

دفترچه محاسبات طراحی قسمت عمرانی بخش اول

تکمیل پایپ رک های دهانه آخر در بخش غرب سالن ذوب

و ارائه طرح مقاوم سازی ستون ها

پروژه انجام عملیات های اجرایی و تصحیح قسمتی از خطوط و سیستم های

آتشنشانی در سایت شرکت فولاد هرمزگان به روش EPC

(ویرایش اول – شهریور ۱۴۰۳)

پیمانکار: شرکت کیهان گستره غرب

مهندسین مشاور
مهندسین معماری

کارفرما: شرکت فولاد هرمزگان



شماره قرارداد: ۱۴۴۸۴۸

فهرست

۳	مقدمه
۴	خلاصه دفترچه محاسبات
۴	محاسبه نیروهای لوله های موجود و جدید به سازه پایپ رک
۷	طراحی و محاسبه تیر عرضی IPE۲۰۰
۱۱	طراحی و محاسبه تیر طولی IPE۳۳۰
۱۴	محاسبه بار زلزله
۱۴	محاسبه نیروی برش پایه Vu
۱۶	محاسبه ی ضریب زلزله
۱۸	طراحی اتصال تیر IPE۲۰۰
۱۸	طراحی نبشی نشیمن
۲۰	طراحی نبشی در جان تیر
۲۱	طراحی اتصال تیر IPE۳۳۰
۲۵	طراحی مهاربند همگرا
۲۶	طراحی مقطع مهاربند از نوع دابل نبشی نمره ۱۲
۲۶	محاسبات اتصال دابل ناودانی توسط ورق گاست
۲۷	محاسبات طراحی مقاوم سازی ستون های سازه پایپ رک
۲۷	تخمین اولیه مقاطع صلیبی ستون ها
۳۵	محاسبه مقاوم سازی ستون های سازه (فریم های اصلی ۱ تا ۳)
۴۳	فریم آخر: (دهانه پایپ رک تکمیل شده)

مقدمه

این دفترچه محاسبات به جهت طراحی تکمیل پایپ رک دهانه آخر در ضلع غربی سالن ذوب در کارخانه فولاد هرمزگان تهیه شده است. مطابق قرارداد و قسمت مشخص شده در نقشه های پیوست قرارداد در تعهد این شرکت تنها تکمیل و ساخت ادامه پایپ رک مطابق طرح بیسیک پیشنهادی ارائه شده توسط مشاور محترم می باشد که در ادامه به طراحی و محاسبه مقاطع و اتصالات این پایپ رک پرداخته شده است. شایان ذکر است باتوجه به عدم کفایت ستون های موجود یک طرح مقاوم سازی به درخواست کارفرما محترم تهیه شده است که در انتها این دفترچه محاسبات ارائه گردیده است تا در صورت صلاحدید و درخواست کارفرمای محترم تحت کار جدید اجرای آن به این پیمانکار واگذار شود.

مطابق وضع موجود تیر های طولی و اصلی انتها پایپ رک موجود از تیر ورق به ارتفاع ۳۰ سانتی متر به ضخامت ۸ میلیمتر و عرض ۲۰ سانتی به ضخامت ۱۵ میلیمتر اجرا شده است. مطابق تیر های موجود بر اساس طراحی های ارائه شده برای تکمیل پایپ رک از مقطع IPE۳۳۰ که دقیقا همان اندازه و ضخامت تیر موجود می باشد استفاده شده است تا اتصال ۲ تیر از نظر اندازه و ضخامت به خوبی انجام شود. تیر های عرضی مطابق آنچه در فریم های قبلی اجرا شده است از مقطع IPE۲۰۰ و مهاربند ها از دابل نبشی نمره ۸ می باشد که تمامی جریئات و دیتیل ها در نقشه اتوکد پیوست ارائه گردیده است. تحلیل تنش مطابق آیین نامه AISC ۳۶۰ و مبحث ۱۰ مقررات ملی صورت می پذیرد. مصالح استفاده شده فولاد ST۳۷ و بارگذاری مطابق مبحث ۶ و همچنین ASCE ۲۰۱۶ صورت گرفته است. طراحی لرزه ای مطابق ویرایش ۴ آیین نامه ۲۸۰۰ انجام شده است.

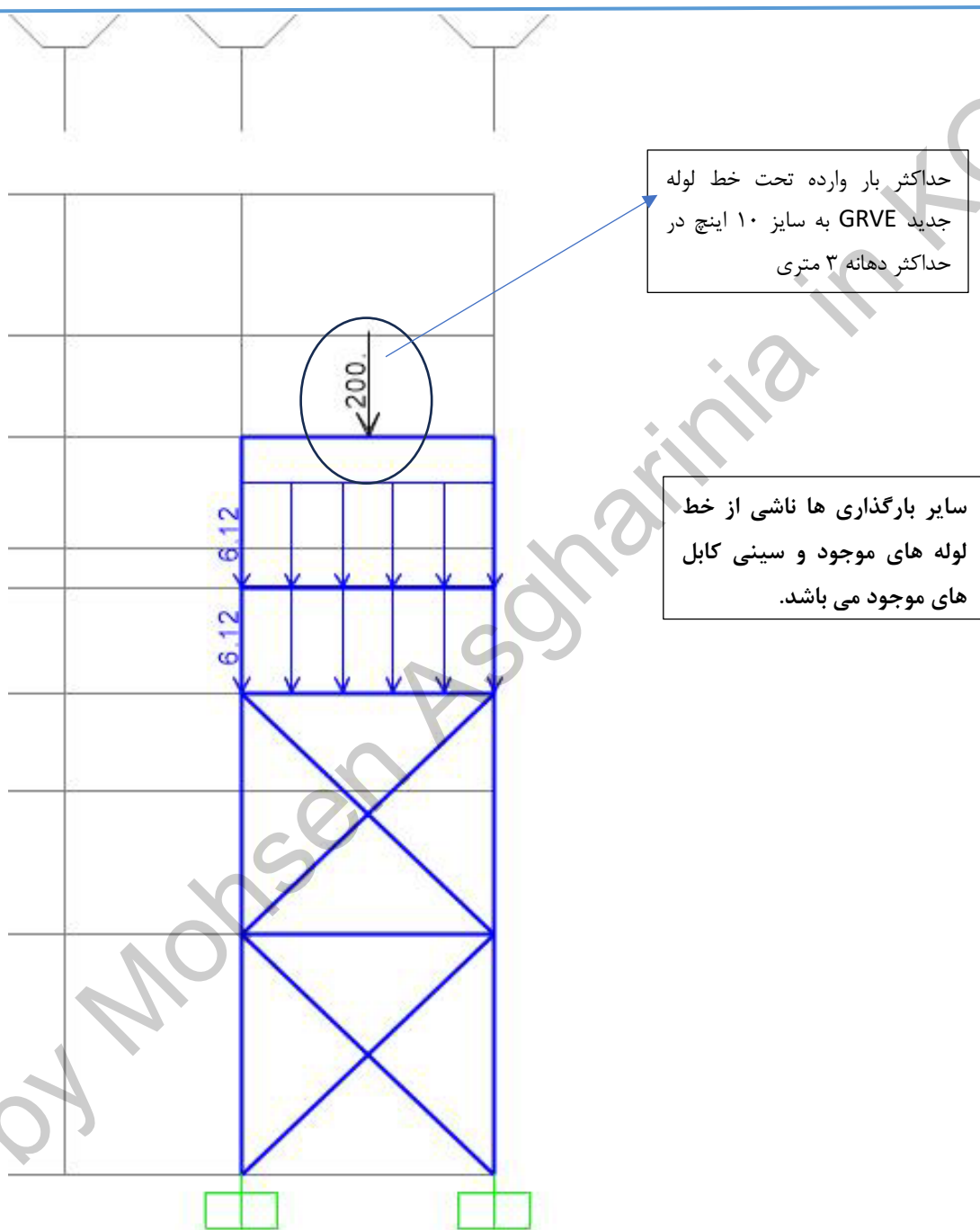
خلاصه دفترچه محاسبات

شرح کنترل	نتیجه طراحی	حداکثر نسبت تنش
تیر های عرضی پایپ رک	IPE۲۰۰	۰.۲۱
تیر های طولی پایپ رک	IPE۳۳۰	۰.۵۲۵
ستون های کوتاه بین طبقاتی	IPE۱۴۰	۰.۵۱۶
مهاربند	۲L۱۲۰	۰.۲۷
مقاوم سازی ستون دهانه آخر	صلیبی با ورق ضخامت ۲ سانت	۰.۶۷

محاسبه نیرو های لوله های موجود و جدید به سازه پایپ رک

*نیرو مربوط به لوله جدید: فرض شده است لوله GRVE سایز ۱۰ اینچ با سفتی ۱۰۰۰۰ اجرا شود. وزن هر متر طول لوله برابر با ۱۷.۶ کیلوگرم است و وزن آب داخل آن برابر ۴۹ کیلوگرم می باشد. حداکثر فاصله بین تکیه گاه های لوله (تیر های عرضی) برابر ۳ متر است پس سهم بار متمرکز بابت لوله جدید در محل مورد نظر بر روی تیر عرضی برابر با ۱۵۰ کیلوگرم می باشد. به پیوست این دفترچه برداشت فواصل و آکس بندی های وضع موجود ارائه گردیده است.

شکل زیر دیاگرام آزاد نیروهای وارده بر تیر را پایپ رک را نمایش می دهد:



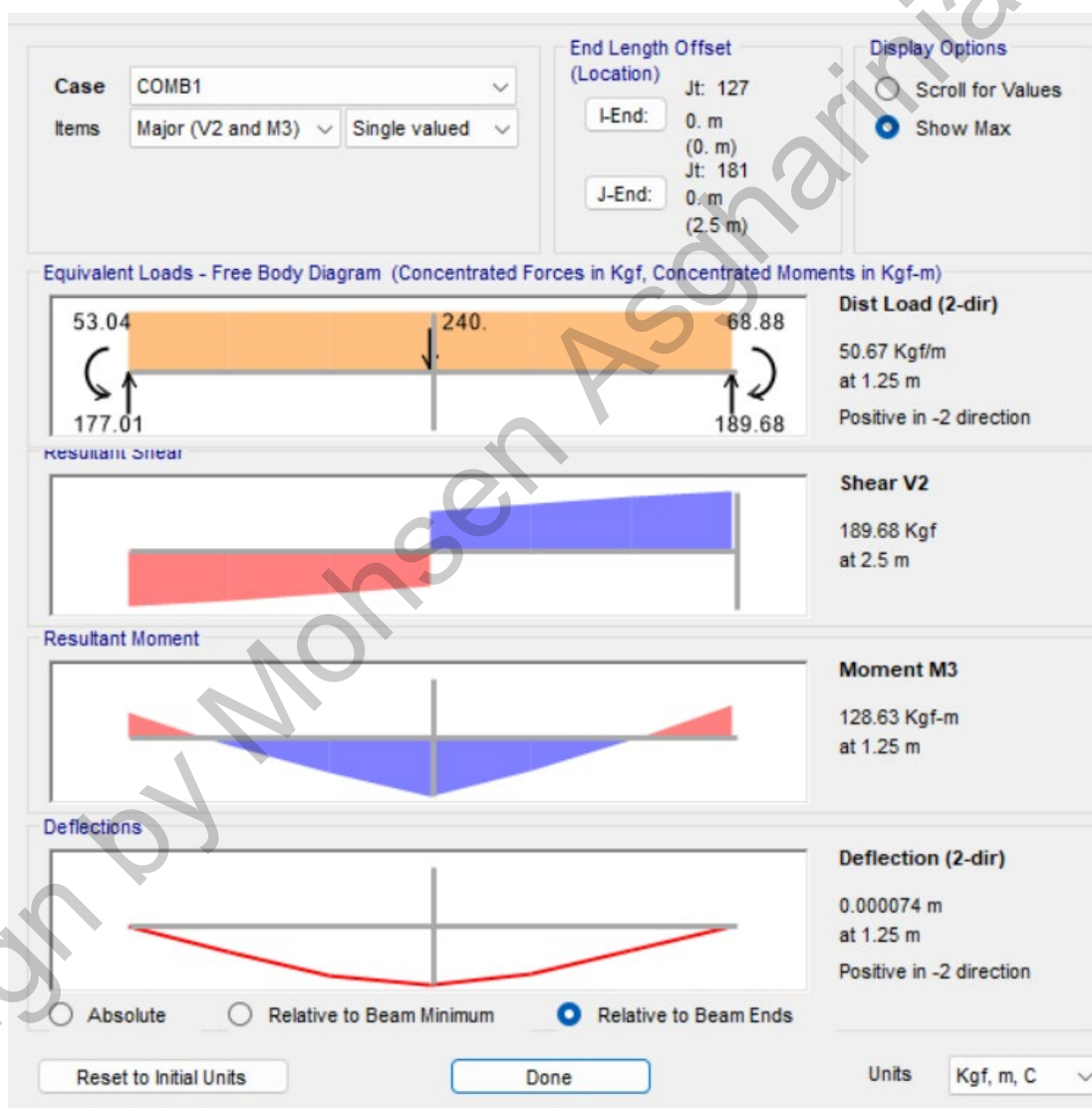
محل اعمال بار ها مطابق نقشه های اجرا شده در محل لوله روی تیر انجام می شود.

طراحی و محاسبه تیر عرضی IPE۲۰۰:

مطابق با بارگذاری بدست آمده در این طبقه پایپ رک تنها بار متمرکز به مقدار ۲۰۰ کیلوگرم ناشی از وزن خط لوله جدید به تیر وارد می شود.

ترکیب بار در نظر گرفته شده بر اساس $P_u = 1.2W + 1.6P_{Live}$ خواهد بود.

مطابق تحلیل سازه مقدار لنگر و برش در تیر فوق بصورت زیر خواهد بود:



تیر بصورت گیردار به ستون ها متصل شده است.

ابتدا به طراحی خمشی تیر حول محور قوی می پردازیم:

کنترل حالت حدی کمانش پیچشی-جانبی:

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

$$r_y = 4.98 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 5.07 * \sqrt{\frac{2 * 10^6}{2400}} = 257.5 \text{ cm} = 2.53 \text{ m} < 3 \text{ m} = L_b$$

$$M_n = 1 * \left[10.3 - (10.3 - 0.7 * 9.33) \left(\frac{3 - 2.53}{7.043 - 2.53} \right) \right] = 9907 \text{ Kg.m}$$

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

$$L_r = 1.95 * 9.21 * \frac{2 * 10^6}{0.7 * 2400} \sqrt{\frac{21.1 * 1}{389} + \sqrt{\left(\frac{21.1 * 1}{389 * 18} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 2400}{2 * 10^6} \right)^2}} = 704.3 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{3690 * 18}{2 * 389}} = 9.21 \text{ cm}^2$$

$$M_p = \phi M_n = 0.9 * 9907 = 8916 \text{ Kg.m} > 700 \text{ Kg.m} \triangleright OK$$

طراحی برشی تیر

مطابق طراحی بر اساس LRFD ترکیب بار برای نیروی برشی از رابطه زیر محاسبه می شود:

- ۱) $\frac{1}{4}D$
- ۲) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \frac{1}{5}(\frac{1}{4}W)]$
- ۴) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}(\frac{1}{4}W) + L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}E + L + \frac{1}{2}S$
- ۶) $\frac{1}{8}D + \frac{1}{10}(\frac{1}{4}W)$
- ۷) $\frac{1}{8}D + \frac{1}{10}E$
- ۸) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{5}L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{2}T$
- ۹) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{10}T$

حالت ۲ بحرانی ترین حالت بارگذاری می باشد که مطابق آن نیروی برشی عدد $V=3,4 \text{ Ton}$ می شود.

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت نشده (بدون سخت کننده) و سخت شده (با سخت کننده) بر اساس حالت های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد جان}$$

$$A_w = \text{مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)}$$

$$C_v = \text{ضریب برشی جان به شرح زیر:}$$

$$\text{الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v = 0.6 * 2400 * 11.7 * 1 = 16.85 \text{ Ton}$$

$$V_p = \phi_v * V_n = 1 * 16.85 = 16.85 \text{ Ton} > 1.2 \text{ Ton} \triangleright OK$$

کنترل تغییر شکل تیر اصلی از نوع IPE۲۰۰:

خیر بار تیر طبق بند ۶-۷ نشریه ۳۲۵ نباید از ۱/۱۰۰۰ طول دهانه بیشتر باشد که این عدد ۰.۱۲۳ میلیمتر است که از ۳.۳ میلیمتر کمتر است پس مقطع انتخابی مورد قبول است.

همچنین مطابق محاسبات دستی و روابط تحلیل سازه حداکثر خیر در وسط تیر ناشی از بار متمرکز در وسط تیر دو سر مفصل برابر با زیر خواهد بود:

$$\delta_{\max} = \frac{PL^3}{192EI_{HEA200}} = \frac{2 * 2070 * 330^3}{192 * 2 * 10^6 * 3690} = 0.0978cm = 0.978mm < L / 1000 = 3mm \triangleright OK$$

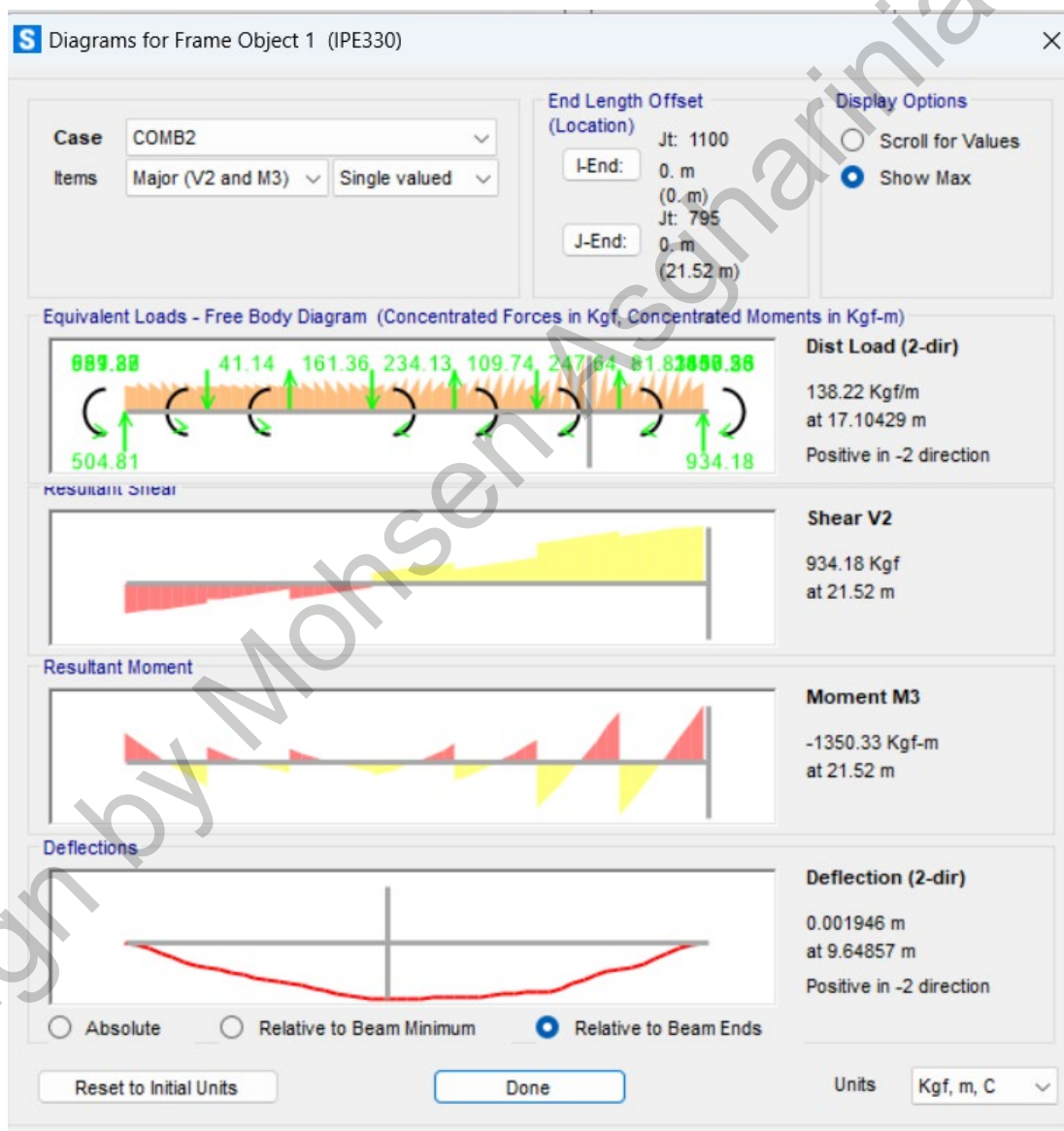
که در محدوده مجاز آیین نامه می باشد.

طراحی و محاسبه تیر طولی IPE330:

مطابق با بارگذاری بدست آمده در این طبقه پایپ رک تنها بار متمرکز به مقدار ۲۰۰ کیلوگرم ناشی از وزن خط لوله جدید به تیر وارد می شود.

ترکیب بار در نظر گرفته شده بر اساس $P_u = 1.2W + 1.6P_{Live}$ خواهد بود.

مطابق تحلیل سازه مقدار لنگر و برش در تیر فوق بصورت زیر خواهد بود:



تیر بصورت گیردار به ستون ها متصل شده است.

ابتدا به طراحی خمشی تیر حول محور قوی می پردازیم:

کنترل حالت حدی کمانش پیچشی-جانبی:

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

$$r_y = 3.55 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 * 3.55 * \sqrt{\frac{2 * 10^6}{2400}} = 180.36 \text{ cm} = 1.8 \text{ m} < 3 \text{ m} = L_b$$

$$M_n = 1 * \left[19.3 - (19.3 - 0.7 * 3.26) \left(\frac{3 - 1.8}{6.043 - 1.8} \right) \right] = 14.43 \text{ t.m} = 14437 \text{ kg.m}$$

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

$$L_r = 1.95 * 15.54 * \frac{2 * 10^6}{0.7 * 2400} \sqrt{\frac{12.3 * 1}{123} + \sqrt{\left(\frac{12.3 * 1}{123 * 15} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 2400}{2 * 10^6} \right)^2}} = 604.3 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}} = \sqrt{\frac{11770 * 33}{2 * 804}} = 15.54 \text{ cm}^2$$

$$M_p = \phi M_n = 0.9 * 14437 = 12993 \text{ Kg.m} > 1350 \text{ Kg.m} \triangleright OK$$

طراحی برشی تیر

مطابق طراحی بر اساس LRFD ترکیب بار برای نیروی برشی از رابطه زیر محاسبه می شود:

- ۱) $1/4 D$
- ۲) $1/2 D + 1/6 L + 0.5 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1/2 D + 1/6 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5 (1/4 W)]$
- ۴) $1/2 D + 1/10 (1/4 W) + L + 0.5 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1/2 D + 1/10 E + L + 0.2 S$
- ۶) $0.9 D + 1/10 (1/4 W)$
- ۷) $0.9 D + 1/10 E$
- ۸) $1/2 D + 0.5 L + 0.5 (L_r \text{ یا } S) + 1/2 T$
- ۹) $1/2 D + 1/6 L + 1/6 (L_r \text{ یا } S) + 1/10 T$

حالت ۲ بحرانی ترین حالت بارگذاری می باشد که مطابق آن نیروی برشی عدد $V=3.4 \text{ Ton}$ می شود.

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت نشده (بدون سخت کننده) و سخت شده (با سخت کننده) بر اساس حالت های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد جان}$$

$$A_w = \text{مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)}$$

$$C_v = \text{ضریب برشی جان به شرح زیر:}$$

$$\text{الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با } \frac{h}{t_w} \leq 2/24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v = 0.6 * 2400 * 11.7 * 1 = 16.85 \text{ Ton}$$

$$V_p = \phi_v * V_n = 1 * 16.85 = 16.85 \text{ Ton} > 1.2 \text{ Ton} \triangleright OK$$

کنترل تغییر شکل تیر اصلی از نوع IPE330:

خیر بار تیر طبق بند ۶-۷ نشریه ۳۲۵ نباید از ۱/۱۰۰۰ طول دهانه بیشتر باشد که این عدد ۱.۹ میلیمتر است که از ۳.۳ میلیمتر کمتر است پس مقطع انتخابی مورد قبول است.

محاسبه بار زلزله

مطابق بند ۳-۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ می توانیم از روش استاتیکی معادل برای محاسبه بار زلزله استفاده کنیم:
"روش های تحلیل خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کاربرد . تنها، روش استاتیکی معادل را می توان در ساختمان های سه طبقه و کوتاه تر، از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار گرفت:

الف- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

-نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد

-نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد"

محاسبه نیروی برش پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می شود که در تراز پایه به ساختمان اعمال می شود. ای نیرو بایستی در هر یک از امتداد های سازه در نظر گرفته شود.

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

$$V = CW$$

که در این رابطه: V نیروی برش پایه

C : ضریب زلزله و W وزن کل ساختمان شامل تمام بار مرده و وزن تاسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار برف

ضریب زلزله از رابطه ی زیر بدست می آید:

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

مشخصات مورد نیاز برای بدست آوردن ضریب زلزله:

۱-نسبت شتاب مبنای طرح که درواقع نسبت شتاب زلزله به شتاب ثقل میباشد باتوجه به لرزه خیزی منطقه وبر اساس جدول (۲)

آیین نامه ی ۲۸۰۰ بدست می آید:

بند رعباس: منطقه با خطر نسبی زیاد

A=۰,۳

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

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

۲- ضریب اهمیت ساختمان که با توجه به گروه بندی ساختمان از جدول (۵) آیین نامه ۲۸۰۰ بدست می آید.

کاربری: تاسیسات ضروری و کارکرد بی وقفه - گروه ساختمان از نظر اهمیت: گروه ۱ با اهمیت متوسط $I=1,4$

۳- ضریب رفتار ساختمان بر اساس سیستم های باربر جانبی مورد استفاده در سازه مطابق با جدول ۶ بدست می آید.

سیستم مهاربندی همگرای معمولی فولادی (به جهت وجود بادبند در دهانه جهت X) در جهت X: $R=3,5$

سیستم قاب خمشی متوسط در جهت Y: $R=5$

ضریب بازتاب ساختمان: برای محاسبه ی ضریب بازتاب ساختمان ابتدا باید زمان تناوب سازه را در هر دو جهت با توجه به سیستم های باربر جانبی بدست آورد:

مطابق با بند ۲-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ زمان تناوب اصلی نوسان بستگی به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین میگردد:

- در قاب های فولادی

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

(۳-۳)

$$T = 0.08H^{0.75} = 0.08 * 18^{0.75} = 0.69s$$

با توجه به تیپ خاک که از نوع تیپ ۲ میباشد بر اساس جدول ۳ پارامترهای مربوط به محاسبه ی ضریب بازتاب ساختمان مشخص

میشوند: $T=0,15$ $Ts=0,7$ $S=1,75$

$$B = 1 + S \left(\frac{T}{T_0} \right) \quad 0 \leq T \leq T_0$$

$$B = S + 1 \quad T_0 \leq T \leq T_s$$

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

همانطور که مشخص است در هر دو جهت زمان تناوب سازه بین دو عدد ۰.۱ و ۰.۵ میباید که از فرمول دوم استفاده می شود

$$B = 1.75 + 1 = 2.75$$

محاسبه ی ضریب زلزله:

بعد از بدست آوردن کلیه پارامترهای مورد نیاز آنها را در فرمول جایگذاری کرده و ضریب زلزله را بدست می آوریم:

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

$$C_x = \frac{1.4 * 2.75 * 0.3}{3.5} = 0.33$$

$$C_y = \frac{1.4 * 2.75 * 0.3}{5} = 0.231$$

۹-۳-۳ نیروی قائم ناشی از زلزله

۹-۳-۳-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ت- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۹-۳-۳-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۱۰-۳) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_{Vu} = 0.6 A I W_p \quad (10-3)$$

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_p : در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

طراحی اتصال تیر IPE۲۰۰

اتصال این تیر به تیر طولی IPE۳۳۰ از نوع اتصال ساده مفصلی با نبشی نشیمن به همراه نبشی در جان تیر می باشد که تحت حداکثر نیرو قابل تحمل توسط تیر (حداکثر ظرفیت باربری تیر) طراحی می شود.

اتصال طراحی شده: نبشی نشیمن نمره ۱۵ به طول ۳۵ سانتی متر / نبشی جان نمره ۱۰ به طول ۱۵ سانتی متر

مطابق نتایج تحلیل سازه مقدار حداکثر نیروی برشی برای تیر IPE۲۰۰ به شرح زیر است:

$$V = 6.36Ton$$

طراحی نبشی نشیمن

$$R_u = 6.36 \text{ Ton}$$

$$IPE200 \triangleright d = 20 \text{ cm}, b_f = 10, t_f = 0.85 \text{ cm}, t_w = 0.53 \text{ cm}, d - 2k = 15.9 \text{ cm}$$

$$IPE330 \triangleright d = 33 \text{ cm}, b_f = 16, t_f = 1.15 \text{ cm}, t_w = 0.75 \text{ cm}, d - 2k = 27.1 \text{ cm}$$

Local yield limit state of the web

$$t_w = 1 \text{ cm}$$

$$k = 3.8 \text{ cm}$$

$$N = \frac{R_u}{F_y t_w} - 2.5k \geq k$$

$$N = \frac{5820}{2400 * 1} = 2.425 \triangleright N = 3.8 \text{ cm}$$

$$N = \frac{d}{3} \left[\frac{R_u}{0.3 t_w^2} \sqrt{\frac{t_w}{E F_y t_f}} - 1 \right] \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{1.5} = 0.498 \text{ cm}$$

$$N = \max \{3.8, 0.5\} = 3.8 \text{ cm}$$

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

$$b \geq N + x = 5.3 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = 10 \text{ cm} \triangleright \text{Use } L15 * 15 * 1, L = 35 \text{ cm}$$

$$e_f = x + N / 2 = 3.4 \text{ cm}$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$r_1 = 1.1 \text{ cm}$$

$$e = e_f - t - r_1 = 1.3 \text{ cm}$$

$$t \geq \frac{R_u}{0.6 F_y L} = 0.27 < 1 \text{ cm} \triangleright OK$$

$$t \geq \sqrt{\frac{4 R_u e}{0.9 F_y L}} = 0.966 < 1 \triangleright OK$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$f_{ru} = \frac{R_u}{2h} \sqrt{1 + \frac{20.25 e_f^2}{h^2}} = 531.9 \text{ kg / cm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{ue} = 4200 \text{ Kg / cm}^2$$

$$a_w = \frac{f_{ru}}{\phi * 0.6 F_{ue} * 0.707} = 0.398 \text{ cm}$$

$$t_{\min} = 1 \text{ cm} \triangleright a_{w \min} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\text{Use } a_w = 0.5 \text{ cm} \text{ - E6013}$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{D}{C} \right)_1 = \frac{f_{ru}}{0.6 F_y t} = \frac{532}{0.6 * 2400 * 1} = 0.37 < 1 \triangleright OK$$

$$\left(\frac{D}{C} \right)_2 = \frac{f_{ru}}{0.45 F_u t} = \frac{532}{0.45 * 3700 * 1} = 0.32 < 1 \triangleright OK$$

طراحی نبشی در جان تیر

$$R_u = 6.36 \text{ Ton}$$

$$\text{IPE200} \triangleright d = 20 \text{ cm}, b_f = 10, t_f = 0.85 \text{ cm}, t_w = 0.53 \text{ cm}, d - 2k = 15.9 \text{ cm}$$

$$\text{IPE330} \triangleright d = 33 \text{ cm}, b_f = 16, t_f = 1.15 \text{ cm}, t_w = 0.75 \text{ cm}, d - 2k = 27.1 \text{ cm}$$

Local yield limit state of the web

$$t_w = 1 \text{ cm}$$

$$k = 3.8 \text{ cm}$$

$$N = \frac{R_u}{F_y t_w} - 2.5k \geq k$$

$$N = \frac{5820}{2400 * 1} = 2.425 \triangleright N = 3.8 \text{ cm}$$

$$N = \frac{d}{3} \left[\frac{R_u}{0.3 t_w^2} \sqrt{\frac{t_w}{E F_y t_f}} - 1 \right] \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{1.5} = 0.498 \text{ cm}$$

$$N = \max \{3.8, 0.5\} = 3.8 \text{ cm}$$

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

$$b \geq N + x = 5.3 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = 10 \text{ cm} \triangleright \text{Use } L10 * 10 * 1, L = 15 \text{ cm}$$

$$e_f = x + N / 2 = 3.4 \text{ cm}$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$r_1 = 1.1 \text{ cm}$$

$$e = e_f - t - r_1 = 1.3 \text{ cm}$$

$$t \geq \frac{R_u}{0.6 F_y L} = 0.27 < 1 \text{ cm} \triangleright OK$$

$$t \geq \sqrt{\frac{4 R_u e}{0.9 F_y L}} = 0.966 < 1 \triangleright OK$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$f_{ru} = \frac{R_u}{2h} \sqrt{1 + \frac{20.25 e_f^2}{h^2}} = 531.9 \text{ kg / cm}$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{ue} = 4200 \text{ Kg / cm}^2$$

$$a_w = \frac{f_{ru}}{\phi * 0.6 F_{ue} * 0.707} = 0.398 \text{ cm}$$

$$t_{\min} = 1 \text{ cm} \triangleright a_{w \min} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\text{Use } a_w = 0.5 \text{ cm } _ E6013$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{D}{C} \right)_1 = \frac{f_{ru}}{0.6 F_y t} = \frac{532}{0.6 * 2400 * 1} = 0.37 < 1 \triangleright OK$$

$$\left(\frac{D}{C} \right)_2 = \frac{f_{ru}}{0.45 F_u t} = \frac{532}{0.45 * 3700 * 1} = 0.32 < 1 \triangleright OK$$

طراحی اتصال تیر IPE330

اتصال این تیر به تیر طولی قبلی از نوع اتصال وصله ۲ تیر است که توسط ورق وصله با جوش طراحی می شود که تحت حداکثر نیرو قابل تحمل توسط تیر ها (حداکثر ظرفیت باربری تیر) طراحی می شود.

اتصال طراحی شده: ورق ۱۰۰*۲۰ سانتی متر به ضخامت ۱۰ میلیمتر بصورت فول جوش با الکتروود ۶۰۱۳ به بعد ۸ میلیمتر

مطابق نتایج تحلیل سازه ای مقدار حداکثر نیروی برشی و لنگر خمشی و نیرو محوری برای تیر IPE330 به شرح زیر است:

$$M_{\max} = 19.3 \text{ Ton.m} = 0.9 * \frac{3pl}{16}$$

$$V_{\max} = 30.8 \text{ Ton}$$

Calculation_of_Pile_Splice

Splice_IPE330 – B3:

$$V_{\max} = 30.8 t$$

$$M_{\max} = 19.3 t.m$$

$$A_{IPE330} = 62.6 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 23.9 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 38.7 \text{ cm}^2$$

$$I_w = \frac{1}{12} * .80 * 33^3 = 2040 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 11770 \text{ cm}^4 \rightarrow I_{\max}$$

$$I_y = 788 \text{ cm}^4$$

$$N_{rw} = \frac{A_w}{A} * N_r = 0.7 t$$

$$V_{rw} = \frac{1}{4} * V_r = 10.4 t$$

$$V_{rf} = 0$$

$$M_{rw} = \frac{I_w}{I} * M_r = 2.16 t.m \rightarrow \text{share_of_one_web_column}$$

$$M_{rf} = \frac{M_r}{2} - M_{rw} = 26.68 t.m \rightarrow \text{share_of_both_flange_column}$$

$$P_{rf} = N_{rf} + \frac{M_{rf}}{d_c} = \frac{19.3}{33 * 1.2} = 58.48 t$$

Design _of _Flange _Splice _Plate:

by _Maximom _of _Compressive _force

$$L = 4m = 400cm$$

$$r_{min} = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 11.18cm$$

$$\lambda_{Max} = \frac{kl}{r_{min}} = \frac{1 * 400}{11.18} = 35.77$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} = 15427 kg / cm^2 > 0.44 F_y$$

$$F_{cr} = [0.658^{\frac{F_y}{F_e}}] * F_y = 2248 kg / cm^2$$

$$b_{fc} = 35cm \rightarrow b_{sp} = 35 - 50 = 30cm$$

$$t_{sp} > \frac{P_{rf}}{\phi_c * F_{cr} * b_{sp}} = \frac{58.48 * 10^3}{0.9 * 2248 * 30} = 0.968cm \approx 1cm$$

Design _Weld _of _Splice _Flange :

$$a_w = 8mm = 0.8cm$$

$$use E60 \rightarrow F_{ue} = 4200kg / cm^2$$

$$L_w > \frac{P_{rf}}{\phi_c * 0.6 F_{ue} * 0.707 a_w} = \frac{183.47 * 10^3}{0.75 * 0.6 * 4200 * 0.707 * 0.8} = 102.97cm$$

$$2L_{sp1} + b_{sp} > 102.97 \rightarrow L_{sp1} = 50cm$$

$$use _Plate _ 50 * 20 * 1cm$$

Checking _Shear _Plate :

$$t = 1cm, L_w = 120cm, F_y = 2400kg / cm^2, F_u = 3700kg / cm^2$$

$$f_{ru} = \frac{P_{rf}}{L_w} = 1411.3kg / cm^2$$

$$\frac{f_{ru}}{0.6 * F_y * t} = 0.326 < 1 \rightarrow ok$$

$$\frac{f_{ru}}{0.75 * F_u * t} = 0.17 < 1 \rightarrow ok$$

Checking _of _Web _Splice _Plate :

$$b_{wc} = 24.8cm \rightarrow b_{sp} = 20cm$$

$$t_{sp} = 1cm$$

Checking _Shear _Yelding :

$$V_{rw} = \frac{1}{2} * V_r = 30t$$

$$V_{nw} = 0.6 F_y * b_{sp} * t_{sp} = 28.8t > \phi V_{rw} = 27t \rightarrow ok$$

Checking _interaction _Bending & Compressive :

$$N_{rw} = 5.7t$$

$$M_{rw} = 2.16t.m$$

$$\phi_c = \phi_b = 0.9$$

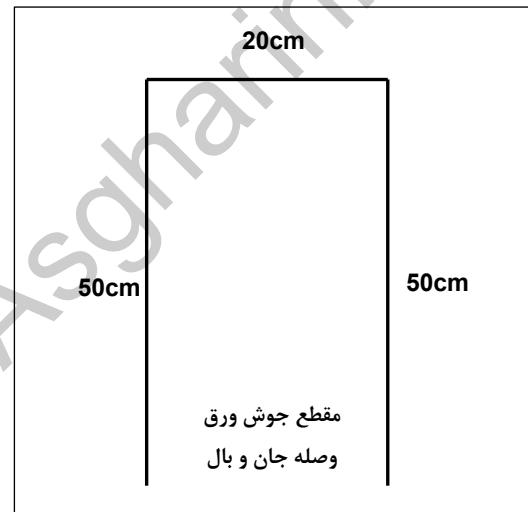
$$P_{nw} = F_{cr} * b_{sp} * t_{sp} = 44.96t$$

$$M_{nw} Z * F_y = \frac{1 * 20^2}{4} * 2400 = 48t.m$$

$$N_{rw} < \phi P_{nw} \rightarrow ok$$

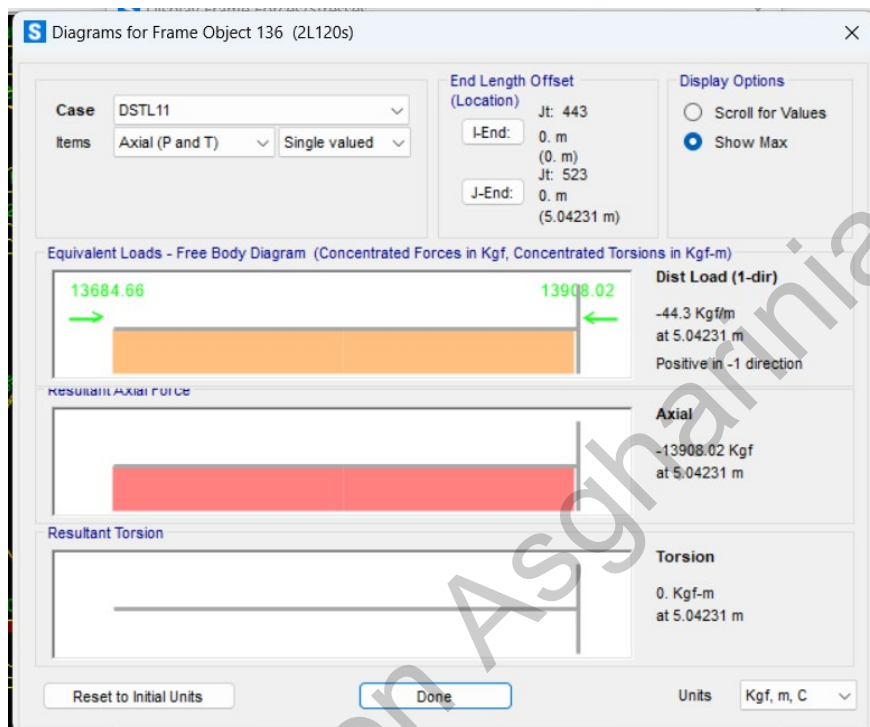
$$M_{rw} < \phi M_{nw} \rightarrow ok$$

$$\frac{N_{rw}}{\phi P_{nw}} + \frac{8}{9} \frac{M_{rw}}{\phi M_{nw}} < 1 \rightarrow ok$$



طراحی مهاربند همگرا

طراحی مهاربند همگرا را طوری انجام می دهیم که کل برابند نیرو زلزله شامل نیرو افقی و قائم را بتواند تحمل کند.



به همین منظور طراحی برای بار محوری به عدد ۱۳.۹ تن انجام می دهیم.

طراحی مقطع مهاربند از نوع دابل نبشی نمره ۱۲

Control Compression Force :

$$k = 1, l_{\max} = 500 \text{ cm}, A_g = 50 \text{ cm}^2, I_{\min} = 1597 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 5.4 \text{ cm}$$

$$\frac{kl}{r} = 92.59 < \lambda_{\max} = 200$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(kl/r)^2} = 1151 \text{ Kg / cm}^2 > 0.44 F_y = 1056$$

$$F_{cr} = [0.658^{\frac{F_y}{F_e}}] * F_y = 2248 \text{ kg / cm}^2$$

$$p_n = A_g * F_{cr} = 112400 \text{ kg} = 112.4 \text{ ton} > 13.9 = OK$$

مقطع مهاربند های لرزه ای انتخابی طبق محاسبات بالا دابل نبشی ۱۲ می باشد و از لقمه در فواصل ۵۰ سانتی متری استفاده می کنیم.

محاسبات اتصال دابل ناودانی توسط ورق گاست:

$$F_{ue} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\Omega = 2$$

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$a_w = \frac{P}{(1/\Omega) * 0.6 F_{ue} * L * 0.707} = 5.7 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 10 \text{ mm} \triangleright a_w = 6 \text{ mm}$$

$$f_{ru} = \frac{P}{L} = 514 \text{ N / mm}$$

$$\left(\frac{D}{C}\right)_1 = \frac{f_{ru}}{0.6 F_y t} = 0.36 < 1 \triangleright ok$$

$$\left(\frac{D}{C}\right)_2 = \frac{f_{ru}}{0.45 F_u t} = 0.13 < 1 \triangleright ok$$

در ورق گاست از جوش دوطرفه به طول ۱۵ سانتی متر استفاده می کنیم در نتیجه طول جوش ما همان ۳۰ سانتی خواهد بود. محاسبات بعد جوش و کفایت ورق اتصال ورق گاست همانند محاسبه اتصال دویل ناودانی به ورق گاست است. در نتیجه برای هر دو اتصال (اتصال ناودانی به ورق گاست و اتصال ورق گاست به ستون) از بعد جوش ۶ میلی متر استفاده می کنیم. ورق اتصال پلیت ۲۰ در ۲۰ به ضخامت ۱۰ میلی متر می باشد.

محاسبات طراحی مقاوم سازی ستون های سازه پایپ رک

تخمین اولیه مقاطع صلیبی ستون ها

در ابتدا برای مقاوم سازی بحرانی ترین ستون را می یابیم سپس تعمیم می دهیم.

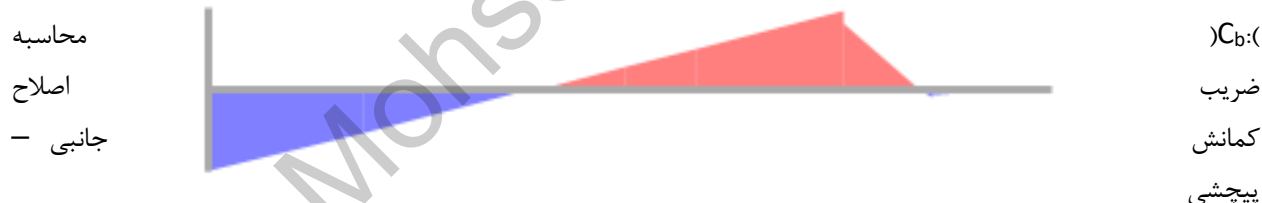
بحرانی ترین ستون

$$M_x = 26768099,22$$

$$P = -18501,487$$

$$V = 35950,687$$

ستون در برابر خمش ضعیف عمل می نماید لذا باید مقاوم سازی بر اساس طراحی خمشی صورت گیرد.



، نمودار لنگر خمشی را می توان دریافت کرد. sap2000 از نرم افزار

طول المان ۱۸۸۰ سانتی متر

$$M_{\max} = 26768099,22 \text{ kg.cm}$$

$$M_A = 9870810,52 \text{ kg.cm}$$

$$M_B = -7987079,24 \text{ kg.cm}$$

$$M_C = -23793970,05 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 1.708 < 3 \text{ ok}$$

چک کردن فشردگی بال:

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.96$$

$$\frac{b}{t} = 5 < 10.96$$

چک کردن فشردگی جان

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.54$$

$$\frac{h}{tw} = 8 < 108.54$$

***با توجه به محاسبات صورت گرفته جان فشرده می باشد بال فشرده می باشد.

مطابق آیین نامه باید حالت حدی تسلیم، حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی را بررسی نماییم.

حالت حدی تسلیم:

$$M_n = M_p = F_y.Z_x = 6868800 \text{ kg.cm}$$

حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی:

$$L_p = 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 52.06 \text{ cm} < 18.8 \text{ m}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_0}{2S_x} = \frac{13554 \times 27}{2426.4 \times 2} = 8.63 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{1}{3} \sum bt^3 = 704.97 \text{ cm}^4$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 3086.28 \text{ cm}$$

با توجه به محاسبات صورت گرفته محاسبه لنگر بر اساس رابطه زیر می باشد.

$$M_n = C_b (M_p - (M_p - 0.7 F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)) = 4502754.517 \text{ kg.cm} \leq 6868800$$

Use ۴۵۰۲۷۵۴,۵۱۷ kg.cm

حداکثر ظرفیت را محاسبه نموده و از مقدار لنگر موجود کسر می کنیم و با استفاده از آن مقدار لنگر مورد نیاز را محاسبه می کنیم.

$$۲۶۷۶۸۵۹۹.۲۲ - ۴۵۰۲۷۵۴.۵۱۷ = ۲۲۲۶۵۸۴۴.۷۰۳ \text{ kg.cm}$$

شکل را به تیر به صورت صلیبی اضافه می نماییم. با افزایش ممان اینرسی مقاومت خمشی عضو نیز مقاومت خمشی را برای مقاوم سازی، یک

عضو افزایش می یابد.

روش اول) ابتدا مقادیری را برای ابعاد ورق ها فرض می کنیم.

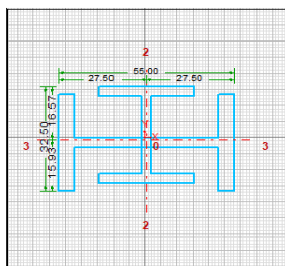
مشخصات هندسی مورد نیاز مقطع رو محاسبه می نماییم. برای داشتن یک مقطع بهینه section builder استفاده از نرم افزار ضخامت را به ۲ سانتی متر محدود می نماییم. و با ابعاد (۳۰*۱۸*۳) محاسبات را چک می نماییم.

با توجه به حالت حدی تسلیم:

Section Properties:

Number of Shapes	= 2	
Total Width	= 55.00	cm
Total Height	= 32.50	cm
Center, X _o	= 0.54	cm
Center, Y _o	= -0.761	cm
X-bar (Right)	= 27.50	cm
X-bar (Left)	= 27.50	cm
Y-bar (Top)	= 16.571	cm
Y-bar (Bot)	= 15.929	cm
Equivalent Properties:		
Area, A	= 678.00	cm ²
Inertia, I ₃₃	= 6.00E+04	cm ⁴
Inertia, I ₂₂	= 2.24E+05	cm ⁴
Inertia, I ₃₂	= 0.00E+00	cm ⁴
Torsional, J	= 3.15E+03	cm ⁴
Principal Angle	= 0.00E+00	Deg
Inertia, I _{33'}	= 2.24E+05	cm ⁴
Inertia, I _{22'}	= 6.00E+04	cm ⁴
Modulus, S ₃ (Top)	= 3,619.6	cm ³
Modulus, S ₃ (Bot)	= 3,765.4	cm ³
Modulus, S ₂ (Left)	= 8,161.9	cm ³
Modulus, S ₂ (Right)	= 8,161.9	cm ³
Plastic Modulus, Z ₃	= 5,150.6	cm ³
Plastic Modulus, Z ₂	= 10,292.8	cm ³
Shear Area, A ₃	= 422.32	cm ²
Shear Area, A ₂	= 332.96	cm ²
Radius, r ₃	= 9.406	cm
Radius, r ₂	= 18.195	cm

Basic Parameters of Wide Flange Shape



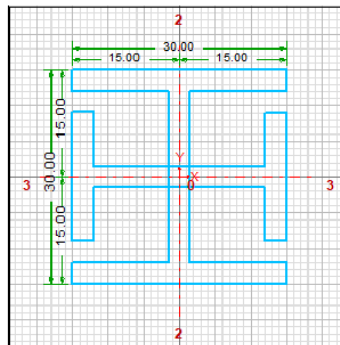
Section Diagram

$$M_n = F_y \cdot Z_x = 2400(3360.1) = 8064240 \text{ kg.cm}$$

با اضافه کردن این مقطع، مقاومت کافی اعمال نمی شود.

Section Properties:

Number of Shapes	= 2	
Total Width	= 30.00	cm
Total Height	= 30.00	cm
Center, X _o	= 0.00	cm
Center, Y _o	= 0.00	cm
X-bar (Right)	= 15.00	cm
X-bar (Left)	= 15.00	cm
Y-bar (Top)	= 15.00	cm
Y-bar (Bot)	= 15.00	cm
Equivalent Properties:		
Area, A	= 423.00	cm ²
Inertia, I ₃₃	= 3.94E+04	cm ⁴
Inertia, I ₂₂	= 3.68E+04	cm ⁴
Inertia, I ₃₂	= 0.00E+00	cm ⁴
Torsional, J	= 7.51E+08	cm ⁴
Principal Angle	= 0.00E+00	Deg
Inertia, I _{33'}	= 3.94E+04	cm ⁴
Inertia, I _{22'}	= 3.68E+04	cm ⁴
Modulus, S ₃ (Top)	= 2,623.9	cm ³
Modulus, S ₃ (Bot)	= 2,623.9	cm ³
Modulus, S ₂ (Left)	= 2,451.2	cm ³
Modulus, S ₂ (Right)	= 2,451.2	cm ³
Plastic Modulus, Z ₃	= 3,360.1	cm ³
Plastic Modulus, Z ₂	= 3,253.1	cm ³
Shear Area, A ₃	= 208.93	cm ²
Shear Area, A ₂	= 280.65	cm ²
Radius, r ₃	= 9.646	cm
Radius, r ₂	= 9.323	cm



Section Diagram

مقطع بالا پاسخگو لنگر ماکسیمم می باشد. ضخامت بال ۲ سانتی متر و ضخامت جان ۲ سانتی متر.

ستون ها پاسخگو می باشند.

با توجه به آیین نامه حالت حاکم، کمانش پیچش حول محور طولی می باشد.

با توجه به نبود بسط نسبت لاغری اصلاح شده با نسبت لاغری ابتدایی برابر می باشد.

$$\frac{a}{r_i} \leq 40$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{18.8 \times 100}{18.218} = 103.194 \leq 200 \text{ ok}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_0$$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} = \left(\frac{\pi^2 2.1 \times 10^6 ()}{(1 \times 30)^2} + GJ \right) \frac{1}{2.83 \times 10^5 + 1.65 \times 10^5} =$$

مقدار ضریب طول موثر پیچش را به صورت محافظه کارانه برابر با یک در نظر می گیریم.

۷-۴-۲-۱۰ ۶-۴-۲-۱۰	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول هر یک از محوره های اصلی مقطع	۳-۴-۲-۱۰ ۴-۴-۲-۱۰ ۶-۴-۲-۱۰	- کمانش خمشی حول هر یک از محوره های اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محور طولی عضو		مقاطع صلیبی یا ساخته شده (مركب) دارای دو محور تقارن	۳
----------------------	--	----------------------------------	--	---	--	---

$$\left(\frac{\pi^2 2.1 \times 10^6 (1698000)}{(1 \times 30)^2} + 807692.307 \times 2241.16 \right) \frac{1}{2.83 \times 10^5 + 1.65 \times 10^5} = 91236.39$$

مدول الاستیسیته برشی با فرض ضریب پواسون ۰.۳ برابر خواهد بود با ۸۰۷۶۹۲.۳۰۷

با توجه به این که نیروی محوری وارده فشاری نمی‌باشد. کلا کششی می‌باشد نیازی به محاسبات فشاری نبوده و فقط کشش باید مورد بررسی قرار گیرد.

مقاومت کششی

بر اساس تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$P_n = F_y \times A_g = 0.9 \times 2400 \times 854 = 1844640 \text{ kg}$$

بر اساس گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو و در خارج از ناحیه اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u \times A_n = 0.75 \times 3600 \times 854 = 2305800 \text{ kg}$$

$$A_n = A_g$$

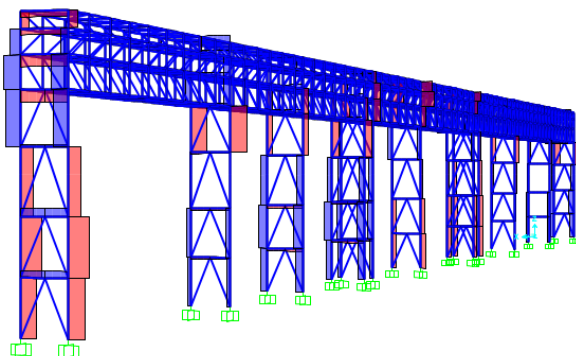
بر اساس گسیختگی کششی در مقطع خالص موثر عضو و در محل اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u \times A_n = 0.75 \times 3600 \times 854 = 2305800 \text{ kg}$$

$$A_n = A_g$$

$$A_e = U A_n = 854$$

با توجه به اینکه ماکسیمم نیروی کششی وارد شده برابر با ۱۸۵۰۱۴۸۷ کیلوگرم می‌باشد این مقدار بسیار کمتر از ظرفیت کششی مقطع می‌باشد. در نتیجه مقطع از نظر ظرفیت کششی مقاوم می‌باشد.



۷-۴-۲-۱۰	کمانش موضعی	۳-۴-۲-۱۰	کمانش خمشی حول هر یک از محوره‌ای اصلی مقطع	۴-۴-۲-۱۰	کمانش خمشی حول محور طولی عضو	۶-۴-۲-۱۰	کمانش پیچشی حول محور طولی عضو	۳	مقاطع صلبی با ساخته شده (مرکب) دارای دو محور تقارن
----------	-------------	----------	--	----------	------------------------------	----------	-------------------------------	---	--

بررسی شرایط ممان اینرسی برای حالت ابتدایی (صلیبی)

ممان اینرسی در جهت ایکس و وای با یکدیگر باید برابر باشند. که در این حالت با یکدیگر برابر نمی‌باشند.

در ابتدا باید ویژگی‌های منفی این نوع تقویت سازی را مورد بررسی قرار دهیم.

- مقاومت پیچشی ضعیف

- حمل و نقل مشکل و به ویژه نصب پر دردسر

- در صورتی که مقطع ستون صلیبی تماماً از ورق باشد احتیاج به ۱۲ خط جوش می‌باشد

که البته با روش‌های ساخت جدید مانند روش جوشکاری الکترواسلگ، نصب ورق‌های پیوستگی داخل باکس هم نسبتاً آسان شده است.

از لحاظ فشار و کشش و برش باید المان را مورد بررسی قرار دهیم. همچنین بدلیل نبود تقارن کامل باید پیچش را نیز مورد ارزیابی قرار دهیم.

در ابتدا مقدار حداکثر پیچش را در سازه با استفاده از نرم افزار می‌یابیم.

مقدار حداکثر پیچش برابر است با ۳۰۱.۹۳ کیلوگرم در سانتی متر. که مقدار آن ناچیز و بحرانی می باشد و نیازی به بررسی آن نمی باشد.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 165.06$$

$$\frac{F_y}{F_e} > 2.25$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 144.75$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 678(2400) = 1627200$$

ستون تحت کشش می باشد، با توجه به نیروهای وارد شده و داده های موجود در نرم افزار، نیازی به بررسی ظرفیت فشاری المان نبوده، در هر روی محاسبات نشان دهنده مقاومت فشاری بالا می باشند.

محاسبه ظرفیت کششی:

بر اساس تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$P_n = F_y \times A_g = 0.9 \times 2400 \times 678 = 1464480 \text{ kg}$$

بر اساس گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو و در خارج از ناحیه اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u \times A_n = 0.75 \times 3600 \times 678 = 1830600 \text{ kg}$$

$$A_n = A_g$$

با توجه به اینکه ماکسیمم نیروی کششی وارد شده برابر با ۲۵۳۵۸.۵۶ کیلوگرم می باشد این مقدار بسیار کمتر از ظرفیت کششی مقطع می باشد. در نتیجه مقطع از نظر ظرفیت کششی مقاوم می باشد.

بررسی از نظر برش:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v2} = 0.6 \times 3 \times 30 \times 2400 > 185.83$$

با توجه به این که برش وارد شده مقدار آن بسیار کم می باشد. مقطع از لحاظ برشی

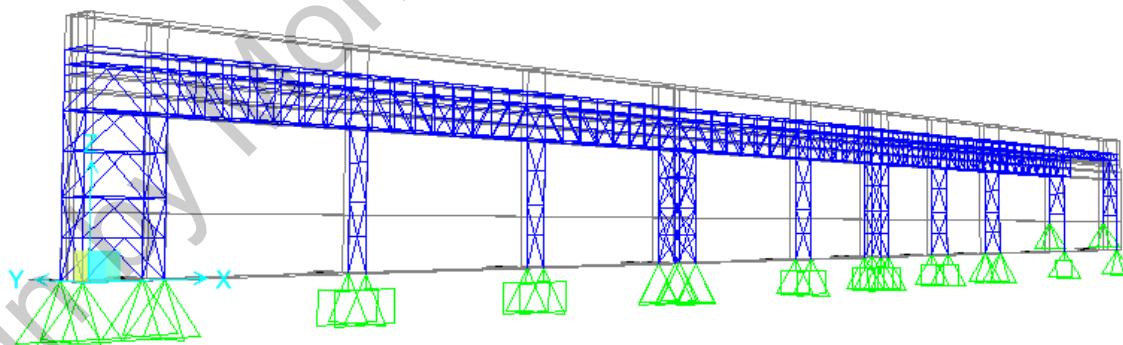
اصلاحیه

چک کردن فشردگی بال:

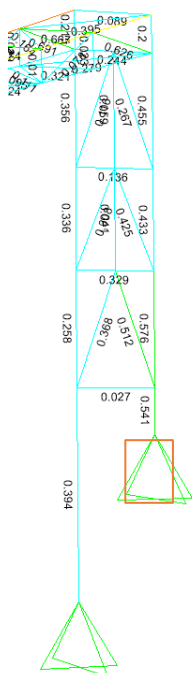
$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.96$$

$$\frac{b}{t} = 5 < 10.96$$

محاسبه مقاوم سازی ستون های سازه (فریم های اصلی ۱ تا ۳)

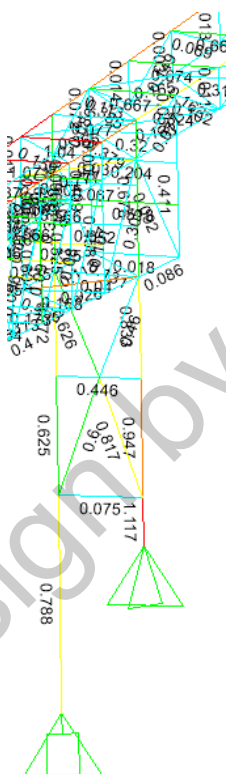


برای هر فریم باید بحرانی ترین ستون رو بیابیم و طراحی را بر اساس آن انجام دهیم***



طراحی فریم ۱

با توجه به خروجی نرم افزار نیاز به مقاوم ساز یابین ستون نمی باشد زیرا در محدوده مجاز واقع شده است.



طراحی فریم ۲

بحرانی ترین استرس رشیو برای ستون فریم دو برابر با ۱.۱۱۷ می باشد.

بحرانی ترین ترکیب بار
DSTL۱۳ می باشد***

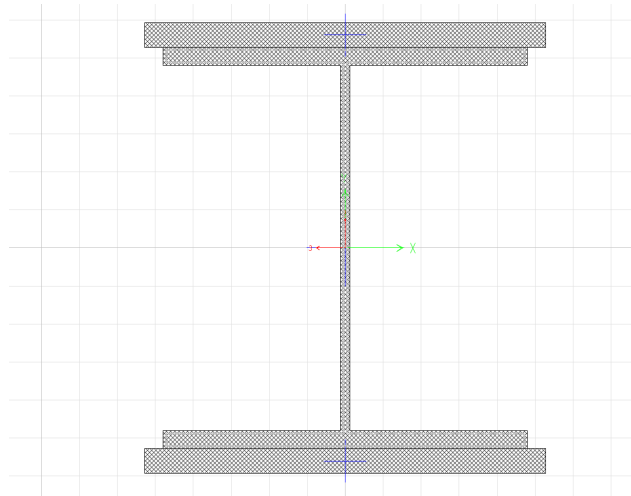
Steel Stress Check Information (AISC 360-16)

COMBO	STATION	LOC	RATIO	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR	MIN-SHR
DSTL11	0.	0.662 (C)	= 0.074 + 0.129 + 0.459	0.311	0.056	
DSTL11	0.8	0.074 (C)	= 0.074 + 0. + 0.	0.311	0.056	
DSTL11	1.6	0.662 (C)	= 0.073 + 0.129 + 0.459	0.311	0.056	
DSTL12	0.	0.53 (C)	= 0.072 + 0.003 + 0.454	0.008	0.055	
DSTL12	0.8	0.072 (C)	= 0.072 + 0. + 0.	0.008	0.055	
DSTL12	1.6	0.53 (C)	= 0.072 + 0.003 + 0.454	0.008	0.055	
DSTL13	0.	1.117 (C)	= 0.215 + 0.06 + 0.842	0.163	0.115	

Modify/Show Overwrites: Overwrites
Display Details for Selected Item: Details
Display Complete Details: Tabular Data
Strength: ☒ Deflection: ☐
OK Cancel
Stylesheet: Default
Table Format File

P	M۳-۳	M۲-۲	V۲-۲	V۳-۳	T
- ۹۷۶۵۰,۴۶۵KG	۵۰۹۴۶۶,۰۵۳KG.CM	۲۳۲۲۰۵۴,۹۷۵KG.CM	۶۳۶۸,۳۲۶KG	۲۹۰۲۵,۶۸۷KG	۰

با توجه به داده‌های نرم افزار، مقطع ما در برابر خمش حول محور ۲-۲ بیشترین لنگر را داریم و با توجه به آن باید مقاوم سازی را انجام دهیم. فریمی که در ستون بحرانی استفاده شده است به صورت رو به رو می‌باشد این ستون بر روی بال‌هایش ورق متصل شده است.



برای فریم دوم تمام مقاطع ستون‌ها از یک مقطع ای شکل تشکیل شده اند ولی بحرانی ترین ستون مقطعش مانند شکل رو به رو می‌باشد و در ابتدا مقاوم سازی با استفاده از ورق در آن صورت گرفته است. این نکته را باید در نظر بگیریم که عمر سازه سی سال می‌باشد و خستگی سازه توسط نرم افزار محاسبه نمی‌شود به همین علت باید مقاوم سازی برای تمام المان‌ها صورت گیرد.

مشخصات ای شکل و ورق جوش خورده به آن.

مشخصات ستون‌های فریم دو.

۲-۲

S I/Wide Flange Section

Section Name: C-2

Section Notes: Modify/Show Notes...

Display Color: [Pink Box]

Dimensions:

- Outside height (t3): 33
- Top flange width (t2): 30
- Top flange thickness (tf): 1.5
- Web thickness (tw): 0.8
- Bottom flange width (t2b): 30
- Bottom flange thickness (tfb): 1.5
- Fillet Radius: 0

Material: st37

Property Modifiers: Set Modifiers...

Section:

Properties:

Section Properties...

Time Dependent Properties...

OK Cancel

[illegible]

مشخصات ابعادی بحرانی ترین ستون ای شکل

Section Properties

Base Material

st37

Orientation of 2-Axis for These Properties

☒ Default
 ☐ User

Angle from X- to 2-Axis

90

Mesh Size

Max. Mesh Size (Absolute)

0

cm

Max. Mesh Size (Relative)

0.05

Properties

Xcg	0
Ycg	0
A	246
J	836.3241
B3	64612
I22	18730
I23	0
AS2	30.1633
AS3	194.6556
S33(+face)	3492.5135
S33(-face)	3492.5135
S22(+face)	1135.1685
S22(-face)	1135.1685
Z33	3907.5
Z22	1768.8
r33	16.2084
r22	8.7258
d33pna	0
d22pna	0

Refresh

OK

Cancel

مشخصات بحرانی تر
بین ستون

$$M_{\max} = 2322.04, 970 \text{ KG.CM}$$

$$M_A = 1171.27, 89 \text{ kg.cm}$$

$$M_B = \cdot \text{kg.cm}$$

$$M_C = -1171.27, 49 \text{ kg.cm}$$

طول ستون ۱۶۰ سانتی متر می باشد.

Shape Properties - Plate	
Name	Plate2
Material	st37
Color	
X Center	0
Y Center	-17.5
Thick	2
Width	33
Rotation	-180

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3.0$$

$$C_b = 2.27$$

حالت حدی تسلیم:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x = 2400 \times 3907.5 = 9378000 \text{ KG.CM}$$

حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی:

$$L_p = 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 52.06 \text{ cm} < 160 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_0}{2S_x} = \frac{18730.28 \times 31.5}{3492.514 \times 2} = 9.19 \text{ cm}$$

$$J_c = 836.324 \text{ cm}^4$$

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

$$1.95 \times 9.19 \frac{2.1 \times 10^6}{0.7(2400)} \sqrt{\frac{836.324}{3492.514(31.5)} + \left(\frac{836.324}{3492.514(31.5)} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7(2400)}{2.1 \times 10^6} \right)^2} = 2787.357 \text{ cm}$$

$$M_n = C_b (M_p - (M_p - 0.7 F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)) =$$

$$2.27(9378000 - (9378000 - 0.7(2400)(3492.514)(0.041))) = 546081.107 \text{ kg.cm} \leq 6868800$$

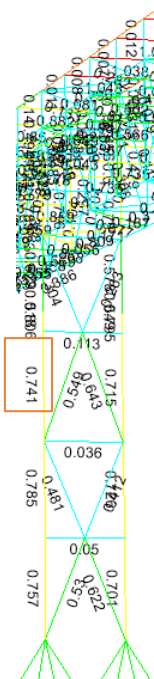
مقداری که برای مقاومت کم داریم برابر است با

$$23220.54.975 - 5460.81.107 = 1775973.868$$

می‌توان ابعادی را در ابتدا برای مقطع در نظر گرفت سپس خمش، کشش و برش آن‌ها را چک نمود.



فریم ۳



P	M᳚-᳚	M᳚-᳚	V᳚-᳚	V᳚-᳚	T
- 1.7039,7.0KG	- 28827,829KG.CM	- 1.882,471KG.CM	- 10378,973KG	- 0978,727KG	.



یکی قبل از بحرانی ترین ستون

۰.۸۶۵

مقاطع تقویت یافته:

۲U۲۰۰B

۲U۳۰۰-ad

۲U۱۶۰B

برای تیر ها در راستای فریم

برای ستون ها

C۲_ST

C۳_ST

C۱_ST

برای تیرها

Ipe۲۴۰

B-۳

IPE۲۷۰ تیر

مهاربند

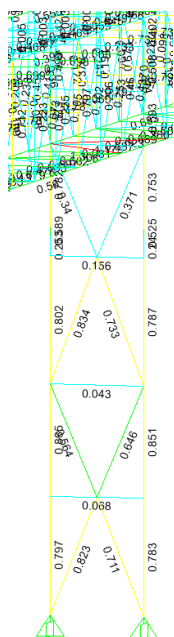
۲L۶۰_S۲

مقاطع اصلاح شده:

ستون ها

****فریم به فریم مقاوم سازی صورت گرفته است****

فریم ۱ مقاوم سازی نیاز نداشت



فریم ۲: مقاطع ستون ها صلیبی شده اند

خمشی آن را به صورت دستی نیز کنترل می نماییم.

لنگر وارد شده: ۱۶۴۸۶۸۱.۷۱ KG.CM

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x = 2400 \times 6040.32 = 14496768 \text{ KG.CM}$$

$$L_p = 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 52.06 \text{ cm} < 160 \text{ cm}$$

$$18730.28$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_0}{2S_x} = \frac{106386 \times 31.5}{3713.9838 \times 2} = 21.23 \text{ cm}$$

$$J_c = 1621.49 \text{ cm}^4$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_0} + \left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_0} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2} = 5120 \text{ CM}$$

$$M_n = C_b (M_p - (M_p - 0.7 F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)) =$$

$$2.27(9378000 - (9378000 - 0.7(2400)(3492.514)(0.041)) = 546081.107 \text{ kg.cm} \leq 6868800$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3.0$$

$$C_b = 2.27$$

$$L_p = 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 52.06 \text{ cm} < 160 \text{ cm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_0}{2S_x} = \frac{18730.28 \times 31.5}{3492.514 \times 2} = 9.19 \text{ cm}$$

$$J_c = 836.324 \text{ cm}^4$$

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

$$1.95 \times 9.19 \frac{2.1 \times 10^6}{0.7(2400)} \sqrt{\frac{836.324}{3492.514(31.5)} + \sqrt{\left(\frac{836.324}{3492.514(31.5)}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7(2400)}{2.1 \times 10^6}\right)^2}} = 2787.357 \text{ cm}$$

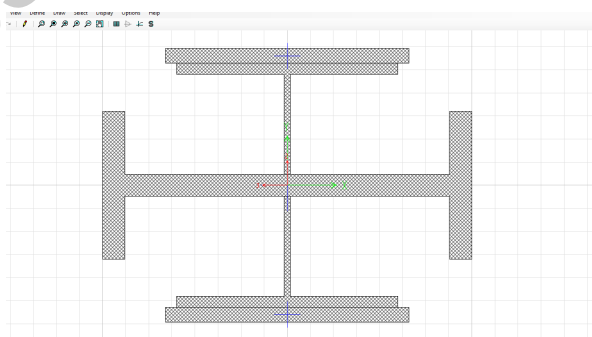
$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x = 2400 \times 3907.5 = 9378000 \text{ KG.CM}$$

$$M_n = C_b (M_p - (M_p - 0.7 F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)) =$$

$$2.27(9378000 - (9378000 - 0.7(2400)(3492.514)(0.041)) = 546081.107 \text{ kg.cm} \leq 6868800$$

فریم آخر: (دهانه پایپ رک تکمیل شده)

در فریم آخر، دو ستون فقط تقویت شدند. که بحرانی ترین آن را با استفاده از استرس ریشیو آن انتخاب می نماییم.



ماکسیمم لنگر وارد شده برابر با ۲۱۹۹۹۸۷.۳۴ KgF.cm

$$C_b = \frac{12.5(-2199987.34)}{2.5(-2199987.34) + 3(-1099993.67) + 4(0) + 3(1099993.67)} \leq 3.0$$

$$C_b = 2.27$$

$$L_p = 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 52.06 \text{ cm} < 160 \text{ cm}$$

$$18730.28$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \cdot h_0}{2S_x} = \frac{68708.7 \times 31.5}{4255.446 \times 2} = 15.94 \text{ cm}$$

$$J_c = 1621.49 \text{ cm}^4$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 6043.883 \text{ cm}$$

$$M_n = C_b (M_p - (M_p - 0.7 F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)) =$$

$$M_p = 14496768 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 32033214 \times 0.9 \text{ kg.cm} > 2199987.34 \text{ ok}$$

مقاوم سازی ستون برای فریم آخر به درستی صورت گرفته است.

مقاوم سازی برای مهاربند و تیرهای فریم آخر صورت نگرفته است زیرا طبق نرم افزار به صورت حداقلی پاسخگو می باشند.