

فهرست

۱ شرح پروژه

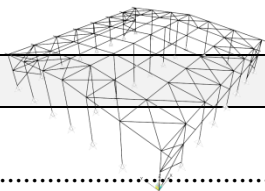
- ۱-۱ مشخصات جرثقیل
- ۲-۱ مصالح
- ۱-۲-۱ فولاد مصرفی
- ۲-۲-۱ بتن مصرفی
- ۳-۲-۱ میل گرد های مصرفی
- ۴-۲-۱ سیمان مصرفی

۲ بارگذاری

- ۱-۲ بار مرده
- ۱-۱-۲ بار مرده سقف
- ۲-۱-۲ بار مرده دیوارها
- ۲-۲ بارگذاری استاتیکی زلزله
- ۱-۲-۲ برای قاب با مهاربندی (جهت X)
- ۲-۲-۲ برای قاب خمشی (جهت Y)
- ۳-۲ بار زنده
- ۱-۳-۲ بارگذاری برف
- ۲-۳-۲ بارگذاری باد
- ۴-۲ تعیین بارهای ناشی از جرثقیل
- ۵-۲ بارهای تعریف شده

۳ فصل سوم طراحی دستی

- ۱-۳ طراحی پرلین ها
- ۱-۱-۳ بارگذاری پرلین
- ۲-۱-۳ طراحی برای خمش
- ۳-۱-۳ طراحی برای برش
- ۴-۱-۳ محاسبه خیز پرلین
- ۲-۳ طراحی SAG ROD ها
- ۳-۳ طراحی تیر حمل جرثقیل
- ۱-۳-۳ محاسبه بارهای وارد بر تیر حمل
- ۲-۳-۳ محاسبه مقطع تیر حمل
- ۴-۳ ستون سرکله
- ۱-۴-۳ طراحی ستون سرکله
- ۵-۳ تیر آبچکان
- ۱-۵-۳ محاسبه بارهای تیر آبچکان



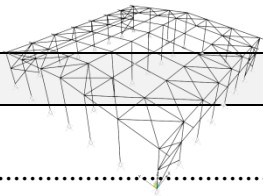
۳۴.....	۲-۵-۳ طراحی تیر آویزان
۳۵.....	۶-۳ طراحی سینه بندها
۳۶.....	۷-۳ مهاربندی سقف
۳۸.....	۸-۳ مهاربندهای دیوار
۳۹.....	۱-۸-۳ طراحی مقطع مهاربندها
۳۹.....	۲-۸-۳ تعیین فواصل بین لقمه‌ها
۴۰.....	۹-۳ کنترل DRIFT
۴۰.....	۱۰-۳ ستون‌ها
۴۰.....	۱-۱۰-۳ کنترل ستون تیپ ۱
۴۶.....	۲-۱۰-۳ کنترل ستون تیپ ۲
۵۲.....	۱۱-۳ تیرها
۵۲.....	۱-۱۱-۳ مشخصات مقطع
۵۳.....	۲-۱۱-۳ کنترل مقاطع تیرها
۶۰.....	۱۲-۳ محاسبه جوش جان به بال تیر ورق‌ها
۶۱.....	۱-۱۲-۳ طراحی جوش بال به جان ستون ۱
۶۲.....	۲-۱۲-۳ طراحی جوش بال به جان ستون ۲
۶۳.....	۳-۱۲-۳ طراحی جوش بال به جان تیر

۴ فصل چهارم طراحی اتصالات ۶۶

۶۷.....	۱-۴ اتصال فلنجی تیر به ستونهای کناری
۶۷.....	۱-۱-۴ طراحی اتصال فلنجی تیر به ستونهای کناری
۷۱.....	۲-۱-۴ طراحی اتصال فلنجی تیر به ستونهای میانی
۷۷.....	۲-۴ طراحی اتصال STRUT
۷۷.....	۱-۲-۴ strut های سقف
۷۸.....	۲-۲-۴ strut های جانبی
۷۹.....	۳-۴ اتصال ستون سرکله به رfter
۷۹.....	۱-۳-۴ طراحی اتصال ستون سرکله به رfter
۷۹.....	۴-۴ اتصال آویزان به رfter
۷۹.....	۱-۴-۴ طراحی اتصال آویزان به رfter

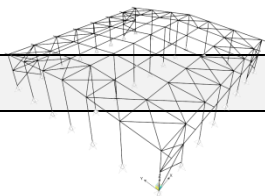
۵ فصل پنجم طراحی صفحه ستون و پی ۸۴

۸۵.....	۱-۵ طراحی صفحه ستون
۸۵.....	۱-۱-۵ محاسبه ابعاد کف ستون
۸۶.....	۲-۱-۵ محاسبه ضخامت کف ستون
۸۶.....	۳-۱-۵ سطح مقطع بولت
۸۶.....	۴-۱-۵ طراحی میل مهار کف ستون
۸۷.....	۵-۱-۵ کنترل ضخامت ورق برای مقابله با خمش حول جان ستون
۸۷.....	۶-۱-۵ طرح جوش ستون به کف ستون



۷-۱-۵	محاسبه طول مهار میله مهار	۱۸
۲-۵	طراحی پی	۸۹
۱-۲-۵	کنترل ضخامت پی	۱۹
۲-۲-۵	کنترل برش پانچ	۹۰
۳-۲-۵	تعیین میل گرد	۹۱
۶	منابع و مآخذ	۹۲

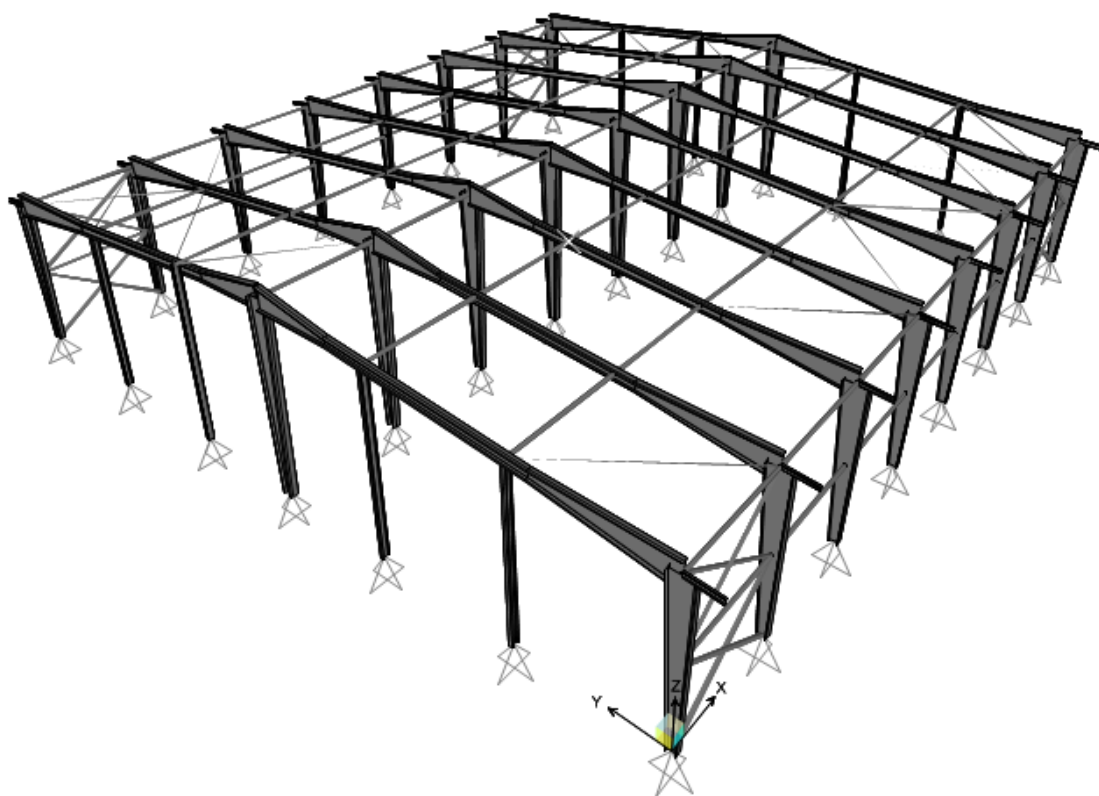




فصل اول

شرح پروژه

Etabs-SAP.ir
مرجع تخصصی طراحی سازه



۱-۱ مشخصات جرثقیل

تعداد جرثقیل: ۲ دستگاه

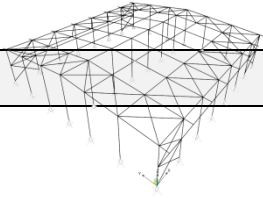
ظرفیت جرثقیل: ۱۰ تن

وزن پل جرثقیل: ۵ تن

وزن ارابه: ۸ تن

واحدها

جرم	تنش	نیرو	طول
ton/m ³	Kg/m ²	ton	m



۲-۱ مصالح

۱-۲-۱ فولاد مصرفی

در این پروژه برای اجزاء قاب و متعلقات آن از فولاد نرمه ST37 با تنش جاری شدن ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و تنش تسلیم ۳۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع استفاده شده است.

۲-۲-۱ بتن مصرفی

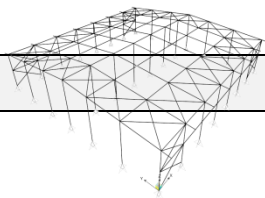
بتن مصرفی در این پروژه از نوع بتن معمولی با مقاومت استوانه ای ۲۸ روزه ۲۵۰ کیلوگرم بر متر مربع می باشد.

۳-۲-۱ میل گرد های مصرفی

از میل گرد نوع A3 با مقاومت ۴۴۰۰۰ کیلوگرم بر متر مربع برای آرماتوربندی پی و بادبندها و میله های کششی بین لایه ها استفاده شده است.

۴-۲-۱ سیمان مصرفی

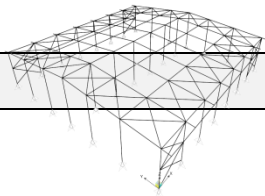
با توجه به نوع منطقه از سیمان تیپ ۲ استفاده شده است.



فصل دوم

بارگذاری

Etabs-SAP.ir
مرجع تخصصی طراحی سازه



۱-۲ بار مرده

۱-۱-۲ بار مرده سقف

وزن پوشش با ورق گالوانیزه	۱۵
وزن لایه ها	۱۰
وزن پشم شیشه و توری مرعی	۵
جمع	۳۰ kg/m ²

توجه: در محاسبات کامپیوتری وزن قاب به طور خودکار توسط برنامه محاسبه خواهد شد.

۲-۱-۲ بار مرده دیوارها

فرض بر این است که دیوار تا ارتفاع ۳ متری با دیواری از جنس بلوک سیمانی پوشیده شده است.

$$\text{وزن بلوک سیمانی} = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$2100 \times 0.35 = 735 \text{ Kg/m}^2 = \text{دیوار ۳۵ سانتی متری}$$

۲-۲ بارگذاری استاتیکی زلزله

نوع خاک ۴ می باشد.

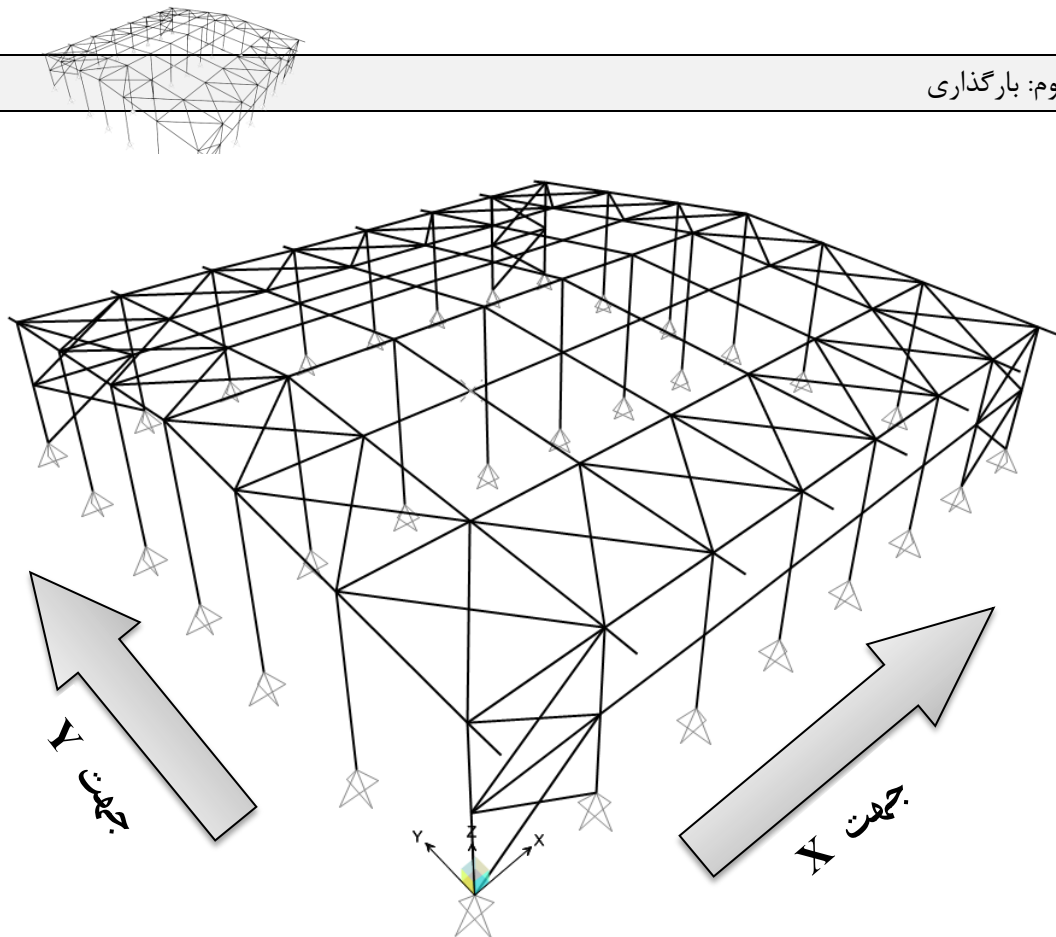
$$S = 1.75$$

$$T_s = 1.0$$

$$T_0 = 0.15$$

با توجه به شیب ۱۰ درصد بودن سقف از ارتفاع متوسط استفاده شده است.

$$H = \frac{8 + 10}{2} = 9$$



۱-۲-۲ برای قاب با مهاربندی (جهت X)

$$T = 0.05 H^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (9)^{\frac{3}{4}} = 0.26$$

چون داریم $T_0 \leq T \leq T_s$ پس:

$$B = (S + 1) = 1.75 + 1 = 2.75$$

$$R = 6$$

$$C_x = \frac{0.25 \times 2.75 \times 1}{6} = 0.115$$

۲-۲-۲ برای قاب خمشی (جهت Y)

$$T = 0.08 H^{\frac{3}{4}} = 0.08 \times (9)^{\frac{3}{4}} = 0.42$$

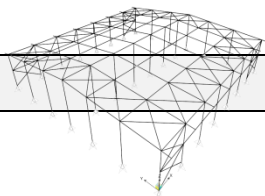
چون داریم $T_0 \leq T \leq T_s$ پس:

$$B = (S + 1) = 1.75 + 1 = 2.75$$

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

$$A = 0.25$$

$$B = 2.75$$



$$I = 1$$

$$R = 7$$

$$C_y = \frac{0.25 \times 2.75 \times 1}{7} = 0.098$$

وزن مؤثر سازه برابر است با وزن نیمه بالایی دیوار، وزن پوشش سقف، وزن تأسیسات ثابت (پل و اراهه جرثقیل)، وزن اسکلت و با توجه به شیب بام ۲۰٪ از بار زنده بام یا بار برف (لازم به ذکر است که بار زنده جرثقیل در صورت آویزان بودن در وزن مؤثر در هنگام زلزله مشارکت نخواهد کرد)، که بنابراین :

$$W = 0.2 \times (150 \times 87 \times 40) + 50 \times 87 \times 40 + 4 \times (5 + 8) \times 10^3 + 4 \times (2 \times 40 + 2 \times 87) \times 735$$

$$= 298952 \text{ kg} \approx 298.95 \text{ ton}$$

بنابراین برش زلزله در جهت X و Y برابر است با:

$$V_x = 0.115 \times 298.95 = 34.38 \text{ ton}$$

$$V_y = 0.098 \times 298.95 = 29.3 \text{ ton}$$

۲-۳ بار زنده

بر اساس مبحث ششم در بام‌های شیب دار با شیب کمتر از ۱۰ درجه و با پوشش سبک، بار زنده ۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته می‌شود.

۲-۳-۱ بارگذاری برف

$$P_r = C_s \times P_s = 1 \times 150 = 150 \text{ Kg/m}^2$$

شیب بام کمتر از ۱۵ درجه

$$C_s = 1$$

بار برف مبنا برای اراک طبق مبحث ششم

$$P_s = 150 \text{ Kg/m}^2$$

بنابر این بار خطی برف به طریق زیر اعمال می‌شود

قاب‌های میانی

$$150 \times 6 = 900 \text{ kg/m}$$

قاب‌های ابتدایی و انتهایی:

$$150 \times 4.5 = 675 \text{ kg/m}$$

چون زاویه‌ی شیب از ۱۵ درصد بیشتر نیست بنابر این بارگذاری نامتقارن برف لازم نیست.

۲-۳-۲ بارگذاری باد

$$F = P \times A$$

$$P = C_e \times C_q \times q$$

C_e : ضریب اثر تغییر سرعت باد با توجه به این که پروژه در خارج از شهر واقع گردیده و ارتفاع آن ۱۰ متر

میمی باشد $C_e = 2.0$

C_q : ضریب شکل

یوار رو به باد	$C_q = 0.8$
دیوار پشت به باد	$C_q = -0.5$
بام شیب دار رو به باد با شیب کمتر از ۱۵ درجه	$C_q = -0.7$
بام شیب دار پشت به باد	$C_q = -0.7$
دیوار و بام موازی با باد	$C_q = -0.7$

q : فشار مبنای باد که برای اراک ۴۰/۵ دکانیوتون بر متر مربع می‌باشد.

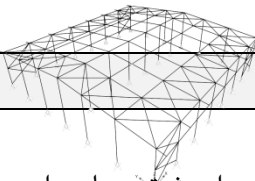
۲-۳-۳-۱ $wind Y$ (جهت عرضی)

$$P = 2 \times 0.8 \times 40.5 \times 3 = 194.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

دییوارهای کناری رو به باد با عرض باد گیر ۳ متر

$$P = 2 \times 0.8 \times 40.5 \times 6 = 388.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

دیوار رو به باد برای عرض باد گیر ۶ متر



$$P = 2 \times (-0.5) \times 40.5 \times 3 = -121.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

دیوار پشت به باد برای عرض ۳ متر

$$P = 2 \times (-0.5) \times 40.5 \times 6 = -243 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

دیوار پشت به باد برای عرض ۶ متر

$$P = 2 \times (-0.7) \times 40.5 \times 3 = -170.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

بام شیب دار رو به باد و پشت به باد برای عرض ۳ متر

$$P = 2 \times (-0.7) \times 40.5 \times 6 = -340.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

بام شیب دار رو به باد و پشت به باد برای عرض ۶ متر

۲-۲-۳-۲ اثرات *wind Y* بر روی سطوح موازی (در جهت x)

$$P = 2 \times (-0.7) \times 40.5 \times 3.5 = -198.45 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$P = 2 \times (-0.7) \times 40.5 \times 6 = -340.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$P = 2 \times (-0.7) \times 40.5 \times 6.5 = -368.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$P = 2 \times (-0.7) \times 40.5 \times 7 = -396.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

۲-۲-۳-۲ *wind X* (جهت طولی)

$$P = 2 \times 0.8 \times 40.5 \times 7 = 453.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

ستون‌های کله میانی رو به باد با عرض باد گیر ۷ متر

$$P = 2 \times 0.8 \times 40.5 \times 6.5 = 421.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

ستون‌های کله میانی رو به باد با عرض باد گیر ۶.۵ متر

$$P = 2 \times 0.8 \times 40.5 \times 6 = 388.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

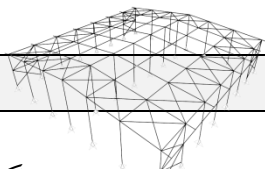
ستون‌های کله میانی رو به باد با عرض باد گیر ۶ متر

$$P = 2 \times 0.8 \times 40.5 \times 3.5 = 226.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

ستون‌های کله میانی رو به باد با عرض باد گیر ۳.۵ متر

$$P = 2 \times (-0.5) \times 40.5 \times 7 = -283.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

ستون‌های کله میانی پشت به باد با عرض باد گیر ۷ متر



$$P = 2 \times (-0.5) \times 40.5 \times 6.5 =$$

$$-263.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$P = 2 \times (-0.5) \times 40.5 \times 6 = -243 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$P = 2 \times (-0.5) \times 40.5 \times 3.5 =$$

$$-141.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

۴-۲-۳-۲ اثرات *wind X* بر روی سطوح موازی (در جهت *y*)

$$P = 2 \times (-0.7) \times 40.5 \times 6 = -340.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ متر ۶ عرض با عرض میانی دیوارهای}$$

$$P = 2 \times (-0.7) \times 40.5 \times 3 = -170.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ متر ۳ کناری با عرض میانی دیوارهای}$$

$$P = 2 \times (-0.7) \times 40.5 \times 6 = -340.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ متر ۶ شیب دار میانی با عرض میانی بام}$$

$$P = 2 \times (-0.7) \times 40.5 \times 3 = -170.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \text{ متر ۳ شیب دار میانی با عرض میانی بام}$$

۴-۲ تعیین بارهای ناشی از جرثقیل

سوله دارای ۲ دهانه می باشد و طول هر دهانه ۲۰ متر است، در هر دهانه دو جرثقیل وجود دارد مشخصات هر

کدام از جرثقیل ها عبارتند از:

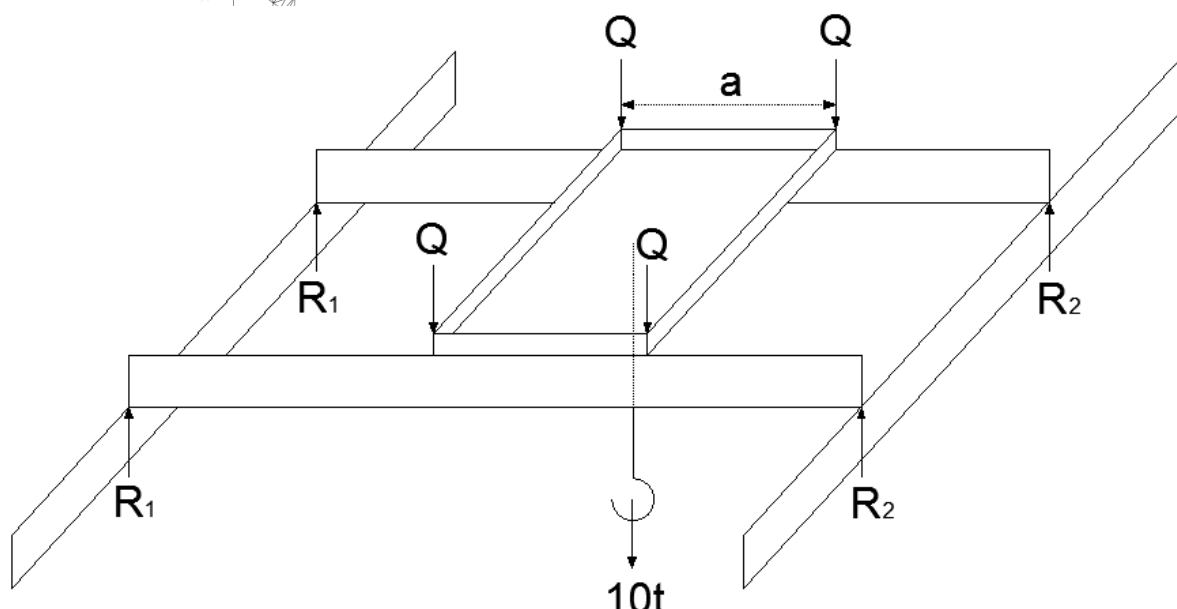
$$\text{وزن پل هر جرثقیل} = 5 \text{ ton}$$

$$\text{ظرفیت جرثقیل جرثقیل} = 10 \text{ ton}$$

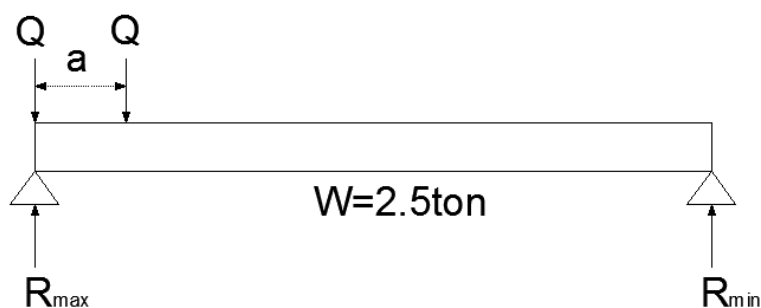
$$a = 3.64 \text{ m} \text{ فاصله ی چرخ ها}$$

$$\text{وزن ارباب هر جرثقیل} = 8 \text{ ton}$$

شمای کلی جرثقیل به صورت زیر می باشد:



موقعیتی از ارابه که بیشترین عکس العمل ریل طولی بر پل را ایجاد می کند، در شکل زیر نشان داده شده است:



$$Q = \frac{8+10}{4} = 4.5 \text{ ton} \quad \text{بار وارد بر هر چرخ ارابه جرثقیل}$$

برای تعیین R_{max} می توان نوشت :

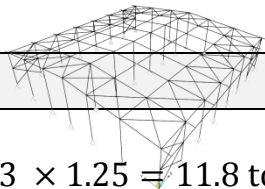
$$R_1 = \frac{Q \times 20 + Q \times 16.36}{20} = \frac{4.5 \times 20 + 4.5 \times 16.36}{20} = 8.18 \text{ ton}$$

$$R_2 = 9 - 8.18 = 0.82 \text{ ton}$$

$$R_{max} = R_1 + \frac{5}{4} = 9.43 \text{ ton}$$

$$R_{min} = R_2 + \frac{5}{4} = 2.1 \text{ ton}$$

بار قائم نهایی برابر است با:



$$P = 9.43 \times 1.25 = 11.8 \text{ ton}$$

بار افقی جانبی مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برابر با ۲۰٪ مجموع وزن ارايه و ملحقات آن و ظرفیت باربری جرثقیل در نظر گرفته می شود.

$$2H = 0.2 \times (10 + 8) = 3.6 \text{ ton}$$

$$H = 1.8 \text{ ton}$$

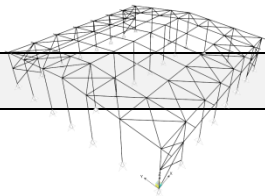
بار افقی طولی برابر با ۱۰٪ حداکثر بار چرخ های پل می باشد.

$$2N = 0.1 \times (2R_{\max}) = 0.1 \times 2 \times 9.43 = 1.88 \text{ ton}$$

۲-۵ بار های تعریف شده

بار های تعریف شده در برنامه بصورت زیر می باشد. که ترکیب بار های حاصل از این بار ها طبق آیین نامه ها و شرایط مختلف بدست آمده و در برنامه لحاظ شده اند که برای مشاهده ی آنها می توان به فایل مدل برنامه که داخل دیسک ضمیمه شده همراه پروژه می باشد، مراجعه نمود.

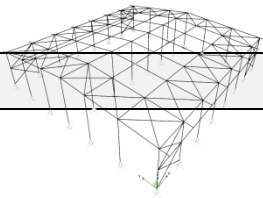
نوع بار	LoadPat
بار مرده	DEAD
بار زنده	LIVE
بار باد در جهت X	WINDX
بار باد در جهت Y	WINDY
بار زلزله در جهت X	EQX
بار زلزله در جهت Y	EQY
بار جرثقیل در جهت X برای حالت ۱	CRX1
بار جرثقیل در جهت Y برای حالت ۱	CRY1
بار جرثقیل در جهت Z برای حالت ۱	CRA1
بار مرده جرثقیل	CRA0
بار جرثقیل در جهت X برای حالت ۲	CRX2
بار جرثقیل در جهت Y برای حالت ۲	CRX3
بار جرثقیل در جهت Z برای حالت ۲	CRY2
بار جرثقیل در جهت X برای حالت ۳	CRY3
بار جرثقیل در جهت Y برای حالت ۳	CRA2
بار جرثقیل در جهت Z برای حالت ۳	CRA3
بار برف	S



فصل سوم

طراحی دستی

Etabs-SAP.ir
مرجع تخصصی طراحی سازه



۳-۱ طراحی پرلین ها

پرلین ها اعضایی هستند که روی خرپا یا تیر قرار گرفته، بار سقف را تحمل کرده و به تیر یا خرپا انتقال می دهند بهترین مقطع برای پرلین مقاطع Z شکل می باشد که کمترین پیچش را دارا می باشند به غیر از آن ها می توان از مقاطع ناودانی و I شکل نیز استفاده کرد.

پرلین ها به صورت تیر های ساده با دهانه ۶ متر (فاصله قاب ها از هم) می باشند که توسط Sag Rod در ۱/۳ دهانه دارای مهار جانبی بال فشاری می شوند. بنابراین طول مهار نشده آن ها ۲۰۰ سانتی متر می باشد. فاصله پرلین ها از هم ۱ متر در نظر گرفته شده است و فولاد St-۳۷ برای ساخت آنها به کار برده شده است.

۳-۱-۱ بارگذاری پرلین

بار مرده :

$$D=30 \text{ kg/m}^2$$

بار زنده بام بر بار برف غالب می شود :

$$L : 50 \text{ Kg/m}^2$$

بار باد :

$$2 \times (0.7) \times 40.5 \cos 5.71 = 56.4$$

ترکیبات بارگذاری :

$$1) 1.4D = 1.4 \times 30 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$2) 1.2D + 0.5L = 1.2 \times 30 + 0.5 \times 50 = 61 \text{ kg/m}^2$$

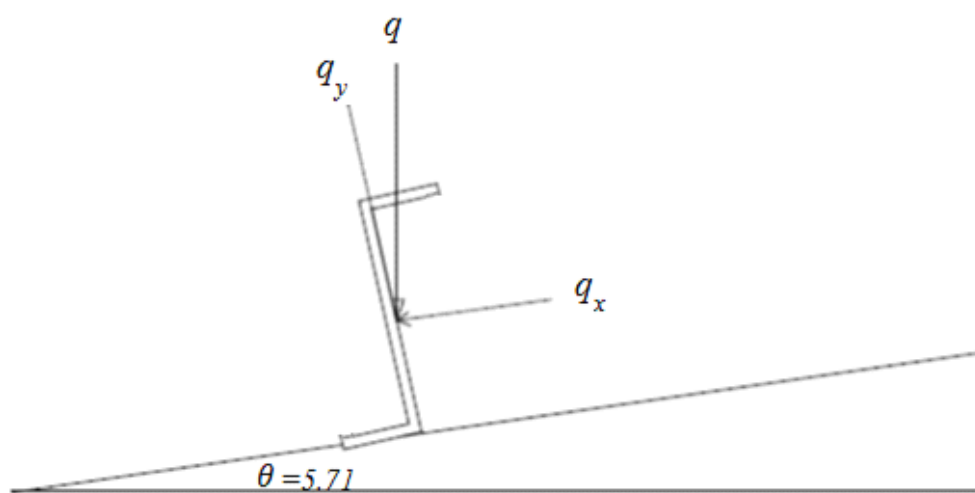
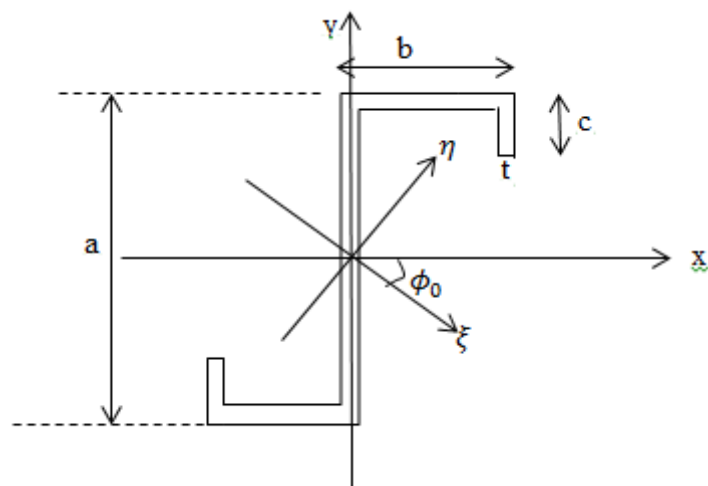
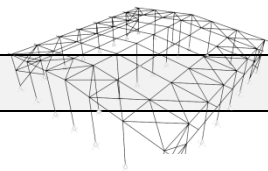
$$3) 1.2D + 1.6L + 0.8W = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 50 + 0.8 \times 56.4 = 161.12 \text{ kg/m}^2$$

$$4) 1.2D + 1.6W + 0.5L = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 56.4 + 0.5 \times 50 = 151.24 \text{ kg/m}^2$$

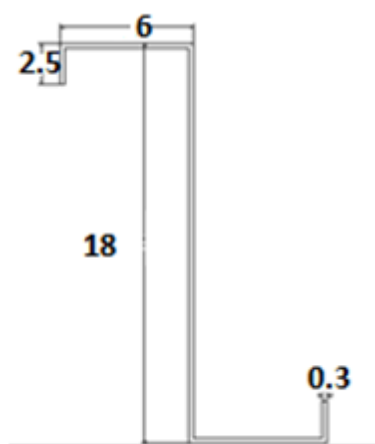
$$5) 0.9D + 1.6W = 0.9 \times 30 + 1.6 \times 56.4 = 135.24 \text{ kg/m}^2$$

با توجه به مقادیر بالا طراحی پرلین بر اساس ترکیب بار ۳ صورت می گیرد.

ترکیب بارهای فوق همگی در صفحه افق بوده که باید آن ها را روی محورهای η و ξ مربوط به مقطع Z تصویر کرد.



ابتدا باید یک مقطع برای Z همانند شکل زیر حدس می‌زنیم:



$$I_x = \frac{t}{12} [2(c-t)^3 + (a-2t)^3] + \frac{t}{2} [(c-t)(a-t-c)^2 + (b-2t)(a-t)^2]$$

$$= 590.6 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{t}{6} (b-2t)^3 + \frac{t}{2} (b-t)^2 [4(c-t) + (b-2t)] = 79.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{xy} = -t(b-t) \left[(c-t)(a-c-t) + \frac{(a-t)(b-2t)}{2} \right] = 140.13 \text{ cm}^4$$

$$\tan 2\phi_0 = \frac{2I_{xy}}{I_y - I_x} = \frac{-2 \times (140.13)}{(79.82 - 590.6)} \Rightarrow \phi_0 = 16.9^\circ$$

$$I_\xi = \frac{I_x + I_y}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(I_x - I_y)^2 + 4I_{xy}^2} = 631.2 \text{ cm}^4$$

$$I_\eta = \frac{I_x + I_y}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(I_x - I_y)^2 + 4I_{xy}^2} = 32.31 \text{ cm}^4$$

$$d_\xi = \left(b - \frac{a \tan \phi_0}{2} \right) \sin \phi_0 + \frac{a}{2 \cos \phi_0} = 11.02 \text{ cm}$$

$$d_\eta = \left(b - \frac{a \tan \phi_0}{2} \right) \cos \phi_0 + c \sin \phi_0 = 3.63 \text{ cm}$$

$$S_\xi = \frac{I_\xi}{d_\xi} = \frac{631.2}{11.02} = 57.25 \text{ cm}^3$$

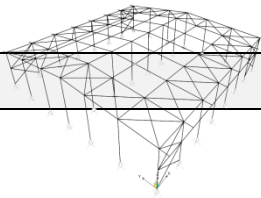
$$S_\eta = \frac{I_\eta}{d_\eta} = \frac{32.31}{3.63} = 8.90 \text{ cm}^3$$

$$W_\xi = w \times \cos(\phi_0 - \alpha) = 161.12 \times \cos(16.9 - 5.71) = 158.1 \text{ kg/m}^2$$

$$W_\eta = w \times \sin(\phi_0 - \alpha) = 161.12 \times \sin(16.9 - 5.71) = 0.55 \text{ kg/m}^2$$

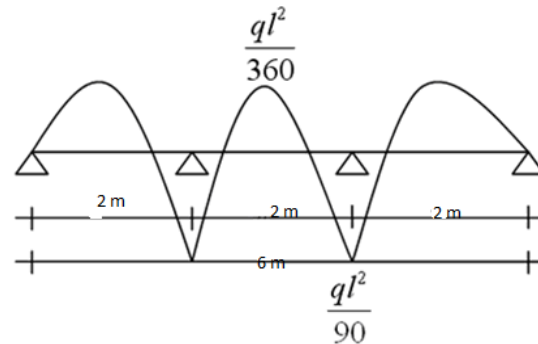
$$q_\xi = W_\xi \times d = 158.1 \times 1 = 158.1 \text{ kg/m}^2$$

$$q_\eta = W_\eta \times d = 0.55 \times 1 = 0.55 \text{ kg/m}^2$$

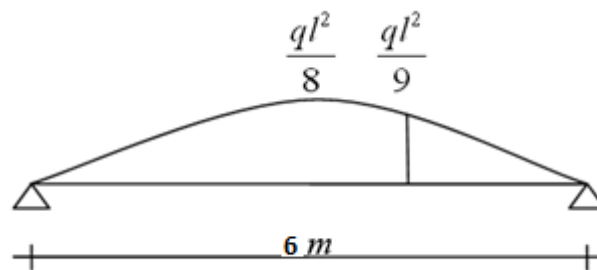


۳-۱-۲ طراحی برای خمش

برای ترکیب بار ششم یک بار مقطع وسط دهانه و یکبار هم، $\frac{1}{3}$ دهانه باید چک شود که حداکثر آن‌ها ملاک طرح است. از دو Sag Rod در نقاط یک سوم دهانه در بال پایینی لایه استفاده می‌کنیم که با این کار $L_b = 200\text{ cm}$ می‌شود و بنابراین داریم :



در جهت η



در جهت ξ

در وسط دهانه داریم :

$$M_{\xi} = \frac{q_{\xi} l^2}{8} = \frac{158.1 \times 6^2}{8} = 711.45 \text{ kg.m} = 0.711 \text{ t.m}$$

$$M_{\eta} = \frac{q_{\eta} l^2}{8} = \frac{0.55 \times 6^2}{8} = 2.5 \text{ kg.m} = 0.0025 \text{ t.m}$$

در $\frac{1}{3}$ دهانه داریم :

$$M_{\xi} = \frac{q_{\xi} l^2}{8} = \frac{158.1 \times 6^2}{9} = 632.4 \text{ kg.m} = 0.632 \text{ t.m}$$

$$M_{\eta} = \frac{q_{\eta} l^2}{8} = \frac{0.55 \times 6^2}{90} = 0.22 \text{ kg.m} = 0.00022 \text{ t.m}$$

حال باید ظرفیت اسمی مقطع را بدست بیاوریم تا لایه را با روش LRFD طرح نماییم :

ابتدا فشردگی مقطع را چک می‌کنیم:

Unstiffend element

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{2.5}{0.3} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 11.24$$

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow compact$$

Stiffend element

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{6}{0.3} = 20$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 33.13$$

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow Compact$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{18}{0.3} = 60$$

$$\lambda_p = 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 71.85$$

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.7 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 168.6$$

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow Compact$$

بنابراین مقطع دارای بال فشرده و جان فشرده است.

در مورد اعضای Z شکل، طبق توصیه آیین نامه AISC سه معیار تسلیم شدگی؛ کمانش پیچشی جانبی و کمانش موضعی کنترل می گردد.

برای بدست آوردن ممان اسمی از بند F.12 آیین نامه AISC استفاده می کنیم:

$$M_n = F_n S_x$$

$$1) Yielding : F_n = F_y = 2400$$

$$2) L.T.B: F_n = F_{cr} \leq F_y$$

با توجه به بند F.1 $F_{crChannel}$ را محاسبه می کنیم :

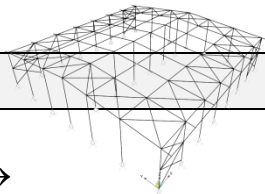
$$L_p = 1.76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 4.07 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 211.8$$

$$L_r = \pi \times r_{ts} \times \sqrt{\frac{E}{0.7 \times F_y}} = 452.06 cm$$

$$L_b = 200 cm < L_p \Rightarrow$$

$$M_n = Z \times F_y = 43.065 \times 2400 \times 10^{-5} = 1.034 ton.m$$

C_b is Assumed to be 1



3) $L.B \rightarrow$

$$M_{n\xi} = F_{n\xi} \times S_{\xi} = 2400 \times 57.25 \times 10^{-5} = 1.374 t.m$$

$$M_{n\eta} = F_{n\eta} \times S_{\eta} = 2400 \times 8.90 \times 10^{-5} = 0.214 t.m$$

$$M_{n\xi} = \min\{1, 2, 3\} = 1.034 t/m$$

$$M_{n\eta} = \min\{1, 2, 3\} = 0.214 t/m$$

حال مقادیر بدست آمده را در معادله خمشی دو محوره AISC قرار می‌دهیم :

$$\frac{M_{\xi}}{\phi_b M_{n\xi}} + \frac{M_{\eta}}{\phi_b M_{n\eta}} \leq 1.0$$

$$\phi_b = 0.9$$

برای وسط دهانه :

$$\frac{0.711}{0.9 \times 1.034} + \frac{0.0025}{0.9 \times 0.214} = 0.78 < 1.0 \Rightarrow O.K$$

برای $\frac{1}{3}$ دهانه :

$$\frac{0.632}{0.9 \times 1.034} + \frac{0.00022}{0.9 \times 0.214} = 0.68 < 1 \Rightarrow O.K$$

۳-۱-۳ طراحی برای برش

به علت نازکی اعضای مقاطع سرد نورد شده، جان لایه ممکن است دچار لهیدگی شود بنابراین جان لایه باید تحمل نیروی برش را داشته باشد، بنابراین داریم :

$$W = 161.12 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = W \times d = 161.12 \times 1 = 161.12 \text{ Kg/m}$$

$$q_x = q \times \cos^2 \alpha = 161.12 \times \cos^2 5.71 = 159.5 \text{ Kg/m}$$

$$V_u = R = \frac{q_x l}{2} = \frac{159.5 \times 6}{2} = 478.5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2400 \times 18 \times 0.3 \times 1 = 7776 \text{ Kg} = 7.776 \text{ t}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{18}{0.3} = 60 < 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.1 \sqrt{\frac{5 \times 2.1 \times 10^6}{2400}} = 72.75$$

$$\frac{h}{t_w} < 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 72.76 \Rightarrow C_v = 1$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$\frac{V_u}{\phi_v V_n} = \frac{0.48}{0.9 \times 7.776} = 0.07 < 1 \Rightarrow O.K$$

بنابراین جان لایه نیاز به تقویت ندارد.

۳-۱-۴ محاسبه خیز پرلین

$$W = D + S = 30 + 150 = 180 \text{ kg/m}^2$$

$$q = Wd = 180 \times 1 = 180 \text{ kg/m} = 1.8 \text{ kg/cm}$$

$$q_x = q \cos^2 \alpha = 1.8 \times \cos^2 5.71 = 1.78$$

$$\Delta_{\frac{1}{2}} = \frac{5ql^4}{384EI_x} = \frac{5 \times 1.78 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 631.2} = 2.26 \text{ cm}$$

$$2.26 \leq \frac{l}{250} = 2.4 \Rightarrow O.K$$

۳-۲ طراحی Sag Rod ها

Sag Rod ها اعضای کششی‌ای هستند که بار جانبی سقف را تحمل می‌کنند. در طراحی آن‌ها میله بالایی که تمام نیروهای میله‌های پایینی را نیز می‌برد طرح شده و برای همه از آن مقطع استفاده می‌شود. برای بارگذاری Sag Rod ها با توجه به ترکیب بارهای بدست آمده در طرح لایه داریم :

$$1) 1.4D = 1.4 \times 30 = 42 \text{ Kg/m}^2$$

$$2) 1.2D + 0.5L = 1.2 \times 30 + 0.5 \times 50 = 61 \text{ Kg/m}^2$$

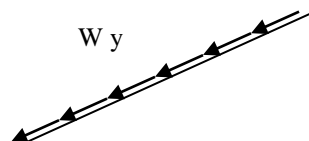
$$3) 1.2D + 1.6L + 0.8W = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 50 + 0.8 \times 56.4 = 161.12 \text{ Kg/m}^2$$

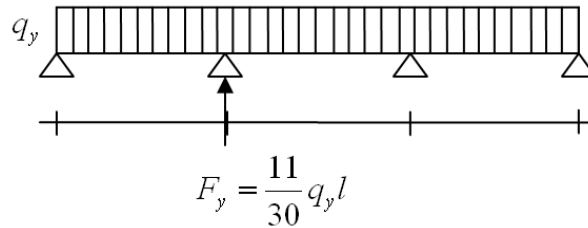
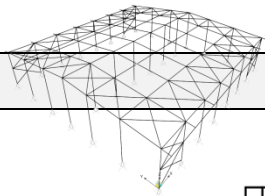
$$4) 1.2D + 1.6W + 0.5L = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 56.4 + 0.5 \times 50 = 151.24 \text{ Kg/m}^2$$

$$5) 1.2D + 1.4E + L + 0.2S = 1.2 \times 30 + 50 + 0.2 \times 150 = 116 \text{ Kg/m}^2$$

$$6) 0.9D + 1.6W = 0.9 \times 30 + 1.6 \times 56.4 = 117.24 \text{ Kg/m}^2$$

$$7) 0.9D + 1.4E = 0.9 \times 30 = 27 \text{ Kg/m}^2$$





$$W_y = 161.12 \sin 5.71 = 16 \text{ kg/m}^2$$

$$q_y = W_y d = 16 \times 1 = 16 \text{ kg/m}$$

$$R_c = \frac{11q_y l}{30} = \frac{11 \times 16 \times 6}{30} = 35.2 \text{ kg}$$

$$T_u = 35.2 \text{ kg}$$

$$P_n = A_g F_y = \frac{\pi d^2}{4} \times 2400 = 1884.96 d^2$$

$$\phi_c = 0.9$$

$$\frac{T_u}{\phi_c P_n} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{35.2}{0.9 \times 1884.96 \times d^2} \leq 1.0 \Rightarrow d \geq 0.14 \text{ cm}$$

$$\frac{kl}{r} < 300 \Rightarrow r = 0.35 \text{ cm} \Rightarrow d = 4 \times 0.35 = 1.4 \text{ cm}$$

$$A_\phi = 1.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Use } \phi 14 \quad \forall L = 2 \text{ m}$$

۳-۳ طراحی تیر حمال جرثقیل

با توجه به اینکه تیر حمال جرثقیل تحت بارهای رفت و برگشتی قرار می‌گیرد تنش تسلیم آن از F_y به F_{SR} کاهش می‌یابد. مقدار F_{SR} از فرمول زیر بدست می‌آید:

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f \times 329}{N} \right)^{1/3} \geq F_{TH}$$

فرض کنیم در رده C (این رده شامل جرثقیل‌های موجود در کارگاه‌های قطعه‌سازی ماشین، کارخانه‌های کاغذ و امثال آن است) از خدمت باشیم که F_{TH} و C_f با توجه به وضعیت عضو بدست می‌آید.

$$C_f = 44 \times 10^8$$

$$F_{TH} = 69 \text{ Mpa}$$

N تعداد دفعات بارگذاری در طول زمان بهره‌برداری سازه است که ۵۰ سال در نظر گرفته می‌شود. اگر در هر روز کاری ۸۰ تکرار برای جرثقیل در نظر بگیریم داریم:

$$N = 80 \times 365 \times 50 = 1460000$$

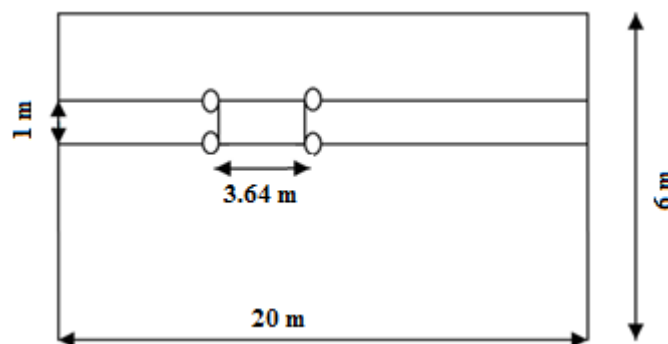
بنابراین F_{SR} برابر است با :

$$F_{SR} = \left(\frac{44 \times 10^8 \times 329}{1460000} \right)^{1/3} = 99.71 \text{ MPa} \geq F_{TH} = 69 \text{ MPa}$$

$$F_y \rightarrow F_{SR} = 997.1 \text{ Kg/cm}^2$$

۳-۳-۱ محاسبه بارهای وارد بر تیر حمال

فرض می‌شود که فاصله چرخهای ارابه جرثقیل ۳/۶۴ متر و فاصله پلهای جرثقیل ۱ متر است (مطابق شکل).



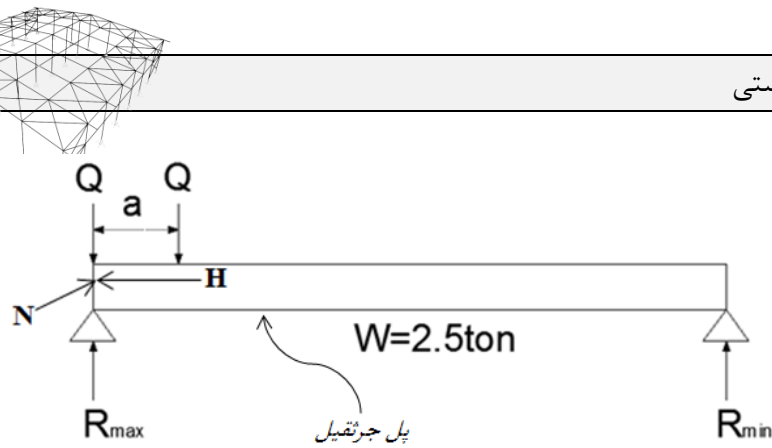
برای بدست آوردن بارهای وارد بر تیرهای حمال ابتدا باید بیشترین عکس‌العملی را که ارابه و بار جرثقیل بر تیر اعمال می‌کنند را بدست آورد برای این منظور بار هر چرخ ارابه را به صورت زیر بدست می‌آوریم:

وزن پل هر جرثقیل = 5 ton

ظرفیت جرثقیل جرثقیل = 10 ton

a = 3.64 m فاصله‌ی چرخ‌ها

وزن ارابه هر جرثقیل = 8 ton



$$R_{\max} = R_1 + \frac{5}{4} = 9.43 \text{ ton}$$

$$R_{\min} = R_2 + \frac{5}{4} = 2.1 \text{ ton}$$

بار نهایی قائم برابر است با:

$$P = R_{\max} \times 1.25 = 9.43 \times 1.25 = 11.8 \text{ ton}$$

بار افقی جانبی مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برابر با ۲۰٪ مجموع وزن ارابه وملحقات آن و ظرفیت

باربری جرثقیل در نظر گرفته می شود.

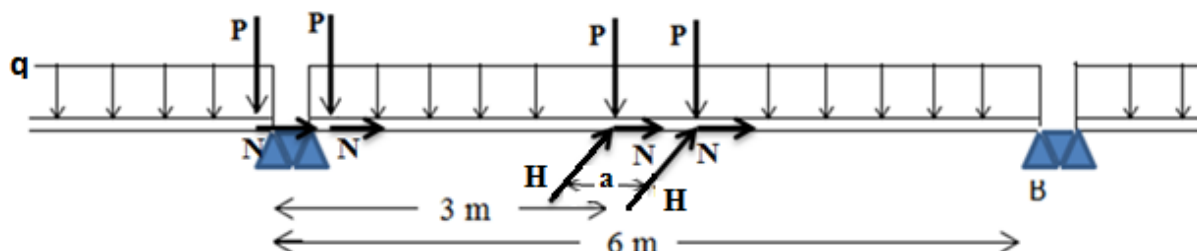
$$2H = 0.2 \times (10 + 8) = 3.6 \text{ ton}$$

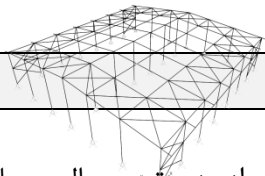
$$H = 1.8 \text{ ton}$$

بار افقی طولی برابر با ۱۰٪ حداکثر بار چرخ های پل می باشد.

$$N = 0.1 \times (R_{\max}) = 0.1 \times 9.43 = 0.943 \text{ ton}$$

حال فرض می کنیم حداقل فاصله جرثقیل ها از هم ۳ متر باشد در این صورت با توجه به شکل های زیر، ماکزیمم لنگر و برش وارده بر تیر حمال برابر است با:





بار ناشی از وزن تیر حمال و ریل روی آن $q = 210 \text{ Kg/m}$

$$p = 11.8 \text{ t}$$

$$H = 1.8$$

$$N = 0.943 \text{ t}$$

$$A = 1 \text{ m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

✓ لنگر خمشی حداکثر ناشی از بار قائم P و q :

$$R_A = 2P + \frac{qL}{2} = 11.8 \times 2 + 0.21 \times \frac{6}{2} = 24.23 \text{ ton} \quad R_B = 12.43 \text{ ton}$$

$$M_V = R_B \times \frac{L}{2} - P \times \frac{a}{2} = 12.43 \times \frac{6}{2} - 11.8 \times 0.5 = 31.39 \text{ t.m}$$

✓ لنگر خمشی حداکثر ناشی از بار افقی عرضی H :

$$M_H = H \times (L - a) = 1.8 \times 2.5 = 4.7 \text{ ton.m}$$

✓ لنگرهای خمشی طرح :

$$M_V = 29.5 \text{ ton.m}$$

$$M_H = 4.7 \text{ ton.m}$$

✓ تلاش برشی حداکثر :

$$R_A = 24.23 \text{ ton} \quad R_B = 12.43 \text{ ton} \Rightarrow V_{\max} = 24.23 \text{ ton}$$

✓ بارهای طراحی نشیمن گاه :

$$X_G = 21.43$$

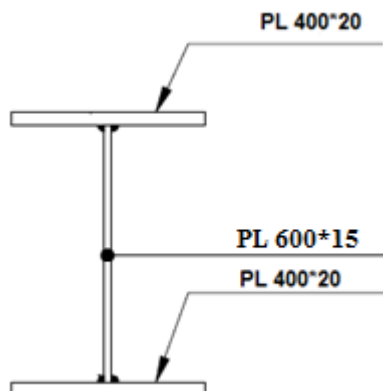
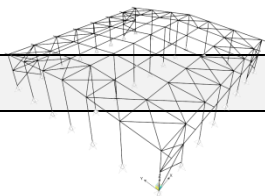
$$Y_G = 31.43$$

$$e = 110 - 31.43 = 78.57 \text{ cm}$$

$$M_T = F_H \cdot e = 2.5 \times 0.7857 = 1.97 \text{ ton.m}$$

محاسبه مقطع تیر حمال ۲-۳-۳

حدس اولیه :



۳-۲-۱ کنترل فشردگی

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{40}{2 \times 2} = 10$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 11.24$$

$$\lambda_f \leq \lambda_p \Rightarrow \text{Flange is Compact}$$

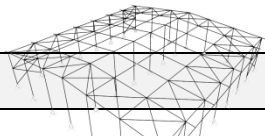
$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{60}{1.5} = 40$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 111.22$$

$$\lambda_w \leq \lambda_p \Rightarrow \text{Web is Compact}$$

۳-۲-۲ کنترل مقاومت خمشی

بر اساس بند F.2 آیین نامه AISC برای محور قوی داریم:



$$1) \text{Yielding} \rightarrow M_n = M_p = F_{SR} Z_x = 997.1 \times 6310 \times 10^{-5} = 62.92 \text{ t.m}$$

$$I_x = \frac{40 \times 64^3}{12} - \frac{38.5 \times 60^3}{12} = 180813.3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{180813.3}{32} = 5650.42 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 2(2 \times 40 \times 31) + 1.5 \times \frac{(60)^2}{8} \times 2 = 6310 \text{ cm}^3$$

$$L_b = 600 \text{ cm}$$

$$r_t = \sqrt{\frac{\frac{b_f^3 t_f}{12}}{b_f t_f + \frac{h_w t_w}{3}}} = \sqrt{\frac{\frac{40^3 \times 2}{12}}{40 \times 2 + \frac{60 \times 1.5}{3}}} = 9.85 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.1 \times 9.85 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 320.5 \text{ cm}$$

$$L_r = 3.75 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.75 \times 9.85 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 1092.6 \text{ cm}$$

$$L_p \leq L_b \leq L_r$$

$$2) \text{L.T.B} \rightarrow M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_{SR} S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p = 62.92 \text{ t.m}$$

C_b is assumed to be 1.0

$$M_n = 1 \times \left[62.92 - (62.92 - 0.7 \times 997.1 \times 5650.42 \times 10^{-5}) \left(\frac{600 - 320.5}{1092.6 - 320.5} \right) \right] = 54.42 \text{ t.m}$$

$$M_{nx} = \text{Min} \{1, 2\} = 54.42 \text{ t.m}$$

بر اساس بند F.6 آیین نامه AISC برای محور ضعیف داریم:

$$1) \text{Yielding} \rightarrow M_{ny} = M_p = F_{SR} Z_y = 997.1 \times 1667.5 \times 10^{-5} = 16.62 \text{ t.m}$$

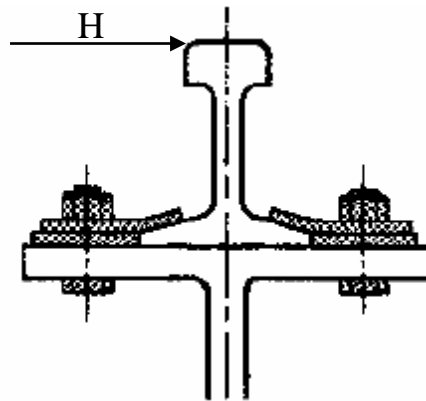
$$Z_y = 20 \times 2 \times 10 \times 4 + 60 \times 1.5 \times 0.75 \times 0.5 = 1667.5 \text{ cm}^3$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\frac{31.39}{0.9 \times 54.42} + \frac{5.42}{0.9 \times 16.62} = 1.003 \quad \text{خوب است}$$

با توجه به اینکه بار جانبی در تراز بالای ریل اعمال می‌شود این بار یک پیچش را به مقطع تیر حمال اعمال می‌کند که برابر مقدار زیر است :



$$T_u = H \times d = 4.7 \times 0.42 = 1.97 \text{ t.m}$$

در این رابطه d برابر فاصله بالای ریل تا وسط مقطع تیر حمال می‌باشد (ارتفاع ریل ۱۰ سانتی متر در نظر گرفته شده است)

حال به محاسبه پیچش اسمی مقطع می‌پردازیم بر طبق نظر استاد مگردچیان پیچش مقاوم اسمی برابر نصف خمش مقاوم اسمی در جهت ضعیف عضو است بنابراین داریم :

$$T_n = 0.5 M_{ny} = 0.5 \times 16.62 = 8.31 \text{ t.m}$$

$$\phi_T = 0.9$$

$$\frac{T_u}{\phi_T T_n} = \frac{1.97}{0.9 \times 14.52} = 0.15 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

۳-۲-۴ طراحی برای برش

$$R_A = 24.23 \text{ ton} \quad R_B = 12.43 \text{ ton} \Rightarrow V_u = V_{\max} = 24.23 \text{ ton}$$

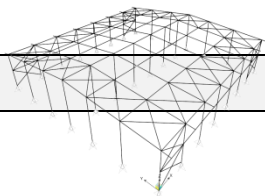
برای برش اسمی مقطع داریم :

$$V_n = 0.6 F_{SR} A_w C_v = 0.6 \times 997.1 \times (60 \times 1.5) \times 1 \times 10^{-3} = 53.84 \text{ ton}$$

$$\text{if } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1.0, \phi_v = 1.0$$

$$\frac{60}{1.5} = 40 \leq 2.24 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 66.26 \Rightarrow C_v = 1.0, \phi_v = 1.0$$

$$\frac{V_u}{\phi_v V_n} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{24.23}{1 \times 53.84} = 0.45 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$



۵-۲-۳-۳ کنترل خیز تیر

با توجه به مرجع [۴] خیز تیر حمال نباید از $\frac{1}{1000}$ دهانه بیشتر شد. خیز ماکزیمم تیر هنگامی حاصل می‌شود که بارها در حالت ممان ماکزیمم باشند بنابراین داریم:

$$\Delta_{\max} = \frac{Pa}{48EI} \times (3l^2 - 4a^2) + \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{1000}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{11800 \times 100 \times (3 \times 600^2 - 4 \times 100^2)}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 180813.3} + \frac{5 \times 210 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 180813.3} = 0.077 \leq \frac{600}{1000} = 0.6 \text{ cm} \Rightarrow OK$$

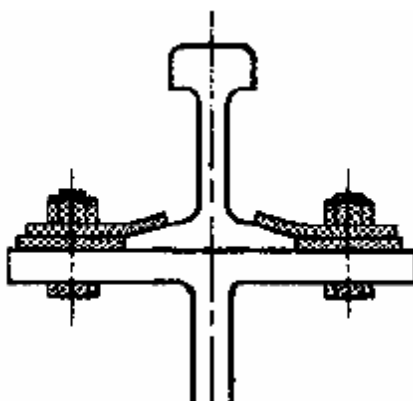
تغییر شکل جانبی تیر حمال باید به $\frac{l}{800}$ محدود شود بنابراین در جهت جانبی داریم:

$$\Delta_{\max} = \frac{Ha}{48EI_y} \times (3l^2 - 4a^2) \leq \frac{l}{800}$$

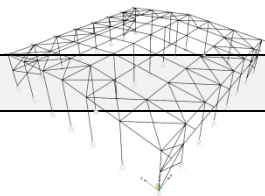
$$I_y = 2 \times \frac{1}{12} \times 2 \times 40^3 = 21333.33$$

$$\Delta_{\max} = \frac{4700 \times 100 \times (3 \times 600^2 - 4 \times 100^2)}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 21333.33} = 0.23 \leq \frac{600}{800} = 0.75 \text{ cm} \Rightarrow OK$$

نحوه نصب ریل بر روی تیر حمال به صورت زیر با استفاده از گیره می‌باشد.



برای اینکه نیروهای طولی ترمز جرثقیل به مهاربندی قائم وارد شود، با دو نبشی تیر حمال جرثقیل را به قوطی رابط هم ترازش متصل می‌کنیم این نبشی‌ها به بال بالای تیر متصل می‌شود.



۳-۴ ستون سرکله^۱

۳-۴-۱ طراحی ستون سرکله

بر طبق بند ۳-۷ آیین نامه ۲۸۰۰ حداکثر طول دیوارهای غیر سازه ای ۴۰ برابر ضخامت آنها یا ۶ متر هر کدام که کمتر است می باشد بنابراین داریم :

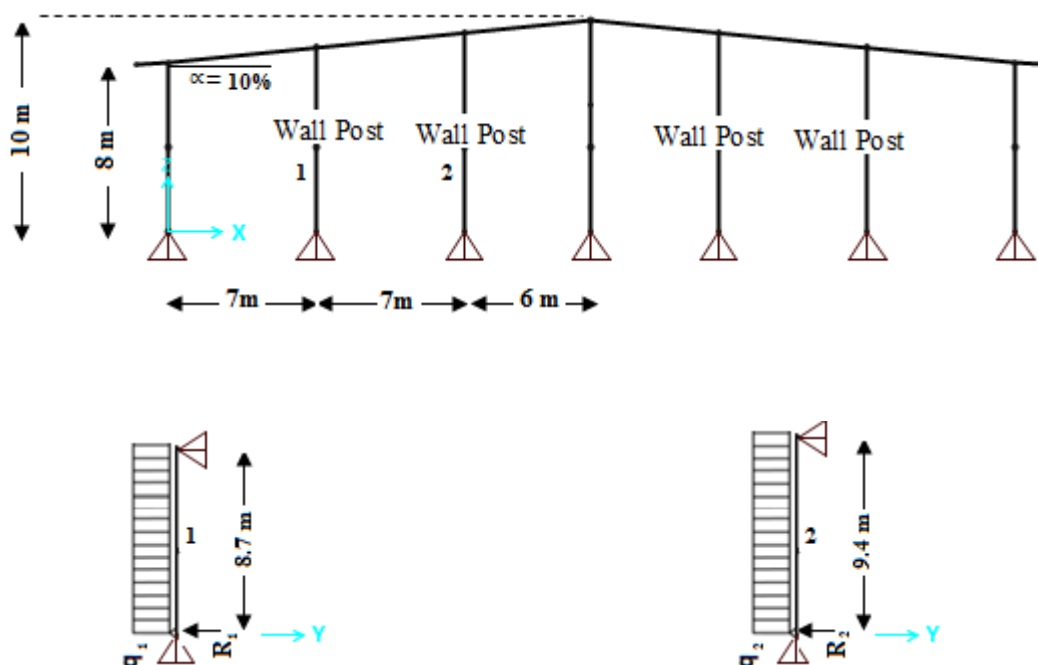
$$L = \min(40 \times 0.3 = 12, 6) = 6m$$

از این رو ستونهای سرکله را به فاصله ۶ و ۷ متر، از هم قرار می دهیم.

همه ستونهای سرکله دارای شرایط تکیه گاهی برابری هستند ولی با توجه به متفاوت بودن سطح بارگذاری وال پستهای شماره ۱ و ۲ را برای مقطع اولیه داده شده کنترل می کنیم. ستونهای سرکله برای تحمل نیروی باد طرح می شوند.

ابتدا نیروی گسترده وارد بر هر ستون سرکله را بدست می آوریم :

سطح بارگیر وال پست شماره ۱ برابر ۷ متر و وال پست شماره ۲ برابر ۶/۵ متر



$$q_1 = 2 \times 0.8 \times 40.5 \times 7 = 453.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$R_1 = \frac{453.6 \times 8.7}{2} \times 10^{-3} = 1.97 \text{ ton}$$

$$M_{u1} = \frac{453.6 \times 10^{-3} \times 8.7^2}{8} = 4.29 \text{ ton.m}$$

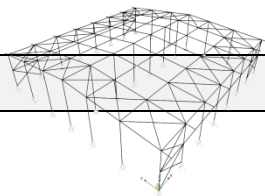
$$C_b = 1.15$$

$$q_2 = 2 \times 0.8 \times 40.5 \times 6.5 = 421.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$R_2 = \frac{421.2 \times 9.4}{2} \times 10^{-3} = 1.98 \text{ ton}$$

$$M_{u2} = \frac{453.6 \times 10^{-3} \times 9.4^2}{8} = 5.01 \text{ ton.m}$$

$$C_b = 1.15$$

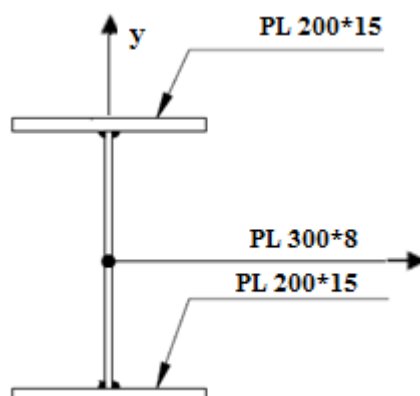


با توجه به اینکه نیروهای برشی و لنگر خمشی وال پست شماره ۲ بحرانی‌تر است بنابراین طراحی را بر اساس نیروهای آن انجام می‌دهیم

$$R = 1.6 \times R_2 = 3.17 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.6 \times M_{u2} = 8.02 \text{ ton.m}$$

$$C_b = 1.14$$



$$I_x = \frac{1}{12} (20 \times 33^3 - 19.2 \times 30^3) = 16695 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times \frac{1}{12} (1.5 \times 20^3) = 2000 \text{ cm}^4$$

$$A = 2 \times 20 \times 1.5 + 30 \times 0.8 = 84 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{I_x}{d_x} = \frac{16695}{16.5} = 1011.82 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{d_y} = \frac{2000}{10} = 200 \text{ cm}^3$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2000}{84}} = 4.88 \text{ cm}$$

۱-۱-۴-۳ کنترل فشردگی

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{20}{2 \times 1.5} = 6.67$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 11.24$$

$$\lambda_f < \lambda_p \Rightarrow \text{Flange is Compact}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{30}{0.8} = 37.5$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 111.22$$

$$\lambda_w \leq \lambda_p \Rightarrow \text{Web is Compact}$$

۳-۴-۲ کنترل مقاومت خمشی

$$M_p = F_y Z_x = 2400 \times 198.75 \times 10^{-5} = 4.77 \text{ t.m}$$

$$Z_x = 2(1.5 \times 20 \times 15.75) + 0.8 \times \frac{(30)^2}{8} \times 2 = 1125 \text{ cm}^3$$

$$L_b = 940 \text{ cm}$$

$$r_t = \sqrt{\frac{\frac{b_f^3 t_f}{12}}{b_f t_f + \frac{h_w t_w}{3}}} = \sqrt{\frac{\frac{20^3 \times 1.5}{12}}{20 \times 1.5 + \frac{30 \times 0.8}{3}}} = 5.13 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.1 \times 5.13 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 166.92 \text{ cm}$$

$$L_r = 3.75 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.75 \times 5.13 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 569.1 \text{ cm}$$

$$L_r \leq L_b$$

$$\Rightarrow M_n = F_{cr} \times S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{c_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

c = 1 برای مقاطع I شکل با تقاطع دوگانه

$$J = \frac{1}{3} \sum b t^3 = \frac{1}{3} (2 \times 20 \times 1.5^3 + 30 \times 0.8^3) = 50.12 \text{ cm}^4$$

$$r_{ts} = 1.2 r_y = 1.2 \times 4.88 = 5.86 \text{ cm}$$

$$c_b = 1.15 \quad \text{مطابق ۱۰-۲-۵ مبحث ۱۰}$$

$$h_0 = 31.5 \text{ cm} \quad \text{فاصله بین مراکز بال‌ها}$$

$$F_{cr} = \frac{1.15 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{\left(\frac{940}{5.86}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{50.12 \times 1}{1011.82 \times 31.5} \left(\frac{940}{5.86}\right)^2} = 1888.43 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$M_n = 1888.43 \times 1011.82 \times 10^{-5} = 19.11 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{8.02}{0.9 \times 19.11} = 0.47 < 1 \Rightarrow OK$$

۳-۱-۴-۳ کنترل برش

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

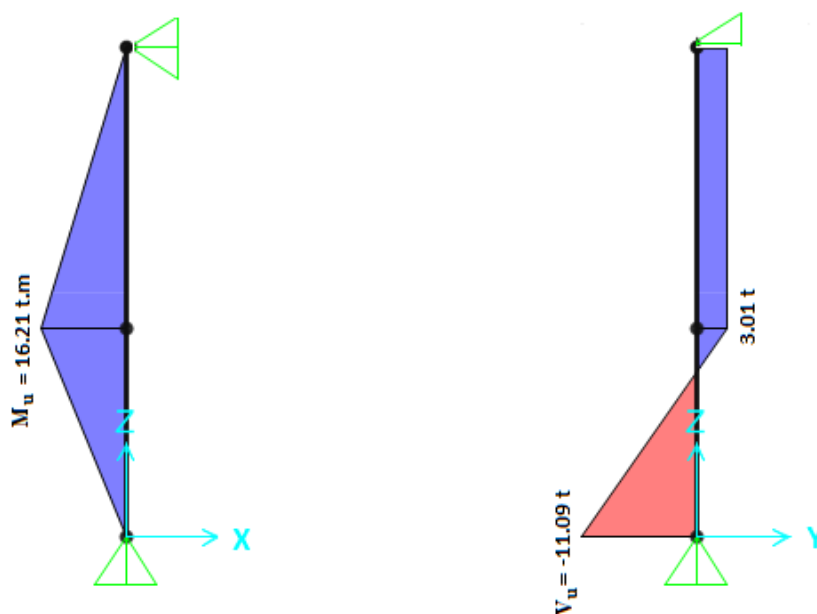
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{30}{0.8} = 37.5 < 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 73.69 \Rightarrow C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2400 \times (30 \times 0.8) \times 10^{-3} = 34.56 \text{ ton}$$

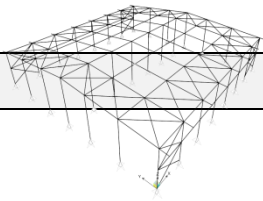
$$\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{3.17}{1 \times 34.56} = 0.091 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

۴-۱-۴-۳ طراحی وال پست‌ها براساس نیروهای زلزله ناشی از وزن دیوارهای جانبی

ماکزیمم لنگر و نیروی برشی با توجه منحنی‌های مربوط به بار زلزله که توسط نرم افزار بدست آمده، برابر است با:



شکل منحنی لنگر و نیروی برشی



۳-۴-۱-۵ کنترل لنگر

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{16.21}{0.9 \times 19.11} = 0.942 < 1 \Rightarrow OK$$

۳-۴-۱-۶ کنترل برش

$$\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{11.09}{1 \times 34.56} = 0.32 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

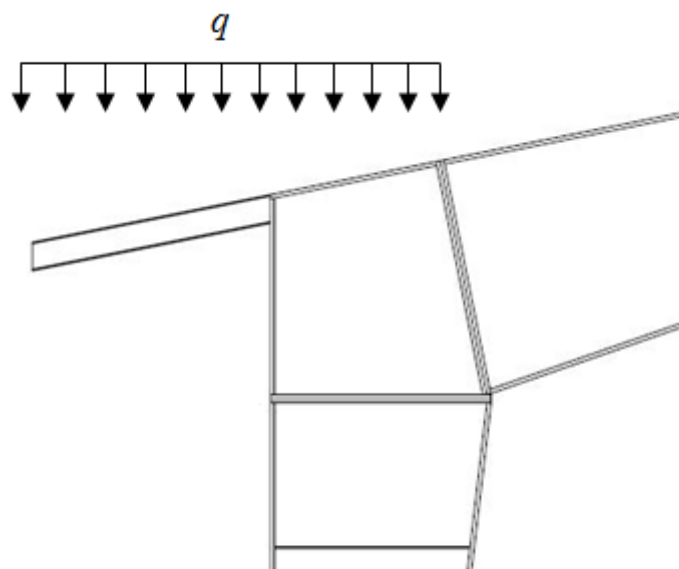
۳-۵ تیر آبچکان

۳-۵-۱ محاسبه بارهای تیر آبچکان

معمولا در سوله‌ها در طرف ستون‌های آن و در امتداد تیر شیب دار سقف، تیرهایی جهت ریزش آب موسوم به آبچکان به ستون‌های قاب متصل می‌کنند.

اگر طول تیر آبچکان ۱/۵ متر در نظر گرفته شود، نیرو و لنگر طراحی تیر به صورت زیر تعیین می‌شود :

طبق نشریه ۳۲۵ طراحی تیر آبچکان براساس بار مرده بعلاوه دو برابر بار زنده صورت می‌گیرد



$$q = (D + 2 \times S) \times L$$

$$q = (30 + 2 \times 150) \times 6 = 1980 \text{ kg/m}$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{2} = \frac{1980 \times 1.5^2}{2} = 2227.5 \text{ kg.m}$$

$$V_{\max} = qL = 1980 \times 1.5 \times 10^{-3} = 2.97 \text{ t}$$

از IPE180 برای آبچکان استفاده نموده و برایین مبنا تنش مجاز خمشی را بدست می‌آوریم.

۲-۵-۳ طراحی تیر آبچکان

۱-۲-۵-۳ کنترل مقاومت خمشی

با توجه به اینکه مقطع فشرده می‌باشد، از رابطه زیر استفاده می‌کنیم :

با توجه به اینکه تیر آبچکان طره‌ای می‌باشد بنابراین طبق آیین نامه مبحث ۱۰ طول مهار نشده آن را $2L$

در نظر می‌گیریم

$$L_b = 2 \times 150 = 300$$

مشخصات مقطع

$$h = 17.2 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.53 \text{ cm}$$

$$I_x = 1320 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 146 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 7.46 \text{ cm}$$

$$A = 23.9$$

$$I_y = 101 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 22.2 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 2.05 \text{ cm}$$

$$Z_x = 166.4 \text{ cm}^3$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 2.05 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 106.73$$

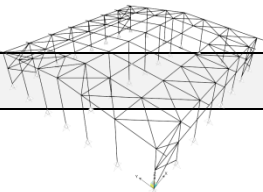
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_0}{E Jc} \right)^2}} = 273.24$$

$c = 1$ برای مقاطع I شکل با تقاطع دوگانه

$$h_0 = 17.2 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3 = \frac{1}{3} (2 \times 9.1 \times 0.8^3 + 18 \times 0.53^3) = 4 \text{ cm}^4$$

$$r_{ts} = 1.2 r_y = 1.2 \times 2.05 = 2.46 \text{ cm}$$



$$L_r = 1.95 \times 2.46 \frac{2.1 \times 10^6}{0.7 \times 2400} \sqrt{\frac{4 \times 1}{22.2 \times 17.2}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 2400 \times 22.2 \times 17.2}{2.1 \times 10^6 \times 4 \times 1} \right)^2}}$$

$$= 872.15 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \Rightarrow M_n = c_b [M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$

$$c_b = 1$$

$$M_p = Z_x F_y = 166.4 \times 2400 = 3.99 \text{ t.m}$$

$$M_n = 1 \times \left[3.99 - (3.99 - 0.7 \times 2400 \times 146 \times 10^{-5}) \left(\frac{300 - 106.73}{872.15 - 106.73} \right) \right] = 3.6 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{2.23}{0.9 \times 3.6} = 0.69 < 1 \Rightarrow OK$$

۳-۵-۲ کنترل برش

در تکیه گاه کنسول برش را کنترل می کنیم از یک ورق $۶ * ۲۲۰ * ۷۵۰$ در محل اتصال کنسول به رفته استفاده می شود.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{17.2}{0.53} = 32.45 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 66.26 \Rightarrow C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2400 \times 17.2 \times 0.53 \times 1 \times 10^{-3} = 13.13 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{2.97}{1 \times 13.13} = 0.23 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

۳-۶ طراحی سینه بندها

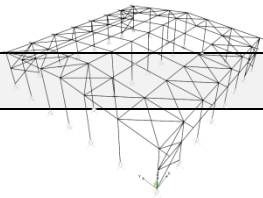
برای جلوگیری از کمانش جانبی پیچشی و مهار بال فشاری تیر قاب سینه بندهایی در فواصل ۲ متری از طریق اتصال بال فشاری تیر به لایه ها تعبیه می شود.
سینه بندها را براساس دو درصد نیروی فشاری بال تیر حاصل از لنگر خمشی حداکثر با نبشی طرح می کنیم.

$$I = \frac{1}{12} (35 \times 118^3 - 34 \times 115^3) = 483030.83$$

$$F = \frac{MQ}{I} = \frac{79.71 \times 10^5 \times 30 \times 2 \times 56}{429361} = 62377.72 \text{ kg}$$

برای تعیین نیروی فشاری سینه بند می توان نوشت :

$$P = 0.02 F = 1247.6 \text{ kg}$$



اگر از نبشی L50*50*5 استفاده شود، خصوصیات هندسی آن به شرح زیر است :

$$A = 4.8 \text{ cm}^2 \quad r_{\min} = 0.98 \text{ cm}$$

با توجه به عمق ۱.۱ متری تیر در محل لنگر خمشی حداکثر می‌توان نوشت :

$$\frac{KL}{r_{\min}} = \frac{100 \times 1.28}{0.98} = 130.61 \leq C_c = 139$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[0.658^{\frac{130.61^2 \times 2400}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}} \right] 2400 = 1050 \text{ kg/cm}^2$$

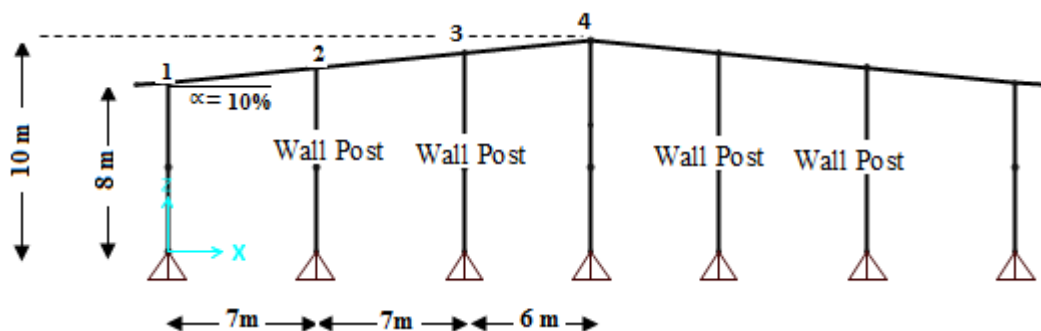
$$f_a = \frac{1247.6}{4.8} = 259.9 < F_{cr} = 1050 \Rightarrow OK$$

چنانچه برای اتصال سینه بند به تیر قاب از دو ورق به ابعاد ۵*۱۷۰*۱۱۵ در طرفین جان و از پیچ‌های معمولی با تنش مجاز برشی ۱۶۰۰ و به قطر ۱۴ میلیمتر استفاده کنیم، برای کنترل تنش برشی در پیچ‌ها می‌توان نوشت :

$$f_v = \frac{P}{A_b} = \frac{1247.6 \times 4}{\pi \times 1.4^2} = 810.5 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 0.4 \times 4000 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow OK$$

۳-۷ مهاربندی سقف

برای انتقال بار از دیوارهای انتهایی به بادبندهای سقف از ستون‌های سرکله که در دیوارهای انتهایی تعبیه می‌شوند استفاده می‌شود. نیروهای اعمالی F_1, F_2, F_3, F_4 در اثر باد به نقاط ،، ،، ۳ و ۴ با توجه به فشار باد و سطح باربر هر یک از ستون‌ها در محل اتصال نقاط مزبور به صورت زیر بدست می‌آیند.



$$P = 2 \times (0.8 + 0.5) \times 40.5 = 105.3 \text{ kg/m}^2$$

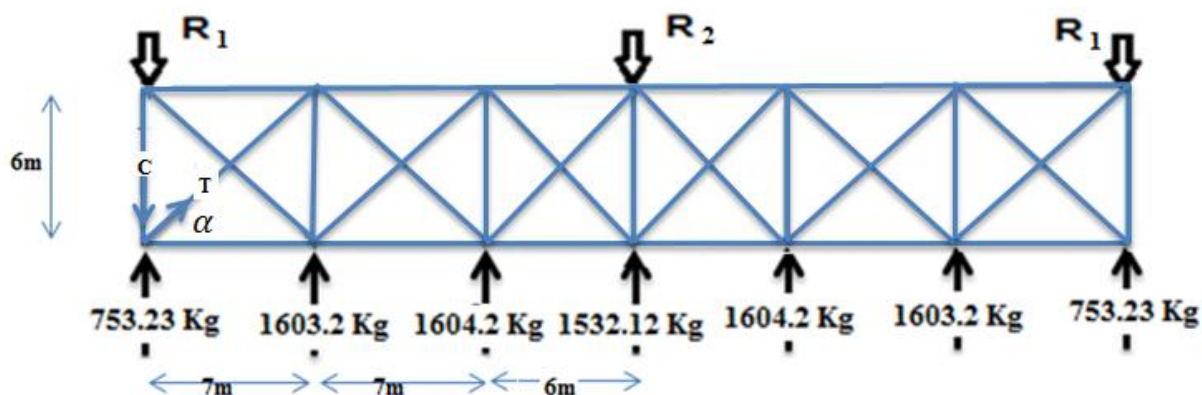
$$F_1 = \frac{3.5 \times \left(\frac{8 + 8.35}{2} \right) \times 105.3}{2} = 1506.45 \text{ Kg}$$

$$F_2 = \frac{7 \times \left(\frac{8.35 + 9.05}{2} \right) \times 105.3}{2} = 3206.39 \text{ Kg}$$

$$F_3 = \frac{6.5 \times \left(\frac{9.05 + 9.7}{2} \right) \times 105.3}{2} = 3208.36 \text{ Kg}$$

$$F_4 = \frac{6 \times 9.7 \times 105.3}{2} = 3064.23 \text{ Kg}$$

با توجه به تعبیه دو ردیف بادبند سقفی، نیروهای اعمالی به هر یک از بادبندهای سقفی در شکل زیر نشان داده شده است.



در این شکل عکس العمل R_1 با استفاده از تقارن شکل و لنگر گیری نسبت به امتداد نیروی R_2 برابر است با :

$$R_1 = \frac{(753.23 \times 20 + 1603.2 \times 14 + 1604.2 \times 6)}{20} = 2356.73 \text{ kg}$$

$$R_2 = 4739.92$$

با فرض اعضای قطری خریا تنها در کشش کار می کنند، بزرگ ترین نیروی کششی، T و فشاری، C ایجاد شده در خریا برابر است با :

$$T \cos \alpha = 2356.73 - 753.23 = 1603.5 \Rightarrow T = 2111.93 \text{ Kg}$$

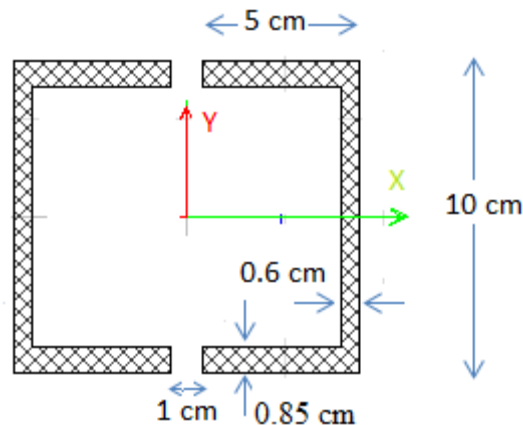
$$C = 2127.66 \text{ Kg}$$

$$T_r \leq 0.9 A_g F_y$$

$$2111.93 \leq 0.9 \times \frac{\pi d^2}{4} \times 2400 \Rightarrow d \geq 1.21 \text{ cm} \Rightarrow \text{use } \phi 14$$

۳-۷-۲ طراحی اعضای فشاری *strut*

برای طرح مهاربندهای فشاری در سقف از مقطع 2UNP100 استفاده می‌کنیم.



$$A = 26.96 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 3.92 \text{ cm}$$

$$r_y = 4.12 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{kl}{r} = \frac{1 \times 600}{3.92} = 153.06 > C_c = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139 \Rightarrow \text{elastic buckling}$$

$$F_{cr} = 0.877 \times \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 775.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 775.9 \times 26.96 = 20.92 \text{ t}$$

با استفاده از نتایج بدست آمده از تحلیل نرم افزار داریم:

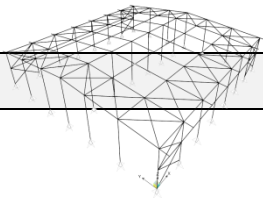
$$P_u = 13.15 \text{ t}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c \times P_n} = \frac{13.15}{0.9 \times 20.92} = 0.7 \Rightarrow O.K$$

۳-۸ مهاربندهای دیوار

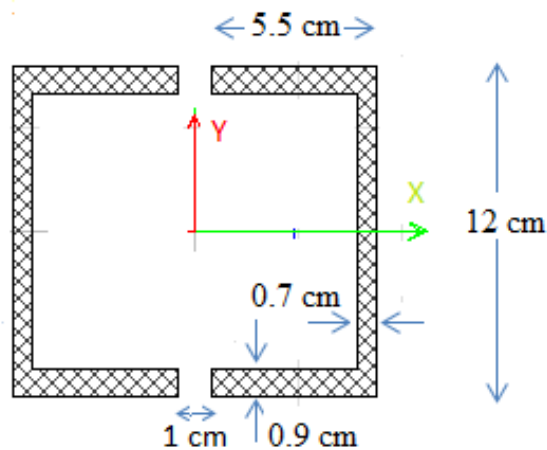
این مهاربندها برای پایداری کل سازه در جهت طولی می‌باشند و از خوابیدن قابها بر روی هم جلوگیری می‌کنند. نیروی ماکزیمم ایجاد شده در بادبندها برابر است با:

$$P = -15.12 \text{ t}$$



۳-۸-۱ طراحی مقطع مهاربندها

چنانچه از 2UNP12 برای بادبندها استفاده کنیم مشخصات مقطع عبارتند از:



$$A = 34.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 715.49 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 735.03 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 4.58 \text{ cm}$$

$$r_y = 4.64 \text{ cm}$$

$$L = 720 \text{ cm}$$

$$\lambda = \min \left(\frac{k_x L}{r_x}, \frac{k_y L}{r_y} \right) = \min \left(\frac{0.5 \times 720}{4.58} = 78.6, \frac{0.67 \times 720}{4.64} = 103.97 \right)$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[0.658 \frac{103.97^2 \times 2400}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6} \right] 2400 = 1421.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{15.12 \times 10^3}{34.8} = 434.48 < F_{cr} = 1421.3 \Rightarrow OK$$

$$\frac{L}{d} = \frac{787}{2.5} = 314.8 \approx 300 \Rightarrow OK$$

۳-۸-۲ تعیین فواصل بین لقمه‌ها

فواصل لقمه‌ها طبق آیین نامه باید طوری باشد که ضریب لاغری حداکثر $\frac{L_1}{r_1}$ هر نیمرخ در قسمتی که بین دو لقمه قرار دارد از $\frac{3}{4}$ ضریب لاغری تعیین کننده هر عضو مرکب تجاوز نکند. (L_1 فاصله مرکز به مرکز لقمه‌ها و r_1 شعاع ژیراسیون حداقل هر نیمرخ می‌باشد). در طول یک عضو مرکب، حداقل دو نقطه اتصال میانی در نقاط $\frac{1}{3}$ طول بین دو سر آن موجود باشد.

$$\frac{L_1}{r_1} \leq \frac{3}{4} \lambda = 0.75 \times 103.97 = 77.98$$

$$r_1 = 4.5$$

$$L_1 \leq 77.98 \times 4.5 = 350.9 \text{ cm} \geq \frac{L}{3} = \frac{720}{3} = 240 \text{ cm}$$

بنابراین لقمه‌ها را با دو نقطه اتصال میانی در نقاط $\frac{1}{3}$ طول بین دو سر آن استفاده می‌کنیم.

۹-۳ کنترل DRIFT

برای کنترل drift، تغییر مکان گره‌های سقف ناشی از بار باد را بدست می‌آوریم. این مقدار طبق بند ۶-۶-۱۰ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان باید کمتر از 0.005 برابر ارتفاع آن تراز از سطح زمین باشد.

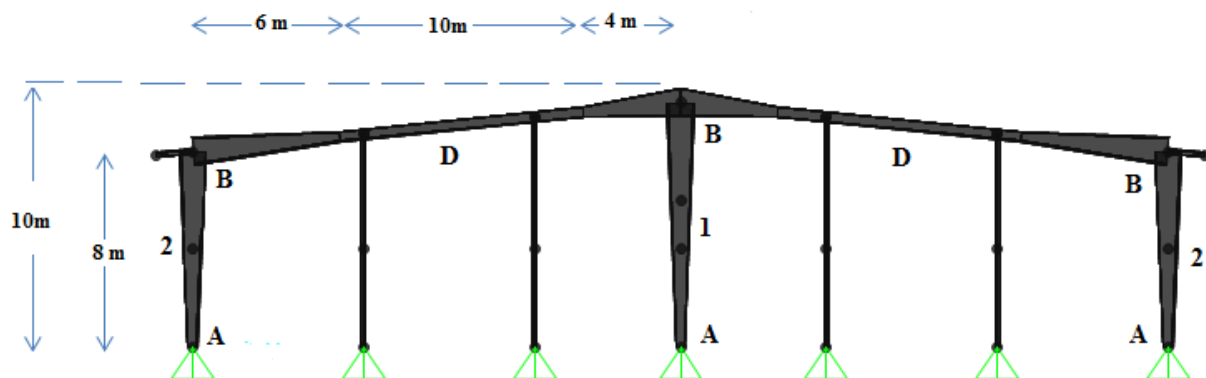
Table : joint displacement								
Joint	Output Case	Case Type	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
5	WX	LinStatic	0.044136	0.000000	0.000296	0.000000	0.001360	0.000000

$$\Delta_w \leq 0.005h = 0.005 \times 900 = 4.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_w = 4.41 \text{ cm}$$

$$\Delta_w = 4.41 \leq 4.5 \Rightarrow OK$$

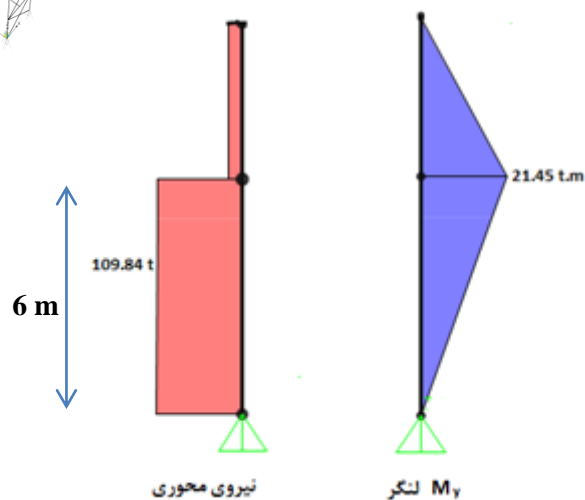
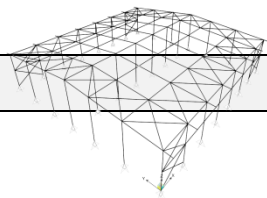
۱۰-۳ ستون‌ها



برای ستون‌ها دو تیپ ۱ و ۲ در نظر گرفته شده است.

۱-۱۰-۳ کنترل ستون تیپ ۱

در ترکیب بار بحرانی نیروها و لنگرهای وارده به مقطع به قرار زیر می‌باشد.



$$P_r = 109.84 \text{ t}$$

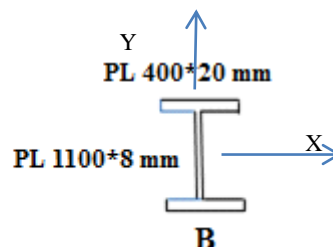
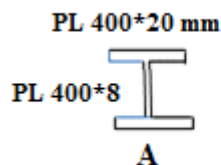
$$M_y = 21.44 \text{ t.m}$$

$$V_x = 9.2 \text{ t}$$

نیروی محوری

لنگر M_y

❖ مشخصات هندسی ستون

SECTION A: flang : plate 400×8 \forall web : plate 400×20

$$A = 188.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 60923.73 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 21334.87 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 3046.19 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 1066.74 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 17.96 \text{ cm}$$

$$r_y = 10.63 \text{ cm}$$

SECTION B: flang : plate 400×8 \forall web : plate 1100×20

$$A = 244.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 546014.4 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 21337.86 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 9927.53 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 1066.89 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 47.23 \text{ cm}$$

$$r_y = 9.34 \text{ cm}$$

۳-۱۰-۱ کنترل در برابر خمش

یکی از محدودیت‌های آیین نامه‌ی

AISC در طراحی اعضا با مقاطع متغیر

ضریب γ است که در واقع معرف

میزان متغیر بودن مقطع است که باید

در رابطه‌ی زیر صدق کند:

$$\gamma \leq \min \left(6, \frac{0.268L}{d_0} \right), \gamma = \frac{d_l - d_0}{d_0}$$

$$\gamma = \frac{114 - 44}{44} \cong 1/6 \leq \min \left(6, \frac{0.268 \times 1000}{44} \right) = 6 \text{ ok}$$

با توجه به نمودار جولیایان و لرانس برای قابهای مهار نشده مقدار k را بدست می آوریم.

$$G_B = 10$$

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b}$$

I تیر و ستون به صورت میانگین در مقطع محاسبه می شود

$$I_c = \frac{I_A + I_B}{2} = \frac{60923.73 + 546014.4}{2} = 303469.1 \text{ cm}^4$$

$$I_b = 0.3 \times \frac{I_B + I_D}{2} + 0.5 \times I_D + 0.2 \times \frac{I_B + I_D}{2} = 0.25I_B + 0.75I_D$$

$$I_B = 429361.1 \text{ cm}^4$$

$$I_D = 46470.4 \text{ cm}^4$$

$$I_b = 0.25 \times 429361.1 + 0.75 \times 46470.4 = 142193.1 \text{ cm}^4$$

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\frac{303469.1}{10}}{2 \times \frac{142193.1}{20}} = 2.13$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = 1.5 \rightarrow K_x = 1.9 \\ \gamma = 2 \rightarrow K_x = 1.8 \end{array} \right\} \gamma = 1.6 \rightarrow K_x = 1.88$$

$$G_A = 10$$

با توجه به مهاربندی عضو در جهت y، $K_y = 1$

محاسبه تنش مجاز فشاری

تنش مجاز فشاری را براساس مشخصات مقطع کوچک تر محاسبه می کنیم.

$$S = \max \left(\frac{k_y L}{r_{0x}}, \frac{KL}{r_{0y}} \right) = \max \left(\frac{1.88 \times 1000}{17/96}, \frac{1 \times 1000}{9/34} \right) = 107.1$$

$$\lambda_{maj} = 107.1 \leq C_c = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.32$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{QF_y}{F_e}$$

$$Q = Q_s \times Q_a$$

المانهای لاغر سخت نشده

برای بالهای مقطع داریم

$$\frac{b}{2t_f} < 0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \rightarrow Q_s = 1$$

$$k_s = \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{110}{0.8}}} = 0.35$$

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{40}{2 \times 2} = 10 < 0.64 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \times 0.35}{2400}} 11.2 \rightarrow Q_s = 1$$

المان‌های لاغر سخت شده یا Q_a

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A}$$

A = سطح مقطع کل عضو

A_{eff} = مجموع سطح مقطع‌های موثر براساس عرض موثر کاهش یافته b_e

$$f = F_{cr}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{107.1^2} = 1806.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = 1 \rightarrow F_{cr} = 0.658 \frac{2400}{1806.92} \times 2400 = 1376.5$$

$$f = F_{cr} = 1376.5$$

$$\frac{b}{t} = \frac{110}{0.8} = 137.5 \geq 1.49 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1376.5}} = 58.2$$

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right]} \leq b$$

$$b_e = 1.92 \times 0.8 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1376.5} \left[1 - \frac{0.34}{(110/0.8)} \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1376.5}} \right]} = 57.02 \text{ cm}$$

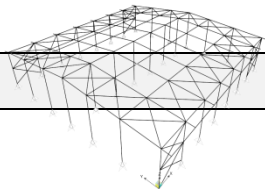
$$Q_a = \frac{2 \times (40 \times 2) + 0.8 \times 57.02}{110 \times 0.8 + 2 \times (2 \times 40)} = 0.83$$

$$Q = Q_s \times Q_a = 1 \times 0.83 = 0.83$$

$$Q = 0.83 \rightarrow F_{cr} = 0.658 \frac{0.83 \times 2400}{1806.92} \times 2400 = 1512.93 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f = F_{cr} = 1512.93 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{110}{0.8} = 137.5 \geq 1.49 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1512.93}} = 55.51$$



$$b_e = 1.92 \times 0.8 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1512.93} \left[1 - \frac{0.34}{(110/0.8)} \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1512.93}} \right]} = 54.53 \text{ cm}$$

$$Q_a = \frac{2 \times (40 \times 2) + 0.8 \times 54.53}{110 \times 0.8 + 2 \times (2 \times 40)} = 0.82$$

$$Q = Q_s \times Q_a = 1 \times 0.82 = 0.82$$

$$Q = 0.82 \rightarrow F_{cr} = 0.658^{\frac{0.82 \times 2400}{1806.92}} \times 2400 = 1521.36 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_{ave} = 1521.36 \times 188.8 = 287232.7 kg$$

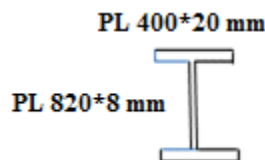
$$P_u = \phi_c P_n = 0.9 \times 289883.2 = 233894.9 Kg$$

$$P_r = 109.84 t$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{109840}{233894.9} = 0.47 \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{P_u} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

مقاومت خمشی مقطع را با توجه به منحنی‌های لنگر و نیروی محوری ترسیم شده برای مقطع بحرانی (مقطع به فاصله ۶ متر از تکیه گاه) محاسبه می‌کنیم.

با توجه به اینکه لنگر حول محور ضعیف وجود دارد بنابراین مطابق آیین نامه مقاومت خمشی مقطع را براساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش موضعی محاسبه می‌کنیم



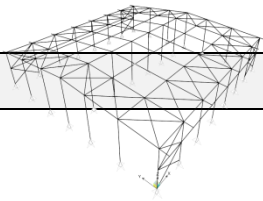
$$A = 40 \times 2 \times 2 + 82 \times 0.8 = 225.6 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} (40 \times 86^3 - 39 \times 82^3) = 328240.67 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} (2 \times 2 \times 40^3) = 21333.33 \text{ cm}^4$$

$$S_y = \frac{I_y}{d} = \frac{21333.33}{20} = 1066.67 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 4 \times 20 \times 2 \times 10 = 1600 \text{ cm}^3$$



الف معیار تسلیم

$$M_{ny} = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

$$M_{ny} = 2400 \times 1600 = 38.4 \text{ t.m} \leq 1.6 \times 2400 \times 1066.67 = 40.96 \text{ t.m}$$

ب کمانش موضعی بال

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
		λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the weak axis	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$t = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{b_f}{t} = \frac{20}{2} = 10 \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 11.21$$

بنابراین مقطع دارای بال فشرده می‌باشد و مقاومت مقطع براساس حالت تسلیم تعیین می‌شود

$$M_{ny} = 38.4 \text{ t.m}$$

$$\frac{P_r}{P_u} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{109.84}{233.89} + \frac{8}{9} \left(\frac{0}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{21.44}{0.9 \times 38.4} \right) = 1.01 \leq 1.0$$

۳-۱۰-۱-۲ کنترل برش

در این مرحله مقطع را برای برش کنترل می‌کنیم :

کنترل مقطع B

$$F_v = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{110}{0.8} = 137.5 > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 90.61$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \approx 5$$

$$\Rightarrow C_v = \frac{1.51 \times k_v \times E}{F_y \left(\frac{h}{t_w}\right)^2} = 0.35$$

$$\phi_v F_v = 0.9 \times 0.6 F_y \times A_w \times C_v = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 244.8 \times 0.35 = 111041 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi_v F_v} = \frac{9200}{111041} \approx 0.08 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

کنترل مقطع A (پای ستون)

$$F_v = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{40}{0.8} = 50 < 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 90.61 \rightarrow C_v = 1$$

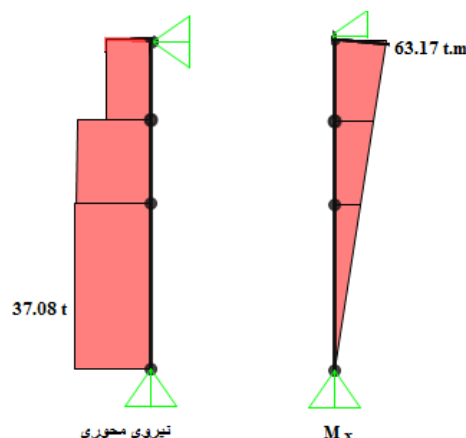
$$\phi_v F_v = 0.9 \times 0.6 F_y \times A_w \times C_v = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 188.8 \times 1 = 244684.8 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi_v F_v} = \frac{9200}{244684.8} \approx 0.04 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

علی رغم اینکه برش در ضعیف‌ترین مقطع نیز جوابگوست، با این حال برای جلوگیری از تابیدگی و پیچش در هنگام جوشکاری از سخت کننده به فواصل 2.1 متر از یکدیگر استفاده شده است.

۳-۱۰-۲ کنترل ستون تیپ ۲

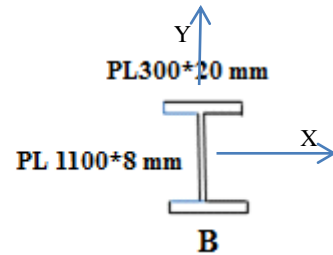
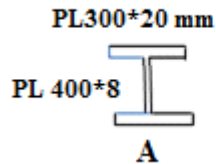
در ترکیب بار بحرانی نیروها و لنگرهای وارده به مقطع به قرار زیر می‌باشد.



$$M_x = 63.17 t.m$$

$$P_r = 37.08$$

مشخصات هندسی ستون



SECTION A : flang : plate 300×20 \forall web : plate 400×8

$$A = 148.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 46470.4 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 9001.54 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 2323.52 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 600.1 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 17.67 \text{ cm}$$

$$r_y = 7.78 \text{ cm}$$

SECTION B : flang : plate 300×20 \forall web : plate 1100×8

$$A = 204.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 429361.1 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 9004.52 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 7806.56 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 600.3 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 45.79 \text{ cm}$$

$$r_y = 6.63 \text{ cm}$$

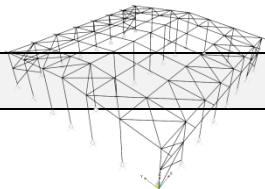
۳-۱۰-۲-۱ کنترل در برابر خمش

یکی از محدودیت‌های آیین نامه‌ی *AISC* در طراحی اعضا با مقاطع متغیر ضریب γ است که در واقع معرف

میزان متغیر بودن مقطع است که باید در رابطه‌ی زیر صدق کند:

$$\gamma \leq \min \left(6, \frac{0.268L}{d_0} \right), \gamma = \frac{d_l - d_0}{d_0}$$

$$\gamma = \frac{114 - 44}{44} \cong 1/6 \leq \min \left(6, \frac{0.268 \times 1000}{44} \right) = 6 \text{ ok}$$



با توجه به نمودار جولیای و لرانس برای قابهای مهار نشده مقدار k را بدست می آوریم.

$$G_B = 10$$

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b}$$

I تیر و ستون به صورت میانگین در مقطع محاسبه می شود

$$I_c = \frac{I_A + I_B}{2} = \frac{46470.4 + 429361.1}{2} = 237915.75 \text{ cm}^4$$

$$I_b = 0.3 \times \frac{I_B + I_D}{2} + 0.5 \times I_D + 0.2 \times \frac{I_B + I_D}{2} = 0.25I_B + 0.75I_D$$

$$I_B = 429361.1 \text{ cm}^4$$

$$I_D = 46470.4 \text{ cm}^4$$

$$I_b = 0.25 \times 429361.1 + 0.75 \times 46470.4 = 142193.1 \text{ cm}^4$$

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\frac{237915.75}{8}}{\frac{142193.1}{20}} = 4.18 \left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1.5 \rightarrow K_x = 2.3 \\ \gamma = 2 \rightarrow K_x = 2.1 \end{array} \right\} \gamma = 1.6 \rightarrow K_x = 2.25$$

$$G_A = 10$$

با توجه به مهاربندی عضو در جهت y ، $K_y = 1$ و طول مهاری آن به دلیل وجود strut جانبی ۴ متر می باشد

محاسبه تنش مجاز فشاری

تنش مجاز فشاری را براساس مشخصات مقطع کوچک تر محاسبه می کنیم

$$S = \max \left(\frac{k_y L}{r_{0x}}, \frac{KL}{r_{0y}} \right) = \max \left(\frac{2.25 \times 800}{17.67}, \frac{1 \times 400}{6.63} \right) = 101.87$$

$$\lambda_{maj} = 101.87 \leq C_c = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.32$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{Q F_y}{F_e}$$

$$Q = Q_s \times Q_a$$

المانهای لاغر سخت نشده

برای بالهای مقطع داریم

$$\frac{b}{2t_f} < 0.64 \sqrt{\frac{E k_c}{F_y}} \rightarrow Q_s = 1$$

$$k_s = \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{110}{0.8}}} = 0.35$$

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{30}{2 \times 2} = 7.5 < 0.64 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \times 0.35}{2400}} = 11.2 \rightarrow Q_s = 1$$

المان‌های لاغر سخت شده یا Q_a

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A}$$

A = سطح مقطع کل عضو

A_{eff} = مجموع سطح مقطع‌های موثر براساس عرض موثر کاهش یافته b_e

$$f = F_{cr}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{101.87^2} = 1997.22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = 1 \rightarrow F_{cr} = 0.658^{\frac{2400}{1997.22}} \times 2400 = 1451.4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f = F_{cr} = 1451.4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{110}{0.8} = 137.5 \geq 1.49 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1451.4}} = 56.67$$

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right]} \leq b$$

$$b_e = 1.92 \times 0.8 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1451.4} \left[1 - \frac{0.34}{(110/0.8)} \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1451.4}} \right]} = 55.61 \text{ cm}$$

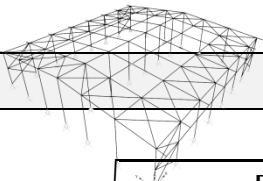
$$Q_a = \frac{2 \times (30 \times 2) + 0.8 \times 55.61}{110 \times 0.8 + 2 \times (2 \times 30)} = 0.79$$

$$Q = Q_s \times Q_a = 1 \times 0.79 = 0.79$$

$$Q = 0.79 \rightarrow F_{cr} = 0.658^{\frac{0.79 \times 2400}{1997.22}} \times 2400 = 1613.1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f = F_{cr} = 1613.1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{110}{0.8} = 137.5 \geq 1.49 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1613.1}} = 53.76$$



$$b_e = 1.92 \times 0.8 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1613.1} \left[1 - \frac{0.34}{(110/0.8)} \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1613.1}} \right]} = 52.89 \text{ cm}$$

$$Q_a = \frac{2 \times (30 \times 2) + 0.8 \times 52.89}{110 \times 0.8 + 2 \times (2 \times 30)} = 0.78$$

$$Q = Q_s \times Q_a = 1 \times 0.78 = 0.78$$

$$Q = 0.82 \rightarrow F_{cr} = 0.658^{\frac{0.78 \times 2400}{1997.22}} \times 2400 = 1614.77 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_{ave} = 1614.77 \times 148.8 = 240277.78 kg$$

$$P_u = \phi_c P_n = 0.9 \times 240277.78 = 216250 Kg$$

$$P_r = 37.8t$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{37.8 \times 10^3}{216250} = 0.17 \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{2P_u} + \left(\frac{M_{rx}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

تعیین تنش مجاز خمشی F_{by}

$$h_s = 1 + 0.23 \gamma \sqrt{\frac{l_b d_0}{A_f}} = 1 + 0.023 \times 1.6 \times \sqrt{\frac{800 \times 44}{30 \times 2}} = 1.89$$

$$I_{T0} = 2 \times \frac{(30)^3}{12} = 4500 \text{ cm}^4, \quad A_{T0} = 30 \times 2 + \frac{40 \times 0.8}{6} = 65.33 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow r_{T0} = \sqrt{\frac{4500}{65.33}} = 8.3 \text{ cm}$$

$$h_s = 1 + 0.00385 \gamma \sqrt{\frac{l_b}{r_{T0}}} = 1 + 0.00385 \times 1.6 \times \sqrt{\frac{800}{8.3}} = 1.06$$

$$F_{sy} = \frac{84 \times 10^4 \times A_f}{h_s l_b d_0} = \frac{84 \times 10^4 \times 30 \times 2}{1.89 \times 800 \times 44} = 757.58 \frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{wy} = \frac{12 \times 10^6}{\left(\frac{h_w l_b}{r_{T0}} \right)^2} = \frac{12 \times 10^6}{\left(\frac{1/06 \times 800}{8.3} \right)^2} = 1149.6 \frac{kg}{cm^2}$$

چون انتهای تیر ستون مفصلی است، بنابراین برای تعیین B می توان نوشت :

$$B = \frac{1/75}{1+0.25\sqrt{\gamma}} = \frac{1.75}{1+0.25\sqrt{1.6}} = 1.33$$

بنابراین تنش مجاز خمشی از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$F_{by} = \frac{2}{3} \left[1 - \frac{F_y}{6B \sqrt{F_{sy}^2 + F_{wy}^2}} \right] \times F_y \leq 0.6F_y \quad ; \quad F_{by} \geq \frac{F_y}{3} \quad \text{برای}$$

$$\Rightarrow F_{by} = \frac{2}{3} \left[1 - \frac{2400}{6 \times 1.33 \sqrt{(757.58)^2 + (1149.6)^2}} \right] \times 2400 = 1250.5$$

$$M_{nx} = \frac{5}{3} S_{xB} F_{by} = \frac{5}{3} \times 7806.56 \times 1250.5 = 156.85 \text{ t.m}$$

$$\frac{P_r}{2P_u} + \left(\frac{M_{rx}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \Rightarrow \frac{37.08}{2 \times 216.25} + \frac{63.17}{156.85} = 0.49 < 1.0 \Rightarrow O.K$$

کنترل برش ۲-۲-۱۰-۳

در این مرحله مقطع را برای برش کنترل می‌کنیم:

$$V_{max} = 13.8 \text{ t}$$

کنترل مقطع B

$$F_v = 0.6F_y A_w C_v$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{110}{0.8} = 137.5 > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 90.61$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} \approx 5$$

$$\Rightarrow C_v = \frac{1.51 \times k_v \times E}{F_y \left(\frac{h}{t_w} \right)^2} = 0.35$$

$$\phi_v F_v = 0.9 \times 0.6 F_y \times A_w \times C_v = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times (0.8 \times 110) \times 0.35 = 39916.8 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi_v F_v} = \frac{13.8 \times 10^3}{39916.8} \approx 0.35 \leq 1.0 \Rightarrow O.K$$

کنترل مقطع A (پای ستون)

$$F_v = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{40}{0.8} = 50 < 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 90.61 \rightarrow C_v = 1$$

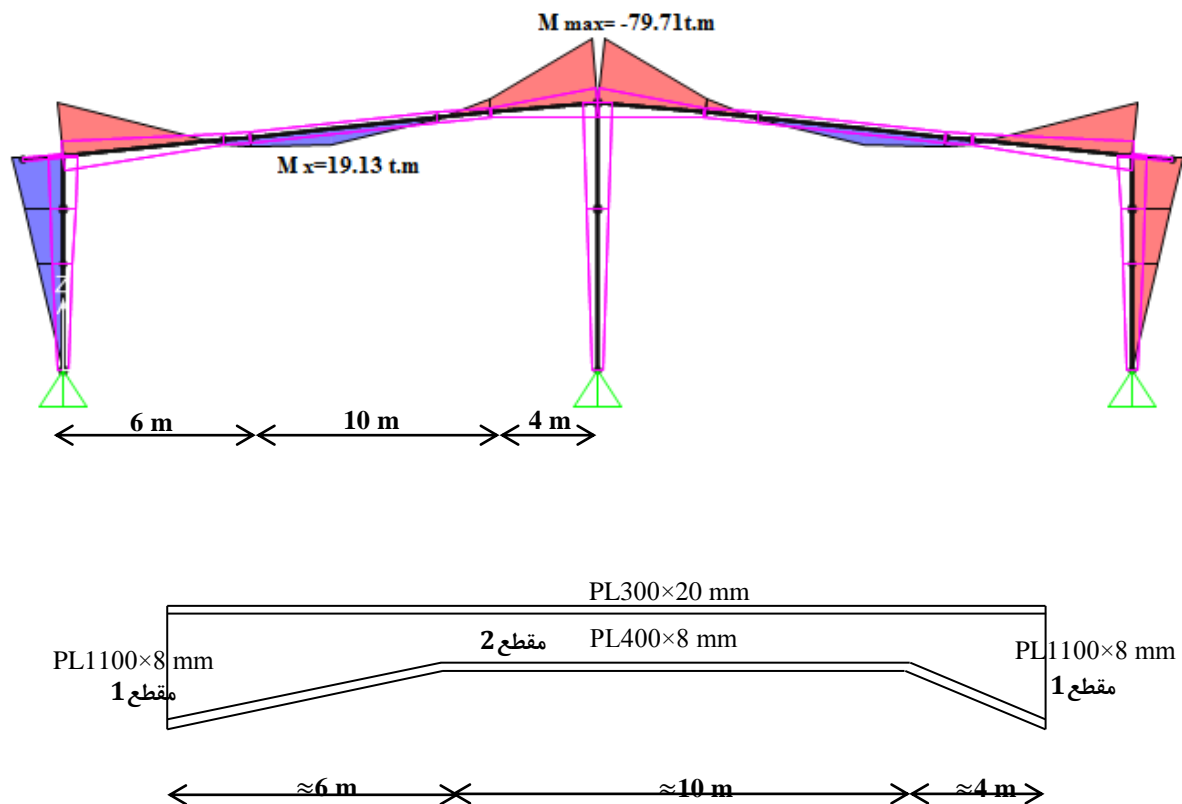
$$\phi_v F_v = 0.9 \times 0.6 F_y \times A_w \times C_v = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times (40 \times 0.8) \times 1 = 41472 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi_v F_v} = \frac{13.8 \times 10^3}{41472} \approx 0.33 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

علی رغم اینکه برش در ضعیف‌ترین مقطع نیز جوابگوست، با این حال برای جلوگیری از تابیدگی و پیچش در هنگام جوشکاری از سخت کننده به فواصل 2.1 متر از یکدیگر استفاده شده است.

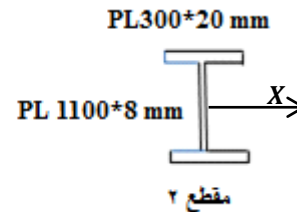
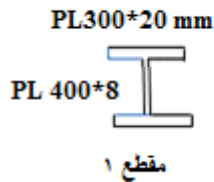
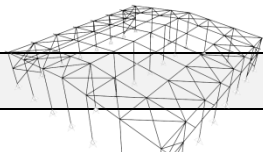
۳-۱۱ تیرها

۳-۱۱-۱ مشخصات مقطع



۱ در مقطع: $P=9.6 \text{ t}$ $M_x = 79.71 \text{ t.m}$

۲ در مقطع: $P=8.5 \text{ t}$ $M_x = 19.13 \text{ t.m}$



مشخصات مقطع ۱

SECTION 1: flang : plate300×20 ∇web : plate400×8

$$A = 148.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 46470.4 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 9001.54 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 2323.52 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 600.1 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 17.67 \text{ cm}$$

$$r_y = 7.78 \text{ cm}$$

مشخصات مقطع ۲

SECTION 2: flang : plate300×20 ∇web : plate1100×8

$$A = 204.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 429361.1 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 9004.52 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 7806.56 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 600.3 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 45.79 \text{ cm}$$

$$r_y = 6.63 \text{ cm}$$

۲-۱۱-۳ کنترل مقاطع تیرها

یکی از محدودیت‌های آیین‌نامه‌ی AISC در طراحی اعضا با مقاطع متغیر ضریب γ است که در واقع معرف میزان متغیر بودن مقطع است که باید در رابطه‌ی زیر صدق کند:

$$\gamma \leq \min \left(6, \frac{0.268L}{d_0} \right), \gamma = \frac{d_l - d_0}{d_0}$$

$$\gamma = \frac{114 - 44}{44} \cong 1/6 \leq \min \left(6, \frac{0.268 \times 2000}{44} \right) = 6 \text{ ok}$$

برای بدست آوردن طول موثر فرض می‌شود که تیرها در محل اتصال به عنوان تکیه گاه مناسبی در مقابل کمانش حول محور قوی عمل می‌کنند و در نتیجه طول موثر را برابر واحد فرض می‌کنیم؛ و نیز تیر حول محور ضعیف در فواصل ۷ و ۶ متری دارای مهار جانبی (strut) می‌باشد.

محاسبه تنش مجاز فشاری

تنش مجاز فشاری را براساس مشخصات مقطع کوچک‌تر محاسبه می‌کنیم.

$$S = \max \left(\frac{k_y L}{r_{0x}}, \frac{KL}{r_{0y}} \right) = \max \left(\frac{1 \times 2000}{17/67}, \frac{1 \times 700}{6.63} \right) = 113.19$$

$$\lambda_{maj} = 107.1 \leq C_c = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.32$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{Q F_y}{F_e}$$

$$Q = Q_s \times Q_a$$

المان‌های لاغر سخت نشده

برای بال‌های مقطع داریم

$$\frac{b}{2t_f} < 0.64 \sqrt{\frac{E k_c}{F_y}} \rightarrow Q_s = 1$$

$$k_s = \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{110}{0.8}}} = 0.35$$

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{30}{2 \times 2} = 7.5 < 0.64 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \times 0.35}{2400}} = 11.2 \rightarrow Q_s = 1$$

المان‌های لاغر سخت شده یا Q_a

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A}$$

A = سطح مقطع کل عضو

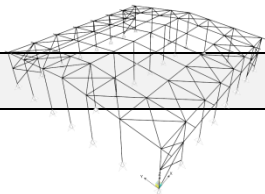
A_{eff} = مجموع سطح مقطع‌های موثر براساس عرض موثر کاهش یافته b_e

$$f = F_{cr}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{113.19^2} = 1617.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = 1 \rightarrow F_{cr} = 0.658 \frac{2400}{1617.72} \times 2400 = 1289.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f = F_{cr} = 1289.84$$



$$\frac{b}{t} = \frac{110}{0.8} = 137.5 \geq 1.49 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1289.84}} = 60.12$$

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right]} \leq b$$

$$b_e = 1.92 \times 0.8 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1289.84} \left[1 - \frac{0.34}{(110/0.8)} \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1289.84}} \right]} = 58.8 \text{ cm}$$

$$Q_a = \frac{2 \times (30 \times 2) + 0.8 \times 58.8}{110 \times 0.8 + 2 \times (2 \times 30)} = 0.80$$

$$Q = Q_s \times Q_a = 1 \times 0.80 = 0.80$$

$$Q = 0.80 \rightarrow F_{cr} = 0.658^{\frac{0.80 \times 2400}{1617.72}} \times 2400 = 1460.4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f = F_{cr} = 1460.4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{110}{0.8} = 137.5 \geq 1.49 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1460.4}} = 56.5$$

$$b_e = 1.92 \times 0.8 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1460.4} \left[1 - \frac{0.34}{(110/0.8)} \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1460.4}} \right]} = 56.83 \text{ cm}$$

$$Q_a = \frac{2 \times (30 \times 2) + 0.8 \times 56.83}{110 \times 0.8 + 2 \times (2 \times 30)} = 0.80$$

$$Q = Q_s \times Q_a = 1 \times 0.80 = 0.80$$

$$Q = 0.80 \rightarrow F_{cr} = 0.658^{\frac{0.80 \times 2400}{1617.72}} \times 2400 = 1460.4 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_{ave} = 1460.4 \times 148.8 = 217307.5 \text{ kg}$$

$$P_u = \phi_c P_n = 0.9 \times 217307.5 = 195576.77 \text{ Kg}$$

$$P_r = 9.6t$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{9.6}{233.89} = 0.04 \leq 0.2 \Rightarrow \frac{P_r}{2 \times P_u} + \left(\frac{M_{rx}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

محاسبه تنش مجاز خمشی F_{by}

الف برای مقطع متغیر:

با توجه به اینکه ماکزیمم مقدار لنگر در محل اتصال دو تیر، رخ می‌دهد بنابراین کنترل را برای این مقطع انجام می‌دهیم.

کنترل لاغری مقطع

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{35}{2 \times 15} = 11.7$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 11.24$$

$$\lambda < \lambda_p$$

بنابراین مقطع فشرده است.

تعیین مقدار طول مهار نشده L_b و مقایسه آن با L_p و L_r

L_b : فاصله بین نقاطی که در مقابل جابجایی با فشاری و یا در مقابل تابیدگی مقطع، مهار شده باشند.

چون بال و جان هر دو فشرده‌اند پس ظرفیت مقطع را از F-2 محاسبه می‌کنیم.

$$L_b = 700 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 6.63 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 345.17 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_0}{E Jc} \right)^2}}$$

$c = 1$ برای مقاطع I شکل با تقاطع دوگانه

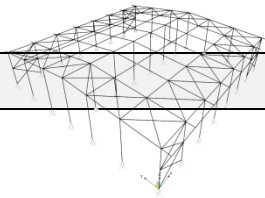
فاصله بین مراکز بال $h_0 = 17.2 \text{ cm}$

$$J = \frac{1}{3} \sum b t^3 = \frac{1}{3} (2 \times 30 \times 2^3 + 110 \times 0.8^3) = 178.77 \text{ cm}^4$$

$$r_{ts} = 1.2 r_y = 1.2 \times 6.63 = 7.96 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_r &= 1.95 \times 7.96 \frac{2.1 \times 10^6}{0.7 \times 2400} \sqrt{\frac{178.77 \times 1}{7806.56 \times 110}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 2400 \times 7806.56 \times 110}{2.1 \times 10^6 \times 178.77 \times 1} \right)^2}} \\ &= 930.22 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

محاسبه M_{nx} برای مقطع

1) Yielding

$$M_n = F_y Z_x = 2400 \times 2 \times \left(2 \times 55 \times \frac{55}{2} + 2 \times 30 \times 56 \right) = 30648000 \text{ kg.cm} = 306.48 \text{ ton.m}$$

$$2) L.T.B \rightarrow M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_p = 306.48 \text{ t.m}$$

$$C_{b1} = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$L_b = 700 \text{ cm} \Rightarrow C_{b1} = \frac{12.5 \times 79.71}{2.5 \times 79.71 + 3 \times 5.04 + 4 \times 24.61 + 3 \times 47.57} = 2.19$$

$$M_{nx} = 2.19 \left[306.48 - \left(306.48 - 0.7 \times 2400 \times 7806.56 \times 10^{-5} \right) \left(\frac{700 - 345.17}{930.22 - 345.17} \right) \right] = 438.31 \text{ t.m} < 306.48$$

$$\Rightarrow M_{nx} = 306.48 \text{ t.m}$$

$$\frac{P_r}{2P_u} + \left(\frac{M_{rx}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \Rightarrow \frac{9.6}{2 \times 233.89} + \frac{79.71}{0.9 \times 306.48} \times 0.3 < 1.0 \Rightarrow O.K$$

کنترل برای مقطع ثابت میانی

محاسبه لاغری در مقطع

$$\begin{cases} \lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1 \times 2000}{17.67} = 113.19 \\ \lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1 \times 700}{7.78} = 89.97 \end{cases}$$

$$\lambda = \text{Max} \{ \lambda_x, \lambda_y \} = 113.19$$

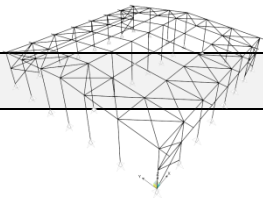
$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{113.19^2} = 1619.72 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

کنترل فشردگی در مقطع

کنترل فشردگی بال مقطع

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{30}{2 \times 2} = 7.5$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 11.24 \Rightarrow \lambda_f < \lambda_p \text{ OK (Flange is Compact)}$$



کنترل فشردگی جان مقطع

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{40}{0.8} = 50$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 111.22$$

$$\lambda_w \leq \lambda_p \Rightarrow \text{Web is Compact}$$

$$C_c = 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} = 139.32 \quad Q=1 \Rightarrow \lambda = 113.19 < 139.32$$

چون مقطع (هم بال و هم جان) لاغر نیست $Q=1$ خواهد بود.

محاسبه $\left(\frac{P_u}{\phi_c P_n}\right)$ نسبت نیروی نهایی به ظرفیت فشاری مقطع

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{QF_y}{F_e}}) QF_y = 0.658^{\frac{2400}{1619.72}} \times 2400 = 1290.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \times A = 1290.83 \times 148.8 = 192075.5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 192075.5 \times 10^{-3} = 172.87 \text{ ton}$$

$$P_u = 8.5 \text{ ton} \Rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.05$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \Rightarrow \left\{ \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right\} \leq 1.0$$

تعیین مقدار طول مهار نشده L_b و مقایسه آن با L_p و L_r

L_b : فاصله بین نقاطی که در مقابل جابجایی با فشاری و یا در مقابل تابیدگی مقطع، مهار شده باشند.

چون بال و جان هر دو فشرده‌اند پس ظرفیت مقطع را از F-2 محاسبه می‌کنیم.

$$L_b = 700 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 7.78 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 405.04 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_0}{E J_c} \right)^2}}$$

$C = 1$ برای مقاطع I شکل با تقاطع دوگانه

فاصله بین مراکز بال $h_0 = 17.2 \text{ cm}$

$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3 = \frac{1}{3} (2 \times 30 \times 2^3 + 40 \times 0.8^3) = 166.83 \text{ cm}^4$$

$$r_{ts} = 1.2r_y = 1.2 \times 7.78 = 9.34 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 \times 9.34 \frac{2.1 \times 10^6}{0.7 \times 2400} \sqrt{\frac{166.83 \times 1}{2323.52 \times 40}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 2400 \times 2323.52 \times 40}{2.1 \times 10^6 \times 166.83 \times 1} \right)^2}}$$

$$= 1534.39 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

محاسبه M_{nx} برای مقطع

1) Yielding

$$M_n = F_y Z_x = 2400 \times 2 \times (2 \times 40 \times \frac{40}{2} + 2 \times 30 \times 21) = 13728000 \text{ kg.cm} = 137.28 \text{ ton.m}$$

$$2) L.T.B \rightarrow M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_p = 306.48 \text{ t.m}$$

$$C_{b1} = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$L_b = 700 \text{ cm} \Rightarrow C_{b1} = \frac{12.5 \times 19.13}{2.5 \times 19.13 + 3 \times 16.6 + 4 \times 17.18 + 3 \times 9.58} = 1.23$$

$$M_{nx} = 1.23 \left[137.28 - (137.28 - 0.7 \times 2400 \times 2323.52 \times 10^{-5}) \left(\frac{700 - 405.04}{1534.39 - 405.04} \right) \right] = 137.29 \text{ t.m} < 137.28$$

$$\Rightarrow M_{nx} = 137.28 \text{ t.m}$$

$$\frac{P_r}{2P_u} + \left(\frac{M_{rx}}{\Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \Rightarrow \frac{8.5}{2 \times 172.87} + \frac{19.13}{0.9 \times 137.28} \times 0.18 < 1.0 \Rightarrow O.K$$

کنترل برش

۲-۲-۱۱-۳

SECTION A: flang : plate 400×20 web : 1100×0.8

$$V = 19.4t$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{110}{0.8} = 137.5 > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 92.27$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{\infty}{110}\right)^2} = 5$$

$$\Rightarrow C_v = \frac{1.51 \times k_v \times E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.51 \times 5 \times 2.1 \times 10^6}{\left(\frac{110}{0.8}\right)^2 \times 2400} = 0.35$$

$$\phi_v F_v = 0.9 \times 0.6 f_y \times A_w \times C_v = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 110 \times 0.8 \times 0.35 = 39.91t$$

$$\frac{V_u}{\phi_v F_v} = \frac{19.4}{39.91} = 0.49 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

SECTION A: flang : plate 300×20 web : 400×0.8

$$\frac{h}{t_w} = \frac{40}{0.8} = 50 < 1.1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 72.75$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{\infty}{400}\right)^2} = 5$$

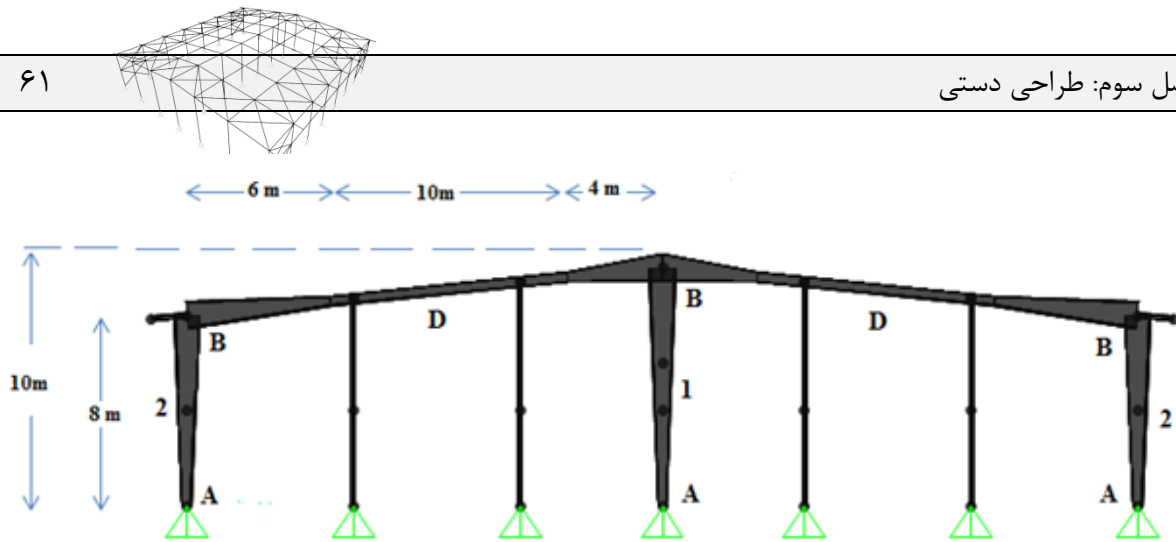
$$\Rightarrow C_v = 1$$

$$\phi_v F_v = 0.9 \times 0.6 f_y \times A_w \times C_v = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 40 \times 0.8 \times 1 = 41.47t$$

$$\frac{V_u}{\phi_v F_v} = \frac{17.98}{41.47} = 0.43 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

علی رغم اینکه برش در ضعیف‌ترین مقطع نیز جوابگوست، با این حال برای جلوگیری از تابیدگی و پیچش در هنگام جوشکاری از سخت کننده به فواصل ۲ متر از یکدیگر استفاده شده است. همچنین جهت مهار بال فشاری در رفتارها از اتصالات سینه بندی که بر روی همین سخت کننده‌ها سوار می‌شوند، بکار برده شده است.

۳-۱۲ محاسبه جوش جان به بال تیر ورق‌ها



۱-۱۲-۳ طراحی جوش بال به جان ستون ۱

جوش بال‌ها به جان را بر اساس جریان برشی حداکثر موجود برای نیروی برشی در هر عضو طرح می‌کنیم. در این ستون ماکزیمم مقدار نیروی برشی در پای ستون می‌باشد که مقدار آن برابر است با:

$$V_{max} = 9.2 \text{ t}$$

جریان برشی حداکثر برابر است با:

for section A

$$f = \frac{VQ}{I} = \frac{9.2 \times 10^3 \times (2 \times 40 \times 21)}{60923.73} = 253.7 \text{ kg/cm}$$

مقاومت اسمی جوش برابر است با:

$$R_n = \beta F_w A_w$$

F_w = مقاومت اسمی فلز الکتروود

A_w = سطح مقطع موثر جوش

β = ضریب بازرسی جوش، با توجه به اینکه جوش در کارخانه انجام می‌شود بنابراین ضریب بازرسی آن 0.85 می‌باشد.

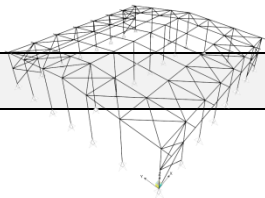
اگر برای جوشکاری از الکتروود E60 استفاده کنیم مقاومت اسمی جوش به ازای هر سانتی متر مربع جوش برابر است با:

$$F_w = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_n = 0.85 \times 4200 \times a \times 1 = 3570a \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

a = بعد موثر جوش

بنابراین مقاومت طرح جوش برابر است با:

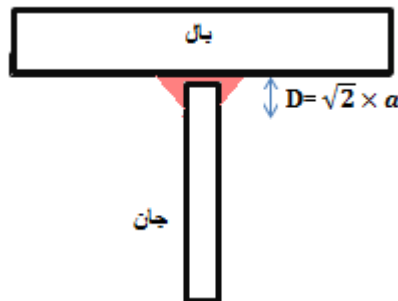


ϕ = ضریب تقلیل لنگر است که در مقطع موثر جوش 0.75 می باشد

$$\phi R_n = \phi \beta F_w A_w = 0.75 \times 3570a = 2677.5a \frac{Kg}{cm}$$

اگر از جوش با ضخامت گلوی ۵ میلیمتر استفاده کنیم، ظرفیت برشی جوش در حالت پیوسته برابر است با:

$$R_w = 2677.5 \times 0.5 = 1338.75 \frac{Kg}{cm}$$



درصد جوش منقطع مورد نیاز برابر است با:

$$\text{درصد} = \frac{253.7}{1338.75} = 0.19 \text{ درصد}$$

چنانچه از جوش منقطع با ضخامت گلوی ۵ میلیمتر و به طول ۱۲ سانتی متر و فاصله مرکز به مرکز ۲۴ سانتی متر استفاده می کنیم.

$$\frac{12}{24} \times 100 = 50\% > 19\% O.K$$

$$\text{فاصله آزاد جوش منقطع} = 12cm < 12t_w = 16 \times 0.8 = 12.8 O.K$$

۲-۱۲-۳ طراحی جوش بال به جان ستون ۲

جوش بال ها به جان را بر اساس جریان برشی حداکثر موجود برای نیروی برشی در هر عضو طرح می کنیم.
در این ستون ماکزیمم مقدار نیروی برشی در پای ستون می باشد که مقدار آن برابر است با:

$$V_{max} = 13.8 t$$

جریان برشی حداکثر برابر است با:

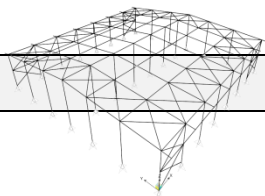
for section A

$$f = \frac{VQ}{I} = \frac{13.8 \times 10^3 \times (2 \times 30 \times 21)}{46470.4} = 374.2 kg/cm$$

مقاومت اسمی جوش برابر است با:

$$R_n = \beta F_w A_w$$

F_w = مقاومت اسمی فلز الکتروود



$A_w =$ سطح مقطع موثر جوش

$\beta =$ ضریب بازرسی جوش، با توجه به اینکه جوش در کارخانه انجام می‌شود بنابراین ضریب بازرسی آن 0.85 می‌باشد.

اگر برای جوشکاری از الکتروود E60 استفاده کنیم مقاومت اسمی جوش به ازای هر سانتی متر مربع جوش برابر است با:

$$F_w = 4200 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$R_n = 0.85 \times 4200 \times a \times 1 = 3570a \frac{Kg}{cm}$$

$a =$ بعد موثر جوش

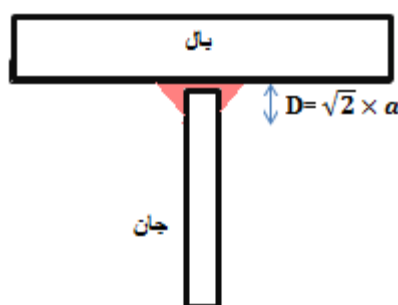
بنابراین مقاومت طرح جوش برابر است با:

$\phi =$ ضریب تقلیل لنگر است که در مقطع موثر جوش 0.75 می‌باشد

$$\phi R_n = \phi \beta F_w A_w = 0.75 \times 3570a = 2677.5a \frac{Kg}{cm}$$

اگر از جوش با ضخامت گلوی ۵ میلیمتر استفاده کنیم، ظرفیت برشی جوش در حالت پیوسته برابر است با:

$$R_w = 2677.5 \times 0.5 = 1338.75 \frac{Kg}{cm}$$



درصد جوش منقطع مورد نیاز برابر است با:

$$\text{درصد} = \frac{374.2}{1338.75} = 0.28$$

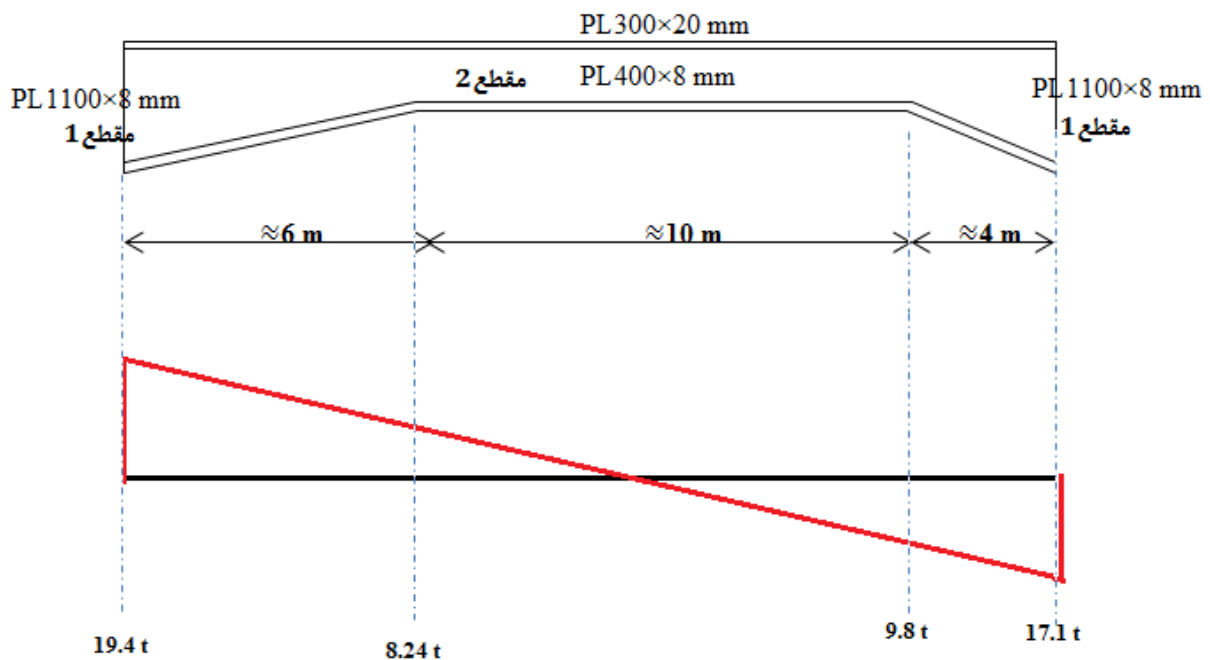
چنانچه از جوش منقطع با ضخامت گلوی ۵ میلیمتر و به طول ۱۲ سانتی متر و فاصله مرکز به مرکز ۲۴ سانتی متر استفاده می‌کنیم.

$$\text{درصد جوش منقطع موجود} = \frac{12}{24} \times 100 = 50\% > 28\% \quad O.K$$

$$12cm < 12t_w = 16 \times 0.8 = 12.8 \Rightarrow O.K$$

۳-۱۲-۳ طراحی جوش بال به جان تیر

جوش بال‌ها به جان را بر اساس جریان برشی حداکثر موجود برای نیروی برشی در هر عضو طرح می‌کنیم.



در این ستون ماکزیمم مقدار نیروی برشی در پای ستون می‌باشد که مقدار آن برابر است با:

$$V_{max} = 17.98 \text{ t}$$

جریان برشی حداکثر برابر است با:

for section 2

$$f = \frac{VQ}{I} = \frac{9984 \times 100^3 \times (22 \times 380 \times 216)}{46936.11} = 2651782 \text{ kg/cm}$$

مقاومت اسمی جوش برابر است با:

$$R_n = \beta F_w A_w$$

F_w = مقاومت اسمی فلز الکترو

A_w = سطح مقطع موثر جوش

β = ضریب بازرسی جوش، با توجه به اینکه جوش در کارخانه انجام می‌شود بنابراین ضریب بازرسی آن 0.85 می‌باشد.

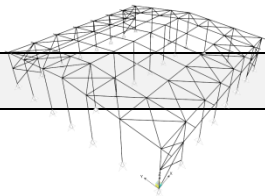
اگر برای جوشکاری از الکترو E60 استفاده کنیم مقاومت اسمی جوش به ازای هر سانتی متر مربع جوش برابر است با:

$$F_w = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_n = 0.85 \times 4200 \times a \times 1 = 3570a \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

a = بعد موثر جوش

بنابراین مقاومت طرح جوش برابر است با:

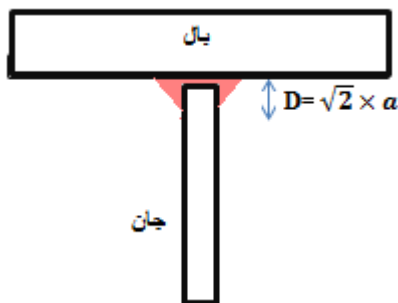


ϕ = ضریب تقلیل لنگر است که در مقطع موثر جوش 0.75 می باشد

$$\phi R_n = \phi \beta F_w A_w = 0.75 \times 3570a = 2677.5a \frac{Kg}{cm}$$

اگر از جوش با ضخامت گلوی ۵ میلیمتر استفاده کنیم، ظرفیت برشی جوش در حالت پیوسته برابر است با:

$$R_w = 2677.5 \times 0.5 = 1338.75 \frac{Kg}{cm}$$



درصد جوش منقطع مورد نیاز برابر است با:

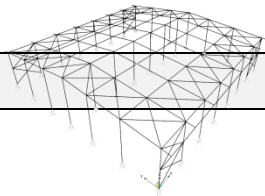
$$\text{درصد} = \frac{265.72}{1338.75} = 0.2$$

جوش منقطع مورد نیاز

چنانچه از جوش منقطع با ضخامت گلوی ۵ میلیمتر و به طول ۱۲ سانتی متر و فاصله مرکز به مرکز ۲۴ سانتی متر استفاده می کنیم.

$$\text{درصد جوش منقطع موجود} = \frac{12}{24} \times 100 = 50\% > 20\% \quad O.K$$

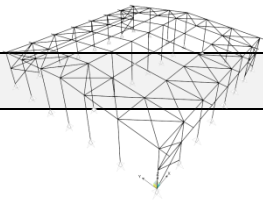
$$\text{فاصله آزاد جوش منقطع} = 12cm < 12t_w = 16 \times 0.8 = 12.8 \Rightarrow O.K$$



فصل چهارم

طراحی اتصالات

Etabs-SAP.ir
مرجع تخصصی طراحی سازه



۴-۱ اتصال فلنجی تیر به ستونهای کناری

۴-۱-۱ طراحی اتصال فلنجی تیر به ستونهای کناری

اتصالات با استفاده از پیچهای پر مقاومت و از نوع اصطکاکی می باشند.
ماکزیم نیروهای طراحی برابر است با:

$$M = 63.17 \text{ t.m}$$

$$P = 6.58 \text{ t}$$

$$V = 17.98 \text{ t}$$

use :

$$\text{plate } 1140 \times 300 \times 20$$

برای اتصال صلب خمشی تیر به ستون از ۲۲ عدد پیچ M8.8 با قطر ۲۰ میلی متر استفاده می کنیم.

$$f_{bi} = \frac{My}{I} + \frac{P}{A_p}$$

$$T_i = n \times 0.55 F_u \times A_b$$

$$f_{nt} = \frac{MC}{\sum_{i=1}^n A_{bi} d_i^2}$$

$$f_{nv} = \frac{V}{\sum_{i=1}^n A_{bi}}$$

چون در مقطع هم برش و هم کشش داریم براساس اثر مشترک برش و کشش طرح می کنیم.

۴-۱-۱-۱ اثر مشترک برش و کشش

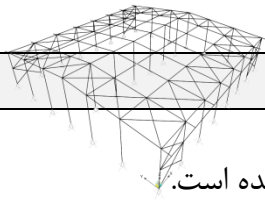
$$\text{مقاومت کششی طرح} = \phi R_{nt} = \phi F_{nt}' A_b$$

$$\text{مقاومت برشی طرح} = \phi R_{nv} = \phi F_{nv}' A_b$$

$$F_{nt}' = F_{nt} \left(1.3 - \frac{f_v}{\phi F_{nv}} \right) \leq F_{nt}$$

$$F_{nv}' = F_{nv} \left(1.3 - \frac{f_t}{\phi F_{nt}} \right) \leq F_{nv}$$

$$\phi = 0.75$$



فواصل حداکثر براساس شرایط آب و هوایی با خوردگی شدید انتخاب گردیده است.

فاصله مرکز سوراخ استاندارد از لبه ورق در هر راستا :

$$Max = Min \begin{cases} 8t_{PL} = 8 \times 20 = 160mm \\ 125mm \end{cases} \Rightarrow 125mm$$

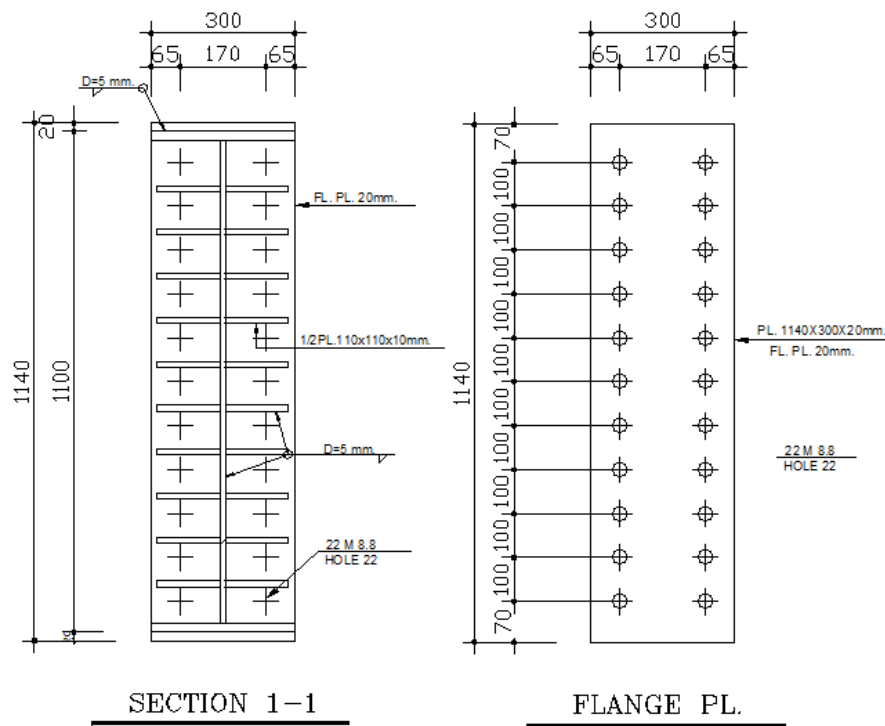
$$Min = 2.25d = 2.25 \times 20 = 45mm$$

d = قطر اسمی پیچ

فواصل مرکز تا مرکز سوراخ‌های استاندارد از هم :

$$Max = Min \begin{cases} 14t_{PL} = 14 \times 20 = 280 \\ 200mm \end{cases}$$

$$Min = 75mm$$



با فرض عدم جدایی صفحه اتصال از مقطع می‌توان نوشت.

$$I = \frac{1}{12} \times bd^3 = \frac{1}{12} \times 30 \times 114^3 = 3703860 cm^4$$

$$A_p = 114 \times 30 = 3420 cm^2$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} \times 2^2 = 3.14 cm^2$$

$$f_{bi} = \frac{My}{I} + \frac{P}{A_p} = \frac{63.17 \times 10^5 \times 50}{3703860} + \frac{6580}{3420} = 87.22 \frac{Kg}{cm^2}$$

دورترین پیچ‌ها سطحی معادل $10cm \times 15cm$ دز تنش کششی را تحمل می‌کنند، برای جلوگیری از جدایی این تنش باید از پیش تنیدگی در داخل پیچ‌ها کمتر باشد.

$$T_i = 0.55 \times 8000 \times 3.14 = 13816 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$T_i = 13816 \geq f_{bi} \times 10 \times 15 = 87.22 \times 10 \times 15 = 13083 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow O.K$$

$$f_{nt} = \frac{63.17 \times 10^5 \times 50}{4 \times 3.14(10^2 + 20^2 + 30^2 + 40^2 + 50^2)} = 4572.2 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{nv} = \frac{17.98 \times 10^3}{22 \times 3.14} = 260.28 \frac{Kg}{cm^2}$$

با فرض اینکه سطح برش از سطح دندان‌ه شده بگذرد مقاومت پیچ عبارت است از:

$$F_{nt} = 0.78F_u = 0.78 \times 8000 = 6240 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_{nv} = 0.4F_u = 0.4 \times 8000 = 3200 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\phi = 0.75$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left(1.3 - \frac{f_{nv}}{\phi F_{nv}} \right) \leq F_{nt} = 6240 \times \left(1.3 - \frac{260.28}{0.75 \times 3200} \right) = 7435.27 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\Rightarrow F'_{nt} = 6240 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left(1.3 - \frac{f_{nt}}{\phi F_{nt}} \right) = 3200 \left(1.3 - \frac{4572.2}{0.75 \times 6240} \right) = 1033.71 kg/cm^2$$

$$f_{nt} = 4572.2 \leq \phi F'_{nt} = 0.75 \times 6240 = 4680 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow OK$$

$$f_{nv} = 260.28 \leq \phi F'_{nv} = 0.75 \times 1033.71 = 775.3 \Rightarrow OK$$

۴-۱-۱-۲ کنترل براساس اثر توأم برش و کشش

$$K_{sc} \phi R_n = \mu D_u h_f T_b N_s$$

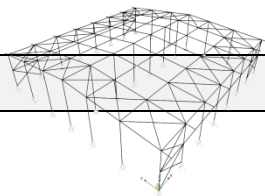
$$T_b = 0.55 F_u A_b$$

$$\phi = 1$$

$$K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b}$$

A_b : سطح مقطع اسمی پیچ

$\mu=0.5$ براساس سطح کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ نشده)



T_b : حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ

$h_f=1$: ضریب قطر وفیلر (پر کننده)

N_s : تعداد صفحات لغزش

$D_u=1.13$

K_{sc} ضریب کاهش مقاومت طرح

n_b تعداد پیچ‌هایی که کشش را تحمل می‌کنند.

T_u نیروی کششی ضریب دار

$$T_b = 0.55F_u A_b = 0.55 \times 8000 \times 3.14 = 13816$$

$$T_u = \left(\frac{63.17 \times 10^5 \times 57}{3703860} + \frac{6580}{3420} \right) \times \frac{1}{2} \times \frac{3420}{2} = 84763.42 Kg$$

$$k_s = \left(1 - \frac{84763.42}{1.13 \times 13816 \times 11} \right) = 0.51$$

$$R_n = 0.35 \times 1.13 \times 1 \times 0.55 \times 8000 \times 3.14 \times 1 \times 10^{-3} = 5.46t$$

$$R_n = 5.46 ton$$

$$\phi = 1$$

$$K_{sc} \phi R_n = 0.51 \times 5.46 = 2.78$$

$$K_{sc} \phi R_n \times n = 2.78 \times 22 = 61.3 > V = 17.98 \Rightarrow OK$$

۳-۱-۱-۴ جوش فلنج اتصال

نیمرهای طراحی عبارتند از:

$$M = 63.17 t.m$$

$$P = 6.58t$$

$$V = 17.98t$$

بال را با جوش گوشه به فلنج متصل می‌کنیم.

مقاومت اسمی جوش برابر است با:

$$R_n = \beta F_w A_w$$

$$F_w = \text{مقاومت اسمی فلز الکتروود}$$

$$A_w = \text{سطح مقطع موثر جوش}$$

β = ضریب بازرسی جوش، با توجه به لینکه جوش در کارخانه انجام می‌شود بنابراین ضریب بازرسی آن 0.85 می‌باشد.

اگر برای جوشکاری از الکتروود E60 استفاده کنیم مقاومت اسمی جوش اتصال را با فرض اندازه جوش ۱ سانتی متر محاسبه می‌کنیم.

$$F_w = 4200 \frac{Kg}{cm^2}$$

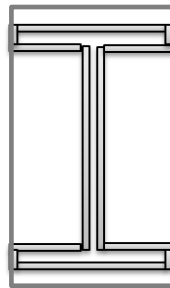
$$R_n = 0.85 \times 4200 \times (0.707 \times 1) = 2524 \frac{Kg}{cm}$$

بنابراین مقاومت طرح جوش برابر است با:

ϕ = ضریب تقلیل لنگر است که در مقطع موثر جوش 0.75 می‌باشد

$$\phi R_n = \phi \beta F_w A_w = 0.75 \times 2524 = 1893 \frac{Kg}{cm}$$

ممان اینرسی جوش اتصال برابر است



$$I = 2 \times 30 \times 57^2 + 2 \times 29.2 \times 55^2 = 371600 cm^4$$

$$f_v = \frac{17.98 \times 10^3}{2 \times 30 + 2 \times 29.2} = 151.86 \frac{Kg}{cm}$$

$$f_t = \frac{63.17 \times 10^5}{371600} + \frac{6.58 \times 10^3}{2 \times 30 + 2 \times 29.2} = 72.57 Kg$$

$$f_r = \sqrt{151.86^2 + 72.57^2} = 168.31 \frac{Kg}{cm}$$

$$\text{اندازه جوش لازم} = \frac{168.31}{1893} = 0.09$$

با توجه به مبحث ۱۰ اگر ضخامت قطعه نازک‌تر بین ۷ تا ۱۲ میلی متر باشد در این صورت حداقل بعد جوش برابر ۵ میلی متر می‌باشد.

$$\text{اندازه جوش} = 5 \text{ mm}$$

۴-۱-۲ طراحی اتصال فلنجی تیر به ستونهای میانی

اتصالات با استفاده از پیچ‌های پر مقاومت و از نوع اصطکاکی می‌باشند
ماکزیم نیروهای طراحی برابر است با:

$$M = 39.99 t.m$$

$$P = 0$$

$$V = 19.4 t$$

use :

$$plate 1140 \times 300 \times 20$$

برای اتصال صلب خمشی تیر به ستون از 22 عدد پیچ M8.8 با قطر 20 میلی متر استفاده می کنیم.

$$f_{bi} = \frac{My}{I} + \frac{P}{A_p}$$

$$T_i = n \times 0.55 F_u \times A_b$$

$$f_{nt} = \frac{MC}{\sum_{i=1}^n A_{bi} d_i^2}$$

$$f_{nv} = \frac{V}{\sum_{i=1}^n A_{bi}}$$

چون در مقطع هم برش و هم کشش داریم براساس اثر مشترک برش و کشش طرح می کنیم.

۱-۲-۱-۴ اثر مشترک برش و کشش

$$\text{مقاومت کششی طرح} = \phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_b$$

$$\text{مقاومت برشی طرح} = \phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_b$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left(1.3 - \frac{f_v}{\phi F_{nv}} \right) \leq F_{nt}$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left(1.3 - \frac{f_t}{\phi F_{nt}} \right) \leq F_{nv}$$

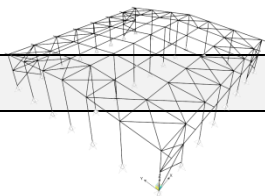
$$\phi = 0.75$$

فواصل حداکثر براساس شرایط آب و هوایی با خوردگی شدید انتخاب گردیده است.

فاصله مرکز سوراخ استاندارد از لبه ورق در هر راستا :

$$Max = Min \begin{cases} 8t_{PL} = 8 \times 20 = 160 mm \\ 125 mm \end{cases} \Rightarrow 125 mm$$

$$Min = 2.25d = 2.25 \times 20 = 45 mm$$

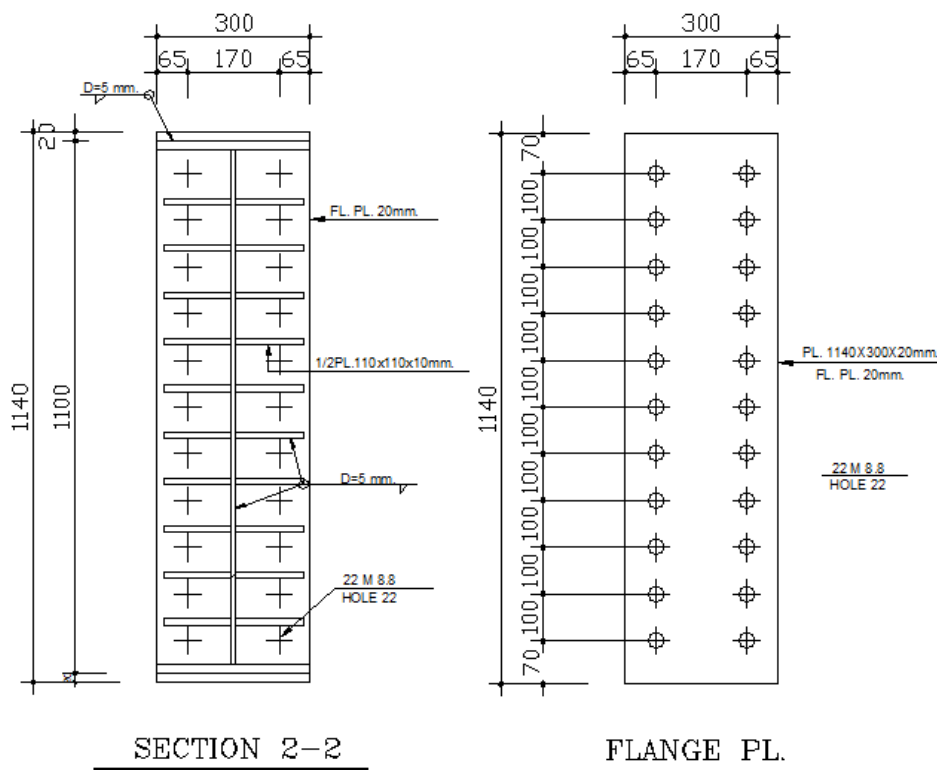


$d =$ قطر اسمی پیچ

فواصل مرکز تا مرکز سوراخ‌های استاندارد از هم :

$$Max = Min \begin{cases} 14t_{PL} = 14 \times 20 = 280 \\ 200mm \end{cases}$$

$$Min = 75mm$$



با فرض عدم جدایی صفحه اتصال از مقطع می‌توان نوشت.

$$I = \frac{1}{12} \times bd^3 = \frac{1}{12} \times 30 \times 114^3 = 3703860 cm^4$$

$$A_p = 114 \times 30 = 3420 cm^2$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 3.14 cm^2$$

$$f_{bi} = \frac{My}{I} = \frac{39.99 \times 10^5 \times 50}{3703860} = 53.98 \frac{Kg}{cm^2}$$

دورترین پیچ‌ها سطحی معادل $10cm \times 15cm$ دز تنش کششی را تحمل می‌کنند، برای جلوگیری از جدایی این تنش باید از پیش تنیدگی در داخل پیچ‌ها کمتر باشد.

$$T_i = 0.55 \times 8000 \times 3.14 = 13816 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$T_i = 13816 \geq f_{bi} \times 10 \times 15 = 87.22 \times 10 \times 15 = 13083 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow O.K$$

$$f_{nt} = \frac{39.99 \times 10^5 \times 50}{4 \times 3.14(10^2 + 20^2 + 30^2 + 40^2 + 50^2)} = 2894.47 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{nv} = \frac{19.4 \times 10^3}{22 \times 3.14} = 280.8 \frac{Kg}{cm^2}$$

با فرض اینکه سطح برش از سطح دندانده شده بگذرد مقاومت پیچ عبارت است از:

$$F_{nt} = 0.78F_u = 0.78 \times 8000 = 6240 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F_{nv} = 0.4F_u = 0.4 \times 8000 = 3200 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\phi = 0.75$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left(1.3 - \frac{f_{nv}}{\phi F_{nv}} \right) \leq F_{nt} = 6240 \times \left(1.3 - \frac{280.8}{0.75 \times 3200} \right) = 7381.92 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$\Rightarrow F'_{nt} = 6240 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left(1.3 - \frac{f_{nt}}{\phi F_{nt}} \right) = 3200 \left(1.3 - \frac{2894.47}{0.75 \times 6240} \right) = 2180.88 kg/cm^2$$

$$f_{nt} = 4572.2 \leq \phi F'_{nt} = 0.75 \times 6240 = 4680 \frac{Kg}{cm^2} \Rightarrow OK$$

$$f_{nv} = 260.28 \leq \phi F'_{nv} = 0.75 \times 2180.88 = 1635.66 \Rightarrow OK$$

۴-۲-۱-۲ کنترل براساس اثر توأم برش و کشش

$$K_{sc} \phi R_n = \mu D_u h_f T_b N_s$$

$$T_b = 0.55 F_u A_b$$

$$\phi = 1$$

$$K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b}$$

A_b : سطح مقطع اسمی پیچ

$\mu=0.5$ براساس سطح کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ نشده)

T_b : حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ

$h_f=1$: ضریب قطر وفیلر (پر کننده)

N_s : تعداد صفحات لغزش

$$D_u=1.13$$

K_{sc} ضریب کاهش مقاومت طرح

n_b تعداد پیچ‌هایی که کشش را تحمل می‌کنند.

T_u نیروی کششی ضریب دار

$$T_b = 0.55 F_u A_b = 0.55 \times 8000 \times 3.14 = 13816$$

$$T_u = \left(\frac{39.99 \times 10^5 \times 57}{3703860} \right) \times \frac{1}{2} \times \frac{3420}{2} = 52618.42 Kg$$

$$k_s = \left(1 - \frac{52618.42}{1.13 \times 13816 \times 11} \right) = 0.69$$

$$R_n = 0.35 \times 1.13 \times 1 \times 0.55 \times 8000 \times 3.14 \times 1 \times 10^{-3} = 5.46 t$$

$$R_n = 5.46 ton$$

$$\phi = 1$$

$$K_{sc} \phi R_n = 0.69 \times 5.46 = 3.77 t$$

$$K_{sc} \phi R_n \times n = 3.77 \times 22 = 82.88 t > V = 19.4 t \Rightarrow OK$$

۳-۲-۱-۴ جوش فلنج اتصال

نیمره‌های طراحی عبارتند از:

$$M = 39.99 t.m$$

$$P = 0$$

$$V = 19.4 t$$

بال را با جوش گوشه به فلنج متصل می‌کنیم.

مقاومت اسمی جوش برابر است با:

$$R_n = \beta F_w A_w$$

$$F_w = \text{مقاومت اسمی فلز الکتروود}$$

$$A_w = \text{سطح مقطع موثر جوش}$$

β = ضریب بازرسی جوش، با توجه به اینکه جوش در کارخانه انجام می‌شود بنابراین ضریب بازرسی آن 0.85 می‌باشد.

اگر برای جوشکاری از الکتروود E60 استفاده کنیم مقاومت اسمی جوش اتصال را با فرض اندازه جوش ۱ سانتی متر محاسبه می‌کنیم.

$$F_w = 4200 \frac{Kg}{cm^2}$$

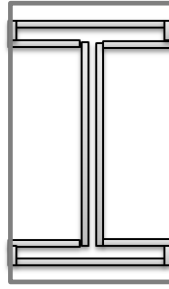
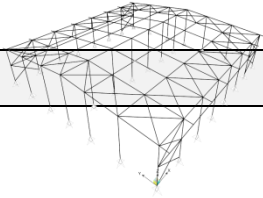
$$R_n = 0.85 \times 4200 \times (0.707 \times 1) = 2524 \frac{Kg}{cm}$$

بنابراین مقاومت طرح جوش برابر است با:

$$\phi = \text{ضریب تقلیل لنگر است که در مقطع موثر جوش 0.75 می‌باشد}$$

$$\phi R_n = \phi \beta F_w A_w = 0.75 \times 2524 = 1893 \frac{Kg}{cm}$$

ممان اینرسی جوش اتصال برابر است



$$I = 2 \times 30 \times 57^2 + 2 \times 29.2 \times 55^2 = 371600 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{19.4 \times 10^3}{2 \times 30 + 2 \times 29.2} = 163.85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

$$f_t = \frac{39.99 \times 10^5}{371600} + \frac{6.58 \times 10^3}{2 \times 30 + 2 \times 29.2} = 10.76 \text{ Kg}$$

$$f_r = \sqrt{163.85^2 + 10.76^2} = 164.2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}}$$

$$\text{اندازه جوش لازم} = \frac{164.2}{1893} = 0.09$$

با توجه به مبحث ۱۰ اگر ضخامت قطعه نازک‌تر بین ۷ تا ۱۲ میلی متر باشد در این صورت حداقل بعد جوش برابر ۵ میلی متر می‌باشد.

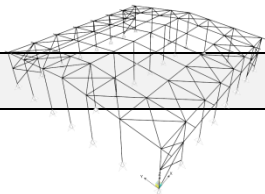
اندازه جوش = 5 mm

۴-۲-۱-۴ طراحی جوش گوشه سخت کننده‌ها

جوش گوشه برای مقاومت جاری شدن سخت کننده‌ها طراحی می‌گردد.

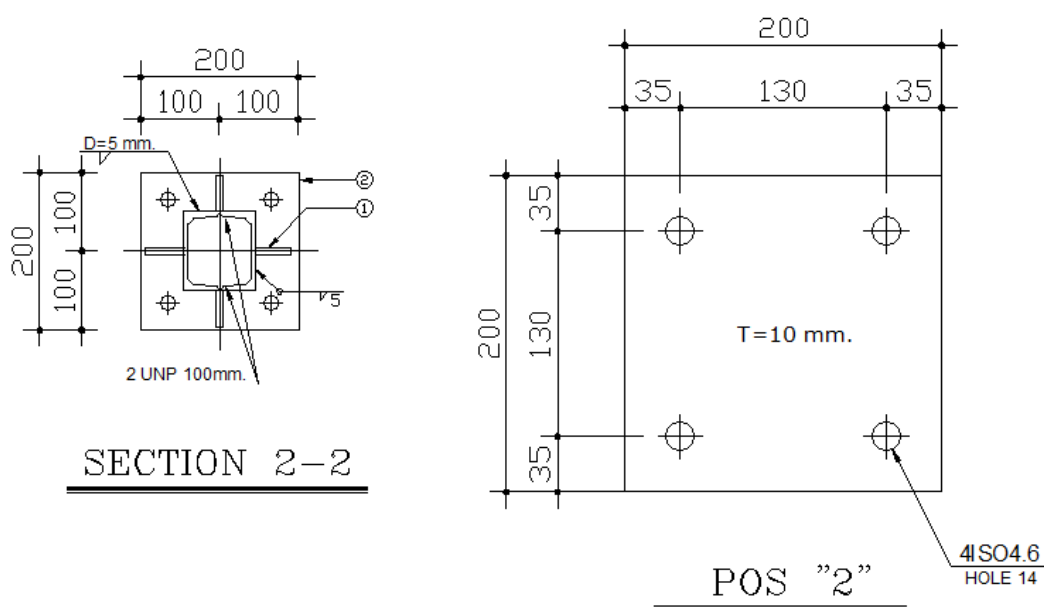
$$a_w \geq \frac{0.9 \times 2400 \times 11 \times 1}{0.707 \times \phi \times 0.6 f_u \times l_w} = \frac{0.9 \times 2400 \times 11 \times 1}{0.707 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 4 \times 11} = 0.4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{use : } a_{w\min} = 5 \text{ mm}$$



۲-۴ طراحی اتصال strut

۱-۲-۴ strut های سقف



برای اتصالات strut ها از اتصالات اتکایی با پیچ‌های معمولی (ISO4.6) استفاده نموده‌ایم. چون این اعضا فقط بار محوری را تحمل می‌نمایند پس فقط نیاز به کنترل نمودن کشش این اتصالات می‌باشد. تعیین بعد جوش

Use 2UNP10 – PL200×200×10

$$P_{r\max} = 13150 \text{ kg}$$

۱-۱-۲-۴ کنترل کشش

$$\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_b = 0.75 \times 0.75 \times 4000 \times \frac{\pi \times 1.4^2}{4} = 3.46 \text{ ton}$$

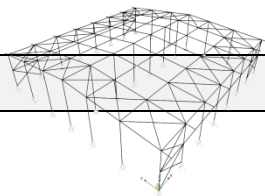
$$4 \times 3.46 = 13.84 \text{ ton}$$

$$13.84 \text{ ton} > 13.15 \text{ ton} \Rightarrow OK$$

فاصله مرکز سوراخ استاندارد از لبه ورق در هر راستا :

$$Max = Min \begin{cases} 8t_{PL} = 8 \times 10 = 80 \text{ mm} \\ 125 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow 125 \text{ mm}$$

$$Min = 2.25d = 2.25 \times 14 = 31.5 \text{ mm}$$



$d =$ قطر اسمی پیچ

فواصل مرکز تا مرکز سوراخ‌های استاندارد از هم :

$$Max = Min \begin{cases} 14t_{PL} = 14 \times 10 = 140 \\ 200mm \end{cases}$$

$$Min = 75mm$$

فواصل هر پیچ از کناره‌ها ۳.۵ سانتیمتر در نظر گرفته شده است که در محدوده‌ی مجاز بدست آمده در بالا می‌باشد. همچنین فواصل بین دو پیچ ۱۳ سانتیمتر می‌باشد که همچنان مقادیر مجاز را ارضا می‌نماید.

۲-۱-۲-۴ تعیین بعد جوش

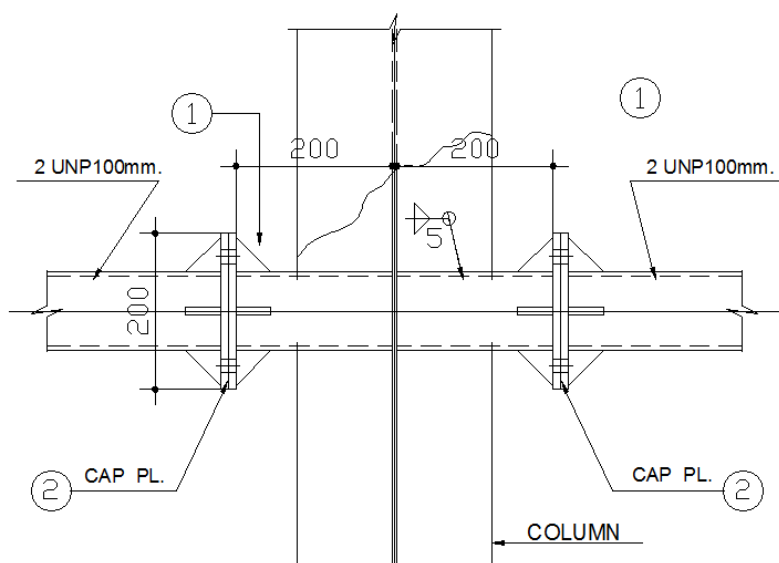
الکتروود مصرفی E60 می‌باشد که مقاومت آن ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد.

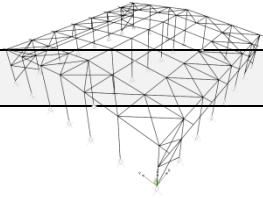
$$P_{rmax} = 13150 kg$$

$$a_w \geq \frac{13150}{0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 4 \times 10} = 0.23 cm \Rightarrow a_w = 5 mm$$

۲-۲-۴ strut های جانبی

در جهت اطمینان این نوع اتصالات را نیز همانند اتصالات strut های سقف در نظر می‌گیریم. زیرا در محاسبات نیروهای این اعضا مشاهده می‌شود که نسبت به strut های سقف نیروی کمتری تحمل می‌نمایند. پس شکل اتصال همانند زیر است.





۳-۴ اتصال ستون سرکله به رfter

۱-۳-۴ طراحی اتصال ستون سرکله به رfter

طبق محاسبات انجام شده در ستون سرکله، مقدار نیروی برشی در محل اتصال به رfter برابر ۳ تن می باشد.

Use 2M 20(4.6) – PL – 350×250×10

$$\phi R_{nv} = 0.75 F_{nv} A_b n = 0.75 \times 0.4 \times 4000 \times 3.14 \times 1 = 7.54 \text{ ton} > 3 \text{ ton} \Rightarrow O.K$$

حداکثر سوراخ لوبیایی بلند برابر است با :

$$(d + 2) \times 2.5d = 22 \times 50 \text{ mm}$$

۱-۱-۳-۴ برش ورق

$$\phi_v = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 25 \times 1 = 32.4 \text{ ton} > 3 \text{ ton}$$

۲-۱-۳-۴ جوش ورق به رfter

الکتروود مصرفی E60 می باشد که مقاومت آن ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد.

$$a_w \geq \frac{3000}{2 \times 0.707 \times 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 25} = 0.1765 \text{ cm} \Rightarrow a_w = 5 \text{ mm}$$

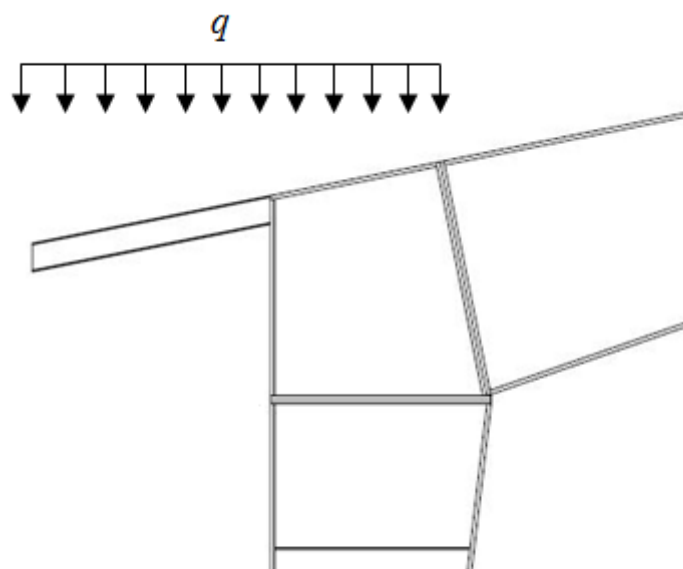
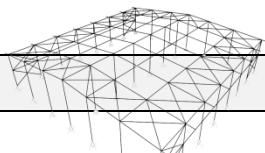
۴-۴ اتصال آبچکان به رfter

۱-۴-۴ طراحی اتصال آبچکان به رfter

معمولا در سوله ها در طرف ستون های آن و در امتداد تیر شیب دار سقف، تیرهایی جهت ریزش آب موسوم به آبچکان به ستون های قاب متصل می کنند.

اگر طول تیر آبچکان ۱/۵ متر در نظر گرفته شود، نیرو و لنگر طراحی تیر به صورت زیر تعیین می شود :

طبق نشریه ۳۲۵ طراحی تیر آبچکان براساس بار مرده بعلاوه دو برابر بار زنده صورت می گیرد.



مقطع استفاده شده در آبچکان IPE180 می باشد.

ماکزیمم نیروهای طراحی برابر است با:

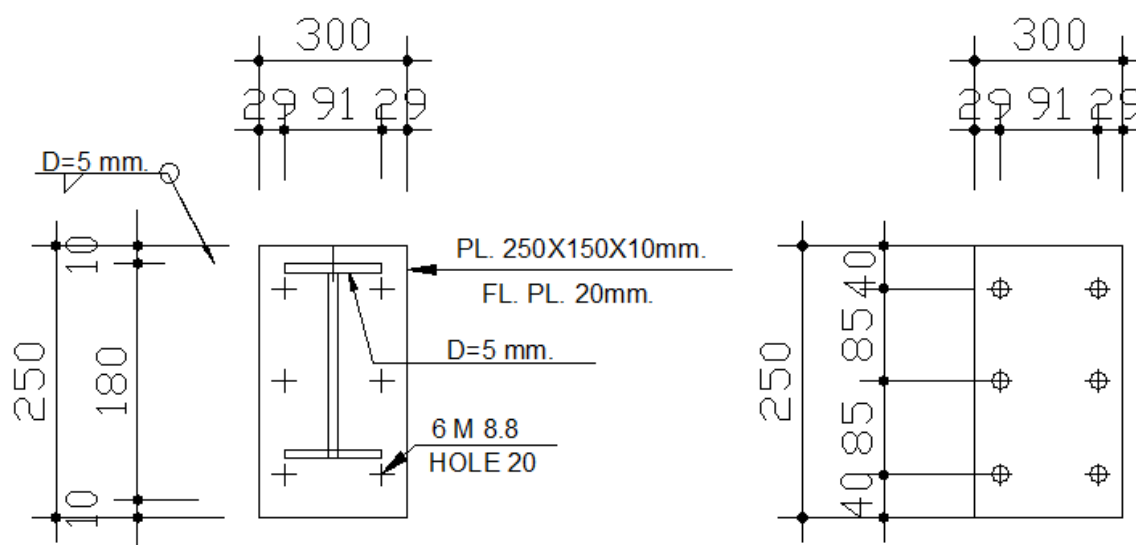
$$M = 2.23 t.m$$

$$P = 0$$

$$V = 2.97 t$$

use :

Plate 250×150×10



برای اتصال صلب خمشی تیر به ستون از ۶ عدد پیچ M22 با قطر 20 میلی متر استفاده می کنیم.

$$f_{bi} = \frac{My}{I}$$

$$T_i = n \times 0.55 F_u \times A_b$$

$$f_{nt} = \frac{MC}{\sum_{i=1}^n A_{bi} d_i^2}$$

$$f_{nv} = \frac{V}{\sum_{i=1}^n A_{bi}}$$

چون در مقطع هم برش و هم کشش داریم براساس اثر مشترک برش و کشش طرح می کنیم.

۱-۴-۴ اثر مشترک برش و کشش

$$\text{مقاومت کششی طرح} = \phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_b$$

$$\text{مقاومت برشی طرح} = \phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_b$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left(1.3 - \frac{f_v}{\phi F_{nv}} \right) \leq F_{nt}$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left(1.3 - \frac{f_t}{\phi F_{nt}} \right) \leq F_{nv}$$

$$\phi = 0.75$$

فواصل حداکثر براساس شرایط آب و هوایی با خوردگی شدید انتخاب گردیده است.

فاصله مرکز سوراخ استاندارد از لبه ورق در هر راستا :

$$Max = Min \begin{cases} 8t_{PL} = 8 \times 10 = 80mm \\ 125mm \end{cases} \Rightarrow 80mm$$

$$Min = 2.25d = 2.25 \times 10 = 22.5mm$$

d = قطر اسمی پیچ

فواصل مرکز تا مرکز سوراخ های استاندارد از هم :

$$Max = Min \begin{cases} 14t_{PL} = 14 \times 10 = 140mm \\ 200mm \end{cases} \Rightarrow 140mm$$

$$Min = 75mm$$

$$f_{bi} = \frac{MC}{I} = \frac{2.23 \times 10^5 \times 12.5}{\frac{15 \times 25^3}{12}} = 142 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ii} = \frac{n \times 0.55 f_u \times A_b}{A_p} = \frac{n \times 0.55 \times 8000 \times 3.14}{25 \times 15} = 142 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow n \approx 6$$

$$f_{ii} = \frac{6 \times 0.55 \times 8000 \times 3.14}{25 \times 15} = 221 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{nt} = \frac{2.23 \times 10^5 \times 8.5}{4 \times 3.14 \times (8.5^2)} = 2088 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{nv} = \frac{2.97 \times 10^3}{6 \times 3.14} = 157.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nt} = 0.78 F_u = 6240 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nv} = 0.5 F_u = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left(1.3 - \frac{F_{nv}}{\phi F_{nv}} \right) = 6240 \times \left(1.3 - \frac{157.6}{0.75 \times 4000} \right) = 7784.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{nt} \geq F_{nt} \Rightarrow F'_{nt} = 6240 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left(1.3 - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} \right) = 4000 \times \left(1.3 - \frac{2088}{0.75 \times 6240} \right) = 3415.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{nt} = 2088 < F'_{nt} = 6240 \Rightarrow OK$$

$$f_{nv} = 157.6 < F'_{nv} = 3415.4 \Rightarrow OK$$

۲-۱-۴-۴ کنترل براساس اثر توأم برش و کشش

$$K_{sc} \phi R_n = \mu D_u h_f T_b N_s$$

$$T_b = 0.55 F_u A_b$$

$$\phi = 1$$

$$K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b}$$

A_b : سطح مقطع اسمی پیچ

$\mu=0.5$ براساس سطح کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه پاشی و رنگ نشده)

T_b : حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ

$h_f=1$: ضریب قطر و فیلر (پر کننده)

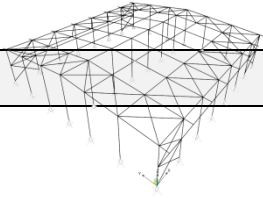
N_s : تعداد صفحات لغزش

$$D_u=1.13$$

K_{sc} ضریب کاهش مقاومت طرح

n_b تعداد پیچ‌هایی که کشش را تحمل می‌کنند.

T_u نیروی کششی ضریب دار



$$T_b = 0.55F_u A_b = 0.55 \times 8000 \times 3.14 = 13816$$

$$T_u = \left(\frac{2.23 \times 10^5 \times 12.5}{19531.3} \right) \times \frac{1}{2} \times \frac{375}{2} = 13380 \text{ Kg}$$

$$k_s = \left(1 - \frac{13380}{1.13 \times 13816 \times 11} \right) = 0.92$$

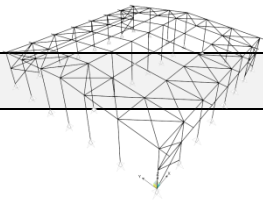
$$R_n = 0.35 \times 1.13 \times 1 \times 0.55 \times 8000 \times 3.14 \times 1 \times 10^{-3} = 5.46t$$

$$R_n = 5.46 \text{ ton}$$

$$\phi = 1$$

$$K_{sc} \phi R_n = 0.92 \times 5.46 = 5.02t$$

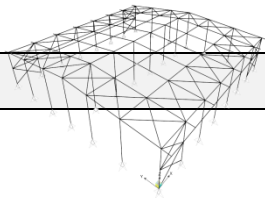
$$K_{sc} \phi R_n \times n = 5.02 \times 6 = 30.12t > V = 2.97t \Rightarrow OK$$



فصل پنجم

طراحی صفحه ستون و پی

Etabs-SAP.ir
مرجع تخصصی طراحی سازه



۵-۱ طراحی صفحه ستون

برای طراحی صفحه ستون، ستونی که بیشترین نیروی فشاری و برشی را دارد انتخاب می‌کنیم.

برای ستون‌های میانی بر اساس محاسبات انجام شده در نرم افزار SAP حداکثر نیروها به شرح زیر است:

$$P_r = 108.8 \text{ t}$$

$$V_y = 9.2 \text{ t}$$

Use Plate 500×500×40

۵-۱-۱ محاسبه ابعاد کف ستون

با توجه به صفر بودن لنگر در نقطه اتصال ستون به پی بنابراین خروج از مرکزیت ستون برابر صفر است

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{(0.6)(0.85f'_c)\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} = \frac{108800}{0.6 \times 0.85 \times 250 \times 2} = 426.7 \text{ cm}^2$$

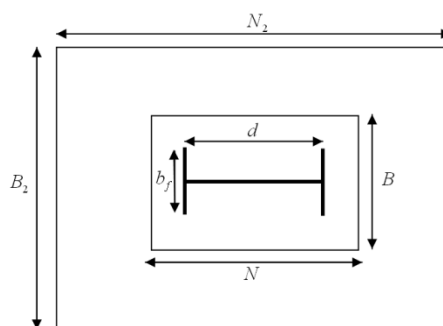
$$\text{assume: } PL 500 \times 500 \times 20 \Rightarrow A_1 = 50 \times 50 = 2500 > 426.7 \Rightarrow OK$$

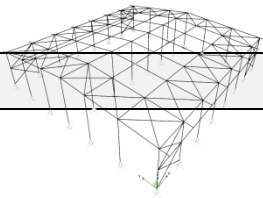
$$B_2 = 150 \text{ cm}, N_2 = 150 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = 150 \times 150 = 22500 \Rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{22500}{2500}} = 3 > 2 \Rightarrow OK$$

$$\frac{P_u}{\phi P_p} \leq 1$$

$$\phi P_p = \phi \times 0.85 \times f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.6 \times 0.85 \times 250 \times 2500 \times \sqrt{\frac{22500}{2500}} = 956250$$

$$\frac{108800}{956250} = 0.11 < 1 \Rightarrow OK$$





۵-۱-۲ محاسبه ضخامت کف ستون

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{150 - 0.95 \times 40}{2} = 56$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{150 - 0.8 \times 40}{2} = 59$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi P_p} = \left[\frac{4 \times 40 \times 40}{(40 + 40)^2} \right] \times 0.11 = 0.22$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1.0$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0.22}}{1 + \sqrt{1 - 0.22}} = 0.5 \leq 1.0$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} = 0.5 \times \frac{\sqrt{40 \times 40}}{4} = 5$$

$$L = 59$$

$$t \geq L \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y BN}} = 59 \sqrt{\frac{2 \times 108800}{0.9 \times 2400 \times 150 \times 150}} = 3.9 \text{ cm}$$

Then use PL500 × 500 × 40

۵-۱-۳ سطح مقطع بولت

$$V_u = 9200 \text{ Kg}$$

$$A_b = \frac{V_u}{0.8 \times 0.75 \times 0.4 F_u} = \frac{9200}{0.8 \times 0.4 \times 0.75 \times 4000} = 9.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 20$$

use 4 Bolt 20mm

۵-۱-۴ طراحی میل مهار^۱ کف ستون

۵-۱-۴-۱ مقاومت کششی میل مهار

$$T_u = 3500 \text{ Kg}$$

$$T_{rod} = \frac{T_u}{4} = \frac{3500}{4} = 875 \text{ Kg}$$

Try 4φ20 M 22

¹ Anchor Rod

$$A = \frac{\pi(2)^2}{4} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{T_{rod}}{A} = \frac{875}{3.14} = 278.7 \leq 2400 \Rightarrow OK$$

$$\phi R_n = 0.75 \times F_u \times 0.75 \times A_b = 0.75 \times 4000 \times 0.75 \times 3.14 = 7065 \text{ Kg}$$

$$\frac{T_{rod}}{\phi R_n} = \frac{875}{7065} = 0.12 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

۵-۴-۱-۲ مقاومت برشی میل مهار

$$V_u = 9200 \text{ Kg}$$

$$V_{rod} = \frac{V_u}{4} = \frac{9200}{4} = 2300 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_{rod}}{A} = \frac{2300}{3.14} = 732.5 \leq 2400 \Rightarrow OK$$

$$\phi R_n = 0.9 \times 0.6 \times F_y A_b = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 3.14 = 4069.5 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_{rod}}{\phi R_n} = \frac{2300}{4069.5} = 0.57 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

۵-۱-۵ کنترل ضخامت ورق برای مقابله با خمش حول جان ستون

این خمش ناشی از نیروی Uplift در بولت ها است که باعث خمش حول جان ستون می شوند و ضخامت ورق باید یارای مقابله با این نیروی خمشی را باشد بنابراین داریم :

$$l_{lever} = 10 + 0.4 = 10.4 \text{ cm}$$

$$M_u = T_{rod} \times l_{lever} = 875 \times 10.6 = 9275 \text{ Kg.cm}$$

$$b_{eff} = 2(10 + 0.4) = 20.8 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{b_{eff} t^2}{4} = \frac{20.8 \times t^2}{4}$$

$$M_n = Z F_y = \frac{20.8 \times t^2}{4} \times 2400$$

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow \phi M_n \geq 9275 \Rightarrow t \geq 0.86 \Rightarrow t = 4 \text{ is OK}$$

۵-۱-۶ طرح جوش ستون به کف ستون

قبل از انجام این اتصال باید ته ستون کاملاً گونیا شده و سنگ زده شود. برای جوش دادن ستون به کف ستون از الکتروود E60 استفاده می شود بنابراین داریم :

$$\text{Maximum Weld load } F = \frac{T_{rod}}{b_{eff}} = \frac{875}{20.8} = 42.1 \text{ Kg/cm}$$

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

$$R_n = F_w A_w = 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times 0.8 = 814.46 \text{ Kg/cm}$$

$$\frac{F}{\phi R_n} \leq 1.0$$

$$\frac{42.1}{0.75 \times 814.46} = 0.07 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

$$v = \frac{V_u}{h_{web}} = \frac{9200}{40} = 230 \text{ Kg/cm}$$

$$\frac{v}{\phi R_n} = \frac{230}{0.75 \times 814.46} = 0.38 \leq 1.0 \Rightarrow OK$$

۵-۱-۷ محاسبه طول مهاري ميل مهار

بر طبق ACI، طول گیرایی میلگردهای فشاری برابر مقدار زیر است :

$$L_{dc} = \max \left\{ \frac{d_b F_y}{4 \sqrt{f'_c}} = \frac{30 \times 400}{4 \sqrt{25}} = 600, 0.043 d_b F_y = 516, 200 \right\} \Rightarrow L_d = 600 \text{ mm}$$

البته از طرفی بر طبق آیین نامه آبا این طول باید از ۴۰ برابر قطر میل گرد بیشتر باشد بنابراین داریم :

$$L_d = 600 \geq 40\phi = 40 \times 20 = 800 \Rightarrow L_d = 800$$

طول مهار مستقیم میل گرد آج دار در کشش برای میل گرد با قطر بزرگ تر از ۲۰ به صورت زیر محاسبه می شود :

$$L_d = \left\{ \Psi_t \Psi_e \lambda \frac{f_y d_b}{5 \sqrt{f'_c}}, 300 \text{ mm} \right\}$$

Ψ_t : ضریب انعکاس اثرات نامناسب بتن ریزی برای بولت های قائم = ۱

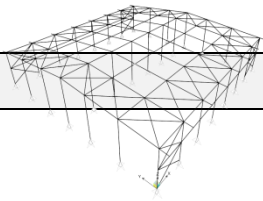
Ψ_e : ضریب پوشش میل گرد بدون پوشش اپوکسی = ۱

λ : ضریب وزنی بتن سبک برای بتن با وزن معمولی = ۱

با توجه به آنکه این طول زیاد است سر آرماتور را خم می کنیم بنابراین طول مورد نیاز از فرمول زیر بدست می آید :

$$L_d = \frac{317.5 d_b}{\sqrt{f'_c}} \times \frac{F_y}{4200} = \frac{317.5 \times 2}{\sqrt{250}} \times \frac{2400}{4200} = 22.95 \Rightarrow L_d = 80 \text{ cm}$$

بنابراین ۴ میل مهار ۲۰ ϕ کافی می باشد.



۵-۲ طراحی پی

فرض می‌کنیم ابعاد پی $۱۵۰ * ۱۵۰ * ۱۰۰$ باشد.

۵-۲-۱ کنترل ضخامت پی

ضخامت پی براساس سه عامل تعیین می‌شود :

الف : طول مهارى بولت در فشار یا کشش

ب : کنترل برش دو طرفه (پانچ)

پ : کنترل برش یک طرفه

براساس محاسبات طول مهارى بولت ها، ضخامت پی را ۱۰۰ سانتیمتر در نظر می‌گیریم.

$$P_{DL} = 8105 \text{ kg}$$

$$P_{LL} = 4011 \text{ kg}$$

$$P_{WL} = -6830 \text{ kg}$$

$$V = 3004 \text{ kg}$$

وزن پی و کف‌سازی روی آن (با فرض ۲۰ سانتیمتر دال بتنى با چگالى ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ۳۰

سانتیمتر خاکریزی با چگالى ۱۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب) :

$$(0.2 \times 2400 + 0.3 \times 1800 + 1 \times 2400) \times 1.5 \times 1.5 = 7695 \text{ kg}$$

$$\sum P_{D+L} = 8105 + 4011 = 12116 \text{ kg}$$

$$\sum P_{D+L+W} = 12116 - 6830 = 5286 \text{ kg}$$

$$A_{req} = \frac{D+L}{q_a} = \frac{12116 + 7695}{6500} = 3.04 < 4$$

$$A_{req} = \frac{D+L+W}{q_a} = \frac{5286 + 7695}{6500} = 1.99 < 4$$

$$\sum P_{u1} = 1.4(8105) + 1.6(4011) = 17764.6 \text{ kg}$$

$$\sum P_{u2} = 0.75(1.4(8105) + 1.6(4011) + 1.6(-6830)) = 5197.5 \text{ kg}$$

$$q_{u1} = \frac{17764.6}{200 \times 200} = 0.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{u2} = \frac{5197.5}{200 \times 200} = 0.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\max, \min} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$e_1 = \frac{M}{P} = \frac{3004 \times 100}{17764.6} = 16.9 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{M}{P} = \frac{3004 \times 100}{5127.5} = 58.6 \text{ cm}$$

$$q_{\max, \min} = \frac{17764.6}{200 \times 200} \left(1 \pm \frac{6 \times 16.9}{200} \right) = 0.21, 0.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{\max, \min} = \frac{5127.5}{200 \times 200} \left(1 \pm \frac{6 \times 58.6}{200} \right) = -0.09, 0.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

۵-۲-۲ کنترل برش پانچ

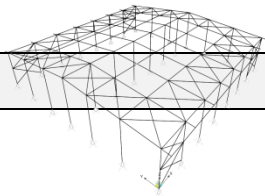
$$d = 100 - 7.5 - 2.5 = 90 \text{ cm}$$

$$b_0 = 2(45 + 45) = 180 \text{ cm}$$

$$q_u = \left(\frac{12116}{4} \right) \times \left(\frac{17764.6}{12116} \right) = 4441.15 \text{ Kg/m}^2$$

$$V_u = 2 \times (2 - (0.9 + 0.2)) \times 4441.15 = 7994.07 \text{ Kg}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 2000 \times 1000 \times 10^{-2} = 12000 > 7994.07$$



تعیین میل گرد

۳-۲-۵

$$M_u = 2 \times 4441.15 \times \frac{1.8^2}{2} = 14389.33 \text{ kg.m}$$

$$f'_c = 250, f_y = 3000$$

$$A_s = \frac{M_n}{0.85df_y} = \frac{14389.33}{0.85 \times 0.09 \times 300} = 6269 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{6269 \times 300}{0.85 \times 25 \times 2000} = 442.2 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{14389.33}{300 \times \left(0.9 - \frac{0.442}{2}\right)} = 7981 \text{ mm}^2$$

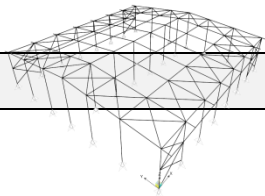
$$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} bd = \frac{1.4}{300} \times 2000 \times 900 = 8400 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.33(7981) = 10614.7 \text{ mm}^2$$

بنابراین به ۱۰۶۱۴.۷ میلیمترمربع میلگرد نیازمندیم.

$$A_s = 24 \times 490.9 = 11781.6 > 10614.7 \Rightarrow OK$$

Use 24 ϕ 25



منابع و مآخذ

- [۱] جزوه درسی استاد مهندس امیر پیمان زندی
- [۲] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ۱۳۸۰
- [۳] آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم
- [۴] طرح و محاسبه سازه ای ساختمان‌های صنعتی، نشریه ۴۰۵ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
- [۵] تکنیک‌های مدل سازی، تحلیل و طراحی کامپیوتری سازه‌ها مهندس حسن باجی و مهندس جواد هاشمی
- [۶] جلد ۱ و ۲ سازه های فولادی، مجتبی ازهری و میرباقری
- [۷] اتصالات در سازه های فولادی، شاپور طاحونی و امیر پیمان زندی
- [8] AISC 2010 Specification for Structural Steel Buildings
- [9] SEI-ASCE 7-05 Minimum Design Loads For Buildings And Other Structures