

پروژه طراحی سازه های

پروژه دوره کارشناسی

فولادی

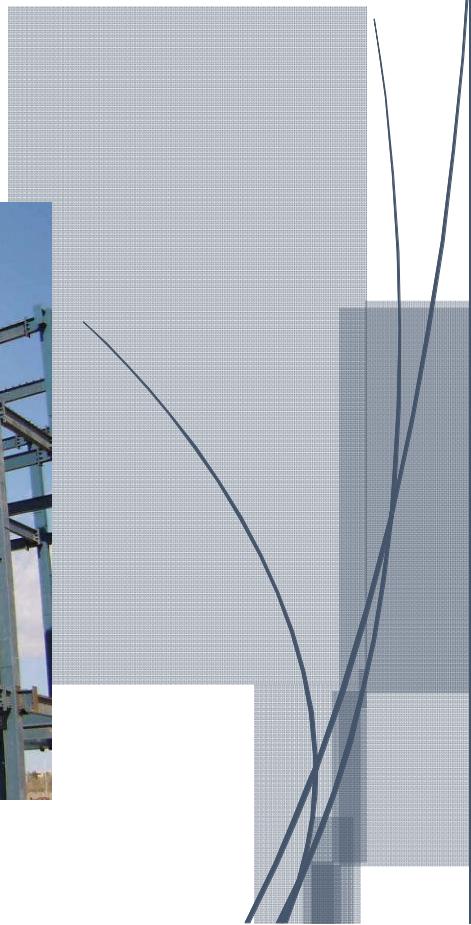
تھیہ و تدوین:

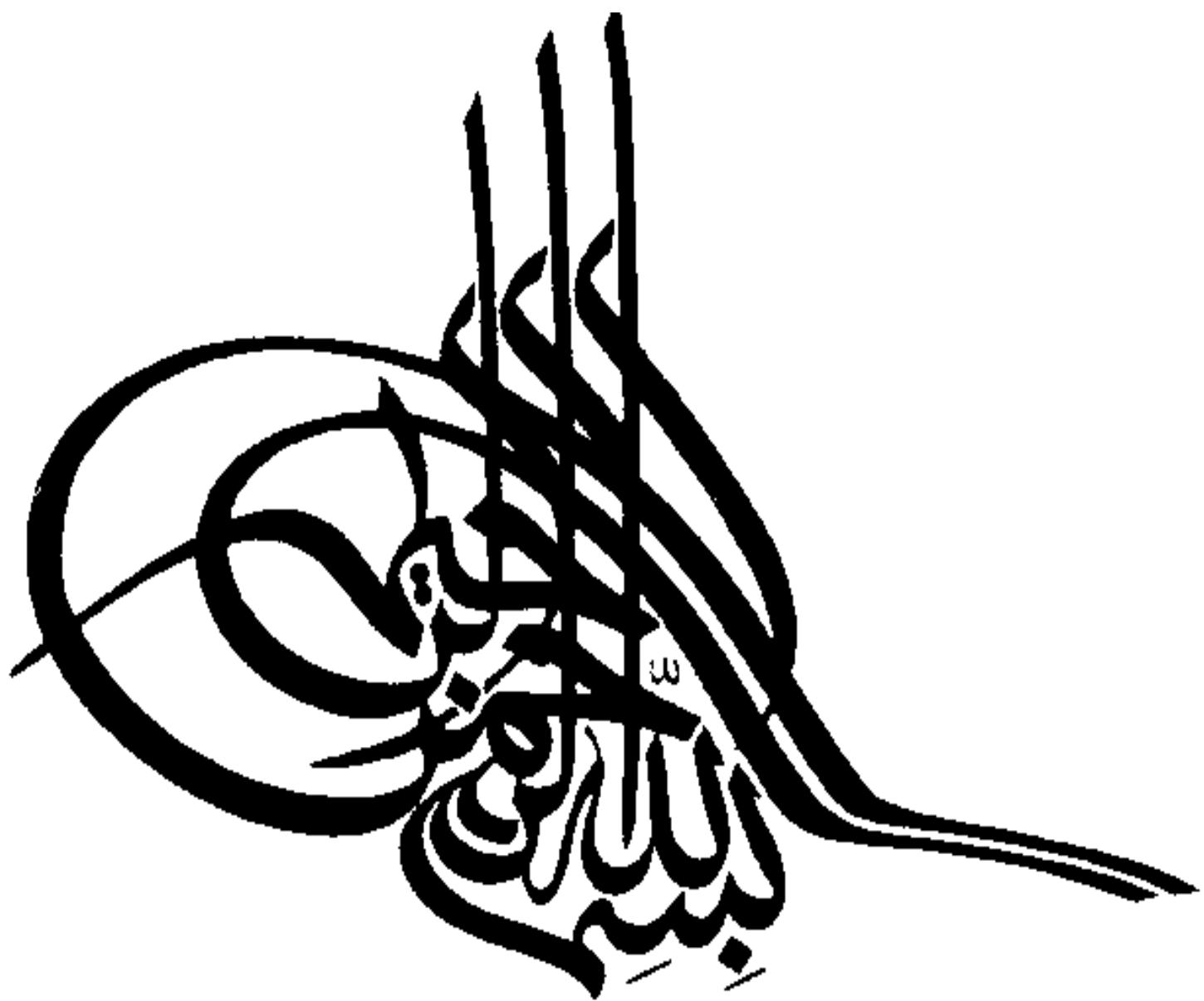
حمید اسدی

استاد راهنمای:

استاد ارجمند جناب آقای

دکتر توکلی





پیشگفتار

در دوره کارشناسی مهندسی عمران بعد از گذراندن دروس سازه ای جهت جمع آوری و عمل آوری اطلاعات پروژه های دوره کارشناسی انجام می شود که یکی از این پروژه ها پروژه سازه های فولادی است تا طراحی سازه با توجه به صورت پروژه انجام گیرد تا بتوان یک سازه ساختمانی را با بهره وری بالا و بصورت بهینه طرح کرد.

در پروژه سازه های فولادی یک ساختمان هشت طبقه به صورت کامل از ابتدا نقشه های معماری تا انتهای خروجی های نقشه های اجرایی انجام می شود که ارتباط کامل بین دانش طراحی تا یک کار پروژه طراحی محاسباتی به وجود آید. در این پروژه یک سازه فولادی با فرضیاتی که عموما در صورت پروژه مطرح می شود طراحی می شود تا زمینه کاملا اجرایی داشته باشد؛ طراحی کاملا باید با معیار های آیین نامه های جدید داخلی همخوانی داشته باشد.

امید است آنچه تهیه و تدوین شده ، در باب دانش مفید بوده و گامی جهت اعتلای دانسته های فنی و مهندسی شما خواننده محترم بردارد.

i

پیشگفتار**پروژه سازه های فولادی**



فهرست

۱- فصل اول: ملزومات ابتدایی پروژه	
۱-۱- صورت پروژه	۲
۱-۲- پلان های پروژه	۴
۱-۳- کدهای ارتفاعی	۷
۱-۴- مشخصات ، فرضیات ، آیین نامه ها ، دستورالعمل ها	۸
۲- فصل دوم: محاسبات بارگذاری ساختمان	
۲-۱- محاسبات بار مرده	۱۱
۲-۲- محاسبات بار زنده	۲۵
۲-۳- محاسبات بار برف	۲۶
۲-۴- محاسبات بار آسانسور	۳۱
۲-۵- محاسبات بار زلزله	۳۲
۲-۶- محاسبات بار باد	۳۸
۲-۷- ترکیبات بارگذاری	۴۳
۳- فصل سوم: مدلسازی، تحلیل و طراحی نرم افزاری سازه ساختمان	
۳-۱- مدلسازی، تحلیل و طراحی سازه در نرم افزار Etabs 2015.2.2	۴۷
۳-۲- مدلسازی، تحلیل و طراحی شالوده در نرم افزار Safe 14.2	۴۸
۴- فصل چهارم: استخراج نتایج محاسباتی نرم افزار و انجام کنترل های سازه	
۴-الف) کنترل های اولیه	۵۰
۴-ب) کنترل های نهایی	۶۱
۴-۱- کنترل زمان تناوب تحلیلی سازه و با ۱,۲۵ برابر زمان تناوب تجربی آن	۶۲



۴-۲- کنترل تغییر مکان جانبی نسبی سازه (کنترل دریفت)	۶۳
۴-۳- بررسی نظم پیچشی ساختمان در پلان.....	۶۵
۴-۴- کنترل ستون ها برای ترکیب بار های تشدید یافته.....	۶۸
۴-۵- کنترل واژگونی ساختمان.....	۶۹
۴-۶- بررسی پارامترهای مرتبط با پایداری سازه.....	۷۰
۴-۷- کنترل مقاومت برشی تیرهای قاب خمی.....	۷۶
۴-۸- کنترل اعضای سازه با فرض دیافراگم غیرصلب.....	۷۸
۴-۹- کنترل تنش زیر پی.....	۷۹
۴-۱۰- کنترل برش پانچ.....	۸۰
۵- فصل پنجم: طراحی المان های سازه ای با محاسبات دستی	
۵-۱- طراحی تیر.....	۸۲
۵-۲- طراحی ستون.....	۸۵
۵-۳- طراحی مهاربند.....	۸۹
۵-۴- طراحی اجزای اتصالات تیر به ستون.....	۹۵
۵-۵- طراحی اتصالات مهاربندها.....	۱۱۶
۵-۶- طراحی وصله ستون ها.....	۱۲۷
۵-۷- طراحی و تیپ بندی کف ستونها.....	۱۳۳
۵-۸- طراحی سقف تیرچه بلوک.....	۱۴۱
۵-۹- طراحی سقف کامپوزیت.....	۱۴۷
۵-۱۰- طراحی شالوده.....	۱۵۵
۶- فصل ششم: نقشه های پروژه	

فصل اول

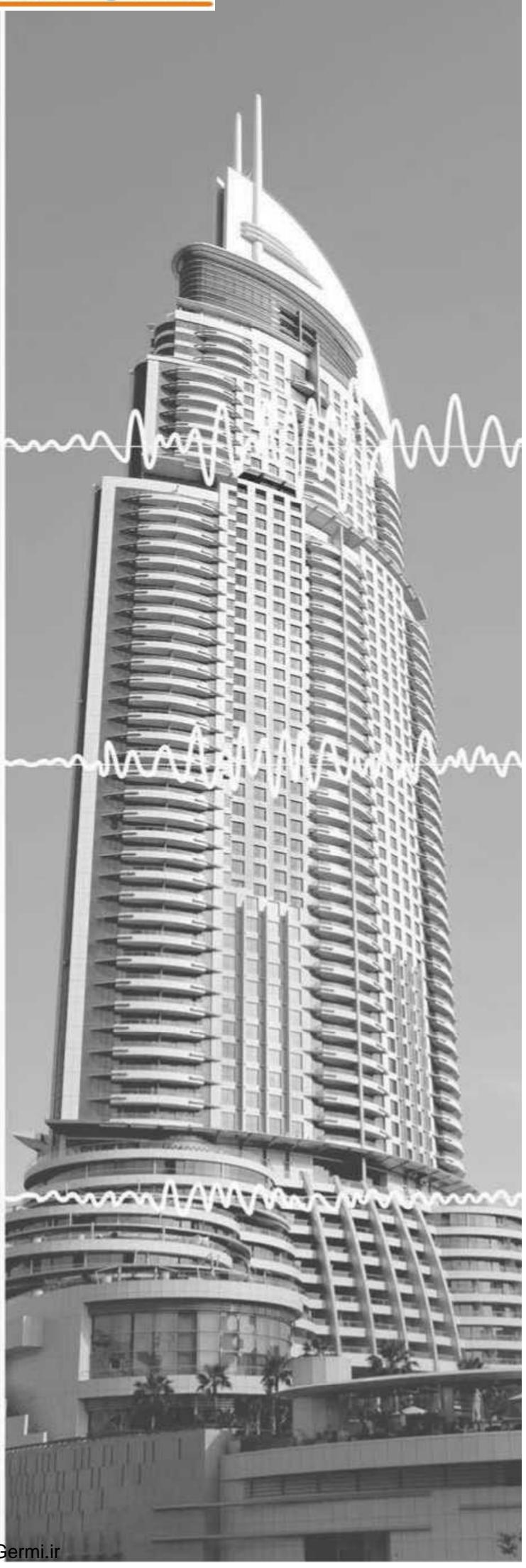
ملزومات ابتدی‌ی س پروژه

۱- صورت پروژه

۲- پلان های پروژه

۳- کدهای ارتفاعی

۴- مشخصات، فرضیات، آیین نامه ها



صورت پروژه

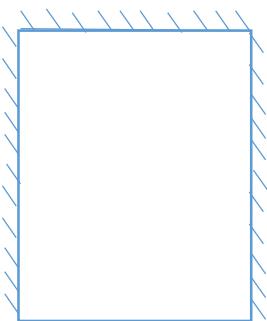
پروژه سازه های فولادی نیمسال دوم ۹۴-۹۵



اطلاعات پروژه:

مشخصات ساختمان عبارتند از:

- ۱- ساختمان مسکونی دارای ۸ طبقه و محل احداث آن شهر قوچان میباشد.
- ۲- سازه در یک جهت قاب خمی متوسط و در جهت دیگر قاب ساده بادینی در نظر گرفته شود.
- ۳- تعداد دهانه ها جهت قاب خمی برابر با ۶ و در جهت بادینی ۶ میباشد.
- ۴- خاک منطقه از نوع ۳ با ظرفیت برابری $q_a = 1.8$ کیلوگرم بر سانتی متر مریع.
- ۵- مقاومت فشاری بتن در نمونه های استوانه ای ۲۸ روزه $f_c = 244 \text{ kg/cm}^2$
- ۶- تنش جاری شدن فولاد مصرفی 2400 Kg/cm^2
- ۷- آرماتور مصرفی برای کلیه قسمتها $F_y = 3000 \text{ Kg/cm}^2$
- ۸- سقف دوطبقه اول کامپوزیت و بقیه تیرچه بلوک در نظر گرفته شود
- ۹- یک طبقه زیرزمین در نظر گرفته شود
- ۱۰- زیرزمین و همکف برای پارکینگ در نظر گرفته شود
- ۱۱- حداقل یک نورگیر و یک آسانسور با ابعاد مناسب در نظر گرفته شود

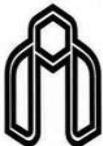


تنظیم و ارائه پروژه:

- ۱- ارائه کلیه نقشه های معماری و تایید توسط استاد آن قبل از شروع پروژه الزامی است.
 - ۲- ارائه پلان تایید شده در صفحه اول پروژه
 - ۳- ذکر مفروضات طراحی و رسم دتایل های مناسب برای سقف، دیوارها و پله
 - ۴- محاسبه و بارگذاری بار مرده، زنده، باد، برف و زلزله مطابق مقررات ملی ساختمان به صورت کامل
 - ۵- تحلیل و طرح کامپیوتری
 - ۶- تحلیل و طرح دستی به شرح زیر:
- a. طرح حداقل ۲ تیر، ۲ ستون (از طبقات زیرزمین و اول) و دو عضو مهاربند به صورت دستی و مقایسه آن با نتایج نرم افزار
- b. طراحی دستی اجزای اتصال تیر به ستون (از هر تیپ اتصال یک عدد)
- c. طراحی دستی تیرچه های سقف (تیرچه بلوک و سقف کامپوزیت)

پروژه سازه های فولادی

فصل اول



دانشگاه فنی شهید

- d. طراحی جوشها، ورقهای تقویتی، وصله‌ها و ورق بست (در صورت نیاز) در ستونهای طرح دستی الزامی است.
 - e. تیب بندی و طراحی کف ستونها (حداقل ۲ صفحه زیر ستون) (حداقل یک صفحه کنار بادبند)
 - f. طراحی فونداسیون (یک فونداسیون تک یا نواری بصورت دستی طرح شود)
- ۷- کلیه اطلاعات ضروری دیگر به نحو مناسب فرض گردد.

۸- تنظیم و ارائه نقشه‌های اجرایی کامل

- a. پلان آکس بندی و ستون گذاری

- b. پلان فونداسیون و جزئیات

- c. نمای ستونها و جزئیات

- d. پلان تیریزی و جزئیات

- e. پلان کفها و جزئیات

- f. جزئیات اتصالات و کف ستونها

۹- در نقشه‌های ارائه شده میبایست تیب بندی المانهای سازه‌ای به درستی انجام شود.

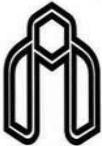
نکات مهم:

- ۱- قسمت محاسبات و توضیحات پروژه بایستی به صورت دست نویس باشد از تایپ و پرینت خودداری شود.
- ۲- کنترل تغییر شکلهای سازه و المانها میبایست به صورت دستی انجام شود.
- ۳- جهت تعیین وقت دفاع حداقل دو هفته قبل از اتمام مهلت پروژه، میبایست به آدرس الکترونیکی پیغام فرستاده شود.
- ۴- تعیین وقت دفاع به منزله آمادگی کامل دانشجو جهت ارائه توضیحات در مورد پروژه میباشد. لذا توصیه میشود در صورت کامل نبودن پروژه درخواست وقت دفاع از پروژه داده نشود.
- ۵- در جلسه دفاع ماشین حساب و آیین نامه‌های مربوطه را به همراه داشته باشید.

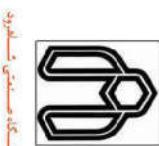
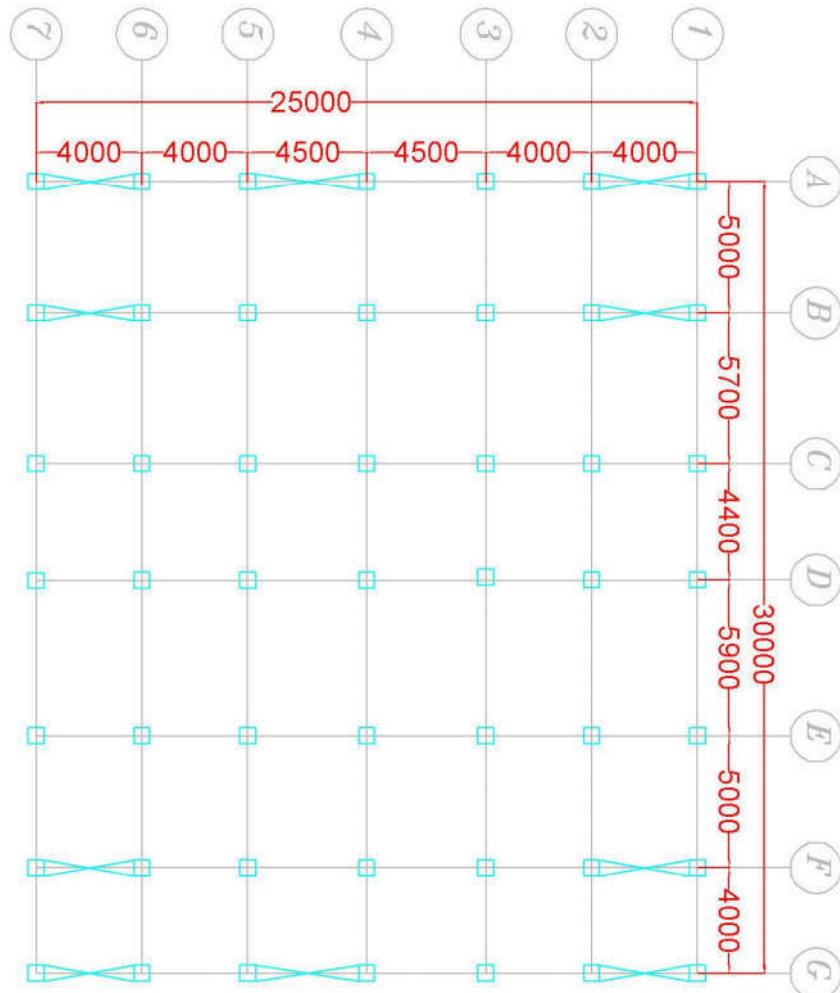
آدرس ایمیل: s.m.tavakkoli@gmail.com

موضوع ایمیل: Steel Project 94-1: [Name]: [.....]

پلان آکس بندی



دانشگاه فنی شاپرد



دانشگاه فنی شاپرد

بروژه کی سازه های فولادی

راغبیتی تدبیر

No Need

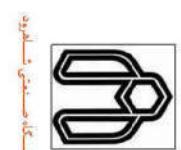
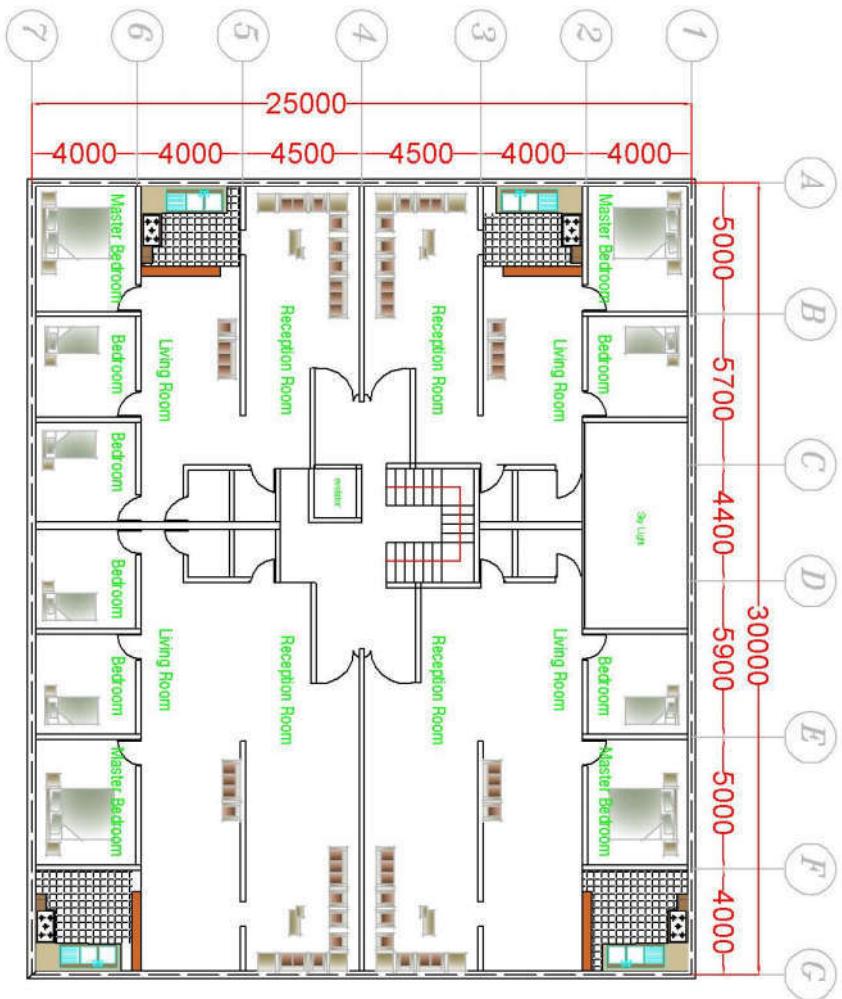
PA01	کد خود	001
عنوان نقشه		
پلان آکس بندی		
محمد اسدی		
طراح		
سید رضا	دکتر سید محمدی نوکاری	
مدرس	سید محمد نوکاری	
مدرس	پژوهشگران	
مدرس	دانشجویان	
مدرس	دانشجویان	

نام	نام	نام	نام
سید رضا	دکتر سید محمدی نوکاری	سید محمد نوکاری	پژوهشگران
مدرس	سید محمد نوکاری	دانشجویان	
مدرس	دانشجویان		

پلان معماری



دانشگاه صنعتی شاہرو



دانشگاه صنعتی شاہرو
دانشکده مهندسی عمران

پروژه کی سازه های فولادی

راندمانی نیزه

No Need

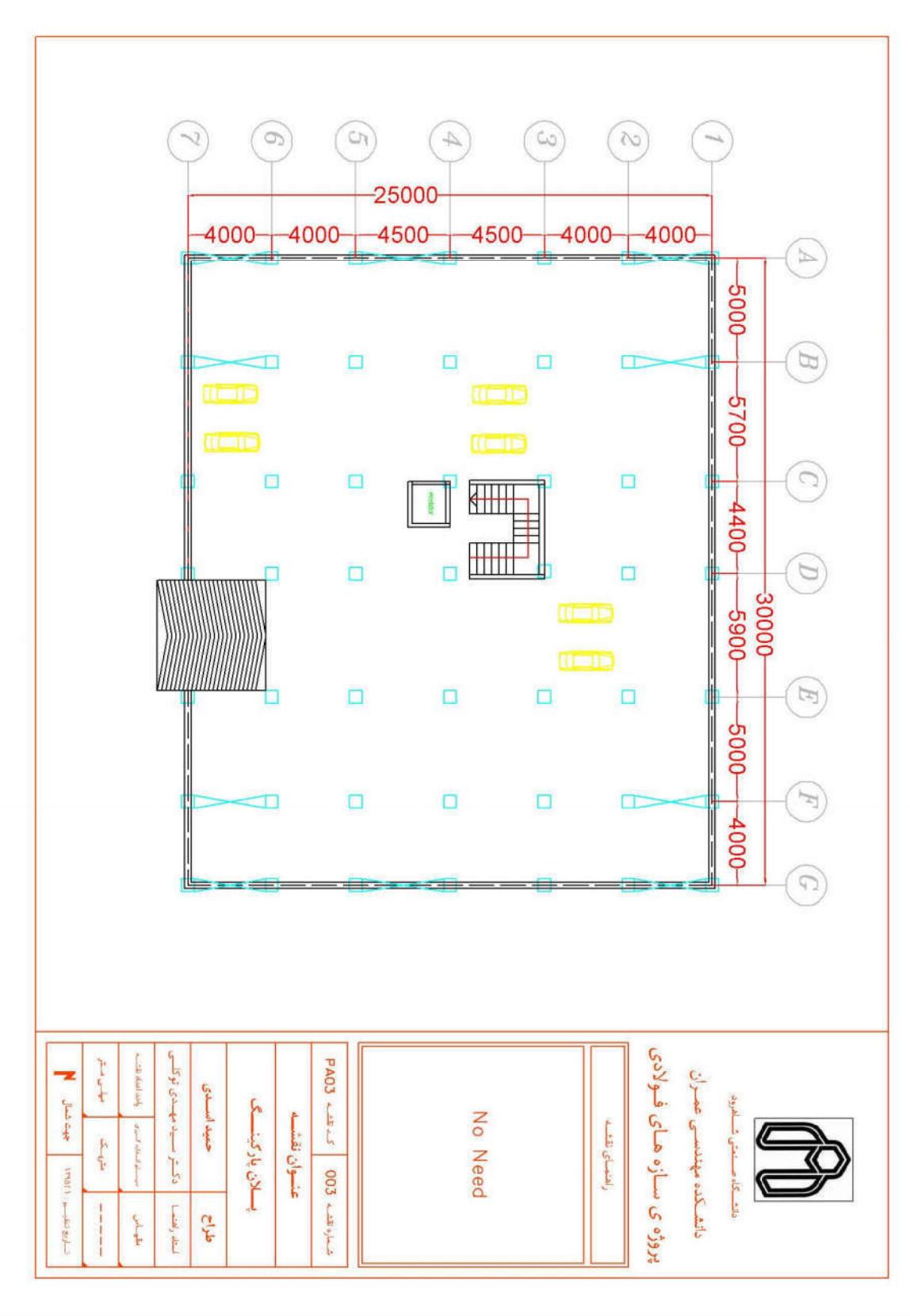
ردیف ۱	نام پرونده	PA02	کد پرونده	002
ردیف ۲	عنوان نقشه			
ردیف ۳	پلان معماري تبس طبقات			
ردیف ۴	محمد اسدی			
ردیف ۵	طراح			
ردیف ۶	لطف رضا			
ردیف ۷	دکتر سید محمد نديم بوکانی			
ردیف ۸	مسیحی			
ردیف ۹	پندت اعلیاء احمد			
ردیف ۱۰	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۱۱	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۱۲	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۱۳	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۱۴	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۱۵	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۱۶	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۱۷	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۱۸	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۱۹	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۲۰	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۲۱	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۲۲	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۲۳	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۲۴	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۲۵	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۲۶	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۲۷	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۲۸	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۲۹	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۳۰	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۳۱	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۳۲	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۳۳	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۳۴	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۳۵	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۳۶	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۳۷	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۳۸	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۳۹	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۴۰	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۴۱	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۴۲	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۴۳	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۴۴	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۴۵	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۴۶	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۴۷	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۴۸	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۴۹	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۵۰	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۵۱	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۵۲	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۵۳	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۵۴	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۵۵	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۵۶	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۵۷	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۵۸	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۵۹	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۶۰	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۶۱	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۶۲	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۶۳	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۶۴	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۶۵	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۶۶	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۶۷	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۶۸	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۶۹	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۷۰	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۷۱	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۷۲	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۷۳	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۷۴	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۷۵	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۷۶	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۷۷	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۷۸	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۷۹	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۸۰	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۸۱	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۸۲	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۸۳	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۸۴	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۸۵	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۸۶	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۸۷	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۸۸	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۸۹	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۹۰	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۹۱	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۹۲	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۹۳	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۹۴	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۹۵	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۹۶	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۹۷	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۹۸	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۹۹	سید علیرضا رضوی			
ردیف ۱۰۰	سید علیرضا رضوی			

فصل اول پروژه سازه های فولادی

پلان پارکینگ



دانشگاه فنی شاپرد



دانشگاه اسلامی
آزاد نوآوارکد های ارتفاعی طبقات سازه

طبقه	کد معماری(کف)	کد سازه ای	ارتفاع طبقه	ارتفاع طبقه از روی شالوده	ارتفاع دیوار
Ridge	24.7	24.6	2.8	27.4	2.5
Roof	21.9	21.8	-----	24.6	-----
Story 6	18.7	18.6	3.2	21.4	2.9
Story 5	15.5	15.4	3.2	18.2	2.9
Story 4	12.3	12.2	3.2	15	2.9
Story 3	9.1	9	3.2	11.8	2.9
Story 2	5.9	5.8	3.2	8.6	2.9
Story 1	2.7	2.6	3.2	5.4	2.9
Ground floor	0	-0.1	2.7	2.7	2.4
Cellar	-2.4	-2.8	2.7	-----	2.4



دانشگاهی شاپرد

مشخصات پروژه و فرضیات**مشخصات مصالح**

مصالح بتنی از نوع C244		مصالح فولادی از نوع ST37	
2500Kgf/m ³	وزن واحد حجم (W _s)	7850 Kgf/m ³	وزن واحد حجم (W _s)
262918.5Kgf/cm ²	مدول الاستیسیته (E _s)	2×10^6 Kgf/cm ²	مدول الاستیسیته (E _s)
0.15	نسبت پواسون (v _s)	0.3	نسبت پواسون (v _s)
0.00001 $\frac{1}{^{\circ}\text{C}}$	ضریب انبساط حرارتی (α _s)	0.000012 $\frac{1}{^{\circ}\text{C}}$	ضریب انبساط حرارتی (α _s)
244 Kgf/cm ²	مقاومت فشاری بتن (F _c)	2400 Kgf/cm ²	تنش تسلیم فولاد (F _y)
خاک شالوده		3700 Kgf/cm ²	مقاومت نهایی فولاد (F _u)
III	تیپ خاک		
1.8 Kgf/cm ²	تنش مجاز (q _a)		
2.16 Kgf/cm ³	ضریب بستر (K _s)		

آیین نامه های مورد استفاده

۱- بارگذاری ثقلی ساختمان ، براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان(ویرایش ۱۳۹۲) (از این به بعد اختصار مبحث ۶)



دانکاره ناشر

۲- بارگذاری جانبی(لزه ای) ساختمان ، بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۱۳۹۳) (از این به بعد اختصار استاندارد ۲۸۰۰)

۳- طراحی اعضای سازه فولادی در Etabs براساس آیین نامه فولاد آمریکا سال ۲۰۱۰ (AISC 360-10) می باشد که مطابقت لازم با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(ویرایش ۱۳۹۲) دارد. (از این به بعد اختصار مبحث ۱۰)

۴- دستورالعمل طراحی و اجرای سقف تیرچه بلوک(نشریه شماره ۵۴۳) (از این به بعد اختصار نشریه ۵۴۳)

توجه: از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲) (از این به بعد اختصار مبحث ۹) برای ضوابط مورد نیاز اجزای بتنه ساختمان استفاده شده است.

نرم افزار های مورد استفاده

1-Etabs 2015 Vr.15,2,2

2-Safe 2014 Vr.14,2

3-Auto Cad 2016

4-Word 2016

5-Excel 2016

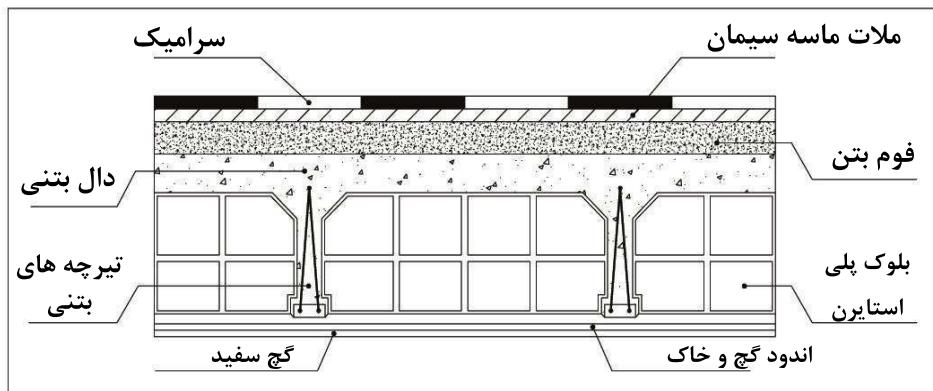
فصل دوم

محاسبات بارگذاری ساختمان

- ۱- محاسبات بار مرده
- ۲- محاسبات بار زنده
- ۳- محاسبات بار برف
- ۴- محاسبات بار آسانسور
- ۵- محاسبات بار زلزله
- ۶- محاسبات بار باد
- ۷- ترکیبات بارگذاری

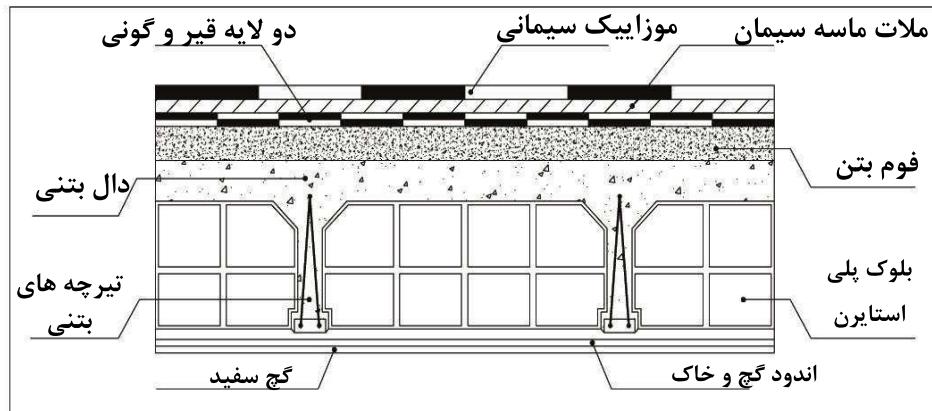


محاسبات وزن واحد سطح برای سقف تیرچه بلوک در طبقات



نوع مصالح	وزن مخصوص (kgf/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m^2)
سرامیک	42	0.02	2100
ملات ماسه سیمان	63	0.03	2100
فوم بتن	42	0.07	600
دال بتنی	125	0.05	2500
نیرچه های بتنی	125	$2*(0.1*0.25)$	2500
بلوک پلی استایرن	2	----	----
اندود گچ و خاک	32	0.02	1600
گچ سفید	13	0.01	1300
مجموع = 445 Kgf/m^2			

محاسبات وزن واحد سطح برای سقف تیرچه بلوک در بام

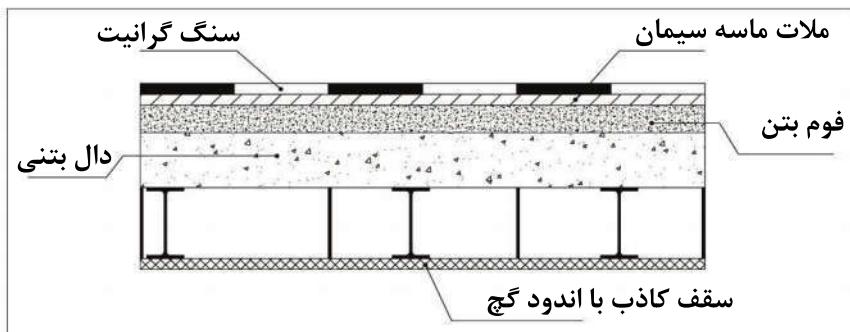


نوع مصالح	وزن مخصوص (kgf/m ³)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m ²)
مولزاییک سیمانی	2250	0.02	45
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
دو لایه قیر و گونی	----	----	15
فوم بتن	600	0.12	72
دال بتنی	2500	0.5	125
نیرچه های بتنی	2500	2*(0.1*0.25)	125
بلوک پلی استایرن	----	----	2
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13
مجموع = 495 Kgf/m ²			



دانشکده فنی شهرد

محاسبات وزن واحد سطح برای سقف کامپوزیت در پارکینگ

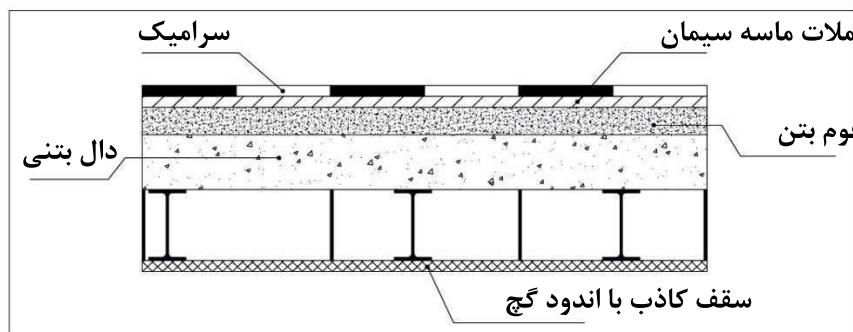


نوع مصالح	وزن مخصوص (kgf/m ²)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m ³)
سنگ گرانیت	56	0.02	2800
ملات ماسه سیمان	63	0.03	2100
فوم بتن	72	0.12	600
سقف کاذب با اندود گچ	50	----	----
=245Kgf/m²			



دانشکده فنی شهید

محاسبات وزن واحد سطح برای سقف کامپوزیت در طبقات

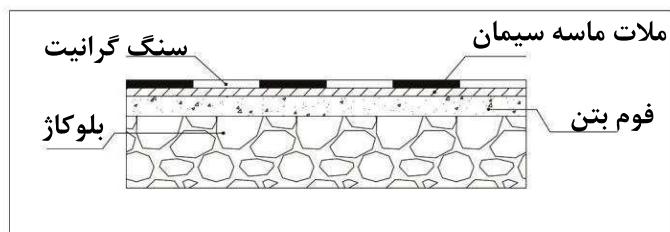


نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m^3)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m^2)
سرامیک	2100	0.02	42
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
فوم بتن	600	0.07	42
سقف کاذب با اندود گچ	----	----	50
مجموع = 200Kgf/m²			



دانشجویان شعبه

محاسبات وزن واحد سطح برای کف سازی روی شالوده



نوع مصالح	وزن مخصوص (kgf/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m^2)
سنگ گرانیت	2800	0.02	56
ملات ماسه سیمان	2100	0.03	63
فوم بتن	600	0.05	30
بلوکاژ	1400	0.3	420

مجموع = 570Kgf/m^2

15

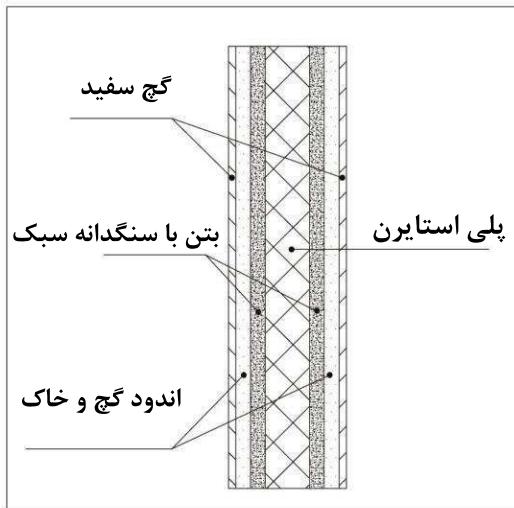
فصل دوم

پروژه سازه های فولادی

محاسبات وزن واحد سطح برای تیغه های داخلی ساختمان



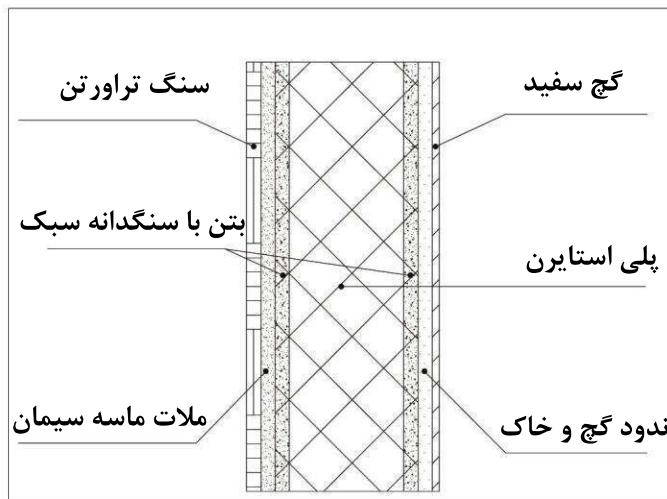
دانشگاهی شاپرد



نوع مصالح	وزن مخصوص(kgf/m³)	ضخامت(m)	وزن واحد سطح(kgf/m²)
گچ سفید	1300	2×0.01	26
اندود گچ و خاک	1600	2×0.02	64
لايه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	2×0.025	60
لايه ی پلی استایرن (EPS) انبساطی	15	0.05	0.75

مجموع=150Kgf/m²

محاسبات وزن واحد سطح برای دیوارهای پیرامونی دارای نما

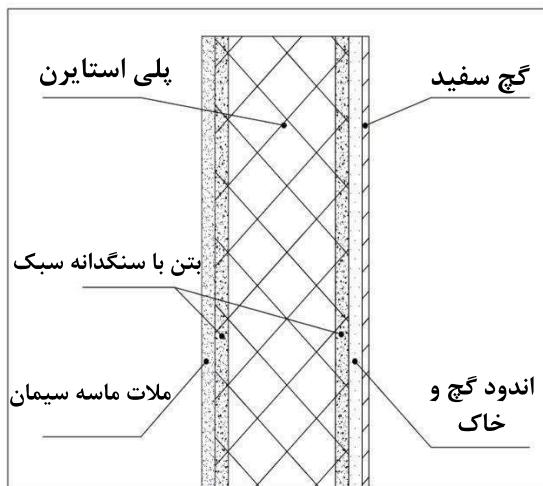


نوع مصالح	وزن مخصوص (kgf/m³)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m²)
سنگ تراورتن	2500	0.02	50
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	2×0.03	72
لایه ی پلی استایرن (EPS)	15	0.1	1.5
اندود گچ و خاک	1600	0.02	32
گچ سفید	1300	0.01	13
مجموع = 210Kgf/m ²			

محاسبات وزن واحد سطح برای دیوارهای پیرامونی بدون نما



دانشکده فنی شاهد

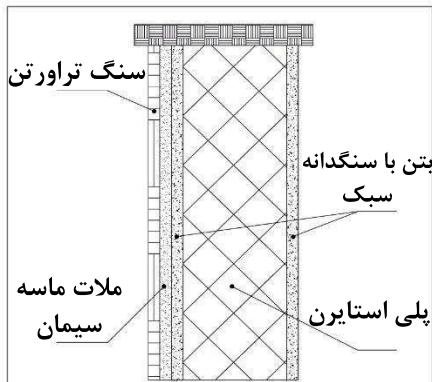


نوع مصالح	وزن مخصوص (kgf/m ³)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m ²)
ملات ماسه سیمان	42	0.02	2100
لایه بتنی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	72	2×0.03	1200
لایه ی پلی استایرن (EPS) انبساطی	1.5	0.1	15
اندود گچ و خاک	32	0.02	1600
گچ سفید	13	0.01	1300
مجموع = 160Kgf/m²			

محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار جان‌پناه دارای نما



دانشکده فنی شهر

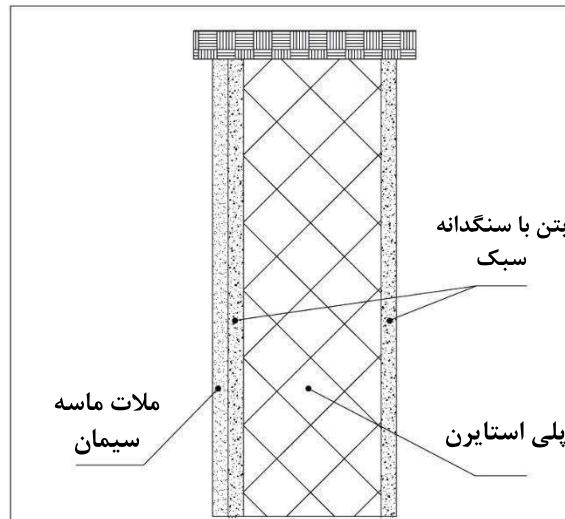


نوع مصالح	وزن مخصوص (kgf/m³)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m²)
سنگ تراورتن	2500	0.02	50
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لایه بتونی پاشیده شده با سنگ دانه سبک	1200	2×0.03	72
لایه پلی استایرن (EPS)	15	0.05	0.75
=مجموع 165Kgf/m2			

محاسبات وزن واحد سطح برای دیوار جانپناه بدون نما



دانشکده فنی شهروند



نوع مصالح	وزن مخصوص (kgf/m³)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m²)
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
لايه بتني پاشيده شده با سنگ دانه سبک	1200	2×0.03	72
لايه ي پلي استايern (EPS) انبساطي	15	0.05	0.75
مجموع = 115Kgf/m²			

20

فصل دوم

پروژه سازه های فولادی

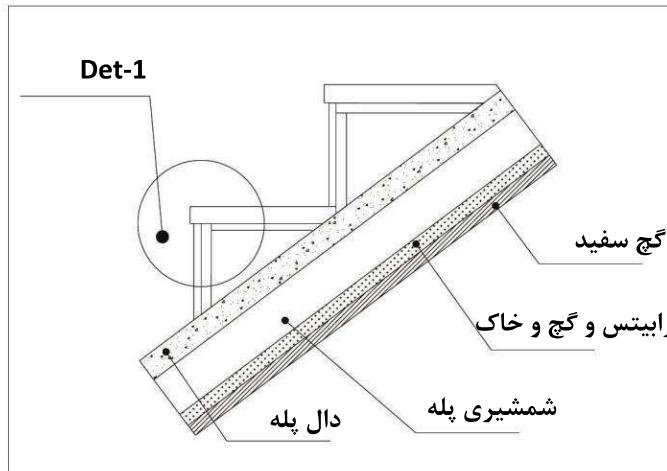
پ

جزئیات پله های پروژه

محاسبه بار مرده رمپ پله



دانشکده فنی شهرورد



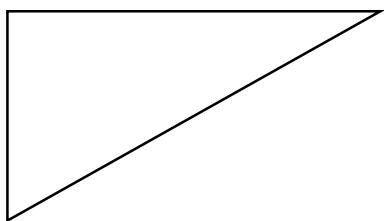
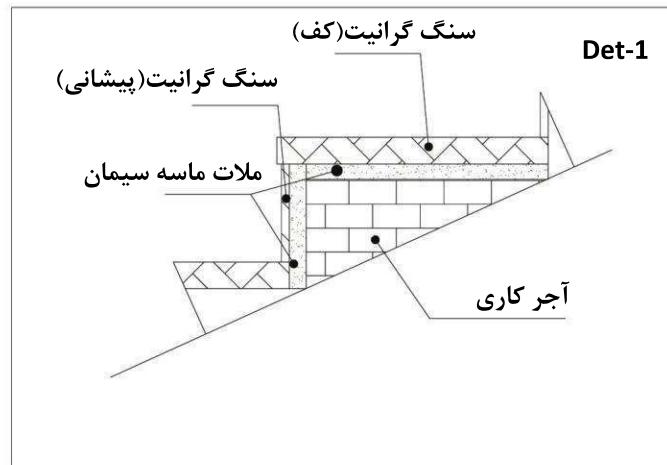
نوع مصالح	وزن مخصوص (kgf/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kgf/m^2)
گچ سفید	1300	0.01	13
رابیتس و گچ و خاک	1600	0.02	32
تیر های شمشیری	18.8Kgf/m	تعداد: 2	37.6
بتن مسلح	2500	0.1	250

مجموع = $335 \text{Kgf}/\text{m}^2$

محاسبه بار مردهٔ پاخور های پله



دانشگاه فنی شهر



نوع مصالح	وزن مخصوص (kgf/m^3)	مساحت (m^2)	وزن واحد طول (kgf/m)
سنگ گرانیت(کف)	2800	0.03×0.33	27.72
سنگ گرانیت(پیشانی)	2800	0.02×0.17	9.52
ملات ماسه سیمان	2100	$0.02 \times (0.3 + 0.17)$	19.74
آجر کاری با آجر فشاری و ملات ماسه سیمان	1850	$0.5 \times (0.26 \times 0.15)$	36.08
=مجموع 95Kgf/m			

مجموع = 95Kgf/m

معادل سازی بار تیغه های داخلی



بر اساس بند(۶-۵-۲) مبحث ۶ از آنجا که وزن دیوار های جداکننده این پروژه کمتر از 200 kgf/m^2 می باشد، وزن آنها به عنوان بار زنده در نظر گرفته می شود و می توان آن را به صورت یک بار گستردگی بر سطح پلان طبقات منظور نمود. حال جهت محاسبه بار گستردگی معادل تیغه بندی از رابطه زیر استفاده می شود:

$$q = \frac{w \times L \times h}{A} \geq 100 \text{ kgf/m}^2$$

w = وزن واحد سطح تیغه

L = مجموع طول تیغه ها

h = ارتفاع تیغه ها

A = مساحت محدوده مورد نظر در پلان

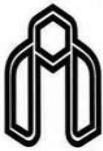
$w=150 \text{ kgf/m}^2$

$L=130 \text{ m}$

$h=2.9 \text{ m}$

$$q = \frac{150 \times 130 \times 2.9}{25 \times 30} = 72.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} < 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \rightarrow q = 100 \text{ kgf/m}^2$$

نحوه‌ی محاسبه و معادل سازی بار پله

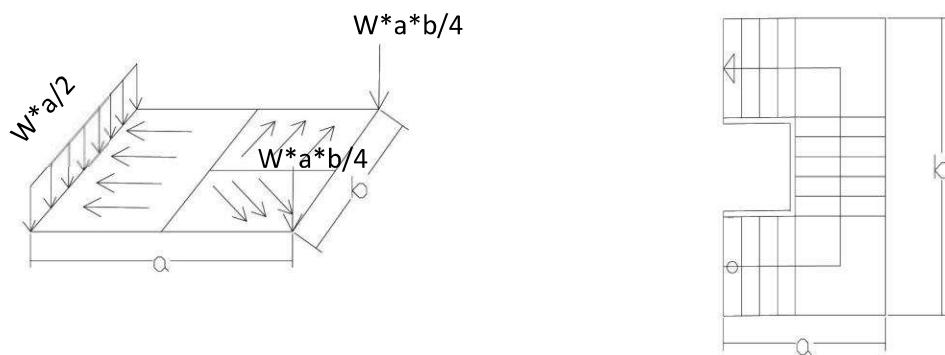


باید بار پاخور‌ها و بار بدن‌ه رمپ پله با هم جمع شوند، که مجموع بار مرده پله را در واحد سطح می‌دهد.

نحوه مدلسازی و بارگذاری در نرم افزار:

راه پله سه طرفه را می‌توان در نرم افزار مدل کرد اما این عمل بسیار وقت گیر بوده و در نهایت هم با توجه آنکه صفتی ثابت به دشواری مدلسازی مزیت خاصی ندارد. به همین دلیل می‌توان بار پله را به صورت دیگری به سازه وارد کرد.

نحوه وارد کردن بار به این صورت است که در شکل زیر نشان داده می‌شود.



جزئیات بارهای زنده پروژه

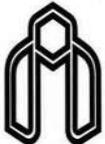
ردیف جدول مبحث ۶	ردیف در	نوع کاربری	بار گستردگی (kgf/m^2)
(1-1)	1	بام های معمولی تخت	150
(3-3)	2	راه پله و راه های منتهی به درب های خروجی	500
(1-4)	3	اناق ها و سایر فضاهای خصوصی(در ساختمان های مسکونی)	200
(1-11)	4	محل عبور و پارک خودرو هایی با وزن حداقل 400Kgf	300
(11-12)	5	اناق آسانسور	360

25

فصل دوم

پروژه سازه های فولادی

جزئیات بارگذاری برف پروژه



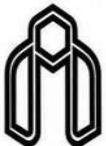
دانشکده فنی شهرو

ردیف	موضوع	مقدار پارامتر	توضیحات
1	بار برف در سطح زمین	Pg=150Kgf/m ²	شهر قوچان در جدول(۶-۷-۱) از مبحث ۶ در منطقه ۴ با برف زیاد قرار گرفته است.
2	ضریب اهمیت	I _s =1	پروژه‌ی مورد نظر، ساختمانی با کاربری مسکونی بوده است که در گروه خطر پذیری (۳) طبقه بندی می‌شود
3	ضریب برف گیری	C _e =1.2	ساختمان مورد نظر در محیط شهری واقع شده است(گروه ناهمواری زیاد). از سوی دیگر به دلیل اینکه در آیندی تضمینی برای وضعیت ساختمان‌های مجاور این پروژه نیست، می‌توان به صورت محافظه کارانه، یا ختمان را با بام برف گیر محسوب کرد.
4	ضریب شرایط دمایی	C _t =1.0	ساختمان‌های مسکونی از نظر شرایط دمایی، به صورت عادی محسوب می‌شوند.
5	ضریب شیب	C _s =1.0	در بام‌های تخت ($\alpha=0$)، ضریب شیب همواره برابر واحد می‌باشد.

$$P_r = 0.7 \times C_s \times C_t \times C_e \times I_s \times P_g = 0.7 * 1 * 1 * 1.2 * 1 * 150 = 126 \frac{k\text{gf}}{m^2}$$

علاوه بر بار سطحی برف باید بار انباشتگی برف را نیز در محاسبات لحاظ کرد.

محاسبه بار انباشتگی در صفحه بعد انجام داده می‌شود.

محاسبه بار انباشتگی برف

دانشگاهی شعبه

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

(30 m) به صورت محافظه کارانه برابر با بیشترین طول پلان محاسبه می شود

$$h_d = \frac{3}{4} \times [0.12 \sqrt[3]{30} \times \sqrt[4]{100 \times 1.5 + 50} - 0.5] = 0.37m$$

$$\gamma = 0.43P_g + 2.2 = 0.43 * 1.5 + 2.2 = 2.845KN/m^3 < 4.7KN/m^3$$

$$h_b = \frac{P_r}{\gamma} = \frac{126}{284.5} = 0.44 \rightarrow h_c = H - h_b = 0.85 - 0.44 = 0.41$$

$\frac{hd < hc}{w = 4h_d}$ $w = 4h_d = 1.48 \rightarrow P_d = \gamma h_d = 2.845 \times 0.37 = 1.05 KN/m^2 = 105.26kg/m^2$

$$P'_d = \frac{1}{2} P_d w = 0.5 * 105.26 * 1.48 = 78 kgf/m$$

محاسبه بار ناشی از خرپشته



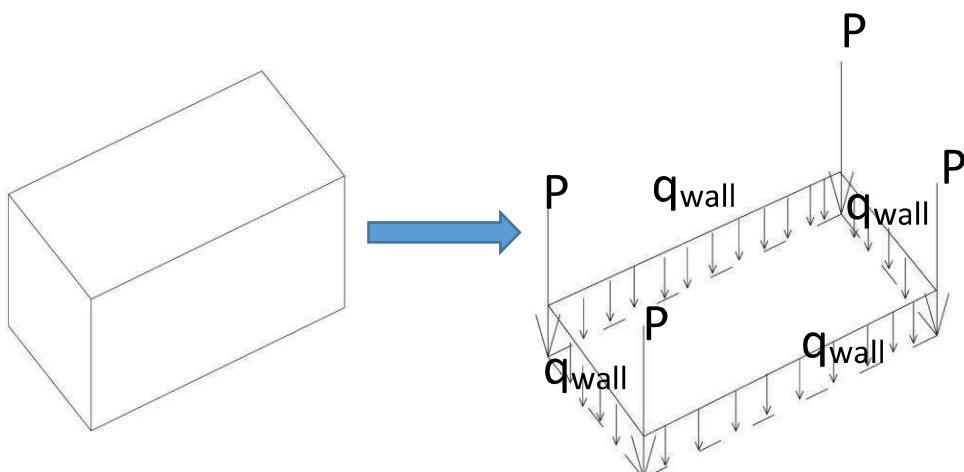
اگر وزن ناشی از خرپشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد باید، نیازی به در نظر گرفتن تاثیر آن در محاسبه‌ی بار زلزله نیست، هر چند باید وزن آن به صورت یک توده جرمی اعمال شود.

در ساختمان‌های متداول از جمله پروژه‌ی حاضر جزئیات اجرایی سقف خرپشته و بام یکی است و از این «نکات فنی ثابتو» رو می‌توان با قضاوت مهندسی گفت که مقایسه مساحت خرپشته با مساحت بام، معیاری تقریباً مشابه با مقایسه وزن خرپشته و بام است که با توجه به این موضوع داریم:

$$\frac{A_{خرپشته}}{A_{خرپشته-A_{پلان}}} = \frac{19.8}{750 - 19.8} = \frac{19.8}{730.2} = 0.027 = 2.71\%$$

از آنجاکه مساحت خرپشته تنها ۲.۷۱ درصد بام است و جزئیات اجرایی آن‌ها هم یکی است می‌توان نتیجه گرفت که وزن خرپشته قطعاً کمتر از ۲۵ درصد وزن بام است.

بارهای ناشی از حضور خرپشته را که به شکل زیر مشاهده می‌کنید باید به سازه وارد شود.



محاسبه نیروهای ناشی از خرپشته



نیروی ناشی از وزن سقف خرپشته	$P_D = \frac{1}{4} W_D A_{خرپشته} = \frac{1}{4} \times 495 \times (4.4 \times 4.5) = 2450.25 kgf \\ = 2.5 tonf$
نیروی ناشی از بار زنده خرپشته	$P_L = \frac{1}{4} W_L A_{خرپشته} = \frac{1}{4} \times 150 \times (4.4 \times 4.5) = 742.5 kgf \\ = 0.75 tonf$
نیروی ناشی از برف خرپشته	$P_S = \frac{1}{4} P_r A_{خرپشته} = \frac{1}{4} \times 126 \times (4.4 \times 4.5) = 623.7 kgf \\ = 0.62 tonf$
نیروی خطی ناشی از دیوارهای اطراف خرپشته	$q_{wall} = W \times h_{خرپشته} = 165 \times (2.8 - 0.3) = 412.5 kgf/m$

جمع بندی بار های ثقلی پروژه

خلاصه بارهای ثقلی کف ها



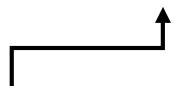
طبقه	بار مرده	بار زنده	بار تیغه بندی	بار برف
بام و خرپشته	495	150	---	126
طبقات مسکونی (تیرچه)	445	200	100	---
طبقات مسکونی (کامپوزیت)	200	200	100	---
طبقه همکف (پارکینگ)	245	300	---	---
طبقه زیرزمین (پارکینگ)	570	300	---	---

خلاصه بارهای خطی گستردۀ وارد به دیوار ها

موقعیت دیوار (m)	ارتفاع دیوار (m)	نوع دیوار	بار واحد سطح (kgf/m ²)	بار خطی ناشی از دیوار (kgf/m)
2.8	2.8	دیوار پیرامونی دارای نما و ۲۰٪ بازشو	210×(1-0.2)=168	470
		دیوار پیرامونی بدون نما	160	450
1	1	دیوار جان پناه دارای نما	185	185
		دیوار جان پناه بدون نما	135	135
3.2	3.2	دیوار پیرامونی دارای نما و ۲۰٪ بازشو	210×(1-0.2)=168	540
		دیوار پیرامونی بدون نما	160	480
2.7	2.7	دیوار پیرامونی دارای نما و ۲۰٪ بازشو	210×(1-0.2)=168	455
		دیوار پیرامونی بدون نما	160	435

بارگذاری آسانسور**Live:**

ضریب ضربه



$$450 \times 2 = 900 \text{ kgf}$$

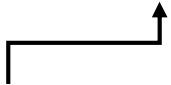
$$200 \times 2 \times 1.6 = 640 \text{ kgf}$$

$$900 + 640 = 1540 \text{ kgf} > 360 \times 2 \times 1.6 = 1152$$

$$1540 / 4 = 385 \text{ kgf} = 0.385 \text{ tonf}$$

Dead:

ضخامت سکوی بتنی



$$2500 \times 0.2 \times 2 \times 1.6 = 1600 \text{ kgf}$$

ضریب ضربه



$$1500 \times 2 = 3000 \text{ kgf}$$

$$(1600 + 3000) / 4 = 1150 \text{ kgf} = 1.15 \text{ tonf}$$

جزئیات بارگذاری زلزله پروژه



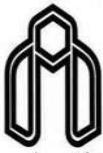
ردیف	موضوع	مقدار پارامتر	توضیحات
۱	ضریب اهمیت ساختمان	$I=1$	ساختمان این پروژه با کاربری مسکونی بوده و در گروه اهمیت متوسط دسته بندی می شود.
۲	نسبت شتاب مبنای طرح	$A=0.35$	شهرستان قوچان در استان خراسان رضوی جزء مناطق با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد محسوب می شود.
۳	زمان تناوب تجربی سازه	$T_{a,x} = 0.08 \times H^{0.75}$ $= 0.08 \times 24.6^{0.75} = 0.884 s$ $T_{a,y} = 0.05 \times H^{0.75}$ $= 0.05 \times 24.6^{0.75} = 0.552 s$	در محاسبات زمان تناوب تجربی سازه به موارد زیر باید توجه شود: ۱- برای جهت X و Y سازه بر حسب نوع سیستم باربر جانی سازه ، بک زمان تناوب مستقل به دست می آید ۲- تراز پایه ساختمان روی شالوده بوده و ارتفاع محاسباتی ساختمان برای تراز بام محاسبه می شود.(ارتفاع خرپشته در محاسبه T منظور نمی شود). ۳- دیوار ها در این ساختمان با سیستم 3DPanel ساخته می شوند که به دلیل نازک بودن لایه بتون آن ها چندان نمی توانند نقش میانقاب بازی کنند به همین دلیل اثر آن در تعیین زمان تناوب تجربی سازه منظور نشده است.
۴	زمان تناوب محاسباتی سازه	$T_x = 1.25 T_{a,x} = 1.104 s$ $T_y = 1.25 T_{a,y} = 0.69 s$	زمان تناوب محاسباتی ساختمان را می توان از رابطه $T = \min\{1.25 T_{a,x}, T_m\}$ به دست آورد، ولی در ابتدای روند طراحی که زمان تناوب تحلیلی سازه (T_m) را نداریم، $T = 1.25 T_a$ انتخاب می شود.
۵	پارامتر های مرتبط با خاک	$T_0 = 0.15 s , T_s = 0.7 s$ $S_0 = 1.1 , S = 1.75$	شهرستان قوچان در استان خراسان رضوی جزء مناطق با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد محسوب می شود و خاک زیر ساختمان از نوع III است(با توجه به اطلاعات اولیه).
۶	ضریب بازتاب ساختمان	$B_x = (S+1) \left(\frac{T_s}{T} \right) \left(\frac{0.7}{4-T_s} (T-T_s) + 1 \right)$ $= 1.893 s$ $B_y = (S+1) \times 1 = 2.75$	ضریب بازتاب ساختمان از رابطه $B = B_1 N$ به دست می آید که پارامتر های مرتبط با خاک مربوط است و از رابطه مربوط به حالت خود به دست می آید



دانشجویی شاپرد

<p>مقدار ضریب رفتار سازه با توجه به نوع سیستم برابر جانبی در هر جهت X شود. از جدول ضریب رفتار، پارامترهای دیگری نیز برای طراحی و کنترل سازه در جهت X و Y به دست می آیند که عبارتند از:</p> <p>$\Omega_0 = 3.0$. $C_d = 4.0$. $H_m = 50 m$</p> <p>$\Omega_0 = 2.0$. $C_d = 5.0$. $H_m = 50 m$</p>	<p>قاب خمشی فولادی متوسط در جهت X $R_{u,X} = 5.0$</p> <p>قاب ساده فولادی با مهاربند همگرای ویژه در جهت Y $R_{u,Y} = 5.5$</p>	<p>ضریب رفتار سازه</p> <p>۷</p>
<p>ضریب زلزله که در تعیین برش پایه ساختمان به کار می رود، از رابطه‌ی کلی $C = \frac{ABI}{R_u}$ محاسبه می‌شود. از سوی دیگر لازم است کنترل کنیم که ضرایب به دست آمده از ضریب زلزله حداقل کمتر نباشد:</p> <p>$C_X \cdot C_Y > C_{min} = 0.12AI = 0.12 \times 0.35 \times 1.0 = 0.0$</p>	<p>$C_X = \frac{AB_X I}{R_{u,X}} = \frac{0.35 * 1.893 * 1}{5} = 0.132$</p> <p>$C_Y = \frac{AB_Y I}{R_{u,Y}} = \frac{0.35 * 2.75 * 1}{5.5} = 0.175$</p>	<p>ضریب زلزله</p> <p>۸</p>
<p>در روش تحلیل استاتیکی معادل برای توزیع برش پایه در ارتفاع سازه نیازی به پارامتری به نام K داریم از روش زیر به دست می‌آید:</p> $\begin{cases} 1 & T < 0.5 s \\ 0.05T + 0.75 & 0.5 s \leq T \leq 2.5 s \\ 2 & T > 2.5 s \end{cases}$	<p>$T_x = 1.087$</p> <p>$T_y = 0.63$</p> <p>$K_x = 1.3$</p> <p>$K_y = 1.09$</p>	<p>ضریب K</p> <p>۹</p>

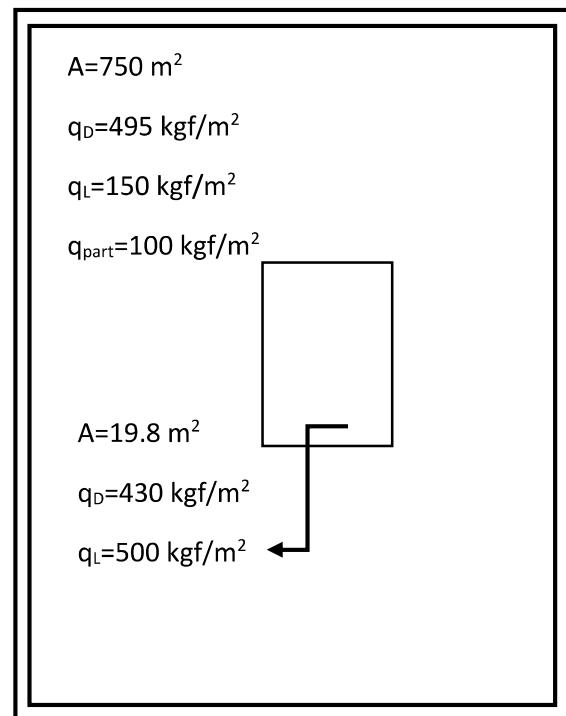
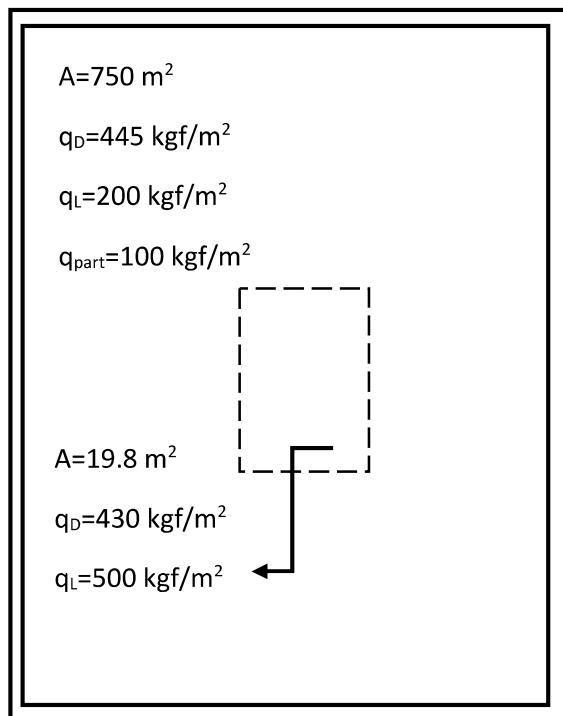
محاسبه وزن لرزه‌ای ساختمان



به منظور محاسبه نیروهای جانبی ناشی از زلزله، باید ابتدا وزن ساختمان محاسبه شود. از سوی دیگر می‌دانیم که وزن موثر لرزه‌ای در محاسبات له صورت مجموع زیر بیان می‌شود:

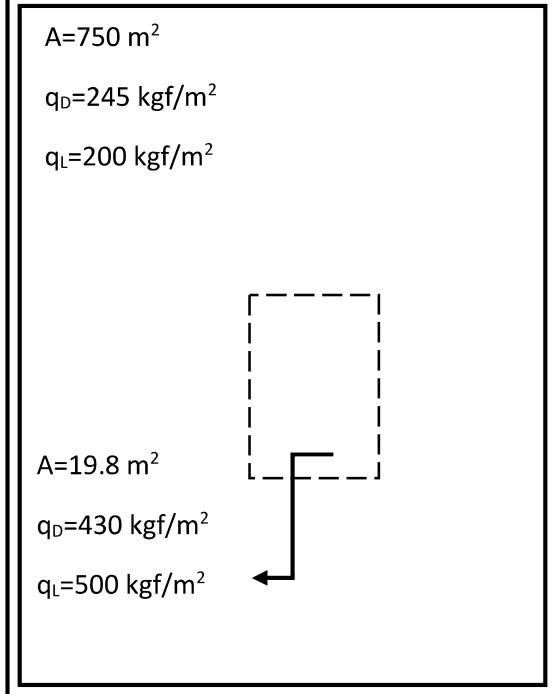
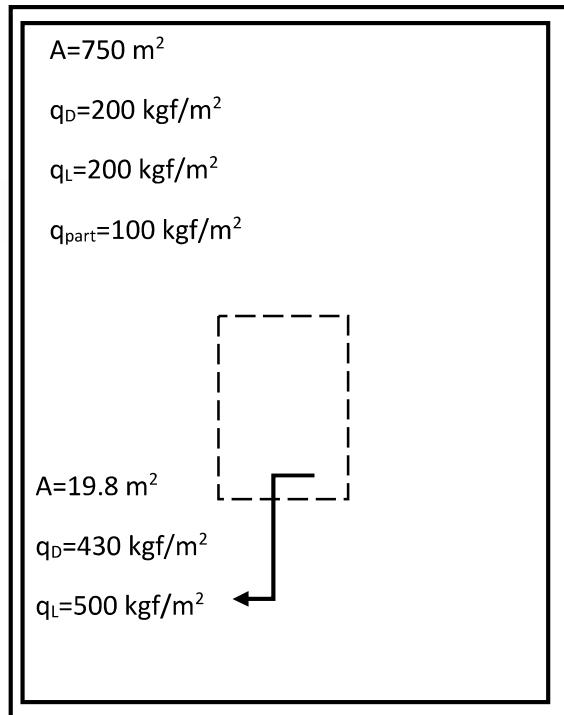
$$\text{درصدی از بار زنده و برف} + \text{کل بار تیغه بندی‌ها} + \text{کل بار مرده} = \text{وزن موثر لرزه‌ای}$$

توجه: بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان‌های مسکونی مانند این پروژه درصد مشارکت بار زنده در محاسبه نیروی زلزله برابر ۲۰ درصد است. همچنین برای بام باید بین بار زنده و بار برف مقایسه انجام شود و هر کدام وزن بیشتری داشت در وزن موثر لرزه‌ای تاثیر دارد.





دانشکده فنی شهرد



محاسبه بار ثقلی بام ساختمان

بار مرده کف

$$\sum A_i q_{Di} = (750 \times 495 + 19.8 \times 430) \times 10^{-3} + 4 \times 2.5 \\ = 389.76 \text{ tonf}$$

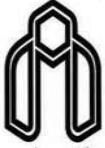
بار زنده کف

$$\sum A_i q_{Li} = (750 \times 200 + 19.8 \times 500) \times 10^{-3} + 4 \times 0.75 \\ = 162.9 \text{ tonf}$$

بار مرده دیوارها

$$\sum L_{wi} q_{wi} = ((25 \times 2 + 30) \times 135 + 30 \times 185 + ((4.5 + 4.4) \times 2 \\ \times 412.5) \times 10^{-3} = 23.7 \text{ tonf}$$

محاسبه بار ثقلی طبقات ساختمان

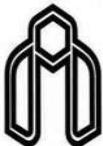


دانشگاهی شاپرد

بار مرده کف	$\sum A_i q_{Di} = (750 \times 445 + 19.8 \times 430) \times 10^{-3} = 342.26 \text{ tonf}$
بار زنده کف	$\sum A_i q_{Li} = (750 \times 200 + 19.8 \times 500) \times 10^{-3} = 150.51 \text{ tonf}$
بار تیغه بندی ها	$\sum A_i q_{parti} = (750 \times 100) \times 10^{-3} = 75 \text{ tonf}$
بار مرده دیوار ها	$\sum L_{wi} q_{wi} = ((25 \times 2 + 30) \times 480 + 30 \times 540) \times 10^{-3} = 54.6 \text{ tonf}$

محاسبه بار ثقلی پارکینگ ساختمان

بار مرده کف	$\sum A_i q_{Di} = (750 \times 200 + 19.8 \times 430) \times 10^{-3} = 158.5 \text{ tonf}$
بار زنده کف	$\sum A_i q_{Li} = (750 \times 200 + 19.8 \times 500) \times 10^{-3} = 150.51 \text{ tonf}$
بار مرده دیوار ها	$\sum L_{wi} q_{wi} = ((25 \times 2 + 30) \times 435 + 30 \times 455) \times 10^{-3} = 48.5 \text{ tonf}$



دانشگاهی شاہری

جمع بندی وزن موثر لرزه‌ای

طبقه	نوع بار	مقدار بار (tonf)	درصد مشارکت لرزه ای	بار موزع لرزه ای (tonf)	وزن موثر لرزه ای طبقه
476.06	بار مرده کف	389.76	1	389.76	
	بار زنده کف	32.6	0.2	162.9	
	بار مرده دیوار ها	53.7	1	23.7+30	
501.96	بار مرده کف	342.26	1	342.26	
	بار زنده کف	30.1	0.2	150.51	
	بار مرده دیوار ها	54.6	1	54.6	
	بار تیغه بندی ها	75	1	75	
237.1	بار مرده کف	158.5	1	158.5	
	بار زنده کف	30.1	0.2	150.5	
	بار مرده دیوار ها	48.5	1	48.5	
1215.12 tonf					

محاسبه برش پایه ساختمان

$$V_{u,X} = C_X \times W = 0.132 \times 1215.12 = 160.39 \text{ tonf}$$

$$V_{u,Y} = C_Y \times W = 0.175 \times 1215.12 = 212.646 \text{ tonf}$$

جزئیات بارگذاری باد پروژه

در مبحث ۶ فشار خارجی واردہ بر ساختمان‌ها ناشی از بارباد از رابطه زیر تعیین می‌شود:



$$P = I_w q C_e C_g C_p$$

فشار مبنای باد (q)

فشار مبنای بر حسب KN/m^2 و می‌توان این عدد را به طور مستقیم از جدول ۶-۱۰-۶ مبحث ۶ برداشت کرد که البته برای شهر قوچان موجود نمی‌باشد که نزدیک ترین شهر به این منطقه یعنی مشهد را انتخاب می‌کنیم، لذا فشار مبنای باد بدین گونه است:

$$q=0.496 \text{ KN/m}^2$$

ضریب اهمیت بار باد (I_w)

ساختمان این پروژه با کاربری مسکونی بوده و در گروه اهمیت متوسط دسته بندی می‌شود. بنابراین ضریب اهمیت بار باد برابر خواهد بود با:

$$I_w=1.0$$

ضریب بادگیری (C_e)

مطابق مبحث ۶ در زمانی که در مناطق شهری قرار دارد از رابطه زیر به دست می‌آید:

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

در این رابطه h ارتفاع مینا یا متوسط از روی سطح زمین می‌باشد. برای نحوه تعیین ارتفاع آن در وجود مختلف ساختمان ابتدا لازم است که تشخیص دهیم ساختمان کوتاه مرتبه است یا بلند مرتبه، چنانچه چنانچه ارتفاع به عرض ساختمان کمتر از ۵، ۰ یا ارتفاع مینا ساختمان کمتر از ۲۰ متر باشد ساختمان کوتاه و در غیراین صورت دز دسته‌ی ساختمان‌های بلند است.

با توجه به اینکه ارتفاع ساختمان بیشتر از ۲۰ متر است نیاز به کنترل بند اول نیست و ساختمان بلند مرتبه است.

حال با توجه به بند ۶-۵-ب مبحث ۶، حداقل ۶ متر و برای قسمت های مختلف برابر است با:

$$h=0.5H$$

۱- دیوار های سمت باد پناه(پشت به باد و یا مکش):

$$h=H$$

۲- بام و دیوار های جانبی:

$$h=z$$

۳- در ارتفاع Z بالای سطح زمین و دیوار رو به باد:

در روابط بالا H ارتفاع متوسط ساختمان می باشد.

مطابق مطالب عنوان شده واضح است که مقدار ضریب بادگیری (C_e) برای وجود پشت به باد و بام و دیوار های جانبی مقداری ثابت است اما برای قسمت رو به باد تا ارتفاع ۱۲ متر مقدار آن ثابت ولی از این ارتفاع به بعد به صورت تابعی نمایی متغیر است. برای راحتی کار می توانیم ضریب بادگیری را برای هر تراز طبقه محاسبه و از متوسط گیری بین طبقات استفاده کنیم بنابراین محاسبات بدین گونه می شود:

H با در نظر گرفتن ارتفاع خرپشته برابر است با:

$$H=24.7 \text{ m}$$

برای محاسبه H در واقع ارتفاع از روی تراز پایه تا روی تراز خرپشته درنظر گرفته شده است.

محاسبه C_e :

$$C_e = 0.7 \left(\frac{24.7}{12}\right)^{0.3} = 0.87 \geq 0.7 \text{ ok}$$

برای دیوار رو به باد:

$$C_e = 0.7 \left(\frac{24.7}{12}\right)^{0.3} = 0.87 \geq 0.7 \text{ ok}$$

برای بام و دیوارهای جانبی:

$$C_e = 0.7 \left(\frac{24.7/2}{12}\right)^{0.3} = 0.71 \geq 0.7 \text{ ok}$$

برای دیوار پشت به باد:

ضریب اثر جهشی باد (C_g)

مطابق مبحث ۶ این ضریب برای چهار حالت مختلف ارائه شده است که با توجه به بند ۶-۴-۶-۱-الف این مقدار برابر است با:

$$C_g = 2.0$$

ضریب فشار خارجی (C_p)

با توجه به این که در قسمت های قبل به این نتیجه رسیدیم که ساختمان ما در دسته ساختمان های بلند تلقی خواهد شد بنابراین ب توجه به شکل ۶-۱۰-۶ مبحث ۶ خواهیم داشت:



دانشگاهی شاپرد

C_p	موقعیت دیوار
0.8	برای وجه رو به باد(فشاری)
-0.5	برای وجه پشت به باد(مکش)
-0.7	برای وجه موازی با باد(مکش)
-1.0	برای بام(مکش)

در نهایت مقدار فشار وارد بر دیوار ها بدین شرح است:

$$P_{1-1} = 1 \times 0.496 \times 0.7 \times 2 \times 0.8 = 0.555 \text{ KN/m}^2 \quad \text{وجه رو به باد برای } H \leq 12\text{m}$$

$$P_{1-2} = 1 \times 0.496 \times 0.87 \times 2 \times 0.8 = 0.69 \text{ KN/m}^2 \quad \text{وجه رو به باد برای } H > 12 \text{ m}$$

$$P_2 = 1 \times 0.496 \times 0.71 \times 2 \times (-0.5) = -0.352 \text{ KN/m}^2 \quad \text{وجه پشت به باد}$$

$$P_3 = 1 \times 0.496 \times 0.87 \times 2 \times (-0.7) = -0.604 \text{ KN/m}^2 \quad \text{وجه موازی با باد}$$

$$P_4 = 1 \times 0.496 \times 0.87 \times 2 \times (-1.0) = -0.863 \text{ KN/m}^2 \quad \text{وجه روی بام}$$

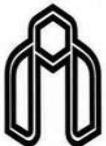
در این قسمت با فرض وزش باد به سطح بزرگتر که بادگیر تر است ، برش برایند ناشی از باد را حساب میکنیم و از اثر موضعی خرپشته نیز صرف نظر میکنیم و فرض می کنیم به صورت کلی در تراز خرپشته وجود دارد.

همانطور که از شکل ها پیداست فشار در جهت رو به باد متغیر است اما به طور محافظه کارانه ما برای ارتفاع بیشتر از 12 متر همان فشار 24.7 متر را در نظر می گیریم. برای محاسبه نیروی باد بر سازه مقادیر فوق را باید در سطح بارگیر آن ضرب کرد و در نهایت با هم جمع کنیم. نیروی باد در دیوار های موازی با فرض همسطح بودن برایند آن ها را صفر فرض می کنیم ، نیروی وارد بر بام هم رو به بالا بوده و به نوعی نسبت به بار مرده بام اثر کاهنده دارد، این اثر جز در سقف های سبک که اثر واژگونی و بلند شدگی سازه را دارد عموما نقش تعیین کننده ای در طراحی سازه نخواهد داشت. اما فشار های رو و پشت به باد هم جهت هستند و باید آن ها با هم جمع شوند.

در نهایت مقدار برش پایه حاصل از نیروی باد برابر خواهد بود با:

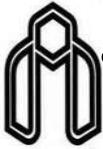
$$V_{Wind} = [\{ (12 \times 25) \times 0.555 + (24.7 - 12) \times 25 \times 0.69 \} + \\ \{ (24.7 \times 25) \times 0.352 \}] = 602.935 \text{ KN}$$

$$V_{Wind} = 60.2 \text{ tonf}$$



دانشگاهی شاہراه

مقایسه بین برش پایه ناشی از زلزله و باد



در سازه های مسکونی و ساختمانی اکثرا نیروی زلزله حاکم خواهد شد اما با توجه به اینکه باید بررسی می شد به طور کامل نیروی برش پایه باد و زلزله به دست آمد و بایکدیگر مقایسه می شود:

(با توجه به اینکه در ترکیبات بار سازه های فولادی ضریب بار باد ۱,۴ است مقدار برش پایه را در این عدد ضرب می کنیم، همچنین مقدار برش پایه زلزله در جهتی که کمتر است را مقایسه می کنیم).

$$V_{Wind} = 1.4 \times 61.4 = 85.96 \text{ tonf}$$

$$V_{Eq} = 160.39 \text{ tonf}$$

با توجه به اینکه نیروی زلزله بزرگتر از باد است و مبحث ۶ هم نیروی بحرانی تر را برای طراحی سازه عنوان کرده است پس نیروی زلزله باید در طراحی در نظر گرفته شود.

معرفی انواع الگوهای بار وارد بر ساختمان



دانشگاهی شاہری
نوآوارانی

بار مرده	D-----	Dead
بار مرده تیر های کامپوزیت	SD-----	SuperDead
بار زنده غیرقابل کاهش	Lnr-----	Live
بار زنده قابل کاهش با ضریب ۱	Lr1.0-----	reducible Live
بار زنده قابل کاهش با ضریب ۰.۵	Lr0.5-----	reducible Live
بار زنده تیغه بندی	LPart-----	Live
بار زنده بام	LRoof-----	RoofLive
بار زنده برف	S-----	Snow
بار زلزله استاتیکی در جهت X بدون خروج از مرکزیت	EX-----	Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت X با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت	EXP-----	Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت X با خروج از مرکزیت اتفاقی منفی	EXN-----	Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت X با برای کنترل دریفت(هر ۳ حالت)	EXDrift-----	Seismic(Drift)
بار زلزله استاتیکی در جهت Y بدون خروج از مرکزیت	EY-----	Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت Y با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت	EYP-----	Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت Y با خروج از مرکزیت اتفاقی منفی	EYN-----	Seismic
بار زلزله استاتیکی در جهت Y با برای کنترل دریفت(هر ۳ حالت)	EYDrift-----	Seismic(Drift)
بار اصلاح جرم لرزه ای	Wall-----	Other

برای تمامی بارهای ثقلی به صورت ضریبی از بار ثقلی یک بار جانبی فرضی در نظر گرفته می شود به صورت:

$$N_i = 0.002 Y_i$$

↓ ↗

بار ثقلی

اسامی این بارها به صورت NDX,NDY و ... و از نوع Notional در نظر گرفته می شود.

بار جانبی فرضی

ترکیب بارها برای پروژه**ترکیب بارهای طراحی**

دانشگاه علمی کشاورزی

- 1,2) $1.4D \pm 1.4NDX$
 3,4) $1.4D \pm 1.4NDY$
 5,6) $1.2D + 1.6L + 0.5L_r \pm 1.2NDX \pm 1.6NLX \pm 0.5NL_rX$
 7,8) $1.2D + 1.6L + 0.5L_r \pm 1.2NDY \pm 1.6NLY \pm 0.5NL_rY$
 9,10) $1.2D + 1.6L + 0.5S \pm 1.2NDX \pm 1.6NLX \pm 0.5NSX$
 11,12) $1.2D + 1.6L + 0.5S \pm 1.2NDY \pm 1.6NLY \pm 0.5NSY$
 13,14) $1.2D + L + 1.6L_r \pm 1.2NDX \pm 1.6NLX \pm 0.5NL_rX$
 15,16) $1.2D + L + 1.6L_r \pm 1.2NDY \pm 1.6NLY \pm 0.5NL_rY$
 17,18) $1.2D + L + 1.6S \pm 1.2NDX \pm 1.6NLX \pm 0.5NSX$
 19,20) $1.2D + L + 1.6S \pm 1.2NDY \pm 1.6NLY \pm 0.5NSY$
 21,22) $1.41D + L + 0.2S \pm (EXP + 0.3EY)$
 23,24) $1.41D + L + 0.2S \pm (EXP - 0.3EY)$
 25,26) $1.41D + L + 0.2S \pm (EXN + 0.3EY)$
 27,28) $1.41D + L + 0.2S \pm (EXN - 0.3EY)$
 29,30) $1.41D + L + 0.2S \pm (EYP + 0.3EX)$
 31,32) $1.41D + L + 0.2S \pm (EYP - 0.3EX)$
 33,34) $1.41D + L + 0.2S \pm (EYN + 0.3EX)$
 35,36) $1.41D + L + 0.2S \pm (EYN - 0.3EX)$
 37,38) $0.69D \pm (EXP + 0.3EY)$
 39,40) $0.69D \pm (EXP - 0.3EY)$
 41,42) $0.69D \pm (EXN + 0.3EY)$
 43,44) $0.69D \pm (EXN - 0.3EY)$
 45,46) $0.69D \pm (EYP + 0.3EX)$

47.48) $0.69D \pm (EYP - 0.3EX)$

49.50) $0.69D \pm (EYN + 0.3EX)$

51.52) $0.69D \pm (EYN - 0.3EX)$



دانشگاه صنعتی سمنان

در ترکیب بار های طراحی در مناطق با خطر لرزه خیزی بسیار زیاد باید بار زلزله قائم به اندازه $0.6AID$ به کل سازه وارد شود.

$$0.6 \times 0.35 \times 1 \times D = 0.21D$$

که این مقدار به صورت مثبت و منفی به بالا وارد شود. که در ترکیب بارها اثر داده شده است.

** در ترکیب بار های ۳ و ۴ و ۵ در شرایط خاص می توان ضریب بار زنده را 0.5 گرفت.

ترکیب بار های بهره برداری

1) D

2) D+Lnr+Lr1.0+Lr0.5+LPart

3) D+LRoof

4) D+S

45

فصل دوم

پروژه سازه های فولادی

فصل سوم

مدلسازی، تحلیل و طراحی نرم افزاری

۱- مدلسازی، تحلیل و طراحی سازه در نرم افزار Etabs 2015.2.2

۲- مدلسازی، تحلیل و طراحی شالوده در نرم افزار Safe 14.2



مدلسازی، تحلیل و طراحی سازه در نرم افزار Etabs 2015

ابتدا سازه را باید در نرم افزار مدلسازی کرد ، مرحله مدلسازی شامل تعریف مصالح ، مقاطع و... همچنین ترسیم تیر، ستون ، کف ها و دیوار ها می باشد.



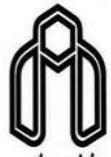
در مرحله بعد باید اصلاحات لازم و بارگذاری را روی مدل انجام داده تا آمده تحلیل شود و بعد آن مدل را تحلیل کرده و سپس سراغ عملیات طراحی می رویم، بعد از انجام تنظیمات دقیق آیین نامه سازه را طراحی می کنیم.

بعد از طراحی باید کنترل های سازه ای که استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ۱۰ الزامی دانسته انجام دهیم و موارد را به طور دقیق کنترل کنیم که در ادامه آمده است.

یک نکته که در طراحی مقاطع این پروژه انجام شده است ابتدا چند مقطع ستون ، تیر و یا بادبند را با توجه به دید مهندسی و محدودیت های آیین نامه ای ایجاد کرده و سپس در لیست طراحی خودکار قرار دادیم تا نرم افزار مقاطع بهینه را برای ما انتخاب کند و سپس تیپ بندی کردیم.

مدلسازی، تحلیل و طراحی شالوده در نرم افزار Safe 14.2

بعد از طراحی کامل سازه در نرم افزار Etabs نیروهای وارد شده به تراز پایه را به Safe خروجی می‌گیریم تا به طراحی فنداسیون بپردازیم.



ابتدا مصالح و مقاطع مورد نیاز را ایجاد کرده و سپس مدلسازی را انجام می‌دهیم سپس اصلاحات لازم و بارگذاری را انجام می‌دهیم و بعد تحلیل و طراحی را انجام می‌دهیم، و در نهایت کنترل‌های لازم را انجام می‌دهیم که می‌توان کنترل تنش زیر خاک را مهم ترین آن نام برد.

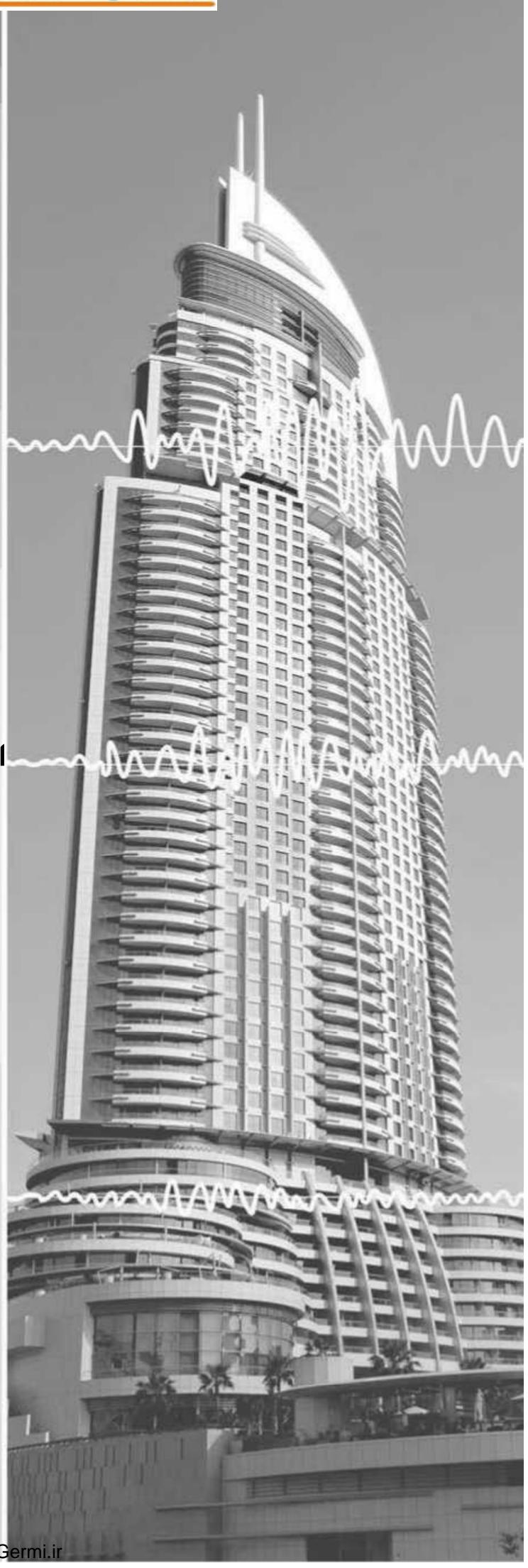
فصل چهارم

استخراج نتایج محاسباتی نرم افزار و انجام کنترل های

سازه ای

- ۱- کنترل زمان تناوب تحلیلی
- ۲- کنترل دریفت
- ۳- کنترل نامنظمی پیچشی
- ۴- کنترل ستون ها برای ترکیب بار
تشدید یافته
- ۵- کنترل واژگونی ساختمان

....9



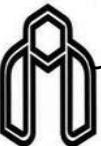
استخراج نتایج محاسباتی و کنترل های سازه

بعد از طراحی مقدماتی سازه باید کنترل های اولیه را نیز بر روی سازه انجام دهیم و پس از آنکه پاسخ

مناسبی از دریافت کردیم ، سازه را تیپ بندی کرده و طراحی نهایی سازه را انجام می دهیم. برای انجام کنترل های اولیه غالبا در نظر گرفتن چند مورد زیر کافی است:

- ۱- کنترل زمان تناوب تحلیلی سازه و با ۱,۲۵ برابر زمان تناوب تجربی آن
- ۲- کنترل تغییر مکان جانبی نسبی سازه (کنترل دریفت)
- ۳- بررسی نظم پیچشی ساختمان در پلان

توجه: برای انجام کنترل های ۱ و ۲ نباید سختی خمشی اعضاء را کاهش دهیم



دانشگاهی شعبه
نوآوار گرمی

کنترل زمان تناوب تحلیلی

با توجه به جدول زیر که در آن زمان تناوب مدهای کنترلی سازه است می توانیم این کار را انجام دهیم ، زمان تناوب مودی که درصد مشارکت بیشتری دارد ملاک است.



دانشگاهی نوآوارانی

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	1.674	0.7309	0
Modal	2	0.957	0	0.6579
Modal	3	0.797	0.0001	0.007
Modal	4	0.575	0.1249	0
Modal	5	0.322	0.0473	1.853E-06
Modal	6	0.316	0	0.0048
Modal	7	0.299	0	0.0142
Modal	8	0.27	0	0.1443
Modal	9	0.251	0	0.0009
Modal	10	0.238	5.046E-07	0.0588
Modal	11	0.23	0.0019	0.0002
Modal	12	0.225	0.0139	4.665E-05
Modal	13	0.2	0.0182	0
Modal	14	0.198	3.299E-05	1.461E-06
Modal	15	0.173	0	0.0002
Modal	16	0.152	0.0198	0
Modal	17	0.129	0	0.0586
Modal	18	0.119	0.011	0
Modal	19	0.115	0	0.0002
Modal	20	0.114	8.568E-06	0.0002
Modal	21	0.1	0.0076	0
Modal	22	0.087	0	0.0232
Modal	23	0.081	0	0.0001
Modal	24	0.078	2.664E-06	0.0001

حال با توجه به آیین نامه زمان تناوب باید مینیمم زمان تناوب تحلیلی و ۱,۲۵ برابر زمان تناوب تجربی سازه باشد:



دانشگاه علمی کاربری

$$T_x = \min(1.25T_a, T_m) = \min(1.104, 1.674) = 1.104 \text{ ok}$$

$$T_y = \min(1.25T_a, T_m) = \min(0.69, 0.957) = 0.69 \text{ ok}$$

پس دیگر نیازی به تغییرات نیست محاسبات ما درست است.



دانشگاهی شاہرود

کنترل تغییر مکان های جانبی نسبی (کنترل دریفت)

یکی از مهمترین کنترل های سازه ای کنترل دریفت است که غالبا طراحی را تحت تاثیر قرار می دهد.

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی سازه لازم است تا چندگام به صورت زیر انجام گیرد:

گام اول: سازه باید از یک روش خطی تحلیل شده و تغییر مکان جانبی نسبی طبقات آن به دست آید. سپس با محاسبه اختلاف تغییر مکان جانبی، دریفت (تغییر مکان جانبی نسبی) در هر طبقه تعیین می شود. نتایج این گام با پارامتر Δ_{eu} نشان داده می شود که بیانگر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه i ام حاصل از تحلیل خطی است.

گام دوم: برای در نظر گرفتن اثرات رفتار غیر خطی هندسی در سازه، باید اثرات $P-\Delta$ در نتایج تحلیل منعکس گردد که به این منظور دو راهکار وجود دارد:

۱- تغییر مکان جانبی نسبی اصلاح شده طبقه i ام (به دلیل اثر $P-\Delta$) از رابطه زیر به دست آید:

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1 - \theta_i}$$

Δ_{eui} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه i ام حاصل از تحلیل خطی که در گام قبل محاسبه شد.

θ_i = شاخص پایداری طبقه که روش محاسبه آن در بند (۳-۶) استاندارد ۲۸۰۰ عنوان شده است

۲- با توجه به وقت گیر بودن استفاده از راهکار اول، می توان از قابلیت نرم افزار Etabs بهره برد و اثر $P-\Delta$ را به طور مستقیم در تحلیل سازه (یعنی محاسبات گام اول) وارد کرد.

گام سوم: برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح سازه (تاثیر شکل پذیری)، استاندارد ۲۸۰۰ بیان می‌کند که تغییر مکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل خطی برابر باشد، تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح به صورت زیر به دست می‌آید:



$$\Delta_M = C_d \Delta_{eu}$$

Δ_M : تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طبقه (تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه زیر اثر زلزله طرح)

C_d : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان

Δ_{eu} : تغییر مکان جانبی نسبی طبقه حاصل از تحلیل خطی زیر اثر زلزله طرح

توجه: اگر تاثیر Δ -P در تحلیل سازه در نظر گرفته شده باشد علاوه بر جای Δ_{eu} ، پارامتر $\bar{\Delta}_{eu}$ خواهیم داشت و باید از رابطه $\bar{\Delta}_M = C_d \bar{\Delta}_{eu}$ استفاده شود.

گام چهارم: استاندارد ۲۸۰۰ برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی نسبی یک طبقه، ابتدا پارامتر M را برای طبقه مورد نظر از روند گفته شده در گام‌های قبل محاسبه کرده و در ادامه آن را با مقدار مجاز برای تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقه در حالت غیر خطی (Δ_a) مقایسه می‌کند.

مقدار Δ_a بر اساس روابط زیر به دست می‌آید

$$\Delta_a = \begin{cases} 0.025h & \text{برای ساختمان‌های تا ۵ طبقه} \\ 0.02h & \text{برای سایر ساختمان‌ها} \end{cases}$$

تبصره‌های مرتبط با کنترل تغییر مکان جانبی نسبی

تبصره ۱:

در هنگام کنترل دریفت در ساختمان‌های با اهمیت کم و متوسط یا زیاد T_m

در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد $\min\{1.25T_a, T_m\}$

تبصره ۲: مطابق بند ۳-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰، در تعیین نیروهای زلزله برای کنترل دریفت، باید محدودیت حداقل برش پایه رعایت شود.

تبصره ۳: براساس بند ۱-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰، مقدار پارامتر \bar{A}_{eu} ، تغییر مکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل خطی سازه است که به صورت اختلاف تغییر مکان های جانبی در مراکز جرم کف های بالا و پایین یک طبقه تعریف می شود.



تبصره ۴: بر مبنای بند ۴-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان های نامنظم پیچشی برای محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه (\bar{A}_{eu})، به جای در نظر گرفتن مراکز جرم کف ها، باید تفاوت تغییر مکان های جانبی (نکات ضمنی ثابتو) کف های بالا و پایین آن طبقه حول محورهای کناری ساختمان مدنظر قرار می گیرد. این کنترل سخت گیرانه تر از کنترل مراکز جرم کف ها است.

تبصره ۵: مطابق بند ۳-۲-۳ استاندارد ۲۸۰۰، در محاسبه ضریب نامعینی برابر یک در نظر گرفته می شود.

بورسی زمان تناوب و ضریب زلزله در الگوهای بار دریفت

الگوی بار	زمان تناوب مورد استفاده (تحلیلی)	محاسبه ضریب برش پایه(C)
EXDrift	1.674 s	$C_{Drift}=0.097$ $K=1.58$
EYDrift	0.957 s	$C_{Drift}=0.135$ $K=1.228$



دانشکده فنی شهروند

$$\bar{\Delta}_M = C_d \bar{\Delta}_{eu} \leq 0.02h \rightarrow \frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h} \leq \frac{0.02}{C_d} \rightarrow \begin{cases} \left(\frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h}\right)_x \leq \frac{0.02}{C_d} = \frac{0.02}{5} = 0.004 \\ \left(\frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h}\right)_y \leq \frac{0.02}{C_d} = \frac{0.02}{4} = 0.005 \end{cases}$$

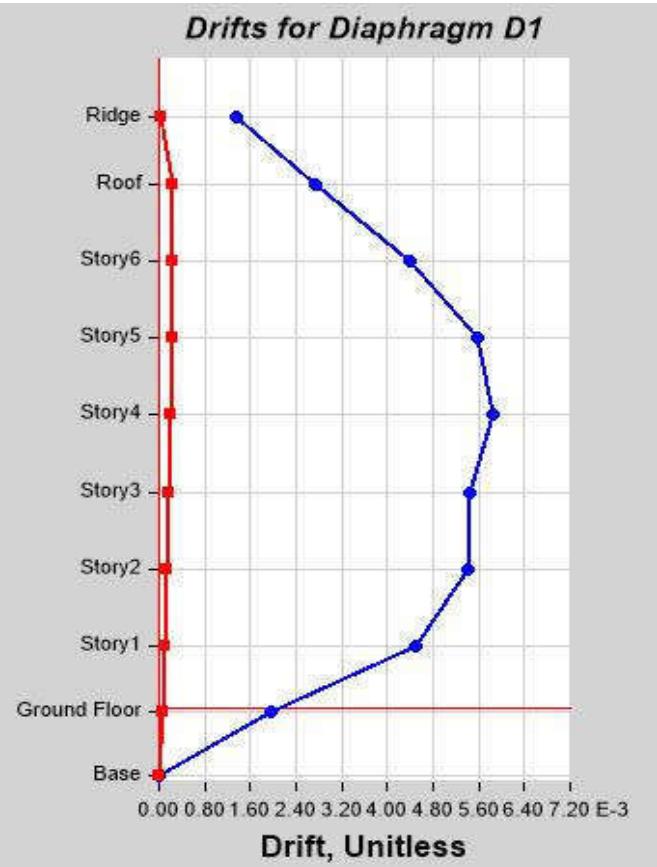
حال با توجه به خروجی های نرم افزار کنترل دریفت را چک می کنیم:

باید به این نکته توجه داشت که محلی که ما در نرم افزار برای کنترل دریفت استفاده می کنیم دریفت را برای محورهای کناری ساختمان محاسبه می کند ولی دریفت برای حالت عادی (زمانی که نامنظمی پیچشی نداریم) باید برای مراکز جرم طبقه محاسبه شود.

خب با توجه به اینکه محورهای کناری مقدار دریفت بحرانی تر از دریفت مراکز جرم است اگر کنترل دریفت برای محور های کناری جواب بدهد برای مراکز جرم نیز قطعاً جواب می دهد هر چند در ادامه در کنترل های نهایی دریفت را برای مراکز جرم انجام می دهیم.

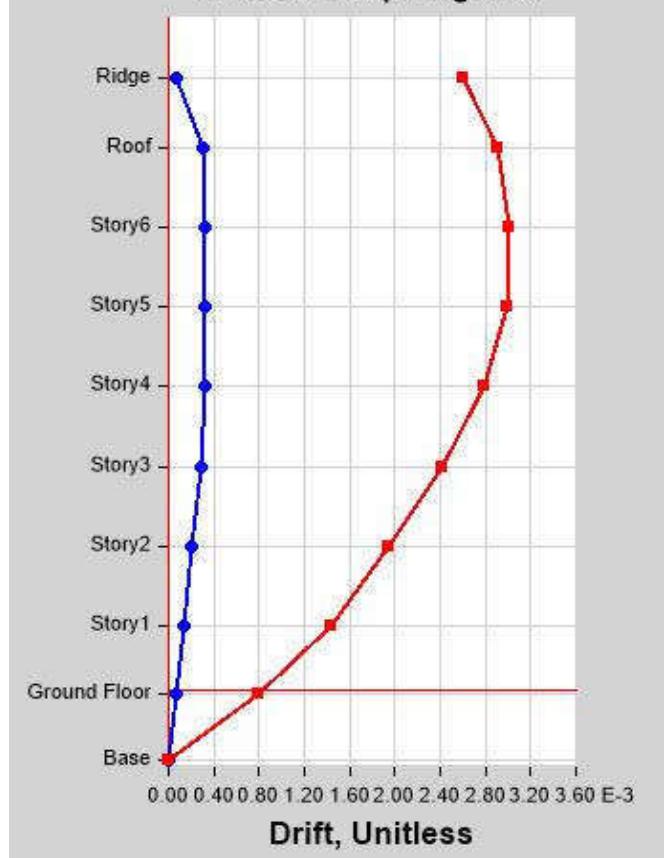


دريفت جهت X



Drifts for Diaphragm D1

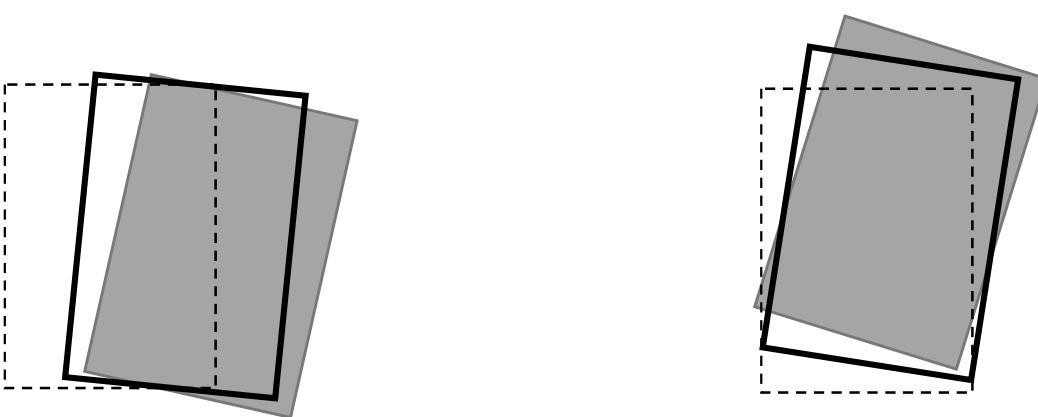
دريفت جهت Y



کنترل نظم پیچشی

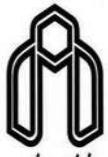
همانطور که از اصول مهندسی زلزله می دانیم ، در صورتی که مرکز جرم و مرکز سختی در پلان سازه بر هم منطبق نبوده و فاصله داشته باشند، در هنگام اعمال نیروی جانبی زلزله، در پلان پیچش ایجاد خواهد شد. البته تقریبا در همه ساختمان ها ، این موضوع وجود داشته و پیچش در پلان طبقات وجود دارد ولی مقدار آن می تواند به دلیل فاصله بین مرکز جرم و سختی ، تفاوت داشته باشد. در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای نکرهنگی ثابت بررسی میزان پیچش ایجاد شده در سازه، از ضابطه کنترل نامنظمی پیچشی استفاده می کند. فرض اصلی آیینه نامه در بند مذکور این است که اگر در پلان پیچش زیادی ایجاد نشود، جا به جایی حداکثر ایجاد شده در پلان، اختلاف چندانی با جا به جایی متوسط آن ندارد. از سوی دیگر در صورتی که پیچش ایجاد شده در پلان زیاد باشد، پلان چرخش زیادی داشته و اختلاف تغییر مکان حداکثر و متوسط زیاد خواهد شد.

حال به منظور درک بهتر مفهوم نامنظمی پیچشی ، شکل های زیر را در نظر می گیریم که در آن ها پلان دو طبقه ($n-1$ و طبقه n) از ساختمانی که تحت تاثیر نیروی زلزله X و Y قرار گرفته، نشان داده شده است. در این پلان تغییر مکان جانبی مطلق (D) و تغییر مکان های جانبی نسبی (Δ) دیده می شود، می توان به طورمثال مقدار حداکثر و متوسط تغییر مکان های جانبی نسبی (Δ_{min} و Δ_{max}) برای طبقه n را به دست آورد.



$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_{max} = \max(\Delta_1, \Delta_2) \\ \Delta_{max} = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{max} = \max(\Delta_3, \Delta_4) \\ \Delta_{max} = \frac{\Delta_3 + \Delta_4}{2} \end{array} \right.$$

در هر یک از دو حالت نشان داده شده در شکل صفحه قبل ، می توان مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی پلان طبقه را با متوسط تغییر مکان های جانبی نسبی آن مقایسه کرده و بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ نتایج زیر را به دست آورد:



دانشگاهی شعبه

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1.2 \implies \text{منظم پیچشی در پلان} \\ 1.2 < \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} \leq 1.4 \implies \text{نامنظم زیاد پیچشی در پلان} \\ \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1.2 \implies \text{نامنظم شدید پیچشی در پلان} \end{array} \right.$$

نکته ای که باید به آن توجه شود این است که اگر در یک جهت نامنظم پیچشی شد کل سازه نامنظم خواهد بود.

برای کنترل اولیه نظم پیچشی می توان از جدول زیر استفاده کرد که اگر نامنظمی پیچشی نداشت می توانیم در ادامه و کنترل های نهایی بررسی دقیق تری انجام دهیم.

در این جدول تغییر مکان ها و نسبت ها بر اساس تغییر مکان مطلق است در صورتی که باید تغییر مکان نسبی در نظر گرفته شود اما چون روند پیچیده ای دارد و نتایج هم تفاوت چندانی ندارد برای کنترل اولیه از این نتایج استفاده می کنیم.



دانشگاه فنی تبریز

کنترل نامنظمی پیچشی جهت X

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Roof	EXP	X	169.8	166.8	1.018039
Story6	EXP	X	156.9	154.3	1.016886
Story5	EXP	X	135.5	133.3	1.016372
Story4	EXP	X	107.7	106	1.016516
Story3	EXP	X	78.3	77.1	1.016191
Story2	EXP	X	50.9	50.2	1.014325
Story1	EXP	X	25.6	25.3	1.013773
Roof	EXN	X	172.8	166.7	1.036258
Story6	EXN	X	159.2	154.2	1.032749
Story5	EXN	X	137.2	133.2	1.029918
Story4	EXN	X	108.8	105.9	1.02761
Story3	EXN	X	79	77	1.026257
Story2	EXN	X	51.5	50.2	1.026247
Story1	EXN	X	26	25.3	1.026727

کنترل نامنظمی پیچشی جهت Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Roof	EYP	Y	84.2	78.7	1.070669
Story6	EYP	Y	70.9	66.1	1.072986
Story5	EYP	Y	57	53	1.075757
Story4	EYP	Y	43.2	40	1.079809
Story3	EYP	Y	30.3	27.9	1.08657
Story2	EYP	Y	19	17.3	1.096213
Story1	EYP	Y	9.6	8.6	1.107431
Roof	EYN	Y	90.2	79.2	1.139104
Story6	EYN	Y	75.7	66.4	1.13879
Story5	EYN	Y	60.6	53.3	1.137767
Story4	EYN	Y	45.6	40.2	1.13549
Story3	EYN	Y	31.7	28	1.130583
Story2	EYN	Y	19.5	17.3	1.123418
Story1	EYN	Y	9.6	8.6	1.11556

همانطور که از نتایج جداول پیداست در دو جهت نامنظمی پیچشی نداریم چون نسبت ماکسیمم تغییر مکان ها به میانگین آن ها کمتر از ۱,۲ است.



طراحی نهایی سازه

در این مرحله تیپ بندی اعضای سازه را انجام می دهیم و مجدد به بررسی کنترل های نهایی سازه می پردازیم.

در تیپ بندی باید نکات ساخت و اجرای سازه را در نظر گرفت و با بهینه ترین حالت تیپ بندی را انجام داد.

کنترل های نهایی سازه

بعد از تیپ بندی اعضای سازه باید کنترل های نهایی را انجام دهیم که شمال موارد زیر است:

- ۱- کنترل زمان تناوب تحلیلی سازه و با $1,25$ برابر زمان تناوب تجربی آن
- ۲- کنترل تغییر مکان جانبی نسبی سازه (کنترل دریفت)
- ۳- بررسی نظم پیچشی ساختمان در پلان
- ۴- کنترل ستون ها برای ترکیب بار های تشدید یافته
- ۵- کنترل واژگونی ساختمان
- ۶- بررسی پارامترهای مرتبط با پایداری سازه
- ۶-۱- بررسی شاخص پایداری طبقات سازه
- ۶-۲- بررسی نسبت تغییر مکان های مرتبه دوم به اول
- ۷- کنترل مقاومت برشی تیرهای قاب خمشی
- ۸- کنترل مقاومت تیر ها و ستون ها در قاب مهاربندی همگرای ویژه
- ۹- کنترل اعضای سازه با فرض دیافراگم غیرصلب
- ۱۰- کنترل تنش زیر پی
- ۱۱- کنترل برش پانچ

کنترل زمان تناوب تحلیلی

با توجه به جدول زیر که در آن زمان تناوب مدهای کنترلی سازه است می توانیم این کار را انجام دهیم ، زمان تناوب مودی که درصد مشارکت بیشتری دارد ملاک است.



دانشگاهی شعبه
دانشگاهی شعبه

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	1.649	0.7297	1.076E-06
Modal	2	0.924	5.316E-06	0.698
Modal	3	0.772	0.0005	0.003
Modal	4	0.597	0.124	9.456E-07
Modal	5	0.534	0	0.0082
Modal	6	0.387	0	0.0019
Modal	7	0.331	0.0487	2.052E-06
Modal	8	0.311	0	0.008
Modal	9	0.306	0	0
Modal	10	0.278	0	0.1693
Modal	11	0.255	7.864E-07	0.004
Modal	12	0.252	0.0035	0.0001
Modal	13	0.242	0.0006	0.0004
Modal	14	0.214	0.0271	0
Modal	15	0.193	0	0.0004
Modal	16	0.156	0.0202	0
Modal	17	0.148	0	0.0486
Modal	18	0.136	0	0.0002
Modal	19	0.13	3.329E-06	0.0001
Modal	20	0.12	0.0154	0
Modal	21	0.104	0	0.0228
Modal	22	0.097	0	0.0001
Modal	23	0.092	0.012	1.935E-06
Modal	24	0.091	0.0002	0.0001

مانند حالت قبل باید زمان تناوب تحلیلی را با زمان تناوب تجربی مقایسه کرده و نتیجه را اعمال کنیم.

$$T_x = \min(1.25T_a, T_m) = \min(1.104, 1.649) = 1.104 \text{ ok}$$

$$T_y = \min(1.25T_a, T_m) = \min(0.69, 0.924) = 0.69 \text{ ok}$$

همانطور که پیداست محاسبات درست بوده است.

کنترل تغییر مکان های جانبی نسبی (کنترل دریفت)

دانشکده فنی شهر

بررسی زمان تناوب و ضریب زلزله در الگوهای بار دریفت

الگوی بار	زمان تناوب مورد استفاده (تحلیلی)	محاسبه ضریب برش پایه(C)
EXDrift	1.649 s	$C_{Drift}=0.098$ $K=1.57$
EYDrift	0.924 s	$C_{Drift}=0.138$ $K=1.212$

این بار برای کنترل دریفت ، دریفت مرکز جرم را کنترل می کنیم:

محاسبات در جدول های آتی آمده است.

طبقه	جا به جایی مرکز جرم(mm)	دربیت مرکز جرم(mm)	نسبت دریفت مرکز جرم	حداکثر مقدار مجاز نسبت دریفت	کنترل
Roof	111.5	12.8	0.004	0.005	OK
Story6	98.7	13.5	0.00421875	0.005	OK
Story5	85.2	15.8	0.0049375	0.005	OK
Story4	69.4	16.2	0.0050625	0.005	OK
Story3	53.2	15	0.0046875	0.005	OK
Story2	38.2	15	0.0046875	0.005	OK
Story1	23.2	14.4	0.0045	0.005	OK
Ground Floor	8.8	8.8	0.00275	0.005	OK

همانطور که از نتایج پیداست دریفت برای مراکز جرم طبقات در جهت X کنترل شده و از مقدار مجاز کمتر می باشد.



دانشگاهی شهروند

برای جهت Y هم کنترل به شکل زیر است:

کنترل	نسبت دریفت	حداکثر مقدار مجاز	نسبت دریفت مرکز جرم	دریفت مرکز جرم (mm)	جابه جایی مرکز جرم (mm)	طبقه
OK	0.004	0.002	6.4	47.6		Roof
OK	0.004	0.00225	7.2	41.2		Story6
OK	0.004	0.0023125	7.4	34		Story5
OK	0.004	0.00225	7.2	26.6		Story4
OK	0.004	0.0020625	6.6	19.4		Story3
OK	0.004	0.00184375	5.9	12.8		Story2
OK	0.004	0.00134375	4.3	6.9		Story1
OK	0.004	0.0008125	2.6	2.6		Ground Floor

همانطور که از نتایج پیداست دریفت برای مراکز جرم طبقات در جهت Y کنترل شده و از مقدار مجاز کمتر می باشد.



کنترل نظم پیچشی

در مرحله قبل کنترل نظم پیچشی سازه با کنترل تغییر مکان های نسبی انجام شد در صورتی که باید با تغییر مکان های مطلق انجام شود اما چون این کار امری زمان بر است ابتدا برای طراحی مقدماتی اینکار را با تغییر مکان های مطلق انجام دادیم و با توجه به اینکه نسبت تغییر مکان ماکسیمم به میانگین تغییر مکان های مطلق کمتر از ۱,۲ بود با اطمینان بالایی گفتیم که سازه دیگر نامنظمی پیچشی ندارد اما بعد از تیپ بندی برای اطمینان از این امر اینکار را برای تغییر مکان های نسبی انجام می دهیم.

کنترل بر اساس نتایج حالت بار EXP

طبقه	A1 دریفت گره	A7 دریفت گره	Δ_{max}	Δ_{ave}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	کنترل
Roof	0.005206	0.004878	0.005206	0.005042	1.03252678	OK
Story6	0.007929	0.007449	0.007929	0.007689	1.03121342	OK
Story5	0.008692	0.00799	0.008692	0.008341	1.04208129	OK
Story4	0.008619	0.007846	0.008619	0.0082325	1.04694807	OK
Story3	0.008281	0.007849	0.008281	0.008065	1.02678239	OK
Story2	0.007899	0.007624	0.007899	0.0077615	1.01771565	OK
Story1	0.00688	0.006643	0.00688	0.0067615	1.0175257	OK
Ground Floor	0.003329	0.003162	0.003329	0.0032455	1.02572793	OK

این جداول به صورت دستی و با استفاده از نتایج تصویری قسمت Poin Displacement نرم افزار Etabs تهیه شده است.



کنترل بر اساس نتایج حالت بار EXN

طبقه	A1 دریفت گره	A7 دریفت گره	Δ_{max}	Δ_{ave}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	کنترل
Roof	0.004857	0.005112	0.005112	0.0049845	1.0255793	OK
Story6	0.007523	0.007815	0.007815	0.007669	1.01903768	OK
Story5	0.008235	0.008332	0.008332	0.0082835	1.00585501	OK
Story4	0.008165	0.008172	0.008172	0.0081685	1.00042848	OK
Story3	0.007899	0.008182	0.008182	0.0080405	1.01759841	OK
Story2	0.007572	0.007938	0.007938	0.007755	1.02359768	OK
Story1	0.006596	0.006919	0.006919	0.0067575	1.02389937	OK
Ground Floor	0.003159	0.003318	0.003318	0.0032385	1.0245484	OK

کنترل بر اساس نتایج حالت بار EYP

طبقه	A1 دریفت گره	A7 دریفت گره	Δ_{max}	Δ_{ave}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	کنترل
Roof	0.00183	0.002144	0.002144	0.001987	1.079014	OK
Story6	0.002034	0.0024	0.0024	0.002217	1.082544	OK
Story5	0.002115	0.002498	0.002498	0.002307	1.083026	OK
Story4	0.002046	0.002439	0.002439	0.002243	1.087625	OK
Story3	0.001891	0.002239	0.002239	0.002065	1.084262	OK
Story2	0.001688	0.002001	0.002001	0.001845	1.084847	OK
Story1	0.001447	0.001733	0.001733	0.00159	1.089937	OK
Ground Floor	0.000886	0.001045	0.001045	0.000966	1.082341	OK



کنترل بر اساس نتایج حالت بار EYN

طبقه	A1	دربافت کره A7	دربافت کره	Δ_{max}	Δ_{ave}	$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$	کنترل
Roof	0.002241	0.001746	0.002241	0.001994	1.124153	OK	
Story6	0.002506	0.001943	0.002506	0.002225	1.126545	OK	
Story5	0.002603	0.002023	0.002603	0.002313	1.125378	OK	
Story4	0.002528	0.00197	0.002528	0.002249	1.124055	OK	
Story3	0.002339	0.001807	0.002339	0.002073	1.128316	OK	
Story2	0.002093	0.00161	0.002093	0.001852	1.130435	OK	
Story1	0.001802	0.001389	0.001802	0.001596	1.129427	OK	
Ground Floor	0.001067	0.000841	0.001067	0.000954	1.118449	OK	

همانطور که از نتایج پیداست سازه نامنظمی پیچشی ندارد پس فرض اولیه برای کنترل تغییر مکان جانبی مراکز جرم درست می باشد؛ همچنین همانطور که در جداول نمایان است تغییر قابل ملاحظه ای بین کنترل نامنظمی برای تغییر مکان های جانبی نسبی و مطلق نیست و نتایج اختلاف کمی دارد پس می توان در اکثر مواقع از همان جدول تغییر مکان های مطلق برای کنترل نظم پیچشی استفاده کرد.

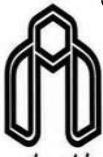
کنترل ستون ها برای ترکیب بار های تشدید یافته

علاوه بر ترکیب بارهای عادی باید ستون ها را برای بار محوری برای ترکیب بار های تشدید یافته نیز کنترل کرد که در آن ها ضرایب بار های زلزله باید امگا باشد که این ضریب از استاندارد ۲۸۰۰ قابل برداشت است.



دانشگاهی شهرو

برای کنترل این امر دو راهکار وجود دارد یک اینکه جداگانه از روش های خاصی کنترل شود یا اینکه این کار را به نرم افزار سپرده تا خود با دقت بالا محاسبه کند که ما از راهکار دوم استفاده کردیم پس ستون ها برای این ترکیب بارها هم طراحی شده است.



دانشگاهی شاپرد

کنترل واژگونی

برای کنترل واژگونی باید لنگر مقاوم و واژگونی سازه را پیدا کنیم همچنین باید یک ضخامت منطقی برای شالوده تبیین کنیم که مقدار ۱,۲ متر عدد منطقی ای می باشد.

وزن موثر لرزه ای سازه

$$W = M \times g = 409045.41 \times 9.81 = 4012.73 \text{ tonf}$$

X: لنگر مقاوم برای زلزله در جهت $M_R = W \times X = 4012.73 \times 15 = 60190.95 \text{ tonf.m}$

Y: لنگر مقاوم برای زلزله در جهت $M_R = W \times X = 4012.73 \times 13.12 = 52647.01 \text{ tonf.m}$

Lençor واژگونی در اثر زلزله در جهت X:

$$M_O = M_y + V_x \times h_f = 10116.94 + 532.52 \times 1.2 = 10755.96 \text{ tonf.m}$$

Lençor واژگونی در اثر زلزله در جهت Y:

$$M_O = M_x + V_y \times h_f = 12575.22 + 705.99 \times 1.2 = 13422.4 \text{ tonf.m}$$

همانطور که از محاسبات پیداست Lençor واژگونی بسیار بیشتر است و سازه در مقابل واژگونی ایمن است.

بررسی شاخص پایداری طبقات سازه



در مرحله‌ی تحلیل و طراحی باید اثر تغییر شکل‌های مرتبه دوم سازه با در نظر گرفتن اثرات Δ - P و P - Δ منظور شود ولی در مواردی ممکن است تاثیر بارهای محوری در عناصر قائم، باعث بالا رفتن پیش از حد تغییر مکان جانبی طبقات شده به حدی که پایداری سازه را دچار مشکل کند، برای کنترل این موضوع استاندارد ۲۸۰۰۰ معیاری برای سنجش پایداری سازه به نام شاخص پایداری معرفی کرده است که با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h} \right]_i$$

P_{ui} = مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i ام تا n ام در حد مقاومت

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه i ام حاصل از تحلیل خطی

V_{ui} = مجموع نیروی برشی وارد در طبقه i ام

h_i = ارتفاع طبقه i ام

در صورتی که مقدار شاخص پایداری از مقدار ماکریم زیر بیشتر باشد، مشکل سازه مشکل ناپایداری داشته و لازم است در طراحی آن تجدید نظر شود:

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} \leq 0.25$$

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} = \frac{0.65}{4} = 0.1625 \quad \text{جهت خمشی}$$

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} = \frac{0.65}{3.5} = 0.1857 \quad \text{جهت مهاربندی}$$

با توجه به اینکه محاسبه شاخص پایداری از روش گفته شده زمان بر می باشد از یک روش تقریبی و با دقت مناسب استفاده می کنیم:



$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1 - \theta_i} \rightarrow \theta_i = 1 - \frac{\Delta_{eui}}{\bar{\Delta}_{eui}}$$

Δ = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بدون لحاظ کردن اثر $P-\Delta$

$\bar{\Delta}_{eui}$ = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه با لحاظ کردن اثر $P-\Delta$

اگر شاخص پایداری با مقدار ماکسیمم حداقل ۱۰ درصد فاصله کافی داشته باشد نیازی به محاسبه دقیق نیست در غیر اینصورت باید دقیق محاسبه کرد.

تعیین شاخص پایداری جهت X

طبقه	حالت بار	تغییر مکان با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$	تغییر مکان بدون اثر $P-\Delta$	Θ	Θ_{max}
Roof	EXP	170.9	162.6	0.048566413	0.1625
Roof	EXN	170.6	162.4	0.048065651	0.1625
Story6	EXP	154.9	147.1	0.050355068	0.1625
Story6	EXN	154.7	146.9	0.050420168	0.1625
Story5	EXP	130.3	123.5	0.05218726	0.1625
Story5	EXN	130.1	123.3	0.052267487	0.1625
Story4	EXP	103.7	98.1	0.054001929	0.1625
Story4	EXN	103.6	98.1	0.053088803	0.1625
Story3	EXP	77.4	73.2	0.054263566	0.1625
Story3	EXN	77.5	73.3	0.054193548	0.1625
Story2	EXP	51.6	48.9	0.052325581	0.1625
Story2	EXN	51.7	49	0.052224371	0.1625
Story1	EXP	26.9	25.5	0.05204461	0.1625
Story1	EXN	26.9	25.6	0.048327138	0.1625
Ground Floor	EXP	8.7	8.3	0.045977011	0.1625
Ground Floor	EXN	8.7	8.3	0.045977011	0.1625

همانطور که پیداست شخاص پایداری با مقدار ماکسیمم فاصله زیادی دارد و برای جهت دیگر هم همانطور است که در ادامه دیده می شود:



دانشگاهی شاپرد

تعیین شاخص پایداری جهت Y

طبقه	حالت بار	تغییر مکان با در نظر گرفتن اثر P-Δ	تغییر مکان بدون اثر P-Δ	Θ	Θ_{max}
Ridge	EYP	52.2	51.3	0.017241379	0.1857
Ridge	EYN	54	53.1	0.016666667	0.1857
Roof	EYP	47.3	46.6	0.014799154	0.1857
Roof	EYN	47.5	46.8	0.014736842	0.1857
Story6	EYP	41	40.4	0.014634146	0.1857
Story6	EYN	41.1	40.5	0.01459854	0.1857
Story5	EYP	33.9	33.4	0.014749263	0.1857
Story5	EYN	34	33.5	0.014705882	0.1857
Story4	EYP	26.5	26.1	0.01509434	0.1857
Story4	EYN	26.6	26.2	0.015037594	0.1857
Story3	EYP	19.3	19.1	0.010362694	0.1857
Story3	EYN	19.4	19.1	0.015463918	0.1857
Story2	EYP	12.7	12.6	0.007874016	0.1857
Story2	EYN	12.8	12.6	0.015625	0.1857
Story1	EYP	6.8	6.8	0	0.1857
Story1	EYN	6.9	6.8	0.014492754	0.1857
Ground Floor	EYP	2.6	2.5	0.038461538	0.1857
Ground Floor	EYN	2.6	2.5	0.038461538	0.1857

بورسی نسبت تغییر مکان های مرتبه دوم به اول



بر اساس مبحث ۱۰ در مواردی که نسبت تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر در تحلیل مرتبه دوم به مرتبه اول در همه طبقات کوچکتر یا مساوی ۱,۷ باشد، می‌توان بارهای جانبی فرضی را فقط در ترکیب بارهای ثقلی منظور نمود و از اثر آن‌ها در ترکیبات بارگذاری صرف نظر کرد؛ باید به این نکته دقت کرد در این دو حالت باید از سختی کاهش نیافته استفاده کرد

طبقه	حالت بار	Δ_{2nd}	Δ_{1st}	$\Delta_{2nd} / \Delta_{1st}$
Roof	EXP	0.001072	0.001078	0.994434
Roof	EXP	0.000046	0.000037	1.243243
Roof	EXN	0.001074	0.00108	0.994444
Roof	EXN	0.000036	0.000035	1.028571
Roof	EYP	0.000011	0.00001	1.1
Roof	EYP	0.001972	0.001627	1.212047
Roof	EYN	0.000024	0.000021	1.142857
Roof	EYN	0.002032	0.00168	1.209524
Story6	EXP	0.005206	0.004787	1.087529
Story6	EXP	0.000261	0.000203	1.285714
Story6	EXN	0.005111	0.004738	1.078725
Story6	EXN	0.000154	0.000147	1.047619
Story6	EYP	0.000135	0.000114	1.184211
Story6	EYP	0.002138	0.001789	1.195081
Story6	EYN	0.000214	0.000179	1.195531
Story6	EYN	0.002241	0.001874	1.195838
Story5	EXP	0.00793	0.007232	1.096515
Story5	EXP	0.000299	0.000242	1.235537
Story5	EXN	0.007813	0.00716	1.091201
Story5	EXN	0.000176	0.000168	1.047619
Story5	EYP	0.000159	0.000138	1.152174
Story5	EYP	0.002394	0.002051	1.167235
Story5	EYN	0.000248	0.000213	1.164319
Story5	EYN	0.002506	0.002146	1.167754



Story4	EXP	0.008693	0.008028	1.082835
Story4	EXP	0.000435	0.000376	1.156915
Story4	EXN	0.008331	0.007723	1.078726
Story4	EXN	0.000061	0.00006	1.016667
Story4	EYP	0.000176	0.000156	1.128205
Story4	EYP	0.002492	0.002174	1.146274
Story4	EYN	0.000284	0.000246	1.154472
Story4	EYN	0.002606	0.00227	1.148018
Story3	EXP	0.008619	0.008016	1.075225
Story3	EXP	0.000475	0.000422	1.125592
Story3	EXN	0.00817	0.007621	1.072038
Story3	EXN	0.000007	0.000007	1
Story3	EYP	0.000179	0.000161	1.111801
Story3	EYP	0.002433	0.002151	1.131102
Story3	EYN	0.000282	0.000246	1.146341
Story3	EYN	0.002528	0.00223	1.133632
Story2	EXP	0.00828	0.007714	1.073373
Story2	EXP	0.000271	0.000236	1.148305
Story2	EXN	0.008178	0.007635	1.071112
Story2	EXN	0.000171	0.000162	1.055556
Story2	EYP	0.000145	0.000133	1.090226
Story2	EYP	0.002233	0.002004	1.114271
Story2	EYN	0.000247	0.00022	1.122727
Story2	EYN	0.002339	0.002095	1.116468
Story1	EXP	0.007892	0.007307	1.08006
Story1	EXP	0.000173	0.00015	1.153333
Story1	EXN	0.007929	0.007355	1.078042
Story1	EXN	0.000219	0.00021	1.042857
Story1	EYP	0.000129	0.000121	1.066116
Story1	EYP	0.001996	0.001826	1.0931
Story1	EYN	0.000209	0.000191	1.094241
Story1	EYN	0.002093	0.001912	1.094665
Ground Floor	EXP	0.006857	0.006242	1.098526
Ground Floor	EXP	0.000147	0.000136	1.080882



Ground Floor	EXN	0.006892	0.006275	1.098327
Ground Floor	EXN	0.000193	0.00018	1.072222
Ground Floor	EYP	0.000117	0.00011	1.063636
Ground Floor	EYP	0.001725	0.001602	1.076779
Ground Floor	EYN	0.000179	0.000166	1.078313
Ground Floor	EYN	0.001803	0.001672	1.078349

براساس جداول فوق همانطور که پیداست نسبت تغییر مکان های جانبی مرتبه دوم به اول ، کمتر از ۱,۷ است.

کنترل مقاومت برشی تیرهای قاب خمی

برای کنترل این بند از آیین نامه مبحث ۱۰، باید یک تیر از تیرهای بحرانی را انتخاب کنیم بنابراین تیر روی محور ۳ بین D، E در طبقه ۴ را انتخاب می‌کنیم.

حال باید بار نقلی ضربیدار را محاسبه کنیم:

$$q_u = 1.2 \times 1478.38 + 1125 + 0.2 \times 78 = 2914.65 \text{ kgf/m} = 2.91 \text{ tonf/m}$$

برای این پروژه برای اتصالات گیردار از اتصال WFP استفاده می‌کنیم، محل تشکیل مفصل پلاستیک در روی تیر باید در محل انتهای ورقهای روسی و زیرسی (هر کدام که بزرگتر است)، در نظر گرفته شود.

برای تخمین طول ورق اغلب مقداری بین ۶۰ تا ۴۰ cm به دست می‌آید و ما محافظه کارانه ۶۰ سانتی متر در نظر می‌گیریم.

برای محاسبه مقدار V_u ، به پارامترهای M_p و L نیاز داریم:

$$Z_{33} = 753.8 \text{ cm}^3 \rightarrow M_p = ZF_y = 753.8 \times 2400 \times 10^{-5} = 18.81 \text{ tonf.m}$$

$$L = 0.936 \times 440 = 411.84 \text{ cm} = 4.11 \text{ m}$$

حال می‌توان مقدار برش وارد بر تیر در محل بر ستون را به صورت زیر تعیین نمود:

$$M_{Pr} = C_{Pr} \times R_y \times M_p = 25.96 \text{ tonf.m}$$

$$L_h = L - 2S_h = 4.11 - 2 \times 0.6 = 2.91 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{2M_{Pr}}{L_h} + \frac{q_u L}{2} = \frac{2 \times 25.96}{2.91} + \frac{2.91 \times 4.11}{2} = 23.82 \text{ tonf}$$

از سوی دیگر باید مقدار ظرفیت برشی اسمی تیر را بر اساس مقطع PG-W250X8-F200X12 محاسبه کرده و داریم:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{25}{0.8} = 31.25 < 260 \rightarrow K_V = 5$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{25}{0.8} = 31.25 < 1.1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 71 \rightarrow C_v = 1 . \quad \emptyset_V = 0.9$$

$$V_n = 0.6F_yA_wC_v = 0.6 \times 2400 \times (25 \times 0.8) \times 1 = 28800 = 28.8 \text{ tonf}$$

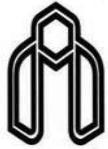
به صورت محافظه کارانه از مساحت جان تیر ورق استفاده کردیم هر چند بر مبنای مقررات ملی باید از ارتفاع کلی مقطع استفاده کرد.



$$V_u = 23.82 \text{ tonf} < \phi_V V_n = 28.8 \text{ tonf}$$

همانطور که از محاسبات معلوم است برای تیر مورد نظر، مقاومت برشی در محل اتصال به ستون بیشتر از نیروی برشی ایجاد شده در این محل است و حاشیه اطمینان مناسبی نیز وجود دارد.

کنترل اعضای سازه با فرض دیافراگم غیرصلب



دانشگاه تبریز

ابتدا تمام کف های سازه را نیمه صلب می کنیم بعد دوباره طراحی را انجام می دهیم و چک می کنیم که اعضا نسبت تنش های آن بیشتر از مقدار مجاز نشود.

البته باید نوع سقف تعریف شده را با ابعاد دقیق مدلسازی کنیم تا سختی المان کف به درستی محاسبه شود.

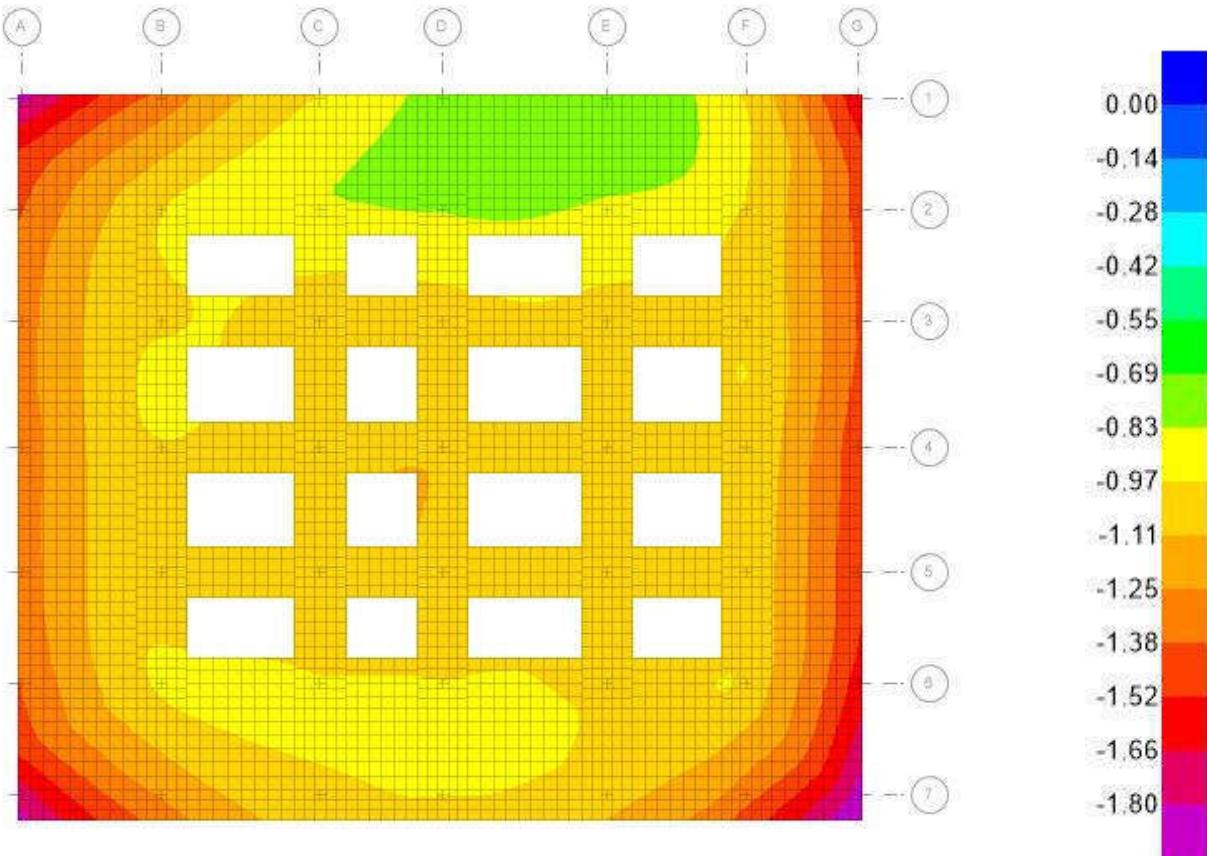
دوباره طراحی را انجام می دهیم و از فایل نرم افزار پیدا است که تمامی اعضا جواب داده اند.

کنترل تنش زیر پی

بعد از مدلسازی و آنالیز پی در نرم افزار باید کنترل کنیم که تنش خاک زیر پی از حد مجاز فراتر نرود، همانطور که پیداست تنش در محدوده مجاز است.



دانشگاه صنعتی شهرورد

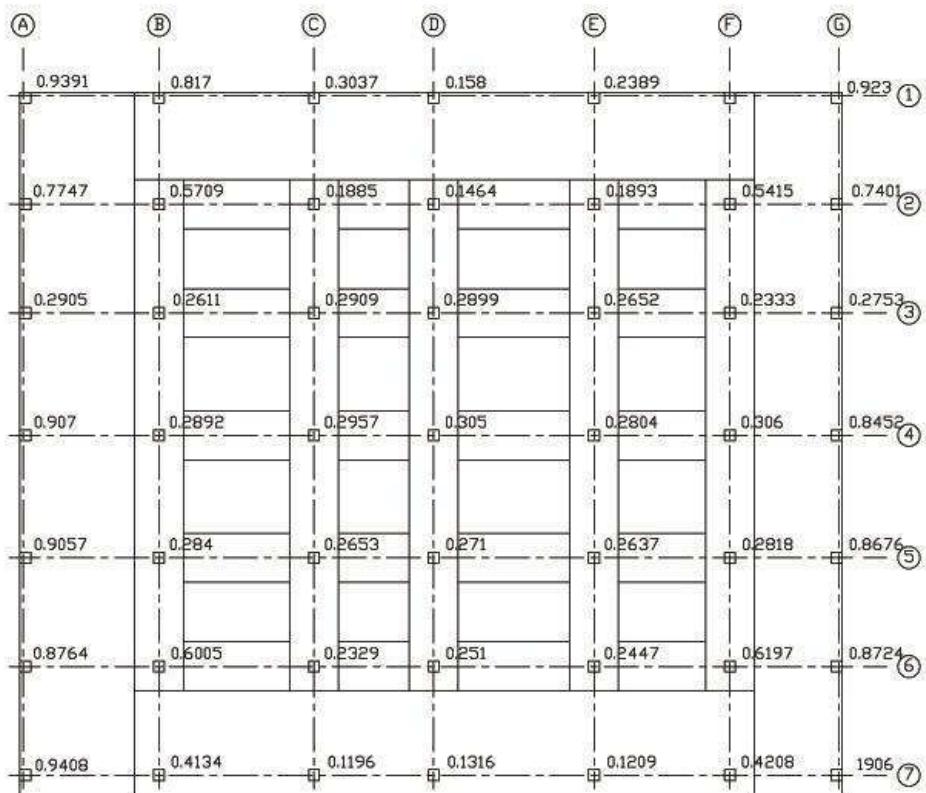


کنترل برش پانچ

در طراحی شالوده باید برش پانچ موجود را کنترل کرد که با توجه به شکل در محدوده مجاز است



دانشگاه صنعتی شاهرivar



فصل پنجم

طراحی المان های سازه ای با محاسبات

دستی

۱- طراحی تیر

۲- طراحی ستون

۳- طراحی مهاربند

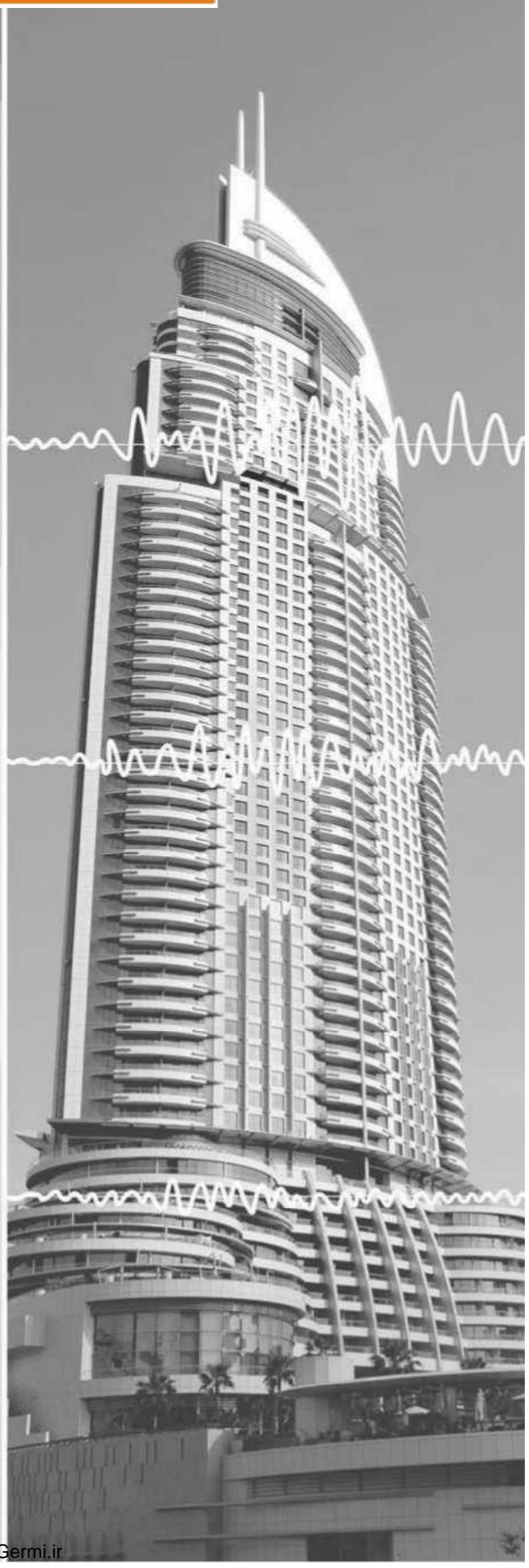
۴- طراحی اتصالات تیر به ستون

۵- طراحی اتصالات مهاربند

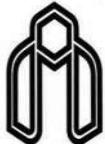
۶- طراحی وصله ستون ها

۷- طراحی ساختار دیافراگم سقف ها

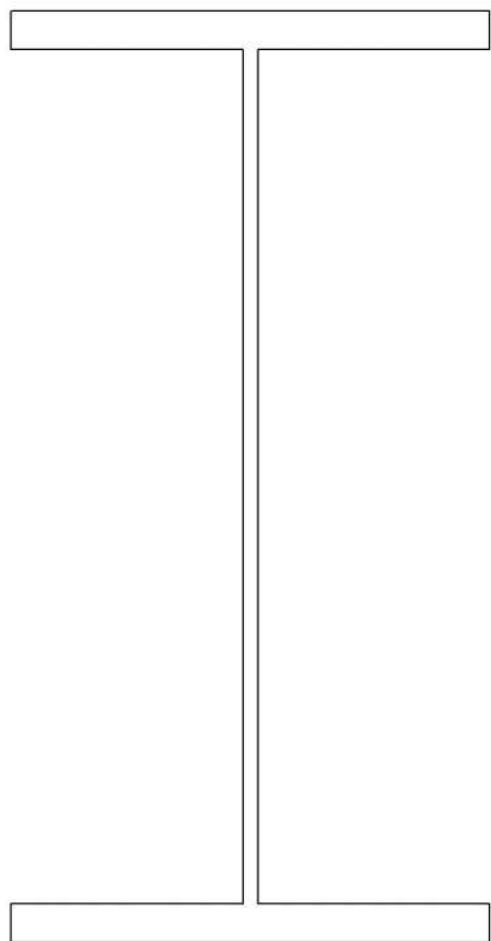
۸- طراحی شالوده



طراحی تیر



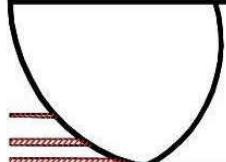
دانش‌آموزی شاپرد



PG-W350X8-F250X30

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم



ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Beam 1



Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	B13	20.5	UDStls27	Intermediate Moment Frame	PG-W300X8-F250X15	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
500.000	1	1.0

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{ds}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	D	1	1	1.05	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_v	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
99	61.626	20418.75	3907.53	75	26.4

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
1237.5	312.602	1361.25	473.55	14.361	6.283	969311.66

Material Properties

E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	α
2000000	2400	1.15	NA

Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
20.5	0	-26828.3699	0	-11288.2781	0	0.0732

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.93	1	1	1	1	0.235
Minor Bending	0.01	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0.01	1	1.175

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.912 =	$0 + 0.912 + 0$

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	φP _{nc} Capacity (kgf)	φP _{nt} Capacity (kgf)
0	202730.4466	213840

Moments and Capacities

	M _u Moment (kgf-m)	φM _n Capacity (kgf-m)	φM _n No L _{TBD} (kgf-m)
Major Bending	26828.3699	29403	29403
Minor Bending	0	10228.68	

Shear Design

	V _t Force (kgf)	φV _n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	11288.2781	38016	0.297
Minor Shear	0	97200	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
18766.7412	UDStlS52	18257.2028	UDStlS52

پروژه سازه های فولادی
فصل پنجم

ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Beam 2

Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	B81	225	UDStlS10	Intermediate Moment Frame	IPE220	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
450.000	1	1.0

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_v	Φ_{v-RI}	Φ_{vT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
33.4	9.03	2772	205	20.24	12.98

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
252	37.273	285	58.1	9.11	2.477	22672.314

Material Properties

E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	α
2000000	2400	1.2	NA

Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
225	0	5510.7857	11.0216	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.909	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.01	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

L_{ltb}	K_{lb}	C_b
0.01	1	1.001

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.904 =	$0 + 0.895 + 0.009$

Axial Force and Capacities

P_u Force (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)
0	65110.9063	72144

Moments and Capacities

	M_u Moment (kgf-m)	ϕM_n Capacity (kgf-m)	ϕM_n No L _{TBD} (kgf-m)
Major Bending	5510.7857	6156	6156
Minor Bending	11.0216	1254.96	

Shear Design

	V_u Force (kgf)	ϕV_n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	0	18691.2	0
Minor Shear	0	26231.04	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
5389.5214	UDStIS52	5389.5214	UDStIS52

پروژه سازه های فولادی
فصل پنجم

طرایی تیر باعث است دستی

باشد تیری کلی یک تیر عبور انتساب در دو طراز کنیم که در صورتی بده تیر عبور
دکتر را انتخابی نمایم طراز انجامی رفع

برابر طرایی تیر اول: تیر را بعد از دسن محمد A-B انتساب بی کسی (در 2 Story)

۱- این تیر به دلیل اتفاق به سقف، دارای پر جایگزینی نداشت. بهین دلیلی توان نامه بین مردمی

چنین آن (۶۷) بآذک در نظر گرفت.

۲- قدرتی نمایم مقاطعه فشارده هستند و در نهاده نشان خواهیم بود.

۳- با توجه به مورد ۱، حالت کجا بر این تیر برقرار بوده و مقادیت چنین اسی آن از رابطه

$$Z_{33} \text{ نسبت انتساب تیر} = M_n = m_p = F_y Z_{33}$$

$$M_u \leq \varphi_b M_n = 0.9 F_y Z_{33} \Rightarrow Z_{33} \geq \frac{M_u}{0.9 F_y} = \frac{26.83 \times 1.5}{0.9 \times 240} = 1242.13 \text{ cm}^3$$

۴- همان تیر در نظر گیری مقطع انتساب کنیم، اساس مقطع آن بزرگتر از مقدار ۱۲۴۲.۱۳ cm³ باشد

باتوجه به مقاطعی در ریوو، اسنادهای از تیرین قطعی، قطعی، باسوس مقطعی با اسی ۱۳۶۱.۲۵ cm³ است.

۵- مقادیت چنین اسی و طرایی تیر با مقطع PG-W 300X8-F250X15

$$\begin{aligned} L_b < L_p \Rightarrow M_n = m_p = F_y Z_{33} &= 2400 \times 1361.25 = 3267000 \text{ Kg.f.cm} = 32.67 \text{ tonf.m} \\ \Rightarrow \varphi_b M_n = 0.9 \times 32.67 &= 29.4 \text{ tonf.m} \end{aligned}$$

۶- نسبت عرض ابعاد سه دراین تیر بخطیت آن برابر است با:

$$\text{Ratio} = \frac{M_u}{\varphi_b M_n} = \frac{26.83}{29.4} = 0.912$$

هانطوری بروز اتصالات خوب باشیع نمایند زاره را

۷- بروک طایی بر پهونچ این آوار نسبت 11.8 ton f

$$V_u < \varphi_r V_n \quad ; \quad \varphi_r = 0.9 \quad \text{برای مقاطع غیر I شکل نمودار}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_r \quad ; \quad A_w = h t_w + C_r \quad (\text{راهنمای سازمانی طبقه})$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{30}{0.8} < 1.1 \sqrt{\frac{5 \times 2400}{2400}} \Rightarrow 37.5 < 71 \Rightarrow C_r = 1$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times (30 \times 0.8) \times 1.0 = 34560 \text{ Kg f} = 34.56 \text{ ton f}$$

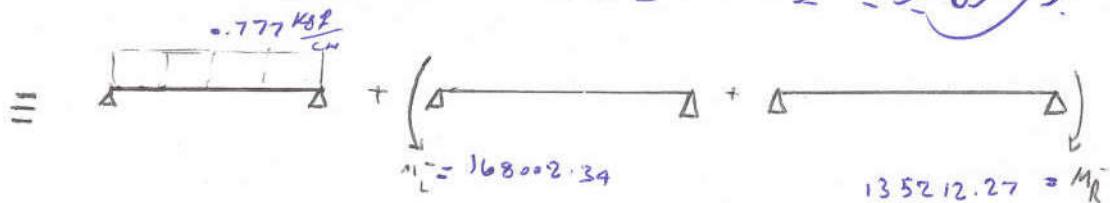
$$\Rightarrow \varphi_r V_n = 0.9 \times 34.56 = 31.1 \text{ ton f}$$

$$\text{Ratio} = \frac{V_u}{\varphi_r V_n} = \frac{11.8}{31.1} = 0.37$$

نطایج خوب نتیج نداشتند

۸- نظریه فشر

بروک کامل متداول ترین بود در تابع $\sigma = \frac{M}{R}$ باز را می باید ذیر استخراج کرد



$$\delta = \frac{52L^4}{384EI} + \frac{m_b L^2}{16EI} + \frac{m_R L^2}{16EI}$$

$$\delta = \frac{5 \times 0.777 \times 500^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 20418.75} + \frac{16.800 - 2.34 \times 500^2}{16 \times 2 \times 10^6 \times 20418.75} + \frac{13.5212.27 \times 500^2}{16 \times 2 \times 10^6 \times 20418.75} = 0.132 < \frac{500}{240} = 2.08$$

نمودار

$$\delta = 0.044 < \Delta_{j,0} = \frac{500}{360} = 1.389$$



روزه سازه های فولادی

برای طراحی تیریق مرال ها تحلیل قبل است سی توضیحات افزایی نیاز نیست؟ تیریق آنس G

ویوی، س ۴۰۵۵ انجا بگذیر و مرال ۸ به عمل مم انجایی صور در ۲ story

طراحی

$$M_u \leq \phi_b M_n = 0.9 F_y Z_{33} \Rightarrow Z_{33} \geq \frac{M_u}{0.9 F_y} = \frac{5.51 \times 10^5}{0.9 \times 24000} = 255.09 \text{ cm}$$

\Rightarrow USE IPE 220
 $Z_{33} = 285 \text{ cm}$

$$L_b < L_p \Rightarrow M_h = F_y Z_{33} \times 24000 \times 285 = 684000 \text{ kgf.cm} = 6.84 \text{ ton f.m}$$

$$\Rightarrow \phi_b M_h = 0.9 \times 6.84 = 6.16 \text{ ton f.m}$$

$$\text{Ratio} = \frac{5.51}{6.16} = 0.894$$

این طراحتی از تعیق خود را با توجه نیازهای دارد

طراحی

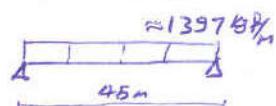
$$V_n \leq \phi_r V_n$$

$$\text{او در اینجا } I_{\text{کل}} \Rightarrow \frac{h}{t_w} = \frac{17.7}{0.59} = 30 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{24000}} = 64.66 \Rightarrow C_v = 1.0, \phi_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 24000 (22 \times 0.59) \times 1 = 18691.2 \text{ kgf} = 18.69 \text{ ton f}$$

$$\Rightarrow \phi_r V_n = 1 \times 18.69 = 18.69 \text{ ton f}$$

$$\text{Ratio} = \frac{0}{18.69} = 0$$



$$\Delta_{\text{نیزد}} = \frac{59 L^4}{384 EI} = \frac{5 \times 13.57 \times 45^4}{384 \times (2 \times 10^5) \times 2772} = 1.34 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{نیزد}} = \frac{L}{240} = \frac{45}{240} = 1.875 > \Delta_{\text{نیزد}} = 1.34$$

$$\text{Ratio} = \frac{1.34}{1.875} = 0.714$$

$$\Delta = \frac{5 \times 4 \times 45^4}{384(2 \times 10^5) \times 2772} \approx 0.3$$

خطای خود را با توجه نیازهای دارد

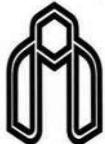
$$\Delta_{\text{نیزد}} = \frac{L}{360} = 1.25 > \Delta_{\text{نیزد}} = 0.3$$

برنده

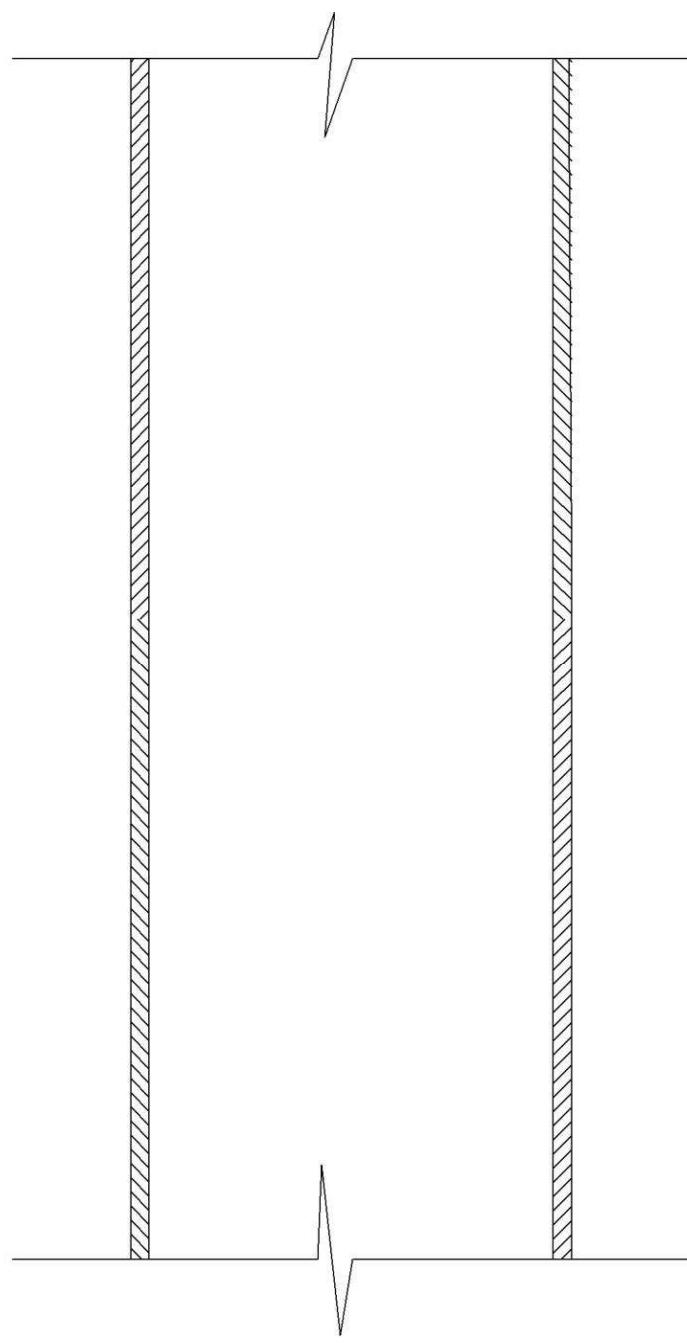
فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی ستون

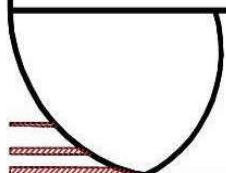


دانش‌آموزی شاپرد



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Columns 1



Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Ground Floor	C49	0	UDStIS32	Intermediate Moment Frame	BOX350X30	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
270.000	0.6	1.0

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
-0.227	-0.007	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	Sds	R	Ω_0	Cd
No	No	Yes	D	1	1	1.05	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_v	Φ_{v-RI}	Φ_{v-T}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm^2)	J (cm^4)	I_{33} (cm^4)	I_{22} (cm^4)	A_{v3} (cm^2)	A_{v2} (cm^2)
420	164616	97405	97405	192	192

Design Properties

S_{33} (cm^3)	S_{22} (cm^3)	Z_{33} (cm^3)	Z_{22} (cm^3)	r_{33} (cm)	r_{22} (cm)	C_w (cm^6)
4751.463	4751.463	5827.5	5827.5	15.229	15.229	

Material Properties

E (kN/cm^2)	f_y (kN/cm^2)	R_y	α
2000000	2400	1.15	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

(ASCE 12.4.3.2(5): $(1.2+0.2 \cdot Sds) \cdot D + 1.0 \cdot L + \Omega_0 \cdot Q_e$)

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
0	-845973	0	0	0	0	0

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)**

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.899	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.899	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0.899	1	1.388

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	(P _r / P _c) + (8/9)(M _{r33} / M _{c33}) + (8/9)(M _{r22} / M _{c22})
0.945 =	0.945 + 0 + 0

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	φP _{nc} Capacity (kgf)	φP _{nt} Capacity (kgf)
845972.9142	895559.2606	907200

Moments and Capacities

	M _u Moment (kgf-m)	φM _n Capacity (kgf-m)	φM _n No L _{TBD} (kgf-m)
Major Bending	0	125874	125874
Minor Bending	0	125874	

Torsion Moment and Capacities

T _u Moment (kgf-m)	T _n Capacity (kgf-m)	φT _n Capacity (kgf-m)
Major Bending	0	125874
0	123259.7305	110933.7575

Shear Design

	V _u Force (kgf)	φV _n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	0	248832	0.014
Minor Shear	0	248832	0.033

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Columns 2

Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Ground Floor	C26	0	UDSfls22	Intermediate Moment Frame	BOX250X15	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
270.000	0.443	1.0

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.485	0.03	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{ds}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	D	1	1	1.05	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_v	Φ_{v-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
150	27914.437	17087.5	17087.5	70.5	70.5

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
1220.536	1220.536	1462.5	1462.5	10.673	10.673	

Material Properties

E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	α
2000000	2400	1.15	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

پروژه سازه های فولادی
فصل پنجم

Location (cm)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
0	-174516	11311.2577	-1271.7278	0	0	-10.3312

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.899	1	1	1	1	0.5
Minor Bending	0.899	1	1	1	1	0.622

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0.899	1	1.953

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	(P _r /P _c) + (8/9)(M _{r33} /M _{c33}) + (8/9)(M _{r22} /M _{c22})
0.907 =	0.553 + 0.318 + 0.036

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	φP _{nc} Capacity (kgf)	φP _{nt} Capacity (kgf)
174516.0547	315592.4042	324000

Moments and Capacities

	M _u Moment (kgf-m)	φM _n Capacity (kgf-m)	φM _n No L _{TBD} (kgf-m)
Major Bending	11311.2577	31590	31590
Minor Bending	1271.7278	31590	

Torsion Moment and Capacities

T _u Moment (kgf-m)	T _n Capacity (kgf-m)	φT _n Capacity (kgf-m)
Major Bending	11311.2577	31590
-10.3312	30149.4663	27134.5197

Shear Design

	V _u Force (kgf)	φV _n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	0	91368	0.058
Minor Shear	0	91368	0.005

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

حرایجی دستی استنفون ها

برای طراحی درست استنفون یک بعد از استنفون ها بجزئیات انتخابی نشیم؛ در انتخاب استنفون ها

ابتدا انتخاب انتخابی نشید که تخت ترکیب باشد درین حالت بجزئیات انتخابی دلخواه انتخاب کنیم که صورتی داشته باشیم و بعد از آن با استنفون های انتخابی نشیم

استنفون انتخابی استنفون ۱- خواهد بود و مطابق آن باشد (روز ۳۵۰×۳۰)

۱- استنفون مادر نظره دار ترکیب بازیگرد انتخاب اوله نیز مرکوز قیاس را بازد ۶۷.۹۷

قدار کوچک است

۲- استنفون با مفعله باس در این مدل استنفون باشد درین ترتیب این استنفون باعث مطلع شده است.

ابتدا انتخاب دفترچه انتخابی (خواهد داشت) این استنفون باس خواهد داشت

$$\lambda_{max} = \frac{KL}{r_{zz}} = \frac{1 \times (270 \times 0.899)}{15.229} = 15.94 \rightarrow \text{Factor: توغیلات در استنفون}$$

- خواهی داشت (K) باید بین آنها از دوین تعلیم مطلع شده باشد اینجا می باشد

- حال استنفون با این این استنفون باست که از

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times (2 \times 10^6)}{15.94^2} = 77687.85 \text{ kg/cm}^2$$

- حل براسن λ_{max} بهتر است که در

$$\lambda_{max} = 15.94 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \rightarrow F_r = [0.658 \left(\frac{F_y}{F_c} \right)] F_y = [0.658 \left(\frac{2400}{77687.85} \right)] \times 2400 = 2369.17 \text{ kg/cm}^2$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



۵- سرعت تحریکی میانگین قدرت نیازی را می‌توان با محاسبه فرمول زیر بدست آورد:

$$\text{C}_{\text{des}} = \frac{\text{P}_n}{F_{\text{cr}}} \cdot \text{C}_{\text{des}}$$

$$\text{P}_n = F_{\text{cr}} \cdot A_g = 2369.17 \times 420 = 995051.4 \text{ kgf} = 995.05 \text{ tonf}$$

۶- مقدار میانگین مقادیر میانگین قدرت نیازی را می‌توان با محاسبه فرمول زیر بدست آورد:

$$\text{C}_{\text{m}} = \text{C}_{\text{des}} \cdot P_n = 0.9 \times 995.05 = 895.55 \text{ tonf}$$

- باقی بقایای در ترکیب برآوردی مقدار میانگین قدرت نیازی را می‌توان با محاسبه فرمول زیر بدست آورد:

$$\text{Ratio} = \frac{\text{P}_{\text{u}}}{\varphi_c \cdot \text{P}_n} = \frac{845.99}{895.55} = 0.945$$

- مقدار میانگین مقادیر میانگین قدرت نیازی را می‌توان با محاسبه فرمول زیر بدست آورد:

برای حصر این فقره نمایندگی میانگین قدرت نیازی را با قریبی با این طبقه می‌توان بدست آورد:

برای مثال در این سقوط درسته با $\text{P}_{\text{u}} = 100$ کنترل $\text{P}_{\text{u}} = \text{PG-W} 250 \times 8 - \text{F} 200 \times 12$

$$\text{L Factor} = \frac{279 - (25 + 1.2 \times 2)}{27} = 0.899$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

پروژه از سه قسم است که در آن می‌توانیم محدوده خود را در محدوده مجاز قرار داد.



(Base) $b_{33} = 250 \times 15$

پروژه از سه قسم است که در آن می‌توانیم محدوده خود را در محدوده مجاز قرار داد.

$$P_u = -174.51 \text{ ton f} \rightarrow M_{u_{33}} = 11.31 \text{ ton f.m}, M_{u_{22}} = -1.27 \text{ ton f.m}$$

$$I_g = \frac{KL}{mn} = \frac{IK(270 \times 0.899)}{10 \cdot 673} = 22.74$$

Clear Margin of Safety

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (20 \times 10^5)}{22.74^2} = 38172.34 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\lambda_{max} = 22.74 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \Rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \left(\frac{F_y}{F_E} \right) \right] F_y = \left[0.658 \left(\frac{2400}{38172.34} \right) \right] \times 2400 =$$

$$F_{cr} = 2337.67 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_h = F_{cr} A_g = 2337.67 \times 150 = 350650.5 \text{ kgf} = 350.65 \text{ ton f}$$

$$P_c = \varphi_c P_h = 0.9 \times 350.65 = 315.58$$

Clear Margin of Safety

$$M_n = M_p = F_y \Rightarrow M_{n_{33}} = F_y \cdot Z_{33} = 2400 \times 1462.5 = 3510000 \text{ kgf.cm} = 35.1 \text{ ton f.m}$$

$$M_{n_{22}} = M_{n_{33}} = 35.1 \Rightarrow M_{c_{33}} = M_{c_{22}} = 0.9 \times 35.1 = 31.59$$

Clear Ratio

محدوده خود را در محدوده مجاز قرار داده و محدوده خود را در محدوده مجاز قرار داده (ندرست)

نحوی / عرضی (و اندکی بزرگتر) / Clear Ratio

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

نیروی خودکار می‌باشد: $P_u = 174.51 \text{ tonf}_g$ / میزان مقاومت: $\varphi_c P_n = 315.58 \text{ tonf}_m$

نمودار نیروی خودکار می‌باشد: $M_{u33} = 11.31 \text{ tonf.m}$ / میزان مقاومت: $\varphi_b M_{n33} = 31.59 \text{ tonf.m}$

نمودار نیروی خودکار می‌باشد: $M_{u22} = 1.27 \text{ tonf.m}$ / میزان مقاومت: $\varphi_b M_{n22} = 31.59 \text{ tonf.m}$

از اینجا در تحلیل نیروی خودکار باید نسبت نیروی خودکار می‌باشد:

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{P_u}{\varphi_c P_n} = \frac{174.51}{315.58} = 0.553 > 0.2 \Rightarrow \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u33}}{M_{c33}} + \frac{M_{u22}}{M_{c22}} \right) \text{ نسبت نیروی خودکار}$$

$$\begin{cases} x \rightarrow 33 \\ y \rightarrow 22 \end{cases} \quad \text{Ratio} = \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{u33}}{M_{c33}} + \frac{M_{u22}}{M_{c22}} \right)$$

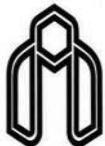
$$= \frac{174.51}{315.58} + \frac{8}{9} \left(\frac{11.31}{31.59} + \frac{1.27}{31.59} \right) = 0.907$$

نسبت نیروی خودکار (Ratio) چه معنی دارد -

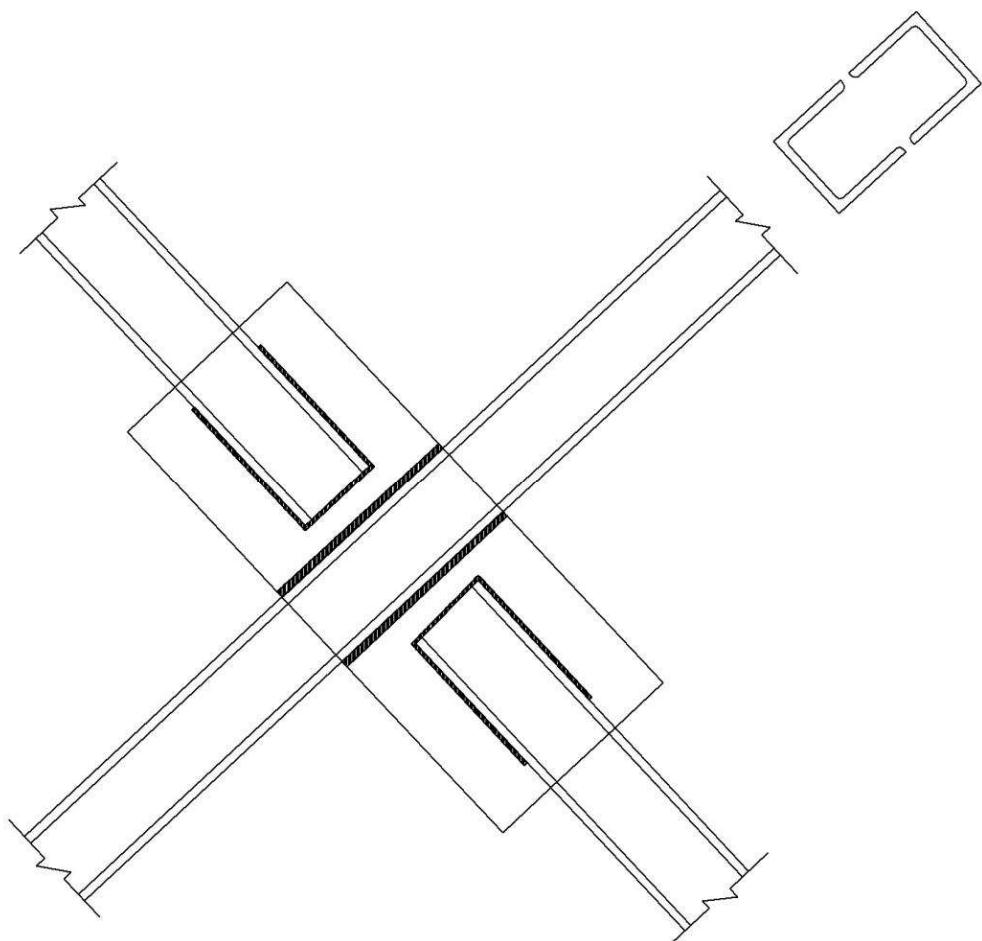
فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی مهاربند



دانشجویان عمران



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Brace 1



Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	D21	256.125	UDStlS35	Intermediate Moment Frame	2UPN120(D10)	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
512.250	1	1.05

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.62	0.442	0.942169	0.8	0.753735

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{ds}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	D	1	1	1.05	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_v	Φ_{v-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
33.96	7.678	728.2	744.343	19.8	16.8

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
121.367	124.057	149.38	149.492	4.631	4.682	5351.013

Section Properties --- Unsymmetric Sections

I _{xy} (cm ⁴)	I _{max} (cm ⁴)	I _{min} (cm ⁴)	S _{max} (cm ³)	S _{min} (cm ³)	r _{max} (cm)	r _{min} (cm)	α (deg)
0	744.343	728.2	124.057	121.367	4.682	4.631	90

Material Properties

E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	α
2000000	2400	1.2	90

Stress Check forces and Moments

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

Location (cm)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
256.125	-50552.0563	11.389	-4.5209	28.7195	-2.0067	0

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)**

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.5	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.7	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
1	1	1.456

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	(P _r / P _c) + (8/9)(M _{r33} / M _{c33}) + (8/9)(M _{r22} / M _{c22})
0.933 =	0.929 + 0.003 + 0.001

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	φP _{nc} Capacity (kgf)	φP _{nt} Capacity (kgf)
50552.0563	54421.7943	73353.6

Moments and Capacities

	M _u Moment (kgf-m)	φM _n Capacity (kgf-m)	φM _n No L _{TBD} (kgf-m)
Major Bending	11.389	3226.608	3226.608
Minor Bending	4.5209	3229.0255	

Shear Design

	V _u Force (kgf)	φV _n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	28.7195	21772.8	0.001
Minor Shear	2.0067	25660.8	7.82E-05

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
-50612.1981	UDStIS52	-50355.2882	UDStIS52

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Brace 2

Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	D4	276.089	UDStlS29	Intermediate Moment Frame	2UPN120(D10)	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
552.178	1	1.05

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.604	0.501	0.95649	0.8	0.765192

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{ds}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	D	1	1	1.05	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_v	Φ_{v-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
33.96	7.678	728.2	744.343	19.8	16.8

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
121.367	124.057	149.38	149.492	4.631	4.682	5351.013

Section Properties --- Unsymmetric Sections

I _{xy} (cm ⁴)	I _{max} (cm ⁴)	I _{min} (cm ⁴)	S _{max} (cm ³)	S _{min} (cm ³)	r _{max} (cm)	r _{min} (cm)	α (deg)
0	744.343	728.2	124.057	121.367	4.682	4.631	90

Material Properties

E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	α
2000000	2400	1.2	90

Stress Check forces and Moments

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

--	--	--	--

<tbl_r cells="4" ix="1" maxcspan="1" maxrspan="1"

Location (cm)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
276.089	-49252.4571	5.7856	-2.3306	37.584	3.1949	0

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)**

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.5	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.7	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
1	1	1.404

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	(P _r / P _c) + (8/9)(M _{r33} / M _{c33}) + (8/9)(M _{r22} / M _{c22})
0.952 =	0.95 + 0.002 + 0.001

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	φP _{nc} Capacity (kgf)	φP _{nt} Capacity (kgf)
49252.4571	51853.0295	73353.6

Moments and Capacities

	M _u Moment (kgf-m)	φM _n Capacity (kgf-m)	φM _n No L _{TBD} (kgf-m)
Major Bending	5.7856	3226.608	3226.608
Minor Bending	2.3306	3229.0255	

Shear Design

	V _u Force (kgf)	φV _n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	37.584	21772.8	0.002
Minor Shear	3.1949	25660.8	1.245E-04

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
-49312.5989	UDStIS52	-49030.6705	UDStIS52

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



ظرایحی داشتی مبارزند
کسر از مارینگلر در جزو سه است انتساب می‌شود طبق انجامات

مارینگلی تحریر نهار سازه است و بین A-6 و A-7 قرار دارد و در صنعت

$P_u = 50.55 \text{ kN}$ قرار دارد انتساب می‌شود مقطع (D10) UPN120 باشد

۱- در نجاه مقطع در میان متران بود و علت فساد است، احتمال ایجاد میان متران در مقطع و وجود مطر

باید وقت تحریر بتسه می‌شود - میان متران وقتی حدال است در مقطع دارای بیشترین فساد می‌باشد

۲- این مسأله فساد نهاده از مسأله میان متران می‌باشد

$$\lambda_{33} = \frac{KL}{r_{22}} = \frac{1 \times (0.5 \times 512.25)}{4.631} = 55.3$$

$$\Rightarrow I_{max} = 76.58 \Rightarrow F_c = \frac{\pi^2 E}{I_{max}} = \frac{\pi^2 (2 \times 1.0)}{76.58^2} = 3365.88 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_{max} = 76.58 \times 4.71 \sqrt{\frac{F_y}{F_g}} = 135.97 \Rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_E} \right] F_g = \left[0.658 \frac{2400}{3365.88} \right] 2400 =$$

$$F_{cr} = 1780.73 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

تجهیز: براساس نرد (۱۰-۴-۳) عیوب ۱۰ درصدی میان متران بوده اند

از طرف نظر معتبرانه در

- در مقطع بعد از متران میان متران باید میان متران باید میان متران

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2 + GJ} \right] \left(\frac{1}{I_{x_0} + I_g} \right) = \left[\frac{\pi^2 \times (2 \times 1.0) \times 5351.01}{(1 \times 512.25)^2 + 769230.76 \times 7.67} \right] \times$$

$$\left(\frac{1}{728.2 + 744.34} \right) = 7853.23 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$G = \frac{E \times 2 \times 1.0}{2(1+\nu)}$$

در این مقدار F_{cr}

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

$$\frac{F_y}{F_c} = \frac{2400}{7853.23} = 0.3 < 2.25 \Rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_c} \right] F_y = \left[0.658 \frac{2400}{7853.23} \right] \times 2400 =$$

$$F_{cr} = 2111.83 \text{ kgf/cm}^2$$



دانشگاه شهرورد

- ۴- سازه از افزار مهندسی ایجاد شده مقدار پیش گفته را دارد و در اینجا طرزتی
که در اینجا مذکور شد تراکمی اند

$$F_{cr} = \min [(F_{cr})_{\text{آهن}} , (F_{cr})_{\text{کسر}}] = \min [2111.83 , 1780.73] = 1780.73 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 1780.73 \times 33.96 = 60473.59 \text{ kgf} = 60.47 \text{ tonf}$$

$$\Rightarrow \varphi_c P_n = 0.9 \times 60.47 = 54.42 \text{ tonf}$$

$$\text{Ratio} = \frac{P_u}{\varphi_c P_n} = \frac{50.55}{54.42} = 0.928$$

- ۵- حالی که این نسبت برابر باشد مقدار پیش گفته اند

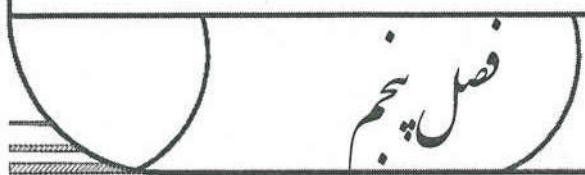
- این نسبت برابر باشد با این نسبت که از این نسبت مقدار افزار مهندسی ایجاد شده درست است (۰.۹۳۳) - این نسبت برابر باشد با این نسبت مقدار افزار مهندسی شده از این نسبت متفق است (۰.۹۰۴)

- براساس نسبت (۰.۹۰۴) مقدار افزار مهندسی که باید ایجاد شود در اینجا مذکور شده است (۰.۹۳۳) - این نسبت برابر باشد با این نسبت که از این نسبت مقدار افزار مهندسی ایجاد شده درست است (۰.۹۰۴)

$$\varphi_b P_n = 0.9 F_y A_g = 0.9 \times 2400 \times 33.96 = 73353.6 \text{ kgf} = 73.35 \text{ tonf}$$

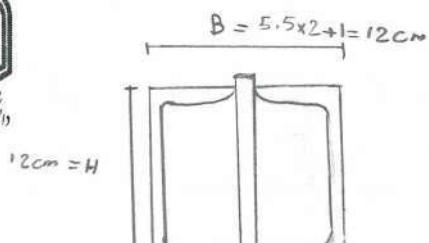
فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



۳- بیر تئین طریق ساخته می شوند، باشد اینا خوب است که در این مورد این مذکور است

سینه از جدول ۱-۲-۱۱ تئین کشیده می شوند و مفاسعه دلخواه خواهند



$$U = 1 - \frac{\bar{u}}{L} \Rightarrow \bar{u} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$$

طول انتقال حیوی ناردنی به دل انتقال

حال بیان نموده از مورد استفاده خواهد
محبوبه ای این با خرض ۲۰۰م مدل خوش انتقال نادارندگان

به صورت زیر مقدار خوبی که می باید باشد

$$\bar{u} = \frac{12^2 + 2 \times 12 \times 12}{4 \times (12+12)} = 4.5 \text{ cm} \quad U = 1 - \frac{\bar{u}}{L} = 1 - \frac{4.5}{20} = 0.775$$

- توانایی انتقال می رفته به درق می باشد که این آنست: مقدار دلخیوه مورد برداشتن سمعی است، با این حال

حول خوش انتقال می باشد ۴۰-۴۰ این داشتن عرض ۲۰cm در اینجا علاوه بر اینکه مقدار انتقال ندارد، مادر دارد این

در اینجا نمودار از قدر و این است: دوچون عکس این نمودار را بگذرانید می بینید که این آنست

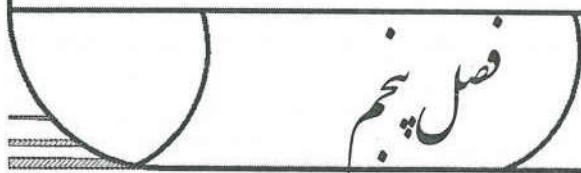
- حمل می توان طریق کمی مقطع علت می باشد که در اینجا بود

$$\varphi_b P_n = 0.75 F_u A_c = 0.75 \times 3720 \times 0.775 \times 33.96 = 73035.22 \text{ kgf} = 73.03 \text{ tonf}$$

۵- خودنیت سمعی مطلع، حمل مقدار نیز است، نیز ۷۳.۰۳ tonf

$$\text{Ratio} = \frac{P_u}{\varphi_b P_n} = \frac{50.55}{73.03} = 0.692$$

در اینجا قدر انتقال سمعی به کمیت ۰.۶۹۲



پروژه سازه های فولادی



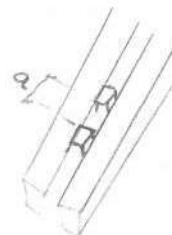
طریق انتقال حرارتی
در همارینه از قدر دارای سرعت انتقال اکثر است اما در اینجا انتقال محدود است که
یعنی وقتی که انتقال از قدر داده شود نتیجه ایجاد نمی شود. همچنین در اینجا محدود نمی شود

در اینجا سمعانه انتقال حرارتی از عالد و نیز سرعت انتقال حرارتی را می بینیم که در اینجا محدود است

$$\frac{a}{r_i} \leq \frac{3}{4} l_{max}$$

نمایین لقمه

نمایین که این سمعانه انتقال حرارتی است



$$a \leq \frac{3}{4} l_{max} r_i = \frac{3}{4} \times 96.58 \times 1.59 = 91.32 \text{ cm}$$

در حالتی که ناریم

برای این سمعانه انتقال حرارتی محدود است. مثلاً این نتیجه دارد و براساس نیاز اینها و عرق محدود عابدی نمود
با قسمی به عنوان همارینه ۱۲۰cm است، ارتفاع لقمه $12+3=15 \text{ cm}$ در تقدیر نتیجه سعدی لقمه محدود است
۱.۵cm بیشتر نیست بلطفاً حسنه را بخواهیم و عرض ۱۵cm خواهد بود ۱۵cm نتیجه نیز نیست

لقمه مارکوز PL ۱۵۰x۵۰x۱۰ @ ۹۰cm C/C

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

دانشگاه علم و صنعت ایران

سریر طلب اینجا می‌زنیم

لیست طبقه ۱ جدید G-5، G-4

$$P_u = 449.25 \text{ kN}$$

قطع ۲۰ PN ۱۲۰ (D ۱۰)

$$I_{33} = \frac{KL}{r_{33}} = \frac{1(552.178 \times 0.5)}{4.631} = 59.62$$

$$I_{22} = \frac{KL}{r_{22}} = \frac{1(552.178 \times 0.7)}{4.632} = 82.55 \Rightarrow I_{\max} = 82.55 \Rightarrow F_c = \frac{\pi^2 E}{l^2} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^6)}{82.55^2} = 2896.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{\min} = 82.55 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \Rightarrow F_c = [0.658 \frac{F_y}{E}] F_y = [0.658 \frac{2400}{2896.65}] \times 2400 =$$

$$F_c = 1696.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G J \right] \left(\frac{1}{I_m + I_y} \right) = \left[\frac{\pi^2 (2 \times 10^6) \times 5351.01}{(1 \times 552.178)^2} + 769230.76 \times 7.67 \right] \times$$

$$\left(\frac{1}{728.2 + 744.34} \right) = 4241.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_c} = \frac{2400}{4241.94} = 0.56 < 2.25 \rightarrow F_c = \left[0.658 \frac{F_y}{E} \right] F_y = \left[0.658 \frac{2400}{4241.94} \right] \times 2400 = 1893.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = \min \{ 1893.94, 1696.69 \} = 1696.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_c A_g = 1696.69 \times 33.96 = 57619.59 \text{ kgf} = 57.62 \text{ tonf} \Rightarrow \phi_c P_n = 0.9 \times 57.62 = 51.85 \text{ tonf}$$

$$\text{Ratio} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.949$$

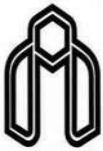
تفصیلات ماده ۷۱ و انتقال مطابقت با استاندار ایرانی در (0.95 ± 0.002)

فصل پنجم

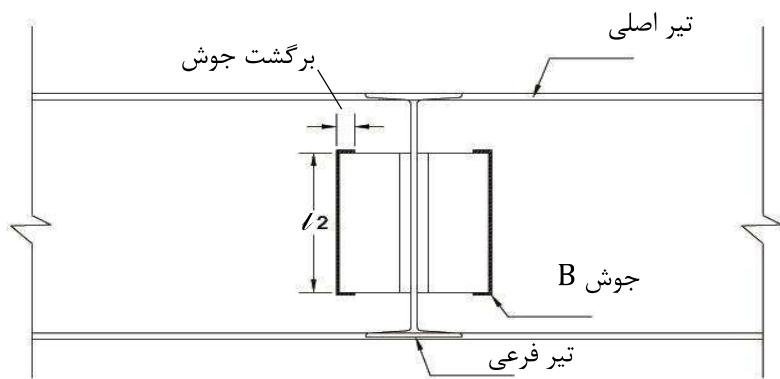
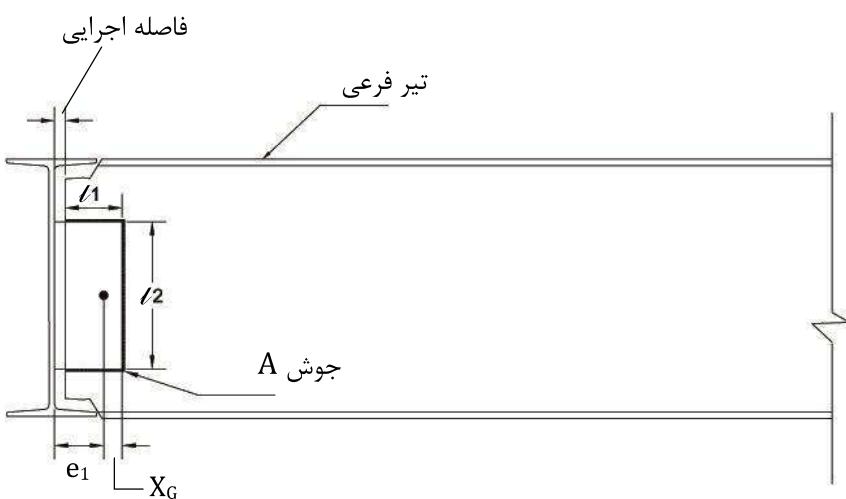
بروژه سازه های فولادی

اتصال مفصلی با جفت نبشی جان

(اتصال تیر به تیر)



دانشکده فنی شاهرو



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی اتصالات

طراحی اتصال بافت نیم جان

این نزدیک اتصالات در سازه های نورافزار آشناست که قدرت پهلوی را با این اتصالات کاهش داده و این اتصالات معمولاً تردد پروردگار مجدد طبقات انتقالی نیز برآورده شوند از نایاب انسان خودی بحسب کار

$$V_u = 3643.54 \text{ kN}$$

IPE 200

$$R_u \leq R_n \times \varphi = 1 \times R_n = 0.6 f_y A g_i r^2$$

$$(h - 2c)_{IPE 200} = 15.9 \text{ cm} \Rightarrow L_2 = 15 \text{ cm}$$

۱- انصراف اعانتی اتصال

$$V_u \leq \varphi V_n \Rightarrow 3643.54 \leq 0.6 \times 2400 \times 2 \times t \times 15 \Rightarrow t \geq 0.084$$

$$\text{usc } L 80 \times 80 \times 8 \rightarrow V_u = 34560 > 3643.54$$

۲- طراحی حوس A (چون متحمل به تنشی)

حوس A اتصال نیمی بجهان تغیر کامپرسیون است از این نظر این اتصال نیمی کاربرد ندارد
 $T_u = V_u \cdot C_1$
 واردی سعد. این دلیل این است که حوس A متناسب خواهد بود درین انتقال با این اتصال مخصوصاً ایجاد نیزه

$$l_1 = b - \frac{t}{2} = 8 - 1 = 7 \text{ cm}$$

$$x_G = \frac{l_1^2}{2l_1 + l_2} = \frac{7^2}{14 + 15} = 1.69 \text{ cm}$$

$$e_1 = b - x_G = 8 - 1.69 = 6.31 \text{ cm}$$

$$P'_y = \frac{V_u}{2(2l_1 + l_2)} = \frac{3643.5}{2(14 + 15)} = 62.82 \text{ kN/cm}$$

بسیار ناشی از نیزه

به دلیل انتقال از
نیزه

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

رسانی کنار پیوسته از روایت رئیس عالیه دانشگاه

$$T_u = V_u \cdot C_i = 3643.54 \times 6.31 = 22990.74 \text{ kgf.cm}$$

$$Y = \frac{l_2}{2} = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm}$$

$$X = l_1 - x_G = 7 - 1.69 = 5.31 \text{ cm}$$

$$I_p = \frac{8l_1^3 + 6l_1 l_2^2 + l_2^3}{12} - \frac{l_1^4}{2l_1 + l_2} = \frac{8 \times 7^3 + 6 \times 7 \times 15^2 + 15^3}{12} - \frac{7^4}{2 \times 7 + 15} = 1214.62 \text{ cm}^3$$

$$f_x'' = \frac{T_u \cdot Y}{2 I_p} = \frac{22990.74 \times 7.5}{2 \times 1214.62} = 70.98 \text{ kgf/cm}$$

$$f_y'' = \frac{T_u X}{2 I_p} = \frac{22990.74 \times 5.31}{2 \times 1214.62} = 50.25 \text{ kgf/cm}$$

رسانی کنار پیوسته نویق، بزرگ بردار برآمده سلس ها که از جمع بردار سلس های افقی و پرس تعمیمی می شوند

$$f_r = \sqrt{f_x''^2 + (f_y'' + f_g')^2} = 133.5 \leq \varphi R_n \quad \text{زیر بودستی آردن:}$$

$$70.98 \quad \downarrow \quad 62.82 \quad \downarrow \quad 50.25 \quad \downarrow \quad \varphi = 0.75, R_n = \beta F_{n_w} A_{w_e}$$

$$F_{ue} = 4200 \text{ kgf/cm}_2 : E 60 \text{ GPa} \quad F_{n_w} = 0.6 F_{ue} \quad \leftarrow \quad F_{n_w}: \text{لس افقی خلر جوش}$$

$$0.707 a = A_{w_e} \quad \text{بعد شکلی جوش: A}_{w_e}$$

$$\beta: \text{ضد بی بزرگی جوش با قرض نرخی} = 0.75$$

$$f_r \leq \varphi_n R_n = \varphi_n \beta F_{n_w} A_{w_e} =$$

$$\Rightarrow 133.5 \leq 0.75 (0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 a) \Rightarrow a \geq 0.133 \text{ cm} \quad \text{در نهایت مقدار بعد چون:}$$

این تعداد را باید احقره چنین سطح پیوسته داشت و لنتنر سازه در اداره انجمن خواهد شد.

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

این نتیجه بجهوی مایل با خاطر خواهد بود که سینه سه ترکیب داشت



دانشگاه علم و صنعت ایران

حدائق بجهوی: تابع خاصت قطعه نازل
 $t_w = 5.6 \text{ mm}$
 $t = 8 \text{ mm}$
IPE 200
L 80x8

نیاز به خاصت قطعه نازل باشد (5.6 mm)
حدائق بجهوی:
برای خاصت از سه لایه برای صفت تحریر در پرسیده 6 mm در فرمت متن
برای خاصت از سه لایه برای صفت تحریر در پرسیده 6 mm در فرمت متن

$$t_{min} = 5.6 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 3 \text{ mm} \rightarrow \text{use } a = 3 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 6 \text{ mm}$$

طرای جوی

طرای این جوی از دویں مختلف جوانتر استادی شد جویست برای خاص و سیمی می باشد

$$\bar{x} = \frac{2 \times 6 \times 3}{27} = 1.33$$

$$M = 3643.54 r(6.31) = 22990.74 \text{ kNm}$$

$$T = \frac{3643.54}{2} \times (8 - 1.33) = 12151.2 \text{ kNm}$$

$$A_w = 4 \times 6 + 2 \times 15 = 54 \text{ cm}^2$$

$$I_w = 2 \times \frac{15^3}{12} + 2 \times 4 \times 7.5^2 = 1912.5 \text{ cm}^4$$

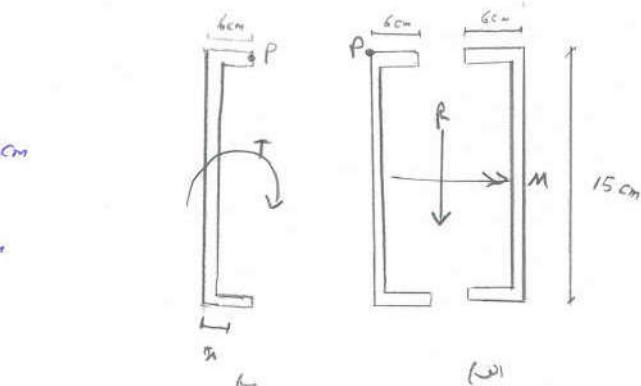
$$J_w = I_w + \bar{x}^2 = \frac{1912.5}{2} + \frac{2}{3} (1.33^3 + 4 \times 6.7^3) + 15 \times 1.33^2 = 1052.25 \text{ cm}^4$$

$$P_{uvs} = \frac{3643.54}{54} = 67.47 \text{ kN/cm}$$

$$f_{ut} = \frac{22990.74 \times 7.5}{1912.5} = 90.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{urn} = \frac{12151.2 \times 7.5}{1052.25} = 86.6 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ury} = \frac{12151.2 \times 4.67}{1052.25} = 53.93 \text{ kN/cm}^2$$



$$P_{ur} = \sqrt{(67.47 + 53.93)^2 + 90.15^2 + 86.6^2} = 174.25 \text{ kN/cm}^2$$

فصل پنجم

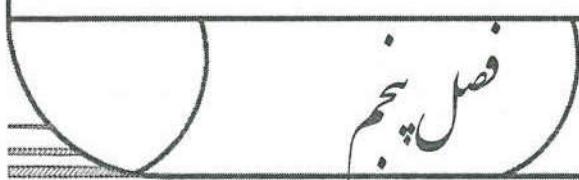
پروژه سازه های فولادی

$$P_r \leq P_n R_n$$

$$174.25 \leq 0.75 (-75 + 0.6 \times 4200 \times 0.707\alpha) \Rightarrow \alpha \geq 0.174 \text{ cm}$$

USC $\alpha = 3 \text{ mm}$

با قیم بحدود حاصل شده



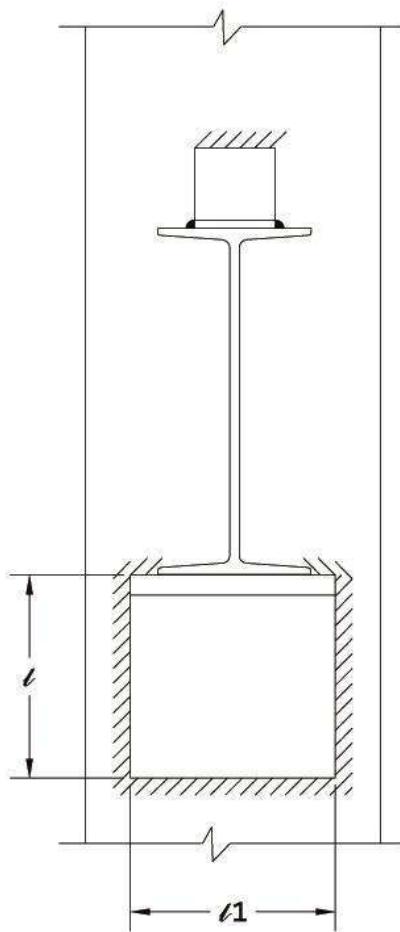
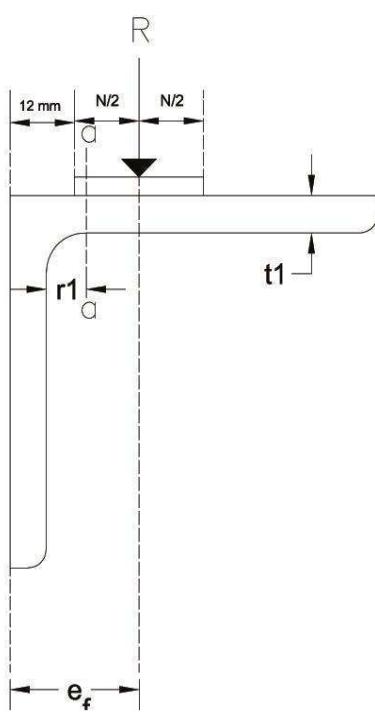
فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

اتصال مفصلی با استفاده از نبشی

نشیمن

(اتصال تیر به ستون)



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

مکانیک آنالیز مهندسی سازه های سازه ای

برای توان برآورده شدن بارهای ایستاده از این اتفاق استفاده کنید

با این توجه خواهید بود که از این اتفاق در میزان اطمینان

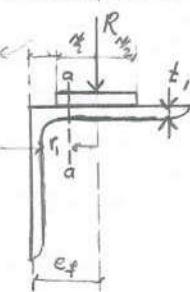
$$\begin{cases} R_u = 11906.9 \text{ kN} \\ \text{Beam: IPE 300} \\ \text{con: B0x300x301} \end{cases}$$

1- محاسبه N براساس تسلیم میزان

طبق میزان داشتن نیز $R_n = F_{yw} t_w (2.5K + N)$

$$R_u \leq \varphi R_n \cdot \varphi = 1 \cdot R_n = F_{yw} t_w (2.5K + N) \rightarrow 0.71 \times 2400 \times 0.71 (2.5 \times 2.57 + N) \Rightarrow N \geq 0.56 \times K = 2.57 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 11906.9 \leq 1 \times 2400 \times 0.71 (2.5 \times 2.57 + N) \Rightarrow N \geq 0.56 \times K = 2.57 \text{ cm}$$



$$N = K = 2.57$$

2- محاسبه N براساس عرضی

در اینجا عرضی کنیم $\frac{N}{d} \leq 0.2$ در اینجا کنیم

$$R_u \leq \varphi R_n \Rightarrow R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{3N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{e_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_w}{t_w}}$$

$$11906.9 \leq 0.75 \times 0.4 \times 0.71^2 \left[1 + \left(\frac{3N}{30} \right) \left(\frac{0.71}{10.7} \right)^{1.5} \right] \times \sqrt{\frac{2400 \times 2400 \times 1.07}{0.71}} \Rightarrow N \geq -1.37 \text{ cm}$$

پس از رایج کردن استناده کنیم

$$11906.9 \leq 0.75 \times 0.4 \times 0.71^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{30} - 0.2 \right) \left(\frac{0.71}{10.7} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2400 \times 2400 \times 1.07}{0.71}}$$

$$\Rightarrow N \geq 0.47 \times K \Rightarrow N = K = 2.57 \text{ cm}$$

$$\frac{2.57}{30} = 0.085 < 0.2 \checkmark \Rightarrow R_n = 13854.25 > R_u = 11906.9$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

۱۷۱ نکته مخصوص بجزئی بسته ترددی

$$M_i = R_u \left(\frac{N}{2} + 1.2 - t_1, r_i \right)$$

$$M_{tu} \leq \rho M_n \cdot \varphi = 0.9 \cdot M_n = 2 F_y = \frac{L_1 t_1^2}{4} F_y$$

نحوه ای که در آن از این سند استفاده شود

$$M_{tu} = 11906.9 \times \left(\frac{2.57}{2} + 1.2 - 1 - 1.2 \right) = 3393.47$$

$$3393.47 \leq 0.9 \times \frac{L_1 t_1^2}{4} \times 2400 \Rightarrow L_1 = 6.28 \rightarrow \text{use } L_1 = 8 \text{ cm}$$

$$b_f + 3\text{cm} = 15 + 3 = 18 \text{cm} \Rightarrow \text{use } 20 \text{cm}$$

مقابل با این مطالعه:

بنابراین از شکل زیرین داده شده از این طبقه خارج شود و برای سی فوتی L60x6 بذرجهای از ۶۰x۶ از طبقه خارج شود

در این حیثیت مطالعه پذیرفته شد

طرایی جوس اتصال سی بمالسته

$$A_w = 2 \times 205 + 2 \times 10 + 20 = 45 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{5 \times 10 + 2 \times 10 \times 5}{45} = 3.33 \text{ cm}$$

$$I_w = 20 \times 3.33^2 + 5 \times (10 - 3.33)^2 + \frac{2}{3} (3.33^3 + 6.67^3) = 661 \text{ cm}^4$$

$$C_f = \frac{N}{2} + 1.2 = \frac{2.57}{2} + 1.2 = 2.485$$

$$\{ R_u = 11906.9 \text{ kgf}$$

$$M_{zu} = 11906.9 \times C_f = 11906.9 \times 2.485 = 29583.65 \text{ kgf cm}$$

$$P_{ur} = \frac{11906.9}{45} = 264.6 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{and} \quad f_{ut} = \frac{29583.65 \times 6.67}{661} = 298.6 \text{ kgf/cm}^2$$

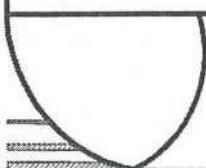
$$P_{ur} = \sqrt{264.6^2 + 298.6^2} = 398.97 \text{ kgf/cm}^2 \leq \rho R_n$$

$$398.97 \leq 0.75 \times (0.75 \times 0.6 + 420 + 0.701 \alpha) \Rightarrow \alpha = 0.4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{use } \alpha = 5 \text{ mm}$$

پروژه سازه های فولادی

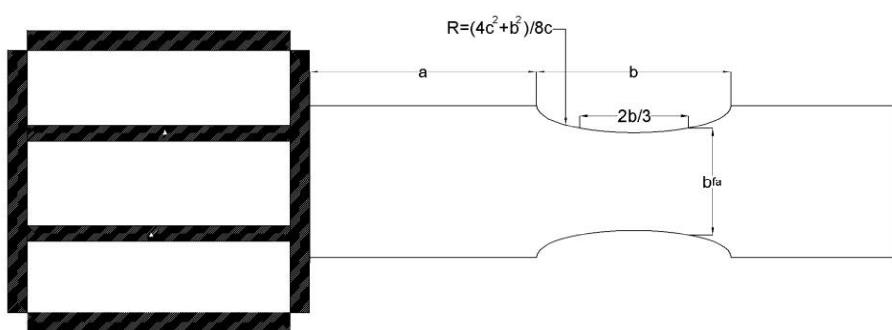
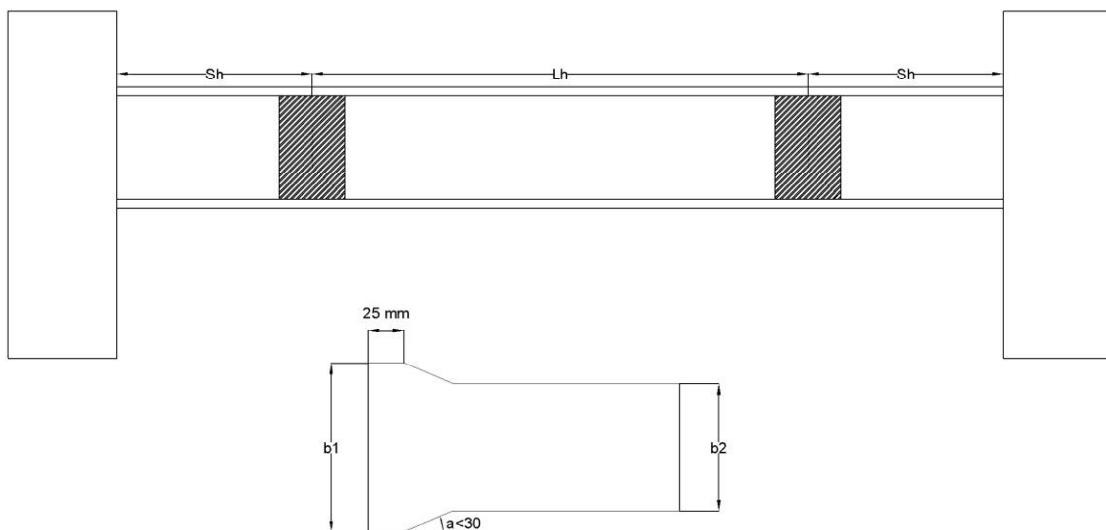
فصل پنجم



اتصال گیردار تیر به ستون

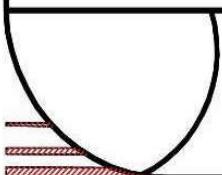


دانشگاهی شاپرد



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



طراحی آنالیز خودکار با مفهوم حداکثر بارگذاری

در دستور آنالیز خودکار با مفهوم حداکثر بارگذاری در نمایه جداول آنالیز خودکار به صورت
انتهایی برآورده شد. منفع آن است که سایر وسایل آنالیزی مبتنی بر انتهایی تحلیل خاصیت آن را در دستور
آنالیزات RBS در پنجه ایجاد کردند که عرضه می‌شوند، در حدود مقدرات آنالیزات

پس زیرینه تابعی می‌شوند
برای فرایند می‌کنند که از تغییرات اثراورانست انتسابی سیروتا طراحی برآوران (نمایه) بر

beam: PG-W350X8-F250X30 Story 2 در GDF زیر دارچور ۷ بین ۲ در

col: B30x350x30: $\frac{M}{M_{cr}} = \frac{\text{مقادیر یافته شده}}{\text{مقادیر معمولی}} = 1$

$$0.5 b_f \leq a \leq 0.75 b_f \Rightarrow 12.5 \leq a \leq 18.75 \xrightarrow{\text{use}} a = 15 \text{ cm}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \Rightarrow 26.65 \leq b \leq 34.85 \xrightarrow{\text{use}} b = 30 \text{ cm}$$

$$0.1 b_f \leq c \leq 0.25 b_f \Rightarrow 2.5 \leq c \leq 6.25 \xrightarrow{\text{use}} c = 4 \text{ cm}$$

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \Rightarrow R = \frac{4 \times 4^2 + 30^2}{8 \times 4} = 30.125 \text{ cm}$$

$$Z_{RBS} = Z_R - 2c \times t_f (d - t_f) \Rightarrow Z_{RBS} = 30.95 - 2 \times 4 \times 3 \times 3.5 = 2250 \text{ cm}^3$$

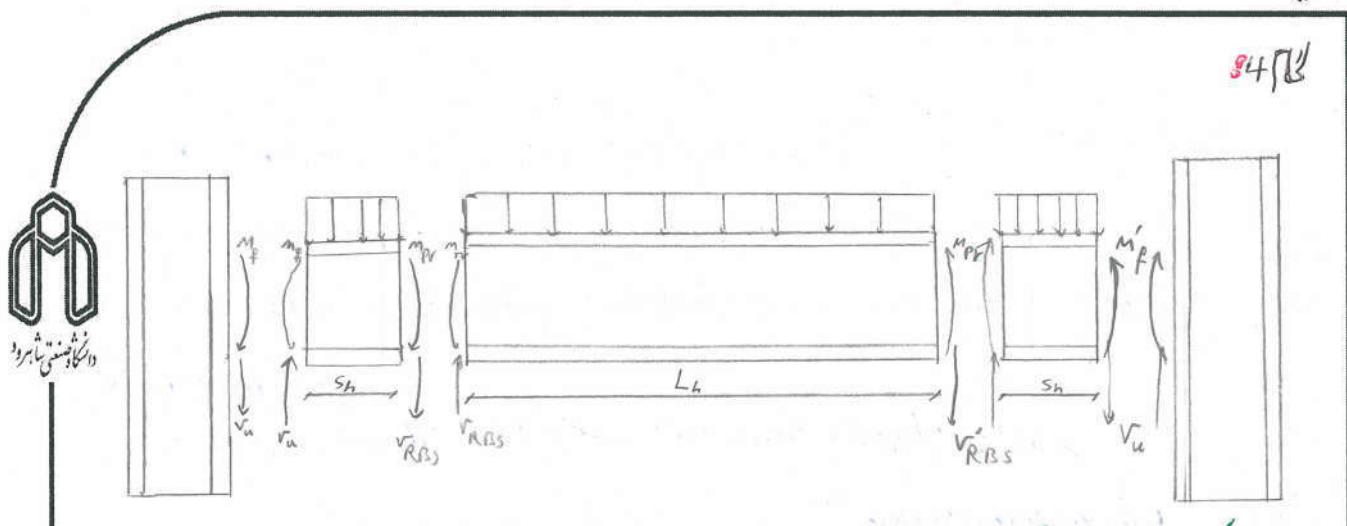
$$C_{PR} = \frac{2400 + 3700}{2 \times 2400} = 1.27 \xrightarrow{\text{use}} C_{PR} = 1.2$$

$$M_{PR} = C_{PR} R_y F_y Z_{RBS} = 1.2 \times 1.15 \times 2400 \times 2250 = 7452000 \text{ kgf.cm}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی





مقدار از پایه تا سطح زیرین

$$s'_h = \frac{d}{2} + a + \frac{b}{2} = \frac{35}{2} + 15 + \frac{30}{2} = 47.5 \text{ cm}$$

$$l_h = 400 - 2 \times 7.5 = 305 \text{ cm}$$

مقدار از سطح زیرین تا سطح سقف

مقدار از سطح زیرین تا سطح سقف

$$V_{Pr} = \frac{2 M_{Pr}}{L_h} = \frac{2 \times 7452000}{305} = 48865.57 \text{ kgf}$$

مقدار از سطح زیرین تا سطح سقف

$$w_u = 1.2 D + 1.6 L = (1.2 \times 679.73 + 1.6 \times 0) = 815.67 \text{ kgf/m}$$

$$V_{g-PH} = \frac{w_u v L_h}{2} = \frac{815.67 \times 305}{2} = 1243.9$$

مقدار از سطح زیرین تا سطح سقف

$$V_{RBs} \approx V_{Pr} + V_{g-PH} = 50109.47 \text{ kgf} \Rightarrow$$

$$V_{RBs} = V_{Pr} - V_{g-PH} = 47621.66 \text{ kgf}$$

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

(M_f) عاشه / حداکثر محتل درجه سلسی (M_f)

عده خالمه از دسته محتل می باشد

$$S_h = a + \frac{b}{2} = 15 + \frac{30}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$M_f = M_{PF} + V_{RB5} \times S_h = 7452000 + 50109.47 \times 30 = 8355284.1 \text{ kgf.cm} \approx 8355284 \text{ kgf}$$

$$M_f' = 7452000 + V_{RD5} = 8280649.8 \approx 8280649.8 \text{ kgf}$$

(M_{pe}) عاشه / حداکثر محتل درجه سلسی (M_{pe})

$$M_{pe} = R_g F_y Z_c = 1.15 \times 2400 \times 3095 = 8542200 \text{ kgf.cm}$$

$$M_f \leq M_{pe} \Rightarrow 83.55 \text{ kgf.m} \leq 85.42 \text{ kgf.m}$$

عده خالمه از دسته محتل (M_{pe})

$$L' = L_0 - 2a \frac{d}{2} = 400 - 35 = 365 \text{ cm}$$

خطه از دسته محتل

$$V_g = \frac{w_u \times L'}{2} = \frac{0.1567 \times 3.65}{2} = 1488.6 \text{ kgf}$$

برای درج سلسی

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_g = 2 \times \frac{7452000}{305} + 1488.6 \approx 25.92 \text{ tonf}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{350}{8} = 43.75 < 260 \Rightarrow K_p = 5$$

$$\frac{h}{E_w} \leq 1.11 \sqrt{\frac{K_p \cdot E}{F_y}} \Rightarrow 43.75 \leq 1.11 \sqrt{\frac{5 \cdot 205000}{2400}} \Rightarrow \varphi_v = 0.9, C_v = 1, A_w = d \cdot b_w = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 25.92 \leq \varphi_v V_n = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 2.8 \times 1 = 36.28 \text{ tonf}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

۹۱۰۸۸۲۳: خارج اتصال جان سیر مصطفی



$$\begin{aligned} l_1 &= 15 \text{ cm} & \text{خط در} \\ l_2 &= 30 \text{ cm} & \text{نیم} \\ t &= 0.5 \text{ cm} & \text{دیگر} \end{aligned}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 24200 \times (2 \times (30 \times 0.5)) \times 1 = 43200 \text{ kN} = 43.2 \text{ tonf}$$

$$b_w = \frac{30}{0.5} = 60 \leq 22 \sqrt{\frac{F_y}{f_y}} = 64.66 \Rightarrow C_v = 1$$

$$V_u = 25.92 \text{ tonf} \quad V_n = 43.2 \text{ tonf} \quad \checkmark$$

نمودار جوش A: نمودار انتقال نیزه برای میانه

$$l_1 = 15 - 1 = 14 \text{ cm}$$

$$x_G = \frac{14^2}{2 \times 14 + 30} = 3.38 \text{ cm}$$

$$c_1 = l_1 - x_G = 15 - 3.38 = 11.62 \text{ cm}$$

$$\phi_y = \frac{V_u}{2(2l_1 + l_2)} = \frac{25920}{2(2 \times 14 + 30)} = 223.45 \text{ kgf/cm}$$

$$T_u = V_u \cdot c_1 = 25920 \times 11.62 = 301190.4 \text{ kgf.cm}$$

$$Y = \frac{l_2}{2} = \frac{30}{2} = 15 \quad X = l_1 - x_G = 14 - 3.38 = 10.62$$

$$I_p = \frac{8l_1^3 + 6l_1 l_2^2 + l_2^3}{12} - \frac{l_1^4}{2l_1 + l_2} = 8018.32$$

$$\phi''_{\text{ex}} = \frac{T_u \cdot Y}{2 I_p} = \frac{301190.4 \times 15}{2 \times 8018.32} = 281.72 \text{ kgf/cm}$$

$$\phi'_y, \frac{T_u X}{2 I_p}, \frac{301190.4 \times 10.62}{2 \times 8018.32} = 44.69 \text{ kgf/cm}$$

$$\Rightarrow \phi_r = \sqrt{\phi''_{\text{ex}}^2 + (\phi'_y + \phi'_y)^2} \\ = 388.92 \text{ kgf/cm}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

$$\varphi_r \leq \varphi_n R_n = \varphi_n \beta F_{n,w} A_{sc}$$

$$388.92 \leq 0.75(0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.7072) \Rightarrow a \geq 0.33 \text{ cm}$$

$$t_{min} = 0.5 \text{ cm} \Rightarrow a_{min} = 3 \text{ mm}$$

use $a = 5 \text{ mm}$

area = 6 mm

B جلسه

فرار برای چهارمین

$$M_u = V_u \cdot c = 25920 \times 11.62 = 301190.4 \text{ kgf.cm}$$

$$P'_y \cdot \frac{V_u}{2L_e} = \frac{25920}{2 \times 30} = 432 \text{ kgf/cm}$$

$$S = \frac{d_e^2}{3} = \frac{30^2}{3} = 300 \text{ mm}^3$$

$$\varphi_u = \frac{M_u}{S} = \frac{301190.4}{300} = 1003.97$$

$$\varphi_r = \sqrt{P'_y^2 + P'_n^2} = 1092.97 \leq 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.7072$$

$$\Rightarrow a \geq 0.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{use } a = 10 \text{ mm}$$

$\Rightarrow 2PL = 30 \times 15 \times 0.5$

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

کام ۱۱۰ لترل محدودیت ارتقاطل هسته دستبر

با توجه به نکه مقادیری ممکن درین کام برای خودروی دوسره احتمال ورق بیرونی سطح بجان سطح درین اساس بند ۵-۴

از احتمال زار در رطام دایرسی سطح درین زر است، ابتدا ۱۱۰ میلیمتر کام و داشتند اینه اینه تقدیر میگاید با اینه از زار

عوض نمایه است

- پرایزی از بروق نمایع

- پیش محدودیت احتمال

$$d_p = d - t_p = 35 \text{ cm}$$

$$R_u = \frac{M_f + M'_f}{d} - V_c \quad V_c = \frac{M_f + M'_f}{h_b + h_t}$$

$$R_u = \frac{83 + 55 + 82.8}{0.35} - \frac{83.55 + 82.8}{3.2} = 423.3 \text{ kN}$$

$$P_c = A_y F_y = 10.08 \text{ kN}$$

$$P_{uc} = 236 \text{ kN}$$

$$P_u + P_c \Rightarrow R_h = 0.6 F_y d_c \times t_w c \times \left(1.4 + \frac{P_u}{P_c}\right)$$

$$R_h = 0.6 \times 240 \times 35 \times 3.1 \left(1.4 + \frac{236}{10.08}\right) = 3328.32 \text{ kN}$$

$$R_h > R_u \checkmark$$

است

فصل پنجم

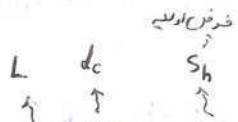
پروژه سازه های فولادی

طراحی اتصال صلب با درق زیرسرویس (WFP)

برای طراحی این اتصال آنچه را مجدداً قدم - D_F مدنظر نداریم

$B: PG-W 250 \times 8 - F 200 \times 12$

Col: B 0 X 300 X 30



$$M_p = 2 F_y = 75.3 \times 8 \times 2400 = 1809120 \text{ kgf.cm} \quad L_h = 5 - 0.25 - 2 \times 0.3 = 4.15 \text{ m}$$

$$C_{Pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} = \frac{2400 + 3700}{2 \times 2400} = 1.27 < 1.2 \Rightarrow C_{Pr} = 1.2$$

$$M_{Pr} = C_{Pr} \cdot R_y \cdot M_p = 1.2 \times 1.15 \times 1809120 = 2496585.6 \text{ kgf.cm}$$

$$V_{Pr} = \frac{2 M_{Pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2} = \frac{2 \times 2496585.6}{415} + \frac{0.64 \times 415}{2} = 12164.54 \text{ kgf}$$

$$- W_u = 1.2 D + 1.6 L = 1.2 \times 0.534 + 0.64 \text{ kg/cm}$$

$$V_u = V_{Pr} + W_u \cdot s_h = 12164.54 + 0.64 \times 30 = 12183.74 \text{ kgf}$$

$$M_u = M_{Pr} + V_{Pr} s_h + \frac{W_u s_h^2}{2} = 2496585.6 + 12164.54 \times 30 + \frac{0.64 \times 3^2}{2} = 2861531.4 \text{ kgf.cm}$$

برای طراحی اتصال جال و M_u برقرار کنید

$$F_u = \frac{M_u}{d} = \frac{2861531.4}{25 + 2 \times 1.2} = 104435.45 \text{ kgf.cm}$$

- درجه افقی β -
- عرض در قاعده مربعی (b, t, β) -

$$F_u \leq \beta (P_t P_n) \leq \varphi_t = 1 \times P_n = F_y A_g$$

$$104435.45 \leq 0.75 (1.0 \times 2400 \times b_1 \cdot t_1) \xrightarrow{\text{با فرض}} b_1 > 19.34 \text{ cm}$$

$$\underline{t_1 = 3 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow USC: \underline{b_1 = 20 \text{ cm}} \leq b_{P_i} = 25 \text{ cm}$$

$$F_u \leq P_t F_y b_2 t_2 \leq \varphi_t = 1$$

- عرض در قاعده مربعی (b_2, t_2, β) -

$$104435.45 \leq 0.75 \times 2400 \times b_2 \times 3 \Rightarrow b_2 \geq 14.5 \text{ cm} \Rightarrow USC: \underline{b_2 = 15 \text{ cm}} < b_{P_i} - 3 = 20 - 3 = 17$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

- طعلوب ریس

$$F_u < \varphi R_n : \varphi = 0.9 \quad R_n = \beta \cdot 6 \cdot F_{ue} \times L_w \times 0.707a$$

$$F_u = 104435.45 \times 0.9 \times 0.707 \times 0.6 \times 49000 \times L_w \times 0.707 \times 1 \Rightarrow L_w > 74.43cm$$

$$L = 2.5 + \frac{b_1 - b_2}{2g_a} + \frac{L_w}{2} = 2.5 + \frac{20 - 15}{2g_a} + \frac{7.5}{2} = 44.3 \approx 45cm$$

حوزه سطحی ایجاد شده در ۰/۰۵ متر

فرض: $s_h = 50cm$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_h = 3.75 \\ M_{pr} = 2496585.6 \\ V_{pr} = 13435.12 \\ M_u = 3169141.76 \\ F_u = 115662.1 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 = 25 \\ b_2 = 16 \\ L_w = 8.5 \end{array} \right. \Rightarrow L = 52cm \quad \checkmark$$

- طراحی ورق اقصا (جان تیرب سنتی)

فروزن اولین بار / طبق روش ۲۰cm

$$l = 20cm$$

$$d_2 = 25 - 5 - 20cm$$

$$b = 1.9cm$$

$$V_u < \varphi_r V_n \quad \varphi_r = 0.9 \quad c_r = 1 \quad V_n = 0.6 \quad F_y A_w c_r$$

نیز درین بار بین

$$V_u = 12183.7 \times 0.9 \times (2 \times 20 \times 1) \times 0.6 \times 2400 = 51340 \text{ kNf. O.K.}$$

باید جوین A و B را که ناسه و نجات حفظ می‌نماید است

فصل پنجم

پروژه سازه‌های فولادی

طراحی جوین

$$l_1 = 20 - 1 = 19 \text{ cm}$$

$$x_G = \frac{l_1^2}{2l_1 + l_2} = \frac{19^2}{2 \times 19 + 20} = 6.22 \text{ cm} \quad C = l \cdot x_G = 20 \cdot 6.22 = 12.78 \text{ cm}$$

$$\phi'_y = \frac{V_u}{2(2l_1 + l_2)} = \frac{12183.74}{2(2 \times 19 + 20)} = 10500.3 \text{ kgf/cm}$$

$$T_u = V_u \cdot C = 12183.74 \times 12.78 = 167891.94 \text{ kgf.cm}$$

$$Y = \frac{l_2}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$X = l_1 - x_G = 19 - 6.22 = 12.78 \text{ cm}$$

$$I_p = \frac{8 \times 19^3 + 6 \times 19 \times 20^2 + 20^3}{12} - \frac{19^4}{2 \times 19 + 20} = 6792.42 \text{ cm}^4$$

$$\phi''_{n1} = \frac{T_u \cdot Y}{2I_p} = \frac{167891.94 \times 10}{2 \times 6792.42} = 123.59 \text{ kgf/cm}$$

$$\phi''_{n2} = \frac{T_u \cdot X}{2I_p} = \frac{167891.94 \times 12.78}{2 \times 6792.42} = 157.95 \text{ kgf/cm}$$

$$\phi' \leq \phi R_n \Rightarrow \sqrt{(123.59)^2 + (157.95)^2} = 200.57 \text{ kgf/cm} \times 0.75 \times [0.75 \times 0.6 \times 4.9 \dots \times 0.7074] \\ \Rightarrow a \geq 2.4 \text{ cm} = 2.4 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 6 \text{ mm} \xrightarrow{\text{use}} a = 6 \text{ mm}$$

$$M_u = V_u \cdot C = 12183.73 \times 12.78 = 167891.94 \text{ kgf.cm}$$

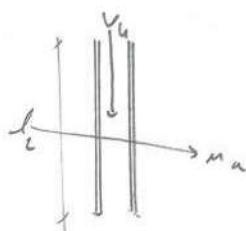
B طراحی جوین

$$\phi'_y = \frac{V_u}{2l_2} = \frac{12183.74}{2 \times 20} = 304.6 \text{ kgf/cm} = \frac{l_2^2}{3} = \frac{20^2}{3} = 133.33 \text{ cm}$$

$$\phi''_{n1} = \frac{M_u}{S} = \frac{167891.94}{133.33} = 1259.13 \text{ kgf/cm}$$

$$\phi' = \sqrt{\phi'^2_{n1} + \phi'^2_{n2}} \leq \phi R_n \Rightarrow \sqrt{1259.13^2 + 304.6^2} = 1295.44 \text{ kgf/cm}$$

$$\Rightarrow a \geq 1.1 \text{ m} = 11 \text{ m} \quad \text{use } a = 11 \text{ m}$$



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



طراحی دریج سیستم (سنت لندن)

- لنتل کاسه موفعی در بال استول در مقابل بال نسبتی تید

$$F_u \leq \varphi R_n, \varphi = 0.9$$

$$R_n = 6.25 F_{yf} t_f^2$$

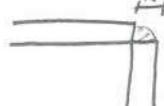
$$104435.45 \times 0.9 \times 6.25 \times 2400 \times 3^2 = 121500 \text{ kgf o.K.}$$

نیاز به دست نیومنگ ندارد

- لنتل تسلیم موفعی جلن در مقابل نیز نیومنگ نیست

$$F_y \leq \varphi R_n, \varphi = 1.0, R_n = F_{yw} t_w (5K + d_b)$$

فقط نیاز به دست اقبال بال نیومنگ نیست



با توجه به مقطع المثلث، سده لذوقتی باید ۲ برابر خاست روش است

با توجه به استفاده ۲ دریج نیز نیست می‌شود

$$\frac{F_u}{2} = \frac{104435.45}{2} = 52217.72 \leq 2400 \times 3 (5 \times 3 + 28) / 2 = 126000 \text{ kgf o.K.}$$

این خابله رعایت شده و نیاز به دریج نیومنگ نخواهد بود

$$F_u \leq \varphi R_n, \varphi = 0.75, R_n = 0.8 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{d_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw}}{t_w}}$$

حالا، خاست دریج اقبال بال نیومنگ نیست

$$\frac{F_u}{2} = 52217.72 \times 0.75 \times 0.8 \times 3^2 \left[1 + 3 \left(\frac{2}{30+6} \right) \left(\frac{3}{3} \right)^{1.5} \right] \times \sqrt{\frac{256 \times 2400 \times 3}{3}} = 617271.4 \text{ o.K.}$$

این خابله رعایت شده است و نیاز به دریج نیومنگ نیست

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

- لنتل کاسن فسما / در جال ستوں در تعلیل بلج بست نیوں مکمل روزھا ر



$$F_u \leq \varphi R_{nc} \quad \varphi = 0.9, \quad R_{nc} = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_y w}}{h}$$

$$\frac{F_u}{2} = 52217.72 \leq 0.9 \times \frac{24 \times 3^3 \sqrt{2 E G \times 2400}}{35} = 27544.366 \text{ K.N.}$$

خوب طبق روابط مذکور است دفعه میگیر / در درون گیری سیمکنی در تعلیل بلج ماسما / شریعت خواهد بود.

- لنتل ضخامت حداقل ستوں براساس خروجی لر ۱۰

$$t_{c\varphi} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{c\varphi}^2} \left(b_{c\varphi} - \frac{b_{bf}}{2}\right)\right] \left[1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}\right]}$$

$$t_{c\varphi} \geq \frac{b_{bf}}{12}$$

$$3.0 \text{ cm} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{20}{35^2} \left(35 - \frac{20}{2}\right)\right] \left[1.8 \times 2400 \times 1.2 \times \frac{1.15 \times 2400}{1.15 \times 2400}\right]} = 2.02 \text{ cm } 0. K.$$

این خوب طبق تئیز عادت شده و نیز / به ورق یعنی سطل شفط مدد بود

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی حفظ انتقال

مکانیزم شناور ۵۰ درجه همان تیر کسری است در آن با بر حساب جوینه انتقال طراحی نشود

ندر بر سرعت دار و حفظ انتقال



$$V_{RP} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u \ll \varphi_p R_p \quad \varphi = 0.9$$

$$\text{if } P_u \leq 0.4 P_c \Rightarrow R_n = 0.6 F_y d_{ct} t_w$$

$$\text{if } P_u > 0.4 P_c \Rightarrow R_n = 0.6 F_y d_{ct} t_w \left(1.4 - \frac{P_u}{P_c} \right)$$

$$\hookrightarrow P_c = F_y A_g$$

$$w_u = 0.64 \text{ kgf/cm}^2 \cdot L_h = 4 \cdot 0.35 = 50 \approx 2.65 \text{ m}$$

لما مولعه مانند تیغه عاید بخواهد بجز این

$$M_p = 2 F_y \cdot 180 \cdot 9120 \cdot c p_f = 1.2 \cdot M_{pr} = 2496585.6 \text{ kgf.cm}$$

$$V_{Pr} = \frac{2 M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u L_h}{2} = 18926.95 \text{ kgf}$$

$$V_u = V_{Pr} + w_u s_h = 18926.95 + 0.64 \cdot 50 = 18956.95 \text{ kgf}$$

$$M_u = M_{pr} + V_{pr} s_h + \frac{w_u s_h^2}{2} = 3443733.1 \text{ kgf.cm}$$

$$V_{RP} = \frac{3443733.1}{27.4} + \frac{2861531.4}{27.4} - 8510.5 = 221608.64 \text{ kgf}$$

↓ از نظر انتشار برداشتی این دور

$$P_c = 2400 \times 4 \times [30 \times 3] = 864000 \text{ kgf}$$

$$P_u = 29424.42 \text{ kgf} \leq 0.4 \times 864000 \Rightarrow R_n = 0.6 \times 2400 \times 30 \times 3 = 129600 \text{ kgf}$$

$$V_{RP} \leq 0.9 \alpha R_n \Rightarrow 221608.64 / 0.9 \times 129600 = 1166.49$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

پایه‌ی سیم جان‌ها / سیم تسمیم سیم



$$\frac{V_{rp}}{2} = 221608.64$$

باقی‌رضن استفاده از ورقه‌ی پهلوی در عبار سیم با انتشار ۱.۵cm

$$t_w = 3 + 2 = 5\text{ cm}$$

$$R_n = 0.6 \times 240 \times (30 + 2 \times 3) \times 5 = 259200 \text{ kgf}$$

$$\frac{V_{rp}}{2} - 221608.64 + 0.9 \times 259200 = 233280 \text{ kgf o.k.}$$

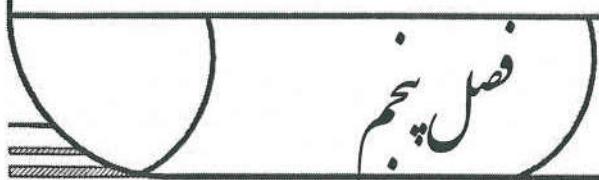
با قدر پایه‌ی سیم عرض دوچار شده از پهلوی باید باشد $\frac{30-2}{2}=28\text{ cm}$ در نظر گرفت

$$h = 25 + 2 \times 2 + 10 = 37.4\text{ cm} \Rightarrow \text{usch } h = 30\text{ cm}$$

بلندیار / ورقه‌ی پهلوی

$$t_2 = \frac{(d_{21} w \times)}{90} = \frac{27.4 \times 8}{90} = 0.61 \leq 2\text{ cm o.k.}$$

use 2 PL 40x28x2cm



پروژه‌سازه‌های فولادی

طراحی صهاریجانی آرمانهای طراحی حسنه متوسط

$$L_{b_{max}} = 0.17 \cdot r_y \cdot \frac{E}{F_y}$$

$$r_y = 4.852 \text{ cm}$$

$$L_{b_{max}} = 0.17 \times 4.852 \times \frac{2 \times 10}{2400} \approx 687.36 \text{ cm}$$

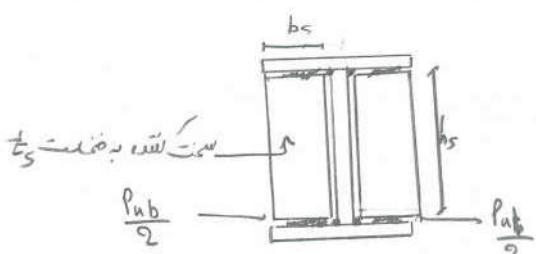
حران خامد / حسن سنت لندنها

لحوظه های عضو تاب حسنه مقاطع انتقالی است و بدهنی دعاه ۵۹۰۰۰ است سنت لندنها

طراحی بجت ۱۰ در تاب حسنه با خوشی پور متوسط حر انسال مارک زیر سر در دوسن / باز طراحی بجت راسه

لجه های صهاریجانی خانه / لجه های تاکنون عقی دست بیدار زنده های مفهومی سنت لندنها

طراحی ابعاد سنت لندنها



$$h_s = 25 - 24 \times 1/2 = 25.0 \text{ cm} \Rightarrow \text{use } h = 25 \text{ cm}$$

$$P_{bd} = \frac{0.06 R_y F_y Z_b}{h_0 L_h t_f} = \frac{0.06 \times 1.15 \times 2400 \times 753.8}{26.2} = 4764.47 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P_{bu}}{2} = \frac{4764.47}{2} = 2382.24 \text{ kN}$$

$$M_u = 2382.24 \times 25 = 59555.95 \text{ kNm}$$

$$M_u < \phi_b M_n \cdot \phi_b = 0.9 \Rightarrow b_s > 2.1 \sqrt{\frac{M_u}{F_y t_s}} \Rightarrow b_s > 0.55 \text{ cm} \Rightarrow b_s = 10 \text{ cm}$$

مقدار
1.2 cm

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

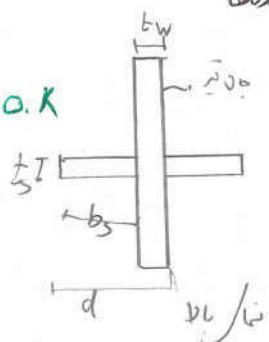
بررسی داروی سنت لسته های نتقالی

$$V_u \leq \phi_v V_n, \phi_v = 0.9, R_h = V_n = 0.6 F_y A_w c_v^{1.0}$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times 10 \times 1.2 = 17280 \text{ Kip}$$

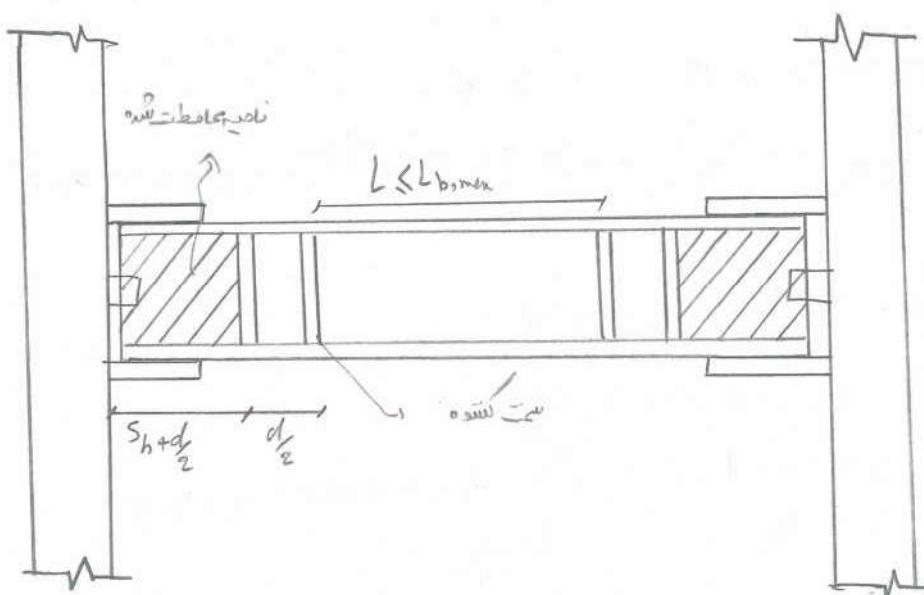
$$V_u = 2382.24 \times 0.9 \times 17280 = 15552 \text{ O.K.}$$

$$\frac{d}{b_s} \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{10 \times 0.8}{1.2} = 9 \leq 0.84 \sqrt{\frac{2400}{2400}} = 24.24 \text{ O.K.}$$



در رسمیت اعداد صورت زیر است

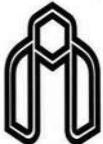
2PL 25x10x1.2 cm



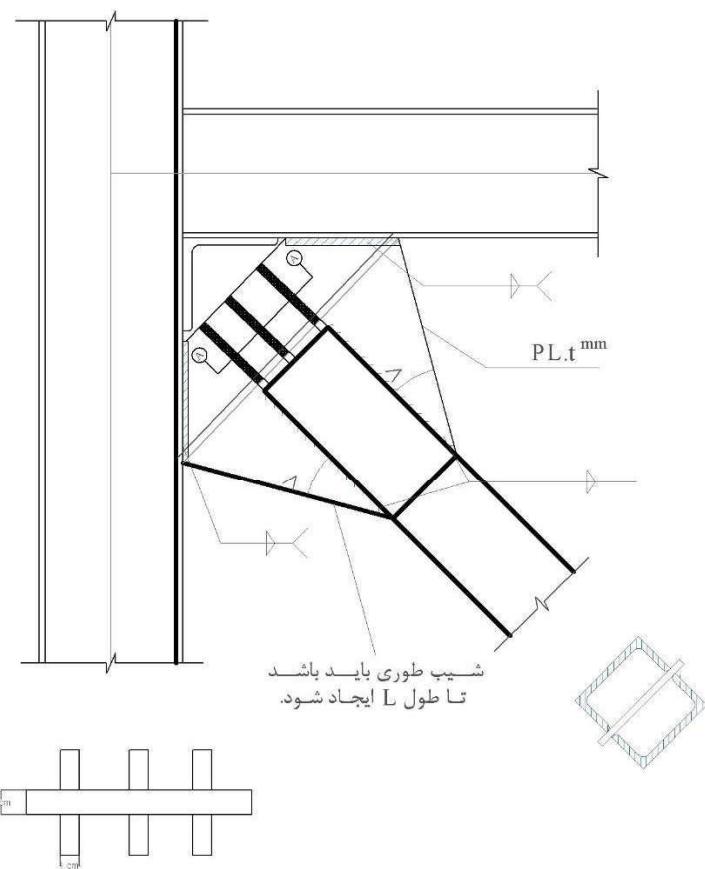
فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

اتصالات مهاربند ها



دانشگاه تبریز



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی اتصالات مهاربندی

بایو ب به معنی σ_{tensile} مقاومت معدن نیاز اتصالات مهاربندی، سلس اتصال تبریستی، اند پرساز

سیستم مهاربندی نیست، باید بسیج زیرین غیرگرفت شوند. (قابل مهاربندی هست و نیست)

الف) مقاومت کهنسی معدن نیاز

مقادیر کهنسی معدن نیاز اتصالات مهاربندی باید حاصل برای

ب) مقاومت فشار معدن نیاز

مقاومت فشار معدن نیاز اتصالات مهاربندی باید حاصل برای $1.14 F_{\text{tensile}}$ باشد.

ج) مقاومت اتصال با لاماس مهاربندی
ب) مقاومت اتصال با لاماس مهاربندی، اتصالات مهاربندی باید طبق ارزیابی زیرین مهاربندی نمایند.

(1) اتصال اتفاق مهاربندی دارا مقاومت کهنسی معدن نیاز صاف برای $2.1 R_m$ باشد درین R_m کلک عرض پیمانه مقطع عنوان مهاربندی حمل مورکانی بجز مقطع است

$$\begin{cases} 2 U M P I 20 (D 20) \\ L = \begin{cases} \text{اپی} = 4 \text{m} \\ \text{زیر} = 2.8 \end{cases} \Rightarrow L = 4.826 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_g = 33.96 \text{ cm}^2$$

$$r_g = 4.631$$

$$k_g = 4.682$$

$$K_2 = 0.5$$

$$K_g = 0.7$$

اصال الزار نیست

- در اصل مهاربندی روش طبق هکلف ویرین و لسکو $\sigma_{\text{tensile}} = 76 \text{ MPa}$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



دانشگاهی شیراز

حساب طرفیت کنونی مطابق

$$T_y = R_y F_y A_g = 1.2 \times 2400 \times 33.96 = 97804.8 \text{ Kgf}$$

حساب طرفیت کنونی مطابق

$$\lambda_x = \frac{k_x L}{r_x} = \frac{0.5 \times 482.6}{4.631} = 52.1$$

$$\lambda_{max} = 72.15 \rightarrow F_e = \frac{\pi^2 \times 2 \times 1.6}{72.15^2} = 3791.9$$

$$\lambda_y = \frac{k_y L}{r_y} = \frac{0.7 \times 482.6}{4.682} = 72.15$$

$R_y \leftarrow$

$$\lambda_{max} = 72.15 < 4.71 \sqrt{\frac{2 \times 1.6}{2400}} = 135.97 \Rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{1.2 \times 2400}{3791.9} \right] \times 1.2 \times 2400 = 2095.72 \text{ kgf/cm}^2$$

$$P = F_{cr} A_g = 2095.72 \times 33.96 = 71170.65 \text{ kgf}$$

مکانی ورق اتصال اسید به سطح نیز از قدرت کنونی مطابق

بر طراحی این نورت، ابتدا باید حاصل طول جوش تصلی اشده ورق اتصال هاریده باشد و سطح نیز اسید باشد.

حاصل شده از طرفیت کنونی مطابق باشد.

جوش انتقالی بساند تیر بر عرض افقی و موجیں عود بر عرض عد کنیزه بر عرض عاده. ذر این نکته خود را داشت

که جوش از درق در انتقالی عدهت تداخل با اتصال مغفله کنیزه است. در این احوال علاوه بر این فواید دارد

بر اتصال سیم سطح از نسبت ۱۰ استفاده شود و مجهیین نویسند.

b: IPE₃₀₀

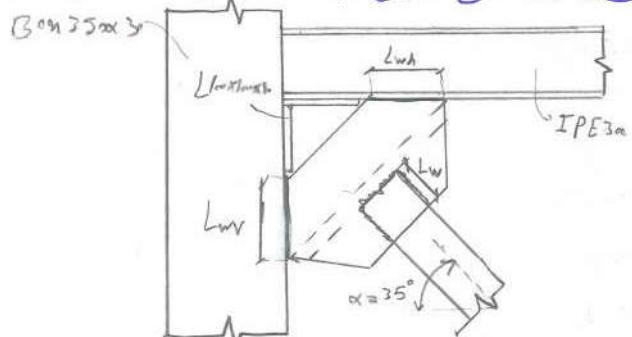
c: B20x350x30

E70

L_h=4m

L_r=2.8

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{280}{400} \right) \approx 35^\circ$$



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

ظرفیت (عُرضی) مقطع در ۲ را فرماید



$$T_x = T \cos \alpha = 97804.8 \times 0.35 = 80127.8 \text{ kN}$$

$$T_y = T \sin \alpha = 97804.8 \times 0.55 = 53698.5 \text{ kN}$$

با خنثی از ورق انتقال ۱cm؛ برای مدل آم از جوش ۳mm افقی و عوکس برای بعد از چون نوز سوده با آن ببینید باید ب همان است بال سطوح ۹8cm

ضخامت بال تیر ۱۰cm باشد و حداقت مقطع شود در حد اقل ساقیه ضخامت مقطع نازکتر ۵mm خواهد بود. در این بعد از چون

هر کام ضخامت قاعده انتقال سطح ایست ۸.۷-۲=۶.۷cm است ← بعد از چون ۸cm فروض می شود

حال فول جوش برا فرآوری از خود بینیم

$$T_x, T_y \leq \phi_n R_n \quad \phi_n = 0.75 \quad R_n = \beta F_{yw} A_w$$

$$T_x \Rightarrow 80127 \leq 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.8 \times (2L_{wh})] \Rightarrow L_{wh} > 42.82 \text{ cm}$$

$$T_y \Rightarrow 53698.5 \leq 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.8 \times (2L_{wr})] \Rightarrow L_{wr} > 29.98 \text{ cm}$$

با توجه به اینکه حسینی از ورق در آنها از ۱۰cm بیشتر نیست باید ب علاوه فوق معلم از حد بینیم (نمای خود در پایه اینکه نسبت سطحی سطحی از ۱۰cm بیشتر نباشد) این معلم باید ب مقادیر بالا افزوده شود

$$L_h = 42.82 + 10 = 52.82 \Rightarrow \text{use: } L_h = 55 \text{ cm}$$

$$L_r = 29.98 + 10 = 39.98 \Rightarrow \text{use: } L_r = 40 \text{ cm}$$

حال باید طول جوش انتقال مبارزه به حد انتقال بار بیند ب علاوه بینیم

بعد از انتقال جوش بر اساس ضخامت ورق ناکسر هست UPN 120 که بین ۹mm و ایست ب علاوه بینیم
⇒ حداقت ایست ب علاوه بین ۷mm = ۹ است ← بعد از چون ۶mm فروض می شود

$$T \leq \phi R_n \Rightarrow 97804.8 \leq 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.6 \times (4L_w)]$$

$$\rightarrow L_w \geq 34.85 \Rightarrow \text{use } L_w = 35 \text{ cm}$$

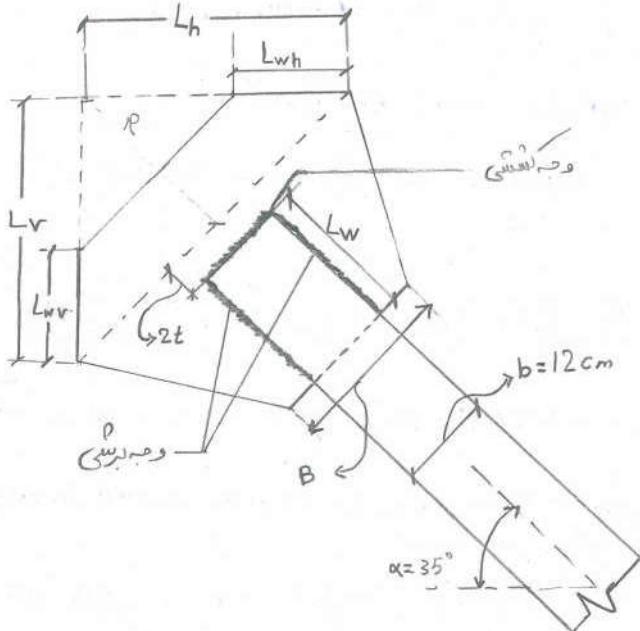
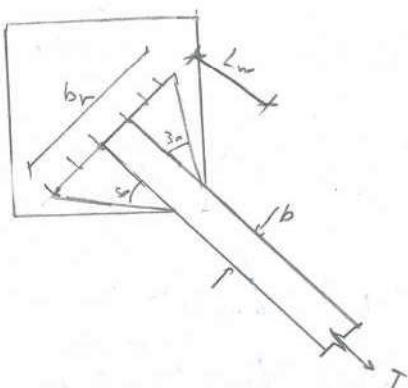
فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

حال ب لنتل ب دیش قابی مر اتصال میان باربند ورقی پی به داشتم، نت لنتل ب دیش پارکر درون اتصال انجام می شود. با این از تقویت محمل است و افعا که محمل در ضلع طول باربند ب فعل میگیرد محمل و قصمه غیر انتقالی ب عرض طبقه تقویت

$$0.75 F_u \times b \times t + 0.9 F_y \times L_w \times t > T$$

$$\Rightarrow 0.75 \times 3700 \times 12 \times 1 + 0.9 \times 2400 \times 35 \times 1 = 108900 > 97804.8 = T \quad O.K.$$



بعد از تقویت طول افقی مباربند ورق اتصال باید ابعاد ورق بر انتقال نموده این ترتیب شود. خوش جو سود نموده اگر پارکر باربند از صد و سه سنت مباربند هستند سهل بازدید هدایت بورس مباربند متفعل خواهد. در انتقال اتصال مباربند ب فعل، با این رخداد توسع پس از انتقال درون ب میتواند این را باعوض و تغیر حیاتی نماید. در این عرض ب لنتل نش در حق اتصال برقی اتصال برقی

$$b_v = b + 2L_w \tan 30 = 12 + 2 \times 35 \tan 30 = 52.41 \text{ cm}$$

$$\therefore \sqrt{L_v^2 + L_h^2} = \sqrt{40^2 + 55^2} = 68 \text{ cm} \quad b_v \leq 68 \text{ cm} \quad O.K.$$

$$A_g = A_e = b_v \cdot t = 52.41 \times 1 = 52.41 \text{ cm}^2$$

$$R_u = T \leq \varphi R_n = \min(0.9 F_y A_g, 0.75 F_u A_e)$$

$$97804.8 \leq \min(0.9 \times 2400 \times 52.41, 0.75 \times 3700 \times 52.41) = 113205.6 \quad O.K.$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

در انتها باید قطر ورق اتصال مباربند (D) را محاسبه کنیم

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{L_r}{L_h} \right) = \tan^{-1} \frac{40}{55} = 36^\circ$$

$$R = L_h \sin \alpha = 55 \sin 36^\circ = 33$$

$$D = R + L_w + 2t = 33 + 35 + 2 = 70 \text{ cm} \rightarrow USC : D = 70 \text{ cm}$$

برای اساس می‌توان ابعاد مرتب اتصال مباربند را محاسبه کرد

لکن قدرت ورق اتصال مباربند تری به سفن بسیار نیز / از مقاومت مناسخ

در نتیجه باید اساس ورق اتصال را فقط $R+2t$ بگیریم. در واقع در این مسافت باید مقاومت خواهد بود

عنون وقید های مخصوص کرده و با مقادیر نسبوی مساحت از مقاومت خواهد بود / عده بند ماتریس

$$\frac{KL}{r}$$

مذکور شده است

$$L_h = 55$$

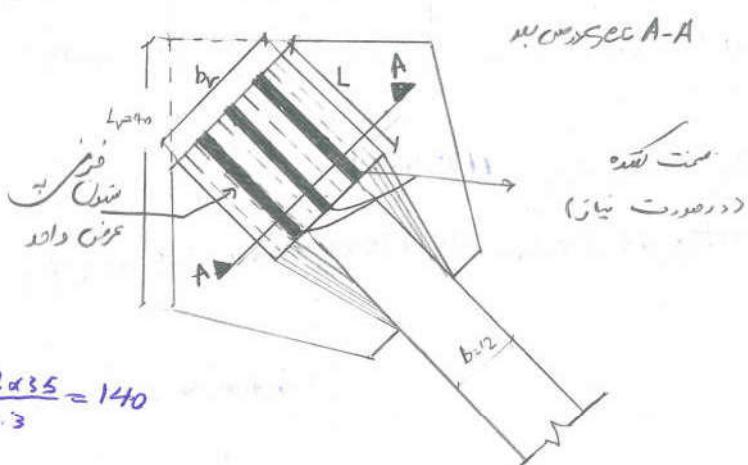
$$K = 1.2$$

$$r_2 = \sqrt{\frac{\frac{b_r \times t^3}{12}}{b_{rat}}} = \frac{t}{\sqrt{2}} = 0.3t$$

$$L = R + 2t$$

$$L = 33 + 2 = 35 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 \times 1 = 0.3 \text{ cm} \Rightarrow \frac{KL}{r} = \frac{1.2 \times 35}{0.3} = 140$$



$$\Rightarrow F_e = \frac{\pi^2 \times 2 \times 140^6}{140^2} = 1007.1$$

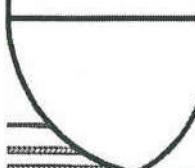
$$\frac{F_d}{F_e} = 2.38 \times 2.25 \Rightarrow F_d = 0.877 F_e = 883.23 \text{ kN}$$

$$P_n = 883.23 \times 52 - 41 \times 1 = 46289.9 \text{ kN}$$

$$P_u = 71170 \neq 46289.9 \quad \text{not O.K.}$$

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

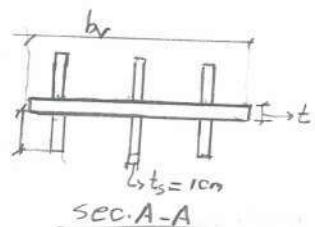


ورق امداد بینه دارست - سطح فرضی در برگیرنده سطح خالص داشت پس باشد این سطح سنت می باشد
سرتفع کرد و چنان هست که دعاوی سطح زیر می باشد.



دانشگاه علمی کاربری

$$\begin{cases} t_s = 1\text{ cm} \\ h_s = 3\text{ cm} \end{cases}$$



حرکت های دندانه A دارد $I = A$ جزوی از حجم دارد

$$I = \frac{b_r t^3}{12} + 6 \left[\frac{t_s h_s^3}{12} + (h_s t_s) \left(\frac{h_s + t}{2} \right)^2 \right] = 89.86 \text{ cm}^4$$

$$A = b_r t + 6 \times h_s t_s = 70.41 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 1.13 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2 \times 35}{1.13} = 37.17 \Rightarrow F_e = \frac{\pi^2 \alpha^2 \times 10^6}{37.17^2} = 14287.12 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = 0.17 \leq 2.25 \Rightarrow F_{cr} = [0.658 \cdot \frac{F_y}{F_e}] F_y = 2237.05$$

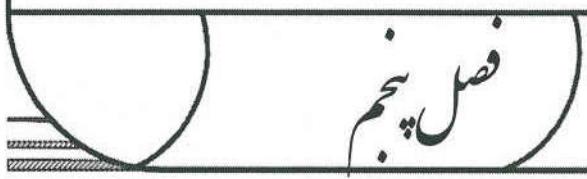
$$P_n = F_{cr} A = F_{cr} \times b_r \times t = 117243.79$$

$$P_u = 71170.65 < \phi_c P_n = 0.9 \times 117243.79 = 105519.41 \text{ kgf}$$

بنابراین ورن امداد بینه دارست - سطح فرضی از نظر این سطح می باشد

$$\frac{C_{cr, \text{زاده}}}{t} = \frac{50-12-2}{1} = 39 \leq 40.41 = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.4$$

ستون کامپوزیت



پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

طراحی اتصال همراه با دروس ط

این اتصال توسط کیفی در قسمتی از بروز راست بار بیندیشیده و انتشار
بافت و عرض آن به بروز راست بار بیندیشیده نشده است. حوس بیندیشیده قطعه نشده است بروز اتصال بین بروز
حداتر بر این دو ایال بعد میگیرد، تا در این قسمت بروز راست اما حوس بیندیشیده بروز راست بار بیندیشیده

$$\begin{cases} T = 97804.8 \text{ N} \\ t = 1.0 \text{ cm} \end{cases}$$

کشتن همراه بیندیشیده بروز راست بار بیندیشیده

قبل از این سه عرض دفعه ورق جوش اتصال ایزی بار بیندیشیده طراحی کنید و در این قسمت حدات اعفای اندک داشته باشد

$$\begin{aligned} b &= 9 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 5 \text{ mm} \\ &\rightarrow a_{max} = 9 - 2 = 7 \text{ mm} \end{aligned} \Rightarrow USC : a = 6.0 \text{ mm}$$

$$T \leq \varphi R_n \rightarrow \varphi = 0.75 \rightarrow R_n = \beta F_{yw} A_{we}$$

$$97804.8 \times 0.75 [0.75 \times 0.64 + 200 \times 0.707 \times 0.6 \times \frac{a}{L_w}] \Rightarrow L_w = 34.85 \rightarrow USC : L_w = 35 \text{ cm}$$

$$0.75 F_u \times b \times t + 0.9 F_y \times L_w \times t > T$$

$$\rightarrow 0.75 \times 3700 \times 12 \times 1 + 0.9 \times 2400 \times 35 \times 1 = 108900 > 91804.8 \text{ O.K.}$$

- عرض حدیت بار بیندیشیده بار بیندیشیده

نمودار محدوده از بیندیشیده بار بیندیشیده

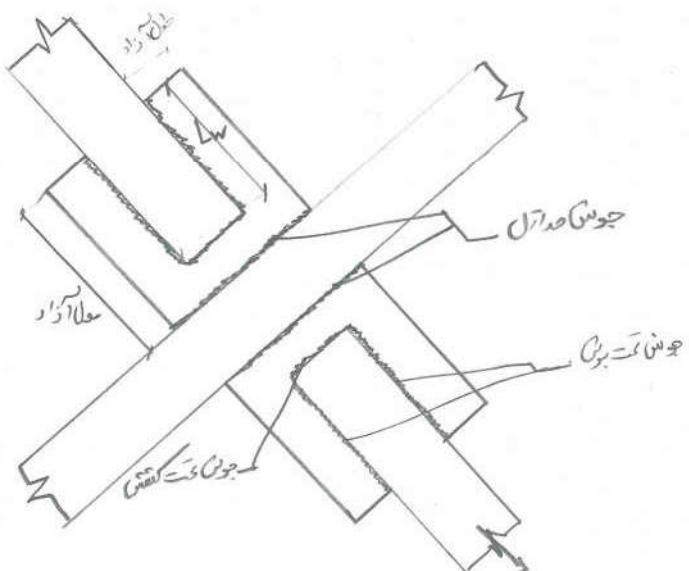
حصه دسته بار بیندیشیده در قسمت اندکی از اتصال بیندیشیده

$$b \times t > A_g \Rightarrow b \times 1 > 33.96$$

$$\Rightarrow b > 33.96$$

$$USC : b = 40 \text{ cm}$$

حالیه اتصال بیندیشیده بروز داشته باشد



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

حل ب لسل سه حر عرض و میور برو طیم

$$b_r = b_{brace} + 2L_w \sqrt{30} = 12 + 2 \times 35 \times \sqrt{30} = 52.4 \text{ cm}$$

سازو ب نه اهن نه فن در حواله نیست حدود ۶۰ cm در نظر گیری و سیس سه سیس سه سیس



دکامنی شاهزاد

$$R_u = T < \varphi R_n = \min(0.9 F_y A_g, 0.75 F_u A_c)$$

$$97804.8 \leq \min(0.9 \times 2400 \times 60, 0.75 \times 3700 \times 60) = 129600 \text{ kg} \checkmark \text{ O.K.}$$

$$2 \times 35 + 12 + 2 \times 1 = 84 \text{ cm} \rightarrow \text{asc: } L = 90 \text{ cm}$$

سیس بای طبل دن ای ای نیم

$$\frac{C_s}{t} = \frac{95}{1.0} = 35 \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 40.41 \text{ g/K}$$

کل اس سیس بای طبل دن ای ای نیم

USC: PL 90 x 60 x 1.0 cm

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی اتصال باربند بستون کف سفل

بعضی از ضمایر طراحی این اتصال هم مانند اتصال دیگرهاست اما در مرحله قبل طراحی تغییر دارد.

مقابل اتصال مبارکه در 150×150 mm و بعد جوین اتصال 6 mm در نقطه لگزیم که در نتیجه طول جوش هاست به 35 cm

در این قسمت اتصال درتا آبجیستون کف سفل در عرض 35 cm دارای عرض مساوی به 35 cm است.

در این قسمت اتصال درتا آبجیستون کف سفل طراحی شده است. این در اتصال باربند اعمال موقوفه از اتفاقی تغییر

تغییری باربند در قسمت قفل ممکن است باقی بماند (بعاد کف سفل) 100 mm باشد

$$T_h = 80227.4 \text{ kN}$$

$$T_g = 56098.5 \text{ kN}$$

min. 8
max. 20-2-18

use 10mm

$$T_h \ll \varphi R_h = \varphi_h \beta F_{uv} A_{ve} = 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 10.707 \times 2 L_{wv}]$$

$$80227 \ll 0.75 [0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 10.707 \times 2 L_{wv}] \Rightarrow L_{wv} \geq 34.2 \text{ cm} \quad 35 \text{ cm O.K}$$

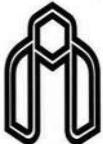
use $L_{wv} = 35 \text{ cm}$

$$T_g \ll \varphi R_h \Rightarrow L_{wh} \geq 23.2 \Rightarrow \underline{\text{use } L_{wh} = 25 \text{ cm}}$$

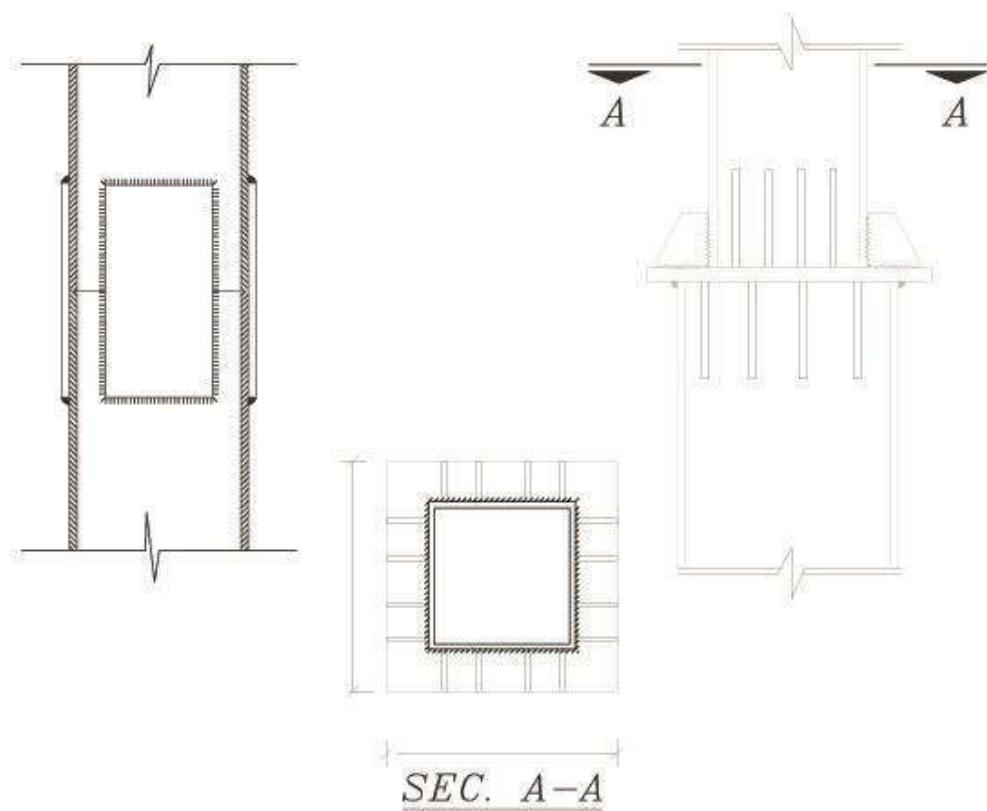
فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

ورق و صله در ستون ها

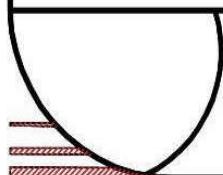


دانشگاه تبریز



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



طرایی درج و مدد در سطح هم سایر

از تقدیر معمد دم و مدد سطوح ها بازدید کنی از حادث بجزئی نیز طایی است:

۱. میتوانند نیروی (زانی) ماسی نیرو را بینی، نظرخواهی و نیروی خود را غصت ترکیب بازدید مداری

۲. میتوانند نیروی (کوکر) (بعن خود را بینی و نظرخواهی) محبت ترکیب بازدید مداری را بازدید نمایند

۳. نیروی (کوکر) (جانی) حداقل بین $\frac{\sum M_{PC}}{H_s}$ در کن عبارت جمیع نکار (خصوص پلاستیک) سطوح درج و مدد و در اندک درجه نظر و

H_s در بازدید اتفاق طبقه است

۴. $R_y M_{PC} / H_s$ حداقل H_s میتوانند

فرضیات:

- سطون A_7 در طبقه Ground floor

- ارتفاع سطون 27 cm

$$P_n = F_b A_g \quad A_g = 4 \times b \times t$$

$$P_n = 2400 \times 4(35 \times 3) = 1008000 \text{ kgf}$$

$$P_u \leq \varphi_t P_n \quad \varphi_t = 0.9$$

$$P_u \leq 0.9 \times 1008000 = 907200 \text{ kgf}$$

$$Z_u = Z_y = 5827.5 \text{ cm}^3 \quad \left(= 2 \times \left[(35 \times 3) \times \left(\frac{35+3}{2} \right) + 2 \times \left(\frac{35}{2} \times 3 \times \frac{35+3}{2} \right) \right] \right)$$

$$\varphi_b M_{n,x} = 0.9 \times 2400 \times 5827.5 = 125.874 \times 10^5 \text{ kgf.cm}$$

$$M_{u,x} = R_y \varphi_b M_{n,x} = 1.15 \times 125.874 \times 10^5 = 144.75 \times 10^5 \text{ kgf.cm}$$

$$\varphi_b M_{n,y} = 0.9 \times 2400 \times 5827.5 = 125.874 \times 10^5 \text{ kgf.cm}$$

$$M_{u,y} = R_y \varphi_b M_{n,y} = 1.15 \times 125.874 \times 10^5 = 144.75 \times 10^5 \text{ kgf.cm}$$

$$V_{u,x} = \frac{\sum M_{PC}}{H_s} = \frac{2 \times (\varphi_b M_{n,x})}{270} = \frac{2 \times 144.75 \times 10^5}{270} = 93237.03 \text{ kgf}$$

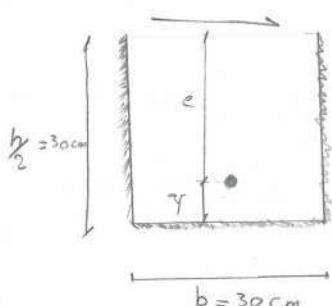
$$V_{u,y} = \frac{\sum M_{PC}}{H_s} = \frac{2 \times (\varphi_b M_{n,y})}{270} = 93237.03 \text{ kgf}$$

فصل پنجم

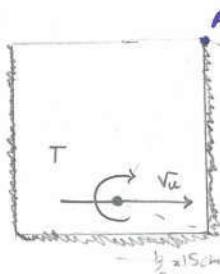
پروژه سازه های فولادی

ورق وصل ستدن ۰ اینرا برای نیزه های طوی کنیم باقی به اینک در صورت استدن از دور و مولد استفاده نماییم
لذا مقادیر نیزه های اعمال سده دخل در وصله باید نصف مقادیر اسپرسون در صورت قبل در نظر رفته در سعی اولیه

$$\frac{V_{u,n}}{2} = 46618.5 \text{ kN}$$



و ضخامت ل = t = 2 cm و ظرفیت انتزاعی



در اینجا در ق باید نیزه های اسپرسون را در نظر بگیریم از این روش قدرت بیشتر از این روش

$$V_u \leq \varphi_v V_n / \varphi_v = 0.9, V_n = 0.6 F_y A_w C_v c_v = 1.0$$

$$V_u = 46618.5 \leq \varphi_v \cdot V_n = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times (2 \times 30) \times 1.0 = 77760 \text{ kNf} \quad O.K.$$

$$Y = \frac{30^2}{2 \times 30 + 30} = 10 \text{ cm} \quad E = 30 - 10 = 20 \text{ cm} \Rightarrow T = V_u \times E = 46618.5 \times 20 = 932370 \text{ kNf.cm}$$

بعضی در نظر آوردن نیزه های اسپرسون در نیزه های اسپرسون

$$f'_x = \frac{46618.5}{2 \times 30 + 30} = 517.98 \text{ kN/cm} \rightarrow$$

$$I_p = \frac{\frac{8 \times 30^3 + 6 \times 30 \times 30^2 + 30^3}{12} - \frac{30^4}{2 \times 30 + 30}}{24750} = 24750 \text{ cm}^3$$

$$\text{coordinate A: } \begin{cases} X = 15 \text{ cm} \\ Y = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f''_x = \frac{T \cdot Y}{I_p} = \frac{932370 \times 20}{24750} = 75343 \text{ kN/cm} \rightarrow$$

$$f''_y = \frac{T \cdot X}{I_p} = \frac{932370 \times 15}{24750} = 56507 \text{ kN/cm} \downarrow$$

$$f_r = \sqrt{(f'_x + f''_x)^2 + (f'_y + f''_y)^2} = \sqrt{(517.98 + 753.43)^2 + (0 + 56507)^2} = 1391.32$$

$$f_r \leq \varphi_v \cdot \beta \cdot F_{n,w} \cdot A_{n,w} \Rightarrow 1391.32 \leq 0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \rightarrow a > 1.20 \text{ cm} = 11.9 \text{ cm}$$

$$a_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{n,w} = 20 - 2 = 18 \text{ mm}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

برای لنگه شدن ۶۰ درجه دقتاً حاصله را برابر با عرض این بزرگتر نمایم ابتدا سهم لنگه شدن برای مطالعه این ها اینجا برخورد و سپس تعلو شدم بل های بصرت بی روح فنی و محور در بردازی ورق کار و مطالعه این را با محور لنگه شدن در پرسی آغاز خواهیم نمود



دانشجویی

$$Z_f = 2 \times \left[35 \times 3 \times \left(\frac{35+3}{2} \right) \right] = 3990 \text{ cm}^3$$

$$M_{uf} = \frac{Z_f}{2} M_u = \frac{3990}{5827.5} \times 144.75 \times 10^5 = 99.1 \times 10^5 \text{ kgf.cm}$$

$$A_{sf} > \frac{\frac{M_{uf}}{\varphi_t F_y}}{d_{col} + t} = \frac{\frac{99.1 \times 10^5}{(35+2 \times 3) + 5}}{0.9 \times 2 \times 200} = 99.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{b} > \frac{99.74}{5} = 19.95 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$$L_w > \frac{\frac{m_{uf}}{\varphi_n P_{h_u} 0.707 a}}{\frac{99.1 \times 10^5}{(35+2 \times 3) + 5}} = \frac{0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 9.81 \times 0.707 \times 2.5}{0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 9.81 \times 0.707 \times 2.5} = 73.7$$

$$h > L_w - \min(b, b_p) = 73.7 - 30 = 43.7 < 60 \text{ cm} \quad \text{O.K}$$

USC: 75x30x5 cm

قاسه کمل و تنها از نظر ابعاد

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

در اینم ابعاد برا کنگره اسپی و سیلور چهار لشکری کنیم، نظریه ای اینجا بالا مذکور باشد، یعنی این است که باید در محض

باید بسته شود و در آن دسته تضمین شود



نوآوار گرمی

$$A_{sf} \geq \frac{P_u / 4}{\phi_b F_y} = \frac{907200 / 4}{0.9 \times 2400} = 105 \text{ cm}^2$$

$$b > \frac{105}{2} = 52.5 \text{ cm}$$

عرض درق وصله بیسٹر از عرض فیسبوکه است همچنین از عرض بل سیون بیسید است ← باید خاست بیسید رود ←

$$b > \frac{105}{5} = 21 \text{ cm} \Rightarrow USC \ b = 30 \text{ cm}$$

$$L_w \geq \frac{P_u / 4}{\phi_b \beta F_{lw} 0.7 \cdot 7.9} = \frac{907200 / 4}{0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.7 \cdot 7.9} = 261.6 \text{ cm}$$

کل طول جوش مورد نیاز برا کردن وصله بال در برابر نزدیک است. با توجه به اینکه در داشتارهای ورق وصله نیز بسیدان عرض درق طول جوش

محدود است - طول هر قطعه بجزی است

$$h > \frac{2L_w + \min\{2(b_{sf})^2\}}{2} = L_w - \min\{b_{sf} \cdot b\} = 161.6 - 30 \text{ cm} = 131.6 \text{ cm}$$

در سطح طایی وصله برا کردن و مقدار طول وصله برابر 60 cm است که نتیجه محدود است برا کردن طول وصله بجای عرض درق

لز دیگر کنیم $USC = 2.5 \text{ cm}$

$$L_w \geq \frac{907200 / 4}{0.75 \times 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.7 \cdot 7.9 \times 2.5} = 77.59 \text{ cm}$$

$$h > 77.59 - 30 = 47.59 \Rightarrow USC: h = 60 \text{ cm}, a = 25 \text{ mm}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی ورق و صد در سفل ها غیرهم سایز

برابر طلبی در این بخش از ورق واسطه و سخت لسته استفاده نمی شود

فضای بین سفل طبقه زیرین $B_0 \times 300 \times 30$ و سفل طبقه بالا $B_0 \times 350 \times 30$
- E_7 و لقفل طلبی

برابر طلبی و صد از نوع ورق واسطه برای سفل ها باید بسیار ساده باشد این خواهد بود که در اینجا درج شده است

قطعه سفل با سایز نهاده استفاده نمی شود

$$P_n = F_y A_g = 2400 \times 4 [30 \times 3] = 864000$$

$$P_u < \varphi_c P_n = 0.9 \times 2400 \times 36 = 777600 \text{ kN}$$

حرکت افقی کارمندی توزیع فشار درین لایه جوش سخت لسته ها بصورت بلند افت خواهد بود بلکن درین اتفاق بجز اطمینان

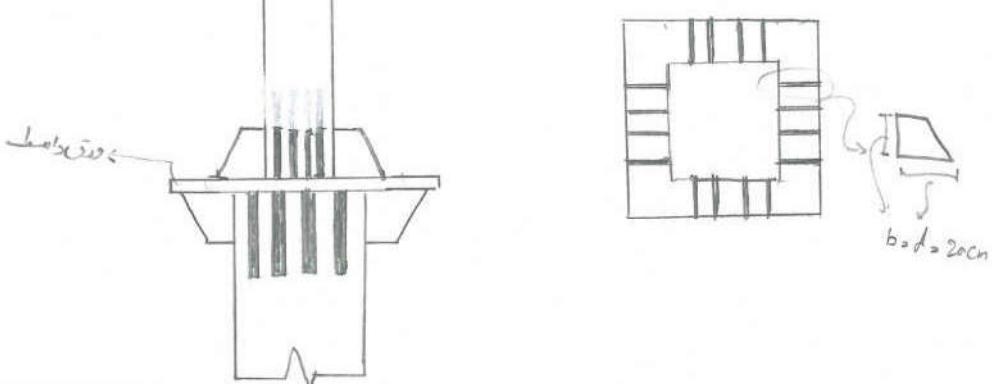
است به جت اینکه خوبی طسبان طرح اینگونه عده های پلاسکو از قابلیت جوش مسلحه سفل ها می باشد و این مقدار نظری خواهد بود

مسیر انتقال نیروی به این صورت است که این نیرو از سفل فوئانی به وسیله چون های عمودی انتقال می شود لسته های سفل

نهاده شده و سپاه بعد از آن نیرو در سیان سخت لسته ها مردم بدل خواهد شد که در این حالت نیرو در جوش اتصال سخت لسته به ورق
و این مقدار خوب است. بعد از ترتیب ابعاد سخت لسته های افقی باید بخوبی باشد اینها و عده های پلاسکو انتقال از سفل از نهاده بر ریج کرده اند

در نتیجه لس واردہ بروی از طبقه رابطه در میان سیمی سوده

$$f_r = \frac{P_u}{n_s (2(b-d))} \quad (\varphi_n R_n = \varphi_n \beta F_{nv} A_{nv} \Rightarrow a = 1.03 \text{ cm} \Rightarrow a \leq c \text{ or } a \leq 15 \text{ mm})$$



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

حال باید ضمانت سخت لفند و خنکت دیق و اسطعرا قبیل کشم

بلوچیم به ضمانت بال ضمانت نهشتر است 2.5 cm و ضمانت دیق و دارکه 2.5 cm



$$\frac{d}{t_s} = \frac{d + t_{\text{س}}}{t_s} \geq \frac{20+3}{2} \cdot 17.5 \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{f}} = 24.5 \text{ o.R.}$$

$$a_{\min} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{\max} > 2.5 \cdot 0.2 \cdot 23 \text{ mm} \Rightarrow a_{SC} \approx 15 \text{ mm}$$

$$1 \text{ بعلوچ و اسطع} = 35 + 2 \times 20 = 75 \Rightarrow a_{SC} = 80 \text{ cm}$$

CSC: PL 80x80x3 cm

نکته مهم کن است د از جوین دری و اسطع می باشند ها حرف تغییر دیلکن م نظر نموده باشند این درجت اطمینان از بعد جوین
حرکت استفاده می شود.

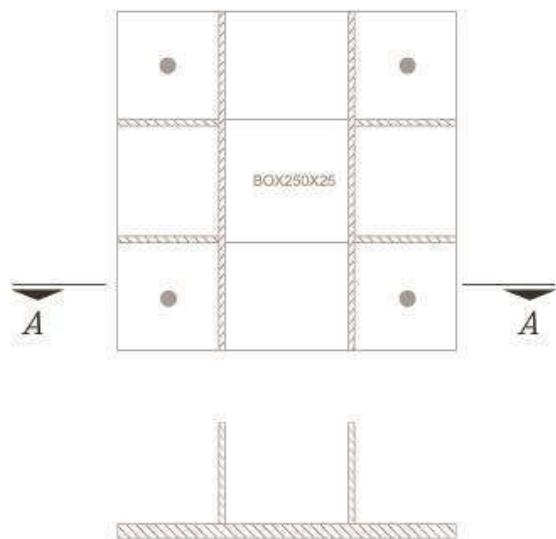
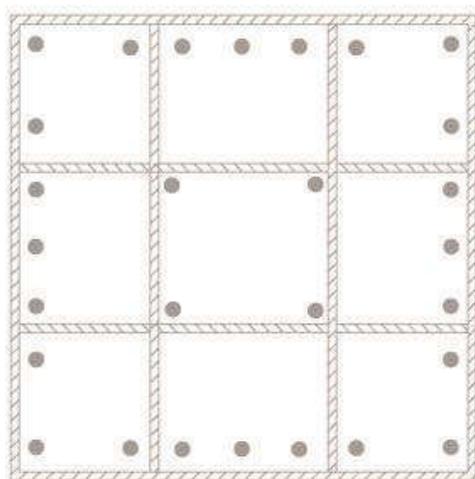
فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

کف ستون ها



دانشگاه صنعتی شاهرود



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی لف سطون

مراه را در طراحی لف سطون ماطی شود به معنی زیرا باید:



دانشگاه اسلامی
برanche نوavar

۱. بارهای واردہ به تکیه کله مورد برداشت نباشد.

۲. ابعاد لف سطون با ابعاد اساس آنکه است (طراحی معمولی) (جیزه اولی)

۳. توزیع نفس در زیر لف سطون ماطی برای بارهای واردہ بردن چنانچه باشد.

۴. ابعاد لف سطون براساس توزیع نفس درست، بنابراین مانع افتادن باشد.

۵. ضخامت لف سطون مابین سه برابر باشد.

۶. سطون کتفه دار و در صورتی که ضخامت بیشتر است غیره عبارت شده بسود برای مخصوص خواهد بود.

۷. سیروک دار و دارای مدار عایقی برای این کتفه داشته باشد.

BxL 250x15

اندیشه طراحی لف سطون برداشتی کم (سطون D)

$$P_u = 203084.16 \text{ kN}$$

$$V_{uRn} = 4905.25 \text{ kN}$$

$$V_{ug} = 2287.78 \text{ kN}$$

$$m_{un} = 392663.99 \text{ kN}$$

$$m_{ug} = 2097837 \text{ kN}$$

$$P_u < \varphi_c P_p < \varphi_c = 0.65 < P_p = 0.85 \varphi_c A_i \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} < 0.85 \varphi_c (2A_i)$$

طراحی ابعاد

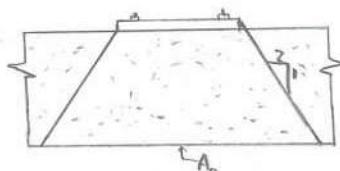
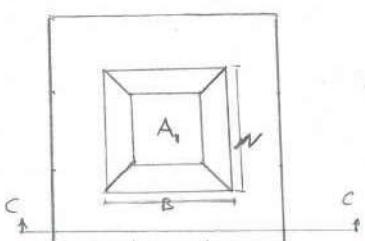
ارتفاع ۷.۳۵ m طول ۱.۰ m عرض ۱.۸ m فضیل سطون ابتداء از ۵۰x۵۰ از زیر است:

$$A_2 = (50 + 2 \times (2 \times 10)) ^2 = 202500 < 280 \times 180 = 32400 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 32400 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{32400}{50 \times 50}} = 3.6 < 2.0 \Rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2.0$$

$$P_p = 0.85 \times 2440 \times (50 \times 50) \times 2.0 = 1037000 \text{ kN}$$

$$P_u = 203084.16 < \varphi_c P_p = 0.65 \times 1037000 = 674050 \text{ kN}$$



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

در ادامه برای مبارکه خروج از نزدیکی ۶ عالی سبقت اضمیر کرد:

$$c_a = \frac{M_{u,y}}{P_u} = \frac{1097837}{203084.16} = 5.4 \text{ cm} < \frac{B}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

$$c_y = \frac{M_{u,y}}{P_u} = \frac{392663.99}{203084.16} = 1.9 \text{ cm} < \frac{D}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

پاتوچه ب تنابع حاصله از نسبت زیرفستون همانند شکل نماینده دارد و مطالعه مقاله ایجاد شده در:

$$\varphi P_{p,max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6c_a}{B} + \frac{6c_y}{D} \right) < F_p'$$

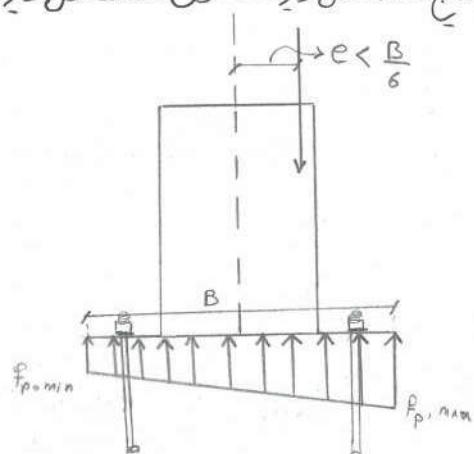
$$\varphi P_{p,min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6c_a}{B} - \frac{6c_y}{D} \right) < F_p'$$

$$F_p' = \varphi_c F_p, \varphi_c = 0.65, F_p = 0.85 f_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\varphi P_{p,max} = 152.39 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_p' = 269.62$$

$$\varphi P_{p,min} = 10.07 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_p' = 269.62$$

$$F_p' = 0.65 \times 0.85 \times 244 \times 2 = 269.62$$



حال مقطع ب عرض ایجاد شده از پیش از این

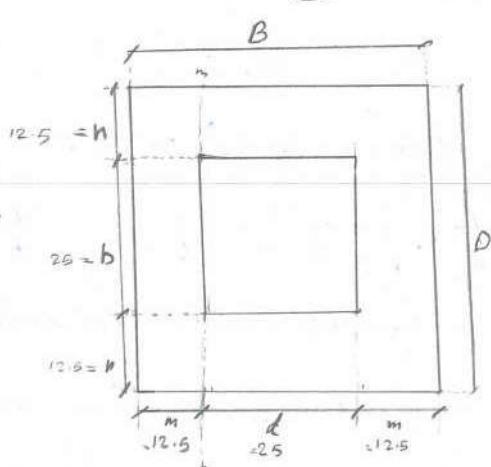
$$m = \frac{B-d}{2} = \frac{50-25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

$$n = \frac{D-b}{2} = \frac{50-25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

برای مطالعه مقاله ایجاد شده در:

$$\varphi_{up1} = \frac{203084.16}{50 \times 50} + \frac{1097837 \times (25-12.5)}{50 \times \frac{50^3}{12}} \\ = 287.58 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\varphi_{up2} = \frac{203084.16}{50 \times 50} + \frac{392663.99 \times (25-12.5)}{50 \times \frac{50^3}{12}} = 90.66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$



فصل پنجم

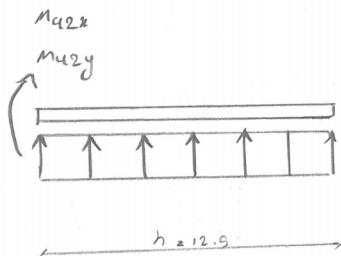
پروژه سازه های فولادی

توضیح آسن گیر سطاخه مجاز سازی نمود (در فوایل ۷۷) برای اینجا در این میان میگذرد

- آسن حمل حمل حمل

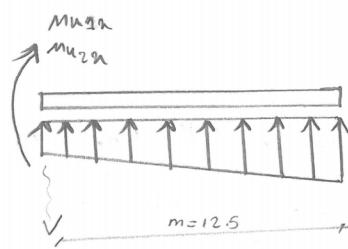


دانشگاه علم و صنعت اسلامی



$$V_u = \frac{1}{2} (152.39 + 107.58) = 129.98 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_u = \frac{1}{2} (152.39 + 90.66) = 121.52 \text{ kN/cm}^2$$



$$107.58 \text{ kN/cm}^2$$

$$90.66 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{u1x} = \frac{152.39 \times 12.5^2}{3} + \frac{107.58 \times 12.5^2}{6} = 20738.54 \text{ kgf.cm/cm}$$

$$M_{u1y} = \frac{90.66 \times 12.5^2}{6} = 10297.92 \text{ kgf.cm/cm} \quad M_{u1x} = 20518.23 \text{ kgf.cm/cm}$$

$$M_{u2x} = 129.98 \times \frac{12.5^2}{2} = 20254.68 \text{ kgf.cm}$$

$$M_{u2y} = 121.52 \times \frac{12.5^2}{2} = 9493.75 \text{ kgf.cm} \quad M_{u2y} = 9824.21 \text{ kgf.cm}$$

$$M_u = \min (M_{u1x}, M_{u2x}) = 20518.23 \text{ kgf.cm}$$

$$\Rightarrow t_p > 2.72 \sqrt{\frac{20518.23}{2400}} = 4.4 \text{ cm}$$

usc: $\Phi 500 \times 500 \times 50 \text{ mm}^3$ برای طایی نیدارک سطون های بتن سیمانی سازمان تدبیر و امور اقتصادی

نمکی برای مطرز نیدار حسب میانند ساختار ماسه های خاکی

در اینجا می بینیم سیمان سازه های سازه های سازه های

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



طراحی سفل مبارک
باشد می باید برای نیروی سنتز و محیض نیروی تنشی و پرس و حداکثر باشد از حد اقل این $4\varphi_{20}$ است.

مبارک سفل های برای نیروی پرس و حداکثر:

معنی معمول مبارک را می دهد

$$V_u \leq \varphi_r R_{nvr} < \varphi_r = 0.75, R_{nvr} = F_{nvr} A_{nb}$$

$$\begin{cases} 0.45 F_u \\ 0.55 F_u \end{cases}$$

اگر سطح پرس را تغیر دهند مقدار کمتر

$$V_u = \sqrt{V_{ux}^2 + V_{uy}^2} = \sqrt{4905.25^2 + 1288.78^2} = 5047.24 \text{ kg f}$$

درین اطمینان فرضی سطح پرس از تغیر دهنده شده عبور نماید.

$$V_u = 5047.24 \leq 0.75 \times 0.45 \times 5000 \times A_{nb} \rightarrow A_{nb} \geq 2.99 \text{ cm}^2$$

چنانچه از $4\varphi_{20}$ استفاده نمایم سطح پرس برای 2.56 cm^2 خواهد بود.

قاسمه سفل مبارک
طبق می باید برای این مطالعه اعلان شود. در حقیقت طول مداری از مدار پرس می تواند تغییر کند.

از d_{dh} درست ۶ برابر فرم خالی ایجاد می شود. معنی برای مدار از $\theta = 19^\circ$ است.

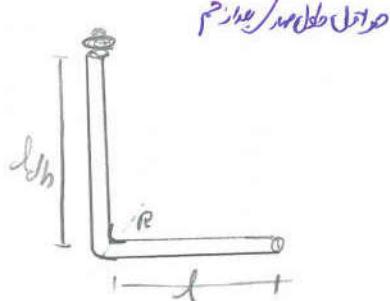
$$d_{dh} = [0.24 K_1 K_2 B \lambda \frac{F_{yd}}{\sqrt{F_{yd}}}] d_b \geq 150 \text{ mm or } 8d_b$$

$$d_{dh} = [0.24 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \frac{0.85 \times 400}{\sqrt{0.65 \times 24.4}}] \times 20 = 409.8 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm or } 8d_b \quad O.K.$$

$$use: d_{dh} = 410 \text{ mm}$$

$$l \geq 12d_b = 12 \times 20 = 240 \text{ mm} \Rightarrow use: l = 250 \text{ mm}$$

$$r = \frac{6d_b}{2} = 3d_b = 60 \text{ mm}$$

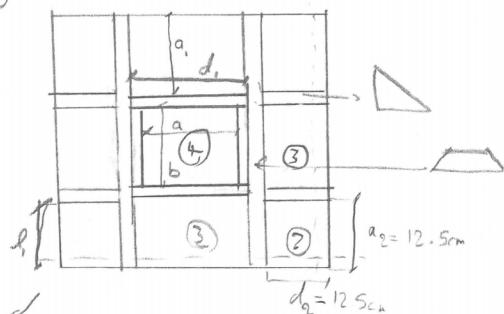


فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



$$M_2 = \frac{P_{up,max} a_2^2 d_2^2}{6(a_2^2 + b_2^2)} = \frac{107.58 \times 12.5^2 \times 12.5^2}{6(12.5^2 + 12.5^2)} = 1400.78 \text{ kJf.cm/cm}$$



از مرحله

کارخانی نامی سطوفگیردار

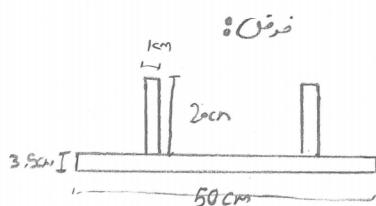
$$M_3 = \alpha_2 \frac{P_{up,max}}{0.112} d_1^2 = 0.112 \times 107.58 \times 25^2 = 7530.6 \text{ kJf.cm/cm}$$

$$M_4 = \alpha_1 \frac{P_{up,max}}{0.048} b^2 = 0.048 \times 107.58 \times 25^2 = 3227.4 \text{ kJf.cm/cm}$$

$$t_p \geq 2.11 \sqrt{\frac{M_{max}}{F_y}} = 3.73 \text{ cm}$$

مقدار رفتگی میان میانه باقی دارد با این عرض ایجاد نیست $\theta = 3.5 \text{ cm}$ در فلزات.

در تحقیق بجز اعور واقعی θ باور انتخاب شد تا خنثیت وارتفاع سنت لذت بهست از θ



$$M_u = (P_{up,max} B l_1) / \frac{l_1}{2} = 107.58 \times 50 \times 12.5 \times \frac{12.5}{2} = 420234.375 \text{ kJf.cm}$$

کارخانی در تحقیق بجز اعور

$$m_u \leq \phi_b m_n \quad \phi_b = 0.9$$

$$m_u = \min (2\% / 5\%)$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



نوآواران گرمی

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i j_i}{\sum A_i} = \frac{2 \times (20 \times 1 \times (\frac{20}{2} + 3.5)) + (50 \times 3.5 \times \frac{3.5}{2})}{2 \times (20 \times 1) + 50 \times 3.5} = 3.94 \text{ cm}$$

$$I_{NA} = \sum (I + Ad^2)$$

$$I_{NA} = 2 \times \left[\frac{1 \times 20^3}{12} + (20 \times 1) \times \left(\frac{20}{2} + 3.5 - 3.94 \right)^2 \right] + \left[\frac{50 \times 3.5^3}{12} + (50 \times 3.5) \times \left(\frac{3.5}{2} - 3.94 \right)^2 \right] \\ = 6007.04$$

$$S_c = \frac{I_{NA}}{C} = \frac{6007.04}{23.5 - 3.94} = 307.1 \text{ cm}^3$$

$$z_c = 2 \times \left[((20+3.5) - 3.94) \times 1 + \frac{((20+3.5) - 3.94)}{2} \right] + 2 \times \left[(3.94 - 3.5) \times \frac{3.5}{2} \times \frac{3.94 - 3.5}{2} \right] \\ + \left[50 \times 3.5 \times (3.94 - \frac{3.5}{2}) \right] = 574.88 \text{ cm}^3$$

$$M_n = M_p = \min(z_c, z_u) F_y = 307.1 \times 24000 = 737040 \text{ kgf.cm}$$

$$M_u = 420234.375 < \varphi_b M_p = 0.9 \times 737040 = 663336 \text{ kg fm O.K}$$

قدیم بر تسلیح بودن حال سیدی { (نمکور سنت شدن) بوده است سیخ ادھر این آتشل باید باید باید

$$\frac{d'}{t} = \frac{d + t_{\text{遲滯}}}{t} = \frac{20+3.5}{1} = 23.5 \times 0.89 \sqrt{\frac{F}{G}} = 24.25 \text{ O.K}$$

بلو بے این رحم مصلح عصر همی سات همین اسے دیر بخواهی سه

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی کف ستون مصالح پیچیده

این نوع کف ستون هاردر / خواص خاصی مسنت و باید برای حمل نیز قابل استرس
ایلوون کف ستونها باید باید برای دسته از نیزه ای اعمال باردار / فشار و تنشی دسته دلیر مصالح باشد
هر چند علاوه بر دوسته تجویی استرس که ستون هاره آنها برای نیزه میگذراند از ترکیب برآمده باخته نیزه هاره
کف ستون در اس

A-6 انتخاب یک سود

$$P_u = 445178.7 \text{ kgf}$$

$$\begin{cases} M_{x0} = 37032.54 \\ M_{y0} = 23524.21 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = 7104 \text{ kgf} \\ V_y = 41666.35 \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_u = 810421.9 \text{ kgf} \\ T_u = 678155 \text{ kgf} \end{cases}$$

حالت عادی

حالت تسمیع یافته

طراحی سایر راهات - سردی یا گرمی می دهیم و بعد حالت عادی است

$$T_u \leq \varphi R_{nt} \quad \varphi = 0.75, R_{nt} = F_{nb} A_{nb}$$

$$T_u \leq 678155 \leq 0.75 \times 0.75 \times 6000 A_{nb} \Rightarrow A_{nb} \geq 200.9 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{200.9}{8.04} = 25 \Rightarrow \text{asc: 25 } \varphi 32$$

در صورت اختلاف از میان ۳۲

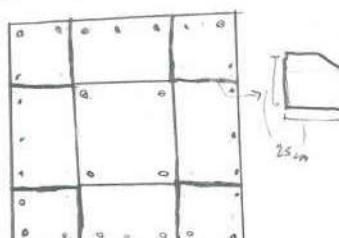
طراحی اتصال بوسن کف ستون باشود به حرایت بینجوب (8mm) و فاصله (32mm)

$$T_u \leq \varphi R_n = \varphi_n \beta (6 F_{ac}) A_{nc}$$

$$678155 \leq 0.75 \times 0.75 \times 6 \times 4300 \times 0.707 \times 1.8 L_w \Rightarrow L_w \geq 322.93 \text{ cm}$$

با اینکه یک مقطع و سه تکه از آن باید حساب نماید هر کدام ۶ زم باشد

$$L_w = 2n b = 2 \times 28 \times 28 = 448 > L_w$$



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

با خود می آید



$$P_u \leq \varphi_c P_p \quad \varphi_c = 0.65, \quad P_p = 0.85 \varphi_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.85 \varphi_c 2A_1$$

$$A_2 \cdot (100 + 2 \times 2 \times 100)^2 \geq 250000 \times 32400 \Rightarrow A_2 \geq 32400$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{32400}{100}} = 1.8 \leq 2.09.1$$

$$P_p = 0.85 \times 244 \times (100 \times 100) \times 1.8 = 3733200$$

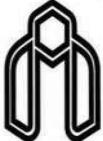
$$810421.9 \leq \varphi_c P_p \approx 2426580$$

$$S = \frac{100 - 8 \times 6.4}{7.4} = 14.53 \geq 3 \times 3.7 = 9.6 \quad O.K.$$

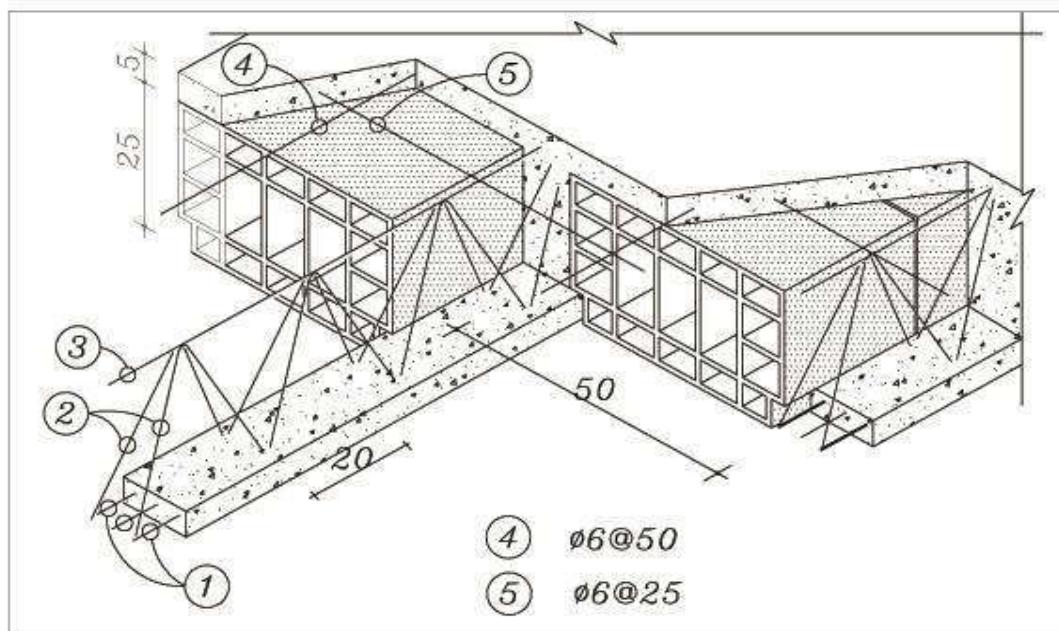
پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

سقف تیرچه بلوک



دانشگاهی شاپرد



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



$$f_c = 244 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

متادیت سقف‌بین

متادیت مخصوص اریا نورها

طراحی سقف تیریه بلوک

ضریبات

الف) مسخنات مصالح

- ابعاد

$$L_e = 5.90 \text{ m}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

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

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

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

ج) بارها / صد و زده

$$L = 200 \text{ kgf/m}^2$$

$$D = 445 \text{ kgf/m}^2$$

$$L_{ex} = 100 \text{ kgf/m}^2$$

محاسبات

الف) بارها / ولایت سقف

$$D = 445 + 100 = 545 \text{ kgf/m}^2$$

$$w = 1.25 D + 1.5 L = 1.25 \times 545 + 1.5 \times 200 = 981.25 \text{ kgf/m}^2$$

ب) تقدیم ضمانت سقف (قدیم عبار)

$$H_{min} = \frac{L_e}{20} \times (0.4 + \frac{\varphi_y}{6700}) = \frac{590}{20} \times (0.4 + \frac{3000}{6700}) = 25 \text{ cm} \quad O.K. \checkmark$$

$$H = h + 5 = 25 + 5 = 30 \text{ cm} > H_{min}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

۲) نتیجۀ ضخامت لایه تن در برای بلوک ها (دال بتی)

بلوک لسل این ضخامت دال بتی روی بلوک ها به عورت آبر قبی غیر مسلح در صورتی دارم دسترسی داشته باشد (با عرضه ۴۰ cm)

حکایتی دارد. سعید لسیفی منسق فنی مساجیع پارک ۷.۹ φ \sqrt{P} است که مقاومت مصالح مسیفی برابر $\frac{f_{ct}}{2}$ می باشد.

لئن تأثیرات آبر قبی در زیر کسر پهن ۵۰ cm می باشد پا:

$$M_u = \frac{P_u \times L_e^2}{12} = \frac{981.25 \times 0.4^2}{12} = 13.08 \text{ kN-m} = 2308 \text{ kgf.cm}$$

اساس مقطع آبر قبی در لایه ۱ m می باشد:

$$S = \frac{b h^2}{6} = \frac{100 \times 5^2}{6} = 417 \text{ cm}^3$$

لسن لسیفی موادی برابر داری اسلام دال بتی برابر می باشد:

$$\varphi_{ct} = \frac{1308}{417} = 3.14 \text{ kgf/cm}^2$$

سعید لسیفی بنابرآزاده دارای $\varphi_{ct} = 0.6$ می باشد:

$$P_r = 1.9 \varphi_c \sqrt{f_c} = 1.9 \times 0.6 \times \sqrt{244} = 27.8 \text{ kgf/cm}^2 > f_{ct} \text{ O.K.}$$

لذا حیا است - طبقی بر پر ۵ cm مناسب است.

۳) طراحی آرماند پائینی تصحیح

پارکهندی وارد پیش تحریق باعوزن ۵۰ cm، می باشد پا:

$$P_u = 0.5 \times 981.25 = 490.62 \text{ kgf/cm}$$

$$M_u = \frac{P_u \times L_e^2}{8} = \frac{490.62 \times 5^2}{8} = 2134 \text{ kgf.m} = 213481 \text{ kgf.cm}$$

بعنوان تقویت اول فرض می کنیم که اتفاقاً بلوک سفید مسیفی - بلادر ضخامت ۴ (دال بتی) متر را دارد:

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



دانشگاه شهید

با فخر استفاده از ۹۱۴

$$d = H - 2 - \frac{\phi}{2} = 30 - 2 - \frac{14}{2} = 27.3 \text{ cm}$$

$$M_r = 0.85 \varphi_c f_c b d \left(d - \frac{t}{2} \right) = 0.85 \times 0.6 \times 244 \times 5 \times 27.3 \times \left(27.3 - \frac{5}{2} \right) = 771528 \text{ KJf cm} > M_u$$

لذا ارتفاع بلوک سین ممستطی لبر از ضایعات تبعده و رتاریت بیوست مستطیلی باشد. همان سمع مطلع از آن در اینجا از

را باید زیر بودستی اگر

$$A_s = \frac{0.85 \varphi_c f_c b d}{\varphi_s f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \varphi_c f_c b d^2}} \right) =$$

$$\frac{0.85 \times 0.6 \times 244 \times 5 \times 27.3}{0.85 \times 300} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 213481}{0.85 \times 0.6 \times 244 \times 5 \times 27.3^2}} \right) = 3.14 \text{ cm}^2$$

چون در اینجا مبتدا مبتدا عبارت از سمع مطلع مبتدا طبق این شرط نداریم اطمینان برآور ۱۰٪

بـ سمع مطلع از آن در بودستی از اینجا

$$A_s = 3.14 \times 1.1 = 3.45 \text{ cm}^2$$

مقادیر سمع مطلع در اینجا بودستی ۳.۰۰۰ باشند در اینجا مقدار مبتدا از سمع مطلع از اینجا

$$f_c < 300 \text{ KJf cm}^2 \Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{max} = \rho_b = 0.6 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{244}{3000} \times \frac{6000}{6000 + 3000} = 0.0276$$

$$A_{smax} = \rho_{max} b d = 0.0276 \times 5 \times 27.3 = 37.67 \text{ cm}^2$$

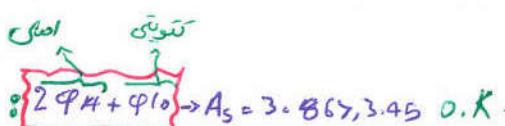
$$\rho_{min} = \min \left(\frac{14}{f_y}, 0.79 \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} \right) = \min \left(\frac{14}{3000}, 0.79 \sqrt{\frac{244}{3000}} \right) = 4.67 \times 10^{-3}$$

$$A_{smin} = \rho_{min} b d = 4.67 \times 10^{-3} \times 5 \times 27.3 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} < A_s < A_{smax} \quad O.K.$$

بسیاری از راهنمایی های مبتدا از

این مقدار آزمایش را به صورت دستگاهی و در اینجا قدرت باری بین



این مقدار آزمایش را به صورت دستگاهی و در اینجا قدرت باری بین

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

۱) حساب طول آرماند تقویتی

ابتدا مقادیر مقدار نهایی تحریج با آرمانورها / سلسیل های اسید و M_1 می نامیم . سطح مقطع میلر / میلر (2P14) بر اثر ۰.۰۸ است

$$M_1 = A_s \phi_s f_y \left(d - 0.5 \frac{A_s}{b} \times \frac{\phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c} \right) = 3.08 \times 0.85 \times 3000 \times \left(27.3 - 0.5 \times \frac{3.08}{5.0} \times \frac{0.85 \times 3000}{0.85 \times 0.65 \times 294} \right)$$

$$= 164017.7 \text{ Kgf.cm}$$

$$L_t = L_e \sqrt{1 - \frac{M_1}{M_{max}}} = 5.9 \sqrt{1 - \frac{164017.7}{213481}} = 2.84 \text{ m} = 284 \text{ cm}$$

$$L_r = L_t + 2 \text{ mm} (d + 12d_b) = 284 + 2 \times 27.3 = 338.6 \text{ cm}$$

حل تقریب

حل عمل

خط مقطع عمل را بدقترا برد تا انداره طول میلر / (و سطوحها) خاصه داشته باشد

$$L_r > 2L_d$$

$$L_d = \frac{d_b f_y}{4.93 \sqrt{f_c}} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow L_d = \frac{1 \times 3000}{4.93 \sqrt{294}} = 38.95 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 2L_d > 86 \text{ cm}$$

$$L_r = 338.6 > 2L_d \text{ O.K.}$$

با توجه به مقدار بیان شده ۹۱۰ بخط ۳.۵m در صفحه دهانه های قدرتگیر انتساب می شود

۲) آرماند بال از تحریج

با توجه به جدول ۲-۲ شریعه ۵۴۳ ۹۱۲ انتسابی می شود

۳) آرمانورها مجموع میلر در حال بال از تحریجها
نسبت سطح مقطع کل آرمانورها / حداسته مجموع میلر / میلر (2P14) بر اثر ۰.۰۸ است

$$A_s = 0.009 \times 100 \times 52.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

مقابل سیم رسانورها بال و بین دربیت ها را در ۲۵cm انتسابی می شود . ولای سطح مقطع های میلر و میلر است:

$$A_s = 1 \times 0.25 = 0.25 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع میلر ۶ φ ۶ بر اثر ۰.۲۸ است . لذا آرمانورها در این درجهات عدد بیشتر ها ، ۹۶ فناور ۷۵ و انتسابی می شود .

- USE φ6 @ 25cm درست عبور بر تحریجها

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

درجت مواد تیرجه سیم خودکار تیرجه می‌تواند به عنوان آنچه در مراسته جمع شده در تغیر قوه سیم

$$\varphi 12 @ 50 \text{ cm} \rightarrow A_s = 2 \times 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

دلخواهی ب محوریت حداقل ۵۰ cm را نموده حرارتی جمع شده به ۲۵°C ، عدا آنکه از اندیمه تیرجه می‌باشد از ۵۰ cm بیشتر نباشد.

از هم و سبقاتی سیم

usc: $\varphi 6 @ 50 \text{ cm}$

درجت مواد تیرجه

۲) سقف

بارزینه سقف بر پایه ۲۰۰ cm است بنابراین با توجه به قاعده میل کلاف صاف نیاز است. حداقل سطح مقطع آن ۱۵ cm² است. طول آن نیز برابر نصف سطح مقطع آن تأثیرگذار نماین تیرجه باشد.

$$A_s = \frac{3.86}{2} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{usc: } 2 \varphi 12 \quad A_s = 3.14 \times 1.93 \text{ cm}^2 = 0.6$$

در مسلگرد ۱۲ آبی در بازدیدکننده انتشاری سیم

۳) ارماندو منفی

طبق شریعه ۵۴۳، باید در این تیرجه عابادیون نایابه ساده، دوزگانه است. آنرا از نصف سطح ۱۵ cm² مقطع لقشی رسید.

دعاوی، در هر تکیه گاه اضافه شود. دیگر عالیرها حداقل تاناسی از دعاوی زاد از تکیه گاه بجز راند و دعاوی اراده ای باشد.

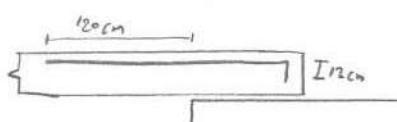
$$A_s = 0.15 \times 3.86 = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$L = \frac{1}{6} \times 5.9 = 1.018 \text{ m}$$

لذا در این تیرجه بیک مسلگرد $\varphi 12$ در ارتفاع حداقل ۱.۰۲ m از تکیه گاه بداخل دعاوی اراده ای باید استطبی کنیم.

این مسلگرد در انتها را مسلگرد دارد تا میانه داده شود و در این قرار بجهدت خم ۵° خواهد بود، طول تلاش انتها ۱۲۲ cm است.

$$12\text{m} = 12 \times 2 = 12 \text{ cm}$$



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

(۱۵) لنتل بیسی و طراحی آن را توربیسی

قطعه بعلت برداشت لنتل بیسی به قابلیت ازین نسبت به میانه متفاوت نماید.

$$V_u = \frac{P_u L_e}{2} - P_u d = \frac{981.25 \times 5.9}{2} - 981.25 \times 27.3 = 2626.8 \text{ kN}$$

$$V_c = 1.1 \times 0.63 \times \varphi_c \sqrt{f_c} b_w d = 1.1 \times 0.63 \times 0.6 \sqrt{24} \times 10 \times 27.3 = 773.13 \text{ kN} < V_u$$

حقارت بیسی تا زن شده تقریباً نیوکو و دارم است - از مقادیر مذکور که عرض مناسب است

$$V_s = V_u - V_c = 2626.8 - 773.13 = 853.67 \text{ kN}$$

با توجه به محدودیت حداکثر خامدی سایر عناصر (۳۰-۶۰)، این نقد برای تابعیت مذکور مطابق با نتایج می‌باشد.

$$A_v = \frac{V_s \times s}{\varphi_c f_y (s \sin \alpha + c_s \times d)} = \frac{853.67 \times 20}{0.85 \times 3000 (5.60 + 5.6) \times 27.3} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{min}} = 3.5 \frac{b_w \cdot s}{f_y} = 3.5 \frac{20 \times 20}{3000} \times 0.23 \text{ cm}^2 > A_v$$

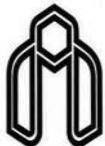
use: φ6 @ 20 cm $A_s = 0.28 \text{ cm}^2 > A_v, A_{v_{min}}$

فصل پنجم

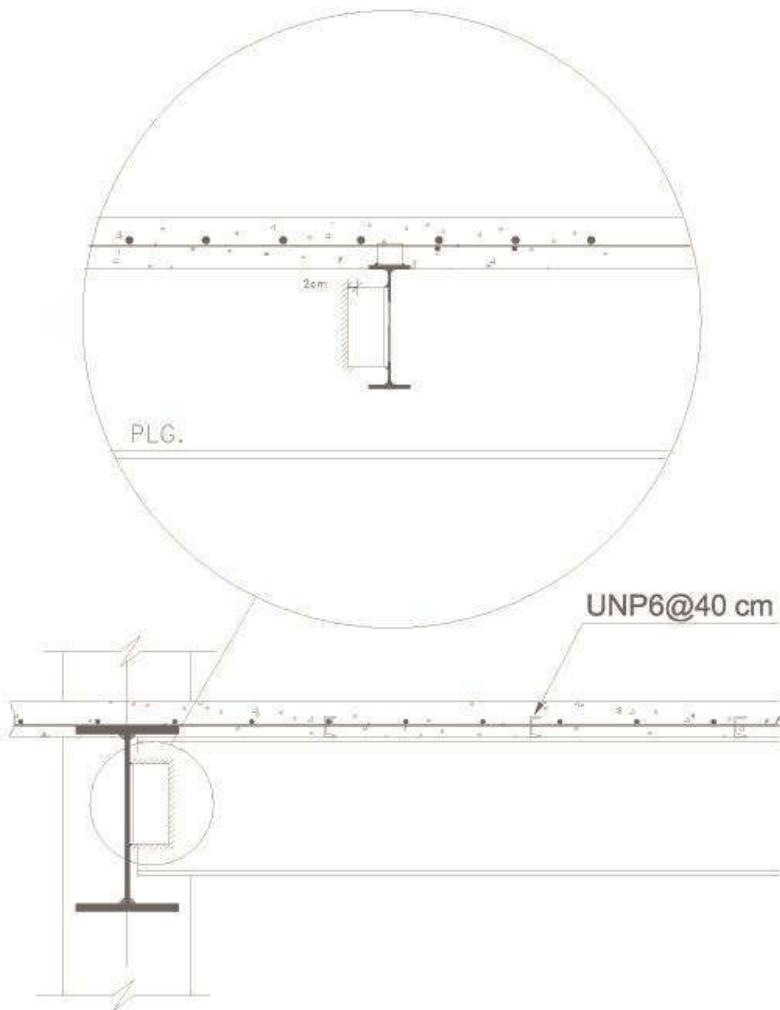
پروژه سازه های فولادی



سقف کامپوزیت



دانشگاه تکنیکی شاهروود



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

Story: Ground Floor

Beam B133Length: 5.9 m Trib. Area: 6.64 m²

Location: X= 18.05 m Y= 9.125 m

20 1.9 cm Ø studs

ST37(Rolled)

IPE200

No camber

**Composite Deck Properties**

	Slab	Cover (cm)	w_c (kgf/m³)	f'c (MPa)	b_{eff} (cm)	E_c (S) (MPa)	E_c (D) (MPa)	E_c (V) (MPa)
Left, Right	Composite	10	2500	23.93	N/A	56.25	25783	25783

Loading

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (kgf/m) 0 m → 5.9 m	0.000	303.623	275.625	337.500	1235.097

End Reactions

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end, J end (kgf)	0.0000	895.6864	813.0938	995.6250	UDCmpS2	3643.5362

Strength Checks

	Combo	Factored	Design	Ratio	Pass
Shear at Ends (kgf)	UDCmpS2	3643.5362	13732.9920	0.265	✓
Construction Bending (kgf-cm)	UDCmpC2	205529.9884	477360.0000	0.431	✓

Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	20	50	0.4	✓
Pre-composite Defl. (cm)	1.171	No Limit	N/A	N/A
Post-composite Defl. (cm)	0.725	No Limit	N/A	N/A
Live Load Defl. (cm)	0.399	1.639	0.244	✓
Total Defl. (cm)	1.896	2.458	0.771	✓
Walking Acceleration ap/g	0.002191	0.005	0.438	✓

Section Properties

	Y1 (cm)	Y2 (cm)	I (cm⁴)	ΦM_n (kgf-cm)	V' or ΣQ_n (kN)
Steel (L _b = 0.059 m C _b = 1)	10	N/A	1943	477360	670.8
Full composite (plastic)	0	8.534	N/A	1140967	670.8
Full composite (elastic)	2.938	N/A	0.75 * 8449.891	N/A	N/A
Vibrations Check (f = 8.96Hz)	3.126	N/A	9218.259	N/A	N/A

Walking Acceleration Calculation

B (m) Beam	B (m) Girder	Δ (cm) Beam	Δ (cm) Girder	Δ (cm) Panel	f_n (Hz) Beam	f_n (Hz) Girder	f_n (Hz) Panel	β	W (kgf)	P_o (N)
7.6912	10.6024	0.292	0.104	0.469	10.44	13.379	8.965	0.03	19456.5181	289

پروژه سازه های فولادی
فصل پنجم

Strength Checks

	Factored	Design	Ratio
Shear at Ends (kgf)	3643.5362	13732.9920	0.265
Construction Bending (kgf-m)	2055.2999	4773.6000	0.431
Full Comp. Bending (kgf-m)	5374.2158	11409.6741	0.471

Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio
Shear Studs Distribution	20	50	0.4
Pre-composite Defl. (cm)	1.171	No Limit	N/A
Post-composite Defl. (cm)	0.725	No Limit	N/A
Live Load Defl. (cm)	0.399	1.639	0.244
Total Defl. (cm)	1.896	2.458	0.771
Walking Acceleration ap/g	0.002191	0.005	0.438

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

طراح تکیه کار پیوست

باید این عرض سرگال بتن با حساب لقیم مطابق بج ۱۰ این عرض در هر طرف تن بفرار نباشد با اخذ از نتیجه این نتیجه:

$$1. \text{ نا} \leq \frac{7}{8} \text{ هشتم دهانه تیز} \quad (\frac{7}{8})$$

$$2. \text{ نصف فاصله} \leq \text{جور تیر تا محترم بکار} \quad (\frac{1}{2})$$

$$3. \text{ فاصله} \leq \text{جور تیر لبه دل بتن} \quad (S_1)$$

$$b_{cR} = \min \left\{ \frac{L}{8}, \frac{S_1}{2}, S_1 \right\} = \min \left\{ \frac{590}{8} = 73.75, \frac{112.5}{2} = 56.25, 112.5 \right\} = 56.25 \text{ cm}$$

$$b_{cL} = \min \left\{ \frac{L}{8}, \frac{S_1}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{590}{8} = 73.75, \frac{112.5}{2} = 56.25 \right\} = 56.25 \text{ cm}$$

$$b_c = b_{cL} + b_{cR} = 112.5 \text{ cm}$$

- نتیجه متعلق با نتیجه نر افزار است.

حساب مقاومت خسی تکیه کار پیوست - جمل از ساخت سدن نهاده شدن دال
در طراحی این تیرها فرضیه که از پایه صفت (نمود) برآورده رینه / سقف / استفاده نموده باشد این تیر را فولاد
با روکش پارچه و لایه زبانه ساخت طراحی می‌کنند در واقعی - تا قبل از اینکه مقاومت دال بتنی روکشها به ۱۵ درصد مقاومت تکیه کار پیوست نرسیده باشد
با در تیرهای فولادی قائم از هندسه عالمدروی که مختلط نمایند و برای این راسی از وزن خود کم و وزن دال بتنی کاری می‌کنند می‌توان ساخت سهل تر بین
(IPE ۲۰۰) لقیم.

$$M_{n,cons} = F_y \cdot Z = 2400 \times 221 = 530400 \text{ kgf.cm}$$

$$\phi_b M_{n,cons} = 0.9 \times 530400 = 477360 \text{ kgf.cm}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

اگر از طبق بلاطله باشد از تعیین پلاستیک نسب استفاده نمود

$$\frac{h}{t_w} = \frac{20}{0.56} = 35.71 \leq 3.76 \sqrt{\frac{286}{240}} = 108.541 \text{ O.K.}$$

فصل پنجم

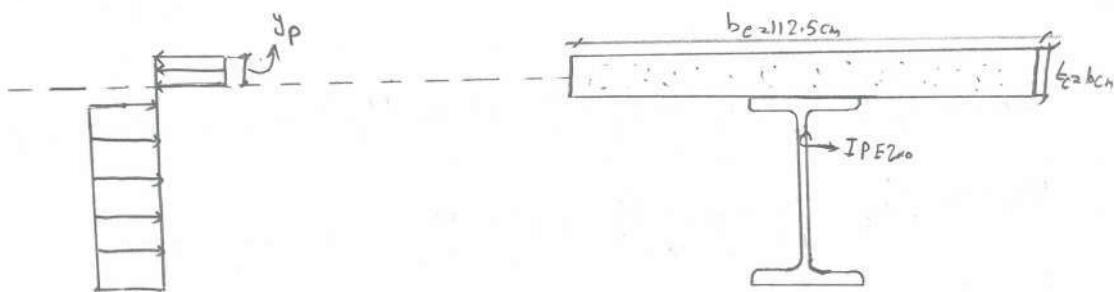
پروژه سازه های فولادی

یوسفی خان بدلی عالی سبک طاریتی مهندسی از رفتار پلاستیک آن استفاده کنید

بلطفه که اگر $A_s f_y > 0.85 A_c f_c$ باشد تار خنک در مقطع فولاد است

$$MPF_{stab} = A_s f_y = 28.5 \times 2400 = 68400 < MPF_{conc} = 0.85 f'_c A_c = 0.85 \times 244 \times 10 \times 112.5 = 233325 \text{ kg}$$

بنابراین تار خنک درین انت



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 0.85 \times 244 \times y_p \times 112.5 = 28.5 \times 2400 \Rightarrow y_p = 2.93 \text{ cm}$$

حال با این اندک تغییر حمل محور صاف، طی خستگی اتصال مقطع محاسبه خواهد شد:

$$M_{max, strength} = \left(0.85 \times 244 \times 2.93 \times 112.5 \times \frac{2.93}{2} \right) + \left[28.5 \times 2400 + \left(\frac{2.93}{2} + 10 - 2.93 \right) \right] = 1267741.59 \text{ kgf.cm}$$

$$\phi_b M_{ns, strength} = 0.9 \times 1267741.59 = 1140967.431 \text{ kgf.cm}$$

این مقدار صریح‌ترین بانداج نمای اندار است

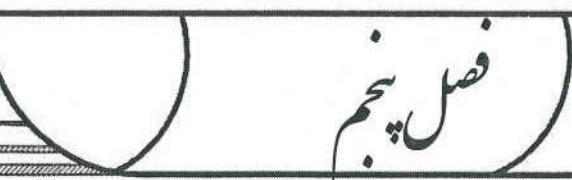
لقطل لملک (مهندسی ضریب دار طاره) به مقطع

$$M_{u, const} = 205529.9384 \text{ kgf.cm}$$

$$\phi_b M_{n, const} = 477360 \text{ kgf.cm} \rightarrow \text{Ratio} = \frac{M_{u, const}}{\phi_b M_{n, const}} = 0.431$$

$$M_{u, strength, b} = 537421.5821 \text{ kgf.cm}$$

$$\phi_b M_{n, strength} = 1140967.431 \text{ kgf.cm} \rightarrow \text{Ratio} = \frac{M_{u, strength}}{\phi_b M_{n, strength}} = 0.471$$



پروژه سازه های فولادی

لشکر برسن در تیر فولاد مختلط

سازه های بتنی با پوشش فولادی

$$A_v = 9.5368$$

$$V_u \leq \phi_r V_n + \phi_r c_r = J \times V_n = 0.6 F_y A_w c_r$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times 9.5368 = 23732.992 \text{ kgf}$$

$$V_u = 3643.5368 < 10 \times 23732.992 \text{ o.k.} \Rightarrow \text{Ratio} = \frac{V_u}{\phi_r V_n} = 0.265$$

متلبق با تراکت زم افشار

$$Q_h = 0.3 (t_f + 0.5 t_w) l_c \sqrt{f_c E_c}$$

طراحی برسن تیرها

مقادیت (سمی برسن) برینج رها

$$Q_h = 0.3 [0.6 + 0.5 \times 0.6] 5 \sqrt{244 \times 262518.5} = 10812.827 \text{ kgf}$$

نیرو (بینی) افقی وارده برینج کرده

$$V_{hu} = \min [0.85 f_c A_c, l_s f_y] = \min (2333.25, 6340) = 6340 \text{ kgf}$$

$$N > \frac{V_{hu}}{Q_h} = 6.325 \Rightarrow N = 7 \text{ عدد}$$

نقد دیپیس لایور دنیاز، طول آساندار حداکثر نظر صفر (نصف مطلوبی):

طول آن بینی بیشتر است و تعداد بینی کرها باید در نصف طول آن بینی شود

$$S = \frac{59\%}{7} > 42.14 \text{ cm}$$

خاصه تکویر

$$S_{min} \leq \min \{8l_c, 80\text{cm}\} \quad S_{max} \leq \min \{8 \times 10, 80\} = 80 \text{ cm} \rightarrow S_{max}$$

عدویت های آین نامه:

use: 40cm

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



کنترل تغییر شکل
کنترل تغییر شکل با دایرگار دوسر بصرورت جعل اخاذ مورد برتر را در آن و بهم جم کرد و با ۲۴۰ کامپرسیون

حالت اول)

در این حالت نازم است محتاط محتاط باشد سراسر عود کنترل مدار رسم و باید از مقطع فولاد (نمای استند) کم مقادیر باربره اول دستگاه وزن خودسیز فولاد و وزن بعلتی بی بلند بجهود خطی به تحریک می شوند.

$$f_{dead} = 2500 \times 0.1 = 250 \text{ Kg f/m}^2$$

$$w_{const} = 250 \times 112.5 + 22.4 = 303.65 \text{ kg f/m} = 3.0365 \text{ kg f/cm}$$

$$\Delta_{const} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 3.0365 \times 59.4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 1940} = 1.23 \text{ cm}$$

حالت دوم)

حال با دید مقادیر باربره ای دویم دستگاه زندگانی با محاسبه تغییر شکل تمحب بارگذاری بدهی دستگاه دوم متعاقباً باشد:

$$SD = 245 \text{ kg f/m}^2$$

$$Lnr = 3.0365 \text{ kg f/m}^2$$

$$w_{strength} = 245 + 3.0365 = 645 \text{ kg f/m} = 6.45 \text{ kg f/cm}$$

$$E_c = 262918.5 \text{ kg f/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg f/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c / \text{creep}} = \frac{2 \times 10^6}{2.62918.5 / 3} = 22.82$$

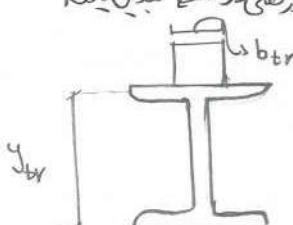
$$b_{tr} = \frac{be}{n} = \frac{112.5}{22.82} = 4.93 \text{ cm}$$

$$y_{br} = \frac{4.93 \times 10 \left(\frac{10}{2} + 20 \right) + 28.5 \times \frac{20}{2}}{4.93 \times 10 + 28.5} = 19.15 \text{ cm}$$

$$I_{trz} = \left[\frac{4.93 \times 10^3}{12} + 4.93 \times 10 \left(\frac{10}{2} + 20 - 19.5 \right)^2 \right]$$

$$+ \left[19.15 + 28.5 \times \left(\frac{20}{2} - 19.5 \right)^2 \right] = 6414.28 \text{ cm}^3$$

حالت سوم خود محتاط تبدیل می شوند



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

در نهایت مقدار ضریب موجود برابر است با :

$$\Delta_{Strength} = \frac{5w L^4}{384EI} = \frac{5 \times 6.45 \times 59.4^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 644.28} = 0.793 \text{ cm}$$

در نهایت مقدار دلخواه موجود برابر است با :



$$\Delta = \Delta_{const} + \Delta_{Strength} = 0.793 + 1.23 = 2.023 \text{ cm}$$

$$\Delta_{all} = \frac{L}{240} = \frac{59.4}{240} = 0.458$$

$$\text{Ratio} = \frac{2.023}{0.458} = 0.82 \leq 1.0 \text{ O.K.}$$

مطابقت خواهد بود با نتیجه افزایش

$$W_u = 300 \times 112.5 = 337.5 \text{ kg/m}^2 = 3.375 \text{ kg/cm}^2$$

قابل بردازند

$$\Delta_{Live} = \frac{5w_{Live} L^4}{384EI_{live}} = \frac{5 \times 3.375 \times 59.4^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 644.28} = 0.415 \text{ cm}$$

$$\Delta_{all} = \frac{L}{360} = \frac{59.4}{360} = 1.639$$

$$\text{Ratio} = \frac{0.415}{1.639} = 0.25 \leq 1.0 \text{ O.K.}$$

مطابقت خواهد بود با نتیجه افزایش

کسر لری عالی در تیر کامپوزیت

$$W(\beta_{30.0}) = 19456.51 \text{ N}$$

$$\Delta_B = 0.292$$

$$\Delta_G = 0.204$$

فریانس طبیعی تیر

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_B + \Delta_G}} = 8.958 \text{ Hz}$$

f_n , panel

در نتیجه افزایش سطحی

(نگاه نشیده میگردید) $P_0 = 29.459$

$$\beta = 0.03$$

$$\left(\frac{a_0}{g} = 0.005 \right)$$

$$\alpha_p = \frac{P_0 e^{(-0.35 f_n)}}{P_w} = \frac{29.459 \times e^{(-0.35 \times 8.958)}}{0.03 \times 19456.5181} = 0.0021 \leq \frac{a_0}{g} = 0.005 \text{ O.K.}$$

نسبت ستاب بروجود

مطابقت با نتیجه افزایش

فصل پنجم

پروره سازه های فولادی

طراحی دال بتنی صلبی برای پیوست
با وجود عبارتنداز



$$\text{Dead} = 250 \times 10 = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$SD = 245 \text{ kN/m}^2$$

$$Lnr = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(250 + 245) + 1.6 \times 300 = 1074 \text{ kN/m}^2$$

$$w_u = q_u \times 1.0 = 1074 \text{ kN/m}$$

$$d = 10 - 3 - \frac{1.2}{2} = 6.4 \text{ cm}$$

سودت - بار ضربی داروارde در دال های بر عرض واحد

بافرض φ_{12} و φ_{13} بازیگردانی

$$M_u = \frac{w_u l_n^2}{10} = \frac{1074 \times 425^2}{10} = 135.93 \text{ kN.m} = 135935 \text{ f.cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{3000}{0.85 \times 244} = 14.46$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.9 b d} = \frac{13593}{0.9 \times 10 \times 6.4} = 23.6 \text{ kN/m}^2$$

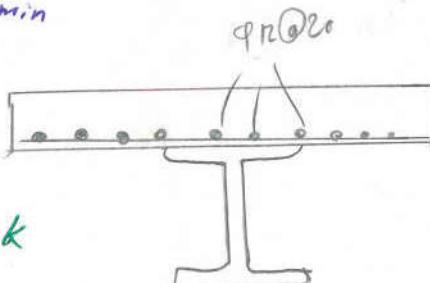
$$I = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{14.46} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.46 \times 23.6}{3000}} \right] = 0.0084$$

$$f_{min} = \frac{0.15\sqrt{f'_c}}{f_d} = \frac{0.15 \times \sqrt{244}}{3000} = 0.00078 \quad f > f_{min}$$

$$S_{max} \leq M / n \{ 2b_C + 5cm \} \Rightarrow S_{max} = 20 \text{ cm}$$

$$A_s = f b d = 0.00084 \times 1 \times 6.4 = 5.376 \text{ cm}^2$$

$$\text{use } \varphi_{12} @ 20 \rightarrow A_s = 5 \times \frac{\pi}{4} \times 12^2 = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ O.K}$$



درین اطمینان همین سد را تواند
جذب همچنانی نماید

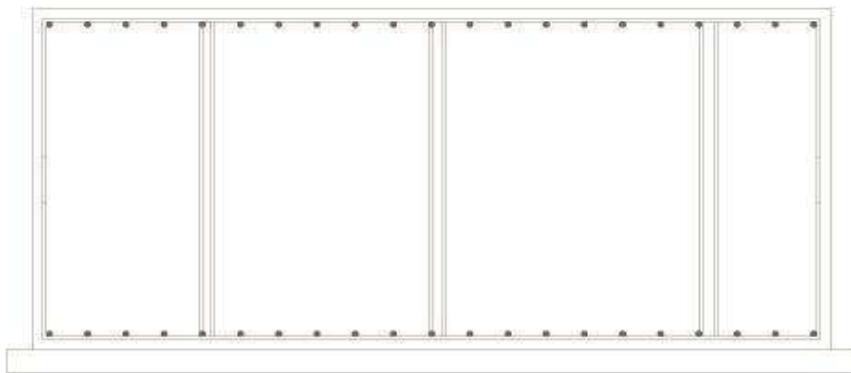
فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

شالوده

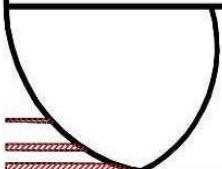


دانشگاه تبریز



فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



طراحی مصالواده

مقدار این سقطان از نوع نوار در نظر گیری نمایم که نتیجه بصرت دستی (نیازی نیست):



نگارنی گرمی

- نتیجه بین ملک

$$d = 150 - 5 - 1 - \frac{2}{7} =$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b \cdot d = 0.53 \sqrt{244 \times 180 \times 143} = 213.97.97 \text{ kgf}$$

$$V_u = 259360 \text{ kgf}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_{shear}} = \frac{259360}{0.75} = 345813.3 \text{ kgf}$$

$$V_s = V_n - V_c = 345813.3 - 213.97.97 = 132715.36 \text{ kgf}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{P_y \cdot d} = \frac{132715.36}{3000 \times 143} = 0.309 \text{ cm}^2$$

- نتیجه بین ملک

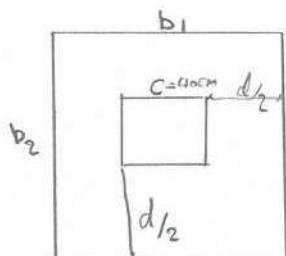
• مطلب پرسنل

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.53 \varphi \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} - \beta_c = \frac{\text{بعد نوبت سطون}}{\text{بعد نوبت سطون}} \\ 0.53 \varphi \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2 b_0} \right) \sqrt{f'_c} - \alpha_s \left\{ \begin{array}{l} 40 \\ 30 \\ 20 \end{array} \right. \text{ سطون میانی} \\ 1.06 \varphi \sqrt{f'_c} \quad \text{نواری} \\ \text{کوش} \end{array} \right.$$

cover

$$d = 100 - 5 - 1.8 = 93.2 \text{ cm}$$

$$b_0 = 2(b_1 + b_2) = 2(40 + 2 \times \frac{93.2}{2}) = 532.8 \text{ cm}$$



$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.53 \times 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{40/93.2} \right) \sqrt{244} = 18.62 \text{ kgf/cm}^2 \\ 0.53 \times 0.75 \times \left(1 + \frac{40 \times 93.2}{2 \times 532.8} \right) \sqrt{244} = 27.93 \text{ kgf/cm}^2 \\ 1.06 \times 0.75 \times \sqrt{244} = 12.41 \text{ kgf/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow V_c = 12.41 \text{ kgf/cm}^2$$

پروژه سازه های فولادی

فصل پنجم

$$V_u = -168880 \text{ kN}$$

$$M_{u,y,z} = 9659 \text{ kNm}$$

$$M_{u,y} = 11452.89 \text{ kNm}$$

از نظر ازدار



برخاوهای فولادی با احتساب ماده مخصوص سطح لذل خسی در بوده درین کار وارد دارد. این نکته های پیشنهادی

لذلها در اینجا نیز بررسی نموده اند و باز به تحریر این را مادر ظفر و نتیجه نمود. نیز بررسی V_u به هر اندگ

حسی ناهمتاً مقدار $M_{u,y}$ روی سطح مقلم بروانی بدرس دو طبقه به مقادیر $\frac{1}{3}$ از سیستم و انتقام از $\frac{1}{3}$ ترکیب ایجاد می شود.

$$\beta_v = 1 - \beta_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \rightarrow \begin{array}{l} \text{بعد تقطیع بیرونی} \\ \text{محدود بیرونی لذل} \\ \text{سینه بیرونی} \end{array}$$

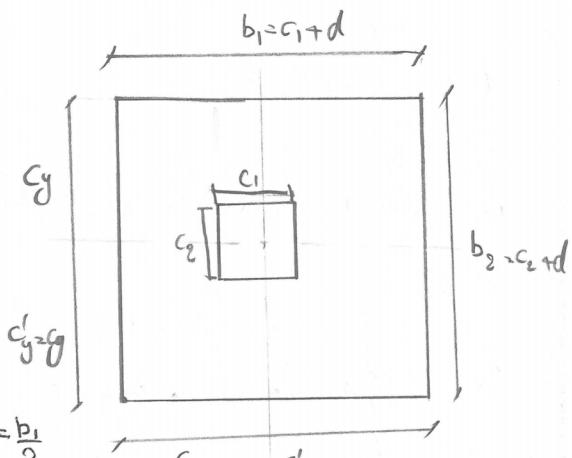
با آنکه β_v این مطالعه مسئول ملی فولادی با احتساب بیرونی در بوده خسی در بوده وارد، از طریق رابطه زیر می توان حداکثر

و در این قسم بیرونی β_v بدست آوریم

$$r = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{M_{u,y,z} c_y}{J_{c_n}} \pm \frac{M_{u,y} c_n}{J_{c_y}}$$

$$M_{u,V(c_y,y)} = \beta_v (M_{u,y,z}) \quad A_c = b \times d$$

$$\frac{J_{c_n}}{c_y} = \frac{J_{c_n}}{c'_n} = \frac{1}{3} [b_2 d (b_2 + 3b_1) + d^3], c_y = c'_y = \frac{b_2}{2}$$



$$\frac{J_{c_y}}{c_n} = \frac{J_{c_y}}{c'_n} = \frac{1}{3} [b_1 d + (b_1 + 3b_2) + d^3], c_n = c'_n = \frac{b_1}{2}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



$$\gamma_{v_{x,y}} = 1 - \gamma_{\text{eff}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{40+d}{40+d}}} = 0.4$$

$$A_C = 532.8 \times 93.2 = 49656.96 \text{ cm}^2$$

$$\frac{J_{Cn}}{C_y} = \frac{J_{cy}}{C_n} = \frac{1}{3} (133.2 \times 93.2 (133.2 + 3 \times 133.2) + 93.2^3) = 247621.547 \text{ cm}^3$$

$$V_u = \frac{168880}{49656.96} + \frac{0.4 \times 9659}{247621.547} + \frac{0.4 \times 11452.89}{247621.547} = 3.4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Ratio} = \frac{3.4}{12.41} = 0.274 \text{ O.K.}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0025 bd$$

نسل های آزمایش طبقی

$$b = \begin{cases} 1.8 \text{ m} \\ 3.2 \text{ m} \\ 4 \text{ m} \\ 4.2 \text{ m} \end{cases}$$

$$d = \begin{cases} 100 - 5 - 1 - \frac{2}{2} = 93 \text{ cm} \\ 150 - 5 - 1 - \frac{2}{2} = 143 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{s_{min1}} = 0.0025 \times 1800 \times 930 = 4185 \text{ mm}^2$$

بر فاری عرض ۱.۸م و ارتفاع ۱.۰م

$$A_{s_{min2}} = 0.0025 \times 3200 \times 1430 = 11440 \text{ mm}^2$$

۱.۵م ~ ۳.۲م

$$A_{s_{min3}} = 0.0025 \times 4000 \times 1430 = 14300 \text{ mm}^2$$

۱.۵م ~ ۴م ~ ۴.۳م

$$A_{s_{min4}} = 0.0025 \times 4200 \times 1430 = 15015 \text{ mm}^2$$

۱.۵م ~ ۴.۲م

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

- لقفل آرمانده حرارت د جمع سطح آرخوگ طبقی

$$A_{Smin} = \frac{0.002bh}{2}$$

$$A_{Smin1} = \frac{0.002 \times 1800 \times 1000}{2} = 1800 \text{ mm}^2$$

$$1.3 - 0.002h = 0.85$$

$$A_{Smin2} = \frac{\alpha (0.002 \times 3200 \times 1500)}{2} = 4080 \text{ mm}^2$$

$$A_{Smin3} = \frac{0.85 \times 0.002 \times 4000 \times 1500}{2} = 5100 \text{ mm}^2$$

$$A_{Smin4} = \frac{0.85 \times 0.002 \times 4200 \times 1750}{2} = 5355 \text{ mm}^2$$

ازین ۴ ترتیبی انتخاب کنیم

$$A_{Smin1} = 4185 \text{ mm}^2$$

$$A_{Smin2} = 11440 \text{ mm}^2$$

$$A_{Smin3} = 14300 \text{ mm}^2$$

$$A_{Smin4} = 15015 \text{ mm}^2$$

$$A_{P_{es}} = 490.9 \text{ cm}^2 \quad \begin{array}{l} \text{استعفای} \\ \text{پل} \end{array} \quad \varphi_{25} \quad \text{اگر از}$$

$$S_{max} = 35 \text{ cm}$$

$$S_{min} = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{h_b=1.8m}{h=1.5m} = \frac{4185}{490.9} = 9 \quad \rightarrow S = \frac{1800 - (9 \times 25 + 2 \times 5)}{9-1} = 184.3 \text{ mm} = 18.4 \text{ cm} \quad O.K.$$

$$\frac{h_b=3.2m}{h=1.5m} = \frac{11440}{490.9} = 24 \quad \rightarrow S = \frac{3200 - (24 \times 25 + 2 \times 5)}{24-1} = 108.6 \text{ mm} = 10.8 \text{ cm} \quad O.K.$$

$$\frac{h_b=4m}{h=1.5m} = \frac{14300}{490.9} = 29 \quad \rightarrow S = \frac{4000 - (29 \times 25 + 2 \times 5)}{29-1} = 113.3 \text{ mm} = 11.3 \text{ cm} \quad O.K.$$

$$\frac{h_b=4.2m}{h=1.5m} = \frac{15015}{490.9} = 30 \quad \rightarrow S = \frac{4200 - (30 \times 25 + 2 \times 5)}{30-1} = 115.5 \text{ mm} = 11.5 \text{ cm} \quad O.K.$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



$$A_{Smin} = \frac{0.002 \times b \times h}{2}$$

برابری چف ۱.۰۷

$$A_{Smin1} = \frac{0.002 \times 1900 \times 1000}{2} = 1000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{Smin2} = \frac{(0.002 \times 1000 \times 1500) \times 0.85}{2} = 1275 \text{ mm}^2/\text{m}$$

حداقل آردساندگاری عرض

: با خود حاصل شد ۶۴۹۱

$$n_1 = \frac{A_{Smin1}}{A_{Sp1+}} = \frac{1000}{154} = 7 \text{ در } S_z = \frac{1000}{7} = 142 \text{ mm} = 14 \text{ cm}$$

$$n_2 = \frac{A_{Smin2}}{A_{Sp1+}} = \frac{1275}{154} = 9 \text{ در } S_z = \frac{1000}{9} = 111.1 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی مسی



برای طراحی مسی از نظر این اندیشه و سیاست محدود نشانه اندیشی

$$M_u = 124.6 \text{ kNm}$$

نوار اکسی ۵

$$A_s = \frac{\varphi_c \rho_c b d}{\varphi_s f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\varphi_c \rho_c b d^2}} \right) = 41.35 \text{ cm}^2$$

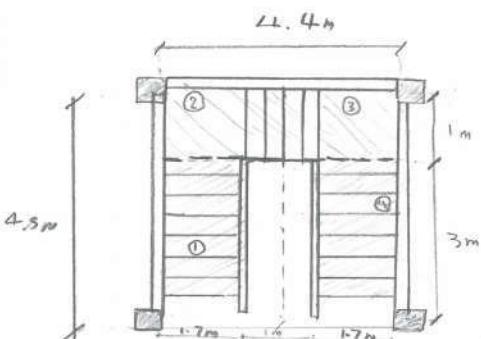
$$\rho_s = \frac{A_s}{b d} = \frac{41.35}{180 \times 11} = 0.0022 \geq \rho_{min} = 0.0018 \quad // \text{OK.}$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی

طراحی راه پل

در این پروژه از پل سه طبقه استفاده شده است. با توجه به متادیر برای حساب مقدار باید مراحل آن را به شرح زیر در نظر گیری کرد.



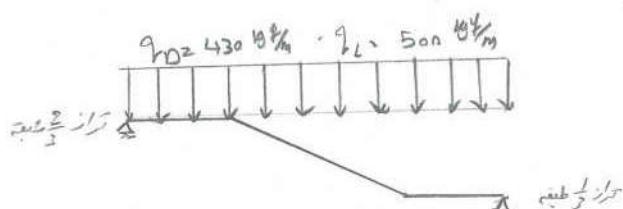
۱. محاسبه بار سه صورتی: به نظر قاسیه بار قدرتیخانی است و وزن دارای علیعاصمی ۵۰ کیلوگرم در متر مربع مقدار داشت.

خدستگی: خستگی بارگذاری و خستگی دستگیری بارگذاری و خستگی دستگیری

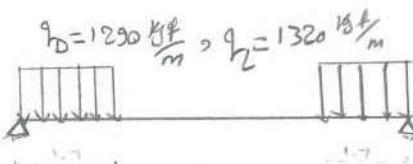
قسمت	باربرده و اندسفل (kgf/m²)	وزن (kgf/m²)	با وزنه (kgf)	با وزنه (kgf)	وزن (kgf)
۴و۱	۴۳۰	۵۰۰	۲۱۹۳	۲۵۵۰	۱۱۰۰
۳و۲	۴۳۰	۵۰۸	۲۱۵۳	۲۵۵۰	۹۴۶

۲. تبدیل بارکه قسمت بارگذاری باید با تبدیل اسید بخطی تبدیل کرد تا بتوان برآورد اعمال بر

قسمت	حعل بخشی از نیزه بارگذاری	بارگذاری (kgf)	بارگذاری (kgf)	بارگذاری (kgf)	بارگذاری (kgf)
۴و۱	۱.۷	۲۱۵۳	۱۲۹۰	۲۵۵۰	۱۳۲۰
۳و۲	$\frac{4.4}{2} = 2.2$	۹۴۶	۴۳۰	۱۱۰۰	۵۰۰



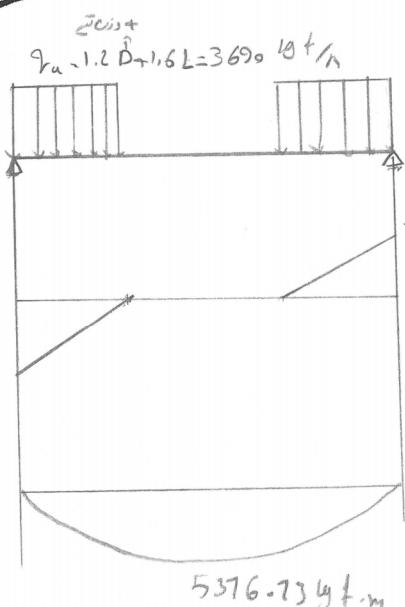
تراز مطالعه بر سرمه



تراز طبیعی

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



$$\mu_u \leq \varphi M_{n,r} \quad M_n = F_y r, \quad \varphi = 0.9$$

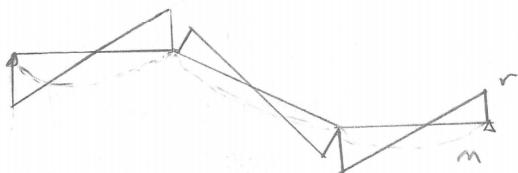
$$\xrightarrow{\text{use IPE 220}} M_n = 285 \times 2400 \times 1^2 = 6840 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = 5376.73 \times 0.9 \times 6840 = 6156 \text{ kN.m} \checkmark$$

$$V_u \leq \varphi V_n = \varphi = 0.9, \quad V_n = 0.6 F_y A_w C_v, \quad C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 \times 2400 \times 33.4 \times 1 = 48096 \text{ kN}$$

$$6291 \text{ kN} = V_u \leq \varphi V_n = 48096 \times 0.9 = 43286.9$$



$$M_{max} = 479.89 \text{ kN.m}$$

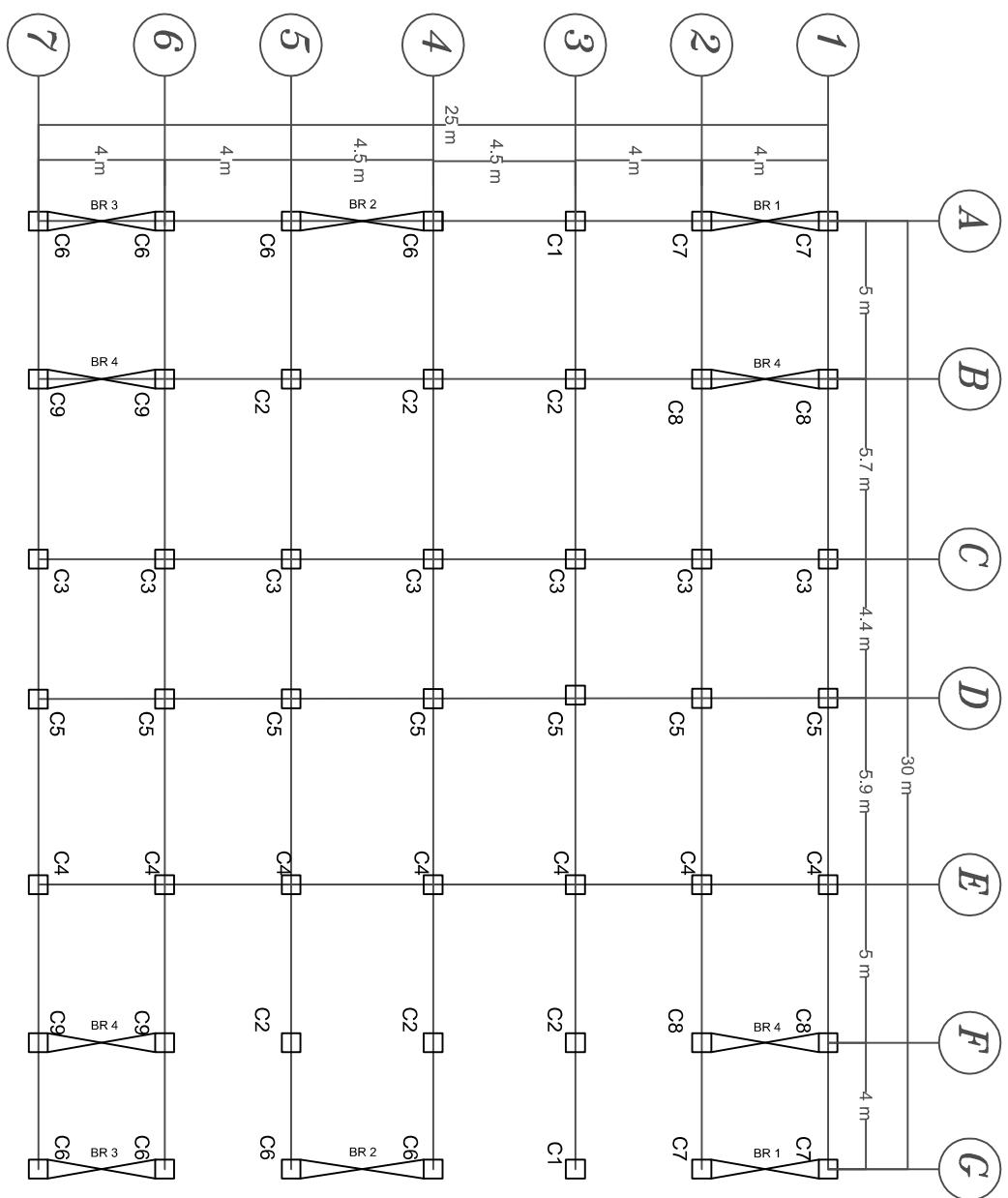
$$V_{max} = 799 \text{ kN}$$

$$\mu_u \leq \varphi M_{n,r} \quad 479.89 \times 0.9 \times 60.7 \times 2400 \times 1^2 = 1311.12 \text{ kN.m} \checkmark$$

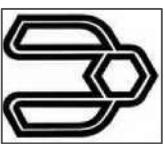
$$V_u \leq \varphi V_n \quad 799 \times 0.9 \times 2400 \times 13.2 \times 1 = 17107.2 \text{ kN} \checkmark$$

فصل پنجم

پروژه سازه های فولادی



دانشگاه صنعتی شهرورد
دانشکده مهندسی عمران



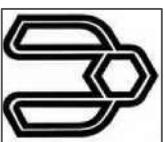
پژوهی سازه های فولادی

راهنمایی تئوری

No Need

مود ۰۱	کد نظریه	۱	سیمراه نظریه
عنوان تئوری			
پلان سستون گذاری			
طراح			
حمدید اسدی			
استداد راهنمای دکتر سید محمد توکلی			
مقیاس			
متريک			

سازه نظریه	جیوبت نسبت
۱۳۹۵ / ۵ : سازه نظریه	۱



دانشگاه صنعتی شهرورد

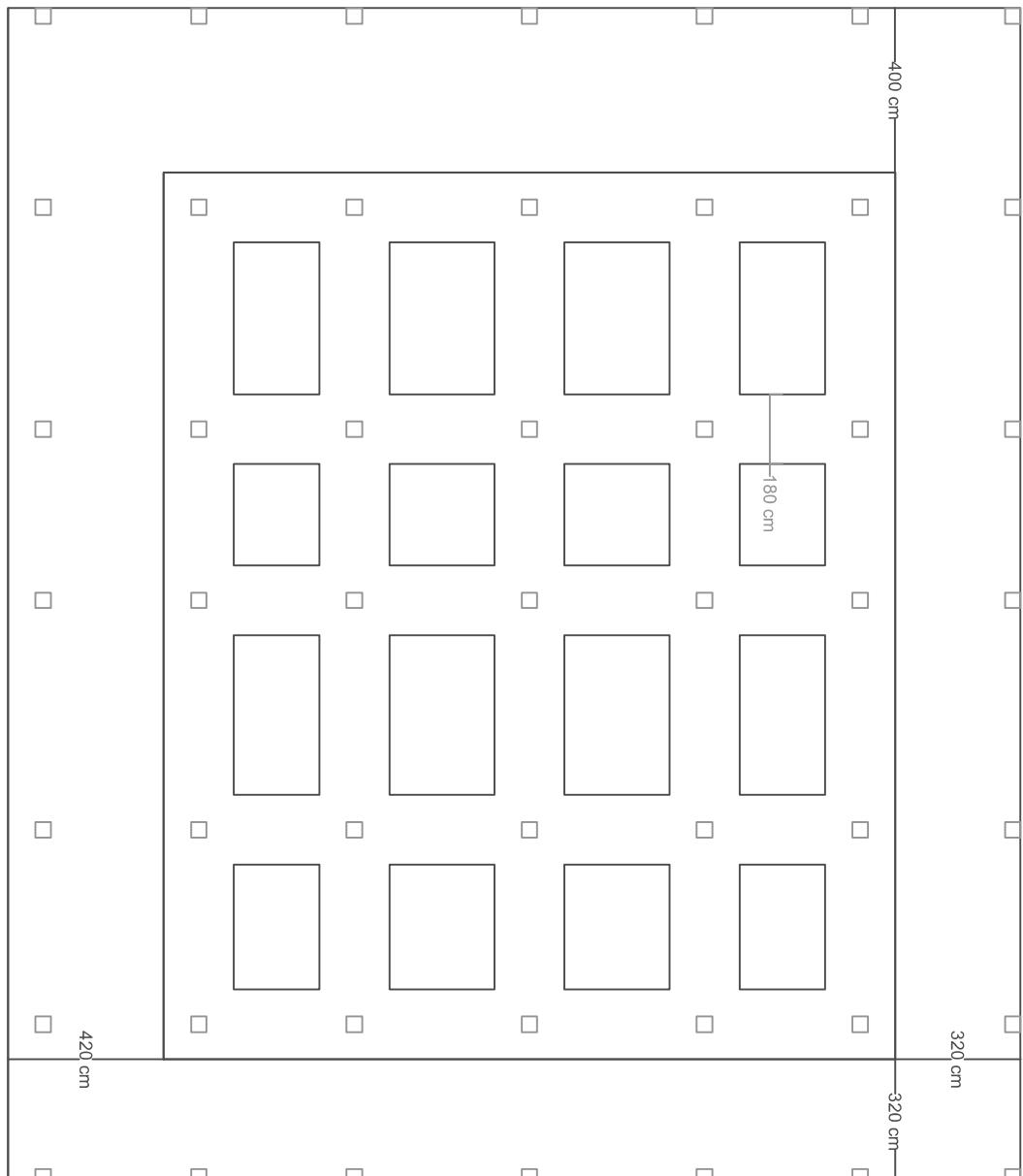
دانشکده مهندسی عمران

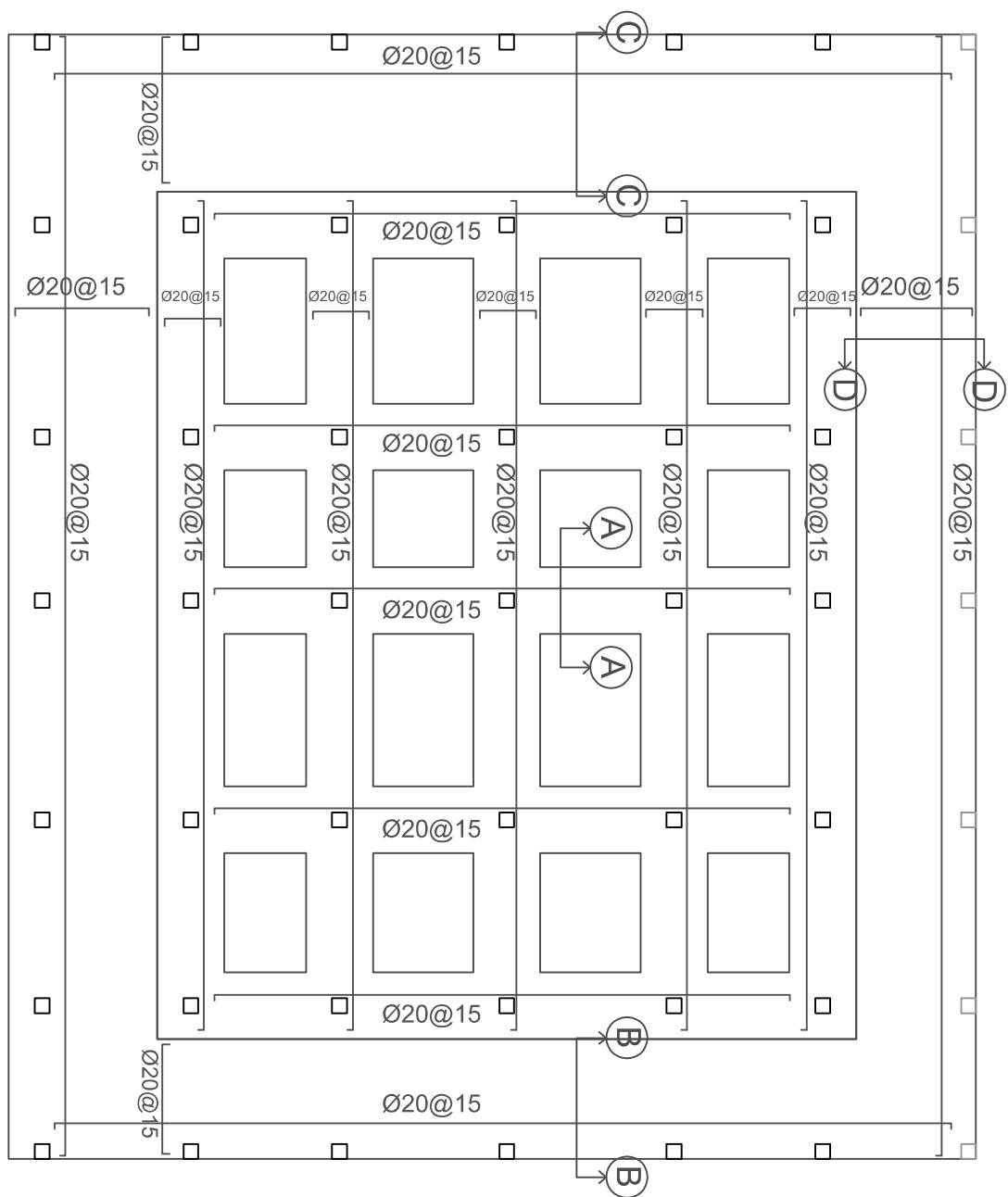
پژوهی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need

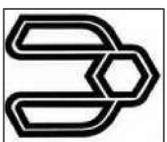
M02	
کد نقشه	2
سیمراه نقشه	
عنوان نقشه	
پلان اندازه گذاری فنداسیون	
طراح	
حیدر اسدی	
استداد راهنمای دکتر سید محمدی توکلی	
مقیاس	
سیمراه اسداره اسداری وحدت اعداد تقدیمه	
سازه نظری	
جیبوت نسخه	
سازه نظری: ۱۳۹۵ / ۵ : نسخه	





دانشگاه صنعتی شهرورد

دانشکده مهندسی عمران
پژوهی سازه های فولادی

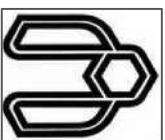


No Need

راهنمایی تئوری

مود	کد نظریه	3
سیمراه نظریه		
عنوان	نتیجه	
پیمان آزمایشگاهی سلاسل پلاستیک		
طراح		
محمد اسدی		
استداد راهنمای		
دکتر سید محمد توکلی		
و احمد احمدی نژاد		
مسیره اسلامی		
مقیاس		
مترا		
نیمی		

سازه نظریه	مسیره اسلامی	نیمی
سازه نظریه	مسیره اسلامی	نیمی



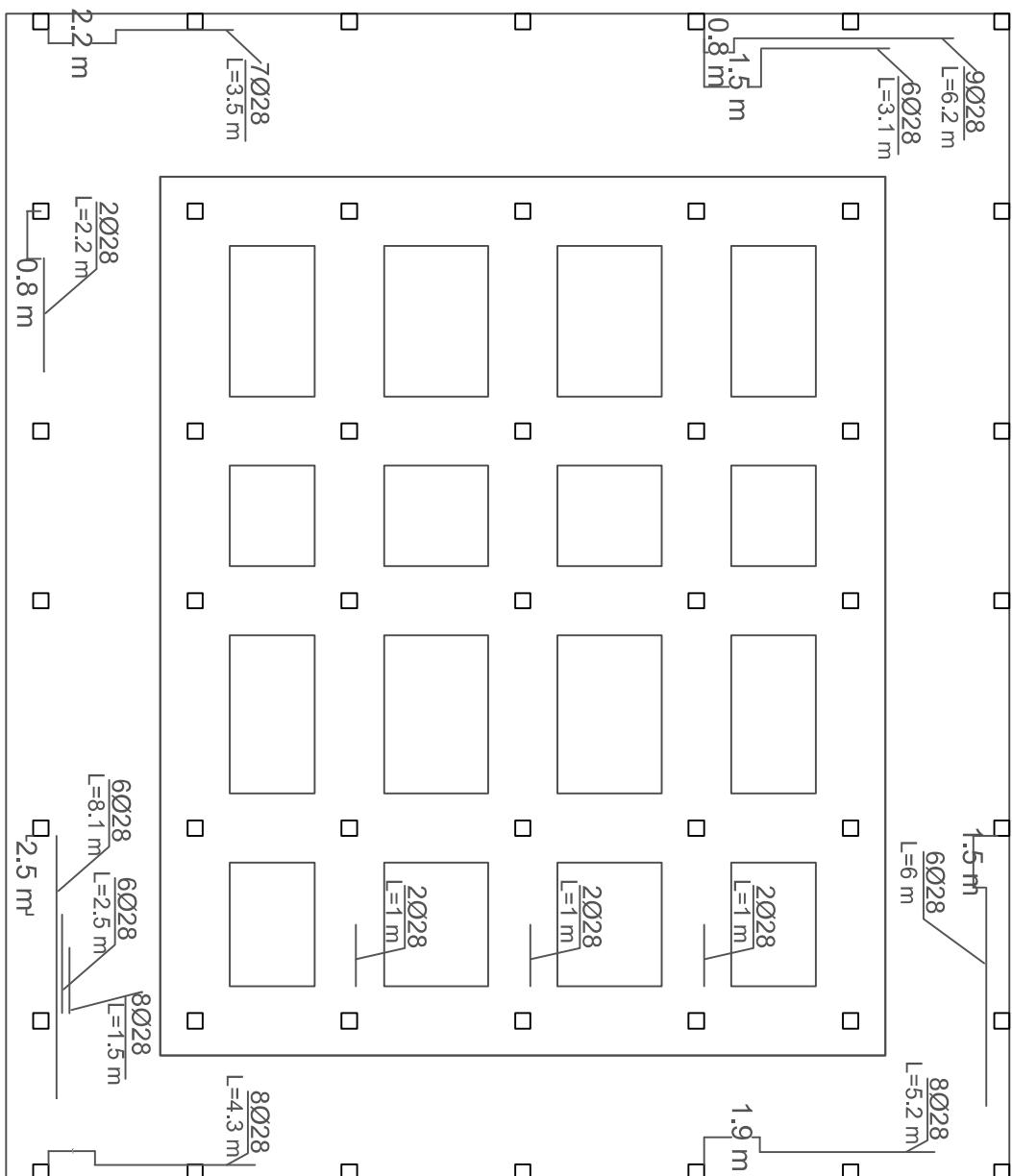
دانشگاه صنعتی شهرورد

دانشکده مهندسی عمران

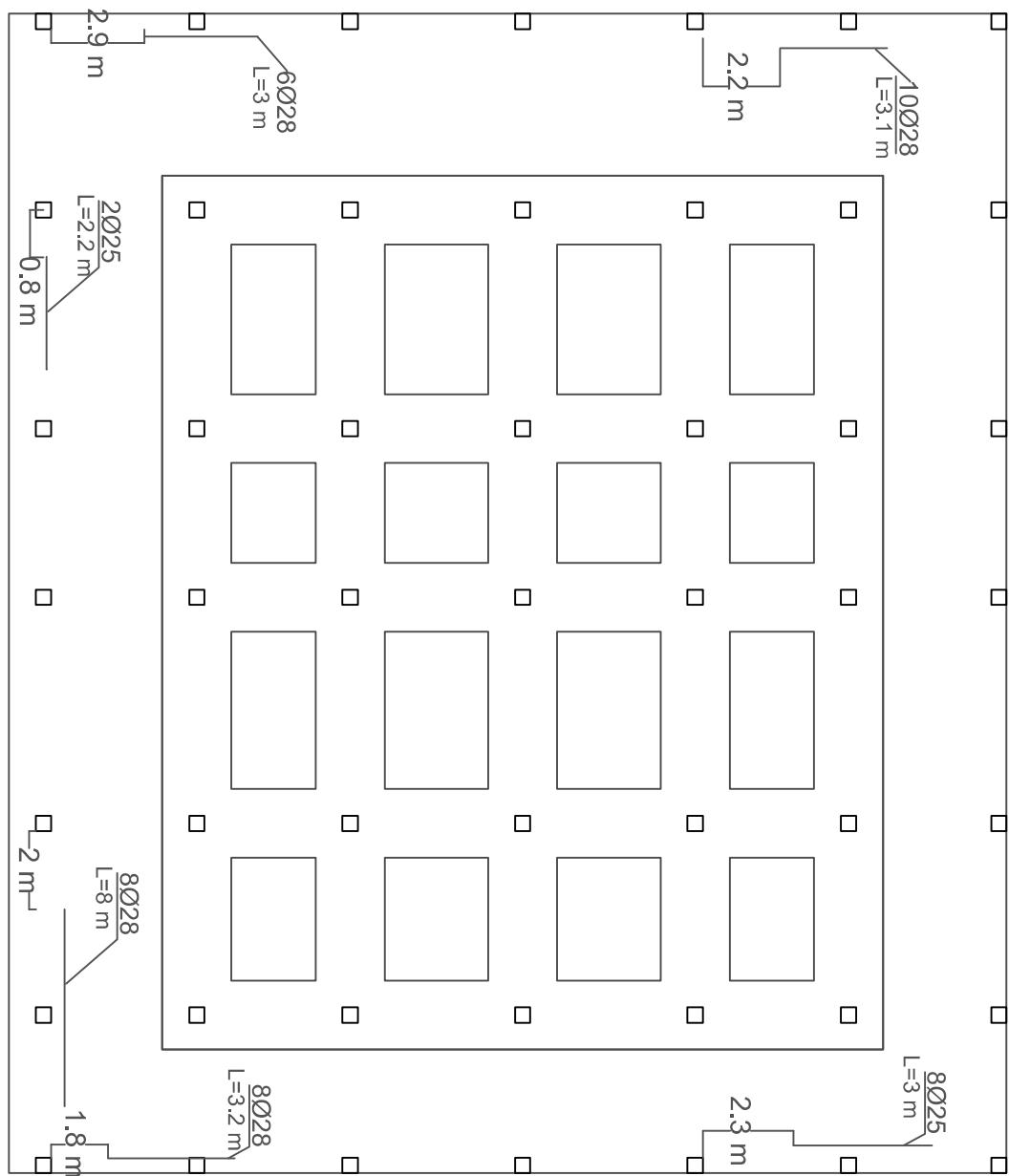
پژوهی سازه های فولادی

No Need

راهنمای نقشه

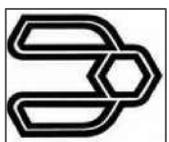


سازه نموده	کد نموده	4
عنوان نقشه		
پلان آرماتور گذاری تقویتی بسال		
طراح		
حیدر اسدی		
استداد راهنمای دکتر سید محمد توکلی		
مقیاس		
متريک		
جنيه نموده		
سازه نموده: ۱۳۹۵ / ۵ : ۰		



دانشگاه صنعتی شهرورد

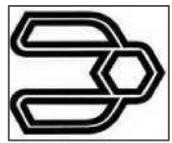
پژوهی سازه های فولادی
دانشکده مهندسی عمران



No Need

کد نقشه	M02
سمساره نقشه	5
عنوان نقشه	عنوان
بیان آراما بور گسداری تقویتی پایه ها	
طراح	حیدر اسدی
اسناد راهنمای	دکتر سید محمد توکلی
مقیاس	اسناد اسناد
واحد اندازه گیری	سیستم اسناد

جیوب نمایل	N
سازنچه ۱۳۹۵ / ۵ : نظریه	

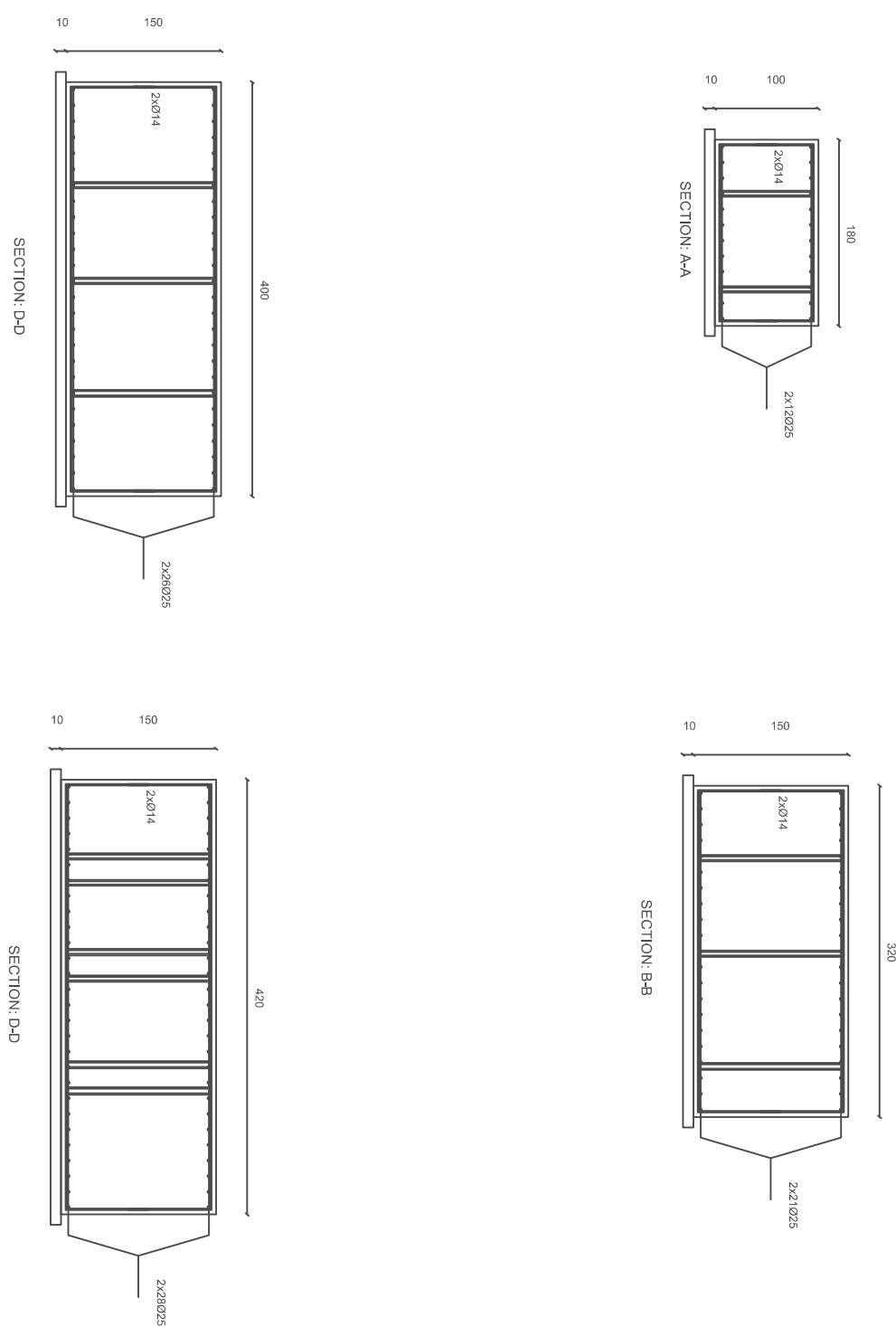


دانشگاه صنعتی شهرورد

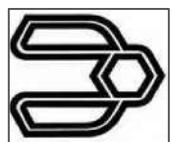
卷之三

No Need

عنوان	بيان مفاطعه فنادسيون	مودي اسدي	طراح	اسناد راندما	دكتور سعيد مهندسي توکلی	حبيب اسدي	عنوان	مودي اسدي
نـ	بيان مفاطعه فنادسيون	حبيب اسدي	طراح	اسناد راندما	دكتور سعيد مهندسي توکلی	حبيب اسدي	نـ	مودي اسدي
نـ	بيان مفاطعه فنادسيون	متـركـ	متـركـ	متـركـ	متـركـ	متـركـ	نـ	مودي اسدي
نـ	بيان مفاطعه فنادسيون	ـ	ـ	ـ	ـ	ـ	نـ	مودي اسدي
نـ	بيان مفاطعه فنادسيون	ـ	ـ	ـ	ـ	ـ	نـ	مودي اسدي



PL50*50*2.5 cm



دانشگاه صنعتی شهرضا

دانشکده مهندسی عمران

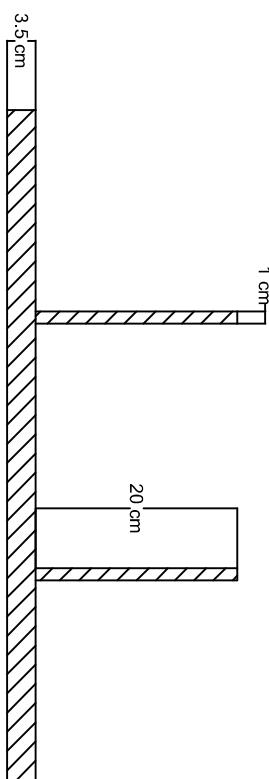
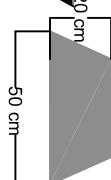
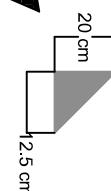
پژوهی سازه های فولادی

No Need

A

BOX250X25

A



SEC. A-A

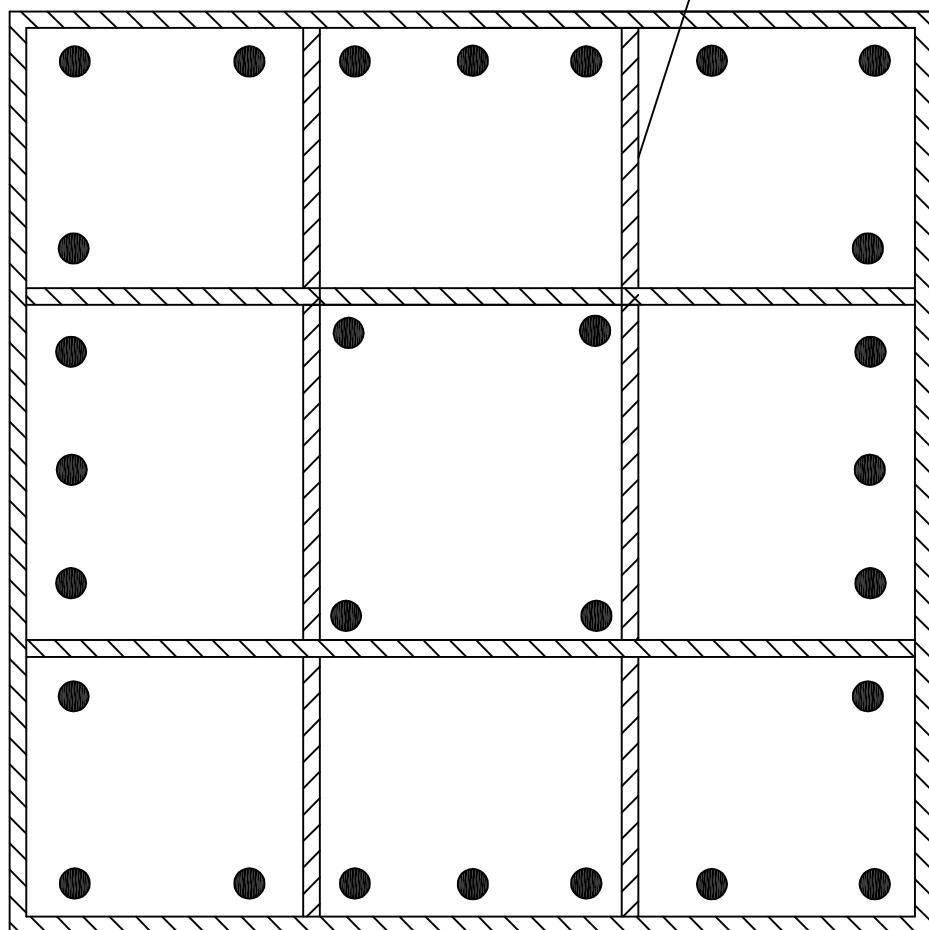
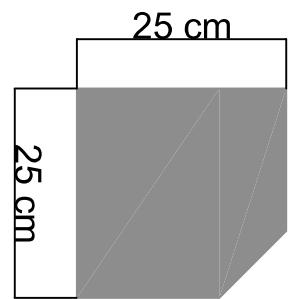
سازه نظری	جیب نمایل
مقیاس	مقیاس
اسناد راهنمایی	دکتر سید محمد توکلی
حیدر اسدی	طراح
کشف سنتون معمولی	عنوان تئیشه
میزان	کد نشانه
7	M03



دانشگاه صنعتی شهرورد

پژوهی سازه های فولادی

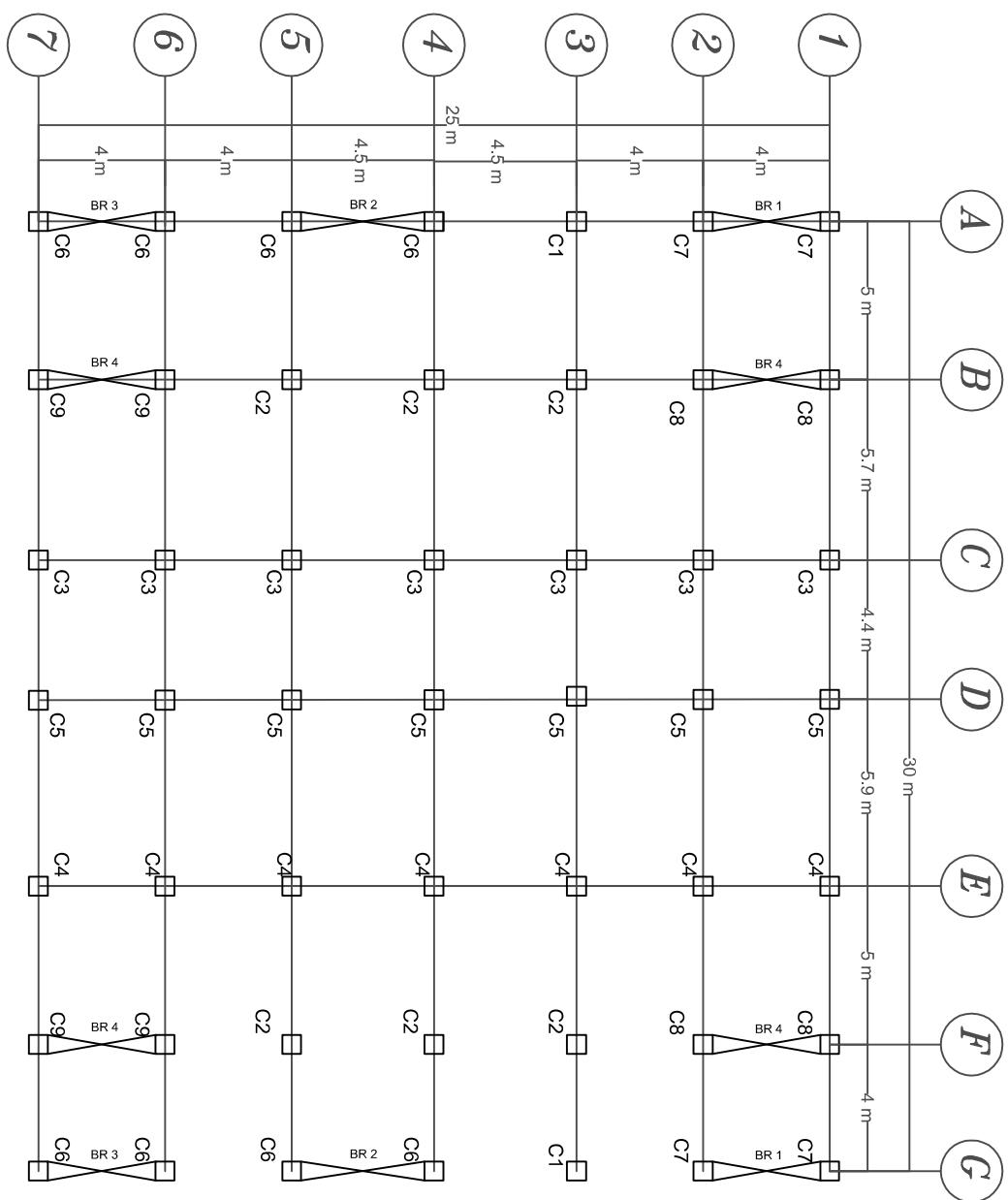
دانشکده مهندسی عمران



No Need

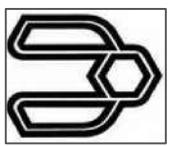
راهنمای نقشه

سازه تولیدی	مشخصه	8	کد نقشه	M03
طراح				
حمدید اسدی				
کشف سستون متصصل به مهاربند				
عنوان نقشه				
اسناد راهنمای				
دکتر سید محمد توکلی				
مقیمان				
متروی				
متروی				
جیبوتی نمایل				
سازه تولیدی: ۵ / ۱۳۹۵				

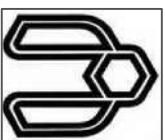


No Need

پژوهه های فولادی
دانشکده مهندسی عمران
دانشگاه صنعتی شریف



سازه های فولادی	راهنمایی تئوری
طراح	
حمید اسدی	
استداد راهنمای	
دکتر سید محمد توکلی	
مسیرهای اسیدار	
و اند اسیدار	
مقدیسان	
مترویک	
مترویک	
سازه های فولادی	



دانشگاه صنعتی شهرورد

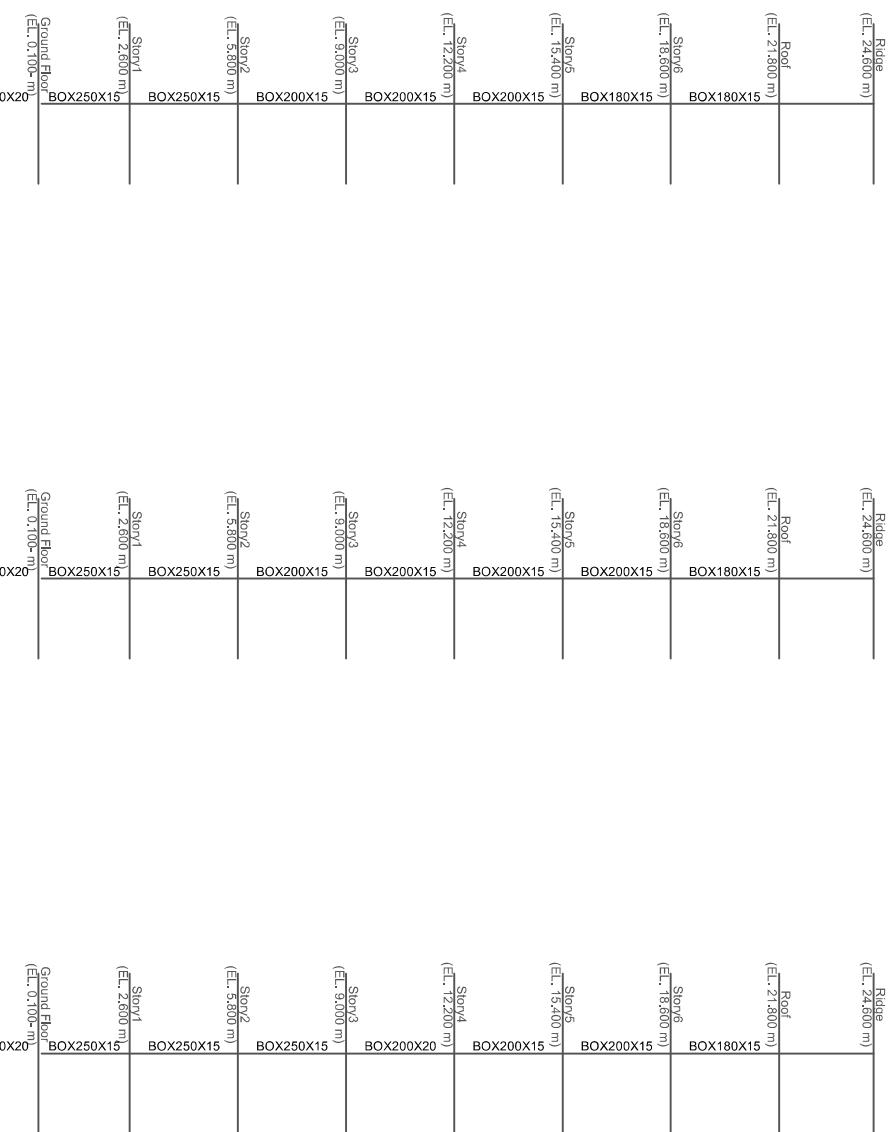
دانشکده مهندسی عمران

پژوهه های فولادی

راهنمای تحقیق

No Need

موده نوشته	کد نوشته
عنوان تحقیق	MO4
جزئیات تیپ بندی مستوفی ها	10
طراح	
اسناد راهنمای دکتر سید محمدی توکلی	
مقیاس	
متريک	
متريک	



C3

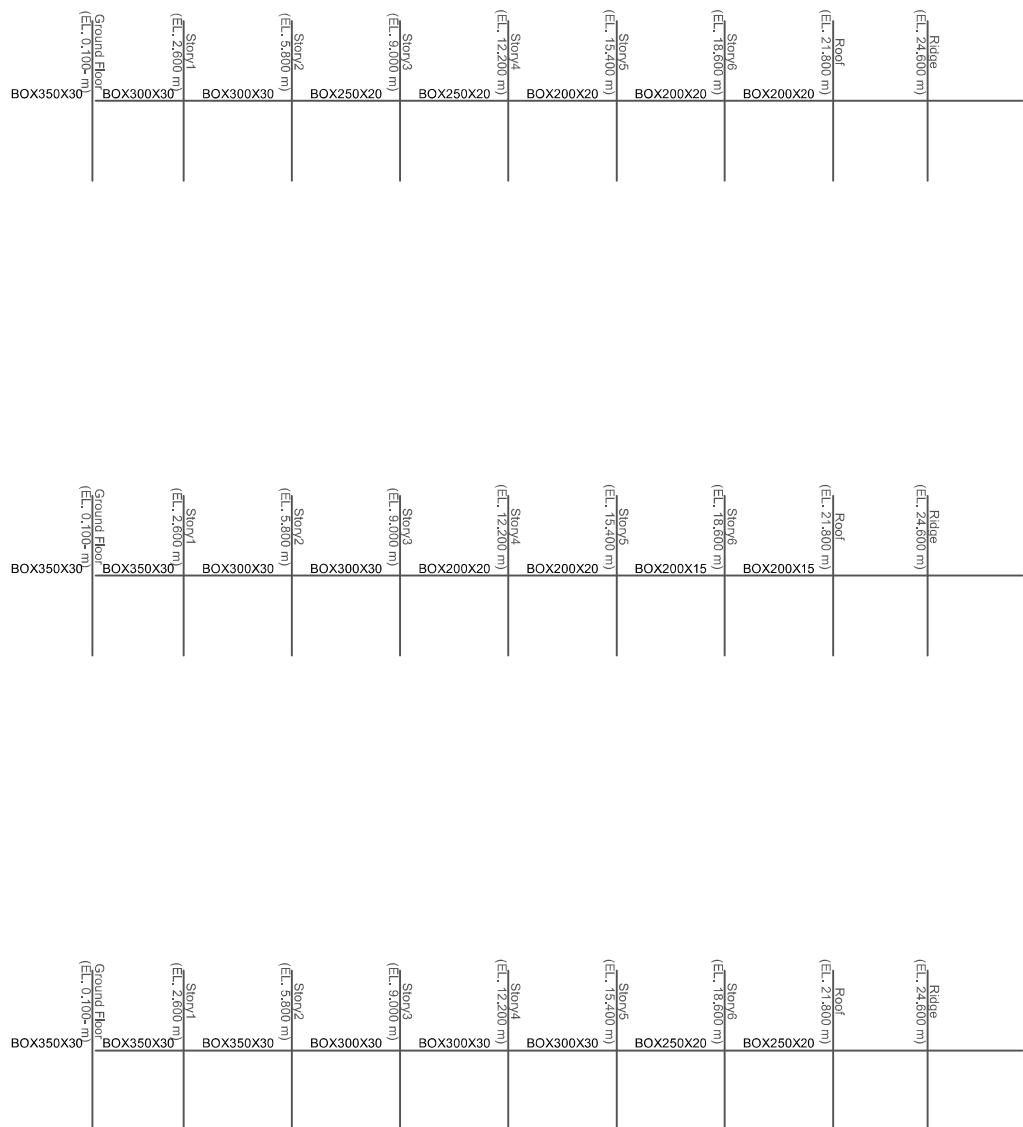
C4

C5

سازه تحقیق	جهت نوشال
سازه تحقیق	جهت نوشال

مسیره اسناد	و اهداف

مسیره اسناد	و اهداف



دانشکده مهندسی عمران

No Need

	No Need	رہنمائی تشویش

جزئیات تیپ بندی سستون ها

حیدر اسدی طراح

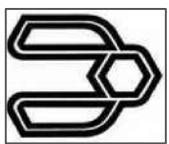
دکتر سید مهدی توکلی
استاد راهنمای

C
6

८

C9

www.Noavarangermi.ir



دانشگاه صنعتی شهرورد

卷之三

BOX 300X30

BOX 350X30

1

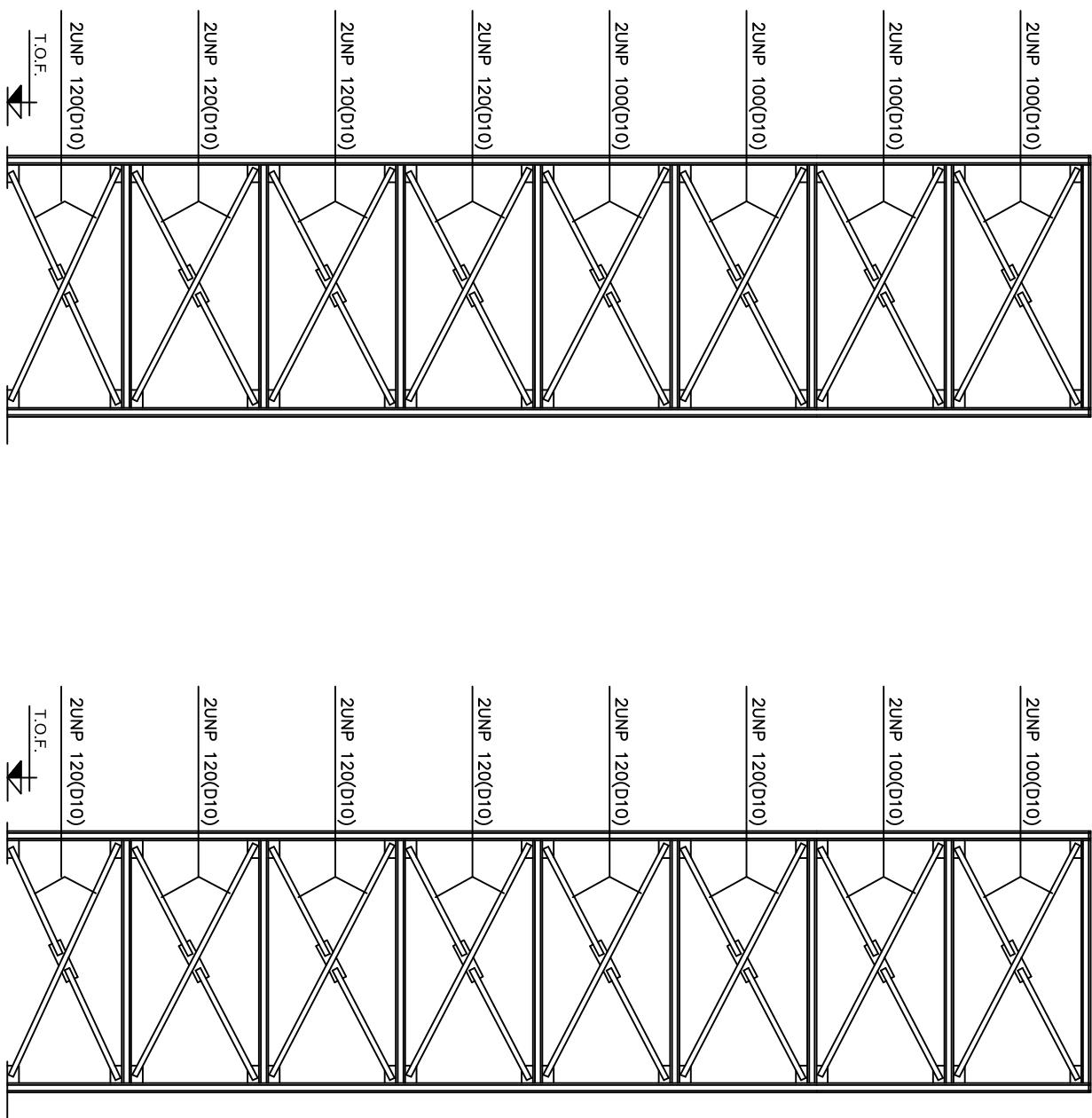
A large, empty rectangular frame with a thick black border, designed for drawing or writing.

No Need

	No Need	رہنمائی تذکرے

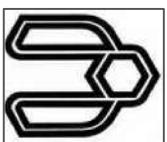
عنوان نقشه مقطوع سنتون	طراح اسناد اعتماد دکتر سسید مهدی توکلی	جنبش شمارل جهت تفصیل: ۱۳۹۵/۰۵/۱۵
میرزک متین سیستان و بلوچستان سرمی احمد اسدآباد گلستان پارسیان میلیستر	اسناد اعتماد دکتر سسید مهدی توکلی جعید اسدی حیدر مقطوع سنتون	کند نامه M05

www.Noavarangermi.ir



دانشگاه صنعتی شاهرود

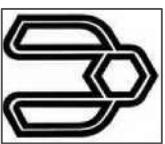
دانشکده مهندسی عمران



پژوهی سازه های فولادی

No Need

مقدار نقصان	13	کد نقصان	M06
عنوان نقصان			
نمای بادینند ها			
طراج			
حمدید اسدی			
استداد راهنمای دکتر سید محمدی توکلی			
مقیس اس			
متراپک			
جیپت نیمال			
سازه نظریه	۱۳۹۵ / ۸ : ۰		



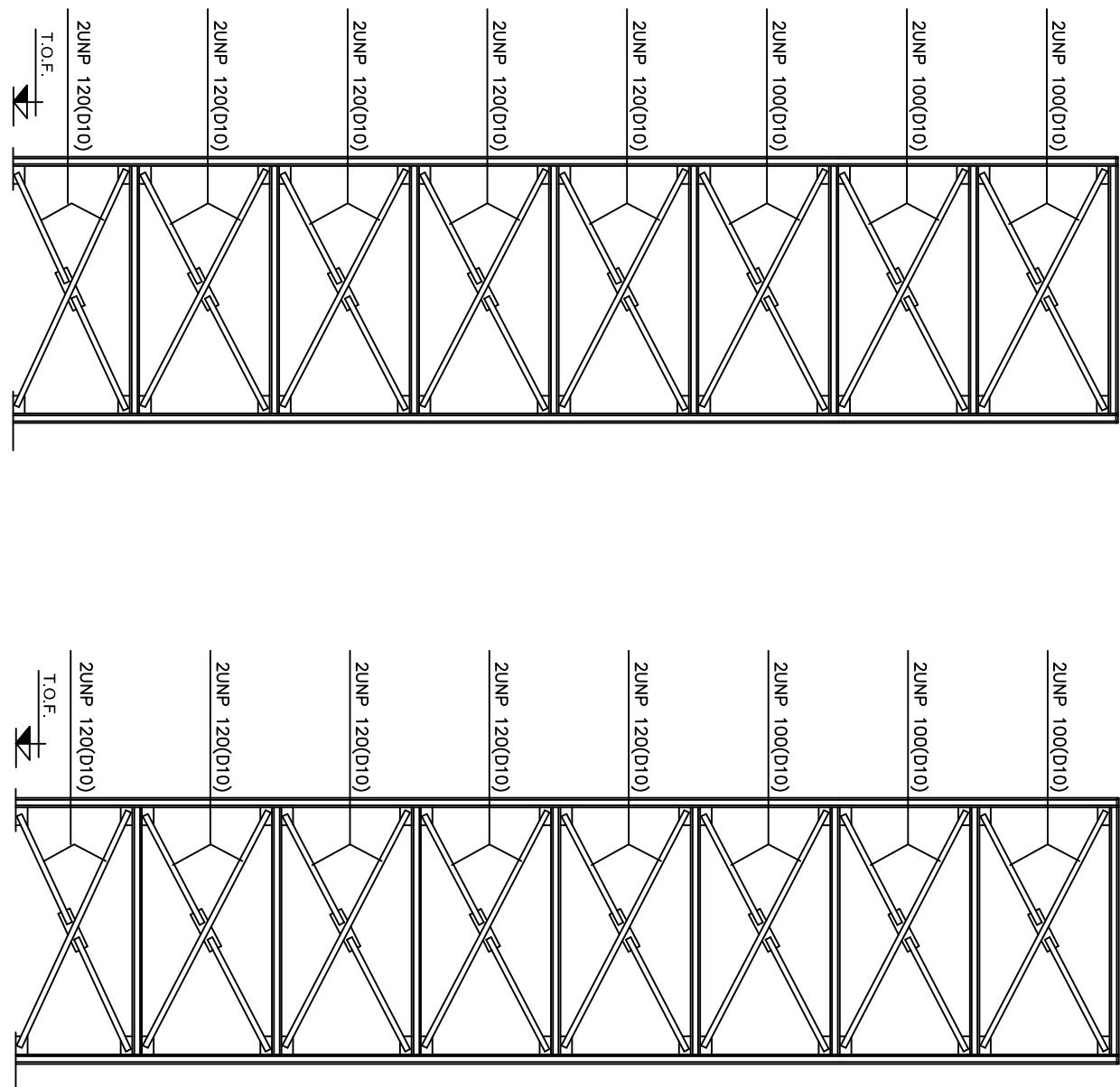
دانشکده مهندسی عمران
دانشگاه صنعتی شهرورد

پژوهی سازه های فولادی

No Need

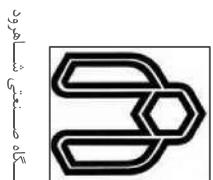
راهنمای تنشیه

M06	کد نشانه
14	سنجاره تنشیه
عنوان تنشیه	
نمای بادینند ها	
طراح	
حیدر اسدی	
استداد راهنمای دکتر سسید محمدی توکلی	
مقیس اس	
متراپک	
جیپت نمایل	



BR 3

BR 4



دانشکده مهندسی عمران
پژوهی سازه های فولادی

دانشگاه صنعتی شاهرود

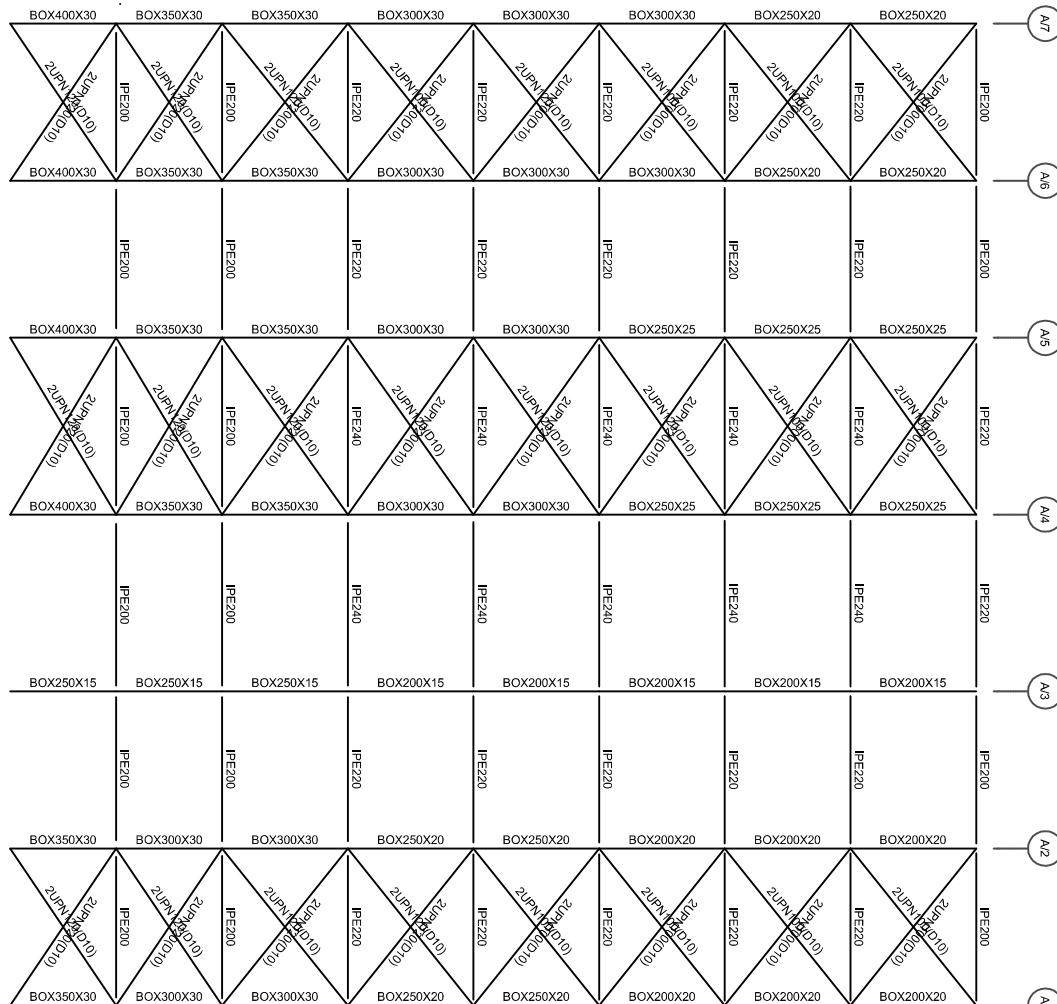
راهنمای تئیزی

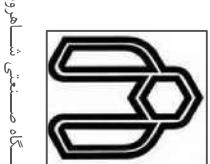
No Need

اطراح	زمای	عنوان تئیزی	
-------	------	-------------	--

مقدمه ایسیدی	جعید ایسیدی	M07	کد نشانه
اسساد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی	15	سیمینه نشانه

— ۷۴-۴۶۳۳۵-۵۹۷۴ — ۵۹۵-۵۹۷۴ — ۶۷۰-۰۴۷۱ — Elevation A — ۶۷۰-۰۴۷۱ — ۵۹۵-۵۹۷۴ — ۵۹۵-۵۹۷۴ —

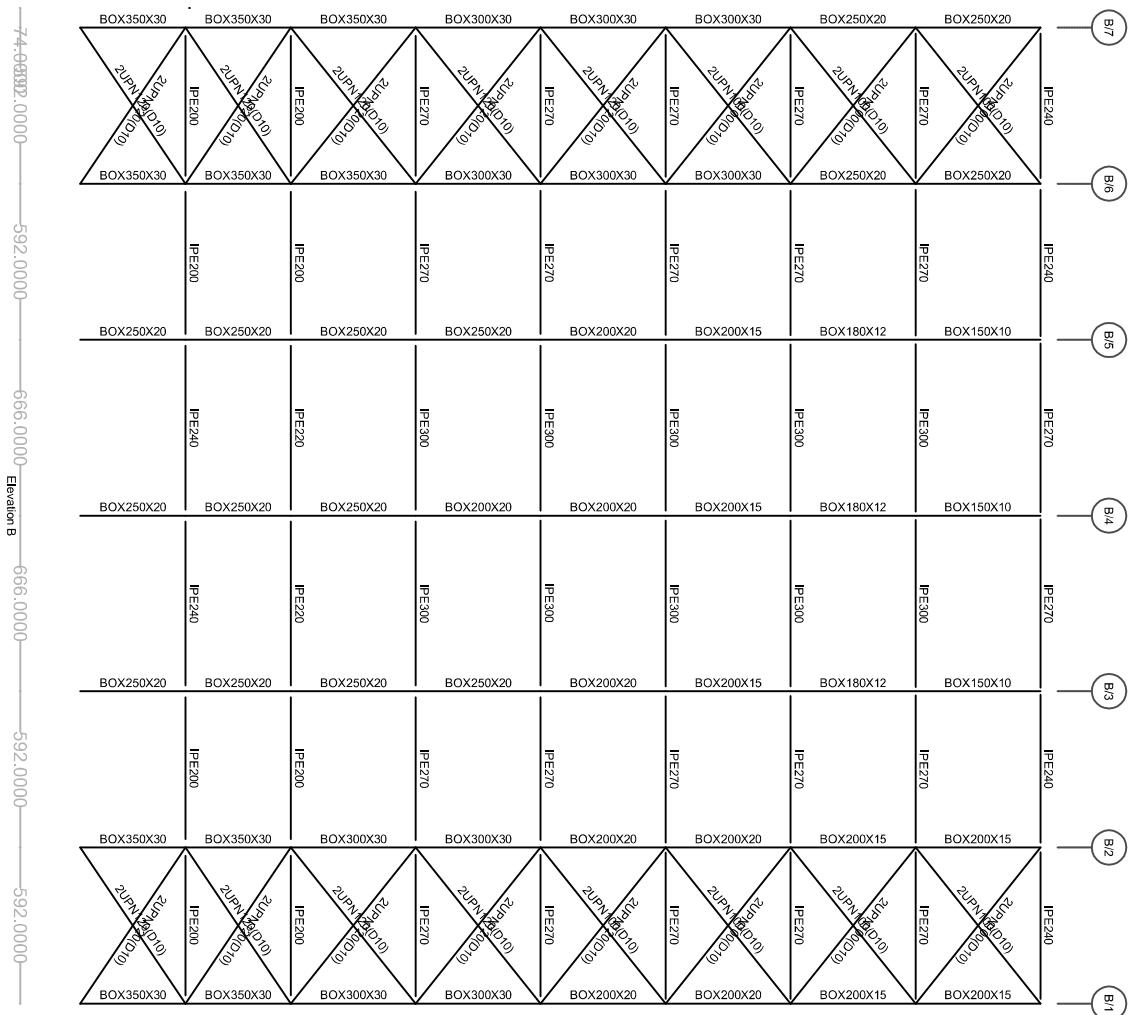




دانشکده مهندسی عمران
پژوهی سازه های فولادی

No Need
راهنمای تدبیر

طراح	زمای	عنوان تدبیر	M07	کد شناسه
محمد اسدی			16	سیمینه
اسناد راهنمای	دکتر سید محمد توکلی			
مقیاس				
و اند اسناد				
سیمینه اسناد				

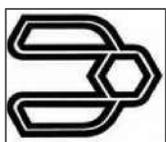


— 74-0332-0000 — 592.0000 — 666.0000 — 592.0000 — 592.0000 —

سازه تدبیر	جهت نمایل
مشترک	مشترک
—	—
—	—
اسناد اسناد	دکتر سید محمد توکلی
مقیاس	
سیمینه اسناد	
و اند اسناد	
موده اسدی	

BOX250X20	BOX250X15	BOX250X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX180X15	BOX180X15	IP-E240	IP-E240	IP-E300	IP-E240	IP-E240	IP-E240	IP-E200	C7	
BOX250X20	BOX250X15	BOX250X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX180X15	BOX180X15	IP-E270	IP-E270	IP-E300	IP-E240	IP-E270	IP-E270	IP-E200	C6	
BOX250X20	BOX250X15	BOX250X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX180X15	BOX180X15	IP-E270	IP-E270	IP-E300	IP-E240	IP-E270	IP-E270	IP-E200	C5	
BOX250X20	BOX250X15	BOX250X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX180X12	BOX180X15	IP-E270	IP-E270	IP-E300	IP-E240	IP-E270	IP-E270	IP-E200	C4	
BOX250X20	BOX250X15	BOX250X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX180X15	BOX180X15	IP-E270	IP-E270	IP-E300	IP-E240	IP-E270	IP-E270	IP-E200	C3	
BOX250X20	BOX250X15	BOX250X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX180X15	BOX180X15	IP-E270	IP-E270	IP-E300	IP-E240	IP-E270	IP-E270	IP-E200	C2	
BOX250X20	BOX250X15	BOX250X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX200X15	BOX180X15	BOX180X15	IP-E270	IP-E270	IP-E300	IP-E240	IP-E270	IP-E270	IP-E200	C1	
74,040,000.0000	592,000.0000	000,0000	666,0000	592,0000	592,0000	BOX150X10	BOX150X10									
Elevation C.																

پروژه کی سازه های فولادی
دانشکده مهندسی عمران
دانشگاه صنعتی شریف



No Need

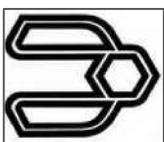
راهنمای تدبیر

مود	کد نشانه
007	17
عنوان	تشریفات
C	نمای
طراح	محمد اسدی
اسناد راهنمای	دکتر سید محمد توکلی
مقیمه اسناد	و احمد احمدی
سازمان	سازمان اسناد و کتابخانه ملی

سازمان	جهت رسال
سازمان اسناد و کتابخانه ملی	۱۳۹۵ / ۸ : ۰

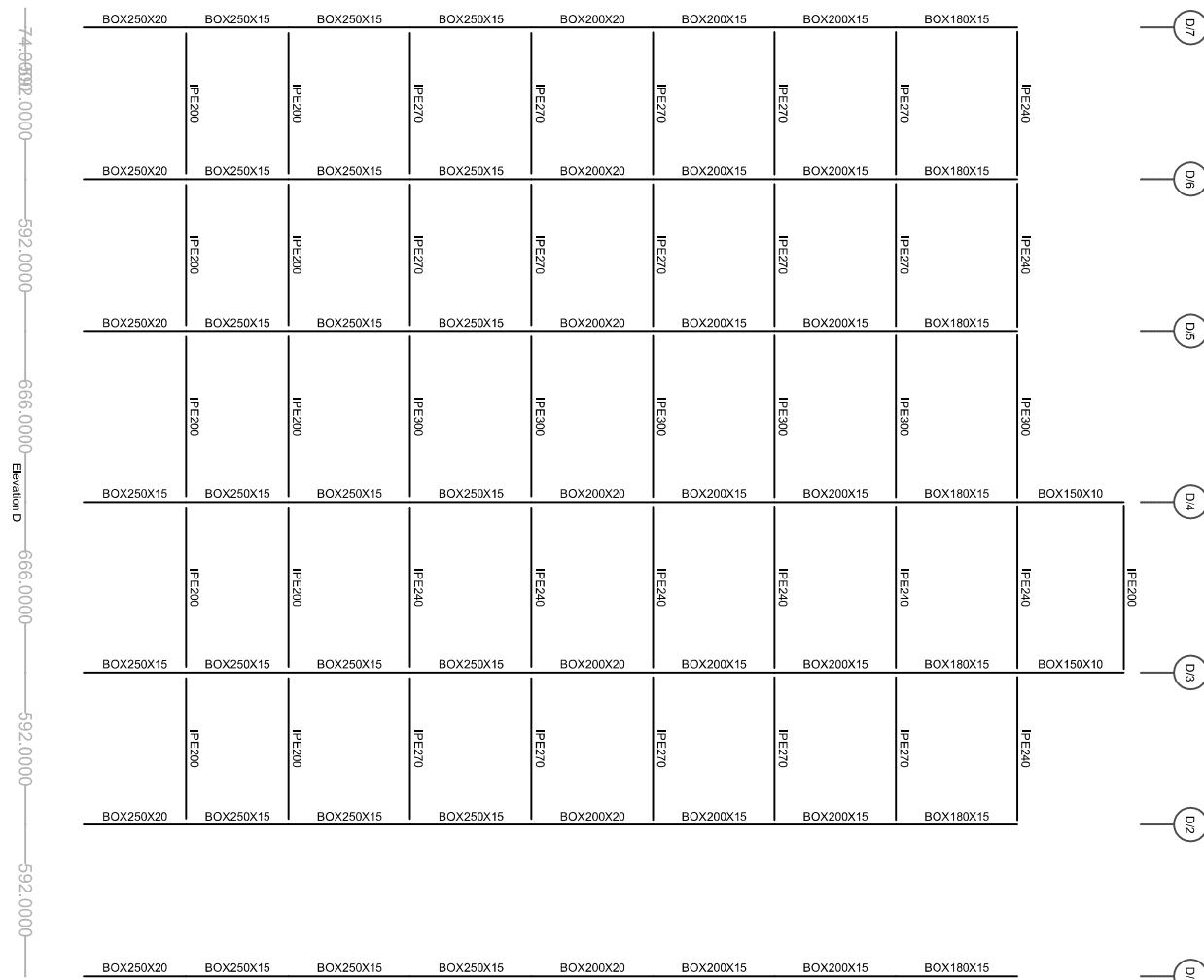
پروژه کی سازه های فولادی
دانشکده مهندسی عمران

دانشگاه صنعتی شریف

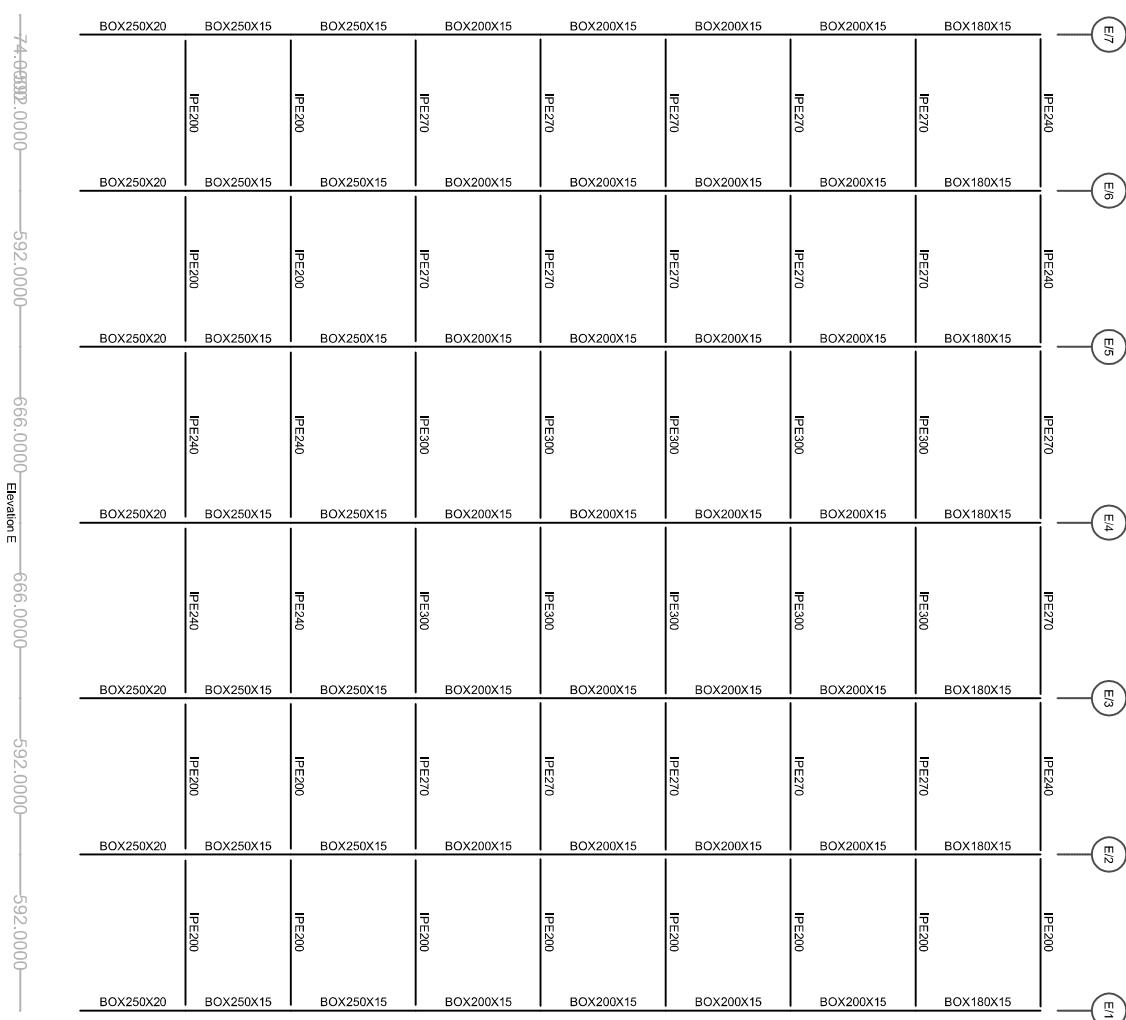


No Need

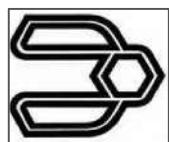
مود	کد نشانه
18	نمودار نشانه
عنوان نوشته	
D	
نمای	
طراح	
محمد اسدی	
اسناد راهنمای	
دکتر سید محمد توکلی	
و احمد اسدی	
سینه امیری	
مقیمان	
متربک	
متربک	



نام	جعفر نعمال
سازنده	۱۳۹۵ / ۸ : ۰



دانشکده مهندسی عمران
دانشگاه صنعتی شریف



پژوهی سازه های فولادی

راهنمای تدبیر

No Need

مود	کد نشانه
عنوان	نامه
طراح	حمدیه اسدی
اسناد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی
مقیمه اسناد	سیده امیرا ابراهیمی
واحد اسناد	سیده امیرا ابراهیمی

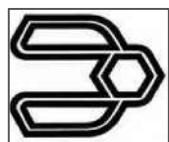
سازمان	۱۹
کد نشانه	مسنونه
عنوان	نامه
طراح	حمدیه اسدی
اسناد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی
مقیمه اسناد	سیده امیرا ابراهیمی
واحد اسناد	سیده امیرا ابراهیمی
سازمان	۷۴-۰۴۳۳۲-۰۰۰۰
کد نشانه	۵۹۲.۰۰۰۰
عنوان	۶۶۶.۰۰۰۰
طراح	۵۹۲.۰۰۰۰
اسناد راهنمای	۵۹۲.۰۰۰۰
مقیمه اسناد	۵۹۲.۰۰۰۰
واحد اسناد	۵۹۲.۰۰۰۰
سازمان	۵۹۲.۰۰۰۰

— ۷۴-۰۴۳۳۲-۰۰۰۰ — ۵۹۲.۰۰۰۰ — ۶۶۶.۰۰۰۰ — ۵۹۲.۰۰۰۰ — ۵۹۲.۰۰۰۰ —

Elevation E

پژوهه کی سازہ های فولادی
دانشکده مهندسی عمران

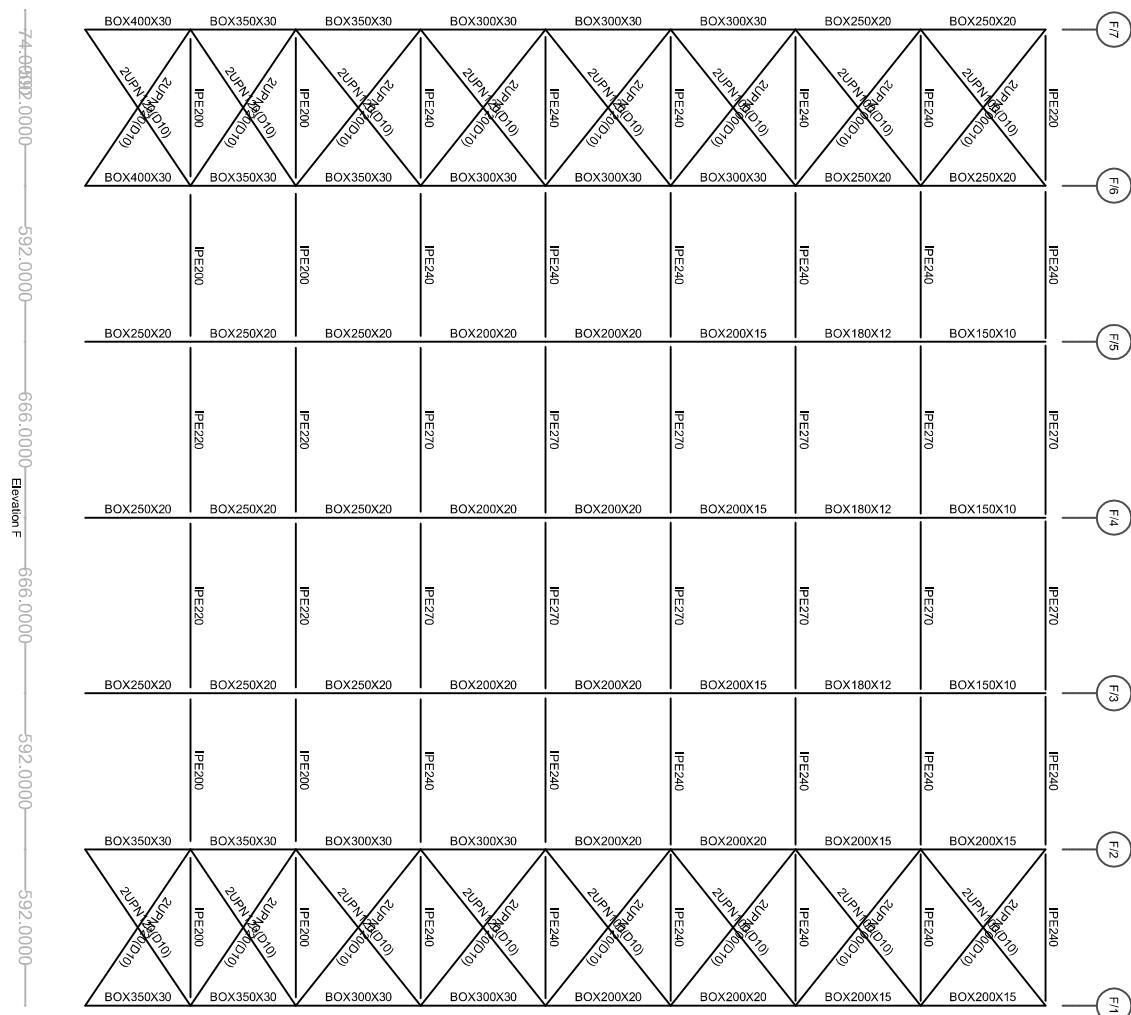
دانشگاه صنعتی شریف



No Need

راهنمای تدبیر

مودع	کد نشانه
عنوان تدبیر	MO7
نمای	20
طراح	
حیند اسنادی	
دکتر سید محمدی توکلی	
اسناد راهنمای	
مقتبس اسناد	
متربک	



— 74.0332.0000 — 592.0000 — 666.0000 — Elevation F — 666.0000 — 592.0000 — 592.0000 —

سازه نظری	جهت نسبت
و اند اسناد	مسنونه اسناد
مشتبه اسناد	
متربک	

سازه نظری

اسناد راهنمای

دکتر سید محمدی توکلی

طراح

حیند اسنادی

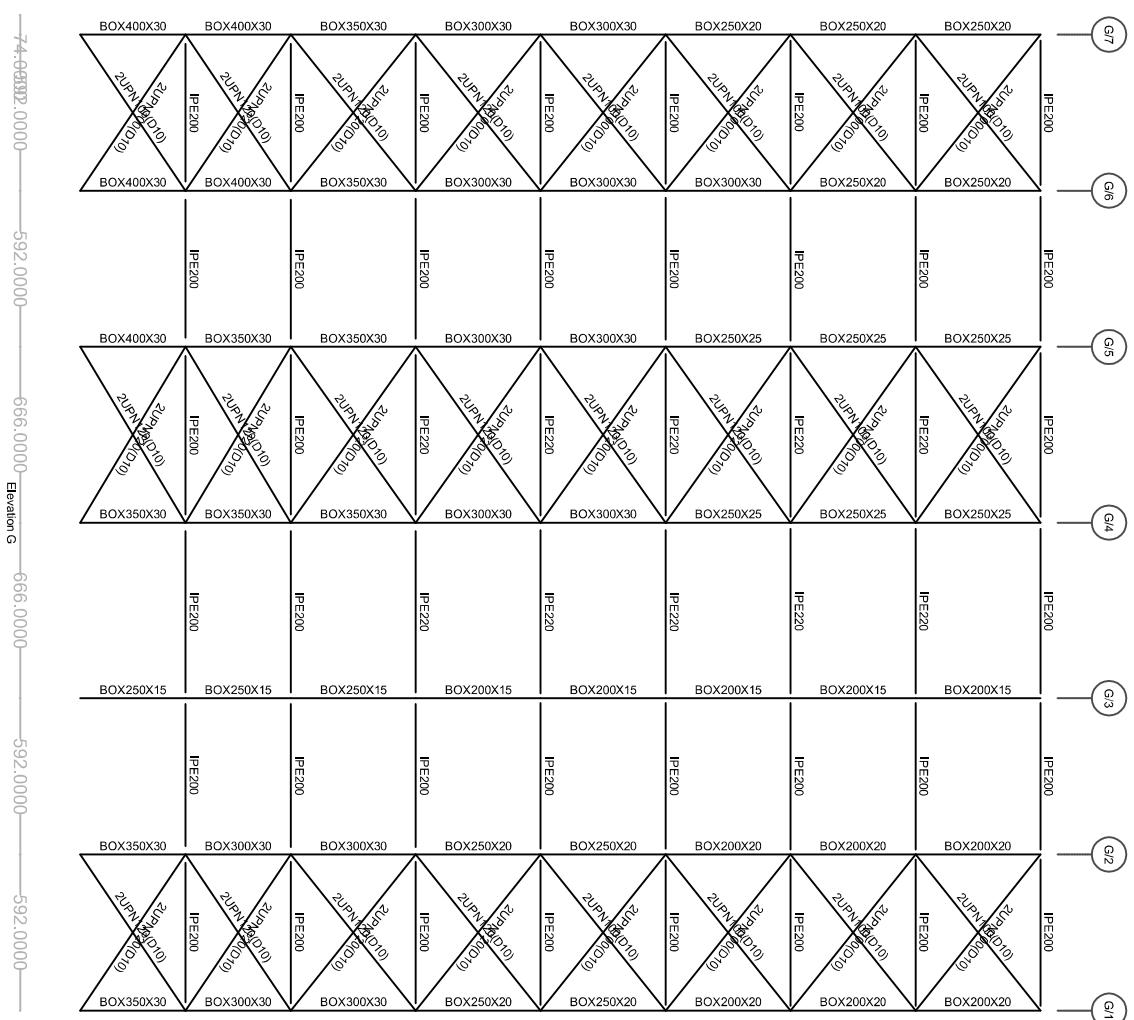
مسنونه اسناد

کد نشانه

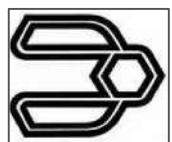
20

عنوان تدبیر

MO7



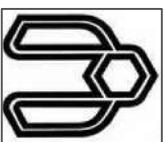
پژوهی سازه های فولادی
دانشکده مهندسی عمران
دانشگاه صنعتی شریف



No Need

مداد راهنمای	نمای	طراح	حیدر اسدی	عنوان تدبیر	راهنمای تدبیر
دکتر سید محمد توکلی	MO7	21			

سازمان تدبیر	مقیاس	سیستم اسلامی	و اند اسلامی
سازمان تدبیر	مرتیک	سیستم اسلامی	و اند اسلامی



داینستکده مهندسی عمران

پژوهه کی سازه های فولادی

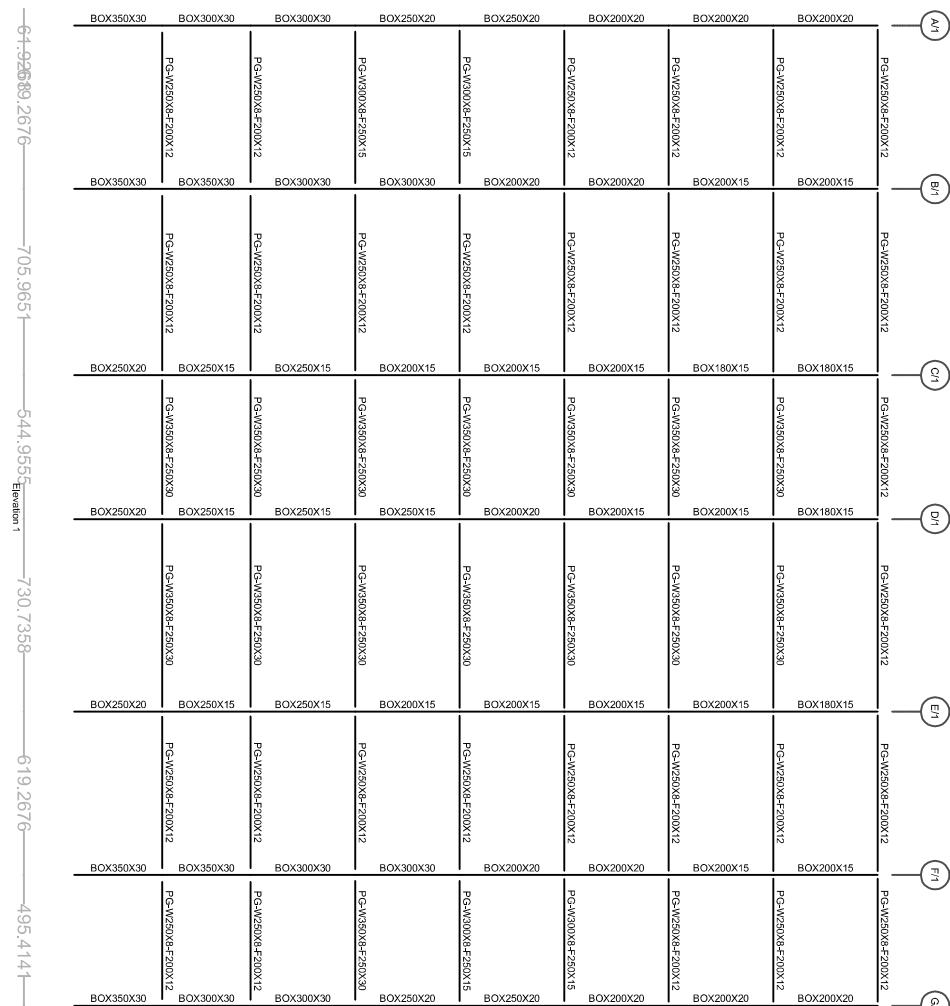
دانشگاه صنعتی شریف

بروزه کی سازه های فولادی

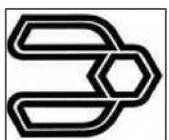
راهنمای ترسیم

No Need

مود	کد نشانه
22	مسار ۵
عنوان تنشی	
۱	
نمای	
طراح	
محمد اسدی	
اسناد راهنمای	
دکتر سید محمدی توکلی	
و احمد اسدی	
سینه ای اسلامی	
مقیمان	
متیریک	
سازه نظری	
جیبوتی	
مسال	
۱۳۹۵ / ۸ : ۰	



—61.92689,2676—————705.9651—————544.9555—————730.7358—————619.2676—————495.4141—————Elevation 1—————



دانشگاه صنعتی شهرضا

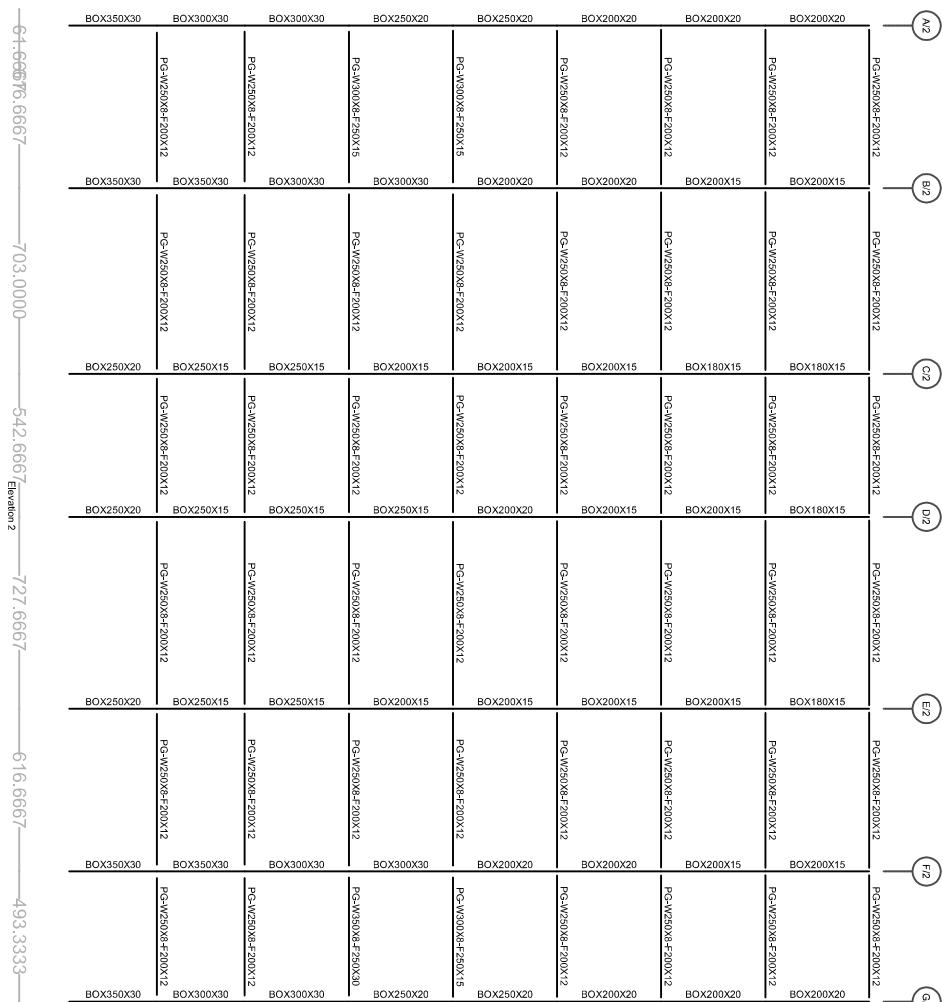
دانشکده مهندسی عمران

پژوهی سازه های فولادی

راهنمای ترسیم

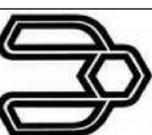
No Need

مود	کد نشانه
MO7	23
عنوان تنشیه	
نمای	۲
طراح	محمد اسدی
استاد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی
و اند اسیدار	سینه‌ساز اسیدار
مقیاس	مقیاس
مترا	مترا
سازه نظری	سازه نظری



—61.6667—703.0000—542.6667 Elevation 2 —727.6667—616.6667—493.3333—

جهت نمای	جهت نمای
سازه نظری	سازه نظری
مقیاس	مقیاس
مترا	مترا



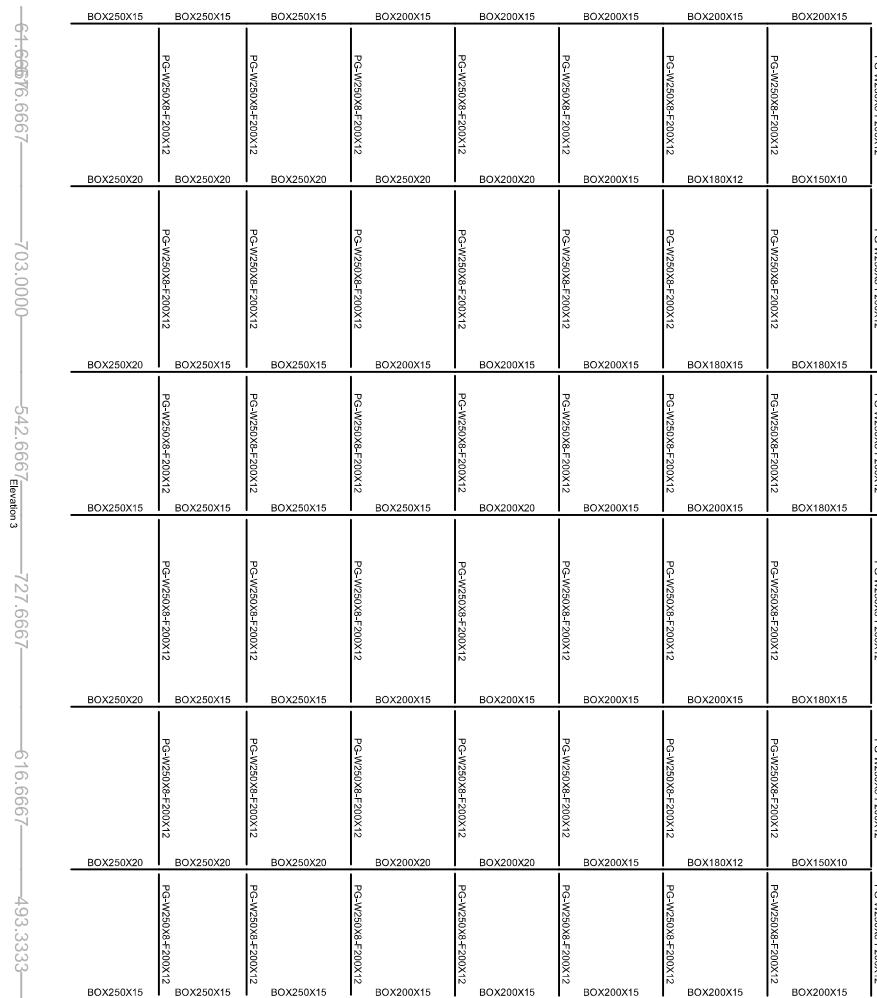
داینستک کده مهندسی عمران
دانشگاه صنعتی شریف

پژوهی سازه های فولادی
دانستک

No Need

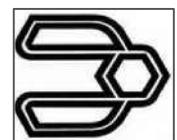
راهنمای تدبیر

مود	کد نشانه
24	مسار ۵
عنوان تدبیر	
۳	نمای
طراح	حیدر اسدی
اسناد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی
مقیاس	و احمد احمدی ابراهیمی
مترا	مترا
سازه نظری	سازه انسانی



— 61.6667 — 703.0000 — 542.6667 Elevation 3 — 727.6667 — 616.6667 — 493.3333 —

جهت نسبت	جهت نسبت
۱۳۹۵ / ۵ : سازه نظری	اسناد راهنمای
مترا	مترا
—	—



دانشگاه صنعتی شهرضا

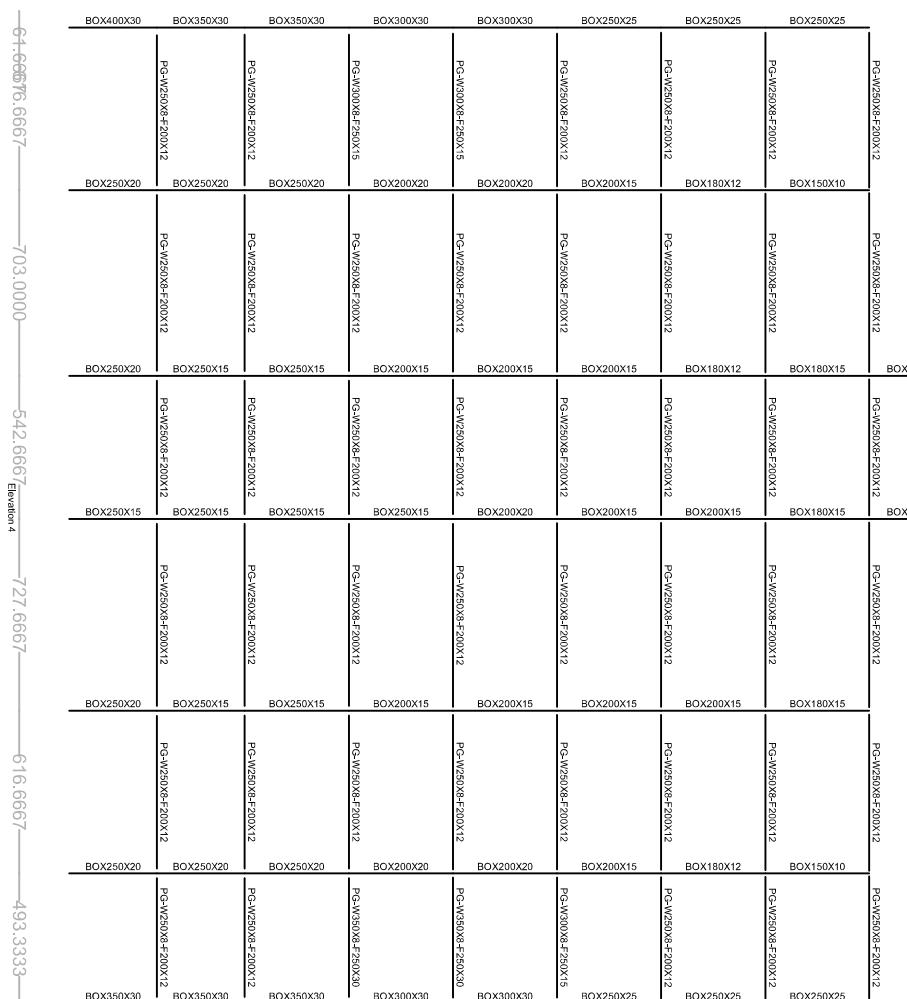
دانشکده مهندسی عمران

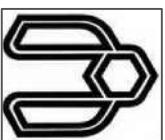
پژوهی سازه های فولادی

راهنمای تدبیر

No Need

مود	کد شناسه
25	شماره
عنوان تدبیر	
۴	
نمای	
طراح	
حیدر اسدی	
اسناد راهنمای	
دکتر سید مهدی توکلی	
و احمد احمدی	
سینه امیری	
مقیاس	
مترا	
سازه نظری	
جیبوتی	
۱۳۹۵ / ۸ : ۰	





داستانی های صنعتی شرکت

پژوهی سازه های فولادی
دانشکده مهندسی عمران

No Need
راهنمایی تدبیر

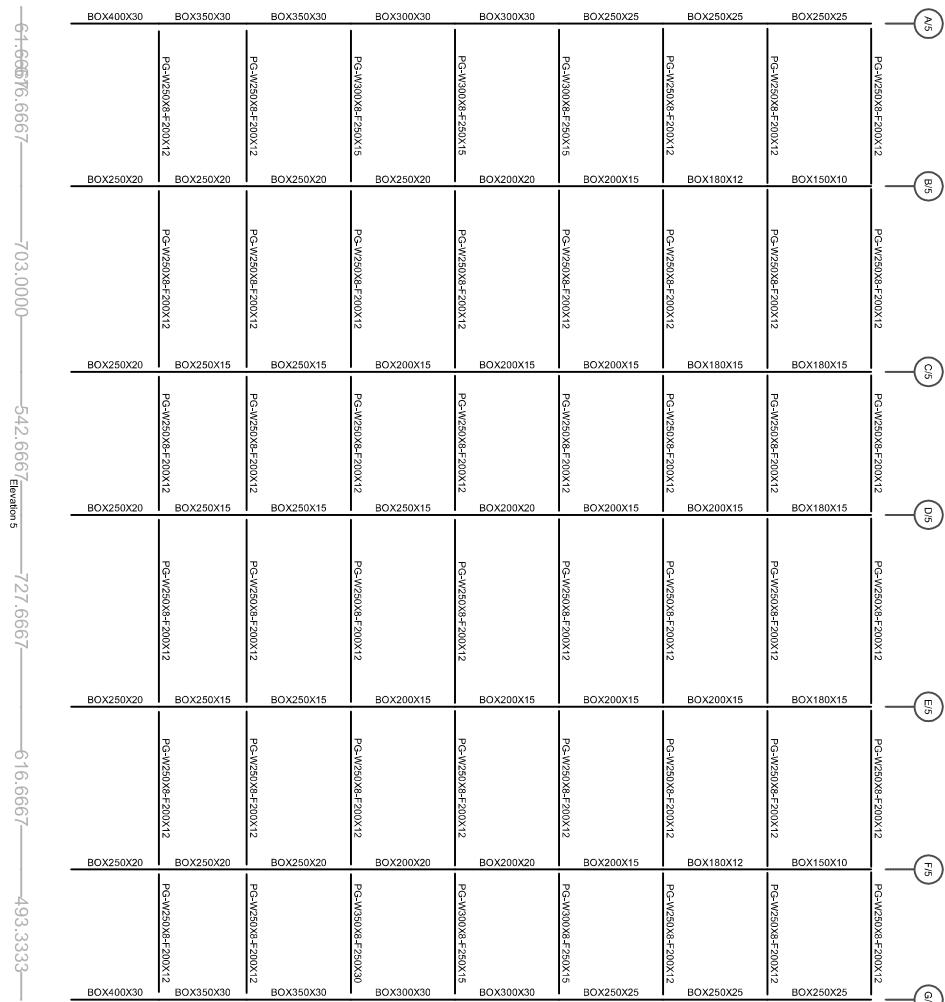
طراح

زمای

مود	کد نشانه
26	مشمار
عنوان تدبیر	
مود	
طراح	

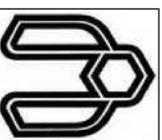
اسناد راهنمای دکتر سید محمدی توکلی
و احمد اسدزاده

مقیمان
سینه‌ساز اسناد



—61.6667—703.0000—542.6667 Elevation 5 —727.6667—616.6667—493.3333—

سازنده تدبیر	جهت رسال
—	—



دانشگاه صنعتی شاهرود

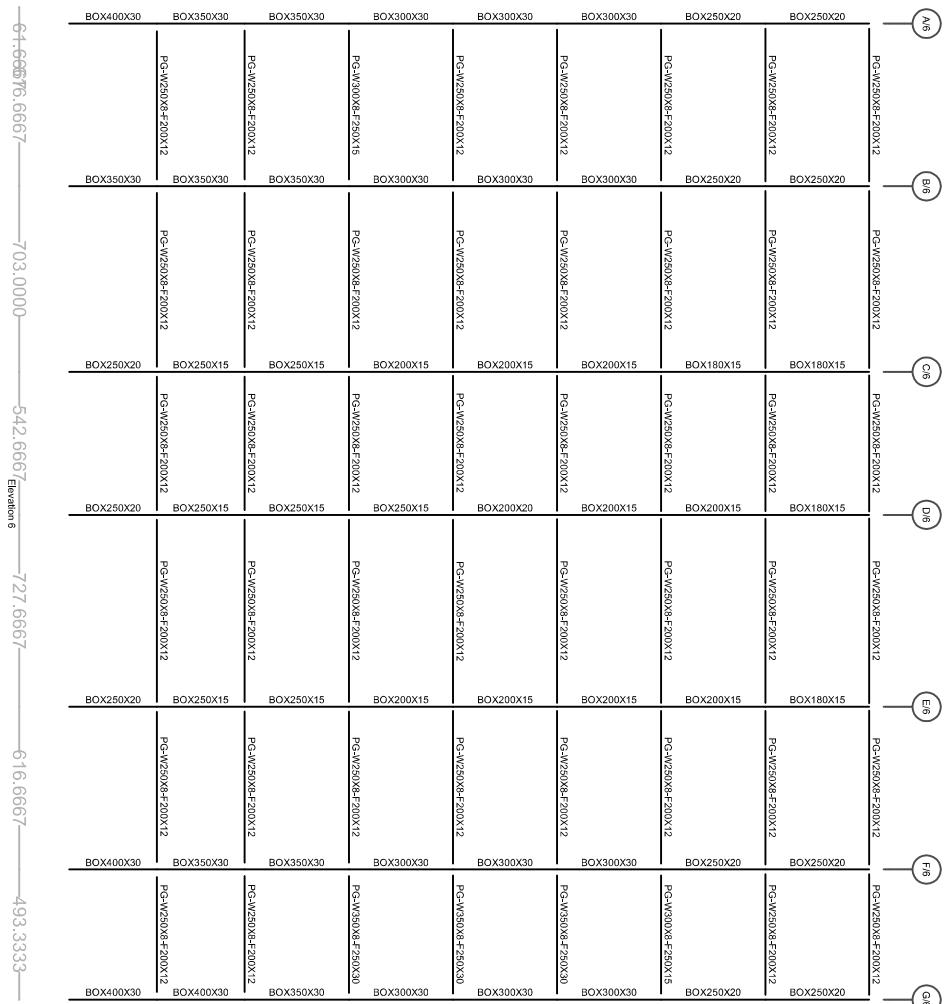
دانشکده مهندسی عمران

پژوهی سازه های فولادی

راهنمای ترسیم

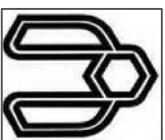
No Need

مود	کد نشانه
MO7	27
عنوان تنشیه	
زمای	۹
طراح	محمد اسدی
استاد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی
و اند اسیدار	مسیره اسیدار
مقیاس	مقیاس
مترا	مترا



—61.6667—703.0000—542.6667 Elevation 6 —727.6667—616.6667—493.3333—

سازه نظری	جهت نسبت
مسیره اسیدار	مسیره اسیدار
مترا	مترا



داستکنده مهندسی عمران

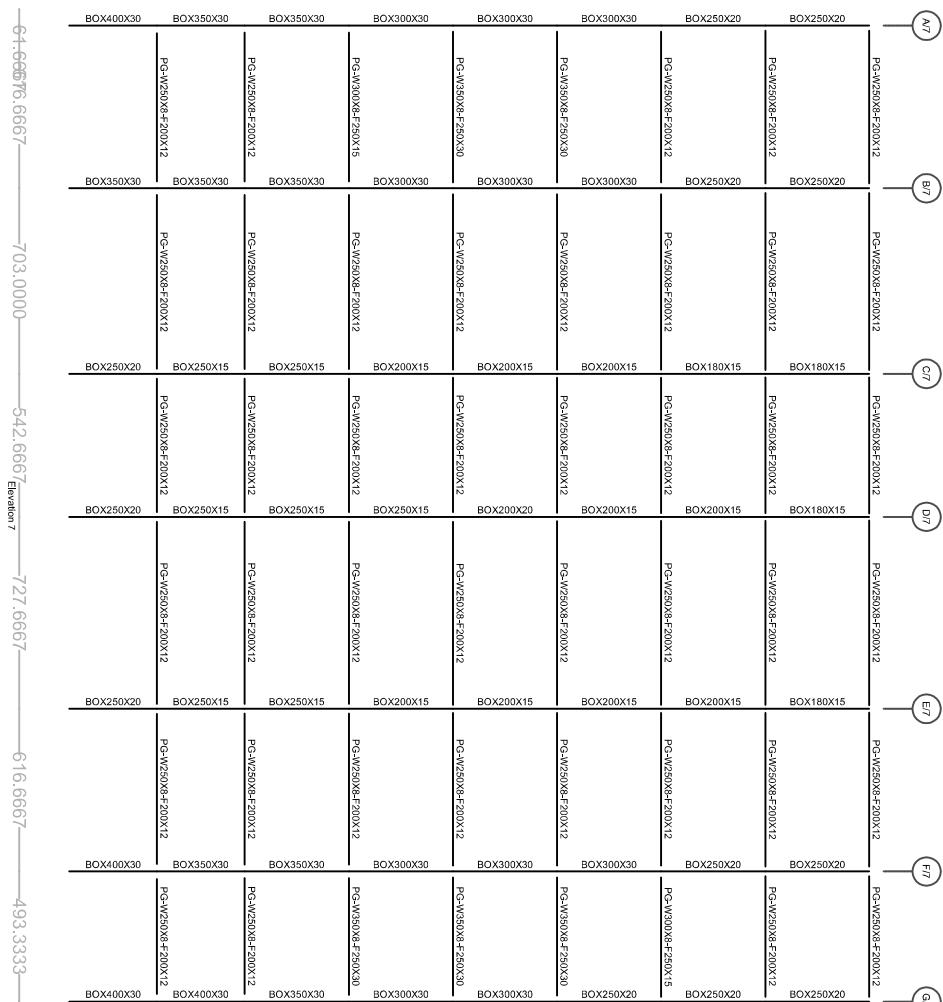
دانشگاه صنعتی شریف

پژوهی سازه های فولادی

راهنمای ترسیم

No Need

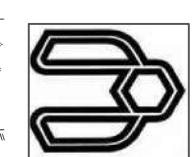
مود	کد نشانه
28	مساره
عنوان تنشی	
نما	۷
طراح	محمد اسدی
اسناد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی



—61.6667—703.0000—542.6667 Elevation 7—727.6667—616.6667—493.3333—

سازه تبلیغاتی	جهت نمایش
مقیاس	واید اسید
مشین	مشین
مترا	مترا

G



دانشکده مهندسی عمران

دانشگاه صنعتی شهرضا

پژوهه های سازه های فولادی

راهنمای تئیزی

No Need

سیمان

کد شناسه

M08 29

عنوان تئیزی

پل اتیریزی همکف

طراح

حمدید اسدی

اسناد راهنمای دکتر سسید مهدی توکلی

مقتبس اسناد

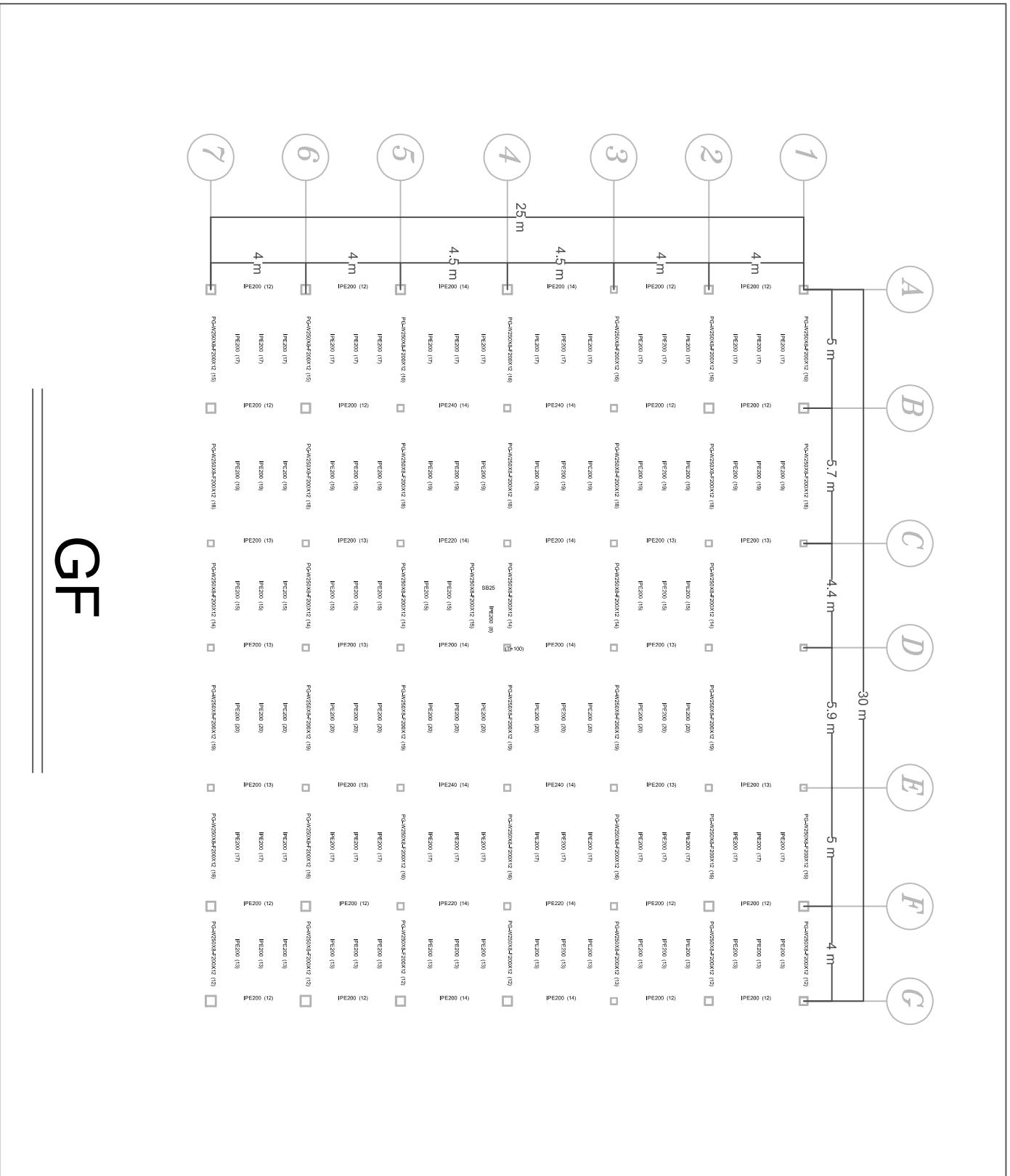
و اخذ اسناد تئیزی

سیمان

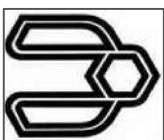
مرتک

جهت رسال

سازمان تئیزی



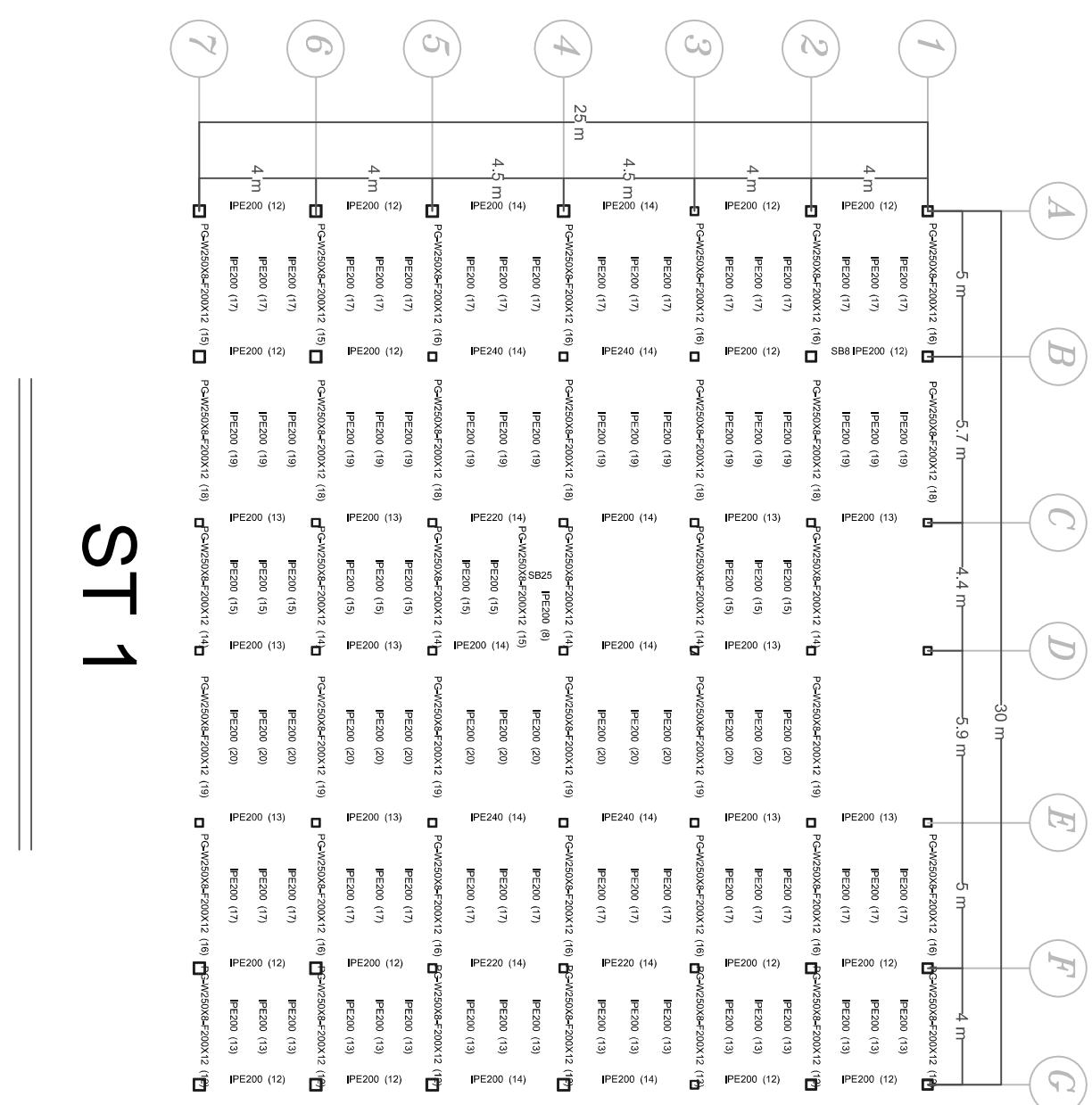
دایشکده مهندسی عمران
پژوهه کی سازه های فولادی
راهنمای تدبیر



No Need

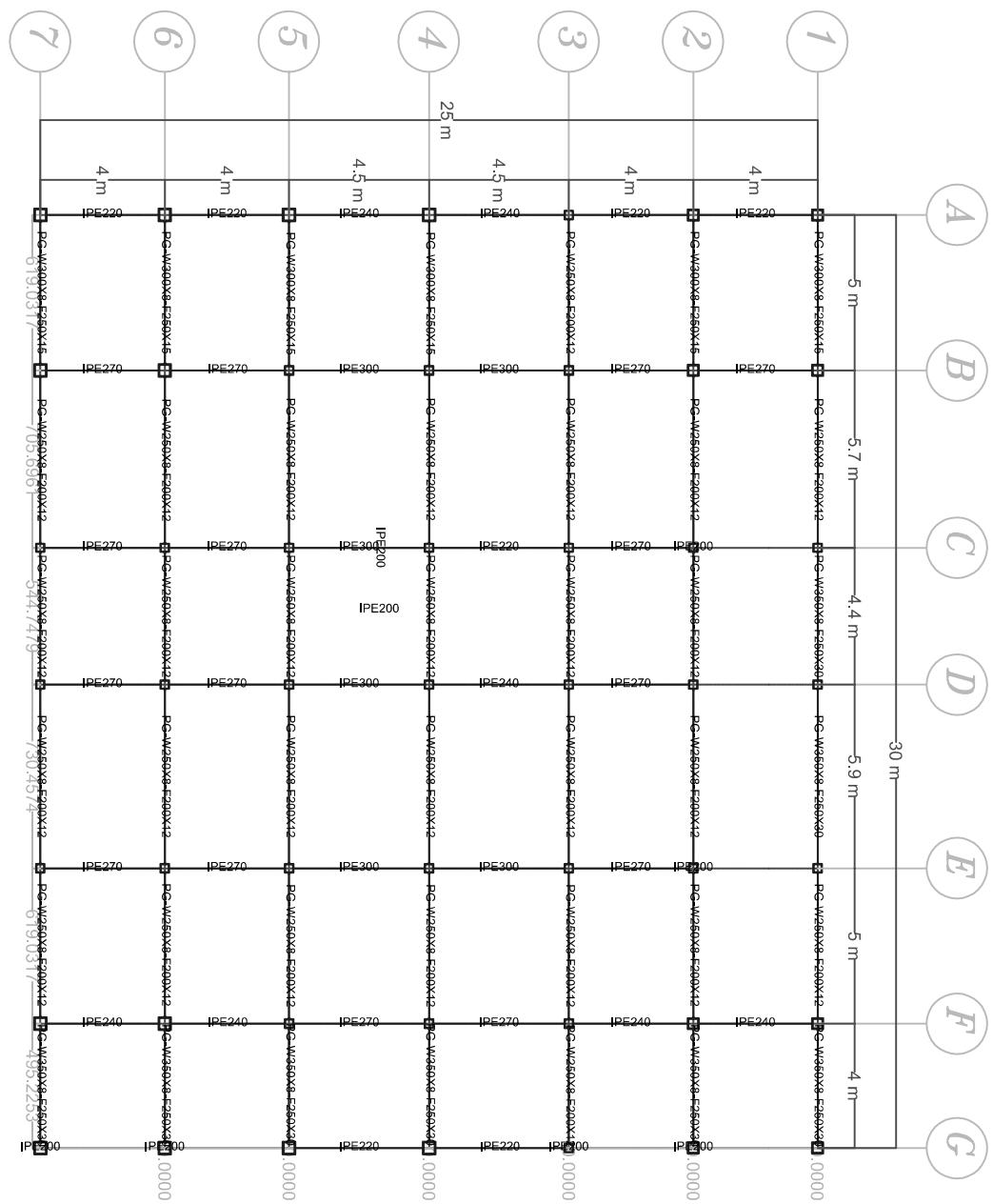
مقدار نسبتی	کد نسبتی	M08
عسوان تنشی	4	
پالان تیرزی طبقه ۱	4	
طراح	4	
حیدر اسدی	4	

ST 1

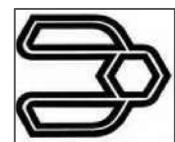


استاد راهنمای دکتر سید محمدی توکلی	و احمد احمدزاده	سینه‌ساز اسماز
مقیمان	مریم	مریم
سازمان تحقیقات	سازمان تحقیقات	سازمان تحقیقات

ST 2



دانشکده مهندسی عمران
پژوهی سازه های فولادی

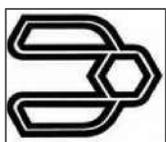
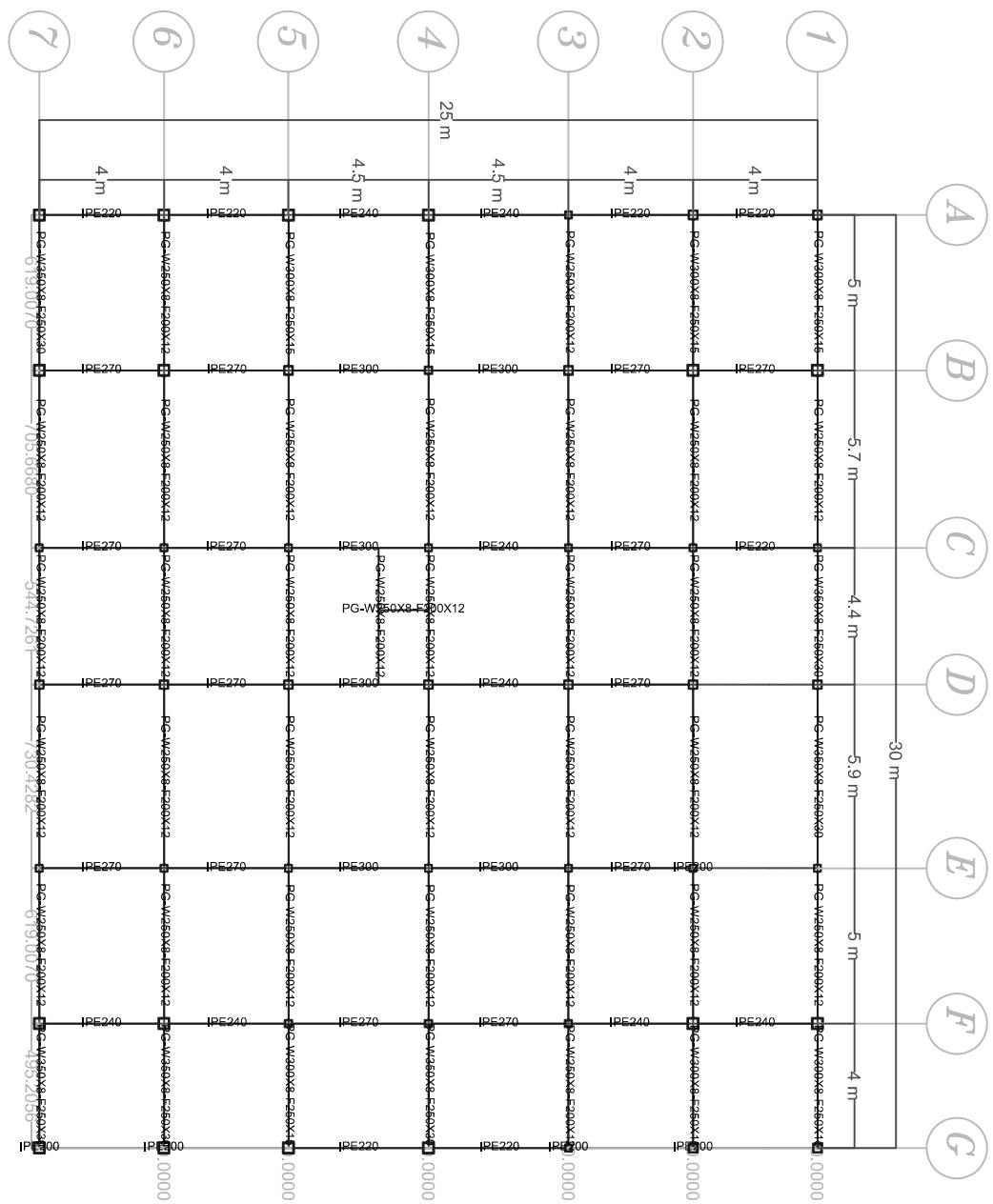


راهنمای نوشته

No Need

مقدار نوشته	کد نوشته	M08
سیمانه	سیمانه	31
عنوان نوشته	عنوان نوشته	
پالان تیر ریزی طبقه ۲	پالان تیر ریزی طبقه ۲	
طراح	طراح	حیدر اسدی
اسناد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی	
مقتبسات	مقتبسات	
متربیک	متربیک	
جهت نوشته	جهت نوشته	N
سازه نوشته	سازه نوشته	۱۳۹۵ / ۸ : ۰

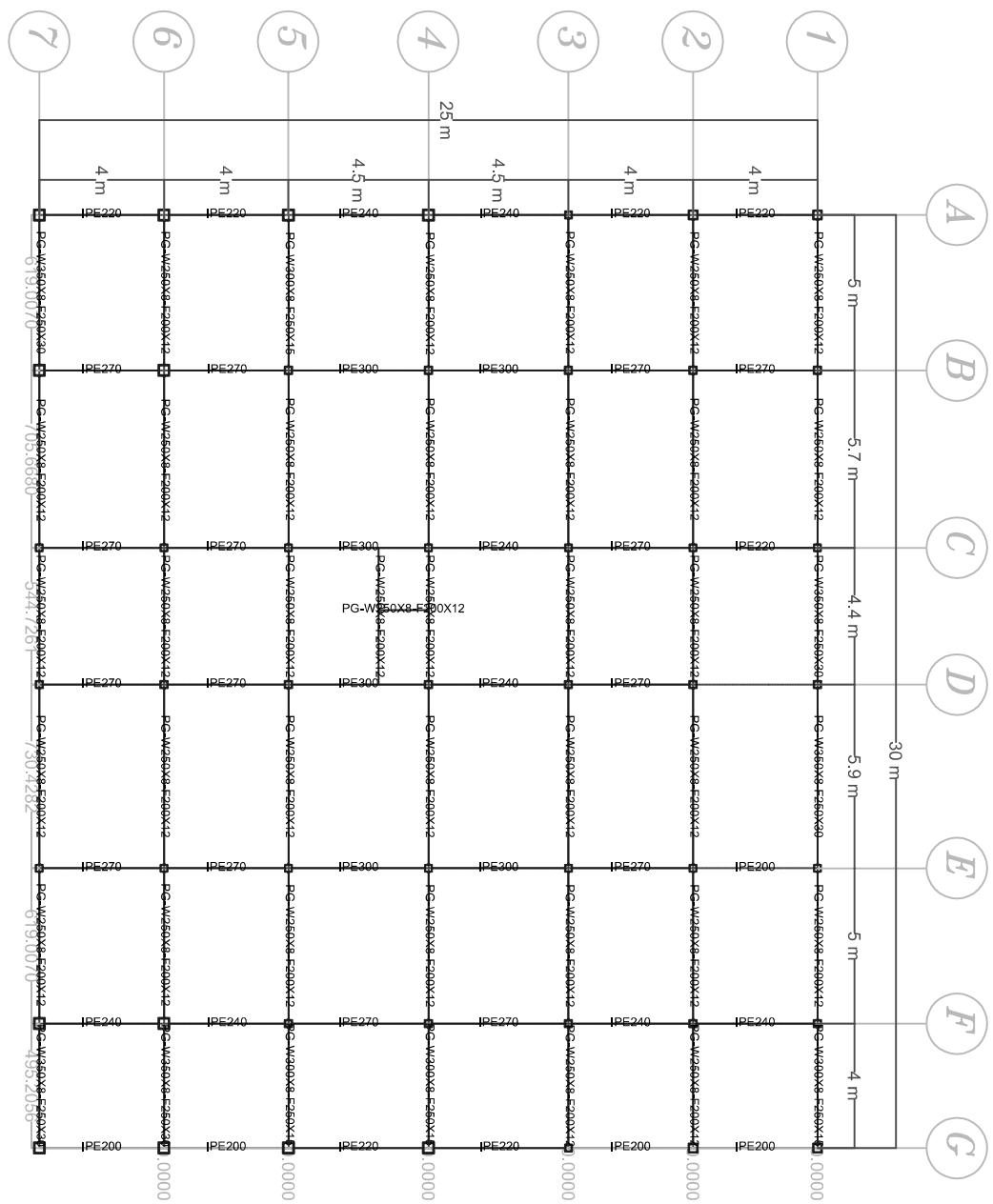
ST 3



دانشگاه صنعتی شریف
دانشکده مهندسی عمران

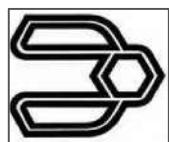
سازه نامه	کد نشانه	M08
سازه نامه	ردیف	32
عنوان	عنوان	تنشی
پل اسیدی	طبقه ۳	تیر دیزی
طراح	طراح	مهدی اسدی
اسناد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی	
مقتبس اسناد		
واحد اندازه گیری		
سیستم اسناد		
جیب پشت نسخه	N	
سازه نامه		۱۳۹۵ / ۸ : ۰

ST 4



دانشکده مهندسی عمران
پژوهی سازه های فولادی

دانشگاه صنعتی شاهرود



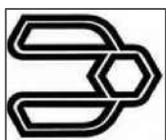
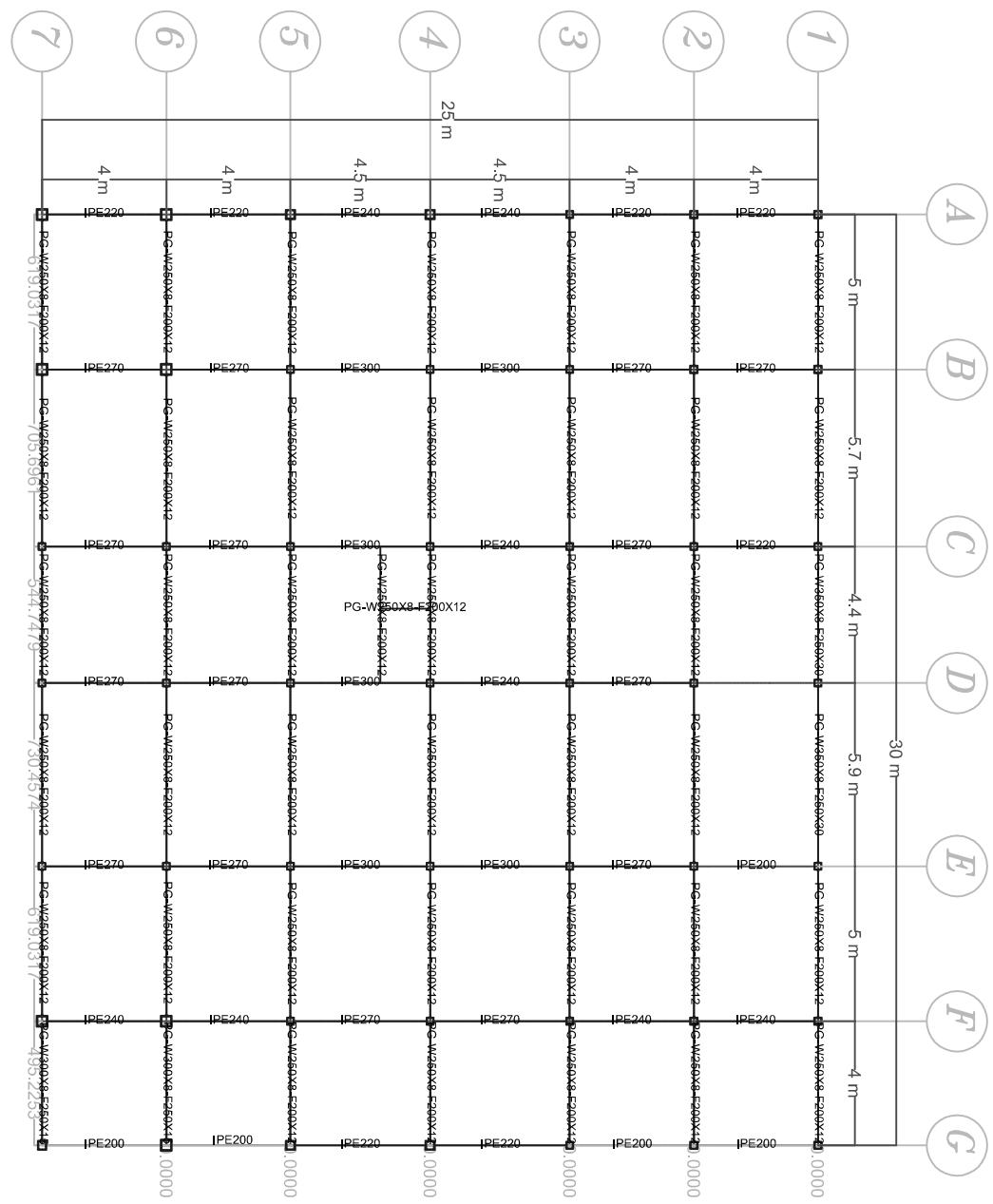
No Need

راهنمای تنشی

مقدار نشانه	کد نشانه	M08
سیمان	نام	33
عنوان	نشانه	تنتیشن
پالان	طبقة	۴
طراح	نام	حیدر ریزی
اسناد راهنمای	نام	دکتر سید محمدی توکلی
مقتبسات	نام	
متربک	نام	
سازه نظری	نام	
و اند اسناد نظری	نام	

جیف نسخه	نام
۱۳۹۵ / ۸ : ۰	سازه نظری

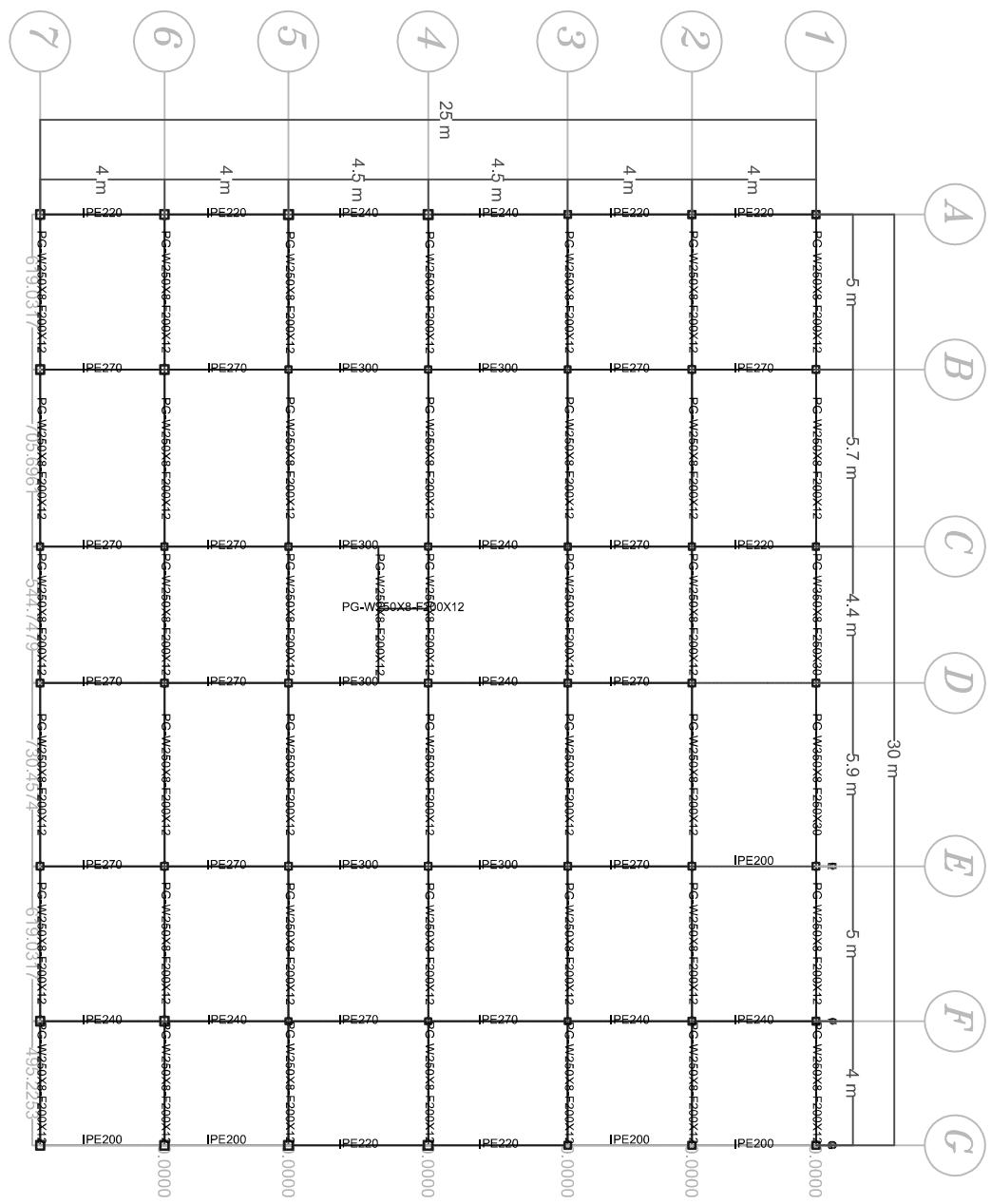
ST 5



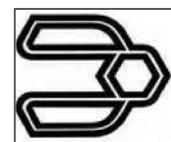
دانشگاه مهندسی عمران
دانشگاه صنعتی شهرضا

سازه نموده	کد نموده	M08
نموده نموده	نام	34
نموده نموده	عنوان	نموده نموده
نموده نموده	طبقه	نموده نموده
نموده نموده	طراح	نموده نموده
نموده نموده	حیدر ریزی طبقه	نموده نموده
نموده نموده	اسناد اسناد	نموده نموده
نموده نموده	دکتر سید محمدی توکلی	نموده نموده
نموده نموده	استاد راهنمای	نموده نموده
نموده نموده	مقتبسات	نموده نموده
نموده نموده	متربک	نموده نموده
نموده نموده	جعیت نموده	نموده نموده
نموده نموده	سازه نموده	نموده نموده

ST 6



دانشکده مهندسی عمران
پژوهی سازه های فولادی



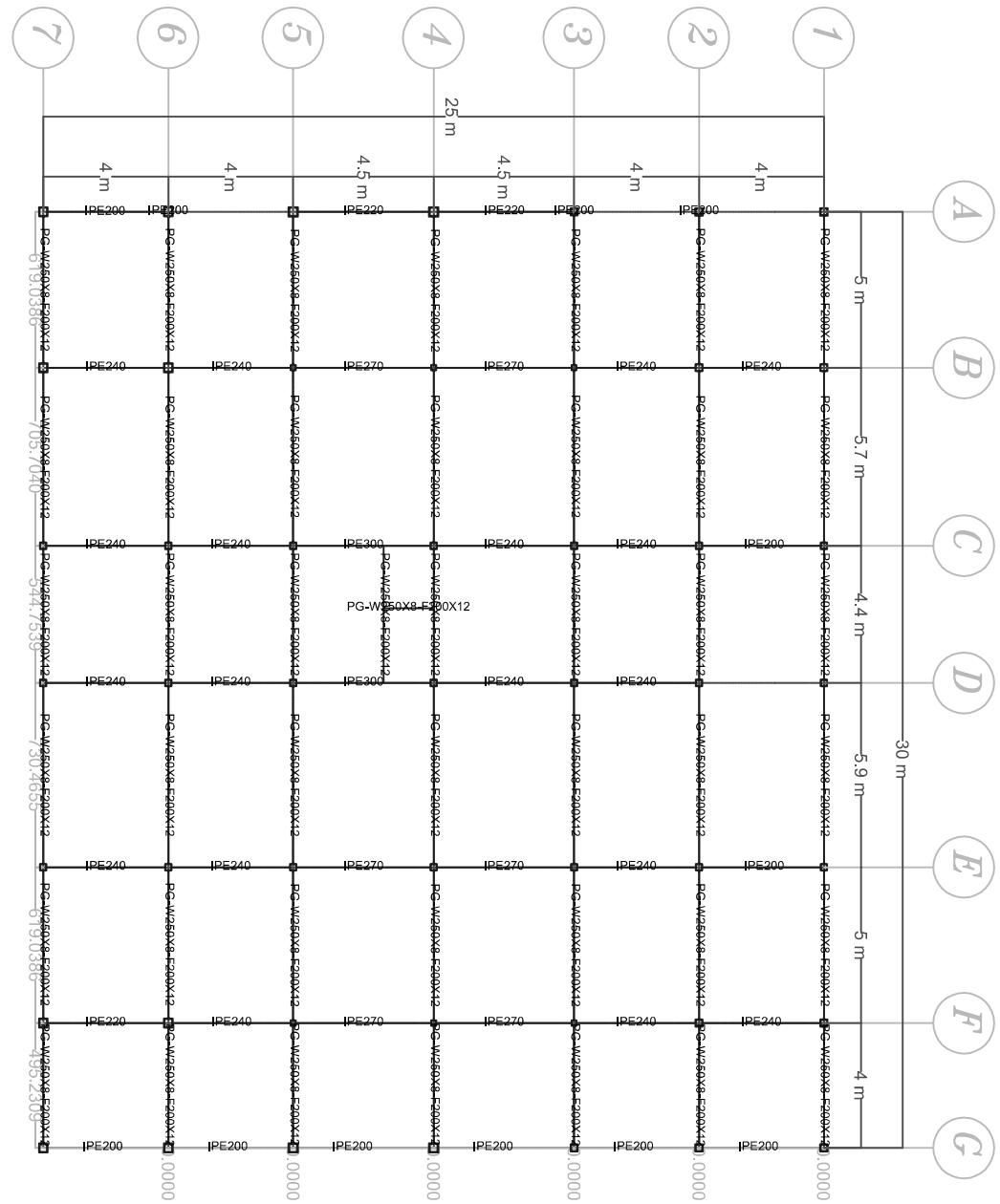
دانشگاه صنعتی شاهرود

No Need

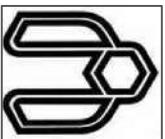
راهنمای تنشی

مقدار ایجاد	کد نشانه	35
مشماره تنشی		
عنوان تنشی		
پالان تیر ریزی طبقه ۶		
اسناد راهنمای طراح	ردیف اسنادی	حیدر اسدی
دکتر سسید محمدی توکلی	مسنونه اسناد ایجاد	و اخذ اسناد تنشی
اسناد راهنمای طراح	مقتبس اسناد	رسانی اسناد ایجاد
متربک	متربک	متربک

ROON

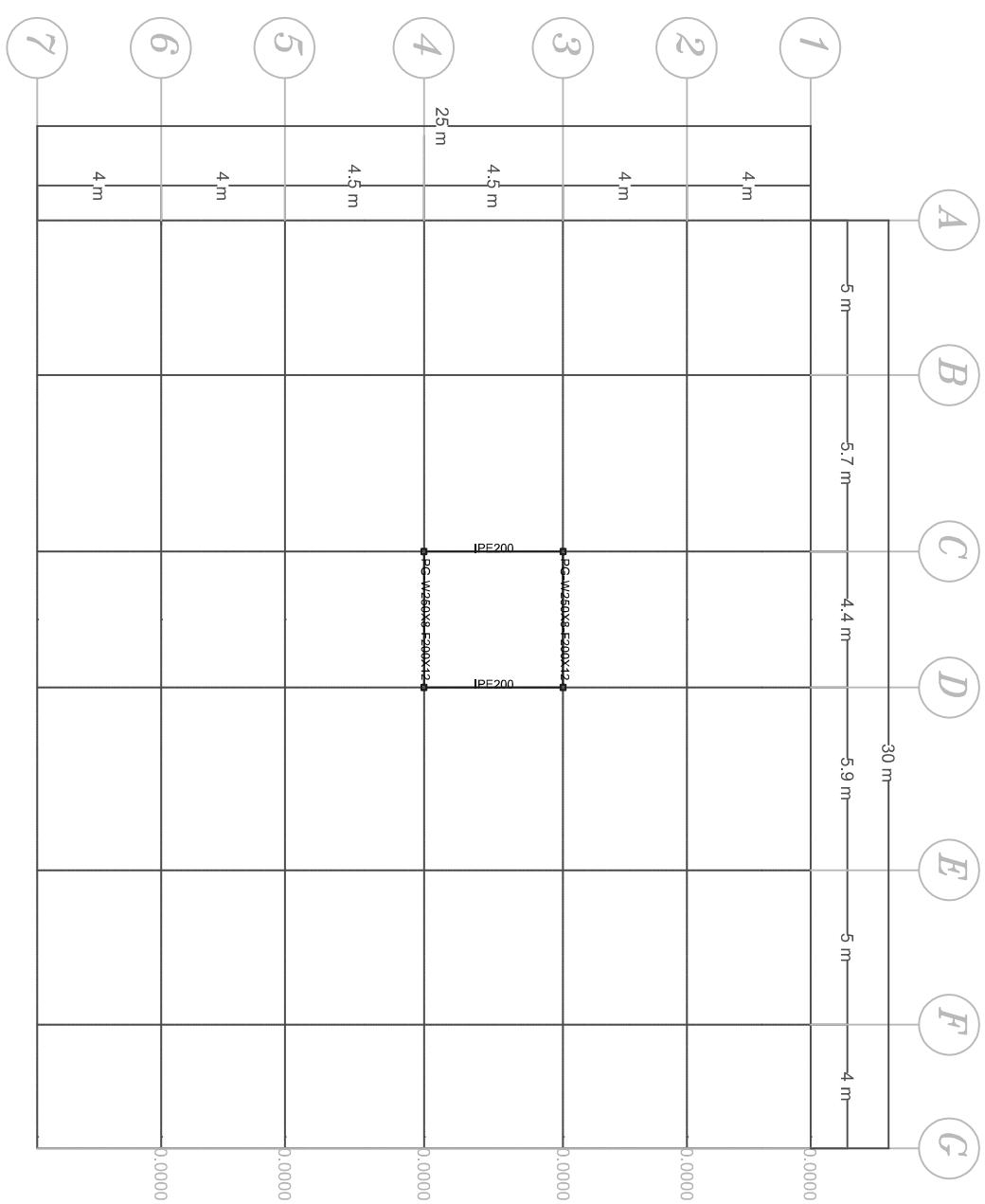


دانشگاه صنعتی شاهرود



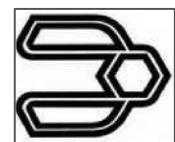
پیروزه‌ی سازه‌های فولادی

No Ned

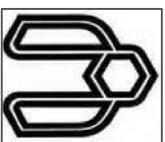


RIDGE

پروژه کی سازه های فولادی
دانشکده مهندسی عمران



سازه های فولادی	کد نشانه	M08
عنوان نوشته	نامه	37
پلان تیریزی خرپاشته		
طراح		
حمدید اسدی		
استداد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی	
مقیاس		
واحد اندازه گیری		
سیستم اسلامی		
جیوهت نمایل	N	۱۳۹۵ / ۵ : سارچ



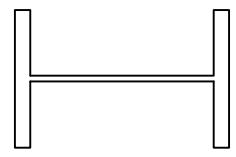
دانشگاه صنعتی شهرورد

دانشکده مهندسی عمران

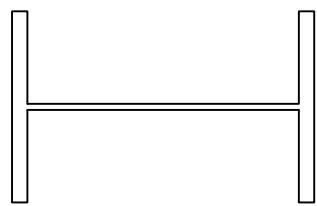
پژوهی سازه های فولادی

راهنمایی تئوریه

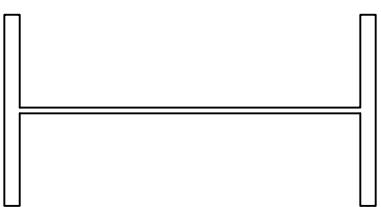
PG-W250X8-F200X12



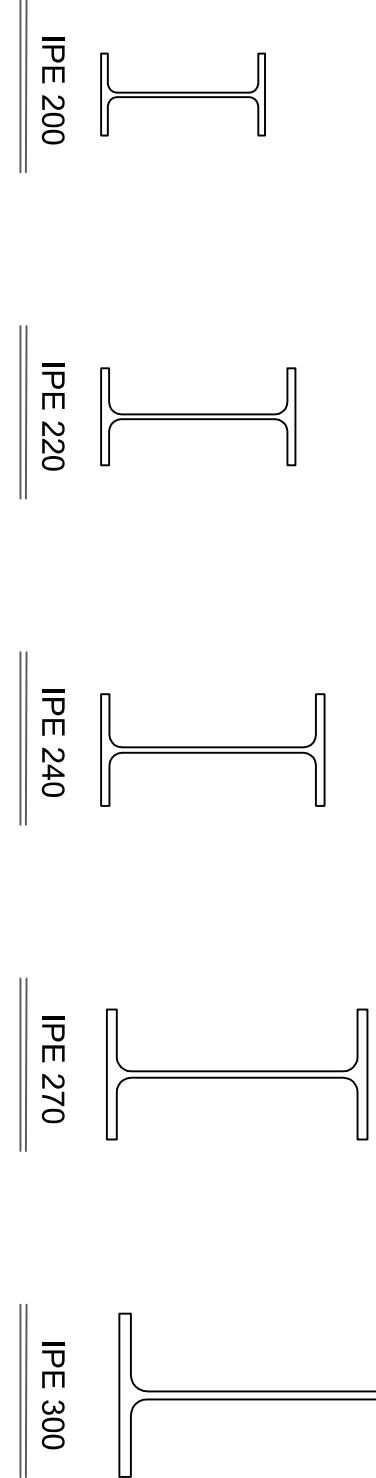
PG-W350X8-F250X15



PG-W350X8-F250X30



No Need

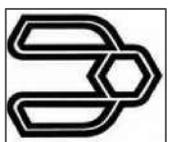


سازه ایستادار ارتفاع	دکتر سسید مهدی توکلی
مقیاس	سیستم ایستادار ایستاری
واحد ابعاد نسبتی	سیستم ایستادار ایستاری
---	مترا
---	مترا

جیوب نمایل	N
سازه ایستادار	۱۳۹۵ / ۵ : ۰

دانشگاه صنعتی شهرورد

دانشکده مهندسی عمران



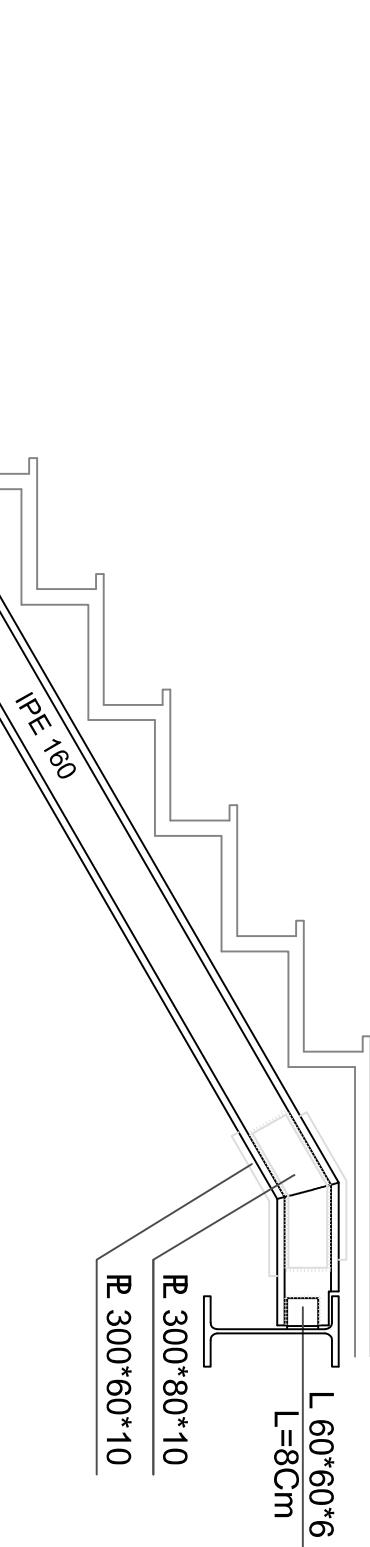
پژوهی سازه های فولادی

No Need

راهنمای نقشه

L 60*60*6
L=8Cm

R 300*80*10
R 300*60*10



L 60*60*6
L=8Cm

R 300*60*10
R 300*80*10

دتاپل شمشیری پله

طراح

حمدید اسدی

استداد راهنمای دکتر سید محمدی توکلی

مقیاس
سیزدهم اسلام آباد تندیسه
و ایوند اسلام آباد تندیسه

سازه نظریه
۱۳۹۵ / ۵ : ۰

N

جهت نمای

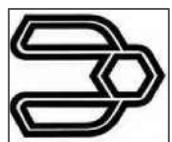
M10	کد نقشه
39	سیزدهم

عنوان

نقشه

دانشگاه صنعتی شهرورد

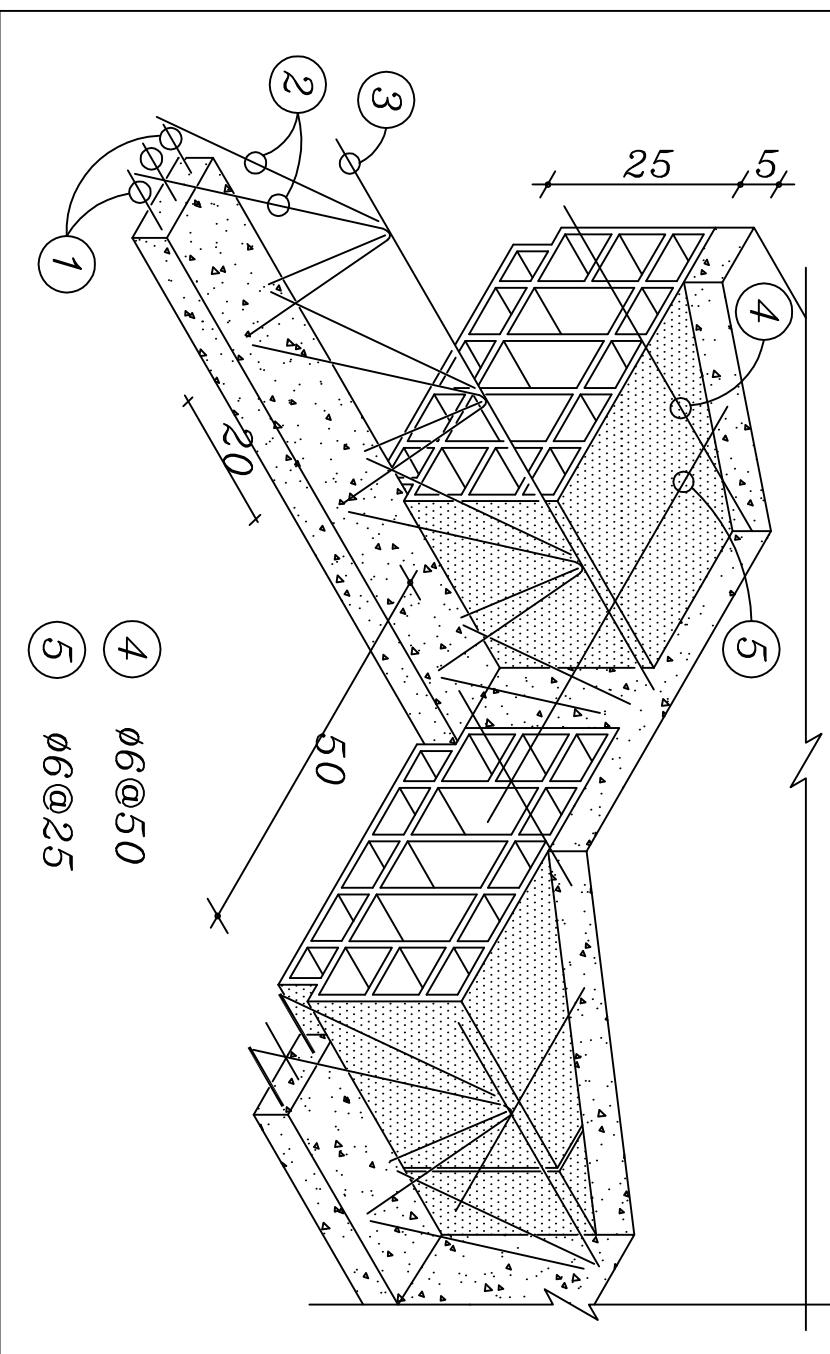
دانشکده مهندسی عمران



پژوهی سازه های فولادی

راهنمایی تئشن

No Need



M11 کد تئشن

40 سطحه تئشن

عنوان تئشن

مسقف تیرچه باسو

طراح حمید اسدی

استداد راهنمای دکتر سید محمد توکلی

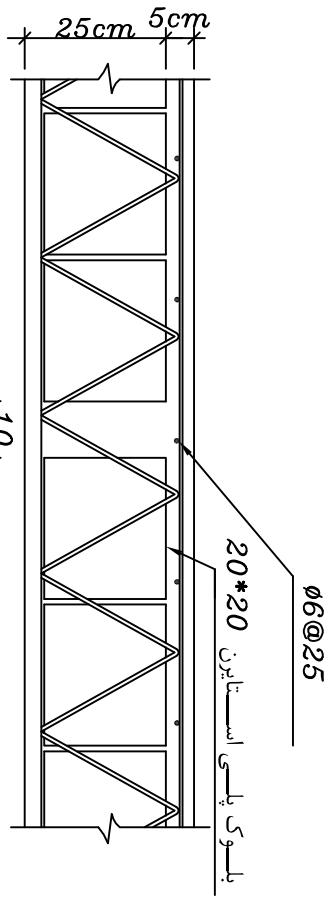
مقیمان مهندسین اسلام آباد تئشن

و احمد احمدی اسلامی

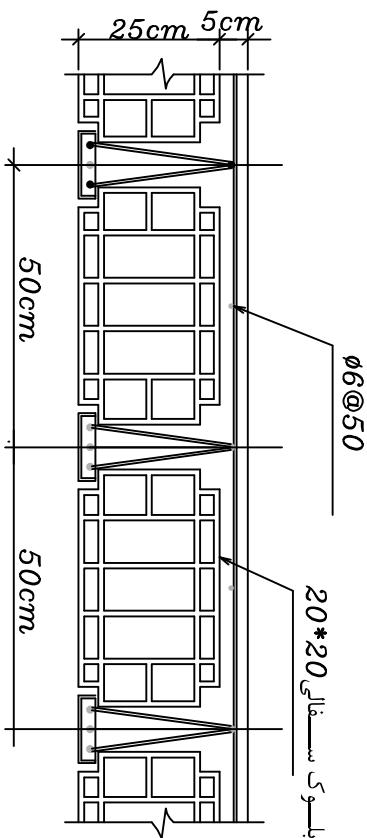
جیبوتی نسخه ۱۳۹۵ / ۵ : سازه تئشن

برش طولی تیرچه

$\frac{1}{10}$



برش عرضی تیرچه

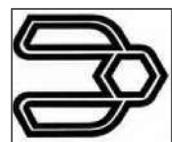


No Need

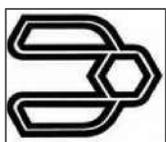
سازه نمودار	میزبان	طراح	حمدید اسدی	مسقف تیرچه بلوک	عنوان تنتیشه	کد نقشه	M11
اسناد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی					سازه نمودار	41
و اند اسناد تقدیمه						و اسناد اسناد اسناد	
میزبان						میزبان اسناد اسناد اسناد	
سازه نمودار						سازه نمودار	
سازه نمودار						سازه نمودار	
سازه نمودار						سازه نمودار	
سازه نمودار						سازه نمودار	

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران
پژوهه های فولادی

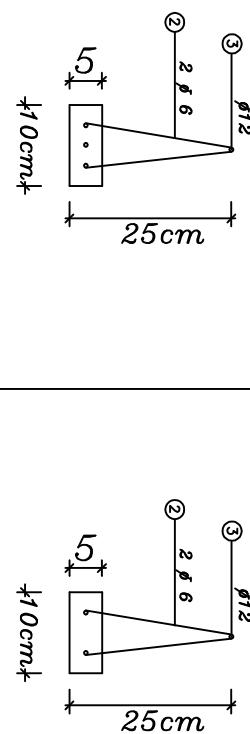


جدول مشخصات



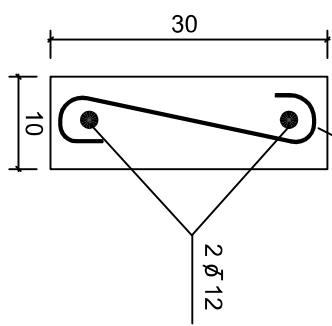
دانشگاه صنعتی شهرورد
دانشکده مهندسی عمران

پژوهی سازه های فولادی



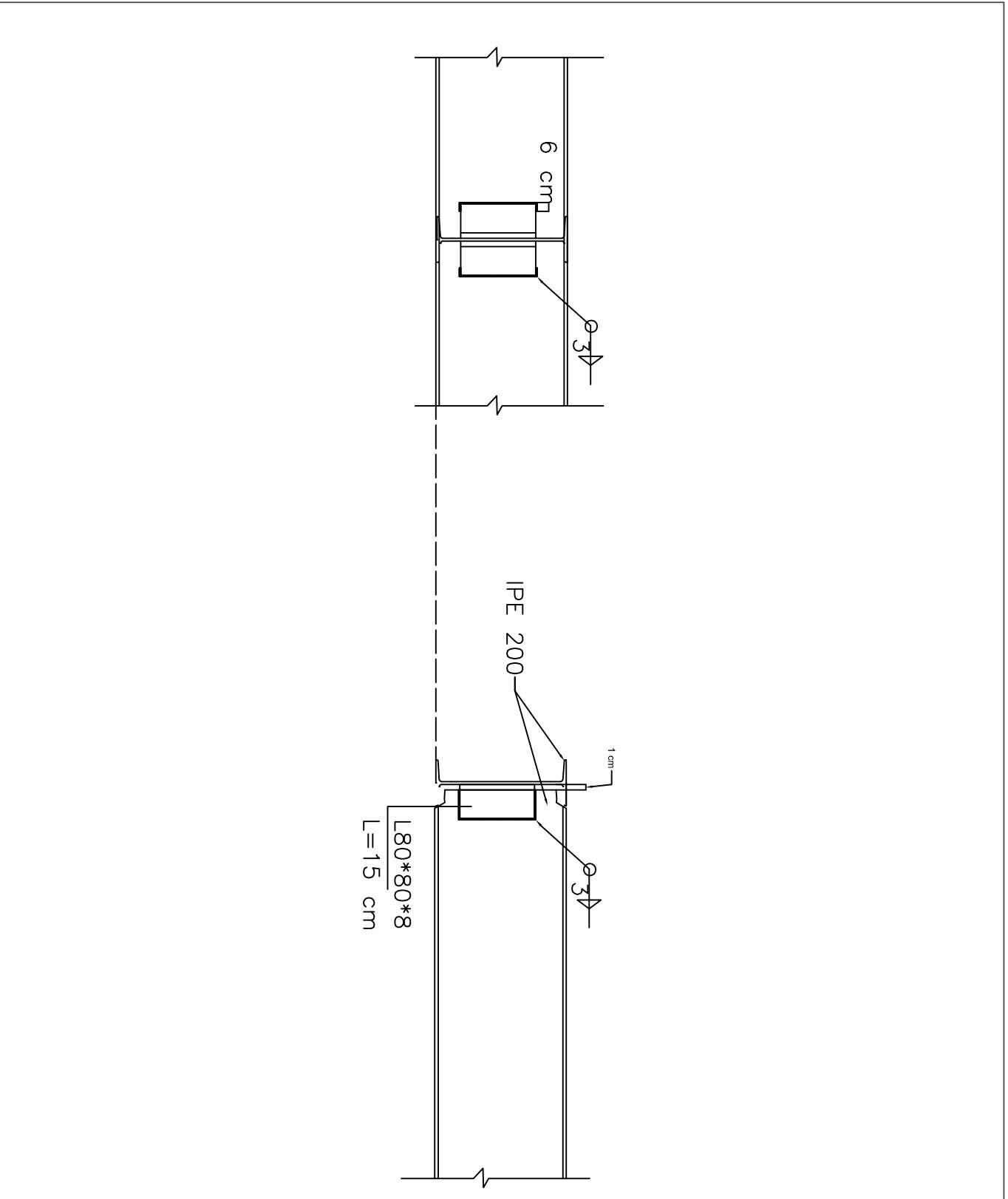
طول	5 To 6 m	4 To 5 m
میلگرد سراسری	① 2 Ø 14 + 1 Ø 10	① 2 Ø 12 + 1 Ø 10
میلگرد فشاری	③ 2 Ø 6	② 1 Ø 12

آرماتور تقویتی ۱۰ به طول ۳.۵ متر در وسط ددهانه به کار میرود
یک کلاف میانی با دو میلگرد ۱۲ یکی در بالا و یکی در پایین اجرا شود



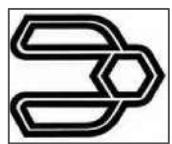
TIE-BEAM

اسناد راهنمایی	دکتر سید محمد توکلی
مقیاس	واحد اندازه‌گیری
---	متریک
---	متریک



پژوهه های فولادی
دانشکده مهندسی عمران

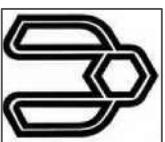
دانشگاه صنعتی شریف



No Need

راهنمایی تئشن

سازه تئشن	42	کد تئشن	M11
عنوان تئشن			
اتصال مفصلي تئرن به تئرن			
طراح			
حمیده اسدی			
استداد راهنمای			
دکتر سید محمدی توکلی			
و احمد اسداد نژاد			
مسیره اسلام			
مقیمان			
متریک			
جیبوت نیمال	۱۳۹۵ / ۵ : ۰		

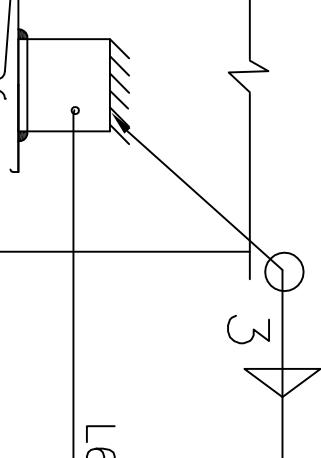


دانشگاه صنعتی شریف

دانشکده مهندسی عمران

پژوهی سازه های فولادی

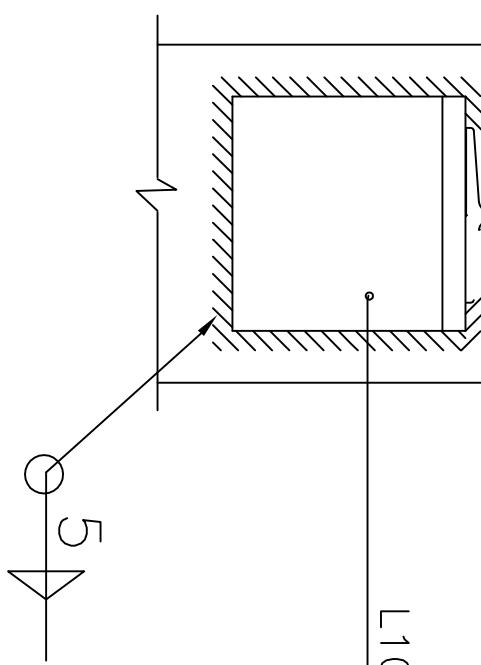
BOX 250X20



راهنمای تنشیه

No Need

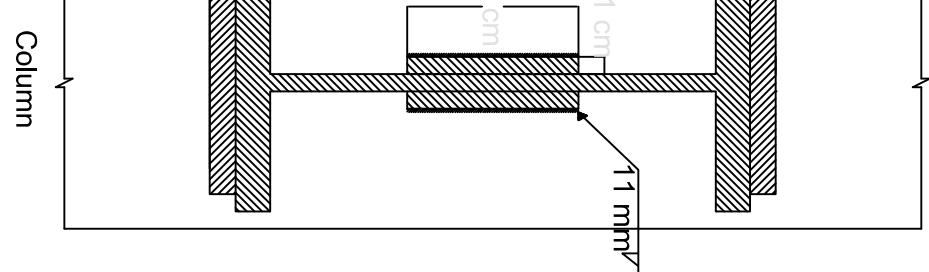
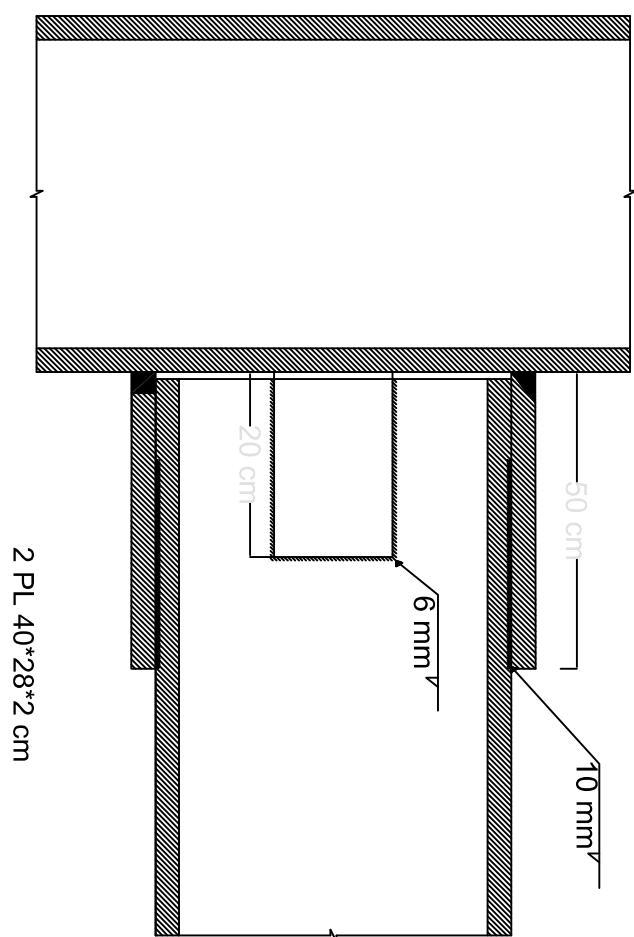
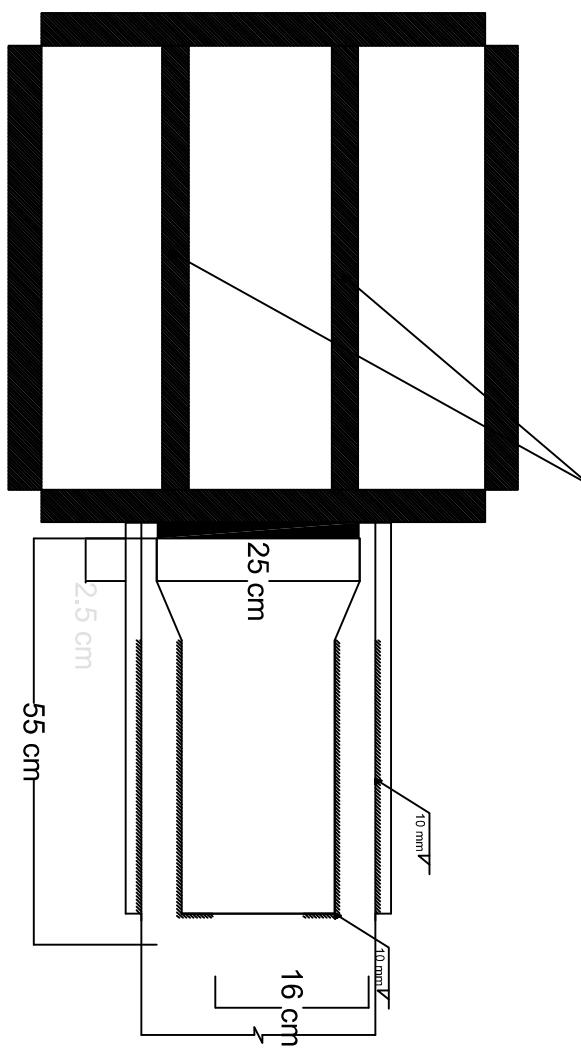
$L = 20 \text{ cm}$
 $L = 100 \times 100 \times 10$



5

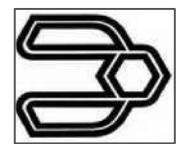
اسناد راهنمای	دکتر سید محمد توکلی
مقیمان	حمدیه اسدی
سینسیتی اسیا	طراح
و اند اسیدل تندس	اتصال مفصلی تیز بشه سستون
عنوان تنشیه	عنوان
M12 کد تنشیه	43 سیمراه تنشیه

سازه تنشیه	جیبوت نیمال
۱۳۹۵ / ۵ : ۰	سازه تنشیه

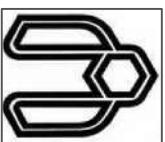


No Need

پژوهی سازه های فولادی
دانشکده مهندسی عمران



سازمان تحقیقات	ردیف نظر	کد نظر	M13
اتصال گیردار تیز بره سستون	ردیف نظر	ردیف نظر	44
طراح	ردیف نظر		
حمدید اسدی	ردیف نظر		
اسناد راهنمای دکتر سید محمدی توکلی	ردیف نظر		
مقیاس	ردیف نظر		
متریک	ردیف نظر		
جیبوتی نسخال	ردیف نظر		
سازمان تحقیقات	ردیف نظر		



دانشگاه صنعتی شهرورد

دانشکده مهندسی عمران

پژوهی سازه های فولادی

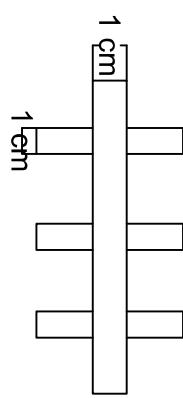
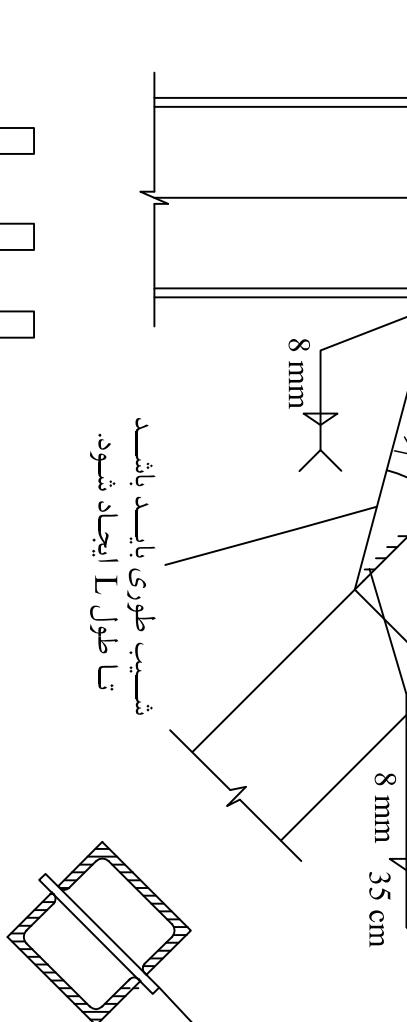
راهنمای نقشه

No Need

No Need	
---------	--

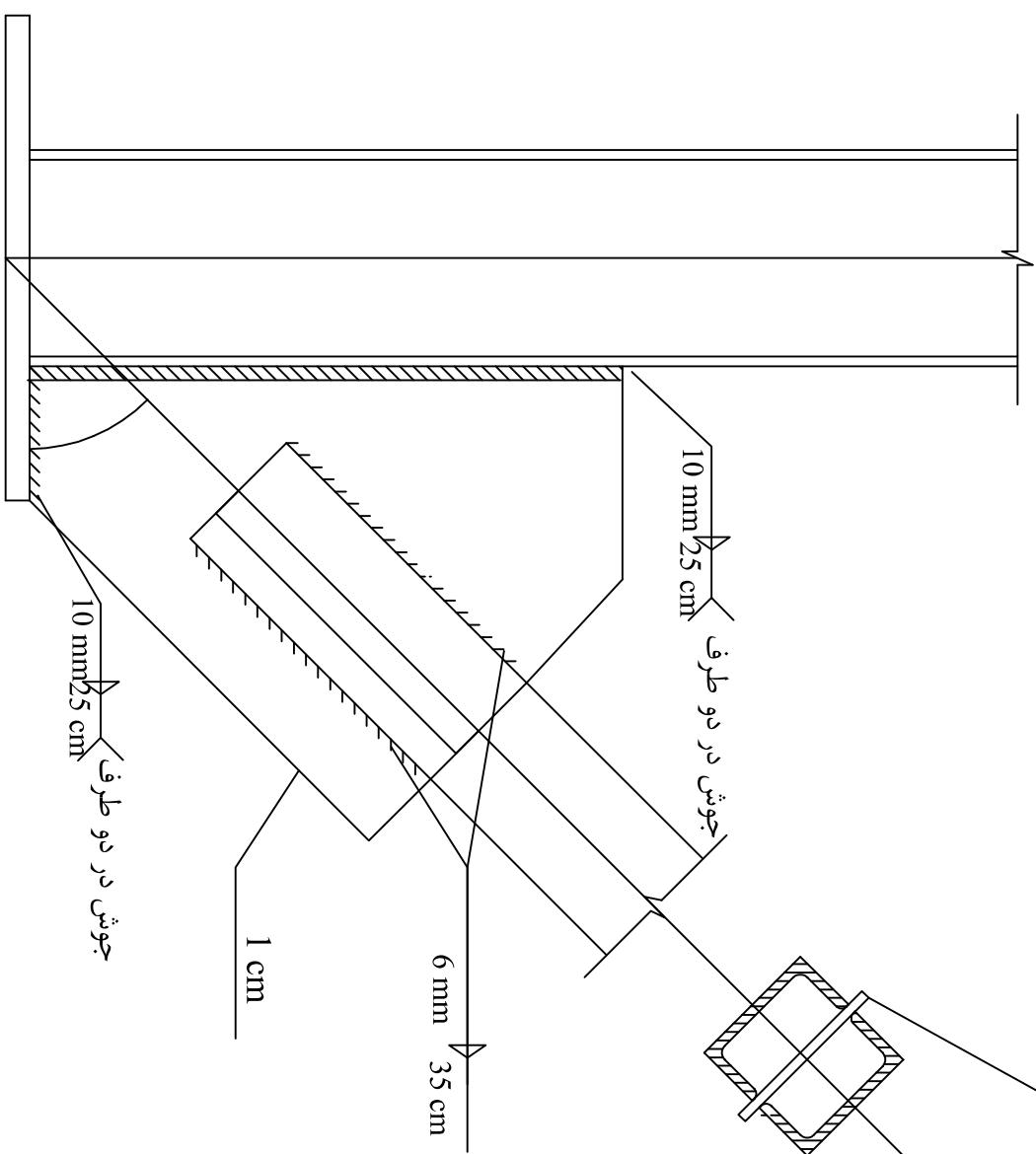
PL15*15*1 @90 cm

سبی طوری باید باشد
تا طول T ایجاد شود.



SEC A-A

سازنده:	میرزا
نام:	محمد اسدی
آدرس:	دکتر سبید محمدی توکلی
تاریخ:	۱۳۹۵ / ۵ : ۰
جهت نمایش:	N



PL15*15*1 @90 cm

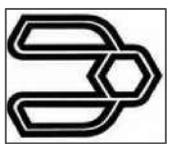
دانشگاه صنعتی شهرورد

دانشکده مهندسی عمران

پژوهی سازه های فولادی

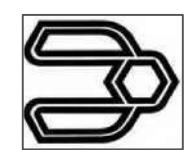
راهنمایی تئوری

No Need



سازه های تئوری	47	کد نظرسنجی	M14
عنوان تئوری			
اتصال با دیندز به کف سنترون			
طراج			
حمدید اسدی			
استداد راهنمای دکتر سید محمدی توکلی			
مقیاس			
متراپل			
جیپت نمایل			
سازه های تئوری: ۱۳۹۵ / ۵ : ۰			

PL15*15*1 @90 cm



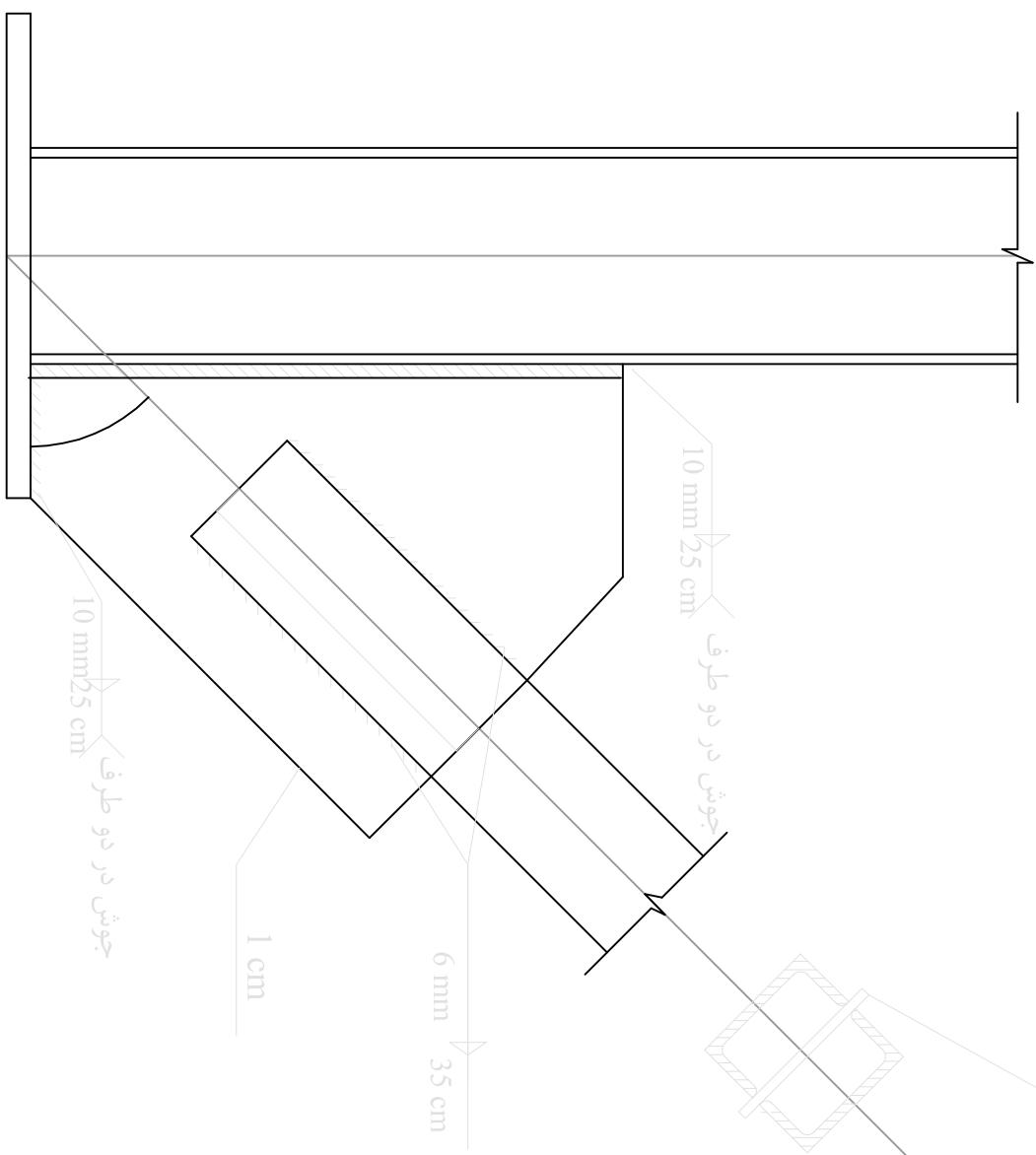
دانشگاه صنعتی شهرورد

دانشکده مهندسی عمران

پژوهی سازه های فولادی

راهنمایی نقشه

No Need



سازه نموده	47
کد نقشه	M14
عنوان	نقشه
اتصال با دیند ب به کف سستون	
طراح	حمید اسدی
اسناد راهنمای	دکتر سید محمدی توکلی
مقیاس	واحد اندازه اسیلو
سیستم اسنادهای	سیستم اسنادهای
سازه نموده	
جیب نموده	۱۳۹۵ / ۵ : ۰



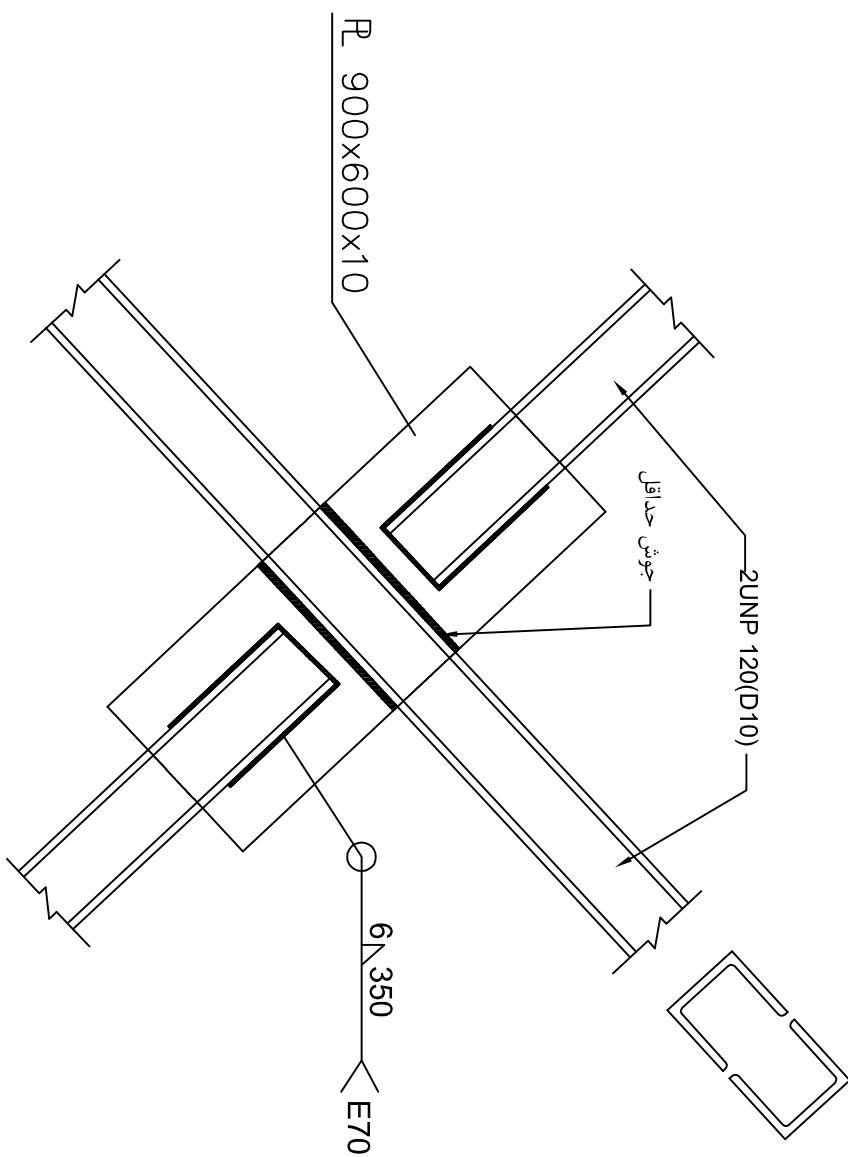
دانشگاه صنعتی شهرورد

دانشکده مهندسی عمران

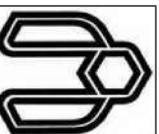
پژوهی سازه های فولادی

راهنمایی تئوری

No Need



سازه نظریه	48	کد نظریه	M14
عنوان تئوری			
انتساب میزانی بادیندها			
طراح			
حیدر اسدی			
استداد راهنمای			
دکتر سید محمدی توکلی			
و احمد اصلانی			
سینسیسیون اسلام آباد			
مقیمان			
متریک			
متریک			
سازه نظریه			
جهت نسبت			
سازه نظریه	۱۳۹۵ / ۵ : ۰		



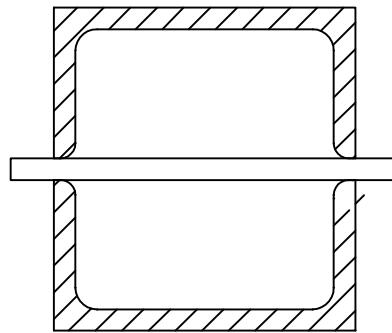
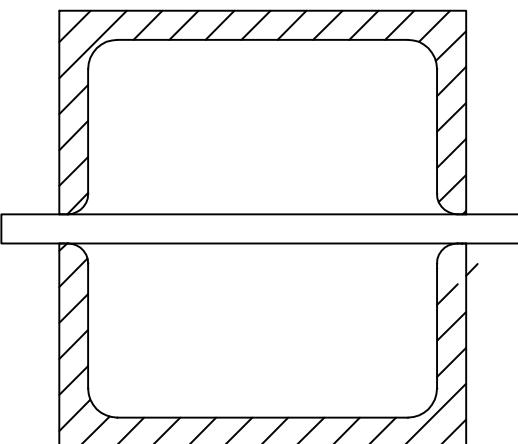
دانشگاه صنعتی شهرورد

دانشکده مهندسی عمران

پژوهی سازه های فولادی

راهنمایی تئوری

No Need



2 UNP 120(D10)

2 UNP 100(D10)

M14 کد نقصه 49

عنوان تئوری

مقاطع بادبند ها

طراح حمید اسدی

اسناد راهنمای دکتر سید محمد توکلی

و احمد اصلانی میرزا

متخصص اسناد

متخصص اسناد

متخصص اسناد

جیبوت نیمال ۱۳۹۵ / ۵ : ۰

SEC. A-A

80 cm

BOX 300x30
PL 80x80x3 cm

وصله سسترون ها

طراح

حمید اسدی

استداد راهنمای دکتر سید محمدی توکلی

مقیاس

واحد اندازه‌گیری

سیستم انسان-آبزار

راهنمایی

جیف نیمال

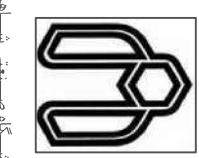
سازنده:

۱۳۹۵ / ۵ : نسخه

No Need

دانشگاه صنعتی شریف

دانشکده مهندسی عمران



پژوهه‌ی سازه‌های فولادی

راهنمایی

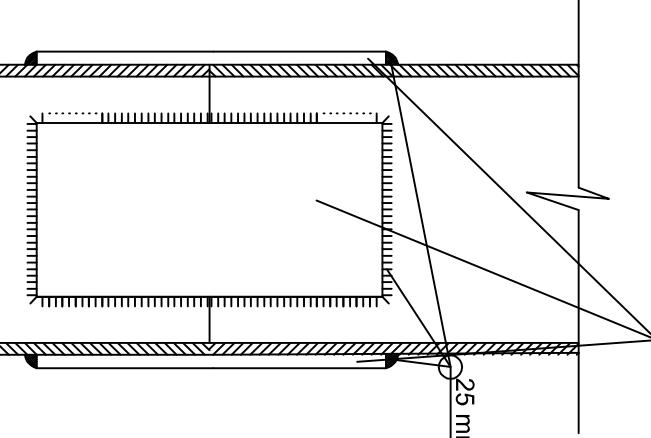
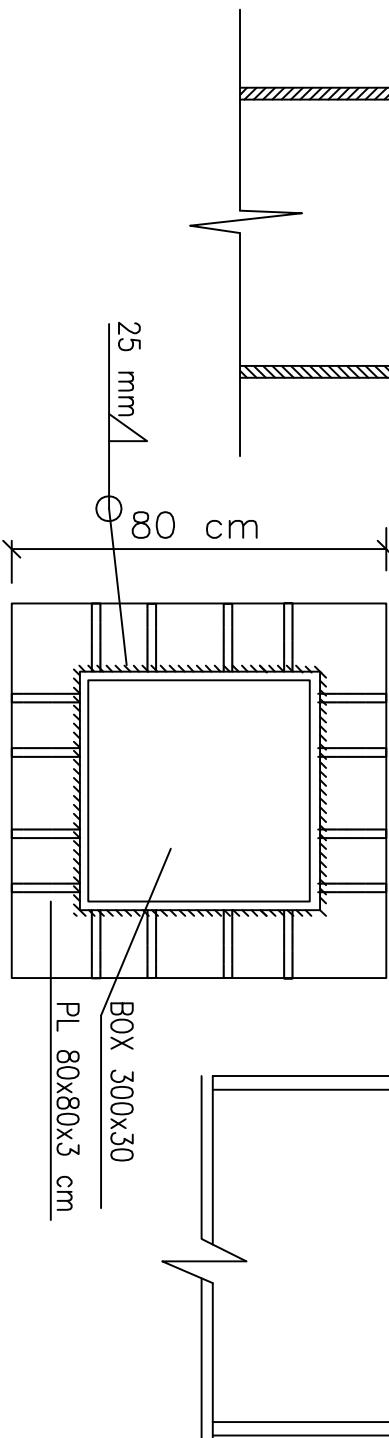
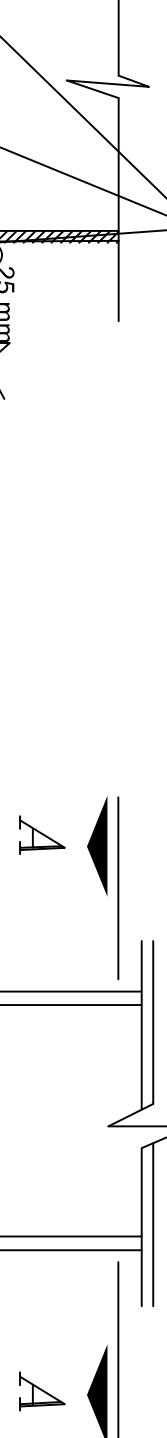
PL80x80x3 cm

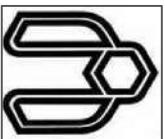
15 mm

25 mm

25 mm

E70





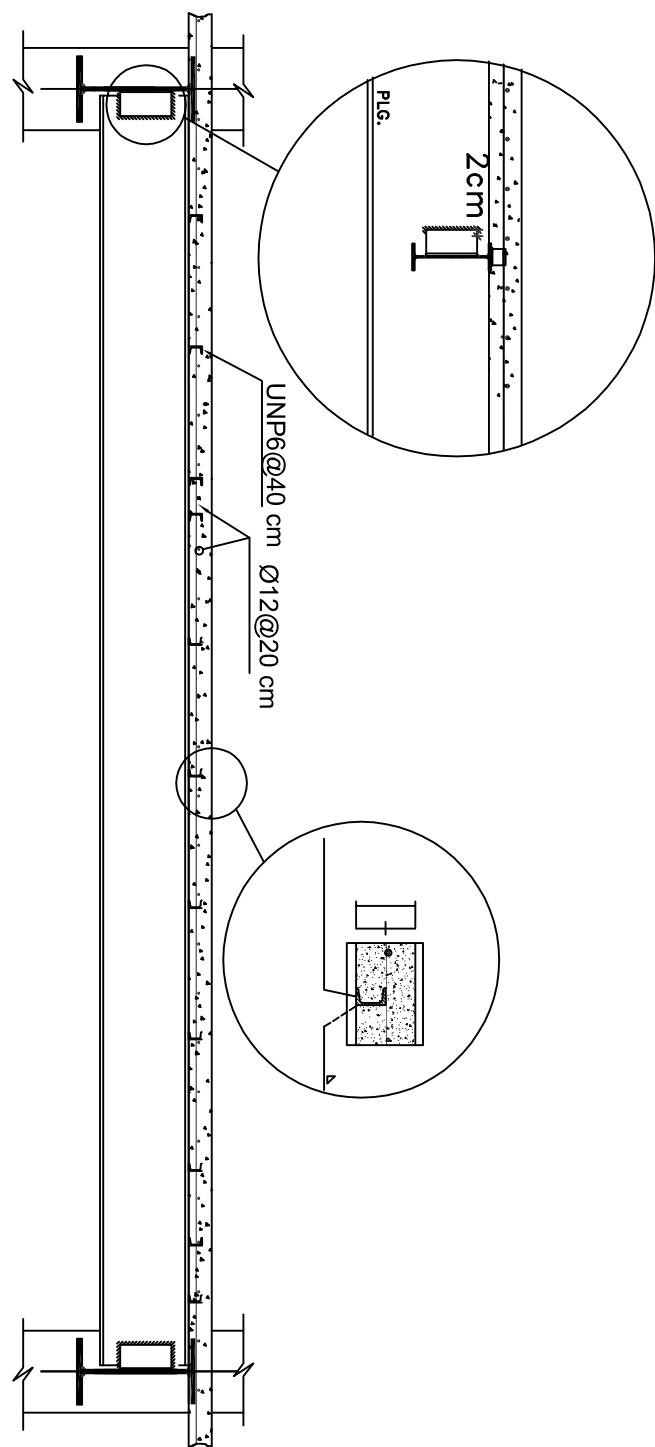
دانشگاه صنعتی شهرورد

دانشکده مهندسی عمران

پژوهی سازه های فولادی

راهنمای نقشه

No Need



سازه نمودار	51	کد نمودار	M16
عنوان نقشه			
سقف کامپوزیت			
طراح			
حمید اسدی			
اسناد راهنمای دکتر سید محمدی توکلی			
مقیاس			
متريک			
جنيت نمودار			
سازه نمودار: ۱۳۹۵ / ۵ : ۰			