بسم الله الرحمن الرحیم

ساخت و اجرای سوله

شرکت نوین سوله

با هم متفاوت بیندیشیم

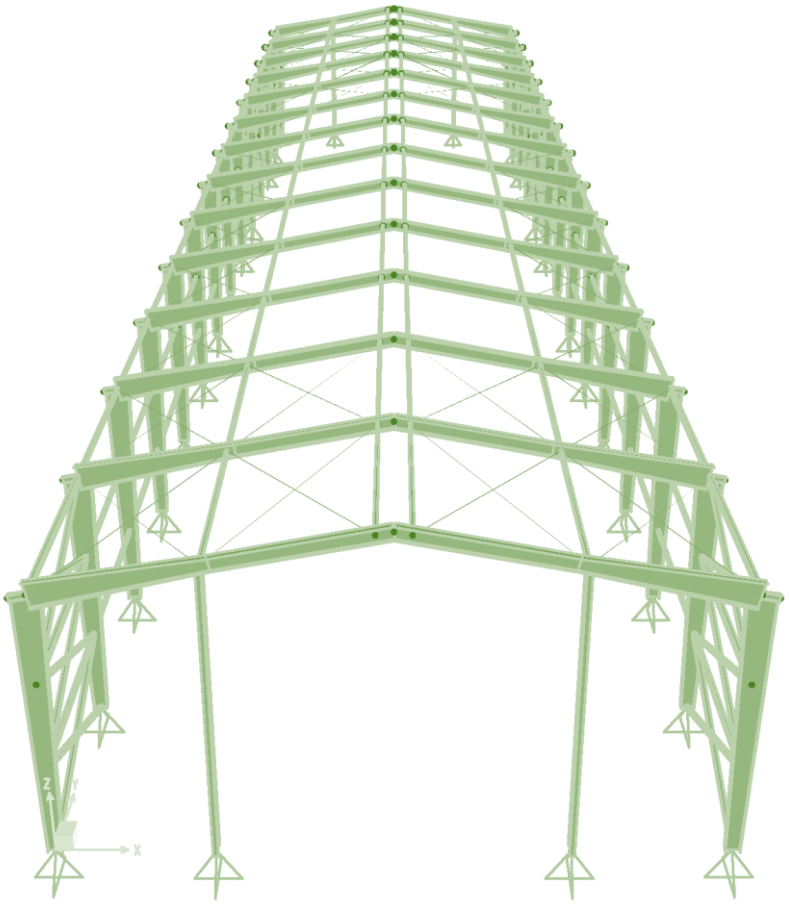
www.novinsoole.com

نوین سوله

ساخت سوله www.nivinsoole.com

شرکت نوین سوله با سابقه طولانی پیشرو در طراحی و ساخت سوله های سبک خرپایی و اجرای سوله
تلفن تماس: ۰۹۳۶۹۳۲۰۱۶۶

دفترچه محاسبات سوله



بر اساس

مبحث ششم و دهم ویرایش ۹۲ و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم

و

Euro Codes

محل پروژه ؛ بوشهر

کارفرما ؛ آقای نبوی

طراح :

در این دفترچه محاسبات ؛

بارگذاری سازه مطابق با مبحث ششم ویرایش ۹۲ و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم انجام گردیده است.

کلیه اتصالات سازه به صورت دستی و بر اساس الزامات طرح لرزه ای مبحث دهم ویرایش ۹۲ طراحی شده است.

روش طراحی جهت تحلیل، روش تحلیل مستقیم می باشد.

خیز جانبی و قائم سازه برای بارهای مختلف بر اساس استاندارد *EC* کنترل گردیده است.

حداکثر طول سازه به جهت لزوم تعبیه درز انبساط بر اساس *AISC* کنترل گردیده است.

لاپه ها بر اساس استاندارد *AISI96* و نشریه ٦١٢ طراحی گردیده است.

طول مهاری آنکربولتها بر اساس استاندارد *ACI* تعیین گردیده است.

وزن تقریبی کل فولاد مصرفی برآورد گردیده است.

اثرات باد بر سازه با توجه به ساختگاه و تفسیر گُلباد منطقه به صورت ویژه بررسی گردیده است.

مشخصات کلی طرح

کاربری	ورزشی(استخر)
محل پروژه	بوشهر
تنش تسلیم فولاد اسکلت	٢٤٠٠ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
تنش نهایی فولاد میل مهارهای سقف	٥٢٠٠ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
الکترودهای مصرفی	*E6018 , E7018*
پیچهای مورد استفاده جهت اتصالات	*4.6 –933 DIN* *8.8 –933 DIN*
بار مرده بام	١٠٠ کیلوگرم بر متر مربع
بار زنده بام	٥٠ کیلوگرم بر متر مربع
نرم افزار مورد استفاده جهت طراحی سازه	*SAP2000 V14.2.2*

*استفاده از الکترودهای *E60* طبق مبحث دهم ویرایش ۹۲ برای ورقهای با ضخامت بیش از ۱۵ میلی متر مجاز نمی باشد.

طراح :

۶-۱-۵ گروه بندی ساختمان ها و سایر سیستم های سازه ای

۶-۱-۵-۱ گروه بندی خطرپذیری

اختصاص گروه های خطرپذیری مختلف به یک ساختمان یا سیستم سازه ای برای انواع مختلف شرایط بارگذاری (برای نمونه، باد یا زلزله) امکان پذیر است.

٦-۱-۵-۳ مواد شیمیایی خطرناک، بسیار خطرناک و منفجره

ساختمان ها و سایر سازه هایی که محل نگهداری مواد شیمایی ، سمی خطرناک و بسیار خطرناک و یا مواد منفجره می باشند، در صورتی می توانند در گروه خطرپذیری ۳ دسته بندی گردند که بتوانند با ارائه ارزیابی خطر انجام شده، به عنوان بخشی از برنامه جامع مدیریت خطرپذیری به مرجع رسمی ساختمان نشان دهند که انتشار این مواد به اندازه و درجه ای نخواهد بود که منجر به ایجاد خطر برای عموم شود.

گروه خطر پذیری	نوع کاربری ساختمان ها و سایر سازه ها
۱	بیمارستانها و درمانگاه ها، نیروگاه ها و تاسیسات برق رسانی، برج های مراقبت فرودگاه ها، مراکز مخابرات، رادیو تلویزیون، تاسیسات انتظامی
۲	مدارس، مساجد، استادیوم ها، سینما و تئاترها، سالن های اجتماعات
۳	ساختمان های مسکونی، اداری و تجاری، هتل ها، انبارها
٤	انبارهای کشاورزی و سالنهای مرغداری و سایر سازه های موقتی که مدت بهره برداری از آن ها کمتر از دو سال است.

جدول ٦-١-٢ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطر پذیری	ضریب اهمیت بار لرزه ای	ضریب اهمیت بار باد	ضریب اهمیت بار یخ	ضریب اهمیت بار برف
مطابق جدول ٦-١-١	I_e	I_w	I_i	I_s
١	١/٤	١/٢٥	١/٢٥	١/٢
٢	١/٢	١/١٥	١/٢٥	١/١
٣	١	١	١	١
٤	٠/٨	٠/٨	٠/٨	٠/٨

جدول ٦-٥-١ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت Lo و بار زنده متمرکز کف ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده یکنواخت	بار متمرکز
		کیلونیوتن بر مترمربع	کیلونیوتن
١	بام ها		
١-١	بام های معمولی تخت، شیب دار و قوسی	١/٥	١/٣
١-٢	بام با پوشش سبک	٠/٥	١/٣
١-٤	بام هایی با پوشش پارچه ای با سازه اسکلتی	٠/٢٥ (غیر قابل کاهش)	١/٣

٢- اجزاء خرپاها و تیرها (اجزاء اصلی) که برای پوشش سالن های صنعتی، پارکینگ های تعمیراتی، انبارها و غیره به کار می روند باید علاوه بر بارهای زنده وارد به سقف، یک بار متمرکز برابر با ١٠ کیلونیوتن را بطور موضعی تحمل نمایند. این بار در خرپاها و در تیرها در نقطه اختیاری از تیر که بیشترین اثر را ایجاد کند وارد می شود.

ترکیبات بارگذاری پایه

1	$1.2D + 0.5Lr$
2	$1.2D + 1.6Lr + 0.7W$
3	$1.2D + 0.5Lr + 1.4W$
4	$1.2D + E + 0.2Lr$

بار برف

۶-۷ بار برف

۶-۷-۱-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 تقسم بندی مشخص شده در جدول ٤-٥، حداقل برابر با این مقادیر در نظر گرفت :

جدول ٤-٥- 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 ٤- برف زیاد	۱/۵۰ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ٥- برف سنگین	۲/۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ٦- برف فوق سنگین	۳/۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع

*بام تمامی ساختمانها در سراسر ایالت های آمریکا بایستی برای برف بارگذاری شوند، به استثنای فلوریدا که بار برف زمین این ایالت برابر با صفر می باشد.

*در اَغلب اوقات در صورتی که بار برف زمین کمتر ۱/۰۰ کیلونیوتن بر متر مربع باشد، بار برف تعیین کننده نخواهد بود.

٦-۷-۲- باربرف 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 :

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

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 ٤-٥)

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

جدول ٤-٦- تقسیم بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه
١	آستارا	٥
٢	اردبیل	٥
٣	بندرعباس	١
٤	بوشهر	١
٥	تهران	٤
٦	سردشت	٦
٧	شیراز	٣

٦-٧-٢-١- بار برف حداقل برای بام های با شیب کم

برای بام های شیب دار با شیب کمتر از ١٥ درجه و برای بام های قوسی با زاویه قائم بین تاج و پای قوس کمتر از ١٠ درجه باید بار حداقل، P_m طبق روابط زیر نیز بطور جداگانه در نظر گرفته شود.

برای $P_g \leq 1\ KN/m^2$ $\qquad P_m = I_s \times P_g$

برای $P_g > 1\ KN/m^2$ $\qquad P_m = 1 \times I_s$

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 جزیی، 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.

۶-۷-۴- 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 ٦-٧-٢ 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 ٦-٧-٢ ضریب برف گیری، C_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

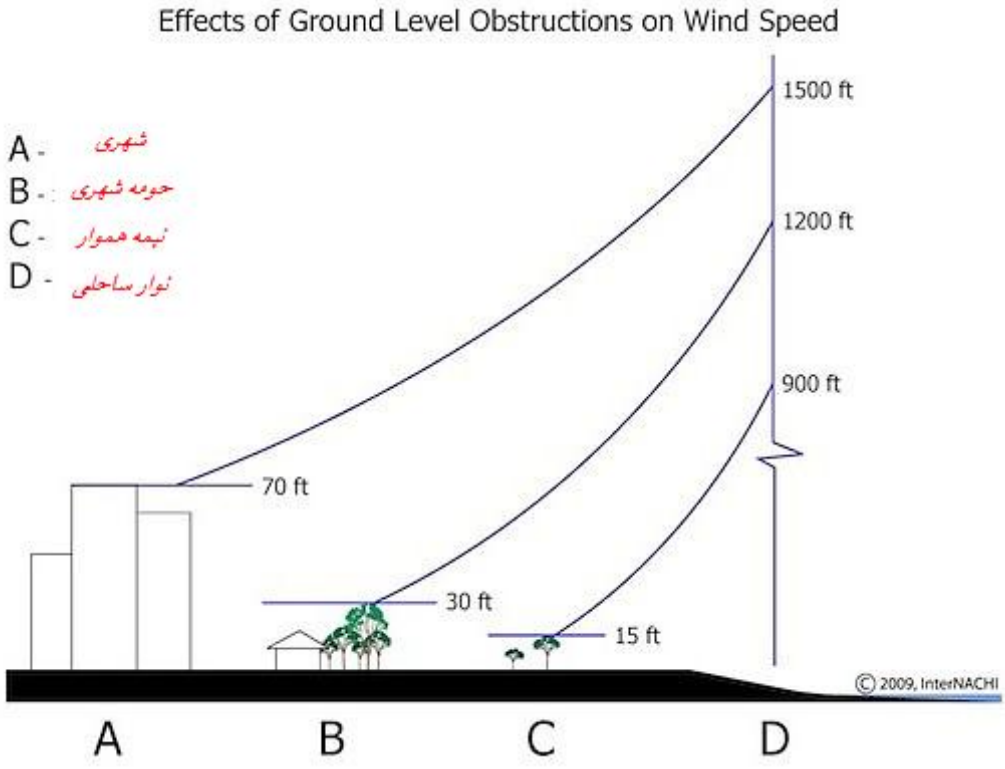
بام برف گیر

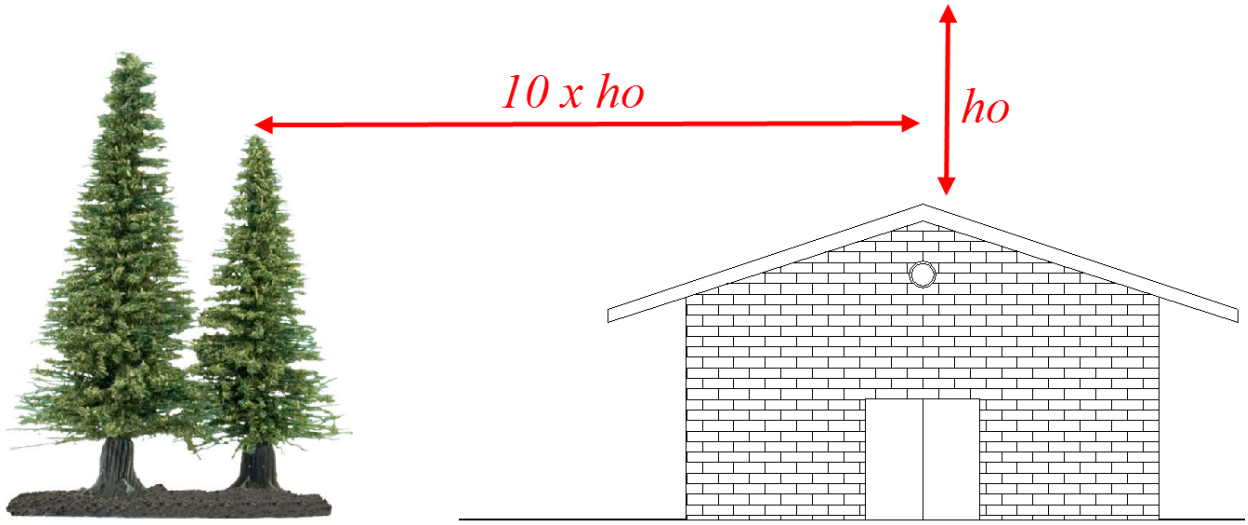
بام نمیه برف گیر

۶-۷-۴-۱- گروه ناهمواری محیط

برای هر جهت باد، گروه ناهمواری محیط بر اساس مشخصات هر یک از دو قطاع ٤٥ 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





در صورت برآورده شدن شرط فوق، سازه نیمه برف گیر و در غیر اینصورت برف ریز محسوب می گردد. در صورت برآورده شدن شرط فوق از جمیع جهات سازه برف گیر محسوب خواهد شد.

۶-۷-۵- ضریب شرایط دمایی

ضریب شرایط دمایی (C_t) از جدول ٦-٧-٣ با توجه به شرایط مورد انتظار ساختمان در سال های عمر مفید، تعیین می شود.

جدول ٦-٧-٣ ضریب شرایط دمایی، C_t

تمام ساختمان های بجز موارد زیر	۱/۰
سازه هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی گراد نگهداری می شوند.	۱/۱
سازه هایی با زیر بام باز و سازه های بدون گرمایش	۱/۲
سازه هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگه داشته می شود.	۱/۳
سازه گلخانه (در مبحث ششم به این مورد اشاره نشده)	۰/۸۵

۶-۷-۶- ضریب شیب

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

٦-٧-٤-الف	$\alpha \leq \alpha_\circ$	$C_s = 1$
٦-٧-٤-ب	$\alpha_\circ \leq \alpha \leq 70°$	$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_\circ}{70 - \alpha_\circ}$
٦-٧-٤-پ	$\alpha \leq 70°$	$C_s = 0$

زاویه $\alpha_\circ$ با توجه به شرایط سطح شیب دار مشخص می شود.

٦-٧-٦-١- 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 $\alpha_\circ$ 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 $\alpha_\circ$ برای $C_t = 1$ برابر ۳۰ درجه و برای مقادیر بیشتر C_t برابر ٤٥ درجه می باشد.

$$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_\circ}{70 - \alpha_\circ} = 1 - \frac{12 - 5}{70 - 5} = 0.892$$

بنابراین در نهایت خواهیم داشت ؛

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

$$P_r = 0.7 \times 0.892 \times 1 \times 0.9 \times 1 \times 0.25 \approx 0.14 \ \frac{KN}{m^2}$$

همانطور که ملاحظه می کنید بار برف محاسباتی بسیار ناچیز می باشد. به همین مناسبت به جای بار برف، بار زنده ای معادل ۰/۵ کیلونیوتن بر متر مربع به عنوان بار زنده بام، مطابق با مبحث ششم را به بام اختصاص می دهیم.

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 محورهای 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.

٦-١٠-٢- 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.

$$P = I_w \times q \times C_e \times C_g \times C_p \qquad (۱-۱۰-٦)$$

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.

$$P_i = I_w \times q \times C_e \times C_{gi} \times C_{pi} \qquad (۲-۱۰-٦)$$

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 ٦-١٠-٦-١

C_{gi} ضریب اثر جهشی باد داخلی که طبق بند ٦-١٠-٦-٤ بیان شده است.

C_{pi} ضریب فشار داخلی

جدول ٤-١٢- ضریب اهمیت برای بار باد با توجه به کاربری ساختمان

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

٦-١٠-٥- 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 ٦ 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.

۶-۱۰-۶-۱- ضریب بادگیری. Ce

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.

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

$$C_e = 0.7\left(\frac{\frac{11+9}{2}}{10}\right)^{0.2} \approx 1$$

۶-۱۰-۶-۴- ضریب اثر جهشی باد. Cg

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.

۶-۱۰-۶-۹ ضریب فشار داخلی، C_{pi}

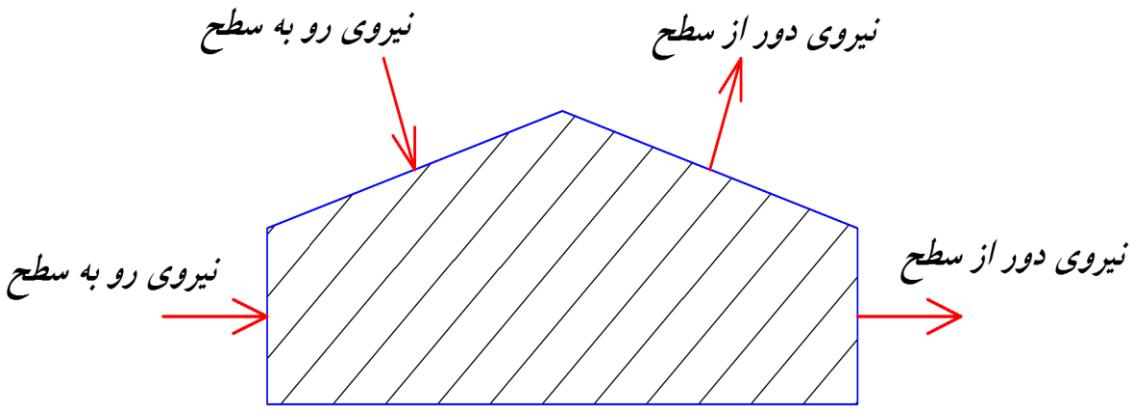
ضریب فشار داخلی (C_{pi}) اثر باد روی فشار هوای درون ساختمان را تعریف می کند و هم در طراحی المان های پوسته خارجی و هم سازه اصلی اهمیت دارد. بزرگی این ضریب بستگی به توزیع و اندازه منافذ نشت هوا و بازشوها دارد که در واقع هوای داخلی را به بیرون انتقال می دهند. با ترک ها و منفذهای بسیار کوچک که یکنواخت شده باشند،

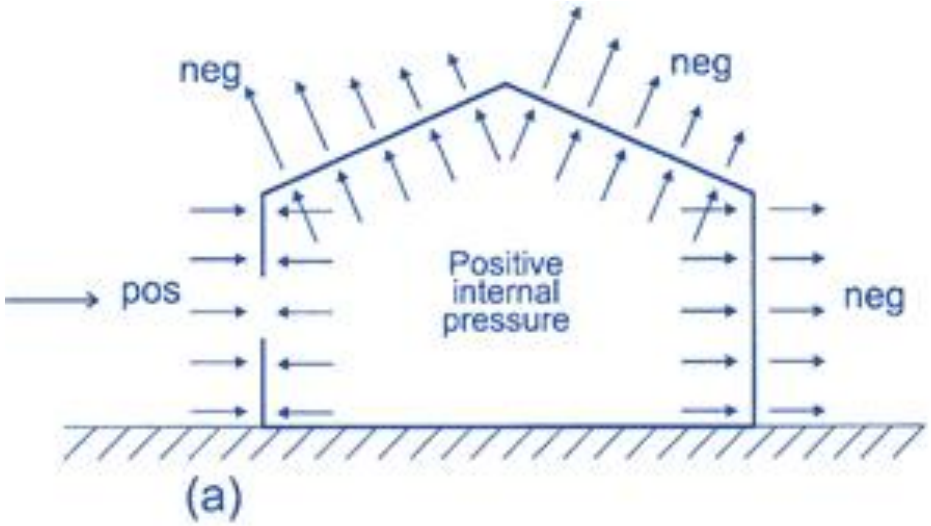
خروج هوا آهسته صورت می گیرد. اگرچه فشار داخلی تقریباً با فشار خارجی متوسط روی سطح در معرض باد به تعادل خواهد رسید، اما اثر جهش باد تقلیل خواهد یافت. اگر بازشوها بزرگتر و قابل ملاحظه تر باشند (در مقیاس در و پنجره ها) فشار داخلی به فشار خارجی در بزرگترین بازشوی حاکم نزدیک خواهد شد و فشارهای جهشی در داخل احساس خواهد شد.

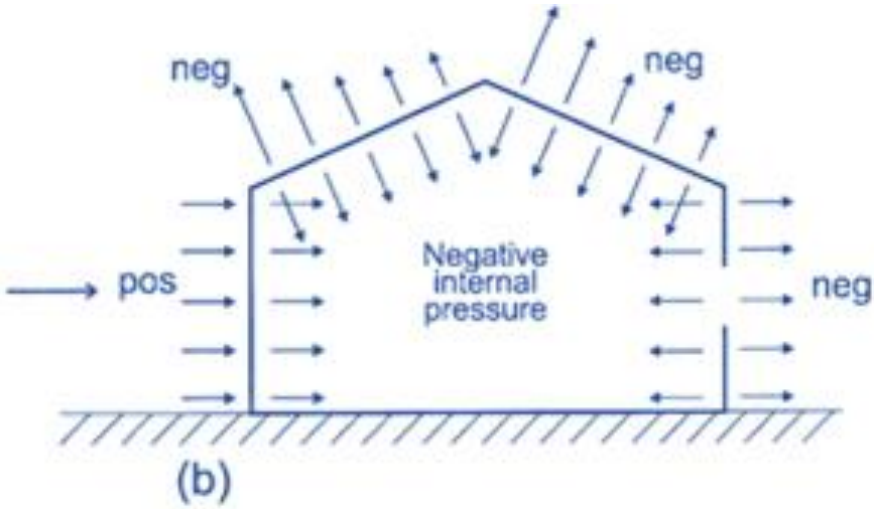
C_{pi}	میزان و پراکندگی بازشوها
$0\sim+0.15$	ساختمان فاقد هرگونه بازشو بزرگ و قابل ملاحظه.
$-0.45\sim+0.3$	ساختمان دارای بازشو های بزرگ که در مواقع طوفان می توان اطمینان حاصل کرد که بسته شوند.
$-0.7\sim+0.7$	ساختمان دارای بازشوهای بزرگ دائمی مثل پناهگاه های یک سمت باز و یا سالن های صنعتی با درب های حمل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

فشار همه جانبهٔ داخلی

$$P_i = I_w \times q \times C_e \times C_{gi} \times C_{pi} = 1 \times 0.613 \times 0.7 \times 2 \times \begin{cases} -0.45 \\ +0.3 \end{cases} = \begin{cases} -0.38 \\ +0.26 \end{cases} \frac{KN}{m^2}$$


نیروی رو به سطح
نیروی دور از سطح
نیروی رو به سطح
نیروی دور از سطح

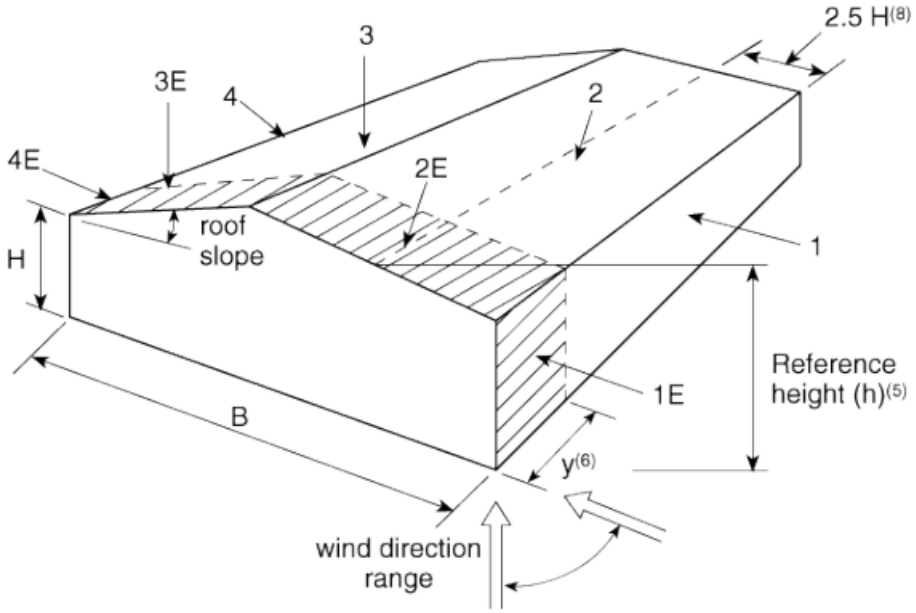

neg
neg
pos
Positive
internal
pressure
neg
(a)


neg
neg
pos
Negative
internal
pressure
neg
(b)

طراح :

مقدار $C_g \times C_p$ جهت سیستم مقاوم اصلی در برابر نیروی باد

شکل ٦-١٠-٢ مقادیر $C_g \times C_p$ را برای سیستم مقاوم اصلی در برابر نیروی باد ساختمان های تحت تأثیر فشار باد در بیشتر از یک وجه، مانند قاب های ساختمانی، را نشان می دهد. توزیع بار ساده شده در شکل ٦-١٠-٢ برای نمایش هرچه نزدیک تر رفتارهای سازه ای (فشار افقی، بلندشدگی و لنگرهای قاب) از آزمایشات تونل باد بدست آمده است. این نتایج حد مجاز بارگذاری جزئی جهشی باد را که در بند ٦-١٠-٦-٤ به آن اشاره شده است، مشخص می کند.

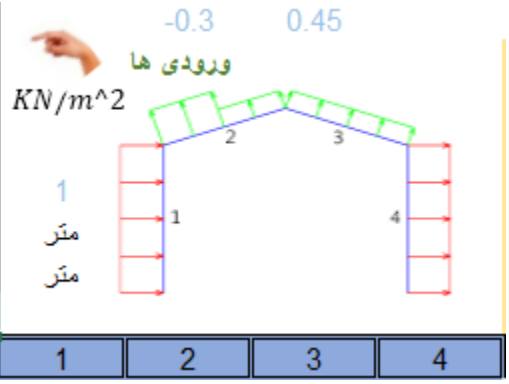


بارگذاری A (عموماً عمود بر لبه)

شیب بام	سطوح ساختمان							
	1	*1E*	*2*	*2E*	*3*	*3E*	*4*	*4E*
0~5°	*0.75*	*1.15*	*-1.3*	*-2*	*-0.7*	*-1*	*-0.55*	*-0.8*
20°	*1*	*1.5*	*-1.3*	*-2*	*-0.9*	*-1.3*	*-0.8*	*-1.2*
30~45°	*1.05*	*1.3*	*0.4*	*0.5*	*-0.8*	*-1*	*-0.7*	*-0.9*
90°	*1.05*	*1.3*	*1.05*	*1.3*	*-0.7*	*-0.9*	*-0.7*	*-0.9*

بار باد راستای عرضی

ساختمان بازشو بزرگ دائمی	ندارد
زمین ساختگاه	باز
فشار مبنای باد	0.613
ضریب اهمیت ساختمان	1
حد محاسبه فشار	نهایی
ارتفاع شانه	9
ارتفاع رأس	11
عرض دهانه سوله	20
فاصله قابها	6



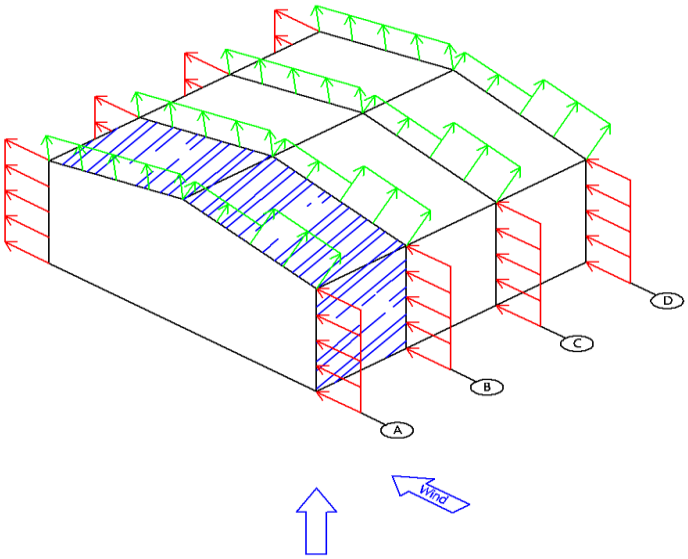
	1	2	3	4

فشار خالص

CASE 1	1	2	3	4	
A	4.04	-2.02	0.33	-0.13	کیلونیوتن بر متر
B	7.27	-2.76	0.54	0.32	
C	6.46	-1.47	0.43	0.90	
D	3.23	-0.74	0.21	0.45	

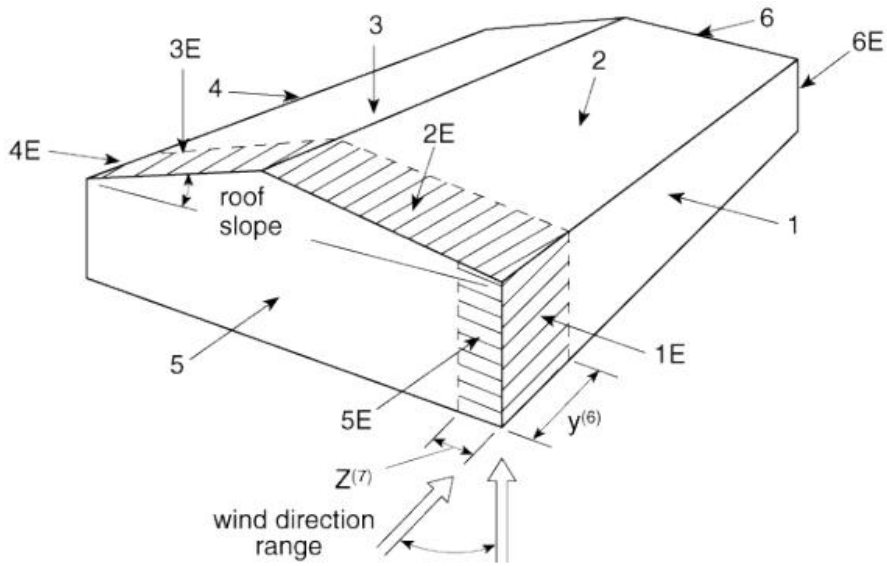
CASE 2	1	2	3	4	
A	1.28	-4.78	-2.43	-2.88	کیلونیوتن بر متر
B	1.75	-8.28	-4.97	-5.19	
C	0.94	-6.99	-5.09	-4.62	
D	0.47	-3.49	-2.55	-2.31	

توجه داشته باشید که سازه بایستی ۲ بار با ۲ حالت بار جداگانه بارگذاری شود. بدیهی است به ازاء هر حالت یک ترکیب بارگذاری جداگانه نیاز خواهیم داشت.



فایل اکسل مربوطه جهت بررسی و راستی آزمایی به پیوست مدارک موجود می باشد.

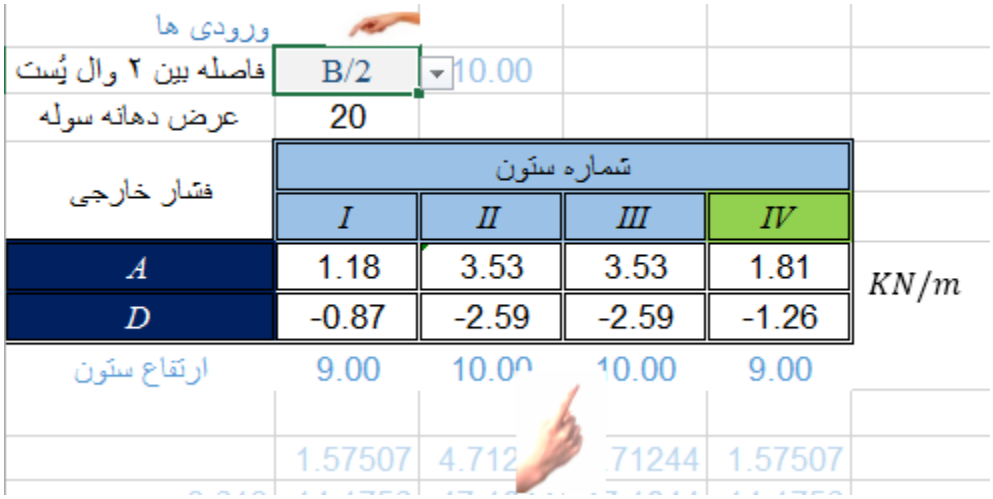
بار باد راستای طولی



بارگذاری B (عموماً موازی با لبه)

شیب بام	سطوح ساختمان											
	1	*1E*	*2*	*2E*	*3*	*3E*	*4*	*4E*	*5*	*5E*	*6*	*6E*
0~90°	*-0.85*	*-0.9*	*-1.3*	*-2*	*-0.7*	*-1*	*-0.85*	*-0.9*	*0.75*	*1.15*	*-0.55*	*-0.8*

شکل ٦-١٠-٢ ضریب بیشینه مرکب فشار و باد جهشی خارجی، $C_g \times C_p$ ، برای کنش های سازه ای اولیه ناشی از اثر هم زمان باد روی کلیه سطوح



ورودی ها

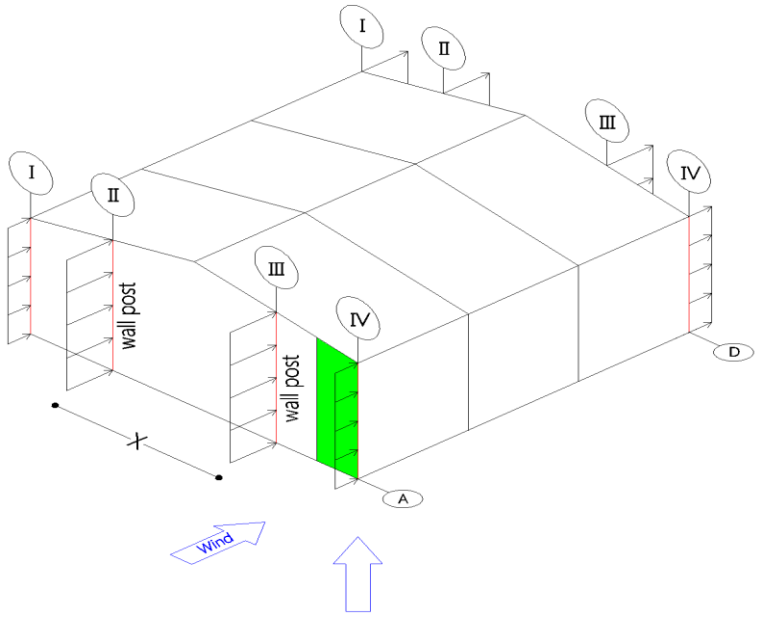
فاصله بین ۲ وال پُست	B/2	10.00
عرض دهانه سوله	20	

فشار خارجی	شماره ستون				
	I	*II*	*III*	*IV*	
A	1.18	3.53	3.53	1.81	KN/m
D	-0.87	-2.59	-2.59	-1.26	
ارتفاع ستون	9.00	10.00	10.00	9.00	
	1.57507	4.712	71244	1.57507	

طراح :

فشار خالص	شماره ستون				case 1
	I	II	III	IV	
A	2.60	7.78	7.78	3.23	1.41756
D	0.55	1.65	1.65	0.16	0.495

فشار خالص	شماره ستون				case 2
	I	II	III	IV	
A	0.24	0.71	0.71	0.87	-0.9441
D	-1.81	-5.42	-5.42	-2.21	-0.3297



در شکل ٦-١٠-٢ :

١) ساختمان باید برای کلیهٔ جهات باد طراحی شود. هر گوشه باید به نوبهٔ خود به عنوان گوشهٔ رو به باد مطابق شکل های مربوطه، در نظر گرفته شود. برای تمامی شیب های بام، به بارگذاری A و بارگذاری B به عنوان دو وضعیت بارگذاری جداگانه نیاز است تا سیستم سازه ای در برابر کنش های باد، شامل پیچش مقاومت کند.

۲) برای مقادیر نشان داده نشدهٔ شیب بام ضریب $C_g \times C_p$ می تواند به صورت خطی میانیابی شود.

۳) ضرایب مثبت نشان دهنده نیروهای رو به سطح هستند، در حالی که ضرایب منفی نیروهای دور از سطح را نشان می دهد.

٤) برای طراحی شالوده ها، به غیر از میل مهارهای قاب ها، تنها ۷۰٪ بار موثر باد در نظر گرفته می شود.

۵) ارتفاع مبنا، h برای محاسبهٔ فشار، ارتفاع میانه سقف یا ٦ متر، هر کدام که بزرگتر می باشد. ارتفاع پاشیب، H می تواند در صورت شیب کمتر از ۷ درجه بام، جایگزین میانگین ارتفاع شود.

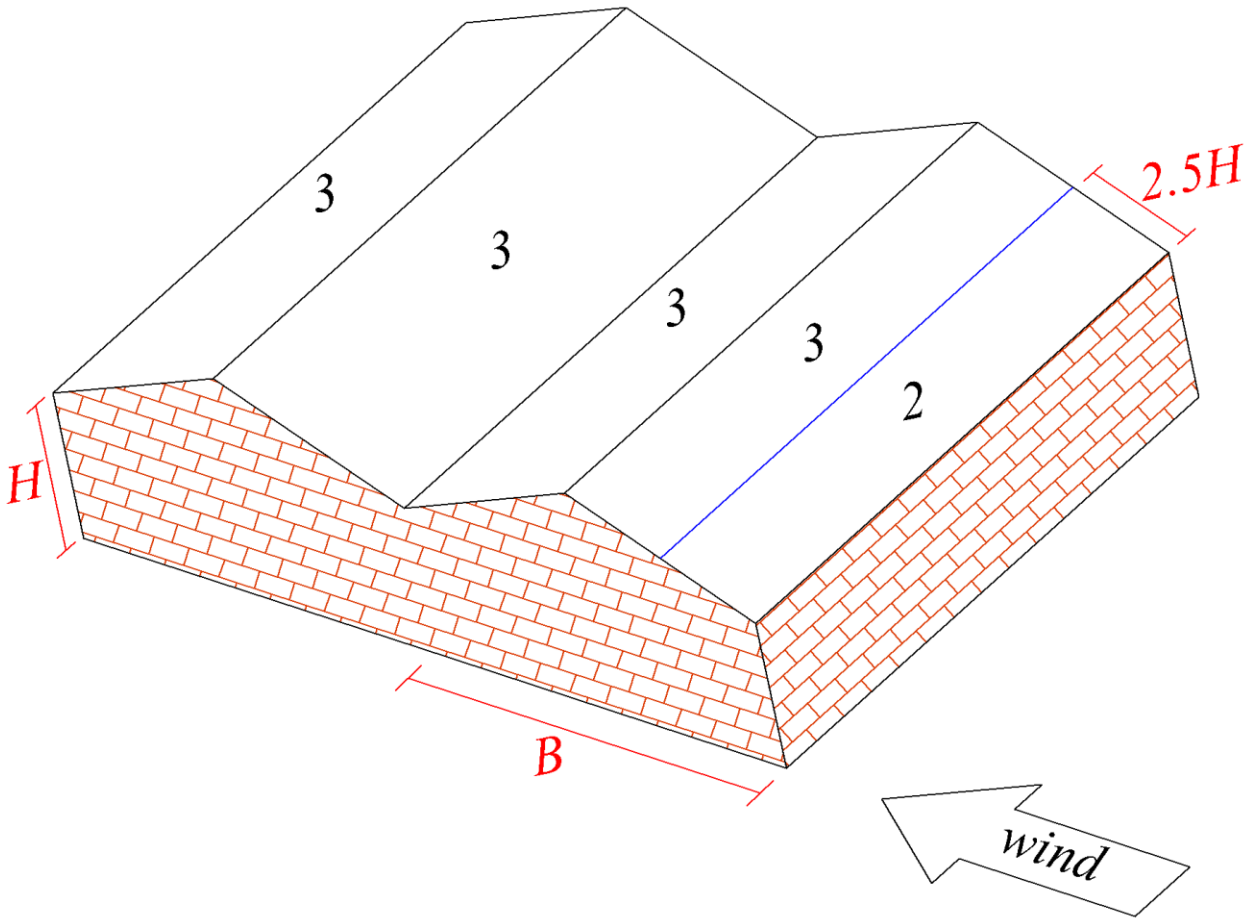
٦) عرض ناحیهٔ انتهایی، y ، باید ٦ متر یا $2z$ هر کدام بزرگتر باشد در نظر گرفته شود. z ، ناحیهٔ انتهای دیوار ساختمان برای ترکیب بار B ، تعریف شده است. از طرف دیگر برای ساختمان های با قاب، ناحیهٔ انتهایی y می تواند فاصلهٔ بین انتها و نخستین قاب داخلی باشد.

۷) عرض ناحیهٔ انتهایی z برابر ۱۰٪ کمترین بعد افقی یا ٤۰٪ ارتفاع، H ، هر کدام که کمتر باشد، است. این عرض نباید از ٤٪ بعد افقیِ بزرگتر کوچکتر یا ۱ متر اختیار شود.

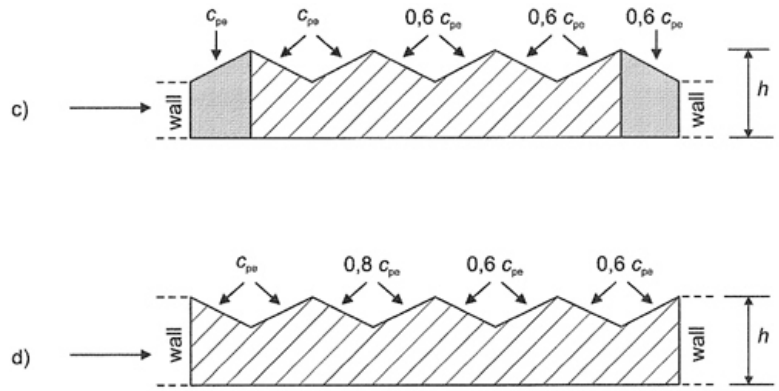
۸) برای $B/H>5$ در بارگذاری A ، ضرایب منفی روی سطوح 2 و $2E$ باید تنها روی سطحی اعمال شوند که پهنای آن از محل پاشیب رو به باد، $2.5H$ باشد. فشار روی بقیهٔ بام رو به باد باید به ضرایب مشخص شده برای بام پشت به باد (ضرایب مربوط به سطوح 3 و $3E$) کاهش یابد. (علامت این قسمت در مبحث ششم به اشتباه درج شده است)

8. The roof pressure coefficient GC_{pf}, when negative in Zone 2 or 2E, shall be applied in Zone 2/2E for a distance from the edge of roof equal to 0.5 times the horizontal dimension of the building parallel to the direction of the MWFRS being designed or 2.5 times the eave height, h_e, at the windward wall, whichever is less; the remainder of Zone 2/2E extending to the ridge line shall use the pressure coefficient GC_{pf} for Zone 3/3E.

در استاندارد *ASCE7-05* این بند به این شکل نقل شده، که از تاج سوله به اندازه یک چهارم عرض دهانه یا ۲/۵ برابر ارتفاع تراز شانه، هر کدام که کمتر باشد با ضریب بام پشت به باد می بایست بارگذاری شود. البته این فقط برای شیب های کم و زمانی است که بام رو باد تحت کشش قرار داشته باشد.



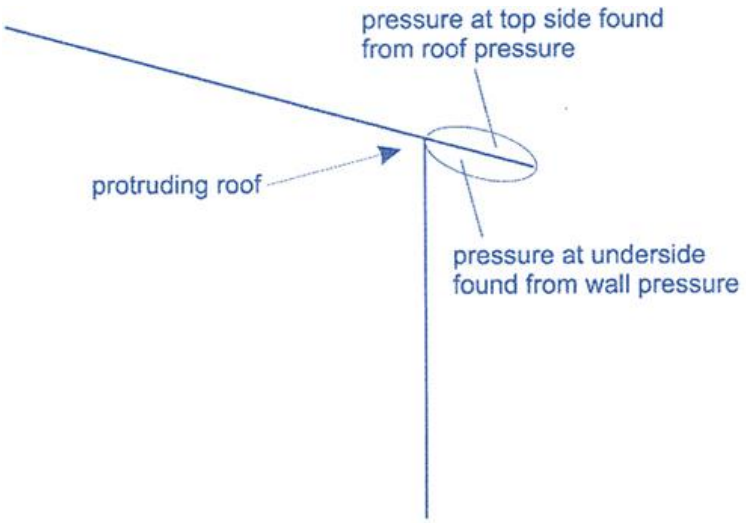
نحوه توزیع فشار خارجی باد در بامهای شیبدار چند دهانه

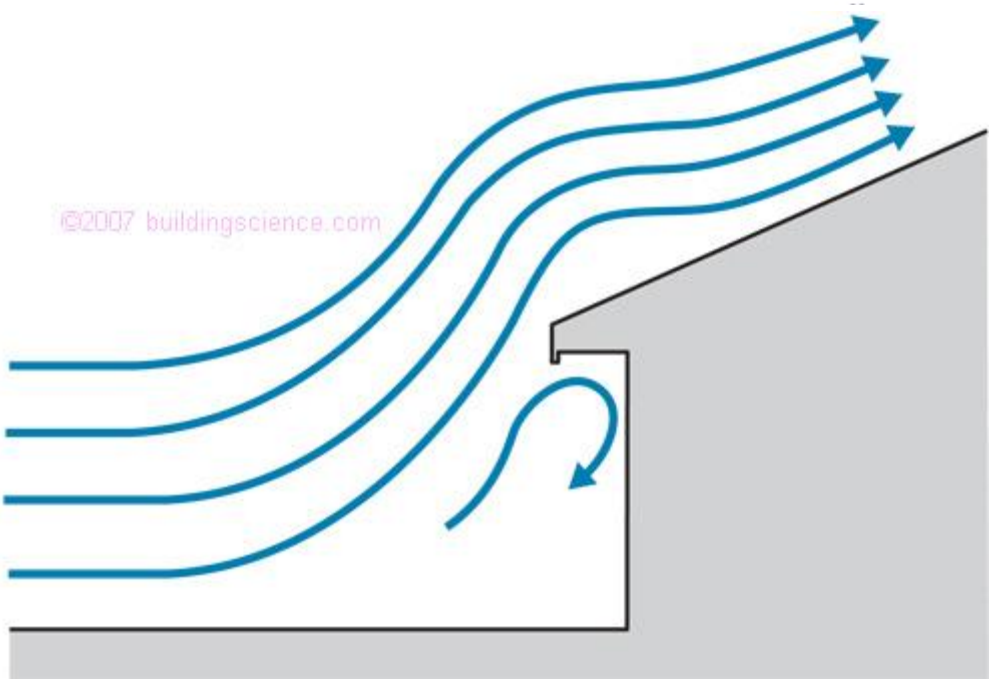


NOTE 1 In configuration *b* two cases should be considered depending on the sign of pressure coefficient c_{pe} on the first roof.

NOTE 2 In configuration *c* the first c_{pe} is the c_{pe} of the monopitch roof, the second and all following c_{pe} are the c_{pe} of the troughed duopitch roof.

جهت قسمت آویز بام، تنها فشار خواهیم داشت. ضریب فشار جهت این قسمت، برابر است با مجموع ضریب قسمت بام و دیوار زیر این قسمت.





بار باد جهت طراحی لاپه ها

$$P = I_w \times q \times C_e \times C_g \times C_p \qquad (۱-۱۰-٦)$$

که در این رابطه :

P فشار خارجی باد

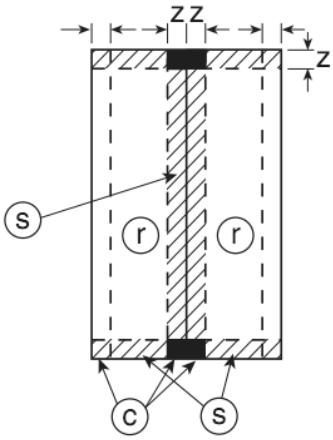
I_w ضریب اهمیت برای بار باد

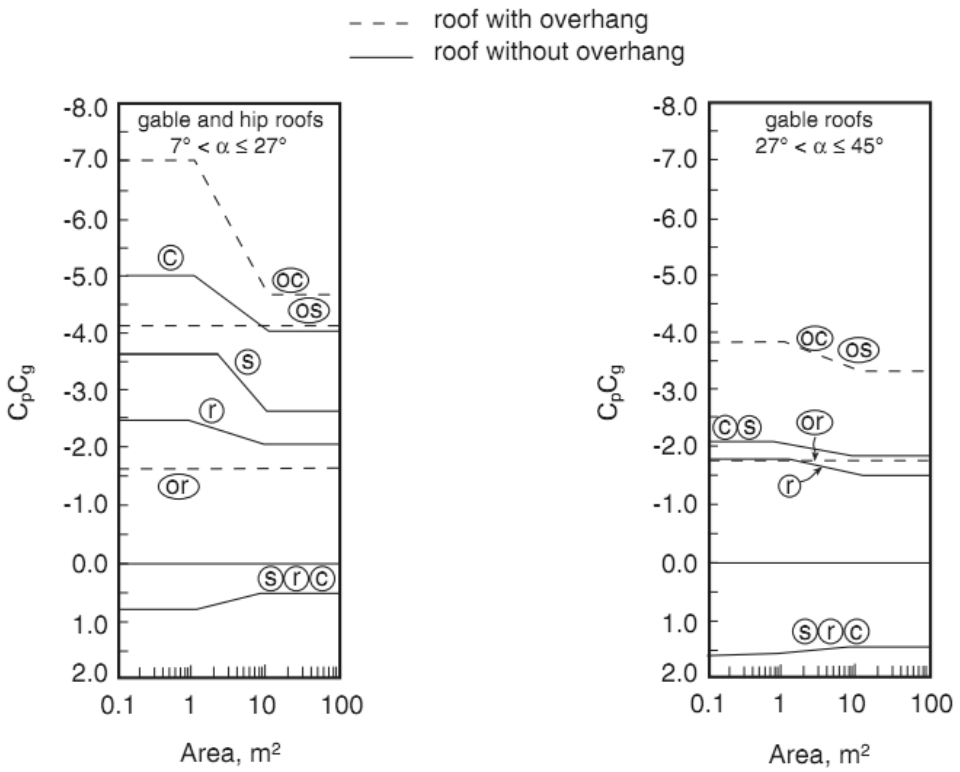
q فشار سرعتی مرجع

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.





شکل ٦-١٠-٥ منحنی محاسبه حاصل ضرب پارامتر Cg و Cp برای بام با شیب بیشتر از ۷ و کمتر از ٤٥ درجه

با توجه به اینکه شیب بام کمتر از ۲۷ درجه است از نمودار سمت چپ خواهیم داشت ؛

$$Area = 1 \times 6 = 6\, m^2$$

بنابراین برای ناحیه r خواهیم داشت ؛

$$C_g \times C_p = \begin{cases} r_1 = +0.5 \\ r_2 = -2.6 \end{cases}$$

بنابراین برای فشار خارجی خواهیم داشت ؛

$$P = I_w \times q \times C_e \times C_g \times C_p$$

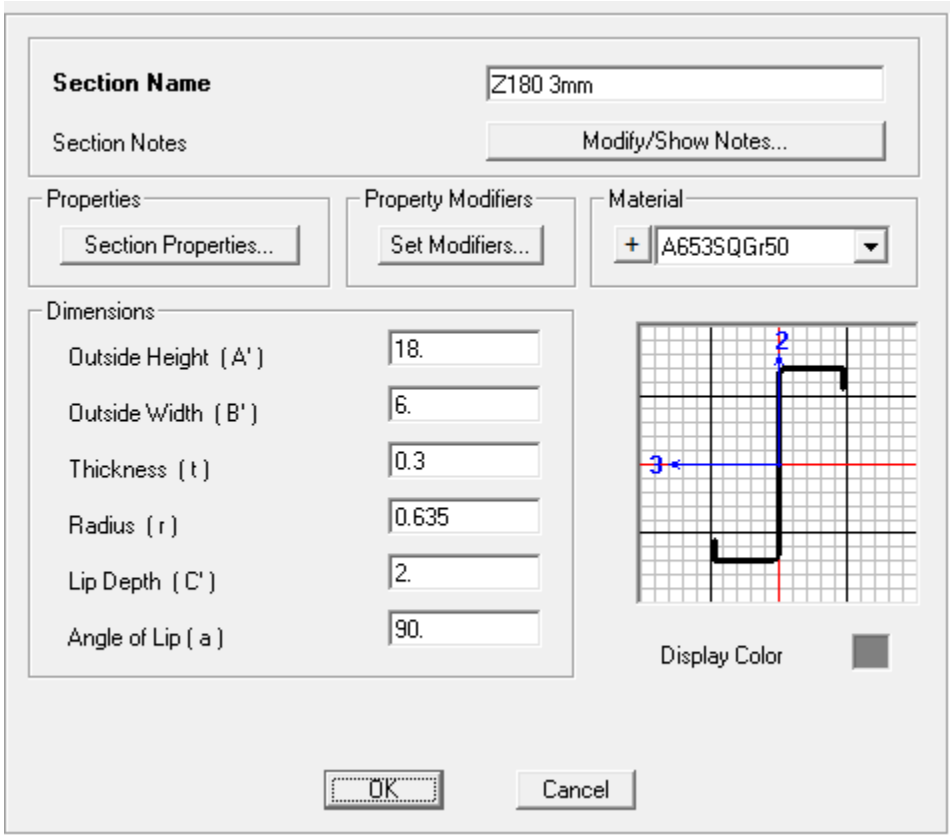
$$P = \begin{cases} 1.\times 0.613 \times 1 \times (+0.5) = +0.31\, KN/m^2 \\ 1 \times 0.613 \times 1 \times (-2) = -1.24\, KN/m^2 \end{cases}$$

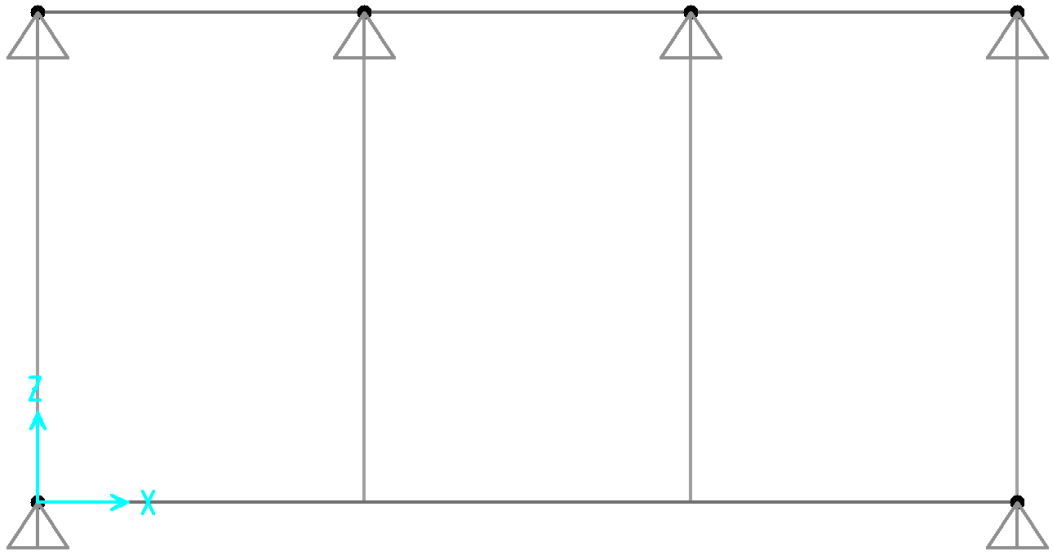
جهت محاسبهٔ فشار خالص باد بایستی هر دو حالت فوق به صورت جداگانه با فشار داخلی جمع جبری شده و در نهایت حالت بحرانی جهت طراحی لاپه در نظر گرفته شود.

فشار همه جانبهٔ داخلی

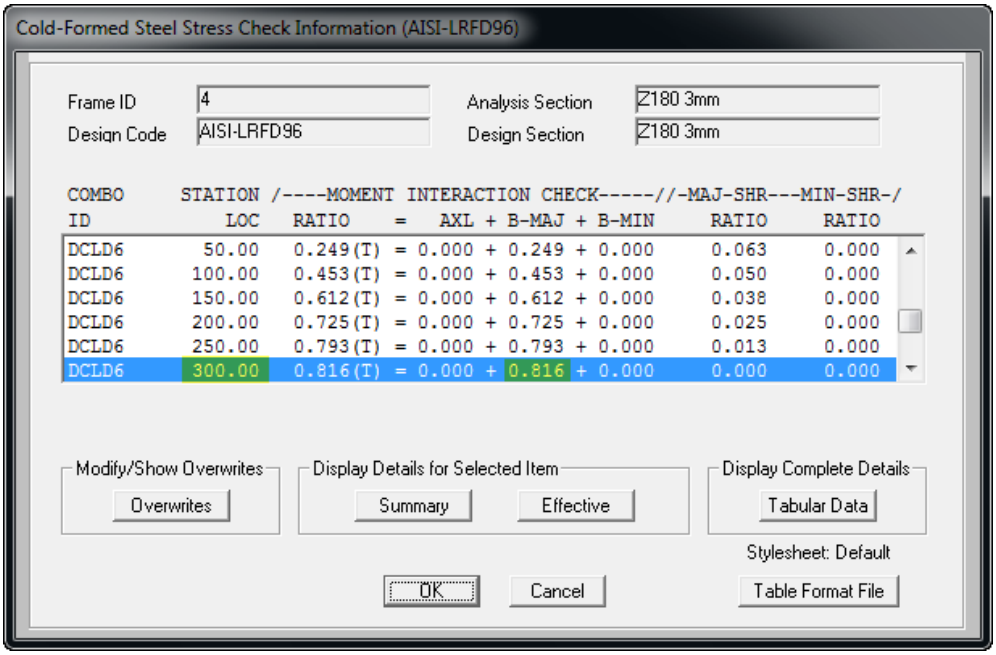
$$P_i = I_w \times q \times C_e \times C_{gi} \times C_{pi} = 1 \times 0.613 \times 1 \times 2 \times \begin{cases} -0.45 \\ +0.3 \end{cases} = \begin{cases} -0.38 \\ +0.26 \end{cases} \frac{KN}{m^2}$$

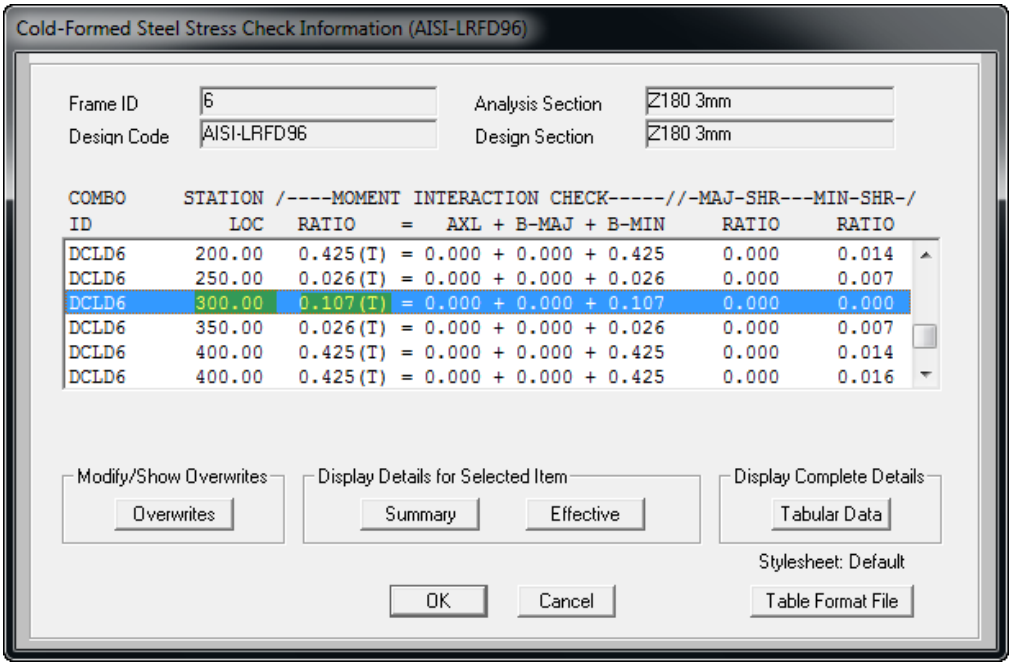
طراحی لاپه ها بر اساس استاندارد *AISI* یا همان نشریه ٦١٢ صورت می گیرد.





با توجه به شیب بام لاپه تحت خمش ۲ محوره قرار گرفته که بایستی ابتدا بارهای وارد تجزیه و به لاپه تحت ۲ حالت فوق اعمال گردد.





بنابراین اندرکنش نسبت تنش های خمشی حول محورهای فرعی و اصلی برابر خواهد شد با ؛

$$0.816 + 0.107 \cong 0.923 < 1 \text{ OK}$$

طراحی اتصال پیچی لاپه به قاب اصلی

این پیچها تحت اثر همزمان کشش و برش می باشند، بر اساس نتایج تحلیل سازه خواهیم داشت ؛

$$T_u = 74\ Kg$$

$$V_u = 807\ Kg$$

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

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

در صورت استفاده از پیچ $M16$ با ردهٔ مقاومتی 4.6 خواهیم داشت ؛

$$\frac{74}{0.75 \times 0.45 \times 6000 \times 2} = 0.02\ OK$$

$$\frac{807}{0.75 \times 0.75 \times 6000 \times 2} = 0.112\ OK$$

با توجه به اینکه نسبت تنشهای به دست آمده کمتر از ۰/۳ است لزومی به لحاظ اندرکنش اثر همزمان کشش و برش در پیچها نمی باشد.

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.

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۲-۱) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان‌شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول ۲-۱ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

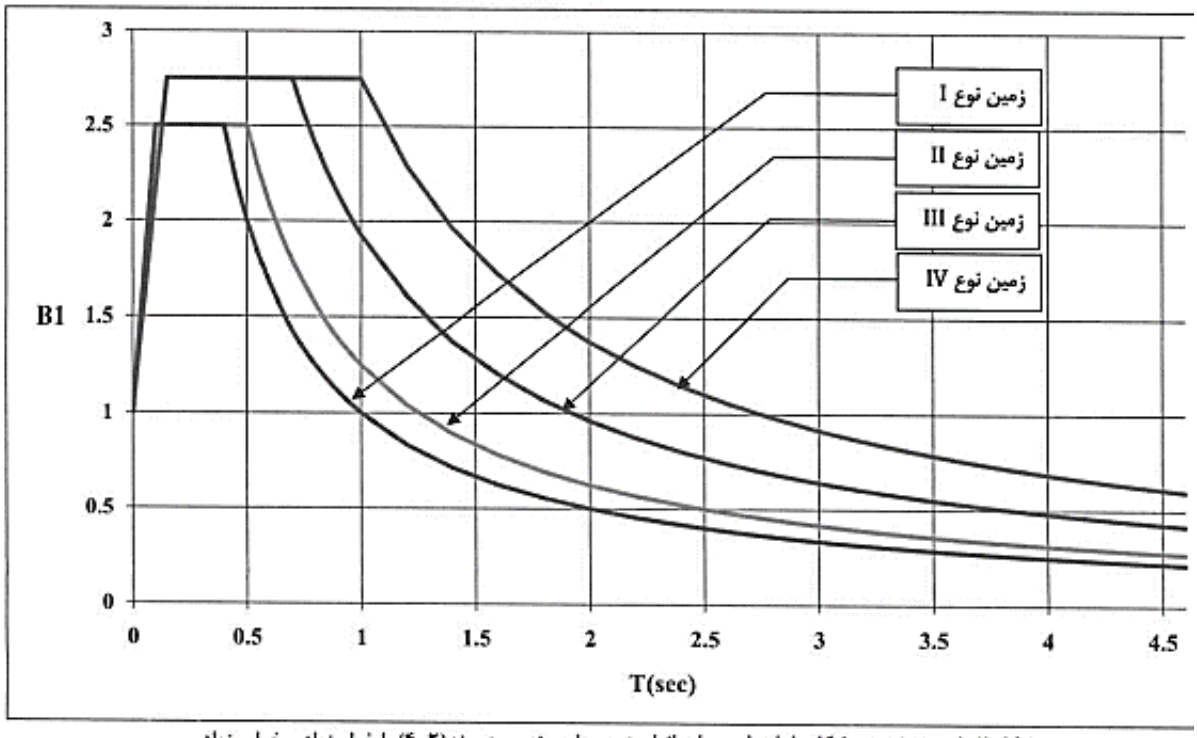
منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

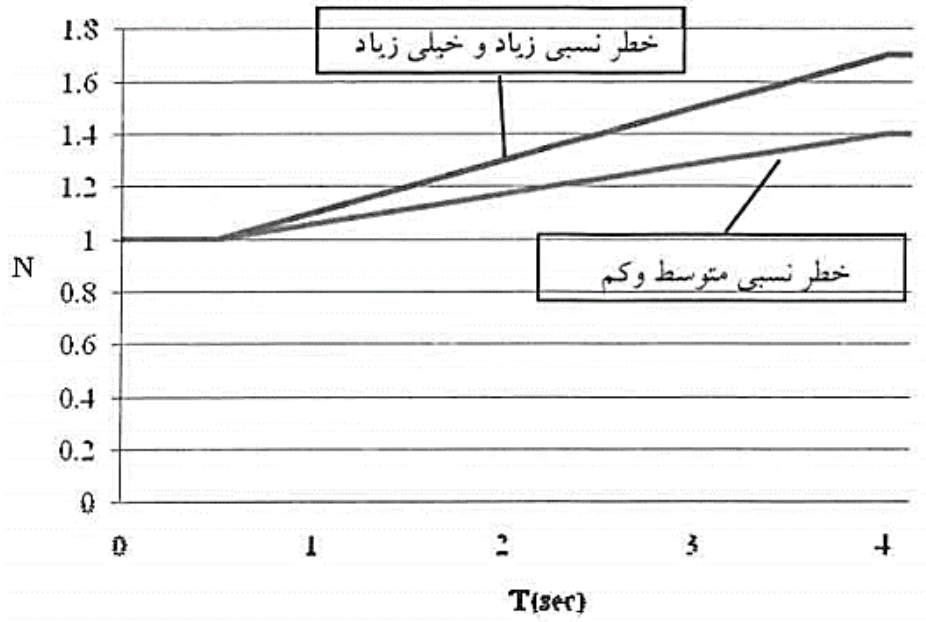
ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه بـه نـوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1N \qquad (۱-۲)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.



شکل ۲-۱- ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد



شکل ۲-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، خاک نوع II

ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

۳-۱ ملاحظات کلی

۳-۱-۲ محاسبه ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود و در هر عضو سازه اثر هر یک که بیشتر باشد، ملاک عمل قرار می‌گیرد. ولی رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله، مطابق نیاز سیستم سازه در کلیه اعضاء الزامی است.

۳-۱-۷ نیروی جانبی زلزله، که با استفاده از روش‌های مختلف محاسبه می‌گردد، در شرایط خاصی از سازه‌ها باید افزایش داده شود. در این ار تباط باید به موارد زیر توجه شود:

الف- ضریب نامعینی سازه، ρ، موضوع بند (۳-۳-۲)

ب- ضریب اضافه مقاومت، Ω_0، موضوع بند (۳-۳-۱۰)

C: ضریب زلزله که از رابطه (۳-۲) به‌دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۳-۲)$$

در این رابطه:

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

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۲-۳)

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

R_u: ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۳-۳-۵)

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بارجانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با ۱/۲ افزایش داده شود.

۳-۳-۲-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابربا ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متراز تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر $P - \Delta$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله تشدیدیافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی[۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

$$T_X = 0.08 \times \left(\frac{11+9}{2}\right)^{0.75} = 0.45\ sec$$

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 (۳-۵)، به‌غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \qquad (۳-۵)$$

$$T_Y = 0.05 \times \left(\frac{11+9}{2}\right)^{0.75} \approx 0.28\ sec$$

۳-۳-۳-۲ ساختمان‌های غیرمتعارف

ساختمان‌های غیرمتعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شوند که مشمول تعریف بند (۳-۳-۳-۱) نمی‌گردند، مانند ساختمان مساجد، آمفی‌تئاترها، سالن‌های ورزشی، گنبدها و... . در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان باید با استفاده از تحلیل دینامیکی ساختمان و با منظور داشتن ضوابط زیر تعیین گردد:

الف- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور شده باشند:

$$T = T_D$$

ب- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور نشده باشند:

$$T = 0.8T_D$$

در این روابط T_D زمان تناوب اصلی انتقالی در تحلیل دینامیکی است.

[c]There shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

جدول ٦-١-٢ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطر پذیری	ضریب اهمیت بار لرزه ای	ضریب اهمیت بار باد	ضریب اهمیت بار یخ	ضریب اهمیت بار برف
مطابق جدول ٦-١-١	I_e	I_w	I_i	I_s
١	١/٤	١/٢٥	١/٢٥	١/٢
٢	١/٢	١/١٥	١/٢٥	١/١
٣	١	١	١	١
٤	٠/٨	٠/٨	٠/٨	٠/٨

در نهایت برای زلزله راستای X خواهیم داشت ؛

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{5} = 0.165$$

در نهایت برای زلزله راستای Y خواهیم داشت ؛

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{3.5} = 0.235$$

کنترل دریفت سازه در راستای X در تراز فوقانی ستونها

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی طبقه در اثر زلزله، تغییر مکانی است که در اثر اعمال بار جانبی به دست می آید. در تحلیل های خطی تغییر مکان جانبی طبقه با فرض رفتار خطی سازه محاسبه می شود. در زلزله طرح برای به دست آوردن تغییر مکان جانبی غیر خطی طرح که در صورت منظور داشتن رفتار غیر خطی سازه بدست می آید، تغییر مکان جـانبی خطـی باید در ضریب بزرگنمایی تغییر مکان، Cd ، ضرب شود.

۳-۵-۲ تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه، اختلاف تغییر مکان های جانبی مراکز جرم کف های بالا و پایین طبقه می باشد. در زلزله طرح، تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار غیر خطی سازه، بدست می آید. در مواردی که تحلیل سازه با استفاده از روش های خطی انجام می شود، این تغییر مکان را می توان از رابطه زیر بدست آورد.

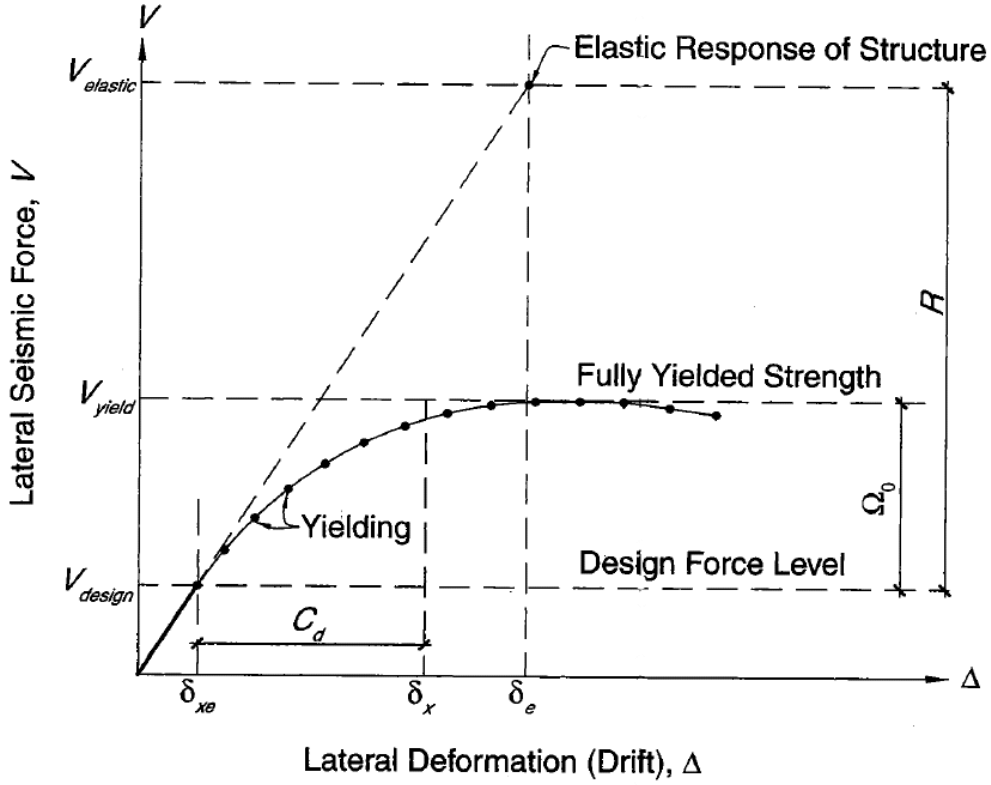
$$\Delta_M = C_d \times \Delta_e$$

که در این رابطه :

Δ_M : تغییر مکان نسبی غیر خطی طرح در طبقه

Δ_e : تغییر مکان جانبی نسبی طبقه، حاصل از تحلیل خطی در زلزله طرح

C_d : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان



منحنی برش-تغییر مکان جانبی

۳-۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح با در نظر گرفتن اثرات پی دلتا، در هر طبقه نباید از مقادیر مجاز بیشتر شود.

برای ساختمانهای تا ۵ طبقه

$$\Delta_M \leq 0.025\, H$$

برای سایر ساختمان ها

$$\Delta_M \leq 0.02\ H$$

در روابط فوق H ارتفاع طبقه می باشد.

۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V، که طبق بند ۳-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_i = \frac{W_i h_i^{\,k}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^{\,k}} V$$

در این رابطه:

F_i: نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i: وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۲) و نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز i، ارتفاع سقف طبقه i، از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k: برابر ۰/۵T +۰/۷۵، این عدد برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۵ ثانیه برابر ۱ و برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۲/۵ ثانیه برابر ۲ انتخاب می‌شود. T در این رابطه همان زمان تناوب اصلی سازه است که بر طبق بند ۳-۳-۳ محاسبه شده و در تعیین ضریب B مورد استفاده قرار گرفته است.

تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، خرپشته به عنوان یک طبقه مستقل محسوب می‌شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

۳-۳-۷-۳ برون‌مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون‌مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

در این رابطه:

Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض A_j = ۱/۰ محاسبه شده است.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2$$

$$۱ \leq A_j \leq ۳$$

۳-۳-۷-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون‌مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به درنظر گرفتن برون‌مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی[۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-

بنابراین حد مجاز دریفت بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برابر خواهد شد با ؛

$$DRIFT\ LIMIT \rightarrow 0.025$$

همچنین با توجه به خروجی نرم افزار بیشترین دریفت واقعی طبقات برابر خواهد شد با ؛

در راستای X

$$\frac{1.79}{950} \times C_d = 0.002 \times 5 \approx 0.01$$

در راستای Y

$$\frac{2.13}{950} \times C_d = 0.0022 \times 3.5 \approx 0.008$$

بنابراین دریفت در محدوده مجاز قرار دارد.

طراحی برای پایداری

مبحث دهم ویرایش ۹۲ ، سه روش جهت تعیین ظرفیت محوری و خمشی مورد نیاز اعضاء پیشنهاد داده است.

روش تحلیل مستقیم

روش تحلیل مستقیم یک روش تحلیل مرتبه دوم است که در آن اثر $P-\delta, P-\Delta$ در نظر گرفته می شود. در روش تحلیل مستقیم هر دو روش عمومی پی دلتا و ضرایب تشدید تحلیل مرتبه اول قابل استفاده است. در این روش سختی اعضاء به کمک ضرایبی کاهش داده می شود. در این روش هم در تحلیل و هم در تعیین ظرفیت اعضاء ضریب طول موثر برابر با یک در نظر گرفته می شود.

روش ضریب طول موثر

در این روش نیز بایستی اثرات تحلیل مرتبه دوم به نحوه مناسبی لحاظ شود. این اثر می تواند به روش عمومی یا با استفاده از ضرایب تشدید مرتبه اول در نظر گرفته شود. همانطور که از اسم این روش مشخص است، نیاز به محاسبه ضریب طول موثر اعضاء خواهیم داشت. در این روش سختی اعضاء کاهش نخواهد یافت.

روش تحلیل مرتبه اول

روش تحلیل مرتبه اول در واقع نسخه ساده شده ای از روش تحلیل مستقیم می باشد. در این روش سختی اعضاء کاهش نمی یابد. همچنین ضریب طول موثر اعضاء در این روش برابر با یک می باشد. این روش دارای محدودیت های زیادی بوده عملاً با وجود نرم افزارهای کارآمدی چون *SAP2000* کاربردی نخواهد داشت.

۱۰-۴-۶-۷ ناشاقولی ستون‌ها

ب) حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها، تا طبقهٔ بیستم به‌ازای هر طبقه مساوی $\frac{۱}{۵۰۰}$ ارتفاع

همه ما با اثرات ناشاقولی و خروج از محوریت اولیه آشنا هستیم. این اثر به کمک تعریف حالت بار خیالی صورت می گیرد. طبق آنچه خواهیم گفت به طور کامل از اثر این پدیده در تحلیل قابهای پرتال صرف نظر خواهیم کرد. این اثر می بایست در ترکیبات بار ثقلی لحاظ شده و در صورتی که شرط زیر برقرار باشد در ترکیبات بار شامل بارهای جانبی نیز لحاظ شود.

$$B_2 = \frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.7$$

با توجه به اینکه در عمل نسبت فوق به مراتب کمتر از ۱/۷ است می توان این اثر را در ترکیبات شامل بارهای جانبی نادیده گرفت. از طرفی در صورتی که قصد نداشته باشیم سازه را برای ترکیبات بار ثقلی طراحی کنیم، به طور کامل از این اثر صرف نظر می کنیم.

تحلیل مرتبه دوم مورد بحث در واقع اشاره به رفتارِ خطیِ هندسی داشته و نبایستی با رفتار غیرِ خطیِ مصالح اشتباه گرفته شود.

کنترل تغییر مکان

جهت کنترل تغییر مکان دستورالعمل های متفاوتی ارائه شده که در نهایت اختلاف چندانی با هم ندارند.

Deflection check (lateral deflection limits)

Type of Building	Limits
INDUSTRIAL BUILDINGS (a) Steel sheeted walls, no ceilings, no internal partitions against external walls or columns, no gantry cranes	$h/150$
(c) As in 1(a) but with external masonry walls supported by steelwork	$h/250$

جهت کنترل تغییر مکان ها به جای استفاده از بار باد با دوره بازگشت ۵۰ سال، می توان از بار باد با دورهٔ بازگشت ۱۰ سال استفاده نمود. با توجه به اینکه بخش باد مبحث ششم ویرایش سال ۹۲ بر گرفته از آیین نامه کانادا هست، جدول زیر از همین آیین نامه پیوست گردیده است.

Table 4.1.7.1.
Importance Factor for Wind Load, I_W
Forming Part of Sentences 4.1.7.1.(1) and (3)

Importance Category	Importance Factor, I_W	
	ULS	SLS
Low	0.8	0.75
Normal	1	0.75
High	1.15	0.75
Post-disaster	1.25	0.75

به جهت لحاظ ضریب اهمیت در سطح بهره برداری کافی است، تغییر مکانهای به دست آمده از نرم افزار در عدد ۰,۷۵ ضرب گردد.

البته توجه داشته باشید، مبنای طراحی سازه همان سرعت باد ۵۰ ساله می باشد.

To convert 50 year service wind force to 10 year service wind force it is multiplied by 0.7, as the equation says, and other gravity loads; D and 0.5L are also added.
So in a nutshell we create following load combinations in ETABS to check our drift:-

$$DRIFTWx1 = D+0.5L+0.7Wx$$
$$DRIFTWx2 = D+0.5L-0.7Wx$$
$$DRIFTWy1 = D+0.5L+0.7Wy$$
$$DRIFTWy2 = D+0.5L-0.7Wy$$

For seismic drift, as discussed earlier, we do not need any combination, drift will be checked just on EQx and EQy load cases only.

برای در نظر گرفتن اثر پی-دلتا در کنترل جابجایی می بایست از یک از تحلیل غیر خطی استفاده شود.

Deflection check (Rafter deflection limits)

Type of Building and Load	Deflection Limit	Comments
INDUSTRIAL BUILDINGS		
(a) Dead Load	*L*/360	For roof pitches > 3°
(b) Live Load	*L*/240	
(c) Wind Load	*L*/150	

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm
261	WX CASE 1	LinStatic	3.864956	-0.005788	0.007918
261	WX CASE 2	LinStatic	2.554177	0.016109	0.028369

$$\{Defelection_{wind} = 0.028 \times 150 = 4.2\} < (L = 2000\ )OK$$

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm
273	DEAD	LinStatic	0.000134	0.037551	-4.335179

$$\{Defelection_{DEAD} = 4.33 \times 360 \approx 1559\} < (L = 2000\ )OK$$

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm
273	Lr	LinStatic	0.000079	0.026041	-2.373201

$$\{Defelection_{LIVE\ ROOF} = 2.37 \times 240 \approx 569\} < (L = 2000\ )OK$$

کنترل حداکثر طول سازه برای درز انبساط

$$L_{max} = L_{allow} + (R_1 - R_2 - R_3 - R_4)L_{allow}$$

where:

L_{max} = maximum length of a building with no expansion joints or between expansion joints

R_1 = 0.15, if the building is heated and air-conditioned

R_2 = 0.33, if the building is unheated

R_3 = 0.25, if columns are fixed base

R_4 = 0.25, if the building has substantially greater stiffness at one end

L_{allow} = allowable length from Fig. 1

As a general rule, expansion joints

The report also includes temperature data for numerous cities. (This data is reprinted in Appendix B of the complete paper. For the complete paper, please see www.modernsteel.com or the 2005 NASCC Proceedings at www.aisc.org.) T_w is the temperature exceeded only 1% of the time during summer months; T_m, the mean temperature during the normal construction season; and T_c, the temperature exceeded 99% of the time during winter months. The design temperature change is the larger of the two temperatures differences either (T_w-T_m) or (T_m-T_c).

Rather than consulting the above values, many engineers use a temperature change of 50 °F to 70 °F for enclosed heated/air-conditioned buildings.

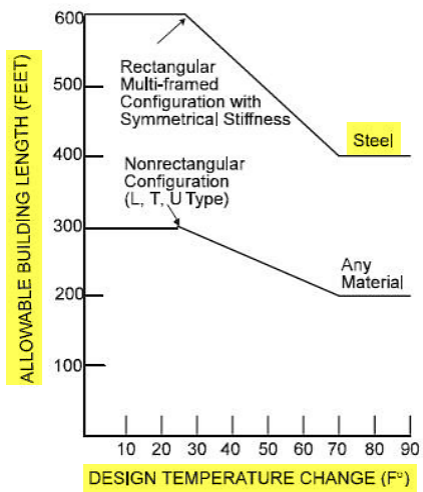


Fig. 1: Maximum allowable building length without expansion joints for various design temperature changes.

برای محاسبهٔ پارامتر $L_{allowable}$ بایستی مطالعات دقیق در ارتباط با تغییرات دمای ساختگاه در دست باشد. به هر ترتیب در صورت عدم وجود اطلاعات کافی در این زمینه، توصیه شده میزان تغییرات درجه حرارت عددی بین ۵۰ تا ۷۰ درجهٔ فارنهایت در نظر گرفته شود.

همچنین در ارتباط با ضرایب R_1 الی R_4 در صورتی که شرایط متناظر با هر کدام برآورده نشود، آن ضریب برابر با صفر در نظر گرفته می شود.

با توجه به اینکه طول کلی سازه ۷۸ متر می باشد خواهیم داشت ؛

- ✓ اطلاعات کافی در زمینهٔ تغییرات درجه حرارت موجود نمی باشد.

به این ترتیب جهت محاسبهٔ $L_{allowable}$ ، تغییرات درجه حررات محیط را برابر با ۷۰ درجه فارنهایت(معادل ۲۰ درجه سانتیگراد) در نظر می گیریم. با مراجعه به نمودار شکل ۱ این طول برابر با ۵۰۰ فوت، معادل ۱۵۰ متر خواهد بود.

- ✓ اتصال پای ستونها مفصلی می باشد.

$$R_3 = 0$$

- ✓ سازه دارای سیستم گرمایشی نمی باشد.

$$R_1 = 0\,, R_2 = 0.33$$

- ✓ توزیع سختی در امتداد طولی تقریباً دارای تقارن می باشد.

$$R_4 = 0.25$$

در نهایت برای این سازه، حداکثر طول بدون نیاز به تعبیهٔ درز انبساط برابر خواهد شد با ؛

$$L_{max} = 150 + \{(0 - 0.33 - 0 - 0) \times 150\} \approx 112.5\,m$$

همانطور که ملاحظه می کنید با این شرایط سازهٔ مورد نظر نیازی به درز انبساط نخواهد داشت.

بیس پلیت

در صورتی که جهت بیس پلیت از ورقی به ابعاد $40 \times 60\ cm$ 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 ۰/۶۵ 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:

$$P_p = ۰/۸۵ f_c A_۱ \sqrt{\frac{A_۲}{A_۱}} \leq ۱/۷\ f_c A_۱ \qquad (۱۰-۲-۹-۲۲)$$

که در آن:

f_c= مقاومت مشخصهٔ فشاری بتن بر روی نمونهٔ استوانه‌ای استاندارد.

$A_۱$= سطح ورق کف‌ستون در تماس با شالوده

$A_۲$= 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 کلیهٔ ستون‌های باربر و غیرباربر جانبی و اتصالات آنها به ستون و شالوده علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ این مبحث باید به طورمجزا 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 زلزلهٔ تشدیدیافته و با در نظرگرفتن 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 :

جدول ۱۰-۳-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم های باربر جانبی لرزه ای

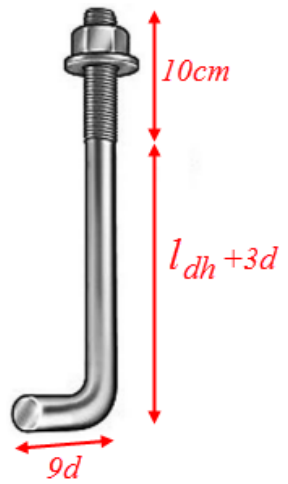
نوع سیستم باربر جانبی لرزه ای	Ω_0
کلیهٔ قاب های خمشی فولادی	۳
کلیهٔ قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم محور و برون محور فولادی	۲
کلیهٔ سیستم های دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

طول مهاری آنکر بولت

طول مهاری بولتهای قُلاب دار بر اساس ACI برابر خواهد بود با :

$$l_{dh} = \frac{F_y}{12\sqrt{f_C}} \times d_b$$

$$l_{dh} = \frac{4000}{12 \times \sqrt{210}} \times 20 \approx 46\ cm$$

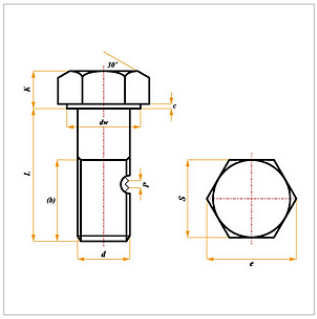


$$9d_b = 9 \times 2 \approx 18\ cm$$

$$l_{dh} + 3d_b = 46 + (3 \times 2) \approx 52\ cm$$

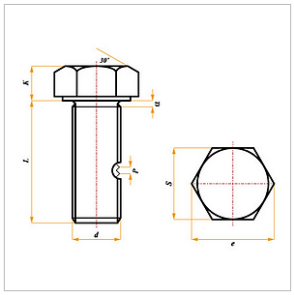
پیچ و مهره و واشر مورد تأیید در اتصالات اصطکاکی

پیچ های سرشش گوش فولادی نیم رزوه دررده 8.8 و 10.9 DIN-931



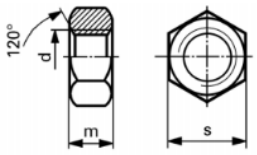
d	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
p	1.25	1.5	1.75	2	2	2.5	2.5	2.5	3	3	3.5
b(1)	22	26	30	34	38	42	46	50	54	60	66
b(2)	28	32	36	40	44	48	52	56	60	66	72
dw min	11.6	15.6	17.4	20.5	22.5	25.3	28.2	31.7	33.6	38	42.7
c min	0.15	0.15	0.15	0.15	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
k	5.3	6.4	7.5	8.8	10	11.5	12.5	14	15	17	18.7
s	13	17	19	22	24	27	30	34	36	41	46
L	35-120	40-120	45-120	50-120	50-120	60-180	60-180	60-180	70-180	90-180	90-180

پیچ های فولادی تمام رزوه دررده 8.8 و 10.9 DIN-933



d	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
p	1.25	1.5	1.75	2	2	2.5	2.5	2.5	3	3	3.5
k	5.3	6.4	7.5	8.8	10	11.5	12.5	14	15	17	18.7
s	13	17	19	22	24	27	30	34	36	41	46
a max	3.75	4.5	5.25	6	6	7.5	7.5	7.5	9	9	10.5
L	30-60	30-60	30-60	30-80	30-100	50-100	50-100	50-100	50-100	50-100	50-100

8

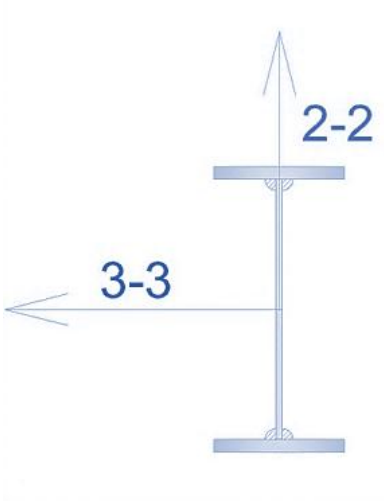


DIN 934

طراح :

طراحی اتصال صلب شانه سوله

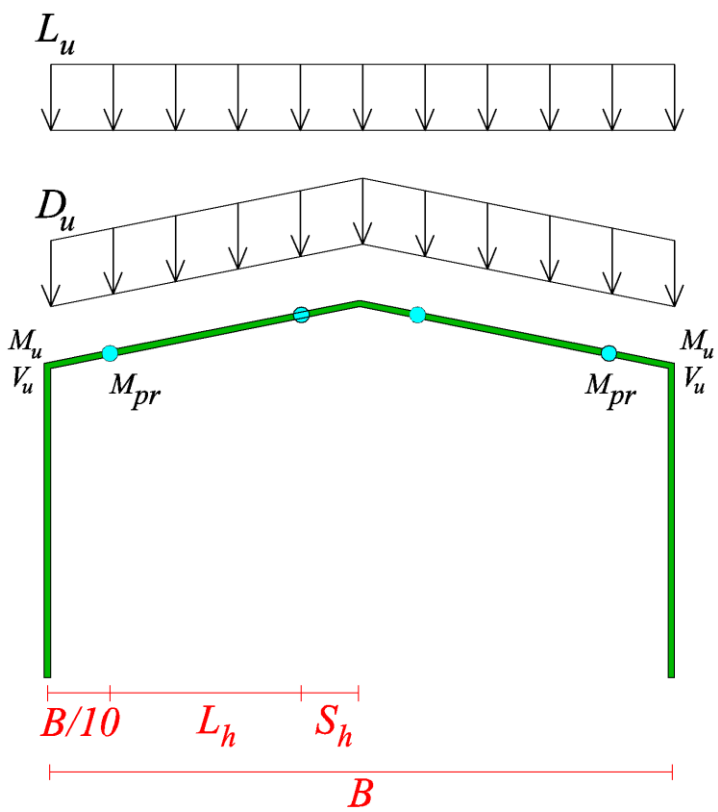
۱۰-۳-۱۳-۳ اتصال گیردار فلنجی



مقطع رفتر در محل شانه

ارتفاع کلی مقطع	$d = 82.4cm$
عرض بال	$b_f = 20\ cm$
ضخامت بال	$t_f = 1.2\ cm$
ضخامت جان	$t_w = 0.8\ cm$
اساس مقطع حول محور قوی	$Z_X =$

طراح :



جدول ۱۰-۳-۱۳-۲ محدودیت های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی (اتصال هشت پیچ)			
پارامتر	حداقل (میلیمتر)	حداکثر (میلیمتر)	وضعیت موجود
t_{bf}	۱۵	۳۰	۱۲
b_{bf}	۲۰۰	۳۵۰	۲۰۰
d	٤٤۰	۱۰۰۰	۸۲٤
t_p	۲۰	۷۰	۲۵
b_p	۲٤۰	٤۰۰	۲۰۰
g	۱۵۰	۲۰۰	۱۰۰
p_{fi}, p_{fo}	٤۰	۵۰	٦۰
p_b	۹۰	۱۰۰	۱۰۰

b_{bf} = پهنای بال تیر

b_p = پهنای ورق انتهایی

d = عمق تیر متصل‌شونده به ورق انتهایی

g = فاصلهٔ افقی بین دو ردیف قائم پیچ

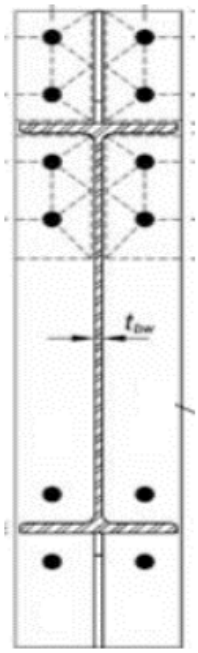
p_b = فاصلهٔ قائم بین دو ردیف پیچ در هر دو طرف بال تیر در اتصال فلنجی هشت پیچی

p_{fi} = فاصلهٔ قائم بین نزدیکترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر

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

t_{bf} = ضخامت بال مقطع تیر

t_p = ضخامت ورق انتهایی



ورودی

پهنای بال	200	mm		
ضخامت بال	12	mm		
ارتفاع جان	800	mm		
ضخامت جان	8	mm		D/C Ratio
قطر اسمی پیچ	M20	2	مناسب	0.99
ردهٔ مقاومتی پیچ ها	8.8	8000		
ضخامت ورق انتهایی	20	mm	مناسب	0.96
ضخامت ورق های پیوستگی	20	mm	نامناسب	1.00
ضخامت سخت کننده قطری	15	mm	مناسب	نیاز به این سخت کننده دارد
پهنای ورق انتهایی	200	mm		
ارتفاع ورق انتهای	1104	mm		
طول پیچ	90	mm		

tp	19.21	mm
db	1.97	cm
T	317925	

تهیه کننده : سیدصادق علوی

ویرایش اول(جدید)

۹۵.۳.۲۳

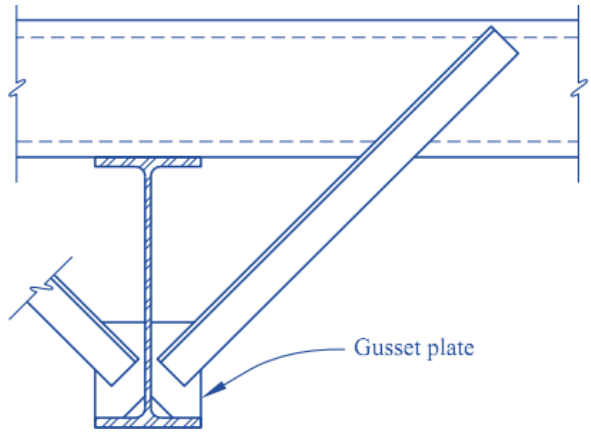
sadeghalavi@yahoo.com

عضو نظام مهندسی ساختمان استان بوشهر

طراحی اتصال فلنجی ۱۲ پیچ

طراحی سینه بند

ابتدا فاصله مهار جانبی بال تحتانی تیر قاب اصلی را محاسبه می کنیم. در واقع این فاصلهٔ مهارهای جانبی پیچشی لازم جهت رسیدن مقطع به ظرفیت پلاستیک خود از یک سو و تأمین سطح شکل پذیری مورد نیاز از سوی دیگر می باشد.



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

در رابطهٔ فوق r_y حداقل شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محول ضعیف می باشد. البته این پارامتر با توجه به ثابت بودن ابعاد بال تیر تغییرات چندانی در طول تیر نخواهد داشت.

$$r_y = 3.77\ cm$$

$$\rightarrow l_b \leq 1.76 \times 3.77 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} \approx 191\ cm$$

همانطور که گفته شد برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی 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 لاپه ها در دو سمت قاب مهار می کنند. مقاومت فشاری مورد نیاز جهت طراحی سینه بند برابر است با :

مقاومت مورد نیاز جهت مهار جانبی برابر است با ؛

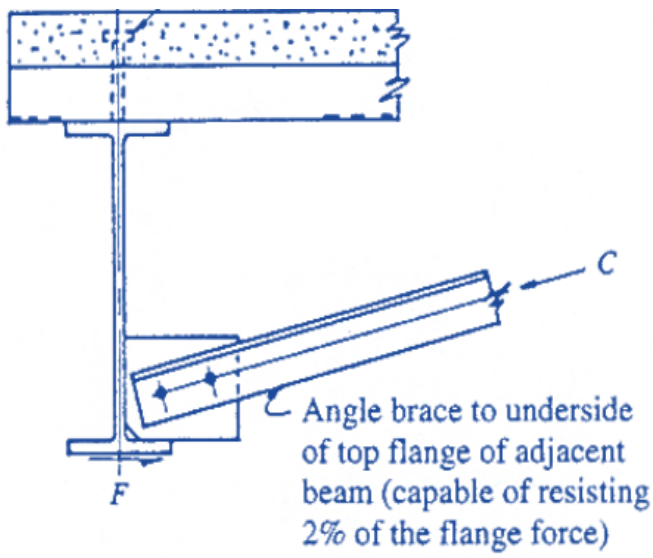
$$P_{br} = \frac{0.02 M_r C_d}{h_o}$$

where:

$$M_r = R_y Z F_y$$

$$C_d = 1.0$$

h_o = distance between flange centroids



Lateral support for the beam

$$P_{br} = \frac{0.02\ M_r \times C_d}{h_0} = \frac{0.02 \times (1.1 \times 3262 \times 2400)}{83} \approx 2075\ Kg$$

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

$$\lambda_{max} = \frac{Kl}{r_{min}} \quad that \quad r_{min}^{L50} = 1.85\ cm$$

$$\rightarrow \lambda_{max} = \frac{1 \times 80}{1.54} \approx 52$$

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

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.05 \times 10^6}{(52)^2} = 7482\ Kg/cm^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{2400}{7482}}\right] \times 2400 = 2098\ Kg/cm^2$$

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

$$\varphi \times P_n = \varphi \times F_{cr}.A_g = 0.9 \times 2098 \times 4.75 = 8970\ Kg \ \rightarrow (8970\ Kg) > 2075\ OK$$

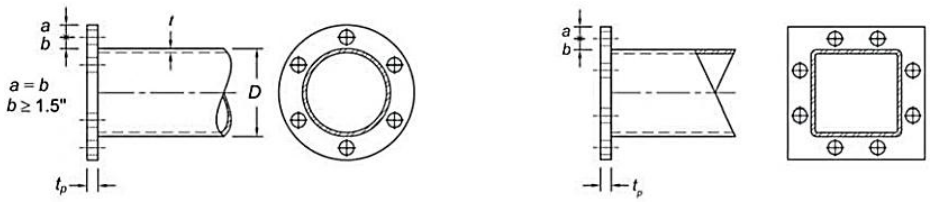
تعیین قطر پیچهای اتصال سینه بندها

$$P_u \leq \varphi \times F_{nv} \times A_b$$

$$\rightarrow A_b = \frac{2075}{0.75 \times 0.45 \times 6000} \approx 1\ cm^2$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} \rightarrow use\ \ M_{16}$$

طراحی اتصال انتهای استرات ها



(a) Round HSS. *(b) Rectangular HSS.*

Fig. 5-4. End-plate connections.

$$t_p \geq 0.8 \times \sqrt{\frac{\varphi \times P_{nc}}{\pi \times F_{yp}}}$$

در صورت استفاده از ٤ پیچ از ردهٔ *8.8*، قطر پیچها برابر خواهد شد با ؛

$$d_{bolt} = \sqrt{\frac{\varphi \times P_{nc}}{\pi(0.55 \times F_{ub})}} = \sqrt{\frac{9593}{\pi(0.55 \times 8000)}} = 0.83\ cm$$

بنابراین از ٤ پیچ *M16* استفاده می کنیم.

همچنین ضخامت مورد نیاز ورق انتهایی برابر خواهد شد با ؛

$$t_p = 0.8 \times \sqrt{\frac{\varphi \times P_{nc}}{\pi \times F_{yp}}} = 0.8 \times \sqrt{\frac{9593}{\pi \times 2400}} \approx 0.9\ cm$$

بنابراین از ورقی به ضخامت ۱۰ میلیمتر و طول و عرض ۲۰ سانتیمتر استفاده می کنیم.

حداقل ساق جوش گوشه اتصال استرات به ورق انتهایی

$$D_{min} \approx 1.8 \times \left\{\frac{F_y}{F_{ue}}\right\} \times t$$

برای فولاد *st-37* و الکترود *E60* خواهیم داشت ؛

$$D_{min} \approx 2 \times \left\{\frac{2400}{4200}\right\} \times t \approx 1.2 \times t = 1.2 \times 4 = 4.8\ mm$$

بنابراین از یک جوش دور تا دور به ساق جوش ۵ میلیمتر استفاده می کنیم.

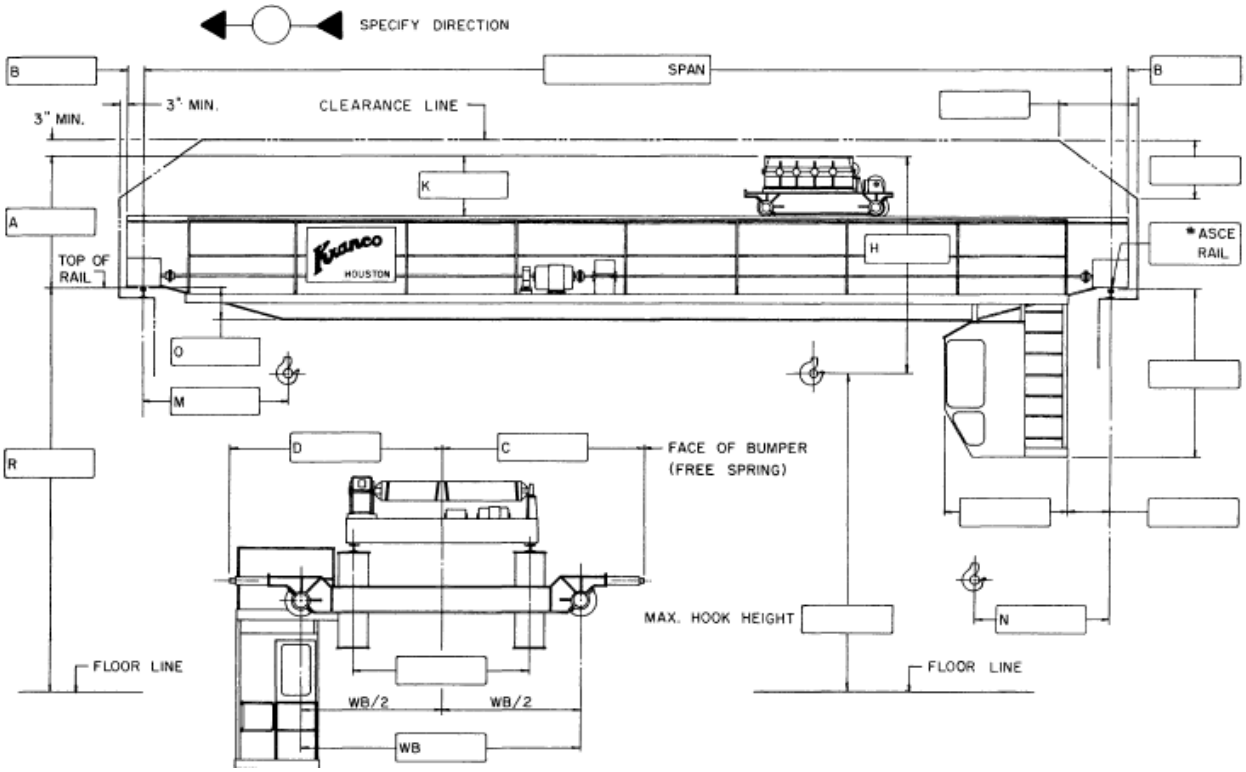
طراحی تیر حمال جرثقیل

یک جرثقیل سقفی ۲۵ تنی در حد فاصل ۵ قاب شمالی سوله سرویس می دهد. با توجه به دهانه سوله ظرفیت جرثقیل بارهای وارد بر قاب اصلی و تیر حمال را محاسبه نموده، در انتها مقطع لازم جهت تیر حمال را نیز تعیین می کنیم. برآورد نیروها را بر اساس جدول پیوست شده از کاتالوگ جرثقیل *Kranco* برای دهانه ۲۱ متر و ظرفیت ۲۵ انجام می دهیم.

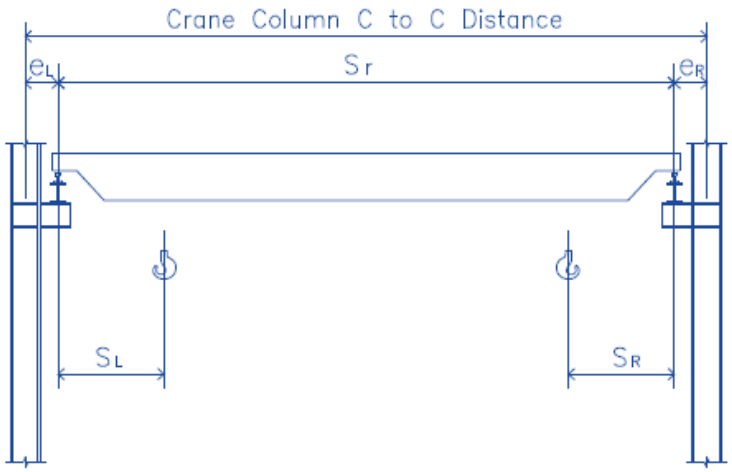
25 TON CAPACITY **50,000 LBS.**

H=7'-0 K=3'-9 M=3'-3 N=3'-6 TROLLEY WT. = 12,500 LBS.

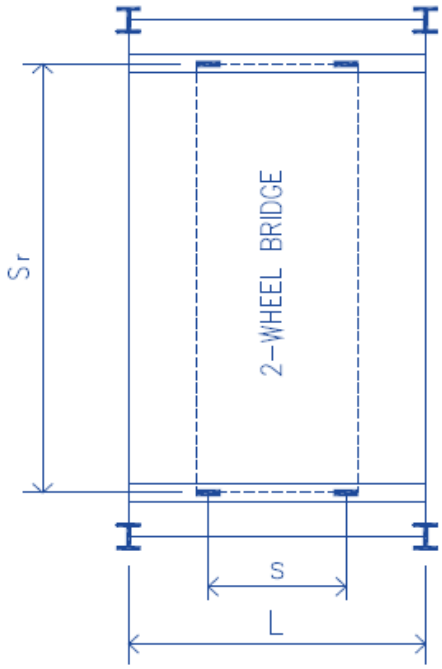
SPAN (Ft.)	WHEEL BASE	A	B	C	D	O	RECOM. RAIL	NET WT. (Lbs.)	WHEEL LOAD (Lbs.)
50	13'-0	6'-9	11	8'-3	8'-10	1'-3	60#	48,100	42,100
60	13'-0	6'-9	11	8'-3	8'-10	1'-3	60#	55,100	44,200
70	13'-0	6'-9	11	8'-3	8'-10	1'-9	80#	63,800	46,500
80	13'-0	7'-0	11	8'-3	8'-10	2'-0	80#	72,200	48,900
90	13'-0	7'-3	11	8'-3	8'-10	2'-3	100#	85,300	52,400
100	14'-6	7'-6	1'-0	9'-0	9'-7	2'-6	100#	95,500	55,200



طراح :

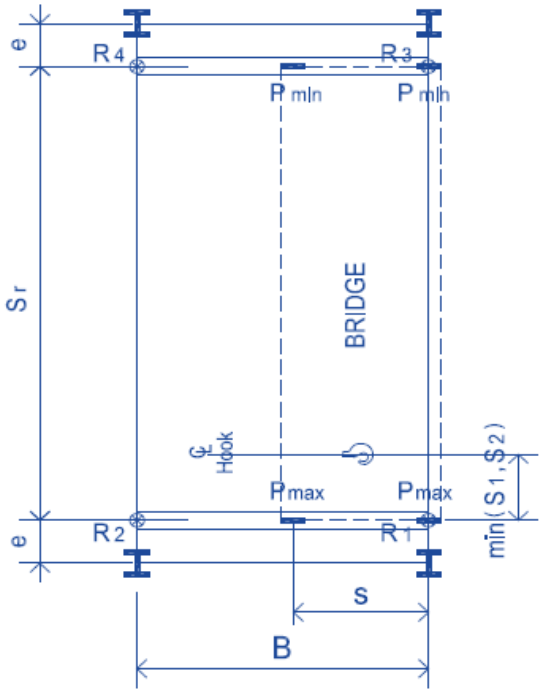


SECTION



PLAN – 2 WHEEL

Crane rated capacity	W_{rc}
Bridge weight	W_{br}
Trolley + hoist weight	W_{th}
Bridge wheel spacing	s
Max. static wheel load by vendor	$P_{max\text{-}v}$
Crane bridge span	S_r
Min. hook approach-left	S_L
Min. hook approach-right	S_R
Crane runway beam span	L
Runway CL to col CL dist-left	e_L
Runway CL to col CL dist-right	e_R
Crane column C to C distance	$S_r + 2e$



CASE 1 HOOK AT ONE SIDE

Crane Load Calculation

Crane runway + rail selfweight $R_{sw} = (U_{rb} + U_{cr}) \times B$

Wheel load by bridge selfwei $P_{br} = W_{br} / 4$ wheel

$$R_{sw} \approx 1500\ Kg$$

$$P_{br} = \frac{12500 \times 0.455}{4} \approx 1420\ Kg$$

Vertical Load

Case 1 Hook at One Side

Min. hook aproach $S_{min} = \min(S_1, S_2)$

Max wheel load by calc $P_{max\text{-}c} = [(W_{rc}+W_{th})x(S_r-S_{min})/ S_r]/2$ wheel$+P_{br}$

Max. wheel load by vendor $P_{max\text{-}v} =$

Max static wheel load $P_{max} = \max(P_{max\text{-}v}, P_{max\text{-}c})$

Min wheel load $P_{min} = [(W_{rc}+W_{th})xS_{min}/S_r]/2$ wheel$+P_{br}$

$$S_{min} = min\begin{cases} 3' - 3" \\ 3' - 6" \end{cases} \rightarrow S_{min} = 3 \times 30 + 3 \times 2.5 = 97.5\ cm$$

$$P_{max} = 46500 \times 0.455 = 21157\ Kg$$

$$P_{min} = \frac{(25000 + 5687) \times \frac{97.5}{2000 - 0.5 \times (80 + 50)}}{2} + \frac{29400}{4} = 8123\ Kg$$

Reaction on runway support

$R_1 = P_{max} (1 + (B-s) / B) + R_{sw}$

$R_2 = P_{max}\, s / B + R_{sw}$

$R_3 = P_{min} (1 + (B-s) / B) + R_{sw}$

$R_4 = P_{min}\, s / B + R_{sw}$

Point moment to column center

$M_1 = R_1 \times e_R$

$M_2 = R_2 \times e_R$

$M_3 = R_3 \times e_L$

$M_4 = R_4 \times e_L$

$$R_1 = 21157 \times \left(1 + \frac{(6-3.9)}{6}\right) + 1500 \approx 30000\ Kg$$

$$R_2 = 21157 \times \frac{3.9}{6} + 1500 \approx 15000\ Kg$$

$$R_3 = 8123 \times \left(1 + \frac{(6-3.9)}{6}\right) + 1500 \approx 12500\ Kg$$

$$R_4 = 8123 \times \frac{3.9}{6} + 1500 \approx 6800\ Kg$$

Tractive Load

$H_{tr} = 0.2$ Max wheel load

$H_{tr1}=H_{tr3} = H_{tr} (1 + (B-s) / B)$

$H_{tr2}=H_{tr4} = H_{tr}\, s / B$

$$H_{tr} = 0.2 \times 46500 \times 0.455 \approx 4230\ Kg$$

$$H_{tr1} = H_{tr3} = 4230 \times \left(1 + \frac{(6-3.9)}{6}\right) \approx 5700\ Kg$$

$$H_{tr2} = H_{tr4} = 4230 \times \frac{3.9}{6} \approx 2750\ Kg$$

Side Thrust Load

Crane side thrust load calculated by = Option 1

H_s = 0.2 (Lifted Load+ Trolley/Hoist Wt)

$H_{st1}=H_{st3}$ = H_{st} (1 + (B-s) / B)

$H_{st2}=H_{st4}$ = H_{st} s / B

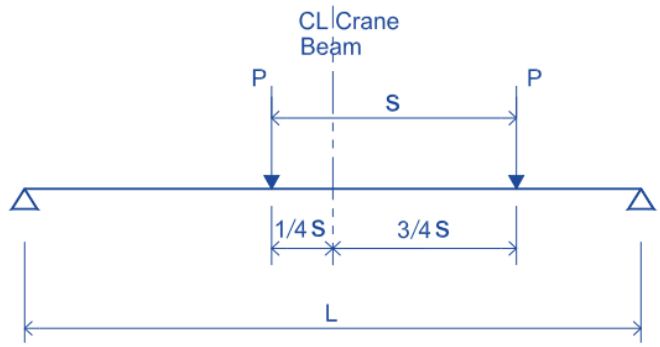
$$H_s = 0.2 \times (25000 + \{12500 \times 0.455\}) \approx 6140\ Kg$$

$$H_{st1} = H_{st3} = 6140 \times \left(1 + \frac{(6-3.9)}{6}\right) \approx 8280\ Kg$$

$$H_{st2} = H_{st4} = 6140 \times \frac{3.9}{6} \approx 4000\ Kg$$

عکس العملهای تکیه گاهی محاسبه شده را بر روی براکت ها مدل شده اعمال می کنیم. لنگرهای متناظر این نیروها به دلیل مدلسازی براکت ها توسط نرم افزار *SAP* محاسبه خواهد شد.

برآورد بارهای وارد بر تیر حمال جرثقیل



Max Bending Moment Case

$$M_{max} = \frac{P}{2\ L}\left(L - \frac{s}{2}\right)^2$$

$$(M_{max})_X = \frac{P}{2 \times 6} \times \left(6 - \frac{3.9}{2}\right)^2 \approx 1.37 \times P_V$$

$$(M_{max})_Y = \frac{P}{2 \times 6} \times \left(6 - \frac{3.9}{2}\right)^2 \approx 1.37 \times P_h$$

Crane Load for Design per AISC LRFD 13th Ed

Wheel load by bridge selfwei	$P_{br} = W_{br} / 4$	as dead load
Wheel load by lift load + trolley	$P_{lt} = P_{max} - P_{br}$	as live load
Max factored ver. load /wheel	$P_v = 1.2 \times P_{br} + 1.6 \times P_{lt}$	impact not included
Max factored hor. load /wheel	$P_h = H \times 1.6 / 4$	

Factor bending moment x-x axis	$M_x = (M_{max})_X \times \alpha(\text{impact}) + 1.2 \times U \times L^2 / 8$
Factor bending moment y-y axis	$M_y = (M_{max})_Y$
Factor shear along y-y axis	$V_x = P_v\,[1 + (L - s)/L] \times \alpha(\text{mpact}) + 1.2 \times U \times L/2$

load impact factor $\alpha = 1.25$

$$P_{br} = \frac{12500 \times 0.455}{4} \approx 1420\ Kg$$

$$P_{max} = 21157\ Kg$$

$$P_{lt} = P_{max} - P_{br} = 21157 - 1420 = 19737\ Kg$$

$$P_V = (1.2 \times 1420) + (1.6 \times 19737) \approx 33283\ Kg$$

$$H_s = 6140\ Kg$$

$$P_h = \frac{6140 \times 1.6}{4} = 2456\ Kg$$

Runway beam + rail selfwei $U = U_{rb} + U_{cr}$ Kg/m

$$U \approx 250\ Kg/m$$

$$M_x = (1.37 \times 33283 \times 1.25) + \left(\frac{1.2 \times 250 \times 6^2}{2}\right) = 62397\ Kg.m$$

$$M_y = 1.37 \times 2456 = 3365\ Kg.m$$

$$V_x = 33283 \times 1.25 \times \left\{1 + \frac{6 - 3.9}{6}\right\} + \frac{1.2 \times 250 \times 6}{2} \approx 57065\ Kg$$

$$\frac{M_x}{0.9 \times Z_x \times F_y} = \frac{62397 \times 10^2}{0.9 \times 5767 \times 2400} = 0.5$$

$$\frac{M_y}{0.9 \times Z_y \times F_y} = \frac{3365 \times 10^2}{0.9 \times 1146 \times 2400} \approx 0.14$$

$$0.5 + 0.14 < 1\ OK$$

Check Runway Beam Deflection **Code Reference**

Crane serviceability criteria based on

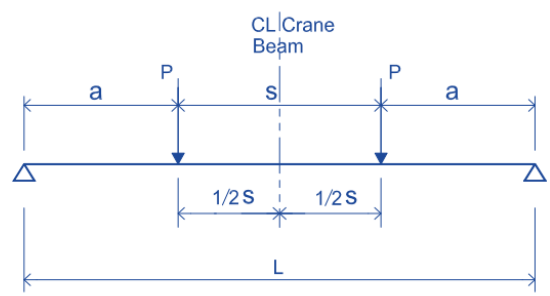
CISC Guide for the Design of Crane-Supporting Steel Structures 2nd Edition

AISC Design Guide 7: Industrial Buildings-Roofs to Anchor Rods 2nd Edition

CMAA 70-04 Specifications for Top Running Bridge and Gantry Type Multiple Girder Electric Overhead Traveling Cranes

CMAA crane service class	Class C	Moderate service		
Ver deflection limit (no impact , max wheel load)			B_v =	L / 600
Hor deflection limit (no impact , 10% max wheel load)			B_h =	L / 400

Runway beam span	L
Bridge wheel spacing	s
	a



Max Deflection Case

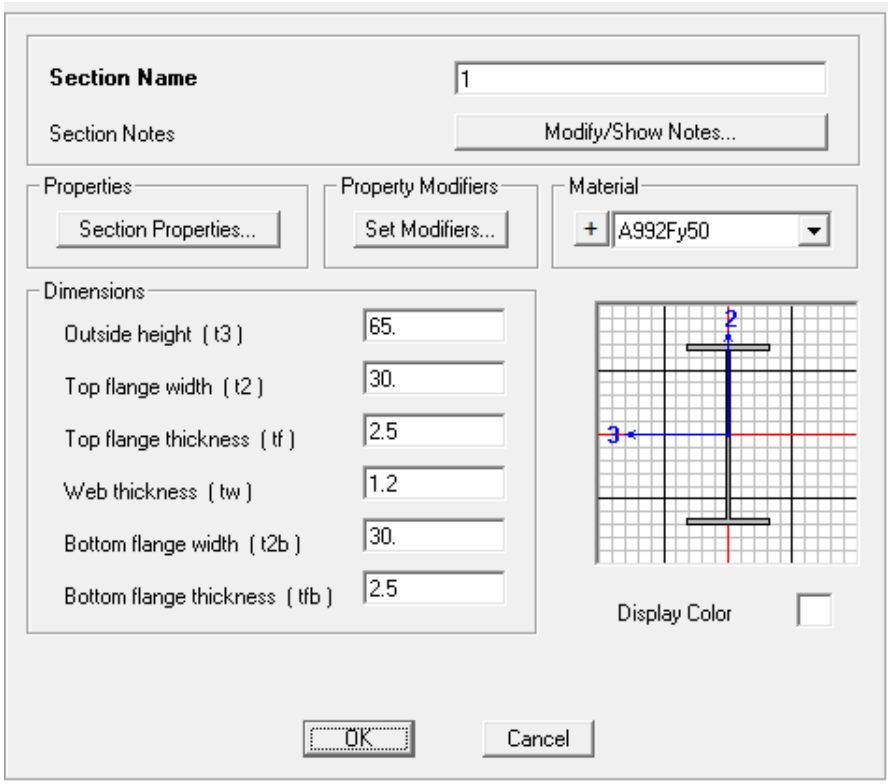
Max deflection at center $\Delta_{max} = \dfrac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24\ E\ I}$

Vertical Deflection

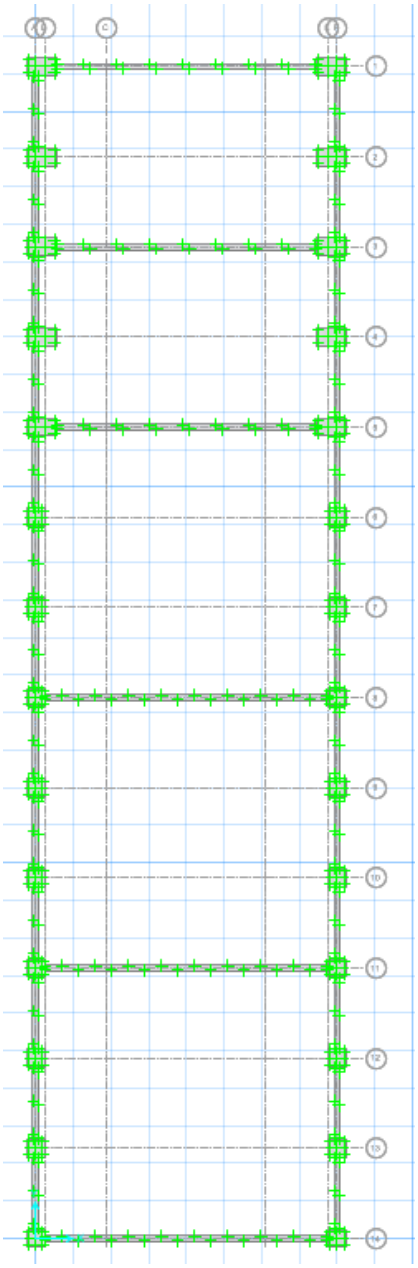
Unfactored max ver. wheel load P [Kg / per wheel] impact factor NOT included

$$(\Delta_{max})_x = \frac{46500 \times 0.455 \times 105 \times (3 \times 600^2 - 4 \times 105^2)}{24 \times 2 \times 10^6 \times 168162} \approx 0.285\ cm < \frac{600}{600}\ OK$$

$$(\Delta_{max})_y = \frac{1535 \times 105 \times (3 \times 600^2 - 4 \times 105^2)}{24 \times 2 \times 10^6 \times 11258} \approx 0.310\ cm < \frac{600}{400}\ OK$$



مقطع تیر حمال جرثقیل

فونداسیون

فونداسیون سازه از نوع منفرد با طول و عرض ۱۲۰ سانتیمتر و ضخامت ٦۰ سانتیمتر می باشد. همچنین در دهانه های دارای جرثقیل طول فونداسیون برابر با ۲۰۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده است، که به وسیله کلافهایی با عرض ٤۰ سانتیمتر به یکدیگر متصل شده اند. علاوه بر بارهایی که به وسیله تکیه گاه پای ستون از سازه فوقانی به پی منتقل شده، بار مرده گسترده ای به میزان ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع به عنوان کف سازی و بار زنده گسترده ای به میزان ٦۰۰ کیلوگرم به جهت کاربری کف اضافه گردیده است. شکل زیر مدل ایجاد شده در نرم افزار *SAFE12* را نشان می دهد.