

$$R_{nv} = \mu \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s$$

$$n = \frac{P_u}{\phi \times R_{nv}} = \frac{34000}{1 \times 0.3 \times 1.13 \times 1 \times 0.55 \times 10000 \times 2 \times 2} = 4.5$$

جهت کنترل لهدگی ورق در محل پیچ ها خواهیم داشت :

$$n = \frac{P_u}{\phi \times 2.4 \times d \times t \times F_u} = \frac{61060}{0.75 \times 2.4 \times 2 \times 0.8 \times 3700} \approx 5.7 \rightarrow \text{use } 6 \text{ bolt}$$



ضخامت ورقهای اتصال را بر اساس کنترل لهدگی در محل پیچها کنترل می کنیم.

$$h = d + 2mm = 16 + 2 = 18mm$$

با فرض فاصله اولین سوراخ از لبه ورق برابر با ۱۰ سانتیمتر خواهیم داشت :

$$l_c = 10 - 0.5 \times 1.8 = 9.1cm$$

جهت هر سه ورق با فرض ضخامت یکسان خواهیم داشت :

$$R_n = 1.2L_c \times t \times F_u \leq 2 \times d \times t \times F_u$$

$$R_n = 1.2 \times 9.1 \times 0.8 \times 3700 = 32323 Kg$$

در رابطه زیر قطر اسمی پیچ ملاک می باشد.

$$2 \times d \times t \times F_u = 2 \times 1.6 \times 0.8 \times 3700 = 9472 Kg$$

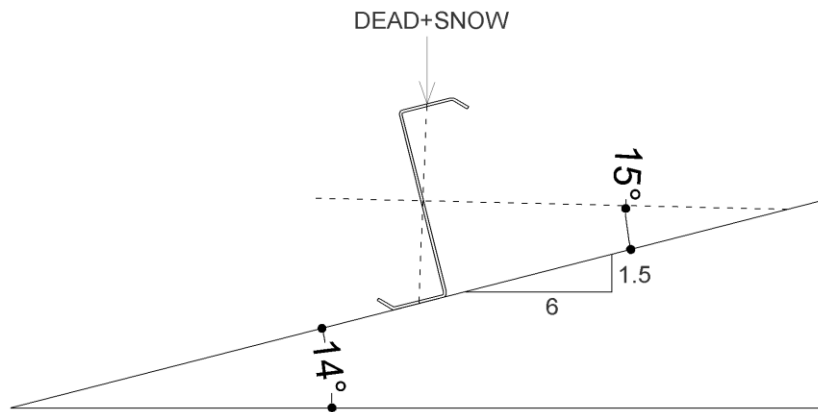
$$\rightarrow use R_n = 9472 Kg$$

بنابراین خواهیم داشت :

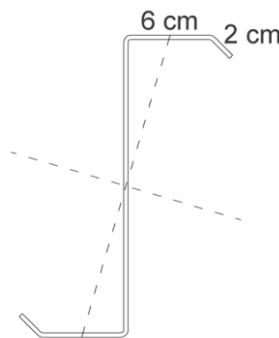
$$\phi.R_n = 0.75 \times (6 \times 9472) = 42624 Kg > 34000 OK$$

طراحی لاپه

به طور کلی لاپه ها بایستی توانایی تحمل خمش ناشی از بارهای مرده و برف و بار باد را داشته باشند. آیین نامه اصلی طراحی این مقاطع، آیین نامه *AISI96* می باشد که ترجمه آن تحت عنوان نشریه ۶۱۲ اخیراً از سوی مدیریت راهبردی رییس جمهور منتشر شده است. به هر حال لاپه ها را بر اساس نشریه ۶۱۲ طراحی می کنیم. در این مورد به خصوص به دلیل اینکه منتهجه حاصل از بارهای بام تقریباً از مرکز برش لاپه عبور می کند، در لاپه ایجاد پیچش نخواهد کرد. در غیر اینصورت می بایست کفایت لاپه در برابر پیچش ناشی از این خروج از مرکزیت نیز مورد بررسی قرار گیرد.



ارتباط شیب بام با هندسه مقطع لایه



مقاومت خمشی اسمی این مقاطع برای لنگر تسلیم مقطع موثر عبارتست از :

$$M_n = S_e \times F_y$$

S_e مدول ارتجاعی مقطع موثر بر اساس آستانه تسلیم در دورترین تار کششی یا فشاری

F_y تنش تسلیم طراحی ورق مادر (به دلیل اینکه این مقاطع از ورق ساخته می شوند)

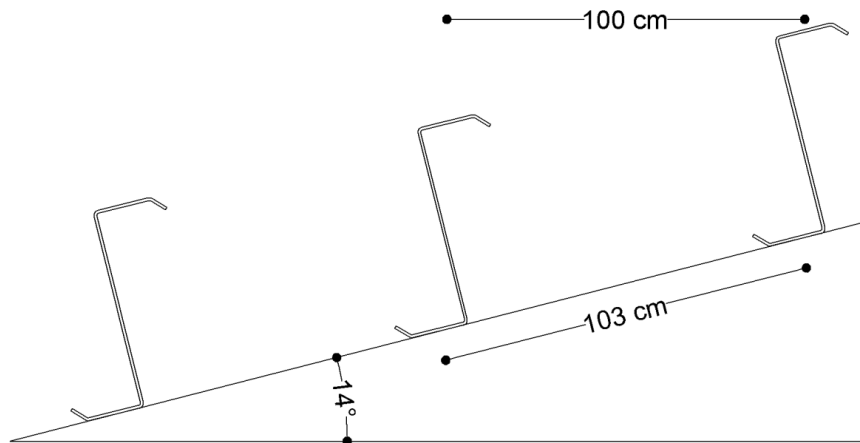
در روش مقاومت مجاز این مقاومت خمشی اسمی بر یک ضریب اطمینان به نام Ω_b تقسیم می شود. این ضریب

برابر با ۱/۶۷ می باشد. ترکیبات بارگذاری لازم بر اساس این آیین نامه عبارتند از :

ترکیبات طراحی مقاطع سرد فرم یافته مطابق با نشریه ۶۱۲

۱	DEAD
۲	DEAD + SNOW
۳	DEAD + WIND
۴	DEAD + 0.75 SNOW + 0.75 WIND
۵	0.6 DEAD + WIND

قصد داریم لایه ها را به صورت یک تیر دو سر مفصل طراحی کنیم. بنابراین لازم است تا بدانیم عرض بارگیر هر لایه برای بارهای مرده، برف و باد چه مقدار می باشد.



عرض بارگیر لایه ها به صورت افقی و تحت شیب بام

عرض بارگیر لایه ها برای بارهای وارده به تفکیک

نوع بار	عرض بارگیر	راستا
مرده	۱۰۳ سانتیمتر	ثقلی
برف	۱۰۰ سانتیمتر	ثقلی

بار مرده یکنواخت با توجه به عرض بار گیر برای بار مرده و بار برف برای هر لایه برابر خواهد بود با :

$$W_{snow} = 25 \times 1 = 25 \frac{Kg}{m}$$

$$W_{dead} = 50 \times 1.03 = 52 \frac{Kg}{m}$$

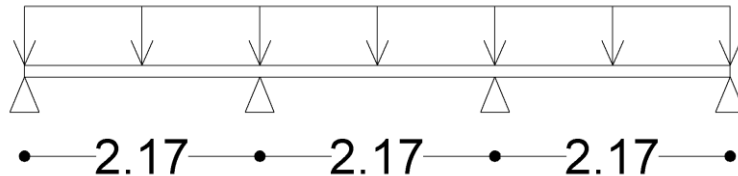
در نهایت با توجه به شیب بام خواهیم داشت :



$$W_{vertical} = (25 + 52) \times \cos 12^\circ = 75 \text{ Kg/m}$$

$$\rightarrow M = \frac{wl^2}{8} = \frac{75 \times 6.5^2}{8} = 396 \text{ Kg.m}$$

$$\rightarrow V = \frac{wl}{2} = \frac{75 \times 6.5}{2} = 244 \text{ Kg}$$



$$W_{horizontal} = (25 + 52) \times \sin 12^\circ = 16 \text{ Kg/m}$$

$$\rightarrow M = 6.5 \text{ Kg.m}$$

مقطع را برای خمش دو محوره کنترل می کنیم. با فرض استفاده از یک مقطع به ضخامت ۲ میلیمتر اساس مقطع برابر خواهد بود با :

$$S_x = 18.27 \text{ cm}^3 \rightarrow M_n = F_y \times S_x = 2400 \times 35.7 = 85680 \text{ Kg.cm}$$

$$\Omega_b = 1.67 \rightarrow \frac{1.67 \times 396 \times 10^2}{85680} = 0.77$$

$$S_y = 4.2 \text{ cm}^3 \rightarrow M_n = F_y \times S_y = 2400 \times 8.1 = 19440 \text{ Kg.cm}$$

$$\Omega_b = 1.67 \rightarrow \frac{1.67 \times 6.5 \times 10^2}{19440} = 0.06$$

$$\rightarrow 0.77 + 0.06 = 0.83 < 1 \text{ OK}$$

بنابراین مقطع با کفایت می باشد. همچنین بر خلاف مقاطع نورد شده بایستی اندرکنش لنگر خمشی و نیروی برشی لایه حول محور قوی نیز کنترل شود. بنابراین خواهیم داشت :

$$\sqrt{\left(\frac{\Omega_b M}{M_n}\right)^2 + \left(\frac{\Omega_v V}{V_n}\right)^2} \leq 1$$

ظرفیت برشی مقطع از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$V_n = 0.6F_y \times A_w$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times 18 \times 0.2 = 5184 \text{ Kg}$$

ضریب اطمینان برای برش برابر با ۱/۶ می باشد. بنابراین خواهیم داشت :

$$\sqrt{\left(\frac{1.67 \times 396}{856}\right)^2 + \left(\frac{1.6 \times 244}{5184}\right)^2} = 0.78 \leq 1 \text{ OK}$$

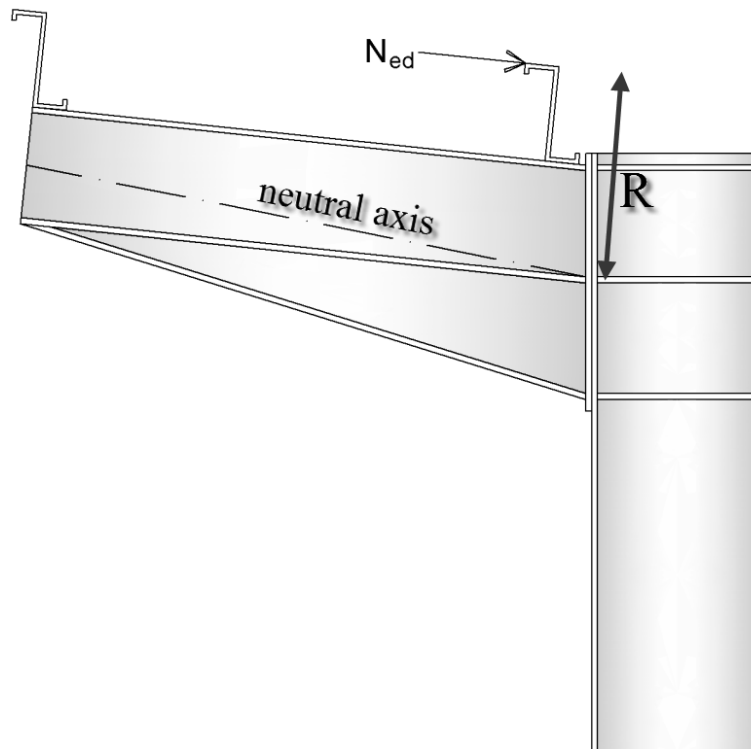
ملاحظه می کنید مقطع در برابر اندرکنش نیروی برشی و لنگر خمشی نیز با کفایت می باشد.

کنترل کفایت مقطع تیر

یکی از مواردی که نرم افزار قادر به کنترل آن نمی باشد، خروج از مرکزیت نیروی محوری موجود در تیر می باشد، از آنجایی که غالب این نیرو از لایه به تیر اصلی وارد می شود، لذا بایستی اثر آن در طراحی لحاظ شود.

$$M = N_u \times R$$

$$R = \frac{H_{trapped}}{2} + H_{purlin} = \frac{73}{2} + 18 \approx 55 \text{ cm}$$



بنابراین لنگر واقعی ایجاد شده در محل شانه برابر خواهد شد با :

$$M'_u = M_u + (N_u \times R) = 53.8 + (6.3 \times 0.55) \approx 57 \text{ T.m}$$

$$\frac{57 - 53.8}{53.8} \times 100 \approx 6 \%$$

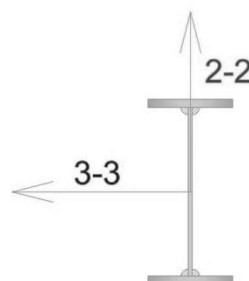
همانطور که ملاحظه می کنید در این حالت لنگر نهایی ۶ درصد افزایش نشان می دهد که می توان گفت غیر قابل اغماض است. ظرفیت خمشی مقطع تیر در این ناحیه برابر است با :

$$\phi \cdot M_n = 79 \text{ T.m} > M'_u = 57 \text{ T.m} \text{ OK}$$

البته در رابطه فوق اثر اندرکنش نیروی محوری لحاظ نشده است.

طراحی اتصال صلب شانه سوله

طراحی این اتصال را بر اساس الزامات طرح لرزه ای مبحث دهم ویرایش ۹۲ انجام می دهیم. تغییر ارتفاع مقطع تیر به گونه ای صورت گرفته تا مفصل پلاستیک در فاصله ۰/۱ دهانه از بر ستون تشکیل شود. مشخصات هندسی مقطع در محل تشکیل مفصل پلاستیک برابر است با :



مقطع رفتار در محل شانه سوله

$$d = 43 \text{ cm}$$

ارتفاع کلی مقطع

$$b_f = 25 \text{ cm}$$

عرض بال

$$t_f = 1.5 \text{ cm}$$

ضخامت بال

$$t_w = 0.8 \text{ cm}$$

ضخامت جان

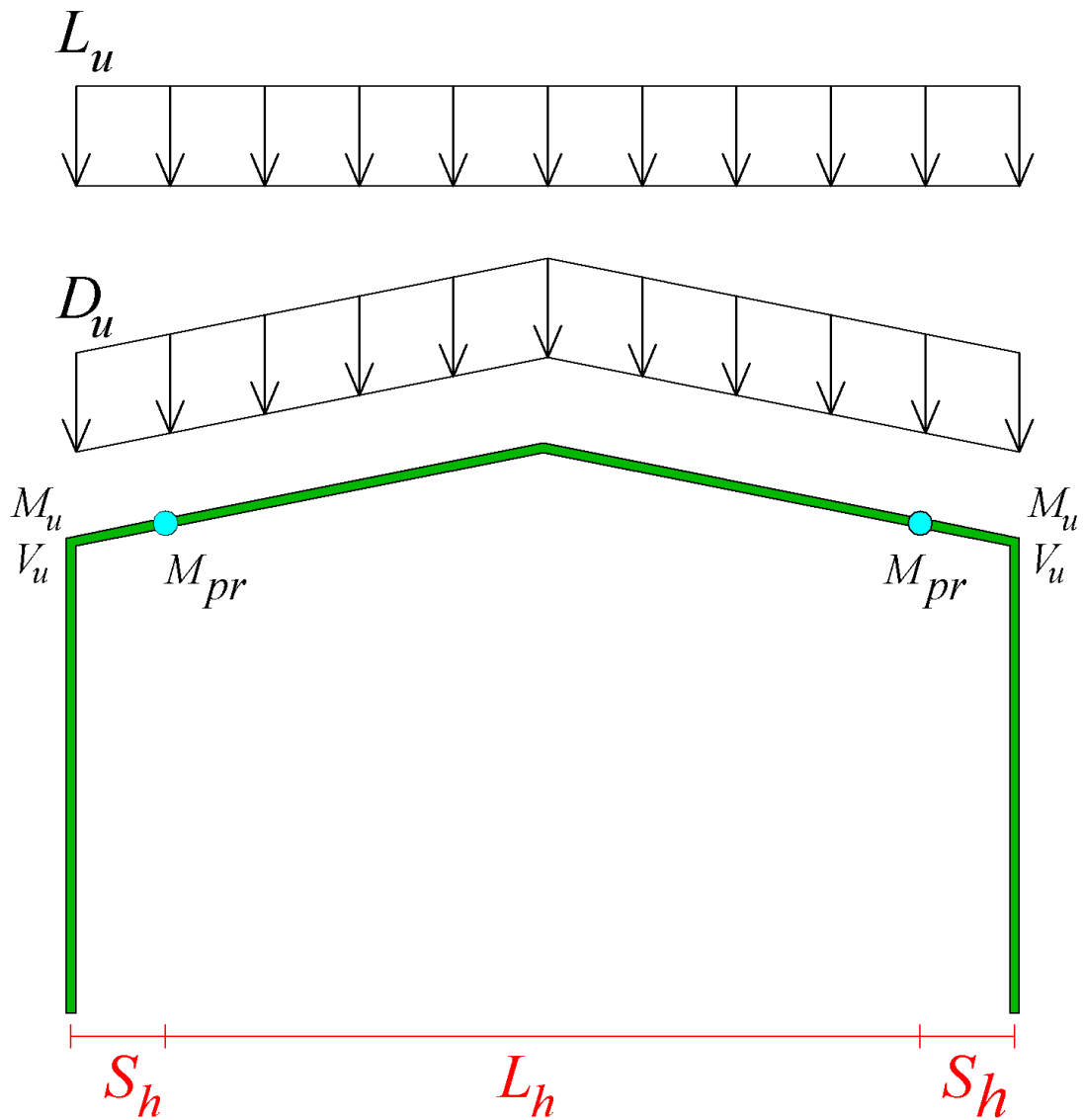
$$Z_x = 1876 \text{ cm}^3$$

اساس مقطع حول محور قوی

$$K_b = 0.6 + 1.5 = 2.1 \text{ cm}$$

ضخامت بال به اضافه ساق جوش فرضی

جان به بال



$$L_h = L - 2S_h \approx 18 - 0.2 \times 18 = 14.4m$$

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u \times L_h}{2}$$

$$M_u = M_{pr} + V_h \times S_h$$

برای تیر مثال قبل با فرض اتصال گیردار تیر به ستون خواهیم داشت :

$$W_u = 1.2W_D + W_L = 1.25(50 \times 6.5) + (25 \times 6.5) = 552.5 \text{ Kg/m}$$

$$1.1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{2400 + 3700}{2 \times 2400} = 1.27 \rightarrow use \rightarrow 1.2$$

$$M_{pr} = C_{pr} \times R_y \times M_p = 1.2 \times 1.2 \times 1876 \times 2400 \times 10^{-2} \approx 64835 \text{ Kg.m}$$

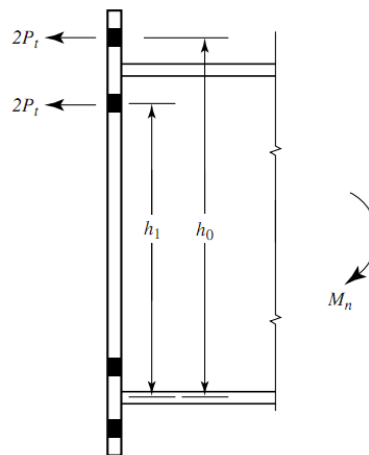
$$V_h = \frac{2 \times 64835}{14.4} + \frac{552.5 \times 14.4}{2} = 12983 \text{ Kg}$$

$$V_u = V_h + W_u(S_h) = 12983 + (552.5 \times 1.8) = 13978 \text{ Kg}$$

$$M_u = M_{pr} + V_h \times S_h = 64835 + (12983 \times 1.8) = 88205 \text{ Kg.m}$$

$$F_{fu} = \frac{M_u}{d_b} = \frac{88205 \times 10^2}{73} = 120828 \text{ Kg}$$

در صورت استفاده از ۱۶ پیچ (۸ پیچ بالا و ۸ پیچ پایین) قطر لازم جهت پیچها برابر خواهد شد با :



$$d_b = \sqrt{\frac{2M_u}{\pi \times \varphi \times F_t \times (h_0 + h_1 + h_2 + h_3)}}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{2 \times 88205 \times 10^2}{3.14 \times (0.9 \times 8000) \times (63 + 68 + 78 + 83)}} = 2.04 \text{ cm}$$

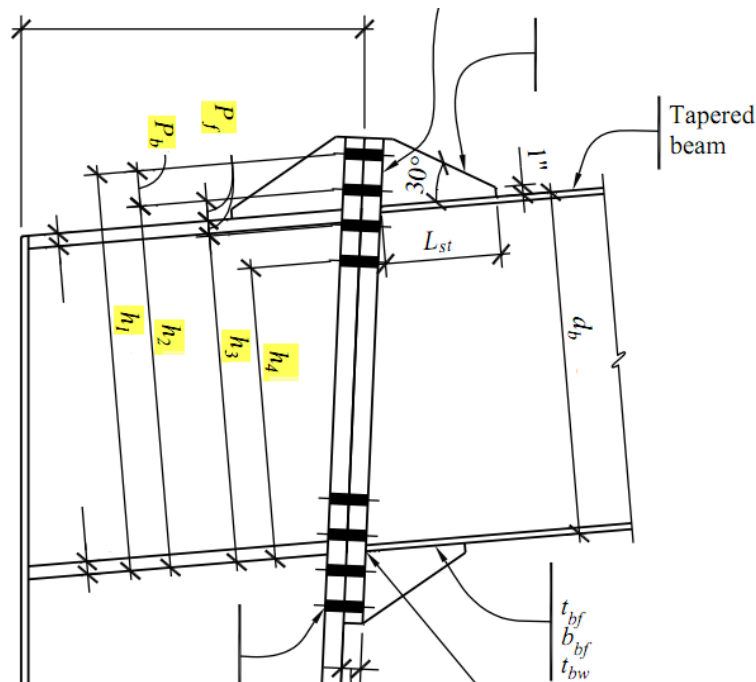
بنابراین از ۱۶ پیچ به قطر ۲۰ میلی متر استفاده می کنیم.

ضخامت مورد نیاز جهت ورق انتهایی برابر خواهد شد با :

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11M_u}{\varphi_d \times F_{yp} \times Y_p}}$$

در صورتی که فاصله افقی بین پیچ های دو سمت اتصال را ۱۵ سانتیمتر در نظر بگیریم، همچنین عرض ورق را برابر ۲۵ سانتیمتر فرض کنیم خواهیم داشت :

$$d_e \approx S = \frac{\sqrt{b_p \times g}}{2} = \frac{\sqrt{25 \times 15}}{2} \approx 10cm$$



$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{2d_e} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(d_e + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$$

$$Y_p = \frac{25}{2} \left\{ \left(\frac{83}{2 \times 10} \right) + \left(\frac{78}{5} \right) + \left(\frac{68}{5} \right) + \left(\frac{63}{10} \right) \right\} + \frac{2}{15} \left\{ 83 \left(10 + \frac{5}{4} \right) + 78 \left(5 + \frac{3 \times 5}{4} \right) + 68 \left(5 + \frac{5}{4} \right) + 63 \left(10 + \frac{3 \times 5}{4} \right) + 5^2 \right\} + 15$$

$$\rightarrow Y_p \approx 900cm$$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11M_u}{\phi_d \times F_{yp} \times Y_p}} = \sqrt{\frac{1.11 \times 88205 \times 10^2}{1 \times 2400 \times 900}} \approx 2cm$$

ضخامت لازم جهت سخت کننده ورق انتهایی باید ضخامتی حداقل برابر با ضخامت جان داشته باشد. از آنجایی که ضخامت جان تیر ۸ میلی متر است از ورقی به همین ضخامت استفاده می کنیم. طول ورق سخت کننده باید رابطه زیر را برآورده کند.

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$\frac{h_s}{0.8} \leq 0.56 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} \rightarrow h_s \leq 15cm$$

بنابراین از ورقی به ضخامت ۸ میلی متر و ۱۵ سانتی متر استفاده می کنیم.

در ادامه کفایت پیچها را در برابر برش بررسی می کنیم. بنابراین خواهیم داشت :

$$n_b = \frac{V_u}{\phi_n \times F_v \times A_b} = \frac{13978}{0.9 \times 0.45 \times 8000 \times 2} = 2.1 < 8 \text{ OK}$$

بنابراین تعداد پیچها مناسب می باشد.

جدول ۱۰-۳-۱۳ محدودیت های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی (اتصال هشت پیچ)			
پارامتر	حداقل (میلیمتر)	حداکثر (میلیمتر)	وضعیت موجود
t_{bf}	۱۵	۳۰	۱۵
b_{bf}	۲۰۰	۳۵۰	۲۵۰
d	۴۴۰	۱۰۰۰	۷۳۰
t_p	۲۰	۷۰	۲۰
b_p	۲۴۰	۴۰۰	۲۵۰
g	۱۵۰	۲۰۰	۱۵۰
p_{fi}, p_{fo}	۴۰	۵۰	
p_b	۹۰	۱۰۰	

b_{bf} = پهنای بال تیر

b_p = پهنای ورق انتهایی

d = عمق تیر متصل شونده 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_{fi} = فاصله قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر

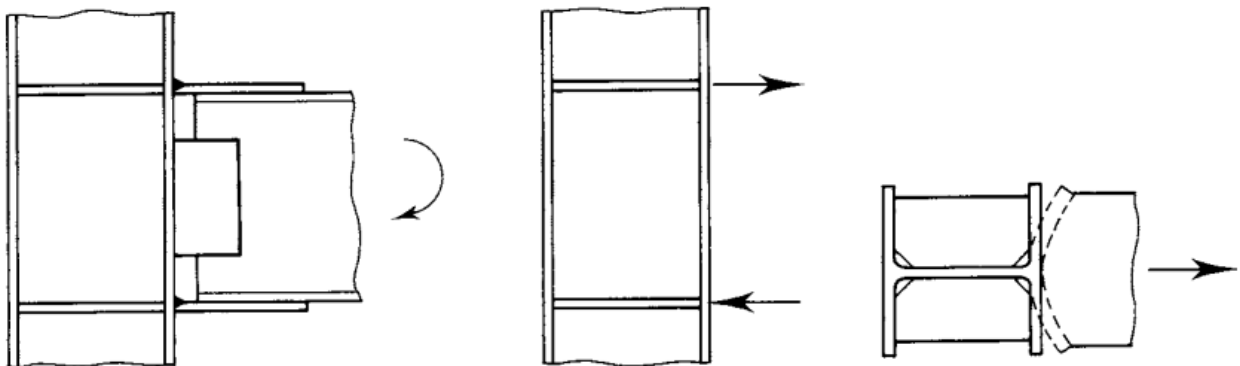
p_{fo} = فاصله قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ بیرونی تا بر بال کششی تیر

t_{bf} = ضخامت بال مقطع تیر

t_p = ضخامت ورق انتهایی

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

الزامات این بند برای هر دو حالت نیروی کششی متمرکز تکی و مولفه کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۶).



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

$$R_n = 6/25 F_{yf} t_f^2 \quad (۱۰-۲-۹-۲۳)$$

که در آن:

t_f = ضخامت بال تحت نیروی کششی

F_{yf} = تنش تسلیم بال

$$\phi \times R_n = 0.9 \times 6.25 \times F_{yf} \times t_f^2 = 0.9 \times 6.25 \times 2400 \times (1.5)^2 = 30375 \text{ Kg}$$

$$F_{fu} = \frac{M_u}{d_b} = \frac{88205 \times 10^2}{73} = 120828 \text{ Kg}$$

$$30375 < 120828$$

بنابراین به یک زوج سخت کننده در مقابل بال تیر نیاز خواهیم داشت. سطح مقطع لازم جهت این سخت کننده برابر خواهد شد با:

$$A_{st} = \frac{F_{fu} \times R_n}{\phi_{st} \times F_{yst}} = \frac{120828 - 30375}{0.9 \times 2400} \approx 42 \text{ cm}^2$$

با توجه اینکه عرض بال ستون برابر با ۲۵ سانتیمتر است ضخامت مورد نیاز جهت سخت کننده برابر خواهد شد با:

$$t_{sf} = \frac{42}{25} \approx 1.7 \text{ cm} \rightarrow \text{use } t = 20 \text{ mm}$$

کنترل برش در چشمه اتصال

با فرض اینکه تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشده خواهیم داشت:

چون در قابهای پرتال عمده تلاشهای ایجاد شده در اعضاء از نوع خمشی است خواهیم داشت:

$$\frac{P_u}{P_c} < 0.4 \rightarrow R_n = 0.6 \times F_y \times d_c \times t_w$$

$$\rightarrow \phi \cdot R_n = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 73 \times 0.8 = 75686 \text{ Kg}$$

از طرفی

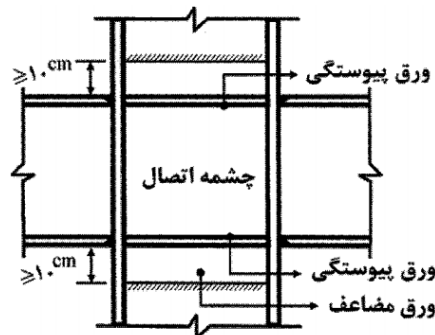
$$F_{fu} = 120828 \text{ Kg}$$

$$\rightarrow 75686 \text{ Kg} < 120828 \text{ Kg}$$

بنابراین ضخامت جان ستون در چشمه اتصال کافی نبوده که بایستی به نحو مناسبی تقویت شود. چون مقاومت مورد نیاز با مقاومت موجود اختلاف زیادی دارد، افزایش ضخامت جان چندان منطقی نمی باشد.

جهت جبران این نقیصه از یک ورق به ضخامت ۶ میلی متر و تحت عنوان ورق مضاعف جهت تقویت جان در چشمه اتصال استفاده می کنیم. بنابراین خواهیم داشت :

$$\rightarrow \varphi . R_n = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 73 \times (0.8 + 0.6) = 132450 \text{ Kg}$$



جهت تقویت چشمه اتصال استفاده از سخت کننده قطری نیز راهکار مناسبی می باشد.

طراحی سینه بند

ابتدا فاصله مهار جانبی بال تحتانی تیر قاب اصلی را محاسبه می کنیم.

$$l_b \leq 1.76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$r_y = \frac{5.46 + 6.04}{2} = 5.75 \text{ cm}$$

$$\rightarrow l_b \leq 1.76 \times 5.75 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} \approx 300 \text{ cm}$$

برای جلوگیری از کمانش جانبی بال تیر اصلی قاب در قسمت هایی که بال تحتانی تحت فشار می باشد (نواحی لنگر منفی)، بال فشاری را به کمک یک مهار جانبی به نام سینه بند به جان لایه ها در دو سمت قاب مهار می کنند. مقاومت فشاری مورد نیاز جهت طراحی سینه بند برابر است با :

$$P_u = \frac{0.06 M_u}{h_0} = \frac{0.06 \times (88205 \times 10^2)}{73 - 1.5} \approx 7400 \text{ Kg}$$

$$\rightarrow P_{0.02} = 0.02 \times 79437 = 1588 \text{ Kg}$$

بنابراین در صورتی که از یک نبشی $L50 \times 5$ استفاده کنیم خواهیم داشت:

$$\lambda_{max} = \frac{Kl}{r_{min}} \quad \text{that} \quad r_{min}^{L50} = 1.56 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \lambda_{max} = \frac{1 \times 98}{1.56} = 63$$

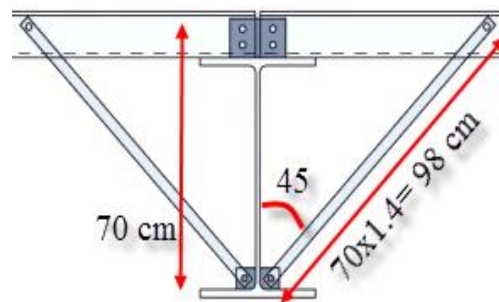
$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] \cdot F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.05 \times 10^6}{63^2} = 5092 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{5092}} \right] \times 2400 = 1970 \text{ Kg/cm}^2$$

در نهایت ظرفیت اسمی فشاری سینه بند بر اساس کماتش خمشی برابر خواهد شد با :

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 1970 \times 4.5 = 8865 \text{ Kg} \rightarrow P_u = \phi \cdot P_n = 7979 \text{ Kg} > 7400 \text{ OK}$$



جهت اتصال سینه بند به لایه و بال تحتانی رفتار از یک پیچ در دو انتها استفاده می کنیم. این پیچ تحت برش قرار دارد. بنابراین خواهیم داشت :

$$\phi \cdot R_n = \phi \times F_{nv} \times A_b$$

$$\rightarrow A_b = \frac{7400}{0.75 \times 0.45 \times 8000} = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} \rightarrow d = 1.86 \text{ cm} \rightarrow \text{use M20}$$

هرچند بال فشاری ستون نیز نیازمند مهار جانبی مناسب است اما با توجه به روش رایج اجرای دیوار آجری به هیچ عنوان این مهار تامین نخواهد شد و بال فشاری در معرض کماتش جانبی پیشی قرار دارد.

طراحی میل مهار سقف

میل مهارها را صرفاً به صورت کششی طراحی می کنیم. همانطور که می دانید محدودیت لاغری در رابطه با میل مهارها در ویرایش جدید مبحث دهم حذف شده است. ابتدا بیشترین نیروی کششی ناشی از ترکیبات بارگذاری را استخراج می کنیم. بنابراین خواهیم داشت :

$$\varphi \times R_{nt} = \varphi \times F_{nt} \times A_{nb}$$

$$A_{nb} = \frac{2240}{0.75 \times 0.75 \times 4000} \approx 1 \text{ cm}^2$$

همانطور که ملاحظه می کنید سطح مقطع مورد نیاز مقدار کوچکی را نشان می دهد که در نهایت از یک میل مهار به قطر ۲۰ میلی متر استفاده خواهیم کرد.

طراحی پی

پی سوله را از نوع تکی در نظر می گیریم. سپس این پی ها را به وسیله کلافهایی که صرفاً عملکرد کششی دارند به یکدیگر متصل می کنیم. از آنجایی که در پی های تکی که صرفاً تحت نیروهای محوری قرار دارند، نیروها در تعیین میزان آرماتور تعیین کننده نمی باشند از آرماتور افت و حرارت استفاده خواهیم کرد. نکته ای که معمولاً در پروژه ها به آن توجه نمی شود، نیروی ناشی از وزن دیوار پیرامونی بر پی می باشد که در این پروژه به نحوه مناسبی آنرا اعمال خواهیم کرد.

خصوصیات خاک محل احداث سوله

تنش مجاز خاک در محل	۱/۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
مدول بستر	۱/۸ کیلوگرم بر سانتیمتر مکعب
مقاومت فشاری بتن فونداسیون	۲۱۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
تنش تسلیم آرماتور طولی فونداسیون	۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
بار مرده کف سازی	۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع
بار زنده کف سوله با کاربری کارگاه صنعتی سبک	۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع

مدول الاستیسیته بتن که وابسته به مقاومت فشاری بتن می باشد را به مقدار ۲۲۳۶۰ نیوتن بر میلی مترمربع تغییر می دهیم. مدول الاستیسیته بتن بر حسب مقاومت فشاری از رابطه ذیل محاسبه می شود.

$$E_c = 5000\sqrt{f_c} = 5000\sqrt{20} = 22360 \text{ N/mm}^2$$

مدول بستر را نیز از رابطه تجربی زیر محاسبه می کنیم.

$$K = 1.2 \times q = 1.2 \times 1.5 = 1.8 \text{ Kg/cm}^3$$

ترکیبات کنترل تنش خاک زیر پی عبارتند از :

ترکیبات کنترل تنش خاک زیر پی

$DEAD + SNOW + FLOORLIVE$	۱
$0.75(DEAD + SNOW + FLOORLIVE + E_x)$	۲
$0.75(DEAD + SNOW + FLOORLIVE + E_y)$	۳
$0.75(DEAD + SNOW + FLOORLIVE + WIND_x)$	۴
$0.75(DEAD + SNOW + FLOORLIVE + WIND_y)$	۵
$DEAD + SNOW + FLOORLIVE + TEMP_{POS}$	۶
$DEAD + SNOW + FLOORLIVE + TEMP_{NEG}$	۷
$DEAD + TEMP_{POS}$	۸
$DEAD + TEMP_{NEG}$	۹
$DEAD + SNOW + FLOORLIVE + Q1$	۱۰
$DEAD + SNOW + FLOORLIVE + Q2$	۱۱
$DEAD + SNOW + FLOORLIVE + Q3$	۱۲
$DEAD + Q1$	۱۳
$DEAD + Q2$	۱۴
$DEAD + Q3$	۱۵



ترکیبات طراحی سازه ای پی عبارتند از :

چون در بخش محاسبه نیروهای جرثقیل جهت لحاظ اثر ضربه حاصل از حرکت جرثقیل را به میزان ۲۵ درصد افزایش دادیم و از طرفی با توجه به اینکه مبحث ششم طراح را مختار به حذف این ضریب افزایش داده، در ترکیبات طراحی پی از یک ضریب کاهنده استفاده خواهیم کرد. البته با توجه به اینکه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ترکیبی جهت نیروهای ناشی از جرثقیل ارائه نکرده، نیروهای حاصل از جرثقیل را با ضریب ۱/۲ به ترکیبات اضافه می کنیم. در نهایت با توجه به کاهش این ضریب، به عدد زیر در ترکیبات خواهیم رسید.

$$\frac{1.2}{1.25} = 0.96$$

ترکیبات بارگذاری طراحی پی

$1.25DEAD + 1.5SNOW + 1.5FLOORLIVE$	۱
$DEAD + 1.2SNOW + 1.2FLOORLIVE + 1.2E_X$	۲
$DEAD + 1.2SNOW + 1.2FLOORLIVE + 1.2E_Y$	۳
$DEAD + 1.2SNOW + 1.2FLOORLIVE + 1.2WIND_X$	۴
$DEAD + 1.2SNOW + 1.2FLOORLIVE + 1.2WIND_Y$	۵
$DEAD + 1.2SNOW + 1.2FLOORLIVE + TEMP_{POS}$	۶
$DEAD + 1.2SNOW + 1.2FLOORLIVE + TEMP_{NEG}$	۷
$DEAD + 1.2SNOW + 1.2FLOORLIVE + 0.96(Q1)$	۸
$DEAD + 1.2SNOW + 1.2FLOORLIVE + 0.96(Q2)$	۹
$DEAD + 1.2SNOW + 1.2FLOORLIVE + 0.96(Q3)$	۱۰

تعریف محدوده انتقال بار

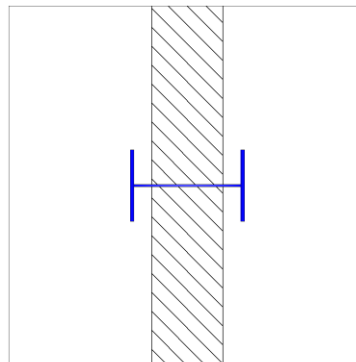
محدوده انتقال بار از ستون به پی، تقریباً برابر با میانگین بعد ستون و صفحه ستون در نظر می گیریم. بنابراین خواهیم داشت :

$$x = \frac{43 + 55}{2} = 49 \text{ cm}$$

$$y = \frac{25 + 40}{2} = 32.5 \text{ cm}$$

با توجه به اینکه عملاً نیمی از پی خارج از سالن واقع می شود، نصف بار زنده کف را به پی ها اختصاص می دهیم. همانطور که در شکل زیر ملاحظه می کنید، عملاً بخشی از دیوار متکی بر پی می باشد. ابتدا وزن دیوار را محاسبه نموده، سپس با تقسیم وزن حاصل بر سطح پی، وزن واحد سطح ناشی از دیوار را محاسبه کرده و به پی اعمال می کنیم.

$$W_{wall} = 477 \times 1.5 \times 8 = 5724 \text{ Kg} \rightarrow F_{wall} = \frac{5724}{1.5 \times 1.5} = 2544 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$



پیش از آنکه طراحی پی را شروع کنیم، با توجه به مشخص شدن بارهای پای ستون، برکنش در ستونهای تحت کشش را بررسی می کنیم. به این منظور ابتدا بیشترین نیروی کششی پای ستون را استخراج می کنیم.

$$T_{max} = 9195 \text{ Kg}$$

این نیرو جهت بلند کردن ستون بایستی بر وزن پی و بارهای وارد بر آن غلبه کند، بنابراین با فرض اینکه طول و عرض پی ۱/۵ متر و ضخامت آن ۶۰ سانتیمتر باشد، خواهیم داشت :

$$W = (2400 \times 0.6 + 200 + 600 + 2544)2.25 = 10764 \text{ Kg} > 9195 \text{ OK}$$

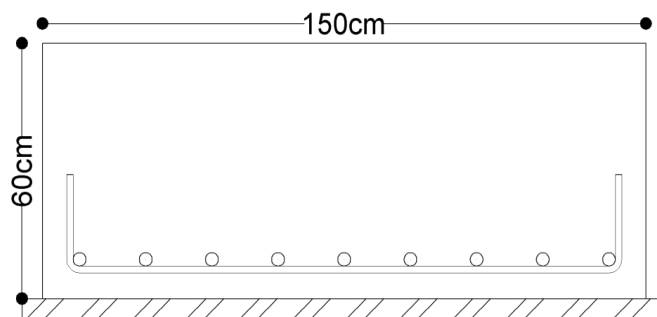
ملاحظه می کنید، پدیده آپلیفت یا برکش متفی می باشد.

مبحث نهم مقرر می دارد، فاصله ۲ آرماتور طولی مجاور از ۳۵۰ میلی متر بیشتر نشود. آرماتور افت و حرارت بر حسب سطح مقطع کل پی و از رابطه ذیل محاسبه می شود.

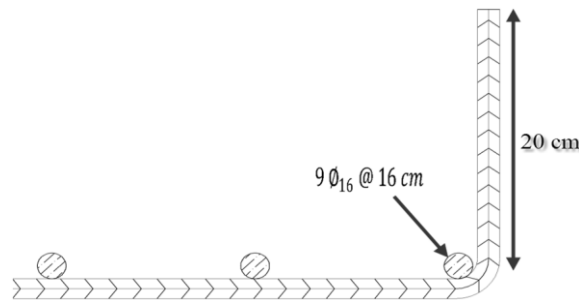
$$\rho_{min} = 0.0018 \times bh \rightarrow \rho_{min} = 0.0018 \times 1500 \times 600 = 1620 \text{ mm}$$

$$\rightarrow n = \frac{1620}{A_s} = \frac{1620}{200} = 8.1 \rightarrow \text{we use} \rightarrow n = 9$$

طول قلاب انتهایی را ۱۲ برابر قطر آرماتور طولی در نظر می گیریم.



مقطع عمومی پی



جزئیات آرماتور گذاری

طراحی کلاف رابط

همانگونه که گفته شد، پی های منفرد را به وسیله کلافهایی به یکدیگر متصل می کنیم. این کلافها عملکرد خمشی نداشته و تنها جهت یکپارچه شدن مجموعه پی ها مورد استفاده قرار می گیرد. به همین دلیل از مدلسازی آنها صرف نظر کرده و طراحی این کلافها را به صورت دستی انجام می دهیم..

محدودیت های مربوط به کلافهای رابط بر اساس مبحث نهم

حد اقل عرض کلاف	۳۰۰ میلی متر
ضخامت کلاف	برابر با ضخامت پی
حد اقل تعداد آرماتور طولی	۴ عدد
حد اقل قطر آرماتور طولی	۱۴ میلی متر
حد اقل قطر خاموت	۸ میلی متر
حداکثر فاصله خاموتها از یکدیگر	۲۵۰ میلی متر

مبحث نهم مقرر می دارد، که این کلافها برای ۱۰ درصد بزرگ ترین نیروی محوری (فشاری و کششی) حاصل از ستونهای دو سر کلاف به صورت کششی طراحی شوند. از آنجایی که مقاومت کششی بتن ناچیز می باشد، تمام نیروی کششی را به آرماتورهای طولی می دهیم. بیشترین نیروهای فشاری و کششی پای ستونها برابر خواهد بود با :

$$T_u = 6721 \text{ Kg} \leftarrow \text{ماکزیم نیروی کششی پای ستون}$$

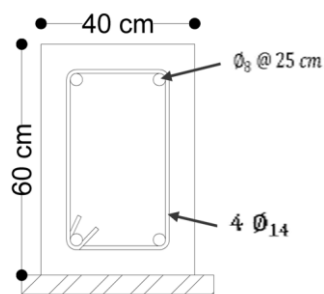
$$P_u = 20592 \text{ Kg} \leftarrow \text{ماکزیم نیروی فشاری پای ستون}$$

$$T_{Design} = 0.1 \times (\max T_{max}, P_{max}) \rightarrow T_{Design} = 2059 \text{ Kg}$$

بنابراین میزان آرماتور کششی مورد نیاز کلاف در صورت استفاده از فولاد S400 برابر خواهد بود با :

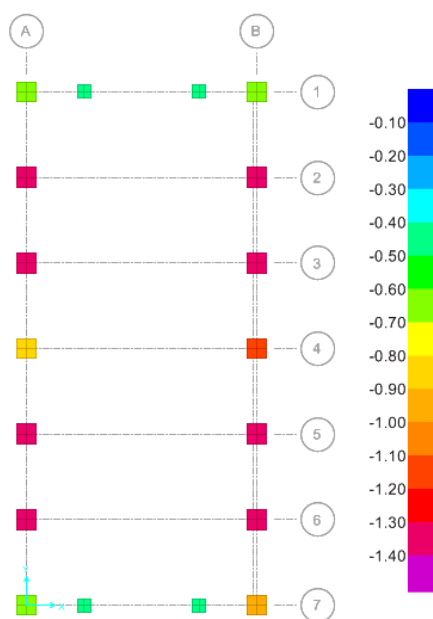
$$A_s = \frac{T}{\phi_s \times F_y} = \frac{2059}{0.85 \times 4000} = 0.605 \text{ cm}^2$$

مشاهده می کنید فولاد محاسباتی از حد اقل مقدار تعیین شده که ۴ میلگرد نمره ۱۴ است، بسیار کمتر می باشد، بنابراین از ۴ میلگرد نمره ۱۴ در ۴ گوشه کلاف استفاده می کنیم. به دلیل اینکه کلاف متکی بر خاک است، بر خلاف تیرها در قابهای بتنی کلاف تحت خمش منفی قرار خواهد گرفت، بنابراین خاموت را در پایین کلاف به وسیله قلاب مهار می کنیم.



جزئیات کلاف رابط

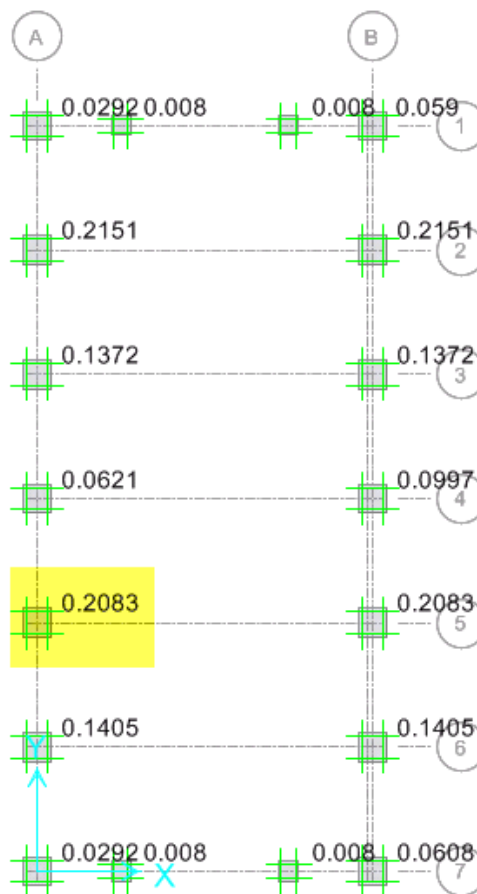
کنترل تنش خاک زیر پی تحت تمام ترکیبات



$$q_{max} = 1.4 < 1.33 \times 1.5 OK$$

نمایش برش پانچ





کل آهن مورد نیاز

وزن آهن محاسبه شده توسط نرم افزار

$$W = 41694 \text{ Kg}$$

وزن کل لایه ها

$$W_{purlin} = (2 \times 0.02 + 2 \times .06 + 0.18) \times 0.002 \times 44 \times 24 \times 7850 = 5637 \text{ Kg}$$

بنابراین وزن کل آهن مصرفی جهت اسکلت و لایه ها با تقریب مناسب برابر خواهد شد با :

$$W_{total} = 41694 + 5637 = 47331 \text{ Kg}$$

بنابراین از تقسیم این وزن بر مساحت مفید سوله متوسط فولاد مصرفی در واحد سطح مشخص خواهد شد.

$$W_{avrage} = \frac{W_{total}}{A} = \frac{47331}{712} = 66.5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

نسبت تلاشهای موجود به ظرفیت مقاطع در کلیه ستونها

MMinRatio	MMajRatio	PRatio	TotalRatio	DesignType	DesignSect	Frame
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Text	Text	Text
0.192128	0.117076	0.039092	0.348296	Column	COL	1
0.02097	0.621614	0.056905	0.699489	Column	COL	3
0.038449	0.424772	0.109911	0.573133	Column	COL	6
0.006869	0.671595	0.073982	0.752447	Column	COL	8
0.019361	0.408955	0.11371	0.542025	Column	COL	10
0.000588	0.675681	0.074199	0.750468	Column	COL	12
0	0.423386	0.08725	0.510635	Column	COL	14
0	0.674496	0.081197	0.755782	Column	COL	16
0.019361	0.408955	0.11371	0.542025	Column	COL	18
0.000485	0.675684	0.074199	0.750369	Column	COL	20
0.038449	0.424772	0.109911	0.573133	Column	COL	22
0.006858	0.671582	0.073985	0.752424	Column	COL	24
0.208314	0.119197	0.038007	0.365517	Column	COL	26
0.020958	0.621569	0.056903	0.69943	Column	COL	28
0.000144	0.803528	0.001434	0.805106	Column	IPE200	105
0.000144	0.803528	0.001434	0.805106	Column	IPE200	106
0.000144	0.50127	0.001434	0.502848	Column	IPE200	109
0.000144	0.50127	0.001434	0.502848	Column	IPE200	110



نسبت تالاشهای موجود به ظرفیت مقاطع در کلیه تیرها

MMinRatio	MMajRatio	PRatio	TotalRatio	DesignType	DesignSect	Frame
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Text	Text	Text
0.015583	0.563379	0.004608	0.58357	Brace	BEAM	2
0.010387	0.920221	0.030498	0.961107	Brace	BEAM	5
0.025768	0.472608	0.01407	0.512446	Brace	BEAM	7
0.009782	0.917204	0.035831	0.962816	Brace	BEAM	9
0.000651	0.471571	0.015658	0.48788	Brace	BEAM	11
0.000249	0.920472	0.036547	0.957268	Brace	BEAM	13
0	0.472045	0.015726	0.487774	Brace	BEAM	15
0	0.91922	0.036049	0.955281	Brace	BEAM	17
0.000654	0.471571	0.01566	0.487884	Brace	BEAM	19
0.000235	0.92048	0.036565	0.95728	Brace	BEAM	21
0.025757	0.472602	0.01407	0.512429	Brace	BEAM	23
0.009774	0.917184	0.035827	0.962786	Brace	BEAM	25
0.015578	0.563325	0.004606	0.583509	Brace	BEAM	27
0.01038	0.920152	0.030501	0.961033	Brace	BEAM	29
0.136301	0.189257	0.002874	0.328432	Brace	IPE200	111
0.136301	0.189257	0.002874	0.328432	Brace	IPE200	112
0.258522	0.366181	0.005561	0.630265	Brace	IPE200	113
0.258522	0.366181	0.005561	0.630265	Brace	IPE200	114
0.258522	0.366181	0.005561	0.630265	Brace	IPE200	115
0.258522	0.366181	0.005561	0.630265	Brace	IPE200	116
0.258522	0.366181	0.005561	0.630265	Brace	IPE200	117
0.258522	0.366181	0.005561	0.630265	Brace	IPE200	118
0.258522	0.366181	0.005561	0.630265	Brace	IPE200	119
0.258522	0.366181	0.005561	0.630265	Brace	IPE200	120
0.258522	0.366181	0.005561	0.630265	Brace	IPE200	121
0.258522	0.366181	0.005561	0.630265	Brace	IPE200	122
0.136301	0.189257	0.002874	0.328432	Brace	IPE200	123
0.136301	0.189257	0.002874	0.328432	Brace	IPE200	124
0.397874	0.477928	0.004548	0.880351	Beam	CRANE	138
0.001107	0.085572	0.005358	0.092037	Beam	BRACKET	107
0.001207	0.140408	0.008753	0.150367	Beam	BRACKET	108
0.000958	0.12123	0.007708	0.129896	Beam	BRACKET	125
0.000935	0.120529	0.007424	0.128889	Beam	BRACKET	126
0.0135	0.000152	0.000292	0.013944	Beam	BRACKET	127
0.034914	0.000155	0	0.035092	Beam	BRACKET	128
0.00472	0.003579	0	0.008318	Beam	BRACKET	129
0.0785	0.023308	0	0.101809	Beam	CRANE	130
0.00472	0.003579	0	0.008318	Beam	BRACKET	131
0.034914	0.000155	0	0.035092	Beam	BRACKET	132
0.0135	0.000152	0.000292	0.013944	Beam	BRACKET	133
0	0.00971	0	0.00971	Beam	BRACKET	134
0.0135	0.000152	0.000292	0.013944	Beam	BRACKET	135
0.034914	0.000155	0	0.035092	Beam	BRACKET	136



نسبت تلاشیهای موجود به ظرفیت مقاطع در کلیه مهاربندها

MMinRatio	MMajRatio	PRatio	TotalRatio	DesignType	DesignSect	Frame
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Text	Text	Text
0	0.153064	0.794922	0.947987	Brace	2U120	4
0	0.083134	0.32655	0.409684	Brace	2U120	30
0	0.104426	0.227332	0.331759	Brace	2U120	31
0	0.153064	0.794922	0.947987	Brace	2U120	38
0	0.083134	0.32655	0.409684	Brace	2U120	39
0	0.153064	0.794922	0.947987	Brace	2U120	70
0	0.104426	0.227332	0.331759	Brace	2U120	71
0	0.153064	0.794922	0.947987	Brace	2U120	72
0	0.657151	0.042392	0.699544	Brace	ROD	73
0	0.612214	0.006161	0.618375	Brace	ROD	74
0	0.657151	0.060873	0.718025	Brace	ROD	75
0	0.612214	0.011335	0.623549	Brace	ROD	76
0	0.612214	0.006161	0.618375	Brace	ROD	77
0	0.612214	0.011335	0.623549	Brace	ROD	78
0	0.657151	0.060873	0.718025	Brace	ROD	79
0	0.657151	0.042392	0.699544	Brace	ROD	80
0	0.657151	0.060873	0.718025	Brace	ROD	81
0	0.612214	0.011335	0.623549	Brace	ROD	82
0	0.612214	0.006161	0.618375	Brace	ROD	83
0	0.657151	0.042392	0.699544	Brace	ROD	84
0	0.612214	0.006161	0.618375	Brace	ROD	85
0	0.612214	0.011335	0.623549	Brace	ROD	86
0	0.657151	0.060873	0.718025	Brace	ROD	87
0	0.657151	0.042392	0.699544	Brace	ROD	88
0	0.657151	0.07307	0.730222	Brace	ROD	89
0	0.612214	0.005575	0.617789	Brace	ROD	90
0	0.612214	0.00109	0.613304	Brace	ROD	91
0	0.657151	0.018731	0.675882	Brace	ROD	92
0	0.612214	0	0.612236	Brace	ROD	93
0	0.612214	0.005575	0.617789	Brace	ROD	94
0	0.657151	0.07307	0.730222	Brace	ROD	95
0	0.657151	0.018731	0.675882	Brace	ROD	96
0	0.657151	0.018731	0.675882	Brace	ROD	97
0	0.612214	0	0.612227	Brace	ROD	98
0	0.612214	0.005575	0.617789	Brace	ROD	99
0	0.657151	0.07307	0.730222	Brace	ROD	100
0	0.612214	0.005575	0.617789	Brace	ROD	101
0	0.612214	0.004704	0.616918	Brace	ROD	102
0	0.657151	0.018731	0.675882	Brace	ROD	103
0	0.657151	0.07307	0.730222	Brace	ROD	104